



مقالات پژوهشی:

- مطالعه عددی رفتار ناهمسان ماسه در شرایط زهکشی شده
هادی محمدزاده رومیانی، محمدجواد سفلیان، رضا ناکری، حمیدرضا رازقی و حامد ابده کیخا
- ارائه راهکاری برای بالا بردن عمر آویزهای پل معلق در برابر خرابی تحت بارهای جانبی
حسین عباسی و مجید برقاییان
- بررسی عددی عملکرد سازه‌ی ترکیبی ۶ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی و کاربرد CLT به عنوان پل کف و دیوار برشی
میرحسین حسینی و سعیدرضا صباغ بزدی
- بررسی آزمایشگاهی مقاومت‌های مکانیکی و سازه‌ی مخلوط‌های بتنی حاوی ترکیب پودر لاستیک شایعاتی و الیاف‌های مصنوعی
مهدی نوروزی و محمد کاظم شریبندار
- مطالعه اثر خواص بتن مادر در پارامترهای مکانیکی بتن بازیافتی
حسن صالحی، نادر بیگلاری‌جو و هوشنگ برخوردار
- بررسی پایداری بتن‌های خودتراکم ساخته شده از سنگ‌دانه‌های مختلف تحت اثر محیط سولفاته با استفاده از آزمون «پپش»
حمید نوری، ابوالفضل رشوند اوه و علی صابری ورزنه
- طرح اختلاط بهینه بتن سبک سازه‌ی در برابر حرارت بالا
محمد قائم پناهی، حسن استادحسین، علی میرزایی، امیرحسین باغبانی
- ارائه چارچوبی برای ارتقاء تعامل دینفغان با مدل چهاربعدی پروژه‌های خطی با استفاده از واقعیت افزوده و مدل‌سازی اطلاعات ساختمان
خشایار غراب و حسین تقدس
- بررسی اثر تریبف تولفی در شکل‌گیری بلورهای کلسیت در سیمان‌ناسیون بیولوژیکی خاک‌های ماسه‌ی
مانده کلسوز باحقیقت و محمد آزادی
- یک کاربرد تخصیص تعادل کاربر تصادفی در برآورد ماتریس مبدأ - مقصد
هادی قلی، امیررضا ممدوحی و عباس باقراده
- بررسی تأثیر ترک در رفتار مصالح دانه‌ی تحت بارگذاری تک‌محوری فشاری با استفاده از روش المان گسسته
وحید قربانپور و مهرداد امانی تهریزی
- ارزیابی آزمایشگاهی روند ایجاد اشفتگی جریان در درجه‌ی کنترل تخلیه‌کننده‌ی تختانی سد بر پایه‌ی نظریه‌ی کولموگوروف
محمدحسین میرانی، احسان جباری، طاهر رجایی و کیوان سیدی نیانی
- بررسی عددی گمانش خطوط لوله‌ی فولادی تحت اثر بار فشاری محوری خروج از مرکز و فشار خارجی
کیا بنامدچی و حسین شوکتی
- بررسی عوامل مؤثر در انتقال رسوب در جریان غیرمادگار
سیدعلیرضا اسماعیلی، سعید گوهری و مجید حیدری

ARTICLES:

- Numerical Investigation of the Anisotropic Behavior of the Sand in Drained Condition
H. Mohammadzadeh Romiani, M.J. Saffarian, R. Zakeri, H. Razeghi and H.A. Keykha
- A Solution to Extending the Life of Suspension Bridge Suspenders Subjected to Lateral Loads
H. Abbasi and M. Barghian
- 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
- Experimental Investigation of the Mechanical and Structural Strengths of Concretes Combined Rubber Wastes and Fibers
M. Noroozi and K. Sharbatdar
- Investigating the Influence of Parent Concrete on Mechanical Properties of Recycled Concrete
H. Salehi, N. Biglarloo 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. Raahvand Avesh and A. Sabeti Yazdaneh
- Optimum Light Weight Concrete Mix Design Against High Temperature
M. Panahy, H. Ostadhossein, 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
Kh. 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 Bahaghighat and M. Azadi
- An Application of Stochastic User Equilibrium Assignment in the Origin-Destination Matrix Estimation
H. Gholi, A.R. Mamdoohi and A. Babazadeh
- Dem Investigation of the Crack Effect on the Behavior of Brittle Granular Materials Subjected to One-Dimensional Compression
V. Gorbapor and M. Emami Tabrizi
- 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. Seiledi Niaki
- Numerical Investigation of Buckling Behavior of Steel Pipeline Affected by Eccentric Axial Compression Subjected to External Pressure
K. Badamchi and H. Shokati
- The Study Impact of Effective Factors in Sediment Transport in Unsteady Flow
S.A. Esmaili, S. Gohari and M. Heydari

صاحب امتیاز: دانشگاه صنعتی شریف
مدیر مسئول: دکتر علی اکبر صالحی
سردبیر: دکتر محسن قائمیان
سردبیر هیأت تحریریه: دکتر سعید سهراب‌پور

مدیر داخلی: پوران خیرمندی

مدیر اجرایی: پریسا مروتی

مسئول روابط عمومی: محمدرضا یوسف‌خان

ویرایش: رزیتا رستخیز پیدار

حروفچینی: ساناز نادری، رضیه قربانی و مریم علی کرمی

صفحه‌آرایی: غزل احمدی میرقائد

امور اجرایی: شیمیا آل اسداله، مریم پورابراهیمی باوفا

طراح لوگو: زنده‌یاد مرتضی ممیز

طرح روی جلد و ساختار صفحه‌آرایی: مصطفی اسداللهی

نظارت فنی و چاپ: پیمان فرگاهی

نقل مندرجات این مجله با ذکر مأخذ آزاد است.

مجله در ویرایش مطالب آزاد است.

نشانی: تهران / صندوق پستی ۸۶۳۹-۱۱۱۵۵

دفتر مجله‌ی علمی و پژوهشی شریف

تلفن: ۶۶۰۰۵۴۱۹-۶۶۱۶۴۰۹۳

پست تصویری: ۶۶۰۱۲۹۸۳

نشانی سایت: <http://journal.sharif.ir>

سایت اسپرینگر: www.globalsciencejournals.com

پست الکترونیکی: pajouhesh@sharif.edu

چاپ: کارگاه گرافیک فرگاهی، <http://www.fargahi.com>

از انتشارات حوزه معاونت پژوهش و فناوری دانشگاه صنعتی شریف

دکتر بیتا آیتی

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

دکتر همایون استکانچی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فرهاد بهنام فر

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر علی پاک

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجریشی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر وهب توفیق

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر حسن حاجی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر امیررضا خوبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر محمد دلنواز

دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

دکتر حسین رحامی

دانشکده علوم مهندسی، دانشگاه تهران

دکتر فیاض رحیم زاده

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیر صمیمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ناصر طالب بیدختی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شیراز

دکتر محسن قائمیان

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر هوشنگ کاتبی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

دکتر محمدنقی کاظمی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی کاوه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدجواد کتابداری

دانشکده مهندسی دریا، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر محمد کرمانشاه

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

دکتر موسی محمودی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

دکتر حسن میرزابزرگ

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه‌نصیرالدین طوسی

دکتر علی نورزاد

دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

دکتر جواد واثقی امیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

دکتر ابوالحسن وفائی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

هیأت تحریریه 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 استکانچی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباس افشار

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر محمدعلی برخوردار

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

دکتر حسین پورزاهدی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر مسعود تجریشی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر ایوب ترکیان

دانشیار مرکز تحقیقات آب و انرژی - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر عباسعلی تسنیمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

دکتر حسن حاجی کاظمی

استاد دانشکده‌ی مهندسی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی مشهد

دکتر سیدمحسن حائری

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر امیررضا خوبی

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر فیاض رحیم‌زاده

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شریف

دکتر علی اکبر رمضانیاپور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدمهدی زهرایی

دانشیار دانشکده‌ی فنی - گروه مهندسی عمران - دانشگاه تهران

دکتر محمدمهدی سعادت‌پور

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان

دکتر عیسی سلاجقه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه باهنر کرمان

دکتر مجید صادق 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 شیراز

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 سیدمجدالدین میرمحمدحسینی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدشهاب الدین یثربی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

هیأت مشاوران

دکتر رسول دانشفراز

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مراغه

دکتر مصطفی رضوانی شریف (برقی)

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

دکتر حمید رحمانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان

دکتر علیرضا حاجیان بوشهریان

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد شیراز

دکتر یوسف حسن‌زاده

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تبریز

دکتر میثم حیدرزاده

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهرکرد

دکتر علی حدیدی

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 فضل‌الله ساغروانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شاهرود

دکتر حامد فرشباغ آقاجانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهید مدنی آذربایجان

دکتر فواد فرحانی

پژوهشکده‌ی مهندسی مکانیک - سازمان پژوهش‌های علمی و صنعتی ایران

دکتر مهدی فلاح تفتی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه یزد

دکتر رضا گلشن‌خواص

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت

دکتر مجتبی مغربی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه فردوسی

دکتر حسن مومیوند

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 کپخا
- ۱۵ اراکه‌ی 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 خمشی فولادی و کاربرد CLT به عنوان پینل کف و دیوار برشی
میرحسین حسینی و سعیدرضا صباغ یزدی
- ۳۵ بررسی آزمایشگاهی مقاومت‌های مکانیکی و سازه‌ی مخلوط‌های بتنی حاوی ترکیب پودر لاستیک ضایعاتی و الیاف‌های مصنوعی
مهدی نوروزی و محمد کاظم شربتدار
- ۴۷ مطالعه‌ی اثر خواص بتن مادر در پارامترهای مکانیکی بتن بازیافتی
حسن صالحی، نادر بیگاری‌جو و هوشنگ برخوردار
- ۵۹ بررسی پایایی بتن‌های خودمتراکم ساخته شده از سنگ‌دانه‌های مختلف تحت اثر محیط سولفات با استفاده از آزمون «پپچس»
محمود نادری، ابوالفضل رشوند آوه و علی صابری ورزنه
- ۶۹ طرح اختلاط بهینه‌ی بتن سبک سازه‌ی در برابر حرارت بالا
محمد قاسم پناهی، حسن استادحسین، علی میرزایی، امیرحسین باغبانی
- ۷۹ اراکه‌ی چارچوبی برای ارتقاء تعامل ذینفعان با مدل چهاربعدی پروژه‌های خطی با استفاده از واقعیت افزوده و مدل‌سازی اطلاعات ساختمان
خشایار غراب و حسین تقدس
- ۸۷ بررسی اثر تزریق نئولی در شکل‌گیری بلورهای کلسیت در سیمان‌تاسیون بیولوژیکی خاک‌های ماسه‌بی
مائده کشاورز باحقیقت و محمد آزادی
- ۹۹ یک کاربرد تخصیص تعادل کاربر تصادفی در برآورد ماتریس مبدأ - مقصد
هادی قلی، امیررضا ممدوحی و عباس بابازاده
- ۱۰۹ بررسی تأثیر ترک در رفتار مصالح دانه‌بی تحت بارگذاری تک‌محوری فشاری با استفاده از روش المان گسسته وحید قربانپور و مهرداد امامی تبریزی
- ۱۲۳ ارزیابی آزمایشگاهی روند ایجاد آشفستگی جریان در دریچه‌ی کنترل تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد بر پایه‌ی نظریه‌ی کولموگوروف
محمدحسین میرآبی، احسان جباری، طاهر رجایی و کیوان سیدی نیاک
- ۱۳۵ بررسی عددی کماتش خطوط لوله‌ی فولادی تحت اثر بار فشاری محوری خروج از مرکز و فشار خارجی
کیا بادامچی و حسین شوکتی
- ۱۴۵ بررسی عوامل مؤثر در انتقال رسوب در جریان غیرماندگار
سیدعلیرضا اسماعیلی، سعید گوهری و مجید حیدری

ضمائم:

- ۱۶۶ 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 بونین زهرا، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

رضا ذاکری (دانش‌آموخته‌ی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

حمیدرضا رازقی (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

حامد آبدیه کیخا (استادیار)

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

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (۱۳-۳، ص. ۱/۱، شماره ۱/۱، پژوهشی)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۱۳-۳، 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 پیش استوانه‌ی توخالی 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 سابروتین 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 مستقل را برای هر جز از خاک با توجه به شرایط و زاویه‌ی تنش‌های اصلی فراهم می‌سازد. مسیر تنش مشابه سه‌محوری فشاری با تغییر زاویه‌ی تنش‌های اصلی و نسبت تنش‌های میانی به نمونه‌ی استوانه‌ی توخالی اعمال و کارایی مدل عددی در شرایط بارگذاری‌های مختلف بررسی شده است. مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی، نشان‌دهنده‌ی تطابق مناسب نتایج تحلیلی عددی با نتایج آزمایشگاهی و کارایی روش استفاده شده برای در نظر گرفتن ناهمسانی خاک در مدل‌های عددی است.

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

واژگان کلیدی: ناهمسانی، زاویه‌ی تنش‌های اصلی، آزمایش پیش استوانه‌ی توخالی، آباکوس، سابروتین USDFLD.

۱. مقدمه

در دهه‌های اخیر، مطالعات متعددی در زمینه‌ی رفتار ناهمسان ماسه با چرخش تنش‌های اصلی توسط دستگاه پیش استوانه‌ی توخالی صورت پذیرفته است. بخش قابل توجهی از آن‌ها،^[۱-۱۰] با انجام مطالعات آزمایشگاهی به بررسی رفتار ناهمسان ماسه در شرایط مختلف پرداخته و دریافته‌اند که 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 سه‌محوری 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 وارده،

* نویسنده مسئول

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

DOI:10.24200/J30.2021.57689.2927

در سال‌های اخیر، در زمینه‌ی تعمیم مدل‌های رفتاری برای مدل‌سازی رفتار ناهمسان خاک، مطالعات متعددی صورت پذیرفته است.^[۱۱-۱۷] دافالیاس و منظری^[۱] (۲۰۰۴)،^[۱۸] 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،^[۱۹] در سال ۱۹۹۷ بوده و در آن آثار تغییر یافت برای خاک در نظر گرفته شده است. مدل دافالیاس و منظری، با عنوان SANISAND،^[۱۹] پارامتر مصالح و پارامتر حالت دارد. در شکل ۲، نتایج به‌دست آمده از مدل

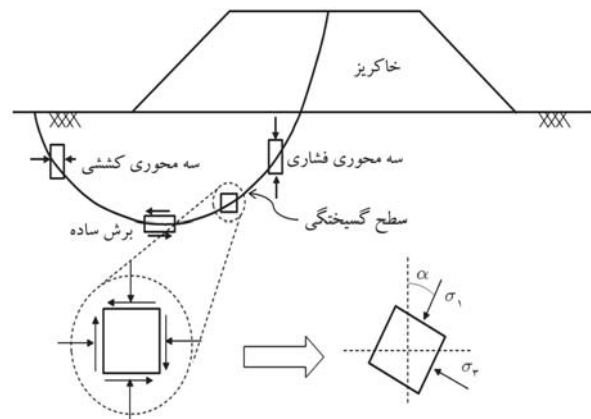
همین دلیل مدل رفتاری مذکور، حالت خمیری ماسه با محدوده‌ی کشسان صفر^۶ نام گرفته و پسوند Z به مدل اضافه شده است. ایشان با به‌کارگیری مدل‌های رفتاری SANISAND و SANISAND-Z در مدل‌سازی عددی و مقایسه‌ی نتایج آن‌ها دریافتند که در بارگذاری‌های مونوتونیک، تفاوت چندانی در نمودارهای تنش - کرنش و تنش انحرافی - تنش متوسط ($q - P'$) مشاهده نمی‌شود، ولی در بارگذاری‌های سیکلی، رفتار خاک در صفحه‌ی 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 پتالاس^۷ و همکاران، [۱۷] و با بهبود پژوهش گائو و همکاران (۲۰۱۴)، مدل با عنوان SANISAND-F اصلاح شد که در آن چند پارامتر با عنوان پارامترهای دسته‌ی F^۸ اضافه شده است که بیانگر بافت خاک است و در قسمت‌های مختلف مدل رفتاری SANISAND خصوصاً در روابط سخت‌شوندگی تأثیرگذار هستند. یکی از معایب مدل مذکور، وجود ۴ پارامتری است که فقط با سعی و خطا تعیین می‌شوند و مبنای تئوری یا آزمایشگاهی مشخصی ندارند.

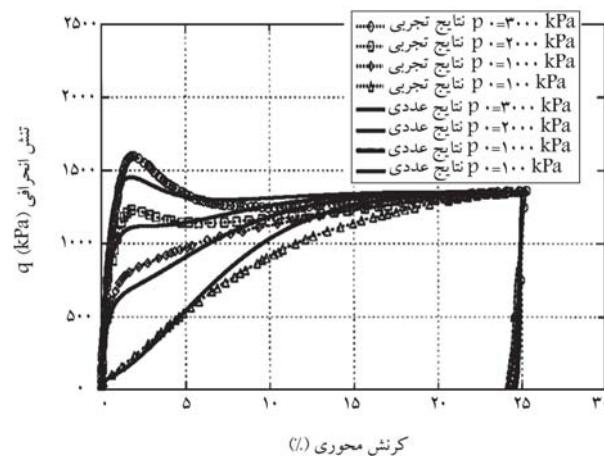
یکی دیگر از ضعف‌های مدل رفتاری SANISAND-F، در نظر نگرفتن اثر چرخش پیوسته‌ی تنش‌های اصلی است، لذا مجدداً مدل رفتاری مذکور توسط پتالاس و همکاران، [۲۱] در سال ۲۰۱۹ به‌روز شد و این موضوع نیز به آن اضافه شده است. در مدل رفتاری اخیر، که نام آن SANISAND-FN است، چرخش تنش‌های اصلی در مدل کشسانی، اتساع و اثر ناهم‌راستایی تأثیرگذار است. چرخش زاویه‌ی تنش‌های اصلی به تهاپی تأثیری در خطوط شماتیک سطوح تسلیم، بحرانی، اتساع و مرزی نداشته است؛ اما به همراه پارامترهای ناهمسانی ذاتی باعث تغییر شکل نمودارهای مذکور شده است. مطالعات پتالاس و همکاران نشان داد که در نظر گرفتن اثر چرخش پیوسته‌ی تنش‌های اصلی در مدل رفتاری SANISAND-FN باعث بهبود نتایج و نزدیک شدن پاسخ 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. بنت^۸ و همکاران (۲۰۱۹)، [۲۲] مدل رفتاری دراکر - پراگر با کپ 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. فرانکوئیس^۹ و همکاران (۲۰۱۱)، [۲۳] نیز با استفاده از مدل رفتاری دراکر - پراگر توسعه یافته‌ی سخت‌شونده، 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:



شکل ۱. تغییر راستای تنش اصلی بیشینه (σ_1) در بستر خاکریز. [۱۷]



شکل ۲. مقایسه‌ی نتایج مدل رفتاری دافالیاس و منظری با نمونه‌های آزمایشگاهی ماسه‌ی توپورا با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۹۰۷. [۱۸]

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

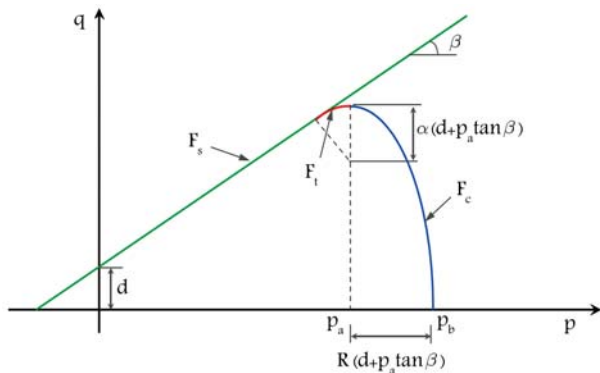
گائو^۲ و همکاران (۲۰۱۴)، [۱۴] برای مطالعه‌ی ناهمسانی ذاتی از تانسور نسبت تنش انحرافی نرمال شده و ماتریس بافت استفاده کرده‌اند. ایشان در مدل رفتاری اخیر، پس از بارگذاری خمیری فرض کرده‌اند که راستای نرمال بافت خاک به‌طور پیوسته به سمت جهت بارگذاری گرایش پیدا می‌کند. همچنین ایشان یک تئوری کاملاً جدید و 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، علاوه بر تنش و نسبت تخلخل، بافت خاک نیز به یک حالت بحرانی می‌رسد.

دافالیاس و طبیات^۳ (۲۰۱۶)، [۲۰] ویرایش جدیدی از مدل رفتاری خانواده‌ی SANISAND به نام SANISAND-Z ارائه دادند و سعی کردند با تغییر رویه از حالت خمیری سطح مرزی^۴ به حالت خمیری تعمیم‌یافته^۵، عملکرد مدل رفتاری را بهبود بخشند. در مدل رفتاری دافالیاس و منظری (۲۰۰۴)، [۱۸] یک ناحیه‌ی کوچک در هر مسیر تنش به عنوان ناحیه‌ی کشسان معرفی شده بود که در مدل ارائه شده توسط دافالیاس و طبیات، ناحیه‌ی اخیر به مقدار صفر کاهش یافته و به

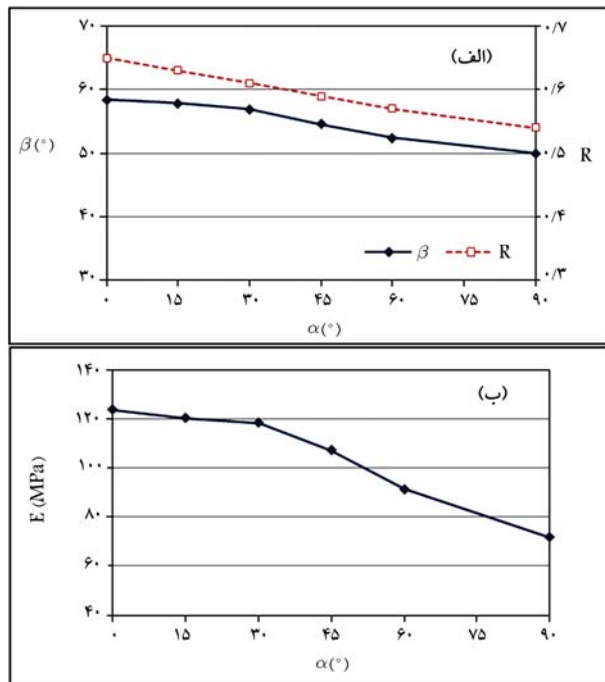
سخت‌شوندگی تبعیت می‌کند و از تنش پیش‌تحکیمی (P_b) شروع می‌شود. انحنای کپ به پارامتر R وابسته است و با افزایش R کاهش می‌یابد. صفحه‌ی F_t یک ناحیه‌ی انتقالی است که دو سطح قبلی را به طرز مناسبی به هم متصل می‌کند، تا خطایی در محاسبات رخ ندهد. سطح مذکور با پارامتر α_t تعریف می‌شود. تا زمانی که شرایط تنش در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

۲.۲. پارامترهای مدل

مدل رفتاری دراکر - پراگر توسعه‌یافته با کپ، δ پارامتر ورودی اختصاصی دارد که در جدول ۱ معرفی شده‌اند. پارامترهای β و R همانند مدول 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 ۳ 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 بیایند.
- 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 همگرا شوند، کار کالیبراسیون را مشکل می‌کند.

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 کمینه‌ی این شرایط، جهت در نظر گرفتن تأثیر ناهمسانی خاک در پروژه‌های اجرایی ضروری است:

-- تا حد 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 در نظر گرفتن 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^{۱۱} 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 مستقلاً 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 کلاهدک^{۱۱} 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 در نظر گرفتن نسبت تنش اصلی میانی b در مسائل مختلف ژئوتکنیکی استفاده می‌شود. همان‌طور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، مدل رفتاری دراکر پراگر توسعه‌یافته با کپ در فضای $q - p$ شامل ۳ رویه‌ی 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 مبدا (d) تعریف می‌شود. بخش منحنی شکل F_c به کلاهدک یا کپ معروف است که از قانون

جدول ۱. پارامترهای ورودی مدل رفتاری دراگر - پراگر توسعه یافته با کپ.

مقدار پارامترها در این تحقیق	رابطه محاسبه یا محدوده تغییرات	پارامتر	
		عنوان	تعریف
۵۸/۴ - ۵۰ درجه مطابق شکل ۴الف	$\tan \beta = \frac{\epsilon \sin \phi'}{\tau - \sin \phi'}$	β	پارامتر وابسته به زاویه اصطکاک داخلی خاک
۳ کیلو پاسکال	$d = \frac{18c' \cos \phi'}{\tau - \sin \phi'}$	d	پارامتر وابسته به زاویه به چسبندگی خاک
۰/۰۱	محدوده آن بین ۰/۰۱ تا ۰/۰۵ است	α_t	پارامتری مربوط به ناحیه انتقال که نحوه‌ی کالیبره آن سعی و خطا می‌باشد مدل رفتاری به این پارامتر خیلی حساس نیست.
۰/۵۴ - ۰/۶۵ مطابق شکل ۴الف	این پارامتر در بازه ۰/۰۰۱ تا ۱۰۰۰ قابل تعریف است	R	پارامتر مربوط به انحنای کپ که تاثیر مستقیم در شعاع کپ دارد.
۲۰۰ کیلو پاسکال	با توجه به تنش پیش تحکیمی تعیین می‌شود.	P_b	پارامتر وابسته به تنش پیش تحکیمی که مشخص‌کننده آغاز کپ در فضای $q - P$ می‌باشد.

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

۳. اعمال ناهمسانی در مدل عددی

در نرم‌افزار آباکوس^{۱۲} سابروتین‌های مختلفی وجود دارد که هر یک در قسمت‌های خاصی از نرم‌افزار کاربرد دارند. با استفاده از سابروتین UMAT، مصالح جدید و یا مدل رفتاری جدیدی به آباکوس معرفی می‌شود. سابروتین USDFLD، مخفف عبارت User Defined Field، سابروتینی برای وابسته‌سازی پارامترهای یک مدل رفتاری موجود و یا معرفی‌شده با UMAT به پارامترهای دلخواه و محاسبه‌پذیر در آباکوس است.

در پژوهش حاضر، پارامترهای مربوط به سطح تسلیم شامل β ، R و پارامتر مدول کشسانی E به صورت تابعی از زاویه تنش‌های اصلی α با کدنویسی در سابروتین USDFLD در نرم‌افزار آباکوس تعریف شده‌اند. سابروتین کدنویسی شده در پژوهش حاضر، USDANISO نامیده شده و در ادامه‌ی پژوهش از نام اخیر استفاده شده است. در شکل ۵، فلوچارت مربوط به سابروتین USDANISO مشاهده می‌شود. وظیفه‌ی سابروتین USDANISO، تعیین زاویه تنش اصلی بیشینه در هر گام زمانی از تحلیل برای هر المان با توجه به تنش‌های عمودی و برشی وارد بر آن است. در ادامه، با توجه به مقدار α در هر المان خاک، پارامترهای مصالح توسط سابروتین

β به زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک وابسته است. در مطالعات آزمایشگاهی مقادیر زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک ϕ فقط در یک تنش و با فرض صفر بودن عرض از مبدأ پوش موهر - کولمب ($c = 0$) ارائه شده است. بنابراین 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 مرحله‌ی بارگذاری که شرایط تنش در خارج از کپ اولیه قرار دارد، با دورشدن از کپ اولیه، نمودار تنش - کرنش رفتار نرم‌تری را نشان می‌دهد. بنابراین شکل کپ، که با پارامتر R تعریف می‌شود، 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 می‌شود. در مطالعات حاضر، مسیر تنش شامل تحکیم همسان و بدون باربرداری بوده و مسیر تنش در مرحله‌ی بارگذاری در خارج از سطح تسلیم اولیه واقع شده است. بنابراین نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی، حساسیت چندانی به پارامتر E نداشتند. پارامتر P_b بیانگر تنش هم‌جانبه در مرحله‌ی تحکیم است، که در پژوهش حاضر با توجه به شرایط تنش‌های اولیه و تحکیم همسان برابر با ۲۰۰ کیلو پاسکال بوده است. پارامتر d به چسبندگی خاک وابسته است. آزمایش‌های مقایسه شده در پژوهش حاضر بر روی ماسه‌ی تمیز و بدون چسبندگی انجام شده است. بنابراین در مدل‌های عددی فقط به منظور جلوگیری از خطاهای نرم‌افزاری به پارامتر مقدار ۳ کیلو پاسکال

جدول ۲. خلاصه‌ی آزمایش‌های استفاده شده در مقایسه‌ها.

Test Code	σ'_{mc} (kPa)	D_r (%)	γ_d (kN/m^3)	e_0	α	b
A-0	۲۰۰	۴۹	۱۴/۹۷	۰/۷۴۲	۰	۰
A-۱۵	۲۰۰	۵۰	۱۴/۹۷	۰/۷۴۲	۱۵	۰
A-۳۰	۲۰۰	۵۱	۱۵/۰۰	۰/۷۳۸	۳۰	۰
A-۴۵	۲۰۰	۵۲	۱۵/۰۵	۰/۷۳۳	۴۵	۰
B-۱۵	۲۰۰	۵۴	۱۵/۱۰	۰/۷۲۷	۱۵	۰/۰۷
B-۳۰	۲۰۰	۵۳	۱۵/۰۸	۰/۷۲۹	۳۰	۰/۲۵
B-۴۵	۲۰۰	۵۴	۱۵/۱۱	۰/۷۲۶	۴۵	۰/۰۵
B-۶۰	۲۰۰	۵۴	۱۵/۱۰	۰/۷۲۷	۶۰	۰/۷۵
B-۹۰	۲۰۰	۵۴	۱۵/۱۱	۰/۷۲۶	۹۰	۱

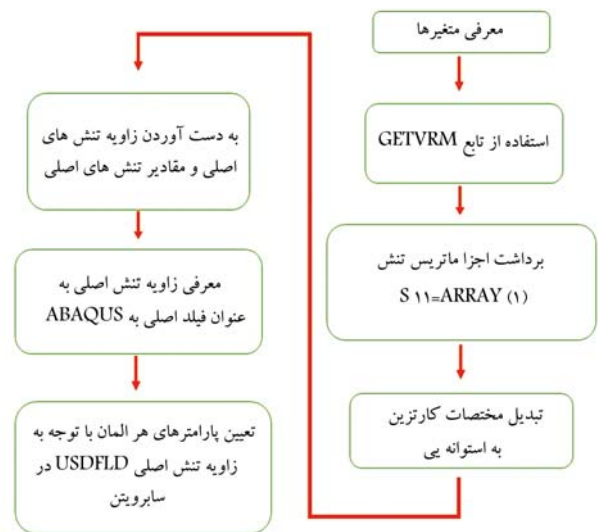
محمدزاده (۲۰۱۴)، [۲۵] بر روی ماسه‌ی فیروزکوه ۱۶۱ استفاده شده است. در آزمایش مذکور، گشتاور پیچشی (T)، نیروی قائم (F_v)، فشار سلول خارجی (P_o) و فشار سلول داخلی (P_i) قابل کنترل و اندازه‌گیری هستند. با اعمال بارهای مذکور، شرایط تنش در هر المان از نمونه‌ی استوانه‌ی توخالی شامل تنش‌های محوری σ_z ، σ_r و σ_θ و تنش برشی $\tau_{\theta z}$ 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 صحت‌سنجی به کار رفته‌اند، ارائه شده است. آزمایش‌های اخیر در دو سری انجام شده‌اند. در سری A، نسبت تنش میانی مشابه سه‌محوری 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 به صورت $b = \sin^2 \alpha$ به زاویه‌ی تنش‌های اصلی وابسته است. در جدول ۲، σ'_{mc} تنش مؤثر متوسط در مرحله‌ی تحکیم، D_r چگالی نسبی، γ_d وزن مخصوص خشک و e_0 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 $e_{max} = 0/913$ و نسبت منافذ کمیته $e_{min} = 0/568$ بوده است.

نمونه‌ی آزمایش شده، استوانه‌ی توخالی به ارتفاع ۲۰ سانتی‌متر، قطر خارجی ۱۰ سانتی‌متر و قطر داخلی ۶ سانتی‌متر بوده است. در آزمایش‌های انجام شده، نمونه از دو سمت بالا و پایین با سطوح صلب فلزی به صورت گیردار در راستاهای قائم (z) و تاوانتی (θ) تماس 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 سه‌محوری (شیب ۳ به ۱) تحت زوایای مختلف تنش‌های اصلی بارگذاری شده‌اند. در مدل عددی نیز همین مسیر تنش مد نظر قرار گرفته است.

۲.۴. مدل‌سازی پیچش استوانه‌ی توخالی در نرم‌افزار آباکوس

در پژوهش حاضر، استوانه‌ی توخالی تحت تنش‌های برشی و قائم و فشار همه‌جانبه به صورت سه‌بعدی در مختصات استوانه‌ی مدل‌سازی شده است. مراحل مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس 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.



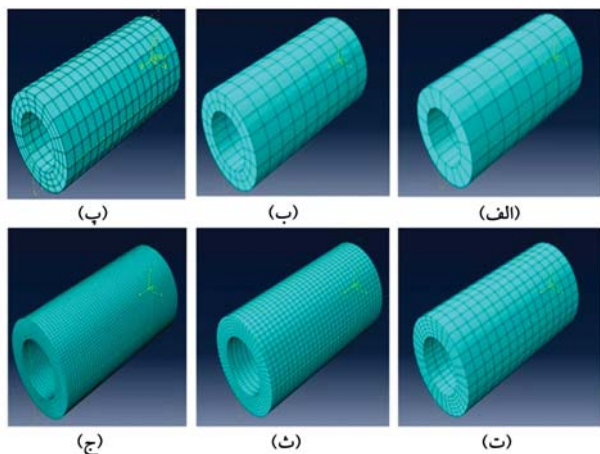
شکل ۵. فلوجارت سابروتین کدنویسی شده‌ی USDANISO.

اختصاص داده می‌شوند. تغییرات پارامترهای مصالح نسبت به α مطابق شکل ۴ تعریف شده است. در نرم‌افزار آباکوس، کاربر براساس نمودارهای شکل ۴، مقادیر پارامترهای β ، R و E را برای چندین زاویه‌ی مختلف α به صورت یک جدول وارد می‌کند. در هنگام تحلیل، سابروتین USDANISO برای تعیین پارامترهای مصالح در هر المان با تغییر زاویه‌ی تنش اصلی α از درون‌یابی استفاده می‌کند. بنابراین با استفاده از سابروتین 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 $\beta(\alpha)$ ، $R(\alpha)$ و $E(\alpha)$ یا نمودارهای مناسب مشابه شکل ۴ براساس نتایج آزمایشگاهی می‌توان رفتار ناهمسان خاک را هم در پارامترهای سطح تسلیم و هم ضریب ارتجاعی به صورت عددی مدل‌سازی کرد.

۴. مدل‌سازی آزمایش پیچش استوانه‌ی توخالی

۱.۴. آزمایش‌های پیچش استوانه‌ی توخالی

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



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

بوده است که مخصوص محیط‌های متخلخلی همچون خاک است. در آباکوس برای تحلیل‌های استاتیکی معمولاً از روش مش بندی لاگرانژی استفاده می‌شود. اما در روش لاگرانژی، در تغییر شکل‌های بزرگ یا پیچیده، مش‌ها دچار اعوجاج می‌شوند، که باعث بروز خطا در نرم‌افزار یا ارائه‌ی نتایج نامناسب می‌شود. در پژوهش حاضر، برای مش بندی از روش ALE^{۱۳} استفاده شده است. روش ALE، همانند روش لاگرانژی اجازه‌ی ایجاد مش‌های خالی از ماده را نمی‌دهد و از طرفی با استفاده از مش بندی مجدد^{۱۴}، مش‌های منظم شبیه روش اولیری دارد.

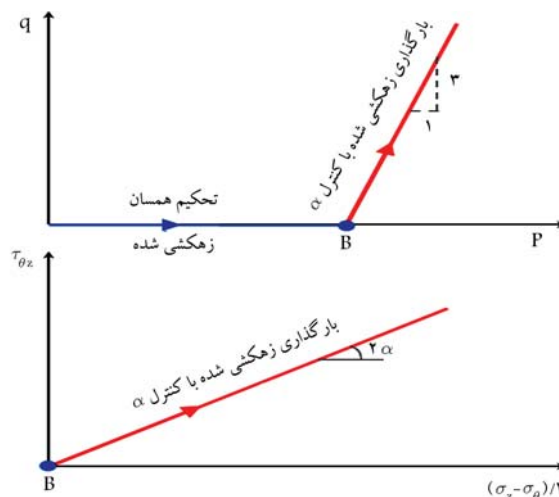
- گام هفتم: فراخوانی کد سابروتین USDANISO و شروع تحلیل.

۵. بررسی پارامترهای کنترلی و صحت‌سنجی نتایج

کالیبراسیون مدل براساس نتایج آزمایش‌های سری A و با مقایسه‌ی نمودارهای تنش - کرنش صورت پذیرفته است. در نهایت، 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 b کنترل شده است. همچنین از صحت عملکرد مدل عددی درخصوص پارامترهای کنترلی اطمینان حاصل شده است.

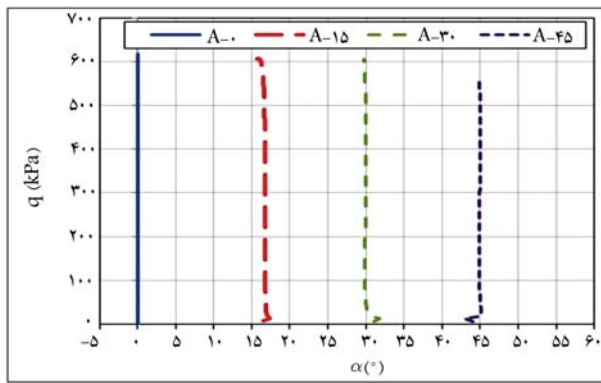
۱.۵. کنترل مسیر تنش

مطالعات آزمایشگاهی در شرایط کنترل تنش صورت گرفته است. بنابراین 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 اعمال شده در مدل عددی برای زوایای $\alpha = 0^\circ, 30^\circ$ مقایسه شده است. مسیر تنش مشابه سه‌محوری فشاری و با شیب ۳ به ۱ 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 ۳ به ۱ مطابق بوده است. البته برای $\alpha = 0^\circ$ تا حدودی عدم تطابق با مسیر تنش آزمایشگاهی به‌خصوص 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

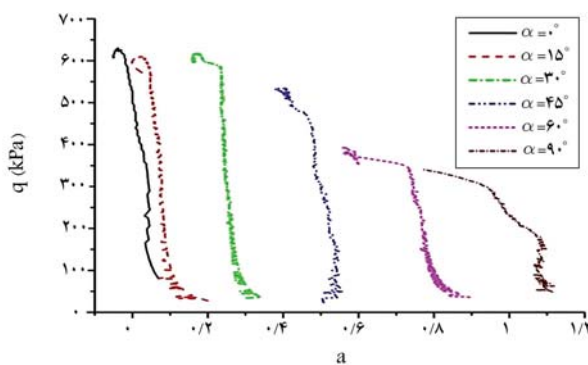


شکل ۶. مسیر تنش آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه‌های تحت تحکیم همسان سری‌های A و B.

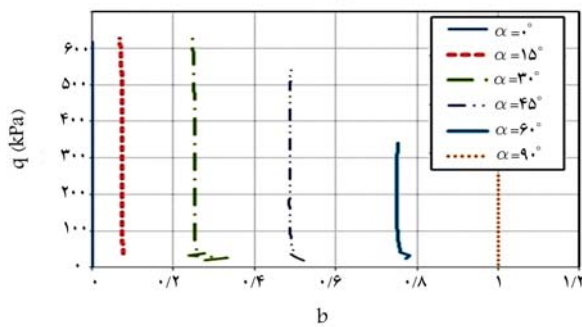
- گام دوم، معرفی مصالح و مدل رفتاری: در شکل ۴، حدود پارامترهای وابسته‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر برای مدل رفتاری دراکر - پارگر توسعه یافته با کپ مشاهده می‌شود.
- گام سوم، معرفی مراحل حل مسئله: در پژوهش حاضر، حل مسئله در دو مرحله‌ی تحکیم و بارگذاری انجام شده است. در هر دو مرحله، حل مستقیم و از نوع Soil و ماتریس سختی نامتقارن در نظر گرفته شده است. همچنین برای همگرایی نتایج، از روش حل نیوتن استفاده شده است.
- گام چهارم، مونتاژ قطعات: در مدل‌سازی استوانه‌ی توخالی، به دلیل وجود فقط یک قطعه، انصالی وجود نداشته و فقط به معرفی نقطه‌ی کویل برای اعمال لنگر در گام بعدی بسته شده است.
- گام پنجم، بارگذاری و شرایط مرزی: پس از تغییر سیستم مختصات از حالت پیش فرض دکارتی به حالت استوانه‌ای، مشابه شرایط واقعی آزمایش، درجه‌های آزادی مربوط به حرکت‌های قائم و چرخشی در مرز بالایی نمونه بسته شده است. آزمایش‌های استفاده شده در پژوهش حاضر از نوع کنترل تنش بوده و به همین دلیل در مدل‌سازی، هم تنش‌ها اعمال شده و هم کرنش‌ها اندازه‌گیری شده است. تنش‌های عمودی و برشی به مرز پایینی مدل اعمال شده و به صورت تدریجی افزایش یافته‌اند. زمان بارگذاری مشابه شرایط آزمایشگاهی ۳۰۰۰ 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 بددانه بندی شده، تغییرات فشار آب حفره‌ی در زمان تحلیل بسیار کم و قابل صرف نظر بوده است.
- گام ششم، مش بندی: به منظور بهینه‌سازی تحلیل عددی از نظر دقت و زمان تحلیل، نیاز به آنالیز مش و تعیین مش بندی بهینه‌ی همگراست. در شکل ۷، مش‌های مختلف بررسی شده در پژوهش حاضر مشاهده می‌شود. با تحلیل همگرایی، مش (پ)، با تعداد ۱۰۲۰ المان با ابعاد حدودی 7×10 میلی‌متر انتخاب شده است. نوع مش در پژوهش حاضر از نوع Pore Fluid/Stress



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



الف) نتایج آزمایشگاهی؛



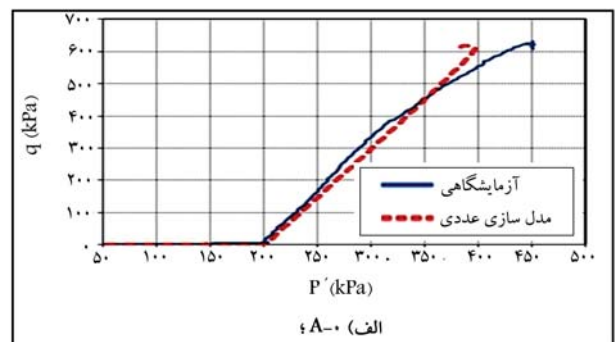
ب) نتایج عددی.

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

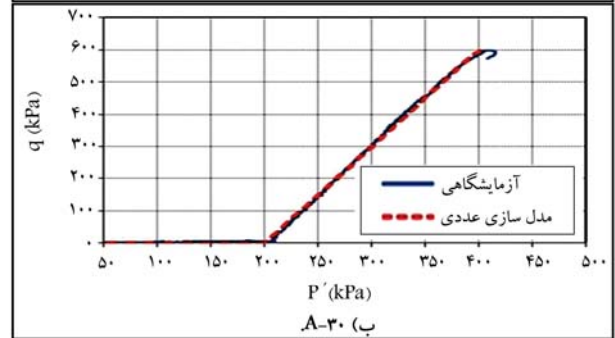
تنش‌های اصلی ($b = \sin^2(\alpha)$) و در آزمایش‌ها متفاوت بوده است، در مدل عددی مقدار b براساس مقادیر تنش‌های اصلی محاسبه و در شکل ۱۱، تغییرات آن در طول بارگذاری در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی ارائه شده است. همان‌طور که انتظار می‌رود به دلیل نبود خطاهای تجربی، نتایج مدل‌سازی نسبت به نتایج آزمایشگاهی با انحراف کمتری همراه بوده و مقدار b در گام‌های زمانی مختلف تا انتهای 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

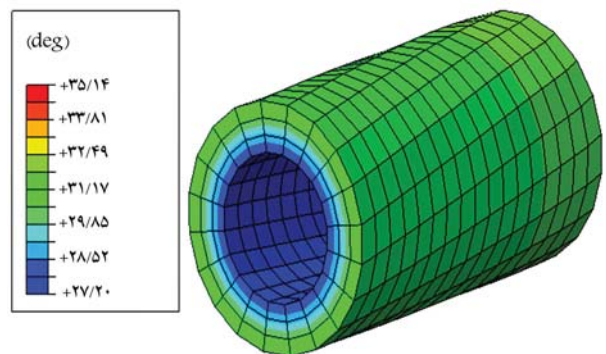


الف) A-0؛



ب) A-30.

شکل ۸. مقایسه‌ی مسیر تنش اعمالی در شرایط آزمایشگاهی و مدل عددی برای آزمایش‌های: الف) A-0 و ب) A-30.

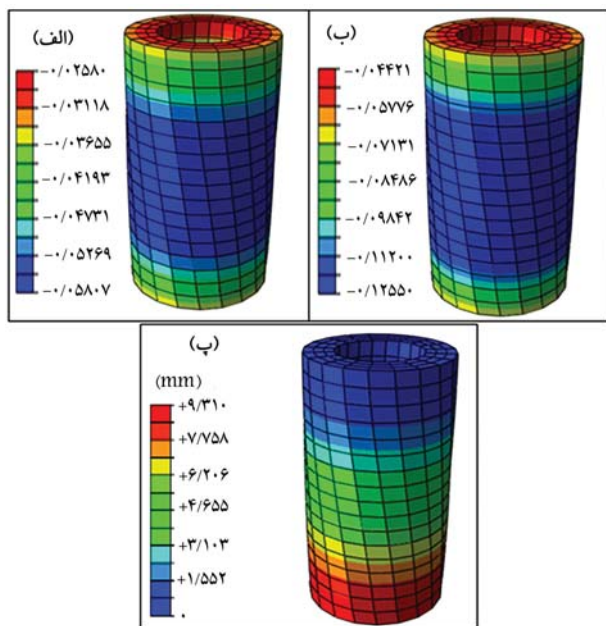


شکل ۹. کنترل زاویه تنش اصلی در آزمایش A-30.

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

۲.۵. کنترل پارامترهای α و b

در شکل ۹، تغییر شکل نمونه و کانتور تغییرات زاویه‌ی تنش اصلی بیشینه در نقاط مختلف نمونه برای آزمایش A-30 با $\alpha = 30^\circ$ در آستانه‌ی گسیختگی مشاهده می‌شود که مطابق آن، تغییرات α در المان‌های مختلف در راستای شعاع استوانه‌ی توخالی در حدود ۲۷/۵ تا ۳۲/۵ درجه است که نسبت به مقدار هدف ($\alpha = 30^\circ$) میزان بیشینه‌ی ۲/۵ درجه اختلاف دارد. در راستای ارتفاع استوانه، اختلاف زاویه‌ی تنش کمتر از ۱ درجه و برای المان‌های میانی، مقدار خطا 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

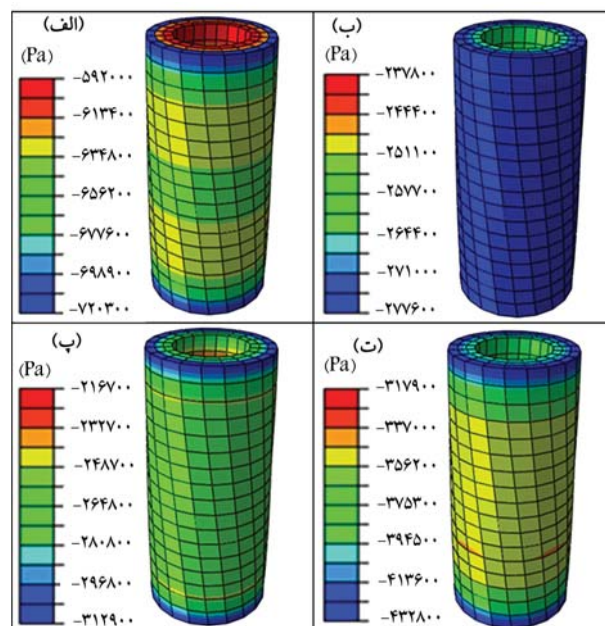


شکل ۱۳. کانتورهای تغییرات در آزمایش $A-30^\circ$ در آستانه‌ی گسیختگی.

نتایج به دست آمده از مدل‌سازی عددی در پژوهش حاضر، تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارند. بنابراین می‌توان گفت که با استفاده از سابروتین USDANISO، کالیبراسیون مدل رفتاری دراکر - پراگر برای در نظر 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 ژئوتکنیکی 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 سابروتین USDANISO، دو آنالیز متفاوت بر روی نمونه‌ی آستانه‌ی 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 سابروتین USDANISO، پارامترهای خاک به صورت ناهمسان منظور شدند. در هر دو آنالیز، بارگذاری با زاویه‌ی 45° درجه انجام شده است. نمودارهای تنش - کرنش حاصل در شکل ۱۵ مشاهده می‌شوند که مطابق آن برای بارگذاری 45° درجه، فرض همسان بودن خاک می‌تواند مقاومت برشی خاک را 20% بیشتر برآورد کند. فرض اخیر، سختی خاک را نیز بیشتر از مقدار واقعی به دست می‌دهد، که اختلاف آن با مقادیر واقعی به سطح تنش انحرافی وابسته است. به عنوان مثال، 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 در نظر 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 توأم زاویه‌ی تنش‌های اصلی α و نسبت تنش میان‌ی b را



شکل ۱۴. کانتورهای تغییرات مؤلفه‌های تنش در آزمایش $A-30^\circ$ آستانه‌ی گسیختگی.

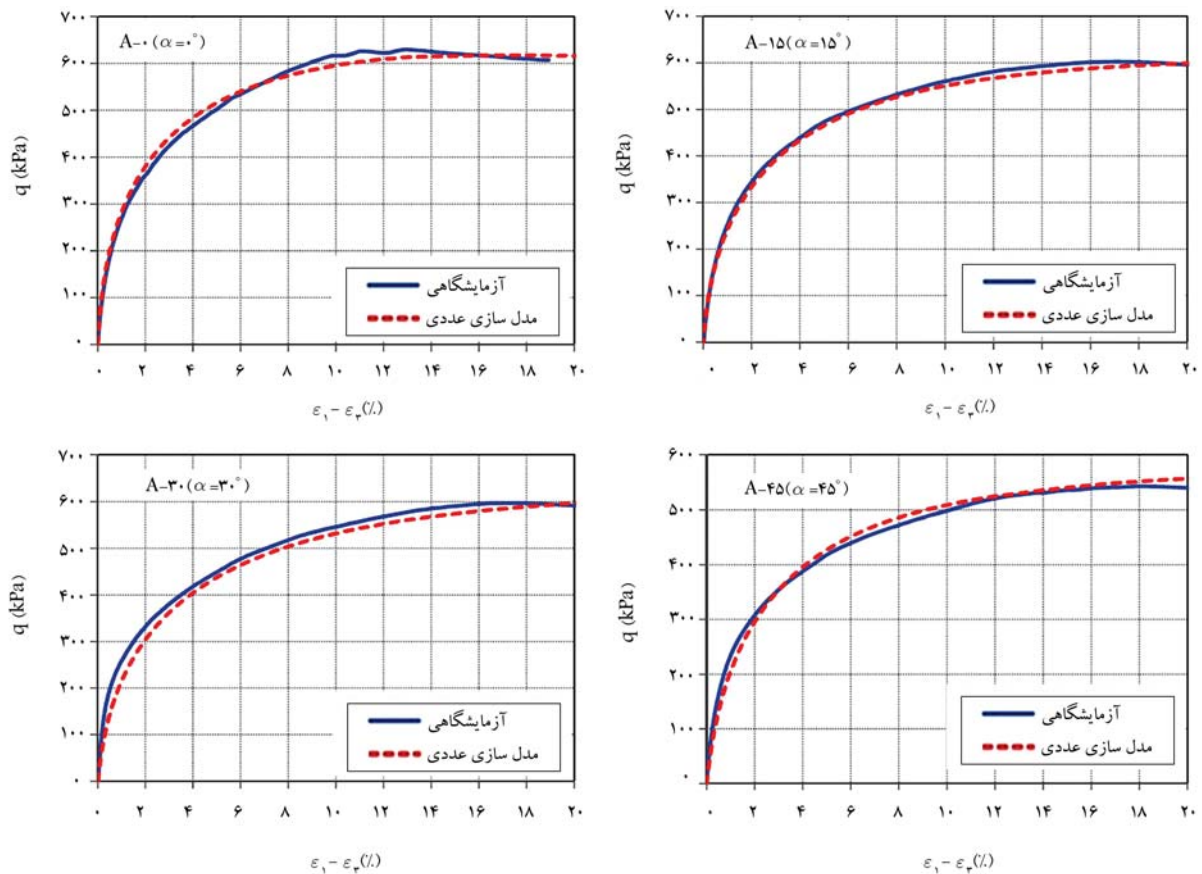
تنش بررسی و مقادیر مؤلفه‌های تنش و نحوه‌ی توزیع آن‌ها در المان‌های مختلف مدل سه‌بعدی کنترل شده است، که نتایج رضایت‌بخش بود. در شکل ۱۲، تغییر شکل نمونه و کانتور تغییرات مؤلفه‌های تنش برای آزمایش $A-30^\circ$ با $\alpha = 30^\circ$ در آستانه‌ی گسیختگی ارائه شده است. در دو سر نمونه‌ها، مشابه شرایط آزمایشگاهی اثرکپ‌های 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 آستانه، 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 جابه‌جایی قائم تحت تنش‌های اعمالی در آزمایش $A-30^\circ$ 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 آستانه، توزیع کرنش‌ها تقریباً یکنواخت بوده است. در مدل عددی مشابه شرایط آزمایشگاهی، سطح بالایی نمونه، ثابت و سطح پایینی متحرک بوده است. بنابراین انتظار می‌رود که بیشترین جابه‌جایی در سطح پایینی رخ دهد و جابه‌جایی‌ها در طول نمونه به سمت بالا به صورت خطی کاهش یابد که این مسئله در شکل (۱۳) 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،



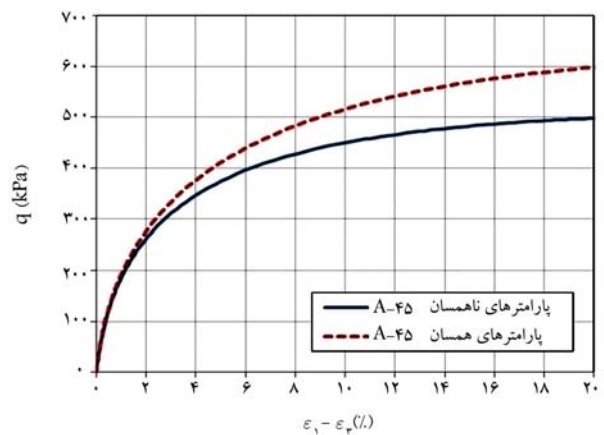
شکل ۱۴. مقایسه‌ی نتایج مدل‌سازی با نتایج آزمایشگاهی مربوط به آزمایش‌های سری A با زاویه‌ی تنش‌های اصلی مختلف و $b = 0$.

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 هم‌جانبه 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 ۹۰ درجه در شرایط آزمایشگاهی ممکن است باعث تمرکز 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 $b = 0$ به $b = 0.5$ 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 دافالیاس (۲۰۰۲)^[۱۱] نیز در شرایط زهکشی نشده به نتایج مشابهی دست یافته‌اند.

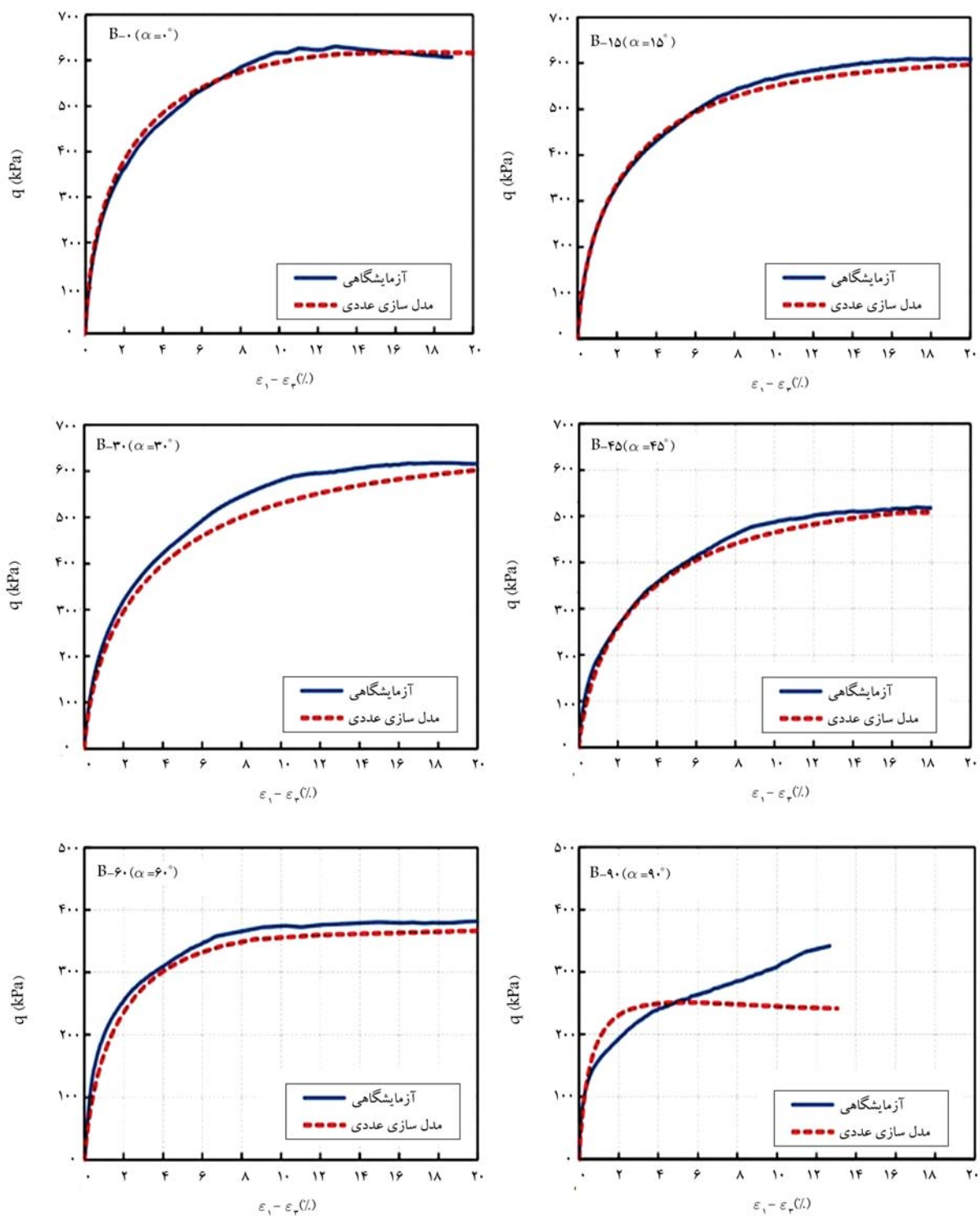
۲.۶. ناهمسانی در مقاومت برشی

در شکل ۱۸، مسیر تنش و پوش گسیختگی در فضای $[(\sigma'_z - \sigma'_\theta)/2]$ - $\tau_{\theta z}$



شکل ۱۵. مقایسه‌ی نتایج مدل‌سازی آزمایش A-۴۵ با مصالح همسان و ناهمسان.

در رفتار تنش - کرنش ماسه نشان می‌دهند. همانند آزمایش‌های سری A، برای آزمایش‌های سری B نیز به‌طورکلی 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. مقایسه‌ی نمودارهای تنش - کرنش در شکل ۱۶، تطابق نسبتاً خوبی را میان نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد و می‌توان گفت سابروتین USDANISO، تأثیر نسبت تنش میانی را نیز در رفتار تنش - کرنش ماسه به‌خوبی در نظر گرفته است. البته در بارگذاری با زاویه‌ی ۹۰ درجه، اختلاف بین تحلیل عددی و آزمایشگاهی قابل توجه است. به‌منظور بررسی دقیق‌تر



شکل ۱۶. مقایسه‌ی نتایج مدل‌سازی 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 نشان‌دهنده کاهش مقاومت برشی خاک با افزایش b 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 $(\sigma'_z - \sigma'_\theta)/2$

مربوط به آزمایش سری A مشاهده می‌شود. در این فضا شعاع پوش گسیختگی (فاصله از مبدأ مختصات)، نشان‌دهنده 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 نیمه‌تراکم به صورت عددی و با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس مطالعه شده است. با استفاده از سابروتین USDFLD در آباکوس، امکان در نظر گرفتن ناهمسانی به مدل رفتاری دراگر-پراگر توسعه‌یافته اضافه شده است. در نهایت، قابلیت و کارایی روش استفاده‌شده با مدل‌سازی عددی آزمایش پیچش استوانه‌ی توخالی و مقایسه‌ی نتایج حاصل با مطالعات آزمایشگاهی ارزیابی شده است. خلاصه‌ی مهم‌ترین نتایج به دست آمده از مطالعه‌ی حاضر به این شرح است:

-- با استفاده از مدل رفتاری دراگر-پراگر توسعه‌یافته با کپ و اضافه کردن سابروتین USDANISO جهت در نظر 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 $[\tau_{\theta z} - ((\sigma'_z - \sigma'_\theta)/2)]$ 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) بیشتر می‌شود.

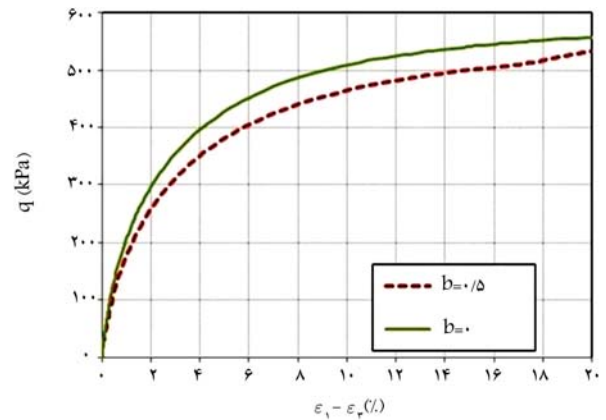
-- با استفاده از سابروتین USDANISO برای تعریف ناهمسانی مصالح در نرم‌افزار نیازی به تعریف پارامترهای متعدد با سعی و خطا نیست. عامل ناهمسانی فقط با داشتن روند تغییرات مقاومت برشی و سختی خاک در راستاهای مختلف و فقط با کالیبراسیون ۳ پارامتر قابل تعریف است. روند تغییرات با استفاده از آزمایش‌هایی مانند پیچش 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 تسلط بیشتر قابل انجام است.

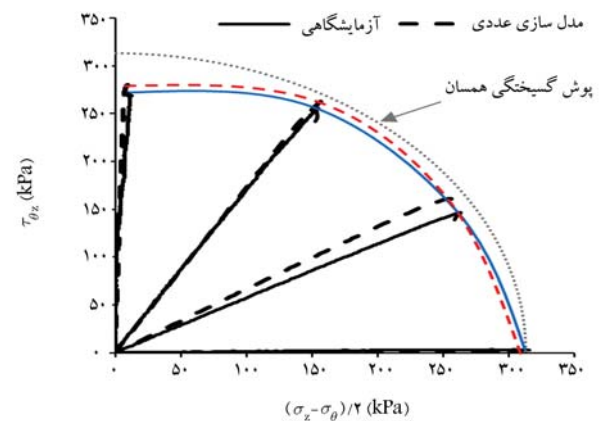
-- سابروتین USDANISO قابل استفاده در تمامی مدل‌های رفتاری رایج موجود یا اضافه شده به نرم‌افزار آباکوس است. بنابراین روش اخیر می‌تواند در پروژه‌های اجرایی برای تدقیق تحلیل‌های ژئوتکنیکی توسط مهندسان استفاده شود.

۸. محدودیت‌های پژوهش

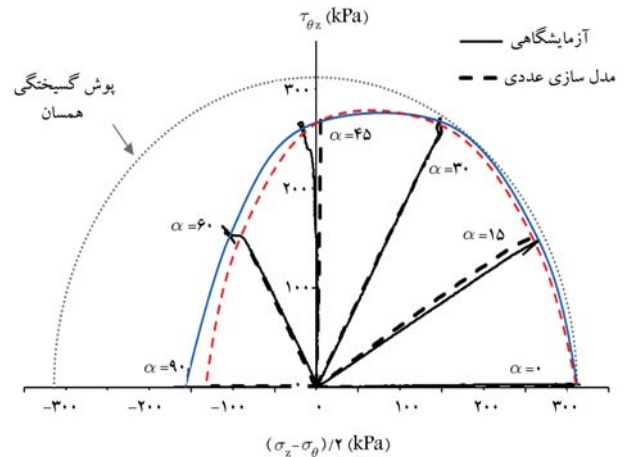
با استفاده از مدل دراگر-پراگر، تطبیق مناسب نمودارهای کرنش حجمی به دست آمده از تحلیل‌های عددی با نتایج آزمایشگاهی برای مسیرهای تنش استفاده‌شده در پژوهش حاضر (شرایط تحکیم همسان) امکان‌پذیر نیست. در این خصوص، بررسی قابلیت‌های سایر مدل‌های رفتاری رایج می‌تواند به عنوان یکی از اهداف مطالعات آینده مدنظر قرار گیرد. در پژوهش حاضر، روشی ساده و کاربردی برای بررسی رفتار ناهمسان خاک بر مبنای سابروتین USDFLD در نرم‌افزار آباکوس با مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی ارائه شده است. مقایسه‌ها در شرایط بارگذاری زهکشی شده برای خاک ماسه‌ی سیلیسی نیز 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 در خصوص کارایی این روش و نقاط ضعف و قوت آن، در مطالعات آینده لازم است عملکرد آن برای خاک‌های با جنس و تراکم مختلف، شرایط زهکشی‌نشده، مسیرهای تنش مختلف و شرایط اولیه‌ی گوناگون مطالعه شود.



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



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



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

مربوط 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 نیم 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 عمران، دانشگاه تبریز

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱) ۲- ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۱۵-۲۳، (پژوهشی)

آویزها اجزاء انتقال نیرو در پل‌های معلق هستند که نیروهای وارده 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 وارده به آن‌ها، مستعد خرابی هستند و در نتیجه، بیشتر آن‌ها طول عمر کوتاهی دارند و باید تعویض 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. مدل‌سازی مربوط به آویز واقعی روی پل موردی و مدل پیشنهادی انجام شده و نتایج نشان داده است که در مدل پیشنهادی، تنش وارده 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 کارایی مدل پیشنهادی، مصالح دیگری (پلی‌اتیلن، تفلون و پلی‌پروپیلن) در مدل پیشنهادی جایگزین شدند و نتایج هر ۴ مدل مقایسه شدند. از بین مصالح جایگزین، تفلون جواب بهتری داده است.

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

۱. مقدمه

آویزها از اجزاء 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 سرویس‌دهی بی‌عیب پل ایفا می‌کند. با وجود این، مشکل عمده‌ی بیشتر پل‌های معلق این است که از بین اجزاء پل، آویزها از آسیب‌پذیرترین اجزای تحت بارهای اعمالی و متعاقباً جابه‌جایی‌های وارده به آن‌ها هستند و این موضوع در محیط‌های خورنده، خطرناک‌تر هم می‌شود. آویزها در اثر عوامل محیطی و بارهای ترافیکی معمولاً دچار خرابی و حتی شکست می‌شوند و در نتیجه اکثر طول عمر کوتاهی دارند و باید تعویض شوند، که امری هزینه‌بر خواهد بود. خرابی آویز می‌تواند شامل: خوردگی، خستگی، ترک‌خوردگی، شکست و بسیاری از عوامل دیگر در قسمت‌های مختلف آویز باشد (شکل ۱).

در چند سال اخیر، تلاش‌های قابل‌توجهی درباره‌ی علل خرابی آویزها و نحوه‌ی کمینه‌سازی آسیب‌های وارده به آن انجام شده است. کلونی^۱ و همکارانش (۲۰۰۷)،^[۱] درباره‌ی خستگی کابل‌های داخل آویزهای پل معلق که در معرض بارهای باد قرار داشتند، مطالعه‌ی انجام دادند و دریافتند که کابل‌ها برخلاف تمام مزیت‌هایی که دارند، میرایی ساختاری بسیار کمی از خود نشان می‌دهند که این امر در کنار

انعطاف‌پذیری زیاد، آن‌ها را در معرض ارتعاش‌های ناشی از عوامل بیرونی مثل بار باد قرار می‌دهد، به طوری که گاهی اوقات منجر به پارگی‌های ناشی از خستگی می‌شود. از نتایج به‌دست آمده مشاهده شد که هر چه سرعت باد و آشفتگی باد بیشتر بوده است، خرابی خستگی کابل‌های آویزها بیشتر شده است. پترینی و بنتیمی^۲ (۲۰۱۱)،^[۲] در بررسی مراحل مختلف خرابی خستگی در آویزهای پل معلق تحت بار باد و بارهای اعمالی از طرف عبور قطار دریافتند که علت عمده‌ی خستگی آویزهای پل‌های معلق، تجربه‌ی تعداد زیادی از چرخه‌های تنش با دامنه‌ی قابل توجه آویزهای پل به دلیل انعطاف‌پذیری زیاد و وزن کم آن‌ها (در مقابل حجم کلی سازه) در طول بهره‌برداری اعلام شده است. همچنین از نتایج به‌دست آمده از تحلیل مدل عددی مشاهده شد که تأثیر بارهای اعمالی از طرف قطار در خرابی خستگی آویزهای پل بیشتر از بار باد بوده است. ژانگ، خیانتگ لیو^۳ و همکارانش (۲۰۱۷)،^[۳] در بررسی تأثیر استفاده از گیره‌های مرکزی صلب در رویکرد خستگی آویزهای کوتاه، دو مدل اجزاء محدود مربوط به پل معلق تک‌دهانه با و بدون گیره‌های مرکزی را مدل‌سازی کردند و دریافتند که گیره‌های مرکزی از طریق کاهش جابه‌جایی نسبی میان کابل‌ها و عرشه می‌توانند تنش‌های خمشی آویزهای کوتاه را به‌طور چشم‌گیری کاهش دهند. در انتها نتیجه‌گیری و پیشنهاد کردند هنگامی که گیره‌های مرکزی وجود ندارند، آویزها ممکن است زودتر از بازه‌ی که در طراحی در نظر گرفته شده است، دچار خستگی بشوند. سان^۴ و همکارانش (۲۰۱۷)،^[۴]

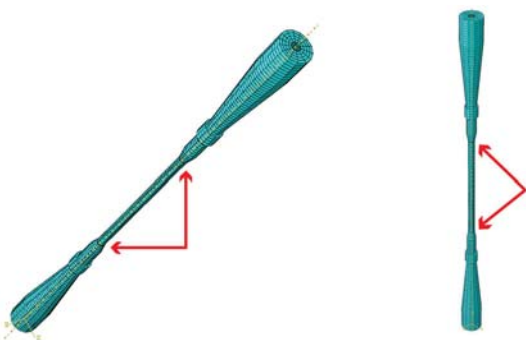
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۹/۲۳، اصلاحیه ۱۴۰۰/۶/۱۳، پذیرش ۱۴۰۰/۷/۲۴.

DOI:10.24200/J30.2021.56235.2863



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



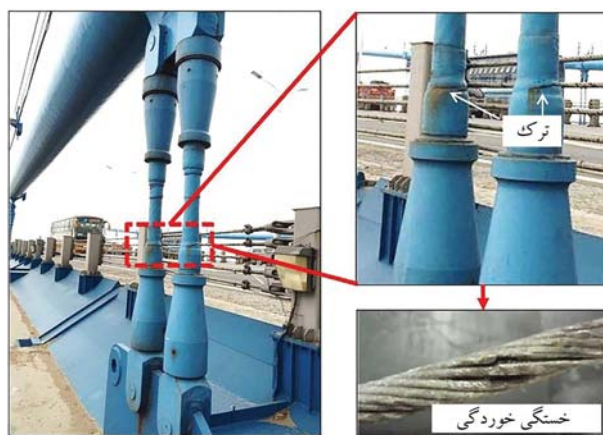
شکل ۳. مدل اجزاء محدود پیشنهادی برای مدل قبلی آویز (مدل با عضو لایه‌ی میانی).

تغییر داده شد. در انتها، 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 اتفاق 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 ارائه 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 جیانگین 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، و یا تعویض آویزها می‌شود (مثل پل‌های گلدن گیت^[۸]، کلیفتون^[۹]، شانتویی^[۱۲]، جیانگین^[۱۰]، و غیره). در نوشتار حاضر چون اطلاعات مربوط به آویزهای پل معلق جیانگین در دست بوده است، به همین خاطر در راستای بررسی خرابی آویزها و ارائه راهکاری برای بهبود رفتار آن‌ها، مدل مربوط به آویز پل جیانگین 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 اولیه آویز است، با این تفاوت که یک عضو به نام لایه‌ی میانی و از جنس پلی‌اتیلن میان اعضاء قبلی افزوده شده است.

برای طراحی مدل موردنظر در پژوهش حاضر، سه بخش جداگانه به نام‌های لایه ۱^۳، سوکت^{۱۴} و کابل^{۱۵} در نظر گرفته و ترسیم شده‌اند. در بخش کابل، یک استوانه‌ی



شکل ۱. نمونه‌ی خرابی از خرابی آویز پل.^[۱]

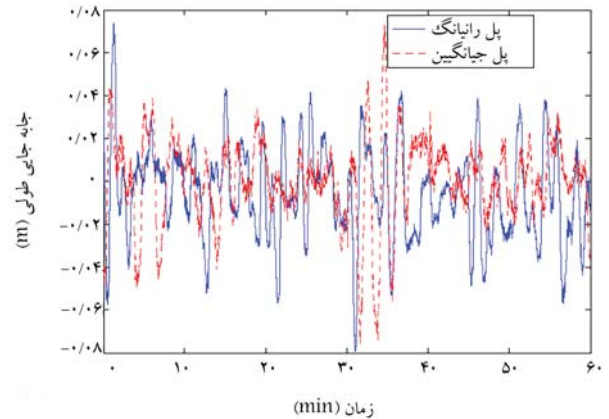
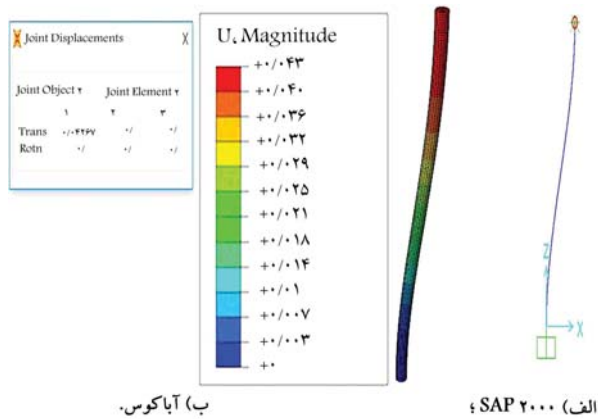
در بررسی علل خرابی آویزهای پل معلق جیانگین دریافتند که آویزهای کوتاه پل در اثر جابه‌جایی نسبی طولی بزرگی که میان کابل اصلی و عرشه اتفاق می‌افتد، دچار آسیب می‌شوند. ژنگ^۵ و همکارانش (۲۰۱۸)،^[۶] ارزیابی خستگی یکی از آویزهای کوتاه پل نانجینگ دانشگاه^۶ را براساس اطلاعات کرنش دینامیکی انجام دادند و تأثیر 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 همکارانش (۲۰۱۸)،^[۱] روشی برای ارزیابی قابلیت اطمینان آویزهای کوتاه پل‌های معلق 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 وارده به آن‌ها انجام شده است، ولی به‌علت اینکه هنوز گزارش‌هایی از خرابی آویزها در پل‌های معلق از نقاط مختلف دنیا داده می‌شود (مثل فرو ریختن ناگهانی پل معلق کوتای- کارتانگارا (کوکار)^۷ در سال ۲۰۱۱ در کشور اندونزی که بیش از ۲۰ نفر تلفات در برداشت،^[۷] و یا اخیراً یک پل معلق در ونزوئلا که در اثر خرابی چند آویز آن (پارگی 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 از این طریق امنیت کل سازه‌ی پل ارتقاء یابد و از بروز هزینه‌های اضافی برای تعمیر یا تعویض آویزهای آسیب‌دیده جلوگیری شود. بررسی انجام شده در نوشتار حاضر، 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 جیانگین^۸ در نرم‌افزار آباکوس^۹ انجام شده است. بعد، مدل پیشنهادی با افزودن عضوی به نام لایه‌ی میانی 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 کارایی 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 به‌کار رفته در عضو لایه‌ی میانی مرتبط

جدول ۱. مشخصات مصالح استفاده شده در مدل سازی.

مصلح	وزن مخصوص (Kgf/m^3)	مدول کشسانی (Pa) $\times 10^7$	ضریب پواسون	تنش تسلیم (Pa) $\times 10^6$
Cable Steel	۷۸۶۶/۶۲	۱۹۰۰۰	۰/۳	۱۱۸۰
St۳۷	۷۸۵۰	۲۰۴۰۰	۰/۳	۲۷۵/۰۹
HDPE	۹۶۰	۸۰	۰/۴۵	۳۰



مصلح و شرایط مرزی یکسان، تحت بار متمرکز تحلیل شد. همان طور که در شکل ۵ نیز مشاهده می‌شود، نتایج حاصل از دو نرم‌افزار شباهت زیادی به هم دارند به طوری که جابه‌جایی انتهای میله تحت بار اعمالی یکسان، در آباکوس برابر ۰/۴۳۶ متر و در SAP۲۰۰۰ برابر ۰/۴۲۶ متر است که این اختلاف ناچیز بین نتایج دو مدل قابل قبول است و می‌تواند ناشی از پیش‌فرض‌های نرم‌افزارها باشد.

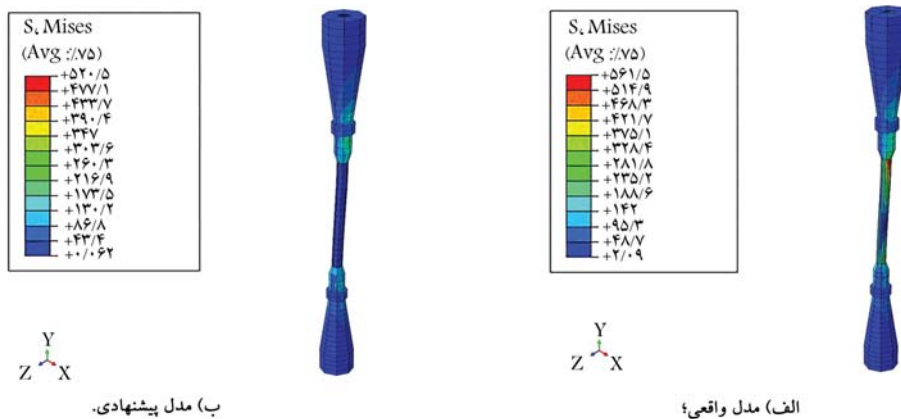
نتایج حاصل از تحلیل مدل اولیه‌ی آویز (بدون لایه) بررسی شدند، تا بتوان با نتایج به‌دست آمده از تحلیل مدل پیشنهادی - که اشاره شده است - مقایسه شوند تا کارایی و مزیت مدل پیشنهادی مشخص شود. منظور از مدل اولیه، همان مدل در نظر گرفته شده برای آویز واقعی موجود روی پل جیانگین است. از جمله موارد بررسی پژوهش حاضر، خرابی آویز با توجه به نتایج مربوط به توزیع معیار تنش فون میسنز^{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 تنش در مدل اولیه و مدل پیشنهادی برای آویز پل پرداخته و مشاهده شد که توزیع تنش در آن منطقه از عضو مرتبط آویز که در واقعیت اکثراً دچار ترک‌خوردگی می‌شود، در هر دو مدل نیز بیشتر از دیگر ناحیه‌هاست.

در شکل ۷، مقدار تنش ایجاد شده در محل موردنظر از آویز مدل اولیه و مدل پیشنهادی (ناحیه‌ی که در واقعیت اکثراً دچار خرابی و ترک‌خوردگی می‌شود)، برای مقایسه‌ی رفتار دو مدل مشاهده می‌شود. با توجه به شکل ۸، که مقایسه‌ی نتایج (شکل ۷) را نشان می‌دهد، می‌توان مشاهده کرد که در یک محل از دو مدل (در گره‌ی ۹)، تنش موجود در آن نقطه از مدل پیشنهادی کوچک‌تر از تنش ایجاد شده در همان نقطه از مدل اولیه یا واقعی است.

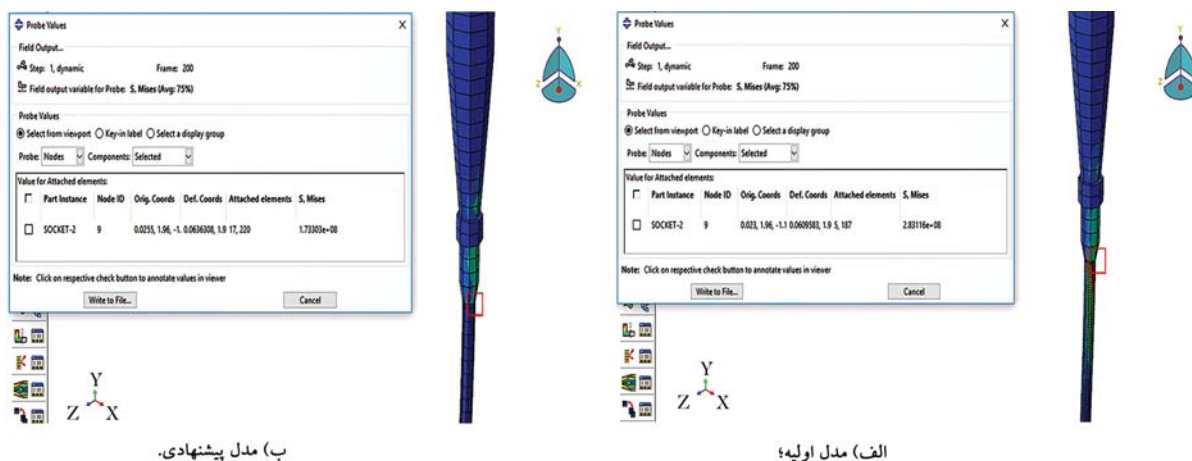
توپر به شعاع ۰/۲۲۵ متر و به طول ۳ متر رسم شد. در بخش سوکت، قسمت‌های بالا و پایین آویز پل رسم شدند و سپس در هر کدام یک سوراخ استوانه‌یی شکل و به قطر ۰/۰۵ متر ایجاد شد. در بخش لایه، لایه‌ی میانی موردنظر (مانند لوله) به شعاع ۰/۲۵ متر و به ضخامت ۰/۰۲۵ متر ترسیم شد. شرایط مرزی را باید به نحوی اعمال کرد تا رفتار مدل ساخته شده شبیه رفتار آویز پل در واقعیت باشد. بنابراین در اعمال شرایط مرزی برای قسمت بالای آویز، درجه‌های URx و URy و برای قسمت پایین آویز فقط URx آزاد قرار داده شدند. در مش‌بندی نیز بعد از سعی و خطا کردن و بررسی‌های انجام گرفته از بابت تعداد و اندازه‌ی مش که حالت بهینه داشته باشد تا هم حجم محاسبات معقول باشد و هم از نظر بررسی رفتار سازه نیاز به مش‌بندی کوچک‌تر نباشد، در نهایت تصمیم بر آن شد که بخش کابل با اندازه‌ی ۰/۱ متر و بخش‌های سوکت و لایه با اندازه‌ی ۰/۲ متر مش‌بندی 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 ۲۰۱۷، در بررسی که سان و همکاران،^[۵] درباره‌ی علل خرابی آویزهای پل معانی جیانگین انجام دادند، دریافتند که آویزهای کوتاه پل در اثر جابه‌جایی نسبی طولی بزرگی که میان کابل اصلی و عرشه اتفاق می‌افتد، دچار آسیب می‌شوند.^[۵] در پژوهش حاضر نیز چون جابه‌جایی‌های نسبی طولی آویزها به صورت دقیق و در واقعیت از طریق سیستم پایش سلامت سازه‌یی^{۱۶} (نصب آنتن‌های GPS^{۱۷} مشخص و در دسترس بوده است) شکل ۴. به همین دلیل در تحلیل مدل‌های ساخته شده، جابه‌جایی‌های واقعی آویز اعمال شدند. به منظور صحت‌سنجی، میله‌یی در دو نرم‌افزار آباکوس و SAP۲۰۰۰ با لحاظ



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

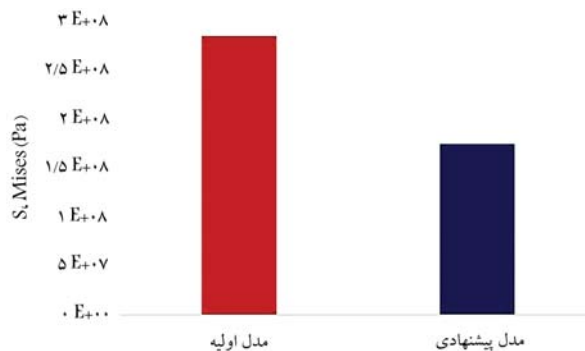


شکل ۷. تنش موجود در محل مشخص از آویز.

