

پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

دوفصلنامه، سال ششم، شماره ۲، پاییز و زمستان ۱۳۹۹

۱۰-۱۶	بررسی تزریق‌پذیری و تخمین خورند سیمان در ساختگاه سد خرسان عبدالله شهرابی بیدار، مرتضی مظفری، عباس ذوالفقاری و احمد رستگارنیا
۱۳-۲۳	بررسی تأثیر تغییرات ارتفاع، پریود و نوع طیف امواج در طراحی جانهایی موج‌شکن‌های بنادر (مطالعه موردی بندر برباز)
۲۵-۳۷	حمید حیدری ترکمانی و محمد هادی معینی مطالعه آزمایشگاهی رفتار شیروانی مسلح شده در شرایط غیراشیاع بهنام مهدی‌پور، بهرام نادی، حمید هاشم‌الحسینی و مسعود میرمحمدصادقی
۳۹-۴۸	بررسی عملکرد قیر اصلاح‌شده با پلیمر اتیلن‌وینیل‌استات و پودرلاستیک با انجام آزمایش‌های کلاسیک و روسازی مقنای
۴۹-۶۱	بهروز دامبار، سید محمدحسین دهناد و حسین زنجیرانی فراهانی اثر مقاومت مصالح بر ظرفیت محوری ستون‌های فولادی پر شده با بتون مسعود احمدی و میر رحیم موسوی
۶۷-۷۸	مشخصات مقاومتی بستر رسانی با خصوصیات خمیری بالای ثبتیت شده با سرباره کوره ذوب آهن، خاکستر بادی و دیاتومیت
۷۹-۹۳	کوروش میرزاکی، علیرضا غنیزاده و سعیده بختیاری مطالعه آزمایشگاهی خصوصیات بتون حاوی بتنوتیت و زئولیت به عنوان پوزولان طبیعی سارا خسروی، امید رضایی‌پور، مجید قله‌کی و سیده مرغیه قیامی تکلیمی
۹۵-۱۰۵	بررسی عوامل مؤثر بر افت آبهای زیرزمینی در آبخوان کوهدهشت، استان لرستان الهام فیجانی، صبا علیخانی جودکی و مرتضی مظفری
۱۰۷-۱۲۱	بررسی ضربی دبی سریزهای کنگره‌ای منقاری مثلثی با استفاده از نرم‌افزار FLUENT و الگوریتم‌های گرگ خاکستری و انتخابات سعیده امامی، جواد پارسا، حجت امامی و اکرم عباسپور
۱۲۳-۱۳۲	پیش‌بینی رفتار سدهای بتونی با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی (مطالعه موردی رفتار سد در)
۱۳۳-۱۴۷	حسین نادرپور سید روح الله حسینی واعظ و ناصر ملک‌شاهنه ارزیابی رفتار سازه‌های نامنظم هندسی فولادی با سیستم قاب خمینی تحت سناریوهای مختلف حذف ستون مسعود احمدی و مهدی عبادی چامخانه
۱۴۹-۱۷۰	پیشنهاد مدل‌های رگرسیونی جهت تخمین مقاومت فشاری تک محوری و مدول الاستیسیته ماسه سنگ‌ها بر اساس خصوصیات فیزیکی و سرعت موج تراکمی اقیر ازادمهر، محسن صفاریان و سید محمود کاظمی



پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

مجله علمی

هیأت تحریریه

دکتر مرتضی اسکندری قادر استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تهران
دکتر سید روح الله حسینی واعظ دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم
دکتر ماشاء الله خامه چیان استاد، گروه زمین شناسی مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس
دکتر مهدی خدابرست دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه قم
دکتر طاهر رجایی استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی
دکتر علی قنبری استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی
دکتر وجید نورانی استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

هیأت تحریریه بین‌المللی

Janusz Wasowski

Professor, National Research Council, Roma, Italy

Hakim S. Abdelgader

Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Tripoli, Tripoli, Libyan Arab Jamahiriya

مدیر مسئول:

دکتر علی محمد رجبی، دانشیار، گروه زمین‌شناسی مهندسی،
دانشگاه تهران

سردبیر:

دکتر علی قنبری، استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه
خوارزمی

سردبیر همکار:

دکتر سید روح الله حسینی واعظ، دانشیار، گروه مهندسی
عمران، دانشگاه قم

ویراستار:

طاهره عارف زاده، کارشناس ارشد مهندسی عمران، گروه
مهندسی عمران، دانشگاه قم

طرح روی جلد: سید محمد حماد حسینی واعظ

صفحه آرایی: طاهره عارف زاده

ناظر چاپ: محمد رضا شجاعی

شاپا الکترونیکی: ۲۷۸۳-۱۴۰X



نشانی: قم، جاده قدیم اصفهان، دانشگاه فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دفتر مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

کد پستی: ۳۷۱۶۱۴۶۶۱۱

تلفن: ۰۲۵-۳۲۱۰۳۵۹۰

نمبر: ۰۲۵-۳۲۸۵۴۲۲۸

نشانی سایت: <http://cer.qom.ac.ir/>

پست الکترونیک: cer@qom.ac.ir

قیمت: ۱۰۰۰۰ ریال

مقالات این شماره

- ۱ برسی تزیق‌پذیری و تخمین خورند سیمان در ساختگاه سد خرسان II عبداله شهرابی بیدار، مرتضی مظفری، عباس ذوالفاری و احمد رستگارنیا
- ۱۳ برسی تأثیر تغییرات ارتفاع، پریود و نوع طیف امواج در طراحی جانمایی موج‌شکن‌های بنادر (مطالعه موردی بندر بریزک) حمید حیدری ترکمنی و محمد هادی معینی
- ۲۵ مطالعه آزمایشگاهی رفتار شیروانی مسلح شده در شرایط غیراشباع بهنام مهدی‌پور، بهرام نادی، حمید هاشم‌حسینی و مسعود میر‌محمدصادقی
- ۳۹ برسی عملکرد قیر اصلاح شده با پلیمر اتیلن‌وینیل‌استات و پودرلاستیک با انجام آزمایش‌های کلاسیک و روسازی ممتاز بهروز دامیار، سید محمد‌حسین دهناد و حسین زنجیرانی فراهانی
- ۴۹ اثر مقاومت مصالح بر ظرفیت محوری ستون‌های فولادی پر شده با بتون مسعود احمدی و میر رحیم موسوی
- ۶۷ مشخصات مقاومتی بستر رسانی با خصوصیات خمیری بالای ثبت شده با سرباره کوره ذوب آهن، خاکستر بادی و دیاتومیت کوروش میرزا‌ایی، علیرضا غنی‌زاده و سمیه بختیاری
- ۷۹ مطالعه آزمایشگاهی خصوصیات بتون حاوی بنتونیت و زئولیت به عنوان پوزولان طبیعی سارا خسروی، امید رضایی‌فر، مجید قلهکی و سیده مرضیه قیامی تکلیمی
- ۹۵ برسی عوامل مؤثر بر افت آب‌های زیرزمینی در آبخوان کوهدهشت، استان لرستان الهام فیجانی، صبا علیخانی جودکی و مرتضی مظفری
- ۱۰۷ برسی ضریب دبی سریزهای کنگرهای منقاری مثلثی با استفاده از نرم‌افزار FLUENT و الگوریتم‌های گرگ خاکستری و انتخابات سمیه امامی، جواد پارسا، حجت امامی و اکرم عباسپور
- ۱۲۳ پیش‌بینی رفتار سدهای بتونی با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی (مطالعه موردی رفتار سد دز) حسین نادرپور، سید روح الله حسینی واعظ و ناصر ملکشاهی
- ۱۳۳ ارزیابی رفتار سازه‌های نامنظم هندسی فولادی با سیستم قاب خمشی تحت سناریوهای مختلف حذف ستون مسعود احمدی و مهدی عبادی جامخانه
- ۱۴۹ پیشنهاد مدل‌های رگرسیونی جهت تخمین مقاومت فشاری تک محوری و مدول الاستیسیته ماسه سنگ‌ها براساس خصوصیات فیزیکی و سرعت موج تراکمی امیر آزادمهر، محسن صفاریان و سید محمود کاظمی

درباره نشریه

نشریه علمی گروه مهندسی عمران دانشگاه قم با عنوان «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» افتخار دارد دستاوردهای علمی-پژوهشی محققان کشور را به نحو شایسته‌ای در اختیار پژوهشگران و محققان فعال در زمینه‌های مرتبط با زیرساخت‌های عمرانی قرار دهد. این نشریه سعی دارد زمینه‌ای را برای مجموعه گسترده‌ای از مطالعات علمی و فنی فراهم کند تا نیازهای در حال تحول در حوزه زیرساخت‌های مهندسی عمران را منعکس نماید.

مجوز انتشار این نشریه علمی در سال ۱۳۹۳ براساس مصوبه شماره ۹۳/۱۲۹۹ مورخ ۱۳۹۳/۱/۲۶ وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی تحت عنوان «پژوهش‌های عمران و محیط‌زیست» صادر شد. در ادامه این نشریه در سال ۱۳۹۹ به «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» با مجوز شماره ۲۴۱۶۳ وزارت و ارشاد اسلامی تغییر نام داده شد. مقالات پژوهشی، مروری و کوتاه در این نشریه به زبان فارسی و بهصورت دوفصلنامه به چاپ می‌رسد. تمامی مقالات منتشر شده در این نشریه تحت فرآیند داوری بهصورت «اطلاعات یک جانبه بسته» قرار گرفته‌اند. همچنین تمامی متنون اصلی فارسی این مقالات بهوسیله مشابهت‌یاب سمیم نور و متن انگلیسی چکیده آنها بهوسیله مشابهت‌یاب iThenticate به منظور منحصر بهفرد بودن این مطالعات، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در راستای تحقق دستیابی به سطوح بین‌المللی، درج شناسه دیجیتال مقاله (DOI) با پیش‌شماره اختصاصی ۱۰/۲۲۰۹۱ به صاحب امتیازی دانشگاه قم، برای کلیه مقالات منتشر شده در این نشریه، بهصورت رایگان صورت می‌پذیرد.

به منظور تسهیل در دریافت مقالات، انجام داوری و پیگیری‌های بعدی، نویسنده‌گان محترم بایستی ضمن ثبت نام در پایگاه نشریه، مقالات خود را از طریق سامانه ارسال نمایند. اعضای هیات تحریریه نشریه پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی مصمم هستند که فرآیند مکاتبات و داوری مقالات در کوتاه‌ترین زمان ممکن صورت گیرد و نتیجه در اولین فرصت به اطلاع نویسنده‌گان محترم بررسد.

مخاطبان این نشریه تحت مجوز حق انتشار بین‌المللی و اجازه دسترسی ۴/۰ (CC BY 4.0) می‌توانند مطالب و یا قالب موجود را نسخه‌برداری و توزیع نمایند. همچنین دسترسی به مقالات این نشریه رایگان است (Open Access).

نشریه پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی برای ارسال، داوری و چاپ مقاله از نویسنده‌گان هزینه‌ای دریافت نمی‌کند.

اصول اخلاقی نشریه و مصادیق سوء رفتار در نشر

سیاست‌های اخلاقی نشریه «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» براساس اصول کمیته بین‌المللی اخلاق نشر (COPE) و رعایت منشور اخلاقی نشریات وزارت علوم، تحقیقات و فناوری می‌باشد که سردبیر نشریه، خوانندگان، نویسندها، داوران و دبیران علمی به آن متعهد هستند. براساس این منشور اخلاقی، نشریه برای انواع مقالات ارسال شده، صلاحیت تعیین شماره مورد نظر برای چاپ را دارد. به علاوه، مؤلفان، داوران، دبیران علمی و سردبیر هنگام همکاری با نشریه «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» باید این اصول اخلاقی را رعایت کنند. مشروح اصول کمیته بین‌المللی اخلاق نشر (COPE)، در آدرس <http://publicationethics.org> قابل دسترسی می‌باشد.

وظایف و مسئولیت‌های سردبیر و دبیران علمی:

۱. سردبیر و دبیران علمی این نشریه وظیفه و مسئولیت قبول یا رد مقاله را به‌عهده می‌گیرند.
۲. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید رونوشت‌های ارسال شده را تا هنگام انتشار، محرمانه نگه دارند.
۳. سردبیر و دبیران علمی تصمیمات نهایی مورد نظر در رابطه با انتشار یا عدم انتشار یک رونوشت را اتخاذ می‌کنند.
۴. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید اصل بینامی داوران را حفظ کنند.
۵. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید از تعارض منافع جلوگیری کنند.
۶. سردبیر و دبیران علمی این نشریه ملزم به رعایت صیانت علمی و تلاش برای رفع نیازهای علمی خوانندگان خود هستند.
۷. سردبیر و دبیران علمی این نشریه سرقت ادبی و تقلب و کلاهبرداری‌های احتمالی را شناسایی کنند و در موارد نیاز اصلاحات، توضیحات، و واپس‌گیری‌ها و عذرخواهی‌ها را ارائه دهند.
۸. سردبیر و دبیران علمی این نشریه باید به محتوای پژوهشی مرتبط، متمرکز و محدود باشند.
۹. سردبیر و دبیران علمی این نشریه نباید اطلاعات رونوشت‌ها را برای افرادی غیر از نویسنده مسئول و داوران فاش کنند.
۱۰. رونوشت‌های منتشر نشده توسط سردبیر و دبیران علمی و یا اعضای دیگر برای مقاصد شخصی مورد استفاده قرار نخواهد گرفت.

وظایف و مسئولیت‌های داوران:

۱. داوران این نشریه می‌بایست با سردبیر و دبیران علمی برای تصمیم‌گیری در رابطه با انتشار رونوشت‌های ارسال شده همکاری کنند.
۲. داوران باید نظرات خود را به سردبیر و دبیران علمی برای تصمیم‌گیری در رابطه با انتشار یا عدم انتشار رونوشت، در زمان لازم ارائه دهند.
۳. داوران دعوت شده به این نشریه مسئولیت محرمانه نگه داشتن رونوشت‌های ارسال شده را بر عهده دارند.
۴. داوران ملزم به رعایت محرمانه نگه داشتن رونوشت‌های ارسال شده و عدم استفاده از اطلاعات آنان برای مقاصد شخصی هستند.
۵. نظرات داوران در رابطه با رونوشت‌های ارسال شده باید فنی و تخصصی باشد.
۶. داوران نباید رونوشت‌هایی که در آنها تعارض علائق با یکی از نویسندها، شرکت‌ها، یا مؤسسات وجود دارد را داوری کنند.

۷. داوران باید تعارض منافع را بیان و از رخداد آن جلوگیری کنند.

وظایف و مسئولیت‌های نویسنده‌گان:

۱. رونوشت‌ها باید فقط به زبان فارسی و با نگارش صحیح و با اصطلاحات مناسب ارسال شود.
۲. رونوشت‌ها نباید در جای دیگری (جز در قالب چکیده یا بخشی از یک سخنرانی، مقاله مروری، یا پایان‌نامه) چاپ شده باشند یا هم زمان توسط نشریه دیگر تحت بررسی باشند.
۳. نویسنده مسئول باید از رضایت دیگر مؤلفان همکار مطمئن بوده و نوشتار به تایید کلیه نویسنده‌گان رسیده باشد.
۴. یکی دیگر از مسئولیت‌های نویسنده‌گان، حصول اطمینان و کسب اجازه موسسه ایست که رونوشت ارسال شده مربوط به آن است.
۵. یکی از شرایط ارسال رونوشت اینست که مؤلفان اجازه ویرایش آن را برای قابلیت خوانایی بیشتر بدهد.
۶. از نویسنده‌گان انتظار می‌رود تا حامی مالی را برای اجرا و آماده‌سازی روند تحقیق به طور خلاصه بیان کنند.
۷. فرم تعهد اخلاقی و حق نشر می‌بایست که توسط مؤلفان قبل از پذیرش مقالات امضا و تایید شود.
۸. در نشریه‌های دسترسی آزاد، مؤلفان حق مالکیت مقاله خود را دارند اما در کنار آن به عموم افراد اجازه دانلود، چاپ، و توزیع مقاله خود را نیز می‌دهند.
۹. همه مؤلفان یک رونوشت می‌بایست بر سر اینکه نویسنده مسئول فرآیندهای بازنگری بعدی را پس از ارسال رونوشت و تایید نهایی پیش از چاپ بر عهده گیرد، توافق کنند.
۱۰. هنگامی که نویسنده یا نویسنده‌گان، رونوشت خطای مهمی را در کارشان دیدند، لازم است سریعاً دبیر علمی نشریه را برای تصحیح آن مطلع کنند.
۱۱. از آنجاکه سرقت ادبی یکی از خطاهای جدی و غیراخلاقی محسوب می‌شود، همه نویسنده‌گان می‌بایست بدانند که رونوشت‌های ارسال شده به این نشریه ممکن است توسط نرم‌افزارهای سرقت ادبی مورد تحلیل قرار گیرد.
۱۲. همه نویسنده‌گان لازم است فرآیند ارسال یک رونوشت را در این نشریه مطالعه کنند.

مصادیق نقض اصول اخلاقی انتشار توسط نویسنده‌گان:

۱. سرقت ادبی: سرقت ادبی به معنای استفاده عمدى از مقالات یا ایده‌های شخص دیگر به نام خود است. حتی استفاده از یک جمله شخص دیگر یا جملات قبلی خود بدون ذکر منبع، سرقت محسوب می‌شود. تمامی رونوشت‌های ارسال شده به این نشریه توسط نرم‌افزارهای سرقت ادبی مورد بازبینی قرار می‌گیرند.
۲. داده‌سازی و تحریف: داده‌سازی هنگامی است که محقق در عمل، مطالعه‌ای را انجام نداده اما داده و نتیجه‌گیری ارائه می‌دهد. تحریف نیز هنگامی رخ می‌دهد که تحقیقی را انجام داده اما داده‌ها و نتایج آن را تغییر می‌دهد.
۳. ارسال همزمان: هنگامی است که یک رونوشت به دو نشریه ارسال می‌شود.
۴. ارسال دو نسخه‌ای (المثنی): هنگامی رخ می‌دهد که دو یا چند مقاله دارای فرضیات، داده‌ها و نتایج یکسان هستند.
۵. ارسال تکراری (اضافی): به معنی تقسیم یک مطالعه به مقالات متعدد و ارسال آنها می‌باشد.
۶. سهیم کردن نادرست نویسنده دیگر: همه نویسنده‌گان لیست شده در مقاله می‌بایست در انجام آن سهیم باشند.
۷. دستکاری منابع: هنگامی است که در قسمت پایانی یک رونوشت منابع متعددی ذکر می‌شود، در حالی که در محتوای متن نامی از آنها برده نشده است.

اهداف

- تقویت رشد تحقیقات علمی در بین مهندسان و دانشمندان ایرانی
- ایفای نقش رابطی جهت در دسترس قرار دادن ثمره این تحقیقات در جوامع ملی و بین‌المللی مهندسی عمران
- تمرکز در زمینه‌های پژوهشی مرتبط با زیرساخت‌های عمرانی
- انتشار تحقیقات با کیفیت بالا از جوامع دانشگاهی همراه با نرخ استناد بالا و تاثیرگذاری در دست‌یابی به مسیرهای مرتبط با صنعت

نشریه «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» یک نشریه علمی است که در حوزه مهندسی عمران به نشر مقالات علمی می‌پردازد. محققان و پژوهشگران محترم می‌توانند نتایج تحقیقات علمی و وزین خود در زمینه‌های مرتبط با زیرساخت‌های عمرانی را جهت بررسی، داوری و چاپ از طریق سامانه آنلاین به نشریه ارسال نمایند.

محورهای پژوهشی نشریه

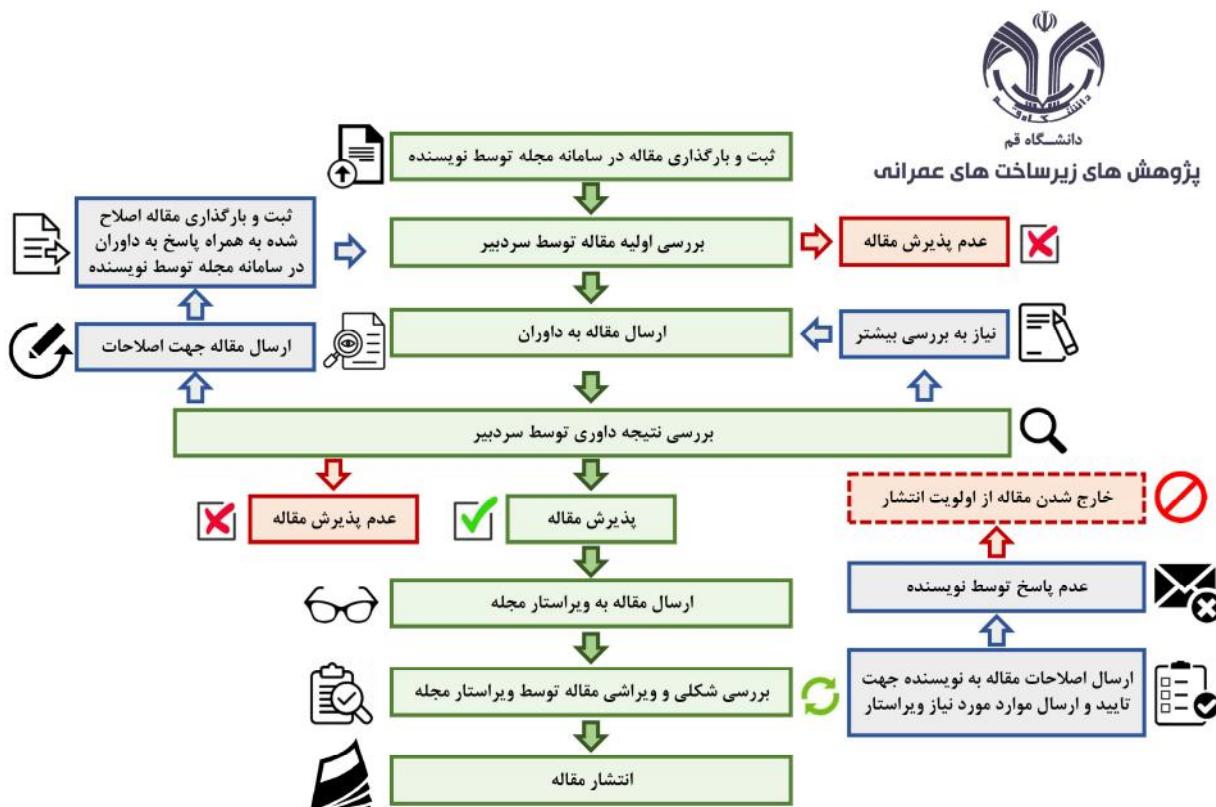
زیرساخت‌های عمرانی شامل سدها، پل‌ها، سیستم‌های حمل و نقل، سازه‌های ژئوتکنیکی، ساخت و سازهای زیرزمینی، خطوط لوله، سیستم‌های توزیع آب، ساختمان‌ها، سازه‌های دریایی، نیروگاه‌ها، فرودگاه‌ها، سکوهای دریایی می‌شود.

مهمترین محورهای پژوهشی مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی به شرح زیر است:

- سیستم‌های هوشمند زیرساخت‌های عمرانی
 - قابلیت اطمینان و مدیریت ریسک
 - طراحی و ساخت
 - آنالیز شکست
 - فناوری‌های اطلاعات در زیرساخت‌های عمرانی
 - آزمون‌های صحرایی
 - مدیریت ساخت و ارزش
 - بهینه‌سازی
 - اتوماسیون و رباتیک در زیرساخت‌های عمرانی
- کنترل پروژه و ابزار دقیق
 - مدل‌سازی ریاضیاتی
 - روش‌های عددی و آزمایشگاهی
 - ارزیابی و پایش
 - سیستم‌های توسعه پایدار زیرساخت‌های عمرانی
 - اثرات زیست‌محیطی
 - استراتژی‌های بهسازی، تعمیر و نگهداری
 - آزمون‌های غیرمختسب

فرآیند پذیرش مقالات

فرآیند پذیرش مقاله در این نشریه از ارسال تا چاپ نهایی مطابق با نمودار فلودیاگرام زیر صورت می‌پذیرد.
مدت زمان این فرآیند، به قبول داوری توسط داوران محترم، ارسال نظرات داوری و پاسخگویی به نظرات داوران توسط نویسنده‌گان
بستگی دارد.



بررسی تزریق‌پذیری و تخمین خورند سیمان در ساختگاه سد خرسان II

تزریق سیمان روشی متداول برای آب‌بندی و تحکیم پی و تکیه‌گاه‌های سد می‌باشد. در پروژه‌های سدسازی معمولاً بخش مهمی از منابع اختصاص یافته، صرف عملیات تزریق می‌گردد؛ بنابراین نداشتن برآورده از مقادیر خورند سیمان می‌تواند در برنامه‌ریزی اجرای پروژه مؤثر باشد. یکی از عوامل اصلی مؤثر بر تزریق و مقدار خورند سیمان، مشخصات جایگاه زمین‌شناسی است. در این مقاله، با استفاده از داده‌های پائل تزریق آزمایشی در سنگ‌های آهکی تکیه‌گاه چپ سد خرسان II، رابطه بین خورند سیمان و چهار پارامتر شاخص کیفی سنگ، عدد لوژن، فاصله‌داری درزه‌ها و بازدگی درزه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که خورند سیمان دارای رابطه‌ای معکوس با شاخص کیفی و فاصله‌داری درزه‌ها است. اما با عدد لوژن و بازدگی درزه‌ها رابطه مستقیم دارد. در بین پارامترهای ذکر شده، عدد لوژن دارای بیشترین همبستگی با خورند سیمان است، با این حال، همبستگی ضعیف نشانگر اثرگذاری عوامل دیگر نیز می‌باشد. با توجه به این مسئله مقادیر خورند سیمان به میزان فشار تزریق نرمال گردیده و همبستگی آن با پارامترهای مورد اشاره بررسی شد. نتایج، بهبود قابل توجی، به خصوص در رابطه بین خورند نرمال شده و عدد لوژن نشان داد و ضریب تعیین بیش از ۰/۷ حاصل گردید. رابطه ارائه شده می‌تواند در تخمین خورند سیمان در ساختگاه‌های مشابه مورد سنجش و آزمون قرار گیرد.

واژگان کلیدی: تزریق، خورند سیمان، عدد لوژن، بازدگی درزه، سد خرسان II.

عبدالله سهرابی بیدار*

دانشکده زمین‌شناسی، پردیس علوم، دانشگاه تهران.
پست الکترونیک:
asohrabi@ut.ac.ir

مرتضی مظفری

دانشکده زمین‌شناسی، پردیس علوم، دانشگاه تهران.
پست الکترونیک:
mmozaafari@ut.ac.ir

عباس ذوالفقاری

گروه زمین‌شناسی، دانشکده علوم، دانشگاه تربیت مدرس.
پست الکترونیک:
abbas.zolfaghari@modares.ac.ir

احمد رستگارنیا

دانشکده زمین‌شناسی، پردیس علوم، دانشگاه تهران.
پست الکترونیک:
ahmad.rastegarnia@mail.um.ac.ir

۱- مقدمه

حفره‌های تشکیلات سنگی و خاکی، تزریق شده و موجب بهبود خصوصیات مهندسی آنها می‌گردد، به طوری که در اثر آن نفوذ پذیری لایه‌ها کم و مقاومت لایه‌ها افزایش یافته و در نتیجه تغییر شکل پذیری توده سنگ کاهش می‌یابد. سه عامل اصلی مؤثر بر تزریق پذیری توده سنگ عبارت است از: مشخصات و ویژگی‌های محیط تزریق، مشخصات دوغاب تزریقی و فشار تزریق. ویژگی‌ها و مشخصات زمین را می‌توان به عنوان مهمترین عامل مؤثر

تزریق دوغاب و ایجاد پرده آب‌بند یکی از متداول‌ترین روش‌های جلوگیری از هدر رفتن آب مخزن سدها است. تزریق دوغاب سیمانی، روشی است که توسط آن، ماده تزریقی به خلل و فرج و درز و شکاف یا

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۱۱/۲۰، بازنگری ۱۳۹۹/۱۱/۲۷، پذیرش ۱۳۹۹/۱۲/۰۲.
 DOI: 10.22091/cer.2021.6560.1227 شناسه دیجیتال

بهبود کیفیت توده سنگ با استفاده از روش‌های زئوفیزیکی، مدل‌سازی عددی و ارزیابی اثرات آب‌بندی تزریق، مشخصات مصالح و دوغاب تزریق و شناخت رفتار تزریق در توده سنگ با استفاده از داده‌کاوی، جنبه‌های مختلفی از پژوهش‌های اخیر در خصوص تزریق دوغاب در توده سنگ می‌باشند [۷-۱۳].

عملیات حفاری و تزریق، بخش قابل توجهی از هزینه‌های طرح‌های سدسازی را به خود اختصاص می‌دهد. در ساختگاه‌هایی که قابل اعتماد نباشد، قبل از نهایی شدن طرح سد و پرده تزریق، اجرای برنامه تزریق آزمایشی ضروری است؛ زیرا بدین وسیله می‌توان نسبت نفوذپذیری قبل از عملیات تزریق به متوسط نفوذپذیری بعد از عملیات تزریق، متوسط خورند سیمان و دوغاب در هر مرحله و فاصله حداقل بین آخرین گمانه‌های تزریق و نیز فشار مورد نیاز تزریق را به دست آورد. معمولاً خورند سیمان بر حسب مقدار مصرف سیمان در هر قطعه (معمولًا به طول ۵ متر) یا بر حسب مصرف سیمان در طول واحد بیان می‌گردد. در اختیار داشتن برآورده از مقادیر خورند سیمان و دوغاب در عملیات تزریق، نقش مؤثری در برنامه‌ریزی و طراحی عملیات تزریق خواهد داشت. داشتن چنین برآورده نیازمند بررسی اثر پارامترهای مختلف بر مقدار جذب سیمان و دوغاب در طی فرایند تزریق است. پس از لوئیس که مبانی اولیه نفوذ سیال در یک توده سنگ درزه‌دار را فرمول‌بندی و براساس آن مقادیر نفوذپذیری توده سنگ و شعاع نفوذ سیالات با ویسکوزیته مختلف را بیان کرد، محققان در دهه اخیر به حل تحلیلی نفوذ دوغاب تزریق در توده سنگ درزه‌دار پرداختند. آنها در حل تحلیلی برای برآورد حجم دوغاب تزریقی از روش مشابه با مطالعات لوئیس استفاده کردند [۲ و ۱۴]. شهرابی‌بیدار و همکاران در یک مطالعه تجربی، رابطه بین خورند سیمان و دوغاب تزریقی با برخی مشخصات مهندسی توده سنگ شامل عدد لوزن، شاخص نفوذپذیری ثانویه، بازشدگی درزه‌ها و شاخص Q را با استفاده از تحلیل تکمتغیره برای ساختگاه سد بختیاری بررسی

در عملیات تزریق تلقی نمود چراکه دو عامل اخیر تحت تأثیر ویژگی‌های محیط تزریق قرار داشته و براساس آن تعیین می‌شوند [۱]. در بین خصوصیات محیط زمین‌شناسی، مشخصات درزه‌ها عامل اصلی می‌باشد. خصوصیات کلی درزه‌ها که بر تزریق‌پذیری و نفوذ دوغاب تأثیر می‌گذارند، شامل مشخصات درزه‌داری سنگ از قبیل بازشدگی درزه، زبری و نامنظمی سطح درزه، فاصله درزه‌ها از یکدیگر، و تداوم درزه‌ها می‌باشد. لوئیس^۱ ضمن مدل‌سازی یک محیط زمین‌شناسی ساده، به بررسی عوامل مؤثر بر نفوذپذیری سنگ‌های دارای درزه‌داری پرداخت. در مطالعه وی محیط همگن و درزه‌ها به صورت موازی و با فاصله‌داری منظم در نظر گرفته شده بودند [۲]. پریست^۲ مشخصات ناپیوستگی‌های توده سنگ را مورد توجه قرار داد [۳] بل [۳] در معرفی ویژگی‌های درزه‌ها (از جمله بازشدگی، زبری، فرکانس، جهت‌یابی و شبیه درزه‌ها) به اثر آنها بر خورند سیمان و نفوذپذیری توده سنگ اشاره کرده است [۴]. اگرچه عموماً عدد لوزن که شاخصی از نفوذپذیری توده سنگ می‌باشد، به عنوان معیاری برای تزریق‌پذیری در نظر گرفته می‌شود، اما فویو^۳ و همکاران با معرفی شاخص نفوذپذیری ثانویه معیاری جدید برای تخمین تزریق‌پذیری سنگ‌ها ارائه نمودند [۱ و ۵]. برخی محققین نیز با توجه به نتایج آزمایش فشارآب و اطلاعات مغزه‌های حفاری و حجم خورند واقعی ثبت شده، در صدد شناخت نسبی از بازشدگی درزه‌ها برآمده‌اند [۶]. امروزه همچنان مشخصات هیدروزئولوژیکی ساختگاه سدها به عنوان یکی از مهمترین پارامترها در مطالعه و طراحی سدها موضوع پژوهش و مطالعات مختلفی قرار می‌گیرد. توسعه روش‌های تجربی پیشین و کاربرد آنها برای ارزیابی وضعیت تزریق‌پذیری در سنگ‌ها، ارزیابی اثرات تزریق بر

¹- Louis²- Priest³- Bell⁴- Foyo

زمین‌شناسی مهندسی ساختگاه سد است. پیش از این عبدالشریف و بخت‌آور، با استفاده از روش زمین آمار به بررسی مشخصات بهینه پرده تزریق و به خصوص فشار تزریق در ساختگاه سد خرسان پرداخته‌اند [۲۳]. در مطالعه پیش‌رو، از داده‌های پانل تزریق آزمایشی در قطعات ۵ متری تکیه‌گاه چپ ساختگاه سد خرسان II استفاده شده و با تحلیل همبستگی بین پارامترهای مذکور، رابطه بین میزان خورند سیمان با پارامترهای شاخص کیفی سنگ، عدد لوزن، فاصله‌داری و بازدگی درزه‌ها بررسی شده است.

۲- موقعیت و زمین‌شناسی سد خرسان ۲

سد بتونی دو قوسی خرسان II به ارتفاع ۲۴۰ متر از بی و حجم مخزن ۲۱۴۲ میلیون مترمکعب با هدف تولید بهینه انرژی بر قابی به میزان ۱۴۹۷ گیگاوات ساعت در مرحله طراحی می‌باشد. این سد بر روی رودخانه خرسان در ناحیه جنوب باختری ایران در ارتفاعات زاگرس مرتفع ساخته خواهد شد [۲۴]. واحدهای سنگی ساختگاه سد عمدتاً شامل سازند آهکی آسماری و بخش‌هایی از سازند گچساران می‌باشد که در شکل ۱ نشان داده‌اند.

سنگ بستر و تکیه‌گاه‌ها در محل سد از جنس سنگ آهک و مربوط به سازند آسماری می‌باشد. این سازند به لحاظ خصوصیات سنگ چینه‌شناسی آن به سه واحد بالایی، میانی و پایینی قابل تفکیک است. واحد آسماری بالایی ($U.As^7$) که تقریباً تمام سازه‌ها به جز نیروگاه سطحی در آن واقع می‌گردد، ۲۸۰-۲۵۰ متر از آهک‌های ضخیم تا متوسط لایه با لایه‌بندی منظم و درصد کمی از آهک‌های نازک لایه تا آهک‌های مارنی است. واحد آسماری میانی ($M.As^8$) شامل ۱۰۰ متر تناوب آهک‌های متوسط تا نازک لایه خاکستری متمایل به سبز تا کرم رنگ و آهک مارنی و مارن می‌باشد.

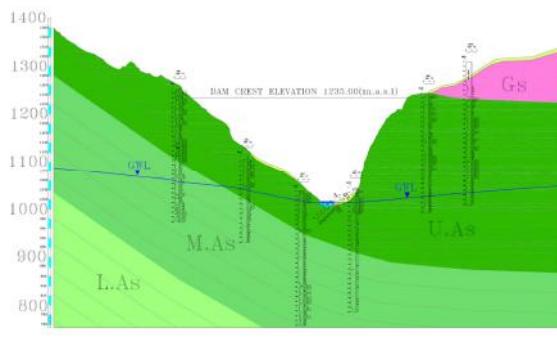
کردند. نتایج نشان داد که بیشترین همبستگی بین خورند و عدد لوزن وجود دارد، اگرچه ارائه رابطه تخمین خورند به علت همبستگی نسبتاً ضعیف میسر نبود [۱۵]. چیچائو^۵ و همکاران با استفاده از پردازش آماری داده‌های یک سد در کشور چین رابطه‌ای تجربی برای تخمین خورند سیمان براساس مقادیر نفوذپذیری و شاخص کیفیت توده سنگ ارائه کردند، اگرچه همبستگی همچنان ضعیف و ضرایب تعیین کمتر از $0/5$ بود [۱۶]. در مطالعه‌ای مشابه، رستگارنیا و همکاران در ساختگاه سد بازفت، رابطه خورند دوغاب و بازدگی درزه‌ها را بررسی کردند [۱۷]. اوچه^۶ با استفاده از شبکه عصبی فازی و تحلیل آماری چندمتغیره به تخمین خورند سیمان در پایدارسازی شفت معادن پرداخت [۱۸]. رحیمی و همکاران نیز از روش شبکه عصبی برای تخمین خورند سیمان در ساختگاه سد کارون ۴ استفاده کردند که استفاده از این روش منجر به بهبود نسبی در ضرایب همبستگی حاصله شد [۱۹]. محققان در مطالعه‌ای، برای تخمین خورند سیمان و دوغاب از داده‌های ساختگاه آهکی سد موت در کشور ترکیه استفاده نموده و با تحلیل آماری چندمتغیره روابط مختلفی برای تخمین خورندند ارائه نمودند [۲۰]. علاوه‌بر مطالعات تجربی، پژوهشگران با استفاده از مدل‌سازی عددی نفوذ دوغاب در داخل یک درزه منفرد ناهموار، به بررسی و تخمین خورند دوغاب و سیمان پرداختند [۲۱]. همچنین در برخی از مطالعات اخیر، ترکیبی از روش‌های تحلیلی و تجربی برای تخمین خورند سیمان براساس وضعیت نفوذپذیری توده سنگ در یک ساختگاه آهک کارستی به کار گرفته شده است [۲۲]. هدف اصلی در این مقاله، بررسی ویژگی‌های زمین‌شناسی مهندسی در گمانه‌های حفاری شده پانل تزریق آزمایشی سد خرسان II و مقایسه میزان خورند سیمان و دوغاب با برخی پارامترها و ویژگی‌های

⁷- Upper Asmari

⁸- Middle Asmari

⁵- Guichao

⁶- Öge



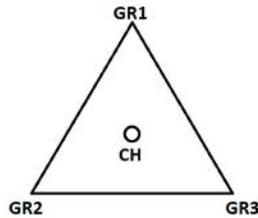
(ب)



(الف)

شکل ۱- (الف) تصویر و (ب) مقطع زمین‌شناسی محل محور سد خرسان II [۲۴]

نفوذپذیری اولیه بر حسب عدد لوژن، براساس وضعیت آب پرگشتی یا ریزشی بودن گمانه در قطعات ۵ متری تصمیم به ادامه حفاری یا شروع عملیات تزریق گرفته شده است؛ اگرچه با توجه به پایدار بودن گمانه‌ها، عموماً تزریق به صورت پایین به بالا انجام شده است. فشار تزریق براساس عمق قطعات مورد تزریق، وزن مخصوص سنگ، میزان نفوذپذیری و همچنین نوع پرشدگی محل تزریق و به‌گونه‌ای در نظر گرفته شده است که منجر به شکست هیدرولیکی نگردد. مقادیر فشار تزریق در هر قطعه در کنار مقدار وزن سیمان، نسبت آب به سیمان و حجم دوغاب مصرفی ثبت گردیده است.



شکل ۲- طرحی از آرایش گمانه‌های تزریق آزمایشی در ساختگاه سدهای خرسان II

۴- مواد پژوهش و داده‌ها

از مهمترین مشخصات مؤثر بر خورند سیمان و دوغاب تزریقی در توده سنگ می‌توان به نفوذپذیری توده سنگ، شاخص کیفی سنگ و ویژگی‌های فیزیکی و هندسی درزهای نظیر فاصله‌داری و بازشدگی آنها اشاره نمود. در این پژوهش، رابطه بین شاخص کیفی سنگ،

واحد آسماری پایینی (L.As^۹) ضخامت حدود ۱۲۰-۱۴۰ متر از آهک ضخیم لایه تا توده‌ای به رنگ نخودی روشن است که در پایین دست مجموعه سازه‌های طرح رخنمون دارد. در محل بستر رودخانه و نیز برخی نقاط روی واحدهای سنگی مصالح آبرفتی و واریزهای قرار دارند.

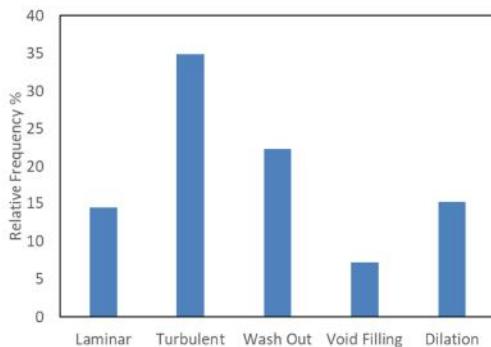
۳- مشخصات پانل تزریق آزمایشی

در آزمون تزریق‌پذیری توده‌سنگ ساختگاه سد خرسان II، عملیات تزریق آزمایشی سیمان در یک پانل تزریق آزمایشی با نام GR در تکیه‌گاه چپ سد و در سنگ‌های آهکی سازند آسماری انجام شده است. گمانه‌های پانل با آرایش مثلث متساوی الاضلاع (با طول ضلع ۳ متر) به صورت قائم و تا اعماق ۸۰ متری حفاری شده‌اند. این گمانه‌ها همگی در بالای سطح ایستابی و در وضعیت خشک می‌باشند. عملیات تزریق در این پانل‌ها به ترتیب با حفاری و تزریق گمانه ۱ شروع و پس از حفاری و تزریق هر سه گمانه گوشه مثلث، با حفر گمانه کنترلی ۲ در مرکز پانل تزریق آزمایشی خاتمه یافته است. شکل ۲ طرحی از آرایش گمانه‌های تزریق و موقعیت گمانه کنترلی را نشان می‌دهد.

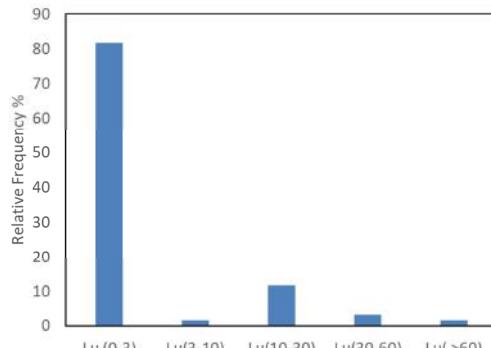
در حین حفاری، مقادیر شاخص کیفی توده سنگ ثبت گردیده و پس از حفاری و مشخص نمودن

^۹- Lower Asmaric

شکل ۳ می‌باشد. همچنین مقادیر نفوذپذیری توده سنگ در پانل تزریق آزمایشی بر حسب عدد لوژن مطابق نمودار شکل ۴ می‌باشد. چنانکه دیده می‌شود، نفوذپذیری ساختگاه، پایین و اکثراً در رده نفوذناپذیر بوده و مقدار کمی در رده نفوذپذیری متوسط قرار دارد.



شکل ۳- فراوانی نسبی انواع مختلف رفتار هیدرولیکی درزهای
در ساختگاه سد خرسان II



شکل ۴- فراوانی نسبی مقادیر مختلف عدد لوژن در پانل
تزریق آزمایشی ساختگاه سد خرسان II

۴- بازشدنی و فاصله‌داری درزهای

برای محاسبه بازشدنی درزهای در گمانه‌های پانل تزریق آزمایشی از رابطه تحلیلی نفوذپذیری در محیط‌های درزهای استفاده شده است [۲]:

$$K = \frac{g e^3}{12 \mu c b} \quad (2)$$

در این رابطه، g شتاب ثقل است که مقدار آن برابر ۹۸۱ سانتی‌متر بر مجدور ثانیه، μ ویسکوزیته آب است که برابر با 10^{-6} سانتی‌مترمربع بر ثانیه، e بازشدنی درزه

نفوذپذیری، فاصله‌داری درزه و بازشدنی درزه‌ها با خورند سیمان و دوغاب مقایسه و مورد بررسی قرار گرفته است.

۴-۱- شاخص کیفی سنگ (RQD)

شاخص کیفی توده سنگ (RQD^{10}) توسط دیر^{۱۱} ارائه شده است [۲۵]. میانگین شاخص کیفی توده سنگ در ساختگاه سد خرسان II در هر سه گمانه تزریق آزمایشی در محدوده ۷۵ تا ۱۰۰ درصد قرار داشته و از این نظر در رده با کیفیت خوب قرار می‌گیرد. تنها دو مورد از مقادیر شاخص کیفی توده سنگ در قطعات ۵ متری تزریق آزمایشی بین ۵۰ تا ۷۵ قرار دارد.

۴-۲- نفوذپذیری (عدد لوژن)

آزمایش فشار آب، معمول‌ترین آزمایش جهت تعیین نفوذپذیری و تزریق‌پذیری توده سنگ است. این آزمایش معمولاً در پنج پله و در بعضی مواقع در پله‌های فشار بیشتر و یا کمتر انجام می‌شود. فشارهای آزمایش به صورت پله‌ای تا فشار بیشینه افزایش و سپس تا فشار اولیه کاهش می‌یابد. مقدار لوژن در هر پله از فشار را می‌توان با استفاده از رابطه (۱) بدست آورد [۱]:

$$L_u = \frac{10Q}{P_e L} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، Q میزان جریان بر حسب لیتر در دقیقه، L طول قطعه مورد آزمایش و P_e فشار مؤثر در مقطع آزمایش بر حسب بار است. با داشتن مقادیر لوژن و مقایسه آنها با هم می‌توان رفتار جریان آب در درزهای را گروه‌بندی نمود و آبگذری معرف را برای مقطع آزمایش ارائه داد. هولسбی^{۱۲} با توجه به رفتار جریان در طی فشارهای آزمایش، انواع مختلفی از رفتار هیدرولیکی را تعریف نموده است [۲۶]. در ساختگاه سد خرسان II فراوانی نسبی رفتار هیدرولیکی مختلف مطابق نمودار

¹⁰- Rock Quality Designation

¹¹- Deere

¹²- Housby

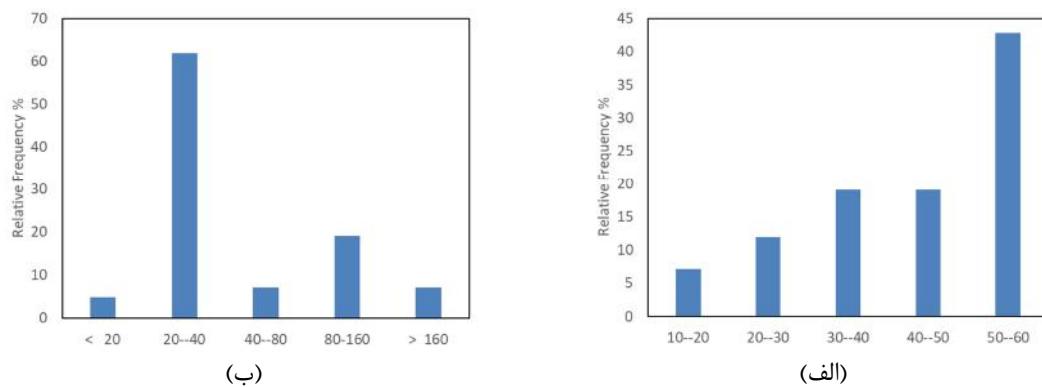
[۲۷]. شکل ۵-الف، نمودار فراوانی نسبی بازشده‌گی درزه‌ها در ساختگاه پانل تزریق آزمایشی سد خرسان II را نشان می‌دهد.

با در اختیار داشتن فاصله‌داری و نفوذپذیری توده سنگ و جایگزینی مقادیر ثابت ذکر شده در رابطه (۳) و حل این رابطه برای بازشده‌گی درزه، بازشده‌گی متوسط درزه‌ها در قطعات ۵ متری قابل محاسبه می‌باشد:

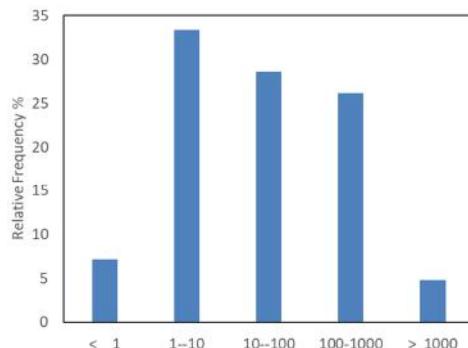
$$e = \sqrt[3]{K \times b \times 13 \times 10^{-5}} \quad (3)$$

میزان بازشده‌گی درزه با رابطه (۳) برای مقاطع ۵ متری در هر کدام از گمانه‌های تزریق آزمایشی سد خرسان II محاسبه شده است. نمودار شکل ۵-ب، فراوانی نسبی مقادیر بازشده‌گی درزه‌ها در پانل تزریق آزمایشی این سد را نشان می‌دهد.

برحسب سانتی‌متر و K نفوذپذیری برحسب سانتی‌متر بر ثانیه می‌باشد که براساس مقادیر لوزان در مقاطع پنج متری محاسبه شده است. برای تبدیل عدد لوزن به نفوذپذیری از رابطه غیرخطی لوزن و نفوذپذیری استفاده و رفتار محیط حد واسط محیط‌های همسانگرد و ناهمسانگرد در نظر گرفته شده است [۱]. همچنین ۵ ضربی است که تابع وضعیت زبری سطح درزه بوده و اثر زبری نسبی سطح درزه را بر هدایت هیدرولیکی نشان می‌دهد. مقدار c برای درزه‌های صاف برابر یک است. در ساختگاه سد خرسان II و بازفت با توجه به اینکه مقدار J_r (زبری سطح درزه) در گمانه‌های پانل تزریق آزمایشی کمتر از ۲ است، از این‌رو، مقدار c را می‌توان برابر با یک فرض نمود. پارامتر b نیز فاصله درزه‌ها از یکدیگر برحسب سانتی‌متر می‌باشد. برای محاسبه متوسط فاصله درزه‌ها از یکدیگر از نمودار پیشنهادی بنیاوسکی استفاده شده است



شکل ۵-فراوانی نسبی مقادیر مختلف (الف) فاصله‌داری درزه‌ها (سانتی‌متر)، (ب) بازشده‌گی درزه‌ها (میکرومتر) در پانل تزریق آزمایشی سد خرسان II



شکل ۶-فراوانی نسبی خورند سیمان (کیلوگرم) در قطعات ۵ متری پانل تزریق آزمایشی سد خرسان II

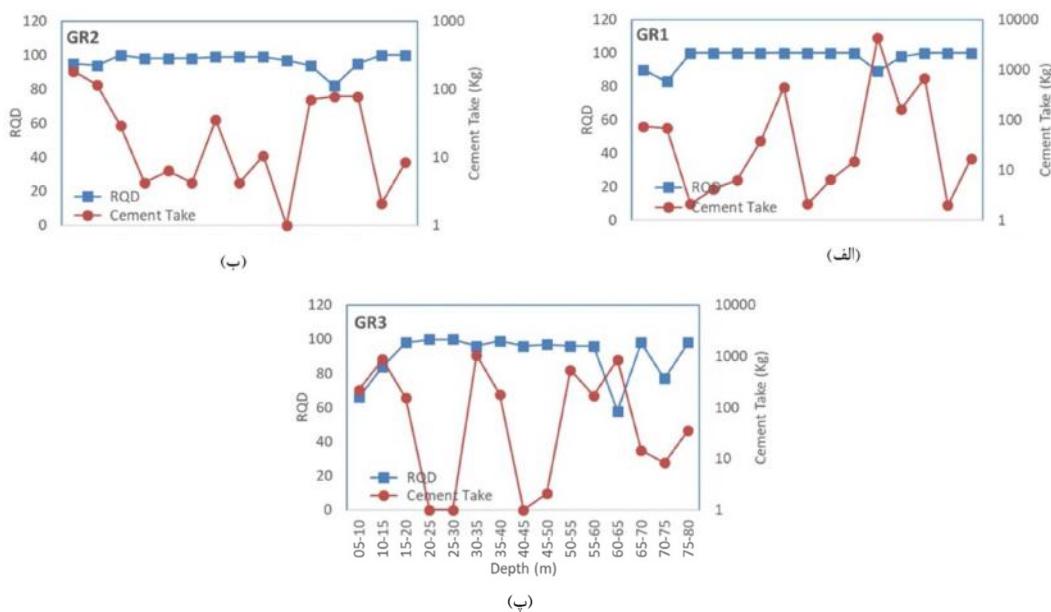
کلیه داده‌های مورد اشاره شامل شماره گمانه، عمق قطعه، شاخص کیفی سنگ، عدد لوزن، نفوذپذیری، بازشده‌گی درزه، فاصله داری درزه‌ها، مقادیر سیمان و دوغاب تزریقی و فشار تزریق دوغاب برای هر قطعه ۵ متری تزریق آزمایشی در یک بانک اطلاعاتی گردآوری و برای پردازش‌های آماری، آماده گردید. فراوانی نسبی مقادیر خورند سیمان برای قطعات ۵ متری در شکل ۶ ارائه شده است.

آزمایشی در کنار RQD ارائه شده است (شکل ۷). چنانکه مشاهده می‌شود، اگرچه مقادیر RQD تغییرات قابل توجهی ندارند، اما در همان محدوده تغییرات اندک نیز، به طور واضحی با کاهش مقدار RQD مقدار خورند سیمان افزایش یافته است. به طور مشخص در دو قطعه نزدیک به سطح زمین و نیز عمق حدود ۵۵ تا ۷۰ متر اثرات مربوط به کاهش مقدار RQD و افزایش مقدار خورند سیمان مشهود است.

۵- تحلیل داده‌ها و بحث

هدف اصلی پژوهش حاضر، دستیابی به روابطی برای برآورد مقدار خورند سیمان در فرایند تزریق می‌باشد. در این بخش، براساس بانک اطلاعاتی تهیه شده برای پانل تزریق آزمایشی، نمودارهای مقدار خورند سیمان در کنار پارامترهای زمین‌شناسی مهندسی، ترسیم و مورد بررسی قرار گرفته است.

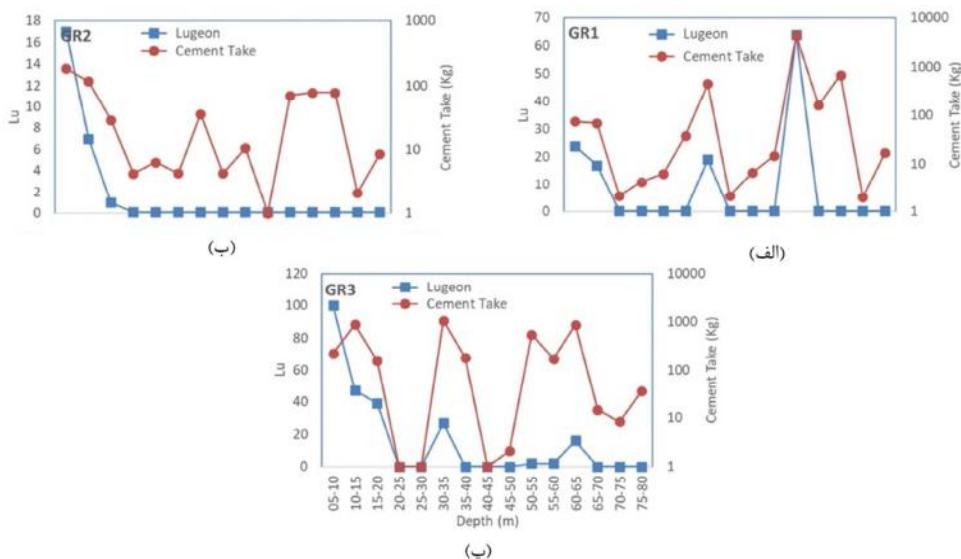
برای هر سه گمانه تزریق آزمایشی نمودار تغییرات خورند سیمان بر حسب کیلوگرم در هر ۵ متر طول قطعه



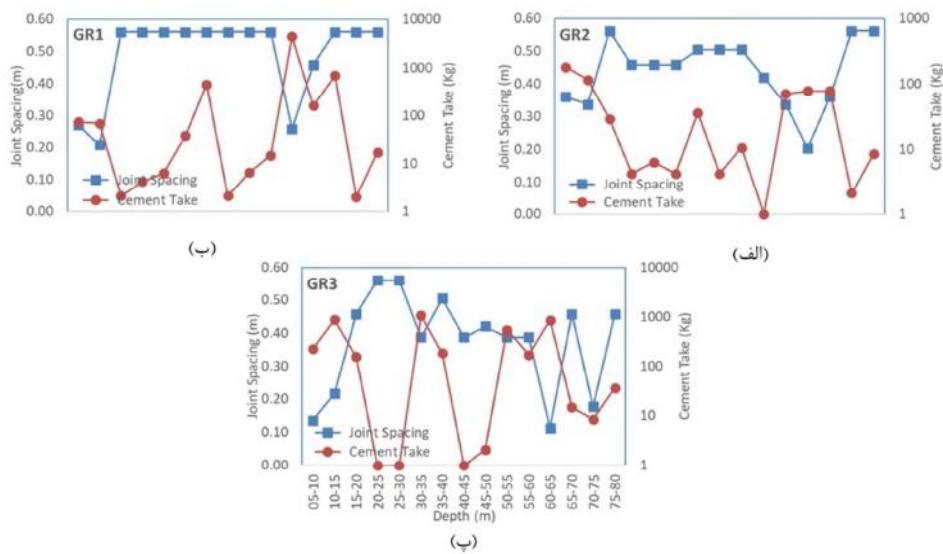
شکل ۷- مقایسه خورند سیمان با شاخص کیفی سنگ در سه گمانه تزریق آزمایشی، گمانه (الف)، اول، (ب) دوم و (پ) سوم

بسیار کمتر است. در این شکل، بار دیگر مقادیر بالای خورند سیمان و اعداد لوزن بزرگتر در اعمق سطحی و نیز اعمق ۵۵ تا ۷۰ متر مشهود است. در گمانه دوم صرفاً مقادیر لوزن بالا در نزدیک به سطح زمین دیده می‌شود. شکل ۹ مقادیر خورند سیمان را در کنار فاصله داری درزه‌ها نشان داده است. چنان که پیشتر اشاره شد، مقادیر فاصله داری با توجه به مقادیر شاخص کیفی سنگ به دست آمده و همانند شاخص کیفی، سازگاری نسبی خوبی با مقادیر خورند سیمان نشان می‌دهند.

در شکل ۸، نمودار تغییرات خورند سیمان با عدد لوزن برای هر سه گمانه تزریق آزمایشی نشان داده شده است. چنانکه دیده می‌شود، در گمانه اول و سوم تطابق مشهودی بین مقادیر خورند سیمان و عدد لوزن وجود دارد. انطباق نسبی نقاط قعر و قله مقادیر خورند سیمان و عدد لوزن، حکایت از سازگاری و همخوانی مناسب این دو پارامتر دارد. در ارتباط با این پارامترها در گمانه دوم تطابق کمتری دیده می‌شود، اگرچه باید توجه داشت که مقادیر خورند در این گمانه در مقایسه با دو گمانه دیگر



شکل ۸- مقایسه خورند سیمان با عدد لوزن در سه گمانه تزریق آزمایشی، گمانه (الف) اول، (ب) دوم و (ج) سوم



شکل ۹- مقایسه خورند سیمان با فاصله‌داری درزه‌ها در سه گمانه تزریق آزمایشی، گمانه (الف) اول، (ب) دوم و (ج) سوم

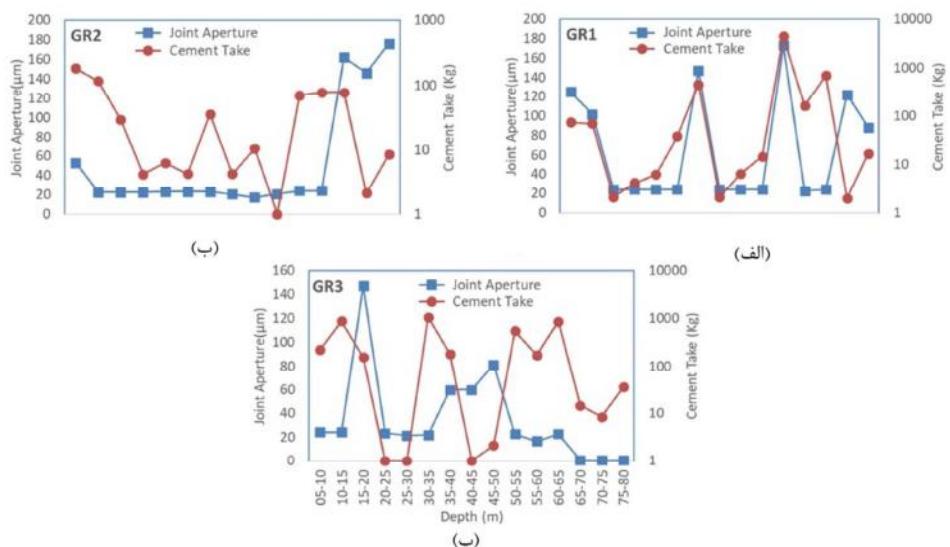
که با وجود رابطه کمی مورد انتظار بین پارامترهای بررسی شده و خورند سیمان، ضرایب همبستگی روابط برآش شده، پایین بوده و امکان استفاده از آنها برای تخمین مقادیر خورند وجود ندارد. شکل ۱۱، بهترین روابط برآش شده بین پارامترهای مورد مطالعه و خورند سیمان را نشان داده است. در بین پارامترهای بررسی شده، شاخص کیفی سنگ، دارای کمترین همبستگی می‌باشد. اگرچه با توجه به ماهیت تعریف RQD نمی‌توان رابطه مستقیم و دقیقی بین RQD و خورند سیمان انتظار داشت، چه بسا وجود درزه‌های با فواصل چند ده

شکل ۱۰، مقادیر خورند سیمان در هر سه گمانه پانل تزریق آزمایشی را در کنار بازشگی درزه‌ها نشان داده است. بازشگی درزه‌ها، ترکیبی از مقادیر شاخص کیفی سنگ و عدد لوزن را در خود دارد، این مسئله سبب شده است که سازگاری و تطابق مناسبی بین خورند سیمان و بازشگی درزه‌ها وجود داشته باشد. اطمینان از نقاط قله و قعر در هر دو نمودار خورند سیمان و بازشگی درزه‌ها دیده می‌شود.

بررسی امکان برآورد مقادیر خورند سیمان براساس برآش تک متغیره با پارامترهای ذکر شده نشان می‌دهد

نفوذپذیری و خورند سیمان گردد.

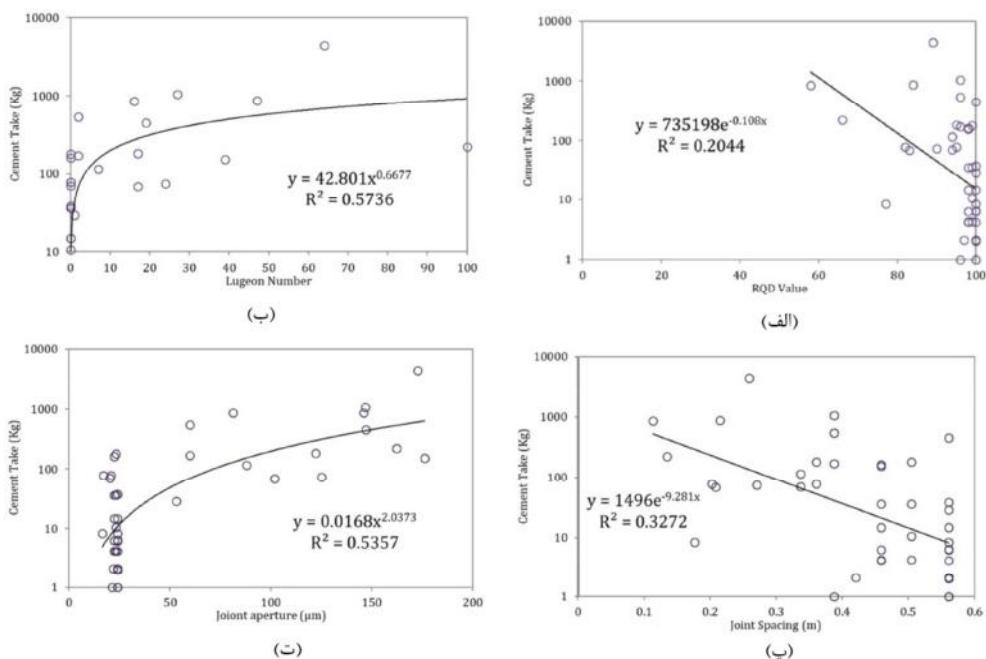
سانسیمتر و بازشدگی قابل توجه که تغییر و افت شاخصی در RQD ایجاد نمی‌نماید، سبب افزایش قابل توجه



شکل ۱۰- مقایسه خورند سیمان با بازشدگی درزهای در سه گمانه تزریق آزمایشی، گمانه (الف) اول، (ب) دوم و (ب) سوم

بین خورند سیمان و عدد لوژن می‌باشد. با این حال ضریب تعیین رابطه مذکور نیز نزدیک به ۰/۵ بوده و استفاده از آن برای برآورد مقدار خورند می‌تواند، غیر دقیق و دارای خطای زیادی باشد.

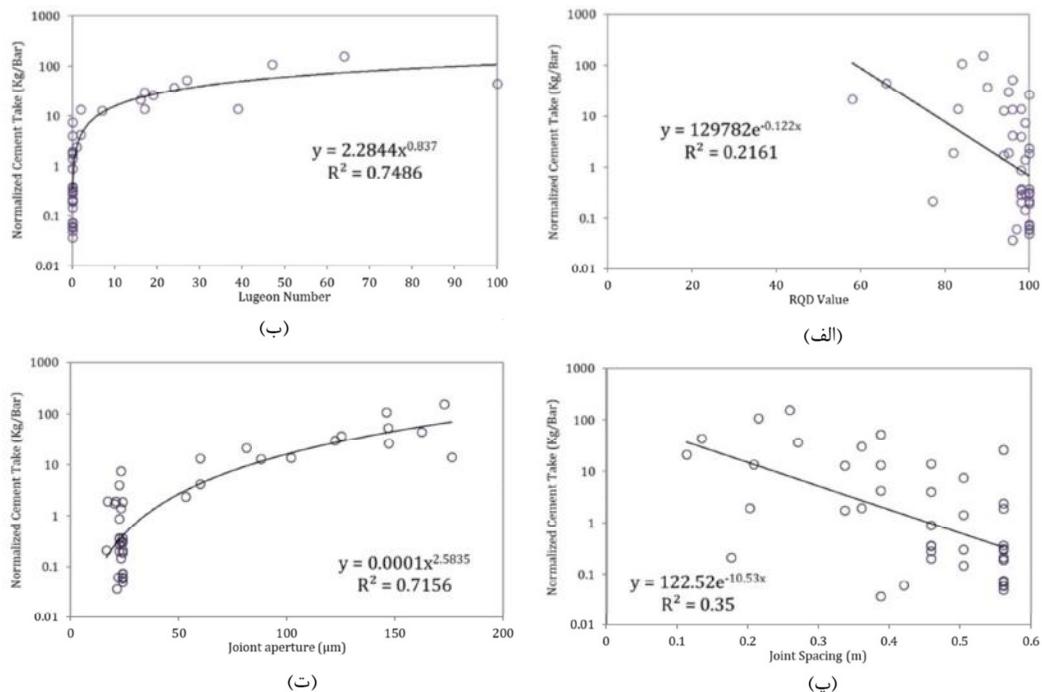
پس از RQD، فاصله‌داری درزهای کمترین همبستگی می‌باشد. همانگونه که انتظار می‌رود، همبستگی بیشتری بین خورند سیمان و بازشدگی درزه وجود دارد، همچنین بیشترین همبستگی مربوط به رابطه



شکل ۱۱- برآش خورند سیمان با (الف) شاخص کیفی سنگ، (ب) عدد لوژن، (پ) فاصله‌داری درزهای پانل II تزریق آزمایشی سد خرسان

بهبود همبستگی برای رابطه بین خورند و RQD و همچنین رابطه بین خورند و فاصله‌داری کم است، اما بهبود قابل توجهی در دو رابطه دیگر دیده می‌شود. نرمال کردن مقادیر خورند به فشار اعمالی سبب حذف اثرات پراکنده‌گی خورند ناشی از فشار تزریق گردیده و برآش بسیار بهتری بین خورند سیمان با عدد لوژن و همچنین بین خورند سیمان و بازشدگی درزه‌ها ایجاد شده است. ضرایب تعیین در هر دو رابطه بیش از ۷۰٪ بوده و می‌توان از روابط ارائه شده برای تخمین خورند سیمان نرمال شده به فشار تزریق استفاده نمود.

همانگونه که در مقدمه مورد اشاره قرار گرفت علاوه بر پارامترها و مشخصات محیط زمین‌شناسی، فشار تزریق نیز یکی دیگر از عوامل تعیین کننده در فرایند تزریق است. عموماً با افزایش فشار، مقدار خورند افزایش و با کاهش فشار مقدار خورند کاهش خواهد یافت. با توجه به این مسئله مقادیر خورند ثبت شده طی آزمایش تزریق بر مقادیر فشار اعمالی در هر قطعه نرمال و مجدد روابط همبستگی بین پارامترهای ذکر شده بررسی شده و نتایج آن در شکل ۱۲ ارائه گردیده است. چنان که مشاهده می‌شود، در هر چهار پارامتر بررسی شده بهبود همبستگی و افزایش ضرایب تعیین مشاهده می‌گردد. اگرچه مقدار



شکل ۱۲- برآش خورند سیمان نرمال شده به فشار تزریق با (الف) شاخص کیفی سنگ، (ب) عدد لوژن، (پ) فاصله‌داری درزه‌ها و (ت) بازشدگی درزه‌ها در پانل تزریق آزمایشی سد خرسان II

درزه‌ها دارد. برآش تک‌متغیره خورند سیمان با چهار پارامتر ذکر شده نشان داد که همبستگی نسبتاً ضعیفی بین خورند سیمان و پارامترهای مذکور وجود دارد. در مقابل، بررسی همبستگی خورند سیمان نرمال شده به فشار تزریق با پارامترهای مذکور، بهبود قابل توجهی در روابط برآش شده ایجاد نمود و رابطه (۴) با ضریب تعیین

۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله از دادهای پانل تزریق آزمایشی سد خرسان II برای بررسی امکان تخمین مقادیر خورند سیمان استفاده شد. نتایج نشان داد که خورند سیمان دارای رابطه معکوس با شاخص کیفی سنگ و فاصله‌داری درزه است و رابطه مستقیمی با عدد لوژن و بازشدگی

تقدیر و تشکر

قابل قبول بیش از ۷۰٪ بین خورند نرمال شده با عدد لوژن

به دست آمد:

$$NCT = 2.2844 \times Lu^{0.837} \quad (4)$$

$$R^2 = 0.7486$$

در این رابطه، NCT خورند سیمان نرمال شده برای قطعه ۵ متری از گمانه و Lu عدد لوژن در آن قطعه می‌باشد. رابطه ارائه شده می‌تواند برای ارزیابی و تخمین مقادیر خورند در ساختگاه‌های مشابه مورد سنجش و آزمون قرار گیرد.

داده‌های اولیه این پژوهش برگرفته از مطالعات مرحله اول و دوم سد خرسان II می‌باشد که توسط شرکت مهاب قدس به انجام رسیده و از سوی شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران در اختیار محققین قرار گرفته است. به همین سبب از شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران جهت در اختیار قرار دادن این داده‌ها تشکر و قدردانی می‌گردد.

مراجع

- [1] Nonveiller, E. (1989). *Grouting theory and practice*. Development of Geotechnical Engineering, Elsevier.
- [2] Louis, C. (1974). *Introduction al'hydraulique des roches*. Bull BRGM, III, 4:283–356.
- [3] Priest, P. (1993). *Discontinuity Analysis for Rock Engineering*. Chapman and Hall.
- [4] Bell, G. (2000). *Engineering Properties of Soil and Rocks*. Blackwell science, 4th edition.
- [5] Foyo, A., Sánchez, M. A., & Tomillo, C. (2005). “A proposal for a secondary permeability index obtained from water pressure tests in dam foundations”, *Engineering geology*, 77(1), 69-82.
- [6] Yang, M. J., Yue, Z. Q., Lee, P. K., Su, B., & Tham, L. G. (2002). “Prediction of grout penetration in fractured rocks by numerical simulation”, *Canadian geotechnical journal*, 39(6), 1384-1394.
- [7] Hosseini Sohi, S. M., Koch, M., & Ashjari, J. (2017). “Evaluating permeability and groutability at Karun 4 dam Iran using Lugeon values and grout Take”, In *Symposium Proceeding of 85th Annual Meeting of International Commission on Large Dams, Prague*.
- [8] Jones, B. R., Van Rooy, J. L., & Mouton, D. J. (2019). “Verifying the ground treatment as proposed by the Secondary Permeability Index during dam foundation grouting”, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(3), 1305-1326.
- [9] Zolfaghari, A., Sohrabi-Bidar, A., Maleki Javan, M. R., Haftani, M., & Mahinrad, A. (2015). “Evaluation of rock mass improvement due to cement grouting by Q-system at Bakhtiary dam site”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 74(1), 38-44.
- [10] Lunn, R. J., Corson, L. T., Howell, C., El Mountassir, G., Reid, C., & Harley, S. L. (2018). “Could magnetic properties be used to image a grouted rock volume?”, *Journal of Applied Geophysics*, 155(2018), 162–175.
- [11] Ganjalipour, K., & Esmailzadeh, M. (2019). “Numerical modeling for evaluating grout curtain depth and providing a new approach for calculating the efficiency based on installation position of piezometers around sealing system”, *Modeling Earth Systems and Environment*, 5, 1587–1605,
- [12] Zhang, W., Li, S., Wei, J., Zhang, Q., Liu, R., Zhang, X., & Yin, H. (2018). “Grouting rock fractures with cement and sodium silicate grout”, *Carbonates Evaporites*, 33, 211–222.
- [13] Liu, Q., Xiao, F., & Zhao, Z. (2020). “Grouting knowledge discovery based on data mining”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 95, 103093, <https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.103093>.
- [14] Gustafson, G., Claesson, J., & Fransson, Å. (2013). “Steering Parameters for Rock Grouting”, *Journal of Applied Mathematics*, 2013, Article ID 269594, <https://doi.org/10.1155/2013/269594>.
- [15] Sohrabi-Bidar, A., Rastegar-Nia, A., & Zolfaghari, A. (2016). “Estimation of the grout take using empirical relationships (case study: Bakhtiari dam site)”, *Bull Eng Geol Environ*, 75, 425–438.
- [16] Fan, G., Zhong, D., Wang, J., & Ren, B. (2016). “Cement Take Evaluation and Prediction based on Empirical Relationships and Support Vector Regression”, In *2016 5th International Conference on Energy and Environmental Protection (ICEEP 2016)*, 699-704.
- [17] Rastegarnia, A., Sohrabi-Bidar, A., Bagheri, V., Razifard, M., & Zolfaghari, A. (2017). “Assessment of Relationship Between Grouted Values and Calculated Values in the Bazoft Dam Site”, *Geotech Geol Eng*, 35, 1299–1310.
- [18] Öge, İ. F. (2017). “Prediction of cementitious grout take for a mine shaft permeation by adaptive neuro-fuzzy inference system and multiple regression”, *Engineering Geology*, 228, 238-248.

- [19] Rahimi, E., Teshnizi, E. S., Rastegarnia, A., & Al-shariati, E. M. (2019). "Cement take estimation using neural networks and statistical analysis in Bakhtiari and Karun 4 dam sites, in south west of Iran", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(4), 2817-2834.
- [20] Kayabasi, A., & Gokceoglu, C. (2019). "An Assessment on Permeability and Grout Take of Limestone: A Case Study at Mut Dam, Karaman", Turkey. *Water*, 11(12), 2649, 10.3390/w11122649.
- [21] Mu, W., Li, L., Yang, T., Yu, G., & Han, Y. (2019). "Numerical investigation on a grouting mechanism with slurry-rock coupling and shear displacement in a single rough fracture", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(8), 6159-6177.
- [22] Niu, J. D., Wang, B., Chen, G. J., & Chen, K. (2019). "Predicting of the unit grouting quantity in karst curtain grouting by the water permeability of rock strata", *Applied Sciences*, 9(22), 4814, 10.3390/app9224814.
- [23] Abdollahisharif, J., & Bakhtavar, E. (2019). "Using geo-statistical simulation to determine optimal grout injection pressure in dam foundation based on geo-mechanical characteristics", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78, 2253–2266.
- [24] Mahab Ghods Consulting Engineers. (2010) "Engineering geological report, Feasibility study of Dam and Hydropower plant of Khersan II", Iran Water and Power Resources Development Company.
- [25] Deere, D. U., & Deere, D. W. (1989). *Rock quality designation (RQD) after twenty years*. Department of the Army U.S. Army Corps of the Engineers Washington, DC 20314-1000.
- [26] Houldby, A. C. (1976). "Routine interpretation of the Lugeon water-test", *Quarterly journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 9(4), 303-313.
- [27] Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons, ISBN10: 0471601721, ISBN13: 9780471601722.

بررسی تأثیر تغییرات ارتفاع، پریود و نوع طیف امواج در طراحی جانمایی موج‌شکن‌های بنادر (مطالعه موردی بندر بربیزک)

حمید حیدری ترکمانی*

استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز، ایران.

پست الکترونیک:

Hamid_heidary@sut.ac.ir

محمد هادی معینی

دکتری مهندسی سواحل و بنادر، مهندسین مشاور پویا طرح پارس، تهران، ایران.

پست الکترونیک:

m.h.moini@ptpc.com

موج‌شکن‌ها از جمله هزینه‌برترین سازه‌ها از میان زیرساخت‌های بندری بوده و بنابراین طراحی بهینه جانمایی آن‌ها اهمیت بسیاری دارد. امروزه در اغلب فعالیت‌های مهندسی، جهت بررسی و تحلیل میزان آرامش حوضچه بنادر و یا رسیدن به الگوی تفرق امواج در داخل حوضچه، از روش عددی (مدل بوسینسک در بسته نرم‌افزاری مایک ۲۱) استفاده می‌شود. هدف از این مطالعه، بررسی حساسیت ضرایب تفرق حاصل از مدل بوسینسک نسبت به ارتفاع، پریود و نوع طیف موج ورودی است. بدین منظور، بندر بربیزک جهت مطالعه موردی، انتخاب شده و در مدل‌های عددی متعدد ارتفاع، پریود و نوع طیف موج ورودی در دامنه مشخص تغییر داده شده است. در هریک از مدل‌ها ضرایب تفرق در محل مشخصی از داخل حوضچه استخراج شده و روند تغییرات آن بررسی گردیده است. براساس نتایج، افزایش پریود، موجب افزایش ضرایب تفرق گشته در حالی که افزایش ارتفاع موج با ازای پریود ثابت، موجب کاهش ضرایب تفرق می‌شود.

واژگان کلیدی: موج‌شکن، آرامش حوضچه، مدل بوسینسک (MIKE21_BW)، ضریب تفرق، زیرساخت‌های ساحلی.

۱- مقدمه

بندر براساس ملزمات ناوبری و بهره‌برداری، لازم است این جانمایی (هندسه کلی طرح) برای وضعیت آرامش مناسب داخل حوضچه و براساس شاخص‌ها و معیارهای موجود کنترل شود تا در صورت عدم تأمین آرامش مطلوب، با تغییر هندسه بازوهای موج‌شکن و یا موقعیت پهلوگیری و پارکینگ شناورها، شرایط مورد نیاز تأمین شود [۱-۳]. الگوی توزیع امواج (ضرایب تفرق امواج) در داخل حوضچه بر اثر پدیده‌های تفرق، انکاس جزئی و اتلاف انرژی در هنگام برخورد امواج به لایه‌های متخلخل موج‌شکن تعیین می‌گردد. سپس با تبیین معیارهای آرامش بندر و الگوی امواج منطقه، جانمایی حوضچه، مورد بررسی قرار می‌گیرد [۴]. برپایی مدل بوسینسک^۱، مستلزم انتخاب داده‌های ورودی به مدل شامل هیدرولوگرافی و پلان مورد نظر،

یکی از مباحث عمده مطالعات جانمایی در هر بندر، نحوه آرایش موج‌شکن‌های تشکیل‌دهنده حوضچه است تا به این وسیله فضای کافی و البته آرام برای سرویس‌دهی به شناورها ایجاد شود. در عین حال، بایستی وضعیت ناوبری شناورها به هنگام ورود و خروج به‌از بندر در آرایش بازوها به صورت یک قید مهم مدنظر قرار گیرد. در واقع، مهمترین موضوعات در طرح جانمایی بازوهای موج‌شکن بندر، تأمین شرایط ناوبری و تأمین آرامش مطلوب در حوضچه، به منظور سهولت تردد و پهلوگیری شناورها است. بنابراین پس از تعیین جانمایی اولیه اجزای

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۱/۰۹، بازنگری ۱۴۰۰/۰۱/۱۰، پذیرش ۱۴۰۰/۰۱/۱۲

DOI: 10.22091/cer.2021.6630.1231 شناسه دیجیتال

^۱- Boussinesq

از جمله پارامترهای مهم در تعیین مشخصات موج ورودی به مدل، تعیین مناسب نوع طیف، ارتفاع (H) و پریود موج تابشی (T) است. هدف از این تحقیق، حساسیت‌سنجی ضرایب تفرق حاصل از مدل بوسینسک نسبت به نوع طیف، ارتفاع و پریود موج ورودی است. در اغلب کارهای مهندسی مدل بوسینسک با موج با ارتفاع واحد اجرا شده و سپس ضرایب تفرق به دست آمده در ارتفاع امواج واقعی ضرب می‌شود.

به منظور بررسی حساسیت ضرایب تفرق، ابتدا ضریب تفرق برای حالت $H=H_1$ به صورت زیر محاسبه شده است (پریود موج ورودی ثابت فرض شده است):

$$\begin{aligned} 1 - \text{ضریب تفرق با اجرای مدل برای موج با } H=1m \\ \text{و } T=T_1 \text{ و ضرب کردن ضرایب تفرق به دست آمده در مقدار } H_1 \end{aligned}$$

۲- اجرای مدل با موج ورودی ($H=H_1$ و $T=T_1$) و استخراج مستقیم ضرایب تفرق

۳- مقایسه نتایج به دست آمده و تحلیل آنها همچنین به منظور بررسی حساسیت نسبت به پریود موج ورودی مدل با ارتفاع موج ثابت و پریودهای مختلف اجرا شده است. ضرایب تفرق، استخراج و اثر پریود موج ورودی بر ضرایب تفرق تحلیل شده است.

۲- معرفی بندر مورد مطالعه

مشخصات محل احداث بندر بربیزک "۳۴۰۳'" و "۵۷° شمالي" ۴۵/۹۹" ۷' ۲۶۰ شرقی است. این بندر در فاصله حدود ۳۷ کیلومتری شمال بندر کوهبارک و حدود ۴۵ کیلومتری جنوب بندر سیریک قرار دارد.

براساس گل‌موج نشان داده شده در شکل ۱، جهت موج غالب در بندر بربیزک از سمت غرب و غرب-جنوب غربی است. همچنین در این منطقه، اختلاف بین متوسط بالاترین مدها و متوسط پایین‌ترین جزرها حدود ۲ متر است [۸]. پلان طراحی شده برای بندر مذکور دارای یک مسیر دسترسی به طول ۲۸۰۰ متر، یک بازوی اصلی به طول ۷۸۶ متر، یک بازوی فرعی به طول ۳۱۹ متر و طول

مشخصات موج ورودی، مشخصات لایه تخلخل^۲ و لایه اسفنجی^۳ است که برای تعیین هریک از پارامترها در راهنمای نرم‌افزار، پیشنهاداتی ارائه شده است [۴].

از جمله مطالعات انجام شده در بررسی میزان آرامش حوضچه با استفاده از مدل بوسینسک، می‌توان به مراجع [۵] تا [۷] اشاره کرد. روش به کار رفته در بررسی آرامش حوضچه در پژوهش حاضر، روش متداول عددی مورد استفاده در اغلب فعالیت‌های مهندسی بوده و هدف اصلی این پژوهش، بررسی میزان تأثیر هریک از پارامترهای ورودی در این روش بر آرامش حوضچه است. دلیل این بررسی این است که روش متداول مهندسین مشاور در بررسی آرامش حوضچه بنادر، اجرای مدل بوسینسک برای موج با ارتفاع واحد است. علت این امر نیز آن است که بر حسب گل‌موج مقابله دهانه بندر معمولاً لازم است تا آرامش حوضچه از چند جهت مختلف برای امواج ورودی بررسی شود. بدیهی است هر جهت موج دارای ارتفاع و پریود مشخص است که لزوماً برای تمام جهات یکسان نیست. بنابراین لازم است مدل برای هر جهت با ارتفاع موج شاخص (H_s) و پریود قله طیف (T_p) نظری آن اجرا شود. برای صرفه جویی در وقت و تسريع روند بررسی آرامش حوضچه، مهندسین مشاور، مدل را برای هر جهت با ارتفاع واحد اجرا می‌کنند، سپس با فرض اینکه ضریب تفرق مقداری ثابت است، با ضرب ضریب تفرق حاصل در ارتفاع موج واقعی ورودی، مقدار ارتفاع موج داخل حوضچه تعیین می‌شود.

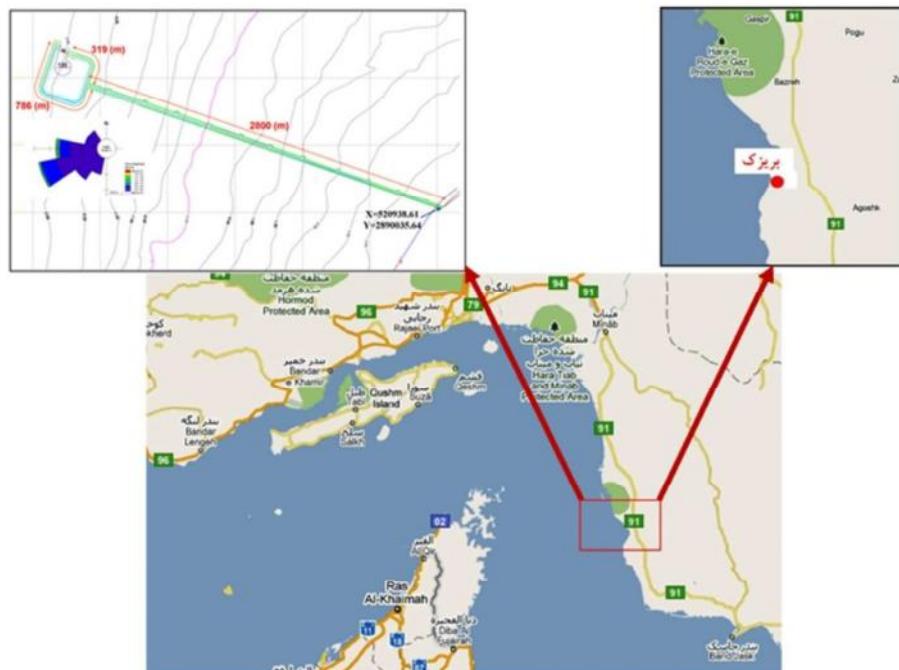
اطلاع از میزان و نحوه تأثیر پارامترهای ورودی در نتایج مبین آرامش حوضچه، به مهندسین طراح کمک می‌کند پارامترهای ورودی را به طور مناسب تخمین بزنند که این امر به طراحی بهینه بندر کمک می‌کند. به همین منظور، مطالعه انجام شده بر یک بندر واقعی (که در ادامه معرفی شده است) انجام پذیرفته است.

²- Porosity Layer

³- Sponge Layer

حدود ۷ هکتار است که حدود ۵ هکتار آن عمق ۳ متر در تراز تردد (MLLW) را تأمین می‌کند.

پارکینگ قابل تأمین در امتداد موج‌شکن‌ها حدود ۱۰۰۰ متر است (شکل ۱). مساحت کل حوضچه این بندر در



شکل ۱- موقعیت جغرافیایی و پلان موج‌شکن بندر بربزک

منتشر شده تحلیل کند. در این نواحی پدیده‌هایی چون، کم‌عمقی، تفرق، انکسار و انعکاس نسبی امواج نامنظم رخ می‌دهد که این مدول می‌تواند در محدوده‌ای با اعماق متغیر و دارای هندسه پیچیده این پدیده‌ها را بررسی کرده و برای مدل ساخته شده در نظر گیرد [۴].

با استفاده از این مدل می‌توان سازه‌ای چون موج‌شکن را که دارای تخلخل می‌باشد و در نتیجه، امواج برخورده به آن به طور کامل منعکس نمی‌شوند، مدل‌سازی نمود. هم‌چنان در محدوده‌هایی از منطقه طرح (هم چون خطوط ساحلی) که انرژی امواج دریا تقریباً به طور کامل جذب می‌شوند، می‌توان مدل را به گونه‌ای تعریف کرد که این پدیده نیز در مدل‌سازی لحاظ شود.

مدل بوسینسک را می‌توان برای مطالعه دینامیک امواج و پدیده‌های حاصل از آنها در نواحی بندری و مناطق ساحلی و در نظر گرفتن وضعیت پهلوگیری شناور در شرایطی که میزان تلاطم ناشی از امواج در داخل بنادر و اثر آن در عملیات بندری حائز اهمیت است، استفاده

۳- روش مورد استفاده در بررسی الگوی تفرق داخل حوضچه

برای بررسی پدیده تفرق از نرم‌افزار مایک ۲۱ استفاده می‌گردد. بدین منظور در این نرم‌افزار مدلی به نام بوسینسک تعریف شده است که به بررسی پدیده‌ها و تحلیل‌هایی از این دست می‌پردازد. این مدول، معادلات دو بعدی بوسینسک را به صورت عددی حل می‌کند. معادلات بوسینسک غیرخطی می‌باشند و بر حسب فرکانس بیان می‌گردند. اساساً برای این که معادلات تفرق (پراکندگی) که براساس فرکانس تعریف می‌گردند، در معادلات جریان در نظر گرفته شوند، باید اثر فشار قائم در توزیع فشار لحاظ شود. با توجه به معادلات حاصل شده، مدل بوسینسک برای مدل‌سازی گروه موجی که از آب عمیق به آب کم‌عمق حرکت می‌کند، مناسب می‌باشد. این مدل قادر است تا اثرات ساحل (نواحی کم عمق) و نواحی بندری را به صورت همزمان بر روی امواج

در این روابط، S تراز سطح آب نسبت به سطح مبنا بر حسب متر، p شار در جهت X بر حسب $q \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ ، $h \text{ m}$ عمق آب بر حسب شار در جهت Y بر حسب n ضریب تخلخل^۵، α ضریب مقاومت در محیط متخلخل در جریان های آرام و β ضریب مقاومت در محیط متخلخل در نرم افزار فعال نمود.

معادلات کلی بوسینسک برای حالت حل می گردد که نسبت عمق آب به طول موج، کمتر از $0.22/0$ باشد. این در حالی است در مواردی که نفوذ امواج با دامنه کوتاه به حوضچه بندر بررسی می گردد، این معیار تأمین نگشته و برای رفع این مسئله از معادلات توسعه یافته بوسینسک برای حل عددی استفاده می گردد که در این حالت، باید Deep Water Term

برای طراحی مدل و انتخاب داده های ورودی به مدل شامل هیدروگرافی و پلان مورد نظر، مشخصات موج ورودی، مشخصات لایه تخلخل و لایه اسفنجی، مرز انتقال انرژی وغیره، مواردی در راهنمای نرم افزار توصیه شده که بایستی در استفاده از نرم افزار مدنظر قرار گیرد که از آن جمله می توان به موارد زیر اشاره نمود [۱۱-۹]:

(الف) حداکثر گام مکانی^۶ مدل، براساس حداقل طول موج مشاهده شده در مدل تعیین می گردد؛ به نحوی که این طول موج بایستی حداقل در ۸ شبکه محاسباتی شبیه سازی گردد.

(ب) حداکثر گام های زمانی مدل بایستی براساس میزان عدد کورانت محاسبه شود به نحوی که این عدد از ۱ تجاوز ننماید.

(پ) حداقل فاصله مرز ورود انرژی تا دهانه بندر، مطلوب تر است که در حدود ۵ الی ۶ برابر طول موج در نظر گرفته شود.

۲-۳-داده های ورودی لازم برای برپایی مدل

نمود. آشفتگی ایجاد شده در داخل حوضچه ها یکی از مهم ترین فاکتورهایی است که باید برای تعیین موقعیت بهینه بندر در زمان طراحی جانمایی آن در نظر گرفت. نفوذ امواج دریا به درون حوضچه بندری که توسط موج شکن محافظت می شود فرآیندی است که شامل پدیده هایی چون کم عمقی، انکسار، تفرق و انعکاس امواج می شود [۴].

۱-۳-روش حل معادلات

در مدل بوسینسک معادلات با استفاده از روش تفاضل محدود و با متغیرهایی حل می گردد که در یک شبکه مستطیلی منظم تعریف می گردند. روند حل معادلات براساس تکنیک گام کوچک و با استفاده از الگوریتم ضمنی جهت دار^۷ می باشد. این الگوریتم در حل هر گام زمانی به گونه ای عمل می کند که بدون هیچ گونه تکرار، معادلات مومنتوم و پیوستگی در جهت X مشابه با جهت y حل شوند. نتیجه چنین روندی استفاده از یک سیستم بهینه به منظور حل معادلات می باشد. معادلات بوسینسک به صورت معادلات (۱) تا (۳) بیان می شوند:

$$\frac{\partial s}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (1) \text{ معادله پیوستگی:}$$

(۲) معادله مومنتوم در جهت X :

$$n \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + \frac{\partial R_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial R_{xy}}{\partial x} + F_x \\ n^2 g h \frac{\partial s}{\partial x} + n^2 p \left(\alpha + \beta \sqrt{\frac{p^2}{h^2} + \frac{q^2}{h^2}} \right) + \frac{gp\sqrt{p^2 + q^2}}{h^2 C^2} + n \psi_1 = 0$$

(۳) معادله مومنتوم در جهت Y :

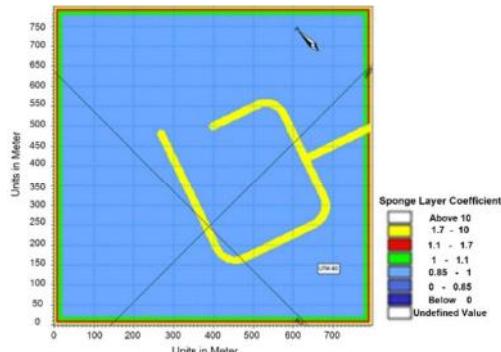
$$n \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + \frac{\partial R_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial R_{xy}}{\partial y} + F_y \\ n^2 g h \frac{\partial s}{\partial y} + n^2 p \left(\alpha + \beta \sqrt{\frac{p^2}{h^2} + \frac{q^2}{h^2}} \right) + \frac{gq\sqrt{p^2 + q^2}}{h^2 C^2} + n \psi_2 = 0$$

⁵- Porosity
⁶- Grid Spacing

⁷- Alternating Direction Implicit (ADI) algorithm

موج‌های بوسینسک مورد استفاده قرار می‌گیرد. این لایه‌ها در طول کلیه مرزهای بیرونی مدل استفاده می‌شوند تا کلیه انرژی‌های امواج منعکس شده از سازه‌های داخل مدل را جذب کنند. به علاوه، در سایر نقاطی که مشخصات امواج طراحی در آنها حائز اهمیت نمی‌باشد، (مانند پشت موج‌شکن‌ها) می‌توان از لایه‌های اسفنجی استفاده نمود.

در این مطالعه، از یک لایه اسفنجی به عنوان مرز کاملاً جاذب استفاده می‌شود. به طور کلی، روش انتخاب ضخامت لایه‌های اسفنجی تابعی از پرپیوی یا طول موج طرح است. ضخامت لایه اسفنجی طوری تعیین شده است که طول موج مطالعه را در برگیرد. جذب انرژی توسط لایه اسفنجی انجام می‌گیرد. لایه‌های اسفنجی ساخته شده در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۳- لایه‌های اسفنجی استفاده شده در مدل

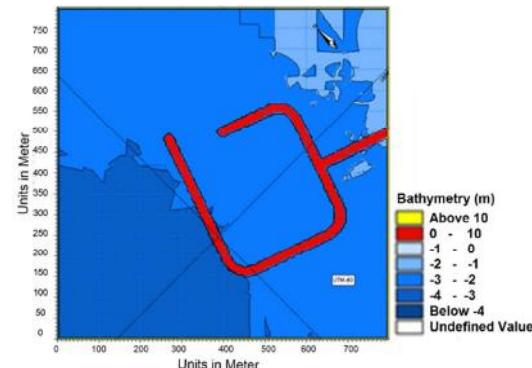
۳-۲-۳- انعکاس نسبی از سازه (تعريف لایه متخلخل)
برای این که انعکاس نسبی امواج که در اثر برخورد آنها با بدنه موج‌شکن پدید می‌آید، در مدل لحاظ شود باید لایه متخلخلی گردآگرد مناطقی که احتمال وقوع چنین پدیدهای می‌رود، تعریف گردد. به منظور فعال شدن عملکرد این لایه و اعمال اثر آن بر انعکاس امواج، حداقل ضخامت لایه متخلخل باید برابر دست کم یک چهارم طول موج طرح باشد. بنابراین حداقل تعداد گره‌های لازم جهت تعریف این لایه در مدل برابر ۵ گره می‌باشد که در مدل لحاظ گردید. براساس توصیه‌های ارائه شده، ضریب این لایه‌ها برابر $1/85$ در نظر گرفته شده است [۴ و ۹]. برای

اطلاعاتی که به عنوان ورودی در مدل، مورد استفاده قرار می‌گیرند عبارتنداز: اطلاعات حاصل از هیدروگرافی بستر، ضریب اصطکاک بستر (اختیاری)، انعکاس نسبی از سازه (تعريف تخلخل)، جذب امواج (تعريف لایه اسفنجی)، شرایط مرزی و اطلاعات زمانی. در ادامه هریک از موارد بیان شده، به تفکیک تشریح می‌گردد.

۲-۲-۳- هیدروگرافی بستر

برای تعیین هیدروگرافی بستر، نیاز است تا در ابتدا برداشت‌های میدانی با دقت مناسب صورت پذیرد و سپس با توجه به اطلاعات ثبت شده وضعیت هیدروگرافی منطقه تعیین گردد. بنابراین در ابتدا با توجه به نقشه‌های موجود، کلیه اطلاعات در نرم‌افزار وارد شدند. سپس با استفاده از روش درون‌یابی بیان داده‌های ورودی، وضعیت هیدروگرافی کل منطقه به دست آمد.

نقشه مورد استفاده جهت تولید داده‌ها و فایل هیدروگرافی مناسب در این مطالعه، مشکل از نقشه هیدروگرافی سازمان جغرافیایی نیروهای مسلح اطراف بریزک با مقیاس ۱:۵۰۰۰ است، که دارای کیفیت خوبی برای مطالعات انتقال موج و انكسار می‌باشد [۱۲]. در شکل ۲ نتیجه حاصل نشان داده شده است. ابعاد سلول‌ها در این مدل سازی‌ها 2×2 متر است.



