



مهندسی عمران شریف



Civil Engineering SHARIF

۲/۱
2.1

مهندسی عمران
شریف

مقالات پژوهشی:

- طول فعال خطوط لوله‌ای انتقال گاز در برابر زمین لغزش سهیل همتی و اکبر واقفی
- بررسی تأثیر المان زبری نصب شده در وجه بالادست پایه‌ی پل در جریان‌های پایین رونده با استفاده از آنالیز طیف قدرت امین محمودی مقدم، سعید صالحی و طیب صادقی فر
- ارزیابی پارامترهای مقاومت برشی سطح مشترک بتن و آسفالت بازیافتی و زئوگرید با استفاده از آزمایش برش مستقیم حسین حیرتی، محمود حسنلوارد و علیرضا اردکانی
- مدل‌سازی عددی سه‌بعدی تونل‌های ژئوترمال و میزان انرژی دریافتی سید رائف شیخ احمدی، محمدامیر کیانی فردوسی و محمد علیایی
- بهینه‌سازی سطح گسیختگی بحرانی در شیروانی‌های غیراشباع تحت بارش باران با الگوریتم برخورد اجسام شراره سادات نامری، خالد صادقی و امیر اکبری گرگانی
- رفتار اتصال‌های لوله‌یی X شکل مقاوم شده با حلقه خارجی تحت بار محوری فشاری حسین نصیرانی و ویوا رضادوست
- تأثیر حضور لای در رفتار چرخه‌یی و پساچرخه‌یی ماسه‌ی نشت اشباع سعیده محمدی و سید ابوالحسن نائینی
- اثر توأم نرخ بارگذاری و طول شکاف در مقاومت کششی برزلی سنگ پیام اسدی و احمدعلی فخرمی
- شناسایی ترک در سازه‌های مصالح بتنی به کمک بینایی رایانه براساس یادگیری عمیق محمد موسوی و علی بخشی

یادداشت فنی:

- اندازه‌گیری پیوسته‌ی درجه‌ی اشباع و مکش بافتی خاک‌های غیراشباع با استفاده از دستگاه جدید منحنی مشخصه‌ی آب - خاک علی میرزایی، محمد مرتضایی و سید ابوالحسن نائینی
- ارائه‌ی مدل‌های تلفیقی MARS-PSO و ELM-PSO در تخمین مقاومت فشاری بتن در ستون‌های بتنی تارهدی محصور شده با الیاف پلیمری FRP با الیاف پلیمری M. Hanteh, H. Malek and M. Akbari

ARTICLES:

- Active Length of Natural Gas Pipeline Subjected to Landslide S. Hemmati and A. Vasseghi
- Turbulence Structures and Sediment Transport of Different Countermeasure Roughness of the Squire Bridge Pier A. Mahmudi Moghadam, S. Salehi and T. Sadeghfar
- Evaluation of Interface Shear Strength Properties of Geosynthetic with Recycled Concrete and Asphalt Waste by Direct Shear Test H. Heiraty, M. Hassanlou Rad and A. Ardakani
- 3D Numerical Modeling of Geothermal Tunnels and Receivable Energy S.R. Sheikahmadi, M.A. Kiani Fordoei and M. Otaei
- Optimization of Critical Slip Surface in Unsaturated Slopes Subjected to Rain Infiltration by CBO Algorithm Sh.S. Naseri, H. Sadeghi and A. Akbari Garakani
- Behavior of Tubular X-Joints Retrofitted with External Ring Subjected to Compressive Loading H. Nassiraei and P. Rezaadoost
- Effect of Silt Content on Cyclic and Post-Cyclic Behavior of Saturated Loose Sand S. Mohammad and H. Naeini
- Coupled Effect of Loading Rate and Notch Length on Tensile Strength of Rock P. Asadi and A. Fakhimi
- Crack Detection in Masonry Structures Using Computer Vision Based on Deep Learning M. Mousavi and A. Bakhshi

RESEARCH NOTES:

- Continuous Measurement of Matrix Suction and Degree of Saturation of Unsaturated Soils with a New Soil-Water Retention Curve Device A. Mirzai, M. Mortezaee and M. Naini
- Development of the Integrated MARS-PSO and ELM-PSO Models for Estimating the Compressive Strength of Concrete in Circular Concrete Columns Confined with FRP Polymer Fibers M. Hanteh, H. Malek and M. Akbari

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

مدیر داخلی: پوران خیرمندی

مدیر اجرایی: پریسا مروتی

مسئول روابط عمومی: محمدرضا یوسف خان

ویرایش: رزیتا رستخیز پیدار

حروفچینی: ساناز نادری، رضیه قربانی و مریم علی کرمی

صفحه آرایی: غزل احمدی میرقائد

امور اجرایی: شیمیا آل اسداله، مریم پورابراهیمی باوفا

طراح لوگو: زنده یاد مرتضی ممیز

طرح روی جلد و ساختار صفحه آرایی: 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 مجله 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 خواجه نصیرالدین 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

هیات 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 سیدمجدالدین میرمحمدحسینی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

دکتر سیدشهاب الدین یثربی

دانشیار دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست - دانشگاه تربیت مدرس

دکتر علی کاوه

استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه علم و صنعت ایران

هیات مشاوران

دکتر علیرضا اردکانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه بین‌المللی امام‌خمنی (ره)

دکتر امین ایرجی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه ارومیه

دکتر علیرضا باقریه

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه ملایر

دکتر محمدحسین باقری‌پور

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهیدباهنر کرمان

دکتر مجید پورامینیان

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد رامسر

دکتر علی جوهری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شیراز

دکتر اکبر چشمی

دانشکده‌ی مهندسی زمین‌شناسی - دانشگاه تهران

دکتر مصطفی رضوانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

دکتر رضا رضوانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه گیلان

دکتر مصطفی زمانیان

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهیدبهبشتی

دکتر ابوالفضل سلطانی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهیدرجایی

دکتر ایرج سعیدپناه

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه زنجان

دکتر محمدرضا شکاری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه یاسوج

دکتر حمید صفاری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه شهیدبهبشتی

دکتر محمدحسین طالب‌پور

دانشکده‌ی فنی و مهندسی - دانشگاه دامغان

دکتر علی عسگری

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه مازندران

دکتر مجید قلهکی

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه سمنان

دکتر محمدعلی لطف‌اللهی یقین

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه تبریز

دکتر حسن موسیوند

دانشکده‌ی مهندسی معدن - دانشگاه صنعتی ارومیه

دکتر امید نعمتی فر

دانشکده‌ی مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد ملارد

مطالب این شماره

مقالات پژوهشی:

- ۳ طول فعال خطوط لوله‌ی انتقال گاز در برابر زمین لغزش
سهیل همتی و اکبر واثقی
- ۱۷ بررسی تأثیر المان زبری نصب شده در وجه بالادست پایه‌ی پیل در جریان‌های پایین‌رونده با استفاده از آنالیز طیف قدرت
امین محمودی مقدم، سعید صالحی و طیب صادقی‌فر
- ۲۷ ارزیابی پارامترهای مقاومت برشی سطح مشترک بتن و آسفالت بازیافتی و ژئوگرید با استفاده از آزمایش برش مستقیم
حسین حیرتی، محمود حسناورد و علیرضا اردکانی
- ۴۱ مدل‌سازی عددی سه‌بعدی تونل‌های ژئوترمال و میزان انرژی دریافتی
سید رائف شیخ احمدی، محمدامیر کیانی فردوسی و محمد علیایی
- ۵۱ بهینه‌یابی سطح گسیختگی بحرانی در شیروانی‌های غیراشباع تحت بارش باران با الگوریتم برخورد اجسام
شراره سادات ناصری، حامد صادقی و امیر اکبری گرکانی
- ۶۳ رفتار اتصال‌های لوله‌ی X شکل مقاوم‌شده با حلقه خارجی تحت بار محوری فشاری
حسین نصیرانی و پویا رضادوست
- ۷۵ تأثیر حضور لای در رفتار چرخه‌ی و پساچرخه‌ی ماسه‌ی سست اشباع
سعیده محمدی و سید ابوالحسن نائینی
- ۸۷ اثر توأم نرخ بارگذاری و طول شکاف در مقاومت کششی برزیلی سنگ
پیام اسدی و احمد علی فخریمی
- ۹۹ شناسایی ترک در سازه‌های مصالح بنایی به کمک بینایی رایانه براساس یادگیری عمیق
محمد موسوی و علی بخشی

یادداشت فنی:

- ۱۰۹ اندازه‌گیری پیوسته‌ی درجه‌ی اشباع و مکش بافتی خاک‌های غیراشباع با استفاده از دستگاه جدید منحنی مشخصه‌ی آب - خاک
علی میرزایی، محمد مرتضایی و سید ابوالحسن نائینی
- ۱۱۷ ارائه‌ی مدل‌های تلفیقی MARS-PSO و ELM-PSO در تخمین مقاومت فشاری بتن در ستون‌های بتنی دایره‌ی
محصور شده با الیاف پلیمری FRP
مجتبی حنطه، هانیه ملک و محمود اکبری

ضمائم:

- ۱۳۸ چکیده مقالات به انگلیسی

طول فعال خطوط لوله‌ی انتقال گاز در برابر زمین لغزش

سهیل همتی (دانشجوی دکتری)

اکبر وانقی* (دانشیار)

پژوهشکده‌ی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۴۰۱)
دوره‌ی ۲ - ۳۸، شماره‌ی ۲/۱، ص. ۳-۱۵، پژوهشی

در صورت رخداد زمین لغزش در محل عبور خط لوله‌ی انتقال گاز، تغییر شکل لوله و خاک اطراف آن اجتناب‌ناپذیر است. طولی که از خط لوله که در اثر تغییر شکل‌های زمین جابه‌جا می‌شود، طول فعال نام دارد؛ که مجموع طول‌های مهاریه به علاوه‌ی عرض زمین لغزش است. در پژوهش حاضر، طول مهاریه خط لوله تحت اثر زمین لغزش و مقایسه‌ی آن با روابط آیین‌نامه‌یی مطالعه شده است. با استفاده از روش اجزاء محدود و نرم‌افزار ANSYS و در نظر گرفتن زاویه‌ی قرارگیری خط لوله‌یی به طول 150° متر عمود بر جهت رانش، طول مهاریه برای ۴ قطر مختلف لوله تحت فشارهای داخلی متفاوت در دو نوع خاک بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهند طول مهاریه براساس آیین‌نامه‌های طراحی، به دلیل تخمین کم نیروی محوری ایجاد شده در مقطع لوله، ۳۵٪ کمتر از طول مهاریه حاصل از تحلیل بوده و رابطه‌ی جایگزینی برای آن پیشنهاد شده است که میانگین خطای آن نسبت به نتایج تحلیل، ۴٪ است.

واژگان کلیدی: زمین لغزش، خط لوله‌ی انتقال گاز، طول فعال، طول مهاریه، شکست، تحلیل اجزاء محدود.

soheil.hemmati@stu.iiees.ac.ir
vasseghi@iiees.ac.ir

۱. مقدمه

که زمین لغزش در آمار خرابی خطوط لوله‌ی گاز در سراسر جهان سهم بالایی داشته است. براساس گزارش گروه حوادث خط لوله‌ی گاز اروپا^۱، در بین سال‌های ۲۰۰۴ تا ۲۰۱۳، سهم زمین لغزش از حوادث رویداده در خطوط لوله‌ی انتقال گاز تحت اثر تغییر شکل‌های دائمی زمین ۸۵٪^۲ و از کل حوادث رخ داده در خطوط لوله‌ی انتقال گاز، حدود ۱۱٪ بوده است.^۳ همچنین گزارش شده است که حدود ۵۰٪ از خرابی‌های خطوط لوله‌ی انتقال گاز در رشته‌کوه‌های آند در آمریکای جنوبی ناشی از رانش زمین است.^۴ کشورهای زیادی در سال‌های گذشته تحت خسارت‌های متعددی در اثر خرابی خطوط لوله‌ی انتقال گاز عبوری از مناطق مستعد زمین لغزش قرار گرفته‌اند که از مهم‌ترین آن‌ها می‌توان به انفجار خط لوله‌ی گاز ۲۴ اینچ در کشور آرژانتین در سال ۲۰۱۰ و خط لوله‌ی گاز ۱۴ اینچ در کشور پرو بین سال‌های ۲۰۰۸ تا ۲۰۱۲ اشاره کرد.^۵

زمین لغزش‌ها انواع مختلف دارند که برحسب عوامل مختلفی، مانند حرکت، نیروی جاذبه، زلزله، راه‌سازی، باران یا فشار منفذی سیال‌ها، سبک‌سازی توده‌ی پایین دست و بسیاری عوامل دیگر رخ می‌دهند. طبقه‌بندی‌های متفاوتی برای زمین لغزش‌ها ارائه شده است. وارنر^۶ (۱۹۷۸)، نوعی طبقه‌بندی برای زمین لغزش‌ها ارائه کرده است که علاوه بر سادگی، براساس ویژگی‌هایی استوار است که پس از وقوع یک زمین لغزش نیز حفظ و با گذشت زمان، کمتر دستخوش تغییر می‌شود و از این رو به عنوان ساده‌ترین و رایج‌ترین نوع دسته‌بندی زمین لغزش‌ها در سراسر دنیا به کار رفته است.^۶ طبقه‌بندی اخیر بر دو مبنای: الف) نوع حرکت توده، و ب) نوع مصالح درگیر در

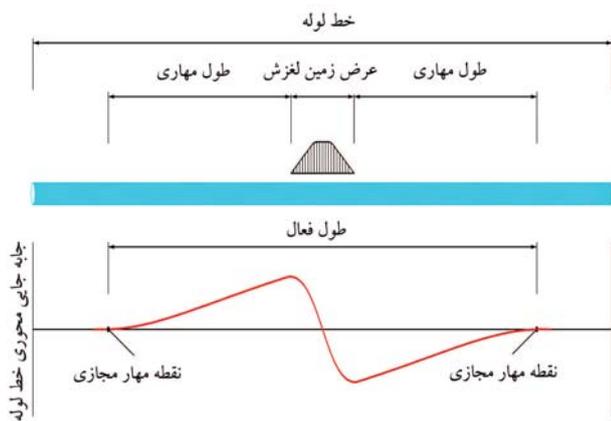
خطوط لوله‌ی انتقال گاز، نقش بسیار مهمی در زندگی بشر دارند و به دلیل همین نقش پر رنگ آن‌ها در جامعه، جزء شریان‌های حیاتی شمرده می‌شوند. با توجه به اینکه خطوط لوله‌ی انتقال گاز در سطوح وسیعی گسترش می‌یابند، لذا در اثر خطراتی مانند: گسلش، زمین لغزش، نشست، تغییر مکان‌های ناشی از روان‌گرایی و تحریک‌های لرزه‌یی، دچار آسیب می‌شوند و خسارت‌های اقتصادی و زیست‌محیطی فراوانی به بار می‌آورند. تأثیر زمین لغزش در شبکه‌ی انتقال گاز می‌تواند بسیار نامطلوب و پراکنده باشد. رخداد اختلالی طولانی‌مدت در خط لوله‌ی انتقال گاز ناشی از زمین لغزش می‌تواند پیامدهای اقتصادی مستقیم و غیرمستقیم به صورت محلی و سراسری با توجه به موقعیت قرارگیری شبکه‌ی انتقال گاز داشته باشد. آمار تعداد کاربران شبکه‌ی گاز که دچار اختلال در خدمات و وقفه‌ی زمانی بعد از وقوع زمین لغزش شده‌اند را می‌توان در گزارش‌های مختلف مشاهده کرد.^۱

زمین لغزش معمولاً با حرکت‌های بزرگ زمین همراه است که باعث تغییر شکل قابل توجه خط لوله و خاک اطراف آن می‌شود. جابه‌جایی توده‌ی خاک در اثر لغزش، موجب جابه‌جایی خط لوله و ایجاد تنش در آن می‌شود؛ که با افزایش ابعاد زمین لغزش و یا افزایش جابه‌جایی، نیروی وارده به خط لوله افزایش می‌یابد و منجر به آسیب دیدگی خط لوله‌ی انتقال گاز می‌شود.^۱ مطالعات مختلف نشان می‌دهند

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱۰/۵، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۲/۲، پذیرش ۱۴۰۰/۱۲/۹.

DOI:10.24200/J30.2022.59429.3049

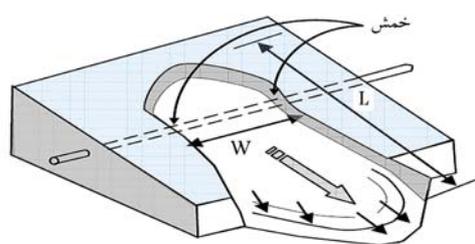


شکل ۲. طول فعال و مهاری خط لوله.

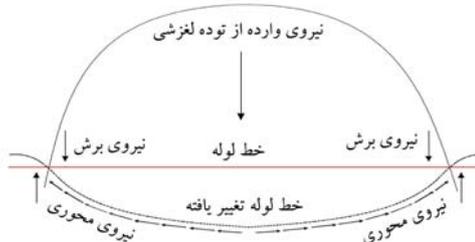
است. هدف پژوهش حاضر، تعیین طولی از خط لوله است که تحت تأثیر زمین لغزش قرار گرفته و نیز ارائه‌ی رابطه‌ی ربطه‌ی بی برای طول فعال خط لوله مبتنی بر مطالعات تحلیلی است که تاکنون در مطالعه‌ی بی به آن پرداخته نشده است. به منظور نیل به هدف مذکور، با فرض زاویه‌ی قرارگیری لوله‌ی عمود بر جهت رانش زمین، به کمک روش اجزاء محدود و نرم‌افزار ANSYS، تحلیل برای خط لوله‌ی بی به طول ۱۵۰۰ متر با در نظر گرفتن چهار قطر لوله‌ی: ۱۲، ۲۰، ۳۰ و ۴۸ اینچ تحت فشارهای ۵۰۰ و ۱۰۰۰ (psi) و حالت بدون فشار در عمق دفن (از سطح خاک تا روی لوله) ۱/۲۰ متر انجام شده است.

۲. مروری بر مطالعات انجام شده

با توجه به اینکه گزارش‌های متعدد نشان می‌دهند که طول فعال خط لوله‌ی انتقال هنگام رانش زمین مستعد آسیب است، لذا منطقه‌ی ذکر شده در زمان طراحی و اجرا، باید کنترل ویژه‌ی شود. دقت بالا در جوشکاری، قرار نگرفتن تجهیزات کنترل و بهره‌برداری، نداشتن خم در لوله، قرار نگرفتن اتصال‌ها و ... از مواردی است که باید در طول فعال خط لوله مورد توجه قرار گیرد، تا در زمان حادثه، خط لوله‌ی گاز دچار آسیب بیشتر از محدودیت‌های آیین‌نامه‌ی نشود. زمین‌لغزش سال ۲۰۰۸ در کشور ونزوئلا که منجر به نشت گاز و آتش‌سوزی در منطقه‌ی کوهستانی شده است، به علت کیفیت پایین جوش در طول فعال خط لوله بوده است.^[۵] مطالعه‌ی لی^۸ و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۱] به موارد متعددی از خرابی خط لوله‌ی انتقال گاز در محدوده‌ی طول فعال تحت اثر زمین‌لغزش اشاره می‌کند. در خصوص تعیین طول فعال و طول مهاری خط لوله، مطالعات تحلیلی مختلفی انجام شده است که عمده‌ی آن‌ها تحت اثر گسلش بوده است. در مدل کندی^۹ و همکاران (۱۹۷۷)،^[۱۲] که به بررسی خط لوله در برابر گسلش پرداخته‌اند، با فرض مقداری بلند برای طول مهاری نتیجه‌گیری کرده‌اند که طول مهاری وابسته به زاویه‌ی بین خط لوله و گسل است. در مطالعه‌ی وانگ و یاه^{۱۰} (۱۹۸۵)،^[۱۳] و چو^{۱۱} و همکاران (۱۹۹۴)،^[۱۴] با در نظر گرفتن یک میزان مشخص برای طول مهاری، پیشنهاد شده است که طول مهاری باید به اندازه‌ی کافی بزرگ باشد تا پاسخ خط لوله تحت تأثیر طول آن قرار نگیرد. لیو و اورورک (۱۹۹۷)،^[۱۵] به بررسی طول مهاری در خط لوله برای حالت‌های مختلف تغییر شکل دائمی زمین پرداخته و در خصوص زمین‌لغزش عنوان کرده‌اند که طول خط لوله در مدل باید دست‌کم ۴۰۰ متر انتخاب شود، تا پاسخ‌ها تابعی از آن نباشند. ضمناً آنان محل نقطه‌ی مهار مجازی را جایی فرض کرده‌اند که تنش



الف) نیروی خمشی در ابتدا و انتهای زمین لغزش؛



ب) نیروی محوری و برشی ایجاد شده.

شکل ۱. نیروهای وارد بر خط لوله تحت اثر زمین‌لغزش.^[۹]

حرکت استوار است. ایشان پنج نوع حرکت توده‌ی بی، شامل: سقوط، واژگونی، لغزش (دورانی و انتقالی)، گسترش جانبی و روانه‌ها را بیان کرده است که هر یک بسته به نوع مصالح، به سه دسته خاک: ریزدانه، درشت‌دانه (واریزه) و سنگ تقسیم‌بندی می‌شوند.^[۷] آروک و لیو^۴ (۲۰۱۲)، اظهار داشته‌اند بیشترین موارد خسارت به خطوط لوله‌ی انتقال از ناحیه‌ی زمین‌لغزش‌هایی با نوع حرکت لغزشی و گسترش جانبی بوده است.^[۸]

شناخت مکانیزم نیروهای وارد بر خط لوله از اصلی‌ترین موارد در شناخت آسیب خط لوله‌ی انتقال در برابر زمین‌لغزش است. در شکل ۱، نیروی وارد بر خط لوله‌ی عمود بر جهت رانش زمین مشاهده می‌شود که مطابق آن در ابتدا و انتهای زمین‌لغزش، لنگر خمشی وجود دارد. لنگر خمشی ذکر شده ناشی از نیروی برشی است که از دو سمت خاک به خط لوله وارد می‌شود.^[۹] ضمن آنکه نیروی محوری ناشی از اصطکاک بین خاک و خط لوله نیز در داخل خط لوله ایجاد می‌شود. نیروی مذکور وابسته به قطر لوله، ضخامت جداره‌ی آن و جنس مصالح لوله است. در لوله‌های مدفون، بخش اعظم لوله توسط خاک مهار می‌شود و طول قابل توجهی از خط لوله نسبت به عرض زمین‌لغزش، در اثر جابه‌جایی زمین حرکت می‌کند، که باعث فعال شدن اصطکاک بین خاک و خط لوله می‌شود. اگر نیروی اصطکاک در طول لوله برای مقابله با جابه‌جایی کافی باشد، حرکت خود به خود متوقف می‌شود. طولی از خط لوله که در آن جابه‌جایی اتفاق می‌افتد، طول فعال نام دارد. به نقطه‌ی بی که در اثر اصطکاک با خاک، جابه‌جایی مذکور صفر می‌شود، نقطه‌ی مهار مجازی^۵ گفته می‌شود. در واقع، طول فعال همان‌طور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، فاصله‌ی بین دو نقطه‌ی مهار مجازی است، که مجموع دو طول مهاری به اضافه‌ی عرض زمین‌لغزش است. طول مهاری^۶ (L) در خط لوله، به طولی از لوله‌ی مدفون، که تحت اثر زمین‌لغزش نسبت به خاک حرکت می‌کند، گفته می‌شود.^[۱۰] تعیین مقدار عددی طول فعال کمک زیادی به مهندسان فعال در حوزه‌ی طراحی و اجرای خطوط لوله‌ی انتقال گاز می‌کند، تا تمهیدات لازم را جهت کاهش آسیب به‌کارگیرند.

در مطالعه‌ی حاضر، به کمک روش اجزاء محدود و بکارگیری مدل تیر و فنر وینکلر^۷، طول مهاری خط لوله‌ی انتقال گاز و عوامل مرتبط با آن، نظیر: قطر لوله، مقاومت لوله، نوع خاک، و فشار گاز داخل لوله تحت اثر زمین‌لغزش بررسی شده

۳. مدل سازی عددی

۱.۳. فرضیات مدل سازی زمین لغزش

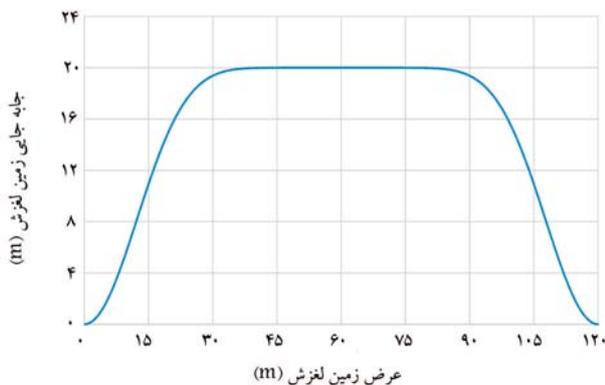
با بررسی نتایج به دست آمده از زمین لغزش های اتفاق افتاده براساس طبقه بندی متحد^{۱۶} [۲۳] زمین لغزش تا حجم ۲۰۰۰ مترمکعب جزء زمین لغزش کوچک، تا ۳۵۰۰۰ مترمکعب جزء زمین لغزش متوسط و تا ۱۰۰۰۰۰ مترمکعب جزء زمین لغزش بزرگ در نظر گرفته می شود. درخصوص میزان جابه جایی زمین لغزش، مطالعات مختلفی صورت گرفته است. پژوهشگران از توابع تجربی مختلفی برای بیان پیشینه جابه جایی جانبی زمین به عنوان شرایط مرزی در تحلیل های خود استفاده کرده اند. به عنوان مثال، اوروک (۱۹۸۸)، [۲۴] تابع چگالی احتمال بتا را برای تغییر شکل تقریبی خاک پیشنهاد کرده است. همچنین اوروک (۱۹۸۹)، [۲۵] تابع کسینوسی را برای پیشینه جابه جایی جانبی زمین در نظر گرفته است. سوزوکی^{۱۷} و همکاران (۱۹۸۸)، [۲۶] پیشینه جابه جایی جانبی زمین را به صورت تابع کسینوسی به توان n به صورت رابطه ۱ پیشنهاد کرده اند که در آن، $y(x)$ جابه جایی به عنوان تابعی از x در محدوده لغزش، x فاصله در منطقه تغییر شکل، δ مقدار جابه جایی، W_s عرض زمین لغزش و n عددی صحیح و مثبت است.

$$y(x) = \delta \left[1 - \left(\cos \frac{\pi x}{W_s} \right)^n \right] \quad (1)$$

آیین نامه ی PRCI^{۱۸} نیز رابطه ی ۱ را به عنوان الگوی جابه جایی زمین تحت اثر زمین لغزش پیشنهاد کرده است. با فرض عرض زمین لغزش برابر ۱۲ متر، پیشینه جابه جایی جانبی ۲۰ متر و $n = ۱۰$ جابه جایی زمین طبق شکل ۳ است. عرض ۱۲ متر زمین لغزش طبق روابط ارائه شده در مطالعه ی دومج^{۱۸} و همکاران (۲۰۲۰)، [۲۷] معادل با توده یی به حجم ۱۰۰۰۰۰ مترمکعب بوده و جزء زمین لغزش های بزرگ دسته بندی می شود.

۲.۳. مشخصات خاک، مصالح لوله

برای مدل سازی، چهار قطر لوله ی: ۱۲، ۲۰، ۳۰ و ۴۸ اینچ در عمق دفن ۱/۲۰ متری در نظر گرفته شده اند. پس از کارگذاری لوله، دور لوله با ماسه نرم و سپس با خاک حاصل از حفاری پر شده است. دو نوع خاک نرم (رس نرم^{۱۹}) و سخت (ماسه متراکم^{۲۰}) در نظر گرفته شده است که در جدول ۱، خصوصیات خاک های مذکور و ماسه نرم استفاده شده برای پرکردن کانال حفاری شده ارائه



شکل ۳. میزان جابه جایی جانبی زمین در مسیر خط لوله در اثر زمین لغزش.

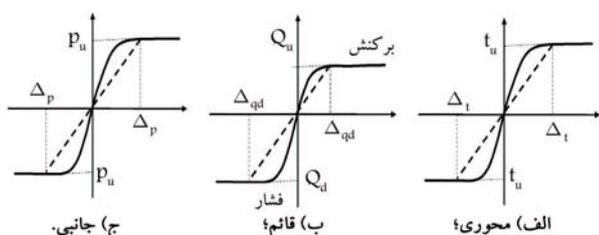
خمش می قطع لوله کمتر از $10^{-5} \times 1$ باشد. اوروک و لیو (۲۰۱۲)، [۸] در ادامه ی مطالعات خود درخصوص خطوط لوله ی مدفون در برابر حرکت های زمین اعلام کرده اند که تنش ها و کرنش ها در محل نقطه ی مهار مجازی، باید مقداری نزدیک به صفر داشته باشند. در راهنمای ساخت و ساز خطوط لوله ی گاز و هیدروکربن های مایع عبوری از مناطق مستعد نشست و زمین لغزش، [۱۰] که توسط شورای بین المللی تحقیقات خط لوله^{۱۲} منتشر شده و به آیین نامه ی PRCI معروف است، اعلام شده است که در مدل سازی، طول خط لوله ی خارج از منطقه ی حرکت زمین، به زاویه ی قرار گرفتن خط لوله در برابر زمین لغزش بستگی دارد. طول خط لوله باید به اندازه ی کافی بزرگ باشد تا اطمینان حاصل شود که تغییر شکل های ایجاد شده در مناطق قبل و بعد از زمین لغزش، کرنش های طولی ایجاد شده در محدوده ی زمین لغزش را تغییر نمی دهند. آیین نامه ی PRCI، رابطه یی برای طول مهاری خط لوله براساس شکل ۲ ارائه کرده است که در بیشتر مطالعات و طراحی های خطوط لوله تا به امروز استفاده شده است. در مطالعه ی وازوراس^{۱۳} و همکاران (۲۰۱۵)، [۱۶] برای خطوط لوله تحت تأثیر گسل امتداد لغز نشان داده شده است که طول مهاری تأثیر بسزایی در جابه جایی خط لوله و کرنش محوری آن دارد و این محققان با پیشنهاد شرایط مرزی معادل در کل طول خط، نسبت به کنترل جابه جایی خط لوله اقدام کرده اند. در مطالعه ی نیبان و همکاران (۲۰۱۷)، [۱۷] با بررسی خط لوله ی گاز عبوری از منطقه ی ساحلی تحت اثر گسلش عنوان شده است که طول مهاری به نوع خاک وابسته است و در خاک های ساحلی طول مهاری، بسیار بلند می باشد که باید نسبت به کنترل حرکت های خط لوله در مناطق اخیر اقدام شود. بانوشی و همکاران (۲۰۱۸)، [۱۸] با در نظر گرفتن یک مدل پیوسته در برابر گسلش به بررسی طول مهاری در خط لوله ی انتقال پرداخته و اعلام کرده اند که طول مهاری کوتاه منجر به افزایش چشمگیر نیروی محوری وارد شده به لوله می شود. همچنین آنان تأکید کرده اند که وسایل کنترل و بهره برداری به دلیل اعمال نیروی محوری و برشی زیاد به خط لوله، باید در فاصله ی مناسبی از نقطه ی مهار مجازی قرار گیرند. در مطالعه ی یون^{۱۴} و همکاران (۲۰۱۹)، [۱۹] تحلیل شکنندگی برای لوله های با گرید X65 در شرایط مختلف خاک انجام شده و طول خط لوله تقریباً بلند (۲۱۰۰ متر) در نظر گرفته شده است، تا تأثیری در نتایج خاک های مختلف نداشته باشد. همچنین ایشان اعلام داشته اند که شرایط مرزی و طول نامناسب خط لوله در نتایج تحلیل موثر است. واتنی و همکاران (۲۰۲۱)، [۲۰] با بررسی رخداد زمین لغزش در شهرستان طالقان استان البرز در سال ۱۳۹۷، خاطر نشان ساخته اند که طول مهاری به دست آمده از تحلیل، بیشتر از طول مهاری به دست آمده از روابط آیین نامه یی بوده و به نظر می رسد رابطه ی آیین نامه ی PRCI به علت عدم تخمین مناسب نیروی محوری ناشی از زمین لغزش دچار اشکال بوده و انجام مطالعات بیشتری در زمینه ی اخیر ضروری است. دمیرچی و همکاران (۲۰۲۱)، [۲۱] به بررسی آزمایشگاهی خط لوله در برابر گسلش پرداخته اند و طبق فرضیات مدل کندی (۱۹۷۷)، [۲۲] برای طول مهاری خط لوله، مقدار بزرگی در نظر گرفته شده است، تا آثار شرایط مرزی حذف شود. برای ساخت مدل آزمایشگاهی نیز از اتصال دهنده های سیلیکونی به عنوان فتر استفاده شده است. نتایج نشان می دهند که در صورت کاهش طول خط لوله، پاسخ به دست آمده با نتایج تحلیلی و مطالعات پیشین، اختلاف زیادی دارد. در مطالعه ی فو^{۱۵} و همکاران (۲۰۲۱)، [۲۳] به بررسی پاسخ خط لوله ی گاز در برابر زمین لغزش های ساحلی پرداخته و عنوان شده است که به دلیل نبود رابطه یی قابل اعتماد برای تعیین طول خط لوله تحت تأثیر زمین لغزش، طول خط لوله بسیار بزرگ در نظر گرفته می شود، تا آثار شرایط مرزی در پاسخ ها ناچیز باشد؛ هر چند زمان تحلیل بیشتر و تحلیل نیز دشوارتر می شود.

جدول ۱. مشخصات خاک.

نوع خاک	$\gamma (KN/m^3)$	ϕ (درجه)	$c (KN/m^2)$
نرم	۱۶/۵	-	۴۰
سخت	۱۹/۵	۴۰	-
ماسه نرم	۱۶/۵	۳۵	-

جدول ۲. مشخصات هندسی و فیزیکی لوله‌های بررسی شده.

قطر (اینچ)	ضخامت جداره (میلی متر)	گرید لوله	مقاومت (MPa)		مورد انتظار	
			اسمی تسلیم (F_y)	نهایی (F_u)	تسلیم (F_{ye})	نهایی (F_{ue})
۱۲	۶	X۴۲	۲۹۰	۴۱۴	۳۴۸	۴۹۷
۲۰	۷/۵	X۴۲	۲۹۰	۴۱۴	۳۴۸	۴۹۷
۳۰	۹	X۵۲	۳۵۹	۴۶۲	۴۳۱	۵۵۴
۴۸	۱۲	X۶۵	۴۴۸	۵۳۱	۵۳۸	۶۳۷



شکل ۴. دیاگرام رفتاری فنرهای خاک. [۳۱]

لوله‌های فولادی مدفون، که توسط انجمن شریان‌های حیاتی امریکا (ALA) [۳۳] منتشر شده، ارائه شده است. [۲۹]
در دستورالعمل ALA [۲۹]، بیشینه نیروی محوری زمین در طول خط لوله‌ی مدفون طبق رابطه‌ی ۳ پیشنهاد شده است:

$$T_u = \pi D \alpha c + \pi D H \gamma \left(\frac{1 + K_0}{2} \right) \tan \delta \quad (3)$$

که در آن، D قطر لوله، α ضریب چسبندگی، c چسبندگی خاک در تماس با لوله، H عمق از سطح خاک تا مرکز لوله، γ وزن مخصوص خاک، K_0 ضریب فشاری حالت سکون خاک، δ زاویه‌ی قرارگیری لوله و خاک (برابر با ϕ ، $\delta = \phi \times f$)، f ضریب پوشش لوله و ϕ بیشینه‌ی زاویه‌ی اصطکاک خاک در تماس با لوله است. در راهنمای طراحی لوله‌ی خطوط انتقال نفت و گاز [۳۰]، مقادیر K_0 و δ برابر 0.37 و 31 پیشنهاد شده است. دستورالعمل ALA [۲۹]، برای بیشینه‌ی نیروی جانبی وارد شده به لوله در طول خط، رابطه‌ی ۴ را پیشنهاد کرده است:

$$P_u = N_{ch} c D + N_{qh} \gamma H D \quad (4)$$

که در آن، N_{ch} ضریب ظرفیت باربری جانبی وابسته به چسبندگی، N_{qh} ضریب ظرفیت باربری جانبی وابسته به اصطکاک داخلی و بقیه‌ی پارامترها همانند رابطه‌ی ۳ هستند. دستورالعمل مذکور، برای بیشینه‌ی نیروی قائم برکنش خاک، رابطه‌ی ۵ را پیشنهاد کرده است:

$$Q_u = N_{cv} c D + N_{qv} \gamma H D \quad (5)$$

شده است. در جدول مذکور، γ وزن مخصوص خاک، ϕ زاویه‌ی اصطکاک داخلی و c چسبندگی خاک است. در راهنمای طراحی لوله‌ی خطوط لوله‌ی مدفون که توسط مؤسسه‌ی تکنولوژی کانپور [۲۱] هندوستان، [۲۹] منتشر شده است، توصیه شده است که خاک دور لوله از نوع نرم و در صورت امکان مقاومت برشی بالایی داشته باشد، تا نیروهای وارد بر خط لوله کاهش یابد. در مطالعه‌ی حاضر، نیز ماسه‌ی نرم متعارف در پروژه‌های اجرایی به عنوان خاک دور لوله در نظر گرفته شده است.

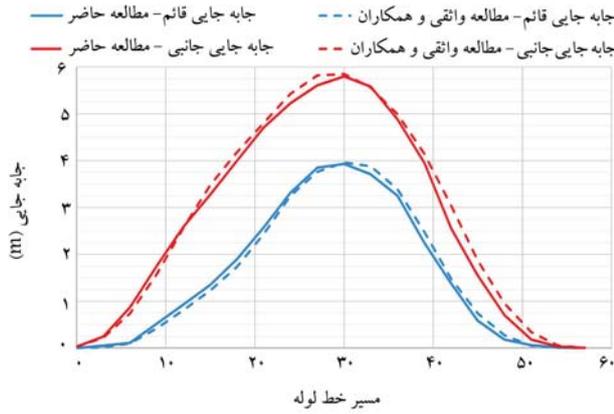
با توجه به مؤثر بودن پارامتر مقاومت لوله در بررسی آسیب خط لوله در برابر زمین‌لغزش، با انتخاب مصالح لوله از نوع فولاد API-5L برای هر قطر لوله، یک گرید خاص در نظر گرفته شده است. مدول کشسانی مصالح فولاد $10^5 MPa \times 2/1$ ، وزن مخصوص فولاد نرمه ($76980 N/m^3$) و ضریب پواسون $v = 0.3$ است. میزان مقاومت تسلیم (F_y) و مقاومت نهایی (F_u) طبق گزارش ATC/DOT/1999 [۲۸]، 20% بالاتر از مقاومت اسمی در نظر گرفته شده است. طبق توضیحات گزارش، مصالح فولاد تا رسیدن به مقاومت تسلیم (محدوده‌ی کشسان)، طبق قانون هوک عمل می‌کند و در ناحیه‌ی پس از مقاومت تسلیم (محدوده‌ی خمیری)، مقاومت طبق رابطه‌ی ۲ بیان می‌شود که در آن: σ_t مقدار تنش، ϵ_p مقدار کرنش خمیری، K ضریب مقاومت و n ضریب کرنش سخت‌شوندگی است: [۲۸]

$$\sigma_t = K \epsilon_p^n \quad (2)$$

در جدول ۲، مقادیر قطر، ضخامت جداره‌ی لوله و مقاومت فولاد لوله برای انجام تحلیل ارائه شده است.

۳.۳. اندرکنش خاک - لوله

برای مدل‌سازی خاک اطراف لوله از مدل تیر و فنر وینکلر استفاده شده که در آن، خاک به صورت فنرهایی در جهت‌های محوری، قائم و جانبی در نظر گرفته شده است. دیاگرام رفتاری هر فنر در شکل ۴ مشاهده می‌شود. نیرو و جابه‌جایی فنرهای وینکلر که وابسته به مشخصات خاک و مصالح لوله هستند، در دستورالعمل طراحی



شکل ۵. مقایسه‌ی جابه‌جایی خط لوله و خاک در مطالعه‌های حاضر و واتی.

به عنوان فشار داخلی لوله در نظر گرفته شده‌اند. جهت قرارگیری خط لوله، عمود بر جهت رانش زمین در نظر گرفته شده است. تحلیل اجزاء محدود از نوع استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن روش نیوتن - رافسون بوده که در دو مرحله انجام می‌شود: در مرحله اول، فقط فشار داخلی در لوله‌ها بدون جابه‌جایی خاک اعمال و با ۱۰۰ گام زمانی انجام می‌شود. در ادامه، جابه‌جایی ناشی از زمین لغزش به انتهای فنرها اعمال شده و تحلیل ادامه می‌یابد. به منظور در نظر گرفتن آثار غیرخطی هندسی و مصالح، تحلیل با فرض جابه‌جایی‌های بزرگ انجام شده است.

۵.۳. صحت‌سنجی مدل

مدل ساخته شده بر اساس مدل‌سازی انجام شده در مطالعه‌ی واتی و همکاران (۲۰۲۱) می‌باشد. در مطالعه‌ی واتی و همکاران، همان‌طور که بیشتر اشاره شد، علل انفجار خط لوله‌ی گاز ۱۶ اینچ با فشار ۲۵۰ psi در برابر زمین لغزش رخ داده در شهرستان طالقان بررسی شده است. علت انفجار، گسیختگی لوله به دلیل وجود خم در مسیر در محدوده‌ی طول فعال و به فاصله‌ی ۱۲۰ متر پس از انتهای زمین لغزش بیان شده است. با برداشت اطلاعات جغرافیایی و ژئوتکنیکی از محل وقوع حادثه، میزان جابه‌جایی زمین لغزش و حجم آن برآورد شده و با مدل‌سازی خط لوله به کمک مدل تیر و فنر وینکلر، نتایج نشان دادند که وجود خم در محدوده‌ی طول فعال باعث افزایش نیروی برشی و گسیختگی خط لوله می‌شود که این موضوع منطبق با نتایج واقعی است. با توجه به اینکه مدل ساخته شده توسط واتی و همکاران اعتبار مناسبی جهت تحلیل دارد، در مطالعه‌ی حاضر نیز سعی شده است تا با استفاده از همان مدل تحلیل انجام شود. در شکل ۵، نتایج جابه‌جایی قائم و جانبی خط لوله در مقایسه با مدل نوشتار واتی و همکاران مشاهده می‌شود. خط لوله در نوشتار واتی و همکاران، ۵/۸۶ متر به صورت جانبی و ۳/۹۹ متر به صورت قائم جابه‌جا شده است. [۲۰] در مدل ساخته شده برای پژوهش حاضر، جابه‌جایی جانبی خط لوله ۵/۸۰ متر و جابه‌جایی قائم آن ۳/۹۳ متر ثبت شده است. مشاهده می‌شود که جابه‌جایی خط لوله در هر دو جهت قائم و جانبی منطبق با نتایج واتی و همکاران است. شکل جابه‌جایی خط لوله نیز همانند مطالعه‌ی واتی و همکاران بوده و اختلاف اندک موجود به دلیل تفاوت‌های جزئی در پارامترهای در نظر گرفته شده برای انجام تحلیل است. انطباق مناسب جابه‌جایی خط لوله و دیگر پارامترها، نظیر: تنش، کرنش خمیری، نیروی محوری و لنگر خمشی در مقطع لوله با نتایج نوشتار واتی و همکاران،

جدول ۳. مشخصات فنرهای خاک.

فتر	نیرو (کیلو نیوتن)	جابه‌جایی (میلی‌متر)						
معوی	$T_s = 16/4$	$\Delta_s = 5$	$T_s = 21/2$	$\Delta_s = 5$	$T_s = 91/1$	$\Delta_s = 5$	$T_s = 77/1$	$\Delta_s = 5$
جانبی	$P_s = 124/4$	$\Delta_p = 46$	$P_s = 422/9$	$\Delta_p = 46$	$P_s = 1042/1$	$\Delta_p = 78$	$P_s = 545/2$	$\Delta_p = 78$
قائم کششی	$Q_s = 224/6$	$\Delta_q = 61$	$Q_s = 97/2$	$\Delta_q = 14$	$Q_s = 122/9$	$\Delta_q = 16$	$Q_s = 219/4$	$\Delta_q = 152$
قائم فشاری	$Q_s = 208/7$	$\Delta_q = 61$	$Q_s = 1864/8$	$\Delta_q = 30$	$Q_s = 6291/6$	$\Delta_q = 96$	$Q_s = 521$	$\Delta_q = 152$
معوی	$T_s = 16/4$	$\Delta_s = 5$	$T_s = 21/2$	$\Delta_s = 5$	$T_s = 91/1$	$\Delta_s = 5$	$T_s = 77/1$	$\Delta_s = 5$
جانبی	$P_s = 124/4$	$\Delta_p = 46$	$P_s = 422/9$	$\Delta_p = 46$	$P_s = 1042/1$	$\Delta_p = 78$	$P_s = 545/2$	$\Delta_p = 78$
قائم کششی	$Q_s = 224/6$	$\Delta_q = 61$	$Q_s = 97/2$	$\Delta_q = 14$	$Q_s = 122/9$	$\Delta_q = 16$	$Q_s = 219/4$	$\Delta_q = 152$
قائم فشاری	$Q_s = 208/7$	$\Delta_q = 61$	$Q_s = 1864/8$	$\Delta_q = 30$	$Q_s = 6291/6$	$\Delta_q = 96$	$Q_s = 521$	$\Delta_q = 152$

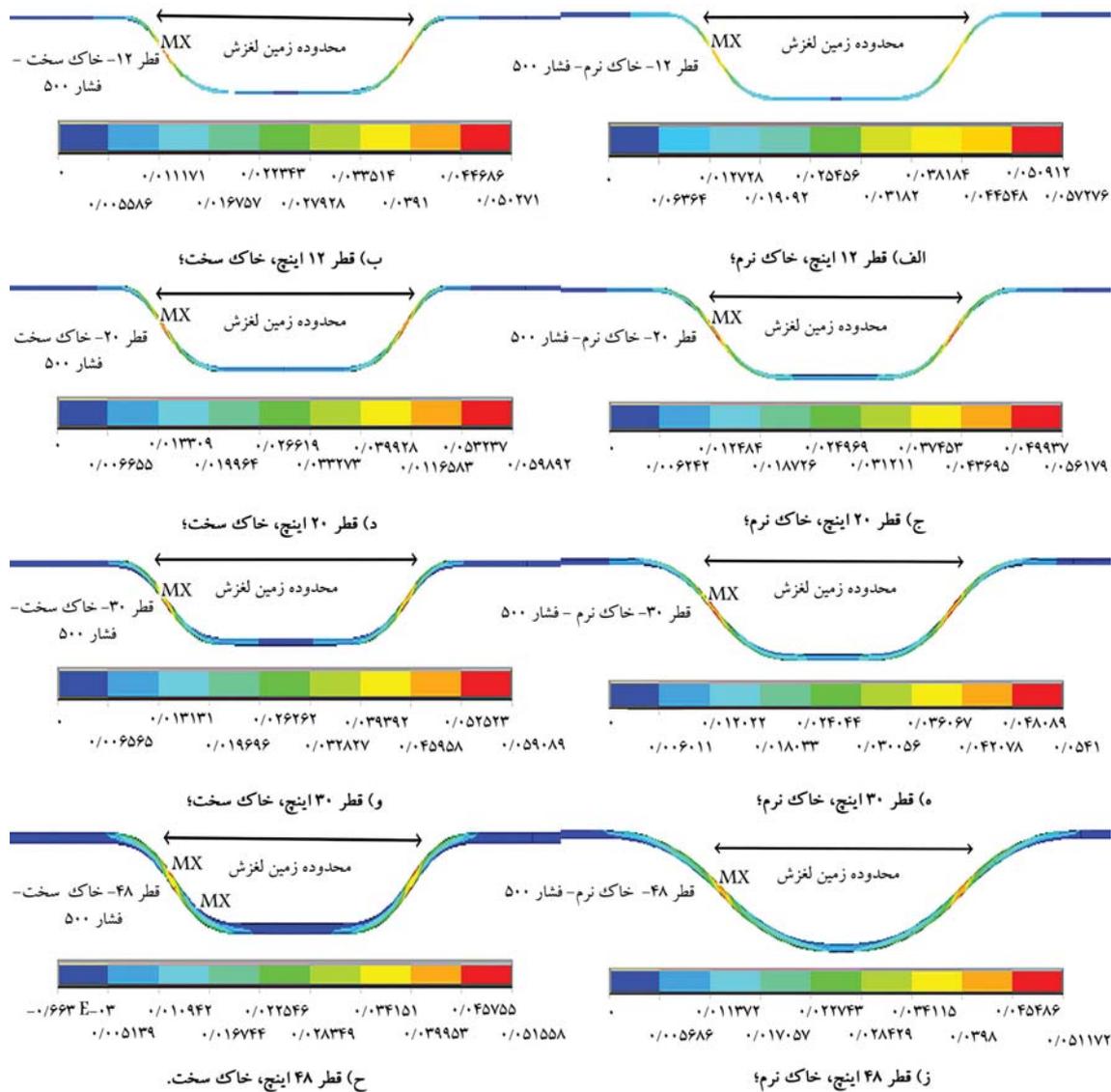
که در آن، N_{cv} ضریب ظرفیت باربری برکنش وابسته به چسبندگی و N_{qv} ضریب ظرفیت باربری برکنش وابسته به اصطکاک داخلی است. بیشینه‌ی نیروی برکنش (Q_u) در جابه‌جایی رخ داده و گزارش شده است که از $1H$ تا $2H$ در ماسه‌های متراکم و متخلخل و از $1H$ تا $2H$ برای رس‌های مختلف متغیر است. [۲۹] بیشینه‌ی نیروی قائم فشاری خاک به صورت رابطه‌ی ۶ پیشنهاد شده است:

$$Q_d = N_c c D + N_q \gamma H D + N_\gamma \gamma \frac{D^2}{\gamma} \quad (6)$$

که در آن N_c ، N_q و N_γ ضرایب باربری خاک هستند. [۲۹] در جدول ۳، مقدار نیرو و جابه‌جایی برای فنرها در قطرهای مختلف، بر اساس روابط ۳ تا ۶ ارائه شده است. لازم به ذکر است الزام‌های طراحی برای خطوط لوله‌ی انتقال گاز به‌طور کلی در استاندارد B31/8 انجمن مهندسان مکانیک آمریکا (ASME) تعریف شده است. [۳۱] طبق استاندارد مذکور، زمانی که خط لوله در معرض مخاطرات طبیعی مانند زمین لغزش قرار می‌گیرد، باید اقدامات احتیاطی برای حفاظت از خط لوله انجام شود. با این حال، استاندارد اخیر، معیارهای طراحی خاصی برای خط لوله ارائه ن داده است تا بتواند در برابر جابه‌جایی‌های بزرگ زمین مقاومت کند و از این رو ضوابط دستورالعمل ALA استفاده شده است.

۴.۳. تحلیل

تحلیل به کمک نرم‌افزار اجزاء محدود ANSYS انجام شده است. طول خط لوله برابر ۱۵۰ متر در نظر گرفته شده که به ۵۰ المان با طول ۳ متر تقسیم‌بندی شده است. المان در نظر گرفته برای لوله از نوع PIPE288 (المان دو گره‌یی با قابلیت احتساب فشار داخلی) می‌باشد. لوله از نوع جدار ضخیم و رفتار تابع شکل المان به صورت خطی در نظر گرفته شده است. مقطع لوله نیز با تعداد تقسیم‌بندی محیطی ۱۶ در نظر گرفته شده است. جابه‌جایی خاک به انتهای فنرها اعمال می‌شود. برای مدل‌سازی فنرها در نرم‌افزار از المان COMBIN۳۹ که معرف رفتار فنر است، استفاده شده است. با توجه به اینکه خطوط لوله‌ی انتقال گاز، فشار داخلی دارند، تأثیر عامل مذکور باید بررسی شود. ۳ مقدار: صفر (بدون فشار)، $37477 \times 10^6 N/m^2$ (معادل ۵۰۰ psi) و $67895 \times 10^6 N/m^2$ (معادل



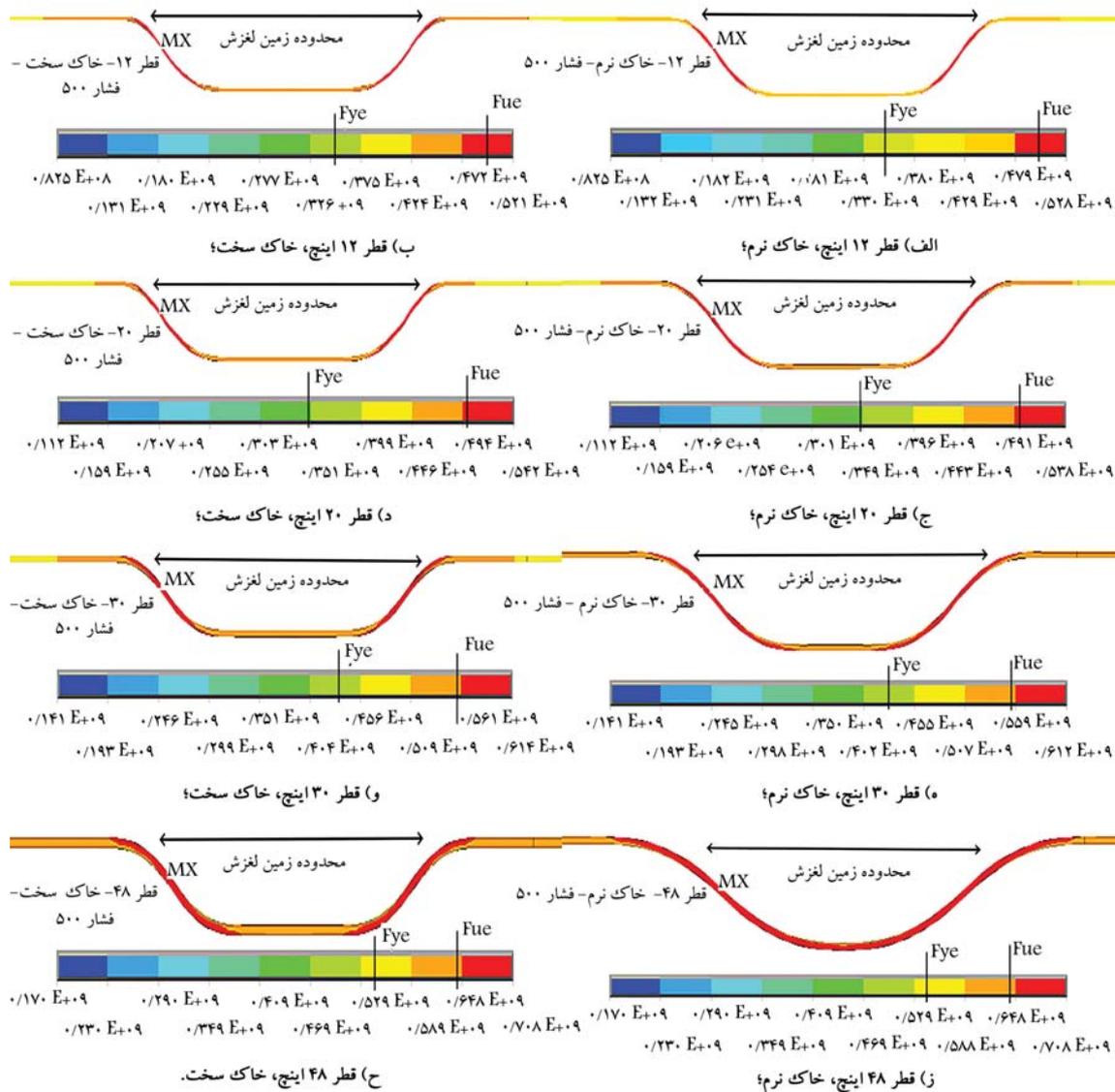
شکل ۶. توزیع کرنش پلاستیک محوری در طول خط لوله با فشار ۵۰ psi.

عنوان شده در دستورالعمل ALA، در سطح عملکردی به ۲٪ و در سطح عدم نشت گاز به ۴٪ محدود می‌شود.^[۲۹] برای بررسی آسیب خط لوله، نتایج برای کرنش خمیری محوری ۵٪ که بیانگر شکست در خط لوله می‌باشد، بررسی شده است. در شکل ۶، نتایج کرنش خمیری محوری در طول خط لوله برای قطرهای مختلف لوله در دو خاک سخت و نرم در فشار ۵۰ psi مشاهده می‌شود که مطابق آن در همه‌ی حالت‌های تحلیل، کرنش خمیری ایجاد شده در خط لوله در محل آغاز و پایان زمین لغزش به مقدار بیشینه رسیده و طبق مکانیزم تعیین شده در شکل ۱ است. شکل کرنش در طول خط لوله نیز از الگوی بار اعمالی تبعیت می‌کند. بررسی شدت تنش^{۲۶} در طول خط لوله نشان می‌دهد که در تمامی حالت‌های تحلیل، خط لوله جاری شده و تنش از حد نهایی تعیین شده برای فولاد عبور کرده است. در شکل ۷، شدت تنش برای قطرهای ۱۲ تا ۴۸ اینچ تحت فشار ۵۰ psi در دو خاک نرم و سخت مشاهده می‌شود که مطابق آن، در همه‌ی حالت‌های تحلیل، تنش ایجاد شده در محدوده‌ی زمین لغزش از مقاومت نهایی فولاد عبور کرده و تنش ایجاد شده در ابتدا و انتهای زمین لغزش، به میزان بیشینه

صحت مدل ساخته شده را تأیید کرده و تحلیل‌ها براساس همین مدل انجام شده است.

۴. بررسی نتایج

پس از تحلیل اولیه، کنترل کرنش خمیری محوری در طول خط لوله در ارزیابی خط لوله به منظور بررسی آسیب ایجاد شده در خط لوله ضروری است. سطح خطر پذیری مورد نظر برای پذیرش کرنش در دستورالعمل ALA، در دو سطح عملکردی (OL)^{۲۴} و سطح عدم نشت گاز (PI)^{۲۵} معرفی شده است. در سطح عملکردی هیچ خرابی نباید اتفاق بیفتد و عملکرد بلافاصله بعد از رخداد حادثه از سرگرفته شود. در سطح عدم نشت گاز، حد مورد انتظار این است که خط لوله دچار تغییر شکل‌های بزرگ شود، ولی محتویات آن نشت پیدا نکند. مود خرابی خط لوله در حالت قرارگیری لوله‌ی عمود بر جهت زمین لغزش، همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، پارگی کششی است و از این رو ملاک کنترل کرنش، کشش است. محدودیت کرنش کششی



شکل ۷. توزیع شدت تنش در طول خط لوله با فشار ۵۰ psi.

که فنرهای محوری خاک به مقدار بیشینه نیروی خود می‌رسند، طول مهار خط لوله تعریف می‌شود. در شکل ۸، جابه‌جایی محوری خط لوله و نیروی فنرهای محوری برای قطر ۳۰ اینچ در خاک سخت تحت فشار ۵۰ psi مشاهده می‌شود، که مشخص است طول مهار طبق هر دو تعریف، مقدار یکسانی دارد. طول مهار خط لوله، طبق رابطه‌ی ۷ که در آیین‌نامه‌ی PRCI^[۱۰] ارائه شده است، تعیین شده است:

$$L_a = \frac{\pi D t F_y}{T_u} \quad (7)$$

که در آن، D قطر لوله، t ضخامت جداره‌ی لوله، F_y تنش تسلیم مصالح لوله و T_u بیشینه نیروی محوری زمین طبق رابطه‌ی ۳ است. نتایج تحلیل نشان می‌دهد طول مهار برای یک قطر لوله، در خاک‌ها و فشارهای مختلف متفاوت است.

شکل ۹ که نمایانگر جابه‌جایی محوری خط لوله تحت فشار ۵۰ psi در تمامی حالت‌های تحلیل است، این موضوع را تأیید می‌کند. این در حالی است که رابطه‌ی ۷ برای هر قطر فقط یک عدد را نمایش می‌دهد. در شکل ۱۰، توزیع نیروی

بوده، که با شکل ۱ تطابق دارد. همچنین در محدوده‌ی زمین لغزش و قبل و بعد از آن، تنش ایجاد شده در لوله از تنش تسلیم عبور کرده و رفتار مصالح به صورت غیرخطی است (در حالت‌های بدون فشار و فشار ۱۰۰ psi نیز، رفتار خط لوله در کرنش خمیری محوری و شدت تنش همانند فشار ۵۰ psi بوده و از ارائه‌ی شکل‌ها برای این دو حالت به جهت خلاصه شدن نوشتار، صرف‌نظر شده است). کرنش خمیری و شدت تنش در خط لوله با تغییر جنس خاک تغییر محسوسی نکرده و تمرکز تنش ایجاد شده در همان محل‌های شروع و پایان زمین لغزش بوده است. تفاوت ایجاد شده با تغییر نوع خاک در کرنش خمیری و شدت تنش، شکل نمودار می‌باشد که در خاک نرم، نمودار کمی نرم‌تر است.

۱.۴. طول مهار خط لوله

همان‌طور که در بخش‌های قبل اشاره شد، شروع طول مهار، نقطه‌ی مهار مجازی است که در آن جابه‌جایی محوری لوله نزدیک به صفر است. در مدل وینکلر، طولی

نیروی محور فنرها وجود دارد و دلیل آن جاری شدن خط لوله در منطقه‌ی مذکور است.

مقایسه‌ی طول مهارى به‌دست آمده از نتایج تحلیل و مقایسه با رابطه‌ی ۷ مطابق شکل ۱۱ نشان می‌دهد که طول مهارى به دست آمده براساس رابطه‌ی ۷، بسیار کمتر از نتایج به‌دست آمده از تحلیل است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در تمامی حالت‌های فشار و در تمامی قطرها، طول مهارى در خاک نرم بیشتر از خاک سخت بوده است. در حالت فشار ۵۰۰ psi، مقادیر طول مهارى به اندازه‌ی متوسط ۳٪ نسبت به حالت بدون فشار افزایش پیدا کرده است. در حالت فشار ۱۰۰۰ psi، میزان طول مهارى نسبت به فشار ۵۰۰ psi به طور متوسط ۱/۵٪ افزایش یافته است. با افزایش قطر لوله، میزان طول مهارى افزایش می‌یابد؛ در حالی که افزایش فشار، تأثیری در طول مهارى خط لوله ندارد. نوع خاک نیز تأثیر بیشتری در طول مهارى خط لوله داشته و به طور متوسط در خاک نرم، ۱۰٪ بیشتر از خاک سخت می‌باشد. این موضوع در قطرهای بالاتر مشهودتر است. به طور کل، طول مهارى تعیین شده از رابطه‌ی ۷ به‌طور میانگین ۳۵٪ کمتر از طول مهارى تعیین‌شده از تحلیل بوده، که این موضوع نشان می‌دهد رابطه‌ی ارائه شده در آیین‌نامه‌ی PRCI، مقدار مناسبی برای این پارامتر مهم ارائه نمی‌دهد.

۲.۴. بررسی نیروی محوری و لنگر خمشی در خط لوله

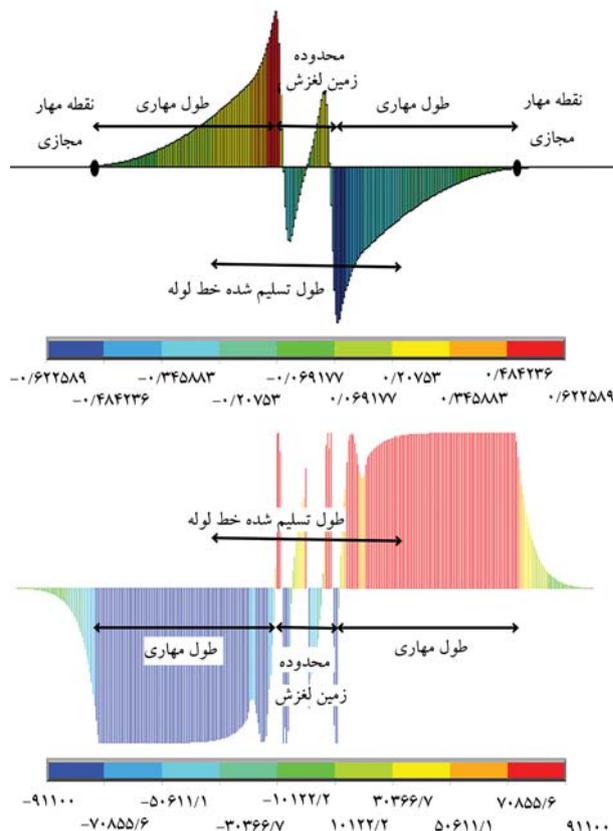
با بررسی نیروی محوری و لنگر خمشی ایجاد شده در خط لوله، رفتار خط لوله در برابر زمین‌لغزش بهتر مشخص می‌شود. در شکل ۱۲، توزیع نیروی محوری در طول خط لوله در همه‌ی حالت‌های تحلیل برای فشار داخلی ۵۰۰ psi مشاهده می‌شود. به جهت مقایسه‌ی بهتر، نیروی مذکور طبق رابطه‌ی ۸ نرمال شده است.

$$F_{norm} = \frac{F}{A \times F_{ue}} \quad (8)$$

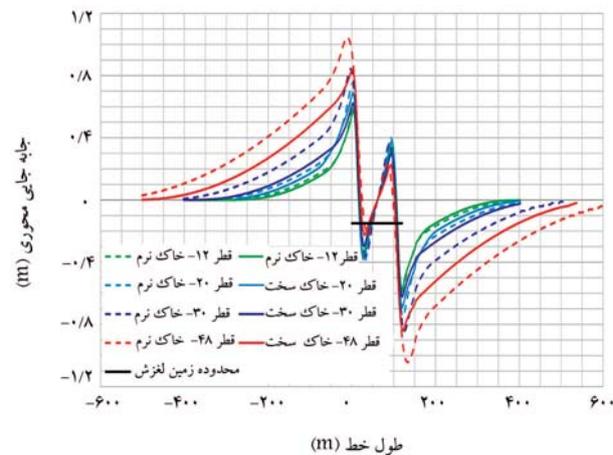
که در آن، F نیروی ایجاد شده در خط لوله، A سطح مقطع لوله و F_{ue} تنش نهایی موردانتظار مصالح لوله طبق جدول ۲ است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، توزیع نیروی محوری برای تمامی تحلیل‌ها تقریباً مشابه است. اثر فشار گاز درون لوله نیز در ابتدا و انتهای خط لوله مشخص است. نیروی محوری ایجاد شده در خاک نرم بیشتر از خاک سخت است. بیشینه‌ی نیروی محوری ایجاد شده، در محل زمین‌لغزش بوده که به مقدار ظرفیت مقطع رسیده است. علاوه بر این، نیروی محوری در هر تحلیل به تفکیک فشار داخلی لوله در نمودار شکل ۱۳ مقایسه شده است. همان‌طور که مشخص است، عدم تأثیرگذاری فشار در نیروی محوری خط لوله با توجه به اندک بودن نرخ افزایش نیروی محوری بین فشار ۵۰۰ و ۱۰۰۰ psi مشهود است. در قطرهای یکسان، تفاوت چندانی بین نیروی محوری مشاهده نمی‌شود. زمانی که فشار درون خط لوله وجود دارد، بیشینه‌ی نیروی محوری به ظرفیت مقطع رسیده و حتی فراتر از آن نیز رفته است که دلیل آن، وجود نیروی فشار در لوله و ترکیب تنش ناشی از فشار داخلی و حرکت لوله تحت معیار فون مایز است، که امکان باربری سطح مقطع را تا ۱/۲ برابر تنش تسلیم افزایش می‌دهد. وجود فشار درون لوله نیز باعث افزایش ظرفیت مقطع لوله می‌شود.

در شکل ۱۴، نمودار توزیع لنگر خمشی در طول خط لوله در همه‌ی حالت‌های تحلیل برای فشار داخلی ۵۰۰ psi مشاهده می‌شود. به جهت مقایسه‌ی بهتر، لنگر

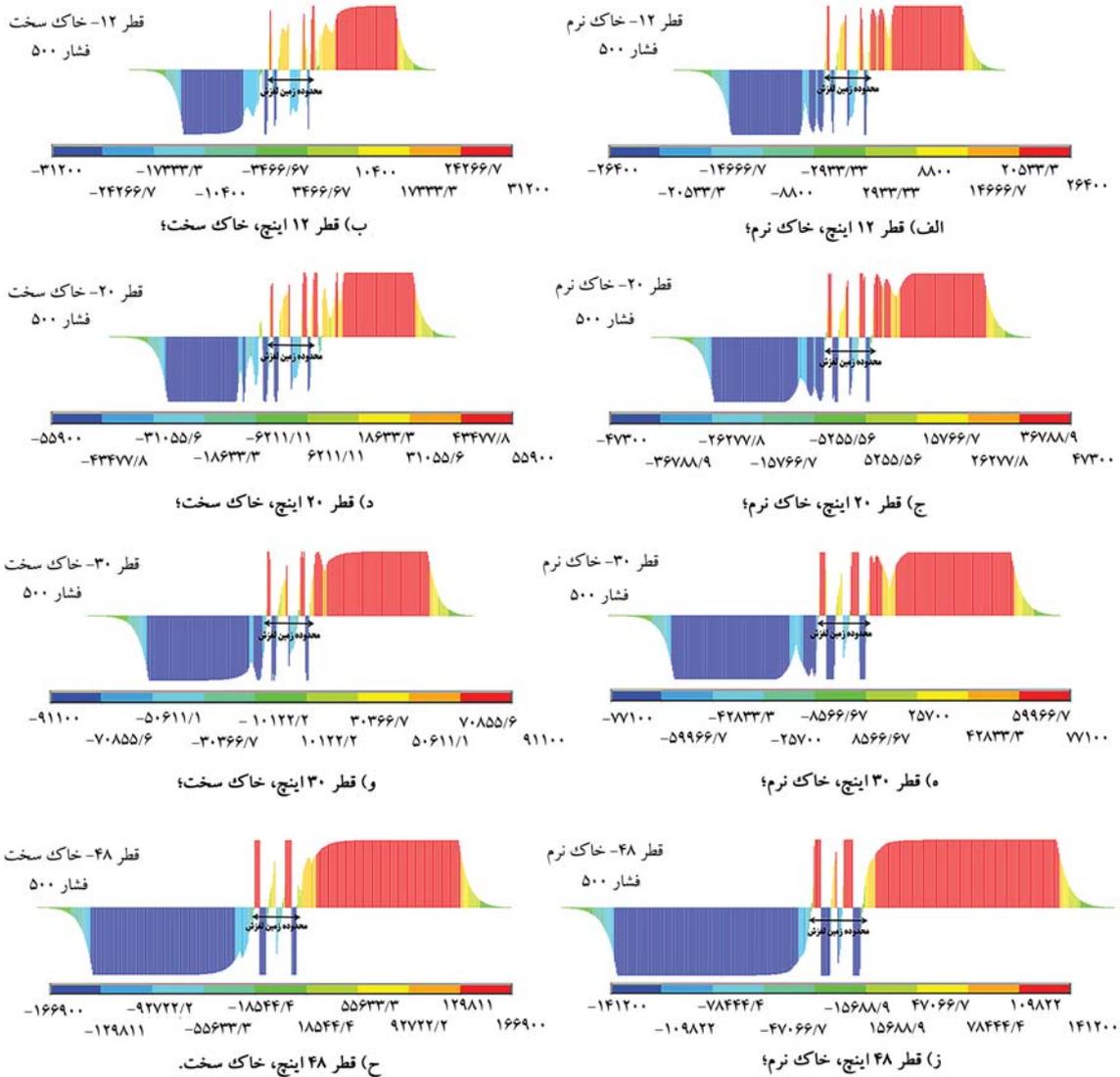


شکل ۸. جابه‌جایی محوری خط لوله و نیروی فنرهای محوری در خط لوله‌ی ۳۰ اینچ تحت اثر زمین‌لغزش در خاک نرم و فشار ۵۰۰ psi.



شکل ۹. مقایسه‌ی جابه‌جایی محوری خط لوله‌ی اینچ تحت اثر زمین‌لغزش در فشار ۵۰۰ psi برای حالت‌های مختلف تحلیل.

اصطکاک در فنرهای محوری برای قطرهای ۱۲ تا ۴۸ اینچ تحت فشار ۵۰۰ psi تحت اثر زمین‌لغزش برای دو خاک نرم و سخت مشاهده می‌شود. نتایج تحلیل بیانگر این موضوع است که در طول نسبتاً طولی از خط لوله، فنرهای محوری به بیشینه‌ی نیروی تعیین شده رسیده‌اند. با افزایش قطر لوله، تعداد فنرهایی که به بیشینه‌ی نیرو رسیده‌اند، بیشتر شده و طول مهارى افزایش می‌یابد. با مقایسه‌ی نیروی ایجاد شده در فنرهای نرم و سخت مشاهده می‌شود که در خاک سخت، فنرهای کمتری به بیشینه‌ی نیرو رسیده‌اند. در محل زمین‌لغزش، نوسان بیشتری در



شکل ۱۰. توزیع نیروی اصطکاک در فنر محوری در طول خط لوله با فشار ۵۰ psi.

خمشی طبق رابطه‌ی ۹ نرمال شده است.

$$M_{norm} = \frac{M}{Z \times F_{ue}} \quad (9)$$

$$Z = \frac{1}{\phi} (D_o^2 - D_i^2) \quad (10)$$

لوله مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، با افزایش فشار، لنگر خمشی درون لوله افزایش یافته و میزان لنگر خمشی در خاک سخت بیشتر از خاک نرم است. با وجود فشار در لوله، مقدار لنگر خمشی به مقدار اندکی در مقطع افزایش پیدا کرده است. در مجموع سهم لنگر خمشی از اختصاص ظرفیت مقطع در بیشترین حالت، نزدیک به ۱۱٪ است که سهم بسیار ناچیزی است.

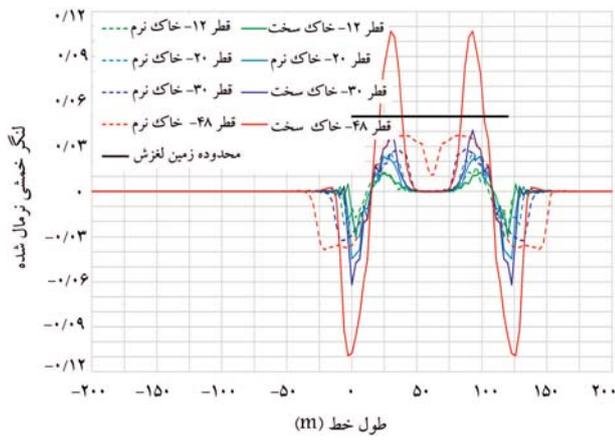
با تغییر نوع خاک، لنگر خمشی ایجاد شده در سطح مقطع لوله بیشتر شده است. این در حالی است که نیروی محوری ایجاد شده در سطح مقطع لوله‌ی مدفون در خاک نرم به اندازه‌ی ۸٪ بیشتر از خاک سخت می‌باشد. طول مهاری خط لوله‌ی مدفون در خاک نرم نیز به طور میانگین ۱۰٪ بیشتر از خاک سخت بوده، که دلیل آن نیز تأثیر اندک لنگر خمشی در تنش ایجاد شده در سطح مقطع لوله و اختصاص سهم زیادی از ظرفیت مقطع به نیروی محوری است.

که در آن، M لنگر ایجاد شده در خط لوله، Z اساس مقطع خمیری لوله (که مطابق رابطه‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود) و F_{ue} تنش نهایی موردانتظار مصالح لوله است. در رابطه ۱۰، D_o قطر خارجی مقطع لوله، D_i قطر داخلی مقطع لوله برابر با $D_i = D_o - 2t$ و t ضخامت جداره‌ی لوله است. مطابق شکل مذکور، در قطرهای ۱۲ و ۲۰ اینچ، میزان لنگر خمشی ایجاد شده تحت اثر زمین‌لغزش، به علت کم بودن سختی خمشی مقطع لوله، بسیار اندک و نزدیک به صفر است؛ اما میزان لنگر خمشی در قطرهای ۳۰ و ۴۸ اینچ، بیشتر است. سهم لنگر از نیروی ایجاد شده در مقطع کم بوده و مشاهده می‌شود که فقط در طول ۳۰۰ متر از خط لوله، لنگر خمشی وجود دارد.

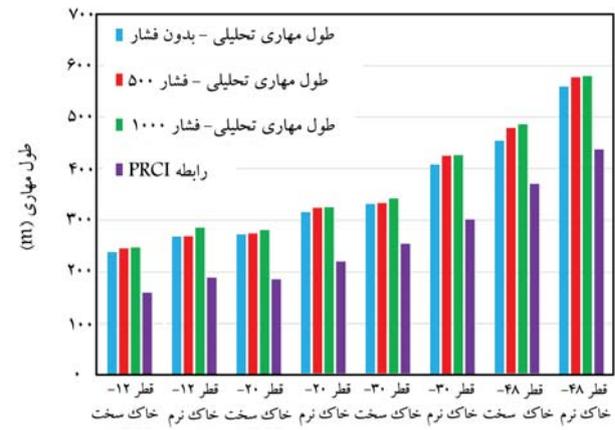
در شکل ۱۵، مقایسه‌ی لنگر خمشی در هر تحلیل به تفکیک فشار داخلی

۳.۴. رابطه‌ی پیشنهادی طول مهاری

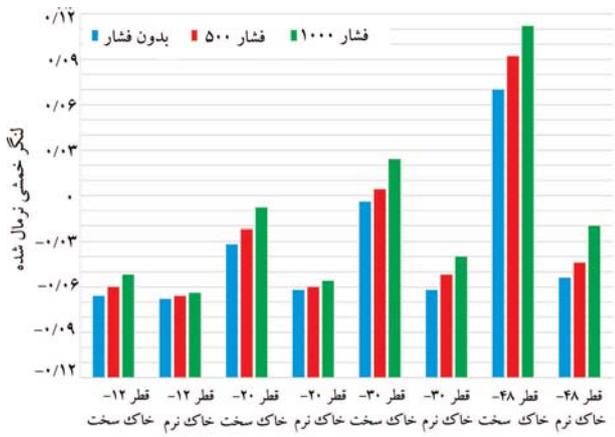
با توجه به اینکه نتایج ارائه شده در شکل‌های ۱۱، ۱۳ و ۱۵ نشان می‌دهد پارامتر



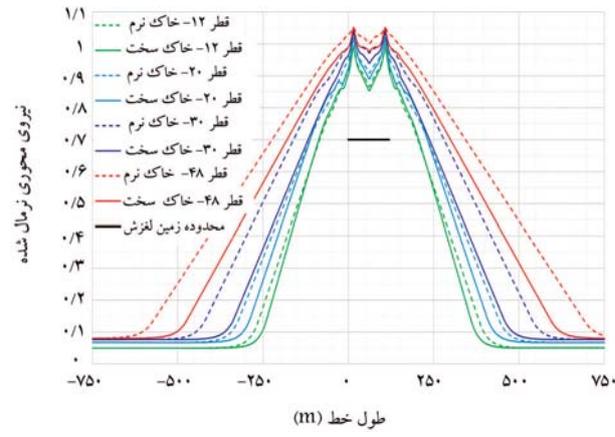
شکل ۱۴. توزیع لنگر خمشی در طول خط لوله تحت اثر زمین لغزش در فشار داخلی 500 psi .



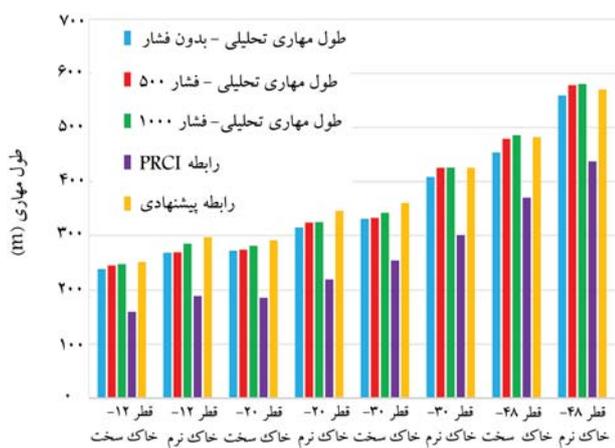
شکل ۱۱. مقایسه طول مهاری از آیین نامه‌ی PRCI و تحلیلی در قطرهای مختلف لوله تحت زمین لغزش.



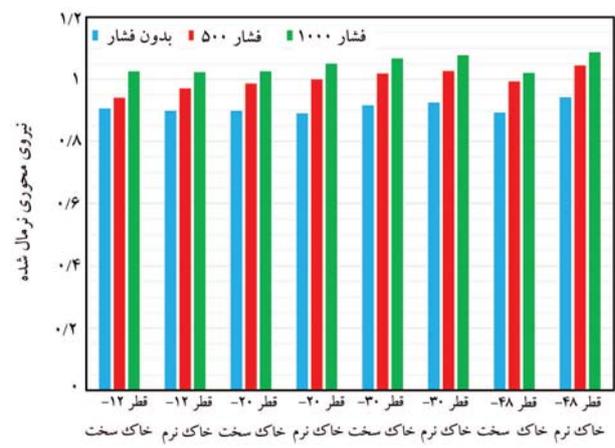
شکل ۱۵. مقایسه لنگر خمشی نرمال شده تحت فشارهای مختلف در خاک و قطرهای مختلف تحت اثر زمین لغزش.



شکل ۱۲. توزیع نیروی محوری در طول خط لوله تحت اثر زمین لغزش در فشار 500 psi .



شکل ۱۶. مقایسه طول مهاری به دست آمده از رابطه ۱۱ و نتایج تحلیل در قطرهای مختلف لوله تحت اثر زمین لغزش.



شکل ۱۳. مقایسه نیروی محوری نرمال شده تحت فشارهای مختلف در خاک و قطرهای مختلف تحت اثر زمین لغزش.

مؤثر به نظر می‌رسد. همان‌طور که در جدول ۲ مشاهده می‌شود، تنش نهایی فولاد 20% افزایش یافته است. برای آنکه بتوان از تنش نهایی اسمی (F_u) استفاده کرد، ضریب $1/2$ در مقدار میانگین نسبت طول مهاری به دست آمده از تحلیل به طول مهاری به دست آمده از رابطه ۷ ضرب می‌شود که حاصل آن رابطه ۱۱

فشار، تأثیری در طول مهاری خط لوله ندارد، پارامتر فشار کنار گذاشته می‌شود. همچنین در شکل ۷ نیز مشاهده می‌شود که تنش ایجاد شده در سطح مقطع لوله، از تنش نهایی (F_u) تعیین شده عبور کرده است؛ لذا، جایگزینی مقاومت نهایی به جای مقاومت تسلیم (F_y) در بهبود رابطه‌ی ارائه شده در آیین‌نامه‌ی PRCI

جدول ۴. میزان خطای ایجاد شده در طول مهارى به دست آمده از رابطه ۱۱ با طول مهارى تحليلى.

خطا (%)	طول مهارى طبق رابطه ۱۱ (متر)	طول مهارى تحليلى (متر)	فشار داخلى (Psi)	نوع خاك	قطر لوله
-۵/۴۴	۲۵۲	۲۳۹	صفر	سخت	۱۲
-۲/۴۴	۲۵۲	۲۴۶	۵۰۰	سخت	۱۲
-۱/۶۱	۲۵۲	۲۴۸	۱۰۰۰	سخت	۱۲
-۶/۹۶	۲۹۲	۲۷۳	صفر	سخت	۲۰
-۶/۱۸	۲۹۲	۲۷۵	۵۰۰	سخت	۲۰
-۳/۵۵	۲۹۲	۲۸۲	۱۰۰۰	سخت	۲۰
-۷۶۸	۳۶۰	۳۳۱	صفر	سخت	۳۰
-۸/۱۱	۳۶۰	۳۳۳	۵۰۰	سخت	۳۰
-۵/۲۶	۳۶۰	۳۴۲	۱۰۰۰	سخت	۳۰
-۶/۱۷	۴۸۲	۴۵۴	صفر	سخت	۴۸
-۰/۶۳	۴۸۲	۴۷۹	۵۰۰	سخت	۴۸
-۰/۸۲	۴۸۲	۴۸۶	۱۰۰۰	سخت	۴۸
-۱۰/۰۴	۲۹۷	۲۶۹	صفر	نرم	۱۲
-۱۰/۰۰	۲۹۷	۲۷۰	۵۰۰	نرم	۱۲
-۳/۸۵	۲۹۷	۲۸۶	۱۰۰۰	نرم	۱۲
-۹/۸۴	۳۴۶	۳۱۵	صفر	نرم	۲۰
-۶/۷۹	۳۴۶	۳۲۴	۵۰۰	نرم	۲۰
-۶/۴۶	۳۴۶	۳۲۵	۱۰۰۰	نرم	۲۰
-۴/۱۷	۴۲۵	۴۰۸	صفر	نرم	۳۰
۰	۴۲۵	۴۲۵	۵۰۰	نرم	۳۰
۰/۲۳	۴۲۵	۴۲۶	۱۰۰۰	نرم	۳۰
-۱/۹۷	۵۷۰	۵۵۹	صفر	نرم	۴۸
۱/۳۸	۵۷۰	۵۷۸	۵۰۰	نرم	۴۸
۱/۷۲	۵۷۰	۵۸۰	۱۰۰۰	نرم	۴۸

است؛ مى شود؛ که نمایانگر تخمین مناسب رابطه ۱۱ پیشنهادى در تعیین طول مهارى خط لوله است.

$$L_{a-proposed} = 1/1 \times \frac{\pi D t F_u}{T_u} \quad (11)$$

۵. نتیجه گیری

در مطالعه ى حاضر، با انجام تحليل اجزاء محدود، علاوه بر بررسى اثر پارامترهاى فشارگاز داخل لوله و نوع خاك، رابطه ۱۱ى براى طولى از خط لوله که تحت تأثیر زمین لغزش قرار مى گیرد، ارائه شده است. با توجه به مطالب عنوان شده در بخش هاى قبل، مى توان نتایج را به این صورت دسته بندی کرد:

- پس از بررسى فشار درون لوله، مى توان نتیجه گرفت که فشارگاز تأثیرى در طول مهارى خط لوله تحت اثر زمین لغزش ندارد.
- قطر لوله در تعیین طول مهارى خط لوله، تأثیر زیادى دارد. با افزایش قطر، طول

در جدول ۴، میزان خطای رابطه ۱۱ نسبت به نتایج تحليل ارائه شده است که تمامی خطاها کمتر از ۱۰٪ مى باشد. علامت منفى در میزان خطا، نشان مى دهد که طول مهارى به دست آمده از رابطه ۱۱ پیشنهادى بیشتر از نتایج به دست آمده از تحليل است و حاشیه ى امنى را نیز ایجاد مى کند. لازم به ذکر است ملاک محاسبه ى خطا، اختلاف طول مهارى به دست آمده از رابطه ۱۱ و طول مهارى ناشى از تحليل نسبت به طول مهارى تحليلى مى باشد. میانگین خطای ایجاد شده ۴٪ است و به نظر مى رسد رابطه ۱۱ به عنوان پیشنهادى براى جایگزینى رابطه ى آیین نامه ى PRCI مناسب باشد. در شکل ۱۶، طول به دست آمده از رابطه ى ۱۱ در مقایسه با طول مهارى تحليلى براى حالت هاى مختلف تحليل مشاهده

کرده است، به کارگیری تنش نهایی برای تعیین طول مهاری منطقی‌تر به نظر می‌رسد. رابطه‌ی ۱۱، با به کارگیری مقاومت نهایی، تخمین دقیق‌تری از طول مهاری خط لوله ارائه می‌دهد، که به طور متوسط ۴٪ خطا نسبت به نتایج به دست آمده از تحلیل دارد.

- توصیه می‌شود در محدوده‌ی طول فعال خط لوله در برابر زمین لغزش، از نصب هرگونه تجهیزات کنترلی و یا تغییر مسیر خط لوله اجتناب شود. نمودارهای تنش نشان می‌دهند که در منطقه‌ی مذکور، خط لوله از تنش نهایی عبور کرده است و احتمال خرابی آن وجود دارد.

مهاری خط لوله افزایش می‌یابد. نوع خاک نیز در تعیین طول مهاری مؤثر است. طول مهاری خط لوله در خاک نرم به طور متوسط ۱۰٪ بیشتر از خاک سخت است.

- رابطه‌ی ارائه شده در آیین‌نامه‌ی PRCI، مقدار طول مهاری را به طور متوسط ۳۵٪ کمتر از طول مهاری به دست آمده از تحلیل نشان می‌دهد و علت آن تخمین کم نیروی محوری ایجاد شده در مقطع لوله است.
- با توجه به اینکه تنش ایجاد شده در مقطع لوله از تنش نهایی مصالح لوله عبور

پانوشتها

1. European gas pipeline incident data group
2. permanent ground deformation (PGD)
3. Varnes
4. O'Rourke & Liu
5. virtual anchor point
6. anchor length
7. Winkler
8. Lee
9. Kennedy
10. Wand & Yeh
11. Chiou
12. pipeline research council international (PRCI)
13. Vazouras
14. Yoon
15. Fu
16. unified classification
17. Suzuki
18. Domej
19. loose clay
20. dense sand
21. Indian institute of technology kanpur
22. Poisson's ratio
23. American lifelines alliance (ALA)
24. operable limits (OL)
25. pressure integrity limits (PI)
26. stress intensity

منابع (References)

1. Mori, S., Chiba, K. and Koike, T. "Seismic performance analysis of the transmission gas pipeline in the 2011 great east Japan earthquake", *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal (2012).
2. Zheng, J.Y., Zhang, B.J., Liu, P.F. and et al. "Failure analysis and safety evaluation of buried pipeline due to deflection of landslide process", *Engineering Failure Analysis*, **25**, pp. 156-168 (2012).
3. European Gas Pipeline Incident Data Group, "Gas pipeline incidents", 9th EGIG Report 1970-2015 (2015).

4. Esford, F., Porter. M. and Savigny. K.W. "A Risk assessment model for pipelines exposed to geohazards", *IPC 2004, International Pipeline Conference, Calgary, Alberta, Canada* (2004).
5. Kunert. H.G., Marquez. A.A., Fazzini. P. and et al., *Chapter 5. Failures and Integrity of Pipelines Subjected to Soil Movements*, Handbook of Materials Failure Analysis with Case Studies from the Oil and Gas Industry, Elsevier Ltd, pp. 105-122 (2016).
6. Planning and Budget Organization, "Guideline for study and implementation of landslide stabilization operation (Vol1.Landslides Behavior Study)", Planning and Budget Organization, (In Persian) (2020).
7. Hunger. O., Leroueil. S. and Picarelli, L. "The Varnes classification of landslide types, an update", *Landslides*, **11**(2), pp. 167-194 (2014).
8. O'Rourke. M.J. and Liu. X. "Seismic design of buried and offshore pipeline", MCEER-12-MN04, University at Buffalo, University of New York, USA (2012).
9. Indian Institute of Technology, "Guidelines for seismic design of buried pipelines", Indian Institute of Technology Kanpur, Kanpur (2007).
10. PRCI, "Pipeline integrity for ground movement hazards", Houston: Pipeline Research Council International (2009).
11. Lee. E.M., Fookes. P.G. and Hart. A.B. "Landslide Issues Associated with Oil and Gas Pipelines in Mountainous Terrain", *Quarterly Journal of Eng. Geology and Hydrogeology*, **49**(2), pp. 125-131 (2016).
12. Kennedy, R., Chow. A. and Williamson. R. "Fault movement effects on buried oil pipelines", *Transport Engineering Journal, ASCE*, **103**, pp. 617-633 (1977).
13. Wang, L. and Yeh, Y. "A refined seismic analysis and design of buried pipeline for fault movement", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **13**(5), pp. 75-96 (1985).
14. Chiou, Y., Chi, S. and Chang, H. "A Study on buried pipeline response to fault movement", *Pressure Vessel Technology, ASME*, **116**(3), pp. 36-41 (1994).

15. Liu, X. and O'Rourke, M.J. "Behavior of continuous pipeline subject to transverse PGD", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **26**(10), pp. 989-1003 (1997).
16. Vazouras, P., Dakoulas, P. and Karamanos, S.A. "Pipe-soil interaction and pipeline performance under strike-slip fault movements", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **72**(8), pp. 48-65 (2015).
17. Thebian, L., Sadek, S., Najjar, S. and et al. "Finite element analysis of offshore pipelines overlying active reverse fault rupture", *36th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering*, Trondheim, Norway (2017).
18. Banushi, G. and Squeglia, N. "Seismic analysis of a buried operating steel pipeline with emphasis on the equivalent-boundary conditions", *J. of Pipeline Systems Engineering and Practice*, **9**(3), pp. 8005-8030 (2018).
19. Yoon, S., Lee, D.H. and Jung, H.J. "Seismic fragility analysis of a buried pipeline structure considering uncertainty of soil", *J. of Pressure Vessels and Piping*, **175**, pp. 1039-1071 (2019).
20. Vasseghi, A., Haghshenas, E., Soroushian, A. and et al. "Failure analysis of a natural gas pipeline subjected to landslide", *Engineering Failure Analysis*, **119**, pp. 9-30 (2021).
21. Demirci, H.E., Karaman, M. and Bhattacharya, S. "Behavior of buried continuous pipelines crossing strike-slip faults: Experimental and study", *J. of Natural Gas Science and Engineering*, **92**(10), pp. 103980-104002 (2021).
22. Fu, C., Nian, T., Guo, X. and et al. "Investigation on responses and capacity of offshore pipelines subjected to submarine landslide", *J. of Applied Ocean Research*, **117**, pp. 102904-102913 (2021).
23. Li, Y. and Mo, P. "A unified landslide classification system for loess slopes: A critical review", *Geomorphology*, **340**, pp. 67-83 (2019).
24. O'Rourke, T. "Critical aspects of soil-pipeline interaction for large ground deformation", First Japan-U.S. Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifeline Facilities, Tokyo, Japan (1988).
25. O'Rourke, M. "Approximate analysis procedures for permanent ground deformation effects on buried pipelines", 2nd U.S.-Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines, New York, USA (1989).
26. Suzuki, N., Arata, O. and Suzuki, I. "Parametric study of deformation analysis of welded pipeline subject to liquefaction-induced permanent ground displacement", First Japan-U.S. Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifeline Facilities, Tokyo, Japan (1988).
27. Domej, G., Bourdeau, C., Lenti, L. and et al. "Shape and dimension estimations landslide rupture zones via correlations of characteristic parameters", *Geosciences*, **98**(10), pp. 1-23 (2020).
28. Haggag, F.M. "Nondestructive determination of yield strength and stress-strain curves of In-service transmission pipelines", Advanced Technology Corporation (ATC), Oak Ridge, Tennessee (1993).
29. American Lifelines Alliance, "Guidelines for the design of buried steel pipe", American Society of Civil Engineers, Washington, D.C. (2005).
30. ASCE, "Guidelines for the seismic design of oil and GPS pipeline systems", American Society of Civil Engineers, New York (1984).
31. ASME, "Gas transmission and distribution piping systems, ANSI standard B31.8", American Society of Mechanical Engineers, New York (1995).

بررسی تأثیر المان زبری نصب شده در وجه بالادست پایه‌ی پل در جریان‌های پایین‌رونده با استفاده از آنالیز طیف قدرت

امین محمودی مقدم* (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی شمس، گنبد

سعید صالحی (دکتری)

دانشکده‌ی کشاورزی، دانشگاه فردوسی مشهد

طیب صادقی‌فر (کارشناسی)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۱ (دوره ۲ - شماره ۱/۲، ص. ۲۶-۱۷)، پژوهشی

استفاده از زبری در بدنه‌ی بالادست و پایین‌دست پایه‌ی پل‌ها، تأثیر مستقیمی در کاهش آبشستگی خواهد داشت. از این رو، در جهت تعیین شرایط بهینه، ۱۰۸ آزمایش به ازاء شرایط مختلف زبری نصب شده برای بررسی تأثیر در آبشستگی اطراف پایه‌ی پل، طرح‌ریزی شده است. مقایسه‌ها بین مدل‌های زبری پیوسته و ناپیوسته نشان داد که با اجرای ناپیوسته‌ی زبرهای مستطیلی و مثلثی، میزان بیشینه‌ی عمق آبشستگی به صورت محسوسی کاهش پیدا کرده است. درنهایت، با استفاده از آنالیز طیف قدرت و به‌کارگیری داده‌های سرعت سنجی، به بررسی میزان قدرت مؤلفه‌های سرعت در نقطه‌ی بیشینه‌ی آبشستگی پرداخته شده است. نتایج نشان داد که بیشترین مقدار شدت آشفستگی، در زمان بیشترین مقدار طیف قدرت رخ داده است. بررسی داده‌های سرعت نشان داد که سرعت در جهت قائم در حالت پایه‌ی پل بدون زبری، بیشترین مشارکت را در افزایش شدت آشفستگی در جلو پایه‌ی پل ایفا کرده است. همچنین ناپیوسته کردن زبری، باعث تغییر در ساختارگردابه‌های پایین‌رونده به سمت جلو شده است که درنهایت تغییر مشارکت سرعت‌ها در بیشینه‌ی مقدار آشفستگی را به دنبال داشته است.

واژگان کلیدی: آبشستگی، شدت آشفستگی، عدد رینولدز، انتقال رسوب‌ها، طیف قدرت.

amin.mahmudi@modares.ac.ir
saedsalehi100@gmail.com
tsadeghifar90@gmail.com

۱. مقدمه

پل‌ها از جمله مهم‌ترین سازه‌های هیدرولیکی هستند که بشر از دیرباز استفاده کرده است و نقش راهبردی آن در مسائل گوناگون برکسی پوشیده نیست. سامانه‌ی گردابی پیچیده‌ی در اطراف پایه‌ی پل‌ها به وجود می‌آید که عملکرد آن‌ها باعث حفرگودالی در اطراف پایه‌ی پل‌ها می‌شود که حفره‌ی آبشستگی نامیده می‌شود. توسعه‌ی حفره‌ی آبشستگی در اطراف پایه‌ی پل‌ها باعث خالی شدن زیر پی‌ها و در نتیجه، خرابی آن‌ها و خرابی پل می‌شود. دو عامل مهم باعث ایجاد چنین خرابی‌هایی می‌شود: (۱) برخورد جریان آب به پایه، و (۲) جدا شدن جریان آب از پایه‌ی پل. در اثر عبور جریان آب، در پایین‌دست سازه‌های هیدرولیکی به علت شدت جریان زیاد و در اثر به وجود آمدن جریان‌های متلاطم موضعی، فرسایش بستر به وجود می‌آید.

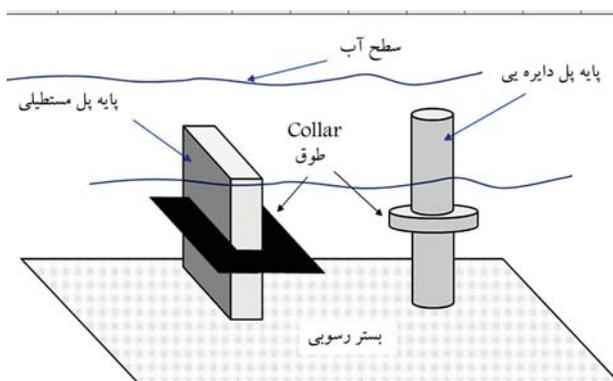
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱۲/۲۸، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۱/۲، پذیرش ۱۴۰۰/۱۲/۱۴.

DOI:10.24200/J30.2022.57666.2925

۲. مطالعات انجام شده

احداث پل در رودخانه‌ها همواره با فرایند فرسایش و آبشستگی در پایه‌ی آن همراه است. برخورد خطوط جریان و جدایی آن‌ها از پایه، سیستم‌های گردابی در اطراف پایه ایجاد می‌کند. راودکیوی و ساترلند^۱ (۱۹۸۱) بیان داشته‌اند که الگوی جریان سه‌بعدی اطراف پایه‌ی پل، متشکل از جریان رو به پایین و دو نوع سیستم گردابی (گرداب نعل اسبی و برخاستگی) است. اقدامات برای جلوگیری و کاهش آبشستگی در پایه‌ها و تکیه‌گاه‌های پل به دو روش کلی تقسیم می‌شود: (۱) روش اول (روش مستقیم): با تثبیت و تحکیم بستر و ساحل، سعی در جلوگیری و کاهش آبشستگی در اطراف تکیه‌گاه می‌شود،^۱ همچنین می‌توان با استفاده از سنگچین^۲ کیسه‌ی خاک^۳ بلوک‌های به هم بسته شده با کابل^۴، متراکم کردن خاک اطراف تکیه‌گاه و دیگر اقدامات به تثبیت و تحکیم بستر و ساحل پرداخت،^[۱] (۲) روش دوم (روش



شکل ۱. استفاده از طوق برای کاهش آبشستگی پایه و تکیه‌گاه پل.

ابتدایی بوده و با افزایش فاصله بین پایه‌ها، عمق آبشستگی نیز افزایش پیدا کرده است.^[۸] آشتیانی و قمیشی (۲۰۰۶)، به بررسی اثر ارتفاع قرارگیری طوق در کاهش آبشستگی تکیه‌گاه مستطیلی پل پرداختند. ایشان طوقی را در کانالی مرکب در معرض دو دبی ۲۰ و ۲۵ لیتر بر ثانیه قرار دادند و عملکرد طوق را در سه ارتفاع مختلف: ۹ سانتی‌متر روی بستر و ۲ سانتی‌متر بالای بستر در شرایط آبشستگی آب زلال بررسی و با تکیه‌گاه بدون طوق مقایسه کردند. طبق نتایج به دست آمده، طوق روی بستر عملکرد بهتری داشته و بیشینه درصد کاهش آبشستگی با دبی‌های ۲۰ و ۲۵ لیتر بر ثانیه به ترتیب ۹۴/۷ و ۹۳/۵ درصد به دست آمده است. چپو (۱۹۸۷)،^[۹] تأثیر طوق‌های محافظ را در کاهش آبشستگی پایه پل آزمایش کرده و با استفاده از طوق به اندازه‌ی ۲ برابر قطر پایه مشاهده کرده است که عمق آبشستگی به میزان ۲۰٪ کاهش یافته است. همچنین در ادامه‌ی پژوهش، برای کاهش عمق آبشستگی از ۵ اندازه‌ی مختلف طوق با قطرهای ۱/۵، ۲، ۲/۵، ۳ و ۴ سانتی‌متر برابر قطر پایه در اطراف پایه‌ی استوانه‌یی استفاده و مشاهده کرد که طوق‌های کوچک، باعث به وجود آمدن چاله‌های بزرگ در وجه بالادست پایه می‌شوند.^[۱۰]

در ساختار آبشستگی اطراف پایه‌ی پل، همواره مباحثی در رابطه با عوامل تأثیرگذار هیدرودینامیکی،^[۱۱] در پدیده‌ی آبشستگی وجود داشته است. پاسخ به این سؤال که کدامیک از اجزاء جریان، تأثیر بیشتری در پدیده‌ی آبشستگی دارند، همواره مورد بحث و پژوهش بوده است. در پژوهش حاضر، با استفاده از داده‌های سرعت‌سنجی و نیز آنالیز آماری طیف قدرت، به بررسی این سؤال که کدامیک از عوامل و اجزاء جریان در پدیده‌ی آبشستگی بیشترین تأثیر را دارند، پرداخته شده است. رحیمی‌نیا و همکاران (۱۳۹۵)، برای بررسی تأثیر بیرون‌زدگی زبری‌ها در کاهش عمق آبشستگی در اطراف پایه‌ی پل، از طوق نواری پیچیده شده بر روی پایه‌ی پل جانبی برای بررسی تغییرات پروفیل قائم سرعت استفاده کردند و دریافتند که استفاده از زبری، تأثیر قابل توجهی در کاهش میزان آبشستگی در اطراف پایه‌ی پل دارد.^[۱۱]

کازمی‌زاده و همکاران (۲۰۲۱)، با استفاده از ساخت مدل‌های پایه پل با زبری‌های مختلف در دو حالت پیوسته و ناپیوسته در ابعاد مختلف سعی در بررسی تأثیر ساختار هندسی زبری‌های مورد آزمایش بر بیشینه میزان عمق آبشستگی در اطراف پایه پل را داشتند. نتایج تحقیق نشان داد، با افزایش طول زبری در بالادست و پایین دست پایه پل، چاله آبشستگی به صورت محسوسی با نرخ کاهش عمق آبشستگی بیشینه در حدود ۳۴ درصد نسبت به مدل شاهد (بدون زبری) تغییر وضعیت می‌دهد. همچنین مقایسه‌های بین مدل‌های زبری پیوسته و ناپیوسته نشان

غیرمستقیم): با تغییر الگوی جریان در اطراف سازه‌ی احداث شده در مقطع پل، از آبشستگی در اطراف تکیه‌گاه جلوگیری می‌شود. از جمله اقدامات تغییر الگوی جریان می‌توان به دیواره‌های هدایت، آبشکن‌ها، طوقه‌ی محافظ و دیواره‌های موازی اشاره کرد. در ادامه، به بررسی نتایج بعضی از پژوهشگران در این زمینه پرداخته شده است. ایجاد پوشش حفاظتی سنگچین در اطراف پایه‌ها و تکیه‌گاه‌ها، به عنوان روشی متداول و آسان توسط پژوهشگران بسیاری بررسی و الگوهای پوششی مختلفی ارائه شده است. در روش اخیر، اطراف فونداسیون پل با سنگ‌هایی با قطر بیش از دانه‌های کف انباشته می‌شود. چپو و ملویل^۵ (۱۹۸۹)، رابطه‌ی ۱ را برای طراحی سنگچین توصیه کرده‌اند که اگر سرعت بحرانی برای ذرات معلوم باشد، اندازه‌ی سنگچین محاسبه خواهد شد.

