

بسمه تعالی



انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ

نشریه علمی-پژوهشی

مکانیک سنگ



انجمن مکانیک سنگ ایران

دوره اول، شماره چهارم، زمستان ۱۳۹۶

مدیرمسئول: دکتر عبدالهادی قزوینیان

دانشگاه تربیت مدرس - دانشیار

سردبیر: دکتر کورش شهریار

دانشگاه صنعتی امیرکبیر - استاد

مدیر اجرایی: مهندس امید روشنی

هیات تحریریه (به ترتیب الفبا)

دکتر مرتضی احمدی - دانشگاه تربیت مدرس - استاد

دکتر سید رحمان ترابی - دانشگاه صنعتی شاهرود - استاد

دکتر احمد جعفری - دانشگاه تهران - دانشیار

دکتر سیدمحمدفاروق حسینی - دانشگاه تهران - استاد

دکتر مصطفی شریفزاده - دانشگاه کرتین استرالیا - دانشیار

دکتر کورش شهریار - دانشگاه صنعتی امیرکبیر - استاد

دکتر محمد فاتحی مرجی - دانشگاه یزد - دانشیار

دکتر احمد فهیمی فر - دانشگاه صنعتی امیرکبیر - استاد

دکتر مرتضی قارونی نیک - دانشگاه علم و صنعت - استادیار

دکتر عبدالهادی قزوینیان - دانشگاه تربیت مدرس - دانشیار

دکتر کامران گشتاسبی - دانشگاه تربیت مدرس - دانشیار

دکتر عباس مجدی - دانشگاه تهران - استاد

دکتر حسین معماریان - دانشگاه تهران - استاد

صاحب امتیاز: دکتر عبدالهادی قزوینیان

این نشریه بر اساس مجوز شماره ۳/۱۸/۵۲۰۰۴ در

تاریخ ۱۳/۰۳/۱۳۹۶ از وزارت علوم، تحقیقات و

فناوری چاپ شده است.

شاپا: ۷۴۳۲-۲۵۸۸

ناشر: انجمن مکانیک سنگ ایران

شمار: کاغذی - الکترونیکی

آدرس: تهران - خیابان جلال آل احمد - دانشگاه

تربیت مدرس - دانشکده فنی و مهندسی -

دبیرخانه انجمن مکانیک سنگ ایران

تلفن: ۸۸۶۳۰۴۸۲ - ۰۲۱

نمابر: ۸۸۶۳۰۴۸۲ - ۰۲۱

رایانامه: info@journal.irsrm.net

تارنما: journal.irsrm.net

چاپ: اول

* استفاده از مطالب و تصاویر با ذکر منبع، بلامانع است.

* مجله مکانیک سنگ ایران در ویرایش مقالات آزاد

است.

* مسئولیت کامل محتوی و اصالت مقاله به عهده

نویسنده/نویسندگان است.

اهداف و محورهای جذب مقالات در نشریه علمی پژوهشی مکانیک سنگ ایران

نشریه علمی پژوهشی مکانیک سنگ، توسط انجمن مکانیک سنگ ایران، (عضو جامعه بین‌المللی مکانیک سنگ) برای تبادل نظرات و اطلاعات علمی بین مراکز دانشگاهی و صنعتی در مقیاس ملی و بین‌المللی پایه‌گذاری شده است. این نشریه به‌منظور کمک به اعتلای فعالیت‌های پژوهشی متخصصین مکانیک سنگ کشور، اقدام به چاپ دستاوردهای بدیع و ارزشمند این عزیزان می‌نماید. بدین‌وسیله از کلیه اساتید دانشگاه‌ها، متخصصین مکانیک سنگ، دانشجویان و پژوهشگران فعال در عرصه مکانیک سنگ دعوت به عمل می‌آید تا نتایج دستاوردهای پژوهشی خود را برای چاپ در مجله علمی پژوهشی مکانیک سنگ به این مجله ارسال نمایند.

محورهای فعالیت نشریه مکانیک سنگ عبارتند از:

- تحلیل و طراحی تونل‌ها و فضاهاى زیرزمینی
- تحلیل و طراحی شیروانی‌ها و ترانشه‌های سنگی
- مکانیک سنگ در پروژه‌های معدنکاری، مهندسی نفت و گاز، نظامی و محیط‌زیست
- ابزاربندی و رفتارسنجی در مهندسی سنگ
- روش‌های عددی در مهندسی سنگ
- مطالعات جریان سیال در محیط‌های سنگی
- بهسازی زمین‌های سنگی
- آزمون‌های برجا و آزمایشگاهی سنگ

فهرست مقالات

بررسی رفتار مکانیکی نمونه‌های بازالت دارای ترک‌های باتعداد و زوایای متفاوت در تنش فشاری تک‌محوره