شکل ۲- فایل عمق‌سنجی استفاده شده در مطالعه حاضر

۲-۲-۳- جذب امواج (تعريف لایه اسفنجی)

استفاده از لایه اسفنجی (یا لایه جاذب) به عنوان یک روش کارآ و مؤثر عددی در جذب موج به ویژه

ورود امواج طرح به مدل جهت تحلیل هیدرودینامیک و انجام مطالعات تفرق به کمک شرایط مرزی صورت می‌پذیرد. امواج ممکن است در طول مرزهای باز یا در داخل مدل تعریف گردد.

در مرزهای باز انرژی موج (به عنوان مثال امواج با یک جهت شاخص) به صورت یک سری زمانی از ترازهای سطحی (تراز مرزی) یا فلاکس جریان عمود بر مرز (فلاکس مرزی) تعریف می‌گردد. با استفاده از روش تولید امواج داخلی^۷ این امکان وجود دارد که امواج تحت یک زاویه مشخص با مرزهای داخلی به سمت حوضچه حرکت کنند.

در تولید موج تابشی به مدل موارد اساسی زیر باید توسط کاربر تعیین گردد:

- نوع طیف ورودی که شامل سه طیف اصلی

Pierson_Moskowits JONSWAP

است.

- ارتفاع موج ورودی (H_{mo})

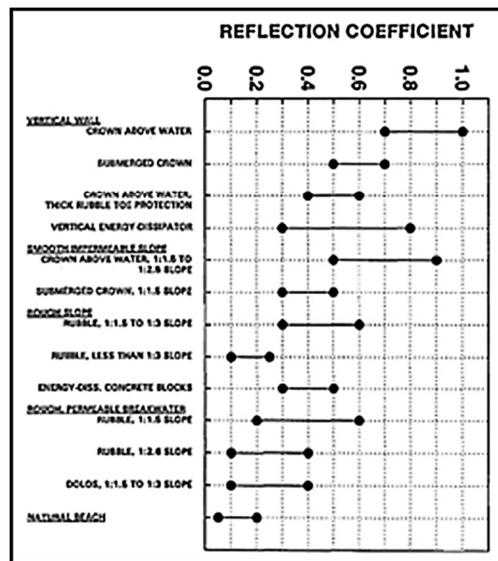
- پریود موج ورودی (T_p)

۵-۲-۳- اطلاعات زمانی و شرایط پایداری مدل
مدت زمان اجرای هر مدل باید به گونه‌ای باشد که موج تولیدی در مرز بتواند تمام طول مدل را پیموده و پس از انعکاس مجدداً به محل بازگردد. گام زمانی و نیز زمان مدل سازی براساس زمانی است که برای تولید امواج در نظر گرفته می‌شود. با توجه به توضیحات فوق، گام زمانی انتخاب شده برابر $1/0$ ثانیه است که این انتخاب منجر به عدد کورانت برابر $0/3$ در عمیق‌ترین نقطه مدل خواهد شد. مدت زمان اجرای مدل نیز برابر 20 دقیقه (معادل 12000 گام زمانی) در نظر گرفته شده است.

۶-۲-۳- داده‌های خروجی

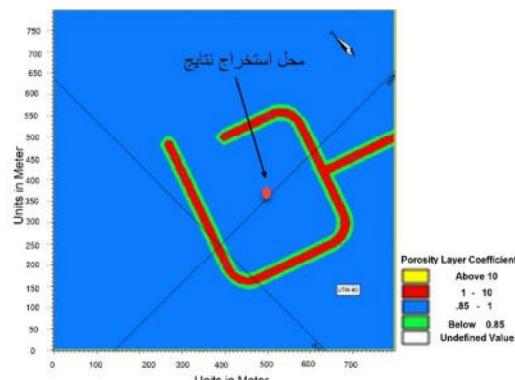
پس از اجرای مدل ضرایب تفرق داخل حوضچه یعنی نسبت ارتفاع موج به ارتفاع موج تابشی را می‌توان

تعیین میزان تخلخل، با توجه به کاربری بندر بربزک ضریب انعکاس موج شکن تعیین می‌گردد. شکل ۴ ضریب انعکاس سازه‌ها را براساس نوع کاربری آنها نشان می‌دهد.



شکل ۴- تعیین ضریب انعکاس سازه براساس کاربری [۴]

با استفاده از ضریب انعکاس به دست آمده برای مناطق مختلف بندر (شامل اسکله‌ها و موج شکن‌ها)، میزان تخلخل این مناطق تعیین گردید. نمونه‌ای از فایل لایه متخلخل که در این مطالعات مورد استفاده قرار گرفته است، در شکل ۵ نشان داده شده است. به منظور بررسی حساسیت ضریب تفرق، نقطه‌ای در داخل حوضچه بندر به عنوان نقطه هدف، انتخاب شده و در شکل ۵ قابل مشاهده است.



شکل ۵- لایه‌های متخلخل استفاده شده در مدل

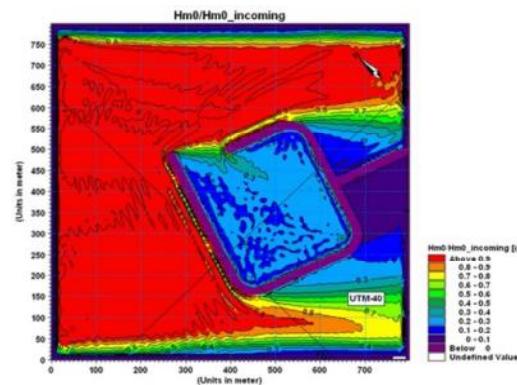
۴-۲-۳- شرایط مرزی

⁷- Internal Wave Generation

به منظور بررسی اثر پریود موج ورودی بر ضریب تفرق داخل حوضچه پریود موج ورودی از ۴ تا ۱۰ ثانیه طبق جدول ۱ تغییر داده شده است. در این حالت، ارتفاع موج ورودی ثابت و برابر ۱/۱ متر در نظر گرفته و برای تمام حالات امواج نامنظم با مشخصات ذکر شده به عنوان موج تابشی به مدل ارائه شده است. پس از اجرای مدل‌ها ۹ مدل به ازای ۹ پریود مختلف) در نقطه نشان داده در شکل ۵، ضرایب تفرق استخراج و در جدول ۱ ارائه شده است. لازم به ذکر است منظور از ضریب تفرق نسبت ارتفاع موج در محل به ارتفاع موج تابشی است.

در شکل ۷، تغییرات ضریب تفرق برحسب پریودهای مختلف موج ورودی ترسیم شده است.

استخراج نمود. شکل ۶ نمونه‌ای از مدل اجرا شده را نشان می‌دهد.



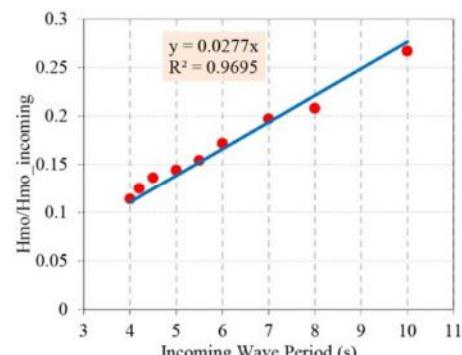
شکل ۶- نسبت ارتفاع موج داخل حوضچه

۴- بررسی تأثیر پریود موج ورودی بر ضریب تفرق داخل حوضچه

جدول ۱- تغییرات ضریب تفرق به ازای پریودهای مختلف در تولید موج ورودی (ارتفاع موج ورودی ۱/۱ متر)

Incoming Wave Period, Tp (s)	Hmo/Hmo_in
۴/۰	۰/۱۱۴
۴/۲	۰/۱۲۵
۴/۵	۰/۱۳۶
۵/۰	۰/۱۴۴
۵/۵	۰/۱۵۴
۶/۰	۰/۱۷۲
۷/۰	۰/۱۹۷
۸/۰	۰/۲۰۸
۱۰	۰/۲۶۷

همانگونه که مشخص است، با افزایش پریود، ضرایب تفرق افزایش می‌یابند. با توجه به مقدار ضریب R^2 رابطه خطی مناسبی بین داده‌ها برقرار است. نمودار تغییرات ضریب تفرق براساس درصد تغییرات پریود موج ورودی در **Error! Reference source not found.** رابطه خطی برآش داده شده، میزان افزایش در ضریب تفرق تقریباً ۰/۹۷ افزایش پریود موج ورودی است. برای بررسی اثر ارتفاع موج ورودی بر ضرایب تفرق، ارتفاع موج ورودی از ۰/۷۵ متر تا ۲/۳ متر تغییر داده



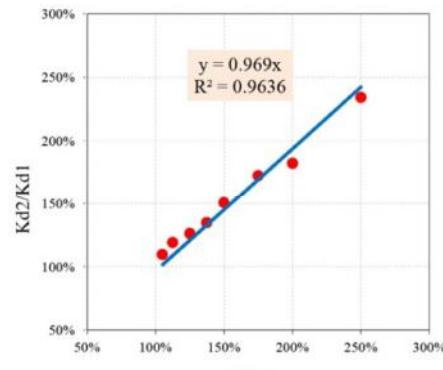
شکل ۷- نمودار تغییرات ضریب تفرق نسبت به پریود موج ورودی

۵- بررسی تأثیر ارتفاع موج ورودی بر ضریب تفرق داخل حوضچه

سپس مدل برای تمام حالات (۸ مدل به ازای ۸ ارتفاع موج مختلف) اجرا و ضرایب تفرق استخراج شده است. جدول ۲ مقدار ضرایب تفرق را به ازای ارتفاع‌های مختلف موج ورودی نشان می‌دهد.

در شکل ۹ تغییرات ضریب تفرق برحسب ارتفاع موج ورودی ترسیم شده است. همانطور که مشخص است با افزایش ارتفاع موج ورودی (به ازای پریود ثابت)، ضریب تفرق کاهش می‌یابد.

شده و به ازای هریک موج نامنظم ورودی با پریود ثابت ۵/۵ ثانیه تولید و به مدل اعمال شده است.



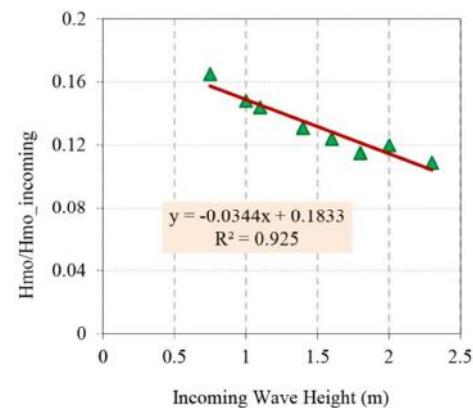
شکل ۸- نمودار تغییرات نسبت ضریب تفرق برحسب نسبت پریود موج ورودی

جدول ۲- تغییرات ضریب تفرق به ازای ارتفاع‌های مختلف موج ورودی (پریود ثابت ۵/۵ ثانیه)

Hmo_in	Hmo/Hmo_in
۰/۷۵	۰/۱۶۵
۱/۰۰	۰/۱۴۸
۱/۱۰	۰/۱۴۴
۱/۴۰	۰/۱۳۱
۱/۶۰	۰/۱۲۴
۱/۸۰	۰/۱۱۵
۲/۰۰	۰/۱۲۰
۲/۳۰	۰/۱۰۹

ارتفاع موج، پریود نظری آن نیز تغییر خواهد کرد. در این قسمت با تغییر ارتفاع موج ورودی، پریود نظری آن نیز تغییر داده شده و سپس تمام مدل‌های یاد شده، مجدداً اجرا می‌شود.

برای تعیین پریود متناسب با هر ارتفاع موج، از روش همبستگی توانی ارائه شده توسط کمفیس بین ارتفاع موج شاخص (H_s) و پریود قله طیف موج (T_p) استفاده شده است [۱۳]. برای این منظور از داده‌های مطالعات پاییش سواحل استان هرمزگان نقطه P1318 استفاده شده است. تغییرات ارتفاع موج برحسب پریود براساس روش کمفیس در شکل نشان داده شده است.



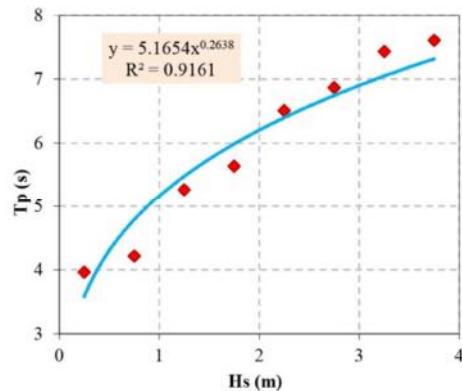
شکل ۹- نمودار تغییرات ضریب تفرق نسبت به ارتفاع موج ورودی

در مدل‌های بیان شده، ارتفاع موج به ازای پریود موج ثابت (۵/۵ ثانیه) تغییر داده شد. در عمل، با تغییر

$$T_p = 5.1654 H_s^{0.2638} \quad (4)$$

براساس رابطه بهدست آمده، به ازای ۸ ارتفاع موج مختلف، پریود نظیر آنها تعیین شده و سپس موج نامنظم نظیر هر حالت ساخته و به مدل اعمال شده است. پس از اجرای مدل‌ها ضریب تفرق برای حالت استخراج شده است. نتایج ضرایب تفرق به همراه ارتفاع و پریود موج ورودی در جدول ۳ ارائه شده است.

نمودار تغییرات ضریب تفرق برحسب ارتفاع موج ورودی در شکل ترسیم شده است.

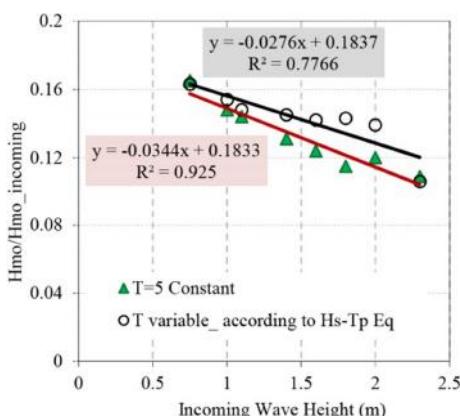


شکل ۱۰- رابطه بین پریود و ارتفاع امواج

بنابراین رابطه بین ارتفاع و پریود امواج به صورت رابطه شماره (۴) قابل بیان است:

جدول ۳- تغییرات ضریب تفرق به ازای ارتفاع‌های مختلف موج ورودی (پریود ثابت ۵/۵ ثانیه)

Hmo	$T_p = 5.1654 H_{mo}^{0.2638}$	Hmo/Hmo_in
۰/۷۵	۴/۸	۰/۱۶۳
۱/۰	۵/۲	۰/۱۵۴
۱/۱	۵/۳	۰/۱۴۸
۱/۴	۵/۶	۰/۱۴۵
۱/۶	۵/۸	۰/۱۴۲
۱/۸	۶/۰	۰/۱۴۳
۲/۰	۶/۲	۰/۱۳۹
۲/۳	۶/۴	۰/۱۰۶



شکل ۱۱- نمودار تغییرات نسبت ضریب تفرق برحسب نسبت ارتفاع موج ورودی برای پریود متغیر و پریود ثابت در تولید موج نامنظم ورودی به مدل، نوع طیف ورودی باید تعیین شود که در این قسمت موج ورودی با

همانطور که مشهود است، با انتخاب پریود موج ورودی براساس ارتفاع موج، ضریب تفرق همچنان با افزایش ارتفاع موج کاهش می‌یابد، ولی میزان کاهش آن در مقایسه با حالتی که پریود امواج ورودی ثابت فرض شود، کمتر است.

۶- بررسی تأثیر نوع طیف موج ورودی بر ضریب تفرق داخل حوضچه

در این قسمت به منظور بررسی اثر نوع طیف ورودی بر ضرایب تفرق، سه طیف JONSWAP و PM TMA مورد بررسی قرار می‌گیرد.

- (پ) پارامترهای ورودی در طیف TMA:
 - ارتفاع مشخصه موج (H_{mo}) و پریود قله طیف (T_p)
 - پارامترهای مشخص کننده شکل طیف که عبارتنداز:
- $$\gamma = \frac{3}{3}, \sigma_a = 0.09, \sigma_b = 0.07$$
- نوع موج ورودی Directional است.

به ازای ۴ ارتفاع موج مختلف موج نامنظم ورودی براساس هر سه طیف ساخته شده و مدل‌ها (مجموعاً ۱۲ مدل به ازای ۴ ارتفاع موج و ۳ نوع طیف) اجرا گردیده است. ضرایب تفرق در جدول ۴ برای هر مدل نشان داده شده است.

ارتفاعهای مختلف و پریود ۵/۵ ثانیه براساس سه نوع طیف ذکر شده تولید و به مدل اعمال شده است.

- (الف) پارامترهای ورودی در طیف JONSWAP:
 - ارتفاع مشخصه موج (H_{mo}) و پریود قله طیف (T_p)
 - پارامترهای مشخص کننده شکل طیف که عبارتنداز:
- $$\gamma = \frac{3}{3}, \sigma_a = 0.07$$
- نوع موج ورودی Directional است.
- (ب) پارامترهای ورودی در طیف PM:
 - ارتفاع مشخصه موج (H_{mo}) و پریود میانگین (T_{02})
 - نوع موج ورودی Directional است.

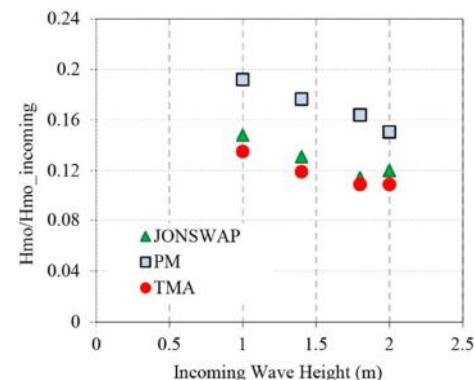
جدول ۴- تغییرات ضریب تفرق به ازای طیف‌های مختلف در تولید موج ورودی

H_{mo_in} (m)	JONSWAP	PM	TMA
۱/۰۰	۰/۱۴۸	۰/۱۹۲	۰/۱۳۵
۱/۴۰	۰/۱۳۱	۰/۱۷۶	۰/۱۱۹
۱/۸۰	۰/۱۱۴	۰/۱۶۴	۰/۱۰۹
۲/۰۰	۰/۱۲۰	۰/۱۵۱	۰/۱۰۹

۷- نتیجه گیری

روش متدال مهندسین مشاور در بررسی آرامش حوضچه بنادر اجرای مدل بوسینسک برای موج با ارتفاع واحد است. علت این امر نیز آن است که برحسب گل موج مقابل دهانه بندر معمولاً لازم است تا آرامش حوضچه از چند جهت مختلف برای امواج ورودی بررسی شود. بدیهی است هر جهت موج دارای ارتفاع و پریود مشخص است که لزوماً برای تمام جهات یکسان نیست. بنابراین لازم است مدل برای هر جهت با H_{mo} و T_p نظیر آن اجرا شود. برای صرفجویی در وقت و تسريع روند بررسی آرامش حوضچه، مهندسین مشاور مدل را برای هر جهت با ارتفاع واحد اجرا می‌کنند و سپس با فرض اینکه ضریب تفرق مقداری ثابت است، با ضرب ضریب تفرق حاصل در ارتفاع موج واقعی ورودی، مقدار ارتفاع موج داخل حوضچه تعیین می‌شود. براساس نتایج این مطالعه، ضریب تفرق به ازای یک پریود مشخص، با افزایش ارتفاع موج کاهش می‌یابد. به

نمودار تغییرات ضریب تفرق برحسب نوع طیف در ارتفاعهای مختلف موج ورودی در شکل ۱۲ ترسیم شده است.



شکل ۱۲- نمودار تغییرات نسبت ضریب تفرق نسبت به نوع طیف موج ورودی به ازای ارتفاعهای مختلف موج ورودی همانطور که نشان داده شده است، در تمام ارتفاعهای موج ورودی، مقادیر ضریب تفرق حاصل طیف PM به طور قابل ملاحظه‌ای بیشتر از دو طیف دیگر است. همچنین مقادیر ضریب تفرق حاصل از طیف JONSWAP اندکی بیشتر از طیف TMA است.

حوضچه در طول سال (۹۲/۵ درصد از ایام سال) را دچار مشکل سازد.

نکته بسیار مهم دیگر، انتخاب پریود مناسب برای اجرای مدل BW است. براساس نتایج، افزایش پریود تأثیر ۰/۹۷ درصدی در ضرایب تفرق دارد. به عنوان مثال اگر پریود ورودی از ۵ ثانیه به ۶ ثانیه افزایش یابد (۲۰ درصد افزایش)، ضریب تفرق بیش از ۱۹ درصد افزایش می‌یابد. در این حالت نیز تخمین دست پایین پریود، موجب ایجاد مشکلات در آرامش حوضچه شده و تخمین دست بالای آن هزینه‌های اضافی بر طرح تحمیل می‌کند.

در مورد نوع طیف ورودی، طیف PM مقادیر دست بالایی به دست می‌دهد. با توجه به اختلاف ناچیز طیف JONSWAP با TMA با انتخاب طیف JONSWAP انتخاب مناسبی است.

این معنی در صورتی که مدل مورد استفاده در بررسی آرامش حوضچه با ارتفاع واحد اجرا شده ولی ارتفاع امواج واقعی بیشتر از واحد باشد، در اینصورت نتایج حاصل از مدل با ارتفاع موج واحد در جهت اطمینان است. این امر اگرچه به لحاظ آرامش وضعیت بهتری برای حوضچه فراهم می‌کند، می‌تواند موجب تحمیل هزینه‌های اضافی بر طرح شود. چرا که تأمین آرامش بیشتر به معنی جلوگیری بیشتر از نفوذ امواج به داخل بندر است که این امر مستلزم تأمین همپوشانی بیشتر بازوها و در نتیجه صرف هزینه بیشتر برای افزایش طول بازوها موج شکن است.

اگر ارتفاع امواج واقعی کمتر از واحد باشد، مقدار ارتفاع امواج داخل حوضچه، دست پایین تخمین زده می‌شود که این امر ممکن است درصد آرامش لازم برای

مراجع

- [1] The Overseas Coastal area Development Institute of Japan (OCDI), (2009). “Technical Standards and Commentaries for Port and Harbor Facilities in Japan”, Tokyo, Japan.
- [2] Approach Channels, (1997), a Guide for Design, PIANC.
- [3] Coastal Engineering Manual, (2001). US Army Corps of Engineers (USACE), Washington DC.
- [4] Abott, M.B., Madsen, P.A. and Sorensen, O.R., (2001). “Scientific documentation of Mike21 BW- Boussinesq Wave Module” MIKE by DHI.
- [5] Khalifa, M. A. (2009). “Calmness study for container handling ports with open basin systems using numerical modeling”, *Marine Sciences*, 20(1), 69-88.
- [6] Kim, Y. T., & Lee, J. I. (2011). “Construction of Fishery Port Considering Harbor Calmness, Water Circulation and Stability: Case Study”, *Journal of Coastal Research*, 641-645.
- [7] Panigrahi, J. K., Padhy, C. P., & Murty, A. S. N. (2015). “Inner Harbour Wave Agitation using Boussinesq Wave Model”, *International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering*, 7(1), 70-86.
- [8] Iranian Tide Tables (2005), National Cartographic Centre - Hydrographic Department.
- [9] Jensen, C. H. (2007). *The Rock Manual- the Use of Rock in Hydraulic Engineering*, 2nd edition, Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), London.
- [10] Dean, R. G., & Dalrymple, R. A. (2004). *Coastal processes with engineering applications*. Cambridge University Press.
- [11] Coastal Engineering Research Center (US). (1984). *Shore Protection Manual*. Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center.
- [12] Hydrographic map of Brizek area, scale 1: 5000.
- [13] Kamphuis, J. W. (2010). “Introduction to Coastal Engineering and Management”, 2nd Edition, 30, Advanced Series on Ocean Engineering, <https://doi.org/10.1142/7021>.

مطالعه آزمایشگاهی رفتار شیروانی مسلح شده در شرایط غیراشباع

ساخت پی یا خاکریز جاده بر روی بستر خاک نرم، به علت کم بودن ظرفیت باربری معمولاً سبب بروز گسیختگی بستر توأم با نشتت زیاد می‌گردد. تسلیح خاک با استفاده از ژئوسل به عنوان یک راه حل مناسب توسط محققین مختلف ارائه شده است. در پژوهش حاضر به منظور بررسی رفتار شیروانی مسلح با تغییر جایگاه ژئوسل و همچنین تغییر در درصد رطوبت خاک آزمایش‌هایی انجام شده است. در مجموع، هفت نمونه آزمایشگاهی طراحی و ساخته شده که برنامه آزمایش‌ها با توجه به دو متغیر طراحی شده‌اند. این دو متغیر عبارتند از مسلح کننده (ژئوسل) و درصد رطوبت. برای درصد رطوبت مقادیر 10% ، 15% و 20% در نظر گرفته شد و ژئوسل در دو حالت میانی ($u/h=0.5$) و انتهایی شیروانی ($u/h=1$) مورد بررسی قرار گرفت. نتایج بهدست آمده تأثیر مشبت وجود ژئوسل را با توجه به مکانیزم عملکرد سه‌گانه ژئوسل در توده خاک مسلح، بیان می‌کند. از نتایج بهدست آمده اینگونه تغییر می‌گردد که با افزایش مکش خاک و ثابت بودن محل قرارگیری لایه ژئوسل، تغییرات جابه‌جایی در حدود 30 درصد کاهش یافته، اما با تغییر محل لایه ژئوسل ($u/h=0.5$ به $u/h=1$) در رطوبت ثابت مقدار کاهش نشست و جابه‌جایی شیروانی در حدود 15 درصد می‌باشد.

وازگان کلیدی: خاک غیراشباع، شیروانی، ژئوسل، مدل فیزیکی.

بهنام مهدی‌پور

گروه مهندسی عمران، واحد
نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی،
نجف‌آباد، ایران.

پست الکترونیک:
zipaton@yahoo.com

* بهرام نادی*

گروه مهندسی عمران، واحد
نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی،
نجف‌آباد، ایران.

پست الکترونیک:
nadi@pci.iaun.ac.ir

حمید هاشم‌الحسینی

گروه مهندسی عمران، دانشگاه
صنعتی اصفهان، ایران.

پست الکترونیک:
hamidh@cc.iut.ac.ir

مسعود میرمحمدصادقی

گروه آب و محیط‌زیست، مجتمع
عالی آموزشی و پژوهشی صنعت
آب و برق اصفهان، وزارت نیرو،
اصفهان، ایران.

پست الکترونیک:
Msadeghi84@yahoo.com

۱- مقدمه

در خاک قرار می‌گیرند. این نوع مسلح کننده از مصالح انعطاف‌پذیر و نیمه انعطاف‌پذیر نظیر ژئوتکستایل‌ها یا ژئوگریدها ساخته می‌شوند. یکی از نخستین مطالعات در مورد استفاده از ژئوسل‌ها توسط مهندسین ارتش آمریکا در سپتامبر ۱۹۷۵ به منظور بررسی امکان ساخت پل روی زمین نرم انجام شد. آنها با انجام آزمایش‌های مختلف گزارش نمودند که ماسه محصور شده توسط ژئوسل،

در تسلیح خاک با مسلح کننده سه بعدی (ژئوسل)،
المان‌های تسلیح به صورت عمودی و به شکل لانه زنبوری

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۶/۱۲/۹۱، بازنگری ۰۸/۱۰/۱۴، پذیرش ۰۰/۰۱/۱۷، ۰۰/۰۱/۱۰/۰۱، ۰۰/۰۱/۱۷/۰۰/۰۱/۰۰/۱۴

DOI: 10.22091/cer.2021.6444.1234 شناسه دیجیتال

حالت غیرمسلح خاک تا ۶۰ درصد کاهش یافته که منجر به پراکنده شدن تنoshهای برشی جزئی در اطراف پی می‌شود. البته استفاده از ژئوسل با طولهای بیشتر با ثابت بودن عرض آن تأثیر بسزایی در حفظ انسجام خاک مسلح شده دارد. همچنین در تعیین مکانیزم گسیختگی خاک زاویه برش خاک مسلح شده تقریباً ۱۵ درصد بیشتر از حالت غیرمسلح می‌باشد [۴].

آردا و فرساخ^۳ به بررسی اثر تعداد لایه مسلح کننده در فواصل متفاوت پرداختند. نتایج نشان داد که تأثیر لایه دوم تسليح بر پایداری نمونه، ناجیز بوده (کمتر از ۵ درصد) و رفتار بستر با دو لایه ژئوسل، مشابه رفتار آن با یک لایه تسليح است. در این حالت، فشار منتقل شده از لایه اول ژئوسل در لایه غیرمسلح بین دو لایه ژئوسل حبس می‌گردد و عملاً کارایی لازم را ندارد. همچنین آنها شبکه گسیختگی بین دو لایه متواالی را کمتر از نیم برابر بعد پی توصیه کرده‌اند [۵].

تحقیقان پارامترهای مختلفی نظیر شکل سلول‌های ژئوسل مدول الاستیسیته مصالح ژئوسل و تعداد لایه‌های ژئوسل را در یک بارگذاری دایره‌ای مورد بررسی قرار دادند. نتایج به دست آمده نشان داد که شکل دایره‌ای مسلح کننده دارای بازده بیشتر نسبت به شکل بیضوی برای روزنه‌های ژئوسل دارد. همچنین بازدهی مسلح کننده ژئوسل به مقدار سختی مصالح شکل دهنده ژئوسل بستگی داشته به طوری که با افزایش مقدار مدول الاستیسیته مقدار سختی و ظرفیت باربری سیستم افزایش و تغییرمکان شیروانی کاهش می‌یابد [۶].

ونکاتس و هگ^۴ با انجام ۳۸ آزمایش بزرگ مقیاس و تأثیر یک و دو لایه‌های ژئوگرید و ژئوسل در گودالی به ابعاد دو متر در دو متر به بررسی لایه ژئوسل بر پایداری نمونه پرداختند. نتایج به دست آمده دامنه جابه‌جایی ارتعاش در حضور ژئوسل به طور قابل توجهی کاهش

قابلیت خوبی در افزایش باربری زمین‌ها و در نتیجه کاهش تغییرشکل‌های بستر دارند.

ژئوسل ساختاری سه بعدی، پلیمری و لانه زنبوری از سلول‌های به هم پیوسته است و برای تسليح بستر شبکه‌های تند و سایر موادی که خاک متحمل تنoshهای کششی بالا می‌شود، مفید ارزیابی شده است. خاک درون ژئوسل مانند یک دال نیمه صلب عمل می‌کند، فشار پی را در مساحت بیشتری به خاک زیرین توزیع کرده و نشت و تنش را کاهش می‌دهد [۱ و ۲].

چن^۱ و همکاران رفتار دیوار مسلح شده با ژئوسل تحت فشار سربار را بررسی نمود. در این تحقیق، لایه ژئوسل بر روی پوسته شیروانی به کار گرفته شده بود که نتایج نشان می‌دهد استفاده از مسلح کننده ژئوسل باعث کاهش مقدار نشت و تغییرمکان دیوار مسلح شده می‌گردد. این امر ناشی از نیروی کششی شکل گرفته میان مسلح کننده و خاک می‌باشد. با افزایش مقدار فشار سربار، مقدار نیروی بسیج شده نیز افزایش می‌یابد. همچنین ناحیه مسلح شده به صورت قابل ملاحظه‌ای بر تغییرشکل دیوار تأثیرگذار می‌باشد. وقتی از لایه مسلح کننده در قسمت بالای دیوار استفاده می‌شود، مقدار تغییرشکل جانبی دیوار کاهش یافته و مقدار حداقل تغییرشکل جانبی، در نیمه ارتفاع دیوار شکل می‌گیرد. زمانی که مسلح کننده در قسمت پایین دیوار قرار گرفته، حداقل جابه‌جایی و تغییرمکان در بالای دیوار رخ می‌دهد [۳].

شین^۲ و همکاران به بررسی عملکرد خاک مسلح شده توسط ژئوسل با انجام مدل فیزیکی پرداختند. آنالیز عملکرد تنشی و برشی خاک تحت بار استاتیکی با ایجاد تغییرات در خواص ژئوسل مصرفی در مدل فیزیکی از اهداف آنان در طی آزمایش بود. مقایسه بین نمونه‌ای مورد آزمایش با بارگذاری‌های مختلف نشان می‌دهد که در خاک مسلح شده بیشترین تنش برشی خاک نسبت به

^۳- Ardh and Farsakh

^۴- Venkates and Hegde

^۱- Chen

^۲- Shin

کاهش در نشست پی برای حالت تسليح با ژئوسل، بیشتر از تسليح با ژئوتکستایل است [۹].

با تحلیل مطالعات پیشین، لزوم بررسی ژئوسل در ترازهای مختلف خاکریز و تعداد لایه‌ها ضروری به نظر می‌رسد. بر همین اساس، در پژوهش حاضر، به بررسی اثر رطوبت و نحوه قرارگیری لایه‌های ژئوسل در ترازهای متفاوت بر پایداری شیروانی تحت بارگذاری استاتیکی پرداخته شده است.

۲- برنامه آزمایش‌ها

برای مطالعه مسائل ژئوتکنیکی از طریق مدل‌سازی سازه ژئوتکنیکی، چهار روش مدل‌سازی فیزیکی، عددی، تحلیلی و آمار و احتمالاتی وجود دارد. پس از طرح یک مسئله ژئوتکنیکی، مهمنترين گام، انتخاب روش تحقیق مناسب است. مسائل مختلفی در شاخه‌های گوناگون مهندسی با استفاده از مدل‌سازی فیزیکی مطالعه شده‌اند. همچنین استفاده از مدل فیزیکی سابقه‌ای طولانی در تحقیقات و همچنین مطالعات مهندسی در پروژه‌های مختلف دارد. مزیت مدل‌سازی فیزیکی نسبت به مدل‌های تحلیلی و عددی، عدم لزوم برای فرض کردن سازوکار خاص برای گسیختگی است. همچنین در مدل‌سازی فیزیکی لازم نیست رفتاری خاص برای مصالح خاکی یا سایر مصالح فرض شود. بنابراین مدل‌های فیزیکی از این دیدگاه که خاک یا سایر مصالح واقعی را به کار می‌برند، نسبت به مدل‌های تحلیلی و عددی ارجحیت دارند. مدل‌های فیزیکی قادرند که مسائل سه‌بعدی را مانند مسائل دو‌بعدی به سادگی مدل کنند؛ اما مدل‌های تحلیلی و عددی در شرایط سه‌بعدی نیازمند تحقیقات بیشتری هستند [۱۰].

برای انجام آزمایش محفظه‌ای به طول یک متر، عرض ۵۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۶۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. دیوارهای طولی مدل با استفاده از ورق پلکسی گلاس به ضخامت ۱ سانتی‌متر ساخته شده است

می‌باید. بیشترین کاهش در حضور تقویت کننده ژئوسل در مقایسه با سایر شرایط مشاهده می‌شود. همچنین مشاهده شد در حضور تقویت کننده ژئوسل، دامنه تشید ۶۱ درصد کاهش می‌باید [۷].

پژوهشگران به بررسی دیوار حائل مسلح شده با ژئوسل تحت بار زلزله پرداختند. نتایج از کار آزمایشگاهی با نتایج به دست آمده از تعادل حدی در حالت شبه استاتیکی مقایسه شده است. نتایج به دست آمده حاکی از آن است که خط لغزش بحرانی در هر دو حالت تطابق خوبی با یکدیگر دارد و همچنین استفاده از مسلح کننده ژئوسل به صورت قابل ملاحظه سبب بهبود عملکرد دیوار مسلح شده (از لحاظ افزایش ضربی اطمینان و پایداری) می‌گردد. همچنین آنها در ادامه به بررسی عملکرد دیوار حائل مسلح شده با ژئوسل و ژئوگرید تحت بار زلزله پرداختند. نتایج نشان داد که استفاده از لایه ژئوسل در قسمت بالایی دیوار حائل می‌تواند به طور قابل ملاحظه‌ای از توسعه سطح لغزش بحرانی جلوگیری کند؛ در حالی که بقیه لایه‌های ژئوسل و ژئوگرید در بهبود عملکرد دیوار تأثیر بسزایی دارند. بیشترین مقدار تنش کششی بسیج شده لایه ژئوگرید مربوط به آخرین لایه ژئوگرید بوده که در پایین‌ترین قسمت دیوار حائل قرار گرفته است. نتایج مؤید آن است زمانی که از شن برای پرکردن چشم‌های مسلح کننده‌های ژئوسل استفاده شده، دیوار حائل دارای نشست کمتری از حالت ماسه‌ای است؛ در حالی که مقدار جابه‌جایی و تغییر‌شکل دیوار در هر دو حالت یکسان است [۸].

قدس تفرشی و همکاران با استفاده از یک مدل آزمایشگاهی به بررسی مقایسه رفتار توده مسلح شده با مسلح کننده صفحه‌ای (ژئوتکستایل) و مسلح کننده سه بعدی خاک (ژئوسل) تحت بارهای استاتیکی پرداختند. نتایج نشان می‌دهد که برای مقادیر یکسان از مصالح مصرفی برای مسلح کننده‌ها، افزایش در ظرفیت باربری و



شکل ۱- دستگاه ترانسفورماتور

ابزار مذکور یک دستگاه ثبت داده استاتیکی بوده و قادر به اندازه‌گیری داده‌ها در واحدهای زمانی ۱ ثانیه می‌باشد. این دستگاه به طور کامل با رایانه کنترل می‌شود و کلیه اندازه‌گیری‌های آنالوگ در آن تبدیل به داده‌های دیجیتال می‌گردد. همراه این دستگاه، نرمافزاری تحت عنوان TDS_7130 ارائه گردیده است که دستگاه ثبت داده را کنترل می‌کند.

۱-۲- مشخصات مصالح

خاک مورد مطالعه در این تحقیق به صورت ترکیبی از ماسه و رس می‌باشد. خاک ماسه مورد استفاده از شرکت ماسه ریخته‌گری ایران تهیه شده که از جنس سیلیس می‌باشد و از معدن سنگ سیلیس فیروزکوه تهیه شده است. این خاک کاملاً درشتدانه بوده و اندازه تمامی دانه‌های آن بزرگتر از 0.075 میلی‌متر می‌باشد. خاک رس مورد مطالعه از نوع کائولینیت انتخاب شده است. کار برده می‌شود و از مواد معدنی شامل Fe_2O_3 , Al_2O_3 و SiO_2 تشکیل شده است.

مصالح ترکیبی این تحقیق شامل 60 درصد ماسه و 40 درصد کائولینیت بوده که به صورت درصد وزنی و در حالت کاملاً خشک با یکدیگر ترکیب شده‌اند (شکل ۲). آزمایش‌های محدود روانی بر روی ترکیب ماسه و کائولینیت مطابق استاندارد ASTM D-4318 انجام شده است، با تکرار این آزمایش‌ها مقادیر حدود روانی و خمیری به ترتیب برابر $23/5$ و 14 محاسبه شده‌اند، در

تا امکان رؤیت نحوه انتشار گسیختگی خاک از طریق آن وجود داشته باشد. همچنین به منظور حفظ صلابت و جلوگیری از خم شدن احتمالی صفحات، تسمه‌های فولادی به قاب‌های فلزی جوش داده شده است. ابعاد انتخاب شده برای تحلیل شیروانی براساس ضرایبی است که برای طول و ارتفاع و عمق شیروانی در مراجع [۱۱] و [۱۲] تعریف شده است. در شرایط متفاوت از این ابعاد، نتایج حاصل دور از مقادیر حقیقی می‌باشد. البته با کسر مورد استفاده برای شرایط مرتبط مناسب نبوده که توسط مواد و محافظه‌های شیمیایی موجود آب‌بند گردید. برای اندازه‌گیری تغییر مکان ایجاد شده از دستگاه LVDT^۵ (ترانسفورماتور تفاضلی متغیر خطی) استفاده می‌شود. ترانسفورماتور LVDT نوعی ترانسفورماتور برقی است که برای اندازه‌گیری جابه‌جایی خطی مورد استفاده قرار می‌گیرد. این ابزارها در اندازه‌گیری‌های استاتیکی و دینامیکی از دقت بالایی برخوردار می‌باشند. نمونه ظاهری LVDT در شکل ۱ نشان داده شده است که با گیره به پایه وصل شده و به وسیله آهنربا به بدنه جعبه متصل می‌شود تا شاخص آن به صورت قائم قرار گیرد. دستگاه LVDT از طریق سیم رابط به دستگاه ثبت داده متصل شده و تغییر مکان قرائت شده از این طریق ثبت می‌گردد. در این پژوهش از دو LVDT برای اندازه‌گیری جابه‌جایی (از نوع CDP-100) با ظرفیت اندازه‌گیری 100 میلی‌متر) یکی بر روی شب شیروانی و دیگری سطح افقی شیروانی استفاده شده است.

ثبت کننده داده^۶ وسیله‌ای الکترونیکی است که داده‌هایی را که به وسیله حسگرهای تعییه شده در دستگاه یا ابزار و حسگر خارجی تأمین می‌شوند، ذخیره می‌کند. در مطالعه حاضر، از دستگاه TDS-602 محصول شرکت Tokyo sokki kenkyujo ژاپن استفاده شده است.

^۵- linear variable differential transformer

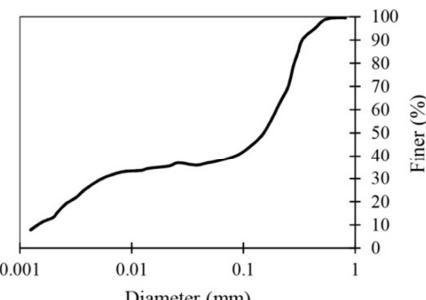
^۶- Data Logger



شکل ۳- تست کشش ژئوسل

تمامی مراحل تست مانند پارامترهای ورودی نمونه، روش تست، گزارش تست، کنترل حرکت دستگاه و نشان دادن مقادیر ابزارهای اندازه‌گیری همگی توسط نرم‌افزار صورت می‌گیرد. استاندارد ASTM-D 6693 با عنوان روش آزمایش استاندارد برای مشخصات کششی ژئوسل‌ها برای انجام این آزمایش استفاده گردیده است. مشخصات کششی به‌دست آمده از این آزمایش برای تعیین مشخصات مواد با هدف کنترل و تشخیص دارای اعتبار است [۱۴].

نتیجه پلاستیسیته خاک ترکیبی ۹/۵ می‌باشد. مقدار چگالی ویژه دانه‌های خاک ترکیبی ۲/۷۳ است [۱۳].



شکل ۲- نمودار دانه‌بندی ترکیب ماسه و کاٹولینیت

۲-۲- آزمایش‌های انجام شده بر روی ژئوسل

برای به‌دست آوردن خصوصیات کششی مواد استفاده شده برای ساخت ژئوسل از دستگاه تست مواد GOTECH ساخت تایوان مدل ۵۰۰ MB با ظرفیت ۲ تن استفاده شده است (شکل ۳).

دستگاه‌های تست مواد سری MB برای تست آسان و دقیق مواد با هزینه کم طراحی شده‌اند. همراه این دستگاه، نرم‌افزار Controller MB قادر است دستگاه را کنترل کرده و مقادیر ثبت شده توسط ابزارهای اندازه‌گیری آن را نشان دهد (جدول ۱).

جدول ۱- مشخصات مواد تشكیل‌دهنده ژئوسل

مدول سکانتی در کرنش ۲ درصد (kN/m)	مدول خمشی نهایی (MPa)	درصد کرنش در مقاومت نهایی (%)	نیروی کششی نهایی (kN/m)	دانسیته (gr/cm³)
۱۰/۷۲	۵۹۵	۳۴/۸	۲۷/۱	۱/۳۸

برخی از پارامترهای مقیاس مصالح ژئوسل‌نیتیکی که توسط ویسوندهام و کنیگ^۷ مطرح شده‌اند در جدول ۲ آمده است (N بعد مقیاس است).

۳- نمونه‌های مورد بررسی

برنامه آزمایش‌ها با توجه به دو متغیر، طراحی شد. این دو متغیر عبارت از مسلح کننده (ژئوسل) و درصد

انتخاب مقیاس مدل می‌باشد به گونه‌ای باشد که نیروهای غالب در پدیده مورد بررسی، به درستی مدل شده و نیروهایی که در نمونه اصلی تأثیر زیادی ندارند، در مدل نیز تأثیر زیادی نداشته باشند. با تشابه‌سازی مناسب، نتایج حاصل از مدل قابل تعمیم به نمونه واقعی نیز خواهد بود [۱۵].

^۷- Viswandham Konig

رطوبت می‌باشد. در مورد درصد رطوبت نیز مقادیر ۱۰، ۲۰ و ۱۵ درصد در نظر گرفته شدند.

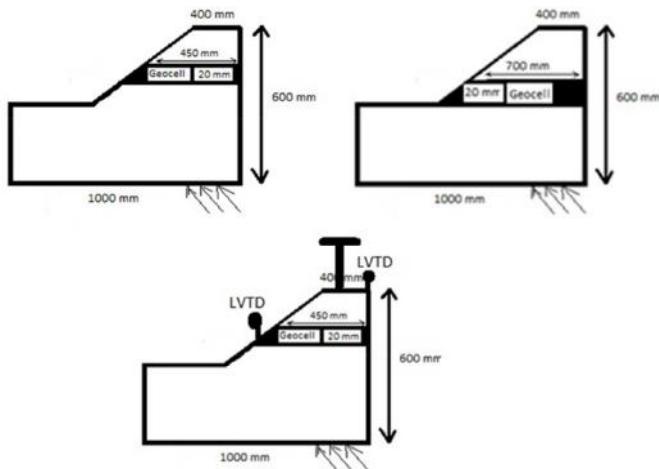
جدول ۲- تحلیل ابعادی ژئوستیک [۱۶]

سختی خمی (EI)	مقاومت کششی	سختی محوری (EA)	طول	کرنش (%)	پارامتر
$1/N^5$	$1/N^2$	$1/N^3$	$1/N$	۱	مقیاس

به دست آمده پارامترهای موجود به صورت بدون بعد بحسب ارتفاع شیروانی بیان شده اند: نسبت عمق ژئوسل برای لایه مسلح سازی شده به ارتفاع شیروانی (u/H). برای لایه اعمال نیرو، جک با ظرفیت ۲ تن استفاده شده است. این جک از پایین به نمونه متصل بوده و باعث اعمال نیرو به فضای ایجاد شده می‌گردد. از آنجا که هدف از انجام آزمایش‌های انجام شده بررسی اثر رطوبت بر پایداری شیروانی و همچنین تعیین مقدار جابه‌جایی با ایجاد تغییرات در جایگشت لایه ژئوسل ($u/h=1/5$ و $u/h=1/10$) می‌باشد، در طول آزمایش فواصل چشممه‌های ژئوسل و نسبت پی به ضخامت ژئوسل ثابت لحاظ شده است (شکل ۴).

همچنین درصد رطوبت‌های ذکر شده یکبار شیروانی در شرایط مسلح شده با ژئوسل و بار دیگر در شرایط غیرمسلح مورد آزمایش قرار گرفته است. برای درصد رطوبت ۱۵ و ۱۰، یکبار لایه ژئوسل در مرکز شیروانی و یکبار در شروع شیروانی قرار می‌گیرد. بنابراین در مجموع، تعداد ۷ آزمایش انجام شده است.

دو حالت کلی برای قرارگیری لایه ژئوسل با درصد متفاوت رطوبت در نظر گرفته شده است. پارامترهای مورد بررسی به منظور تأثیر مسلح کننده ژئوسل بر جابه‌جایی و سطوح گسیختگی عبارتنداز: u عمق قرارگیری لایه ژئوسل از تراز بالای شیروانی، H ارتفاع شیروانی، L طول ژئوسل، D فواصل چشممه ژئوسل. برای ساده‌سازی نتایج



شکل ۴- ابعاد مدل و نحوه قرارگیری ژئوسل

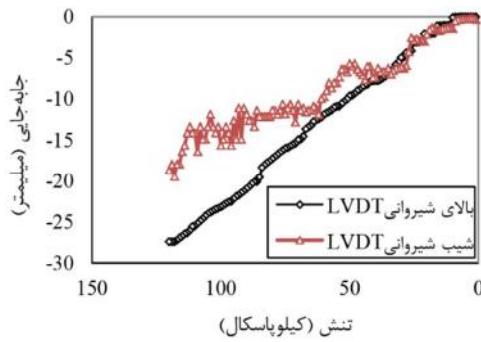
از نرمافزار RETC برای به دست آوردن منحنی مشخصه آب خاک^۸ استفاده شد. این نرمافزار توسط

لایه ژئوسل در ابتدای شیروانی و میانه شیروانی قرار گرفته و تمام عرض مدل را پوشانده است. فواصل چشممه‌های ژئوسل پنج سانتیمتر می‌باشد (شکل ۵).

⁸- soil-water characteristic curve (SWCC)

۱-۳- شیروانی با درصد رطوبت ۲۰ در حالت مسلح نشده (a₀)

a₀ شامل آزمایش بر روی شیروانی مسلح نشده است. هدف از انجام این آزمایش، به دست آوردن مبنای برای مقایسه با حالت‌های مسلح شده است (شکل ۷).



شکل ۷- جابه‌جایی در شرایط غیرمسلح با درصد رطوبت ۲۰

دلیل انتخاب رطوبت ۲۰ درصد به عنوان حد بالا این است که اغلب خاک‌های درشت‌دانه در شرایط محلی در درصد رطوبت بالای ۲۰ درصد در شرایط تقریباً اشباع قرار می‌گیرند. ضمن اینکه به دلیل عدم آبندی بودن مخزن خاک، امکان رسیدن به درصد‌های رطوبت و اشباع بالاتر، دشوار بود. در جدول ۳ تعداد آزمایش‌های انجام شده نشان داده شده است. لازم به ذکر است که هریک از آزمایش‌ها ۲ بار تکرار شده است.

۲-۳- شیروانی مسلح شده با ژئوسل درصد رطوبت ۲۰ (a₁)

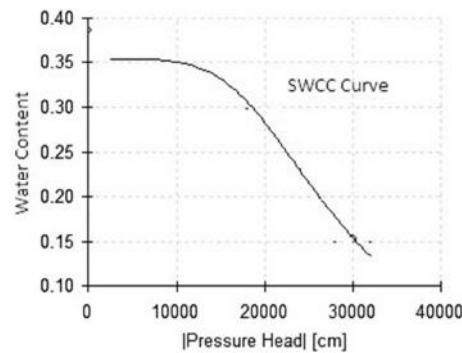
براساس نتایج به دست آمده در شکل ۸ می‌توان بیان کرد، زمانی که تنفس قائم به یک لایه ژئوسل و خاک داخل آن به عنوان یک لایه مرکب انتقال می‌یابد، ساختار سه بعدی ژئوسل به صورت حلقوی ضمن جلوگیری از حرکت مفرط دانه‌های خاک به اطراف، باعث افزایش مقاومت برشی لایه می‌گردد. این عملکرد به لایه ژئوسل اجازه می‌دهد تا به جای انتقال مستقیم بار به بستر و زیر سطح بارگذاری، با ایجاد یک دال یکنواخت، همانند یک

آزمایشگاه پژوهش ایالات متحده (USSL^۹) وابسته به سرویس پژوهش کشاورزی USDA-ARS^{۱۰} برای برآورد پارامترهای مدل‌های رایج منحنی رطوبتی و هدایت هیدرولیکی خاک تهیه شده که به مفهوم منحنی نگهداشت^{۱۱} آب- خاک می‌باشد.



شکل ۵- مدل شیروانی ساخته شده

این برنامه از توابع انتقالی با ماهیت شبکه‌های عصبی مصنوعی استفاده می‌کند. اساس این برنامه استفاده از مدل‌های بروکس و کوری و ون‌گنیختن برای منحنی نگهداشت رطوبتی خاک و مدل‌های بردين و معلم برای برآورد هدایت هیدرولیکی می‌باشد [۱۷]. براساس خاک ماسه رسی و مدل ون‌گنیختن تحلیل‌ها در نرم‌افزار انجام شده و منحنی ایجاد می‌گردد (شکل ۶).



شکل ۶- منحنی مشخصه آب- خاک

⁹- US Science Laboratory

¹⁰- U.S. Department of Agriculture's Agricultural Research Service

¹¹- Retention Curve

پخش نماید و موجب افزایش ظرفیت باربری بسته گردد.

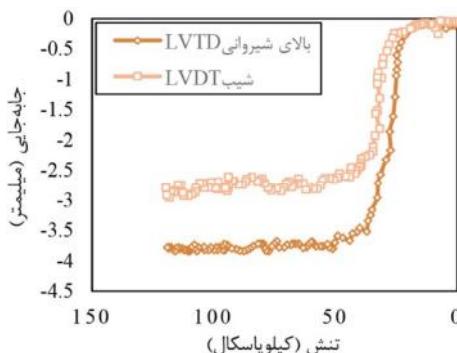
پی گستردگی بار وارد را به سطح وسیع تری در زیر خود

جدول -۳- آزمایش های انجام شده در طی پژوهش

درصد رطوبت	قرارگیری ژئوسل (u/H)	طول ژئوسل (cm)	آزمایش
۲۰٪	---	---	مسلح نشده a_0
۲۰٪	۱	۷۰	مسلح شده a_1
۲۰٪	۰/۵	۴۵	مسلح شده a_2
۱۵٪	۱	۷۰	مسلح شده b_1
۱۵٪	۰/۵	۴۵	مسلح شده b_2
۱۰٪	۱	۷۰	مسلح شده c_1
۱۰٪	۰/۵	۴۵	مسلح شده c_2

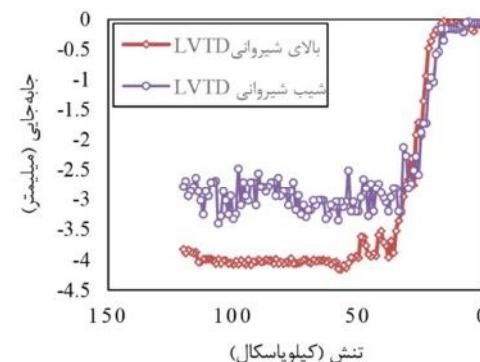
(حداکثر نشست در حالت مسلح حدود ۵۷٪ نشست در حالت غیرمسلح است).

همچنین با توجه به شکل ۹، جابه جایی خاک در حالت مسلح بسیار کمتر از حالت غیرمسلح می باشد (حداکثر مقدار جابه جایی شیب در حالت مسلح حدود ۰.۳۸٪ تورم در خاک غیرمسلح است). در واقع کم شدن جابه جایی نشان دهنده تأثیر ژئوسل در کنترل گسیختگی برushi کلی می باشد، زیرا خاک دچار چار گسیختگی برushi می شود و این گسیختگی خود را به صورت تغییر شکل و جابه جایی در خاک نشان می دهد. در حالت خاک مسلح به ژئوسل، بارگذاری قائم منجر به ایجاد شدن تنفس های جانبی قابل توجه در دیواره ژئوسل می شود و این امر منجر به کاهش برush و در نتیجه کاهش تورم خاک می شود.



شکل ۹- جابه جایی در شرایط مسلح با درصد رطوبت ۲۰ (a₂)

براساس شکل ۱۰، نتایج حاصل در مجموع، نشان دهنده کارایی مثبت ژئوسل در افزایش مقاومت



شکل ۸- جابه جایی در شرایط مسلح با درصد رطوبت ۲۰ (a₁)

۳-۳- شیروانی مسلح شده با ژئوسل درصد رطوبت ۲۰ (a₂)

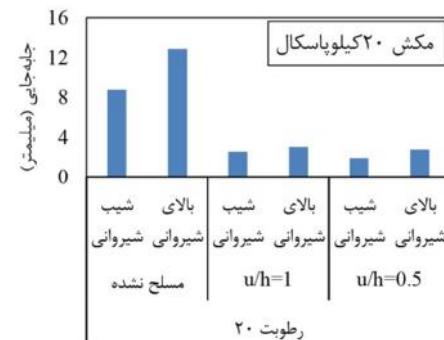
شایان ذکر است که با افزایش عمق قرارگیری ژئوسل، جابه جایی نشان داده شده در LVTG افزایش می یابد. این افزایش را می توان از یک طرف به افزایش پوشش مناسب خاک روی ژئوسل و جلوگیری از انتقال مستقیم تنفس به دیواره ژئوسل و از طرف دیگر به پخش و انتقال یکنواخت تر تنفس به ژئوسل نسبت داد. این مطلب توسط محققین دیگر نیز گزارش شده است. آنها بیان نمودند که خاک بالای لایه تسخیح، سربار مورد نیاز برای تولید اصطکاک کافی بین مسلح کننده و خاک را فراهم نمی نماید [۲۱-۱۸].

همانطور که در شکل ۹ ملاحظه می شود، نشست حداکثر در حالت مسلح کمتر از حالت غیرمسلح می باشد

با افزایش مکش بافتی در عمق قرارگیری مشابه لایه ژئوسل، جابه‌جایی‌های نشان داده شده توسط LVTD روندی نزولی را نمایش می‌دهد. در حالی که با توجه به شکل ۱۱-ب در رطوبت مشابه، زمانی که لایه ژئوسل از $u/h=1$ به $u/h=0.5$ شده در بستر و شیب شیروانی روندی صعودی در پیش می‌گیرند.

در واقع با افزایش عمق قرارگیری ژئوسل در رطوبت یکسان، شاهد افزایش جابه‌جایی و کاهش مقاومت خاک می‌باشیم. هرچند کاهش رطوبت با ژئوسل یکسان، باعث کاهش جابه‌جایی تا ۲۸ درصد خواهد شد. نتایج شکل ۱۲، نشان‌دهنده تأثیر قابل توجه تسخیح با لایه‌های ژئوسل بر کاهش نشست پی، افزایش ظرفیت باربری آن و کاهش فشار منتقل شده به لایه‌های پایینی بستر می‌باشد.

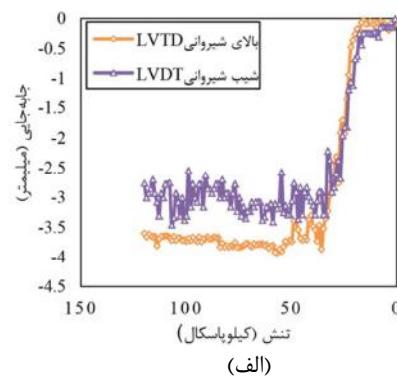
برشی، باربری و خمشی و در نهایت کاهش جابه‌جایی و افزایش پایداری شیروانی می‌باشد.



شکل ۱۰- نمودار مقایسه‌ای جابه‌جایی به درصد رطوبت ۲۰

۴-۳- شیروانی مسلح شده با ژئوسل درصد رطوبت ۱۵ (b₁, b₂)

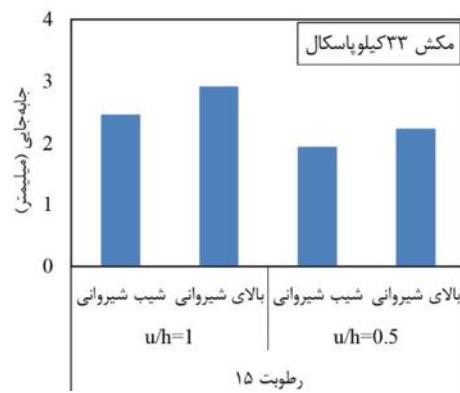
کاهش رطوبت نمونه در جایگاه مشابه قرارگیری لایه ژئوسل، باعث کاهش جابه‌جایی تا حدود ۲۴ درصد می‌گردد. همانطور که در شکل ۱۱-الف ملاحظه می‌شود،



شکل ۱۱- جابه‌جایی در شرایط مسلح با رطوبت ۱۵ درصد، (الف) b₁ و (ب) b₂

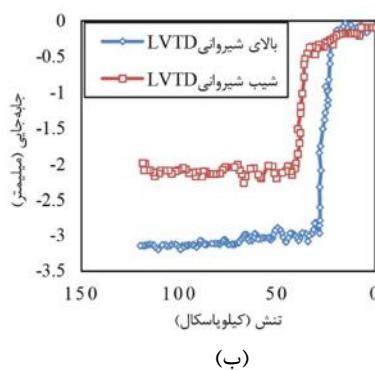
۵-۳- شیروانی مسلح شده با ژئوسل درصد رطوبت ۱۰ (c₁, c₂)

در نمونه سوم ماسه رس دار با ۱۰ درصد رطوبت تحت آزمایش قرار گرفته و نتایج جابه‌جایی در شکل ۱۳-الف مشخص می‌باشد. با توجه به نتایج فوق می‌توان گفت که لایه تسخیح با گسترش سطح بار براساس عملکرد یکپارچه توده مرکب ژئوسل و خاک درون آن، موجب کاهش تنش در لایه زیرین خود می‌گردد. این امر موجب



شکل ۱۲- نمودار مقایسه‌ای جابه‌جایی در رطوبت ۱۵ درصد

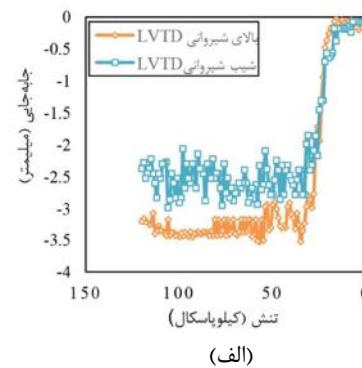
می‌یابد و در شرایط مشابه حدود ۳۳ درصد جابه‌جایی، شبیب روندی کاهش در پیش می‌گیرد. زمانی که لایه ژئوسل در میانه شیروانی قرار گرفته است، با کاهش رطوبت، جابه‌جایی در بالای شیروانی، ۱۹ درصد کاهش یافته و جابه‌جایی در شبیب شیروانی حدود ۴۴ درصد کاهش می‌یابد. تأثیر قرارگیری لایه ژئوسل در روند جابه‌جایی‌های شیروانی بسیار محسوس می‌باشد (شکل ۱۳).



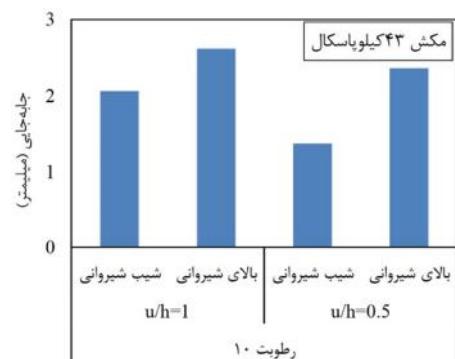
شکل ۱۳- جابه‌جایی با رطوبت ۱۰ درصد، (الف) c_1 و (ب) c_2

تفاوت مکانیزم گسیختگی در خاک غیرمسلح و خاک مسلح با ژئوسل می‌گردد، به طوری که برای بستر مسلح با ژئوسل حالت گسیختگی پانچ یا موضعی محتمل در بستر غیرمسلح مشاهده نمی‌گردد.

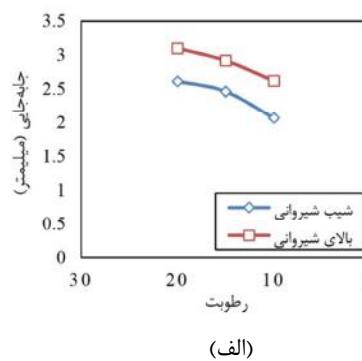
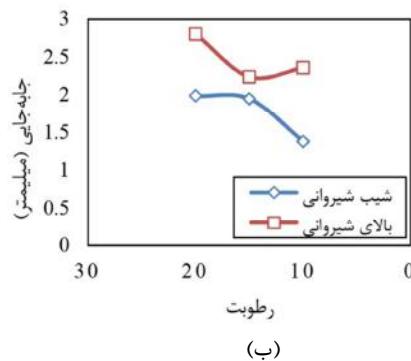
بر این اساس می‌توان پی برد که با افزایش رطوبت خاک غیراشباع از ۱۰ درصد تا ۲۰ درصد شرایط نمودارها دستخوش تغییر می‌شود. به این ترتیب وقتی که ژئوسل در ابتدای شیروانی قرار گرفته است، با افزایش رطوبت جابه‌جایی در بالای شیروانی در حدود ۲۶ درصد کاهش



با توجه به شکل ۱۴، با افزایش رطوبت، مقاومت برشی در خاک به طور محسوسی کاهش می‌یابد. ضمن اینکه با دور شدن لایه ژئوسل از رأس شیروانی ($u/h=1$)، جابه‌جایی خاک، بیشتر می‌گردد. بنابراین در رطوبت معین، هرچه ژئوسل به میانه شیروانی ($u/h=0.5$) نزدیک‌تر باشد، پایداری شیروانی، بهتر و مطلوب‌تر می‌شود (شکل ۱۵).



شکل ۱۴- نمودار میانگین جابه‌جایی به در رطوبت ۱۰ درصد

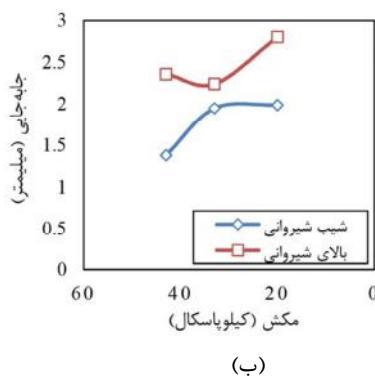


شکل ۱۵- نمودار جابه‌جایی به رطوبت در عمق لایه ژئوسل، (الف) $u/h=1$ و (ب) $u/h=0.5$

غیرابشع از ۲۰ کیلوپاسکال تا ۴۳ کیلوپاسکال شرایط نمودارها دستخوش تغييرات اساسی می‌شود. به اين ترتيب زمانی که لایه ژئوسل در ابتداي شيروانی ($u/h=1$) قرار گرفته است، با افزایش مکش، جابه‌جايی در بالاي شيروانی در حدود ۳۵ درصد کاهش می‌يابد و در شرایط مشابه حدود ۴۴ درصد جابه‌جايی، شبیب روندی کاهش در پیش می‌گيرد. زمانی که لایه ژئوسل در ميانه شيروانی ($u/h=0.5$) قرار گرفته است، با افزایش مکش، جابه‌جايی در بالاي شيروانی ۳۰ درصد کاهش يافته و جابه‌جايی در شبیب شيروانی، حدود ۵۶ درصد کاهش می‌يابد. تأثير قرارگيري لایه ژئوسل در روند جابه‌جايی‌های شيروانی بسیار محسوس می‌باشد.

۴- نتیجه‌گیری

نتایج بهدهست آمده از آزمایش‌ها نشان می‌دهد که میزان رطوبت خاک و عمق قرارگيري لایه ژئوسل بر روی پایداری شيروانی مؤثر است. در تمام آزمایش‌های انجام شده، با افزایش عمق لایه ژئوسل ($u/h=1$) و رطوبت خاک مقاومت برشی خاک به ترتیب افزایش و کاهش می‌يابد.

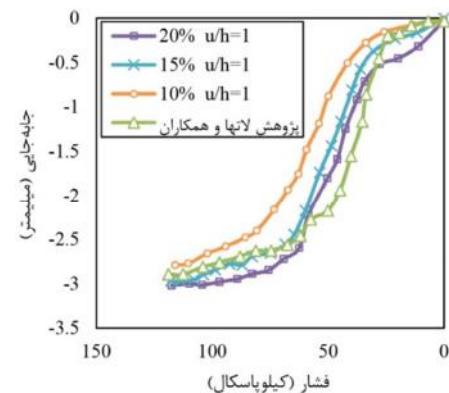


(ب)

شکل ۱۷- نمودار جابه‌جايی به مکش در (الف) $u/h=1$ و (ب) $u/h=0.5$

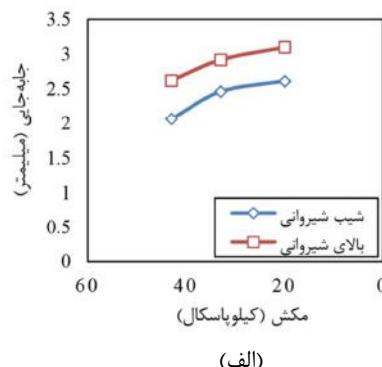
مکش، درصد افزایش در بسیج شدگی خاک مشاهده شده است. براساس نتایج حاصل شده، تأثير تسليح با ژئوسل به خصوص در تراز تنفس یا درصد نشستهای بالا مؤثرتر است. به عبارت دیگر، عملکرد تسليح ژئوسل، زمانی فعال می‌گردد که تغييرمکان خاک درون چشمehهای ژئوسل به حدی زياد شود تا مقاومت پاسيو خاک در اثر فشار

همانطور که در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود، تطابق مناسبی بین نتایج لات‌ها [۲۲] و تحليل حاضر برقرار است. نتایج بهدهست آمده نشان می‌دهد که با افزایش بارگذاري، مدل پژوهش حاضر بيشتر از مدل لات‌ها تغييرشكل می‌دهد. علت چنین رفتاري را می‌توان ناشی از اين حقيقت دانست که خاک بستر پژوهش لات‌ها، خاک رسی فرض شده است. در تحقيق حاضر، ماسه رسی در نظر گرفته شده که باعث افزایش تغييرشكل گردیده است.



شکل ۱۶- مقایسه نتایج پژوهش حاضر با مرجع [۲۲]

همانطور که از روند نمودارهای شکل ۱۷ مشهود است، می‌توان بيان کرد که با افزایش مکش خاک



(الف)

شکل ۱۷- نمودار جابه‌جايی به مکش در (الف) $u/h=1$ و (ب) $u/h=0.5$

در واقع کاهش عمق قرارگيري لایه ژئوسل ($u/h=0.5$)، موجب افزایش قابل توجه پایداری شيروانی و کاهش جابه‌جايی به علت پخش بهتر بار در عمق موجب کاهش تنفسهای منتقل شده به عمق بستر می‌گردد. بهطور کلی، با کاهش رطوبت خاک، پایداری شيروانی افزایش یافته است. به طوری که با درصد افزایش در

- توزیع و پخش حداکثری بارهای قائم و افقی یا عبارتی کاهش تنش انتقال یافته در دو امتداد قائم و افقی.

چنانچه طول لایه ژئوسل نسبت به سطح لغزش بسیار کوچک (سطح لغزش عبور نکند) باشد، لنگر خمشی مقاوم لایه ژئوسل منفی می‌شود. دلیل این موضوع، ناشی از اندازه لنگر مقاوم بسیار کمی می‌باشد که توسط نیروی کششی لایه ژئوسل شکل گرفته است. لنگر خمشی منفی لایه ژئوسل سبب افزایش جابه‌جایی جانبی شیروانی و همچنین جابه‌جایی لایه ژئوسل می‌گردد. در حقیقت در این شرایط مانند شیروانی مسلح نشده عمل می‌کند و عملاً ژئوسل کارایی لازم را نخواهد داشت.

همه‌جانبه چشم‌های ژئوسل فعال گردد. به طور خلاصه، عملکرد مثبت ژئوسل را در افزایش باربری و کاهش نشست می‌توان به شرح زیر بیان کرد:

- محدودکنندگی جانبی مصالح داخل چشم‌های ژئوسل به واسطه عملکرد مقاوم دیوارهای قائم آن و جلوگیری از حرکت جانبی مصالح تحت بارهای وارد.
- افزایش سختی مصالح داخل چشم‌های ژئوسل و انتقال بارهای قائم وارد بر لایه ژئوسل به تنش‌های دایره‌ای به وسیله مقاومت پاسیو.
- محدودکنندگی قائم به علت مقاومت اصطکاکی بین مصالح داخل چشم‌ها و دیوارهای سلول‌ها.

مراجع

- [1] Kebaili, M., Menaa, L., Kebaili, N., Tabti, S., Bedda, R., & Kabdi, F. (2020). "Development of dune sand by the inclusion of geotextile layers", *International Journal of Geotechnical Engineering*, 14(5), 490-496.
- [2] Diambra, A., Ibraim, E., Wood, D. M., & Russell, A. R. (2010). "Fibre reinforced sands: experiments and modelling", *Geotextiles and geomembranes*, 28(3), 238-250.
- [3] Chen, R. H., Huang, Y. W., & Huang, F. C. (2013). "Confinement effect of geocells on sand samples under triaxial compression", *Geotextiles and Geomembranes*, 37, 35-44.
- [4] Shin, E. C., Kang, H. H., & Park, J. J. (2017). "Reinforcement efficiency of bearing capacity with geocell shape and filling materials", *KSCE Journal of Civil Engineering*, 21(5), 1648-1656.
- [5] Ardah, A., Abu-Farsakh, M., & Voyiadjis, G. (2021). "Numerical parametric study of geosynthetic reinforced soil integrated bridge system (GRS-IBS)", *Geotextiles and Geomembranes*, 49(1), 289-303.
- [6] Liu, Y., Deng, A., & Jaksa, M. (2019). "Failure mechanisms of geocell walls and junctions", *Geotextiles and Geomembranes*, 47(2), 104-120.
- [7] Venkateswarlu, H., Ujjawal, K. N., & Hegde, A. (2018). "Laboratory and numerical investigation of machine foundations reinforced with geogrids and geocells", *Geotextiles and Geomembranes*, 46(6), 882-896.
- [8] Leshchinsky, B., & Ling, H. I. (2013). "Numerical modeling of behavior of railway ballasted structure with geocell confinement", *Geotextiles and Geomembranes*, 36, 33-43.
- [9] Tafreshi, S. M., & Dawson, A. R. (2010). "Comparison of bearing capacity of a strip footing on sand with geocell and with planar forms of geotextile reinforcement", *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 72-84.
- [10] Mirzaei, A. (2012). "Laboratory and Analytical Study of Hydromechanical Correlation Behavior in Unsaturated Soils", PhD Thesis in Civil Engineering-Geotechnics, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University. Iran.
- [11] Latha, G. M., & Manju, G. S. (2016). "Seismic response of geocell retaining walls through shaking table tests", *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 2(1), 54-64.
- [12] Banerjee, L., Chawla, S., & Bhandari, G. (2018). "Performance of Geocell Reinforced Embankment over Soft Soil Deposit", In *Civil Infrastructures Confronting Severe Weathers and Climate Changes Conference* 44(1), 69-82.
- [13] ASTM Committee D-18 on Soil and Rock. (2010). *Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils*. ASTM International.
- [14] ASTM. (2010). Standard test method for determining tensile properties of nonreinforced polyethylene and nonreinforced flexible polypropylene geomembranes. *D6693-04*.
- [15] Adams, M. T., & Collin, J. G. (1997). "Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(1), 66-72.
- [16] Milligan, G. W. E., Fannin, R. J., & Farrar, D. M. (1986). "Model and full-scale tests of granular layers reinforced with a geogrid", In *Proceedings of third international conference on geotextiles*, 1, 61-66.
- [17] Van Genuchten, M.Th., Leij, F.J., and Yates, S.R., (1991). *The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils*. Res. Rep. 600/2-91/065. USEPA, Ada, Ok.

- [18] Sireesh, S., Sitharam, T. G., & Dash, S. K. (2009). "Bearing capacity of circular footing on geocell–sand mattress overlying clay bed with void", *Geotextiles and Geomembranes*, 27(2), 89-98.
- [19] Thallak, S. G., Saride, S., & Dash, S. K. (2007). "Performance of surface footing on geocell-reinforced soft clay beds", *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(5), 509-524.
- [20] Rajagopal, K., Krishnaswamy, N. R., & Latha, G. M. (1999). "Behaviour of sand confined with single and multiple geocells", *Geotextiles and Geomembranes*, 17(3), 171-184.
- [21] Tafreshi, S. M., & Dawson, A. R. (2012). "A comparison of static and cyclic loading responses of foundations on geocell-reinforced sand", *Geotextiles and Geomembranes*, 32, 55-68.
- [22] Madhavi Latha, G., Rajagopal, K., & Krishnaswamy, N. R. (2006). "Experimental and theoretical investigations on geocell-supported embankments", *International Journal of Geomechanics*, 6(1), 30-35.

بررسی عملکرد قیر اصلاح شده با پلیمر اتیلن وینیل استات و پودر لاستیک با انجام آزمایش‌های کلاسیک و روسازی ممتاز

بهروز دامیار

دکتری راه و ترابری، سازمان راهداری و

حمل و نقل جاده‌ای کشور.

پست الکترونیک:

damyarb@yahoo.com

سید محمدحسین دهناد*

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

m.dehnad@qom.ac.ir

حسین زنجیرانی فراهانی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه

تفرش.

پست الکترونیک:

Farahani1404@tafreshu.ac.ir

در این مطالعه، از پلیمر اتیلن وینیل استات و پودر لاستیک به عنوان اصلاح‌کننده قیر ۸۵/۱۰۰ استفاده شده است. ابتدا آزمایش‌های کلاسیک قیر شامل درجه نفوذ و نقطه نرمی روی نمونه‌ها انجام و بهبود خواص پایه قیر مشاهده گردید. در ادامه، به منظور ارزیابی عملکرد قیر اصلاح شده در دمای بالا و مقایسه آن با رفتار قیر پایه، از پروتکل روسازی ممتاز (سوپرپیو) پیروی شد. در این راستا آزمایش رئومتر برش دینامیکی انجام و شاخص $G/\sin\delta$ بر روی نمونه‌های قیر قبل و بعد از پیرشدگی بررسی شد. علاوه بر این، آزمایش رئومتر تیرچه خمی به منظور ارزیابی رفتار دمای پایین قیر اصلاح شده، براساس بررسی شاخص‌های سختی خزشی و نرخ خزش، مطابق استاندارد SHRP صورت گرفت. نتایج نشان داد که ترکیبی از مواد افروزنده مورد استفاده، باعث بهبود خواص عملکردی قیر در دمای بالا و همچنین در دمای پایین در مقایسه با قیر پایه می‌شود. براساس آزمایش رئومتر تیرچه خمی، ۳ درصد پلیمر اتیلن وینیل استات و ۴ درصد پودر لاستیک، با کاهش ۱۲ درصدی در سختی خزشی در این ترکیب، مقادیر مطلوب برای مخلوط انتخاب شدند.

وازگان کلیدی: قیر اصلاح شده، اتیلن وینیل استات، پودر لاستیک، رفتار عملکردی، روسازی-
متاز

نشان داده است که اضافه نمودن افروزنده‌های پلیمری و پودر لاستیک به قیر تغییرات قابل توجهی در خصوصیات و رفتار قیر و در نتیجه مخلوط آسفالتی داشته است [۱-۴]. قیرهای اصلاح شده پلیمری، توانسته‌اند حساسیت حرارتی قیرها را کاهش داده و مقاومت در مقابل عریان‌شدگی را بهبود بخشدند و مخلوط‌های آسفالتی ساخته شده با آن را در مقابل بسیاری از تغییرشکل‌ها و تنش‌های اعمال شده بر روسازی مقاوم نمایند. قیرهای اصلاح شده با پودر لاستیک نیز مزایای متعددی چون حساسیت دمایی کمتر، ویسکوزیتیه بیشتر در دماهای بالا و نیز انعطاف پذیری بیشتر در دماهای پایین را از خود نشان داده‌اند. مطابق مطالعات قبلی صورت گرفته، مشخص شده است که مخلوط‌های آسفالتی ساخته شده با این نوع قیرها دارای مقاومت خوبی در مقابل شیار

۱- مقدمه

جریان‌پذیری قیر در دماهای بالا و ترک برداشتن آن در دماهای پایین، از جمله محدودیت‌های بکارگیری آن در مخلوط‌های آسفالتی است؛ از این‌رو استفاده از قیرهای اصلاح شده، با هدف بهبود مشخصات فیزیکی، مکانیکی و رئولوژیکی قیر از گذشته مورد تاکید محققان و دارای کاربرد گسترده بوده است تا بدین ترتیب عمر روسازی‌های آسفالتی افزایش یابد. تحقیقات صورت گرفته

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۱۱/۲۷، بازنگری ۱۴۰۰/۰۲/۱۱، پذیرش ۱۴۰۰/۰۲/۱۱

(DOI): 10.22091/cer.2021.6588.1229

۱/۵ ساعت، بهترین مخلوط برای پایداری در انبار شدن است [۸].

توث^۳ و همکاران رویکردی جدید برای سازگار کردن ترکیبات ضایعات پلی اتیلن و پودر لاستیک را با بکارگیری افزوondنیهای مبتنی بر کوپلیمر اولفین-مالئیک-انیدرید ارائه دادند [۹]. در مطالعه‌ای دیگر مشخصات رئولوژیکی قیر اصلاح شده با EVA و ارتباط آنها با خصوصیات مخلوط قیری مورد بررسی قرار گرفت و نشان داده شد که اصلاح رئولوژیکی قیر به وسیله EVA به درجه قیر بستگی دارد [۱۰]. محققان اثر شرایط مخلوط کردن بر خصوصیات کششی ترکیب اتیلن وینیل استات و پودر لاستیک تولید شده از ضایعات تایر را بررسی کردند [۱۱]. پژوهشی دیگر روی عملکرد و رفتارهای مکانیکی مخلوط‌های قیری اصلاح شده با EVA و ضایعات آن انجام پذیرفت [۱۲].

در پژوهش یوسفی علاوه بر پودر لاستیک مواد دیگری شامل پلی اتیلن سبک روغن H.V.S نیز به قیر اضافه شد و آزمایش‌های نقطه نرمی، درجه نفوذ، نقطه شکست فراس، پایداری و مورفولوژی بر روی نمونه‌های تولیدی صورت گرفته است. این نتایج نشان داد افزایش مقدار پودر لاستیک باعث افزایش نقطه نرمی و کاهش درجه نفوذ، افزایش مقدار پلی اتیلن افزایش نقطه شکست فراس و کاهش درجه نفوذ و افزایش مقدار روغن باعث کاهش نقطه شکست فراس و نقطه نرمی می‌شود. ترکیب بهینه نیز با ۱۳ درصد پودر لاستیک، ۵ درصد روغن و ۳ درصد پلی اتیلن به دست می‌آید [۱۳].

در تحقیق عربانی و همکاران از قیر ۶۰/۷۰ و پودر لاستیک برای تهیه قیر لاستیکی استفاده شد و درصدهای مختلف یک روغن آروماتیک با مقادیر ۷ و ۱۰ و ۱۳ و ۱۶ درصد مورد ارزیابی قرار گرفت. روی نمونه‌ها آزمایش‌های مدول سفتی، خستگی و خرش توسط دستگاه ناتینگهام انجام گرفت. در این ارزیابی مشخص گردید که اضافه

افتدگی، تغییر‌شکل‌های دائم و خستگی بوده و همچنین این مخلوط‌ها در مقابل ترکهای انعکاسی مقاومت بالاتری دارند.

مورالس^۱ و همکاران روی چندین اثر ترکیبی پلیمر بر رفتار رئولوژیکی قیر کار کردند و نتیجه گرفتند که می‌توان با مخلوط کردن پلی‌الفین با پودر لاستیک، بهبود رئولوژیکی را در دمای بالا و پایین به دست آورد به طوری که با مخلوط کردن ۳/۵ درصد وزنی پلیمر اتیلن وینیل استات^۲ (EVA) و ۳/۵ درصد پودر لاستیک می‌توان بهترین اختلاط برای ارائه رفتار بهتر قیر در محدوده وسیعی از دامنه دما را به دست آورد [۵]. در تحقیق دیگر، از دو نوع مخلوط خشک و مرطوب برای استفاده از ضایعات پلیمر در مخلوط قیر و آسفالت استفاده شد. در این تحقیق نتیجه گرفته شد که اختلاط مرطوب، مخلوط یکنواخت‌تر، کاربردی‌تر و بهتری تولید می‌کند. همچنین، به استناد انجام آزمایش‌های اصلی قیر، اشاره شد که مخلوط ۴ درصد پلی‌اتیلن و ۴ درصد پودر لاستیک می‌تواند ترکیب مناسبی برای اختلاط با قیر باشد [۶].

عامری و همکاران روی تأثیر اختلاط درصدهای مختلف پلیمر اتیلن وینیل استات بر قیر پالایشگاه ۶۰/۷۰ ایران تحقیق کردند و یافتند که با افزایش درصد اتیلن وینیل استات، سختی خوشی کاهش و نرخ خرش افزایش می‌یابد و نمونه حاوی ۴ درصد پلیمر بهترین عملکرد را در مخلوط دارد [۷]. پژوهشگران در مورد پایداری در انبارشدن پلی‌اتیلن ضایعاتی استفاده شده برای اصلاح ویژگی‌های قیر و با استفاده از تجزیه و تحلیل میکروسکوپیک و ذخیره‌پذیری در دمای بالا پژوهشی انجام دادند. آنها به این نتیجه رسیدند که مخلوط قیر تهیه شده در دمای ۱۵۰ درجه سلسیوس و سرعت اختلاط ۳۷۵۰ دور در دقیقه با میکسر شکافنده دور بالا به مدت

¹- Morales

²- Ethylene-Vinyl Acetate

³- Tóth

چسبانندهای اصلاح شده با محتوای مختلف پودر لاستیک انجام دادند. آنالیز و بهینه‌سازی آماری و با فرض پارامترهای رئولوژیکی مدول برشی مرکب (G^*) و اختلاف فاز (δ) به عنوان متغیرهای پاسخ انجام شد [۱۸]. در تحقیق دیگر اثر ترکیب شیمیایی قیر، پلیمر الاستومریک و مواد افزودنی موم پارافین بر خواص قیر با استفاده از روش بهینه‌سازی بررسی شد. علاوه بر این، از رئومتر برشی، ویسکوزیته، کشش و سختی خزشی به عنوان پاسخ استفاده شد [۱۹]. خیرالدین و همکاران با استفاده از روش سطح پاسخ، تجزیه و تحلیل‌های فیزیکی و شیمیایی قیر پلی‌پورتان اصلاح شده را بهینه‌سازی نمودند [۲۰]. جیمینز و همکاران از روش سطح پاسخ برای بهینه‌سازی مخلوط‌های نهایی قیر اصلاح شده لاستیک مایع برای روسازی‌های راه استفاده کردند [۲۱].

در پژوهش پیش‌رو، با به کارگیری همزمان افزودنی‌های EVA و پودر لاستیک به قیر، عملکرد و رفتار نمونه‌ها در محدوده‌های دمایی مختلف (پایین، متوسط و بالا)، با انجام آزمایش‌های روسازی ممتاز (سوپرپیو) روی نمونه‌های پیر شده در کوتاه مدت و بلند مدت، مورد بررسی و ارزیابی قرار می‌گیرد.

۲- روش تحقیق

برای بررسی تأثیر پلیمرهای اتیلن و بنیل استات (EVA) و پودر لاستیک روی خصوصیات قیر، ابتدا پلیمرهای اتیلن و بنیل استات در سه سطح ۳، ۵ و ۷ درصد و پودر لاستیک در سه سطح ۲، ۴ و ۶ درصد با قیر پایه ۸۵/۱۰۰ ترکیب می‌شود. برای اطمینان از یکنواخت بودن مخلوط پلیمر و قیر، از میکسر برش بالا با چرخه ۳۷۵۰ دور در دقیقه و به مدت ۹۰ دقیقه در دمای ۱۵۰ درجه سانتیگراد استفاده شد.

کردن روغن آروماتیک به نمونه‌های آسفالت لاستیکی موجب افزایش عمر خستگی، مدول سفتی و سختی خزشی و همچنین کاهش تغییرشکل محوری و عمودی شده است [۱۴].

طباطبایی و همکاران میزان ویسکوزیته قیر VB را در برابر افزایش مقدار پودر لاستیک در دماهای مختلف مورد ارزیابی قرار دادند. در این پژوهش سعی شده است که اثر پودر لاستیک به عنوان افزودنی، روی ویسکوزیته چرخشی قیر مورد بررسی قرار بگیرد. متغیرهای مورد بررسی در این پژوهش شامل مقدار پودر لاستیک، زمان و دمای آزمایش و دمای اختلاط پودر لاستیک و قیر است. این تحقیق نشان داد که با افزایش دمای اختلاط ویسکوزیته قیر افزایش می‌یابد. با افزودن مقدار پودر لاستیک ویسکوزیته قیر افزایش می‌یابد و بین دمای اختلاط و مدت زمان اختلاط تعامل وجود دارد. افزایش یکی و کاهش دیگری نتایج یکسانی را در بر خواهد داشت [۱۵]. تحقیق دیگری توسط ژانگ و هو^۴ در مورد قیر اصلاح شده با ترکیب پودر لاستیک و پلاستیک ضایعاتی با به کارگیری آزمون های رئولوژیکی برای بررسی خصوصیات دمای بالا و پایین و مشخصات ساختاری چسباننده اصلاح شده انجام شد [۱۶]. به کارگیری همزمان EVA و پلیمر SBS و ارزیابی مشخصات ریزساختاری قیرهای اصلاح شده در مطالعه سنگoz و ایسیکیکار انجام پذیرفت [۱۷].

مطالعات آماری و تحلیلی گوناگونی در خصوص اثر ترکیب افزودنی‌ها بر عملکرد قیر و مخلوط آسفالتی انجام شده است. بدروی و همکاران با به کارگیری روش آماری و بهینه‌سازی سطح پاسخ، خواص رئولوژیکی چسباننده‌های قیری را که شامل درصدهای مختلف پودر لاستیک برش بررسی کرده‌اند. آنها با استفاده از دستگاه رئومتر برش دینامیکی (DSR)، یک تست جابه‌جایی دما را روی

⁴- Zhang and Hu

کندروانی آن کمتر تغییر می‌کند. همانطور که در شکل ۱- ب مشاهده می‌شود، با اضافه شدن این پلیمرها به قیر، نقطه نرمی قیر، افزایش یافته است. به عنوان مثال در ترکیب S6، نقطه نرمی افزایش ۲۵ درجه سلسیوسی داشته است.

به طور کلی تغییرات حاصله در غلظت قیر (درجه نفوذ یا ویسکوزیتی)، که از تغییر در شرایط حرارتی آن به وجود می‌آید، حساسیت حرارتی قیر نامیده می‌شود که برای قیرهای گوناگون متفاوت است.

حساسیت حرارتی قیرها از روش‌های مختلف محاسبه می‌شود، که یکی از این روش‌ها، محاسبه حساسیت حرارتی قیر به روش شاخص نفوذ^۹ است که از معادله (۱) و معادله (۲) به دست می‌آید:

$$A = \frac{\log 800 - \log (Penat 25^\circ C)}{T_{R\&B} - 25^\circ C} \quad (1)$$

$$PI = \frac{20 - 500 A}{1 + 5 A} \quad (2)$$

که در آن $T_{R\&B}$ دمای نقطه نرمی است.

افزایش پلیمر اتیلن وینیل استات (EVA) و پودر لاستیک با درصدهای مختلف، باعث افزایش PI قیر می‌شود ولی مقدار آن برای هر ترکیب متفاوت است. با توجه به نتایج ارائه شده، بهترین PI با مقدار ۰/۹۶۹^{۱۰} برای نمونه S2 یعنی ترکیب ۳ درصد EVA و ۴ درصد پودر لاستیک به دست می‌آید که نسبت به بقیه مخلوطها به مقدار ایده آل ۱+ نزدیک‌تر است.

۲-۳- نتایج آزمایش‌های عملکردی قیر

در این بخش، به منظور بررسی عملکرد قیر پایه و مقایسه آن با نمونه‌های قیر اصلاح شده در دماهای بالا، متوسط و پایین در شرایط پیرش‌ددگی کوتاه مدت و بلند مدت و پیر نشده، آزمایش‌های DSR، BBR، RTFO و PAV انجام پذیرفت. دو پارامتر مدول برشی مرکب (G*)

^۹- Penetration Index

سپس آزمون‌های کلاسیک شامل درجه نفوذ و نقطه نرمی و در ادامه آزمون رئومتر برش دینامیکی^۵ (DSR) روی نمونه‌های پیر شده در کوتاه مدت (آزمایش RTFO^۶، منطبق با استاندارد مربوطه انجام پذیرفت. همچنین برای ارزیابی رفتار قیر اصلاح شده در دمای پایین و مقایسه آن با رفتار دمای پایین قیر پایه، از پروتکل روسازی‌ممتد (سوپرپیو) با انجام آزمون رئومتر تیرچه خمی (BBR^۷) روی نمونه‌های پیر شده در بلند مدت (آزمایش PAV^۸) و با اندازه‌گیری شاخص‌های سختی خزش و سرعت خزش، استفاده شده است. مشخصات قیر در جدول ۱ و ترکیبات مختلف از قیر تولید شده در جدول ۲ آورده شده است.

۳- نتایج و بحث

۳-۱- نتایج آزمایش‌های کلاسیک

آزمایش درجه نفوذ قیر طبق استاندارد- ASTM-D5 انجام شد. این آزمایش برای تعیین سختی نسبی قیر به کار می‌رود. با توجه به شکل ۱- الف می‌توان مشاهده کرد که با افزایش میزان پلیمرهای EVA و پودر لاستیک به قیر، درجه نفوذ قیر کاهش می‌یابد. به عنوان مثال، در ترکیب ۳ درصد EVA و ۴ درصد پودر لاستیک، حدود ۴ میلیمتر درجه نفوذ کمتر شده است. کاهش درجه نفوذ به معنی کاهش روانی و افزایش دوام در دماهای بالا و متوسط است و این نمونه قیرهای پلیمری در دمای بالا از شیار شدن آسفالت جلوگیری می‌کند.

نقطه نرمی قیر اولیه و قیرهای اصلاح شده طبق استاندارد ASTM-D36 اندازه‌گیری شد. درجه حرارتی که قیر در آن دما، حالت روانی پیدا می‌کند، نقطه نرمی قیر نامیده می‌شود. قیری که درجه نرمی‌اش بیشتر باشد، کمتر در مقابل تغییرات درجه حرارت حساس بوده و

⁵- Dynamic Shear Rheometer

⁶- Rolling thin-film oven

⁷- Bending Beam Rheometer

⁸- Pressure Aging Vessel

(۸) که معرف مقادیر نسبی اجزای الاستیک و ویسکوز است مورد بررسی قرار گرفتند.

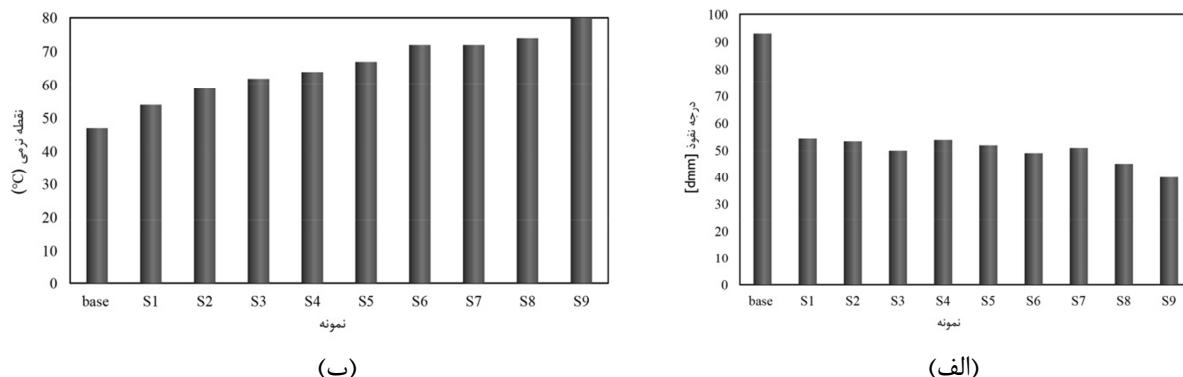
که نشان‌دهنده مقاومت نمونه در برابر تغییرشکل ناشی از اعمال یک تنفس برشی سینوسی در دو بخش تغییرشکل الاستیک و تغییرشکل ویسکوز است و پارامتر اختلاف فاز

جدول ۱- مشخصات قیر پایه

نمونه	نقطه نرمی (سلسیوس)	نفوذ (dmm)	کشش پذیری (cm)	ویسکوزیته در ۱۳۵ سلسیوس (Pa.s)
قیر پایه	۴۷/۲	۹۳	۱۰۰+	۰/۴۱

جدول ۲- انواع ترکیبات نمونه قیر تولید شده

نام نمونه	درصد افزودنی EVA به قیر پایه	درصد افزودنی پودر لاستیک به قیر پایه
S1	۳	۲
S2	۳	۴
S3	۳	۶
S4	۵	۲
S5	۵	۴
S6	۵	۶
S7	۷	۲
S8	۷	۴
S9	۷	۶



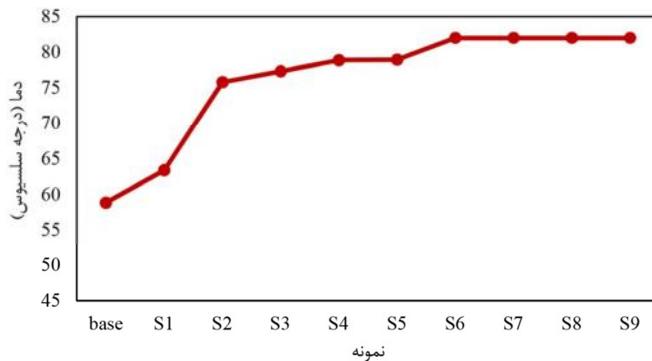
شکل ۱- اثر افزودن EVA و پودر لاستیک بر (الف) درجه نفوذ قیر و (ب) نقطه نرمی قیر

نتایج حاصل از آزمایش رئومتر برش دینامیکی نشان می‌دهد که استفاده از پلیمر EVA و پودر لاستیک باعث عملکرد بهتر دمای بالای قیر می‌گردد بهطوری که با رسم نمودار $G^*/\sin\delta$ برای نمونه‌های پیرنشده براساس دمایی که $G^*/\sin\delta$ به مقدار حداقل یک کیلوپاسکال می‌رسد، افزایش دمای عملکردی بالای قیر دیده می‌شود (شکل ۲). همانطور که در شکل ۲ نشان داده شده است، ملاحظه می‌گردد با استفاده از پلیمر EVA و پودر

براساس پروتکل شارپ، تغییرشکل دائمی با محدود کردن مقدار $G^*/\sin\delta$ در دماهای آزمایش به مقدار بزرگتر از یک کیلوپاسکال برای قیر اصلی و ۲/۲ کیلوپاسکال برای قیر پسماند RTFO کنترل می‌شود. همچنین ترک خستگی نیز با محدود کردن مقدار $G^*/\sin\delta$ برای قیر پیرشده توسط دستگاه PAV به مقدار کمتر از ۵۰۰۰ کیلوپاسکال در دماهای آزمایش کنترل می‌شود.

کاهش زاویه اختلاف فاز (δ) نشان دهنده افزایش بخش الاستیسیته قیر و افزایش مدول مرکب برشی (G*) نشان از مقاومت بیشتر قیر در برابر تغییر شکل های برشی است. به همین دلیل شرایط بهتری برای استفاده از قیر اصلاح شده در دماهای بالا ایجاد می شود و دمای عملکردی قیر افزایش می یابد.

لاستیک نمونه های اصلاح شده در دماهای بالاتری به مقدار ۱ کیلوپاسکال برسند. به عنوان مثال، در ترکیب PG76، نمونه پایه با درجه عملکردی S2، PG58 به رسیده است. با توجه به اینکه در دمای بالا، ویسکوزیته قیر کاهش می یابد، اضافه نمودن افروزندی ها در افزایش ویسکوزیته قیر نیز نقش موثر تری پیدا می کند. از این رو،

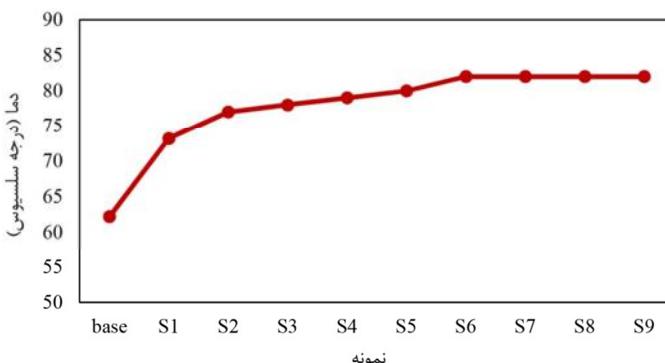


شکل ۲- دمای رسیدن پارامتر $G^*/\sin\delta$ برای نمونه های پیر نشده به یک کیلوپاسکال

با رسم نمودار $G^*/\sin\delta$ برای نمونه های پیر شده براساس دمایی که $G^*/\sin\delta$ به مقدار حداقل ۲/۲ کیلوپاسکال می رسد، ملاحظه می گردد استفاده از پلیمر EVA و پودر لاستیک سبب افزایش دمای عملکردی بالای قیر می شود. پارامتر $G^*/\sin\delta$ پیش بینی کننده (بیان کننده) خرابی شیار شدگی در دمای بالای روسازی است. به طور مثال، در نمونه S6، افزایش ۲۰ درجه سلسیوسی دیده می شود که نتیجه آن بهمود پارامتر شیار شدگی قیر و بیان کننده رفتار بهتر قیر در دمای بالا و کاهش خرابی شیار شدگی مخلوط آسفالتی می باشد.