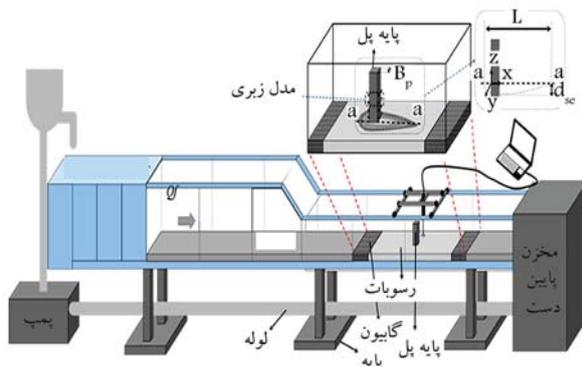
$$U_c = \sqrt{2g(G_s - 1)D_r} \quad (۱)$$

که در آن، U_c سرعت بحرانی، G_s چگالی ذرات، D_r اندازه‌ی سنگچین و g شتاب ثقل هستند.

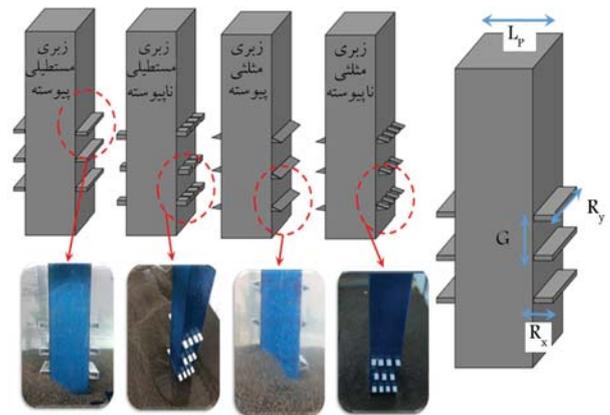
نوردیلا و همکاران (۲۰۱۷)، در بررسی پایداری سنگچین در کنترل آبشستگی پایه‌ی پل استوانه‌یی در قوس رودخانه، از ۴ اندازه‌ی مختلف سنگچین که در اطراف یک مدل پایه‌ی استوانه‌یی شکل به قطر ۶۱ میلی‌متر و در موقعیت‌های مختلف قوس نصب شده بود، استفاده کردند و دریافتند که بیشینه و کمینه‌ی پایداری لایه‌ی سنگچین به ترتیب در موقعیت‌های ۳۰ و ۶۰ درجه رخ داده است. همچنین پایداری لایه‌ی سنگچین در قوس، کمتر از پایداری لایه‌ی سنگچین در مسیر مستقیم بوده است.^[۱۲] طوق‌ها وسایلی هستند که موازی با کف رودخانه و عمود بر پایه یا تکیه‌گاه نصب می‌شوند و می‌توانند در دماغه‌ی بالادست آن‌ها، جلو جریان رو به پایین را بگیرند و مانع از حفز گودال آبشستگی توسط آن شوند. طوق به صورت یک سپر محافظ در مقابل جریان رو به پایین گرداب نعل اسبی اطراف تکیه‌گاه عمل می‌کند و اثر فرسایشی عوامل مذکور را تا حد زیادی خنثی می‌کند. یک طوق در هر سطحی که نسبت به بستر نصب شود، جریان را به دو ناحیه‌ی بالا و پایین آن تقسیم می‌کند. ناحیه‌ی بالای طوق به عنوان یک مانع در مقابل جریان رو به پایین عمل می‌کند و قدرت جریان رو به پایین را در اثر برخورد با طوق کاهش می‌دهد. در ناحیه‌ی پایین طوق، قدرت جریان رو به پایین و در نتیجه گرداب نعل اسبی کاهش می‌یابد.^[۱۳] سعادت و همکاران (۲۰۱۴)، عملکرد طوق‌های مربعی و دایره‌یی در پایه‌ی پل استوانه‌یی را مقایسه کردند و دریافتند که یک طوقه‌ی مربعی‌شکل در کاهش عمق آبشستگی، بیشترین تأثیر را دارد.^[۱۴]

کارکبراید (۱۹۹۳)، اثر طوق در کاهش آبشستگی تکیه‌گاه را بررسی کرد و دریافت طوقی که در سطح بستر قرار دارد، کارایی بیشتری از خود نشان می‌دهد و طوق در هر ارتفاعی که بالای بستر نصب شود، جریان را به دو منطقه‌ی بالا و پایین طوق تقسیم می‌کند. برای منطقه‌ی بالا، طوق به صورت مانعی در مقابل جریان پایین‌رونده عمل می‌کند و قدرت جریان پایین‌رونده را که منجر به تخریب بستر می‌شود، را به صورت محسوسی کاهش می‌دهد. همچنین نتایج نشان دادند که برای منطقه‌ی پایین طوق، قدرت و شدت جریان پایین‌رونده و گردابه‌های اصلی تشکیل شده کاهش می‌یابد. در شکل ۱، کاهش آبشستگی پایه و تکیه‌گاه پل مشاهده می‌شود.^[۱۵]

معمار و همکاران (۲۰۲۰)، اثر طوق را در کاهش عمق آبشستگی در اطراف پایه‌های مستطیلی در خم ۱۸۰ درجه مطالعه کردند و دریافتند که طوق با اندازه‌ی ۳ برابر عرض پایه‌ی نصب شده، عمق آبشستگی را حدود ۳۸٪ کاهش می‌دهد.^[۱۶] همچنین حیدرپور و همکاران (۲۰۰۷)، در مطالعات خود در مورد اثر طوق در گروه پایه‌ها نشان داده‌اند که بیشترین اثر طوق در کاهش عمق آبشستگی در پایه‌های



شکل ۳. فلوم آزمایشگاهی و تجهیزات.



شکل ۴. مدل‌های آزمایشگاهی زبری پایه پل.

۵.۱.۳. آزمایش‌های مدل‌ها

در جدول ۱، آزمایش‌های انجام شده بر روی مدل آزمایشگاهی با زبری وجه بالادست و پایین دست ارائه شده است. به ازاء یک مدل زبری، ۲۷ آزمایش با طول‌های مختلف زبری انجام و به ازاء ۴ مدل زبری و مدل شاهد، جمعاً ۱۰۸ آزمایش صورت گرفته است که در کلیه آزمایش‌ها، پروفیل آب‌شستگی پایه پل اندازه‌گیری شده است.

۶.۱.۳. آنالیز ابعادی

اعداد بی‌بعد در زمان آب‌شستگی پایه پل به صورت رابطه‌ی ۲ است. با توجه به آشفته بودن جریان می‌توان از آثار عدد رینولدز صرف‌نظر کرد:

$$\frac{d_s}{B_p} = f\left(F_r, \frac{R_x}{G}, \frac{d_{50}}{y}\right) \quad (2)$$

که در آن، d_s بیشینه‌ی عمق رسوب‌های شسته شده، B_p عرض مقطع آب شسته شده، R_x طول المان زبری، G فاصله‌ی بین المان زبری نصب شده بر روی وجه بالادست و پایین دست، d_{50} متوسط ذرات رسوب‌ها و y عمق آب در زمان آستانه‌ی حرکت هستند. لازم به ذکر است با توجه به اینکه نتایج به صورت درصد ارائه شده است، از این رو می‌توان از نتایج پژوهش حاضر با برقرار بودن آستانه‌ی حرکت ذرات در شرایط واقعی استفاده کرد. همچنین باید توجه داشت که رسوب‌ها به صورت ماسه‌ی غیرچسبنده در نظر گرفته شده‌اند، تا بدترین شرایط آب‌شستگی در شرایط آستانه‌ی حرکت رخ دهد. این امر باعث حذف آثار چسبندگی رسوب‌ها می‌شود که خود عامل مهمی در کاهش عمق آب‌شستگی است.

۲.۳. نحوه‌ی انجام کار

در پژوهش حاضر، با در نظر گرفتن شرایط مختلف هندسی مسئله (تغییر شکل زبری‌ها، بیرون‌زدگی‌های وجه بالادست و پایین دست پل)، آزمایش‌های هیدرولیکی برای محاسبه‌ی پروفیل گودال آب‌شستگی استفاده شده است. لذا ابتدا، با جریان دادن دبی‌های انتخاب شده و جایگذاری پایه‌ی پل مربعی‌شکل در قسمت تعبیه شده، پروفیل آب‌شستگی رسوب‌ها با استفاده از پوینت‌گیج برداشت شده است. برای بررسی تأثیر زبری نصب شده در پایه پل، از زبری‌های مستطیلی و مثلثی استفاده و به ازاء دبی‌های انتخاب شده، میزان آب‌شستگی در مقطع طولی از پایین دست پایه پل به سمت بالادست برداشت شده است. در نهایت با داشتن مقادیر اخیر، مقایسه‌هایی برای نشان دادن تأثیر زبری‌های نصب شده انجام پذیرفته است. همچنین عمق آب در اطراف پایه پل با در نظر گرفتن سرعت آستانه‌ی

داد، با اجرای ناپوسته زبری مستطیلی و مثلثی میزان بیشینه‌ی عمق آب‌شستگی به صورت محسوسی کاهش پیدا می‌کند. در نهایت با در نظر گرفتن آنالیز ابعادی، رابطه‌ی بی‌بعد بر پایه رگرسیون غیرخطی بر داده‌های آزمایشگاهی برآزش داده شد. [۱۲]

۳. مواد و روش‌ها

۱.۳. تجهیزات آزمایشگاهی

۱.۱.۳. مدل‌های زبری پایه پل

در پژوهش حاضر، به‌طور کلی از ۴ مدل آزمایشگاهی همراه با یک مدل شاهد (بدون زبری) استفاده شده است (شکل ۲).

۲.۱.۳. فلوم آزمایشگاهی

مدل‌های پایه پل مربعی شکل با زبری‌های مختلف در فلوم آزمایشگاهی با عرض ۵۰ سانتی‌متر در محلی از کانال، که جریان توسعه یافته و دبی آن توسط یک پمپ تعبیه شده بود، تأمین شده است. در پژوهش حاضر، از سه دبی مختلف با مقادیر ۲۴، ۲۸ و ۳۲ لیتر بر ثانیه استفاده شده است. آزمایش‌ها در سه عمق نرمال آب به ازاء دبی‌های مذکور انجام شده‌اند. در نهایت، با استفاده از پوینت‌گیج^۱ و مترلیزری تعبیه شده در کانال، پروفیل طولی گودال آب شسته شده برداشت شده است. وضعیت قرارگیری مدل‌های آزمایشگاهی در فلوم آزمایشگاهی و تجهیزات فلوم در شکل ۳ مشاهده می‌شود.

۳.۱.۳. جمعیه‌ی رسوب‌ها

در جهت کاهش میزان حجم رسوب‌ها برای آماده‌سازی بستر اولیه در بالادست و پایین دست کانال از ورقه‌های چوبی جهت بالا آوردن کف کانال استفاده شده است که این امر موجب کاهش حجم رسوب‌ها شده است. همچنین با توجه به نظر ملوین (۱۹۹۷)، [۱۷] در رسوب‌ها، جریان داری برقرار است. از این رو، برای تأمین جریان داری، از گابیون‌هایی در بالادست و پایین دست رسوب‌ها استفاده شده است (شکل ۳).

۴.۱.۳. موقعیت قرارگیری پایه پل در فلوم آزمایشگاهی

مطابق شکل ۳، پایه پل مربعی‌شکل در جمعیه‌ی تعبیه شده در کانال (محل جریان توسعه یافته) و کلیه پارامترهای طراحی زبری نشان داده شده ساخته شده است. نقطه‌ی بالادست مدل پایه پل مربعی‌شکل در سطح رسوب‌ها به عنوان نقطه‌ی مبدأ مختصات که کلیه نقاط با توجه به نقطه‌ی مبدأ مختصات نمایش داده شده است، در نظر گرفته شده است.

جدول ۱. آزمایش‌های مدل زبری پایه‌ی پل مربعی شکل.

فاصله زبری (mm)	ابعاد زبری (mm)			نوع زبری	عرض پایه (mm)	طول پایه (mm)	عرض کانال (mm)	عمق نرمال (mm)	دبی (L/s)	ردیف
	G	طول (R_x)	عرض (R_y)							
۵۰	۱۰	۱۵۰	۱۷	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۱۸۰	۲۴	۱
۵۰	۱۰	۱۵۰	۳۵	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۰۰	۲۸	۲
۵۰	۱۰	۱۵۰	۵۲	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۱۰	۳۲	۳
۷۰	۱۰	۱۵۰	۱۷	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۱۸۰	۲۴	۴
۷۰	۱۰	۱۵۰	۳۵	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۰۰	۲۸	۵
۷۰	۱۰	۱۵۰	۵۲	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۱۰	۳۲	۶
۷۰	۱۰	۱۵۰	۱۷	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۱۸۰	۲۴	۷
۹۰	۱۰	۱۵۰	۳۵	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۰۰	۲۸	۸
۹۰	۱۰	۱۵۰	۵۲	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۱۰	۳۲	۹
۵۰	۱۰	۱۵۰	۱۷	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۱۸۰	۲۴	۱۰
۵۰	۱۰	۱۵۰	۳۵	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۰۰	۲۸	۱۱
۵۰	۱۰	۱۵۰	۵۲	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۱۰	۳۲	۱۲
۷۰	۱۰	۱۵۰	۱۷	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۱۸۰	۲۴	۱۳
۷۰	۱۰	۱۵۰	۳۵	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۰۰	۲۸	۱۴
۷۰	۱۰	۱۵۰	۵۲	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۱۰	۳۲	۱۵
۷۰	۱۰	۱۵۰	۱۷	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۱۸۰	۲۴	۱۶
۹۰	۱۰	۱۵۰	۳۵	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۰۰	۲۸	۱۷
۹۰	۱۰	۱۵۰	۵۲	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۱۰	۳۲	۱۸
۵۰	۱۰	۱۵۰	۱۷	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۱۸۰	۲۴	۱۹
۵۰	۱۰	۱۵۰	۳۵	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۰۰	۲۸	۲۰
۵۰	۱۰	۱۵۰	۵۲	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۱۰	۳۲	۲۱
۷۰	۱۰	۱۵۰	۱۷	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۱۸۰	۲۴	۲۲
۷۰	۱۰	۱۵۰	۳۵	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۰۰	۲۸	۲۳
۷۰	۱۰	۱۵۰	۵۲	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۱۰	۳۲	۲۴
۷۰	۱۰	۱۵۰	۱۷	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۱۸۰	۲۴	۲۵
۹۰	۱۰	۱۵۰	۳۵	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۰۰	۲۸	۲۶
۹۰	۱۰	۱۵۰	۵۲	شاهد ۱،۲،۳،۴	۱۵۰	۱۵۰	۵۰۰	۲۱۰	۳۲	۲۷

۴.۳. رسوب‌های استفاده شده

منحنی دانه‌بندی رسوب‌ها در شکل ۵ مشاهده می‌شود. قطر متوسط رسوب‌ها در حدود ۲/۹ میلی‌متر و ماسه‌ی متوسط دسته‌بندی شده است. این مقدار با توجه به ماسه‌ی درشت‌دانه‌ی ارائه شده توسط ملوین (۱۹۸۷) انتخاب شده است.^[۷]

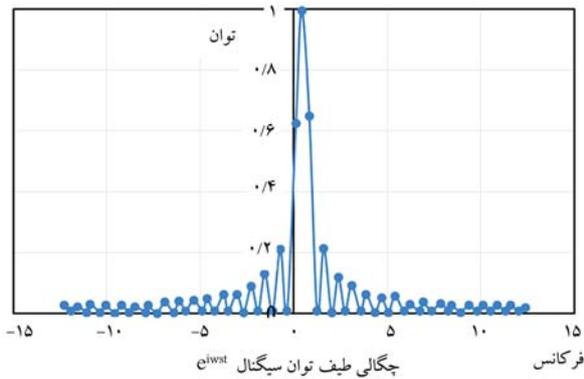
۵.۳. تابع طیف قدرت

در بخش کنونی، تابع پایه‌ی طیف قدرت برای داده‌های سرعت‌سنج^۷ نمایش داده شده است. چگالی طیفی قدرت برای سیگنال $X(t)$ ، بیانگر نحوه‌ی توزیع قدرت سیگنال در بسامدهای سازنده‌ی آن سیگنال است. به عبارتی دیگر، چگالی طیف قدرت مشخص می‌کند که هر مؤلفه‌ی بسامدی سیگنال، چه میزان قدرتی دارد.

ذرات رسوبی در نظر گرفته شده است. این مقدار با پایین آوردن عمق آب و شروع حرکت ذرات رسوبی به ازا دبی‌های مختلف در نظر گرفته شده است. باید در نظر داشت که در این حالت، جریان به صورت زیرجرانی و آشفته است.

۳.۳. مقاطع بررسی شده‌ی هیدرودینامیک

در حالت کلی، در پژوهش حاضر از مقطع‌های مختلفی در پشت و جلوی پایه‌ی پل برای بررسی داده‌های سرعت‌سنجی استفاده شده است. برای بررسی تأثیر زبری‌های نصب شده بر روی وجه بالادست و پایین‌دست پایه‌ی پل، برای جریان یک مقطع طولی با شبکه‌ی ۴×۴ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است (شکل ۴).



شکل ۶. تابع طیف قدرت ترسیم شده برای تابع پایه.

که قسمت دوم معادله‌ی اخیر، تبدیل فوریه‌ی سیگنال است که از رابطه‌ی ۴ به دست می‌آید:

$$\bar{y}(w) = \int_{-\infty}^{\infty} y(t)e^{-iwt} dt \quad (4)$$

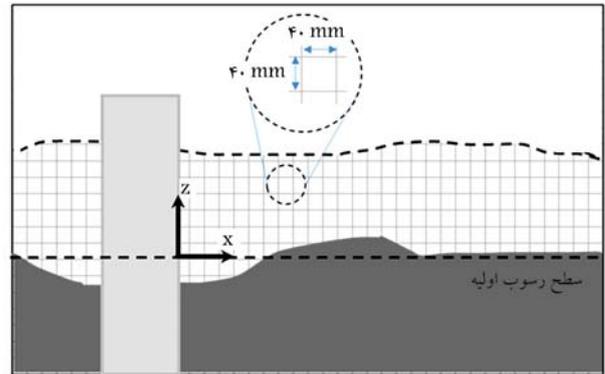
از طرف دیگر، همواره سیگنال $y(t)$ در طول بازه‌ی محدود $0 \leq t \leq T$ با نرخ نمونه‌برداری محدود اندازه‌گیری شده است. بنابراین، N نمونه از سیگنال Y در بازه‌ی $T = N \Delta T$ صادق است. بنابراین، برای تخمین طیف قدرت یک سیگنال می‌توان سری فوریه‌ی سیگنال را مطابق رابطه‌ی ۵ محاسبه کرد:

$$\bar{y}(w) = \sum_{j=0}^{N-1} y(t) j e^{\frac{2\pi i j k}{N}} \quad (5)$$

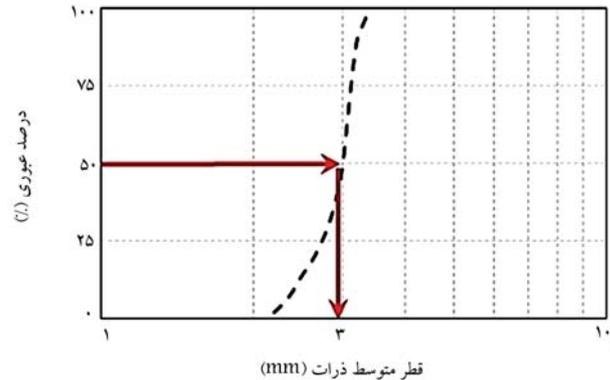
که در آن، بسامدهای گسسته و زمان‌های گسسته برابر با $w_k = 2\pi k/T$ و $t_j = j \Delta$ هستند. البته برای یک سیستم گسسته با زمان، دینامیک‌ها به صورت عبارت‌هایی با اندیس j نوشته می‌شوند. در ادامه، N به صورت یک عدد زوج در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه، تخمین طیف قدرت به صورت رابطه‌ی ۶ محاسبه خواهد شد.

$$p(w) \cong \begin{cases} N^2 \left| \frac{\bar{y}_0}{N} \right|^2 & \text{for } w = 0 \\ N^2 \left| \frac{\bar{y}_N}{N} \right|^2 + \left| \bar{y}_{N-k} \right|^2 & \text{or } w = 2\pi k/T, k = 1, 2, \dots \\ N^2 \left| \frac{\bar{y}_{N/2}}{N} \right|^2 & \text{for } w = \pi N/T = \pi/\Delta \end{cases} \quad (6)$$

که در آن، از عبارت $|y_k| = |y - k|$ به دلیل حقیقی بودن سیگنال و بنابر روابط قبل استفاده شده است. از P فقط برای بسامدهای مثبت استفاده می‌شود. در شکل ۶، طیف قدرت برای سیگنال $T = 8T = e^{i(w,t)}$ و $\Delta = 0.25$ مشاهده می‌شود. با محاسبه‌ی طیف قدرت یک تناوب پیوسته مثل سرعت‌های اندازه‌گیری شده توسط ADV، می‌توان بیشینه‌ی قدرت بیشینه‌ی که در کمترین بسامد رخ می‌دهد، را به دست آورد و طیف مذکور را به صورت نمودار زمان-قدرت نمایش داد. با مقایسه‌ی قدرت داده‌های سرعت می‌توان نتیجه گرفت که کدامین سرعت (در جهت طول، عرض و ارتفاع)، بیشترین مشارکت را در اعمال قدرت بیشتر به رسوب‌ها در نقطه‌ی بیشینه‌ی آبستگي دارد. در شکل ۶، تابع طیف قدرت در یک تابع بسامد نشان داده شده است.



شکل ۴. موقعیت صفحه‌ی برداشت سرعت توسط سرعت‌سنج صوتی.



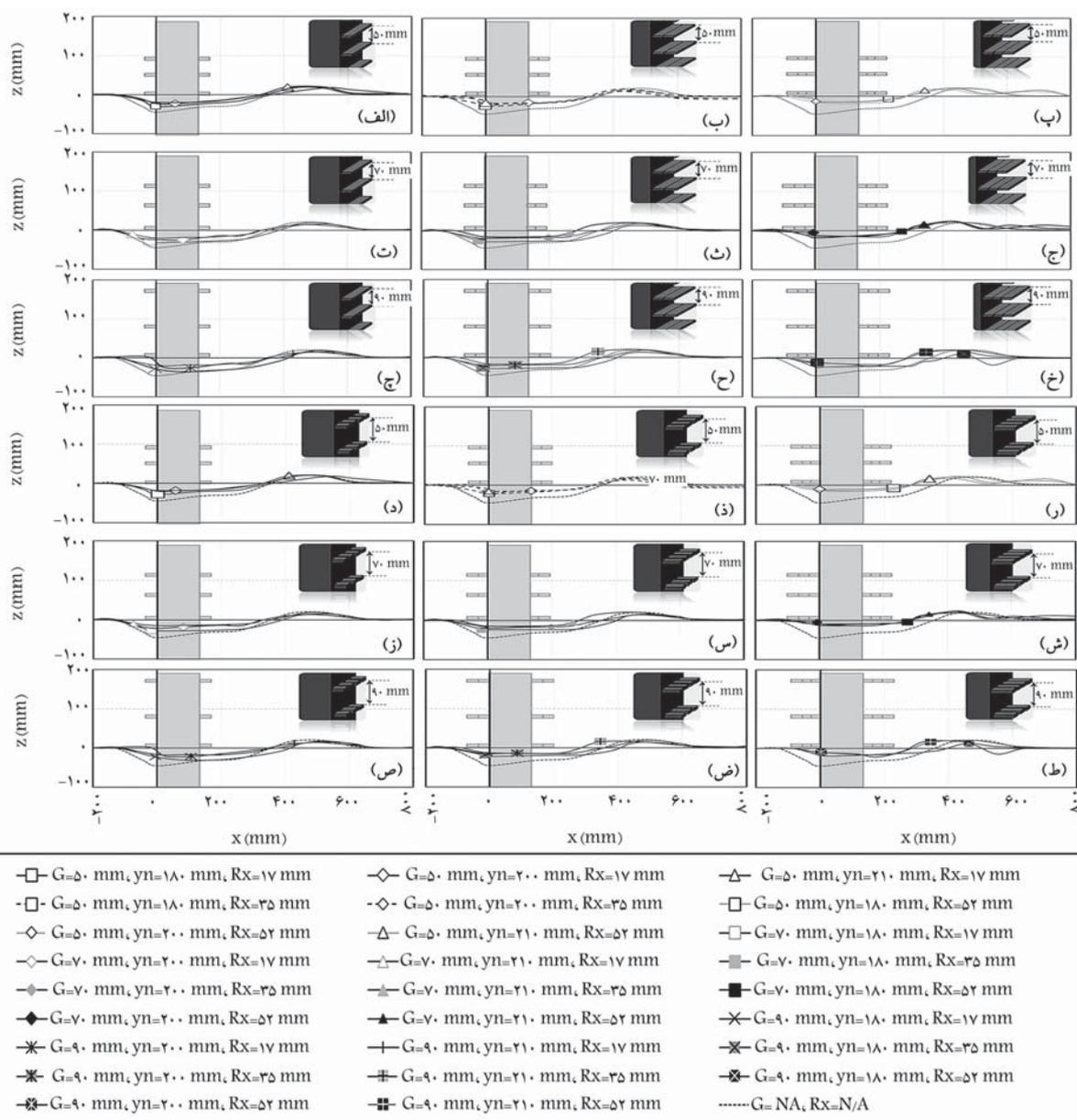
شکل ۵. دانه‌بندی خاک استفاده شده.

طیف قدرت یک سیگنال را می‌توان به صورت یکباره و برای تمام سیگنال محاسبه کرد که در این صورت به آن «دوره‌نگار»^۸ می‌گویند. همچنین می‌توان از دوره‌نگار بخش‌های مختلف سیگنال زمانی با یکدیگر میانگین گرفت و به این ترتیب چگالی طیف قدرت را به دست آورد. داده‌های سرعت در طول زمان به عنوان یک سیگنال متناوب در نظر گرفته می‌شوند و به ازاء زمان‌هایی، به بیشینه‌ی خود می‌رسند؛ به این دلیل که داده‌های سرعت جریان در طول زمان یک متغیر آنتروپی^۹ هستند و در بازه‌های مختلف به مقدار بیشینه‌ی تصادفی خود نزدیک می‌شوند. همچنین نقطه‌ی اوج سیگنال‌های «شبه‌ریودیک»^{۱۰} در ترکیب‌های خطی از دو یا چند بسامد وابسته قرار دارد. «دینامیک‌های آشوبناک»^{۱۱} مؤلفه‌های باند گسترده‌ی طیف می‌دهند. در حقیقت، این ویژگی بعداً به عنوان یک معیار برای شناسایی یک دینامیک به عنوان آشوب استفاده می‌شود. تمام موارد اشاره شده، براساس طیف قدرت سیگنال بیان می‌شوند. یک طیف قدرت، زمانی ایده‌آل در نظر گرفته می‌شود که دنباله‌ی بی‌نهایت از داده‌های پیوسته درباره‌ی سیگنال در دست باشند. در حالی که عملاً همواره برای بسامد نمونه‌برداری و نیز طول داده‌ها، محدودیت وجود دارد؛ و به عبارت دیگر، داده‌های با طول محدود در اختیار ما قرار دارد. در نتیجه بسیار مهم است که مشخص شود موارد اخیر چگونه در طیف قدرت یک سیگنال اثر خواهند گذاشت.

۳.۱.۵.۳. طیف قدرت سیگنال گسسته در زمان

اگر یک دنباله‌ی زمانی پیوسته $Y(t)$ با طول نامحدود، مانند داده‌های سرعت برداشت شده توسط ADV، در اختیار باشد، آن‌گاه طیف قدرت این سیگنال یا $P(w)$ با استفاده از رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود:

$$P(w) \propto \left| \bar{y}(w) \right|^2 \quad (3)$$



شکل ۷. نیمرخ گودال آبشستگی برای زبری مستطیلی پیوسته و ناپیوسته.

۶.۳. شدت آشفتگی

با استفاده از رابطه‌ی ۷، (رابطه‌ی ویلکاکس) [۱۳، ۱۴] مقادیر آشفتگی برای پایه‌ی پل مربعی شکل به ازاء صفحه‌ی طولی از بالادست پایه‌ی پل به سمت پایین دست محاسبه و نتایج آن، تجزیه و تحلیل شده است.

$$TKE = \frac{(v_x'^2 + v_y'^2 + v_z'^2)^{1/2}}{3v_{ave}} \quad (7)$$

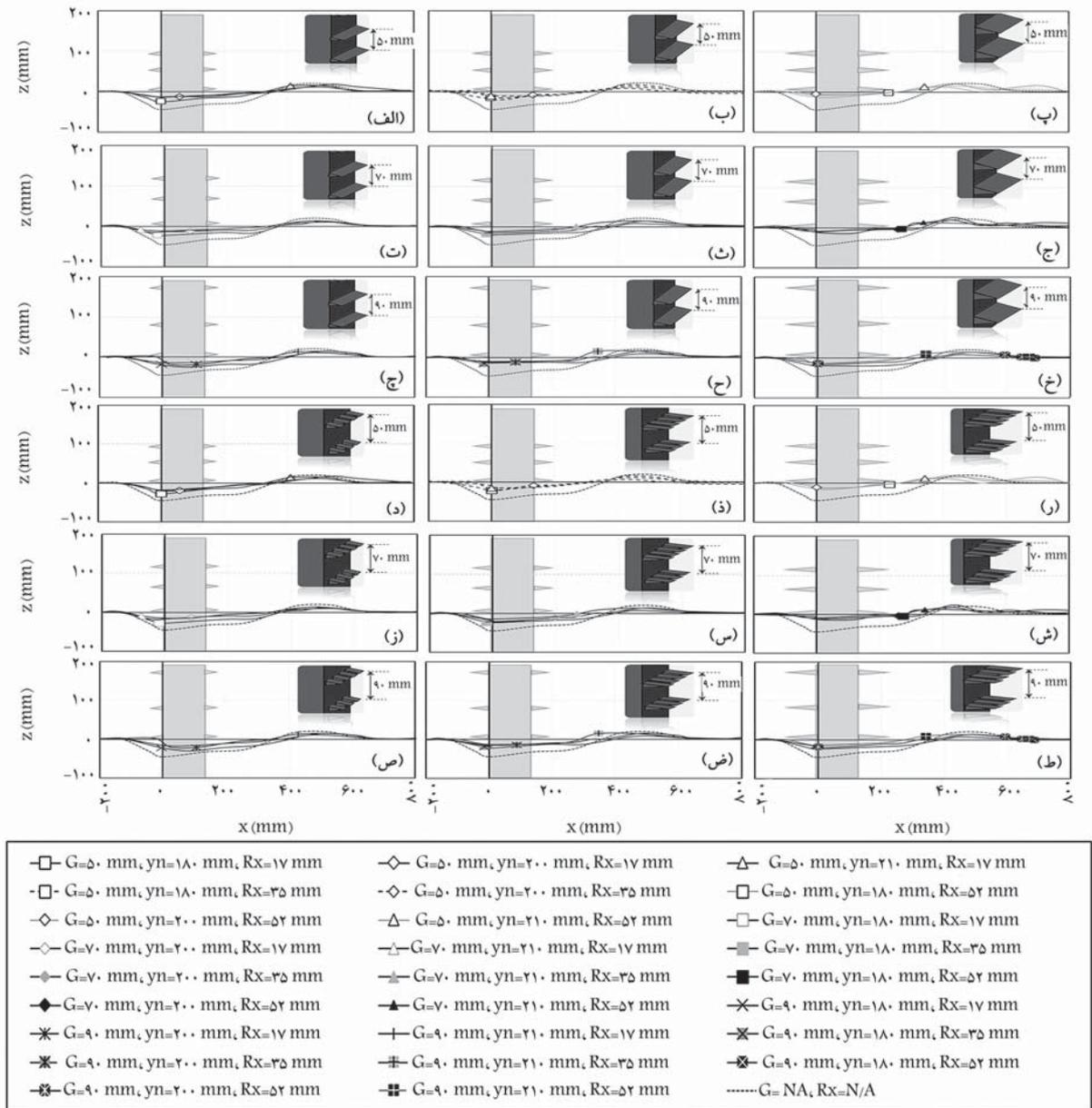
که در آن، مقادیر v_x' ، v_y' ، v_z' و به ترتیب نوسان‌های سرعت در جهت‌های منحنی مختصات و v_{ave} سرعت متوسط طولی جریان در بالادست پایه‌ی پل در مقطعی است که محاسبه شده است. [۱۵]

۴. نتایج و بحث

۱.۴. نتایج گودال آبشستگی مدل زبری مستطیلی با المان‌های

زبری پیوسته و ناپیوسته

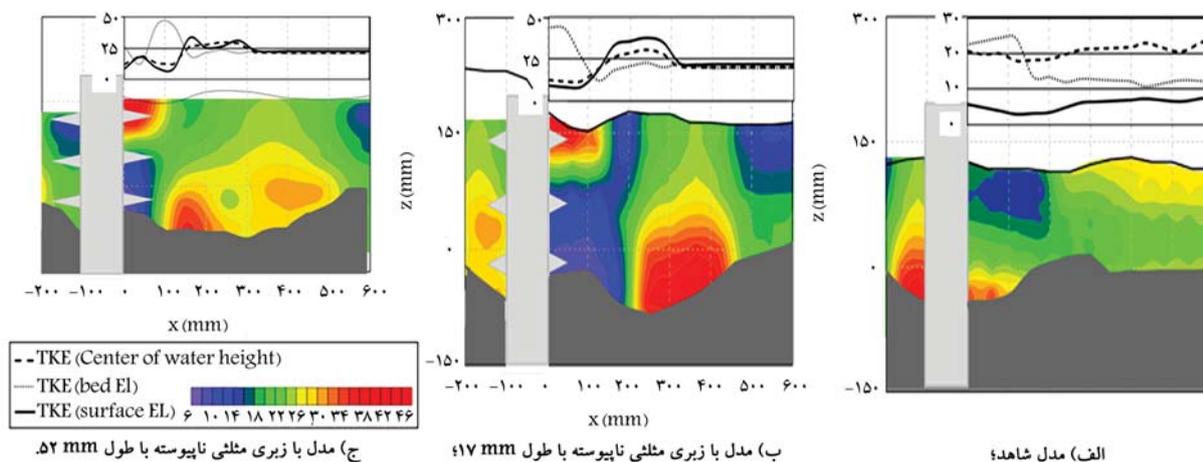
در شکل ۷ (a-i)، نیمرخ آبشستگی در مدل زبری مستطیلی با زبری پیوسته مشاهده می‌شود که مطابق آن، آزمایش‌ها در دو حالت، به ازاء افزایش طول زبری و همچنین فاصله‌ی بین زبری‌ها بررسی شده‌اند. به ازاء دبی عمق آب ۱۸۰، ۲۰۰ و ۲۱۰ میلی‌متر، پروفیل آبشستگی رسوب‌ها ترسیم شده است. نتایج نشان می‌دهند که با اعمال زبری مستطیلی، میزان آبشستگی به میزان قابل محسوس (به‌طور متوسط ۴۸٪) نسبت به مدل شاهد کاهش پیدا کرده است. کاهش مقدار آبشستگی در دامنه‌ی بالادست پایه‌ی پل، با افزایش طول زبری در بالادست



شکل ۸. نیمرخ گودال آبستگي برای زبری مستطیلی پیوسته و ناپیوسته.

در شکل ۸، تغییرالمان‌های زبری از مقطع مستطیلی به مقطع مثلثی مشاهده می‌شود. این امر با هدف بررسی تأثیر شکل زبری صورت پذیرفته است. زبری‌های مثلثی نصب شده در وجه بالادست و پایین دست پایه‌ی پل مربعی در حالت پیوستگی (شکل ۸) آزمایش شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند که زبری مثلثی همانند زبری مستطیلی پیوسته و ناپیوسته، تأثیری مستقیم در کاهش عمق بیشینه‌ی آب‌شستگی می‌گذارد. در شکل ۸، مقایسه‌ی بین شرایط نصب زبری مثلثی به ازاء فاصله‌ی قائم بر روی وجه پایه‌ی پل نشان می‌دهد که زبری مثلثی به مراتب تأثیر بیشتری در کاهش عمق بیشینه‌ی آب‌شستگی دارد. پیش‌بینی می‌شود وجه مثلثی بالادست و پایین دست زبری، همسویی بیشتری با جریان در اطراف پایه‌ی پل داشته باشد. از این رو هدایت جریان‌های نعل‌اسبی به پایین دست، بهتر صورت پذیرفته و در نهایت جریان پایین دست با روند کمتری در جلوی پایه‌ی پل تشکیل شده است. همچنین برای بررسی تأثیر فاصله بین زبری‌های نصب شده بر روی وجه بالادست و پایین دست

پایین دست ادامه پیدا کرده و به ازاء افزایش بیشینه‌ی زبری، میزان آب‌شستگی به صورت متوسط ۶۸٪ نسبت به حالت شاهد کاهش یافته و همچنین با فاصله گرفتن زبری‌های ایجاد شده، تأثیر مستقیمی در حدود ۱۷ و ۲۳ درصد به ازاء کمینه و بیشینه در کاهش طول آب‌شستگی داشته است. همچنین مقایسه‌ها نشان می‌دهند که با افزایش طول زبری‌ها، به مراتب تأثیر بیشتری در کاهش میزان آب‌شستگی نسبت به افزایش فاصله بین زبری‌ها (افزایش G) مشاهده می‌شود. عامل اخیر نشان می‌دهد که افزایش طول زبری به مراتب تأثیر بیشتری در جریان پایین رونده (عامل اصلی آب‌شستگی پشانای) بالادست می‌گذارد که به خودی خود باعث کاهش آب‌شستگی می‌شود. همچنین افزایش طول زبری در مدل زبری مستطیلی پیوسته تا ۵۸٪ باعث کاهش آب‌شستگی شده است. در حالی که کاهش اخیر به ازاء افزایش فاصله بین زبری‌ها به مراتب کمتر بوده و در حدود ۱۸٪ تخمین زده شده است.



شکل ۹. خطوط تراز شدت آشفتگی در مقطع طولی در مدل پایه‌ی پل با زبری مثلثی ناپیوسته.

است، مقایسه شدت آشفتگی در سه عمق آب ۱۸ سانتی‌متر در شکل ۹ مشاهده می‌شود.

پایه پل، افزایش طول زبری نسبت به افزایش فاصله‌ی ردیف‌های زبری نصب شده، به مراتب تأثیری بیشتری در کاهش عمق آبشستگی داشته است.

۳.۴. تابع طیف قدرت

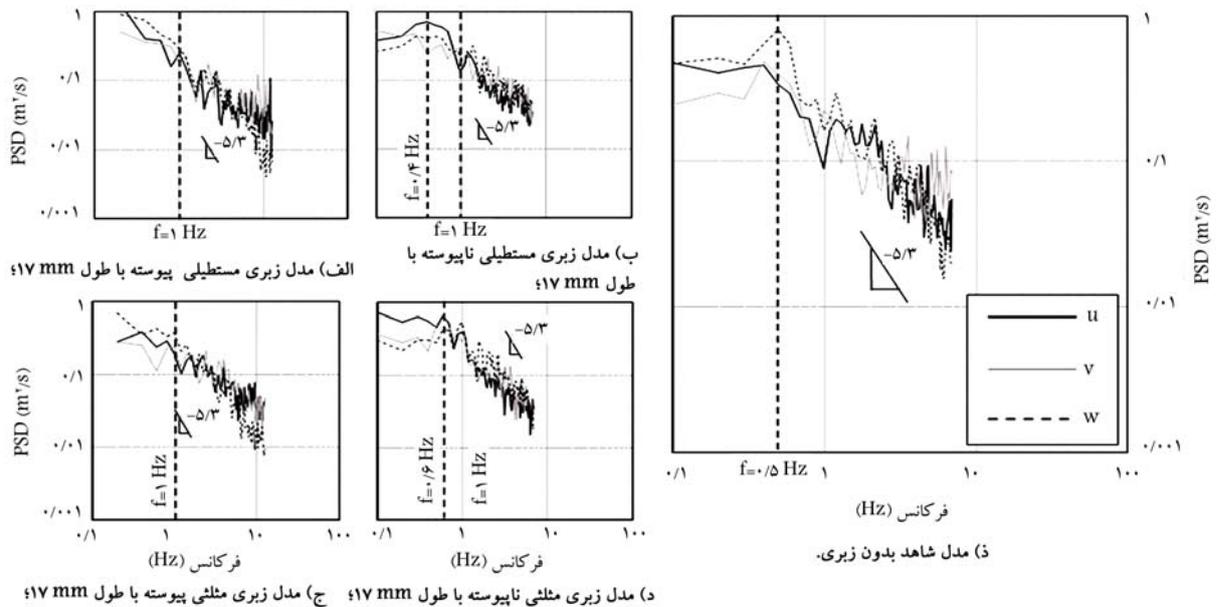
همان‌طور که مشخص است، دستگاه سرعت‌سنج صوتی، تابع زمانی سرعت در جهات مختلف را در مکان مشخصی اندازه‌گیری می‌کند که با استفاده از آن می‌توان تعداد تکرار یک مقدار سرعت را محاسبه کرد. با توجه به نظر هنز^{۱۲} (۱۹۷۵)، به ازاء تبدیل دوره‌ی زمانی سرعت در جهت‌های مختلف، در بازه‌ی مشخص شیب نمودار طیف قدرت به مقدار $5/3$ - رسیده است. لازم به ذکر است بیشترین مقدار شدت آشفتگی در زمان بیشترین مقدار طیف قدرت (سرعت در واحد طول) رخ خواهد داد.^{۱۵} به این ترتیب بررسی داده‌های سرعت در نقطه‌ی جلوی پیشانی پایه‌ی پل (محل بیشینه‌ی عمق آبشستگی در مدل شاهد) با استفاده از تابع طیف قدرت می‌تواند نشان‌دهنده‌ی این مطلب باشد که کدامیک از سرعت‌ها (در جهت‌های منحنی مختصات) بیشترین مشارکت را در به‌وجود آوردن بیشترین تلاطم دارند. با توجه به شکل ۱۰ می‌توان بیان کرد که در حالت پایه‌ی پل بدون زبری، بیشترین مشارکت در افزایش میزان شدت آشفتگی را سرعت در جهت قائم در جلوی پایه‌ی پل ایفا می‌کند که در قالب گردابه‌های پایین‌رونده نمایان می‌شوند. این مطلب با پدیدار شدن سرعت در جهت قائم در بیشترین مقدار در شکل ۱۰ (e) نمایان است. همچنین در شکل‌های با زبری پیوسته، بیشترین مقادیر مشارکت با تکرار زیاد، سهم سرعت در جهت قائم است (شکل ۱۰ (a و c)). در حالی که با ناپیوسته کردن زبری در وجه بالادست و پایین‌دست، مشارکت بیشینه‌ی مذکور به سرعت در جهت طولی داده می‌شود. با توجه بدین موارد قدرت می‌توان بیان کرد که ناپیوسته کردن زبری باعث تغییر در ساختار گردابه‌های پایین‌رونده به سمت جلو می‌شود؛ که در نهایت باعث تغییر مشارکت سرعت‌ها در بیشینه‌ی مقدار آشفتگی می‌شود. لذا با تغییر مشارکت سرعت قائم به افقی، عملاً آشفتگی به‌وجود آمده در پایه‌ی پل بدون زبری به سمت پایین‌دست گودال آبشستگی حرکت خواهد کرد (شکل ۱۰).

۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با استفاده از مدل آبشستگی پایه‌ی پل با مقطع مربعی‌شکل،

۲.۴. برآورد میزان شدت آشفتگی

مقایسه‌های نتایج نیمرخ طولی رسوب‌ها در مدل‌های مختلف زبری پایه‌ی پل در پژوهش حاضر نشان داده است که به ازاء افزایش طول و همچنین ناپیوسته کردن زبری انتخاب شده (مثلثی و مستطیلی)، کاهش محسوسی در مقدار گودال آبشستگی رخ داده است. همچنین، تغییر سطح مقطع زبری از مستطیلی به مثلثی نشان داد که مقدار عمق آبشستگی در حدود متوسط ۳۱٪ در مقابل مدل متناظر از نظر طول و پیوستگی کاهش پیدا کرده است. با در نظر گرفتن حجم کمتر برای زبری مثلثی و همچنین تأثیر بهتر در کاهش عمق آبشستگی، پیش‌بینی می‌شود که زبری مثلثی در زمان ساخت نسبت به زبری مستطیلی اولویت داشته باشد. از این رو با هدف بررسی دینامیک جریان، مقدار متوسط شدت آشفتگی مطابق روابط ۶ محاسبه شده است (شکل ۹). همچنین استفاده از داده‌های فیلتر شده‌ی ADV، در مقطع طولی در مکان عمق بیشینه رسم شده است. شکل‌های ۹ (a، b و c) به ترتیب مربوط به مدل شاهد، مدل زبری مثلثی ناپیوسته (بهترین زبری برای کاهش عمق آبشستگی) با طول‌های ۱۷ و ۵۲ میلی‌متر هستند. مطابق شکل ۹، در پایه‌ی پل بدون زبری در بالادست پایه‌ی پل به دلیل وجود جریان‌های پایین‌رونده، میزان قابل توجهی در حدود متوسط ۴۸٪ نسبت به مدل شاهد، مقدار شدت آشفتگی افزایش پیدا کرده است. در حالی که این مقدار در سطح بالاتر عمق نسبت به کف کانال کمتر بوده و در مدل با زبری به‌صورت متوسط، ۳۸٪ میزان شدت آشفتگی افزایش پیدا کرده است. همچنین، شدت آشفتگی در شکل‌های ۹ (b و c)، بیشتر در دامنه‌ی پایین‌دست پایه‌ی پل رخ داده است. این مقدار بیشینه با افزایش طول زبری از ۱۷ میلی‌متر به ۵۲ میلی‌متر، به صورت متوسط ۵٪ افزایش پیدا کرده است. این امر نشان می‌دهد، با افزایش طول زبری، میزان بیشینه‌ی آبشستگی به سمت پایین‌دست تغییر وضعیت می‌دهد. این تغییر موقعیت بیشینه‌ی شدت آشفتگی به صورت متوسط مساوی با ۴ برابر طول مقطع پایه‌ی پل مربعی‌شکل است. باید توجه داشت، اگر چه مقدار بیشینه‌ی شدت آشفتگی به مراتب بیشتر از مقدار شدت آشفتگی مدل شاهد است، اما به دلیل تشکیل شدن در پایین‌دست به مراتب در پایداری فونداسیون پایه‌ی پل تأثیر کمی خواهد گذاشت. شایان ذکر



شکل ۱۰. تابع طیف قدرت برای سری زمانی سرعت در آزمایش‌های پایه‌ی پل با عمق آب برابر با ۱۸ سانتی‌متر.

آبشستگی دارد. بیشینه‌ی مقدار آبشستگی با افزایش فاصله بین زبری‌ها در مدل‌های پیوسته و ناپیوسته باعث کاهش میزان آبشستگی می‌شود. پیش‌بینی می‌شود این امر به دلیل تأثیر فاصله‌ی مذکور در جت پایین‌رونده در پیشانی پایه‌ی پل است که به عنوان پیشنهاد می‌تواند در مطالعات آبی بررسی شود. برای بررسی پدیده‌ی اخیر می‌توان از آنالیز طیف قدرت جریان‌های گردابه‌ی استفاده کرد که لازمه‌ی استفاده از آن، دسترسی به داده‌های سرعت‌سنجی در سه جهت است.

۴. مقایسه بین مدل‌های پیوسته و ناپیوسته بیانگر این مطلب است که با ایجاد قطاع فضای خالی در زبری‌های پیوسته، تأثیر زبری در کاهش میزان آبشستگی بیشینه کاهش پیدا می‌کند. این امر به موجب برخورد جت‌های پایین‌رونده در بین زبری‌های ناپیوسته به وجود خواهد آمد.

۵. زبری‌های دوزنقه‌یی و دیگر شکل‌های هندسی می‌توانند به عنوان پیشنهاد برای مطالعات آبی با این طرح آزمایشگاهی به پژوهشگران مطرح شود. از این رو نویسندگان نوشتار حاضر، کلیه‌ی داده‌های پروفیل آبشستگی در متن را جانمایی کرده‌اند، تا شرایط برای پیگیری مطالعات آینده با این رویکرد فراهم شود.

تأثیر زبری بیرون‌زدگی در دو حالت پیوسته و ناپیوسته (دو نوع زبری با سطح مقطع مستطیلی و مثلثی)، ارزیابی شده و این نتایج به‌دست آمده است:

۱. نصب زبری با مقطع مثلثی بر زبری با مقطع مستطیلی ارجحیت دارد. این امر نشان می‌دهد زاویه‌دار کردن زبری، تأثیر مستقیمی در میزان آبشستگی دارد و باعث کاهش آبشستگی می‌شود. همچنین ناپیوسته کردن زبری، تأثیر مستقیمی در کاهش چاله‌ی آبشستگی در جلوی پایه‌ی پل دارد. پیش‌بینی می‌شود فاصله‌دار کردن زبری‌های نصب شده، باعث برخورد جریان‌های پایین‌رونده در جلوی پایه‌ی پل می‌شود که این امر سبب افزایش افت انرژی و درنهایت، کاهش آبشستگی می‌شود.

۲. نتایج حاصل از مقایسه‌ی مدل آبشستگی مدل زبری مستطیلی پیوسته نشان داد که با افزایش طول زبری، میزان آبشستگی تا مقدار بیشینه‌ی ۵۸٪ کاهش پیدا می‌کند. همچنین روند اخیر برای دیگر مدل‌های زبری ارائه شده در پژوهش حاضر صادق است.

۳. افزایش فاصله بین زبری‌های مدل آبشستگی، تأثیر مستقیمی در میزان بیشینه‌ی

پانویس‌ها

1. Raudkivi & Sutherland
2. Riprap
3. Geo-bag
4. cable tied blocks
5. Chiew & Melville
6. Point gage

7. (ADV, Vectrino, NortekAS, Norway)
8. period
9. entropy
10. quasiperiodic
11. chaotic dynamics
12. Hinze

منابع (References)

1. Raudkivi, A.J. and Sutherland, A.J. "Scour at bridge crossings", Report No. 51, Road Research Unit, National Roads Board, Wellington, New Zealand (1981).
2. Melville, B.W. "Pier and abutment scour: integrated approach", *J. Hyd. Eng., ASCE*, **123**(2), pp. 125-136 (1997).
3. Nordila, A.; Thamer, M.; Melville, B.W. and et al. "Modelling the effect of sediment coarseness on local scour at wide bridge piers", *Pertanika journal of social and humanities*, **25**(1), pp. 191-200 (2017).
4. Chiew, Y.M. and Melville, B.W. "Local scour around bridge piers", *J. Hydraul. Res. Iahr*, **25**(1), pp. 15-26 (1987).
5. Saadati Pachekenari, S.S., Esmaili Varaki M. and Fazl Ola, R. "Experimental investigation of effect of sill location on local scour around inclined bridge piers group", *Journal of Water and Soil*, **28**(2), pp. 406-419 (in Persian) (2014).
6. Kirkbride, A. "Observations of the influence of bed roughness on turbulence structure in depth limited flows over gravel beds", in: *Turbulence: Perspectives on flow and sediment transport*, Eds. N.J., Clifford; J.R., French and J., Hardisty, John Wiley & Sons Ltd., Chichester, U.K., pp. 185-196 (1993).
7. Memar, S., Zounemat-Kermani, M., Beheshti, A. and et al. "Influence of collars on reduction in scour depth at two piers in a tandem configuration", *Acta Geophysica*, **68**(1), pp. 229-242 (2020).
8. Heidarpour, M., Afzalimehr H. and Khodarahmi Z. "Local scour protection of circular bridge pier groups using slot", *Journal of Agricultural Sciences and Natural Resources*, **14**(3), pp. 174-185 (in Persian) (2007).
9. Ataie-Ashtiani, B. and Beheshti, A.A. "Experimental investigation of clear-water local scour at pile groups", *Journal of Hydraulic Engineering*, **132**(10), pp. 1100-1104 (2006).
10. Rahiminia, A., Heidarpour, M. and Shahsavari, H. "Investigating the effect of roughness protrusions in reducing the surrounding scour depth", *Journal of Water and Soil Conservation*, **23**(5), pp. 325-332 (in Persian) (2016).
11. Kazemizadeh, H., Sanie, S. and Haji Kandi, H. "Impact of roughness created on the upstream and downstream side of the bridge pier", *JWSS (J. of Water and Soil Science)*, **25**(2), pp. 135-150 (in Persian) (2020).
12. Salehi, S., Mostaani, A. and Azimi, A.H. "Experimental and numerical investigations of flow over and under weir-culverts with a downstream ramp", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **147**(7), pp.1-17, 04021029
13. Salehi, S., Esmaili, K. and Azimi, A.H. "Mean velocity and turbulent characteristics of flow over half-cycle cosine sharp-crested weirs", *Flow Measurement and Instrumentation*, **66**, pp. 99-110 (2019).
14. Salehi, S. and Azimi, A.H. "Discharge characteristics of weir-orifice and weir-gate structures", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **145**(11), pp.99-110 04019025 (2019).
15. Hinze, J.O., *Turbulence*, Mc Graw-Hill, New York, p. 790 (1975).

ارزیابی پارامترهای مقاومت برشی سطح مشترک بتن و آسفالت بازیافتی و ژئوگرید با استفاده از آزمایش برش مستقیم

حسین حیرتی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

محمود حسنلواد* (دانشیار)

علیرضا اردکانی (دانشیار)

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۱ (دوره ۲ - ۳۸، شماره ۲/۱، ص. ۲۷-۴۰، پژوهشی)

در پژوهش حاضر، خصوصیات مقاومت برشی سطح تماس مشترک مصالح بازیافتی، شامل بتن و آسفالت، با ژئوگرید به‌عنوان مصالح خاکریز جایگزین در سازه‌های خاک مسلح با استفاده از آزمایش برش مستقیم بزرگ‌مقیاس بررسی شده است. در کنار مصالح بازیافتی بتن و آسفالت، از یک مصالح طبیعی با مشخصات فیزیکی و دانه‌بندی تقریباً یکسان با طبقه‌بندی SW جهت مقایسه استفاده شده است. سه نوع ژئوگرید تک‌سویه، به‌عنوان مصالح‌کننده آزمایش شدند و نتایج نشان داد که مصالح بازیافتی مذکور با زاویه اصطکاک داخلی بیشتر از ۴۰ درجه، پتانسیل خوبی برای استفاده در سازه‌های خاک مسلح دارند و می‌توان آن‌ها را با ملاحظات به جای مصالح طبیعی استفاده کرد. هر چند که تفاوت‌هایی در رفتار برشی دارند. آزمایش‌ها نشان دادند که مقاومت کششی ژئوگرید، تأثیر چندانی در مقاومت برشی سطح تماس ندارد. درگیری دانه‌ها با ژئوگرید باعث افزایش مقاومت برشی سطح تماس و ضریب اندرکنش شده است، به‌طوری که ضریب مقاومت برشی برای مصالح مذکور، بزرگ‌تر از ۱ به دست آمد که نشان‌دهنده‌ی اندرکنش قوی بین ژئوگرید و مصالح بازیافتی است.

واژگان کلیدی: ژئوگرید، اندرکنش، خاک مسلح، برش مستقیم بزرگ‌مقیاس، مصالح بازیافتی.

heiratyhosein.1993@gmail.com
hassanlou@eng.ikiu.ac.ir
a.ardakani@eng.ikiu.ac.ir

۱. مقدمه

کشور ما نیز مستثنی از این قضیه نیست. سالانه، میلیون‌ها تن نخاله‌های ساختمانی و روسازی در ایران تولید می‌شود که فرجامی بهتر از مکان‌های دفن زباله^۱، کنار جاده‌ها و دشت‌ها ندارد.^[۲] آمار ارائه شده از سوی سازمان مدیریت پسماند حاکی از آن است که در شهر تهران روزانه بین ۳۳ تا ۳۵ هزار تن پسماند ساختمانی تولید می‌شود. در جدول ۱، میزان تولید متوسط نخاله‌ی ساختمانی از سال ۹۵ تا ۹۹ در شهر تهران ارائه شده است.^[۳] از بارزترین مصالح بازیافتی می‌توان به سنگ‌دانه‌های بتن خردشده (RCA)^۲ و سنگ‌دانه‌های آسفالت بازیافتی روسازی (RAP)^۳ اشاره کرد که از بازسازی یا تخریب جاده‌های بتنی، باند فرودگاه‌ها، سازه‌های پل، ساختمان‌ها و آسفالت روسازی به دست می‌آیند.^[۴]

یکی از مهم‌ترین موانع استفاده‌ی مجدد از مصالح بازیافتی، برداشت عموم از این است که مصالح بازیافتی در مقایسه با سنگ‌های طبیعی، ضعف و دوام کمتری دارند. در حالی که این مسئله ممکن است تا حدی صحیح باشد؛ بنابراین باید قبل از استفاده از مصالح بازیافتی، رویکردی برای بهبود عملکرد مصالح مذکور اتخاذ شود. یکی از رویکردهای اشاره شده، انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی

استفاده‌ی صحیح از منابع طبیعی، یکی از ارکان اساسی توسعه‌ی پایدار جوامع مدرن است. کاهش استخراج منابع تجدیدناپذیر طبیعی، یک نگرانی دائمی در رابطه با حفظ محیط‌زیست است و استفاده از مصالح بازیافتی را تشویق می‌کند. هر ساله، تخریب و نوسازی ساختمان‌ها و راه‌ها، حجم زیادی از مصالح ضایعاتی را تولید می‌کنند. مصالح ضایعاتی بازیافتی، یکی از عوامل اصلی آلودگی محیط‌زیست هستند و از طرفی ذخیره و دیوی آن‌ها، سطح قابل توجهی از زمین‌های با ارزش را اشغال می‌کند. مطالعات نشان می‌دهد که نخاله‌های ساختمان، ۵۰٪ از حجم کل مصالح ضایعاتی دنیا را تشکیل می‌دهند.^[۱] اخیراً مطالعات متعددی برای ارزیابی امکان استفاده از مصالح بازیافتی به‌عنوان مصالح جایگزین در کارهای مهندسی ژئوتکنیک، مانند: ساخت اساس و زیرساز جاده‌ها، بهسازی زمین، ستون‌های سنگی و سازه‌های خاک مسلح صورت گرفته است.^[۲]

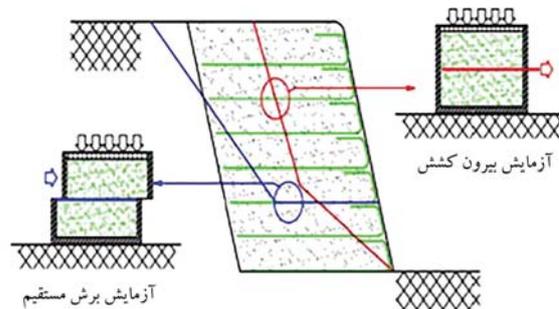
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۵/۳۱، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۱/۱۶، پذیرش ۱۴۰۰/۱۲/۱۰

DOI:10.24200/J30.2022.59660.3065

جدول ۱. نرخ تولید متوسط نخاله‌های ساختمانی و عمرانی در شهر تهران (اعداد بر حسب تن).

سال	۹۵	۹۶	۹۷	۹۸	۹۹
متوسط	۵/۶۱	۵/۸۶	۵/۴۱	۳۵/۲	۳۲/۳



شکل ۱. مکانیسم اندرکنش بین خاک و ژئوستتیک.

است. [۱۱] آزمایش برش مستقیم بزرگ مقیاس^۴، یک جایگزین ارزان و مناسب برای آزمایش خاک‌های مسلح شده در یک محیط در مقایسه با آزمون‌های سه‌محورهی بزرگ مقیاس یا آزمون‌های میدانی است که نتایج خوبی را ارائه می‌دهد. آزمایش برش مستقیم، معایبی، از جمله: اجباری بودن صفحه‌ی برش، کرنش برشی غیریکنواخت در ارتفاع نمونه و توزیع غیریکنواخت تنش‌ها در صفحه‌ی برش دارد. [۵]

ژئوگریدها^۵، مصالح مسلح‌کننده‌ی ژئوستتیک هستند که از اندازه‌های مختلف چشمه تشکیل شده‌اند و نوارهای پلیمری عرضی و طولی دارند. ژئوگریدها، سختی خاک را از طریق درهم فرورفتگی ذرات در چشمه‌های ژئوگرید بهبود می‌بخشند. تماس بین ژئوگرید و مصالح متراکم، مقاومت در برابر برش سطح تماس را افزایش می‌دهد. رفتار سطح بین ژئوگرید - ذرات خاک به عوامل زیادی، از جمله: دانه‌بندی سنگ‌دانه‌ها و خصوصیات شکل‌ها، نوع و خصوصیات ژئوگرید، انرژی برای تراکم در هنگام نصب و شرایط بارگذاری بستگی دارد. [۶] یکی از موضوعات مهم کلیدی در طراحی سازه‌های خاک مسلح، اندرکنش^۶ بین خاک و مسلح‌کننده است که اغلب با استفاده از آزمایش بیرون کشش و برش مستقیم تعیین می‌شود. زمانی که مصالح دانه‌ی بی ژئوگرید مسلح می‌شوند، مدهای گسیختگی مصالح ژئوگرید با پارگی، گسیختگی لغزشی و گسیختگی بیرون کشش همراه است. گسیختگی پارگی زمانی رخ می‌دهد که تنش کششی در ژئوگرید از تنش کششی آن بیشتر شود. از طرف دیگر، گسیختگی لغزشی به دلیل حرکت ذرات بر روی ژئوگرید اتفاق می‌افتد و توسط مقاومت برشی سطح تماس کنترل می‌شود. در گسیختگی بیرون کشش، ژئوگرید به سمت بیرون از توده‌ی خاک کشیده می‌شود. [۷] در شکل ۱، می‌توان مکانیسم گسیختگی یک شیب تند و مناسب‌ترین آزمون آزمایشگاهی را برای تعیین خصوصیات اندرکنش مشاهده کرد. [۸]

توهمیا^۷ و همکاران (۲۰۰۲)، مطالعاتی بر روی ویژگی‌های مقاومت برشی مصالح بازیافتی و بررسی عملکرد آن‌ها با استفاده از دستگاه برش مستقیم بزرگ مقیاس با ابعاد ۳۰۵ × ۳۰۵ میلی‌متر بر روی مصالح بازیافتی با و بدون مسلح‌کننده انجام دادند و دریافتند که وجود مسلح‌کننده‌ها در مصالح بازیافتی مانند بتن خرد شده و بقایای ساختمانی خرد شده منجر به افزایش قابل توجه مقاومت در برابر برش مصالح شده است. علاوه بر این، تغییر شکل نمونه تا حدودی کنترل شده است. زاویه‌ی اصطکاک مصالح بازیافتی خرد شده بدون مسلح‌کننده در حالت مرطوب و خشک به ترتیب ۳۵ و ۳۹ درجه و هنگام مسلح شدن با ژئوگرید در حالت مرطوب و خشک

به ترتیب برابر با ۴۴ و ۴۹ درجه بوده است. [۱۲] راجه^۸ و همکاران (۲۰۰۶)، مناسب بودن RCA را به عنوان مصالح خاکریز با نوارهای فلزی ارزیابی کردند و گزارش دادند که RCA، یک مصالح خاکریز مناسب برای استفاده در دیوارهای خاکی مکانیکی تثبیت شده (MSE) است. [۹] لیو^{۱۰} و همکاران (۲۰۰۹)، اندرکنش ماسه و ژئوگرید را با آزمایش برش مستقیم ارزیابی کردند و دریافتند که اندرکنش بین خاک و ژئوستتیک شامل سه مکانیسم است که عبارت‌اند از: [۱۰]

۱. مقاومت برشی بین خاک ژئوستتیک؛

۲. مقاومت برشی داخلی خاک (داخل چشمه)؛

۳. مقاومت مقاوم نوارهای عرضی (مقاومت پاسیو).

آرول راجه^{۱۱} و همکاران (۲۰۱۴)، با انجام آزمایش برش مستقیم بزرگ مقیاس معمولی در بررسی خواص مقاومت برشی سطح تماس مصالح ساختمانی بازیافت شده و تخریب (C&D)^{۱۲}، از جمله: سنگ‌دانه‌های بتن بازیافت شده (RCA)، آسفالت روسازی بازیافتی (RAP) و آجر خرد شده (CB)^{۱۳} با مسلح کردن توسط دو نوع ژئوگرید (دومحوره و سه‌محوره) به این نتیجه رسیدند که خصوصیات مقاومت برشی سطح تماس بیشینه^{۱۴} و باقیمانده‌ی RCA غیرمسلح و مسلح با ژئوگرید بالاتر از مصالح CB و RAP بوده و ژئوگرید سه‌محوره نسبت به ژئوگرید دومحوره، مقاومت برشی سطح تماس بالاتری داشته است. همچنین نتایج آزمایش برش مستقیم بزرگ مقیاس معمولی نشان داد که خواص مقاومت برشی سطح تماس مصالح بازیافتی مسلح شده به ژئوگرید کمتر از مصالح بازیافتی بدون مسلح‌کننده است. [۱۱] سلیمان بیگی و همکاران (۲۰۱۸)، خواص مکانیکی و هیدرولیکی سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی را برای استفاده به عنوان خاکریز در دیوارهای خاک مسلح (MSE) با دستگاه برش مستقیم بزرگ مقیاس، دستگاه بیرون کشش و همچنین سه‌محوری زهکشی شده برای به دست آوردن خصوصیات مکانیکی اندرکنش مصالح RCA با ژئوستتیک‌های مختلف انجام دادند و دریافتند که RCA - ژئوگرید تک‌محوره، بالاترین زاویه‌ی اصطکاک سطح تماس را داشته است. RCA مسلح شده، ظرفیت بیرون کشش قابل مقایسه‌ی با شن و ماسه‌ی مسلح شده نشان داده است. [۱۲] سلیمان بیگی و همکاران (۲۰۱۹)، خواص مکانیکی سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی و آسفالت بازیافتی را برای استفاده به عنوان خاکریز در دیوارهای مکانیکی تثبیت شده ارزیابی کردند. ایشان آزمایش‌های سه‌محوری بزرگ مقیاس، برش مستقیم و بیرون کشش را برای بررسی اندرکنش مصالح مذکور با ژئوستتیک و نیز آزمایش سه‌محوری را برای ارزیابی پتانسیل خزش برای نمونه‌ی RAP انجام دادند. ژئوستتیک استفاده شده در پژوهش مذکور از نوع ژئوگرید (تک‌محوره و دومحوره) و یک نوع ژئوتکتایل بود.

نتایج ایشان نشان داد که مصالح بازیافتی RCA و RAP متراکم شده به ترتیب دارای زاویه‌ی اصطکاک داخلی ۴۹ و ۲۹ درجه بوده‌اند، که در محدوده‌ی گزارش شده در ادبیات است. همچنین مصالح مذکور، زاویه‌ی اصطکاک اندرکنش بالاتری با ژئوگرید نسبت به ژئوتکتایل به نمایش گذاشتند. هیچ لغزشی بین ژئوتکتایل - RCA و ژئوگرید - RCA مشاهده نشده و گسیختگی‌ها به دلیل پارگی ژئوتکتایل و ژئوگرید در طول آزمایش بیرون کشش بوده است. ضریب اندرکنش RCA نسبت به RAP با ژئوستتیک‌ها بیشتر بوده و همچنین ضرایب اندرکنش با افزایش تنش نرمال افزایش یافته است. نتایج حاصل از آزمایش خزش نشان داد که RAP متراکم شده، کرنش انحرافی زیادی را تحت تنش انحرافی متحمل شده از خود نشان داده است. ایشان استفاده از RCA و RAP در خاکریز دیوارهای خاک مسلح (MSE) را توصیه کرده‌اند، البته اگر و فقط اگر با ژئوگرید مسلح شود. برای جلوگیری از

سطح تماس مشترک مصالح و ژئوستنتیک‌ها و ضریب اندرکنش است. به عبارت دقیق‌تر، امکان استفاده از مصالح بتن و آسفالت بازیافتی به‌عنوان مصالح جایگزین در خاکریز دیوارهای خاک مسلح از نوآوری‌های پژوهش حاضر به‌شمار می‌آید.

۲. مصالح استفاده شده

۱.۲. مصالح خاکی

به منظور انجام پژوهش حاضر از دو نوع مصالح بازیافتی: سنگدانه‌های بتن بازیافتی (RCA) و سنگدانه‌های آسفالت بازیافت (RAP)، و همچنین از مصالح طبیعی (NA) برای مقایسه استفاده شده است. در شکل ۲، تصویر مصالح استفاده شده مشاهده می‌شود. سنگدانه‌های بتن بازیافتی از مکعب‌های بتنی حاصل از نمونه‌گیری از ساختمان‌ها از آزمایشگاه استحکام بتن واقع در استان قزوین تهیه شده‌اند. مکعب‌های بتنی مذکور، دارای مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال با عمل‌آوری ۹۰ روزه بودند. مکعب‌های بتنی در دستگاه خردکن در کارخانه‌ی آسفالت استان قزوین در ۱۵ کیلومتری جاده‌ی بوئین‌زهرا خرد شدند. سنگدانه‌های آسفالت بازیافتی از اداره‌ی راهداری و حمل‌ونقل جاده‌ی استان قزوین تهیه شدند. آن‌ها از تراشیدن روسازی جاده‌ها (بزرگراه‌ها، جاده‌های اصلی) توسط دستگاه آسفالت تراش با یک‌بار عبور ماشین تا عمق بیشینه‌ی ۲۰ سانتی‌متر برداشته شدند. مصالح طبیعی از آزمایشگاه بتن دانشگاه بین‌الملل امام خمینی (ره) تهیه شده‌اند. آزمایش‌های فیزیکی، همچون: دانه‌بندی، تعیین چگالی دانه‌های جامد (G_s)، جذب آب، درجه pH به منظور تعیین ویژگی‌های مصالح و همچنین برای تعیین وزن مخصوص بیشینه و رطوبت بهینه، آزمایش تراکم اصلاح شده طبق استانداردهای مرتبط انجام شده‌اند. خصوصیات فیزیکی مصالح در جدول ۲ ارائه شده‌اند. به منظور ارزیابی و مقایسه‌ی بهتر هر سه مصالح، دانه‌بندی تقریباً یکسان در نظر گرفته شده است.



الف) RCA؛



ب) RAP؛



ج) NA

شکل ۲. تصویر مصالح خاکی استفاده شده.

گسیختگی خزش RAP متراکم شده، بیشینه‌ی تنش انحرافی در خاکریز باید به 80% مقاومت فشاری RAP محدود شود.^[۱۳] مهرجاردی و همکاران (۲۰۲۰)، مطالعاتی برای ارزیابی خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مصالح CDW^{۱۶} برای استفاده در زیرساز جاده‌ها انجام دادند. ایشان از نخاله^{۱۷} و سنگدانه‌ی بتن بازیافتی (RCA) که از محل دفن زباله‌ی آبعلی در استان تهران پس از جداسازی مصالح زائد به‌دست آمده بود، استفاده کردند. آزمایش‌هایی چون دانه‌بندی، حدود اتربرگ، نسبت باربری کالیفرنیا، و برش مستقیم و نیز چندین آزمایش بارگذاری چرخه‌ی (سیکلی) برای ارزیابی اثربخشی مسلح‌کننده‌ی ژئوسل در ظرفیت تحمل مصالح CDW انجام دادند و دریافتند که خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مصالح CDW با بیشتر ضوابط و معیارهای استانداردها برای استفاده به‌عنوان مصالح زیرساز در ساخت جاده‌ها قابل قبول است.^[۱۴]

سودپنگ^{۱۸} و همکاران (۲۰۲۰)، برای ارزیابی رفتار برشی سطح تماس بین سنگ‌دانه‌های بتن بازیافتی و ژئوگرید در کاربردهای روسازی، با استفاده از آزمایش برش مستقیم بزرگ‌مقیاس (۲۰۴ × ۳۰۵ × ۳۰۵ میلی‌متر)، اثر اندازه‌ی چشمه، مقاومت کششی ژئوگرید و دانه‌بندی را در اندرکنش ژئوگرید و مصالح بازیافتی بتن بررسی کردند. ایشان از سه نوع ژئوگرید دوجوره با اندازه‌های مختلف چشمه و مقاومت کششی متفاوت و دو نوع نمونه‌ی بتن بازیافتی با دانه‌بندی‌های متفاوت استفاده کردند و دریافتند که: (۱) مقاومت کششی ژئوگریدها، تأثیر کمی در مقاومت برشی سطح تماس دارد، زیرا ژئوگریدها در طول آزمایش برش به حالت گسیختگی نمی‌رسند. (۲) اندازه‌ی ذرات مصالح بتن بازیافتی و اندازه‌ی چشمه‌ی ژئوگرید در مقاومت برشی تأثیرگذار است. عرض چشمه‌ی بزرگ‌تر باعث بیشتر شدن مقاومت برشی در سطح تماس می‌شود. (۳) ژئوگرید از حرکات ذرات جلوگیری می‌کند، لذا سُر خوردن و داخل هم فرو رفتن ذرات RCA بیشتر می‌شود که این امر با رفتار اتساعی ذرات در جابه‌جایی عمودی در مقابل جابه‌جایی برشی قابل مشاهده است.^[۱۷]

ادومچای^{۱۹} و همکاران (۲۰۲۱)، نیز اثر نسبی اندازه‌ی سنگ‌دانه‌های آسفالت بازیافتی و چشمه‌های ژئوگرید را در پارامترهای مقاومت برشی سطح مشترک به کمک آزمایش برش مستقیم بزرگ‌مقیاس بررسی کردند.^[۱۵] هر چقدر اطلاعات در مورد سطح تماس ژئوستنتیک‌ها و خاک طبیعی در دسترس است، مطالعات انجام شده در مورد رفتار برشی سطح تماس مصالح بازیافتی بتن خرد شده‌ی بازیافتی و آسفالت بازیافتی روسازی برای کاربرد خاکریز خاک مسلح محدود است. علی‌رغم پیشرفت‌های زیاد در اصول مهندسی ژئوتکنیک، هنوز در مورد خاک‌های دست‌خورده، نخاله‌ها و توده‌هایی از این قبیل و اینکه آیا مصالح مذکور الزامات ژئوتکنیکی موردنیاز در کارهای ژئوتکنیکی را برآورده می‌کنند یا خیر، چالش وجود دارد. مطالعات زیادی در مورد نخاله‌های ساختمانی و روسازی، از جمله بتن و آسفالت انجام شده است که عمدتاً مربوط به تولید سنگ‌دانه‌ها برای استفاده در بتن،^[۱۷،۱۶] و تهیه‌ی سنگ‌دانه‌های لایه‌ی زیرساز و اساس جاده‌ها،^[۱۹،۱۸] و ساخت اجزاء بتن مسلح غیرسازه‌ی بوده‌اند.

اهمیت کلی موضوع این است که آیا از حجم عظیم نخاله‌ی ساختمانی و روسازی که رهاسازی آن در طبیعت و انباشت آن باعث آلودگی محیط‌زیست می‌شود و عموماً به‌عنوان زباله تلقی می‌شود، علاوه بر استفاده‌ی موارد ذکر شده، می‌توان به‌عنوان مصالح خاکی باربر در پروژه‌های شیروانی‌های خاکی و یا به‌عنوان مصالح خاکریز سازه‌های خاک مسلح استفاده کرد یا خیر؟ بنابراین هدف اصلی پژوهش حاضر، بررسی امکان استفاده از مصالح بازیافتی بتن و آسفالت خرد شده به‌عنوان مصالح خاکریز دیوارهای خاک مسلح با رویکرد بررسی عملکرد مقاومت برشی

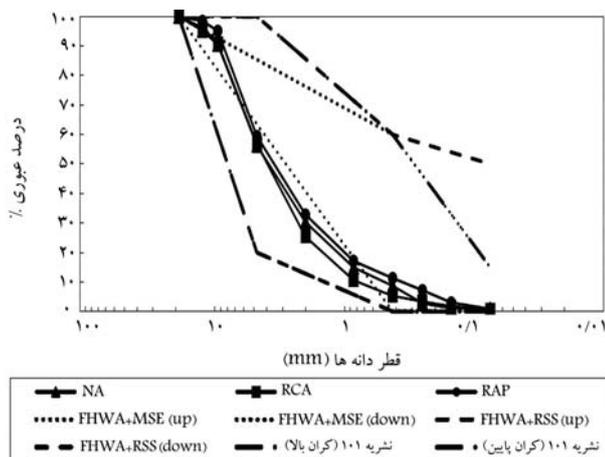
جدول ۲. خصوصیات فیزیکی مصالح خاکی.

نمونه	NA	RCA	RAP
D ₁₀ (mm)	۰/۵۱	۰/۸	۰/۳۳
D ₃₀ (mm)	۱/۹۸	۲/۴	۱/۷
D ₅₀ (mm)	۴/۰۸	۴/۱۵	۳/۷۷
D ₆₀ (mm)	۵/۲۶	۵/۱۸	۴/۲۸
C _u	۱۰/۲۱	۶/۴۵	۱۴/۳۹
C _C	۱/۴۳	۱/۰	۱/۸
G _S	۲/۶۸	۲/۶	۲/۴۴
طبقه‌بندی خاک (USCS)	SW	SW	SW
درصد ذرات ریزتر از الک ۲۰۰	۰/۸	۰/۷	۰/۸
چذب آب	۳/۲	۴/۱	۱/۱
pH	۷/۳۶	۱۰/۷	۷/۸۲

جدول ۳. خصوصیات فیزیکی ژئوگریدهای مورد آزمایش.

ژئوگرید	GP۱	GP۲	GP۳
مواد	PET	PET	PET
پوشش	PVC*	PVC	PVC
نوع	تک سویه	تک سویه	تک سویه
مقاومت کششی نهایی در جهت طولی (kN/m)	۱۱۰	۶۰	۶۰
مقاومت کششی نهایی در جهت عرضی (kN/m)	۳۰	۲۰	۲۰
کرنش در مقاومت کششی اسمی در جهت طولی (%)	۱۲	۱۲	۱۲
سختی طولی ژئوگرید در کرنش ۵٪	۸۶۰	۳۴۰	۵۶۰
اندازه‌ی چشمه ژئوگرید در جهت عرضی (mm)	۲۵	۲۵	۲۰
اندازه‌ی چشمه ژئوگرید در جهت طولی (mm)	۳۳	۳۳	۲۰
ضخامت (mm)	۲	۲	۲

*PolyVinyl Chloride



شکل ۴. منحنی دانه‌بندی مصالح و محدوده‌ی دانه‌بندی خاکریز.

طبق استاندارد FHWA^[۲۰] و نشریه‌ی ۱۰۱^[۲۱]، خاکریز استفاده شده در دیوارهای خاکی مکانیکی تثبیت شده (MSEW) و شیب‌های خاک مسلح (RSS)^[۲۱] دارای یک محدوده‌ی دانه‌بندی است. آزمایش دانه‌بندی طبق استاندارد ASTM ۴۲۲-۸۷^[۲۲] انجام شده است. منحنی دانه‌بندی خاک استفاده شده حاصل از آزمایش دانه‌بندی در شکل ۴ مشاهده می‌شود. براساس استاندارد USCS (سیستم طبقه‌بندی یونیفاید)، خاک استفاده شده به عنوان SW نام‌گذاری شد. مطابق شکل اخیر، دانه‌بندی هر سه مصالح استفاده شده، در محدوده‌ی مورد نظر آیین‌نامه بوده است، اما برای محدوده‌ی دانه‌بندی FHWA برای دیوارهای خاک مسلح (MSE)، دانه‌بندی مصالح مقداری جزئی از محدوده خارج بوده است. طبق نشریه‌ی ۱۰۱، اندازه‌ی بزرگ‌ترین دانه‌ی خاکریز تا ۱۰ سانتی‌متر می‌تواند افزایش یابد. در این حالت، باید عدم آسیب‌دیدگی ژئوستتیک‌ها در اثر استفاده از مصالح درشت‌دانه در قطعات آزمایشی بررسی شود. بهتر است سنگدانه‌های بزرگ‌تر از ۳۸ میلی‌متر (۱/۵ اینچ)، کمتر از ۲٪ مصالح خاکریزی را تشکیل دهند. آیین‌نامه‌ی



الف) GP۲



ب) GP۳



ج) GP۱

شکل ۳. تصویر ژئوگرید مصرفی.

۲.۲. ژئوگرید

در پژوهش حاضر، سه نوع ژئوگرید تک‌سویه (PET) با نام‌های تجاری GPGRID ۱۱۰/۳۰، GPGRIR ۶۰/۳۰ و GPGRID ۶۰/۲۰ برای مسلح کردن مصالح بازیافتی - طبیعی و همچنین برای انجام آزمایش برش مستقیم بزرگ مقیاس که از نخ‌های پلی‌استر با مقاومت کششی بالا توسط یک روکش پلیمری سیاه پوشانده شده، استفاده شده است. سه نوع ژئوگرید مذکور، مقاومت‌های کششی قابل توجهی را در کرنش‌های کوچک ایجاد می‌کنند. ژئوگریدها با مقاومت بالا در هر دو جهت طول رول (جهت دستگاه MD) و امتداد عرض دستگاه (که معمولاً آن را با نام جهت عرضی CD می‌نامند) بافته می‌شوند. ژئوگریدهای مصرفی از شرکت ژئوپارسیان تهیه شده‌اند. در شکل ۳، تصویر ژئوگریدهای استفاده شده در پژوهش حاضر مشاهده می‌شود. ژئوگریدهای مصرفی، ساختار هندسی یکسان و چشمه‌ها و مقاومت‌های کششی متفاوت دارند. در جدول ۳، خصوصیات فیزیکی و مکانیکی ژئوگریدها که توسط شرکت ژئوپارسیان تهیه شده است، ارائه شده است. برای سهولت از نام‌های GP۱، GP۲، و GP۳ به ترتیب برای ژئوگرید ۱۱۰/۳۰، GPGRID ۶۰/۲۰ و GPGRID ۶۰/۳۰ استفاده شده است.



شکل ۶. دستگاه برش مستقیم بزرگ مقیاس موجود در آزمایشگاه.

اندازه‌گیری و نتایج توسط یک سیستم رایانه‌ای (DATA LOGGER) ثبت شده است.

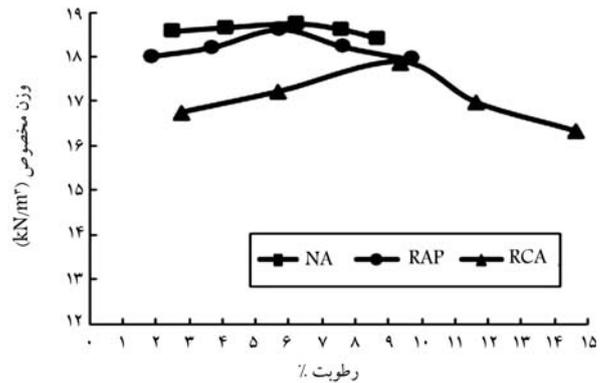
۴. روش تهیهی نمونه

مراحل آماده‌سازی نمونه به این شرح بوده است:

الف) در تهیهی نمونه‌ها از وزن مخصوص خشک بیشینه به دست آمده از آزمایش تراکم اصلاح شده استفاده شده است که مقدار وزن مخصوص بیشینه حاصل از آزمایش تراکم اصلاح شده در ۹۵٪ ضرب شده است تا نمونه‌هایی با تراکم نسبی (RC) ^{۲۲} به دست آید. مقدار به دست آمده در حجم جعبه‌ی دستگاه برش مستقیم ضرب شده و مقدار وزن کل نمونه‌ی مورد نیاز برای هر سری آزمایش به دست آمده است (طبق آیین‌نامه‌ی FHWA و نشریه‌های ۱۰۱ و ۳۰۸، کمیته‌ی میزان کوبیدگی در دیوارهای خاک مسلح و شیب خاک مسلح (RSS و MSE) ۹۵٪ است).

ب) بعد از تعیین وزن هر نمونه با توجه به تراکم مورد نیاز از مصالح دانه‌بندی شده به میزان محاسبه شده در یک سینی ریخته شده است، تا به صورت دستی کاملاً مخلوط و همگن شود، سپس میزان درصد رطوبت بهینه به مخلوط اضافه و به مدت ۱۰ دقیقه مصالح مخلوط شده‌اند تا رطوبت به همه‌ی دانه‌ها برسد.

ج) در ادامه، جعبه‌ی برش به ۵ بخش مساوی تقسیم شده است که هر قسمت به ارتفاع ۳ سانتی‌متر بوده است. پیچ‌های جعبه محکم شدند تا از حرکت جعبه هنگام ساخت نمونه جلوگیری شود. پس از آماده شدن مخلوط، مخلوط به ۵ قسمت مساوی تقسیم شد و هر قسمت در جعبه‌ی برش ریخته و هر لایه با کوبه‌ی مخصوص تا رسیدن به درجه‌ی تراکم مورد نظر متراکم شد. تعداد ضربات برای رسیدن به تراکم مورد نظر طی یک سری آزمایش‌های مقدماتی و به صورت سعی و خطا تعیین شد (۲۰ الی ۲۸). طبق استاندارد ASTM D۵۳۲۱، لایه‌های خاک باید به‌گونه‌ی ریخته شوند که در مرز دو لایه در صفحه‌ی برش قرار نگیرند. پس از ریختن لایه‌ی دوم و کوبیدن آن، ژئوگرید روی نمونه قرار گرفت، به طوری که از یک طرف توسط یک گیره محکم و از طرف دیگر آزاد بود. براساس استاندارد ASTM D۵۳۲۱، هنگام قرار دادن ژئوگرید در دستگاه، باید صاف و بدون جمع‌شدگی در ۱ الی ۲ میلی‌متری پایین‌تر از صفحه‌ی برش قرار گیرد. لایه‌های سوم، چهارم و پنجم به ترتیب ریخته و متراکم شدند. باید به این نکته توجه داشت هر لایه که کوبیده می‌شود، قبل از رفتن به لایه‌ی بعدی، باید سطح آن شیاردار شود تا درگیری و یکنواختی لایه‌ها مهیا شود. طبق توصیه‌ی آیین‌نامه‌ی کل، سطح



شکل ۵. نمودار تراکم مصالح.

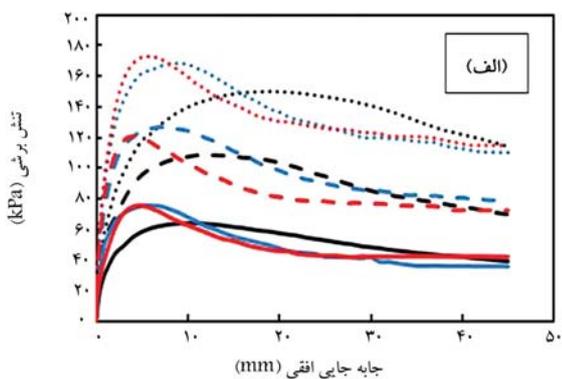
جدول ۴. مقادیر وزن مخصوص خشک بیشینه و رطوبت بهینه.

نمونه	وزن مخصوص خشک بیشینه (kN/m³)	رطوبت بهینه (%)
NA	۱۸/۸	۶/۲
RCA	۱۷/۸۸	۹/۳۵
RAP	۱۸/۶	۵/۷۵

FHWA، اندازه‌ی بزرگ‌ترین دانه‌ی خاکریز خاک مسلح با ژئوستتیک را تا ۱۹ میلی‌متر (۳/۴ اینچ) توصیه می‌کند. برای استفاده از دانه‌ها با اندازه‌ی بزرگ‌تر، باید آزمایش‌های مربوط به عدم آسیب‌دیدگی ژئوستتیک‌ها بررسی شود. برای تعیین وزن مخصوص خشک بیشینه و رطوبت بهینه از آزمایش تراکم اصلاح شده مطابق ضوابط استاندارد ASTM D۱۵۵۷^[۲۲] استفاده شده است. در شکل ۵ و در جدول ۴، مقادیر وزن مخصوص بیشینه خشک و رطوبت بهینه ارائه شده است. برای تعیین چگالی ویژه ذرات جامد خاک از استاندارد ASTM D۸۵۴-۸۷^[۲۴] استفاده شده است. استاندارد اخیر برای ذرات جامدی کاربرد دارد که از الک شماره‌ی ۴ (۴/۷۵ میلی‌متر) عبور کرده باشند که با استفاده از یک پیکنومتر، مقدار چگالی ویژه تعیین شده است. هنگامی که خاک حاوی ذرات بزرگ‌تر از الک ۴/۷۵ میلی‌متر باشد، باید از روش آزمون ASTM C۱۲۷^[۲۵] برای ذرات جا مانده بر روی الک ۴ (۴/۷۵ میلی‌متر) استفاده کرد و میانگین آن را به عنوان مقدار چگالی ویژه در نظر گرفت. برای محاسبه‌ی جذب آب از استانداردهای ASTM C۱۲۷^[۲۵] و ASTM C۱۲۸^[۲۶] استفاده شده است. درجه PH مصالح مورد نظر توسط استاندارد ASTM D۴۹۷۲^[۲۷] تعیین شده است. میزان PH مصالح خاکریز طبق نشریه‌های ۱۰۱ و ۳۰۸ بین ۱۰-۵ و طبق آیین‌نامه‌ی FHWA برای ژئوستتیک‌ها از نوع PET و PP/HDPE به ترتیب $3 < PH < 9$ و $PH > 3$ و مصالح NA، RCA و RAP به ترتیب ۷/۳۶، ۱۰/۷ و ۷/۸۲ بوده است.

۳. دستگاه برش مستقیم

برای ارزیابی مقاومت برشی سطح تماس بین مصالح خاکی و مسلح کننده‌های ژئوگرید از دستگاه برش مستقیم بزرگ مقیاس مطابق شکل ۶ استفاده شده است. جعبه‌ی دستگاه دارای ابعاد $15 \times 30 \times 30$ سانتی‌متر بوده و تمام الزامات و ابعاد کمیته‌ی طبق آیین‌نامه‌ی ASTM D۵۳۲۱^[۲۸] برآورده شده است. دستگاه استفاده شده به صورت پنوماتیک بوده و نیروی افقی توسط یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۲ تن وارد شده و جابه‌جایی‌های افقی و قائم توسط جابه‌جایی‌سنج (LVDT)



شکل ۷. الف) نحوه‌ی نصب ژئوگرید در صفحه‌ی برش، ب) نحوه‌ی گیره‌ی ژئوگرید.

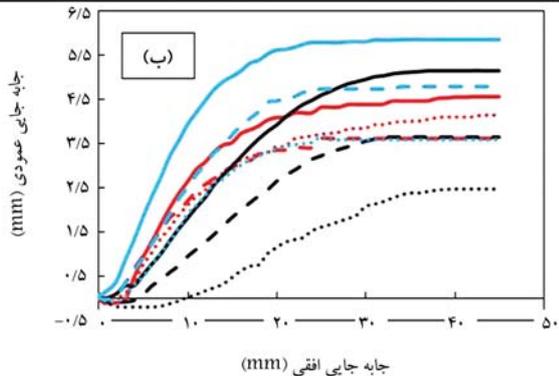
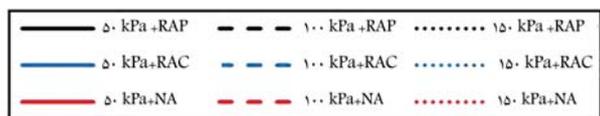
کوبه‌ی تراکم باید کوچک‌تر یا مساوی نصف مساحت جعبه باشد. پس از تراکم لایه‌ی آخر، سطح آن کاملاً صاف شده است، به طوری که $1/5$ میلی‌متر از بالای جعبه‌ی برش فاصله داشته باشد. سپس در پوش جعبه روی نمونه گذاشته شد و با 30° ضربه‌ی چکش پلاستیکی و انرژی تراکمی یکسان کوبیده شد، تا لبه‌ی فوقانی کلاهک با سطح فوقانی جعبه در یک تراز قرار بگیرد. در شکل ۷، نحوه‌ی گیره‌ی ژئوگرید و نحوه‌ی نصب آن در صفحه‌ی برش مشاهده می‌شود.

۵. انجام آزمایش

پس از ساخت نمونه و متراکم کردن آن در جعبه‌ی برش، نوبت به تنظیم گنج‌های اندازه‌گیری و اعمال بار قائم و افقی برای آزمایش می‌رسد. برای هر حالت مسلح شده و مسلح نشده، سه آزمایش تحت تنش‌های قائم 50° ، 100° و 150° کیلوپاسکال با سرعت بارگذاری افقی یک میلی‌متر بر دقیقه انجام شده است. آیین‌نامه، محدودیت سرعت برش را بین $0.25^\circ/6$ میلی‌متر در دقیقه در نظر گرفته است. به دلیل اینکه مصالح استفاده شده، از نوع دانه‌ی بی بوده و شرایط آزمایش به صورت اشباع نبوده است، بنابراین سرعت وارد کردن جابه‌جایی برشی، تأثیر چندانی در یافته‌های به‌دست آمده از آزمایش‌ها ندارد؛^[۲۹] و به منظور هماهنگی و مقایسه‌ی نتایج با دیگر مطالعات انجام شده، در تمامی آزمایش‌ها از نرخ کرنش 1 میلی‌متر بر دقیقه استفاده شده است. توسط فشار باد، اهرم بارگذاری قائم روی صفحه‌ی صلب بارگذاری قرار گرفت و گنج‌های افقی و قائم در مکان موردنظر نصب شدند. تنش قائم موردنظر به مدت 15 دقیقه به نمونه وارد شده است، تا نشست نمونه به صورت کامل انجام گیرد. سپس پیچ‌های جعبه‌ی برش باز و آزمایش شروع شد. استاندارد ASTM D5321 جابه‌جایی برشی 25 تا 75 میلی‌متر را توصیه می‌کند که در پژوهش حاضر، جابه‌جایی 45 میلی‌متر که معادل 15% طول نمونه است، در نظر گرفته شده است، به طوری که پس از آن دستگاه متوقف شده است.

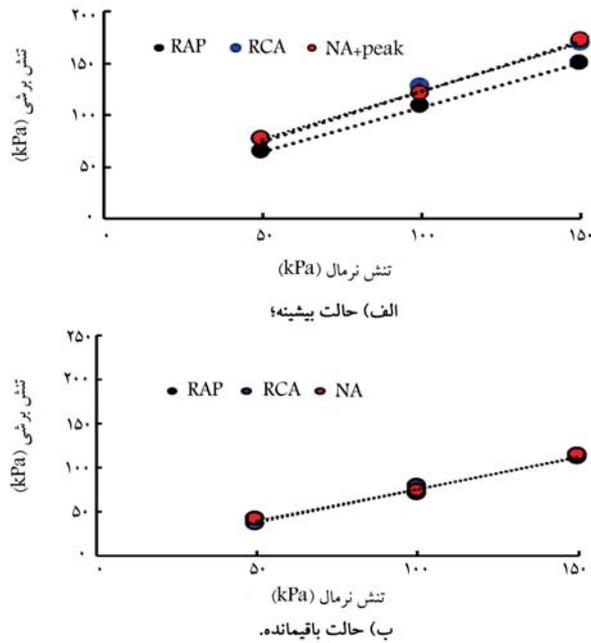
۶. تفسیر نتایج

همان‌طور که گفته شد، در ابتدا 9 آزمایش برش مستقیم در حالت غیرمسلح انجام شد، تا پارامترهای مقاومت برشی مصالح (زاویه‌ی اصطکاک داخلی و چسبندگی) به‌دست آید. در شکل ۸، منحنی تنش برشی و جابه‌جایی عمودی در مقابل جابه‌جایی افقی مصالح RCA، NA و RAP غیرمسلح مشاهده می‌شود. مطابق شکل اخیر، با افزایش تنش نرمال، تنش برشی یک افزایش یافته است

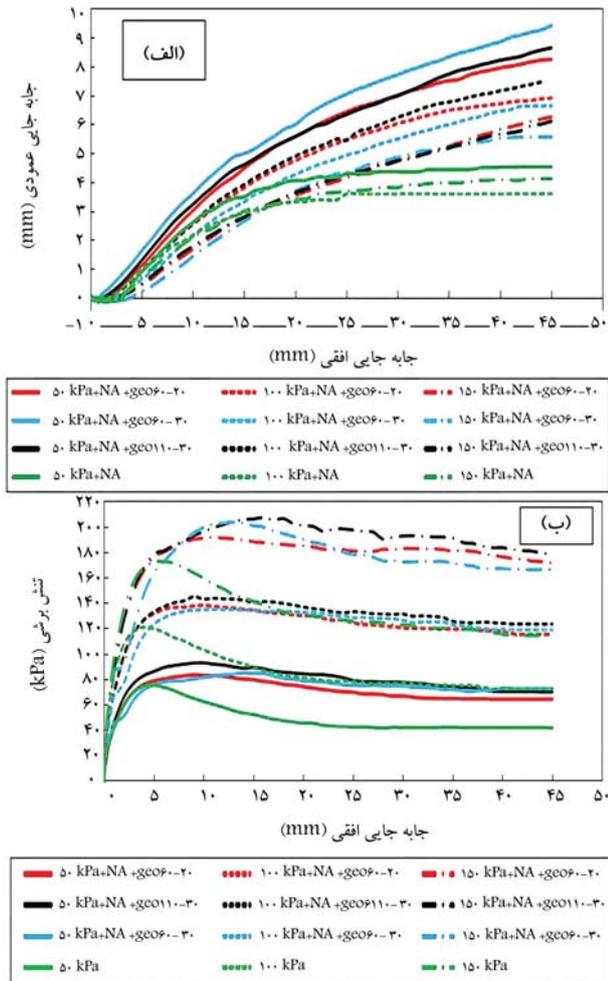


شکل ۸. الف) منحنی مقاومت برشی - جابه‌جایی افقی، ب) منحنی جابه‌جایی افقی - جابه‌جایی عمودی مصالح بازیافتی و طبیعی غیرمسلح.

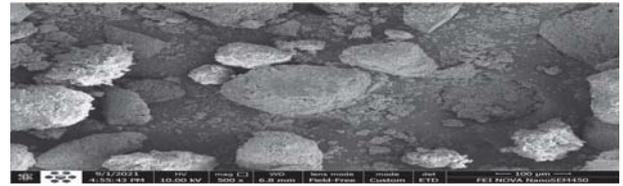
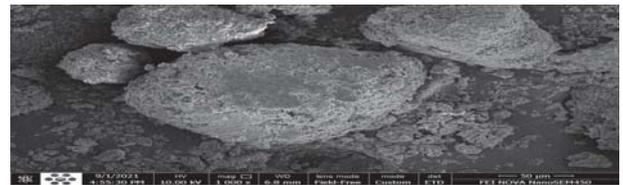
و رفتار نرم شوندگی کرنشی تقریباً در تمام نمونه‌ها مشاهده می‌شود. در تنش نرمال 50° کیلوپاسکال، مصالح NA و RCA رفتار مشابه به یکدیگر دارند، به طوری که در جابه‌جایی افقی حدوداً 6 میلی‌متر به مقاومت برشی بیشینه رسیده و تا جابه‌جایی حدوداً 25 میلی‌متر، مقاومت کاهش یافته و در نهایت تا جابه‌جایی 45 میلی‌متر، روند ثابتی را ادامه داده است. رفتار مصالح RAP کمی متفاوت بوده است، به طوری که با افزایش سربار، در جابه‌جایی افقی بزرگ‌تری به مقاومت بیشینه رسیده و سپس با شیب ملایم‌تری نسبت به مصالح NA و RCA، مقاومت کاهش یافته است. انتظار می‌رود سطح دانه‌های بتن بازیافتی زبرتر باشد. در عین حال زبری سطح دانه‌ها باعث درگیری بیشتر دانه‌ها خواهد شد که این امر باعث افزایش مقاومت برشی بیشینه می‌شود. در مقابل، سطح دانه‌های آسفالتی، ظاهراً نرم و صاف‌تر است و درگیری آن‌ها کمتر خواهد بود. احتمالاً وجود قیر بر سطح سنگ‌دانه‌های آسفالتی مانع از درگیری و اصطکاک بین دانه‌های آسفالت شده و در نهایت باعث کاهش مقاومت برشی شده است. تصاویر الکترونی (SEM) مصالح آسفالتی - بتنی - با اندازه‌های متفاوت به ترتیب در شکل‌های ۹ و ۱۰ مشاهده می‌شود. در ابتدای آزمایش، انقباض اولیه‌ی جزئی رخ داده است. با اینکه مصالح با تراکم 95% ساخته شده‌اند، ولی مقداری فضای خالی بین دانه‌ها وجود دارد که باعث شده است دانه‌ها ابتدا مقداری به هم نزدیک شوند و سپس کاهش حجم دهند.



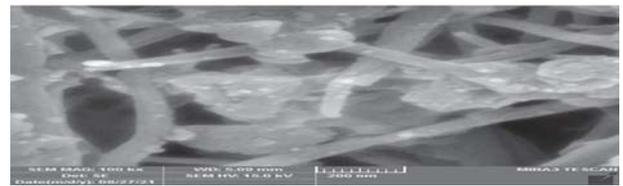
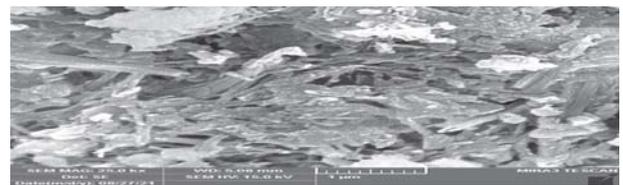
شکل ۱۱. نمودار پوش گسیختگی برای مصالح RAP و RCA، NA.



شکل ۱۲. الف) منحنی مقاومت برشی - جابه‌جایی افقی، ب) منحنی جابه‌جایی قائم - جابه‌جایی افقی برای مصالح NA مسلح و غیرمسلح.



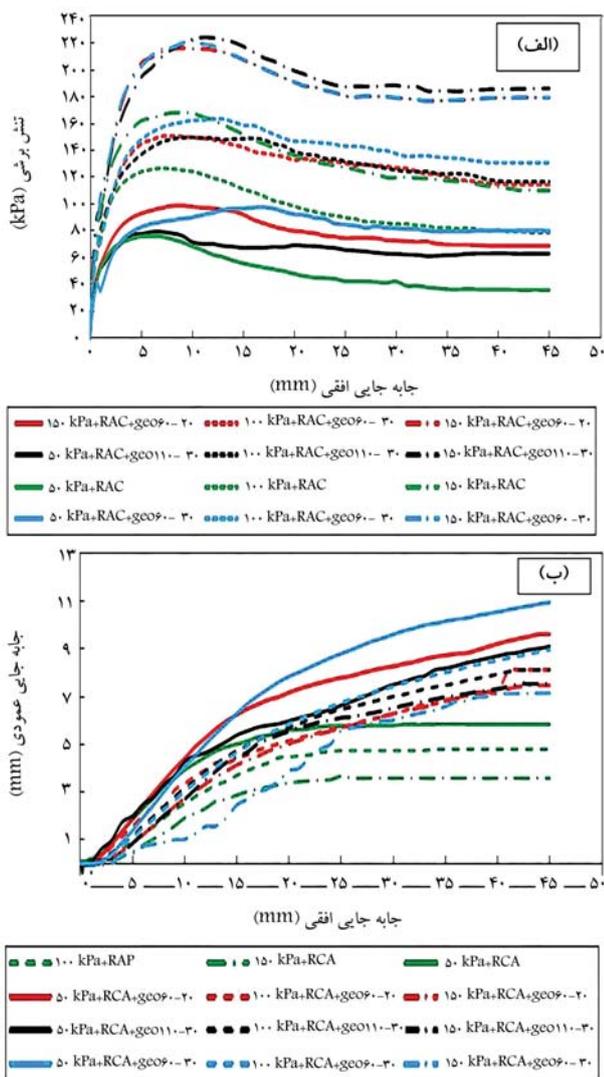
شکل ۹. تصاویر الکترونی (SEM) سنگدانه‌های آسفالتی.



شکل ۱۰. تصاویر الکترونی (SEM) سنگدانه‌های بتنی.

در ادامه، دانه‌ها روی هم غلتیده و لغزیده‌اند و این مکانیزم باعث ایجاد افزایش حجم (اتساع) شده است. با افزایش تنش نرمال تمایل به اتساع کاهش می‌یابد. مصالح زیرمانند بتن بازیافتی تمایل به اتساع بیشتری دارند، در صورتی که مصالح با دانه‌های صاف‌تر، مانند آسفالت بازیافتی، تمایل به اتساع کمتری دارند. مصالح طبیعی نیز رفتاری بینابینی دارند. به عبارتی، رشد بلورهای سیمان روی دانه‌ها منجر به زبرتر شدن و افزایش اتساع و لایه‌ی قیر روی دانه‌ها منجر به صاف‌تر شدن سطح دانه‌ها و کاهش اتساع می‌شود. به‌طور کلی، مقدار نرم‌شوندگی کمتر از دو مورد دیگر بوده است که احتمالاً دلیل آن همان پوشش قیری است که سطح دانه‌ها را پوشانده و دانه‌های نسبتاً صاف‌تری را ایجاد کرده و درگیری دانه‌ها را کاهش داده است. ولی به‌طور کلی، مقدار تنش باقیمانده در انتهای آزمایش برای هر سه نمونه تفاوت زیادی با هم نداشتند. همین‌طور دو نمونه‌ی طبیعی و بتن بازیافتی رفتار مشابهی داشتند. نمودار پوش گسیختگی مقاومت برشی پیشینه و باقی‌مانده در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود. زاویه‌ی اصطکاک پیشینه برای مصالح RCA، RAP و NA به ترتیب برابر با ۴۵، ۴۲/۵ و ۴۰/۶ درجه بوده است. در حالت باقیمانده، مقدار اخیر به ترتیب برابر با ۳۶/۵، ۳۶/۵ و ۳۵/۷ درجه بوده است. میزان چسبندگی برای مصالح NA برابر با ۲۴ کیلوپاسکال و برای مصالح بازیافتی RCA و RAP به ترتیب ۳۱/۲ و ۲۲ کیلوپاسکال بوده است. دلیل افزایش چسبندگی را می‌توان به وجود پوشش قیر روی سنگ‌دانه‌های RAP و همچنین ملات سیمان روی مصالح بتن خردشده‌ی RCA مرتبط دانست، که با اضافه شدن رطوبت، مقداری چسبندگی ظاهر می‌شود. هر چند این چسبندگی می‌تواند چسبندگی ظاهری (به دلیل تقریب خط پوش گسیختگی غیرخطی) هم باشد.