محمدفاروق حسینی؛ حسن قاسم زاده

بررسی عددی تأثیر خصوصیات توده‌سنگ و نوع ماده منفجره در آسیب انفجار به شیب‌های سنگی

علی حق‌نژاد؛ کاوه آهن‌گری؛ پرویز معارف‌وند؛ کامران گشتاسبی

رفتار خستگی سنگ‌های سخت تحت بارگذاری سیکلی

علی‌اکبر مؤمنی؛ غلامرضا خانلری؛ مجتبی حیدری؛ مرات کاراکوس؛ علیرضا طالب بیدختی

تحلیل ریسک دینامیکی تونل‌های بزرگ مقطع با استفاده از روش ماتریس احتمال - اثر (مورد مطالعاتی: تونل راه‌آهن کوهین محور قزوین - رشت)

رضا میکائیل؛ عرفان شافعی؛ سعید حسینی

تأثیر تغییرات قطر سنبه پانچ استوانه‌ای در تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری برخی از سنگ‌های رسوبی سازند قم

مجتبی حیدری؛ حسن محسنی؛ سید حسین جلالی

کاربرد مدل سری‌های زمانی در پیش‌بینی نرخ نفوذ ماشین حفر تونل تمام مقطع

مسعود مذهبی؛ سید مصلح افتخاری

افزایش جذب انرژی مقاطع تونل با استفاده از المان‌های بتنی با شکل‌پذیری بالا در محیط‌های مچاله‌شونده

یاسر علیلو کسجینی؛ حسن افشین؛ مهرداد امامی تبریزی؛ امیر بهرامی فر

تعیین خرج ویژه بر اساس پارامترهای ژئومکانیکی توده‌سنگ (مطالعه موردی - طرح سد و نیروگاه سیمره)

محمد حیاتی؛ امید روشنی

بررسی رفتار مکانیکی نمونه‌های بازالت دارای ترک‌های با تعداد و زوایای متفاوت در تنش فشاری تک‌محوره

محمد فاروق حسینی^۱؛ حسن قاسم زاده^۲*

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی معدن، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

۲- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد استخراج، دانشکده مهندسی معدن، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

پذیرش: ۱۳۹۴/۱۰

دریافت: ۱۳۹۳/۱۲

چکیده

در این مطالعه آزمایش‌های فشاری تک‌محوره بر روی نمونه‌های بازالت دارای ترک‌های مصنوعی با تعداد و زوایای متفاوت بوسیله دستگاه بارگذاری هوشمند و نیز از طریق مدلسازی عددی انجام شد. نتایج نشان می‌دهند که مقدار مقاومت فشاری تک‌محوره، مدول یانگ و کرنش محوری در نمونه‌های با ترک‌های مصنوعی کمتر از نمونه بکر بوده و میزان این کاهش به هندسه ترک مصنوعی وابسته است. نحوه بهم وصل شدن ترک‌ها نیز در نمونه‌ها مطالعه و انواع ترک‌های گسترش یافته از نوک ترک‌های مصنوعی در نمونه‌ها توصیف شدند. ایجاد انواع ترک‌های کششی، برشی و ترکیب کششی-برشی و نحوه بهم وصل شدن ترک‌های مصنوعی بستگی به هندسه ترک مصنوعی دارد و با استفاده از آن، مد شکست و فرآیند ایجاد ترک در این نمونه‌ها مطالعه می‌شود. همچنین تأثیر بهم وصل شدن ترک‌ها بر مقاومت و رفتار شکست نمونه‌های بازالت تحت فشار تک‌محوره مورد بررسی قرار می‌گیرد. این بررسی رفتار مکانیکی ترک‌های با تعداد و زوایای متفاوت، درک بیشتری از مفاهیم شکست سنگ تحت فشار تک‌محوره را فراهم می‌نماید.

کلمات کلیدی

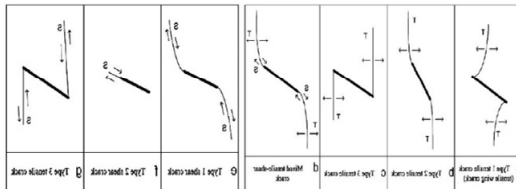
زاویه ترک، تعداد ترک، بهم وصل شدن ترک، مقاومت فشاری تک‌محوره، رفتار تغییر شکل

۱- مقدمه

برای درک صحیح و پی بردن به فرآیند شکست و مکانیزم متفاوت ساختار توده سنگ در مهندسی سنگ محققان روی نمونه‌های دارای ترک مصنوعی بررسی‌های آزمایشگاهی تحت فشار تک محوره انجام داده‌اند. نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهند که هندسه ترک مصنوعی، نقش کلیدی در رفتار مکانیکی سنگ دارد. بیشتر این بررسی‌ها روی مواد شبه سنگی تمرکز کرده‌اند که دلیل آن سادگی ساخت این مواد است. در این پژوهش‌ها رفتار شروع، گسترش و نحوه بهم وصل شدن ترک‌ها در مواد شبه سنگی تحت شرایط دو بعدی بررسی شده‌اند [۱-۷]. آزمایش‌های کمتری روی رفتار نمونه‌های سنگ واقعی دارای ترک مصنوعی انجام شده است. تعدادی از نتایج روی مواد شبه سنگی و سنگ واقعی با ترک مصنوعی تحت فشار تک محوره در زیر خلاصه شده است.