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.

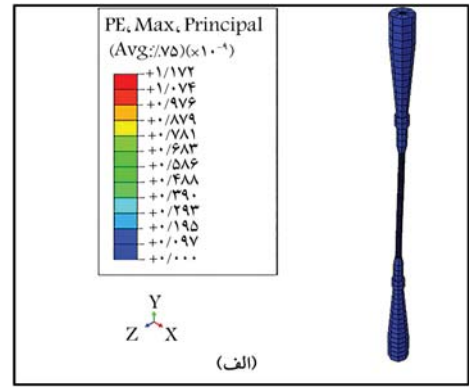
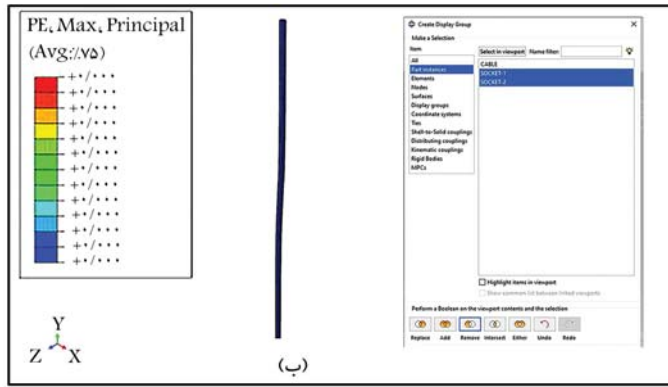
۳. نتیجه‌گیری از مقایسه‌ی نتایج مدل‌های اولیه و پیشنهادی

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 پلی‌اتیلن است - به عنوان لایه‌ی 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 شده‌ی بزرگ‌تر و کرنش خمیری، زودتر ترک بر می‌داشت که همین امر سبب زنگ‌زدگی سریع‌تر کابل آویز در مدل اولیه نسبت به مدل پیشنهادی می‌شد، لذا باید کل آویز تعویض می‌شد. بعد از اثبات کارایی مدل پیشنهادی برای آویز پل، دو مدل دیگر شبیه مدل پیشنهادی اول ارائه شدند. با این تفاوت که جنس مصالح به‌کار رفته در عضو لایه‌ی میانی هر کدام از آن‌ها با یکدیگر متفاوت بود. سپس هر کدام به صورت جداگانه و با شرایط یکسان

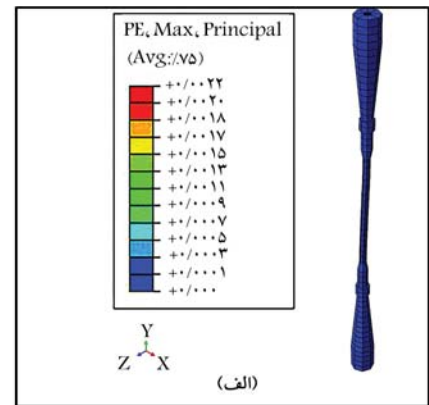
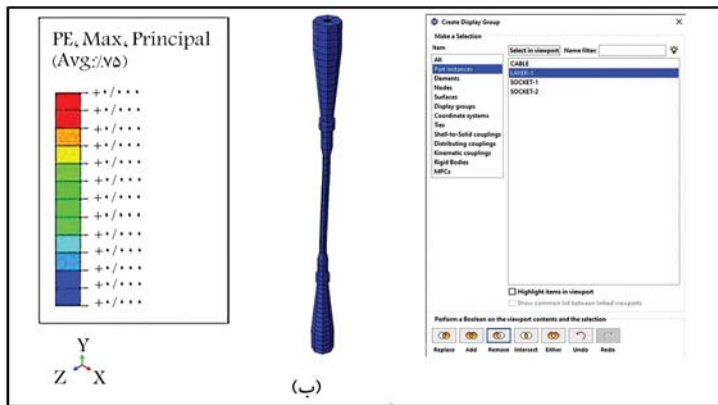


شکل ۸. مقایسه‌ی تنش ایجاد شده در محل مشخص بین دو مدل.

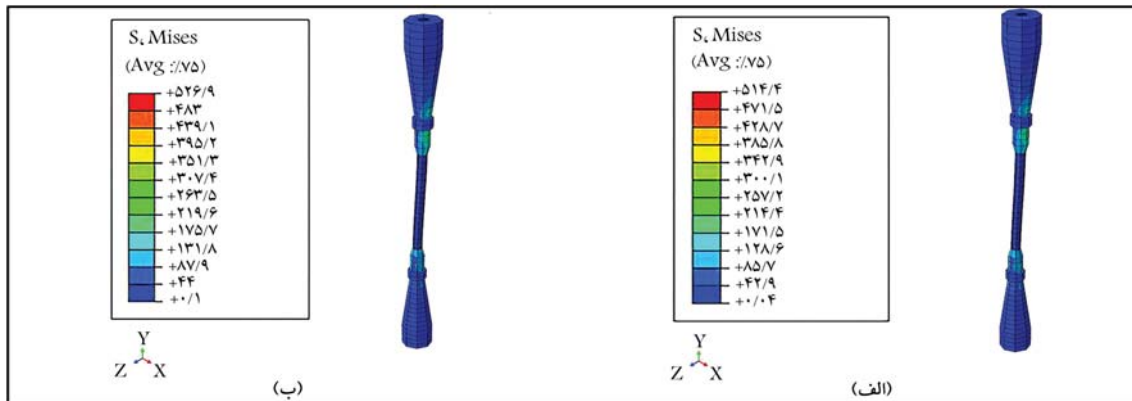
همچنین مطابق نتایج شکل ۶ مشخص می‌شود که تحت جابه‌جایی‌های یکسان، محدوده‌ی توزیع تنش در مدل پیشنهادی کمتر از مدل اولیه است. موضوع دیگری که حائز اهمیت است، نتایج مربوط به کرنش خمیری اعضاء آویز است. از مقایسه‌ی نتایج دو شکل ۹ و ۱۰ که نتایج مربوط به کرنش خمیری اعضاء مدل اولیه و مدل پیشنهادی هستند، مشاهده می‌شود که در پی اعمال جابه‌جایی‌های یکسان و مشخصی 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) بررسی کرنش خمیری اعضاء مدل پیشنهادی.

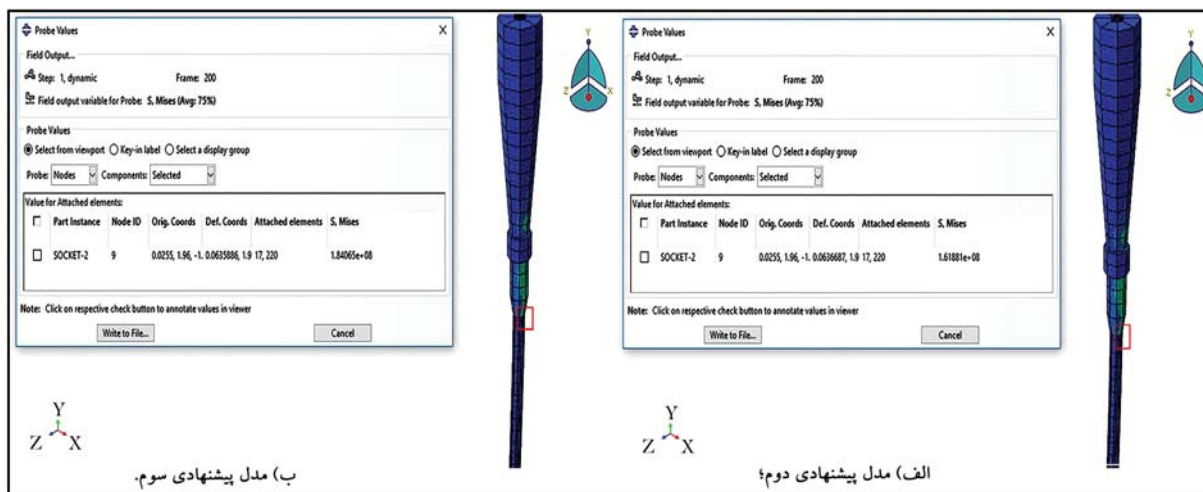


شکل ۱۱. توزیع تنش در مدل مرتبط با آویز در اثر جابه‌جایی‌های اعمالی (بر حسب MPa).

که در بخش‌های قبل ارائه شده است، مقایسه شدند و از بین سه مدل پیشنهادی، مناسب‌ترین انتخاب شده است. فرق بین سه مدل پیشنهادی، متفاوت بودن جنس عضو لایه‌ی 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 محدوده‌ی تنش در هر مدل متفاوت است.

مدل‌سازی و تحلیل شدند و دوباره مقایسه‌ی بین نتایج سه مدل پیشنهادی انجام شد، تا از بین سه مدل، کارآمدترین و مناسب‌ترین مدل مشخص شود. جنس عضو لایه‌ی میانی در مدل پیشنهادی اول از جنس پلی‌اتیلن، در عضو لایه‌ی میانی مدل پیشنهادی دوم از جنس تفلون و مدل پیشنهادی سوم نیز از جنس پلی‌پروپیلن بوده است.

۴. نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های پیشنهادی دوم و سوم
نتایج تحلیل هر دو مدل پیشنهادی دوم و سوم نیز با نتایج مدل پیشنهادی اول،

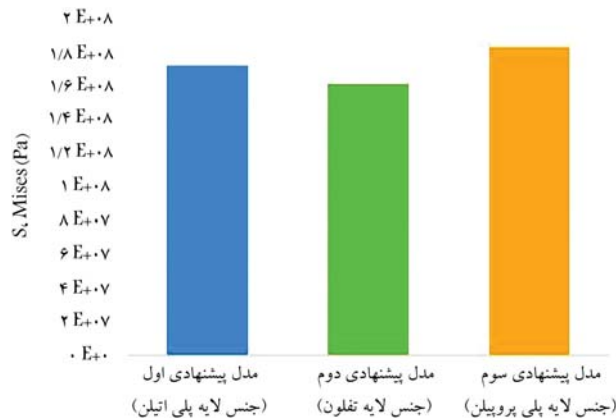


شکل ۱۲. تنش موجود در یک محل مشخص از آویز (گره ۹ که در محل بحرانی آویز قرار دارد).

۵. نتیجه گیری

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

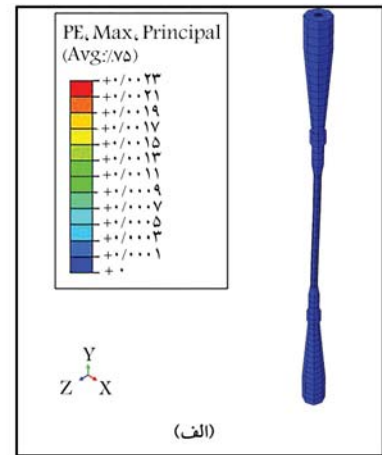
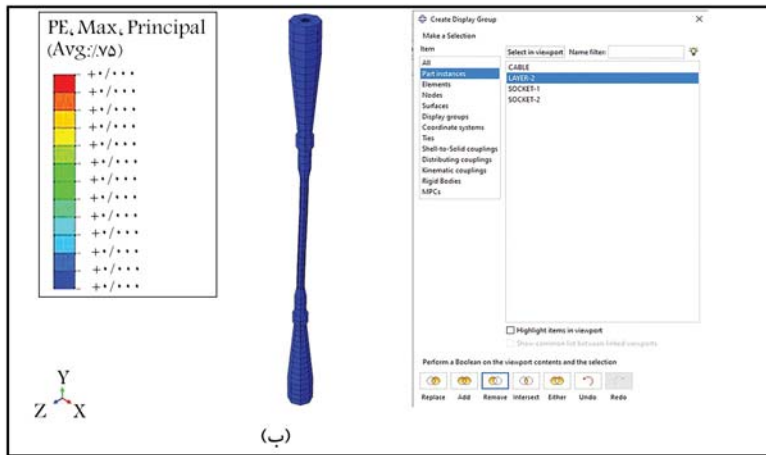
۱. اضافه کردن عضوی به نام لایه میانی و از جنس پلی اتیلن، به عنوان لایه بی بین سه عضو دیگر مدل اولیه، باعث کاهش تنش وارده بر اعضاء مدل تا میزان ۳۹٪ نسبت به حالت اولیه (بدون عضو لایه میانی) شده است.
۲. افزودن عضو لایه میانی بین اعضاء مدل اولیه از کرنش خمیری دیگر اعضاء مدل جلوگیری می کند. به این ترتیب که در مدل های پیشنهادی - که شامل عضو لایه میانی بودند - برخلاف مدل اولیه، دو عضو سوکت که در ابتدا و انتهای مدل قرار داشتند، وارد ناحیه 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 زنگ زدگی کابل آویز جلوگیری می کند (با دست کم به تأخیر می اندازد). به همین خاطر سبب بالا بردن عمر آویز و بهبود عملکرد آن می شود و این امر، کارایی و کارآمد بودن مدل پیشنهادی و به صرفه بودن آن را نشان می دهد.
۴. مدلی که عضو لایه 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 لایه میانی در آویز، تفلون بهتر از پلی اتیلن و پلی اتیلن بهتر از پلی پروپیلن جواب داده است. به این ترتیب که تنش وارده در یک



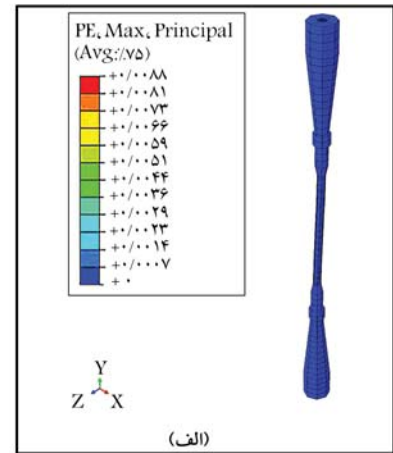
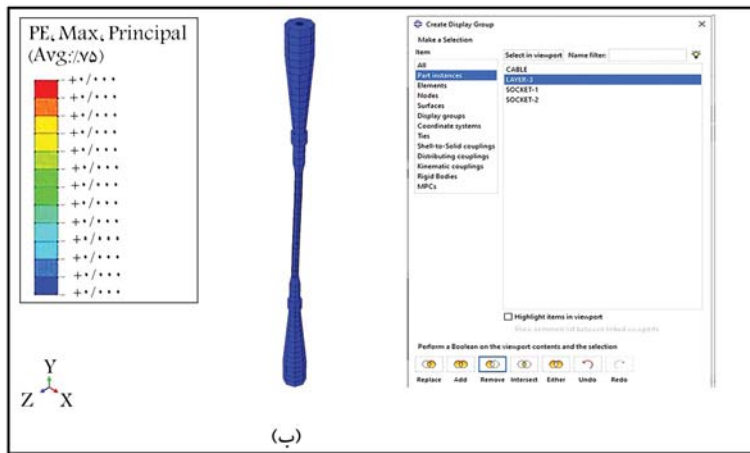
شکل ۱۳. مقایسه تنش ایجاد شده در محل مشخص بین سه مدل پیشنهادی.

در شکل ۱۲، نیز مقدار تنش ایجاد شده در محل مشخص شده از آویز (گره ۹)، در هر دو مدل پیشنهادی دوم و سوم بررسی شدند. از مقایسه نتایج در شکل های ۶ و ۱۱ مشخص می شود که در پی اعمال جابه جایی های یکسان و مشخصی به هر سه مدل پیشنهادی، محدوده توزیع معیار تنش فون میسز در مدل پیشنهادی دوم کمتر از مدل پیشنهادی اول و محدوده توزیع تنش در مدل پیشنهادی اول کمتر از مدل پیشنهادی سوم بوده است. از مقایسه نتایج در شکل های ۷ و ۱۲ و نیز مشاهده شکل ۱۳، مشخص می شود که در یک محل از سه مدل پیشنهادی برای آویز پل (گره ۹ از سه مدل)، معیار تنش موجود در یک نقطه از مدل پیشنهادی دوم کوچک تر 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 کوچک تر از تنش ایجاد شده در همان نقطه از مدل پیشنهادی سوم است.

در شکل های ۱۴ و ۱۵، به ترتیب نتایج مربوط به کرنش خمیری اعضاء مدل های پیشنهادی دوم و سوم مشاهده می شوند. در مدل های پیشنهادی دوم و سوم نیز همانند مدل پیشنهادی اول، با اعمال جابه جایی های مشخص شده، هیچ یک از اعضاء آویز وارد فاز خمیری نشده و سالم (قابل بهره برداری) مانده و فقط عضو لایه 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 پلی پروپیلن 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 تفلون بوده است، به میزان ۴۳٪ و در مدلی که جنس عضو لایه میانی آن از پلی اتیلن بوده است، به میزان ۳۹٪ و

پانویسها

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

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

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 حسینی* (کارشناس ارشد)

سعیدرضا صباغ یزدی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۲۳-۳۳، (پژوهشی)

پژوهشگران اخیراً پنل‌های چندلایه‌ی متشکل از الوارهای متقاطع چوبی (CLT) را به عنوان یکی از مناسب‌ترین ماده‌های ساختمانی دارای کمترین اثرات منفی زیست محیطی معرفی 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 سازه‌ای پیشنهادی، یک ساختمان ۶ طبقه با دو نوع سیستم باربر جانبی شامل: الف) سیستم قاب خمشی متوسط فولادی با دیافراگم کف ترکیبی بتنی فولادی و ب) سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط فولادی و دیوار برشی CLT با دیافراگم کف ترکیبی چوبی-فولادی به کمک نرم‌افزار ایتبس طراحی شده است. در ادامه، دو قاب ساختمانی از سازه با دو نوع سیستم یاد شده با نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و تحلیل اجزای محدود شدند و سپس رفتار آنها تحت تحلیل بارافزون 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 ۱/۲۲٪ کاهش می‌یابد.

واژگان کلیدی: الوارهای چندلایه‌ی متقاطع چوبی (CLT)، سازه‌ی ترکیبی چوبی - فولادی، قاب خمشی فولادی، دیوار برشی CLT، کف کامپوزیت چوبی - فولادی.

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

۱. مقدمه

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 پی دارد. با استفاده از سیستم‌های سازه‌ی با مصالح کم‌وزن ولی مقاوم، تأثیر نیروی زلزله کاهش داده می‌شود. راهبرد اخیر، کاربرد مصالح سبک را به عنوان اعضاء سازه‌ی می‌تلبید و به اقتصادی شدن اجرای ساختمان منجر می‌شود.

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

* نویسنده مسئول

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

DOI:10.24200/J30.2021.57620.2920

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 یافت. از پنل‌های CLT می‌توان در سازه‌ها به عنوان دیوارهای باربر و غیرباربر، 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 گلخانه‌ی 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 یافت. 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

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

پوپوسکی^۴ و همکاران (۲۰۱۲)، جهت بررسی عملکرد لرزه‌ی سیستم متشکل از پنل قائم CLT و اتصال‌های مرتبط، چند آزمایش با اعمال بارگذاری چرخه‌ی طبق پروتکل بارگذاری CUREE^۵ با کنترل جابه‌جایی، 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. بنابراین اتصال‌ها، نقش اصلی در شکل‌پذیری و استهلاک انرژی سیستم دیوار CLT را دارند.^[۲]

اشنایدر^۷ و همکاران (۲۰۱۳)، نیز جهت بررسی رفتار سیستم‌های دیوار برشی CLT در طول زلزله، عملکرد لرزه‌ی اتصال‌های بین پنل‌های دیوار برشی و قاب فولادی را تحت بارهای زلزله و در دو حالت بارگذاری قائم و افقی بررسی کردند. شش اتصال شامل ترکیب ۲ برکت و ۵ نوع اتصال‌دهنده تحت بارگذاری تک‌جهته و چرخه‌ی در جهت‌های موازی و عمود بر جهت الوار لایه‌ی خارجی پنل‌های CLT آزمایش شدند و منحنی‌های بار-لغزش تک‌جهته و حلقه‌های هیستریزس به دست آورده شدند.^[۳] شن^۸ و همکاران (۲۰۱۳)، رفتار لرزه‌ی دیوار برشی CLT را به صورت عددی بررسی و با نتایج آزمایش‌های تجربی مقایسه کرده‌اند. طبق مطالعه‌ی اخیر، بین مدل‌های پیشنهادی برای در نظر گرفتن رفتار اتصال‌ها، مدل تحلیلی Pinching^۴ در مدل‌سازی رفتار اتصال‌ها تحت هر دو بارگذاری چرخه‌ی و استاتیکی رفتار مناسبی نشان داده است.^[۵]

حسنیه^۹ و همکاران (۲۰۱۶)، رفتار بار-لغزش، ظرفیت باربری بیشینه، سختی و مدهای شکست اتصال‌های کف ترکیبی فولاد و CLT را با انجام آزمایش کششی متقارن بر روی سه نوع اتصال مختلف مطالعه کردند.^[۶]

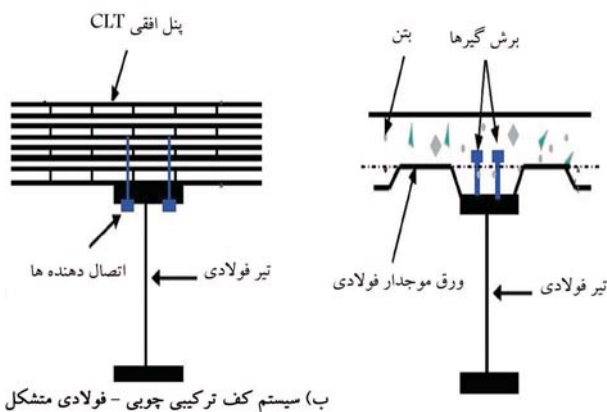
بیشتر مطالعات پیشین جهت بررسی رفتار اتصال‌ها یا بررسی عملکرد سازه‌ی تمام چوبی انجام شده است. در سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه‌ی چوبی به علت کرنش جمعی ناشی از خزش^{۱۰} چوب، به خصوص در طبقات تحتانی، نشست جمعی رخ می‌دهد. لذا ساختمان چندطبقه نمی‌تواند تمام چوبی باشد.^[۷] یکی از ایده‌های ارائه شده جهت رفع محدودیت‌های پیش‌روی بلندمرتبه‌سازی 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 دیوار برشی 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 قاب خمشی مقایسه شود. به منظور دستیابی به اهداف مورد نظر، سازه با پلان متقارن سه دهانه در دو راستای متعامد در ۶ طبقه با دو نوع سیستم باربر جانبی مختلف به شرح: الف) سیستم قاب خمشی متوسط و ب) سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط با دیوار برشی CLT، ابتدا در نرم‌افزار ایتبس^{۱۱} طراحی شده است. در ادامه، نیز یک قاب ساختمانی از هر سازه با دو نوع سیستم باربر جانبی مختلف در نرم‌افزار آباکوس^{۱۲} مدل‌سازی و رفتار قاب ۶

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

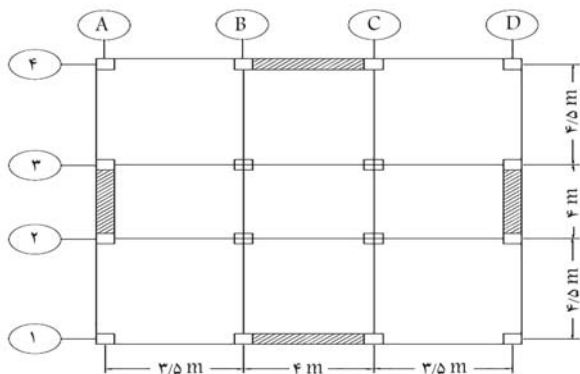
۲. مشخصات مدل انتخابی و طراحی آن

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 دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط فولادی و دیوار برشی CLT دو جهت متعامد طولی و عرضی، با استفاده از نرم‌افزار ایتبس^{۱۱}، ۱، ۱۵ طراحی شده است. لازم به ذکر است که در کف سازی نوع الف، از کف کامپوزیت بتنی و در کف و دیوار برشی سازی نوع ب، از پنل‌های افقی و قائم CLT استفاده شده است. کف کامپوزیت بتن مسلح^{۱۳} 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 ۲/۸m و ارتفاع طبقات مسکونی برابر ۳/۲m بوده است. پلان ساختمان و موقعیت ستون‌ها و دیوار برشی CLT در شکل ۲ مشاهده می‌شود. برای طراحی قاب سازه‌ها در هر دو سازی نوع الف و ب از فولاد ST۳۷ و برای طراحی کف کامپوزیت بتنی در ساختمان نوع الف از بتن رده‌ی C۲۵ استفاده شده است. سازی مذکور در منطقه با خطر نسبی لرزه‌ی بسیار زیاد و روی خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰^[۸] واقع شده بود. این ساختمان مطابق میثت مقررات ملی

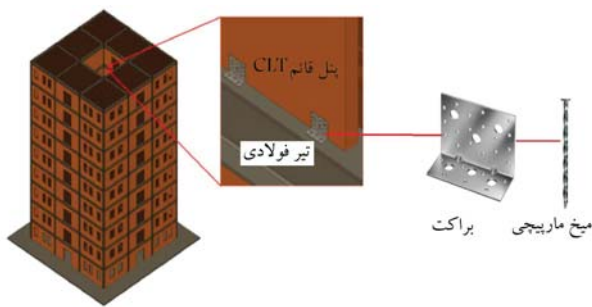


شکل ۱. سیستم‌های سازه‌ی کف ترکیبی.



جدول ۱. خلاصه‌ی بارهای ثقلی اعمال شده در سازه‌ها.

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



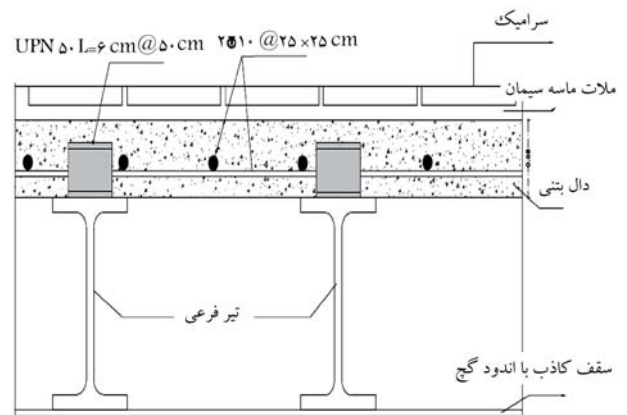
شکل ۵. نحوه‌ی اتصال قاب فولادی به پنل قائم CLT. [۴]

باید توسط اتصال‌های بین پنل‌های قائم CLT و قاب فولادی تأمین شود. [۱۰] با توجه به نتایج آزمایش‌های پوبوسکی، [۲] اشنایدر [۴] و مطالعه‌ی شن، [۵] بر روی پنل‌های قائم CLT با اتصال‌های مختلف، سیستم پنل قائم CLT با اتصال براکت فولادی L شکل با نام تجاری SIMPSON StrongTie و به ابعاد $۹۰ \times ۴۸ \times ۳ \times ۱۱۶$ و با میخ‌های ماریچی به قطر $۳/۸$ mm و طول ۸۹ mm در مقایسه با سایر اتصال‌های شکل‌پذیری، مقاومت، انرژی جذب شده و در نتیجه عملکرد لرزه‌یی مناسب‌تری داشته و همچنین نوع خرابی اتصال مذکور شکل‌پذیر 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 براکت با ۱۸ میخ ماریچی به پنل قائم CLT و طرف دیگر براکت با سه پیچ مهره‌دار به قطر $۱۲/۷$ mm به قاب فولادی متصل شده است. نحوه‌ی اتصال براکت مذکور به قاب فولادی و پنل قائم CLT در شکل ۵ مشاهده می‌شود.

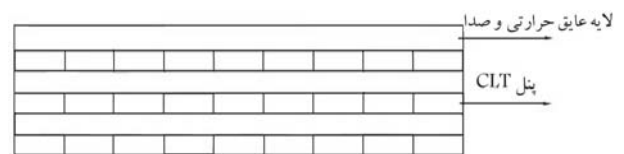
همچنین یک فاصله ۱۶ بین پنل قائم CLT و قاب فولادی جهت تغییرشکل براکت و شکل‌پذیری در نظر گرفته شده است. لذا جهت تعیین فاصله‌ی اتصال مذکور در سازه و همچنین فاصله میان قاب فولادی و پنل قائم CLT، روی قاب یک طبقه‌ی یک‌دهانه، تحلیل پارامتریک انجام شده است.

مشخصات پنل‌های افقی و قائم CLT استفاده شده در سازه‌های با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی فولادی متوسط و دیواربرشی CLT بر اساس آیین‌نامه‌ی NDS ۲۰۱۵ و الوارپنل‌ها از نوع SPF ۱۷ بوده است. در سازه‌ی مذکور برای کف از پنل سه‌لایه‌ی CLT نوع V_2 با ضخامت ۱۰۵ mm، برای دیواربرشی طبقه‌های اول تا سوم از پنل پنج‌لایه‌ی CLT نوع E_1 با ضخامت ۱۷۵ mm و برای دیوار برشی طبقه‌های چهارم تا ششم از پنل سه‌لایه‌ی CLT نوع E_1 با ضخامت ۱۰۵ mm استفاده شده است. مقادیر مشخصات مکانیکی دو نوع الوار چوبی مذکور پنل CLT بر اساس آیین‌نامه‌ی NDS در جدول ۲ ارائه شده است، که در آن، E مدول کشسانی، f_t مقاومت کششی و f_c مقاومت فشاری است.

همچنین در مطالعه‌ی حاضر برای طراحی سازه‌های متشکل از پنل‌های CLT



شکل ۳. جزئیات اجرایی کف کامپوزیت بتنی.



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

ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ بارگذاری شده است. جزئیات اجرایی کف کامپوزیت بتنی و کف متشکل از پنل افقی CLT به ترتیب در شکل‌های ۳ و ۴ مشاهده می‌شود. بارهای ثقلی اعمال شده در سازه، شامل: بار زنده‌ی طبقات، بار مرده‌ی کف‌سازی، بار مرده‌ی دیوارهای پیرامونی و همچنین بار معادل دیوارهای جداکننده بر اساس جزئیات متداول اجرایی در کشور در هر دو سیستم باربر جانبی مذکور در جدول ۱ ارائه شده است. آیین‌نامه‌های استفاده شده در طراحی سازه‌ها، شامل: مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه‌های تحلیل و طراحی سازه‌های چوبی از جمله آیین‌نامه‌ی NDS ۱۵ آمریکا [۹] و آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌های چوبی ایران هستند.

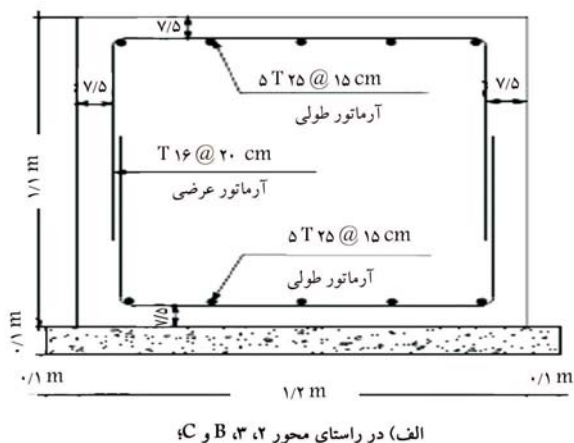
در پژوهش حاضر، طراحی سازه‌ی فولادی طبق روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)، بر اساس روش تحلیل مستقیم و طیف طرح استاندارد تحلیل طیفی برای آنالیز دینامیکی طبق استاندارد ۲۸۰۰ و با استفاده از نرم‌افزار ایتبس ۱۵ ، انجام شده است. [۷-۹]

در مطالعه‌ی حاضر، برای اتصال کف متشکل از پنل افقی CLT به قاب فولادی با توجه به نتایج آزمایش‌های حسنیه و همکاران، [۶] از پیچ‌های خودکار شش ضلعی S ۱۶ با قطر ۱۶ mm استفاده شده است.

با توجه به این‌که در سازه‌های متشکل از پنل‌های CLT، پنل‌های قائم CLT رفتار نسبتاً صلبی دارند، شکل‌پذیری و استهلاک انرژی سازه جهت عملکرد لرزه‌یی مناسب

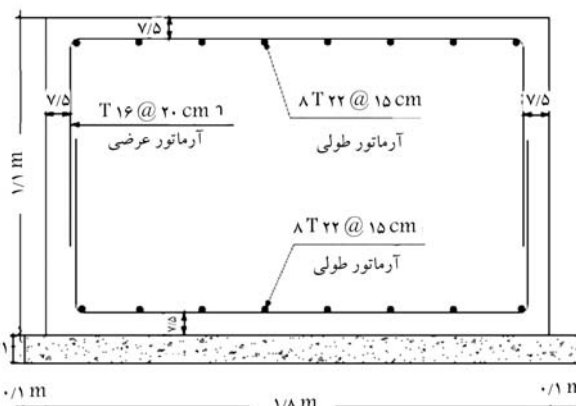
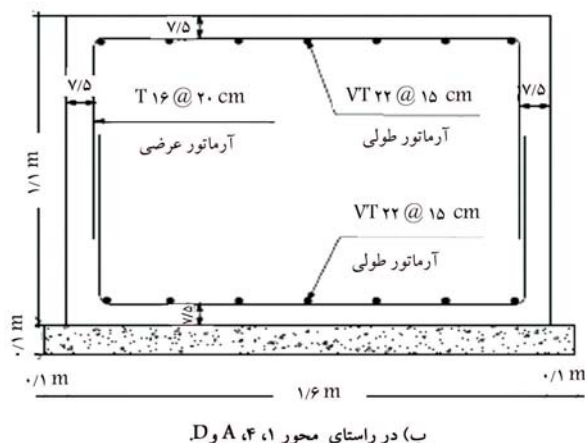
جدول ۲. مقادیر مشخصات مکانیکی دو نوع الوار پنبل CLT.^[۹]

مشخصات مکانیکی در جهت موازی با جهت الوار				
نوع الوار	چگالی ($\frac{kgf}{m^3}$)	E_0 (MPa)	$f_{t,0}$ (MPa)	$f_{c,0}$ (MPa)
E_1	۵۶۰	۱۱۷۰۰	۱۵/۴	۱۹/۳
V_2	۴۲۰	۹۵۰۰	۵/۵	۱۱/۵
مشخصات مکانیکی در جهت عمود بر جهت الوار				
نوع الوار	چگالی ($\frac{kgf}{m^3}$)	E_0 (MPa)	$f_{t,90}$ (MPa)	$f_{c,90}$ (MPa)
E_1	۵۶۰	۹۰۰۰	۳/۲	۹
V_2	۴۲۰	۹۰۰۰	۳/۲	۹

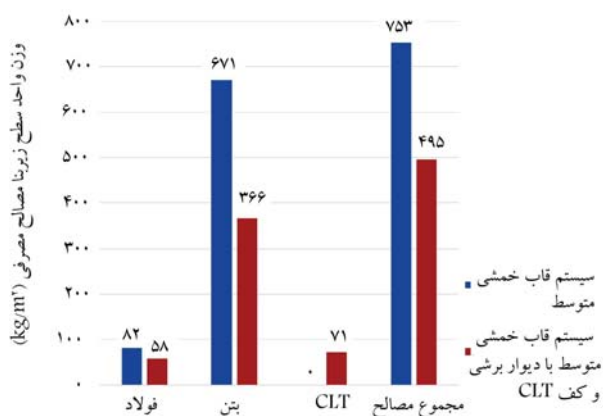


جدول ۳. مقادیر مشخصات مکانیکی پنبل‌های چندلایه‌ی CLT.

پنبل	$f_{t,0}$ (MPa)	$f_{c,0}$ (MPa)
پنبل سه‌لایه با الوار E_1	۳۰/۷۰	۳۸/۴۸
پنبل پنج‌لایه با الوار E_1	۳۱/۲	۳۸/۸۵
پنبل سه‌لایه با الوار V_2	۱۱/۸۶	۲۴/۷۹
پنبل	$f_{t,90}$ (MPa)	$f_{c,90}$ (MPa)
پنبل سه‌لایه با الوار E_1	۲۸/۱۴	۳۵/۲۷
پنبل پنج‌لایه با الوار E_1	۲۸/۶۷	۳۵/۹۴
پنبل سه‌لایه با الوار V_2	۳۵/۸۲	۴۶/۶۶



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



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

Box و در طبقه‌های چهارم تا ششم از نوع مقطع $20 \times 20 \times 1/2$ 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 زیرینا در اعضاء سازه‌ی ساختمانی ۶ طبقه با سیستم‌های باربر جانبی مذکور در شکل ۸ مشاهده می‌شود.

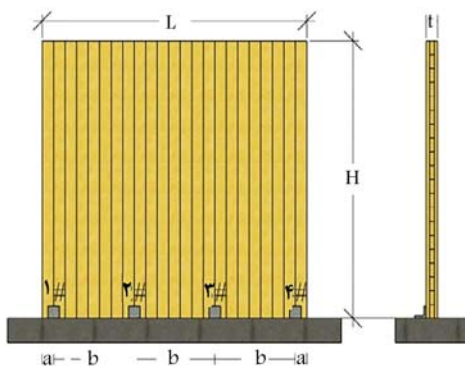
از روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) آیین‌نامه‌ی NDS آمریکا و مشخصات مکانیکی پنبل‌های چندلایه‌ی CLT از روش مقاومت و سختی مؤثر، که بر اساس بسط تئوری مرکب^[۱۱] است، مطابق جدول ۳ محاسبه شده است.

مقطع پی‌های نواری طراحی شده در هر دو جهت در سازه با دو نوع سیستم باربر مذکور در شکل‌های ۶ و ۷ مشاهده می‌شود.

مقطع ستون‌های فولادی طراحی شده در سازه با سیستم قاب خمشی متوسط در طبقه‌های اول و دوم از نوع مقطع $30 \times 30 \times 2/5$ ، در طبقه‌های سوم و چهارم از نوع مقطع $25 \times 25 \times 2$ و در طبقه‌های پنجم و ششم از نوع مقطع $20 \times 20 \times 2$ و در سازه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط فولادی و دیوار برشی CLT در طبقه‌های اول تا سوم از نوع مقطع $25 \times 25 \times 2$

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

شماره دهانه	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم	طبقه ششم
A1-B1	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE240	IPE180
B1-C1	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	IPE140
C1-D1	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE240	IPE180
A2-B2	IPE270	IPE270	IPE240	IPE240	IPE220	IPE180
B2-C2	IPE240	IPE220	IPE220	IPE220	IPE220	IPE180
C2-D2	IPE270	IPE270	IPE240	IPE240	IPE220	IPE180
A3-B3	IPE270	IPE270	IPE240	IPE240	IPE220	IPE180
B3-C3	IPE240	IPE220	IPE220	IPE220	IPE220	IPE180
C3-D3	IPE270	IPE270	IPE240	IPE240	IPE220	IPE180
A4-B4	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE240	IPE180
B4-C4	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	IPE180	IPE140
C4-D4	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE240	IPE180
A1-A2	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE220	IPE180
A2-A3	IPE220	IPE220	IPE200	IPE200	IPE200	IPE180
A3-A4	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE220	IPE180
B1-B2	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE240	IPE200
B2-B3	IPE240	IPE240	IPE240	IPE240	IPE200	IPE180
B3-B4	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE240	IPE200
C1-C2	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE240	IPE200
C2-C3	IPE240	IPE240	IPE240	IPE240	IPE200	IPE180
C3-C4	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE240	IPE200
D1-D2	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE220	IPE180
D2-D3	IPE220	IPE220	IPE200	IPE200	IPE200	IPE180
D3-D4	IPE270	IPE270	IPE270	IPE270	IPE220	IPE180



$$L=2300 \text{ mm}, H=2300 \text{ mm}, b=710 \text{ mm}, a=85 \text{ mm}$$

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

۳. درستی آزمایشی و مدل سازی عددی

در بخش حاضر، صحت سنجی رفتار سیستم متشکل از پنل قائم CLT و اتصال های آن به قاب فولادی ارائه شده است. اساس صحت سنجی حاضر بر مبنای منحنی رفتاری هیستریزس سیستم پنل قائم CLT حاصل از آزمایش پوپوسکی و همکاران،^[۱] با اتصال براکت با ابعاد $3 \times 48 \times 90$ و با میخ های مارپیچی به قطر $3/8$ mm و طول 89 mm تحت بارهای گسترده ی یکنواخت قائم مختلف با سه حالت بدون بار قائم، بارهای 10 و 20 (kN/m) بوده است. در آزمایش مذکور، پنل قائم CLT به طول و عرض $2/3$ m و ضخامت 94 mm با ۴ اتصال در طول تیر فولادی پایین دیوار بوده است، که در شکل ۹ مشاهده می شود.^[۲]

پنل سه لایه ی CLT با المان پوسته یی SFR^{۱۹}،^[۱۲] در نرم افزار آباکوس

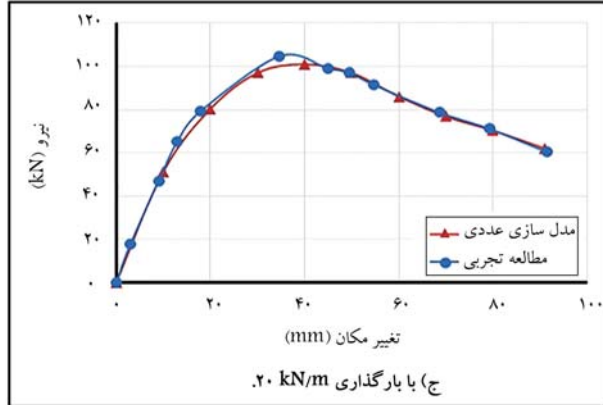
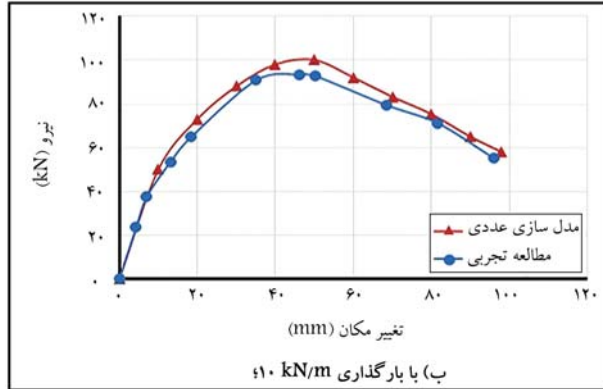
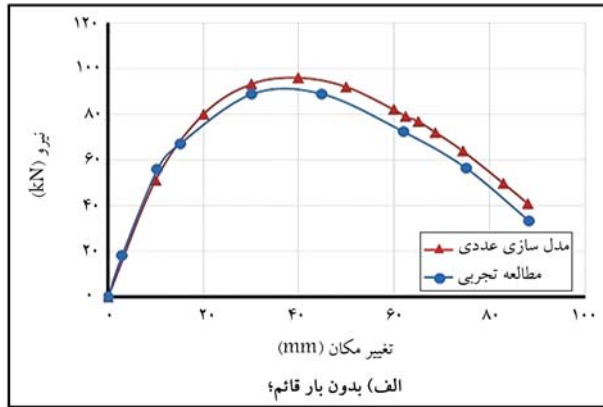
جدول ۵. مقاطع طراحی شده‌ی تیرهای اصلی سازه‌ی ۶ طبقه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط و دیوار برشی CLT.

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

آزمایش‌های اشناپذیر و همکاران،^[۴] روی اتصال به ترتیب تحت بارگذاری‌های قائم و افقی و همچنین بر اساس ربع اول مدل رفتاری پیشنهادی Pinching^۴ توسط شن و همکاران،^[۵] بوده است.

مشخصات مدل چهارخطی فنرهای محوری و برشی با یک فرایند سعی و خطا طوری به دست آورده شده است، که پوش سیستم پانل قائم CLT با اتصال مدل‌سازی شده، بیشترین مطابقت را با backbone منحنی هیستریزس آزمایش دیوار با اتصال مورد نظر تحت بارهای گسترده‌ی یکنواخت قائم مختلف داشته باشد.

مدل‌سازی شده است. راهکار پیشنهادی جهت مدل‌سازی اتصال‌های بین پانل قائم CLT و قاب فولادی، معادل‌سازی 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 پانل‌ها، صرف‌نظر 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 backbone ربع اول چرخه‌ی اول منحنی هیستریزس حاصل از نتایج



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

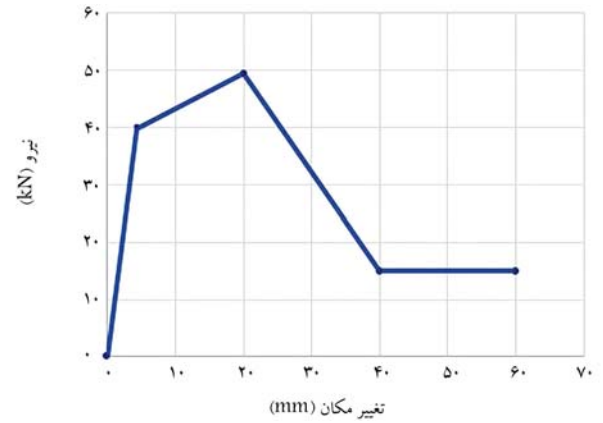
از مطالعه‌ی تجربی با سه حالت بارگذاری گسترده‌ی یکنواخت قائم مشاهده می‌شود، که مطابق آن نتایج به دست آمده از نرم‌افزار، با نتایج آزمایشگاهی تطابق مناسبی دارد، که بیانگر صحت نتایج به دست آمده از مدل‌سازی در نرم‌افزار است.

۴. مدل‌سازی عددی و تحلیل سازه‌ها

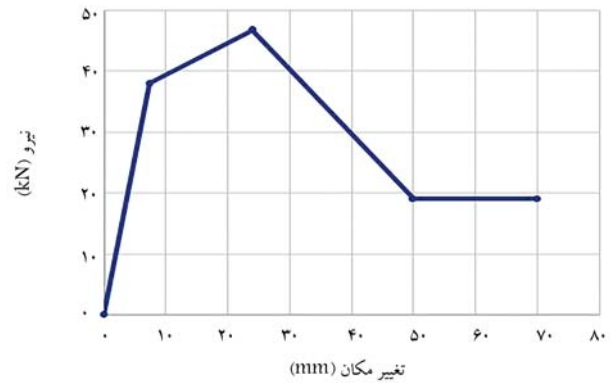
۴.۱. تحلیل پارامتریک قاب فولادی یک طبقه‌ی یک دهانه با پنل

قائم CLT

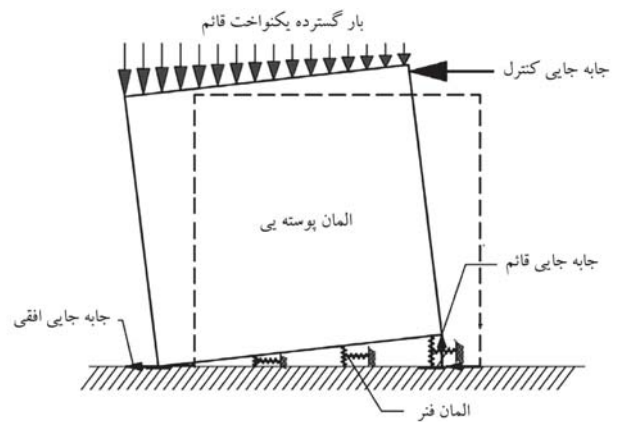
در بخش حاضر، رفتار جانبی سیستم ترکیبی قاب خمشی فولادی با پنل قائم CLT بررسی شده است. تحلیل پارامتریک روی مدل عددی قاب فولادی یک طبقه‌ی یک



شکل ۱۰. نمودار چهارخطی مدل رفتار کششی اتصال.



شکل ۱۱. نمودار چهارخطی مدل رفتار برشی اتصال.



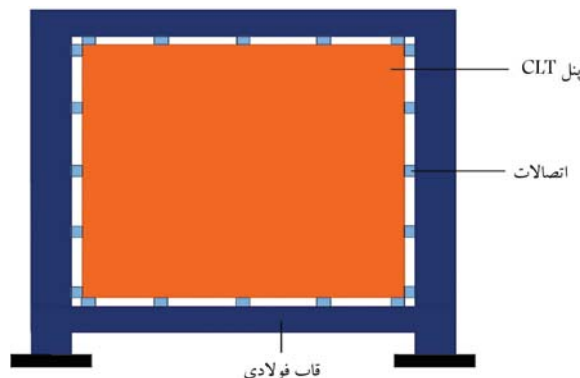
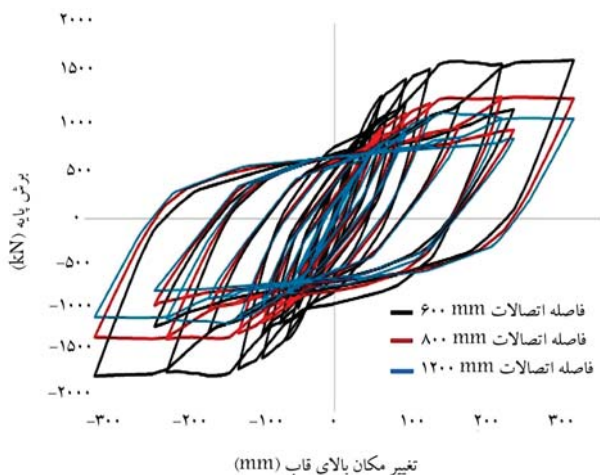
شکل ۱۲. نحوه‌ی مدل‌سازی سیستم پنل قائم CLT به همراه اتصال. [۵]

نمودار چهارخطی مدل رفتاری فشر محوری و برشی جهت مدل‌سازی رفتار کششی و برشی اتصال مورد نظر به ترتیب در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ و نیز نحوه‌ی 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 جابه‌جایی کنترل انجام و نمودار بارافزون پنل قائم CLT تحت بارگذاری گسترده‌ی یکنواخت قائم 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 هیستریزس حاصل

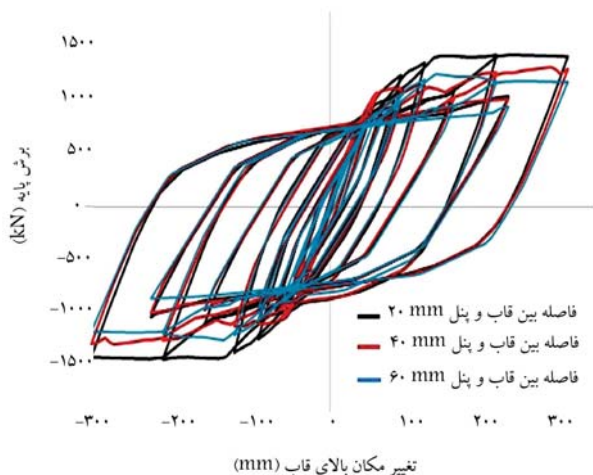
جدول ۶. مقادیر پارامترهای بررسی شده در تحلیل پارامتریک.

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



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

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



شکل ۱۶. اثر فاصله بین قاب و پنل CLT روی منحنی هیستریزس قاب.

فاصله‌ی اتصال‌های پنل قائم CLT به قاب فولادی برابر ۶۰۰ mm و فاصله‌ی بین قاب فولادی و پنل قائم CLT برابر ۲۰ mm بوده است.

۲.۴. تحلیل سازه‌ها و مشخصات مدل‌های عددی مطالعه شده

در بخش کنونی به تبیین مشخصات، نحوه‌ی مدل‌سازی، و نتایج تحلیل بارافزون مدل‌های عددی مورد مطالعه در نرم‌افزار آباکوس ۲، ۱۴، ۶ پرداخته شده است. سازه‌های طراحی شده، شامل ساختمان اسکلت فولادی ۶ طبقه با دو نوع سیستم باربر جانبی مختلف بودند، که در بخش حاضر مورد تحلیل بارافزون 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 موقعیت ردیف شماره‌ی یک پلان شکل ۲ تحلیل شود. در نهایت، منحنی‌های بارافزون هر یک از سازه‌ها با دو نوع سیستم باربر

دهانه با پنل قائم CLT به طول و عرض ۲۴۰ cm مطابق شکل ۱۴ به صورت جابه‌جایی کنترل تیر بالای قاب تحت بار چرخه‌یی ۲° با تغییر در مقادیر پارامترهای مدل، مانند فاصله‌ی اتصال‌ها و فاصله‌ی بین قاب فولادی و پنل CLT، مطابق جدول ۶ با نرم‌افزار آباکوس انجام شده است.

در مطالعه‌ی پارامتریک حاضر، اتصال پنل CLT به قاب مطابق شکل ۵ و پنل CLT مطابق آیین‌نامه‌ی NDS، پنج‌لایه نوع E۱ و با ضخامت ۱۷۵ mm بوده است. تیر و ستون به ترتیب از نوع پروفیل‌های IPE۲۴۰ و IPB۳۰۰ و از نوع فولاد ST ۳۷ بوده است، که با آلمان S۴R [۱۲] و پنل CLT با آلمان C۳DAR [۲۱]، [۲۲] به صورت یک المان شش‌وجهی ۸ گره‌یی در نرم‌افزار مدل‌سازی، همچنین رفتار کششی و برشی اتصال‌های پنل CLT به قاب با فنرهای غیرخطی محوری و برشی مطابق شکل‌های ۱۰ و ۱۱ معادل‌سازی شده است.

در شکل‌های ۱۵ و ۱۶، به ترتیب اثر تغییر در فاصله‌ی اتصال‌ها و اثر تغییر در فاصله‌ی بین قاب و پنل CLT روی منحنی هیستریزس قاب مورد نظر مشاهده می‌شود. در بخش کنونی، ابتدا تحلیل قاب با مقدار ثابت فاصله بین قاب و پنل CLT به اندازه ۲۰ mm و تغییر در فاصله‌ی اتصال‌ها انجام شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مدل با فاصله‌ی اتصال‌های ۶۰۰ mm، ظرفیت باربری بالاتر، قابلیت جذب انرژی بیشتر و رفتار مناسب‌تری دارد. در ادامه، برای بررسی اثر فاصله بین قاب و پنل، تحلیل قاب با مقدار ثابت فاصله‌ی اتصال‌ها برابر ۶۰۰ mm و تغییر در فاصله بین قاب و پنل انجام شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، منحنی هیستریزس مدل با فاصله بین قاب و پنل CLT برابر ۲۰ mm، حلقه‌های هیستریزس پایدارتر، قابلیت جذب انرژی بیشتر و رفتار مناسب‌تری دارد.

با توجه به نتایج تحلیل پارامتریک مشاهده شد که فاصله‌ی اتصال‌ها و فاصله‌ی بین قاب فولادی و پنل قائم CLT در عملکرد لرزه‌یی، ظرفیت باربری و شکل‌پذیری سیستم ترکیبی قاب با پنل CLT تأثیر می‌گذارد و بهترین رفتار را از بین قاب‌های بررسی شده، سیستم با فاصله‌ی اتصال‌های ۶۰۰ mm و فاصله‌ی بین قاب و پنل CLT به میزان ۲۰ mm داشته است. در سازه‌های مورد مطالعه در پژوهش حاضر،

جدول ۷. مقادیر تغییرمکان هدف سازی ۶ طبقه با دو نوع سیستم مختلف.

نوع سیستم باربر جانبی سازه	دوره‌ی تناوب (s)	تغییرمکان هدف (cm)
سیستم قاب خمشی متوسط	۱/۶۵	۴۳
سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و دیوار برشی	۰/۵۳	۱۳

لازم به ذکر است که بارگذاری ثقلی سازه‌های مدل شده جهت تحلیل بارافزون طبق نشریه‌ی ۳۶۰ و برایش ۹۲ برابر $(q_a + q_i)$ است، که در آن، q_i و q_a به ترتیب بارهای زنده و مرده هستند. تغییرمکان اعمالی جهت تحلیل بارافزون به میزان تغییرمکان هدف به بالاترین طبقه و تغییرمکان‌های اعمالی به سایر طبقات با توزیع مثالی لحاظ شده است. تغییرمکان هدف بر اساس رابطه‌ی ۱ نشریه‌ی شماره‌ی ۳۶۰، مطابق جدول ۷ محاسبه شده است.

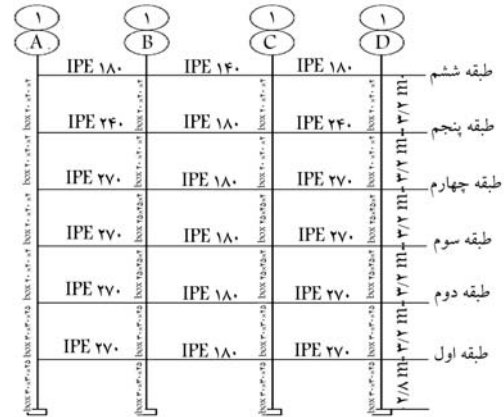
$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{\sqrt{\pi} \cdot T} \quad (1)$$

همان‌طور که قبلاً بیان شد، نقش اصلی در شکل‌پذیری و استهلاک انرژی سازه‌های متشکل از پنل‌های CLT، بر عهده‌ی اتصال‌هاست و پنل‌های قائم CLT در مقابل رفتار اتصال‌های فولادی پنل قائم CLT و قاب فولادی، رفتار نسبتاً صلبی دارند؛ بنابراین فرض رفتار کشسان پنل‌ها تأثیر چندانی در شکل‌پذیری نخواهد داشت. پس از انجام تحلیل نیز با بررسی و کنترل مقادیر بیشینه‌ی تنش ایجاد شده در پنل‌های CLT با مقادیر تنش مجاز جدول ۳ مشاهده شد که رفتار پنل‌ها در محدوده‌ی کشسان قرار دارد. طراحی سازه به صورتی بوده است که اتلاف انرژی در اتصال‌های پنل قائم CLT به قاب فولادی رخ دهد و آسیب ماندگاری در پنل‌های CLT ایجاد نشود، به همین منظور از محدوده‌ی خمیری اتصال‌هایی که وظیفه‌ی استهلاک انرژی را بر عهده دارند، به گونه‌ی که مانع از آسیب ماندگار به پنل‌ها شوند، استفاده شده است. کنترل عدم خرابی اتصال‌های پنل قائم CLT و قاب فولادی بر اساس بررسی معیار بیشینه‌ی جابه‌جایی محوری و برشی اتصال‌ها به ترتیب به میزان ۱۷ و ۲۲ میلی‌متر صورت گرفته است.

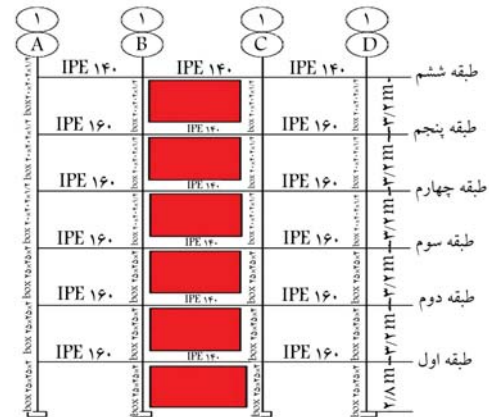
خروجی تنش فون میسر در پایان تحلیل بارافزون مدل عددی قاب ۶ طبقه با دو نوع سیستم با اعمال جابه‌جایی به میزان ۱۵٪ تغییرمکان هدف در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود.

همچنین به منظور بررسی رفتار دیوار برشی CLT و با توجه به این‌که بیشینه‌ی تنش در دیوار برشی طبقه‌ی اول رخ می‌دهد، توزیع تنش فون میسر دیوار برشی طبقه‌ی اول قاب ۶ طبقه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و دیوار برشی CLT با اعمال جابه‌جایی به میزان ۱۵٪ تغییرمکان هدف در شکل ۱۹ مشاهده می‌شود. به علت تماس دو نقطه‌ی گوشه‌ی دیوار برشی با قاب، تنش فشاری بیشینه در قطر دیوار برشی رخ داده و پنل قائم CLT به مانند عضو قطری فشاری رفتار کرده است. نمودار بارافزون قاب ۶ طبقه با سیستم قاب خمشی متوسط و با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط و دیوار برشی CLT در شکل ۲۰ مشاهده می‌شود.

همان‌طور که در شکل ۲۰ مشاهده می‌شود، سختی اولیه‌ی نمودار بارافزون قاب با سیستم باربر جانبی دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط و دیوار برشی CLT کمتر از سختی اولیه‌ی نمودار بارافزون قاب با سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط است؛ به دلیل این‌که در سازه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و دیوار برشی، ابعاد مقطع اعضا فولادی کوچک‌تر بوده و همچنین در تغییرمکان‌های کم، هنوز دیوار برشی CLT به علت فاصله‌ی میان قاب فولادی و دیوار برشی تأثیر چندانی در رفتار سازه نداشته است. ولی با افزایش تغییرمکان و تماس دیوار برشی CLT



الف) با سیستم قاب خمشی متوسط؛



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

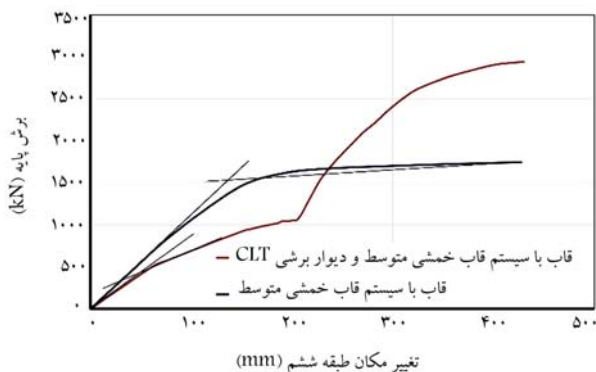
شکل ۱۷. مشخصات قاب فولادی تحلیل شده در آباکوس.

جانبی مختلف رسم و با هم مقایسه شده است. رفتار کششی و برشی اتصال‌های پنل قائم CLT به قاب فولادی با توجه به صحت‌سنجی انجام شده، با فترهای غیرخطی محوری و برشی با رفتار مطابق شکل‌های ۱۰ و ۱۱ معادل‌سازی شده است.

در مدل‌سازی عددی سازه‌های مورد نظر، مشخصات اعضاء سازه‌ی همچون تیر و ستون فولادی و دیوار برشی بر اساس طراحی صورت گرفته در بخش طراحی سازه‌ها مطابق شکل ۱۷ در نظر گرفته شده است. برای مدل‌سازی تیر و ستون فولادی با مشخصات فولاد ST37 از آلمان S42R با اندازه‌ی شبکه‌بندی ۱۰ mm در نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است. پنل‌های قائم CLT با آلمان C2DAR [۱۲] با اندازه‌ی شبکه‌بندی ۱۰ mm و با مشخصات طبق آیین‌نامه‌ی NDS2015، به صورت کشسان در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده است. مدل‌سازی تماس بین پنل قائم CLT با قاب فولادی با اختصاص رفتار از نوع Hard Contact در جهت عمود بر صفحات در تماس با هم و نوع Tangential در راستای مماسی دو صفحه با ضریب اصطکاک ۰/۳ انجام شده است.

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

پارامتر	سیستم قاب خمشی	سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و دیوار برشی
V_y (KN)	۱۵۵۰	۴۱۰
Δ_y (mm)	۱۴۵	۵۰
K_e (KN/mm)	۱۰/۶۹	۸/۲
V_d (KN)	۱۷۴۸	۸۳۰
$\mu = \Delta_t / \Delta_y$	۲/۹۷	۲/۶



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

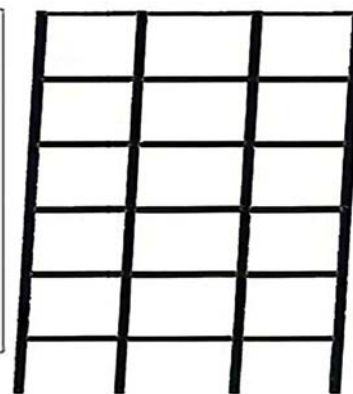
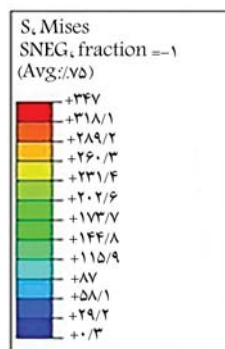
با قاب فولادی، رفتار سازه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی و دیوار برشی به علت سختی پنل CLT تغییر یافته و سختی و برش پایه‌ی سازه، افزایش محسوسی داشته است.

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 شکل‌پذیری سازه دارند، نسبت شکل‌پذیری قابل قبولی در سازه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط و دیوار برشی CLT مطابق جدول ۸ به دست آمده است.

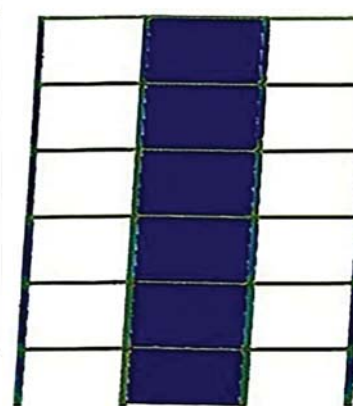
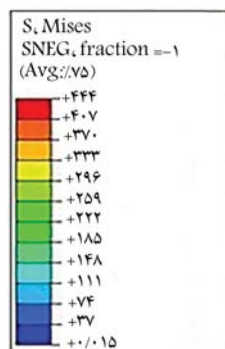
۵. نتیجه‌گیری

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 میران مصالح مصرفی اعضا سازه‌ای با دو نوع سیستم باربر جانبی مذکور مشخص شد. همچنین در ادامه، یک قاب ساختمانی از هر سازه با سیستم‌های باربر جانبی مختلف مدل‌سازی و رفتار قاب ۶ طبقه با هر دو نوع سیستم باربر جانبی مذکور تحت تحلیل بارافزون مقایسه شدند. در ادامه، خلاصه‌ی 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 زیست‌محیطی 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 ۴۳/۶۷٪ کمتر شده است؛ بنابراین، در سازه با اسکلت فولادی استفاده از سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط با دیوار برشی CLT به جای سیستم

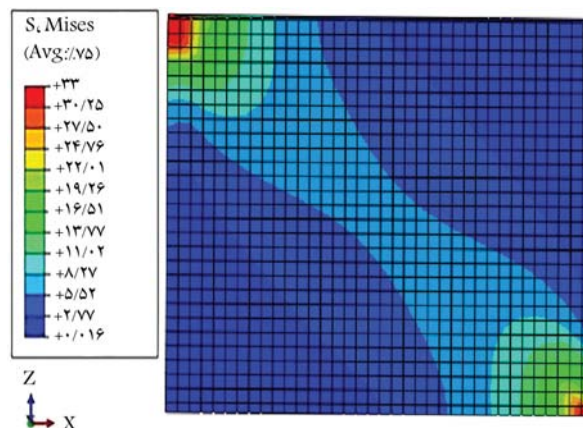


الف) با سیستم قاب خمشی متوسط؛



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

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



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

ماشین‌آلات، کارگر متخصص و جلوگیری از خطاهای ساختمانی در محل کارگاه بالا می‌رود.

۴. در سازه‌ی ترکیبی فولادی - چوبی پیشنهادی، با توجه به این‌که پنل‌های قائم CLT به عنوان دیواربرشی داخل دهانه‌های قاب خمشی فولادی قرار می‌گیرند، رفتار شکل‌پذیر قاب خمشی فولادی با رفتار پنل‌های CLT با مقاومت مناسب و سبک ترکیب می‌شود. سیستم سازه‌ی دوگانه‌ی قاب خمشی فولادی متوسط با دیواربرشی 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 دیواربرشی CLT است، که این امر باعث کاهش تغییرشکل جانبی سازه خواهد شد، این‌گونه سیستم‌ها برای سازه‌هایی که مشکل کنترل جابه‌جایی طبقات را دارند، بسیار مفید خواهند بود.

۵. اتصال‌ها در سازه‌های 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 دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط و دیواربرشی 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 گلخانه‌ی و مصرف انرژی و همچنین وجود مزارع 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 تهیه‌ی 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 گلخانه‌ی 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 بتنی متداول، سازه‌های مذکور می‌توانند جایگزین مناسبی برای ساختمان‌های فولادی و بتنی متداول موجود در ایران باشند.

۲. در سازه‌های با سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط و دیواربرشی CLT، با کنترل صلیب دیافراگم کف و کنترل ضابطه‌های 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 دوگانه‌ی قاب خمشی و دیوار برشی CLT است و پنل‌های قائم CLT به صورت دیواربرشی عمل می‌کنند.

۳. در صورت استفاده از CLT در اعضاء سازه‌ی همچون کف و دیوار برشی در قاب ساختمانی فولادی، علاوه بر تأمین مقاومت ساختمان در مقابل بارهای جانبی لرزه‌ی، وزن ساختمان نیز کاهش می‌یابد؛ به طوری که در مطالعه‌ی حاضر وزن سازه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی متوسط فولادی و دیوار برشی CLT نسبت به سازه با سیستم قاب خمشی متوسط فولادی ۱/۲۲ 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 سازه‌ی وزین مانند کف و دیوار، سرعت اجرای ساختمان با حذف بخش‌های قابل توجهی از عناصر نما، نازک‌کاری، و کف‌سازی، کاهش مصالح،

پانویس‌ها

1. Cross Laminated Timber
2. Engineered Wood Product
3. Ceccotti
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

19. 4- node general-purpose shell, with reduced integration
20. cyclic loading
21. 8-node linear brick element, with reduced integration

منابع (References)

1. Ceccotti, 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 سازه‌ی مخلوط‌های بتنی حاوی ترکیب پودر لاستیک ضایعاتی و الیاف‌های مصنوعی

مهدی نوروزی (کارشناس ارشد)

محمد کاظم شربتدار* (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره‌ی ۲ - ۳۸، شماره‌ی ۱/۱، ص. ۳۵-۴۶، (پژوهشی)

استفاده از پودر لاستیک ضایعاتی با درصد‌های مختلف به‌عنوان جایگزین سنگ‌دانه در تولید بتن به منظور بررسی آزمایشگاهی خصوصیات مختلف مکانیکی و سازه‌ی در نوشتار حاضر بررسی شده‌اند. علاوه بر بتن معمولی، چند نوع طرح اختلاط حاوی پودر لاستیک ضایعاتی معادل ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد حجم واقعی سنگ‌دانه‌ها و الیاف مصنوعی پلی‌پرفین سولفید (PPS) با ۷۵/۰ 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 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، ۲/۷٪ برابری ضریب 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.

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

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

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 ژنگ^۱ و همکاران (۲۰۰۸) نشان داده است که مقاومت و مدول کشسانی بتن لاستیکی با افزایش حجم لاستیک نسبت به نمونه‌ی ساده به‌آرامی کاهش یافته است.^[۲] از طرفی دیگر، کاهش مقاومت‌های فشاری و کششی به‌دست آمده با افزودن لاستیک و اضافه کردن فوق روان‌کننده و ضایعات صنعتی جبران شده است.^[۳] در آزمایش‌های گنجیان و همکاران (۲۰۰۹)، مقاومت فشاری با جایگزینی ۵٪ لاستیک درشت‌دانه 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 عمل‌آوری شده که در آن لاستیک تماماً جایگزین ماسه شده است، افزایش مقاومت قابل توجهی نسبت به بتن عمل‌آوری شده با لاستیک ورقه شده (جایگزین درشت‌دانه) داشته و استفاده از سیلکافوم برای غلبه بر کاهش مقاومت فشاری حاصل از جایگزینی لاستیک با ماسه توصیه شده است.^[۵] جایگزینی ۱۵٪ لاستیک خرد شده با ماسه‌ی رودخانه‌ی باعث بهبود مشخصات مکانیکی و دوام بتن‌های لاستیکی مثل مقاومت‌های فشاری، کششی و خمشی، جذب آب، مقاومت قلیایی، اسیدی و مقاومت در برابر کلر شده است.^[۶]

دفع ضایعات لاستیک به یکی از بزرگ‌ترین معضلات محیط‌زیستی در جهان تبدیل شده است.^[۱] ضایعات لاستیک به‌عنوان سنگ‌دانه در بتن استفاده می‌شوند و خواصی نظیر انعطاف‌پذیری، جذب انرژی را افزایش می‌دهند و تردی، شکست ناگهانی و چقرمگی کم بتن را بهبود می‌بخشند.^[۲] گرچه اسلامپ بتن با افزایش درصد لاستیک کاهش می‌یابد، ولی میزان کاهش اخیر در مخلوط‌های ساخته شده با خرده‌لاستیک ریز کمتر است.^[۳-۴] پژوهشگران بسیاری بر روی اثر لاستیک به صورت درشت‌دانه و ریزدانه و یا به صورت الیاف در کارایی بتن مطالعه کرده و دریافته‌اند که تأثیر منفی پودر و به‌خصوص الیاف لاستیک در کارایی بتن خیلی کمتر است.^[۵-۹] استفاده از لاستیک به‌عنوان سنگ‌دانه‌ی درشت و استفاده از خرده‌لاستیک به‌عنوان ماسه، باعث کاهش مقاومت‌های فشاری و کششی و جرم مخصوص و افزایش مقاومت ضربه می‌شود. گسیختگی ترد در فشار در این موارد اتفاق نمی‌افتد و میزان کاهش مقاومت خمشی در لاستیک ریزدانه کمتر بوده است، ضمن اینکه تغییر چندانی در مقاومت فشاری بتن در سنین ۷ و ۲۸ روز مشاهده نشده است.^[۱۰-۱۷]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۰/۲۷/۱۳۹۹، اصلاحیه ۰۶/۰۶/۱۴۰۰، پذیرش ۰۹/۰۷/۱۴۰۰.

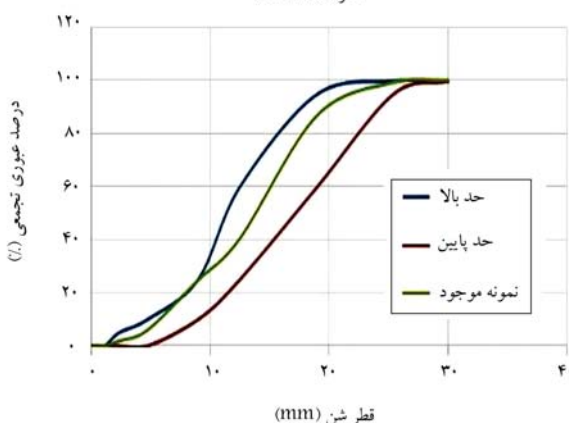
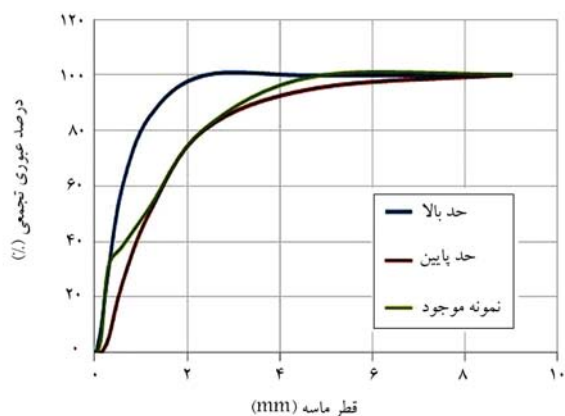
DOI:10.24200/J30.2021.57365.2904

جدول ۱. مشخصات فیزیکی سیمان مصرفی.

ردیف	مشخصه فیزیکی	واحد	مقدار میانگین
۱	نرمی (بلین)	cm^2/gr	۳۷۸۰
۲	انقباض طولی	درصد	۰/۲
۳	الف زمان گیرش اولیه	دقیقه	۱۰۵
	ب زمان گیرش نهایی	دقیقه	۲۰۰
۴	الف مقاومت فشاری ۷ روزه	kg/cm^2	۴۱۲
	ب 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	۵	MgO	۲/۲۴
۲	Al ₂ O ₃	۴/۷۸	۶	SO ₃	۲/۷۴
۳	Fe ₂ O ₃	۳/۷۲	۷	K ₂ O	۰/۵۵
۴	CaO	۶۲/۶	۸	Na ₂ O	۰/۲۶



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی شن و ماسه.

چگالی پودر (نسبت وزن به حجم واقعی) محاسبه و اندازه‌گیری شده است، که برابر ۱/۰۵ 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 در نهایت 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]

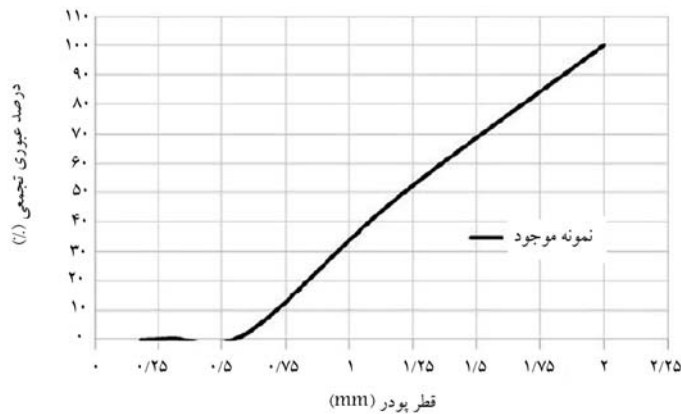
علی‌رغم کاهش مقاومت فشاری با افزایش درصد لاستیک ضایعاتی، مقاومت خمشی یا کاهش جزئی و یا در مواردی هم افزایش داشته است که دلیل آن کشسان بودن ذرات لاستیک بیان شده است. [۲۳، ۲۴] از آنجایی که یکی از ملاک‌های مهم طراحی روسازی بتنی رسیدن به مقاومت خمشی مناسب است، استفاده از ذرات لاستیک در روسازی‌های بتنی می‌تواند مفید باشد و میزان کاهش مقاومت خمشی در مقایسه با کاهش مقاومت فشاری با افزودن تا ۳٪ 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 ضربه در بتن افزایش و موجب کاهش ظرفیت انرژی کشسان و افزایش ظرفیت انرژی خمیری بتن و جذب انرژی می‌شود. [۳۲، ۳۳] از بی‌۲ و همکاران (۲۰۱۱)، [۳۴]، ابوبکر و همکاران (۲۰۱۳)، [۳۵] گزارش دادند که جایگزینی دانه‌های لاستیک با مصالح درشت‌دانه و ریزدانه موجب افزایش ۲۵ تا ۷۵ درصدی جذب انرژی شده است. الطیب^۳ و همکاران (۲۰۱۷)، تأثیر جایگزینی مقداری ماسه با لاستیک خرد شده تا ۲۰٪ جایگزین ماسه را در رفتار بتن مسلح تحت بار 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. [۳۶] با توجه به کاهش مقاومت‌های فشاری و خمشی بتن حاوی لاستیک ضایعاتی، در نوشتار حاضر سعی شده است با افزودن الیاف PPS به بتن موردنظر، نقص اخیر کمتر شود، تا علاوه بر بهبود نواقص بتن ساده از فواید لاستیک به عنوان مشخصات مکانیکی و همچنین در ساخت دال‌های بتنی روسازی در مقیاس 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 به‌کار رفته در پژوهش حاضر شامل مصالح سنگی درشت‌دانه (شن) و مصالح سنگی ریزدانه (ماسه) بوده است. شن به‌عنوان درشت‌دانه نقش بسیار مهمی در تحمل بارهای وارده بر بتن داشته و ماسه هم به‌عنوان ریزدانه با چگالی ۲/۷ جهت پر کردن فضای خالی بین درشت‌دانه‌ها استفاده شده است. درصد جذب آب شن و ماسه به ترتیب ۰/۹ و ۲/۵ درصد بوده است. آزمایش دانه‌بندی جهت تعیین نحوه‌ی توزیع اندازه‌ی دانه‌های سنگی براساس دستورالعمل ACI 211R و استاندارد ASTM C 33 صورت گرفته و منحنی‌های مرتبط در شکل ۱ نشان داده شده است.

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



ب) منحنی دانه بندی پودر لاستیک.



الف) پودر لاستیک؛

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

جدول ۳. دانه بندی لاستیک پودر شده.

شماره الک	قطر الک (mm)	لاستیک پودر (g)	جمع کل (g)
۱۰	۱۶	۱۰۴/۸۶	۸۰
۳۰	۹۰/۲۳	۱۰/۸	۵۰
۸۰	۲۰۰۰	۴۰	۳۰

جدول ۴. مشخصات فنی و مکانیکی الیاف PPS.

مدول کشسانی (MPa)	چگالی (kg/cm^3)	طول (mm)	قطر (mm)
۳۵۰۰	۰/۹	۷۰-۴۰	۰/۸ تا ۰/۷

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 براساس استاندارد ACI-۲۱۱-۸۹ در نظر گرفته شده و با توجه به استفاده ی 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 بتن 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 آیین نامه، مقداری ماسه ی بادی نرم تر از ۱ میلی متر به منظور اصلاح دانه بندی استفاده شده است. پودر لاستیک به صورت حجمی جایگزین ماسه ی معمولی شده است. لذا در ابتدا حجم واقعی ماسه ی مصرفی در ۱ متر مکعب بتن براساس چگالی ماسه ی مشخص و برابر ۰/۳ متر مکعب تعیین شده و سپس براساس درصد های ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد، حجم واقعی لاستیک جایگزین مشخص شده و با داشتن چگالی لاستیک (برابر ۱/۰۵ گرم بر سانتی متر مکعب) وزن پودر لاستیک بر حسب گرم به دست آمده است. مطالعات انجام شده توسط نماز زاده (۱۳۹۷)، نشان داد که افزودن الیاف PP از ۰/۵ تا ۱/۵ 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 ۱/۵ درصد اضافه شد. در ساخت طرح های اختلاط پس از مخلوط کردن کلیه ی مؤلفه ها، در

انتهای الیاف PPS در چند مرحله و به تدریج به مخلوط اضافه شدند، تا از انباشت و توده شدن الیاف در بتن جلوگیری شود.

۳.۲. مشخصات نمونه ها و نحوه ی 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 یی 10×20 سانتی متر جهت انجام آزمایش های مقاومت کششی برزیلی، تیر مکعب مستطیل $10 \times 10 \times 50$ سانتی متر برای مقاومت خمشی و قالب های استوانه یی به قطر ۱۵ و ارتفاع ۳۰ سانتی متر که هر استوانه به صورت ۴ قرص $15 \times 6/4$ سانتی متر بریده شدند، برای انجام آزمایش ضربه استفاده شده اند. ۶ نمونه ی مکعبی، ۵ نمونه ی تیر، ۵ نمونه ی استوانه یی و ۳ نمونه ی استوانه یی (۱۲ قرص) برای انجام آزمایش ضربه برای هر طرح اختلاط ساخته شدند که براساس آن در مجموع ۲۸ نمونه شامل: ۶۰ نمونه ی مکعبی، ۵۰ نمونه ی استوانه یی و ۱۲۰ نمونه ی قرصی و ۵۰ عدد نمونه ی 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 خمشی روسازی صلب بتنی، در پژوهش حاضر، مجموعاً ۶ نمونه ی دال با سه نوع طرح اختلاط ساخته شدند که از هر اختلاط دو نمونه مشابه بودند. علاوه بر بتن معمولی به عنوان نمونه شاهد، بتن 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 ۲۸ روز عمل آوری شد. برای تعیین مقاومت خمشی روسازی صلب بتنی، نیاز به فراهم کردن بستر ارتجاعی بود؛ لذا به کمک ۴ قوطی و ورق به ضخامت ۶ میلی متر و جوش دادن آن ها به یکدیگر، چیدمان (Set up) مجموعی آزمایش تهیه شد. سپس قالب فلزی به ابعاد مربعی $1/25$ متر ساخته و سپس خاک تا ارتفاع ۱۵ سانتی متر درون قالب ریخته شد. سه سانتی متر از کل خاک بستر به صورت مخلوط نخودی و بادامی بود و به وسیله ی ورق ژئوتکستایل با لایه ی زیرین تفکیک شد و ۱۲ سانتی متر ماسه ی

جدول ۵. وزن مؤلفه‌های مختلف در هر طرح اختلاط.

ردیف	نام طرح اختلاط	آب		سیمان شن		ماسه		کل ریزدانه		لاستیک		وزن الیاف (kg)	
		اولیه (kg)	نهایی (kg)	(kg)	(kg)	(kg)	معمولی (kg)	بادی (kg)	(kg)	درصد (%)	وزن (kg)	٪۰/۷۵	٪۱/۵
۱	CS	۱۸۰	۲۰۰	۳۶۰	۱۰۴۰	۸۰۹/۱۳	۸۰/۹	۸۹۰	۰	۰	۰	۰	۰
۲	RC۵۰/۷۵	۱۸۰	۱۹۷/۱	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۶۹/۲۷	۷۶/۲۹	۸۶۷/۰۳	۵	۱۵/۲۲	۶/۷۵	۰	
۳	RC۱۰S۰/۷۵	۱۸۰	۱۹۶/۳	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۲۹/۴۱	۷۲/۹۴	۸۳۹/۵۴	۱۰	۳۰/۴۴	۶/۷۵	۰	
۴	RC۱۵S۰/۷۵	۱۸۰	۱۹۵/۶	۳۶۰	۱۰۴۰	۶۸۹/۵	۶۸/۹۵	۸۱۰/۸۶	۱۵	۴۵/۶۶	۶/۷۵	۰	
۵	RC۵S۱/۵	۱۸۰	۱۹۷/۱	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۶۹/۲۷	۷۶/۲۹	۸۷۳/۷۸	۵	۱۵/۲۲	۱۳/۵	۰	
۶	RC۱۰S۱/۵	۱۸۰	۱۹۶/۳	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۲۹/۴۱	۷۲/۹۴	۸۴۶/۲۹	۱۰	۳۰/۴۴	۱۳/۵	۰	
۷	RC۱۵S۱/۵	۱۸۰	۱۹۵/۶	۳۶۰	۱۰۴۰	۶۸۹/۵	۶۸/۹۵	۸۱۷/۶۱	۱۵	۴۵/۶۶	۱۳/۵	۰	
۸	RC۵	۱۸۰	۱۹۷/۱	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۶۹/۲۷	۷۶/۲۹	۸۶۰/۷۶	۵	۱۵/۲۲	۰	۰	
۹	RC۱۰	۱۸۰	۱۹۶/۳	۳۶۰	۱۰۴۰	۷۲۹/۴۱	۷۲/۹۴	۸۳۲/۷۹	۱۰	۳۰/۴۴	۰	۰	
۱۰	RC۱۵	۱۸۰	۱۹۵/۶	۳۶۰	۱۰۴۰	۶۸۹/۵	۶۸/۹۵	۸۰۴/۱۱	۱۵	۴۵/۶۶	۰	۰	



شکل ۴. آزمایش مقاومت خمشی چهار نقطه‌یی.