همچنین در شکل ۱۲، نتایج آزمایش برش مستقیم بر روی مصالح NA



شکل ۱۳. الف) منحنی مقاومت برشی - جابه‌جایی افقی، ب) منحنی جابه‌جایی قائم - جابه‌جایی افقی برای مصالح RCA با و بدون مسلح‌کننده.

برشی بیشینه‌ی RCA غیرمسلح برای سربارهای ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ کیلوپاسکال به ترتیب در جابه‌جایی‌های ۷، ۷ و ۹ میلی‌متر رخ داده است، که تقریباً نزدیک به هم هستند. در حالی که با مسلح‌کننده، مقاومت برشی بیشینه در جابه‌جایی‌های ۷ الی ۱۳ میلی‌متر رخ داده است. نکته‌ی دیگر در مصالح اخیر آن است که کاهش مقاومت در حالت غیرمسلح نسبت به مصالح طبیعی NA با شیب کمتری صورت گرفته و رفتار مصالح در حالت مسلح، تقریباً شبیه به حالت غیرمسلح بوده است. همچنین اختلاف مقاومت برشی بیشینه و باقی‌مانده در حالت مسلح و غیرمسلح کم بوده است. رابطه‌ی بین جابه‌جایی افقی در برابر جابه‌جایی عمودی نیز نشان از رفتار اتساعی است و در شرایط مسلح و در سطح تماس مشترک مصالح و ژئوگرید همانند مصالح طبیعی، مسئله تشدید شده است.

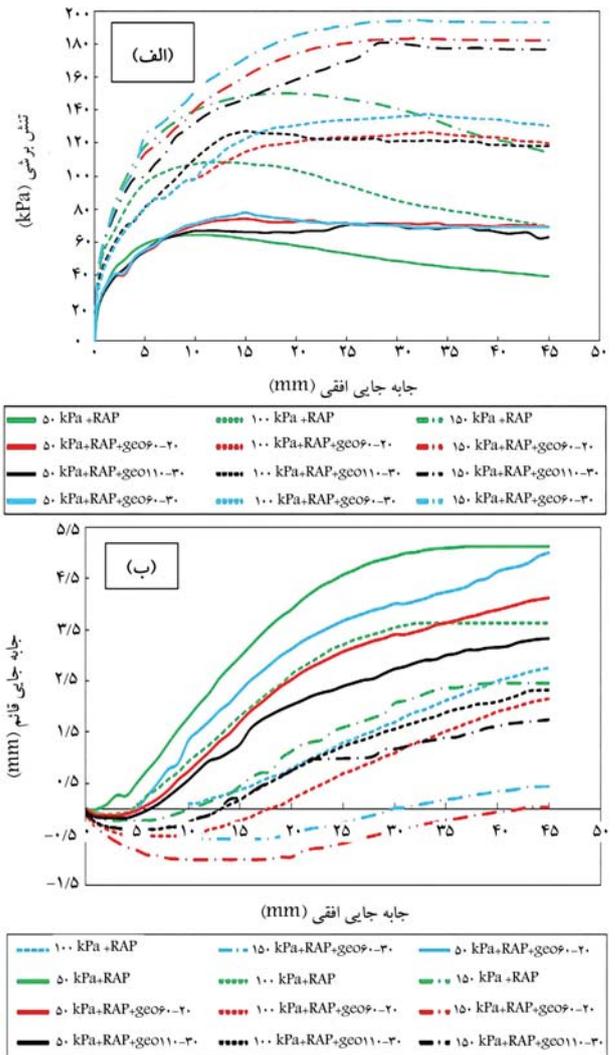
در شکل ۱۴ الف، نمودار مقاومت برشی در برابر جابه‌جایی افقی برای مصالح RAP در حالت مسلح و غیرمسلح مشاهده می‌شود. رفتار مصالح RAP نسبت به مصالح RCA و NA متفاوت است. مقاومت برشی مصالح RAP غیرمسلح تا جابه‌جایی افقی ۱۱ الی ۱۹ میلی‌متر افزایشی بوده و بعد از آن در جابه‌جایی‌های افقی بیشتر، مقدار کمی دچار افت شده است. در حالی که افت مقاومت نسبت

در حالت مسلح و غیرمسلح مشاهده می‌شود که با افزایش تنش نرمال، مقاومت برشی برای NA، NA+GP۱، NA+GP۲، NA+GP۳ افزایش یافته است. در نمونه‌ی غیرمسلح، با اعمال جابه‌جایی، مقاومت برشی افزایش یافته و پس از رسیدن به تنش برشی بیشینه در جابه‌جایی (تقریباً ۵ میلی‌متر)، در ادامه با افزایش جابه‌جایی (تقریباً تا ۲۳ میلی‌متر) مقاومت کاهش یافته و سپس تا پایان آزمایش روند ثابتی به خود گرفته است. رفتار اخیر، نشان‌دهنده‌ی رفتار نرم‌شونده است. شکل مذکور به وضوح نشان می‌دهد که مسلح ساختن نمونه‌ها باعث افزایش مقاومت برشی شده است. نکته‌ی قابل توجه این است که پس از مسلح کردن مصالح NA با ژئوگریدهای GP۱، GP۲ و GP۳، رفتار نمونه متفاوت از حالت مسلح نشده است، به طوری که در تنش‌های نرمال ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال، مقاومت برشی در جابه‌جایی تقریباً ۱۱ میلی‌متر به بیشینه‌ی خود رسیده است، ولی در تنش ۱۵۰ کیلوپاسکال در جابه‌جایی ۱۷ میلی‌متر به مقدار بیشینه رسیده است. همچنین رفتار مصالح از حالت نرم‌شونده تقریباً به حالت سخت‌شونده تبدیل شده است. مقاومت برشی بیشینه‌ی سطح تماس در تنش‌های نرمال ۵۰ و ۱۵۰ کیلوپاسکال در ژئوگرید GP۱ نسبت به ژئوگریدهای GP۲ و GP۳ بیشتر بوده است؛ در حالی که در تنش نرمال ۱۰۰ کیلوپاسکال، مقاومت‌های برشی تقریباً نزدیک به هم بوده‌اند. همان‌طور که بیان شد، سه عامل: اصطکاک دانه‌ها با سطح ژئوگرید، درگیری دانه‌های متراکم در داخل چشمه‌ها و نوارهای عرضی می‌توانند در میزان افزایش مقاومت نقش داشته باشند؛ اما دانستن اینکه کدام عامل نسبت به دیگری نقش بیشتری دارد، کمی پیچیده است. به‌طور کلی می‌توان دلیل افزایش مقاومت برشی در سطح مشترک را به درگیری دانه‌های متراکم با نوارهای عرضی و همچنین قفل و بست دانه‌های خاک داخل چشمه‌های ژئوگرید مرتبط دانست. یکی از عوامل تأثیرگذار و مهم که احتمالاً نقش اصلی را در افزایش مقاومت دارد، اصطکاک بین سنگ‌دانه‌ها و سطح ژئوگرید است. نسبت فضای خالی به سطح کل ژئوگرید برای ژئوگریدهای GP۱، GP۲ و GP۳ به ترتیب برابر با ۶۴/۰، ۷۴/۰ و ۷۲/۰ بوده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، نسبت مذکور برای ژئوگرید GP۱ کمتر بوده است، یعنی میزان فضای خالی کمتری داشته است که باعث شده مقاومت اصطکاک‌کی اثر بیشتری در افزایش مقاومت در ژئوگرید GP۱ داشته باشد. نمودار جابه‌جایی افقی در مقابل جابه‌جایی عمودی نمونه‌ها نشان می‌دهد که در ابتدای آزمایش، یک انقباض عمودی اولیه جزئی رخ داده و سپس نمونه شروع به افزایش حجم (اتساع) کرده است. مقدار اتساع در مصالح NA بدون مسلح‌کننده، کمتر از مقدار آن در سطح تماس بوده است. قفل و بست شدن دانه‌ها با ژئوگرید باعث رفتار اتساعی بیشتر شده است. با افزایش تنش نرمال، میزان اتساع کاهش یافته است. در واقع، در نمونه‌ی غیرمسلح، امکان لغزش و جابه‌جایی دانه‌ها در سطح برش راحت‌تر صورت می‌گیرد، در حالی که در حالت‌های مسلح، امکان لغزش دانه‌های گیر کرده در داخل چشمه‌ها به راحتی امکان ندارد و به ناچار دانه‌ها باید از داخل چشمه به سمت بالا حرکت و امکان لغزش و چرخش پیدا کنند که این عمل منجر به اتساع نمونه می‌شود. هر چند مقدار اتساع با افزایش سربار کاهش می‌یابد و در ژئوگریدهای مختلف به دلیل مقاومت‌های متفاوت سیم‌های عرضی باهم متفاوت است. در واقع، همین عامل باعث افزایش مقاومت هم می‌شود.

در شکل ۱۳، نتایج آزمایش برای نمونه‌ی RCA در حالت مسلح و غیرمسلح مشاهده می‌شود. نتایج تقریباً شبیه به مصالح طبیعی است. ولی نکته‌ی قابل توجه این است که در تنش‌های نرمال ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال، ژئوگرید GP۳ مقاومت بیشتری نسبت به ژئوگریدهای GP۱ و GP۲ و در تنش ۱۵۰ کیلوپاسکال ژئوگرید GP۱ نسبت به دو ژئوگرید دیگر مقاومت برشی بیشتری از خود نشان داده است. مقاومت

می‌رسد که به دلیل کوچک‌تر بودن چشمه‌ی ژئوگراید، بهترین قفل و بست ایجاد شده است. بنابراین ژئوگراید مانع از لغزیدن دانه‌ها بر روی یکدیگر شده و همین امر باعث افزایش درگیری دانه‌های داخل چشمه‌ها شده است. همچنین مصالح مذکور بالاترین اندرکنش (۱/۲۵) را با ژئوگراید GP۳ داشته‌اند. نمودار جابه‌جایی عمودی در برابر جابه‌جایی افقی در شکل ۱۴ ب نشان می‌دهد که برعکس دو مصالح قبلی، سطح مشترک آسفالت بازیافتی، رفتار انقباضی‌تری نسبت به خود مصالح داشته است. این اتفاق احتمالاً به دلیل وجود پوششی از لایه‌ی قیری در روی سنگدانه‌ها و صاف‌تر بودن سطح آن‌ها نسبت به دو مصالح قبلی است. در جدول ۵، خلاصه‌ی نتایج آزمایش‌ها با و بدون ژئوگراید ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزودن ژئوگراید، میزان مقاومت برشی افزایش یافته است. میزان افزایش درصد مقاومت در مصالح طبیعی (NA) با ژئوگراید GP۱ نسبت به ژئوگرایدهای GP۲ و GP۳ بیشتر بوده است، به طوری که در تنش نرمال ۱۵۰ کیلوپاسکال میزان افزایش مقاومت، ۲۰/۳۵٪ بوده است، که نسبت به تنش‌های نرمال ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال کمتر است. در حالی که افزایش درصد مقاومت در مصالح بازیافتی بتن (RCA) و آسفالت (RAP) با ژئوگراید GP۳ نسبت به ژئوگرایدهای GP۲ و GP۳ بیشتر است، به طوری که در مصالح بتنی و آسفالتی به ترتیب در تنش‌های نرمال ۱۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال، بیشترین افزایش درصد مقاومت را داشته است. بنابراین شاید مقایسه‌ی رفتار سه نوع مصالح مذکور چندان درست نباشد، چرا که شکل ذرات (دانه‌ها) و پوشش سطح سنگدانه‌ها، زبری و جنس پوشش سطح آن‌ها با یکدیگر متفاوت است. انتظار می‌رود سطح دانه‌های بتن بازیافتی زبرتر باشد (شکل ۱۰)، درعین‌حال پوشش سطح دانه‌ها شکننده‌تر باشد.

زبری سطح دانه‌ها باعث درگیری بیشتر آن‌ها با یکدیگر و ژئوگراید خواهد شد. همچنین سطح دانه‌های آسفالت صاف و دارای قیر است (شکل ۹) که درگیری بین دانه‌ها کمتر خواهد بود. بنابراین، اینکه اصطکاک بین دانه‌ها بیشتر است یا اصطکاک بین دانه‌ها - ژئوگراید، سؤال راحتی نیست؛ لذا رسیدن به نتیجه‌ی نهایی در مورد اثر نسبت سطح باز به کل ژئوگراید و یا اندازه‌ی چشمه‌ها، نیازمند آزمایش‌های بیشتر و دقیق‌تری است. ذکر این نکته لازم است که دانه‌های سه نوع مصالح نیز با یکدیگر متفاوت بوده و منشأ یکسانی نداشته‌اند. احتمالاً مصالح آسفالت بازیافتی در درازمدت، رفتار خزشی از خود نشان می‌دهند، لذا در مواردی که تغییرشکل‌های سازی خاکی محدودیت داشته باشد، باید به این موضوع توجه داشت؛ هر چند بحث خزش در مصالح بازیافتی و روند و مقدار آن نیاز به پژوهش‌های ویژه و بیشتری دارد، چرا که فقط سطح دانه‌ها با لایه‌ی قیر پوشیده شده است. مطالعات انجام شده در زمینه‌ی پارامترهای مقاومت برشی و اندرکنش مصالح بازیافتی با ژئوگراید بیشتر در بحث زیرساز جاده‌ها و روسازی انجام شده و تعداد خیلی کمی از پژوهشگران بر روی استفاده‌ی مجدد از مصالح بازیافتی در خاکریز دیوارهای خاک مسلح پرداخته‌اند. تفاوت پژوهش حاضر با پژوهش‌های انجام شده توسط سودپنگ^{۲۳} و همکاران (۲۰۲۰) و بودومچای^{۲۴} و همکاران (۲۰۲۱) این است که مصالح بازیافتی انتخاب شده، بومی هستند و همچنین با توجه به شرایط و اقلیم جغرافیایی، نوع منبع تولید نخاله‌های ساختمانی می‌تواند متفاوت باشد. ذکر این نکته ضروری است که هر یک از پژوهشگران اشاره شده، فقط روی یکی از مصالح بازیافتی مطالعه کرده‌اند، در حالی که در پژوهش حاضر هر دو نوع مصالح بازیافتی (آسفالت و بتن بازیافتی) و مصالح طبیعی برای مقایسه استفاده شده‌اند. همچنین تفاوت‌هایی از نظر دانه‌بندی مصالح و نوع ژئوگراید با نوشتارهای ذکر شده وجود دارد.



شکل ۱۴. الف) منحنی مقاومت برشی - جابه‌جایی افقی، ب) منحنی جابه‌جایی قائم - جابه‌جایی افقی برای مصالح RAP با و بدون مسلح‌کننده.

به دو مصالح دیگر با شیب خیلی ملایمی کاهش پیدا کرده است. وقتی مصالح با ژئوگراید، مسلح شده‌اند، افزایش مقاومت در جابه‌جایی‌های بزرگ‌تری رخ داده و با روند نسبتاً ثابت تا جابه‌جایی ۴۵ میلی‌متر ادامه یافته است. به عبارتی دیگر، رفتار سطح مشترک در مصالح ذکر شده، سخت‌شونده بوده است. مصالح RAP مقاومت برشی بالاتری با ژئوگراید GP۳ داشته‌اند. نسبت BGG/D۵۰ برای ژئوگرایدهای GP۱، GP۲ و GP۳ به ترتیب برابر با ۶/۶۳، ۶/۶۳ و ۵/۳ بوده است. در شکل ۹، تصاویر الکترونی (SEM) از سنگدانه‌های آسفالت بازیافتی مشاهده می‌شود. با توجه به تصاویر مذکور، وجود قیر در سطح دانه‌ها می‌تواند نتایج متفاوتی نسبت به سنگدانه‌های بتنی و طبیعی از خود نشان دهد. با توجه به نتایج در حالت غیرمسلح، احتمالاً وجود قیر در سطح سنگدانه‌ها باعث نرم‌تر شدن سنگدانه‌ها شده و همین امر باعث کاهش اصطکاک دانه به دانه شده و به دنبال آن مقاومت برشی کاهش یافته است؛ در صورتی که هنگام مسلح کردن با ژئوگراید، در مقاومت برشی سطح تماس، افزایش قابل توجهی رخ داده است. مصالح آسفالتی با ژئوگراید GP۳، مقاومت برشی سطح تماس بیشتری را ایجاد کرده‌اند و همچنین مقدار فضای خالی برای ژئوگراید GP۳، ۷۲/۰٪ بوده است. این‌طور به نظر

جدول ۵. مقادیر پارامترهای مقاومت برشی.

چسبندگی $kPa (c)$		زاویه اصطکاک (φ) (درجه)		مصالح
باقیمانده	بیشینه	باقیمانده	بیشینه	
۳/۷	۲۴	۳۶	۴۵	NA
۱۰	۲۹	۴۶/۹	۴۷/۳	NA + geo $6^{\circ}/2^{\circ}$
۱۵	۲۴	۴۷/۶	۴۸/۸	NA + geo $11^{\circ}/3^{\circ}$
۲۳	۲۲	۴۳/۵	۴۹/۷	NA + geo $6^{\circ}/3^{\circ}$
۱	۳۱/۲	۳۶/۶	۴۲/۷	RCA
۲۴/۷	۳۷/۷	۴۱/۶	۴۹/۶	RCA + geo $6^{\circ}/2^{\circ}$
۱۶	۱۵	۴۶	۵۲	RCA + geo $11^{\circ}/3^{\circ}$
۲۴/۷	۳۷/۷	۴۴/۷	۵۱/۱	RCA + geo $6^{\circ}/3^{\circ}$
۴	۲۲	۳۶/۷	۴۰/۶	RAP
۱۱	۱۹	۴۸	۴۷	RAP + geo $6^{\circ}/2^{\circ}$
۵/۵	۱۹	۴۸/۶	۴۷/۶	RAP + geo $11^{\circ}/3^{\circ}$
۶/۷	۲۰	۵۰	۴۹/۲	RAP + geo $6^{\circ}/3^{\circ}$

جدول ۶. مقادیر ضریب اندرکنش سطح تماس مصالح با ژئوگریدهای مصرفی.

میانگین	تنش نرمال (kPa)			نمونه
	۱۵۰	۱۰۰	۵۰	
۱/۱	۱/۱	۱/۱۱	۱/۱۲	NA + geo $6^{\circ}/2^{\circ}$
۱/۲۱	۱/۲	۱/۱۹	۱/۱۶	NA + geo $11^{\circ}/3^{\circ}$
۱/۱۱	۱/۱۴	۱/۱۲	۱/۰۹	NA + geo $6^{\circ}/3^{\circ}$
۱/۲۵	۱/۲۶	۱/۲۵	۱/۲۵	RCA + geo $6^{\circ}/2^{\circ}$
۱/۱۳	۱/۲۲	۱/۱۵	۱/۰۲	RCA + geo $11^{\circ}/3^{\circ}$
۱/۲۹	۱/۳۲	۱/۲۹	۱/۲۸	RCA + geo $6^{\circ}/3^{\circ}$
۱/۱۸	۱/۲۲	۱/۱۷	۱/۱۵	RAP + geo $6^{\circ}/2^{\circ}$
۱/۱۸	۱/۲۲	۱/۱۷	۱/۱۵	RAP + geo $11^{\circ}/3^{\circ}$
۱/۲۵	۱/۲۹	۱/۲۶	۱/۲۱	RAP + geo $6^{\circ}/3^{\circ}$

همان‌طور که مشخص است، مصالح بازیافتی، کمینه‌ی پارامترهای مقاومت برشی را زمانی که با ژئوگرید مسلح می‌شوند، تأمین می‌کنند. ضریب اندرکنش بین خاکریز و مسلح‌کننده، یکی از پارامترهای کلیدی در طراحی سازه‌های خاک مسلح است و می‌تواند به عنوان ضریب اصطکاک خاک مسلح بیان شود. ضریب اندرکنش را می‌توان به‌عنوان نسبت بیشینه‌ی مقاومت برشی در حالت مسلح به بیشینه‌ی مقاومت برشی در حالت غیرمسلح طبق رابطه‌ی ۱ تحت همان فشار نرمال (σ) تعریف کرد. از آنجا که هر آزمایش برش مستقیم، ۳ بار و تحت ۳ سربار مختلف و شرایط مشابه انجام شده است، ضریب اندرکنش از میانگین سه سربار ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ کیلوپاسکال به‌دست آمده است. اندرکنش بین مسلح‌کننده و خاکریز خاک مسلح باعث می‌شود که دیوارهای خاک مسلح، بارگذاری و تغییرشکل قابل توجهی را تحمل کنند و مانند یک واحد انعطاف‌پذیر عمل

۷. پارامترهای مقاومت برشی سطح تماس و ضریب اندرکنش

پارامترهای مقاومت برشی، در حالت مسلح و غیرمسلح در جدول ۶ ارائه شده‌اند. پارامترهای مذکور با رسم پوش گسیختگی براساس نتایج آزمایش برش مستقیم به دست آمده‌اند. همان‌طور که در جدول اخیر مشاهده می‌شود، مصالح طبیعی در حالت غیرمسلح نسبت به مصالح بازیافتی به دلیل تیزگوشگی و زبری سطح دانه‌های آن، بیشترین زاویه‌ی اصطکاک داخلی را داشته و زمانی که مسلح‌کننده اضافه شده است، زاویه‌ی اصطکاک سطح تماس افزایش یافته است. خاک‌های دانه‌ی منبسط‌شده و ماسه‌ی متراکم، معمولاً دارای مقادیر زاویه‌ی اصطکاک بیشینه‌ی ۴۰ تا ۴۸ درجه و مقادیر زاویه‌ی اصطکاک باقیمانده ۳۲ الی ۳۶ درجه هستند.^[۳۰]

جدول ۷. خلاصه‌ی نتایج آزمایش برش مستقیم با و بدون مسلح‌کننده.

نمونه	مسلح‌کننده	مقاومت برشی بیشینه			جابه‌جایی متناظر با مقاومت			افزایش مقاومت (%)		
		(kPa)			برشی بیشینه (mm)					
		۱۵۰	۱۰۰	۵۰	۱۵۰	۱۰۰	۵۰	۱۵۰۰	۱۰۰	۵۰
	NA	۱۷۲/۷	۱۲۱	۷۵/۵	۶	۴	۵	-	-	-
مصالح طبیعی	NA+GP۱	۲۰۷	۱۴۵	۸۷	۱۷	۹	۱۰	۲۰/۳۵	۱۹	۱۶
	NA+GP۲	۱۹۲	۱۳۸	۸۳	۱۱	۱۲	۹	۱۱/۶۲	۱۴	۱۰
	NA+GP۳	۲۰۳	۱۳۵	۸۵	۱۳	۱۱	۱۴	۱۸	۱۱/۵	۱۳/۳
مصالح بتنی باز یافتی	RCA	۱۶۸	۱۲۶/۷	۷۶	۹	۷	۶	-	-	-
	RCA+GP۱	۲۱۰	۱۴۹	۷۹	۷	۱۰	۷	۲۵	۱۸/۲۵	۵/۳
	RCA+GP۲	۲۱۶	۱۵۰	۹۹	۷	۸	۹	۲۸/۶	۱۹	۳۲
	RCA+GP۳	۲۲۲	۱۶۳	۹۷	۱۰	۱۳	۱۷	۳۲	۲۹/۴	۲۹/۳
مصالح آسفالتی باز یافتی	RAP	۱۵۰	۱۰۸	۶۴	۱۹	۱۲	۱۱	-	-	-
	RAP+GP۱	۱۸۰	۱۲۷	۷۱	۲۹	۱۶	۲۶	۲۰	۱۷/۵	۱۱
	RAP+GP۲	۱۸۳	۱۲۶	۷۴	۳۲	۳۳	۱۵	۲۲	۱۶/۶	۱۵/۶
	RAP+GP۳	۱۹۴	۱۳۷	۷۸	۳۲	۳۳	۱۵	۲۹/۳	۲۶/۸۵	۲۱/۸

کنند. [۳۱]

$$\alpha = T_{rience} / T_{unreinforce} \quad (1)$$

که در آن، α ضریب مقاومت برشی سطح تماس، T_{rience} مسلح شده و $T_{unreinforce}$ مسلح نشده به ترتیب مقاومت برشی بیشینه‌ی سطح تماس بین نمونه‌ی خاکی و ژئوگرید و نمونه‌ی خاک خالی است. در صورتی که ضریب اندرکش کمتر از ۰/۵ باشد، بدین معنی است که پیوند بین خاک و ژئوسنتتیک، ضعیف و اگر بیشتر از ۱ باشد، اتصال قوی بین خاک و ژئوسنتتیک برقرار است. [۳۱] در جدول ۷، مقادیر ضریب مقاومت برشی سطح تماس ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، ضریب مذکور برای هر سه مصالح بزرگ‌تر از ۱ است که بیانگر اندرکش قوی بین مصالح و ژئوگریدهاست.

۸. تأثیر مقاومت کششی ژئوگرید در مقاومت برشی

اندرکنش

تأثیر مقاومت کششی ژئوگرید در مقاومت برشی سطح تماس با مقایسه‌ی نتایج آزمایش با ژئوگریدهای GPGRID۱۱۰/۳۰ و GPGRID۶۰/۲۰ در شکل ۱۵ برای مصالح NA، RCA و RAP مشاهده می‌شود. مقاومت کششی در جهت

۹. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، به کمک آزمایش برش مستقیم بزرگ‌مقیاس، ابتدا رفتار برشی دو نوع مصالح باز یافتی به عنوان جایگزین مصالح طبیعی، شامل: بتن و آسفالت باز یافتی در کنار یک مصالح طبیعی با دانه بندی مشابه و با طبقه بندی ماسه‌ی خوب دانه بندی شده بررسی شده است. سپس رفتار سطح مشترک مصالح مذکور با سه نوع ژئوگرید با هدف استفاده از مصالح باز یافتی در دیوارهای حائل خاک مسلح

بررسی شده است. اهم نتایج حاصل به این شرح است:

۱. مصالح بازیافتی شامل بتن و آسفالت خرد شده دارای مقاومت برشی خوبی هستند و می توانند با ملاحظات به عنوان جایگزین مصالح طبیعی در دیوارهای حائل خاک مسلح استفاده شوند، هر چند رفتار برشی آن‌ها کمی متفاوت است. مصالح آسفالت بازیافتی نسبت به مصالح طبیعی و بتن بازیافتی، مقاومت برشی کمتری دارند. دلیل این امر را می توان به وجود پوشش قیر بر روی سنگدانه های آسفالت بازیافتی نسبت داد که باعث کاهش اصطکاک می شود. به دلیل اینکه لایه ی سطحی مصالح آسفالتی، نرم تر است، لذا رفتار حجمی آن انقباضی تر از مصالح طبیعی و بتن بازیافتی است.

۲. به طور کلی درگیری مناسب مصالح دانه یی بازیافتی با ژئوگرید، منجر به افزایش مقاومت برشی سطح مشترک مصالح مذکور و ژئوگرید نسبت به خود مصالح شده است. رفتار برشی مصالح طبیعی و بتن از حالت نرم شونده کمی به حالت سخت شونده در سطح مشترک تبدیل شده است. این روند در مورد آسفالت شدیدتر بوده است. همچنین رفتار حجمی سطح مشترک مصالح طبیعی و بتن بازیافتی با ژئوگرید، اتساعی تر از خود مصالح بوده است، این موضوع در مورد آسفالت به دلیل وجود پوشش قیر بر سطح دانه ها که باعث صاف تر شدن سنگ دانه ها می شود، برعکس است. با افزودن ژئوگرید، مقاومت برشی سطح تماس مصالح آسفالتی به دلیل درگیری بیشتر دانه ها در چشمه های ژئوگرید و جلوگیری از لغزیدن دانه ها بر روی یکدیگر افزایش یافته است.

۳. به طور کلی، مصالح بازیافتی بتن و آسفالت، کمینه ی پارامترهای مقاومت برشی را زمانی که با ژئوگرید مسلح می شوند، تأمین می کنند. همچنین ضریب اندرکش سطح مشترک مصالح بازیافتی بتن و آسفالت با ژئوگرید بیشتر برابر با ۱ بوده است که نشان از اصطکاک و درگیری مناسب آن‌ها دارد.

۴. مقاومت کششی ژئوگریدها تأثیر زیادی در مقاومت برشی سطح تماس مشترک بین مصالح و ژئوگرید ندارد؛ زیرا گسیختگی ژئوگرید در پایان آزمایش برش مستقیم مشاهده نشده است.

در انتها باید یادآور شد در استفاده از مصالح بازیافتی مذکور، مخصوصاً آسفالت بازیافتی، باید به رفتار خزشی آن‌ها توجه کرد.

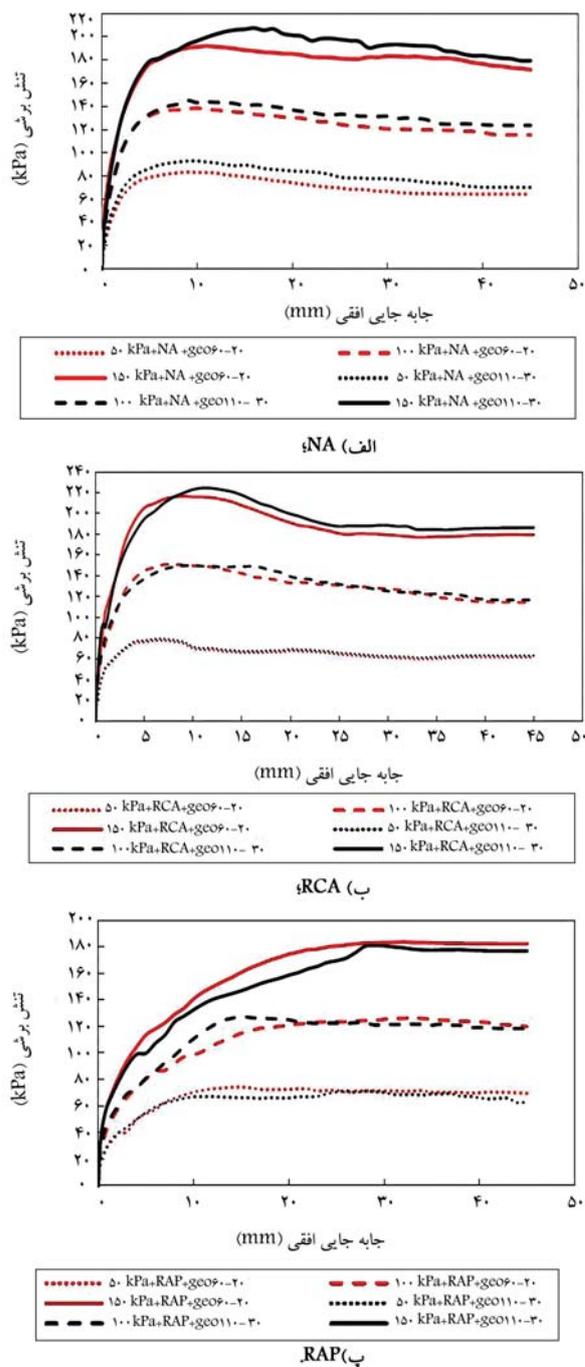
تقدیر و تشکر

در نهایت، از شرکت ژئوپارسیان به دلیل تولید و در اختیار گذاشتن ژئوگریدهای استفاده شده در پژوهش حاضر، تشکر و قدردانی می شود.

پانویسها

1. land fill
2. recycled concrete aggregate (RCA)
3. reclaimed asphalt pavement (RAP)
4. large direct shear test

5. Geogrid
6. interface
7. Touahamia
8. Rathje
9. mechanically stabilized earth (MSE)
10. Liu



شکل ۱۵. تأثیر مقاومت کششی ژئوگرید در مقاومت برشی سطح تماس.

11. Arulrajah
12. construction & demolition
13. crushed brick
14. peak
15. residual
16. construction and demolition waste (CDW)
17. waste soil
18. Suddepong
19. Udomchai
20. natural materials (NA)
21. reinforced soil slopes
22. relative compaction (RC)
23. Suddepong
24. Udomchai

منابع (References)

1. Oikonomou, N.D. "Recycled Concrete aggregates", *Cement and Concrete Composites*, **27**(2), pp. 315-318 (2005).
2. Touahamia, M., Sivakumar, V. and McKelvey, D. "Shear strength of reinforced-recycled material", *Construction and Building Materials*, **16**(6), pp. 331-339 (2002).
3. Nejad, M. "Program for recycling construction debris of worn tissue renovation projects using software HAZUS (Sangolch neighborhood, 12th District of Tehran), 2ed Conference on Environmental Planning and Management, (in Persian) (2012).
4. <https://pasmand.tehran.ir>
5. Bakeer, R., Abdel-Rahman, A.H. and Napolitano, P.J. "Geotextile friction mobilisation during field pullout test", *Geotext. Geomembranes*, **16**, pp. 73-85 (1998).
6. Palmeira, E.M. "Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis", *Geotextiles and Geomembranes*, **27**(5), pp. 368-390 (2009).
7. Suddepong, A., Sari, N., Horpibulsuk, S. and et al. "Interface shear behaviours between recycled concrete aggregate and geogrids for pavement applications", *International Journal of Pavement Engineering*, **21**(2), pp. 228-235 (2020).
8. Jewell, R.A., Milligan, G.W.E. and Dubois, D. "Interaction between soil and geogrids", *Polymer Grid Reinforcement*, Thomas Telford Publishing, pp. 1830 (1984).
9. Rathje, E., Rauch, A., Trejo, D. and et al. "Evaluation of crushed concrete and recycled asphalt pavement as backfill for mechanically stabilized earth walls", *CTR Technical Report 0-4177-3* (2006).
10. Liu, C.N., Zornberg, J.G. and Chen, T.C. "Behavior of geogrid-sand interface in direct shear mode", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **135**(12), pp. 1863-1871 (2009).
11. Arulrajah, A., Rahman, M.A., Piratheepan, J. and et al. "Evaluation of interface shear strength properties of geogrid-reinforced construction and demolition materials using a modified large-scale direct shear testing apparatus", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **26**(5), pp. 974-982 (2014).
12. Soleimanbeigi, A., Tanyu, B.F., Aydilek, A.H. and et al. "Evaluation of recycled concrete aggregate backfill for geosynthetic-reinforced MSE walls", *Geosynthetics International*, **26**(4), pp. 396-412 (2019).
13. Soleimanbeigi, A. and Likos, W. "Mechanical properties of recycled concrete aggregate and recycled asphalt pavement reinforced with geosynthetics", In *Geo-Congress 2019: Earth Retaining Structures and Geosynthetics* (pp. 284-292), Reston, VA: American Society of Civil Engineers (Mar. 2019).
14. Mehrjardi, G.T., Azizi, A., Haji-Azizi, A. and et al. "Evaluating and improving the construction and demolition waste technical properties to use in road construction", *Transportation Geotechnics*, **23**(7), pp. 1-13 (2020).
15. Udomchai, A., Hoy, M., Suddepong, A. and et al. "Generalized interface shear strength equation for recycled materials reinforced with geogrids", *Sustainability*, **13**(16), pp. 1-16 (2021).
16. Silva, R.V., Brito, J. and Dhir, R.K. "Properties and composition of recycled aggregates from construction and demolition waste suitable for concrete production", *Construction and Building Materials*, **65**, pp. 201-217 (2014).
17. Rao, A., Jha, K.N. and Misra, S. "Use of aggregates from recycled construction and demolition waste in concrete", *Resources, Conservation and Recycling*, **50**(1), pp. 71-81 (2007).
18. Herrador, R., Perez, P. and Garach, L. "Use of recycled construction and demolition waste aggregate for road course surfacing", *Journal of Transportation Engineering*, **138**(2), pp. 182-190 (2011).
19. Poon, C.S. and Chan, D. "Feasible use of recycled concrete aggregates and crushed clay brick as unbound road sub-base", *Construction and Building Materials*, **20**(8), pp. 578-585 (2006).
20. FHWA, "Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes", In: Berg, R.R. Christopher, B.R. Samtani, N.C. (Eds.), *FHWA-NHI-10e024*, Federal Highway Administration, USA (2010).
21. Publication No. 101, "Technical and General Specifications of the Road", Second Review, Vice President for Strategic Planning and Supervision (in Persian) (2013).
22. ASTM D422-87, "Standard test method for particle-size analysis of soils (Withdrawn 2016)", *ASTM International* (2016).
23. ASTM D1557, "Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³))", *ASTM International* (2012).
24. ASTM 854-87 D, "Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer", *ASTM International* (2016).
25. ASTM C127, "Test method for specific gravity and absorption of coarse aggregate 2", *ASTM International* (2015).
26. ASTM C128-15, "Standard test method for relative density (Specific Gravity) and absorption of fine aggregate", *ASTM International* (2015).

27. ASTM D4972-19, "Standard test methods for pH of soils", ASTM International (2013).
28. ASTM D5321, Standard test method for determining the coefficient of soil and geosynthetic or geosynthetic and geosynthetic friction by the direct shear method", ASTM Designation: D5321-02. ASTM (2002).
29. Moradi, D., *Comprehensive Handbook of soil Mechanics soil Engineering and Geotechnics Laboraories* (2019).
30. Sivakugan, N. and Das, B.M. "Geotechnical engineering: a practical problem solving approach", *Fort Lauderdale, FL: J. Ross Publishing* (2010).
31. Berg, R., Christopher, B. and Samtani, N. "Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes-volume I", Federal Highway Administration (FHWA), Washington D.C. (2009).

مدل‌سازی عددی سه‌بعدی تونل‌های ژئوترمال و میزان انرژی دریافتی

سید رائف شیخ احمدی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

محمد امیر کیانی فردوئی (دانشجوی دکتری)

محمد علیایی* (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۱ (دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۳۱-۵۰، پژوهشی)

امروزه با گسترش تونل‌های قطار شهری، تأمین گرمایش و سرمایش ایستگاه‌ها، اهمیت بسیار زیادی دارد. انرژی زمین‌گرمایی کم‌عمق، به عنوان یک انرژی تجدیدپذیر توانسته است به مقدار قابل توجهی در کاهش انرژی موردنیاز برای تأمین تهویه و گرمایش - سرمایش ایستگاه‌های قطار شهری کمک کند. میزان انرژی دریافتی از سیستم نوین ذکر شده در ارزیابی اقتصادی طرح اهمیت بسزایی دارد. از این رو، در پژوهش حاضر سعی شده است با ارائه یک مدل‌سازی المان محدود، میزان انرژی دریافتی در تونل‌های مجهز به سیستم مبادله‌گر حرارتی در ۱۶ روز بررسی شود. پس از صحت‌سنجی مدل‌سازی صورت گرفته، اثر پارامترهای مختلف مدل‌سازی در دو حالت عایق و غیرعایق بررسی شده است. در شرایط غیرعایق، میزان توان انرژی خروجی وابسته به شرایط حاکم بر فضای داخلی تونل است. براساس نتایج به دست آمده در هر دو شرایط عایق و غیرعایق، تحت تأثیر عملیات مستمر استخراج انرژی، توان انرژی خروجی با گذشت زمان کاهش یافته است.

واژگان کلیدی: تونل قطار شهری، انرژی زمین‌گرمایی کم‌عمق، مدل‌سازی المان محدود، سیستم مبادله‌گر حرارتی، بررسی پارامتریک.

sheikhahmadiraef@modares.ac.ir
m.kianifordoei@modares.ac.ir
m.olyaei@modares.ac.ir

۱. مقدمه

با توجه به گسترش روزافزون صنایع در جهان و رشد جوامع بشری، تأمین انرژی یکی از مسائل مهم در کشورهای توسعه‌یافته و در حال توسعه است. در حال حاضر، یکی از منابع اصلی تأمین انرژی، سوخت‌های فسیلی هستند.^[۱] یکی از منابع انرژی تجدیدپذیر، انرژی زمین‌گرمایی^۱ است. بدین صورت که دمای زمین در عمقی برابر با ۱۰ تا ۱۵ متر از سطح زمین، مستقل از دمای سطح زمین می‌شود و از آنجا تا حدود ۵۰ متر، در تمام سال دمایی بین ۱۰ تا ۱۵ درجه سانتی‌گراد خواهد داشت. یک سیستم زمین‌گرمایی کم‌عمق از سه جزء اصلی سازه‌ی خاکی^۲، لوله‌ی مبادله‌گر حرارتی و پمپ حرارتی تشکیل می‌شود. سازه‌ی خاکی می‌تواند شامل: پی‌های سطحی، شمع‌های حفاری شده، دیوارهای دیاگرامی، پوشش‌های تونل^۳، مهارهای تونل‌های NATM و خطوط لوله‌ی انتقال فاضلاب باشد.^[۲]

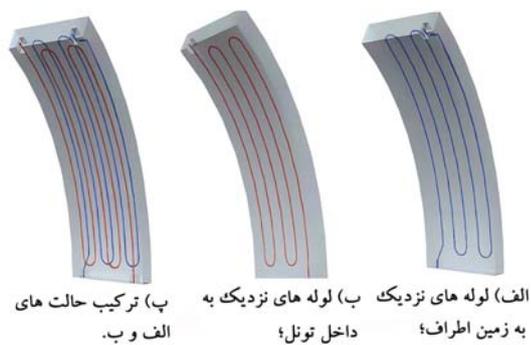
در دهه‌های اخیر، استفاده از پوشش تونل‌ها کاربرد گسترده‌تری یافته است. در مقایسه با سایر سازه‌های خاکی، تونل‌های انرژی دو تفاوت عمده دارند: اولاً، طول بسیار زیاد تونل‌ها در زمین باعث می‌شود که ارتباط خاک با سازه‌ی خاکی، مقادیر بسیار زیادی داشته باشد و بتوان انرژی زیادی از سطح تماس تونل و خاک به

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۵/۳۱، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۱/۱۹، پذیرش ۱۴۰۰/۱۱/۲۳

DOI:10.24200/J30.2022.58760.3001

سیوان^۵ و همکاران (۲۰۱۸)، براساس عملکردی که از پمپ‌های حرارتی زمین



شکل ۱. جایگیری مختلف چینش لوله‌ها.^[۹]

در شهر تورین ایتالیا، سه نوع جایگیری لوله‌ی متفاوت در داخل پوشش تونل، مطابق شکل ۱ ارائه دادند.

الف) لوله‌ها به زمین اطراف نزدیک‌تر هستند و بیشتر تبادل گرمایی با زمین انجام می‌شود.

ب) لوله‌ها به محیط داخلی تونل نزدیک‌تر هستند و بیشتر تبادل گرمایی با هوای داخل تونل انجام می‌شود.

پ) چینش دوگانه‌ی لوله‌ها که می‌توان به طور همزمان از مزایای دو مورد اخیر استفاده کرد.

انتخاب کارآمدترین نوع جایگیری بستگی به هدف دارد. در مورد تونل‌های شهری، فضای سطح زمین، یک محیط شهری است. در نتیجه نیاز به استخراج، تزیین و ذخیره‌ی گرما در زمین برای تهویه‌ی ساختمان‌ها، هدف اصلی است. پس مورد الف) برای این منظور مناسب است؛ اما در برخی تونل‌ها مورد الف) باعث محدود کردن انتقال طولانی‌مدت گرمای ناشی از حمل و نقل به زمین اطراف و در مواردی دیگر باعث افزایش دمای داخل تونل، به علت گرمای حاصل از اصطکاک رفت و آمد قطارها می‌شود. در نتیجه، آن دسته از تونل‌هایی که دمای هوای داخل آن‌ها باید کاهش یابد (مانند تونل‌های کوهستانی)، مورد ب) مناسب‌تر است.^[۹] از منظر اقتصادی، هزینه‌ی فعال‌سازی سیستم تبادل گرمایی در یک تونل، تقریباً ۱ تا ۲ درصد هزینه‌ی ساخت آن است.^[۱۰] تونل‌های حرارتی در مقایسه با گمانه‌های انرژی، می‌توانند ۷۳٪ انرژی حرارتی بیشتری ذخیره کنند.^[۱۱] همچنین عمر عملکرد سیستم‌های سنتی، مانند گمانه‌ها یا تک‌شمع‌های انرژی، ۵ تا ۱۵ سال است، در حالی که مدت خدمت‌رسانی تونل‌های انرژی بسیار بیشتر است.^[۱۲]

۲. تونل‌های مبادله‌گر حرارتی

برای مدل عددی و صحت‌سنجی آن از مدل مطالعات کازین^{۱۴} و همکاران (۲۰۱۹)، استفاده شده است.^[۱۳] از مدل‌سازی عددی برای بهسازی خطوط موجود و ساخت خطوط تونل جدید در پروژه‌ی Grand Paris Express در شهر پاریس فرانسه استفاده شده است. تونل مذکور در مجموع ۱۶۲ کیلومتر طول دارد که در شکل ۲، پروفیل خاک و عمق قرارگیری تونل مشخص شده است. مدل‌سازی صورت گرفته، یک تونل مبادله‌گر حرارتی سه‌بعدی است که توسط نرم‌افزار COMSOL v5/5 Multiphysics به روش المان محدود و با فرمولاسیون ترموهیدرولیک تحلیل شده است.

منبع (GSHP)^۶ مشاهده کردند، نشان دادند که بازدهی این پمپ‌ها تا مقدار زیادی وابسته به شکل اجرای مبادله‌گرهای حرارتی و خصوصیات سیال است.^[۵] در پژوهش بارالیس^۷ و همکاران (۲۰۲۰)، بازدهی حرارتی تونل دوقلوی مترو در ورشو لهستان برای مدت ۳ سال برداشت گرما از زمین در زمستان بررسی شده است.^[۶] بر این اساس مشخص شد که اثر چینه‌شناسی زمین در انرژی استخراج شده، وابسته به تغییرات فصلی است. اگرچه در حالت گرم‌کنندگی (فصل زمستان)، تأثیر چینه‌شناسی زمین ناچیز است؛ اما در تابستان و در حالت خنک‌کنندگی، افزایش قابل توجهی (۴۵٪) در انرژی استخراج شده در خاک ماسه‌یی نسبت به خاک رسی مشاهده می‌شود، به‌خصوص اگر جریان آب زیرزمینی وجود داشته باشد. فرانزیوس^۸ و همکاران (۲۰۱۱)، میزان انرژی دریافتی از پوشش تونل‌های مرحله‌یی^۹ را در سه حالت مختلف عملیات پمپ حرارتی به این شرح بررسی کرده‌اند:

الف) پمپ حرارتی دائماً در حال کار باشد.

ب) پمپ حرارتی در ساعاتی محدود در حال کار باشد و در ماه‌های جولای و آگوست (در محدوده‌ی فصل تابستان) خاموش باشد.

پ) پمپ حرارتی به‌صورت ترکیبی با سیستم گرمایش - سرمایش اصلی سازه و فقط در ماه‌های جولای و آگوست کار کند.

در حالت الف) و با ورود سیال با دمایی کمتر از دمای اولیه‌ی خاک به لوله‌ها و استخراج انرژی حرارتی به میزان ۱۰ وات بر مترمربع از خاک مشاهده شد که دمای خاک ناگهان به صفر درجه سانتی‌گراد می‌رسد. با توجه به اینکه جریان آب زیرزمینی وجود ندارد، گرمای موجود در خاک ظرف مدت ۳ ماه تخلیه می‌شود. در حالت ب)، تقریباً در سال فقط ۱۵۰ ساعت از سیستم زمین‌گرمایی استفاده می‌شود و در نتیجه می‌توان مشاهده کرد که گرمای زمین با نرخ بسیار کمتری نسبت به حالت الف) کاهش می‌یابد و هرگز دمای خاک به صفر درجه سانتی‌گراد نمی‌رسد. در حالت پ)، با توجه به اینکه سیستم در ماه‌های مربوط به تابستان فعال است، گرمایی به میزان ۱۰ وات بر مترمربع به زمین تزریق می‌شود (که نشان‌دهنده‌ی خنک کردن ساختمان است) و این گرما برای ماه‌های سرد سال ذخیره می‌شود. از مقایسه‌ی نتایج اخیر می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از تونل انرژی به صورت فصلی، بازدهی بهتری دارد.^[۷]

در پژوهش لی^{۱۰} و همکاران (۲۰۱۲)، از نوع جدیدی از سیستم مبادله‌گر حرارتی در تونل‌ها با عنوان ژئوتکتستایل انرژی^{۱۱} استفاده شد. ژئوتکتستایل انرژی به مجموعه‌ی لوله‌های مبادله‌گر حرارتی، شاتکریت، و لایه‌ی زهکش گفته می‌شود. لوله‌های مبادله‌گر حرارتی در بین لایه‌های شاتکریت و زهکش تونل قرار می‌گیرند و سه نوع چینش مختلف را می‌توان برای لوله‌های مبادله‌گر حرارتی آن در نظر گرفت:

الف) چینش عمود بر محور تونل با طول لوله‌ی ۶۰/۲ متر؛

ب) چینش موازی با محور تونل با طول لوله‌ی ۶۱/۲ متر؛

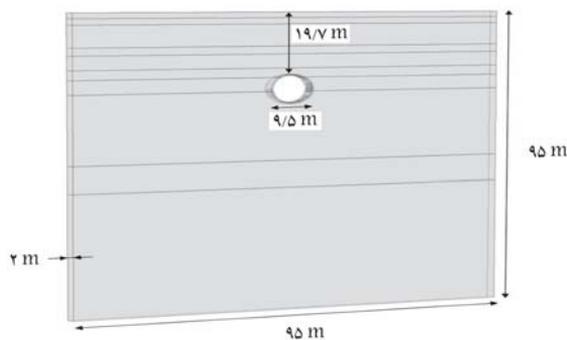
پ) چینش مارپیچ لوله‌ها با طول ۱۷۳ متر.

لی و همکاران (۲۰۱۲)، نشان دادند که چینش عمود بر محور تونل به‌طور نسبی بازدهی حرارتی بیشتری نسبت به دو نوع دیگر چینش دارد. چینش مارپیچ، که تقریباً سه برابر چینش‌های دیگر طول لوله‌ی کارگذاری شده در پوشش را داشته است، کمترین توان به‌دست آمده را در واحد طول لوله‌ها نشان داده است. علت این بازدهی کم به دلیل سوء تأثیر نزدیکی لوله‌ها به همدیگر و تداخل مناطق نفوذ حرارتی آن‌ها با یکدیگر است.^[۸] بارالا^{۱۲} و همکاران (۲۰۱۸)، برای تونل اینزتون^{۱۳}

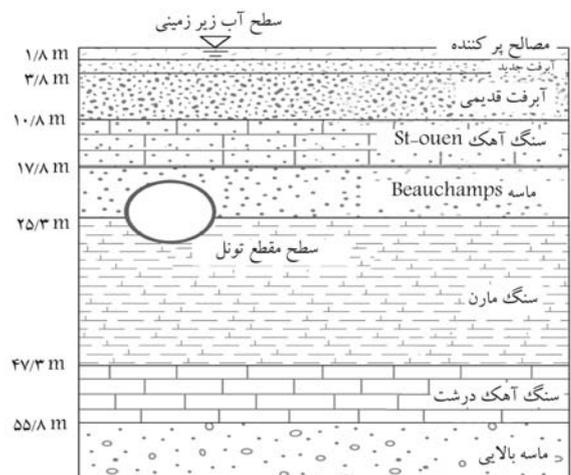
جدول ۱. مشخصات حرارتی پروفیل خاک، بتن و لوله. [۱۳]

ماده	ضریب رسانش حرارتی (λ) $W/m \cdot ^\circ C$	ظرفیت گرمایی ویژه (C_p) $J/kg \cdot ^\circ C$	جرم مخصوص (ρ) kg/m^3
مصالح پرکننده	۰/۶	۷۹۰	۱۹۰۰
آبرفت جدید	۱/۴	۱۲۱۰	۱۹۰۰
آبرفت قدیمی	۲/۳	۱۲۶۰	۱۹۰۰
سنگ آهک St-ouen	۲/۳	۱۳۳۳	۱۸۰۰
ماسه Beauchamps	۲/۳	۱۱۴۰	۲۱۰۰
سنگ مارن	۲/۱	۱۱۰۰	۲۰۰۰
سنگ آهک درشت	۲/۸	۱۰۵۰	۲۱۰۰
ماسه بالایی	۲/۳	۱۱۴۰	۲۱۰۰
بتن	۱/۸	۸۸۰	۲۳۰۰
آب	۰/۵۷	۴۲۰۰	۱۰۰۰
لوله پلی اتیلن چگالی بالا *	۰/۳۵	-	-

*High density polyethylene (HDPE)



شکل ۳. ابعاد هندسی مدل عددی.



شکل ۲. جنس و ضخامت لایه‌های مختلف خاک در مدل عددی.

۱.۲. مدل‌سازی سه‌بعدی تونل‌های مبادله‌گر حرارتی

با توجه به شکل ۳، ضخامت مدل، ۲ متر و ارتفاع و عرض آن هر کدام ۹۵ متر است. قطر خارجی تونل ۹/۵ متر با پوششی به ضخامت ۴۰ سانتی‌متر است که در عمق ۱۹/۷ متری تا ۲۹/۲ متری از سطح زمین قرار گرفته است.

پوشش تونل از ۶ قطعه‌ی بتنی با ۴/۲ متر طول و ۱ قطعه‌ی اتصال بتنی با ۳/۴ متر طول تشکیل شده است. عرض و ارتفاع مدل نسبت به قطر تونل به نحوی انتخاب شده است که از سوء تأثیر مرزها در نتایج تحلیل عددی جلوگیری شود. لوله‌های مبادله‌گر حرارتی در داخل پوشش قرار گرفته و چینش آن‌ها به صورت عمود بر تونل بوده است. با فرض قرار گرفتن سطح آب زیرزمینی تا سطح زمین، تمام لایه‌های خاک اشباع فرض شده‌اند، اما اثر وجود جریان آب زیرزمینی صرف‌نظر شده است. دمای اولیه‌ی مدل برابر ۱۳ درجه سانتی‌گراد در نظر گرفته شده است. همچنین به مرزها، دمای ثابت ۱۳ درجه سانتی‌گراد اختصاص یافته و فرض شده است که مرزهای مدل، هیچ‌گونه تبادل حرارتی با

محیط خارجی ندارند. دمای آب ورودی به لوله‌ها ۲ درجه سانتی‌گراد و دمای محیط داخلی تونل ۱۸/۹۶ درجه سانتی‌گراد اعمال شده است. محیط داخلی تونل به صورت انتقال حرارت همرفتی با پوشش تونل تبادل حرارت دارد. مشخصات حرارتی لایه‌های خاک، لوله و بتن در جدول ۱ ارائه شده است. برای به دست آوردن تعداد المان‌های بهینه برای مدل‌سازی، از ۳۲۶۱۶ تا ۱۳۷۵۰۸ المان حجمی چهار وجهی استفاده شده است که تعداد المان بهینه برابر با ۶۴۳۸۴ المان به دست آمد. نوع المان‌بندی مدل و شرایط مرزی در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

مدل‌سازی در طول ۱۶ روز و با هدف رسیدن به شرایط پایدار که عبارت از رسیدن به شرایطی است که تفاوت توان خروجی با روز قبل کمتر از ۰/۵ باشد، انجام شده است.

۲.۲. قوانین حاکم

براساس اصل پایستگی انرژی، معادله‌ی انتقال حرارت در محیط متخلخل به صورت رابطه‌ی ۱ است:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} + \lambda \nabla^2 T = 0 \quad (1)$$

برای محیط داخلی تونل که با هوای درون تونل تبادل حرارتی دارد، مقدار جریان همرفتی حرارت از رابطه ی ۸ به دست می آید:

$$\dot{q}_{conv} = \bar{h}_c (T - T_a) \quad (8)$$

که در آن، T_a میانگین دمای هوای داخل تونل در زمستان و \bar{h}_c ضریب انتقال حرارت محیط داخل تونل (برابر با $15/13 W/m^2 \cdot C$) است. توان به دست آمده از گردش آب داخل لوله مطابق رابطه ی ۹ به دست می آید:

$$\dot{Q} = \rho_f q_{vf} c_f (T_{out} - T_{in}) \quad (9)$$

که در آن، T_{out} دمای آب خروجی، T_{in} دمای آب ورودی و q_{vf} دبی حجمی آب هستند.

بر اساس پژوهش لامارچ^{۱۶} و همکاران (۲۰۱۰)، رابطه ی بین R'_{bt} مقاومت خاک، T_s دمای خاک، q'_b توان خروجی در واحد سطح تونل و T_f میانگین دمای آب ورودی و خروجی $\left(\left[\frac{T_{fi} + T_{fo}}{2} \right] \right)$ به صورت رابطه ی ۱۰ است:^[۱۴]

$$R'_{bt} = \left| \frac{T_s - T_f}{q'_b} \right| \quad (10)$$

همچنین هلستورم^{۱۷} (۱۹۹۱) را برای یک گمانه ی انرژی^{۱۸} به صورت رابطه ی ۱۱ تعریف کرده است:^[۱۵]

$$R'_{bt} = \frac{1}{4\pi k_g} \left[\ln \left(\frac{r_b}{r_p} \right) + \ln \left(\frac{r_b}{r_{xc}} \right) + \left(\frac{k_g - k_s}{k_g + k_s} \right) \ln \left(\frac{\left(\frac{r_b}{x_c} \right)^2}{\left(\frac{r_b}{x_c} \right)^2 - 1} \right) \right] \quad (11)$$

که در آن، k_g و k_s به ترتیب ضریب رسانش حرارتی بتن و خاک، r_b و r_p به ترتیب برابر با شعاع لوله ها و شعاع گمانه و x_c برابر فاصله ی بین ورودی و خروجی لوله ها هستند. بر اساس پیشنهاد کازین و همکاران (۲۰۱۹)، توان خروجی به دست آمده از آب در حال گردش نسبت به واحد سطح جانبی تونل، از رابطه ی ۱۲ به دست می آید:^[۱۳]

$$\dot{q}_i = \frac{\dot{Q}}{w_{ring} \pi D_{in}} \quad (12)$$

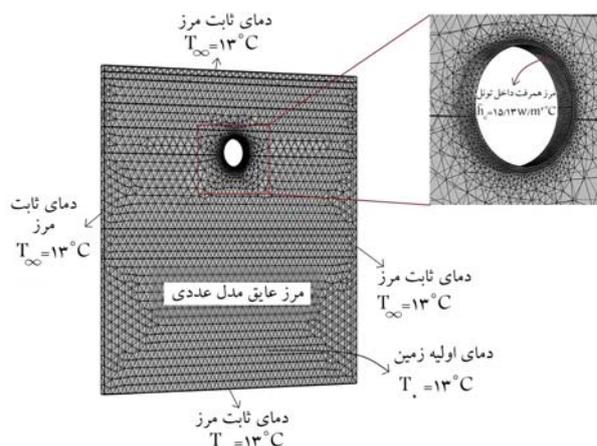
که در آن، w_{ring} برابر ضخامت تونل و D_{in} برابر قطر داخلی تونل هستند. در نهایت، با جایگذاری رابطه ی ۱۲ در رابطه ی ۱۰ و ساده کردن آن، رابطه ی ۱۳ به دست می آید:

$$T_{fo} \left(R'_{bt} \dot{m} C_{p(w)} + \frac{1}{4} \right) - T_s = T_{fi} \left(R'_{bt} \dot{m} C_{p(w)} - \frac{1}{4} \right) \quad (13)$$

۳. صحت سنجی مدل

همان طور که پیشتر نیز ذکر شد، برای صحت سنجی مدل عددی از نتایج پژوهش کازین و همکاران (۲۰۱۹) که در آن، تحلیل تونل انرژی با دو چپش مختلف لوله، عمود و موازی با محور تونل صورت گرفته است، استفاده شده است:

الف) ابتدا با توجه به شکل (۵الف)، تونل ژئوترمال در حالتی که چپش لوله ها عمود بر محور تونل است، صحت سنجی صورت می گیرد. در این حالت قطر لوله ها ۲۰ میلی متر، ضخامت جدار آن ها ۱/۹ میلی متر و فاصله ی بین آن ها



شکل ۴. نوع المان بندی و شرایط مرزی.

که در آن، t زمان، T دما، ρ چگالی، c ظرفیت گرمایی ویژه، λ رسانایی حرارتی، $\frac{\partial}{\partial t}$ مشتق نسبت به زمان و ∇^2 عملگر لاپلاس برای معادله ی انتقال حرارت در خاک اشباع هستند. برای تعیین مشخصات حرارتی محیط های متخلخل اشباع از روابط ۲ و ۳ بر مبنای روش میانگین گیری وزنی استفاده می شود:

$$\lambda_{av} = (1 - n)\lambda_s + n\lambda_w \quad (2)$$

$$C_{p(av)} = (1 - n)C_{p(s)} + nC_{p(w)} \quad (3)$$

در رابطه ی ۴، معادله ی انتقال حرارت به وسیله ی همرفت در لوله ارائه شده است:

$$\rho_f A_p c_f \frac{\partial \bar{T}_f}{\partial t} + \rho_f A_p c_f \bar{v}_{f,i} \cdot \nabla \bar{T}_f = \nabla \cdot (A_p \lambda_f \nabla \bar{T}_f) + f_D \frac{\rho_f A_p}{2 d_h} |\bar{v}_{f,i}| \bar{v}_{f,i}^2 + \dot{Q}_{wall} \quad (4)$$

که در آن، ρ_f چگالی، f ظرفیت گرمایی ویژه، λ_f ضریب رسانش حرارتی سیال موجود در لوله، A_p سطح مقطع لوله، f_D ضریب اصطکاک دارسی، d_h قطر هیدرولیکی لوله، $\bar{v}_{f,i}$ میانگین سرعت آب داخل لوله، t زمان و \bar{T}_f دمای سیال ورودی به لوله هستند. همچنین \dot{Q}_{wall} شار حرارتی مبادله شده در واحد طول لوله است که نحوه ی محاسبه ی آن در رابطه ی ۵ بیان شده است:

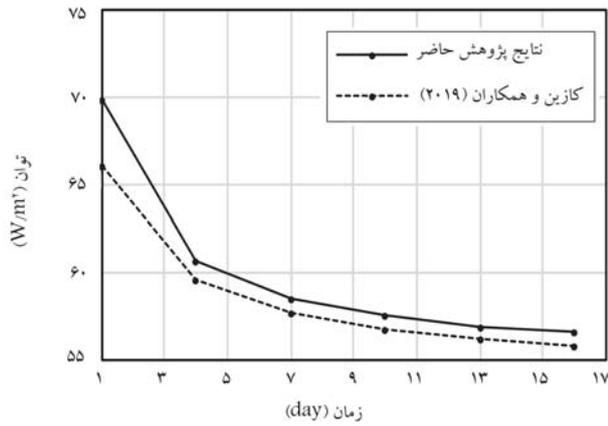
$$\dot{Q}_{wall} = U P_p (T_{ext} - \bar{T}_f) \quad (5)$$

که در آن، P_p محیط داخلی، T_{ext} دمای محیط اطراف لوله و U مقدار مؤثر در ظرفیت گرمایی ویژه لوله است و به قطر هیدرولیکی لوله و عدد ناسلت^{۱۵} Nu وابسته هستند. مقدار U در رابطه ی ۵ مطابق رابطه ی ۶ به دست می آید:

$$U = \frac{1}{\frac{1}{h_{int}} + \frac{r_{int}}{\lambda_p} \ln \left(\frac{r_{ext}}{r_{int}} \right)} \quad (6)$$

که در آن، r_{int} و r_{ext} به ترتیب برابر با شعاع خارجی و داخلی لوله هستند، λ_p ضریب رسانش حرارتی لوله و h_{int} ضریب همرفت داخل لوله است که رابطه ی آن با عدد ناسلت به صورت رابطه ی ۷ است:

$$h_{int} = \frac{Nu \cdot \lambda_p}{d_h} \quad (7)$$



شکل ۷. صحت‌سنجی توان خروجی در طول زمان در چپش موازی.

جدول ۳. مقایسه و صحت‌سنجی نتایج چپش موازی.

روز	نتایج پژوهش حاضر	کازین و همکاران (۲۰۱۹)	درصد خطا
۱	۶۹/۷۷	۶۶/۰۵	۵/۳
۴	۶۰/۶۱	۵۹/۵۳	۱/۸
۷	۵۸/۴۷	۶۱/۵۲	۱/۴
۱۰	۵۷/۵۲	۵۷/۶۸	۱/۵
۱۳	۵۶/۹۲	۵۶/۶۸	۱/۳
۱۶	۵۶/۵۷	۵۵/۸۴	۱/۳
		میانگین درصد خطا	۲/۱

جدول ۴. مشخصات حرارتی خاک اطراف تونل.

جرم مخصوص (ρ)	ظرفیت گرمایی ویژه (C_p)	ضریب رسانش حرارتی (λ)
1800 kg/m^3	$1000 \text{ J/kg} \cdot \text{C}$	$1.25 \text{ W/m} \cdot \text{C}$

همچنین در شکل ۷، نتایج حاصل از مطالعات کازین و همکاران (۲۰۱۹) و نتایج مدل‌سازی پژوهش حاضر برای تغییرات توان خروجی در طول زمان مشاهده می‌شود. در جدول ۳، نیز نتایج دو تحلیل مقایسه و درصد خطای میانگین به دست آمده، گزارش شده است. مدل‌سازی ارائه شده، دقت قابل قبولی دارد و میانگین خطاها در چپش موازی حدود ۲/۱ است.

۴. تحلیل پارامتری^{۱۹} و تفسیر نتایج

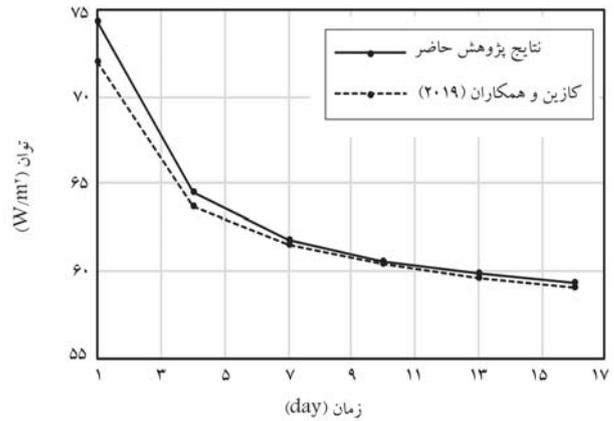
در تحلیل پارامتری برای کاستن از پیچیدگی مسئله و امکان ارائه تفسیر برای هر پارامتر هدف، تونل در یک خاک ماسه‌یی همگن، با مشخصاتی برابر در تمامی فضای اطراف تونل مدل‌سازی شده است. به همین دلیل به آن «خاک جایگزین» می‌گویند. به همین منظور از مشخصات خاک ماسه‌یی لومی^{۲۰} استفاده می‌شود که چگالی و ظرفیت گرمایی ویژه‌ی آن از تحقیقات کدیسوا^{۲۱} و همکاران (۲۰۱۴)،^[۱۶] و ضریب رسانش حرارتی آن از تحقیقات ابوحمده و ریدر^{۲۲} (۲۰۰۰)،^[۱۷] به دست آمده است. در جدول ۴، مشخصات حرارتی خاک جایگزین ارائه شده است.

لازم به ذکر است در نمودارهای تحلیل پارامتری، عبارتهای NID۱۶، NID۱، و ID۱ و ID۱۶ به ترتیب برابر با غیرعایق روز یکم، غیرعایق روز شانزدهم، عایق روز یکم و عایق روز شانزدهم هستند. در اینجا منظور از شرایط عایق، شرایطی است که



شکل ۵. چپش عمود؛ (الف) چپش موازی؛ (ب) چپش عمود.

شکل ۵. چپش‌های مختلف لوله‌ها در تحلیل.



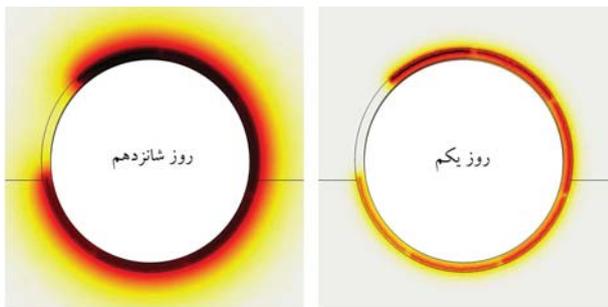
شکل ۶. صحت‌سنجی توان خروجی در طول زمان در چپش عمود.

جدول ۲. مقایسه و صحت‌سنجی نتایج چپش عمود.

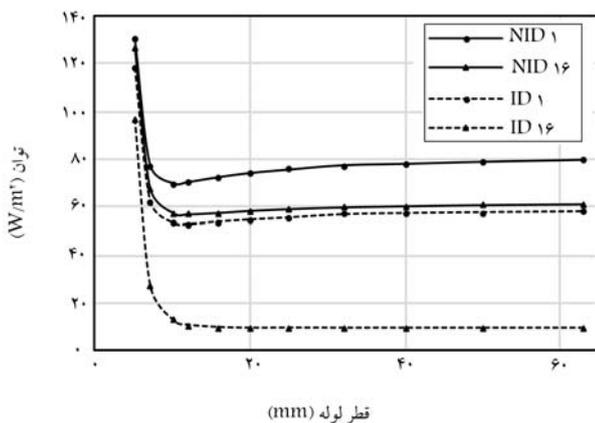
روز	نتایج پژوهش حاضر	کازین و همکاران (۲۰۱۹)	درصد خطا
۱	۷۴/۲	۷۲/۰۷	۳
۴	۶۴/۵۴	۶۳/۷	۱/۳
۷	۶۱/۸۱	۶۱/۵۲	۰/۵
۱۰	۶۰/۶۲	۶۰/۴	۰/۵
۱۳	۵۹/۹	۵۹/۶	۰/۵
۱۶	۵۹/۳۱	۵۹/۰۷	۰/۵
		میانگین درصد خطا	۱

۲۰۰ میلی‌متر است که در این صورت مجموع طول لوله‌ها به ۲۰۷ متر در چپش عمود می‌رسد. سرعت آب در حال گردش برابر با ۰/۷۵ متر بر ثانیه و جایگیری لوله‌ها در فاصله‌ی ۲۵۰ میلی‌متری از سطح داخلی تونل بوده است. در شکل ۶، مقایسه‌یی از نتایج مطالعات کازین و همکاران (۲۰۱۹) و نتایج مدل‌سازی پژوهش حاضر برای تغییرات توان خروجی در طول زمان مشاهده می‌شود. نتایج اخیر در روزهای ۱، ۴، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۶م ارائه شده‌اند. در جدول ۲، نیز نتایج دو تحلیل مقایسه و درصد خطای میانگین گزارش شده است که میانگین خطاها در چپش عمود در حدود ۱٪ است.

(ب) در ادامه با توجه به شکل (۵ ب)، تونل ژئوترمال در حالتی که چپش لوله‌ها موازی با محور تونل است، صحت‌سنجی شده است. مشخصات هندسی لوله‌ها به جز مجموع طول لوله‌ی کار گذاشته شده که برابر ۱۹۲ متر است، همانند مورد (الف) است.



شکل ۱۰. توزیع حرارتی خاک اطراف تونل (قسمت‌های تیره‌تر، دمای کمتری دارند).



شکل ۱۱. توان خروجی بر حسب قطر لوله.

کاهش یافته است. طبق رابطه‌ی ۱۳، در شرایط زمستانی ($T_{fo} > T_{fi}$)، با کاهش مقاومت حرارتی R'_{bt} ، T_{fo} افزایش پیدا می‌کند و در نتیجه توان انرژی خروجی افزایش می‌یابد. با توجه به شکل ۱۰ مشاهده می‌شود که تحت تأثیر عملیات مستمر استخراج انرژی، در روزهای پایانی، اختلاف دمای کمتری بین خاک و بتن با لوله‌ی مبادله‌گر حرارتی وجود دارد. بنابراین لوله‌ها امکان تبادل انرژی کمتری با محیط اطراف خود دارند و همواره انرژی دریافت‌شده در روز اول از روز شانزدهم بیشتر است.

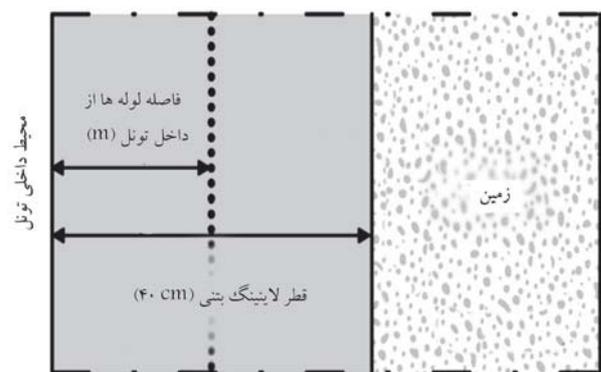
۲.۴. اثر قطر لوله‌ها

برای بررسی تأثیر قطر لوله‌ها در میزان توان خروجی، مدل عددی توسط لوله‌هایی با قطر از ۵ تا ۶۳ میلی‌متر مطابق با آیین‌نامه‌ی DIN ۸۰۷۴ و با دبی ورودی آب ثابت برابر با ۱۵۴/۵۹ سانتی‌مترمکعب بر ثانیه (با فرض قطر داخلی لوله برابر با ۱۶/۲ میلی‌متر و سرعت متوسط گردش آب برابر با ۷۵/۰ متر بر ثانیه)، تحلیل شده است، که نتایج در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود.^[۱۸]

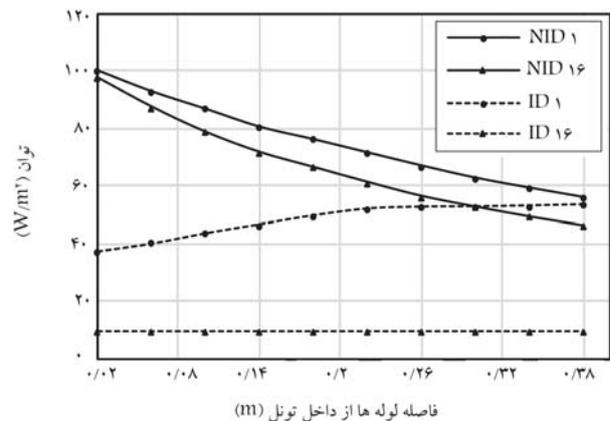
مطابق شکل ۱۱، شیب نمودار تا قطر ۱۲ میلی‌متر به شدت نزولی است، که دلیل مشاهدات آن است که با توجه به دبی ثابت، در قطرهای کوچک عدد رینولدز^{۲۳} که در رابطه‌ی ۱۴ ارائه شده است، مقادیر بزرگی خواهد داشت.

$$R = \frac{4 \times \rho_w Q'}{d_h \pi \mu} \quad (14)$$

که در آن، ρ_w چگالی آب، Q' دبی آب، d_h قطر هیدرولیکی لوله و μ لزجت دینامیکی آب برابر $0.01/0$ پاسکال ثانیه است. در رژیم جریان آرام ($R \leq 2300$)، عدد ناسلت (Nu) ثابت است و تحت تأثیر آن، مقدار شار حرارتی در رابطه‌ی ۵ مقدار کمی تغییر می‌کند، اما در قطرهای کوچک که عدد رینولدز افزایش می‌یابد، رژیم جریان آشفته می‌شود. طبق رابطه‌ی ۱۵، عدد ناسلت به عدد رینولدز و



شکل ۸. نمای محل قرارگیری لوله‌ها در داخل پوشش.



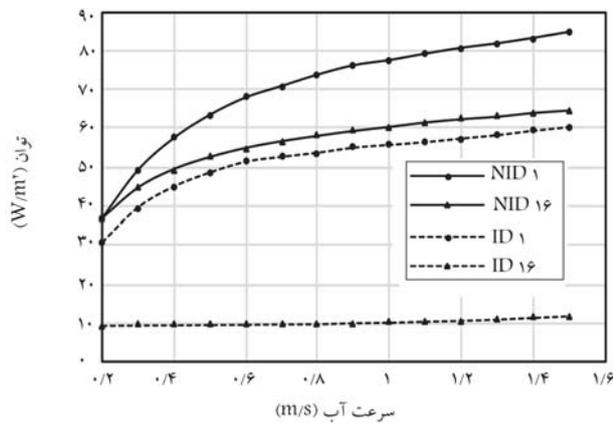
شکل ۹. توان خروجی بر حسب فاصله‌ی لوله‌ها از داخل تونل.

لوله‌های مبادله‌گر و بتن پوشش اطراف آن‌ها، هیچ‌گونه تبادل حرارتی با محیط داخلی تونل نداشته باشند.

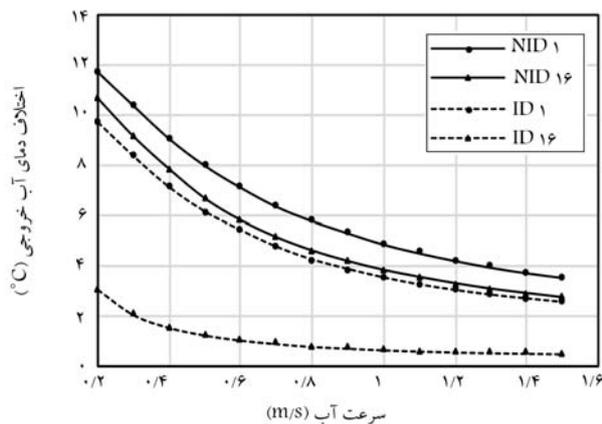
۱.۴. اثر جایگیری لوله‌ها داخل پوشش تونل

مطابق شکل ۸، لوله می‌تواند وابسته به ضخامت پوشش در فواصل مختلفی از داخل تونل قرار بگیرد. بنابراین با انجام یک مجموعه تحلیل به ازاء فواصل مختلف قرارگیری لوله، اثر آن در میزان انرژی استخراجی از تونل ارزیابی شده است. در مجموعه تحلیل‌های ذکر شده، فاصله‌ی لوله از داخل تونل بین بازه‌ی ۲ تا ۳۸ سانتی‌متر با نمونه‌های ۴ سانتی‌متری تغییر کرده و نتایج آن در شکل ۹ ارائه شده است.

مطابق شکل ۹ مشاهده می‌شود که در شرایط غیرعایق، هر چه قطر لوله‌ها از محیط داخلی تونل دورتر قرار گرفته‌اند و با توجه به اینکه مقدار بتن بین لوله و محیط داخلی با دمای ۱۸/۹۶ درجه سانتی‌گراد افزایش پیدا کرده است، مقاومت حرارتی R'_{bt} افزایش و توان به دست آمده کاهش یافته است. مقاومت حرارتی طبق رابطه‌ی ۱۱، نسبت بین ضرایب رسانش حرارتی خاک و بتن، شعاع بتن و لوله و فاصله‌ی بین ورودی و خروجی لوله‌هاست که میزان سهولت تبادل گرمایی از نوع رسانشی را در یک مجموعه‌ی ژئوترمال تعیین می‌کند. در شرایط عایق، لوله‌ها فقط با خاک اطراف می‌توانند تبادل انرژی داشته باشند. بنابراین نسبت به شرایط غیرعایق که لوله‌ها هم با خاک اطراف و هم با محیط داخلی تونل تبادل حرارت دارند، توان انرژی دریافتی کمتر است. در روز یکم، به دلیل فاصله گرفتن لوله‌ها از داخل تونل و با توجه به رابطه‌ی ۱۱، ضخامت (شعاع) بتن اطراف لوله‌ها کمتر شده و R'_{bt}



شکل ۱۳. توان خروجی بر حسب سرعت آب درون لوله‌ها.



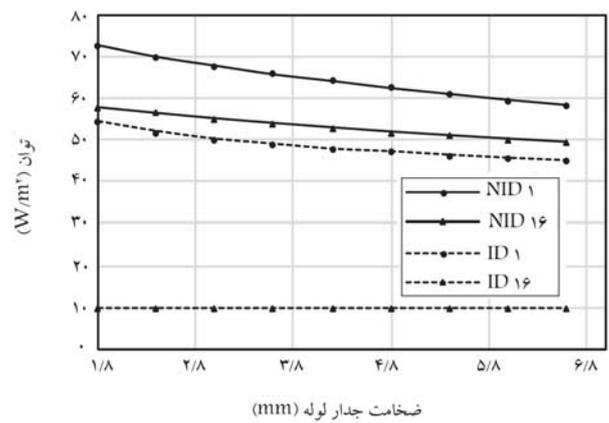
شکل ۱۴. اختلاف دمای آب خروجی بر حسب سرعت آب درون لوله‌ها.

شرایط غیرعایق روزهای یکم و شانزدهم و شرایط عایق روز یکم، تا سرعت ۷/۰ متر بر ثانیه با شیب غیرخطی افزایش یافته است. سپس شیب تغییرات توان خروجی برای سرعت‌های بالاتر، خطی شده است. علت مشاهده این رفتار آن است که با افزایش سرعت در لوله، دبی جریان افزایش یافته و موجب کاهش فرصت سیال برای تبادل حرارتی شده است. در نتیجه مطابق شکل ۱۴، اختلاف دمای خروجی از لوله کاهش یافته است. اما با توجه به رابطه ۹ که در آن پارامتر دبی تأثیر دارد، افزایش دبی جریان موجب افزایش توان خروجی از لوله به نحوی می‌شود که آثار کاهش دمای آب خروجی را جبران می‌کند. البته باید توجه کرد همان‌طور که در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود، تفاوت زیاد اختلاف دمای خروجی مورد عایق روز شانزدهم با سایر موارد، موجب داشتن توان انرژی خروجی بسیار کمتری نسبت به سایر موارد در شکل ۱۳ شده است. در مورد عایق روز شانزدهم، به دلیل اتمام توان خاک و بتن برای تبادل انرژی با لوله، شیب نمودار ثابت شده و افزایش اندکی را نشان داده است. در این مورد توان انرژی خروجی بسیار کمتر از موارد دیگر بوده است.

۵.۴. اثر ضریب رسانش حرارتی خاک

مطابق شکل ۱۵، تأثیر ضریب رسانش حرارتی خاک (λ) در میزان توان خروجی ارزیابی شده است. براساس مطالعات نیکفرووا^{۲۵} و همکاران (۲۰۱۳)، بازه تغییرات ضریب رسانش حرارتی خاک از مقدار ۵/۰ تا ۳ وات بر متر درجه‌ی کلونین در نظر گرفته شده است.^[۲۰]

براساس نتایج به‌دست آمده، با افزایش ضریب رسانش حرارتی خاک، تبادل



شکل ۱۲. توان خروجی بر حسب ضخامت جداره‌ی لوله.

عدد ثابت پرانتل^{۲۴} وابسته است. افزایش عدد رینولدز باعث افزایش عدد ناسلت و در نتیجه، افزایش ناگهانی شار حرارتی مبادله شده در واحد طول لوله \dot{Q}_{wall} می‌شود. همچنین مطابق شکل ۱۱، افت ناگهانی توان خروجی در قطرهای کم به همین علت است.^[۱۹]

$$Nu = 0.723 R^{0.4} Pr^{0.4} \quad (15)$$

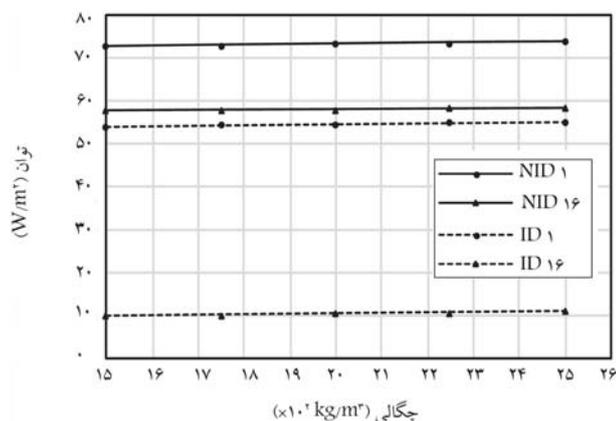
در ادامه و در قطرهای بزرگ‌تر (بزرگ‌تر از ۱۲ میلی‌متر)، افزایش سطح تماس لوله‌ها با توده‌ی خاک و پوشش بتنی در مقدار توان خروجی از لوله‌ها اثرگذار است و نمودار با شیب کمی به‌طور خطی افزایش می‌یابد. همواره انرژی دریافت شده در روز اول از روز شانزدهم بیشتر است.

۳.۴. اثر ضخامت جدار لوله‌ها

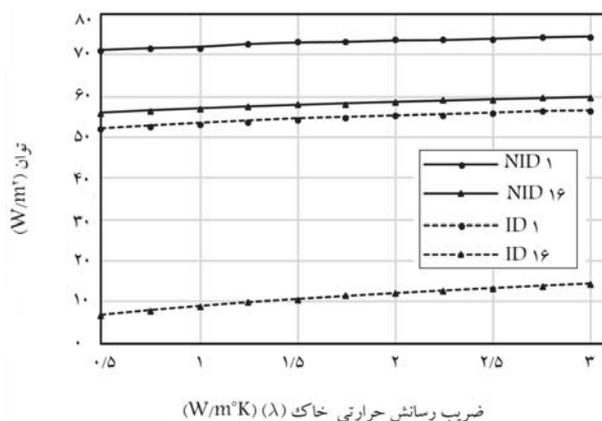
با توجه به شکل ۱۲، برای بررسی اثر ضخامت جدار لوله‌ها، مقادیر مختلفی از پارامتر مذکور در بازه ۱/۸ تا ۶/۶ میلی‌متر بررسی شده است. مشاهده می‌شود که توان خروجی از لوله با افزایش ضخامت جدار لوله، در شرایط غیرعایق در روزهای یکم و شانزدهم و همچنین شرایط عایق روز یکم کاهش یافته است. در روز شانزدهم شرایط عایق، تغییرات ناچیز بوده است، چرا که به دلیل هم‌دما شدن خاک و بتن اطراف با لوله، تبادل حرارتی صورت نگرفته و در نتیجه، شیب نمودار ثابت شده است. همچنین توان به‌دست آمده در این مورد، بسیار کمتر از موارد دیگر است. همان‌طور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، موارد غیرعایق به دلیل امکان تبادل انرژی به‌صورت هم‌زمان با محیط داخلی تونل و خاک اطراف، توان خروجی بیشتری نسبت به موارد عایق دارند. از علل دیگر مشاهده‌ی نتایج ذکر شده آن است که در رابطه ۶، با افزایش ضخامت جدار لوله، مقدار $(\frac{T_{exit}}{T_{int}})$ افزایش و در نتیجه مقدار U کاهش می‌یابد. از این رو شار حرارتی مبادله شده در واحد طول لوله \dot{Q}_{wall} نیز کاهش می‌یابد که به کاهش توان انرژی خروجی از لوله منتج می‌شود.

۴.۴. اثر سرعت آب درون لوله‌ها

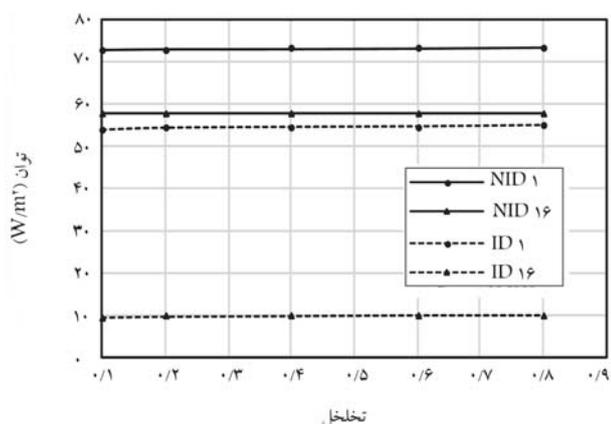
با توجه به آنکه سرعت آب درون لوله، میزان دبی خروجی و فرصت آب را برای تبادل حرارتی با محیط اطراف تعیین می‌کند، می‌تواند آثار چشمگیری در توان انرژی خروجی داشته باشد. از این رو مطابق شکل ۱۳، مقادیر مختلفی از بازه ۰/۲ تا ۱/۵ متر بر ثانیه برای سرعت جریان آب درون لوله‌ها با قطر لوله‌ی ۲۰ میلی‌متر ارزیابی شده است. توان خروجی از لوله‌ها با افزایش سرعت آب درون لوله، در



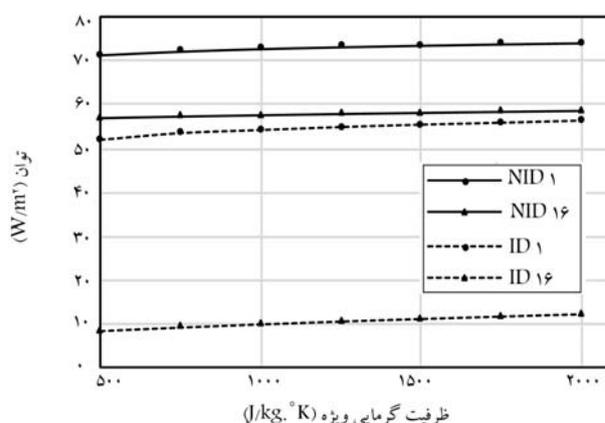
شکل ۱۷. توان خروجی بر حسب چگالی خاک.



شکل ۱۵. توان خروجی بر حسب ضریب رسانش حرارتی خاک.



شکل ۱۸. توان خروجی بر حسب تخلخل خاک.



شکل ۱۶. توان خروجی بر حسب ظرفیت گرمایی ویژه خاک.

فاصله‌ی بین ورودی و خروجی لوله‌ها تغییر نیافته است. در نتیجه، با افزایش ظرفیت گرمایی ویژه‌ی خاک، نرخ تغییرات دمای خاک کاهش می‌یابد که موجب افزایش دمای خروجی از لوله (T_{fo}) می‌شود. البته باید توجه داشت که این مسئله موجب افزایش ناچیز توان به‌دست‌آمده می‌شود و در واقع ظرفیت گرمایی ویژه‌ی خاک، اثر کمی در توان به‌دست آمده دارد.

۷.۴. اثر چگالی خاک

با توجه به شکل ۱۷، برای بررسی تأثیر چگالی خاک در میزان توان خروجی، بازی تغییرات چگالی خاک از مقدار ۱۵۰۰ تا ۲۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است. با توجه به شکل ۱۷ مشاهده می‌شود که چگالی تأثیر چندانی در توان خروجی از لوله‌ها ندارند و در تمام موارد شکل ۱۷، شیب نمودار تقریباً صفر است.

۸.۴. اثر تخلخل خاک

برای بررسی اثر تغییر تخلخل خاک در توان به‌دست‌آمده از لوله‌ها، یک تونل قرار گرفته در خاک با تخلخل‌های مختلف از ۰/۱ تا ۰/۸ با گام‌های ۰/۲ مدل‌سازی شده است که نتایج آن در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود که مطابق آن، با افزایش تخلخل، توان خروجی افزایش یافته است. تغییرات تخلخل در تحلیل‌هایی که در آثار دما بر خاک صورت می‌گیرد، علاوه بر اثر چگالی خاک، ضریب رسانایی حرارتی و ظرفیت گرمایی ویژه‌ی خاک را مطابق با روابط ۲ و ۳، تحت تأثیر قرار می‌دهد. پس

حرارتی بین خاک، بتن و آب موجود در لوله‌های مبادله‌گر، افزایش یافته است. از آنجا که افزایش ضریب رسانش حرارتی خاک، مقاومت حرارتی بین لوله‌ها و محیط اطراف (R'_{bt}) را کاهش می‌دهد، در نتیجه انرژی و حرارت با سرعت بیشتری مبادله شده است. آنگاه دمای آب خروجی افزایش می‌یابد و توان انرژی قابل استحصال بیشتر می‌شود. مقدار انرژی دریافت شده در موارد غیرعایق به علت دریافت انرژی از محیط داخلی تونل، علاوه بر محیط اطراف (بتن و خاک)، بیشتر از موارد عایق است. انرژی دریافت شده در روز اول در هر دو مورد عایق و غیرعایق بیشتر از روز شانزدهم است، چرا که با گذشت زمان و مبادله‌ی حرارتی با پمپ حرارتی، انرژی کمتری در توده‌ی خاک و بتن باقی می‌ماند.

۶.۴. اثر ظرفیت گرمایی ویژه‌ی خاک

براساس مطالعات حمدان و کلارک^{۲۶} (۲۰۱۰)، اثر ظرفیت گرمایی ویژه‌ی خاک (C_p) در میزان توان خروجی، مقادیر مختلفی برای ظرفیت گرمایی ویژه‌ی خاک از مقدار ۵۰۰ تا ۲۰۰۰ ژول بر کیلوگرم درجه کلوین در نظر گرفته شده است.^[۲۱] مطابق با شکل ۱۶ مشاهده می‌شود که با افزایش ظرفیت گرمایی ویژه‌ی خاک، توان به‌دست‌آمده افزایش ناچیزی داشته است، که علت افزایش مذکور آن است که با افزایش ظرفیت گرمایی ویژه‌ی خاک، دمای خاک (T_s) دیرتر کاهش می‌یابد و خاک دمای خود را در مدت زمان بیشتری حفظ می‌کند. با توجه به رابطه‌ی ۱۳، چون مقاومت حرارتی محیط اطراف لوله (بتن و خاک - R'_{bt}) ثابت می‌ماند، ضرایب رسانش حرارتی خاک و بتن و همچنین شعاع لوله‌ها و ضخامت بتن پوشش و نیز

تبادل حرارتی خاک و بتن اطراف، بیش از روز شانزدهم است. اما شیب نمودار روز شانزدهم بیش از نمودار روز یکم است که نشان می‌دهد در بلندمدت، میزان توان خروجی بسیار وابسته به دمای هوای داخل تونل است و با افزایش دمای داخل تونل، میزان تأثیرگذاری ظرفیت تبادل حرارتی خاک و بتن اطراف نسبت به اثر دمای داخل تونل در میزان توان خروجی کاهش می‌یابد.

۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، تونل انرژی موجود در پژوهش کازین و همکاران (۲۰۱۹) که مدل‌سازی عددی پروژه بهسازی و ساخت Grand Paris Express در شهر پاریس در فرانسه بوده است، شبیه‌سازی شده است. نرم‌افزار استفاده شده، نرم‌افزار COMSOL Multiphysics V5، ۵ بوده است، که به روش المان محدود در فضای سه‌بعدی و با فرمولاسیون ترموهیدرولیک همبسته، روشی برای بررسی میزان انرژی دریافتی از تونل‌های مبادله‌گر حرارتی ارائه شده است. پس از صحت‌سنجی مدل عددی، اثر پارامترهای مختلف مدل، اعم از خصوصیات مصالح و ویژگی‌های هندسی مدل ارزیابی شده است. نتایج به دست آمده را می‌توان در سه دسته‌ی کلی طبقه‌بندی کرد:

الف) تغییرات توان انرژی خروجی در تحلیل پارامترهایی که به مشخصات لوله‌ها مربوط می‌شوند، مانند: ضخامت جدار لوله، سرعت آب درون لوله و قطر لوله، به نسبت زیادی به مقادیر آن‌ها وابسته است. به عبارت دیگر، هر نوع تغییر در مشخصات لوله‌ها باعث تغییرات زیادی در توان انرژی خروجی می‌شود.

ب) در تحلیل پارامترهایی که به مشخصات خاک اطراف مربوط می‌شوند، مانند: ضریب رسانش حرارتی، ظرفیت گرمایی ویژه، چگالی و تخلخل خاک مشاهده شد که توان انرژی خروجی از لوله‌ها به مقدار ناچیزی به پارامترهای مذکور وابسته است؛ و به عبارت دیگر، تغییرات ایجادشده در مشخصات خاک اطراف هر چند هم زیاد باشد، توان انرژی خروجی به مقدار ناچیزی تغییر می‌کند.

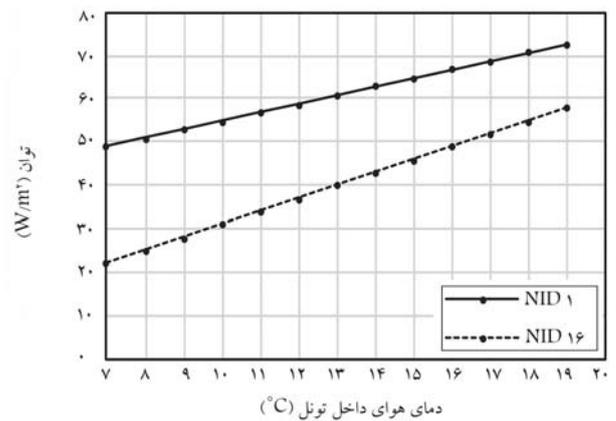
پ) در نهایت، تغییر پارامترهای مربوط به محیط داخلی تونل، مانند: دمای هوای داخل تونل و فاصله‌ی لوله‌ها از محیط داخل تونل بررسی و مشخص شد که در حالت غیرعایق، توان انرژی خروجی مانند دسته‌ی الف، بسیار وابسته به تغییر مشخصات مربوط به محیط داخلی تونل است، اما در حالت عایق شرایط محیط داخلی تونل در توان انرژی خروجی تأثیری ندارد.

براساس نتایج به دست آمده، دو رفتار کلی در تونل‌های مبادله‌گر حرارتی مشاهده شده است:

۱. تحت تأثیر عملیات مستمر استخراج انرژی، در روزهای پایانی، اختلاف دمای کمتری بین خاک و بتن با لوله‌ی مبادله‌گر حرارتی وجود داشته است. در نتیجه، همواره انرژی دریافت شده در روز اول، از روز شانزدهم بیشتر بوده است.
۲. با توجه به اینکه در موارد عایق، لوله‌ها فقط با خاک اطراف می‌توانند تبادل انرژی داشته باشند، توان انرژی خروجی نسبت به حالت غیرعایق، که لوله‌ها هم با خاک اطراف و هم با محیط داخل تونل تبادل حرارت دارند، کمتر بوده است.

پانویس‌ها

1. geothermal energy



شکل ۱۹. توان خروجی برحسب دمای هوای داخل تونل.

در بخش حاضر تلاش شده است که با در نظر گرفتن اثر تخلخل در هر سه پارامتر مذکور، برآیند اثر تخلخل در میزان انرژی قابل دریافت از تونل بررسی شود. با توجه به اینکه فرض شده است خاک در شرایط اشباع قرار گیرد، پس توده‌ی خاک متشکل از ذرات جامد خاک و آب بوده و از وجود هوا در آن صرف‌نظر شده است. با توجه به رابطه‌ی ۲، با افزایش تخلخل، مشارکت خاک در مقدار ضریب رسانشی میانگین توده‌ی خاک کاهش می‌یابد. از آنجایی که مقدار ضریب رسانش حرارتی خاک از آب ($1/25 W/m \cdot K$ در مقایسه با $0/57 W/m \cdot K$) بیشتر بوده است، این کاهش مشارکت خاک موجب کاهش مقدار ضریب رسانشی توده‌ی خاک شده است. بنابراین مطابق شکل ۱۵، انتظار می‌رود که کاهش رسانش حرارتی منجر به کاهش توان خروجی شود. براساس رابطه‌ی ۳، با افزایش تخلخل، سهم آب در توده‌ی خاک افزایش می‌یابد و از آنجایی که ظرفیت گرمایی ویژه‌ی آب بسیار بیشتر از خاک ($4200 J/kg \cdot K$ در برابر $1000 J/kg \cdot K$) است، با افزایش تخلخل، ظرفیت گرمایی ویژه‌ی توده‌ی خاک افزایش یافته است. مطابق شکل ۱۶، افزایش ظرفیت گرمایی ویژه موجب افزایش توان خروجی شده است، بنابراین آثار کاهشی حاصل از کاهش ضریب رسانش حرارتی توده‌ی خاک در توان خروجی، با آثار افزایشی ظرفیت گرمایی ویژه‌ی آن جبران و حتی تقویت شده است. البته میزان افزایش مذکور اندک بوده است.

۹.۴. اثر دمای هوای داخل تونل

با توجه به شکل ۱۹، برای بررسی تأثیر دمای هوای داخل تونل در میزان توان خروجی، بازه‌ی تغییرات دمای محیط داخل تونل از مقدار ۷ تا ۱۹ درجه سانتی‌گراد در نظر گرفته شده است. با فرض غیرعایق بودن پوشش تونل نسبت به هوای داخل تونل، بین دو ناحیه‌ی مذکور، تبادل همرفتی مطابق با رابطه‌ی ۸ به صورت خطی رخ می‌دهد. این امکان تبادل همرفتی موجب افزایش توان خروجی در مقایسه با شرایط عایق می‌شود. این رفتار در تمامی تحلیل پارامترهای مختلف مشاهده شده است. از طرفی مطابق شکل ۱۹، میزان توان خروجی در روز یکم به ازاء دماهای مختلف هوای تونل، بیشتر از روز شانزدهم بوده است. چون در روز یکم، ظرفیت

2. geostructure
3. tunnel lining
4. Brandl

5. Siyuan
6. ground source heat pump (GSHP)
7. Baralis
8. Franzius
9. Segmental-Tunnels
10. Lee
11. Energy-Textile
12. Barla
13. Enertun
14. Cousin
15. Nusselt number
16. Lamarche
17. Hellstrom
18. Energy Borehole
19. Parametric study
20. Loamy sand
21. Kodesova
22. Abu-Hamdeh and Reeder
23. Reynolds number
24. Prandtl number
25. Nikiforova
26. Hamdhan & Clarke

منابع (References)

1. Kiani Fordouei, M.A. "Numerical investigation of temperature effect on bearing capacity and consolidation settlement of energy piles in saturated fine grained soils", M.s. Thesis, Faculty of Engineering, The University of Qom, Qom, 195 p., (In Persian) (Summer, 2016).
2. Adam, D. and Markiewicz, R. "Energy from earth-coupled structures, Foundations Tunnels and Sewers", *Geotechnique*, **59**(3), pp. 229-236 (2009).
3. Insana, A. and Barla, M. "Experimental and numerical investigations on the energy performance of an thermo-active tunnel", *Renewable Energy*, **152**, pp 781-792 (2020).
4. Brandl, H. "Energy foundations and other thermo-active ground structures", *Geotechnique*, **56**(2), pp 81-122 (2006).
5. Wu, S., Dai, Y., Li, X. and et al. "A review of ground-source heat pump systems with heat pipes for energy efficiency in buildings", *Energy Procedia*, **152**, pp. 413-418 (2018).
6. Baralis, M., Barla, M., Bogusz, W. and Di, L. "Geothermal potential of the NE extension Warsaw (Poland) metro tunnels", *Environmental Geotechnics*, **7**(4), pp. 282-294 (2020).
7. Franzius, J.N. and Pralle, N. "Turning segmental tunnels into sources of renewable energy", *Civil Engineering*, **164**(1), pp. 35-40 (2011).
8. Lee, Ch., Park, S., Won, J. and Jeoung, J. "Evaluation of thermal performance of energy textile installed in Tunnel", *Renewable Energy*, **42**, pp. 11-22 (2012).
9. Barla, M. and Di Donna, A. "Energy tunnels: Concept and design aspects", *Underground Space*, **3**(4), pp. 268-276 (2018).
10. Geimer, C. "Metro tunnels enable geothermal-air conditioning", BINE information service, FIZ Karlsruhe-Leibniz Institute for Information Infrastructure, Germany (2013).
11. Tinti, F., Boldini, D., Ferrari, M. and et al. "Exploitation of geothermal energy using tunnel lining technology in a mountain environment", *Tunnelling and Underground Space Technology*, **70**, pp. 182-203 (2017).
12. Moormann, C., Buhmann, P., Friedmann, W. and et al. "International experience with renewable energy concepts in tunnelling", *Tunnel Geothermics*, **9**(5), pp. 467-480 (2016).
13. Cousin, B., Rotta Loria, A.F., Bourget, A. and et al. "Energy performance and economic feasibility of energy segmental linings for subway tunnels", *Tunnelling and Underground Space Technology*, **91**, 102997 (2019).
14. Lamarche, L., Kajl, S. and Beauchamp, B. "A review of methods to evaluate borehole thermal resistances in geothermal heat-pump systems", *Geothermics*, **39**(2), pp. 187-200 (2010).
15. Hellstrom, G. "Ground heat storage; Thermal analysis of duct storage systems", Doctoral Thesis, Department of Mathematical Physics, University of Lund, Lund, Sweden, 310 p. (1991).
16. KODESoVA Radka, and et al. "Thermal Properties of Representative Soils of the Czech Republic", *Soil & Water Res*, **8**, pp. 141-150 (2013).
17. Abu-Hamdeh, N.H. and Reeder, R.C. "Soil thermal conductivity effects of density, moisture, salt concentration, and organic matter", *Soil Sci. Soc. Am. J*, **64**(4), pp. 1285-1290 (2000).
18. DIN 8074, "Pipes of high-density polyethylene (High-Density PE)", Deutsches Institut für Normung, pp. 99-105 (2011).
19. Bergman, L.Th. and et al., *Fundamentals of Heat and Mass Transfer*, 7th Edition, John Wiley & Sons (2011).
20. Nikiforova, T., Savytskyi, M., Limam, K. and et al. "Methods and results of experimental researches of thermal conductivity of soils", *Energy Procedia*, **42**, pp. 775-783 (2013).
21. Indra Noer, H. and Clarke, B. "Determination of thermal conductivity of coarse and fine sand soils", Proceedings World Geothermal Congress, Bali, Indonesia (2010).

بهینه‌یابی سطح گسیختگی بحرانی در شیروانی‌های غیراشباع تحت بارش باران با الگوریتم برخورد اجسام

شوازه سادات ناصری (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگته تهران

حامد صادقی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

امیر اکبری گرکانی* (استادیار)

گروه پژوهشی سازه‌های صنعت برق، پژوهشگاه نیرو، تهران

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۱ (۲-۳۸، شماره ۲/۱، ص. ۶۱-۷۶) (پژوهشی)

تحلیل پایداری شیروانی‌های خاکی از مسائل مهم در طراحی ایمن زیرساخت‌هاست و تاریخچه‌ی مخاطرات ناشی از لغزش و گسیختگی شیروانی‌های غیراشباع در اثر بارندگی مؤید این مطلب است. اما چالش پیش رو، توسعه‌ی الگوریتم‌های نوین بهینه‌یابی سطح گسیختگی همچون الگوریتم فراکاوشی است، که علاوه بر لحاظ گشتاورهای محرک و مقاوم در تحلیل پایداری، بتواند شرایط پیچیده‌ی جریان گذرای آب در شرایط دو فازی غیراشباع، شامل: بارندگی و آبیاری را نیز در تحلیل تراوش لحاظ کند. بنابراین هدف اصلی پژوهش حاضر، توسعه‌ی یک برنامه‌ی رایانه‌ی مبتنی بر روش بهینه‌یابی برخورد اجسام (CBO) برای اولین بار در چارچوب روش عددی تفاضل‌های محدود است، تا بتواند در مطالعات آبی، شرایط پیچیده‌تری همچون پوشش گیاهی و ترک را در معادله‌ی ریچاردز لحاظ کند. نتایج نشان می‌دهد که الگوریتم جدید محاسباتی، قادر به کاهش درصد به کارگیری واحد پردازنده‌ی مرکزی تا ۷۱٪ به طور متوسط در مقایسه با الگوریتم قدرتمند به کار رفته در بسته‌ی نرم‌افزاری ژواستودیو است.