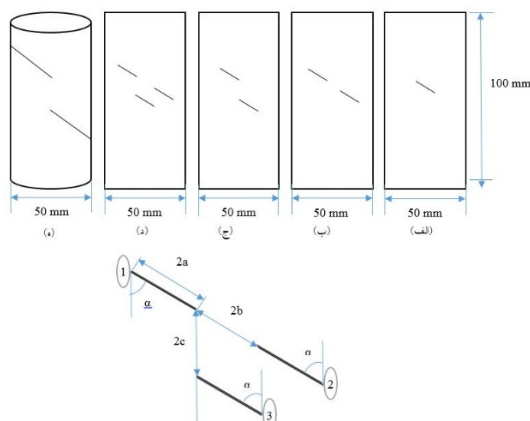
هری و نعمت [۱] مکانیزم شکست ترک‌های صفحه‌ای را روی مواد شبه سنگی بررسی و مشخص کردند که طول ترک مصنوعی پارامتری کنترلی برای مد شکست نمونه است. وانگ و شرایو [۸] انواع مدل‌ها و معیارهای شکست مصنوعی را بازبینی و خلاصه کردند و یک مدل شکست صدادار را از مشاهده رفتار شکست و براساس معیار تنش و انرژی ساختند. بابت [۵]، بابت و انیشیتین [۹]، زو و همکاران [۴]، وانگ و چائو [۱۰]، واسارلی و بابت [۱۱] گسترش و بهم وصل شدن ترک‌های مصنوعی دو بعدی را روی مواد شبه سنگی دارای ترک مصنوعی شیب‌دار باز یا بسته بررسی کردند. وانگ و چائو سه نوع اصلی بهم وصل شدن ترک دو بعدی (ترک کششی، ترک برشی و ترک‌های ترکیبی) در نمونه‌های با دو ترک مصنوعی تحت فشار تک محوره را بررسی کردند. در شرایط تک محوره و دو محوره، مطالعه آزمایشگاهی بهم وصل شدن دو ترک مصنوعی غیر همپوشان به درستی رفتار ایجاد شده را تایید نمود. آن‌ها همچنین مشخص کردند که پدیده‌های فیزیکی جدید اهمیت زیادی دارند. ترک‌های باله‌ای به خوبی آشکار و در نوک ترک مصنوعی به وجود می‌آیند. اما این ترک‌های باله‌ای با افزایش زاویه ترک به مرکز ترک مصنوعی منتقل می‌شوند و افزایش تنش جانبی باعث توقف این ترک‌ها می‌شود [۱۰]. وانگ و همکاران [۶] بهم وصل شدن ترک و مقاومت نهایی مواد شبه سنگی دارای سه ترک را بررسی کردند. نتایج نشان داد که

مکانیزم بهم وصل شدن ترک‌های دو بعدی به نحوه قرار گرفتن و ضریب اصطکاک ترک مصنوعی وابسته است. وانگ و انیشیتین [۱۲] رفتار ایجاد ترک در نمونه‌های گچ و مرمر (با ابعاد $32\text{ mm} \times 76\text{ mm} \times 152\text{ mm}$) دارای یک ترک مصنوعی باز را تحت فشار تک محوره بررسی کردند. هفت نوع ترک متفاوت براساس هندسه و مکانیزم گسترش ترک (کششی یا برشی) بوسیله دوربین‌های با سرعت بالا مشاهده شد (شکل ۱).



شکل ۱: انواع ترک مختلف شروع شده از ترک مصنوعی [۱۲]