لازم به توضیح است که در نمونه های شماره ۶ الی ۹ دمای عملکردی بالای قیر 82°C گزارش شده است زیرا مطابق ملزومات عملکردی شارپ حداقل دمای بالای قیر 82°C است که در آزمایش های انجام شده دمای بالاتر نیز به دست آمده است.

پس از انجام آزمایش پیر شدگی کوتاه مدت روی نمونه ها، فاکتور شیار شدگی $G^*/\sin\delta$ برای نمونه های پیر شده در دستگاه RTFO براساس دمایی که $G^*/\sin\delta$ به مقدار حداقل ۲/۲ کیلوپاسکال می رسد، بررسی و نتایج در شکل ۳ نشان داده شده است. همانطور که مشخص است،



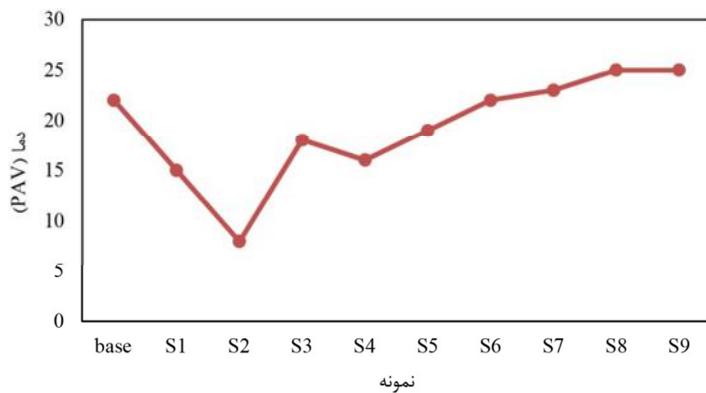
شکل ۳- دمای رسیدن $G^*/\sin\delta$ به ۲/۲ کیلوپاسکال برای نمونه های پیر شده در دستگاه RTFO

D6521 استفاده می شود که در آن چسباننده برای مدت ۲۰ ساعت در معرض فشار و دمای بالا قرار می گیرد. از

از دستگاه PAV برای شبیه سازی پیر شدگی دراز مدت (در زمان سرویس)، مطابق روش استاندارد ASTM

می‌رسد. از این‌رو در این نمونه‌ها بهبود دمای میانی قیر که ترک‌های خستگی در آنها رخ می‌دهد مشاهده می‌شود. البته در نمونه‌های حاوی سه درصد عملکرد بهتری ملاحظه می‌شود ولی در سایر نمونه‌ها با افزایش درصد پلیمر و پودر لاستیک چون باعث سفت‌تر شدن قیر می‌شود این نمونه‌ها در دماهای بالاتری نسبت به قیر پایه به مقدار ۵۰۰۰ کیلوپاسکال می‌رسند و از این جهت شاید برای مناطق سردسیر مناسب نباشند. با توجه به نتایج بهدست آمده و مقایسه فاکتور $G^*.Sin\delta$ (پارامتر خستگی) برای تمام نمونه‌ها می‌توان به این نتیجه رسید که نمونه حاوی ۳ درصد EVA و ۴ درصد پودر لاستیک عملکرد مناسب‌تری در دماهای پایین دارد.

آنجا که قیری که در معرض پیری درازمدت قرار می‌گیرد قبل‌اً تحت فرآیندهای اختلاط و راهسازی نیز قرار گرفته، در نتیجه در آزمایش PAV از چسباننده پیر شده حاصل از آزمایش RTFO استفاده می‌شود. بعد از انجام این آزمایش پارامتر $G^*.Sin\delta$ که معیار ترک‌های خستگی در دماهای میانی است برای تمامی نمونه‌ها مطابق استاندارد در دمای آزمایش DSR باید کمتر از ۵۰۰۰ کیلوپاسکال باشد. بنابراین برای تمامی نمونه‌ها حداقل دمایی که پارامتر $G^*.Sin\delta$ کمتر از ۵۰۰۰ کیلوپاسکال می‌گردد در شکل ۴ نمایش داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود در نمونه‌های S1 تا S6 که حاوی سه و پنج درصد پلیمر هستند، دمای آزمایش PAV نسبت به قیر پایه در دماهای کمتری به مقدار ۵۰۰۰ کیلوپاسکال



شکل ۴- حداقل دمای رسیدن پارامتر $G^*.Sin\delta$ به ۵۰۰۰ کیلوپاسکال برای نمونه‌های پیرشده در PAV

زمان آزمایش، سختی خزشی^{۱۰} (S) و نرخ خزش^{۱۱} (m) را می‌توان محاسبه نمود. بار خزشی، آن دسته از تنש‌های حرارتی را که به تدریج با افت دما در یک جاده حادث می‌شوند، شبیه‌سازی می‌کند. سختی خزشی عبارت است از مقاومت چسباننده در مقابل بارگذاری خزشی و مقدار میزان تغییر در سختی قیر با زمان (در حین بارگذاری) می‌باشد.

در شکل ۵-الف، مقادیر سختی خزشی آورده شده است؛ همانطور که مشاهده می‌شود سختی خزشی برای

علاوه بر بررسی‌های فوق، به منظور ارزیابی رفتار دمای پایین قیرهای اصلاح شده و مقایسه آن با رفتار دمای پایین قیر پایه، آزمایش رئومتر تیرچه خمی (BBR) انجام شده است. با انجام آزمایش BBR مشخص می‌گردد ترکیب افروزنی‌های فوق باعث بهبود مشخصات عملکردی دمای پایین قیر نسبت به قیر پایه شده است. بدین صورت که ۳ درصد پلیمر EVA و ۴ درصد پودر لاستیک ضایعاتی بعنوان بهترین ترکیب انتخاب می‌شود. در آزمایش BBR با اعمال یک بار ثابت به تیرچه قیر و اندازه‌گیری میزان انحراف مرکزی تیرچه در طول مدت

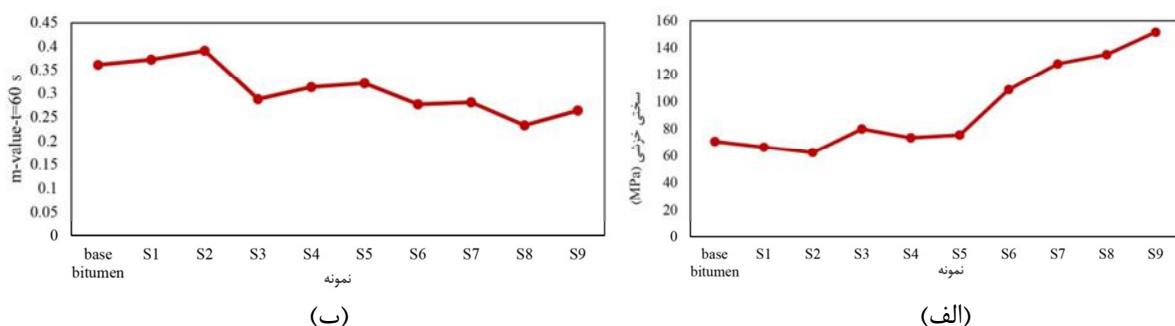
¹⁰- Creep Stiffness

¹¹- Creep Rate

همانطور که معلوم است در نمونه های S1 و S2 سرعت تغییرات سختی خزشی (نرخ خزش) نسبت به قیر پایه افزایش یافته که در نتیجه پتانسیل مقاومت در برابر ترک خوردنگی در دمای پایین بهبود یافته است. بنابراین خصوصیت انعطاف پذیری (نمی) قیر اصلاح شده در دمای پایین با نرخ بیشتری افزایش یافته است، اما برای سایر نمونه ها نرخ خزش کمی کاهش می یابد که می تواند به علت غالب شدن تمام و کمال فاز پلیمری و سفت شدن قیر باشد که منجر به تخریب دمای پایین این نمونه ها نسبت به قیر پایه شده است.

نمونه های S1 و S2 نسبت به قیر پایه کاهش یافته است که حاکی از بهبود عملکرد دمای پایین این قیرها نسبت به قیر پایه است؛ یعنی مخلوط قیری در دماهای پایین از الاستیسیته مناسب برخوردار است. ولی برای سایر نمونه ها نسبت به قیر پایه سختی خزشی افزایش یافته است که به معنی بدتر شدن دمای پایین این نمونه ها نسبت به قیر پایه می باشد. در ضمن با توجه به اینکه مقادیر سختی خزشی برای تمام نمونه ها کمتر از ۳۰۰ مگاپاسکال است نیازی به انجام آزمایش DDT نیست.

در شکل ۵- ب، ضریب m آوردہ شده است؛



شکل ۵- مقادیر (الف) سختی خزشی و (ب) نرخ خزش برای قیر پایه و قیرهای پلیمری در دمای (۶۰°C)

انجام آزمایش BBR و همچنین نتایج دمای بالای قیر حاصل از انجام آزمایش DSR قبل و بعد از پیشرشدنگی در جدول ۳ نمایش داده شده و مقادیر PG برای تمام نمونه ها گزارش شده است.

مطابق دستورالعمل شارپ مقادیر سختی خزشی کمتر از ۳۰۰ و ضریب m بیشتر از $\frac{1}{3}$ نشان دهنده تحمل قیر به میزان ۱۰ درجه سانتی گراد پایین تر از دمای مورد آزمایش می باشد؛ بنابراین نتایج دمای پایین حاصل از

جدول ۳- دمای پایین و بالای عملکردی قیرهای تولید شده با درصد های مختلف پلیمر EVA و پودر لاستیک (CR)

T SHRP °C	ترکیب	نمونه
PG58-16	قیر پایه	-
PG64-22	قیر پایه +3% EVA+2% CR	S1
PG76-28	قیر پایه +3% EVA+4% CR	S2
PG76-10	قیر پایه +3% EVA+6% CR	S3
PG76-16	قیر پایه +5% EVA+2% CR	S4
PG76-16	قیر پایه +5% EVA+4% CR	S5
PG82-10	قیر پایه +5% EVA+6% CR	S6
PG82-10	قیر پایه +7% EVA+2% CR	S7
PG82-10	قیر پایه +7% EVA+4% CR	S8
PG82-10	قیر پایه +7% EVA+6% CR	S9

خود نشان دهد.

با انجام آزمایش رئومتر تیرچه خمشی مشخص می‌گردد ترکیب افزودنی‌های فوق باعث بهبود مشخصات عملکردی دمای پایین قیر نسبت به قیر پایه شده است. بدین صورت که با افزایش درصد پلیمر اتیلن وینیل استات (EVA) تا ۳ درصد و همچنین افزایش درصد پودر لاستیک ضایعاتی تا ۴ درصد، سختی خزشی کاهش و نرخ خزش افزایش می‌باید و با افزایش درصد بیشتر پلیمرهای فوق افزایش سفتی خزشی و کاهش نرخ خزش دیده می‌شود بهطوری که با افزودن ۳ درصد EVA و ۴ درصد پودر لاستیک بهترین نتیجه دمای پایین بدست می‌آید.

۴- نتیجه‌گیری

قیر خالص به رغم خاصیت چسبندگی خوب، از پیوستگی محدودی برخوردار بوده و دارای محدودیت درجه حرارت بین نقطه شکست و نقطه نرمی است. استفاده از این پلیمرها ضمن بهبود پیوستگی، باعث توسعه محدوده دمایی قابل تحمل تا بیش از دو برابر قیر خالص می‌گردد، که این خود باعث بهبود مقاومت در برابر روانی، نقطه نرمی و ویسکوزیتی بالاتر در شرایط سرویس و کاهش حساسیت حرارتی می‌شود. مقدار PI بیشتر دلالت بر مقدار کمتر حساسیت حرارتی قیر است و این امر نشان‌دهنده این موضوع می‌باشد که این نوع قیر می‌تواند در مناطق با اختلاف حرارتی زیاد خواص مطلوب‌تری از

مراجع

- [1] Tahami, S. A., Mirhosseini, A. F., Dessouky, S., Mork, H., & Kavussi, A. (2019). "The use of high content of fine crumb rubber in asphalt mixes using dry process". *Construction and Building Materials*, 222, 643-653.
- [2] Shafabakhsh, G. H., Sadeghejad, M., & Sajed, Y. (2014). "Case study of rutting performance of HMA modified with waste rubber powder". *Case Studies in Construction Materials*, 1, 69-76.
- [3] Ziari, H., Akbari, T., Farahani, H., & Goli, A. (2016). "The effect of Lucobit polymer on bitumen performance". *Petroleum Science and Technology*, 34(6), 512-516.
- [4] Rezaei, S., Ziari, H., & Nowbakht, S. (2016). "Low temperature functional analysis of bitumen modified with composite of nano-SiO₂ and styrene butadiene styrene polymer". *Petroleum Science and Technology*, 34(5), 415-421.
- [5] Garcia-Morales, M., Partal, P., Navarro, F. J., & Gallegos, C. (2006). "Effect of waste polymer addition on the rheology of modified bitumen". *Fuel*, 85(7-8), 936-943.
- [6] Nemade, S. N., & Thorat, P. V. (2013). "Utilization of polymer waste for modification of bitumen in road construction". *Scientific Reviews and Chemical Communications*, 2(3), 198-213.
- [7] Ameri, M., Mansourian, A., & Sheikhhotevali, A. H. (2013). "Laboratory evaluation of ethylene vinyl acetate modified bitumens and mixtures based upon performance related parameters". *Construction and Building Materials*, 40, 438-447.
- [8] Fang, C., Yu, R., Li, Y., Zhang, M., Hu, J., & Zhang, M. (2013). "Preparation and characterization of an asphalt-modifying agent with waste packaging polyethylene and organic montmorillonite". *Polymer Testing*, 32(5), 953-960.
- [9] Tóth, B., Varga, C., & Bartha, L. (2015). "Olefin–maleic-anhydride copolymer based additives: A novel approach for compatibilizing blends of waste polyethylene and crumb rubber". *Waste Management*, 38, 65-71.
- [10] Brovelli, C., Hilliou, L., Hemar, Y., Pais, J., Pereira, P., & Crispino, M. (2013). "Rheological characteristics of EVA modified bitumen and their correlations with bitumen concrete properties". *Construction and Building Materials*, 48, 1202-1208.
- [11] Sakinah, Z. A., Ratnam, C. T., Chuah, A. L., & Yaw, T. C. S. (2009). "Effect of mixing conditions on the tensile properties of ethylene vinyl acetate/waste tire dust (EVA/WTD) blend". *Polymer-Plastics Technology and Engineering*, 48(11), 1139-1142.
- [12] Saoula, S., Mokhtar, K. A., Haddadi, S., & Ghorbel, E. (2009). "Improvement of the performances of modified bituminous concrete with EVA and EVA-waste". *Physics Procedia*, 2(3), 1319-1326.
- [13] Yousefi, A. (2004). "Rubber-polyethylene Modified Bitumen". *Iranian Polymer Journal*, 13(2), 101-112.
- [14] Arabani, M., Tahami, S. A., & Hamed, G. H. (2018). "Performance evaluation of dry process crumb rubber-modified asphalt mixtures with nanomaterial". *Road Materials and Pavement Design*, 19(5), 1241-1258.

- [15] Tabatabaee, N., Tabatabaee, H. A., Sabouri, M. R., & Teymourpour, P. (2009). "Evaluation of performance grading parameters for crumb rubber modified asphalt binders and mixtures". In *Proceedings of 7th international RILEM symposium on advanced testing and characterization of bituminous materials* (Vol. 1).
- [16] Zhang, F., & Hu, C. (2016). "The research for crumb rubber/waste plastic compound modified asphalt". *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 124(2), 729-741.
- [17] Sengoz, B., & Isikyakar, G. (2008). "Evaluation of the properties and microstructure of SBS and EVA polymer modified bitumen". *Construction and Building Materials*, 22(9), 1897-1905.
- [18] Badri, R. M., Sutanto, M., & k AlObaidi, M. (2020). "Investigating the rheological properties of asphalt binder incorporating different crumb rubber contents based on a response surface methodology". *Journal of King Saud University-Engineering Sciences*, <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2020.10.009>
- [19] Aydemir, E. B., & Ozkul, M. H. (2020). "Investigation of effect of bitumen chemical composition, elastomeric polymer and paraffin wax additives on the properties of bitumen by using response surface method". *Construction and Building Materials*, 234, 117414.
- [20] Khairuddin, F. H., Alamawi, M. Y., Yusoff, N. I. M., Badri, K. H., Ceylan, H., & Tawil, S. N. M. (2019). "Physicochemical and thermal analyses of polyurethane modified bitumen incorporated with Cecabase and Rediset: optimization using response surface methodology". *Fuel*, 254, 115662.
- [21] del Barco Carrion, A. J., Subhy, A., Rodriguez, M. A. I., & Presti, D. L. (2020). "Optimisation of liquid rubber modified bitumen for road pavements and roofing applications". *Construction and Building Materials*, 249, 118630.

اثر مقاومت مصالح بر ظرفیت محوری ستون‌های فولادی پر شده با بتن

*مسعود احمدی

استادیار، دانشکده فنی مهندسی،
دانشگاه آیت الله بروجردی،
بروجرد، ایران.

پست الکترونیک:
masoud.ahmadi@abru.ac.ir

میر رحیم موسوی

استادیار، دانشکده فنی مهندسی،
دانشگاه آیت الله بروجردی،
بروجرد، ایران..

پست الکترونیک:
rm_mousavi@abru.ac.ir

در سال‌های اخیر، اعضای با مقطع فولادی پرشده با بتن بدیل عملکرد هم افزایی بتن و فولاد در ساختمان‌های بلند، پل‌ها و سازه‌های صنعتی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. بررسی آینه‌نامه‌های مختلف نشان داده است که در طراحی این اعضا محدودیت‌هایی برای مقاومت بتن و اجزای فولادی ایجاد شده است. در این مطالعه به بررسی محدودیت‌های اشاره شده برای مقاومت مصالح مورد استفاده در آینه‌نامه‌های طراحی پرداخته شده و رابطه‌ای برای تأثیر مصالح مقاومت بالا (خارج از محدوده آینه‌نامه) بر ظرفیت محوری ستون‌های فولادی پرشده با بتن با استفاده از یک روش سه مرحله‌ای ارائه گردیده است. مرحله اول شامل تدوین پایگاه داده آزمایشگاهی از اعضا با مصالح مقاومت بالا و ارزیابی امکان گسترش معادلات طراحی برای آنها می‌باشد. مرحله دوم شامل توسعه مدل جدید برای تعیین اثرات مقاومت مصالح بر ظرفیت محوری فشاری این اعضا بر مبنای پایگاه داده توسعه داده در مرحله اول و استفاده از الگوریتم برنامه‌سازی بیان ژئی است. در مرحله سوم، عملکرد رابطه پیشنهادی براساس ضریب تشخیص مرسوم و اصلاح شده (R_f و r_m)، خطای جذر میانگین مربعات (RMSE)، میانگین درصد خطا نسبی (MAPE) و شب خطوط رگرسیون عبوری از مرکز (k و k') مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین ضریب کاهش مقاومت برای رابطه پیشنهادی ارائه گردیده است. نتایج نشان داده است که رابطه ارائه شده در محدوده پایگاه داده ایجاد شده، دقت قابل قبولی داشته و می‌تواند به عنوان ابزاری مناسب در تخمین ظرفیت محوری ستون‌های ساخته شده از مصالح مقاومت بالا مورد استفاده قرار گیرد.

واژگان کلیدی: ظرفیت محوری، مقطع مختلط، بتن پر مقاومت، فولاد مقاومت بالا، برنامه ریزی

بیان ژئی.

۱- مقدمه

که تنش‌های خمی و کششی بیشتر مؤثرند، افزایش قابل توجهی در سختی و مقاومت مقطع مشاهده می‌شود. در مقاطع پرشده با بتن (CFT^۱، بخش فولادی بهعلت تماس با بتن سخت شده، سختی بیشتری می‌یابد و کمانش در آن به تاخیر می‌افتد و یا اتفاق نمی‌افتد. نابراین تا زمانیکه تماس بین بتن و فولاد کاهش یابد (مثل ترک خوردن بتن و یا جداسازی بتن و فولاد) کمانش به تاخیر خواهد افتاد. البته در این اعضا با ترک

در سال‌های اخیر، اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن براساس شکل مقطع جدار فولادی بهصورت دو دسته پرکاربرد دایروی و مستطیلی در صنعت ساختمان سازی مورد استفاده قرار می‌گیرند. در این اعضا بهعلت قرارگیری جدار فولادی در پیرامون مقطع، دقیقاً در جایی

* نویسنده مسئول

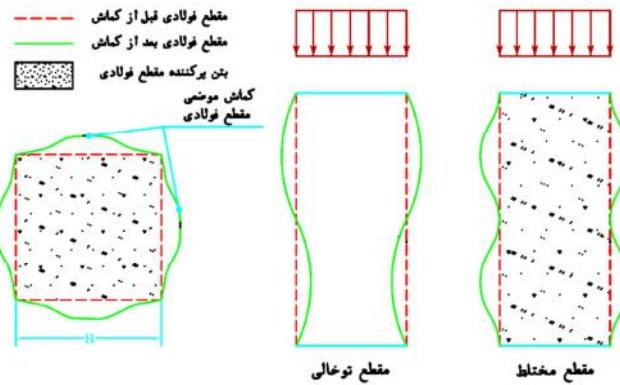
تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱/۲۶، بازنگری ۱۴۰۰/۰۲/۱۲، پذیرش ۱۴۰۰/۰۲/۱۲

شناسه دیجیتال (DOI): 10.22091/cer.2021.6837.1239

^۱- Concrete-filled steel tube (CFT)

و به دنبال آن افزایش مقاومت و شکل پذیری در بتن می شود. همانطور که از شکل ۱ مشخص است، کمانش موضعی در ستون کوتاه پرشده با بتن به صورت تغییر شکل به سمت بیرون است و این پدیده قبل از باربری نهایی عضو می تواند ایجاد شود.

خوردن بتن به علت جلوگیری از انبساط بیش از حد توسط جدار فولادی، همچنان تماس بین بتن و فولاد برقرار خواهد بود. بنابراین هسته بتنی مدهای کمانش جانبی را به سمت بیرون انتقال می دهد (شکل ۱). از سوی دیگر، جدار فولادی باعث افزایش محصور شدگی در هسته بتنی



شکل ۱- کمانش موضعی در مقطع مربعی (یا مستطیلی) و تغییر مود کمانش در طول ستون [۴]

۲۱ کمتر و از ۶۹ MPa بیشتر و برای بتن های سبک نباید از ۲۱ MPa ۲۱ کمتر و از ۴۱ MPa بیشتر باشد.

(ب) تنش تسلیم اجزای فولادی مقطع مختلط نباید از ۵۲۵ MPa بیشتر باشد.

(پ) تنش تسلیم میلگرد های مقطع مختلط (در صورت وجود) نباید از ۵۵۰ MPa بیشتر باشد. جزئیات دقیق تر محدودیت های مرتبط با مصالح در سه آیین نامه اشاره شده در جدول ۱ ارائه گردیده است. در حالت کلی، براساس محدودیت های ارائه شده توسط آیین نامه های مذکور، مراکزیم مقاومت فشاری بتن و تسلیم فولاد به اعداد ۱۰۰ و ۶۹۰ مگا پاسکال محدود شده است.

اگرچه مطالعات گذشته بینش ارزشمندی در مورد رفتار ستون های مختلط با مقاومت بالا فراهم آورده است اما همچنان معادلات طراحی جامعی در آیین نامه های طراحی برای اعضای ساخته شده با بتن و فولاد مقاومت بالا وجود ندارد. بخش تفسیر آیین نامه AISC360، یکی از دلایل چنین محدودیت هایی را عدم آزمایش های کافی

تحقیقات نشان داده است که این پدیده وابسته به نسبت عرض به ضخامت مقطع می باشد [۱-۳]. قابل توجه است که هزینه های ساخت سازه هایی که در آنها از ستون های CFT استفاده می شود، به علت اجرای سریع و طراحی بهینه می تواند کاهش یابد [۱]. به علت مقاومت بالاتر، ستون مركب سبک تر از یک ستون بتن آرمه با مقاومت مشابه می باشد که باعث کاهش بار، هزینه و مقدار آرماتور و به طور کلی هزینه های ساخت است. همچنین CFT باقیستی ذکر شود که مقطع فولادی در اعضای AS/NZS2327 به عنوان قالب نیز مورد استفاده قرار می گیرند. ضوابط Eurocode4 آیین نامه های AISC360 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در طراحی اعضای مختلط، محدودیت هایی در رابطه با مقاومت مصالح مورد استفاده و سختی اعضای مختلط ایجاد کرده اند که باقیستی مورد توجه قرار گیرد [۴-۶]. به عنوان نمونه براساس محدودیت های بخش مقاومت آیین نامه ۳۶۰-۱۶ AISC در این اعضا باید به موارد زیر توجه نمود:

(الف) مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن برای بتن های با وزن مخصوص معمولی نباید از

کرده است.

و فنidan توسعه روابط جامع و کارآمد در این زمینه بیان

جدول ۱- اندازه محدودیت‌های مرتبط با مصالح در ستون‌های CFT

آینده نامه	MPa)	مقاومت فشاری بتن (MPa)	مقاومت تسليم فولاد (MPa)
AISC 360-16	$F_y \leq 525$	$21 \leq f_c \leq 69$	
Eurocode 4	$235 \leq F_y \leq 460$	$20 \leq f_c \leq 50$	
AS 2327	$F_y \leq 690$	$20 \leq f_c \leq 100$	

CFT تحت بارگذاری محوری پرداخت [۷]. اشنایدر^۳، اثر شکل و ضخامت جدار فولادی بر روی مقاومت نهایی اعضای مختلط را بررسی کرده و نتایج را با آینده نامه AISC LRFD مورد مقایسه قرار داد. نتایج نشان داد که تغییر در شکل مقطع و نسبت عرض به ضخامت جدار فولادی اثر قابل توجهی بر روی رفتار این اعضا دارد [۹]. جزئیات بیشتر در رابطه با مطالعات انجام شده بر روی اعضای CFT توسط محققین در مراجع [۲۳-۱۸] ارائه شده است.

به صورت خلاصه می‌توان اشاره نمود که نتایج این مطالعات آزمایشگاهی نشان داده است که رفتار و مقاومت اعضای CFT با مقاومت معمولی به پارامترهایی مانند مقاومت فشاری بتن (f_c)، تنش تسليم فولاد (F_y)، نسبت عرض (یا قطر) به ضخامت مقطع فولادی (b/t یا D/t) و طول عضو (L) بستگی دارد.

۲-۲- اعضای CFT با مصالح مقاومت بالا

مطالعه بر روی اعضای CFT مستطیلی و مربعی با مصالح مقاومت بالا توسط محققان در سال‌های اخیر مورد توجه قرار گرفته است [۲۴-۳۵].

بررسی آزمایشگاهی و عددی انجام گرفته توسط پژوهشگران بر روی ستون‌های با جدارهای فولادی با مقاومت بالا نشان داد که مدل‌های عددی ارائه شده به خوبی قابلیت مدل‌سازی مخصوص‌شدنگی، کمانش موضعی و رفتار قبل و بعد از بارگذاری نهایی را دارا هستند [۲۶] و

از این‌رو، در این مطالعه به بررسی اثر مقاومت فشاری مصالح بتنی و مقاومت تسليم مصالح فولادی خارج از محدوده آینده نامه AISC360 بر ظرفیت محوری فشاری ستون‌های مربعی CFT پرداخته و در نهایت مدل مقاومت نهایی پیشنهاد و عملکرد آن مورد بررسی قرار گرفته است. توسعه مدل غیرخطی مقاومت محوری فشاری بر مبنای طیف قابل توجهی از داده‌های آزمایشگاهی و استفاده از الگوریتم برنامه‌سازی بیان ژئی انجام شده است.

۲- تاریخچه تحقیقات

بعد از اولین مطالعه بر روی اعضای CFT در سال ۱۹۵۷، در دهه‌های اخیر مطالعات آزمایشگاهی و عددی گسترده‌ای بر روی این اعضا انجام گرفته است. مطالعات انجام شده بر روی این اعضا را می‌توان در دو بخش اعضا مختلط با مقاومت مرسوم و مقاومت بالا تقسیم‌بندی نمود. در ادامه جزییاتی از هر دو دسته‌بندی ارائه شده است.

۲-۱- اعضای CFT با مقاومت معمولی

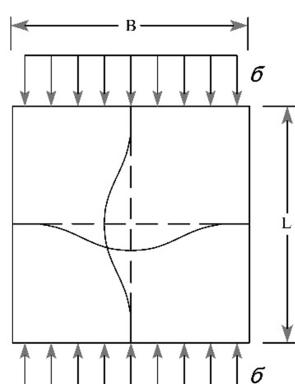
تاکنون مطالعه‌های آزمایشگاهی متنوعی برای ارزیابی رفتار اعضای CFT با مقاومت معمولی مانند ستون‌ها، تیرها و تیر-ستون‌ها انجام گرفته است [۷-۱۷]. لین^۱، با تمرکز بر روی اثرات مقاومت فشاری بتن، شکل و ضخامت جدار فولادی و نسبت طول به عرض مقطع، به بررسی رفتار و مقاومت ۱۸ نمونه از ستون‌های

^۳- Schneider

^۲- Lin

آیین نامه ۱۶-۳۶۰ AISC مقررات طراحی را برای اعضای CFT با مقاومت معمولی توصیه نموده است که از منظر کمانش موضعی در برابر فشار محوری و لنگر خمی به سه گروه: مقاطع فشرده، مقاطع غیر فشرده و مقاطع لاغر طبقه بندی نموده و روابطی برای مقاومت محوری ارائه نموده است. این تقسیم بندی ها برای مقاطع مستطیلی با توجه به پارامتر نسبت بعد بزرگتر به ضخامت λ انجام گرفته است. اگر ضریب لاغری کمتر از مقدار λ_p باشد، مقطع به صورت فشرده، اگر بزرگتر از λ_p و کمتر از λ_{max} باشد، مقطع به صورت غیر فشرده؛ و اگر بزرگتر از λ_{max} باشد، مقطع به صورت لاغر در نظر گرفته می شود. در مقاطع فشرده پدیده کمانش موضعی اتفاق نمی افتد و مقطع به حداقل مقاومت خود در برابری فشاری خواهد رسید. در مقاطع غیر فشرده، رفتار کمانشی الاستیک و پلاستیک قابل رخداد است و مقاومت فشاری این اعضا بوسیله کمانش غیر الاستیک محدود می شود و این مقدار کمتر از مقاطع فشرده است. در مقاطع لاغر رفتار کمانش الاستیک رخ می دهد و مقاومت فشاری عضو به علت رخداد کمانش الاستیک محدود و کمتر از مقاطع فشرده و غیر فشرده می گردد. مطالعات انجام شده نشان داد که کمانش الاستیک در صفحه ای به ضخامت t_p و ابعاد L و B که تحت نشان ۵ قرار گرفته است (شکل ۲) دارای تغییر شکلی به مقدار W می باشد که از رابطه (۱)

محاسبه می شود [۳۶]:



شکل ۲- تغییر شکل صفحه فولادی [۳۶]

[۲۸]. مطالعات آزمایشگاهی انجام شده توسط Varma^۴ و همکاران، نشان داد که شکل پذیری این اعضاء، از نسبت عرض b به ضخامت t جدارهای فولادی، سطح بار محوری و مقاومت فولاد، متاثر است [۲۵]. Sakino^۵ و همکاران، مدل تنش-کرنشی را برای بتون محصور شده توسط جدار فولادی ارائه کردند. صحت این روابط با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی نیز تائید شد. مدل پیشنهادی قابلیت در نظر گرفتن محصور شدگی، کمانش موضعی و تنش های محوری را دارا می باشد [۲۹]. Lee^۶ و همکاران، تمرکز مطالعات خود را بر روی مقاومت محوری اعضا با مقطع لاغر متشكل از فولاد مقاومت بالا (رد ۸۰۰) قرار دادند. پارامترهای مورد بررسی در این مطالعه شامل مقاومت تسلیم فولاد، نسبت عرض به ضخامت ورق فولادی و نصب سخت کننده می باشد. نتایج نشان داده است که اتساع جانبی بتون ترک خورده بیشترین اثر را در کاهش مقاومت محوری فولاد مقاومت بالا دارد [۳۴]. اگرچه بررسی های آزمایشگاهی گذشته فهم مفیدی در مورد رفتار محوری اعضا مختلط با مقاومت بالا فراهم نموده اما اکثر آیین نامه هایی طراحی بررسی شده توسط نویسندها مقاله، استفاده از مصالح با مقاومت بالا را در ستون های مستطیلی و مربعی با محدودیت مواجه کرده اند.

۳- روابط آیین نامه های Eurocode و AISC

در این بخش به بیان روابط آیین نامه های Eurocode4، AISC360 برای ستون های CFT پرداخته می شود [۴] و [۵]. به دلیل تشابه روابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان با ضوابط آیین نامه AISC 360 از تکرار روابط پرهیز شده است.

AISC 360-16- آیین نامه ۱۶

^۴- Varma
^۵- Sakino
^۶- Lee

باشد، مقطع در دسته مقاطع غیرفسرده قرار می‌گیرد [۳۷]. آیین نامه AISC 360-16 برای مقاطع مستطیلی فشرده CFT در حالت حدی نهایی، تنش جدار فولادی در ناحیه فشاری را برابر تنش تسلیم فولاد (به صورت یکنواخت) و تنش بتن را براساس فرضیات برونولی برابر با مقدار $0.85f_c$ در نظر گرفته است. در مقاطع غیرفسرده و لاغر به دلیل کمانش‌های موضعی (یا کلی) ایجاد شده در مقطع و در طول عضو، تنش فشاری بتن در حالت حدی نهایی بایستی به مقدار $0.7f_c$ محدود گردد.

براساس آیین نامه AISC 360-16، مقادیر ضریب لاغری برای مقاطع فشرده، غیرفسرده و لاغر به ترتیب برابر با $\lambda_r = 3.0\sqrt{E_s/F_y}$ ، $\lambda_p = 2.26\sqrt{E_s/F_y}$ و $\lambda_{max} = 5.0\sqrt{E_s/F_y}$ است. دلیل اعمال محدوده λ_{max} موجود نبودن اطلاعات آزمایشگاهی کافی در این محدوده و جلوگیری از اثرات بتن ریزی بر جدار فولادی در ستون‌های بسیار لاغر است. مقاومت فشاری اسمی مقاطع مستطیلی CFT (P_{no}) برای مقاطع فشرده، غیرفسرده و لاغر به ترتیب از روابط (۶) تا (۸) محاسبه می‌شود:

$$\begin{aligned} P_{no} &= P_p \\ P_p &= F_y A_s + 0.85 f_c A_c \end{aligned} \quad (6)$$

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (7)$$

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f_c A_c$$

$$\begin{aligned} P_{no} &= F_{cr} A_s + 0.7 f_c A_c \\ F_{cr} &= \frac{9 E_s}{(b/t)^2} \end{aligned} \quad (8)$$

که A_s و A_c مساحت ناحیه بتنی و فولادی در مقطع، و f_c و F_y مقاومت تسلیم جدار فولادی و مقاومت فشاری AISC ۲۸ روزه نمونه استاندار بتنی است. آیین نامه AISC 360-16 با توجه به معادله (۷) برای مقاطع غیرفسرده به جای استفاده از یک رابطه خطی به صورت محافظه کارانه از یک سهمی درجه دو بین مقاطع فشرده و لاغر استفاده

$$w = q \sin^2 m \pi x / L \sin^2 n \pi y / L \quad (1)$$

که q مقدار تغییرشکل در مرکز صفحه است. اگر انرژی کرنشی ذخیره شده و کار انجام شده در طی کمانش الاستیک برابر با U و V فرض شود، مقدار انرژی پتانسیل نهایی برابر است با:

$$PE = U - V \quad (2)$$

با کمینه سازی مقدار PE نسبت به تغییرشکل q فرض صفر نبودن مقدار q ، مقدار تنش بحرانی برابر است با:

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E_s}{12(1-\nu^2)} \frac{1}{(B/t_p)^2} \quad (3)$$

که k ، ضریب کمانشی موضعی الاستیک؛ ν ، ضریب پوآسون و E_s ، مدول الاستیسیته فولاد است. مطالعات برادفورد^۷ و همکاران نشان داده است که ضریب k بین ۴ (برای مقاطع توخالی) و ۱۰/۶ (برای مقاطع پرشده) متغیر است. در آیین نامه AISC 360-16 مقدار ضرایب k و ν به ترتیب برابر با ۱۰ و ۰/۳ در نظر گرفته شده است و براساس این مقادیر، رابطه (۳) به صورت رابطه (۴) بازنویسی می‌شود:

$$F_{cr} = \frac{9 E_s}{(B/t)^2} \quad (4)$$

با فرض رسیدن مقدار تنش بحرانی به مقدار تنش تسلیم فولاد (F_y)، مقدار ضریب لاغری در این محدوده برابر است با:

$$\frac{b}{t} = 3.0 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (5)$$

همچنین مطالعات انجام شده براساس نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده است، هنگامی که ضریب لاغری در مقطع مستطیلی CFT کمتر از مقدار $2.26\sqrt{E_s/F_y}$

⁷- Bradford

$$(EI)_{eff} = E_s I_s + 0.6 E_c I_c \quad (15)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (16)$$

$$\phi = 0.5 * [1 + 0.21(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (17)$$

۴- الگوریتم برنامه سازی بیان ژئی

الگوریتم ژئیک، توسط هولاند^۸ در دهه ۶۰ میلادی و براساس تئوری تکاملی داروین ابداع شد. مراحل این

الگوریتم به صورت زیر است:

۱) شروع: ایجاد یک جمعیت تصادفی از تعداد n فرد.

۲) ارزیابی تابع برآزندگی $f(x)$ برای هر فرد x در جمعیت.

۳) جمعیت جدید: ایجاد یک جمعیت جدید با تکرار گام های زیر تا زمانی که جمعیت جدید کامل شود.

(الف) انتخاب: انتخاب دو فرد به عنوان والدین از جمعیت با توجه به برآزندگی آنها (امتیاز بیشتر به معنای شانس بیشتر برای انتخاب خواهد بود).

(ب) ترکیب متقابل: با ترکیب متقابل عضو جدیدی ایجاد می شود، در صورتی که ترکیب متقابل ایجاد نشود فرزند کپی دقیقی از والدین خواهد بود.

(پ) جهش: با عامل جهش، فرزند جدید با احتمال در نظر گرفته شده برای جهش، در یک موقعیت معمولاً تصادفی، جهش پیدا خواهد کرد.

(ت) پذیرش: قرار دادن فرزند جدید در میان جمعیت جدید.

۴) جایگزینی: از جمعیت جدید ایجاد شده به عنوان جمعیت اولیه برای گام جدید الگوریتم استفاده می کند.

کرده است. برای درنظر گرفتن اثر طول، آیین نامه رابطه (۹) را برای محاسبه مقاومت فشاری اسمی اصلاحی (P_n) پیشنهاد داده است:

$$P_n = P_{no} [0.658^{P_{no}/P_e}] \quad if \quad P_{no}/P_e \leq 2.25 \quad (9)$$

$$P_n = 0.877 P_e \quad if \quad P_{no}/P_e > 2.25$$

که در رابطه فوق، P_e نیروی فشاری بحرانی ستون براساس حالت حدی کمانش خمی ااست که از رابطه (۱۰) به دست می آید:

$$P_e = \pi^2 \frac{EI_{eff}}{(kL)^2} \quad (10)$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c$$

$$C_3 = (0.6 + \frac{2A_s}{A_s + A_c}) \leq 0.9$$

که kL طول موثر عضو، I_s و I_c ممان اینرسی مقطع فولادی و بتنی و EI_{eff} صلبيت موثر مقطع است.

۳-۲- آیین نامه Eurocode4

آیین نامه Eurocode4 برای مقاطع مستطیلی CFT رابطه (۱۱) را براساس مولفه های مقاومتی بتن و فولاد ارائه نموده است:

$$N_{us} = A_s F_y + A_c f_c \quad (11)$$

در این رابطه A_s و A_c به ترتیب مساحت مقطع فولادی و بتن پرشده می باشد.

آیین نامه برای درنظر گرفتن اثرات طول و کمانش، رابطه اصلاحی مقاومت فشاری اسمی (N_{uc}) را براساس لاغری نسبی (روابط ۱۲ و ۱۳) و ضریب کاهشی χ پیشنهاد داده است:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{us}/N_{cr}} \quad (12)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L_e^2} \quad (13)$$

$$N_{uc} = \chi N_{us} \quad (14)$$

که، L_e طول موثر ستون و $(EI)_{eff}$ سختی خمی موثر و χ ضریب کاهشی است که از روابط زیر به دست می آیند:

⁸ Holland

(کروموزوم) هستند که سپس به عنوان نهادهای غیرخطی با اندازه‌ها و اشکال مختلف بیان شده‌اند. این الگوریتم نقاط ضعف دو روش قبلی را پوشش می‌دهد. در الگوریتم GEP ژنوتایپ و فنوتایپ کروموزوم به ترتیب دارای یک ساختار خطی (مشابه الگوریتم ژنتیک) و یک ساختار درختی با طول و اندازه متغیر (مشابه الگوریتم برنامه نویسی ژنتیکی) است. هر ژن دارای یک بخش سر و یک بخش دنباله است که در بخش دنباله امکان قرارگیری توابع نیست. همچنین طول بخش دنباله براساس حداکثر تعداد آرگومان‌های توابع مورد استفاده و طول سر محاسبه می‌شود. بعد از ایجاد کروموزوم‌ها، برآزندگی آنها در نسل مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این روش کروموزوم‌ها به صورت بیان ژن (ET¹¹) بیان می‌شوند. یک ET مشابه یک پروتئین در سلول طبیعی تعیین می‌کند که فنوتایپ یک ژن چیست. فریرا در این الگوریتم یک زبان ساده و کارآمد به نام کاروا¹² برای بیان ژن‌ها و ایجاد ET‌ها ابداع کرده است.

قواعد بیان ژن به ET به صورت مراحل زیر می‌باشد:

- ۱- نقطه آغازین یک ژن متناظر با ریشه یک ET است.
- ۲- تعداد گره‌ها در خط بعدی به تعداد آرگومان‌های هر عنصر موجود در خط قبلی بستگی دارد.
- ۳- در هر خط به ترتیب از چپ به راست گره‌ها مشابه ترتیبی که در ژن دارند پر می‌شوند.
- ۴- فرآیند به صورت خط به خط تا زمانی که یک خط تنها حاوی ترمینال باشد ادامه می‌پاید.

۵- پایگاه داده آزمایشگاهی

همانطور که در بخش دوم مورد بحث قرار گرفت، مطالعات آزمایشگاهی متعددی برای بررسی رفتار و

۵) آزمایش: اگر شرایط پایان الگوریتم تأمین شده باشد، الگوریتم پایان می‌پذیرد و بهترین گزینه در آن جمعیت، به عنوان جواب بهینه معرفی می‌شود.

۶) حلقه: بازگشت به گام ۲.

برنامه نویسی ژنتیکی در سال ۱۹۸۵ توسط کرامر بر پایه الگوریتم ژنتیک ابداع و در سال ۱۹۹۲ بوسیله کوزا توسعه یافت. این روش با ایجاد نهادهای غیرخطی با اندازه‌ها و اشکال مختلف مسائل را حل می‌کند. الفبای مورد استفاده برای ایجاد این نهادها نیز برای تعیین سیستمی تطبیق‌پذیر، متنوع تر و غنی‌تر است. با این حال، افراد جمعیت ایجاد شده فاقد ژنوم ساده، مستقل و کلارآمد هستند. از دیگر ویژگی‌های این روش این است که نیاز به جمعیت بزرگ دارد و هرچه جمعیت بیشتر باشد کارایی نیز بالاتر خواهد بود. بطوط کلی روش‌های برنامه نویسی ژنتیکی به دلیل اینکه باید با درخت‌های تجزیه کار کنند، بسیار کند هستند و با توجه به اینکه دارای جمعیت زیادی نیز هستند، بدست آوردن شایستگی، دارای هزینه بالایی است.

الگوریتم بیان ژنی (GEP⁹) شاخه دیگری از الگوریتم ژنتیک است که توسط فریرا¹⁰ در سال ۲۰۰۱ معرفی شد [۳۸]. الگوریتم بیان ژنی، مانند الگوریتم ژنتیک و برنامه نویسی ژنتیکی، یک الگوریتم ژنتیکی است که به عنوان جمعیت از افراد استفاده می‌کند، که آنها با توجه به برآزندگی و معرفی تنوع ژنتیکی با استفاده از یک یا چند اپراتور ژنتیکی است. تفاوت اساسی میان مشخصه‌های طبیعی این سه الگوریتم وجود دارد. در الگوریتم ژنتیک مشخصه‌ها به صورت رشته‌های نمادین با طول ثابت هستند (کروموزوم). در برنامه نویسی ژنتیکی مشخصه‌ها به صورت نهادهای غیرخطی با اندازه‌ها و اشکال مختلف می‌باشند (درخت تجزیه) و در الگوریتم توسعه ژنی مشخصه‌ها به عنوان شته‌های نمادین با طول ثابت

¹¹- Expression tree
¹²- Karva

⁹- Gene expression programming
¹⁰- Ferreira

همانطور که از جدول قابل مشاهده است پایگاه داده جمع آوری شده طیف وسیعی از مشخصات هندسی و خصوصیات مصالح را در برگرفته است. طول ستون در محدوده ۳۰۰ تا ۱۲۰۰ میلیمتر، نسبت طول به بعد کوچکتر ستون در محدوده ۳ تا ۶/۱، ابعاد مقطع در محدوده ۱۰۰/۳ تا ۱۹۰، ضخامت بال و جان مقطع در محدوده ۴ تا ۱۲/۵، نسبت لاغری در مقطع جدار در محدوده ۱۰ تا ۵۰/۶، مقاومت فشاری بتن در محدوده ۲۰ تا ۱۶۴ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم فولاد در محدوده ۲۵۹ تا ۸۳۵ مگاپاسکال متغیر است. نسبت طول به بعد کوچکتر ستون ها در محدوده ۳ تا ۶/۱ متغیر است که نشان می دهد ستون های کوتاه در این مطالعه در نظر گرفته شده اند. مشابه رویکرد آیین نامه AISC 360-16 برای دسته بندی مفیدتر داده ها ضریبی به نام λ_{coeff} به صورت رابطه (۱۸) تعریف شده است.

$$\lambda_{coeff} = \frac{b/t}{\sqrt{E_s/F_y}} \quad (18)$$

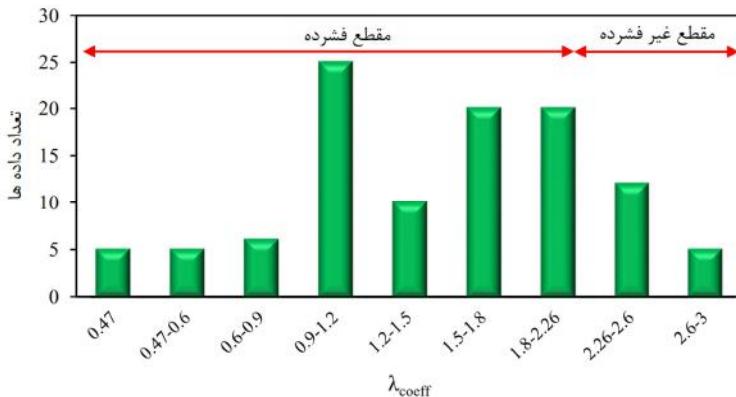
مقاومت محوری ستون های CFT مقاومت بالا انجام گرفته است. در این بخش نتایج مطالعات مرتبط با مقاطع مربعی جمع آوری شده است. در مجموع این اطلاعات برای ۸۷ نمونه آزمایشگاهی است [۲۶-۲۴، ۳۹-۳۳]. خلاصه ای از اطلاعات نمونه ها در جدول ۲ آورده شده است. قابل ذکر است که نمونه هایی جمع آوری شده اند که در بارگذاری آنها بار به بتن و فولاد اعمال شده است. پارامترهای مورد بررسی شامل: (۱) طول ستون (L) بر حسب میلیمتر، (۲) بعد مقطع فولادی (B) بر حسب میلیمتر، (۳) ضخامت جدار فولادی (t) بر حسب میلیمتر، (۴) نسبت بعد به ضخامت (b/t)، (۵) مقاومت تسلیم جدار فولادی (F_y) بر حسب مگاپاسکال، (۶) مقاومت فشاری بتن (f_c) بر حسب مگاپاسکال، و (۷) مقاومت محوری ستون CFT بر حسب کیلونیوتن می باشد. داده های جمع آوری شده را می توان در سه دسته تقسیم بندی نمود: (الف) نمونه های با فولاد مقاومت بالا و بتن معمولی، (ب) نمونه های با فولاد معمولی و بتن مقاومت بالا و پ) نمونه های با فولاد و بتن مقاومت بالا.

جدول ۲- مشخصات آماری نمونه های آزمایشگاهی جمع آوری شده

فاکتور آماری	طول (mm)	بعد مقطع فولادی (mm)	ضخامت مقطع فولادی (mm)	تشیعیم جدار (MPa)	مقاومت فشاری بتن (MPa)	مقاومت محوری ستون (kN)
دامنه	۹۰۰	۲۱۸/۷	۸/۵	۵۷۶	۱۴۴/۱	۱۰۸۱۷
میانگین	۵۳۰/۳۱۵	۱۷۰/۹۴۹	۶/۲۷۹	۶۱۴/۸۵۲	۷۷/۲۳۵	۴۷۶۹
انحراف استاندارد	۱۸۱/۲۰۲	۵۳/۳۱۰	۲/۳۹۳	۱۵۵/۸۶	۳۸/۹۸۲	۲۵۶۱/۸۶
ضریب تغییرات	۰/۳۴۲	۰/۳۱۲	۰/۳۸۰	۰/۲۵۳	۰/۵۰۵	۰/۵۳۷
مینیمم	۳۰۰	۱۰۰/۳	۴	۲۵۹	۲۰	۱۴۹۰
%۲۵	۴۳۲	۱۳۲/۵	۴/۱۸	۵۰/۵/۲۵	۴۰/۶۵	۲۸۰۸
%۵۰	۴۸۰	۱۶۰	۵/۹۵	۶۱۸	۷۸/۵	۴۰۲۶
%۷۵	۶۰۰	۱۹۹/۶۵	۶/۶	۷۵۶	۹۱/۱	۶۵۴۶
ماکریم	۱۲۰۰	۳۱۹	۱۲/۵	۸۳۵	۱۶۴/۱	۱۲۳۰۷

توجه است که در این مطالعه محدوده لاغر مورد توجه قرار نگرفته است.

نمودار توزیع نمونه های آزمایشگاهی نسبت به این ضریب در شکل ۳ نشان داده شده که مبین قرار گرفتن داده ها در محدوده فشرده و غیر فشرده می باشد. قابل

شکل ۳- توزیع نمونه های آزمایشگاهی در برابر λ_{coeff}

در ناحیه فشاری نمودار تنش-کرنش فولاد، با رسیدن ϵ_{lb} تنش فشاری قابل تحمل توسط فولاد کاهش می یابد. قابل توجه است که تاکنون مطالعات محدودی بر روی محاسبه دقیق مقدار کرنش متناظر با کمانش موضعی در ستون های CFT با مقاومت معمولی انجام گرفته است [۱، ۲۹ و ۴۱]. براساس مطالعات ساکینو و همکاران و تورت و حجار^{۱۳}، در رابطه با بتن نیز حداقل مقاومت فشاری قابل تحمل توسط بتن می تواند در لحظه مقاومت نهایی محوری ستون یا بعد از آن رخ دهد [۲۹ و ۴۱]. به عنوان نمونه در شکل ۴، سهم بتن و فولاد از ظرفیت برابری ستون برای حالات مختلف مقاومت فولاد و بتن در یک نسبت ثابت $b/t = 20$ ارائه شده است. بررسی این شکل حاکی از پیچیده بودن رفتار محوری ستون با مصالح پرمقاومت دارد. از سوی دیگر قابل توجه است که با تغییر نسبت b/t در محدوده کم تا زیاد به این پیچیدگی ها اضافه خواهد شد. بنابراین در این مطالعه برای درنظر گیری چنین پیچیدگی هایی، از تابع پیشنهادی (۱۹) استفاده شده است:

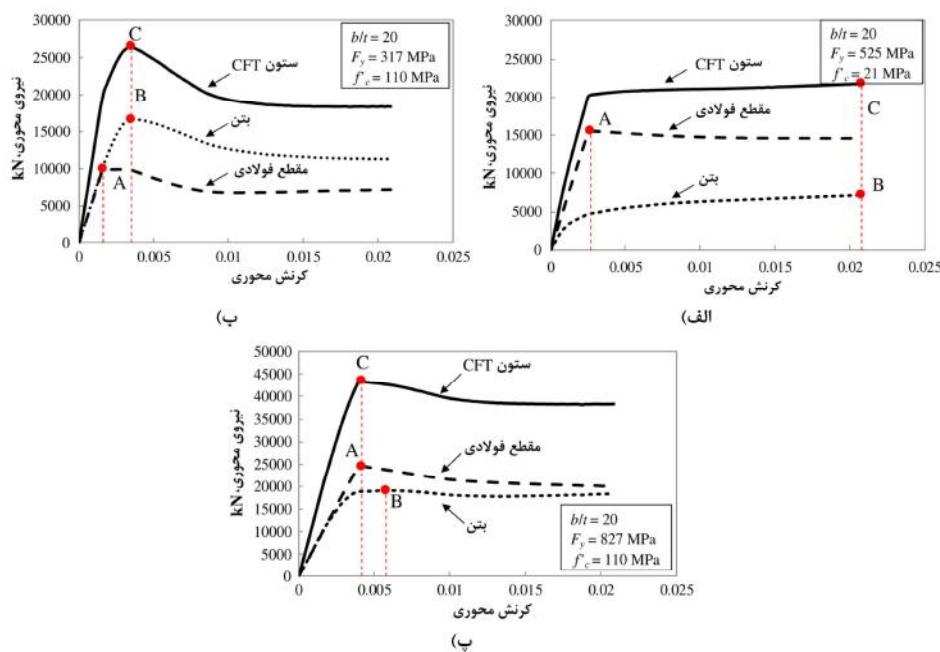
$$N_{GEP} = f(B, t, F_y, \bar{f}_c, L) \quad (19)$$

۶- رابطه پیشنهادی مقاومت محوری

مطالعات آزمایشگاهی و عددی انجام گرفته بر روی ستون های کوتاه CFT با بتن و فولاد مقاومت بالا نشان داده است که رفتار محوری را می توان در سه دسته مورد بررسی قرار داد که عبارتند از: (الف) نمونه های با فولاد مقاومت بالا و بتن معمولی (HS-CC)، (ب) نمونه های با بتن مقاومت بالا و فولاد معمولی (CS-HC) و (پ) نمونه های با فولاد و بتن مقاومت بالا (HS-HC). مطالعه Lai و Varma نشان داده است که در لحظه بیشینه مقاومت محوری فشاری ستون کوتاه CFT رفتار فولاد و بتن وابسته به نسبت b/t ، مقدار مقاومت تسلیم (F_y) و مقدار مقاومت فشاری بتن (\bar{f}_c) دارد [۴۰].

در مقطع فولادی دو حالت تسلیم نهایی مصالح یا کمانش موضعی می تواند رخ دهد. در حالت تسلیم نهایی بدليل ایجاد تنش های محیطی (افقی) ناشی از اتساع بتن در جداره فولادی، مقدار تنش نهایی مصالح کمتر از F_y خواهد بود [۴۰]. تنش محیطی در اکثر تحقیقات دارای مقدار مشخصی نمی باشد. معیاری که عموما در مطالعات برای ارتباط بین تنش های قائم و افقی در مقطع فولادی مورد استفاده قرار می گیرد، معیار تسلیم فون مایسز می باشد. از سوی دیگر، رخداد کمانش موضعی سبب کاهش مقاومت فشاری بخش فولادی مقطع خواهد شد.

¹³- Tort and Hajjar



شکل ۴- منحنی تنش کرنش و تعیین سهم فولاد و بتن، (الف) فولاد مقاومت بالا و بتن معمولی، (ب) بتن مقاومت بالا و فولاد معمولی و
(پ) فولاد و بتن مقاومت بالا.

ریشه دوم و سوم و تابع نمایی به عنوان عملگرهای فرعی انتخاب شده‌اند. در مرحله سوم در انتخاب ساختار کروموزوم‌ها، طول سر برابر با ۷ انتخاب شده و با انجام آزمون و خطا از بین ۳، ۴ و ۵ ژن در هر کروموزوم در نهایت ۳ ژن در نظر گرفته شده است. همچنین در هر اجرا تعداد کروموزوم بین ۲۵ تا ۳۵ انتخاب گردیده است. در مرحله چهارم که انتخاب تابع پیوند است، ۳ ژن انتخابی از طریق تابع مجموع به هم پیوند داده می‌شوند. در مرحله آخر نیز از ترکیبی از کلیه عملگرهای بهسازی از قبیل جهش، وارون سازی، سه نوع ترانهش و ... استفاده شده است. برای جلوگیری از بیش برآش و کم برآش بعد از فرایند استخراج رابطه، داده‌ها به دو دسته آموزش و صحت سنجی تقسیم بندی شده اند. تابع برآزندگی در این مطالعه خطای جذر میانگین مربعات بین مقدار دقیق و تقریب زده می‌باشد. سعی شده است برای آموزش شبکه از ماکریزم ۷۰ درصد داده‌ها استفاده شده و حداقل ۳۰ درصد داده‌ها در فاز آزمایش مورد استفاده قرار گیرند. قبل از آموزش بهتر است ورودی‌ها و هدف را مقیاس‌بندی کنیم تا در یک محدوده خاص قرار گیرند. با

برای تعیین رابطه با دقت مناسب، از الگوریتم برنامه‌سازی بیان زنی استفاده گردیده است. انتخاب مناسب‌ترین پارامترهای الگوریتم، تأثیر مستقیمی بر دقت و کارایی مدل پیشنهادی در تخمین کرنش متناظر با کمانش موضعی خواهد داشت. از اینرو تلاش شده است بر پایه پژوهش‌های انجام شده توسط محققان دیگر و نویسندهان و استفاده از تکرارهای زیاد، بهترین ترکیب پارامترهای ورودی مدنظر قرار گیرد. روند تعیین مدل پیشنهادی شامل پنج مرحله است. در این مطالعه طول محدوده انتخابی برابر با ۱۰۰ و مجموعه شامل ۱۰ برآزش است. از اینرو مقدار تابع برآزش ۱۰۰۰ در نظر گرفته شده است. مرحله دوم، شامل انتخاب مجموعه ترمینال‌ها و مجموعه توابع برای ایجاد کروموزوم‌ها است. مجموعه ترمینال‌ها همان متغیرهای مستقلی هستند که شامل پارامترهای مختلف تأثیرگذار در برآورد N_{GEP} می‌باشند. در انتخاب توابع نیز در الگوسازی‌های مختلف توابع متفاوتی در نظر گرفته شده است. در ادامه از چهار عملگر / X , $-$, $+$, به عنوان عملگرهای اصلی انتخاب شده و عملگرهای دیگری همچون توان دوم و سوم،

در شبکه‌ها اندازه گیری می‌کنند. به نحوی که $R=I$ به معنی ارتباط کامل بوده و $R=0$ نشان دهنده رابطه تصادفی است. این دو معیار یعنی $RMSE$ و R به عنوان اساس انتخاب سیستم ایده‌آل در نظر گرفته شده‌اند.

بعد از سعی و خطاهای مکرر، رابطه مقاومت محوری ستون‌های CFT با صالح مقاومت بالا براساس بهینه‌ترین حالت رویکرد برنامه‌سازی بیان ژنی به صورت زیر به دست آمده است:

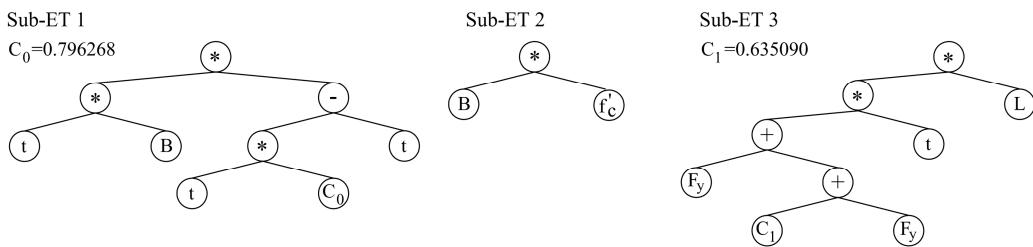
$$N_{GEP} = B\bar{f}_c - 0.2037Bt^2 + Lt(0.6351 + 2F_y) \quad (20)$$

شکل ظاهری رابطه (۲۰) نشان می‌دهد که معادله توسعه داده شده تا حد ممکن ساده‌تر از روابط آیین‌نامه‌های Eurocode 4 و AISC 360 می‌باشد. پارامترهای مربوط حالت بهینه و ET متناظر با رابطه (۲۰) به ترتیب در جدول ۳ و شکل ۵ آورده شده است.

توجه به پارامترهای ورودی معادله (۱۹) مشخص است که اعداد ورودی و خروجی و همچنین دامنه تغییرات آنها با یکدیگر بسیار متفاوت است. از این رو برای یکنواخت کردن مقادیر ورودی و خروجی، قبل از شروع آموزش لازم است دامنه تغییرات داده‌ها را به یکدیگر نزدیک کنیم تا پراکندگی آنها خلی در عملکرد شبکه ایجاد نکند. در روش مورد استفاده در این مطالعه، تمامی اعداد ورودی و نیز مقادیر مربوط به بردار هدف با توجه به مقدار حداقل و حداکثر هر یک از پارامترها، بین $0/0$ تا $1/0$ مقیاس می‌شوند. ملاک توقف آموزش شبکه‌ها، ریشه میانگین مربعات خطا ($RMSE$) است که ریشه میانگین تفکوت مربعی بین مقادیر خروجی و هدف می‌باشد. مقادیر کمتر به معنای عملکرد بهتر شبکه بوده و مقدار صفر به معنی عدم وجود خطا می‌باشد. عامل دیگری که در تشخیص سیستم بهینه و مناسب موثر است، مقادیر رگرسیون (R) داده‌ها هستند که همبستگی بین خروجی‌ها و هدف‌ها را

جدول ۳- تنظیمات پارامترهای مرتبط با الگوریتم GEP

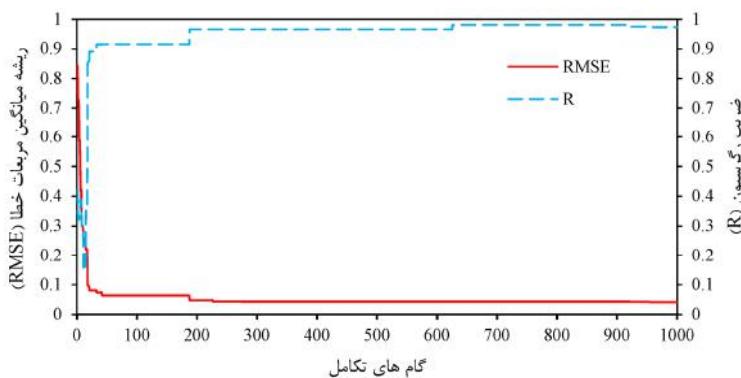
تنظیمات	پارامتر	
۲۸	Chromosomes	کلی
۳	Genes	
۷	Head size	
۸	Tail size	
۸	Dc size	
۲۳	Gene size	
Addition	Linking function	
* ، / ، +	Function	
۰/۰۰۶۳۵	Function Insertion	اپراتورهای ژنتیکی
۰/۰۰۸۲	Permutation	
۰/۰۰۸۲	Inversion	
۰/۰۰۲۸	Gene Recombination	
۰/۰۰۲۸	Gene Transposition	
۰/۰۰۲۶۸	Dc Mutation	
۰/۰۰۸۲	Dc Permutation	
۰/۰۰۸۲	Dc Inversion	
۱۰	Constants per Gene	ثابت‌های عددی
Floating-Point	Data Type	
-۱۰	Lower Bound	
۱۰	Upper Bound	



شکل ۵- درخت متناظر با رابطه تعیین مقاومت ستون CFT با مقاومت مصالح

توجهی است که این مقدار در گام ۳۰۰ به کمترین مقدار ممکن خود رسیده و تقریباً در همین مقدار به صورت ثابت باقی مانده است. همچنین بعد از گام تکامل ۶۲۰ مقدار ضریب همبستگی به بیشینه مقدار خود (۰/۹۷۳۷) رسیده است.

نمودار مربوط به مقادیر جذر میانگین مربعات خطأ و رگرسیون در گام‌های مختلف برای بهترین حالت ایجاد شده در شکل ۶ نشان داده شده است. همانطور که از شکل مشخص است، گام‌های آموزش به نحوی پیش رفته‌اند که مقادیر خطأ در ابتدای یادگیری مقدار قابل



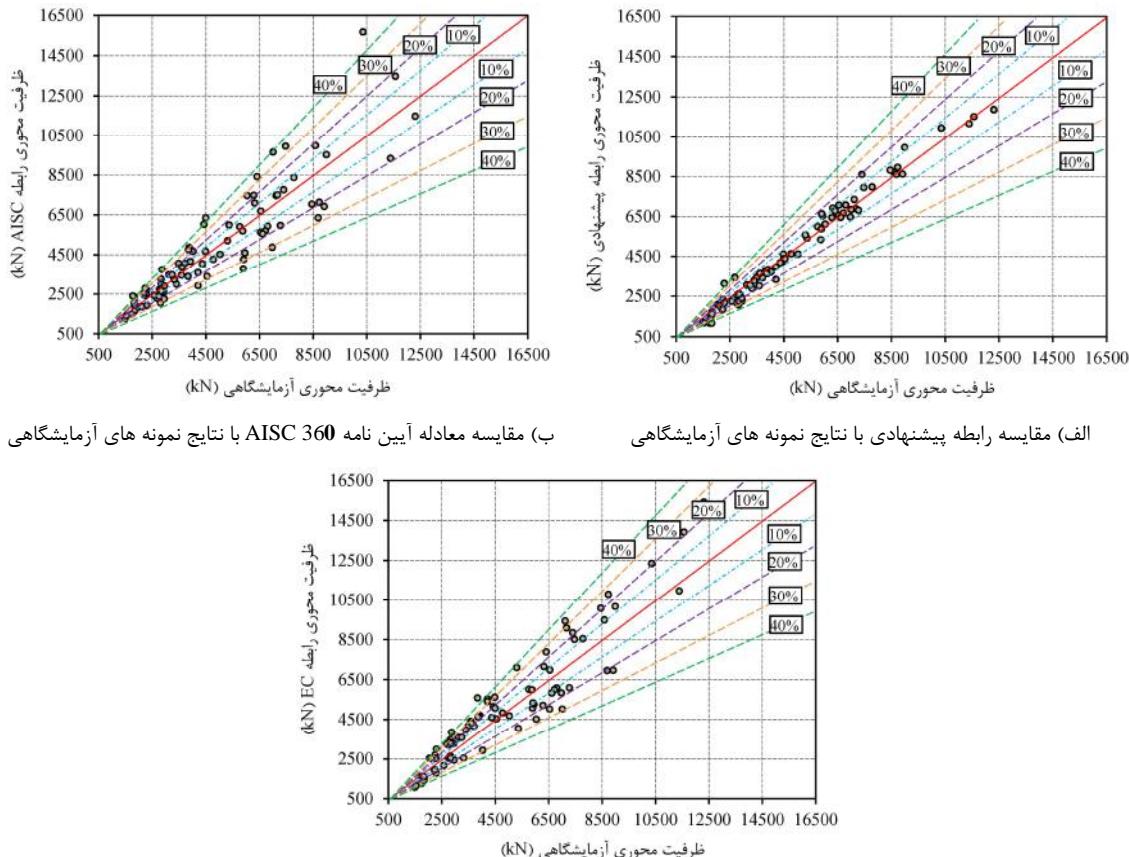
شکل ۶- نمودار عملکرد مدل برنامه ریزی بیان زن

است. مقادیر میانگین درصد خطأ نسبی رابطه توسعه داده شده و معادلات آیین نامه های AISC 360 و Eurocode 4 برای کل داده ها به ترتیب برابر با ۰/۱۱۵، ۰/۴۶۴ و ۰/۶۰۵ می باشد. مقادیر بدست آمده نشان داده است که خطای نسبی رابطه پیشنهادی از روابط موجود کمتر است. برای ارزیابی دقت رابطه پیشنهادی از سنجه انحراف معیار مقادیر باقیمانده استفاده شده است. در واقع، هرچه نتایج به دست آمده فاصله کمتری با یکدیگر داشته باشند، دقت آن سیستم بیشتر است. به عبارت دیگر، دقت را می توان تابعی از انحراف معیار داده ها به حساب آورد. هرچه انحراف معیار داده ها کمتر باشد، سیستم دقیق تر است.

۷- ارزیابی عملکرد رابطه پیشنهادی

برای ارزیابی عملکرد و دقت روش توسعه داده شده و معادلات آیین نامه 360 AISC و Eurocode 4، نتایج آنها با نتایج نمونه های آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است. این مقایسه در شکل ۷ نشان داده شده است. در بهترین حالت نقاط بایستی بر روی خطی با زاویه ۴۵ درجه قرار گیرند. فاصله گرفتن از نیمساز نشان دهنده خطای مدل ها می باشد. مقایسه بین نتایج مربوط به مدل پیشنهادی و سایر روابط موجود نشان می دهد که مدل پیشنهادی عملکرد قابل قبولی دارد.

برای بررسی صحت رابطه پیشنهادی از سنجه میانگین درصد خطأ نسبی استفاده شده است. صحت نشان دهنده میزان نزدیک بودن نتایج به مقدار واقعی



شکل ۷- مقایسه رابطه پیشنهادی و معادلات آین نامه های AISC 360 و Eurocode 4 با نتایج نمونه های آزمایشگاهی

اطمینان روابط را بیشتر خواهد کرد. بررسی دقیقتر شکل-۷ و ۸ نشان می دهد که بیش از ۸۵ درصد مقادیر بدست آمده از رابطه پیشنهادی کمتر از مقادیر آزمایشگاهی می باشد و این رویکرد در روابط آین نامه ها به مرتب کمتر می باشد.

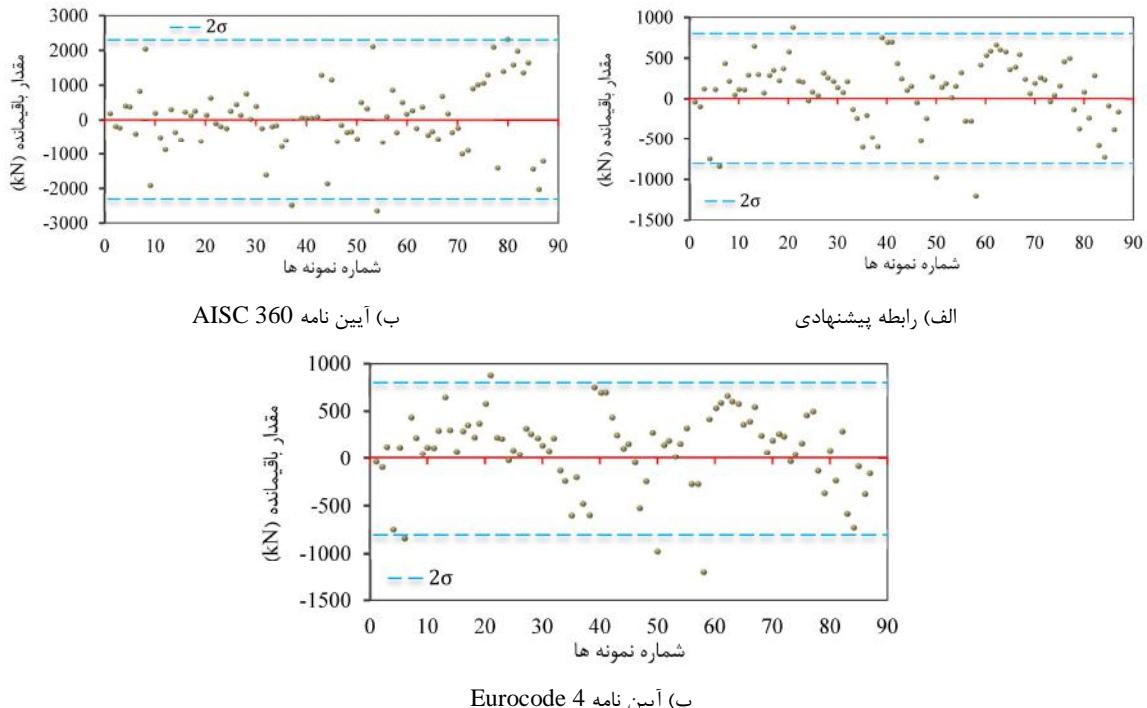
برای بررسی دقیق تر عملکرد روش توسعه داده شده، از دو شاخص آماری ضریب همبستگی و خطای جذر میانگین مربعات و معیار معرفی شده توسط مراجع [۴۲ و ۴۳] استفاده شده است. معادلات مربوط به این شاخص های آماری در روابط (۲۱) تا (۲۹) آمده است.

(۲۱)

$$R^2 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (N_{i,actual} - \bar{N}_{actual})(N_{i,model} - \bar{N}_{model}) \right]^2}{\sum_{i=1}^n (N_{i,actual} - \bar{N}_{actual})^2 \sum_{i=1}^n (N_{i,model} - \bar{N}_{model})^2}$$

مقادیر باقیمانده و دو برابر انحراف معیار مقادیر باقیمانده برای رابطه پیشنهادی و روابط موجود در شکل ۸ نشان داده شده است. مقادیر انحراف معیار مقادیر باقیمانده فرمول پیشنهادی و روابط آین نامه های AISC 360 و Eurocode 4 به ترتیب برابر با $40/1655$ و $1142/32$ و $1014/367$ کیلونیوتن می باشد. هنگامی که دقت و صحت در کنار هم مورد ارزیابی قرار گیرند، عملکرد نتایج اندازه گیری و میزان نزدیکی به مقدار واقعی قابل استناد خواهد بود. این هدفی است که هر وسیله اندازه گیری دنبال می کند. نتایج بدست آمده نشان می دهد که رابطه پیشنهادی عملکرد مناسبی دارد. از سوی دیگر قابل توجه است که مقادیر بدست آمده از روابط باقیمانده احتیاط را رعایت کرده و تا حد ممکن از مقادیر آزمایشگاهی کوچکتر باشد. این موضوع قابلیت

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (N_{i,actual} - N_{i,model})^2}{n}} \quad (22)$$



شکل ۸- مقادیر باقیمانده رابطه پیشنهادی و معادلات آین نامه های AISC 360 و Eurocode 4

$N_{i,model}$ مقدار ظرفیت محوری بدست آمده از رابطه؛ \bar{N}_{model} میانگین همه مقادیر $N_{i,model}$ ؛ n تعداد نمونه ها؛ k و k' شیب خطوط رگرسیون عبوری از مرکز؛ R_o^2 و $R_o'^2$ به ترتیب ضریب همبستگی خطوط رگرسیون بهینه مقادیر واقعی و پیش‌بینی؛ و r_m^2 شاخص اصلاح شده R^2 است.

در بهترین حالت بایستی مقدار $R=1$ و مقدار $RMSE$ برابر صفر شوند که در عمل رسیدن به این آستانه ها بسیار سخت می‌باشد. مطالعات، نشان داده است اگر مقدار R بزرگ‌تر از 0.8 باشد و مقدار خطأ در کمترین مقدار خود قرار گیرد، همبستگی قابل قبولی بین مقدار واقعی و تقریب زده شده برقرار است [۴۴]. مقادیر شاخص‌های آماری R و $RMSE$ براساس داده‌های آزمایشگاهی در جدول ۴ آورده شده است. از سوی دیگر در شاخص معرفی شده توسط مراجع، توصیه شده است که مقادیر مورد تائید برای k و k' در بازه $0.85/1.15$ تا

$$k = \frac{\sum_{i=1}^n N_{i,actual} N_{i,model}}{\sum_{i=1}^n N_{i,model}^2} \quad (23)$$

$$k' = \frac{\sum_{i=1}^n N_{i,actual} N_{i,model}}{\sum_{i=1}^n N_{i,actual}^2} \quad (24)$$

$$R_o^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (N_{i,model} - N_i^{ro})^2}{\sum_{i=1}^n (N_{i,model} - \bar{N}_{model})^2} \quad (25)$$

$$R_o'^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (N_{i,actual} - \hat{N}_i^{ro})^2}{\sum_{i=1}^n (N_{i,actual} - \bar{N}_{actual})^2} \quad (26)$$

$$N_i^{ro} = k N_{i,model} \quad (27)$$

$$\hat{N}_i^{ro} = k' N_{i,actual} \quad (28)$$

$$r_m^2 = R^2 (1 - \sqrt{|R^2 - R_o^2|}) \quad (29)$$

که $N_{i,actual}$ مقدار ظرفیت محوری گزارش شده در آزمایشگاه، \bar{N}_{actual} میانگین همه مقادیر $N_{i,actual}$

محوری فشاری ستون‌های مربعی CFT ساخته شده با بتن و فولاد مقاومت بالا را با دقت مناسبی می‌توانند محاسبه کنند.

می‌باشد [۴۲ و ۴۳]. همچنین مقدار بدست آمده برای r_m بایستی بزرگتر از ۵/۰ باشد. نتایج بررسی معیارهای تکمیلی عملکرد در جدول ۴ آورده شده است و بررسی نتایج نشان داده است که مدل توسعه داده شده ظرفیت

جدول ۴- معیارهای عملکرد مدل توسعه داده شده و روابط آینه‌نامه‌ای

معیار	$r_m > 0.5$	مناسب	شرط پذیرش	AISC 360	Eurocode 4	مدل پیشنهادی
R	R>0.8	·/۹۱۴	·/۹۴۲	·/۹۸	·/۹۸	۴۱۰/۱۳۱
RMSE	کمترین مقدار ممکن	۱۱۳۵/۹۳	۱۰۳۰/۴۶۸	۰/۹۲۱	۰/۹۹۶	۰/۹۹۷
k	۰.۸۵< k < 1.15	۰/۹۵۴	·/۹۲۱	·/۹۲۱	·/۹۹۶	·/۹۲۱
k'	۰.۸۵< k' < 1.15	۱/۰۰۴	۱/۰۵۴	۱/۰۵۴	۰/۹۹۷	·/۹۹۷
r_m	$r_m > 0.5$	·/۷۱۱	·/۷۹۱	·/۷۹۱	·/۹۲۱	مناسب
عملکرد کلی		مناسب		مناسب	مناسب	مناسب

نسبت مقاومت واقعی به اسمی بوده که از رابطه (۳۱) محاسبه می‌گردد:

$$\frac{R_m}{R_n} = P * M * F \quad (31)$$

که در رابطه فوق، P و M پارامترهایی هستند که به ترتیب بیانگر عدم قطعیت مربوط به تحلیل، مواد و ساخت می‌باشند. ضریب تحلیل براساس میانگین نسبت مقادیر واقعی به محاسباتی قابل اندازه گیری است. ضریب مواد به صورت نسبت مقاومت واقعی به مقاومت اسمی در نظر گرفته می‌شود و ضریب ساخت به صورت نسبت خواص (مان اینرسی، اساس مقطع الاستیک، اساس مقطع پلاستیک) مقطع واقعی به اسمی بیان می‌گردد.

ضرایب α و β در رابطه (۳۰)، ثابت‌های تقریب خطی و شاخص قابلیت اطمینان می‌باشند. برای مدل مقاومتی ارائه شده می‌توان مقدار ضریب تغییرات را با استفاده از تقریب درجه یک به صورت زیر در نظر گرفت:

$$V_R = \sqrt{(V_M)^2 + (V_F)^2 + (V_P)^2} \quad (32)$$

که در رابطه فوق، V بیانگر ضریب تغییرات می‌باشد. پارامترهای آماری برای اعضای فولادی در مطالعاتی که در دهه‌های گذشته انجام شده، پیشنهاد گردیده است [۱۲، ۴۶ و ۴۷]. قابل ذکر است که با توجه به تغییرات انجام

۸- ضریب کاهش مقاومت

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، مقاومت طراحی از حاصلضرب مقاومت اسمی R_n در ضریب ۳۶۰-۱۶ کاهش مقاومت ϕ محاسبه می‌گردد. در آینه نامه AISC مقدار ضریب کاهش مقاومت برای ستون‌های مختلط برابر با ۰/۷۵ در نظر گرفته شده است. در این بخش براساس رابطه پیشنهادی، ضریب کاهش مقاومت آن نیز محاسبه گردیده است. براساس مطالعات، ضریب کاهش مقاومت از رابطه (۳۰) قابل محاسبه می‌باشد [۴۵]:

$$\phi = \frac{R_m}{R_n} e^{-\alpha \beta V_R} \quad (30)$$

مقاومت اعضا که عموماً با R نشان داده می‌شود بطور عمده وابسته به مقاومت مواد، شکل هندسی و ابعاد اعضا می‌باشد. در طراحی، این مشخصات به صورتی قطعی در نظر گرفته می‌شود در صورتی که در واقعیت عدم قطعیت‌هایی در اندازه گیری اعضا وجود دارد. بنابراین مقاومت یک متغیر تصادفی با عدم قطعیت‌های وابسته به آن می‌باشد. در رابطه فوق، نسبت $\frac{R_m}{R_n}$ به صورت میانگین

فشاری ستون های مربعی CFT ساخته شده از مصالح مقاومت بالا با استفاده از یک روش سه مرحله ای ارائه گردید که دیگر محدودیتهای مقاومتی مصالح را ندارد. توسعه مدل غیرخطی برای درنظرگیری اثرات مقاومت CFT مصالح بر مقاومت محوری فشاری ستون های مربعی بر مبنای پایگاه داده جمع آوری شده و استفاده از الگوریتم برنامه سازی بیان ژئی انجام گرفته است. در رویکرد پیشنهادی، رابطه ای با کمترین پیچیدگی و عملکرد مناسب نسبت به روابط AISC 360 و Eurocode 4 برای محاسبه حداکثر مقاومت فشاری ارائه شده است. مقادیر میانگین درصد خطا نسبی رابطه توسعه داده شده و معادلات آیین نامه های 360 و AISC 4 به ترتیب برابر با $9/115$ و $15/464$ می باشد. همچنین مقادیر انحراف معیار مقادیر AISC باقیمانده فرمول پیشنهادی و روابط آیین نامه های 360 و Eurocode 4 به ترتیب برابر با $40.1/655$ و $17/605$ می باشد. همچنین مقادیر انحراف معیار مقادیر AISC 360 و شرایط آنها، نشان از دقت قابل قبول آن دارد. براساس نتایج این مطالعه، رویکرد ارائه شده می تواند به عنوان ابزاری کارآمد در پیش طراحی ستون های مربعی CFT ساخته شده از مصالح مقاومت بالا مورد استفاده قرار گیرد.

در انتهای این مطالعه، ضریب کاهش مقاومت نیز براساس رابطه پیشنهادی برای درنظرگیری اثرات مصالح مقاومت بالا ارائه گردیده است. نتایج نشان داده است که ضریب پیشنهادی توسط AISC 360 می تواند به صورت محافظه کارانه ای در طراحی این اعضا مورد استفاده قرار گیرد.

قدرتانی

شده در تهیه مقاطع و همچنین استانداردهای تولید می توان از بررسی های جدیدتر استفاده نمود [۴۸]. در این مطالعه، براساس رابطه پیشنهادی، ضریب آنالیز برابر با $1/0.8$ و ضریب تغییرات آن برابر با $0/0.7$ در نظر گرفته شده است. با توجه به تعداد محدود آزمایش های انجام شده در زمینه جدارهای فولادی با مقاومت بالا و بتن پرشده مقاومت بالا، ضریب عدم قعیت مواد به صورت محافظه کارانه برابر با $1/1$ و ضریب تغییرات آن از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$V_M = \sqrt{(V_c)^2 + (V_s)^2} \quad (۳۳)$$

مقادیر V_c و V_s براساس مقالات انجام شده، به ترتیب برابر با $0/0.7$ و $0/0.18$ در نظر گرفته شده اند [۴۹]. با توجه به رشد تکنولوژی ساخت در اکثر کشورها، مقدار ضریب عدم قطعیت ساخت عموماً برابر یک در نظر گرفته می شود [۴۷]. براساس مطالعه انجام شده، مقادیر β و V_F به ترتیب برابر با 3 و $0/0.5$ می توانند در محاسبات مدنظر قرار گیرند [۴۵]. ضریب α نیز براساس ASCE 7-10 [۵۰] برابر با $0/0.7$ می باشد.

ضریب کاهش مقاومت رابطه پیشنهادی، براساس روابط بیان شده در این بخش برابر با $0/0.762$ محاسبه شده AISC که نزدیک به مقدار توصیه شده توسط آیین نامه AISC-360-16 دارد. از این رو مقدار توصیه شده توسط AISC 360 می تواند به صورت محافظه کارانه برای ظرفیت محوری فشاری ستون های مربعی CFT ساخته شده از مصالح مقاومت بالا مورد استفاده قرار گیرد.

۹- نتیجه گیری

در این مطالعه، ابتدا به بررسی ضوابط آیین نامه های موجود در زمینه طراحی ستون های مختلط پر شده با بتن پرداخته شده و مشخص گردید که روابط آیین نامه ای موجود محدودیت هایی برای مقاومت مصالح بتنی و فولادی مورد استفاده در این اعضا در نظر گرفته اند. از این رو در این مطالعه، رابطه ای ساده برای مقاومت محوری

حمایت مالی دانشگاه آیت الله بروجردی (ره) و با کد رهگیری ۱۵۶۶۴-۲۱۰۴۲۸ انجام پذیرفته است.

این تحقیق برگرفته از طرح پژوهشی با عنوان «تأثیر اتساع جانبی بتن بر کاهش مقاومت محوری فولاد در ستون های کامپوزیتی بتنی-فولادی» می باشد که با

مراجع

- [1] Denavit, M. D., & Hajjar, J. F. (2014). *Characterization of behavior of steel-concrete composite members and frames with applications for design*. Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [2] Perea, T., Leon, R. T., Hajjar, J. F., & Denavit, M. D. (2013). “Full-scale tests of slender concrete-filled tubes: axial behavior”, *Journal of Structural Engineering*, 139(7), 1249-1262.
- [3] Thai, S., Thai, H.-T., Uy, B., & Ngo, T. (2019). “Concrete-filled steel tubular columns: Test database, design and calibration”, *Journal of Constructional Steel Research*, 157, 161–181.
- [4] AISC 360-16 “Specification for structural steel buildings”, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [5] Eurocode 4. (2004). “Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures”, European Committee for Standardization.
- [6] NZS 2327. (2016). “Composite structures - Composite steel-concrete construction in buildings”. Standards Australia/Standards New Zealand.
- [7] Lin, C. Y. (1998). “Axial capacity of concrete infilled cold-formed steel columns.” 9th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. University of Missouri-Rolla.
- [8] Fujimoto, T., Nishiyama, I., & Mukai, A. (1995). “Test results of eccentrically loaded short columns—square CFT columns”, Proceedings of the second joint technical coordinating committee meeting on composite and hybrid structures.
- [9] Schneider, S. P. (1998) “Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes”, *Journal of Structural Engineering*, 124(10), 1125–1138.
- [10] Kang, C.H., Oh, Y.-S., & Moon, T. S. (2001). “Strength of Axially Loaded Concrete-Filled Tubular Stub Column”, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, 13(3), 279–287.
- [11] Han, L.H., Zhao, X.L., & Tao, Z. (2001). “Tests and mechanics model for concrete-filled SHS stub columns, columns and beam-columns”, *Steel and Composite Structures*, 1(1), 51–74.
- [12] Ghannam, S., Jawad, Y.A., & Hunaiti, Y. (2004). “Failure of lightweight aggregate concrete-filled steel tubular columns”, *Steel and Composite Structures*, 4(1), 1–8.
- [13] Tao, Z., Han, L.H., & Wang, Z.B. (2005). “Experimental behaviour of stiffened concrete-filled thin-walled hollow steel structural (HSS) stub columns”, *Journal of Constructional Steel Research*, 61(7), 962–983.
- [14] Yu, Z., Ding, F., & Cai, C. S. (2007). “Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns”, *Journal of Constructional Steel Research*, 63(2), 165–174.
- [15] Tokgoz, S., Dundar, C. (2010) “Experimental study on steel tubular columns in-filled with plain and steel fiber reinforced concrete”, *Thin-Walled Structures*, 48(6), 414–422.
- [16] Lu, Y., Li, N., Li, S., & Liang, H. (2015). “Behavior of steel fiber reinforced concrete-filled steel tube columns under axial compression”, *Construction and Building Materials*, 95, 74–85.
- [17] Naghipour, M., Yousofizinsaz, G., & Shariati, M. (2020). “Experimental study on axial compressive behavior of welded built-up CFT stub columns made by cold-formed sections with different welding lines”, *Steel and Composite Structures*, 34(3), 347–359.
- [18] Nishiyama, I. (2002). “Summary of research on concrete-filled structural steel tube column system carried out under the US-Japan cooperative research program on composite and hybrid structures”, Building Research Inst.
- [19] Gourley, B.C., Tort, C., Denavit, M.D., Schiller, P.H., & Hajjar, J.F. (2008). “A synopsis of studies of the monotonic and cyclic behavior of concrete-filled steel tube members, connections, and frames”, Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois.
- [20] Hajjar, J.F., Gourley, B.C., Tort,C., Denavit, M.D., Schiller, P.H., Mundis, N.L. (2013). “Steel-concrete composite structural systems”, Department of Civil and Environmental Engineering, Northeastern Univiversity, Boston.
- [21] Lai, Z., Varma, A.H. (2015). “Noncompact and slender circular CFT members: Experimental database, analysis, and design”, *Journal of Constructional Steel Research*, 106, 220–233.
- [22] Gunawardena, Y.K. R., Aslani, F., Uy, B., Kang, W.H., Hicks, S. (2019). “Review of strength behaviour of circular concrete filled steel tubes under monotonic pure bending”, *Journal of Constructional Steel Research*, 158, 460–74.

- [23] Alatshian, F., Osman, S. A., Hamid, R., Mashiri, F. (2020). "Stiffened concrete-filled steel tubes: A systematic review", *Thin-Walled Structures*, 148, 106590.
- [24] Cederwall, K., Engstrom, B., & Grauers, M. (1990). "High-strength concrete used in composite columns", *Special Publication*, 121, 195–214.
- [25] Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R., Lu, L.W. (2004). "Seismic Behavior and Design of High-Strength Square Concrete-Filled Steel Tube Beam Columns", *Journal of Structural Engineering*, 130(2), 169–179.
- [26] Uy, B. (2001). "Strength of short concrete filled high strength steel box columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 57(2), 113–134.
- [27] Liu, D., Gho, W.-M., & Yuan, J. (2003). "Ultimate capacity of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 59(12), 1499–1515.
- [28] Mursi, M., Uy, B. (2004). "Strength of slender concrete filled high strength steel box columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 60(12), 1825–1848.
- [29] Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S., Nishiyama, I. (2004). "Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns", *Journal of Structural Engineering*, 130(2), 180–188.
- [30] Liu, D. (2005). "Tests on high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 61(7), 902–911.
- [31] Lue, D. M., Liu, J.-L., & Yen, T. (2007). "Experimental study on rectangular CFT columns with high-strength concrete", *Journal of Constructional Steel Research*, 63(1), 37–44.
- [32] Aslani, F., Uy, B., Tao, Z., & Mashiri, F. (2015). "Behaviour and design of composite columns incorporating compact high-strength steel plates", *Journal of Constructional Steel Research*, 107, 94–110.
- [33] Xiong, M.-X., Xiong, D.-X., & Liew, J. Y. R. (2017). "Axial performance of short concrete filled steel tubes with high-and ultra-high-strength materials", *Engineering Structures*, 136, 494–510.
- [34] Lee, H.J., Park, H.G., & Choi, I.R. (2019). "Compression loading test for concrete-filled tubular columns with high-strength steel slender section", *Journal of Constructional Steel Research*, 159, 507–520.
- [35] Hu, H.S., Wang, H.Z., Guo, Z.X., Shahrooz, B. (2020). "Axial compressive behavior of square spiral-confined high-strength concrete-filled steel-tube columns", *Journal of Structural Engineering*, 146(7), 4020136.
- [36] Bradford, M.A., Wright, H.D., & Uy, B. (1998). "Local buckling of the steel skin in lightweight composites induced by creep and shrinkage", *Advances in Structural Engineering*, 2(1), 25–34.
- [37] Leon, R.T., Kim, D.K., & Hajjar, J.F. (2007). "Limit state response of composite columns and beam-columns part 1: Formulation of design provisions for the 2005 AISC specification", *Engineering Journal*, 44(4), 341–358.
- [38] Ferreira, C. (2002). "Gene expression programming in problem solving", Soft computing and industry. Springer, 635–653.
- [39] Varma, A.H., Ricles, J. M., & Sause, R. "Seismic behavior, analysis, and design of high strength square concrete filled steel tube (CFT) columns", Lehigh University.
- [40] Lai, Z., and Varma, A.H. (2018). "High-strength rectangular CFT members: Database, modeling, and design of short columns", *Journal of Structural Engineering*, 144(5), 4018036.
- [41] Tort, C., Hajjar, J.F. "Reliability-based performance-based design of rectangular concrete-filled steel tube (RCFT) members and frames", Department of Civil and Environmental Engineering, Northeastern Univiversity, Boston.
- [42] Golbraikh, A., Tropsha, A. (2002). "Beware of q2!", *Journal of molecular graphics and modelling*, 20(4), 269–276.
- [43] Roy, P.P., Roy, K. (2008), "On some aspects of variable selection for partial least squares regression models", *Molecular Informatics*, 27(3), 302–313.
- [44] Smith, G. N. (1986). "Probability and statistics in civil engineering", Collins London.
- [45] Ravindra, M. K., and Galambos, T.V. "Load and resistance factor design for steel", *Journal of the Structural Division*, 104(9), 1337–1353.
- [46] Galambos, T.V., Ellingwood, B., MacGregor, J.G., Cornell, C.A. (1982). "Probability based load criteria: Assessment of current design practice", *Journal of the Structural Division*, 108(5), 959–977.
- [47] Ellingwood, B. (1980). "Development of a probability based load criterion for American National Standard A58: Building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures", US Department of Commerce, National Bureau of Standards.
- [48] Bartlett, F.M., Dexter, R.J., Graeser, M.D., Jelinek, J.J.; Schmidt, B.J.; Galambos, T.V. (2003). "Updating standard shape material properties database for design and reliability", *Engineering Journal-American Institute of Steel Construction Inc*, 40(1), 2–14.
- [49] Sener, K. C., Varma, A. H. (2014). "Steel-plate composite walls: Experimental database and design for out-of-plane shear," *Journal of Constructional Steel Research*, 100, 197–210.
- [50] ASCE7. (2010). "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers.

مشخصات مقاومتی بستر رسانی با خصوصیات خمیری بالا ثبت شده با سرباره کوره ذوب آهن، خاکستر بادی و دیاتومیت

خاک رس با خصوصیات خمیری بالا یکی از انواع خاک‌هایی است که در اکثر نقاط ایران یافت می‌شود. این خاک به عنوان یک خاک مسئله‌دار شناخته شده و جهت استفاده از این خاک در زیرساخت‌های حمل و نقل نیاز به بهسازی و اصلاح مشخصات آن است. هدف این تحقیق ارزیابی مشخصات مقاومتی خاک رس ثبت شده با ضایعات صنعتی است که علاوه بر ثبیت خاک، به دلیل استفاده از ضایعات صنعتی دارای مزایای زیست محیطی نیز می‌باشد. در این تحقیق از سرباره کوره ذوب آهن، خاکستر بادی و دیاتومیت به عنوان ثبیت‌کننده خاک رس استفاده شده است. ثبیت با استفاده از سرباره کوره ذوب آهن، خاکستر بادی و دیاتومیت با درصدهای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد وزنی خشک خاک انجام شد و نمونه‌ها در درصد رطوبت بهینه متراکم شدند. در تحقیق حاضر از آزمایش‌های تراکم و مقاومت فشاری محدود نشده (UCS) جهت مقایسه پارامترهای مقاومتی خاک قبل و بعد از ثبیت استفاده شد. نتایج به دست آمده نشان دادند که سرباره به عنوان ثبیت‌کننده نسبت به خاکستر بادی و دیاتومیت عملکرد بسیار مناسب‌تری داشته است. نمونه ثبیت شده با ۱۰ درصد سرباره با رسیدن به مقاومت ۲/۱۶ مگاپاسگال نسبت به سایر نمونه‌های ثبیت شده عملکرد بهتری داشت و نمونه بهینه است. این نمونه نسبت به نمونه ثبیت شده خاک رس ۳/۹۲ برابر افزایش مقاومت داشته است. نمونه‌های ثبیت شده با ۳۰ درصد خاکستر بادی و ۳۰ درصد دیاتومیت نیز با رسیدن به مقاومت‌های ۰/۹ و ۱/۰۳ مگاپاسگالی توانستند به ترتیب نسبت به نمونه ثبیت شده ۴۹ و ۸۸ درصد افزایش مقاومت از خود نشان دهند.

واژگان کلیدی: ثبیت خاک رس، مقاومت فشاری تکمحوری، مقاومت کششی، سرباره کوره ذوب آهن، خاکستر بادی، دیاتومیت.

کوروش میرزا‌یی

دانش آموخته کارشناسی ارشد،
دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی
سیرجان، کرمان، ایران.

پست الکترونیک:
kouroshking9696@gmail.com

علیرضا غنیزاده*

دانشیار، دانشکده عمران، دانشگاه
صنعتی سیرجان، کرمان، ایران.
پست الکترونیک:
ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

سمیه بختیاری

استادیار، دانشکده عمران،
دانشگاه صنعتی سیرجان، کرمان،
ایران.

پست الکترونیک:
bakhtiari@sirjantech.ac.ir

۱- مقدمه

امکان محل دیگری را برای پروژه خود انتخاب نمایند و یا خاک نامناسب را با خاک مناسب‌تر جایگزین نمایند. در دهه‌های اخیر با توسعه صنعت و شهرها، با توجه به محدودیت در مکان و زمان و هزینه، نیاز به احداث زیرساخت‌های حمل و نقل بر روی بسترها نامرغوب و مسئله‌دار زمین شدیداً احساس می‌شود. خاک رس با خصوصیات خمیری بالا یکی از انواع خاک‌های مسئله‌دار است که نسبت به رطوبت حساسیت بالایی داشته و در صورت مرطوب شدن به شدت متورم می‌شود و با از دست

در بسیاری از پروژه‌های راهسازی خاک محل پروژه جزو خاک‌های مسئله‌دار است. مهندسین تلاش می‌کنند تا حد امکان از خاک مسئله‌دار اجتناب کرده و در صورت

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۵/۱/۱۵، بازنگری ۱۷/۰۲/۱۴، پذیرش ۰۲/۱۷/۱۴۰۰.