واژگان کلیدی: پایداری شیروانی غیراشباع، بارندگی، بهینه‌یابی، الگوریتم بهینه‌یابی برخورد اجسام، روش تفاضل محدود.

۱. مقدمه

پایداری شیروانی‌های خاکی از مسائل مهم ژئوتکنیکی بوده و توجه پژوهشگران بسیاری را به خود جلب کرده است. ارزیابی ضریب اطمینان با روش تعادل حدی، توسط برخی پژوهشگران^[۱-۴] انجام شده است؛ همچنین اسمیت^۱ و همکاران (۲۰۱۳)،^[۵] با روش کاهش مقاومت توسط اجزاء محدود به بررسی پایداری شیروانی پرداخته‌اند. برای تحلیل پایداری شیروانی، باید سطح گسیختگی بحرانی با کمینه‌ی ضریب اطمینان انتخاب شود. جستجوی سطح گسیختگی بحرانی از طریق روش‌های سنتی انجام شده است. بسیاری از پژوهشگران، از روش‌های بیکر و گاربر^۲ (۱۹۷۸)،^[۶] بیکر (۱۹۸۰)،^[۷] پنگوین^۳ (۱۹۸۵)^[۸] و یا روش گرادیان مزدوج توسط آرای و تیگو^۴ (۱۹۸۵)^[۹] برای کمینه‌سازی ضریب اطمینان استفاده کرده‌اند. روش‌های اخیر، سرعت بالایی دارند؛ اما به علت در نظر گرفتن تعداد محدود سطوح گسیختگی،

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۷، اصلاحیه ۱۴۰۰/۰۹/۲۷، پذیرش ۱۴۰۰/۱۱/۱۴.

DOI:10.24200/J30.2022.59000.3016

sh.naseri@usc.ac.ir
hsadeghi@sharif.edu
aakbari@nri.ac.ir

امکان همگرایی به کمینه‌ی محلی را دارند و اگر تعداد زیادی از سطوح گسیختگی، آزمایش شوند، زمان اجرای آن طولانی می‌شود. همچنین حافظه‌ی زیادی از رایانه را اشغال می‌کنند.

بسیاری از پژوهشگران دریافته‌اند که روش‌های هوش مصنوعی، امکانات پیش‌بینی بهتری نسبت به روش‌های آماری دارند. در دهه‌های اخیر، به دلیل پیشرفت در فناوری محاسبات نرم، برای حل پایداری شیروانی به عنوان مشکل بهینه‌سازی، بسیاری از رویکردهای فراابتکاری استفاده شده است. الگوریتم‌های فراابتکاری انواع زیادی دارند، که به تفکیک توسط کاوه (۲۰۱۷)،^[۱۰] به آنها اشاره شده است. در ادامه، به الگوریتم‌های به کار رفته در مسئله‌ی پایداری شیروانی اشاره شده است.

الگوریتم جستجوی هارمونی (HS)^[۱۱] و^[۱۲] الگوریتم بهینه‌یابی کلونی مورچه (ACO)^[۱۳-۱۵]، الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات (PSO)^[۱۶-۱۹]، الگوریتم کلونی زنبور عسل (ABC)^[۲۰]، الگوریتم شبیه‌سازی تیرید (SA)^[۲۱]، الگوریتم

در حین جستجوی سطح گسیختگی بحرانی، سطح شکست آزمایشی به طور تصادفی تولید می‌شود.

در مطالعه‌ی حاضر، پایداری شیروانی خاکی با روش تعادل حدی^{۲۶} به دست آمده است. در این روش سطح گسیختگی به قطعاتی عمودی تقسیم و احتمال لغزش توده‌ی خاک بر اثر نیروی جاذبه بررسی شده است. مبنای روش تعادل حدی، مقایسه‌ی نیروهای مقاوم (نیروها، گشتاورها، یا تنش‌های مقاوم در برابر حرکت توده) نسبت به نیروهای محرک (نیروها، گشتاورها، یا تنش‌های به وجودآورنده‌ی حرکت ناپایدار) است.

۲.۲. تحلیل تراوش

بررسی و تحلیل تراوش برای برآورد توزیع فشار آب حفره‌ی در شیروانی به علت در نظر گرفتن بارندگی با تحلیل حالت گذرا انجام شده است. پیش‌بینی حرکت سیالات در نواحی غیراشباع از مسائل مهم در بسیاری از شاخه‌های علوم مهندسی، از جمله مهندسی ژئوتکنیک است. تقریباً در تمام مطالعات مربوط به ناحیه‌ی غیراشباع فرض بر این است که حرکت سیال از معادله‌ی کلاسیک ریچاردز^{۲۷} پیروی می‌کند.^[۲۱] معادله‌ی ریچاردز، یک معادله‌ی دیفرانسیل جزئی غیرخطی است و هیچ راه حل تحلیلی ندارد، بنابراین باید به صورت عددی حل شود.

معادله‌ی ریچاردز با در نظر گرفتن هد فشار $h[L]$ یا میزان رطوبت $\theta[L^3/L^3]$ به عنوان عوامل متغیر، به سه حالت مختلف نوشته می‌شود. رابطه‌ی بین θ و h امکان تبدیل معادلات به هم را فراهم می‌کند. اگر هر کدام از مجهولات اخیر بر حسب دیگری جایگذاری شود، آن‌گاه، سه فرم استاندارد از معادله‌ی جریان غیراشباع را می‌توان در قالب معادلات ۱ الی ۳ نوشت. رابطه‌ی ۱، بر پایه‌ی h ، رابطه‌ی ۲ بر پایه‌ی θ و رابطه‌ی ۳ معادله به شکل ترکیبی^{۳۰} است.

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} - \nabla \cdot K(h) \nabla h - \frac{\partial K}{\partial z} = 0 \quad (۱)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} - \nabla \cdot D(\theta) \nabla \theta - \frac{\partial K}{\partial z} = 0 \quad (۲)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} - \nabla \cdot K(h) \nabla h - \frac{\partial K}{\partial z} = 0 \quad (۳)$$

که در آنها، $C(h) = d\theta/dh$ ظرفیت رطوبت ویژه $[1/L]$ ، $K(h)$ هدایت هیدرولیکی، $[L/T]$ و $D(\theta) = K(\theta)/C(\theta)$ هدایت غیراشباع $[L^2/T]$ است. Z راستای قائم را نشان می‌دهد.

معادله‌ی ریچاردز در حالت دو بُعدی به صورت رابطه‌ی ۴ نوشته می‌شود. سلیا^{۳۱} و همکاران (۱۹۹۰،^[۲۲] از روشی کاملاً ضمنی برای حل معادله‌ی ریچاردز استفاده کرده و نشان داده‌اند که نتایج حل‌های عددی معادله‌ی ریچاردز مبتنی بر فرم مخلوط، خطای کمتری نشان داده‌اند. معادله‌ی ریچاردز در حالت دو بُعدی به صورت رابطه‌ی ۴ نوشته می‌شود:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (k_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial z} (k_z (\frac{\partial h}{\partial z} - 1)) \quad (۴)$$

که در آن، θ رطوبت خاک، k_x و k_z هدایت هیدرولیکی خاک در دو راستای x و z : h : هد فشار آب منفذی (منفی در ناحیه‌ی غیراشباع و مثبت در ناحیه‌ی اشباع) x : در راستای افقی، z : راستای قائم (مثبت در جهت پایین) هستند.

رطوبت خاک، خود تابعی از هد فشار خاک است، لذا رابطه‌ی بین دو پارامتر اخیر را اصطلاحاً رابطه‌ی مشخصه‌ی خاک و رطوبت^{۳۲} می‌نامند. مدل‌های مختلفی برای بیان رابطه‌ی مشخصه‌ی خاک و رطوبت ارائه شده است، که از مهم‌ترین آنها

فاخته (CS)^[۲۳]،^{۱۰} الگوریتم کرم شب‌تاب (FA)^[۲۲]،^{۱۱} الگوریتم بهینه‌سازی سنجاب پرند (FSO)^[۲۳]،^{۱۲} الگوریتم انفجار بزرگ انهدام بزرگ (BB-BC)^[۲۲]،^{۱۳} الگوریتم ماشین بردار پشتیبان (RVM)^[۲۵]،^{۱۴} الگوریتم (MSC)^[۲۶]،^{۱۵} الگوریتم جستجوی ممنوعه (TS)^[۱۶]، الگوریتم ژنتیک (GA)^[۲۳-۲۷]،^{۱۷} الگوریتم آتش بازی (FWA)^[۲۳]،^{۱۸} الگوریتم سیاه چاله (BHA)^[۲۵]،^{۱۹} الگوریتم (IEP)^[۲۶]،^{۲۰} الگوریتم تکامل تفاضلی (DE)^[۲۶]،^{۲۱} الگوریتم فرگشتی (ES)^[۲۶]،^{۲۲} الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر جغرافیای زیستی (BBO)^[۲۷]،^{۲۳} و الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش و یادگیری (TLBO)^[۲۴]،^{۲۴} [۲۸]

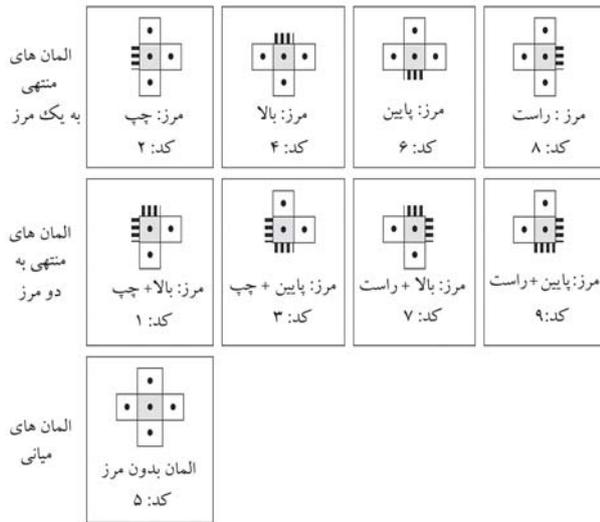
یک رویکرد عملی تحلیل قابلیت اطمینان پایداری شیروانی‌های غیراشباع توسط جوهری و غلامپور در سال ۱۸ و ۲۰ ارائه شده است.^[۲۹] میدان‌های تصادفی شرطی با در نظر گرفتن تغییر پارامترهای خاک غیراشباع در محدوده‌ی ممکن، شبیه‌سازی شده‌اند. نتایج شبیه‌سازی اجزاء محدود یک مطالعه‌ی موردی نشان داد که اگرچه قابلیت اعتماد در شرایط غیراشباع بالاتر است، اما ناحیه‌ی گسیختگی می‌تواند به طور بالقوه، گستردگی بیشتری داشته باشد. در پژوهش دیگری، اثر عدم قطعیت در تعیین منحنی نگهداشت آب - خاک در مسیر ترشوندگی توسط جوهری و طالبی (۲۰۱۹)^[۳۰] پس از تعیین تابع احتمالاتی ضریب نفوذپذیری در مقابل مکش، شاخص قابلیت اطمینان شیروانی‌های غیراشباع تحت تأثیر سناریوهای مختلف بارش با تکیه بر سطوح گسیختگی بررسی و تحلیل شده است.

در نوشتار حاضر، نویسندگان از الگوریتم بهینه‌یابی برخورد اجسام (CBO)^{۲۵} برای تحلیل پایداری شیروانی استفاده کرده‌اند. زیرا یکی از پارامترهای مهم در انتخاب الگوریتم بهینه‌سازی، بحث پیچیدگی محاسباتی مسئله است. به علت نیاز به حل معادله‌ی همبسته‌ی پیوستگی جریان و داری و غیرخطی بودن معادله‌ی حاصله، مسئله پیچیدگی بالایی دارد. همچنین حساسیت مسئله به شرایط اولیه بالاست، به این معنا که با تغییر شرایط اولیه، پاسخ نهایی تغییرات زیادی می‌کند؛ لذا الگوریتمی باید انتخاب شود که پیچیدگی محاسباتی آن خطی باشد، که الگوریتم CBO قابلیت آن را دارد. در نتیجه، سرعت همگرایی قابل قبولی دارد. بنابراین، نوآوری اصلی پژوهش حاضر، ارائه‌ی رویکرد حل معادله‌ی دیفرانسیل جریان دوفاز با استفاده از الگوریتم‌های فراکاووشی برای اولین بار است. اگرچه که طی مثال حل شده در پژوهش حاضر، فقط سطوح گسیختگی دایروی استفاده و نتایج حاصل با خروجی‌های یک نرم‌افزار تجاری مقایسه شده است. هدف غایی فقط نشان دادن این نکته بوده است که هر دو دسته‌ی معادلات تراوش و تعادل حدی به درستی در برنامه‌ی رایانه‌ی وارد شده‌اند. بنابراین، خروجی نرم‌افزار تجاری فقط به عنوان یک مرجع راستی‌آزمایی در نظر گرفته شده است. اما با توسعه‌ی روش مذکور در ادامه‌ی کارهای پژوهشی، دیگر هیچ محدودیتی در هندسه، الگوی بارش، جنس مصالح و ماهیت سطح گسیختگی وجود نخواهد داشت، که البته از محدودیت‌های پژوهش حاضر به شمار می‌رود.

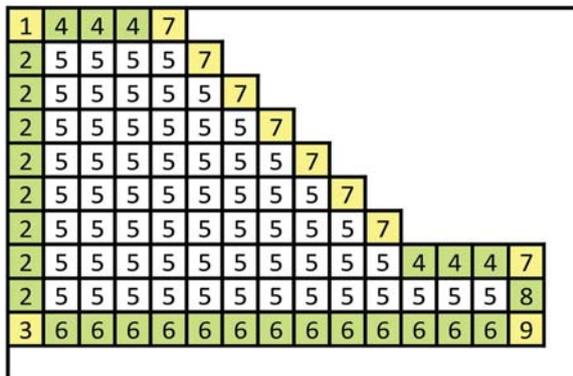
۲. روش‌شناسی پژوهش

۲.۱. ایجاد سطح گسیختگی بحرانی

برای یافتن سطح گسیختگی بحرانی ابتدا نیاز است یک سطح گسیختگی آزمایشی در نظر گرفته شود. در پژوهش حاضر، یک سطح دایره‌ی به مرکز (x_c, y_c) و شعاع (r_c) در نظر گرفته شده است. مختصات نقاط دیگری (x_i, y_i) برای تعریف هندسه‌ی شیروانی استفاده و تراز آب با تابع $y_{pwp}(x)$ بیان می‌شود. در گام بعدی، سطح گسیختگی با سه متغیر کنترل (x_c, y_c, r_c) ایجاد می‌شود.



شکل ۲. حالت‌های مختلف شرط مرزی برای یک المان.



شکل ۳. کدگذاری المان‌های یک شیروانی به صورت نمونه.

شود. دو نوع شرط مرزی برای هر کدام از مرزها در نظر گرفته شده است: شرط مرزی اول، دبی عبوری از هر مرز است. شرط مرزی دوم، نیز مقدار مشخص هد فشار در مرزهاست. در جدول‌های ۱ و ۲، اصلاحات لازم در هر مرز و هر نوع شرط مرزی ارائه شده است. در المان‌هایی که دو مرز دارند، اعمال هر دو شرط به صورت هم‌زمان باید انجام شود.

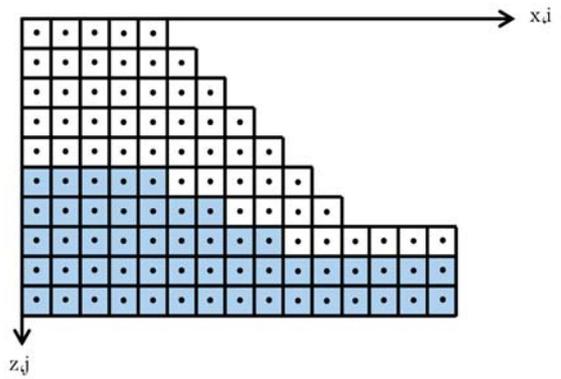
ضرایب ستاره‌دار و ضرایب بدون ستاره دو تفاوت با یکدیگر دارند. تفاوت اول در محاسبه k میانگین (هدایت هیدرولیکی میانگین) است، که از هد فشار در گره (در تکرار قبل) و هد مرز استفاده می‌شود. تفاوت دوم، دارای ضریب ۲ است. به عنوان مثال به رابطه ۵ می‌توان اشاره کرد:

$$A^* = 2 \times \frac{1}{\Delta x^2} k (h_{i,j}^{n+1,m}, h_{BC}) \quad (5)$$

۳.۲. تابع هدف

همان‌طور که در ابتدا گفته شد، مناسب‌ترین سطح گسیختگی شامل کمینه‌ی ضریب اطمینان مرتبط است. در مطالعه‌ی حاضر، از روش بیشاپ، بر اساس روش تعادل حدی برای به دست آوردن ضریب اطمینان شیروانی استفاده شده است.

لازم به ذکر است که دو نوع رویکرد برای به دست آوردن مقاومت برشی خاک غیراشباع وجود دارد: الف) رویکرد ϕ_b ، ب) رویکرد تنش مؤثر، که در مطالعه‌ی



شکل ۱. وضعیت گره‌ها و المان‌ها در یک شیروانی با سطح آب زیرزمینی.

می‌توان به رابطه‌های ونگنوختن^{۳۳}، فردلانند و زینگ^{۳۴} اشاره کرد. در ادامه، در مورد روابط مذکور، توضیحات بیشتری ارائه شده است. علاوه بر این، هدایت هیدرولیکی خاک نیز تابعی از هد فشار است، که بر اساس روابط مشخصه‌ی خاک و رطوبت قابل استخراج است.

۱.۲.۲. گسسته‌سازی مکانی

گسسته‌سازی مکانی یا به عبارت دیگر المان‌بندی محیط، بر اساس ابعاد المان‌های ورودی $(\Delta x, \Delta z)$ محیط را مش‌بندی می‌کند. خروجی مش‌بندی اخیر، یک آرایه است که تعداد درایه‌های آن، نشان‌دهنده‌ی تعداد ستون‌های تشکیل‌دهنده‌ی محیط و مقدار هر درایه، نشان‌دهنده‌ی تعداد المان‌های آن ستون است.

گره‌ها، نقاط میانی هر المان هستند. وضعیت گره‌ها و المان‌ها در شکل ۱ مشاهده می‌شود. لذا برای تعیین تعداد گره‌های موجود، کافی است تا مقادیر کلیه‌ی درایه‌های آرایه‌ی مذکور با یکدیگر جمع شوند. تعداد گره‌ها، نشان‌دهنده‌ی ابعاد دستگاه معادلات $A \cdot h = B$ است، که با حل آن در هر گام زمانی، هد فشار در گره‌ها تعیین می‌شود.

شماره‌گذاری گره‌ها از سلول سمت چپ و بالا شروع و به سلول سمت راست و پایین ختم می‌شود. بیشترین تعداد سلول‌ها در راستای قائم (تعداد سلول‌های ستون اول) را J_{max} و بیشترین تعداد سلول‌ها در راستای افقی (تعداد ستون‌ها)، I_{max} نامیده می‌شود.

برای برقراری ارتباط بین شماره‌ی گره و موقعیت آن و بالعکس، دو زیربرنامه در نظر گرفته شده است. یک زیربرنامه که با مشخص شدن i و z ، شماره‌ی گره را در اختیار کاربر قرار می‌دهد و زیربرنامه‌ی دیگر، با دریافت شماره‌ی گره، موقعیت گره یعنی i و z آن را بر می‌گرداند. از دو زیربرنامه‌ی اشاره شده در تشکیل دستگاه معادلات و تعیین موقعیت ضرایب در ماتریس ضرایب (A) و بردار معلومات (B) استفاده می‌شود.

۲.۲.۲. اعمال شرایط مرزی روی گره‌های کناری محیط

از دیدگاه اعمال شرایط مرزی، المان‌ها دارای ۹ حالت هستند: ۴ حالت، المان‌هایی هستند که فقط در یک وجه خود مرز و در سه وجه دیگر با سایر المان‌ها در ارتباط‌اند. ۴ دسته‌ی دیگر، المان‌هایی هستند که از دو وجه به مرز و از دو وجه به المان‌های مجاور محدود می‌شوند. دسته‌ی نهم المان‌هایی هستند که از هر ۴ وجه توسط المان‌های دیگر محصور شده‌اند. در شکل ۲، ۹ حالت مذکور مشاهده می‌شوند. المان‌های یک سطح شیروانی نیز به صورت نمونه همانند شکل ۳ کدگذاری شده‌اند. با مشخص شدن وضعیت شرط مرزی برای هر المان، رابطه‌ی ۵ باید بر اساس شرط مرزی برای المان‌های کناری محیط (المان‌های با کدهای غیر از ۵) اصلاح

جدول ۱. تغییرات معادله در شرایط مرزی هد کل آب در مرزها.

طرف راست	ضریب					مقدار شرط مرزی	مرز
	$h_{i+1,j}^{n+1,m+1}$	$h_{i,j+1}^{n+1,m+1}$	$h_{i,j}^{n+1,m+1}$	$h_{i,j-1}^{n+1,m+1}$	$h_{i-1,j}^{n+1,m+1}$		
$-B^*h_{top}(i)$ اضافه می‌شود.	-	-	B* با B جایگزین می‌شود.	صفر	-	$h_{top}(i)$	بالا
$-E^*h_{bottom}(i)$ اضافه می‌شود.	-	صفر	E* با E جایگزین می‌شود.	-	-	$h_{bottom}(i)$	پایین
$-A^*h_{left}(j)$ اضافه می‌شود.	-	-	A* با A جایگزین می‌شود.	-	صفر	$h_{left}(j)$	چپ
$-F^*h_{right}(j)$ اضافه می‌شود.	صفر	-	F* با F جایگزین می‌شود.	-	-	$h_{right}(j)$	راست

جدول ۲. تغییرات معادله در شرایط مرزی شار در مرزها.

طرف راست	ضریب					مقدار شرط مرزی	مرز
	$h_{i+1,j}^{n+1,m+1}$	$h_{i,j+1}^{n+1,m+1}$	$h_{i,j}^{n+1,m+1}$	$h_{i,j-1}^{n+1,m+1}$	$h_{i-1,j}^{n+1,m+1}$		
R حذف می‌شود. $-\frac{q_{top}(i)}{\Delta z}$ اضافه می‌شود.	-	-	B از تعریف D حذف می‌شود.	صفر	-	$q_{top}(i)$	بالا
P حذف می‌شود. $\frac{q_{bottom}(i)}{\Delta z}$ اضافه می‌شود.	-	صفر	E از تعریف D حذف می‌شود.	-	-	$q_{bottom}(i)$	پایین
$-\frac{q_{left}(j)}{\Delta z}$ اضافه می‌شود.	-	-	A از تعریف D حذف می‌شود.	-	صفر	$q_{left}(i)$	چپ
$\frac{q_{right}(j)}{\Delta z}$ اضافه می‌شود.	صفر	-	F از تعریف D حذف می‌شود.	-	-	$q_{right}(j)$	راست

حاضر از رویکرد تنش مؤثر استفاده شده است. لازم به ذکر است که امکان انطباق بین روابط استفاده شده در تعیین مقاومت برشی خاک‌های غیراشباع از هر دو دیدگاه تنش مؤثر و متغیرهای مستقل حالت تنش، یعنی تنش خالص و مکش بافتی، وجود دارد. این مهم با معادل قرار دادن مقاومت برشی منتج از هر یک از رویکردها با هم حاصل می‌شود، که در آن صورت، رابطه $\tan(\varphi_b) = \chi \tan(\varphi')$ میان زاویه اصطکاک داخلی خاک و زاویه افزایش مقاومت برشی با مکش توسط پارامتر χ بیشاپ به هم مرتبط می‌شود. در این صورت، مقاومت برشی حاصل از دو رویکرد یکسان خواهد بود. برای توضیح بیشتر، می‌توان به فصل ششم از کتاب مرجع لو و لیکاس (۲۰۰۴) مراجعه کرد. [۲۳]

شایان ذکر است که در محاسبه تنش مؤثر، امکان استفاده از پارامترهای دیگری علاوه بر درجه‌ی اشباع مؤثر [۲۴] نیز وجود دارد، که عمدتاً پارامترهای مذکور به عنوان تابعی از درجه‌ی اشباع خاک تعریف می‌شوند. [۲۵، ۲۶] بنابراین استفاده از درجه‌ی اشباع مؤثر در نوشتار حاضر، منحصر به فرد نیست و امکان استفاده از رویکردهای جایگزین هم وجود دارد. بنابراین، ضریب اطمینان را می‌توان با استفاده از رابطه‌ی

$$FS = \frac{\sum \left[\frac{(c'.b) + (W - u_a b) \tan \phi' + (u_a - u_w).b \tan \phi^b}{m_\alpha} \right]}{\sum W_i \sin \alpha} \quad (6)$$

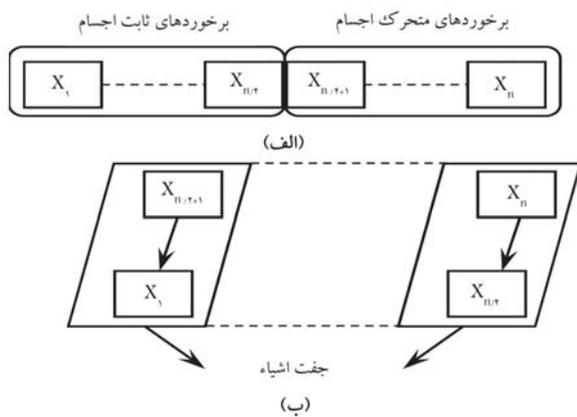
که در آن، m_α از رابطه‌ی ۷ محاسبه می‌شود:

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{FS} \quad (7)$$

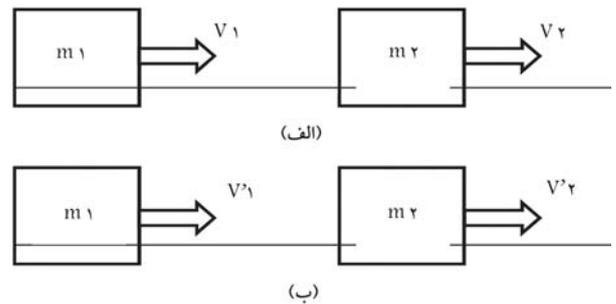
که در آن، c' چسبندگی مؤثر خاک، W وزن قطعه، a فشار هوا، u_w فشار آب، ϕ' زاویه‌ی اصطکاک مؤثر، b عرض قطعه، φ_b پارامتر مقاومت برشی خاک غیراشباع و α زاویه‌ی قطعه با افق است. در صورت استفاده از رویکرد تنش مؤثر، پارامتر φ_b در رابطه‌ی ۶ با رابطه‌ی ۸ جایگزین می‌شود:

$$\varphi_b = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \tan \varphi' \quad (8)$$

که در آن، پارامتر تنش مؤثر χ نام دارد، θ_r درصد رطوبت حجمی ماندگار، θ_s درصد رطوبت حجمی در شرایط اشباع و θ درصد رطوبت حجمی هستند.



شکل ۵. الف) طبقه‌بندی CB ها، ب) برخورد.



شکل ۴. برخورد بین دو جسم قبل و بعد از برخورد.

بنابراین، تعیین سطح گسیختگی بحرانی با هدف کمیته‌سازی رابطه‌ی ۵ با تغییر موقعیت مرکز کمان گسیختگی و شعاع مربوط به آن در فضای جستجو است.

۴.۲. الگوریتم بهینه‌سازی برخورد اجسام CBO

الگوریتم CBO، مبتنی بر برخورد یک‌بعدی بین اجسام است. هر راه‌حل به عنوان یک جسم با جرم در نظر گرفته می‌شود. پس از برخورد دو جسم متحرک، که توده و سرعت مشخص دارند، با سرعت‌های جدید از هم جدا می‌شوند. این برخورد باعث می‌شود تا عوامل به سمت موقعیت‌های بهتر در فضای جستجو حرکت کنند. CBO مفهوم ساده‌ی دارد و به هیچ پارامتر داخلی بستگی ندارد. نتایج عددی نشان می‌دهند که CBO با سایر روش‌های فرا اکتشافی در حال رقابت است. [۲۷]

۱.۴.۲. قوانین برخورد اجسام

برخورد بین اجسام تابع قوانین حرکت و انرژی است. هنگامی که یک برخورد در یک سیستم رخ می‌دهد مطابق شکل ۴، کل حرکت سیستم اشیاء حفظ می‌شود. به شرط عدم وجود نیروهای خارجی بر روی اشیاء، حرکت همه‌ی اشیاء قبل از برخورد برابر با حرکت همه‌ی اشیاء پس از برخورد است (رابطه‌ی ۹).

$$m_1 v_1 + m_2 v_2 = m_1 v'_1 + m_2 v'_2 \quad (9)$$

به همین ترتیب، پایداری انرژی جنبشی به شرح رابطه‌ی ۱۰ تعیین می‌شود:

$$\frac{1}{2} m_1 v_1^2 + \frac{1}{2} m_2 v_2^2 = \frac{1}{2} m_1 v'^2_1 + \frac{1}{2} m_2 v'^2_2 + Q \quad (10)$$

فرمول سرعت پس از برخورد یک بعدی به صورت رابطه‌های ۱۱ و ۱۲ است:

$$v_1' = \frac{(m_1 - \varepsilon m_2) v_1 + (m_2 + \varepsilon m_1) v_2}{m_1 + m_2} \quad (11)$$

$$v_2' = \frac{(m_2 - \varepsilon m_1) v_2 + (m_1 + \varepsilon m_2) v_1}{m_1 + m_2} \quad (12)$$

که در آنها، ε ضریب بازتاب برخورد (COR) از ۰ تا ۱ از دو جسم برخوردکننده، به عنوان نسبت سرعت نسبی جدایی به سرعت نسبی رویکرد تعریف شده است (رابطه‌ی ۱۳):

$$\varepsilon = \frac{|v'_2 - v'_1|}{|v_2 - v_1|} = \frac{v'}{v} \quad (13)$$

با توجه به ضریب COR، دو مورد خاص از هرگونه برخورد به این شرح است:

۱- برخورد کاملاً کشسان به عنوان موردی تعریف شده است، که در اثر برخورد انرژی سینماتیکی تلف نشده است ($Q = 0, \varepsilon = 1$). در واقعیت، هر برخورد

ماکروسکوپی بین اشیاء، مقداری از انرژی جنبشی را به انرژی درونی و سایر شکل‌های انرژی تبدیل می‌کند. در این حالت، پس از برخورد، سرعت جداسازی زیاد است.

۲- برخوردی از نوع غیرکشسان است، که در آن بخشی از انرژی جنبشی به شکل دیگری از انرژی در برخورد تغییر می‌یابد. جنبش در برخوردهای غیرکشسان محافظت می‌شود (همانند برخورد کشسان)، اما نمی‌توان انرژی جنبشی را از طریق برخورد ردیابی کرد زیرا برخی از آن به شکل‌های دیگر انرژی تبدیل می‌شود. در این حالت، ضریب بازتاب برخورد مساوی ۱ نیست ($0 \leq \varepsilon < 1$ و $Q \neq 0$) پس از برخورد، سرعت جداسازی کم است. برای واقعی‌ترین اشیاء، مقدار ε بین ۰ تا ۱ است.

۲.۴.۲. تئوری الگوریتم CBO

با استفاده از قوانین برخورد، که در بخش قبل بحث شده است، روش CBO می‌تواند به طور خلاصه به این شرح بیان کرد:

۱- موقعیت‌های اولیه‌ی CB با مقاردهای اولیه‌ی تصادفی از یک جمعیت از افراد در فضای جستجو تعیین می‌شود (رابطه‌ی ۱۴).

$$x_i = x_{min} + rand(x_{max} - x_{min}), i = 1, 2, \dots, n \quad (14)$$

که در آن، X_i مقدار اولیه‌ی بردار CB را تعیین می‌کند. X_{min} و X_{max} کمینه و بیشینه‌ی بردارهای مقادیر مجاز متغیرها هستند. rand یک عدد تصادفی در فاصله‌ی $[0, 1]$ و n تعداد CB است.

۲- بزرگی جسم برای هر CB مطابق رابطه‌ی ۱۵ است:

$$m_k = \frac{\frac{1}{fit(k)}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{fit(i)}} \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (15)$$

که در آن، $fit(i)$ نشان‌دهنده‌ی مقدار تابع هدف برخورد جسم i ام و n تعداد اجسام است.

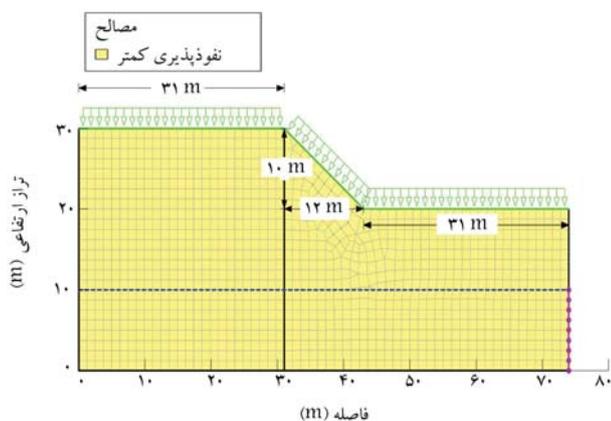
۳- تنظیم مقادیر تابع هدف CB به ترتیب صعودی مانند شکل ۵ - الف انجام می‌شود. CB‌های طبقه‌بندی شده به همان اندازه به دو گروه تقسیم می‌شوند.

- نیمه‌ی پایینی CB: این CB‌ها عوامل خوبی هستند، که ثابت هستند؛ یعنی سرعت این اجسام قبل از برخورد صفر است (رابطه‌ی ۱۶):

$$v_i = 0 \quad i = 1, 2, \dots, \frac{n}{2} \quad (16)$$



شکل ۶. تعیین گویه گسیختگی با روش بهینه‌سازی.



شکل ۷. مدل هندسه‌ی شیروانی و شرایط مرزی.

۱.۳. مدل‌سازی در برنامه‌ی SLOPE/W

برای مقایسه و صحت‌سنجی کد نوشته شده، از بخش‌های SLOPE/W و SEEP/W در نرم‌افزار ژئواستودینو (۱۸، ۲۰) استفاده شده است. هدف، بررسی پایداری سطوح شیب‌دار و تعیین ضریب اطمینان در طراحی شیب است. این فرایند از روش‌های تعادل حدی مختلفی انجام می‌شود، که در اینجا از روش بیشاپ استفاده شده است.

در شکل ۷، هندسه‌ی شیروانی و شرایط مرزی هیدرولیکی مشاهده می‌شود. زاویه‌ی شیروانی، ۴۰ درجه بوده است. بر پایه‌ی کار تل^{۳۸} و همکاران (۱۹۹۹)، شیروانی‌هایی که در سنگاپور دچار گسیختگی شده‌اند، زاویه‌ی پنجه‌پی بین ۲۷-۷۰ درجه داشته‌اند. ارتفاع شیروانی ۱۰ متر بوده و نیز پارامترهای مقاومت برشی خاک $c' = 2 \text{ KPa}$ ، $\varphi' = 26^\circ$ ، وزن مخصوص خاک 20 KN/m^3 و پارامتر خاک غیراشباع $\varphi_b = 20^\circ$ در نظر گرفته شده است.^[۲۸] این مسئله برای دو بارندگی با شدت 9 mm/hr و 8 mm/hr به مدت یک روز و همچنین دو هدایت هیدرولیکی متفاوت، که مشخصات آن در جدول ۳ ارائه شده است، حل شده است. لازم به ذکر است که به منظور اخذ نتایج یکسان با نتایج گزارش شده‌ی راه‌ارذجو^{۳۹} و

نیمه‌ی بالایی CB: این CB ها به سمت نیمه‌ی پایین حرکت می‌کنند. سپس، مطابق شکل ۵ - ب، CB های بهتر و بدتر، یعنی مقادیر بهتر از هر گروه با هم برخورد می‌کنند. تغییر وضعیت جسم، نشان‌دهنده‌ی سرعت این اجسام قبل از برخورد است (رابطه‌ی ۱۷):

$$v_i = x_i - x_{i-\frac{n}{4}} \quad i = \frac{n}{4} + 1, \dots, n \quad (17)$$

که در آن، v_i و x_i سرعت و موقعیت بردار CB در گروه قبلی و $x_{i-\frac{n}{4}}$ موقعیت i ام در گروه قبلی است.

۴- سرعت اجسام ساکن و متحرک پس از برخورد (v'_i) به ترتیب با استفاده از روابط ۱۸ و ۱۹ به دست می‌آیند:

$$v'_i = \frac{(m_{i+\frac{n}{4}} + \varepsilon m_{i+\frac{n}{4}}) v_{i+\frac{n}{4}}}{m_i + m_{i+\frac{n}{4}}} \quad i = 1, 2, \dots, \frac{n}{4} \quad (18)$$

$$v'_i = \frac{(m_i - m_{i-\frac{n}{4}}) v_i}{m_i + m_{i-\frac{n}{4}}} \quad i = \frac{n}{4} + 1, \frac{n}{4} + 2, \dots, n$$

$$\varepsilon = 1 - \frac{iter}{iter_{max}} \quad (19)$$

در رابطه‌ی $iter$ و $iter_{max}$ تعداد تکرار فعلی و تعداد کل تکرارها برای فرایند بهینه‌سازی و ε ضریب جبران هستند.

۵- موقعیت‌های جدید CB با سرعت‌های تولید شده پس از برخورد در موقعیت CB های ثابت ارزیابی می‌شوند. موقعیت‌های جدید هر CB در حال حرکت با رابطه‌ی ۲۰ به‌روزرسانی می‌شوند:

$$x_i^{new} = x_{i-\frac{n}{4}} + rand^\circ v'_i \quad i = \frac{n}{4} + 1, \dots, n \quad (20)$$

همچنین موقعیت‌های جدید CB ثابت از طریق رابطه‌ی ۲۱ به دست می‌آیند:

$$x_i^{new} = x_i + rand^\circ v'_i \quad i = 1, \dots, n \quad (21)$$

که در آن، x_i ، v'_i به ترتیب موقعیت جدید، موقعیت قبلی و سرعت بعد از برخورد جسم i ام است. $rand$ یک بردار تصادفی از توزیع یکنواخت در محدوده‌ی $[1, -1]$ و علامت ۰، نشان‌دهنده‌ی ضریب عنصر به عنصر است.

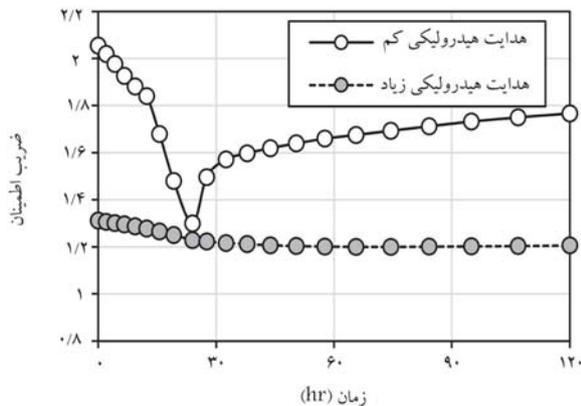
۶- بهینه‌سازی از مرحله‌ی دو تکرار می‌شود، تا زمانی که یک معیار خاتمه مانند بیشینه‌ی تعداد تکرار برآورده شود.

۳. حل مثال عددی

بخش حاضر به تعیین سطح گسیختگی شیروانی با استفاده از الگوریتم CBO و مدل‌سازی در نرم‌افزار ژئواستودینو^{۳۷} اختصاص یافته است. برای این منظور، ابتدا برخی از پاسخ‌های تصادفی بر اساس روش الگوریتم تولید می‌شوند. هر پاسخ به ترتیب شامل سه داده‌ی جداگانه است: x ، y و r ، که مختصات کمان گسیختگی و شعاع آن هستند. سپس، هندسه‌ی شیروانی به قطعاتی تقسیم می‌شود. پس از آن، یک مش مناسب برای تولید پارامترهای برش، مانند: وزن، فشار آب منافذ و ... با استفاده از تفاضلات محدود تولید و سپس، تابع هدف، یعنی ضریب اطمینان ارزیابی می‌شود. با تکرار روش اخیر، موقعیت مطلوب کمان بحرانی و کمینه‌ی ضریب اطمینان به دست می‌آیند. مراحل کار روش معرفی شده در شکل ۶ مشاهده می‌شود.

جدول ۳. پارامترهای ورودی و ننگوختن.

K - s(m/s)	α (kPa)	n	θ_s	θ_r	Material
$1e^{-6}$	۱۰۰	۱/۵	۰/۴۵	۰/۴۵	هدایت هیدرولیکی کم
$۰/۰۰۰۱$	۱۰	۱/۵	۰/۴۵	۰/۰۵	هدایت هیدرولیکی زیاد



شکل ۹. مقایسه‌ی ضریب اطمینان برای بارندگی ۹ میلی‌متر بر ساعت.

برابر مکش، ماهیت برازشی دارند و قضاوت مهندسی گروه پژوهشی راه‌آوردجو در تعیین و برازش آن، نقش کلیدی داشته است. [۴۸ و ۴۹]

وجه تسمیه‌ی دو نوع خاک با هدایت هیدرولیکی کم و زیاد از پژوهش رحیمی و همکاران (۲۰۱۱)، [۴۹] اقتباس شده و به علت حفظ امانت علمی نویسندگان اصلی، در نوشتار حاضر تغییر نیافته است. خصوصیات هیدرولیکی ارائه شده در شکل ۸ به نحوی بوده است که بیان‌گر خاک‌های ریزدانه و برجای سنگاپور با دو سطح هدایت هیدرولیکی باشد. طبق منحنی‌های نگهداشت آب - خاک ارائه شده می‌توان استنباط کرد که مصالح خاکی با هدایت هیدرولیکی کم و زیاد به ترتیب تشابه زیادی به خاک‌های سیلت رسی و سیلت ماسه‌یی داشته‌اند.

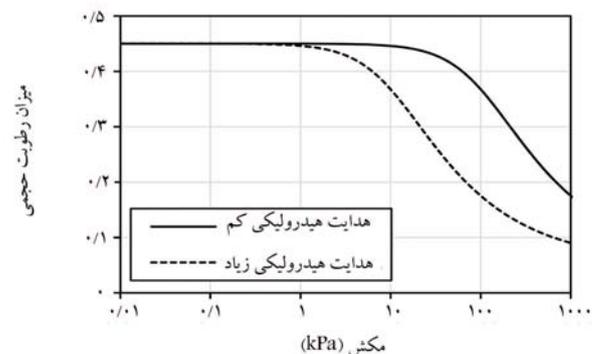
توزیع فشار آب حفره‌یی برای قسمت SLOPE/W تحت حالت گذرا در قسمت SEEP/W تعریف شده است. برای ایجاد جریان گذرا، این شرایط مرزی در نظر گرفته شده است:

- سطح اولیه‌ی آب زیرزمینی با هد فشار حفره‌یی منفی با مقدار $7/5$ m (kPa) (۷۵) در نظر گرفته شده است. [۴۸]

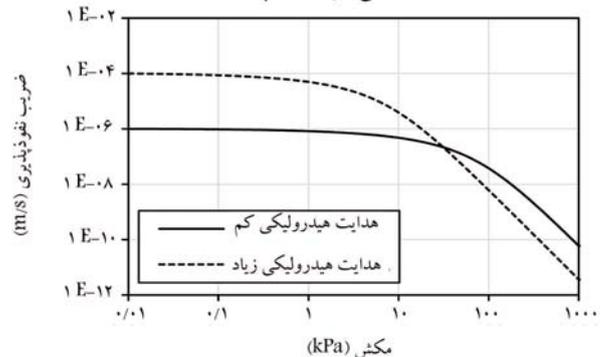
- مقدار بارندگی ۹ و ۸ میلی‌متر بر ساعت و میانگین شار نفوذ سالانه، جزء شرایط مرزی‌اند.

- در هر کل ۱۰ متر در مرزهای سمت راست و سمت چپ مدل، جریان صفر در نظر گرفته شده است.

در شکل‌های ۹ و ۱۰، مقدار ضریب اطمینان کمیته برای بارندگی ۹ و ۸ میلی‌متر بر ساعت در طی ۱۲۰ ساعت مشاهده می‌شود. لازم به ذکر است که مقدار ضریب اطمینان قبل از بارندگی برای خاک با هدایت هیدرولیکی بالاتر به طور قابل ملاحظه‌یی کمتر از خاک با هدایت هیدرولیکی کمتر بوده است؛ زیرا مقاومت مکش به همان اندازه برای خاک با همان فشار آب حفره‌یی ایجاد نشده است. با افزایش خیس شدن، هر دو خاک با کاهش ضریب اطمینان همراه هستند، اما این کاهش برای خاک با هدایت هیدرولیکی کمتر، بیشتر بوده است؛ که علت آن مقاومت مکش



الف) منحنی نگهداشت آب؛

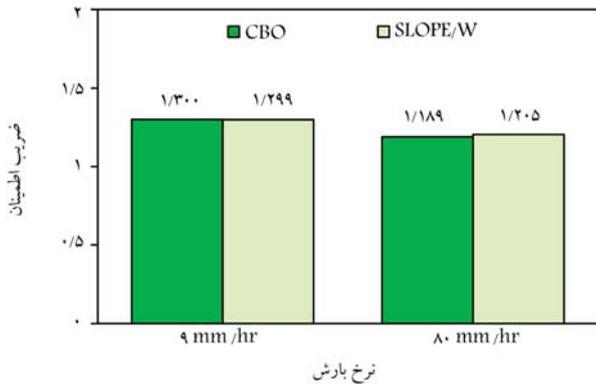


ب) تابع هدایت هیدرولیکی.

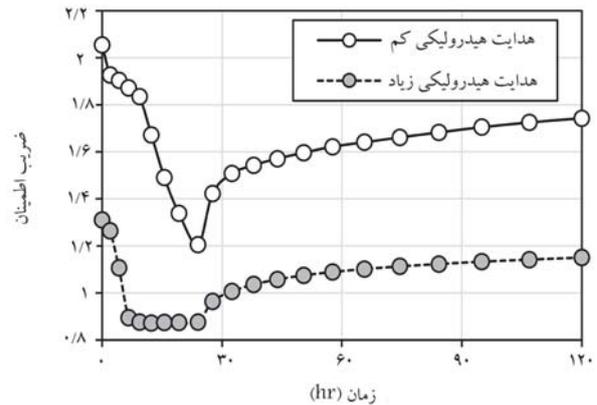
شکل ۸. خصوصیات هیدرولیکی دو نوع خاک با هدایت هیدرولیکی کم و زیاد. [۴۸]

همکاران (۲۰۰۷)، در تحلیل‌های مقایسه‌یی انجام شده از اثر تغییرات غیرخطی φ_b با مکش یا به عبارتی، تابع نرمال شده‌ی رطوبت حجمی در معادله‌ی ۸ صرف نظر شده است. [۴۸] به عبارت دیگر، علی‌رغم قابلیت کد توسعه یافته در لحاظ تغییرات غیرخطی φ_b به صورت تابعی از منحنی نگهداشت آب - خاک از طریق ترکیب معادله‌های ۶ و ۸، در مثال موردی کنونی جهت مقایسه‌ی نتایج با نوشتار راه‌آوردجو و همکاران (۲۰۰۷)، از مقدار φ_b ثابت استفاده شده است. دلیل پژوهشگران پیشین برای استفاده از φ_b ثابت، مطالعه‌ی آثار بارش فقط در تغییرات فشار آب حفره‌یی بوده و از تغییر پارامترهای مقاومت برشی خاک در اثر تغییرات مکش خودداری به عمل آمده است.

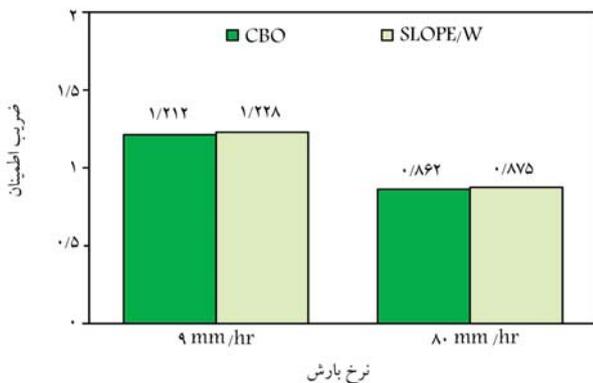
در شکل ۸، خصوصیات هیدرولیکی دو نوع مصالح با عنوان «هدایت هیدرولیکی کم و زیاد» مشاهده می‌شود. شکل ۸ - الف، مربوط به منحنی‌های نگهداشت آب - خاک و شکل ۸ - ب، مربوط به توابع ضریب نفوذپذیری - مکش دو خاک مذکور است. لازم به ذکر است که منحنی‌های ارائه شده برای کنترل عملکرد برنامه‌ی توسعه یافته از نوشتار راه‌آوردجو و همکاران (۲۰۰۷) اتخاذ شده است، که مربوط به مطالعه‌ی ناپایداری شیروانی‌های همگن تحت بارش بوده است. [۴۸] بنابراین می‌توان این طور برداشت کرد که توابع ارائه شده مربوط به مسیر هیدرولیکی ترشوندگی خاک هستند. همچنین لازم به ذکر است که توابع نگهداشت آب و ضریب نفوذپذیری در



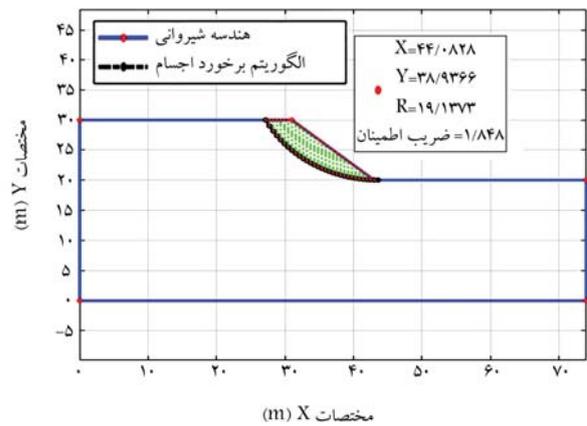
شکل ۱۲. مقایسه‌ی ضریب اطمینان در حالت هدایت هیدرولیکی کم با الگوریتم CBO و نرم‌افزار ژئواستودیو.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی ضریب اطمینان برای بارندگی ۸۰ میلی‌متر بر ساعت.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی ضریب اطمینان در حالت هدایت هیدرولیکی زیاد با الگوریتم CBO و نرم‌افزار ژئواستودیو.



شکل ۱۱. تحلیل شیروانی با الگوریتم CBO.

بیشتر است. همچنین لازم به ذکر است که شیروانی در بارندگی ۹ میلی‌متر بر ساعت به گسیختگی نمی‌رسد.

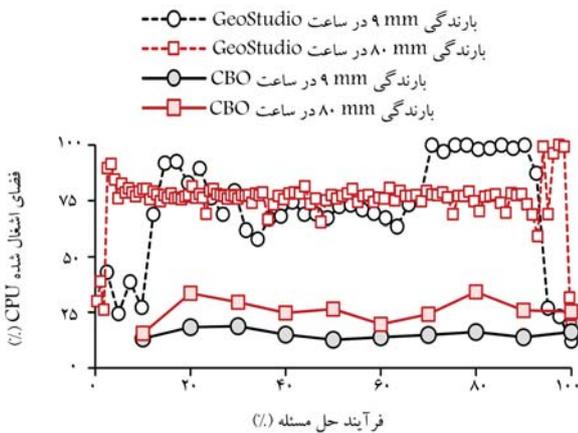
۲.۳. نتایج مثال‌های حل شده با CBO

در بخش شیروانی معرفی شده با الگوریتم بهینه‌سازی CBO، که در بخش ۲.۴.۲ کاملاً بررسی شده است، تجزیه و تحلیل صورت گرفته است. اندازه‌ی جمعیت هر الگوریتم $N=100$ و تعداد تکرار ۱۰۰ در نظر گرفته شده است، که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود و تعداد قطعات ۳۰ بوده است.

در شکل ۱۲، ضریب اطمینان برای هر دو مقدار بارندگی با نرم‌افزار SLOPE/W و با الگوریتم CBO در حالت هدایت هیدرولیکی کم مقایسه شده است. در شکل ۱۳، نیز این مقایسه برای هدایت هیدرولیکی اخیر انجام شده است.

همان‌طور که در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ مشخص است، در شدت بارندگی ۸۰ میلی‌متر بر ساعت، گرچه الگوریتم ضریب اطمینان کمتر بوده است، ولی قابل اغماض است. همچنین مشاهده می‌شود که الگوریتم بهینه‌یابی برخورد اجسام، ضریب اطمینان بحرانی‌تری را نشان می‌دهد.

در شکل‌های ۱۴ و ۱۵، مقایسه‌ی درصد اشغال شدن واحد پردازنده‌ی مرکزی برای دو خاک ماسه‌یی و سیلتی با الگوریتم بهینه‌یابی برخورد اجسام و نرم‌افزار ژئواستودیو مشاهده می‌شود. در مسائل حجیم و بزرگ، عملاً تحلیل‌گر از زمان حل مسئله، تخمین و پیش‌بینی خاصی ندارد. بنابراین نمی‌توان با آگاهی به زمان پردازش مسئله، به سراغ روش‌های رایانش سریع^۴ رفت. اما در صورت ارائه‌ی گزارشی مبنی



شکل ۱۴. مقایسه‌ی درصد استفاده از واحد پردازنده‌ی مرکزی هنگام استفاده از الگوریتم CBO و نرم‌افزار ژئواستودیو در خاک ماسه‌یی.

بر حجم اختصاص‌یافته‌ی پردازش‌گر، این مهم حاصل خواهد شد و به عبارت دیگر، می‌توان روش‌های رایانش سریع از جمله پردازش موازی را پیاده‌سازی کرد. لازم به ذکر است که نیل به هدف مذکور با ارائه و مقایسه‌ی زمان حل، ممکن نیست (به علت عوامل متعدد تأثیرگذار، از جمله: پارچه‌بندی سخت‌افزاری و نرم‌افزاری رایانه) و راه آن فقط مقایسه‌ی درصد اشغال واحد پردازنده‌ی مرکزی توسط دو روش مذکور است.

هنگام استفاده از نرم‌افزار ژئواستودیو به طور میانگین از ۶۷٪ ظرفیت واحد

دایره‌ی و روش بیشاپ انجام شده است. الگوریتم بهینه‌یابی برخورد اجسام، نقطه‌ی دوران گوهی دایره‌ی لغزش را در فضا به صورت تصادفی رهیابی و پیدا کرده است؛ در نتیجه، مختصات نقاط برخورد دایره با شیروانی به دست آمده است. در صورتی که سطح گسیختگی آزمایشی مورد قبول باشد، گوهی لغزش به قطعاتی تقسیم و ضریب اطمینان با روش تفاضل محدود محاسبه می‌شود. این فرایند تا به دست آوردن ضریب اطمینان بهینه ادامه پیدا خواهد کرد. در نهایت، نتایج حاصل از الگوریتم جدید با خروجی‌های نرم‌افزار ژئواستودیو مقایسه شده است.

در بررسی پایداری شیروانی‌های خاکی غیراشباع، تابع هدف ضریب اطمینان است، که با استفاده از آن سطح لغزش شیروانی، که باعث به وجود آمدن کمترین ضریب اطمینان می‌شود، به دست می‌آید. مشخص شده است که الگوریتم بهینه‌یابی برخورد اجسام به دور از بهینه‌ی محلی به صورت موفق‌تری در نشان دادن ضریب اطمینان کمینه نسبت به نرم‌افزار ژئواستودیو عمل می‌کند و هر چه مقدار مش‌بندی ریزتر شود، ضریب اطمینان بحرانی‌تری به دست می‌آید.

از دیگر مزایای استفاده از الگوریتم بهینه‌یابی برخورد اجسام، می‌توان به کمتر اشغال شدن فضای واحد پردازنده‌ی مرکزی اشاره کرد. هر چند، برای مثال ساده‌ی حل شده، تغییرات ضریب اطمینان جزئی است، اما مهم‌ترین امتیاز کد جدید آن است که باعث کاهش حجم کارکرد واحد پردازنده‌ی مرکزی تا ۷۱٪ مستقل از نوع پردازنده شده است.

لازم به ذکر است که استفاده از نرم‌افزار ژئواستودیو، محدودیت‌هایی مانند مدل‌سازی پوشش گیاهی دارد، که استفاده از هوش مصنوعی امکان مدل‌سازی راحت‌تر پوشش گیاهی را فراهم می‌کند؛ زیرا مسئله تبدیل به یک مسئله ناپویسته می‌شود، که فقط با کدنویسی قابل حل است.

از معایب الگوریتم بهینه‌یابی برخورد اجسام می‌توان به تصادفی بودن آن اشاره کرد، که پس از هر بار خروجی گرفتن، جواب با اندکی تفاوت نسبت به خروجی قبلی حاصل می‌شود؛ البته در الگوریتم‌های بهینه‌یابی قطعی با وجود جواب یکتا، هزینه بیشتر و سرعت کمتر است.

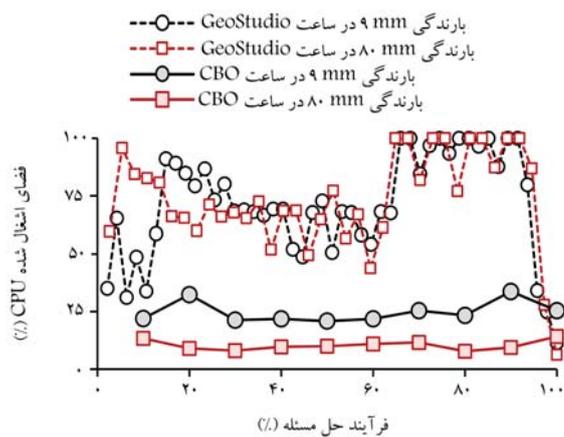
همچنین نتایج نشان می‌دهند که پایداری شیروانی غیراشباع به ویژگی پارامترهای خاک، شار نفوذ و شرایط رطوبت پیشین بستگی دارد. از مقایسه‌ی مقدار دو بارندگی بر روی دو نوع خاک سیلتی و ماسه‌یابی این نتیجه گرفته می‌شود که خاک با هدایت هیدرولیکی بیشتر، ضریب اطمینان کمتری را نشان می‌دهد؛ زیرا نفوذ باران در این شرایط راحت‌تر است و در بارندگی با حجم بیشتر، منجر به گسیختگی شیروانی می‌شود.

تقدیر و تشکر

بدین وسیله از حمایت مالی معاونت پژوهشی دانشگاه صنعتی شریف در قالب پنجمین طرح فراخوان گرنت از برنامه‌ی پژوهشی با عنوان «ارزیابی آزمایشگاهی جریان دوفازه در محیط متخلخل و تغییرشکل پذیر» به شناسه‌ی گرنت ۲۹۷۰۹۰۲، صمیمانه قدردانی و تشکر می‌شود.

پانویس‌ها

1. Smith



شکل ۱۵. مقایسه‌ی درصد استفاده از واحد پردازنده‌ی مرکزی هنگام استفاده از الگوریتم CBO و نرم‌افزار ژئواستودیو در خاک سیلتی.

پردازنده‌ی مرکزی رایانه استفاده شده است، در حالی که هنگام استفاده از نرم‌افزار متلب^{۲۱} و الگوریتم بهینه‌یابی برخورد اجسام به طور میانگین از ۱۹٪ ظرفیت واحد پردازنده‌ی مرکزی استفاده شده است. همان‌طور که مشخص است، استفاده از الگوریتم بهینه‌یابی برخورد اجسام در نرم‌افزار متلب، درصد اشغال واحد پردازنده‌ی مرکزی را به طور میانگین تا ۷۱٪ کاهش می‌دهد.

اشغال شدن ظرفیت بالایی از واحد پردازنده‌ی مرکزی، معایبی از جمله افزایش دمای پردازنده، کاهش سرعت سیستم و عدم امکان استفاده از سایر نرم‌افزارها را به همراه دارد.

هر چقدر واحد پردازنده‌ی مرکزی بیشتر درگیر شود، توان پردازشی پایین می‌آید و مسائل کمتری را می‌توان حل کرد، زمان حل بالا می‌رود و در مواردی دقت حل پایین می‌آید. در نتیجه، امکان پیچیده کردن مسائل کاهش می‌یابد.

۴. نتیجه‌گیری

اگرچه نرم‌افزارهای تجاری در زمینه‌ی تحلیل تراوش و پایداری شیروانی‌ها تحت شرایط غیراشباع در ۲ الی ۳ دهه‌ی گذشته توسعه یافته‌اند، اما محدودیت عمده‌ی آنها، عدم دسترسی به جعبه‌ی سیاه کد اصلی است؛ بنابراین محدودیت در لحاظ شرایط پیچیده‌تر دیگری همچون آثار پوشش گیاهی، ترک و بهینه‌تر ساختن دسته‌ی معادلات حاکم است. بنابراین در پژوهش حاضر، ضریب اطمینان در برابر پایداری شیروانی‌های متشکل از خاک غیراشباع تحت تأثیر شار سطحی بهینه‌یابی شده است. الگوریتم بهینه‌یابی توسعه یافته در کد مبتنی بر روش بهینه‌یابی برخورد اجسام (CBO) از زیرمجموعه‌ی الگوریتم‌های فراابتکاری است. کد مورد نظر، در نرم‌افزار متلب توسعه یافته و قادر به محاسبه و بهینه‌یابی مؤثر ضریب اطمینان در برابر پایداری با در نظر گرفتن آثار بارش اعمال شده به یک شیروانی خاکی در چارچوب معادله‌ی ریچاردز بوده است. محاسبات مربوط به ضریب اطمینان با فرض سطح گسیختگی

2. Baker & Garber
3. Nguyen
4. Arai & Tagyo
5. harmony search

6. ant colony optimization
7. particle swarm optimization
8. artificial bee colony
9. simulated annealing
10. cuckoo search
11. firefly algorithm
12. fish swarms algorithm
13. big-bang big-crunch
14. relevance vector machine
15. mutative scale chaos
16. tabu search
17. genetic algorithm
18. fireWorks algorithm
19. black hole algorithm
20. immunised evolutionary programming
21. differential evolution
22. evolutionary strategy
23. biogeography-based optimization
24. teaching learning based optimization
25. colliding bodies optimization
26. limit equilibrium method
27. Richards equation
28. "h"- based
29. "θ"-based
30. mixed form
31. Celia
32. soil-water characteristic
33. VanGenuchten
34. Fredlund-Xing
35. Lu & Likos
36. coefficient of restitution
37. Geostudio
38. Tol
39. Rahardjo
40. high performance computing
41. MATLAB

منابع (References)

1. Janbu, N. "Slope stability computations", *Embankment Dam Eng., John Wiley*, New York (1973).
2. Fellenius, W. "Calculation of stability of earth dam", *2nd Congr. large dams, Washington, DC*, **4**, pp. 445-446 (1936).
3. Bishop, A.W. "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Geotechnique*, **5**(1), pp. 7-17 (1954).
4. Morgenstern, N.R. and Price, V.E. "The analysis of the stability of general slip surfaces", *Geotechnique*, **15**(1), pp. 79-93 (1964).
5. Smith, I.M., Griffiths, D.V. and Margetts, L. "Programming the finite element method", *Google Books*, 5th edn. Wiley, Hoboken (2013).
6. Baker, R. and Garber, M. "Theoretical analysis of the stability of slopes", *Geotechnique*, **28**(4), pp. 395-411 (1978).
7. Baker, R. "Determination of the critical slip surface", *Geomechanics*, **4**(4), pp. 333-359 (1980).
8. Nguyen, V.U. "Determination of critical slope failure surfaces", *J. Geotech. Engrg., ASCE*, **111**(2), pp. 238-250 (1985).
9. Arai, K. and Tagyo, K. "Determination of noncircular slip surface giving the minimum factor of safety in slope stability analysis", *Soils Found.*, **25**(1), pp. 43-51 (1985).
10. Kaveh, A. "Applications of metaheuristic methods in civil engineering problems", *Springer*, **373** pp. (2017).
11. Cheng, Y.M., Li, L., Sun, Y.J. and et al. "A coupled particle swarm and harmony search optimization algorithm for difficult geotechnical problems", *Struct. Multidiscip. Optim.*, **45**(4), pp. 489-501 (2012).
12. Cheng, Y.M., Li, L., Lansivaara, T. and et al. "An improved harmony search minimization algorithm using different slip surface generation methods for slope stability analysis", *Eng. Optimization*, **40**(2), pp. 37-41 (2008).
13. Kahatadeniya, K.S., Nanakorn, P. and Neaupane, K.M. "Determination of the critical failure surface for slope stability analysis using ant colony optimization", *Eng. Geol.*, bf 108(1-2), pp. 133-141 (2009).
14. Gao, W. "Premium-penalty ant colony optimization and its application in slope stability analysis", *Appl. Soft Comput. J.*, **43**, pp. 480-488 (2016).
15. Gao, W. "Determination of the noncircular critical slip surface in slope stability analysis by meeting ant colony optimization", *J. Comput. Civ. Eng.*, **30**(2), 06015001 (2016).
16. Cheng, Y.M., Chi, S., and Wei, W.B. "Particle swarm optimization algorithm for the location of the critical non-circular failure surface in two-dimensional slope stability analysis", *Computers and Geotechnics*, **34**(2), pp. 92-103 (2007).
17. Khajehzadeh, M., Taha, M.R. and El-shafie, A. "Locating the general failure surface of earth slope using particle swarm optimisation", *Civ. Eng. Environ. Syst.*, **29**(1), pp. 37-41 (2012).
18. Kumar, D.N. and Reddy, M.J. "Multipurpose reservoir operation using particle swarm optimization", *WATER Resour. Plan. Manag.*, **133**(3), pp. 192-201 (2007).
19. Burman, A. and Himanshu, N. "Determination of critical failure surface of slopes using particle swarm optimization technique considering seepage and seismic loading", *Geotech. Geol. Eng.*, **37**(1), pp. 1261-1281 (2018).
20. Kang, F., Li, J. and Ma, Z. "An artificial bee colony algorithm for locating the critical slip surface in slope stability analysis", *Eng. Optim.*, **45**(2), pp. 207-223 (2013).
21. Cheng, Y.M. "Global optimization analysis of slope stability by simulated annealing with dynamic bounds and Dirac function", *Eng. Optim.*, **39**(1), pp. 17-32 (2007).
22. Gandomi, A.H., Kashani, A.R., Mousavi, M. and et al. "Slope stability analyzing using recent swarm intelligence techniques", *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, **39**(3), pp. 295-309 (2015).
23. Cheng, Y.M., Liang, L., Chi, S.C. and et al. "Determination of the Critical Slip Surface Using Artificial Fish Swarms Algorithm", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **134**(2), pp. 244-251 (2008).
24. Saha, A. "Big-bang big-crunch optimization in locating the critical surface in slope-stability", *In Indian geotechnical conference*, pp. 978-981 (2013).
25. Zhao, H., Yin, S. and Ru, Z. "Relevance vector machine applied to slope stability analysis", *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, **36**(5), pp. 643-652 (2012).

26. Hu, C., Jimenez, R., Li, S.C. and Li, L.P. "Determination of critical slip surfaces using mutative scale chaos optimization", *J. Comput. Civ. Eng.*, **29**(5), pp. 1-9 (2015).
27. McCombie, P. and Wilkinson, Ph. "The use of the simple genetic algorithm in finding the critical factor of safety in slope stability analysis", *Computers Geotech.*, **29**(8), pp. 699-714 (2002).
28. Das, S.K. "Slope stability analysis using genetic algorithm", *Electron. J. Geotech. Eng.* (2005).
29. Zolfaghari, A.R., Heath, A.C. and McCombie, P.F. "Simple genetic algorithm search for critical non-circular failure surface in slope stability analysis", *Comput. Geotech.*, **32**(3), pp. 139-152 (2005).
30. Sengupta, A. and Upadhyay, A. "Locating the critical failure surface in a slope stability analysis by genetic algorithm", *Appl. Soft Comput.*, **9**(1), pp. 387-392 (2009).
31. Jurado-Piña, R. and Optimization, R.J. "A genetic algorithm for slope stability analyses with concave slip surfaces using custom operators", *Eng. Optim.*, **47**(4), pp. 453-472 (2015).
32. Manouchehrian, A., Gholamnejad, J. and Sharifzadeh, M. "Development of a model for analysis of slope stability for circular mode failure using genetic algorithm", *Environ. Earth Sci.*, **71**(3), pp. 1267-1277 (2014).
33. Goh, A.T.C. "Search for critical slip circle using genetic algorithms", *Civ. Eng. Environ. Syst.*, **17**(3), pp. 181-211 (2000).
34. Xiao, Z., Tian, B. and Lu, X. "Locating the critical slip surface in a slope stability analysis by enhanced fireworks algorithm", *Cluster Comput.*, **22**(3), pp. 719-729 (2019).
35. Gao, W., Wang, X., Dai, S. and et al. "Study on stability of high embankment slope based on black hole algorithm", *Environ. Earth Sci.*, **75**(20), pp. 1-13 (2016).
36. Gao, W. "Slope stability analysis based on immunised evolutionary programming", *Environ. Earth Sci.*, **74**(4), pp. 3357-3369 (2015).
37. Singh, J., Banka, H. and Verma, A.K. "A BBO-based algorithm for slope stability analysis by locating critical failure surface", *Neural Comput. Appl.*, **31**(10), pp. 6401-6418 (2019).
38. Mishra, M., Gunturi, V.R. and Maity, D. "Teaching-learning-based optimisation algorithm and its application in capturing critical slip surface in slope stability analysis", *Soft Comput.*, **24**(4), pp. 2969-2982 (2020).
39. Johari, A. and Gholampour, A. "A practical approach for reliability analysis of unsaturated slope by conditional random finite element method", *Computers and Geotechnics*, **102**, pp.79-91 (2018).
40. Johari, A. and Talebi, A. "Stochastic analysis of rainfall-induced slope instability and steady-state seepage flow using random finite-element method", *International Journal of Geomechanics*, **19**(8), 04019085 (2019).
41. Daniel, H. "Environmental soil physics", *San Diego, Academic Press* (1998).
42. Celia, M.A., Bouloutas, E.T. and Zarba, R.L. "A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation", *Water Resour. Res.*, **26**(7), pp. 1483-1496 (1990).
43. Lu, N. and Likos, W.J. "Unsaturated soil mechanics", *Wiley, NY* (2004).
44. Khalili, N., Geiser, F. and Blight, G.E. "Effective stress in unsaturated soils: Review with new evidence", *Int. J. Geomech.*, **4**(2), pp. 115-126 (2004).
45. Garakani, A.A., Sadeghi, H., Saheb, S. and et l. "Bearing capacity of shallow foundations on unsaturated soils: analytical approach with 3D numerical simulations and experimental validations", *Int. J. Geomech.*, **20**(3), 04019181 (2020).
46. Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R. and et al. "An elastoplastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour", *Geotechnique*, **53**(1), pp. 123-135 (2003).
47. Kaveh, A. and Mahdavi, V.R. "Colliding bodies optimization: A novel meta-heuristic method", *Comput. Struct.*, **139**, pp. 18-27 (2014).
48. Rahardjo, H., Ong, T.H., Rezaur, R.B. and et al. "Factors controlling instability of homogeneous soil slopes under rainfall", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **133**(12), pp. 1532-1543 (2007).
49. Rahimi, A., Rahardjo, H. and Leong, E.C. "Effect of antecedent rainfall patterns on rainfall-induced slope failure", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **137**(5), pp. 483-491 (2011).

رفتار اتصال‌های لوله‌یی X شکل مقاوم شده با حلقه خارجی تحت بار محوری فشاری

حسین نصیرائی* (استادیار)

دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه گیلان، رشت

پویا رضادوست (دانشجوی دکتری)

دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۱ (دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۶۳-۷۳، پژوهشی)

در پژوهش حاضر، اثر سخت‌کننده حلقوی خارجی در مقاومت نهایی اتصال‌های لوله‌یی X شکل تحت بار فشاری مطالعه شده است. برای این هدف، ابتدا مدل عددی ساخته و دقت آن با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. سپس، ۱۱۷ مدل المان محدود جهت بررسی پارامتریک مشخصات هندسی اتصال و سخت‌کننده حلقوی ساخته شدند. در مدل‌های عددی مذکور، اثر غیرخطی هندسه و مصالح لحاظ شده است. همچنین، جوش متصل‌کننده اعضا فرعی به عضو اصلی مدل‌سازی شده است. نتایج نشان داده است که سخت‌کننده حلقوی خارجی می‌تواند مقاومت نهایی اتصال را تا ۳۶۷٪ افزایش دهد. علی‌رغم اثر محسوس سخت‌کننده در مقاومت نهایی اتصال، تاکنون هیچ رابطه‌یی جهت محاسبه مقاومت نهایی اتصال‌های X شکل با سخت‌کننده حلقوی خارجی استخراج نشده است؛ بنابراین، پس از انجام مطالعات پارامتریک در پژوهش حاضر، فرمول تحلیلی برای محاسبه مقاومت نهایی اتصال‌های سخت شده تحت بار فشاری ارائه شده است.

واژگان کلیدی: اتصال لوله‌یی X شکل، سخت‌کننده حلقوی خارجی، مقاومت نهایی، فرمول تحلیلی.

۱. مقدمه

بررسی رفتار سکوهای شابلونی^۱ فراساحلی نشان می‌دهد که معمولاً خرابی سازه‌های مذکور در محل تقاطع اعضا لوله‌یی رخ می‌دهد. به همین دلیل استحکام کافی اتصال‌ها بین المان‌های لوله‌یی از مهم‌ترین عوامل در پایداری یک سکوی شابلونی است.^[۱] یکی از انواع متداول اتصال‌های لوله‌یی، اتصال‌های نوع X است، که در آنها انتهای دو عضو فرعی به سطح خارجی عضو اصلی جوش می‌شوند (شکل ۱). هنگامی که اتصال X شکل تحت بار محوری فشاری قرار می‌گیرد، ممکن است به دلیل بیضوی‌شدگی^۲ عضو اصلی، کارایی خود را از دست بدهد. به همین دلیل نیاز به مقاوم‌سازی اتصال‌های مذکور برای دست‌یابی به ظرفیت باربری بالاتر وجود دارد.^[۲]

ژو^۳ و همکاران (۲۰۱۷)،^[۳] اتصال‌های لوله‌یی X شکل تقویت شده با سخت‌کننده حلقوی خارجی را به صورت آزمایشگاهی تحت بار فشاری قرار دادند و دریافته‌اند که استفاده از سخت‌کننده حلقوی خارجی توانسته است مقاومت نهایی را تا ۸۶٪ نسبت به اتصال تقویت نشده متناظر افزایش دهد. نتایج پژوهش ژائو^۴ و همکاران (۲۰۲۰)،^[۴] نشان داده است که ظرفیت نهایی اتصال‌های X شکل تقویت شده با سخت‌کننده حلقوی خارجی تحت بارکششی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۷/۱۷، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۱/۱۰، پذیرش ۱۴۰۰/۱۱/۱۳

DOI:10.24200/J30.2022.59133.3029

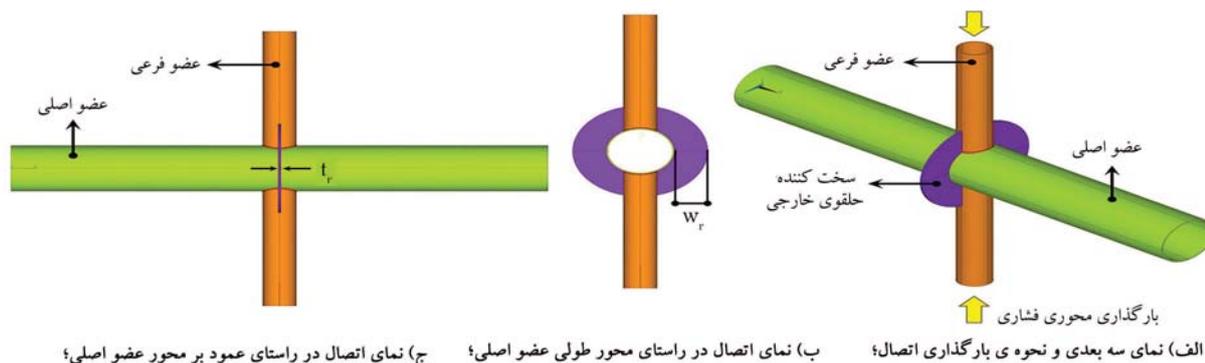
h.nassiraei@guilan.ac.ir
pooya.rezadost@gmail.com

تا ۵۰٪ نسبت به اتصال‌های تقویت نشده متناظر افزایش داشته است. ژو و همکاران (۲۰۱۶)،^[۴] به صورت آزمایشگاهی به بررسی اتصال‌های T شکل تقویت شده با سخت‌کننده حلقوی خارجی تحت نیروی محوری فشاری پرداخته و خاطرنشان کرده‌اند که سخت‌کننده حلقوی خارجی توانسته است به طور محسوس، سختی استاتیکی اولیه و مقاومت نهایی اتصال‌های T شکل را افزایش دهد.

بررسی عددی اتصال‌های X شکل تقویت شده با سخت‌کننده حلقوی داخلی نشان داده است که سخت‌کننده‌های ذکر شده منجر به افزایش محسوس مقاومت نهایی اتصال‌ها شده‌اند.^[۵] همچنین افزایش ۲۷ درصدی ظرفیت نهایی اتصال نوع X در حالت مقاوم‌سازی شده با ورق‌های تقویتی مثلثی شکل توسط لی^۵ و همکاران (۲۰۱۸)،^[۶] گزارش شده است.

نصیرائی و همکاران (۲۰۱۷)،^[۷] نیز به صورت آزمایشگاهی و عددی به بررسی اتصال‌های لوله‌یی X شکل تقویت شده با صفحات فولادی کالر^۶ تحت نیروی محوری فشاری پرداخته و دریافته‌اند که استفاده از صفحات کالر می‌تواند نقش خوبی در بهبود عملکرد و افزایش ظرفیت باربری اتصال‌ها داشته باشند.

چن^۷ و همکاران (۲۰۱۶)،^[۸] با تزریق گروت بین پوسته داخلی و خارجی در یک اتصال X شکل دو پوسته‌یی تحت فشار گزارش داده‌اند، که ظرفیت، سختی اولیه و شکل‌پذیری اتصال با تزریق گروت افزایش داشته است. میزان تأثیرگذاری



الف) نمای سه بعدی و نحوه ی بارگذاری اتصالات؛ ب) نمای اتصال در راستای محور طولی عضو اصلی؛ ج) نمای اتصال در راستای عمود بر محور عضو اصلی؛



د) پروفیل جوش.

$$\alpha = 2 L_r/D; \beta = d/D; \gamma = D/2T$$

$$\tau = t/T; \tau_r = t_r/T; \beta_r = 2 W_r/D$$

$$W_r: \text{عرض سخت کننده حلقوی خارجی}$$

$$t_r: \text{ضخامت سخت کننده حلقوی خارجی}$$

$$T, D: \text{قطر، ضخامت و طول عضو اصلی}$$

$$t, d: \text{قطر، ضخامت و طول عضو فرعی}$$

شکل ۱. جزئیات هندسی اتصالات لوله‌یی X شکل تقویت شده با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی.

نهایی اتصالات X شکل بررسی شده است. در مدل‌های عددی مذکور، اثر غیرخطی هندسه و اثر غیرخطی مصالح تشکیل‌دهنده اعضا در نظر گرفته شده است. علاوه بر آن، جوش متصل‌کننده اعضا فرعی به عضو اصلی در مدل‌های المان محدود ایجاد شده است. همچنین، پس از انجام مطالعه پارامتریک، یک معادله تحلیلی به منظور محاسبه مقاومت نهایی اتصالات لوله‌یی X شکل مقاوم‌سازی شده با سخت‌کننده حلقوی خارجی ارائه شده است.

۲. جزئیات مدل‌سازی عددی اتصالات لوله‌یی

جزئیات و روند مدل‌سازی عددی اتصالات لوله‌یی تقویت نشده و تقویت شده با سخت‌کننده حلقوی خارجی در نرم‌افزار ANSYS، در بخش حاضر ارائه شده است.

۱.۲. مشخص‌بندی اتصالات لوله‌یی X شکل

برای کاستن از حجم محاسبات و زمان مورد نیاز برای حل مسئله، به دلیل وجود تقارن در هندسه و بارگذاری اتصال، مدل‌سازی $\frac{1}{8}$ آن کافی است. همچنین، از المان سه‌بعدی Solid ۱۸۶ در تولید مش برای عضوهای اصلی، فرعی، جوش و سخت‌کننده حلقوی خارجی استفاده شده است. المان مذکور شامل ۲۰ گره است، که هر گره‌ی آن، ۳ درجه‌ی آزادی دارد. شایان ذکر است که برای مدل‌سازی جوش از پیشنهاد‌های آیین‌نامه‌ی جوش آمریکا (AWS) ^[۱۰]، ^[۱۱] استفاده شده است؛ که مطابق ضوابط آن، اندازه‌ی زاویه‌ی پخ، شکافت ریشه، زاویه‌ی شیار و ابعاد جوش شیاری با نفوذ کامل در اتصالات لوله‌یی تابعی از زاویه‌ی دی‌هدرال ^[۱۱] است. در پژوهش حاضر با محاسبه‌ی زاویه‌ی دی‌هدرال و فرض نیم‌رخ تخت برای جوش، ابعاد جوش از آیین‌نامه‌ی AWS استخراج و در مدل‌های عددی لحاظ شده‌اند.

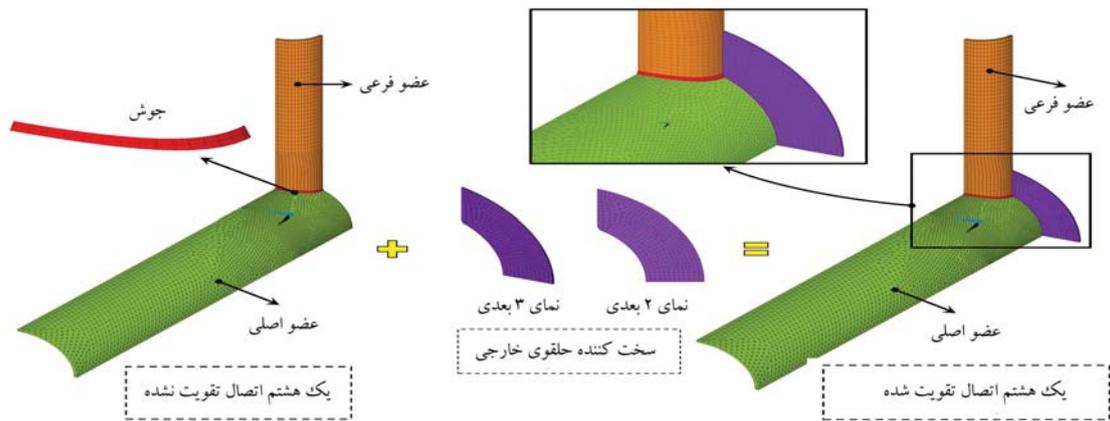
به منظور تولید مش با کیفیت مطلوب و همچنین تعادل بین حجم محاسبات و زمان لازم بین حل مسئله، بنا به نیازهای محاسباتی، اتصال به چندین حوزه تقسیم‌بندی و هر حوزه به صورت جداگانه مش‌بندی شده است. به عنوان نمونه، مش

روش تقویتی مذکور با افزایش β (نسبت قطر عضو فرعی به قطر عضو اصلی) بیشتر شده است. نصیرائی و رضادوست (۲۰۲۱)^[۹] تأثیر الیاف‌های پلیمری را در تغییر رفتار اتصالات لوله‌یی X شکل تحت بار فشاری بررسی کرده و دریافته‌اند که استفاده از الیاف‌های پلیمری در افزایش مقاومت نهایی تا ۱۳۲٪ مؤثر است.

مسئله‌ی نالایاراسو^۸ (۲۰۲۱)^[۱۰] به صورت آزمایشگاهی و عددی، مقاومت نهایی اتصالات لوله‌یی T شکل تقویت شده با حلقه‌های داخلی تحت بار محوری فشاری را مطالعه کرده‌اند. همچنین ضریب تقویتی مقاومت نهایی ناشی از وجود حلقه توسط آنها معرفی شده است. کو^۹ و همکاران (۲۰۲۱)^[۱۱] اثر حلقه‌ی خارجی در مقاومت نهایی اتصالات لوله - صفحه را ارزیابی کردند و دریافتند که وجود حلقه در انتهای صفحات، نقش مؤثری در افزایش عملکرد استاتیکی اتصالات می‌تواند داشته باشد. مظاهری و همکاران (۲۰۲۱)^[۱۲] روش‌های تقویتی موجود برای مقاوم‌سازی اتصالات سکوهای فراساحلی در حال بهره‌برداری را ارزیابی کرده‌اند. احمدپور و همکاران (۲۰۲۲)^[۱۳] به صورت آزمایشگاهی و عددی، اثر پارامترهای هندسی و شرایط مرزی را در عملکرد اتصالات لوله‌یی T شکل تحت بارگذاری خارج صفحه در دماهای بالا را مطالعه کرده‌اند.

مرور پژوهش‌های پیشین نشان می‌دهد که تاکنون، مطالعه‌ی پارامتریکی بر روی اثر مشخصات هندسی اتصال X شکل و ابعاد سخت‌کننده حلقوی خارجی در عملکرد اتصال X شکل انجام نشده است. همچنین، هیچ فرمولی جهت تعیین مقاومت نهایی اتصالات سخت شده مذکور در دسترس نیست. در نتیجه، هدف از نوشتار حاضر، بررسی آثار مشخصات هندسی اتصال و سخت‌کننده حلقوی خارجی در عملکرد استاتیکی غیرخطی اتصالات لوله‌یی X شکل تقویت شده تحت بار محوری فشاری شکل ۱ است. همچنین، رابطه‌ی تحلیلی با دقت بالا جهت محاسبه مقاومت نهایی اتصالات مقاوم‌سازی شده با سخت‌کننده حلقوی خارجی معرفی شده است.

در پژوهش حاضر، پس از ساخت و تکمیل مدل المان محدود، دقت آنها با نتایج آزمایشگاهی متعددی ارزیابی شده است. در مرحله بعد، با ساخت و تحلیل ۱۰۸ اتصال تقویت شده با سخت‌کننده حلقوی خارجی و ۹ اتصال تقویت نشده، تأثیر پارامترهای هندسی بی‌بعد اتصال و سخت‌کننده در مقاومت



شکل ۲. مش ایجاد شده برای یک نمونه‌ی اتصال لوله‌یی X شکل در حالت‌های تقویت نشده و تقویت شده با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی.

جدول ۱. مشخصات هندسی ۶ نمونه اتصال X شکل تقویت نشده و تقویت شده با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی جهت اعتبارسنجی مدل‌های عددی.

اتصال	$D(mm)$	α	β	γ	τ
S۱	۳۰۰/۰۳	۱۲/۰۰	۰/۲۵	۱۶/۴۰	۰/۹۰
S۲	۲۹۹/۶۷	۱۲/۳۰	۰/۵۳	۱۷/۱۰	۰/۹۳
S۳	۳۰۰/۰۰	۱۲/۰۰	۰/۷۳	۱۷/۹۰	۰/۹۹
S۴	۳۰۰/۳۰	۱۲/۰۶	۰/۲۵	۱۸/۳۳	۰/۷۵
S۵	۲۹۹/۶۰	۱۲/۰۶	۰/۵۱	۱۸/۶۱	۱/۰۱
S۶	۲۹۹/۸۰	۱۲/۰۵	۰/۷۳	۱۸/۶۲	۱/۰۰

ایجاد شده برای یک اتصال لوله‌یی X شکل تقویت شده با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی در شکل ۲ مشاهده می‌شود.

۲.۲. شرایط مرزی اتصال‌های لوله‌یی X شکل

درجه‌های آزادی در انتهای عضو اصلی آزاد هستند.^{[۹] و [۲]} همچنین، درجه‌های آزادی خارج از صفحه برای انتهای عضو فرعی بسته شده‌اند. به دلیل مدل‌سازی $\frac{1}{8}$ اتصال، شرایط مرزی تقارن روی سطوح تقارن اعمال شده است، تا نتایج به دست آمده از مدل‌های هندسی کاهش‌یافته منطبق بر نتایج یک اتصال کامل باشد.

۳. صحت‌سنجی مدل‌های عددی

در بخش حاضر، دقت مدل‌سازی عددی اتصال‌های لوله‌یی X شکل تقویت نشده و تقویت شده با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی با توجه به نتایج آزمایشگاهی ارزیابی شده است. مشخصات هندسی ۶ اتصال لوله‌یی جهت اعتبارسنجی مدل‌های عددی در جدول ۱ ارائه شده است. اتصال‌های S۱ تا S۳، اتصال‌های تقویت نشده هستند، که توسط نصیرائی و همکاران (۲۰۱۷)،^[۱۱] به صورت آزمایشگاهی بررسی شده‌اند. همچنین، اتصال‌های S۴ تا S۶، اتصال‌های تقویت شده با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی هستند، که توسط ژو و همکاران (۲۰۱۷)،^[۱۱] تجزیه و تحلیل شده‌اند. پس از مدل‌سازی اتصال‌های اشاره شده با مشخصات ارائه شده در جدول ۱ و با شبیه‌سازی تمام موارد انجام شده در آزمایشگاه، نتایج نمودارهای نیرو - جابه‌جایی اتصال‌های تقویت نشده و تقویت شده در شکل ۳ مشاهده می‌شود، که مطابق آن مدل‌های المان محدود به خوبی می‌توانند رفتار استاتیکی خطی و غیرخطی یک اتصال لوله‌یی X شکل تقویت نشده و تقویت شده تحت بار فشاری را پیش‌بینی کنند. نمودارهای حاصل از مدل‌سازی عددی تطابق خوبی با نمودارهای آزمایشگاهی نشان می‌دهند. مقایسه‌ی نمودارهای آزمایشگاهی و عددی نشان می‌دهد که نیروی متناظر با یک جابه‌جایی مشخص در مدل‌های المان محدود و آزمایشگاهی، بسیار نزدیک به یکدیگر است.

مقادیر مقاومت نهایی نتایج آزمایشگاهی و عددی در جدول ۲ مقایسه شده‌اند. بررسی جدول مذکور نشان می‌دهد که مقادیر مقاومت نهایی حاصل از دو روش در اتصال‌های تقویت نشده به طور متوسط 10% و در اتصال‌های تقویت شده به طور متوسط 6% با یکدیگر اختلاف دارند. از بخش حاضر می‌توان نتیجه‌گیری کرد

۳.۲. مشخصات مصالح و نحوه‌ی تحلیل غیرخطی اتصال‌های

لوله‌یی X شکل

اتصال لوله‌یی و سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی از فولادی با مدول یانگ 206 گیگاپاسکال، نسبت پواسون 0.3 و تنش تسلیم 270 مگاپاسکال ساخته شده‌اند، که از معیار تسلیم وون میز 12 تبعیت می‌کنند. جهت تحلیل استاتیکی غیرخطی اتصال‌های لوله‌یی X شکل تحت بار فشاری با در نظر گرفتن اثر غیرخطی بودن مصالح و هندسه‌ی غیرخطی از روش نیوتن - رافسون استفاده شده است. همچنین، برای پیش‌بینی رفتار اتصال بعد از خرابی از روش طول کمان 13 استفاده شده است. لو^{۱۴} و همکاران (۱۹۹۴)،^[۱۵] پیشنهاد کرده‌اند که برای تعیین مقاومت نهایی اتصال‌های تحت بار محوری فشاری، نمودار نیرو - جابه‌جایی ترسیم شود. جابه‌جایی در پیشنهاد آنها برابر تفاوت جابه‌جایی‌ها در محل برخورد عضو فرعی و اصلی (میانگین ۴ نقطه‌ی تاج^{۱۵} و آستانه^{۱۶}) با مرکز عضو اصلی در نظر گرفته شود. سپس حد تغییرشکل 0.3% قطر عضو اصلی ترسیم شود. با مشاهده‌ی محل برخورد حد تغییرشکل با نمودار و همچنین نقطه‌ی پیک نمودار، هر کدام که زودتر رخ دهد، مقاومت آن نقطه به عنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته شود. چو^{۱۷} و همکاران (۲۰۰۵)،^[۱۶] نظریه‌ی ارائه شده‌ی لو و همکاران (۱۹۹۴)،^[۱۵] را اصلاح و پیشنهاد کردند که محور جابه‌جایی برابر با تفاوت جابه‌جایی‌ها در محل برخورد عضوهای فرعی و اصلی (میانگین ۴ نقطه‌ی تاج و آستانه) با نقطه‌ی پایین عضو اصلی (در امتداد وسط عضو فرعی) و حد تغییرشکل در این حالت برابر با 0.6% قطر عضو اصلی در نظر گرفته شود. لازم به ذکر است که با توجه به تقارن اتصال X شکل، مقاومت نهایی حاصل از دو روش ذکر شده، یکسان است.

حلقوی خارجی تحت بار محوری فشاری، ۱۱۷ اتصال در نرم‌افزار ANSYS نسخه ۱۹/۰ مدل و تحلیل شدند. به منظور راحتی بیشتر در ایجاد ارتباط بین مقاومت نهایی با ابعاد سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی و اتصال، یک سری پارامترهای هندسی بی‌بعد، که در شکل ۱ تعریف شده‌اند، استفاده شده است. مشخصات هندسی اتصالات‌های بررسی شده در مطالعه‌ی پارامتریک، در جدول ۳ ارائه شده است.

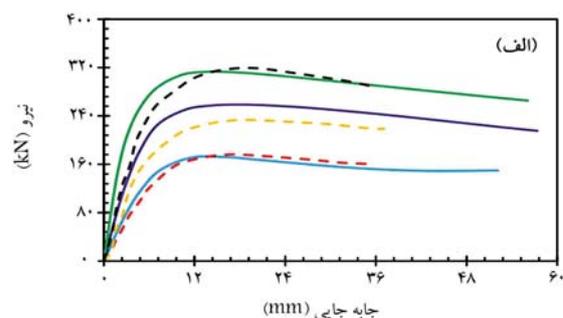
۱.۴. تأثیر پارامتر γ در مقاومت نهایی

در شکل ۴ مشاهده می‌شود که استفاده از سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی می‌تواند به طور محسوسی مقاومت نهایی اتصال لوله‌یی X شکل را افزایش دهد. به طور مثال، مقاومت نهایی اتصالی با $\gamma = 24^\circ$ ، $\beta = 5^\circ$ و $\alpha = 9^\circ$ در حالت تقویت نشده برابر $248/196$ کیلونیوتن است. تقویت اتصال مذکور با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی با مشخصات $\beta_r = 1^\circ$ و $\alpha_r = 2^\circ$ منجر به افزایش $366/656$ درصدی مقاومت نهایی شده است. علت افزایش مقاومت نهایی، افزایش سختی شعاعی عضو اصلی در ناحیه‌ی اتصال به دلیل وجود سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی است؛ زیرا بیشتر شدن سختی در ناحیه‌ی اتصال، سبب کاهش تغییرشکل و در نتیجه افزایش مقاومت نهایی می‌شود.

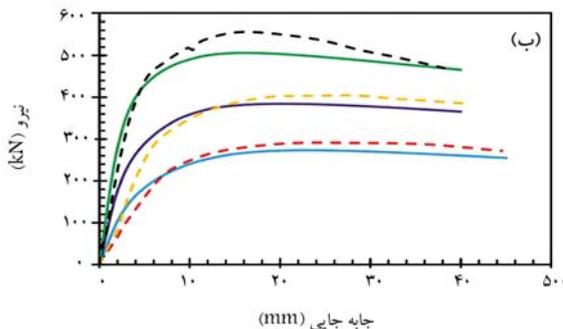
با کاهش مقدار γ (در صورت ثابت بودن قطر عضو اصلی)، مقاومت نهایی اتصالات‌های تقویت شده با افزایش محسوسی همراه می‌شود؛ زیرا هر چه مقدار γ کوچک‌تر شود، ضخامت عضو اصلی و همچنین ضخامت سخت‌کننده، بزرگ‌تر خواهد شد. افزایش دو پارامتر اخیر به طور محسوسی سبب افزایش سختی محل تقاطع عضوهای اصلی و فرعی می‌شود. در مقابل، کاهش مقدار γ منجر به کاهش محسوس نسبت مقاومت نهایی اتصالات‌های تقویت شده به مقاومت نهایی اتصالات‌های تقویت نشده می‌شود؛ زیرا اتصالات‌هایی با $\gamma = 24^\circ$ به دلیل ضخامت عضو اصلی و سخت‌کننده‌ی کمتر، ضعیف‌تر از اتصالات‌هایی با $\gamma = 16^\circ$ هستند؛ بنابراین استفاده از سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی بر روی اتصالات‌هایی با مقدار بزرگ γ نسبت به اتصالات‌هایی با مقدار کوچک γ مؤثرتر است. برای نمونه، نسبت مقاومت نهایی اتصال تقویت شده به تقویت نشده در صورت به کارگیری یک سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی با مشخصات $\beta_r = 0/6^\circ$ و $\alpha_r = 1/5^\circ$ به $2/29$ در اتصالی با $\gamma = 16^\circ$ برابر $2/05$ و در اتصالی با $\gamma = 24^\circ$ برابر $2/29$ است.

افزایش عرض و ضخامت سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی، بیضوی‌شدگی عضو اصلی را به تأخیر می‌اندازد. لذا نقش مهم سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی در افزایش مقاومت نهایی برای اتصالات‌هایی با مقدار γ بزرگ‌تر، محسوس‌تر است؛ زیرا اتصالات‌هایی با γ بزرگ‌تر، اتصالات‌های ضعیف‌تری هستند (به علت کوچک‌تر بودن ضخامت عضو اصلی و سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی). مطابق شکل ۴، مقاومت نهایی در صورت به کارگیری سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی با $\alpha_r = 0/5^\circ$ در اتصالی با $\gamma = 16^\circ$ با افزایش β_r از 2° به 1° ، $64/986\%$ افزایش داشته است. این در حالی است که همین میزان افزایش در پارامتر عرض سخت‌کننده در حالت $\gamma = 24^\circ$ مقاومت نهایی را $89/865\%$ افزایش داده است.

در شکل ۵، جابه‌جایی و کرنش خمیری برای اتصالات‌هایی با مقادیر متفاوت γ مشاهده می‌شود. مقدار بار اعمال شده برای هر دو اتصال برابر 400 کیلونیوتن است. مطابق شکل ۵، تغییرشکل اتصالات‌هایی با مقادیر کوچک γ ، یکنواخت‌تر از تغییرشکل در اتصالات‌هایی با مقدار بزرگ γ است، زیرا در اتصالات‌هایی با γ کوچک‌تر، سختی



شکل ۳. مقایسه‌ی نمودار نیرو - جابه‌جایی اتصالات‌ها: (الف) S۱ تا S۳ و (ب) S۴ تا S۶



شکل ۳. مقایسه‌ی نمودار نیرو - جابه‌جایی اتصالات‌ها: (الف) S۱ تا S۳ و (ب) S۴ تا S۶

شکل ۳. مقایسه‌ی نمودار نیرو - جابه‌جایی اتصالات‌ها: (الف) S۱ تا S۳ و (ب) S۴ تا S۶ حاصل از مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط نصیرانی و همکاران (۲۰۱۷) [۷] و ژو و همکاران (۲۰۱۷) [۲].

جدول ۲. مقایسه‌ی مقاومت نهایی اتصالات‌های S۱ تا S۶ حاصل از مدل‌سازی عددی و آزمون‌های آزمایشگاهی.

اتصال	مقاومت نهایی (kN)	
	مدل عددی	آزمایشگاهی
S۱	۱۷۸/۴	۱۷۵/۱
S۲	۲۶۵/۸	۲۳۳/۵
S۳	۲۶۹/۸	۳۱۹/۴
S۴	۲۶۹/۲۳	۲۸۳/۳۶
S۵	۳۸۴/۵۰	۴۰۱/۱۵
S۶	۵۰۵/۷۵	۵۵۷/۶۰

که مدل المان محدود توسعه داده شده در پژوهش حاضر با دقت مناسبی، توانایی پیش‌بینی رفتار استاتیکی غیرخطی اتصالات‌های تقویت نشده و تقویت شده را تحت بار فشاری دارد.

۴. مطالعه‌ی پارامتریک

در بخش ۳، نحوه‌ی مدل‌سازی عددی اتصالات‌های تقویت نشده و تقویت شده با نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی و دقت آنها تأیید شده است؛ بنابراین می‌توان به بررسی موضوع پژوهش حاضر پرداخت. جهت بررسی نحوه و مقدار تأثیر پارامترهای مختلف در عملکرد استاتیکی غیرخطی اتصالات‌های تقویت شده با سخت‌کننده‌ی

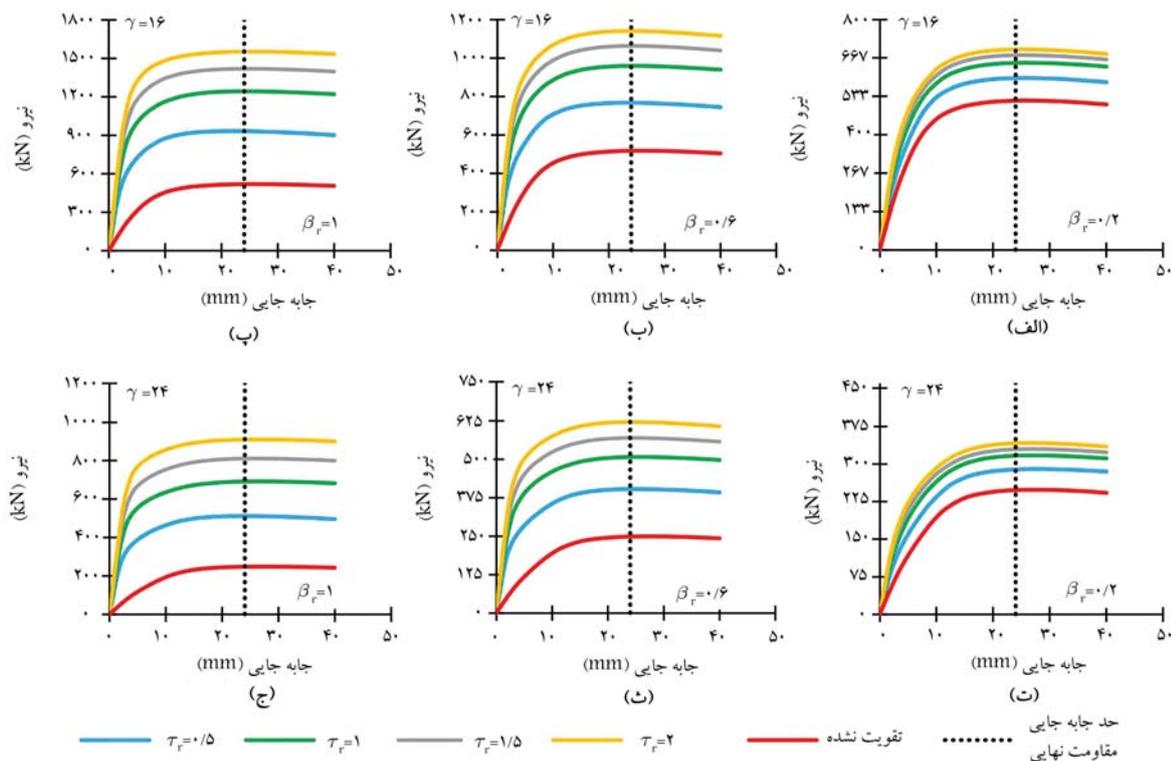
جدول ۳. مشخصات هندسی ۱۱۷ نمونه اتصال X شکل بررسی شده در مطالعه‌ی پارامتریک.

نام اتصال	$D(mm)$	α	β	γ	τ	β_r	τ_r
X1-X2-X3-X4						۰/۲۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X5-X6-X7-X8	۴۰۰/۰۰	۱۶/۰۰	۰/۴۰	۲۴/۰۰	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X9-X10-X11-X12						۱/۰۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X13						-	-
X14-X15-X16-X17						۰/۲۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X18-X19-X20-X21	۴۰۰/۰۰	۱۶/۰۰	۰/۶۰	۲۴/۰۰	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X22-X23-X24-X25						۱/۰۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X26						-	-
X25-X28-X29-X30						۰/۲۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X31-X32-X33-X34	۴۰۰/۰۰	۱۶/۰۰	۰/۸۰	۲۴/۰۰	۰/۶۰	۰/۶۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X35-X36-X37-X38						۰/۱۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X39						-	-
X40-X41-X42-X43						۰/۲۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X44-X45-X46-X47	۴۰۰/۰۰	۱۶/۰۰	۰/۵۰	۱۶/۰۰	۰/۹۰	۰/۶۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X48-X49-X50-X51						۱/۰۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X52						-	-
X53-X54-X55-X56						۰/۲۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X57-X58-X59-X60	۴۰۰/۰۰	۱۶/۰۰	۰/۵۰	۲۰/۰۰	۰/۹۰	۰/۶۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X61-X62-X63-X64						۱/۰۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X65						-	-
X66-X67-X68-X69						۰/۲۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X70-X71-X72-X73	۴۰۰/۰۰	۱۶/۰۰	۰/۵۰	۲۴/۰۰	۰/۹۰	۰/۶۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X74-X75-X76-X77						۱/۰۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X78						-	-
X79-X80-X81-X82						۰/۲۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X83-X84-X85-X86	۴۰۰/۰۰	۱۶/۰۰	۰/۲۰	۱۲/۰۰	۰/۵۰	۰/۶۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X87-X88-X89-X90						۱/۰۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X91						-	-
X92-X93-X94-X95						۰/۲۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X96-X97-X98-X99	۴۰۰/۰۰	۱۶/۰۰	۰/۲۰	۱۲/۰۰	۰/۷۵	۰/۶۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X100-X101-X102-X103						۱/۰۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X104						-	-
X105-X106-X107-X108						۰/۲۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X109-X110-X111-X112	۴۰۰/۰۰	۱۶/۰۰	۰/۲۰	۱۲/۰۰	۱/۰۰	۰/۶۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X113-X114-X115-X116						۱/۰۰	۰/۵۰-۱/۰۰-۱/۵۰-۲/۰۰
X117						-	-

عضو اصلی به دلیل داشتن ضخامت بزرگ‌تر، بیشتر از اتصال مشابه با γ بزرگ‌تر است. در اتصال با $\gamma = ۲۴$ ، تغییر شکل و کرنش خمیری محسوس در محل اتصال سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی به عضو فرعی روی می‌دهد. در اتصال با $\gamma = ۱۶$ نیز کرنش خمیری بیشینه در محل مشابه اما با مقداری بسیار کمتر رخ داده است؛ بنابراین با تغییر مقدار γ ، در صورت ثابت ماندن سایر مشخصات هندسی اتصال (β و τ)، موقعیت محل بحرانی اتصال از نظر کرنش خمیری بیشینه تغییر نخواهد کرد.