یانگ و همکاران [۷] آزمایش فشاری سه محوره بر روی نمونه‌های استوانه‌ای مرمر با دو ترک مصنوعی بسته در شرایط هندسه ترک غیر همپوشان و ثابت در نظر گرفتن طول ترک مصنوعی و طول وتر بین دو ترک مصنوعی را بررسی کردند. بر اساس نتایج آزمایش تعدادی آزمایش‌های فشاری سه محوره، تأثیر بهم وصل شدن ترک روی خواص تغییر شکل با فشارهای جانبی متفاوت بررسی شد. نتایج نشان داد که نمونه‌های بکر و نمونه‌های با ترک مصنوعی بعد از تنش حداکثر ویژگی‌های تغییر شکل متفاوتی دارند که با افزایش فشار جانبی از شکننده به شکل‌پذیر تغییر می‌کند. مقاومت نهایی و مد شکست نه تنها به هندسه ترک مصنوعی بلکه به فشار جانبی هم وابسته است. ژانگ و وانگ [۱۳] آزمایش فشاری تک محوره را روی مواد شبه سنگی دارای یک ترک با شیب‌های صفر تا ۷۵ درجه نسبت به افق با مدل ذرات مجزا شبیه‌سازی انجام داده و بر اساس نتایج، تأثیر شیب ترک روی شروع و الگوی گسترش ترک را تحلیل کرد. همچنین ژانگ و وانگ [۱۴] آزمایش فشاری تک محوره را روی مواد شبه سنگی دارای دو ترک با مدل ذرات مجزا شبیه‌سازی کرده و نحوه ایجاد و بهم وصل شدن ترک‌ها را بررسی کرده‌اند. از آنچه گفته شد این نتیجه حاصل می‌شود که تامل صحیح در رفتار مکانیکی سنگ واقعی در شرایط سه بعدی به شدت مورد نیاز است. بدین منظور در این پژوهش آزمایش‌های فشاری تک محوره بر روی نمونه‌های بازالت دارای دو ترک مصنوعی متفاوت بوسیله دستگاه هوشمند و در



شکل ۲: هندسه ترک مصنوعی در نمونه‌های بازالت. ۲a طول ترک مصنوعی، ۲b طول پل سنگ، ۲c طول پله‌ای، α زاویه ترک مصنوعی. (الف) تا (د) نمونه‌های مدلسازی شده، (ه) نمونه‌های آزمایشگاهی

مدلسازی مکانیزم شکست، نیازمند برنامه‌ای با قابلیت در نظر گرفتن ناهمگنی نمونه‌ها است. از این رو یک مدل میکرومکانیکی به منظور مطالعه تغییر شکل‌پذیری و فرآیند شکست سنگ بر مبنای در نظر گرفتن ناهمگنی سنگ در حد مزوسکوپی ارایه شده است. در این مدل عددی، ناهمگنی سنگ با فرض توزیع ویبال برای ویژگی‌های مختلف سنگ مانند مقاومت فشاری تک محوره، مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و چگالی اعمال شده است. مکانیک شکست الاستیک به عنوان قانون اصلی برای المان‌های مزو و روش المان محدود به عنوان ابزار اصلی تحلیل تنش است. معیار تنش کششی ماکزیمم و موهر-کولمب به عنوان معیارهای شکست اعمال شده‌اند. بر اساس این مدل یک برنامه عددی با عنوان تحلیل فرآیند شکست سنگ^۳ توسعه داده شده است [۱۶].

همانگونه که اشاره شد در این نرم‌افزار از توزیع ویبال با تابع چگالی احتمال مطابق رابطه ۱ به منظور تولید نمونه‌های ناهمگن استفاده می‌شود.

$$f(u) = \frac{m}{u_0} \left(\frac{u}{u_0} \right)^{m-1} \exp \left(-\frac{u}{u_0} \right)^m \quad (۱)$$

که در آن:

u پارامتر تخصیص داده شده به المان‌ها، همچون مقاومت یا

مدول الاستیسیته

u_0 پارامتر مقیاس

m شاخص همگنی ماده

نمونه‌های حاوی یک، دو و سه ترک مصنوعی بوسیله مدلسازی عددی به روش المان محدود^۱ انجام گرفت. در این بررسی‌ها تاکید بر تأثیر هندسه‌های متفاوت ترک مصنوعی (زاویه و تعداد ترک مصنوعی) بر رفتار مقاومتی نمونه‌های واقعی بازالت است. همچنین نحوه بهم وصل شدن ترک‌ها در این مطالعه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲- روش انجام آزمایش و مدلسازی

برای بررسی رفتار مکانیکی سنگ با ترک‌های مصنوعی متفاوت تحت فشار تک محوره، نمونه‌هایی از یک بلوک بازالت برای مطالعه انتخاب شد. ترکیب کانی‌شناسی این بازالت شامل کانی‌های مافیک، پلاژیوکلاز، پیروکسن (دانه ریز و تا حدود خیلی کم دانه درشت) و چگالی آن حدود 3 gr/cm^3 است.