شکل ۳. بستر خاکی متراکم شده به وسیله کمیکتور.

به‌دست آمد که P بیشینه‌ی بار قرانت شده از روی دستگاه بر حسب نیوتن و L و b و d به ترتیب طول، عرض و ارتفاع نمونه‌ها بر حسب میلی‌متر هستند.

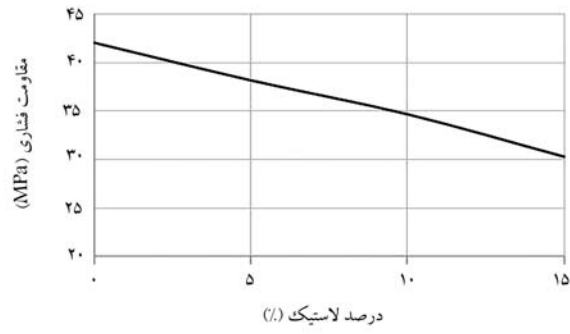
آزمایش سقوط وزنه با ضربه‌های تکرارشونده، ساده‌ترین نوع آزمایش ضربه است. تعداد ضربه برای ایجاد سطح مشخص از گسیختگی یا شکست در آزمون در آزمایش مذکور به‌دست می‌آید که نشان‌دهنده‌ی میزان ظرفیت جذب انرژی مصالح است. دستگاه آزمایش سقوط وزنه (مطابق شکل ۵) از یک چکش به جرم $۴/۵۴$ کیلوگرم، گوی فولادی به قطر $۶۳/۵$ میلی‌متر، شمارنده برای شمارش تعداد ضربات وارد شده بر گوی و همچنین نگهدارنده‌ی فولادی برای جلوگیری از تکان خوردن گوی از محل اعمال وزنه تشکیل شده است که مطابق ACI۵۴۴ 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 $۰/۵$ متری انجام شده و ضربه‌های تکراری تا رسیدن به سطح مشخص از ترک خوردگی (اولین ترک خوردگی و گسیختگی نهایی) ادامه یافته است.

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

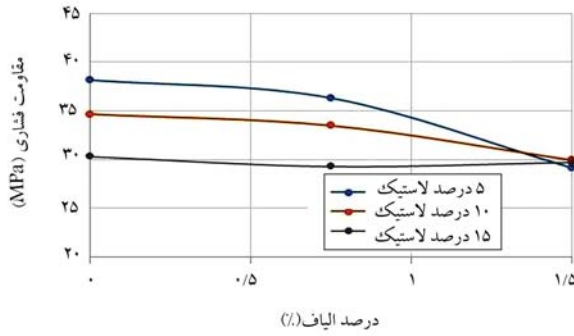
زیرین در سه لایه ریخته و هر لایه به وسیله کمیکتور (مشابه شکل ۳) متراکم شد.

۳. نحوه‌ی انجام آزمایش‌ها

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



الف) بتن حاوی تنها پودر لاستیک؛



ب) بتن با ترکیب پودر لاستیک و الیاف.

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

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 الیاف هم کاهش پیدا می‌کند، به طوری که در مخلوط‌های حاوی ۱۵٪ پودر لاستیک، افزایش درصد‌های مختلف الیاف تأثیر منفی بسیار جزئی داشته است؛ لذا الیاف‌های PPS نه فقط کمکی به افزایش مقاومت فشاری نمی‌کنند، بلکه به تناسب درصد الیاف 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 الیاف هم باعث کاهش مقاومت شده است، به طوری که تأثیر منفی کمتر از ۵٪ نسبت به افزایش پودر لاستیک است؛ ولی با افزایش الیاف تا ۱/۵٪ افت زیاد مقاومت فشاری اتفاق افتاده است. ضمناً در نمونه‌های حاوی درصد‌های مختلف پودر لاستیک، افت مقاومت با افزایش درصد الیاف 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 الیاف پیشنهاد می‌شود:

$$f_{c-rubber} = f_c \cdot (1 - 0.2\alpha_1) \quad (1)$$

$$f_{c-5\%r-f} = f_c \cdot (1 - 0.2\alpha_1) \cdot (1 + 0.14\alpha_2 - 0.24\alpha_2^2)$$

$$f_{c-10\%r-f} = f_c \cdot (1 - 0.2\alpha_1) \cdot (1 + 0.49\alpha_2 - 0.17\alpha_2^2)$$

$$f_{c-15\%r-f} = f_c \cdot (1 - 0.2\alpha_1) \cdot (1 - 0.07\alpha_2 - 0.21\alpha_2^2) \quad (2)$$

که در آن، f_c مقاومت فشاری نمونه‌ی مرجع بدون لاستیک و الیاف، α_1 درصد لاستیک اضافه شده (۵، ۱۰ و ۱۵) و α_2 درصد الیاف (۱/۵ و ۱ و ۱/۵) و $f_{c-5\%r-f}$ ، $f_{c-10\%r-f}$ و $f_{c-15\%r-f}$ مقاومت‌های فشاری نمونه‌های الیافی 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 گوشه‌ی دال، محل اعمال بار، مرکز دال و در نقطه‌ی مقابل اعمال بار در مرکز لبه‌ی دال قرار گرفتند. محل قرارگیری نیرو در بحرانی‌ترین 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

۱.۴. مقاومت فشاری

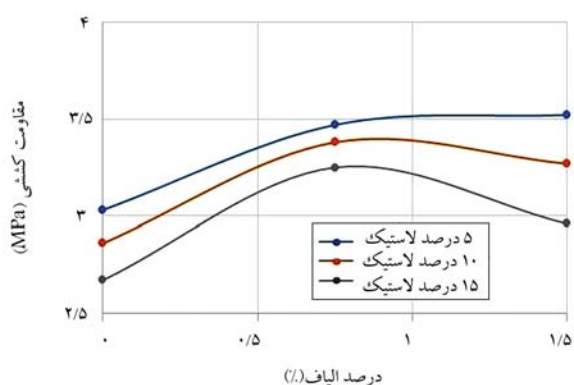
نتایج متوسط مقاومت فشاری نمونه‌های مکعبی ۱۰۰ میلی‌متری حاوی پودر لاستیک و همچنین ترکیب پودر لاستیک و الیاف به مقاومت فشاری متوسط نمونه‌های استوانه‌یی استاندارد ۱۵۰ × ۳۰۰ میلی‌متری تبدیل و نتایج در شکل ۷ و جدول ۶ ارائه شده‌اند، که مطابق آن‌ها با افزایش درصد لاستیک تا ۱۵٪، مقاومت فشاری به صورت نسبتاً خطی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

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

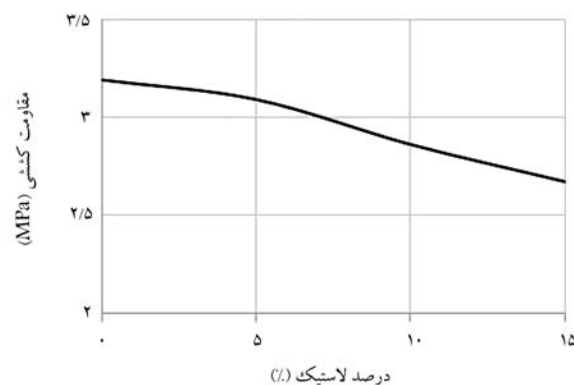
بتن‌های حاوی ترکیب پودر لاستیک و الیاف						بتن‌های حاوی پودر لاستیک			بتن معمولی	نام طرح اختلاط
RC۱۵F۱/۵	RC۱۰F۱/۵	RC۵F۱/۵	RC۱۵F۰/۷۵	RC۱۰F۰/۷۵	RC۵F۰/۷۵	RC۱۵	RC۱۰	RC۵	C	
۲۸/۷۲	۲۷/۵۹	۲۹/۸۸	۳۱/۶۴	۳۷/۳۹	۴۲/۷۳	۳۳/۷۸	۳۹/۶۹	۴۳/۹۳	۴۸/۸۹	مقاومت (MPa)
۴۱/۳۶	۴۳/۶۷	۳۹	۳۵/۴۰	۲۳/۶۶	۱۲/۷۶	۳۱/۰۳	۱۸/۹۷	۱۰/۴	۰	درصد کاهش نسبت به نمونه مرجع بتن معمولی (%)

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

بتن‌های حاوی ترکیب پودر لاستیک و الیاف						بتن‌های حاوی پودر لاستیک			بتن معمولی	نام طرح اختلاط
RC۱۵F۱/۵	RC۱۰F۱/۵	RC۵F۱/۵	RC۱۵F۰/۷۵	RC۱۰F۰/۷۵	RC۵F۰/۷۵	RC۱۵	RC۱۰	RC۵	C	
۲/۹۶	۳/۲۷	۳/۵۱	۳/۲۵	۳/۳۸	۳/۵۳	۲/۶۷	۲/۸۶	۳/۰۹	۳/۱۹	مقاومت (MPa)
-۷/۲	+۲/۵	+۱۰	+۱/۹	+۶	+۱۰/۷	-۱۶/۳	-۱۰/۳	-۳/۱	۰	درصد تغییر نسبت به نمونه مرجع بتن معمولی (%)



ب) بتن با ترکیب پودر لاستیک و الیاف.



الف) بتن حاوی تنها پودر لاستیک؛

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 ۷۵٪ الیاف بوده است. براساس منحنی‌های به دست آمده از شکل ۸، رابطه‌ی ۳ برای نمونه‌های حاوی فقط پودر لاستیک و رابطه‌های ۴، برای نمونه‌های حاوی لاستیک و الیاف پیشنهاد شده است:

$$f_{t-rubber} = f_t \cdot (1 - 0.11\alpha_1) \quad (3)$$

$$f_{t-5\%r-f} = f_t \cdot (1 - 0.11\alpha_1) \cdot (1 + 0.29\alpha_2 - 0.13\alpha_2^2)$$

$$f_{t-10\%r-f} = f_t \cdot (1 - 0.11\alpha_1) \cdot (1 + 0.39\alpha_2 - 0.2\alpha_2^2)$$

$$f_{t-15\%r-f} = f_t \cdot (1 - 0.11\alpha_1) \cdot (1 + 0.5\alpha_2 - 0.29\alpha_2^2) \quad (4)$$

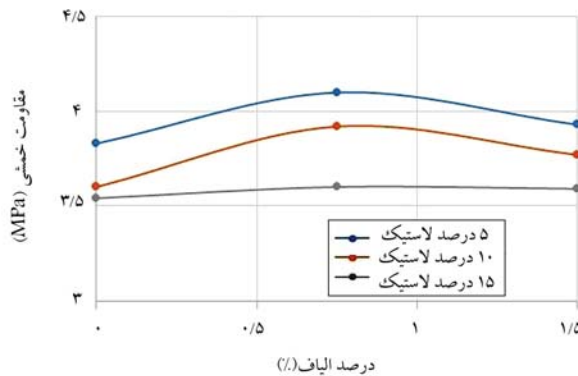
که در آن‌ها، f_t مقاومت کششی نمونه‌ی مرجع بدون لاستیک، α_1 درصد لاستیک اضافه شده (۵، ۱۰ و ۱۵)، α_2 درصد الیاف و $f_{t-10\%r-f}$ ، $f_{t-5\%r-f}$ و $f_{t-15\%r-f}$ مقاومت‌های کششی نمونه‌های الیافی حاوی ۵ و ۱۰ و ۱۵ درصد لاستیک هستند.

۲.۴. مقاومت کششی برزیلی

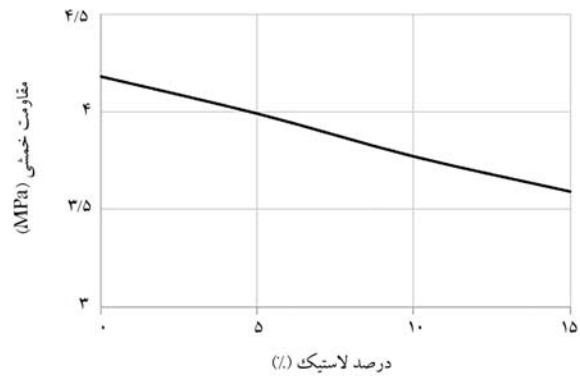
متوسط مقاومت کششی همه‌ی نمونه‌های استوانه‌یی محاسبه و نتایج و تغییرات مثبت یا منفی مرتبط در جدول ۷ و شکل ۸ مشاهده می‌شوند. نتایج نشان داد که مقاومت کششی با افزایش لاستیک کاهش یافته و افزودن تا ۱۵٪ پودر لاستیک، باعث کاهش مقاومت کششی تا ۱۶/۳٪ شده است که این میزان کاهش حدوداً نصف میزان کاهش در مقاومت فشاری با درصدهای مشابه لاستیک بوده است. اما با اضافه کردن همزمان لاستیک و الیاف، درصد مقاومت کششی برزیلی بتن نسبت 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 بتن حاوی ۵٪ پودر لاستیک باعث افزایش مقاومت کششی شده است، که نسبت به بتن حاوی پودر لاستیک به میزان حدود ۱۷٪ افزایش سهم افزودن الیاف است. گرچه افزایش ۱/۵ درصدی نسبت به ۷۵٪ 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 بتنی با افزودن ۷۵٪ و ۱/۵ درصد الیاف به‌طور همزمان در نمونه‌های حاوی ۵٪ لاستیک برابر ۱۳/۸ و ۱۳/۱

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

بتن های حاوی ترکیب پودر لاستیک و الیاف						بتن های حاوی پودر لاستیک			بتن معمولی	نام طرح اختلاط
RC۱۵F۱/۵	RC۱۰F۱/۵	RC۵F۱/۵	RC۱۵F۰/۷۵	RC۱۰F۰/۷۵	RC۵F۰/۷۵	RC۱۵	RC۱۰	RC۵	C	
۳/۵۴	۳/۶	۳/۸۳	۳/۶	۳/۹۲	۴/۱	۳/۵۹	۳/۷۷	۳/۹۳	۴/۱۸	مقاومت (MPa)
-۱۵/۳	-۱۳/۸	-۸/۳	-۱۳/۸	-۶/۲	-۲	-۱۴/۱۱	-۹/۸	-۶	۰	کاهش نسبت به نمونه 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.



ب) نمونه RC ۱۰



الف) نمونه Plain



د) نمونه RC ۱۰ F ۱/۵



ج) نمونه RC ۱۰ F ۰/۷۵

شکل ۱۰. شکست نمونه های 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 ۱/۵٪ به دلیل چگالی پایین آن، باعث زیاد بودن بیش از حد و کم شدن ملات لابه لای سنگ دانه ها شده و مقاومت خمشی را کاهش داده است.

۴.۴. مقاومت ضربه

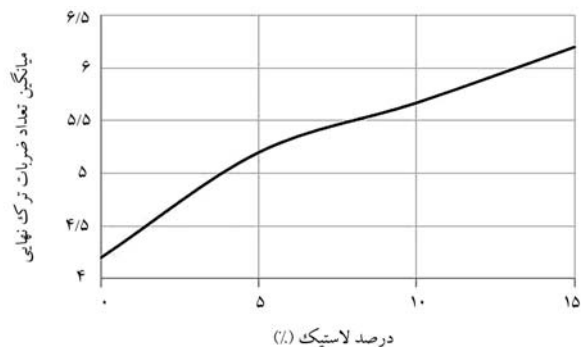
نمونه هایی از عکس های نمونه های ترک خورده بعد از آزمایش سقوط آزاد ضربه در شکل ۱۰ مشاهده می شود که وجود پودر لاستیک و به خصوص در ترکیب با الیاف باعث کاهش آسیب شده و نمونه، انسجام کلی خود را حفظ کرده است. نتایج اولیه تعداد ضربات (مقاومت ضربه) برای ایجاد اولین ترک و همچنین ترک نهایی

۳.۴. مقاومت خمشی

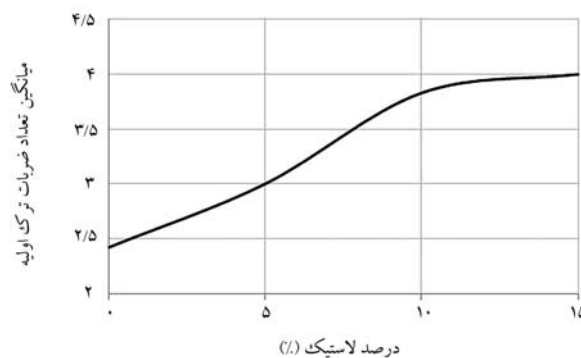
متوسط مقاومت خمشی همه ی نمونه های تیر مکعب مستطیلی محاسبه و نتایج تغییرات منفی مرتبط در جدول ۸ و شکل ۹ مشاهده می شوند، که مطابق آن ها، با جایگزینی ۱۵٪ لاستیک به جای ماسه، مقاومت خمشی نمونه ها، ۱۴/۱۱٪ کاهش یافته است. همچنین افزودن الیاف علاوه بر شکست نرم تر، باعث افزایش مقاومت خمشی نسبت به نمونه های با لاستیک شده است، به طوری که مقاومت خمشی بتن های حاوی ۵، ۱۰، و ۱۵ درصد لاستیک و ۷۵٪ الیاف به ترتیب ۴، ۳/۵ و ۴/۰ درصد افزایش پیدا کرده است. اگرچه در مجموع افزایش لاستیک به همراه الیاف باعث کاهش مقاومت خمشی نسبت به نمونه ی مرجع شده است، ولی افت مقاومت در نمونه های حاوی الیاف کمتر از نمونه های فقط با لاستیک بوده است.

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

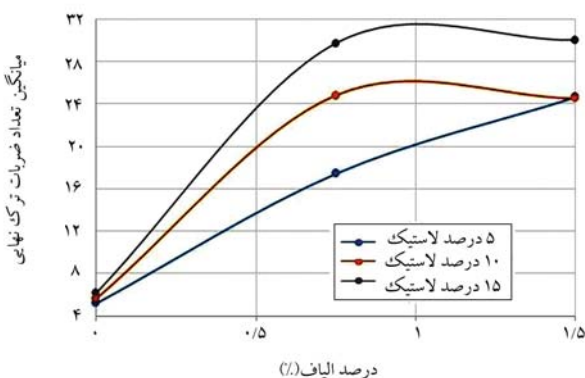
بتن‌های حاوی ترکیب پودر لاستیک و الیاف						بتن‌های حاوی پودر لاستیک			بتن معمولی	نام طرح اختلاط
RC۱۵F۱/۵	RC۱۰F۱/۵	RC۵F۱/۵	RC۱۵F۰/۷۵	RC۱۰F۰/۷۵	RC۵F۰/۷۵	RC۱۵	RC۱۰	RC۵	C	نام طرح اختلاط
۱۰/۳۳	۸/۷۵	۸/۴۲	۷/۵	۷/۰۸	۶	۴	۳/۸۳	۳	۲/۴۲	تعداد متوسط برخورد
۴۲۷	۳۵۴	۳۴۸	۳۱۰	۲۹۳	۲۴۸	۶۵	۵۸	۲۴	۰	افزایش نسبت به نمونه مرجع بتن معمولی (%)



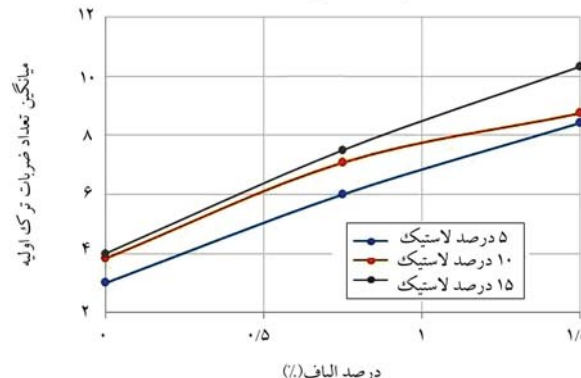
الف) بتن حاوی تنها پودر لاستیک؛



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.

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

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

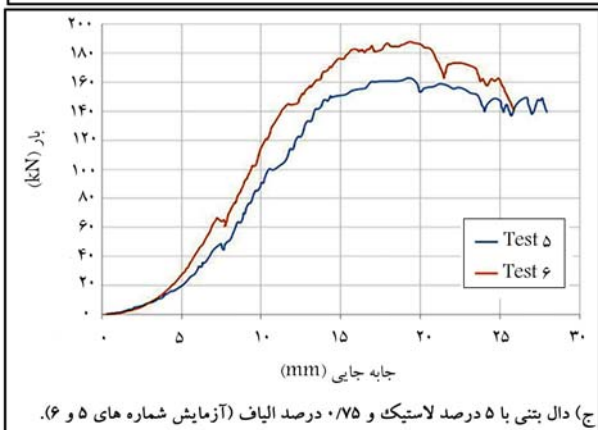
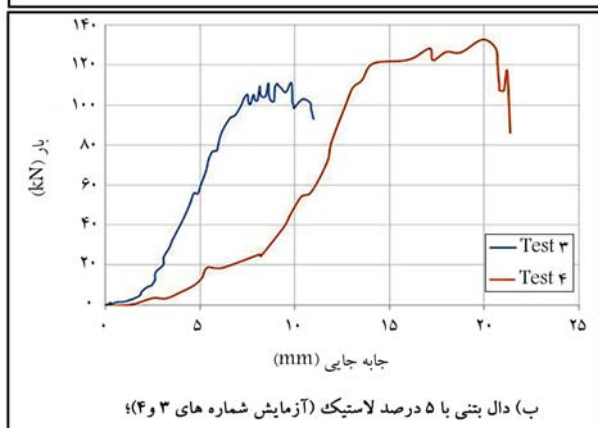
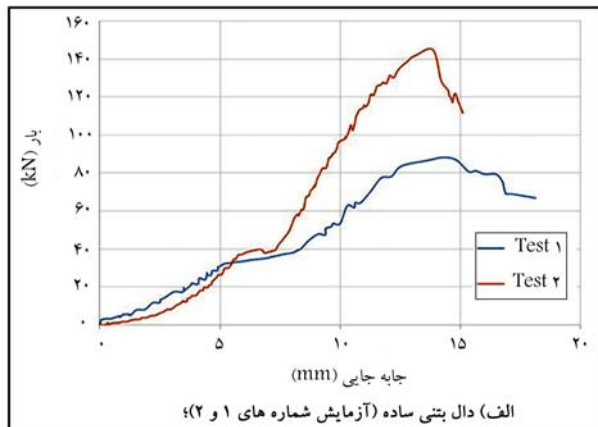
خردشدگی نمونه‌های قرص بتنی در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مشاهده می‌شوند. مطابق جدول ۹ نیز مقاومت متوسط ضربه با افزایش درصد جایگزینی لاستیک بهبود یافته است. برای نمونه‌های با فقط درصدهای لاستیک ۱۰، ۵ و ۱۵، مقاومت ضربه در ترک اول نسبت به نمونه مبنا به ترتیب ۲۴، ۵۸ و ۶۵ درصد افزایش نشان داده است.

اضافه کردن ۱/۵٪ الیاف به نمونه‌های حاوی لاستیک در ترک اولیه نسبت به طرح اختلاط‌های ۰/۷۵٪ الیاف نیز افزایش قابل ملاحظه را تا ۱۰۰٪ نسبت به نمونه‌های دارای الیاف ۰/۷۵٪ 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 برابری 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 ضایعاتی حدوداً برابر ۱/۶ بود، در حالی که این نسبت برای بتن‌های ترکیب پودر لاستیک و الیاف ۰/۷۵ و ۱/۵ درصد به ترتیب ۳/۵ و ۲/۸ بوده است که نشان‌دهنده تأثیر بیشتر الیاف در افزایش مقاومت نهایی بوده است. اگرچه مطابق جدول ۶، مقاومت

همین‌طور مقاومت ضربه در ترک نهایی مطابق جدول ۱۰ به میزان ۲۴، ۳۵ و ۴۸ درصد افزایش یافته است. نتایج افزودن الیاف به میزان نمونه‌های لاستیکی در جدول‌های مرتبط نشان می‌دهد که افزودن ۰/۷۵٪ الیاف به نمونه‌های لاستیکی، باعث افزایش چشمگیر مقاومت ضربه‌ی شده است، به طوری که بتن حاوی ۵٪ لاستیک و ۰/۷۵٪ الیاف نسبت به نمونه‌ی ۵٪ لاستیک در تعداد ضربه‌ی ترک اولیه، مقاومت دو برابری نشان داده است. همچنین مقاومت ضربه‌ی ترک اولیه برای نمونه‌های حاوی ۱۰ و ۱۵ درصد لاستیک با الیاف ۰/۷۵٪ نسبت به نمونه‌های حاوی فقط لاستیک به ترتیب ۱۸ و ۱۸۵ درصد افزایش نشان

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

بتن‌های حاوی ترکیب پودر لاستیک و الیاف						بتن‌های حاوی پودر لاستیک			بتن معمولی	نام طرح اختلاط
RC۱۵F۱/۵	RC۱۰F۱/۵	RC۵F۱/۵	RC۱۵F۰/۷۵	RC۱۰F۰/۷۵	RC۵F۰/۷۵	RC۱۵	RC۱۰	RC۵	C	
۳۰	۲۴/۵	۲۴/۱۶	۲۹/۷	۲۴/۸	۱۷/۴	۶/۲	۵/۶۷	۵/۲	۴/۲	تعداد متوسط برخورد
۷۲۰	۵۸۵	۵۷۲	۷۰۵	۵۹۲	۴۱۵	۴۷	۳۵	۲۳/۸	۰	افزایش نسبت به نمونه مرجع بتن معمولی



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 ۱/۵٪ 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.

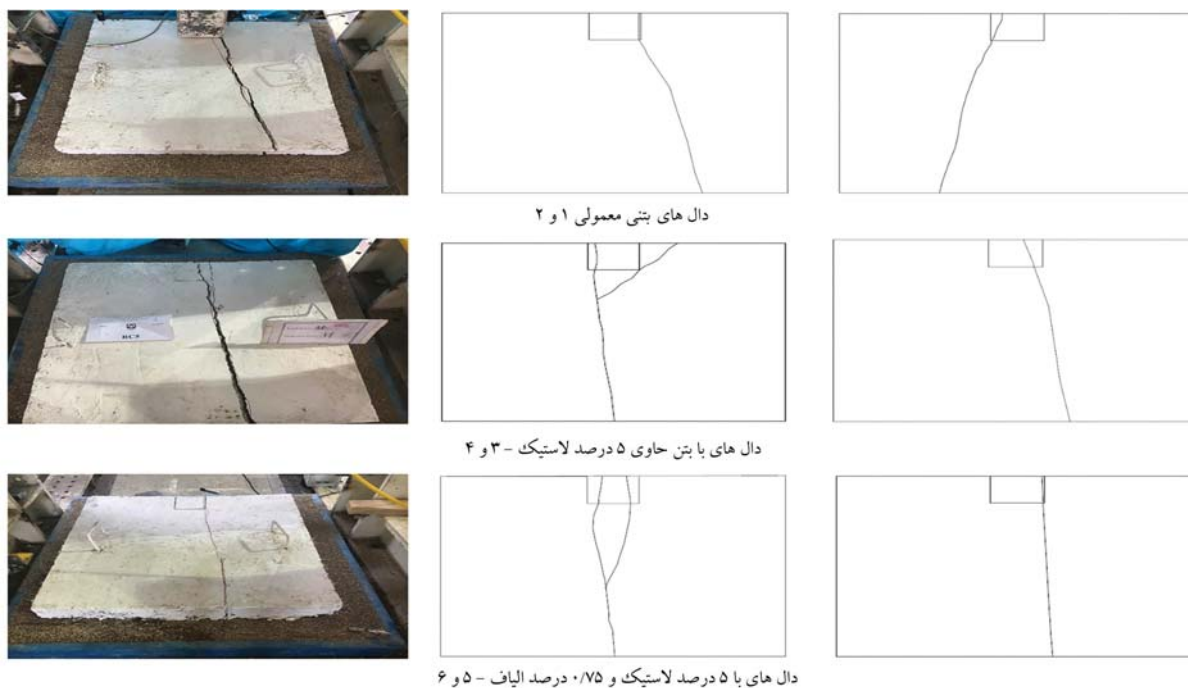
۵.۴. مقاومت سازه‌ی دال بتنی روسازی

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 خمشی بودند) ساخته و مطابق شکل ۷ تحت بار متمرکز در لبه دال (مشابه روسازی بتنی) به صورت خمشی آزمایش شدند.

ورق فولادی زیر بار با طول و عرض ۱۵ سانتی‌متر جهت شبیه‌سازی ابعاد لاستیک خودرو و ضخامت ۲ سانتی‌متر در مرکز لبه دال بالایی قرار گرفته است. آزمایش تا بیشینه بار قابل تحمل توسط دال و مشاهده ترک‌های خمشی در دال‌ها ادامه پیدا کرد و بعد از اافت بار نیز بارگذاری تا مرحله شکست نهایی ادامه یافت و تغییرمکان‌ها توسط تغییرمکان‌سنج‌ها و مقدار بار توسط بارسنج اندازه‌گیری شدند. متحنی‌های اولیه بار - تغییرمکان شش دال متناسب با تغییرمکان در محل اعمال بار در شکل ۱۳ مشاهده می‌شوند. لذا تغییرمکان‌ها در لبه دال داده شده‌اند. همچنین نتایج بارهای بیشینه نمونه‌ها در جدول ۱۱ ارائه و بارهای بیشینه 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 متعادل‌تر و به سمت مرکز دال در وجه مقابل 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 در برداشته است که البته با نتایج نمونه‌های فشاری کششی، و خمشی مطابقت ندارد. انتظار داشتن سختی بیشتر در مراحل اولیه و سختی کمتر در مراحل بعدی به دلیل ترک‌خوردگی با آنچه در نوارهای بار - تغییرمکان مشاهده می‌شود، متفاوت است و علت آن قرارگیری دال بر روی خاک است؛ که ابتدا یک نشست در خاک

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



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

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

شماره	نام دال	توضیحات	بار نهایی (kN)	بار میانگین نهایی (kN)	ضریب تغییرات (%)	درصد افزایش بار نسبت به نمونه‌ی کنترل (%)
۱	Plain concrete	بتن ساده	۸۶/۸۳	۱۱۵/۸۳	۳۵/۴	۰
۳	RC۵	بتن با ۵٪ لاستیک	۱۱۱/۱۶	۱۲۱/۹۱	۱۲/۴۷	+۵/۲۵
۴			۱۳۲/۶۶			
۵	RC۵F ^۰ /۷۵	بتن با ۵٪ لاستیک و ۷۵٪ الیاف PPS	۱۶۲/۸۳	۱۷۵/۳۳	۱۰	+۵۱/۳۶
۶			۱۸۷/۸۳			

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

طاقیت از مشخصه‌های جذب انرژی مصالح است که نمایانگر قابلیت مقاومت مصالح در برابر گسیختگی تحت بارهای استاتیکی، دینامیکی یا ضربه است. اگر تغییرمکان نمونه در لحظه‌ی ایجاد اولین ترک برابر δ باشد، به ترتیب سطح زیر منحنی بار - تغییرمکان تا ۳۵٪ تقسیم بر سطح زیر منحنی بار - تغییرمکان تا اولین ترک (δ) را با اندیس‌های I_5 نشان می‌دهند. از آنجایی که میزان تغییرمکان نهایی در دال‌های آزمایش شده کوچک بودند، نسبت سطح زیر منحنی بار - تغییرمکان تا ۲ و ۳ برابر δ ، تقسیم بر سطح زیر منحنی بار - تغییرمکان تا اولین ترک را با اندیس‌های I_2 و I_3 تعریف کرده و مقادیر به دست آمده برای هر نمونه در جدول ۱۲ ارائه شده‌اند. نتایج نشان داد که افزودن لاستیک باعث افزایش ۱/۶ و ۲/۷ برابری اندیس طاقیت ۲ و ۳ برابری تغییرمکان ترک‌خوردگی دال‌های بتنی روسازی شده است.

ایجاد و خاک، کمی متراکم‌تر شده و نشست کمتری در مراحل بعد با بارهای بیشتر اتفاق افتاده است. ضریب تغییرات یک معیار برای اندازه‌گیری توزیع داده‌های آماری به کار می‌رود که از تقسیم انحراف معیار بر میانگین به دست می‌آید و بی‌بعد است و میزان پراکندگی به ازاء یک واحد از میانگین را بیان می‌کند. ضریب 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، ضریب تغییرات به ۱۲ و ۱۰ 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 خمشی شده است، ولی افزایش ۵ درصدی در ظرفیت خمشی دال روسازی با ضریب تغییرات کم مشاهده شده است. تأثیر قابل توجه در رفتار و ظرفیت دال بتنی روسازی حاوی ۵٪ لاستیک و ۷۵٪ الیاف نشان می‌دهد که علی‌رغم کاهش ۱۲/۲ درصدی در مقاومت فشاری و خمشی و افزایش جزئی ۱۰ درصدی در

جدول ۱۲. ضریب طاقت متوسط دال‌های بتنی روسازی.

ضریب طاقت		ضریب طاقت		دال بتنی
متوسط I_2	نسبت هر نمونه به نمونه مرجع I_2	متوسط I_5	نسبت هر نمونه به نمونه مرجع I_5	
۵/۵	-	۹/۹۳	-	Plain concrete
۸/۸	۱/۶	۲۷/۰۴۵	۲/۷۲	RC۵
۷/۲	۱/۳	۱۶/۵۰	۱/۶۶	RC۵F ^o /۷۵

۵. نتیجه‌گیری

با ۱۰ طرح اختلاط، شامل بتن معمولی و بتن‌های حاوی فقط پودر لاستیک ضایعاتی و یا ترکیب پودر مذکور با الیاف مصنوعی، آزمایش‌های تعیین مشخصات مقاومتی مقاومت‌های فشاری، خمشی، کششی و ضربه انجام و سپس آزمایش رفتار خمشی دال‌های بتنی بزرگ بر بستر ارتجاعی به‌عنوان روسازی بتنی تحت بار متمرکز بر لبه‌ی دال انجام شده و این نتایج به‌دست آمده است:

۱. اضافه شدن لاستیک و پودر آن باعث کاهش مقاومت فشاری بتن شده است، به‌طوری‌که اضافه کردن پودر لاستیک تا ۱۵٪ باعث کاهش ۳۱ درصدی و افزایش الیاف تا ۱۰٪ به ترکیب اخیر باعث کاهش تا ۴۳٪ مقاومت فشاری شده است.
۲. مقاومت کششی نمونه‌های 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 ۱۰٪ منجر به افزایش تا ۱۰ درصدی در مقاومت کششی شده است. بنابر این 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 ۷۵٪ الیاف بوده است.
۳. گرچه مقاومت خمشی همه‌ی بتن‌ها با افزودن هم پودر لاستیک و هم الیاف کاهش یافته است، ولی کاهش اخیر حدود نصف کاهش مقاومت فشاری بوده

است. ضمناً افزودن ۷۵٪ الیاف باعث کمتر شدن کاهش مقاومت خمشی شده است که به تعبیری باعث افزایش تا ۴٪ نسبت به نمونه‌های فقط حاوی پودر لاستیک شده است.

۴. افزایش ۵، ۱۰ و ۱۵ درصدی پودر لاستیک ضایعاتی به ترتیب باعث افزایش ۲۴، ۵۸ و ۶۵ درصدی در مقاومت ضربه در ترک اول و ۲۴، ۳۵ و ۴۸ درصد مقاومت ضربه در ایجاد ترک نهایی نسبت به نمونه‌ی مینا با بتن معمولی شده است. افزودن الیاف باعث افزایش قابل توجه در مقاومت ضربه‌ی نمونه‌ها شده است، به‌طوری‌که مقاومت اولیه و نهایی ضربه‌ی نمونه‌ها نسبت به نمونه با بتن معمولی به میزان ۲/۴ و ۷/۲ برابر شده است. لذا اضافه کردن تا ۱۰٪ الیاف به نمونه‌های حاوی لاستیک باعث افزایش ۲/۳ و ۶/۵ برابری در مقاومت ضربه‌های اولیه و نهایی نسبت به نمونه‌ی 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 مقاومت‌های کششی و خمشی شده است، ولی دال‌های بتنی روسازی حاوی لاستیک و الیاف نه فقط کاهش ظرفیت نداشتند، بلکه باعث افزایش تا حدود ۵۰ درصدی ظرفیت خمشی نسبت دال مشابه ساخته شده با بتن ساده شده‌اند.

۶. دال‌های بتنی روسازی حاوی فقط لاستیک و یا ترکیب لاستیک و الیاف بر بستر ارتجاعی علاوه بر داشتن کمترین ضریب تغییرات 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 داده‌اند.

پانویس‌ها

1. Zheng
2. Ozbay
3. Al-Tayebe

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-

crete", *Construction and Building Materials*, **23**(5), pp. 1828-1836 (2009).

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 particles 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. enazzouk, 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 باز یافتی

حسن صالحی* (استادیار)

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

نادر بیگلری جو (مربی)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه عمران توسعه‌ی همدان

هوشنگ برخوردار (استادیار)

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

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (ص ۳۸-۳۷، شماره ۱/۱، ص ۵۷-۴۷، پژوهشی)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۱، ص ۵۷-۴۷، پژوهشی

با وجود انجام مطالعات فراوان در زمینه‌ی بتن‌های باز یافتی، تاکنون در خصوص تأثیر مقاومت بتن مادر در بتن‌های باز یافتی مدلی ارائه نشده است. ارائه‌ی 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 باز یافتی با استفاده از روش طراحی آزمایش مرکب مرکزی و تحلیل آماری سطح پاسخ است. پارامترهای مؤثر ورودی، شامل: مقاومت فشاری بتن مادر، درصد جایگزینی و عبار سیمان بوده است. نتایج نشان می‌دهند که مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب بتن‌های باز یافتی به شدت وابسته به مقاومت فشاری بتن مادر هستند. با افزایش مقاومت فشاری بتن باز یافتی از ۱۹ به ۳۶ مگاپاسکال، مقاومت فشاری بتن باز یافتی حدود ۴٪ افزایش و جذب آب آن حدود ۳٪ کاهش یافته است. زمانی که مقاومت فشاری بتن مادر بیش از ۲۸ مگاپاسکال است، می‌توان درصد جایگزینی سنگ دانه‌ی باز یافتی را افزایش داد و بتن‌هایی با مقاومت بالاتر از بتن مادر تولید کرد.

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

۱. مقدمه

به‌طور کلی، مواد زائد تولیدی توسط جوامع انسانی به سه دسته‌ی فاضلاب، مواد زائد جامد (پسماند) و گازهای آلاینده‌ی هوا تقسیم می‌شوند. براساس تعریف، پسماند شهری (MSW)^۱ به مواد زائد غیرخطرناکی اطلاق می‌شود که در مناطق مسکونی، تجاری، مؤسسات و صنایع سبک تولید می‌شوند.^۱ 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 ۲۰۰ میلیون تن در سال گزارش شده است که حدود ۳٪ آن باز یافت می‌شود.^۲ اما متأسفانه، بیشتر 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.^۳ براساس آمار، در برخی کشورهای اروپایی مثل هلند و بلژیک حدود

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱/۱۴، اصلاحیه ۱۳/۰۶/۱۴۰۰، پذیرش ۲۴/۰۷/۱۴۰۰.
DOI:10.24200/J30.2021.57419.2909

۹۰٪ مواد زائد ساختمانی باز یافت می‌شوند، در حالی که در ایتالیا و اسپانیا این مقدار به ۱۰٪ محدود می‌شود.^۴ 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.^۵ 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.^۱ 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 کشورهای مغفول مانده است.^{۶-۱۰}

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 ممانعت سازمان‌ها از توسعه‌ی مراکز دفن، گزینه‌ی باز یافت 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

پسماند جامد در مراکز دفن می‌پرداختند، امروزه باید مبلغ ۷۵ تا ۱۰۰ دلار به ازاء هر تن پرداخت کنند.^[۱۱-۱۵] علاوه بر صنعت ساخت‌وساز، 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، بتن 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 ۲۵ تا ۴۵ 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 بتن و محصولات بتنی در سازه‌های مختلف، مراکز دفن با مشکل دفع مصالح زائد مواجه شوند.

بازیافت بتن تخریبی به عنوان جایگزین سنگ‌دانه‌ی بتن برای اولین بار بعد از جنگ جهانی دوم توسط هنسن^۲ مطرح شد.^[۹] پس از آن پژوهشگران شروع به جمع‌آوری اطلاعات در مورد سنگدانه‌های حاصل از بتن تخریبی کردند. در سال‌های اخیر، به دلیل سرعت بالای شهرنشینی و نیاز به توسعه‌ی پایدار، تعداد قابل توجهی از پژوهشگران به بررسی بتن بازیافتی پرداخته و دریافته‌اند که مقادیر سنگدانه‌ی بتن بازیافتی (RCA)^۳ تأثیر قابل توجهی در مقاومت فشاری بتن دارد. کو^۴ و همکاران (۲۰۱۱)،^[۱۷] مقاومت فشاری بتن 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 بتن‌های بازیافتی بیشتر از بتن‌های معمولی بوده است. براساس مطالعات کابرال^۵ و همکاران (۲۰۱۰)،^[۱۸] تأثیر منفی جایگزینی سنگدانه‌های بازیافتی ریزدانه نسبت به درشت‌دانه بیشتر بوده است. در همین راستا، مطالعه‌ی خطیب^۶ (۲۰۰۵)،^[۱۹] نشان می‌دهد که جایگزینی ۲۵ و ۱۰۰ درصد سنگ‌دانه‌ی بازیافتی ریز در بتن، کاهش ۱۵ و ۳۰ درصدی مقاومت فشاری بتن را در پی دارد. دلایل مختلفی برای کاهش مقاومت فشاری بتن بازیافتی می‌توان برشمرد. از جمله‌ی موارد اخیر می‌توان به افزایش تخلخل بتن و چسبندگی ضعیف بین سنگ‌دانه و خمیر سیمان اشاره کرد. البته عوامل زیادی در مقاومت فشاری بتن بازیافتی تأثیر می‌گذارند. به‌گونه‌ی که طبق مطالعات زگا و مایو^۷ (۲۰۱۱)،^[۱۱] با جایگزینی ۲۰ و ۳۰ درصد از سنگدانه‌ی بازیافتی ریز به جای سنگدانه‌ی طبیعی، مقاومت فشاری بتن تغییرات ملموسی نخواهد داشت. گزارش باتار^۸ و همکاران (۲۰۱۱)،^[۲۰] حاکی از افزایش مقاومت فشاری بتن بازیافتی حاوی RCA است که دلیل آن پیوند قوی‌تر میان ملات جدید با سنگدانه و ملات چسبیده به آن عنوان شده است. در همین راستا، نیلی و همکاران (۲۰۱۱)^[۲۱] نیز میزان ملات چسبیده به سنگدانه را با استفاده از روش کوره تعیین و بیان کردند که با افزایش درصد جایگزینی بتن بازیافتی با شن طبیعی، میزان ملات چسبیده به سنگدانه نیز افزایش یافته و با توجه به احتمال پدیده‌ی واکنش مجدد آب با ملات چسبیده به مصالح، مقدار ژل بیشتری از واکنش اخیر حاصل شده است. در نتیجه، این موضوع سبب افزایش مقاومت فشاری بتن حاوی ۱۰٪ بتن بازیافتی نسبت به بتن حاوی ۳۳٪ بتن بازیافتی شده است. بنابراین، یکی از عواملی که در نتیجه‌ی آزمایش‌های بتن بازیافتی بسیار مؤثر است، کیفیت و مقدار خمیر چسبیده به سنگدانه است.

همچنین زگا و مایو (۲۰۱۱)،^[۲۰] مقاومت در برابر کرناسیون بتن‌های حاوی RCA درشت‌دانه را بررسی کردند و دریافته‌اند که استفاده از RCA در مقاومت در برابر کرناسیون تأثیرگذار است.^[۱۱] طبق مطالعات ایشان، در بتن‌هایی با طرح مخلوط یکسان و حاوی مقادیر مختلف RCA ریزدانه در سنین ۳۱ و ۶۲ روز، عمق

کرناسیون بتن بازیافتی و بتن معمولی تقریباً یکسان است و دلیل آن، نسبت آب به سیمان مؤثر کم‌تر بتن حاوی RCA ریزدانه است. ایوانگیستا^۹ (۲۰۰۷)،^[۲۱] بیان کرده است که با جایگزینی ۳۰٪ از ریزدانه‌ی طبیعی با سنگدانه‌های بازیافتی، مقاومت فشاری بتن 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 بتن بازیافتی، مقدار زیادی به حجم خلل و فرج و هوای داخل بتن نیز افزوده شده است. در نتیجه از آنجا که ماهیت آزمایش مقاومت الکتریکی به حجم حفره‌ها در بتن سخت شده ارتباط دارد، سبب می‌شود مقاومت الکتریکی بتن به میزان بیشتری کاهش پیدا کند.

از طرف دیگر، مدل‌سازی ویژگی‌های بتن می‌تواند به پژوهشگران کمک کند تا از انجام آزمون‌های غیرضروری در آزمایشگاه بهره‌بردار کنند. این موضوع همچنین می‌تواند دید بهتری را برای پیش‌بینی رفتار بتن قبل از ساخت ایجاد کند.^[۲۲] وقتی نوبت به در نظر گرفتن متغیرهای مختلف و تأثیر آن‌ها در یکدیگر می‌رسد، روش سطح پاسخ (RSM)^{۱۰} هم برای فرایند طراحی آزمایش و هم برای مدل‌سازی آن روشی قابل اعتماد است. روش آماری - ریاضی RSM برای مدل‌سازی و تحلیل فرایند به‌کار می‌رود، به طوری که پاسخ تحت تأثیر متغیرهای مختلفی قرار می‌گیرد و هدف روش اخیر، بهینه‌سازی استفاده از پاسخ‌هاست.^[۲۳]

اگرچه در داخل و خارج از کشور مطالعات زیادی در ارتباط با استفاده از سنگدانه‌های بتن بازیافتی صورت گرفته است، ولی مطالعات کمتری به بررسی تأثیر مستقیم کیفیت سنگدانه‌ی بتن بازیافتی در ویژگی‌های مکانیکی بتن پرداخته‌اند. غالباً مطالعات پیشین، بتن مادری با مقاومت مشخص را جایگزین سنگدانه‌ی طبیعی در درصدهای مختلف کرده‌اند. به دلیل تنوع در نوع سنگدانه‌ی بتن مادر، مطالعات ذکر شده، دید کلی و جامعی از عملکرد بتن 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 بتن مادر، درصد جایگزینی سنگدانه‌ی بازیافتی و عیار سیمان در مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب بتن ساخته شده اندازه‌گیری شود. علاوه بر مطالعه‌ی آزمایشگاهی، مدل‌سازی به روش سطح پاسخ نیز صورت پذیرفته است که کمک می‌کند تا برای سه پاسخ مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب، مدل چندجمله‌ی با ضریب همبستگی مناسب ارائه شود.

۲. مواد و روش

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

۲.۱. مصالح مصرفی

۲.۱.۱. سیمان 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.

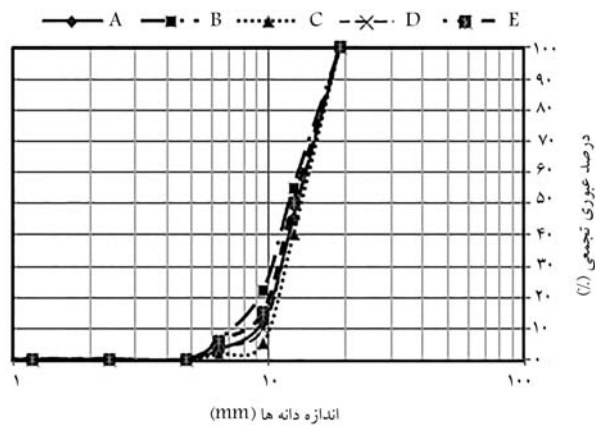
جدول ۱. مشخصات شیمیایی سیمان مصرفی.

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

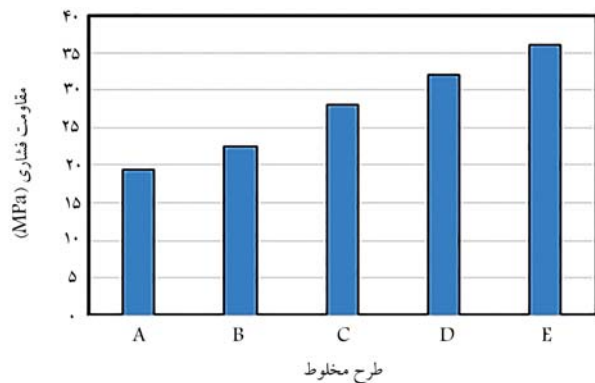
۶.۱.۲. شن بازیافتی

غالباً در پروژه‌های عملی از بتن‌های بدون کاربری که نیاز به تخریب دارند، به‌عنوان بتن مادر جهت تولید سنگدانه‌ی بازیافتی 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 برنامه‌ی 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. پیشینه‌ی اندازه‌ی اسمی شن‌های بازیافتی به ۱۹ میلی‌متر محدود شده است. بر روی سنگدانه‌ها، آزمایش دانه‌بندی طبق استاندارد ASTM C ۱۳۶M [۲۵] و آزمایش‌های تعیین ظرفیت جذب آب و تعیین چگالی حجمی اشباع با سطح خشک طبق استاندارد ASTM C ۱۲۸-۰۱ [۲۶] انجام شده است. در شکل ۳، نمودار دانه‌بندی شن بازیافتی مشاهده می‌شود که مطابق آن، نمودار دانه‌بندی ۵ دسته سنگدانه‌ی بازیافتی بعد از خرد شدن بسیار نزدیک به یکدیگر است.

مقاومت فشاری بتن‌های مادر اهمیت زیادی دارد، لذا یکی از اهداف پژوهش حاضر، بررسی تأثیر مقاومت بتن‌های مادر در رفتار بتن بازیافتی بوده است. مقاومت فشاری ۵ بتن مادر در سن ۲۸ روزگی به دست آمد و نتایج مرتبط در شکل ۴ مشاهده می‌شود، که مطابق آن بتن‌های مادر از A به E طوری ساخته شده‌اند تا



شکل ۳. نمودار دانه‌بندی شن بازیافتی.



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

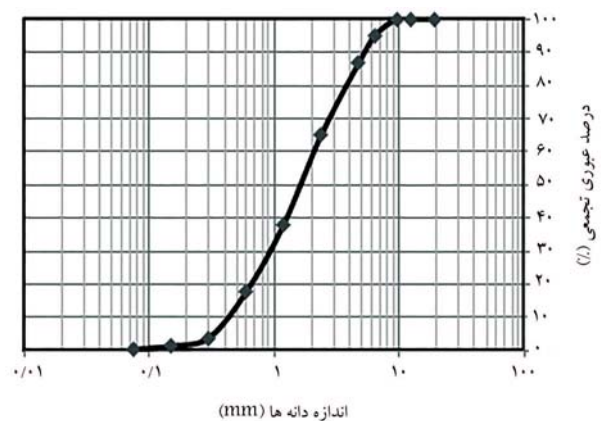
فوق روان‌کننده‌ی مصرفی جهت تنظیم کارایی و ایجاد همگنی مناسب مخلوط، از نسل سوم فوق روان‌کننده‌ها و از نوع پلی‌کربوکسیلات با نام تجاری GLENIUM ۱۱۰P بوده است.

۴.۱.۲. ماسه‌ی طبیعی

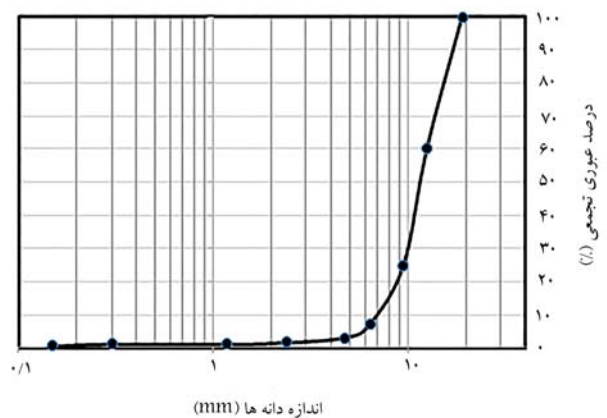
ماسه‌ی استفاده شده از نوع نیم‌شکسته بوده است که از کارخانه‌ی عبیدی بروجرد تهیه شده است. در شکل ۱، نمودار دانه‌بندی ماسه‌ی طبیعی مصرفی در بتن مشاهده می‌شود.

۵.۱.۲. شن طبیعی

شن مصرفی از نوع شکسته بوده و از معدن قاسم‌آباد همدان تهیه شده است. پیشینه‌ی 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 اشباع 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 استوانه‌یی)، نیز ابتدا سطوح داخلی قالب‌ها به وسیله‌ی 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 $150 \times 150 \times 150$ میلی‌متری براساس استاندارد BS EN 12390^[۲۸] و آزمایش مقاومت کششی بر روی نمونه‌های استوانه‌یی با ابعاد 300×150 میلی‌متر و مطابق استاندارد ASTM C 496-17^[۲۹] انجام شده است. همچنین آزمایش جذب آب نیز بر روی نمونه‌های مکعبی و مطابق استاندارد ASTM C 642-21^[۳۰] انجام شد. برای تعیین مقادیر مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب هر یک از طرح‌ها، ۳ نمونه‌ی 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 اشباع 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 مرتبط 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 به‌طور سنتی تعیین شود، نیاز به آزمایش‌های فراوانی 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 بر پایه‌ی ریاضی و تحلیل آماری برای تعیین طرح مخلوط‌ها استفاده شود.

استفاده از نرم‌افزارهای مدل‌سازی و روش‌های طراحی آزمایش، سبب کاهش زمان، هزینه و مصالح 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 الیمک^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۷)^[۳۱] اشاره کرد که برای بررسی تأثیر پودر سنگ مرمر در خصوصیات مکانیکی و روانی بتن خودتراکم از روش سطح پاسخ (RSM) استفاده کرده‌اند. سان و همکاران (۲۰۱۹) نیز در بررسی تأثیر تخلخل سنگدانه در جمع‌شدگی بتن فوق توانمند، برای تعیین مقادیر بهینه‌ی استفاده از افزودنی‌های مرتبط، از روش سطح پاسخ استفاده کرده‌اند.^[۳۲] همچنین بیگاری‌جو^{۱۳} و همکاران (۲۰۱۷)^[۳۱] 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 مخلوط‌های 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 عمده‌ی 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 (۲۰۱۱) مشاهده شده است.^[۲۱] 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 (۲۰۱۱)^[۱۷] 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 عمدتاً 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

۲.۲.۱. آماده‌سازی نمونه‌ها و روش انجام آزمایش

در تهیه‌ی نمونه‌ها، میزان آب موردنیاز جهت اشباع 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 نمناک مرطوب 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 اسلامپ مطابق با ASTM C 143^[۱۷] تعیین شد. بعد از آزمون 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
+۱/۶۸	+۱	۰	-۱	-۱/۶۸			
۳۶	۳۳	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 مقدار شن بازیافتی کد (+۱) تخصیص داده شده است که برابر مقاومت فشاری بتن مادر ۳۳ مگاپاسکال است. همچنین، برای درصد جایگزینی شن بازیافتی کد (-۱) تخصیص داده شده است، که برابر ۲۵٪ است. به علاوه، برای عیار سیمان کد (+۱) 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 به‌طور ثابت برابر ۱۸۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است. چون در طرح مخلوط، وزن مخصوص بتن معادل ۲۳۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است، به هنگام تغییر در میزان سیمان مصرفی (۳۱۰، ۳۳۰، ۳۶۰، ۳۹۰ و ۴۱۰ کیلوگرم 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 C۳۹۰S۲۵f۳۶ است، نشان‌دهنده‌ی عیار سیمان ۳۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب، S۲۵ نشان‌دهنده‌ی درصد جایگزینی شن بازیافتی ۲۵٪ و f۳۶ نشان‌دهنده‌ی مقاومت فشاری ۳۶ مگاپاسکال است. از آنجا که 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 ۰/۴۳ تا ۰/۶۰ 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، $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_{ij}, \beta_{jj}$ 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:

$$\begin{bmatrix} y_1 \\ \vdots \\ y_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_{11} & \dots & x_{1k} \\ 1 & x_{21} & \dots & x_{2k} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & x_{n1} & \dots & x_{nk} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \vdots \\ \beta_k \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{bmatrix} \quad (2)$$

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 کدبندی 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 ورودی نرم‌افزار برای طراحی آزمایش بوده‌اند. با توجه به وجود سه متغیر ورودی برای نرم‌افزار، براساس الگوریتم پیشنهادی روش CCD و کدهای پیش‌تعریف شده در نرم‌افزار Design Expert، ۵ کد متغیر با اعداد +۱/۶۸، +۱، ۰، -۱، -۱/۶۸ 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 f_c 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 به‌دست 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 بازه‌ی کد باید به‌عنوان متغیرهای f_c 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، ۲۸، ۳۳ و ۳۶ مگاپاسکال به‌دست آمدند و مطابق جدول ۳ در نرم‌افزار وارد شدند. در بازه‌ی تغییر اخیر، مقاومت فشاری ۱۹ مگاپاسکال در نرم‌افزار با کد -۱/۶۸، ۲۲/۵ مگاپاسکال با کد -۱، ۲۸ مگاپاسکال با کد ۰، ۳۳ مگاپاسکال با کد +۱ و ۳۶ مگاپاسکال با کد +۱/۶۸ به نرم‌افزار 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 کمیته و پیشینه‌ی 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، ۳۳۰، ۳۶۰، ۳۹۰ 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، ۳۳۰، ۳۶۰، ۳۹۰ و ۴۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب به ترتیب با کد -۱/۶۸، -۱، ۰، +۱ و +۱/۶۸ 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.

طرح مخلوط	f_c MPa	r (%)	c_w (kg/m^3)	سیمان (kg/m^3)	آب (kg/m^3)	w/c	شن طبیعی (kg/m^3)	شن بازیافتی (kg/m^3)	ماسه طبیعی (kg/m^3)
C۳۹۰S۲۵F۳۳	۳۳	۲۵	۳۹۰	۳۹۰	۱۸۰	۰/۴۶	۶۱۷	۲۰۶	۹۰۸
C۳۹۰S۷۵F۳۳	۳۳	۷۵	۳۹۰	۳۹۰	۱۸۰	۰/۴۶	۲۰۶	۶۱۷	۹۰۸
C۳۶۰S۵۰F۲۸	۲۸	۵۰	۳۶۰	۳۶۰	۱۸۰	۰/۵۰	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۹۲۸
C۳۶۰S۵۰F۲۸	۲۸	۵۰	۳۶۰	۳۶۰	۱۸۰	۰/۵۰	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۹۲۸
C۳۶۰S۵۰F۳۶	۳۶	۵۰	۳۶۰	۳۶۰	۱۸۰	۰/۵۰	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۹۲۸
C۳۹۰S۲۵F۲۲	۲۲/۵	۲۵	۳۹۰	۳۹۰	۱۸۰	۰/۴۶	۶۱۷	۲۰۶	۹۰۸
C۳۹۰S۷۵F۲۲	۲۲/۵	۷۵	۳۹۰	۳۹۰	۱۸۰	۰/۴۶	۲۰۶	۶۱۷	۹۰۸
C۳۳۰S۲۵F۳۳	۳۳	۲۵	۳۳۰	۳۳۰	۱۸۰	۰/۵۵	۶۳۲	۲۱۱	۹۴۸
C۳۶۰S۹۲F۲۸	۲۸	۹۲	۳۶۰	۳۶۰	۱۸۰	۰/۵۰	۶۷	۷۶۶	۹۲۸
C۳۳۰S۷۵F۲۲	۲۲/۵	۷۵	۳۳۰	۳۳۰	۱۸۰	۰/۵۵	۲۱۱	۶۳۲	۹۴۸
C۳۶۰S۵۰F۲۸	۲۸	۵۰	۳۶۰	۳۶۰	۱۸۰	۰/۵۰	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۹۲۸
C۳۳۰S۲۵F۲۲	۲۲/۵	۲۵	۳۳۰	۳۳۰	۱۸۰	۰/۵۵	۶۳۲	۲۱۱	۹۴۸
C۳۳۰S۷۵F۳۳	۳۳	۷۵	۳۳۰	۳۳۰	۱۸۰	۰/۵۵	۲۱۱	۶۳۲	۹۴۸
C۳۶۰S۵۰F۲۸	۲۸	۵۰	۳۶۰	۳۶۰	۱۸۰	۰/۵۰	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۹۲۸
C۳۶۰S۵۰F۲۸	۲۸	۵۰	۳۶۰	۳۶۰	۱۸۰	۰/۵۰	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۹۲۸
C۳۶۰S۸F۲۸	۲۸	۸	۳۶۰	۳۶۰	۱۸۰	۰/۵۰	۷۶۶	۶۷	۹۲۸
C۳۶۰S۵۰F۲۸	۲۸	۵۰	۳۶۰	۳۶۰	۱۸۰	۰/۵۰	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۹۲۸
C۳۱۰S۵۰F۲۸	۲۸	۵۰	۳۱۰	۳۱۰	۱۸۰	۰/۶۰	۴۲۶/۵	۴۲۶/۵	۹۵۸
C۳۶۰S۵۰F۱۹	۱۹	۵۰	۳۶۰	۳۶۰	۱۸۰	۰/۵۰	۴۱۶/۵	۴۱۶/۵	۹۲۸
C۴۱۰S۵۰F۲۸	۲۸	۵۰	۴۱۰	۴۱۰	۱۸۰	۰/۴۳	۴۰۶/۵	۴۰۶/۵	۸۹۸

وقتی عیار سیمان مقدار ثابت ۳۶۰ کیلوگرم بر مترمکعب و درصد جایگزینی شن بازیافتی ۵۰٪ ثابت نگه داشته شده است، با افزایش مقاومت فشاری شن بازیافتی از ۱۹ مگاپاسکال به ۳۶ 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 رویکرد سازه‌یی 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 از 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 بازیافتی ۷۵٪ بوده است، با تغییر در مقاومت فشاری شن بازیافتی از ۲۲/۵ به ۳۳ مگاپاسکال، مقدار مقاومت فشاری بتن ساخته شده‌ی جدید، از ۳۲/۵ به حدود ۳۵/۵ مگاپاسکال و در حدود ۱۰٪ افزایش یافته است. همچنین برای همین طرح‌ها، مقاومت کششی از ۳/۱ به ۳/۵ مگاپاسکال افزایش یافته است. مشاهده‌های اخیر نشان‌دهنده‌ی آن هستند که مقاومت فشاری بتن مادر (شن بازیافتی)، پارامتر کلیدی در تعیین مقاومت بتن‌های ساخته شده است. در این خصوص، روند مشابهی توسط برخی پژوهشگران پیشین نیز مشاهده شده است.^{[۱۰]، [۱۱]} در این راستا، بتایه ۱۴ و همکاران (۲۰۰۷)،^[۱۵] 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 بازیافتی می‌شود و این در حالی است که استفاده از ۲۰٪ ریزدانه‌های بتنی سبب کاهش ۱۳ درصدی مقاومت بتن بازیافتی می‌شود.

دلیل افزایش مقاومت‌های فشاری و کششی در طرح‌های اخیر می‌تواند به

دستگاه معادلات ۲، با استفاده از روش کمیته‌ی مربعات حل شده و ضرایب معادله به دست می‌آیند. بعد از اینکه ضرایب معادله به دست آمدند، با حل معادله‌ی 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 بازیافتی (r) و عیار سیمان (c_w) خواهد بود، که به شکل معناداری 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

۳.۱. نتایج آزمایشگاهی

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

جدول ۵. نتایج آزمایشگاهی بتن بازیافتی.

آزمایش	پارامترهای خروجی		
	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	جذب آب (%)
C29°S25F23	31/8	3/1	5/2
C29°S75F23	35/4	3/4	5/8
C36°S5°F28	26/5	2/8	7/1
C36°S5°F28	26	2/7	7/1
C26°S5°F36	37/8	3/4	5/2
C29°S25F22	32/4	3	6/8
C29°S75F22	32/5	3/1	7/5
C23°S25F23	34	3/3	5/1
C26°S9F28	30	3/1	7/6
C23°S75F22	26/5	2/6	7/4
C26°S5°F28	26/3	2/7	7/1
C23°S25F22	28/2	2/8	6/7
C23°S75F23	36	3/5	5/7
C26°S5°F28	25/5	2/6	7/1
C26°S5°F28	25/8	2/8	7/1
C26°S8F28	26	2/8	3/4
C26°S5°F28	25/8	2/7	7/1
C21°S5°F28	22/5	2/4	7/1
C26°S5°F19	27	2/5	7/6
C21°S5°F28	28/7	2/8	7/4

اتصال بهتر سنگدانه‌های بازیافتی مقاومت بالا با ماتریس بتن مربوط باشد. همچنین سنگدانه‌های بازیافتی با بتن مادر مقاوم‌تر، 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 تیز گوشه بودن سنگدانه‌های بازیافتی با مقاومت بالاتر باعث به وجود آمدن بتنی یکپارچه‌تر می‌شود. به علاوه، برای سنگدانه‌های بازیافتی امکان واکنش خمیر روی سنگدانه در بتن جدید وجود دارد، که به فرایند هیدراسیون کمک می‌کند. به پدیده‌ی اخیر در مطالعه‌ی نیلی و همکاران نیز اشاره شده است.^[21]

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 ۱۹ به ۳۶ 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 ۲۲/۵ به ۳۳ مگاپاسکال رسیده است، جذب آب نیز از ۷/۵ به ۵/۸ درصد کاهش یافته است که دلیل اصلی آن، کاهش تخلخل سنگدانه‌های 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 ۳۶ 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 مثبت درصد جایگزینی شن بازیافتی در بتن است. در مشاهده‌ی دیگر، زمانی که

مقاومت بتن مادر (شن بازیافتی) برابر ۳۳ مگاپاسکال و عیار سیمان ۳۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب ثابت فرض شده است، وقتی درصد جایگزینی از ۲۵ به ۷۵ افزایش یافته است، مقاومت فشاری از حدود ۳۲ به حدود ۳۵/۵ مگاپاسکال رسیده است. همین مشاهده برای مقاومت کششی بتن نیز صادق بوده و در این حالت مقاومت کششی از ۳/۱ 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. به بیان 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 بابت جایگزینی کامل یا نسبتاً کامل شن بازیافتی با شن طبیعی می‌شود. در مقابل برای سنگدانه‌هایی با بتن مادر کم مقاومت، افزایش درصد جایگزینی باعث کاهش مقاومت فشاری شده است. همان‌طور که در چکیده‌ی نوشتار ذکر شده است، پژوهشگران مختلف در خصوص جایگزینی RCA در بتن به نتایج مختلفی دست یافته‌اند.^[۱۷-۲۱] برخی آن را سبب افزایش مقاومت و برخی نیز سبب کاهش مقاومت بتن بازیافتی دانسته‌اند. نتایج حاصل از مطالعه‌ی حاضر، وجود دیدگاه‌های مختلف در خصوص تأثیر جایگزینی سنگدانه‌ی بازیافتی در خصوصیات مکانیک بتن را توجیه و دلیل اصلی آن را مقاومت متفاوت سنگدانه‌های 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 به‌نظر 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. در واقع 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 سنگدانه‌ی بازیافتی نسبت به سنگدانه‌ی طبیعی بوده است. همچنین مقدار ملات سیمان باقیمانده روی شن بازیافتی خود جاذب قوی آب است، که سبب افزایش جذب آب بتن بازیافتی می‌شود.^[۹] مطالعات پیشین نیز علت اصلی افزایش جذب آب بتن‌های حاوی سنگ‌دانه بازیافتی را ملات چسبیده به سنگ‌دانه و خلل و فرج احتمالی آن دانسته‌اند.^[۱۰]

نکته‌ی مهم دیگری که در مطالعه‌ی آزمایشگاهی حاضر به چشم می‌خورد، مقدار تأثیر عیار سیمان است. به‌عنوان نمونه، وقتی دو پارامتر مقاومت فشاری شن بازیافتی و درصد جایگزینی آن در دو مقدار ۲۸ مگاپاسکال و ۵۰٪ ثابت فرض شده‌اند، با افزایش عیار سیمان از ۳۱۰ به ۴۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مقدار مقاومت فشاری بتن‌ها از حدود ۲۶ به ۲۹ مگاپاسکال افزایش یافته است. غالباً افزایش اخیر مقاومت به علت نرخ بالاتر هیدراتاسیون و چسبندگی و اتصال بهتر اجزاء ماتریس بتن است. البته مقاومت کششی دو بتن مذکور تفاوت محسوسی نکرده است. با افزایش عیار سیمان، میزان جذب آب نیز به‌صورت جزئی افزایش یافته است، که

جدول ۶. تحلیل واریانس برای مدل‌های پیشنهادی.

پاسخ	منبع	SS	DF	MS	F	P
F_c	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
	خطای خالص	۰/۶۷	۵	۰/۱۳		
کل	۳۴۱/۴۵	۱۹				
F_t	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
	خطای خالص	۰/۰۲۸	۵	۰/۰۰۵		
کل	۱/۹۱	۱۹				
A	مدل	۱۷/۱۵	۹	۱/۹۱	۱۲/۲۴	۰/۰۰۰۳
	باقیمانده	۱/۵۶	۱۰	۰/۱۶		
	کمبود تطبیق	۱/۴۵	۵	۰/۳۱		
	خطای خالص	۰	۵	۰		
کل	۱۸/۷۰	۱۹				

(SS : مجموع مربعات، DF : درجه آزادی، MS : میانگین مربعات، F : مقدار F-value، P : خطای احتمالی)

$$F_c = 257.88 + 2.62f_c + 0.79r + 1.31c_w + 0.90f_c r - 1.62f_c c_w + 0.43r c_w + 2.96f_c^2 + 1.40r^2 + 0.55c_w^2 \quad (3)$$

$$F_t = 2.71 + 0.24f_c + 0.066r + 0.079c_w + 0.075f_c r - 0.12f_c c_w + 0.50r c_w + 0.14f_c^2 + 0.14r^2 + 0.14c_w^2 \quad (4)$$

$$A = 7.11 - 0.78f_c + 0.59r + 0.066c_w - 0.25f_c r - 0.29f_c^2 - 0.46r^2 + 0.007c_w^2 \quad (5)$$

جدول ۷. پارامترهای آماری از تحلیل واریانس مدل‌های پیشنهادی.

پاسخ	R^2	$Adj.R^2$	CV	S.D.	A.P.	PRESS
F_c	۰/۸۸	۰/۷۶	۷/۰۶	۲/۰۶	۹/۵۶	۳۱۷/۷۳
F_t	۰/۸۶	۰/۷۳	۵/۷۱	۰/۱۷	۸/۶۴	۱/۹۱
A	۰/۹۲	۰/۸۴	۵/۹۸	۰/۳۹	۱۰/۷۹	۱۱/۸۲

(CV : ضریب واریانس، S.D. : انحراف معیار، A.P. : دقت کافی، PRESS : باقیمانده پیش‌بینی شده از مجموع مربعات خطا)

مذکور در جدول‌های ۶ و ۷ ارائه شده است. در جدول‌های مذکور، مقدار P برای همه‌ی مدل‌های پیشنهادی کمتر از ۰/۰۵ به دست آمده است که نشان می‌دهد سه متغیر انتخاب شده با سطح اطمینان بالای ۹۵٪ در پاسخ‌های مرتبط تأثیرگذار هستند. به منظور ارزیابی قابلیت پیش‌بینی مدل‌ها، سه پارامتر ضریب همبستگی (R^2)، پارامتر R^2 اصلاح شده ($Adj.R^2$) و مقدار F معرفی شده‌اند. [۲۴] ضریب همبستگی (R^2) روابط پیشنهادی برای مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب بتن باز یافتی به ترتیب برابر ۰/۸۸، ۰/۸۶ و ۰/۹۲ بوده است که مطلوب و نشانگر تطبیق‌پذیری مناسب بین مدل‌های پیشنهادی و داده‌های آزمایشگاهی است.

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

۲.۳. نتایج مدل‌سازی

روش سطح پاسخ به عنوان یکی از روش‌های مؤثر در پیش‌بینی رفتار بتن باز یافتی معرفی شده است. [۱۰] بنابراین همان‌طور که در بخش قبل نیز مطرح شد، در مطالعه‌ی حاضر برای مدل‌سازی رفتار بتن‌های باز یافتی از روش سطح پاسخ استفاده شده است. در روابط ۳ الی ۵ و جدول ۶، F_c برابر 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 , r , c_w)، مرتبه‌ی دوم (f_c^2 و r^2 ، c_w^2) و تأثیر متقابل ($f_c r$, $f_c c_w$, $r c_w$) متغیرهاست. در معادلات پیشنهادی اخیر، f_c نشانگر مقاومت بتن مادر (MPa)، r نشانگر درصد جایگزینی مصالح باز یافتی (%)، c_w نشانگر عیار سیمان بر حسب (kg/m^3) است. معادلات پیشنهادی برای پیش‌بینی رفتار بتن باز یافتی در رابطه‌های ۳ الی ۵ ارائه شده است.

روابط اخیر با استفاده از روش تحلیل واریانس (ANOVA) در نرم‌افزار Expert Design تحلیل شده‌اند. نتایج حاصل از تحلیل‌های انجام شده برای پاسخ‌های

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 رابطه ۳، وقتی درصد جایگزینی صفر، عیار سیمان معادل ۳۶۰ کیلوگرم بر مترمکعب، و بتن مادر دارای مقاومت ۲۸ مگاپاسکال است، مقاومت فشاری بتن حاصل کمتر از ۲۶ مگاپاسکال و زمانی که درصد جایگزینی به ۱۰٪ برسد مقاومت فشاری کمی بیش از ۳۰ مگاپاسکال به دست می‌آید. این موضوع نشان‌دهنده تأثیر مثبت جایگزینی بتن‌های مادر با مقاومت ۲۸ مگاپاسکال و بالاتر از آن است. براساس رابطه ۴، با افزایش همین درصدهای جایگزینی، مقاومت کششی بتن بازیافتی از ۲/۸ به ۳/۱ مگاپاسکال می‌رسد. در مطالعات پیشین نیز جایگزینی درصد بالای شن بازیافتی در بتن مناسب ارزیابی شده است.^[۱۰] در شکل ۵، نمودارهای مربوط به مقادیر پیش‌بینی شده و مقادیر واقعی مشاهده می‌شوند، که مطابق آن‌ها، تطبیق قابل‌قبولی 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 دهن ایمن مواد 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 (۱۹ تا ۳۶ مگاپاسکال)، تأثیر درصد جایگزینی (۸٪ تا ۹۲٪ درصد) و عیار سیمان (۳۱۰ تا ۴۱۰ kg/m^3) 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 مطالعه حاضر ارائه شده است:

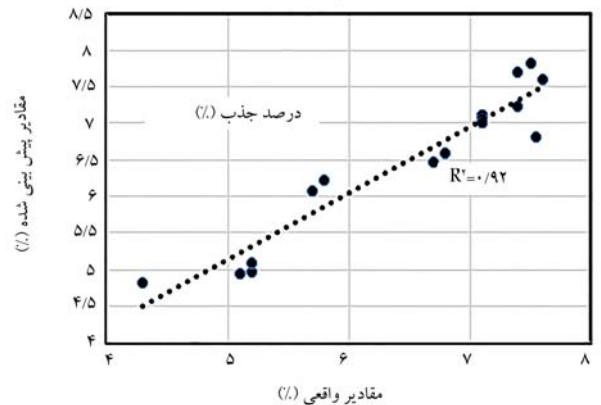
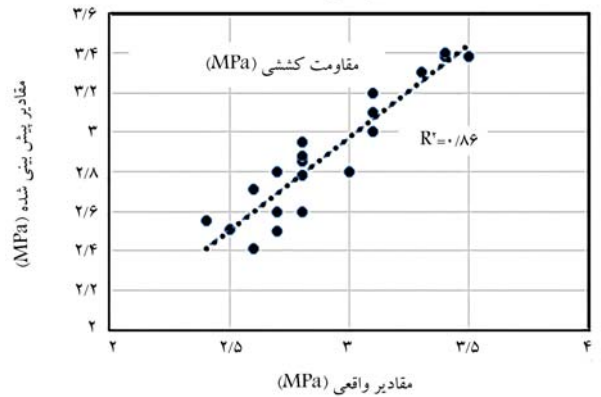
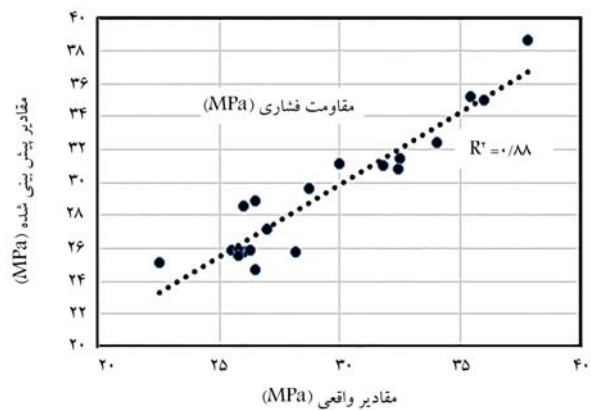
الف) مقاومت فشاری بتن مادر نقش به‌سزایی در تعیین ویژگی‌های مکانیکی بتن بازیافتی، شامل: مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب دارد. به منظور ساخت بتن‌هایی با مقاومت فشاری بالاتر از مقاومت اولیه بتن مادر، بتن مادر با مقاومت بالای ۲۸ مگاپاسکال باید استفاده شود.

ب) با افزایش مقاومت فشاری بتن بازیافتی از ۱۹ تا ۳۶ مگاپاسکال، مقاومت فشاری بتن بازیافتی بیش از ۴۰٪ افزایش یافته است. در همین جایگزینی جذب آب بتن نیز بیش از ۳۰٪ کاهش یافته است.

ج) وقتی مقاومت فشاری بتن بازیافتی برابر ۲۸ مگاپاسکال ثابت نگه داشته شد، با تغییر درصد جایگزینی بتن بازیافتی از ۸ تا ۹۲ درصد، مقدار مقاومت فشاری نمونه‌ها از ۲۶ به ۳۰ مگاپاسکال افزایش و مقدار مقاومت کششی آن‌ها نیز از ۲/۸ به ۳/۱ مگاپاسکال رسیده است.

د) وقتی مقاومت فشاری بتن مادر بالای ۲۸ مگاپاسکال بوده است، درصد بالای جایگزینی سنگدانه‌ی بازیافتی منطقی به‌نظر رسید. این نکته می‌تواند کمک کند تا حجم زیادی از مواد زائد در بتن دهن 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^2 بین ۸۶٪ و ۹۲٪ به دست آمد که کاملاً مطلوب است.



شکل ۵. مقادیر پیش‌بینی شده و مقادیر واقعی.

شکل اصلاح شده R^2 نیز برای همه‌ی پاسخ‌ها در جدول ۷ ارائه شده است. پارامتر R^2 اصلاح شده برای بررسی قابلیت پیش‌بینی مدل‌ها استفاده می‌شود، که اصولاً از R^2 کمتر بوده و حساسیت بیشتری از آن داشته است. این پارامتر نیز در محدوده‌ی قابل‌قبولی قرار داشته است. پارامتر A.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 ۴ باشد.^[۱۲] مطابق جدول ۷، مقدار پارامتر A.P. بین ۸/۶۴ تا ۱۰/۷۹ است و در محدوده‌ی مطلوب قرار دارد. مقدار F نیز در محدوده‌ی ۶/۵۹ تا ۱۲/۲۴ قرار دارد که نشان می‌دهد همه‌ی مدل‌های پیشنهادی از لحاظ آماری مناسب هستند. ضریب تغییرات (CV) در همه‌ی مدل‌ها کمتر از ۱۰٪ 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

پانویس‌ها

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 Wirquin, 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 Etxeberria, 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 سولفات با استفاده از آزمون «پیچش»

محمود نادری (استاد)

ابوالفضل رشوند آوه (کارشناس ارشد)

علی صابری وزنه* (دکتری)

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

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۵۹-۶۷، پژوهشی)

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 سولفات سدیم 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 سنگ مذکور در آب و محلول سولفات سدیم است. ضریب همبستگی بالایی بین نتایج آزمون «پیچش» با آزمون «مغزه‌گیری» به دست آمد، که می‌توان برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری سنگ‌ها از آزمون «پیچش» با اطمینان بالا استفاده کرد. مقاومت فشاری سنگ‌های: توف سبز بلورین، توف سبز، اندزیت، ریولیت، تراورتن، آهک، مرمریت و گرانیت به ترتیب برابر ۳۱/۷۶، ۳۳/۱۲، ۳۹/۹۲، ۴۳/۱۴، ۴۸/۴۱، ۵۱/۹۷، ۵۹/۶۶ و ۶۲/۱۷ مگاپاسکال 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، ۱۸۸/۵، ۲۰۳/۴، ۲۳۱/۴، ۲۴۰/۷، ۲۴۶/۱ 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

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 عمل‌آوری اشاره کرد. تراکم نامناسب بتن به دلیل ویریه 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 سولفات 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 آلومینات کلسیم هیدراته شده واکنش نشان دهند و تبدیل به اترینگایت شوند، که باعث انقباض، ترک‌خوردگی،

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۲/۲۵، اصلاحیه ۱۴۰۰/۸/۴، پذیرش ۱۴۰۰/۸/۱۷

DOI:10.24200/J30.2021.58151.2951

خرابی و تخریب بتن می‌شود.^[۱-۳] برخی از پژوهشگران روی اثر خاکستر بادی در مقاومت فشاری بتن و ملات در برابر حمله‌ی سولفات مطالعه و اشاره کرده‌اند که با استفاده از مقدار کافی خاکستر بادی، می‌توان به طور مؤثر مقاومت بتن را در برابر حمله‌ی سولفات‌ها افزایش داد.^[۴]

نای^۱ و همکاران (۲۰۱۴)، در مطالعه‌ی خود مشاهده کردند که مواد افزودنی معدنی، مانند خاکستر بادی یا مواد افزودنی اضافی می‌توانند در بتن حاوی سیمان پرتلند استفاده شوند و برای بهبود دوام بتن مانند مقاومت در برابر سولفات‌ها مفید باشند.^[۵] سولفات منیزیم از دیگر سولفات‌ها مضرتراست، زیرا فقط با آلومینات کلسیم هیدراته واکنش نمی‌دهد، بلکه در عین حال باعث می‌شود که سیلیکات‌های کلسیم هیدراته کاملاً تجزیه و به یک توده‌ی ترک‌خورده تبدیل شوند.^[۶]

بنایی^۲ و همکاران (۲۰۱۷)، در مطالعه‌ی روی مقاومت فشاری ملات‌های خودمتراکم حاوی ۱۰، ۲۰ 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.^[۸] صمیمی و شیرزادی (۲۰۲۰)، در بررسی تأثیر سولفات‌ها

در بتن خودتراکم دریافتند که افزودن ژئولیت در مقایسه با متاکائولین به ترتیب باعث افزایش ۱ و ۵ برابری مقاومت بتن در برابر حملات یون‌های کلرید و سولفات‌منیزیم می‌شود.^[۹]

در کل با بررسی مطالعات پیشین مشاهده می‌شود که آسیب ناشی از واکنش‌های اجزاء بتن همراه با سولفات‌ها، شامل: پوسته‌پوسته شدن، لایه‌لایه شدن، ترک‌خوردگی بزرگ و احتمالاً از بین رفتن انجم 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 دو دسته‌ی آسیب‌های داخلی و خارجی طبقه‌بندی می‌شود.^[۱۰-۱۲]

از آن‌جا که بخش عمده‌ی از کیفیت بتن به اجزاء متشکله‌ی 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 مهم‌ترین عامل مؤثر در مقاومت بتن در نظر گرفته می‌شوند. علاوه بر این، سنگ‌دانه‌ها باعث افزایش طول جریان سیال از طریق ریزساختار بتن و قطع اتصال‌های منافذ در شبکه‌ی مویرگی خمیر سیمان می‌شوند. البته، در هنگام انجام آزمون مقاومت فشاری، شکستگی معمولاً در سطح مشترک بین خمیر سیمان و سنگ‌دانه رخ می‌دهد. از این رو، مقاومت بالقوه‌ی سنگ‌دانه‌ها کاملاً به مقاومت بتن کمک نمی‌کنند.^[۱۳-۱۸]

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.^[۱۹-۲۰] فاینین^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^۴ (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 بتن‌های 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 سولفات‌ها 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 خودتراکم دریافتند که با افزایش فشردگی و کاهش اتصال بین منافذ، نفوذ سولفات‌ها به داخل بتن کاهش می‌یابد.^[۲۶] شربتدار و حبیبی (۲۰۱۸)، نیز در مطالعه‌ی خود به این نتیجه رسیدند که مقاومت فشاری بتن در مقدار تأثیر سولفات‌ها مؤثر است، به گونه‌ی که بتن با مقاومت فشاری ۲۰ مگاپاسکال، با افزایش غلظت محلول سولفات دچار کاهش مقاومت می‌شود؛ اما بتن‌های با مقاومت ۳۰ و ۴۰ مگاپاسکال، ابتدا دچار افزایش مقاومت و سپس دچار کاهش می‌شوند.^[۲۷]

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

«پیش»^[۲۸] و «مغزه‌گیری»^[۲۹] استفاده شده است. آزمایش‌ها در سنین ۷، ۱۴ و ۲۸ روز انجام شده است. در برخی مطالعات پیشین از آزمون «پیش» 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

۲.۱. 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 مورد نظر تبدیل شده‌اند. انواع مختلف سنگ‌دانه‌های استفاده شده در شکل ۱ مشاهده می‌شود. دانه‌بندی سنگ‌دانه‌ها، مطابق با استاندارد ASTM C۱۳۶-۰۱،^[۳۵] 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^[۳۶] و ASTM C۱۲۷،^[۳۸] 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.