۲.۴. تأثیر پارامتر τ در مقاومت نهایی

پارامتر τ برابر با نسبت ضخامت عضو فرعی به ضخامت عضو اصلی است؛ بنابراین با افزایش پارامتر τ در اتصالاتی با مقادیر ثابت قطر و ضخامت عضو اصلی، ضخامت عضو فرعی افزایش می‌یابد. در شکل ۶ مشاهده می‌شود که مقادیر مقاومت نهایی اتصالات تقویت شده و تقویت نشده برای اتصالات‌های گروه اول ($\tau = ۰/۵$) کوچک‌تر از مقادیر مقاومت نهایی متناظر اتصالات‌های گروه دوم ($\tau = ۱/۰$) است.

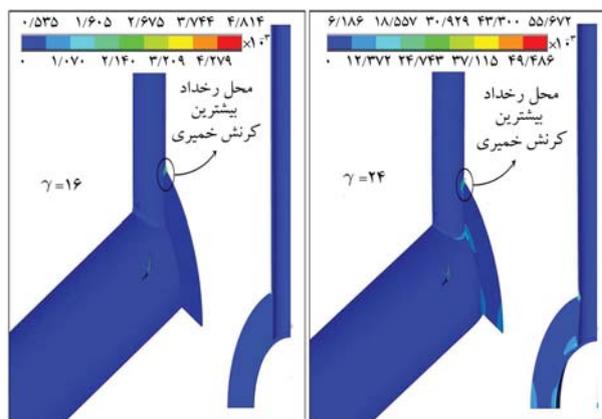


شکل ۴. تأثیر پارامتر γ در مقاومت نهایی ($\tau = 0/9$ و $\beta = 0/5$).

سخت‌کننده‌ی حلقوی افزایش می‌یابد. در چنین اتصال‌هایی، افزایش پارامتر ضخامت سخت‌کننده (τ_r) از $0/5$ به $1/0$ و افزایش پارامتر عرض سخت‌کننده (β_r) از $0/2$ به $0/6$ ، بیشترین تأثیرگذاری را در افزایش نسبت‌های مقاومت نهایی دارد؛ بنابراین استفاده از سخت‌کننده‌ی حلقوی با ابعاد متوسط ($\beta_r = 0/6$ و $\tau_r = 1/0$) در اتصال با τ بزرگ ($\tau = 1/0$) پیشنهاد می‌شود.

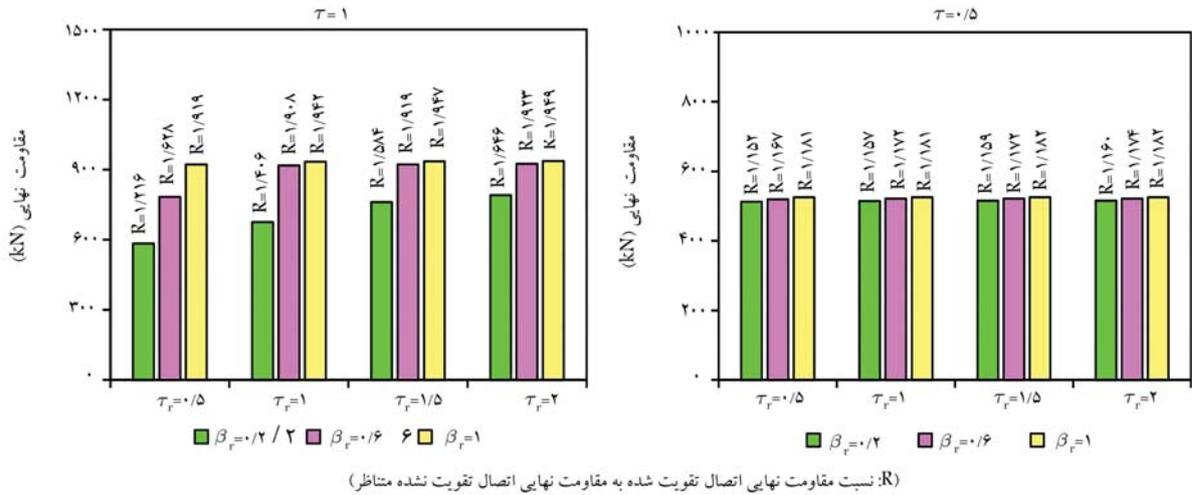
۳.۴. تأثیر پارامتر β در مقاومت نهایی

در بخش حاضر، تأثیر β در مقاومت نهایی تجزیه و تحلیل شده است. در شکل ۷ مشاهده می‌شود که مقاومت نهایی برای اتصال‌هایی با اندازه‌ی متوسط $\beta (0/4 = \beta)$ ، کوچک‌تر از مقاومت نهایی اتصال‌هایی با اندازه‌ی بزرگ $\beta (0/8 = \beta)$ است. این نتیجه حاصل از مدل‌های عددی به این صورت قابل توجیه است که بیضوی‌شدگی مقطع عضو اصلی، که قبل از بارگذاری دایروی است، در حالتی که اعضاء مهار می‌شوند به آن قطر کوچک‌تری داشته باشند، سریع‌تر رخ خواهد داد؛ زیرا ناحیه‌ی بزرگ‌تری از محل تقاطع، قابلیت بیضوی‌شدگی را دارند. نسبت مقاومت نهایی برای اتصال‌های تقویت شده در حالت $\beta = 0/8$ ، کوچک‌تر از نسبت مقاومت نهایی برای اتصال‌های تقویت شده در حالت $\beta = 0/4$ است؛ زیرا هر چقدر β کوچک‌تر باشد، سختی شعاعی عضو اصلی کمتر است و چون ناحیه‌ی بزرگ‌تری از محل اتصال، پتانسیل بیضوی‌شدگی را دارد، پس اتصال با $\beta = 0/4$ از اتصال با $\beta = 0/8$ ضعیف‌تر است و اثر سخت‌کننده در اتصال ضعیف‌تر، محسوس‌تر خواهد بود. برای نمونه، اتصال‌هایی با مقادیر β برابر $0/4$ و $0/8$ ، زمانی که اتصال‌ها با سخت‌کننده‌ی به مشخصات $\beta_r = 0/6$ و $\tau_r = 0/5$ تقویت شده‌اند، مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت شده به ترتیب برابر $1/765$ و $1/557$ برابر مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت نشده‌ی متناظر است.

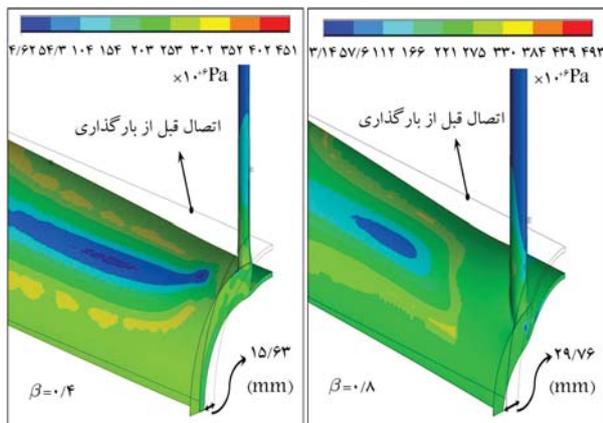


شکل ۵. تأثیر پارامتر γ در تغییر شکل اتصال‌ها ($\tau = 0/9$ و $\beta = 0/5$).

همچنین مطابق شکل ۶، نسبت‌های مقاومت نهایی برای اتصال‌های گروه اول کوچک‌تر از نسبت‌های مقاومت نهایی گروه دوم هستند. به عنوان مثال، برای اتصال‌هایی با مقادیر τ برابر با $0/5$ و $1/0$ ، زمانی که اتصال با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی با ابعاد $\beta_r = 0/2$ و $\tau_r = 2/0$ تقویت شده باشد، مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت شده به ترتیب $1/160$ و $1/646$ برابر مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت نشده‌ی متناظر می‌شود. افزایش عرض و ضخامت سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی در اتصال‌هایی با τ کوچک، تأثیر محسوسی در تغییر رفتار اتصال‌های تقویت شده ندارند، زیرا با افزایش ابعاد سخت‌کننده، نسبت‌های مقاومت نهایی به آهستگی افزایش می‌یابد؛ بنابراین استفاده از سخت‌کننده‌ی حلقوی با کمیته‌ی ابعاد $\beta_r = 0/2$ و $\tau_r = 0/5$ در اتصال‌های با τ کوچک ($\tau = 0/5$) پیشنهاد می‌شود. در مقابل، در اتصال‌هایی با τ بزرگ، مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت شده با افزایش ابعاد



شکل ۶. تأثیر پارامتر τ در مقاومت نهایی و نسبت مقاومت نهایی اتصال تقویت شده به مقاومت نهایی اتصال تقویت نشده (مناظر $\beta = 0/2$ و $\gamma = 12$).



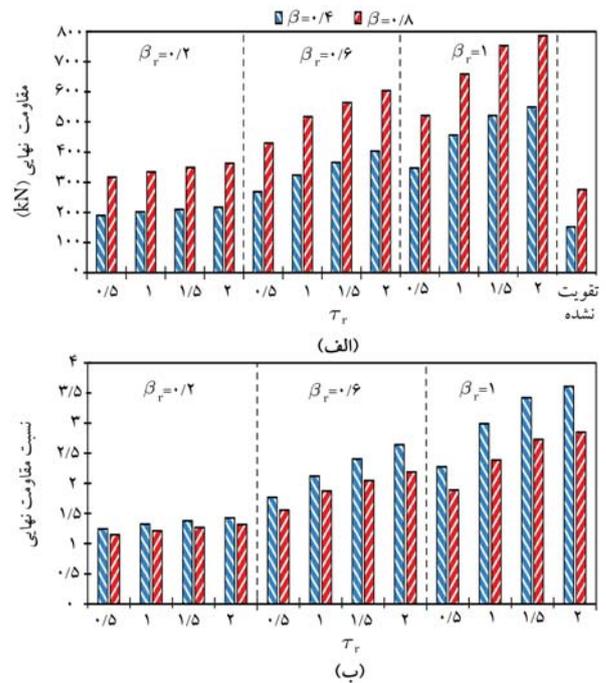
شکل ۸. تأثیر پارامتر β در تغییر شکل اتصال‌ها ($\tau = 0/6$ و $\gamma = 28$).

می‌دهد که در اتصال‌هایی با β بزرگ‌تر، سطح بیشتری از عضو اصلی درگیر بار اعمالی وارده از طرف عضو فرعی می‌شود.

۴.۴. تأثیر پارامترهای β_r و τ_r در مقاومت نهایی

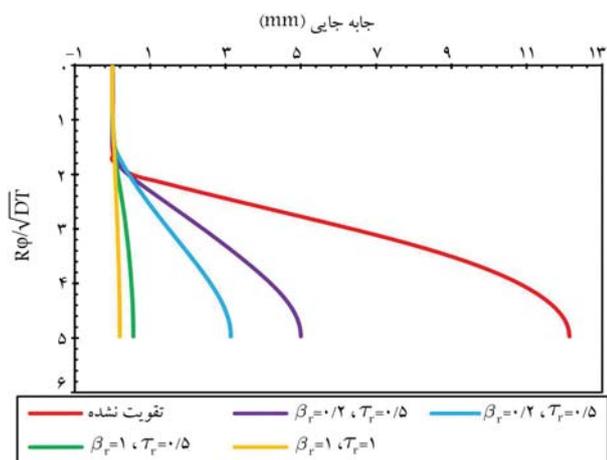
مجموعه‌یی از ۱۰۸ اتصال X شکل تقویت شده با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی ایجاد و تحت بار محوری فشاری قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهد که برای اتصال‌های تقویت شده با مشخصات هندسی $\gamma = 20$ ، $\beta = 0/5$ و $\tau = 0/9$ ، افزایش عرض و ضخامت سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی منجر به افزایش محسوس مقاومت نهایی و نسبت مقاومت نهایی می‌شود (شکل ۹)؛ زیرا افزایش هر یک از دو پارامتر مذکور سختی مقطع عضو اصلی در محل تقاطع اعضا به عنوان بحرانی‌ترین محل از نظر بیضوی شدگی را افزایش می‌دهد. به عنوان مثال، تغییر ضخامت سخت‌کننده‌ی حلقوی در حالت $\beta_r = 0/6$ از یک واحد ضخامت عضو اصلی به دو واحد ضخامت عضو اصلی، منجر به افزایش نسبت مقاومت نهایی از $1/99$ به $2/40$ شده است. به طور مشابه، تغییر پارامتر عرض سخت‌کننده‌ی حلقوی (β_r) در حالت $\tau_r = 0/2$ از $1/19$ به $1/0$ ، منجر به افزایش نسبت مقاومت نهایی از $1/19$ به $1/97$ شده است.

تأثیر تقویتی ضخامت سخت‌کننده‌ی حلقوی در مقاومت نهایی اتصال‌ها، زمانی



شکل ۷. تأثیر پارامتر β در الف) مقاومت نهایی و ب) نسبت مقاومت نهایی اتصال تقویت شده به مقاومت نهایی اتصال تقویت نشده ($\gamma = 28$ و $\tau = 0/6$).

شکل تغییر یافته و توزیع تنش وون میز اتصال‌های تقویت شده در شکل ۸ مشاهده می‌شود. مقدار جابه‌جایی اعمال شده بر روی عضوهای فرعی در هر دو اتصال برابر است. مطابق شکل مذکور، تغییر شکل اتصال با $\beta = 0/4$ از اتصال مشابه با $\beta = 0/8$ در صورت اعمال جابه‌جایی یکسان بر روی عضوهای فرعی، موضعی‌تر است. به عبارت دیگر، در اثر اعمال مقدار جابه‌جایی یکسان بر عضوهای فرعی، در اتصال با مقدار β بزرگ‌تر، تغییر شکل محسوس‌تری در قسمت مرکزی عضو اصلی روی می‌دهد. تغییر شکل بیشتر، باعث جذب بیشتر انرژی و در نتیجه منجر به افزایش مقاومت اتصال شده است. همچنین می‌توان مشاهده کرد که در اتصال‌هایی با مقدار $\beta = 0/8$ ، مقادیر تنش وون میز در عضو اصلی نسبت به مقادیر متناظر در اتصال‌هایی با مقدار $\beta = 0/4$ بالاتر است. پدیده‌ی مذکور نشان



شکل ۱۰. تأثیر پارامتر β_r و τ_r در بیضوی‌شدگی عضو اصلی ($\tau = 0/9$ ، $\beta = 0/5$ و $\gamma = 20$).

آن تقویت اتصال با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی، بیضوی‌شدگی عضو اصلی را به تأخیر می‌اندازد. به همین دلیل اتصالات‌های تقویت شده ظرفیت باربری بالاتری نسبت به اتصال تقویت نشده دارند. نتایج نشان می‌دهند که با افزایش ضخامت و عرض سخت‌کننده‌ی حلقوی، مهم‌ترین دلیل خرابی اتصال، یعنی بیضوی‌شدگی عضو اصلی، کمتر می‌شود؛ بنابراین با افزایش ابعاد سخت‌کننده‌ی حلقوی، توانایی اتصال در استهلاک انرژی بیشتر می‌شود.

۵. ارائه‌ی معادله‌ی پارامتری

تاکنون هیچ رابطه‌ی برای محاسبه‌ی مقاومت نهایی اتصالات‌های لوله‌یی نوع X در حالت تقویت شده با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی در دسترس نیست؛ بنابراین در مطالعه‌ی حاضر، رابطه‌ی تحلیلی برای این موضوع ارائه شده است، که هدف از آن، محاسبه‌ی نسبت مقاومت نهایی اتصال تقویت شده به مقاومت نهایی اتصال تقویت نشده‌ی متناظر (R_e) تحت بار فشاری بر اساس ۵ متغیر: β ، γ ، τ ، β_r و τ_r است. نسبت مقاومت نهایی (R_e) برابر نسبت حجم تسلیم شده در اتصال تقویت شده به حجم تسلیم شده در اتصال تقویت نشده است. همان‌طور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، در اتصال تقویت نشده در باری معادل با ظرفیت نهایی، حجم متقاطع بین عضو اصلی و فرعی (V_1) تسلیم می‌شود.

در اتصال تقویت شده نیز علاوه بر حجم متقاطع بین عضوهای اصلی و فرعی (V_1)، حجم سخت‌کننده‌ی حلقوی (V_2) نیز تسلیم خواهد شد. طرح محاسبه جهت دستیابی به نسبت مقاومت نهایی (R_e) در روابط ۱ الی ۱۰ ارائه شده است:

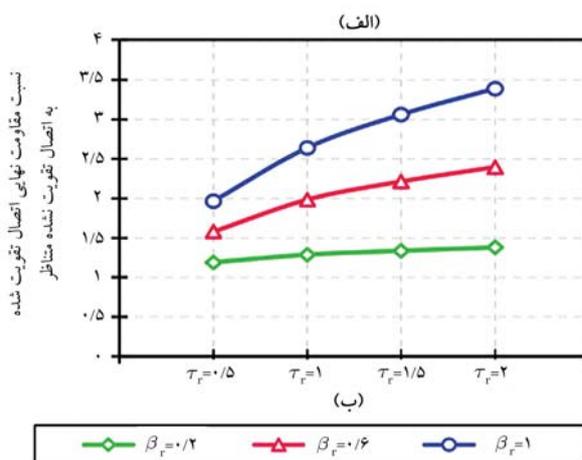
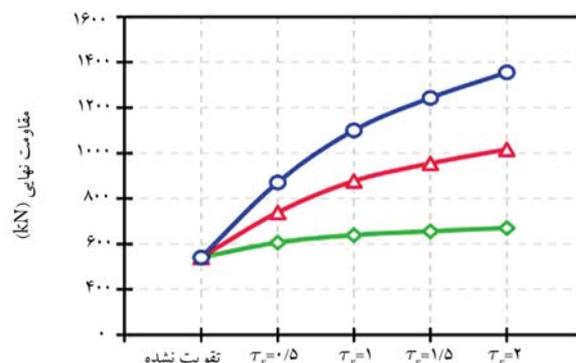
$$R_e = 1 + \frac{V_1}{V_2} \quad (1)$$

$$P = \pi \left(\frac{d}{4} + \frac{D}{2} \text{Arcsin} \beta \right) \quad (2)$$

$$V_1 = PTt \quad (3)$$

$$\text{Arcsin} \beta = \beta + \frac{\beta^3}{3!} \quad (4)$$

$$V_2 = \frac{\pi [(D + 2w_r)^2 - D^2]}{4} t_r = \pi t_r (w_r^2 + Dw_r) \quad (5)$$

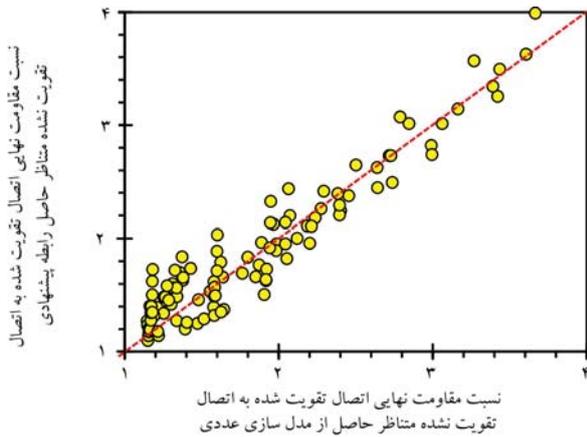


شکل ۹. تأثیر پارامتر β_r و τ_r در الف) مقاومت نهایی و ب) نسبت مقاومت نهایی اتصال تقویت شده به مقاومت نهایی اتصال تقویت نشده ($\tau = 0/9$ ، $\beta = 0/5$ و $\gamma = 20$).

که از سخت‌کننده با عرض بیشتر استفاده شده باشد، محسوس‌تر است؛ زیرا شیب خط $\beta_r = 1/0$ نسبت به خط $\beta_r = 0/2$ در شکل ۹ - ب تندتر است؛ یعنی مقاومت نهایی اتصال تقویت شده با سخت‌کننده‌ی $\beta_r = 0/2$ در صورت افزایش $\tau_r = 0/5$ از $2/0$ ، $19/0$ ٪ افزایش خواهد یافت. اما همین میزان افزایش در پارامتر مربوط به ضخامت سخت‌کننده در حالت $\beta_r = 1/0$ منجر به افزایش ۱۴۲ درصدی مقاومت نهایی شده است.

در صورت استفاده از سخت‌کننده‌ی حلقوی ضخیم‌تر، اثر تقویتی افزایش عرض سخت‌کننده در مقاومت نهایی محسوس‌تر می‌شود. برای نمونه، برای اتصالات‌هایی با مقدار τ_r برابر با $0/5$ ، زمانی که اتصالات‌ها با سخت‌کننده‌ی به مشخصات $\beta_r = 0/2$ و $\beta_r = 1/0$ تقویت شده‌اند، مقاومت نهایی اتصالات‌های تقویت شده به ترتیب برابر $1/19$ و $1/97$ برابر مقاومت نهایی اتصالات‌های تقویت نشده‌ی متناظر است؛ اما برای اتصالات‌هایی با مقدار τ_r برابر با $2/0$ ، زمانی که اتصالات‌ها با سخت‌کننده‌ی به مشخصات $\beta_r = 0/2$ و $\beta_r = 1/0$ تقویت شده‌اند، مقاومت نهایی اتصالات‌های تقویت شده به ترتیب برابر $3/39$ و $1/38$ برابر مقاومت نهایی اتصالات‌های تقویت نشده‌ی متناظر است.

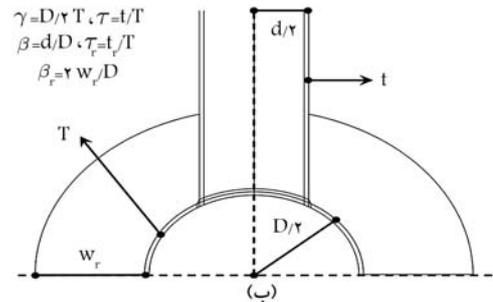
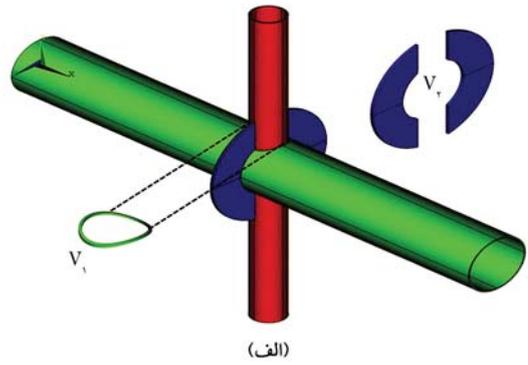
در شکل ۱۰، جابه‌جایی نقاط واقع بر روی خط حلقه (به منحنی مماس بر سطح بیرونی عضو اصلی که از محل تلاقی فصل مشترک اعضا با صفحه‌ی ماز بر محور عضو فرعی و عمود بر صفحه‌ی محورهای عضو اصلی و اعضاء فرعی عبور می‌کند، منحنی یا خط حلقه اطلاق می‌شود)، که متناظر با بیضوی‌شدگی عضو اصلی است، در حالت‌های تقویت شده و تقویت نشده مشاهده می‌شود، که مطابق



شکل ۱۲. مقایسه‌ی نسبت مقاومت نهایی حاصل از مدل‌سازی عددی و رابطه‌ی ۱۱.

جدول ۴. ارزیابی رابطه‌ی ارائه شده برای محاسبه‌ی مقاومت نهایی بر اساس معیارهای دیپارتمان انرژی بریتانیا. [۱۷]

رابطه	$P/R < 0/8$ %	$P/R > 1/5$ %	تصمیم پذیرش
(۱۱)	$OK < 5/0$ %	$OK < 5/0$ %	



شکل ۱۱. الف) حجم تسلیم در اتصالات تقویت شده و تقویت نشده، ب) طرح محاسبه جهت استخراج رابطه‌ی نسبت مقاومت نهایی اتصال تقویت شده به مقاومت نهایی اتصال تقویت نشده متناظر.

۱۲ است:

$$0/2 \leq \beta \leq 0/8$$

$$0/5 \leq \tau \leq 1/0$$

$$12 \leq \gamma \leq 28$$

$$0/2 \leq \beta_r \leq 1/0$$

$$0/5 \leq \tau_r \leq 2/0$$

(۱۲)

دیپارتمان انرژی بریتانیا، [۱۷] توصیه کرده است که اگر روابط $[P/R < 1/0] \leq$ و $[P/R < 0/8] \leq 5/0$ برقرار باشد، معادله پذیرفته می‌شود. اگر علاوه بر شرایط اخیر، شرط $[P/R > 1/5] \geq 5/0$ نیز برقرار شود، معادله پذیرفته می‌شود، ولی عموماً محافظه‌کارانه تلقی می‌شود (P/R) بیان‌گر مقاومت نهایی به دست آمده از معادله‌ی پارامتری به مقاومت نهایی حاصل از مدل‌سازی عددی است. ارزیابی رابطه‌ی ۱۱ با معیارهای دانشکده‌ی انرژی بریتانیا، [۱۷] در جدول ۴ ارائه شده است، که مطابق آن، معادله‌ی ارائه شده مورد پذیرش است و می‌توان از آن در طراحی استفاده کرد.

۶. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، پس از صحت‌سنجی مدل‌های عددی با مطالعات آزمایشگاهی پیشین، ۱۱۷ نمونه‌ی اتصال لوله‌ی X شکل با هدف بررسی تأثیرگذاری سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی در عملکرد استاتیکی اتصال لوله‌ی X شکل ساخته شده است. در ادامه، مهم‌ترین دستاوردهای پژوهش حاضر ارائه شده است:

(۱) سخت‌کننده‌های حلقوی خارجی توانسته‌اند تا مقاومت نهایی اتصال‌های X شکل را به ۳/۶۷ برابر مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت نشده متناظر ارتقاء دهند.

$$R_e = 1 + \frac{V_1}{V_f} = 1 + \frac{\pi DT t (\beta + \frac{\beta_r}{\tau})}{\pi t_r (w_r \tau + D w_r)} \quad (6)$$

$$\beta_r = \frac{\tau w_r}{D} \rightarrow R_e = 1 + \frac{Dt (\beta + \frac{\beta_r}{\tau})}{\tau_r D (\frac{\beta_r \tau}{\tau} + \frac{\beta_r}{\tau})} \quad (7)$$

$$\times \frac{T}{T} \rightarrow R_e = 1 + \frac{tT (\beta + \frac{\beta_r}{\tau})}{T \tau_r D (\frac{\beta_r \tau}{\tau} + \frac{\beta_r}{\tau})} \quad (8)$$

$$2\gamma = DT \rightarrow R_e = 1 + \frac{\tau (\beta + \frac{\beta_r}{\tau})}{\tau_r \gamma (\beta_r + \frac{\beta_r \tau}{\tau})} \quad (9)$$

$$R_e = 1 + \frac{\alpha_1 \tau^{\alpha_2} (\alpha_3 + \alpha_4 \beta^{\alpha_5})}{\alpha_6 \tau_r^{\alpha_7} \gamma^{\alpha_8} (\alpha_9 + \alpha_{10} \beta_r^{\alpha_{11}})} \quad (10)$$

با استفاده از نتایج ۱۰۸ اتصال لوله‌ی X شکل تقویت شده و ۹ اتصال تقویت نشده‌ی متناظر، ضرایب ثابت موجود در رابطه‌ی ۱۰ از طریق آنالیز رگرسیون غیرخطی به دست آمده است. در نتیجه، رابطه‌ی تعیین نسبت مقاومت نهایی اتصال تقویت شده با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی به مقاومت نهایی اتصال تقویت نشده متناظر (R_e) ، به صورت رابطه‌ی ۱۱ خواهد بود. مقایسه‌ی نسبت مقاومت نهایی حاصل از مدل‌های المان محدود و رابطه‌ی پارامتری ۱۱ در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود. پراکنندگی نقاط نسبت به خط نیمساز کم است، که نشان از دقت قابل قبول رابطه‌ی پیشنهادی دارد.

$$R_e = 1 + \frac{0/000005 \tau^{0/89} (1 - 0/73 \beta^0)}{3/47 \tau_r^{-0/52} \gamma^{-1/22} (1 - \beta_r^{0/00008})} \quad (11)$$

محدوده‌ی مجاز هر یک از پارامترهای موجود در رابطه‌ی ۱۱ به صورت روابط

طور محسوس افزایش یافته است، ولی نسبت مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت نشده به مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت نشده با کاهش محسوس همراه بوده است؛ بنابراین تأثیر سخت‌کننده در افزایش مقاومت نهایی در اتصال‌های با β کوچک‌تر، محسوس‌تر خواهد بود.

(۶) افزایش β_r و τ_r منجر به افزایش مقاومت نهایی و نسبت مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت شده، شده است. علاوه بر این، بیضوی‌شدگی عضو اصلی اتصال‌های تقویت شده با سخت‌کننده‌های ضخیم‌تر و عریض‌تر یکنواخت‌تر شده است.

(۷) یک رابطه‌ی تحلیلی برای محاسبه‌ی مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت شده با سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی ارائه شده است. رابطه‌ی پیشنهادی با توجه به معیارهای پذیرش دانشکده‌ی انرژی بریتانیا ارزیابی شده است. رابطه‌ی ذکر شده می‌تواند به طور قابل اعتمادی برای تحلیل و طراحی در سازه‌های لوله‌ای استفاده شود.

(۲) سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی منجر به بهبود بخشیدن مود خرابی اتصال‌ها شده است، زیرا بیضوی‌شدگی عضو اصلی به عنوان مهم‌ترین دلیل خرابی اتصال نوع X، در اتصال تقویت شده نسبت به اتصال تقویت نشده به طور محسوس کاهش یافته است.

(۳) با افزایش γ (در صورت ثابت بودن قطر عضو اصلی)، مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت شده با کاهش محسوس و نسبت‌های مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت شده به مقاومت نهایی اتصال‌های تقویت نشده با افزایش محسوس همراه شده است؛ بنابراین اثر تقویتی سخت‌کننده‌ی حلقوی خارجی با افزایش پارامتر γ (در صورت ثابت بودن قطر عضو اصلی) افزایش می‌یابد.

(۴) افزایش ضخامت عضو فرعی (در صورت ثابت بودن قطر عضو اصلی) منجر به افزایش پارامتر τ شده است، که با افزایش آن (τ)، مقاومت نهایی و نسبت مقاومت اتصال‌های تقویت شده افزایش یافته است.

(۵) با افزایش β (در صورت ثابت بودن قطر عضو اصلی)، مقاومت نهایی به

پانویس‌ها

1. jacket platforms
2. ovalization
3. Zhu
4. Zhao
5. Li
6. Collar
7. Chen
8. Masilamani and Nallayarasu
9. Qu
10. American Welding Society
11. Dihedral
12. Von Mises
13. arc-length
14. Lu
15. crown
16. saddle
17. Choo

منابع (References)

1. Chen, C., Shao, Y.B. and Yang, J. "Study on fire resistance of circular hollow section (CHS) T-joint stiffened with internal rings", *Thin-Walled Structures*, **92**, pp. 104-114 (2015).
2. Zhu, L., Yang, K., Bai, Y. and et al. "Capacity of steel CHS X-joints strengthened with external stiffening rings in compression", *Thin-Walled Structures*, **115**, pp. 110-118 (2017).
3. Zhao, L., Zhu, L., Sun, H. and et al. "Experimental and numerical investigation of axial tensile strength of CHS X-joints reinforced with external stiffening rings", *International Journal of Steel Structures*, **20**(3), pp. 1003-1013 (2020).
4. Zhu, L., Han, S., Song, Q. and et al. "Experimental study of the axial compressive strength of CHS T-joints reinforced with external stiffening rings", *Thin-Walled Structures*, **98**(Part B), pp. 245-251 (2016).
5. Zhang, F., Chen, Y.J., Chen, Y.Y. and et al. "Effects of ring-stiffeners on the behaviour steel tubular joints", *J. Space Struct.*, **10**, pp. 51-56 (2004).
6. Li, W., Zhang, S., Huo, W. and et al. "Axial compression capacity of steel CHS X-joints strengthened with external stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, **141**, pp. 156-166 (2018).
7. Nassiraei, H., Zhu, L., Lotfollahi-Yaghin, M.A. and et al. "Static capacity of tubular X-joints reinforced with collar plate subjected to brace compression", *Thin-Walled Structures*, **119**, pp. 256-265 (2017).
8. Chen, Y., Feng, R. and Xiong, L. "Experimental and numerical investigations on double-skin CHS tubular X-joints under axial compression", *Thin-Walled Structures*, **106**, pp. 268-283 (2016).
9. Nassiraei, H. and Rezadoost, P. "Static capacity of tubular X-joints reinforced with fiber reinforced polymer subjected to compressive load", *Engineering Structures*, **236**, pp. 112041 (2021).
10. Masilamani, R. and Nallayarasu, S. "Experimental and numerical investigation of ultimate strength of ring-stiffened tubular T-joints under axial compression", *Applied Ocean Research*, **109**, 102576 (2021).
11. Qu, S., Sun, Q. and Yuan, J. "Stiffness and ultimate strength of tube-gusset plate joints with ring stiffener plate", *Structures*, **33**, pp. 3862-3876 (2021).
12. Mazaheri, P., Asgarian, B. and Gholami, H. "Assessment of strengthening, modification, and repair techniques for aging fixed offshore steel platforms", *Applied Ocean Research*, **110**, 102612 (2021).

13. Ahmadpour, F., Zeinoddini, M., Rashnooie, R. and et al. "Out-of-plane bending fire response of steel tubular T-joints: A sequentially coupled thermal-stress modelling", *Thin-Walled Structures*, **171**, 108665 (2022).
14. American Welding Society (AWS), Part D 1.1, "Structural welding code", (2002).
15. Lu, L.H., De Winkel, G.D., Yu, Y. and et al. "Deformation limit for the ultimate strength of hollow section joints", *Proceedings of the 6th International Symposium on Tubular Structure*, pp. 341-347 (1994).
16. Choo, Y.S., Van der Vegte, G.J., Zettlemyer, N. and et al. "Static strength of T-joints reinforced with doubler or collar plates. I: experimental investigations", *Journal of Structural Engineering*, **131**(1), pp. 119-128 (2005).
17. UK Department of Energy, "Background Notes to the Fatigue Guidance of Offshore Tubular Connections", London, UK (1983).

تأثیر حضور لای در رفتار چرخه‌یی و پساچرخه‌یی ماسه‌ی سُست اشباع

سعیده محمدی* (دانشجوی دکتری)

سید ابوالحسن نائینی (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۱ (دوره‌ی ۲ - ۳۸، شماره‌ی ۲/۱، ص. ۷۵-۸۵، پژوهشی)

در نوشتار حاضر، تأثیر حضور لای و نسبت‌های تنش چرخه‌یی مختلف در رفتار چرخه‌یی و پساجرخه‌یی ماسه‌ی سُست اشباع بررسی شده است. همچنین، پارامترهای ضریب فشار آب حفره‌یی، مقاومت روانگرایی و منحنی‌های تنش - کرنش و مسیر تنش در حالت‌های چرخه‌یی و پساجرخه‌یی در ماسه‌ی تمیز و ماسه با 10° لای تعیین شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند که نمونه‌های آزمایشی با افزایش نسبت تنش چرخه‌یی در چرخه‌های کمتری روانگرا می‌شوند. همچنین در نسبت‌های تنش بزرگ‌تر، تنش مؤثر سریع‌اً کاهش یافته و رفتار نرم‌شوندگی در نمونه‌ها ملاحظه شده است، به نحوی که تنش مؤثر در آن‌ها به صفر رسیده است. در منحنی‌های تنش - کرنش نیز با نسبت تنش چرخه‌یی کوچک‌تر، حالت جمع‌شدگی مشاهده شده است؛ اما در نسبت‌های تنش چرخه‌یی بزرگ‌تر، حالت پروانه‌یی وجود داشت که حاکی از میرایی بیشتر مصالح ذکر شده در چرخه‌های بزرگ‌تر است. افزودن لای منجر به رخداد سریع‌تر روانگرایی شده و رفتار پساجرخه‌یی در هر نوع مصالح (ماسه‌ی تمیز و ماسه با 10° لای) به صورت سخت‌شونده بوده است.

واژگان کلیدی: ماسه‌ی لای‌دار، مقاومت روانگرایی، سه‌محوری دینامیکی، رفتار پساجرخه‌یی.

۱. مقدمه

در خصوص تأثیر میزان ریزدانه‌ی غیرخمیری در مقاومت چرخه‌یی خاک‌های ماسه‌یی در حالت اشباع، مطالعات گسترده‌یی انجام شده است. عده‌یی از پژوهشگران بر این باورند که با افزایش درصد لای، مقاومت چرخه‌یی ماسه کاهش می‌یابد. در مقابل، تعدادی از پژوهشگران نیز دریافته‌اند که با افزایش درصد لای تا درصد لای محدودکننده، مقاومت چرخه‌یی ماسه ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد که در بخش حاضر خلاصه‌یی از مطالعات انجام شده ارائه شده است.

در گذشته، برخی از پژوهشگران معتقد بودند که دانه‌های لای در سطح خود نیروی مغناطیسی ندارند و ماسه و لای رفتار مشابهی دارند. بنابراین، وجود لای بین دانه‌های ماسه، تغییری در مقاومت پسماند خاک‌های ماسه‌یی ایجاد نمی‌کند.^[۱] اگرچه پژوهش‌ها نشان داده‌اند که رفتار ماسه‌ی تمیز با مخلوط ماسه - لای کاملاً متفاوت است. اما در این خصوص اختلاف نظرهایی وجود دارد، به طوری که برخی از پژوهشگران معتقدند که وجود ذرات لای در بین دانه‌های ماسه باعث کاهش مقاومت زهکشی نشده‌ی مخلوط ماسه و لای می‌شود.^[۲] در حالی که برخی از پژوهشگران ادعا می‌کنند که افزودن ریزدانه سبب افزایش مقاومت خاک می‌شود.^[۳-۶]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱۰/۲۸، اصلاحیه ۱۴۰۰/۸/۸، پذیرش ۱۴۰۰/۱۱/۴

DOI:10.24200/J30.2022.58786.3003

نائینی و بازیار (۲۰۰۴)، تأثیر درصد ریزدانه‌ی غیرخمیری در خط حالت پایدار و مقاومت پسماند نمونه‌های ماسه‌یی مخلوط و لایه‌بندی شده را بررسی کردند و دریافته‌اند که با افزایش درصد لای تا ۳۵٪ در هر دو سری نمونه‌ی اخیر، خط حالت پایدار به سمت پایین حرکت می‌کند و مقاومت برشی نرمالیزه شده کاهش می‌یابد.^[۷] ونگ^۱ و همکاران (۲۰۱۳)، رفتار پساجرخه‌یی لای با خصوصیات خمیری کم با فشار آب حفره‌یی محدود و نیز تأثیر نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی^۲ (r_{u2})، در مقاومت برشی و سختی در تغییرشکل‌های بزرگ و کوچک را بررسی کردند. در مقایسه با اطلاعات منتشر شده برای ماسه‌ها، لای کرنش حجمی قابل ملاحظه‌یی را با توجه به تحکیم مجدد در r_{u2} کمتر تجربه می‌کند که نشان می‌دهد ساختار نمونه‌های لای برخلاف ماسه در r_{u2} کمتر، اصلاح یا تغییر می‌یابد.^[۸]

سیتارم^۳ و همکاران (۲۰۱۳)، تأثیر پارامترهای مختلف، مانند: چگالی، دامنه‌ی تنش برشی چرخه‌یی و شرایط زهکشی روی پاسخ زهکشی نشده‌ی پساوانگرایی مخلوط ماسه و لای و همچنین درصد ریزدانه (۵، ۱۰، ۲۰ و ۵۰ درصد لای) را بررسی کردند و دریافته‌اند که مقاومت روانگرایی و مقاومت برشی پساوانگرایی خاک‌ها، با افزایش درصد ریزدانه تا درصد لای محدودکننده، کاهش می‌یابد. هر چند با افزایش بیشتر درصد لای به بیش از درصد لای محدودکننده، مقاومت روانگرایی، همچون مقاومت برشی پساوانگرایی خاک‌ها، افزایش می‌یابد.^[۹]

رحمان و همکاران (۲۰۱۴)، رفتار مونوتونیک زهکشی نشده و روانگرایی چرخه‌ی ماسه همراه با ریزده‌ای غیرخمیری را براساس پارامتر حالت معادل خاک دانه‌ی، با انجام آزمایش‌های سه‌محوری پیش‌بینی کردند. ایشان مفهوم پارامتر حالت دانه‌ی را برای بررسی تأثیر ترکیبی حالت تنش، حالت چگالی و درصد ریزده‌ای ارائه دادند. رفتار مشاهده شده می‌تواند به نسبت تخلخل معادل یا پارامتر حالت دانه‌ی مرتبط باشد.^[۱۰] کریم و عالم (۲۰۱۴)، تأثیر درصد لای غیرخمیری در رفتار روانگرایی مخلوط ماسه - لای را بررسی کردند و دریافتند که نرخ تولید فشار آب حفره‌ی اضافی با توجه به چرخه‌های بارگذاری در ابتدا با افزایش درصد لای تا درصد لای محدودکننده افزایش پیدا کرده و سپس روند آن، زمانی که نمونه‌ها در چگالی نسبی ثابت آزمایش شده‌اند، برعکس شده است. رفتار مقاومت چرخه‌ی، مخالف پاسخ فشار حفره‌ی بوده است. نفوذپذیری، مقاومت نسبی چرخه‌ی (CRR)^۴ و مدول برشی ثانویه تا درصد لای محدودکننده کاهش پیدا کرده و پس از آن با افزایش لای ثابت مانده است.^[۱۱] هسیو و فان^۵ (۲۰۱۶)، مشخصات استاتیکی و دینامیکی ماسه‌ی همراه با ریزده‌ای غیرخمیری را بررسی کردند و با ترکیب آن با داده‌های آزمایشی منتشر شده در سال‌های اخیر، خط حالت بحرانی^۶ و پارامترهای حالت‌های مختلف را پیشنهاد دادند و دریافتند که یک خط بحرانی واحد برای هر درصد ریزده‌ای غیرخمیری در آزمایش‌های سه‌محوری فشاری زهکشی شده و نشده وجود دارد؛ لذا، تأثیر درصد ریزده‌ای غیرخمیری روی خط حالت بحرانی (CSL) را شناسایی و بحث کردند. علاوه بر این، نتیجه گرفتند که مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی بیشینه‌ی نرمالیزه شده، نسبت مقاومت چرخه‌ی و شاخص تراکم با پارامتر حالت ψ (اختلاف ما بین نسبت تخلخل فعلی و نسبت تخلخل در حالت بحرانی) و پارامتر حالت معادل ψ^* ارتباط و همبستگی بالایی دارند.^[۱۲] نعیمی‌فر و یربی (۲۰۱۶)، رفتار حالت پایدار ماسه‌های حاوی ریزده‌ای را با استفاده از آزمایش‌های سه‌محوری چرخه‌ی و مونوتونیک بررسی کردند و دریافتند که افزایش چگالی در درصد‌های کم ریزده‌ای منجر به افزایش قابل ملاحظه‌ی در مقدار مقاومت حالت پایدار شده است، درحالی‌که با افزایش درصد ریزده‌ای، تأثیر تراکم در مقاومت در کرنش‌های زیاد تقریباً نامحسوس بوده است.^[۱۳]

نورزاد و شاکری (۲۰۱۷)، تأثیر حضور لای در مقاومت ماسه را بررسی کردند. در ماسه‌ی لای‌دار، به دلیل چسبندگی کم، اعمال بار چرخه‌ی می‌تواند منجر به جابه‌جایی ذرات و در نتیجه ناهمگونی در مخلوط شود. حتی اگر روانگرایی رخ ندهد، بازآرایی ذرات خاک می‌تواند در مقاومت نهایی مونوتونیک مؤثر باشد. لذا ایشان با انجام یک سری آزمایش‌های سه‌محوری مونوتونیک پساچرخه‌ی نشان دادند که در ماسه با مقدار قابل توجهی لای، بارگذاری چرخه‌ی می‌تواند مقاومت حالت نهایی را تغییر دهد. همچنین، در ماسه با ۱۵٪ لای، مقاومت حالت نهایی کاهش و در ماسه با ۳۰٪ لای، مقاومت حالت نهایی افزایش یافته است.^[۱۴] آخیلا^۷ و همکاران (۲۰۱۹)، پاسخ زهکشی نشده و مقاومت روانگرایی مخلوط ماسه و لای را بررسی کردند و دریافتند که در تراکم نسبی ثابت، مقاومت روانگرایی ماسه با افزودن لای تا ۴۰٪، کاهش و مقاومت روانگرایی ماسه با افزایش چرخه‌های پیش بارگذاری و فشار بیش تحکیمی افزایش یافته است.^[۱۵]

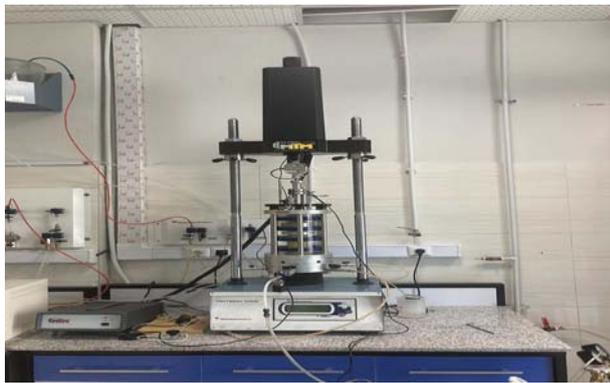
وارگس^۸ و همکاران (۲۰۱۹)، رفتار چرخه‌ی و پساچرخه‌ی لای‌ها و ماسه‌های لای‌دار را بررسی کردند و دریافتند که مقاومت برشی استاتیکی پساچرخه‌ی خاک دارای لای کمتر از ۵۶٪، کمتر از مقاومت برشی استاتیکی آن بوده است. این در حالی است که نمونه‌های دارای لای ۸۱٪، مقاومت برشی پساچرخه‌ی بیشتری از مقاومت برشی استاتیکی داشته‌اند.^[۱۶] لیو^۹ (۲۰۲۰)، با انجام آزمایش‌های سه‌محوری چرخه‌ی و تهیه‌ی نمونه‌هایی تحت تراکم نسبی مختلف، تأثیر درصد

ریزده‌ای غیرخمیری در مقاومت روانگرایی ماسه را بررسی و دریافتند که افزایش ریزده‌ای غیرخمیری تا ۱۲٪، سبب کاهش مقاومت روانگرایی ماسه و افزودن بیش از ۲۰٪ لای به ماسه، باعث افزایش مقاومت روانگرایی در ماسه شده است. لیو (۲۰۲۰) تأکید کرده است که در محدوده‌ی افزایش ۱۲ تا ۲۰ درصد لای به ماسه، مطالعات بیشتری باید انجام شود.^[۱۷] جونجا و اسلام (۲۰۲۰)، پاسخ زهکشی نشده‌ی پساچرخه‌ی ماسه و لای را بررسی کردند و دریافتند که فشار مجدد در اثر اعمال بار پساچرخه‌ی، سبب به هم ریختن ساختار خاک و تغییر شیب خط بارگذاری و باربرداری شده است. این به هم ریختگی در نمونه‌هایی که قبلاً به روانگرایی نزدیک بودند، بیشتر ملاحظه شده و بهبود رفتار مقاومتی در ماسه در مقایسه با لای کمتر بوده است.^[۱۸]

براساس مباحث مطالعات پیشین، برای خاک‌های اشباع ماسه‌ی، تأثیر حضور ریزده‌ای غیرخمیری (لای) با درصد‌های مختلف در رفتار مونوتونیک و چرخه‌ی آن بررسی شده است؛ اما در خاک‌های ماسه‌ی و خاک‌های لای‌دار، مطالعه‌ی رفتار پساچرخه‌ی اندک و مختصر بوده است. مطالعه‌ی متون فنی بیانگر این مطلب است که پژوهشگران تاکنون در باره‌ی رفتار خاک‌های ماسه‌ی در حضور لای، به نتیجه‌ی واحدی نرسیده‌اند. بدون شک، تغییر در میزان ریزده‌ای غیرخمیری در خاک‌های ماسه‌ی که در حالت اشباع هستند، می‌تواند در پارامترهای مهندسی و رفتار آن‌ها تأثیرگذار باشد. همچنین بیشتر مطالعات انجام شده مربوط به بارگذاری مونوتونیک و چرخه‌ی بوده و توجه کمتری به بارگذاری‌های پساچرخه‌ی شده است. لذا در نوشتار حاضر، تأثیر حضور لای در رفتار چرخه‌ی و پساچرخه‌ی ماسه‌ی نسبت اشباع بررسی شده است.

۲. مصالح استفاده شده

ماسه‌ی استفاده شده در پژوهش حاضر، ماسه‌ی شکسته‌ی فیروزکوه بوده است که به اختصار ماسه‌ی ۱۶۱ نامیده می‌شود. ماسه‌ی ۱۶۱ از کارخانه‌ی تأمین ریخته‌گری فیروزکوه تهیه شده است. رنگ آن، زرد متمایل به طلایی است و طبق مشاهده‌های آزمایشگاهی، گوشه‌های تیز دارد. طبق اطلاعات کانی‌شناسی، قسمت عمده (در حدود ۹۰٪ دانه‌ها) از کانی‌های سیلیس تشکیل شده است و کمتر از ۱۰٪ از کانی‌های کوارتز، کلسیت اکسیدها، کربنات و هیدروکسیدهای آهن، هماتیت و لیمانیت در بافت دانه‌ها وجود دارد. همچنین لای فیروزکوه به صورت پودر و دارای تیزگوشگی است؛ لذا لای فیروزکوه به علت در دسترس بودن و نشکستن در حین بارگذاری انتخاب شده است. همچنین کانی‌های خاک ماسه‌ی ۱۶۱، به راحتی با آب واکنش نمی‌دهند. مصالح ترکیبی پژوهش حاضر، شامل: ترکیب ماسه‌ی ۱۶۱ با مقادیر ۱۰٪ لای فیروزکوه بوده است که به صورت وزنی و با رطوبت حدود ۷٪ با یکدیگر مخلوط شده‌اند. لای فیروزکوه که کاملاً از الک ۲۰۰ عبور می‌کند، با نشانه‌ی خمیری ۳ از نوع لای غیرخمیری بوده و با توجه به تعیین زاویه‌ی اصطکاک (ϕ) در حدود ۳۲ درجه در آزمایشگاه و پایین بودن مقدار آن، نمی‌تواند تأخیری در روانگرایی داشته باشد. براساس استاندارد ASTM-D۴۲۲، نتایج منحنی دانه‌بندی برای ترکیب ماسه و لای در شکل ۱ مشاهده می‌شود.^[۱۹] خصوصیات اساسی فیزیکی مخلوط‌های ماسه و لای در جدول ۱ ارائه شده‌اند. آزمایش تعیین چگالی ویژه (G_s) برای مخلوط ماسه و لای مطابق با استاندارد ASTM-D۸۵۴ انجام شده است.^[۲۰] با توجه به تغییر در نسبت تخلخل کمیته و بیشینه‌ی خاک‌ها با افزایش درصد ریزده‌ای در ترکیب‌ها و به منظور دستیابی به تراکم نسبی یکسان در نمونه‌های با اجزاء تشکیل دهنده‌ی مختلف،



شکل ۲. تصویری از دستگاه سه‌محوری چرخه‌یی استفاده شده.

تفسیر رفتار ماسه و عوامل مؤثر در آن است؛ لذا، یکی از مهم‌ترین موارد در انجام دقیق آزمایش سه‌محوری، تهیه‌ی نمونه‌های مناسب است. روش‌های نمونه‌سازی مختلفی ارائه شده است که با توجه به نوع خاک و بارگذاری آزمون سه‌محوری، می‌توان از آن‌ها استفاده کرد. به منظور ساخت نمونه‌ها، روش تراکم کاهش یافته^{۱۰} به عنوان یکی از روش‌های پیشنهادی تهیه‌ی نمونه‌ها، مدنظر قرار گرفته است. روش نمونه‌سازی تراکم کاهش یافته، مطابق با روابط لد^{۱۱} (۱۹۷۸)،^[۲۳] و بین^{۱۲} و همکاران (۱۹۹۱)،^[۲۴] روشی مؤثر در ساخت نمونه‌هایی با تراکم یکنواخت و کاهش میزان جداشدگی دانه‌های خاک است. همچنین روش تراکم کاهش یافته برای جلوگیری از تراکم غیریکنواخت نمونه‌ها که در آن متراکم کردن هر یک از لایه‌های بالایی می‌تواند منجر به افزایش تراکم ماسه‌ی لایه‌های زیرین و باعث ناهمگنی تراکم نمونه شود، استفاده می‌شود.

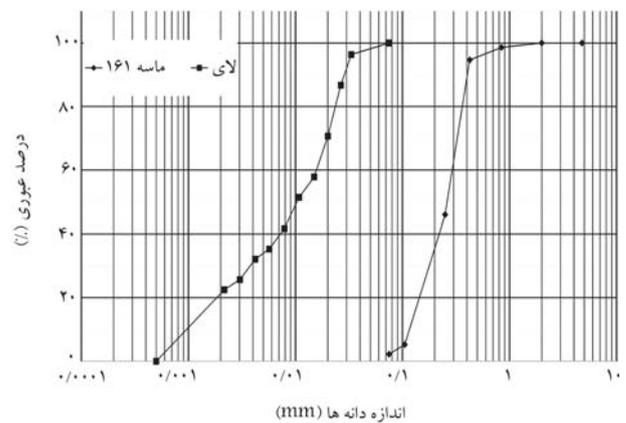
۴. اطلاعات دستگاه

در پژوهش حاضر، از دستگاه سه‌محوری چرخه‌یی آزمایشگاه ژئوتکنیک پیشرفته‌ی دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره) مطابق با شکل ۲، جهت انجام آزمایش‌های دینامیکی و تعیین رفتار خاک‌های ماسه‌یی در کرنش‌های بزرگ استفاده شده است. از ویژگی‌های مهم دستگاه مذکور، تمام اتوماتیک بودن اعمال نیروی محوری آن است که برخلاف دستگاه‌های قدیمی‌تر، دیگر نیازی به تأمین فشار از طریق سیستم‌های پنوماتیکی و یا هیدرولیکی نیست. فناوری اخیر در دقت و تکرارپذیری نتایج، تأثیر به‌سزایی خواهد داشت. لازم به ذکر است دقت کرنش‌سنج، نیروسنج و فشارسنج به ترتیب برابر ۵۰ میلی‌متر، ۲۵ کیلو نیوتن و ۸ بار بوده است.

در آزمایش‌های انجام شده از نمونه‌های استوانه‌یی با قطر و ارتفاع اولیه به ترتیب ۵۰ و ۱۰۰ میلی‌متر استفاده شده است. پس از ساخت و اشباع کردن نمونه‌ها، ابتدا هر ترکیب تحت فشار همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ کیلو پاسکال تحکیم شده است. در واقع در بخش کنونی، با انجام سه آزمایش تناوبی با نسبت‌های تنش چرخه‌یی (CSR) مختلف در هر ترکیب، تعداد چرخه‌های موردنیاز برای روانگرایی مشخص شده است. نسبت تنش چرخه‌یی در آزمایش سه‌محوری تناوبی به صورت رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود:

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_{ref}} = \frac{q_d}{\sigma'_{ref}} \quad (1)$$

که در آن، τ_d و q_d به ترتیب بیانگر تنش برشی و تنش انحرافی چرخه‌یی و σ'_{ref}



شکل ۱. منحنی دانه‌بندی ماسه و لای مطالعه شده.

جدول ۱. مشخصات فیزیکی ماسه‌ی ۱۶۱ و ماسه‌ی لای‌دار.

ویژگی	ماسه	ماسه‌ی لای‌دار
درصد لای (عبوری از الک شماره‌ی ۲۰)	۰	۱۰
D_{50} (میلی‌متر)	۰/۲۳	۰/۲۲
C_u	۱/۶۸۸	۳/۳۳۳
G_S	۲/۶۶	۲/۶۶
e_{max}	۰/۸۶۸	۰/۸۵۳
e_{min}	۰/۵۶۵	۰/۴۵۹
طبقه‌بندی خاک براساس استاندارد (USCS)	SP	SP-SM

مقادیر نسبت تخلخل کمینه و بیشینه‌ی هر ترکیب به‌طور جداگانه در آزمایشگاه تعیین شده‌اند. برای تعیین پارامترهای مذکور، از استانداردهای ASTM-D۴۲۵۳ و ASTM-D۴۲۵۴ استفاده شده است.^[۲۳،۲۴]

۳. نمونه‌سازی و روش آزمایش

معمولاً در نمونه‌های آزمایش سه‌محوری از تراکم نسبی و درصد تراکم به منظور ارزیابی میزان تراکم یا فشردگی یک توده استفاده می‌کنند. ویژگی‌های مهندسی خاک، نظیر: مقاومت برشی، فشردگی و نفوذپذیری به میزان تراکم آن خاک بستگی دارد. تراکم نسبی یک خاک عبارت از نسبت اختلاف بین نسبت تخلخل‌های بیشینه و در محل یک خاک غیرجسبیده به اختلاف بین نسبت تخلخل‌های بیشینه و کمینه‌ی همان خاک است. در پژوهش حاضر، تمامی نمونه‌ها به گونه‌یی آماده شده‌اند که تراکم نسبی نمونه‌ها بعد از تحکیم در حدود ۳۰٪ باشد؛ زیرا هدف مطالعه‌ی حاضر، بررسی رفتار روانگرایی نمونه‌های خیلی سست بوده است. در ابتدا، نمونه‌ها با استفاده از نسبت تخلخلی به‌دست آمده از رابطه‌ی تراکم نسبی (۳۰٪) $(D_r = 30\%)$ آماده شدند که نسبت تخلخل بیشینه و کمینه برای ماسه و ماسه با ۱۰٪ لای طبق استانداردهای ASTM-D۴۲۵۳ و ASTM-۴۲۵۴ به‌دست آمده است.^[۲۳،۲۴] سپس برای محاسبه‌ی تراکم پس از اتمام فاز تحکیم نمونه، با توجه به حجم آب خارج شده از نمونه در حین تحکیم که تغییرات حجم حفره‌ها را نشان می‌دهد، تراکم بعد از تحکیم برای ماسه و ماسه با درصد لای با تنش تحکیمی مشخص به‌دست آمده است. در نتیجه، با استفاده از تکرار آزمایش‌های ذکر شده، یک تراکم نسبی یکسان بعد از تحکیم در همه‌ی نمونه‌ها به‌دست آمده است. هدف نهایی پژوهش حاضر، رسیدن به یک چهارچوب مفهومی در جهت

برای دو حالت تنش تحکیمی همسان و ناهمسان به ترتیب براساس رابطه های ۲ و ۳ محاسبه می شود:

$$\sigma'_{ref} = \sigma'_{tc} \quad (2)$$

$$\sigma'_{ref} = \frac{\sigma'_{tc} + \sigma'_{tc}}{2} \quad (3)$$

که در آن، σ'_{tc} و σ'_{fc} به ترتیب، تنش های اصلی بیشینه و کمینه هستند. معمولاً در آزمایش های سه محوری چرخه ای، با رسیدن به یکی از معیارهای کرنش محوری با دامنه ی تک $2/5\%$ ، یا رسیدن به کرنش محوری با دامنه ی دوپل 5% و یا افزایش ضریب فشار آب حفره ای در حدود یک ($r_u = 1$)، خاک روانگرا فرض می شود.^[25] مقدار بار چرخه ای اعمالی برای رسیدن به نسبت تنش چرخه ای مورد نظر در هر آزمایش، طبق استاندارد مذکور براساس رابطه ی ۴ محاسبه می شود:

$$P_C = 2 \cdot \sigma'_{tc} \cdot CSR \cdot A_C \quad (4)$$

که در آن، P_C بار چرخه ای مورد نیاز، σ'_{tc} فشار تحکیمی (اختلاف بین فشار همه جانبه و پس فشار درون نمونه)، CSR نسبت تنش چرخه ای مورد نظر و A_C سطح مقطع نمونه پس از تحکیم هستند.

۵. پارامترهای بررسی شده

در مطالعه ی حاضر، هدف بررسی روانگرایی و رفتارهای چرخه ای و پس از چرخه ای نمونه های خیلی سست ماسه و ماسه ی لای دار بوده است. برای این منظور، از ماسه ی تمیز و ماسه با 10% لای استفاده شده است. با توجه به مطالعه ی مونکل^[26] (۲۰۱۱)، مشاهده شد که افزودن سیلت در حدود 10% ، باعث ایجاد تغییر در رفتار روانگرایی ماسه می شود.^[26] به همین دلیل این مقدار لای برای بررسی بیشتر رفتار مخلوط ماسه و سیلت انتخاب شده است. برای ماسه ی تمیز نسبت تنش چرخه ای $25/0$ ، $27/0$ ، $28/0$ و برای ماسه با 10% لای نسبت تنش چرخه ای $20/0$ ، $23/0$ و $25/0$ استفاده شده است. نسبت تنش چرخه ای اولیه به صورتی انتخاب شده است که هر نمونه تحت 15 چرخه به روانگرایی برسد. دو نسبت تنش چرخه ای دیگر با توجه به مقدار اخیر و بالاتر و پایین تر از آن در نظر گرفته شده اند. در پژوهش حاضر، مطابق با استاندارد $ASTM - D5311$ از روش کنترل تنش و موج سینوسی با بسامد $1/0$ هرتز، جهت اعمال بارگذاری دینامیکی استفاده شده است. براساس استاندارد اخیر، برای انجام آزمایش ها به روش تنش کنترل، بسامد بارگذاری باید بین $1/0$ تا 2 هرتز باشد، که در پژوهش حاضر، بسامد $1/0$ هرتز در نظر گرفته شده است. طبق استاندارد $ASTM - D5311$ ، شکل موج تنش چرخه ای مورد نظر باید یکنواخت باقی بماند و نیاز مذکور را طبق رابطه ی ۵ برآورده سازد:

$$\begin{aligned} 0/9q_c < q_e \\ < 1/1q_c \quad \text{and} \quad 0/9t_c < t_e \\ < 1/1t_c \end{aligned} \quad (5)$$

که در آن، q_e و q_c به ترتیب دامنه ی تنش در سمت فشاری و کششی، t_e و t_c به ترتیب مدت زمان اعمال تنش های فشاری و کششی هستند.^[27]

۶. نتایج

۶.۱. مقایسه ی مقاومت روانگرایی ماسه ی تمیز با نسبت های تنش

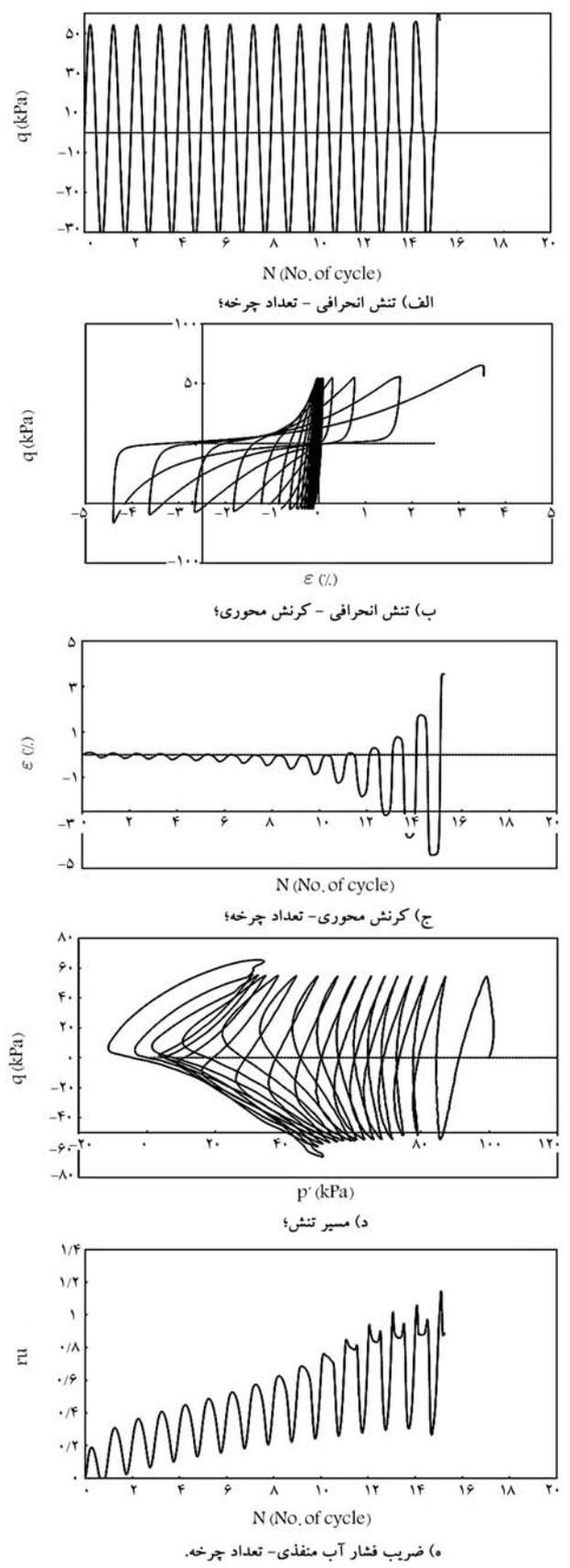
چرخه ای مختلف

در شکل های ۳ الی ۵، پاسخ چرخه ای نمونه ی ماسه ی تمیز با CSR های مختلف $25/0$ ، $27/0$ و $28/0$ مشاهده می شود که مطابق آن ها، نمونه ی ماسه ی تمیز با افزایش نسبت تنش چرخه ای، در تعداد چرخه های کمتری روانگرا شده است. نمونه های مذکور به ترتیب در تعداد چرخه های 31 ، 15 و 6 به روانگرایی رسیده اند. در شکل ۳-ه، مقایسه ی ضریب r_u با تعداد چرخه ها نشان می دهد که در نسبت تنش $25/0$ ، نمونه ی ماسه ی تمیز تا چرخه ی 30 ، روانگرا نشده و پس از آن ضریب فشار حفره ای به طور ناگهانی افزایش یافته است. اما مطابق با شکل های ۴-ه و ۵-ه، در نسبت های تنش $27/0$ و $28/0$ ، ضریب r_u به صورت مداوم در حال افزایش بوده است، تا اینکه به روانگرایی رسیده است. تأثیر چنین رفتاری در مسیر تنش نمونه ها مشخص است. در نسبت تنش $25/0$ طبق شکل ۳-د، مسیر تنش حالت جمع شونده داشته است. اما در نسبت های تنش بزرگ تر (مطابق شکل های ۴-د و ۵-د)، تنش مؤثر سریعاً کاهش یافته و رفتار نرم شونده ی در نمونه ها ملاحظه شده است. به نحوی که تنش مؤثر در آن ها به صفر رسیده است. همچنین با توجه به شکل ۳-ب، منحنی های تنش - کرنش در نسبت تنش چرخه ای $25/0$ حالت جمع شونده دارند، ولی در نسبت های تنش $27/0$ و $28/0$ ، مطابق با شکل های ۴-ب و ۵-ب، حالت پروانه ای و بازشدگی با چرخه های بزرگ تر دارند که نشان دهنده ی میرایی بیشتر مصالح است. در واقع، در نسبت تنش $25/0$ چون نسبت تنش چرخه ای کمتر بوده است، روانگرایی با تعداد چرخه ی بیشتری رخ داده و نرخ ایجاد فشار آب کمتر بوده است؛ بنابراین، تنش مؤثر با نرخ کمتری کاهش پیدا کرده است، لذا کاهش مقاومت در این خاک به آرامی رخ داده است، اما با افزایش نسبت تنش چرخه ای به مقادیر $27/0$ و $28/0$ ، نمونه ی خاک در تعداد چرخه ی کمتری روانگرا شده است. همچنین فشار آب حفره ای در حال افزایش مداوم در زمان کمتر بوده است که این موضوع سبب کاهش سریع تر تنش مؤثر شده است؛ در نتیجه، باعث کاهش مقاومت و نرم تر شدن نمودارها شده است. با رخداد اتفاق اخیر، خاک سریع تر روانگرا شده و سختی کاهش یافته و میرایی افزایش پیدا کرده است

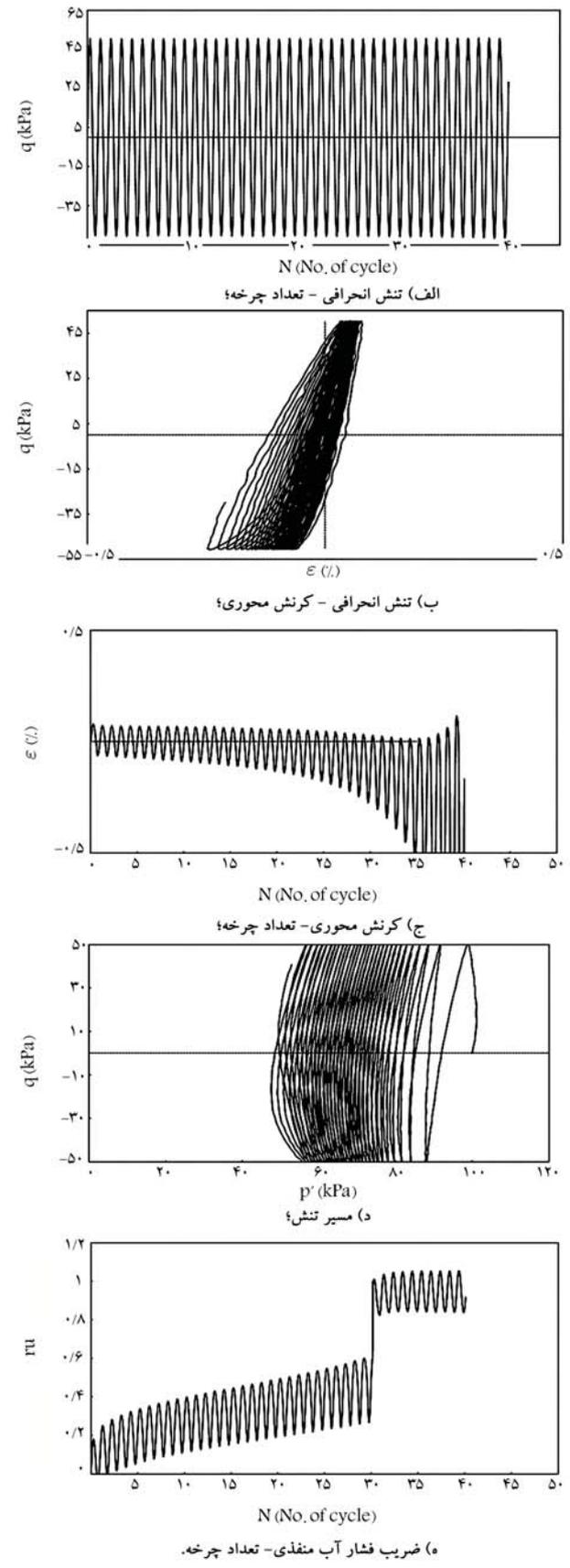
۶.۲. مقایسه ی مقاومت روانگرایی ماسه ی لای دار نسبت های تنش

چرخه ای مختلف

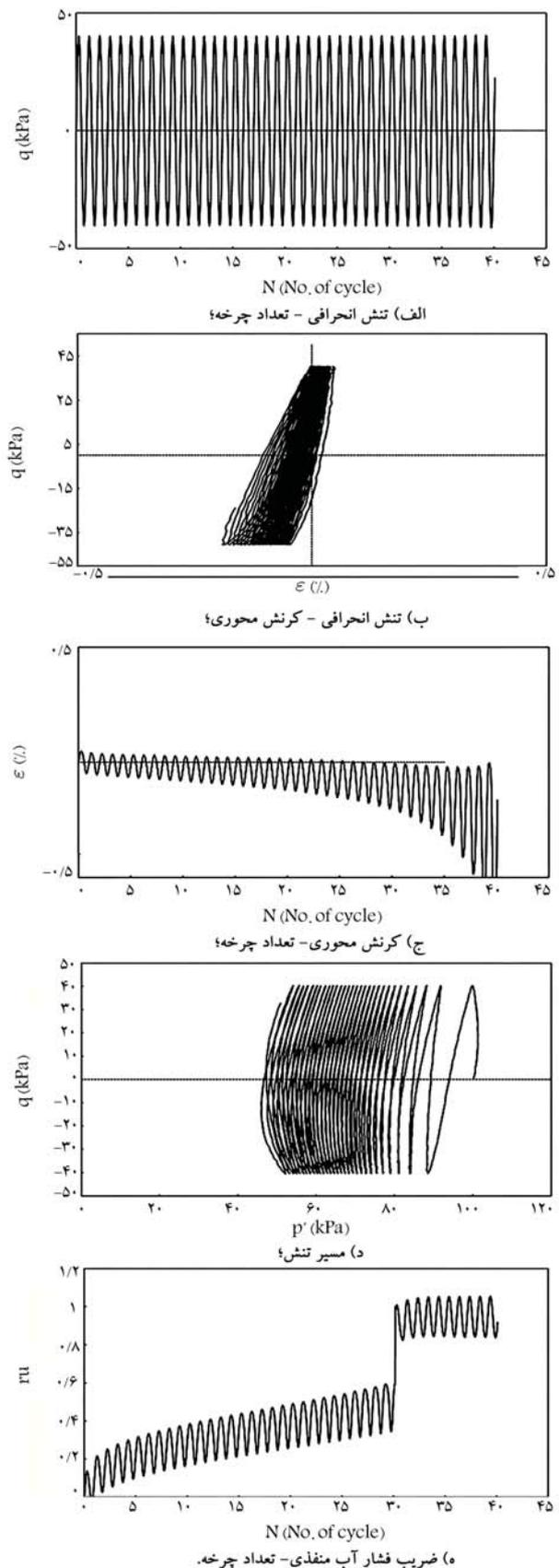
در شکل های ۶ الی ۸، پاسخ چرخه ای نمونه ی ماسه با 10% لای تحت CSR های مختلف $20/0$ ، $23/0$ و $25/0$ مشاهده می شود که مطابق آن ها، نمونه ی ماسه ی لای دار همانند نمونه ی ماسه ی تمیز، با افزایش نسبت تنش چرخه ای در تعداد چرخه های کمتری روانگرا شده است. نمونه های مذکور به ترتیب در تعداد چرخه های 30 ، 23 و 14 به روانگرایی رسیده اند. در شکل ۶-ه، مقایسه ی ضریب با تعداد چرخه ها نشان می دهد که در نسبت تنش $20/0$ ، نمونه ی ماسه ی لای دار تا چرخه ی 30 ، روانگرا نشده و پس از آن ضریب فشار حفره ای ناگهانی افزایش یافته است. اما مطابق با شکل های ۷-ه و ۸-ه، در نسبت تنش های $23/0$ و $25/0$ ، ضریب r_u به صورت مداوم در حال افزایش است، تا به روانگرایی برسد. تأثیر چنین رفتاری در مسیر تنش نمونه ها مشخص است. در شکل ۶-د، نسبت تنش $20/0$ مسیر تنش، حالت جمع شونده دارد. اما در شکل های ۷-د و ۸-د، نسبت های تنش $23/0$ و $25/0$ ، تنش مؤثر سریعاً کاهش یافته است و رفتار نرم شونده ی در



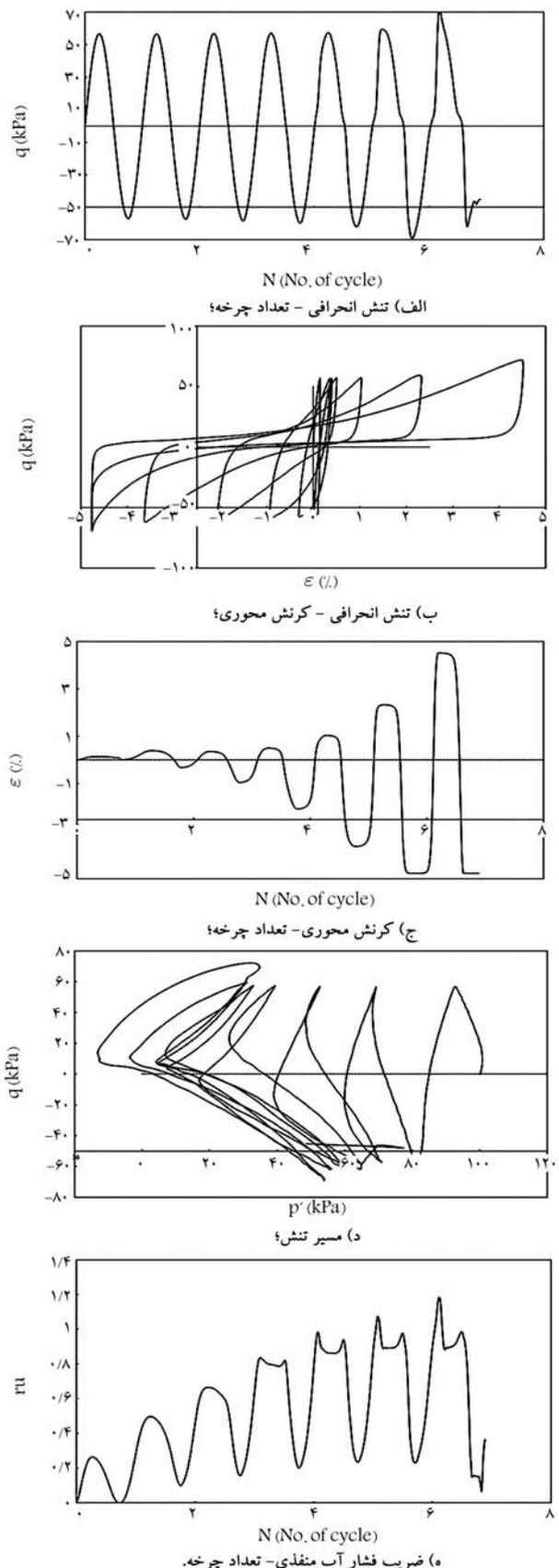
شکل ۴. نتایج بارگذاری چرخه‌یی در ماسه‌ی تمیز ۱۶۱، با $CSR = 0.27$.



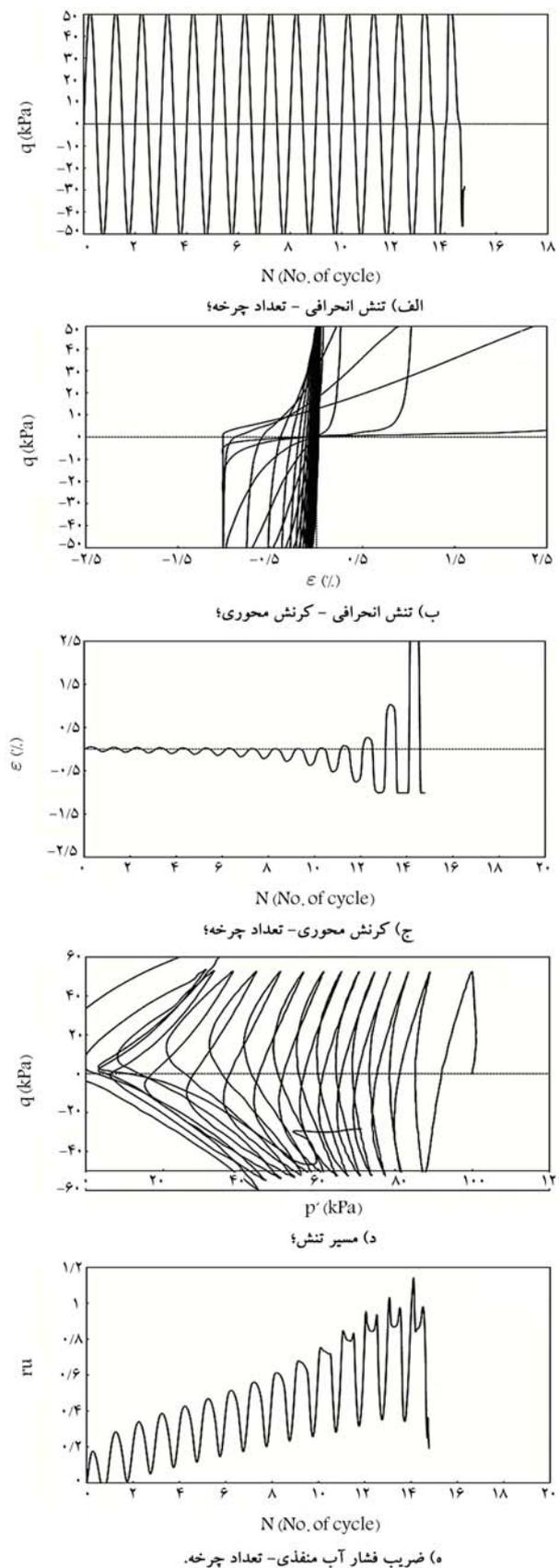
شکل ۳. نتایج بارگذاری چرخه‌یی در ماسه‌ی تمیز ۱۶۱، با $CSR = 0.25$.



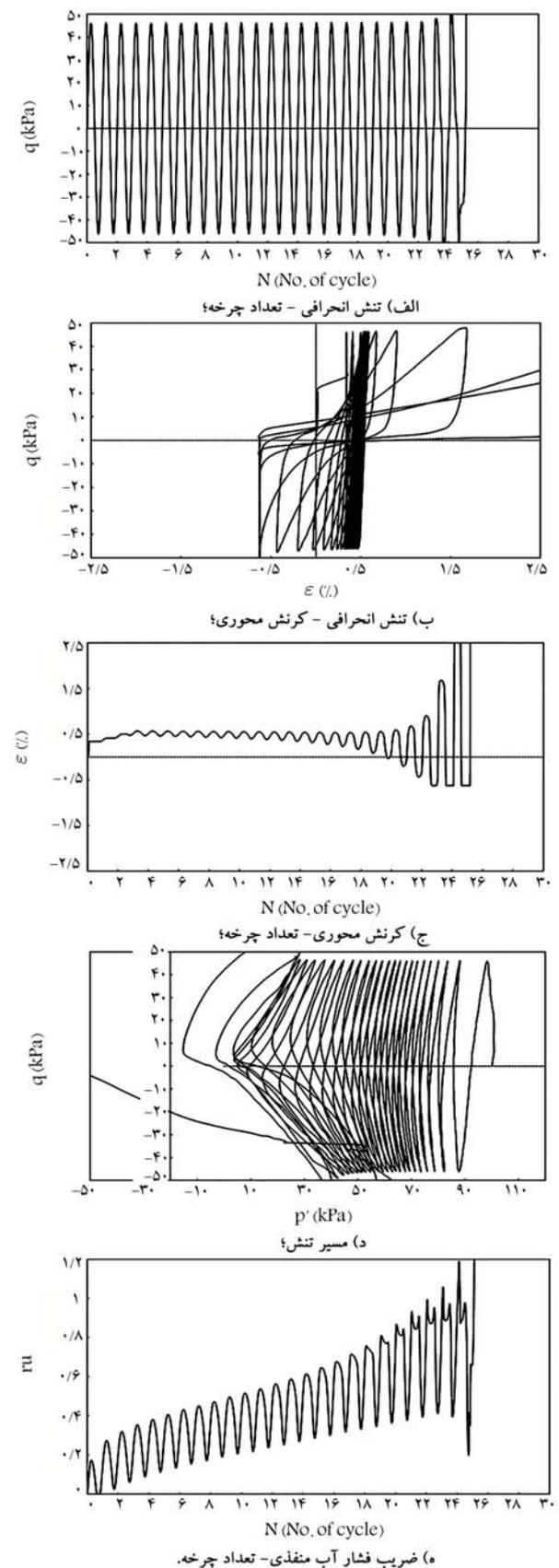
شکل ۶. نتایج بارگذاری چرخشی بر ماسه با ۱٪ لای در $CSR = 0.25$.



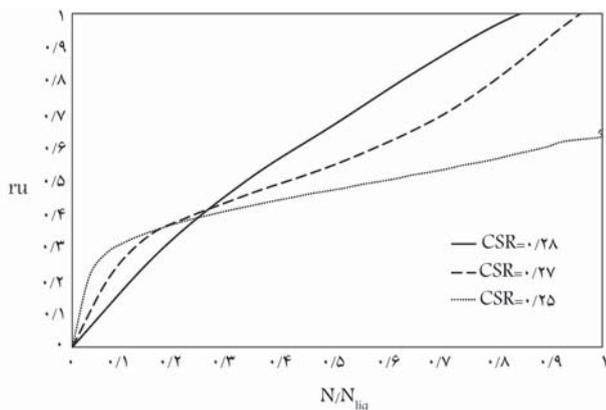
شکل ۵. نتایج بارگذاری چرخشی در ماسه‌ی تمیز ۱۶۱، با $CSR = 0.28$.



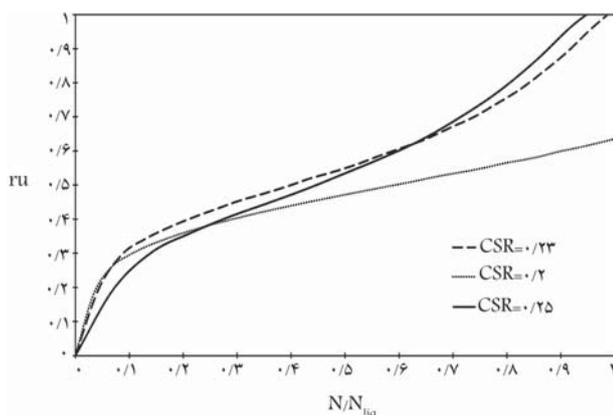
شکل ۸. نتایج بارگذاری چرخه‌یی بر ماسه با ۱۰٪ لای در $CSR = 0.25$.



شکل ۷. نتایج بارگذاری چرخه‌یی بر ماسه با ۱۰٪ لای در $CSR = 0.23$.



شکل ۱۰. تغییرات τ_{cu} در برابر نسبت چرخه در ماسه‌ی تمیز.



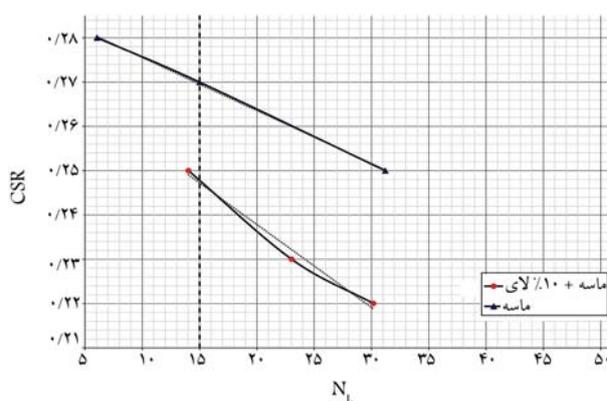
شکل ۱۱. تغییرات τ_{cu} در برابر نسبت چرخه‌ی در ماسه‌ی لای‌دار.

با CSR برابر 0.25° بیشتر از نمونه‌ی بی با CSR برابر 0.27° و 0.28° است؛ اما با افزایش تعداد چرخه‌های بارگذاری و نزدیک شدن به حالت روانگرایی، نسبت فشار آب حفره‌ی در نمونه با CSR بزرگ‌تر، افزایش بیشتری نسبت به نمونه‌های با CSR کوچک‌تر داشته است.

۲.۴.۶. مقایسه‌ی τ_{cu} ماسه‌ی لای‌دار با نسبت‌های تنش چرخه‌ی مختلف
 مطابق شکل ۱۱، در ترکیب ماسه با 10% لای در چرخه‌های کمتر، نسبت فشار آب حفره‌ی در CSR، 0.2° بیشتر از 0.23° و در CSR، 0.23° بیشتر از 0.25° است؛ اما با افزایش تعداد چرخه‌های بارگذاری، نسبت فشار آب حفره‌ی در CSRهای بزرگ‌تر، بیشتر از CSRهای کوچک‌تر شده است، اما در ماسه‌ی لای‌دار شیب افزایش نسبت فشار آب حفره‌ی نسبت به ماسه‌ی تمیز کمتر بوده است.

۳.۴.۶. مقایسه‌ی τ_{cu} ماسه با ماسه‌ی لای‌دار در نسبت‌های تنش چرخه‌ی یکسان

با توجه به شکل ۱۲، با افزایش درصد ریزدانه‌ی غیرخمیری لای، شدت رشد نسبت اضافه فشار آب حفره‌ی در شروع بارگذاری بیشتر شده است. این بدان معنی است که قرار گرفتن ذرات ریزتر لای در بین دانه‌های درشت ماسه، باعث کاهش نیروی تماسی بین ذرات ماسه می‌شود و بنابراین منجر به ناپایداری بیشتر مخلوط می‌شود که آزمایش‌های کریم و همکاران (۲۰۱۴)، تأییدکننده‌ی این موضوع است.^[۲۹] در بخش آتی، نتایج مربوط به رفتار پس‌چرخه‌ی ماسه‌ی نسبت اشباع و ماسه با 10% لای بحث و بررسی شده است.



شکل ۹. تغییرات CSR در برابر تعداد چرخه‌های روانگرایی در ماسه‌ی تمیز و ماسه با 10% لای.

نمونه‌ها ملاحظه می‌شود، به نحوی که تنش مؤثر در آن‌ها به مقدار صفر رسیده است. همچنین با توجه به شکل ۶ب، منحنی تنش کرنش‌ها در نسبت تنش چرخه‌ی 0.2° ، حالت جمع‌شونده داشته است؛ اما در نسبت‌های 0.23° و 0.25° ، حالت انبساطی داشته است و به علت میرایی بیشتر، مصالح چرخه‌های بزرگ‌تری دارند.

۳.۶. مقایسه‌ی مقاومت روانگرایی ماسه با ماسه‌ی لای‌دار در

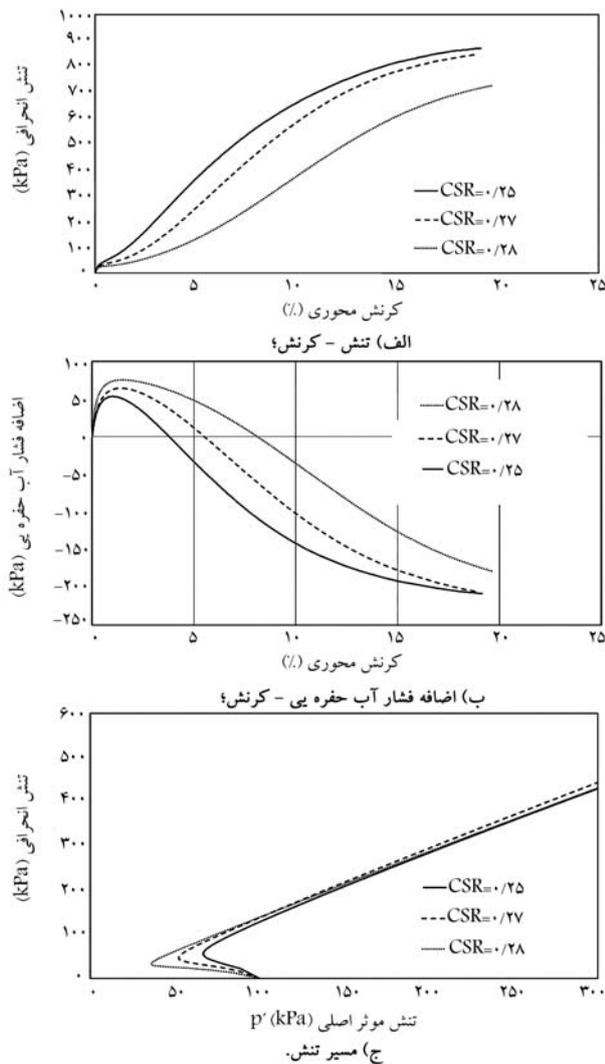
نسبت‌های تنش چرخه‌ی یکسان

با رسم تغییرات نسبت تنش چرخه‌ی (CSR) در برابر لگاریتم تعداد چرخه‌های لازم برای وقوع روانگرایی N_L ، می‌توان از طریق درون‌یابی، مقدار تنش تناوبی متناظر با ۱۵ چرخه را به عنوان مقاومت روانگرایی CRR_{15} مشخص کرد. در تمام ترکیب‌ها، تعداد چرخه‌ی لازم برای وقوع روانگرایی، با کاهش نسبت تنش چرخه‌ی افزایش یافته است. با افزودن 10% ریزدانه‌ی غیرخمیری در مخلوط، تنش چرخه‌ی موردنیاز برای وقوع روانگرایی در ترکیب‌ها کاهش یافته است. به عبارتی دیگر، در یک تعداد چرخه‌ی ثابت، با افزودن ریزدانه به ماسه‌ی تمیز، CSR کمتری برای روانگرایی نمونه‌ها موردنیاز است، که مطالعات آخیلا و همکاران (۲۰۱۸) تأییدکننده‌ی این موضوع است.^[۲۸] همچنین براساس شکل ۹، شیب تغییرات نسبت تنش چرخه‌ی براساس تعداد چرخه‌ی لازم در ماسه‌ی لای‌دار بیشتر از نمونه‌ی ماسه‌ی بی است.

۴.۶. فشار آب حفره‌ی

به وجود آمدن اضافه فشار آب حفره‌ی تحت بارگذاری دینامیکی در خاک‌های دانه‌ی، دلیل اصلی کاهش مقاومت خاک‌های مذکور است که نهایتاً می‌تواند منجر به بروز روانگرایی در آن‌ها شود. معمولاً در ادبیات فنی، از پارامتر نرمالیزه شده نسبت اضافه فشار آب حفره‌ی (τ_{cu}) که از تقسیم اضافه فشار آب حفره‌ی به تنش هم‌جانبه‌ی مؤثر اولیه به دست می‌آید، در برابر پارامتر نرمالیزه شده نسبت چرخه ($\frac{N}{N_L}$)، به منظور حذف اثر نسبت تنش چرخه‌ی CSR در تولید اضافه فشار آب حفره‌ی و امکان مقایسه‌ی نتایج با یکدیگر، استفاده می‌شود.

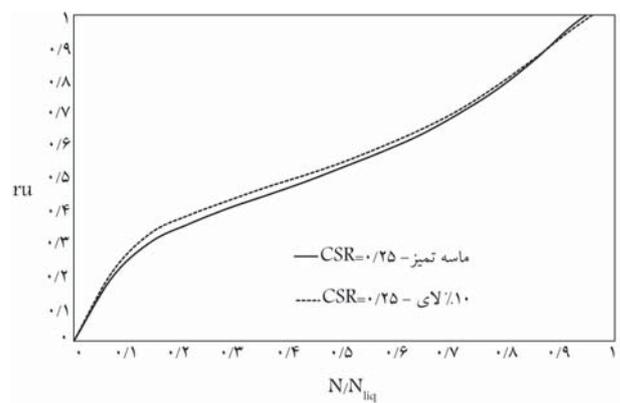
۱.۴.۶. مقایسه‌ی τ_{cu} ماسه‌ی تمیز با نسبت‌های تنش چرخه‌ی مختلف
 براساس شکل ۱۰، در تعداد چرخه‌های کم، نسبت فشار آب حفره‌ی در نمونه‌ی



شکل ۱۳. نتایج آزمایش پساچرخه‌یی بر روی ماسه‌ی تمیز با CSRهای مختلف.

این وضعیت خاک با یک رفتار سخت‌شوندگی کرنشی، نهایتاً در کرنش‌های بزرگ، به حالت بحرانی یا پایدار خود می‌رسد.

در شکل ۱۳ ج، نمودار مسیر تنش مربوط به ماسه‌ی تمیز، در سه نسبت تنش $0/25$ ، $0/27$ و $0/28$ نمونه‌یی از رفتار غیرروانگرا، در هنگام برش زهکشی نشده مشاهده می‌شود که رفتار اتساعی و سخت‌شوندگی کرنشی داشته و نهایتاً در کرنش‌های بزرگ به حالت پایدار خود رسیده است. همین روند در ماسه لای‌دار هم مشاهده می‌شود، به طوری که فقط مقادیر مقاومت برشی نسبت به ماسه‌ی تمیز کمتر بوده است که نتیجه‌ی به‌دست آمده با یافته‌های دس و سیتارام (۲۰۱۳)^[۹]، و نورزاد و شاکری (۲۰۱۷)^[۱۴] مطابقت دارد. همچنین در شکل ۱۴، برای نسبت تنش چرخه‌یی $0/25$ ، رفتار متفاوتی مشاهده شده است. احتمالاً میزان تحکیم این خاک نسبت به بقیه کمتر بوده است، با توجه به میزان روانگرا شدن نمونه‌ی اخیر و میزان نرم‌شوندگی که در آن رخ داده و بیشتر از بقیه‌ی حالت‌ها بوده است، حالت سست‌تری نسبت به سایر نمونه‌ها داشته است که بعد از تحکیم باعث مقاومت کمتر شده است. همین رفتار در ماسه‌ی تمیز هم اتفاق افتاده است که نشان‌دهنده‌ی تأثیر تنش چرخه‌یی در مقاومت پساچرخه‌یی است.



شکل ۱۴. مقایسه‌ی τ_{cu} ماسه با ماسه‌ی لای‌دار در نسبت‌های تنش چرخه‌یی یکسان.

۵.۶. رفتار پساچرخه‌یی

بعد از انجام آزمایش چرخه‌یی، نمونه دوباره تحت فشار همه‌جانبه‌ی 100 کیلوپاسکال در حالت تحکیم قرار گرفته است. چون در حالت مونوتونیک هم تحت تنش همسان 100 کیلوپاسکال تحکیم شده است، برای انجام مقایسه بین مونوتونیک و پساچرخه‌یی، لازم بود که این نوع بارگذاری انجام شود، زیرا در رفتار خاک تأثیرگذار خواهد بود. پس از اتمام فرایند تحکیم، بارگذاری استاتیکی بر روی نمونه‌ی روانگرا شده با سرعت $0/5$ میلی‌متر بر دقیقه انجام شده است. لازم به ذکر است در هنگام بارگذاری، شیر زهکشی نمونه بسته بوده و آزمایش به صورت CU انجام شده است. برای حل مشکل نقاط شروع مختلف برای بارگذاری استاتیکی پساچرخه‌یی، ارتفاع اولیه‌ی نمونه (ارتفاع قبل از بارگذاری چرخه‌یی)، به عنوان مبنای محاسبه‌ی کرنش محوری در نظر گرفته شده است. در شکل‌های ۱۳ و ۱۴، جزئیات شرایط اولیه‌ی بارگذاری استاتیکی پساچرخه‌یی بعد از آخرین چرخه‌ی بارگذاری و نیز نمودارهای تنش - کرنش، اضافه فشار آب حفره‌یی - کرنش و مسیر تنش ماسه‌ی تمیز با (چگالی نسبی) 30% تحت بار استاتیکی پساچرخه‌یی و نسبت تنش‌های چرخه‌یی مختلف مشاهده می‌شود. مطابق شکل ۱۳ ملاحظه می‌شود که رفتار ماسه تحت بارگذاری استاتیکی پساچرخه‌یی در همه‌ی نسبت‌های تنش چرخه‌یی، رفتار سخت‌شونده است که به دلیل تمایل خاک‌های روانگرا شده به اتساع هنگام اعمال تنش برشی است که منجر به کاهش فشار آب منفذی و افزایش تنش برشی می‌شود. این در حالی است که با توجه به شکل ۱۴، در بارگذاری چرخه‌یی، رفتار نمونه‌ها به صورت نرم‌شونده بوده است، اما در بارگذاری پساچرخه‌یی، رفتار سخت‌شونده مشاهده می‌شود. دلیل این امر را می‌توان به این صورت تفسیر کرد که در بارگذاری پساچرخه‌یی، چون خاک یک‌بار روانگرا شده است، در نتیجه تحت بارگذاری استاتیکی بعد از بارگذاری چرخه‌یی با رخداد تحکیم و استهلاک اضافه فشار رخ داده تحت روانگرایی، تراکم خاک افزایش داشته و بعد از روانگرایی تحت بارگذاری استاتیکی، بار بیشتری را تحمل کرده است. به عبارت دیگر، پس از رخداد روانگرایی و تحکیم نمونه که با استهلاک اضافه فشار آب حفره‌یی همراه است، بازآرایی ذرات ماسه رخ داده و ماسه در یک وضعیت متراکم‌تر نسبت به وضعیت سست اولیه قبل از روانگرایی قرار گرفته است. با توجه به شکل‌های ۱۳ و ۱۴، با افزایش نسبت تنش چرخه‌یی و بیشتر شدن فشار همه‌جانبه‌ی مؤثر اولیه، مقاومت نهایی خاک کاهش پیدا کرده است. زیرا با اعمال بارگذاری برشی زهکشی نشده بعد از روانگرا شدن خاک، به علت قفل و بست نسبتاً زیاد بین دانه‌های متراکم خاک، فشار آب حفره‌یی کاهش پیدا کرده و خاک در کرنش‌های بزرگ، رفتار اتساعی از خود نشان داده است. به عبارتی دیگر، در

۷. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، تأثیر حضور لای در رفتار چرخه‌ای و پساچرخه‌ای ماسه‌ی سست اشباع با استفاده از دستگاه سه‌محوری چرخه‌ای، جهت انجام آزمایش‌های دینامیکی و تعیین رفتار خاک‌های ماسه‌ای در کرنش‌های بزرگ استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهند که:

۱. در نمونه‌های بررسی شده با افزایش نسبت تنش چرخه‌ای، در تعداد چرخه‌های کمتری روانگرایی صورت گرفته و همچنین در نسبت‌های تنش بزرگ‌تر، تنش مؤثر سریعاً کاهش یافته و رفتار نرم‌شوندگی در نمونه‌ها ملاحظه شده است، به نحوی که تنش مؤثر در آن‌ها به صفر رسیده است.

۲. در منحنی‌های تنش - کرنش، نمونه‌ها در نسبت تنش چرخه‌ای کوچک‌تر، حالت جمع‌شوندگی داشته‌اند؛ ولی در نسبت‌های تنش بزرگ‌تر، حالت پروانه‌ای و بازشدگی با چرخه‌های بزرگ‌تر داشته‌اند که نشان‌دهنده‌ی میرایی بیشتر مصالح است.

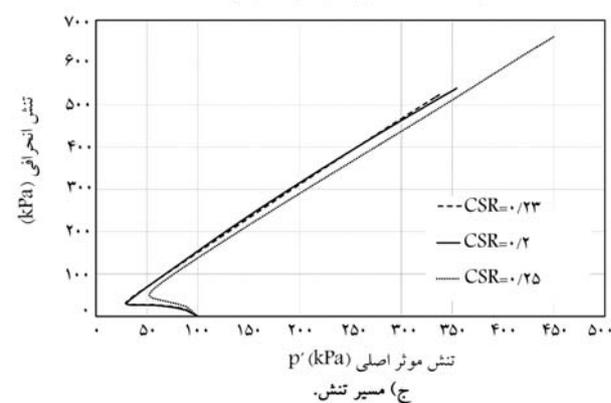
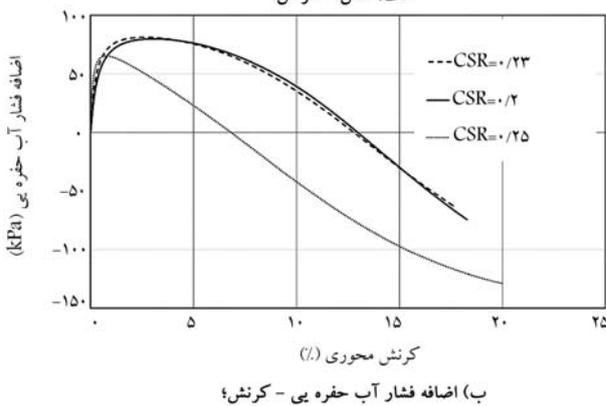
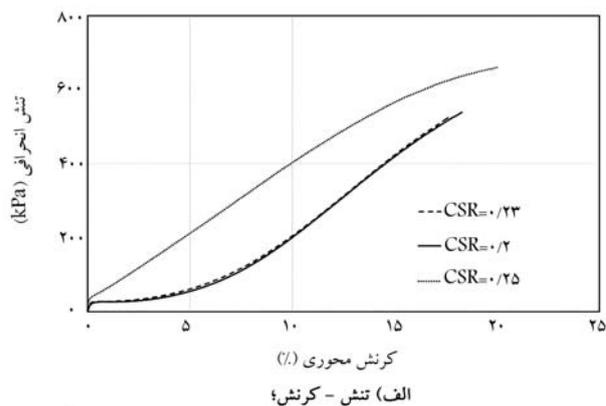
۳. نمونه‌هایی با ۱۰٪ لای در نسبت‌های تنش کوچک‌تری به حالت روانگرایی رسیده‌اند.