برای ایجاد ترک مصنوعی در نمونه بکر از یک دستگاه برش برقی پرسرعت استفاده شد. بوسیله این دستگاه ترک‌هایی با هندسه‌های متفاوت و با ضخامت ۲mm در نمونه آزمایشگاهی ایجاد شد اما برای نمونه‌های مدلسازی شده با نرم‌افزار ترک‌ها با ضخامت ۱mm در نظر گرفته شدند (شکل ۲). هندسه‌های مختلفی برای ترک مصنوعی (نوع ۱ تا ۱۶) در این مطالعه انتخاب شده‌اند که جزئیات آن‌ها در جدول ۱ خلاصه شده است. در جدول ۱ نمونه شماره ۱ سنگ بکر، نمونه‌های ۲ تا ۱۳ نمونه‌های مدلسازی شده و ۱۴ تا ۱۶ مربوط به نمونه‌های با ترک مصنوعی است که در آزمایشگاه ایجاد شده‌اند. همه آزمایش‌ها تحت شرایط طبیعی و با آهنگ جابه‌جایی کنترل شده 0.02 mm/s انجام شدند. در حین آزمایش فشاری تک محوره، مقدار بار اعمالی و تغییر شکل نمونه‌های بازالت آزمایش شده به طور همزمان ذخیره شد.

هندسه ترک مصنوعی نمونه‌های آزمایشگاهی و مدلسازی شده در شکل ۲ توصیف شده است. طول ترک مصنوعی ۲a، زاویه ترک مصنوعی (زاویه ترک مصنوعی با جهت تنش فشاری حداکثر) α ، طول وتر (فاصله میان دو ترک مصنوعی) ۲b و طول وتر پله‌ای (فاصله میان دو ترک پله‌ای مصنوعی) ۲c است. مطابق با روش پیشنهادی انجمن بین المللی مکانیک سنگ [۱۵]، نسبت طول به قطر نمونه آزمایش شده باید بین ۲ تا ۳ بوده و اثر اصطکاک انتهای نمونه روی نتایج آزمایش شده کمینه باشد. بنابراین همه نمونه‌های بازالت به شکل استوانه با قطر ۵۰mm و طول ۱۰۰mm یعنی با نسبت طول به قطر ۲ تهیه و آماده شده‌اند.

جدول ۱: هندسه ترک‌های مصنوعی نمونه‌های بازالت تحت فشار

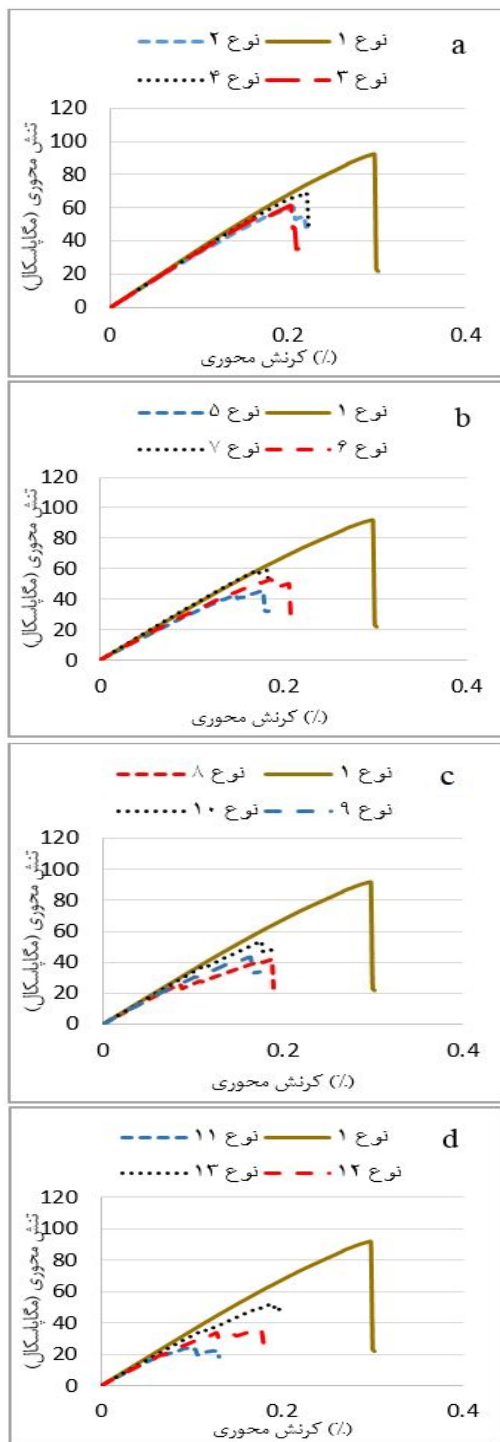
ترک محوره						
نوع هندسه ترک	تعداد ترک	شماره ترک مصنوعی	$-a$ ۹۰	2a (mm)	2b (mm)	2c (mm)
۱	-	-	-	-	-	-
۲	۱	۱	۳۰	۱۴	-	-
۳	۱	۱	۴۵	۱۴	-	-
۴	۱	۱	۶۰	۱۴	-	-
۵	۲*	۱ و ۲	۳۰	۱۴	۱۴	-
۶	۲*	۱ و ۲	۴۵	۱۴	۱۴	-
۷	۲*	۱ و ۲	۶۰	۱۴	۱۴	-
۸	۲***	۱ و ۳	۳۰	۱۴	-	۱۰
۹	۲***	۱ و ۳	۴۵	۱۴	-	۱۰
۱۰	۲***	۱ و ۳	۶۰	۱۴	-	۱۰
۱۱	۳	۱ و ۲ و ۳	۳۰	۱۴	۱۴	۱۰
۱۲	۳	۱ و ۲ و ۳	۴۵	۱۴	۱۴	۱۰
۱۳	۳	۱ و ۲ و ۳	۶۰	۱۴	۱۴	۱۰
۱۴	۲	۱ و ۳	۳۰	۲۹	-	۱۰
۱۵	۲	۱ و ۳	۴۵	۳۵	-	۱۰
۱۶	۲	۱ و ۳	۶۰	۴۵	-	۱۰