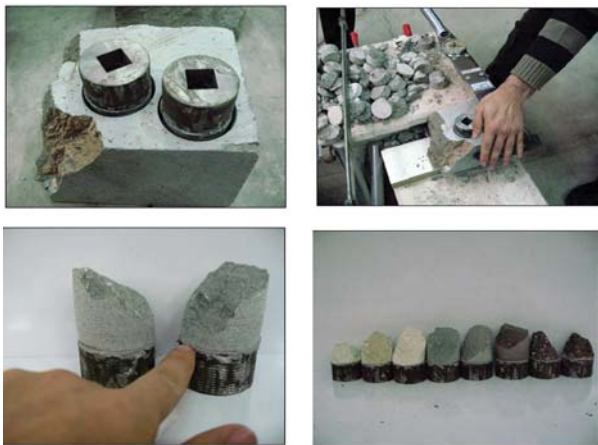
سیمان استفاده شده، سیمان پرتلند تیپ II محصول کارخانه‌ی آبیگ بوده است. قطر بزرگ‌ترین سنگ‌دانه‌ی مصرفی با توجه به ابعاد قالب مکعبی ۱۰۰ میلی‌متری، برابر ۹/۵ میلی‌متر انتخاب شده است. آب استفاده شده، آب شرب شهر قزوین بوده است. با توجه به ثابت بودن نسبت آب به سیمان جهت به دست آوردن اسلامپ مورد نیاز از نسبت‌های 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 خاکستر بادی 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.

جدول ۱. چگالی و جذب آب سنگ دانه‌ها.

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 سبز بلورین	۶۲۱/۴	۶۰۶	۲۴۲/۸	۲/۴۹۵	۲/۵۴۱
توف سبز سنگی	۴۶۷/۲	۴۴۱/۵	۱۹۸/۷	۲/۲۲	۵/۸۲۱
تراورتن	۶۸۷/۷	۶۷۷/۲	۲۶۷/۱	۲/۵۳۵	۱/۵۵۱
آهک	۶۲۰/۸	۶۱۵/۵	۲۳۴	۲/۶۳۰	۰/۸۶۱
بازالت	۶۱۲/۱	۶۰۸/۷	۲۲۸	۲/۶۲۰	۰/۵۵



شکل ۲. نحوه‌ی انجام آزمون «پیچش».

حالت خشک، مقادیر مقاومت را معمولاً ۱۰٪ بیشتر از حالتی که مغزه در حالت تر آزمایش می‌شود، به دست می‌دهد. برای تعیین مقاومت فشاری نمونه‌ها از یک فشاری هیدرولیکی با دقت ۰/۱ تن استفاده شده است. قالب‌های استفاده شده از نوع فلزی معمولی به ابعاد ۱۰۰ × ۱۰۰ × ۱۰۰ میلی‌متر بوده است. نمونه‌های بتنی در هر دو محلول سولفات سدیم و آب شرب در سنین ۷، ۱۴ و ۲۸ روز تحت آزمایش تعیین مقاومت فشاری قرار گرفتند.

۳.۲. ساخت نمونه‌ها

عوامل تأثیرگذار در حمله‌ی سولفات و کسب مقاومت به صورت عمده عبارت‌اند از: نسبت آب به سیمان، نوع سیمان و ترکیب دانه‌بندی. لذا به منظور کمیته‌سازی 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 خودتراکم 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 سولفات سدیم 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 ویریه

نمونه‌ها از ترازوی با دقت ۰/۱ 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 سولفات عمل‌آوری شدند تا نمونه‌ها، حالت اشباع داشته باشند. سپس وزن نمونه‌ها در حالت با سطح خشک با استفاده از ترازوی با دقت ۰/۱ 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.

۲.۲. روش‌های آزمایشگاهی

۱.۲.۲. 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 کم‌هزینه با خرابی جزئی، در قلمرو آزمون‌های نیمه‌مخرب محسوب می‌شود. جذابیت روش مذکور در دقت، سرعت انجام، سادگی، خرابی جزئی و هزینه‌ی اندک انجام آن است، که آن را در مقایسه با سایر آزمون‌های درجا، 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 قبلی انجام‌پذیر است. ابزار استفاده شده در آزمون «پیچش»، بسیار ساده و قابل دسترس است و انجام آزمون نیاز به مهارت قبلی ندارد.

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

۲.۲.۲. آزمون «مغزه‌گیری»

مقاومت فشاری بتن و سنگ را می‌توان با استفاده از مغزه‌گیری جسم مورد نظر مستقیماً اندازه‌گیری کرد. مغزه‌های مذکور اغلب توسط دستگاه مته‌الماشه گرفته می‌شود. به این ترتیب یک نمونه‌ی استوانه‌ی حاصل می‌شود، که سطوح انتهایی آن تخت و تراز نیست. مغزه‌ها باید کلاهی‌گذاری شوند^[۳۷ و ۳۸] و در محیطی مرطوب تحت آزمایش فشاری قرار گیرند؛ و یا بنا بر آنچه دستورالعمل ACI 318^[۳۹] توصیه می‌کند، در حالت خشک آزمایش شوند. مطالعات نشان می‌دهند که آزمایش در

جدول ۲. طرح اختلاط بتن‌های خودتراکم ساخته شده از سنگ‌های مختلف (کیلوگرم بر مترمکعب).

نوع سنگ	سنگ دانه (Kg/m ^۳)	سیمان (Kg/m ^۳)	خاکستر بادی (Kg/m ^۳)	فوق روان‌کننده (Kg/m ^۳)	آب (Kg/m ^۳)	نسبت آب به سیمان	نسبت آب به پودر
ریولیت	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۸/۵	۲۳۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
آذرین	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۱۰	۲۳۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
توف سبز بلورین	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۸/۵	۲۳۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
توف سبز سنگی	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۸/۵	۲۳۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
مرمریت	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۱۰	۲۳۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
گرانیت	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۹/۳	۲۳۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
تراورتن	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۸/۵	۲۳۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
آهک	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۸/۵	۲۳۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸
اندزیت	۱۶۴۷	۴۵۰	۱۵۰	۱۰	۲۳۹	۰/۵۳	۰/۳۹۸

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

نوع سنگ دانه‌ی بتن	جریان اسلامپ mm	زمان جریان اسلامپ تا قطر ۵۰ سانتی‌متر (s)	زمان تخلیه‌ی بتن پس ۱۰ ثانیه (s)	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
تراورتن	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

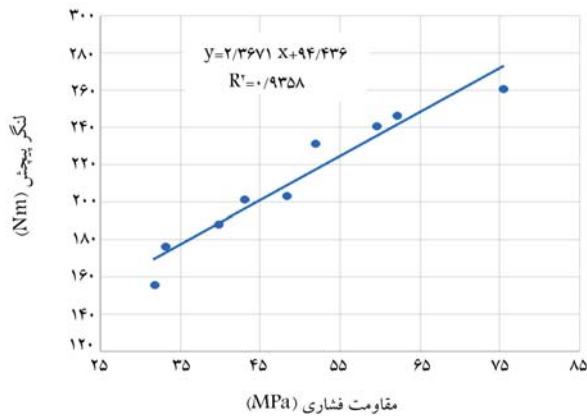
۳. نتایج به دست آمده و تحلیل آنها

۱.۳. مقاومت فشاری سنگ‌ها

در شکل ۳، مقاومت فشاری سنگ‌های مختلف حاصل از آزمون مغزه‌گیری مشاهده می‌شود، 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 ۲/۳۷ بوده است. مقاومت فشاری سنگ‌ها به ترتیب از زیاد به کم برای سنگ‌های: بازالت، گرانیت، مرمریت، آهک، تراورتن، ریولیت، اندزیت، توف سبز و توف سبز بلورین بوده است. در بخش‌های بعدی، ارتباط بین مقاومت سنگ‌ها با مقاومت فشاری بتن‌های خودتراکم بررسی شده است. در شکل ۴، نیز مقاومت سنگ‌های مختلف حاصل از آزمون پیچش مشاهده می‌شود، 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 دو سنگ اخیر برابر است با ۱/۶۷ بوده است. مقاومت سنگ‌ها حاصل از آزمون پیچش به ترتیب از زیاد به کم برای سنگ‌های: بازالت، گرانیت،

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

نتایج حاصل از آزمایش جریان اسلامپ، زمان جریان اسلامپ تا ۵۰ سانتی‌متر و آزمایش V Funnel به دست آمده از بتن‌های ساخته شده از نمونه‌های سنگ‌های مختلف در جدول ۳ ارائه شده است.^[۴۰] از آنجا که منظور از انجام پروژه‌ی حاضر، مقایسه بین بتن‌های ساخته شده با سنگ‌دانه‌های مختلف است، لذا سعی بر آن بوده است تا عوامل تأثیرگذار در مقاومت و تراکم بتن برای تمامی بتن‌ها ثابت نگه داشته شود. سنگ‌دانه‌ها با توجه به شکل و بافت سطحی خود، رفتارهای متفاوتی در آزمایش اسلامپ نشان می‌دهند. زمان آزمایش اسلامپ برای تمامی نمونه‌ها 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 اندازه‌گیری شده است. همچنین در پیچه‌ی دستگاه V Funnel بدون هرگونه لغزشی به صورت قائم برداشته شده است.

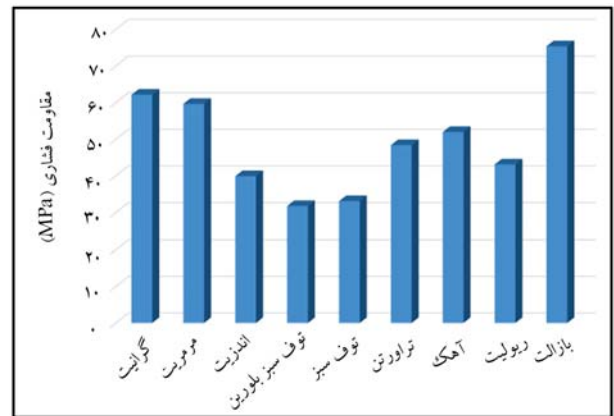


شکل ۵. رابطه‌ی نتایج حاصل از آزمون پیچش با آزمون مغزه‌گیری.

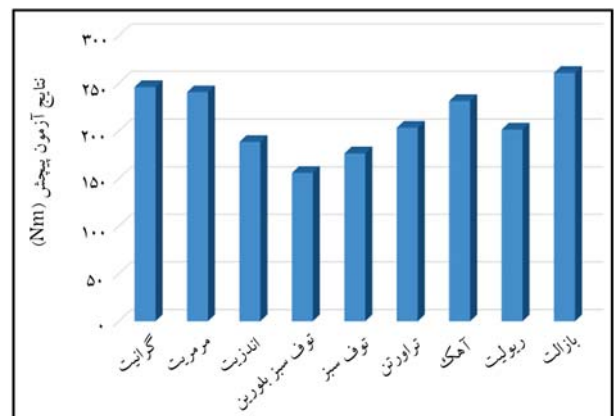
مطابق شکل ۵، ضریب تعیین برابر با ۹۳/۵٪ است. در نتیجه می‌توان با استفاده از آزمون پیچش به صورت درجا، مقاومت فشاری انواع سنگ‌ها را مشخص کرد. برای نشان دادن کاربردهای وسیع آزمون پیچش، مقاومت فشاری ملات‌های سیمانی با استفاده از جک بتن شکن و آزمون پیچش مورد مقایسه قرار گرفت و همبستگی بین نتایج ارائه شد. مقاومت فشاری ملات‌ها در سنین ۳، ۷، ۲۸، ۴۲ و ۹۰ روز مورد بررسی قرار گرفت. مقاومت فشاری ملات‌ها در سنین مذکور به ترتیب برابر ۲۳/۳، ۳۴/۱، ۴۷/۶، ۵۱/۲ و ۵۴/۴ مگاپاسکال می‌باشد. همچنین نتایج حاصل از آزمون پیچش در سنین فوق به ترتیب برابر است با ۴/۶، ۸/۵، ۸/۹، ۹/۷ و ۹/۷ مگاپاسکال است. با مقایسه نتایج ملاحظه می‌شود که ضریب همبستگی بین نتایج بالای ۹۵ درصد است که نشان از دقت بالای آزمون پیچش برای ارزیابی مقاومت فشاری مصالح سیمانی است.

۲.۳. تأثیر سولفات سدیم

در جدول ۵، مقاومت فشاری بتن‌های خودمتراکم ساخته شده از سنگ‌های مختلف در شرایط عمل‌آوری در آب و در محلول سولفات سدیم مشاهده می‌شود، که مطابق آن بتن عمل‌آوری شده در محلول سولفات در برخی نمونه‌ها در سنین 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 می‌توان رسوب محلول سولفات و یا کریستاله شدن سولفات سدیم در نمونه دانست، که در سنین کم باعث پر شدن منافذ و در نتیجه تولید جسمی متراکم‌تر می‌شود. بیشترین تأثیر سولفات در بتن‌های خودمتراکم ساخته شده از سنگ بازالت بوده است، به گونه‌ی که مقاومت فشاری ۷ روزه بتن خودمتراکم عمل‌آوری شده در آب برابر ۲۶/۴ 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 همی سنین بر اثر تأثیر سولفات سدیم دچار کاهش مقاومت فشاری شده است. به گونه‌ی که مقاومت فشاری بتن خودمتراکم ساخته شده با سنگ توف سبز در سنین ۷، ۱۴، ۲۸ به ترتیب برابر ۲۳/۹، ۳۶/۷ و ۴۱/۱ مگاپاسکال بوده است. در صورتی که مقاومت فشاری همین بتن در معرض سولفات در سنین فوق به ترتیب برابر است با ۲۲/۸، ۳۴/۹ و ۳۷/۶ مگاپاسکال بوده است. به عبارتی، سولفات سدیم باعث کاهش مقاومت فشاری بتن‌های خودمتراکم ساخته شده با سنگ توف سبز در سنین ۷، ۱۴ و ۲۸ به ترتیب به مقدار ۴/۷، ۱/۴ و ۸/۶ درصد شده است.



شکل ۳. مقاومت فشاری مغزه‌های سنگ‌های مختلف، شکسته شده با جک فشاری.



شکل ۴. مقاومت سنگ‌های مختلف حاصل از آزمون پیچش.

جدول ۴. نتایج حاصل از آزمون پیچش و مغزه‌گیری.

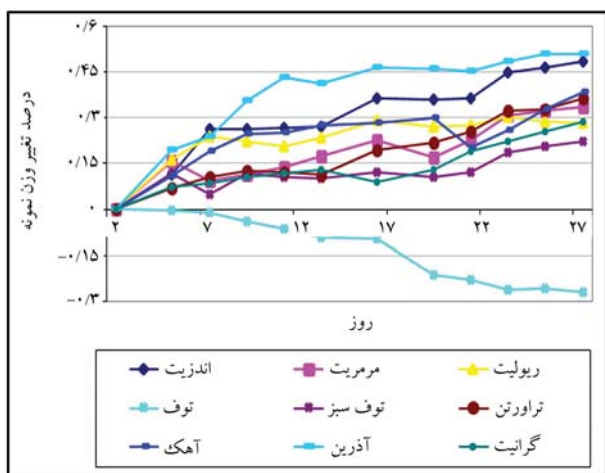
نوع سنگ	مقاومت فشاری (MPa)	لنگر پیچش (N.m)
گرانیت	۶۲/۱۷	۲۴۶/۱
مرمریت	۵۹/۶۶	۲۴۰/۷
اندزیت	۳۹/۹۲	۱۸۸/۵
توف سبز بلورین	۳۱/۷۶	۱۵۵/۹
توف سبز	۳۳/۱۲	۱۷۶/۳
تراورتن	۴۸/۴۱	۲۰۳/۴
آهک	۵۱/۹۷	۲۳۱/۴
ریولیت	۴۳/۱۴	۲۰۱/۳
بازالت	۷۵/۴۱	۲۶۱

مرمریت، آهک، تراورتن، ریولیت، اندزیت، توف سبز و توف سبز بلورین بوده است.

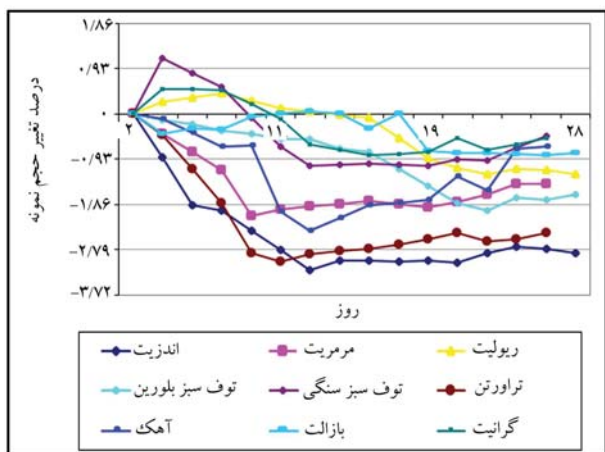
برای مقایسه‌ی نتایج حاصل از آزمون پیچش با آزمون مغزه‌گیری، نتایج عددی در جدول ۴ ارائه شده است، که مطابق آن، رابطه‌ی بین مقاومت فشاری سنگ‌های مختلف با نتایج حاصل از آزمون پیچش، که در شکل ۵ مشاهده می‌شود، یک رابطه‌ی خطی بین مقاومت فشاری حاصل از آزمون مغزه‌گیری با نتایج حاصل از آزمون پیچش وجود دارد، که برابر است با: $Y = 2/37X + 94/43$.

جدول ۵. مقاومت فشاری بتن‌های خودتراکم.

نوع سنگ	بتن عمل‌آوری شده در آب (مگاپاسکال)			بتن عمل‌آوری شده در سولفات (مگاپاسکال)		
	۷ روزه	۱۴ روزه	۲۸ روزه	۷ روزه	۱۴ روزه	۲۸ روزه
ریولیت	۲۴/۴	۳۱/۵	۳۴/۶	۲۵/۵	۳۲/۵	۳۶/۳
مرمریت	۲۶/۲	۳۸/۲	۵۰/۳	۲۷/۴	۳۹/۸	۵۱/۳
توف سبز بلورین	۲۲/۷	۲۹/۳	۳۴/۳	۲۱/۲	۳۰/۲	۳۴/۷
اندزیت	۲۵/۶	۳۹/۲	۴۸/۲	۲۶/۹	۳۸/۸	۴۳/۶
گراپتیت	۳۲/۶	۴۱/۶	۵۰/۵	۳۳/۱	۳۸	۵۰/۱
توف سبز سنگی	۲۳/۹	۳۶/۷	۴۱/۱	۲۲/۸	۳۴/۹	۳۷/۶
تراورتن	۲۸/۳	۳۷/۴	۴۳/۳	۳۰/۷	۳۴/۴	۴۳/۲
آهک	۲۹/۴	۴۰/۲	۴۸/۶	۳۱/۴	۴۲/۶	۴۹/۳
بازالت	۲۶/۴	۳۱/۵	۳۵/۸	۱۹/۵	۳۱/۴	۳۶/۹



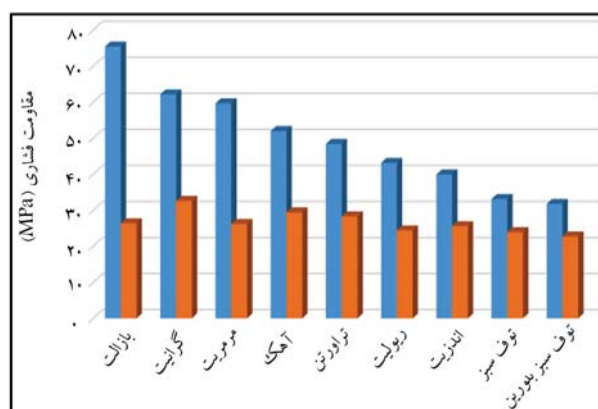
شکل ۷. درصد تغییر وزن نمونه‌های بتن خودتراکم ساخته شده از سنگ‌های مختلف.



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

به ماهیت ورقه‌بندی 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



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

علت تأثیر زیاد سولفات در بتن‌های ساخته شده با سنگ توف، به دلیل نفوذپذیری بالای بتن‌های ساخته شده با سنگ توف است،^[۲۱] که باعث نفوذ سولفات به داخل بتن و دچار واکنش‌های مضر می‌شود. محصول واکنش مذکور، سولفات کلسیم خواهد بود. دو جزء خمیر سیمان یعنی هیدروکسید کلسیم و آلومینات کلسیم هیدراته 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 سولفات سدیم با هیدروکسید کلسیم در معادله ۱ ارائه شده است:



واکنش از چپ تا راست تا زمانی ادامه می‌یابد که غلظت هیدروکسید سدیم به حدی برسد که واکنش متوقف شود. در صورت تشکیل NaOH بیشتر واکنش از راست به چپ انجام می‌گیرد، که به صورت شوره زدن روی بتن مشاهده می‌شود. در شکل ۶، مقاومت فشاری سنگ‌های مختلف و بتن‌های خودتراکم 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 خودتراکم ساخته شده با همان سنگ وجود دارد. به عبارتی، با افزایش در میزان مقاومت سنگ‌دانه، مقاومت بتن نیز افزایش یافته است، اما میزان آن زیاد نیست. البته مشاهده می‌شود که سنگ بازالت، بالاترین مقاومت فشاری را دارد، اما بتن خودتراکم ساخته شده با سنگ بازالت، مقاومت فشاری کمتری نسبت به بقیه‌ی نمونه‌ها دارد. سنگ بازالت با توجه

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 خودتراکم 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 ۹۳/۵٪ انجام شده است، می‌توان با به کارگیری آزمون پیچش، مقاومت فشاری سنگ‌ها را با استفاده از معادله‌ی $Y = 2/37x + 94/43$ و با اطمینان بالا محاسبه کرد.

- بتن عمل‌آوری شده در محلول سولفات سدیم در برخی نمونه‌ها در سنین 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 سولفات سدیم در نمونه دانست، که در سنین کم باعث پر شدن منافذ و در نتیجه تولید جسمی متراکم‌تر می‌شود.

- بیشترین تأثیر سولفات در بتن‌های خودتراکم ساخته شده از سنگ بازالت بوده است، به گونه‌ی که مقاومت فشاری ۷ روزه بتن خودتراکم عمل‌آوری شده در سولفات باعث کاهش حدود ۲۶٪ شده است.

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

سولفات سدیم برای بتن‌های خودتراکم 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 پر شدن 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 خودتراکم در مقابل سولفات سدیم ارائه شده است. برای ساخت بتن‌ها از سنگ‌های: گرانیت، مرمریت، اندزیت، ریولیت، 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 سنین 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 خودتراکم ساخته شده با سنگ‌دانه‌های همان سنگ‌ها بیشتر بوده است. این رفتار می‌تواند به دلیل

پانویس‌ها

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. Afrouhsabet, 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-Aghabaglou, 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. Akçgülu, 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 سازه‌ی در برابر حرارت بالا

محمد قاسم بناهی (کارشناس ارشد)

حسن استادحسین* (استادیار)

علی میرزایی (استادیار)

امیرحسین باغبانی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه کاشان

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره‌ی ۲ - ۳۸، شماره‌ی ۱/۱، ص. ۶۹-۷۸، (پژوهشی)

در پژوهش حاضر، طرح بهینه‌ی بتن سبک‌دانه‌ی سازه‌ی از نظر چگالی و مقاومت فشاری در دمای محیط به دست آمده و سپس با به کارگیری و تغییر میزان افزودنی‌هایی، نظیر 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، ۹ طرح اختلاط متفاوت که از روش تاگ‌وچی به دست آمده، اجرا شده و برای هر یک، ۹ عدد آزمونه‌ی ساخته شده در هر یک از دماهای محیط، ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد، ۳ 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 دماهای ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد اشاره کرد. همچنین طرح اختلاط بهینه‌ی بتن سبک مقاوم برای دمای بالا ارائه شده است.

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

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

۱. مقدمه

که بتن سبک سازه‌ی نسبت به بتن معمولی دارد.^[۱-۳] مرور مطالعاتی که در ارتباط با رفتار بتن سبک سازه‌ی در حرارت بالا انجام شده است، کمک قابل ملاحظه‌ی به موضوع پژوهش حاضر کرده است.

مالهوترا^۱ (۱۹۹۰)، طی پژوهشی به تولید طرح اختلاط بتن سبک با استفاده از سبک‌دانه‌ی رس منبسط شده^۲ با وزن مخصوص ۲۰۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مقاومت فشاری ۷۰ مگاپاسکال در ۳۶۵ روز پرداخته و دریافته است که بهترین نسبت اختلاط، هنگامی حاصل می‌شود که مواد سیمانی به میزان ۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب، شامل سیمان پرتلند نوع II و جایگزینی درصدی از سیمان با خاکستر بادی و میکروسیلیس استفاده شود.^[۴]

وایت کومب^۳ و همکاران (۱۹۹۱)، با استفاده از سبک‌دانه‌های سیلیسی منبسط شده، بتن سبک‌دانه با مقاومت بالا را ساختند. عیار سیمان استفاده شده در پژوهش مذکور، ۵۲۰ کیلوگرم بر مترمکعب بوده است که ۲۰٪ وزنی آن با میکروسیلیس جایگزین شده بود. ایشان پس از ۹۰ روز به مقاومت ۷۰/۵ مگاپاسکال دست یافتند که مقاومت مذکور برای بتن سبک‌دانه، مقاومت قابل توجهی است. همچنین چگالی بتن ساخته شده در پژوهش اخیر، ۱۸۶۰ کیلوگرم بر مترمکعب بوده است.^[۵] مورایسو^۴ و همکاران (۲۰۰۱)، موفق به تولید بتن سبک با وزن مخصوص ۱۹۰۰

آتش‌سوزی 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 سازه‌ی 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 به‌طور کلی اعتقاد بر این است که بتن یک ماده‌ی مقاوم در برابر آتش است، اما بسیاری از مطالعات اخیر، آسیب‌های گسترده یا حتی 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 سازه‌ی در بسیاری از ساخت‌وسازهای مدرن در حال افزایش است. نسبت مقاومت به وزن بالاتر، ظرفیت کرنش کششی بهتر، ضریب انبساط حرارتی کمتر به دلیل وجود تخلخل بیشتر در سنگ‌دانه‌های سبک، از جمله مزایایی است

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۲/۲۵، اصلاحیه ۱۴۰۰/۵/۳۱، پذیرش ۱۴۰۰/۷/۱۰.

DOI:10.24200/J30.2021.57982.2955

کیلوگرم بر مترمکعب و مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۵۳/۶ مگاپاسکال با استفاده از سبکدانه‌ی معدنی برزیلی شدند.^[۶]

میرزا^۵ 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 برابر دمای ۴۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد در سن ۷ روزگی و به مدت ۱ ساعت در بتن سبک بررسی کردند و دریافتند که استفاده از ۰، ۱- و ۲ درصد (کسرهای حجمی ۰/۲۵ - ۰/۵) توده‌ی الیاف شیشه‌ی برای کنترل ترک‌ها و افزایش مقاومت خمشی و مقاومت در دمای بالا در بتن سبک مؤثر است.^[۷]

تانیلدیزی^۶ (۲۰۰۷)، در بررسی مقاومت فشاری و کششی پسماند بتن سبک ساخته شده از پومیس تحت اثر دمای 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 ۴۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، روند کاهش مقاومت کم است؛ ولی با بیشتر شدن دما، از مقاومت به شدت کاسته می‌شود.^[۸]

بهنود و همکاران (۲۰۰۸)، نیز در بررسی تأثیر افزودن دوده‌ی سیلیسی^۷ و نسبت آب به سیمان در خصوصیات بتن پرمقاومت بعد از قرار گرفتن در معرض دمای بالا، دریافتند که مقدار کاهش مقاومت نمونه‌های بتن پرمقاومت با ۶ و ۱۰ درصد دوده‌ی سیلیس در ۶۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، به ترتیب ۶/۷ و ۱۴/۱ درصد بیشتر از نمونه‌های بتن معمولی بوده است. نرخ کاهش مقاومت نیز در نمونه‌های حاوی دوده‌ی سیلیسی به‌طور قابل ملاحظه‌ی بیشتر از نمونه‌های بتن معمولی بوده است. همچنین دریافتند که کاهش نسبت آب به سیمان در خصوصیات بتن در برابر حرارت بالا، اثر مثبت دارد.^[۹]

از آنجا که یکی از زوایای پژوهش حاضر به تأثیر دوده‌ی سیلیسی در مقاومت بتن سبک در دمای 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 دمای بالا در مقاومت فشاری مخلوط ملات ماسه‌ی سیمان پرداختند. مخلوط سیمان استفاده شده در پژوهش ایشان، سیمان پرتلند معمولی، متاکاؤلن و دوده‌ی سیلیسی بوده است. آن‌ها دمای نمونه‌های ساخته‌شده را به تدریج تا ۲۰۰، ۴۰۰، ۶۰۰ و ۸۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد افزایش دادند و دریافتند که متاکاؤلن و دوده‌ی سیلیسی، اثر مثبتی در مقاومت فشاری قبل و بعد از گذاشتن در معرض حرارت دارد.^[۱۰]

کتخدان^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 میزان افزایش مقاومت‌های ذکرشده، تابع مقدار آب به سیمان است. در صد بهینه‌ی دوده‌ی سیلیسی در پژوهش ایشان ۱۵ تا ۲۵ درصد تشخیص داده شد.^[۱۱] 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 دمای محیط گزارش شده است.^[۱۲]

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 ۶۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، در مقاومت فشاری بتن تأثیر قابل ملاحظه‌ی دارد. طبق پژوهش ایشان، کاهش چگالی بتن برای

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 ساخته‌شده با سبکدانه‌ی لیکا را بررسی کردند و دریافتند که افزایش دوده‌ی سیلیسی در بتن سبکدانه، منجر به افزایش قابل ملاحظه‌ی مقاومت فشاری می‌شود. اما نرخ 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. علاوه بر این، ایشان دریافتند که افزودن دوده‌ی سیلیسی در بتن باعث می‌شود که درصد بیشتر مقاومت فشاری آن در زمان کمتری حاصل شود.^[۱۴]

تانیلدیزی (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]

آکچاوزاغلو^{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 نمونه‌ها نسبت به روش سرد کردن کند، تأثیر قابل ملاحظه‌ی در کاهش مقاومت دارد.^[۱۶]

هوانگ^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۸)، رفتار مکانیکی و ریزساختار نوع جدیدی از کامپوزیت سیمانی فوق سبک (ULCC) را با استفاده از سنسفر^{۱۴} به عنوان سنگ‌دانه‌های سبک در معرض دمای بالا تا ۹۰۰ درجه سانتی‌گراد بررسی کردند و دریافتند که به‌طور کلی، مقاومت فشاری باقیمانده و مقاومت خمشی تا ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد تغییر قابل ملاحظه‌ی نمی‌کنند. همچنین نمونه‌های بتنی بررسی شده به‌طور متوسط ۱۰۰، ۸۵/۶ و ۶۷/۳، ۲۴/۵ و ۹۵/۸ درصد از مقاومت فشاری و همچنین ۷۳/۷، ۸۷/۷ و ۲۰/۱ درصد از مقاومت خمشی خود را به ترتیب پس از قرار گرفتن در معرض دماهای ۲۰۰، ۴۰۰، ۶۰۰ و ۹۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد حفظ می‌کنند.^[۱۷]

ریاض احمد^{۱۵} و همکاران (۲۰۱۹)، خواص مکانیکی، حرارتی، رطوبتی، و مقاومت در برابر دمای بالای بتن سبک حاوی دوده‌ی سیلیس و سبکدانه‌ی رس منبسط شده را با استفاده از روش‌های مختلف تجربی بررسی کردند و دریافتند که افزایش مقدار دوده‌ی سیلیسی، علی‌رغم اینکه موجب کاهش مقاومت فشاری بتن سبک می‌شود، به‌طور 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 عمل‌آوری 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 عمل‌آوری با دما در ۱۰۰ درجه سانتی‌گراد ۶ ساعت است.^[۱۹] روفائل^{۱۷} و همکاران (۲۰۲۰)، تأثیر سنگ‌دانه‌های سبک در خصوصیات باقیمانده‌ی فیزیکی و مکانیکی بتن در معرض دمای بالا را بررسی کردند و دریافتند که مقاومت کششی بتن سبک و ملات سبک در دمای ۴۵۰ درجه سانتی‌گراد در حدود ۲۰٪ کاهش می‌یابد. ضریب پواسون

در پژوهش حاضر سعی شده است که دانه بندی ریزدانه و درشت دانه‌ی سبکدانه از محدوده‌ی پیشنهادی مبحث نهم مقررات ملی ایران تبعیت کند. آب استفاده شده به منظور ساخت و عمل‌آوری نمونه‌ها در پروژه‌ی حاضر از نوع آب شرب شهری بوده است. همچنین در طرح اختلاط، فوق روان‌کننده از نوع نفتالین فرمالدئید سولفونات استفاده شده است که مشخصات آن در جدول ۱ ارائه شده است. دوده‌ی سیلیسی استفاده شده در پژوهش حاضر، محصول کارخانه‌ی فروآلیاژ ایران بوده است که آنالیز فیزیکی و شیمیایی آن در جدول ۲ ارائه شده است.

۳. ساخت، عمل‌آوری و آماده‌سازی نمونه‌ها برای آزمایش

قبل از اجرای عملیات طرح اختلاط، مطابق با نتایج حاصل از آزمایش‌های جذب آب سبکدانه‌ها، که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، به دلیل قابلیت جذب آب بالا در نیم ساعت اول، ابتدا سبکدانه‌های 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. سبکدانه‌ها و بعد از آن ماسه‌ی طبیعی به همراه مقدار آب اضافی جذب آب ماسه، داخل مخلوط‌کن ریخته شدند و به مدت دو دقیقه اختلاط انجام شد تا سبکدانه‌ها و ماسه کاملاً مخلوط شوند. سپس سیمان مصرفی به مخلوط اضافه و حدود ۱ دقیقه‌ی دیگر سیمان با سنگ‌دانه‌های سبک و ماسه مخلوط شد. در انتها، آب مؤثر بتن به آن اضافه و حدود ۵ الی ۷ دقیقه با دیگر اجزاء بتن مخلوط شد. در طرح‌های حاوی دوده‌ی سیلیسی، قبل از ریختن سیمان به داخل مخلوط‌کن، ابتدا دوده‌ی سیلیسی با سیمان به صورت خشک مخلوط می‌شد. همچنین در طرح‌هایی که از فوق روان‌کننده استفاده می‌شده است، قبل از اضافه کردن آب اختلاط به داخل مخلوط‌کن، مقداری از آن با مایع فوق روان‌کننده مخلوط و ابتدا مخلوط فوق روان‌کننده و آب، و سپس آب باقیمانده به مخلوط‌کن اضافه می‌شده است. به منظور عمل‌آوری، نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت زیر گونی‌های مرطوب نگهداری شدند و بعد از آن قالب برداری صورت گرفت. سپس نمونه‌ها داخل

جدول ۱. مشخصات فنی فوق روان‌کننده‌ی استفاده شده.

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

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

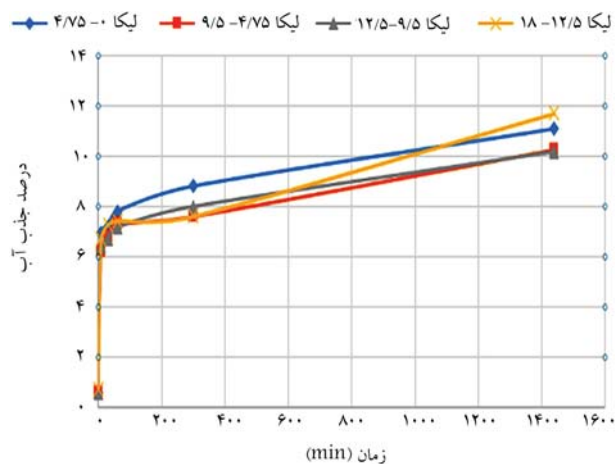
ماده پودری	میکروسلیلیکا	نوع ماده	مقدار (%)
رنگ	خاکستری روشن	SiO ₂	۹۰-۹۵
		Al ₂ O ₃	۱/۲ - ۰/۶
		Fe ₂ O ₃	۱/۲ - ۱/۸
سطح ویژه	۸/۰ - ۹/۰	Cl	۰/۰۴ - ۰/۰۷
اندازه ذرات	< ۱ μm	C	۰/۸ - ۲/۰
		Na ₂ O	۰/۳ - ۰/۶
		K ₂ O	۰/۴ - ۰/۸
		MGO	۰/۶ - ۱/۲
چگالی ویژه	۲/۲	S	۰/۰۴ - ۰/۰۸
		CaO	۰/۵ - ۱/۰
چگالی انبوهی	۳۱۰ - ۳۵۰	P	۰/۰۴ - ۰/۰۶
		LOI	۱/۵ - ۲/۵

پس از ۳۰ درجه سانتی‌گراد برای بتن با سنگ‌دانه‌ی رس منبسط شده افت قابل توجهی می‌کند، در حالی که ضریب در بتن با وزن طبیعی و بتن با سبکدانه‌ی شیل منبسط‌شده خیلی تحت تأثیر قرار نمی‌گیرد.^[۲۰]

با عنایت به مطالعات انجام شده‌ی پیشین مشاهده می‌شود که مطالعات بسیار معدودی بر روی خصوصیات رفتاری ترمومکانیکی بتن‌های سبک سازه‌ی انجام شده است و در بعضی موارد، اجماع وجود ندارد. این در حالی است که به نظر می‌رسد با در اختیار داشتن مشخصات مکانیکی دقیق‌تری از بتن سبک سازه‌ی خصوصاً در برابر دمای بالا، به‌کارگیری آن در بسیاری از موارد کاربرد میسر خواهد شد. در پژوهش حاضر، طرح اختلاط بهینه‌ی بتن سبکدانه‌ی سازه‌ی 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 دماهای محیط، ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد بررسی شده و در نهایت، طرح اختلاط با تغییر میزان اجزاء طرح برای مقاومت در برابر حرارت بالا بهینه شده است.

۲. مشخصات اجزاء بتن سبک

در بخش کنونی، مشخصات اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی بتن سبک سازه‌ی به‌کار رفته در طرح اختلاط بتن بیان شده است. سیمان مصرفی از نوع سیمان پرتلند ۴۲۵-۱ محصول کارخانه‌ی سیمان دلیجان بوده است. ماسه‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر، ماسه‌ی ۲ بار شسته شده‌ی منطقه شورآب با چگالی دانه‌ی ۲۶۴۵ کیلوگرم بر مترمکعب و مقدار جذب آب آن ۳/۷٪ بوده است. دانه‌بندی ماسه‌ی استفاده شده، در محدوده‌ی پیشنهادی مبحث نهم مقررات ملی بوده و مدول نرمی دانه‌بندی ماسه‌ی استفاده شده، ۳/۰۲ در نظر گرفته شده است. سبکدانه‌ی استفاده شده از نوع رس منبسط شده یا لیکا بوده است. چگالی سبکدانه‌ی استفاده شده، تابع ابعاد آن و از حدود ۱۱۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب برای بازه‌ی ۱۲/۵ - ۱۹ میلی‌متر تا حدود ۱۳۲۰ کیلوگرم بر مترمکعب برای بازه‌ی ۴/۷۵ میلی‌متر متغیر بوده است. مطابق شکل ۱، جذب آب سبکدانه‌ی استفاده شده وابسته به زمان بوده است. همچنین براساس آزمایش جذب آبی که بر روی اندازه‌های مختلف لیکا در بازه‌های زمانی ۱۰ و ۳۰ دقیقه و همچنین ۱، ۵ و ۲۴ ساعت انجام شده است، نمودار شکل ۱ ترسیم شده است.



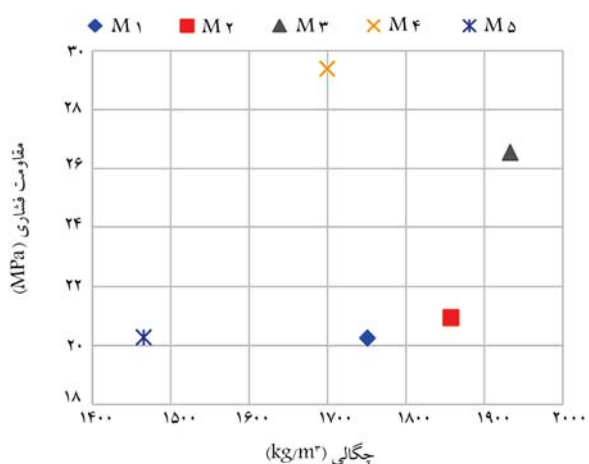
شکل ۱. درصد جذب آب اندازه‌های مختلف سبکدانه‌ی لیکا نسبت به زمان.

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

کد طرح	مقدار مصالح (Kg/m^3)		
	آب	سیمان	درشت‌دانه‌ی لیکا ماسه‌ی طبیعی
M_1	۱۸۹/۲	۴۷۳	۴۷۶
			۶۱۲

جدول ۴. مقادیر طرح اختلاط دسته اول.

کد طرح	مقدار مصالح (Kg/m^3)			
	آب	سیمان	درشت‌دانه‌ی لیکا	ریزدانه‌ی لیکا ماسه‌ی طبیعی
M_2	۱۸۹/۲	۴۷۳	۴۲۷/۴	۷۶۸/۰۴
M_3	۱۸۹/۲	۴۷۳	۳۶۶/۴	۹۰۵/۲
M_4	۱۸۹/۲	۴۷۳	۳۶۶/۴	۴۵۲/۶
M_5	۱۸۹/۲	۴۷۳	۳۶۶/۴	۰



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

طرح بهینه حاصل شود. در طرح M_2 ، حجم سبک‌دانه‌ی درشت اصلاح شد و از ۳۹٪ در طرح M_1 به ۳۵٪ کاهش یافت و مقدار کاهش‌یافته‌ی درشت‌دانه‌ها با ماسه‌ی طبیعی جایگزین شد. در طرح M_3 ، مقدار حجم سبک‌دانه‌ی درشت از ۳۵٪ در طرح M_2 به ۳۰٪ کاهش یافت. در طرح M_2 نیز مقدار کاهش‌یافته‌ی درشت‌دانه‌ها با ماسه‌ی طبیعی جایگزین شد. در طرح M_4 ماسه‌ی طبیعی به اندازه‌ی نصف حجم آن در طرح M_2 در نظر گرفته شد و به جای آن به همان حجم، ماسه‌ی سبک اضافه شد. در طرح M_5 ، تمام ماسه‌ی طبیعی با ماسه‌ی سبک جایگزین شد.

مقاومت فشاری بتن براساس استاندارد ASTM C۳۹ [۲۲] آزمایش شده است. آزمایش مقاومت فشاری بتن، مهم‌ترین 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_4 ، با چگالی بتن تازه‌ی ۱۶۹۹ کیلوگرم بر مترمکعب و مقاومت فشاری ۲۹/۳۸ مگاپاسکال، به عنوان طرح بهینه شناخته شد. در بخش حاضر، نقش تأثیرگذار جایگزینی بخشی از سبک‌دانه‌ی درشت و ریزدانه‌ی طبیعی با سبک‌دانه‌ی ریز در بهینه‌سازی طرح اختلاط کاملاً مشهود است.

حوضچه‌ی عمل‌آوری قرارگرفتند. دمای آب حوضچه بین ۲۳ تا ۲۵ درجه سانتی‌گراد کنترل شد، تا عمل‌آوری به‌خوبی انجام شود. لازم به ذکر است نمونه‌های طرح‌های دسته‌ی اول، که به‌منظور دست‌یابی به چگالی و مقاومت فشاری بهینه اجرا شده‌اند، به مدت ۷ روز عمل‌آوری شدند و سپس تحت آزمایش مقاومت فشاری قرارگرفتند. اما طرح‌های دسته دوم، که با هدف دست‌یابی به طرح بهینه در برابر حرارت اجرا شده‌اند، قبل از انجام آزمایش‌ها به مدت ۲۸ روز داخل حوضچه، عمل‌آوری 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، نظیر: مقاومت، کارپذیری و پایایی، توجه ویژه‌ی 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 به‌دست 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 موردانتظار بتن است، [۲۱] به همین جهت در پژوهش حاضر از روش طرح اختلاط بر مبنای ظرفیت مقاومتی برای ساخت یک طرح اختلاط اولیه‌ی بتن سبک استفاده شده است. هدف از اجرای طرح اولیه، به‌دست‌آوردن 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 اسلامی 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 دسته تقسیم شده‌اند. طرح‌های دسته‌ی اول، با هدف دستیابی به طرح بهینه از نظر چگالی و مقاومت فشاری و طرح‌های دسته‌ی دوم، به‌منظور دستیابی به طرح بهینه در درجه حرارت‌های بالا در آزمایشگاه و با تغییر منطقی نسبت اجزاء بتن در طرح اولیه ساخته شده‌اند.

۱.۴. بهینه‌سازی طرح اختلاط برای مقاومت در دمای محیط

پس از اجرای طرح اولیه‌ی M_1 ، طرح‌های ارائه شده در جدول ۴ به ترتیب اجرا شده‌اند.

عامل مهمی که موجب چگالی کمتر در بتن سبک‌دانه می‌شود، میزان سبک‌دانه‌ی درشت است. از سوی دیگر، عامل اخیر، ضعف مقاومت برای بتن سبک را در پی دارد. برای بررسی اثر مقدار و نوع سنگ‌دانه، طرح‌های آزمایشگاهی دسته‌ی اول با اعمال تغییراتی در طرح اختلاط مبنای M_1 ایجاد شدند تا براساس نتایج آزمایشگاهی،

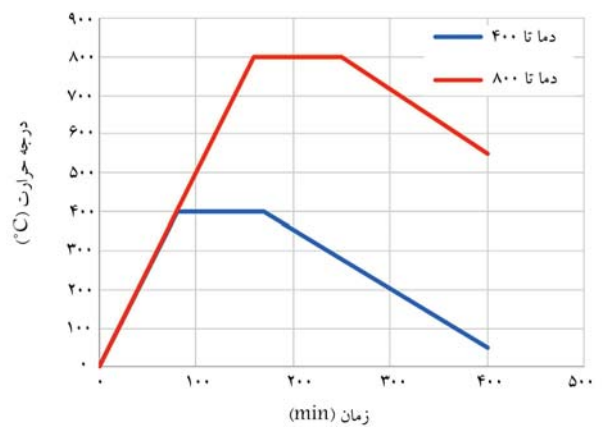
۲.۴. اصلاح طرح اختلاط برای مقاومت در برابر حرارت

در طرح‌های اختلاط دسته دوم که به منظور دستیابی به طرح بهینه در دمای بالا اجرا شدند، طرح M_2 که از لحاظ چگالی و مقاومت فشاری طرح بهینه بود، به منظور دستیابی به طرح بهینه در دمای بالا به عنوان طرح مینا استفاده شد. منحنی تاریخی دما در بارگذاری حرارتی در شکل ۳ مشاهده می‌شود. الگوی بارگذاری نشان داده شده در این شکل اخیر، برای افزایش دما تا دماهای ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد استفاده شده است.

بر اساس سابقه پژوهش که در بخش مقدمه ذکر شد، نسبت آب به سیمان، دوده سیلیسی و فوق‌روان‌کننده می‌توانند عوامل مؤثر در مقاومت بتن سبک در برابر حرارت باشند.^{[۱۱]، [۹]} 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 تاگوجی استفاده شده است. لازم به ذکر است منظور از مقاومت فشاری طرح مورد بررسی، میانگین مقاومت فشاری سه نمونه از طرح مورد نظر 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 T_2 تا T_9 ، که نسبت آب به مواد سیمانی نسبت به طرح مینا کم شده است، حجم آب کم شده به دو قسمت مساوی تقسیم و هر قسمت توسط ماسه طبیعی و ماسه سبک پر شده است.

در شکل ۴، باقیمانده‌ی مقاومت فشاری طرح‌های دسته دوم پس از اعمال بار حرارتی در دماهای مختلف مشاهده می‌شود. بر این اساس، مقاومت فشاری طرح‌های T_8 و T_9 به ترتیب در دماهای ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد نسبت به سایر طرح‌ها در دسته دوم بیشتر است. همان‌گونه که از تغییرات مقادیر مقاومت



شکل ۳. تاریخی دمای اعمال شده به نمونه‌ها.

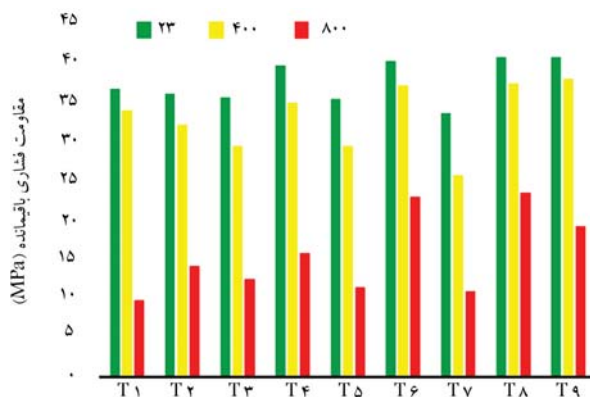
جدول ۵. عوامل و سطوح آن‌ها برای طراحی آزمایش‌ها به روش تاگوجی.

سطوح	نسبت آب به سیمان	
	درصد وزنی سیمان	فوق‌روان‌کننده دوده سیلیسی
۱	۰/۴	۰
۲	۰/۳۵	۷/۵
۳	۰/۳	۱۵

فشاری در شکل ۴ برداشت می‌شود، مقاومت فشاری بتن سبک در دمای بالا در مقایسه با دمای محیط نسبت به تغییرات پارامترهایی، نظیر: نسبت آب به سیمان، مقدار روان‌کننده، و مقدار دوده سیلیسی از خود حساسیت بیشتری نشان می‌دهد. کاهش مقدار نسبت آب به سیمان هم‌زمان با افزایش مقدار روان‌کننده موجب بهبود مقاومت فشاری در دمای زیاد شده است. همچنین در نسبت آب به سیمان‌های بیشتر، عملکرد جایگزینی سیمان با ۷/۵٪ دوده سیلیسی نسبت به ۱۵٪ دوده سیلیسی بهتر بوده است. نکته‌ی دیگری که می‌توان از شکل ۴ برداشت کرد، این است که در طرح‌های مختلف تا دمای حدود ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد، کاهش قابل ملاحظه‌ی در مقاومت فشاری رخ نداده و درصد عمده‌ی کاهش مقاومت فشاری از دمای ۴۰۰ تا ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد بوده است.

از مجموعه‌ی نتایج آزمایش‌ها نتیجه می‌شود که در طرح‌های ارائه شده، تغییر دوده سیلیسی از صفر تا ۱۵ درصد، تأثیری در بهبود مقاومت نداشته است. این موضوع با نتایج مندرج در نوشتارهای کتخدا (۲۰۰۹)،^[۱۱] و ریاض احمد و همکارش (۲۰۱۹)،^[۱۸] نیز قابل انطباق است. توجیه پدیده‌ی مذکور به این ترتیب انجام شدنی است که وجود دوده سیلیسی باعث متراکم‌تر شدن توده‌ی بتن شود و حفره‌های مویینه‌ی بتن که در خروج بخار آب در دماهای بالا نقش مؤثر دارند، مسدود و سبب افزایش فشار داخلی ناشی از بخار آب شود. این فشار در دماهای بالاتر معمولاً از حد مقاومت کششی 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 T_6 در دمای ۶۵۰ درجه سانتی‌گراد دچار پدیده‌ی انفجار شده است.

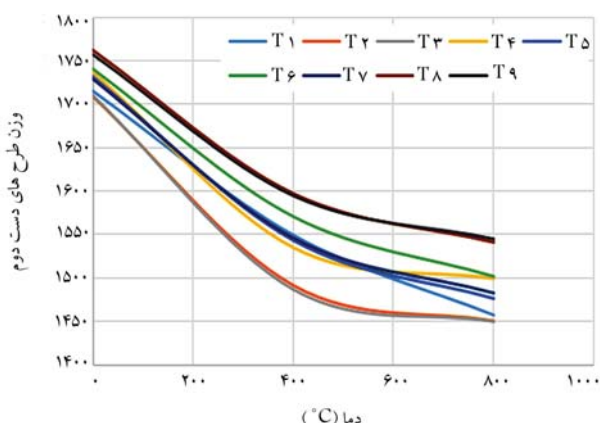
علت دیگر کاهش مقاومت فشاری بتن حاوی دوده سیلیسی در دماهای بالا، می‌تواند انبساط ذرات دوده سیلیسی باشد، که موجب ایجاد ترک و در نتیجه سبب کاهش مقاومت فشاری می‌شود. نکته‌ی دیگر حاصل از انجام آزمایش‌های دسته دوم این است که کاهش نسبت آب به سیمان و افزایش فوق‌روان‌کننده (در حد بهینه) موجب شده است بتن سبک، عملکرد بهتری در دماهای بالا داشته باشد. کاهش مقدار آب اختلاط بتن در واقع به معنای کاهش میزان تبخیر در دمای زیاد است و از میزان احتمال ایجاد ترک‌های ناشی از فشار حاصل از فرایند تبخیر نیز کاسته می‌شود که در نتیجه می‌تواند تأثیر مثبتی در مقاومت بتن در دماهای 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 فوق‌روان‌کننده، اجتناب‌ناپذیر است.



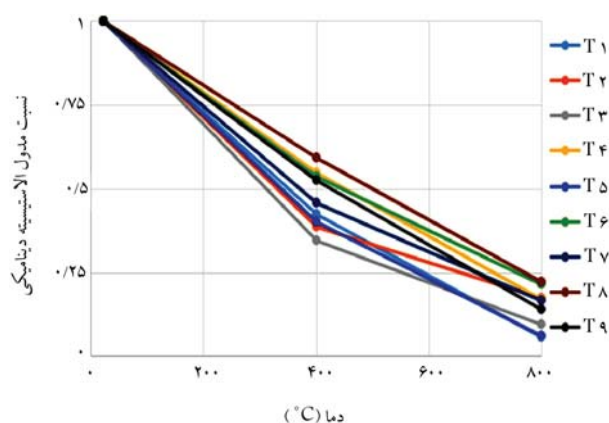
شکل ۴. مقاومت فشاری باقیمانده‌ی طرح‌های دسته دوم در دمای محیط، ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد.

جدول ۶. مقادیر مصالح طرح‌های اختلاط مبنای بهینه‌سازی برحسب کیلوگرم در مترمکعب بتن.

کد طرح	آب	سیمان	لیکا		ماسه‌ی طبیعی	فوق روان‌کننده	دوده‌ی سیلیسی
			درشت‌دانه	ریزدانه			
$M_f = T_1$	۱۸۹/۲	۴۷۳	۳۶۶/۴	۲۱۸/۳	۴۵۲/۶	۰	۰
T_2	۱۸۳/۷۶	۴۳۷/۵	۳۶۶/۴	۲۱۸/۳	۴۵۲/۶	۵/۴۳۹	۳۵/۴۷
T_3	۱۸۲/۰۱	۴۰۲/۰۵	۳۶۶/۴	۲۱۸/۳	۴۵۲/۶	۷/۰۹۵	۷۰/۹۵
T_4	۱۶۵/۵۵	۴۳۷/۵	۳۶۶/۴	۲۳۳/۹	۴۸۶/۵۵	۰	۳۵/۴۷
T_5	۱۶۰/۱۱	۴۰۲/۰۵	۳۶۶/۴	۲۳۳/۹	۴۸۶/۵۵	۵/۴۳۹	۷۰/۹۵
T_6	۱۵۸/۴۶	۴۷۳	۳۶۶/۴	۲۳۳/۹	۴۸۶/۵۵	۷/۰۹۵	۰
T_7	۱۴۱/۹	۴۰۲/۰۵	۳۶۶/۴	۲۴۹/۶	۵۱۹/۰۳	۰	۷۰/۹۵
T_8	۱۳۶/۴۶	۴۷۳	۳۶۶/۴	۲۴۹/۶	۵۱۹/۰۳	۵/۴۳۹	۰
T_9	۱۳۴/۸	۴۳۷/۵	۳۶۶/۴	۲۴۹/۶	۵۱۹/۰۳	۷/۰۹۵	۳۵/۴۷



شکل ۶. نسبت مدول کشسانی دینامیکی در دماهای مختلف برای طرح‌های T_1 تا T_9 .



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 دمای بالا، مدول کشسانی دینامیکی باقیمانده‌ی کمتری داشته‌اند. همین‌طور می‌توان گفت طرح‌هایی که دوده‌ی سیلیسی در آن‌ها وجود داشته است، تقریباً به نسبت مقدار دوده‌ی سیلیسی، از مدول کشسانی دینامیکی آن‌ها در دمای 800° 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 800° درجه‌ی سانتی‌گراد به خوبی مشهود بوده است. در پژوهش حاضر، رنگ بتن‌های بررسی‌شده در دمای 800° درجه سانتی‌گراد اغلب به خاکستری مایل به زرد تبدیل شده است. با ازدیاد حرارت، حجم آب موجود در بتن کاسته و باعث ترک‌خوردن آن می‌شود. نرخ ایجاد ترک‌های سطحی در بتن در دماهای بالا به دلیل تبخیر آب بین‌لایه‌یی و آب مویینه‌ی بتن افزایش می‌یابد. 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، تبخیر آب آزاد بین‌لایه‌یی بتن است. در آزمایش افت وزنی، وزن نمونه در شرایط عادی و پس از قرار گرفتن در معرض دما مقایسه می‌شود. در شکل ۵، وزن ۱ مترمکعب بتن از هر طرح در دماهای محیطی، 400° و 800° درجه‌ی سانتی‌گراد ارائه شده است. مطابق با نتایج حاصل از آزمایش‌ها مشاهده می‌شود که بیشترین درصد افت وزنی بتن تا دمای 400° درجه‌ی سانتی‌گراد اتفاق 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)، ثبت شده است، با افزایش مقدار دوده‌ی سیلیسی، 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

روان‌کننده) سطح سوم (۱/۵٪) و عامل سوم (دوده سیلیسی) در دو سطح اول (۰ و ۷/۵ درصد) بوده است.

آزمایش‌های مقاومت فشاری نشان داد که طرح TB، مقاومت فشاری بیشتری نسبت به طرح‌های ۹ گانه‌ی پیشنهادی تاگوجی دارد. مقادیر مصالح در طرح اختلاط TB به استثناء مقدار فوق روان‌کننده، مشابه طرح اختلاط T_۸ بوده است. به نظر می‌رسد علت بیشتر شدن مقاومت فشاری طرح TB نسبت به طرح T_۸، یکنواختی بیشتر به علت مصرف فوق روان‌کننده‌ی بیشتر بوده است. طرح TE که در آن ۷/۵٪ وزنی سیمان با دوده سیلیسی جایگزین شده بود، مقاومت فشاری کمتری نسبت به طرح TB هم در دمای محیط و هم در دماهای بالا داشته است. مقادیر مصالح در طرح‌های TB و TE به استثناء جایگزینی مقدار دوده سیلیسی یکسان بوده است. در شکل ۹، مقدار مقاومت فشاری باقیمانده‌ی طرح‌های بهینه‌ی پیشنهادی نرم‌افزار در دماهای ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد مشاهده می‌شود. نتایج آزمایش سرعت پالس فراصوت برای طرح‌های TB و TE که به منظور محاسبه‌ی 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 می‌شود، سبب کاهش مدول کشسانی دینامیکی نیز می‌شود. براساس مشاهده‌های انجام شده، در نمونه‌ی حاوی دوده سیلیس کاهش مدول کشسانی دینامیکی نسبت به نمونه‌ی بدون میکروسیلیس بیشتر بوده است. در ادامه، نتایج حاصل از آزمایش افت وزنی طرح‌های TB و TE در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود که مطابق آن، نمونه‌ی دارای میکروسیلیس در دماهای بالاتر، افت وزنی بیشتری را نشان می‌دهد که با نتایج سایر پژوهش‌ها هم‌خوانی دارد. [۱۳]

مهم‌ترین عامل افت وزنی بتن در دماهای بالا، تبخیر آب آزاد بین لایه‌ی بتن است. آب آزاد بین لایه‌ی بتن آبی است که در واکنش شیمیایی با سیمان شرکت نکرده است. در ادامه، شکل ظاهری نمونه‌های حرارت دیده بررسی شده است. همان‌گونه در شکل‌های ۱۱ الی ۱۴ مشاهده می‌شود، حرارت بالا موجب ایجاد ترک‌های سطحی هم در دمای ۴۰۰ و هم در دمای ۸۰۰ درجه‌ی

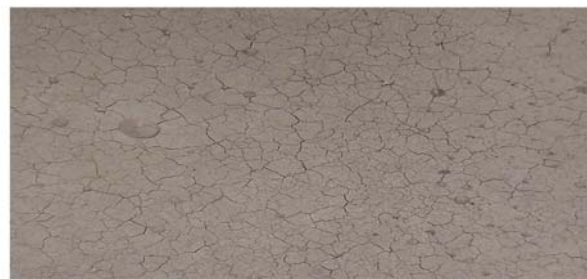
بتن‌هایی که نسبت آب به سیمان کمتری دارند، ترک‌های ایجاد شده در آن‌ها نیز کمتر به نظر می‌رسد. در شکل‌های ۷ و ۸، سطوح بتن‌ها پس از حرارت‌دهی در دماهای ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد مشاهده می‌شوند.

۸. طرح اختلاط بهینه

پس از وارد کردن نتایج طرح‌های پیشنهادی ۹ گانه به نرم‌افزار و انجام عملیات لازم، خروجی نرم‌افزار برای طرح‌های اختلاط بهینه از نظر مقاومت فشاری استخراج شدند. نتایج طرح‌های اختلاط بهینه‌ی پیش‌بینی شده توسط نرم‌افزار مینی‌تب، نزدیک به طرح‌های اختلاط T_۸ و T_۹ بوده است. طرح‌های اختلاط بهینه‌ی پیش‌بینی شده توسط نرم‌افزار مینی‌تب، با شرایطی که طرح‌های ۹ گانه‌ی دسته‌ی دوم اجرا شدند، ساخته و عمل‌آوری شدند. دو طرح اختلاط بهینه که برای آزمایش‌های نهایی به دست آمدند، کاملاً مشابه بودند و فقط در مقدار دوده سیلیسی جایگزین سیمان تفاوت داشتند. مقادیر اجزاء بتن در طرح‌های بهینه در جدول ۷ ارائه شده است. در طرح‌های اختلاط بهینه، عامل اول (نسبت آب به سیمان) سطح سوم (۰/۳)، عامل دوم (فوق



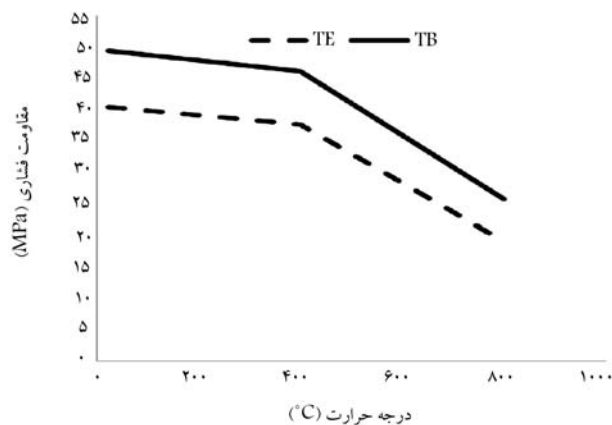
شکل ۷. پدیده‌ی تغییر رنگ و ترک‌های سطحی در دمای ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد.



شکل ۸. پدیده‌ی تغییر رنگ و ترک‌های سطحی در دمای ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد.

جدول ۷. مقادیر مصالح برای طرح اختلاط بهینه از نظر مقاومت فشاری در دمای ۸۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد.

کد طرح	مقدار مصالح (Kg/m ^۳)	
	TE = T _۹	TB
۱۳۴/۸	۱۳۴/۸	آب
۴۷۳/۵	۴۷۳	سیمان
۳۶۶/۴	۳۶۶/۴	درشت‌دانه‌ی لیکا
۲۴۹/۶	۲۴۹/۶	ریزدانه‌ی لیکا
۵۱۹/۰۳	۵۱۹/۰۳	ماسه‌ی طبیعی
۷/۰۹۵	۷/۰۹۵	فوق روان‌کننده
۳۵/۴۷	۰	دوده سیلیس



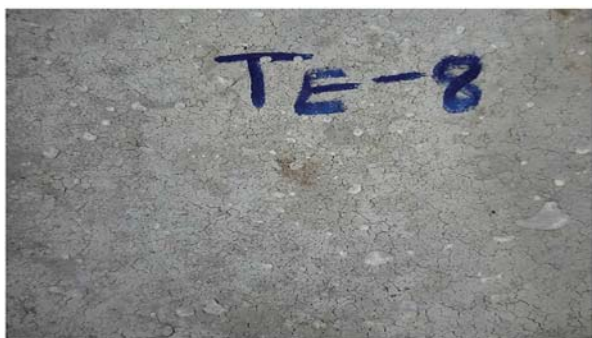
شکل ۹. مقاومت فشاری طرح‌های بهینه در دماهای مختلف.

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

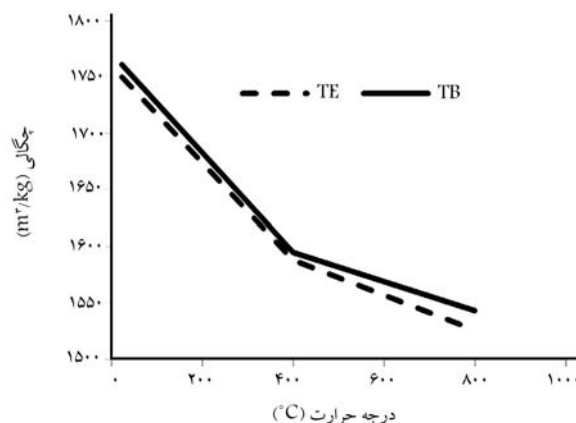
کد طرح	مدول کشسانی دینامیکی (GPa)	
	دمای محیط	درجه سانتی‌گراد ۴۰۰
TB	۲۴/۱۵۹	۱۳/۳۵۵
TE	۲۴/۸۶۸	۱۲/۹۴۶



شکل ۱۳. سطح نمونه‌های طرح TE بعد از حرارت‌دهی در ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد.



شکل ۱۴. سطح نمونه‌های طرح TE بعد از حرارت‌دهی در ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد.



شکل ۱۰. افت وزنی طرح‌های TB و TE در دماهای مختلف.



شکل ۱۱. سطح نمونه‌های طرح TB بعد از حرارت‌دهی در ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد.



شکل ۱۲. سطح نمونه‌های طرح TB بعد از حرارت‌دهی در ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد.

و ۴۰۰ و ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد به دست آمده است:

۱. براساس مشاهده‌های دوده‌ی سیلیسی تا میزان ۱۵٪ جایگزینی با سیمان، بهبود مقاومت بتن سبکدانه را در دمای محیط و در دماهای بالاتر در پی 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. استفاده‌ی مقدار بهینه‌ی فوق روان‌کننده موجب تولید بتن سبکدانه‌ی همگن با خصوصیات فیزیکی و مکانیکی بهتر، هم در دمای محیط و هم در دماهای بالا می‌شود. مقدار بهینه‌ی فوق روان‌کننده باید متناسب با مقدار کاهش نسبت آب به سیمان باشد.
۴. یکی از تهدیدها در مواقع آتش‌سوزی در سازه‌های ساخته‌شده با بتن سبکدانه، انفجار بتن و انهدام ناگهانی سازه است. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که کاهش نسبت آب به سیمان اختلاط، احتمال وقوع این رخداد را کاهش می‌دهد.
۵. سرعت افت وزنی بتن سبکدانه تا دمای ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد بیشتر است. در صورتی که در مورد مقاومت فشاری بیشتر، افت مقاومت در دماهای بالاتر از ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد رخ می‌دهد.
۶. دماهای بالا به دلیل تبخیر آب بین لایه‌ی و آب موئینه باعث ایجاد ترک‌های سطحی در بتن می‌شود. همچنین مهم‌ترین عامل تغییر رنگ بتن سبکدانه در دماهای بالا، وجود دوده‌ی سیلیسی در ترکیب آن بوده است.
۷. به عنوان جمع‌بندی، در طرح اختلاط بهینه در برابر دمای بالا، میزان نسبت آب به سیمان به کمک فوق روان‌کننده ۳/۰ به دست آمد. درشت‌دانه از لیکای

سانتی‌گراد شده است. تعداد و عرض و طول ترک‌ها در دمای ۸۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد، بزرگ‌تر و بیشتر نسبت به دمای ۴۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد بوده است. همچنین پدیده‌ی تغییر رنگ نیز در دمای ۸۰۰ درجه‌ی سانتی‌گراد برای هر دو طرح TE و TB قابل مشاهده است. البته تغییر رنگ مذکور برای طرح TE به علت وجود دوده‌ی سیلیسی در ترکیب آن به صورت واضح‌تر مشاهده شده است.

۹. نتیجه‌گیری

هدف از مطالعه‌ی حاضر، حصول طرح اختلاط بهینه برای بتن سبکدانه‌ی سازه‌ی در برابر حرارت بالا به منظور کاهش میزان افت مقاومت بوده است. در این خصوص، نتایجی که در ادامه بیان شده است، از آزمایش‌های صورت‌گرفته در دماهای محیط

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

۸. افزایش دما از دمای محیط تا 80° درجه‌ی سانتی‌گراد، کاهش چگالی طرح همیشه برابر با ۱۲٪، کاهش مقاومت فشاری برابر با ۴۹٪ و کاهش مدول کشسانی دینامیکی برابر با ۶۴٪ را در پی داشته است.

سازه‌ی در محدوده‌ی دانه‌بندی پیشنهادی می‌باید مهم مقررات ملی حدود ۳۲٪ از وزن سنگ‌دانه‌ها، ریزدانه‌ی لیکا حدود ۲۲٪ وزنی سنگ‌دانه‌ها، و ریزدانه‌ی ماسه حدود ۴۶٪ وزنی سنگ‌دانه‌ها، همچنین میزان سیمان مصرفی ۴۷۳ کیلوگرم به دست آمد. چگالی بتن تازهی طرح همیشه، 1750 کیلوگرم بر مترمکعب بوده و مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی آن در دمای محیط، ۴۹

پانویس‌ها

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., Yousefipour, A. and Hematpoury 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).

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

خشايار غراب (کارشناس ارشد)

حسین تقدس* (دانشیار)

پردیس دانشکده‌های فنی، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تهران

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱) ۲- ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۷۹-۸۵، (پژوهشی)

برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه در صنعت ساخت‌وساز باعث دید یکسان بین ذینفعان پروژه می‌شود. به طور سنتی برای مشاهده‌ی برنامه‌ی زمان‌بندی از اسناد 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 و مقایسه‌ی مدل چهاربعدی چارچوب پیشنهادی با مدل چهاربعدی BIM در پروژه‌های خطی است. روش مذکور در یک مطالعه‌ی موردی خط لوله‌ی آب پیاده‌سازی و بازخوردهای مثبتی از مصاحبه با تیم 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.

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

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

۱. مقدمه

در صنعت ساخت‌وساز، داشتن یک برنامه‌ی زمان‌بندی دقیق، نقش اساسی در موفقیت پروژه دارد. به‌طور 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 مجموعه‌ی فعالیت‌ها را با کمک یک سری میله در یک جدول زمانی نمایش می‌دهد. ذینفعان پروژه برای پیدا کردن درک عمیق از اسناد کاغذی، مانند نقشه‌های دوبعدی 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 اسناد اخیر می‌شود.^[۱] یکی از روش‌ها برای رفع مشکل اخیر و بهبود تعامل ذینفعان با برنامه‌ی زمان‌بندی، استفاده از مدل‌سازی اطلاعات ساختمان (BIM)^[۲] است.

۱.۱. مدل‌سازی اطلاعات ساختمان (BIM)

مفهوم مدل‌سازی اطلاعات ساختمان به سال ۱۹۶۲ باز می‌گردد، زمانی که انگلبارت^۲ فرضیه‌ی بی از سیستم مبتنی بر رایانه ارائه کرد.^[۱] بعد از آن، استیمن^۳ و همکاران (۱۹۷۴) کمیوهای نقشه‌های دوبعدی را بررسی و یک سیستم توصیف ساختمان (BDS)^۴ مبتنی بر رایانه را ایجاد کردند که توصیف هندسی، مکانی و خصوصیات عناصر مختلف یک ساختمان را به یک مدل سه‌بعدی واقعی پیوند می‌داد. سیستم BDS به‌عنوان 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 به‌طور خودکار به‌روزرسانی می‌شود.^[۲] سیستم طراحی‌شده‌ی BDS، راه را برای مفهوم مدل‌سازی اطلاعات ساختمان هموار کرد، این اصطلاح برای اولین بار در سال ۱۹۹۲ معرفی شد.^[۳]

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

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۳/۱، اصلاحیه ۱۴۰۰/۶/۲۷، پذیرش ۱۴۰۰/۸/۱۵

DOI:10.24200/J30.2021.57862.2962

جدول ۱. استفاده از AR در برنامه ریزی قبل از ساخت در پژوهش های پیشین.

منابع	موارد استفاده
[۱۵-۱۸]	تشخیص برخوردها
[۱۵-۱۸]	شناسایی سریع خطاهای طراحی
[۱۵، ۱۶]	بررسی ساختار در حین طراحی
[۱۶، ۱۹]	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
[۱۲، ۲۱]	نمایش موارد ایمنی با کمک واقعیت افزوده
[۱۲، ۲۱، ۲۴]	برنامه های آموزش ایمنی مبتنی بر شبیه سازی AR برای کارگران

می شود. روش مذکور به آن ها اجازه می دهد تا مدل هندسی سه بعدی تولید شده را با داده های سه بعدی برنامه ریزی شده مقایسه کنند و براساس آن بر پیشرفت پروژه نظارت کنند. سیستم اخیر، ابزاری برای هماهنگی و کمک به ارتباطات برای پیمانکاران است.^[۱۲]

پتانسیل AR که در طول چرخه ی حیات یک پروژه ی ساختمانی می تواند استفاده شود، در صنعت AEC توسط پژوهشگران مختلفی بررسی شده است. در جدول ۱، موارد استفاده از AR در مرحله ی برنامه ریزی قبل از ساخت پروژه، که توسط پژوهشگران بررسی شده است، ارائه شده است.

همچنین ظاهر و همکاران (۲۰۱۸)، یک روش با استفاده از تلفن همراه هوشمند برای نظارت بر پیشرفت ساخت و ساز ارائه دادند که به کاربر اجازه می دهد پیشرفت فعالیت ها را در محل پروژه با کمک یک برنامه ی کاربردی اندرویدی به روزرسانی کند. داده های مذکور برای به روزرسانی مدل چهاربعدی پروژه استفاده می شود. همچنین یک مدل چهاربعدی واقعیت افزوده را برای کاربر فراهم می کند که پیشرفت واقعی یا برنامه ریزی شده را نشان می دهد. نتایج پژوهش اخیر نشان می دهد که روش اخیر و روش های مشابه برای نظارت بر پیشرفت زمانی و هزینه یی پروژه های 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. چالش های فنی که هنگام ساخت و ادغام سیستم های AR در رویه های موجود در صنعت ساخت و ساز مشاهده می شود، بی شمار است. هاینزل^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۷)، در مورد استفاده از AR با دو پیمانکار عمومی و یک توسعه دهنده ی نرم افزار صاحبه انجام دادند. داده های تحلیل شده از مصاحبه ها نشان داد که هزینه ی اجرای آن به چه میزان است. نایمنی فناوری، استفاده نکردن از برنامه های کاربردی استاندارد واقعیت افزوده و نبود اطمینان از ارزش و مزایای فناوری اخیر، از جمله چالش هایی است که سه شرکت کننده ی مذکور به عنوان موانع اجرای AR در ساخت و سازها اعلام کردند.^[۱۹]

۴.۱. خلا پژوهشی

در پژوهش های پیشین، استفاده از AR و BIM به صورت جدا و همزمان برای بهبود برنامه ی زمان بندی صورت گرفته است. یکی از جنبه های نو بودن پژوهش حاضر، پیاده سازی آن در پروژه ی اجرای خط لوله ی آب که ماهیت خطی دارد، است. با توجه به طولانی بودن پروژه های خطی و عملیات اجرایی در چند جبهه ی کاری، نمایش مدل چهاربعدی BIM با چالش هایی همراه است و انعطاف پذیری لازم برای نمایش بخش های مختلف پروژه به صورت همزمان را ندارد. لذا نیاز است مقایسه

اطلاعاتی طراحی مبتنی بر دویعدی به سیستم های اطلاعاتی مبتنی بر المان های سه بعدی تغییر داده است.^[۵] مدل سه بعدی BIM براساس نیاز پروژه در سطح توسعه (LOD)^۵ مناسبی طراحی می شود. هر یک از LOD های مذکور، الزام های محتوایی 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 چهاربعدی BIM را می سازد. در مدل سازی اطلاعات ساختمان سه بعدی کاربر قادر است تا مدل ساختمان را تجسم کند، اما در مدل چهاربعدی BIM علاوه بر تجسم مدل ساختمان، کاربر قادر است فرایندی پیشرفت مدل ساختمان را تجسم کند.^[۲۶] امروزه پتانسیل های مثبت استفاده از مدل چهاربعدی BIM به خوبی مشخص است و به طور گسترده یی استفاده می شود. استفاده از آن امکان شناسایی برخوردهای مکانی و زمانی در ابتدای چرخه ی عمر پروژه را فراهم می کند و باعث کاهش تأخیر در زمان تحویل پروژه می شود.^[۸]

۲.۱. تلفن همراه هوشمند

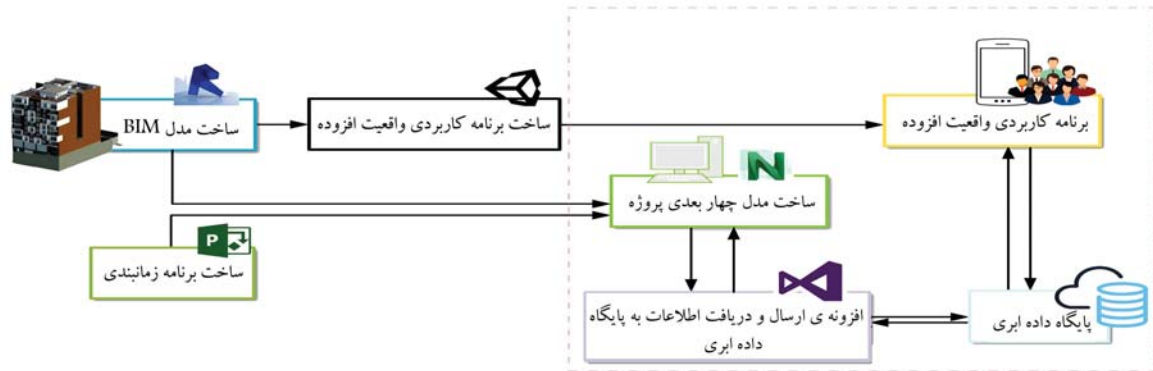
با پیشرفت فناوری تلفن همراه هوشمند و همه گیر شدن آن ها توسعه ی مداوم برنامه های کاربردی^۶، پتانسیل خوبی برای استفاده از تلفن همراه هوشمند در صنعت ساخت و ساز به وجود آمد. ابزار اخیر علاوه بر قابلیت حمل آسان، با توجه به تجربه ی کاربری مناسبی که برای کاربر ایجاد می کند، به یک سیستم عامل نسبتاً آسان تبدیل شده است که استفاده از آن راحت است.^[۹] یکی از قابلیت های تلفن همراه هوشمند، تکنولوژی واقعیت افزوده (AR)^۷ است.

۳.۱. واقعیت افزوده

واقعیت افزوده، یک لایه ی مجازی در قالب متن، گرافیک، صوت را در زمان واقعی به دنیای اطراف کاربر اضافه می کند، به طریقی که اشیاء دیجیتالی شده با اشیاء دنیای واقعی ترکیب می شوند و یک دنیای فیزیکی - مجازی را ایجاد می کنند.^[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 بهره وری برای بخش های معماری، مهندسی و ساختمان (AEC)^۸ و همچنین مدیریت تعمیر و نگهداری (FM)^۹ جذاب بوده است.^[۱۱] رانکوهری و او^{۱۰} (۲۰۱۳)، نوشتاری درباره ی AR در صنعت AEC را بررسی و حوزه ی کاربردی AR را شناسایی کردند که شامل: تجسم و شبیه سازی، ارتباط و همکاری، مدل سازی اطلاعات، دسترسی به اطلاعات و ارزیابی، نظارت بر پیشرفت، تعلیم و آموزش، ایمنی و بازرسی بوده است.^[۱۲]

غفارحسینی و همکاران (۲۰۱۶)، روشی را برای ادغام BIM و AR برای تسهیل هماهنگی سایت ساخت و ساز پیشنهاد و یک برنامه ی کاربردی مبتنی بر AR برای بهبود بهره وری در ساخت و ساز در سایت ایجاد کردند. نتایج مطالعه ی ایشان نشان داد که برنامه ی AR، عملکرد فرایندهای مدیریت موجود در سایت را بهبود می بخشد و به کاربر اجازه می دهد مدل های سه بعدی پروژه را در محیط اطراف زندگی واقعی براساس نقشه های سه بعدی بررسی کند.^[۱۳]

گلیور 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 جمع آوری مجموعه ی تصاویر از سایت ساخت و ساز، آن ها را به یک ابرنقطه ی سه بعدی تبدیل کردند. ابرنقطه ی سه بعدی ایجاد شده، به عنوان آنچه در سایت ساخته شده است، استفاده



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

۲.۲. ماژول 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 توسعه فناوری واقعیت افزوده سرمایه‌گذاری کرده‌اند. در پژوهش حاضر، برای ساخت برنامه کاربردی واقعیت افزوده از بسته‌ی توسعه نرم‌افزاری Vuforia و نرم‌افزار موتور بازی‌سازی Unity استفاده شده است. بدین منظور، 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. برنامه کاربردی واقعیت افزوده پس از اسکن کردن عکس هدف، میدا 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 اسکرین‌های^{۱۶} مربوط به برنامه کاربردی واقعیت افزوده با متصل شدن به پایگاه داده، اطلاعات مربوط به هر المان را مشخص می‌کنند، 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 برنامه زمان‌بندی پروژه به‌روزرسانی شود.

۳.۲. ماژول پایگاه داده ابری

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

۳. مطالعه موردی

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

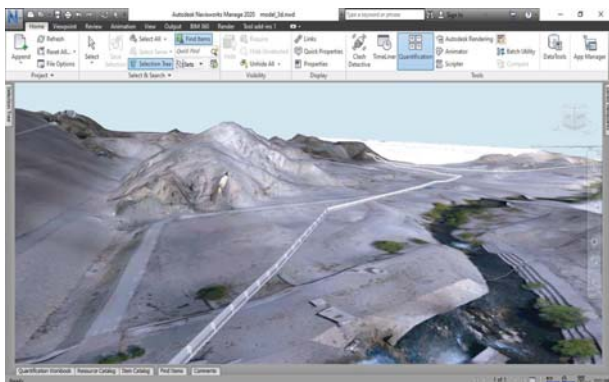
بین مدل چهاربعدی BIM و برنامه کاربردی واقعیت افزوده انجام شود. با توجه به پتانسیل‌های بیان شده و موانع موجود برای ایجاد درک عمیق‌تر از برنامه زمان‌بندی، در پژوهش حاضر سعی شده است با کمک BIM و AR، یک روش نوین برای تسهیل روند نظارت بر برنامه زمان‌بندی و نمایش پیشرفت پروژه‌های خطی، مانند اجرای خط لوله‌ی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

۲. چارچوب پیشنهادی

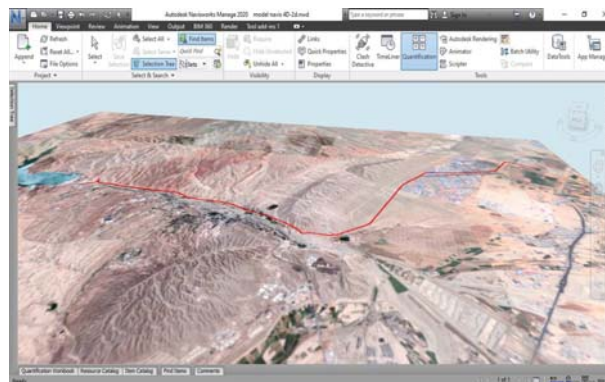
در بخش کنونی، به معرفی چارچوب پیشنهادی پرداخته شده است. در شکل ۱، چارچوب کلی و نحوه‌ی چرخش اطلاعات آن مشاهده می‌شود. در ابتدا، برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه وارد مدل BIM می‌شود و یک مدل چهاربعدی از آن ساخته و سپس اطلاعات آن وارد مدل واقعیت افزوده می‌شود. کاربران قادر هستند مدل چهاربعدی را به صورت واقعیت افزوده ببینند و تاریخ‌های جدید را برای هر فعالیت اعمال کنند و برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه را به‌روزرسانی کنند. پایگاه داده ابری^{۱۳} به‌عنوان متصل‌کننده‌ی 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 به‌روزرسانی می‌شود. در ادامه، به توضیح هر یک از ماژول‌های چارچوب پیشنهادی پرداخته شده است.