۴. با افزایش تعداد چرخه‌های بارگذاری و نزدیک شدن به حالت روانگرایی، نسبت فشار آب حفره‌ای در نمونه با CSR بزرگ‌تر افزایش بیشتری نسبت به نمونه‌های با CSR کوچک‌تر داشته است.

۵. در آزمایش‌های پساچرخه‌ای مشاهده شد که رفتار ماسه و ماسه‌ی لای‌دار تحت بارگذاری استاتیکی پساچرخه‌ای در همه‌ی نسبت‌های تنش چرخه‌ای، رفتار سخت‌شونده داشته است. در واقع، مقاومت خاک نسبت به حالت چرخه‌ای افزایش داشته است.

۶. به علت رخداد روانگرایی در حین بارگذاری چرخه‌ای و استهلاك اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده در بارگذاری پساچرخه‌ای، نمونه‌ها در حالت متراکم‌تری نسبت به حالت اولیه‌ی خود قرار گرفته و در نتیجه رفتار سخت‌شونده در بارگذاری پساچرخه‌ای مشاهده شده است.

۷. در بارگذاری پساچرخه‌ای، فشار آب حفره‌ای کاهش پیدا کرده و خاک در کرنش‌های بزرگ، رفتار اتساعی از خود نشان داده است، چرا که دانه‌های خاک بعد از روانگرا شدن و تحکیم اولیه، در هم قفل و بست شده‌اند که سبب مقاومت خاک نسبت به حالت مونوتونیک و رفتار اتساعی شده است.



شکل ۱۴. نتایج آزمایش پساچرخه‌ای بر روی ماسه‌ی تمیز با CSRهای مختلف.

پانویس‌ها

1. Wang
2. pore water pressure ratio
3. sitharam
4. cyclic resistance ratio (CRR)
5. Hsiao & Phan
6. critical state line (CSL)
7. Akhila
8. Varghese
9. Liu
10. under compaction
11. Ladd
12. Been
13. Monkul

منابع (References)

1. Ishihara, K. "liquefaction and flow failure during earthquakes", *geotechnique*, **43**(3), pp. 351-451 (1993).
2. Chang, N.Y., Yeh, S.T. and Kaufman, L.P. "Liquefaction potential of clean and silty sands", *Paper presented at the Proceedings of the 3rd International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, USA* (1982).
3. Vaid, Y. "Liquefaction of silty soils", *Paper presented at the ground failures under seismic conditions* (1994).
4. Troncoso, J.H. and Verdugo, R. "Silt content and dynamic behavior of tailing sands", *Paper presented at the*

- Proc, XI Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, USA (1985).*
5. Salgado, R., Bandini, P. and Karim, A. "Shear strength and stiffness of silty sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **126**(5), pp. 451-462 (2000).
 6. Yang, S.L., Sandven, R. and Grande, L. "Instability of sand-silt mixtures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26**(2), pp. 183-190 (2006).
 7. Naeini, S.A. and Baziar, M.H. "Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**(3), pp. 181-187 (2004).
 8. Wang, S.; Luna, R. and Yang, J. "Postcyclic behavior of low-plasticity si with limited excess pore pressures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **54**, pp. 39-46 (2013).
 9. Sitharam, T.G., Dash, H.K. and Jakka, R.S. "Postliquefaction undrained shear behavior of sand-silt mixtures at constant void ratio", *International Journal of Geomechanics*, **13**(4), pp. 421-429 (2013).
 10. Rahman, M.M., Baki, M.A.L. and Lo, S.R. "Prediction of undrained monotonic and cyclic liquefaction behavior of sand with fines based on the equivalent granular state parameter", *International Journal of Geomechanics*, **14**(2), pp. 254-266 (2014).
 11. Karim, M.E. and Alam, M.J. "Effect of non-plastic silt content on the liquefaction behavior of sand-silt mixture", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **65**, pp. 142-150 (2014).
 12. Hsiao, D.H. and Phan, V.T.A. "Evaluation of static and dynamic properties of sand-fines mixtures through the state and equivalent state parameters", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **84**, pp. 134-144 (2016).
 13. Naeemifar, O. and Yasrobi, S. "Investigating the critical state behavior of clayey sand under static and cyclic loading", *Civil Engineering*, **322**(32), pp. 13-21 (in Persian) (2016).
 14. Noorzad, R. and Shakeri, M. "Effect of silt on post cyclic shear strength of sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **97**, pp. 133-142 (2017).
 15. Akhila, M., Rangaswamy, K. and Sankar, N. "Undrained response and liquefaction resistance of sand-silt mixtures", *Geotechnical and Geological Engineering*, **37**(4), pp. 2729-2745 (2019).
 16. Varghese, R., Amuthan, M.S., Boominathan, A. and et al. "Cyclic and postcyclic behaviour of silts and silty sands from the Indo Gangetic Plain", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **125**, pp. 105750 (2019).
 17. Liu, J. "Influence of fines contents on soil liquefaction resistance in cyclic triaxial test", *Geotechnical and Geological Engineering*, **38**(5), pp. 4735-4751 (2020).
 18. Juneja, A. and Mohammed-Aslam, A.K. "Post-cyclic undrained response of sand and silt", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **133**, pp. 106138 (2020).
 19. American Society for Testing and Materials., ASTM D422-63-Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, Annual Book of ASTM Standards (2002).
 20. ASTM International., Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer (ASTM D854-10), Annual Book of ASTM Standards, 04.08 (2010).
 21. American Society for Testing and Materials, ASTM D4253-93: Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table, e (1996).
 22. ASTM D4254-2000, Standard Test Method for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density, Annual Book of ASTM Standards, 4(8) (2000).
 23. Ladd, R.S. "Preparing test specimens using under compaction", *Geotechnical Testing Journal*, **1**(1), pp. 16-23 (1978).
 24. Been, K., Jefferies, M.G. and Hachey, J. "The critical state of sands", *Geotechnical Testing Journal*, **1**(1), pp. 16-23 (1978).
 25. Ishihara, K., Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics, 1st Edition, Oxford university Press, New York (1996).
 26. Monkul, M.M. and Yamamuro, J.A. "Influence of silt size and content on liquefaction behavior of sands", *Canadian Geotechnical Journal*, **48**(6), pp. 931-942 (2011).
 27. Designation ASTM, ASTM D5311., Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil, *Annual Book of ASTM Standards*, pp. 1167-1176 (2004).
 28. Akhila, M., Rangaswamy, K. and Sankar, N. "Undrained response and liquefaction resistance of sand-silt mixtures", *Geotechnical and Geological Engineering*, **37**(4), pp. 2729-2745 (2019).
 29. Karim, M.E. and Alam, M.J. "Effect of non-plastic silt content on the liquefaction behavior of sand-silt mixture", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **65**, pp. 142-150 (2014).

اثر توأم نرخ بارگذاری و طول شکاف در مقاومت کششی برزیلی سنگ

بیام اسدی (کارشناس ارشد)

احمدعلی فخریمی* (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۱ (دوره‌ی ۲ - ۳۸، شماره‌ی ۲/۱، ص. ۹۸-۸۷، پژوهشی)

مطالعه‌ی اثر ناپیوستگی‌های سنگ در خصوصیات مکانیکی آن به منظور ارزیابی پایداری سازه‌های در معرض بار دینامیکی ضروری است. در پژوهش حاضر، اثر توأم طول شکاف و نرخ بارگذاری در مقاومت کششی سنگ با مدل‌سازی عددی آزمایش‌های پیکینسون با استفاده از نرم‌افزار CA۳ که یک نرم‌افزار ترکیبی المان محدود - المان گسسته است، بررسی شده است. نمونه‌های برزیلی با قطر ۵۰، ضخامت ۱۰ و طول‌های متفاوت شکاف: ۱۰، ۳۰، ۲۰ و ۴۰ میلی‌متر آزمایش شدند. نتیجه حاکی از آن است که اثر طول شکاف در مقاومت کششی دینامیکی با اثر طول شکاف در مقاومت کششی استاتیکی متفاوت بوده است و اگرچه در نرخ‌های بارگذاری پایین با افزایش طول شکاف مقاومت کاهش یافته است، اما در نرخ‌های بارگذاری بالا بسته به مقدار نرخ بارگذاری، مقاومت با افزایش طول شکاف توانسته است ثابت بماند و یا افزایش یابد. همچنین نتایج نشان داد که سرعت بارشدگی شکاف، نقش اساسی در موضوع اخیر دارد.

واژگان کلیدی: مکانیک شکست، بارگذاری دینامیکی، اثر طول شکاف، سرعت بارشدگی شکاف.

۱. مقدمه

سنگ‌ها، مصالحی طبیعی با ساختار پیچیده هستند و ساختار پیچیده‌ی آن‌ها غالباً با ناپیوستگی‌هایی مانند درز و ترک همراه است. به دلیل وجود ناپیوستگی‌ها، گسیختگی مصالح سنگی معمولاً به رشد ترک در امتداد شکاف‌های از پیش موجود، منافذ و سایر عیوب اولیه‌ی موجود در ساختار سنگ مرتبط است. در نتیجه مطالعه‌ی کامل اثر ناپیوستگی‌ها در خصوصیات مکانیکی سنگ و نحوه‌ی گسترش ترک برای ارزیابی دقیق پایداری سازه‌های سنگی در پروژه‌های مهندسی سنگ ضروری است. پژوهشگران مختلف، مطالعات گسترده‌ی به منظور بررسی خصوصیات مکانیکی سنگ و نحوه‌ی ایجاد خرابی در آن تحت بارگذاری استاتیکی و شبه‌استاتیکی انجام داده‌اند. به عنوان مثال، برخی از آنان،^[۱-۵] نحوه‌ی رشد ترک در نمونه‌های سنگی فاقد شکاف را تحت بارگذاری استاتیکی و شبه‌استاتیکی بررسی کرده‌اند. همچنین، برخی دیگر،^[۶-۱۲] با کمک تکنولوژی نشرآوایی، میکروسکوپ الکترونی روبشی و عکس برداری با سرعت بالا، خصوصیات مکانیکی و فرایند رشد ترک در نمونه‌های سنگی دارای شکاف منفرد یا چندگانه را تحت بارگذاری استاتیکی و شبه‌استاتیکی مطالعه و بررسی کرده‌اند.

از طرف دیگر، در شرایط بارگذاری دینامیکی و در نرخ بارگذاری بالا نیز مطالعات

* نویسنده مسئول

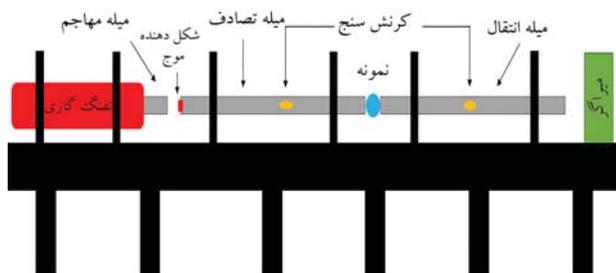
تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۸/۸، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۱/۱۶، پذیرش ۱۴۰۰/۱۲/۱.

DOI:10.24200/J30.2022.59263.3038

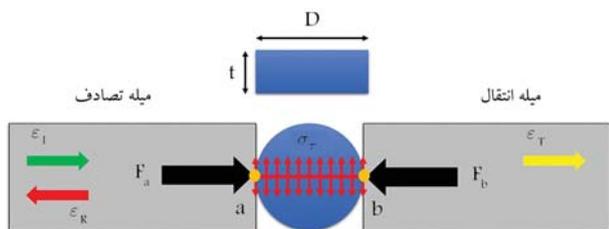
payam_asadi@modares.ac.ir
a.fakhimi@modares.ac.ir

گسترده‌ی بر روی خصوصیات مکانیکی سنگ فاقد شکاف انجام شده است.^[۱۳-۱۸] بررسی اثر نرخ بارگذاری در مقاومت سنگ‌ها، یکی از محورهای اساسی مطالعات انجام شده است. بررسی‌های انجام شده توسط پژوهشگران مختلف نشان داده است که مقاومت نمونه‌ی سنگی با افزایش نرخ بارگذاری افزایش می‌یابد. لی و منگ^۱ (۲۰۰۳) و هاو^۲ و همکاران (۲۰۱۳)، این افزایش مقاومت را به افزایش محصورشدگی شعاعی نمونه به دلیل آثار اینرسی نسبت داده‌اند.^[۱۷، ۱۸] علاوه بر آثار ناشی از اینرسی، برخی خصوصیات ویسکوکشسان یا ویسکوخیمیری مواد ژئوتکنیکی باعث می‌شود که آن‌ها نسبت به نرخ بارگذاری حساس باشند.^[۱۹] همچنین نحوه‌ی گسترش موج تنش در داخل نمونه‌ی دارای شکاف توسط لی^۳ و همکاران (۲۰۱۱) بررسی شده است.^[۲۰]

با وجود این، مطالعه بر روی نمونه‌های دارای شکاف از پیش موجود تحت بارگذاری دینامیکی به شکل محدودی انجام شده است.^[۲۱-۲۷] در این بین، مطالعات انجام شده عمدتاً بر روی اثر زاویه بین راستای شکاف و راستای بارگذاری متمرکز بوده و یا نحوه‌ی گسیختگی نمونه‌ی دارای شکاف را بررسی کرده‌اند.^[۲۱-۲۳] در طرف مقابل، مطالعات انجام شده بر روی اثر طول شکاف در خصوصیات مقاومتی سنگ تحت بارگذاری دینامیکی بسیار محدود و ناکافی است.^[۲۴-۲۶] به عنوان مثال، کیپ^۴ و همکاران (۱۹۸۰) با استفاده از مدل مکانیک شکستی دینامیکی چن و سیح^۵ (۱۹۷۷)،^[۲۷] که به دلیل استوار بودن بر مبنای یک پایه‌ی تحلیلی مورد



شکل ۱. تصویر شماتیک دستگاه آزمایش هایپکینسون.



شکل ۲. نمونه‌ی برزیلی و کرنش‌های ایجاد شده در میله‌ها.

انعکاسی (ϵ_R) توسط کرنش‌سنج نصب شده روی میله‌ی تصادف و کرنش انتقالی (ϵ_T) به وسیله‌ی کرنش‌سنج نصب شده روی میله‌ی انتقال ثبت می‌شوند. فرض اساسی در آزمایش هایپکینسون این است که انتشار موج‌ها در داخل میله‌های دستگاه آزمایش، کشسان و یک‌بُعدی است. با این فرض و براساس تئوری موج یک‌بُعدی، هر یک از کرنش‌های تصادف (ϵ_T)، انعکاسی (ϵ_R) و انتقالی (ϵ_T) از رابطه‌ی ۱ به دست می‌آیند:

$$\epsilon = \frac{1}{c} \dot{u} \quad (1)$$

که در آن، c سرعت انتشار موج در میله‌ی آزمایش و \dot{u} سرعت ذرات سازنده‌ی میله‌ی آزمایش در اثر اعمال موج هستند.

براساس معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر انتشار موج کشسان یک بُعدی و به منظور ارضاء تعادل دینامیکی، رابطه‌ی بین کرنش تصادف (ϵ_T)، کرنش انعکاسی (ϵ_R) و کرنش انتقالی (ϵ_T) مطابق رابطه‌ی ۲ است:

$$(\epsilon_T + \epsilon_R)_a = (\epsilon_T)_b \quad (2)$$

نقاط a و b در رابطه‌ی ۲ و شکل ۲، مبین نقاط تماس دو سر نمونه‌ی برزیلی و میله‌های دستگاه آزمایش هایپکینسون هستند. توجه به این نکته ضرورت دارد که به منظور برقراری تعادل دینامیکی در نمونه، رابطه‌ی ۲ باید در هر لحظه از آزمایش برقرار باشد.^[۲۰] مقدار متوسط نیروی اعمال شده به نمونه در آزمایش هایپکینسون از رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود:

$$F_{ave} = \frac{F_a + F_b}{2} = \frac{EA}{2} (\epsilon_T + \epsilon_R + \epsilon_T) \quad (3)$$

که در آن، E و A به ترتیب مدول کشسانی و سطح مقطع میله‌ی آزمایش هایپکینسون هستند F_a و F_b نیز براساس شکل ۲ به ترتیب نیروی ایجاد شده در سمت چپ و راست نمونه‌ی مورد بررسی هستند. با ترکیب رابطه‌های ۲ و ۳، رابطه‌ی ۴ به دست می‌آید:

$$F_{ave} = EA\epsilon_T \quad (4)$$

پس از محاسبه‌ی متوسط نیروی اعمال شده به نمونه، متوسط تنش کششی (تنش

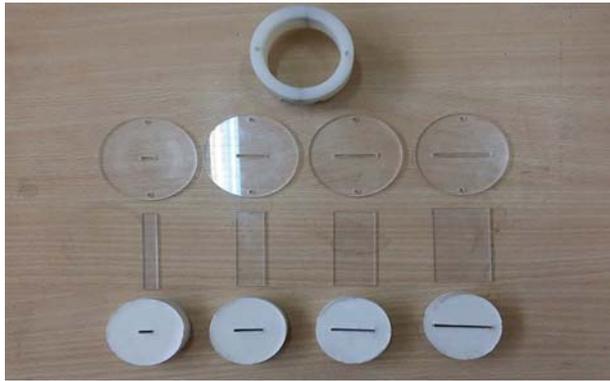
توجه پژوهشگران است، اثر طول شکاف در مقاومت کششی دینامیکی شیل نفتی را بررسی کردند و با استفاده از انتگرال‌گیری عددی و با انجام محاسبات متعدد برای طول شکاف‌های متفاوت و نرخ‌های مختلف کرنش نشان دادند اگرچه در بارگذاری استاتیکی با افزایش طول شکاف مقاومت کاهش می‌یابد، اما در بارگذاری دینامیکی و در نرخ‌های بارگذاری بالا با افزایش طول شکاف، مقاومت ثابت باقی مانده و تغییر طول شکاف تأثیری در مقاومت کششی دینامیکی نداشته است.^[۲۲] وانگ^۶ و همکاران (۲۰۱۰)، نیز اثر طول شکاف در چقرمگی شکست دینامیکی نمونه‌های برزیلی ساخته شده از سنگ ماربل سفید با قطر ثابت ۸۰ میلی‌متر و طول شکاف متغیر بین ۲۵ تا ۴۱ میلی‌متر را با انجام آزمایش هایپکینسون بررسی کردند و دریافتند که تغییر طول شکاف، تأثیر معناداری در مقدار چقرمگی شکست دینامیکی ندارد.^[۲۵] همچنین لی و همکاران (۲۰۱۷)، با انجام آزمایش هایپکینسون بر روی نمونه‌های مکعبی با ابعاد $60 \times 60 \times 60$ میلی‌متر و طول شکاف ۱۰، ۱۵ و ۲۰ میلی‌متر، اثر طول شکاف در مقاومت فشاری دینامیکی نوعی سنگ ماربل را بررسی کردند و دریافتند که با افزایش طول شکاف، مقاومت کاهش می‌یابد، اما آن‌ها به این نکته توجه نکرده بودند که با افزایش طول شکاف، نرخ تنش در داخل نمونه نیز کاهش می‌یابد و اثر طول شکاف را در یک نرخ تنش ثابت بررسی نکرده بودند.^[۲۶]

پژوهش‌های انجام شده نشان داده‌اند که اثر طول شکاف در مقاومت کششی دینامیکی، متفاوت از اثر طول شکاف در مقاومت کششی استاتیکی سنگ است و ساختار پیچیده‌تری دارد. با این حال مطالعات انجام شده در زمینه‌ی اثر طول شکاف در مقاومت کششی دینامیکی سنگ بسیار محدود بوده است. در پژوهش حاضر، با شبیه‌سازی عددی آزمایش هایپکینسون، اثر توأم طول شکاف و نرخ بارگذاری در مقاومت کششی سنگ دارای شکاف بررسی شده است. مدل‌سازی عددی آزمایش‌های پژوهش حاضر با استفاده از نرم‌افزار CA۳،^[۲۸] که یک نرم‌افزار سه بُعدی ترکیبی آلمان محدود-المان گسسته است، انجام شده است. همچنین نتایج دینامیکی با نتایج استاتیکی حاصل از آزمایش‌های فیزیکی و شبیه‌سازی عددی مقایسه شده است.

۲. ساختار و تئوری آزمایش هایپکینسون

دستگاه آزمایش هایپکینسون توسط کلسکی^۷ (۱۹۴۹)،^[۲۹] توسعه داده شد و امروزه به‌طور گسترده به منظور بررسی رفتار دینامیکی مصالح شکننده و شبه‌شکننده مانند سنگ استفاده می‌شود. نوع متداول دستگاه آزمایش هایپکینسون از سه میله تشکیل می‌شود (شکل ۱). در آزمایش هایپکینسون، نمونه‌ی سنگی بین میله‌های تصادف و انتقال قرار می‌گیرد. در ابتدای آزمایش، میله‌ی مهاجم توسط تفنگ گازی شلیک می‌شود و پس از برخورد به میله‌ی تصادف، یک موج تنش فشاری در میله‌ی تصادف تولید می‌کند، که به آن موج تصادف گفته می‌شود. از آنجایی که امیدانس مکانیکی نمونه معمولاً کمتر از میله‌هاست، بخشی از موج تصادف پس از برخورد به نمونه به شکل یک موج کششی به میله‌ی تصادف بر می‌گردد که به آن موج انعکاسی گفته می‌شود و بخش دیگر موج وارد نمونه می‌شود، آن را له می‌کند و سپس به شکل یک موج فشاری وارد میله‌ی انتقال می‌شود و در آن انتشار می‌یابد که به آن موج انتقالی می‌گویند.

موج‌های تنش تولید شده با استفاده از کرنش‌سنج‌های نصب شده روی میله‌های تصادف و انتقال ثبت می‌شوند. سه موج منتشر شده در میله‌ها، هر یک به تنهایی کرنشی را تولید می‌کنند که در شکل ۲ مشاهده می‌شود. کرنش‌های تصادف (ϵ_T) و



شکل ۳. تصویر قالب و نمونه‌های ساخته شده با طول شکاف‌های متفاوت.

جدول ۲. مشخصات نمونه‌های ساخته شده برای آزمایش کششی برزیلی.

قطر نمونه (mm)	طول شکاف (mm)	ضخامت نمونه (mm)	بازشدگی شکاف (mm)
۵۰	۱۰	۱۰	۲/۴
۵۰	۲۰	۱۰	۲/۴
۵۰	۳۰	۱۰	۲/۴
۵۰	۴۰	۱۰	۲/۴

حاصل شود. در ادامه، خمیر گچ داخل قالب ریخته شد. لازم به ذکر است برای ساخت نمونه‌های دارای شکاف، از قالب‌هایی با تیغه‌های از پیش موجود استفاده شده است. بعد از ریختن خمیر گچ در داخل قالب به منظور خارج کردن حباب‌های هوای محبوس در خمیر گچ، قالب برای مدت ۴ دقیقه روی میز لرزاننده شد. حدود ۹ دقیقه بعد از لرزاندن نمونه، تیغه از داخل نمونه خارج شد تا شکاف با طول مورد نظر در داخل نمونه ایجاد شود. بعد از حدود ۱ ساعت، قالب‌ها از نمونه جدا شدند و نمونه حدود ۲۴ ساعت در دمای اتاق قرار داده شد. در نهایت، نمونه به داخل گرم‌خانه با دمای ۵۰ درجه منتقل شد و تا زمانی که کاملاً خشک شود، در آن باقی ماند.

در پژوهش حاضر، به منظور بررسی اثر طول شکاف در مقاومت کششی استاتیکی، نمونه‌های برزیلی گچی با قطر ثابت ۵۰ میلی‌متر و طول شکاف‌های ۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۴۰ میلی‌متری ساخته شدند. ضخامت همه‌ی نمونه‌ها ثابت و برابر با ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. همچنین میزان بازشدگی شکاف در همه‌ی نمونه‌ها ثابت و برابر با ۲/۴ میلی‌متر بوده است. به علاوه، در پژوهش حاضر، به منظور بررسی گسیختگی مد I، راستای شکاف همواره موازی با راستای بارگذاری در نظر گرفته شد. تصویر قالب و نمونه‌های ساخته شده با طول شکاف متفاوت در شکل ۳ مشاهده می‌شود. مشخصات هندسی نمونه‌های ساخته شده نیز در جدول ۲ ارائه شده است.

۳.۳. آزمایش کششی برزیلی

در پژوهش حاضر، با انجام آزمایش کششی برزیلی، اثر طول شکاف در مقاومت کششی استاتیکی نمونه‌های گچی بررسی شده است. به این منظور، از یک دستگاه آزمایش یونیورسال استفاده شده است. عملکرد دستگاه مذکور به صورت سروالکترومکانیکال است و برای کنترل بار از بازخورد لودسل و جابه‌جایی دقیق فک استفاده می‌کند. با استفاده از موتور و درایور سرور به‌عنوان محرک، دقت کنترل بالا می‌رود و انجام آزمایش در بازه‌ی گسترده‌ی سرعت (۱/۰۰۰ تا ۱۸۰ میلی‌متر بر دقیقه) ممکن

کششی اسمی در نمونه‌ی دارای شکاف) در مرکز نمونه‌ی برزیلی از رابطه‌ی ۵ به دست می‌آید:

$$\sigma_{\tau} = \frac{2F_{ave}}{\pi D t} \quad (5)$$

که در آن، D و t به ترتیب قطر و ضخامت نمونه هستند. نرخ تنش در مرکز نمونه‌ی برزیلی (نرخ تنش اسمی در نمونه‌ی دارای شکاف) مطابق رابطه‌ی ۶ تخمین زده می‌شود:

$$\dot{\sigma} = \frac{\sigma_{\tau \max}}{\tau l} \quad (6)$$

که در آن، $\sigma_{\tau \max}$ بیشینه‌ی تنش کششی در مرکز نمونه (تنش کششی اسمی در نمونه‌ی دارای شکاف) و τl اختلاف زمان بین شروع و پیک موج انتقالی است.

۳. مطالعات آزمایشگاهی

۳.۱. مصالح استفاده شده

از سال‌ها قبل به گچ قالب‌گیری شده به منظور بررسی نحوه‌ی شروع و رشد ترک در سنگ دارای شکاف توجه شده است.^[۲۱] در پژوهش حاضر، به منظور ساخت نمونه‌های فیزیکی برای انجام آزمایش‌های کششی برزیلی استاتیکی، از یک نوع گچ دندان‌پزشکی با نام تجاری «اسنوراک»^۸ استفاده شده است. نمونه‌های گچی در پژوهش حاضر با ترکیب پودر گچ، خاک دیاتومه^۹ و آب ساخته شده‌اند. نسبت جرمی ترکیب پودر گچ به آب بنا به توصیه‌ی شرکت سازنده^[۲۲] ۱۰۰۰ به ۳۰۰ و نسبت جرمی پودر گچ به خاک دیاتومه ۱۰۰۰ به ۸/۵ بوده است. دلیل اضافه کردن خاک دیاتومه به مخلوط آب و گچ این است که خاک دیاتومه موجب کاهش آب انداختن مخلوط آب و گچ می‌شود و از ته‌نشین شدن گچ در آب جلوگیری می‌کند.

خصوصیات ماکرومکانیکی نمونه‌ی گچی استفاده شده در پژوهش حاضر با انجام آزمایش‌های استاندارد اندازه‌گیری شد. از آزمایش فشاری تک‌محوری بر روی نمونه‌های استوانه‌یی با قطر ۱۰۰ و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری تک‌محوری، مدول کشسانی و ضریب پواسون استفاده شد. همچنین برای اندازه‌گیری مقاومت کششی نمونه، آزمایش کششی برزیلی بر روی نمونه‌های برزیلی با قطر ۱۰۰ و ضخامت ۵۰ میلی‌متر انجام شد. مقدار چقرمگی شکست برای ترک‌خوردگی مد I با انجام آزمایش کششی برزیلی روی نمونه‌ی دارای شکاف و با استفاده از روابط ارائه شده توسط اتکینسون^{۱۰} و همکاران (۱۹۸۲)، اندازه‌گیری شد.^[۲۳] خصوصیات ماکرومکانیکی نمونه‌ی گچی استفاده شده در پژوهش حاضر به‌طور خلاصه در جدول ۱ ارائه شده است.

۳.۲. آماده‌سازی نمونه‌ها

برای ساخت نمونه‌های گچی، در گام نخست، آب و پودر خاک دیاتومه خوب در داخل ظرف مخلوط شدند. سپس پودر گچ دندان‌پزشکی به صورت تدریجی در داخل ظرف ریخته و به مدت سه دقیقه خوب مخلوط شد تا خمیری یکنواخت

جدول ۱. خصوصیات ماکرومکانیکی نمونه‌ی گچی استفاده شده در پژوهش حاضر.

مقاومت فشاری کششی (MPa)	مدول کشسانی (GPa)	ضریب پواسون	چقرمگی شکست مد I ($MPa \cdot \sqrt{m}$)
۴۳/۱	۸/۵	۰/۲۵	۰/۳

بارگذاری دینامیکی تولید کنند، یک مدل میکرومکانیکی جدید بر مبنای تغییر در قیدهای نرمال و برشی ارائه کرده‌اند،^[۲۹] که براساس آن، قیدهای نرمال و برشی در هر گام محاسباتی، با حاصل ضرب مقدار قیدهای نرمال و برشی استاتیکی در یک تابع خاص جایگزین می‌شوند. از آنجایی که افزایش مقاومت دینامیکی نسبت به نرخ بارگذاری خطی نیست، تابع مذکور به صورت نمایی تعریف شده است. پارامترهای دخیل در تابع نمایی اخیر، سرعت نسبی بین دو ذره در محل تماس آن‌ها در هر گام محاسباتی و ضرابی ثابت هستند که توسط کاربر تعریف می‌شوند: (روابط ۷ و ۸)

$$n_b := n_b \times e^{(\beta_n \times V_{nr})} \quad (7)$$

$$s_b := s_b \times e^{(\beta_s \times V_{sr})} \quad (8)$$

که در آن‌ها، V_{nr} و V_{sr} به ترتیب سرعت نسبی نرمال و برشی بین ذرات در محل تماس آن‌هاست و β_n و β_s به ترتیب ثابت‌های افزایش مقاومت نرمال و برشی با واحد s/m هستند. علامت $=$ در روابط ۷ و ۸، به این معناست که در تحلیل دینامیکی، مقادیر استاتیکی قیدهای نرمال و برشی در سمت راست معادله با مقادیر دینامیکی مرتبط در سمت چپ جایگزین می‌شوند. فخمی و همکاران (۲۰۱۸)، آزمایش فشاری تک‌محوری را بر روی نمونه‌های ماسه‌سنگ در نرخ‌های بارگذاری بالا انجام داده‌اند. پس از شبیه‌سازی عددی، نتیجه بررسی آن‌ها نشان داد که با استفاده از ثابت‌های $s/m = 10^5 - 40 = \beta_n = \beta_s = \beta$ مدل عددی ارائه شده می‌تواند اضافه مقاومت دینامیکی لازم را تولید کند و نتایجی نزدیک به نتایج آزمایشگاهی را فراهم سازد.^[۲۹] همچنین اسدی و فخمی (۲۰۲۱) و اسدی و همکاران (۲۰۲۱) نشان دادند مدل اصلاحی اخیر در حالت کششی برزیلی نیز می‌تواند نتایجی منطبق بر نتایج آزمایش‌های فیزیکی تولید کند.^[۳۰،۳۸] بر همین مبنا در پژوهش حاضر نیز از $s/m = 80 = \beta_n = \beta_s = \beta$ استفاده شده است.

۲.۴. کالیبراسیون مدل عددی

مدل ذرات به هم متصل در نرم‌افزار CA۳ از المان‌هایی در مقیاس میکرو تشکیل می‌شود. به همین دلیل خصوصیات مکانیکی مدل مذکور نیز با پارامترهای میکرومکانیکی تعریف می‌شود. پارامترهای میکرومکانیکی اخیر باید به شکلی انتخاب شوند که بعد از ساخت نمونه‌های عددی و شبیه‌سازی آزمایش‌های کششی برزیلی و فشاری تک‌محوری، پارامترهای میکرومکانیکی نمونه‌ی عددی ساخته شده در نرم‌افزار CA۳ و نمونه‌های آزمایشگاهی بر هم منطبق شوند. فرایند انتخاب پارامترهای میکرومکانیکی نمونه‌ی عددی به شکلی که پارامترهای میکرومکانیکی نمونه‌ی عددی و نمونه‌ی آزمایشگاهی بر هم منطبق شوند، کالیبراسیون نام دارد و در پژوهش حاضر با کمک روش ارائه شده توسط فخمی و بیلگاس^[۳۰] (۲۰۰۷)، انجام شده است. پارامترهای میکرومکانیکی انتخاب‌شده برای نمونه‌ی عددی ساخته شده، در جدول ۳ ارائه شده است. بعد از معرفی پارامترهای میکرومکانیکی جدول ۳ به نمونه‌ی عددی ساخته شده در نرم‌افزار و شبیه‌سازی آزمایش‌های فشاری تک‌محوری و کششی برزیلی، خصوصیات مکانیکی نمونه‌ی عددی اندازه‌گیری و در جدول ۴ با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. مطابق جدول ۴ مشاهده می‌شود که مدل عددی به خوبی کالیبره شده است و می‌تواند به درستی رفتار نمونه‌ی فیزیکی را مدل کند.

۳.۴. مدل سازی عددی آزمایش کششی برزیلی

مدل‌های عددی آزمایش کششی برزیلی برای نمونه‌هایی با طول شکاف متفاوت در شکل ۵ مشاهده می‌شوند. برای ساخت مدل عددی آزمایش کششی برزیلی،



شکل ۴. دستگاه آزمایش و نمونه‌ی برزیلی قرار داده شده بین دو فک آن.

خواهد بود. سرعت بارگذاری انتخاب شده در پژوهش حاضر، 0.5 میلی‌متر بر دقیقه بوده و شکستن نمونه‌ها حدود 9 دقیقه طول کشیده است تا ترک‌های ایجاد شده در نمونه، فرصت کافی برای رشد کردن داشته باشند. دستگاه آزمایش و نمونه‌ی برزیلی قرار گرفته بین فک‌های آن در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

۴. مطالعات عددی

۴.۱. معرفی نرم‌افزار و مدل میکرومکانیکی

مدل ذرات به هم متصل^[۱۱] یک نسخه‌ی ساده شده از روش المان گسسته است که در آن ماده با استفاده از مجموعه‌ی از ذرات که به هم متصل هستند، مدل سازی می‌شود. المان‌ها در مدل ذرات به هم متصل در آنالیز سه‌بعدی با استفاده از ذرات کروی شکل شبیه‌سازی می‌شوند. روش اخیر، در ابتدا توسط کاندال و استراک^[۱۲] (۱۹۷۹)، به منظور مدل کردن رفتار ذرات ماسه معرفی شده است.^[۳۴] در صورتی که امکان چسبیدن ذرات در محل تماس آن‌ها فراهم شود، مدل ذرات به هم متصل می‌تواند رفتار سنگ و بتن را نیز مدل سازی کند. مدل مذکور به طور گسترده برای مدل سازی رفتار مکانیکی مواد ژئوتکنیکی توسط پژوهشگران مختلف استفاده شده است.^[۳۵-۳۷]

در پژوهش حاضر، از نرم‌افزار CA۳،^[۳۸] که یک نرم‌افزار سه‌بعدی ترکیبی المان محدود - المان گسسته است، به منظور مدل سازی رفتار سنگ استفاده شده است. در نرم‌افزار CA۳ و در محیط المان گسسته، المان‌های کروی با استفاده از فنرهای نرمال و برشی با ثابت‌های K_n و K_s با یکدیگر در تعامل هستند و رفتار کشسان مدل را فراهم می‌کنند. همچنین المان‌های کروی به منظور مقاومت در برابر تنش‌های خارجی از طریق قیدهای نرمال و برشی m_b و s_b به یکدیگر می‌چسبند و در صورت عدم حضور قیدهای نرمال و برشی با ضریب اصطکاک کولمب μ روی هم می‌لغزند. در مدل CA۳، ذرات تا زمانی که مقدار نیروی نرمال و برشی از مقدار قیدهای نرمال و برشی کمتر باشد، به هم متصل می‌مانند. در غیر این صورت، قیدهای نرمال و برشی شکسته می‌شوند و دیگر نیروی کششی را تحمل نخواهند کرد و فقط در صورت وجود نیروی فشاری بین دو ذره، ذرات در مقابل نیروی برشی متناسب با ضریب اصطکاک کولمب μ مقاومت می‌کنند.

براساس توضیحات اخیر، به منظور تعامل ذرات در نرم‌افزار CA۳، پنج پارامتر میکرومکانیکی (K_n, K_s, m_b, s_b, μ) لازم است. اگرچه حضور پنج پارامتر ذکر شده می‌تواند مقاومت سنگ و شکست آن در بارگذاری استاتیکی را به خوبی مدل کند، اما در بارگذاری دینامیکی قادر نیست اضافه مقاومت مشاهده شده در فخمی و همکاران (۲۰۱۸)، برای اینکه بتوانند اثر نرخ بارگذاری را در شرایط

جدول ۳. ویژگی های میکرومکانیکی نمونه ی عددی شبیه سازی شده.

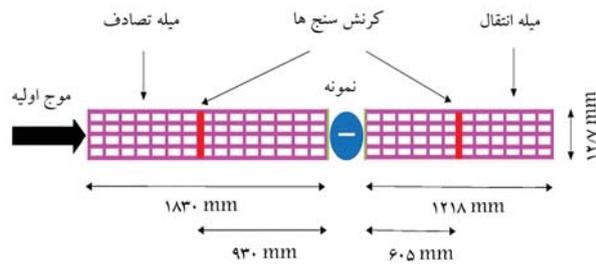
R	شعاع ذرات (mm)	۰/۲۵ - ۰/۳۵
K_n	سختی نرمال (MN/m)	۴/۶
K_s	سختی برشی (MN/m)	۰/۹۲
n_b	قید نرمال (N)	۱
s_b	قید برشی (N)	۲/۵
μ	اصطکاک بین ذرات	۰/۵
ρ	چگالی ذرات (kg/m^3)	۲۵۰۰
σ_c	فشار تشکیل (GPa)	۲/۰

جدول ۵. مشخصات دستگاه آزمایش هایپکینسون.

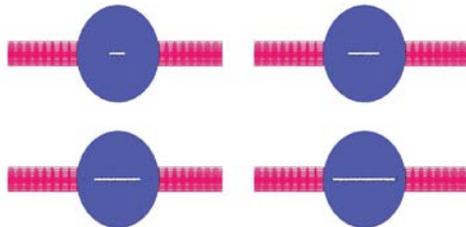
چگالی میله ها (kg/m^3)	۸۱۰۰
مدول کشسانی میله ها (GPa)	۲۰۰
ضریب پواسون میله ها	۰/۳
سرعت موج در داخل میله ها (m/s)	۴۹۷۰
طول میله ی تصادف (mm)	۱۸۳۰
طول میله ی انتقال (mm)	۱۲۱۸
قطر میله ها (mm)	۱۲/۷

جدول ۴. مقایسه ی ویژگی های مکانیکی نمونه ی عددی شبیه سازی شده در نرم افزار CA۳ و نمونه ی آزمایشگاهی.

پارامتر	مقدار	آزمایشگاهی	عددی
مقاومت فشاری (MPa)	۴۳/۱	۴۱/۸	
مقاومت کششی (MPa)	۴/۰	۴/۱	
مدول کشسانی (GPa)	۸/۵	۸/۵	
ضریب پواسون	۰/۲۵	۰/۲۴	
چقرمگی شکست مد I ($MPa \cdot \sqrt{m}$)	۰/۳	۰/۳۴	



شکل ۶. تصویر شماتیک و شرایط مرزی مدل عددی آزمایش هایپکینسون.

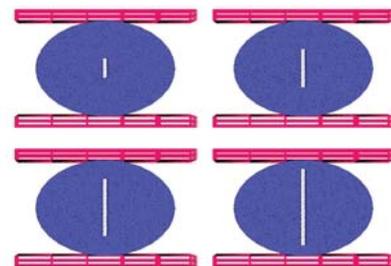


شکل ۷. مدل عددی آزمایش هایپکینسون برای نمونه های با طول شکاف متفاوت.

المان گسسته و با استفاده از مدل ذرات به هم متصل و میله های تصادف و انتقال در محیط المان محدود مدل سازی شده اند. برای میله ها رفتار کشسان خطی در نظر گرفته شد. ابعاد و پارامترهای مکانیکی دستگاه آزمایش مدل شده در پژوهش حاضر، مطابق با دستگاه فیزیکی آزمایش هایپکینسون استفاده شده در پژوهش فخمی و همکاران (۲۰۱۸)^[۲۹] بوده و در جدول ۵ ارائه شده است.

تصویر شماتیک مدل عددی دستگاه آزمایش هایپکینسون در شکل ۶ مشاهده می شود. در مدل سازی پژوهش حاضر، همه ی قسمت های دستگاه به جز میله ی مهاجم، دقیقاً مدل سازی شده اند. همچنین در محل تماس نمونه و میله ها، دیواره تعریف شده است تا ارتباط دو محیط المان محدود و المان گسسته را برقرار سازد. در داخل میله ها در محل کرنش سنج ها، المان هایی به منظور ذخیره ی تغییرات تنش در نظر گرفته شده است. در نتیجه، مدل عددی به شرایط واقعی نزدیک بوده است. مدل های عددی ساخته شده برای نمونه های با طول شکاف متفاوت در شکل ۷ مشاهده می شوند.

در پژوهش حاضر، موج اولیه در انتهای آزاد میله ی تصادف به صورت یک موج تنش با نرخ بارگذاری مشخص ($\dot{S}I$) اعمال شده است. تعدادی از موج های تصادف به کار رفته در پژوهش حاضر در شکل ۸ مشاهده می شود که مطابق آن به منظور تغییر نرخ تنش در میله ی تصادف ($\dot{S}I$) با ثابت نگه داشتن زمان بارگذاری، پیک موج تغییر داده شده است.

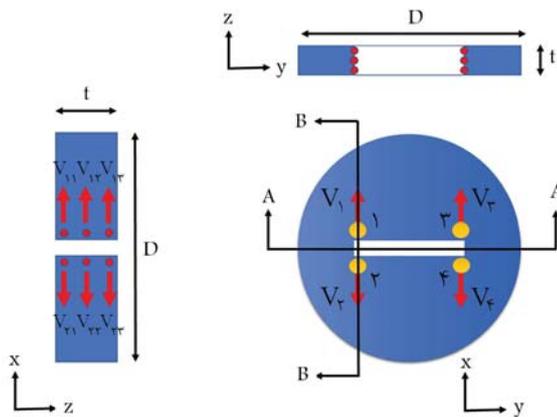


شکل ۵. مدل عددی آزمایش برزلی برای نمونه های با طول های متفاوت شکاف.

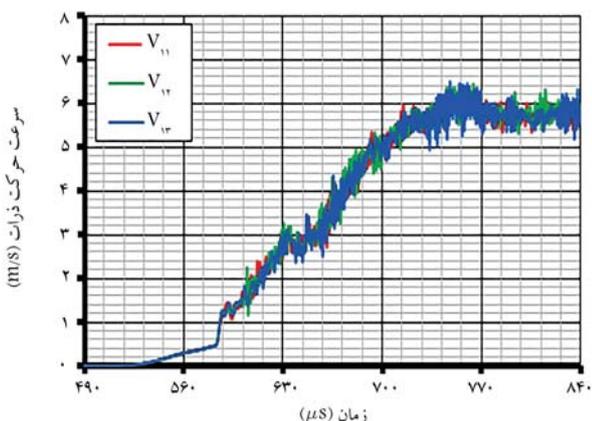
نمونه ها در محیط المان گسسته و با استفاده از مدل ذرات به هم متصل ساخته شدند. همچنین دو صفحه برای بارگذاری نمونه در راستای عمود بر محور نمونه در محیط المان محدود ساخته شدند. رفتار صفحات، کشسان در نظر گرفته شد و پارامترهای فولاد برای آن ها تعریف شد. برای برقراری ارتباط بین دو بخش المان محدود و المان گسسته از دیواره استفاده شده است. جابه جایی صفحه ی پایینی بسته و تغییرات نیروی اعمال شده به نمونه در طول تحلیل ذخیره شد.

۴.۴. مدل سازی عددی آزمایش هایپکینسون

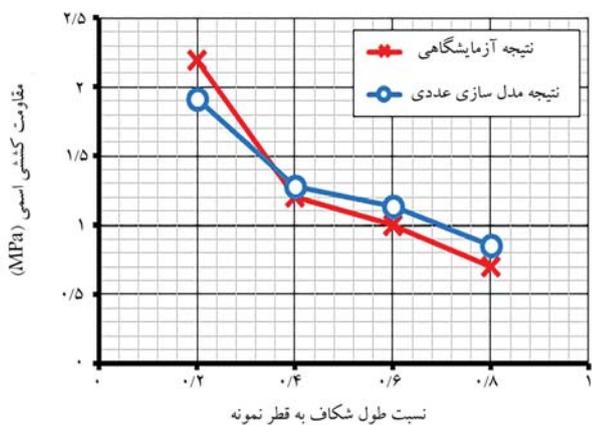
در گروهی از پژوهش های انجام شده در زمینه ی مدل سازی عددی آزمایش هایپکینسون، شرایط مرزی مانند موج تنش را مستقیماً به نمونه ی بررسی شده اعمال می کردند که میله های تصادف و انتقال در آن ها کاملاً مدل سازی نمی شدند.^[۲۹] در نرم افزار CA۳، نمونه و میله های تصادف و انتقال را می توان کاملاً و با طول واقعی مدل سازی کرد. مزیت اخیر نرم افزار CA۳، منجر به بروز رفتار واقع گرایانه تر در مدل می شود و کمک می کند تا فرایند گسترش موج تنش در داخل میله ها و نمونه کاملاً بررسی شود. در مدل سازی آزمایش هایپکینسون، نمونه در محیط



شکل ۱۰. برش عرضی نمونه‌ی دارای شکاف و نقاط اندازه‌گیری سرعت ذرات.



شکل ۱۱. سرعت حرکت ذرات انتخاب شده در نقطه‌ی ۱ در لحظات مختلف.



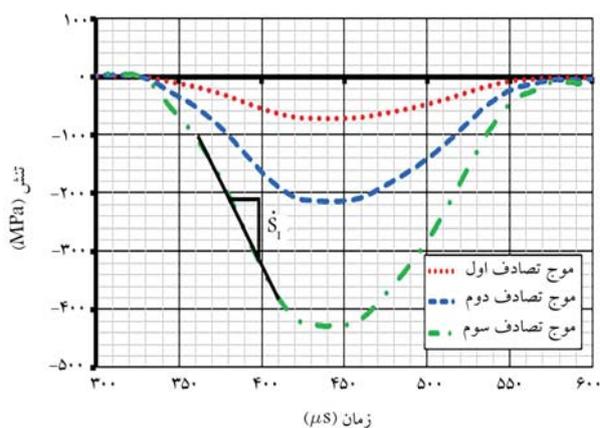
شکل ۱۲. اثر طول شکاف در مقاومت کششی استاتیکی.

۵. بررسی نتایج

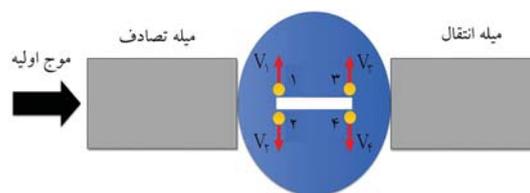
۱.۱.۵. بررسی نتایج استاتیکی

۱.۱.۵.۱. بررسی اثر طول شکاف در مقاومت کششی استاتیکی

نتیجه‌ی بررسی اثر طول شکاف در مقاومت کششی استاتیکی در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود. مقاومت کششی اسمی نمونه‌های دارای شکاف با استفاده از رابطه‌ی ۵ محاسبه شده است. مطابق شکل ۱۲، با افزایش طول شکاف، مقاومت کششی کاهش یافته است. همچنین مشاهده می‌شود نتایج عددی و آزمایشگاهی به شکل



شکل ۸. تصویر شماتیک موج‌های تصادف به‌کار رفته در پژوهش حاضر.



شکل ۹. تصویر شماتیک نمونه، نقاط و راستای اندازه‌گیری سرعت ذرات.

۱.۴.۴. بررسی سرعت بازشدگی شکاف در مدل‌های عددی آزمایش هابکینسون

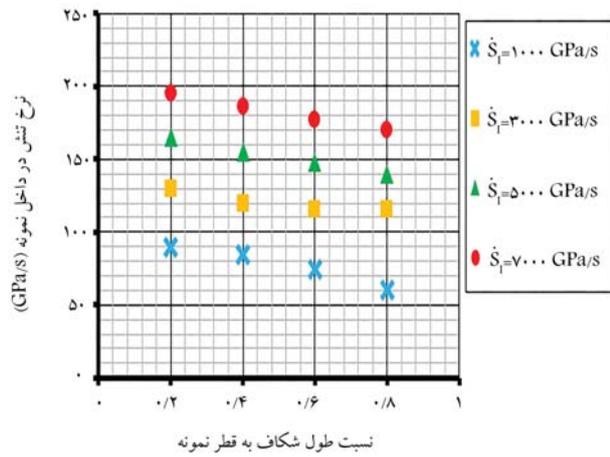
در پژوهش حاضر، برای تفسیر نتایج، سرعت بازشدگی شکاف در نمونه‌های با طول‌های متفاوت شکاف بررسی شده است. به این منظور و براساس شکل ۹، سرعت حرکت تعدادی از ذرات سازنده‌ی نمونه در پیرامون نوک سمت چپ و راست شکاف در نقاط ۱ تا ۴ (نقاط نارنجی رنگ) و در راستای فلش قرمز رنگ در لحظات مختلف ذخیره شده است. $V_{(Right)}$ و $V_{(Left)}$ به ترتیب سرعت بازشدگی نوک سمت چپ و راست شکاف هستند که از رابطه‌ی ۹ به دست می‌آیند.

$$\begin{aligned} |V_1 - V_2| &= V_{(Left)} \\ |V_2 - V_3| &= V_{(Right)} \end{aligned} \quad (9)$$

لازم به ذکر است براساس شکل ۱۰، مقدار هر یک از سرعت‌های V_1 ، V_2 ، V_3 و V_4 ، میانگین سرعت حرکت سه ذره‌ی مختلف در نقاط ۱ تا ۴ هستند و مطابق رابطه‌ی ۱۰ محاسبه شده‌اند.

$$\begin{aligned} \frac{V_{11} + V_{12} + V_{13}}{3} &= V_1 \\ \frac{V_{21} + V_{22} + V_{23}}{3} &= V_2 \\ \frac{V_{31} + V_{32} + V_{33}}{3} &= V_3 \\ \frac{V_{41} + V_{42} + V_{43}}{3} &= V_4 \end{aligned} \quad (10)$$

در شکل ۱۱، یک نمونه از سرعت حرکت سه ذره‌ی انتخاب شده در نقطه‌ی ۱ در نمونه‌ی با نسبت طول شکاف به قطر ۰/۸ در لحظات مختلف مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، سرعت حرکت ذرات انتخاب شده در نقطه‌ی ۱ برهم منطبق است. همین انطباق در نقاط ۲ تا ۴ نیز مشاهده شده است. انطباق سرعت حرکت ذرات بررسی شده در هر یک از نقاط ۱ تا ۴ نشان می‌دهد که روابط ارائه شده برای محاسبه‌ی سرعت بازشدگی شکاف قابل قبول هستند.



شکل ۱۴. ارتباط بین نرخ تنش در میله‌ی تصادف (\dot{S}_I) و نرخ تنش در داخل نمونه ($\dot{\sigma}$) برای نمونه‌های با طول‌های متفاوت شکاف.

جدول ۶. میزان جابه‌جایی امواج نسبت به زمان.

موج	فاصله (mm)	زمان جابه‌جایی (μs)
تصادف	۹۳۰	+۱۸۷/۱۵
انعکاسی	-۹۳۰	-۱۸۷/۱۵
انتقالی	-۶۰۵	-۱۲۰/۷۴

۲.۲.۵. بررسی تعادل دینامیکی نمونه‌ها

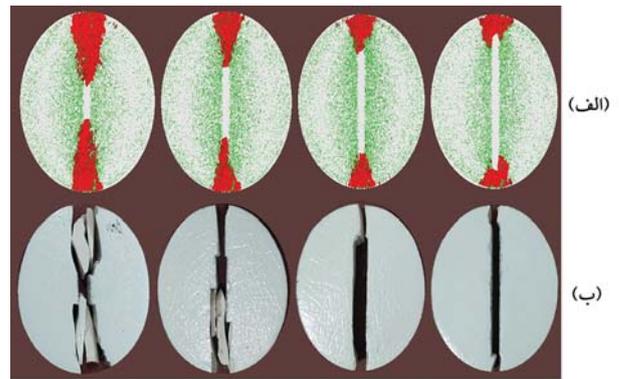
در آزمایش‌ها پکینسون، برقراری تعادل دینامیکی در نمونه ضروری است. برای بررسی تعادل دینامیکی در پژوهش حاضر، موج‌های تصادف، انتقالی، و انعکاسی نسبت به زمان جابه‌جا می‌شوند تا امکان محاسبه‌ی تنش در دو سر نمونه (نقاط a و b در شکل ۲) فراهم شود. زمان جابه‌جایی هر یک از موج‌ها براساس فاصله‌ی کرنش‌سنج‌ها تا دو سر نمونه براساس شکل ۶ و سرعت حرکت موج در میله‌ها $c = 4970 \text{ m/s}$ محاسبه و در جدول ۶ ارائه شده است.

لازم به ذکر است برای برقراری تعادل دینامیکی، رابطه‌ی ۲ باید برقرار باشد و مجموع کرنش‌ها یا تنش‌های تصادف و انعکاسی در نقطه‌ی a با کرنش یا تنش انتقالی در نقطه‌ی b برابر باشند. یک نمونه از موج‌های تنش تولید شده در مدل عددی آزمایش‌ها پکینسون (شکل ۱۵ الف) و همچنین یک نمونه از تعادل دینامیکی (شکل ۱۵ ب) در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود که مطابق آن تعادل دینامیکی به شکل نسبتاً مطلوبی برقرار است. توجه به این نکته ضرورت دارد که در شبیه‌سازی‌های عددی در پژوهش حاضر، تعادل دینامیکی در نمونه‌های با طول‌های متفاوت شکاف و در نرخ‌های بارگذاری مختلف، همواره به شکل قابل قبولی برقرار بوده است.

۳.۲.۵. بررسی اثر نرخ بارگذاری در مقاومت کششی

به منظور بررسی اثر نرخ بارگذاری در مقاومت کششی، نمودار نسبت مقاومت دینامیکی به مقاومت استاتیکی (DIF) در برابر نرخ تنش در داخل نمونه ($\dot{\sigma}$) در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود که مطابق آن، نتایج عددی پژوهش حاضر با نتایج آزمایشگاهی سایر پژوهشگران مقایسه شده است. [۲۵-۲۲، ۱۳]

در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود که نتایج عددی نمونه‌ی فاقد شکاف در پژوهش حاضر با نتایج آزمایشگاهی سایر پژوهشگران مطابقت دارد. همچنین مدل میکرومکانیکی ارائه شده توسط فخمی و همکاران (رابطه‌های ۷ و ۸)، قادر است اضافه مقاومت ناشی از اثر نرخ بارگذاری را به شکل مطلوبی تولید کند. همچنین مطابق شکل ۱۶، نمونه‌های دارای شکاف در مقایسه با نمونه‌ی فاقد شکاف نسبت



شکل ۱۳. شبیه‌سازی عددی در نرم افزار CA3؛ (ب) آزمایش‌های فیزیکی.

شکل ۱۳. الگوی شکستن نمونه‌های با طول شکاف متفاوت تحت بارگذاری استاتیکی.

قابل قبولی نزدیک به هم هستند و مدل ذرات به هم متصل به خوبی توانسته است نتایج مشابه نتایج آزمایشگاهی تولید کند.

۲.۱.۵. بررسی الگوی شکستن نمونه تحت بارگذاری استاتیکی

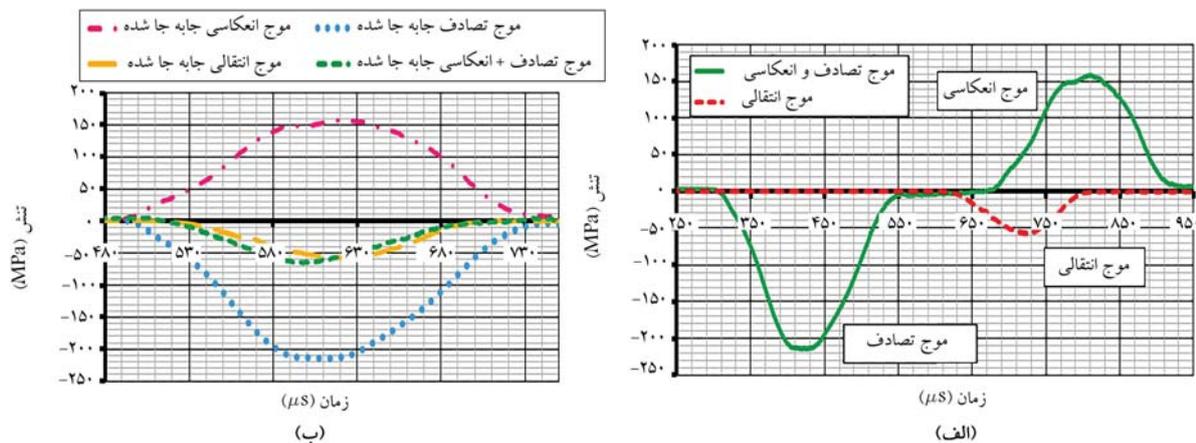
نتیجه‌ی بررسی الگوی شکستن نمونه‌های با طول‌های متفاوت شکاف در آزمایش‌های فیزیکی و شبیه‌سازی عددی تحت بارگذاری استاتیکی در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود. در شکل ۱۳ الف که مربوط به نتایج حاصل از شبیه‌سازی عددی است، ریزترک‌ها با رنگ قرمز و شدت نیروی بین ذرات با رنگ سبز نشان داده شده‌اند. مطابق شکل ۱۳ مشاهده می‌شود که در همه‌ی نمونه‌ها، به دلیل وجود تمرکز تنش در نوک شکاف، شکست نمونه در راستای شکاف افتاده است. همچنین نتیجه نشان می‌دهد الگوی شکستن نمونه در آزمایش‌های فیزیکی و شبیه‌سازی عددی مشابه یکدیگر است.

۲.۵. بررسی نتایج دینامیکی

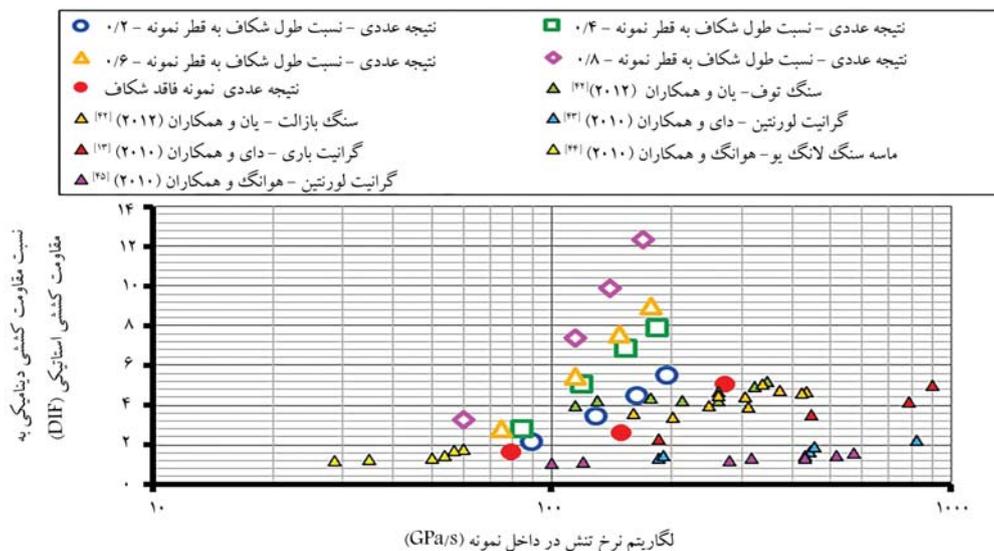
۱.۲.۵. بررسی ارتباط بین نرخ تنش در میله‌ی تصادف (\dot{S}_I) و نرخ تنش اسمی در داخل نمونه ($\dot{\sigma}$)

هدف پژوهش حاضر، بررسی اثر توأم طول شکاف و نرخ تنش اسمی در داخل نمونه ($\dot{\sigma}$) در مقاومت بوده است. در نتیجه، رابطه‌ی بین نرخ تنش در میله‌ی تصادف (\dot{S}_I) که توسط کاربر به مدل اعمال می‌شود، نرخ تنش اسمی در داخل نمونه ($\dot{\sigma}$) و طول شکاف باید بررسی شود، تا بتوان اثر طول شکاف در مقاومت کششی دینامیکی را در یک مقدار ثابت از نرخ تنش اسمی در داخل نمونه ($\dot{\sigma}$) بررسی کرد. نتیجه‌ی بررسی انجام شده در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود که مطابق آن، با افزایش طول شکاف به ازاء یک مقدار ثابت برای نرخ تنش در میله‌ی تصادف (\dot{S}_I)، نرخ تنش اسمی در داخل نمونه ($\dot{\sigma}$) کاهش یافته است، که دلیل آن، کاهش سختی نمونه با افزایش طول شکاف بوده است.

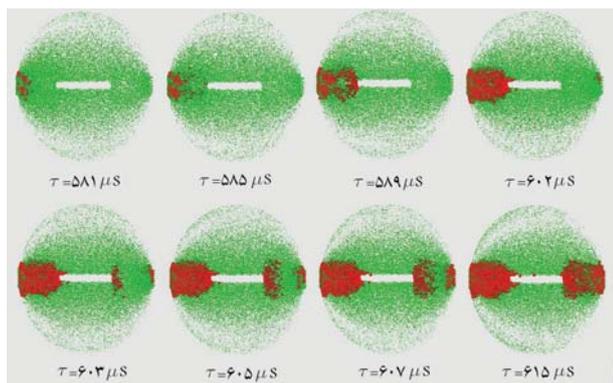
در پژوهش آزمایشگاهی انجام شده توسط لی و همکاران (۲۰۱۷)، نیز نتیجه مشابهی حاصل شده است. [۲۶] ایشان نشان دادند که با اعمال یک موج تصادف ثابت به نمونه‌هایی با طول‌های متفاوت شکاف، با افزایش طول شکاف، نرخ تنش اسمی در داخل نمونه ($\dot{\sigma}$) کاهش یافته است. [۲۶] با توجه به تأثیرپذیری نرخ تنش اسمی ($\dot{\sigma}$) ایجاد شده در داخل نمونه از طول شکاف، تعداد زیادی آزمایش عددی با موج‌های تصادف متفاوت انجام شد تا بتوان اثر طول شکاف بر مقاومت کششی دینامیکی را به ازاء مقادیر ثابتی از نرخ تنش اسمی در داخل نمونه ($\dot{\sigma}$) بررسی کرد.



شکل ۱۵. الف) یک نمونه از موج‌های تنش تولید شده در مدل عددی آزمایش هاپکینسون، ب) یک نمونه‌ی تعادل دینامیکی در نمونه‌ی عددی.



شکل ۱۶. مقایسه‌ی نتایج عددی پژوهش حاضر با نتایج آزمایشگاهی ارائه شده توسط سایر پژوهشگران در خصوص اثر نرخ بارگذاری در مقاومت دینامیکی.



شکل ۱۷. الگوی رشد ترک در نمونه‌ی دارای شکاف تحت آزمایش هاپکینسون.

۵.۲.۵. بررسی اثر توأم طول شکاف و نرخ بارگذاری

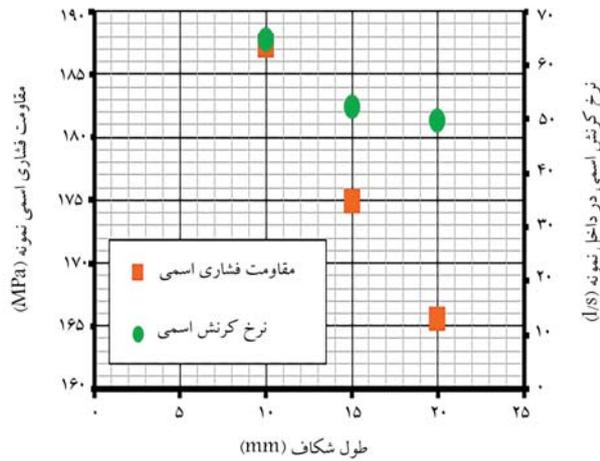
برای بررسی اثر توأم طول شکاف و نرخ بارگذاری در مقاومت کششی دینامیکی، آزمایش هاپکینسون بر روی نمونه‌هایی با طول‌های متفاوت شکاف و در نرخ‌های بارگذاری متفاوت شبیه‌سازی شده است، که نتیجه‌ی آن در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود.

به نرخ بارگذاری، حساسیت بیشتری از خود نشان داده‌اند. این حساسیت بیشتر را می‌توان به وجود تمرکز تنش در نوک شکاف و بالاتر بودن نرخ تنش در محل نوک شکاف نسبت داد که موجب حساسیت بیشتر نمونه‌ی دارای شکاف نسبت به نرخ بارگذاری شده است. به علاوه مشاهده می‌شود که با افزایش طول شکاف، حساسیت نمونه نسبت به نرخ بارگذاری نیز بیشتر شده است.

۴.۲.۵. الگوی رشد ترک در نمونه در آزمایش هاپکینسون

به منظور بررسی الگوی رشد ترک در نمونه‌ی دارای شکاف تحت بارگذاری دینامیکی، ریزترک‌های ایجاد شده در نمونه در لحظات مختلف آزمایش در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود. در بررسی انجام شده، نرخ تنش در داخل نمونه، 90° گیگاپاسکال بر ثانیه و نسبت طول شکاف به قطر نمونه، 0.4 بوده است.

مطابق شکل ۱۷ مشاهده می‌شود که ریزترک‌ها ابتدا از سمت چپ و در محل تماس نمونه و میله‌ی تصادف شروع شده‌اند، اما پس از مدت کوتاهی، ریزترک‌ها در نوک سمت چپ شکاف شکل گرفته و توسعه یافته‌اند. در ادامه، ریزترک‌ها در نوک سمت راست شکاف ایجاد شده و به تدریج رشد کرده‌اند، تا در نهایت نمونه در راستای شکاف موجود در داخل نمونه گسیخته شود.



شکل ۲۰. اثر طول شکاف در مقاومت فشاری دینامیکی و نرخ کرنش اسمی داخل نمونه بر مبنای پژوهش لی و همکاران (۲۰۱۷). [۲۶]

پایین، افزایش طول شکاف تأثیر چندانی در افزایش سرعت بازشدگی شکاف نداشته است، اما در نرخ‌های بارگذاری بالاتر با افزایش طول شکاف، سرعت بازشدگی نوک سمت چپ شکاف افزایش یافته است. به علاوه مشاهده می‌شود که در نرخ‌های بارگذاری بالاتر، تغییر طول شکاف تأثیر بیشتری در سرعت بازشدگی نوک شکاف داشته است. به عبارت دیگر، با افزایش نرخ بارگذاری، میزان تغییر سرعت بازشدگی شکاف با تغییر طول شکاف افزایش یافته است.

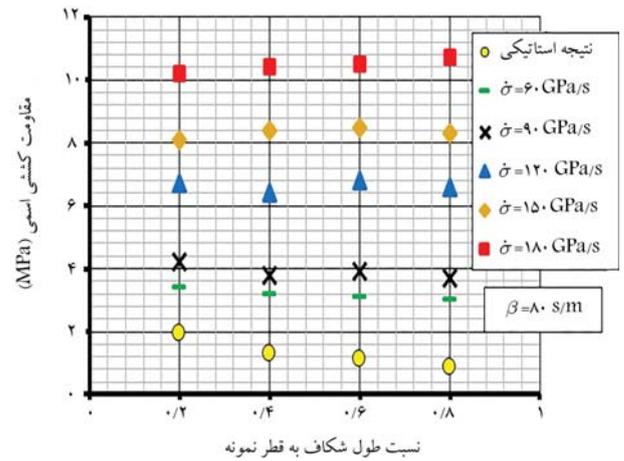
۶. بحث در نتایج

اگرچه مطالعات انجام شده در زمینه اثر طول شکاف در مقاومت کششی دینامیکی سنگ بسیار محدود است، اما نتایج پژوهش حاضر با نتایج آزمایشگاهی ارائه شده توسط برخی پژوهشگران قابل مقایسه است. لی و همکاران (۲۰۱۷)، اثر طول شکاف در مقاومت فشاری دینامیکی نوعی سنگ ماربل را بررسی کرده‌اند، [۲۶] که نتیجه‌ی آن در شکل ۲۰ مشاهده می‌شود.

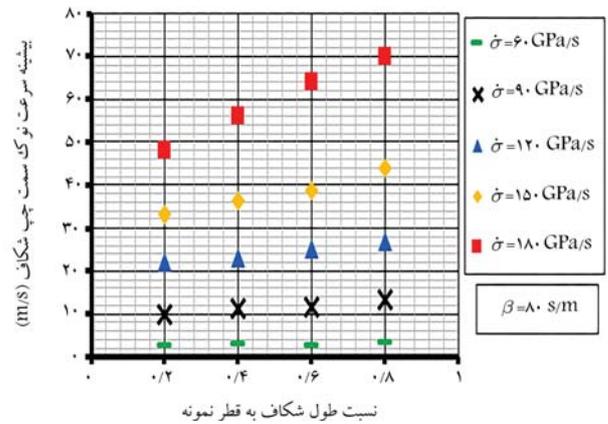
نتیجه‌ی بررسی لی و همکاران (۲۰۱۷) نشان داد با افزایش طول شکاف، مقاومت فشاری دینامیکی تا حدودی کاهش یافته است، اما آن‌ها در پژوهش خود نرخ کرنش کاملاً ثابتی را به کار نبردند. مطابق شکل ۲۰ می‌توان این طور استنباط کرد که در صورتی که اثر طول شکاف در یک نرخ کرنش نسبتاً ثابت بررسی شود، مقاومت نمونه تغییر زیادی نمی‌کند.

کیپ و همکاران (۱۹۸۰)، با استفاده از مدل مکانیک شکستی دینامیکی چن و سیچ (۱۹۷۷)، [۲۷] اثر طول شکاف در مقاومت کششی دینامیکی شیل نفتی را با استفاده از انتگرال‌گیری عددی و با انجام محاسبات متعدد برای طول‌های متفاوت شکاف و نرخ‌های مختلف کرنش بررسی کرده‌اند. [۲۴] مدل ایشان در یک محیط دوبعدی با ابعاد بی‌نهایت اعمال شد. نتیجه‌ی بررسی آن‌ها در شکل ۲۱ مشاهده می‌شود که مطابق آن، اگرچه در حالت استاتیکی با افزایش طول شکاف، مقاومت نمونه کاهش یافته است، اما در حالت بارگذاری دینامیکی، با افزایش طول شکاف، مقاومت دینامیکی ثابت باقی مانده است (برای طول شکاف‌های زیاد).

در پژوهش حاضر نیز مطابق شکل ۱۸ مشاهده می‌شود که در نرخ بارگذاری پایین، مانند حالت استاتیکی با افزایش طول شکاف مقاومت کششی کاهش یافته است. اما با افزایش نرخ بارگذاری این روند تغییر کرده و در نرخ‌های بارگذاری بالاتر، با افزایش طول



شکل ۱۸. اثر توأم طول شکاف و نرخ بارگذاری در مقاومت کششی.

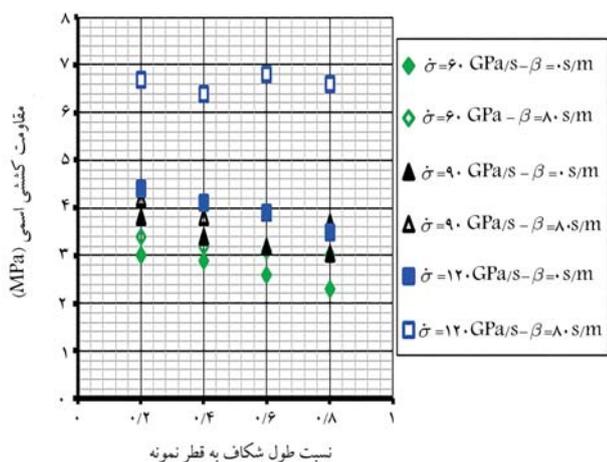


شکل ۱۹. اثر توأم طول شکاف و نرخ بارگذاری در سرعت بازشدگی نوک سمت چپ شکاف موجود در نمونه.

لازم به ذکر است که هر یک از نمادهای به کار رفته در شکل ۱۸، نشان‌دهنده‌ی یک مقدار مشخص از نرخ تنش اسمی در داخل نمونه ($\dot{\sigma}$) هستند.

نتیجه‌ی بررسی نشان می‌دهد که در نمونه‌های با طول‌های ثابت شکاف، با افزایش نرخ تنش، مقاومت نمونه‌ها افزایش یافته است. همچنین مشاهده می‌شود که در نرخ بارگذاری پایین، با افزایش طول شکاف، مقاومت نمونه کاهش یافته و این روند کاهش با نتیجه‌ی بررسی اثر طول شکاف در مقاومت کششی در حالت استاتیکی هم‌خوانی داشته است. اما با افزایش نرخ بارگذاری شرایط تغییر کرده و مشاهده شده است که در نرخ بارگذاری بالاتر، با افزایش طول شکاف، مقاومت تقریباً ثابت باقی مانده و طول شکاف تأثیری در مقاومت کششی نداشته است. در ادامه و با افزایش بیشتر نرخ بارگذاری، نتیجه به شکل دیگری رقم خورده و با افزایش طول شکاف، مقاومت نمونه تا حدی افزایش پیدا کرده است، که نتیجه‌ی به دست آمده برعکس نتیجه در حالت استاتیکی است.

به منظور بررسی بیشتر نتایج حاصل شده، سرعت بازشدگی نوک سمت چپ شکاف تحت بارگذاری دینامیکی بررسی شده است. بیشینه‌ی سرعت بازشدگی نوک سمت چپ شکاف در نمونه‌های با طول‌های متفاوت شکاف و در نرخ‌های بارگذاری متفاوت در شکل ۱۹ مشاهده می‌شود. نتیجه نشان می‌دهد که در نمونه‌ی با طول شکاف ثابت، بیشینه‌ی سرعت بازشدگی نوک سمت چپ شکاف با افزایش نرخ بارگذاری، افزایش یافته است. همچنین مشاهده می‌شود که اگرچه در نرخ بارگذاری



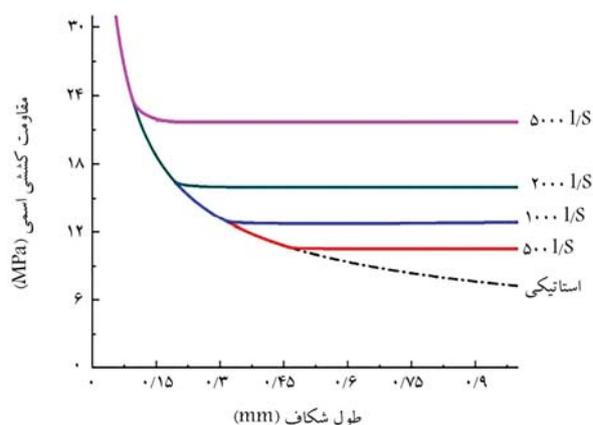
شکل ۲۲. اثر توأم پارامتر β و طول شکاف در مقاومت کششی دینامیکی سنگ.

مدل ارائه شده توسط روابط ۷ و ۸ انجام داده است. در نتیجه، مدل میکرومکانیکی نوشتار حاضر، مدلی مفید در بررسی شکست دینامیکی مواد ترد است.

۷. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، با استفاده از نرم‌افزار CA^۳ که یک نرم‌افزار سه‌بعدی ترکیبی آلمان محدود - آلمان گسسته است، آزمایش هابکینسون مدل‌سازی و اثر توأم طول شکاف و نرخ بارگذاری در مقاومت کششی دینامیکی سنگ دارای شکاف بررسی شده است. نتایج حاصل با نتیجه‌ی استاتیکی (عددی و آزمایشگاهی) مقایسه شده و این نتایج به دست آمده است:

- نتیجه‌ی مطالعه‌های عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد که با افزایش طول شکاف، مقاومت کششی استاتیکی کاهش یافته است. همچنین مشاهده می‌شود که مدل ذرات به هم متصل توانسته است به خوبی رفتار سنگ دارای شکاف تحت بارگذاری استاتیکی را شبیه‌سازی کند.
- در بارگذاری دینامیکی، اثر طول شکاف در مقاومت کششی دینامیکی، متفاوت از اثر آن در مقاومت کششی استاتیکی بوده و بسته به نرخ بارگذاری اعمال شده، با افزایش طول شکاف، مقاومت یا کاهش یافته، یا ثابت مانده و با افزایش یافته است که دلیل آن به سرعت بازشدگی شکاف مرتبط است.
- به دلیل وجود تمرکز سرعت بازشدگی و تنش در اطراف نوک شکاف موجود در نمونه، مقاومت نمونه‌های دارای شکاف در مقایسه با مقاومت نمونه‌های فاقد شکاف، حساسیت بیشتری نسبت به نرخ بارگذاری داشته و این حساسیت با افزایش طول شکاف افزایش یافته است.
- مدل اصلاحی ارائه شده توسط فخمی و همکاران به خوبی می‌تواند رفتار دینامیکی سنگ را شبیه‌سازی و اضافه مقاومت تولید شده در آزمایش‌های فیزیکی را تولید کند. همچنین مدل ارائه شده به خوبی می‌تواند اثر ناشی از سرعت حرکت ذرات در نوک شکاف را شبیه‌سازی کند.



شکل ۲۳. اثر طول شکاف در مقاومت کششی دینامیکی شیل نفتی. [۲۴] (اعداد روی نمودار نشان‌دهنده‌ی مقدار نرخ کرنش برای هر یک از منحنی‌هاست).

شکاف، مقاومت کششی تقریباً ثابت باقی مانده است. همچنین با افزایش بیشتر نرخ بارگذاری مشاهده می‌شود که با افزایش طول شکاف، مقاومت افزایش یافته است. دلیل این اتفاق به سرعت بازشدگی شکاف در نمونه بر می‌گردد. از نتیجه‌ی بررسی سرعت بازشدگی نوک سمت چپ شکاف در شکل ۱۹ مشاهده می‌شود که در نرخ بارگذاری پایین با افزایش طول شکاف، بیشینه‌ی سرعت بازشدگی شکاف چندان تغییر نکرده و مقدار آن تقریباً ثابت باقی مانده است. همین امر موجب مشاهده‌ی رفتاری مشابه حالت استاتیکی شده و در نرخ بارگذاری پایین، مقاومت نمونه با افزایش طول شکاف کاهش یافته است. اما در نرخ‌های بارگذاری بالاتر، با افزایش طول شکاف، سرعت بازشدگی شکاف افزایش یافته است. افزایش سرعت بازشدگی شکاف، موجب تولید مقاومت اضافی در نمونه‌های با طول شکاف بیشتر شده است. این اضافه مقاومت، اثرکاهشی افزایش طول شکاف در مقاومت کششی نمونه را خنثی کرده و در نتیجه در نرخ‌های بارگذاری بالا با افزایش طول شکاف، مقاومت کششی نمونه تقریباً ثابت باقی مانده است. در ادامه و با افزایش بیشتر نرخ بارگذاری، شیب خطوط در شکل ۱۹ افزایش یافته و همین مسئله موجب افزایش مقدار اضافه مقاومت تولید شده به دلیل افزایش سرعت بازشدگی شکاف شده است. نهایتاً اثر مثبت اضافه مقاومت تولید شده، بیشتر از اثر منفی افزایش طول شکاف شده و به این ترتیب در نرخ‌های بارگذاری خیلی بالا، مقاومت نمونه با افزایش طول شکاف تا حدی افزایش یافته است. در شکل ۲۲، اثر پارامتر β در نتایج پژوهش حاضر بررسی شده است که مطابق آن در عدم حضور پارامتر β ($\beta = 0 \text{ s/m}$)، علی‌رغم آنکه نمونه تحت بارگذاری دینامیکی با نرخ بارگذاری بالا قرار گرفته است، اما مدل عددی نتوانسته است افزایش مقاومت موردانتظار را تولید کند. همچنین در عدم حضور پارامتر β ، ثابت ماندن مقاومت نمونه با افزایش طول شکاف نیز اتفاق نیفتاده و کاهش مقاومت دینامیکی با افزایش طول شکاف مشاهده شده است. از بحث اخیر می‌توان نتیجه‌گیری کرد که برای آنکه سرعت بازشدگی نوک شکاف بتواند اثر معنادار و نزدیک به واقعیت در مقاومت دینامیکی کششی سنگ بگذارد، باید در سطح میکروسکوپی سرعت نسبی ذرات منجر به تولید اضافه مقاومت در نقطه‌ی تماس بین ذرات شود و این دقیقاً همان کاری است که

- Hao
- Li
- Kipp
- Chen & Sih

پانوشته‌ها

- Li & Meng

6. Wang
7. Kolsky
8. Snow rock
9. diatomaceous earth
10. Atkinson
11. bonded particle model
12. Cundall & Strack
13. Villegas

منابع (References)

1. Tang, C.A., Liu, H., Lee, P.K.K. and et al. "Numerical studies of the influence of microstructure on rock failure in uniaxial compression-part I: Effect of heterogeneity", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **37**(4), pp. 555-569 (2000).
2. Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P.K. and Martin, C.D. "Modelling brittle failure of rock", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **39**(6), pp. 731-741 (2002).
3. Cai, M. "Influence of intermediate principal stress on rock fracturing and strength near excavation boundaries insight from numerical modeling", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **45**(5), pp. 763-772 (2008).
4. Li, D., Li, C.C. and Li, X. "Influence of sample height-to-width ratios on failure mode for rectangular prism samples of hard rock loaded in uniaxial compression", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **44**(3), pp. 253-267 (2011).
5. Yang, S.Q., Jing, H.W. and Wang, S.Y. "Experimental investigation on the strength, deformability, failure behavior and acoustic emission locations of red sandstone under triaxial compression", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **45**(4), pp. 583-606 (2012).
6. Sagong, M. and Bobet, A. "Coalescence of multiple flaws in a rock-model material in uniaxial compression", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **39**(2), pp. 229-241 (2002).
7. Li, Y.P., Chen, L.Z. and Wang, Y.H. "Experimental research on pre-cracked marble under compression", *International Journal of Solids and Structures*, **42**(9-10), pp. 2505-2516 (2005).
8. Park, C.H. and Bobet, A. "Crack coalescence in specimens with open and closed flaws: A comparison", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **46**(5), pp. 819-829 (2009).
9. Wong, L.N.Y. and Einstein, H.H. "Crack coalescence in molded gypsum and Carrara marble: Part 2-microscopic observations and interpretation", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **42**(3), pp. 513-545 (2009).
10. Lee, H. and Jeon, S. "An experimental and numerical study of fracture coalescence in pre-cracked specimens under uniaxial compression", *International Journal of Solids and Structures*, **48**(6), pp. 979-999 (2011).
11. Yang, S.Q. and Jing, H.W. "Strength failure and crack coalescence behavior of brittle sandstone samples containing a single fissure under uniaxial compression", *International Journal of Fracture*, **168**(2), pp. 227-250 (2011).
12. Yin, P., Wong, R.H.C. and Chau, K.T. "Coalescence of two parallel pre-existing surface cracks in granite", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **68**, pp. 66-84 (2014).
13. Dai, F., Huang, S., Xia, K. and et al. "Some fundamental issues in dynamic compression and tension tests of rocks using split Hopkinson pressure bar", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **43**(6), pp. 657-666 (2010).
14. Huang, S., Xia, K. and Dai, F. "Establishment of a dynamic Mohr-Coulomb failure criterion for rocks", *International Journal of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation*, **13**(1), pp. 55-60 (2012).
15. Zhang, Q.B. and Zhao, J. "Determination of mechanical properties and full-field strain measurements of rock material under dynamic loads", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **60**, pp. 423-439 (2013).
16. Zhao, G.F., Russell, A.R., Zhao, X. and et al. "Strain rate dependency of uniaxial tensile strength in Gosford sandstone by the distinct lattice spring model with X-ray micro-CT", *International Journal of Solids and Structures*, **51**(7-8), pp. 1587-1600 (2014).
17. Li, Q.M. and Meng, H. "About the dynamic strength enhancement of concrete-like materials in a split Hopkinson pressure bar test", *International Journal of Solids and Structures*, **40**(2), pp. 343-360 (2003).
18. Hao, Y., Hao, H., Jiang, G.P. and et al. "Experimental confirmation of some factors influencing dynamic concrete compressive strengths in high-speed impact tests", *Cement and Concrete Research*, **52**, pp. 63-70 (2013).
19. Li, Y.S. and Xia, C.H. "Time-dependent tests on intact rocks in uniaxial compression", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **37**(3), pp. 467-475 (2000).
20. Li, J., Ma, G. and Zhao, J. "Analysis of stochastic seismic wave interaction with a slippery rock fault", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **44**(1), pp. 85-92 (2011).
21. Li, H. and Wong, L.N.Y. "Influence of flaw inclination angle and loading condition on crack initiation and propagation", *International Journal of Solids and Structures*, **49**(18), pp. 2482-2499 (2012).
22. Li, D., Cheng, T., Zhou, T. and et al. "Experimental study of the dynamic strength and fracturing characteristics of marble specimens with a single hole under impact loading", *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, **34**(2), pp. 249-260 (2015).
23. Zou, C. and Wong, L.N.Y. "Experimental studies on cracking processes and failure in marble under dynamic loading", *Engineering Geology*, **173**, pp. 19-31 (2014).
24. Kipp, M.E., Grady, D.E. and Chen, E.P. "Strain-rate dependent fracture initiation", *International Journal of Fracture*, **16**(5), pp. 471-478 (1980).
25. Wang, Q.Z., Zhang, S. and Xie, H.P. "Rock dynamic fracture toughness tested with holed-cracked flattened Brazilian discs diametrically impacted by SHPB and its size effect", *Experimental Mechanics*, **50**(7), pp. 877-885 (2010).

26. Li, X., Zhou, T. and Li, D. "Dynamic strength and fracturing behavior of single-flawed prismatic marble specimens under impact loading with a split-Hopkinson pressure bar", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **50**(1), pp. 29-44 (2017).
27. Chen, E.P. and Sih, G.C. "Elastodynamic Crack Problems", ed. G.C. Sih, Noordhoff (1977).
28. Fakhimi, A. "A hybrid discrete-finite element model for numerical simulation of geomaterials", *Computers and Geotechnics*, **36**(3), pp. 386-395 (2009).
29. Kolsky, H. "An investigation of the mechanical properties of materials at very high rates of loading", *Proceedings of the physical society Section B*, **62**(11), pp. 676-700 (1949).
30. Fakhimi, A., Azhdari, P. and Kimberley, J. "Physical and numerical evaluation of rock strength in split Hopkinson pressure bar testing", *Computers and Geotechnics*, **102**, pp. 1-11 (2018).
31. Einstein, H.H. and Hirschfeld, R.C. "Model studies on mechanics of jointed rock", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*, **99**(3), pp. 229-248 (1973).
32. MUNGYO Company, www.snowrock.com/en (1946).
33. Atkinson, C., Smelser, R.E. and Sanchez, J. "Combined mode fracture via the cracked Brazilian disk test", *International Journal of Fracture*, **18**(4), pp. 279-291 (1982).
34. Cundall, P.A. and Strack, O.D. "A discrete numerical model for granular assemblies", *Geotechnique*, **29**(1), pp. 47-65 (1979).
35. Fakhimi, A. and Lanari, M. "DEM-SPH simulation of rock blasting", *Computers and Geotechnics*, **55**, pp. 158-164 (2014).
36. Lanari, M. and Fakhimi, A. "Numerical study of contributions of shock wave and gas penetration toward induced rock damage during blasting", *Computational Particle Mechanics*, **2**(2), pp. 197-208 (2015).
37. Tarokh, A., Kao, C.S., Fakhimi, A. and et al. "Insights on surface spalling of rock", *Computational Particle Mechanics*, **3**(3), pp. 391-405 (2016).
38. Asadi, P. and Fakhimi, A. "Numerical modeling of effect of specimen size on dynamic tensile strength of rock", In 55th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, OnePetro (2021).
39. Asadi, P., Ashrafi, M.J. and Fakhimi, A. "Physical and numerical evaluation of effect of specimen size on dynamic tensile strength of rock", *Computers and Geotechnics*, **142**, p.104538 (2022).
40. Fakhimi, A. and Villegas, T. "Application of dimensional analysis in calibration of a discrete element model for rock deformation and fracture", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **40**(2), pp. 193-211 (2007).
41. Rougier, E., Knight, E.E., Sussman, A.J. and et al. "The combined finite-discrete element method applied to the study of rock fracturing behavior in 3D", In 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, One Petro (2011).
42. Yan, F., Feng, X.T., Chen, R. and et al. "Dynamic tensile failure of the rock interface between tuff and basalt", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **45**(3), pp. 341-348 (2012).
43. Dai, F., Xia, K. and Tang, L. "Rate dependence of the flexural tensile strength of Laurentian granite", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **47**(3), pp. 469-475 (2010).
44. Huang, S., Xia, K., Yan, F. and et al. "An experimental study of the rate dependence of tensile strength softening of Longyou sandstone", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **43**(6), pp. 677-683 (2010).
45. Huang, S., Chen, R. and Xia, K. W., "Quantification of dynamic tensile parameters of rocks using a modified Kolsky tension bar apparatus", *Journal of rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, **2**(2), pp. 162-168 (2010).

شناسایی ترک در سازه‌های مصالح بنایی به کمک بینایی رایانه براساس یادگیری عمیق

محمد موسوی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

علی بخشی* (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

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

سازه‌های مصالح بنایی، شمار بالایی از سازه‌های ساخته‌ی دست بشر را تشکیل می‌دهند. با توجه به اهمیت تاریخی و همچنین شرایط محیطی، بسیاری از سازه‌های مذکور نیازمند یک سیستم پایش سلامت کارا هستند. پیشرفت‌های اخیر در حوزه‌ی هوش مصنوعی و بینایی رایانه، دستیابی به سیستم موردنظر را بیش از پیش نزدیک کرده است. در پژوهش حاضر، فرایند شناسایی ترک در تصاویر سازه‌های مصالح بنایی با استفاده از یک مدل یادگیری عمیق انجام پذیرفته است. در توسعه‌ی الگوریتم مذکور، از یک مدل رمزگذار-رمزگشای کانولوشنال استفاده شده است که خروجی آن، تصویری بخش‌بندی شده از تصویر ورودی بوده است. در پژوهش حاضر، مجموعه‌ی داده‌ی مشکل از ۱۱۵ تصویر از سازه‌های مصالح بنایی که وقوع ترک در آن‌ها رخ داده است، گردآوری و پس از برچسب‌گذاری دستی آن‌ها، اقدام به آموزش و ارزیابی شده است. در نهایت، دقت‌های صحت، فراخوانی و معیار $F1$ به ترتیب برابر $0.81/0.44$ ، $0.71/0.41$ و $0.75/0.36$ برای داده‌های ارزیابی و در مقیاس پیکسل حاصل شده است.

واژگان کلیدی: پایش سلامت سازه‌ها، یادگیری عمیق، بینایی رایانه، شبکه‌های عصبی کانولوشن، بخش‌بندی تصویر.

mohammad.mousavi@sharif.edu
bakhshi@sharif.edu

۱. مقدمه

مصالح بنایی از مصالح بسیار پرکاربرد در مباحث ساختمان از گذشته تا به امروز است. در سازه‌های با قدمت بیشتر، از مصالح بنایی به عنوان عضو سازه‌ی نیز استفاده شده است که عمومیت ساختمان‌ها و سازه‌های مصالح بنایی را شامل می‌شوند. اگرچه به دلیل آسیب‌پذیری بسیار بالای سازه‌های مصالح بنایی در مقابل زلزله، استفاده از آن در مناطق زلزله‌خیز کاهش پیدا کرده است؛ همچنان استفاده از مصالح بنایی و آجر در بسیاری از مناطق با لرزه‌خیزی پایین رواج دارد. بسیاری از ساختمان‌های با قدمت زیاد وجود دارند که آجر عنصر کلیدی مصالح آن‌هاست، ولی گذشت زمان و بارگذاری‌های خارج از انتظار باعث ضعف عملکرد آن‌ها شده است. در نتیجه، در مناطق زلزله‌خیز چون ایران، برای حصول اطمینان از سلامت سازه‌های مصالح بنایی در گذر زمان و همچنین در مواجهه با بارگذاری‌های شدید چون زلزله، نیاز به بازرسی و پایش مداوم ساختمان‌های با قدمت زیاد محسوس است. تاکنون مؤثرترین روش موجود برای پایش‌های ذکر شده، بازرسی انسانی بوده است؛ اما خطاهای موجود و هزینه‌ی گزاف روش اخیر، همواره آن را با چالش همراه

با توجه به موارد ذکر شده‌ی اخیر، نیاز به روشی جایگزین برای پایش سازه‌های با قدمت زیاد بسیار محسوس است. بینایی رایانه یکی از روش‌های محبوب در مطالعات است که علاوه بر اینکه از هزینه‌ها و مخاطرات بازرسی انسانی مصون است، از روش‌های غیرمخرب در ارزیابی سازه‌هاست، که برای سازه‌های مصالح بنایی که اغلب سازه‌های با قدمت زیاد هستند، بسیار مطلوب و مناسب است. اخیراً پیشرفت‌های گسترده‌ی هوش مصنوعی در حوزه‌ی یادگیری عمیق^۱، مرزهای جدیدی در مبحث بینایی رایانه ایجاد کرده است. اصلی‌ترین ابزاری که یادگیری عمیق در اختیار بینایی رایانه قرار داده است، شبکه‌های عصبی کانولوشن^۲ هستند. کریشنسکی^۳ و همکاران (۲۰۱۲)،^[۱] با استفاده از یک شبکه‌ی عصبی کانولوشنال عمیق توانستند به دقت $0.84/0.7$ در دسته‌بندی^۴ تصاویر رقابت ایمیجنت^[۱۵] که اصلی‌ترین رقابت در حوزه‌ی بینایی رایانه است، دست پیدا کنند. این موضوع نقطه‌ی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۹/۲۷، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۱/۳۰، پذیرش ۱۴۰۰/۱۲/۲۱.

DOI:10.24200/J30.2022.59496.3055

آغازی جدید در مبحث بینایی رایانه بوده و پس از آن تقریباً تمامی مسائل حوزه‌ی مذکور با کمک یادگیری عمیق قابلیت حل داشته‌اند. چا^۶ و همکاران (۲۰۱۷)،^[۳] از یک شبکه‌ی عصبی کانولوشن برای دسته‌بندی تصاویر ترک بر روی سطوح بتنی استفاده کردند و دقت ۹۸٪ را برای طبقه‌بندی مذکور گزارش دادند. ایشان پس از آن و در مطالعه‌ی دیگری (۲۰۱۸)،^[۴] اقدام به شناسایی و دسته‌بندی همزمان پنج نوع آسیب سازه‌ی کردند و به دقت میانگین ۸۷/۷٪ دست یافتند. محتشم‌خانی و همکاران (۲۰۲۰)،^[۵] با استفاده از یک مدل کانولوشنال و با بهره‌گیری از یادگیری انتقالی^۷، اقدام به دسته‌بندی تصاویر ترک برای داده‌های مربوط توربین‌های گازی کردند و دقت ۹۶/۲۶٪ را گزارش دادند. فنگ^۸ و همکاران^[۶] (۲۰۱۹)، نیز اقدام به دسته‌بندی تصاویر برای شناسایی آسیب‌های ایجاد شده در سطح سازه‌های آبی کردند که با دقتی بالغ بر ۹۶٪ همراه بود. تمامی مطالعات اخیر از دقت بسیار بالای شبکه‌های عصبی کانولوشن و یادگیری عمیق در حوزه‌ی دسته‌بندی تصاویر مربوط ترک و آسیب‌های سازه‌ی حکایت دارند. اگرچه دسته‌بندی تصاویر یکی از مسائل بسیار مهم در مبحث بینایی رایانه است، اما در حوزه‌ی پیش سلامت سازه‌ها^۹ اطلاعات کامل و مناسبی در اختیار پژوهشگران قرار نمی‌دهد. با توجه به اهمیت موضوع، در آسیب‌های سازه‌ی، روشی مطلوب نظر است که بتواند علاوه بر تشخیص وجود ترک یا آسیب در تصویر، همزمان جزئیاتی از ابعاد و الگوی آسیب نیز در اختیار پژوهشگران قرار دهد. اگر از منظر بینایی رایانه به مسئله نگاه شود، در مجموع سه نوع مسئله به واسطه‌ی بینایی رایانه حل‌شدنی هستند: (۱) دسته‌بندی تصاویر که معمولاً وجود یا نبود یک شی یا پدیده در تصویر را مشخص می‌کند؛ (۲) تشخیص اشیاء^{۱۰} که علاوه بر تشخیص وجود یک شیء تقریبی، محل وجود آن را نیز در اختیار کاربر قرار می‌دهد؛ (۳) بخش‌بندی یا تقسیم‌بندی معنایی^{۱۱} تصاویر که یکایک پیکسل‌های موجود در تصویر را دسته‌بندی می‌کند و به هر یک از آن‌ها برچسبی مخصوص اختصاص می‌دهد. بخش‌بندی تصاویر، دقت بسیار بالایی دارد و مسائلی که به واسطه‌ی آن حل می‌شوند، شامل بیشترین جزئیات خواهند بود؛ اما چنین جزئیات و دقتی، هزینه‌ی زیادی نیز با خود به همراه دارد. نخست در بحث جمع‌آوری داده برای آموزش مدل‌های روش مذکور، نیاز است که تمامی داده‌ها به صورت دستی برچسب‌گذاری شوند و لذا فراهم‌سازی هر داده برای آموزش چنین مدلی، ده‌ها برابر روشی چون دسته‌بندی، زمان خواهد برد. اگرچه هزینه‌ی محاسباتی روش نیز می‌تواند به عنوان یکی از مشکلات آن مطرح شود. توسعه‌ی روزافزون واحدهای سخت‌افزاری و همچنین بهینه‌سازی‌های گسترده در شبکه‌های ارائه شده در حوزه‌ی بینایی رایانه تا حد زیادی مشکل اخیر را مرتفع کرده است.

در حوزه‌ی یادگیری عمیق در سال ۲۰۱۵، با ارائه‌ی شبکه‌های عصبی تماماً کانولوشنال^[۷] مسیر جدیدی در حل مسائل بخش‌بندی تصاویر گشوده شد. یانگ^{۱۳} و همکاران (۲۰۱۸)،^[۸] از شبکه‌های عصبی تماماً کانولوشنال استفاده کردند و فرایند تقسیم‌بندی ترک برای تصاویر اعضاء بتنی را به انجام رساندند. البته داده‌ی استفاده شده در پژوهش ایشان که در حقیقت در پژوهشی دیگر و برای عملیات دسته‌بندی ارائه شده بود،^[۹] پیچیدگی بسیار کمی داشته است، به طوری که با تصاویر واقعی از ترک، اختلاف بسیاری داشته و احتمال افت دقت مدل در مواجهه با مسائل واقعی بسیار زیاد بوده است.

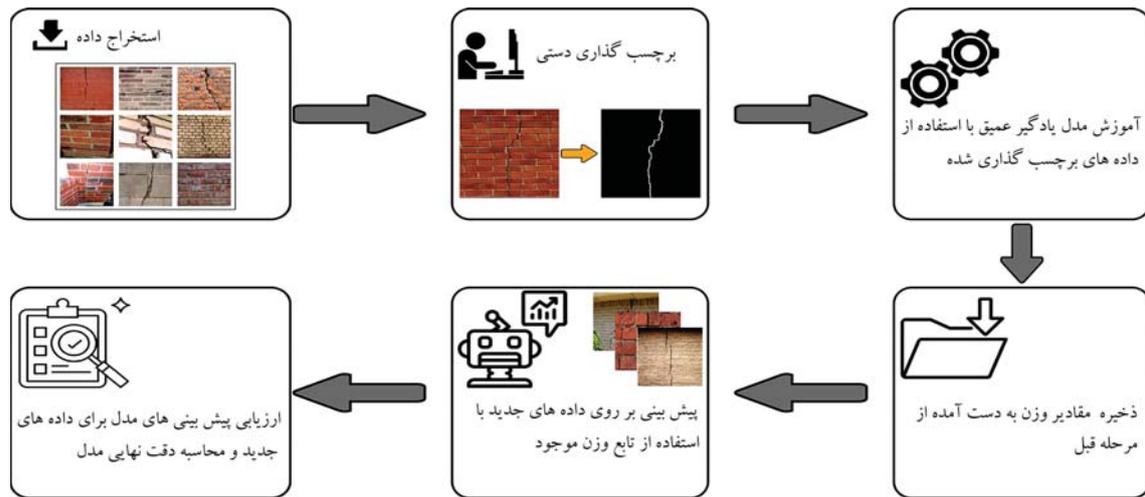
از دیگر مطالعات جدید در حوزه‌ی دسته‌بندی تصاویر می‌توان به U-Net^[۱۰] اشاره کرد که مشابه شبکه‌های عصبی تماماً کانولوشنال، نوعی الگوریتم رمزگذار-رمزگشا^{۱۴} است؛ با این تفاوت که علاوه بر آموزش رمزگذار و رمزگشا، رابطه‌ی بین عناصر آن‌ها نیز به مدل آموزش داده می‌شود. مطالعات بسیاری از مدل مذکور در حل مسائل مهندسی استفاده کرده‌اند که یکی از مسائل مذکور مربوط به شناسایی

سطوح دارای ترک بوده است. لیو^{۱۵} و همکاران (۲۰۱۹)،^[۱۱] با استفاده از مدل اصلی پیشنهادی U-Net^[۱۰] مدلی ارائه کردند و توانستند با دقتی نزدیک به ۹۰٪، عملیات بخش‌بندی را برای تصاویر ترک بتن به انجام برسانند. ایشان همچنین نشان دادند که مدل مذکور نسبت به مدل‌های پیشین نیاز به داده‌ی آموزش بسیار کمتری دارد (۵۷ داده برای آموزش، در مقایسه با مدل‌های پیشین که دست‌کم از ۴۰۰ داده برای آموزش استفاده کرده بودند).

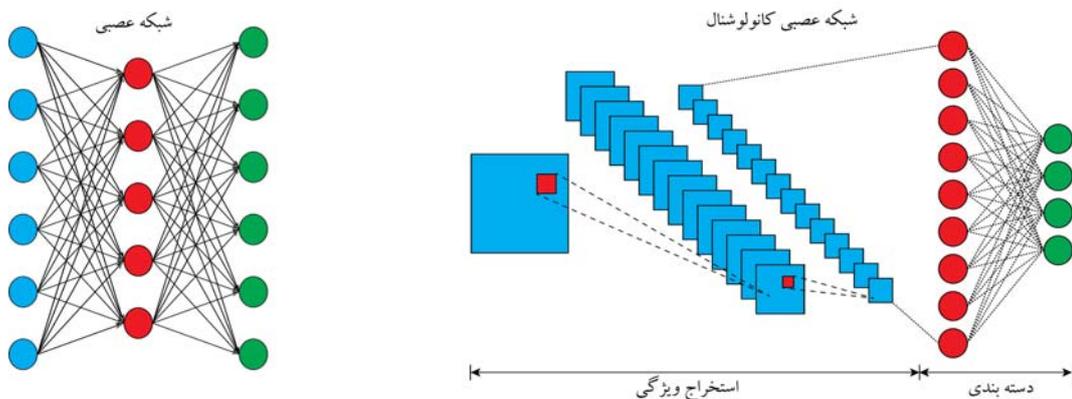
در مطالعه‌ی حاضر قصد بر این بوده است که ضمن جمع‌آوری و برچسب‌گذاری تعداد مناسبی داده‌ی تصویری از ساختمان‌های مصالح بتنی دارای ترک که عمدتاً آجری بودند، نسبت به بخش‌بندی ترک‌ها در تصاویر ذکر شده با استفاده از یادگیری عمیق اقدام شود. مدل استفاده شده در پژوهش حاضر بر پایه‌ی U-Net و استفاده از مدل کانولوشنال Efficient Net B۳^[۱۲] به عنوان رمزگذار آن بوده است. در بخش دوم پژوهش حاضر، به مروری کلی روش پژوهش پرداخته شده است. در بخش سوم، به الگوسازی نظری پژوهش شامل روش‌های جمع‌آوری و برچسب‌گذاری داده، توضیح جزئیات مدل استفاده شده، پارامترهای موجود در روش، راهبرد آموزش و توابع هزینه‌ی به کار رفته در مدل پرداخته شده است. در نهایت در بخش چهارم، نتایج حاصل از روش مطالعه شده استخراج شده و ارزیابی نهایی روش انجام پذیرفته است. در شکل ۱، فرایند کلی پژوهش حاضر مشاهده می‌شود.