* ترک‌های ناممتد

** ترک‌های پله‌ای

۳- مقاومت و تغییر شکل نمونه‌های بازالت

شکل ۳ منحنی تنش محوری- کرنش محوری برای نمونه‌های بازالت با هندسه ترک‌های مختلف (نوع ۱ تا ۱۳) تحت فشار تک محوره نشان می‌دهد. نوع ۱ نمونه بکر، اما انواع ۲ تا ۱۳ نمونه‌های با ترک مصنوعی هستند. چنانچه از این شکل مشخص است هندسه ترک مصنوعی، یک نقش کلیدی در رفتار مقاومت و تغییر شکل نمونه‌های بازالت دارد.



شکل ۳: منحنی تنش محوری-کرنش محوری نمونه‌های بازالت با هندسه ترک‌های مختلف (نوع ۲ تا ۱۳) تحت فشار تک محوره، نوع ۱ نمونه بکر و نمونه‌های دیگر دارای ترک‌های مصنوعی مختلف هستند.

با دو ترک نامممتد و با سه ترک مصنوعی کمترین مقدار را در زاویه ۳۰ درجه دارند.

جدول ۲: پارامترهای مکانیکی نمونه‌های بازالت بکر و ترک‌دار با هندسه‌های مختلف تحت فشار تک محوره

ردیف	نوع هندسه	تعداد ترک	شماره ترک	UCS (Mpa)	Es (Gpa)	E50 (Gpa)	Esec (Gpa)	εcr (%)
۱	-	-	-	۹۲	۳۳/۳۷	۳۴/۹۱	۳۰/۹	۰/۲۹۸
۲	۱	۱	۱	۶۰/۶	۳۱/۳۶	۳۳/۲۵	۲۹/۴۶	۰/۲۰۶
۳	۱	۱	۱	۶۱/۵	۳۲/۷	۳۳/۸۹	۳۰/۱۶	۰/۲۰۴
۴	۱	۱	۱	۶۹/۳	۳۳/۶۷	۳۴/۳۳	۳۱/۲۴	۰/۲۲۲
۵	۲*	۲ و ۱	۱ و ۲	۴۵/۳	۳۰/۵	۳۱	۲۵/۴۳	۰/۱۷۸
۶	۲*	۲ و ۱	۱ و ۲	۵۳/۱	۳۰/۱۴	۳۱/۸۷	۲۷/۴۱	۰/۱۹۴
۷	۲*	۲ و ۱	۱ و ۲	۵۸/۷	۳۵/۰۴	۳۶/۰۱	۳۲/۲۸	۰/۱۸۲
۸	۲**	۳ و ۱	۱ و ۳	۴۱/۵	۲۸/۷۲	۳۰/۶	۲۲/۱	۰/۱۸۸
۹	۲**	۳ و ۱	۱ و ۳	۴۳/۶	۲۹/۳۷	۳۱/۸۳	۲۶/۶۱	۰/۱۶۴
۱۰	۲**	۳ و ۱	۱ و ۳	۵۳/۵	۳۳/۴۵	۳۳/۸	۳۰/۴۳	۰/۱۷۶
۱۱	۳	۳ و ۱ و ۲	۱ و ۲ و ۳	۲۴/۳	۲۹/۸	۳۰/۴۷	۲۵/۳۶	۰/۰۹۶
۱۲	۳	۳ و ۱ و ۲	۱ و ۲ و ۳	۳۵/۸	۲۶/۱۵	۲۹/۸۳	۲۰/۸۱	۰/۱۷۲
۱۳	۳	۳ و ۱ و ۲	۱ و ۲ و ۳	۵۲/۵	۳۱/۶۲	۳۲/۴	۲۷/۹۴	۰/۱۸۸
۱۴	۲	۳ و ۱	۱ و ۳	۳۰	-	-	-	-
۱۵	۲	۳ و ۱	۱ و ۳	۳۱/۵	-	-	-	-
۱۶	۲	۳ و ۱	۱ و ۳	۵۳/۱۴	-	-	-	-