۱.۲. ماژول مدل‌سازی اطلاعات ساختمان

مفهوم مدل‌سازی اطلاعات ساختمان در کلیه‌ی چرخه‌ی حیات پروژه استفاده می‌شود و به‌عنوان یک پایگاه داده، اطلاعات را از مرحله 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^{۱۴} TimeLiner، برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه به آن متصل و یک مدل چهاربعدی از پروژه ساخته می‌شود. مدل چهاربعدی مذکور، شامل اطلاعات تاریخ شروع و پایان هر فعالیت و شماره شناسایی المان‌های^{۱۵} (کلید اصلی برای ارتباط بین مدل BIM و AR) هر فعالیت است. با کمک افزونه‌ی جدیدی که در پژوهش حاضر برای نرم‌افزار Autodesk با زبان C# توسعه داده شده است، اطلاعات اخیر در پایگاه داده ابری ذخیره شده است، تا در برنامه کاربردی واقعیت افزوده استفاده شود.



شکل ۳. مدل BIM پروژه با سطح LOD 200.



شکل ۲. مدل BIM پروژه با سطح LOD 100.

هفتگی جلوگیری و یک مدل چهاربعدی 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 چهاربعدی واقعیت افزوده، اشراف بهتری به زمان‌بندی اصلی پروژه پیدا کرد و با توجه به واقعیت‌های پروژه با تغییر تاریخ‌ها سعی کردند تاریخ‌ها را واقع‌بینانه‌تر کنند (شکل ۴). برای مثال، در یک سناریو با توجه به اینکه جانمایی مخزن شماره‌ی یک پروژه به خاطر دلایل اجرایی تغییر کرده بود، خطوط لوله و شیرآلات باید مجدداً طراحی می‌شدند. این امر باعث شد تاریخ نقاط هدف لوله‌هایی که در کیلومترهای جلوتر از مخزن شماره ۲ قرار داشتند، به تاریخ‌هایی جلوتر و تاریخ نقاط هدف لوله‌هایی که در کیلومترهای قبل تر از مخزن 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 سرور ارسال و در پایگاه داده‌ی ابری ذخیره شدند. اطلاعات اخیر با کمک افزونه‌ی اشاره شده وارد نرم‌افزار Autodesk Navisworks Manage شدند و برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه به‌روزرسانی و یک مدل چهاربعدی 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.

۱.۳. تحلیل نتایج مطالعه‌ی موردی و بحث

هدف اصلی مطالعه‌ی موردی حاضر، بررسی قابلیت چارچوب پیشنهادی برای تسهیل روند نظارت 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 پشتیبان خوبی برای برنامه‌ی زمان‌بندی پروژه باشد. نمونه‌ی اولیه‌ی ساخته شده از مدل چهاربعدی واقعیت افزوده‌ی پروژه، اطلاعات مربوط به برنامه‌ی زمان‌بندی را به درستی نمایش داد و باعث ایجاد دید بهتر ذینفعان 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 موردی خاص کنونی از تلفن همراه هوشمند Samsung 10 S استفاده شد و در ابتدا با وارد کردن مدل با LOD 300، 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 جبهه‌های کاری مختلف، تجربه‌ی کاربری مطلوب و روانی ایجاد شد. این امر باعث شد که سیستم اشاره شده با سخت‌افزارهای موجود توانایی استفاده از LODهای

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 شیرآلات سد، و ساختمان بهره‌برداری بوده است.

مدل BIM آن در دو سطح توسعه‌ی LOD 100 و LOD 200 ساخته شده است. برای نمایش نقاط هدف^{۱۸}، همان‌طور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، از مدل BIM با سطح توسعه‌ی LOD 100 استفاده شده است. در مدل مذکور، المان‌های مربوط به لوله‌های آب و ترانشه‌ی که برای آن ایجاد شده است، مدل‌سازی شده است. با توجه به طولانی بودن پروژه و کوچک بودن المان‌ها نسبت به کل پروژه، ابعاد عرضی و ارتفاعی المان‌ها با مقیاس بزرگ‌تری طراحی شد تا وضوح بیشتری داشته باشند. برای توپوگرافی منطقه از یک تصویر دوبعدی از نقشه‌ی Google map استفاده شده است. دلیل ساخت مدل اشاره شده با سطح توسعه‌ی LOD 100، کاهش حجم مدل است، تا مدل بهینه‌تری به‌دست آید و تجربه‌ی واقعیت افزوده‌ی مناسب‌تر و روان‌تری ایجاد شود.

برای نمایش پیشرفت فعالیت‌ها مطابق شکل ۳ از مدل BIM با سطح توسعه‌ی LOD 200 استفاده شده است. توپوگرافی پروژه از تصاویری که داده‌های ارتفاعی از دارند و با پهپاد^{۱۹} از سطح پروژه برداشت شده ساخته شده است. عکس‌های گرفته‌شده وارد نرم‌افزار Autodesk Infra Works شدند و توپوگرافی دقیقی از پروژه به‌دست 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 به‌عنوان 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 C# نوشته شده است.

برای ارزیابی روند عملکرد برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده در جلسه‌ی 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 به‌صورت یک لایه‌ی دیجیتال نمایش داده شد و با کمک لگزنده‌ی پایین صفحه، پروژه به‌صورت



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



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



د) جلسه تیم مشاور برای تایید تاریخ فعالیت ها (LOD 200)؛



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



و) جلو بردن لغزنده پایین صفحه و پیشرفت برنامه زمانبندی.



ه) 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 چهاربعدی واقعیت افزوده به‌روزرسانی شود. اما مدل چهاربعدی BIM در نرم‌افزار Autodesk Navisworks Manage نیاز به رایانه دارد و در هر محلی قابل ارائه نیست و کاربر برای اعمال تغییرات و مشاهده‌ی نتایج آن باید آموزش ببیند و یا از یک نیروی متخصص کمک بگیرد. درنهایت، با کمک نظرات تیم مشاور، جدول ۲ به‌دست آمد.

۲.۳. اعتبارسنجی

با بررسی و ارزیابی درست کارکردن بخش‌های مختلف چارچوب ارائه شده می‌توان به اعتبار آن اطمینان یافت و پیاده‌سازی آن در یک مطالعه‌ی موردی و تمرکز بر عملکرد سیستم، خود اعتبارسنجی سیستم مذکور به‌حساب می‌آید. در طول توسعه‌ی سیستم ارائه شده، بازخوردهایی از صنعت ساخت‌وساز، به‌طور خاص از کارشناسان، ذینفعان و کاربران نهایی آن گرفته شد و سیستم مذکور، اصلاح و بازنگری شد تا از اثربخشی آن اطمینان به‌عمل آید.

در مطالعه‌ی موردی حاضر، اجزاء مختلف بررسی شدند و با بازخوردهای مثبتی که از تیم مشاور پروژه گرفته شد و مقایسه‌ی منطقی با آنچه مورد انتظار آن‌ها بود، راستی‌آزمایی شد. هر چند محدودیت‌هایی وجود داشت که نشان می‌دهد همچنان نیاز است با گسترش تکنولوژی واقعیت افزوده و توسعه‌ی سخت‌افزارهای قدرتمندتر و بهینه‌سازی‌های بیشتر نرم‌افزاری، تجربه‌ی کاربری مطلوب‌تر و روان‌تر شود. از دید مشاور پروژه، با وجود کاستی‌های چارچوب اشاره شده در فرایند تسهیل روند نظارت بر برنامه‌ی زمان‌بندی، چارچوب اخیر تأیید شد. فرایند ذکر شده از جوانب مختلف



شکل ۵. QRcode فیلم زمان‌بندی اصلی.

بالا را نداشته باشد و یکی از نقاط ضعف سیستم مذکور به‌حساب می‌آید. درانتها، بین مدل چهاربعدی BIM و برنامه‌ی کاربردی واقعیت افزوده مقایسه‌ی 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 چهاربعدی BIM از یک دوربین با فاصله‌ی زیاد از پروژه استفاده شد که سبب شد تا جزئیات دقیقی از مدل نمایش داده نشود (شکل ۲). اما در مدل چهاربعدی 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 دقیق‌تری از آن‌ها را ببیند و دید عمیق‌تری از پروژه به‌دست آورد. همچنین با کمک لغزنده‌ی پایین برنامه‌ی کاربردی، پیشرفت زمان پروژه را کنترل کند (شکل ۴). مزیت دیگر برنامه‌ی کاربردی اخیر این است که با گوشی‌های هوشمند در هر

جدول ۲. مقایسه بین مدل‌های چهاربعدی.

موضوع	مدل چهاربعدی BIM	مدل چهاربعدی در چارچوب پیشنهادی
سخت‌افزار	رایانه	گوشی هوشمند
نرم‌افزار	نیاز به خرید نرم‌افزار	ساخت برنامه‌ی کاربردی
راحتی استفاده	نیاز به آموزش و یا نیروی متخصص	طراحی آسان برنامه‌ی کاربردی و استفاده‌ی راحت تمامی ذینفعان
میزان تجسم سطح LOD	منعطف پذیر نبودن دوربین توان پردازش بیشتر و LOD های بالاتر	مشاهده‌ی کاربر از زوایای مختلف به پروژه توان پردازش کمتر و LOD های پایین‌تر
محدودیت نمایش المان‌ها	عدم مشاهده‌ی جزئیات دقیق المان‌ها با توجه به فاصله‌ی زیاد دوربین از المان‌ها	مشاهده‌ی جزئیات دقیق المان‌ها در ابعاد درست 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 انواع پروژه‌های ساخت‌وساز قابلیت پیاده‌سازی دارد و پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی چارچوب اخیر در دیگر پروژه‌ها پیاده‌سازی شود. در حین پژوهش، محدودیت‌هایی مانند ضعف‌های سخت‌افزاری و نرم‌افزاری واقعیت افزوده وجود داشت که با پیشرفت تکنولوژی و به وجود آمدن دستگاه‌های قدرتمندتر برای تجربه‌ی واقعیت افزوده، مشکل‌های ایجاد شده از بین می‌روند و در مطالعات آتی می‌توان از دستگاه‌هایی مانند هولولنز ۲^۰، که متعلق به شرکت ماکروسافت^{۲۱} است، استفاده کرد. همچنین پیشنهاد می‌شود سیستم ارائه‌شده به‌طور گسترده 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.

به پروژه نگاه می‌کند و در چند مرحله، برنامه‌ی زمان‌بندی را بهبود یافته و واقع‌بینانه می‌سازد.

۴. نتیجه‌گیری

با پیشرفت روزافزون تکنولوژی در دنیا نیاز است که تکنولوژی‌های جدید وارد صنعت ساخت‌وساز شوند، تا با کمک آن‌ها به جای روش‌های سنتی، بهره‌وری بیشتری در صنعت ساخت‌وساز به وجود آید و ضایعات کاهش پیدا کنند. در پژوهش حاضر سعی شده است با کمک تکنولوژی واقعیت افزوده و ادغام آن با مدل‌سازی اطلاعات ساختمان (BIM)، روند نظارت بر برنامه‌ی زمان‌بندی و نمایش پیشرفت پروژه‌های خطی، مانند اجرای خط لوله‌ی آب تسهیل یابد. بر این اساس، برنامه‌ی کاربردی توسعه داده شده برای مطالعه‌ی موردی حاضر، توانست علاوه بر داشتن مدل چهاربعدی، مزیت دیگری را برای تیم مشاور پروژه ایجاد کند و به یک برنامه‌ی زمان‌بندی قابل اطمینان دست یابد. این چارچوب یک سیستم پویاست که با برنامه‌ریزی اولیه شروع می‌شود و با کنترل پروژه، زمان‌بندی پروژه در طول ساخت بهبود می‌یابد و به‌روزرسانی می‌شود.

پانویس‌ها

1. building information modeling (BIM)
2. Engelbart
3. East man
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. Heinzl, 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., Helmholt, 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 سیمان‌تاسیون بیولوژیکی خاک‌های ماسه‌یی

مانده کشاورز باحقیقت (کارشناس ارشد)

محمد آزادی* (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد قزوین

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۹۸-۸۷، (پژوهشی)

روش سیمان‌تاسیون بیولوژیکی، روشی نوین برای اصلاح خاک بر مبنای رسوب کلسیم‌کربنات 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 سیمان‌تاسیون 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 نفوذپذیری خاک بررسی شود. لذا نمونه‌های سیمانته شده، تحت آزمایش‌های سه‌محوری، نفوذپذیری و SEM قرار گرفتند تا با استفاده از نتایج حاصل، به بررسی مورد اخیر پرداخته شود. نتایج نشان می‌دهند که نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت ۱/۵ مولار، بهترین عملکرد را داشته و در تنش بیشینه‌ی ۱۵۱۹ کیلوپاسکال نسبت به ماسه‌ی تمیز، ۶۱/۰٪ افزایش مقاومت داشته است. همچنین ضریب نفوذپذیری نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت ۱/۵ مولار برابر ۴۷/۰ سانتی‌متر بر ثانیه بوده است که افزایش ۴۱/۲۵٪ نسبت به ماسه‌ی تمیز را نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: سیمان‌تاسیون بیولوژیکی، غلظت نزولی، غلظت ثابت، سه‌محوری، باسیلوس پاستوری.

maede.bahaghighat@gmail.com
azadi.mhmm@gmail.com

۱. مقدمه

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، به‌طور مثال: تزریق سیمان پرتلند که به دلیل مصرف انرژی بالا، آلودگی‌های زیست‌محیطی 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 سیمان‌تاسیون بیولوژیکی، روشی سازگار با محیط‌زیست و اقتصادی است که امروزه در سراسر جهان به آن توجه شده است. روش سیمان‌تاسیون بیولوژیکی که از ادغام علوم می‌مانند: عمران، ژئوشیمی و میکروبیولوژی ایجاد شده است، مبتنی بر تشکیل رسوب‌های کربنات کلسیم 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 کربنات کلسیم در مدت زمان طولانی در خاک انجام می‌شود، بنابراین از باکتری‌ها جهت افزایش

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۳/۲۹، اصلاحیه ۱۳/۰۶/۱۴۰۰، پذیرش ۱۷/۰۸/۱۴۰۰.

DOI:10.24200/J30.2021.58397.2975

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 خانوادگی باسیلاس^۳ هستند که باکتری‌های هوازی‌اند و سبب تولید رسوب کلسیت می‌شوند. روش MICP^۴ نیز بر پایه‌ی استفاده از باکتری‌های خانوادگی باسیلاس طراحی شده است. دسته‌ی دوم، باکتری‌های نیتروژن‌زا هستند

که در طی انجام واکنش در خاک، گاز نیتروژن آزاد می‌کنند و بی‌هوازی هستند و در شرایط خاک اشباع نیز قابلیت ایجاد رسوب دارند.^[۱۲] 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 کلسیت 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.^[۱۳] فرایند کلسیت 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 صلبیت و همچنین کاهش نفوذپذیری خاک داشته است.^[۱۴] عده‌ی از پژوهشگران با استفاده از فرایند کلسیت شدن، به اصلاح آلودگی‌های خاک پرداخته‌اند.^[۱۵-۱۶] برخی دیگر نیز از مواد ذکر شده جهت تقویت مقاومت بتن و ترمیم بتن‌های آسیب‌دیده استفاده کرده‌اند.^[۱۷] همچنین، پژوهش‌هایی با هدف بررسی اثر رسوب کربنات کلسیم در بهبود خواص مهندسی خاک‌ها صورت گرفته است. در این خصوص، فیشر^۵ و همکاران (۱۹۹۹)، مطالعاتی با عنوان رسوب میکروبیولوژیکی کربنات کلسیم انجام داده‌اند که به نحوه‌ی ایجاد رسوب‌های کربنات کلسیم توسط باکتری باسیلوس پاستوری و نیز اثر آن در خاک ماسه‌ی و مقاومت خاک در برابر موج برشی توسط اشعه‌ی ایکس پرداخته‌اند که از مهم‌ترین نتایج آن می‌توان به افزایش مقاومت در نمونه‌های سیمانته شده اشاره کرد.^[۱۸] مطالعات بسیاری نیز به منظور بررسی آثار روش MICP در مشخصات مقاومتی خاک با استفاده از آزمایش برش مستقیم انجام شده است که نتایج به دست آمده نشانگر افزایش مقاومت خاک سیمانته شده با روش MICP بوده است.^[۱۹، ۲۰] پژوهشگران به‌طور گسترده‌تر 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.^[۲۱] 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 باسیلوس پاستوری به بررسی بهبود خواص خاک توسط روش‌های درمان مختلف، شامل تزریق همراه با تثبیت و بدون تثبیت پرداخته و دریافته 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 پروسه‌ی سانتی‌فیوژ و آنکوباسیون در ۱۲ ساعت به صرفه‌تر است.^[۲۲] شیاو^۷ و همکاران (۲۰۱۸) نیز در بررسی مقاومت روانگرایی ماسه‌ی آهکی سیمانته شده‌ی بیولوژیکی با استفاده از آزمایش سه‌محوری سیکنی دریافته‌اند که مقاومت روانگرایی ماسه‌ی آهکی در نمونه‌های سیمانته شده بهبود یافته است.^[۲۳] چنگ^۸ و شاهین (۲۰۱۹)، نیز در بررسی تأثیر روش MICP در پایدارسازی خاک دریافته‌اند که رسوب‌های کلسیت سبب پر شدن فضای خالی بین دانه‌ها و نیز سخت 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.^[۲۴] نشت آب در خاک‌های دانه‌ی ناپایدار، باعث حرکت ذرات می‌شود که یکی از دلایل شکست زیرساخت‌های زمین است. حائوزی^۹ و همکاران (۲۰۱۸)، در ارزیابی توانایی روش MICP در جلوگیری از تفکیک‌پذیری در خاک ناپایدار دریافته‌اند که روش MICP، خاک ناپایدار را تثبیت می‌کند.^[۲۵] کاردوسو^{۱۰} و همکاران

(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 دریافته‌اند که مقاومت خاک فقط وابسته به مقدار کلسیت 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 سیمانته شده با استفاده از آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته‌ی زهکشی شده در فشار همه‌جانبه‌ی ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ کیلوپاسکال پرداخته و دریافته‌اند که با افزایش سطح سیمان‌تاسیون، مقاومت در نمونه‌ها افزایش می‌یابد.^[۱۸] پژوهش‌ها حول موضوع اخیر تا به امروز ادامه داشته است، مانند پژوهش تیواری و همکاران (۲۰۲۱)، که عملکرد روش MICP بر روی انواع خاک‌های ماسه‌ی و رسی را بررسی کرده و نتایج مطلوبی، همچون: کاهش تورم در خاک‌های رسی و افزایش مقاومت در هر دو نوع خاک رسی و ماسه‌ی به دست آورده‌اند.^[۱۹] وانی و میر^{۱۲} (۲۰۲۱)، نیز پژوهشی جهت تقویت خاک ضعیف اطراف رودخانه‌ی دود گانگا^{۱۳} در هند انجام دادند و از باکتری *Bacillus Subtilis* با غلظت‌های ۱، ۱/۳، ۱/۵ و محلول سیمان‌تاسیون با مولاریته‌های ۵/۰ و ۱ استفاده کردند و بعد از گذشت ۷ و ۱۴ روز، نمونه‌های تیمار شده را جهت انجام آزمایش‌های مرتبط در دستگاه برش مستقیم قرار دادند. نتایج مطالعه‌ی ایشان نشان داد که ضریب چسبندگی در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت باکتری ۱ و غلظت مواد ۱ مولار از (kN/m^2) ۳۸ به (kN/m^2) 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 کلسیت 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 تأیید می‌کند.^[۲۰]

ایشان در مطالعه‌ی دیگری در همان سال (۲۰۲۱) به بررسی اثر سیمان‌تاسیون بیولوژیکی در بهبود خاک‌های لایروبی با استفاده از باکتری اسبورسارسینا پاستوری^{۱۴} با غلظت ۱/۵ و غلظت ۱/۱، ۵/۰ و ۱ مولار پرداختند و نمونه‌های تیمار شده را به مدت ۷ تا ۱۴ روز در دو دمای متفاوت ۱۰-۵ و ۲۳-۱۸ درجه قرار دادند. همچنین جهت بررسی مقاومت نمونه‌ها از آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده استفاده کردند و دریافته‌اند که مقدار مقاومت فشاری محدود نشده در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت مواد ۵/۰ مولار و در مدت عمل‌آوری ۷ روزه، ۳۱ درصد افزایش یافته است و نیز مشاهده کردند که با افزایش مولاریته و دوره‌ی درمان، نفوذپذیری کاهش یافته است. در پژوهش اخیر، دمای ۲۳-۱۸ 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 رسوب کلسیم 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 کلسیت در سیمان‌تاسیون 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 کلسیت ایجاد شده و مقاومت و نفوذپذیری نمونه‌ها بوده است. روش غلظت نزولی به این معناست که مولاریته‌ی مواد موجود در محلول سیمان‌تاسیون در دفعات مختلف تزریق یکسان نیست و روند آن نزولی است؛ مثلاً، در نوشتار

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

۲.۲. باکتری

نقش باکتری در تسریع واکنش هیدرولیز اوره و کمک به رسوب‌زایی 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.^[۲۵] و در پژوهش ربانا^{۱۶} (۲۰۰۷)، از باکتری Pseudomonas fluorescens که یک باکتری Mesophilic است و از خانواده‌ی 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.^[۲۶] باکتری باسیلاس پاستوری از خانواده‌ی باسیل‌ها و با ساختاری بیضوی شکل و غیربیماری‌زاست 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.^[۲۶] 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.

۳.۲. کلسیم‌کلراید

کلسیم‌کلراید با نماد شیمیایی CaCl₂ 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 جاننشینی استفاده و به آسانی جایگزین کاتیون دیگر می‌شود. در پژوهش حاضر، از کلسیم‌کلراید دی‌هیدراته با جرم مولی (gr/mol) ۱۴۷ و چگالی (gr/cm^3) ۱/۸۵ استفاده شده است.

۴.۲. اوره

اوره یا کاربامید یک ترکیب آلی با نماد شیمیایی CO(NH₂)₂ است که در پژوهش حاضر به عنوان یکی از مواد واکنش‌دهنده با جرم مولی (gr/mol) ۶۰/۰۶ و چگالی (gr/cm^3) ۱/۳۲ استفاده شده است.

۵.۲. محیط کشت ناترینت برات

محیط کشت مایع ناترینت برات^{۱۸} به همراه اوره از جمله محیط‌های کشت استاندارد و مورد تأیید مؤسسات پژوهش‌های قارچ 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.

۶.۲. محیط کشت ناترینت آگار

یکی دیگر از محیط‌های کشت مورد تأیید 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 آمونیم‌کلراید و سدیم‌بی‌کربنات به عنوان بافر جهت بهتر انجام شدن واکنش و همچنین تنظیم PH محیط استفاده شده است.

آلکیبانی (۲۰۱۲).^[۲۲] در تزریق ثابت با مولاریته‌ی ۰/۵، در هر ۴ مرحله‌ی تزریق محلول سیمان‌تاسیون از غلظت یکسان ۰/۵ مولار استفاده شده است؛ ولی در پژوهش حاضر برای تزریق نزولی با مولاریته‌ی ۰/۵، غلظت محلول سیمان‌تاسیون در مرحله‌ی اول برابر ۱ مولار، در تزریق دوم برابر ۰/۶ مولار، در تزریق سوم برابر ۰/۳ مولار و در آخرین مرحله‌ی تزریق برابر ۰/۱ مولار بوده است. همچنین در هر دو روش ثابت و نزولی، مجموع مولاریته در ۴ مرحله با هم برابر بوده است (تزریق ثابت: $2 = 4 \times 0.5$ مولار و تزریق نزولی: $2 = 1 + 0.1 + 0.3 + 0.6$ مولار). به منظور بررسی اثر مولاریته در کلسیت ایجاد شده و مقاومت و نفوذپذیری نمونه‌ها از آزمایش‌های سه‌محوری، نفوذپذیری و SEM در پژوهش حاضر استفاده شده است.

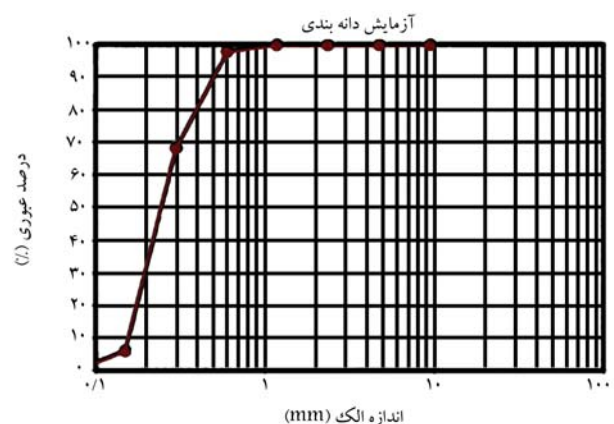
۲. مواد و مصالح مصرفی

۱.۲. خاک مطالعه شده

در پژوهش حاضر، از یک نوع خاک ماسه‌یی SP (با دانه‌بندی یکنواخت) استفاده شده است که دارای دانه‌بندی بین ۰/۱ تا ۱ میلی‌متر بوده است. نمودار دانه‌بندی خاک در شکل ۱ مشاهده می‌شود، که با توجه به مطالعات صورت گرفته‌ی پیشین،^[۲۳،۲۲] برای استفاده در پژوهش حاضر مناسب بوده است. چنانچه اندازه‌ی دانه‌ها خیلی بزرگ باشد، مقدار زیادی از محلول سیمان‌تاسیون برای سیمانته کردن آن نیاز است و همچنین کوچک بودن بیش از حد دانه‌های خاک نیز از نفوذ محلول سیمان‌تاسیون 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^[۲۴] 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	جنس خاک	G_s	e_{max}
SP	ماسه	۲/۶۳	۰/۸۷
e_{min}	γ_{max}	γ_{min}	
۰/۴۲	۱/۵۹	(gr/cm^3)	(gr/cm^3)
		۱/۴۲	



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



شکل ۲. تصویر میکروسکوپی باکتری.

متیلن‌بلو 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 تثبیت شود و در جریان رنگ‌آمیزی از روی لام جدا نشود.^[۲۲] چند قطره از محلول رنگی متیلن‌بلو 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. تهیه‌ی سوسپانسیون باکتری

به منظور تهیه‌ی 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 ۴۰۰۰ (rpm) و به مدت ۲۰ دقیقه، سانتریفیوژ صورت گرفت، تا باکتری به صورت لخته در انتهای ویال‌ها ته‌نشین 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 اسپکتروفتومتر با طول موج (nm) ۶۰۰ استفاده و غلظت آن در بازه‌ی ۰/۸ تا ۱/۲ تنظیم شد. محلول نهایی در دمای ۴ درجه سانتی‌گراد و در یخچال به مدت ۱۴ روز بدون کاهش فعالیت اوره‌آزی قابل نگهداری است.

۵.۳. ساخت محلول سیمان‌تاسیون

برای ساخت محلول سیمان‌تاسیون با توجه به روش تزریقی استفاده شده، روش‌های مختلفی وجود دارد. در صورتی که تزریق تک‌فازی باشد، کلیه‌ی مواد شامل: اوره، کلسیم‌کلراید، باکتری و مواد مغذی با هم در آب حل و به نمونه تزریق می‌شوند. روش تزریق تک‌فازی 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 کلسیم‌کلراید و در فاز دوم، حاوی کلسیم‌کلراید است.^[۲۲] در پژوهش حاضر، با توجه به ارتفاع نمونه‌های ساخته شده از تزریق دوفازی استفاده شده است. بدین منظور محلول‌های سیمان‌تاسیون با غلظت‌های مختلف مواد واکنش‌دهنده (اوره، آمونیوم کلراید، سدیم‌بی‌کربنات، کلسیم‌کلراید و محیط کشت) و باکتری ساخته



نمودار ۱. مدل کلی انجام پژوهش.

۷.۲. آزمایش‌های انجام شده

در پژوهش حاضر از آزمایش سه‌محوری به منظور محاسبه و بررسی مقاومت نمونه‌های سیمانته شده و از آزمایش نفوذپذیری جهت محاسبه‌ی ضریب نفوذپذیری نمونه‌های سیمانته شده و همچنین از آزمایش SEM جهت مشاهده‌ی نحوه‌ی اتصال ذرات خاک در نمونه‌ها استفاده شده است. در نمودار ۱ مراحل انجام پژوهش ارائه شده است.

۳. آماده‌سازی نمونه‌ها

۱.۳. ساخت محیط کشت مایع

به منظور تهیه‌ی محیط کشت مایع، مقدار مشخصی آب مقطر و نائزینت برات (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.^[۲۲] 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٪ تهیه شود و بعد از آن به کمک فیلتر مخصوص و در شرایط استریل در زیر هود لامینار به داخل محیط کشت اضافه شده است.

۲.۳. ساخت محیط کشت جامد

برای تهیه‌ی محیط کشت جامد، مطابق آنچه برای نائزینت برات 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. رنگ‌آمیزی و سنجش خلوص باکتری

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

جدول ۲. طراحی آزمایش با استفاده از الگوریتم تاگوچی.

مولاریمتهی ۴	تزریق			
	نوع	اول	دوم	سوم
۰/۳	ثابت	۰/۳	۰/۳	۰/۳
۰/۳	نزولی	۰/۶	۰/۳	۰/۱
۰/۵	ثابت	۰/۵	۰/۵	۰/۵
۰/۵	نزولی	۱	۰/۶	۰/۱
۱	ثابت	۱	۱	۱
۱	نزولی	۲	۱	۰/۴
۱/۵	ثابت	۱/۵	۱/۵	۱/۵
۱/۵	نزولی	۲/۵	۱/۷	۱/۶



الف) نمونه قبل از اتمام عمل آوری؛



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 سیمان‌تاسیون (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 سیمان‌تاسیون، مجدداً محلول سیمان‌تاسیون بعدی تزریق شد و ۱۲ ساعت در حالت اشباع باقی ماند. بعد از اتمام ۱۲ ساعت، محلول سیمان‌تاسیون خارج و سوسپانسیون باکتری تزریق شد و تمامی مراحل اخیر شامل تزریق محلول تثبیت و محلول سیمان‌تاسیون با همان مدت زمان‌های گفته شده تکرار شده است. بعد از تزریق آخرین (چهارمین) محلول سیمان‌تاسیون، نمونه به مدت ۳۰ روز^[۲۳] در دمای محیط جهت عمل‌آوری قرار گرفت. مقدار سدیم بی‌کربنات، آمونیوم کلراید و محیط کشت موجود در محلول سیمان‌تاسیون 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 تغییر کرده است. در شکل ۳، نمونه‌های ساخته شده مشاهده می‌شوند.

۴. ارائه‌ی نتایج

۴.۱. نتایج حاصل از آزمایش سه‌محوری

در پژوهش حاضر، به منظور بررسی مقاومت نمونه‌های سیمان‌ته شده از آزمایش سه‌محوری با استاندارد ASTM D4767^[۲۴] استفاده شده است. نمونه‌ها در شرایط تحکیم‌یافته‌ی زهکشی نشده (CU)^{۲۱} به منظور محاسبه‌ی فشار آب حفره‌ی و تنش مؤثر و تحت فشار همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ کیلوپاسکال و با سرعت بارگذاری (mm/min) ۰/۵ آزمایش شده‌اند. تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ کیلوپاسکال معادل حدود ۵ متر خاک است و از آنجایی که روش سیمان‌تاسیون بیولوژیکی عموماً در سطح خاک بررسی می‌شود و تثبیت 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 پمپ خلأ و گاز CO₂، نمونه‌ها اشباع شده‌اند. نتایج

و استفاده شده‌اند. محلول سیمان‌تاسیون را می‌توان به صورت ثقلی، به کمک پمپ پرستالتیک و یا با استفاده از شیر تخلیه در پایین قالب تزریق کرد. استفاده از پمپ یا 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 سیمان‌تاسیون برای تمام محلول تزریقی است؛ در حالی که در تزریق ثقلی، 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 ثقلی استفاده شده است.

۶.۳. طراحی آزمایش

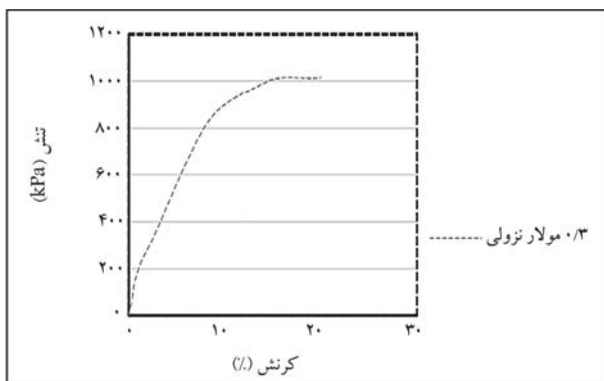
در پژوهش حاضر، از ۴ غلظت مختلف اوره و کلسیم کلراید به میزان ۰/۳، ۰/۵، ۱ و ۱/۵ مولار برای ساخت نمونه‌ها استفاده شده است (جدول ۲). طراحی آزمایش توسط نرم‌افزار مینی تب^{۲۰} با استفاده از الگوریتم تاگوچی انجام شده است.

۷.۳. ساخت قالب

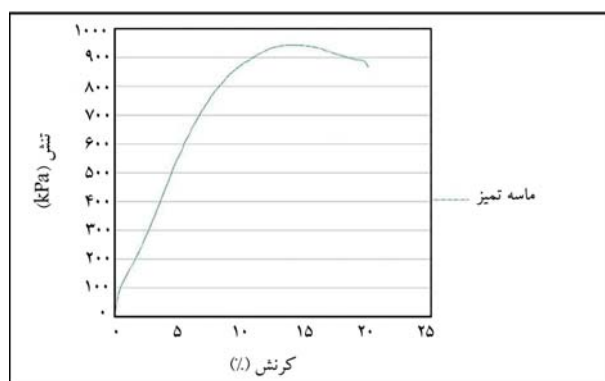
با توجه به سلول دستگاه سه‌محوری و نفوذپذیری (۱۴×۷ سانتی‌متر) جهت ساخت قالب از لوله‌ی پلیکا به قطر ۷ سانتی‌متر استفاده شده است. لوله‌ها به صورت دقیق با ارتفاع ۱۶ سانتی‌متر برش داده شده‌اند تا در ۲ سانتی‌متر اضافی، نمونه در حالت اشباع قرار گیرد. در انتهای قالب، ورق پلکسی که میان آن سوراخی جهت زهکشی تعبیه شده است، قرار گرفته و از آن بادکنکی عبور داده شده است تا خروجی محلول‌ها به توسط آن کنترل 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 نشود. تمامی مراحل اخیر برای ساخت نمونه‌های SEM نیز تکرار شده است، با این تفاوت که ابعاد قالب در نمونه‌های ۴ × ۲ × ۲ SEM سانتی‌متر بوده است.^[۲۸]

۸.۳. ساخت نمونه‌های سیمان‌ته شده

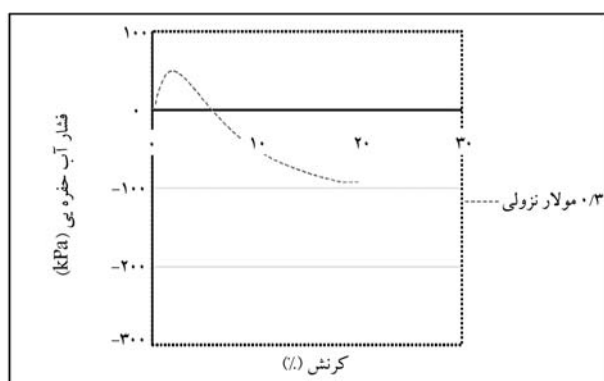
خاک در داخل قالب‌ها براساس دستیابی به وزن مخصوص میانگین $1.15 (kN/m^3)$ ، برای قالب‌های سه‌محوری و نفوذپذیری حدوداً ۸۰۸ گرم و برای قالب‌های SEM، حدوداً ۱۲ گرم ریخته و متراکم شده است. پس از ریختن و متراکم کردن خاک درون قالب‌ها، ۲۵۰ سی‌سی سوسپانسیون باکتری با OD تنظیم شده در بازه‌ی ۰/۸ تا ۱/۲، به خاک تزریق شد و به مدت ۱ ساعت در حالت اشباع قرار گرفت.



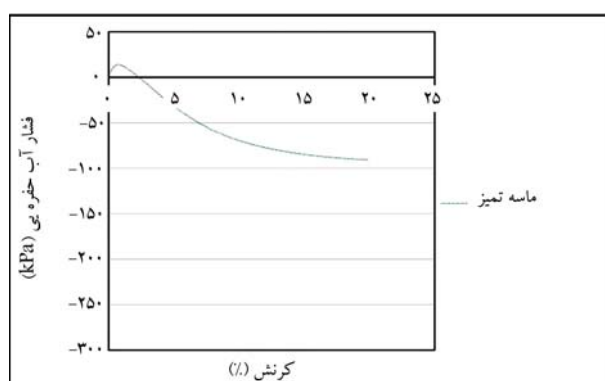
شکل ۶. منحنی تنش - کرنش نمونه‌ی ۰/۳ مولار نزولی و ثابت.



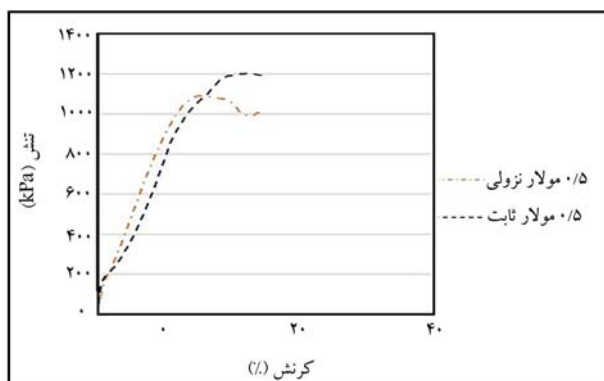
شکل ۴. منحنی تنش - کرنش نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز.



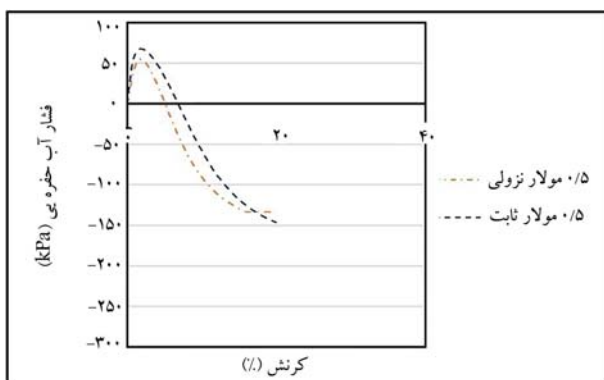
شکل ۷. منحنی فشار آب حفره‌ی - کرنش نمونه‌ی ۰/۳ مولار نزولی و ثابت.



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



شکل ۸. منحنی تنش - کرنش نمونه‌ی ۰/۵ مولار نزولی و ثابت.



شکل ۹. منحنی فشار آب حفره‌ی - کرنش نمونه‌ی ۰/۵ مولار نزولی و ثابت.

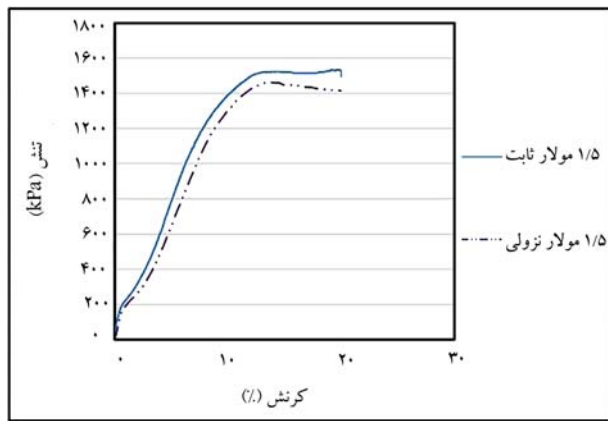
حاصل از آزمایش اخیر، تحلیل و بررسی شده است که در ادامه به آن پرداخته شده است.

۲.۱.۴. نتایج حاصل از آزمایش سه‌محوری بر روی ماسه‌ی تمیز

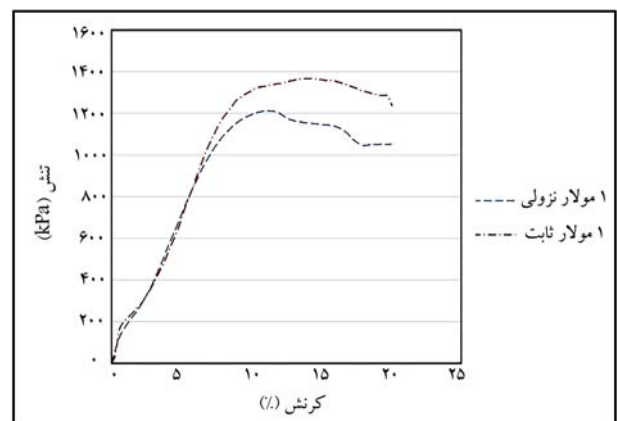
مطابق شکل ۴، بیشینه‌ی تنش‌ی که ماسه‌ی تمیز متحمل شده است، حدود ۹۴۳ کیلوپاسکال در کرنش ۱۳٪ بوده است. در پژوهش حاضر، نمونه‌ها در شرایط تحکیم‌یافته‌ی زهکشی نشده در دستگاه سه‌محوری آزمایش شده‌اند که هدف اصلی از ایجاد شرایط زهکشی نشده، محاسبه‌ی فشار آب حفره‌ی و تنش مؤثر بوده است. بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز برابر ۹۰/۸۸ کیلوپاسکال در کرنش ۱۹/۸۸٪ بوده است (شکل ۵). منفی بودن عدد بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی، نشان‌دهنده‌ی رفتار انشعاعی خاک است.

۲.۱.۴. نتایج حاصل از آزمایش سه‌محوری بر روی نمونه‌های سیمانته شده

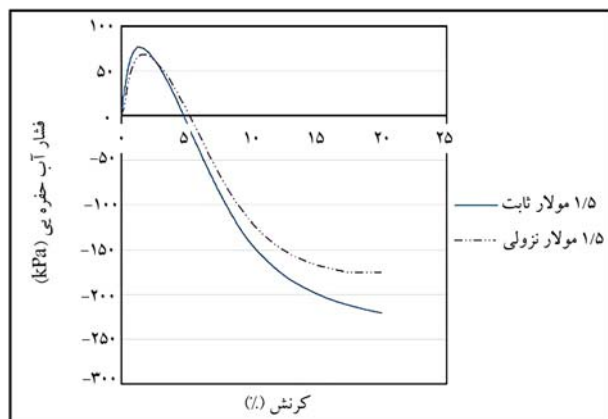
همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، در تزریق نزولی نمونه‌ی ۰/۳ مولار، بیشینه‌ی تنش برابر ۱۰۱۱ کیلوپاسکال در کرنش ۱۶/۱۸٪ است. در نمونه‌ی اخیر به دلیل غلظت کم مواد واکنش‌دهنده و نزولی بودن تزریق، تفاوت چندانی در مقاومت نمونه نسبت به ماسه‌ی تمیز مشاهده نمی‌شود. به همین علت نمونه‌ی ۰/۳ مولار ثابت مورد آزمایش در دستگاه سه‌محوری قرار داده نشد. با توجه به شکل ۷، بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی نمونه‌ی ۰/۳ مولار نزولی، برابر ۹۱/۵ کیلوپاسکال در کرنش ۱۸٪ است. همچنین مطابق شکل ۸، مقدار تنش بیشینه در نمونه‌ی ۰/۵ مولار نزولی، برابر ۱۰۸۶ کیلو پاسکال در کرنش ۱۱/۷۶٪ و در نمونه‌ی ۰/۵ مولار ثابت، مقدار تنش بیشینه برابر ۱۱۹۸ کیلو پاسکال در کرنش ۱۶/۸۱٪ است. همان‌طور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، مقدار بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی ۰/۵ مولار، برابر ۱۳۳/۵ کیلو پاسکال در کرنش ۱۹/۷۷٪



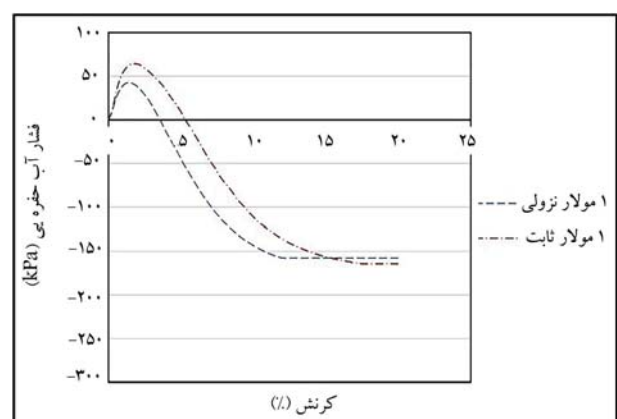
شکل ۱۲. منحنی تنش - کرنش نمونه ۱/۵ مولار نزولی و ثابت.



شکل ۱۰. منحنی تنش - کرنش نمونه ۱ مولار نزولی و ثابت.



شکل ۱۳. منحنی فشار آب حفره‌یی - کرنش نمونه ۱/۵ مولار نزولی و ثابت.



شکل ۱۱. منحنی فشار آب حفره‌یی - کرنش نمونه ۱ مولار نزولی و ثابت.

جدول ۳. بیشینه تنش مؤثر نمونه‌ها.

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

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

۲.۴. نتایج حاصل از آزمایش نفوذپذیری

در پژوهش حاضر، به علت ماسه‌یی بودن خاک از آزمایش نفوذپذیری با بار ثابت با دستورالعمل استاندارد ASTM D۲۴۳۴ [۲۴] استفاده شده است. نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز و نمونه‌های سیمانته 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

و در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت ۰/۵ 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 بیشینه تنش برابر ۱۲۱۲ کیلوپاسکال در کرنش ۱۱/۱۲٪ و مقدار بیشینه تنش در غلظت ثابت برابر ۱۳۶۵ کیلوپاسکال در کرنش ۱۴/۳۱٪ به دست آمده است. مقدار بیشینه‌ی اضافه فشار آب حفره‌یی در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت ۱ مولار، ۱۶۴/۴۳ کیلوپاسکال در کرنش ۲۰٪ و در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی ۱ مولار، ۱۵۷/۹ کیلوپاسکال در کرنش ۱۹/۹۴٪ بوده است (شکل ۱۱). همان‌طور که مشاهده می‌شود، طبق نمودار شکل ۱۲، نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی ۱/۵ مولار، دارای بیشینه تنش ۱۴۶۰ کیلوپاسکال در کرنش ۱۳/۶۲٪ مولار ثابت، دارای بیشینه تنش ۱۵۱۹ کیلوپاسکال در کرنش ۱۳٪ است. همچنین بیشینه‌ی فشار آب حفره‌یی در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی ۱/۵ مولار، ۱۷۴/۹۲٪ کیلوپاسکال در کرنش ۱۹/۹۱٪ و در نمونه‌ی سیمانته 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 حفره‌یی در نمونه‌ها میسر شده است. حال با داشتن مقدار بیشینه تنش و مقدار بیشینه‌ی اضافه فشار آب حفره‌یی می‌توان مقدار بیشینه‌ی تنش مؤثر تمامی نمونه‌های سیمانته شده را از فرمول $\sigma = \sigma' + u$ محاسبه کرد. نتایج در جدول ۳ ارائه شده است. نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی ۰/۳ مولار

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

ضریب نفوذپذیری (cm/sec)	نمونه‌ی آزمایش شده
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	۱/۵ مولار ثابت
۰/۰۵۲	۱/۵ مولار نزولی

درصدی 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 سیمانته 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 سیمانته شده با غلظت ثابت کمتر شود. همچنین افزایش ۴/۱۳ درصدی اضافه فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی ۱ مولار ثابت، نمایانگر عملکرد بهتر نمونه‌ی تزریق شده با غلظت ثابت و نشان‌دهنده‌ی افزایش میزان رسوب کلسیت در نمونه‌ی اخیر است (شکل ۱۱). نتایج به‌دست آمده از شکل ۱۲، افزایش ۴ درصدی مقاومت در نمونه‌ی ۱/۵ مولار ثابت را نشان می‌دهد که حاکی از عملکرد بهتر نمونه‌ی سیمانته شده با تزریق ثابت است. همان‌طور که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود، بیشینه‌ی فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت ۱/۵ مولار نسبت به نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی ۱/۵ مولار، ۲۶/۱۲٪ افزایش یافته است.

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

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

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

۳.۴. نتایج حاصل از آزمون SEM

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

۵. تحلیل و بررسی نتایج

۱.۵. تحلیل و بررسی نتایج حاصل از آزمایش سه‌محوری بر روی

نمونه‌های سیمانته شده

نتایج حاصل از آزمایش به دو صورت قابل تحلیل هستند:

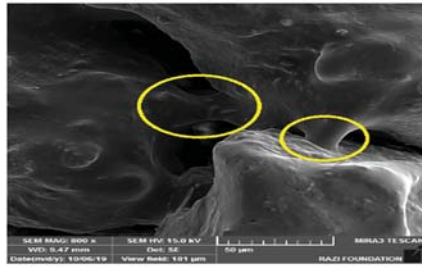
۱.۱.۵. مقایسه‌ی تزریق‌های ثابت و نزولی در غلظت‌های یکسان

مطابق شکل ۶، در نمونه‌ی ۳/۰ مولار نزولی، به دلیل غلظت کم مواد واکنش‌دهنده و نزولی بودن تزریق، تفاوت 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٪ نسبت به ماسه‌ی تمیز افزایش یافته است. همان‌طور که در شکل ۸ مشخص است، مقاومت در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت ۵/۰ مولار نسبت به نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی ۵/۰ مولار، حدود ۳۱٪ افزایش یافته است که نشان‌دهنده‌ی عملکرد بهتر نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت است. همچنین اضافه فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت ۵/۰ مولار نسبت به نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی ۵/۰ مولار، ۹/۶۶٪ افزایش یافته است. کلسیت ایجادشده در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت، 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 ۱۲/۶۲

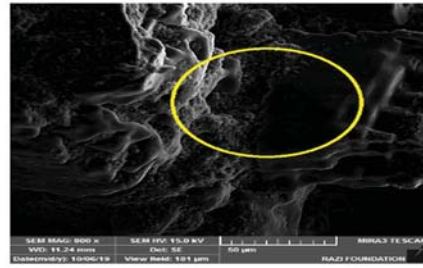
۲.۱.۵. مقایسه‌ی نمونه‌های با غلظت‌های متفاوت در تزریق‌های ثابت و

نزولی و مقایسه با ماسه‌ی تمیز

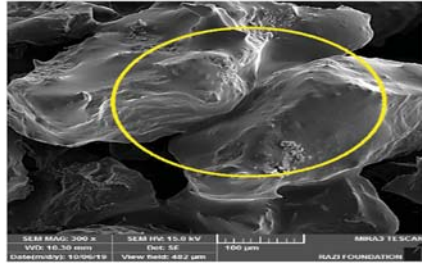
همان‌طور که در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود، مقاومت نمونه‌ی ۵/۰ مولار ثابت نسبت به مقاومت ماسه‌ی تمیز حدود ۴/۰۲۷٪ افزایش یافته است که این افزایش مقاومت در نمونه‌های با مولار ۱ و ۱/۵ ثابت به ترتیب ۴۴/۷۵ و ۶۱/۰۸ درصد به‌دست آمده است. همچنین مقاومت نمونه‌ی ۱/۵ مولار ثابت، حدود ۱۱/۲۸٪ بیشتر از نمونه‌ی ۱ مولار ثابت؛ مقاومت نمونه‌ی ۱ مولار ثابت، ۱۲/۲۳٪ بیشتر از مقاومت نمونه‌ی ۵/۰ مولار ثابت است. در نتیجه، نمونه‌های سیمانته شده مقاومت بالاتری نسبت به نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز دارند. علاوه بر این، با افزایش غلظت اوره و کلسیم‌کلراید، کلسیت بیشتری در نمونه ایجاد می‌شود و مقاومت نمونه‌های سیمانته 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 تشکیل شده در نمونه‌ی ۳/۰ مولار برابر ۹۸/۷٪، در نمونه‌ی ۵/۰ مولار برابر ۹۹/۸۶٪ و در نمونه‌ی ۱ مولار برابر ۹۹/۹۲٪ بوده است که این مقادیر به‌طور کامل تری در نوشتار آزادی و دفتری (۲۰۲۱)، ارائه شده است. به طور خلاصه، مقدار عملی کلسیت ایجاد شده در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود^[۲۹]، که مطابق آن، کلسیت در همان ساعت‌های اولیه‌ی 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 سیمانته شده با غلظت ثابت ۵/۰ مولار نسبت به ماسه‌ی تمیز، ۶۱/۰۹٪ افزایش یافته است که این افزایش در نمونه‌های ۱ و ۱/۵ مولار به ترتیب برابر ۹۳/۸۰ و ۱۴۲/۷۵ درصد بوده است. همچنین نمودار تنش- کرنش مربوط به نمونه‌های سیمانته شده با تزریق نزولی و غلظت‌های متفاوت اوره و کلسیم‌کلراید و ماسه‌ی تمیز در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود، که مطابق آن مقاومت نمونه‌ی ۱/۵ مولار نزولی، حدود ۵۴/۸۲٪ نسبت به مقاومت ماسه‌ی تمیز افزایش یافته است. افزایش مقاومت نسبت به ماسه‌ی تمیز در نمونه‌ی ۱ مولار نزولی برابر ۲۸/۵۳٪، در نمونه‌ی ۵/۰ مولار نزولی برابر ۱۵/۱۶٪ و در نمونه‌ی ۳/۰ مولار نزولی برابر ۷/۲۱٪ بوده است. همچنین، مقاومت نمونه‌ی ۱/۵ 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 ۱۱/۶٪ و مقاومت نمونه‌ی ۵/۰ مولار نزولی نسبت به نمونه‌ی ۳/۰ مولار نزولی برابر ۷/۴۲٪ افزایش یافته است. افزایش اخیر در نمونه‌ها نشان



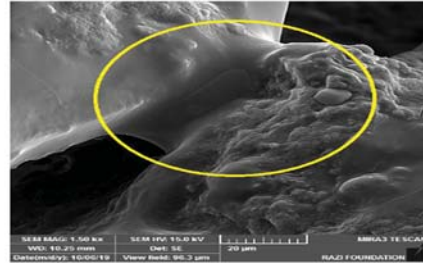
ب) نمونه ی سیمانه شده با غلظت ثابت ۳۰٪ مولار؛



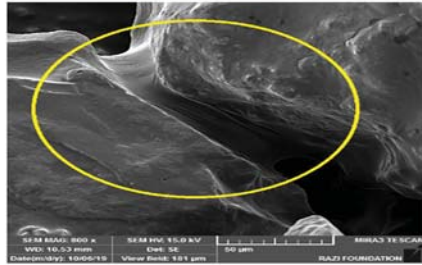
الف) نمونه ی سیمانه شده با غلظت نزولی ۳۰٪ مولار؛



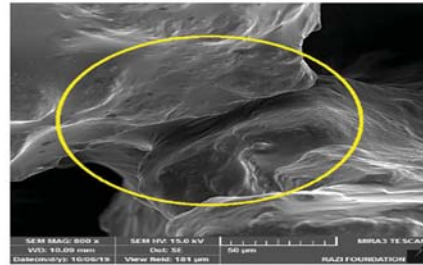
ت) نمونه ی سیمانه شده با غلظت ثابت ۵۰٪ مولار؛



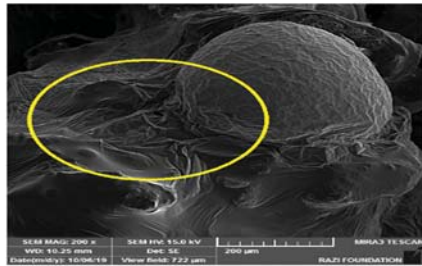
پ) نمونه ی سیمانه شده با غلظت نزولی ۵۰٪ مولار؛



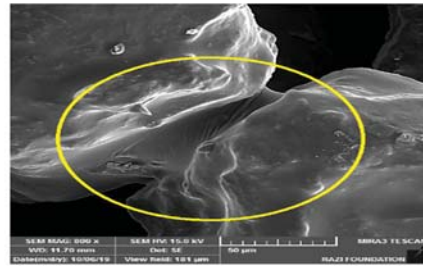
ج) نمونه ی سیمانه شده با غلظت ثابت ۱٪ مولار؛



ث) نمونه ی سیمانه شده با غلظت نزولی ۱٪ مولار؛

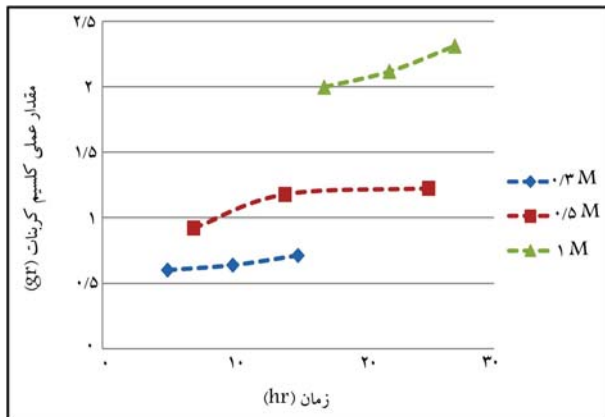


ح) نمونه ی سیمانه شده با غلظت ثابت ۵۰٪ مولار.

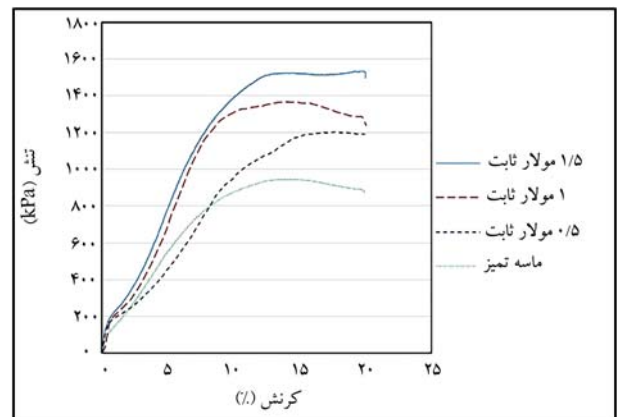


چ) نمونه ی سیمانه شده با غلظت نزولی ۵۰٪ مولار؛

شکل ۱۴. نتایج حاصل از آزمون SEM.



شکل ۱۶. منحنی مقدار عملی کلسیم کربنات بر حسب زمان انجام واکنش. [۲۹]



شکل ۱۵. منحنی تنش - کرنش نمونه‌های با غلظت‌های متفاوت 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 سیمانته شده با غلظت نزولی ۳/۰ مولار نسبت به تنش مؤثر نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز، برابر ۶۴/۶٪ و نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت ۱/۵ مولار نسبت به ماسه‌ی تمیز، برابر ۶۸/۲۶٪ افزایش یافته است.

۲.۵. تحلیل و بررسی نتایج حاصل از آزمایش نفوذپذیری

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

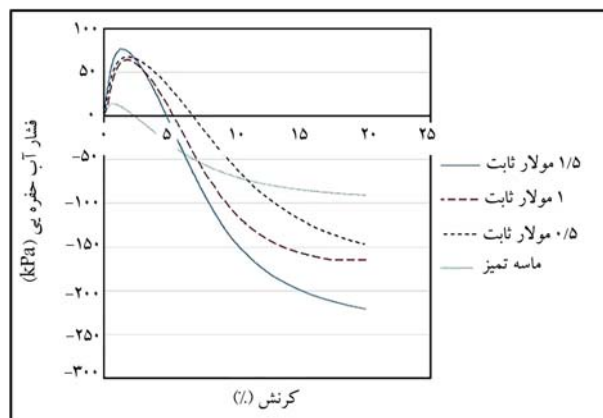
۱.۲.۵. مقایسه‌ی ضریب نفوذپذیری ماسه‌ی تمیز و نمونه‌های سیمانته شده مطابق جدول ۴، ضریب نفوذپذیری نمونه‌های سیمانته شده کمتر از ضریب نفوذپذیری نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز است. نفوذپذیری در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت ثابت ۳/۰ مولار حدود ۷/۵٪ و در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت نزولی ۲۲/۳ مولار، حدود ۳/۷۵٪ کاهش یافته است. کاهش نفوذپذیری اخیر در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت ثابت ۵/۰ مولار، حدود ۱۶/۲۵٪ و در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت نزولی ۵/۰ مولار، حدود ۱۱/۱۲۵٪ بوده است. همچنین نفوذپذیری نمونه‌ی تزریق شده با غلظت ثابت ۱ مولار، حدود ۳۲/۵٪ و نمونه‌ی تزریق شده با غلظت نزولی ۱ مولار، حدود ۲۷/۵٪ کمتر از نفوذپذیری ماسه‌ی تمیز بوده است. در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت ثابت ۱/۵ مولار، کاهش ۴۱/۲۵٪ و در نمونه‌ی تزریق شده با غلظت نزولی ۱/۵ مولار، کاهش ۳۵٪ بوده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بیشترین میزان کاهش نفوذپذیری، حدود ۴۱/۲۵٪ 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 مسیر جریان‌های درون خاک می‌شود.

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

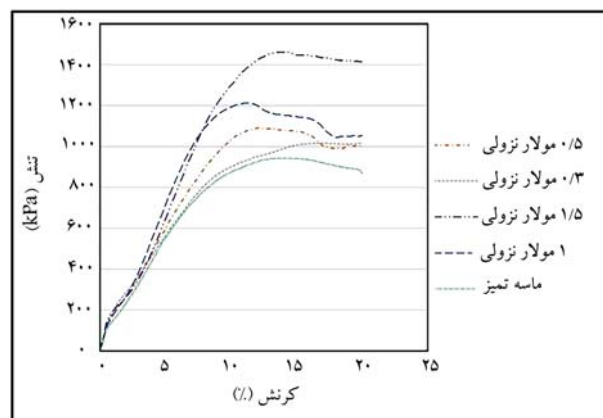
نفوذپذیری در نمونه‌ی ۳/۰ مولار ثابت نسبت به نمونه‌ی ۳/۰ مولار نزولی، حدود ۳/۸۹٪ کاهش یافته است. کاهش نفوذپذیری در نمونه‌ی ۵/۰ مولار ثابت نسبت به نمونه‌ی ۵/۰ مولار نزولی، حدود ۵/۶۳٪ به دست آمده است. همچنین نفوذپذیری در نمونه‌ی ۱ مولار ثابت نسبت به نمونه‌ی ۱ مولار نزولی و در نمونه‌ی ۱/۵ مولار ثابت نسبت به نمونه‌ی ۱/۵ مولار نزولی به ترتیب ۶/۸۹ و ۹/۶۱ درصد کاهش یافته است. با افزایش مولار اوره و کلسیم‌کلراید در نمونه‌ها، این اختلاف نیز افزایش یافته است، به طوری که اختلاف ضریب نفوذپذیری در نمونه‌ی ۳/۰ مولار ثابت و نزولی، برابر ۳/۸۹٪ و در نمونه‌ی ۱/۵ مولار ثابت و نزولی برابر ۹/۶۱٪ بوده است. علت این امر وجود کلسیت بیشتر در نمونه‌های با مولار بالاتر است، که با پر شدن خلل و فرج خاک و ایجاد محیطی پیوسته، نفوذپذیری کاهش یافته است.

۳.۵. تحلیل و بررسی نتایج حاصل از آزمایش SEM

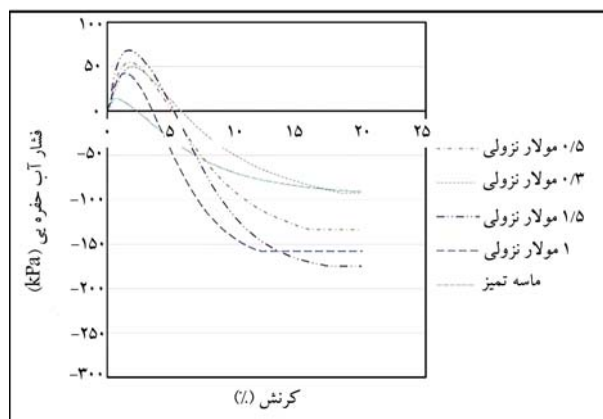
همان‌طور که در شکل‌های ۱۴ (الف و ب) مشاهده می‌شود، کلسیت ایجاد شده در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت ۳/۰ مولار به مقدار بیشتری در اطراف دانه‌های خاک تشکیل شده است. همچنین مطابق شکل‌های ۱۴ (پ و ت)، پیوند بین ذرات و دانه‌های خاک در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت ۵/۰ مولار بهتر از نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی ۵/۰ مولار است. با توجه به شکل‌های ۱۴ (ث، ج، چ و ح)، در نمونه‌های تزریق شده با غلظت ثابت ۱ مولار و نمونه‌های تزریق شده با



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



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



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

می‌دهد که نمونه‌های سیمانته شده، مقاومت بالاتری نسبت به نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز از خود نشان داده‌اند. علاوه بر این، با افزایش غلظت (مولار) اوره و کلسیم‌کلراید در نمونه‌های سیمانته شده، مقاومت نمونه‌ها نیز بهبود یافته است. مطابق شکل ۱۹، بیشینه‌ی اضافه فشار آب حفره‌ای در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی ۳/۰ مولار نسبت به ماسه‌ی تمیز، افزایش ۶۸/۰ درصدی و در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی ۵/۰ مولار نسبت به نمونه‌ی ماسه‌ی تمیز، افزایش ۴۶/۸۹ درصدی داشته است. در نمونه‌های تزریق شده با غلظت نزولی ۱ و ۱/۵ مولار نیز افزایش مذکور به ترتیب ۷۳/۷۴ و ۹۲/۴۷ درصد بوده است.

۱. با افزایش غلظت در نمونه‌های سیمانته شده‌ی ثابت و نزولی، کلسیت تشکیل شده در نمونه‌ها نیز افزایش یافته و خلل و فرج موجود در خاک بهتر پر شده است، که این امر سبب افزایش ۷ تا ۶۱ درصدی مقاومت و کاهش ۳ تا ۴۱ درصدی نفوذپذیری در نمونه‌های سیمانته شده‌ی بیولوژیکی شده است.
۲. در نمونه‌های تزریق شده با غلظت ثابت، تمامی مراحل تزریق محلول سیماناسیون و محلول تثبیت به طور کامل و به خوبی صورت گرفته و کلسیت به خوبی در نمونه‌ها ایجاد شده است، که همین عامل سبب شده است تا نمونه‌های تزریق شده با غلظت ثابت مقاومت بالاتر (به طور متوسط 10%) و نفوذپذیری پایین‌تری (به طور متوسط 6%) نسبت به نمونه‌های تزریق شده با غلظت نزولی داشته باشند.
۳. پیک نمودار تنش - کرنش تمامی نمونه‌های سیمانته شده در کرنش (۱۰ تا ۱۵ درصد) مشاهده می‌شود که نزدیک به کرنش خرابی است و همان‌طور که در نمودارها نیز نمایان است، در کرنش‌های بالاتر، مقاومت نمونه‌ها کاهش یافته است.
۴. نتایج حاصل از آزمایش SEM نشان می‌دهد که در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی 3% مولار، کلسیت ایجاد شده بسیار ناچیز بوده و در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت $5/1\%$ مولار، کلسیت به خوبی اطراف دانه‌های خاک تشکیل شده است که نتایج مذکور توجیه بسیار مناسبی برای نتایج حاصل از آزمایش‌های سه‌محوری و نفوذپذیری است.
۵. در نهایت می‌توان نتیجه گرفت که نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت $5/1\%$ مولار، بالاترین مقاومت (افزایش $8/61\%$ درصدی نسبت به ماسه‌ی تمیز) و پایین‌ترین نفوذپذیری (کاهش $25/41\%$ درصدی نسبت به ماسه‌ی تمیز) و همچنین نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت نزولی 3% مولار، پایین‌ترین مقاومت (افزایش ۷ درصدی نسبت به ماسه‌ی تمیز) و بالاترین نفوذپذیری (کاهش $75/3\%$ درصدی نسبت به ماسه‌ی تمیز) را داشته‌اند.

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 سیماناسیون 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 غلظت مواد در نمونه‌های سیمانته 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 به دست آمده، نشان‌دهنده‌ی افزایش $8/61\%$ درصدی مقاومت و کاهش $25/41\%$ درصدی نفوذپذیری در نمونه‌ی سیمانته شده با غلظت ثابت $5/1\%$ مولار است. به‌طور کلی، خلاصه‌ی نتایج حاصل از انجام آزمایش‌های سه‌محوری، نفوذپذیری و SEM به این صورت ارائه شده است:

پانویس‌ها

1. Bio-stimulation
2. Bio-augmentation
3. Bacillus
4. microbial induced calcite precipitation (MICP)
5. Fischer
6. Sharaky
7. Xiao
8. Cheng
9. Haouzi
10. Cardoso
11. Cui
12. Wani & Mir
13. Doodh Ganga
14. Sprosarsina Pasteurii
15. Amarakoon
16. Rebata
17. Bacillus Pasteurii
18. Nutrient broth

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. Nemat, 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. Amarakoon, 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 دکتری)

امیرضا مهدوحی* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

عباس بابازاده (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۱۰۸-۹۹، پژوهشی

برآورد (تصحیح) ماتریس مبدأ - مقصد با استفاده از داده‌های شمارش حجم، روشی ارزان برای تخمین تقاضای سفر در یک شبکه‌ی حمل‌ونقلی است. فرمول‌بندی عمومی مسئله‌ی اخیر به صورت یک برنامه‌ی بهینه‌سازی دوسطحی است که در سطح بالای آن، مسئله‌ی برآورد ماتریس و در سطح پایین، مسئله‌ی تخصیص ترافیک حل می‌شود. در شبکه‌های با ازدحام، عمدتاً 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 اشیپس که کارایی بالایی در شبکه‌های بزرگ مقیاس دارد، به کار رفته است. نتایج برای شبکه شهر تهران نشان می‌دهد که با افزایش پراکنش درک کاربران (پارامتر مقیاس مدل لوجیت، کمتر از 5°) مدل پیشنهادی با تخصیص تصادفی برآوردهای دقیق‌تری نسبت به مدل با تخصیص قطعی دارد؛ به گونه‌ی که در مقایسه با مدل قطعی، نسبت خطای RMSE عناصر ماتریس برآورد شده به مقادیر واقعی تقاضا را بیش از 1° درصد (در بعضی آزمایش‌ها بیش از 2° درصد) کاهش می‌دهد.

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

۱. مقدمه

ماتریس مبدأ - مقصد (OD)^۱، یکی از ورودی‌های کلیدی مسئله‌ی تخصیص ترافیک است و نقش اساسی در تحلیل و طراحی شبکه‌های حمل‌ونقلی دارد. ماتریس OD، مجموع سفرها در یک محدوده و نحوه‌ی 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 بالایی دارد. طی دهه‌های گذشته، تلاش‌های فراوانی به منظور برآورد (تصحیح) ماتریس مبدأ - مقصد با استفاده از داده‌هایی مانند شمارش حجم کمانه‌های شبکه که به آسانی در دسترس هستند، انجام شده است.^[۱-۳] رویکرد اخیر می‌تواند برای به‌روزرسانی‌های دوره‌ی و کوتاه‌مدت پس از آمارگیری‌های وسیع مبدأ - مقصد، برآوردهای مناسب و کم‌هزینه‌ی را به دست دهد.

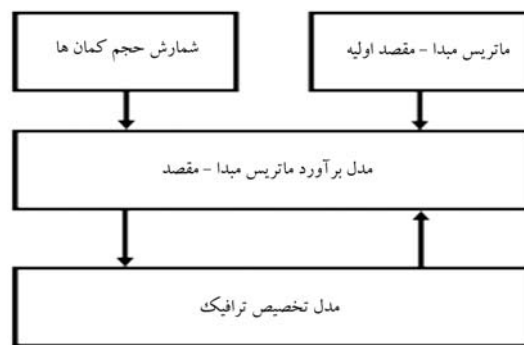
در رویکرد ایستا^۲ در مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد، می‌توان مطالعات

* نویسنده مسئول

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

DOI:10.24200/J30.2021.58387.2974

گذشته را از این جهت که ازدحام ترافیکی^۳ را در نظر می‌گیرند یا خیر، به دو دسته‌ی کلی تقسیم کرد. در شبکه‌های بدون ازدحام^۴، مدل‌های موجود با فرض سهم‌های انتخاب مسیر ثابت، از تخصیص تناسبی^۵ استفاده می‌کنند. پرکاربردترین روش‌های مذکور عبارت‌اند از: بهینه‌سازی انتروپی یا کمینه‌سازی اطلاعات،^[۵] بهینه‌ی درست‌نمایی،^[۶] و کمینه‌ی مربعات تعمیم‌یافته.^[۸] اما در شبکه‌های با ازدحام^۶، فرض سهم‌های انتخاب مسیر ثابت و تخصیص تناسبی برقرار نخواهد بود. به این ترتیب، مدل‌های برآورد ماتریس مبدأ - مقصد بر مبنای تعادل کاربر (UE)^۷ برای شبکه‌های با ازدحام توسعه یافت. در روش‌های مذکور، سهم‌های انتخاب مسیر ثابت نیست و به صورت درون‌زا و طی فرایند برآورد ماتریس مبدأ - مقصد تعیین می‌شوند.^[۱۰] بیشتر مدل‌های بهینه‌سازی شبکه‌های با ازدحام ساختار دوسطحی دارند (شکل ۱)، که در سطح بالا، مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد و در سطح پایین، مسئله‌ی تخصیص تعادلی حل می‌شود. همچنین، در کنار داده‌های شمارش حجم، عمدتاً از اطلاعات دیگری مانند یک ماتریس تاریخی نیز برای دست یافتن به جواب بهینه استفاده می‌شود.^[۲]



شکل ۱. شمایی از ساختار دوسطحی مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد.

از جمله عوامل تأثیرگذار در دقت ماتریس مبدأ - مقصد برآورد شده از روی داده‌های شمارش حجم، رفتار انتخاب مسیر^۸ فرض شده برای کاربران شبکه است.^[۱۱] بسیاری از مطالعات به برآورد ماتریس مبدأ - مقصد بر مبنای تخصیص تعادل کاربر قطعی پرداخته‌اند.^[۳-۱] در روش‌های مبتنی بر تعادل کاربر قطعی فرض می‌شود که تمام کاربران درک^۹ 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 چندان 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)^{۱۰} در شبکه می‌شود که در آن، هر مسافر تلاش می‌کند تا هزینه‌ی سفر درک شده^{۱۱} خود را کمینه سازد.^[۱۲] 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.^[۱۳، ۱۲]

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 دوسطحی فرمول‌بندی کرده‌اند. فربکر^{۱۲} و همکارش (۱۹۹۶)،^[۱۴] یک روش تکراری دو مرحله‌ی برای برآورد ماتریس تقاضا و پارامتر مقیاس مدل لوجیت^{۱۳} پیشنهاد داده‌اند، اما آثار ازدحام را نادیده گرفته‌اند. همچنین، مدل آنها به اطلاعات شمارش حجم تمام کمان‌ها نیاز داشت. یانگ^{۱۴} و همکاران (۲۰۰۱)،^[۱۵] 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 یکنتابی جواب تضمین نمی‌شود. ما هو و همکاران (۲۰۰۱)،^[۱۶] یک الگوریتم ابتکاری برای حل مسئله‌ی دوسطحی برآورد ماتریس تقاضا با محدودیت SUE ارائه کردند. این الگوریتم، پارامتر مقیاس ثابت فرض شده است. لو و چان^{۱۵} (۲۰۰۳)،^[۱۷] از یک تابع هدف بیشینه‌ی درست‌نمایی بر مبنای توزیع آماری مشاهده‌ها استفاده و

یک فرایند تکراری دو مرحله‌ی برای برآورد ماتریس مبدأ - مقصد و پارامتر مقیاس مدل لوجیت را پیشنهاد کردند. ونگ^{۱۶} و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۸] یک الگوریتم دو مرحله‌ی برای برآورد همزمان ماتریس مبدأ - مقصد و پارامتر مقیاس پویا (براساس زمان روز)، ارائه کردند و با آزمایش بر روی یک شبکه‌ی آزمایشی، برتری آن را بر روش یانگ و همکاران (۲۰۰۱)،^[۱۵] و لو و چان (۲۰۰۳)،^[۱۷] نشان دادند.

اگرچه روش‌های ذکر شده از لحاظ نظری جذاب هستند، اما بسیاری از آنها با محدودیت‌های عملی مواجه‌اند و کاربردهای در شبکه‌های بزرگ مقیاس با دشواری محاسباتی همراه است.^[۱۹] بخشی از این هزینه، مربوط به مسئله‌ی تخصیص ترافیک است که بیشتر زمان حل مسئله، صرف آن می‌شود. در این راستا، ما و چیان^{۱۷} (۲۰۱۸)،^[۱۹] 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 دوسطحی قبلی قابل مقایسه است، کارایی محاسباتی بهتری نسبت به آنها دارد.

بخش دیگری از دشواری حل مسئله‌ی دوسطحی برآورد ماتریس تقاضا، مربوط به محاسبات گرادیان است. در میان روش‌های مبتنی بر تعادل کاربر قطعی، فرمول‌بندی و الگوریتم حل اشپیس^{۱۸}،^[۲۰] کارایی بیشتری برای حل مسائل واقعی در ابعاد بزرگ دارد و پیاده‌سازی آن نیز راحت‌تر است.^[۲۱] در یکی از پژوهش‌های جدید، کولووسکی و کولینگرووا^{۱۹} (۲۰۲۱)،^[۲۲] از یک الگوریتم بر پایه‌ی روش^{۲۰} برای حل زیرمسئله‌ی تخصیص تعادل کاربر در مدل اشپیس استفاده کردند که نیاز به شمارش مسیر ندارد و کارایی محاسباتی مدل اشپیس را افزایش می‌دهد. اشپیس از روش حل مبتنی بر گرادیان برای حل مسئله‌ی دوسطحی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد از روی شمارش حجم در شبکه‌های با ازدحام استفاده کرد. در روش مذکور، یک ماتریس هدف^{۲۱} به عنوان جواب اولیه‌ی مسئله در نظر گرفته می‌شود. سپس، ماتریس هدف در جهت تندترین نزول (گرادیان) 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.^[۲۳، ۲۲] اگرچه اشپیس از تخصیص تعادل 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 برد.^[۲۰]

در نوشتار حاضر، برای برآورد ماتریس مبدأ - مقصد از روی شمارش حجم، مدل دوسطحی شکل ۱ و روش حل ابتکاری اشپیس تحت محدودیت تعادل کاربر تصادفی (SUE) پیشنهاد شده است. بنا بر اطلاع نویسندگان، مدل پیشنهادی تاکنون بررسی نشده است. برای این منظور، تخصیص SUE با مدل انتخاب مسیر لوجیت در سطح پایین مسئله برآورد ماتریس مبدأ - مقصد استفاده می‌شود. مدل لوجیت، به علت فرض‌های محدودکننده، فرم بسته‌ی دارد و از نظر محاسباتی آسانتر است. همچنین، نتایج مدل برآورد ماتریس مبدأ - مقصد با هر یک 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 دوسطحی برآورد ماتریس تقاضا از روی شمارش حجم و الگوریتم حل گرادیان اشپیس معرفی شده است. سپس، فرمول‌بندی تخصیص SUE لوجیت - مینا و یک چارچوب حل مسیر - مینا برای حل هر یک از تخصیص‌های قطعی و تصادفی ارائه شده است. در ادامه، نتایج اجرای مدل برآورد ماتریس با هر کدام از تخصیص‌های قطعی و تصادفی بر روی شبکه‌ی بزرگ مقیاس تهران ارزیابی شده است. در انتها، جمع‌بندی نتایج و پیشنهادها ارائه شده است.

$$p_k = \frac{h_k}{g_i} \quad k \in K_i, \quad i \in I \quad (5)$$

$$\lambda^l = \frac{\sum_{a \in \hat{A}} v'_a (\hat{v}_a - v_a)}{\sum_{a \in \hat{A}} v'_a} \quad (6)$$

$$v'_a = - \sum_{i \in I} g_i \left(\frac{\partial Z(g)}{\partial g_i} \right) \left(\sum_{k \in K_i} \delta_{ak} p_k \right) \quad (7)$$

$$\lambda \frac{\partial Z(g)}{\partial g_i} \leq 1 \quad (8)$$

که در آنها، I مجموعه‌ی زوج مبدأ - مقصد‌های شبکه، K_i مجموعه‌ی مسیرهای استفاده شده بین زوج مبدأ - مقصد i ، h_k جریان در مسیر k و p_k احتمال استفاده از مسیر k است. روابط اخیر، با فرض تغییر نکردن احتمال استفاده از مسیرها (ثابت بودن p_k ها) به دست آمده‌اند. همچنین، δ_{ak} برابر با یک است، اگر مسیر k شامل کمان a باشد و در غیر اینصورت، برابر با صفر خواهد بود. رابطه‌ی ۸، شرط امکان‌پذیری است و از طول گام‌های بزرگ که ممکن است منجر به افزایش تابع هدف و عدم همگرایی شوند، جلوگیری می‌کند. گام‌های روش گرادیان برای حل مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد در رابطه‌ی ۲ را می‌توان به این صورت خلاصه کرد: [۲۱]

گام صفر: قرار دادن $g_i = \hat{g}_i$ و $l = 0$ برای $i \in I$

گام ۱: تخصیص ماتریس g به شبکه و به دست آوردن حجم ترافیک روی کمان‌های شبکه (v_a)

گام ۲: تعیین مجموعه‌ی مسیرهای استفاده شده (K_i) و جریان در مسیرها (h_k) برای هر مبدأ - مقصد i سپس محاسبه‌ی مقدار $\frac{\partial Z(g)}{\partial g_i}$ از روابط ۴ و ۵ و نیز مقدار λ^l از روابط ۶ و ۷

گام ۳: در صورت برقرار نبودن شرط امکان‌پذیری (رابطه‌ی ۸)، اصلاح طول گام حرکت براساس رابطه‌ی ۹: [۲۱]
اگر $\lambda^l > 0$

$$\lambda^l = \text{MAX} \left\{ \frac{\partial Z(g)}{\partial g_i} | g_i > 0, \left| \lambda \frac{\partial Z(g)}{\partial g_i} \right| > 1 \right\} \quad \text{اگر } \lambda^l < 0$$

$$\lambda^l = \text{MIN} \left\{ \frac{\partial Z(g)}{\partial g_i} | g_i > 0, \left| \lambda \frac{\partial Z(g)}{\partial g_i} \right| > 1 \right\} \quad (9)$$

گام ۴: محاسبه‌ی مقادیر جدید ماتریس g_i با کمک رابطه‌ی ۳

گام ۵: قرار دادن $l = l + 1$ و $g_i = g_i^l$ برای $i \in I$

گام ۶: توقف. اگر معیار توقف برقرار است. در غیر این صورت، رفتن به گام ۱.

معیار توقف را می‌توان براساس تعداد تکرارهای الگوریتم یا نزدیکی جریان‌های مشاهده شده و برآورد شده در کمان‌ها و به صورت رابطه‌ی ۱۰ تعریف کرد:

$$\frac{\sqrt{\sum_{a \in \hat{A}} (v'_a - \hat{v}_a)^2}}{\sum_{a \in \hat{A}} \hat{v}_a} \leq k \quad (10)$$

که در آن، مقدار k برابر با 0.01 و معیار توقف، رسیدن به مقدار ذکر شده یا ۱۰ تکرار الگوریتم است. مقدار k و بیشینه‌ی تعداد تکرار براساس شرایط شبکه‌ی مورد بررسی تعیین می‌شود، به گونه‌ی که با رسیدن به شرط، همگرایی حاصل شود.