۲. روش پژوهش

در بخش حاضر، به توضیح دقیق روش پژوهش پرداخته شده است. همان‌گونه در بخش مقدمه اشاره شده است، در پژوهش حاضر سعی بر این است که نواحی وجود ترک در سطوح مصالح بتنی با استفاده از الگوریتم‌های بینایی رایانه مبتنی بر یادگیری عمیق پیش‌بینی شود. همچنین محتوای دیجیتال تصاویر رنگی RGB، به صورت یک تانسور سه‌بعدی با ابعاد $W \times H \times Ch$ قابل نمایش است که در آن، W و H بیانگر تعداد پیکسل در راستای عرض و طول تصویر و Ch نماینده‌ی سه کانال قرمز (Red)، سبز (Green) و آبی (Blue) است. هر درایه از تانسور مذکور می‌تواند مقداری بین صفر تا ۲۵۵ را اختیار کند که برهم‌نهی عمقی مقادیر تانسور اخیر در هر نقطه، نماینده‌ی یک پیکسل از تصویر است. با این تفاسیر، یک تصویر با کیفیت معمولی و با ابعاد ۳۶۰×۴۸۰ ، ۵۱۸۴۰۰ رقم خواهد داشت که برقرار کردن ارتباط منطقی بین اعداد اشاره شده، پیچیدگی بسیار بالایی دارد. علاوه بر این، تغییر در شرایط تصویربرداری همچون تغییر شدت روشنایی یا چرخش دوربین، تغییراتی گسترده در محتوای دیجیتالی تصویر ایجاد می‌کند. پیچیدگی مسئله در حالتی مشخص می‌شود که قرار باشد براساس مقادیر عددی ذکر شده، وجود یک شیء یا جسم در داخل تصویر بررسی شود. روش‌های کلاسیک پردازش تصویر، شامل روش‌هایی همچون لبه‌یابی^{۱۶}، اگرچه قادر به تشخیص مرزهای تصاویر بودند، با این حال، به دلیل سرعت بسیار پایین و همچنین حساسیت زیاد نسبت به شرایط تصویربرداری، عملاً با موفقیت زیادی همراه نبودند. استفاده از شبکه‌های عصبی ساده نیز با توجه به اینکه شبکه‌های عصبی، ورودی خود را به صورت برداری دریافت می‌کنند، پردازش بر روی داده‌های تصویری که ارتباط عناصر آن در دو یا سه بُعد است، موفقیت چندانی به دنبال نداشته است. اما مبنای کار شبکه‌های عصبی ساده و فرایند یادگیری ماشین، کمک شایانی به توسعه‌ی نسل جدیدتری از شبکه‌های عصبی داشته است که با عنوان شبکه‌های عصبی کانولوشنال نامیده می‌شوند. شبکه‌های عصبی کانولوشنال، برخلاف شبکه‌های عصبی ساده، به جای استفاده از واحدهای



شکل ۱. فرایند کلی استفاده شده در پژوهش حاضر.

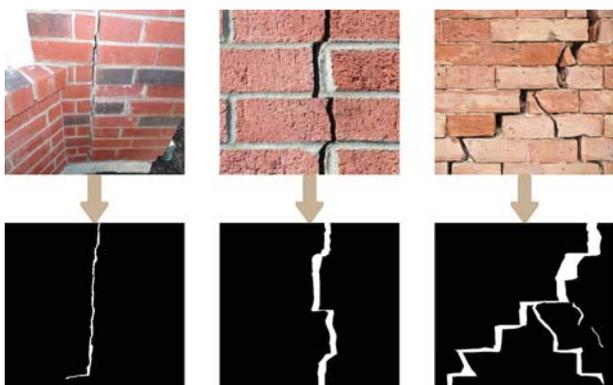


شکل ۲. مقایسه‌ی ساختار یک شبکه‌ی عصبی ساده و یک شبکه‌ی عصبی کانولوشن در فرایند دسته‌بندی.

اشیاء، علاوه بر حضور یک شی در تصویر، امکان استخراج محدوده‌ی قرارگیری آن نیز مشخص است، که معمولاً به‌واسطه‌ی مستطیل‌های محصورکننده قابل استخراج است که با استفاده از یک رگرسیون^{۱۷} در کنار لایه‌ی دسته‌بندی‌کننده در انتهای مدل شبکه‌ی عصبی کانولوشن میسر می‌شود. سومین و پیشرفته‌ترین مسئله‌ی بنیادین موجود در بینایی رایانه که موضوع بحث نوشتار حاضر را نیز شامل می‌شود، بخش‌بندی تصاویر است. در بخش‌بندی تصاویر، یکایک پیکسل‌های موجود در تصویر برچسب‌گذاری می‌شوند و خروجی مدل به صورت یک تصویر تک‌کاناله با ابعاد تصویر ورودی است که مقدار پیکسل آن بیانگر دسته‌بندی است که آن پیکسل در تصویر اصلی به آن تعلق دارد. در نتیجه، خروجی روش مذکور می‌تواند جزئیات بسیار دقیقی از محل قرارگیری و ابعاد اجسام و محتوای تصویر ارائه کند. مدل‌های موجود در زمینه‌ی بخش‌بندی تصاویر، عمدتاً مدل‌هایی متقارن هستند که برخلاف سایر مدل‌های کانولوشن نیازی به لایه‌ی تماماً متصل ندارند و پس از استخراج ویژگی‌ها (مرکزگذاری)، مدل عکس فرایند پیشین را به داده اعمال (مرکزگشایی) و مقادیر مرکزگذاری شده را به تصاویر دوبعدی تک‌کاناله تبدیل می‌کنند. در شکل ۳، یک حالت کلی از یک معماری مرکزگذار - مرکزگشا که در بخش‌بندی تصاویر کاربرد دارد و در پژوهش حاضر استفاده شده است، مشاهده می‌شود که مطابق آن، این دسته از الگوریتم‌ها ابتدا با فرایند مرکزگذاری، ویژگی‌های داده را استخراج می‌کنند. فرایند مرکزگذاری با بهره‌گیری از شبکه‌های عصبی کانولوشنال و مشابه با قسمت استخراج ویژگی موجود در شکل ۲ انجام می‌پذیرد.

ستونی که مناسب کار با بردارهاست، از کرنل‌های دو و سه بُعدی استفاده می‌کنند؛ بدین ترتیب استخراج ویژگی‌ها در داده‌های دو یا چند بُعدی نیز فراهم می‌شود. در شکل ۲، مقایسه‌ی از یک شبکه‌ی عصبی ساده و یک شبکه‌ی عصبی کانولوشن برای یک مسئله‌ی طبقه‌بندی مشاهده می‌شود. ساختار کلی یک شبکه‌ی عصبی کانولوشن، مطابق شکل اخیر، از یک قسمت استخراج ویژگی تشکیل می‌شود که عملگرهای کانولوشن و توابع تجمیع، عمل استخراج را که معمولاً با کاهش ابعاد داده همراه است، به انجام می‌رسانند و پس از آن با تغییر فرم داده به فرم برداری یک بُعدی، امکان انتقال داده‌ی ساده شده به شبکه‌های تماماً متصل فراهم و عملیات دسته‌بندی میسر می‌شود. در یک فرایند کانولوشنال به جای واحدهای تماماً متصل در شبکه‌های عصبی، کرنل‌های دو یا سه بُعدی وارد فرایند آموزش می‌شوند و با انجام عمل کانولوشن بر روی داده‌ها، مقادیر خود را تکمیل می‌کنند. فرایند اخیر که برای طبقه‌بندی داده‌های تصویر شرح داده شد، مبنای اصلی علوم بینایی رایانه نوین است که با کمک آن می‌توان به سایر مسائل بنیادین در حوزه‌ی بینایی رایانه نیز پاسخ داد. براین اساس سه مسئله‌ی بنیادین بینایی رایانه، شامل: طبقه‌بندی، تشخیص اشیاء و بخش‌بندی قابل پوشش خواهند بود.

همچنین در یک مسئله‌ی طبقه‌بندی تصویر، خروجی مدل فقط یک برچسب است که بیانگر دسته‌ی مربوط به تصویر است. علاوه بر این، طبقه‌بندی می‌تواند وجود یا نبود یک شیء یا جسم در محتوای تصویر را پیش‌بینی کند. در تشخیص



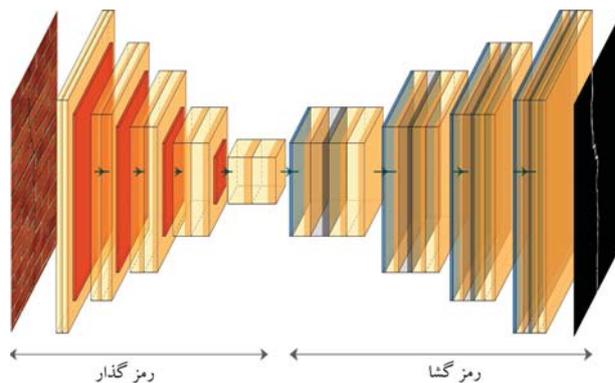
شکل ۴. نمونه‌هایی از تصاویر گردآوری شده در مجموعه‌ی داده و برچسب‌های متناظر آن‌ها.

پیکسل‌های دسته‌ی متناظر برابر یک قرار و بقیه صفر در نظر گرفته شوند؛ و در پایان، برای آموزش مدل یادگیری عمیق، ماتریس‌های تصاویر مذکور در راستای بعد سوم به یکدیگر الحاق و آماده‌ی ارسال به مدل شوند. پس از تکمیل شدن برچسب‌گذاری‌ها، داده‌ها یکدست و فرمت و ابعاد یکسانی برای آن‌ها در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه تصاویر ورودی همیشه کیفیت بالایی ندارند، برای تصاویر مذکور، استفاده از یک فرمت رایج و با کیفیت معمولی پیشنهاد می‌شود. برعکس تصاویر، برای برچسب‌های خروجی انتظار نتایج دقیق و با کیفیتی می‌رود؛ لذا تصاویر با فرمت JPG که یک فرمت رایج است و برچسب‌ها با فرمت PNG که دقیق‌ترین کدگذاری را در بین فرمت‌های رایج دارد، انتخاب شده است.

همچنین به عنوان یک معیار میانگین برای حفظ کیفیت و همچنین عدم افزایش بار محاسباتی، ابعاد تصاویر برابر با 320×320 در نظر گرفته شده است. نمونه‌هایی از داده‌های ایجاد شده برای پژوهش حاضر مطابق شکل ۴ ارائه شده است. مجموعه‌ی داده‌ی ایجاد شده‌ی نهایی، شامل ۱۱۵ داده‌ی برچسب‌گذاری شده از تصاویر اعضاء مصالح بتنی از جمله آجر بوده است که ۸۱ عدد از آن‌ها برای آموزش مدل، ۱۷ عدد برای اعتبارسنجی و ۱۷ تصویر دیگر برای ارزیابی نهایی مدل استفاده شده‌اند. با توجه به محدودیت تعداد داده، از روش‌های داده‌افزایی^{۲۱} جهت بالا بردن عملکرد مدل استفاده شده است. روش‌های داده‌افزایی، شامل: دوران تصویر، تغییر تصادفی روشنایی، اعمال نوفه‌ی گوسی که به صورت تصادفی در هر مرحله از آموزش بر روی داده‌ها اعمال شده‌اند؛ بدین ترتیب سناریوهای بیشتری در روش وارد شده و نیز احتمال وقوع بیش‌بازش نیز کاهش یافته است.

۲.۳. مدل یادگیری عمیق

در بخش حاضر، به شرح جزئیات مدل استفاده شده در پژوهش حاضر اشاره شده است. مدل استفاده شده در پژوهش حاضر با الهام‌گیری از U-Net^[۱۱] بوده است که در آن از شبکه‌ی عصبی کانولوشنال پیشرفته‌ی EfficientNetB۳^[۱۲] استفاده شده است. عنوان رمزگذار استفاده شده است. مدل رمزگذار پژوهش حاضر، چهارمین عضو از مجموعه‌ی هشت عضوی مدل‌های EfficientNet است که تمامی آن‌ها مشتق شده از مدل اصلی نوشتار حاضر یعنی EfficientNetB۰ است. روش ابداعی استفاده شده برای مقیاس مدل‌ها در مجموعه‌ی اخیر با عنوان روش مقیاس مرکب^{۲۲} امکان افزایش بیشتر عمق مدل را فراهم کرده است. در روش‌های پیشین همچون روش‌های استفاده شده در مدل‌هایی چون VGG^[۱۳] مقیاس فقط در یک بعد، یعنی عمق، اعمال شده است که در نتیجه‌ی آن مشاهده می‌شود مدل VGG۱۹ با



شکل ۳. ساختار کلی یک مدل رمزگذار - رمزگشا در حل مسائل بخش‌بندی تصاویر.

پس از آن و برای رسیدن به تصویر خروجی، عمل رمزگشایی با استفاده از لایه‌های Upsampling یا Deconvolution انجام می‌شود. مدل موجود با استفاده از روش‌های یادگیری ماشین که در ادامه‌ی متن شرح داده شده است، آموزش می‌بیند و در نهایت قادر می‌شود که بر روی هر تصویر جدیدی، پیش‌بینی انجام و تصویر ترک شناسایی شده با سرعتی بالا گزارش شود. بدین ترتیب روش موجود قادر به پردازش بلادرنگ^{۱۸} تصاویر است و می‌تواند به عنوان یک راه‌حل عملی برای مسائل واقعی استفاده شود.

۳. الگوسازی نظری

بخش حاضر از ۵ قسمت تشکیل می‌شود که به ترتیب به تشریح داده‌ی استفاده شده، مدل به کار گرفته شده (مدل یادگیری عمیق)، پارامترهای ارزیابی، توابع هزینه‌ی^{۱۹} استفاده شده و فرایند آموزش مدل پرداخته شده است.

۳.۱. مجموعه‌ی داده

در یادگیری ماشین و مخصوصاً یادگیری عمیق که موضوع بحث پژوهش حاضر است، داده‌ی موجود برای آموزش مدل از عناصر حیاتی به حساب می‌آید. برای ساده‌سازی بحث، اگر مدل‌های یادگیری ماشین به یک موتور درون‌سوز تشبیه شود، سوخت موتور اخیر، داده‌ی است که برای آموزش آن استفاده می‌شود. در نتیجه، در یک مدل یادگیری، عملکرد همزمان دو عنصر مدل و داده، تعیین‌کننده‌ی عملکرد نهایی روش استفاده شده است. در پژوهش حاضر، با توجه به اینکه داده‌ی در دسترس و برچسب‌گذاری شده‌ی در دسترس نبوده است، در ابتدا سعی شده است تعدادی تصویر از ساختمان‌های مصالح بتنی که در آن‌ها ترک بروز کرده است، جمع‌آوری و سپس برچسب‌گذاری شوند. داده‌های استفاده شده در پژوهش حاضر، عمدتاً تصاویر موجود و قابل دسترس در اینترنت، جمع‌آوری و سپس به صورت دستی برچسب‌گذاری شده‌اند. در فرایند بخش‌بندی تصاویر که در پژوهش حاضر بررسی شده است، دقت و کیفیت برچسب‌گذاری بسیار مهم بوده است؛ چرا که در فرایند تحلیل مسئله، هر پیکسل به صورت جداگانه دسته‌بندی و در دسته‌ی مخصوص به خود قرار گرفته است. برچسب‌های خروجی ایجاد شده در فرایند برچسب‌گذاری، یک تصویر دودویی^{۲۰} بوده است که در آن پیکسل‌های با مقدار صفر، بیانگر زمینه‌ی تصویر و پیکسل‌های با مقدار یک، نماینده‌ی ترک موجود در تصویر هستند. لازم به ذکر است اگر در فرایند برچسب‌گذاری داده‌ها، بیشتر از دو دسته در اختیار باشد، لازم است به ازاء تعداد دسته‌ها، تصویر دودویی ایجاد شود و در هر یک از آن‌ها،

جدول ۱. مقایسه‌ی عملکرد و تعداد پارامتر مشتقات EfficientNet با سایر مدل‌ها.

مدل	دقت	تعداد پارامتر (میلیون)
ResNet-۱۵۲ [۱۵]	۷۷/۸٪	۶۰
EfficientNet-B۱	۷۹/۱٪	۷/۸
ResNext-۱۰۱ [۱۶]	۸۰/۹٪	۸۴
EfficientNet-B۳	۸۱/۶٪	۱۲
NASNet-A [۱۷]	۸۲/۷٪	۸۹
EfficientNet-B۴	۸۲/۹٪	۱۹
GPipe [۱۸]	۸۴/۳٪	۵۵۶
EfficientNet-B۷	۸۴/۳٪	۶۶

جدول ۲. جزئیات مدل استفاده شده در رمزگذار (EfficientNet-B۳). [۱۷]

بلوک	سایز کرنل کانولوشن	ابعاد خروجی	تعداد لایه موجود در بلوک
کانولوشن	۳ × ۳	۱۶۰ × ۱۶۰ × ۴۰	۱
۱	۳ × ۳	۱۶۰ × ۱۶۰ × ۲۴	۲
۲	۳ × ۳	۸۰ × ۸۰ × ۳۲	۳
۳	۵ × ۵	۴۰ × ۴۰ × ۴۸	۳
۴	۳ × ۳	۲۰ × ۲۰ × ۹۶	۵
۵	۵ × ۵	۲۰ × ۲۰ × ۱۳۶	۵
۶	۵ × ۵	۱۰ × ۱۰ × ۲۳۲	۶
۷	۳ × ۳	۱۰ × ۱۰ × ۳۸۴	۲

وجود افزایش شدید در تعداد پارامترها، عملکرد چندان متفاوتی با مدل VG-G۱۶ که عمق کمتری داشته است، ارائه نداده است. مهم‌ترین ویژگی مدل EfficientNet، همزمانی دقت در کنار سرعت و سبکی مدل‌هاست. در جدول ۱، مقایسه‌ی مختصر از دقت دسته‌بندی برای مجموعه داده‌ی ImageNet [۱۴] و همچنین تعداد پارامترها برای زیرمجموعه‌های EfficientNet و مدل‌های هم‌تراز آن‌ها (به لحاظ دقت) و نیز عملکرد دقیق مشتقات EfficientNet در جدول ۱ ارائه شده است. مدل‌های اخیر علاوه بر اینکه دقت بسیار بالایی ارائه می‌دهند، تعداد پارامترهای بسیار کمتری را نیز شامل می‌شوند که این به معنی برتری چشمگیر در سرعت مدل‌های EfficientNet است.

در پژوهش حاضر، با توجه به نیاز همزمان به دقت و سرعت، استفاده از مدل EfficientNet-B۳ پیشنهاد شده است. برای استفاده از مدل EfficientNet-B۳ به عنوان رمزگذار لازم است لایه‌های اتصال کامل نهایی که وظیفه‌ی دسته‌بندی در مدل اصلی را دارند، حذف شوند و آخرین لایه‌ی کانولوشنال مستقیماً به رمزگشا متصل شود. مدل EfficientNet-B۳ از ۷ بلوک Mobile-inverted Bottleneck Convolution [۱۹] یا به اختصار (MBCConv) تشکیل می‌شود. مهم‌ترین ویژگی بلوک‌های اخیر در استفاده از لایه‌های کانولوشنی، عمقی تفکیک‌پذیر [۲۳] و همچنین استفاده از تابع فعال‌سازی ReLU۶ به جای ReLU است. در جدول ۲، خلاصه‌ی جزئیات مدل EfficientNet-B۳ ارائه شده است.

قسمت رمزگشای مدل EfficientNet-B۳ از قسمت رمزگشای U-Net [۲۰]

الگو می‌گیرد. با توجه به اینکه در قسمت رمزگذار، کاهش ابعاد در ۵ مرحله است؛ در قسمت رمزگشا نیز ۵ مرحله افزایش ابعاد اعمال شده است. در نتیجه رمزگشای مدل EfficientNet-B۳ شامل ۵ لایه بوده است که در هر لایه، ابعاد به دو برابر ابعاد لایه‌ی قبلی افزایش یافته‌اند. در شکل ۵، معماری کلی مدل استفاده شده مشاهده می‌شود.

۳.۳. آموزش مدل با الگوریتم پس‌انتشار و یادگیری انتقالی

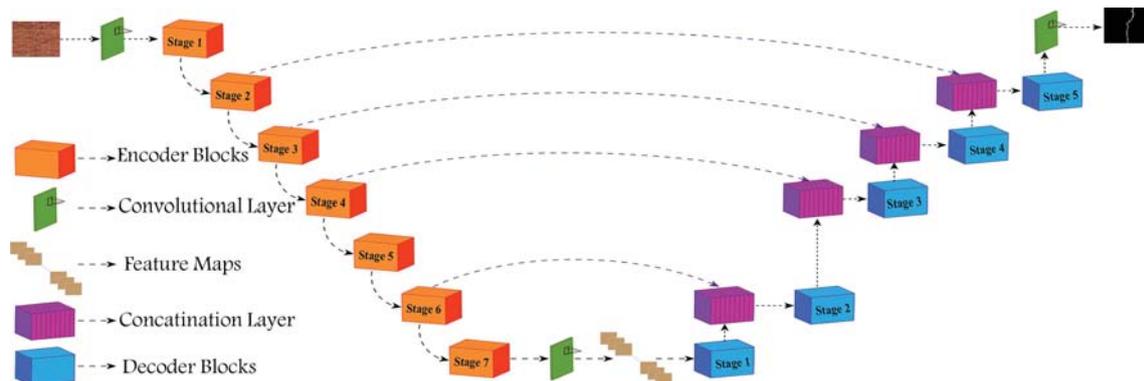
در بخش حاضر، فرایند یادگیری با ناظر [۲۴] یک مدل یادگیری عمیق بررسی شده است. فرایند کار در مسائل یادگیری ماشین و یادگیری عمیق در ساده‌ترین حالت به این صورت است که از تعدادی داده‌ی برچسب‌گذاری شده استفاده و ارتباط بین آن‌ها توسط مدل استخراج و در مدل ذخیره می‌شود؛ سپس مدل قادر است که برای داده‌های جدید و فاقد برچسب نیز پیش‌بینی انجام دهد و با دقت خوبی، برچسب متناظر با آن‌ها را گزارش کند. این فرایند به کمک الگوریتم پس‌انتشار [۲۵] که معروف‌ترین روش موجود در حوزه‌ی یادگیری ماشین است، انجام می‌پذیرد. الگوریتم مذکور شامل سه قسمت است که به این ترتیب است:

۱. انتخاب تانسور وزن‌ها (W) در ابعادی که بتواند در رابطه‌ی $x, y = Wx$ را به y متناظر کند و سپس پر کردن درایه‌های آن با مقادیر تصادفی (Random).
۲. محاسبه‌ی مقدار \hat{y} از رابطه‌ی $\hat{y} = Wx$ و محاسبه‌ی اختلاف y و \hat{y} از طریق یکی از توابع هزینه (Loss Function)؛
۳. اصلاح مقادیر W با استفاده از الگوریتم بهینه‌ساز به طوری که مقدار هزینه (Loss)، کمینه (minimize) شود و بازگشت به مرحله‌ی ۲ و تکرار این فرایند تا جایی که W بهینه به دست آید.

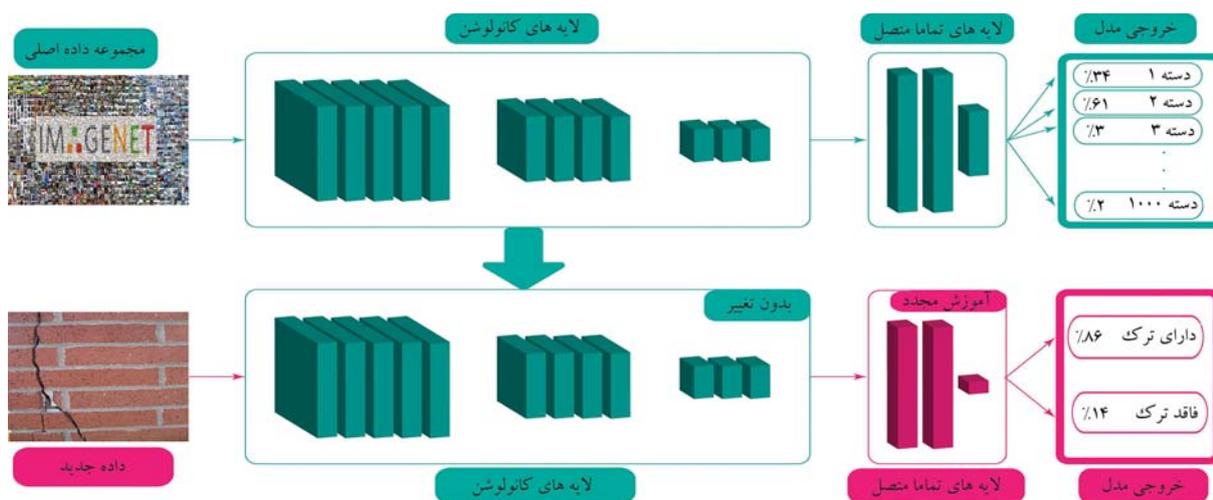
در فرایند یادگیری انتقالی استفاده شده در پژوهش حاضر، مدل از حالت صفر شروع به آموزش نکرده و به جای پر کردن W با مقادیر تصادفی، مقادیر حاصل از آموزش مدل برای مجموعه داده‌ی Image-Net [۱۴] استفاده شده است. با توجه به اینکه مجموعه داده‌ی مذکور، یکی از کامل‌ترین و جامع‌ترین مجموعه‌ی داده‌ها در حوزه‌ی بینایی رایانه است، مقادیر اولیه‌ی اشاره شده توانایی بالایی در استخراج ویژگی‌های [۲۶] تصاویر داشته و فرایند آموزش بیشتر در لایه‌های آخر که وظایفی چون: دسته‌بندی، رگرسیون یا تقسیم‌بندی را به عهده دارند، متمرکز شده است. در شکل ۶، نمونه‌ی یکی از یک فرایند یادگیری انتقالی برای آموزش یک مدل دسته‌بندی ترک مشاهده می‌شود. در پژوهش حاضر، با توجه به اینکه مسئله از نوع بخش‌بندی است، در لایه‌هایی که استخراج ویژگی انجام شده است (لایه‌های رمزگذار)، از یادگیری انتقالی و وزن‌های از پیش آموزش‌دیده استفاده شده و تغییر زیادی در لایه‌های مذکور رخ نداده است؛ اما در قسمت رمزگشا، استفاده از یادگیری انتقالی میسر نبوده و لازم بوده است که فرایند آموزش کاملاً انجام شود.

۴.۳. پارامترهای ارزیابی

برای سنجش و ارزیابی نتایج حاصل از پژوهش حاضر نیاز به پارامترهایی است که بتوانند تفسیر درستی از کیفیت فرایند بخش‌بندی تصویر ارائه دهند. به منظور به دست آوردن دقت برای هر یک از داده‌ها، لازم بود که شباهت مقادیر موجود در برچسب اولیه با برچسب خروجی از مدل سنجیده شود. با توجه به عدم توازن شدید موجود در تصاویر ترک بررسی شده، بهتر بوده از پارامترهایی استفاده شود که دقت هر دسته را به صورت نسبی محاسبه کنند. پارامتر اصلی که در مطالعه‌ی حاضر بررسی شده است، معیار $F1$ [۲۷] است که نوعی توزیع یکنواخت از دو پارامتر صحت [۲۸] و فراخوانی [۲۹]



شکل ۵. معماری کلی مدل استفاده شده در پژوهش حاضر.



شکل ۶. یادگیری انتقالی برای فرایند طبقه‌بندی تصویر.

در تلاش برای کمیته کردن مثبت‌های کاذب، تمایل خواهد داشت که پیکسل‌های بیشتری را به عنوان منفی دسته‌بندی کند؛ در نتیجه، در این بین تعداد زیادی منفی کاذب ایجاد می‌شود که کاهش فراخوانی را در پی خواهد داشت. عکس این مطلب نیز صادق است. اگر فقط بر بهینه‌سازی فراخوانی تمرکز شود، مدل به هر قیمتی سعی در کمیته‌سازی منفی‌های کاذب خواهد داشت. دقت شود که در بدترین حالت، مدل می‌تواند تمامی پیکسل‌ها را به عنوان ترک دسته‌بندی کند و به این ترتیب FN برابر صفر می‌شود و همچنین با توجه به صفر نبودن TP ، فراخوانی برابر $٪۱۰۰$ خواهد شد که با مطلوب مسئله پژوهش حاضر، فاصله‌ی بسیار زیادی دارد. اما ترکیب همزمان دو پارامتر مذکور می‌تواند بهترین نتایج را به همراه آورد، چرا که مکمل همدیگر هستند و نقاط ضعف یکدیگر را نیز کاملاً پوشش می‌دهند. بر این اساس معیار دقت $F1$ به صورت توزیعی یکنواخت از دو پارامتر پیشین قابل تعریف است. پارامتر $F1$ مطابق رابطه‌ی ۳ تعریف می‌شود:

$$F1 = \frac{2 \times Pr \times Re}{Pr + Re} \quad (3)$$

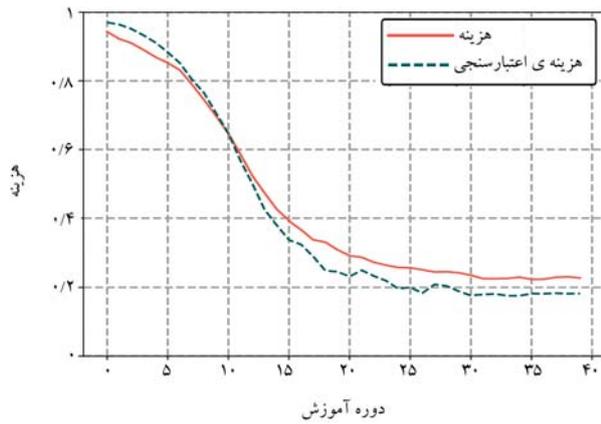
پارامتر $F1$ به طور همزمان شامل صحت و فراخوانی می‌شود. معیار $F1$ یکی از محبوب‌ترین و پرکاربردترین پارامترها در سنجش دقت مدل‌های بخش‌بندی تصاویر است. در پژوهش حاضر، در نهایت هدف رسیدن به بیشترین مقدار معیار $F1$ بوده است.

است. به هر میزان که مقدار صحت بیشتر باشد، احتمال پیش‌بینی پیکسل غلط در مدل کمتر خواهد بود؛ در حالی که بالا رفتن مقدار فراخوانی به تشخیص تمام و کمال پیکسل‌های ترک کمک خواهد کرد. واضح است که برای رسیدن به پاسخ بهینه لازم است که دو پارامتر اخیر به طور همزمان پیشرفت کنند، چرا که بهینه‌شدن یک مورد آن‌ها به تنهایی نمی‌تواند نتایج مطلوبی حاصل کند. به عبارتی دیگر، اگر در یک پیش‌بینی، صحت پیش‌بینی زیاد باشد، اما فراخوانی کم باشد، احتمال از دست رفتن تعداد زیادی از پیکسل‌های ترک وجود خواهد داشت؛ در حالی که اگر عکس موضوع اتفاق افتد، تعداد زیادی از پیکسل‌ها خواهند بود که به اشتباه به عنوان ترک دسته‌بندی می‌شوند. برای روشن شدن موضوع می‌توان به روابط ۱ و ۲ دقت کرد:

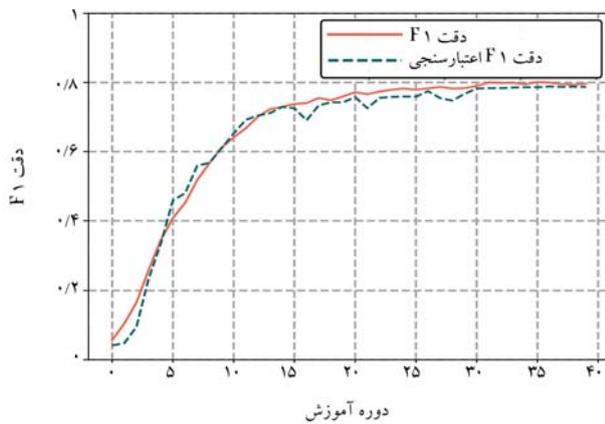
$$Pr = \frac{TP}{TP + FP} \quad (1)$$

$$Re = \frac{TP}{TP + FN} \quad (2)$$

که در آن‌ها، TP ^{۳۰} بیانگر تعداد پیکسل‌هایی است که به درستی ترک تشخیص داده می‌شوند (مثبت صحیح). FP ^{۳۱} نیز بیانگر تعداد پیکسل‌هایی است که به اشتباه ترک تشخیص داده می‌شوند (مثبت کاذب) و FN ^{۳۲} بیانگر تعداد پیکسل‌هایی است که به عنوان زمینه پیش‌بینی می‌شوند، در حالی که این پیش‌بینی نادرست است (منفی کاذب). قابل درک است که اگر صحت به تنهایی بهینه شود، مدل



شکل ۷. نمودار تغییرات هزینه در طی آموزش.



شکل ۸. نمودار تغییرات دقت $F1$ در طی آموزش.

شکل های ۷ و ۸ مشاهده می شوند. مطابق شکل های ۷ و ۸، در حالت کلی، مقادیر پارامترهای مختلف برای مدل در حالت آموزش و اعتبارسنجی باید به صورت هماهنگ تغییر کنند و اگر خلاف آن رخ دهد، بیانگر وقوع بیش برآزش در مدل است.

همچنین مطابق جدول ۳، در هنگامی که مدل به بهترین حالت آموزش رسیده باشد، پارامترهای اعتبارسنجی تقریباً ثابت مانده و در محدوده بی بسیار کوچک نوسان داشته اند؛ این موضوع از مرحله ۳۵ به بعد به خوبی مشاهده می شود. لازم است به ذکر است اگر فرایند آموزش برای مدل مذکور در چند مرحله دیگر ادامه می یافت، مقادیر پارامترهای اعتبارسنجی دچار افت ناگهانی می شد، در حالی که پارامترهای آموزش همچنان به پیشرفت ادامه می دادند. همان طور که پیش از این اشاره شد، به پدیده ی اخیر، بیش برآزش گفته می شود که در یک مدل یادگیری ماشین، فرایند مطلوبی نیست و بیانگر افت عملکرد مدل در برابر داده های جدید است. پس از اینکه با توجه به داده های موجود در جدول ۳ اطمینان حاصل شد که مدل به بیشترین مقدار دقت خود رسیده است، لازم است که مدل با استفاده از داده ی ارزیابی نهایی، ارزیابی و دقت نهایی مدل مشخص شود. با انجام ارزیابی برای داده ی مذکور، مقادیر جدول ۴ برای پارامترهای عنوان شده در قسمت دوم به دست آمده است.

با توجه به جدول ۴ می توان دریافت که مقادیر دقت برای داده ی ارزیابی، شباهت بسیاری با مقادیر پارامترهای اعتبارسنجی موجود در جدول ۳ دارد. بدین ترتیب می توان نسبت به صحت و دقت مدل مطالعه شده اطمینان حاصل کرد و

۵.۳. تابع هزینه

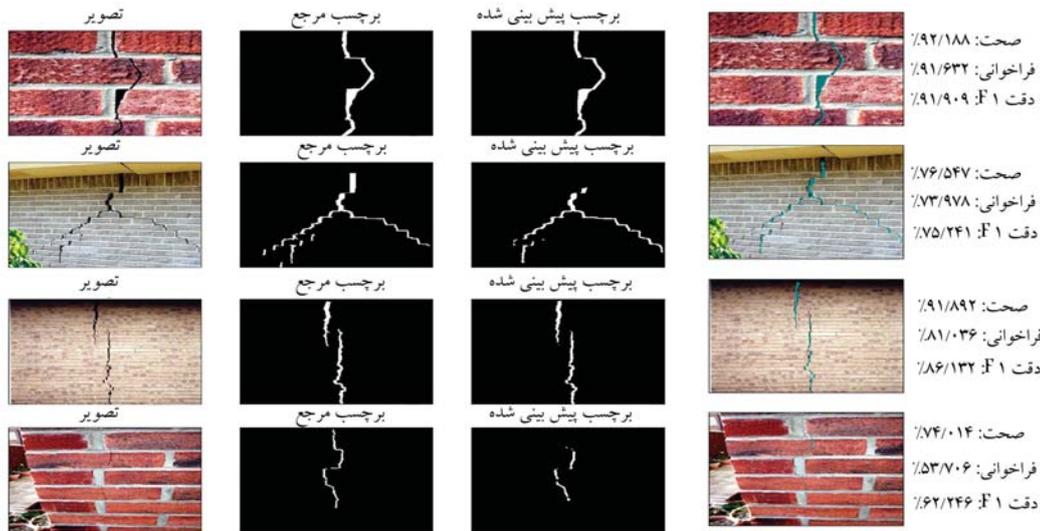
با توجه به پارامترهای تعریف شده در مرحله ی پیشین، لازم است تابعی تعریف شود که در حین آموزش مدل یادگیری عمیق، مقدار پارامتر موردنظر به بیشترین مقدار ممکن برسد. به طور کلی، در طی یک فرایند آموزش، در هر مرحله از آموزش لازم است که اختلاف بین برجسب های اولیه و خروجی از مدل مشخص شود. این اختلاف که به تابع هزینه \mathcal{L} موسوم است، باید ارتباط و نزدیکی لازم با پارامتر ارزیابی مسئله را داشته باشد. همان طور در بخش قبل گفته شد، هدف در پژوهش حاضر دستیابی به بیشترین مقدار برای معیار سنجش $F1$ است؛ این امکان وجود دارد که تابع هزینه به صورتی تعریف شود که معیار $F1$ را مستقیماً بهینه سازد. تابع هزینه ی مذکور که Dice-Loss نام دارد، مستقیماً مسئله را برای رسیدن به بیشترین مقدار $F1$ بهینه می سازد. تابع هزینه ی اخیر در حقیقت تفاضل معیار $F1$ موجود در مدل را از مقدار بیشینه یعنی ۱ بیان می کند.

۴. نتایج و بحث

پس از آنکه پارامترهای اشاره شده در مرحله ی قبل به مدل یادگیری عمیق اعمال شد، فرایند آموزش مدل آغاز شده است. در مطالعه ی حاضر، مدل برای ۴۰ مرحله آموزش داده شد و در پایان هر مرحله، فرایند اعتبارسنجی انجام پذیرفت. دقت شود که با توجه تعداد کم داده ی آموزش و عمق نسبتاً زیادی مدل، احتمال وقوع پدیده ی بیش برآزش در مدل بسیار بالاست و در این حالت اعتبارسنجی مرحله ی کمک خواهد کرد که تغییرات مدل رصد شود و بدین ترتیب می توان در لحظه ی بیش برآزش مدل، از وقوع پدیده ی اخیر جلوگیری کرد. لازم به ذکر است بیش برآزش به حالتی گفته می شود که فرایند آموزش بیشتر از حد ضرورت برای مدل انجام پذیرد؛ در این حالت دقت پیش بینی مدل برای داده های آموزش نسبتاً زیاد می شود، اما در مقابل، پیش بینی مدل برای داده های جدید بسیار کم خواهد بود. در فرایند اعتبارسنجی مرحله ی آموزش طی چند مرحله انجام می پذیرد و در پایان هر یک از مراحل مذکور، یک پیش بینی برای مجموعه ی داده، اعتبارسنجی انجام می شود. چنانچه نتایج پیش بینی اشاره شده انطباق مناسبی با دقت آموزش داشته باشد، مدل در ناحیه ی امن است، اما زمانی که با وجود کاهش مقدار هزینه و افزایش دقت برای داده ی آموزش، دقت پیش بینی برای داده ی اعتبارسنجی شروع به کاهش کرد، بیش برآزش مدل آغاز می شود و باید فرایند آموزش متوقف شود. در جدول ۳، جزئیات فرایند آموزش و اعتبارسنجی مدل برای ۴۰ مرحله ی ذکر شده ارائه شده است. فرایند آموزش با استفاده از زبان برنامه نویسی پایتون و نیز کتابخانه ی Tensorflow^[۲۰] که یکی از شناخته شده ترین پلتفرم های هوش مصنوعی است، انجام پذیرفته است. همچنین لازم به ذکر است به دلیل پیچیدگی بسیار زیاد آموزش مدل های یادگیری عمیق و هزینه ی محاسباتی بسیار بالای آن ها، آموزش مدل مذکور با استفاده پردازنده ی CPU میسر نبوده و آموزش با بهره گیری از یک پردازنده ی گرافیکال از نوع N-VIDIA TESLA K8۰ انجام پذیرفته است. دلیل اصلی استفاده از پردازنده های گرافیکی در فرایند یادگیری عمیق آن است که پردازنده های مذکور به واسطه ی تعداد بسیار زیاد هسته می توانند نوعی پردازش موازی در واحدهای کوچک را به هنگام آموزش ایجاد کنند که این موضوع باعث افزایش چشمگیر سرعت پردازش در پردازنده های اخیر نسبت به CPU می شود. نمودارهای تغییرات هزینه و دقت مدل در طی فرایند آموزش در

جدول ۳. جزئیات پارامترهای مدل در طی آموزش.

مرحله	هزینه	دقت F1	هزینه ی اعتبارسنجی	دقت F1 اعتبارسنجی
۱	./۹۴۳۲۱۱	./-۵۶۹۶۱	./۹۷۰۳۳۲	./-۴۱۳۷۵
۲	./۹۲۳۳۳	./۱۰۴۶۲۵	./۹۶۴۱۲۶	./-۴۷۹۹۶
۳	./۹۱۰۱۳۵	./۱۶۵۶۳۵	./۹۵۱۵۳۷	./-۹۵۰۷۹
۴	./۸۹۰۴۷۴	./۲۵۹۱۳۷	./۹۳۲۸۴	./۲۳۴۳۰۹
۵	./۸۶۹۲۸۳	./۳۴۷۰۵۶	./۹۱۱۳۴۸	./۳۳۵۳۶۴
۶	./۸۵۲۶۱۹	./۴۰۸۱۰۸	./۸۸۳۴۴	./۴۵۹۰۰۸
۷	./۸۳۱۳۶۵	./۴۵۱۶۰۳	./۸۵۲۰۲۶	./۴۷۹۷۳۵
۸	./۷۸۹۷۰۸	./۵۱۸۰۲۴	./۸۰۳۷۴۶	./۵۵۹۲۱۷
۹	./۷۴۴۳۷۷	./۵۶۶۶۶۲	./۷۶۴۵۶۷	./۵۶۷۷۰۳
۱۰	./۶۹۶۵۷۶	./۶۱۱۶۲	./۷۰۵۲۴۱	./۶۰۹۴۲۱
۱۱	./۶۴۶۴۷۷	./۶۴۱۳۰۷	./۶۴۴۲۳۱	./۶۵۲۳۸۹
۱۲	./۵۸۶۱۹۵	./۶۶۷۶۸۳	./۵۶۷۴۲۵	./۶۹۱۹۶۷
۱۳	./۵۲۲۵۱۵	./۷۰۱۰۸۲	./۴۹۸۸۹۸	./۷۰۴۲۹۸
۱۴	./۴۷۲۶۷۷	./۷۲۲۷۹۲	./۴۲۳۹۴۴	./۷۱۱۵۷۶
۱۵	./۴۲۵۶۱۹	./۷۲۹۷۰۳	./۲۸۰۹۳۴	./۷۲۹۴۴۶
۱۶	./۳۹۳۴۷۹	./۷۳۷۸۶۲	./۳۳۸۴۰۸	./۷۲۵۴۲۱
۱۷	./۳۶۷۹۹۲	./۷۴۰۴	./۳۲۵۰۱۴	./۶۹۰۸۱۶
۱۸	./۳۳۸۷۱۵	./۷۵۵۱۴۵	./۲۸۹۹۹۶	./۷۳۳۷۲۴
۱۹	./۳۳۱۹۱۸	./۷۴۸۷۳۳	./۲۴۹۰۸	./۷۴۲۷۴۴
۲۰	./۳۰۹۷۴۸	./۷۵۹۵۹۲	./۲۴۵۶۱۳	./۷۴۲۵۹۶
۲۱	./۲۹۲۳۲۹	./۷۷۲۱	./۲۳۱۹۴۲	./۷۵۷۶۷۶
۲۲	./۲۸۷۸۳۶	./۷۶۵۹۴۸	./۲۵۰۱۴۵	./۷۲۵۶۶۲
۲۳	./۲۷۳۳۱۳	./۷۷۲۹۳۹	./۲۳۳۲۰۳	./۷۵۵۴۴۳
۲۴	./۲۶۴۸۰۴	./۷۷۸۹۸۳	./۲۱۹۶۴۸	./۷۵۸۲۲۷
۲۵	./۲۵۸۱۳۷	./۷۸۲۶۱۵	./۱۹۶۴۳۶	./۷۵۹۴۷۷
۲۶	./۲۵۷۳۷۸	./۷۷۹۰۱۲	./۲۰۰۳۰۸	./۷۵۹۱۶۳
۲۷	./۲۵۱۴۹۲	./۷۸۲۷۷۲	./۱۸۳۵۸۴	./۷۷۴۸۰۲
۲۸	./۲۴۵۱۵۱	./۷۸۷۲۳۵	./۲۰۸۷۱۷	./۷۵۴۷۲
۲۹	./۲۴۵۷۵۳	./۷۸۲۴۲۲	./۲۰۴۳۱۴	./۷۴۷۶۷۶
۳۰	./۲۴۲۸۰۸	./۷۸۳۴۷۶	./۱۸۸۹۰۱	./۷۶۷۱۳۳
۳۱	./۲۳۵۵۴۲	./۷۸۹۷۹۶	./۱۷۶۴۶۳	./۷۸۲۴۵
۳۲	./۲۲۵۷۸۸	./۸۰۰۲۶۱	./۱۷۹۶۳۴	./۷۸۳۶۷۸
۳۳	./۲۲۵۵۶۴	./۷۹۸۶۹۸	./۱۸۱۰۴۸	./۷۸۳۵۱۴
۳۴	./۲۲۶۲۱۱	./۷۹۸۹۹	./۱۷۵۹۶۱	./۷۸۵۵۲۹
۳۵	./۲۳۰۱۳۴	./۷۹۴۸۰۴	./۱۷۵۷۵۱	./۷۸۶۴۰۷
۳۶	./۲۲۳۴۶۵	./۸۰۱۳۰۴	./۱۸۱۹۵۵	./۷۸۶۲۷
۳۷	./۲۲۳۹۲	./۷۹۹۸۳۱	./۱۸۱۸۲۲	./۷۸۸۴۱۸
۳۸	./۲۲۹۵۳۵	./۷۹۵۰۷۴	./۱۸۳۲۰۷	./۷۸۷۲۳۳
۳۹	./۲۳۰۹۶۷	./۷۹۳۶۲۲	./۱۸۱۸۴۹	./۷۸۷۸۶۵
۴۰	./۲۲۷۷۴۹	./۷۹۶۶۶۶	./۱۸۲۰۱۲	./۷۸۷۱۹۸



شکل ۹. خروجی مدل برای تعدادی از داده‌های ارزشیابی.

جدول ۴. مقادیر پارامترهای ارزیابی نهایی مدل.

پارامتر	مقدار
هزینه	۰/۱۲۷۴۷
صحت	۰/۸۱۴۴۴
فراخوانی	۰/۷۱۴۱۱
دقت F1	۰/۷۵۳۶۶

از آن برای پیش‌بینی و شناسایی ترک برای تصاویر و سناریوهای مشابه استفاده کرد. خروجی مدل برای تعدادی از تصاویر در شکل ۹ مشاهده می‌شود.

۵. نتیجه‌گیری

در نوشتار حاضر، با استفاده از هوش مصنوعی و الگوریتم‌های یادگیری عمیق، اقدام به شناسایی ترک در اعضاء مصالح بنایی شده است. این فرایند با استفاده از روش بخش‌بندی تصاویر انجام شده است که طی آن یکایک پیکسل‌های موجود در تصویر به دو دسته‌ی ترک و غیرترک دسته‌بندی و بدین ترتیب نواحی وجود ترک در تصویر با بیشترین دقت ممکن استخراج شده‌اند. فرایند یادگیری استفاده شده از نوع یادگیری عمیق با ناظر بوده است که طی آن از داده‌های برچسب‌گذاری شده برای آموزش مدل استفاده شده و پس از تکمیل فرایند آموزش، مدل امکان پیش‌بینی برای داده‌های جدید را پیدا کرده است. تعداد ۱۱۵ تصویر از سازه‌های مصالح بنایی که دچار ترک شده‌اند، به‌وسیله‌ی اینترنت تهیه شدند و پس از برچسب‌گذاری دستی آن‌ها، فرایند آموزش مدل صورت پذیرفت. یادگیری مدل در طی ۴۰ مرحله با اعتبارسنجی مرحله‌ی و همچنین استفاده از روش یادگیری انتقالی انجام شده است. لازم به ذکر است در

جمع‌آوری داده‌های استفاده شده در پژوهش حاضر سعی شده است از تصاویری با زمینه‌های نسبتاً پیچیده‌تر نیز استفاده شود؛ در نتیجه داده‌ها به تصاویر واقعی نزدیک‌تر هستند و مدل نهایی کاربردی‌تر می‌شود. به عبارت دیگر، در صورت استفاده از تصاویر دارای زمینه‌ی ساده، دقت اسمی مدل بیشتر می‌شود؛ اما در سناریوهای واقعی عملکرد نسبتاً ضعیفی ارائه خواهند داد. استفاده از روش‌های داده‌افزایی از دیگر روش‌های بهینه‌سازی مدل بوده است که در پژوهش حاضر استفاده شده است.

مدل استفاده شده در پژوهش حاضر یک الگوریتم رمزگذار - رمزگشا U شکل بوده است که از مدل شبکه‌ی عصبی کانولوشنال پیشرفته‌ی EfficientNet-B3 به عنوان رمزگذار آن استفاده و پس از آن طی ۵ مرحله‌ی رمزگشایی، خروجی مدل حاصل شده است. در پایان، مدل موجود دقتی برابر ۷۵/۳۶۶٪ ارائه داده است که با توجه به پیچیدگی‌های داده‌ی موردنظر، عملکرد مناسب و قابل قبولی است. اگرچه دقت به‌دست آمده در مدل حاضر به عنوان یک مدل بنایی رایانه مقدار قابل قبولی دارد، اما این عملکرد امکان بهبود نیز دارد که می‌تواند به دو روش انجام پذیرد و مقدمه‌ی برای مطالعات پیش‌رو باشد: نخست جمع‌آوری مقدار بسیار بیشتر داده به طوری که تمامی سناریوهای موجود در محیط‌های مرتبط وارد مجموعه شوند و همچنین کمیت داده‌ها آنقدر زیاد باشد که مدل به دقت بیشتری دست پیدا کند و راه حل دوم، اینکه فرایند تشخیص ترک به دو مرحله شکسته شود، نخست تشخیص و استخراج قسمتی از تصویر که مصالح موردنظر در آن قرار گرفته و سپس تشخیص ترک بر روی تصویر کوچک‌تری که در گام قبل استخراج شده است. در حالت دوم، عملاً دو مدل استفاده شده‌اند که هر کدام یک گام را به انجام می‌رسانند. علاوه بر این، تمرکز مطالعه‌ی حاضر برای تشخیص ترک بوده است، در حالی که در مبحث پیش سلامت سازه‌ها، طیف گسترده‌ی آسیب‌ها برای ساختمان‌ها تعریف شده است که ترک فقط یکی از آن‌هاست و به مابقی آسیب‌ها می‌توان در مطالعات آتی توجه کرد.

پانویس‌ها

1. deep learning

- convolutional neural networks
- Krizhevsky
- classification
- ImageNet

6. Cha
7. transfer learning
8. Feng
9. structural health monitoring
10. object detection
11. semantic segmentation
12. fully convolutional networks
13. Yang
14. encoder - decoder
15. Liu
16. edge detection
17. regressor
18. real-time
19. loss function
20. binary image
21. data augmentation
22. compound scaling method
23. Depth-wise separable convolutions
24. supervised learning
25. Back-propagation algorithm
26. feature extraction
27. F1-score
28. precision
29. recall
30. true positive
31. false positive
32. false negative
33. loss function

منابع (References)

1. Krizhevsky, A., Sutskever, I. and Hinton, G.E. "Imagenet classification with deep convolutional neural networks", *Advances in Neural Information Processing Systems*, **25**(2), pp. 1097-1105 (2012).
2. O. Russakovsky, J. Deng, H. Su. and et al. "Imagenet large scale visual recognition challenge", *International Journal of Computer Vision*, **115**(3)pp.211-252 (2015).
3. Cha, Y.J, Choi, W. and Buyukozturk, O. "Deep learning-based crack damage detection using convolutional neural networks", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, **32**(5), pp. 361-378 (2017).
4. Cha, Y.J, Choi, W. and Suh, S. "Autonomous structural visual inspection using region-based deep learning for detecting multiple damage types", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, **33**(9), pp. 731-747 (2018).
5. Mohtasham Khani, M., Vahidnia, S., Ghasemzadeh, L. and et al. "Deep-learning-based crack detection with applications for the structural health monitoring of gas turbines", *Structural Health Monitoring*, **19**(5), pp. 1440-1452 (2020).
6. Feng, C., Zhang, H., Wang, S. and et al. "Structural damage detection using deep convolutional neural network and transfer learning", *KSCE Journal of Civil Engineering*, **23**(10), pp. 4493-4502 (2019).
7. Long, J., Shelhamer, E. and Darrell, T. "Fully convolutional networks for semantic segmentation", *Proceedings of the IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition*, pp. 3431-3440 (2015).
8. Yang, X., Li, H., Yu, Y. and et al. "Automatic pixel-level crack detection and measurement using fully convolutional network", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, **33**(12), pp. 1090-1109 (2018).
9. Zhang, L., Yang, F., Zhang, Y.D. and et al. "Road crack detection using deep convolutional neural network", *2016 IEEE International Conference on Image Processing (ICIP)*, *IEEE*, pp. 3708-3712 (2016).
10. Ronneberger, O., Fischer, P. and Brox, T. "U-net: Convolutional networks for biomedical image segmentation", *International Conference on Medical Image Computing and Computer-Assisted Intervention*, Springer, pp. 234-241 (2015).
11. Liu, Z., Cao, Y., Wang, Y. and et al. "Computer vision-based concrete crack detection using U-net fully convolutional networks", *Automation in Construction*, **104**, pp. 129-139 (2019).
12. Tan, M. and Le, Q. "Efficientnet: Rethinking model scaling for convolutional neural networks", *International Conference on Machine Learning, PMLR*, pp. 6105-6114 (2019).
13. Simonyan, K. and Zisserman, A. "Very deep convolutional networks for large-scale image recognition", *ArXiv Preprint ArXiv*, **1409**, pp. 1556 (2014).
14. Deng, J., Dong, W., Socher, R. and et al. "Imagenet: A large-scale hierarchical image database", *2009 IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition, Ieee*, pp. 248-255 (2009).
15. He, K., Zhang, X., Ren, S. and et al. "Deep residual learning for image recognition", *Proceedings of the IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition*, pp. 770-778 (2016).
16. Xie, S., Girshick, R. and Dollar, Z. and et al. "Aggregated residual transformations for deep neural networks", *Proceedings of the IEEE Conference on Computer Vision and pattern recognition*, pp. 1492-1500 (2017).
17. Zoph, B., Vasudevan, V., Shlens, J. and et al. "Learning transferable architectures for scalable image recognition", *Proceedings of the IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition*, pp. 8697-8710 (2018).
18. Huang, Y., Cheng, Y., Bapna, A. and et al. "Gpipe: Efficient training of giant neural networks using pipeline parallelism", *Advances in neural information Processing Systems*, **32**, pp. 103-112 (2019).
19. Sandler, M., Howard, A., Zhu, M. and et al. "Mobilenetv2: Inverted residuals and linear bottlenecks", *Proceedings of the IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition*, pp. 4510-4520 (2018).
20. Abadi, M., Agarwal, A., and Barham, P. "TensorFlow: Large-scale machine learning on heterogeneous Systems", *Journal article, CoRR* (2015).

اندازه‌گیری پیوسته‌ی درجه‌ی اشباع و مکش بافتی خاک‌های غیراشباع با استفاده از دستگاه جدید منحنی مشخصه‌ی آب - خاک

علی میرزایی* (استادیار)

دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه کاشان

محمد مرتضایی (دانشجوی دکتری)

سید ابوالحسن نائینی (استاد)

دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی، قزوین

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۱ (۱۴۰۱)
دوره ۲ - ۳۸، شماره ۱/۲، ص. ۱۰۹-۱۱۵، (پادداست نشی)

در نوشتار حاضر، به بررسی عملکرد یک دستگاه جدید در بررسی تأثیر تراکم اولیه در اجزاء مختلف منحنی مشخصه‌ی آب - خاک یک خاک ماسه‌یی پرداخته شده است. در دستگاه جدید، تغییرات مکش بافتی در بازه‌های خشک‌شدگی به صورت مستقیم و پیوسته و بدون نیاز به افزایش مصنوعی فشار هوای حفره‌یی توسط حسگرهای جدید مینیاتوری مکش بافتی اندازه‌گیری شده است. نتایج به‌دست آمده حاکی از کارایی حسگرهای جدید مینیاتوری مکش بافتی برای اندازه‌گیری مستقیم مکش بافتی خاک در مدت زمان در حدود ۱ دقیقه و اندازه‌گیری کاملاً پیوسته‌ی منحنی مشخصه‌ی آب - خاک در طول چند روز است. صحت عملکرد دستگاه جدید منحنی مشخصه‌ی آب - خاک نیز با اندازه‌گیری مکش بافتی خاک در چند نقطه با استفاده از تسمیومترهای متداول بررسی شده است که نتایج به‌دست آمده حاکی از سازگاری مقادیر مکش بافتی اندازه‌گیری شده توسط هر دو روش است.

واژگان کلیدی: خاک‌های غیراشباع، منحنی مشخصه‌ی آب - خاک، درجه اشباع، مکش بافتی، اندازه‌گیری پیوسته، حسگرهای مینیاتوری مکش بافتی.

۱. مقدمه

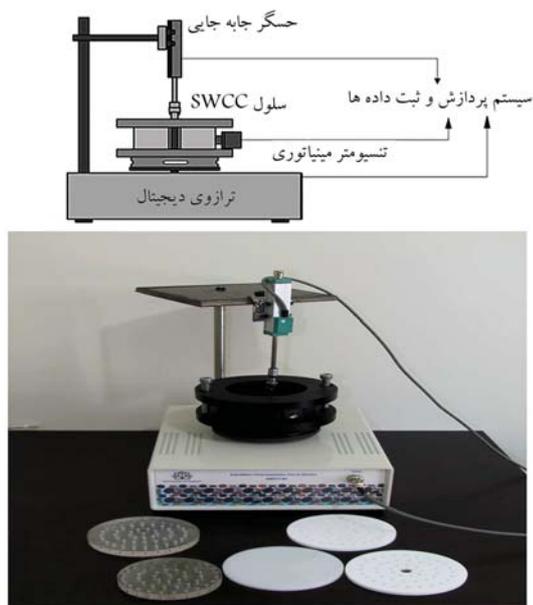
که فاقد املاح و نمک‌های محلول هستند، اهمیت مکش اسمزی بسیار کم و مقدار مکش کل تقریباً با مکش بافتی خاک برابر بوده است.^[۱] بیشتر روش‌های آزمایشگاهی اندازه‌گیری منحنی مشخصه، وابسته به روش‌های اندازه‌گیری مکش درون خاک است. با توجه به منفی بودن فشار آب حفره‌یی در خاک‌های غیراشباع، روش‌های مختلفی برای کنترل و بعضاً اندازه‌گیری مکش بافتی خاک‌ها تاکنون توسط پژوهشگران ابداع شده است. یکی از متداول‌ترین روش‌های کنترل و یا اندازه‌گیری فشار آب حفره‌یی منفی در خاک‌های غیراشباع، افزایش مصنوعی فشار هوای درون حفره‌های خاک است، تا بتوان مقدار فشار آب حفره‌یی را از فاز منفی به مقادیر مثبت و قابل اندازه‌گیری منتقل کرد که اصطلاحاً به روش مذکور «روش جابه‌جایی محوری»^[۲] اطلاق شده است.^[۱] اگرچه به واسطه‌ی عدم کارایی مناسب روش جابه‌جایی محوری برای اندازه‌گیری مستقیم مکش بافتی و نیز زمان‌بر بودن فرایند استفاده از آن، روش جابه‌جایی محوری عمدتاً برای کنترل مکش بافتی خاک‌ها توسط پژوهشگران مختلف استفاده شده است. با توجه به پیشرفت

رابطه‌ی بین تغییرات درجه اشباع و مکش، یکی از بنیادی‌ترین مفاهیم در حیطه‌ی مکانیک خاک‌های غیراشباع است که اصطلاحاً به آن منحنی مشخصه‌ی آب - خاک (SWRC)^[۱] اطلاق می‌شود. منحنی مشخصه‌ی آب - خاک، در بیان بسیاری از جنبه‌های رفتار هیدرومکانیکی خاک‌های غیراشباع، همچون: جریان، نفوذپذیری و یا مقاومت برشی خاک‌ها در بازه‌های مختلف رفتاری تر و یا خشک‌شدگی خاک کاربرد دارد.^[۱] یکی از پارامترهای اصلی منحنی مشخصه‌ی آب - خاک، مکش کل خاک است که برابر مجموع دو مقدار مکش بافتی و مکش اسمزی است. مکش بافتی خاک، تابعی از مقدار فشار آب حفره‌یی منفی درون خاک است و مقدار مکش اسمزی نیز وابسته به خواص شیمیایی خاک، مانند: املاح، کاتیون‌ها و نمک‌های محلول در خاک است. در بسیاری از خاک‌های مطالعه شده در پروژه‌های مهندسی

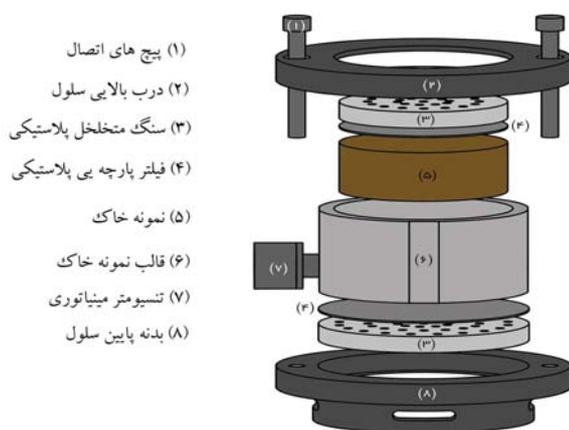
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۹/۲۳، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۱/۲۳، پذیرش ۱۴۰۰/۱۲/۲۹.

DOI:10.24200/J30.2022.59333.3045



شکل ۱. شمای کلی دستگاه جدید منحنی مشخصه‌ی آب - خاک.



شکل ۲. اجزاء مختلف سلول جدید اندازه‌گیری منحنی مشخصه‌ی آب - خاک.

از هر دو انتهای نمونه و نیز تعبیه‌ی همزمان آن بر روی سیستم توزین و اندازه‌گیری تغییرات درصد رطوبت خاک است. از جمله ویژگی‌های دیگر دستگاه اشاره شده نسبت به سایر دستگاه‌های ساخته شده، انتقال محل تعبیه‌ی تسنیمتر مینیا توری از بالا و یا پایین نمونه‌ی خاک به جداری جانبی سلول و به صورت افقی است تا امکان زهکشی دوطرفه در حین فرایند خشک شدن نمونه‌ی خاک فراهم و مقدار مکش بافتی خاک نیز در وسط ارتفاع نمونه‌ی خاک (و یا سایر نقاط در ارتفاع خاک) اندازه‌گیری شود. برای کنترل سرعت خشک شدن نمونه‌ی خاک، سنگ‌های متخلخل پلاستیکی و نیز فیلترهای تراوای مصنوعی با قابلیت عدم جذب آب ساخته شده‌اند و در صورت لزوم و بسته به نوع خاک قابل تعبیه در بالا و پایین نمونه‌ی خاک هستند. از جمله ویژگی‌های دیگر دستگاه جدید نسبت به دستگاه‌های ساخته شده‌ی پیشین، امکان تعبیه‌ی همزمان سلول و تسنیمتر بر روی سیستم توزین نمونه‌ی خاک است که امکان اندازه‌گیری تغییرات درجه اشباع با دقت بهتر از ۰/۶٪ با مهارساختن کابل رابط تسنیمتر و نیز استفاده از سیستم توزین با تعادل بالا فراهم شده است. همچنین نیاز استفاده از نمونه‌ی شاهد برای توزین تغییرات وزنی آب تبخیر شده مرتفع شده است.

دستگاه‌های پژوهشی در سال‌های اخیر، عملکرد استفاده از روش جابه‌جایی محوری برای اندازه‌گیری مکش بافتی خاک‌های غیراشباع نیز توسط پژوهشگران مختلف بررسی شده است که نتایج به دست آمده حاکی از دشواری‌های مرتبط با اندازه‌گیری مکش بافتی با استفاده از روش مذکور است.^[۳۲]

اولین تلاش‌ها برای اندازه‌گیری مستقیم مکش بافتی خاک توسط ریدلی^[۳۱] (۱۹۹۳)، باعث شد تا پتانسیل نیروی کشش سطحی بالای آب بدون هوا در اندازه‌گیری مکش بافتی در حسگر مکش بافتی پیشنهادی ریدلی و برلند^[۳۲] (۱۹۹۳)، استفاده شود. در ادامه، تسنیمترهای مینیا توری متعدد دیگری نیز توسط برخی پژوهشگران بر مبنای تسنیمتر ساخته شده‌ی ریدلی و برلند (۱۹۹۳)،^[۳۱] ساخته و عملکرد آن‌ها در اندازه‌گیری مکش بافتی خاک‌ها مطالعه شده است.^[۵-۱۱] ایده‌ی استفاده از تسنیمترهای مینیا توری جدید برای اندازه‌گیری مستقیم منحنی مشخصه‌ی آب - خاک بر روی بازه‌ی خشک‌شدگی یک خاک رس ماسه‌دار توسط لورنکو^۴ و همکاران (۲۰۱۱)^[۱۲] استفاده شده است. در روش مذکور، تسنیمتر مینیا توری بر روی سطح بالای نمونه‌ی خاک متصل و در حین فرایند خشک شدن نمونه‌ی خاک در هوای آزاد، تغییرات مکش بافتی خاک اندازه‌گیری شده است. فرایند اندازه‌گیری تغییرات درجه اشباع خاک در مرحله‌ی خشک‌شدگی نیز با تعبیه‌ی یک نمونه‌ی شاهد دیگر بر روی یک ترازو و اندازه‌گیری پیوسته‌ی تغییرات وزن نمونه‌ی خاک انجام شده است.^[۱۲] اخیراً صحت عملکرد استفاده از تسنیمترهای مینیا توری برای اندازه‌گیری منحنی مشخصه‌ی آب - خاک توسط پژوهشگران دیگری همچون سونگ^۵ و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۳] بر روی یک خاک رسی با حالت خمیری بالا و یا تولنار^۶ و همکاران (۲۰۱۸)،^[۱۴] بر روی یک خاک رس با حالت خمیری بالا بررسی شده است.

با عنایت به مطالعات انجام شده‌ی پیشین در راستای اندازه‌گیری مستقیم پیوسته‌ی منحنی مشخصه‌ی آب - خاک با استفاده از تسنیمترهای مینیا توری می‌توان به وجود مشکلاتی همچون شرایط تبخیر غیریکنواخت آب و خشک شدن نمونه‌ی خاک از یک طرف، نداشتن دقت کافی تسنیمترها در اندازه‌گیری منحنی مشخصه در خاک‌های ماسه‌یی، اندازه‌گیری غیرمستقیم تغییرات درجه اشباع با استفاده از نمونه‌های شاهد، عدم اندازه‌گیری تغییرات حجم نمونه‌ی خاک در حین خشک شدن و یا اندازه‌گیری مکش بافتی نمونه در سطح خاک اشاره کرد. با توجه به مشکلات ذکر شده، در پژوهش حاضر عملکرد یک دستگاه جدید ساخته شده برای اندازه‌گیری پیوسته‌ی منحنی مشخصه‌ی آب - خاک با رفع عیوب اشاره شده در اندازه‌گیری رفتار منحنی مشخصه‌ی آب - خاک یک خاک ماسه‌یی پرداخته شده است.

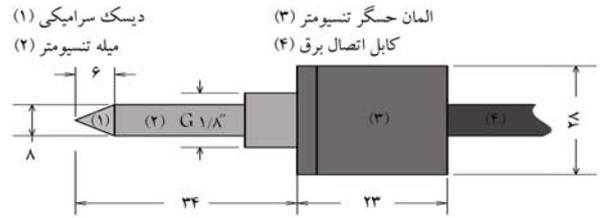
۲. دستگاه جدید منحنی مشخصه‌ی آب - خاک

در شکل ۱، شمای کلی دستگاه جدید منحنی مشخصه‌ی ساخته شده در پژوهش حاضر مشاهده می‌شود که مطابق آن، دستگاه مذکور از بخش‌های مختلف: سلول نمونه‌ی خاک، تسنیمتر مینیا توری جدید، سیستم اندازه‌گیری تغییرات وزن نمونه و ارتفاع خاک و نیز سیستم پردازش و ثبت اطلاعات تشکیل شده است. در شکل ۲، نیز اجزاء مختلف سلول اندازه‌گیری منحنی مشخصه‌ی آب - خاک جدید مشاهده می‌شود که مطابق آن، سلول دستگاه به گونه‌یی ساخته شده است که امکان انجام آزمایش‌های مفروض بر روی نمونه‌های خاک به قطر ۸۰ میلی‌متر و ارتفاع ۳۰ الی ۵۰ میلی‌متر فراهم شود. از جمله ویژگی‌های اصلی سلول دستگاه نسبت به سایر دستگاه‌های ساخته شده در گذشته، امکان زهکشی و خشک شدن نمونه‌ی خاک



شکل ۴. فرایند اشباع سازی تنسیومتر.

تنسیومترهای مینیاتوری، تعبیه‌ی تنسیومتر درون یک محفظه‌ی بسته و پرکردن آن با آب بدون هواست و در ادامه، باید ابتدا فشار خلا به مدت چند ساعت در محفظه اعمال شود و سپس فشار درون مخزن تا مقدار $1/5$ الی 2 برابر عدد ورودی هوای دیسک سرامیکی تنسیومتر افزایش یابد و به مدت زمان دست کم 24 ساعت تا اشباع شدن کامل تنسیومتر ادامه یابد.^[۱۱-۳] در پژوهش حاضر، برای اشباع سازی تنسیومتر، ابتدا المان میله‌ی رابط تنسیومتر درون یک مخزن نیمه پر از آب بدون هوا غرقاب شده و به مدت دست کم 24 ساعت تحت اثر فشار خلا در حدود 85 کیلو پاسکال قرار گرفته است (شکل ۴). در مرحله‌ی دوم، میله‌ی رابط و دیسک سرامیکی نوک آن، درون محفظه‌ی اشباع سازی تعبیه شده است؛ و در ادامه، فشار 2 اتمسفر (حدوداً 2 برابر عدد ورودی هوای تنسیومتر) به بالای محفظه‌ی اشباع سازی اعمال شده است. سپس به مدت چند دقیقه اجازه داده شد تا آب از درون دیسک سرامیکی تنسیومتر عبور کند و از سمت انتهایی میله‌ی رابط تنسیومتر (محل اتصال به بخش المان حسگر فشار) خارج شود. همچنین سمت انتهایی میله‌ی رابط بسته شد و مجموعه‌ی میله‌ی رابط و دیسک سرامیکی به مدت زمان دست کم یک ساعت تحت اثر فشار 2 اتمسفر قرار گرفتند. در مرحله‌ی سوم، بخش المان حسگر تنسیومتر نیز به یک محفظه‌ی اشباع سازی نیمه پر از آب بدون هوا متصل و به مدت چند ساعت تحت فشار خلا واقع شد، تا مخزن المان حسگر کاملاً اشباع شود. بعد از اشباع مجزای میله‌ی رابط و المان حسگر تنسیومتر، بخش میله‌ی رابط و دیسک سرامیکی رو به پایین نگه داشته شد، تا فضای اتصال میله‌ی رابط به المان حسگر رو به بالا قرار گیرد و فضای اتصال میله‌ی رابط به المان حسگر از آب بدون هوا پر و در نهایت، المان حسگر به میله‌ی رابط متصل شده است. در نهایت در مرحله‌ی چهارم، مجموعه‌ی کامل تنسیومتر، شامل: المان حسگر و میله‌ی رابط و دیسک سرامیکی درون محفظه‌ی اشباع سازی نیمه پر از آب بدون هوا تعبیه شده و به مدت چند ساعت تحت اثر فشار خلا قرار گرفته است. بعد از انجام آخرین مرحله‌ی



شکل ۳. اجزاء مختلف تنسیومتر مینیاتوری جدید.

در پژوهش حاضر، برای اندازه‌گیری مستقیم مکش بافتی خاک، تنسیومتر مینیاتوری جدید با جزئیات نشان داده شده در شکل ۳ طراحی و ساخته شده است. ایده‌ی اصلی طراحی و ساخت تنسیومتر جدید بر مبنای مشاهدات اولیه‌ی میرزایی و یربی (۲۰۱۲)^[۱] و نیز استناد به مشاهدات برخی پژوهشگران^[۲-۵] و پتانسیل تحمل نیروهای کششی آب بدون هوا و اندازه‌گیری مستقیم فشار منفی آب حفره‌ی بوده است.

مطابق شکل ۳، تنسیومتر مینیاتوری جدید، شامل: دو بخش مجزای المان حسگر و میله‌ی تنسیومتر است. المان حسگر تنسیومتر به صورت سفارشی برای پژوهش حاضر توسط شرکت هولیکل ساخته شده است، تا امکان اندازه‌گیری نیروی کششی آب و به تبع آن فشار منفی آب حفره‌ی فراهم آید. بخش دیگر دستگاه نیز شامل میله‌ی رابط تنسیومتر است که یک دیسک سرامیکی در نوک آن تعبیه شده است که وظیفه‌ی آن ایجاد ارتباط با فشار آب حفره‌ی منفی خاک و انتقال فشار منفی حس شده به مخزن المان حسگر تنسیومتر و نهایتاً اندازه‌گیری فشار منفی آب حفره‌ی خاک توسط المان حسگر تنسیومتر است. وظیفه‌ی اصلی دیسک سرامیکی تعبیه شده بر روی نوک تنسیومتر، جلوگیری از ورود هوا به تنسیومتر در حین اندازه‌گیری مکش بافتی خاک است و عدد ورودی هوای دیسک استفاده شده باید از بیشینه‌ی مکش بافتی اندازه‌گیری شده در پژوهش حاضر بیشتر باشد. در پژوهش حاضر، با عنایت به نوع خاک استفاده شده (خاک ماسه‌ی) و افزایش سرعت عملکرد اندازه‌گیری مکش، از دیسک سرامیکی با عدد ورودی هوای یک اتمسفر در نوک تنسیومتر با جزئیات نشان داده شده در شکل ۳ استفاده شده است. از جمله ویژگی‌های بارز تنسیومتر مینیاتوری ساخته شده‌ی جدید نسبت به سایر تنسیومترها تفکیک دو بخش المان حسگر و میله‌ی رابط از یکدیگر است (شکل ۳) که این امر باعث ایجاد امکاناتی همچون سهولت در فرایند اشباع سازی مجموعه‌ی تنسیومتر از آب بدون هوا، سهولت در تعویض میله‌ی رابط و دیسک سرامیکی در صورت شکسته شدن دیسک سرامیکی نوک تنسیومتر، امکان پیچ کردن تنسیومتر در جداری قالب نمونه و ایجاد پایداری لازم و نیز فرو رفتن تنسیومتر درون خاک در حدود 15 الی 20 میلی‌متر و تماس بهتر دیسک سرامیکی از طریق جداره‌ها و نوک دیسک سرامیکی با خاک است. یکی از مهم‌ترین مراحل آماده سازی تنسیومترهای مینیاتوری برای اندازه‌گیری مکش بافتی خاک، اشباع سازی صحیح و کامل بخش‌های مختلف تنسیومتر از آب بدون هواست و روش‌های مختلفی توسط برخی پژوهشگران تاکنون بررسی شده‌اند.^[۱۱-۳] بر پایه‌ی نتایج به دست آمده، مؤثرترین روش اشباع سازی

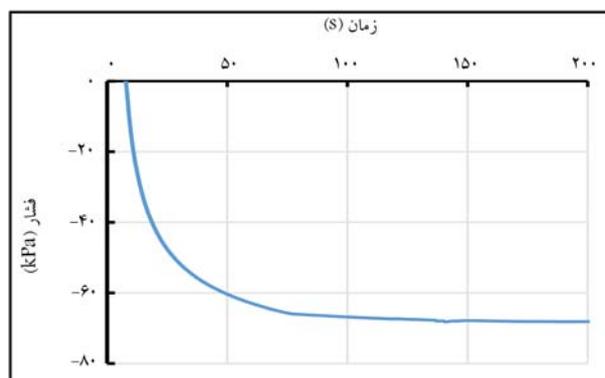
جدول ۱. مشخصات خاک مطالعه شده در پژوهش حاضر.

دانه‌های ریزتر از ۰/۲۲۵ میلی‌متر، %	۹۹
دانه‌های ریزتر از ۰/۱۵ میلی‌متر، %	۸
دانه‌های ریزتر از ۰/۰۷۵ میلی‌متر، %	۵ <
ضریب یکنواختی، C_u	۱/۲۵
ضریب دانه‌بندی، C_c	۱/۰
نسبت تخلخل بیشینه، e_{max}	۰/۹
نسبت تخلخل کمینه، e_{min}	۰/۶
طبقه‌بندی (سیستم متحد)	SP

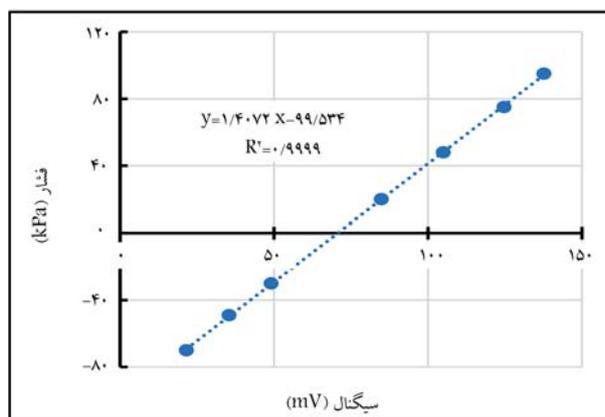
در جدول ۱ و از نوع ماسه با دانه‌بندی ضعیف (SP) در سیستم طبقه‌بندی متحد بوده است. نمونه‌های خاک استفاده شده در پژوهش حاضر در سه تراکم مختلف متناظر با مقادیر نسبت تخلخل ۰/۶ (متناظر با e_{min})، ۰/۷۵ و ۰/۹ (متناظر با e_{max}) به قطر ۸ میلی‌متر و ارتفاع ۳ میلی‌متر با رطوبت اولیه ۱۵٪ درون قالب نمونه‌سازی دستگاه ساخته شده‌اند. برای اندازه‌گیری پیوسته بازه‌های خشک‌شدگی منحنی مشخصه، فرایند اشباع‌سازی اولیه‌ی نمونه‌ها با مستغرق ساختن آن‌ها درون آب انجام و مشاهده شد که مستغرق‌سازی نمونه‌ها در حدود ۲۴ الی ۴۸ ساعت برای اشباع‌سازی آن‌ها کافی بوده است. در ادامه، تنسیومتر اشباع شده در جداری سلول متصل شد و مجموعه‌ی سلول و تنسیومتر بر روی ترازوی دستگاه به نحو مطلوبی قرار گرفتند. برای کنترل سرعت خشک شدن خاک می‌توان از سنگ متخلخل‌های سوراخ‌دار بلاستیکی، فیلترهای پارچه‌ی پلاستیکی و یا ترکیب هر دو در دو انتهای نمونه‌ی خاک استفاده کرد. در پژوهش حاضر، با عنایت به عدم چسبندگی بین دانه‌ها در خاک و نیز سست بودن برخی از نمونه‌ها، از سنگ متخلخل در بالای نمونه و از ترکیب سنگ متخلخل و فیلتر پارچه‌ی پلاستیکی در پایین نمونه استفاده شده است. برای جلوگیری از تأثیر لرزش کابل‌های خروجی تنسیومتر و سایر حسگرهای دستگاه بر روی محاسبه‌ی میزان کاهش وزن نمونه و میزان تبخیر آب، تمامی کابل‌ها به میله‌ی رابط تعبیه شده در سیستم توزین دستگاه بسته شدند و مجموعه‌ی دستگاه در یک محیط بدون ارتعاش تا اتمام فرایند خشک‌شدگی خاک قرار گرفت.

تغییرات ارتفاع نمونه‌ی خاک نیز در حین فرایند خشک‌شدگی با استفاده از یک حسگر اندازه‌گیری تغییرمکان با دقت کمتر از ۰/۰۲ میلی‌متر اندازه‌گیری شد تا میزان تغییرات نسبت تخلخل خاک در طول فرایند خشک‌شدگی خاک و به تبع آن تغییرات درجه اشباع به صورت پیوسته اندازه‌گیری شود. در شکل‌های ۷ الی ۹، به ترتیب نمودار تغییرات ارتفاع نمونه‌ی خاک، نرخ تبخیر آب از نمونه‌ها، و تغییرات مکش بافتی در حین فرایند خشک‌شدگی نمونه‌های خاک بر حسب مقادیر مختلف نسبت تخلخل ۰/۶، ۰/۷۵ و ۰/۹ مشاهده می‌شود. مطابق شکل ۸، فرایند خشک‌شدگی کامل نمونه‌ها بین ۵ تا ۷ روز و به صورت پیوسته تا خشک‌شدگی کامل نمونه‌های خاک انجام شده است. همچنین مطابق نتایج به‌دست آمده در شکل ۸ مشاهده می‌شود که نرخ تبخیر آب از نمونه‌های مختلف خاک در طول فرایند خشک‌شدگی ثابت و در حدود ۰/۴۵ الی ۰/۵۸ گرم بر ساعت بوده است که حاکی از شرایط زهکشی مناسب نمونه‌ها برای تبخیر آب از دو سمت نمونه‌های خاک بوده است.

همچنین مقادیر تبخیر آب از نمونه‌های خاک با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۶، ۰/۷۵ و ۰/۹ به ترتیب برابر ۵۴/۳، ۶۴/۵ و ۷۰/۹ گرم بوده است که با مقادیر محاسبه شده با توجه به روابط وزنی - حجمی و نیز میزان آب جذب شده



شکل ۵. نمودار پاسخ تنسیومتر مینیاتوری جدید.



شکل ۶. کالیبراسیون تنسیومتر مینیاتوری جدید.

اشباع‌سازی تنسیومتر، یک مقدار فشار خلاء مفروض درون محفظه‌ی اشباع‌سازی اعمال شد تا صحت عملکرد تنسیومتر در اندازه‌گیری فشار خلاء اعمال شده بررسی شود. در شکل ۵، نمودار عکس‌العمل تنسیومتر در اندازه‌گیری فشار خلاء اعمالی مشاهده می‌شود که بیانگر عکس‌العمل مناسب تنسیومتر مینیاتوری ساخته شده در اندازه‌گیری فشار ۷۰ کیلوپاسکال و رسیدن به حالت پایداری در بازه‌ی حدوداً ۱۰ ثانیه است که عملکرد نسبتاً بهتری نسبت به تنسیومترهای مینیاتوری ساخته شده در گذشته همچون تنسیومترهای ساخته شده‌ی ریدلی و برلند (۱۹۹۳)،^[۴] و یا لورنکو و همکاران (۲۰۰۸)،^[۵] با زمان پاسخ در حدود ۵ دقیقه داشته است.

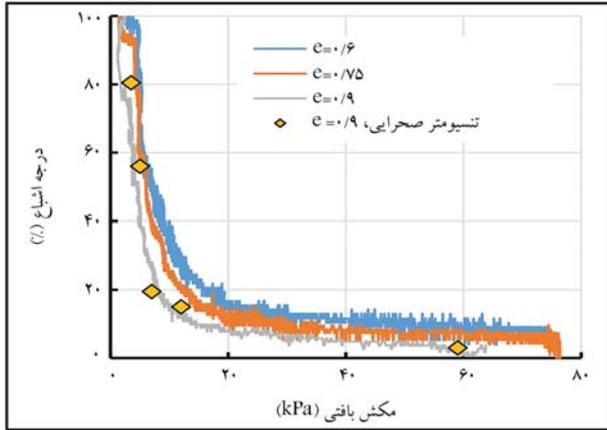
کالیبراسیون تنسیومتر ساخته شده نیز با استفاده از گیج فشار مرجع دقیق و در مجموعه‌ی فشارهای مشخص در بازه‌ی فشارهای مثبت تا مقدار ۹۵ کیلوپاسکال و نیز مجموعه‌ی نقاط تا محدوده‌ی فشار ۷۰- کیلوپاسکال انجام شده است که مطابق نتایج مندرج در شکل ۶، برای کالیبراسیون تنسیومتر مینیاتوری جدید ساخته شده حاکی از رابطه‌ی خطی و انحراف معیار کمتر از ۱٪ نسبت به مقادیر واقعی است.

۳. عملکرد دستگاه جدید منحنی مشخصه‌ی آب - خاک

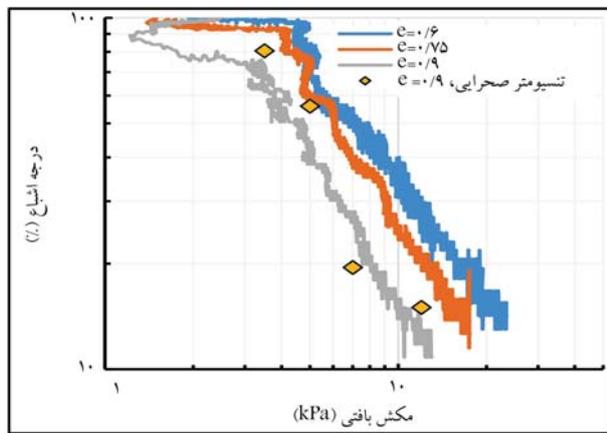
در راستای بررسی عملکرد دستگاه جدید منحنی مشخصه‌ی آب - خاک ساخته شده در پژوهش حاضر، مجموعه‌ی آزمایش‌های تعیین منحنی مشخصه بر روی بازه‌های خشک‌شدگی برای یک خاک ماسه‌ی انجام شده است. خاک استفاده شده در پژوهش حاضر، یک خاک ماسه‌ی سیلیسی مطابق با مشخصات مندرج



شکل ۱۰. اندازه‌گیری مکش بافتی نمونه‌ی خاک با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۹ در مسیر خشک‌شدگی با استفاده از تنسیومتر صحرایی.



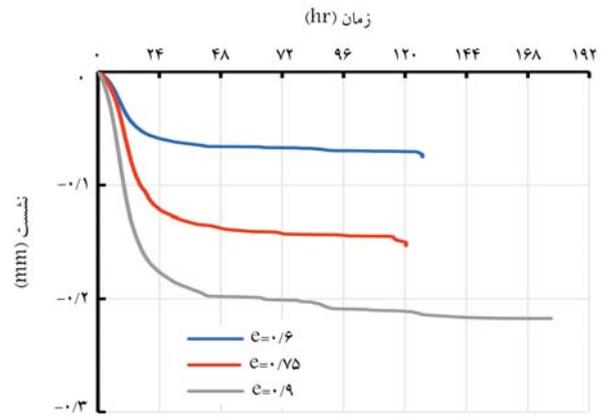
شکل ۱۱. منحنی مشخصه‌ی آب - خاک نمونه‌های خاک مطالعه شده.



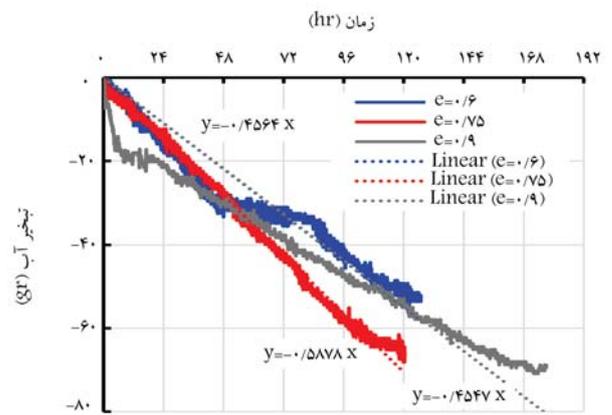
شکل ۱۲. تغییرات مکش بافتی و درجه اشباع نمونه‌های خاک مطالعه شده در مقیاس لگاریتمی.

بسته شد تا توزیع میزان رطوبت درون خاک متعادل شود و سپس مقدار مکش بافتی خاک با تعبیه‌ی تنسیومترهای متداول صحرایی درون نمونه، اندازه‌گیری شده است.

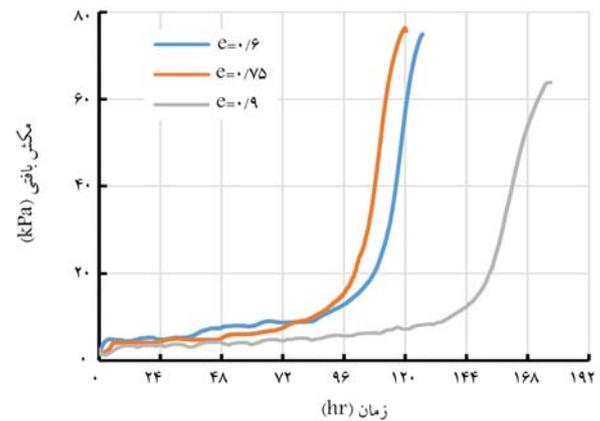
فرایند اخیر برای چند مرتبه تکرار و مکش بافتی خاک در مقادیر مختلف درصد رطوبت خاک در بازه‌ی خشک‌شدگی اندازه‌گیری شد. مقادیر اندازه‌گیری شده در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مشاهده می‌شود که بیانگر سازگاری منحنی‌های مشخصه‌ی آب - خاک اندازه‌گیری شده با دستگاه جدید با مقادیر مکش بافتی اندازه‌گیری شده توسط تنسیومترهای متداول صحرایی است. همچنین خطای نسبی بین داده‌های



شکل ۷. تغییرات ارتفاع نمونه‌ها در حین فرایند خشک‌شدگی.



شکل ۸. نرخ تبخیر آب از نمونه‌ها در حین فرایند خشک‌شدگی.



شکل ۹. تغییرات مکش بافتی نمونه‌ها در حین فرایند خشک‌شدگی.

در حین فرایند اشباع‌سازی سازگاری مطلوبی دارد. برای راستی‌آزمایی عملکرد دستگاه منحنی مشخصه‌ی جدید، مقادیر مکش بافتی نمونه‌های خاک ساخته شده در نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۹ نیز با استفاده از یک تنسیومتر متداول صحرایی در مقادیر مختلف درصد رطوبت اندازه‌گیری شد (شکل ۱۰) که برای آن خاک مطالعه شده در پژوهش حاضر در یک ظرف بزرگ‌تر در نسبت تخلخل مفروض، متراکم و اشباع شد. در ادامه، به نمونه‌ی خاک اجازه داد شد تا از طریق سوراخ‌های تعبیه شده در بالا و پایین مخزن به مدت زمان مشخصی در معرض هوا خشک شود. سپس درب بالا و پایین مخزن به مدت ۲۴ ساعت کاملاً

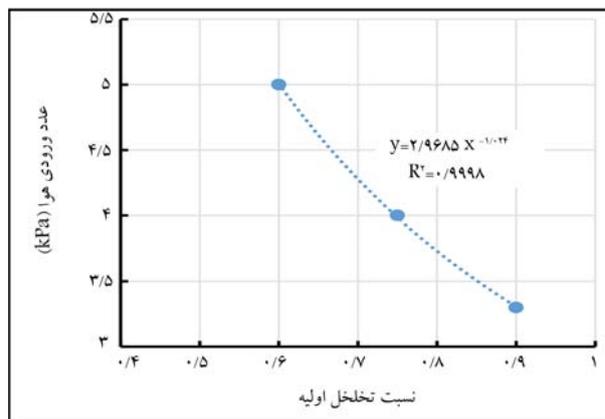
پژوهشگران با استفاده از محاسبه‌ی نقطه به نقطه‌ی منحنی مشخصه‌ی آب - خاک همچون ان جی و پانگ^۷ (۲۰۰۵)، فام^۸ و همکاران (۲۰۰۳)، ناث و لالوا^۹ (۲۰۰۸)،^{۱۷} و میرزایی و یثربی (۲۰۱۲)،^{۱۱} نیز حاکی از عدم وابستگی شیب منحنی مشخصه‌ی آب - خاک به تغییرات تراکمی خاک است که با نتایج به دست آمده در پژوهش حاضر سازگار است. میرزایی و یثربی (۲۰۱۲)، در مطالعات آزمایشگاهی انجام شده نشان دادند که رابطه‌ی بین عدد ورودی هوا و نسبت تخلخل اولیه‌ی خاک را می‌توان به صورت رابطه‌ی توانی برای خاک‌های مختلف بیان کرد. در پژوهش حاضر، بر پایه‌ی نتایج به دست آمده، صحت رابطه‌ی توانی اشاره شده برای بیان تغییرات عدد ورودی هوای خاک بررسی شد و مطابق شکل ۱۳ مشاهده می‌شود که تغییرات بین عدد ورودی هوا و نسبت تخلخل برای خاک مطالعه شده در پژوهش حاضر را می‌توان به نحو مطلوبی با استفاده از رابطه‌ی توانی بیان کرد.

۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، به معرفی یک دستگاه جدید برای اندازه‌گیری پیوسته‌ی منحنی مشخصه‌ی آب - خاک پرداخته و عملکرد آن در بررسی تأثیر تراکم اولیه در منحنی مشخصه‌ی آب - خاک یک خاک ماسه‌یی بررسی شده است. در دستگاه جدید، مقادیر مکش بافتی خاک با استفاده از یک حسگر تنسیومتر مینیاتوری جدید به صورت کاملاً پیوسته و نیز تغییرات درجه‌ی اشباع نمونه با استفاده از توزین پیوسته نمونه‌ی خاک در حین خشک شدن اندازه‌گیری شده‌اند. نتایج به دست آمده حاکی از زمان عکس‌العمل سریع تنسیومتر مینیاتوری جدید (در حدود یک دقیقه) در اندازه‌گیری مکش بافتی خاک است که باعث شده است تا بتوان منحنی مشخصه‌ی آب - خاک را به صورت کاملاً پیوسته اندازه‌گیری کرد. صحت عملکرد تنسیومترهای مینیاتوری جدید نیز با اندازه‌گیری گسسته‌ی منحنی مشخصه‌ی آب - خاک یکی از نمونه‌ها توسط تنسیومترهای متداول صحرایی بررسی شده است. همچنین با استفاده از دستگاه جدید، مجموعه‌ی آزمایش‌های SWCC بر روی یک خاک ماسه‌یی در مقادیر مختلف نسبت تخلخل انجام پذیرفت تا تأثیر تراکم اولیه‌ی خاک در پارامترهای مختلف منحنی مشخصه‌ی آب - خاک بررسی شود. مطابق نتایج به دست آمده مشاهده شد که شیب منحنی مشخصه‌ی آب - خاک مستقل از تغییرات تراکم اولیه‌ی نمونه‌ی خاک بوده است. همچنین مشخص شد که عدد ورودی هوای خاک، تابعی از تراکم اولیه خاک است و تغییرات آن را می‌توان به صورت تابعی توانی بر حسب نسبت تخلخل اولیه‌ی خاک بیان کرد.

پانوشته‌ها

1. soil-water retention curve (SWRC)
2. Axis-translation technique
3. Ridley & Burland
4. Lourenco
5. song
6. Tollenaar
7. Ng & Pang



شکل ۱۳. تغییرات عدد ورودی هوا و نسبت تخلخل اولیه‌ی خاک.

اندازه‌گیری شده توسط تنسیومترهای متداول صحرایی و مینیاتوری، برابر با ۱/۴٪ برای مقادیر مختلف درجه‌ی اشباع بوده است.

۴. نتایج

بر پایه‌ی نتایج به دست آمده، در شکل ۱۱، منحنی مشخصه‌ی آب - خاک نمونه‌های آزمایش شده در تراکم‌های مختلف بر حسب تغییرات مکش بافتی در برابر درجه اشباع مشاهده می‌شود که مطابق آن، با افزایش تراکم خاک، منحنی مشخصه‌ی آب - خاک به سمت بالا جابه‌جا شده و در نمونه‌های خاک با نسبت تخلخل اولیه‌ی ۰/۶ متناظر با متراکم‌ترین حالت در بالاترین وضعیت قرار گرفته‌اند. برای بررسی بیشتر اجزاء منحنی مشخصه‌ی آب - خاک، مانند شیب منحنی‌های خشک‌شدگی و نیز عدد ورودی هوا (S_{ae})، مطابق روند پیشنهادی توسط میرزایی و یثربی (۲۰۱۲)،^{۱۱} منحنی مشخصه‌ی آب - خاک در مقیاس لگاریتمی برای مکش بافتی و درجه اشباع در شکل ۱۲ ترسیم شده است که مطابق آن، مقادیر شیب منحنی خشک‌شدگی مشخصه‌ی آب - خاک برای نمونه‌های خاک آزمایش شده با نسبت‌های تخلخل اولیه‌ی ۰/۶، ۰/۷۵ و ۰/۹ به ترتیب برابر ۱/۱۴، ۱/۱۸- و ۱/۳۵- محاسبه شده‌اند. بر پایه‌ی نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود که افزایش تراکم نمونه‌ها، تأثیر چندانی در شیب مسیر خشک‌شدگی منحنی مشخصه‌ی آب - خاک نداشته و تقریباً شیب آن‌ها در تمامی مقادیر نسبت تخلخل آزمایش شده با یکدیگر برابر بوده است. نتایج به دست آمده توسط سایر

8. Pham
9. Nuth & Laloui

منابع (References)

1. Fredlund, D. and Rahardjo, H. "Soil mechanics for unsaturated soils", New York, John Wiley & Sons Inc. (1993).

2. and Yasrobi, S. Mirzaii, A. "Influence of initial dry density on soil-water characteristics of two compacted soils", *Geotechnique letters*, **2**(4), pp. 193-198 (2012).
3. Ridley, A. and Burland, J. "A new instrument for the measurement of soil moisture suction", *Geotechnique*, **43**(2), pp. 321-324 (1993).
4. Ridley, A. "The measurement of soil moisture suction, London, Imperial College (1993).
5. Lourenco, S., Gallipoli, D., Toll, D. and et al. "Calibrations of a high-suction tensiometer", *Geotechnique*, **58**(8), 659-668 (2008).
6. Mendes, J.; Gallipoli, D.; Tarantino, A. and et al. "On the development of an Ultra-High Capacity Tensiometer capable of measuring water tensions to 7 MPa", *Geotechnique*, **69**(6), pp. 560-564 (2019).
7. Tarantino, A. and Mongiovi, L. "Calibration of tensiometer for direct measurement of matric suction", *Geotechnique*, **53**, pp. 137-141 (2003).
8. Mendes, J. and Gallipoli, D. "Comparison of high capacity tensiometer designs for long-term suction measurements", *Physics and Chemistry of the Earth*, **115**, pp. 102831 (2020).
9. Cui, Y.J., Tang, A., Mantho, A. and et al. "Monitoring field soil suction using a miniature tensiometer", *Geotechnical Testing Journal*, **31**(1), pp. 95-100 (2008).
10. Meilani, I. Rahardjo, H., Leong, E.C. and et al. "Mini suction probe for matric suction measurements", *Canadian Geotechnical Journal*, **39**, pp. 1427-1432 (2002).
11. Mendes, J. and Buzzi, O. "Performance of the University of Newcastle high capacity tensiometers", *Proc. 6th Int. Conf. on Unsaturated soils*, Sydney, Australia, pp. 1611-1616 (2014).
12. Lourenco, S., Gallipoli, D., Toll, D. and et al. "A new procedure for the determination of soil-water retention curves by continuous drying using high-suction tensiometers", *Canadian Geotechnical Journal*, **48**(2), pp. 327-335 (2011).
13. Song, W., Cui, Y., Tang, A. and et al. "Experimental study on water evaporation from compacted clay using environmental chamber", *Canadian Geotechnical Journal*, **53**(8), pp. 1293-1304 (2016).
14. Tollenaar, R., van Passeen, L. and Jommi, C. "Small-scale evaporation tests on clay: Influence of drying rate on clayey soil layer", *Canadian Geotechnical Journal*, **55**(3), pp. 437-445 (2018).
15. Ng, C.W.W. and Pang, Y.W. "Experimental investigations of the soil-water characteristics of a volcanic soil", *Canad. Geotech. J.*, **37**(6), pp. 1252-1264 (2000).
16. Pham, H.Q., Fredlund, D.G. and Barbour, S. "A practical hysteresis model for the soil-water characteristic curve for soils with negligible volume change", *Geotechnique*, **53**(2), pp. 293-298 (2003).
17. Nuth, M. and Laloui, L. "Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils", *Comput. Geotech*, **35**(6), pp. 835-844 (2008).

ارائه مدل‌های تلفیقی MARS-PSO و ELM-PSO در تخمین مقاومت فشاری بتن در ستون‌های بتنی دایره‌ای محصور شده با الیاف پلیمری FRP

مجتبی حنطه (دکتر)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

هانیه ملک (کارشناس ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

محمود اکبری* (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه کاشان

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۴۰۱ (۲-۳۸، شماره ۲/۱، ص. ۱۱۷-۱۲۹، یادداشت ش)

هدف از پژوهش حاضر، استفاده از مدل‌های هوش مصنوعی رگرسیون اسپلاین چندمتغیره تطبیقی (MARS) و ماشین یادگیری سریع (ELM) جهت تخمین مقاومت فشاری بتن در ستون‌های بتنی دایره‌ای محصور شده با FRP است. به علاوه، برای بهبود دقت مدل‌های ذکر شده، از الگوریتم ازدحام ذرات (PSO) نیز در تلفیق با آنها استفاده و دقت مدل‌ها در جهت تخمین مقاومت بررسی و ارزیابی شده است. نتایج نشان می‌دهند که به طور کلی مدل‌های هوش مصنوعی استفاده شده، مقاومت فشاری ستون‌های محصور شده با FRP را نسبت به مدل‌های تحلیلی موجود با دقت بیشتری تخمین می‌زنند. به ویژه مدل تلفیقی MARS-PSO، عملکرد بهتری در مقایسه با دیگر مدل‌های استفاده شده داشته است، به نحوی که ضریب‌های همبستگی آن در مرحله آموزش، 0.9972 و در مرحله آزمایش، 0.9961 بوده است. همچنین تلفیق الگوریتم PSO با دو مدل MARS و ELM، باعث بهبود دقت آنها به ترتیب به اندازه $6/13$ و $4/68$ درصد شده است.

واژگان کلیدی: رگرسیون اسپلاین چندمتغیره تطبیقی، ماشین یادگیری سریع، مقاومت فشاری ستون‌های بتنی دایره‌ای، هوش مصنوعی، الگوریتم فراابتکاری ازدحام ذرات.

mhenteh@semnan.ac.ir
H.malek@email.kntu.ac.ir
makbari@kashanu.ac.ir

۱. مقدمه

ستون‌های بتن آرمه، اعضاء اصلی مقاوم در برابر بارهای افقی و عمودی در سازه‌های بتنی هستند. از این رو، مقاومت آنها، نقش مهمی در مقاومت کلی سازه ایفا می‌کند. از جمله روش‌های مقاوم‌سازی ستون‌های بتن آرمه، استفاده از سیستم‌های پیش‌تشدگی خارجی، غلاف‌های فولادی یا پلیمرهای تقویت شده با بتن و الیاف (FRP) ^۱ است. مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی مسلح با استفاده از کامپوزیت‌های FRP، در مقایسه با سایر روش‌های ذکر شده، به دلیل دست‌یابی به مقاومت بیشتر و همچنین عدم تغییر شکل و ابعاد ساختار تشکیل‌دهنده، به عنوان روشی رایج در سراسر جهان پذیرفته شده است. ^۱

اولین ایده استفاده از کامپوزیت‌های FRP برای محصورکنندگی، توسط فردیس و خلیلی ^{۱۹۸۱} ارائه شده است. ایشان با استفاده از فایبرگلاس بتن را

دورپیچ کردند. از آن زمان تاکنون، آزمایش‌های متعدد و قابل ملاحظه‌ای در رابطه با بررسی رفتار ستون‌های بتنی محصور شده با ورق‌های FRP توسط دیگر پژوهشگران صورت گرفته است. ^۲ محصور کردن، یکی از روش‌های مؤثر برای افزایش مقاومت فشاری ستون‌های بتنی است، که در گذشته رواج زیادی داشته و امروزه هنوز جزء روش‌های متداول است. ^۳ در اثر محصورشدگی، مدل رفتاری بتن تحت فشار کاملاً تغییر می‌کند. هنگامی که ستون بتنی محصور شده، تحت نیروی فشاری محوری قرار می‌گیرد، پوشش محصورکننده به دلیل اتساع جانبی ستون تحت کشش قرار می‌گیرد و تنش‌های محصورکننده به هسته بتنی اعمال می‌شود؛ به این ترتیب باربری هسته بتنی ادامه می‌یابد و ستون در تنش فشاری بالاتری منهدم می‌شود. ^۴ اگرچه روش‌های ذکر شده در افزایش ظرفیت سازه مؤثر هستند، اما نیاز به تجهیزات و نیروی کار نسبتاً زیاد و گاهی نیز در پیاده‌سازی مشکلاتی دارند؛ از این رو، یک سیستم مقاوم‌سازی ابتکاری، پایدار، آسان برای نصب و مقرون به صرفه در عوض روش‌های قدیمی‌تر نیاز است. ^۴ همچنین، به دلیل محبوبیت استفاده از FRP، مدل‌های

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۹/۲۷، اصلاحیه ۱۴۰۰/۱۱/۹، پذیرش ۱۴۰۰/۱۱/۱۲

DOI:10.24200/J30.2022.59497.3053

گوناگونی برای تخمین مقاومت فشاری ستون‌های محصور شده با FRP ارائه شده است. در بیشتر الگوهای طراحی، روابط تجربی و معادلاتی مبتنی بر آنالیز رگرسیون داده‌های آزمایشگاهی معرفی شده است. برای توسعه‌ی چنین مدل‌هایی باید ابتدا ترکیب و قالبی برای روابط تجربی فرض و سپس پارامترهای مجهول به دست آورده شوند. وجود شمار زیاد پارامترهای تأثیرگذار در مقاومت فشاری ستون‌های محصور شده با FRP، موفقیت یک چنین روندی را با مشکل مواجه می‌سازد. در مقابل، استفاده از مدل‌های هوش مصنوعی، یک روش جایگزین را فراهم می‌آورد که بتواند بر مشکلات اخیر غلبه کند و نیز رفتار پیچیده‌ی کلی تعیین شده‌ی از ارتباط بین عناصر پردازش و پارامترهای سیستم را نمایش دهد. حتی این امر برای مسائلی که مدل‌های ریاضی و فیزیکی آنها چندان شناخته شده نیست، صادق است.