* ترک‌های نامممتد

** ترک‌های پله‌ای

در جدول ۲:

UCS مقاومت فشاری تک محوره

εcr کرنش محوری متناظر با تنش حداکثر

Es مدول یانگ مماسی

E50 مدول متوسط در ۵۰ درصد مقاومت نهایی

Esec مدول سکانتی شیب

با توجه به شکل ۴ و جدول ۲ می‌توان تأثیر هندسه ترک مصنوعی را روی مقاومت نهایی، کرنش محوری متناظر با تنش حداکثر، مدول‌های یانگ مماسی، متوسط و سکانتی تحلیل و بحث کرد. بدیهی است که مقاومت فشاری تک محوره، مدول یانگ و کرنش محوری متناظر با تنش حداکثر نمونه‌های بازالت ترک‌دار کمتر از نمونه بکر هستند و از طرفی با افزایش تعداد ترک، مقاومت فشاری تک محوره و مدول یانگ کاهش می‌یابد. مقدار کاهش این مقادیر ارتباط نزدیکی با هندسه ترک مصنوعی دارد. در نمونه‌هایی که دارای دو ترک نامممتد هستند مقادیر مقاومت و مدول یانگ بیشتر از نمونه‌هایی است که در آن‌ها دو ترک حالت پله‌ای دارند.

چنانچه جدول ۲ نشان می‌دهد مقاومت فشاری تک محوره در نمونه‌های ترک‌دار از ۲۶ تا ۷۵ درصد مقاومت نمونه بکر تغییر می‌کند. از شکل ۴a به کمک جدول ۱ می‌توان نتیجه گرفت که مقاومت تک محوره با افزایش طول، تعداد و یا زاویه ترک مصنوعی کاهش می‌یابد اما طول و زاویه وتر روی مقاومت نمونه‌های ترک‌دار تأثیر مشخصی ندارد.

در این مطالعه، مدول یانگ مماسی، متوسط و سکانتی نمونه بازالت بکر به ترتیب ۳۳/۳۷، ۳۴/۹۱ و ۳۰/۹ و میانگین آن‌ها ۳۳/۰۶ گیگاپاسکال بود. میانگین این سه نوع مدول یانگ در نمونه‌های ترک‌دار از ۷۶ تا ۱/۰۴ درصد میانگین این مدول‌ها در نمونه بکر تغییر می‌کند. مقدار مدول یانگ نمونه ترک‌دار نوع ۱۲ (دارای سه ترک با زاویه ۴۵ درجه) نسبت به سایر نمونه‌های ترک‌دار کمتر است که دلیل آن وجود سه ترک در نمونه است که باعث بیشترین تغییر شکل در فرآیند بارگذاری محوری و کمترین مقدار مدول یانگ می‌شود. مدول یانگ نمونه نوع ۷ (دارای دو ترک نامممتد با زاویه ۶۰ درجه) در بین تمام نمونه‌های ترک‌دار دارای بیشترین مقدار بوده که به علت وجود کمترین تغییر شکل در نمونه است که این خود به دلیل مقدار زاویه ترک است.

در تنش فشاری حداکثر مقدار کرنش نمونه بکر ۰/۲۹۸ است. در حالی که در نمونه‌های ترک‌دار این مقدار از ۰/۰۹۶ درصد (نوع ۱۱، دارای سه ترک با زاویه ۳۰ درجه) تا ۰/۲۲۲ درصد (نوع ۴، دارای یک ترک با زاویه ۶۰ درجه) تغییر می‌کند. علاوه براین، کرنش محوری متناظر با تنش حداکثر در نمونه‌های دارای یک ترک و یا دو ترک پله‌ای مصنوعی با زاویه ۴۵ درجه، دارای کمترین مقدار هستند، این در حالی است که نمونه‌های

همه انواع ترک‌ها در نمونه‌های مدل‌سازی شده مشاهده شد که در زیر توصیف می‌شوند:

ترک کششی نوع ۱: ترک‌های باله‌ای به طور معمول اولین ترک‌هایی بودند که از نوک ترک مصنوعی در نمونه‌ها (نوع ۵، ۶، ۸، ۱۰، ۱۱، ۱۲ و ۱۳) شروع شدند. این ترک‌ها در ابتدا عمود بر ترک مصنوعی بوده و در ادامه در جهت تنش محوری گسترش یافته و به تدریج متوقف می‌شدند.