DOI: 10.22091/cer.2021.6858.1241 شناسه دیجیتال

کالیفرنیا افزایش و میزان تورم خاک به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد [۸]. محققان در سال ۲۰۱۶، به منظور بهسازی خاک‌های تورم‌پذیر از ترکیبی از سرباره و خاکستری‌بادی استفاده نمودند. نتایج این تحقیق نشان داد که با افزودن ترکیب این دو افزودنی حد روانی و ساخت خمیری به صورت مؤثر کاهش و مقاومت فشاری نیز افزایش می‌یابد [۹]. هچنین پژوهشگران از خاکستری‌بادی، آهک و نخاله ساختمانی به منظور بهسازی و تثبیت بستر رسی استفاده نمودند. نتایج به دست آمده نشان داد که تورم آزاد و وزن مخصوص خشک کاهش و مقاومت فشاری تک محوری و نسبت باربری کالیفرنیا با افزودن خاکستر بادی، آهک و نخاله ساختمانی افزایش می‌یابد [۱۰]. ایندیراما و سودهرانی^۳ (۲۰۱۷) به تثبیت خاک رس تورم‌پذیر با استفاده از خاکستر بادی و گرد سنگ با درصدهای ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ پرداختند. آنها در تحقیقات خود به این نتیجه رسیدند که با افزایش درصد خاکستر بادی و گرد سنگ شاخص خمیری و تورم آزاد کاهش و مقاومت فشاری نمونه‌ها افزایش می‌یابد. در نهایت، آنان به این نتیجه رسیدند که دو افزودنی خاکستر بادی و گرد سنگ می‌توانند به عنوان جایگزینی مناسب برای سایر تثبیت‌کننده‌ها استفاده شوند [۱۱]. مهدی و همکاران (۲۰۱۸) از سیمان و سرباره برای تثبیت و بهسازی خاک رس تورم‌پذیر حاوی سولفات بالا استفاده نمودند. نتایج پیشین نشان داده بود که عملکرد سیمان در بهبود مشخصات تورمی خاک رس با سولفات بالا مناسب نیست و از این‌رو این محققین برای بهسازی این نوع خاک از ترکیب سیمان و سرباره استفاده نمودند و به این نتیجه رسیدند که افزودن سرباره مشخصات تورمی خاک رس و شاخص خمیری را کاهش می‌دهد [۱۲]. یو و ایی^۴ (۲۰۱۹) خاک رس با حد روانی بالا را با استفاده از ترکیبی از سرباره کوره آهن‌گدازی^۵ و سرباره کوره

دادن رطوبت دچار انقباض و کاهش حجم می‌گردد. این رفتار، خاک را برای استفاده‌های مهندسی نامناسب می‌سازد [۱]. از راهکارهای پیشنهاد شده برای بهبود وضعیت خاک محل پروژه می‌توان به جایگزینی خاک نامرغوب با خاک مناسب، طراحی شالوده‌های عمیق و یا استفاده از شیوه‌های بهسازی خاک اشاره کرد [۳ و ۲]. تثبیت یکی از این شیوه‌های بهسازی خاک است که به منظور افزایش ظرفیت باربری خاک مورد استفاده قرار می‌گیرد. تثبیت‌کننده‌های معمول خاک شامل سیمان و آهک می‌باشند که با اضافه شدن به خاک، خصوصیات مکانیکی و فیزیکی خاک را جهت دست‌یابی به مقاومت، سختی و توانایی مقابله با انقباض خاک، افزایش می‌دهند [۴]. تثبیت خاک با استفاده از سیمان مستلزم هزینه زیاد است و سبب آلودگی محیط زیست می‌شود، بطوری که تولید یک تن سیمان چیزی در حدود یک تن دی اکسید کربن وارد جو می‌کند [۵]. آهک نیز همانند سیمان در زمان واکنش مقدار زیادی دی اکسید کربن وارد جو می‌کند [۶]. وجود این مشکلات تثبیت‌کننده‌های معمول خاک همچون سیمان و آهک، محققان را نسبت به یافتن جایگزین‌هایی مناسب ترغیب کرده است [۵].

یادو و تریفاتی^۱ (۲۰۱۳) به تثبیت خاک رس تورم‌پذیر با حد روانی ۴۶ با استفاده از سرباره کوره ذوب آهن پرداختند. آن‌ها چهار درصد متفاوت ۹، ۶، ۳ و ۱۲ را جهت تثبیت خاک انتخاب کردند و در نهایت با استفاده از نتایج آزمایش‌های تورم آزاد، نسبت باربری کالیفرنیا و مقاومت فشاری تک محوری به این نتیجه رسیدند که سرباره خصوصیات مقاومتی را افزایش و میزان تورم را به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهد [۷]. پراساد و شارما^۲ (۲۰۱۴) از ماسه و خاکستری‌بادی برای بهسازی و تثبیت بستر رسی استفاده نمودند. آنها پس از اختلاط خاک رس با ماسه و خاکستر بادی نشان دادند که نسبت باربری

^۳- Indiramma and Sudharani

^۴- Xu and Yi

^۵- ground granulated blast furnace slag

^۱- Yadu and Tripathi

^۲- Prasad and Sharma

است. در این نمونه مشاهده شد که شاخص خمیری کاهش داشته و از $24/59$ به $4/57$ کاهش یافته است [۱۶]. پژوهشگران بر روی استفاده مجدد از محصولات فرعی به مطالعه پرداختند و برای این منظور از سرباره به عنوان تثبیت‌کننده برای تثبیت خاک رس لای‌دار استفاده کردند. آن‌ها زمان عمل‌آوری را $0, 7, 28$ و 56 روز و دمای عمل‌آوری را نیز دمای اتاق در نظر گرفتند. سرباره با مقدار $0, 12$ و 24 درصد وزنی خاک خشک به خاک مورد تثبیت اضافه شد. این تحقیق نشان داد که اضافه کردن این نوع افزودنی علاوه بر افزایش 200 درصدی مقاومت خاک از دیدگاه استفاده از محصولات جانبی هم از نظر اقتصادی مو هم از نظر زیستمحیطی توجیه‌پذیر است [۱۷]. چنان^۸ و همکاران (۲۰۲۱) نشان دادند که تثبیت خاک بلک کتان (نوعی خاک رس با خصوصیات خمیری بالا) با استفاده از خاکستربرادی علاوه بر بهبود مقاومت فشاری خاک، دوام در برابر چرخه‌های خشک و تر شدن را بهبود می‌دهد. در این تحقیق درصد بهینه خاکستر بادی برابر با 30 درصد تعیین گردید [۱۸]. هدف از انجام این تحقیق، ارزیابی مقاومت فشاری، مدول یانگ و کرنش شکست خاک رس تثبیت شده با سه نوع افزودنی شامل سرباره کوره ذوب آهن، خاکستر بادی و دیاتومیت و مقایسه عملکرد این سه افزودنی بر روی پارامترهای مقاومتی خاک رس است. در تحقیقات گذشته، تأکید اصلی بر تعیین مقاومت فشاری خاک رس تثبیت شده با افزودنی‌های سرباره کوره ذوب آهن و خاکستر بادی بوده است و مطالعات چندانی در خصوص مدول یانگ و کرنش شکست خاک رس تثبیت شده با این دو نوع افزودنی انجام نشده است. علاوه بر این در این تحقیق از افزودنی دیاتومیت نیز برای تثبیت خاک رس با خصوصیات خمیری بالا استفاده شده است که در تحقیقات گذشته کمتر مورد توجه قرار گرفته است.

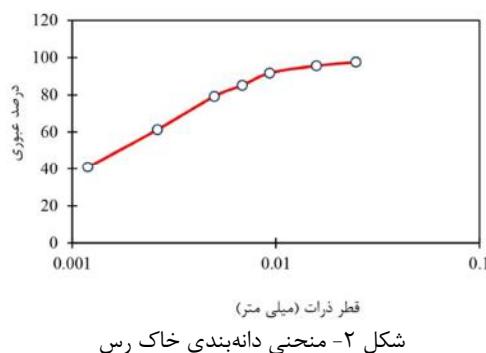
ملاقه‌ای^۶ تثبیت نمودند. آن‌ها ترکیبات متفاوتی از این دو را با نسبت 20 و 30 درصد وزنی به خاک خشک اضافه و در زمان‌های $14, 28, 56$ و 112 روزه عمل‌آوری نمودند. در پایان نیز این نمونه‌ها را با نمونه‌های تثبیت شده با 20 و 30 درصد سیمان مقایسه نمودند. با استفاده از نتایج به دست آمده از آزمایش مقاومت فشاری تکمحوری، نمونه تثبیت شده با نسبت سرباره کوره آهن‌گذاری به کوره ملاقه ای $1:9$ و 30 درصد وزنی خاک خشک به عنوان ترکیب بهینه انتخاب شد. همچنین این نمونه در مقایسه با نمونه‌های تثبیت شده با سیمان نیز عملکرد مناسب‌تری داشت [۱۳]. محققان در سال 2019 ، از خاکستر بادی، آهک و ترکیبی از این دو برای تثبیت خاک رس با خمیری بالا (CH) استفاده نمودند. نتایج به دست آمده از آزمایش‌ها نشان داد که حدروانی، حد خمیری، شاخص خمیری و شاخص تورم آزاد کاهش و مقاومت فشاری نمونه‌ها افزایش می‌یابد [۱۴]. پریتم^۷ و همکاران، به تثبیت خاک رس با خصوصیات خمیری بالا با استفاده از سرباره کوره ذوب آهن پرداختند. در این تحقیق، سرباره با درصدهای 10 تا 50 درصد با خاک خشک جایگزین شد. نتایج این تحقیق نشان داد که افزودن سرباره به خاک باعث کاهش حد روانی و افزایش مقاومت فشاری خاک نسبت به نمونه تثبیت نشده می‌شود [۱۵]. مینا و همکاران (۲۰۱۹) به تثبیت خاک رس با خصوصیات خمیری بالا با هدف به کارگیری به عنوان بستر راهسازی پرداختند. آن‌ها خاک را با ترکیبی از سرباره و خاکستربرادی (20 درصد خاکستربرادی به عنوان مینا و 30 اضافه نمودن سرباره با درصدهای وزنی $0, 10, 20$ و 30 به خاک) تثبیت نمودند. نتایج به دست آمده نشان داد که نمونه تثبیت شده با 20 درصد خاکستر بادی و سرباره در روز هفتم عمل‌آوری افزایش قابل ملاحظه‌ای در نسبت برابری کالیفرنیا از خود نشان داده است و نمونه بهینه

⁶- Ladle furnace basic slag⁷- Preetham⁸- Chethan

است. جدول ۲ نتایج تحلیل عنصری حاصل از آزمایش XRF را برای خاک رس نشان می‌دهد.



شکل ۱- خاک رس در محل



شکل ۲- منحنی دانه‌بندی خاک رس

۲- مواد و روش‌ها

۱-۲- خاک

در این تحقیق از خاک رس با خصوصات خمیری بالا که جزو خاک‌های مسئله‌دار است، استفاده شده است. این خاک‌ها هنگامی که در معرض رطوبت قرار می‌گیرند با جذب رطوبت دچار انبساط شده و افزایش حجم می‌دهند. هم‌زمان با این افزایش حجم خاک مقاومت خود را به میزان چشمگیری از دست می‌دهد. همچنان زمانی که خاک خشک شده و رطوبت خود را از دست می‌دهد دچار ترک‌خوردگی می‌شود که این ترک‌خوردگی‌ها باعث کاهش ظرفیت باربری خاک می‌شود. این خاک از بیابان‌های اطراف شهر سیرجان واقع در استان کرمان تهییه گردید. در شکل ۱، تصویر مربوط به خاک و در شکل ۲ نیز نمودار دانه‌بندی خاک نشان داده شده است. در جدول ۱، مشخصات ژئوتکنیکی خاک رس داده شده

جدول ۱- خواص مهندسی خاک رس

نوع خاک	رنگ	حدود اتربرگ						فهیه‌ای روش
		حد مایع	حد خمیری	شاخص خمیری	چگالی	طبقه‌بندی متعدد	طبقه‌بندی اشتو	
رس	۵۲	۲۸/۲۵	۲۳/۷۵	۲/۶	CH	A-7-6	٪۴۰	٪۶۰

جدول ۲- ترکیب عنصری خاک و هریک از افزودنی‌ها براساس نتایج آزمایش فلورسانس اشعه ایکس (XRF)

ترکیبات	خاک (%)	سرباره (%)	خاکستربادی (%)	دیاتومیت (%)
سیلیس (SiO_2)	۴۶/۲۱	۳۸/۴۴	۸۷/۲	۶۴/۰۸
اکسید آلومینیوم (Al_2O_3)	۱۴/۶۱	۱۰/۳۲	۳/۱۹	۱۰/۷۴
اکسید آهن (Fe_2O_3)	۶/۲۸	۰/۵۷	۰/۹۸	۱/۳۷
اکسید کلسیم (CaO)	۸/۳۹	۳۰/۷۲	۰/۴	۲/۳
اکسید سدیم (Na_2O)	۱/۳۷	۱/۱۸	۰/۷	۱/۸۹
اکسید منیزیم (MgO)	۳/۹۶	۶/۱۸	۰/۶۳	۴/۲۸
اکسید پتاسیم (K_2O)	۱/۸۳	۰/۸۳	۰/۳۹	۰/۲۵
دی اکسید تیتانیوم (TiO_2)	۰/۵۰	۱/۳۱	۰/۱۲	۰/۲۱
اکسید منگنز (MnO)	۱/۴۱	۱/۲۷۵	-	-
اکسید فسفر (P_2O_5)	۰/۲	-	-	-
درصد کاهش وزن ناشی از احتراق (LOI)	۱۶/۴۸	۵/۹۹	صفرا	۱۴/۴۹

سرباره مورد استفاده در این تحقیق از نوع سرباره

۲-۲- سرباره کوره ذوب آهن



شکل ۴- خاکستر بادی

۴-۲- دیاتومیت

دیاتومیت‌ها، سنگ‌های رسوبی متشکل از ذرات ریز سیلیسی می‌باشند که در اثر مکانیزم تجمع پوسته یا اسکلت‌های فسیل شده جلبک‌ها، گیاهان و جانوران میکروسکوپی و تکسلولی به نام دیاتومه (دیاتومه‌ها یکسری جلبک‌های تکسلولی ریز هستند) به وجود آمده‌اند. دیاتومیت خالص خردشونده بوده و از نظر خصوصیات ظاهری، شبیه به گچ است. تصویر مربوط به دیاتومیت مورد استفاده در این تحقیق در شکل ۵ نشان داده شده است. در جدول ۲، نتایج تحلیل عنصری حاصل از آزمایش XRF برای دیاتومیت داده شده است. دیاتومیت نیز ماده‌ای سرشار از سیلیس و تا حدودی آلومین است، اما میزان هیدروکسید کلسیم بسیار پایینی دارد.



شکل ۵- دیاتومیت

۵-۲- آزمایش تراکم

آزمایش تراکم بر روی خاک بدون افزودنی و همچنین تمامی نمونه‌ها با درصد افزودنی‌های متفاوت طبق استاندارد ASTM D1557 و براساس روش پروکتور

کوره ذوب آهن (GGBS) است که در شکل ۳ نشان داده شده است. این محصول به عنوان ضایعات صنعتی شناخته شده و اساساً شامل آلومینات (Al_2O_3)، سیلیکات (SiO_2) و آهک (CaO) است [۱۹]. در جدول ۲، نتایج تحلیل عنصری حاصل از آزمایش XRF برای سرباره کوره ذوب آهن نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود، سرباره مصرفی دارای مقادیر بالایی سیلیس و کلسیم است که جزو عناصر اصلی در واکنش پوزولانی هستند.



شکل ۳- سرباره کوره ذوب آهن

۳-۲- خاکستر بادی

خاکستر بادی که در شکل ۴ نشان داده شده است، محصول فرعی سوخت زغال سنگ است که شامل سیلیس، آلومین و اکسیدهای آهن و کلسیم است و در دو نوع C و F وجود دارد. نوع C دارای درصد بیشتر از ۲۰٪ و نوع F دارای درصد CaO کمتر از ۱۰٪ است [۱۹]. در جدول ۲، نتایج تحلیل عنصری حاصل از آزمایش XRF برای خاکستر بادی داده شده است. طبق نتایج به دست آمده خاکستر استفاده شده در این تحقیق، منبعی سرشار از سیلیس است. میزان سایر عناصر در خاکستر بادی بسیار ناچیز است درصد اکسید کلسیم برابر با ۰/۴ درصد است و همین میزان کم اکسید کلسیم خاکستر بادی را در کلاس F که بیانگر خاکستر بادی با درصد پایین هیدروکسید کلسیم است، قرار می‌دهد.

گرفته است. مشخصات قالب، تعداد لایه‌ها، تعداد ضربه‌ها و سایر جزئیات مربوط به آزمایش در جدول ۳ قرار داده شده است.

اصلاح شده انجام شد. این آزمایش بر روی تمامی ترکیب‌های خاک و افزودنی به منظور به دست آوردن رطوبت بهینه و همچنین وزن مخصوص خشک انجام

جدول ۳- مشخصات آزمایش تراکم (پرکتور اصلاح شده)

مقدار	پارامتر
۹۴۳/۹ سانتیمترمکعب	حجم قالب
۱۰/۱۶ سانتیمتر	قطر قالب
۱۱/۶۳ سانتیمتر	ارتفاع قالب
۴۵۰۰ گرم	وزن گچش
۵	تعداد لایه‌ها
۴۵ سانتیمتر	ارتفاع سقوط
۲۵	تعداد ضربات هر لایه
۹۰۱/۸۴ گرم بر سانتیمترمکعب	انرژی تراکم حاصله در واحد حجم

وزن خشک خاک) باهم به مدت ۵ دقیقه در درون یک ظرف مناسب مخلوط شدند تا ماده افزودنی در تمام حجم خاک به صورت یکنواخت پخش شود و فرایند هیدراتاسیون در کل نمونه به صورت همگن انجام شود. سپس به میزان رطوبت بهینه به مخلوط آب اضافه شد و مخلوط هم زده شد تا رطوبت به طور یکنواخت در مصالح پخش شود. پس از یکنواخت شدن مخلوط و رسیدن رطوبت به تمام نقاط خاک، نمونه‌ها با استفاده از قالب‌های مخصوص هر آزمایش ساخته شدند. ساخت هر نمونه به صورتی انجام شد که وزن مخصوص نمونه برابر با حداکثر وزن مخصوص نمونه‌های حاصل از آزمایش تراکم شود. بعد از ساخت نمونه‌ها و بیرون آوردن از قالب، بلافاراصله آن‌ها در چند لایه سلفون پلاستیکی پیچیده و در دو نایلون مناسب قرار داده شدند و تا پایان زمان عمل آوری (۷، ۲۸ و ۹۰ روز) تحت این شرایط نگهداری شدند. در پایان زمان عمل آوری، نمونه‌ها بلافاراصله بعد از خارج شدن از داخل سلفون‌ها بدون اینکه رطوبتی از دست دهنده مورد آزمایش قرار گرفتند و نتایج مربوط به آن‌ها ثبت شد. به جز تعداد محدودی نمونه با دو تکرار، سایر نمونه‌ها با یک تکرار ساخته شدند و بررسی انجام شده در این تحقیق نشان داد که پراکندگی نتایج آزمایشگاهی در خصوص

۶-۲- آزمایش مقاومت فشاری تک محوری

آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده با استفاده از دستگاه مخصوص این آزمایش (شکل ۶) و طبق استاندارد ASTM D2166 به صورت کنترل تغییرشکل با سرعت بارگذاری ۱ میلی‌متر بر دقیقه انجام شد. نمونه‌های ساخته شده استوانه‌ای دارای قطر ۵ سانتی‌متر و ارتفاع ۱۰ سانتی‌متر بوده و پس از پایان زمان عمل آوری، بلافاراصله مورد آزمایش قرار گرفتند.



شکل ۶- دستگاه مقاومت فشاری تک محوری

۷-۲- روش ساخت، زمان و نحوه عمل آوری

برای ساخت نمونه‌های ابتداء خاک خشک و افزودنی مورد نظر (با درصدهای ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد نسبت به

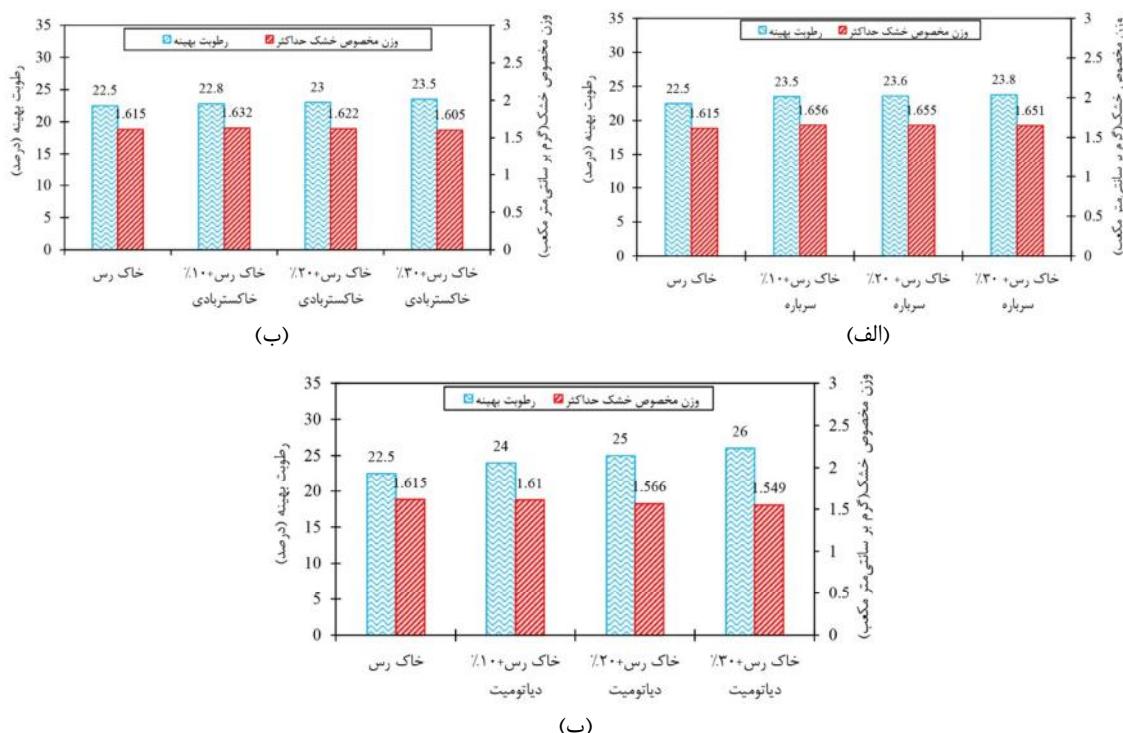
خاکستر بادی (شکل ۷-ب) باعث افزایش رطوبت از ۲۲/۵ درصد به ۲۲/۸ تا ۲۳/۵ درصد به ازای درصدهای مختلف افزودنی شده است که تغییرات زیادی نداشته است. همچنین حداکثر وزن مخصوص خشک خاک نیز در محدوده ۱/۶۰۵ تا ۱/۶۳۲ گرم بر سانتیمترمکعب در نوسان بوده که باز هم تغییرات نسبت به خاک تثبیت نشده چشمگیر نبوده است. محققین دیگری نیز چنین نتیجه‌گیری نموده‌اند که افزایش درصد خاکستر بادی باعث تغییر چندانی در رطوبت بهینه و وزن مخصوص خشک خاک نمی‌شود [۲۱]. افزودن دیاتومیت به خاک (شکل ۷-پ)، رطوبت خاک را از ۲۲/۵ به ۲۴ تا ۲۶ درصد رسانده که مقدار افزایش قابل توجهی است. این موضوع می‌تواند به دلیل قابلیت جذب بالای آب توسط دیاتومیت باشد. همچنین ملاحظه می‌شود که با افزودن دیاتومیت به خاک، حداکثر وزن مخصوص خشک خاک از ۱/۶۱۵ به ۱/۵۹۴ گرم بر سانتیمترمکعب کاهش می‌یابد.

مقاومت فشاری تک محوری بسیار کم و قابل صرفنظر است. همچنین دمای عملآوری دمای اتاق در نظر گرفته شد.

۳- نتایج و بحث

۱-۳- تغییرات درصد رطوبت بهینه و حداکثر وزن مخصوص خشک خاک

نتایج مربوط به آزمایش تراکم برای درصدهای مختلف هر یک از افزودنی‌ها و خاک خشک در شکل ۷ نشان داده شده است. همانگونه که در شکل ۷-الف ملاحظه می‌شود، با افزودن سرباره به خاک رطوبت بهینه از ۲۲/۵ درصد به ۲۳/۸ تا ۲۳/۵ درصد افزایش و حداکثر وزن مخصوص خشک خاک نیز از ۱/۶۷۵ گرم بر سانتیمترمکعب به ۱/۶۵۱ تا ۱/۶۵۶ تا ۱/۶۵۱ گرم بر سانتیمترمکعب افزایش یافته است که این نتایج با نتایج حاصل از تحقیق شبی و همکاران که بر روی خاک رس با خمیری بالا انجام گرفته بود مطابقت دارد [۲۰]. افزودن



شکل ۷- رطوبت بهینه و تراکم خاک رس تثبیت شده با (الف) سرباره، (ب) خاکستر بادی و (پ) دیاتومیت

۲-۳- مقاومت فشاری تک محوری

باشد که باعث می‌گردد حجم مواد پوزولان و واکنش‌دهنده نسبت به مواد واکنش‌پذیر خاک بیشتر شده و در نتیجه حجم زیادی از این مواد پوزولان بدون واکنش باقی مانده و موجب غیریکنواختی خاک و تشکیل پیوندهای سمنتی ضعیف نسبت به حالت بهینه می‌شوند [۷]. نتایج تثبیت خاک با خاکستر بادی در شکل ۸-ب، نشان می‌دهد که نمونه‌های تثبیت‌شده در روز هفتم عمل آوری تقریباً هیچ افزایش مقاومتی از خود نشان نمی‌دهند، اما با افزایش زمان عمل آوری به ۲۸ و ۹۰ روز با افزایش پیوندهای پوزولانی مقاومت فشاری نمونه‌ها نیز افزایش یافته است به طوری که در روز ۹۰ عمل آوری نمونه تثبیت شده با ۳۰ درصد خاکستری‌بادی به مقاومت ۰/۹ مگاپاسکالی رسیده است که نسبت به نمونه تثبیت نشده حدود ۶۳ درصد افزایش مقاومت داشته است.

با توجه به شکل ۸-پ، نمونه‌های تثبیت شده با دیاتومیت رفتاری مشابه با خاکستری‌بادی از خود نشان دادند یعنی با افزایش زمان عمل آوری به تدریج مقاومت فشاری نمونه‌ها افزایش یافته است. نمونه تثبیت‌شده با ۳۰ درصد دیاتومیت در بلندمدت (۰ روزه) توانسته است که به مقاومت ۱/۰۳ مگاپاسکال برسد و بهینه‌ترین نمونه باشد که نسبت به نمونه تثبیت نشده حدود ۸۸ درصد افزایش مقاومت از خود نشان داده است.

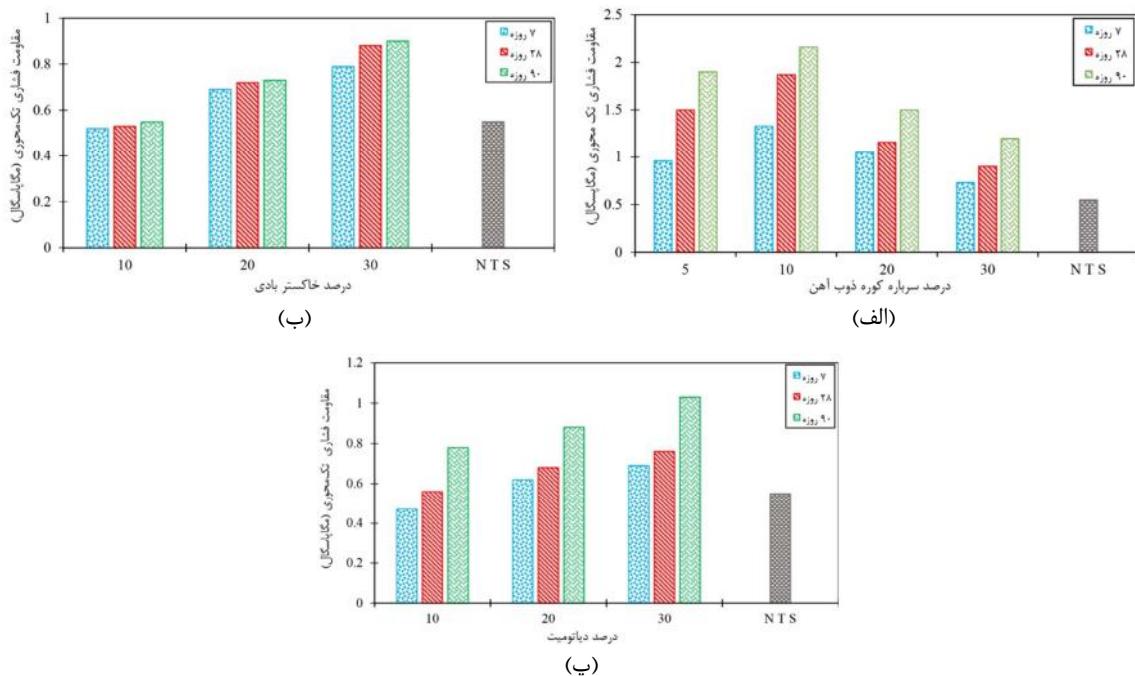
۳-۳- مدول یانگ

در نمودارهای شکل ۹، نتایج مربوط به کرنش معادل ۵۰ درصد به ترتیب برای نمونه‌های تثبیت شده با سرباره ذوب آهن، خاکستر بادی و دیاتومیت نشان داده است. همانگونه که در نتایج دیده می‌شود تغییرات مدول یانگ روندی مشابه با تغییرات مقاومت فشاری دارد. رابطه مستقیم بین مقاومت فشاری و مدول یانگ در مورد خاک‌های تثبیت شده توسط سایر محققین نیز گزارش شده است [۲۴ و ۲۵]. در حقیقت، با افزایش درصد سرباره از ۵ به ۱۰ درصد، مدول یانگ افزایش یافته است و با افزایش درصد سرباره از ۱۰ به ۲۰ و ۳۰ درصد مدول

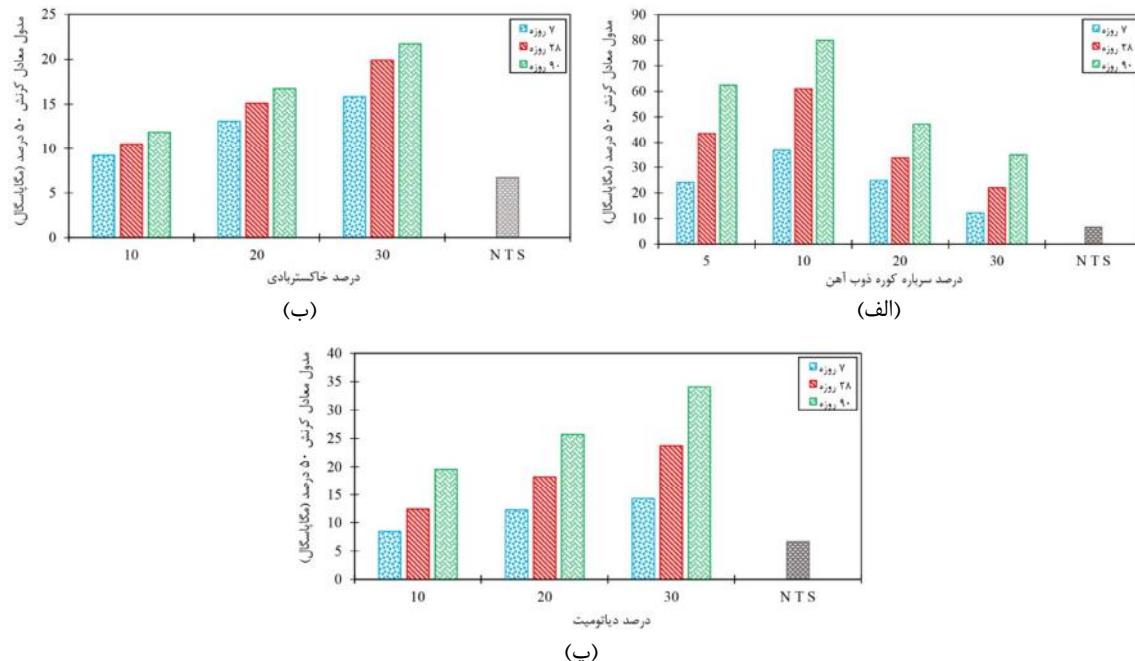
نمودارهای شکل ۸، به ترتیب مقاومت فشاری خاک تثبیت شده با درصدهای مختلف سرباره، خاکستر بادی و دیاتومیت را نشان می‌دهند. شکل ۸-الف نشان می‌دهد که در هر سه زمان عمل آوری نمونه‌های ساخته شده با ۱۰ درصد سرباره نسبت به سایر نمونه‌ها مقاومت بیشتری کسب کرده‌اند. نتایج سایر محققین نیز نشان می‌دهد که درصد بهینه سرباره برای تثبیت خاک‌های رسی برابر با ۱۰ درصد است [۷، ۲۲ و ۲۳]. نمونه ساخته شده با ۱۰ درصد سرباره در زمان عمل آوری ۹۰ روزه به مقاومتی برابر با ۲/۱۶ مگاپاسکال رسیده است که در مقایسه با نمونه تثبیت نشده (NTS) حدود ۳۹۲ درصد افزایش مقاومت داشته است. در زمان عمل آوری کوتاه‌مدت ۷ روزه، نیز نمونه حاوی ۱۰ درصد سرباره به مقاومت ۱/۳۳ مگاپاسکال رسیده است که نسبت به نمونه تثبیت نشده (NTS) حدود ۱۴۲ درصد افزایش مقاومت داشته است. دلیل این امر، خصوصیات مناسب پوزولانی سرباره به دلیل داشتن مقادیر بالای سیلیکات سدیم و هیدروکسید کلسیم است. تمامی نمونه‌های تثبیت شده در مقایسه با نمونه تثبیت نشده (NTS)، افزایش مقاومت داشته‌اند که این مسئله بیانگر این موضوع می‌باشد که تثبیت خاک رس با استفاده از سرباره جهت بهبود مقاومت خاک رس بسیار مفید بوده است. لازم به ذکر است که با توجه به اینکه مقدار ۱۰ درصد سرباره نسبت به درصدهای بیشتر سرباره مقاومت بیشتری داشت، نمونه‌هایی با ۵ درصد سرباره نیز ساخته شد و ملاحظه گردید که با کاهش درصد سرباره به میزان کمتر از ۱۰ درصد، مقاومت فشاری خاک دچار کاهش می‌شود. افزایش مقاومت نمونه با افزایش درصد سرباره تا ۱۰ درصد به دلیل افزایش ترکیبات سمنتی بین CaOH موجود در خاک و مواد پوزولانی موجود در سرباره (مواد آلومنیوسیلیکاتی) می‌باشد. دلیل کاهش مقاومت با افزودن بیش از ۱۰٪ سرباره به خاک می‌تواند افزایش مواد پوزولان در خاک

مدول یانگ پیوسته در حال افزایش می‌باشد.

یانگ کاهش یافته است. در تثبیت به وسیلهٔ خاکستر بادی و دیاتومیت نیز با افزایش درصد افزودنی مقاومت فشاری و



شکل ۸- مقاومت فشاری خاک تثبیت شده با (الف) سرباره، (ب) خاکستر بادی و (پ) دیاتومیت



شکل ۹- مدول یانگ (E50) خاک تثبیت شده با (الف) سرباره کوره ذوب آهن، (ب) خاکستر بادی و (پ) دیاتومیت

در بین تثبیت کننده‌های استفاده شده در این تحقیق (سرباره کوره ذوب آهن، خاکستر بادی و

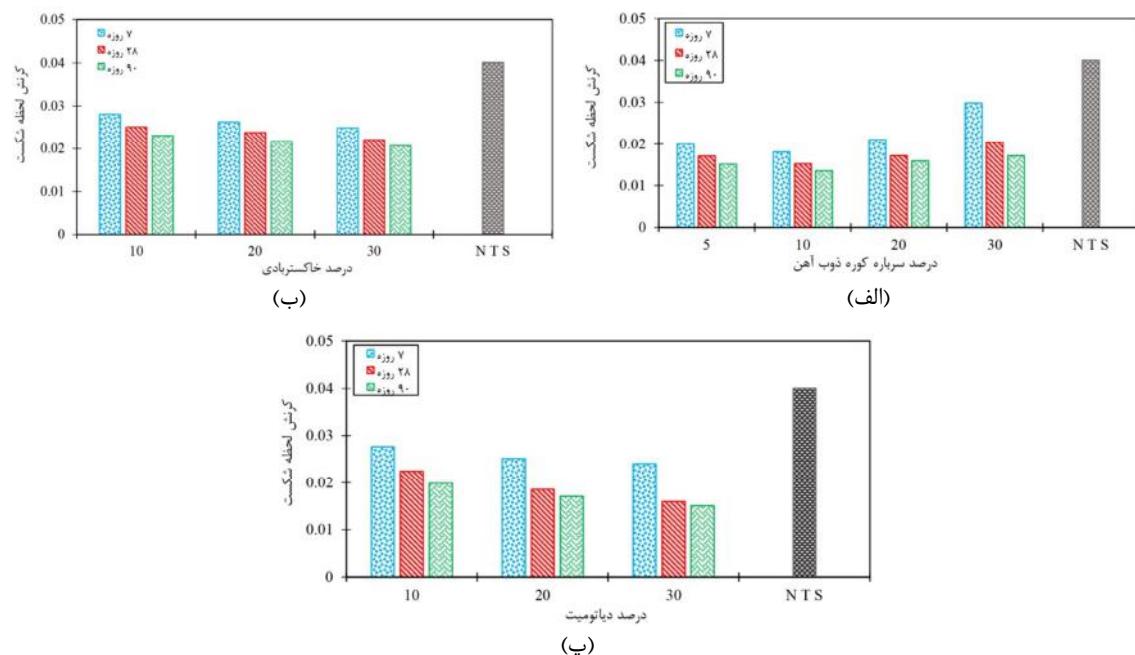
دیاتومیت)، سرباره، بیشترین افزایش مدول را نسبت به سایر تثبیت کننده‌ها داشته است. نمونه تثبیت شده با ۱۰

بيان گر سخت شدگی بیشتر سرباره نسبت به تثبیت کننده های دیگر و کاهش انعطاف پذیری خاک تثبیت شده است. نمونه تثبیت شده با ۱۰ درصد سرباره پایین ترین میزان کرنش و بیشترین سخت شدگی را نسبت به سایر نمونه های تثبیت شده دارد. همچنین تمامی نمونه های تثبیت شده نسبت به نمونه تثبیت شده کرنش لحظه شکست کمتری دارند. نتایج مربوط به کرنش شکست با نتایج مربوط به مقاومت فشاری و مدول یانگ رابطه عکس دارند، به گونه ای که با افزایش مقاومت فشاری و مدول یانگ انتظار می روید، نمونه ها سخت ر شده و کرنش لحظه شکست نمونه ها کاهش یابد. نتایج به دست آمده در این بخش همین امر را تصدیق کرده و نشان می دهند تمامی نمونه های تثبیت شده نسبت به نمونه تثبیت شده به میزان قابل توجهی کاهش در کرنش لحظه شکست را تجربه کرده اند. در نمونه تثبیت شده با ۱۰ درصد سرباره کرنش لحظه شکست به میزان ۲/۹۷ کاهش داشته است.

درصد سرباره در عمل آوری ۹۰ روزه که نمونه بهینه است، توانسته نسبت به نمونه تثبیت شده ۱۱/۸۸ برابر افزایش مدول داشته است. نمونه بهینه خاکستر با دیگر نمونه تثبیت شده با ۳۰ درصد خاکستر با دیگر نمونه تثبیت شده توائمه است افزایش مدولی برابر با ۳/۲۲ داشته باشد. در دیاتومیت نیز نمونه تثبیت شده با ۳۰ درصد دیاتومیت که نمونه بهینه است در روز ۹۰ عمل آوری توائمه است که افزایش مدولی برابر با ۵/۰۱ ثبت کند.

۴-۳- کرنش لحظه شکست

در شکل ۱۰، نتایج مربوط به کرنش شکست تمامی نمونه های تثبیت شده نشان داده شده است. نمونه های تثبیت شده با استفاده از سرباره کوره ذوب آهن نسبت به نمونه های تثبیت شده با دیاتومیت و خاکستر با دیگر کرنش لحظه شکست پایین تری ثبت کرده اند که این موضوع



شکل ۱۰- کرنش لحظه شکست نمونه های تثبیت شده با (الف) سرباره کوره ذوب آهن، (ب) خاکستر با دیگر و (پ) دیاتومیت

۱- آزمایش XRF نشان داد که سرباره مصرفی دارای مقداری بالایی اکسید کلسیم، اکسید سیلیس و اکسید آلومینیم است که باعث می شود سرباره به

۴- نتیجه گیری

بر اساس آزمایش های انجام شده جمع بندی و تحلیل نتایج به شرح زیر می باشد:

مقاومت فشاری برابر با $0/9$ و $1/03$ مگاپاسکال رسیدند که هرکدام به ترتیب نسبت به نمونه ثبت شده 63 و 88 درصد افزایش مقاومت نشان دادند.

۴- مدول یانگ نسبت مستقیم با مقاومت فشاری تکمحوری دارد و همان‌طور که مقاومت فشاری تکمحوری با افزایش درصد افزودنی و زمان عمل‌آوری افزایش یافته است، مدول یانگ نیز با افزایش درصد افزودنی افزایش یافته است. نمونه‌های ثبت شده با 10 درصد سرباره 30 درصد خاکستر بادی و 30 درصد دیاتومیت نیز به عنوان نمونه‌های بهینه بالاترین مدول‌های یانگ را به خود اختصاص دادند و نسبت به نمونه ثبت شده به ترتیب $11/88$ ، $3/22$ و $5/01$ برابر افزایش مدول را تجربه کردند.

۵- ملاحظه شد که با اضافه شدن سرباره خاکستر بادی و دیاتومیت همزمان با افزایش مقاومت کرنش لحظه شکست نیز کاهش چشمگیری داشته است و این به معنای سخت‌تر شدن و ثابت شدن نمونه‌ها است. نمونه ثبت شده با سرباره بهینه‌ترین نمونه است که نسبت به نمونه ثبت شده $2/97$ برابر کاهش مقاومت داده است. نمونه ثبت شده با 30 درصد دیاتومیت با $2/67$ و نمونه ثبت شده با 30 خاکستر بادی نیز با $1/93$ برابر کاهش کرنش در لحظه شکست در جایگاه‌های بعدی قرار می‌گیرند.

یک بستر مناسب برای انجام واکنش‌های پوزولانی تبدیل شود این آزمایش برای خاکستر بادی و دیاتومیت نشان داد که این دو ماده دارای درصد بالایی اکسید سیلیس هستند، اما اکسید کلسیم و آلومینیم کمتری دارند.

۲- اضافه کردن خاکستر بادی به خاک نتوانست تأثیر زیادی بر روی رطوبت بهینه و وزن مخصوص خشک خاک داشته باشد، در حالی که افزودن سرباره کوره ذوب آهن به خاک با وجود تغییرات کم رطوبت بهینه وزن مخصوص خشک خاک را به میزان قابل توجهی افزایش داد و از $1/615$ به حدود $1/655$ رساند. اضافه کردن دیاتومیت به خاک در درصدهای متفاوت 10 ، 20 و 30 پیوسته با افزایش درصد افزودنی رطوبت بهینه از $22/5$ به 26 درصد و وزن مخصوص خشک نیز از $1/549$ به $1/549$ کاهش یافت.

۳- نمونه‌های ثبت شده با سرباره توانستند افزایش مقاومت مناسبی داشته باشند. نمونه ثبت شده با 10 درصد سرباره در سه زمان عمل‌آوری $28/7$ و 90 روزه توانست بالاترین مقاومت‌ها را کسب کند و به عنوان نمونه بهینه با مقاومت $2/16$ مگاپاسکال انتخاب شود. این نمونه نسبت به نمونه ثبت شده 392 درصد افزایش مقاومت داشت. نمونه‌های ثبت شده با 30 درصد خاکستر بادی و 30 درصد دیاتومیت نیز به عنوان نمونه‌های بهینه این دو افزودنی به ترتیب به

مراجع

- [1] Indiramma, P., Sudharani, C., & Needhidasan, S. (2020). "Utilization of fly ash and lime to stabilize the expansive soil and to sustain pollution free environment–An experimental study", *Materials Today: Proceedings*, 22, 694-700.
- [2] Kamali. B. (2007). *Effect of palm fiber filaments on soil resistance parameters (C and Φ) in sloping surfaces*. Ms Thesis, Shahid Bahonar University.
- [3] Abedi. M. (2013). *The effect of geogrids on soils modified with lime*. Ms Thesis, University of Industrial and Advanced Technology Kerman.
- [4] Adhikari, S. (2017). *Mechanical properties of soil-RAP-geopolymer for the stabilization of road base/subbase*. University of Louisiana at Lafayette, ProQuest Dissertations Publishing.

- [5] Kumar Sharma, A., & Sivapullaiah, P. V. (2012). "Improvement of strength of expansive soil with waste granulated blast furnace slag", In *GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering*, 3920-3928.
- [6] Rajasekaran, G. (2005). "Sulphate attack and ettringite formation in the lime and cement stabilized marine clays", *ocean engineering*, 32(8-9), 1133-1159.
- [7] Yadu, L., & Tripathi, R. K. (2013). "Effects of granulated blast furnace slag in the engineering behaviour of stabilized soft soil", *Procedia Engineering*, 51, 125-131.
- [8] Prasad, C. R. V., & Sharma, R. K. (2014). "Influence of sand and fly ash on clayey soil stabilization", *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*, 334, 36-40.
- [9] Sharma, A. K., & Sivapullaiah, P. V. (2016). "Ground granulated blast furnace slag amended fly ash as an expansive soil stabilizer", *Soils and Foundations*, 56(2), 205-212.
- [10] Sharma, R. K., & Hymavathi, J. (2016). "Effect of fly ash, construction demolition waste and lime on geotechnical characteristics of a clayey soil: a comparative study", *Environmental Earth Sciences*, 75(5), 377.
- [11] Indiramma, P., & Sudharani, C. H. (2017). "Scanning electron microscope analysis of fly ash, quarry dust stabilized soil", In *International Congress and Exhibition Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology*, Springer, Cham, 284-296.
- [12] Mahedi, M., Cetin, B., & White, D. J. (2018). "Performance evaluation of cement and slag stabilized expansive soils", *Transportation Research Record*, 2672(52), 164-173.
- [13] Xu, B., & Yi, Y. (2019). "Soft clay stabilization using ladle slag-ground granulated blastfurnace slag blend", *Applied Clay Science*, 178, 1-6.
- [14] Veena, R. S., Pujeri, R. V., & Indiramma, M. (2019). "A cost-effective 2-tier security paradigm to safeguard cloud data with faster authentication", *International Journal of Electrical and Computer Engineering*, 9(5), 33-38.
- [15] Preetham, H. K., Nayak, S., & Surya, E. V. (2019). "Experimental investigation on the stabilization of soft clay using granulated blast furnace slag", *Materials Science and Engineering*, 561, 1-7.
- [16] Mina, E., Kusuma, R. I., & Ulfah, N. (2019). "Utilization of steel slag and fly ash in soil stabilization and their effect to californi bearing ratio (CBR) value", *Materials Science and Engineering*, 673(1), 1-8.
- [17] Mozejko, C. A., & Francisca, F. M. (2020). "Enhanced mechanical behavior of compacted clayey silts stabilized by reusing steel slag", *Construction and Building Materials*, 239, 1-10.
- [18] Chethan, B. A., & Shankar, A. R. (2021). "Strength and Durability Characteristics of Cement and Class F Fly Ash-Treated Black Cotton Soil", *Indian Geotechnical Journal*, 110, 1-13.
- [19] Abdila, S. R., Abdullah, M. M. A. B., Tahir, M. F. M., Ahmad, R., & Isradi, M. (2020). "Characterization of Fly ash and Ground Granulated Blast Slag for Soil Stabilization Application Using Geopolymerization Method", *Materials Science and Engineering*, 389, 1-9.
- [20] Shalabi, F. I., Asi, I. M., & Qasrawi, H. Y. (2017). "Effect of by-product steel slag on the engineering properties of clay soils", *Journal of King Saud University-Engineering Sciences*, 29, 394-399.
- [21] Saride, S., & Dutta, T. T. (2016). "Effect of fly-ash stabilization on stiffness modulus degradation of expansive clays", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28, 1-12.
- [22] Neeraja, D., & Rao Narsimha, A. V. (2010). "Use of certain admixtures in the construction of pavement on expansive clayey subgrade", *International Journal of Engineering Science and Technology*, 2, 6108-6114.
- [23] Wild, S., Kinuthia, J. M., Robinson, R. B., & Humphreys, I. (1996). "Effects of ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength and swelling properties of lime-stabilized kaolinite in the presence of sulphates", *Clay Minerals*, 31, 423-433.
- [24] Ghanizadeh, A. R., Yarmahmoudi, A., & Abbaslou, H. (2020). "Mechanical Properties of Low Plasticity Clay Soil Stabilized with Iron Ore Mine Tailing and Portland Cement", *Journal of Mining and Environment*, 11, 837-853.
- [25] Biswal, D. R., Sahoo, U. C., & Dash, S. R. (2017). "Strength and stiffness studies of cement stabilized granular lateritic soil. In International Congress and Exhibition", *Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology*, Springer, Cham, 320-336.

سارا خسروی

دانشجوی کارشناسی ارشد
مهندسی عمران-سازه، دانشگاه
سمنان، سمنان، ایران.

پست الکترونیک:

Sara.khosravi@semnan.ac.ir

امید رضایی فر

دانشیار دانشکده مهندسی
عمran، دانشگاه سمنان، سمنان،
ایران.

پست الکترونیک:

Orezayfar@semnan.ac.ir

مجید قلهکی

استاد دانشکده مهندسی عمران،
دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

پست الکترونیک:

mgholhaki@semnan.ac.ir

سیده مرضیه قیامی

تكلیمی

دانشجوی دکتری مهندسی
عمران-سازه، دانشگاه سمنان،
سمنان، ایران.

پست الکترونیک:

m.qiyami@semnan.ac.ir

مطالعه آزمایشگاهی خصوصیات بتن حاوی بنتونیت و زئولیت به عنوان پوزولان طبیعی

استفاده از مواد پوزولانی در ساخت بتن، راه حل مناسبی برای کاهش منابع انرژی، تولید گارهای گلخانه‌ای و مصرف سیمان می‌باشد. در این مقاله، تأثیر استفاده از بنتونیت و زئولیت سمنان به جای بخشی از سیمان در بتن بررسی شده است. در این مقاله، ۱۲ طرح مخلوط به همراه طرح مخلوط نمونه کنترل ساخته و مقایسه شده است. متغیر اصلی، تغییر نسبت زئولیت و بنتونیت به وزن سیمان می‌باشد که در صدهای ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ در نظر گرفته شده است که نمونه‌ها در سه گروه با و بدون بنتونیت و زئولیت ساخته و تأثیر هر کدام از این مواد به تنها و در کنار هم، مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است. آزمایش‌های مقاومت فشاری و مقاومت کششی دو نیم شدن برای بررسی خواص و عملکرد بتن، انجام شده است. با توجه به نتایج آزمایش مقاومت فشاری، استفاده از زئولیت و بنتونیت همزمان (ترکیب ۵٪ بنتونیت و زئولیت) باعث افزایش ۵٪ مقاومت فشاری نسبت به نمونه کنترل (بدون بنتونیت و زئولیت) است. همچنین با جایگزین کردن ۲۰٪ زئولیت، مقاومت فشاری به میزان ۹٪ کاهش یافته است. در اغلب نمونه‌ها با جایگزین کردن زئولیت و بنتونیت به میزان ۱۰٪، مقاومت فشاری افزایش یافته است. با توجه به نتایج مقاومت کششی در بتن‌های حاوی زئولیت و بنتونیت اگر مقدار زئولیت و بنتونیت بیش از ۱۰٪ وزن سیمان شود، مقاومت کششی تا ۲۳٪ نسبت به نمونه کنترل، کاهش می‌باید.

واژگان کلیدی: مواد پوزولانی، بنتونیت، زئولیت، مقاومت فشاری، مقاومت کششی

صنعت ساخت با ایجاد آلودگی‌های محیط زیستی یکی از مشکلات روز جوامع شده است. استفاده از بتن‌های پایدار و سازگار با محیط زیست برای کاهش تأثیرات آب و هوایی و زیست محیطی افزایش تقاضای بتن، ضروری است [۱]. صنعت سیمان، سهم مهمی در تولید دی اکسید کربن و آلودگی هوا و در نتیجه افزایش دمای زمین دارد. به همین دلیل کشورهای مختلف به منظور جلوگیری از این آسیب‌ها، هزینه‌های تولید سیمان را

بخش تولید سیمان، یکی از مهم‌ترین بخش‌های صنعت ساخت و ساز می‌باشد که در میان سایر بخش‌های

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۲/۱۹، بازنگری ۱۴۰۰/۰۳/۰۱، پذیرش ۱۴۰۰/۰۳/۰۲

DOI: 10.22091/cer.2021.6931.1248

آب، نفوذ یون کلرید، مقاومت در برابر کربوناسیون و حملات سولفاتی مورد بحث و بررسی قرار گرفت. بررسی‌ها نشان می‌دهد زئولیت می‌تواند خواص مکانیکی و دوام بتن را بهبود بخشد و سبب کاهش نفوذ پذیری آب، یون کلرید می‌شود [۱۴]. به دلیل ویژگی‌های مقاومتی و صرفه اقتصادی بنتونیت، می‌توان از این ماده در صنعت ساخت و ساز استفاده نمود. با توجه به نتایج مطالعات بر روی بنتونیت کشور پاکستان، استفاده از ۲۱٪ بنتونیت در بتن، مقاومت فشاری مخلوط افزایش می‌یابد. مقاومت فشاری بتن دارای بنتونیت در سنین اولیه نسبت به بتن کنترل رشد چندانی نداشته اما با افزایش سن، مقاومت فشاری آن بیشتر از بتن کنترل می‌شود. یکی از آزمایش‌های انجام شده در این مطالعه، بررسی مقاومت بتن حاوی بنتونیت در برابر حملات اسیدی است. نتایج نشان می‌دهد در صورت استفاده از بنتونیت در بتن، چگالی بتن کاهش می‌یابد و نمونه‌های حاوی بنتونیت مقاومت بالاتری نسبت به نمونه کنترل در برابر حملات اسیدی داشته‌اند [۱۵]. با افزایش درصد بنتونیت به جای سیمان، بتن ضعیف شده و مقاومت فشاری و مقاومت کششی آن به شدت کاهش می‌یابد [۱۶]. در صورت استفاده همزمان بنتونیت و کائولن در بتن، مقاومت فشاری و مقاومت کششی کاهش می‌یابد. همچنین با توجه به تعریف استاندارد ASTM-C618، این مواد به تنها یک نمی‌توانند مورد استفاده قرار گیرند و باید به عنوان بخشی از سیمان در بتن، استفاده شوند [۱۷].

از بنتونیت به عنوان ماده تشکیل‌دهنده دیوارهای آب‌بند در سدهای خاکی استفاده می‌شود و همچنین به دلیل خاصیت شیمیایی بنتونیت، از این ماده برای جذب فلزات سنگین در آب و دیگر کارهای مربوطه استفاده می‌شود [۱۸ و ۱۹]. مطالعه‌ای بر روی ساختار منافذ و نفوذپذیری مواد پایه سیمانی تأثیر زیادی در کاربرد این مواد دارد. نتایج نشان می‌دهد در صورت استفاده از ۰.۸٪ بنتونیت، مقاومت فشاری، مقاومت خمسمی و میزان نفوذناپذیری به شدت افزایش یافته است که نفوذناپذیری

افزایش داده و روند تولید آن را محدود کرده‌اند [۲]. یکی از مهم‌ترین راه حل‌های کاهش هزینه‌های تولید سیمان و آسیب‌های وارد بر محیط زیست و جلوگیری از افزایش تولید دی‌اکسیدکربن، اصلاح مواد تشکیل دهنده بتن می‌باشد [۳-۵]. استفاده از مواد بازیافتی در مخلوط بتن و کاهش مصرف سیمان با استفاده از مواد مکمل سیمانی رو به افزایش می‌باشد [۶]. پوزولان‌های طبیعی و صنعتی از جمله مواد مکمل سیمانی هستند که دارای خواص سیمان می‌باشند و مطالعات زیادی در خصوص استفاده از این مواد در مخلوط بتن انجام شده است [۷-۱۱].

انواع مواد پوزولانی عبارت‌اند از: بنتونیت، کائولن و زئولیت که منشاً طبیعی دارند، خاکستر بادی با منشأ صنعتی و آهک که دارای منشأ معدنی می‌باشد. تحقیق و توسعه در زمینه مواد جایگزین سیمان، مواد مکمل سیمانی برای ایجاد صنعتی مناسب، به منظور مدیریت گرمایش جهانی و کمبود انرژی به دلیل استفاده بی‌رویه از منابع انرژی تجدیدناپذیر و همچنین انتشار گازهای گلخانه‌ای که از طریق تولید و تکنولوژی سیمان انجام می‌شود، لازم و ضروری می‌باشد. استفاده همزمان از آهک و بنتونیت در ساخت بتن باعث کاهش مقاومت فشاری می‌شود [۱۲].

براساس استاندارد ASTM-C618، تعریف پوزولان عبارت است از ماده‌ای که دارای سیلیس و یا سیلیس آلومینیومی باشد، پوزولان نامیده می‌شود. مواد پوزولانی چسبندگی ندارند و یا چسبندگی خیلی کمی دارند به همین دلیل بهتر است درصدی از آن به همراه سیمان و جایگزین بخشی از سیمان مورد استفاده قرار گیرد. اگر ماده پوزولانی در مجاورت با آب قرار گیرد، با هیدروکسید کلسیم واکنش داده و ترکیبات هیدراتسیون تولید می‌کند [۱۳].

مطالعه‌ای بر روی کاربرد زئولیت طبیعی در بتن کامپوزیتی انجام شده است. در این مقاله، خصوصیات ساختاری و بنیادی زئولیت‌های طبیعی و تأثیر آن بر روی عملکرد بتن از نظر کارایی، مقاومت، دوام و نفوذپذیری

پرداخته شده است. با توجه به آزمایش‌های مقاومت فشاری و مقاومت کششی می‌توان تأثیر استفاده از درصدهای مختلف را بر روی خصوصیات بتن حاوی بنتونیت و زئولیت مشاهده کرد. بر همین اساس می‌توان گفت، هدف از انجام این مقاله، بررسی و مقایسه تأثیر استفاده از بنتونیت و زئولیت سمنان به جای بخشی از سیمان، به منظور کاهش مصرف سیمان و بهبود عملکرد و خصوصیات مکانیکی بتن (افزایش مقاومت فشاری و مقاومت کششی) می‌باشد. از اهداف این مقاله، تولید بتن با مقاومت فشاری مناسب با استفاده از پوزولان‌های طبیعی بنتونیت و زئولیت به عنوان جایگزین بخشی از سیمان و کاهش آسیب‌های زیست محیطی به سبب کاهش مصرف سیمان، می‌باشد.

۲- روش آزمایش

در این قسمت به بررسی خصوصیات مصالح به کار رفته، انجام آزمایش‌های جذب آب، وزن مخصوص و دانه-بندی مصالح سنگی و روش ساخت و نمونه‌ها پرداخته شده است. در شکل ۱، فلودیاگرام روند انجام مقاله و آزمایش‌ها ارائه شده است.

۱-۱- مصالح مورد استفاده

بنتونیت و زئولیت مورد استفاده به رنگ زرد متتمایل به سفید بوده و دارای دانه‌بندی ریز می‌باشند. در شکل ۲ نمونه بنتونیت و زئولیت نمایش داده شده است. سیمان مصرفی از نوع سیمان تیپ II شاهروд بوده است که خصوصیات سیمان، بنتونیت و زئولیت مورد استفاده در جدول ۱ ارائه شده است. طرح اختلاط‌های مورد نظر با نسبت آب به مواد چسبنده و مصالح سنگی ثابت ساخته و با یکدیگر مقایسه شده است. برای بررسی تأثیر بنتونیت و زئولیت در بتن مقاومت عیار اولیه سیمان در نمونه کنترل (CM)، ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است.

به دلیل ساختار بنتونیت می‌باشد [۲۰]. مطالعاتی در خصوص تأثیر زئولیت بر بتن انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد در صورت استفاده از زئولیت در بتن مقاومت فشاری آن نسبت به نمونه کنترل افزایش می‌یابد [۲۱ و ۲۲]. همچنین در مطالعات دیگر به بررسی هزینه‌های ساخت بتن‌های حاوی زئولیت پرداخته شده است. هزینه تولید زئولیت نسبت به سیمان بسیار کمتر می‌باشد و آسیب‌های زیست محیطی کمتری نسبت به سیمان دارد اما به دلیل جذب آب بالای زئولیت و کاهش کارایی بتن نیاز به فوق روان‌کننده می‌باشد که همین امر سبب افزایش هزینه‌ها تولید بتن حاوی زئولیت می‌شود [۲۲ و ۲۳].

مطالعه‌ای بر مقاومت بتن حاوی زئولیت طبیعی در برابر آتش توسط کوشنیر^۱ انجام شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد کاهش مقاومت بتن حاوی زئولیت در برابر آتش توسط بسیار مشابه نمونه مرجع (بتن فاقد زئولیت) می‌باشد، به همین دلیل استفاده از زئولیت در بتن، نمی‌تواند تأثیر به سزاوی در برابر آتش داشته باشد [۱]. مطالعه‌ای بر روی استفاده از زئولیت و ضایعات صنعتی (زباله‌های صنعتی) در بتن با مقاومت بالا توسط پژوهشگران انجام شده است. نتایج نشان می‌دهد افزودن این مواد سبب افزایش مقاومت، کاهش تخلخل و کاهش نفوذپذیری بتن می‌شود. در صورتی که زئولیت یا مواد زائد صنعتی را به طور جداگانه به عنوان جایگزین بخشی از سیمان مورد استفاده قرار گیرند مقاومت و دوام بتن بهبود می‌یابد؛ اما اگر این مواد به صورت ترکیبی جایگزین بخشی از سیمان در بتن شوند منجر به کاهش کارایی و نفوذپذیری می‌شود [۲۴].

در این مقاله به مقایسه تأثیر درصدهای مختلف (باže ۵ تا ۲۰ درصد) جایگزینی بنتونیت و زئولیت به تنهایی و به همراه یکدیگر، به جای بخشی از سیمان

^۱- Kushnir



شکل ۱- فلودیاگرام آزمایش



شکل ۲- نمونه بنتونیت و زئولیت

جدول ۱- مشخصات سیمان و مواد پوزولانی

زئولیت	بنتونیت	سیمان	چگالی (g/cm^3)
۱/۵	۱/۸	۳/۲	
ترکیبات شیمیایی (%)			
۶۹/۲۸	۶۹/۸	۲۱/۱۱	SiO_2
۱۰/۴۳	۱۱/۸۸	۴/۴۲	Al_2O_3
۰/۴۹	۱/۷۳	۳/۹۶	Fe_2O_3
۳/۵۶	۰/۹۶	۶۳/۳۶	CaO
۰/۵	۱/۴۲	۱/۵۱	MgO
۰/۷۳	۰/۵	۰/۳۲	Na_2O
۱/۲۷	۰/۴۷	۰/۵۱	K_2O
۰/۱۶۶	۰/۱	-	TiO_2
۰/۰۰۴	-	-	P_2O_5
۰/۰۰۵	-	-	SO_3
۱۲/۹۷	-	۲/۰۲	LOI
-	-	۰/۳۲	باقي مانده نامحلول در اسید
-	-	۱/۲۳	آهک آزاد
-	-	۵۳/۰	C_3S
-	-	۲۰/۸	C_2S
-	-	۵/۰	C_3A

سنگی ریزدانه براساس ASTM-C136 و وزن مخصوص و جذب آب مصالح سنگی ریزدانه (ماسه) براساس ASTM-C128 و وزن مخصوص مصالح سنگی درشت دانه (شن) براساس ASTM-C127 انجام شده است دانه (شن) براساس ASTM-C127 انجام شده است [۲۵-۳۷]. نتایج آزمایش‌های انجام شده در جدول ۲ و نمودار دانه‌بندی ماسه در شکل ۴ نشان داده شده است.



(ب) نمونه پس از ۲۴ ساعت از قالب خارج شده

۲-۲- نمونه‌های ساخته شده

جهت انجام آزمایش‌های مقاومت فشاری و مقاومت کششی استوانه‌ای، تعداد ۵۲ نمونه استوانه‌ای به ابعاد 100×200 میلی‌متر ساخته شده است (شکل ۳). مراحل ساخت نمونه‌ها و انجام آزمایش‌های مختلف مطابق استاندارد ASTM انجام شده است. دانه‌بندی مصالح



(الف) نمونه‌های ساخته شده

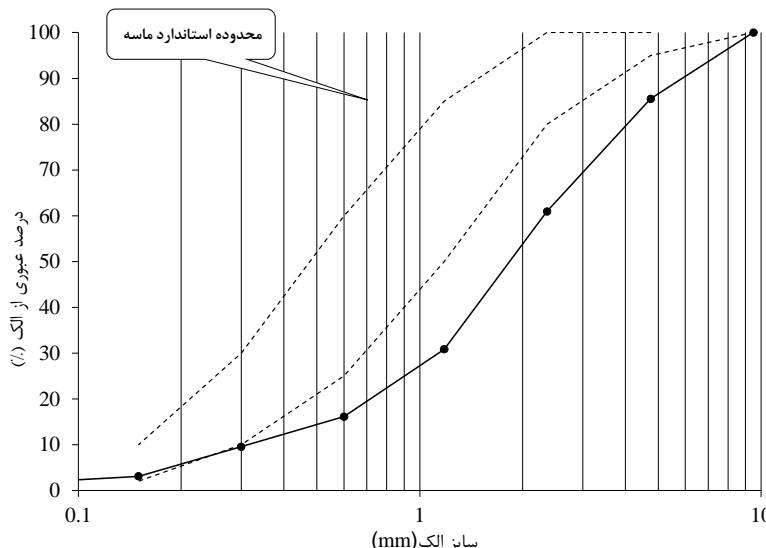


(ج) نمونه تحت آزمایش مقاومت فشاری قرار گرفته

شکل ۳- نمونه‌های ساخته شده

جدول ۲- مشخصات مصالح سنگی ریزدانه

مشخصات	ماسه	شن
جذب آب (%)	%۰.۲/۵	%۱
(kg/m ³) وزن مخصوص	۱۹۵۰	۲۱۰۰



شکل ۴- منحنی دانه‌بندی

شده است [۲۹]. همچنین پیش‌بینی مدول گسیختگی نمونه‌ها مطابق رابطه ارائه شده در استاندارد ACI318-14 به دست آمده است.

۳-۲- طرح مخلوط

طرح مخلوط نمونه‌ها با استفاده از روش وزنی و براساس استاندارد ACI211 انجام شده که در جدول ۳ ارائه شده است. درصد استفاده از بنتونیت در مطالعات مختلف پیشین، کمتر از ۱۰ درصد (حدود ۳ الی ۶ درصد) می‌باشد [۱۵ و ۲۰]. به جهت بررسی عملکرد و خصوصیات بتن حاوی بنتونیت و زئولیت با درصدهای بیشتر، درصد جایگزینی بنتونیت و زئولیت در بازه ۵ درصد الی ۲۰ درصد، در نظر گرفته شده است. زمان ساخت نمونه‌ها بین ۵ تا ۶ دقیقه می‌باشد که با افزایش درصد بنتونیت زمان ساخت بیشتر می‌شود.

آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای طبق استاندارد ASTM-C39 و آزمایش کششی دو نیم شدن نمونه‌های استوانه‌ای براساس استاندارد ASTMC496-71 انجام شده است [۲۸]. آزمایش مقاومت فشاری و کششی در سنین ۷ و ۲۸ روزه انجام شده است. همچنین نمونه‌های ساخته شده بعد از ۲۴ ساعت از قالب خارج و تا زمان انجام تست در حوضچه آب در دمای ۲۳ درجه سانتی‌گراد قرار گرفته است. آزمایش جذب آب نمونه‌ها براساس ASTM-C642 انجام شده است. برای انجام آزمایش جذب آب نمونه‌ها، نمونه از آب خارج و سطح آن در محیط خشک شده و وزن اشباع با سطح خشک آن اندازه‌گیری شده، سپس در گرمخانه (oven) قرار داده و بعد از گذشت ۲۴ ساعت وزن خشک آن مجدداً اندازه‌گیری شده است. برای بررسی کارایی مخلوط، آزمایش اسلامپ براساس استاندارد ASTM-C143 انجام

جدول ۳- طرح اختلاط نهایی

درصد استفاده از زئولیت (%)	درصد استفاده از بنتونیت (%)	نسبت آب به مواد چسبنده	ماده پوزولانی	مواد تشکیل دهنده اصلی			نام طرح مخلوط
				بنتونیت	زئولیت	ماسه	
-	-	۰/۷۵	-	-	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	۲۵۰ CM
۰	۵	۰/۷۵	۱۲/۵	۰	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-1
۰	۱۰	۰/۷۵	۲۵	۰	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-2
۰	۱۵	۰/۷۵	۳۷/۵	۰	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-3
۰	۲۰	۰/۷۵	۵۰	۰	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-4
۵	۰	۰/۷۵	۰	۱۲/۵	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-5
۱۰	۰	۰/۷۵	۰	۲۵	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-6
۱۵	۰	۰/۷۵	۰	۳۷/۵	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-7
۲۰	۰	۰/۷۵	۰	۵۰	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-8
۲/۵	۲/۵	۰/۷۵	۶/۲۵	۶/۲۵	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-9
۵	۵	۰/۷۵	۱۲/۵	۱۲/۵	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-10
۷/۵	۷/۵	۰/۷۵	۱۸/۷۵	۱۸/۷۵	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-11
۱۰	۱۰	۰/۷۵	۲۵	۲۵	۱۸۶۲/۵	۱۸۷/۵	ZBC-12

اضافه می‌شود تا فرآیند جذب آب و تشکیل لایه سیمانی بر روی مصالح سنگی به خوبی انجام گیرد [۱۷].

۳- تجزیه و تحلیل نتایج

در ابتدای مصالح سنگی درشت دانه و ریزدانه (شن و ماسه) به همراه بخشی از آب ترکیب شده و سپس نیمی از سیمان به همراه بخشی از آب باقی مانده به مخلوط

همچنین قابلیت افزایش حجم و عدد اکتیویته در مونت موریلونیت که یکی از کانی‌های اصلی بنتونیت است، بیشتر از دیگر کانی‌های رس می‌باشد بنابراین؛ می‌توان نتیجه گرفت نمونه‌های حاوی بنتونیت با نسبت آب به مواد چسبنده مشابه نمونه CM، کارایی کمتری دارند [۳۰].

۲-۳- مقاومت فشاری

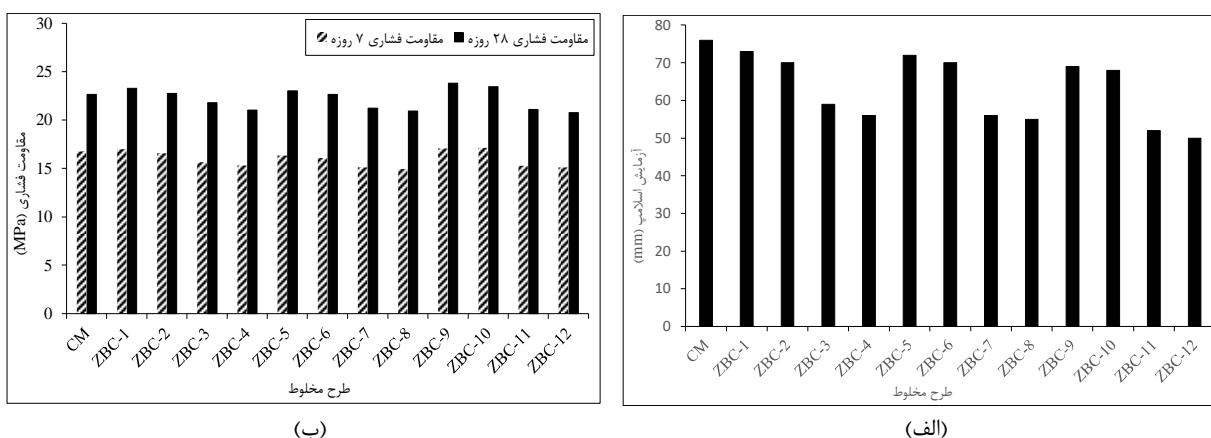
در شکل ۵- ب می‌توان نتایج مقاومت فشاری سینی ۷ و ۲۸ روزه را مشاهده کرد. نتایج نشان می‌دهد که در نمونه‌های ZBC-9 و ZBC-10 مقاومت فشاری ۷ روزه نسبت به نمونه CM ۱/۵ و ۰/۴ می‌باشد. درصد) افزایش یافته است. به دلیل آن که واکنش پوزولانی زئولیت و بنتونیت کندرتر از واکنش هیدراسیون سیمان می‌باشد، در صورت استفاده در بتن، تاثیر کمتری بر مقاومت فشاری در سن ۷ روزه دارد [۳۱ و ۳۲]. به همین دلیل در بیشتر نمونه‌ها مقاومت فشاری ۷ روزه نسبت به نمونه CM کاهش یافته است.

در این قسمت به بررسی و مقایسه نتایج آزمایش اسلامپ، مقاومت فشاری، مقاومت کششی، جذب آب نمونه‌های حاوی بنتونیت و زئولیت، پیش‌بینی مدول گسیختگی نمونه‌های حاوی بنتونیت و زئولیت و بررسی تأثیر استفاده از این مواد بر چگالی نمونه استوانه‌ای سخت شده، پرداخته شده است.

۳-۱- آزمایش اسلامپ

نتایج آزمایش اسلامپ در شکل ۵- الف ارائه شده است. کاهش اسلامپ در نمونه‌های حاوی بنتونیت و زئولیت نسبت به نمونه کنترل (CM) ناشی از کوچیک بودن و سطح نسبتاً بزرگ ذرات مواد پوزولانی می‌باشد. بلورها و ذرات مونت موریلونیت دارای سطح صاف و فوق العاده زیادی است به همین دلیل موجب افزایش تماس با آب می‌شود که همین امر سبب افزایش جذب آب و کاهش کارایی می‌شود.

بنتونیت دارای سطح ویژه بالا و ابعاد بسیار ریزی می‌باشد و مونت موریلونیت موجود در بنتونیت میل به جذب آب بالایی نسبت به دیگر کانی‌های رس دارد.



شکل ۵- نتایج (الف) آزمایش اسلامپ و (ب) مقاومت فشاری

در نمونه‌های حاوی بنتونیت و زئولیت (به صورت ترکیب یا به تنها) با افزایش درصد استفاده به بیش از ۱۰٪، مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه نسبت به CM به شدت کاهش یافته است.

با توجه به نتایج، مقاومت فشاری ۲۸ روزه نیمی از نمونه‌ها که درصد استفاده از بنتونیت و زئولیت آنها کمتر از ۱۵٪ می‌باشد (ZBC-2 ZBC-1 ZBC-5 ZBC-6 ZBC-9 ZBC-10 و ZBC-11) نسبت به CM (۱، ۳، ۴ و ۶ درصد) افزایش یافته است.

از عوامل موثر بر مقاومت کششی می‌توان به کیفیت ملات و خاصیت سنگدانه‌ها اشاره کرد [۳۴ و ۳۵]. یکی از دلایلی که باعث بهبود مقاومت کششی نمونه‌های حاوی زئولیت و بنتونیت می‌شود، شکل مولکولی و پیوند بین مولکولی این مواد است. می‌توان گفت به دلیل شکل مولکول‌های مواد پوزولانی که گره خورده هستند و شکل نامنظمی دارند، خاصیت شکنندگی و سختی کمتری دارند، به همین دلیل انتظار می‌رود رفتار این نمونه‌ها، در مقاومت کششی نسبت به نمونه کنترل بهتر باشد، که با توجه به نتایج شکل ۶ مشاهده می‌شود در صورت استفاده از بنتونیت و زئولیت به بیش از ۱۰٪ مقاومت کششی به شدت کاهش می‌یابد. یکی دیگر از عوامل مهم بر مقاومت کششی پیوند مولکولی است، به همین دلیل مقاومت کششی در نمونه‌هایی که درصد بنتونیت آن‌ها بیش از ۲۰٪ است، نسبت به نمونه CM به شدت کاهش یافته است، زیرا پیوند بین مولکولی بنتونیت و زئولیت از نوع پیوند بین مولکولی واندروالسی می‌باشد و تحت شرایط آزمایش مقاومت کششی دو نیم شدن عملکرد ضعیفتری نشان می‌دهند [۳۶ و ۳۷]. در میان عوامل ذکر شده، موثرترین آن‌ها در رابطه با استفاده از مواد پوزولانی، پیوند بین مولکولی می‌باشد [۳۵]. بر همین اساس درصد استفاده از بنتونیت و زئولیت بسیار مهم می‌باشد.

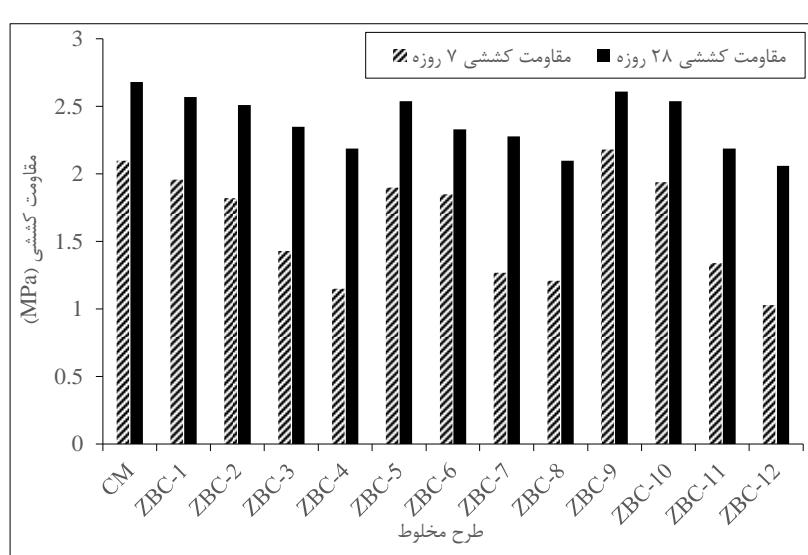
دلیل اصلی افزایش مقاومت در برخی نمونه‌ها آن است که واکنش هیدراسيون مواد پوزولانی آهسته‌تر از واکنش هیدراسيون سیمان انجام می‌شود که فرآيند اين واکنش با خاصیت پرکنندگی بنتونیت و زئولیت همراه می‌باشد [۳۳]. با توجه به نتایج، در نمونه‌های حاوی بنتونیت و زئولیت نسبت مقاومت فشاری ۷ به ۲۸ روزه در صورتی که درصد جایگزین بنتونیت نسبت به وزن سیمان کمتر از ۱۵٪ باشد، در حدود ۷۱٪ است که نشان می‌دهد درصد بهینه بنتونیت در حدود ۵٪ تا ۱۰٪ می‌باشد.

۳-۳- مقاومت کششی

مقاومت کششی دو نیم شدن براساس استاندارد ASTM-C496 انجام شده است. براساس این استاندارد، با استفاده از نیروی به دست آمده از آزمایش دو نیم شدن استوانه‌ای از طریق معادله (۱) می‌توان مقاومت کششی دو نیم شدن نمونه‌های استوانه‌ای به دست آورد. در شکل ۶ نیز نتایج مقاومت کششی ارائه شده است.

$$f_t = \frac{2P}{\pi LD} \quad (1)$$

که در آن P نیروی ارائه شده توسط دستگاه، L طول نمونه استوانه‌ای، D قطر نمونه استوانه‌ای و f_t مقاومت کششی دو نیم شدن نمونه استوانه‌ای می‌باشد.



شکل ۶- نتایج مقاومت کششی

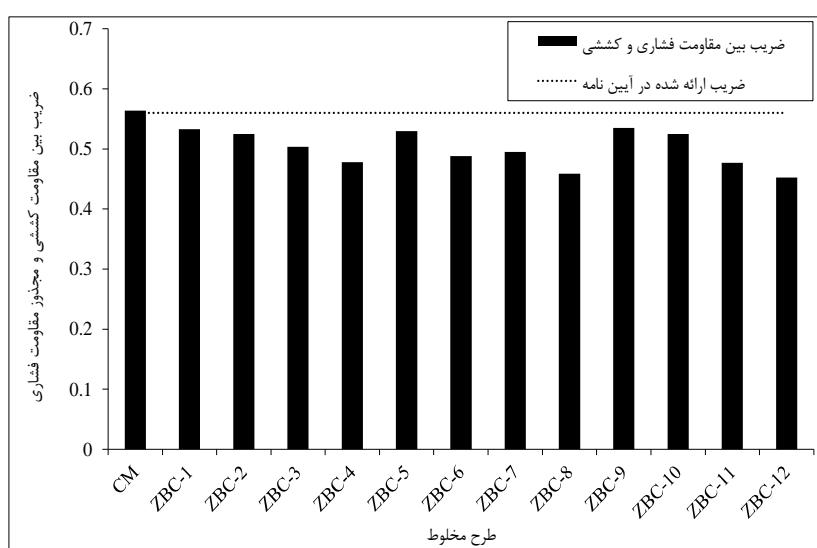
با توجه به نتایج مقاومت فشاری و کششی ۲۸ روزه نمونه‌ها، ضریبی پیش‌بینی شده است که در شکل ۷ ارائه گردیده است. بین مقاومت فشاری و مقاومت کششی ارتباطی وجود دارد اما با یکدیگر نسبت مستقیمی ندارند. براساس استاندارد ACI318-14 رابطه بین مقاومت کششی آزمایش دو نیم شدن، f_c' ، و مقاومت فشاری، f_t' ، در معادله (۲) ارائه شده است [۳۸]:

$$f_t' = 0.56\sqrt{f_c'} \quad (2)$$

با توجه به نتایج شکل ۷، در نمونه‌هایی که درصد جایگزین بنتونیت و زئولیت نسبت به وزن سیمان بیش از ۱۰٪ می‌باشد، ضریب بین مقاومت کششی و مقاومت فشاری، نسبت به ضریب ارائه شده در آیین‌نامه به شدت کاهش می‌یابد، زیرا با افزایش درصد جایگزینی (بیش از ۱۰٪) عملکرد بتن ضعیف می‌گردد در نتیجه مقاومت فشاری نمونه مقدار قابل قبولی داشته باشد مقاومت کششی آن نمی‌تواند پاسخگوی عملکرد مطلوب بتن باشد.

نتایج آزمایش مقاومت کششی دو نیم شدن استوانه‌ای نشان می‌دهد اغلب نمونه‌ها مقاومت کششی ۲۸ روزه نسبت به ۷ روزه افزایش قابل توجهی داشته است و همچنانی برخی از نمونه‌ها نسبت به نمونه CM، مقاومت کششی بهتری کسب نموده‌اند. نتایج نشان می‌دهد در نمونه‌هایی که درصد بنتونیت و زئولیت در مخلوط بتن افزایش یافته (ZBC-8 ZBC-7 ZBC-4 ZBC-3 ZBC-11 و ZBC-12)، مقاومت کششی نسبت به نمونه CM، به ترتیب ۷، ۸، ۱۰، ۱۴، ۱۰ و ۲۸ درصد کاهش یافته است. در این نمونه‌ها به دلیل ضعیف بودن پیوند بین مولکولی ذرات زئولیت و بنتونیت، پیوندهای بین مولکولی آن‌ها به راحتی قابل شکستن می‌باشد و به همین دلیل در صورت استفاده از این مواد با درصد بالا در مخلوط بتن، مقاومت کششی به شدت کاهش می‌یابد.

۴-۳-۴- رابطه میان مقاومت فشاری و مقاومت کششی



شکل ۷- مقایسه ضریب به دست آمده از آزمایش‌ها با ضریب استاندارد

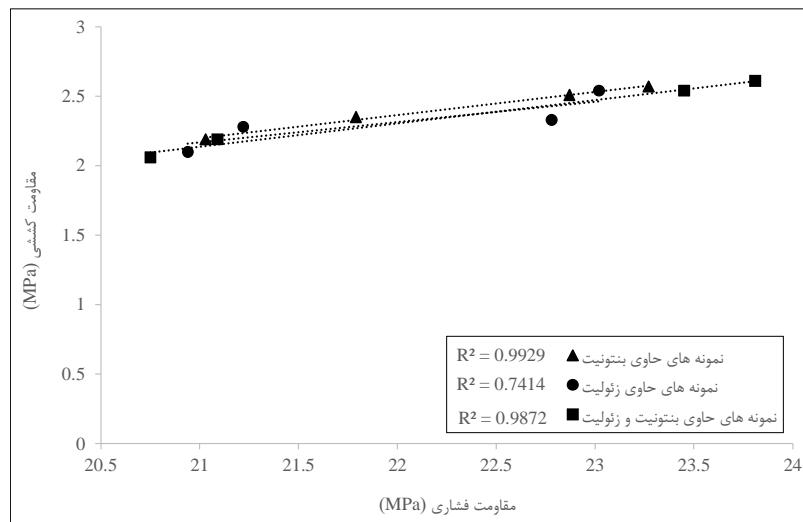
شکل ۸ رابطه اثر بخشی مقاومت فشاری و مقاومت کششی نشان داده شده است. با توجه به ضرایب رگرسیون به دست آمده برای نمونه‌ها، مشاهده می‌شود نمونه‌های با استفاده از بنتونیت ساخته شده، ضریب رگرسیون (همبستگی) بالاتری نسبت به دو حالت دیگر دارد، بدان

با توجه به نتایج به دست آمده از آزمایش مقاومت فشاری و مقاومت کششی نمونه‌های استوانه‌ای می‌توان رابطه اثر بخشی این دو آزمایش بر یکدیگر و تأثیر استفاده از بنتونیت و زئولیت را بر این دو، با توجه به ضریب رگرسیون به دست آمده مقایسه و بررسی نمود که در

مطلوب استفاده از بنتونیت در بتن می‌باشد.

معناست که افزایش مقاومت تأثیر خوبی بر افزایش

مقاومت کششی نمونه داشته است که نشان دهنده تأثیر



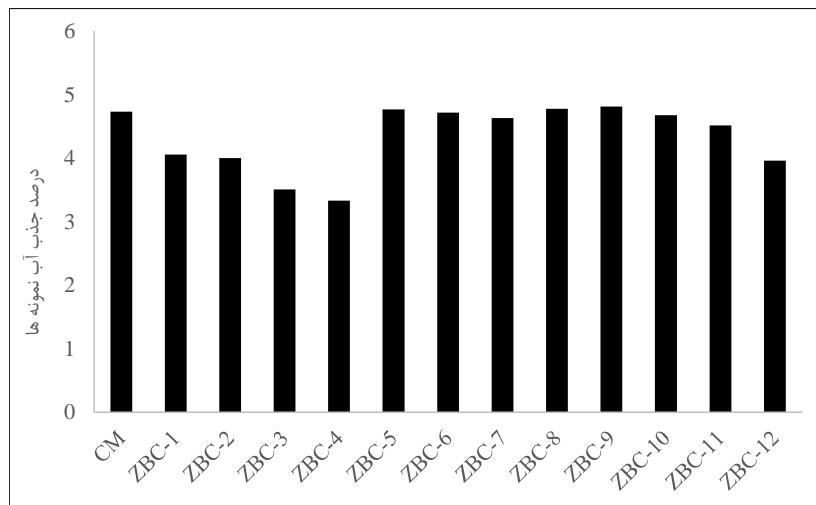
شکل ۸- رابطه بین مقاومت فشاری و مقاومت کششی ۲۸ روزه

در شکل ۹، نتایج جذب آب نمونه‌ها ارائه شده است که مطابق استاندارد ASTM-C642 می‌باشد. با توجه به نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود، با افزایش درصد بنتونیت و زئولیت جذب آب نمونه کاهش می‌یابد. به دلیل خاصیت پرکنندگی و کوچک بودن مواد پوزولانی نسبت به سیمان در صورت افزایش درصد جایگزین سیمان، باعث کاهش تخلخل مخلوط بتن می‌شود و در نتیجه سبب کاهش نفوذپذیری و افزایش دوام مخلوط می‌گردد.

[۳۹]

از طرفی نمونه‌های حاوی زئولیت کمترین ضریب همبستگی را دارند. ضریب تعیین در نمونه‌های زئولیت با توجه به ضریب رگرسیون به دست آمده برابر ۰/۷۴ می‌باشد که یعنی با افزایش مقاومت فشاری تنها ۰/۷۴٪ باعث افزایش مقاومت کششی در این نمونه‌ها می‌شود. در نمونه‌هایی که حاوی زئولیت و بنتونیت با هم می‌باشند، وجود بنتونیت تأثیر نامناسب زئولیت را در بتن جبران نموده است و ضریب رگرسیون نزدیک به یک به دست آمده است.

۵-۳- جذب آب



شکل ۹- جذب آب

در این رابطه، λ یک ضریب اصلاحی می‌باشد که برای بتن‌های با وزن معمولی برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. با توجه به نتایج، با افزایش درصد بنتونیت و زئولیت مدول گسیختگی پیش‌بینی شده نسبت به CM کاهش می‌یابد. در نمونه‌هایی که درصد بنتونیت و زئولیت آن‌ها ۵٪ (ZBC-1) و ZBC-5 می‌باشد، مدول گسیختگی نمونه‌ها نسبت به CM به ترتیب $1/4$ و 1 درصد افزایش یافته است. در نمونه‌ای که از بنتونیت و زئولیت به طور همزمان استفاده شده (ZBC-9، ترکیب $2/5$ از هریک) مدول گسیختگی نسبت به CM $2/5$ درصد افزایش یافته است. در دیگر نمونه‌ها مدول گسیختگی ZBC-2، ZBC-3، ZBC-4، ZBC-6، ZBC-7، ZBC-8 و ZBC-12 نسبت به CM، با افزایش درصد بنتونیت و زئولیت کاهش یافته است.

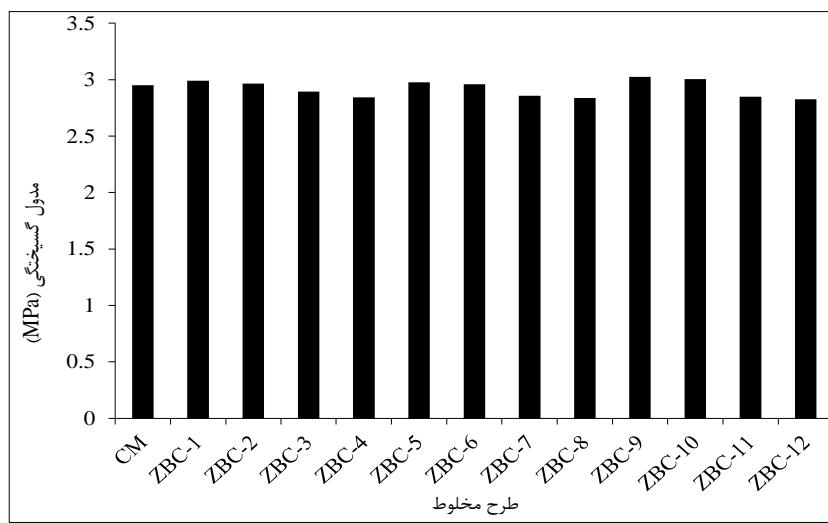
با توجه به نتایج تأثیر نامطلوب افزایش درصد جایگزینی بنتونیت و زئولیت در مقاومت خمسمی مشاهده می‌شود، اما برای بیان دقیق‌تر تأثیر این مواد در مقاومت خمسمی بتن باید نمونه‌های خمسمی ساخته و مورد آزمایش مقاومت خمسمی قرار گیرند.

همچنین به دلیل خاصیت نفوذناپذیری بنتونیت از آن، به عنوان مصالح در دیوارهای آبربند در زیر سدهای خاکی به منظور کاهش و یا جلوگیری از نشت آب، استفاده می‌شود [۱۸]. با توجه به نتایج، هرچه درصد جایگزین بنتونیت و زئولیت بیشتر شود، جذب آب نمونه نسبت به نمونه CM کاهش می‌یابد. نتایج نشان می‌دهد نمونه‌های حاوی زئولیت جذب آب بالاتری نسبت به نمونه‌های حاوی بنتونیت دارد.

۳-۶- مدول گسیختگی

مقاومت کششی ناشی از خمسمی، مدول گسیختگی یا مقاومت خمسمی نامیده می‌شود. نتایج آزمایش خمسمی برای کنترل کیفی بتن در دال‌ها، تیرها و روپارهای صنعت حمل و نقل اهمیت زیادی دارد، زیرا رفتار بتن در خمسمی بررسی می‌شود [۱۲]. مطابق استاندارد ACI318-14 می‌توان مدول گسیختگی بتن را با توجه به مقاومت فشاری آن، از رابطه (۳) پیش‌بینی کرد که نتایج آن در شکل ۱۰ ارائه شده است.

$$f_r' = 0.62\lambda\sqrt{f_c'} \quad (3)$$



شکل ۱۰- پیش‌بینی مدول گسیختگی

استاندارد ASTM-C618 باید حداقل ۷۵٪ بتن معمولی باشد. نتایج به دست آمده از شاخص فعالیت مقاومت که مطابق استاندارد ASTM-C311 می‌باشد از رابطه (۴)

۷-۳- شاخص فعالیت مقاومت

شاخص فعالیت مقاومت بتن‌های حاوی پوزولان طبیعی (زئولیت و بنتونیت) و خاکستر بادی مطابق

خصوصیات این مواد، می‌توان در صورت استفاده در مخلوط بتن، سبب بهبود عملکرد آن شوند.

-۲- در صورت استفاده از زئولیت و بنتونیت به عنوان جایگزین بخشی از سیمان کارایی بتن، کاهش می‌یابد. نتایج آزمایش اسلامپ نشان می‌دهد، با افزایش درصد جایگزینی نسبت به وزن سیمان، خاصیت چسبندگی مخلوط بتن نیز افزایش می‌یابد و سبب کاهش کارایی می‌شود. در نمونه‌هایی که درصد استفاده از زئولیت و بنتونیت بیش از ۱۰٪ می‌باشد (ZBC-4 ZBC-3)، (ZBC-12 ZBC-7 ZBC-8 ZBC-11)، (ZBC-12 ZBC-6 ZBC-5)، ۲ نسبت به CM مقاومت فشاری بالاتری کسب کرده‌اند. به همین دلیل برای کسب مقاومت فشاری مناسب، حداقل درصد استفاده از بنتونیت به عنوان جایگزین سیمان، ۱۰٪ می‌باشد.

-۴- نتایج نشان می‌دهد در صورت استفاده همزمان از بنتونیت و زئولیت می‌توان مقاومت فشاری و کششی مخلوط بتن را نسبت به نمونه CM افزایش داد. مقاومت فشاری مخلوطی که دارای ۲/۵٪ بنتونیت و ۲/۵٪ زئولیت می‌باشد به ترتیب به میزان ۵٪ و ۴٪ افزایش یافته و همچنین مقاومت کششی این نمونه‌ها نسبت به نمونه CM بهبود یافته است. همچنین استفاده از بنتونیت در کنار زئولیت می‌تواند باعث بهبود بخشیدن به تأثیر زئولیت در مخلوط بتن شود که مستلزم مطالعات بیشتر بر روی خصوصیات شیمیایی این مواد می‌باشد.

محاسبه شده و در شکل ۱۱ نشان داده شده است. با توجه به آن که نمونه‌های ساخته شده نمونه‌های استوانه‌ای هستند، با استفاده از ضرایب مبحث ۹، مقاومت نمونه‌ها به نمونه‌های مکعبی تبدیل شده و شاخص فعالیت آن‌ها محاسبه شده است.

$$SAI = \frac{A}{B} \times 100 \quad (4)$$

در این رابطه، A مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه‌های مکعبی حاوی بنتونیت (مواد پوزولانی) براساس مگاپاسکال و B مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه مکعبی مرجع (بتن معمولی) براساس مگاپاسکال است.

نتایج نشان می‌دهد، در صورت جایگزینی ۵٪ و ۱۰٪ بنتونیت یا زئولیت در مخلوط بتن، نسبت به CM شاخص فعالیت مقاومت نمونه‌ها افزایش می‌یابد. همچنین در نمونه‌های که بنتونیت و زئولیت همزمان استفاده شده است، در صورتی که حداقل درصد جایگزینی هر دو ۱۰٪ باشد، نسبت به CM، شاخص فعالیت مقاومت افزایش می‌یابد، در غیر این صورت در نمونه‌هایی که ۱۵٪ و ۲۰٪ بنتونیت یا زئولیت و یا هر دو استفاده شده، شاخص فعالیت مقاومت نسبت به CM کاهش یافته است. با توجه به نتایج به دست آمده، می‌توان از بنتونیت یا زئولیت و یا هر دو در تولید بتن استفاده نمود.

۴- نتیجه‌گیری

در این مقاله به بررسی و مقایسه تأثیر استفاده از بنتونیت و زئولیت برای جایگزینی بخشی از سیمان در بتن پرداخته شده است. نتایج به دست آمده از آزمایش‌های انجام شده و مقایسه آن‌ها عبارت است از:

- ۱- استفاده از زئولیت و بنتونیت به عنوان پوزولان طبیعی و سازگار با محیط زیست که دارای حداقل آسیب به محیط زیست می‌باشد، می‌توانند یک انتخاب مناسب برای کاهش مصرف سیمان قرار گیرند. همچنین با توجه به

درصد جایگزینی مقاومت فشاری کاهش یافته در نتیجه مدول گسیختگی پیش‌بینی شده مخلوط بتن نیز کاهش می‌یابد.

-۹ با توجه به نتایج جذب آب، نمونه‌های حاوی بنتونیت جذب آب کمتری نسبت به نمونه‌های حاوی زئولیت و یا ترکیب هر دو داشته‌اند. همچنین در صورت افزایش درصد بنتونیت و زئولیت جذب آب نمونه کاهش می‌یابد که نشان می‌دهد سبب افزایش خاصیت نفوذناپذیری مخلوط بتن حاوی بنتونیت و زئولیت شده است. براساس نتایج به دست آمده، می‌توان از پوزولان‌های طبیعی از جمله زئولیت و بنتونیت به عنوان بخشی از سیمان استفاده نمود. این جایگزینی سبب بهبود عملکرد بتن، کاهش سیمان مصرفی و علاوه بر آن حفظ منابع انرژی و منابع مواد اولیه که در نتیجه موجب کاهش آسیب‌های محیط زیستی می‌گردد. درصد بهینه جایگزینی زئولیت و بنتونیت نسبت به وزن سیمان در مخلوط بتن، ۵ و ۱۰٪ می‌باشد که بتن به دست آمده مقاومت فشاری و مقاومت کششی مطلوبی نسبت به نمونه بدون بنتونیت و زئولیت، کسب می‌کند.