تاپکو و ساریدمیر^۲ (۲۰۰۸)، یک روش مبتنی بر شبکه‌ی عصبی مصنوعی (ANN)^۳ و منطق فازی (FL)^۴ برای تعیین مقاومت فشاری بتن حاوی خاکستر^۵ و روشی دیگر برای پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن حاوی برخی از مواد افزودنی پیشنهاد داده‌اند.^۶ آلتون^۵ و همکاران (۲۰۰۸)، یک شبکه‌ی عصبی مصنوعی مبتنی بر روش رگرسیون چندخطی برای تخمین مقاومت فشاری بتن الیافی پیشنهاد داده‌اند.^۷ کاسکاردی^۶ و همکاران (۲۰۱۷)، یک مدل تحلیلی برای پیش‌بینی مقاومت بتن محدود با FRP برای ستون‌های دایره‌ی ارائه کرده‌اند، که پارامتر اثر بخشی جدیدی را در مقایسه با مدل‌های فعلی با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی با در نظر گرفتن یک پایگاه داده‌ی تجربی بزرگ ارائه داده است.^۸ مطالعات زیادی با استفاده از روش‌های محاسبات نرم، مانند: پیش‌بینی مقاومت ستون‌های کوتاه لوله‌ی بتنی محصور شده (CCFT)^۷ تحت بار محوری انجام شده است،^۹ که در آن مدلی برای پیش‌بینی ظرفیت فشاری لوله‌ی فولادی دایره‌ی پر از بتن پیشنهاد شده است.^{۱۰} و علاوه بر این، پیش‌بینی سهم برشی تیرهای بتن مسلح^۸ محدود با FRP با روش پیوند خارجی با استفاده از سیستم استنتاج عصبی فازی (ANFIS)^۹ نیز بررسی شده است.^{۱۱} برآورد مقاومت فشاری در بتن سازگار با محیط زیست،^{۱۲} تعیین مقاومت فشاری بتن توسط مدل‌های ANN و ANFIS^{۱۳} و پیش‌بینی مقاومت فشاری ملات‌هایی که کانی‌های اینوسیلیکات کلسیم^{۱۰} دارند،^{۱۴} از دیگر مطالعات بوده است.

محمودآبادی و سخانی‌پور (۲۰۲۰)، به کمک تحلیل عددی با نرم‌افزار آباکوس به بررسی اثر شکل مقطع در ستون‌های محصور شده با پلیمرهای تقویت شده با الیاف کربن (CFRP)^{۱۱} پرداخته و نشان داده‌اند که شکل مقطع ستون در ظرفیت باربری محوری اثری ندارد، اما، در ظرفیت باربری جانبی مؤثر است.^{۱۵} ساجدی و همکاران (۲۰۲۰)، با انجام آزمایش در بررسی رفتار ستون‌های بتن مسلح محصور شده با FRP ساخته شده از بتن با مقاومت بالا، نشان داده‌اند که اثر غلاف تقویت شده با الیاف شیشه (GRP)^{۱۲} در افزایش مقاومت بیشتر است.^{۱۶}

سان^{۱۳} و همکاران (۲۰۱۹)، در ارزیابی مقاومت فشاری بتن حاوی خاکستر بادی و دوده‌ی سیلیسی با استفاده از الگوریتم کلونی زنبورعسل، از ۷ ورودی به عنوان پارامترهای ورودی برای ارزیابی و پیش‌بینی مقاومت فشاری استفاده کردند، که نتیجه‌ی آن ایجاد روابط جدید برای مقاومت فشاری بتن بوده است.^{۱۷} آسترسی^{۱۴} و همکاران (۲۰۱۹)، در مطالعه‌ی در ارتباط با ارائه‌ی روابط محاسباتی جهت پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن خودتراکم حاوی پوزولان متاکائولن، از دو روش مارس و مدل درخت استفاده کرده و مقادیر مقاومت را توسط شاخص‌های خطا و تحلیل اعتبارسنجی خارجی تخمین زده‌اند.^{۱۸} دروسو^{۱۵} و همکاران (۲۰۱۹)، برای تخمین مقاومت فشاری بتن درجا، با استفاده از روش‌های هوشمند مختلف رگرسیونی درخت تصمیم، کرنلی و چندگانه، مدل‌های مختلفی ارائه داده و مقایسه‌ی کمی آنها را

با استفاده از شاخص‌های خطا بررسی کرده‌اند.^{۱۹} گل‌افشانی و همکاران (۲۰۲۰)، با استفاده از پارامترهای طرح اختلاط، به پیش‌بینی مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن بازیافتی و بتن پرتلند پرداخته و با ترکیب الگوریتم فراابتکاری گرگ خاکستری و روش‌های شبکه‌ی عصبی مصنوعی و ANFIS، مدل‌های بهینه شده‌ی رگرسیونی را توسعه داده‌اند.^{۲۰} فنگ^{۱۶} و همکاران (۲۰۲۰)، مقاومت فشاری بتن را با استفاده از روش تقویت سازگار و روش‌های ماشین یادگیری پیش‌بینی کرده‌اند. روش تقویت سازگار باعث ایجاد یک یادگیرنده‌ی قوی می‌شود، که با یادگیرنده‌های ضعیف ترکیب می‌شود و یک الگوی مناسب بین مقادیر ورودی و خروجی ایجاد می‌کند.^{۲۱} اکبری و دلگانی (۲۰۲۰)، با استفاده از مدل‌های داده‌کاوی، مقاومت فشاری بتن را در دماهای بالا ارزیابی و پیش‌بینی کرده‌اند. همچنین ایشان از سه روش: رگرسیون خطی چندگانه، شبکه‌ی عصبی مصنوعی و الگوریتم عصبی فازی استنتاجی برای ۲۰۷ داده‌ی آزمایشگاهی استفاده کرده‌اند.^{۲۲} سویم^{۱۷} و همکاران (۲۰۲۱)، به منظور مدل‌سازی و پیش‌بینی خواص سخت شده و مقاومت فشاری بتن حاوی خاکستر بادی، از روش‌های هوش مصنوعی ANN و ANFIS استفاده کرده‌اند. اگر چه مدل‌های هوش مصنوعی، دقت قابل قبولی داشتند، اما آنها از الگوریتم ژنتیک نیز برای ترکیب با روش‌های هوشمند مذکور، به منظور ارتقاء دقت مدل‌ها استفاده کرده‌اند، که نتایج نیز حاکی از افزایش دقت مدل‌های ترکیبی پیشنهادی بوده است.^{۲۳}

استفاده از روش‌های هوش مصنوعی بهینه شده با الگوریتم‌های فراابتکاری برای مدل‌سازی و پیش‌بینی مسائل در مهندسی و مدیریت پروژه‌های عمرانی به علت مزایای قابل تأمل آن، از جمله: صرفه‌جویی در زمان و هزینه، رفع مشکلات و محدودیت‌های موجود فراگیر شده است. در پژوهش حاضر، ۲۸۱ داده از مراجع مختلف،^{۲۴-۲۳} استفاده شده است، که در آنها برای تعیین مقاومت فشاری بتن محصور شده در ستون‌های بتنی محصور شده با FRP، از نمونه‌های بتنی استوانه‌ی محصور شده با FRP استفاده شده است.

در ادامه‌ی نوشتار حاضر، مدل‌های محاسباتی مبتنی بر رویکرد هوش مصنوعی برای تخمین مقاومت فشاری ستون‌های بتنی با مقاطع دایره‌ی محصور شده با الیاف پلیمری FRP، معرفی و روش‌های اسپلین رگرسیونی چندمتغیره‌ی انطباقی و ماشین یادگیری سریع جهت انجام فرایند مدل‌سازی استفاده شده است. همچنین جهت بهینه‌سازی مقادیر پارامترهای تنظیمی هر دو روش، الگوریتم ازدحام ذرات با روش‌های مذکور تلفیق شده است، تا کارایی مدل و سرعت همگرایی نتایج بهبود یابد.

همچنین با استفاده از روابط متداول برای سنجش خطای مدل‌ها و با توجه به معیارهای تعیین خطا، مقایسه‌ی میان روش‌های مذکور با هوش مصنوعی و مدل‌های تخمین مطالعات پیشین انجام شده است. فلوجارت پژوهش حاضر، مطابق شکل ۱ است.

۲. مقاومت فشاری ستون‌های بتنی با مقطع دایره‌ی

محصور شده با FRP

مطابق شکل ۲، دورپیچ کردن انواع معینی از اعضاء فشاری توسط سیستم‌های FRP، اعضاء مذکور را محصور می‌کند و منجر به افزایش مقاومت فشاری آنها می‌شود.

هنگامی که ستون یا عضو فشاری تحت بارهای لرزه‌ی قرار گیرد، مسئله‌ی

$$f_{lfrp} = \frac{2 N_b \phi_{frp} f_{frpu} t_{frp}}{D_g} \quad (1)$$

که در آن، f_{lfrp} فشار محصورشدگی نهایی به سبب مقاومسازی با FRP بر حسب مگاپاسکال، N_b تعداد لایه‌های تقویتی FRP، ϕ_{frp} ضریب جزئی ایمنی مصالح FRP، f_{frpu} مقاومت کششی نهایی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال، t_{frp} ضخامت یک لایه تقویت‌کننده FRP بر حسب میلی‌متر و D_g قطر خارجی ستون گرد بر حسب میلی‌متر است. همچنین مقاومت فشاری بتن محصور شده مطابق رابطه ۲ محاسبه می‌شود:

$$f_{cc} = f_c (1 + \alpha_{pc} \omega_w) \quad (2)$$

که در آن، f_{cc} مقاومت فشاری بتن محصور شده بر حسب مگاپاسکال، f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال و ω_w نسبت حجمی مقاومت FRP ورق‌ها به مقاومت بتن هستند.

همچنین، α_{pc} ضریب عملکرد برای یک ستون گرد، به سختی و کرنش نهایی FRP، مقاومت بتن، کیفیت اجرا و چسبندگی بتن - رزین - الیاف بستگی دارد. در مطالعه‌ی حاضر، مقدار $\alpha_{pc} = 1$ در نظر گرفته شده است.^[۴۱]

در برخی از مطالعات پیشین، به منظور پیش‌بینی مقاومت فشاری از روابط ۳ الی ۱۰ استفاده شده است؛ که در آنها، پارامترهای ورودی شامل قطر استوانه‌ای بتنی (d)، طول استوانه‌ای بتنی (L)، مقاومت فشاری نهایی بتن محصور نشده (f'_{co})، مقاومت فشاری نهایی بتن محصور شده (f'_{cc})، ضخامت لایه‌ی FRP (t)، فشار نهایی محصور شده (f_l)، کرنش گسیختگی نمونه‌ی محصور شده با FRP ($\epsilon_{h,rup}$)، نسبت سختی محصورشدگی (ρ_k)، نسبت کرنش (ρ_ϵ) و مدول کشسانی FRP (E_l) هستند.^[۴۲-۴۹]

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 3 \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + \frac{(2.75 - 0.1 \cdot f'_{co}) E_l \epsilon_{h,rup}}{f'_{co}} \quad (4)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + (3.023 - 4.18(\rho_k)^{2.75}) \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{0.95} \quad (5)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + (2.77 \rho_k^{0.77} - 0.1 \cdot \gamma) \rho_\epsilon^{0.91} \quad (6)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 0.75 + 1.8 \frac{f_l}{f'_{co}} + 5.7 \frac{t}{d} \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} + \frac{13}{f'_{co}} \quad (7)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 3.49 \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{0.86} \quad (8)$$

$$f'_{cc} = (f'_{cc})_{chart} \times C(d) \times C(L) \times C(f'_{co}) \times C(t) \times C(f_l)$$

$$C(f_l) = -0.213 \left(\frac{f_l}{1500} \right)^2 + 0.901 \left(\frac{f_l}{1500} \right)^2$$

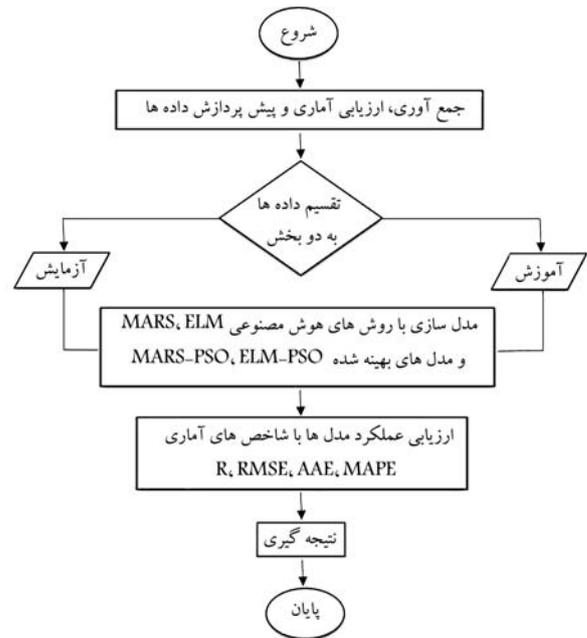
$$- 1.008 \left(\frac{f_l}{1500} \right)^2 + 0.723 \left(\frac{f_l}{1500} \right) + 0.604$$

$$C(t) = -0.064 \left(\frac{t}{1.2} \right)^2 + 0.669 \left(\frac{t}{1.2} \right) + 0.387$$

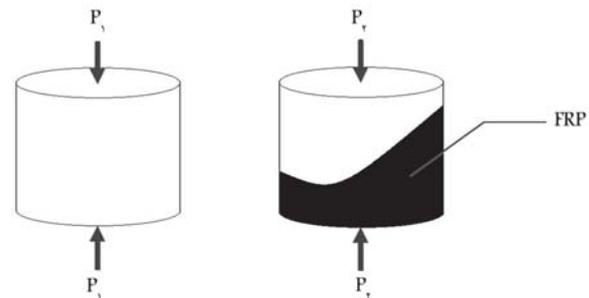
$$C(f'_{co}) = 1.082 \left(\frac{f'_{co}}{35} \right)^2 - 5.071 \left(\frac{f'_{co}}{35} \right)^2 +$$

$$8.209 \left(\frac{f'_{co}}{35} \right)^2 - 5.029 \left(\frac{f'_{co}}{35} \right) + 1.798$$

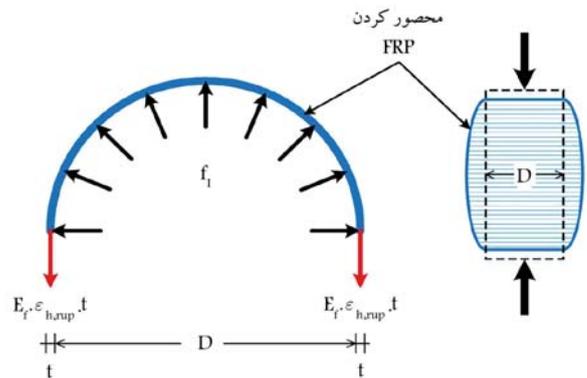
$$C(L) = 0.159 \ln \left(\frac{L}{300} \right) + 1.009 \quad (9)$$



شکل ۱. فلوچارت مراحل پژوهش.



شکل ۲. استوانه‌ی بتنی تحت فشار.



شکل ۳. مکانیسم بتن‌های محصور شده با پلیمرهای تقویتی (FRP).

ظرفیت جذب انرژی و شکل پذیری ستون اهمیت می‌یابد. در این ارتباط، مقاومسازی یا بهسازی آن عضو با افزایش شکل‌پذیری انجام می‌گیرد (شکل ۳). محصورشدگی از طریق اتصال ورق‌های FRP، که در آنها به منظور محدود کردن کرنش‌های محیطی ستون، راستای الیاف عمود بر محور ستون است، فراهم می‌شود. فشار محصورشدگی نهایی به سبب مقاومسازی مقطع گرد با مصالح FRP بر اساس رابطه‌ی ۱ بیان می‌شود:

$$f(x) = h(x)\beta = \sum_{i=1}^L \beta_i h_i(x) \quad (12)$$

که در آن، تابع $h(x)$ در واقع فضای d بُعدی، ورودی را به یک فضای L بُعدی نگاشت می‌کند. بین لایه‌های نهان و خروجی نیز وزن وجود دارد.

۳.۳. الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات (PSO) ۲۴

الگوریتم ازدحام ذرات (PSO)، برای اولین بار توسط کندی و ابره‌ه‌ارت ۲۵ (۱۹۹۵) ارائه و جزئیات ریاضی آن در مراجعی مانند کلرک و لازینیکا ۲۶، به طور مفصل شرح داده شده است. [۵۲، ۵۳] الگوریتم ازدحام ذرات (PSO)، نوعی الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر رفتار گروهی جانوران در طبیعت است. جانوران در طبیعت، بسیاری از نیازهای خود از جمله جستجوی غذا را به صورت دسته‌جمعی و با کمک یکدیگر و با استفاده از خرد جمعی انجام می‌دهند. الگوریتم PSO در مقایسه با روش‌های بهینه‌سازی مشابه دیگر برای رسیدن به نتایج مناسب، به فراخوانی تابع کمتری نیاز دارد. از جمله مزایای دیگر الگوریتم PSO می‌توان به پیاده‌سازی رایانه‌ی آسان آن اشاره کرد، که به آسانی با شرایط قیود و متغیرها در یک مسئله‌ی خاص منطبق می‌شود. [۵۵] یکی دیگر از ویژگی‌های الگوریتم ازدحام ذرات این است که از گزاردان تابع استفاده نمی‌کند. این امر بدین معنی است که در الگوریتم ازدحام ذرات (PSO)، نیازی به مشتق‌پذیر بودن تابع هدف نیست؛ این شرط در بسیاری از روش‌های کلاسیک بهینه‌سازی، مانند: شبه‌نیوتن و گزاردان کاهش‌ی جزء شرط‌های لازم برای حل مسئله است. از دیگر مزایای الگوریتم PSO این است که هیچ فرضی در حل مسئله صورت نمی‌گیرد و الگوریتم مذکور می‌تواند ناحیه‌ی بسیار وسیعی از جواب‌های احتمالی را جستجو کند. در الگوریتم PSO هر جواب مسئله، یک ذره در فضای جستجو با یک مقدار شایستگی است، که توسط تابع شایستگی مسئله به دست می‌آید. در فرمول‌بندی الگوریتم، ذره‌ی i ام در موقعیت x و در تکرار $k+1$ ام از طریق رابطه‌ی ۱۳، موقعیت خود را بهبود می‌بخشد؛ که در رابطه‌ی مذکور، v_{k+1}^i سرعت اصلاح شده‌ی ذره‌ی i ام است، که از رابطه‌ی ۱۴ به دست می‌آید و Δt ، گام زمانی است که با استفاده از رابطه‌ی ۱۵ تعیین می‌شود. در پژوهش حاضر مقدار Δt برابر واحد فرض شده است. [۵۶]

$$x_{k+1}^i = x_k^i + v_{k+1}^i \Delta t \quad (13)$$

$$v_{k+1}^i = w v_k^i + c_1 r_1 \frac{(p_k^i - x_k^i)}{\Delta t} + c_2 r_2 \frac{(p_k^g - x_k^i)}{\Delta t} \quad (14)$$

$$\Delta t = \frac{1}{k_{Max}} \quad (15)$$

در روابط اخیر، v_k^i مقدار بردار سرعت در تکرار k ام، r_1 و r_2 اعداد تصادفی بین صفر و یک و p_k^i نشان‌دهنده‌ی بهترین موقعیت ذره‌ی i ام و p_k^g موقعیت بهترین ذره در تمام جامعه تا تکرار k ام است و دیگر ضرایب، پارامترهای وابسته به مسئله هستند. برای مثال c_1 (شتاب شناسایی) و c_2 (شتاب جمعی)، پارامترهای شناختی و اجتماعی نامیده می‌شوند و تعیین‌کننده‌ی میزان اطمینان به جریان ذرات و یا حرکت جامعه هستند و w پارامتر اینرسی وزنی نامیده می‌شود، که نقش مهمی در رفتار همگرایی الگوریتم PSO ایفا می‌کند؛ به طوری که مقدارهای زیاد w باعث افزایش مقدار بردار سرعت می‌شوند و در هر تکرار، گام‌های بزرگ‌تری برداشته خواهد شد و با کوچک شدن w ، گام‌های اخیر کوچک‌تر می‌شود که برای رسیدن به حالت بهینه در گام‌های آخر مفید است. از این رو، با قرار دادن یک رابطه مطابق رابطه‌ی ۱۶ جای مقداری ثابت برای w می‌توان به این مهم دست یافت. [۵۵]

$$C(d) = -0.490 \left(\frac{d}{\sqrt{40}} \right) + 1.494 \quad (10)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 2.18 \left(\frac{f_l}{f'_{co}} \right)$$

۳. روش‌های هوش مصنوعی مطالعه شده

۱.۳. رگرسیون اسپلاین چندمتغیره‌ی تطبیقی (MARS) ۱۸

رگرسیون اسپلاین چندمتغیره‌ی تطبیقی (MARS)، روش رگرسیونی غیرخطی و غیرپارامتریک است، که اولین بار توسط فریدمن ۱۹ معرفی شده است. MARS، پاسخ‌های غیرخطی را بین ورودی‌ها و خروجی یک سیستم به وسیله‌ی مجموعه‌ی از توابع خطی چندقطعه‌ی ۲۰ با گزاردان‌های متفاوت مدل‌سازی می‌کند. نقاط انتهایی توابع چندقطعه‌ی مذکور، گره نامیده می‌شوند. [۵۰] گره، انتهای یک ناحیه از داده‌ها و ابتدای ناحیه‌ی دیگر از داده‌ها را مشخص می‌کند. توابع چندقطعه‌ی خطی، انعطاف‌پذیری بیشتری را به مدل می‌دهند و انحنایها، آستانه‌ها و دیگر انحراف‌های حاصل از توابع خطی را نیز در نظر می‌گیرند. [۵۱] روش MARS، توابع محاسباتی را با جستجوی دو مرحله‌ی ایجاد می‌کند:

در مرحله‌ی اول، توابع محاسباتی چندقطعه‌ی جمع بسته می‌شوند و گره‌های احتمالی برای بهبود عملکرد مدل و برازش کامل‌تر مشخص می‌شوند. مرحله‌ی دوم نیز در برگزیده‌ی حذف کمترین جمله‌های حقیقی جهت جدا کردن توابع زائد و ارتقاء کیفیت و سرعت مدل است.

مدل MARS، به عنوان ترکیب خطی توابع و روابط متقابل آنها ایجاد و به صورت رابطه‌ی ۱۱ بیان می‌شود:

$$f(x) = \beta_0 + \sum_{m=1}^M \beta_m \lambda_m(x) \quad (11)$$

که در آن $\lambda_m(x)$ ، پارامتر هموارسازی نامیده می‌شود. هر $\lambda_m(x)$ یک تابع محاسباتی چندقطعه‌ی است، که می‌تواند از گزاردان‌های مختلف تشکیل شود. مجموعه‌ی پارامترهای β ، ضرایب توابع هستند، که با استفاده از روش کمترین مربعات خطا برآورد می‌شوند. [۵۰]

۲.۳. ماشین یادگیری سریع (ELM) ۲۱

ماشین یادگیری سریع (ELM)، یک شبکه‌ی عصبی پیش‌خور برای طبقه‌بندی آماری و تحلیل رگرسیون با یک لایه‌ی پنهان به صورتی است که نیازی به تنظیم پارامترهای گره‌های پنهان نباشد. گره‌های پنهان می‌توانند به صورت تصادفی تخصیص داده شوند و وزن‌ها متناسب با آنها، برای فرایند مدل‌سازی برآورد شوند. در اغلب موارد، وزن خروجی گره‌های پنهان، معمولاً در یک مرحله گنجانده می‌شود، که اساساً به یادگیری یک مدل به صورت خطی می‌پردازد. روش ماشین یادگیری سریع توسط هوانگ ۲۲ معرفی و ارائه شده است. مدل ELM در ابتدا برای شبکه‌ی عصبی پیش‌خور پیشنهاد شده و سپس برای شبکه‌ی عصبی پیش‌خور تعمیم یافته گسترش یافته است. [۵۲] برخلاف روش‌های معمول یادگیری، مدل ELM نه فقط سعی می‌کند خطای داده‌های آموزش را کمینه سازد، بلکه سعی در کمینه‌سازی مقادیر وزن‌های خروجی نیز دارد. با توجه به تئوری بارلت ۲۳، برای شبکه‌های عصبی پیش‌خور، کاهش مقادیر وزن‌ها در کنار کاهش خطای آموزش به تعمیم‌پذیری بهتری می‌رسد. تابع خروجی‌های تعمیم‌یافته به صورت رابطه‌ی ۱۲ بیان می‌شود:

جدول ۱. پارامترهای ورودی و خروجی.

نوع	پارامتر	تعریف
	$d(mm)$	قطر استوانه‌ی بتنی
	$L(mm)$	طول استوانه‌ی بتنی
ورودی	$f'_{co}(MPa)$	مقاومت فشاری نهایی بتن محصور نشده
	$t(mm)$	ضخامت لایه‌ی FRP
	$f_i(MPa)$	فشار نهایی محصور شده
	$f_f(MPa)$	مقاومت کششی نهایی ورق FRP
خروجی	$f'_{cc}(MPa)$	مقاومت فشاری نهایی بتن محصور شده

جدول ۲. خصوصیات آماری برای داده‌های تجربی جمع‌آوری شده از برخی مطالعات پیشین. [۲۴-۴۰]

متغیر	بیشینه	میانگین	کمینه	انحراف معیار
$d(mm)$	۲۱۹	۱۳۳/۸۵۴	۵۱	۲۷/۲۸۳
$L(mm)$	۴۳۸	۲۷۲/۰۱۴	۱۰۲	۵۸/۲۵۰
$t(mm)$	۵/۹	۰/۸۳۵	۰/۰۸۹	۱/۱۳۳
$f'_{co}(MPa)$	۱۰۳	۴۲/۶۴۲	۱۹/۴	۱۷/۱۱۰
$f_i(MPa)$	۹۴/۵۷	۱۵/۸۵۷	۲/۳۳	۱۲/۴۶۳
$f_f(MPa)$	۳۸۲۰/۳۵۹	۲۱۲۳/۱۷۴	۲۲۹/۷۶۲	۱۱۱۲/۳۴۳
$f'_{cc}(MPa)$	۳۰۳/۶	۸۰/۴۴۸	۳۳/۸	۲۹/۱۷۳

داده‌ی آزمایشگاهی جهت ارائه‌ی مدل‌های محاسباتی تحلیل رفتار مقاومتی از برخی پژوهش‌های آزمایشگاهی، [۲۴-۴۰] جمع‌آوری شده است. سپس داده‌های جمع‌آوری شده به پارامترهای ورودی و خروجی تقسیم و در جدول ۱ ارائه شده‌اند.

مقادیر کمینه، بیشینه، میانگین و انحراف معیار داده‌های جمع‌آوری شده در جدول ۲ ارائه شده است. از کل داده‌ها به ترتیب ۷۰٪ (۱۹۷ داده) برای مرحله‌ی آموزش و ۳۰٪ (۸۴ داده) برای مرحله‌ی آزمایش استفاده شده است.

۲.۴. مدل‌سازی

۱.۲.۴. مدل MARS

به منظور ارزیابی اثرگذار بودن پارامترهای روش MARS (بیشترین مقدار گرادبان توابع^{۳۰}، بیشترین مقدار توابع^{۳۱} و پارامتر جریمه^{۳۲} جهت بهینه‌سازی ضرایب توابع) با استفاده از روش سعی و خطا بررسی شده‌اند. تعداد توابع ۱۰-۲۰۰ و گرادبان توابع از درجه‌های ۲ و ۳ انتخاب و در نهایت ۶۵ مدل ارزیابی شده‌اند، که با هر بار آنالیز گرفتن از مدل مذکور در نرم‌افزار متلب^{۳۳}، نتایج مختلفی با جواب‌های متفاوت ارائه شده است. ۱۰ مدل که بهترین عملکرد را در مرحله‌ی آزمایش داشتند، در شکل ۴ مشاهده می‌شوند، که مطابق آن، مدل MARS شماره‌ی ۶ با مقدار تابع بهینه‌ی ۳۱، گرادبان تابع بهینه از درجه‌ی ۲ و ضریب همبستگی ۹۵۵۴/۰ در مرحله‌ی آزمایش، بهترین عملکرد را داشته و به عنوان مدل نهایی انتخاب شده است.

در مدل‌سازی روش MARS، برازش در هر تابع پایه به صورت جداگانه صورت می‌پذیرد و رابطه‌ی مرتبط به برازش ارائه می‌شود. متغیرها و محل‌های گره برای هر متغیر، از طریق روش جستجوی سریع اما متمرکز تعیین می‌شوند. همچنین انتخاب

برای پارامترهای ذکر شده منجر به تسریع همگرایی الگوریتم و جلوگیری از همگرایی زودرس در بهینه‌های محلی می‌شود. [۵۷]

$$W_{k+1} = W_{max} - \frac{W_{max} - W_{min}}{k_{max}} k \quad (۱۶)$$

همان‌طور که در مطالعات اخیر عنوان شده است، مقادیر W_{max} و W_{min} به ترتیب برابر با ۹/۰ و ۴/۰ هستند. همچنین بهترین مقادیر برای پارامترهای c_1 و c_2 برابر با ۱ و ۲ است. در الگوریتم PSO، موقعیت اولیه‌ی پرندگان به صورت تصادفی در فضای مجاز طراحی $[X^u X^l]$ انتخاب می‌شود. سپس سرعت اولیه‌ی پرندگان (V_1) در بازه‌ی $[v_{min}, v_{max}]$ به طور تصادفی مقداردهی می‌شود. در ماتریس ذکر شده، p تعداد ذرات و n تعداد متغیرهای طراحی است؛ v_{min} ، v_{max} و V_1 با استفاده از روابط ۱۷ و ۱۸ تعیین می‌شوند. [۵۶]

$$v_{min} = -\frac{1}{p}(x^u - x^l), \quad v_{max} = \frac{1}{p}(x^u - x^l) \quad (۱۷)$$

$$V_1 = v_{min} \begin{bmatrix} 1 & \dots & 1 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 1 & \dots & 1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} r_{1,1} & \dots & r_{1,i} & \dots & r_{1,n} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ r_{p,1} & \dots & r_{p,i} & \dots & r_{p,n} \end{bmatrix}_{p \times n} \cdot (v_{max} - v_{min}) \quad (۱۸)$$

همچنین در رابطه‌ی اخیر، $r_{p,n}$ مقادیر تصادفی بین صفر و یک است.

۴.۳. عوامل ارزیابی مدل‌ها

برای مقایسه‌ی عملکرد مدل‌های ارائه شده در مراحل آموزش و آزمایش، از شاخص‌های آماری مطابق روابط ۱۹ الی ۲۱، شامل ضریب همبستگی (R)^{۲۷}، ریشه‌ی میانگین مربعات خطا (RMSE)^{۲۸} و میانگین مطلق درصد خطا (MAPE)^{۲۹} استفاده شده است. [۵۸، ۵۹]

$$R = \frac{\sum_{i=1}^N (q_i - \bar{q})(\hat{q}_i - \bar{\hat{q}})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (q_i - \bar{q})^2 \sum_{i=1}^N (\hat{q}_i - \bar{\hat{q}})^2}} \quad (۱۹)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (q_i - \hat{q}_i)^2} \quad (۲۰)$$

$$MAPE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{|q_i - \hat{q}_i|}{q_i} \quad (۲۱)$$

در روابط اخیر، N تعداد داده‌ها، q_i مقدار مشاهداتی و \hat{q}_i مقدار برآورد شده توسط مدل است.

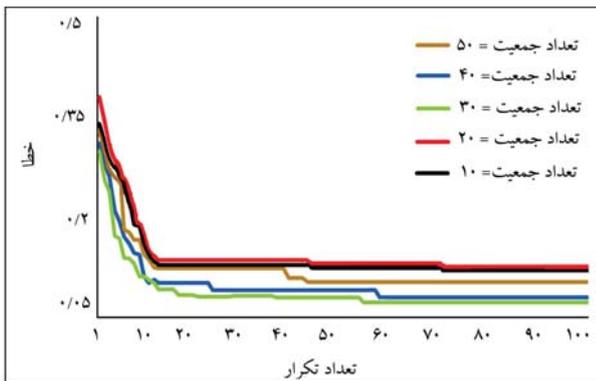
۴. بحث و نتایج

۱.۴. داده‌های آزمایشگاهی

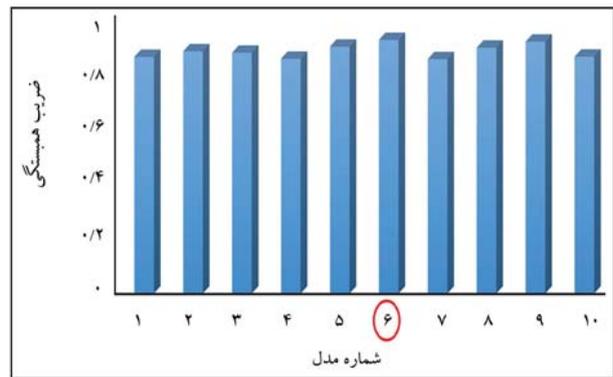
مطالعات آزمایشگاهی بسیاری بر روی بتن محصور شده با FRP انجام شده است. بررسی رفتار مقاومتی بتن محصور شده با FRP با استفاده از مدل‌های هوش مصنوعی، نیازمند یک پایگاه داده‌ی آزمایشگاهی جامع است. بدین منظور، ۲۸۱

جدول ۳. پارامترهای الگوریتم فراابتکاری ازدحام ذرات جهت بهینه‌سازی.

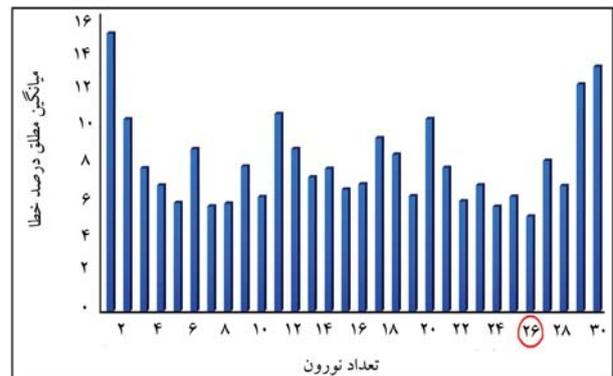
پارامتر	مقدار
تعداد تکرار	۱۰۰-۱
تعداد ذرات	۵۰-۱۰
نسبت میرایی وزن اینرسی	۰/۹۹
شتاب شناسایی	۱
شتاب جمعی	۲
وزن اینرسی اولیه	۱



شکل ۶. روند همگرایی نتایج.



شکل ۴. منتخب مدل‌های ارزیابی شده‌ی روش MARS.



شکل ۵. مقادیر درصد خطا در نورون‌های مختلف روش ELM.

را بیابد. در پژوهش حاضر، جهت افزایش دقت مدل‌های هوش مصنوعی استفاده شده، الگوریتم فراابتکاری ازدحام ذرات به عنوان بهینه‌ساز شبکه‌ی مدل‌ها استفاده شده است. اختصاص مقادیر پارامترهای تنظیمی مدل، یکی از عوامل بسیار تأثیرگذار در میزان عملکرد آموزش است. هر ذره در مدل MARS، شامل: تعداد توابع، درجه‌ی توابع و ضرایب توابع است؛ در حالی که در مدل ELM، وزن و بایاس در هر ذره در فرایند بهینه‌سازی قرار می‌گیرد. به جهت بررسی و تنظیم مقادیر پارامترهای الگوریتم ازدحام ذرات، پس از بررسی محدوده‌ی تنظیمی مقادیر مذکور از برخی مطالعات مشابه^[۵۷، ۶۰-۶۳] از روش سعی و خطا جهت تعیین مقادیر بهینه‌ی پارامترهای الگوریتم استفاده شده است. بدین ترتیب، برنامه‌ی در نرم‌افزار متلب راه‌اندازی شد، که فرایند سعی و خطا را به صورت خودکار و با هدف تعیین بهترین معماری اجرا کند. برنامه‌ی مذکور با ارزیابی تعداد مختلف پارامترهای مدل، معماری مناسب را با شرط کمینه‌سازی خطا به عنوان تابع هدف در داده‌های مرحله‌ی آزمایش پیدا می‌کند. برای این منظور، تعداد جمعیت در محدوده‌ی ۱۰ تا ۵۰ و تعداد تکرار در محدوده‌ی ۱-۱۰۰۰ بررسی و ارزیابی شده است. در جدول ۳، محدوده‌ی بررسی پارامترهای تنظیمی الگوریتم ازدحام ذرات پس از بررسی در مطالعات اشاره شده‌ی پیشین و سعی و خطا ارائه شده است (شکل ۶). همان‌طور که مشخص است، روند کاهش خطا در تعداد جمعیت ۳۰ به علت به کمینه رسیدن میزان خطا و روند نزولی آن با شیب بیشتر، قابل بررسی است. در نهایت مشاهده می‌شود که الگوریتم در تکرار ۵۴ با خطای ۰/۰۶۱ ثابت شده است. ارزیابی‌ها نشان می‌دهند که مدل MARS-PSO با مقدار تابع بهینه‌ی ۴۳ و گرادیان تابع بهینه از درجه‌ی ۲ و مدل ELM-PSO با تعداد ۱۳ نورون بهترین نتیجه را حاصل کرده‌اند.

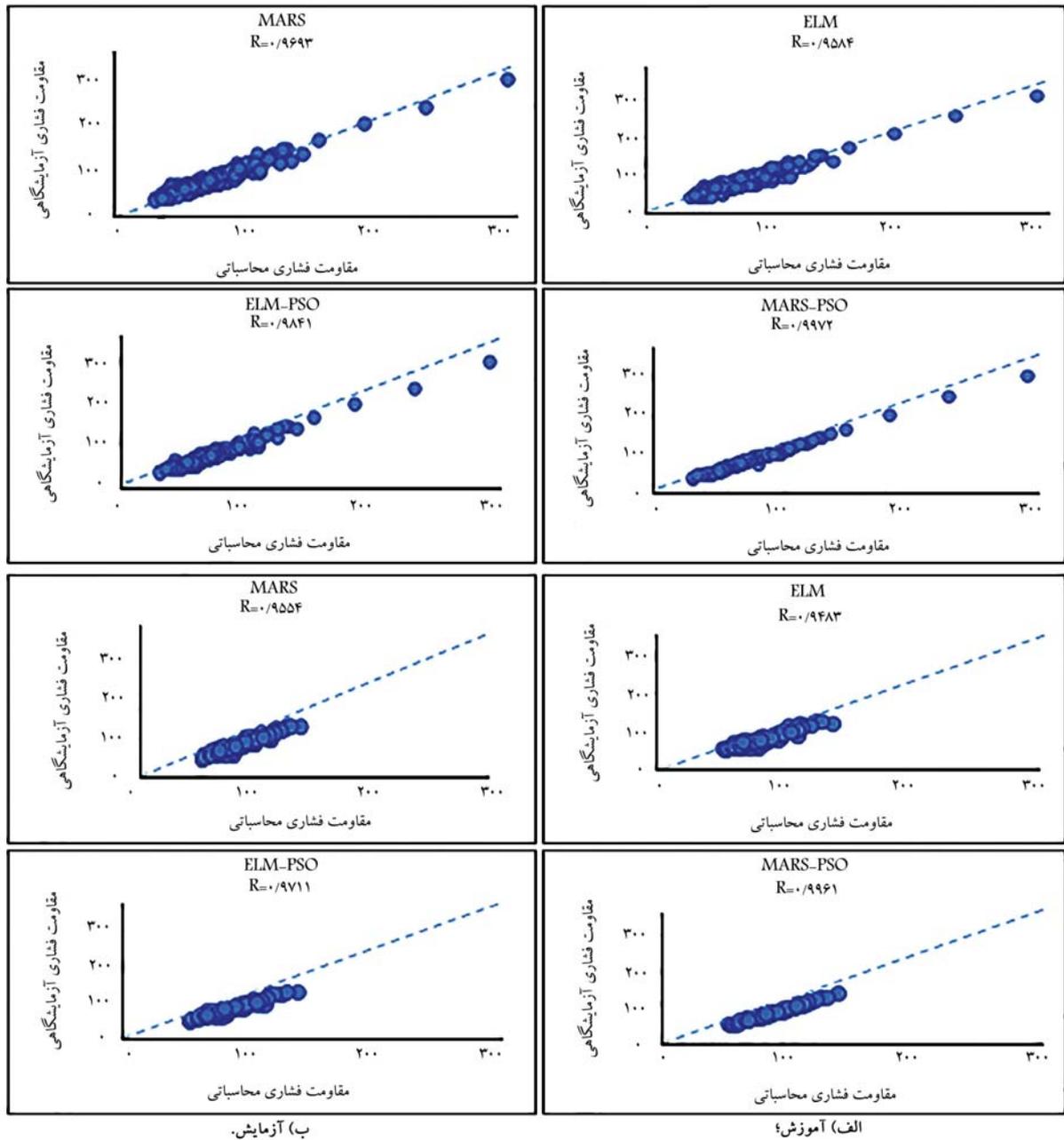
جهت بررسی روند تخمین مقاومت فشاری ستون‌های بتنی با مقاطع دایره‌ی

مقدم و روش حذفی مؤخر، به عنوان تضمین‌کننده‌ی مدل بهینه تشخیص داده می‌شود. یکی از مزیت‌های روش MARS سرعت همگرایی آن است، که در زمان پردازش آن مشهود است. شبکه‌های عصبی به لحاظ ساختار الگوریتم، کارآمد نبودن در انجام سریع محاسبات و فرایند طولانی تعیین پیکربندی شبکه‌ی بهینه، انتقاد شده‌اند؛ چرا که الگوریتم مذکور از راه قیاس شناخته نمی‌شود، بلکه از طریق رویکرد آزمون و خطا تعیین می‌شود.^[۵۰]

۲.۲.۴. مدل ELM

روش ELM، رویکردی بسیار ساده، با سرعت یادگیری بالاست و سرعت یادگیری آن در مقایسه با شبکه‌ی عصبی بسیار بیشتر است. به منظور مدل‌سازی روش ELM از رویکرد یادگیری عمیق با بهبود روش شبکه‌ی عصبی مصنوعی استفاده شده است. از این رو، از یک لایه‌ی مخفی برای پیش‌بینی مقاومت فشاری و یک تابع سیگموئید با تعداد نورون ۱-۱۰۰ برای فرایند یادگیری مدل استفاده شده است. برای اجرای پارامترهای تنظیمی مدل نیز، تعداد تکرار ۲۰۰۰ در نظر گرفته شده و مقدار خطای میانگین برای لایه‌ی مخفی محاسبه شده است. در نهایت مدلی به عنوان بهترین مدل انتخاب می‌شود که در مرحله‌ی آزمایش مقدار خطای کمتری داشته باشد. افزایش تعداد نورون‌ها از محدوده‌ی خاص، به عنوان مثال بالای ۳۰ نورون، باعث افزایش درصد خطا و ضعف در عملکرد مدل می‌شود. عملکرد مدل‌های انجام شده از ۱ الی ۳۰ نورون در مرحله‌ی آزمایش، در شکل ۵ مشاهده می‌شود. بدین ترتیب مدل نهایی با تعداد ۲۶ نورون و ضریب همبستگی ۰/۹۴۸۳ و درصد خطای ۵/۴۱ در مرحله‌ی آزمایش، به عنوان بهترین مدل انتخاب شده است.

۳.۲.۴. مدل‌های تلفیقی بهینه‌شده با الگوریتم فراابتکاری ازدحام ذرات هر روش بهینه‌سازی تلاش می‌کند که از میان تمامی پاسخ‌های شدنی، پاسخ بهینه



شکل ۷. نمودار پراکندگی مقادیر مقاومت فشاری مدل‌های توسعه‌یافته در دو مرحله.

محصور شده با الیاف پلیمری FRP، مدل‌های هوشمند توسعه یافته و بررسی و ارزیابی کمی و کیفی شده‌اند. طبق جدول ۴، ضریب همبستگی در مرحله‌ی آموزش برای مدل MARS و ELM به ترتیب ۰/۹۶۹۳ و ۰/۹۵۸۴ بوده است؛ در حالی که ضریب همبستگی در مدل‌های بهینه شده‌ی تلفیقی MARS-PSO و ELM-PSO به ترتیب به مقادیر ۰/۹۹۷۲ و ۰/۹۸۴۱ رسیده است؛ همان‌طور که مشاهده می‌شود، مدل‌های مذکور، به درستی آموزش دیده و ضعف اشاره شده در مدل‌های پایه‌ی را بهبود بخشیده و عملکرد خوبی از خود نشان داده‌اند. نتایج نشان می‌دهند که مدل MARS بهبودیافته با الگوریتم ازدحام ذرات

۰/۵٪ میزان خطا را نسبت به مدل MARS، در مرحله‌ی آزمایش بهبود بخشیده است. برای مدل ELM بهبودیافته با الگوریتم ازدحام ذرات (ELM-PSO) نیز با تغییر مقادیر تعداد جمعیت و تکرار در محدوده‌ی تعیین شده، مدل‌های مختلفی ایجاد شده است، که در نهایت مدل نهایی با ضریب همبستگی ۰/۹۷۱۱ و کاهش ۱/۴۸ درصدی میزان خطا نسبت به مدل ELM در مرحله‌ی آزمایش، بهترین نتیجه را در پی داشته است. همچنین نتایج نشان می‌دهند استفاده از الگوریتم فراابتکاری، ضعف‌های آموزشی در مدل را بهبود بخشیده و باعث افزایش همگرایی نتایج شده است.

در شکل ۷، مقادیر مقاومت فشاری آزمایشگاهی و پیش‌بینی شده‌ی نظیر آن توسط مدل‌های هوش مصنوعی استفاده شده در پژوهش حاضر برای مراحل

(MARS-PSO) با مقادیر بهینه‌ی ۴۲ تابع و بیشترین مقدار درجه‌ی تابع ۲ و مقدار تابع جریمی ۳، ضریب همبستگی ۰/۹۹۶۱ در مرحله‌ی آزمایش داشته و

جدول ۴. ارزیابی عملکرد مدل‌های پیشنهادی.

مراحل	مدل‌ها	R	RMSE	MAPE(%)
آموزش	MARS	۰/۹۶۹۳	۸/۲۰	۱۰/۱۲
	ELM	۰/۹۵۸۴	۱۰/۱۲	۱۳/۱۵
	MARS-PSO	۰/۹۹۷۲	۲/۴۵	۲/۶۸
	ELM-PSO	۰/۹۸۴۱	۶/۰۱	۷/۱۱
آزمایش	MARS	۰/۹۵۵۴	۵/۸۹	۵/۰۶
	ELM	۰/۹۴۸۳	۶/۲۸	۵/۴۱
	MARS-PSO	۰/۹۹۶۱	۱/۹۹	۲/۰۱
	ELM-PSO	۰/۹۷۱۱	۴/۸۷	۳/۹۳

جدول ۵. زمان پردازش مدل‌ها.

مدل	MARS	ELM	MARS - PSO	ELM - PSO
زمان (ثانیه)	۳۹/۱۲	۵۳/۲۷	۹۱/۰۵	۸۷/۶۴

جدول ۶. مقایسه‌ی عملکرد مدل‌ها با برخی مطالعات پیشین.

مدل‌ها	R (کل)	RMSE (کل)	MAPE(%) (کل)
MARS	۰/۹۶۷۳	۷/۵۸	۸/۶۱
ELM	۰/۹۵۶۱	۹/۱۴	۱۰/۸۴
MARS-PSO	۰/۹۹۷۰	۲/۳۲	۲/۴۸
ELM-PSO	۰/۹۸۲۱	۵/۶۹	۶/۱۶
رازا ^{۳۴} و همکاران ^[۴۲]	۰/۹۵۳۹	۳/۱۸	۲/۹۳
فلاح‌پور و همکاران ^[۴۳]	۰/۷۴۱۵	۱۴/۹۰	۱۲/۳۰
کشتگر و همکاران ^[۴۴]	۰/۹۵۲۰	۳/۴۰	۳/۷۴
صادقیان و فام ^[۴۵]	۰/۹۴۹۷	۳/۷۷	۴/۱۸
فام و هادی ^[۴۶]	۰/۹۳۸۱	۲/۳۶	۹/۸۸
رفائونسو و ناپولی ^[۴۷]	۰/۷۴۵۳	۱۳/۸۰	۱۴/۵۵
نادرپور و همکاران ^[۴۸]	۰/۷۶۸۶	۱۲/۸۶	۸/۴۴
وینتزلیتو و پانازیوتیدو ^[۴۹]	۰/۷۲۸۸	۲۰/۶۴	۱۵/۴۲

^{۳۴}Raza^{۳۵}Realfonso&Napoli^{۳۶}Vintzileou&Panagiotidou

آموزش و آزمایش مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، بیشتر مقادیر مقاومت فشاری بر روی خط نیمساز ربع اول محورهای مختصات، خط $(y=x)$ ، متمرکز است و فقط تعداد کمی از نقاط مذکور، خارج از منطقه تمرکز هستند، که میزان آنها با تلفیق فرایند الگوریتمی کاسته شده و این امر تصدیقی بر درستی فرایندها و دقت بالای آنها بوده است. در شکل مذکور مشخص است که تخمین مقاومت فشاری بتن محصور شده با FRP برای ستون‌های دایره‌ای با استفاده از مدل‌های هوش مصنوعی مناسب بوده و عملکرد خوبی داشته است. همچنین مقایسه‌ی انجام شده نشان می‌دهد روش MARS-PSO، عملکرد بهتری نسبت به سایر روش‌ها داشته است.

زمان پردازش مدل‌ها در جدول ۵ ارائه شده است، که مطابق آن مشخص است در الگوریتم فرابکارای ازدحام ذرات، به علت انجام فرایند بهینه‌سازی و ارتقاء مدل‌ها، زمان مدل‌سازی افزایش یافته است. در شکل ۸، مراحل خطای آموزش و آزمایش مدل‌ها در قالب نمودار هیستوگرام

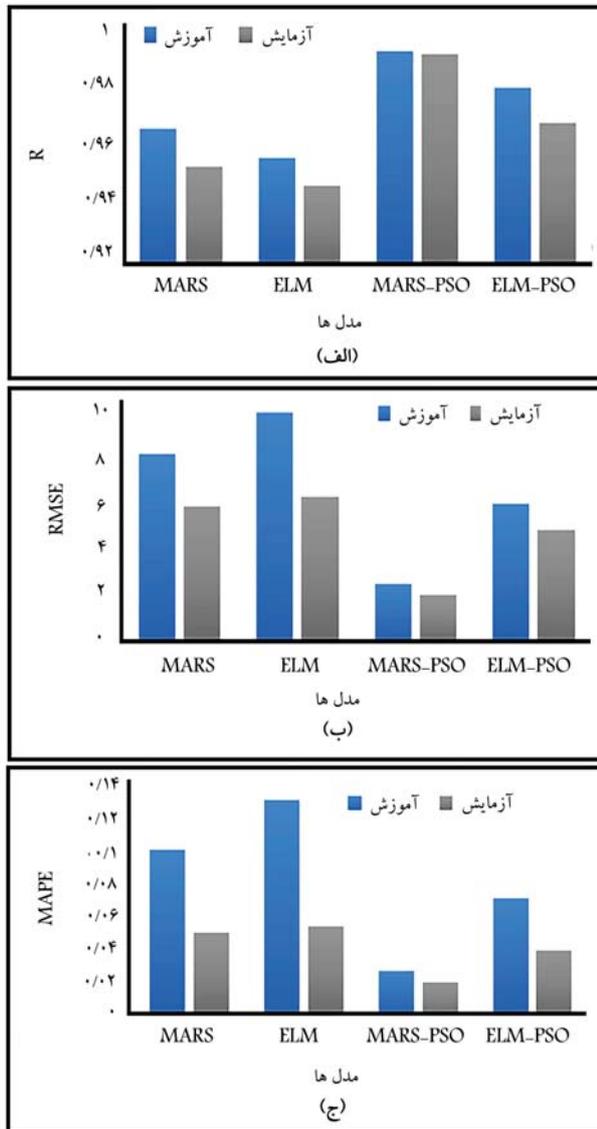
مشاهده می‌شود، که مطابق آن در مدل MARS-PSO، بیشترین میزان خطا در محدوده‌ی $[۰/۶۸, ۰/۷۴]$ و در مدل MARS، در محدوده‌ی $[۰/۶۴, ۰/۸۹]$ بوده است. با بررسی بیشتر هیستوگرام مشاهده می‌شود که روند بهبود تعداد مقادیر خطا در مدل تلفیقی به جهت بهینه‌یابی درست پارامترهای تنظیمی بیشتر شده و تقریباً در تمامی محدوده‌های بررسی شده، میزان خطای مقادیر بالا، کاهش و خطاهای مقادیر پایین به همان نسبت افزایش یافته است.

نمودار مقایسه‌ی عملکرد مدل‌های ارائه شده در دو مرحله‌ی آموزش و آزمایش با ۳ شاخص آماری MAPE, RMSE, R در شکل ۹ مشاهده می‌شود، که مطابق آن برای مدل‌های MARS و ELM در هر دو مرحله‌ی آموزش و آزمایش، مقادیر RMSE و MAPE در حالت پیشینه‌ی خود، یعنی بیشترین میزان خطا و ضریب همبستگی در پایین‌ترین مقدار خود قرار دارد، که این امر ضعف دو مدل مذکور را نشان می‌دهد. اما در مدل‌های بهینه‌ی تلفیقی MARS-PSO و ELM-PSO، ضعف اشاره شده با افزایش ضریب همبستگی و کاهش میزان

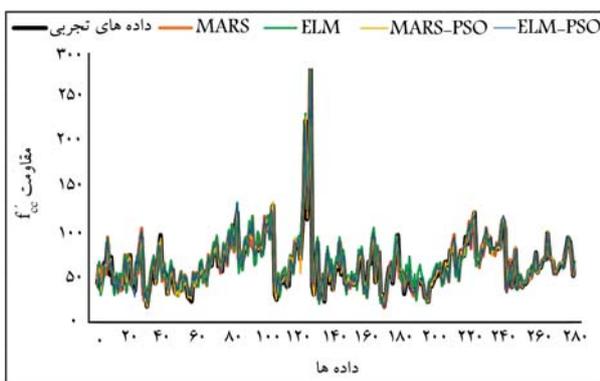
زمان پردازش مدل‌ها در جدول ۵ ارائه شده است، که مطابق آن مشخص است در الگوریتم فرابکارای ازدحام ذرات، به علت انجام فرایند بهینه‌سازی و ارتقاء مدل‌ها، زمان مدل‌سازی افزایش یافته است. در شکل ۸، مراحل خطای آموزش و آزمایش مدل‌ها در قالب نمودار هیستوگرام

زمان پردازش مدل‌ها در جدول ۵ ارائه شده است، که مطابق آن مشخص است در الگوریتم فرابکارای ازدحام ذرات، به علت انجام فرایند بهینه‌سازی و ارتقاء مدل‌ها، زمان مدل‌سازی افزایش یافته است.

در شکل ۸، مراحل خطای آموزش و آزمایش مدل‌ها در قالب نمودار هیستوگرام

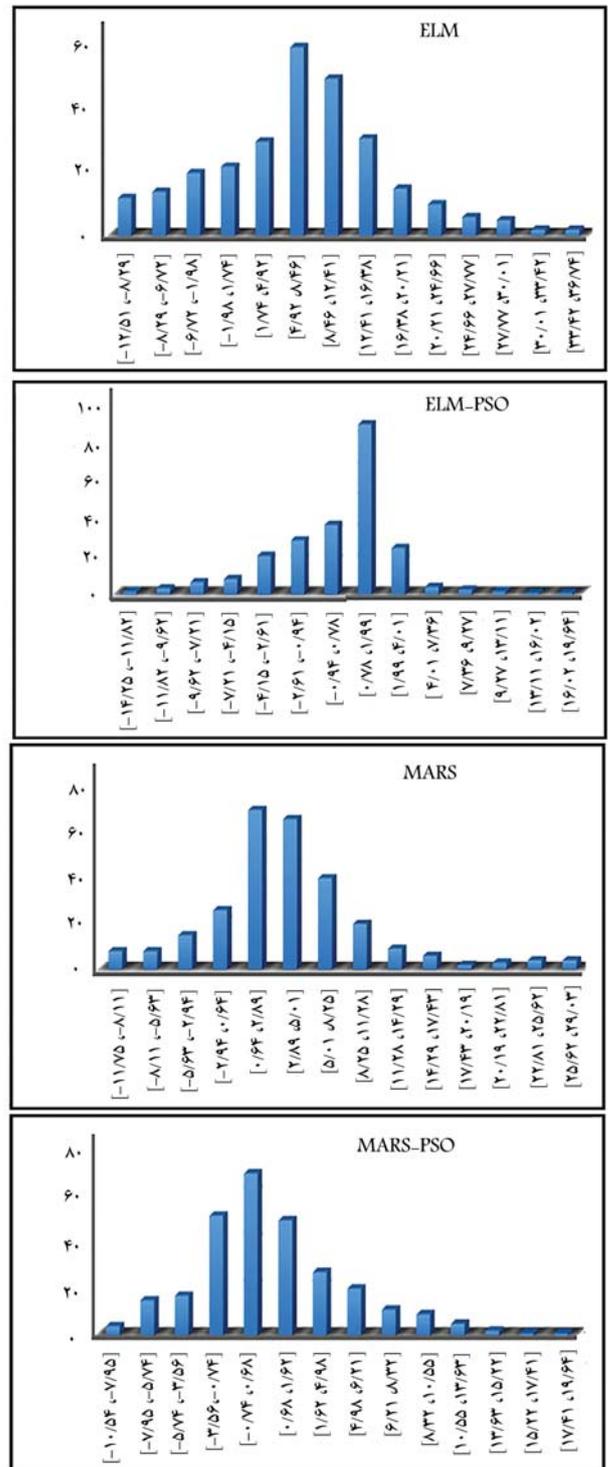


شکل ۹. نمودار مقایسه‌ی عملکرد مدل‌ها.



شکل ۱۰. نمودار مقایسه‌ی مدل‌ها با داده‌های تجربی.

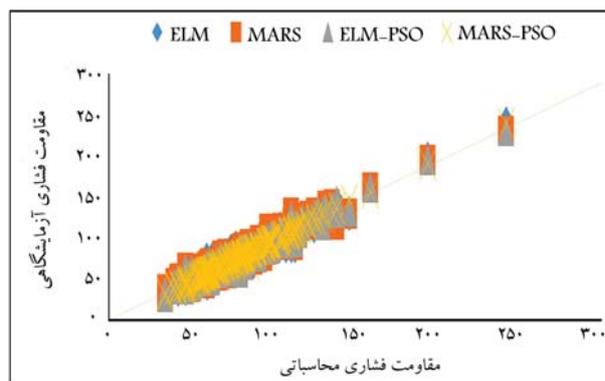
هستند و نشان‌دهنده‌ی کارایی مطلوب مدل‌های ارائه شده در پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن محصور شده با FRP است. مقایسه بین نتایج شبیه‌سازی شده و تجربی برای تخمین مقاومت فشاری در



شکل ۸. هیستوگرام توزیع خطای نسبی در مدل‌ها.

خطا بهبود یافته است. بدین ترتیب، با بررسی نمودارها مشخص می‌شود که روش MARS-PSO در مقایسه با سایر روش‌ها، بیشترین همبستگی و کمترین میزان خطا را داشته است.

نمودار مقایسه‌ی مقاومت فشاری مدل‌ها با داده‌های تجربی در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، که مطابق آن، مقادیر مقاومت فشاری حاصل از خروجی مدل‌ها بسیار نزدیک به داده‌های تجربی و آزمایشگاهی استفاده شده در پژوهش حاضر



شکل ۱۱. نمودار پراکندگی نتایج شبیه‌سازی شده برای تخمین مقاومت فشاری.

شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، که مطابق آن، نتایج شبیه‌سازی شده کاملاً با نتایج تجربی مطابقت دارند. همچنین لازم ذکر است که می‌توان از مدل‌های مذکور در پروژه‌های عملی برای ارزیابی میزان مقاومت فشاری ستون تقویت شده توسط ورق‌های FRP در طراحی اولیه استفاده کرد.

۵. تفسیر نتایج و مقایسه با سایر مطالعات

به منظور مقایسه‌ی عملکرد مدل‌های پیشنهادی با روش‌های موجود و بررسی صحت مدل‌های ذکر شده در پیش‌بینی نتایج تجربی، مقادیر ضریب همبستگی مدل‌های اخیر و محدوده‌ی خطای هر پیش‌بینی در جدول ۶ ارائه شده است. بررسی و مقایسه‌ی عملکرد مطالعات انجام شده در پژوهش حاضر با برخی مطالعات پیشین، نشان می‌دهد که استفاده از روش‌های پیشنهادی برای پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن محصور شده، در مقایسه با سایر روش‌های موجود در برخی مطالعات پیشین، قادر به ارائه‌ی نتایج دقیق‌تری بوده است. بدین ترتیب، استفاده از روش‌های پیشنهادی، بالاخص روش بهینه‌ی تلفیقی MARS-PSO، باعث افزایش ضریب همبستگی و کاهش میزان خطا نسبت به میانگین ضریب همبستگی و درصد خطا در روش‌های تجربی پیشین شده است.

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، برای تخمین مقاومت فشاری ستون‌های بتنی دایره‌ای محصور شده با FRP، از روش‌های هوش مصنوعی که شامل روش‌های اسپلاین رگرسیون چندمتغیره‌ی انطباقی و ماشین یادگیری سریع هستند، استفاده شده است. به جهت بهبود ضعف‌های مشاهده شده در مدل‌ها و بهینه‌یابی ضرایب و وزن‌ها از الگوریتم فراابتکاری ازدحام ذرات در جهت تلفیق با مدل‌ها و ارائه‌ی روابط محاسباتی هوشمند

تلفیقی استفاده شده است. برای توسعه‌ی مدل‌ها، تعداد ۲۸۱ داده از نمونه‌های بتنی استوانه‌ای محصور شده با FRP به عنوان مدل‌های آزمایشگاهی از ستون‌های بتنی محصور شده با FRP استفاده شده‌اند. سپس از روش‌های ذکر شده برای تخمین مقاومت فشاری استفاده شده است. در نهایت با استفاده از روابط متداول برای سنجش خطای مدل‌ها و با توجه به معیارهای تعیین خطا، مقایسه‌ی میان روش‌های ذکر شده با هوش مصنوعی و مدل‌های تخمین مطالعات پیشین انجام شده است. نتایج حاصل از پژوهش حاضر به این صورت خلاصه شده است:

۱. برای مدل‌های ELM و MARS در هر دو مرحله‌ی آموزش و آزمایش، مقادیر RMSE، MAPE در حالت پیشینه‌ی خود، یعنی بیشترین میزان خطا و ضریب همبستگی در پایین‌ترین مقدار خود قرار داشته‌اند، که این امر ضعف دو مدل مذکور را نشان می‌دهد؛ اما استفاده از الگوریتم ازدحام ذرات، ضعف‌های آموزشی در مدل را بهبود بخشیده و همگرایی نتایج را افزایش داده است، به طوری که در مدل‌های بهینه‌ی تلفیقی ELM-PSO و MARS-PSO، میزان خطا در مرحله‌ی آموزش به ترتیب ۳/۰۵ و ۱/۴۸ درصد نسبت به مدل‌های MARS و ELM کاهش یافته است.

۲. مقایسه‌ی ضریب همبستگی (R) در مدل‌های ELM، MARS، MARS-PSO و PSO نشان می‌دهد در میان مدل‌های ارائه شده، مدل MARS-PSO بیشترین ضریب همبستگی (۰/۹۹۷۲) در مرحله‌ی آموزش و (۰/۹۹۶۱) در مرحله‌ی آزمایش را با نتایج آزمایشگاهی داشته است.

۳. مقایسه‌ی مقادیر مقاومت فشاری پیش‌بینی شده توسط روش‌های هوش مصنوعی و مقادیر آزمایشگاهی نشان می‌دهد که بیشتر مقادیر مقاومت فشاری بر روی خط $(y=x)$ ، متمرکز بوده است، که این امر تصدیق بر درستی فرایندها و دقت بالای آنهاست.

۴. مقادیر مقاومت فشاری حاصل از خروجی مدل‌ها بسیار نزدیک به داده‌های تجربی و آزمایشگاهی استفاده شده در پژوهش حاضر بوده است، که نشان‌دهنده‌ی کارایی مطلوب مدل‌های ارائه شده در پیش‌بینی مقاومت فشاری بتن محصور شده با FRP برای ستون‌های دایره‌ای است.

۵. بررسی و مقایسه‌ی عملکرد مطالعات انجام شده در پژوهش حاضر با سایر روش‌های موجود در برخی مطالعات پیشین نشان می‌دهد که استفاده از روش‌های پیشنهادی هوش مصنوعی و الگوریتم‌های فراابتکاری، بالاخص روش بهینه‌ی تلفیقی MARS-PSO، باعث افزایش ضریب همبستگی تا ۰/۹۹۷ و کاهش میزان خطا به مقدار ۶/۴۵ درصد نسبت به میانگین درصد خطا در مدل‌های تجربی گذشته شده است.

۶. در پروژه‌های عملی برای ارزیابی میزان مقاومت فشاری ستون تقویت شده توسط ورق‌های FRP می‌توان از مدل‌های ذکر شده، در طراحی اولیه استفاده کرد.

پانویس‌ها

1. fiber reinforced polymer
2. Topcu & Saridemir
3. artificial neural network

4. fuzzy logic
5. Altun
6. Cascardi
7. confined concrete filled tubular short columns
8. reinforced concrete beam
9. adaptive network-based fuzzy inference system

10. calcium inosilicate minerals
11. carbon fiber reinforced polymer
12. glassfiber reinforced polymer
13. Sun
14. Asteris
15. DeRousseau
16. Feng
17. Sevim
18. multivariate adaptive regression splines
19. Friedman
20. splines
21. extreme learning machine
22. Huang
23. Barlet's theory
24. particle swarm optimization
25. Kennedy and Eberhart
26. Clerc and Lazinica
27. correlation coefficient
28. root mean square error
29. mean absolute percentage error
30. max interaction
31. max BF
32. C parameter
33. Matlab

منابع (References)

1. Haji, M., Naderpour, H. and Kheyroddin, A. "Experimental study on influence of proposed FRPStrengthening techniques on RC circular short columns considering different types of damage index", *Compos. Struct.*, **209**, pp. 112-128 (2019).
2. Fardis, M.N. and Khalili, H. "Concrete encased in fiberglass-reinforced-plastic", *Journal of the American Concrete Institute*, **78**(6), pp. 440-446 (1981).
3. Fam, A. and Rizkalla, S.H. "Behavior of axially loaded concrete-filled circular FRP tubes", *ACI Structural Journal*, **98**(3), pp. 280-289 (2001).
4. Pessiki, S., Harries, K.A., Kestner, J.T. and et al. "Axial behavior of reinforced concrete columns confined with FRP Jjackets", *Journal of Composites for Construction*, **5**(4), pp. 237-245 (2001).
5. Topcu, B.I. and Sandemir, M. "Prediction of compressive strength of concrete containing fly ash using artificial neural networks and fuzzy logic", *Computational Materials Science*, **41**(3), pp. 305-311 (2008).
6. Topcu, B.I. and Sarıdemir, M. "Prediction of rubberized concrete properties using artificial neural network and fuzzy logic", *Construction and Building Materials*, **22**(4), pp. 532-540 (2008).
7. Altun, F., Kişi, Ö. and Aydın, K. "Predicting the compressive strength of steel fiber added lightweight concrete using neural network", *Computational Materials Science*, **42**(2), pp. 259-265 (2008).
8. Cascardi, A., Micelli, F. and Aiello, M.A. "An artificial neural networks model for the prediction of the compressive strength of FRP-confined concrete circular columns", *Eng. Struct.*, **140**, pp. 199-208 (2017).
9. Ahmadi, M., Naderpour, H. and Kheyroddin, A. "Utilization of artificial neural networks to prediction of the capacity of CCFT short columns subject to short term axial load", *Arch. Civ. Mech. Eng.*, **14**(3), pp. 510-517 (2014).
10. Ahmadi, M., Naderpour, H. and Kheyroddin, A. "ANN model for predicting the compressive strength of circular steel-confined concrete", *Int. J. Civ. Eng.*, **15**(2), pp. 213- 221 (2017).
11. Naderpour, H. and Alavi, S.A. "A proposed model to estimate shear contribution of FRP in strengthened RC beams in terms of adaptive neuro-fuzzy inference system", *Compos. Struct.*, **170**, pp. 215- 227 (2017).
12. Naderpour, H., Rafiean, A.H. and Fakharian, P. "Compressive strength prediction of environmentally friendly concrete using artificial neural networks", *J. Build. Eng.*, **16**, pp. 213- 219 (2018).
13. Keshavarz, Z. and Torkian, H. "Application of ANN and ANFIS models in determining compressive strength of concrete", *Soft. Comput. Civ. Eng.*, **2**(1-3), pp. 62-70 (2018).
14. Naderpour, H. and Mirrashid, M. "An innovative approach for compressive strength estimation of mortars having calcium inosilicate minerals", *J. Build. Eng.*, **19**, pp. 205-215 (2018).
15. Mahmoudabadi, M. and Sakhaeipour, F. "Numerical analysis on the influence of the cross section of ultimate capacity of reinforced concrete columns reinforced with CFRP", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **7**(1-31), pp.107-125 (2020).
16. Sajedi, F., Shafieinia, M. and Razavi Toosi, V. "Investigation on the behaviour of reinforced concrete columns made of high-strength concrete, enclosed with GRP casing and CFRP sheets", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **7**(4-6), pp.202-219 (2020).
17. Sun, L., Koopialipoor, M., Armaghani, D.J. and et al. "Applying a meta-heuristic algorithm to predict and optimize compressive strength of concrete samples", *Engineering with Computers*, **37**(13), pp. 1133-1145 (2019).
18. Asteris, P.G., Ashrafiyan, A. and Rezaie-Balf, M. "Prediction of the compressive strength of self-compacting concrete using surrogate models", *Computers and Concrete*, **24**(2), pp. 137-150 (2019).
19. DeRousseau, M.A., Laftchiev, E., Kasprzyk, J.R. and et al. "A comparison of machine learning methods for predicting the compressive strength of field-placed concrete", *Construction and Building Materials*, **228**, 116661 (2019).
20. Golafshani, E.M., Behnood, A. and Arashpour, M. "Predicting the compressive strength of normal and high-performance concretes using ANN and ANFIS hybridized with grey wolf optimizer", *Construction and Building Materials*, **232**, 117266 (2020).
21. Feng, D.C., Liu, Z.T., Wang, X.D. and et al. "Machine learning-based compressive strength prediction for concrete: An adaptive boosting approach", *Construction and Building Materials*, **230**, 117000 (2020).
22. Akbari, M. and Deligani, V.J. "Data driven models for compressive strength prediction of concrete at high temperatures", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, **14**(2), pp. 311-321 (2020).

23. Sevim, U.K., Bilgic, H.H., Cansiz, O.F. and et al. "Compressive strength prediction models for cementitious composites with fly ash using machine learning techniques", *Construction and Building Materials*, **271**, 121584 (2021).
24. Saafi, M., Toutanji, H. and Li, Z. "Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes", *Mater. J.*, **96**, pp. 500-509 (1999).
25. Toutanji, H. "Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets", *Mater. J.*, **96**, pp. 397-404 (1999).
26. Kono, S., Inazumi, M. and Kaku, T. "Evaluation of confining effects of CFRP sheets on reinforced concrete members", *In Proceedings of the 2nd International Conference on Composites in Infrastructure National Science Foundation*, Tucson, AZ, USA (1998).
27. Ahmad, S., Khaloot, A. and Irshaid, A. "Behaviour of concrete spirally confined by fibreglass filaments", *Mag. Concr., Res.*, **43**(156), pp.143-148 (1991).
28. Fam, A.Z. and Rizkalla, S.H. "Concrete-filled FRP tubes for flexural and axial compression members", *In Proceedings of the 3rd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Ottawa, ON, Canada (2000).
29. Harmon, T.G. and Slattery, K.T. "Advanced composite confinement of concrete", *In Proceedings of the 1st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Sherbrooke, QC, Canada (1992).
30. La Tegola, A. and Manni, O. "Experimental investigation on concrete confined by fiber reinforced polymer and comparison with theoretical model", *Spec. Publ.*, **188**, pp. 243-254 (1999).
31. Matthys, S., Taerwe, L. and Audenaert, K. "Tests on axially loaded concrete columns confined by fiber reinforced polymer sheet wrapping", *Spec. Publ.*, **188**, pp. 217-228 (1999).
32. Micelli, F., Myers, J. and Murthy, S. "Effect of environmental cycles on concrete cylinders confined with FRP", *In Proceedings of the CCC2001 International Conference on Composites in Construction*, Porto, Portugal (2001).
33. Mirmiran, A. and Shahawy, M. "Behavior of concrete columns confined by fiber composites", *J. Struct. Eng.*, **123**(5), pp. 583-590 (1997).
34. Miyauchi, K. "Estimation of strengthening effects with carbon fiber sheet for concrete column", *In Proceedings of the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Sapporo, Japan (1997).
35. Nanni, A. and Bradford, N.M. "FRP jacketed concrete under uniaxial compression", *Constr. Build. Mater.*, **9**(2), pp. 115-124 (1995).
36. Picher, F., Rochette, P. and Labossière, P. concrete cylinders with CFRP", *In Proceedings of the International Conference on Composites in Infrastructure*, Tucson, AZ, USA (1996).
37. Rochette, P. and Labossiere, P. "Axial testing of rectangular column models confined with composites", *J. Compos. Constr.*, **4**(3), pp. 129-136 (2000).
38. Rousakis, T. and Tepfers, R. "Experimental investigation of concrete cylinders confined by carbon FRP sheets, under monotonic and cyclic axial compressive load", *Chalmers University of Technology*, Goteborg, Sweden (2001).
39. Shahawy, M., Mirmiran, A. and Beitelman, T. "Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns", *Compos., Part B Eng.*, **31**(6-7), pp. 471-480 (2000).
40. Watanabe, K., Nakamura, H., Honda, Y. and et al. "Confinement effect of FRP sheet on strength and ductility of concrete cylinders under uniaxial compression", *In Proceedings of the 3rd International Symposium (FRPRCS-3) on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Sapporo, Japan, pp. 233-240 (1997).
41. State Planning Organization and Management, "Design guidelines and customer agreement executive improvement of existing concrete structures using reinforced materials FRP (Publication 345)", (2006).
42. Raza, A., Khan, Q.U.Z. and Ahmad, A. "Prediction of axial compressive strength for FRP confined concrete compression members", *KSCE J. Civ. Eng.*, **24**(7), pp. 2099-2109 (2020).
43. Pour, A.F., Ozbakkaloglu, T. and Vincent, T. "Simplified design-oriented axial stress-strain model for FRP-confined normal-and high-strength concrete", *Eng. Struct.*, **175**, pp. 501-516 (2018).
44. Keshtegar, B., Sadeghian, P. Gholampour, A. and et al. "Nonlinear modeling of ultimate strength and strain of FRP-confined concrete using chaos control method", *Compos. Struct.*, **163**, pp. 423-431 (2017).
45. Sadeghian, P. and Fam, A. "Improved design-oriented confinement models for FRP wrapped concrete cylinders based on statistical analyses", *Eng. Struct.*, **87**, pp. 162-182 (2015).
46. Pham, T.M. and Hadi, M.N. "Confinement model for FRP confined normal-and high strength concrete circular columns", *Constr. Build. Mater.*, **69**, pp. 83-90 (2014).
47. Realfonzo, R. and Napoli, A. "Concrete confined by FRP systems: confinement efficiency and design strength models", *Compos. B Eng.*, **42**(4), pp. 736-755 (2011).
48. Naderpour, H., Kheyroddin, A. and Amiri, G.G. "Prediction of FRP-confined compressive strength of concrete using artificial neural networks", *Compos. Struct.*, **92**(12), pp. 2817-2829 (2010).
49. Vintzileou, E. and Panagiotidou, E. "An empirical model for predicting the mechanical properties of FRP-confined concrete", *Constr. Build. Mater.*, **22**(5), pp. 841-854 (2008).
50. Friedman, J.H. "Multivariate adaptive regression splines", *Ann. Stat.*, **19**, pp. 1-141 (1991).
51. Jekabsons, G. "Vari Reg: A software tool for regression modelling using various modeling methods", *Riga Technical University* (2010).
52. Huang, G.B., Zhou, H., Ding, X. and et al. "Extreme learning machine for regression and multiclass classification", *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics, Part B (Cybernetics)*, **42**(2), pp. 513-529 (2011).
53. Clerc, M. "Particle swarm optimization", *Hoboken, New Jersey, John Wiley & Sons* (2010).

54. Lazinica, A. "Particle swarm optimization", *Rijeka: Intech* (2009).
55. Zhou, C., Gao, H.B., Gao, L. and et al. "Particle swarm optimization (PSO) algorithm [J]", *Application Research of Computers*, **12**, pp. 7-11 (2003).
56. Deng, W., Yao, R., Zhao, H. and et al. "A novel intelligent diagnosis method using optimal LS-SVM with improved PSO algorithm", *Soft. Computing*, **23**(7), pp. 2445-2462 (2019).
57. Akbari, M. and Henteh, M. "Comparison of genetic algorithm (GA) and particle swarm optimization algorithm (PSO) for discrete and continuous size optimization of 2D truss structures", *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, **3**(2), pp. 76-97 (2019).
58. Zhu, S.L., Heddham, S., Nyarko, E.K. and et al. "Modeling daily water temperature for rivers: comparison between adaptive neuro-fuzzy inference systems and artificial neural networks models", *Environ. Sci. Pollut. Res.*, **26**, pp. 402-420 (2019).
59. Chai, T. and Draxler, R.R. "Root mean square error (RMSE) or mean absolute error (MAE)", *Geoscientific Model Development Discussions*, **7**(1), pp. 1525-1534 (2014).
60. Ashrafiyan, A., Taheri Amiri, M. and Haghghi, F. "Modeling the slump flow of self-compacting concrete incorporating metakaolin using soft computing techniques", *Journal of Structural and Construction Engineering*, **6**(2), pp. 5-20 (2019).
61. Taheri Amiri, M.J., Ashrafiyan, A., Haghghi, F.R. and et al. "Prediction of the compressive strength of self-compacting concrete containing rice husk ash using data driven models", *IJBQ*, **19**(1) pp. 209-221 (2019).
62. Shariati, K.B., Mafipour, M.S., Mehrabi, M.S. and et al. "Application of a hybrid artificial neural network-particle swarm optimization (ANN-PSO) model in behavior prediction of channel shear connectors embedded in normal and high-strength concrete", *Applied Sciences*, **9**(24), 5534 (2019).
63. Hanteh, R., Hanteh, M., Kheyroddin, A. and et al. "Determination of strength parameters in roller compacted concrete (RCC) dams using laboratory results and forecasting based on artificial neural networks", *Modares Civil Engineering Journal*, **20**(2), pp. 55-70 (2020).

* 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

شَرِیف

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.

- Received 18 December 2021; received in revised form 29 January 2022; accepted 1 February 2022.

Abstract

Many columns that have been built in the past need to be repaired and strengthened for various reasons such as errors during construction, design errors, changes in the use of the building, changes in regulations, strong beam-weak column conditions and also injuries from accidents. Today, various methods for strengthening and improving structures, especially concrete columns, have become popular. One of the most common methods for reinforcing columns is to confine them using polymer fiber composites. The advantages of this method include increasing the axial and lateral bearing capacity of the column, increasing the compressive and tensile strength of the concrete member and increasing the ductility of the member. The mechanical properties of the concrete confined with FRP polymer fibers may be required for the purpose of design and rehabilitation. Artificial intelligence methods are among the modeling methods that have shown great power to coordinate with engineering problems. The aim of this study is to use multivariate

adaptive regression spline (MARS) and extreme learning machine (ELM) artificial intelligence models to estimate the compressive strength of concrete in circular concrete columns confined with FRP polymer fibers. In addition, in order to improve the accuracy of these models, the particle swarm Optimization algorithm (PSO) is used in combination with these models and the accuracy of the models is evaluated to estimate the resistance. The results show that in overall, the used artificial intelligence models estimate the compressive strength of FRP- confined columns more accurately than the existing analytical models. In particular, the integrated MARS-PSO model has better performance compared to other models used, so that this model has a correlation coefficient of 0.9972 in the training stage and 0.9961 in the experimental stage. Also, the combination of PSO algorithm with MARS and ELM models improves their accuracy by 6.13 and 4.68 percent, respectively.

Key Words: Multivariate adaptive regression splines, extreme learning machine, compressive strength of circular concrete columns, artificial intelligence, particle swarm optimization.

Key Words: Structural health monitoring, deep learning, computer vision, convolutional neural network, image segmentation.

CONTINUOUS MEASUREMENT OF MATRIX SUCTION AND DEGREE OF SATURATION OF UNSATURATED SOILS WITH A NEW SOIL-WATER RETENTION CURVE DEVICE

A. Mirzaii(corresponding author)

ali.mirzaii@kashanu.ac.ir

Faculty of Engineering

University of Kashan

M. Mortezaee

mortezaee.m06@yahoo.com

M. Naini

Faculty of Engineering

Imam Khomeini International University

DOI:10.24200/J30.2022.59333.3045

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 2.1, Page 109-115, Research Note

© Sharif University of Technology

- Received 25 November 2021; received in revised form 12 February 2022; accepted 28 February 2022.

Abstract

The relationship between matrix suction and degree of saturation within the soil is a fundamental parameter in studying many behavioral aspects of unsaturated soils and is referred to as the soil-water retention curve (SWRC). Due to difficulties associated with negative pore water pressure measurements in unsaturated soils, most SWRC measuring techniques benefit from suction controlling methods such as axis translation or osmosis techniques. These methods provide only a few data points on the matrix suction-degree of saturation relationship and cause a discrete measured soil-water characteristic curve. However, many SWRC elements like drying and wetting curve slopes, air entry, and air expulsion values are fundamental parameters in describing the hydro-mechanical behavior of unsaturated soils. Therefore, a realistic understanding of these parameters requires continuous measurement of the degree of saturation-matrix suction relationship at more points. To this end, this paper examines the performance of a new SWRC device developed for the continuous measurement of the soil-water retention curve of unsaturated deformable soils along drying paths. The new apparatus is equipped with new miniature tensiometers enabling direct measurement of soil suction without the need for

an artificial increase in pore air pressure. The variation of the degree of saturation is calculated by contiguous weighing of soil samples along drying paths. The credibility of the new SWRC apparatus is examined to investigate the influence of initial compaction on the soil-water retention response of sandy soil along with drying. This was experimentally achieved by SWRC tests on compacted soil samples with a range of void ratios between maximum and minimum void ratios to examine the influence of compaction on the slope of SWRC along with drying and variation of air entry value. The results are thoroughly discussed and compared against other available data in the literature. Also, the results suggest the fast performance of newly developed tensiometers for direct measurement of soil suction with a minute without the need for the application of elevated pore air pressure, which leads to the continuous SWRC measurement of the soil samples within 3 to 5 days along drying paths. The credibility of the new SWRC device is also examined with additional suction measurement tests using conventional jet-fill tensiometers, showing consistent results.

Key Words: Unsaturated soils, soil-water retention curve, degree of saturation, matrix suction, continuous measurement, miniature tensiometers.

DEVELOPMENT OF THE INTEGRATED MARS-PSO AND ELM-PSO MODELS FOR ESTIMATING THE COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE IN CIRCULAR CONCRETE COLUMNS CONFINED WITH FRP POLYMER FIBERS

M. Hanteh

mhanteh@semnan.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Semnan University

H. Malek

H.malek@email.kntu.ac.ir

Faculty of Civil Engineering

K. N. Toosi University of Technology

M. Akbari(corresponding author)

makbari@kashanu.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

University of Kashan

DOI:10.24200/J30.2022.59497.3053

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 2.1, Page 117-129, Research Note

© Sharif University of Technology

DOI:10.24200/J30.2022.59263.3038

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 38, Issue 2.1, Page 87-98, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 30 October 2021; received in revised form 5 February 2022; accepted 20 February 2022.

Abstract

Rock masses naturally contain joints and fractures and the effect of these fractures needs to be carefully investigated to ensure the stability of rock structures. This is particularly the case when dynamic loading effects due to earthquakes or rock blasting are involved. In this study, Brazilian synthetic specimens, made of gypsum with initial notches, were loaded in the mode-I fracture. The specimens were 50 mm in diameter and 10 mm in thickness. The pre-existing notch length in the specimens varied from 10 to 40 mm. The nominal tensile strength of the specimens was numerically evaluated using a bonded particle model (BPM) for the synthetic rock material. The dynamic tests were performed using the Split Hopkinson Pressure Bar (SHPB) system which was numerically simulated by the CA3 computer program. CA3 is a computer program for static and dynamic simulation of geomaterials in which a hybrid bonded particle and finite element system can be employed. The rock specimen was represented by the bonded particle model, while the incident and transmission bars in the Hopkinson Pressure Bar system were simulated by the finite element model. The bonded particle system was calibrated to ensure that the elastic properties, uniaxial compressive strength, tensile strength, and fracture toughness of the rock were replicated by the numerical model. The combined effect of loading rate and initial fracture length on the rock tensile strength was investigated. The results, as expected, suggest that the static nominal tensile strength of the specimens was reduced as the notch length increased. Under dynamic loading, the material response is more complicated; depending on the applied stress rate, the tensile strength can decrease, remain constant, or increase as the initial notch length increases. It is shown that the speed of the crack tip opening is responsible for this interesting observation of tensile strength changes under dynamic loading as the notch length varies.

Key Words: Fracture mechanics, dynamic loading, loading rate effect, notch length effect, crack propagation.

CRACK DETECTION IN MASONRY STRUCTURES USING COMPUTER VISION BASED ON DEEP LEARNING

M. Mousavi

mohammad.mousavi@sharif.edu

A. Bakhshi (corresponding author)

bakhshi@sharif.edu

Dept. of Civil Engineering

Sharif University of Technology

DOI:10.24200/J30.2022.59496.3055

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 2.1, Page 99-108, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 18 December 2021; received in revised form 19 February 2022; accepted 12 March 2022.

Abstract

Masonry structures comprise a large proportion of human-made building stocks around the world. In many cases, aged masonry structures have been found to be vulnerable to earthquakes and seismic loads. Due to the historical importance and vulnerable conditions of these structures, an efficient structural health monitoring system is required to detect every sign of degradation. Thus, a suitable restoration scheme could be taken into account. Manual visual inspection is one of the earliest monitoring schemes used to inspect these structures. Due to the limitations and dangers imposed by using human resources, new strategies are required to achieve this purpose. Recent developments in artificial Intelligence and computer vision have helped researchers develop a new generation of autonomous inspection systems. In the present study, we are going to use a deep learning model with an encoder-decoder architecture to automate crack detection in masonry structure images. In the current study, semantic segmentation is proposed as a detailed solution to accurately predict the location and condition of cracks in masonry images. In the development of the main model of the study, we used EfficientNet-B3 as the encoder while the decoder was defined according to U-Net's expansion path in order to predict the accurate segmentation mask for the corresponding input images. For training and evaluation of the proposed model, a dataset composed of 115 images is generated and manually annotated. In the proposed method, transfer learning is used to train the model and the data augmentation techniques are implemented to achieve the optimal results on the present dataset. Furthermore, using the Dice-Coefficient loss function directly optimizes the model for F1-Score, which is the main evaluation parameter in semantic segmentation tasks. Finally, the evaluation demonstrated 81.444% Precision, 71.411% Recall, and 75.366% F1-Score for the never-seen test data. The study shows that the deep learning approach can be accurate and trustworthy for this task. Also, the limited number of training data and the complex background images in the dataset prove the robustness of the proposed model.

techniques to improve the performance of tubular connections have been proposed. Most of these methods (e.g., internal ring, doubler plate) can only be used for structures during the design, but there are only a few techniques (e.g., external ring, FRP) which can be applied during both fabrication and service. This paper investigates the ultimate strength of circular hollow section (CHS) X-connections stiffened with external ring subjected to axially compressive load. The SOLID186 in ANSYS was used to establish the finite element (FE) models. In these models, both geometric and material non-linearity were considered. Moreover, the welds joining the chord and brace members were modeled. The validation of the FE model with several experimental data indicated that the proposed FE model can accurately predict the static behavior of the ring-stiffened X-joints under compression. In the next step, 117 FE models were created and analyzed to evaluate the effect of the connection geometry and external ring size on the static capacity through a parametric study. Results indicated that the external ring can considerably increase the initial stiffness. Moreover, the ultimate strength of the ring-reinforced X-joints under brace compression can be up to 367% to that of the strength of the corresponding unreinforced joint. Despite these significant differences between the ultimate strength of un-stiffened and ring-stiffened X-connections under compressive load, the investigations on this type of stiffened joints have been limited to only three X-joint tests. Also, no design equation is available to determine the ultimate strength of X-connections stiffened with the external ring. Hence, the parametric study was followed by the nonlinear regression analysis to propose a theoretical equation for the static design of X-connection stiffened with the external ring in compressive load.

Key Words: Tubular X-connection; external ring; ultimate compressive capacity; theoretical equation.

EFFECT OF SILT CONTENT ON CYCLIC AND POST-CYCLIC BEHAVIOR OF SATURATED LOOSE SAND

S. Mohammadi(corresponding author)

sa.mohammadi@edu.ikiu.ac.ir

H. Naeini

naeini_h@ikiu.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Imam Khomeini International University

DOI:10.24200/J30.2022.58786.3003

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 2.1, Page 75-85, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 30 October 2021; received in revised form 18 January 2022; accepted 24 January 2022.

Abstract

Since most natural deposits are a combination of sand and fine grains and as man-made geotechnical structures like tailing dams have a high percentage of cohesive and cohesionless fine grains, the study of cyclic and post cyclic behavior of these soils is essential. For saturated sands, the effect of non-plastic fine grains (silts) on their monotonic and cyclic behavior has been investigated. A majority of studies are related to monotonic and cyclic loading and post-cyclic loading has received less attention. In this paper, the effects of silt content and different Cyclic Stress Ratios on the cyclic and post-cyclic behavior of saturated loose sand are investigated. The sand used in this study is Firuzkuh silty crushing sand, which is abbreviated to sand 161. All samples were prepared so that their relative density was about after consolidating. The experiments were performed using the saturated cyclic triaxial apparatus. Suitable preparation of specimens was one of the most important factors in the accurate performance of triaxial tests. The cyclic and post cyclic tests on mixtures made of sand with silt were undertaken following the recommendation of ASTM D4254. Changes in pore pressure coefficient, liquefaction resistance, stress-strain curves, and stress path in clean and silty sand (silt) were recorded. Results show that the tested samples become liquefied in a smaller number of cycles by increasing the CSR until they show softening behavior at larger CSR when effective stress rapidly drops to zero. In lower CSR, the stress-strain curve is collapsible while in larger CSR, loops expand and they indicate more damping of materials.

Key Words: Silty sand, liquefaction resistance, cyclic triaxial test, post cyclic.

COUPLED EFFECT OF LOADING RATE AND NOTCH LENGTH ON TENSILE STRENGTH OF ROCK

P. Asadi

payam_asadi@modares.ac.ir

A. Fakhimi (corresponding author)

a.fakhimi@modares.ac.ir

Dept. of Civil and Environmental Engineering

Tarbiat Modares University

Key Words: Subway tunnels, shallow geothermal energy, finite element modelling, ground heat exchangers (GHE), parametric study.

OPTIMIZATION OF CRITICAL SLIP SURFACE IN UNSATURATED SLOPES SUBJECTED TO RAIN INFILTRATION BY CBO ALGORITHM

Sh.S. Naseri

sh.naseri@usc.ac.ir

Dept. of Civil Engineering
Science and Culture University
H. Sadeghi

hsadeghi@sharif.edu

Dept. of Civil Engineering
Sharif University of Technology

A. Akbari Garakani(corresponding author)

aakbari@nri.ac.ir

Power Industry Structures Research Dept.
Niroo Research Institute
DOI:10.24200/J30.2022.59000.3016

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 2.1, Page 51-61, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 18 September 2021; received in revised form 18 December 2021; accepted 24 January 2022.

Abstract

Slope stability analysis is one of the most important issues in the safe design of infrastructures. This is mainly due to the historical hazards arising from instability of soil mass, leading to serious consequences including both fatality and financial loss. According to the field observations, rainfall is one of the most important factors stimulating the instability of unsaturated slopes. Nonetheless, most classical solution methods ignore the unsaturated conditions by simply assuming the soil conditions to be dry or completely saturated. In order to cope with this limitation, commercial software has been improved for simulation of two-phase flow under unsaturated conditions such as the GeoStudio software package. However, the scientific challenge as one of the limitations of commercial software is the optimization of critical slip surface under transient precipitation. Therefore, the main objective of this research is to develop a homemade computer code in MATLAB based on the Colliding Bodies Optimization (CBO) algorithm so that

it can be used for studying complex two-phase flow problems more efficiently in terms of time. The code can effectively calculate and optimize the factor of safety against stability considering the effects of precipitation applied to the slope boundaries by employing Richards' equation. Calculations of factor of safety are performed by assuming the circular wedge geometry and Bishop's method. According to the algorithm, the centroid of the wedge of slip circles in space is randomly guided and as a result, the coordinates of the circle collision points are obtained within the slope. If the consistency conditions are satisfied, the wedge is divided into parts and the factor of safety is calculated by finite difference method. This process will continue until the optimal factor of safety is obtained. Finally, the results of the code are validated against the output of GeoStudio 2018. The results confirm that the new method is robust in predicting the critical conditions much more rapidly than the software. Although changes in the factor of safety are minor for the simple validation example, the most important feature of the new code is that it reduces the CPU occupancy by 71% on average, independent of the type of CPU.

Key Words: Unsaturated slope stability, rainfall, optimization, colliding bodies optimization algorithm, finite difference method.

BEHAVIOR OF TUBULAR X-JOINTS RETROFITTED WITH EXTERNAL RING SUBJECTED TO COMPRESSIVE LOADING

H. Nassiraei(corresponding author)

h.nassiraei@guilan.ac.ir

Dept. of Civil Engineering
University of Guilan

P. Rezaadoost

pooya.rezaadoost@gmail.com

Faculty of Civil Engineering
K. N. Toosi University of Technology

DOI:10.24200/J30.2022.59133.3029

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 2.1, Page 63-73, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 9 October 2021; received in revised form 30 January 2022; accepted 2 February 2022.

Abstract

Tubular structures are made of hollow steel members with circular cross-sections and connecting them is one of the major challenges in their design. So far, some

Abstract

Granular materials are widely used in construction. The cost and environmental impact of supplying natural aggregates force the construction industry to look for alternative materials for engineering applications. The interface shear strength properties of recycled construction materials including concrete and asphalt with geogrid as alternative backfill materials in reinforced structures were investigated by using Large-scale Direct Shear Test (LDST) apparatus. Also, a comparison is made between the recycled materials and a natural material with the same physical characteristics and grain size. Geosynthetics are mainly used to stabilize and reinforce different types of earth structures such as slopes, retaining walls, bridge abutments, and foundations. In these cases, the interaction between soil and geosynthetic has a vital role. Three types of single-stranded geogrids were tested as reinforcements. The results showed that reinforcement increases the shear strength and internal friction angle. The tensile strength of geogrids does not have effect on the interface shear strength as the geogrids do not reach the failure state during shear test. The shear strength coefficient for these materials was greater than one, which indicates a strong interaction between the geogrid and the materials. Recycled materials including concrete and crushed asphalt have good shear strength and can be used as an alternative to natural materials in reinforced soil retaining walls, although their shear behavior is slightly different. In general, due to the involvement of these aggregates with the geogrid, it leads to an increase in the shear strength of the interface of these materials and the geogrid to the materials themselves. The shear behavior of natural materials and concrete changes from a slightly softening behavior to a hardening behavior on the interface, a process that is more severe in the case of asphalt. Also, the volumetric behavior of the interface of natural materials and recycled concrete with geogrid is more extensive than the materials themselves, the opposite is true for asphalt. Recycled asphalt materials have a lower interaction coefficient than natural materials and recycled concrete. This reason could be attributed to bitumen coating on recycled asphalt aggregates. In general, recycled concrete and asphalt materials provide the minimum shear strength parameters when reinforced with geogrids.

Key Words: Geogrid, interface, large direct shear test, recycled material, reinforced soil structures.

3D NUMERICAL MODELING OF GEOTHERMAL TUNNELS AND RECEIVABLE ENERGY

S.R. Sheikhamadi

sheikhamadiraef@modares.ac.ir

M.A. Kiani Fordoei

m.kianifordoei@modares.ac.ir

M.Oliaei(corresponding author)

m.olyaei@modares.ac.ir

**Faculty of Civil and Environmental Engineering
Tarbiat Modares University**

DOI:10.24200/J30.2022.58760.3001

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 2.1, Page 41-50, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 22 August 2021; received in revised form 8 February 2022; accepted 12 February 2022.

Abstract

Nowadays, with development of subway tunnels, heating and cooling stations are playing an important role. Shallow geothermal energy as a renewable time-independent energy source helped significantly to reduce energy consumption for supplying ventilation, heating, and cooling of subway stations. The amount of accessible energy from such modern systems is of great importance in their economic assessment. Hence, this research aims to perform and present finite element modeling to evaluate the amount of exploited energy through ground heat exchangers (GHE) in tunnels. After validation of implemented modeling, the effect of various involved parameters in modeling was studied for a short-term operation of heat exchange. Additionally, the effect of lining isolation with respect to the inner environment of the tunnel was investigated. The results show that by increasing water velocity in the pipe, the total extracted power increased in both isolated and non-isolated conditions. The results can be classified into three main categories.

1. By increasing (a) the spacing between the pipe and inner environment of the tunnel in isolated case, (b) the inner temperature of the tunnel in non-isolated case, and (c) thermal conductivity of soil in both isolate and non-isolate cases, the total extracted power could be improved. The pipe diameter has a fascinating effect on the total extracted power. Firstly, it reduces the amount of extracted power. However, in the case of larger diameters, due to the capability of discharging more water, the amount of extracted power is increased.
2. By increasing (a) the spacing between the pipe and inner environment of the tunnel in non-isolated conditions and (b) pipe thickness in both non-isolated and isolated conditions, the total extracted power is reduced.
3. By increasing the specific heat capacity, density, and porosity of the soil, the total extracted power slightly changes. Indeed, these parameters have a negligible effect on extracted power.

30, and 48 inches under internal pressure of zero, 500, 1000 psi in two different soils are analyzed. The results of the analyses indicate that the anchor length increases with increasing pipe diameter. The soil properties also significantly affect the anchor length, but the internal pressure has only marginal effect on the anchor length. The relevant equation of the anchor length provided by the PRCI guidelines is about 35% less than the anchor length obtained from the analyses. A more accurate equation for the anchor length is proposed in this study.

Key Words: Landslide, Gas transmission pipeline, active length, anchor length, failure, finite element analysis.

TURBULENCE STRUCTURES AND SEDIMENT TRANSPORT OF DIFFERENT COUNTERMEASURE ROUGHNESS OF THE SQUIRE BRIDGE PIER

A. Mahmudi Moghadam(corresponding author)

amin.mahmudi@modares.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Shams Institute of Higher Education

S. Salehi

saeedsalehi100@gmail.com

Faculty of Agriculture

Ferdowsi University Mashhad

T. Sadeghifar

tsadeghifar90@gmail.com

Dept. of Civil Engineering

Tarbiat Modares University

DOI:10.24200/J30.2022.57666.2925

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 2.1, Page 17-26, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 17 April 2021; received in revised form 22 January 2022; accepted 20 February 2022.

Abstract

Laboratory experiments were carried out to investigate the hydraulics, turbulence structure, and sediment removal capacity of bridge pier with different adjusted roughness. Four experimental models of the roughness were employed to measure the effect of the geometry of the roughness on the scour hole formation and depth. The effects of roughness geometry on the turbulence structure and local erosion through the bridges were studied for one sand sediment size. The three-dimensional velocity profiles and turbulence characteristics of flow downstream and upstream of the bridge

pier were measured by Acoustic Doppler velocimetry (ADV) technique due to different adjusted roughnesses. After filtration process by WinADV software, the contour plots of the turbulence kinetic energy were depicted due to triangular roughness. The maximum longitudinal eroded section, which is commonly located by bridge pier corners, was measured through the experiments. The results of the scour hole measurements indicate that due to increasing the length of the roughness, the scour hole depth values decreased; however, increasing the vertical distance has the same effect on the scour hole formation. Furthermore, different geometries of the employed roughness illustrate that the triangular roughness has less scour hole depth than other experimental models with the same hydraulic condition. The detailed information of the magnitude, distribution, and probability of turbulence structures was extracted from time-series data using power spectra. The turbulence data were compared with the topography of upstream erosion. Analysis of the power spectrum density function indicated that the discontinuous adjusted roughness remarkably reduced the downward energy level of vortices at the upstream of bridge pier, which is supposed that the gap opening through the roughness can increase downward jets impact. It appears that this condition reduces the turbulence kinetic energy near the bed elevation at the upstream face of squire bridge pier.

Key Words: Scour hole, turbulence, reynolds stress, sediment transport, power spectrum.

EVALUATION OF INTERFACE SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF GEOSYNTHETIC WITH RECYCLED CONCRETE AND ASPHALT WASTE BY DIRECT SHEAR TEST

H. Heiraty

heiratyhosein.1993@gmail.com

M. Hassanlou Rad(corresponding author)

hassanlou@eng.ikiu.ac.ir

A. Ardakani

a.ardakani@eng.ikiu.ac.ir

Faculty of Technical and Engineering

Imam Khomeini International University

DOI:10.24200/J30.2022.59660.3065

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 2.1, Page 27-40, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 22 August 2021; received in revised form 5 February 2022; accepted 20 February 2022.

Abstracts of Papers in English

ACTIVE LENGTH OF NATURAL GAS PIPELINE SUBJECTED TO LANDSLIDE

S. Hemmati

soheil.hemmati@stu.iiees.ac.ir

A. Vasseghi (corresponding author)

vasseghi@iiees.ac.ir

International Institute of Earthquake
Engineering and Seismology (IIEES)

DOI:10.24200/J30.2022.59429.3049

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 38, Issue 2.1, Page 3-15, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 26 December 2021; received in revised form 21 February 2022; accepted 28 February 2022.

Abstract

Natural gas transmission pipelines have a vital role in human life and thus, they are classified as lifelines. Long-term disruption in the pipeline operation due to landslides would have substantial direct and indirect consequences. Landslides are generally accompanied by large

movements of the ground and result in the deformation of the pipeline and the surrounding soil. In buried pipelines, a significant length of the pipeline moves relative to the soil during a landslide. This movement activates the friction between the soil and the pipeline. The location where the relative movement and the friction diminish to zero is called the virtual anchor point. The clear distance between this point and the landslide where the relative movement occurs is known as the anchor length. Active length of the pipeline is the distance between two virtual anchor points on either side of the landslide and it is the sum of the two anchor lengths and the width of the landslide. During a landslide, the pipe within this length would be highly stressed and it is prone to failure. The active length is considered as the protected length and to reduce the risk of pipe rupture, construction of bents, joints, and equipment should be avoided within this length. Thus, an accurate estimate of this length is an important consideration in the design process.

In this study, finite element analyses are carried out to evaluate the anchor lengths of common gas transmission pipelines in Iran. The analyses are performed using Ansys software platform. The pipe is modeled by nonlinear pipe elements and the pipe-soil interaction is modeled by Winkler springs. Buried pipes with diameters of 12, 20,

Civil Engineering

Sharif

2.1

Summer
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 **ACTIVE LENGTH OF NATURAL GAS PIPELINE SUBJECTED TO LANDSLIDE**
S. Hemmati and A. Vasseghi
- 17 **TURBULENCE STRUCTURES AND SEDIMENT TRANSPORT OF DIFFERENT COUNTERMEASURE ROUGHNESS OF THE SQUIRE BRIDGE PIER**
A. Mahmudi Moghadam, S. Salehi and T. Sadeghifar
- 27 **EVALUATION OF INTERFACE SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF GEOSYNTHETIC WITH RECYCLED CONCRETE AND ASPHALT WASTE BY DIRECT SHEAR TEST**
H. Heiraty, M. Hassanlou Rad and A. Ardakani
- 41 **3D NUMERICAL MODELING OF GEOTHERMAL TUNNELS AND RECEIVABLE ENERGY**
S.R. Sheikhhahmadi, M.A. Kiani Fordoei and M. Oliaei
- 51 **OPTIMIZATION OF CRITICAL SLIP SURFACE IN UNSATURATED SLOPES SUBJECTED TO RAIN INFILTRATION BY CBO ALGORITHM**
Sh.S. Naseri, H. Sadeghi and A. Akbari Garakani
- 63 **BEHAVIOR OF TUBULAR X-JOINTS RETROFITTED WITH EXTERNAL RING SUBJECTED TO COMPRESSIVE LOADING**
H. Nassiraei and P. Rezaadoost
- 75 **EFFECT OF SILT CONTENT ON CYCLIC AND POST-CYCLIC BEHAVIOR OF SATURATED LOOSE SAND**
S. Mohammadi and H. Naeini
- 87 **COUPLED EFFECT OF LOADING RATE AND NOTCH LENGTH ON TENSILE STRENGTH OF ROCK**
P. Asadi and A. Fakhimi
- 99 **CRACK DETECTION IN MASONRY STRUCTURES USING COMPUTER VISION BASED ON DEEP LEARNING**
M. Mousavi and A. Bakhshi

RESEARCH NOTES:

- 109 **CONTINUOUS MEASUREMENT OF MATRIX SUCTION AND DEGREE OF SATURATION OF UNSATURATED SOILS WITH A NEW SOIL-WATER RETENTION CURVE DEVICE**
A. Mirzaii, M. Mortezaee and M. Naini
- 117 **DEVELOPMENT OF THE INTEGRATED MARS-PSO AND ELM-PSO MODELS FOR ESTIMATING THE COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE IN CIRCULAR CONCRETE COLUMNS CONFINED WITH FRP POLYMER FIBERS**
M. Hanteh, H. Malek and M. Akbari

APPENDIX

- 138 **ABSTRACTS OF PAPERS IN ENGLISH**