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]

$$\text{Min } Z(g, v) = \gamma_1 Z_1(g, \hat{g}) + \gamma_2 Z_2(v, \hat{v})$$

$$\text{s.t. } v = \text{assign}(g)$$

$$g \geq 0$$

$$(1)$$

که در آن، \hat{g} ماتریس هدف (جواب اولیه)، \hat{v} حجم شمارش شده در زیرمجموعه‌ی کمان‌های شبکه و Z_1 و Z_2 توابع فاصله هستند. همچنین، $\text{assign}(g)$ نمایانگر مدل تخصیص ماتریس g به شبکه‌ی 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 و دشواری کاربرد آن برای شبکه‌های بزرگ تا حد زیادی کاسته می‌شود. با تعریف تابع Z_2 به صورت مجموع مربعات خطا، اشپیس مسئله‌ی بهینه‌سازی محدب زیر (رابطه‌ی ۲) را پیشنهاد کرده است: [۲۰]

$$\text{Min } Z(g) = \frac{1}{\gamma} \sum_{a \in \hat{A}} (v_a - \hat{v}_a)^2$$

$$\text{s.t. } v = \text{assign}(g)$$

$$g \geq 0$$

$$(2)$$

که در آن، \hat{A} مجموعه‌ی کمان‌های شبکه است که حجم عبوری از آنها شمارش شده است. برای مدل تابع $\text{assign}(g)$ ، نیز از تخصیص تعادل کار بر استفاده شده است. اشپیس، برای حل مدل رابطه‌ی ۲، روش گرادیان^{۲۲} یا تندترین نزول^{۲۳} را به کار برده است. روش گرادیان 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 l از الگوریتم گرادیان 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}_i تقاضای اولیه‌ی زوج مبدأ - مقصد i ، g_i^l تقاضای زوج مبدأ - مقصد i در تکرار l و λ^l طول گام حرکت در تکرار l هستند. ماتریس گرادیان $\frac{\partial Z(g)}{\partial g_i}$ 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

در پژوهش حاضر، برای تخصیص ترافیک در سطح پایین رابطه‌ی (۲) (گام ۱ الگوریتم گرادیان اشیب) تخصیص تعادل کاربر تصادفی براساس مدل انتخاب مسیر لوجیت 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 هزینه‌ی سفر واقعی یا اندازه‌گیری شده بر روی مسیر k بین r و s باشد، هزینه‌ی سفر درک شده‌ی 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 مرتبط 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 در نظر گرفتن عبارت خطای تصادفی، درک متفاوت کاربران از شرایط شبکه مدل می‌شود. با توجه به فرض انجام شده در رابطه با عبارت خطا، مدل‌های انتخاب مسیر

مختلفی برای محاسبه‌ی احتمال انتخاب مسیر P_k^{rs} توسعه یافته‌اند. فرض‌های متداول و اولیه برای توزیع عبارت خطا، فرض توزیع مستقل و یکسان (IID) [۲۴] گامبل و فرض توزیع نرمال است که به ترتیب، مدل‌های انتخاب مسیر لوجیت و پروبیت [۲۵] را به دست می‌دهند. مدل لوجیت، 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 پروبیت، فرض‌های محدودکننده‌ی لوجیت را ندارد، اما فرم بسته هم ندارد و حجم محاسبات آن، به خصوص در شبکه‌های بزرگ زیاد است. قابل ذکر است که مدل لوجیت آشیانه‌ی [۲۷] با اینکه تا حدی محدودیت استقلال گزینه‌ها را آزاد می‌کند، اما برای مدلسازی انتخاب مسیر مناسب نیست. زیرا در مدل لوجیت آشیانه‌ی، هر گزینه فقط می‌تواند به یک آشیانه تعلق داشته باشد. در حالی که در مسئله‌ی انتخاب مسیر، غالب گزینه‌ها (مسیرها) باید همزمان در آشیانه‌های (کمان‌های) متعددی حضور داشته باشند. مدل لوجیت 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 مثبت است. می‌توان نشان داد که پارامتر مقیاس، به طور معکوس متناسب با خطای استاندارد توزیع هزینه‌ی درک شده‌ی مسیر است ($\text{var}(C_k^{rs}) = \pi^2/6\theta^2$). 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،

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 صرف‌نظر از زمان سفر آنها، برابر خواهد بود. [۱۲] مسئله‌ی بهینه‌سازی معادل با شرایط تعادل کاربر تصادفی، به شکل رابطه‌ی ۱۵ فرمول‌بندی می‌شود: [۱۲]

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

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 ناهمفزون (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 [۳۰] را حل می‌کند. سپس، براساس خروجی این مرحله، مسیرهای جدیدی به مجموعه مسیرهای فعال هر مبدأ - مقصد اضافه می‌شود. مجدداً مسئله‌ی اصلی محدود شده حل و فرایند اخیر تکرار می‌شود. برای حل مسئله‌ی اصلی محدود شده از روش میانگین‌های متوالی (MSA) [۳۱] استفاده شده است، که بر مبنای اندازه‌ی گام ثابت در راستای جهت نزولی تابع هدف است. [۱۲] لارسن و پاتریکسون [۳۲] (۱۹۹۲)، [۲۴] اولین بار الگوریتم DSD را برای تخصیص تعادل کاربر ارائه و سپس دمبگ [۳۳] و همکاران (۱۹۹۶)، [۲۵] 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 اولیه‌ی مسیرهای فعال هر مبدأ - مقصد و محاسبه‌ی جریان در آنها (f_k^0). قرار دادن $m = 1$.

گام ۱ (مسئله اصلی محدود شده): قرار دادن $n = 0$ و اجرای گام‌های ۱.۱ تا ۴.۱؛

۱.۱. به‌روزرسانی هزینه‌ی مسیرها؛

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

۳.۱. به دست آوردن جریان جدید مسیرها $f_k^{n+1} = f_k^n + (\frac{1}{n})(h_k^n - f_k^n)$ ؛

۴.۱. اگر همگرایی حاصل شد، حذف مسیرهای با جریان صفر از مجموعه‌ی مسیرهای فعال و رفتن به گام ۲ وگرنه، قرار دادن $n = n + 1$ و رفتن به گام ۱.۱؛

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

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

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، مسئله‌ی 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. سناریوهای 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 گونه‌ی که مجموع عناصر ماتریس واقعی ۱۰٪ کاهش یابد (تغییر تصادفی عناصر ماتریس واقعی براساس توزیع یکنواخت $U(0/7, 1/1)$).

۲. تغییر تصادفی عناصر ماتریس مبدأ - مقصد واقعی، به گونه‌ی که مجموع عناصر ماتریس واقعی ۳۰٪ کاهش یابد (تغییر تصادفی عناصر ماتریس واقعی براساس توزیع یکنواخت $U(0/5, 0/9)$).

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 θ ، نشان‌دهنده‌ی بالا بودن پراکنش درک کاربران یا به عبارتی تصادفی بودن رفتار آنهاست. با افزایش مقدار پارامتر θ و در نتیجه افزایش حساسیت کاربران به زمان سفر، تقاضا به سمت مسیرهای کوتاه‌تر تمایل پیدا می‌کند و به حالت قطعی نزدیک می‌شود. به این ترتیب، تخصیص تصادفی برخلاف تخصیص قطعی، دارای انعطاف لازم برای تصویر شرایط مختلف شبکه بوده و از آن برای تولید احجام مشاهداتی استفاده شده است. در هر کدام از سناریوهای فوق، حجم کمان‌های مشاهده به ازای مقادیر مختلف پارامتر θ لوجیت در بازه‌ی $(2 - 0/1)$ تولید و در هر کدام از حالت‌ها، نتایج مدل‌ها مقایسه شده‌اند.

۱.۵. شبکه‌ی تهران

شبکه‌ی معابر شهر تهران شامل ۶۵۰ ناحیه‌ی ترافیکی، ۸۰۲۱ گره، ۱۷۷۹۰ کمان، و 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 به‌عنوان کمان‌های مشاهده شده انتخاب شدند. برای مقایسه‌ی دقت دو مدل، از چهار معیار ارزیابی استفاده شده است. معیارهای مجذور میانگین مربعات خطا (RMSE) $^{\circ}$ و ضریب خوبی برازش (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. مجذور میانگین مربعات خطا (RMSE) برای هر کدام از جریان کمان‌ها و تقاضای مبدأ - مقصد از رابطه‌ی ۱۸

تعادل کاربر تصادفی نیز مدل بارگذاری شبکه‌ی تصادفی 24 (انتخاب مسیر) لوجیت به کار رفته و جریان کمکی در مسیرهای بین هر مبدأ و مقصد توسط 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 تناسبی است که در برخی پژوهش‌ها تخصیص تصادفی 25 یا چندمسیری 26 هم نامیده می‌شود. $^{[26]}$ جریان در کمان‌های شبکه نیز با کمک رابطه‌ی ۱۶ محاسبه می‌شود: $^{[12]}$

$$x_a = \sum_{r,s} \sum_k f_{k,a}^{r,s} \delta_{a,k}^{r,s} \quad \forall a \quad (16)$$

که در آن، $\delta_{a,k}^{r,s}$ 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 فعال در گام صفر و گام ۲ نیز با یکدیگر تفاوت دارند. در تخصیص قطعی، کوتاه‌ترین 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 فعال بیشتری در تخصیص تصادفی در نظر گرفته شود.

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

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

که در آن، مقدار k نیز با توجه به شرایط شبکه، برابر با ۰/۰۰۰۱ فرض شده است که تقریباً معادل شکاف نسبی $^{[23]}$ ۰/۰۱ برابر با ۰/۰۱ برای شبکه‌ی بررسی شده در بخش بعدی است. به عبارت دیگر، با رسیدن به این دقت، می‌توان گفت همگرایی حاصل شده است.

۵. نتایج عددی و بحث

در بخش حاضر، مدل پیشنهادی برای برآورد ماتریس مبدأ - مقصد با استفاده از داده‌های شمارش حجم، یعنی مدل اشپیس با محدودیت تعادل کاربر تصادفی و همچنین مدل اصلی اشپیس تحت محدودیت تعادل کاربر قطعی، برای مقادیر مختلف پارامتر مقیاس (θ) ، روی یک شبکه‌ی واقعی اجرا و نتایج آنها با یکدیگر مقایسه شده است. مدل‌ها در محیط برنامه‌نویسی شیگرای پایتون 28 پیاده‌سازی و روی رایانه‌ی بی پردازشگر دو هسته‌ی ۲/۵GHz و حافظه‌ی ۸GB اجرا شده‌اند. به منظور اعتبارسنجی، از یک چارچوب متداول در مطالعات برآورد ماتریس مبدأ - مقصد استفاده می‌شود. $^{[17]}$ به این ترتیب که برای شبکه‌ی موردبررسی، یک ماتریس مبدأ - مقصد به‌عنوان ماتریس واقعی در نظر گرفته می‌شود. ماتریس مذکور

جدول ۱. نتایج اجرای مدل اشپیس تحت محدودیت تعادل کاربر (UE) و تعادل کاربر تصادفی (SUE) برای شبکه‌ی تهران - سناریوی ۱.

مدل اشپیس با تخصیص SUE				مدل اشپیس با تخصیص UE				پارامتر
R ² (LF)	RMSE(LF)	R ² (OD)	RMSE(OD)	R ² (LF)	RMSE(LF)	R ² (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 ² (LF)	RMSE(LF)	R ² (OD)	RMSE(OD)	R ² (LF)	RMSE(LF)	R ² (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	۰/۹۲۵۷	۴/۲۰	۰/۹۹۲۸	۱۵۴/۱۷	۰/۹۱۰۹	۴/۵۱	۰/۷
۰/۹۹۷۰	۹۷/۴۰	۰/۹۳۳۷	۴/۰۹	۰/۹۹۴۰	۱۴۰/۳۷	۰/۹۱۹۲	۴/۳۹	۱
۰/۹۹۷۱	۹۴/۷۵	۰/۹۲۳۷	۴/۰۴	۰/۹۹۴۴	۱۳۴/۷۵	۰/۹۲۱۷	۴/۳۲	۱/۵
۰/۹۹۷۷	۸۵/۲۶	۰/۹۳۲۸	۴/۰۵	۰/۹۹۵۷	۱۱۹/۶۰	۰/۹۲۳۸	۴/۳۰	۲

origin destination :OD
link flows :LF

به دست می‌آید: [۱۰]

(MNL)^۲، در بیشتر حالت‌ها (به جز $\theta = ۰/۱$) از مدل اشپیس با تخصیص UE کمتر است. همچنین، در مدل تحت محدودیت تعادل کاربر تصادفی نسبت به مدل تحت محدودیت تعادل کاربر (قطعی)، ضریب خوبی برازش (R^2) بالاتری بین جریان‌های برآورد و مشاهده برقرار است (به جز $\theta = ۰/۱$) البته از نظر معیار R^2 ، اختلاف قابل توجهی بین نتایج دو مدل وجود ندارد.

از نظر نزدیکی ماتریس‌های برآورد شده واقعی، مقدار خطای RMSE عناصر ماتریس تخمینی در مدل مبتنی بر SUE، از 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 (رابطه‌ی 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 RMSE عناصر ماتریس‌ها در دو روش اخیر (نسبت به میانگین عناصر ماتریس

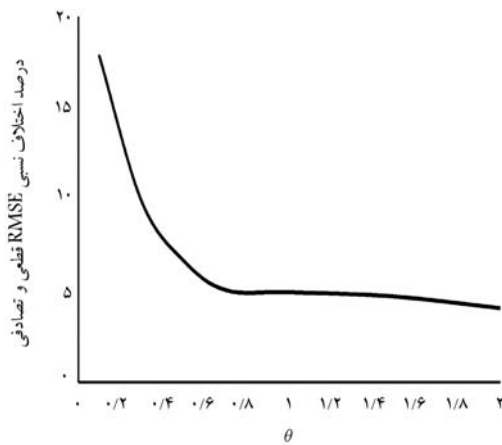
$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N (y_{est}^n - y_{obs}^n)^2} \quad (18)$$

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.

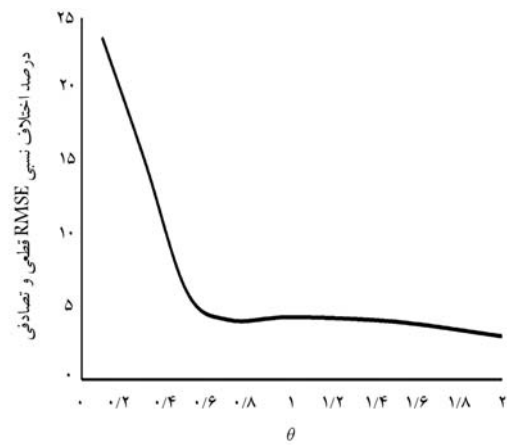
۲.۵. خروجی سناریوها

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 گرادینت پس از ۱۰ تکرار 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

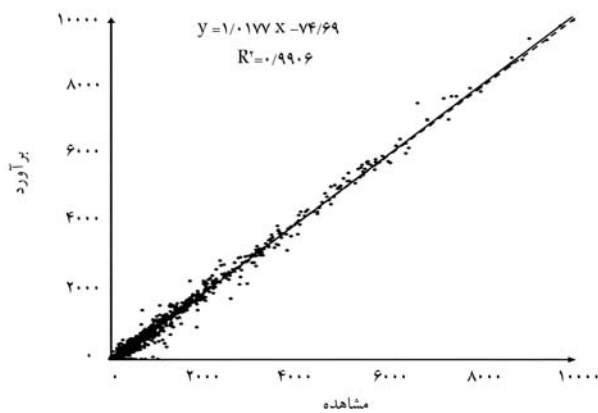


(ب) سناریوی ۲

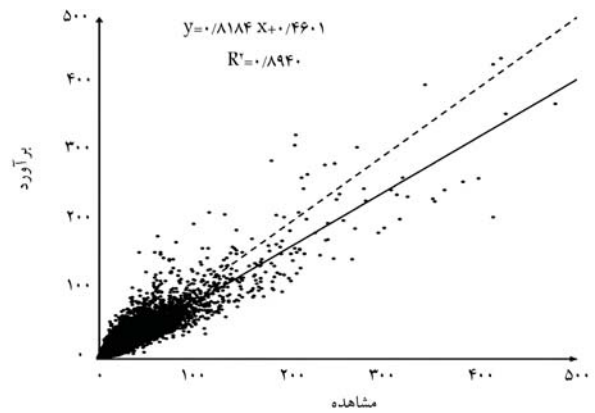


(الف) سناریوی ۱

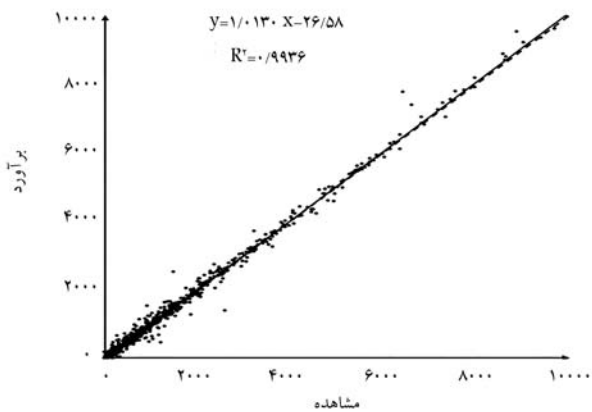
شکل ۲. اختلاف RMSE عناصر ماتریس مبدأ - مقصد برآورد و مشاهده در مدل اشیپس با تخصیص UE از مدل اشیپس با تخصیص SUE نسبت به مقدار واقعی تقاضای مبدأ - مقصد (برحسب درصد)، به ازای مقادیر مختلف پارامتر مقیاس (θ) .



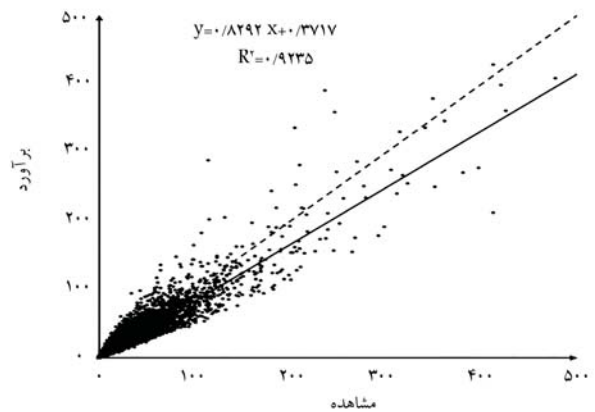
(ب) جریان های برآورد و مشاهده در کمان های منتخب (مدل اشیپس با UE)؛



(الف) عناصر ماتریس مبدأ - مقصد برآورد و مشاهده (مدل اشیپس با UE)؛



(ت) جریان های برآورد و مشاهده در کمان های منتخب (مدل اشیپس با SUE).



(ب) عناصر ماتریس مبدأ - مقصد برآورد و مشاهده (مدل اشیپس با SUE)؛

شکل ۳. پراکنش برآورد - مشاهده برای سناریوی شماره ۱ و ۲ و پارامتر مقیاس برابر با 0.3° (خط - - - خط ۴۵ درجه، خط برآزش).

مشاهده شده از آن به دست آمده است به نتایج تخصیص قطعی نزدیک و همگرا می شود و از اختلاف مدل های تصادفی و قطعی برآورد ماتریس کاسته می شود.

نمودارهای پراکنش برآورد - مشاهده عناصر ماتریس مبدأ - مقصد و جریان در کمان ها برای آزمایش مربوط به سناریوی دو و پارامتر مقیاس برابر با 0.3° در

در شکل های (الف و ب) مشاهده می شود که مطابق آنها در مقادیر پایین پارامتر مقیاس (کمتر از 0.5°)، اختلاف قابل توجهی بین مدل های با محدودیت قطعی و تصادفی وجود دارد و مدل قطعی خطای زیادی دارد. در هر دو سناریو، با افزایش پارامتر مقیاس از اختلاف نتایج دو روش کاسته شده است. همانطور که ذکر شد، با افزایش θ نتایج تخصیص تصادفی که حجم جریان در کمان های

شکل ۳ ارائه شده است. برای نمایش بهتر داده‌ها در قسمت‌های پرتراکم نمودار، مقادیر تقاضای واقعی یا برآورد شده‌ی بالاتر از 50° واحد در شکل‌های (۳الف و ب)، و مقادیر جریان‌های مشاهده شده یا برآورد شده بالاتر از 10° هزار واحد در شکل‌های (۳پ و ت)، فیلتر شده‌اند. در هر نمودار، خط برازش داده شده به نقاط برآورد و مشاهده، به همراه معادله‌ی خط و ضریب خوبی برازش آن نمایش داده شده‌اند. همچنین خط 45° درجه که در صورت برآورد دقیق مدل، انتظار می‌رود خط برازش با آن منطبق باشد، نیز رسم شده است.

باید توجه داشت که در الگوریتم گرادینان اسپیس، فقط تقاضای زوج مبدأ - مقصدهایی تصحیح می‌شوند که دست‌کم یک کمان مشاهده شده در مسیرهای بین آنها وجود داشته باشد. در روش اسپیس 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 اسپیس با تخصیص UE در حدود 15% زوج مبدأ - مقصدها بدون تغییر می‌مانند. در حالی که برای مدل اسپیس با تخصیص SUE، در حدود 5% زوج مبدأ - مقصدها با هیچ کمان مشاهده‌ی تقاطع ندارند و بدون تغییر باقی می‌مانند.

خصوصیات همگرایی دو روش قطعی و تصادفی طی تکرارهای مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد، برای سناریوی دو و $\theta = 0/3$ در شکل ۴ مشاهده می‌شود. نمودار تغییرات لگاریتم تابع هدف در شکل (۴الف)، حاکی از برتری مدل اسپیس 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 اسپیس، فاصله‌ی بین ماتریس‌ها را به صورت صریح در تابع هدف ندارد و به همین دلیل، با افزایش تکرارها، محتمل است که فاصله‌ی بین ماتریس برآورد شده با ماتریس هدف (اولیه) و ماتریس واقعی افزایش یابد. شکل (۴ب)، نشان‌دهنده‌ی فاصله گرفتن بیشتر ماتریس برآورد شده توسط مدل اسپیس با تخصیص قطعی از ماتریس واقعی است و به این ترتیب، مدل اسپیس با تخصیص تصادفی، ماتریس نزدیک‌تری به ماتریس واقعی تخمین می‌زند. از نظر اختلاف مجموع عناصر ماتریس برآورد شده از ماتریس واقعی (برابر با 695036 معادل سواری)، دو روش عملکرد مشابهی دارند. البته در آزمایش‌هایی که θ کوچکتر از $0/5$ است، روش قطعی تا سقف $3/3$ ، مقدار نزدیک‌تری به عدد واقعی تخمین می‌زند.

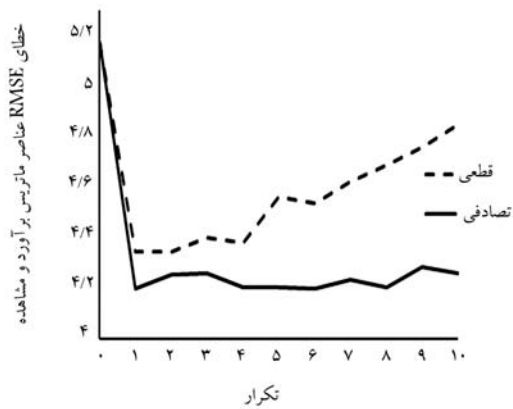
زمان اجرای مدل‌ها در آزمایش‌های مختلف، متفاوت است. به طور میانگین، در پژوهش حاضر، زمان اجرای مدل اسپیس با تخصیص SUE، بیشتر از مدل اسپیس با تخصیص UE بوده است. نتایج هر دو مدل پس از 10° تکرار الگوریتم اسپیس به دست آمده است. از آنجا که سطح بالای هر دو مدل یکسان است، تفاوت اصلی در زمان اجرای مدل‌ها، مربوط به سطح پایین مدل‌ها یعنی مسئله‌ی تخصیص ترافیک است. بخش عمده‌ی زمان حل مسئله‌ی تخصیص ترافیک، مربوط به حل مسئله‌ی کوتاه‌ترین مسیر 43 است. در هر تکرار تخصیص تصادفی SUE، برای به‌روزرسانی مجموعه مسیرهای فعال، دو بار مسئله‌ی کوتاه‌ترین مسیر حل می‌شود. یک بار با زمان سفرهای واقعی و یک بار نیز با زمان سفرهای تصادفی که از تغییر زمان سفرهای واقعی براساس یک توزیع تصادفی به دست می‌آیند (بخش ۴). اما در هر تکرار تخصیص قطعی UE، مسئله‌ی کوتاه‌ترین مسیر، یک بار و براساس زمان سفرهای واقعی حل می‌شود. همچنین، تعداد بیشتر مسیرهای

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.^[۲۵] 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.

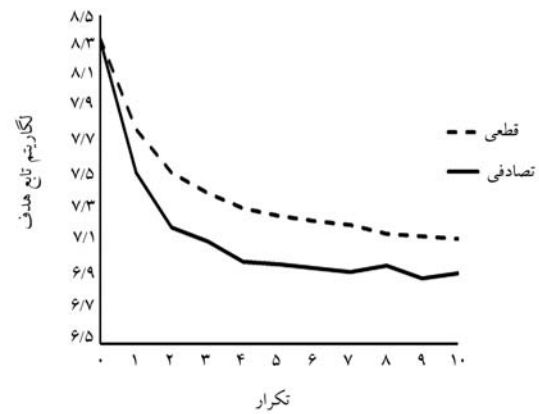
۶. نتیجه‌گیری

برآورد (تصحیح) ماتریس مبدأ - مقصد از روی اطلاعات موجود در شبکه، مانند شمارش حجم کمان‌ها، به‌عنوان 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 گرادینان اسپیس، از جمله روش‌هایی است که بر این مشکل غلبه می‌کند. هر چند مدل اسپیس بیشتر با تخصیص تعادل کاربر (UE) به کار رفته است، اما دارای عمومیت کافی برای کاربرد انواع روش‌های تخصیص ترافیک است. در مطالعه‌ی حاضر، برای غلبه بر ضعف نظری روش‌های تخصیص قطعی در یکسان در نظر گرفتن درک و تصمیم کاربران، از تخصیص تعادل کاربر تصادفی (SUE) لوجیت - مینا در سطح پایین مسئله‌ی برآورد ماتریس مبدأ - مقصد اسپیس استفاده شده است.

مدل اسپیس تحت هر یک از محدودیت‌های UE و SUE، به طور جداگانه، بر روی شبکه‌ی شهر تهران اجرا و نتایج آنها با یکدیگر مقایسه شده است. از آنجا که برآورد دقیقی از پارامتر مقیاس مدل لوجیت شهر تهران در تخصیص تعادل کاربر تصادفی وجود ندارد، چارچوبی برای این مقایسه ارائه شده است. به این صورت که برای دو سناریوی ایجاد ماتریس اولیه (با ایجاد اختلال در ماتریس مبدأ - مقصد واقعی) و مقادیر مختلف پارامتر مقیاس، که نمایانگر میزان پراکنش درک کاربران از زمان سفرهای شبکه است، نتایج دو روش مقایسه شده است. در این راستا، شاخص‌های مجذور میانگین مربعات خطا (RMSE) و ضریب خوبی برازش (R^2) بین جریان‌های برآورد و مشاهده و RMSE² بین عناصر ماتریس برآورد شده و واقعی مدنظر قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که مدل اسپیس با تخصیص SUE نسبت به همان مدل با تخصیص UE، در بیشتر آزمایش‌ها و براساس معیار RMSE، جریان‌های نسبتاً نزدیک‌تری به جریان در کمان‌های مشاهده شده به دست می‌دهد. هر چند از نظر معیار R^2 بین جریان‌های برآورد و مشاهده، تفاوت چشمگیری بین نتایج دو روش وجود نداشته است. از نظر نزدیکی ساختار ماتریس برآورد شده به ساختار ماتریس واقعی نیز، مدل اسپیس تحت محدودیت SUE نسبت به همان مدل تحت محدودیت UE، عملکرد بهتری داشته است. البته این برتری در مقادیر پایین پارامتر مقیاس θ (کمتر از $0/5$) قابل ملاحظه و معنی‌دار بوده و مشاهده می‌شود که با افزایش مقدار پارامتر مقیاس (کاهش میزان پراکنش یا تصادفی بودن درک کاربران)، از اختلاف نتایج دو روش در شاخص‌های مختلف کاسته می‌شود. بنابراین، با فرض وجود برآوردی از پارامتر مقیاس θ در یک شبکه، هر چه مقدار پارامتر θ کمتر باشد، کاربرد تخصیص SUE لوجیت - مینا در سطح پایین مدل برآورد ماتریس اسپیس از روی جریان کمان‌ها، نسبت به استفاده از تخصیص UE، نتایج دقیق‌تری به دست می‌دهد و کاربرد آن توجیه بیشتری خواهد داشت. اما در مقادیر زیاد پارامتر مقیاس θ ، می‌توان از خطای ناشی از فرض‌های رویکرد قطعی صرف‌نظر و از مدل برآورد تقاضا با محدودیت تخصیص تعادل کاربر استفاده کرد.



ب) تغییرات خطای RMSE عناصر ماتریس برآورد و مشاهده.



الف) تغییرات لگاریتم تابع هدف؛

شکل ۴. نمودار تغییرات لگاریتم تابع هدف و خطای RMSE عناصر ماتریس برآورد و مشاهده برای سناریوی شماره ۱ دو و پارامتر مقیاس برابر با $0/3$.

شبکه (شمارش حجم)، برای شبکه‌ی موردنظر برآورد کرد. همچنین، فرض اساسی مدل لوجیت چندگانه (MNL)، استقلال گزینه‌های نامرتب 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 تعمیم‌یافته (GEV)^{۴۴} اشاره کرد،^[۲۹] مانند: مدل‌های لوجیت آشیانه‌ی متقاطع، لوجیت آشیانه‌ی تعمیم یافته و لوجیت ترکیبی دوتایی.^[۳۰]

برای شبکه‌ی شهر تهران، مقدار $\theta = 0/1519$ ، که حقانی و همکاران (۲۰۱۴)^[۲۸] برآورد کرده‌اند، در بازه‌ی 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 در نظر 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

پانویس‌ها

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. Shihshien, L. and Fricker, J.D. "Estimation of a trip table and θ 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 crection 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 دانه‌ی تحت بارگذاری تک‌محوری فشاری با استفاده از روش المان گسسته

وحید قربانپور (دانشجوی دکتری)

مهرداد امامی تبریزی* (هیأت علمی)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، مرکز تحقیقات زلزله، دانشگاه صنعتی سهند تبریز

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۱۰۹-۱۲۲، (پژوهشی)

مصالح دانه‌ی 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 دانه‌ی، همچون: سختی، مقاومت و مقدار شکست را به شدت تحت تأثیر قرار می‌دهند. در پژوهش حاضر، دانه‌های مکعبی و استوانه‌ی ترک‌دار و بدون ترک، مدل‌سازی شده و تحت بارگذاری تک‌محوری با محصورشدگی جانبی قرار گرفته‌اند. استفاده از مدل تماسی غیرخطی هرتر، انجام آنالیز حساسیت برای تعیین کمیته‌ی تعداد توپ‌های لازم برای تشکیل هر کلامپ، کنترل تعداد نقاط تماس، شیب و راستای قرارگیری صفحات ترک در دانه‌های ترک‌دار 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 مدل‌سازی دانه‌های ترک‌دار تحت زوایای مختلف ناپوستگی به منظور بررسی تأثیر راستای ترک و آرایش ترکیبی دانه‌های ترک‌دار و بدون ترک در نسبت‌های مختلف نیز صورت گرفته است.

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

v_gorbanpoor@sut.ac.ir
m.emami@sut.ac.ir

۱. مقدمه

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

ریزترک‌ها در مصالح دانه‌ی، معمولاً دارای طول تقریبی کمتر از ۱/۸ میلی‌متر با نسبت ابعاد (عرض به طول) بین $۱۰^{-۲}$ و $۱۰^{-۵}$ هستند.^[۱۰] به عنوان مثال، در گرانیت گاریبالدی، تعداد ۸° ریزترک با طول متوسط ۵۶° / میلی‌متر در نمونه‌ی به ابعاد ۱×۱ میلی‌متر مشاهده شده است.^[۱۱] همچنین راستای ریزترک‌ها اغلب در بازه $۱^{\circ} \pm$ درجه نسبت به نیروی محوری اعمالی به سنگ و یا در بازه $۳^{\circ} \pm$ درجه نسبت به نیروی فشاری پیشینه در بارگذاری سه‌محوری سنگ تغییر می‌کنند.^[۱۲] عوامل اخیر سبب می‌شوند که مدل‌سازی دقیق ریزترک‌های مذکور در دانه‌ها به دلیل ازدیاد، طول بسیار کم و نیز راستاهای متفاوت آنها عملاً غیرممکن شود.

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

مصالح دانه‌ی به طور وسیعی امروزه در پروژه‌های مهندسی، همچون: سد‌های سنگریزه‌ی، 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 دانه‌ی است.^[۱] لیکن مصالح دانه‌ی به دلایل 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.^[۲-۶]

با توجه به ابعاد مصالح دانه‌ی و سنگریزه‌ی استفاده شده در پروژه‌های مهندسی، که از چند سانتی‌متر شروع و گاهی به ۱ متر نیز می‌رسند، بررسی رفتار مکانیکی این نوع مصالح در محیط‌های آزمایشگاهی بسیار زمان‌بر، پرهزینه و سخت می‌شود.^[۷] از طرفی، اعمال شرایط اولیه‌ی 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 ۱۴۰۰/۴/۲۶، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۱۳، پذیرش ۱۴۰۰/۹/۲۱.

DOI:10.24200./J30.2021.58476.2981

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

شکل دانه	استوانه‌یی	مکعبی
ابعاد دانه (میلی‌متر)	قطر ۲۵، ارتفاع ۲۶	$۲۶ \times ۲۶ \times ۲۶$
ضریب کرویت	$۰/۶۹$	$۰/۵۷$
تعداد	۲۸۸ دانه	۲۰۰ دانه
تخلخل (آرایش نامنظم)	$۰/۴۰$	$۰/۴۰$
چگالی ترک (نمونه‌های ترک‌دار)	$۰/۰۵۱$	$۰/۰۳۷$
راستای ترک‌ها (آرایش منظم)	$۰/۲۵$ ، $۰/۴۵$ ، $۰/۶۰$ و $۰/۹۰$ درجه	
محفظه‌ی بارگذاری	استوانه، قطر ۲۲ و ارتفاع ۱۹ سانتی‌متر	
سطح بارگذاری	۱۵۰ ، ۲۱۳ ، ۳۰۰ کیلو نیوتن	
سطح تنش	$۴/۵$ ، $۶/۴$ و ۹ مگاپاسکال	

موده‌های I و II چقرمگی شکست استفاده شده است. در ابتدا، مشابه آزمایش‌های آزمایشگاهی صورت گرفته، دانه‌های حاوی ناپوستگی به صورت نامنظم در داخل ساول بارگذاری قرار گرفتند و نتایج آنها با نتایج مدل‌سازی‌های مربوط به دانه‌های بدون ترک مقایسه شدند. سپس بعد از صحت‌سنجی 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 تک‌محوری از نرم‌افزار PFC^{2D} مبتنی بر روش المان گسسته 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.

۱.۲. مدل تماسی

با توجه به ماهیت رفتار تماسی غیرخطی بین دو دانه و همچنین تدقیق مدل‌سازی، مدل غیرخطی هرترز جهت تعیین رفتار تماسی بین دانه‌ها استفاده می‌شود.^[۲۰-۲۲] ضرایب سختی تماسی نرمال (K_n) و برشی (K_s) در روش هرترز از روابط ۱ و ۲ محاسبه می‌شود:^[۱۹]

$$K_n = \alpha h_n^{1/\alpha} F_n^{(\alpha-1)/\alpha} \quad (1)$$

$$K_s = \frac{2(1-\nu)}{2-\nu} K_n \quad (2)$$

که در آن، F_n نیروی نرمال، δ_n جابه‌جایی نرمال، ν نسبت پواسون، α ضریب توانی بی‌بعد و h_n بستگی به خصوصیات فیزیکی و مکانیکی تماس دارد.

۲.۲. مدل‌سازی دانه‌ها

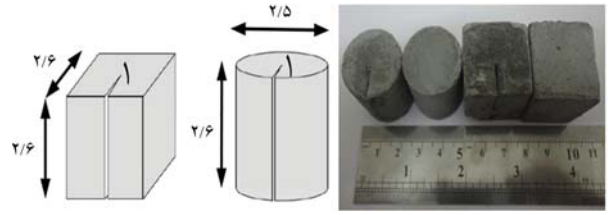
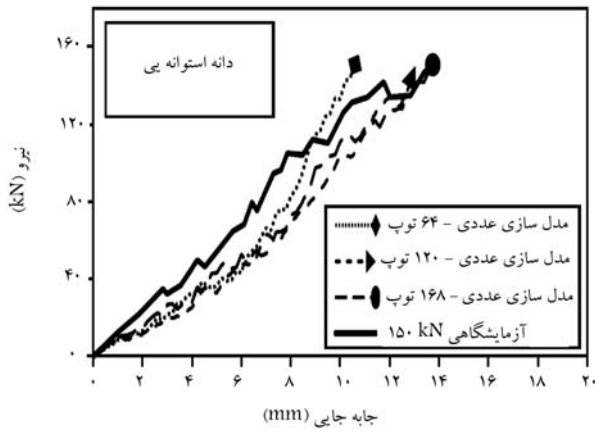
در نوشتار حاضر، دو گروه دانه‌یی استوانه‌یی و مکعبی، به ترتیب به عنوان نماینده‌ی دانه‌های تیزگوشه و گردگوشه از جنس بتن پودری واکنش‌پذیر^[۲۳] انتخاب شده است

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] و [۱۲]} علت این مسئله، احتمال بیشتر وجود ریزترک‌ها در مصالح با ابعاد بزرگ‌تر است، که سبب می‌شود مصالح ضعیف‌تر و در تنش‌های 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 توپ‌های دارای پیوند با یکدیگر در قالب آرایه‌های شش‌وجهی منظم مدل‌سازی کرد. به طوری که با حذف تصادفی توپ‌های تشکیل‌دهنده‌ی دانه، می‌توان وجود ترک را شبیه‌سازی کرد. مک‌داول و هریرچه^[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 آید. تاپاس^[۱۶] و همکاران (۲۰۱۵)، با استفاده از نرم‌افزار PFC^{2D} ، رفتار شکست مصالح سنگریزه‌یی ترک‌دار را با ارائه‌ی یک مدل عددی به صورت کلامپ‌های حاوی ۱۴ کره در شکل‌های هرمی و نیز وارد کردن ریزترک‌ها در تمامی دانه‌ها (کلامپ‌ها) با استفاده از تابع چگالی احتمال یکنواخت بررسی کردند. به نحوی که اگر مقدار ضریب شدت تنش مود اول (K_{Ic}) 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.

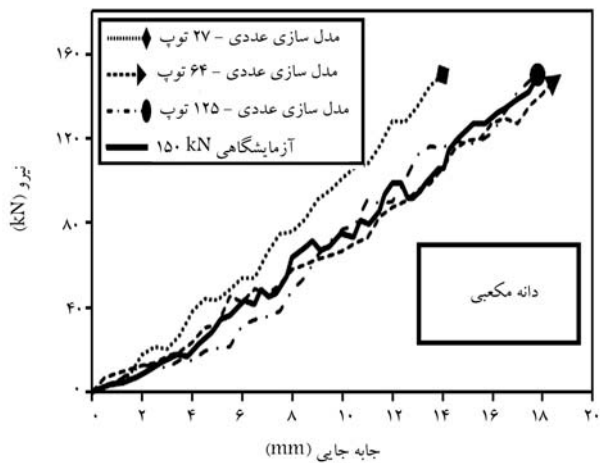
بر پایه‌ی آنچه مطالعات صورت گرفته تاکنون نشان داده‌اند، فرض می‌شود که ترک‌ها در میان همه‌ی دانه‌ها و در راستاهای کاملاً تصادفی توزیع شده‌اند.^{[۱۶] و [۱۷]} در حالی که در واقعیت امکان دارد برخی از دانه‌ها، سالم و فاقد ترک و یا تأثیر ترک بسیار ناچیز باشد. این مسئله اهمیت آرایش ترکیبی دانه‌های ترک‌دار و بدون ترک را برجسته می‌کند. از طرفی، تأثیر راستای قرارگیری ترک‌ها نسبت به محور بارگذاری در رفتار مصالح، در مطالعات پیشین بررسی نشده است. نهایتاً این‌که، در میان معیارهای 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 نوشتار حاضر، با توجه به تأثیر شکل دانه در رفتار مکانیکی مصالح دانه‌یی^[۱۷] و این‌که مصالح دانه‌یی در دو گروه کلی تیزگوشه و گردگوشه قرار می‌گیرند،^[۱۸] دانه‌ها در دو شکل مکعبی، به عنوان نماینده‌ی دانه‌های تیزگوشه و نیز استوانه‌یی به عنوان نماینده‌ی دانه‌های گردگوشه 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 معیار ترکیبی



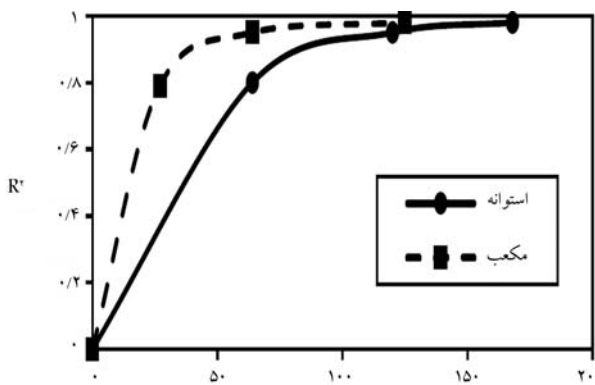
شکل ۱. دانه‌های استفاده شده‌ی ترک دار و بدون ترک جهت انجام آزمایش و مدل سازی (ابعاد به سانتی متر است).

جدول ۲. ساختارهای کلامپ برای مدل سازی دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی.



دانه‌های مکعبی	
	توپ ۱۲۵، $dV=46\%$
	توپ ۶۴، $dV=46\%$
	توپ ۲۷، $dV=47\%$
دانه‌های استوانه‌یی	
	توپ ۱۶۸، $dV=48\%$
	توپ ۱۲۰، $dV=51\%$
	توپ ۶۴، $dV=53\%$

شکل ۲. آنالیز حساسیت به منظور تعیین توپ‌های تشکیل دهنده‌ی هر دانه در کلامپ مرتبط.



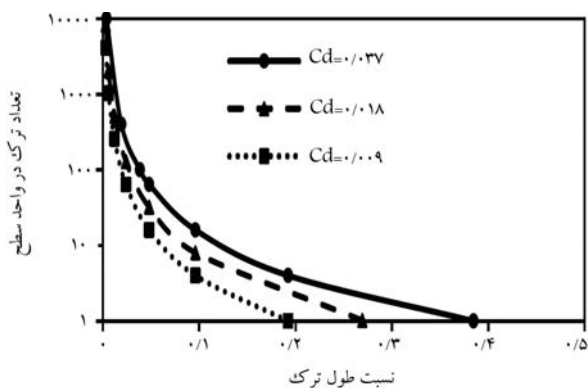
شکل ۳. تغییرات ضریب رگرسیون مربوط به نمودار نیرو - جابه‌جایی بر حسب تعداد توپ‌های تشکیل دهنده‌ی هر کلامپ.

حجمی دانه کاهش یافته است. در شکل ۲، نتایج آنالیز حساسیت مدل سازی شکل دانه‌ها بر اساس تعداد مختلف توپ‌ها و مقایسه‌ی آنها با نتایج آزمایش‌های واقعی آزمایشگاهی تحت بارگذاری تک‌محوری (سطح بارگذاری ۱۵۰ کیلو نیوتن) مشاهده می‌شود.

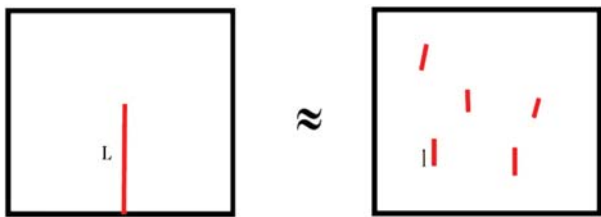
همچنین در شکل ۳، مقادیر ضریب رگرسیون نتایج مدل سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی متناظر مشاهده می‌شود، که مطابق آن با افزایش تعداد توپ‌ها، مقادیر ضریب رگرسیون، روند افزایشی داشته و سپس به یک حد ثابت میل کرده است. از

(شکل ۱). ضریب کروییت دانه‌های ذکر شده به صورت نسبت شعاع بزرگ‌ترین دایره‌ی محاطی به شعاع کوچک‌ترین دایره‌ی محیطی دانه تعیین می‌شود.^[۲۴] ضریب کروییت همواره بین ۰ و ۱ متغیر است. برای دانه‌های کروی، مساوی ۱ است و هر چقدر شکل دانه‌ها از کره فاصله بگیرد، کوچک‌تر خواهد شد. در جدول ۱، ابعاد دانه‌ها و ضریب کروییت آنها ارائه شده است. برای دانه‌های استوانه‌یی، ضریب کروییت برابر با ۰/۶۹ و برای دانه‌های مکعبی، ۰/۵۷ 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.^[۲۷-۲۵، ۲۲، ۷] در روش مذکور، دانه‌ها از طریق اتصال چند توپ به یکدیگر ایجاد می‌شوند، به نحوی که شکل ایجاد شده باید به خوبی بیان‌گر شکل دانه‌ی اصلی باشد. هر چقدر تعداد توپ‌های تشکیل دهنده‌ی کلامپ بیشتر شود، شکل حاصل به شکل واقعی دانه نزدیک‌تر می‌شود و به تبع آن حجم از دست رفته‌ی دانه افزایش خواهد یافت. لذا باید یک مقدار بهینه برای تعداد توپ‌ها در مدل سازی دانه‌ها تعریف شود، به نحوی که هم دقت مدل سازی افزایش یابد و هم زمان تحلیل طولانی نشود. در جدول ۲، تعداد توپ‌های تشکیل دهنده برای حالت‌های مختلف به همراه مقدار حجم از دست رفته‌ی مرتبط ارائه شده است. هر دانه با سه عدد مختلف از توپ‌ها مدل سازی شده است. مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد توپ‌ها، 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 l.

ترک ماکرو با لحاظ مقدار چگالی ترک سطحی برابر، معادل‌سازی شده‌اند. (شکل ۵).

۴.۲. صحت‌سنجی 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.^[۳۰] در این صورت، خواص مکانیکی مورد اندازه‌گیری به ابعاد قالب بستگی نخواهند داشت. در استوانه‌ی 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 ۰/۴۰ بوده است.

به منظور صحت‌سنجی 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 (θ)، زوایای صفر، ۲۵، ۴۵، ۶۰، ۷۵ و ۹۰ درجه می‌سازد. بارگذاری نمونه‌ها تا لحظه‌ی 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 توپ‌ها در افزایش زمان تحلیل، نهایتاً تعداد توپ‌های نظیر حالتی که تغییرات R^2 تقریباً ثابت می‌شود، به عنوان تعداد بهینه جهت مدل‌سازی دانه‌ها انتخاب می‌شود. بر این اساس، ۶۴ توپ برای دانه‌ی مکعبی و ۱۲۰ توپ برای دانه‌ی استوانه‌یی تعیین شده است. ذکر این نکته ضروری است که با توجه به تعداد توپ‌های 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:^[۲۹]

$$\rho_{\text{modified}} = \frac{\rho_p V_p}{\sum_{i=1}^{N_b} V_i^b} \quad (3)$$

که در آن، ρ_p چگالی واقعی مصالح دانه‌یی، V_p حجم واقعی مصالح دانه‌یی، V_i^b حجم هر یک از توپ‌های تشکیل‌دهنده‌ی کلامپ، N_b تعداد توپ‌های لازم برای تشکیل کلامپ و ρ_{modified} چگالی اصلاح شده جهت استفاده در مدل‌سازی است.

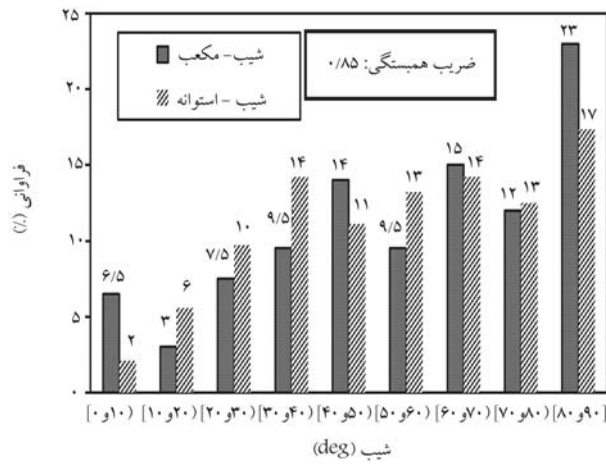
۳.۲. مدل‌سازی ترک در دانه‌ها

به منظور مدل‌سازی ترک در دانه‌ها، تأثیر وجود ترک در معادلات مرتبط 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:^[۱]

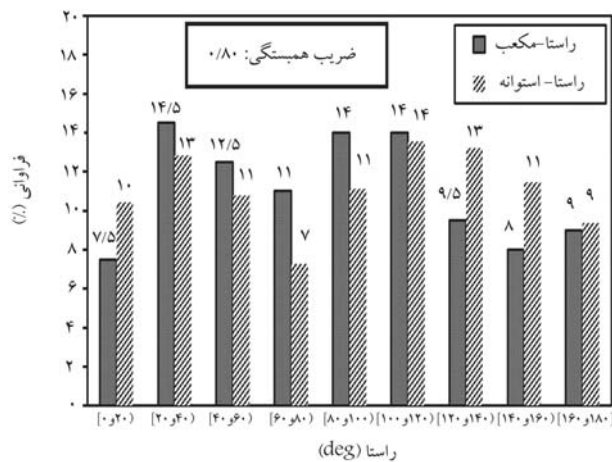
$$C_d = N_A c^T \quad (4)$$

که در آن، N_A تعداد ترک در واحد سطح و c نصف طول ترک است. به عنوان مثال، در گرانیت گاربیالدی، مقدار چگالی ترک اندازه‌گیری شده برابر با ۰/۶۲^۰ بوده است.^[۳] در پژوهش حاضر نیز یک ترک ماکرو به طول ۱^۰ و عرض ۱/۰ میلی‌متر و در کل ارتفاع نمونه ایجاد شده است (شکل ۱). بدین منظور، ابتدا یک ورق بسیار نازک پلیاستیکی به ضخامت ۱/۰ و عرض ۱۰ میلی‌متر در وسط کف قالب‌ها به قطر ۲۵ میلی‌متر برای نمونه‌های استوانه‌یی و ابعاد ۲۶ میلی‌متر برای نمونه‌های مکعبی چسبانده شده است. سپس بتن پودری واکنش‌پذیر در قالب‌ها ریخته و پس از اتمام عمل‌آوری، با خارج کردن ورق پلیاستیکی، 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 ۰/۵۱^۰ و ۰/۳۷^۰ 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 نمونه‌ی 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 ۰/۳۷^۰، می‌توان به جای یک ترک به طول ۱ سانتی‌متر، ۱۶ ترک به طول ۰/۲۵ سانتی‌متر یا ۱۰۰ ترک به طول ۰/۱ سانتی‌متر قرار داد.

یک نکته‌ی مهم در معادل‌سازی 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 استوانه‌یی و مکعبی ترک‌دار.



شکل ۹. راستای قرارگیری دانه‌های استوانه‌یی و مکعبی ترک‌دار.

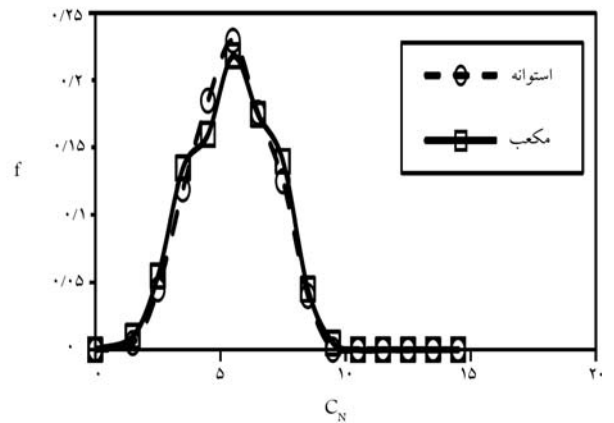
ترک‌دار نیز بردار مشخصه به صورتی تعریف می‌شود که نرمال بر صفحه‌ی ترک فرضی باشد.

در شکل‌های ۸ و ۹، مقادیر شیب و راستای قرارگیری دانه‌های استوانه‌یی 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 استوانه‌یی، از نظر شیب ۲۸٪ و از لحاظ راستا، ۱۹٪ است. همچنین ضریب همبستگی بین شیب دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی، ۸۵٪ و بین راستای دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی، ۸۰٪ بوده است، که نشان‌دهنده‌ی تشابه توزیع اندازه‌ی دانه‌ها در داخل محفظه‌ی بارگذاری است. این امر امکان می‌دهد تا بتوان نتایج مدل‌سازی‌های عددی را با یکدیگر مقایسه کرد.

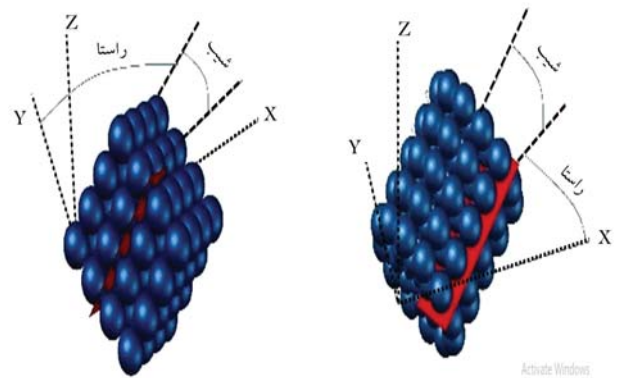
۵.۲. تخصیص پارامترهای فیزیکی و مکانیکی

۱.۵.۲. مقاومت شکست

همان‌طور که در بخش مقدمه ذکر شد، مصالح دانه‌یی همواره ریزترهایی در ساختار خود دارند. این ریزترک‌ها باعث خواهند شد که هر یک از مصالح دانه‌یی، مقاومت شکست متفاوتی داشته باشند، که این مسئله عملکرد مکانیکی آنها را تحت تأثیر قرار می‌دهد. لذا ضروری است که با انجام آزمایش‌های بارگذاری تک‌دانه‌یی شکست برای



شکل ۶. توزیع نرمال تعداد نقاط تماسی برای دانه‌های استوانه‌یی و مکعبی.



شکل ۷. نحوه‌ی تعیین شیب و راستای دانه‌ها در آرایش نامنظم.

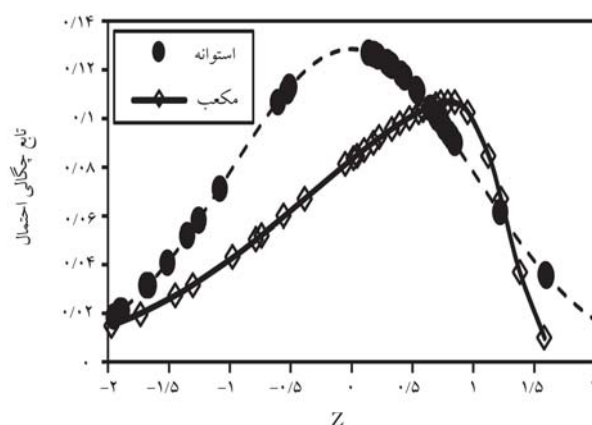
بارگذاری ریخته شده و سپس با استفاده از میز لرزان و تراکم صورت گرفته، به نسبت تخلخل مد نظر در حجم معین رسیده‌اند. به طوری که ترک‌ها در راستا و شیب‌هایی با یک توزیع، که بر اساس تعداد نقاط تماس، شیب و راستای قرارگیری دانه‌ها در مدل‌سازی عددی مشخص شده است، قرار گرفته‌اند.

عواملی همچون تعداد نقاط تماس هر دانه با دانه‌های مجاور (C_N) به همراه شیب و راستای قرارگیری ترک‌ها بر نحوه‌ی 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 استوانه‌یی و مکعبی مشاهده می‌شود، که مطابق آن، تعداد نقاط تماس از توزیع نرمال تبعیت می‌کنند، که این موضوع قبلاً به صورت تحلیلی در نتایج ایواتا و هما نیز ذکر شده بود.^[۳۱] مقدار میانگین C_N برای دانه‌های استوانه‌یی ۶/۳۴ و برای دانه‌های مکعبی ۵/۸۹ بوده است، که کمتر از ۱۰٪ با هم اختلاف داشتند.

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 توپ شماره ۴۵ به سمت توپ شماره ۴۹ و برای کلامپ‌های استوانه‌یی از توپ شماره ۶۶ به سمت توپ شماره ۶۹ تعریف می‌شود (شکل ۷). موقعیت بردار اخیر برای تمامی کلامپ‌ها ثابت است. بعد از آرایش نامنظم دانه‌ها، برای هر کلامپ و بر اساس موقعیت توپ‌های 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 استوانه‌یی	
$1/92 \times 10^9$	$1/88 \times 10^9$	h_n (دانه - دانه)
$1/610$	$1/750$	α (دانه - دانه)
$7/69 \times 10^9$	$7/54 \times 10^9$	h_n (دانه - دیواره)
$1/55$	$1/73$	α (دانه - دیواره)
$38/3$	$32/4$	زاویه‌ی اصطکاک داخلی دانه‌ها (درجه)
۵۲		مدول الاستیسیته دانه‌ها (GPa)
$0/81$		چقرمگی شکست مود I ($MPa\sqrt{m}$)
$1/02$		چقرمگی شکست مود II ($MPa\sqrt{m}$)
$0/32$		نسبت پواسون
$0/70$		نسبت میرایی
$0/01$		سرعت بارگذاری (m/s)



شکل ۱۰. منحنی توزیع نرمال برای مقاومت دانه‌های استوانه‌یی و مکعبی.

هر یک از نمونه‌های مکعبی و استوانه‌یی، توزیع آماری مقاومت کششی نمونه‌ها به دست آیند تا در فرایند مدل‌سازی عددی استفاده شوند. مجموعاً تعداد ۳۸ آزمایش برای نمونه‌های استوانه‌یی و ۳۰ آزمایش برای نمونه‌های مکعبی صورت گرفته است. در شکل ۱۰، نمودار توزیع نرمال مقاومت شکست آنها مشاهده می‌شود. بر این اساس، میانگین مقاومت دانه‌های استوانه‌یی، $8/9$ 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 استوانه‌یی، چولگی منفی داشته است.

روند تخصیص مقاومت شکست به دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی بدین صورت است که بر اساس N دانه‌ی مدل شده (مثلاً ۲۸۸ دانه برای گروه استوانه‌یی یا ۲۰۰ 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 ۰ و ۱، بر اساس الگوریتم مرسن پیچشی^۴ نسبت داده می‌شود، [۳۲] یعنی N زوج عدد، که هر زوج شامل مقاومت شکست و یک عدد تصادفی است. نهایتاً با مرتب‌سازی اعداد تصادفی به صورت صعودی یا نزولی، زوج متناظر آنها (مقاومت شکست) نیز دستخوش تغییرات اخیر می‌شود و نهایتاً مجموعه‌یی 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 کلامپ اختصاص می‌یابد.

۲.۵.۲. پارامترهای مدل تماسی

همان‌طور که قبلاً ذکر شد، از مدل غیرخطی هرترز برای رفتار بین‌دانه‌یی مصالح استفاده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده از آزمایش‌های بارگذاری تک‌دانه‌یی شکست بر روی نمونه‌های استوانه‌یی و نمونه‌های مکعبی، می‌توان با برازش رابطه‌ی مدل تماسی غیرخطی، به نحوی که کمترین خطا 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 تاپیس^۵ و همکاران (۲۰۱۵)، [۱۶] ذکر شده است، انجام و پارامترهای مرتبط محاسبه شده‌اند. سایر پارامترهای لازم، همچون: مدول کشسانی، نسبت پواسون و زاویه‌ی اصطکاک داخلی بر اساس استانداردهای انجمن آزمون و مواد آمریکا، [۳۳، ۳۴] به دست آمده‌اند، که مقادیر آنها نیز در جدول ۳ ارائه شده است.

۶.۲. شکست دانه‌ها

۱.۶.۲. معیار شکست دانه‌های بدون ترک

در اثر نیروهای فشاری اعمالی 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 محصورشدگی در دانه می‌شوند و تنش کششی کاهش می‌یابد. [۳۵]

تنش کششی بیشینه در راستای عمود بر نیروی برآیند دانه، مطابق رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود: [۳۵]

$$S_t = \frac{F}{d^2 f_{CN} f_D} \quad (5)$$

که در آن، S_t تنش کششی در دانه، d قطر دانه، F برآیند نیروی وارد بر دانه، f_D ضریب تأثیر قطر دانه‌های مجاور و f_{CN} ضریب تأثیر محصورشدگی دانه است. مقدار نیروی برآیند F از طریق رابطه‌ی ۶، ضریب f_D از طریق رابطه‌ی ۷ و ضریب f_{CN} از رابطه‌ی ۸ محاسبه می‌شوند:

$$\vec{F} = \sum_{i=1}^{C_N} \vec{F}_i \quad (6)$$

که در آن، C_N تعداد نیروهای وارد بر هر دانه و F_i مقدار نیروی تماسی اعمالی از طرف هر دانه‌ی مجاور است.

$$f_D = \frac{D/d}{D/d + 1} \quad (7)$$

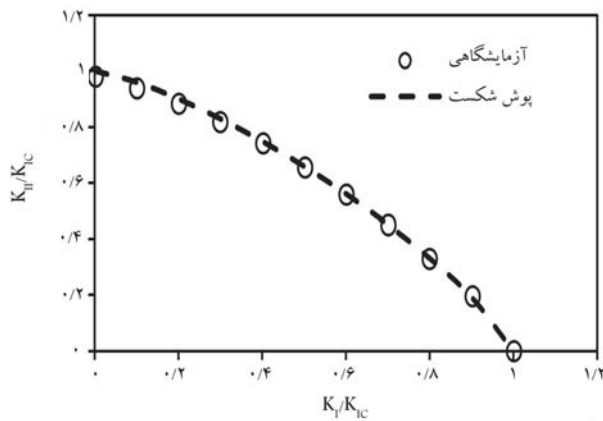
که در آن، d قطر دانه و D میانگین قطر دانه‌های مجاور است.

$$f_{CN} = (C_N - 1) \times \exp\left(\frac{D}{d} \times \frac{(C_N - 2)(C_N - 3)}{4C_N}\right) \quad (8)$$

در هر لحظه از بارگذاری، تنش کششی دانه بر اساس تعداد نقاط تماسی 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.

جدول ۴. الگوی شکست دانه‌ها.

دانه‌ی استوانه‌یی		دانه‌ی مکعبی	
۱۲۰ → ۶۰ + ۶۰	۶۰ → ۳۰ + ۳۰	۶۴ → ۳۲ + ۳۲	۳۲ → ۱۶ + ۱۶
۳۰ → ۱۵ + ۱۵	۱۵ → ۹ + ۶	۱۶ → ۸ + ۸	۸ → ۴ + ۴
۹ → ۶ + ۳	۳ → ۲ + ۱	۴ → ۲ + ۲	۲ → ۱ + ۱
۶ → ۳ + ۳	-	-	-
۲ → ۱ + ۱	-	-	-



شکل ۱۱. پوش شکست مود ترکیبی به همراه نتایج آزمایشگاهی.

۳.۶.۲. الگوی شکست

دانه‌های ترک‌دار و بدون ترک در صورت ارضاء معیارهای شکست مرتبط، دچار شکست می‌شوند. در پژوهش حاضر، فرض شده است که هر دانه در اثر شکست به دو قسمت تقسیم می‌شود؛ به نحوی که شکل حاصل حتی الامکان مشابه شکل اولیه‌ی دانه باشد.^[۱۶] لازم به ذکر است که در الگوی ذکر شده، شکست گوشه و یا لب پرشدگی دانه در نظر گرفته نمی‌شود. در جدول ۴، الگوی شکست برای هر یک از دانه‌ها ارائه شده است. مزیت استفاده از این الگوی شکست بدین صورت است که علاوه بر عدم نیاز به مدل‌سازی تعداد زیادی توپ برای هر دانه، شکست دانه نیز تحت شرایط پایستگی جرم رخ می‌دهد.

۷.۲. شرایط مرزی و بارگذاری

با توجه به این‌که آزمایش‌های آزمایشگاهی در داخل محفظه‌ی استوانه‌یی 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 محصورشدگی جانبی انجام می‌شوند. مشخصات مکانیکی مربوط به دیواره‌ها، شامل ضرایب مدل تماسی در جدول ۳ ارائه شده‌اند. همچنین بارگذاری به ازاای نیروهای ۱۵۰، ۲۱۳، و ۳۰۰ کیلونیوتن با نرخ ۰/۰۱ متر بر ثانیه، تنش‌های بیشینه‌ی ۴/۵، ۶/۴، و ۹ مگاپاسکال را در محفظه بر روی دانه‌ها اعمال می‌کند. مقادیر نیرو و جابه‌جایی لحظه‌یی 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 هاردین، یعنی از روی منحنی‌های دانه‌بندی مصالح و الک ۲۰۰ به دست آمده است.^[۳۹]

۲.۶.۲. معیار شکست دانه‌های ترک‌دار

در دانه‌های ترک‌دار، 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 خوردگی 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 ارضاء شود، مبنای شکست دانه خواهد بود.

با توجه به این‌که ناپیوستگی موجود در دانه‌های ترک‌دار با برآیند نیروهای تماسی (F)، در هر دانه زوایای مختلفی می‌سازد، لذا عملاً ترکیبی از مدهای شکست I و II در دانه‌ها به وجود می‌آیند. بدین منظور ضرایب شدت تنش مدهای 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 تماسی قائم وارد بر کلامپ، τ تنش تماسی 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 لبه‌ی دانه)، به ترتیب برابر با $2/10$ و $2/282$ به دست می‌آیند.^{[۳۶] [۳۷]} برای محاسبه‌ی مقادیر تنش قائم و تنش برشی، کافی است تا نیروی تماسی F در دو راستای عمود و مماس با کلامپ تجزیه شود و سپس با تقسیم بر سطح کلامپ، تنش‌های مرتبط به دست آیند.

برای به دست آوردن معیار شکست، نمونه‌های ترک‌دار در آزمایشگاه تحت نیروهای کششی، برشی و ترکیب آنها قرار گرفتند و سپس با استفاده از برآزش یک رابطه‌ی تجربی با نتایج آزمایشگاهی که تأثیر هم‌زمان مدهای شکست I و II را در بر می‌گیرد،^[۳۸] پوش شکست مود ترکیبی دانه‌ها به صورت رابطه‌ی ۱۱ حاصل می‌شود (شکل ۱۱):

$$\left(\frac{K_I}{K_{IC}}\right)^{1/2} + \left(\frac{K_{II}}{K_{IIC}}\right)^{1/2.5} = 1 \quad (11)$$

که در آن، K_{IIC} و K_{IC} چقرمگی شکست دانه در مدهای I و II جدول ۳ هستند. می‌توان چنین جمع‌بندی کرد که مقادیر ضرایب شدت تنش مدهای 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 K_I/K_{IC} و K_{II}/K_{IIC} 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.

۳. نتایج

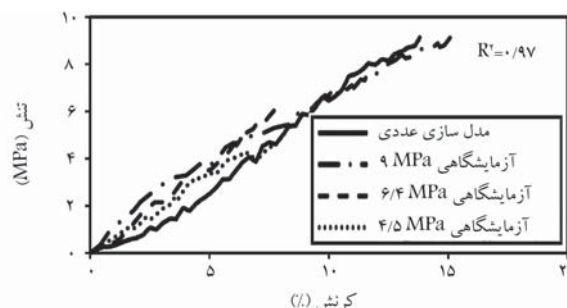
۱.۳. رفتار تنش - کرنش

در شکل ۱۲، نمودارهای تنش - کرنش کلیه‌ی دانه‌های مدل شده به همراه نتایج آزمایشگاهی مشاهده می‌شود. لازم به ذکر است که نتایج حاصل مبنی بر میزان ضریب همبستگی ۰/۹۵ تا ۰/۹۷ نتایج عددی و آزمایشگاهی، حاکی از صحت

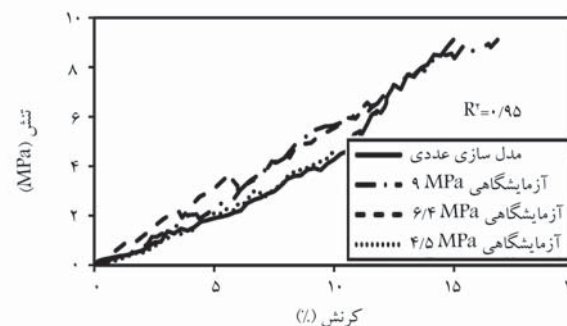
توزیع دانه‌هاست. از طرفی، نمودارهای به دست آمده از مدل‌سازی عددی، در مقادیر پایین تنش قائم در تمامی شکل‌های دانه‌ها، پایین‌تر از مقادیر آزمایشگاهی مرتبط قرار گرفته‌اند. این نتیجه به وقوع شکست گوشه و لب‌پرشدگی در نمونه‌های آزمایشگاهی بر می‌گردد، که باعث می‌شود فضاهای خالی بین دانه‌ها پر شود و سختی توده افزایش یابد. به تدریج با افزایش مقدار نیرو و وقوع شکست‌ها به صورت دو نیم‌شدگی، اختلاف بین نتایج مدل‌سازی و آزمایشگاهی کمتر می‌شود. همچنین رفتار غیرخطی سخت‌شوندگی در تمامی نمونه‌ها مشاهده می‌شود.

با مقایسه‌ی کرنش رخ داده در نمونه‌های مکعبی و استوانه‌یی ترک‌دار و بدون ترک، ملاحظه می‌شود که مقادیر جابه‌جایی در نمونه‌های ترک‌دار بیشتر از نمونه‌های بدون ترک به دست آمده است. به طوری که کرنش بیشینه در نمونه‌های مکعبی ترک‌دار در حدود ۱۷٪ و در نمونه‌های استوانه‌یی ترک‌دار در حدود ۶٪ بیشتر از مقادیر نظیر بدون ترک بوده است. بنابراین نتیجه می‌شود که تأثیر ترک در نمونه‌های تیرگوشه بیشتر از تأثیر ترک در نمونه‌های گردگوشه است، که علت آن به وقوع لغزش و جابه‌جایی بیشتر دانه‌های شکسته در نمونه‌های مکعبی ترک‌دار نسبت به نمونه‌های استوانه‌یی ترک‌دار بر می‌گردد. ضمناً ملاحظه می‌شود که مقادیر کرنش در نمونه‌های مکعبی بدون ترک، ۱۰٪ و در نمونه‌های ترک‌دار ۱۲/۵٪ بیشتر از مقادیر نظیر در نمونه‌های استوانه‌یی به دست آمده است، که اهمیت شکل و تیرگوشگی دانه‌ها را نشان می‌دهد.

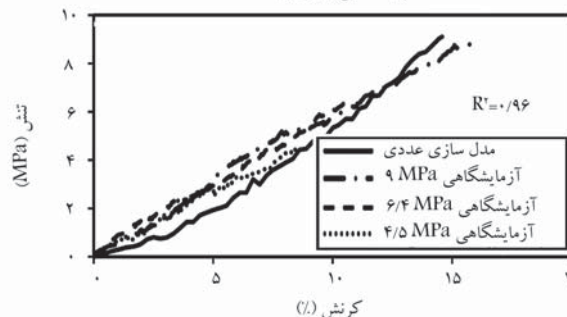
در شکل ۱۳، تصویر انتقال نیروهای بین دانه‌ی مکعب بدون ترک مشاهده می‌شود، که مطابق آن در حالت بارگذاری ۱۵۰ کیلو نیوتن، تقریباً ستون‌های انتقال نیروهای تماسی بین دانه‌ها تشکیل شده‌اند. ولی با افزایش سطح بارگذاری، شکست دانه‌ها و به طبع آن، افزایش نقاط تماس بین دانه‌ی، توزیع انتقال نیرو به صورت گسترده‌تر صورت گرفته است. این رفتار مصالح در سایر مطالعات پژوهشگران نیز گزارش شده است.^[۲۱] همچنین با محاسبه‌ی سطح زیر منحنی نمودارهای تنش - کرنش می‌توان میزان انرژی اعمالی در واحد حجم مصالح دانه‌ی را محاسبه کرد. در شکل ۱۴، مقادیر به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی به همراه نتایج مدل‌سازی عددی مشاهده می‌شود، که مطابق آن، مقادیر به دست آمده از مدل‌سازی عددی در سطوح تنش میانی، کمتر از ۱۰٪ با مقادیر آزمایشگاهی اختلاف دارند. لیکن در سطح تنش ۹ مگاپاسکال، این اختلاف به حدود ۲۰٪ رسیده است. این نتیجه دلالت بر وقوع مکانیزم‌های دیگر شکست، همچون لب‌پرشدگی و شکست گوشه در مصالح دانه‌ی دارد. چون مدل‌سازی عددی فقط آثار دونیم شدن را لحاظ می‌کند، لذا انرژی کمتری را جذب می‌کند و همین علت سبب می‌شود که مقادیر مدل‌سازی کمتر از مقادیر آزمایشگاهی متناظر باشند. همان‌طور که در رفتار تنش - کرنش نیز مشاهده می‌شود، مقدار انرژی اعمالی در واحد حجم نمونه‌های ترک‌دار به دلیل وقوع شکست و جابه‌جایی بیشتر دانه‌ها، همواره بیشتر از نمونه‌های بدون ترک بوده است. به طوری که برای نمونه‌های مکعبی، به طور متوسط ۲۱/۵٪ و برای نمونه‌های استوانه‌یی ۱۶٪ بیشتر از مقادیر نظیر برای نمونه‌های بدون ترک به دست آمده است.



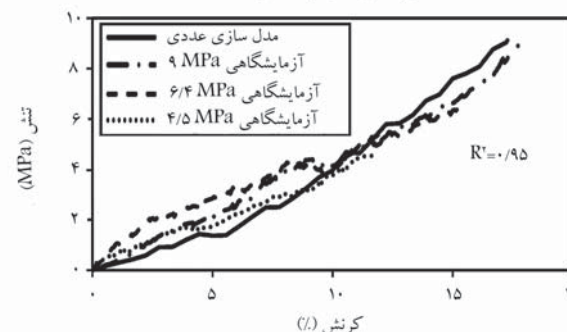
الف) استوانه‌ی بدون ترک؛



ب) مکعبی بدون ترک؛

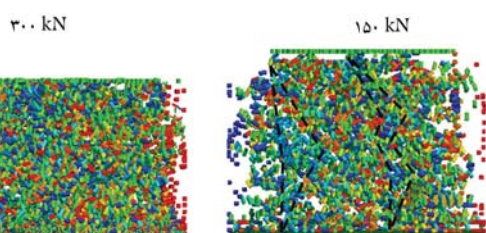


ج) استوانه‌ی ترک‌دار؛

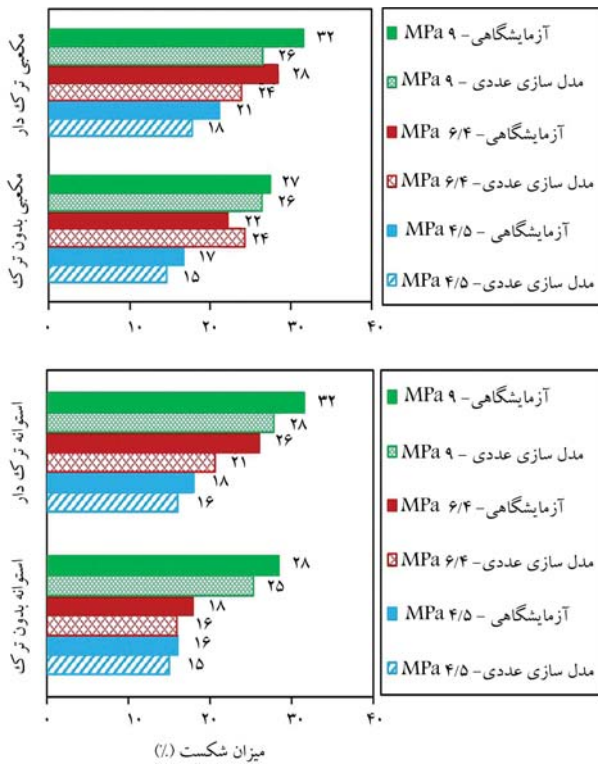


د) مکعبی ترک‌دار.

شکل ۱۲. نمودارهای تنش - کرنش دانه‌ها.



شکل ۱۳. تصویر انتقال نیرو بین دانه‌های مکعبی بدون ترک.

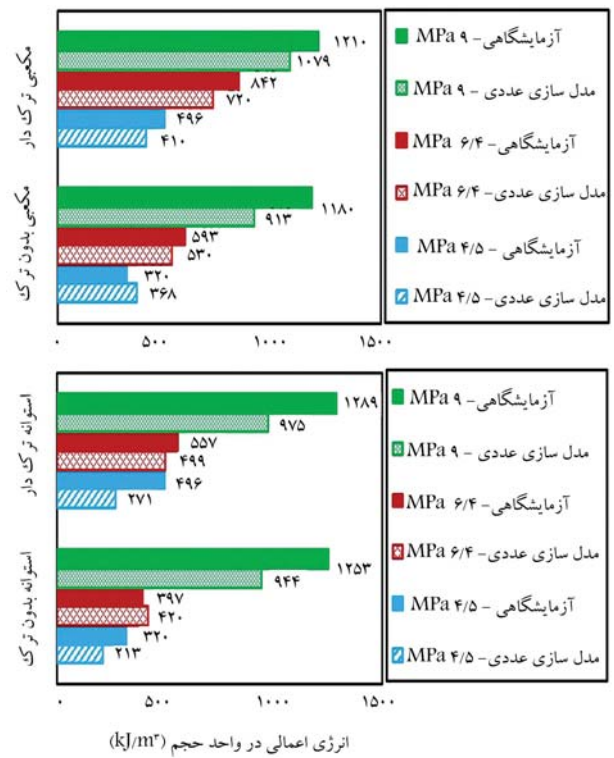


شکل ۱۶. مقایسه‌ی مقادیر فاکتور شکست هاردین.

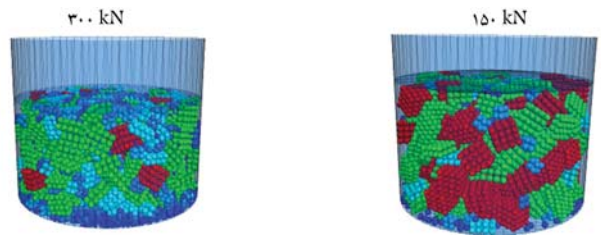
در شکل ۱۶، مقادیر فاکتور شکست هاردین برای نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی نشان مشاهده می‌شود، که مطابق آن مقادیر فاکتور شکست حاصل از مدل‌سازی عددی، با خطای کمتر از ۱۵٪ توانسته‌اند مقادیر واقعی شکست رخ داده در آزمایش‌های آزمایشگاهی را پیش‌بینی کنند. مقادیر به دست آمده از مدل‌سازی عددی همواره کمتر از مقادیر نظیر آزمایشگاهی هستند، که به عدم مدل‌سازی شکست گوشه و لب‌پرشدگی در مدل‌سازی عددی مربوط می‌شود. از طرفی، مقادیر شکست در نمونه‌های مکعبی و استوانه‌یی ترک‌دار در حدود ۱۲٪ بیشتر از مقادیر شکست در نمونه‌های بدون ترک به دست آمده است. ضمناً نمونه‌های مکعبی به طور متوسط نسبت به نمونه‌های استوانه‌یی، ۱۳٪ شکست بیشتری دارند.

با مقایسه‌ی مقادیر بین فاکتور شکست و انرژی اعمالی در واحد حجم مصالح دانه‌یی می‌توان تفاوت رفتاری نمونه‌های ترک‌دار و بدون ترک را به دست آورد. در نمونه‌های مکعبی به ازاء سطح تنش بیشینه‌ی ۹ مگاپاسکال، مقدار انرژی اعمالی از ۹۱۳ کیلوژول بر مترمکعب برای نمونه‌ی بدون ترک به ۱۰۷۹ کیلوژول بر مترمکعب برای نمونه‌ی ترک‌دار افزایش یافته است. این در حالی است که مقدار فاکتور شکست هاردین حاصل شده از مدل‌سازی 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 ترک‌دار را نشان می‌دهند. می‌توان چنین نتیجه گرفت که در واقعیت، با ترک‌دار شدن دانه‌های مکعبی، مقدار شکست افزایش می‌یابد. لیکن به دلیل عدم مدل‌سازی شکست گوشه و لب‌پرشدگی در مدل عددی، امکان احتساب آنها وجود نخواهد داشت. بنابراین افزایش در انرژی اعمالی صرف غلبه بر اصطکاک بین دانه‌ها و در نتیجه لغزش و جابه‌جایی دانه‌های مکعبی می‌شود.

برای دانه‌های استوانه‌یی در نمونه‌های بدون ترک، مقدار فاکتور شکست ۲۵٪ و انرژی اعمالی ۹۴۴ کیلوژول بر مترمکعب و در نمونه‌های ترک‌دار، فاکتور شکست ۲۸٪ و انرژی اعمالی ۹۷۵ کیلوژول بر مترمکعب محاسبه شده است. روند افزایش



شکل ۱۴. مقادیر انرژی اعمالی در واحد حجم مصالح برای کلیه‌ی دانه‌ها.

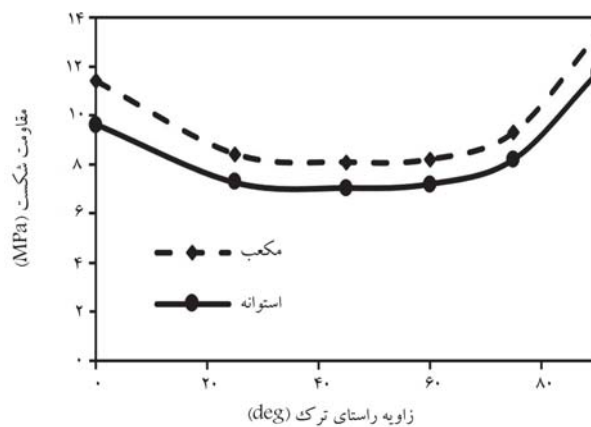
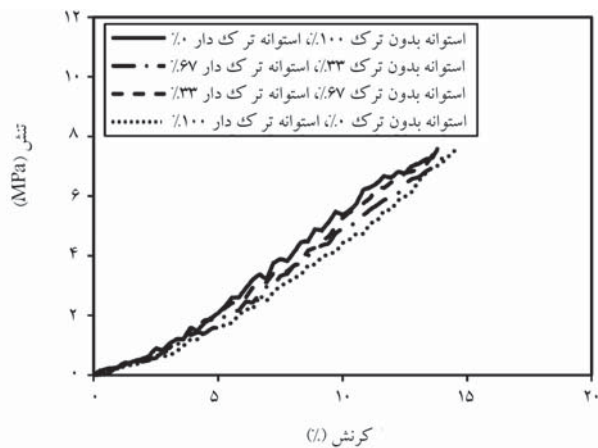


شکل ۱۵. نمونه‌های مکعبی بدون ترک در حالت بارگذاری ۱۵۰ و ۳۰۰ کیلو نیوتن. همچنین نمونه‌های مکعبی در حالت ترک‌دار و بدون ترک، به طور متوسط ۳۰٪ مقدار انرژی بیشتری را نسبت به نمونه‌های متناظر استوانه‌یی جذب کرده‌اند. این نتیجه نیز ناشی از وقوع شکست بیشتر در نمونه‌های مکعبی به دلیل تمرکز تنش در نقاط تیرگوشه است.

۲.۳. فاکتور شکست

پارامتر مهمی که باید در بررسی نتایج و صحت‌سنجی 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، جابه‌جایی 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 باشد؛ لذا بررسی فاکتور شکست به عنوان یک پارامتر مستقل، بسیار ضروری است.

در شکل ۱۵، تصاویر نمونه‌های مکعبی بدون ترک در سطوح بارگذاری ۱۵۰ و ۳۰۰ کیلو نیوتن مشاهده می‌شود، که مطابق آن، با افزایش سطح بارگذاری، دانه‌های کوچک‌تر بیشتری تولید شده‌اند و انتظار می‌رود فاکتور شکست افزایش یافته باشد.



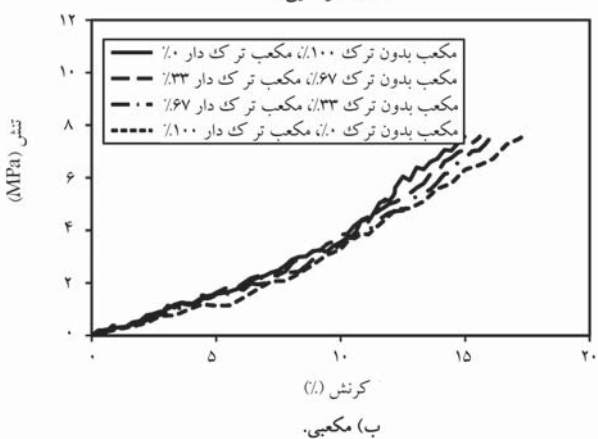
شکل ۱۷. مقاومت شکست دانه‌های مکعبی و استوانه‌بی - آرایش منظم.

در مقدار انرژی اعمالی مشابه نمونه‌های مکعبی بوده است. ولیکن فاکتور شکست در نمونه‌های استوانه‌بی ترک‌دار (افزایش ۳٪)، یعنی دو نیم شدن بیشتر دانه‌ها را نشان می‌دهد، که هم‌خوانی بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی (افزایش ۴٪) دارد. به عبارت دیگر، مکانیزم غالب شکست دانه‌های استوانه‌بی (دو نیم شدن) به وسیله‌ی مدل‌سازی عددی لحاظ شده است. در حالی که برای دانه‌های مکعبی، مکانیزم‌های دیگر شکست (شکست گوشه و لب‌پرشدگی) لحاظ نمی‌شود.