سپاسگزاری

بدینوسیله از آزمایشگاه دانشگاه سمنان و مسئولین مربوطه که با مساعدت و راهنمایی‌ها و تدبیر اتخاذ شده، برای به انجام رسیدن آزمایشات موفق و دستیابی به نتایج قابل اطمینان نقش موثری داشته‌اند، کمال تشکر و سپاس به عمل می‌آید.

۵- با مقایسه نتایج نمونه‌ها، در مقاومت فشاری مخلوط بتن، مشاهده می‌شود در صورت استفاده از بنتونیت به تنها‌یی می‌توان عملکرد مخلوط بتن را نسبت به مخلوط بتن دارای زئولیت، بهبود بخشید و نتایج بهتری را کسب نمود. نمونه‌های حاوی بنتونیت (۵٪ و ۱۰٪) نسبت به نمونه CM، ۳ و ۱ درصد سبب افزایش مقاومت فشاری شده است.

۶- با توجه به نتایج مقاومت کششی، نمونه‌های دارای ۵ و ۱۰٪ زئولیت و بنتونیت مقاومت کششی بهتری نسبت به CM دارند. به همین دلیل برای کسب مقاومت کششی مناسب حداکثر درصد استفاده از این مواد به جای سیمان ۱۰ درصد می‌باشد.

۷- با توجه به نتایج مشاهده می‌شود با افزایش درصد زئولیت و بنتونیت (به دلیل کاهش مقاومت فشاری و مقاومت کششی)، ضرایب به دست آمده از رابطه بین مقاومت کششی و مقاومت فشاری، کمتر از ضریب ارائه شده در استاندارد (۰/۵۶) می‌باشد. به همین دلیل حداکثر درصد جایگزینی بنتونیت ۱۰٪ است.

۸- نتایج پیش‌بینی مدول گسیختگی نشان می‌دهد در صورت افزایش درصد جایگزینی بنتونیت و زئولیت بیشتر از ۱۰٪ مدول گسیختگی کاهش می‌یابد، زیرا چسبندگی و مقاومت کششی در صورت افزایش درصد این مواد به شدت کاهش می‌یابد در نتیجه عملکرد بتن در مدول گسیختگی ضعیف می‌شود. همچنین با افزایش

مراجع

- [1] Kushnir, A. R., Heap, M. J., Griffiths, L., Wadsworth, F. B., Langella, A., Baud, P., ... & Utley, J. E. (2021). "The fire resistance of high-strength concrete containing natural zeolites", *Cement and Concrete Composites*, 116, 103897.

- [2] Onyelowe, K. C., Amhadi, T., Ezugwu, C., Ugwuanyi, H., Iro, U., Jideofor, I., ... & Ugorji, B. (2019). "Strength of pozzolan soil blend in chemically improved lateritic soil for pavement base material purpose", *International Journal of Low-Carbon Technologies*, 14(3), 410-416.
- [3] Trümer, A., Ludwig, H. M., Schellhorn, M., & Diedel, R. (2019). "Effect of a calcined Westerwald bentonite as supplementary cementitious material on the long-term performance of concrete", *Applied Clay Science*, 168, 36-42.
- [4] Zhang, L., De Schryver, P., De Gusseme, B., De Muynck, W., Boon, N., & Verstraete, W. (2008). "Chemical and biological technologies for hydrogen sulfide emission control in sewer systems: a review", *Water research*, 42(1-2), 1-12.
- [5] Noeighaei, T., Mukherjee, A., Dhami, N., & Chae, S. R. (2017). "Biogenic deterioration of concrete and its mitigation technologies", *Construction and Building Materials*, 149, 575-586.
- [6] Heidari, A., Hashempour, M., & Tavakoli, D. (2017). "Using of Backpropagation Neural Network in Estimation of Compressive Strength of Waste Concrete", *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 1(1), 54-64.
- [7] Polder, R. B. (2012). "Effects of slag and fly ash on reinforcement corrosion in concrete in chloride environment-Research from the Netherlands", *HERON*, 57(3), 197-210.
- [8] Caballero, C. E., Sanchez, E., Cano, U., Gonzalez, J. G., & Castano, V. (2000). "On the effect of fly ash on the corrosion properties of reinforced mortars", *Corrosion Reviews*, 18(2-3), 105-112.
- [9] Aydin, S., Yazıcı, H., Yiğiter, H., & Baradan, B. (2007). "Sulfuric acid resistance of high-volume fly ash concrete", *Building and Environment*, 42(2), 717-721.
- [10] Goyal, S., Kumar, M., Sidhu, D. S., & Bhattacharjee, B. (2009). "Resistance of mineral admixture concrete to acid attack", *Journal of Advanced Concrete Technology*, 7(2), 273-283.
- [11] Mane, K. M., Kulkarni, D. K., & Prakash, K. B. (2019). "Prediction of flexural strength of concrete produced by using pozzolanic materials and partly replacing NFA by MS", *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 3(2), 65-75.
- [12] Qiyami Taklimi, S. M., Rezaifar, O., & Gholhaki, M. (2019). "Effect of substitution of natural calcareous and clay materials with cement in low-carbon concretes", *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, 5(4), 73-93.
- [13] ASTM C618-08a. (2010). Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete. *American Society for Testing and Materials*.
- [14] Tran, Y. T., Lee, J., Kumar, P., Kim, K. H., & Lee, S. S. (2019). "Natural zeolite and its application in concrete composite production", *Composites Part B: Engineering*, 165, 354-364.
- [15] Memon, S. A., Arsalan, R., Khan, S., & Lo, T. Y. (2012). "Utilization of Pakistani bentonite as partial replacement of cement in concrete", *Construction and building materials*, 30, 237-242.
- [16] Reddy, G. V. K., Rao, V. R., & Reddy, M. A. K. (2017). "Experimental investigation of strength parameters of cement and concrete by partial replacement of cement with Indian calcium bentonite", *Int J Civ Eng Technol*, 8(1), 512-8.
- [17] Taklymi, S. M. Q., Rezaifar, O., & Gholhaki, M. (2020). "Investigating the properties of bentonite and kaolin modified concrete as a partial substitute to cement", *SN Applied Sciences*, 2(12), 1-14.
- [18] Amlashi, A. T., Abdollahi, S. M., Goodarzi, S., & Ghanizadeh, A. R. (2019). "Soft computing based formulations for slump, compressive strength, and elastic modulus of bentonite plastic concrete", *Journal of Cleaner Production*, 230, 1197-1216.
- [19] Amlashi, A. T., Alidoust, P., Ghanizadeh, A. R., Khabiri, S., Pazhouhi, M., & Monabati, M. S. (2020). "Application of computational intelligence and statistical approaches for auto-estimating the compressive strength of plastic concrete", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-32.
- [20] Yang, H., Long, D., Zhenyu, L., Yuanjin, H., Tao, Y., Xin, H., ... & Shuzhen, L. (2019). "Effects of bentonite on pore structure and permeability of cement mortar", *Construction and Building Materials*, 224, 276-283.
- [21] Najimi, M., Sobhani, J., Ahmadi, B., & Shekarchi, M. (2012). "An experimental study on durability properties of concrete containing zeolite as a highly reactive natural pozzolan", *Construction and building materials*, 35, 1023-1033.
- [22] Ahmadi, B., & Shekarchi, M. (2010). "Use of natural zeolite as a supplementary cementitious material", *Cement and concrete composites*, 32(2), 134-141.
- [23] Bilim, C. (2011). "Properties of cement mortars containing clinoptilolite as a supplementary cementitious material", *Construction and Building Materials*, 25(8), 3175-3180.
- [24] Iswarya, G., & Beulah, M. (2021). "Use of zeolite and industrial waste materials in high strength concrete-A review", *Materials Today: Proceedings*, 46, 116-123.
- [25] ASTM-C136. (2006). Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates.

- [26] ASTM-C128. (2001). Standard test method for specific gravity and absorption of fine aggregate.
- [27] ASTM-C127-07. (2007). Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.
- [28] ASTM-C496. (2011). Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens.
- [29] ASTM-C143. (1996). Standard test method for slump of hydraulic cement concrete. *ASTM International, West Conshohocken, PA, USA*.
- [30] Qiyami Taklymi, S. M., Rezaifar, O., & Gholhaki, M. (2020). “Utilization of bentonite as partial replacement of cement in low-strength concrete”, *Journal of Concrete Structures and Materials*, 1-16.
- [31] Monteiro, P. (2006). *Concrete: microstructure, properties, and materials*. McGraw-Hill Publishing.
- [32] Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. (2014). *Concrete: microstructure, properties, and materials*. McGraw-Hill Education.
- [33] Akram, T., Memon, S. A., & Iqbal, K. (2007). “Utilization of bagasse ash as partial replacement of cement”, In *International Conference on Advances in Cement Based Materials and Applications in Civil Infrastructure ACBM-ACI, Lahore, Pakistan*, 235-245.
- [34] Bogas, J. A., de Brito, J., & Figueiredo, J. M. (2015). “Mechanical characterization of concrete produced with recycled lightweight expanded clay aggregate concrete”, *Journal of Cleaner Production*, 89, 187-195.
- [35] Neville, A. M. (1995). *Properties of concrete*. 4, Longman London.
- [36] Falihy, R. (2014). “Causes of using sodium bicarbonate in cement slurry for injection in rocks”, <http://www.tpbm.com/article/28305>, (In Persian).
- [37] Erfany, H. (2007). *Crystallography*. University of Tehran Press, ISBN: 9789640336953.
- [38] Standard, A. A. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-14). In *American Concrete Institute*.
- [39] Shannag, M. J. (2000). “High strength concrete containing natural pozzolan and silica fume”, *Cement and concrete composites*, 22(6), 399-406.

بررسی عوامل مؤثر بر افت آب‌های زیرزمینی در آبخوان کوهدهشت، استان لرستان

الهام فیجانی*

استادیار، دانشکده زمین‌شناسی،

پردیس علوم، دانشگاه تهران.

پست الکترونیک:

Efijani@ut.ac.ir

مدیریت کمی منابع آب‌های زیرزمینی به ویژه در مناطق خشک و نیمه خشک از اهمیت بسیاری برخوردار است. همانند سایر دشت‌های ایران، دشت کوهدهشت نیز در سال‌های اخیر با افت سطح آب آب‌های زیرزمینی مواجه بوده است. هدف از این مطالعه بررسی عوامل مؤثر بر افت سطح آب زیرزمینی در آبخوان کوهدهشت است. به این منظور از داده‌های بارش ایستگاه سینوپتیک کوهدهشت، داده‌های سطح آب‌های زیرزمینی در چاههای مشاهده‌ای و نیز آمار برداشت از آب‌های زیرزمینی در محدوده مطالعاتی استفاده شده است. آبنمود معرفت ترسیم شده برای یک دوره ۲۹ ساله (۱۳۶۸-۱۳۹۷) نشان داد که در طی این دوره تراز آب آبخوان به میزان ۲۲/۵۰ متر (به طور متوسط ۷۷ سانتیمتر در سال) کاهش داشته است. همچنین نقشه‌های هم افت بیانگر این بود که سطح آب زیرزمینی در شمال و جنوب دشت نسبت به قسمت‌های میانی آن کاهش بیشتری یافته است. با توجه به نتایج به دست آمده، برداشت بیش از حد از چاههای بهره‌برداری مجاز و غیر مجاز، وقوع خشکسالی (با توجه به شاخص خشکسالی آب زیرزمینی محاسبه شده)، کاهش منابع آب سطحی و کاهش میزان تغذیه از بارندگی از مهمترین عوامل مؤثر بر افت سطح آب‌های زیرزمینی در آبخوان کوهدهشت می‌باشد.

وازگان کلیدی: آبخوان کوهدهشت، افت آب‌های زیرزمینی، شاخص خشکسالی آب زیرزمینی، آبنمود معرفت.

صبا علیخانی جودکی

دانشجوی کارشناسی ارشد

هیدرولوژی، دانشکده

زمین‌شناسی، پردیس علوم،

دانشگاه تهران.

پست الکترونیک:

alikhani.saba@ut.ac.ir

مرتضی مظفری

استادیار، دانشکده زمین‌شناسی،

پردیس علوم، دانشگاه تهران.

پست الکترونیک:

mmozaafari@ut.ac.ir

۱- مقدمه

همچنین تغییرات آب و هوا و گسترش کشاورزی تأمین آب را در برخی مناطق به یک مشکل بزرگ تبدیل کرده است. کشور ایران در اقلیمی خشک و نیمه خشک قرار دارد، که از نظر تأمین آب شرب، کشاورزی و صنعت به آب‌های زیرزمینی وابستگی زیادی دارد. برداشت بی‌رویه از آب‌های زیرزمینی مشکلات جبران ناپذیری از جمله فرونشست زمین، شور شدن و کاهش کیفیت آب‌ها را در پی دارد. بررسی عوامل کاهش تراز آب دشت‌ها توسط پژوهشگران مختلفی مطالعه شده است. پژوهشگران به بررسی تغییرات مکانی تراز آب زیرزمینی در شمال چین پرداختند. نتایج مطالعه آنها نشان داد که سطح آب زیرزمینی در پانزده سال گذشته حدود ۶ متر افت داشته

آب‌های زیرزمینی مهم‌ترین منبع آب شیرین در جهان هستند، که درصدی از منابع آب شرب دنیا از آن تأمین می‌شود. طی دهه‌های اخیر، به دلیل افزایش جمعیت و تغییرات اقلیمی تقاضا برای مصرف آب زیرزمینی افزایش یافته به گونه‌ای که مقادیر برداشت آب‌های زیرزمینی از میزان تجدید آن فراتر رفته و کاهش شدید این ذخایر ارزشمند را به دنبال داشته است.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۳/۰۱، بازنگری ۱۴۰۰/۰۳/۲۴، پذیرش ۱۴۰۰/۰۳/۲۶

(DOI): 10.22091/cer.2021.6978.1253

۱۳۵۹، ۱۳۶۲ و ۱۳۷۵ فعالیت‌های انسانی (به ویژه احداث سد ساوه در سال ۱۳۷۳ بر روی رودخانه قره چای) مهم ترین دلیل افت سطح آب‌های زیرزمینی در آبخوان داشت ساوه می‌باشد [۵]. زایمینگ^۲ و همکاران، تغییرات سطح آب زیرزمینی و پارامترهای کیفی آب در ۱۳۰ حلقه چاه در شمال چین را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که تراز آب زیرزمینی کاهش شدیدی داشته و این افت در غرب منطقه بیشتر از شرق آن بوده است [۶].

علیپور و همکاران به بررسی کیفیت آب زیرزمینی جهت مصارف شرب و کشاورزی- پیش نیازی برای برنامه‌ریزی آمایش سرزمین در مناطق خشک و نیمه خشک ایران پرداختند. در این تحقیق که برای اولین بار تمام آبخوان‌های موجود در نیمه‌ی شرقی کشور را از لحاظ کیفیت آب شرب و کشاورزی بررسی کرده است. مشخص شد که بیشتر آبخوان‌ها از شوری آب رنج می‌برند (از نظر کاربری کشاورزی)، که این آلودگی توسط پساب‌های صنعتی و فاضلاب‌های شهری بیشتر نیز می‌شود [۷]. اسدی و همکاران به بررسی افت سطح آب‌های زیرزمینی و شیوه برداشت جبران‌گر در آبخوان دشت الشتر استان لرستان پرداختند و برای تعیین دقیق نقاط بحرانی دچار افت سامانه سیستم مدل ریاضی آبخوان را شبیه سازی کردند. در این پژوهش، میزان افت سطح آب زیرزمینی دشت در سال آماری ۸۸-۸۱ معادل ۴ متر برآورد شد. نتایج این مطالعه مقدار افت سالیانه در ۵ سال بعد را ۳/۵ متر پیش بینی می‌کرد [۸]. مسلمی و درویشی با بررسی آمار ۶ ساله چاه مشاهده‌ای در یک دوره ۲۰ ساله (۹۴-۷۴) راهکارهای کاهش افت سطح آب‌های زیرزمینی دشت لاور را ارائه دادند. طبق محاسبات انجام شده در این پژوهش، سطح آب زیرزمینی دشت لاور به طور متوسط سالانه ۲۱ سانتی‌متر افت داشته است [۹].

است [۱]. در تحقیقی دیگر، یمانی^۱ و همکاران با بررسی ارتباط فرونیست زمین و افت سطح آب‌های زیرزمینی در دشت قره بلاغ استان فارس نشان دادند که به ازای هر ۲۶۰ سانتی‌متر پایین رفتن سطح آب‌های زیرزمینی در سال به طور متوسط ۱۱/۸ سانتی‌متر سطح اراضی دشت قره بلاغ دچار فرونیستین تدریجی می‌شود [۲]. اکبری و همکاران، افت سطح آب‌های زیرزمینی با استفاده از سیستم اطلاعات جغرافیایی GIS در آبخوان دشت مشهد را بررسی کردند. در این پژوهش، ابتدا آمار ۷۰ چاه مشاهده‌ای در طی ۲ دوره ۱۰ ساله (۷۶-۶۶ و ۸۷-۷۷) مورد بررسی قرار گرفت. پس از درون‌بایی، نقشه‌های خطوط هم‌پتانسیل و پهنه بندی افت سطح آب زیرزمینی در تهیه گردید. نتایج نشان می‌داد که سطح آب زیرزمینی در بخش‌های مرکزی و غربی آبخوان تا ۳۰ متر کاهش داشته است. تمرکز چاه‌های با دبی بالا بیانگر این مطلب بود که به دلیل خشکسالی، برداشت بی‌رویه، ازدیاد جمعیت، افزایش سطح زیر کشت و تعداد زیاد چاه‌های برداشت طی ۲۰ سال ۱۲/۱ متر سطح آب زیرزمینی دشت کاهش یافته است [۳].

فتحی و زیبایی در پژوهشی تحت عنوان کاهش رفاه ناشی از افت سطح آب‌های زیرزمینی در دشت فیروزآباد به بررسی کاهش سطح آب‌های زیرزمینی و تأثیر آن بر روی کاهش رفاه و تولید محصول کشاورزان پرداختند. در این مطالعه مشخص شد که به علت برداشت بیش از حد منابع آب، رفاه کشاورزان به ازای هر متر افت سطح آب برای چاه‌های نیمه عمیق ۹۲۴۱۱ تومان و برای چاه‌های عمیق ۴۳۱۲۱۰ تومان کاهش می‌یافتد [۴]. محمدی قلعه نویی و همکاران با مطالعه تغییرات ماهانه بارندگی در ۵ ایستگاه هواشناسی منطقه، دبی ماهانه ۳ ایستگاه هیدرومتری و سطح آب زیرزمینی ۶۳ حلقه چاه به ارزیابی تأثیر عوامل اقلیمی بر افت منابع آب زیرزمینی آبخوان دشت ساوه پرداختند. خشکسالی شدید در سال

²- Zaiming

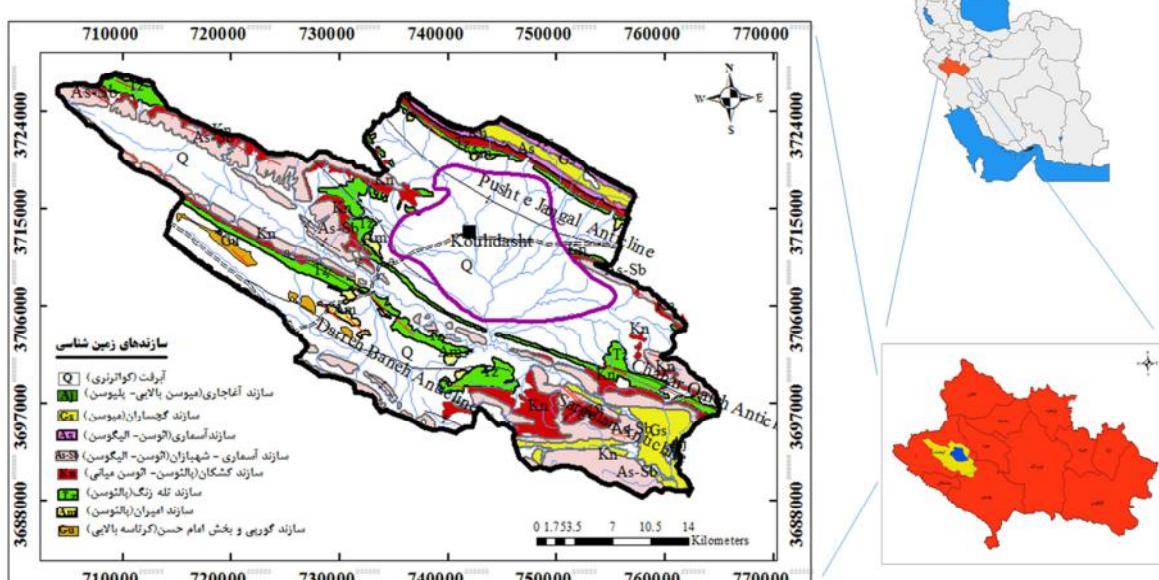
¹- Yamani

در سال‌های اخیر سطح آب‌های زیرزمینی در دشت کوهدهشت افت چشمگیری یافته است به طوری که سطح آب‌های زیرزمینی در این مناطق به طور مداوم کاهش یافته و سبب کاهش ذخیره آب زیرزمینی، خشک شدن مناطق پایین دست و کم آبی و یا از بین رفتن چاهها، قنات‌ها و چشمه‌ها شده است. کاهش سطح آب زیرزمینی اثرات زیست محیطی جبران ناپذیری را به دنبال خواهد داشت که از آن جمله می‌توان به ورود آب‌های شور یا آلوده به آبخوان آب شیرین و فرونژنست زمین اشاره کرد. در تحقیق حاضر، روند تغییرات سطح آب زیرزمینی و عوامل مؤثر بر افت سطح آب‌های زیرزمینی در آبخوان کوهدهشت بررسی شده است.

۲- منطقه مورد مطالعه

محدوده مطالعاتی کوهدهشت یکی از بخش‌های شهرستان کوهدهشت واقع در غرب استان لرستان می‌باشد که بین طول‌های $47^{\circ}12'$ تا $47^{\circ}52'$ شرقی و عرض‌های $33^{\circ}17'$ تا $33^{\circ}41'$ شمالی قرار دارد. شکل ۱، موقعیت آبخوان دشت کوهدهشت و نقشه زمین‌شناسی محدوده را نشان می‌دهد.

لیلاروبان و همکاران با بررسی شاخص خشکسالی آب زیرزمینی، همبستگی بین این شاخص‌ها و تراز سطح آب زیرزمینی در ۳۲ چاه در چند ایالت آمریکا را بررسی کردند و نتایج این مطالعه نشان داد که شاخص‌های خشکسالی به منظور ارزیابی سریع تأثیر خشکسالی بر تراز سطح آب زیرزمینی بسیار مفید هستند [۱۰]. آشتیانی مقدم و همکاران به بررسی تعیین مقدار مناسب تغذیه در دشت دامغان ایران به منظور جلوگیری از افت سطح ایستابی پرداختند. در این بررسی با استفاده از روش فازی در قالب ۳ مدل و ۹ زیر مدل میزان تغذیه مناسب برای جیران کسری مخزن و جلوگیری از افت بی‌رویه سطح ایستابی ۲۱ میلیون مترمکعب برآورد شد [۱۱]. کدخدا و همکاران با بررسی مدل‌سازی عوامل اقلیمی مؤثر برافت سطح آب‌های زیرزمینی با رویکرد تغییر اقلیم در دشت مشهد نشان دادند که بیشترین نوسان سالانه آب‌های زیرزمینی متعلق به بخش جنوبی دشت بود. همچنین مدل‌سازی تغییرات سطح آب‌های زیرزمینی در این دشت با استفاده از پارامترهای بارش، دما، تبخیر و تعرق حاکی از حداقل 0.2 متر و حداقل 0.7 متر افت سطح آب زیرزمینی به دلیل برداشت و بهره‌برداری بی‌رویه بود [۱۲].



شکل ۱- موقعیت جغرافیایی و نقشه زمین‌شناسی منطقه مورد مطالعه (برگرفته از شیت ایلام- کوهدهشت با مقیاس ۱:۲۵۰۰۰)

هم تراز آب زیرزمینی و تغییرات سطح تراز آب زیرزمینی و تهیه آبنمود معرف آبخوان استفاده شده است. برای تهیه نقشه‌های پهنه بندی تراز آب زیرزمینی از درونیابی به روش کریجینگ در نرم افزار ArcGIS استفاده گردید. به منظور بررسی تغییرات درازمدت و نوسانات سطح آب زیرزمینی، تشخیص دوره‌های افزایش و کاهش سطح آب و نیز تغییرات حجم مخزن، آبنمود معرف آبخوان در طول دوره آماری تهیه شده است. در این روش، متوسط سطح آب زیرزمینی برای هر ماه از سال در دوره زمانی معین برای کل آبخوان با استفاده از ترسیم چندضلعی تیسن به دست می‌آید و آبنمود معرف از ترسیم نمودار متوسط سطح آب زیرزمینی در برابر ماههای دوره زمانی مورد نظر حاصل می‌گردد. در ادامه، به منظور بررسی بیشتر تغییرات تراز آب‌های زیرزمینی از شاخص خشکسالی آب زیرزمینی (GRI^۳) در مقیاس ماهیانه استفاده شد. شاخص GRI در سال ۲۰۰۸ توسط مندسینو^۴ و همکاران به عنوان شاخصی قابل اعتماد به منظور پایش وضعیت خشکسالی آب زیرزمینی پیشنهاد شد. مقدار شاخص GRI با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$GRI = \frac{D_{y,m} - \mu_{D,m}}{\sigma_{D,m}} \quad (1)$$

که در آن $D_{y,m}$ مقادیر تراز سطح آب زیرزمینی در سال y و ماه m و $\mu_{D,m}$ و $\sigma_{D,m}$ به ترتیب میانگین و انحراف معیار مقادیر تراز آب زیرزمینی در ماه m در طول دوره آماری می‌باشند [۱۵].

۴- تجزیه و تحلیل داده‌ها

۴-۱- تغییرات درازمدت سطح آب زیرزمینی

برای بررسی تغییرات سطح آب‌های زیرزمینی دشت کوهدهشت طی سال‌های آبی ۶۷-۶۸ تا ۹۶-۹۷، آبنمود

محدوده مطالعاتی کوهدهشت با وسعت $1129/3$ کیلومترمربع یکی از محدوده‌های مطالعاتی حوضه آبریز کرخه است و وسعت دشت آن $248/8$ کیلومترمربع می‌باشد. مقدار متوسط بارش در ارتفاعات و دشت به ترتیب 468 و $451/2$ میلی‌متر، میانگین درجه حرارت در ارتفاعات $14/7$ درجه سانتی‌گراد و در دشت 16 درجه سانتی‌گراد و نیز مقدار تبخیر در ارتفاعات $2030/4$ میلی‌متر در سال و در دشت $2124/5$ میلی‌متر در سال می‌باشد. در محدوده مطالعاتی کوهدهشت رودخانه دائمی مادیان رود جریان دارد، که آب آن از رواناب‌های حاصل از بارش و آب خروجی از چشمه‌های واقع در ارتفاعات تأمین می‌شود. ضخامت متوسط آبخوان کوهدهشت 78 متر برآورد شده است [۱۳]. از نظر زمین‌شناسی محدوده موردنده مطالعه در کمربند چین خورده زاگرس واقع شده است. دشت کوهدهشت در واقع حاصل فرسایش یال‌های دو تاقدیس بهم چسبیده است. محدوده موردنده مطالعه شامل واحدهای زمین‌شناسی مختلفی از دوران دوم تا دوران چهارم می‌باشد. بخش امام حسن و سازند گورپی (کرتاسه بالایی) قدیمی‌ترین واحد سنگی منطقه است، و جدیدترین آن نهشته‌های آبرفتی مربوط به دوره کواترنری است. نهشته‌های آبرفتی در محدوده موردنده مطالعه شامل ماسه‌های درشت دانه، رس، سیلت، گراول و شن مربوط به مخروط افکنه‌ها و رسوبات موجود در بستر رودخانه‌ها و آبراهه‌ها می‌باشد.

۳- روش تحقیق

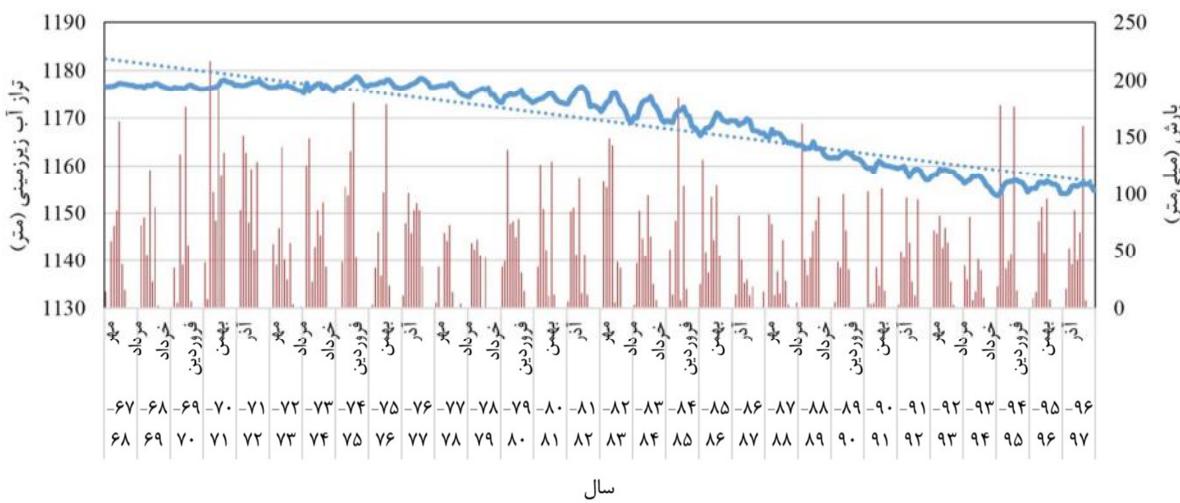
اندازه‌گیری نوسانات سطح آب در پیزومترها و چاههای مشاهدهای یکی از جنبه‌های مهم مطالعات آب زیرزمینی است. نوسانات سطح آب می‌تواند ناشی از طیف گسترده‌ای از پدیده‌های طبیعی و انسانی باشد [۱۴]. در این پژوهش، از داده‌های سطح آب‌های زیرزمینی در چاههای مشاهدهای، داده‌های بارش ایستگاه هواشناسی سینوپتیک کوهدهشت و نیز آمار برداشت از آب‌های زیرزمینی در محدوده مطالعاتی جهت ترسیم نقشه‌های

³- Groundwater Resource Index

⁴- Mendicino

[۱۳]. حجم مخزن آب زیرزمینی در ۲۹ سال گذشته ۱۶۵/۲۲ میلیون مترمکعب کاهش یافته، به عبارت دیگر متوسط کسری حجم مخزن آبرفتی حدود ۵/۷ میلیون مترمکعب در سال بوده است. می‌توان گفت که در سال‌های گذشته علاوه بر مصرف کامل ذخیره تجدیدشونده بخش قابل توجهی از ذخیره پایدار آبخوان نیز مورد بهره‌برداری قرار گرفته است. با توجه به ارقام آنمود معرف، متوسط افت سالیانه تراز آب زیرزمینی در این دوره برابر ۰/۷۷ متر محاسبه می‌شود. همچنین مقدار افت در سال آبی ۹۶-۹۷ برابر با ۰/۹ متر بوده که از میانگین کل دوره آماری بیشتر است.

معرف آبخوان براساس داده‌های ۲۶ حلقه چاه مشاهده‌ای ترسیم و در شکل ۲ ارائه گردید. همچنین در این شکل، سری زمانی تغییرات بارش براساس داده‌های بارندگی ایستگاه هواشناسی سینوپتیک کوهدهشت ترسیم شده است. بررسی تغییرات تراز آب زیرزمینی در طول دوره آماری یاد شده حاکی از آن است که تراز آب زیرزمینی طی دو دهه گذشته با افت مداوم و روندی نزولی مواجه بوده و سطح آب زیرزمینی در طول این دوره ۲۲/۵ متر کاهش داشته است. با توجه به این مقدار افت و با در نظر گرفتن مساحت و متوسط ضریب ذخیره آبخوان معادل ۳/۵ درصد براساس آزمون‌های پمپاژ انجام شده است



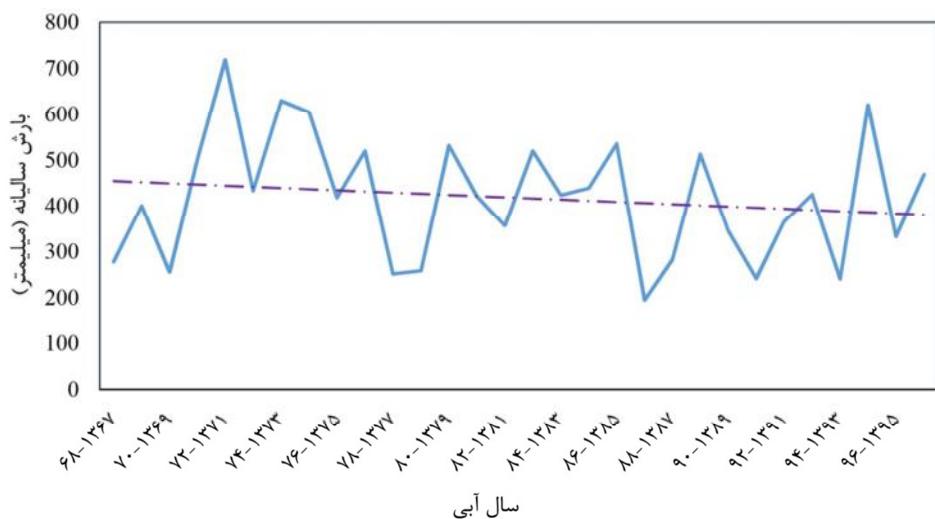
شکل ۲- آنمود معرف آب زیرزمینی دشت کوهدهشت مربوط به دوره آماری ۲۹ ساله از سال آبی ۶۸-۶۷ تا ۹۶-۹۷

علیرغم افزایش بارش سالیانه، متوسط تراز آب‌های زیرزمینی در آبخوان با افت مواجه بوده است که ممکن است بارش‌های صورت گرفته در این سال‌ها با شدت زیاد اتفاق افتاده باشد به طوری که آب باران فرصت تغذیه به آبخوان را پیدا نکرده باشد، اما با توجه به تداوم روند کاهشی عوامل دیگری نیز می‌تواند بر افت سطح آب‌های زیرزمینی در دشت تأثیر بگذارد.

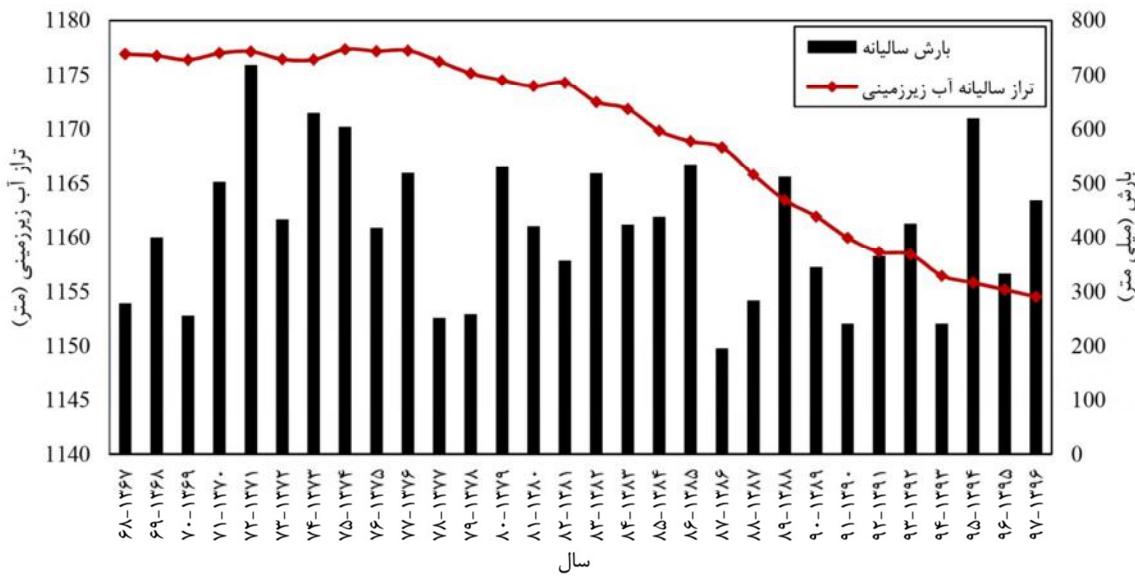
۲-۴- نقشه‌های تغییرات سطح آب زیرزمینی

نقشه هم تراز آب زیرزمینی و جهت جریان بر اساس سطح آب اندازه‌گیری شده در مهرماه سال ۱۳۹۶ در شکل ۵ نشان داده شده است.

به منظور بررسی بیشتر مقادیر بارش و تأثیر آن بر نوسانات سطح آب زیرزمینی، نمودارهای مقادیر متوسط بارش سالیانه در طول دوره آماری و همچنین نمودار تغییرات همزمان بارش سالیانه و متوسط تراز آب‌های زیرزمینی در آبخوان کوهدهشت در شکل‌های ۳ و ۴ نشان داده شده است. براساس شکل ۳، روند کلی بارش در منطقه به صورت نزولی بوده، اما در سال آبی ۹۴-۹۵ میزان بارش افزایش داشته است و انتظار می‌رود در سال‌هایی که بارش افزایش یافته، بر سطح آب زیرزمینی هم افزوده شود، اما تغییرات همزمان بارش سالیانه و متوسط تراز آب‌های زیرزمینی در شکل ۴ نشان می‌دهد که سطح آب زیرزمینی در محدوده، روند کاهشی داشته و



شکل ۳- مقادیر متوسط بارش سالیانه در طول دوره آماری ۲۹ ساله از سال آبی ۶۷ تا ۹۶

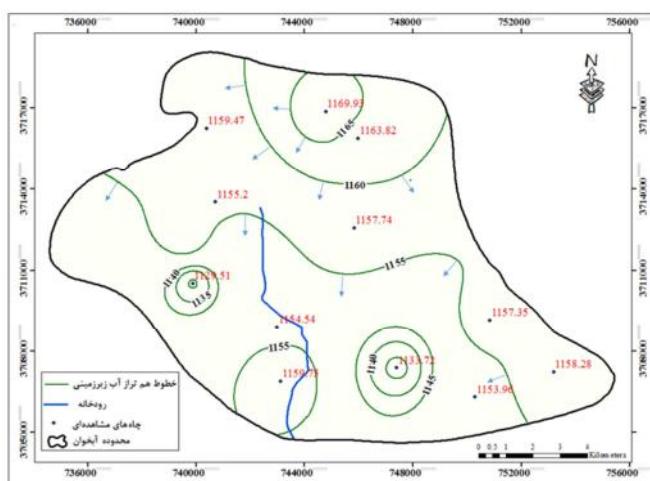


شکل ۴- تغییرات همزمان بارش سالیانه و متوسط تراز آب‌های زیرزمینی در آبخوان کوهدهشت طی سال‌های آبی ۶۷ تا ۹۶

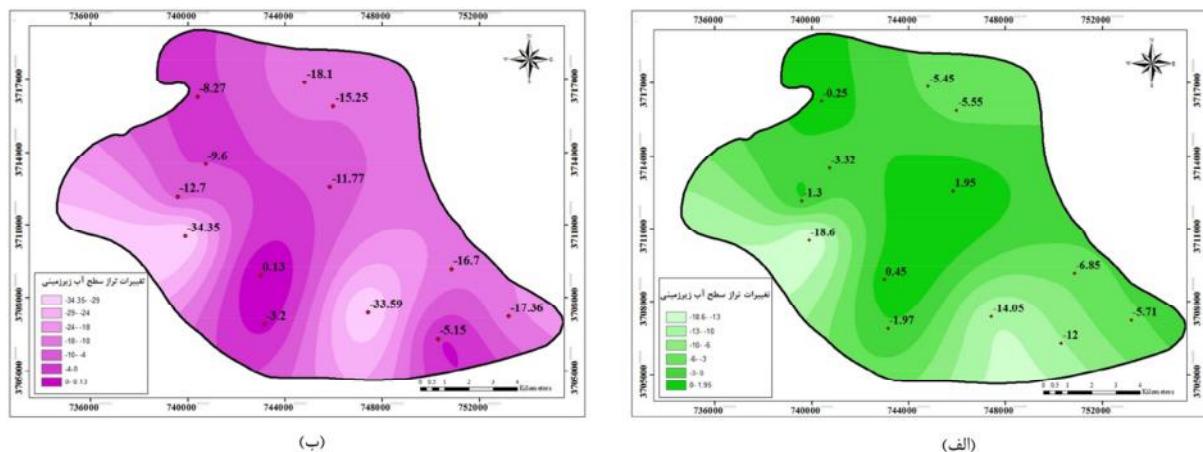
بیش از ۱۵ متر بوده و بخش‌های مرکزی منطقه کمترین تغییرات را داشته‌اند. در بخش کوچکی از منطقه افزایش سطح آب زیرزمینی دیده می‌شود که به احتمال زیاد سطح آب در این نقاط به علت نزدیکی به رودخانه مادیان رود (شکل ۵) به طور محلی افزایش یافته است. همچنین در طی ده سال بیشترین کاهش تراز آب زیرزمینی در نواحی جنوب غربی و جنوب شرقی با بیش از ۳۰ متر افت و در قسمت‌های شمالی با بیش از ۱۵ متر افت مشاهده شده است و کمترین افت به مقدار $۰/۴$ متر در قسمت‌های مرکزی منطقه بوده است (شکل ۶-ب).

براساس شکل ۵، بیشترین تراز آب زیرزمینی ۱۱۶۹ متر و مربوط به شمال آبخوان (در کله گاو راه) است و با حرکت به سمت جنوب از ارتفاع آب به تدریج کم شده به طوری که در جاده کتوله به حدود ۱۱۲۹ متر می‌رسد. جهت عمومی جریان آب زیرزمینی در آبخوان کوهدهشت از شمال به سمت جنوب است.

به منظور بررسی تغییرات سطح آب زیرزمینی در سال‌های اخیر، پهنۀ بندی تغییرات پنج ساله و ده ساله تراز آب زیرزمینی ترسیم شده است (شکل ۶). مطابق شکل ۶-الف در طی پنج سال بیشترین کاهش تراز آب زیرزمینی در نواحی جنوب غربی و جنوب شرقی با افتی



شکل ۵- تراز آب زیرزمینی منطقه مورد مطالعه در مهرماه ۹۶ و خطوط جریان آب زیرزمینی

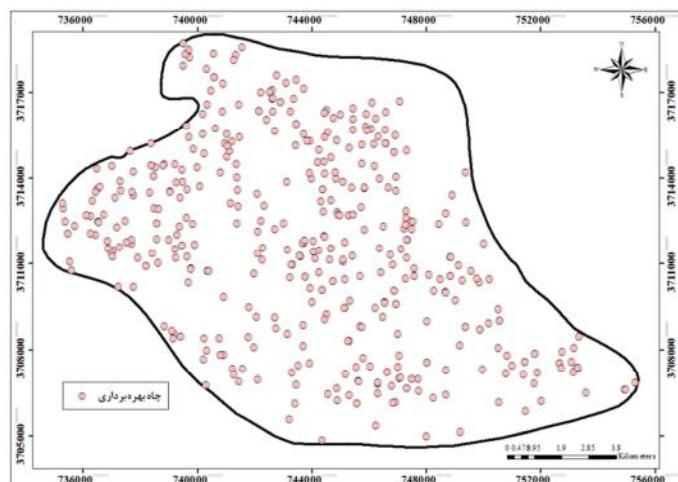


شکل ۶- نقشه تغییرات تراز سطح آب زیرزمینی برای دوره (الف) ۵ ساله ۱۳۹۱-۱۳۹۶ و (ب) ۱۰ ساله ۱۳۸۶-۱۳۹۶

بهرهبرداری صورت می‌گیرد. شکل ۷ موقعیت چاههای بهرهبرداری در منطقه مورد مطالعه را نشان می‌دهد. بیشترین مصرف منابع آبی در این منطقه مربوط به بخش کشاورزی و پس از آن مصرف شرب است.

۴-۳- میزان بهره برداری از آب‌های زیرزمینی

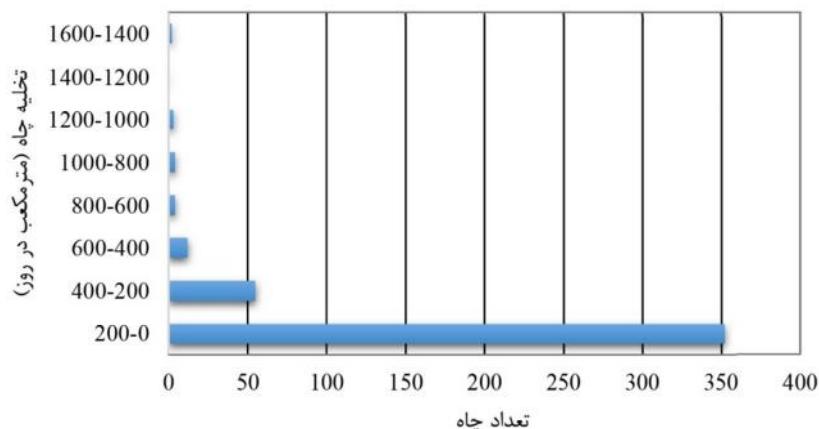
در محدوده مطالعاتی حدود ۹۵ حلقه چاه کم عمق، ۳۰۹ حلقه چاه عمیق و ۵۳ دهنه چشمه وجود دارد. بیشتر حجم تخلیه آب‌های زیرزمینی محدوده از چاههای



شکل ۷- موقعیت چاههای بهرهبرداری در آبخوان کوهدهشت

۱۳۸۱ تا سال ۱۳۸۶ و با توجه به محدودیت عوامل تغذیه کننده آبخوان و برداشت قابل توجه از سفره آب زیرزمینی، این محدوده مطالعاتی در سال ۱۳۸۹ در فهرست دشتهای ممنوعه قرار گرفته است.

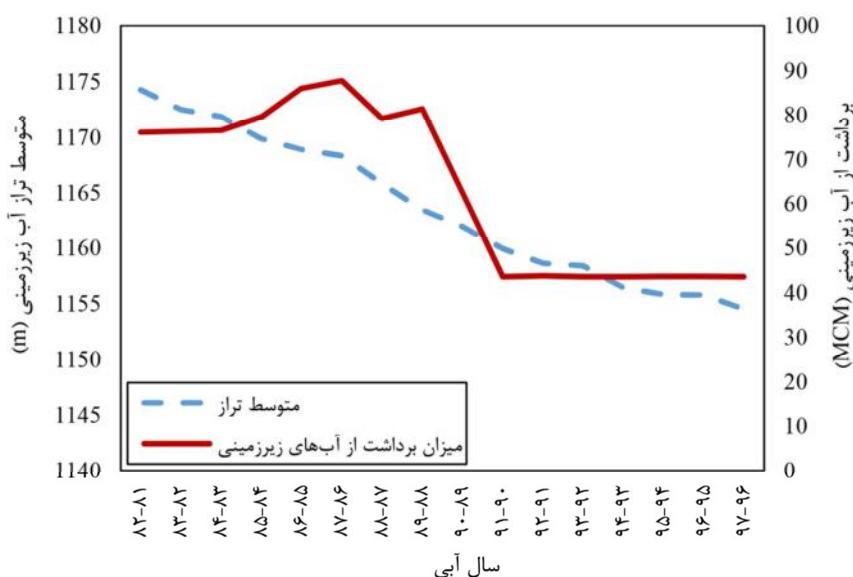
در نمودار شکل ۸ تعداد و میزان تخلیه از چاههای بهره‌برداری در آبخوان نمایش داده شده است. میزان برداشت از بیشتر چاهها در محدوده تا ۲۰۰ مترمکعب در روز می‌باشد. با توجه به افت سطح آب زیرزمینی از سال



شکل ۸- تعداد و میزان تخلیه از چاههای بهره‌برداری در آبخوان کوهدهشت

برداشت آب‌های زیرزمینی از سال‌های ۱۳۸۷ تا ۱۳۸۴ روند افزایشی داشته که با توجه به روند کاهشی سطح آب زیرزمینی در این دوره، نشان از افزایش بی رویه بهره‌برداری از منابع آب آبخوان دارد.

شکل ۹ تغییرات متوسط تراز آب زیرزمینی و میزان برداشت از چاههای بهره‌برداری واقع در دشت کوهدهشت طی سال‌های آبی ۱۳۸۲-۸۱ تا ۱۳۹۷-۹۶ را نشان می‌دهد. مطابق این شکل، متوسط تراز آب زیرزمینی در کل این دوره روند نزولی داشته است. از طرفی میزان



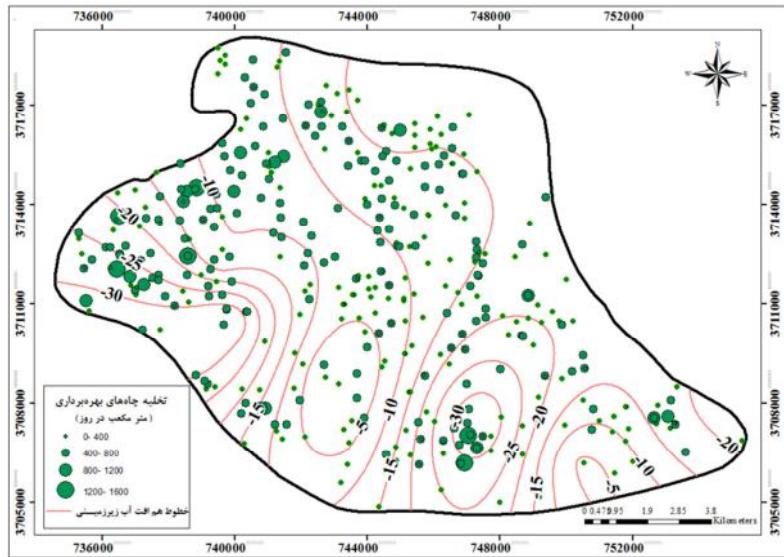
شکل ۹- تغییرات متوسط تراز آب زیرزمینی و میزان برداشت از چاههای بهره‌برداری در یک دوره ۱۶ ساله (سال‌های آبی ۱۳۹۷-۸۱)

دایره‌هایی نشان داده شده که قطر هر دایره با میزان تخلیه از چاههای بهره‌برداری رابطه مستقیم دارد به طوری که دایره‌های بزرگتر نشان دهنده میزان برداشت بیشتر از

شکل ۱۰ نقشه موقعیت چاههای بهره‌برداری در منطقه و خطوط هم تغییرات ده ساله آب زیرزمینی را نشان می‌دهد. در این شکل چاههای بهره‌برداری با

زیرزمینی نیز بیشتر است. بنابراین، یکی از دلایل اصلی افت سطح آب زیرزمینی برداشت بیش از حد از آبخوان می‌باشد.

چاه است. همانطور که در این شکل مشخص است در مناطقی که میزان برداشت از چاههای بهره‌برداری بیشتر است (در جنوب و غرب آبخوان)، مقدار افت سطح آب



شکل ۱۰- نقشه موقعیت چاههای بهره‌برداری در منطقه و خطوط هم تغییرات ۱۰ ساله آب زیرزمینی (۱۳۹۶-۱۳۸۶)

نزولی دارد و از سال ۱۳۸۶ این روند شدت گرفته و تا پایان دوره آماری مقادیر شاخص GRI منفی شده است. شدیدترین خشکسالی آب زیرزمینی در مهرماه ۱۳۹۴ با رقم شاخص ۲۰۵۵- به وقوع پیوسته است.

۵- نتیجه گیری

در این پژوهش، عوامل مؤثر بر افت سطح آبهای زیرزمینی در آبخوان کوهدشت بررسی شده است. بررسی تغییرات درازمدت سطح آب زیرزمینی با استفاده از آبمنود معرف محدوده مطالعاتی نشان داد که تراز آب زیرزمینی طی دوره ۲۹ ساله (۱۳۹۶-۱۳۶۷) دارای روندی نزولی بوده و مقدار ۲۲/۵۰ متر افت داشته، همچنین با در نظر گرفتن خواص ذخیره‌ای آبخوان، حجم مخزن آب زیرزمینی در طی این دوره ۱۶۵/۲۲ میلیون مترمکعب کاهش یافته است. در سال آخر ۱۳۹۵-۹۴ با اینکه میانگین بارش سالانه زیاد است، اما تاثیر آنچنانی در تراز آب زیرزمینی نداشته است، که ممکن است شدت بارش فرصت تغذیه از آبخوان را گرفته باشد. بررسی نقشه‌های تغییرات سطح آب زیرزمینی آبخوان در دو بازه پنج و ده

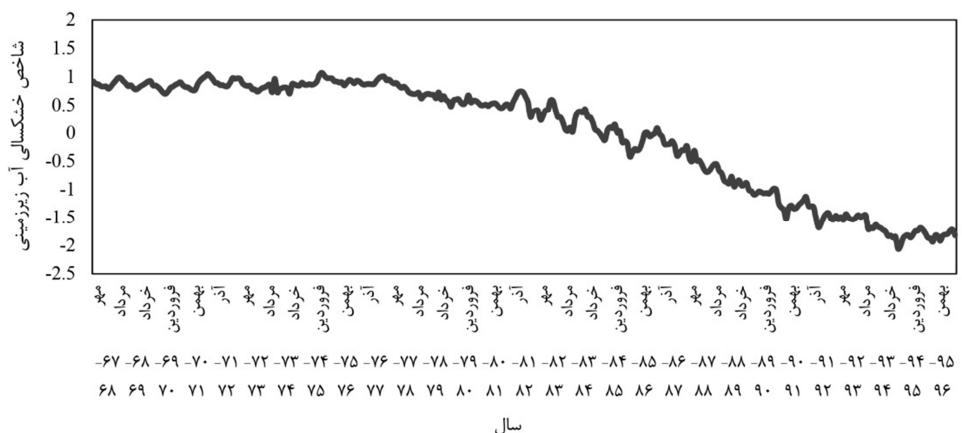
شایان ذکر است پس از اعلام ممنوعیت دشت کوهدشت، مقدار برداشت آب زیرزمینی از آبخوان ثابت مانده، با این وجود کاهش بارندگی در انتهای دوره باعث ادامه افت سطح آبهای زیرزمینی شده است. اما با توجه به شکل ۳ مشخص می‌شود که در برخی سال‌ها با وجود افزایش میزان بارش، سطح آبهای زیرزمینی همچنان روند کاهشی داشته است. بنابراین امکان دارد مقادیر برداشت آب زیرزمینی از طریق چاهها بیشتر از میزانی باشد که در آماربرداری‌ها ثبت گردیده است؛ به عبارتی احتمالاً تعداد زیادی چاه بهره‌برداری غیرمجاز در دشت وجود دارد که داده‌های آن ثبت نشده است.

۴-۴- محاسبه شاخص خشکسالی آبهای زیرزمینی (GRI)

جهت بررسی شاخص منبع آب زیرزمینی در محدوده مطالعاتی کوهدشت از داده‌های ۲۹ ساله مربوط به سال (۱۳۹۶-۱۳۶۷) استفاده شده است. نتایج محاسبه شاخص خشکسالی در شکل ۱۱ نمایش داده شده است. براساس این نمودار، شاخص GRI به طور کلی روندی

افت در طی سال‌های ۱۳۹۶-۸۶ و کمترین افت در قسمت‌های مرکزی محدوده بوده است.

ساله نشان می‌دهد که بیشترین کاهش تراز آب زیرزمینی در نواحی جنوب غربی و جنوب شرقی (با بیش از ۳۰ متر



شکل ۱۱- تغییرات شاخص GRI در آبخوان کوهدهشت برای دوره ۲۹ ساله (۱۳۶۷-۹۶)

سطح آب در آبخوان بوده است. اما با در نظر گرفتن ممنوعه اعلام شدن دشت از سال ۱۳۸۹ که تراز آب زیرزمینی همچنان روند کاهشی داشته، می‌توان به عواملی GRI همچون وقوع خشکسالی‌ها (با توجه به شاخص محاسبه شده)، کاهش منابع آب سطحی، کاهش میزان تغذیه از بارندگی و نیز وجود چاههای بهره برداری غیرمجاز اشاره کرد. با توجه به اینکه بیشترین افت در آبخوان مربوط به بخش‌های شمالی و جنوبی منطقه بوده است، پیشنهاد می‌گردد در این مناطق به منظور افزایش تغذیه به آبخوان، طرح‌های تغذیه مصنوعی اجرا شود و نیز در بخش مصارف کشاورزی از روش‌های نوین آبیاری استفاده گردد.

بررسی همزمان برداشت از آب‌های زیرزمینی و خطوط هم تغییرات ده ساله آب زیرزمینی مؤید این مطلب است که یکی از دلایل اصلی افت سطح آب زیرزمینی برداشت بی رویه از چاههای بهره‌برداری در آبخوان می‌باشد. محاسبه شاخص منبع آب زیرزمینی (GRI) در محدوده مطالعاتی کوهدهشت در یک بازه ۲۹ ساله (۱۳۶۷-۱۳۹۶) نشان داد که به طور کلی مقادیر این شاخص روندی نزولی داشته و از سال ۱۳۸۶ این روند حالت شدیدتری به خود گرفته و تا پایان دوره آماری مقادیر شاخص منفی شده است. با در نظر گرفتن موارد فوق می‌توان نتیجه گرفت که برداشت و بهره‌برداری بیش از حد از منابع آب زیرزمینی از مؤثرترین عوامل افت

مراجع

- [1] Hu, K., Huang, Y., Li, H., Li, B., Chen, D., & White, R. E. (2005). "Spatial variability of shallow groundwater level, electrical conductivity and nitrate concentration, and risk assessment of nitrate contamination in North China Plain", *Environment international*, 31(6), 896-903.
- [2] Yamani, M., Najafi, E., & Abedini, M. H. (2009). "The relationship between land subsidence and groundwater level drop in Qarabolagh plain of Fars province", *Geography*, 3(8-9), 9-27.
- [3] Akbari, M., Jargeh, M., & Madani Sadat, H. (2009). "Investigation of Groundwater Leakage Using Geographic Information System (GIS) (Case Study: Mashhad Plain Aquifer)", *Water and Soil Conservation Research*, 16(4), 63-78.
- [4] Fathi, F., & Zibaee, M. (2011). "Decreased welfare due to falling groundwater levels in Firoozabad plain", *Economics and Agricultural Development*, 25(1), 10-19.
- [5] Mohammadi Ghalehi, M., Ebrahimi, K., & Araghinejad, S. H. (2013). "Evaluation of the effect of climatic factors on the decline of groundwater resources (Case study: Saveh plain aquifer)", *Journal of Water and Soil Conservation*, 19(4), 189-200.

- [6] Zhou, Z., Zhang, G., Yan, M., & Wang, J. (2012). "Spatial variability of the shallow groundwater level and its chemistry characteristics in the low plain around the Bohai Sea, North China", *Environmental monitoring and assessment*, 184(6), 3697-3710.
- [7] Alipour, A., Rahimi, J., & Azarnivand, A. (2017). "Groundwater Quality Analysis for Drinking and Agricultural Purposes-a Prerequisite for Land Use Planning in the Arid and Semi-arid Regions of Iran", *Journal of Range and Watershed Management*, 70(2), 423-434.
- [8] Asadi, N., Kaki, M., & Jamoor, R. (2016). "Groundwater level decline and compensating withdrawal plan in Aleshtar plain, Lorestan province, Iran", *Journal of Natural Environmental Hazards*, 5(9), 107-124.
- [9] Moslemi, H., & Darvishi, R. (2018). "Strategies to Reduce Groundwater Level Decline (The Case Study of Lavar Plain in Hormozgan Province)", *Land Management Journal*, 5(2), 125-135.
- [10] Leelaruban, N., Padmanabhan, G., & Oduor, P. (2017). "Examining the relationship between drought indices and groundwater levels", *Water*, 9(2), 82.
- [11] Ashtianimoghaddam, G., Mahdavi M., Malekian, A., & Motamed, V. B. (2018). "Determining the Appropriate Recharge in Damghan Plain, Iran to Prevent from declining of Water Table", *Iranian Journal of Watershed Management Science and Engineering*, 12(42), 112-120.
- [12] Kadkhoda, E., Fallah, G. H., Baaghideh, M., & Farid Hossaini, A. (2019). "Modeling Climatic Factors Affecting Groundwater Level with Climate Change Approach (Case Study: Mashhad Plain)", *Iran Water Research*, 13(3), 27-38.
- [13] Sepahan Comprehensive Consulting Engineers. (2017). *Prohibition Report on the Study Areas of Kuhdasht and Romishgan*, Regional Water Company of Lorestan.
- [14] Todd, D. K., & Mays, L. W. (2005). *Groundwater Hydrology*, Third Edition, John Wiley and Sons, Inc.
- [15] Mendicino, G., Senatore, A., & Versace, P. (2008). A Groundwater Resource Index (GRI) for drought monitoring and forecasting in a Mediterranean climate. *Journal of Hydrology*, 357(3-4), 282-302.

بررسی ضریب دبی سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی با استفاده از نرمافزار FLUENT و الگوریتم‌های گرگ خاکستری و انتخابات

سرریزهای کنگرهای از جمله سازه‌های هیدرولیکی مهم جهت تنظیم سطح آب و کنترل جریان در کانال‌ها، رودخانه‌ها و مخازن سدها محسوب می‌شوند. جهت استفاده بهینه از این نوع سرریزهای برآورد مقدار ضریب دبی ضروری است. در همین راستا، در این پژوهش با استفاده از مجموعه داده‌ای شامل ۱۲۰ داده آزمایشگاهی جمع‌آوری شده توسط کومار و همکاران (۲۰۱۱) و عددی شبیه‌سازی شده توسط نرمافزار FLUENT با استفاده از مدل آشفتگی ($k-e$ RNG) به برآورد بهینه ضریب دبی سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی که در یک کانال مستطیلی به عرض ۰/۲۸ متر، طول ۱۲ متر و ارتفاع ۰/۴۱ متر تعییه شده، با استفاده از الگوریتم‌های فرالبتکاری نوین گرگ خاکستری (GWO) و انتخابات (EA)، پرداخته شد. برای بررسی اثر ضریب دبی، زوایای ۳۰، ۶۰، ۹۰، ۱۲۰، ۱۵۰ و ۱۸۰ درجه با ارتفاع سرریز، ۱۰ سانتی‌متر انتخاب و شرایط جریان در تمامی حالات به صورت زیربهرانی، آشفته و جریان ریزشی در نظر گرفته شد.تابع هدف مجموع مربعات اختلاف بین دبی محاسباتی و مشاهداتی است که به صورت کمینه تعریف شد. مقایسه نتایج الگوریتم‌های GWO و EA و نرمافزار FLUENT با کسب مقادیر $R^2=0.96$ و NRMSE=0.052 در مقایسه با مقادیر مشاهداتی، نشان‌دهنده تطابق مناسب بین مقادیر مشاهداتی و محاسباتی می‌باشد. با توجه به نتایج حاصل از اجرای الگوریتم‌های GWO و EA مقدار ضریب دبی جریان بهینه در بین سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی مورد بررسی در سرریز با زاویه رأس ۶۰ درجه و به ترتیب برابر با مقادیر ۰/۴۴ و ۰/۵ به دست آمد.

وازگان کلیدی: کنترل جریان، بهینه‌سازی، الگوریتم‌های فرالبتکاری، مدل آشفتگی.

سمیه امامی

گروه علوم و مهندسی آب،
دانشگاه تبریز.

پست الکترونیک:
somayehemami70@gmail.com

جواد پارسا*

گروه علوم و مهندسی آب،
دانشگاه تبریز.

پست الکترونیک:
jparsa@tabrizu.ac.ir

حجت امامی

گروه مهندسی کامپیوتر، دانشکده
فنی و مهندسی، دانشگاه بناب.

پست الکترونیک:
emami@bonabu.ac.ir

اکرم عباسپور

گروه علوم و مهندسی آب،
دانشگاه تبریز.

پست الکترونیک:
akabbaspour@yahoo.com

نمی‌باشند و در پلان، به حالت خطی شکسته می‌باشند. به دلیل افزایش طول مؤثر سرریزهای کنگرهای منقاری نسبت به سرریز استاندارد، این سرریزها دارای ضریب دبی جریان بیشتری می‌باشند. ضریب دبی سرریزها به عوامل متعددی از جمله ویژگی‌های هیدرولیکی جریان عبوری از روی تاج سرریز و مشخصات هندسی سرریز وابسته است [۲ و ۳].

محدودیت در تجهیزات، زمان و هزینه، مطالعه آزمایشگاهی را با چالش‌های روبرو کرده است. پیشرفت‌های سریع در مدل‌های عددی جهت حل معادلات حاکم بر جریان سیال، توانسته است کمک

سرریزها از جمله سازه‌های هیدرولیکی مهم به شمار می‌آیند که در زمان کم‌آبی سطح آب را جهت آبگیری کانال‌های پایین‌دست تنظیم کرده و دبی لازم را فراهم می‌آورند [۱]. سرریزهای کنگرهای منقاری، نوعی از سرریزها می‌باشند که از یک لبه مستقیم و صاف برخوردار

۱- مقدمه

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت: ۱۴۰۰/۰۲/۲۱، بازنگری ۱۴۰۰/۰۳/۲۱، پذیرش ۱۴۰۰/۰۳/۲۳.
DOI: 10.22091/cer.2021.6942.1250

نتایج می‌باشد [۵]. روشنگر و همکاران، ضریب دبی سرریزهای کنگرهای و کنگرهای قوسی را با استفاده از روش ماشین بردار پشتیبان مورد بررسی قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که این روش دارای دقت بالایی برای پیش‌بینی ضریب دبی جریان سرریزهای کنگرهای می‌باشد [۶]. حق‌آبی و همکاران، ضریب دبی سرریزهای کنگرهای مثلثی را با استفاده از سیستم استنتاج فازی-ANFIS^۳ عصبی پیش‌بینی کردند و نتیجه گرفتند مدل^۴ با ضریب تبیین برابر با $0.97/0$ از عملکرد بسیار مناسبی در پیش‌بینی ضریب دبی این نوع سرریزها برخوردار است [۷]. امامی و همکاران، به بررسی عددی تأثیر پارامترهای هندسی سرریز منقاری بر روی ضریب دبی جریان پرداختند. ایشان جریان عبوری از روی سرریز منقاری را با استفاده از نرم‌افزار FLUENT و به صورت سه بعدی شبیه‌سازی نموده و نتایج مطالعه خود را با دستاوردهای حاصل از سرریز مستطیلی هم‌عرض کانال مقایسه نمودند. نتایج نشان داد در کلیه سرریزهای منقاری با زاویه رأس مختلف، ضریب دبی با افزایش $\frac{H}{P}$ (نسبت بار هیدرولیکی به ارتفاع سرریز) افزایش یافته و سپس به دلیل تداخل تیغه‌های ریزشی، ضریب دبی کاهش می‌یابد [۸]. محققان با استفاده از روش شبکه عصبی (NN^۵) و الگوریتم‌های جنگل تصادفی (RF^۶) به برآورد ضریب دبی جریان در سرریزهای کنگرهای قوسی پرداختند و بیان داشتند الگوریتم RF در تخمین ضریب دبی سرریزهای کنگرهای قوسی نتایج بهتری در مقایسه با روش NN از خود نشان می‌دهد [۹]. صانعی و فروdi، با استفاده از سامانه استنتاج فازی-عصبی تطبیقی (ANFIS) و همچنین روش SVM مدل‌های بدون بعد برای برآورد ضریب دبی در سرریزهای لبه تیز را با نتیجه گرفتند که در روش محاسباتی نشان داد که مدل‌های پیشنهادی از دقت بسیار مناسبی برخوردار می‌باشند. همچنین مدل‌سازی با

شايانى به مطالعه جريان پيچيده بر روی سرریزهای کنگرهای نماید. در مدل‌های عددی، معادلات حاكم بر جريان سیال در محدوده مسئله حل شده و پارامترهای مورد نیاز را می‌توان شبیه‌سازی نمود که اين روش به دینامیک سیالات محاسباتی (CFD^۱) معروف می‌باشد. امروزه بهره‌مندی از روش‌های حل هوشمند نیز به عنوان ابزاری مجزا یا مکمل در مدل‌های بهینه‌سازی هیدرولیک رایج شده است، مدل‌های بهینه‌سازی هوشمند از جمله الگوریتم‌های فراکاکوشی به طور گسترده‌ای در حوزه وسیعی از مسائل به عنوان ابزارهای جستجو و بهینه‌سازی به کار گرفته شده‌اند. دلیل عدمه موفقیت این الگوریتم‌ها، قابلیت کاربرد وسیع آن‌ها، دقت و کارایی بالای این روش‌ها است. پارامترهای مؤثر بر ضریب دبی سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی شامل انرژی کل بالادست سرریز (H_d)، طول مؤثر سرریز (L)، ارتفاع سرریز (P)، عرض سرریز (b)، زاویه رأس سرریز (θ) و عمق جريان (y) می‌باشد.

در زمینه شبیه‌سازی و بهینه‌سازی ضریب دبی جریان سرریزهای کنگرهای تاکتون مطالعات زیادی توسط محققین انجام شده است. امامی و همکاران، به بررسی عددی جریان و ضریب دبی جریان بر روی سرریز منقاری با پلان مثلثی با استفاده از نرم‌افزار FLUENT به عنوان یک آزمایشگاه مجازی پرداختند. نتایج نشان داد که سرریزهای منقاری با پلان منحنی در مقایسه با سرریزهای منقاری با پلان مثلثی دارای ضریب دبی بیشتری $1/25$ برابر ضریب دبی سرریزهای منقاری با پلان مثلثی برای زاویه رأس 45 درجه) می‌باشد [۴]. ماجدی اصل و فولادی‌پناه، ضریب دبی سرریزهای کنگرهای مثلثی لبه‌تیز را با استفاده از روش ماشین بردار پشتیبان (SVM^۲) بررسی و نتیجه گرفتند که در روش ماشین بردار پشتیبان، ترکیب ورودی که فقط شامل پارامترهای هندسی (L/B , h/w , θ) است، دارای بهترین

^۳- Adaptive neuro fuzzy inference system

^۴- Neural network

^۵- Random forest algorithm

^۱- Computational fluid dynamics

^۲- Support vector machine

کنگرهای بررسی شود. در همین راستا، یافتن راهکارهای جهت افزایش دقت، کاهش هزینه‌ها و زمان مطالعات آزمایشگاهی، کاهش بروز خطاهای زیاد ناشی از انجام محاسبات به شیوه دستی و نیز سهولت در مطالعه سرریزهای کنگرهای، بررسی روش‌های افزایش ضریب دبی جریان و برآورد ضریب دبی سرریزهای کنگرهای با مشخص بودن مشخصات هندسی این سرریزها از اهمیت فراوانی برخوردار است. از این‌رو، هدف از پژوهش حاضر، ارزیابی کارایی الگوریتم‌های بهینه‌سازی گرگ خاکستری (GWO^۸) و انتخابات (EA^۹) به عنوان روش‌های تکاملی نوین و همچنین سازگاری این الگوریتم‌ها با تعداد کم‌تری از پارامترها و همچنین نرم‌افزار FLUENT در برآورد ضریب دبی سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی و در نهایت تعیین بهترین مدل در برآورد ضریب دبی این نوع سرریزها با توجه به شاخص‌های ارزیابی می‌باشد.

۲- مواد و روش‌ها

۱-۲- پارامترهای مؤثر

معادله یک بعدی جریان روی سرریزهای کنگرهای به روش تحلیل ریاضی (با حل معادلات پیوستگی و انرژی) و با فرضیات شرایط جریان آزاد و پرتالی از روی یک سرریز معادل خطی و نرمال، توزیع هیدرواستاتیکی فشار در محدوده بالادست سرریز و صرف‌نظر از فشردگی تیغه جریان و افت انرژی به صورت معادله (۱) به دست آمده است [۱۵]:

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} L H^{\frac{3}{2}} \quad (1)$$

که در آن Q دبی عبوری از سرریز، g شتاب ثقل، C_d ضریب دبی^{۱۰} سرریز، L طول مؤثر سرریز و H ارتفاع هیدرولیکی (هد) سرریز می‌باشد. پارامترهای مؤثر بر

ANFIS با دارا بودن بیشترین ضریب تعیین نتایج دقیق‌تری را نسبت به روش SVM ارائه می‌دهد [۱۰]. بنکداری و همکاران، کارایی روش برنامه‌نویسی بیان ژن (GEP^۶) را جهت پیش‌بینی ضریب دبی سرریزهای کنگرهای پلان مثلثی بررسی و نتیجه گرفتند روش GEP در پیش‌بینی ضریب دبی این نوع سرریزها نتایج بهتری ارائه می‌کند [۱۱]. شفیعی و همکاران، از روش ANFIS-FFA^۷ برای تخمین ضریب دبی سرریزهای کنگرهای با ANFIS با مدل FFA نشان داد که مدل ANFIS-FFA در پیش‌بینی استفاده کردند. مقایسه نتایج مدل ANFIS-FFA با مدل ANFIS نشان داد که مدل ANFIS-FFA در پیش‌بینی ضریب دبی از دقت بالاتری برخوردار است [۱۲]. پژوهشگران، ضریب دبی سرریزهای کنگرهای ذوزنقه‌ای را با استفاده از یک روش تکاملی بر مبنای نروفازی تخمین زدند. برای بهینه‌سازی پارامترهای سیستم استنتاج عصبی- فازی سازگار ANFIS از الگوریتم کرم شبتاب FFA استفاده شد. مقایسه مدل‌های ANFIS و ANFIS-FFA نشان داد که الگوریتم کرم شبتاب عملکرد مدل ANFIS را به شکل قابل توجهی بهبود داد [۱۳]. امامی و همکاران، با استفاده از روش ترکیبی الگوریتم بهبود یافته تکامل تفاضلی و رگرسیون بردار پشتیبان (ISaDE-SVR) به برآورد ضریب دبی سرریز کنگرهای مثلثی شکل در پلان پرداختند. نتایج نشان داد $R^2=0.982$ روش ترکیبی ISaDE-SVR با کسب مقادیر $RMSE=0.006$ از دقت مناسبی در تخمین ضریب دبی سرریز کنگرهای مثلثی شکل در پلان برخوردار است [۱۴].

با توجه به مطالعات انجام شده، مشاهده شد دامنه مطالعات در خصوص به کارگیری الگوریتم‌های فرابتکاری در مدل‌سازی و بهینه‌سازی ضریب دبی سرریزهای کنگرهای بسیار محدود است. تحقیقات گسترده، منظم و بلندمدتی نیاز است تا کارایی هیدرولیکی سرریزهای

⁸- Gray wolf optimizer algorithm

⁹- Election algorithm

¹⁰- Discharge coefficient

⁶- Gene expression programming

⁷- Firefly algorithm

گرفته شده است [۱۷ و ۱۸]. این الگوریتم دارای سه مرحله اصلی به صورت زیر است:

۱- مشاهده شکار، ردیابی و تعقیب آن^{۱۲}

۲- نزدیک شدن، احاطه کردن شکار و گمراه کردن

آن تا زمانی که از حرکت باز بماند^{۱۳}.

۳- حمله به شکار^{۱۴}

در ابتدای الگوریتم، نوع گرگ‌ها مشخص می‌شود.

در الگوریتم GWO، چهار نوع گرگ وجود دارد: گرگ‌های رهبر یا آلفا، بتا، دلتا و امگا. گرگ‌های آلفا هدایت‌کننده اصلی الگوریتم فرض می‌شوند. گرگ‌های بتا و دلتا بیشتر به عنوان دستیاران گرگ‌های آلفا مشارکت دارند و بقیه گرگ‌ها به عنوان دنبال‌کننده آن‌ها محسوب می‌شوند. در مرحله اول الگوریتم، گرگ‌های خاکستری طعمه را در طول شکار محاصره می‌کنند. برای مدل کردن رفتار محاصره به صورت ریاضی، معادله (۴) تعریف شده است:

$$\bar{X}(t+1) = \bar{X}_p(t) - \bar{A} \cdot \bar{D} \quad (4)$$

در این رابطه، t نشان‌دهنده تکرار جاری، $\bar{X}_p(t)$ موقعیت شکار در لحظه t و $\bar{X}(t)$ موقعیت گرگ در لحظه t است. \bar{C} فاصله گرگ تا شکار را نشان می‌دهد. \bar{A} و \bar{D} بردارهای ضریب هستند که به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$\bar{A} = 2\bar{a}\bar{r}_1 - \bar{a} \quad (5)$$

$$\bar{C} = 2\bar{r}_2$$

۱ و ۲- بردارهای تصادفی در بازه (صفر و ۱) هستند و مؤلفه‌ی \bar{a} پارامتری است که در طول تکرار مقدار آن به صورت خطی از ۲ تا صفر کاهش می‌یابد.

در مرحله شکار، گرگ خاکستری به طعمه محاصره شده حمله می‌کند. روند شکار عموماً توسط آلفا هدایت می‌شود. گرگ‌های بتا و دلتا نیز گاهی اوقات ممکن است

ضریب دبی سرریز کنگرهای منقاری مثلثی شامل انرژی کل بالادست سرریز، طول مؤثر سرریز، ارتفاع سرریز، عرض سرریز، زاویه رأس سرریز و عمق جریان می‌باشد. پس از انجام آنالیز ابعادی ضریب دبی تابعی از پارامترهای بدون بعد زیر به دست خواهد آمد [۲]:

$$C_d = f_1(H, L, P, W, \theta, Y, g, \rho, \mu, \sigma) \quad (2)$$

$$C_d = f_2(Re, We, Fr, \frac{H}{P}, \frac{L}{P}, \frac{y}{P}, \theta, \frac{H}{w}, \frac{y}{w}, \frac{L}{w}) \quad (3)$$

در این روابط، F_r عدد فرود بالادست سرریز، P ارتفاع سرریز، W عرض سرریز، Re عدد رینولدز، L/W نسبت طول مؤثر سرریز به عرض سرریز، H/P نسبت ارتفاع سرریز کل بالادست سرریز به عرض سرریز، y/W نسبت عمق جریان به عرض سرریز، H/P نسبت ارتفاع سرریز کل بالای سرریز به ارتفاع سرریز، y/P نسبت عمق جریان به ارتفاع سرریز، We عدد وبر، θ زاویه رأس سرریز و y عمق جریان می‌باشد. با توجه به مطالعات هندرسون^{۱۱}، چنانچه عدد رینولدز به اندازه کافی بزرگ باشد ($Re > 4000$). می‌توان از اثر لزجت صرف‌نظر کرد [۱۵]. در تحقیق حاضر نیز جریان در سرریز کanal متلاطم بوده و می‌توان از عدد رینولدز صرف‌نظر نمود. همچنین محققان، به این نتیجه رسیدند که اگر ارتفاع آب روی سرریز از ۳ تا ۴ سانتی‌متر بیشتر باشد، می‌توان اثر کشش سطحی را نیز نادیده گرفت [۱۶]. با توجه به اینکه حداقل ارتفاع آب روی سرریز معادل ۵ سانتی‌متر در تحقیق حاضر منظور شد، لذا می‌توان از عدد وبر نیز صرف‌نظر نمود.

۲-۲- الگوریتم گرگ خاکستری

الگوریتم گرگ خاکستری (GWO)، یک الگوریتم فراابتکاری مبتنی بر جمعیت است که از رفتار اجتماعی گرگ‌های خاکستری در طبیعت و نحوه شکار آن‌ها الهام

¹²- Tracking and Approaching

¹³- Pursing and Encircling

¹⁴- Attacking

¹¹- Henderson

$$\bar{X}_{(t+1)} = \frac{\bar{X}_1 + \bar{X}_2 + \bar{X}_3}{3} \quad (8)$$

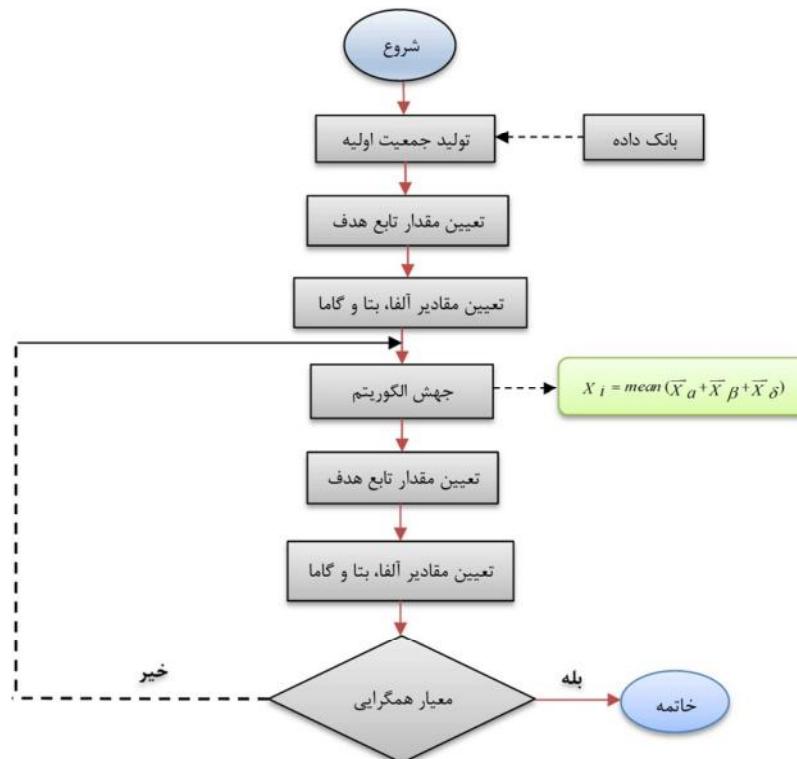
موقعیت نهایی در یک مکان تصادفی واقع در یک دایره خواهد بود که به وسیله موقعیت‌های α , β و δ در فضای جستجو تعریف می‌شود. به عبارت دیگر، α , β و δ موقعیت طعمه را تخمین می‌زنند و دیگر گرگ‌ها (راه‌حل‌های موجود)، موقعیت خود را به صورت تصادفی در اطراف طعمه یا نقطه بهینه به روزرسانی می‌کنند [۱۹ و ۲۰]. شکل ۱، روند نمای الگوریتم GWO را نشان می‌دهد.

در شکار شرکت کنند. برای شبیه‌سازی ریاضی رفتار شکار گرگ‌های خاکستری، فرض می‌شود گرگ‌های آلفا، بتا و دلتا از مکان بالقوه طعمه آگاهی بهتری دارند. بنابراین سه تا از بهترین راه حل‌های به دست آمده ذخیره شده و دیگر عوامل جستجو موقعیت خود را با توجه به موقعیت بهترین عوامل جستجو به روزرسانی می‌کنند. روابط زیر فرآیند شکار را نشان می‌دهند:

$$\bar{D}_j = |\bar{C}_i \bar{X}_j - \bar{X}|, \quad \bar{X}_i = \bar{X}_j - \bar{A}_i \cdot (\bar{D}_j) \quad (6)$$

$$(i, j) \in \{(1, \alpha), (2, \beta), (3, \delta)\} \quad (7)$$

پس از محاسبه X_i ها نقطه X به صورت رابطه (۸) به روز می‌شود:



شکل ۱- روند نمای الگوریتم گرگ خاکستری

برای متغیرها تشکیل شده است:

$$P_i = [x_1, x_2, \dots, x_N] \quad (9)$$

شایستگی هر فرد با ارزیابی تابع E بر روی مقادیر متغیرها متناسب با تابع هدف مسئله محاسبه می‌شود.

۳-۲- الگوریتم انتخابات

الگوریتم انتخابات (EA) از پدیده انتخابات الهام گرفته شده است. الگوریتم EA، یک راهبرد چند عاملی و مبتنی بر جمعیت است که در آن هر عامل جستجو یک فرد نامیده می‌شود [۲۱]. برای یک مسئله با متغیرهای

$$\omega_e = \frac{1}{dist(E_c - E_v) + 1}, \quad (13)$$

در مرحله تبلیغات منفی، کاندیداها سعی می‌کند رأی دهنده‌گان دیگر کاندیداهای ضعیف را به سمت خود جذب کنند. اگر کاندیدای یک حزب در مقایسه با دیگر کاندیداهای ضعیفترین فرد باشد، در این صورت آن حزب ضعیف در نظر گرفته می‌شود. برای مدل‌سازی تبلیغات منفی، ابتدا تعدادی از رأی دهنده‌گان از حزب ضعیف انتخاب می‌شوند. سپس مسابقه‌ای بین احزاب قدرتمند صورت می‌گیرد تا مشخص شود رأی دهنده‌گان انتخاب شده به کدام حزب ملحق شوند. برای انتخاب رأی دهنده‌گان ضعیف از ضعیفترین حزب، فاصله شایستگی بین رأی دهنده‌گان و ضعیفترین کاندیدا محاسبه می‌شود و سپس ۵٪ از دورترین کاندیداهای انتخاب می‌شوند. فاصله بین رأی دهنده‌گان انتخاب شده و کاندیداهای قدرتمند محاسبه شده و رأی دهنده‌گان به نزدیک‌ترین کاندیداهای تخصیص داده می‌شوند. در مرحله ائتلاف، چندین کاندیدا به هم‌دیگر ملحق شده و یک حزب جدید تشکیل می‌دهند. بین کاندیداهایی که تلاش می‌کنند به هم‌دیگر ملحق شوند، یک کاندیدا به صورت تصادفی انتخاب می‌شود تا به عنوان کاندیدای پیشرو^{۱۵} باشد و کاندیداهای باقی‌مانده به عنوان کاندیدای تبعیت کننده^{۱۶} در نظر گرفته می‌شوند. در ائتلاف، تمامی تبعیت کننده‌گان و حامیان آن‌ها به عنوان رأی دهنده‌گان جدید کاندیدای پیشرو در نظر گرفته می‌شود. تا هنگامی که شرایط خاتمه الگوریتم ارضا نشده است، عملگرهای تبلیغات مثبت، تبلیغات منفی و ائتلاف به صورت مکرر بر روی جمعیت اعمال می‌شود تا جمعیت را برای نیل به بهینه سراسری سوق دهد. در نهایت، فرآیند بهنگام‌سازی خاتمه می‌یابد و کاندیدایی با بیشترین رأی به عنوان برنده انتخابات اعلام می‌شود. برنده معادل با بهترین راه

برخی از بهترین افراد در جمعیت انتخاب می‌شوند تا به عنوان کاندیدا باشند و مابقی افراد رأی دهنده‌گان را تشکیل می‌دهند که هر کدام به عنوان حامی یک کاندیدا می‌باشد. رأی دهنده‌گان براساس تشابه عقاید، بین کاندیداهای تقسیم می‌شوند. برای انجام این کار، رأی دهنده v_k به عنوان حامی کاندیدا c_i انتخاب می‌شود اگر معادله (۱۰) برقرار باشد:

$$P_i = \left\{ v_p : \|E_{v_p} - E_{c_i}\| < \|E_{v_p} - E_{c_j}\| \quad \forall 1 \leq j \leq N_c \right\} \quad (10)$$

P_i حزب i و N_c تعداد کاندیداهای اولیه می‌باشند. E_{v_k} و E_{c_i} به ترتیب شایستگی کاندیدا c_i و رأی دهنده v_k را نشان می‌دهد. در اینجا، هر رأی دهنده دقیقاً به یک کاندیدا اختصاص داده می‌شود. در پیاده‌سازی‌های صورت گرفته ۷٪ از جمعیت اولیه به عنوان تعداد کاندیداهای تبلیغات انتخاباتی را تشکیل می‌دهد که شامل سه مؤلفه تبلیغات مثبت، تبلیغات منفی و ائتلاف است. در الگوریتم EA، تبلیغات مثبت، با انتقال برخی از صفات هر کاندیدا به حامیان خود شبیه‌سازی شده است. برای انجام این کار، در درون هر حزب، به تعداد N_s متغیر از کاندیدا به صورت تصادفی انتخاب می‌شود و با متغیرهای انتخابی از رأی دهنده‌گان جایگزین می‌شود. N_s به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$N_s = \lceil X_s \times S_c \rceil, \quad (11)$$

در این رابطه، N_s تعداد متغیرها، S_c تعداد متغیرهای کاندیدا و X_s نرخ انتخاب است.

متغیرهای انتخاب شده با ضریب ω وزن دهی می‌شوند و سپس در رأی دهنده‌گان جایگزین می‌شوند. مقدار جدید متغیر ω در یک رأی دهنده در مرحله تبلیغات مثبت به صورت رابطه (۱۲) محاسبه می‌شود:

$$S_{i_{new}} = \omega_e \times S_{i_{old}} \quad (12)$$

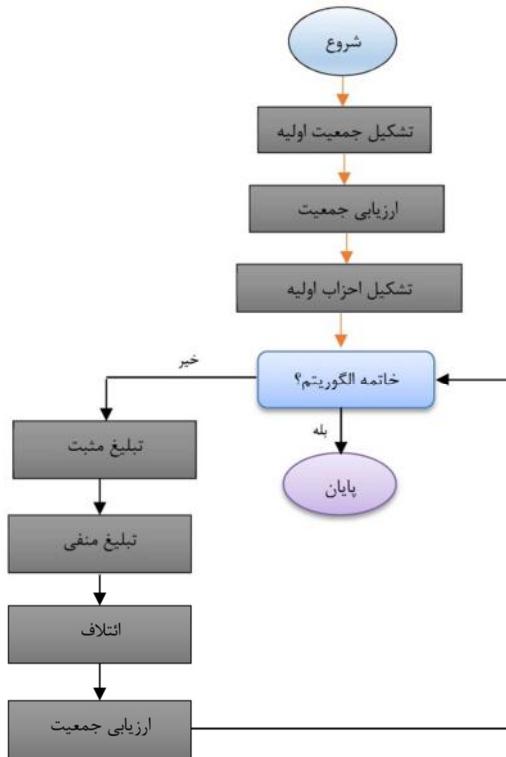
که ω به صورت زیر تعریف شده است:

¹⁵- Leader Candidate

¹⁶- Follower Candidates

۲ روند نمای الگوریتم EA را نشان می‌دهد.

حل یافته شده برای مسئله بهینه‌سازی است [۲۱]. شکل



شکل ۲- روند نمای الگوریتم انتخابات [۲۱]

می‌کنند تا شرایط حل را کنترل کند و در انتهای نتایج را مورد بازبینی قرار دهد.

۵-۲- تعریف مسئله

تابع هدف به صورت کمینه (رابطه ۱۴) و قیود آن (روابط ۱۵ و ۱۶) برای بهینه‌سازی ضریب دبی جریان به صورت زیر در نظر گرفته شد:

$$\text{MinValue} = \sum(Q_{cal} - Q_{obs})^2 \quad (14)$$

$$Q_{cal} = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} L H^{3/2} \quad (15)$$

$$C_d = \frac{Q_{obs}}{\frac{2}{3} L \sqrt{2g} H^{3/2}} \quad (16)$$

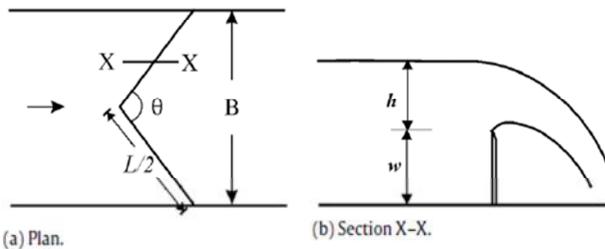
که در این روابط، Q_{cal} دبی محاسباتی و Q_{obs} دبی مشاهداتی می‌باشد.

۶-۲- تعریف محدوده هندسی

۴-۲- نرم‌افزار Fluent

نرم‌افزار Fluent، یکی از کامل‌ترین و کاربردی‌ترین نرم‌افزارهای CFD می‌باشد که قابلیت مدل‌سازی هیدرولیک جریان‌های مختلف مانند جریان‌های دو یا چند فازی (جریان‌های حمل کننده رسوب، پرش هیدرولیکی و ...) و همچنین مدل‌سازی جریان‌های با سطح آزاد را دارد. این نرم‌افزار امکان انجام محاسبات با دقت معمولی و مضاعف را به صورت دو بعدی و سه بعدی دارا می‌باشد. نرم‌افزار Fluent از سه جزء اصلی که به ترتیب عبارت‌اند از: پیش‌پردازنده، حل کننده و پس‌پردازنده تشکیل شده است. در قسمت پیش‌پردازنده علاوه بر مدل‌سازی و تعیین هندسه و محدوده حل، می‌توان شبکه یا همان مش مورد نیاز برای حل را ایجاد کرد. در قسمت حل کننده مراحل مدل‌سازی انجام می‌پذیرد و عملیاتی که در قسمت پس‌پردازنده انجام می‌گیرند به کاربر کمک پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

کنگرهای منقاری مثلثی در شکل ۳ آورده شده است. برای بررسی اثر ضریب دبی جریان، زوایای 30° ، 60° ، 90° ، 120° و 150° درجه در محدوده $0 \leq h/P \leq 0.7$ را مورد آزمایش قرار دادند. ارتفاع سرریز برای تمامی زاویه‌ها، 10 سانتیمتر انتخاب و شرایط جریان در تمامی حالات به صورت زیرینه، آشفته و جریان ریزشی (جریان آزاد) در نظر گرفته شد.



شکل ۳- نمایش پلان و مقطع عرضی کanal آزمایشگاهی و سرریز کنگرهای منقاری مثلثی [۲۲]

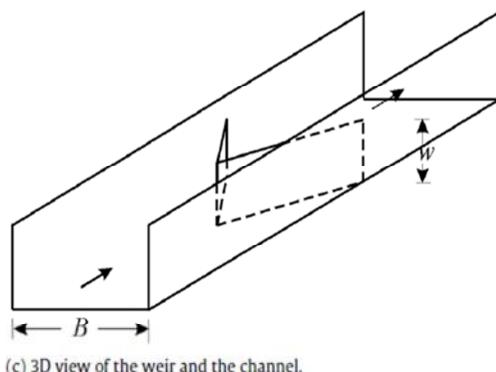
سطحی قابل صرفنظر است، حداقل عمق روی تاج سرریز 5 میلیمتر ، ضخامت تاج سرریز برابر با صفر تا 30 میلیمتر و برای حل مسئله در تمامی مدل‌ها گام زمانی 0.001 ثانیه به کار گرفته شد. لازم به ذکر است که ضخامت تاج در سرریزهای لبه‌تیز با زاویه (θ) 45° تا 70° درجه برابر 2 تا 5 میلیمتر می‌باشد که در این پژوهش با توجه به اینکه ضخامت تاج سرریز برابر با صفر تا 5 میلیمتر در نظر گرفته شده است، این مقدار بر روی نتایج تأثیری ندارد. همچنین در شکل ۴-پ، شرایط مرزی اعمال شده در مدل عددی نشان داده شده است.

مشخصات هندسی مدل‌های آزمایشگاهی و عددی مورد استفاده در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده است.

به منظور کارایی مطلوب الگوریتم‌های GWO و EA، سعی و خطاهايی برای به دست آوردن بهترین مقدار برای هر پارامتر انجام شد که این پارامترها در جدول ۳ ارائه شده‌اند.

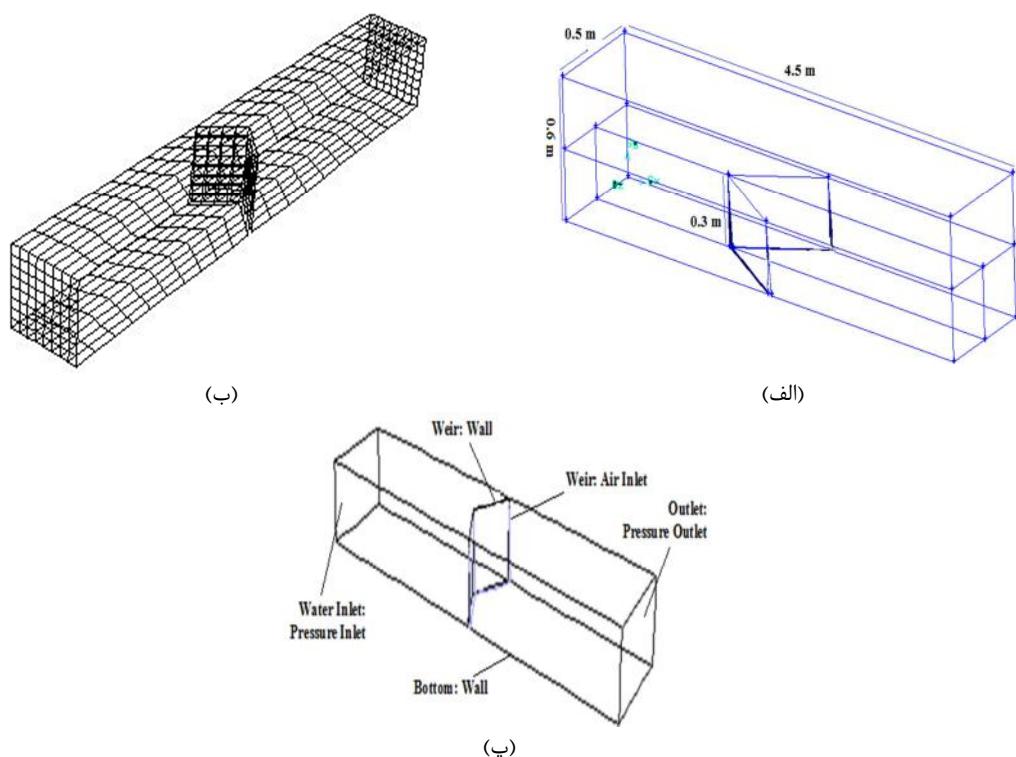
۱-۶-۲- مدل آزمایشگاهی

داده‌های آزمایشگاهی مورد استفاده در این پژوهش از داده‌های کومار و همکاران در رابطه با سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی با زوایای مرکزی مختلف استفاده شده است [۲۲]. این پژوهشگران برای انجام تحقیق آزمایشگاهی خود، از یک کanal مستطیلی به عرض 0.28 متر طول $12\text{ و ارتفاع }0.41\text{ متر}$ استفاده نمودند. نمایش شماتیک پلان و مقطع عرضی کanal آزمایشگاهی و سرریز



۲-۶-۲- مدل عددی

در این پژوهش، شرایط جریان آب در یک کanal با طول بالا درست سرریز 3 متر و طول کanal پایین دست سرریز کنگرهای منقاری مثلثی $1/5\text{ متر}$ ، عرض 50 سانتیمتر و ارتفاع 0.06 متر به صورت عددی و با استفاده از نرم‌افزار Fluent شبیه‌سازی و بررسی شده است (شکل ۴-الف). سطح آزاد جریان با استفاده از مدل آشفتگی -k RNG و روش حجم سیال (VOF) برای شبیه‌سازی جریان دو فازی آب و هوا با حل عددی تعیین گردیدند. مدل در این نرم‌افزار ساخته شده و سپس مش مورد نیاز بر روی مدل تهیه گردید. برای شبکه‌بندی هندسه مدل از المان Quad نوع MAP و جهت شبکه‌بندی تمامی حجم‌ها از المان Hex نوع MAP استفاده شد. همچنین برای کنترل عدم تأثیر اندازه سلول‌ها بر نتایج حاصل از حل عددی تعداد شبکه عدد ثابت 12800 طراحی شد (شکل ۴-ب). برای حصول اطمینان از اینکه کشش



شکل ۴- (الف) محدوده هندسی طرح در مدل عددی، (ب) سرریز منقاری مثلثی طراحی شده در نرم‌افزار Gambit و (پ) شرایط مرزی اعمال شده در مدل

جدول ۱- مشخصات هندسی مدل‌های آزمایشگاهی

دبي (مترمکعب بر ثانیه)	بار آبی (متر)	ارتفاع سرریز (متر)	زاویه (درجه)
۰/۰۰۲۰-۰/۰۱۲۵	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۳۰
۰/۰۰۲۱-۰/۰۱۲۰	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۶۰
۰/۰۰۱۵-۰/۰۱۲۱	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۹۰
۰/۰۰۲۱-۰/۰۱۲۴	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۱۲۰
۰/۰۰۱۲-۰/۰۱۱۳	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۱۵۰
۰/۰۰۲۲-۰/۰۱۰۹	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۱۸۰

جدول ۲- مشخصات هندسی مدل‌های عددی

دبي (مترمکعب بر ثانیه)	بار آبی (متر)	ارتفاع سرریز (متر)	زاویه (درجه)
۰/۰۰۱۵-۰/۰۱۲۰	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۳۰
۰/۰۰۱۷-۰/۰۱۵۲	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۶۰
۰/۰۰۱۳-۰/۰۱۱۷	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۹۰
۰/۰۰۱۷-۰/۰۱۱۶	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۱۲۰
۰/۰۰۱۰-۰/۰۱۰۸	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۱۵۰
۰/۰۰۱۶-۰/۰۱۰۲	۰/۰۳-۰/۲	۰/۱۰	۱۸۰

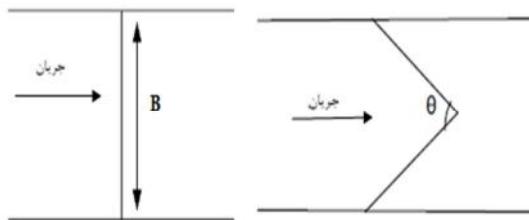
شده و در هر موردی که کارایی بیشتری کسب کردند، به عنوان مقدار مناسب آن پارامتر در نظر گرفته شده است.

لازم به ذکر است اعداد مندرج در این جدول، براساس نتایج تجربی انتخاب شده‌اند. بدین صورت که الگوریتم‌ها براساس مقادیر مختلف اندازه جمعیت اجرا

همچنین پس از آموزش مدل‌های استخراج شده براساس ۷۰ درصد داده‌ها (۸۴ داده)، از مدل‌های ساخته شده در مرحله بعدی برای آزمون (۳۶ داده) استفاده شد.

$$X_n = \frac{X - X_{\min}}{X_{\max} - X_{\min}} \quad (19)$$

جهت صحتسنجی عملکرد نرمافزار فلوئنت، مدل سرریز مستطیلی هم‌عرض کانال با ارتفاع $0/3$ متر در کanalی به عرض $0/5$ متر طراحی و شبیه‌سازی گردید. سرریز لبه‌تیز مورد نظر به‌ازای دبی‌های مختلف مورد مطالعه قرار گرفت (شکل ۵).



شکل ۵- پلان مدل‌های ساخته شده

بعد از حصول اطمینان از عملکرد نرمافزار و روش‌های به کار گرفته شده در نرمافزار فلوئنت، به طراحی مدل‌های سرریز منقاری مثلثی پرداخته شد. سپس، نتایج حاصل از مدل عددی با داده‌های آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفت (شکل ۶). با توجه به این شکل، ضریب دبی در بارهای آبی کم ($H/P < 0.35$)، روند صعودی داشته و سپس مقدار آن تقریباً به یک حد ثابت ($0/47$) می‌رسد.

از میان مدل‌های شبیه‌سازی شده با استفاده از نرمافزار فلوئنت، سرریز با زاویه رأس 60° درجه و طول 1 متر به عنوان سرریز بهینه انتخاب شد (شکل ۷). دلایل انتخاب این سرریز را می‌توان اینگونه بیان داشت:

(الف) با توجه به اینکه در همه مدل‌های مورد بررسی، جریان آب به صورت آزاد از روی سرریز ریزش می‌یابد و جریان مستغرقی وجود ندارد، همچنین با توجه به اینکه سرریزهای منقاری مثلثی جزو سرریزهای ریزشی آزاد محسوب می‌شوند، در نتیجه نظر به مقادیر به دست آمده برای ضرایب

جدول ۳- پارامترهای مورد استفاده در الگوریتم‌های GWO و EA

الگوریتم	پارامتر	مقدار
GWO	تعداد گرگها	۱۰۰
	محدوده پایین	۱
	محدوده بالا	۳
EA	اندازه جمعیت اولیه	۱۰۰
	تعداد کاندیداها	۷
	تعداد رأی دهنگان	۹۳
	نرخ ائتلاف	۰/۲
	نرخ انتخاب	۰/۳

۳-۶-۲- معیارهای کارایی

عملکرد روش‌های پیشنهادی با دو آماره، شامل ضریب تبیین^{۱۷} (R^2) و ریشه میانگین مربعات خطای نرمال شده (NRMSE)، به صورت روابط (۱۷) و (۱۸) ارزیابی گردید:

$$R^2 = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y}) (X_i - \bar{X})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}} \right]^2 \quad (17)$$

$$NRMSE = \sqrt{\frac{1/N \sum_{i=1}^N (X_i - Y_i)^2}{\bar{X}}} \quad (18)$$

در این روابط، X_i مقادیر برآورده شده، Y_i مقادیر مشاهده شده، \bar{X} میانگین X و \bar{Y} میانگین Y ها می‌باشد.

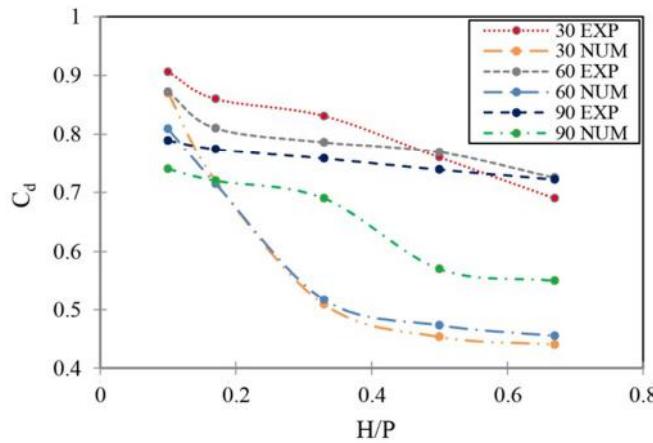
۳- نتایج و بحث

به طوری که در بخش مواد و روش‌ها گفته شد، در این پژوهش سرریز کنگرهای منقاری مثلثی با دبی‌ها و شش زاویه رأس مختلف، مورد بررسی قرار گرفت. در ابتدا، تمامی داده‌های موجود (۱۲۰ داده)، مطابق رابطه (۱۹) استانداردسازی شدند [۲۳]. پس از معرفی ساختارهای ورودی و یافتن مقادیر بهینه پارامترهای مؤثر الگوریتم‌ها (ساختار بهینه) و به کارگیری آن‌ها در مدل‌ها و

^{۱۷}- Determination Coefficient

ب) در کلیه بررسی‌های انجام یافته بر روی سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی با زاویه‌های رأس مختلف، هدف یافتن بازه‌ای از تغییرات ضریب دبی بهازای H/P ‌های مختلف بود که در آن بازه ضریب دبی روند ثابتی را طی کند.

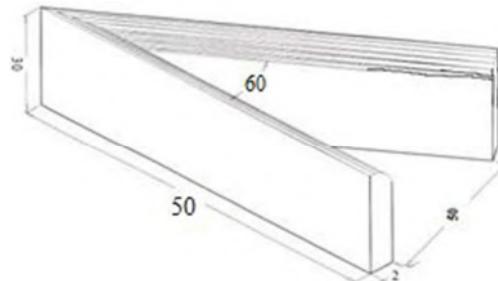
دبی، در بین مدل‌های مورد بررسی در این تحقیق سرریز با زاویه رأس 60° درجه، طول ۱ متر و $L/W=2$ طول سرریز و W ارتفاع سرریز) به عنوان سرریز بهینه انتخاب گردید.



شکل ۶- مقایسه تغییرات ضریب دبی سرریز کنگرهای منقاری مثلثی بهازای مقادیر $\frac{H}{P}$ مختلف برای $\theta = 90^\circ < \theta < 30^\circ$

سرریز کنگرهای منقاری مثلثی کارایی و عملکرد مناسبی از خود نشان می‌دهد. با مقایسه نتایج به دست آمده توسط ازدری مقدم و جعفری ندوشن، که محدوده ضرایب جریان را برای سرریزهای زیگزاگی ذوزنقه‌ای برابر ($7/40$ ، $0/40$ ، $0/55$ ، $0/25$) و ساپراپتو برابر با ($0/55$ ، $0/40$) به دست آورده‌ند، مشخص می‌شود که نتایج حاصل از الگوریتم GWO (با مقادیر ضریب دبی برآورده شده برابر با ($0/35$ ، $0/35$)، از کارایی مطلوبی برخوردار است [۲۴-۲۶].

مقادیر میانگین و کمینه تابع هدف، انحراف معیار نرمال‌سازی شده و تعداد اجراهای با جواب شدنی در ۱۰ بار اجرای برنامه برای الگوریتم‌های مورد استفاده و همچنین ضریب دبی جریان متناظر با آن به عنوان ضریب دبی بهینه جریان در جدول ۴، ارائه شده است. نتایج نشان‌دهنده آن است که با استفاده از هر دو الگوریتم GWO و EA جوابی مناسب برای مسئله به دست آمده است، ولی نتایج حاصل از الگوریتم GWO با کمینه تابع هدف $6/26 \times 10^{-5}$ به دلیل عدم همگرایی سریع و نایهنه‌گام الگوریتم، مطلوب‌تر است و با به کارگیری



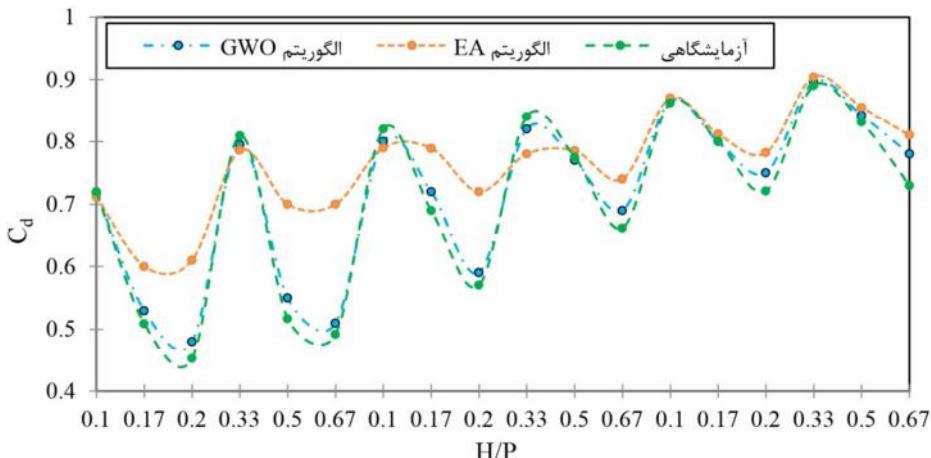
شکل ۷- سرریز بهینه با آرایش نرمال سرریز برای جریان در کanal

پس از انتخاب بهینه‌ترین سرریز، به برآورد و بهینه‌سازی ضریب دبی در این نوع سرریزها با استفاده از الگوریتم‌های GWO و EA پرداخته شد.

در شکل ۸، نمودار تغییرات ضریب دبی آزمایشگاهی و برآورده شده با استفاده از الگوریتم‌های EA و GWO مقایسه شده است. با توجه به این شکل مشخص می‌شود که ضریب دبی سرریز کنگرهای منقاری مثلثی با استفاده از الگوریتم‌های GWO و EA با دقت بالایی برآورده شده و انطباق و همبستگی خوبی با داده‌های آزمایشگاهی دارد. همچنین با توجه به نتایج، الگوریتم GWO در مقایسه با الگوریتم EA در برآورد ضریب دبی

الگوریتم GWO و نیز تعداد اجراهای با جواب شدنی (حصول جواب در تمامی ۱۰ اجرای برنامه) بیش از الگوریتم EA می‌باشد.

الگوریتم GWO، حداقل مقدار تابع هدف در مقایسه با الگوریتم EA، ۳/۱۸ درصد کاهش می‌یابد. دلیل این امر آن است که طول بازه گسسته‌سازی شده متغیر تصمیم در



شکل ۸- مقایسه ضریب دبی آزمایشگاهی و برآورد شده با استفاده از الگوریتم‌های EA و GWO

جدول ۴- مقادیر میانگین و حداقل تابع هدف برای ۱۰ بار اجرای برنامه با استفاده از الگوریتم‌های EA و GWO

ضریب دبی بهینه	تعداد اجرای شدنی	انحراف معیار نرمال‌سازی شده	مقادیر تابع هدف		الگوریتم
			میانگین	حداقل	
۰/۴۴	۱۰	۰/۰۰۰۶	۶/۳۰×۱۰ ^{-۵}	۶/۲۶×۱۰ ^{-۵}	GWO
۰/۵	۸	۰/۰۱۸	۶/۵۰×۱۰ ^{-۵}	۶/۳۱×۱۰ ^{-۵}	EA

GWO در مقایسه با نتایج الگوریتم SA در بهینه‌سازی مقادیر ضریب دبی جریان در سرریزهای کنگرهای است [۲۷]. در جدول ۵، ارزیابی دقت برآورد مدل‌ها در برآورد ضریب دبی جریان سرریز کنگرهای منقاری مثلثی ارائه شده است.

حیدری و همکاران، نیز ضریب دبی جریان سرریزهای زیگزاگی ذوزنقه‌ای را با استفاده از الگوریتم هوشمند تبرید تدریجی (SA)، بهینه‌سازی و مقدار جواب بهینه مسئله را برابر با $۱/۳\times 10^{-۳}$ به دست آورند که در مقایسه با نتایج بهینه الگوریتم GWO، ۱۹ درصد کاهش داشته است که بیانگر بهینه بودن نتایج حاصل از الگوریتم

جدول ۵- ارزیابی دقت برآورد مدل‌ها در برآورد ضریب دبی جریان

NRMSE			R^2			پارامتر
Fluent	EA	GWO	Fluent	EA	GWO	الگوریتم / مدل
۰/۰۸۲	۰/۰۷۴	۰/۰۵۲	۰/۸۸	۰/۹۱	۰/۹۶	C_d

بیانگر کارآیی بالای الگوریتم GWO در مقایسه با دو مدل دیگر می‌باشد.

برای ارزیابی دقت الگوریتم‌های مورد استفاده در این تحقیق، از تکرار پذیری و همگرایی الگوریتم‌ها استفاده شده است. در شکل ۹، نحوه تغییرات تابع هدف بهمازی

همان‌گونه که مشاهده می‌شود نتایج حاصل از اجرای الگوریتم GWO در مقایسه با نتایج به دست آمده از الگوریتم EA و نرم‌افزار FLUENT در برآورد ضریب دبی جریان سرریز کنگرهای منقاری مثلثی با کسب مقدار ضریب تبیین برابر با ۰/۹۶، بسیار بهینه بوده که این امر

شد. برای به دست آوردن بهترین معادله، توابع مختلف برای C_d به عنوان متغیر وابسته در ارتباط با متغیرهای مستقل نظیر $\frac{H}{P}$, L و θ معادلاتی برای C_d استخراج گردید. پس از تعیین خطای توابع مختلف، معادله (۲۰)، با ضریب تبیین $R^2=0.94$ ، به عنوان بهترین معادله جهت تعیین ضریب دبی سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی پیشنهاد شد:

$$C_d = 0.0948 \left(\frac{H}{P} \right)^{-0.249} \theta^{0.374} \quad (19)$$

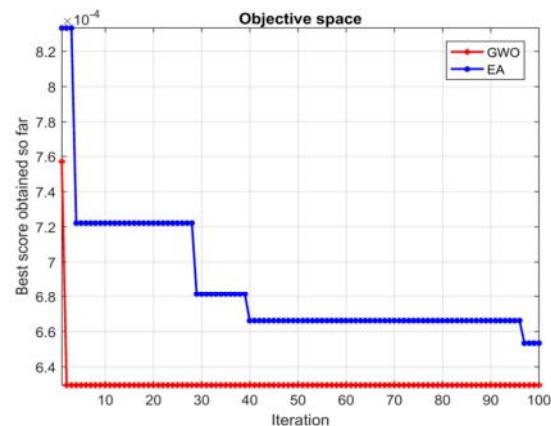
در جدول ۶، مقادیر ضریب دبی جریان سرریز کنگرهای منقاری مثلثی حاصل از تحقیق حاضر با نتایج به دست آمده از مطالعات سایر پژوهشگران مورد مقایسه قرار گرفته است. از آنجا که هنوز گزارش‌های مستندی در خصوص طرح سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی مشاهده نشده، بنابراین مقایسه نتایج تحقیق حاضر با نتایج مشابه دیگر امکان‌پذیر نبوده است. در تحقیق حاضر، کارایی هیدرولیکی سرریز کنگرهای منقاری با دو گزینه معادل با پلان قوسی و پلان مثلثی در شرایط جریان آزاد مورد مقایسه قرار گرفت.

مقایسه نتایج پژوهش حاضر با سایر مطالعات انجام یافته، نشان‌دهنده دقت مناسب الگوریتم‌های بهینه‌سازی و همچنین مدل شبیه‌سازی (نرم‌افزار FLUENT) در برآورد ضریب دبی سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی می‌باشد.

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با استفاده از دو الگوریتم نوین بهینه‌سازی گرگ خاکستری (GWO) و انتخابات (EA) و همچنین نرم‌افزار Fluent به برآورد ضریب دبی جریان در سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی پرداخته شد. مقادیر ضریب دبی برآورد شده توسط هر دو الگوریتم مورد استفاده و شبیه‌سازی شده با استفاده از نرم‌افزار Fluent با ضرایب دبی آزمایشگاهی (در مجموع از ۱۲۰ سری داده

تعداد تکرار برای الگوریتم‌های GWO و EA نشان داده شده است. با توجه به این شکل، مقدار تابع هدف در الگوریتم GWO در مقایسه با الگوریتم EA به میزان مطلوب‌تری به جواب بهینه همگرا شده است که نشان‌دهنده کارایی و سرعت مناسب این الگوریتم در رسیدن به جواب بهینه می‌باشد. همچنین همگرایی پس از تکرار ۵۰ ام حاصل شد.



شکل ۹- نحوه تغییرات تابع هدف به ازای تعداد تکرار الگوریتم‌ها

لازم به ذکر است که تعداد پارامترهای تنظیم الگوریتم بهینه‌سازی GWO به مراتب کمتر از روش بهینه‌سازی EA است. با توجه به اینکه الگوریتم GWO با تعداد کمتری از پارامترها سازگاری دارد و نیز الگوریتم GWO در مقایسه با الگوریتم EA با افزایش پیچیدگی در مسائل بهینه‌سازی، از سرعت پایین همگرایی بهره برده و سبب افزایش زمان محاسبات نمی‌گردد، لذا عملکرد بهتری در برآورد ضریب دبی سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی در مقایسه با الگوریتم EA دارد.

۳-۱- ارائه معادلات خطی و غیرخطی جهت برآورد ضریب دبی سرریز کنگرهای منقاری مثلثی

به‌منظور تعیین معادله‌ای جهت برآورد ضریب دبی سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی، از نرم‌افزار مطلب که یک نرم‌افزار کاربردی با قابلیت تقریب تابع بین چندین متغیر می‌باشد، با احتساب پارامترهای هندسی استفاده

آزمایشگاهی) مقایسه گردید که نتایج حاصله از تطابق مناسبی برخوردار بودند.

جدول ۶- مقایسه ضریب دبی جریان انواع سرریزهای کنگرهای منقاری و لبه‌تیز

نام محقق	سال	نوع سرریز	شرایط جریان	مقدار C_d
ربیاک [۲۸]	۱۹۸۹	سرریز لبه‌تیز ساده	$\frac{H}{P} < 5$	۰/۶۱۱-۰/۹۸۶
لاکس و هینچلینف [۲۹]	۱۹۸۵	سرریز کنگرهای با پلان مثلثی	$0.2 < \frac{H}{P} < 0.4$ $14.6^\circ < \alpha < 19.5^\circ$	۰/۵۸-۰/۶۹
قدسیان و شناوی [۳۰]	۲۰۰۱	سرریز کنگرهای مثلثی با شکل تاج ربع دایره	$0 < \frac{H}{P} < 0.7$ $0 < \alpha < 11^\circ$	۰/۵۱-۰/۶۵
محمدی و یاسی [۳۱]	۲۰۰۷	سرریز زیگزاگی با پلان قوسی	$0.2 < \frac{H}{P} < 0.4$	۰/۵۸-۰/۷۱
باقری و حیدرپور [۳۲]	۲۰۱۰	سرریز لبه‌تیز ساده	$0 < \frac{H}{P} < 10$	۰/۶۲۵-۱/۰۱
کومار و همکاران [۳۳]	۲۰۱۲	سرریز لبه‌تیز با پلان منحنی	$0 < \frac{H}{P} < 0.9$ $0 < \alpha < 120^\circ$	۰/۵۷۷-۰/۸۹۶
تحقیق حاضر	۲۰۲۱	سرریز کنگرهای منقاری	$0.1 < \frac{H}{P} < 0.67$ $45^\circ < \alpha < 180^\circ$	۰/۳۵-۰/۷

توسط الگوریتم EA و نرم‌افزار Fluent به ترتیب با مقادیر ضریب دبی $C_d=0.47$ و $C_d=0.5$ دارد. همچنین نتایج بیانگر آن بود که الگوریتم GWO مقادیر تابع هدف را نسبت به الگوریتم EA به مقدار بهتری کمینه می‌نماید. در مجموع می‌توان نتیجه گرفت، الگوریتم بهینه‌ساز گرگ خاکستری در برآورد ضریب دبی سرریزهای کنگرهای منقاری مثلثی، کارایی بسیار مناسبی داشته است.

نتایج نشان داد الگوریتم GWO در برآورد ضریب دبی سرریز کنگرهای منقاری مثلثی با احتساب پارامترهای هندسی (H/P و L) و به ترتیب با کسب مقادیر $R^2=0.96$ و $NRMSE=0.052$ برخوردار است. مقادیر ضریب دبی برآورد شده با استفاده از الگوریتم GWO. ($C_d=0.44$) تطابق بیشتری با مقادیر ضریب دبی آزمایشگاهی در مقایسه با مقادیر حاصله

مراجع

- [1] Abrishami, J., & Hosseini, M. (2010). *Hydraulics of open channels*. Imam Reza University Publications.
- [2] Emami, S. (2016). “Numerical study of the effect of geometric parameters of duckbill labyrinth weir on discharge coefficient”, *MSc. Thesis*, Faculty of Agriculture, University of Tabriz.
- [3] Nikpeik, P., Kashefipour, S. M., & Multajei, A. (2012). “Investigation of the effect of geometric dimensions of duckbill weir on discharge coefficient”, *National Conference on Structure, Road, Architecture*. Islamic Azad University, Chalous Branch.
- [4] Emami, S., Arvanaghi, H. & Parsa, J. (2017). “Investigation of discharge coefficient of duckbill labyrinth weir with triangular and curved plans”, *Journal of Dam and Hydropower Plant*, 4(15), 1-11.
- [5] Majedi Asl, M. A., & Fooladpanah, M. (2018). “Application of evolutionary systems in determining the discharge coefficient of triangular labyrinth weir”, *Journal of Soil and Water Sciences (Agricultural Science and Technology and Natural Resources)*, 22(4), 279-290.
- [6] Roushangar, K., Alami, M. T., Shiri, J., & Majedi Asl, M. (2018). “Determining discharge coefficient of labyrinth and arced labyrinth weirs using support vector machine”, *Hydrology Research*, 49(3), 924-938.

- [7] Haghabi, A. H., Parsaie, A., & Ememgholizadeh, S. (2018). "Prediction of discharge coefficient of triangular labyrinth weirs using adaptive neuro fuzzy inference system", *Alexandria Engineering Journal*, 57(3), 1773-1782.
- [8] Emami, S., Arvanaghi, H., & Parsa, J. (2018). "Numerical Investigation of Geometric Parameters Effect of the Labyrinth Weir on the Discharge Coefficient", *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 6(1), 1-9.
- [9] Salazar, F., & Crookston, B. M. (2019). "A performance comparison of machine learning algorithms for arced labyrinth spillways", *Water*, 11(3), 544.
- [10] Saneie, M. & Forudi, A. (2020). "Enhancing accuracy of discharge capacity prediction of a sharp-crested curved plan-form weirs under free flow conditions using evolutionary algorithms and artificial neural networks", *Journal of Watershed Engineering and Management*, 11(4), 891-902.
- [11] Bonakdari, H., Ebtehaj, I., Gharabaghi, B., Sharifi, A., & Mosavi, A. (2020). "Prediction of Discharge Capacity of Labyrinth Weir with Gene Expression Programming", In *Proceedings of SAI Intelligent Systems Conference*, Springer, Cham, 202-217.
- [12] Shafiei, S., Najarchi, M., & Shabanlu, S. (2020). "A novel approach using CFD and neuro-fuzzy-firefly algorithm in predicting labyrinth weir discharge coefficient", *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, 42(1), 1-19.
- [13] Shafiei, S., Najarchi, M. & Shabanlu, S. (2020). "Estimation of discharge coefficient of labyrinth weir by new artificial intelligence models", *Journal of Civil Engineering Modares*, 20(1), 161-171.
- [14] Emami, S., Parsa, J., Emami, H., & Abbaspour, A. (2021). "An ISaDE algorithm combined with support vector regression for estimating discharge coefficient of W-planform weirs", *Water Supply*, <https://doi.org/10.2166/ws.2021.112>.
- [15] Henderson, F. M. (1996). *Open Channel flow*. Macmillan Publishing, New York.
- [16] Novak, P., Guinot, V., Jeffrey, A., & Reeve, D. E. (2010). *Hydraulic modelling- an introduction*. Spon Press, an Imprint of Taylor & Francis, London and New York.
- [17] Muro, C. Escobedo, R. Spector, L. & Coppinger, R. (2011). "Wolf-pack (*canis lupus*) hunting strategies emerge from simple rules in computational simulations", *Behavioural Processes*, 88(3), 192-197.
- [18] Mech, L. D. (1999). "Alpha Status, dominance, and division of labor in wolf packs", *Canadian Journal of Zoology*, 77(8), 1196-1203.
- [19] Mirjalili, S. Mirjalili, S. M. & Lewis, A. (2014). "Grey Wolf Optimizer", *Advances in Engineering Software*, 69, 46-61.
- [20] Khishe, M. Mosavi, M. R. Ghamgosar, A. & Ghalandari, M. J. (2016). "Classification of sonar data set using the gray wolf optimizer algorithm", *Electronics Industries Quarterly*, 7(1), 27-41.
- [21] Emami, H. & Derakhshan, F. (2015). "Election algorithm: A new socio-politically inspired strategy", *AI Communications*, 28, 591–603.
- [22] Kumar, S., Ahmad, Z., & Mansoor, T. (2011). "A new approach to improve the discharging capacity of sharp-crested triangular plan form weirs", *Flow Measurement and Instrumentation*, 22(3), 175-180.
- [23] Larose, D. T., & Larose, C. D. (2014). *Discovering knowledge in data: an introduction to data mining* (Vol. 4). John Wiley & Sons.
- [24] Ajdari Moghaddam, M., & Jafari Nodooshan, A. (2013). "Hydraulic design of trapezoidal labyrinth weir using computational hydrodynamics", *Journal of Imran Modares*, 13(2), 1-12.
- [25] Crookston, B. M. & Tullis, B. P. (2012). "Discharge efficiency of reservoir application specific labyrinth weirs", *Journal of Irrigation and Drainage Engr ASCE*, 138(6), 773-776.
- [26] Suprapto, M. (2013). "Increase spillway capacity using Labyrinth Weir", *Procedia Engineering*, 54, 440-446.
- [27] Heydari, M., Doosti, M., & Safari, H. (2015). "Optimization of discharge coefficient of trapezoidal labyrinth weirs using intelligent simulated annealing algorithm", *10th International Seminar on River Engineering*, Shahid Chamran University, Ahvaz, Iran.
- [28] Rehbock, T. (1989). "Discussion of precise weir measurement. In: E. W. Schoder and K. B. Turner (Ed.)", *Journal of Transportation Engineering*, 93, 1143 – 1162
- [29] Lux, F. (1985). "Design and construction of labyrinth spillways", *15th Commission Internationale des Grands Barrages*, 1985, 249-274.
- [30] Shenavaie, H., & Ghodsian, M. (2001). "Effect of crest shape on water discharge coefficient in triangular labyrinth weir", *International Conference on Hydraulic Structures*, Kerman.
- [31] Mohammadi, M., & Yasi, M. (2007). "Investigation of zigzag overflows with arched plan", *Journal of Agricultural Science and Technology and Natural Resources*, 11(41), 1-12.
- [32] Bagheri, S., & Heidarpour, M. (2010). "Flow over rectangular sharp-crested weirs", *Irrigation science*, 28(2), 173-179.
- [33] Kumar, S., Ahmad, Z., Mansoor, T., & Himanshu, S. K. (2012). "Discharge Characteristics of Sharp Crested Weir of Curved Plan-form", *Research Journal of Engineering Science*, 1(4), 16-20.

پیش‌بینی رفتار سدهای بتنی با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی (مطالعه موردی رفتار سد دز)

سدهای بزرگ حجم قابل توجهی از آب را در پشت خود ذخیره می‌کنند. از این رو، اینمنی و کنترل پایداری آنها از جایگاهی ویژه برخوردار است. تغییرات دما و فشار هیدرواستاتیک از مهمترین عواملی می‌باشد که بر روی سازه سد تأثیرگذار هستند؛ و باعث تغییرمکان‌هایی در تاج سد به سمت بالادست و پایین‌دست خواهد شد. بنابرین باید داده‌های بهدست آمده از مرکز پایش مرتباً مورد ارزیابی قرار گیرد تا بتوان رفتار سد را تجزیه و تحلیل نمود. با توجه به این موضوع در این مطالعه با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی مدلی برای پیش‌بینی تغییرمکان افقی تاج سد دز که تحت اثر تغییرات فشار و درجه حرارت ایجاد می‌شود، ارائه شده است. با توجه به نتایج مشاهده می‌شود که شبکه عصبی دارای عملکرد خوبی در پیش‌بینی مقادیر واقعی می‌باشد. خطای متوسط شبکه مدل شده در حدود ۴ درصد می‌باشد. این مساله نشان دهنده آن است که شبکه به خوبی آموزش دیده است. با استفاده از شبکه ایجاد شده، تغییرات تغییرمکان شعاعی در مقابل تراز آب مخزن برای درجه حرارت‌های مختلف بهدست آمده، و به صورت نمودار ترسیم شده است. با استفاده از نمودارها به خوبی می‌توان رفتار سد دز را برای درجه حرارت‌های مختلف و تغییرات تراز آب مخزن، پیش‌بینی کرد که این امر در زمینه پایش و نگهداری از این سد می‌تواند بسیار مفید باشد.

واژگان کلیدی: سد بتنی، شبکه عصبی مصنوعی، سد دز، فشار هیدرواستاتیک، تغییرات دما.

حسین نادرپور*

دانشکده مهندسی عمران،

دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

پست الکترونیک:

naderpour@semnan.ac.ir

سید روح الله حسینی

واعظ

گروه مهندسی عمران، دانشکده

مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران.

پست الکترونیک:

hoseinivaez@qom.ac.ir

ناصر ملکشاهی

دانشکده مهندسی عمران،

دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

پست الکترونیک:

malekshahi2011@gmail.com

رفتار گذشته است. اگر واقعاً مسیر تکاملی بین پیش‌بینی مدل و رفتار واقعی واگرا است پس فرضیاتی از مدل تغییر کرده است و دلایلی برای تغییرات باید شناسایی و نتایج منطقی آن تعیین شود [۱ و ۲].

به طور کلی تعیین رابطه تأثیر متغیرهای ورودی بر متغیرهای پاسخ از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد. تغییرات دما و فشار هیدرواستاتیکی از عوامل مهمی هستند که بر روی رفتار سد تأثیر می‌گذارند و از اهمیت ویژه ای برخوردار می‌باشند. این دو عامل باعث تغییرمکان‌هایی در تاج سد به سمت بالادست و پایین‌دست سد می‌شوند. مدل‌های آماری در آنالیز رفتار سدها از سال ۱۹۵۰ در مهندسی سد استفاده شده است

هدف اصلی از کنترل اینمی سدهای بتنی تضمینی برای عملکرد آنها با ترکیبی از نگهداری عامل‌ها و درستی و یکپارچگی سازه است. کنترل اینمی سدها به وسیله فعالیت پایش و براساس مدل‌ها می‌باشد. هدف نهایی مدل‌ها پیش‌بینی رفتار یک سد بتنی و همچنین مشخص نمودن تشابه یا تفاوت رفتار سازه تحت بارهای یکسان با

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۱/۱۱، بازنگری ۱۴۰۰/۰۳/۲۱، پذیرش ۱۴۰۰/۰۳/۲۶.

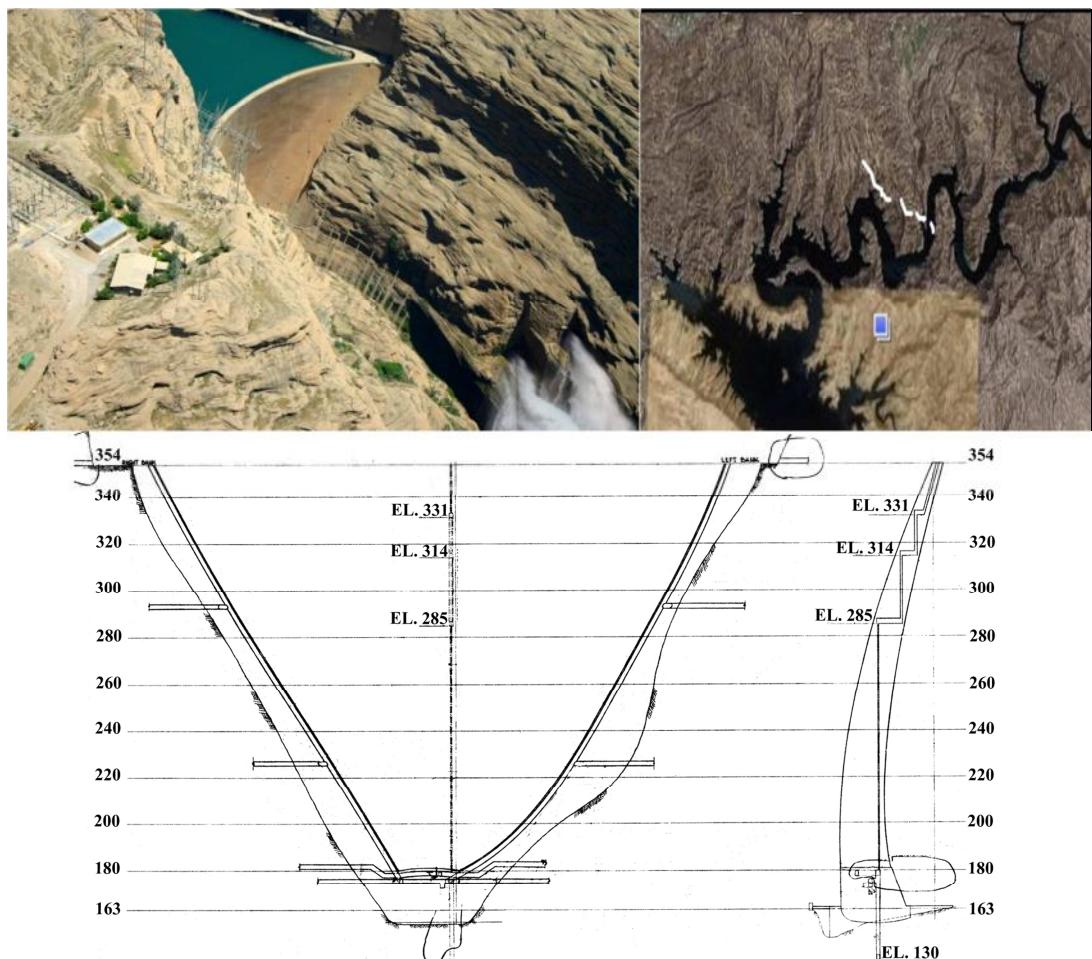
DOI: 10.22091/cer.2021.6898.1242

سد دز (شکل ۱) نخستین سد چندمنظوره کشور می‌باشد که با هدف تولید برق، آبیاری دشت‌های خوزستان، تنظیم آب رودخانه دز و حفاظت مناطق پایین‌دست در برابر سیلاب در ۲۳ کیلومتری شمال شرقی اندیمشک احداث شده است. محل احداث سد در قسمت فوچانی سازند کنگلومرا ای بختیاری است. در سال ۱۳۳۷ براساس پیشنهاد مهندسین مشاور، ۱۴ شرکت معروف ساختمانی برای شرکت در مناقصه سد دز، نیروگاه و نصب تجهیزات نیروگاهی دعوت و از میان این شرکت‌ها سه شرکت ایتالیایی به عنوان یک شرکت تضامنی (ایمپر جیلو) برای اجرای کارهای ساختمانی انتخاب شدند. طبق جدول زمانی مدت اجرای پروژه سه سال بوده است و در سال ۱۳۴۱ تکمیل و آبگیری مخزن شروع شد. سد دز از نوع بتُنی دو قوسی جدار نازک است که هم در پلان و هم در مقطع دارای انحنا می‌باشد.

[۳]. امروزه با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی می‌توان رفتار یک سد بتُنی را تحت عوامل ذکر شده پیش بینی کرد. مدل شبکه‌های عصبی مصنوعی در زمینه های مختلفی از جمله مهندسی سد بکار می‌رود و محققین زیادی در این زمینه تحقیق کرده‌اند [۱۶-۴].

همان طور گفته شد تغییرات هیدرولاستاتیک فشار و درجه حرارت دو عامل اصلی هستند که در هنگام آنالیز سدهای بتُنی مورد توجه قرار می‌گیرند. با توجه به این موضوع در این مطالعه سعی شده است با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی مدلی برای پیش‌بینی تغییر مکان افقی تاج سد دز که تحت اثر تغییرات فشار و درجه حرارت ایجاد می‌شود ارائه گردد.

۲- مطالعه موردي سد دز



شکل ۱- سد دز

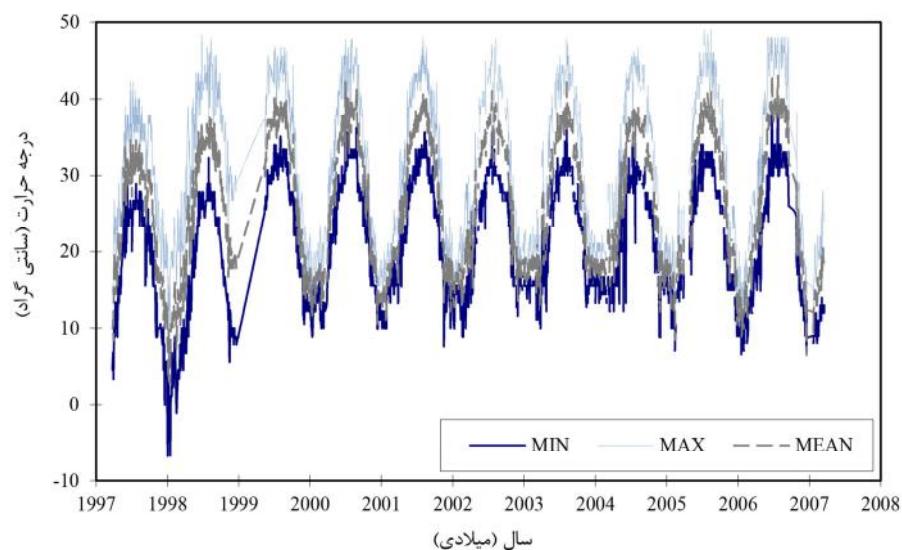
سال ۱۳۸۹ حداکثر تغییرمکان ثبت شده در تراز ۲۸۵ در اردیبهشت ماه به میزان ۲۲/۶۳ میلیمتر به ازای تراز آب مخزن ۳۵۲/۱ متر از سطح دریا و متوسط دمای هوای ۲۹ درجه سانتی‌گراد اتفاق افتاده و حداقل جابه‌جایی ۷/۶۸ میلیمتر در آذرماه برای تراز آب مخزن ۳۲۰/۹۲ متر از سطح دریا و درجه حرارت ۲۲/۵ درجه سانتی‌گراد بوده است. دامنه تغییرات در این تراز برابر ۱۴/۹۵ میلیمتر بوده و نسبت به سال ۸۶ حدود ۴/۲ میلیمتر کمتر می‌باشد. همچنین در این سال، حداکثر تغییرمکان ثبت شده در تراز ۳۱۴ در اردیبهشت ماه به میزان ۳۸/۳۵ میلیمتر و برای تراز آب مخزن ۳۵۱/۴۵ متر از سطح دریا و متوسط دمای هوای ۲۴/۵ درجه سانتی‌گراد اتفاق افتاده و حداقل جابه‌جایی ۱۵/۴ میلیمتر در آبان ماه و تراز مخزن ۳۲۲/۱۸ متر از سطح دریا و درجه حرارت ۲۵/۵ درجه سانتی‌گراد ثبت شده است. دامنه تغییرات در این تراز برابر ۲۲/۹۵ میلیمتر بوده و نسبت به سال ۸۶ حدود ۴/۶۵ میلیمتر کمتر می‌باشد. در تراز ۳۳۱ حداکثر جابه‌جایی در اردیبهشت ماه به میزان ۴۹/۰۶ میلیمتر و به ازای تراز آب مخزن ۳۵۱/۴۵ متر از سطح دریا و متوسط دمای هوای ۲۴/۵ درجه سانتی‌گراد ثبت شده است و حداقل جابه‌جایی ۲۳/۱۱ میلیمتر در آبان ماه و برای تراز آب مخزن ۳۲۴/۳ متر از سطح دریا و درجه حرارت ۲۸ درجه سانتی‌گراد بوده است. دامنه تغییرات در این تراز برابر ۲۵/۹۵ میلیمتر بوده و نسبت به سال ۸۶ حدود ۵ میلیمتر کمتر می‌باشد. شکل‌های ۲ تا ۴ اطلاعات مفیدی را در زمینه پایش سد دز نمایش می‌دهند. شکل ۲ تغییرات درجه حرارت را در سال‌های مختلف نمایش می‌دهد. شکل ۳ نمودار تغییرمکان شعاعی (بالادست و پایین‌دست) سد دز را در ترازهای ۳۱۴، ۲۸۵ و ۳۳۱ متر از سطح دریا نشان می‌دهد. شکل ۴ تغییرات تراز آب مخزن سد در سال‌های مختلف نمایش می‌دهد.

ارتفاع سد از پی ۲۰۳، طول تاج ۲۱۲، ضخامت پی ۲۷ و ضخامت تاج سد ۴/۵ متر می‌باشد. جداکثر آب قابل کنترل ۳۵۲ متر از سطح دریا و حداقل ۲۹۰ متر از سطح دریا می‌باشد. حجم مخزن سد دز حدود ۳/۵ میلیارد متر مکعب و سطح آن در بالاترین تراز ۱۷۰۰۰ کیلومتر مربع و طول دریاچه آن ۶۵ کیلومتر است.

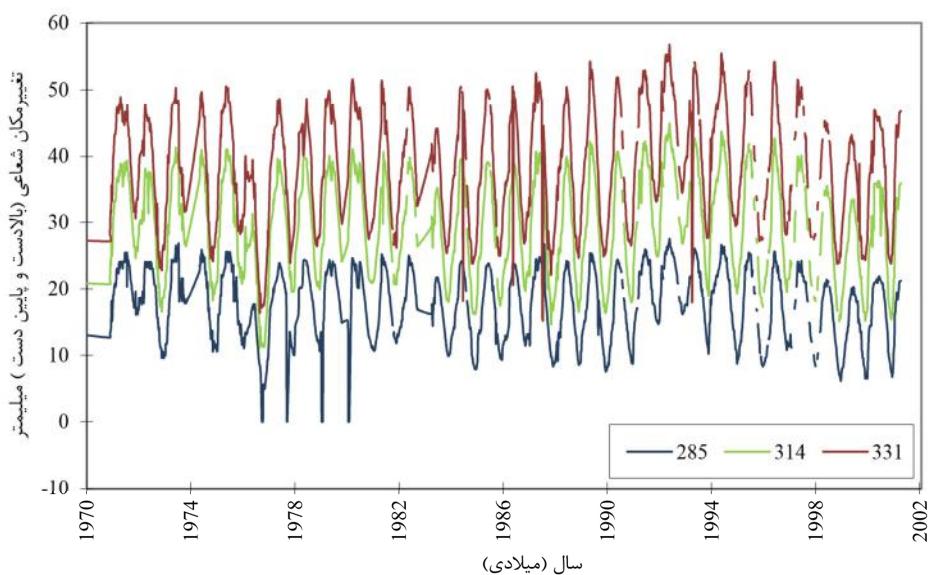
اصولاً وقتی سدی ساخته می‌شود در پشت آن دریاچه‌ای تشکیل می‌گردد که بزرگترین و خطرناکترین عامل مخرب آن، همان آب دریاچه می‌باشد. چون نفوذ آب دریاچه در پی و تکیه‌گاه سد از یک طرف و فشار آب دریاچه به بدنه از طرف دیگر پیوسته سد را تهدید به تخریب می‌کنند، لذا جهت مبارزه با این دو عامل مخرب یک سری اقدامات ایمنی لازم است صورت گیرد تا در درجه اول بتوان از اشباع شدن پی و تکیه گاه سد از آبهای نفوذی جلوگیری کرد و در درجه دوم توسط ابزارآلات دقیقی که در بدنه سد و تکیه‌گاهها کار گذاشته می‌شوند موقعیت و حالت سد را مشخص نمود و حرکات آن را اندازه‌گیری کرد این کار توسط گروههای اندازه‌گیری و رفتارسنجی انجام گرفته و پیوسته رفتار سد توسط این گروه مورد پایش و ارزیابی قرار می‌گردد.

سیستم پایش سد دز شامل دستگاه‌های متعددی می‌باشد که این امکان را برای مشاهده و اندازه‌گیری مقادیری مانند درجه حرارت بتن و هوای سطح آب مخزن، تغییرمکان افقی و قائم، کرنش، تنش، جابه‌جایی فونداسیون و نشتی آب را می‌دهد. از میان بارهای مختلفی که بر روی سدهای بتونی عمل می‌کند فشار هیدرولاستاتیک و تغییرات دما از مهمترین عواملی هستند که می‌توان بر روی سازه نرمال سد تشخیص داد.

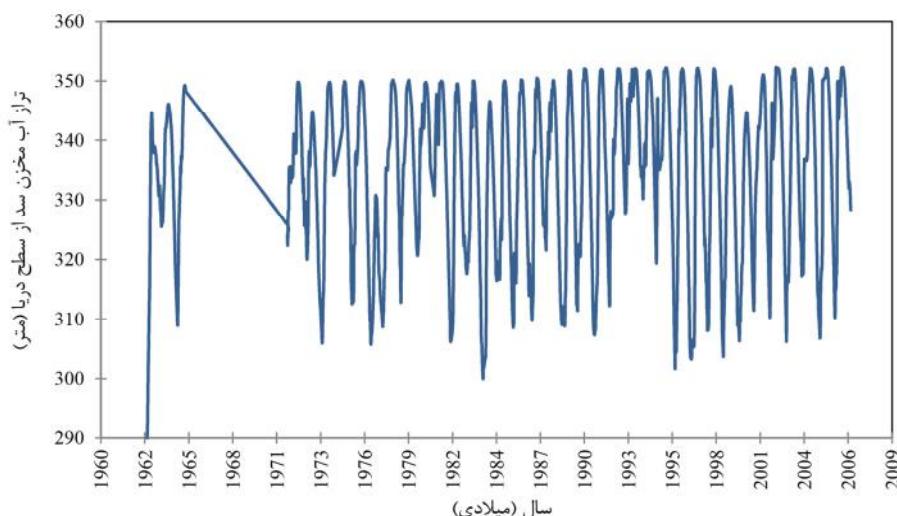
در سه تراز ۲۸۵، ۳۱۴ و ۳۳۱، پاندول‌های مستقیم برای ثبت تغییرمکان شعاعی (بالادست و پایین‌دست) قرار گرفته است (شکل ۱). با توجه به این اطلاعات ثبت شده می‌توان اطلاعات مفیدی را به دست آورد. برای مثال در



شکل ۲- نمودار تغییرات دما

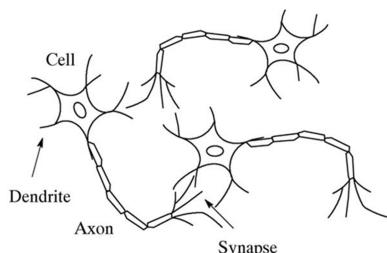


شکل ۳- نمودار تغییر مکان شعاعی (بالادست و پایین دست) در ترازهای ۲۸۵، ۳۱۴ و ۳۳۱ متر از سطح دریا



شکل ۴- نمودار تغییرات تراز آب مخزن سد

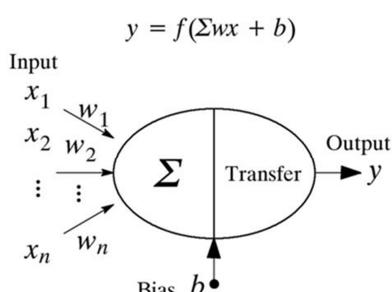
یک سیگنال الکتریکی تولید شده طی یک واکنش شیمیایی می‌توانند تحويل شوند.



شکل ۵- نورون بیولوژیک و اعضای آن

ساخ نورون‌ها سیگنال را در محل تماس نورون‌های همسایه (سیناپس یا پیوندگاه) دریافت می‌کنند. این سیستم قادر به یادگیری، فراخوانی و تولید خروجی مربوط به سیگنال‌های خارجی می‌باشد. چنانچه یک سیستم نورونی دارای یک سیگنال پایدار و تکرارشونده باشد، سیگنال خروجی آن پایدار خواهد بود و در سیستم ذخیره می‌شود.

از طرف دیگر، چنانچه تحت یک سیگنال ناپایدار یا نادر قرار گیرد، حافظه برای این نوع اطلاعات ممکن است پس از رسیدن سایر سیگنال‌ها یا الگوها پاک شود. این سیستم نورون بیولوژیکی می‌تواند به منظور اداره کردن یادگیری پیچیده‌تر برای تشریح چگونگی عملگرهای ریاضیاتی برای افزایش کاربرد آنها عمل نماید. نورون محاسباتی در شکل ۶ نمایش داده شده است. مشابه با نورون‌های بیولوژیکی، یک نورون محاسباتی دارای ورودی، سلول و خروجی می‌باشد. هر نورون عموماً با وزن‌های داخلی شبکه مانند اتصال دارد. نوع شبکه عصبی مصنوعی می‌تواند به وسیله کل سازه، نوع نورون، فضای اطلاعات یادگیری و قوانین یادگیری تشخیص داده شود.



شکل ۶- نورون محاسباتی

۳- پیش‌بینی رفتار سد بتني با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی

۳-۱- شبکه‌های عصبی مصنوعی

شبکه‌های عصبی از تعداد زیادی اعضای پردازشگر (نورون‌ها) با وابستگی داخلی بسیار زیاد که با هماهنگی برای حل مسائل مختلف کار می‌کنند، تشکیل شده است. مشابه با انسان، شبکه‌های عصبی مصنوعی به کمک مثال یاد می‌گیرند [۱۷]. یک شبکه عصبی مصنوعی برای یک کاربرد خاص مانند تشخیص الگو یا طبقه‌بندی داده‌ها در طی پروسه یادگیری ایجاد می‌شود. یادگیری در سیستم‌های بیولوژیکی با استفاده از ارتباطات سیناپسی که بین نورون‌ها به وجود می‌آید، شکل می‌گیرد؛ همین پروسه در شبکه‌های عصبی نیز رخ می‌دهد. شبکه‌های عصبی مصنوعی یک روش عملی عمومی را برای توابع با مقادیر حقیقی، گستته و برداری با استفاده از مثال‌ها تأمین نموده و بنابراین در کاربردهای گسترده مسائل مهندسی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. در کاربردهای مهندسی، یک شبکه عصبی می‌تواند یک نگاشت برداری تلقی شود که بردار ورودی را به بردار خروجی می‌نگارد. از نقطه نظر معماری شبکه‌های عصبی، یک نورون بیولوژیکی متشکل از سه بخش اصلی شامل سلول، آکسون و دندریت می‌باشد. شکل ۵، نمایی شماتیک از نورون‌های بیولوژیکی و یک نورون محاسباتی را نشان می‌دهد. سلول یک نورون به دندریت نورون هم‌سایه اتصال دارد. این نورون‌های بیولوژیکی به سایر نورون‌ها به کمک دندریت‌های مو مانند متصل هستند. یک گروه از این نورون‌ها می‌تواند شامل چند لایه نورون باشد و یک مجموعه از لایه‌ها می‌تواند سیستم‌های عصبی را در بشر تشکیل دهد [۱۸].

ارتباطات مخباراتی بین نورون‌ها به صورت پیوسته تولید می‌شوند که از یک نورون به سایر نورون‌ها با ارسال

Levenberg–Marquardt می‌باشد که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است [۲۰].

۳-۲- پیش‌بینی تغییرمکان شعاعی سد دز در تراز ۳۳۱

برای رسیدن به یک مدل مناسب شبکه‌های عصبی استفاده از اطلاعات هموژن بسیار ضروری می‌باشد. به همین منظور جهت آموزش، بررسی صحت و آزمایش شبکه‌های عصبی، از اطلاعات ثبت شده در مرکز کنترل و پایداری سد دز استفاده شده است. همانطور گفته شد تغییرات هیدرواستاتیک فشار و درجه حرارت دو عامل اصلی هستند که در پایش و آنالیز رفتار سدهای بتنی مورد توجه قرار می‌گیرند. با توجه به این موضوع در این مطالعه سعی می‌شود با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی مدلی برای پیش‌بینی تغییرمکان افقی تاج سد دز که تحت اثر تغییرات فشار و درجه حرارت ایجاد می‌شود ارائه گردد. به همین منظور از ۶۷۷ مورد اطلاعات ثبت شده در زمینه تأثیر تغییرات تراز آب مخزن سد و دما بر تغییرمکان شعاعی سد دز در تراز ۳۳۱ متر استفاده می‌شود. پارامترهای تراز آب مخزن سد بر حسب متر از سطح دریا و درجه حرارت هوا بر حسب سانتی‌گراد، به عنوان ۲ گره ورودی و در مقابل تغییرمکان شعاعی (بالادست و پایین‌دست) در تراز ۳۳۱ متر از سطح دریا بر حسب میلی‌متر به عنوان گره هدف، انتخاب شدند. دو لایه مخفی در مدل سازی شبکه عصبی به کار رفت و توابع انتقال به صورت لگاریتم سیگموئید و خطی در نظر گرفته شدند (شکل ۷).

الگوریتم Levenberg–Marquardt به طور تصادفی بردارهای ورودی و بردارهای هدف را به سه بخش شامل آموزش، صحت و آزمایش تقسیم می‌کند. تغییر در درصد نسبی این بخش‌ها به میزان کمی می‌تواند بروشه یادگیری را بهبود دهد یا ضعیفتر نماید. در این مطالعه در گام مقدماتی، داده‌ها با درصدهای مختلف از سه دسته آموزش، صحت و آزمایش مورد مطالعه قرار گرفتند؛ گروهی که در آن ۶۰٪ داده‌ها به آموزش، ۲۰٪ به صحت و

هر ورودی با یک ۷٪ مناسب وزن داده می‌شود. مجموع داده‌های وزن‌دار و باقیمانده‌ها، ورودی را به تابع انتقال F تبدیل می‌کند. نورون‌ها می‌توانند از هر تابع انتقال تشخیص‌پذیری برای تولید خروجی‌شان استفاده نمایند [۱۷].

روش انتشار برگشتی^۱، تعمیم یافته روش یادگیری Widrow–Hoff به شبکه‌های چند لایه و توابع انتقال غیرخطی می‌باشد [۱۷]. از آنجایی که شبکه‌های باقیمانده، یک لایه سیگموئید و یک لایه خروجی خطی قادر به تخمین هر تابع با تعداد معینی ناپیوستگی می‌باشد، بردارهای ورودی و بردارهای هدف مربوطه برای آموزش یک شبکه به منظور تقریب زدن یک تابع استفاده می‌شوند. روش انتشار برگشتی استاندارد یک الگوریتم نزولی شیب دار است که در آن وزن‌های شبکه در طول شیب منفی تابع عملکرد انتقال می‌باشد. عبارت انتشار برگشتی مربوط به حالتی است که در آن شیب برای شبکه‌های غیرخطی چند لایه محاسبه می‌شود. تعدادی نوسان در الگوریتم مبنا وجود دارد که بر مبنای سایر تکنیک‌های بهینه‌سازی مانند شیب توام و روش نیوتون می‌باشدند. شبکه‌های انتشار برگشتی که به خوبی آموزش می‌باشند، زمانی که به داده‌های ورودی که قبل از آن ندیده‌اند برخورد می‌کنند، تمایل دارند جواب‌های معقول بدهند.

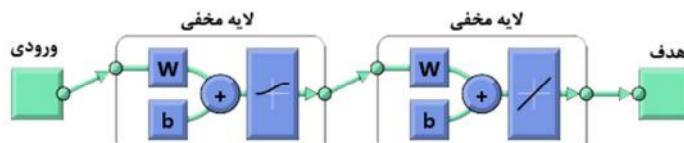
[۱۹]

به طور کلی یک ورودی جدید به یک خروجی منتهی می‌شود که شبیه به خروجی صحیح برای بردارهای ورودی مورد استفاده در آموزش می‌باشد و شبیه به ورودی جدید ارائه شده هستند. این خصوصیت تعمیم، آن را قادر می‌سازد که شبکه را به عنوان نماینده‌ای از دسته‌های ورودی/هدف آموزش داده و نتایج خوبی بدون آموزش شبکه برای تمام ورودی‌های ممکن به دست دهد. معمول‌ترین الگوریتم آموزش انتشار برگشتی،

^۱- Back-Propagation

بهترین گروه در نظر گرفته شد.

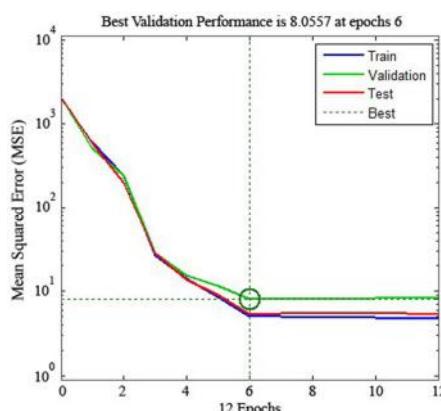
۲۰٪ به آزمایش اختصاص داده شده بود، به عنوان



شکل ۷- ساختار شبکه

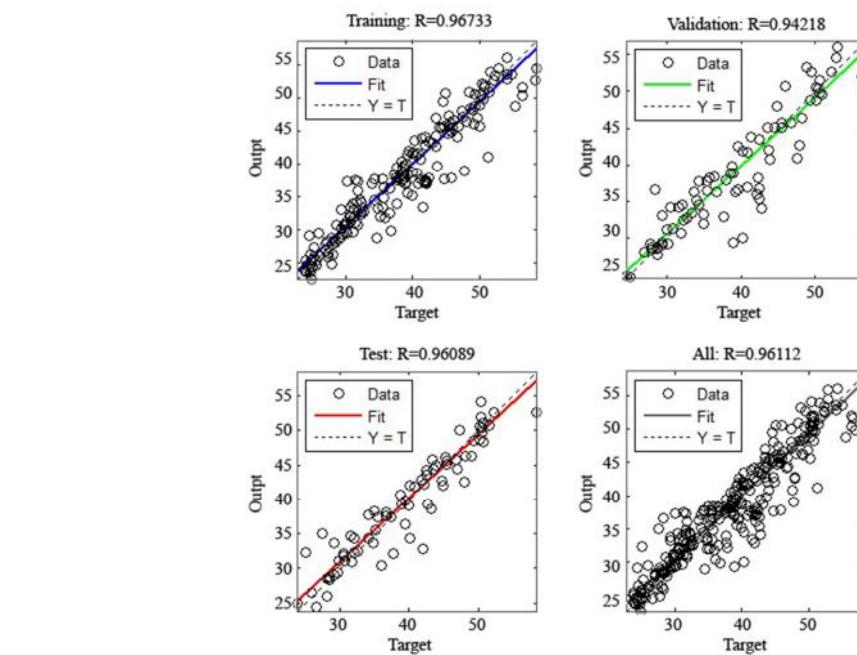
بردارهای صحت کاهش یابد. پس از آن که شبکه، آموزش دید، پرسه یادگیری متوقف می‌شود.

بهترین شبکه، شبکه‌ای است که ۱۰ نورون در لایه پنهان خود دارد؛ زیرا مقادیر رگرسیون خوبی ارائه داده و دارای کمترین خطای میانگین در میان تمام شبکه‌ها می‌باشد. نتایج آموزش شبکه در شکل ۹ آورده شده است.



شکل ۸- عملکرد شبکه با ۱۰ نورون در لایه مخفی

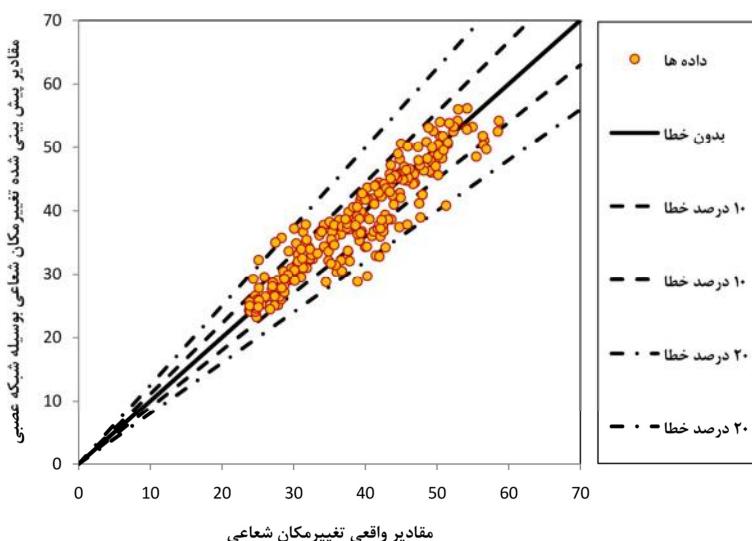
ملک توقف آموزش شبکه‌ها، خطای میانگین مربعی (MSE) بود که میانگین تفاوت مربعی بین مقادیر خروجی و هدف می‌باشد. مقادیر کمتر به معنای عملکرد بهتر شبکه بوده و مقدار صفر به معنی عدم وجود خطای می‌باشد. مقادیر رگرسیون، همبستگی بین خروجی‌ها و هدف‌ها را در شبکه‌ها اندازه‌گیری می‌کنند؛ به نحوی که هدف‌ها را در شبکه‌ها اندازه‌گیری می‌کنند؛ به نحوی که R=1 به معنی ارتباط کامل بوده و R=0 نشان‌دهنده رابطه تصادفی است. این دو معیار یعنی MSE و R به عنوان اساس انتخاب شبکه اینده‌آل در نظر گرفته شده‌اند. شکل ۸، میانگین مربع خطای شبکه را نشان می‌دهد که از مقادیر بزرگ شروع شده و به مقادیر کوچکتر کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر، این مساله نشان می‌دهد که شبکه در حال یادگیری است. این نمودار دارای ۳ خط است که هریک نماینده یک دسته از داده‌ها می‌باشند. آموزش بردارها تا زمانی ادامه می‌یابد که خطای شبکه در



شکل ۹- رگرسیون داده‌های مربوط به آموزش، صحت و آزمایش شبکه با ۱۰ نورون در لایه مخفی

می‌گیرند. با توجه به نمودار مشاهده می‌شود که شبکه عصبی دارای عملکرد خوبی در پیش‌بینی مقادیر واقعی می‌باشد. خطای متوسط مدل شبکه عصبی برابر $4/08$ درصد می‌باشد. این مساله نشان دهنده آن است که شبکه به خوبی آموزش دیده است.

در شکل ۱۰، مقادیر واقعی تغییرمکان در مقابل مقادیر پیش‌بینی شده آنها با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی ایجاد شده، رسم شده است. چنانچه تطابق کامل بین مقادیر واقعی و مقادیر پیش‌بینی شده با شبکه عصبی موجود باشد، تمام نقاط بر روی خط 45 درجه قرار



شکل ۱۰- مقایسه مقادیر پیش‌بینی شده تغییرمکان شعاعی بوسیله شبکه‌های عصبی مصنوعی در برابر مقادیر واقعی

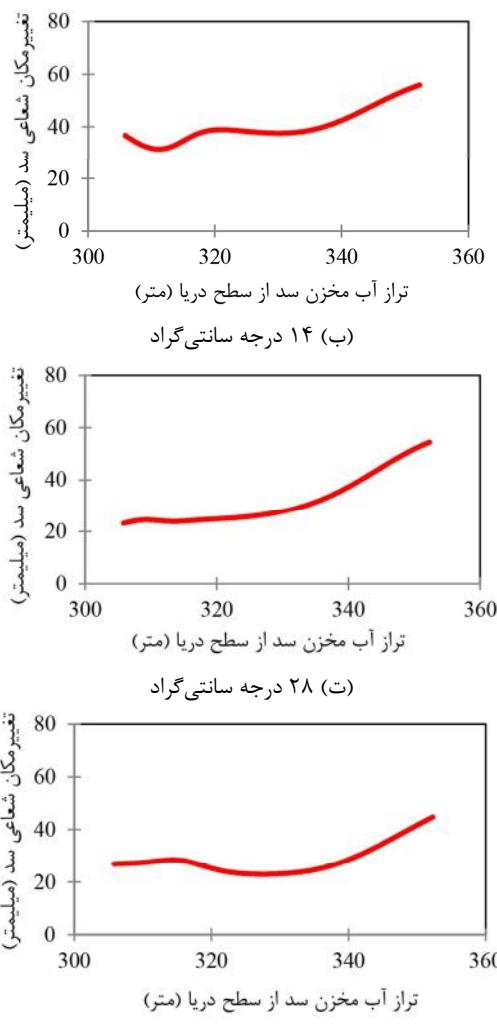
بالاتر و پایین‌تر، مقادیر مورد نیاز را به دست آورد. با استفاده از نمودار شکل ۱۱ مشخص می‌شود که افزایش درجه حرارت باعث ایجاد انبساط در بدنه سد و فشار به تکیه‌گاهها می‌شود و همچنین تغییرمکان شعاعی در بالادرست و پایین‌درست کاهش می‌یابد. در مقابل افزایش تراز آب مخزن سد باعث می‌شود تا تغییرمکان شعاعی در بالادرست و پایین‌درست افزایش پیدا کند. این موضوع به وضوح از روی نمودارهای استخراج شده از شبکه عصبی مدل شده، پیدا می‌باشد. با استفاده از نمودارها به خوبی می‌توان رفتار سد را برای درجه حرارت‌های مختلف و تغییرات تراز آب مخزن، پیش‌بینی کرد؛ که این امر در زمینه پایش و نگهداری از این سد می‌تواند بسیار مفید باشد.

۴- نتیجه گیری

در این مطالعه با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی مدلی برای پیش‌بینی تغییرمکان افقی تاج سد

همان طور که از نتایج مشخص می‌باشد، مقادیر پیش‌بینی شده توسط شبکه عصبی دارای تطابق قابل قبولی با مقادیر واقعی هستند. اما استفاده از شبکه در طراحی مهندسی مسائلهای رایج نمی‌باشد، زیرا شبکه دارای وزن‌ها و باقی مانده‌های زیادی به همراه توابع انتقال می‌باشد و در نتیجه معادلات نهایی بسیار پیچیده خواهد بود. به منظور حل این معضل، شبکه عصبی می‌بایست برای تولید چارت‌های طراحی تجربی و نیز معادلات به کار گرفته شود. برای ایجاد رابطه‌ای منطقی با استفاده از نتایج شبکه‌های عصبی، با ثابت در نظر گرفتن درجه حرارت در ۳۳۱ دماهای مشخص، تغییرات تغییرمکان شعاعی در تراز ۳۳۱ متر از سطح دریا در مقابل تراز آب مخزن به دست آمده، و به صورت نمودار ترسیم می‌شود. شکل ۱۱، تغییرات تغییرمکان شعاعی را در مقابل تراز آب مخزن برای درجه حرارت‌های مختلف نشان می‌دهد. چنانچه این تغییرات، برای درجه حرارتی خارج از هریک از نمودارها موردنیاز بود، می‌توان با درون‌یابی بین دو نمودار درجه حرارت پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

می‌شود، ارائه شده است.



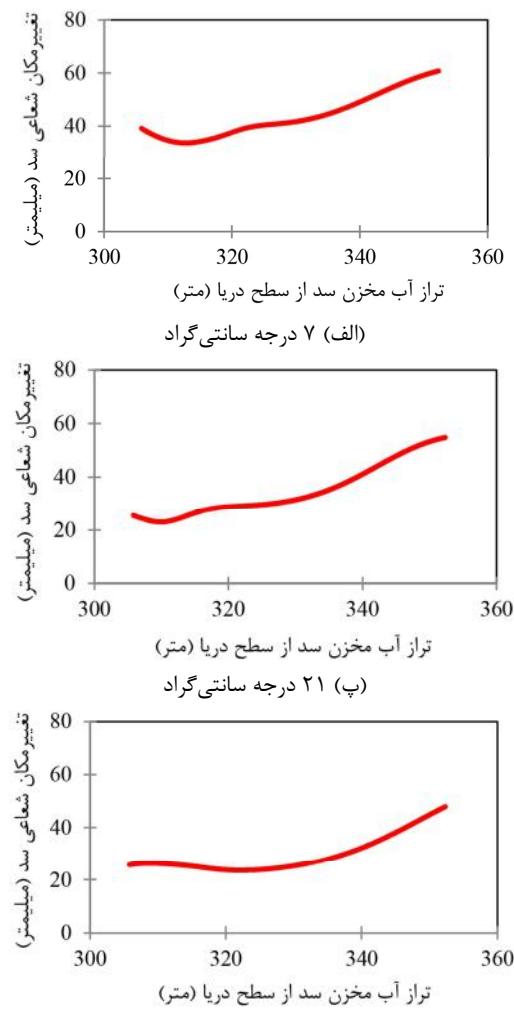
شکل ۱۱- تغییرات تغییرمکان شعاعی در مقابله با تراز آب مخزن برای درجه حرارت‌های مختلف

تغییرمکان شعاعی در بالادست و پایین‌دست افزایش پیدا کند. با استفاده از نمودارها به خوبی می‌توان رفتار سد دز را برای درجه حرارت‌های مختلف و تغییرات تراز آب مخزن، پیش‌بینی کرد؛ که این امر در زمینه پایش و نگهداری از این سد می‌تواند بسیار مفید باشد.

تقدیر و قدردانی

نویسنده‌گان مقاله از کارکنان شرکت سد و نیروگاه دز به جهت در اختیار گذاشتن اطلاعات آماری و تاریخچه این سد سپاسگزاری می‌نمایند.

دز که تحت اثر تغییرات فشار و درجه حرارت ایجاد



همان طور که از نتایج مشخص می‌باشد، مقدار پیش‌بینی شده توسط شبکه عصبی دارای تطابق قابل قبولی با مقدار واقعی هستند. خطای متوسط مدل شبکه عصبی برابر $4/0.8$ درصد می‌باشد. این مساله نشان دهنده آن است که شبکه به خوبی آموزش دیده است. با توجه به نمودارهای استخراج شده از شبکه مدل‌سازی شده مشخص می‌شود که افزایش درجه حرارت موجب ایجاد انسیاط در بدنه سد و فشار به تکیه‌گاهها و کاهش تغییرمکان شعاعی در بالادست و پایین‌دست می‌شود. در مقابل افزایش تراز آب مخزن سد باعث می‌شود تا

مراجع

- [1] Léger, P., & Leclerc, M. (2007). "Hydrostatic, temperature, time-displacement model for concrete dams", *Journal of engineering mechanics*, 133(3), 267-277.
- [2] De Sortis, A., & Paoliani, P. (2007). "Statistical analysis and structural identification in concrete dam monitoring", *Engineering structures*, 29(1), 110-120.
- [3] ICOLD. (2003). *Methods of analysis for the prediction and the verification of dam behaviour*. Tech. rep. Swiss Committee on Dams.
- [4] Gomes, H. M., & Awruch, A. M. (2004). "Comparison of response surface and neural network with other methods for structural reliability analysis", *Structural safety*, 26(1), 49-67.
- [5] Wang, B. S., & He, Z. C. (2007). "Crack detection of arch dam using statistical neural network based on the reductions of natural frequencies", *Journal of Sound and Vibration*, 302(4-5), 1037-1047.
- [6] Bakhary, N., Hao, H., & Deeks, A. J. (2007). "Damage detection using artificial neural network with consideration of uncertainties", *Engineering Structures*, 29(11), 2806-2815.
- [7] Fedele, R., Maier, G., & Miller, B. (2006). "Health assessment of concrete dams by overall inverse analyses and neural networks", *International Journal of Fracture*, 137(1-4), 151-172.
- [8] Sohn, H., Czarnecki, J. A., & Farrar, C. R. (2000). "Structural health monitoring using statistical process control", *Journal of structural engineering*, 126(11), 1356-1363.
- [9] Joghataie, A., & Dizaji, M. S. (2009). "Nonlinear analysis of concrete gravity dams by neural networks", In *Proceedings of the World Congress on Engineering*, 2, 1022-7.
- [10] Liu, J., Wang, G., & Chen, Y. (2008). "Research and application of GA neural network model on dam displacement forecasting", In *Earth & Space 2008: Engineering, Science, Construction, and Operations in Challenging Environments*, 1-9.
- [11] Perner, F., Koehler, W., & Obernhuber, P. (2001). "Interpretation of Schlegeis dam crest displacements", In *Proceedings of the 6th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Salzburg, Austria*, 17-19.
- [12] Wen, C. M., Hung, S. L., Huang, C. S., & Jan, J. C. (2007). "Unsupervised fuzzy neural networks for damage detection of structures", *Structural Control and Health Monitoring: The Official Journal of the International Association for Structural Control and Monitoring and of the European Association for the Control of Structures*, 14(1), 144-161.
- [13] Yi, X. D., Xu, F., & Jiang, C. K. (2009). "Research on dam deformation forecast model based on genetic algorithm neural network", *8th international symposium on test and measurement*, 1-6, Hong Kong: International Academic Publishers Ltd, 1536-9.
- [14] Naderpour, H., Rafiean, A. H., & Fakharian, P. (2018). "Compressive strength prediction of environmentally friendly concrete using artificial neural networks", *Journal of Building Engineering*, 16, 213-219.
- [15] Alavi, S. A., Naderpour, H., & Fakharian, P. (2018). "An Approach for Estimating the Rotation Capacity of Wide Flange Beams using Bayesian Regularized Artificial Neural Networks (BRANN)", *Modares Civil Engineering journal*, 18(4), 157-169.
- [16] Kashkaki, Z., Banejad, H., & Heydari, M. (2018). "Application of ANN in Estimating Discharge Coefficient of Circular Piano Key Spillways", *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 2(3), 39-49.
- [17] Ahmadi, M., Naderpour, H., & Kheyroddin, A. (2014). "Utilization of artificial neural networks to prediction of the capacity of CCFT short columns subject to short term axial load", *Archives of civil and mechanical engineering*, 14(3), 510-517.
- [18] Demuth, H., Beale, M., & Hagan, M. (2009). *Neural Network Toolbox 6 User's Guide*'The MathWorks. Inc, MA, US.
- [19] Naderpour, H., Kheyroddin, A., & Amiri, G. G. (2010). "Prediction of FRP-confined compressive strength of concrete using artificial neural networks", *Composite Structures*, 92(12), 2817-2829.
- [20] Uysal, M., & Tanyildizi, H. (2011). "Predicting the core compressive strength of self-compacting concrete (SCC) mixtures with mineral additives using artificial neural network", *Construction and Building Materials*, 25(11), 4105-4111.

ارزیابی رفتار سازه‌های نامنظم هندسی فولادی با سیستم قاب خمشی تحت سناریوهای مختلف حذف ستون

* مسعود احمدی*

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه

آیت الله بروجردی (ره)، بروجرد.

پست الکترونیک:

masoud.ahmadi@abru.ac.ir

مهندی عبادی جامخانه

گروه مهندسی عمران، دانشکده

فنی و مهندسی، دانشگاه دامغان.

پست الکترونیک:

m.ebadi@du.ac.ir

در این مقاله، تأثیر نامنظمی هندسی در پلان بر روی رفتار سازه‌های فولادی تحت خرابی پیشرونده بررسی می‌شود. ابتدا، سه سازه با در نظر گرفتن دو حالت منظم و نامنظمی هندسی طراحی می‌شوند. سپس، تأثیر دو پلان نامنظمی و منظمی روی قاب‌های خمشی فولادی مورد بررسی قرار می‌گیرد. الگوهای خرابی ساختمان‌ها مورد مطالعه قرار گرفته و تحت هفت ستاریوی مختلف حذف ستون به کمک تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی با یکدیگر مقایسه می‌شود. در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، تغییر مکان گره در بالای ستون حذف شده و نیروی اضافی ایجاد شده در ستون مجاور آن مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. علاوه بر این، ظرفیت و مقاومت ستون‌ها در تعیین پایداری و توان آن‌ها در برابر خرابی تعیین می‌شود. در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، منحنی ظرفیت و نسبت نیروی تسليیم بعد از حذف ستون استخراج گردیده است. نتایج نشان داد که یک سازه نامنظم در بیشتر موارد حذف ستون، مستعد فروریزش و خرابی است. همچنین، با مقایسه بین سازه منظم و نامنظم دریافت شد که نسبت تقاضا به ظرفیت ستون‌ها در سازه‌های نامنظم به طور میانگین بین ۱/۵ تا ۲ در مقایسه با سازه‌های منظم است.

واژگان کلیدی: خرابی پیشرونده، نامنظمی، سازه فلزی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل پوش‌داون.

۱- مقدمه

که در نهایت منجر به خرابی کل سازه و یا بخش عمدی از آن شود، تعریف می‌شود [۵]. وجود دو عامل برای رخدادن خرابی پیشرونده در یک سازه نیاز می‌باشد. اولین عامل، بارگذاری غیرعادی که بتواند سبب خرابی اولیه در اعضای سازه‌ای گردد و دومین عامل عدم وجود پیوستگی، شکل‌پذیری و درجه نامعینی کافی در سازه که سبب پیشروی خرابی اولیه در اعضای سازه‌ای گردد [۶]. به منظور کنترل پدیده خرابی پیشرونده در سازه‌ها باید یکی از دو عامل فوق کنترل شوند. با شناخت عوامل موثر بر پدیده خرابی پیشرونده، می‌توان به بررسی رفتار سازه‌ها قبل و بعد از هرگونه تغییر در ساختار برای مقابله با آن پرداخت [۷].

از اولین تحقیقات صورت گرفته در زمینه خرابی پیشرونده می‌توان به تحقیق انجام گرفته توسط گراس و

در طی دهه‌های گذشته، موارد زیادی از خرابی سازه‌ها تحت اثر بارگذاری‌های غیرمتربقه نظیر آتش‌سوزی، تصادفات و انفجار بوجود آمده است [۴-۱]. اگرچه خرابی سازه‌ها تحت اثر این عوامل، پدیده‌ای بسیار نادر است، ولی در صورت وقوع باعث بوجود آمدن صدمات جانی و مالی گسترده‌ای می‌شود. مطابق با آئین‌نامه ASCE 7 خرابی در یک سازه از یک المان به المان دیگر به طوری

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۲/۱۳، بازنگری ۱۴۰۰/۰۲/۲۹، پذیرش ۱۴۰۰/۰۳/۰۲

(DOI): 10.22091/cer.2021.6905.1244

فو^۴ یک مدل عددی برای یک سازه ۲۰ طبقه فولادی جهت تحلیل خرابی پیشرونده در برنامه المان محدود آباکوس انجام داد. او با تحلیل غیرخطی دینامیکی دریافت که ستون‌های مجاور ستون حذف شده باید برای بار محوری معادل دوباره بار طراحی خود طرح شوند [۱۳]. محققان در سال ۲۰۰۹ به بررسی اثر کابلی^۵ در قاب‌های خمشی فولادی در اثر حذف ستون پرداختند [۱۴]. تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی سازه‌های ۳ و ۶ طبقه با و بدون بادبند با توجه به ضوابط GSA 2003 انجام گرفت [۷]. با افزایش تعداد دهانه‌ها، پاسخ‌ها با وارد کردن اثر کابلی، تفاوت زیادی با پاسخ‌های بدون درنظر گرفتن این اثر می‌کند. تاثیر این عمل بر روی قاب‌های با بادبند بیشتر است. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان داد که تغییرمکان حداقل با حذف ناگهانی ستون کاهش می‌یابد و افزایش تعداد طبقات اثری بر روی پاسخ‌ها ندارد. پورواسینگه^۶ و همکارانش خرابی پیشرونده در یک ساختمان فلزی سه بعدی را مورد بررسی قراردادند. آنها برای بررسی این پدیده از سه روش تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی استفاده کردند. پس از انجام تحلیل‌ها نتیجه گرفته شد که اگر ستون حذف شده از قسمت قاب خمشی باشد، پتانسیل خرابی پیشرونده پایین است و اگر ستون حذف شده از قسمت قاب مفصلی سازه باشد، پتانسیل خرابی پیشرونده به این مسئله بستگی دارد که تیرها چه مقدار توان باز توزیع بار را دارند [۱۵].

پژوهشگران با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی پوشداون^۷ به بررسی رفتار قاب‌های خمشی فولادی پرداختند. پارامترهای مختلفی از قبیل تعداد طبقه، تعداد دهانه و سطح بار لرزه‌ای طراحی برای سازه‌ها در تحلیل‌ها لحاظ شدند. در نهایت، ضریب افزایش بار دینامیکی برای

مک‌گوایر^۸ بر روی قاب‌های فولادی در سال ۱۹۸۳ اشاره نمود. آن‌ها رفتار دو بعدی قاب خمشی فولادی در سناریوهای مختلف حذف ستون را در حالت بارهای افزایشی در تیرها، مورد بررسی قرار دادند. محققان قاب چهارطبقه در سه دهانه را در دو سناریوی حذف ستون خارجی و داخلی طبقه‌ی دوم مورد بررسی قرار دادند. در سناریوی حذف ستون گوشه، سازه تا ۶۹٪ قادر بود بار نامتعادل ایجاد شده را تحمل نماید، اما در حذف ستون میانی قاب به راحتی قادر به تحمل بار نامتعادل ایجاد شده می‌باشد و پایداری سازه حفظ می‌گردد [۸]. ویلیامسون و کاوکولچای^۹ با استفاده از یک مدل دو بعدی به مقایسه دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی در بحث خرابی پیشرونده پرداختند و به این نتیجه رسیدند که در تحلیل استاتیکی چون اثرات دینامیکی ناشی از حذف ستون دیده نمی‌شود، جواب‌ها دست پایین می‌باشند [۹]. پژوهشگران در سال ۲۰۰۹ دو تحلیل غیرخطی برای بررسی مقاومت قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات جوشی در برابر خرابی پیشرونده انجام دادند. هدف آن‌ها محاسبه دوران تیر متصل به ستون حذف شده با فرضیات ساده شونده بود. پاسخ‌ها به طور مستقیم به نسبت طول تیر به عمق مقطع تیر بستگی دارند [۱۰]. در سال ۲۰۱۰ مدل ساده شدهای پیشنهاد شد و براساس این مدل، مطالعه پارامتری بر خرابی پیشرونده انجام گرفت [۱۱]. سادک^{۱۰} و همکاران تحقیقی را برای ارزیابی قاب‌های فولادی بادبندی با استفاده از مدل‌هایی که براساس شبیه‌سازی عددی صحت‌سنگی شده بود، انجام دادند. آن‌ها روش مسیر جایگزین را بر روی یک سازه ۱۰ طبقه با حذف ستون برابر اصلی و بادبندهای مجاور به کار برند. نتایج نشان داد، قابی که با مهاربندهای واگرا مهاربندی شده باشد در برابر خرابی پیشرونده نسبت به بادبندهای همگرا مقاومت بیشتری دارد [۱۲].

⁴- Fu

⁵- Catenary action

⁶- Purasinghe

⁷- Pushdown

¹- Gross and McGuire

²- Williamson and Kaewakulchai

³- Sadek

که تحت خرابی پیشرونده قرار بگیرند محدود است. هدف اصلی از این تحقیق، تعیین میزان آسیب‌پذیری سازه فولادی نامنظم هندسی در پلان است. برای نیل به این هدف، دو مدل سازه قاب خمثی فولادی منظم و نامنظم ۲، ۳ و ۵ طبقه با ارتفاع‌های مختلف در برابر پدیده خرابی پیشرونده مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت و رفتار آنها تحت دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی شد. رفتار در قالب منحنی ظرفیت باربری قائم قاب‌ها و تغییرمکان افقی و قائم ناشی از حذف ستون‌های مختلف ارائه و مقایسه می‌شوند.

۲- معرفی مدل‌های عددی

برای انجام تحلیل خرابی پیشرونده، سه سازه ۲، ۳ و ۵ طبقه فولادی با سیستم برابر جانبی قاب خمثی با شکل‌پذیری متوسط در نظر گرفته شدند. ارتفاع هر طبقه ۳ و عرض هر دهانه ۴ متر است. در سازه‌های منظم، شش دهانه در هر دو راستای افقی و قائم وجود دارد (عرض کلی پلان برابر با ۲۴ متر است). در سازه‌های نامنظم، ۰٪ از سطح کلی پلان در یکی از گوشه‌های پلان حذف می‌شود. به عبارتی، سه دهانه در دو راستای افقی در گوشه‌ای از پلان حذف می‌شود. با توجه به تعریفی که از سازه نامنظم هندسی در آیین‌نامه ASCE شده است، در مواردی که پس‌رفتگی همزمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰٪ طول پلان در آن جهت باشد، حذف سطح پلان در این سازه‌ها منجر به ایجاد نامنظمی هندسی در ساختمان‌ها می‌شود. میزان پس‌رفتگی در این سازه‌ها به مقدار ۵۰٪ طول پلان در همان راستا است. بار شقلی سطحی در قالب دو نوع بار مرده ناشی از وزن دال بتنی و بار زنده به طبقات اعمال شد. بار مرده در تمام طبقات برابر با $5/2$ کیلونیوتون بر مترمربع و بار زنده در تمام طبقات بجز طبقه بام برابر با ۲ کیلونیوتون بر مترمربع اعمال شد. بار زنده در طبقه بام برابر با $1/5$ کیلونیوتون بر مترمربع است. همچنین بار

تخمین دقیق‌تر و درست‌تر در آنالیز خرابی پیشرونده به کار گرفته شد [۱۶]. همچنین یوسفی و همکاران، به بررسی آسیب‌پذیری قاب‌های خمثی فولادی تحت خرابی پیشرونده پرداختند. در این مطالعه، قاب خارجی از یک سازه که مطابق با ضوابط لرزه‌ای ایران و در ناحیه با خطر لرزه‌خیزی بسیار بالا طراحی شده بود، انتخاب گردید. نتایج نشان داد که ستون‌های طراحی شده در این قاب، مقاومت کافی در حفظ پایداری کل سیستم قاب در اثر حذف ستون گوشه را ندارند [۱۷]. محققان به بررسی حذف ستون گوشه در قاب‌های فولادی منظم و نامنظم پرداخته و اثرات تعداد طبقات و نامنظمی را در خرابی پیشرونده بررسی کرده است. نتایج نشان داد که محل حذف ستون در طبقات، مکانیزم‌های خرابی متفاوتی را به دنبال دارد. حذف ستون در طبقات پایین سبب تسیلیم و خرابی در ستون‌های طبقات فوقانی محل حذف عضو و رخداد حادثه در طبقات فوقانی سبب شکست خمثی تیرها خواهد شد [۱۸]. ابراهیمی و همکاران، تحقیقی بر روی سازه‌های فولادی نامنظم انجام دادند و با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌داون رفتار قاب فولادی نامنظم را نسبت به قاب منظم بحرانی و مستعد خرابی بیشتر تشریح نمودند [۱۹].

از جمله سازه‌هایی که در مقابل اثرات ضربه و بارهای ناگهانی رفتاری پیچیده‌تر و بحرانی‌تر از خود نشان می‌دهند، سازه‌های نامنظم هستند [۲۱-۱۹]. چرا که با حذف ستون در ناحیه‌های بیرونی سازه، اعضای پیramون المان حذف شده علاوه بر اینکه متحمل تلاش‌های داخلی تشدید یافته می‌شوند، پیچش در کل سازه نیز تشدید یافته و می‌تواند بر فروریزش کل یا بخش اعظمی از سازه نقش کلیدی ایفا نماید. از این‌رو، پرداختن به رفتار این قبیل از سازه‌ها در اثر سناریوهای مختلف حذف ستون در مقایسه با سازه‌های منظم می‌تواند چالش‌برانگیزتر و جذاب‌تر باشد. با توجه به مطالعات صورت گرفته، تحقیق‌های صورت گرفته روی قاب‌های نامنظم هندسی

به ترتیب برابر با $0/304$, $0/420$ و $0/632$ ثانیه بدست آمده است. همچنین در جدول ۱ پارامترهای لرزه‌ای ارائه شده اند. در جدول ۲ مشخصات هندسی اعضای سازه‌ای قاب‌های مورد مطالعه پس از تحلیل استاتیکی معادل و طراحی مطابق با آیین‌نامه تعیین شده اند.

گسترده خطی یکنواخت ناشی از وزن دیوارها بر تیوهای پیرامونی ساختمان برابر با 750 کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شده است. در بارگذاری لرزه‌ای از ضوابط لرزه‌ای موجود در آیین‌نامه ASCE/SEI ۷ استفاده شده است [۲۲]. مقطع ستون از نوع مستطیلی و مقطع تیر از نوع H-شکل است. دوره تناوب برای سازه‌های ۲، ۳ و ۵ طبقه

جدول ۱- پارامترهای لرزه‌ای سازه‌های مورد بررسی

پارامتر	دو طبقه	سه طبقه	پنج طبقه
C	$0/194$	$0/194$	$0/194$
k	$1/07$	$1/00$	$1/00$
S_{D1}	$0/551$	$0/551$	$0/551$
S_{DS}	$0/875$	$0/875$	$0/875$

جدول ۲- ابعاد اعضای سازه‌ای قاب‌ها (میلیمتر)

طبقات	دو طبقه	سه طبقه	پنج طبقه
۱	$1/0$	$1/0$	$1/0$
۲	8	12	12
۳	10	10	10
۴	8	12	12
۵	8	10	10

مدل به همراه اختلاف بین دو مدل عددی حل شده توسط چوپرا و مدل عددی در اپنسیس را به میزان 14% درصد نشان می‌دهد. این اختلافات به دلیل خطاها در عددی در تخمین زدن سختی مماسی در مدل عددی تخمینی چوپرا می‌باشد. این امر دلیلی بر این است که چرا در نیمه اول منحنی، نمودارها تطبیق کامل دارند و در نیمه دوم با یکدیگر اختلاف پیدا می‌کنند.

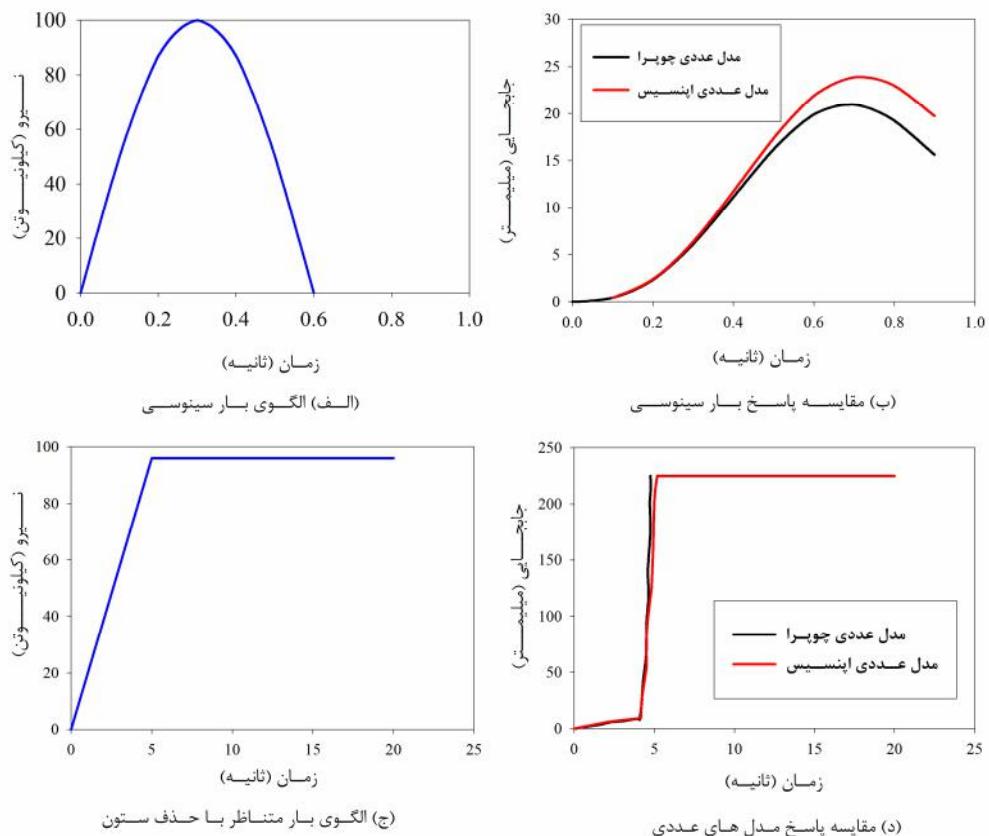
۴- معرفی نوع ماده و المان‌ها

ماده ۰۲ Steel برای اعضای فولادی تیر و ستون در تمام مدل‌های عددی استفاده شده است. تنش تسلیم و نهایی فولاد به ترتیب برابر با 240 و 370 مگاپاسکال و

۳- اعتبارسنجی مدل عددی

در این بخش، جهت اعتباربخشی به مدل عددی و بسط مدل عددی برای سازه‌های مورد نظر، ابتدا یک مدل عددی ساخته شده در برنامه اپنسیس با مثال حل شده از کتاب دینامیک سازه چوپرا مقایسه شده تا از صحت عملکرد برنامه و نتایج اطمینان حاصل شود [۲۳ و ۲۴]. در این مدل صحت‌سنجی، از یک سیستم الاستوپلاستیک یک درجه آزادی با یک جرم مرمرکز $253/3$ کیلوگرم، میرایی 5 درصد و تغییر مکان تسلیم $7/5$ میلیمتر برای تحلیل با نرم‌افزار اپنسیس مطابق با الگوریتم حل نیوتون-رافسون استفاده شده است. شکل ۱، نیروی اعمالی به

گیگاپاسکال و $0/۳$ در نظر گرفته شدند.



شکل ۱- مقایسه نتایج مدل عددی به کار رفته توسط چوپرا و مدل شبیه‌سازی شده در اپنسیس

۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این بخش نتایج نسبت اضافه بار و منحنی نیرو-تغییرمکان قائم در محل حذف ستون ارائه می‌گردد.

۵-۱- نسبت اضافه بار

در شکل ۲، موقعیت ستون‌های حذف شده در طبقه اول هر سازه نشان داده است. بدین ترتیب برای هر قاب (منظم یا نامنظم)، هفت تحلیل استاتیکی غیرخطی مجزا انجام می‌شود. در مجموع، ۴۲ تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌داون انجام شده است. قبل از ارائه نتایج، توضیحی مختصر در مورد تحلیل پوش‌داون داده می‌شود. تحلیل مورد نظر شامل تحلیل سازه‌های است که متحمل حذف یک یا چند عضو خود با افزایش بارهای ثقلی شده است. بارهای ثقلی تا زمانی که خرابی در سازه اتفاق بیافتد، به صورت خطی افزایش می‌یابند، که این

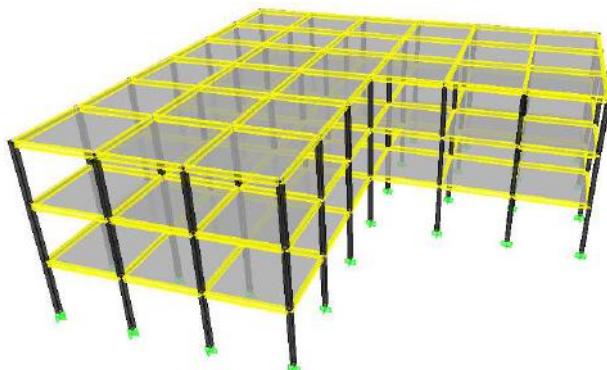
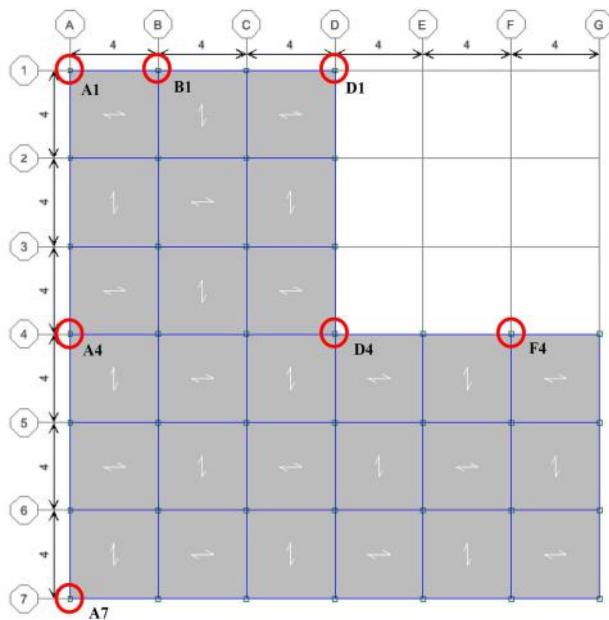
همچنین برای مشخص نمودن نحوه انتقال ماده از حالت الاستیک به حالت پلاستیک سه ضریب R_1 ، R_0 و R_2 استفاده شده است. مطابق با پیش‌فرض برنامه از ضرایب $۰/۹۲۵$ ، ۱۵ و $۰/۱۵$ به ترتیب استفاده شده است. همچنین، نسبت شبیه ساخت شوندگی به شبیه اولیه برابر با $۰/۰۱$ در نظر گرفته شده است. از دستور المان تیر-ستون غیرخطی برای اعضای تیر و ستون استفاده شده و در ضمن از دستور الگوریتم اصلاح شده نیوتون برای جلوگیری از محاسبات زمان بر و طولانی در مقایسه با دستور الگوریتم نیوتون بخصوص برای سیستم‌های چند درجه آزادی استفاده گردیده است.

۵- نتایج مدل‌های عددی

در این بخش به بیان نتایج مدل‌های عددی پرداخته شده است.