۳.۳. تأثیر راستای ترک

با توجه به صحت‌سنجی نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی، اکنون می‌توان تأثیر راستای ناپوستگی در رفتار مصالح دانه‌بی را به طور دقیق‌تر با مدل‌سازی عددی بررسی کرد.

بر اساس تئوری جیگر، شکست در یک نمونه‌ی سنگ درزدار بر اساس زاویه‌ی اصطکاک و زاویه‌ی ناپوستگی با محور تنش اصلی پیشینه و همچنین خصوصیات مقاومتی ماده‌سنگ می‌تواند به صورت لغزش بر روی ناپوستگی یا شکست در ماده‌سنگ رخ دهد. به طوری که در بازه‌ی زاویه‌ی قرارگیری ناپوستگی، گسیختگی بر روی ترک رخ می‌دهد، که در زاویه‌ی ۴۵ درجه به علاوه‌ی نصف زاویه‌ی اصطکاک ترک، نمونه به میزان کمینه‌ی مقاومت خود می‌رسد.^[۴۰] این بازه در نمونه‌های مختلف متفاوت بوده و به عنوان مثال در نمونه‌های شیلی برخلاف روند کلی تئوری، بلافاصله اثر زاویه‌ی قرارگیری ناپوستگی مشهود است و عملاً افت مقاومت نمونه در قیاس با مقاومت ماده‌سنگ، در کل بازه‌ی زاویه‌ی قرارگیری ناپوستگی رخ می‌دهد.^[۴۱] در مدل‌سازی عددی صورت گرفته نیز نتایج به دست آمده مطابق شکل ۱۷ روند تقریباً مشابهی را نشان داده‌اند. به طوری که با افزایش زاویه‌ی ترک نسبت به محور قائم، مقاومت شکست کاهش یافته و با لحاظ بازشدگی ناپوستگی و عدم تماس دیواره‌های آن (زاویه‌ی اصطکاک صفر)، در زاویه‌ی قرارگیری ۴۵ درجه مقاومت توده به کمترین مقدار خود رسیده و مجدداً با افزایش زاویه‌ی ترک، با اختلافی در حدود ۵٪ بین زوایای ۲۵ و ۶۰ درجه افزایش یافته است. به طوری که در زاویه‌ی ۹۰ درجه (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 می‌یابد.^[۴۲] این موضوع در نتایج به دست آمده از مدل‌سازی‌های عددی نیز مشاهده شده است. به طوری که توده‌ی مدل‌سازی شده در پژوهش حاضر، حاوی مجموعه‌ی از دانه‌های منفصل ترک‌دار، حاوی دو دسته ناپوستگی به صورت افقی و



شکل ۱۸. نمودار تنش - کرنش مربوط به آرایش ترکیب دانه‌های ترک‌دار 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 استوانه‌بی و مکعبی در آرایش منظم، مقادیر تنش شکست در نمونه‌های مکعبی همواره بزرگ‌تر از مقادیر نظیر برای نمونه‌های استوانه‌بی به دست آمده‌اند. زیرا دانه‌های استوانه‌بی، تماس خطی و دانه‌های مکعبی، تماس سطحی دارند. بنابراین تنش تماسی در نمونه‌های مکعبی کمتر از نمونه‌های استوانه‌بی است؛ لذا نیروی بیشتری برای شکست دانه‌های مکعبی نیاز است.

۴.۳. مدل‌سازی ترکیب دانه‌های ترک‌دار و بدون ترک

در شرایط واقعی، وضعیت ناپوستگی در مصالح دانه‌بی 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 استوانه‌بی ترک‌دار و بدون ترک مدل می‌شوند.

با فرض دو نوع آرایش ترکیبی از دانه‌های ترک‌دار و بدون ترک به صورت ۳۳٪ ترک‌دار ۶۷٪ - بدون ترک و ۳۳٪ بدون ترک ۶۷٪ - ترک‌دار، برای هر یک از دانه‌های استوانه‌بی و مکعبی و انجام بارگذاری تا نیروی ۳۰۰ کیلو نیوتن می‌توان نتایج حاصل را با آرایش‌های غیرترکیبی مقایسه کرد. در شکل ۱۸، نتایج نمودار تنش - کرنش برای نمونه‌های استوانه‌بی و مکعبی مشاهده می‌شوند.

ملاحظه می‌شود که با افزایش سهم دانه‌های ترک‌دار در هر دو شکل مکعبی

جدول ۵. فاکتور شکست هاردین برای ترکیب دانه‌های ترکدار و بدون ترک.

بدون ترک %	بدون ترک ۳۳٪	بدون ترک ۶۷٪	بدون ترک ۱۰۰٪
۲۶/۵	۲۶/۳	۲۶/۴	۲۶/۳
مکعبی	مکعبی	مکعبی	مکعبی
۲۷/۷	۲۶/۲	۲۷/۱	۲۴/۸
استوانه‌یی	استوانه‌یی	استوانه‌یی	استوانه‌یی

عددی می‌تواند نتایج آزمایشگاهی شامل رفتار تنش - 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 تنش‌ها در هر یک از دانه‌ها و همچنین محاسبه‌ی میزان ضرایب شدت تنش لازم جهت رشد ترک موجود، تطابق قابل قبولی با نتایج آزمایش‌های صورت گرفته بر روی مصالح دانه‌یی در شرایط محصورشدگی دارد (ضریب همبستگی بین نتایج آزمایشگاهی و عددی مربوط به منحنی‌های تنش - 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 ماکرو 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 بالایی 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 واقعی‌تر شدن 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 تنش - 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 ترک‌دار ۶٪ بیشتر از مقدار نظیر 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 ترک‌دار ۱۶٪ بیشتر از مقادیر نظیر برای نمونه‌های بدون ترک به دست آمده است.

- به دلیل کاهش مقاومت در نمونه‌های ترک‌دار، مقادیر فاکتور شکست هاردین در

و استوانه‌یی دانه‌ها، میزان کرنش رخ داده به ازاء یک سطح ثابت تنش افزایش یافته است. یعنی شیب منحنی تنش - کرنش به تدریج کاهش یافته است. به طوری که در دانه‌های مکعبی، مقدار بیشینه‌ی کرنش تا سطح تنش ۵ مگاپاسکال در حدود ۱۰٪ و با افزایش سطح تنش، تا ۲۵٪ کرنش بیشتر شده است. در دانه‌های استوانه‌یی نیز همین روند مشاهده می‌شود. با این تفاوت که تا سطوح تنش ۶ مگاپاسکال، مقادیر افزایش کرنش زیاد بوده و لیکن بعد از آن، اختلاف مذکور کمتر شده است. همان‌طور که قبلاً ذکر شد، به دلیل تفاوت در مکانیزم شکست، اختلاف اشاره شده در دانه‌های استوانه‌یی و مکعبی مشاهده می‌شود. در دانه‌های استوانه‌یی، چون مکانیزم غالب شکست، دو نیم 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 لب‌بردگی 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 ترک‌دار، مقدار فاکتور شکست برای هر دو شکل دانه‌های مکعبی و استوانه‌یی افزایش یافته است. البته برای دانه‌های مکعبی، مقدار افزایش به دلیل عدم مدل‌سازی تمامی مکانیزم‌های محتمل شکست، بسیار 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 نتیجه گرفت که در دانه‌های مکعبی، با افزایش سهم دانه‌های ترک‌دار، انرژی اعمالی صرف لغزش و جابه‌جایی دانه‌ها می‌شود. در حالی که در دانه‌های استوانه‌یی، با افزایش سهم دانه‌های ترک‌دار، انرژی صرف شکست دانه‌ها می‌شود. به طور کلی، منحنی‌های تنش - کرنش و شکست نمونه‌ها در حالت آرایش ترکیبی، همواره بین دو حالت حدی کاملاً ترک‌دار و کاملاً بدون ترک تغییر می‌کنند. لذا می‌توان به ازاء هر ترکیب دلخواه دیگری از دانه‌های ترک‌دار و بدون ترک، به ازاء یک تنش 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 تیرگوشه و گردگوشه، با استفاده از روش المان گسسته صورت گرفته است. برای دانه‌های بدون ترک از معیار مقاومت کششی و برای دانه‌های ترک‌دار از ترکیب معیار مقاومت کششی و معیار چقرمگی شکست برای شکست دانه‌ها استفاده شده است. بعد از انجام بارگذاری فشاری تک‌محوری، نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایش‌های صورت گرفته با مدل‌سازی در شرایط یکسان مقایسه شدند. بعد از صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی، تأثیر راستای ناپیوستگی در رفتار مصالح دانه‌یی بررسی شده است. سپس مجموعه‌ی دانه‌های ترک‌دار و بدون ترک تحت تخریل مشابه آزمایش‌های قبلی، در حالت آرایش ترکیبی مدل‌سازی شده و بارگذاری تا سطح نیروی ۳۰۰ کیلونیوتن 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 زاویه‌ی حدود ۴۵ درجه، به کمترین مقدار خود رسیده است (۱۷٪ مقدار میانگین، کاهش یافته است). سپس مجدداً به تدریج دچار افزایش شده و در زاویه‌ی ۹۰ درجه، نیروی شکست بیشینه به دست آمده است. در این حالت، به دلیل عمود بودن نیرو بر سطح ترک، عملاً وجود ترک تأثیری نخواهد داشت.
- با افزایش نسبت دانه‌های ترک‌دار در توده‌ی 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 دانه‌های کاملاً سالم و کاملاً ترک‌دار تغییر می‌کند.
- نمونه‌های ترک‌دار مکعبی و استوانه‌یی، در حدود ۱۲٪ بیشتر از مقادیر شکست در نمونه‌های بدون ترک نظیر به دست آمده است.
- نمونه‌های مکعبی ترک‌دار و بدون ترک، به طور متوسط ۱۳٪ شکست بیشتری نسبت به نمونه‌های استوانه‌یی نظیر داشته‌اند. مسلماً هر چقدر تیرگوشگی دانه‌ها بیشتر شود، میزان شکست رخ داده در آنها به دلیل تمرکز تنش به وجود آمده افزایش خواهد یافت.
- در دانه‌های ترک‌دار، انرژی بیشتری نسبت به دانه‌های بدون ترک صرف تغییر شکل کلی توده می‌شود. در دانه‌های مکعبی، افزایش انرژی اعمالی به نمونه‌های ترک‌دار صرف غلبه بر اصطکاک بین دانه‌ها و سبب لغزش و جابه‌جایی بیشتر آنها می‌شود. در دانه‌های استوانه‌یی، افزایش انرژی اعمالی صرف شکست دانه‌ها می‌شود.

پانویس‌ها

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" *Geotechnique 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", *Geotechnique*, **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", *Geotechnique*, **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", *Geotechnique*, **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", *Geotechnique*, **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", *Geotechnique*, **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 Cheyrezy, 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 tourmire 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 آشفته‌گی جریان در دریچه‌ی کنترل تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد بر پایه‌ی نظریه‌ی کولموگروف

محمدحسین میرآبی* (دانشجوی دکتری)

احسان جباری (دانشیار)

طاہر رجایی (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم

کیوان سیدی نیکی (هم‌ری)

بزهشکده‌ی مهندسی مکانیک، سازمان پژوهش‌های علمی و صنعتی ایران، تهران

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۴۰۱ (۱۳۳-۱۳۴، ص. ۱/۱، شماره ۱/۱، پژوهشی)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۱۳۳-۱۳۴، پژوهشی

در پژوهش حاضر، بارگذاری 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 استهلاك ادی‌های جریان آشفته بر پایه‌ی نظریه‌ی کولموگروف بررسی شده‌اند. نتایج پژوهش نشان می‌دهند که علل آشفته‌گی جریان به این شرح هستند: ۱) درگشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل، ادی‌های بزرگ خطوط جریان میانی و نیمه‌ی پایینی مجرای بالادست دریچه. ۲) درگشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل، ادی‌های بزرگ خطوط جریان نیمه‌ی پایینی مجرای بالادست دریچه. ۳) درگشودگی‌های ۵۰ و ۷۰ درصد دریچه‌ی کنترل، ادی‌های بزرگ خطوط جریان نیمه‌ی بالایی مجرای بالادست دریچه. بر اساس نتایج اخیر در گشودگی‌های کمتر دریچه‌ی کنترل، خطوط میانی و نیمه‌ی پایینی جریان مجرای بالادست درگشودگی‌های بیشتر، خطوط نیمه‌ی بالایی جریان مجرای بالادست، بیشترین نقش را در تولید ادی‌های کولموگروف و ایجاد آشفته‌گی ایفا کرده‌اند. ادی‌های بزرگ مذکور با ابعادی در حدود ۷/۵ تا ۲۵ میلی‌متر، بسامدی در محدوده‌ی ۱/۸ تا ۲ هرتز دارند.

واژگان کلیدی: تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد، جریان آشفته، ادی، کولموگروف، مدل آزمایشگاهی.

mh.mirabi@hotmail.com
ehsan.jabbari@gmail.com
taher.rajaee@yahoo.com
ksniaki@yahoo.com

۱. مقدمه

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 آشفته‌گی جریان، نوسان‌های فشار استاتیکی در زیر دریچه‌ی کنترل، باعث ایجاد بارگذاری نوسانی در دریچه و بروز مشکلاتی در عملکرد مکانیکی آن می‌شوند. این مشکلات می‌توانند در درازمدت، سامانه‌ی حرکتی بخش‌های متحرک 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 ۱۷/۷/۱۴۰۰، اصلاحیه ۹/۶/۱۴۰۰، پذیرش ۱۵/۹/۱۴۰۰.

DOI:10.24200/J30.2021.59129.3030

موجود در جریان آشفته (ادی‌ها^۱) و توسعه‌ی نظریه‌ی آبشار انرژی^۲، مکانیزم تولید، انتقال و استهلاك انرژی جنبشی آشفته‌ی جریان را توسعه داد. راجاراتنام و سورامانیا^۳ (۱۹۶۷)،^[۱] یک معادله‌ی عمومی را برای توضیح جریان عبوری آزاد از زیر دریچه‌ی کنترل قائم در کانال مستطیلی به دست آوردند و برای معادله مذکور، رابطه‌ی تکانه را در جریان زیر دریچه‌ی کنترل به کار گرفتند. راجاراتنام (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. راجاراتنام و هامفریز^۴ (۱۹۸۲)،^[۳] نتایج آزمایشگاهی رفتار جریان در بالادست دریچه‌ی کنترل قائم هم‌عرض با کانال مستطیلی را ارزیابی کردند. مطالعات ایشان پیرامون هندسه‌ی ادی‌های سطح جریان، نقص فشار در کف کانال، میدان سرعت در همگرایی پایین دست و با جت خروجی

صورت پذیرفته است. نانگ و ناداشر^۵ (۱۹۸۶)،^[۵] نوسان‌ها و نیروهای دینامیکی وارد بر دریچه‌های مستطیلی قائم در جریان روباز را بررسی کردند و دریافته‌اند که در محدوده‌ی سرعت کم، نوسان‌های دریچه توسط اندرکنش دینامیکی بین رفتار کشسانی دریچه‌ی کنترل و لایه‌ی برشی ناپایدار زیر آن رخ می‌دهد. موتس^۶ (۱۹۹۷)،^[۶] یک روش عددی برای حل جریان غیرلزج در زیر دریچه‌ی مسطح 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 غیرلزج در حل عددی و نتایج آزمایشگاهی را ارزیابی کرد. روث و هگر^۷ (۱۹۹۹)،^[۷] اثر لزجت و تنش سطحی را بررسی کردند و با به‌کارگیری قانون تشابه فرود، گشودگی‌های کوچک دریچه‌ی کنترل، تابعی از عرض کانال در نظر گرفته شد. المان‌های ضدگرداب به کار رفته، ۵۰٪ امواج ضربه‌یی را در مقایسه با حالت عادی کاهش دادند. نگاهاشی و اوهتسو^۸ (۲۰۱۷)،^[۸] نفوذ هوا داخل پرش هیدرولیکی ایجاد شده در قسمت زیر دریچه‌ی کنترل را مطالعه و جریان فوق را به دو قسمت انتقال - انتشار و شکست تفکیک کردند و دریافته‌اند که تمرکز هوا در قسمت شکست، تقریباً مستقل از شرایط ورودی توسعه‌ی لایه‌ی مرزی است. آنها همچنین مکانیزم هوادهی در پرش هیدرولیکی هر دو قسمت را توضیح دادند. لی و همکاران (۲۰۱۸)،^[۹] روش کاهش نوسان‌های ناشی از جریان در دریچه‌ی کنترل رادبال را برای بهره‌برداری نرمال و طولانی‌مدت ارزیابی کردند. ایشان یک صفحه‌ی مکمل در قسمت پایین سطح بالادست دریچه نصب و رفتار اندرکنش سیال و سازه را تحلیل کردند و دریافته‌اند که شتاب نوسان‌ها به میزان ۷۰٪ کاهش یافته است. میرآبی و منصور (۲۰۱۸)،^[۱۰] نشان دادند در جریان‌هایی با آشفته‌گی متغیر، مانند جت‌های مستغرق تحت تأثیر دیواره، مدل ریاضی آشفته‌گی تنش رینولدز 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 جنبشی آشفته در معادله‌ی آشفته‌گی تنش رینولدز، به دقت پیش‌بینی‌ها افزایش می‌یابد. فلدر^۹ و همکاران (۲۰۱۹)،^[۱۱] توزیع و مشخصات جریان دوفازی آب - هوا را در طول تونل انتقال ارزیابی کردند و دریافته‌اند که افزایش هوادهی جریان، با افزایش هد بالادست و سرعت جریان انجام می‌پذیرد. میرآبی و همکاران (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 محاسبه کردند و دریافته‌اند که بحرانی‌ترین حالت، طی سناریوی شروع حرکت سیلاب بر روی تاج سرریز ایجاد می‌شود.

در پژوهش حاضر، چگونگی ایجاد آشفته‌گی در جریان دریچه‌ی 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 حس‌گرهای الکترونیکی میدان‌های سرعت و فشار استاتیکی، رفتار ادی‌های جریان زیر دریچه‌ی کنترل مطالعه شده است. نوسان‌های میدان فشار استاتیکی زیر دریچه‌ی کنترل و متعاقباً نوسان دریچه، متأثر از رفتار ادی‌های مذکور هستند. با تحلیل مکانیزم‌های تولید، انتقال و استهلاک ادی‌های جریان عبوری دریچه‌ی کنترل، از عوامل ایجاد آشفته‌گی مشخص شده‌اند.

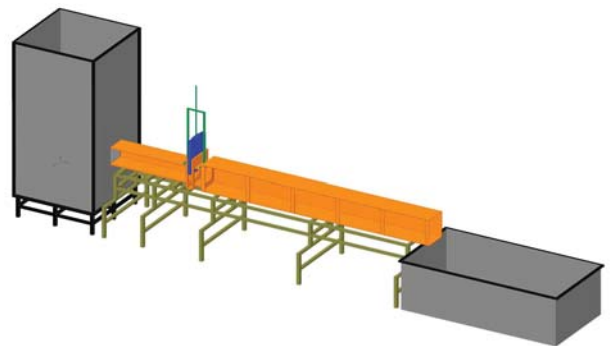
پژوهشکده‌ی مکانیک سازمان پژوهش‌های علمی و صنعتی ایران ساخته شد. مدل آزمایشگاهی مذکور از ۶ قسمت اصلی تشکیل شده است. قسمت اول، مخزن ۳۰۰۰ لیتری ایستاده به ارتفاع ۳ متر در بالادست از جنس فولاد، که هدهای مورد نیاز جریان را تأمین می‌کند. برای جلوگیری از ایجاد تلاطم سطح آب داخل مخزن هنگام ورود جریان، از دو 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 ایستاده قرار دارد. مجرا به طول ۱ متر و سطح مقطع آن مستطیلی و به ابعاد $3^m \times 0.23^m$ بوده است. دیواره‌های بالا، پایین و یک سمت مجرا از جنس HDPE^۱ و سمت دیگر آن برای مشاهده‌ی الگوی جریان، از جنس پلکسی‌گلس^{۱۱} بوده است. جریان در قسمت ذکر شده، کاملاً تحت فشار است. قسمت سوم، مجموعه‌ی سیستم کنترل جریان مشتمل بر دریچه‌ی متحرک به همراه قاب ثابت آن است. دریچه‌ی متحرک در داخل قاب، قابل حرکت با یک درجه‌ی آزادی در راستای قائم است. قاب ثابت در پیچه از قسمت بالادست، به مجرای تحت فشار و از قسمت پایین دست، به مجرای آزاد متصل شده است. گستره‌ی بازشدگی دریچه از ۰ الی ۱۰۰ 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 ۳ متر و سطح مقطع آن مستطیلی و به ابعاد $45^m \times 0.3^m$ بوده است. دیواره‌های بالا، پایین و یک سمت مجرا از جنس فولاد و سمت دیگر آن برای مشاهده‌ی الگوی جریان، از جنس پلکسی‌گلس است. جریان در این قسمت کاملاً آزاد و ترکیبی از آب و هواست. قسمت پنجم، مخزن ۲۰۰۰ 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 PN۱۶ به قطر داخلی ۲۰ میلی‌متر، جریان را از مخزن پایین دست به دهانه‌ی مکش پمپ هدایت می‌کند. این قسمت از دو بخش الکتروموتور القائی آسنکرون^{۱۲} و پمپ گریز از مرکز حلزونی تشکیل شده است. شفت دورانی الکتروموتور و پمپ، توسط کولپینگ^{۱۳} به یکدیگر متصل شده‌اند. پمپ گریز از مرکز حلزونی می‌تواند در نقطه‌ی کاری با راندمان حدود ۸۲٪، آب را با دبی حدود ۱۰۰ لیتر بر ثانیه در هر ۸ متر تحویل دهد. دبی پمپ در حالت تحویل آزاد^{۱۴} در حدود ۱۵۰ لیتر بر ثانیه است. جنس بدنه‌ی پمپ از چدن و سرعت دورانی پروانه، ۱۴۵ دور بر دقیقه است. قوای محرکه‌ی پمپ گریز از مرکز، از الکتروموتور آسنکرون با توان شفت ۱۵ کیلووات تأمین می‌شود. تغذیه‌ی الکتریکی الکتروموتور به صورت جریان سه‌فاز است. برای کنترل دبی، از ترکیب یک شیر پروانه‌یی و یک اینورتر درایو استفاده شده است. شیر پروانه‌یی در محل لوله‌ی رانش پمپ قرار دارد و با توجه به میزان گشودگی، می‌تواند هدهای مختلفی را برای پمپ ایجاد کند. اینورتر درایو نیز با تغییر بسامد برق ورودی الکتروموتور آسنکرون، سرعت دورانی شفت را تغییر می‌دهد. برای این کار از اینورتر درایو IIS مدل IP۵A با توان ۲۰ کیلووات استفاده شده است. در نهایت، لوله‌ی رانش پمپ گریز از مرکز، به کلکتور اتصال یافته و دو لوله‌ی فولادی با قطرهای ۲۰۰ میلی‌متر به مخزن ایستاده‌ی بالادست متصل شده است، تا سیکل جریان کامل شود. در شکل‌های ۱ الی ۴، قسمت‌های مختلف تخلیه‌کننده‌ی تحتانی مشاهده می‌شوند.

۲. مدل آزمایشگاهی

۱.۲. اندازه‌گیری پارامترهای جریان
 برای اندازه‌گیری پارامترهای جریان در مدل آزمایشگاهی، حس‌گرهایی استفاده شده

مدل آزمایشگاهی تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد، مجهز به دریچه‌ی 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 ۲۰۱۲ Tektronix جمع‌آوری شده و به کمک 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 قبلاً از مؤسسات دارای صلاحیت ارائه‌ی گواهی‌نامه کالیبراسیون اخذ شده است. آزمایش‌ها بر اساس ترکیبی از هدهای مختلف مخزن بالادست و درصد گشودگی دریچه‌ی کنترل انجام شده‌اند. اندازه‌گیری دبی‌ها با سه روش حجمی، محاسبه‌ی پروفیل سرعت جریان و منحنی‌های فشار استاتیکی - دبی پمپ‌گریز 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.



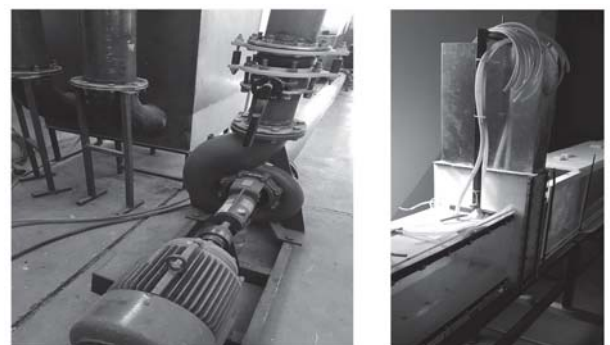
شکل ۲. نمای قسمت‌های مخزن بالادست، مجرای تحت فشار، دریچه‌ی کنترل و مجرای جریان آزاد.



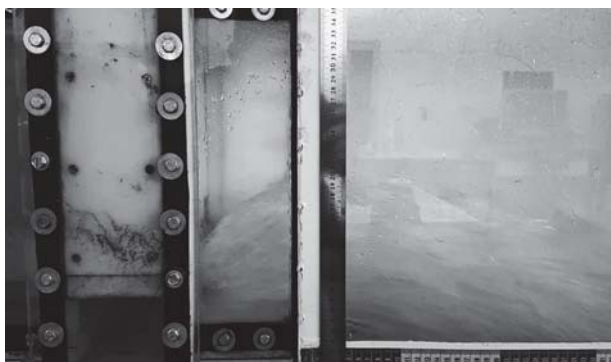
شکل ۵. دستگاه اسیلوسکوپ Tektronix (بالا)، حسگر ADV (پایین سمت راست) و حسگر فشار (پایین، سمت چپ).



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 پمپ‌گریز از مرکز و تجهیزات جانبی آن (شکل چپ).



شکل ۶. نمونه‌ی الگوی متلاطم جریان عبوری از زیر دریچه‌ی کنترل درگشودگی ۳۰٪.



شکل ۷. نمای فوقانی شکل ۶ از وضعیت تلاطم جریان عبوری از زیر دریچه‌ی کنترل.

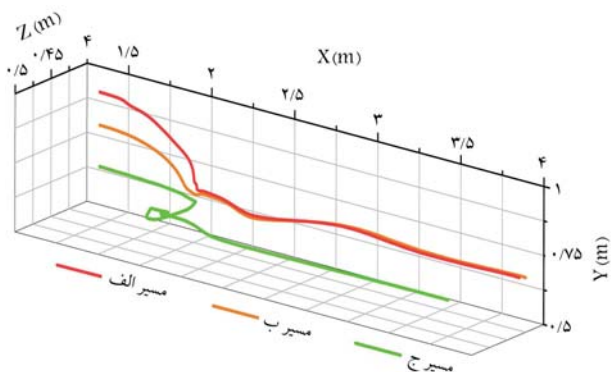
مدل آزمایشگاهی تخلیه‌کننده‌ی تحتانی، برداشت و ارزیابی شده است. ۲۸ آزمایش مختلف، از دبی ۱۲ لیتر بر ثانیه درگشودگی ۱۰٪ و هد ۳۶ سانتی‌متر مخزن تا دبی ۱۲۲ لیتر بر ثانیه درگشودگی ۷۰٪ و هد ۹۰ سانتی‌متر مخزن انجام شده است. گستره‌ی دبی‌ها، سرعت‌های مختلفی را برای جریان عبوری از زیر دریچه‌ی کنترل ایجاد می‌کند. 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 تقریباً برابر با چگالی آب است. با توجه به تساوی چگالی، قطر و مقاومت اندک 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 مدرج‌سازی 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

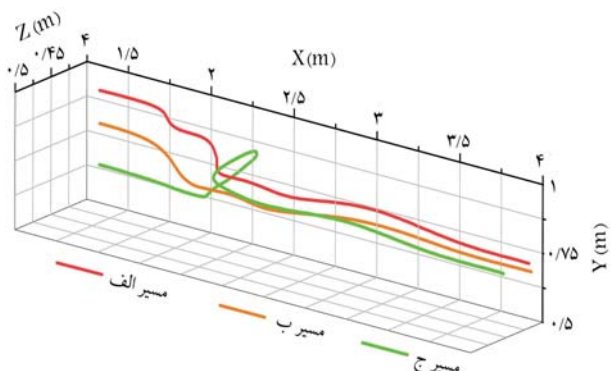
جریان گذرنده از زیر دریچه‌ی کنترل تخلیه‌کننده‌ی تحتانی سد، همواره تحت بارگذاری نوسانی ناشی از آشفتگی جریان است. برای درک بهتر رفتار آشفتگی جریان در هنگام عبور از زیر دریچه‌ی کنترل، باید مسیر حرکت و وضعیت نوسان‌های میدان‌های فشار و سرعت جریان ارزیابی شوند. درگشودگی‌های مختلف دریچه، آشفتگی و تلاطم جریان گذرنده از زیر آن قابل مشاهده است. در شکل‌های ۶ و ۷، نمونه‌ی جریان عبوری از زیر دریچه‌ی کنترل درگشودگی ۳۰٪ 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 بزرگی و بسامد نوسان‌ها در میدان فشار استاتیکی، با گشودگی‌های مختلف دریچه تغییر می‌کند. بنابراین استفاده از دریچه‌ی کنترل درگشودگی‌های مختلف و مدت زمان کارکرد طولانی، می‌تواند مشکلاتی را برای دریچه‌ی کنترل ایجاد کند. 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، میزان 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 کولموگوروف، جریان در طی مسیر ذکر شده، تکانه‌ی 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 ۱۰، ۳۰، ۵۰ و ۷۰ درصد به دست آمده‌اند، مشاهده می‌شوند.

سه مسیر نشان داده شده در شکل‌ها، نمونه‌ی از چندین مسیر عکس‌برداری شده هستند، که آشفتگی نسبی مناسبی را برای نمایش و ارزیابی از خود نشان



شکل ۸. مسیر خطوط جریان درگشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.



شکل ۹. مسیر خطوط جریان درگشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.

تعقیب 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، استهلاك و خالص انرژی آشفته جریان محاسبه می‌شوند. برای محاسبه پارامترهای آشفته‌گی جریان، روابط ۱ الی ۵ استفاده می‌شوند:^[۱۳]

$$\bar{F}_T(x) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_t^{t+T} f(x, t) dt \quad (۱)$$

$$u = \bar{U} + u' \quad (۲)$$

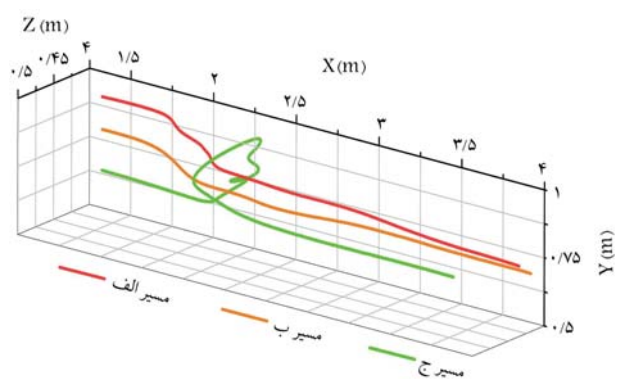
$$P_{ij} = - \left(\overline{\rho u'_j u'_k} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_k} + \overline{\rho u'_i u'_k} \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_k} \right) \quad (۳)$$

$$\rho \varepsilon_{ij} = \mu \left[\left(\frac{\partial u'_i}{\partial x_k} + \frac{\partial u'_k}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u'_j}{\partial x_k} + \left(\frac{\partial u'_j}{\partial x_k} + \frac{\partial u'_k}{\partial x_j} \right) \frac{\partial u'_i}{\partial x_k} \right] \quad (۴)$$

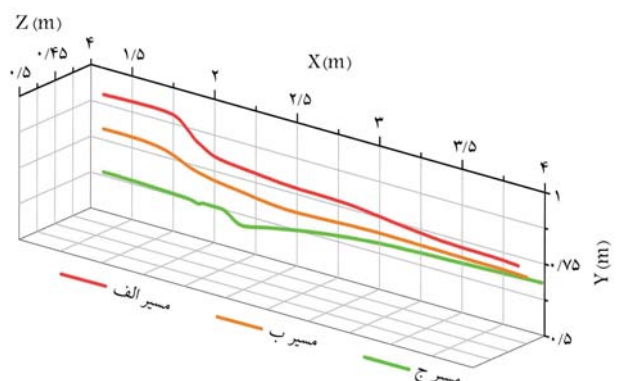
$$k = \frac{1}{\rho} \overline{u'_i u'_i} \quad (۵)$$

که در آنها، $f(x, t)$ میدان جریان، $\bar{F}_T(x)$ میدان جریان متوسط‌گیری شده در بازه زمانی T توسط رابطه رینولدز، u' قسمت نوسانی میدان سرعت، U قسمت غیرنوسانی میدان سرعت، u میدان سرعت لحظه‌ی جریان P_{ij} مؤلفه‌های تولید انرژی جنبشی آشفته، ε_{ij} مؤلفه‌های استهلاك انرژی جنبشی آشفته و k انرژی جنبشی آشفته هستند. روابط اخیر از مهم‌ترین روابط ارزیابی وضعیت آشفته‌گی جریان هستند. روابط ۱ و ۲، روش متوسط‌گیری رینولدز برای معادله‌های انتقال تکانه و آشفته‌گی هستند. روابط ۳ و ۴، به ترتیب بیان‌گر تولید و استهلاك انرژی جنبشی آشفته از طریق گرادبان‌های میدان سرعت نوسانی جریان هستند. انرژی جنبشی آشفته حاصل از رابطه ۵ نیز از اثر تبدیل دو رابطه 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 الی ۱۷، نتایج حاصل از پارامترهای آشفته‌گی و میدان سرعت در سه راستای محور مختصات در گشودگی ۱۰٪ در چیهی کنترل مشاهده می‌شوند.

محور افقی شکل‌های ۱۲ الی ۱۷، معرف خط سیر حرکت جریان در هر یک از مسیرهای شکل ۸ است. مترای ۵/۰ در شکل‌های اخیر، لیهی بالادست در چیهی کنترل است. تولید و استهلاك انرژی جنبشی آشفته در مترای 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 نشان‌دهنده آن است که بر پایه نظریه کولموگوروف، تولید و استهلاك انرژی جنبشی در مسیر ج، تمایل به ایجاد ادی‌های بزرگ و واپاشی آنها به اندازه‌های کوچک‌تر و نابودی آنها در قسمت زیرین در چیهی کنترل دارد. وضعیت موجود انرژی جنبشی آشفته در طول خط سیر جریان، گواه مطلب مذکور است. در مترای ۷۵/۰، میزان انرژی جنبشی آشفته به صورت ناگهانی افزایش یافته و پس از اوج‌گیری در مترای ۸۵/۰، به صورت ناگهانی دچار افت شده است. این محدوده، در فاصله ۱۵/۰ متری از پایین‌دست در چیهی کنترل قرار دارد. ادی‌های بزرگ با انرژی بالاتر کولموگوروف، توانایی بیشتری در ایجاد نوسان‌ها با دامنه بزرگ‌تر و بسامد کمتر دارند.^[۱] لذا میدان سرعت در سه راستای مختصات، دست‌خوش تغییرات ناگهانی مکانی می‌شوند. تغییرات بزرگ‌تر عمدتاً توسط ادی‌های بزرگ‌تر با انرژی بالاتر ایجاد می‌شود و تغییرات کوچک‌تر توسط ادی‌های کوچک‌تر انجام می‌پذیرد. با توجه به شکل‌های ۱۲ الی ۱۴، مسیر ج در محدوده تقریبی مترای ۵/۰ تا ۶/۰ واقع در زیر در چیهی کنترل، بیشترین سهم در تولید ادی‌ها را

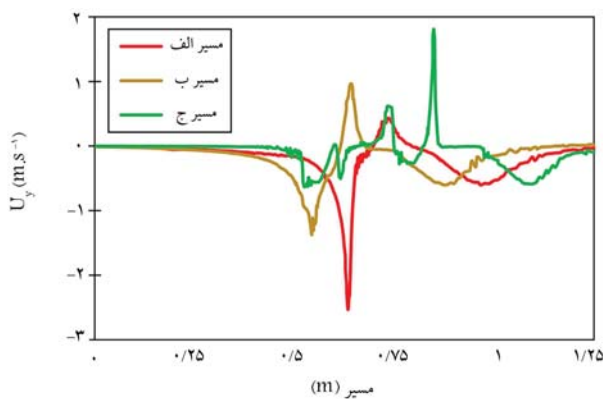


شکل ۱۰. مسیر خطوط جریان در گشودگی ۵۰٪ در چیهی کنترل.

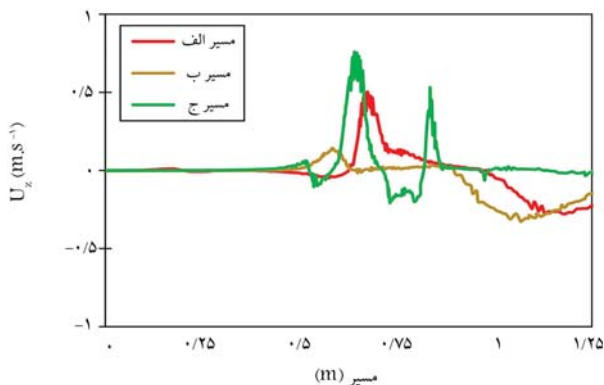


شکل ۱۱. مسیر خطوط جریان در گشودگی ۷۰٪ در چیهی کنترل.

داده‌اند. نقطه‌ی صفر مختصات راستای X ، منطبق بر دهانه‌ی ورودی مجرای تحت فشار است. دیواره‌ی بالادست در چیهی کنترل در مترای ۲/۰ و دیواره‌ی پایین‌دست آن در مترای ۱۱/۲ راستای X قرار دارند. در مترای بزرگ‌تر از ۲۳/۲ راستای X ، ابتدای مجرای جریان آزاد قرار گرفته است. با توجه به شکل‌های اشاره شده، مسیرهای حرکت جریان در هنگام رسیدن به در چیهی کنترل، عمدتاً در راستای منفی محور Y حرکت می‌کنند. در برخی از مسیرها به دلیل وجود جریان‌های ثانویه‌ی قوی ناشی از گرادبان‌های فشار استاتیکی آشفته، جابه‌جایی در راستای محور Z نیز مشاهده می‌شود. هر شکل شامل سه مسیر با مبادی مختصاتی مختلف است. این مبادی مختصاتی در تمامی شکل‌ها یکسان هستند. اما با توجه به گشودگی‌های مختلف در چیهی کنترل، مسیر حرکت آنها در مقایسه با سایر گشودگی‌ها متفاوت است. نوسان‌ها در در چیهی 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 وادارد. هر چه تغییرات میدان سرعت در بازه‌ی پیمایش کوتاه‌تر، تغییرات بزرگ‌تری داشته باشد، میزان تغییرات میدان فشار استاتیکی، بزرگ‌تر خواهد بود. بنابراین تبادل تکانه‌ی متغیر جریان با دیواره‌ی در چیهی کنترل، مستلزم وجود آشفته‌گی در جریان و تغییرات مکانی سریع در میدان سرعت است. مطابق شکل‌های ۸ الی ۱۱ مشخص است که مسیر ج، بیشترین تأثیر را از جریان‌های ثانویه‌ی آشفته پذیرفته و پدیده‌ی اخیر در گشودگی‌های مختلف در چیهی کنترل رؤیت است. اما مسیرهای الف و ب، 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 در چیهی کنترل اتفاق نمی‌افتد، اما در

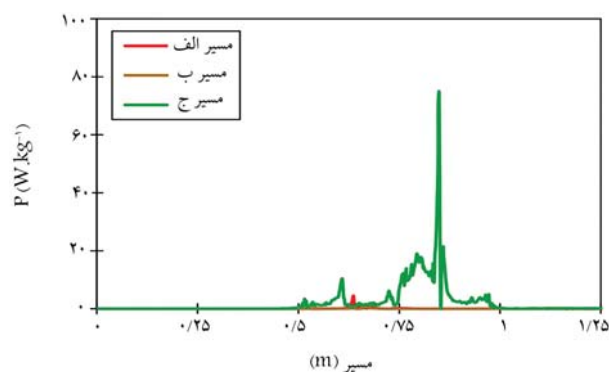


شکل ۱۶. میدان سرعت راستای Y در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.

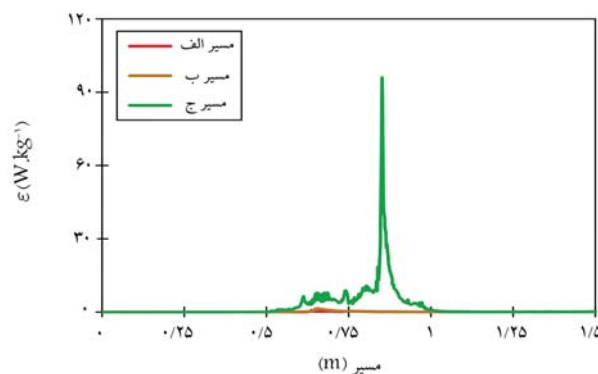


شکل ۱۷. میدان سرعت راستای Z در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.

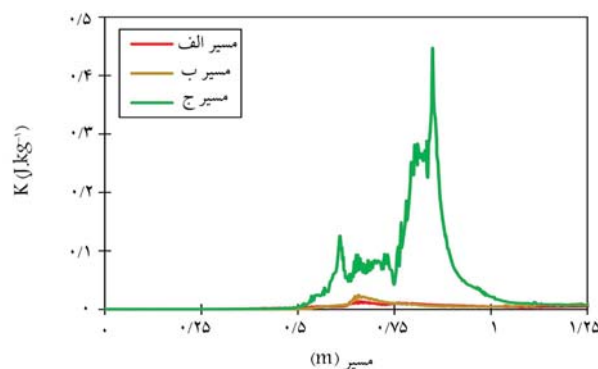
دارد. در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود که مسیر ب، پس از رسیدن به زیر دریچه‌ی کنترل، دچار تغییرات ناگهانی مکانی سرعت در راستای X می‌شود. مسیر الف، در فاصله‌ی از پایین دست دریچه، تغییرات ناگهانی سرعت در راستای X را در مسیر تجربه می‌کند. مسیر ج نیز در لبه‌ی بالادست دریچه دچار جابه‌جایی بردار سرعت در راستای X می‌شود. مسیر ج، نیز در ادامه پس از گذشتن از پایین دست دریچه‌ی کنترل دچار تغییرات ناگهانی بزرگ‌تری در سرعت شده است؛ اما با توجه به این‌که پدیده‌ی ذکر شده در فاصله‌ی دورتر از دریچه رخ داده است، آثار نوسان کم‌رنگ‌تر 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



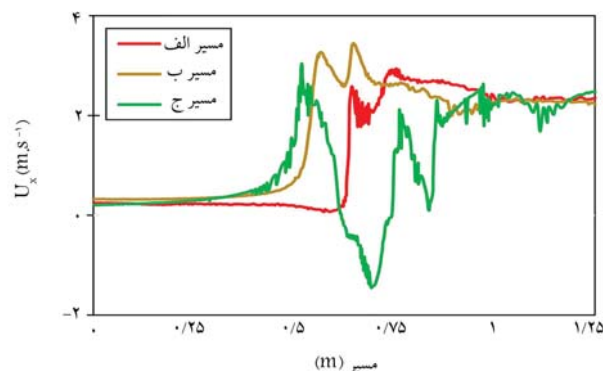
شکل ۱۲. مجموع مؤلفه‌های تولید انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.



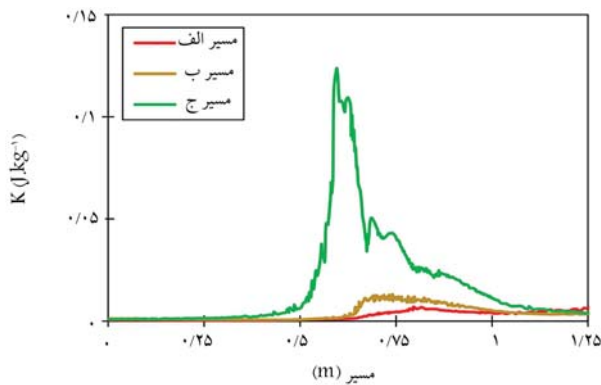
شکل ۱۳. مجموع مؤلفه‌های استهلاک انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.



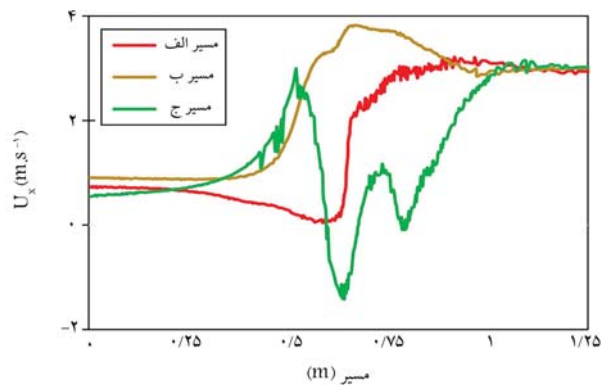
شکل ۱۴. انرژی جنبشی آشفته در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.



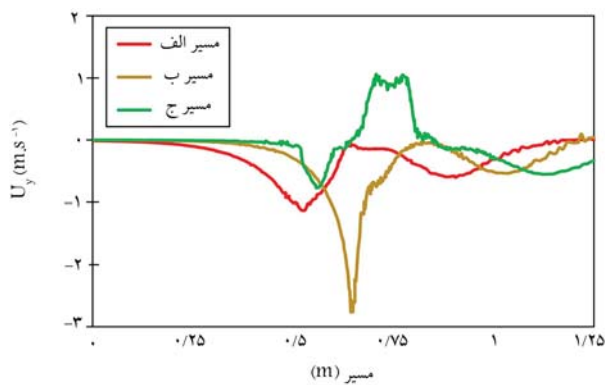
شکل ۱۵. میدان سرعت راستای X در گشودگی ۱۰٪ دریچه‌ی کنترل.



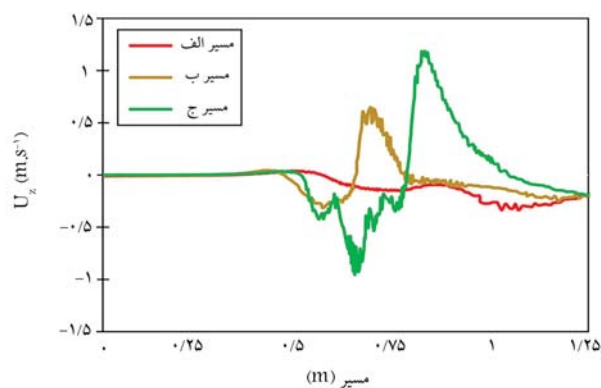
شکل ۲۰. انرژی جنبشی آشفته درگشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.



شکل ۲۱. میدان سرعت راستای X درگشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.



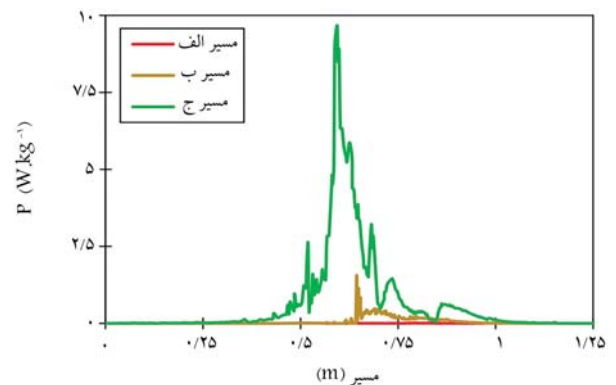
شکل ۲۲. میدان سرعت راستای Y درگشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.



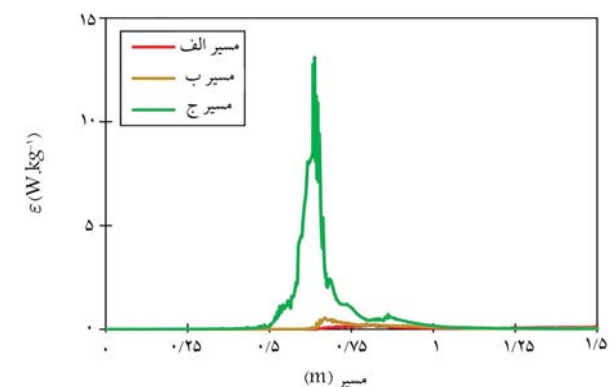
شکل ۲۳. میدان سرعت راستای Z درگشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.

پایینی جریان گذرنده از مجرای تحت فشار هستند. در شکل‌های ۱۸ الی ۲۳، نتایج اخیر برای گشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل مشاهده می‌شود.

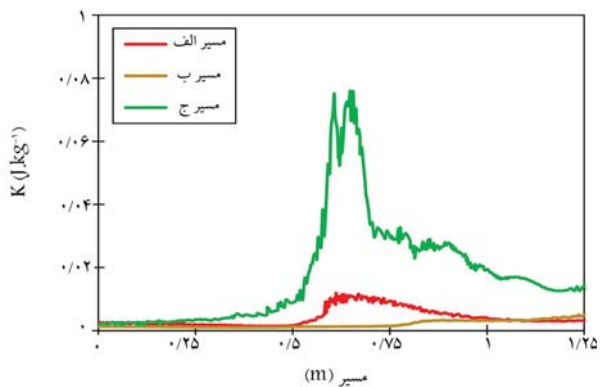
همان‌گونه که مشخص است، درگشودگی ۳۰٪، میزان تولید و استهلاك انرژی جنبشی آشفته در محدوده‌ی زیر دریچه‌ی کنترل، تقریباً با گشودگی ۱۰٪ برابر است؛ اما در قسمت پایین‌دست دریچه‌ی کنترل، کاهش قابل ملاحظه‌ی دارد. این امر ناشی از کاهش توانایی ایجاد لایه‌های برشی با گرادیان‌های بزرگ است. لذا بزرگی تولید و استهلاك انرژی جنبشی درگشودگی‌های کمتر، قابل انتظار است. با توجه به شکل‌های ۱۸ الی ۲۰، محل بیشینه‌ی نمودار، در محدوده‌ی لبه‌ی پایین‌دست 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 پایین‌دست 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 نیز در مسیر ج، تغییرات ناگهانی سرعت با بزرگی کمتری را تجربه می‌کند. تغییرات ناگهانی مکانی دو مسیر دیگر (الف و ب)، با فاصله از پایین‌دست دریچه‌ی کنترل رخ داده است. بنابراین درگشودگی ۳۰٪، سهم مسیر ج در ایجاد نوسان‌های میدان فشار استاتیکی در زیر دریچه، نسبت به سایر مسیرها بیشتر است. مسیرهای الف و ب با



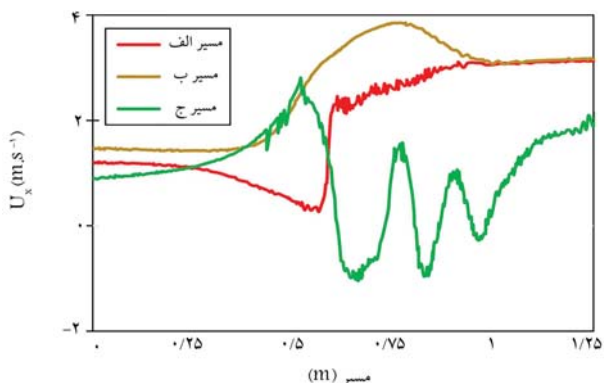
شکل ۱۸. مجموع مؤلفه‌های تولید انرژی جنبشی آشفته درگشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.



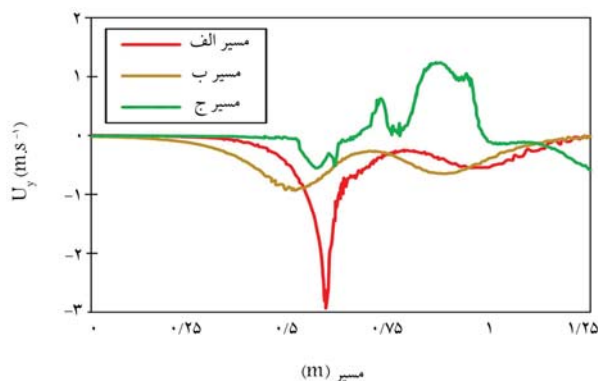
شکل ۱۹. مجموع مؤلفه‌های استهلاك انرژی جنبشی آشفته درگشودگی ۳۰٪ دریچه‌ی کنترل.



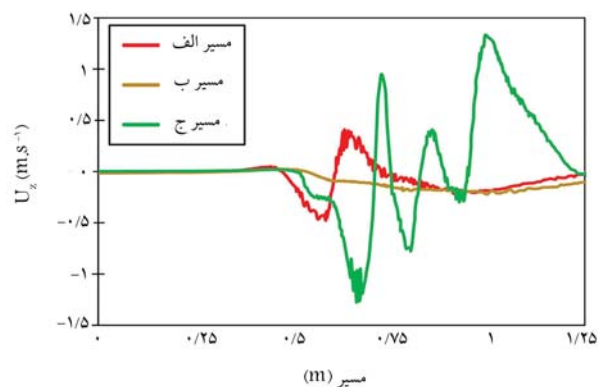
شکل ۲۶. انرژی جنبشی آشفته درگشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.



شکل ۲۷. میدان سرعت در راستای X درگشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.

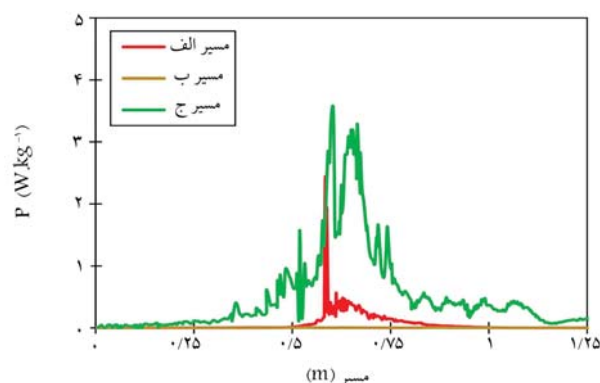


شکل ۲۸. میدان سرعت در راستای Y درگشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.

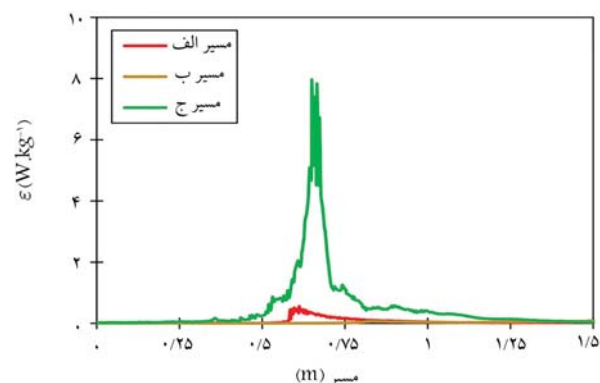


شکل ۲۹. میدان سرعت در راستای Z درگشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.

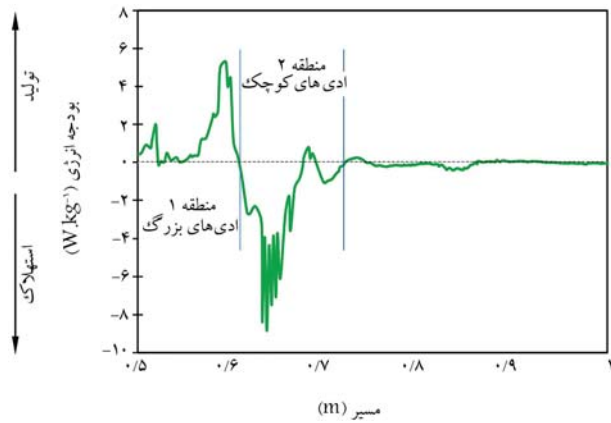
داشتن فاصله از محل دریچه‌ی کنترل، میدان فشار را نوسانی می‌کنند. نوسان‌های اخیر با توجه به داشتن فاصله از دریچه، آثار چشمگیری ندارند. در شکل‌های ۲۴ الی ۲۹، نتایج میدان سرعت برای گشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل مشاهده می‌شوند. نرخ تولید و استهلاک انرژی جنبشی آشفته درگشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل، در مقایسه با گشودگی‌های قبلی کاهش یافته است. اما در مسیر الف، تولید انرژی جنبشی آشفته، افزایش یافته است، که می‌توان آن را در شکل ۲۶، در مترای 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، بزرگی تغییرات در مسیر ج بیشتر است. سرعت در راستای Y نیز در مسیر الف، دارای بزرگ‌ترین تغییرات ناگهانی مکانی است، که در لبه‌ی پایین‌دست زیرین دریچه رخ داده است. بنابراین با توجه به شکل ۲۶، درگشودگی 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 کولموگوروف، 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 ۱، برای مسیر الف در مجاورت لبه‌ی پایین‌دست زیرین دریچه و برای مسیر ج با فاصله از پایین‌دست دریچه رخ داده است. با استناد به توضیحات اخیر، مسیر الف در



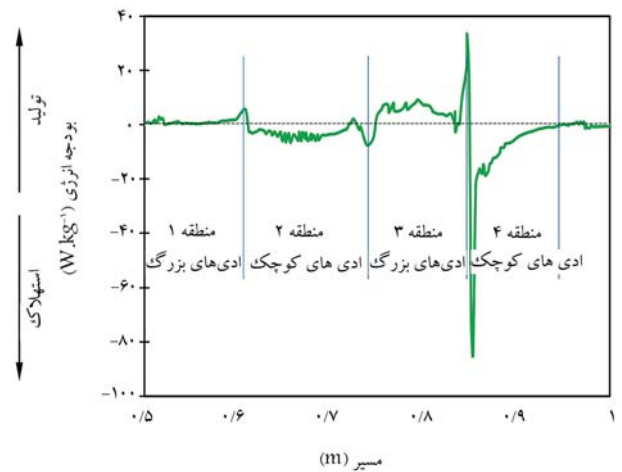
شکل ۳۰. مجموع مؤلفه‌های تولید انرژی جنبشی آشفته درگشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.



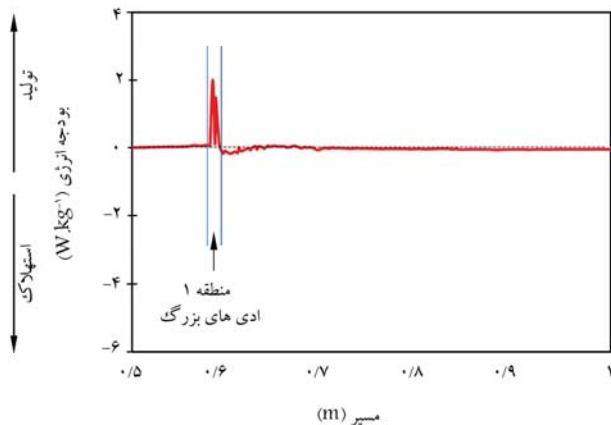
شکل ۳۱. مجموع مؤلفه‌های استهلاک انرژی جنبشی آشفته درگشودگی ۵۰٪ دریچه‌ی کنترل.



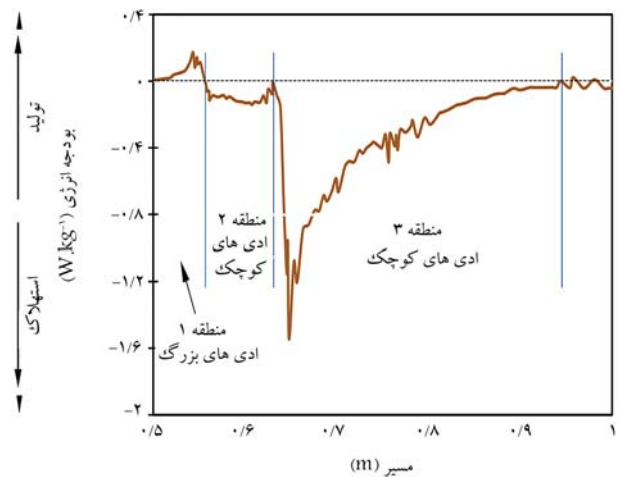
شکل ۳۲. موقعیت مکانی و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های مسیر ج در گشودگی ۳۰٪ در پیچه‌ی کنترل.



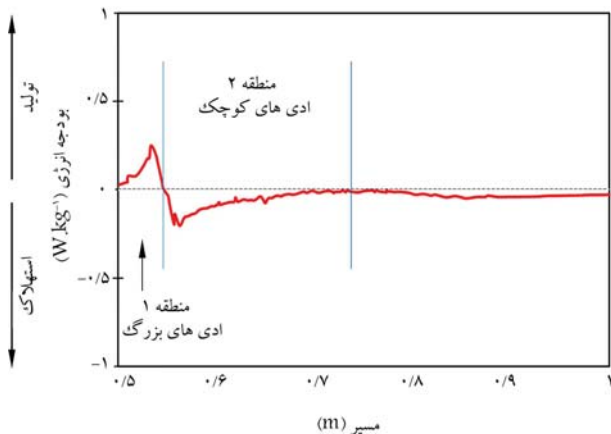
شکل ۳۰. موقعیت مکانی و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های مسیر ج در گشودگی ۱۰٪ در پیچه‌ی کنترل.



شکل ۳۳. موقعیت مکانی و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های مسیر الف در گشودگی ۵۰٪ در پیچه‌ی کنترل.



شکل ۳۱. موقعیت مکانی و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های مسیر ب در گشودگی ۱۰٪ در پیچه‌ی کنترل.



شکل ۳۴. موقعیت مکانی و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های مسیر الف در گشودگی ۷۰٪ در پیچه‌ی کنترل.

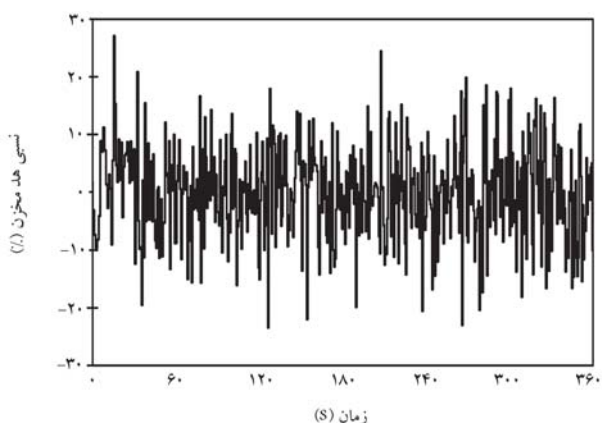
محدوده‌ی ناحیه‌ی ۱ زیر در پیچه، ادی‌های اندازه‌ی بزرگ را با خود حمل می‌کند. در پایین‌دست در پیچه، اندازه‌ها کوچک‌تر بوده و ادی‌های مستهلک‌کننده‌ی انرژی جنبشی آشفته ظاهر شده‌اند. بنابراین در گشودگی ۱۰٪، عمده‌ی نوسان‌های میدان فشار استاتیکی زیر در پیچه، از ادی‌های اندازه‌ی بزرگ با بسامدهای نوسانی کم است. در گشودگی ۳۰٪ در پیچه‌ی کنترل، ادی‌های مسیر ج، در ناحیه‌ی ۱ زیر در پیچه،

گشودگی ۵۰٪، نقش بیشتری در ایجاد نوسان‌های میدان فشار استاتیکی زیر در پیچه از خود نشان داده است. می‌توان گفت میزان 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 در پیچه‌ی کنترل 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 در پیچه‌ی کنترل بوده است. در شکل‌های ۳۰ الی ۳۴، موقعیت و وضعیت اندازه‌ی ادی‌های موجود در هر یک از مسیرهای اثرگذار شکل‌های ۸ الی ۱۱ مشاهده می‌شوند.

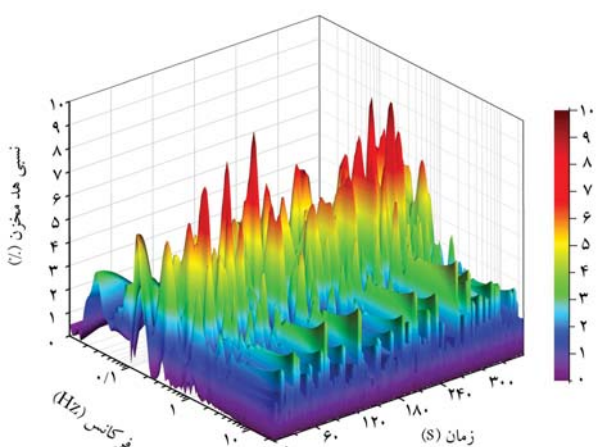
با توجه به شکل ۳، در مسیر ج گشودگی ۱۰٪ در پیچه‌ی کنترل، در محدوده‌ی ناحیه‌ی ۱ زیر در پیچه (متراژ ۵/۵ تا ۰/۶)، بودجه‌ی کمی برای ادی‌ها مشاهده می‌شود. در نزدیکی متراژ ۰/۶ و یا همان لبه‌ی پایین‌دست در پیچه، بودجه‌ی تولید ادی‌های مقداری افزایش یافته و نوسان‌های میدان سرعت در راستای X مشخص شده در شکل ۱۵ را ایجاد می‌کند. ناحیه‌های ۱، ۲، و ۳ در شکل ۳۰، محدوده‌ی با فاصله از پایین‌دست در پیچه بوده و اندازه‌ی ادی‌های تأثیر چندانی در نوسان‌های میدان فشار استاتیکی نداشته است. شکل ۳۱ نشان می‌دهد که مسیر ب در

جدول ۱. اندازه‌ی ادی‌های بزرگ کولموگروف ایجاد شده در زیر دریچه‌ی کنترل.

اندازه‌ی ادی‌های بزرگ (میلی‌متر)	مسیر	منطقه	گشودگی دریچه‌ی کنترل (%)
۲۵	ج	۱	۱°
۸	ب	۱	۱°
۱۰	ج	۱	۳°
۹	الف	۱	۵°
۷/۵	الف	۱	۷°



شکل ۳۴. نوسان‌های میدان فشار استاتیکی زیر دریچه در گشودگی ۱° دریچه‌ی کنترل.



شکل ۳۵. تحلیل موجک پیوسته از سری زمانی شکل ۳۴ برای گشودگی ۱° دریچه‌ی کنترل.

که در آن، 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 کنترل هستند. ادی‌های مستهلک‌کننده‌ی انرژی جنبشی آشفتگی جریان، بسامدهای بالاتری دارند و توزیع بزرگی‌های آنها در جریان توسعه‌یافته، یکنواخت‌تر است. به همین جهت در زیر دریچه، استهلاك انرژی جنبشی آشفتگی کمتر مشاهده می‌شود و مکانیزم‌های تولید و انتقال ادی‌ها، بیشتر رخ می‌دهند. توزیع امواج فشاری با بزرگی نسبی در محدوده‌ی بسامدهای ۱/ تا ۲ هرتز، گواه حضور

ادی‌های اندازه‌ی بزرگ را با خود حمل می‌کنند. وضعیت دو قله‌یی 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 کنترل، مسیر الف در ناحیه‌ی ۱ زیر دریچه، ادی‌های اندازه‌ی بزرگ نوسان‌های میدان فشار استاتیکی را ایجاد می‌کنند. در شکل ۳۳ مشاهده می‌شود که ادی‌های بزرگ در لبه‌ی پایین دست دریچه نوسان می‌کنند. در شکل ۳۴، نیز مشاهده می‌شود که ادی‌های عامل نوسان در میانه‌ی دریچه‌ی کنترل قرار دارند. بنابراین به صورت کلی می‌توان گفت با توجه به شکل‌های ۳° الی ۳۴، ادی‌های اندازه‌ی بزرگ، عامل نوسان‌های میدان فشار استاتیکی در تمامی گشودگی‌ها هستند و نوسان‌ها، عمدتاً بزرگی زیاد و بسامد کم دارند. این بدان معنی است که جریان عبوری از زیر دریچه‌ی کنترل و یا همان ناحیه‌ی ۱، بیشتر در محدوده‌ی ابتدایی نمودار آبشار انرژی کولموگروف قرار دارد. قسمت‌های پایین دست دریچه و یا همان نواحی ۲ و بالاتر، عمدتاً در محدوده‌ی انتهایی نمودار آبشار انرژی هستند. در جدول ۱، اندازه‌ی ادی‌های تشکیل شده در هر یک از مسیرهای زیر دریچه‌ی کنترل ارائه شده‌اند. مسیرهای مذکور، در شکل‌های ۳° الی ۳۴ مشاهده می‌شوند.

با توجه به جدول ۱، بزرگ‌ترین ادی‌های در گشودگی ۱° مسیر ج ظاهر می‌شوند. به دلیل بزرگی ادی‌های گشودگی ۱°، 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 کنترل، اندازه‌ی ادی‌های بزرگ دارای انرژی، رو به کاهش می‌گذارد. بنابراین 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 کنترل، طی گشودگی ۱° مشاهده می‌شود.

نوسان‌های میدان فشار استاتیکی یا همان p' در سری زمانی ۶ دقیقه‌یی، عامل بارگذاری نوسانی دریچه‌ی کنترل 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]:

$$W(t, s) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{s} \psi\left(\frac{u-t}{s}\right) x(u) du \quad (6)$$

میدان فشار استاتیکی ایفا کرده‌اند. این موضوع نشان می‌دهد که درگشودگی‌های بزرگ‌تر در پیچه‌ی کنترل، مسیرهای دارای رقوم ارتفاعی بزرگ‌تر راستای Y نسبت به کف مجرای تحت فشار، سهم بیشتری در ایجاد نوسان‌های زیر در پیچه به کمک ادی‌های پرانرژی کولموگروف دارند. درگشودگی‌های کمتر در پیچه‌ی کنترل، این سهم متعلق به مسیرهایی با رقوم ارتفاعی کمتر راستای Y نسبت به کف مجرای تحت فشار است. بر پایه‌ی نظریه‌ی کولموگروف، مسیرهای فوق با ایجاد ادی‌های دارای انرژی و تغییر اندازه و نیز شکل آنها در طول مسیر، میدان سرعت جریان را دچار تغییرات ناگهانی مکانی می‌کنند و تغییرات مذکور باعث بروز نوسان‌ها در میدان فشار استاتیکی می‌شوند. تحلیل مویک پیوسته‌ی سری‌های زمانی به دست آمده از میدان فشار استاتیکی جریان در زیر در پیچه‌ی کنترل نشان می‌دهد که امواج فشاری با دامنه‌ی نوسانی بزرگ‌تر، بسامدی در حدود $1/10$ تا $2/10$ هرتز دارند. این نتیجه مؤید وجود ادی‌های اندازه‌ی بزرگ کولموگروف با اندازه‌های $7/5$ تا 25 میلی‌متر دارای انرژی، در مسیرهای ایجادکننده‌ی نوسان‌هاست. عمدتاً ادی‌های اندازه‌ی کوچک‌تر، در قسمت‌های با فاصله از پایین دست در پیچه‌ی کنترل ایجاد می‌شوند. لذا با اتکا بر دانستن مسیرهای مولد بارگذاری نوسانی بر بیکره‌ی در پیچه‌ی کنترل تخلیه‌کننده‌ی تحتانی، می‌توان با به کارگیری کنترل‌کننده‌های آشفته‌گی جریان، میزان نوسان‌های مذکور را کنترل کرد.

تقدیر و تشکر

بدین وسیله از شرکت دانش‌بنیان دانش پژوهان انرژی گستر تهویه واقع در پارک علم و فناوری سازمان پژوهش‌های علمی و صنعتی ایران، که نویسندگان را در انجام پژوهش حاضر یاری کرده‌اند، تشکر و قدردانی می‌شود.

ادی‌های بزرگ دارای انرژی است. علت نوسان ادی‌های بزرگ در بازه‌ی بسامد مذکور، اندازه‌ی آنهاست. هر چقدر که اندازه‌ی ادی‌های بزرگ‌تر 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 در پیچه‌ی کنترل نیز رؤیت شده است. بنابراین می‌توان گفت عامل نوسان‌های فشار استاتیکی و متعاقباً بارگذاری نوسانی در پیچه‌ی کنترل از تشکیل و انتقال ادی‌های دارای انرژی با اندازه‌ی نسبی بزرگ تأثیر می‌پذیرد.

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، ارزیابی بارگذاری نوسانی در پیچه‌ی 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 تصویبرهای 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 گشودگی‌های 10° الی 70° درصد در پیچه‌ی 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، درگشودگی $1/10$ ، در پیچه‌ی کنترل مسیرهای ب و ج؛ درگشودگی $3/10$ ، در پیچه‌ی کنترل مسیر ج و درگشودگی‌های 5° و 70° درصد، مسیر الف بیشترین تأثیر را در ایجاد نوسان‌های

پانویس‌ها

- Eddy
- energy cascade
- Rajaratnam & Subramanya
- Humphries
- Thang & Naudascher
- Montes
- Roth & Hager
- Takahashi & Ohtsu
- Felder
- high density poly ethylene
- plexiglass
- asynchronous
- coupling
- free delivery
- acoustic doppler velocimetry
- piezoelectric
- modbus

منابع (References)

- 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).
- Rajaratnam, N. and Subramanya, K. "Flow equation for the sluice gate", *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, **93**(3), pp. 167-186 (1967).
- Rajaratnam, M. "Free flow immediately below sluice gates", *Journal of the Hydraulics Division*, **103**(4), pp. 345-351 (1977).
- 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. "Irrotational 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

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۱۳۵-۱۴۳، (پژوهشی)

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 نرم‌افزار آباکوس ارزیابی شده‌اند. برای ارزیابی دقیق رفتار خطوط لوله‌ی فولادی و مشاهده‌ی نوع گسیختگی ایجاد شده در اثر بارهای معرفی شده، اتخاذ ناکاملی‌ها در تحلیل به روش عددی لازم و ضروری است. جهت صحت‌سنجی پاسخ‌های نرم‌افزار، 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.

واژگان کلیدی: خطوط لوله‌ی فولادی، نرم افزار آباکوس، فشار خارجی، فشار محوری، ناکاملی، نمونه‌ی آزمایشگاهی.

k.badamchi@urmia.ac.ir
h.showkati@urmia.ac.ir

۱. مقدمه

خطوط لوله، ابزار اصلی صنعت نفت و گاز هستند و اغلب برای تولید و انتقال سیالات استفاده می‌شوند. محتوای داخل لوله و حرکت‌های بستر لوله ناشی از حرکت‌های گسل، زلزله، نشست و روان‌گرایی خاک می‌توانند بارهای محوری فشاری را به جداره‌ی لوله وارد کنند،^[۱] و 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.^[۲] استفاده از خطوط لوله عمدتاً به صورت مدفون، 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 عمودی و عرضی و نیروی محوری ناشی از بارهای حرارتی و نیروهای مهاری و غیره قرار می‌گیرند. در نوشتار حاضر، دو نوع از بارهایی که می‌توانند تأثیرگذار باشند (بارمحوری و فشار خارجی)، بررسی شده‌اند.

۱.۱. بررسی خطوط لوله‌ی تحت بار محوری

تنش محوری بحرانی لوله‌ها نخستین بار توسط تیموشنکو و سوتول^[۳] (۱۹۱۰)، ارائه شده است (معادله‌ی ۱):

$$\sigma_{cr} = \frac{Et}{(\sqrt{3(1-\nu^2)})R} \quad (1)$$

مطابق با بررسی‌های انجام شده‌ی اخیر،^[۴] متأسفانه رابطه‌ی ۱ تطابق چندانی با نتایج آزمایشگاهی نداشته است. رابطه‌ی ۱، برای نسبت شعاع به ضخامت بزرگ‌تر از ۳۰۳ مناسب بوده و کمانش bellows ripple که 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 ارائه‌ی رابطه‌ی مناسب‌تر متکی بود؛ اگرچه بسیاری از طراحان از رابطه‌ی اخیر با ضرایب ایمنی خیلی بالایی استفاده کرده‌اند.^[۴-۶]

آلان^[۷] (۱۹۶۸)، 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

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۷/۲۴، اصلاحیه ۱۴۰۰/۹/۶، پذیرش ۱۴۰۰/۹/۱۵

DOI:10.24200/J30.2021.58963.3014

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^۲ (۱۹۸۲)،^[۸] رفتار لوله‌های آلیاژ آلومینیوم تحت بار محوری را بررسی کرد و لوله‌های با نسبت قطر به ضخامت بیشتر از ۶۲/۵ را به عنوان لوله‌های جدارنازک در نظر گرفت و کماتش 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 کماتشی لوله‌ها تحت بار فشار خارجی به طور متنوعی مطالعه و روابطی برای پیش‌بینی ظرفیت کماتشی آن‌ها ارائه شده است.^{[۱۱]، [۱۰]، [۱۲]} اندرو (۲۰۰۸)،^[۱۱] با انجام آزمایش لوله‌ها 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 کماتشی واقعی لوله‌های با هندسه‌ی مختلف را که ناکاملی t/D تا $0/134$ (ضخامت دیواره‌ی لوله) دارند، به صورت دقیق‌تری از منحنی داده شده تخمین زد (ظرفیت‌ها ضریبی از روابط تئوری است). ژیزین^۶ و همکاران (۲۰۱۱)،^[۱۳] به روش تحلیل تئوری نشان دادند با افزایش ناکاملی‌ها، ظرفیت خطوط لوله تحت فشار خارجی کاهش پیدا می‌کند؛ در حالی که تغییرمکان شعاعی مربوط به فشار خارجی کماتشی، افزایش پیدا می‌کند.

۳.۱. بررسی خطوط لوله تحت بارهای ترکیبی

میستری^۷ و همکاران (۱۹۹۲)،^[۱۴] رفتار کماتشی 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 کماتشی 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 (۲۰۰۴)،^[۱۵] لوله‌های فولادی در معرض فشار داخلی و خارجی را تحت بار جانبی به روش المان محدود بررسی و مشاهده کردند که فشار خارجی به‌طور قابل توجهی باعث کاهش ظرفیت بار کماتشی جانبی می‌شود. قنبری و شوکتی (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 کماتشی 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 (۲۰۱۵)،^[۱۷] 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 کماتشی بار فشار یکنواخت خارجی و خمشی افزایش می‌یابد. تو و ژین^{۱۰} (۲۰۲۰)،^[۱۸] 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 ایجاد مود کماتشی شکمی نامتقارن^{۱۱} می‌شود.

عیوضی نژاد فیروزسالاری^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۹)،^[۱۹] رفتار خطوط لوله‌ی فولادی تحت بار محوری فشاری و جانبی را به صورت دهانه‌ی آزاد و بستر نگهدارنده با روش آزمایشگاهی تحلیل و بررسی کردند و نشان دادند که افزایش فشار محوری (سرویس)، مقدار بار جانبی کماتشی را به صورت چشمگیری کاهش نمی‌دهد؛ در حالی که برای حالت دهانه‌ی آزاد، باعث کاهش بار جانبی کماتش می‌شود.

با مرور منابع مختلف مشاهده می‌شود که رفتار خطوط لوله‌ی جدارنازک فولادی تحت بار محوری فشاری و فشار خارجی بررسی نشده و اطلاعات اندکی در زمینه‌ی رفتار کماتشی آن‌ها تحت بارگذاری ذکر شده در آیین‌نامه در دسترس است.^[۲۰] تحلیل خطوط لوله با ضرایب ایمنی آیین‌نامه و ناکاملی‌های جزئی در نظر گرفته شده به روش تئوری، پاسخ‌های قابل اعتمادی را در اختیار قرار نمی‌دهد. در نوشتار حاضر، تغییرمکان‌ها، ظرفیت‌های کماتشی و مکانیسم گسیختگی لوله‌ها بررسی شده است.

۲. مشخصات هندسی نمونه‌ها و نام‌گذاری

قطر نمونه‌ها جهت بررسی پارامتریک 120 میلی‌متر به ضخامت‌های $8.5/0$ ، $1/2$ ، $1/3$ و $1/5$ انتخاب شده است که نسبت‌های قطر به ضخامت‌های 140 ، 120 ، 100 و 92 را به وجود می‌آورند. عملاً نسبت‌های قطر به ضخامت‌های مذکور به‌طور متداول استفاده شده‌اند.^{[۲۱]، [۲۲]} مطالعات گسترده‌ی برای تعیین فشار خارجی کماتشی لوله‌ها با طول محدود انجام شده است (کمتر از طول بحرانی)^{[۲۳]، [۲۴]} طول بحرانی (معادله‌ی ۲)، کمینه طولی از لوله است که آثار شرایط مرزی و افزایش طول در فشار خارجی کماتشی را بی‌اثر می‌کند.^[۲۵]

$$L_{cr} = kD \times \sqrt{\frac{D}{t}} \quad (2)$$

که در آن، D و t به ترتیب قطر و ضخامت لوله هستند و K پارامتر تجربی است که مطابق رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود.

$$K = 0.37\pi \sqrt{1 - \nu^2} \quad (3)$$

در نوشتار حاضر، طول موردنظر برای مطالعه‌ی پارامتریک با در نظر گرفتن نسبت قطر به ضخامت پیشینه‌ی $(D/t = 140)$ ، 150 میلی‌متر از طریق معادله‌ی ۲ 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 خالص و فشار محوری خالص قرار گرفته است، با $DTA80$ نشان داده شده است.

۳. مدل‌سازی عددی

رفتار کماتشی نمونه‌ها به صورت عددی بررسی شده است. در بخش حاضر، مشخصات مکانیکی مصالح و روش المان محدود معرفی شده است.

۱.۳. مشخصات مکانیکی مصالح

دو نمونه مطابق با استاندارد $ASTM E8m-09$ جهت انجام آزمون کشش آماده شدند.^[۲۶] نمودار تنش - کرنش حاصل از میانگین نتایج دو آزمون کشش در شکل ۱ مشاهده می‌شود. نمودار حاصل از شکل ۱، مطابقاً به نرم‌افزار معرفی شده است.

در یک جهت در مرکز مقطع^{۱۷} مهار شده است ($U_1, U_2, U_3, UR_3 = 0$). با انجام تحلیل‌های مختلف مشخص شد شرایط بارگذاری اخیر، مناسب‌ترین پاسخ‌ها و مودهای خرابی را با توجه به تحلیل آزمایشگاهی ارائه می‌دهد. از آلمان چهارگانه^{۱۸} با اندازه‌ی ۱۰ میلی‌متر جهت مش‌بندی استفاده شده است. بررسی‌های عددی قبلی نشان می‌دهند که اندازه‌ی مش ذکر شده، پاسخ‌های قابل قبولی را ضمانت می‌کند.^[۳۰]

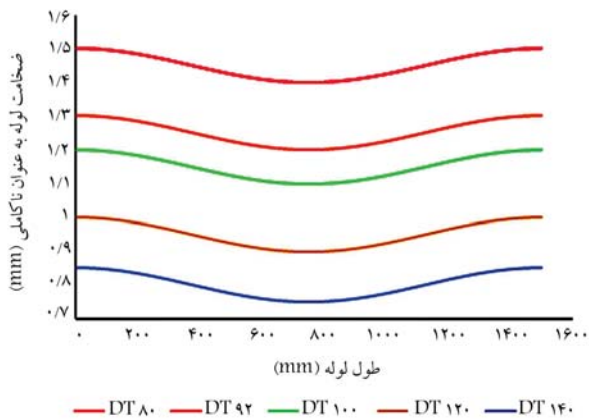
۳.۳. روش اعمال ناکاملی‌ها

جهت مطالعه‌ی عددی رفتار کمانشی سازه‌های جدارنازک، ناکاملی‌های هندسی به‌طور متداولی برای گسترش تغییرمکان‌ها به نرم‌افزار معرفی شدند.^[۳۱-۳۴] معمولاً ناکاملی‌های هندسی بیشتر از طریق 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.^[۳۳-۳۴] در نتیجه، به‌طور قابل ملاحظه‌ی الزام و ضروری است تا ناکاملی مناسبی جهت شبیه‌سازی نتایج آزمایشگاهی لحاظ شود. ناکاملی‌های استفاده شده در نوشتار حاضر، به این صورت تعریف می‌شوند:

۱. کانتیا^{۲۰} 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 ۴ به نرم‌افزار آباکوس جهت تغییرات جزئی ضخامت لوله در طول آن به عنوان ناکاملی معرفی شد.

$$t_z = \alpha \cdot t + \frac{1 - \alpha}{\beta} \times \cos \frac{\beta \pi z}{L} + C \quad (4)$$

که در آن، t_z ضخامت لوله را در طول آن نشان می‌دهد، z فاصله‌ی طولی از قسمت محور مختصات تعریف شده در یک انتها تا نقطه‌ی موردنظر و α و β پارامترهای ثابتی هستند که به ترتیب برابر با $9/0$ و 2 در نظر گرفته شده‌اند. C یک مقدار عددی است که اگر در زمانی که $z = 0$ (بیشینه‌ی مقدار) است، ضخامت موردنظر لوله به دست نیاید، به معادله اضافه می‌شود تا 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 شده است. در این حالت، ضخامت اولیه‌ی لوله‌ها که نسبت قطر به ضخامت‌شان از 80 تا 140 تغییر می‌کند، از محل تعریف مختصات در یک انتها شروع به کاهش می‌کند و به کمترین مقدار خود در میانه‌ی لوله می‌رسد و سپس دوباره از

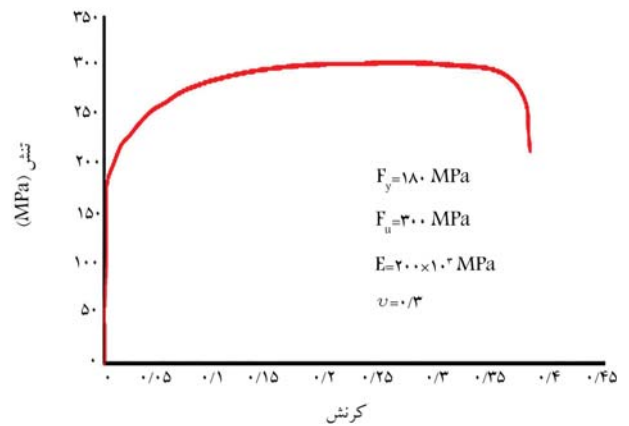


شکل ۳. تغییرات ضخامت در طول لوله‌ها.