موضوع به عنوان ناتوانی سازه در تحمل بارگذاری اعمالی

در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۲- موقعیت ستون‌های حذف شده در قابها

از سوی دیگر هر سه سازه منظم توانستند تحت سناریوهای مختلف حذف ستون طاقت و تحمل ناشی از بار ناگهانی حذف ستون که به ستون‌های مجاور و تیرهای رابط وارد می‌شد، تحمل کنند. همچنین در تمام حالات سازه منظم و نامنظم، حذف ستون (D4) واقع بر محورهای D و ۴ کمترین خسارت و بار ناگهانی را به سیستم سازه وارد می‌کند. دلیل این امر نیز وجود سختی بیشتر در محل حذف ستون ناشی از تیرهای متصل به گره آن است. به بیانی دیگر می‌توان چنین بیان نمود که حذف ستون‌های گوشه و داخلی به ترتیب بیشترین و کمترین خسارت را به سازه‌ها وارد می‌نماید. منظور از خسارت در اینجا، همان ظرفیت قابل تحمل المان‌ها و سیستم در جذب نیروی ناگهانی حاصل از حذف ستون می‌باشد. سازه نامنظم سه طبقه با افزایش ارتفاع به میزان ۳ متر نسبت به سازه دو طبقه و تشكیل یک لایه سختی اضافی در طبقه سوم به مجموعه سختی کل سیستم، توانست توان سازه را به میزان ۱۴٪ در بحرانی‌ترین سناریوی حذف ستون (A7) افزایش دهد. اما با این حال، سازه همچنان دارای نسبت نیروی کمتر از یک (۰/۵۳) است. کمترین میزان تأثیر ارتفاع از ۶ متر (۲ طبقه) به

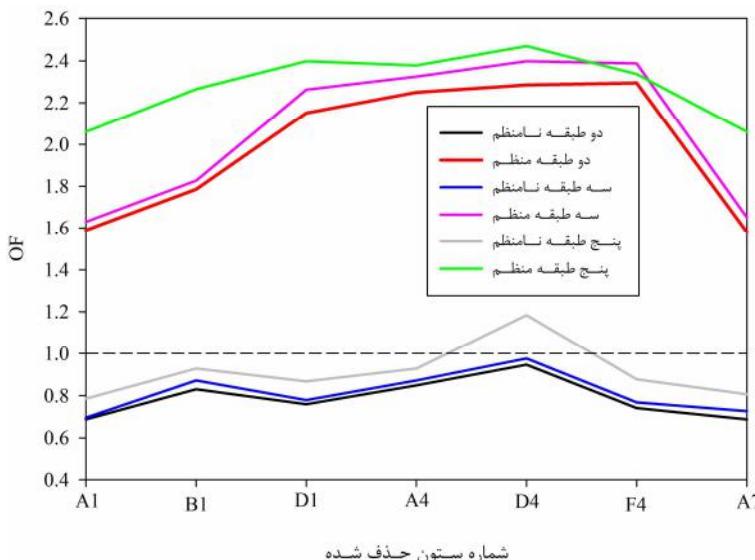
معمولًا این حالت بعد از تغییرات ایجاد شده در شکل هندسی حاصل شده که با جدادشگی عضو از سیستم سازه‌ای اصلی همراه است. نیروی مرتبط با این شرایط به عنوان نیروی تسلیم تعریف می‌گردد. ظرفیت سازه در این نقطه به عنوان شکلی از ضریب اضافه بار که به صورت نسبت نیروی تسلیم به نیروهای ثقلی است معرفی می‌شود.

این نرمال‌سازی نسبت نیرو باعث درک بهتر از توان سازه می‌شود. این ضریب به عنوان یک معیار برای ارزیابی سازه خسارت دیده به حساب می‌آید. به طور مثال، اگر ضریب اضافه بار مطابق با تغییرمکانی که باعث تسلیم مصالح می‌شود بزرگتر از یک باشد، سازه می‌تواند در اثر حذف ستون مقاومت کند، در غیر اینصورت، سازه دچار خرابی خواهد شد.

با توجه به شکل ۳ می‌توان دریافت که سازه‌های دو و سه طبقه نامنظم تحت تمام حالات حذف ستون، توانایی و طاقت تحمل نیروی تحمیل شده ناشی از حذف ستون را ندارند. بحرانی‌ترین حالت (کمترین توان سازه در برابر حذف ستون) مربوط به حالتی است که ستون‌های گوشه واقع بر محور A حذف شوند.

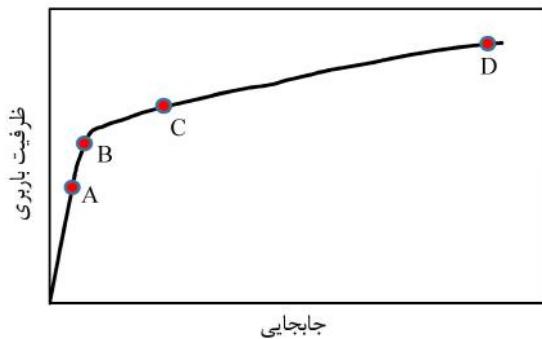
نیرو نشده است. به بیانی دیگر، چنین می‌توان بیان نمود که افزایش ارتفاع و سختی بیشتر بر سناریوهای حذف ستون گوشه تأثیرگذار است.

۱۵ متر (۵ طبقه) بر نسبت نیرو مربوط به حذف ستون‌های واقع بر محور ۴ برای سازه منظم است. با توجه به شکل ۳ حتی مشاهده می‌شود که تحت سناریوی حذف ستون F4، افزایش طبقه از ۳ به ۵ باعث افزایش نسبت



شکل ۳- نسبت نیرو برای قاب‌های مختلف تحت سناریوهای مختلف حذف ستون

این بخش از منحنی در منحنی‌های آزمایشگاهی به وضوح دیده شده و بعد از رسیدن به بار بیشینه منحنی کمی افت خواهد کرد و حالت قوسی پیدا می‌کند.



شکل ۴- منحنی بار- تغییرمکان قائم

در این مرحله، نیرو با افزایش تغییرمکان قائم نیز زیادتر می‌شود. با این وجود، بعد از رسیدن به بار بیشینه، نیرو با افزایش تغییرمکان، کاهش می‌یابد. افزایش مقاومت به دلیل اثر قوسی می‌باشد که این موضوع به مشخصات اتصالات کامپوزیتی برمی‌گردد. البته در مدل عددی چون این برشگیرها و اتصالات مرکب قابل مدل‌سازی در برنامه

۵-۱-۲- منحنی نیرو- تغییرمکان قائم در محل حذف ستون در ابتدای این بخش، توضیح مختصری در ارتباط با رفتار کلی قاب تحت بار قائم در محل ستون حذف شده ارائه می‌شود. به طور کلی می‌توان تغییرات نیرو- تغییرمکان قائم را به چهار مرحله الاستیک، الاستو- پلاستیک، قوسی و زنجیره‌ای تقسیم‌بندی نمود.

براساس شکل ۴ فاصله بین OA را ناحیه خطی، AB را ناحیه الاستو- پلاستیک، BC را ناحیه قوسی و OA را ناحیه زنجیره‌ای می‌نامند. در ناحیه الاستیک OA رابطه نیرو- تغییرمکان را می‌توان خطی در نظر گرفت، در این ناحیه نیرو و تغییرشکل اندک است. زمانی که نسبت نیرو کمی بیشتر شود، منحنی به ناحیه دوم الاستو- پلاستیک وارد می‌شود. در این ناحیه، نیرو به صورت نسبتاً غیرخطی با تغییرات تغییرمکان شروع به افزایش می‌کند، در حالی که سختی شروع به کاهش می‌کند. مرحله سوم که از B تا C است، تحت عنوان ناحیه قوسی شناخته می‌شود. این مرحله به دلیل اینکه منحنی همانند کمان در این قسمت عمل می‌کند، به این نام نامیده شده است.

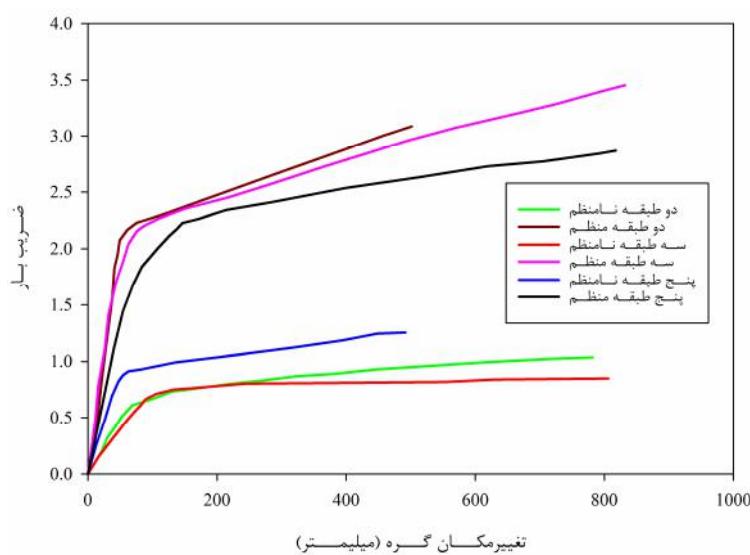
مقاومت می‌کنند. در این گام، نیرو همچنان به صورت خطی با افزایش تغییرمکان قائم، افزایش می‌یابد.

در تمام حالات، سازه منظم بیشترین سختی الاستیک و مقاومت پلاستیک را دارد. به عنوان نمونه برای سازه دو طبقه تحت سناریوی حذف ستون A1، سختی الاستیک برای سازه منظم تقریباً ۴۰۰ درصد سختی الاستیک سازه نامنظم است. همچنین سختی در ناحیه زنجیرهای نیز در سازه منظم نسبت به سایر سازه‌ها بیشتر است. به عنوان نمونه، مقایسه‌ای بین منحنی ظرفیت قاب‌های منظم و نامنظم در حالتی که ستون F4 واقع در طبقه اول حذف شود در شکل ۵ انجام شده است.

سازه سه طبقه نامنظم، با افزایش ارتفاع به میزان ۳ متر و تشكیل یک لایه سختی اضافی در طبقه سوم به مجموعه سختی کل سیستم، توانست توان سازه را به میزان ۱۴٪ در بحرانی‌ترین سناریوی حذف ستون (S1P7FA) افزایش دهد. اما با این حال، سازه همچنان دارای نسبت نیروی کمتر از یک (۰/۵۳) است.

پنسیس نیست، این کاهش و عمل قوسی چندان مشهود نیست.

با اعمال نیرو و افزایش نیرو در محل ستون حذف شده، اتصال در محل ستون حذف شده تحت لنگر خمثی مثبت و اتصالات دورتر تحت لنگرهای خمثی منفی قرار می‌گیرند. عدم تقارن سطح مقطع تیر منجر به اختلاف دوران مرکزهای اتصال‌ها برای تحمل لنگرهای مذکور می‌شود. وقتی که بار قائم اعمال می‌گردد، عمل قوسی با دوران مرکز اتصال در تحمل لنگر خمثی مثبت به عنوان تاج قوس و دوران مرکز اتصال در تحمل لنگر خمثی منفی به عنوان فر قوس شکل می‌گیرد. این عمل برای سازه در تحمل و مقاومت قاب بسیار مناسب است. این عمل باعث می‌شود که یک مقاومت بیشتری نسبت به مقاومت پلاستیک ایجاد گردد. در مرحله پایانی که تحت عنوان عمل زنجیرهای نامیده می‌شود، مسلح‌سازی دال و تیر فولادی در برابر نیروهای کششی همانند یک زنجیر



شکل ۵- منحنی بار-تغییرمکان قائم گره در محل حذف ستون F4

سازه‌های منظم قابلیت جذب انرژی بیشتری در اثر حذف ستون نسبت به سازه‌های نامنظم دارند. نکته‌ای که می‌توان به آن اشاره نمود این است که در اثر حذف ستون در نواحی کناری یا محل‌هایی که در مرز مشترک بازشو یا فرورفتگی در پلان هستند، اختلاف بین سختی در مرحله

با توجه به جدول ۳ مشخص می‌شود که در تمام موارد سختی الاستیک، مقاومت پلاستیک و سختی در مرحله زنجیرهای برای سازه‌های منظم بیشتر از سازه‌های نامنظم است. در این جدول، دو حرف I و R به ترتیب معرف نامنظم و منظم بودن سازه می‌باشد. به بیانی دیگر،

نامنظم به سمت سازه منظم، افزایش پیدا می‌کند، اما تغییر مکان متناظر با این نقطه چندان افزایش یا کاهش نمی‌یابد و چندان روند مشخص کاهش یا افزایشی نمی‌توان برای آن یافت. کمترین میزان ریسک در حذف ستون در بین سناپیوهای مختلف اشاره شده در بخش قبل، مربوط به حذف ستون داخلی S1P4FD است که از ۰/۹۸ به ۰/۹۰ رسیده است. پیش‌بینی می‌شود که با افزایش بیشتر ارتفاع، توان سازه به بالای یک برسد.

زنجیرهای بین دو سازه نامنظم و منظم بیشتر شده است. این امر به دلیل وجود درجات نامعینی یا سختی بیشتر شبکه سقف و تیر در محل حذف ستون است. به بیانی دیگر، سیستم سازه‌ای در اثر سناپیوه حذف ستون A1 (ستون در موقعیت گوشه پلان) به دلیل شکل‌گیری و اتصال دو تیر متعامد بر ستون، نسبت به سایر سناپیوهای مقاومت پلاستیک و سختی کمتری برخوردار است. اگرچه مقاومت پلاستیک سازه‌ها در سناپیوه مشخص از سازه

جدول ۳- جزییات نتایج منحنی بار- تغییر مکان قاب‌ها تحت سناپیوهای مختلف حذف ستون

طبقه	ستون	سختی زنجیرهای (kN/mm)	تغییر مکان پلاستیک (mm)	مقاومت پلاستیک (kN)	سختی الاستیک (kN/mm)
دو طبقه	A1-I	۰/۸۷	۸۲/۵۷	۳۲۹۳/۲۵	۴۳/۵۵
	A1-R	۷/۲۸	۷۵/۳۴	۱۲۵۸۷/۴۵	۲۰۴/۵۹
	D1-I	۲/۷۸	۸۵/۱۴	۳۷۴۷/۰۰	۵۰/۸۲
	D1-R	۲۸/۷۰	۹۷/۱۷	۱۴۵۱۹/۵۳	۱۸۷/۶۷
	F4-I	۳/۳۰	۱۰۱/۱۵	۴۰۳۶/۰۵	۶۱/۲۰
	F4-R	۱۹/۵۷	۵۹/۷۷	۱۷۳۸۹/۷۰	۳۵۳/۹۲
سه طبقه	A1-I	۳/۶۷	۸۷/۱۷	۵۹۶۷/۱۰	۷۷/۳۰
	A1-R	۶/۴۰	۸۴/۶۸	۱۶۸۷۱/۲۴	۲۸۳/۰۶
	D1-I	۴/۱۲	۵۵/۷۰	۶۹۷۷۲/۷۰	۱۴۷/۲۴
	D1-R	۱۷/۰۰	۷۲/۱۵	۲۶۴۰۰/۰۰	۳۹۲/۶۴
	F4-I	۵/۸۱	۹۹/۵۶	۶۰۳۶/۱۱	۷۰/۰۲
	F4-R	۲۲/۱۱	۳۶/۳۷	۲۱۳۹۶/۳۷	۵۶۸/۵۵
پنج طبقه	A4-I	۱۰/۳۸	۹۰/۰۰	۱۲۰۳۲/۶۳	۱۵۶/۸۶
	A4-R	۲۵/۰۱	۵۷/۲۸	۴۷۷۷۵/۶۵	۹۴۷/۸۸
	D4-I	۱۰/۰۸	۹۲/۹۵	۱۵۸۹۱/۶۴	۲۴۵/۰۰
	D4-R	۳۷/۲۷	۹۲/۸۸	۴۰۹۳۲/۷۵	۶۱۲/۶۷
	F4-I	۱۱/۹۵	۶۱/۲۲	۱۳۶۴۱/۵۰	۲۷۴/۴۱
	F4-R	۳۲/۹۷	۶۰/۱۷	۳۶۰۵۴/۳۴	۵۹۱/۴۰
A7	A7-I	۵/۴۶	۷۳/۵۰	۱۰۸۳۵/۱۶	۱۶۲/۸۸
	A7-R	۱۹/۲۶	۶۱/۰۰	۳۷۸۰۲/۶۵	۶۶۸/۷۲

سناپیوهای مختلف حذف ستون، با حذف ستون گوشه، سازه کمترین سختی و مقاومت پلاستیک را از خود نشان می‌دهد.

در این نمونه‌ها نیز، مشابه با سازه‌های دو طبقه، با تغییر از پلان نامنظم به سمت منظم، سختی در مرحله

براساس جزییات استخراج شده از منحنی‌های ظرفیت قائم سازه سه طبقه تحت سه سناپیوه حذف ستون، مشخص می‌شود که در تمام سناپیوهای سازه نامنظم کمترین مقاومت پلاستیک و سختی در مرحله زنجیرهای نسبت به سازه منظم دارد. همچنین در بین

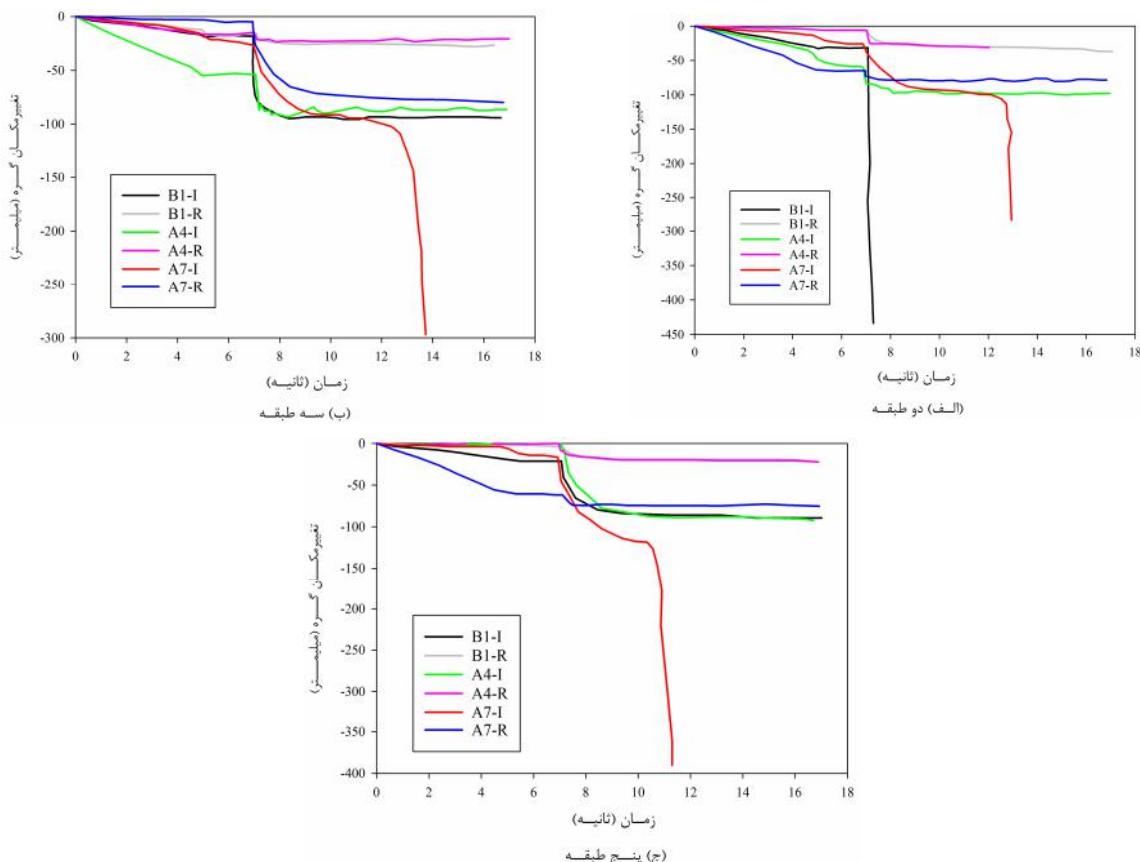
استفاده می‌شود. همچنین، برای بیشتر طراحان این موضوع که سازه را در برابر حذف ستون بحرانی بتوانند مقاوم کنند، اهمیت دارد. بنابراین، توانایی سازه تحت حذف ناگهانی ستون با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی با تکنیک المان محدود سه بعدی قابل بررسی است که در این بخش به بررسی رفتار سه بعدی سه ساختمان دو، سه و پنج طبقه پرداخته می‌شود.

۱-۲-۵- تغییر مکان گره در محل حذف ستون
در اکثر نمودارهای تغییر مکان در شکل ۶ مشاهده می‌شود که سازه‌های نامنظم به محض حذف ستون در ثانیه هفتم، قادر به تحمل تغییر شکل ناشی از حذف ستون نبوده و دچار تغییر شکل زیادی شده که منجر به فروریزش ساختمان شده است. موقعیت حذف ستون نیز در تغییر شکل نهایی گره تأثیرگذار است.

زنگرهای بیشتر شده که این موضوع باعث افزایش ظرفیت باربری و تحمل بارها و انتقال نیروهای کششی بوجود آمده در تیرها می‌شود.

۲-۵- تحلیل دینامیکی غیرخطی

دقیق‌ترین روش در ارزیابی ظرفیت و توان سازه در برابر بار ناگهانی و بررسی پدیده خرابی پیشرونده، استفاده از روش دینامیکی غیرخطی است. از آنجاکه حذف ناگهانی ستون یک سناریوی بسیار مناسب برای بررسی رفتار سازه‌ها در برابر خرابی پیشرونده می‌باشد، اما سناریویی مشابه با تأثیر دینامیکی حذف ستون که ناشی از برخورد یا انفجار است، نیست. با این حال، این سناریو می‌تواند تأثیر تسلیم و انهدام ستون در زمان نسبتاً کوتاه نسبت به پاسخ سازه را بدهد. از این‌رو، از دست دادن ناگهانی ستون به عنوان سناریوی طراحی اصلی در آیین‌نامه‌ها



شکل ۶- تغییر مکان قائم گره در محل حذف ستون در قاب‌ها با سناریوهای مختلف حذف ستون

ناشی از حذف ستون‌ها برای سازه‌های نامنظم شده است. در قاب‌های سه طبقه می‌توان چنین اشاره نمود که در اثر

به طور کلی، حذف ستون‌های گوشه D1، A1 و A7 باعث فروریزش و عدم تحمل سازه در تغییر شکل

تغییرمکان و کنترل نیرو می‌شود که در آیین‌نامه ASCE41-06 تشریح شده است. در جهت کنترل دوران، معیار با استفاده از نمودار نیرو- تغییرمکان (با دوران) تعریف می‌شود. دوران (θ) به صورت نسبت تغییرمکانی که عضو سازه‌ای متحمل می‌شود به طول آن المان تعریف می‌شود. دوران تسلیم به صورت نسبت تغییرشکل تسلیم به طول عضو بیان می‌شود. در این مطالعه، مقادیر دوران اتصال مطابق با استاندارد (GSA 2013) اتخاذ شده است. ابتدا مطابق با مقطع تیر محاسباتی، دوران پلاستیک و معیار پذیرش غیرخطی برای اتصالات سازه فلزی تعیین شده است. تنها پارامتر اصلی در رابطه $d - 0.0284 - 0.0004d$ است. لازم به ذکر است که اعضای تیر در تمام قابها به عنوان اعضای اصلی محسوب می‌شوند. بدین ترتیب مقدار دوران پلاستیک مجاز برای تیرهای قاب برابر با 0.0242 رادیان است. در جدول ۴، مقادیر دوران پلاستیک برای قاب دو طبقه تحت هفت سناریوی حذف ستون آمده است. اعداد به رنگ قرمز در جدول، بیانگر این مطلب است که دوران پلاستیک از مقدار مجاز عبور کرده است.

حذف ستون در سناریوی A7، تنها سازه منظم توانست پس از حذف ناگهانی ستون در برابر تغییرشکل ناگهانی مقاومت کند. در ثانیه هفتم تغییرمکان در محل گره ستونی که حذف شده از تقریباً ۱ میلیمتر به ۷۳ میلیمتر رسیده است. در صورتی که در سازه نامنظم چنین موردی مشاهده نشده است. سازه نامنظم در ثانیه هفتم قبل از حذف ستون، تغییرمکانی برابر با $22/2$ میلیمتر داشت. در سناریوی A4 سازه منظم در اثر حذف ستون با افزایش ۵۲ درصد تغییرمکان همراه است. همچنین سازه نامنظم توانست در برابر افزایش تغییرمکان در گره محل حذف ستون از ۵۳ میلیمتر به ۸۸ میلیمتر (افزایش ۶۶ درصدی) برسد و در برابر شکست ناگهانی مقاومت کند.

۲-۲-۵- دوران پلاستیک گره

سازه‌های ساختمانی معمولاً در جهت برآوردن یک سطح عملکرد خاص طراحی می‌شوند. اگر المان‌های سازه‌ای از سطح آستانه فروریزش تجاوز کنند باعث فروریزش و تسلیم سازه می‌شوند. در این تحقیق، براساس معیار پذیرش، عملکرد سازه‌ای تمام المان‌های سازه‌ای در هر گام از تحلیل کنترل شد. این معیارها شامل کنترل

جدول ۴- دوران پلاستیک در محل اتصال تیر به ستون حذف شده در قابها با سناریوهای حذف ستون مختلف

پنج طبقه						سه طبقه			دو طبقه			تعداد طبقه
طبقه پنجم	طبقه چهارم	طبقه سوم	طبقه دوم	طبقه اول	طبقه سوم	طبقه دوم	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه اول	طبقه اول	طبقه	
۰/۰۲۶۰۷	۰/۰۲۷۱۱	۰/۰۲۷۹۳	۰/۰۲۸۰۶	۰/۰۲۸۶۱	۰/۰۳۰۲۶۹	۰/۰۳۶۵۹	۰/۰۳۶۸۷	۰/۰۲۵۳۶۹	۰/۰۲۶۹۸۵۲	A7-I	ستون	
۰/۰۲۲۶۴	۰/۰۲۳۱۱	۰/۰۲۳۷۷	۰/۰۲۳۴۹	۰/۰۲۳۶۵	۰/۰۲۳۱۵۶	۰/۰۲۳۷۵۶	۰/۰۲۳۹۶۵	۰/۰۲۱۶۵۴	۰/۰۲۲۲۶۵	A7-R		
۰/۰۲۷۱۶	۰/۰۲۷۳۳	۰/۰۲۷۴۶	۰/۰۲۸۵۳	۰/۰۲۸۶۳	۰/۰۳۱۲۶۸	۰/۰۳۲۴۵۶	۰/۰۳۳۶۵۶	۰/۰۲۶۵۹۸	۰/۰۳۰۲۶۵	A4-I		
۰/۰۲۳۱۶	۰/۰۲۳۷۱	۰/۰۲۳۸۲	۰/۰۲۳۸۶	۰/۰۲۴۰۱	۰/۰۲۲۶۵۸	۰/۰۲۳۰۰۵	۰/۰۲۳۶۵۹	۰/۰۲۲۶۵۹	۰/۰۲۴۳۶۵۱	A4-R		
۰/۰۲۸۹۳	۰/۰۳۰۰۱	۰/۰۳۰۴۷	۰/۰۳۱۲۳	۰/۰۳۱۴۴	۰/۰۲۶۵۹۸	۰/۰۲۷۹۵۴	۰/۰۲۸۶۵۹	۰/۰۲۴۵۶۸	۰/۰۲۸۶۵۹	A1-I		
۰/۰۲۱۶۴	۰/۰۲۲۱۱	۰/۰۲۳۷۶	۰/۰۲۳۸۷	۰/۰۲۳۹۲	۰/۰۲۳۵۶۹	۰/۰۲۴۰۲۴	۰/۰۲۴۱۶۹	۰/۰۲۲۵۶۱	۰/۰۲۳۶۵۴	A1-R		
۰/۰۲۸۹۳	۰/۰۳۰۰۱	۰/۰۳۰۴۷	۰/۰۳۱۲۳	۰/۰۳۱۴۴	۰/۰۲۶۵۵۶	۰/۰۲۸۵۶۲	۰/۰۲۹۶۵۴	۰/۰۲۴۵۹۸	۰/۰۲۶۸۹۵	B1-I		
۰/۰۲۱۶۷	۰/۰۲۲۲۳	۰/۰۲۳۷۶	۰/۰۲۳۸۷	۰/۰۲۳۹۲	۰/۰۲۲۵۶۸	۰/۰۲۳۶۵۴	۰/۰۲۳۶۹۸	۰/۰۲۲۱۲۱	۰/۰۲۲۵۶۹	B1-R		
۰/۰۲۷۶۱	۰/۰۲۸۲۳	۰/۰۲۸۵۳	۰/۰۲۹۰۲	۰/۰۲۹۲۱	۰/۰۳۳۲۶۶	۰/۰۳۶۵۹	۰/۰۳۶۹۸۵	۰/۰۲۶۸۹۵	۰/۰۲۸۹۶۵	D1-I		
۰/۰۲۲۶۱	۰/۰۲۲۷۵	۰/۰۲۳۱۵	۰/۰۲۳۵۹	۰/۰۲۳۶۱	۰/۰۲۳۵۶۹	۰/۰۲۴۲۰	۰/۰۲۴۲۵۶	۰/۰۲۳۱۵۶	۰/۰۲۳۸۵۶	D1-R		
۰/۰۳۷۰۳۶	۰/۰۳۷۱۲۶	۰/۰۳۷۵۶۲	۰/۰۳۸۱۲۵	۰/۰۳۸۹۶	۰/۰۲۶۵۴۱	۰/۰۲۸۶۵۳	۰/۰۲۹۶۵۱	۰/۰۳۱۰۲۵	۰/۰۳۲۶۵۹	D4-I		
۰/۰۲۲۱۶	۰/۰۲۲۵۹۰	۰/۰۲۳۴۱	۰/۰۲۳۵۷	۰/۰۲۳۶۶	۰/۰۲۱۵۶۸	۰/۰۲۲۵۶۸	۰/۰۲۳۶۵۹	۰/۰۲۲۳۶۵	۰/۰۲۳۵۶۸	D4-R		
۰/۰۲۸۶۷۸	۰/۰۳۱۵۶۹	۰/۰۳۲۰۰۳	۰/۰۳۲۱۵۶	۰/۰۳۲۶۶	۰/۰۳۰۲۵۸	۰/۰۳۱۶۵۴	۰/۰۳۲۵۶۹	۰/۰۳۱۵۶۷	۰/۰۳۰۲۶۵	F4-I		
۰/۰۲۲۳۶۷	۰/۰۲۳۱۵۶	۰/۰۲۳۹۸۴	۰/۰۲۴۰۹	۰/۰۲۴۱۳۶	۰/۰۲۴۱۳۶	۰/۰۲۳۲۶۵	۰/۰۲۴۰۳۵	۰/۰۲۳۸۶۵	۰/۰۲۳۶۵۹	F4-R		

این روابط، فرض می‌شود که اگر نسبت تقاضا به ظرفیت بیشتر از یک باشد، ستون تسليم می‌شود. در این روابط پارامترهای P_{CL} , P_{UF} , DCR , M_x , M_y , M_{CEy} , M_{CEx} و $M_x M_{CEx}$ به ترتیب بیانگر نسبت تقاضا به ظرفیت، نیروی محوری ستون و کرانه پایین مقاومت فشاری ستون می‌باشند. همچنین پارامترهای خمشی حول محور x , لنگر خمشی حول محور y , مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور x و مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور y می‌باشد. پارامترهای m_x و m_y نیز مقادیر ضریب m حول محورهای x و y را نشان می‌دهند. قابل ذکر است که فرض می‌شود اگر نسبت تقاضا به ظرفیت بیشتر از یک باشد، ستون تسليم می‌شود.

همانطور که مشخص است در تمام حالات، اتصال در سازه‌های نامنظم از محدوده مجاز فراتر رفته و این به منزله خرابی سیستم می‌باشد. در قاب‌های منظم در تمام حالات (به جز قاب پنج طبقه در دو طبقه اول و دوم در سناریوی حذف ستون F4) سیستم پایداری خود را حفظ کرده است.

۳-۲-۵- نسبت تقاضا به ظرفیت (D/C) برای ستون‌های مجاور ستون حذف شده

وقتی که نیروی محوری فشاری کمتر از نصف نیروی فشاری ظرفیت باشد، ستون به صورت کنترل تغییرشکل در نظر گرفته می‌شود. در غیر اینصورت، عضو به عنوان کنترل نیرو می‌باشد. اندرکنش بین لنگر خمشی و نیروی محوری مطابق با روابط (۱) تا (۳) می‌باشد. در

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.2 : DCR = \frac{P_{UF}}{2P_{CL}} + \frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (1)$$

$$0.2 \leq \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5 : DCR = \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_x}{m_x M_{CEx}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEy}} \right] \leq 1.0 \quad (2)$$

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0.5 : DCR = \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{UFx}}{m_x M_{CLx}} + \frac{M_{UFy}}{m_y M_{CLy}} \leq 1.0 \quad (3)$$

این در حالی است که در صورت حذف ستون کناری یا میانی در بعضی موارد نسبت D/C برای ستون کناری در سازه‌های نامنظم به یک نزدیک می‌گردد.

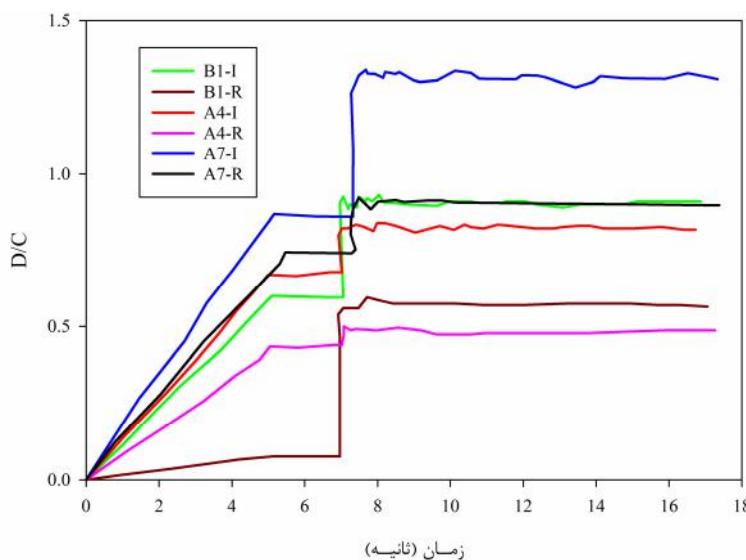
براساس نتایج مندرج در جدول ۵ با حذف ستون در دو گوشه در محل تقاطع محور A با دو محور ۱ و ۷ در سازه نامنظم دو طبقه، نسبت C/D بیشتر از یک می‌شود.

جدول ۵- تغییرمکان گره و نسبت C/D برای قاب‌های دو و سه طبقه تحت سناریوهای مختلف حذف ستون

سه طبقه منظم		سه طبقه نامنظم		دو طبقه نامنظم		دو طبقه منظم		ستون
تغییرمکان گره (mm)	D/C	تغییرمکان گره (mm)	D/C	تغییرمکان گره (mm)	D/C	تغییرمکان گره (mm)	D/C	
۷۵	۰/۹۹	Fail	۱/۵۱	Fail	۱/۵۵	۷۸	۱/۰۱	A1
۲۴/۱	۰/۶۲	۹۵	۱/۰۷	Fail	۱/۱۲	۲۷	۰/۶۶	B1
۲۶	۰/۶۸	Fail	۱/۲۹	Fail	۱/۳۲	۳۰	۰/۷۲	D1
۲۴/۲	۰/۶۱	۹۳	۱/۰۴	۹۷	۱/۰۹	۲۷/۱	۰/۶۷	A4
۲۴	۰/۵۷	۹۲	۱/۰۳	۹۵/۵	۱/۰۷	۲۷	۰/۶۶	D4
۲۵	۰/۶۳	۹۶/۵	۱/۰۹	Fail	۱/۱۵	۲۸	۰/۶۷	F4
۷۵	۰/۹۹	Fail	۱/۴۵	Fail	۱/۵۲	۷۸	۱/۰۱	A7

بر این اساس، هر دو سازه نامنظم دو و سه طبقه تحت اکثر سناریوها نتوانستند پایداری خود را حفظ نمایند. به عبارتی با حذف ستون‌های گوشه، نسبت تقاضا به ظرفیت ستون‌های مجاور بیشتر از یک شد و روند گسترش خرابی ادامه یافت. در شکل ۷ روند تغییرات D/C با گذشت زمان برای قاب‌های نامنظم و منظم پنج طبقه نشان داده شده است.

با حذف دو ستون گوشه، حتی سازه منظم ۴ کمی پایین‌تر از عدد یک این نسبت را دارد. نکته‌ای که می‌توان به آن اشاره نمود این است که در سازه نامنظم، در اثر حذف ستون‌ها بیشترین تقاضا یا نیروی ایجاد شده در اثر حذف ناگهانی ستون مجاور در آن به وجود می‌آید. در جدول ۵ خلاصه نتایج مربوط به سازه‌ها آمده است.



شکل ۷- تغییرات نسبت تقاضا به ظرفیت ستون‌های مجاور حذف شده در قاب‌های پنج طبقه

در تمام موارد سختی الاستیک، مقاومت پلاستیک و سختی در مرحله زنجیره‌ای برای سازه‌های منظم بیشتر از سازه‌های نامنظم است. به بیانی دیگر، سازه‌های منظم قابلیت جذب انرژی بیشتری در اثر حذف ستون نسبت به سازه‌های نامنظم دارند. در اثر حذف ستون در نواحی کناری یا محل‌هایی که در مرز مشترک بازشو یا فرورفتگی در پلان هستند، اختلاف بین سختی در مرحله زنجیره‌ای بین دو سازه نامنظم و منظم بیشتر شده است. این امر به دلیل وجود درجات نامعینی یا سختی بیشتر شبکه سقف و تیر در محل حذف ستون است. به بیانی دیگر، سیستم سازه‌ای در اثر سناریوی حذف ستون در موقعیت گوشه پلان به دلیل شکل‌گیری و اتصال دو تیر متعامد بر ستون، نسبت به سایر سناریوها از مقاومت پلاستیک و سختی کمتری برخوردار است. اگرچه مقاومت پلاستیک سازه‌ها در سناریوی مشخص از سازه نامنظم به سمت سازه

۶- نتیجه‌گیری و جمع‌بندی

در این مطالعه با استفاده از دو روش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، رفتار و ظرفیت سه سازه دو، سه و پنج طبقه فولادی با سیستم قاب خمی در اثر سناریوهای مختلف حذف ستون در طبقه اول ارزیابی شدند. مهمترین پارامتر مورد بررسی در این سازه‌ها، تأثیر منظمی و نامنظمی هندسی بر رفتار سازه‌ها تحت خرابی پیشرونده بود. نتایج نشان داد که با افزایش طبقات و ارتفاع سازه از دو طبقه به سه طبقه، طاقت و توان سازه در برابر خرابی پیشرونده نیز بیشتر شده است. با مقایسه بین سازه ۵ طبقه با سازه‌های ۳ و ۲ طبقه مشخص می‌شود که در تمام حالات حذف ستون، با افزایش ارتفاع سازه و ایجاد سختی بیشتر در راستای ارتفاع سازه، توان و نسبت نیرو افزایش یافته است.

نسبت به ۰/۵۸۱ می‌رسد. به بیانی دیگر افزایش تقریباً ۷٪ در توان سازه مشاهده شده است.

در سازه‌های ۲ و ۳ طبقه مشاهده می‌شود که با حذف ستون‌های گوشه در پلان سازه واقع در طبقه اول، بیشترین نسبت D/C و تغییر ناگهانی در بار اعمالی به ستون مربوط به سازه‌های نامنظم است. در دو مورد حذف ستون گوشه سازه نامنظم تحت بارگذاری اعمالی ۱۲۰٪ بار مرده به علاوه ۵۰٪ بار زنده دارای نسبت D/C بیشتر از یک حتی قبل از حذف ستون است.

منظم، افزایش پیدا می‌کند، اما تغییر مکان متناظر با این نقطه چندان افزایش یا کاهش نمی‌یابد و روند مشخص کاهش یا افزایشی نمی‌توان برای آن یافت.

نتایج نشان داد که با افزایش ارتفاع سازه از ۲ طبقه به ۳ طبقه، طاقت و توان سازه در برابر خرابی پیشرونده نیز بیشتر شده است. با مقایسه بین مقادیر ضریب نیرو در دو سازه دو و سه طبقه با وضعیت مشابه می‌توان این موضوع را دریافت. نسبت نیرو در سازه ۲ طبقه نامنظم با سناریوی ۳ برابر با ۰/۵۴۵ است و در سازه ۳ طبقه این

مراجع

- [1] Shakib, H., Zakersalehi, M., Jahangiri, V., & Zamanian, R. (2020). "Evaluation of Plasco Building fire-induced progressive collapse", In *Structures*, Elsevier, 28, 205–224.
- [2] Kiakojouri, F., De Biagi, V., Chiaia, B., & Sheidaii, M. R. (2020). "Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects", *Engineering Structures*, 206, 110061.
- [3] Ahmed Galal, M., Bandyopadhyay, M., & Krishna Banik, A. (2020). "Progressive Collapse Analysis of Three-Dimensional Steel-Concrete Composite Building due to Extreme Blast Load", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(3), 4020021.
- [4] Scalvenzi, M., & Parisi, F. (2021). "Progressive collapse capacity of a gravity-load designed RC building partially collapsed during structural retrofitting", *Engineering Failure Analysis*, 121, 105164.
- [5] ASCE/SEI 7. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures: second Printing*, American Society of Civil Engineers.
- [6] Kiakojouri, F., Sheidaii, M. R., De Biagi, V., & Chiaia, B. (2021). "Progressive collapse of structures: A discussion on annotated nomenclature", In *Structures*, Elsevier, 29, 1417–1423.
- [7] GSA US. (2013). *Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance*. General Services Administration.
- [8] Gross, J. L., & McGuire, W. (1983). "Progressive collapse resistant design", *Journal of Structural engineering*, 109(1), 1–15.
- [9] Alrudaini, T. M. S., & Hadi, M. N. S. (2010). "A new design to prevent progressive collapse of reinforced concrete buildings", In *The 5th Civil Engineering Conference in the Asian Region and Australasian Structural Engineering Conference*.
- [10] Lee, C.-H., Kim, S., Han, K.-H., & Lee, K. (2009). "Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(5), 1130–1137.
- [11] Yu, H., Izzuddin, B. A., & Zha, X.-X. (2010). "Progressive collapse of steel-framed buildings: influence of modelling approach", *Advanced Steel Construction*, 6(4), 932–948.
- [12] Sadek, F., Main, J. A., Lew, H. S., Robert, S. D., & Chiarito, V. (2009). "Testing and analysis of steel beam-column assemblies under column removal scenarios", In *Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*, 1–10.
- [13] Fu, F. (2009). "Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modeling method", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(6), 1269–1278.
- [14] Kim, J., & An, D. (2009). "Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action", *The structural design of tall and special buildings*, 18(4), 455–465.
- [15] Purasinghe, R., Nguyen, C., & Gebhart, K. (2008). "Progressive collapse analysis of a steel building with pre-northridge moment connections", In *Structures Congress 2008: Crossing Borders*, 1–10.
- [16] Ferraioli, M., Avossa, A. M., & Mandara, A. (2014). "Assessment of progressive collapse capacity of earthquake-resistant steel moment frames using pushdown analysis", *Open Construction and Building Technology Journal*, 8(1), 324–336.
- [17] Yousefi, A. M., Hosseini, M., & Fanaie, N. (2014). "Vulnerability assessment of progressive collapse of steel moment resistant frames", *Trends in Applied Sciences Research*, 9(8), 450.
- [18] Gerasimidis, S., & Sideri, J. (2016). "A new partial-distributed damage method for progressive collapse analysis of steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 119, 233–245.

- [19] Homaioon Ebrahimi, A., Martinez-Vazquez, P., & Baniotopoulos, C. C. (2017). "Numerical studies on the effect of plan irregularities in the progressive collapse of steel structures", *Structure and Infrastructure Engineering*, 13(12), 1576–1583.
- [20] Ghobadi, M. S., & Yavari, H. (2020). "Progressive collapse vulnerability assessment of irregular voided buildings located in Seismic-Prone areas", In *Structures, Elsevier*, 25, 785–797.
- [21] Yavari, H., Ghobadi, M. S., & Yakhchalian, M. (2019). "Progressive collapse potential of different types of irregular buildings located in diverse seismic sites", *Heliyon*, 5(1), 01137.
- [22] ASCE 7. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- [23] McKenna, F., Fenves, G. L., & Scott, M. H. (2000). "Open system for earthquake engineering simulation", *University of California, Berkeley, CA*. Retrieved from <http://opensees.berkeley.edu>
- [24] Chopra, A. K. (2011). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Prentice Hall. Prentice Hall.

پیشنهاد مدل‌های رگرسیونی جهت تخمین مقاومت فشاری تک محوری و مدول الاستیسیته ماسه سنگ‌ها براساس خصوصیات فیزیکی و سرعت موج تراکمی

امیر آزادمهر

گروه مهندسی معدن، دانشگاه
صنعتی بیرجند، بیرجند، ایران.
پست الکترونیک:
azadmehr@birjandut.ac.ir

محسن صفاریان*

گروه مهندسی صنایع، دانشگاه
صنعتی بیرجند، بیرجند، ایران.
پست الکترونیک:
saffarian@birjandut.ac.ir

سید محمود کاظمی

گروه مهندسی صنایع، دانشگاه
صنعتی بیرجند، بیرجند، ایران.
پست الکترونیک:
Kazemi_m_s@birjandut.ac.ir

پی بسیاری از سازه‌های مهندسی بر روی ماسه سنگ‌ها بنا شده است. هدف اصلی این مقاله تخمین مقاومت تراکم تک محوری (UCS) و مدول الاستیسیته (Es) ماسه سنگ‌ها با استفاده از مدل‌های رگرسیونی می‌باشد. بدین منظور، مطالعات پتروگرافی، آزمون‌های سرعت موج تراکمی، تخلخل، چگالی و مقاومت فشاری تک محوری بر روی نمونه‌های خشک و اشباع ماسه سنگ‌های تهیه شده از روستای مشا در شمال غرب دماوند انجام شد. ماسه سنگ‌های مورد مطالعه از نوع فلدسپاتیک لیت‌آرنایت و لیت‌آرنایت می‌باشند. به دلیل تأثیر رطوبت بر خواص فیزیکی و مکانیکی این ماسه سنگ‌ها، چگالی و سرعت موج تراکمی نمونه‌ها در حالت اشباع نسبت به حالت خشک به ترتیب ۴ و ۲۰ درصد افزایش یافته است. بر عکس، UCS و Es به ترتیب ۱۸ و ۲۵ درصد کاهش یافته است. نتایج رگرسیون ساده نشان داد که دقیق‌ترین (بیشترین ضریب همبستگی و کمترین خطای خطا) رابطه تخلخل، سرعت موج تراکمی و چگالی با UCS و Es به ترتیب لگاریتمی، خطی و چند جمله‌ای درجه دو می‌باشد. براساس مقداری ضریب تعیین و میزان خطای روابط ارائه شده به روش رگرسیون ساده جهت تخمین UCS و Es از دقت بالایی برخوردار می‌باشند. همچنان سرعت موج تراکمی و تخلخل بیشترین تأثیر را بر UCS و Es دارند. ارزیابی روابط تجربی سایر محققان نشان داد که برخی از این روابط دارای ضریب تعیین بیشتر از ۵۰ درصد می‌باشند. بررسی نمودارهای همگنی واریانس باقی مانده‌ها در سطوح مقداری پیش‌بینی شده، ضریب تعیین و خطای روش‌ها نشان داد که رگرسیون چندمتغیره نسبت به رگرسیون ساده از دقت بالایی جهت تخمین UCS و Es ماسه سنگ‌ها برخوردار است.

واژگان کلیدی: ماسه سنگ، تأثیر رطوبت، رگرسیون ساده و چندمتغیره، ضریب همبستگی، خصوصیات ژئوتکنیکی.

۱- مقدمه

معیارهای شکست و تحلیل‌های عددی، تحلیل پایداری فضاهای زیرزمینی و دامنه‌های سنگی دارند. تهیه نمونه‌های مناسب و فاقد ناپیوستگی جهت اندازه‌گیری مقاومت تراکمی تک محوری باعث شده است که محققین با استفاده از روابط و مدل‌های تجربی به تخمین این خصوصیات بپردازند [۱-۶]. برخی از این روابط در جدول ۱ ارائه شده است. همچنان، روابط بین خصوصیات فیزیکی و مکانیکی در شرایط خشک و اشباع در برخی از تحقیقات در این جدول ارائه شده است.

مقاومت تراکم تک محوری و مدول الاستیسیته سنگ‌ها به عنوان مهمترین پارامترها در مهندسی سنگ کاربرد گسترده‌ای در طبقه بندی‌های رایج توده سنگ،

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۷/۰۲/۰۰، بازنگری ۲۸/۰۳/۰۰، پذیرش ۲۹/۰۳/۰۰. DOI: 10.22091/cer.2021.6923.1247

جدول ۱- برخی از روابط محققین قبلی جهت تخمین خصوصیات استاتیک

نوع سنگ	نویسنده	واحدها و متغیرها	رابطه ارائه شده
ماسه سنگ‌ها	Mishra and Basu [۱۰]	$\rho(g/cm^3)$ و UCS (MPa)	$UCS=287.7\rho-615.9$
ماسه سنگ‌ها	Mishra and Basu [۱۰]	Vp (m/s) و UCS (MPa)	$UCS=0.05Vp-126.4$
ماسه سنگ‌ها	Armaghani et al. [۱۱]	Vp (km/s) و UCS (MPa)	$UCS=17.783V_p^{1.099}$
ماسه سنگ‌ها	[۱۲]	Vp (m/s) و UCS (MPa)	$UCS=0.041Vp-15.40$
ماسه سنگ‌ها	[۱۲]	ع بدی و خانلری	$Es=0.005Vp+0.621$
ماسه سنگ‌ها	Bejarbaneh et al. [۱۳]	Vp (km/s) و Es (GPa)	$Es=11.237Vp-6.894$
سنگ‌های مختلف از جمله ماسه سنگ	Moradian and Behnia [۱۴]	Vp (m/s) و Es (GPa)	$Es=2.06Vp^{2.78}$
سنگ‌های مختلف از جمله ماسه سنگ	Kılıç and Teyman [۱۵]	Vp (km/s) و UCS (MPa)	$UCS=2.304Vp^{2.4315}$
سنگ‌های رسوی	Erguler and Ulusay [۱۶]	n (%) و UCS _{sat.} (MPa)	$UCS_{sat.}=204.8 \cdot n^{(-1.121)}$
سنگ‌های آهکی	Vasarhelyi [۱۷]	UCS _{dry} و UCS _{sat.} (MPa)	$UCS_{sat.}=0.659UCS_{dry}$
سنگ‌های آهکی	Vasarhelyi [۱۷]	Es _{dry} و Es _{sat.} (GPa)	$E_{s-sat.}=0.657E_{s-dry}$
تراورتن	Török and Vásárhelyi [۱۸]	UCS _{dry} و UCS _{sat.} (MPa)	$UCS_{sat.}=0.879UCS_{dry}+0.818$
ماسه سنگ	Vasarhelyi [۱۹]	UCS _{dry} و UCS _{sat.} (MPa)	$UCS_{sat.}=0.759UCS_{dry}$
توف آتشفشاری	Vasarhelyi [۱۹]	UCS _{dry} و UCS _{sat.} (MPa)	$UCS_{sat.}=0.729UCS_{dry}$
توف آتشفشاری	Vasarhelyi [۱۹]	Es _{dry} و Es _{sat.} (GPa)	$E_{s-sat.}=0.807E_{s-dry}$
مارن	Azimian and Ajalloeian [۲۰]	Vp (m/s) و Es (GPa)	$Es=0.008Vp-5.619$
تراورتن	Jamshidi et al. [۵]	Vp (m/s) و UCS (MPa)	$UCS=101.1Ln(Vp)-802.8$
سنگ‌های کربناته	Yasar and Erdogan [۲۱]	Vp (km/s) و Es (GPa)	$Es=10.67Vp-18.71$
انواع سنگ‌ها	Khandelwal [۲۲]	UCS (MPa) و Vp (m/s)	$UCS=0.033Vp-34.83$
تراورتن، آهک و شیست	Altindag [۲۳]	Vp (km/s) و Es (GPa)	$Es=0.919Vp^{1.9122}$
سنگ‌های آهکی	Azimian [۲]	Vp (m/s) و UCS (MPa)	$UCS=0.025Vp-8.619$
ماسه سنگ	Edet [۲۴]	n (%) و UCS(MPa)	$UCS=-5.10n+110.79$
سنگ‌های رسوی و آذرین	Selçuk and Nar [۶]	Vp (km/s) و UCS (MPa)	$UCS=22.18V_p-30.32$
کنگلومرا	حیدری و همکاران [۲۵]	n (%) و Es(GPa)	$Es=-12.22ln(n)+27.649$
کنگلومرا	حیدری و همکاران [۲۵]	$\rho(g/cm^3)$ و Es(GPa)	$Es=5E-06exp^{5.7943p}$
پریدوتیت‌ها	قبادی و همکاران [۳]	$\rho(g/cm^3)$ و Es(GPa)	$Es=159.97\rho-385.55$
تراورتن	Kurtulus et al. [۲۶]	Vp (m/s) و Es (GPa)	$Es=0.0015Vp-2.516$

؛ چگالی، n: تخلخل، UCS: مقاومت تراکم تک محوری، UCS_{sat.}: مقاومت تراکم در حالت اشباع، UCS_{dry}: مقاومت تراکم تک محوری در حالت خشک، Es: مدول الاستیسیته در حالت اشباع، Es_{dry}: مدول الاستیسیته در حالت خشک، Vp: سرعت موج تراکمی

فشاری سنگ آهک‌های متخلخل در شرایط خشک و اشباع توسط واسانلی^۲ و همکاران بررسی شد و مشخص شد که اشباع شدن نمونه‌ها تأثیر بسیار زیادی در کاهش مقاومت دارد [۲۹]. ترک و واسارهیلی^۳ بیان کردند که تخلخل، همبستگی پایینی با مقاومت تراورتن‌ها دارد اما

شاکور و بارفیلد^۱ بیان کردند که کاهش UCS روند معنی داری با افزایش درجه اشباع دارد و این پارامتر تا ۷۱/۶ درصد کاهش نشان داد [۲۷]. ع بدی و همکاران بیان کردند که با افزایش درجه اشباع مقاومت تراکم تک محوری و مدول الاستیسیته ماسه سنگ‌ها به ترتیب ۶۱ درصد و ۵۸ درصد کاهش پیدا می‌کند [۲۸]. مقاومت

²- Vasanelli³- Török and Vásárhelyi¹- Shakoor and Barefield

سنگهای رسوی را تشکیل می‌دهند [۳۹]. این سنگها با بلایای زمین‌شناسی (از جمله لغزش و رانش زمین)، سازه‌های عمرانی، فعالیت‌های معدن‌کاری و عملیات استخراج نفت در سراسر جهان درگیر می‌باشند [۴۰ و ۴۱]. ماسه سنگ‌ها به دلیل تنوع در ترکیب سنگ شناسی از خصوصیات فیزیکی و مکانیکی بسیار متغیری برخوردار هستند [۴۲ و ۴۳]. میزان تخلخل، مقدار و نوع سیمان و نیز ترکیب و بافت ذرات تشکیل دهنده، مقاومت این سنگ‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهند. به طوری که ماسه سنگ‌های با سیمان شدگی بیشتر و تخلخل کمتر، مقاومت بالاتری دارند [۴۴]. به همین دلیل، آگاهی از خصوصیات مقاومتی و تغییرشکل‌پذیری آنها به هنگام احداث سازه‌های عمرانی به پیش‌بینی رفتار مهندسی این سنگ‌ها کمک خواهد کرد [۴۵]. چانگ^۶ و همکاران با مرور تحقیقات سایر پژوهشگران یازده رابطه تجربی بین مقاومت تراکمی تک محوری ماسه سنگ‌ها و خصوصیات فیزیکی آنها ارائه نمودند [۴۶]. حیدری و همکاران، رابطه بین ویژگی پتروگرافی و خواص مهندسی ماسه سنگ‌های ژوراسیک همدان را بررسی و روابط چندمتغیره برای برآورد خواص فیزیکی و مکانیکی از ویژگی‌های پتروگرافی ارائه کردند [۴۷]. وانگ^۷ و همکاران به تجزیه و تحلیل تجربی عوامل مؤثر در سرعت موج تراکمی در ماسه سنگ پرداختند [۴۸]. ونگ و لی^۸، ارتباط بین خواص مکانیکی و تخلخل در ماسه سنگ‌ها را بررسی کرده اند [۴۹]. نتایج تحقیقات ناش^۹ و همکاران بر روی ماسه سنگ‌های هیمالیا در نپال نشان داد که درصد تخلخل و خصوصیات پتروگرافی همبستگی بالایی با ویژگی‌های مکانیکی نشان می‌دهند [۵۰]. محققان خصوصیات ماسه سنگ‌های سازند آغازاری را بررسی و روابطی با دقت بالا جهت تخمین مقاومت تک محوری و مدول الاستیسیته ارائه

رابطه نمایی نسبتاً قوی بین چگالی با UCS و سرعت موج تراکمی برای شرایط خشک و اشباع مشاهده وجود دارد [۱۸]. کاراکول و الوسای^{۱۰} بیان کردند که ویژگی مقاومتی و تغییرشکل‌پذیری سنگ با افزایش درجه اشباع کاهش می‌یابد، در حالی که سرعت موج تراکمی روندی کاهشی و افزایشی نسبت به درجه اشباع نشان می‌دهد [۳۰]. کاراکول نشان داد که رابطه بین مقاومت فشاری تک محوری با عدد چکش اشمیت وابسته به درجه اشباع سنگ بکر می‌باشد [۳۱]. به دلیل اهمیت خصوصیات استاتیک (UCS و Es)، در چند دهه گذشته روابط تجربی متعددی برای برآورد مدول الاستیسیته استاتیکی و مقاومت تراکم تک محوری، با استفاده از سرعت موج فشاری، تخلخل، چگالی، جذب آب و رطوبت در سنگ‌های رسوی مختلف ارائه شده است [۲۶، ۳۲ و ۳۳]. تأثیر رطوبت بر خصوصیات مصالح توسط محققین مختلف بررسی شده است [۳۴ و ۳۵]. رطوبت باعث تغییر در ویژگی‌های فیزیکی و مکانیکی سنگ شده و اثرات مخربی را ایجاد می‌کند که باعث ناپایداری سازه‌های مهندسی می‌شود [۱۷ و ۳۶]. حساسیت ویژگی‌های مقاومتی تکیه-گاه‌های سد نسبت به نوسانات سطح آب، موجب ناپایداری تکیه‌گاه‌های سد می‌شود. به عنوان مثال، سطح آب سد تری گرجز^{۱۱}، در کشور چین حداقل ۴۰ متر در فواصل سال‌های ۲۰۰۳ تا ۲۰۱۰ نوسان داشت. با تجمع آب در سد، تکیه‌گاه‌های سد تحت تغییراتی قرار می‌گیرند. وقتی سطح آب دریاچه سد افزایش یابد، تنش مؤثر سنگ کاهش یافته و به علت واکنش‌های فیزیکی و شیمیایی بین سنگ و آب، مقاومت سنگ کاهش می‌یابد [۳۷]. خواص فیزیکی، مکانیکی و کانی‌شناسی ماسه سنگ‌ها توسط محققین مختلف مورد مطالعه قرار گرفت است [۱۰، ۱۴-۱۲، ۱۹، ۲۴ و ۳۸]. ماسه سنگ یکی از فراوان‌ترین سنگ‌های رسوی است که حدود ۲۵ درصد از

⁶- Chang⁷- Wang⁸- Weng and Li⁹- Naresh⁴- Karakul and Ulusay⁵- Three Gorges

انجام گردیده است. سازند لالون از سازندهای زمین‌شناسی ایران در البرز با سن کامبرین پیشین است. این سازند در تمامی البرز، آذربایجان، ایران مرکزی و زاگرس رخمنون دارد. روستای مشا در ۶ کیلومتری شمال غربی شهر دماوند و در کنار جاده هراز قرار دارد. ماسه سنگ‌های سازند لالون بی سنگ بسیاری از سازه‌های مهندسی شمال استان تهران را در بر می‌گیرد.

۲- مواد و روش‌ها

۱- مواد استفاده شده در تحقیق

به منظور انجام این مطالعه، ۱۴ بلوک سنگی از شمال غرب شهر دماوند تهیه شد و به آزمایشگاه منتقل و برای انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی آماده گردیدند. شکل ۱ تصاویری از بلوک‌ها و کاربرد آنها در سازه‌های محلی را نشان می‌دهد. برای جلوگیری از تأثیر هرگونه ناهمسانی بر روی نتایج آزمون‌ها، بلوک‌های جمع‌آوری شده باید قادر هرگونه درزه، ترک و آثار هوازدگی باشند [۵۷-۵۵].



(ب) کاربرد ماسه سنگ‌ها در سازه‌های محلی

شکل ۱- تصاویری از بلوک‌ها و کاربرد آنها در سازه‌های محلی

تهیه شده ۵۴ میلیمتر و نسبت طول به قطر آنها حدود ۲ می‌باشد.

۲- روش‌های استفاده شده

آزمایش‌های فیزیکی، مکانیکی و دینامیکی بر روی ۴۳ نمونه در شرایط خشک و ۱۸ نمونه در شرایط اشباع

کردند [۵۱]. حیدری و همکاران خصوصیات ژئوتکنیکی ماسه سنگ‌های منطقه قم واقع در روستای تجرک (شهرستان فامنین) را بررسی کردند [۵۲].

پژوهشگران مقاومت فشاری تک محوره و مدول الاستیسیته سنگ‌های مشکل‌دار در فعالیت‌های عمرانی را پیش‌بینی کردند [۵۳]. قبادی و آریافر بیان کردند که رابطه بین ویژگی‌های فیزیکی سنگ و سرعت عبور موج تراکمی همبستگی مناسبی وجود دارد به طوری که ویژگی‌های فیزیکی ماسه سنگ‌های مورد آزمایش را می‌توان از روی سرعت موج آنها محاسبه کرد [۵۴].

هدف اصلی این مقاله، تخمین مقاومت تراکمی تک محوری و مدول الاستیسیته با استفاده از آزمون ساده و غیرمخرب سرعت موج طولی، تخلخل و چگالی با کمک مدل‌های رگرسیونی می‌باشد. برای انجام این کار، مطالعات پتروگرافی، آزمون‌های سرعت موج تراکمی، تخلخل، چگالی و مقاومت فشاری تک محوری بر روی نمونه‌های خشک (۴۳ نمونه) و اشباع (۱۸ نمونه) ماسه سنگ‌های تهیه شده از از سازند لالون در شمال غرب شهر دماوند



(الف) نمایی از بلوک‌ها در صحراء

نمونه‌های استوانه‌ای با استفاده از دستگاه مغزه‌گیر

(شکل ۲- الف) تهیه و برای برش و ساب دو سر نمونه‌ها از دستگاه برش اره‌ای و ماشین ساب آزمایشگاه استفاده گردید. در تهیه و آماده‌سازی نمونه‌های مورد نیاز این تحقیق، از روش‌های پیشنهادی انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ استفاده شده است [۵۸]. قطر نمونه‌های استوانه‌ای

عمدتاً افزایش چگالی باعث افزایش سرعت می‌شود و با افزایش تخلخل سرعت انتشار کاهش می‌یابد [۴۳]. قبل از انجام آزمایش سر و ته نمونه‌ها با استفاده از گریس صیقلی شد. فرکانس مورد استفاده در این آزمایش‌ها ۰.۵ MHz می‌باشد. شکل ۲-ب، دستگاه اندازه‌گیری سرعت موج را نشان می‌دهد.

انجام شد. آزمایش سرعت موج تراکمی (Vp) مطابق استاندارد ASTM D2845 انجام شد [۵۹]. سرعت امواج بستگی به مقاومت سنگ یا به طور کلی، کیفیت سنگ دارد. سرعت امواج فشاری با توجه به زمان گذر از فرستنده به گیرنده در طول نمونه محاسبه می‌گردد. سرعت عبور موج در سنگ همچنین به اندازه دانه‌ها نیز بستگی دارد و با ریز شدن بافت سنگ کاهش می‌یابد.



(ب) دستگاه اندازه‌گیری سرعت موج



(الف) دستگاه مغزه گیر

(پ) دسیکاتور حاوی نمونه‌ها جهت اشباع سازی
شکل ۲- عملیات آزمایشگاهی بر روی مغزه‌ها

منحنی تنش-کرنش جهت تعیین مقاومت فشاری تک محوری (UCS) و مدول الاستیسیته (Es) ترسیم گردید. مقدار Es با استفاده از شب منحنی تنش-کرنش و با توجه به مفهوم مدول متقاطع تعیین شد. شکل ۳ تصویری از نمونه‌ها در آزمایش مقاومت تراکم تک محوری را نشان می‌دهد.

آزمایشات فیزیکی مانند چگالی (ρ) و تخلخل (n) نمونه‌ها نیز براساس روش‌های پیشنهادی انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ

بین‌المللی مکانیک سنگ انجام شد [۵۸].

آزمایش مقاومت تراکم تک محوری براساس روش‌های پیشنهادی انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ (ISRM^{۱۰}) و با نرخ ثابت بارگذاری ۰/۷ مگاپاسکال بر ثانیه بر روی نمونه‌ها انجام شد [۵۸]. نرخ بارگذاری پیشنهاد شده توسط ISRM بین ۰/۵ تا ۱ مگاپاسکال بر ثانیه می‌باشد که نرخ تعیین شده در مقاله در این محدوده قرار دارد [۵۸]. میزان تغییرشکل با استفاده از گیج‌های مربوطه در آزمایش تراکم تک محوری ثبت شد. سپس

^{۱۰}- International Society for Rock Mechanic



(ب) نمونه اشباع (نمونه شماره ۱) قبل از آزمایش UCS



(الف) نمونه اشباع (نمونه شماره ۱) بعد از آزمایش UCS



(ت) نمونه خشک (نمونه شماره ۱۴) قبل از آزمایش UCS



(پ) نمونه خشک (نمونه شماره ۱۴) بعد از آزمایش UCS

شکل ۳- نمونه‌های خشک و اشباع قبل و بعد از آزمایش مقاومت تراکم تک محوری

سطح اشباع و وزن نمونه خشک تعیین شد. چگالی نمونه‌ها نیز از نسبت جرم به حجم نمونه‌ها تعیین شد. برای تعیین نوع ماسه سنگ‌ها و بررسی خصوصیات سنگ‌شناسی آن‌ها از ماسه سنگ‌های مورد مطالعه، مقاطع نازک تهیه شد. نامگذاری نمونه‌ها نیز به روش فولک^{۱۱} انجام گردید [۶۰].

۳- نتایج

۱-۳- نتایج مطالعات میکروسکوپی

بررسی‌های میکروسکوپی بر روی مقاطع نازک از نمونه‌ها نشان داد که بافت نمونه‌های مورد مطالعه آواری یا دانه‌ای می‌باشد و از لحاظ بلوغ بافتی ایممچور^{۱۲} تا ساب-مچور^{۱۳} می‌باشند. نام نمونه‌های ماسه سنگ مورد مطالعه براساس طبقه‌بندی فولک فلدسپاتیک لیت‌آرنایت

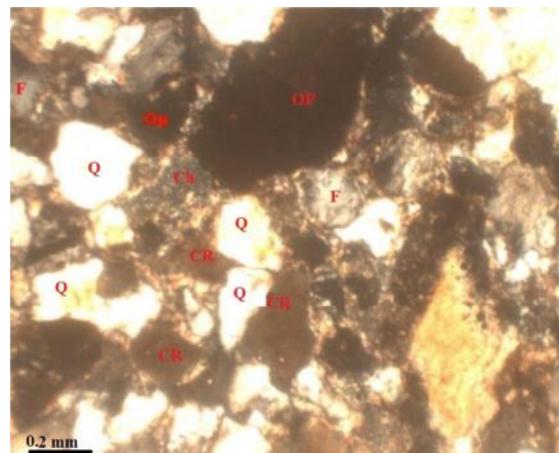
تخلخل نمونه‌ها به روش اشباع و غوطه‌وری تعیین گردید. نمونه در داخل آب و در خلاء کمتر از ۸۰۰ پاسکال (۶ تور) به مدت دست کم یک ساعت قرار داده شد تا اشباع گردد (شکل ۲-پ). در این مدت باید نمونه را به طور متناوب حرکت داد تا حباب‌های هوای آن خارج شود. نمونه را به داخل سبد گذاشته و آنها را وارد وان آب کرده، در این حالت سبد با سیم به ترازو آویزان می‌شود. جرم اشباع غوطه‌ور سبد و نمونه با دقت ۰/۰۱ گرم اندازه‌گیری می‌شود. نمونه از داخل وان آب خارج شده، سطح آن با دستمال مرطوب خشک شده سپس وزن اشباع با سطح خشک آنها در خارج از آب اندازه‌گیری شد. حجم نمونه‌ها از اختلاف وزن بین وزن اشباع با سطح خشک و وزن اشباع غوطه ور تعیین شد. وزن خشک نمونه‌ها بعد از خشک کردن در اون در درجه حرارت ۱۰۵ درجه سانتیگراد به مدت ۲۴ ساعت تعیین شد. تخلخل حجمی از اختلاف وزن بین وزن اشباع با سطح خشک

¹¹- Folk¹²- immature¹³- sub-mature

می باشد. به این صورت که مقدار مقاومت تراکم تک محوری در حالت اشباع، $0/82$ برابر این مقدار در حالت خشک ($UCS_{sat.}/UCS_{dry} = 0.82$) می باشند. همچنین مقدار مدول الاستیسیته در حالت اشباع 75 درصد حالت خشک ($Es_{sat.}/Es_{dry} = 0.75$) می باشد. سرعت موج تراکمی در حالت اشباع $1/2$ برابر سرعت موج تراکمی در شرایط خشک ($Vp_{sat.}/Vp_{dry} = 1.2$) می باشد. چگالی نمونه‌ها در حالت اشباع بیشتر از حالت خشک می باشد. بدین صورت که چگالی در حالت اشباع 10^4 برابر چگالی در حالت خشک ($\rho_{sat.}/\rho_{dry} = 1.04$) می باشد. نمودار متوسط مقادیر در حالت خشک و اشباع در شکل 5 ارائه شده است. کاهش مقاومت فشاری در حالت اشباع توسط دیگر محققین نیز تایید شده است [۱۶، ۱۹ و ۳۹]. لیتولوژی، تخلخل، جذب آب نمونه‌ها، نوع و مقدار کانی‌ها، نوع سیمان و مقدار آن از عواملی می باشند که باعث تغییر در مقاومت نمونه‌ها در شرایط خشک و اشباع می شود. کانی‌های رسی با جذب آب، باعث کاهش شدید مقاومت می شوند. برخی از روابط بین خصوصیات در حالت خشک و اشباع در جدول 1 ارائه شده است. سنگ‌هایی با تخلخل زیاد هنگامی که اشباع هستند می‌توانند دامنه زیادی از سرعت امواج را نشان دهند [۱۸]. افزایش چگالی به طور عمده، باعث افزایش سرعت امواج می شود. آسارتھیلی^{۱۴} بیان کرد که UCS ماسه سنگ‌های مناطق مختلف کشور انگلستان در شرایط اشباع حدود $75/6$ درصد آن در شرایط خشک می باشد. در حالی که مدول مماسی و متقطع در حالت اشباع به ترتیب $76/1$ و 79 درصد آنها در شرایط خشک می باشد [۱۹]. در این مطالعه UCS در شرایط اشباع حدود 82 درصد UCS در شرایط خشک می باشد که نتایج با تحقیق آسارتھیلی کمی متفاوت می باشد.

¹⁴- Vásárhelyi

و لیت‌آرنایت می باشد [۶۰]. کوارتز دگرگون شده فراوان‌ترین سازنده نمونه‌ها بوده، بیشتر در اندازه ماسه متوسط تا کمی ریز با گردشگی و جورشدگی ضعیف تا متوسط است. قطعات سنگی شامل کانی چرت، آهک فسفاته و خردہ سنگ‌های نهان بلور می باشند. کانی دیگر از جمله میکا (نوع مسکویت) به صورت تیغه‌های طریف پراکنده، فلدسپار (پلازیوکلاز و ارتوز به صورت بلورهای بی‌شکل با ماکل و آثار خردشگی، نیز تجزیه به کانی رسی) و کانی‌های کدر- اکسید آهن که از دیگر مجرای‌ید در نمونه‌ها وجود دارد. کانی‌های فرعی شامل اکسید آهن می باشند. ماتریکس نمونه‌ها غالباً از نوع سیلت بوده و سیمان نمونه از جنس کلسیت و اکسید آهن است. در شکل 4 تصاویری از مقاطع نازک نمونه شماره 6 ارائه شده است. در این شکل، Q : کوارتز، Op : کانی‌های تیره، CR : خرده‌های کربناته و F : فلدسپات می باشند.

شکل ۴- مقطع نازک از نمونه شماره 6 (نمونه‌های خشک)

۳-۲-۳- نتایج آزمایش‌های مکانیک سنگ

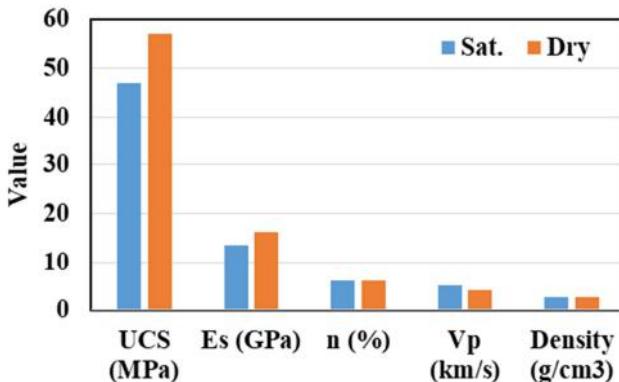
نتایج آزمایشات مکانیک سنگ بر روی 18 مغازه اشباع و 43 مغازه خشک در جدول 2 آمده است. با مقایسه میانگین مقادیر خصوصیات بررسی شده در این جدول و نمودار شکل 5 ، مشاهده می شود که اشباع شدن نمونه ها باعث افزایش سرعت موج تراکمی شده است. بر عکس، مقادیر مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته در حالت اشباع کمتر از مقادیر این پارامترها در حالت خشک

جدول ۲- نتایج آزمایشات مکانیک سنگ بر روی نمونه‌های خشک (۴۳ مغزه) و اشباع (۱۸ مغزه)

تخلخل (درصد)	Vp (km/s)		Es (GPa)		UCS (Mpa)		(g/cm ³)		شماره نمونه
	اشباع	خشک	اشباع	خشک	اشباع	خشک	اشباع	خشک	
۱/۰۱	۵/۸۲	۴/۲۷	۱۸/۲۷	۲۵/۶۹	۳۸/۸۵	۴۶/۱۶	۲/۶۸	۲/۶	۱
۱	۴/۳۹	۴/۳۳	۲۱/۱۸	۲۶/۹۱	۴۶/۳۶	۴۷/۲۷	۲/۷۲	۲/۶۳	۲
۰/۷	۵/۸۱	۴/۲۹	۱۷/۰۵	۲۲	۶۵/۳۴	۷۲	۲/۷۸	۲/۷	۳
۱	۵/۱۹	۴/۶۶	۱۸/۴۳	۲۴/۹۷	۴۳/۶۶	۵۳/۲۵	۲/۷۴	۲/۶۲	۴
۲/۴۷	۵/۲۳	۴/۰۷	۱۱/۶۳	۱۵/۵	۴۰/۲۶	۴۲/۷	۲/۶۶	۲/۵۵	۵
۱	۴/۴۵	۳/۹۴	۹/۳۲	۱۲	۴۰/۶۹	۴۰/۳۶	۲/۶۶	۲/۵۱	۶
۰/۸	۸۵/۵	۴/۷۱	۲۲/۰۶	۳۰/۴۸	۴۶/۴۸	۵۴/۱۴	۲/۷۵	۲/۶۶	۷
۱/۰۱	۴/۰۹	۴/۰۹	۱۶/۷۲	۲۳/۸۹	۳۷/۲۹	۴۲/۹۷	۲/۷۱	۲/۶	۸
۲	۴/۸۷	۰/۴	۱۴/۹۵	۱۹	۳۷/۲۵	۴۱/۳۳	۲/۶۸	۲/۶۱	۹
۱۰	۴/۰۹	۳/۳۳	۷/۶۸	۱۰/۱	۲۶/۳۲	۲۹/۳	۲/۶۱	۲/۴۸	۱۰
۱۵	۳/۴۸	۲/۹	۶/۷۵	۹	۱۷/۷۸	۲۱/۶۹	۲/۶۱	۲/۵	۱۱
۱۵	۴/۵۶	۳/۵۱	۶/۱	۸/۱۲	۲۹/۶۵	۳۲/۶۸	۲/۶۱	۲/۵۲	۱۲
۱۴	۴/۶۸	۳/۳۵	۶/۷۷	۹/۰۲	۲۵/۱۲	۲۹/۶۵	۲/۶۴	۲/۵۸	۱۳
۹	۵/۱	۳/۷۸	۱۱/۳۱	۱۳/۸	۳۴/۹۸	۳۷/۴۲	۲/۷۲	۲/۵۸	۱۴
۱۷	۴/۹۸	۳/۶۷	۳/۸۵	۵/۱۳	۲۷/۸۷	۲۹/۳۳	۲/۵۷	۲/۴۷	۱۵
۰/۰۶	۶/۸۵	۵/۷۴	۲۳/۱	۳۰	۹۷/۹۸	۱۱۸	۲/۸۴	۲/۷۴	۱۶
۰/۲۲	۷/۱۴	۵/۹۵	۱۷/۰۵	۲۴	۹۸/۴	۱۲۰	۲/۷۸	۲/۷۸	۱۷
۳/۶۶	۵/۷۱	۴/۸۱	۱۱/۱۴	۱۴	۸۹/۵۶	۶۰	۲/۴۵	۲/۵	۱۸
۱/۳۴	-	۵/۱۹	-	۲۰/۴	-	۱۰۰/۷	-	۲/۶۸	۱۹
۸/۷۳	-	۳/۶۹	-	۱۱/۴	-	۳۱/۹	-	۲/۶	۲۰
۳	-	۴/۸۹	-	۲۸/۸	-	۶۸	-	۲/۶۵	۲۱
۹	-	۴/۱۷	-	۱۳/۹	-	۵۰/۲	-	۲/۴	۲۲
۰/۱۶	-	۵/۸۳	-	۳۲	-	۱۱۳	-	۲/۷۸	۲۳
۱/۲۲	-	۴/۴۴	-	۲۱	-	۱۰۵/۳	-	۲/۶۹	۲۴
۹	-	۳/۸۳	-	۱۰/۹	-	۴۱/۵	-	۲/۴۳	۲۵
۶	-	۳/۹۲	-	۱۲/۲	-	۷۴	-	۲/۵۴	۲۶
۸/۲۸	-	۳/۶۹	-	۱۳/۳	-	۳۴/۱	-	۲/۳۵	۲۷
۶	-	۴/۶	-	۱۷/۱	-	۶۳/۸	-	۲/۶۱	۲۸
۸	-	۴/۲۳	-	۱۲/۷	-	۵۶/۵	-	۲/۵	۲۹
۷	-	۴/۲۹	-	۱۶/۷	-	۵۸/۲	-	۲/۵۳	۳۰
۸	-	۴/۱۷	-	۱۵/۳	-	۵۳/۵	-	۲/۴۱	۳۱
۸	-	۳/۴۵	-	۸	-	۵۰/۸	-	۲/۳۹	۳۲
۷	-	۴/۴۵	-	۱۴/۳	-	۵۹/۴	-	۲/۶۱	۳۳
۸	-	۳/۶۶	-	۱۲/۲	-	۴۰/۹	-	۲/۴۴	۳۴
۸/۳۸	-	۳/۶	-	۷/۹	-	۳۳/۶	-	۲/۳۵	۳۵
۷	-	۳/۷۵	-	۱۰	-	۴۸	-	۲/۵۹	۳۶
۶	-	۳/۸۵	-	۱۲/۸	-	۷۴/۵	-	۲/۶۳	۳۷
۷	-	۴/۲۲	-	۱۰	-	۷۰/۸	-	۲/۶	۳۸
۴/۰۳	-	۴/۳۵	-	۱۳/۴	-	۷۵/۹	-	۲/۶۵	۳۹

جدول ۲- ادامه

۹	-	۳/۹۸	-	۹	-	۳۳/۸	-	۲/۴۷	۴۰
۷/۵	-	۳/۹۷	-	۱۳/۴	-	۴۷/۵	-	۲/۶۳	۴۱
۳/۳۹	-	۳/۹۹	-	۱۴/۵	-	۷۸/۶	-	۲/۶۹	۴۲
۲/۳۶	-	۴/۰۶	-	۱۶/۸	-	۷۲/۶	-	۲/۷۴	۴۳
۰/۰۶	۳/۴۸	۲/۹	۳/۸۵	۵/۱۳	۱۷/۷۸	۲۱/۶۹	۲/۴۵	۲/۳۵	حداقل
۱۷	۷/۱۴	۵/۹۵	۲۴	۳۲	۹۸/۴	۱۲۰	۲/۷۸	۲/۷۸	حداکثر
۵/۷۷	۵/۱۳	۴/۱۸	۱۳/۵۲	۱۶/۰۸	۴۶/۸۸	۵۷/۱	۲/۶۸	۲/۵۷	میانگین



شکل ۵- مقایسه خصوصیات ماسه سنگ‌ها در شرایط خشک و اشباع

می‌شود [۲۹]. در تحقیق دیگر نیز مشاهده کرد که رابطه خطی با همبستگی بالا بین مدول استاتیک در شرایط خشک و اشباع وجود دارد و از لحاظ آماری مدول الاستیسیته در شرایط اشباع می‌باشد. درصد مدول استاتیک در شرایط خشک می‌باشد که با نتایج تحقیق حاضر متفاوت می‌باشد [۱۷].

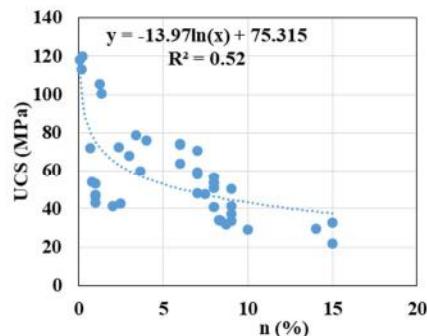
۳-۳- رگرسیون ساده جهت تخمین خصوصیات استاتیک

رابطه خصوصیات استاتیک ماسه سنگ‌های مورد مطالعه (نمونه‌ها در شرایط خشک) با سرعت موج تراکمی، تخلخل و چگالی در شکل ۶ (الف تا ج) ارائه شده است. معیارهای مختلفی برای تفسیر ضریب تعیین وجود دارد به عنوان مثال براساس معیار تیلر^{۱۵} ضریب تعیین بیشتر از ۵۰ درصد، به عنوان همبستگی قوی در نظر گرفته می‌شود [۶۱]. چنانچه مشاهده می‌شود با توجه به

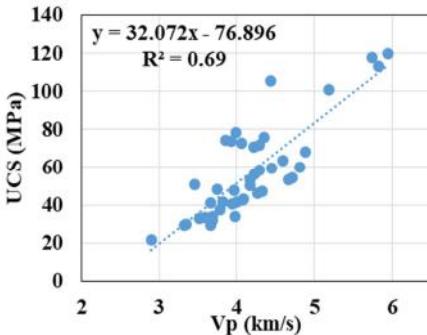
عبدی و همکاران نیز بیان کردند که با افزایش درجه اشباع مقاومت تک محوری و مدول الاستیسیته ماسه سنگ‌های جنوب شهر قم به ترتیب ۶۱ درصد و ۵۸ درصد کاهش پیدا می‌کند. این میزان کاهش نسبت به مطالعه حاضر بیشتر می‌باشد که دلایلی از جمله لیتولوژی، نوع و مقدار سیمان، ترکیب کانی شناسی و جذب آب نمونه‌ها باعث تفاوت در کاهش خصوصیات فیزیکی و مکانیکی در اثر اشباع شدن نمونه‌ها می‌شود. همچنین ایشان بیان کردند که با افزایش درجه اشباع سرعت موج تراکمی (Vp) ۳۳ درصد افزایش یافته است [۲۸]. مقاومت فشاری سنگ آهک‌های متخلخل در شرایط خشک و اشباع توسط واسانلی و همکاران بررسی شد و مشخص گردید که اشباع شدن نمونه‌ها تأثیر بسیار زیادی در کاهش مقاومت دارد. همچنین مشاهده شد کاهش UCS کمتر از ۲۰ درصد است که به دلیل نوع لیتولوژی و درصد و ترکیب کانی‌های سازنده نمونه‌ها می‌باشد. با افزایش کانی‌های رسی جذب آب نمونه‌ها افزایش می‌یابد و باعث کاهش بیشتر مقاومت نمونه

۱۵- Taylor

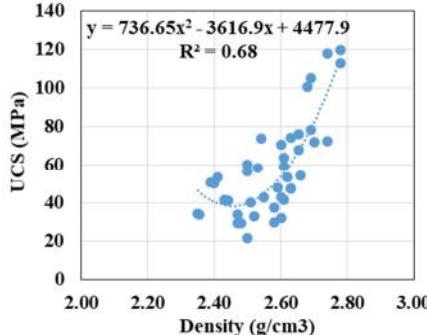
چگالی با مقاومت تراکم تک محوری و مدول الاستیسیته به ترتیب لگاریتمی، خطی و چندجمله‌ای درجه دو می‌باشد.



(ب) رابطه تخلخل با مقاومت فشاری تک محوری



(ت) رابطه سرعت موج تراکمی با مقاومت فشاری تک محوری

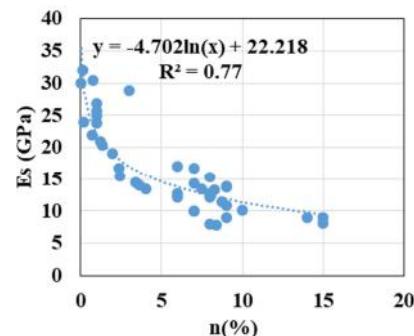


(ج) رابطه چگالی با مقاومت فشاری تک محوری

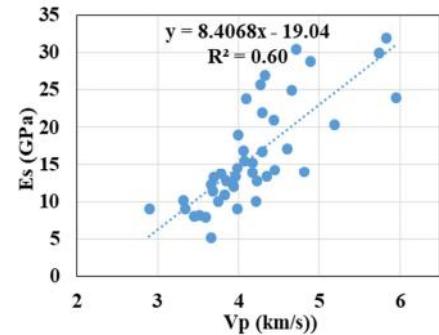
شکل ۶- رابطه خصوصیات شاخص با خصوصیات استاتیکی نمونه‌ها

توزیع نرمال باشند، احتمال اینکه مقداری خارج از فاصله سه برابر انحراف معیار از میانگین قرار گیرد، بسیار کوچک خواهد بود. دیگر معادلات (توانی و تابع نمایی) ضریب تعیین کمتر از 50% داشتند. سرعت موج تراکمی بیشترین تأثیر را بر مقاومت فشاری تک محوری و مدول الاستیسیته دارد (شکل ۶- پ و ت). عباری و خانلری اثر سرعت موج تراکمی و سختی را بر روی مقاومت تراکم تک محوری بررسی و بیان کردند که سرعت موج تأثیر

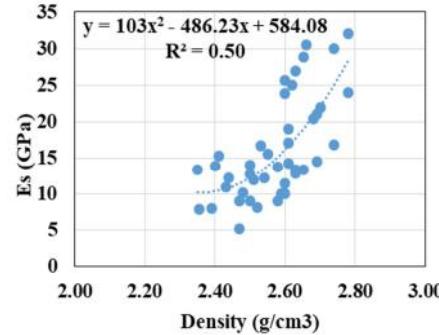
بهترین نوع معادله برآورد شده (در این مطالعه معادلاتی که ضریب تعیین (R^2) بیشتر از 50 درصد دارند) در سطح خطای 5 درصد، رابطه تخلخل، سرعت موج تراکمی و



(الف) رابطه تخلخل با مدول الاستیسیته



(ب) رابطه سرعت موج تراکمی با مدول الاستیسیته



(ث) رابطه چگالی با مدول الاستیسیته

قابل ذکر است که داده‌های پرت^{۱۶} با استفاده از نمودار جعبه‌ای شناسایی و از تجزیه و تحلیل آماری حذف شدند. داده پرت به داده‌ای گفته می‌شود که نسبت به میانگین فاصله زیادی برحسب یک شاخص پراکنده‌گی (مانند انحراف معیار) داشته باشد. این ایده از خصوصیات توزیع نرمال گرفته شده است. در صورتی که داده‌ها دارای

¹⁶- Outlier

۴-۳- مقایسه نتایج روابط با تحقیقات پیشین

روابط متعددی بین خواص فیزیکی و مکانیکی ماسه سنگ‌ها با سرعت امواج تراکمی، چگالی و تخلخل توسط محققین مختلف ارائه شده است، اما اینکه نتایج آنها برای سازندهای ایران چقدر معتبر است، مشخص نیست. تعدادی از این روابط در جدول ۱ آمده است. به همین دلیل در این پژوهش، اعتبار نتایج روابط تجربی موجود براساس داده‌های سرعت موج تراکمی، چگالی و تخلخل و خصوصیات مکانیکی ۴۳ نمونه ماسه سنگ در شرایط خشک مورد ارزیابی و واسنجی قرار گرفت و روابطی که بیشترین دقت را دارند، معرفی گردید. مقادیر متوسط UCS تخمین زده شده براساس برخی از این روابط در شکل ۷ ارائه شده است. چنانچه مشاهده می‌شود در تمام روابط بررسی شده به جز رابطه جمشیدی و همکاران [۵]، بقیه روابط مقادیری بیشتر از مقدار اندازه گیری شده ارائه می‌کنند. این مطالعه بر روی ۱۵ نوع سنگ تراوerten از معادن مختلف ایران که حداکثر مقاومت آن‌ها ۶۵/۷ مگاپاسکال بوده است، انجام شده است.

با توجه به شکل ۷، تحقیق عبدي و خانلری بر روی ماسه سنگ‌های سازند قرمز بالایی در غرب شهر قم انجام شده است. میانگین UCS در این تحقیق ۸۴/۲۷ مگاپاسکال با حداکثر ۱۳۱ و حداقل ۱۹/۴ مگاپاسکال می‌باشد. نوع سنگ، مقدار مقاومت، روش انجام آزمایش‌ها، شرایط حوضه رسوب‌گذاری و پتروگرافی نمونه‌های مربوط به هر مطالعه تعیین کننده قابل کاربرد بودن روابط تجربی پیشین جهت تخمین مقاومت سنگ‌ها در سایر مناطق می‌باشد.

شکل ۸ رابطه UCS اندازه‌گیری و محاسبه شده براساس روابط محققین مختلف را نشان می‌دهد. دقیق‌ترین همبستگی بین این مقادیر براساس روابط مذکور مربوط به رابطه خطی می‌باشد.

بیشتری بر مقاومت دارد [۱۲]. همچنین محققین متعددی گزارش کردند که تخلخل، پارامتر مناسبی جهت تخمین مقاومت سنگ‌های رسوبی می‌باشد [۴ و ۱۵]. در این پژوهش نیز روابط موجود در شکل ۶ می‌توانند جهت تخمین UCS و Es استفاده شوند. بررسی پژوهشگران مختلف نیز نشانگر رابطه خطی سرعت موج تراکمی و رابطه لگاریتمی تخلخل با مقاومت فشاری تک محوری با دقت بالا بوده است [۶، ۱۵ و ۴۴]. از طرفی، نتایج متناقض نیز توسط قبادی و همکاران بر روی ماسه سنگ‌های سازند آغازاری شهر اهواز مبنی بر رابطه لگاریتمی سرعت موج و چگالی با مقاومت تراکم تک محوری و رابطه خطی تخلخل با مقاومت فشاری گزارش شده است. تفاوت در ژنز و محیط رسوبی ماسه سنگ‌ها می‌تواند دلیلی جهت این نتایج متفاوت باشد [۵۱]. روابط ارائه شده در شکل ۶، براساس معیارهای ضریب تعیین R^2 ، جذر میانگین مربعات خطأ ($RMSE^{17}$) و درصد میانگین مطلق خطأ ($MAPE^{18}$) ارزیابی شد (روابط ۱ و ۲).

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y - y')^2} \quad (1)$$

$$MAPE = \frac{\sum_{i=1}^n \left| \frac{(y - y')}{y} \right|}{n} * 100 \quad (2)$$

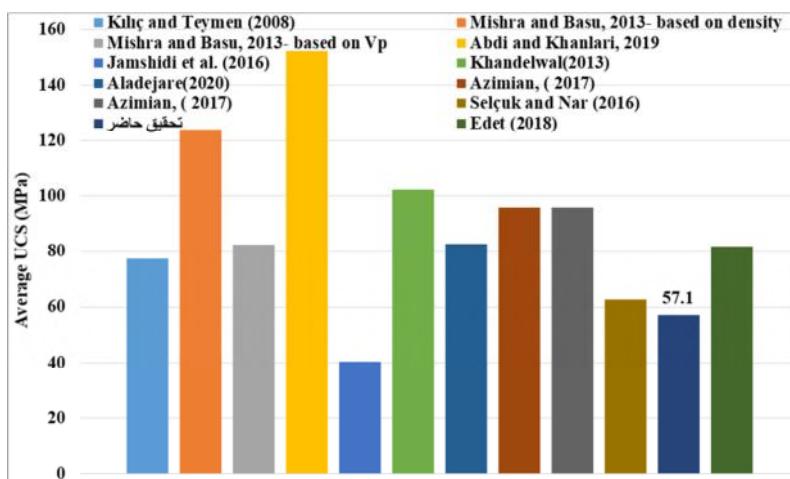
در این روابط، y و مقدار UCS یا Es واقعی است، y' مقدار UCS یا Es پیش‌بینی شده با استفاده از روابط ۱ و ۲. در این روابط، y مقدار میزان $MAPE$ و $RMSE$ کمتر و ضریب همبستگی بیشتر باشد، رابطه ارائه شده دارای دقت بالاتری است. مشاهده می‌شود که تخلخل و سرعت موج تراکمی بیشترین تأثیر را به ترتیب بر مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری تک محوری دارند (جدول ۳).

¹⁷- Root Mean Square Error

¹⁸- Mean Absolute Percentage Error

جدول ۳- میزان دقت روابط ارائه شده

MAPE	RMSE	R ²	رابطه
۲/۷	۱۸/۲۶	۰/۵۴	UCS= -13.98ln(n) + 75.314 (۳)
۱/۷	۲۹/۱۰	۰/۷۷	Es= -4.708ln(n) + 22.216 (۴)
۰/۲	۱۵/۲	۰/۶۹	UCS= 32.072(Vp) - 76.896 (۵)
۲/۳	۱۰/۵	۰/۶	Es= 8.4068(Vp) - 19.04 (۶)
۲/۴	۱۴/۰۴	۰/۶۸	UCS= 736.65(ρ) ² - 3616.9(ρ) + 4477.9 (۷)
۲/۸	۱۶/۲۳	۰/۵	Es= 103(ρ) ² - 486.23(ρ) + 584.08 (۸)



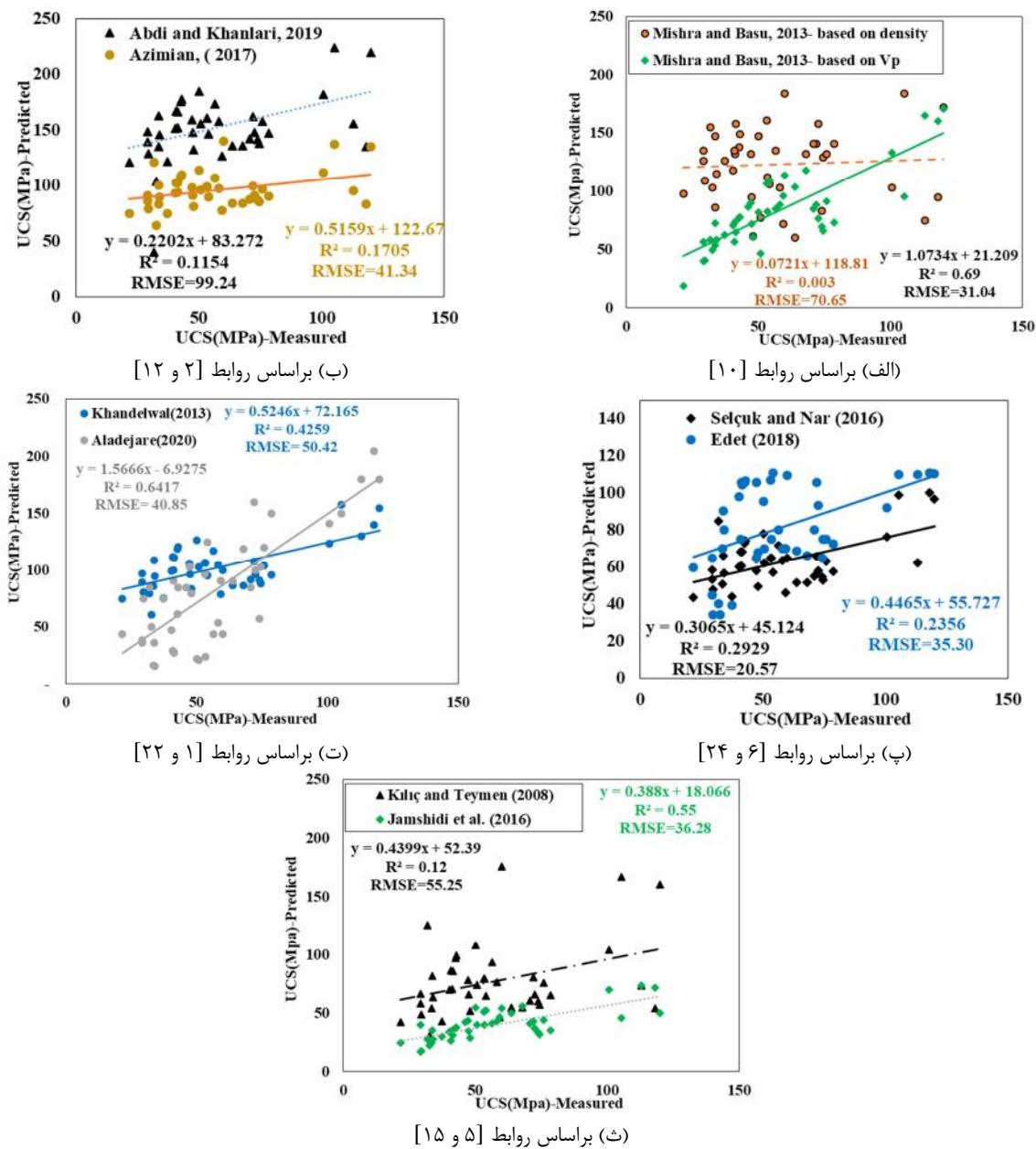
شکل ۷- مقادیر متوسط UCS تخمین زده شده براساس برخی از روابط

خصوص کاربرد دارد. بنابراین، در صورت به کارگیری هریک از این روابط، باید به این نکات توجه داشت. همانطور که در جدول ۱ مشاهد می‌شود، محققین پیشین تعدادی روابط تجربی برای محاسبه Es ارائه کرده‌اند. این پارامتر براساس این روابط تجربی، محاسبه و همبستگی آن‌ها با Es اندازه‌گیری شده در پژوهش حاضر بررسی شد. مقادیر متوسط Es تخمین زده شده براساس برخی از روابط تجربی در شکل ۹ ارائه شده است. چنانچه مشاهده می‌شود اکثر روابط بررسی شده مقادیر Es بیشتر از مقدار اندازه‌گیری شده ارائه می‌کنند. تأثیر نوع لیتولوژی، شرایط انجام آزمایش (مانند سرعت بارگذاری) باعث تغییر در خصوصیات اندازه گیری شده می‌شود. با افزایش سرعت بارگذاری، نمونه سریع‌تر می‌شکند و مقاومت بالاتری از خود نشان می‌دهد. نرخ بارگذاری پیشنهاد شده توسط ISRM بین ۰/۵ تا ۱ مگاپاسکال بر ثانیه می‌باشد [۵۸].