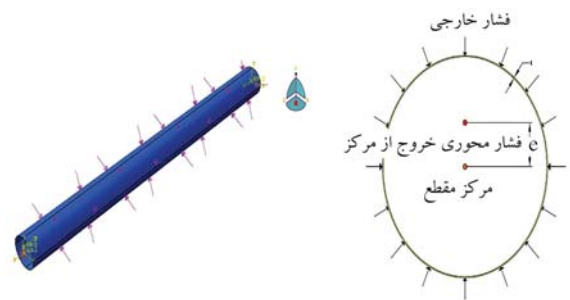
مقادیر تنش تسلیم (F_y) و نهایی (F_u)، مدول کشسانی E و ضریب پواسون (ν) در شکل ۱ ارائه شده‌اند.

۲.۳. مدل آلمان محدود

رفتار کمانشی سازه‌های جدارنازک، مثل لوله‌ها، مقطع‌های توخالی دایروی^{۱۳}، معمولاً با آلمان‌های shell مدل‌سازی می‌شوند.^[۲۶-۲۷] مدل‌سازی عددی لوله‌ها به‌صورت 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 به‌وجود آورند؛ لذا بار محوری فشاری با فاصله‌ی e از مرکز لوله، مطابق شکل ۲ اعمال شده است. در شکل مذکور، یک نمونه از لوله‌ی که تحت بار محوری فشاری و فشار خارجی تحلیل شده است، مشاهده می‌شود. جهت استخراج نمودار اندرکش 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 فعال 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 مرزی یک انتهای لوله به‌صورت مفصلی که جهت طولی برای اعمال بار محوری آزاد شده است ($U_1, U_2 = 0$) و انتهای دیگر آن به‌صورت مفصلی در سه جهت و دورانی



شکل ۱. نمودار تنش - کرنش مصالح لوله.



شکل ۲. مدل‌سازی 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 خربایی وصل است که می‌تواند در جهت محوری حرکت کند و نیروی محوری فشاری را از طریق جک هیدرولیکی که به لودسل برای ثبت مقادیر نیرو متصل است، به نمونه وارد کند. دو انتهای نمونهی موردنظر، داخل شیار استوانه‌یی به عمق ۴۰ میلی‌متر قرار گرفته‌اند. شیارهای استوانه‌یی مذکور از تغییرمکان شعاعی جلوگیری و نیروی محوری فشاری موردنظر را به صورت یکنواخت در انتهای محیط جداره توزیع می‌کند. چسب آکوارپوم در قسمت‌های جوش طولی و محیطی و انتهای نمونه و شیارها برای جلوگیری از نشت هنگام تخلیه‌ی فشار هوای لوله توسط پمپ وکیوم برای اعمال فشار خارجی استفاده شده است. یک شیر تخلیه‌ی هوا نیز به نمونه جهت جلوگیری از حبس 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 (کمتر از بار کماتشی) افزایش داده می‌شود (ظرفیت نمونه‌ها با استفاده از تحلیل عددی مشخص شده است)، و سپس هوای داخل لوله توسط پمپ وکیوم متصل به انتهای ثابت جهت اعمال فشار خارجی، در حالی که نیروی محوری فشاری ثابت نگه داشته شده است، تخلیه می‌شود.

۳.۴.۳. تکیه‌گاه ثابت و لغزنده

همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، 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 ۲۲/۷ و طول ۲۷ سانتی‌متر و ضخامت ۱۲ میلی‌متر که با استفاده از ۸ لچکی (۱ × ۱۰ × ۱۰) سانتی‌متر تقویت شده است، از قسمت بال‌های ناودانی به واسطه‌ی پیچ به ستون متصل شده است. صفحه‌یی که روی آن شیار جهت جایگذاری لوله قرار گرفته است، به ناودانی مذکور به وسیله‌ی ۴ پیچ متصل است.

طراحی و اجرای تکیه‌گاه لغزنده‌ی 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 به وجود نیاید (شکل ۶). با در نظر گرفتن شرایط و قابلیت‌های موردانتظار، تکیه‌گاه مذکور به صورت ترکیبی از اعضای خربایی ساخته شده از نیمرخ نمره‌ی ۱۴، صفحه‌ی زیرستون، ریل، صفحات زیر

میان‌ه‌ی لوله شروع به افزایش می‌کند و به مقدار بیشینه‌ی خود در انتهای دیگر می‌رسد. [۱۸]

۲. تحلیل کشسان مقادیر ویژه‌ی کماتش ۲۱ انجام و دامنه‌های اولین مود کماتشی در ضریب کاهنده‌ی ۰/۶ با استفاده از این دستور ضرب شده است.

نام فایل ورودی تحلیل IMPERFECTION, FILE = Buckle

STEP = ۱

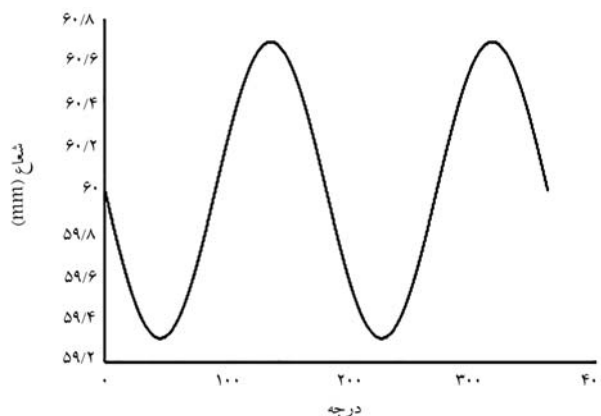
۱, ۰/۶

ناکاملی‌های هندسی که توسط تحلیل کماتش 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.

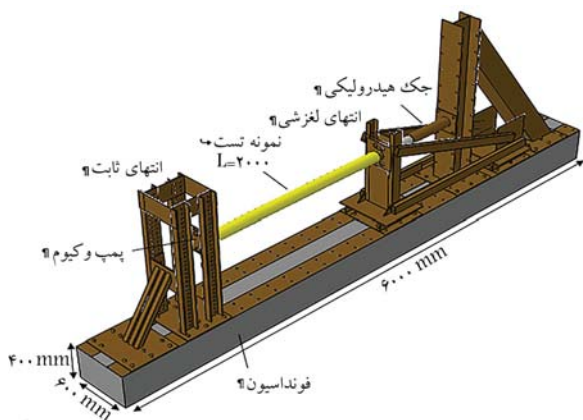
۴.۳. صحت‌سنجی نرم‌افزار

۱.۴.۳. نحوه‌ی ساخت نمونه‌ی آزمایشگاهی

قطر و ضخامت و طول بحرانی (معادله‌ی ۲) نمونه‌ی آزمایشگاهی به ترتیب ۱۲۰، ۰/۷ و ۱۸۰۰ میلی‌متر است که تحت بارگذاری فشاری خارجی در معرض فشار محوری ۲۵kN قرار گرفته و به صورت $DT171 - PF25$ نامگذاری شده است. به دلیل محدودیت طولی دستگاه نورد، دو نمونه با شرایط هندسی یکسان به طول ۹۰۰ 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 ۵).



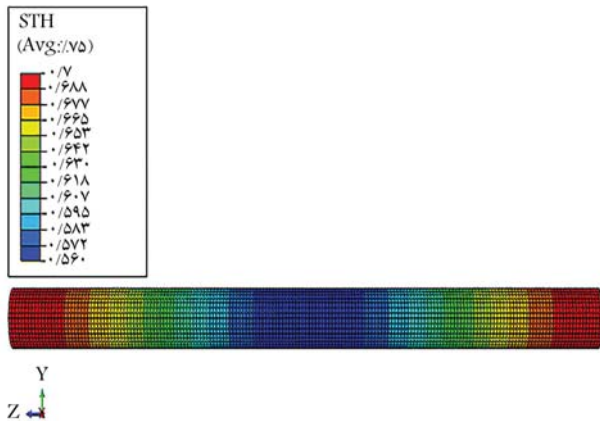
شکل ۴. تغییرات شعاع لوله در میان‌ه‌ی دهانه.



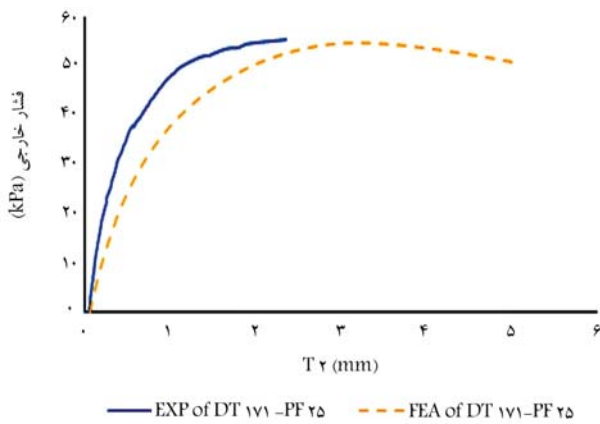
شکل ۶. دستگاه آزمون آزمایشگاهی.



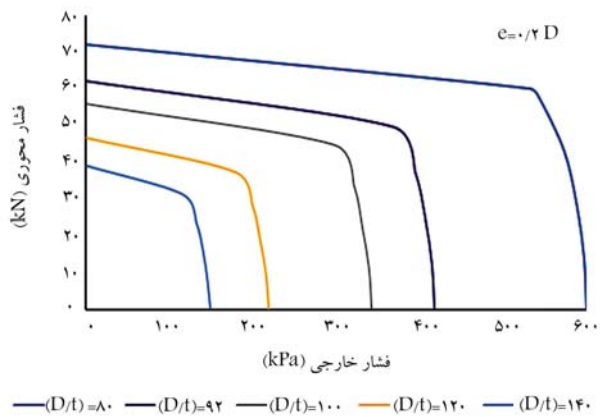
شکل ۵. دستگاه نورد و نمایی از نمونه‌ی ساخته شده با جوش آرگون.



شکل ۹. توزیع ضخامت در طول خط لوله قبل از بارگذاری.



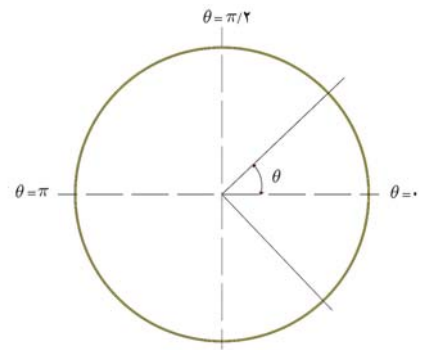
شکل ۱۰. نمودار فشار خارجی تغییر مکان T_۲ نمونه DT1۷۱PF2۵ به روش های عددی و آزمایشگاهی.



شکل ۱۱. اندرکنش بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت ($e = 0/2D$) و فشار خارجی.

۱.۴. نمودار اندرکنش بار محوری فشاری و فشار خارجی

نمودار اندرکنش بار محوری فشاری و فشار خارجی برای نسبت های قطر به ضخامت 8° تا 14° در شکل ۱۱ مشاهده می شود که مطابق آن، رابطه ی غیرخطی بین بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت ($e = 0/2D$) و فشار خارجی برقرار است. با افزایش بار محوری فشاری، فشار خارجی کماتشی به تدریج شروع به کاهش می کند و بعد از مقدار مشخصی، به طور ناگهانی کاهش می یابد. با کاهش نسبت قطر به



شکل ۷. زاویه ی نصب تغییر مکان سنج ها.



شکل ۸. موقعیت تغییر مکان سنج ها قبل از شروع آزمون.

جدول ۱. موقعیت تغییر مکان سنج ها.

اسم نمونه	T.۱	T.۲	T.۳
DT1۷۱-PF2۵	$1m, 90^\circ$	$1m, 90^\circ$	$2m, 90^\circ$

ریل و موقعیت تقویت شده ی اعمال نیرو طراحی و اجرا شده است.

۴.۴.۳. محل تغییر مکان سنج های (LVDT's) جایگذاری شده

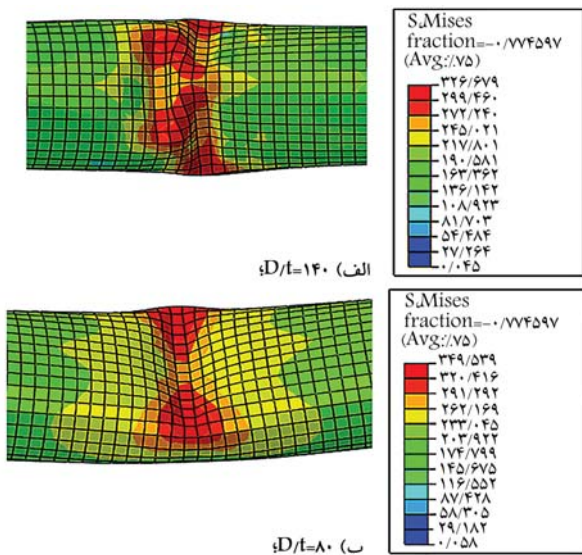
برای ثبت تغییر مکان های نمونه، تغییر مکان سنج ها (LVDT's) به صورت عمود بر محور لوله با زاویه ی 0° و 90° درجه (شکل های ۷ و ۸) در قسمت های مختلف جای گذاری شدند (جدول ۱).

۴.۴.۳. مقایسه ی نتایج نمونه ی آزمایشگاهی و نرم افزار

مطابق بخش های ۱.۳ الی ۳.۳، مدل سازی عددی برای نمونه ی آزمایشگاهی صورت گرفته و ناکاملی ها به نرم افزار معرفی شده اند. در شکل ۹، توزیع ضخامت در طول لوله قبل از بارگذاری مشاهده می شود. ضخامت لوله از هر دو انتها شروع به کاهش کرده و در میان دهانه به مقدار کمینه ی خود رسیده است. رفتار کماتشی نمونه ی DT1۷۱-PF2۵ در شکل ۱۰ مشاهده می شود و اختلاف ظرفیت کماتشی نتایج عددی ۲۲ و آزمایشگاهی ۲۳ $1/41\%$ است. نتایج حاصل نشان می دهند تطابق مناسبی بین نتایج عددی و آزمایشگاه برقرار است.

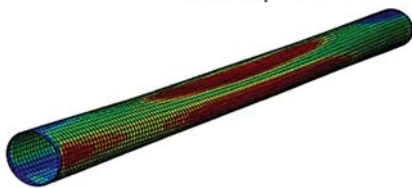
۴. بحث و نتایج

در بخش حاضر، ابتدا نمودار اندرکنش بار محوری فشاری و فشار خارجی نسبت های 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 کماتشی فشار خارجی مطالعه شده است.

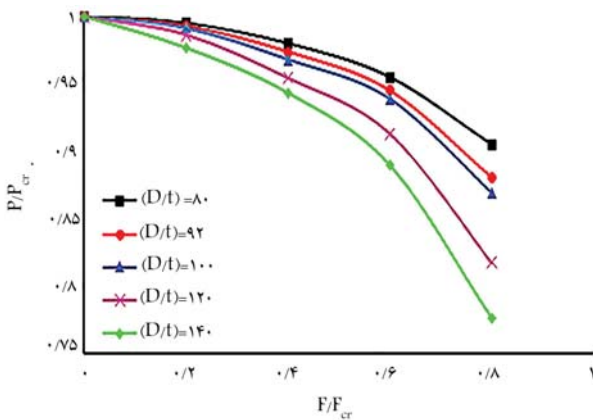


الف) $D/t=140$

ب) $D/t=80$

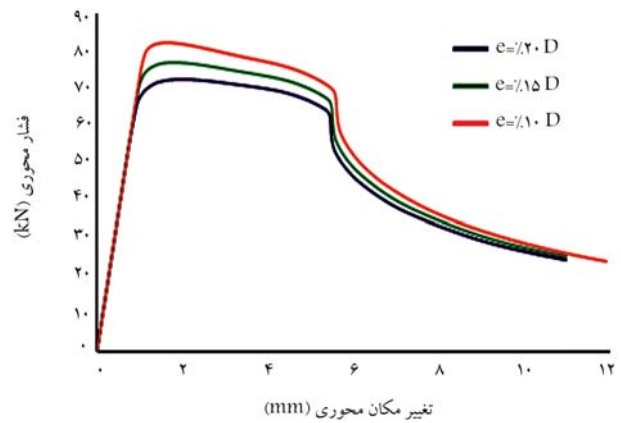


ج) تحت بار محوری فشاری و فشار خارجی و فشار خارجی خالص. شکل ۱۳. مود کمانشی خط لوله در حالت‌های مختلف.



شکل ۱۴. تأثیر بار محوری فشاری در فشار خارجی.

با F/F_{cr} از صفر تا $0/8$ ، نسبت P/P_{cr} کاهش یافته است. مقادیر P/P_{cr} با افزایش F/F_{cr} با شدت بیشتری در مقایسه با لوله‌های با نسبت قطر به ضخامت پایین (کمتر از 10°) با توجه به شیب نمودار کاهش یافته است. در نتیجه، تأثیر بار محوری در ظرفیت کمانشی فشار خارجی برای نسبت‌های قطر به ضخامت بالا در مقایسه با نسبت‌های قطر به ضخامت پایین بیشتر است. با توجه به شکل ۱۴، به ازاء F/F_{cr} معادل $0/8$ از P/P_{cr} 77 (با $D/t = 140$) تا 90 (با $D/t = 80$) درصد فشار خارجی خالص تغییر می‌کند، یعنی با توجه به نسبت‌های 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 نسبت‌های F/F_{cr} صفر تا $0/6$ ، برخلاف F/F_{cr} معادل $0/8$ ، با افزایش نسبت قطر به ضخامت، فشار خارجی کمانشی با مقادیر نزدیک به هم کاهش



شکل ۱۲. منحنی‌های نیرو - تغییر مکان در جهت طولی نمونه با درصد خروج از مرکزیت مختلف.

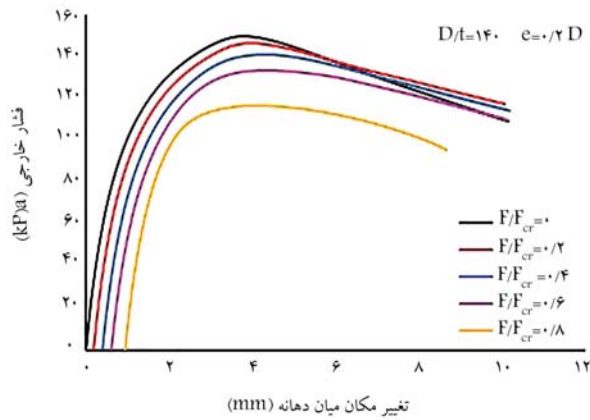
ضخامت از 14° به 8° ظرفیت کمانشی لوله‌ی جدار نازک فولادی به‌طور محسوسی افزایش یافته است.

۲.۴. تأثیر خروج از مرکزیت بار محوری فشاری

نمودار نیرو - تغییر مکان برای نمونه‌ی دارای نسبت قطر به ضخامت معادل 8° که تحت بار محوری فشاری خالص با خروج از مرکزیت مختلف قرار گرفته است، با استفاده از تحلیل عددی در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، که مطابق آن با کاهش میزان خروج از مرکزیت ظرفیت کمانشی در حدود 13% افزایش یافته است که به دلیل ممان خمشی که از این طریق به نمونه وارد می‌شود، است. در واقع کمانش خطوط لوله که در معرض بار محوری فشاری هستند، می‌تواند بار خمشی را نیز به آن وارد کند.

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 ($e = 0/2D$) در ظرفیت کمانشی فشار خارجی بررسی شده است. مقادیر نیروی محوری فشاری و فشار خارجی به ترتیب توسط نسبت F/F_{cr} و P/P_{cr} طبقه‌بندی شده‌اند. F_{cr} به ترتیب نیروی محوری فشاری کمانشی در معرض فشار خارجی و نیروی محوری فشاری خالص کمانشی لوله را نشان می‌دهند. در نوشتار حاضر، این نسبت بین 0 تا $0/8$ تغییر می‌کند. از طرفی P و P_{cr} ، فشار خارجی کمانشی تحت اثر بار محوری و فشار خارجی کمانشی لوله‌ی خالص را نشان می‌دهند. در شکل (الف ۱۳) و (ب)، مود کمانشی خرابی نمونه برای نسبت P/P_{cr} معادل با صفر (نیروی محوری فشاری خالص) مشاهده می‌شود. برای لوله با نسبت قطر به ضخامت 14° ، چین خوردگی متعددی در محل کمانش مشاهده می‌شود (شکل الف ۱۳). این حالت از مود کمانشی، مود الماسی نامیده می‌شود.^[۲۷] برای لوله با نسبت قطر به ضخامت 8° ، یک نوع از فرورفتگی ایجاد می‌شود و دیواره‌ی لوله به سمت داخل حرکت می‌کند (شکل ب ۱۳).^[۲۷] در حالی که لوله‌های قرار گرفته تحت فشار خارجی در معرض بار محوری فشاری ($P/P_{cr} \leq 1$) و فشار خارجی خالص مطابق (شکل ج ۱۳)، دو موج محیطی را مستقل از مقادیر نسبت‌های قطر به ضخامت ایجاد می‌کنند. در شکل ۱۴، تغییرات نیروی محوری فشاری - فشار خارجی با خروج از مرکزیت ($e = 0/2D$) با کمیت بدون بعد مشاهده می‌شود که مطابق آن با افزایش نسبت



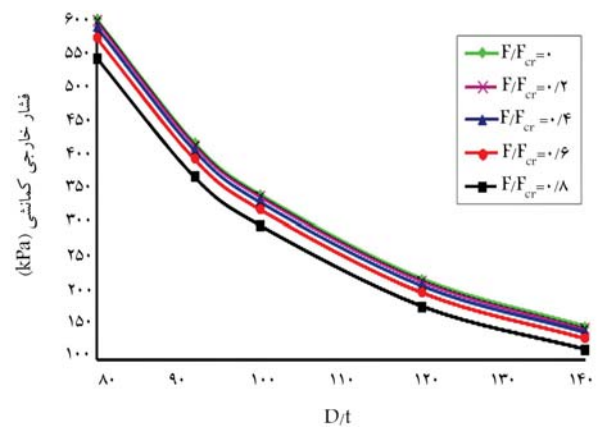
شکل ۱۷. منحنی های فشار خارجی - تغییر مکان میان دهانه (mm) برای نسبت قطر به ضخامت ۱۴۰.

منحنی ها تقریباً ثابت است. می توان بیان کرد با افزایش بار محوری، میزان جذب انرژی کاهش می یابد.

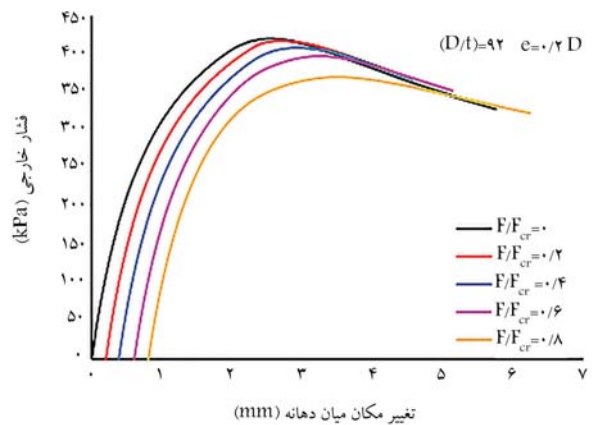
۵. نتیجه گیری

رفتار کماتشی خطوط لوله ی جدارنازک فولادی با نسبت قطر به ضخامت بین ۸۰ تا ۱۴۰ تحت بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت ۲۰٪ قطر لوله و فشار خارجی به روش عددی با استفاده از تحلیل المان محدود بررسی شده و این نتایج به دست آمده است:

۱. در خطوط لوله ی جدارنازک فولادی تحت بار ترکیبی فشار محوری و خارجی با افزایش فشار محوری، ظرفیت کماتشی فشار خارجی کاهش می یابد.
۲. با توجه به نمودار شکل ۱۴ در بخش ۴، در خطوط لوله ی جدارنازک فولادی، برای محاسبه ی فشار خارجی کماتشی در صورتی که نسبت بار محوری F/F_{cr} تا ۸۰٪ افزایش یابد، باید به ترتیب ۷۷ و ۹۰ درصد فشار خارجی کماتشی برای نسبت قطر به ضخامت ۱۴۰ و ۸۰ در نظر گرفته شود.
۳. با بررسی آثار قطر به ضخامت مختلف در بخش ۴ تحت بارگذاری مذکور رفتار کماتشی خطوط لوله بعد از نسبت قطر به ضخامت ۱۰۰ تغییر یافته است که می توان در طراحی خطوط لوله نسبت های قطر به ضخامت ۱۰۰ به بالا را مستقل از نسبت های قطر به ضخامت پایین دانست.
۴. با توجه به مودهای کماتشی ایجاد شده در بخش ۴ مشاهده شد با افزایش قطر به ضخامت از ۸۰ به ۱۴۰، مودهای کماتشی تحت بار محوری به مود کماتشی الماسی تغییر یافته اند.



شکل ۱۵. تأثیر قطر به ضخامت در فشار خارجی.



شکل ۱۶. منحنی های فشار خارجی - تغییر مکان میان دهانه برای نسبت قطر به ضخامت ۹۲.

یافته است. در نتیجه در صورتی که بار محوری ناچیزی در خطوط لوله اثر کند، می توان از آثار آن برای طراحی خطوط لوله در مقابل فشار خارجی صرف نظر کرد.

نمودارهای فشار خارجی - تغییر مکان میان دهانه (همانند T۲) در شکل های ۱۶ و ۱۷، برای خطوط لوله با نسبت قطر به ضخامت ۹۲ و ۱۴۰ ارائه شده اند. نقاط بیشینه ی نیرو در همه ی منحنی ها، نقاط کماتش نمونه را نشان می دهند که با افزایش نسبت بار محوری کاهش یافته است. تغییر مکان اولیه ی ایجاد شده قبل 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 بیشینه افزایش یافته است؛ در حالی که در شکل ۱۷، تغییر مکانی که در بار کماتش رخ داده است، در همه ی

پانویس ها

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. Eyvazinejad Firouzsalar
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. Eyvazinejad Firouzsalar, S., Showkati, H. and Ingham, 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", Universidat 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", *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

سیدعلیرضا اسماعیلی (دانشجوی دکتری)

سعید گوهری (استادیار)

مجید حیدری* (استادیار)

دانشکده‌ی کشاورزی، گروه علوم و مهندسی آب، دانشگاه بوعلی سینا، همدان

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۱، ص. ۱۴۵-۱۵۵، (پژوهشی)

با توجه به تأثیر مهم سیلاب در تغییرات ریخت‌شناسی رودخانه، در پژوهش حاضر به بررسی تأثیر پارامترهای مختلف در انتقال بار بستر رسوبی در شرایط سیلاب ناگهانی پرداخته شده است. هیدروگراف جریان ورودی از نوع مثلثی متقارن و زمان پایه‌ی هیدروگراف‌ها برابر ۹۰ ثانیه و دبی بیشینه‌ی آنها از ۳۰ تا ۴۵ لیتر بر ثانیه در نظر گرفته شده است. جنس ذرات رسوبی از نوع کوارتز و با قطر متوسط ۱، ۲ و ۳ میلی‌متر بوده و در دو شیب ۰/۰۰۶ و ۰/۱۴ آزمایش شده‌اند. نتایج پژوهش حاضر نشان داد که نقش شیب کانال در انتقال بار کف اهمیت زیادی دارد، به طوری که با افزایش ۲ برابری شیب 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.

واژگان کلیدی: بار بستر، سیلاب ناگهانی، زمان پایه، هیدروگراف مثلثی، 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 جبران‌ناپذیری ایجاد می‌کند، سیل اطلاق می‌شود. به دلیل وقوع سیلاب، فرسایش‌های عظیمی در سطح حوضه صورت می‌گیرد، که باعث مشکلات عمده‌ی، از جمله: ته‌نشینی و انباشته شدن رسوب در پایین دست رودخانه می‌شود. از این روان‌تقال بار رسوبی در تغییر مورفولوژی رودخانه نقش مهمی ایفا می‌کند و بر اکولوژی رودخانه تأثیر دارد. [۱] یکی از دلایل وقوع سیلاب، توزیع غیریکنواخت زمان و مکان بارندگی است. سیلاب‌های ناگهانی به علت بارندگی‌های 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. هیدروگراف سیلاب‌های ذکر شده، نقطه‌ی اوج بالایی دارند. انتقال توده‌ی ذرات رسوبی در محیط سیال در یک بستر طبیعی با جنس رسوب‌های مشابه، انتقال رسوب نامیده می‌شود. هنگامی که سرعت برشی کمی بیشتر از سرعت بحرانی آن شود، ذرات شروع به غلطیدن و لغزش بر روی بستر می‌کنند و دائماً با بستر در تماس هستند. [۲]

در روند انتقال رسوب در جریان غیرماندگار، عوامل متعددی تأثیرگذار هستند

و شناخت آنها و تأثیر هر عامل در یکدیگر نقش مهمی در فهم رفتار رسوب خواهد داشت. تراز سطح آب ارتباط نزدیکی با مقاومت شکل‌های بستر رسوبی فرسایش‌پذیر در برابر جریان آب دارد. تأثیر متقابل بین جریان آب و بستر فرسایش‌پذیر، که همراه با پدیده‌ی انتقال رسوب است، باعث ایجاد انواع شکل‌های بستر می‌شود. برخی از پژوهشگران روش‌هایی را برای پیش‌بینی فرم بستر ارائه کرده‌اند، که هر کدام محدودیت‌های خاص خود را دارند و می‌توان نتیجه گرفت که در رودخانه‌های شنی، فرم بستر تلماسه^۱ شکل نمی‌گیرد. [۳]

شکل‌های بستر، مقاومتی اضافه در برابر جریان آب تولید می‌کنند، که به آن مقاومت شکل بستر می‌گویند. بنابراین مقاومت کل از دو بخش: (۱) مقاومت ذره، که ناشی از اندازه‌ی ذره رسوبی است و (۲) زبری شکل، که ناشی از شکل‌های بستر است، تشکیل شده است. [۴] حرکت بار کف تحت جریان سیلاب‌های ناگهانی به دلیل شکل هیدروگراف اهمیت ویژه‌ی دارد. در شرایط مذکور، جریان سیل به علت شکل‌گیری سریع همانند یک موج به حرکت در می‌آید و آثار متفاوتی نسبت به سیل‌های با زمان اوج‌گیری طولانی در بستر برج می‌گذارد. در زمینه‌ی انتقال بار بستر و فرسایش تحت تأثیر جریان غیرماندگار، مطالعات زیادی صورت نگرفته است. رید و لارون (۱۹۹۵)، کوهن و لارون (۲۰۰۵)، متو و همکاران (۲۰۰۸)، بمبار و همکاران (۲۰۱۱) به ارائه‌ی مدل ریاضی رسوب انتقالی و تغییرات شکل بستر تحت تأثیر جریان غیرماندگار پرداخته‌اند. [۵]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۳/۲۹، اصلاحیه ۱۴۰۰/۷/۱۷، پذیرش ۱۴۰۰/۷/۲۴.

DOI:10.24200/J30.2021.58434.2978

alirezaesmaili72@gmail.com
s.gohari@basu.ac.ir
mheydari@basu.ac.ir

گراف و سوزکا^۲ (۱۹۸۵) در بررسی ارتباط انتقال رسوب تحت جریان ماندگار و غیرماندگار در کانال مستقیم در شرایط آزمایشگاهی دریافته‌اند که میزان حجم رسوب انتقالی در شرایط جریان غیرماندگار همواره بیشتر از مقدار آن در حالت جریان ماندگار است.^{۱۶} کوهنل^۳ (۱۹۹۲)، در بررسی جریان کف در رودخانه‌ی ماسه‌بی در ایالات متحده‌ی آمریکا مشاهده کرد که میزان بار کف در طول شاخه‌ی صعودی هیدروگراف در برابر شاخه‌ی نزولی در شرایط جریان‌های شدید افزایش یافته است.^{۱۷} در آزمایش‌های وانگ^۴ و همکاران (۱۹۹۴)، فاصله‌ی زمانی بین وقوع نقطه‌ی اوج سیلاب و دبی اوج رسوب مشاهده شد که آن را تأخیر ایترسی کف نام‌گذاری کردند.^{۱۸} کوه^۵ (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 هیدروگراف‌های مثلثی بر روی بستر متحرک انجام داد و دریافت که پروفیل لگاریتمی سرعت برای جریان‌های غیرماندگار با انتقال بار کف در ناحیه‌ی خطی جریان وجود دارد و حرکت بار کف با پایداری و دوام جریان کاهش می‌یابد.^{۱۹} لی^۶ و همکاران (۲۰۰۴)، نیز پژوهش‌های آزمایشگاهی در مورد روند انتقال بار کف تحت شرایط جریان ماندگار انجام دادند و دریافته‌اند که تأخیر زمانی بین دبی بیشینه‌ی هیدروگراف و سدیکراف رسوب (تغییرات دبی رسوب به زمان) وجود دارد، که متأثر از اندازه‌ی قطر ذرات رسوبی است.^{۱۹} وو^۷ و همکاران (۲۰۰۴) مدل‌سازی عددی یک‌بعدی در شرایط انتقال بار رسوبی غیریکنواخت را تحت شرایط جریان غیرماندگار پیشنهاد کردند و به مقایسه‌ی برآورد رسوب‌های انتقالی با ۴ 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.^{۱۱}

هو و آبراهام^۸ (۲۰۰۵)، با انجام یک سری آزمایش‌ها، به تعریف مقاومت بستر پرداختند و مقاومت بستر در شرایط بستر متحرک را به دو قسمت اصطکاک ذرات و اثر تغییر شکل 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 بسترهای 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.^{۱۲}

حسن و همکاران (۲۰۰۶)، تأثیر افزایش تدریجی رودخانه‌های شنی در شرایط آزمایشگاهی را بررسی کردند. ایشان ابتدا آزمایش‌هایی با استفاده از هیدروگراف‌های متقارن و نامتقارن انجام دادند و دریافته‌اند که تأخیر زمانی بین دبی اوج هیدروگراف جریان و سدیکراف (تغییرات دبی رسوب به زمان) در دوره‌های زمانی کوتاه‌مدت با هیدروگراف متقارن وجود دارد.^{۱۳} بمبار^۹ و همکاران (۲۰۱۱)، با بررسی یک سری آزمایش بر روی بار کف در شرایط جریان غیرماندگار، تعدادی از هیدروگراف‌های مثلثی و دوزنقه‌یی را بر روی بستر متحرک برقرار کردند و نشان دادند که میزان انتقال بار بستر در اثر تغییرات زمان هیدروگراف‌های مثلثی و دوزنقه‌یی، به اندازه‌ی ۱۱ و ۳۰ ثانیه تأخیر زمانی از زمان پایه‌ی هیدروگراف‌های جریان ورودی دارند.^{۱۵} بیلی^{۱۰} (۲۰۱۱)، میزان جریان و نرخ 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 فوق‌بحرانی و تجزیه و تحلیل ویژگی‌های رسوب محاسبه و سپس تغییرات غلظت رسوب‌های معلق با دبی را آنالیز و متحنی‌های ساده‌ی برای انتقال بار کف و معلق استخراج کرد. همچنین تعدادی از معادلات پیش‌بینی بار کف را برای سری داده‌های رودخانه‌ی مطالعاتی بررسی کرد.^{۱۴}

کیورانی و شانه‌ساززاده (۲۰۱۴) در بررسی تأثیر عوامل مؤثر در انتقال بار بستر در جریان ماندگار دریافته‌اند که بیشترین اثر، مربوط به اندازه و شکل ذرات بستر است، به طوری که در طول پرش و تا حدی در سرعت متوسط آن تأثیرگذار است.^{۱۵} مطالعات طبرستانی و زراتی^{۱۱} (۲۰۱۴) نشان داد که خصوصیات جریان از جمله توزیع سرعت و تنش برشی در زمان هیدروگراف ورودی در نرخ انتقال رسوب تأثیرگذار است. همچنین شدت جریان هیدروگراف در شاخه‌ی بالارونده از شاخه‌ی پایین‌رونده بیشتر است، که این افزایش ارتباط مستقیمی با نرخ بار رسوب دارد.^{۱۶} ماورین^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۶)، میزان بار بستر در شرایط سیلابی را بررسی کردند و دریافته‌اند که دو مشخصه‌ی شکل ذرات رسوبی بستر و شیب کانال در فرسایش بستر تأثیرگذار است.^{۱۷} یانگ^{۱۳} و همکاران (۲۰۱۶)، در بررسی آزمایشگاهی انتقال رسوب بر روی بسترهای ریل^{۱۴}، مهم‌ترین مشخصه‌ی فرسایش بسترهای ریلی را سرعت جریان آب معرفی کرده‌اند.^{۱۸}

ماروکوسکا^{۱۵} و همکاران (۲۰۱۸) در شرایط آزمایشگاهی با کانال ۱۲ متری و با دبی‌های ۱/۳ و ۴۵/۶ لیتر بر ثانیه با تولید دو هیدروگراف مثلثی شکل با سنگ‌های گردگوشه و گوشه‌دار، میزان انتقال بار بستر تحت جریان غیرماندگار را بررسی کردند. تراز سطح آب در آزمایش آنها ۲ تا ۱۱ سانتی‌متر و وزن رسوب‌های انتقالی بین ۴/۵ تا ۱۴/۲ کیلوگرم در مدت زمان ۸۰۰ بوده است. ایشان همچنین تأثیر میزان بار کف در تنش برشی و قدرت جریان آبراهه را بررسی کردند و دریافته‌اند که نرخ انتقال رسوب به پارامتر غیرماندگار و فرم بستر وابسته است. همچنین میزان تنش برشی و قدرت جریان با افزایش دبی بارکف کاهش می‌یابد.^{۱۹}

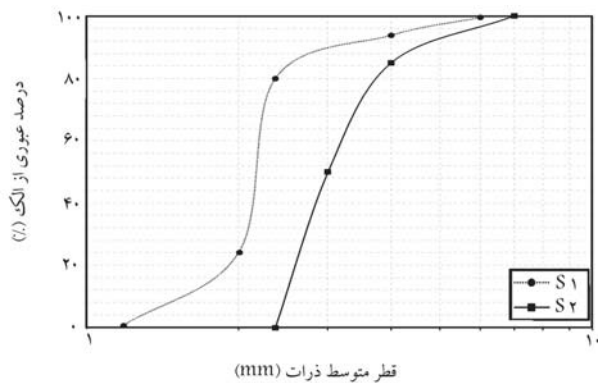
مائو^{۱۶} (۲۰۱۸)، تأثیر سیلاب در انتقال رسوب در رودخانه‌های با بستر شنی را بررسی کرد. شرایط رسوبی و نوع هیدروگراف ورودی نیز در شکل الگوهای هیستریزیک تأثیر به‌سزایی دارد. وی تأثیر زمان‌بندی تلاطم جریان غیرماندگار بر انتقال بار بستر را با سه نوع هیدروگراف پله‌یی و متقارن شبیه‌سازی کرد و نتایج وی نشان داد که الگوی هیستریزیک بعد از اولین سیلاب، صعودی است و به دلیل سپردگی^{۱۷} ذرات رسوبی، نزولی می‌شود.^{۲۰}

اولکفورد^{۱۸} و همکاران (۲۰۱۹)، تأثیر مدت زمان سیلاب در پایداری بستر حاوی رسوب‌های غیرچسبیده را با دانه‌بندی یکسان ۴/۸ میلی‌متر و یکنواخت بررسی کردند و ۶۰ سری آزمایش با زمان‌های ۰ تا ۹۶۰ دقیقه انجام دادند و دریافته‌اند که میانگین تنش برشی به میزان ۱۸٪ افزایش یافته و همچنین تنش برشی بحرانی و میزان انتقال رسوب به صورت غیرخطی بوده است.^{۲۱}

ژیوا^{۱۹} و همکاران (۲۰۲۰)، در بررسی تأثیر جریان غیرماندگار برای انتقال رسوب در شرایط آزمایشگاهی به طول ۶ متر با هیدروگراف‌های 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 هیدروگراف روند کاهشی داشته و زمان نقطه‌ی اوج دبی جریان نسبت به نقطه‌ی اوج دبی رسوب زودتر رخ داده است.^{۲۲}

دووان^{۲۰} و همکاران (۲۰۲۰)، در بررسی آزمایشگاهی انتقال رسوب‌های بار کف از نوع یکنواخت و غیریکنواخت تحت شرایط جریان غیرماندگار دریافته‌اند 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 (۲۰۱۹) انتقال بار بستر یکنواخت با دانه‌بندی‌های مختلف



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی نمونه‌ی خاک‌های انتخابی.

جدول ۱. مشخصات نمونه‌ی خاک‌ها.

مؤلفه	S1	S2
S_0	۰/۰۰۶	۰/۰۱۴
d_{10}	۱/۷۵	۲/۵۵
d_{16}	۱/۸۱	۲/۵۷
d_{50}	۲/۱	۳/۰
d_{60}	۲/۱۵	۳/۱
d_{84}	۲/۵۵	۴/۱
δ_g	۱/۱۹	۱/۲۶
D_g	۲/۱۵	۳/۲۵
Cu	۱/۲۳	۲/۲۱

عبوری 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.

$$D_g = \sqrt{D_{16} \times D_{84}} \quad (1)$$

$$\delta_g = \sqrt{\frac{D_{84}}{D_{16}}} \quad (2)$$

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3)$$

۳.۲. جریان غیرماندگار

سیستم ایجاد جریان غیرماندگار در ابتدای کانال نصب و جریان در فاصله‌ی ۱۲۰ سانتی‌متری وارد بستر با دانه‌بندی متحرک شده است. دبی اوج هیدروگراف‌های ورودی، با توجه به اندازه‌ی دانه‌بندی رسوب و از طریق اینورتر تعیین شده است. دبی جریان بین ۳۳/۷ تا ۴۴/۴ لیتر بر ثانیه بر عرض واحد بوده است. برای تولید هیدروگراف، یک سیستم الکترومکانیک، که شامل مخزن با یک روزنه‌ی دایره‌ی در کف و یک مخروط فلزی متصل به یک سیستم الکترومکانیکی که با باز و بسته کردن تدریجی مجرا، برای عبور جریان با هد ثابت از روزنه‌ی دبی متغیر به وجود می‌آورد، طراحی شده است.

پس از کالیبراسیون سیستم هیدرولیکی و با توجه به ارتفاع بیشینه‌ی آب در تانک (۱۱۴ سانتی‌متر) و نیز میزان عبور بیشینه‌ی جریان هیدروگراف‌های تولیدی ارزیابی شده است. هیدروگراف‌های تولیدی از طریق اندازه‌گیری جریان ورودی به کانال و از طریق سرریز لایه‌ی تیز برداشت شده‌اند. از طرفی با توجه به کم بودن زمان، پایه‌ی

و با نسبت وزنی یکسان تحت جریان غیرماندگار را در یک کانال آزمایشگاهی به طول ۱۲ متر و عرض ۵/۰° متر ارزیابی کردند و دریافتند که دبی انتقال رسوب‌های ریزدانه نسبت به رسوب‌های گوشه‌دار کمتر بوده و همچنین زمان آستانه‌ی حرکت ذرات رسوبی گوشه‌دار 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 کانال با بستر ثابت بررسی کردند و آزمایش‌هایی برای انتقال رسوب در فلوام آزمایشگاهی به طول ۲۲، عرض ۷۵/۰° و عمق ۵/۰ متر با دبی ۱۷ لیتر بر ثانیه و شیب کف ۰/۰۲° و دو نمونه‌ی خاک از نوع گراول با دانه‌بندی ۴۰ و ۲۰ میلی‌متر و شن درشت با دانه‌بندی ۱/۹۵ میلی‌متر انجام دادند. نتایج آنها نشان داد که میزان اندازه‌ی هیدروگراف و پارامتر غیرماندگار تأثیر به سرایی در نرخ انتقال رسوب دارد. همچنین میزان رسوب انتقالی در جریان‌های غیرماندگار در شاخه‌ی صعودی هیستریزس هیدروگراف نسبت به شاخه‌ی پایین‌رونده 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 نرخ انتقال رسوب در یکدیگر دارند، مطالعه و بررسی آثار مذکور و رابطه‌ی آنها با ابعاد شکل‌های بستر اهمیت خاصی دارد.^[۲۶]

همان‌طور که اشاره شد، پژوهشگران مختلفی در بررسی باربستر انتقالی در شرایط جریان غیرماندگار، آزمایش‌هایی انجام دادند. نمونه‌برداری از رسوب در آزمایش‌های آنها به صورت الکترونیکی بوده و با لوازم و تجهیزات آزمایشگاهی پیشرفته لازم داشته و با به‌طور کلی در انتهای کانال در بازه‌های زمانی کوتاه مدت جمع‌آوری شده است. هدف از پژوهش حاضر، شبیه‌سازی 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.

۱.۲. فلوام آزمایشگاهی

آزمایش‌ها در یک کانال با جداره‌های شیشه‌ی شفاف و کف فلزی صیقلی رنگ شده به طول ۱۰ متر و عرض و ارتفاع ۳۰ و ۵۰ سانتی‌متر انجام شده‌اند. کانال مذکور، قابلیت شیب‌پذیری داشته و از دو شیب ۰/۰۰۶° و ۰/۰۱۴° استفاده شده است. طول بستر متحرک بر اساس نتایج به دست آمده از آزمایش‌های مقدماتی و با توجه به دبی بیشینه، بزرگ‌ترین هیدروگراف و اندازه‌ی قطر ریزترین ذرات مواد بستر انتخابی برابر با ۲۰۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است، که با اضافه کردن بستر صلب هم‌زیر بستر متحرک به میزان ۲۰۰ سانتی‌متر به منظور حذف تغییرات جریان در پایین‌دست به ۴۰۰ سانتی‌متر افزایش یافته است.

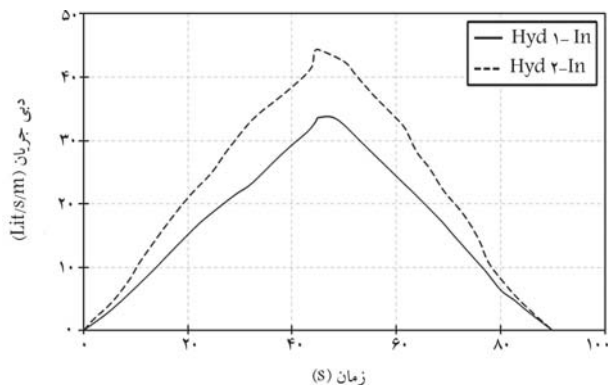
۲.۲. دانه‌بندی خاک

به منظور تعیین منحنی دانه‌بندی و برآورد قطر متوسط ذرات تشکیل‌دهنده‌ی خاک، مدل‌های آزمایشی به روش استاندارد ASTM^[۲۷] تهیه شده‌اند و منحنی دانه‌بندی خاک‌های انتخابی در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

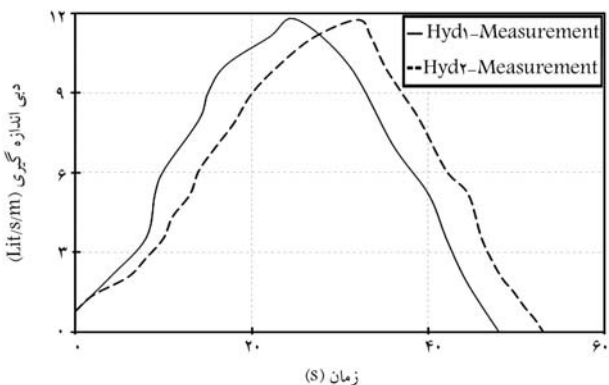
همچنین مشخصات مربوط به اندازه‌های ۱۰، ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد قطر ذرات

جدول ۲. مشخصات هیدروگراف‌های استفاده شده در آزمایش.

هیدروگراف جریان	دبی اوج هیدروگراف جریان (Li/sec/m)	مدت زمان شاخه‌ی صعودی (sec)	مدت زمان شاخه‌ی نزولی (sec)
Hyd ۱-I	۳۳/۷	۴۵	۴۵
Hyd ۲-I	۴۴/۴	۴۵	۴۵
Hyd ۱-M	۱۱/۷۶	۲۵	۲۳
Hyd ۲-M	۱۱/۷۶	۳۲	۴۳



شکل ۴. هیدروگراف‌های جریان ورود.



شکل ۵. هیدروگراف‌های اندازه‌گیری شده.

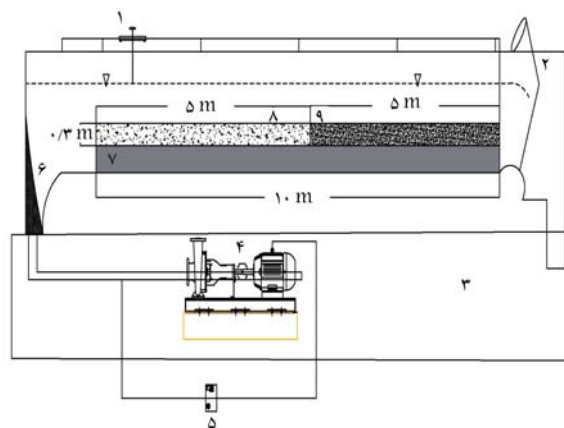
(شکل ۵). مدت زمان شاخه‌های صعودی و نزولی در هیدروگراف‌های مثلثی، متقارن با یکدیگر و معادل ۴۵ ثانیه بودند. همچنین مشخصات هیدروگراف‌های تولید شده در جدول ۲ ارائه شده است. هیدروگراف‌های تولیدی همچون یک موج جریان عمل کرده و زمان تولید آنها کوتاه بوده است (شکل ۶).

۴.۲. معادلات حاکم بر شدت جریان و انتقال رسوب

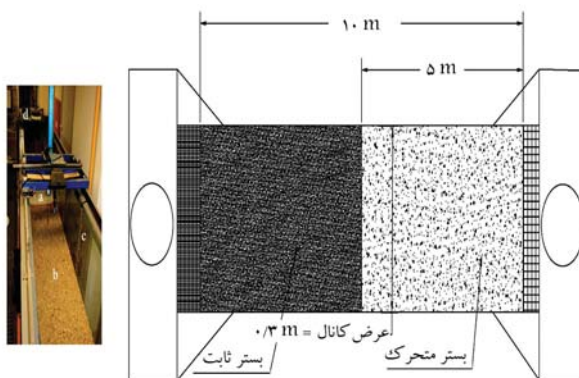
برآورد شدت جریان در شرایط ماندگار در مجاری باز از رابطه‌ی مانینگ^{۲۱} رابطه‌ی ۴ امکان‌پذیر است:

$$Q_0 = AS_0^{1/2} R_h^{2/3} n^{-1} \quad (4)$$

که در آن، A سطح مقطع جریان (مترمربع)، S_0 شیب بستر (متر بر متر)، R_h شعاع هیدرولیکی (متر)، n ضریب زبری مانینگ و Q_0 شدت جریان (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 جریان، ۶- آرام‌کننده‌ی جریان، ۷- بستر صلب، ۸- بستر متحرک، ۹- بستر ثابت).



شکل ۳. الف) پلان بستر رسوبی استفاده شده، ب) تجهیزات استفاده شده -a- عمق‌سنج مکانیکی، b- بستر ثابت، c- متر، d- عمق‌سنج الکترونیکی).

هیدروگراف‌ها و همچنین ابزار لازم برای ثبت تغییرات پارامترهای هیدرولیکی جریان در زمان کوتاه موجود نبود، لذا تغییرات عمق جریان در طول بستر در فواصل ۱۰، ۳۰، ۵۰، ۷۰، ۱۳۰ و ۲۰۰ سانتی‌متر از ابتدای ورودی بستر (به ازاء هر دبی) از طریق عکس‌برداری برای هر هیدروگراف و نیز تغییرات اخیر در فاصله‌ی ۱۰ سانتی‌متر بعد از بستر متحرک توسط ۲ دوربین ثبت شده‌اند (شکل ۲). مقادیر 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]

$$q_b^* = \frac{q_b}{\rho_s \sqrt{(\rho_s - \rho)gd_{50}^3}} \quad (12)$$

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_{50} 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]

$$W_t^* = \frac{W_t}{\rho_s b d_{50}^2} \quad (13)$$

که در آن، W_t کل وزن بار رسوب انتقالی (kg) و W_t^* عملکرد رسوب انتقالی هستند و سایر پارامترها قبلاً معرفی شده‌اند.

۵.۲. تحلیل ابعادی

روابط حاکم بر بسیاری از پدیده‌های هیدرولیکی را نمی‌توان مستقیماً از قوانین حاکم بر سیالات و تئوری‌های موجود، نظیر: قوانین بقای جرم، انرژی و ممنتوم به دست آورد. در چنین مواردی برای استخراج رابطه‌ی ریاضی حاکم بر چنین پدیده‌هایی، 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 (μ, ρ, S_g)، به ترتیب: لزجت سیال، وزن مخصوص و جرم.

۲) خواص موج ($\Delta t, A, y_m$)، به ترتیب: زمان پایه‌ی هیدروگراف، حجم آب زیر هیدروگراف در واحد عرض و عمق بیشینه.

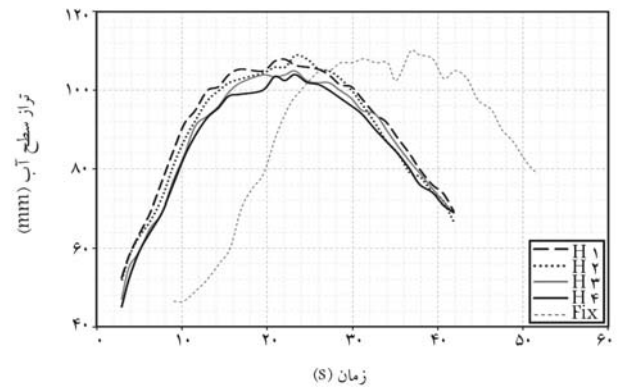
۳) ویژگی‌های کانال ($L, b, S, U^*b, \eta, \eta_a, \eta_x, \eta'$)، به ترتیب: خصوصیات طول کانال، عرض، شیب، سرعت برشی، ضریب شکل هندسه‌ی مقطع، عامل تصحیح محور طولی کانال و تغییر مقطع عرضی کانال.

۴) ویژگی‌های رسوب ($\rho_s, ds, G_e, G_s, \delta_P, X, \lambda$)، 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_0, Y_0, Z_0)، به ترتیب: سرعت جریان، عمق و تراز کف بستر.

$$\left[\frac{y}{y_0}, \frac{U}{U_0}, \frac{Z}{Z_0}, C \right] = f \left[Fr, Re, \frac{A}{y.L}, \frac{L}{y}, \frac{b}{y}, S, \tau_c^*, \eta, \eta_a, \eta_x, \eta', \frac{ds}{y}, S_g \right] \quad (14)$$

$$\left[\frac{y}{y_0}, \frac{U}{U_0}, \frac{Z}{Z_0}, C \right] = f \left[Fr, T, \frac{A}{y.L}, \frac{L}{y}, \frac{b}{y}, S, S_s, n, \frac{X}{L}, \frac{ds}{y}, \frac{Z_0}{y}, \lambda, \frac{t}{y/U} \right] \quad (15)$$



شکل ۶. مقایسه‌ی پروفیل سطح آب برای آزمایش S_1 .

است. جریان غیرماندگار از طریق رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شود. [۲۸]

$$Q = BCy^{1/5} \sqrt{\left(S_0 + \frac{\partial A}{\partial Q} \frac{\partial y}{\partial t} \right)} \quad (5)$$

در کانال مستطیلی عریض، دبی در واحد عرض با عمق جریان طبق رابطه‌ی مقاومت به صورت $q=vh$ 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_0) و خصوصیات موج جریان ($\frac{\partial y}{\partial t}$) یا تابع عدد غیرماندگاری (Γ) است. عدد غیرماندگاری (Γ) توسط (سوسکا و گراف ۲۲ (۱۹۸۵))، [۶] و (سوسکا (۱۹۸۷))، [۳۰] برای توصیف کمی میزان تغییرات جریان در زمان عبور هیدروگراف معرفی شده است، که مورد توجه سایر پژوهشگران از جمله: (وانگ و همکاران (۲۰۱۵))، [۳۱] (خسروی و همکاران (۲۰۱۹))، [۳۲] (وانگ و همکاران (۲۰۱۹))، [۳] و (وانگ و همکاران (۲۰۲۱))، [۳۳] بوده است.

$$\Gamma = \frac{1}{U_*} \frac{\partial y}{\partial T} \quad (7)$$

$$\frac{Q}{Q_0} = f \Gamma \quad (8)$$

نرخ رسوب انتقالی به شدت جریان وابسته است. نسبت دبی رسوب در شرایط جریان غیرماندگار (Q_R) به جریان ماندگار (Q_{R0}) را می‌توان به صورت رابطه‌ی ۹ بیان کرد:

$$\frac{Q_R - Q_{R0}}{Q_{R0}} = f \left(\frac{1}{U_*} \cdot \frac{\partial y}{\partial T} \right) \quad (9)$$

برای بررسی شکل هیدروگراف‌های جریان ناپایدار، لی و همکاران (۲۰۰۴) و بمبار و همکاران (۲۰۱۱)، رابطه‌ی ۱۰ را برای کل کار انجام شده پیشنهاد کرده‌اند: [۱۰]

$$W_K = \frac{u_b^*{}^2 V_{ol}}{g H_b^3 B} \quad (10)$$

که در آن، u_b^* سرعت برشی پایه (m/s)، V_{ol} حجم کل هیدروگراف (m^3)، H_b عمق جریان پایه B عرض کانال (m)، W_K کل کار انجام شده و پارامتر غیرماندگاری است: [۱۰]

$$q_s = f(W_k, \Gamma) \quad (11)$$

جدول ۳. بررسی معلق شدن ذرات رسوب بار بستر.

$\frac{h_s}{d_{50}}$	θ_C	$\frac{U_*}{\omega_s}$	ω_s (m/s)	U_* (m/s)	R (m)	y_{max} (m)	S_0
۳/۵	۰/۱۴	۰/۳۷	۰/۱۵	۰/۰۵۷	۰/۰۵۶	۰/۰۸۳	۰/۰۰۶
	۰/۰۲۱	۰/۴۶	۰/۱۸	۰/۰۳۸	۰/۰۰۵	۰/۰۷۵	۰/۰۱۴

متغیر بوده است، برای رسیدن به نسبت‌های مشخص $\frac{h_s}{d_{50}}$ ، دبی جریان پایه نیز تغییر خواهد کرد. لذا نسبت مذکور چنان انتخاب شده است که ریزترین ذرات بستر برای بیشترین عمق جریان، پایه‌ی حرکتی نداشته باشند.

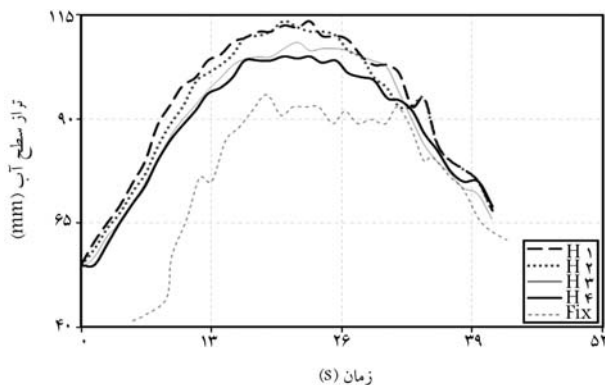
با توجه به مقادیر جدول ۳ مشاهده می‌شود که در تمامی شیب‌های انتخابی، نسبت بی‌بعد $(\frac{U_*}{\omega_s})$ بیشتر از مقدار پیشنهادی انگولند شده و با توجه به معیار بگنولد می‌توان نتیجه گرفت که ذرات رسوبی بستر استفاده شده در آزمایش، معلق بوده‌اند، که مشاهدات چشمی نیز آن را تأیید می‌کند.

۳. نتایج و بحث

۳.۱. بررسی پروفیل‌های سطح آب

همان‌گونه که در آبراهه‌های کم‌عمق، جریان در فرم بستر تأثیر می‌گذارد و شکل آن را تغییر می‌دهد، اثر متقابل آن، شکل سطح آب را متأثر خواهد کرد. به نظر می‌رسد تجمیع شرایط ذکر شده، خصوصیات هیدرولیکی جریان، مانند سرعت و عدد فرود، را نسبت به بسترهای غیرمتحرک متفاوت می‌کند. چنانکه در جریان‌های اشاره شده به وضوح مشاهده می‌شود، وقوع مقادیر حدی پارامترهای موجود (سرعت، دبی، تنش برشی، عدد فرود و ...) هم‌زمان رخ نمی‌دهد و تفاوت زمانی شرایط وقوع، تابع شرایط بستر و خصوصیات تراز جریان است. در شکل‌های ۶ و ۷، پروفیل سطح آب برای آزمایش‌های S_1 و S_2 مشاهده می‌شود.

با توجه به پروفیل‌های به دست آمده برای نقاط مختلف در طول بستر مشخص است که تغییرات عمده‌ی به وجود آمده در سطح بستر، در ابتدای آن بیش از سایر نقاط بوده و در نقاط دوم و سوم که بخشی از رسوب‌ها جابه‌جا و در مناطق مذکور جمع شده‌اند، به دلیل کاهش سطح مقطع، سرعت افزایش و عمق جریان کاهش یافته است. نقاط بعدی به سمت پایین دست نیز به لحاظ این‌که تحت تأثیر موج رسوبی قرار نگرفته است، تغییر فرم زیادی نداشته و لذا مقاومت ایجاد شده در برابر جریان در نقاط اشاره شده کمتر و سطح بستر یکنواخت‌تر و تراز سطح آب در چنین نقاطی نسبت به نقاط قبلی کمتر بوده است.



شکل ۷. مقایسه‌ی پروفیل سطح آب برای آزمایش S_2 .

از مجموعه گروه‌های بدون بعد ذکر شده (روابط ۱۴ و ۱۵)، روابط ۱۶ الی ۱۹ در انتقال بار کف تحت تأثیر جریان غیرماندگار، اهمیت بیشتری دارند.

$$\tau^* = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho)gd_i} = \frac{R_h S_0}{(s - 1)d_s} \quad (16)$$

$$Re^* = \frac{\sqrt{gR_h S_0} d_s}{\nu} \quad (17)$$

$$Fr^* = \frac{Q_p}{\sqrt{(s - 1)gd_s^3}} \quad (18)$$

$$\kappa = \frac{Q_s}{Q_p \rho (s - 1)} \quad (19)$$

که در آنها، τ^* پارامتر شیلدز، τ تنش برشی، R_h شعاع هیدرولیکی، S_0 شیب کف، Re^* رینولدز برشی ذره، Fr^* فرود ذره، ρ و ρ_s به ترتیب جرم مخصوص ذرات و جرم مخصوص آب، d_i قطر ذره، Q_p دبی بیشینه‌ی هیدروگراف، Q_s دبی رسوب، K پارامتر وابسته، d_s قطر ذرات و g شتاب ثقل هستند. تشخیص شرایط جریان بر مبنای پارامتر بدون بعد رینولدز است، چنانچه مقدار آن در کانال‌ها بیش از ۲۰۰۰ باشد، آن‌گاه جریان آشفته خواهد بود.

۳.۲. شرایط معلق شدن ذرات

معیارهای مختلفی برای کنترل شرایط معلق بودن ذرات وجود دارد، که نشان‌دهنده‌ی حرکت ذرات به صورت بار کف هستند، که به نسبت $(\frac{U_*}{\omega_s})$ بستگی دارد، که در آن ω_s سرعت سقوط ذرات حالت مستغرق است و U_* از رابطه‌ی ۲۰ به دست می‌آید. نسبت $(\frac{U_*}{\omega_s})$ ، که به عنوان معیار بگنولد ۲۳ شناخته می‌شود، واحد بوده و طبق پیشنهاد انگولند ۲۴ مساوی ۰/۲۵ است و در صورتی که نسبت اخیر کمتر از مقدار پیشنهادی باشد، آن‌گاه حرکت ذرات فقط به صورت بار کف است. [۲۴، ۲۵] رویی برای برآورد سرعت سقوط ذرات (ω)، روابط ۲۱ و ۲۲ ارائه کرده است. [۲۶]

$$U_* = \sqrt{gR_h S_0} \quad (20)$$

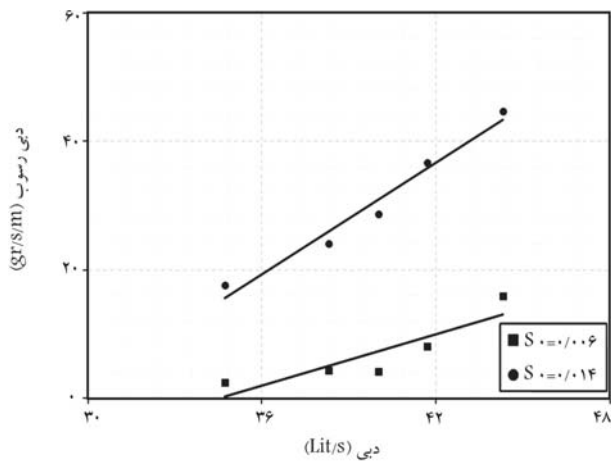
$$\omega_s = \frac{\sqrt{2.73g(G_s - 1)d_{50}^3 + 36\nu^2} - 6\nu}{D_{50}} \quad d < 2mm \quad (21)$$

$$\omega_s = 3.22(d_{50})^{0.5} \quad d > 2mm \quad (22)$$

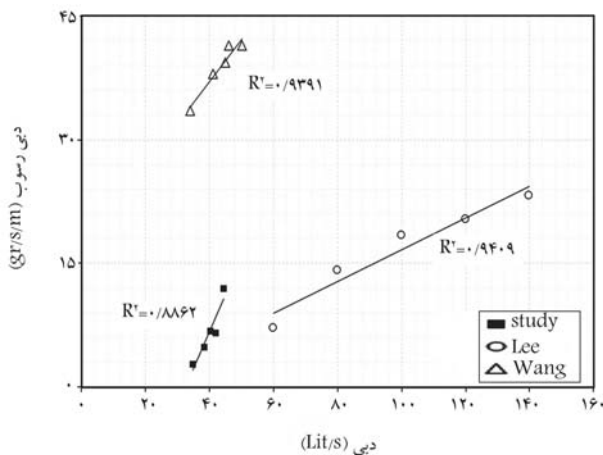
که در آنها، g شتاب ثقل (متر بر مجذور ثانیه)، R_h شعاع هیدرولیکی جریان (متر)، S_0 شیب کف کانال (متر بر متر)، G_s چگالی ذرات رسوب و ν لزجت سینماتیک سیال هستند.

در آزمایش‌های پژوهش حاضر از دو شیب ۰/۰۰۶ و ۰/۰۱۴ برای بستر رسوبی استفاده شده است. بیشینه‌ی عمق جریان در دو شیب اخیر برابر با ۷/۹ و ۸/۳ سانتی‌متر اندازه‌گیری شده است. در جدول ۳، مقدار بی‌بعد $(\frac{U_*}{\omega_s})$ برای شیب‌های مختلف بستر ارائه شده است.

برای کنترل میزان خروجی پمپ، آن را از طریق میزان بازشدگی شیرخروجی و به روش حجمی، کالیبره کرده و چون شیب بستر در حالت‌های مختلف آزمایشی



شکل ۹. مقایسه‌ی دبی متوسط بارکف با $D_{50} = 3/0 \text{ mm}$.

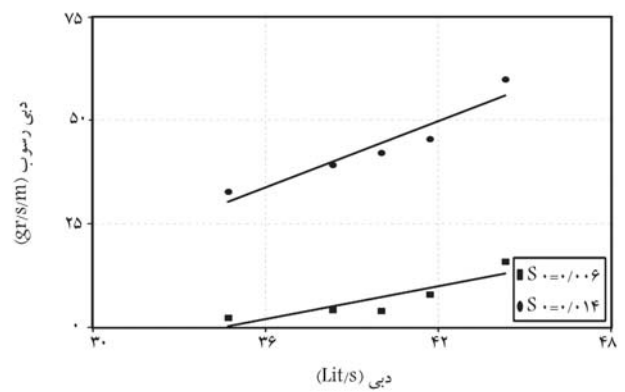


شکل ۱۰. مقایسه‌ی نتایج روند تغییرات دبی رسوب انتقالی.

میزان رسوب انتقالی در شیب بیشتر، علی‌رغم این‌که 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 اخیر 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 ۲/۱ میلی‌متر، نتایج تحقیقات لی (۲۰۰۴)^[۱۰] قابل مقایسه با نتایج مطالعه‌ی حاضر است. نکته‌ی قابل توجه این‌که زمان پایه‌ی هیدروگراف‌های آزمایش‌های وی طولانی و بین ۱۲۶۰ تا ۴۸۰۰ ثانیه تغییر می‌کرده است. عمق جریان پایه حدود ۰/۰۸۸ 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 این‌که شرایط اولیه در آزمایش‌های کاون با مطالعه‌ی حاضر، در بیشتر موارد متفاوت است؛ ولی در شرایط خاصی امکان سنجش کلی نتایج از دو روش وجود دارد.

در شکل ۱۰، نتایج مربوط به دانه‌بندی ۲/۱ میلی‌متر، با نتایج لی و همکاران (۲۰۰۴)^[۱۰] و وانگ و همکاران (۲۰۱۹)^[۲۵] مقایسه شده است. علی‌رغم این‌که از نظر شیب و دبی جریان در مطالعات انجام شده تفاوت وجود دارد، اما روند تغییرات دبی رسوب انتقالی از آزمایش‌های لی و وانگ با نتایج پژوهش حاضر، هماهنگی



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 (S_2) در نقاط مختلف با منحنی‌های مربوط به دانه‌بندی ۲/۱ میلی‌متر (S_1) 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 بستر نیز کمتر از منحنی‌های مشابه در دانه‌بندی ۲/۱ میلی‌متر بوده است.

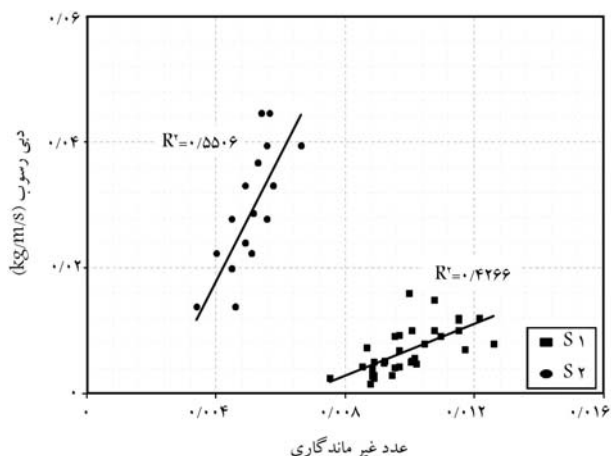
۲.۳. بررسی دبی بارکف در شرایط غیرماندگار

گرف ۲۵ (۱۹۹۸)، با بیان رابطه‌ی پیوستگی و مومنتم و معادله‌ی شزی^{۲۶} به ارائه‌ی رابطه‌ی اصلی جریان غیرماندگار پرداخته و به تغییرات زمانی متغیرهایی، از جمله: ضرایب مقاومت داریسی، شیب خط انرژی، ضریب مقاومت شزی، سرعت برشی، سرعت، دبی و عمق جریان نسبت به زمان توجه کرده است.^[۳۷] بیشینه‌ی عمق جریان همواره بعد از دبی بیشینه رخ می‌دهد و سرعت متوسط نیز قبل از دبی بیشینه وقوع می‌یابد.^[۳۷، ۳۸]

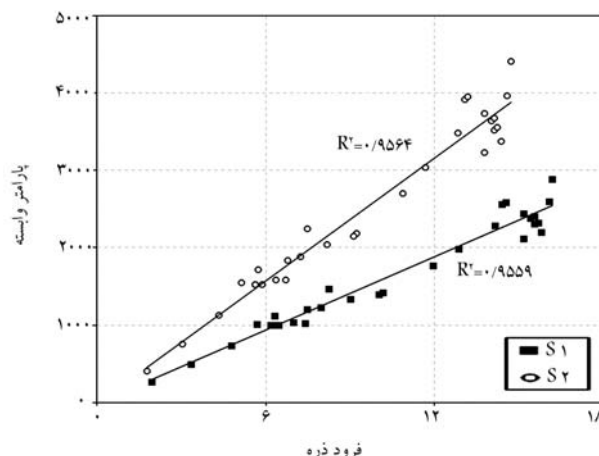
رودخانه‌های فصلی معمولاً در اراضی پرشیب واقع هستند. شیب زیاد، آبراهه‌های مذکور را در زمره‌ی رودخانه‌های پرشیب با عرض کم و عمق زیاد قرار داده است. از طرفی، با توجه به خصوصیات هواشناسی و اقلیمی مناطق قرارگیری آبراهه‌های اشاره شده، بروز رگبارهای شدید و تشکیل رواناب در فاصله‌ی زمانی کوتاه، شرایط را برای 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 وارزیه‌ی 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 بستر و برای دبی واحد عرض اندازه‌گیری شده است. نتایج دبی به دبی رسوب برای دو سری از دانه‌بندی با قطر ۲/۱ و ۳ میلی‌متر در شکل‌های ۸ و ۹ تنظیم شده است. در شکل ۸، با قطر ذرات متوسط ۲/۱ 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، هیدروگراف افزایشی بوده است، اما نرخ افزایش دبی رسوب در شیب‌های بیشتر بزرگ‌تر مشاهده می‌شود.

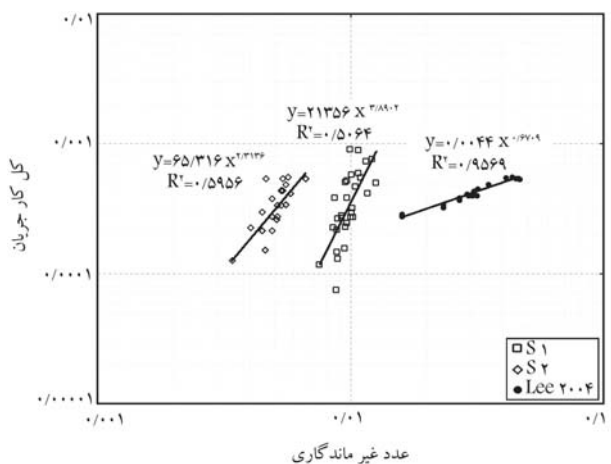
در شکل ۹، نیز مقایسه‌ی جهت دو شیب ۰/۰۶ و ۰/۱۴ برای دانه‌بندی با قطر ۳ میلی‌متر صورت گرفته است، که مطالب قبلی را تأیید می‌کند. روند افزایشی



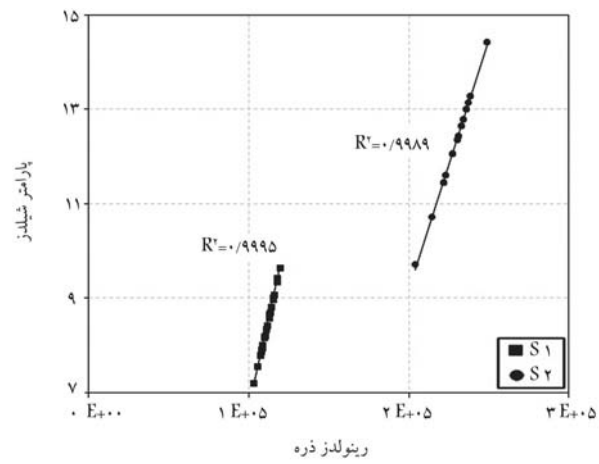
شکل ۱۳. تغییرات عدد غیرماندگاری نسبت به دبی رسوب.



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 $0/6^\circ$ و $1/4^\circ$ 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 سزایی در انتقال رسوب نسبت به پارامتر غیرماندگاری دارد.^[۲۲] 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 مستقیمی دارد، که با نتایج لی و همکاران و نتایج پژوهش حاضر، هماهنگی قابل قبولی را نشان می‌دهد.

قابل قبولی مشاهده می‌شود. همچنین مقایسه روند تغییرات نشان می‌دهد که اثر شیب بستر در انتقال رسوب نقش به سزایی دارد، چنانکه شیب نتایج مطالعاتی حاضر ($0/06^\circ$) و شیب بستر مربوط به نتایج لی و وانگ از مقدار اخیر کمتر است.

۳.۳. 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 روشن می‌کند (شکل ۱۱). از این رو در شرایط مختلف آزمایشی، رابطه‌ی گروه‌های وابسته و مستقل در برابر یکدیگر ترسیم شده است. تأثیر متغیرهای اصلی، مانند: شیب، قطر ذرات و زمان پایه در روند انتقال رسوب به گونه‌ی بی‌بده 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 بی‌بعد 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.

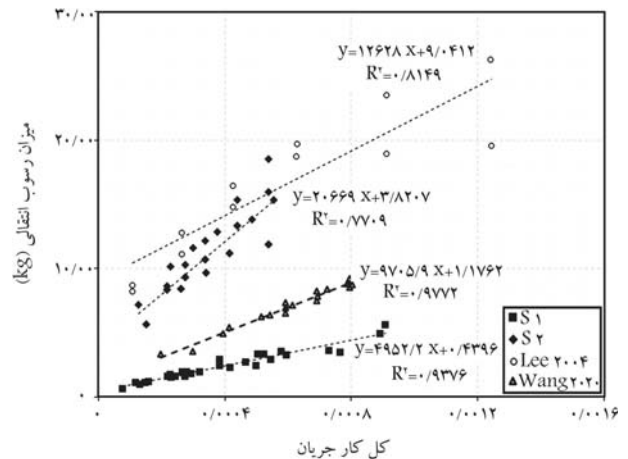
هماهنگی خوبی را نشان می‌دهد (شکل ۱۵). بر این اساس، رابطه‌ی خطی بین میزان کل کار جریان با انتقال رسوب استخراج و در جدول ۴ به آن اشاره شده است.

۴. نتیجه‌گیری

جریان در آبراهه‌های فصلی و مسیل‌ها، ویژگی‌های خاصی دارد. به همین دلیل ثبت و اندازه‌گیری پارامترهای جریان و رسوب 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 شیب آبراهه، اندازه‌ی ذرات رسوب‌ها، زمان و بیشینه‌ی دبی اوج سیلاب، اهمیت قابل توجهی دارند. نتایج پژوهش حاضر نشان داد که نقش شیب کانال در انتقال بار کف اهمیت زیادی دارد، به طوری که با افزایش ۲ برابری شیب کف از ۰/۰۰۶ به ۰/۰۱۴، کل رسوب انتقالی به پایین‌دست تقریباً ۵ برابر افزایش یافته است. همچنین نتایج نشان داد که با افزایش دبی رسوب، پارامتر غیرماندگاری افزایش می‌یابد و این پارامتر نقش مؤثر در کل کار جریان دارد. زمان پایه، 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 اوج‌گیری سیلاب سریع‌تر باشد، امکان انتقال رسوب بیشتر است و احتمال خرابی و تخریب توسط سیل وجود دارد.

تشکر و قدردانی

نویسندگان نوشتار حاضر، از حمایت‌های علمی پژوهشکده‌ی آب و محیط زیست دانشگاه فردوسی مشهد تشکر و قدردانی می‌کنند.



شکل ۱۵. تغییرات کل کار جریان نسبت به میزان رسوب انتقالی.

جدول ۴. معادلات رگرسیونی استخراج شده.

R ^۲	Equation	
۰/۹۶۸	$W_t^* = 1156/1W_K^{0/7859}$	Study-S1
۰/۹۱۵	$W_t^* = 1612/6W_K^{0/6251}$	Study-S2
۰/۹۳۱	$W_t^* = 408/92W_K^{0/2221}$	Lee 2004
۰/۹۶۰	$W_t^* = 4952/2W_K^{0/7722}$	Wang 2020

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 دارد، که تحلیل رگرسیون صورت گرفته برای آزمایش‌های سری اول با نتایج وانگ و همکاران (۲۰۲۰) و آزمایش‌های سری دوم با نتایج لی و همکاران (۲۰۰۴)

پانویس‌ها

1. dunes
2. Graf & Suszka
3. Kuhnle
4. Wang
5. Qu
6. Lee
7. Wu
8. Hu & Abrahams
9. Bombar
10. Billi
11. Zarrati
12. Maurin
13. Yang
14. Ripple Bed
15. Mrokowska
16. Mao
17. armour layer
18. Ockelford
19. Xiao

20. Duan
21. Manning formula
22. Suszka & Graf
23. Bagnold
24. Engelund
25. Graf
26. Chezy

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, Ş., 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., Cuthbrtson, 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., Cuthbrtson, 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., Shavidchnko, 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 ediment 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. "Evaluation of sediment load in a natural river", *Journal of the Water International*, **32**(1), pp.145-154 (2007).

* مشخصات مقالات ارسالی:

مقاله به صورت دستنویس (طول سطر ۸٫۵ سانت) در قالب نرم افزار Word با قلم نازنین پوینت ۱۲ با فاصله سطر مناسب (تمامی معادلات، علائم ریاضی، رابطه‌ها الزاماً فقط در محیط Mathtype ارائه شود) و منظم به نامه معرفی مقاله از سوی استاد راهنما به نشانی سایت مجله <http://journal.sharif.ir> به دفتر مجله ارسال شود.

* ضمن معرفی نویسنده مسئول مقاله، نشانی پست الکترونیکی کلیه نویسندگان قید شود.

* صفحه عنوان شامل: عنوان مقاله، اسامی نویسندگان و ذکر نویسنده مسئول، درج آخرین درجه علمی کلیه نویسندگان، 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، نظیر مقدمه، عناوین بخش‌های اصلی و زیربخش‌ها، نتیجه‌گیری 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 شکل‌ها باید به فارسی باشد و موضوع جداول در بالای آنها و موضوع شکل‌ها و نمودارها در زیر آنها درج شود.

نکته: از آنجا که مطالب مجله در ستون‌های ۸٫۵ سانتی‌متری آراسته می‌شوند، لازم است اصل (اورژینال) شکل و نمودار در عرض ۸ یا ۱۶ سانتی‌متر با ضخامت کادر ۸px و خط نمودار ۶ px تهیه شوند. پذیرش اصل شکل‌ها و نمودارها فقط در محیط فتوشاپ با Resolution 600 با پسوند JPG یا Tif امکان‌پذیر است.

* از به کار بردن کلمات و اصطلاحات لاتین که دارای معادل متداول فارسی می‌باشند، اجتناب شود. در صورت ضرورت استفاده از واژه‌ی لاتین، معادل انگلیسی آن نیز داده شود.

یادآوری مهم و ضروری: با توجه به یکسان سازی شکل‌های کلیه مقالات در محیط فتوشاپ، لازم است اعداد تصاویری که دارای راهنمای رنگی و کانتور (فشار، سرعت، تنش و...) هستند، با فرمت جنرال (عدد معمولی) ارائه شود (طبق شکل‌های نمونه) و از آوردن اعداد به صورت نماد علمی و سایر نمادها جدا خودداری شود.

* کلیه منابع مورد استفاده، شماره‌بندی (از شماره یک و به‌طور مسلسل) و در متن مقاله در داخل کروشه [] مشخص شود. در بخش مراجع کلیه منابع مورد استفاده به زبان انگلیسی ارائه شود. با توجه به مثال‌های زیر نوشته شوند. (مراجع فارسی نیز به انگلیسی ترجمه شده و در انتها واژه‌ی (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. "Forecasting 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 pyramidally - 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

شریف

مجله‌ی علمی و پژوهشی «شریف»، از انتشارات دانشگاه صنعتی شریف است که هدف آن فراهم آوردن بستری مناسب برای تبادل اطلاعات در زمینه‌ی پژوهش‌های علمی، فنی و تخصصی در میان استادان و دانشمندان و اعتدالی سطح دانش نظری و علمی آنان و نیز تهیه‌ی مجموعه‌ی مفید است. چاپ مقالات در مجله‌ی شریف منوط به دارا بودن یکی از ویژگی‌های زیر است:

۱. مقالاتی که حاوی مطالب بدیع 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 پیشرفته، دارای یکی از مشخصات زیر:

۱.۲. با نقد و بررسی در موضوعات فنی و مهندسی، به طرح نظرهای جدیدی پرداخته و به نتایج تازه‌ی 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 برجسته‌ی 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. Rajaiee

taher_rajaee@yahoo.com

Dept. of Civil Engineering

University of Qom

K. Seiedi 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 (θ) 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 bahaghighat

maede.bahaghighat@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.

EXPERIMENTAL INVESTIGATION THE MECHANICAL AND STRUCTURAL STRENGTHS OF CONCRETES COMBINED RUBBER WASTES AND FIBERS

M. Noroozi

mahdinoroozi18@yahoo.com

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

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 39%. 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
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](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. Rajaiee and K. Seiedi 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**