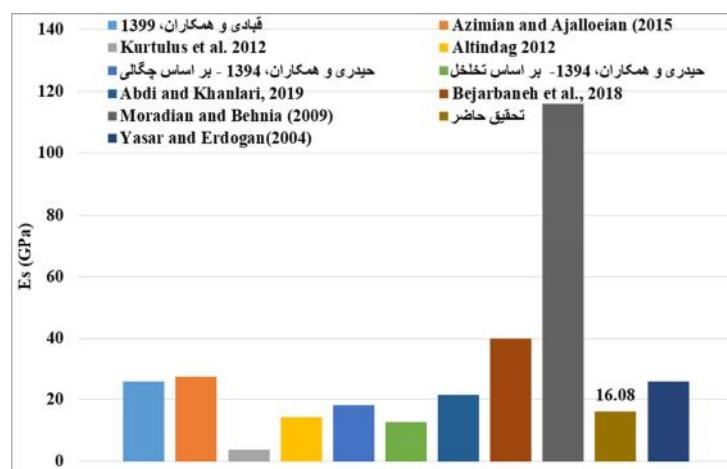
شکل ۸ نشان می‌دهد که رابطه میشرا و باسو^{۱۹}، الادجاری^{۲۰} و همکاران و جمشیدی و همکاران، دارای ضریب تعیین بیش از ۵۰ درصد بوده و قابل کاربرد جهت تخمین خصوصیات مکانیکی ماسه سنگ‌های سازند لالون می‌باشند [۱، ۵ و ۱۰]. دقت رابطه میشرا و باسو نسبت به روابط دیگر بیشتر می‌باشد. این روابط تجربی نشانگر همبستگی بالای بین V_p و UCS می‌باشد.

در مورد استفاده از این روابط لازم به توضیح است که روابط گوناگون ارائه شده توسط محققین مختلف به نوع سنگ، محدود مقادیر (هر رابطه برای یک محدوده مشخصی از مقادیر ارائه شده است)، خصوصیات میکروسکوپی نمونه‌ها، شرایط و چگونگی انجام آزمایش بستگی دارد و همانگونه که واسنجی روابط محققین مختلف نشان می‌دهد، هر رابطه برای یک منطقه به

¹⁹- Mishra and Basu²⁰- Aladejare



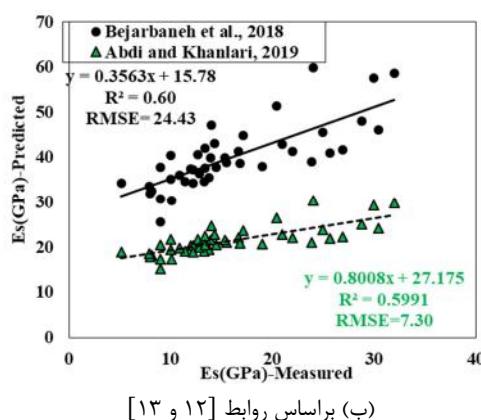
شکل ۸- ارزیابی روابط تجربی جهت تخمین مقاومت فشاری با داده‌های آزمایشگاهی



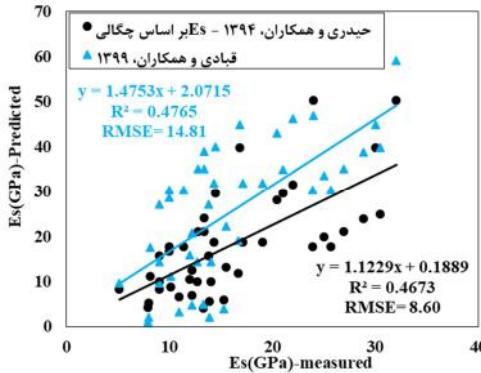
شکل ۹- مقدار متوسط Es تخمین زده شده براساس برخی از روابط تجربی پیشین

تحقیق حاضر ارائه می‌کند. به همین دلیل توجه به محدوده کاربرد هر رابطه ضروری می‌باشد. هر رابطه برای یک محدوده مشخصی از متغیرهای ورودی و خروجی ارائه شده است.

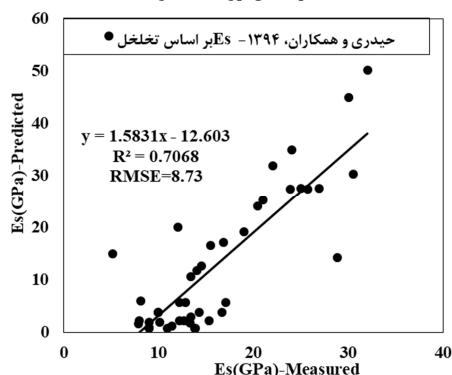
شکل ۱۰ نشان می‌دهد که اکثر روابط ارزیابی شده دارای ضریب تعیین بیش از ۵۰ درصد می‌باشند. براساس ضریب تعیین، تخمین Es براساس رابطه حیدری و همکاران [۲۵] و براساس تخلخل، دارای بیشترین دقت نسبت به سایر روابط می‌باشد.



(ب) براساس روابط [۱۲] و [۱۳]



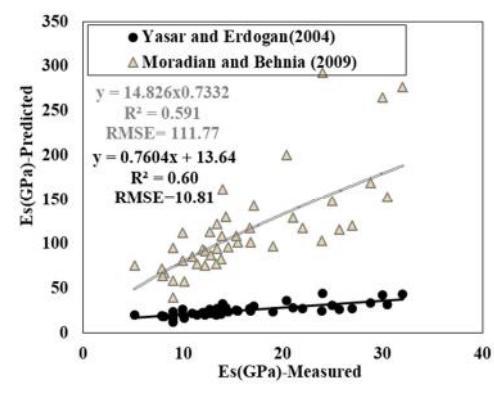
(ت) براساس روابط [۳] و [۲۵]



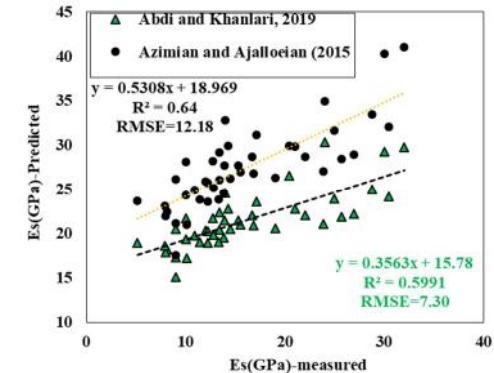
(ج) براساس رابطه [۲۵]

شکل ۱۰-۱ ارزیابی روابط تجربی جهت تخمین مدول الاستیسیته براساس داده‌های آزمایشگاهی

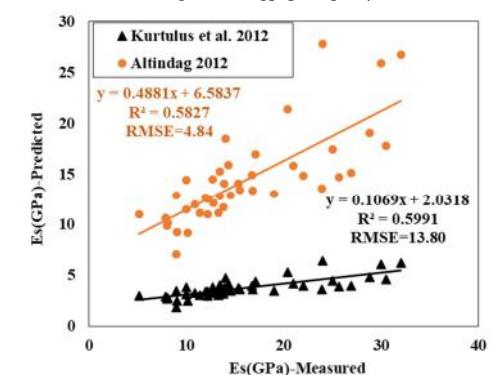
به عنوان مثال نرخ بارگذاری ۷/۰ مگاپاسکال بر ثانیه در این تحقیق استفاده شد. انتخاب این نرخ وابسته به مقاومت نمونه‌ها می‌باشد و برای نمونه‌های سست مانند سنگ شیل معمولاً ۵/۰ مگاپاسکال بر ثانیه در نظر گرفته می‌شود. بنابراین هر مطالعه‌ای وابسته به لیتولوژی نمونه‌ها می‌تواند مقدار نرخ بارگذاری را بین ۵/۰ تا ۱ مگاپاسکال بر ثانیه انتخاب کند. ارزیابی روابط تجربی مطالعاتی که بر روی نمونه‌هایی با مقاومت بالاتری نسبت به نمونه‌های تحقیق حاضر انجام شده است، مقداری خصوصیات استاتیک بیشتری نسبت به مقدار اندازه‌گیری شده



(الف) براساس روابط [۱۴] و [۲۱]



(ب) براساس روابط [۱۲] و [۲۰]



(ث) براساس روابط [۲۳] و [۲۶]

هرچه این مقدار بیشتر باشد اثر آن متغیر مستقل بر متغیر وابسته بیشتر می‌باشد. جدول ۴ نشان می‌دهد که تخمین UCS براساس چگالی و سرعت موج تراکمی بهتر از تخلخل می‌باشد. همچنین با توجه به این ضریب (ضریب بتا در جدول ۴) مشاهده می‌شود که چگالی نسبت به سرعت موج و تخلخل تأثیر کمتری بر مدول الاستیسیته دارد. سطح معنی‌داری در آزمون T موجه بودن هریک از پارامترهای برآورده شده در معادله مدل رگرسیون را نشان می‌دهد. به بیانی دیگر، برای تعیین اینکه آیا ضریب همبستگی نمونه از نظر آماری اختلاف معنی‌داری با صفر دارد یا خیر از آزمون T استفاده می‌شود.

۵-۵- تخمین مقاومت تراکم تک محوری و مدول الاستیسیته

تخمین خصوصیات استاتیک نمونه‌های خشک ماسه سنگ به روش رگرسیون خطی چندگانه براساس چگالی، تخلخل و سرعت موج تراکمی در منطقه مورد مطالعه و با توجه به جدول ضرایب و آزمون T مطابق روابط (۹) و (۱۰) می‌باشد. مشخصات متغیرهای استفاده شده در این روابط در جدول ۲ آمده است.

$$UCS = 62.914\rho - 0.242n + 23.855V_p - 202.879 \quad (9)$$

$$E_s = 8.386\rho - 0.671n + 4.044V_p - 18.238 \quad (10)$$

مقدار قدر مطلق بتا در جدول ۴ نشانگر تأثیر هر کدام از پارامترها در برآورد متغیر وابسته می‌باشد و

جدول ۴- ضرایب و اهمیت آن‌ها در معادله مدل‌ها

p-value	T-test	ضرایب استاندارد شده		ضرایب استاندارد نشده		مدل	
		Beta	Std. Error	B			
۰/۰۰۳	-۳/۲۲	-	۶۲/۹۳	-۲۰۲/۸۸	Constant	۹	
۰/۷۰	-۳/۳۹	-۰/۰۴۶	۰/۶۳	-۰/۲۴۲	n		
صفر	۵/۰۹	۰/۶۲	۴/۶۹	۲۳/۸۵۵	Vp		
۰/۰۲	۲/۴۸	۰/۲۸	۲۵/۳۳	۶۲/۹۱۴	ρ		
۰/۳۱	-۱/۰۳	-	۱۷/۶۷	-۱۸/۲۴	Constant	۱۰	
صفر	-۳/۸۱	-۰/۱۴۶	۰/۱۸	-۰/۶۷	n		
۰/۰۰۴	۳/۰۷	۰/۳۷	۱/۲۲	۴/۰۴	Vp		
۰/۲۵	۱/۱۸	۰/۱۳	۷/۱۱	۸/۳۹	ρ		
صفر	-۴/۲۲	-	۵۱/۳۷	-۲۱۶/۵۸	Constant	۱۱	
صفر	۶/۰۸	۰/۶۴	۴/۰۷	۲۴/۷۲	Vp		
۰/۰۱	۲/۸۱	۰/۳۰	۲۳/۵۵	۶۶/۲۵	ρ		
۰/۸۱	۰/۲۴	-	۵/۹۳	۱/۴	Constant		
۰/۰۰۱	۳/۷۵	۰/۴۲	۱/۲۳	۴/۶۱	Vp	۱۲	
صفر	-۴/۴۶	-۰/۵۱	۰/۱۷	-۰/۷۴	n		

p-value=0.308) و از مدل ۱۲ نیز مقدار ثابت (value=0.814) باید حذف شوند. بنابراین و با توجه به تأثیر جزئی تخلخل بر معادله مدل ۹، این پارامتر یعنی تخلخل از معادله رگرسیون حذف شد و مدل جدیدی

این آماره اهمیت نسبی حضور هر متغیر مستقل در مدل را نشان می‌دهد. بر این اساس، تخلخل (p-value=0.702) باید از مدل ۹ حذف شود. همچنین از مدل ۱۰ نیز چگالی (p-value=0.246) و مقدار ثابت (p-

تعیین با فرض تأثیر همه متغیرهای مستقل بر متغیر وابسته می‌باشد. در صورتی که درصد نشان داده شده توسط ضریب تعیین تعديل شده فقط حاصل از تأثیر واقعی متغیرهای مستقل مدل بر وابسته است و نه همه متغیرهای مستقل. تفاوت دیگر این است که مناسب بودن متغیرها برای مدل توسط ضریب تعیین حتی با وجود مقدار بالا قابل تشخیص نیست در صورتی که می‌توان به مقدار برآورد شده ضریب تعیین تعديل شده اعتماد کرد. بنابراین مقدار تعديل شده ضریب تعیین، میزان R^2 را با توجه به متغیرهای مستقل اضافه شده به خط رگرسیون و با توجه به عرض از مبداهای جدید، تعديل و اصلاح می‌کند. هرچه تفاوت بین R^2 و R^2 تعديل شده کمتر باشد نشان می‌دهد که متغیرهای مستقل که به مدل اضافه شده‌اند به درستی انتخاب شده‌اند.

(مدل شماره ۱۱) با استفاده از نرم افزار و براساس چگالی و سرعت موج تراکمی جهت تخمین مقاومت تراکم تک محوری ارائه شد. چگالی نیز از معادله مدل ۱۰ حذف و مدل جدیدی (مدل ۱۲) جهت تخمین مدول الاستیسیته ارائه شد.

$$UCS = 66.251\rho + 24.723V_p - 216.582 \quad (11)$$

$$E_s = -0.742n + 4.61V_p \quad (12)$$

جدول ۵ نشان می‌دهد که مقادیر ضریب تعیین مدل‌ها بالا و خطای برآورد کم می‌باشد. تفاوت مهم ضریب تعیین و ضریب تعیین تعديل شده این است که ضریب تعیین فرض می‌کند که هر متغیر مستقل مشاهده شده در مدل، تغییرات موجود در متغیر وابسته را تبیین می‌کند. بنابراین درصد نشان داده شده توسط ضریب

جدول ۵- معیارهای ارزیابی مدل‌ها

Durbin-Watson	Std. Error of the Estimate	RMSE	MAPE	Adjusted R Square	R Square	R	Models
۱/۶۶	۱۳/۱۴	۱۴/۲۳	۱/۲	۰/۷۲۱	۰/۷۴۱	۰/۸۶۱	UCS=f(ρ, n, Vp)(۹)
۱/۵۱	۳/۶۹	۱۳/۲۵	۱/۰۲	۰/۷۲۱	۰/۷۴۱	۰/۸۶۱	Es=f(ρ, n, Vp)(۱۰)
۱/۶۹۵	۰/۱۳	۱۳/۵۶	۱/۲۲	۰/۷۲۷	۰/۷۴	۰/۸۶	UCS=f(ρ, Vp)(۱۱)
۱/۵۶	۳/۷۱	۱۳/۳۶	۱/۰۶	۰/۷۱۹	۰/۷۳۲	۰/۸۵۶	Es=f(n, Vp)(۱۲)

آزمونی به نام آزمون دوربین واتسون^{۲۲} استفاده می‌شود. مقدار این آماره به عنوان یک قانون باید بین ۱/۵ تا ۲/۵ باشد. در اینجا مقدار دوربین واتسون نشان می‌دهد که استقلال خطاهای از یکدیگر و امکان استفاده از مدل‌ها وجود دارد (جدول ۵).

سطح معنی‌داری ($Sig.<0.05$) حاصل از آنالیز واریانس (ANOVA^{۲۳}) نشان می‌دهد که مدل‌های برآش شده مناسب می‌باشند (جدول ۶). به بیان دیگر، جدول تحلیل واریانس نشان می‌دهد که در برآورد ضرایب رگرسیونی و میزان باقیمانده، اعتبار قابل قبولی برای

خطای استاندارد برآورد^{۲۱} نشان دهنده میزان قدرت پیش‌بینی معادله رگرسیون می‌باشد. این شاخص، تغییرپذیری اندازه‌های پیش‌بینی شده را در اطراف خط رگرسیون نشان می‌دهد. هرچه این شاخص، کمتر باشد، پیش‌بینی دقیق‌تر می‌باشد.

از دیگر معیارهای ارزیابی مدل‌های رگرسیونی، مستقل بودن خطاهای از یکدیگر است (خطاهای همان تفاوت بین مقادیر واقعی و مقادیر پیش‌بینی شده توسط معادله رگرسیون هستند). در صورتی که خطاهای با یکدیگر همبستگی داشته باشند، امکان استفاده از رگرسیون وجود ندارد. به منظور بررسی استقلال خطاهای از یکدیگر از

²²- Durbin- Watson²³- Analysis of variance²¹- Std. Error of the Estimate

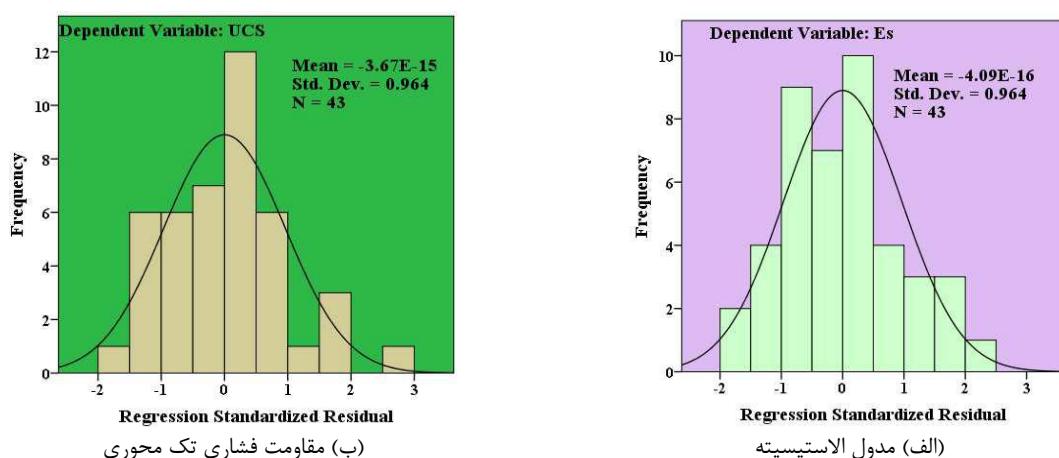
مدل‌های رگرسیونی وجود دارد؛ زیرا که مقدار سطح معنی‌داری آنها زیر ۰/۰۵ است.

جدول ۶- نتایج آنالیز واریانس مدل‌ها

Sig.	F	Mean Square	df	Sum of Squares	Model	
صفر	۳۷/۱۹	۶۴۲۱/۲۸	۳	۱۹۲۶۳/۸۳	Regression	۹
-	-	۱۷۲/۶۸	۳۹	۶۷۳۴/۴۸	Residual	
-	-	-	۴۲	۲۵۹۹۸/۳۱	Total	
صفر	۳۷/۲۶	۵۰۷/۳۳	۳	۱۵۲۱/۹۹	Regression	۱۰
-	-	۱۳/۶۲	۳۹	۵۳۱/۰۷	Residual	
-	-	-	۴۲	۲۰۵۳/۰۶	Total	
صفر	۵۶/۹۲	۹۶۱۹/۰۹	۲	۱۹۲۳۸/۱۷	Regression	۱۱
-	-	۱۶۹/۰۰	۴۰	۶۷۶۰/۱۴	Residual	
-	-	-	۴۲	۲۵۹۹۸/۳۱	Total	
صفر	۵۴/۶۶	۷۵۱/۵۳	۲	۱۵۰۳/۰۶	Regression	۱۲
-	-	۱۳/۷۵	۴۰	۵۴۹/۹۹	Residual	
-	-	-	۴۲	۲۰۵۳/۰۶	Total	

استفاده کرد. بدین منظور باید مقادیر استاندارد خطاهای محاسبه شود و نمودار توزیع داده‌ها و نمودار نرمال آنها رسم شود. با توجه به مقدار میانگین نزدیک به صفر و انحراف معیار نزدیک به یک، خطاهای تقریباً دارای توزیع نرمال می‌باشند و مدل‌ها قابل استفاده جهت تخمین خواص استاتیک می‌باشند (شکل ۱۱).

نرمال بودن توزیع باقیمانده‌ها یا خطاهای یکی دیگر از معیارهای ارزیابی مدل‌ها می‌باشد. تفاوت بین مقادیر خصوصیات استاتیک (مقاومت فشاری تک محوری و مدول الاستیسیته) اندازه گیری شده و مقادیر پیش‌بینی شده توسط معادله مدل خطا نامیده می‌شود. در صورت عدم برقراری این پیش‌فرض، نمی‌توان از رگرسیون

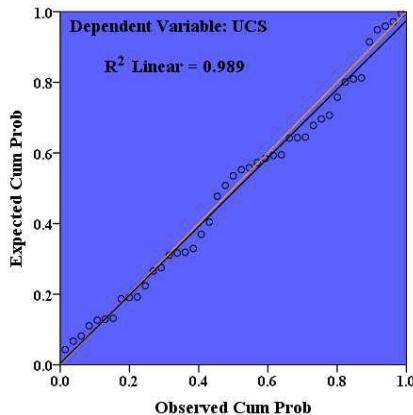


شکل ۱۱- هیستوگرام توزیع باقیمانده‌های مربوط به مدل‌های ۵ و ۶

۱۲ ارائه شده است. مشاهده می‌شود که دقت روابط مربوط به مقادیر مقاومت تک محوری مشاهداتی و اندازه گیری شده بیشتر از مدول الاستیسیته می‌باشد. همانطور

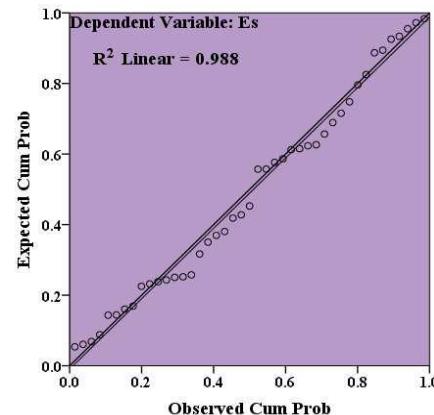
به منظور دقت روابط در پیش‌بینی متغیرهای وابسته، ضریب تعیین (R^2) مربوط به روابط خصوصیات استاتیک اندازه گیری شده و تخمین زده در شکل

افزایش دقت رابطه مقاومت تک محوری و مدول الاستیسیته اندازه گیری و پیش‌بینی شده شده است.



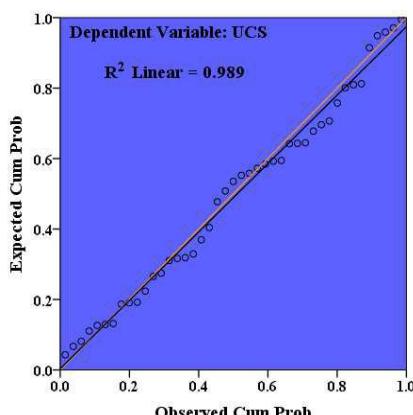
(ب) مقاومت فشاری تک محوری

که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود پراکنده‌گی داده‌ها بسیار به خط قطری یا خط یک به یک نزدیک می‌باشد و باعث



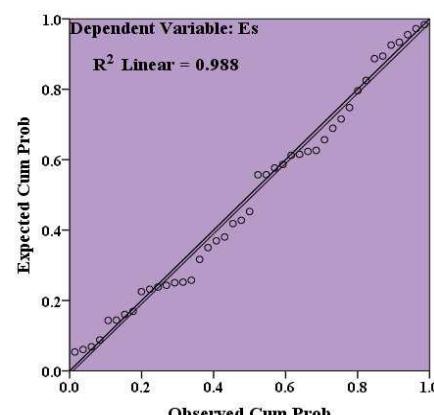
(الف) مدول الاستیسیته

نمودار پیش‌بینی شده استفاده می‌کند تا باقیمانده‌ها را در برابر مقادیر پیش‌بینی شده نشان دهد. مشاهده می‌شود که الگوی نقاط داده‌ها مربوط به مقاومت تراکم تک محوری در شرایط اشباع در حال تنگ‌تر شدن به سمت چپ می‌باشد، که این نشانه‌ای برای ناهمسانی خفیف می‌باشد (شکل ۱۳). به عبارتی دیگر، نمودار زیر نشان می‌دهد که خطأ در حال گسترش است. با افزایش واریانس، خطأ افزایش نمی‌یابد. بنابراین، نتیجه گرفته می‌شود که هیچ تفاوت معنی‌داری در خطأی واریانس وجود ندارد.



(ب) مقاومت فشاری تک محوری

یکی از فرضیات مدل‌ها حداقل مربعات آن است که واریانس باقیمانده‌ها در سطوح مقادیر پیش‌بینی شده همگن باشد، که با عنوان ناهمسانی شناخته می‌شود. اگر مدل به خوبی ساخته شده باشد، هنگامی که نمودار باقیمانده‌ها در برابر مقادیر پیش‌بینی شده رسم می‌شود، هیچ الگوی مشخصی نباید وجود داشته باشد. اگر واریانس باقیمانده‌ها غیرثابت باشد، در این صورت واریانس باقیمانده‌ها را ناهمسان می‌خوانند. در شکل ۱۳ با استفاده از روش‌های نموداری، ناهمسانی مدل‌ها شماتیک وار ارائه شده است. این روش نموداری متداول از باقیمانده در برابر



(الف) مدول الاستیسیته

شکل ۱۳ - وضعیت ناهمسانی مدل‌های ارائه شده

تخمین خصوصیات استاتیک (مقاومت فشاری تک محوری و مدول الاستیسیته) سنگ بکر براساس

۴- نتیجه‌گیری

تخلخل، سرعت موج تراکمی و چگالی با مقاومت تراکم تک محوری و مدول الاستیسیته به ترتیب لگاریتمی، خطی و چند جمله‌ای درجه دو می‌باشد. همچنین سرعت موج تراکمی و تخلخل بیشترین تأثیر را بر خصوصیات استاتیک دارد. واسنجی روابط تجربی سایر محققان نشان داد که برخی از این روابط دارای دقت کافی (دارای ضریب تعیین بیش از ۵۰ درصد) جهت تخمین خصوصیات ماسه سنگ‌های سازند لالون می‌باشند. دقت خصوصیات استاتیک پیش‌بینی شده براساس معیارهای ضریب تعیین، RMSE و MAPE نشان داد که مدول الاستیسیته و مقاومت تراکم تک محوری پیش‌بینی شده براساس متغیرهای مستقل از دقت قابل توجهی برخوردار می‌باشند. بررسی نمودارهای همگنی واریانس باقی‌ماندها در سطوح مقادیر پیش‌بینی شده، ضریب تعیین و خطاهای (MAPE و RMSE) نشان داد که رگرسیون چندمتغیره از دقت بالایی جهت تخمین خصوصیات استاتیک ماسه سنگ براساس چگالی (g/cm^3)، تخلخل (%) و سرعت موج تراکمی (km/s) به شکل دو رابطه زیر برخوردار است:

$$\text{UCS} = 66.251\rho + 24.723V_p - 216.582 \quad (13)$$

$$E_s = -0.742n + 4.61V_p \quad (14)$$

خصوصیات فیزیکی و سرعت موج تراکمی و بررسی تأثیر آب بر این خصوصیات از جمله مواردی است که به طور گسترده در پژوهش‌های عمرانی و معدنی برای مطالعات مکانیک سنگ مورد نیاز می‌باشند. از طرفی آزمایش سرعت موج تراکمی جزو آزمایش‌های غیرمخرب و آسان است و امکان انجام آن در صحرا وجود دارد. در این پژوهش خصوصیات پتروگرافی، فیزیکی، مکانیکی و سرعت موج تراکمی نمونه‌های خشک و اشباع ماسه سنگ‌های تهیه شده از سازند لالون بررسی شد. نتایج پتروگرافی نمونه‌های ماسه سنگ مطابق طبقه بندی فولک نشان داد که این ماسه سنگ‌ها از نوع فلدسپاتیک لیت‌آرنایت و لیت‌آرنایت می‌باشند. به دلیل تأثیر رطوبت بر خواص فیزیکی و مکانیکی این نوع ماسه سنگ‌ها، چگالی نمونه‌ها در حالت اشباع ۱/۰۴ برابر چگالی در حالت خشک می‌باشد. مقاومت تراکم تک محوری و مدول الاستیسیته در حالت اشباع به ترتیب ۰/۸۲ و ۰/۷۵ برابر حالت خشک می‌باشند. تأثیر رطوبت باعث افزایش سرعت موج تراکمی می‌شود به این صورت که مقدار آن در حالت اشباع ۱/۲ برابر سرعت موج تراکمی در شرایط خشک می‌باشد. نوع لیتولوژی، جذب آب نمونه‌ها، نوع و مقدار کانی‌ها، نوع سیمان و مقدار آن از عواملی می‌باشند که باعث تغییر در خصوصیات فیزیکی و مکانیکی نمونه‌ها در شرایط خشک و اشباع می‌شود.

نتایج آنالیز آماری نشان داد که براساس دقیق‌ترین (بیشترین ضریب تعیین و کمترین خطای) برازش رابطه

مراجع

- [1] Aladejare, A. E. (2020). "Evaluation of empirical estimation of uniaxial compressive strength of rock using measurements from index and physical tests", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12(2), 256-268.
- [2] Azimian, A. (2017). "Application of statistical methods for predicting uniaxial compressive strength of limestone rocks using nondestructive tests", *Acta Geotechnica*, 12(2), 321-333.
- [3] Ghobadi, M. H., Amiri, M., & Aliani, F. (2020), "Investigation of engineering geology characteristics of peridotites (Case Study: Harsin County, Kermanshah Province)", *Journal of Engineering Geology*, 14(1), 105-132.
- [4] Ghafoori, M., Rastegarnia, A., & Lashkaripour, G. R. (2018). "Estimation of static parameters based on dynamical and physical properties in limestone rocks", *Journal of African Earth Sciences*, 137, 22-31.

- [5] Jamshidi, A., Nikudel, M., Khamehchiyan, M., Zarei Sahamieh, R., & Abdi, Y. (2016). "A correlation between P-wave velocity and Schmidt hardness with mechanical properties of travertine building stones", *Arabian Journal of Geosciences*, 9, 568-580
- [6] Selçuk, L., & Nar, A. (2016). "Prediction of uniaxial compressive strength of intact rocks using ultrasonic pulse velocity and rebound-hammer number", *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 49(1), 67-75.
- [7] Barham, W. S., Rabab'ah, S. R., Aldeeky, H. H., & Al Hattamleh, O. H. (2020). "Mechanical and physical based artificial neural network models for the prediction of the unconfined compressive strength of rock", *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(5), 4779-4792.
- [8] Abdi, Y. (2020). "Application of multivariate regression analysis to predict uniaxial compressive strength and modulus of elasticity of sandstones using petrographic properties", *New findings of applied geology*, 14(27), 147-157.
- [9] Ebrahimi Fard, H., & Jabbari, M. M. (2017). "The Effect of Magnesium Oxide Nano Particles on the Mechanical and Practical Properties of Self-Compacting Concrete", *Journal of civil Engineering and Materials Application*, 1(2), 77-87.
- [10] Mishra, D. A. & Basu, A. (2013). "Estimation of uniaxial compressive strength of rock materials by index tests using regression analysis and fuzzy inference system", *Engineering Geology*, 160(1), 54-68.
- [11] Armaghani, D. J., Amin, M. F. M., Yagiz, S., Faradonbeh, R. S., & Abdullah, R. A. (2016). "Prediction of the uniaxial compressive strength of sandstone using various modeling techniques", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 85, 174-186.
- [12] Abdi, Y., & Khanlari, G. H. (2019). "Estimation of mechanical properties of sandstones using wave velocity and Schmidt hammer experiments", *Journal of New Applied Geological Findings*, 24(13), 33-47.
- [13] Bejarbaneh, B. Y., Bejarbaneh, E. Y., Fahimifar, A., Armaghani, D. J., & Abd Majid, M. Z. (2018). "Intelligent modelling of sandstone deformation behavior using fuzzy logic and neural network systems", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 77(1), 345-361.
- [14] Moradian, Z. A., & Behnia, M. (2009). "Predicting the uniaxial compressive strength and static Young's modulus of intact sedimentary rocks using the ultrasonic test", *International Journal of Geomechanics*, 9(1), 14–19.
- [15] Kılıç, A. & Teymen, A. (2008). "Determination of mechanical properties of rocks using simple methods", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 67(2), 237-244.
- [16] Erguler, Z. A., & Ulusay, R. (2009). "Water-induced variations in mechanical properties of clay-bearing rocks", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(2), 355-370.
- [17] Vásárhelyi, B. (2005). "Statistical analysis of the influence of water content on the strength of the Miocene limestone", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 38(1), 69-76.
- [18] Török, Á. & Vásárhelyi, B. (2010). "The influence of fabric and water content on selected rock mechanical parameters of travertine, examples from Hungary", *Engineering Geology*, 115(3), 237-245.
- [19] Vásárhelyi, B. (2003). "Some observations regarding the strength and deformability of sandstones in dry and saturated conditions", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 62(3), 245-249.
- [20] Azimian, A., & Ajallooeian, R. (2015). "Empirical correlation of physical and mechanical properties of marly rocks with P wave velocity", *Arabian Journal of Geosciences*, 8(4), 2069-2079.
- [21] Yasar, E., & Erdogan, Y. (2004). "Correlating sound velocity with the density, compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(5), 871-875.
- [22] Khandelwal, M. (2013). "Correlating P-wave velocity with the physic-mechanical properties of different rocks", *Pure Applied Geophysics*, 170, 507-514.
- [23] Altindag, R. (2012). "Correlation between P-wave velocity and some mechanical properties for sedimentary rocks", *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 112, 229-237.
- [24] Edet, A. (2018). "Correlation between Physico-mechanical Parameters and Geotechnical Evaluations of Some Sandstones along the Calabar/Odukpani-Ikom-Ogoja Highway Transect, Southeastern Nigeria", *Geotechnical and Geological Engineering*, 36(1), 135-149.
- [25] Heidari, M., Rafiei, B., Nouri, M., Khanlari, G. R., & Momeni, A. A. (2015). "Estimation of uniaxial compressive strength and modulus of elasticity of conglomerate specimens using regression and artificial neural network", *geotechnical geology (applied geology)*, 10(1), 35-46.
- [26] Kurtulus, C., Bozkurt, A., & Endes, H. (2012). "Physical and Mechanical Properties of Serpentized Ultrabasic Rocks in NW Turkey", *Pure and Applied Geophysics*, 169, 1205-1215.
- [27] Shakoor, A., & Barefield, E. H. (2009). "Relationship between unconfined compressive strength and degree of saturation for selected sandstones", *Environmental & Engineering Geoscience*, 15(1), 29-40.
- [28] Abdi, Y., Khanlari, G. R. & Jamshidi, A. (2018). "Correlation between mechanical properties of sandstones and P-wave velocity in different degrees of saturation", *Geotechnical and Geological Engineering*, 1-10, <https://doi.org/10.1007/s10706-018-0721-6>.

- [29] Vasanelli, E., Colangiuli, D., Calia, A., Sileo, M. & Aiello, M. A. (2015). "Ultrasonic pulse velocity for the evaluation of physical and mechanical properties of a highly porous building limestone", *Ultrasonics*, 60: 33-40.
- [30] Karakul, H., & Ulusay, R. (2013). "Empirical correlations for predicting strength properties of rocks from P-wave velocity under different degrees of saturation", *Rock mechanics and rock engineering*, 46(5): 981-999.
- [31] Karakul, H. (2016). "Investigation of saturation effect on the relationship between compressive strength and Schmidt hammer rebound", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 76(3), 1143-52.
- [32] Ansari, Y., & Hashemi, A. (2017). "Neural Network Approach in Assessment of Fiber Concrete Impact Strength", *Journal of civil Engineering and Materials Application*, 1(3), 88-97.
- [33] Sekhavati, P., & Jafarkazemi, M. (2019). "Investigating durability behavior and compressive strength of lightweight concrete containing the nano silica and nano lime additives in the acid environment", *Journal of civil Engineering and Materials Application*, 3(2), 103-117.
- [34] Esparham, A., Moradikhon, A. B., & Avanaki, M. J. (2020). "Effect of Various Alkaline Activator Solutions on Compressive Strength of Fly Ash-Based Geopolymer Concrete", *Journal of civil Engineering and Materials Application*, 4(2), 115-123.
- [35] Shirmohammadi, H., & Hoseiny Khanshan, H. (2018). "Effect of Mineral pitch and Zycosil Nano-Material on Mechanical Properties and Moisture Susceptibility of Asphalt Mixtures", *Journal of civil Engineering and Materials Application*, 2(2), 97-102.
- [36] Taheri, S., & Ziad, H. (2021). "Analysis and Comparison of Moisture Sensitivity and Mechanical Strength of Asphalt Mixtures Containing Additives and Carbon Reinforcement", *Journal of Civil Engineering and Materials Application*, 5(1), 1- 8.
- [37] Zhang, Z., Jiang, Q., Zhou, C., & Liu, X. (2014). "Strength and failure characteristics of Jurassic Red-Bed sandstone under cyclic wetting-drying conditions", *Geophysical Journal International*, 198(2), 1034-1044.
- [38] McSkimming, E. (2014). "Weathering Effects on the Engineering Properties of Sydney (Yellow Block) Sandstone when used as a Building Material", *International Journal of Architectural Heritage*, 9, 497-509.
- [39] Andriani, G. F. & Walsh, N. (2010). "Petrophysical and mechanical properties of soft and porous building rocks used in Apulian monuments (south Italy)", *Geological Society, London, Special Publications*, 333(1), 129-141.
- [40] Yasar, E., Ranjith, P. G., & Perera, M. S. A. (2010). "Physico-mechanical behavior of southeastern Melbourne sedimentary rocks", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 47, 481-487.
- [41] Hosseini, M., & Nalbandan, M. (2019). "The effect of wet-drying cycles on the physical, mechanical and rupture properties of sandstone", *Journal of Mineral Resources Engineering*, 4(1), 79-95.
- [42] Ghobadi, M. H. & Mousavi, S. (2014). "The effect of pH and salty solutions on durability of sandstones of the Aghajari Formation in Khuzestan province, southwest of Iran", *Arabian Journal of Geosciences*, 7(2), 641-653.
- [43] Ulusay, R., Tureli, K., & Ider, M. H. (1994). "Prediction of engineering properties of a selected litharenite sandstone from its petrographic characteristics using correlation and multivariable statistical techniques", *Engineering Geology*, 37, 135–157.
- [44] Bell, F. G. (1978). "The physical and mechanical properties of the Fell Sandstones, Northumberland, England", *Engineering Geology*, 12, 11-29.
- [45] Mikaeil, R., Jalili Kashtiban, Y., Shahriar, K., & Jafarpour, A. (2020). "Evaluation and Management of Geotechnical Risk in Tunneling Projects Using Fault Tree Analysis", *Civil Infrastructure Research*, 6(1), 41-53.
- [46] Chang, C., Zoback, M. D., & Khaksar, A. (2006). "Empirical relations between rock strength and physical properties in sedimentary rocks", *Journal of Petroleum Science and Engineering*. 51(3), 223-237.
- [47] Heidari, M., Momeni, A., Rafiei, B., Khodabakhsh, S., & Torabi-Kaveh, M. (2013). "Relationship between Petrographic Characteristics and the Engineering Properties of Jurassic Sandstones, Hamedan, Iran", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46, 1091-1101.
- [48] Wang, S., Hagan, P., Hu, B., Gamage, K., Yan, C. & Xu, D. (2014). "Rock-arch instability characteristics of the sandstone plate under different loading conditions", *Advances in Materials Science and Engineering*, 2014.
- [49] Weng, M. C. & Li, H. H. (2012). "Relationship between the deformation characteristics and microscopic properties of sandstone explored by the bonded-particle model", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 56, 34-43
- [50] Naresh, K. T., Shuichiro, Y., & Suresh, D. (2007). "Relationships among mechanical, physical and petrographic properties of Siwalik sandstones, Central Nepal Sub-Himalayas", *Engineering Geology*, 90, 105-123.
- [51] Ghobadi, M. H., Rafiei, B., Mousavi, S., & Aria Far, N. (2013). "Study of geotechnical properties of sandstones of Aghajari Formation in the east and southeast of Ahvaz", *Journal of Advanced Applied Geology*, 1, 21-33.

- [52] Heidari, M., Rafiei, B., & Taba, H. (2013). "Study of geotechnical characteristics of sandstones of Qom Formation located in Tajrak village (Famenin city)", *8th Conference of Iranian Geological Society of Engineering and Environment*, Ferdowsi University of Mashhad.
- [53] Gokceoglu, C., & Zorlu, K. (2004). "A fuzzy model to predict the uniaxial compressive strength and themodulus of elasticity of a problematic rock", *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 17, 61-72.
- [54] Ghobadi, M. H., & Aria Far, N. (2011). "Possibility of assessing the physical properties of sandstones in Aghajari Formation in Ahvaz using non-destructive P-wave velocity test", *15th Conference of Iranian Geological Society*, Tarbiat Moallem University, Tehran.
- [55] Oshnavieh, D., & Bagherzadeh Khalkhali, A. (2019). "Use of shear wave velocity in evaluation of soil layer's condition after liquefaction", *Journal of civil Engineering and Materials Application*, 3, 113-130.
- [56] Naseri, F., Lotfollahi, S., & Bagherzadeh Khalkhali, A. (2017). "Dynamic Mechanical Behavior of Rock Materials", *Journal of Civil Engineering and Materials Application*, 1(2), 39-44.
- [57] Lotfollahi, S., Ghorji, M., & Hoseini Toodashki, V. (2018). "An Investigation into the Effect of Foliation Orientation on Displacement of Tunnels Excavated in Metamorphic Rocks", *Journal of Civil Engineering and Materials Application*, 2(3), 138-145.
- [58] ISRM. (1981). *Rock characterization testing and monitoring*. In: Brown, E.T. (Ed.), ISRM Suggested Methods. Pergamon Press, Oxford.
- [59] ASTM. (1983). *Test methods for ultra violet velocities determination*. Designation D2845.
- [60] Folk, R. L. (1974), *Petrology of Sedimentary Rocks*. Hemphill, Austin, 600p.
- [61] Taylor, R. (1990). "Interpretation of the correlation coefficient: a basic review", *Journal of diagnostic medical sonography*, 6(1), 35-39.

شیوه‌نامه ارائه مقاله برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

نام و نام خانوادگی

* نویسنده اول

دانشکده، دانشگاه.

(نمونه اول):

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه

قم.

پست الکترونیک:

cer@qom.ac.ir

نام و نام خانوادگی

نویسنده دوم

دانشکده، دانشگاه.

(نمونه دوم):

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه

قم.

پست الکترونیک:

واژگان کلیدی: مقاله، نویسنده، فرمول، شکل، جدول، نتیجه‌گیری. (کلمات کلیدی، راهنمای نکات مهم موجود در مقاله می‌باشد و ماهیت، محتوا و گرایش آن را به‌وضوح روشن می‌سازد. تعداد کلمات یا عبارات کلیدی حداقل ۶ کلمه می‌باشد که با استفاده از ویرگول (،) از گردیده می‌شوند).

داخل همین نمونه، کامل شود چراکه این نمونه بر اساس سبک مورد نظر مجله تهیه شده است. در عین حال سبک نگارشی که در این مقاله باید استفاده شود در جدول ۱ ارائه شده است. در این جدول، تمام قلمه‌های مورد استفاده در موقعیت‌های مختلف به همراه اندازه آنها ارائه شده است. هنگام کپی کردن متن از سند دیگر به داخل این سند حتما از گزینه کپی فرمت^۲ برای جلوگیری از تغییر فرمتهای استفاده شود.

۲- نحوه ارائه مطالع در مقاله

مقالات ارسالی باید شامل بخش‌های زیر باشد:

۱- مقدمه

هدف اساسی از تدوین این شیوه‌نامه، دستیابی به الگویی جامع و حرکت به سمت استاندارد نمودن چهارچوب تدوین مقالات برای مجله «پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی» می‌باشد. از این‌رو، نحوه نگارش حرفاًی یک گزارش علمی و ساختار مورد نیاز آن به تفصیل ارائه می‌گردد.

این شیوه‌نامه براساس برخی از قابلیت‌های موجود در نرمافزار مایکروسافت ورد^۱ ۲۰۰۷ یا ۲۰۱۰ تهیه شده است. برای نگارش مقاله، توصیه می‌شود متن مقاله از ابتدا

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۰۰/۰۰/۰۰، بازنگری ۰۰/۰۰/۰۰، پذیرش ۰۰/۰۰/۰۰

DOI: 10.22091/cer.0000.0000.0000

^۱- Microsoft-Word

²- Format Painter

- عنوان کامل مقاله به لاتین، نام نویسنده (یا نویسنده‌گان) به زبان انگلیسی، مشخصات نویسنده (نویسنده‌گان) مطابق با جزئیات فارسی آن به لاتین بیان شود.

- چکیده انگلیسی، کلید واژگان انگلیسی (کاملاً منطبق با چکیده و واژگان کلیدی فارسی).

۱-۲- صفحه‌بندی

مقاله بهصورت دو ستونی (اندازه هر ستون ۷/۳۲ سانتیمتر و فاصله بین دو ستون ۱/۲۷ سانتیمتر) آماده شود. فاصله بین خطوط (بهجز بخش چکیده) ۱/۱۵ میلی‌متر تنظیم شود. کاغذ مورد استفاده باید A4 بوده و تمامی حاشیه‌های آن در اندازه ۲/۵۴ سانتیمتر تنظیم شوند.

توفیرنگی ابتدای هر پاراگراف به اندازه ۰/۸ سانتیمتر تعیین شود (بهجز متن چکیده، عناوین اصلی و فرعی). جداول، شکل‌ها و عناوین آنها بهصورت وسط‌چین و متن مقاله بهصورت تراز دوطرفه^۳ تنظیم شود. شماره‌گذاری عنوان‌ها از ۱ الی آخر صورت گرفته و مقدمه شماره ۱ را به خود اختصاص دهد. شماره‌گذاری زیر عنوان‌ها فرضأ در بخش ۲ بهصورت ۱-۲ و ۲-۲ بوده و در سایر بخش‌ها نیز به همین ترتیب ادامه پیدا کند. بخش مراجع و قدردانی (درصورت لزوم) دارای شماره نمی‌باشد.

تنظيم فاصله عناوین هر بخش و زیر بخش مربوطه بهصورت شکل‌های ۱ و ۲ می‌باشد.

۲-۲- نکات کلی در نحوه بیان متن

در ارائه متنون علمی، رعایت نکات زیر الزامی است:

۱- از آوردن جملات غیرحرفه‌ای، محاوره‌ای و ناقص خودداری شود.

- عنوان کامل مقاله به فارسی، چکیده فارسی (حداکثر ۱۵۰ کلمه)، واژگان کلیدی (حداکثر ۱۰ واژه).

- نام نویسنده (یا نویسنده‌گان)، پست الکترونیکی نویسنده (نویسنده‌گان). نام نویسنده عهده‌دار مکاتبات با ستاره مشخص شود.

جدول ۱- اندازه و قلم‌های مورد استفاده در مقاله

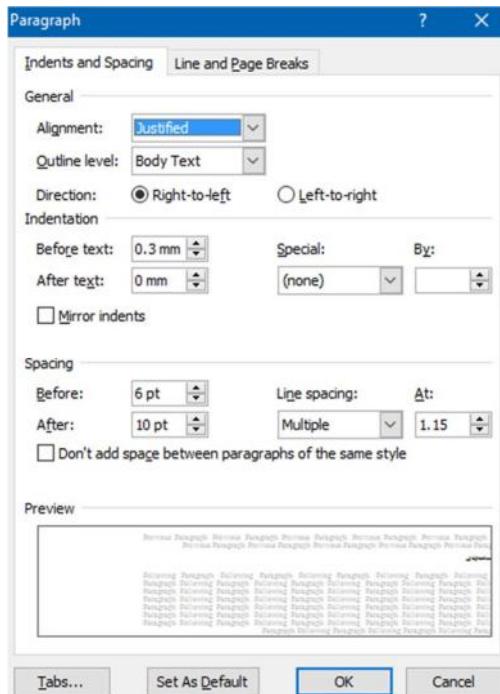
Bold	اندازه	نوع قلم	موقعیت استفاده
✓	۱۴	B Titr	عنوان مقاله
✓	۱۳	B Nazanin	نام نویسنده (گان)
	۱۱	B Nazanin	مرتبه نویسنده (گان)
	۱۰	Times New Roman	ایمیل نویسنده (گان)
	۱۱	B Nazanin	متن چکیده
	۱۱	B Nazanin	واژگان کلیدی
✓	۱۳	B Nazanin	عنوان بخش
✓	۱۱	B Nazanin	عنوان زیربخش
	۱۲	B Nazanin	متن اصلی مقاله
	۱۱	B Nazanin	زیرنویس شکل
	۱۱	B Nazanin	بالانویس جدول
	۹	Times New Roman	پانویس
	۱۰	B Nazanin	منابع فارسی
	۱۰	Times New Roman	منابع لاتین
✓	۱۴	Times New Roman	عنوان انگلیسی
✓	۱۲	Times New Roman	نام نویسنده (گان)- انگلیسی
	۱۱	Times New Roman	مرتبه نویسنده (گان)- انگلیسی
	۱۱	Times New Roman	چکیده لاتین
	۱۱	Times New Roman	واژگان کلیدی- لاتین

- مشخصات نویسنده (نویسنده‌گان) بهصورتی که در ابتدای این شیوه نامه آورده شده است بیان شود.
- مقدمه، بدنه مقاله (شامل شرح مسئله، روش حل، تفسیر، تحلیل نتایج)، نتیجه‌گیری، فهرست مراجع.

^۳- Justify

شود. نوشتن مطالب ارزشمندی که هیچ ربطی به موضوع ندارد، فاقد ارزش علمی است.

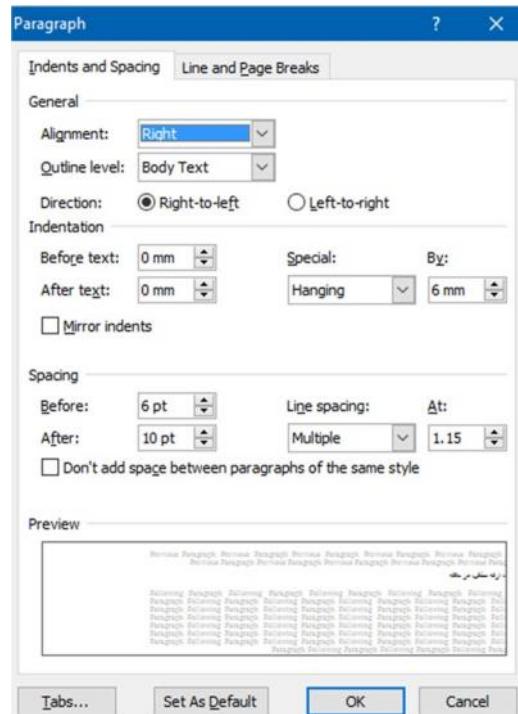
۹- سعی شود تا در حذامکان از کلمات فارسی به جای کلمات غیرفارسی آنها استفاده شود. به عنوان مثال، استفاده از کلمه «لذا» به جای «بنابراین» و یا کلمه «پروسس» به جای «پردازش» مناسب نیست.



شكل ۲- تنظیمات فاصله عنوان زیربخش در متن

- ۱۰- همچنین در نوشتۀ‌های فارسی باید در حذامکان از همزه «ء، ؤ، ئ، إ، ئ» استفاده نشود. مثلاً «اجزاء هواییما» و «آئین‌نامه» ناصحیح، اما «اجزای هواییما» و «آین‌نامه» صحیح هستند.
- ۱۱- کلیه‌ی اصطلاحات در اولین کاربرد نیاز به پاورقی دارند.
- ۱۲- تمامی تعاریف به صورت دقیق، با مرجع‌نگاری دقیق بیان شوند.
- ۱۳- نوآوری پژوهش به صورت کاملاً مجزا و صریح در انتهای بخش مقدمه ارائه شود.
- ۱۴- کلیه‌ی عالیم مانند نقطه، کاما و دونقطه باید به

- ۲- افعال در یک بند با یکدیگر هماهنگ باشند، بهنحوی که در جملات پی‌درپی بین افعال مجهول و معلوم تعویض صورت نگیرد.
- ۳- از به‌کار بردن فعل‌های یکسان در جملات پشت سر هم خودداری شود.



شكل ۱- تنظیمات فاصله عنوان بخش در متن

- ۴- از آوردن جملات تکراری (حتی به لحاظ مفهومی) خودداری شود.
- ۵- لغت «ما» و افعال اول شخص تنها در صورت نیاز ضروری و برای بیان نوآوری به‌کار رود. در سایر موارد، جملات به صورت سوم شخص ارائه شوند.
- ۶- متن ارائه شده پیوستگی مفهومی داشته باشد و مطالب یک موضوع به طور مرکز تنها و تنها در یک زیربخش آورده شود.
- ۷- در تنظیم و ارتباط بندها (پاراگراف‌ها) با یکدیگر دقت شود. در صورت طولانی شدن هر بند، ممکن است خواننده خسته و سردرگم شود.
- ۸- یک مقاله علمی باید در حذامکان، مختصر و مفید باشد و از بحث‌های غیر ضروری در آن پرهیز

و «شکلها» و «شکل ها» نادرست و «میباشد» و «شکل ها» درست میباشد. نویسندهای میتوانند برای اطلاع از نحوه صحیح نگارش کلمات از فایل فرهنگ املایی خط فارسی در سایت فرهنگستان زبان و ادب فارسی استفاده کنند.

۳-۲- روابط ریاضی و فرمول ها

برای نگارش فرمول های ریاضی میتوان از نرم افزار MathType استفاده کرد. تمامی نمادهای مورد نیاز در این نرم افزار پیش بینی شده است. برای استفاده از سبک معروفی شده در نوشتن روابط ریاضی و فرمول ها لازم است جدول زیر را در محل تایپ فرمول کپی کرده و در قسمت سمت چپ جدول به نوشتن فرمول اقدام نمود.

$$m \ddot{x} + c \dot{x} - kx = P_0 \sin \omega t \quad (1)$$

در تنظیم قلم و سبک روابط ریاضی از الگوی ارائه شده در جدول ۲ پیروی می شود.

کلمهای قبل چسبیده و با کلمهای بعد، تنها یک فاصله داشته باشند.

- ۱۵- همواره پرانتز باز، گیومه باز و کوتیشن باز از کلمهای قبل یک فاصله داشته و به کلمهای بعد چسبیده باشد. همچنین می بایست پرانتز بسته، گیومه بسته و کوتیشن بسته به کلمهای قبل چسبیده و از کلمهای بعد یک فاصله داشته باشد.
- ۱۶- اعداد تک رقمی در متن باید به صورت حروفی نوشته شوند.

۱۷- در بیان اعداد اعشاری فارسی از علامت «٪» و ۲/۴ در اعداد انگلیسی از «٪٪» استفاده شود. (مثال: ۰۲.۴)

۱۸- از شروع کردن جملات با عدد، عبارت و نمادهای ریاضی پرهیز شود.

۱۹- هرگز از «...» در متن استفاده نشود. واژه های «غیره» در این حالت، جایگزین مناسبی است.

۲۰- رعایت فاصله ها و نیم فاصله ها در متن ضروری می باشد. به عنوان مثال نگارش کلمه «میباشد»

جدول ۲- قلم و سبک روابط ریاضی

مورد کاربرد	سبک	قلم	Bold	Italic	مثال
Variable	Variable	Times New Roman		✓	<i>x</i>
Function	Function	Times New Roman		✓	<i>f(x)</i>
L.C.Greek	L.C.Greek	Symbol		✓	<i>\alpha</i>
U.C.Greek	U.C.Greek	Symbol			<i>\Omega</i>
Matrix-Vector	Matrix-Vector	Times New Roman	✓		Ax+bu
Number	Number	Times New Roman			12
Text	Text	Times New Roman			if <i>a > 1</i>
Constant Parameter	Text	Times New Roman			<i>E = mc^2</i>
Unit	Text	Times New Roman			<i>5 N/m^2</i>
Math Operator	Text	Symbol			<i>\int x dx</i>
Math Function	Text	Times New Roman			<i>sin x</i>

سیگما نباید ایتالیک باشد.

- ۲- کلیه متغیرهای استفاده شده در فرمول ها برای اولین بار، قبل یا بعد از معادله تعریف شوند.

به علاوه رعایت نکات زیر در نوشتن روابط ریاضی و

frmoul ها الزامی است:

- ۱- در روابط ریاضی علامت های پرانتز، انتگرال و یا

خودداری و معادل مناسب فارسی آنها جایگزین گردد.

۳- در اولین کاربرد عبارات مخفف، بلافاصله پس از عبارت مورد نظر، عبارت انگلیسی آن در پرانتز می‌آید و سپس شماره‌ی پانوشت داده می‌شود به عنوان مثال خوشبندی فازی سیمین (FCM^۴). سپس می‌توان از مخفف FCM در متن استفاده نمود.

۴- حرف اول لغات انگلیسی در پانوشت باید با حروف بزرگ نوشته شود. همچنین در معادل انگلیسی یک عبارت در پاورقی، تنها حرف اول اولین کلمه به صورت بزرگ نوشته می‌شود.

۵- در مواردی مانند اسمی افراد که امکان یافتن معادل فارسی برای آنها وجود ندارد، باید نام انگلیسی در متن به خط فارسی و در پانوشت به انگلیسی نوشته شود. به عنوان مثال ذکر اسمی خاص در صورت لزوم این‌گونه بیان می‌شود: بزدک.^۵

۳- بحث و بررسی نتایج

در این بخش، نکات مهم در تحقیق انجام شده به طور خلاصه مرور و نتایج برگرفته از آن تشریح می‌شود. بخش نتیجه می‌تواند به کاربردهای تحقیق انجام شده اشاره کند، نکات مبهم و قابل تحقیق جدید را مطرح کند و یا پیشنهادهایی برای انجام تحقیقات آتی ارائه دهد.

۱-۳- جداول و شکل‌ها

تمامی شکل‌ها شامل تصویرها، نمودارها و منحنی‌ها و همچنین جدول‌ها باید با کیفیت مناسب تهیه شوند، به‌گونه‌ای که کپی تهیه شده از آنها از وضوح کافی برخوردار باشد.

⁴- Fuzzy C-Means Clustering

⁵- Bezdek

۳- هر معادله به یک جمله‌ی معرفی‌کننده قبل از معادله نیاز دارد که به «» ختم شود. به عنوان مثال، معادله زیر تابع هدف را بیان می‌کند:

۴- دقت شود که به منظور حفظ منطق محاسبات ریاضی، برخلاف شکل‌ها، به شماره‌ی فرمول قبل از محل قرارگیری آن در متن، اشاره نشده باشد.

۵- محاسبات ریاضی می‌بایست با یک توضیح بیانی با اشاره به شماره‌ی معادلات یا قضایا همراه باشد.

۶- تمامی معادلات و نامعادلات که در خطوط جداگانه نگاشته شده‌اند، اگرچه از شماره‌ی آن‌ها در داخل متن گزارش استفاده نشود، باید داخل جدول ارائه و دارای شماره‌ی معادله باشند. این کار به منظور سهولت مرجع‌دهی داوران لازم است.

۷- از به کارگیری علامت تساوی (=) بیش از یک بار در یک خط از معادله خودداری شود.

۸- در مواردی که فرمول در بیش از یک خط نوشته می‌شود، لازم است شماره‌ی فرمول در مقابل آخرین خط نوشته شود.

۹- فاصله بین فرمول‌ها و نیز فاصله یک فرمول از سطر بالا و پایین متن، بسته به نوع فرمول به صورت مناسب انتخاب شود، به صورتی که خطوط، متراکم و یا با فاصله زیاد به نظر نرسند.

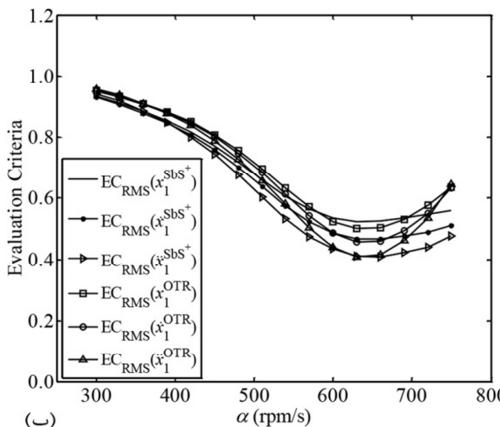
۴-۲- توضیحات در پانویس

توضیحات اضافه در ارتباط با یک عبارت یا واژه در صورت لزوم را می‌توان به صورت پانوشت در همان صفحه آورده. رعایت موارد زیر در ارتباط با پانویسی عبارات، الزامی است:

۱- از پانویسی در عناوین بخش‌ها و زیربخش‌ها خودداری شود و پانویسی در اولین کاربرد واژه‌ی مربوطه در متن انجام گیرد.

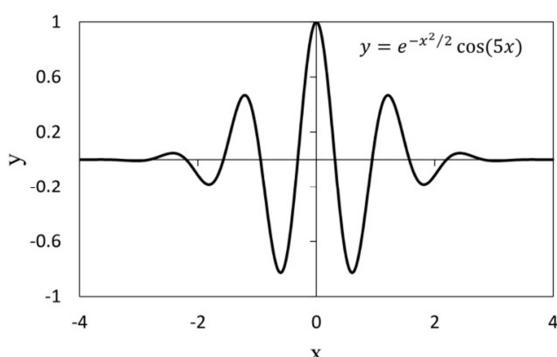
۲- به استثنای عبارات مخفف، لغات انگلیسی تنها در پانوشت آورده شود و از به کارگیری آنها در متن

- ناقص و بدون فعل باشد و توضیحات اضافی در ارتباط با شکل در متن آورده شود.
- ۶- در متن ویژگی‌های تمامی شکل‌ها، تمامی متغیرها و نمادهای موجود در آنها توضیح مبسوط داده شود.
- ۷- شکل‌هایی که متشکل از چند قسمت هستند با زیرعنوان (الف) و (ب) در پایین شکل مشخص شوند و در عنوان زیر شکل، توضیحی برای هریک از آنها با ذکر زیرعنوان مربوطه آورده شود.
- ۸- شکل‌هایی که دارای یک عنوان هستند، با استفاده از نرمافزار فتووشاب در یک صفحه قرار داده شوند. به عنوان نمونه، به شکل ۳ توجه شود.



شکل ۳- معیارهای ارزیابی پاسخ سیستم اصلی بر حسب α با بهره‌گیری از روش‌های تنظیم SbS^{\pm} و OTR. (الف) EC_{\max} و (ب) EC_{RMS}

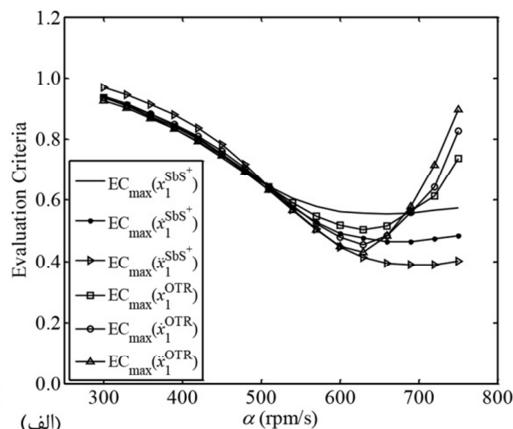
- ۱۱- در جدول و شکل‌ها باید واحد پارامترها و مقیاس‌ها ذکر گردد.
- ۱۲- نمودارها حتماً فرمت تصویر در متن قرار داده شوند (شکل ۴).



شکل ۴- تابع حقیقی موجک موللت [۱].

علاوه بر نکات ذکر شده رعایت موارد زیر نیز در ارتباط با شکل‌ها و جدول‌ها الزامی است:

- ۱- عنوان جدول‌ها در بالا و عنوان شکل‌ها در زیر آنها ذکر می‌گردد.
- ۲- ذکر مرجع در انتهای عنوان شکل‌ها و جدول‌هایی که از مرجع دیگری اقتباس شده‌اند، الزامی است.
- ۳- گذاشتن نقطه در انتهای عنوان شکل‌ها و جدول‌ها ضروری است.
- ۴- لازم است قبل از شکل‌ها و جدول‌ها در متن اصلی، با ذکر شماره‌ی شکل یا جدول به آنها اشاره شده باشد.
- ۵- عنوان شکل کمتر از یک خط، به صورت جمله‌ی



- ۸- در رسم شکل‌هایی با دو یا چند نمودار رنگی، به منظور وضوح چاپ سیاه و سفید، از گونه‌های مختلف خط پر، خط نقطه و خط چین استفاده شود. زمینه‌ی تمامی تصاویر روشن و حروف نوشته شده در آنها با رنگ مشکی باشند.
- ۹- تمامی شکل‌ها دارای کیفیت قابل قبول باشند و حداقل با رزولوشن ۳۰۰ نقطه در اینچ تهیه شوند.
- ۱۰- اندازه و ابعاد شکل‌ها باید به گونه‌ای باشد که هم با متن همخوانی داشته باشد، هم‌اینکه اعداد و پارامترهای درون آن با وضوح کامل مشخص باشد.

و محدودیت‌های هر یک از روش‌های بحث شده در طول تحقیق می‌باشد. خاطرنشان می‌شود بخش نتیجه‌گیری نباید تکرار مقدمه باشد. در مقاله حاضر، سعی برآن بود تا با ارائه یک نمونه عملی، مشخصات مقاله آماده به چاپ برای مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی بیان شود. امید است با موارد ذکر شده، امکان ارائه نشریه‌ای پربارتر به مخاطبین دانشمند این مجله فراهم شود.

قدرتانی (در صورت لزوم)

۱۳- در تنظیم جدول اگر عبارات به صورت فارسی می‌باشد باید از راست به چپ تنظیم شود (نمونه جدول ۱).

برای ارجاع به جداول و شکل‌ها نباید از پرانتز استفاده شود. مثلًاً «جدول (۱)» نادرست و «جدول ۱» درست است.

۴- نتیجه‌گیری

این بخش شامل بررسی نتایج مهم، اهمیت نسبی مباحث و همچنین در صورت لزوم مقایسه‌ای از ویژگی‌ها

مراجع

در انتهای مقاله، فهرست کاملی از کتب، مقالات، سایتها و نرم‌افزارهایی که در فرآیند نگارش از آنها استفاده شده و به آنها ارجاع داده شده است، تنظیم می‌شود. مراجع به ترتیب ظاهر شدن در متن مقاله شماره‌گذاری گردیده و در انتهای مقاله آورده شوند. دقت شود که تمام مراجع در متن مورد ارجاع واقع شده باشند.

در مورد مراجع موارد زیر حتماً رعایت شود:

۱- در متن، اعداد داخل [] به فارسی نوشته شود.

۲- در انتهای مقاله و در بخش مراجع، اعداد داخل [] برای مراجع انگلیسی، به صورت انگلیسی مورد استفاده قرار گیرد.

در متن مقاله و برای اعداد داخل [] نکات زیر رعایت شود:

۱- برای ذکر یک مرجع به صورت [۳] نوشته شود.

۲- برای ذکر دو مرجع از حرف ربط «و» استفاده شود. برای مثال، برای مراجع ۳ و ۴ به صورت [۳ و ۴] نوشته شود.

۳- برای ذکر ۳ مرجع متوالی و بیشتر از خط فاصله استفاده شود. برای مثال، برای مراجع ۳، ۴، ۵ و ۶ به صورت [۶-۳] نوشته شود. در صورتی که مراجع به صورت متوالی نبودند؛ برای مثال ۲، ۷ و ۹، به صورت [۲، ۷ و ۹] بیان شود.

۴- کلیه مراجع می‌بایست به صورت انگلیسی در انتهای مقاله آورده شود.

شیوه نگارش در منابع (فرمت APA) در نمونه‌های زیر قبل مشاهده است:

۱- نحوه ارجاع به کتاب: ارجاع به کتب و پایان‌نامه‌ها مطابق نمونه‌های زیر صورت می‌گیرد:

نام خانوادگی، حرف اول نام (مؤلفان و مترجمان). (سال انتشار به عدد). "عنوان اصلی کتاب"، شماره ویرایش، محل انتشار.

[1] Arefzade, T. (2016). "Identifying the Location of Damage in Concrete Gravity Dams Using Wavelet Analysis", MSc Thesis, Faculty of Engineering, University of Qom.

[2] Kaveh, A. (2014). "Advances in metaheuristic algorithms for optimal design of structures. Switzerland", Springer.

۲- نحوه ارجاع به مقاله: ارجاع به مقالات مطابق نمونه‌های زیر صورت می‌گیرد:

نام خانوادگی، حرف اول نام مؤلف اول، نام خانوادگی، حرف اول نام مؤلف دوم. (سال انتشار). "عنوان مقاله"، نام کامل مجله، شماره دوره یا جلد، شماره مجله، شماره صفحات.

[3] Arefzade, T., Hoseini Vaez, S.R., Naderpour, H., & Ezzodin, A. (2016). "Identifying Location and Severity of Multiple Cracks in Reinforced Concrete Cantilever Beams Using Modal and Wavelet Analysis", *Journal of Structural and Construction Engineering*, 3(1), 72-83.

[4] Kaveh, A., Hoseini Vaez, S.R., Hosseini, P., & Fallah, N. (2016). "Detection of damage in truss structures using Simplified Dolphin Echolocation algorithm based on modal data", *Smart Structures and Systems*, 18(5), 983-1004.

۳- نحوه ارجاع به سایت‌ها (تارنماها):

نام شرکت/نام فرد. (سال انتشار). "عنوان صفحه"، آدرس اینترنتی.

[5] Frenklach, M., Bowman, T., Smith, G., Gardiner, B. (2007). "GRI Database", http://www.me.berkeley.edu/gri_mech/index.html.

۴- نحوه ارجاع به نرم‌افزارها: در این موارد ذکر نام لوح فشرده، مؤسسه تهیه‌کننده و سال پیدید آمدن الزامی است.

۵- لازم به ذکر است که حروف اول کتب و مقالات انگلیسی، با حروف بزرگ (Capital) نوشته می‌شود. البته به استثنای حروف تعریف و اضافه‌ای که در آغاز عنوان نباشند.

First Author*

First Author Affiliation

e-mail: cer@qom.ac.ir

Second Author

Second Author Affiliation

e-mail:

Title (Font: Times New Roman, 14, Bold)

The abstract should include the purpose, design/methodology/approach, findings, research limitations/implications and originality/value. Abstract of the paper must be between 150-200 words (Times New Roman, 11, Italic).

Keywords: Times New Roman 10, Times New Roman 10 (*Between 4-6 words*).

* Corresponding author

Received 00 Month 0000, Revised 00 Month 0000, Accepted 00 Month 0000.

DOI: 10.22091/cer.0000.0000.0000

A. Azadmehr

Department of Mining
Engineering, Birjand
University of Technology,
Birjand, Iran.

e-mail: zadmehr@birjandut.ac.ir

M. Saffarian*

Department of Industrial
Engineering, Birjand
University of Technology,
Birjand, Iran.

e-mail: saffarian@birjandut.ac.ir

S. M. Kazemi

Department of Industrial
Engineering, Birjand
University of Technology,
Birjand, Iran.

e-mail: Kazemi_m_s@birjandut.ac.ir

Proposing Regression Models to Estimate Uniaxial Compressive Strength and Elastic Modulus of the Sandstones Based on Physical Properties and Compressional Wave Velocity

Many engineering structures have been built on the sandstones. The main purpose of this study is to estimate the uniaxial compressive strength (UCS) and modulus of elasticity (Es) of sandstones using regression models. For this purpose, petrographic studies, compressional wave velocity (Vp), porosity, density and uniaxial compressive strength tests were performed on dry and saturated samples of sandstones prepared from Mosha village in the northwest of Damavand city. The studied sandstones were classified as feldspathic litharenite and litharenite. Due to the effect of moisture on the physical and mechanical properties of these sandstones, the density and Vp of the samples in the saturated state compared to the dry state have increased by 4 and 20%, respectively. In contrast, UCS and Es have increased by 18% and 25%, respectively. The results of simple regression showed that the most accurate relationship (the highest correlation coefficient and the lowest error) of porosity, Vp and density with UCS and Es are logarithmic, linear and quadratic polynomials, respectively. Based on the determination coefficient ($R^2=0.5-0.77$) and the errors ($RMSE=10.29-18.26$; $MAPE=1.70-2.80$), the relationships presented by simple regression method for estimating UCS and Es showed high accuracy. The Vp and porosity also have the greatest impact on UCS and Es. Evaluation of empirical relationships of other researchers showed that some of these relationships have a determination coefficient of more than 50%. Examination of residual variance homogeneity graphs at the predicted value levels, determination coefficient and error of the methods showed that multivariate regression ($R^2=0.73-0.74$, $RMSE=13.36-13.56$, $MAPE=1.06-1.22$, Durbin-Watson=1.56-1.70) has a high accuracy for estimating UCS and Es as compared to the simple regression

Keywords: Sandstone, Moisture effect, Simple and multivariate regression, Correlation coefficient, Geotechnical properties.

* Corresponding author

Received 07 May 2021, Revised 18 June 2021, Accepted 19 June 2021.

DOI: 10.22091/cer.2021.6923.1247

M. Ahmadi*

Department of Civil
Engineering, Ayatollah
Boroujerdi University,
Boroujerd, Iran

e-mail: masoud.ahmadi@abru.ac.ir

M. Ebadi-Jamkhaneh

Department of Civil
Engineering, School of
Engineering, Damghan
University, Damghan, Iran

e-mail: m.ebadi@du.ac.ir

An Investigation on Irregular Steel Moment-Frame Structure Under Different Column Removal Scenarios

This research examines the effect of plan irregularities on the progressive collapse of steel structures. Firstly, the three structures, regular and irregular are designed. Secondly, the effect of the two plan irregularities on the progressive collapse of moment resisting frame assessed. The collapse patterns of the buildings are analyzed and compared under seven loading scenarios using non-linear dynamic and pushdown analyses. In the non-linear dynamic analyses, node displacements above the removed columns and the additional force on the columns adjacent to them are discussed. Furthermore, the strength and capacity of the columns are compared to determine their susceptibility to collapse. In the non-linear static analyses, the pushdown curve and yield load factor of the structures are obtained after column removal. The results indicate that an irregular structure collapses in most of the column removal scenarios. Moreover, when comparing regular and irregular structures, the demand force to capacity ratio (D/C) of the columns in the irregular structures is on average between 1.5 and 2 times that of the regular ones.

Keywords: Progressive Collapse, Irregularity, Steel Building, Non-linear Dynamic Analysis, Pushdown Analysis.

* Corresponding author

Received 03 May 2021, Revised 19 May 2021, Accepted 23 May 2021.

DOI: 10.22091/cer.2021.6905.1244

H. Naderpour*

Faculty of Civil Engineering,
Semnan University, Semnan,
Iran

e-mail:
naderpour@semnan.ac.ir

S. R. Hoseini Vaez

Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Qom, Qom, Iran

e-mail:
hoseinivaez@qom.ac.ir

N. Malekshahi

Faculty of Civil Engineering,
Semnan University, Semnan,
Iran

e-mail:
malekshahi2011@gmail.com

Predicting the Behavior of Concrete Dams Using Artificial Neural Networks (Case study of Dez Dam)

Large dams store a significant amount of water behind them. Therefore, their safety and stability control have a special place. Changes in temperature and hydrostatic pressure are the most important factors that affect the dam structure; And will cause shifts in the crown of the dam upstream and downstream. Therefore, the data obtained from the monitoring center should be evaluated regularly in order to analyze the behavior of the dam. Due to this issue, in this study, using artificial neural networks, a model is presented to predict the horizontal displacement of the Dez dam crown due to changes in pressure and temperature. According to the results, it is observed that the neural network has a good performance in predicting real values. The average error of the modeled network is about 4%. This indicates that the network is well trained. Using the generated network, the radial displacement changes against the reservoir water level for different temperatures are obtained, and plotted. Using diagrams, it is possible to predict the behavior of Dez dam for different temperatures and changes in reservoir water level, which can be very useful in monitoring and maintaining this dam.

Keywords: Concrete Dam, Artificial Neural Network, Dez Dam, Hydrostatic Pressure, Temperature Changes

* Corresponding author

Received 31 March 2021, Revised 11 June 2021, Accepted 16 June 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6898.1242

S. Emami

Water Engineering
Department, University of
Tabriz.

e-mail: somayehemami70@gmail.com

J. Parsa*

Water Engineering
Department, University of
Tabriz.

e-mail: jparsa@yahoo.com

H. Emami

Assistant Professor of
Computer Engineering,
Faculty of Engineering,
University of Bonab.

e-mail: emami@bonabu.ac.ir

A. Abbaspour

Associate Professor,
Department of Water
Engineering, University of
Tabriz.

e-mail: akramabbaspour@yahoo.com

Investigation of Discharge Coefficient of Triangular Duckbill Labyrinth Weirs Using Fluent Software and Gray Wolf and Elections Algorithms

Labyrinth weirs are important hydraulic structures for water level regulation and flow control in canals, rivers, and reservoirs. Due to the uneven distribution of hydraulic head on the weir crest, the discharge coefficient changes along the labyrinth weirs are noticeable. For optimal use of this type of weir, it is necessary to estimate the discharge coefficient. In this regard, in this study, using a data set including 120 experimental data collected by Kumar et al. (2011) and numerical (simulated by FLUENT software using k- ε RNG turbulence model) to optimally estimate the discharge coefficient of triangular-duckbill labyrinth weir embedded in a rectangular channel 0.28 m wide, 12 m long and 0.41 m high was addressed using modern gray wolf meta-heuristic (GWO) and election (EA) algorithms. To investigate the effect of discharge coefficient, angles of 30, 60, 90, 120, 150 and 180 degrees with weir height of 10 cm were selected and the flow conditions in all cases were considered as subcritical, turbulent and falling flow. The objective function is the sum of the squares of the difference between the computational flow and the observations defined as the minimum. Comparison of the results of GWO and EA algorithms and FLUENT software with values of R²=0.96 and NRMSE=0.052 in comparison with the observed values, shows a good agreement between the observed and computational values.

Keywords: Flow Control, Optimization, Meta-Heuristic Algorithms, Turbulence Model.

* Corresponding author

Received 11 May 2021, Revised 11 June 2021, Accepted 13 June 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6942.1250

E. Fijani*

Assistant Professor, School of Geology, College of Science, University of Tehran.

e-mail: efijani@ut.ac.ir

S. Alikhani Joudaki

School of Geology, College of Science, University of Tehran.

e-mail: alikhani.saba@ut.ac.ir

M. Mozafari

Assistant Professor, School of Geology, College of Science, University of Tehran.

e-mail: mmozafari@ut.ac.ir

Investigating the Factors Affecting Groundwater Level Decline in Kouhdasht Aquifer, Lorestan Province

Quantitative management of groundwater resources is very important, especially in arid and semi-arid regions. Like other plains of Iran, Kouhdasht plain has been also facing a groundwater decline in recent years. This study is aimed to investigate the factors affecting groundwater decline in Kouhdasht aquifer. For this purpose, precipitation data from the Kouhdasht synoptic station, groundwater level data in observation wells and groundwater abstraction data in the study area have been applied. The representative hydrograph for a period of 29 years (1989-2018) showed that the aquifer water level decreased by 22.50 meters (average 77 cm per year) during this period. Groundwater decline maps also indicated that the groundwater level in the north and south of the plain has been decreased more than in the middle. According to the results, overexploitation from authorized and unauthorized abstraction wells, occurrence of drought (according to the calculated groundwater drought index), reduction of surface water resources and recharge from rainfall are the most important effective factors in the groundwater drawdown in Kouhdasht aquifer.

Keywords: Kouhdasht Aquifer, Groundwater Drawdown, Groundwater Drought Index, Representative Hydrograph.

* Corresponding author

Received 22 May 2021, Revised 14 June 2021, Accepted 16 June 2021.

DOI: 10.22091/cer.2021.6978.1253

S. Khosravi

Faculty of Civil Engineering,
Semnan University, Semnan,
Iran.

e-mail: Sara.khosravi@semnan.ac.ir

O. Rezaifar*

Associate Professor, Faculty of
Civil Engineering, Semnan
University, Semnan, Iran.

e-mail: orezayfar@semnan.ac.ir

M. Gholhaki

Professor of Structural
Engineering, Faculty of Civil
Engineering, Semnan
University, Semnan, Iran.

e-mail: mgholhaki@semnan.ac.ir

S. M. Qiyami Taklymi

Faculty of Civil Engineering,
Semnan University, Semnan,
Iran.

e-mail: m.qiyami@semnan.ac.ir

Investigation Experimental of the Concrete Properties Containing Bentonite and Zeolite as Natural Pozzolan

Using pozzolanic materials in concrete manufacturing is intended as an optimal solution to lower the rate of greenhouse gas emission, and diminish energy resources and cement consumption. This research is aimed at evaluating Semnan zeolite and bentonite as partial replacement of cement in concrete. Twelve bentonite and zeolite mixes and control mix were examined. The main variable is the proportion of bentonite and zeolite (5, 10, 15 and 20%) by weight of cement in replacement mode while the amount of cementitious material, water to cementitious material ratio, fine aggregate content were kept constant. To study properties of hardened concrete, compressive strength and splitting tensile strength tests were performed. According to the results of compressive strength test, using bentonite and zeolite results in 5% increase in compressive strength as compared with the control mix (without bentonite and zeolite). By replacing 20% of zeolite with the weight of cement, the compressive strength is reduced by 9%. In most samples, Bentonite and zeolite as partial replacement of cement, it is possible to obtain the compressive strength acceptable. According to the results in mixtures containing zeolite and bentonite, if the amount of zeolite and bentonite are more than 10% by weight of cement, the tensile strength is reduced by 23% compared to control mix.

Keywords: Pozzolanic Materials, Bentonite, Zeolite, Compressive, Strength, Tensile Strength

* Corresponding author

Received 09 May 2021, Revised 22 May 2021, Accepted 23 May 2021.

DOI: 10.22091/cer.2021.6931.1248

K. Mirzaei

Department of Civil
Engineering, Sirjan University
of Technology, Sirjan.

e-mail:

kouroshking9696@gmail.com

A. R. Ghanizadeh*

Associate Professor,
Department of Civil
Engineering, Sirjan University
of Technology, Sirjan.

e-mail:

ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

S. Bakhtiari

Assistant Professor,
Department of Civil
Engineering, Sirjan University
of Technology, Sirjan.

e-mail:

abbas.zolfaghari@modares.ac.ir

Strength Characteristics of High Plasticity Clay Sub-grade Soil Stabilized with Ground Granulated Blast Furnas Slag, Fly-Ash and Diatomite

High plasticity clay soil is one of the soils that can be found in most regions of Iran. This soil is known as a problematic soil and as subgrade soil for transportation infrastructures, its characteristics must be improved. The purpose of this study is to evaluate the strength characteristics of high plasticity clay soil stabilized with industrial waste, which in addition to soil stabilization, also has environmental benefits. In this research, steel furnace slag, fly ash and diatomite have been used as stabilizer agents. Stabilization was performed using with 10, 20 and 30% of stabilizer agents by dry weight of soil and samples were compacted at optimum moisture content. In the present study, compaction as well as unconfined compressive strength (UCS) were conducted to compare the strength parameters of soil before and after stabilization. The results showed that the steel furnace slag had a much better performance as a stabilizer than fly ash and diatomite. Samples stabilized with 10% of steel furnace slag with a UCS of 2.16 MPa has a better performance in comparison with other stabilized samples and is the optimum sample. This sample shows a 3.92 times increase in UCS compared to the untreated clay soil. Treated samples with 30% of fly ash and 30% of diatomite with UCS of 0.9 and 1.03 MPa, show 49% and 88% increase in UCS compared to untreated samples, respectively.

Keywords: Clay Soil Stabilization, Unconfined Compressive Strength, Tensile Strength, Ground Granulate Blast Furnace Slag, Fly-Ash, Diatomite.

* Corresponding author

Received 04 April 2021, Revised 07 May 2021, Accepted 07 May 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6858.1241

M. Ahmadi*

Department of Civil
Engineering, Ayatollah
Boroujerdi University,
Boroujerd, Iran.

e-mail: masoud.ahmadi@abru.ac.ir

M. R. Musavi

Department of Civil
Engineering, Ayatollah
Boroujerdi University,
Boroujerd, Iran.

e-mail: rm_mousavi@abru.ac.ir

Effect of High-Strength Materials on Axial Capacity of CFT Columns

The review of existing codes and standards revealed that the design provisions for CFT members with high strength materials are still limited. This paper addresses this gap and suggests simple design equations for high strength square CFT columns using a three-step approach. The first step consists of collecting the experimental database of high-strength square composite column tests from the literature and assessing the possibility of developing the design equations for high-strength CFT columns. The second step consists of developing a nonlinear model for calculating the capacity of high-strength CFT columns using a large number of experimental data by applying gene expression programming. The third step consists of assessing the performance of the proposed relation using the common and modified coefficient of determination (R and rm), root-mean-square error (RMSE), mean absolute percentage error (MAPE), and gradients of regression lines (k and k'). An analysis is also carried out to propose a strength reduction factor (ϕ) for the proposed design equation. The results demonstrated that the proposed model has acceptable efficiency in the range of the experimental database parameters, and the suggested relation can be utilized for the pre-design of high-strength CFT columns.

Keywords: Axial strength; concrete filled steel tube, high-strength concrete, high-strength steel, gene expression programming

* Corresponding author

Received 15 April 2021, Revised 02 May 2021, Accepted 02 May 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6837.1239

B. Damyar

Ph.D., Road Maintenance and Transport Organization, Iran

e-mail: damyarb@yahoo.com

M. H. Dehnad*

Assistant Professor, University of Qom, Iran

e-mail: m.dehnad@qom.ac.ir

H. Zanjirani Farahani

Assistant Professor,
Department of Civil
Engineering, Tafresh
University, Tafresh, Iran.

e-mail:
Hfarahani@tafreshu.ac.ir

Performance Investigation of Modified Bitumen with Ethylene-Vinyl Acetate Polymer and Rubber Powder by Performing Classical and Superpave Tests

In this study, ethylene vinyl acetate (EVA) polymer and rubber powder were used as 85/100 bitumen modifiers. First, classical bitumen tests including penetration grade and softening point were performed on the samples and improvement of bitumen base properties was observed. Then, in order to evaluate the performance of modified bitumen at high temperature and compare it with the behavior of base bitumen, the Superpave protocol was followed. In this way, dynamic shear rheometer (DSR) test was performed and $G^/\sin\delta$ index was examined on bitumen samples before and after aging. In addition, the bending beam rheometer (BBR) test was performed to evaluate the low temperature behavior of the modified bitumen according to the SHRP standard based on the creep stiffness and creep rate indices. The results showed that the combination of used additives improves the performance properties of bitumen at high temperature and also at low temperature compared to base bitumen. Based on the BBR test, 3% EVA polymer and 4% rubber powder, with a 12% reduction in creep stiffness in this composition, were selected the optimal values for the mixture.*

Keywords: Modified bitumen, Ethylene vinyl acetate, Rubber powder, Performance behavior, Super-pave.

* Corresponding author

Received 15 February 2021, Revised 25 March 2021, Accepted 01 April 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6588.1229

B. Mehdipour

Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran.

e-mail: zipaton@yahoo.com

B. Nadi*

Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran.

e-mail: nadi@pci.iaun.ac.ir

H. Hashemalhosseini

Civil Engineering Group, Isfahan university of technology, Isfahan, Iran.

e-mail: hamidh@cc.iut.ac.ir

M. Mirmohammadsaegh

Departeman of Water and Natural Environment, Isfahan Higher Education and Research Institute (IHEARI); Mimistry of Energy, Isfahan, Iran.

e-mail: Msadeghi84@yahoo.com

Laboratory Study of Reinforce Slop Behavior in Unsaturated Conditions

Construction of road foundations or embankments on soft soil bed, due to bearing capacity, usually causes bed rupture with high subsidence. Soil reinforcement using geocell has been proposed by various researchers as a suitable solution. In the present study, experiments have been performed to investigate the behavior of armed slopes by changing the geocell position as well as the change in the percentage of soil moisture. A total of seven laboratory samples were designed and built, and the test program was designed according to two variables. These two variables are reinforcement (geocell) and moisture content. For moisture content, the values of 10%, 15%, and 20% were considered, and the geocell was examined in both the middle, and end modes of the work. The results show the positive performance of Geocell in increasing shear strength, load-bearing and flexural strength, and finally reducing displacement and increasing gable stability. The positive effect of geocell presence can be expressed according to the triple action mechanism of geocell in the reinforced soil mass. The results show that with increasing soil suction with the location of the geocell layer is constant, the displacement changes are reduced by about thirty percent, but by changing the location of the geocell layer ($u/h=1$ to $u/h=0.5$) in constant moisture, the amount decreases. Settlement and displacement is about fifteen percent.

Keywords: Unsaturated soil, slop, geocell, physical model.

* Corresponding author

Received 06 March 2021, Revised 28 March 2021, Accepted 06 April 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6444.1234

H. Heidary-Torkamani*

Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology, Tabriz, Iran.

e-mail: Hamid_heidary@sut.ac.ir

M. H. Moeini

PhD, coastal Eng., Pouya Tarh Pars Consulting Engineers Company, Tehran, Iran.

email: m.h.moeini@ptpco.com

Investigation of the Effect of Wave Height, Period and Spectrum on the Layout of Breakwaters (Case Study: Brizak Port)

Breakwaters are among the most expensive structures in port infrastructure and therefore the optimal design of their layout to form a port basin is very important. Nowadays, in most engineering activities, the BW (Boussinesq Wave) module of the Mike21 software package is used to study and analyze the tranquillity of the port basin or to achieve the wave diffraction pattern inside the port basin. This study aims to investigate the sensitivity of the diffraction coefficients obtained from the BW model to the height, period, and type of spectrum of the incident wave. For this purpose, Brizak port has been selected for the case study and in several numerical models, the height, period and type of input wave spectrum in a specified range have been changed. In each of the models, the diffraction coefficients in a specific location are extracted and the trend of its changes is investigated. According to the results, increasing the wave period increases the diffraction coefficients in the basin while increasing the wave height reduces the diffraction coefficient.

Keywords: Breakwater, Basin Calmness, Boussinesq Wave, Diffraction Coefficient, Port Infrastructure

* Corresponding author

Received 26 February 2021, Revised 22 March 2021, Accepted 29 March 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6630.1231

A. Sohrabi-Bidar*

School of Geology, College of Sciences, University of Tehran, Tehran.

e-mail: asohrabi@ut.ac.ir

M. Mozafari

School of Geology, College of Sciences, University of Tehran, Tehran.

e-mail: mmozafari@ut.ac.ir

A. Zolfaghari

Department of Geology, Faculty of Sciences, Tarbiat Modares University.

e-mail: abbas.zolfaghari@modares.ac.ir

A. Rastegarnia

Department of Geology, Faculty of Sciences, Ferdowsi University.

e-mail: ahmad.rastegarnia@mail.um.ac.ir

Assessment of Groutability and Cement Take in Khersan II Dam Site

Cement grouting is a common method for sealing and consolidating dam foundations. Since grouting is a cost and time-consuming process, understanding the amount of cement consumption is essential to estimate the cost of any dam construction. The geological setting is one of the main factors affecting the amount of cement take. In this paper, an attempt has been made to investigate the relation between the amount of cement take and the values of Rock Quality Designation (RQD), permeability, joint spacing, and joint aperture, measured in pilot holes drilled at the Khersan II Dam site (west Iran). The amount of cement take shows a direct relation with the values of permeability and joint aperture but presents a reverse relation with the values of RQD and joint spacing. Among the mentioned parameters, the Lugeon value has the highest correlation with cement consumption, however, poor correlation indicates the influence of other factors. To reduce the influence of other factors, the values of cement take were normalized to the injection pressure and then its correlation with the mentioned parameters was investigated again. Results show a significant improvement, especially between the normalized cement take and Lugeon values, resulted in at least the coefficient of determination of 0.7. After validation, the presented equation could be used to estimate the value of cement consumption at similar dam sites.

Keywords: Grouting, Cement Take, Lugeon Number, Joint Aperture, Khersan II Dam.

* Corresponding author

Received 08 February 2021, Revised 15 February 2021, Accepted 20 February 2021.
DOI: 10.22091/cer.2021.6560.1227

Contents:

Assessment of Groutability and Cement Take in Khersan II Dam Site

Abdollah Sohrabi-Bidar, Morteza Mozafari, Abbas Zolfaghari and Ahmad Rastegarnia

Investigation of the Effect of Wave Height, Period and Spectrum on the Layout of Breakwaters (Case Study: Brizak Port)

Hamid Heidary-Torkamani and Mohammad Hadi Moeini

Laboratory Study of Reinforce Slop Behavior in Unsaturated Conditions

Behnam Mehdipour, Bahram Nadi, Hamid Hashemalhosseini and Masoud Mirmohammadsaegh

Performance Investigation of Modified Bitumen with Ethylene-Vinyl Acetate Polymer and Rubber Powder by Performing Classical and Superpave Tests

Behrooz Damyan, Mohamad Hosein Dehnad and Hosein Zanjirani Farahani

Effect of High-Strength Materials on Axial Capacity of CFT Columns

Masoud Ahmadi and Mir Rahim Musavi

Strength Characteristics of High Plasticity Clay Sub-grade Soil Stabilized with Ground Granulated Blast Furnas Slag, Fly-Ash and Diatomite

Kourosh Mirzaei, Ali Reza Ghanizadeh and Somayeh Bakhtiari

Investigation Experimental of the Concrete Properties Containing Bentonite and Zeolite as Natural Pozzolan

Sara Khosravi, Omid Rezaifar, Majid Gholhaki and Seyedeh Marzieh Qiyami Taklymi

Investigating the Factors Affecting Groundwater Level Decline in Kouhdasht Aquifer, Lorestan Province

Elham Fijani, Saba Alikhani Joudaki and Morteza Mozafari

Investigation of Discharge Coefficient of Triangular Duckbill Labyrinth Weirs Using Fluent Software and Gray Wolf and Elections Algorithms

Somayeh Emami, Javad Parsa, Hojjat Emami and Akram Abbaspour

Predicting the Behavior of Concrete Dams Using Artificial Neural Networks (Case study of Dez Dam)

Hosein Naderpour, Seyed Rohollah Hoseini Vaez and Naser Malekshahi

An Investigation on Irregular Steel Moment-Frame Structure Under Different Column Removal Scenarios

Masoud Ahmadi and Mehdi Ebadi-Jamkhaneh

Proposing Regression Models to Estimate Uniaxial Compressive Strength and Elastic Modulus of the Sandstones Based on Physical Properties and Compressional Wave Velocity

Amir Azadmehr, Mohsen Saffarian and Sayed Mahmood Kazemi



University of Qom

Civil Infrastructure Researches

Vol. 6, Issue. 2
Winter 2021

License Holder:

University of Qom

General Director:

Dr. Ali Mohammad Rajabi, Associate Professor,
Engineering Geology Department, University of
Tehran

Editor in Chief:

Dr. Ali Ghanbari, Professor, Department of Civil
Engineering, University of Kharazmi

Co-Editor in Chief:

Dr. Seyed Rohollah Hoseini Vaez, Associate
Professor, Department of Civil Engineering,
University of Qom

Technical and Text Editor:

Tahere Arefzade, Master of Civil Engineering,
Department of Civil Engineering, University of
Qom

Cover Design: Seyed M. Javad Hoseini Vaez

Interior Design: Tahere Arefzade

Publishing Supervisor: Mohammad Reza Shojaei

Print ISSN: 2783-140x



Mailing Address: Civil Infrastructure Researches

Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran

Postal Code: 3716146611

Tel: +98-25-32103590 **Fax:** +98-25-32854228

Website: <http://cer.qom.ac.ir/>

Email: cer@qom.ac.ir

Editorial Board:

Morteza Eskandari-Ghadi, Professor,
Department of Civil Engineering, Tehran
University

Seyed Rohollah Hoseini Vaez, Associate
Professor, Department of Civil Engineering,
University of Qom

Mashallah Khamechyan, Professor, Department
of Engineering Geology, Tarbiat Modares
University

Mahdi Khodaparast, Associate Professor,
Department of Civil Engineering, University of
Qom

Taher Rajaee, Professor, Department of Civil
Engineering, University of Qom

Ali Ghanbari, Professor, Department of Civil
Engineering, University of Kharazmi

Vahid Nourani, Professor, Department of Civil
Engineering, University of Tabriz

International Editorial Board:

Janusz Wasowski, Professor, National Research
Council, Roma, Italy

Hakim S. Abdelgader, Professor, Department of
Civil Engineering, Faculty of Engineering,
University of Tripoli, Tripoli, Libyan Arab
Jamahiriya

Journal of

Civil Infrastructure Researches

Volume 6, Issue 2, Winter 2021

- 01-12 Assessment of Groutability and Cement Take in Khersan II Dam Site
Abdollah Sohrabi-Bidar, Morteza Mozafari, Abbas Zolfaghari and Ahmad Rastegarnia
- 13-23 Investigation of the Effect of Wave Height, Period and Spectrum on the Layout of Breakwaters (Case Study: Brizak Port)
Hamid Heidary-Torkamani and Mohammad Hadi Moeini
- 25-37 Laboratory Study of Reinforce Slop Behavior in Unsaturated Conditions
Behnam Mehdipour, Bahram Nadi, Hamid Hashemalhosseini and Masoud Mirmohammadsaegh
- 39-48 Performance Investigation of Modified Bitumen with Ethylene-Vinyl Acetate Polymer and Rubber Powder by Performing Classical and Superpave Tests
Behrooz Damyar, Mohamad Hosein Dehnad and Hosein Zanjirani Farahani
- 49-66 Effect of High-Strength Materials on Axial Capacity of CFT Columns
Masoud Ahmadi and Mir Rahim Musavi
- 67-78 Strength Characteristics of High Plasticity Clay Sub-grade Soil Stabilized with Ground Granulated Blast Furnas Slag, Fly-Ash and Diatomite
Kourosh Mirzaei, Ali Reza Ghazizadeh and Somayeh Bakhtiari
- 79-93 Investigation Experimental of the Concrete Properties Containing Bentonite and Zeolite as Natural Pozzolan
Sara Khosravi, Omid Rezaifar, Majid Gholhaki and Seyedeh Marzieh Qiyami Taklymi
- 95-105 Investigating the Factors Affecting Groundwater Level Decline in Kouhdasht Aquifer, Lorestan Province
Elham Fijani, Saba Alikhani Joudaki and Morteza Mozafari
- 107-121 Investigation of Discharge Coefficient of Triangular Duckbill Labyrinth Weirs Using Fluent Software and Gray Wolf and Elections Algorithms
Somayeh Emami, Javad Parsa, Hojjat Emami and Akram Abbaspour
- 123-132 Predicting the Behavior of Concrete Dams Using Artificial Neural Networks (Case study of Dez Dam)
Hosein Naderpour, Seyed Rohollah Hoseini Vaez and Naser Malekshahi
- 133-147 An Investigation on Irregular Steel Moment-Frame Structure Under Different Column Removal Scenarios
Masoud Ahmadi and Mehdi Ebadi-Jamkhaneh
- 149-170 Proposing Regression Models to Estimate Uniaxial Compressive Strength and Elastic Modulus of the Sandstones Based on Physical Properties and Compressional Wave Velocity
Amir Azadmehr, Mohsen Saffarian and Sayed Mahmood Kazemi