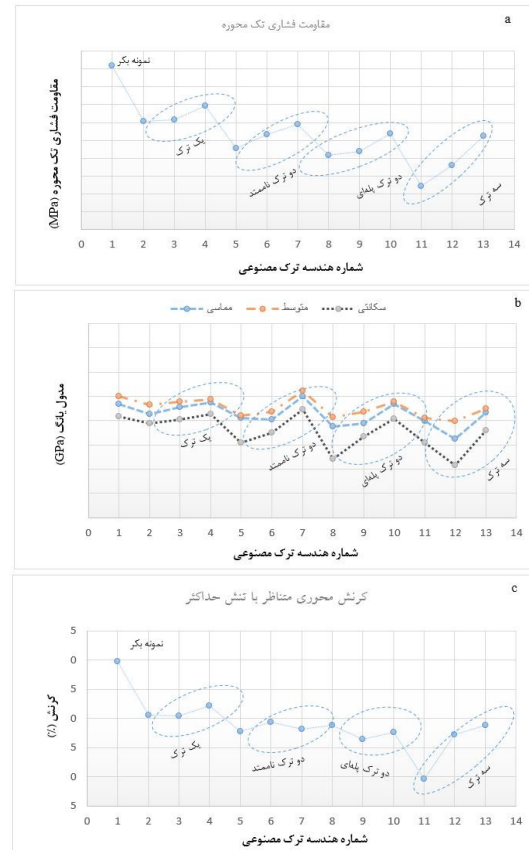
ترک کششی نوع ۲: شبیه به ترک کششی نوع ۱ و به طور معمول از نوک ترک مصنوعی در نمونه‌ها (نوع ۸، ۹، ۱۰، ۱۱، ۱۲ و ۱۳) شروع می‌شود. این ترک‌ها بر خلاف ترک‌های قبلی ابتدا با زاویه‌ای کم نسبت به ترک مصنوعی شروع شده و به تدریج در جهت تنش محوری گسترش می‌یافتند.

ترک کششی نوع ۳: ترک‌های کششی پاد باله‌ای به طور معمول از نوک ترک مصنوعی در نمونه‌ها (نوع ۵، ۶، ۱۱، ۱۲ و ۱۳) شروع شدند. این ترک‌ها در جهت عکس ترک‌های کششی نوع ۲ شروع شده و از همان ابتدا در جهت تنش محوری گسترش می‌یابند.

ترک برشی نوع ۱: شبیه به ترک کششی نوع ۲ و به طور معمول از نوک ترک مصنوعی در نمونه‌ها (نوع ۸، ۹، ۱۱، ۱۲ و ۱۳) شروع می‌شود. این ترک‌ها همچنین با زاویه‌ای کم نسبت به ترک مصنوعی شروع شده و به تدریج در جهت تنش محوری گسترش می‌یابند ولی بر خلاف ترک کششی نوع ۲ کاملاً موازی با آن نمی‌شوند.

ترک برشی نوع ۲: این ترک برشی از نوک ترک مصنوعی نمونه (نوع ۷) شروع و در راستای ترک مصنوعی گسترش می‌یابد تا دو ترک بهم وصل شوند.

ترک برشی نوع ۳: شبیه به ترک کششی نوع ۳ است و به طور معمول از نوک ترک مصنوعی در نمونه‌ها (نوع ۵، ۶، ۱۲ و ۱۳) شروع می‌شود. این ترک‌ها بر خلاف ترک کششی نوع ۳ با یک زاویه نسبتاً کم با راستای تنش محوری است.

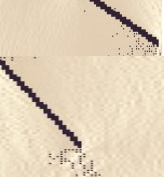
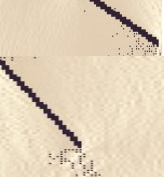
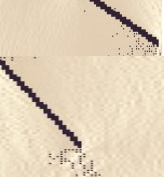


شکل ۴: تأثیر هندسه ترک مصنوعی بر مقاومت و پارامترهای تغییر نمونه‌های بازالت تحت فشار تک محوره

۴- به هم وصل شدن ترک‌ها

برای نمونه بکر (نوع ۱) شکست برشی اتفاق افتاد که با نتایج آزمایشگاهی از سنگ‌های شکننده [۷] تطابق خوبی داشت. همچنین طبق نتایج مدل‌سازی برای نمونه‌های ترک‌دار (نوع ۲ تا ۱۳) تحت فشار تک محوره، مدهای شکست مختلفی نسبت به نمونه بکر مشاهده شد. بهم وصل شدن ترک در بیشتر موارد از نوک ترک‌های مصنوعی در نمونه‌های ترک‌دار مشاهده شد و مد شکست به طور واضح به هندسه ترک در نمونه وابسته بود.

این مطالعه ۷ نوع ترک مختلف را نشان می‌دهد که بر اساس هندسه ترک مصنوعی و مکانیزم گسترش ترک (کششی، برشی و ترکیب کششی-برشی) شناسایی شدند (جدول ۳). بر طبق مطالعه وانگ و انیشیتین [۱۲] سه نوع ترک کششی، سه نوع ترک برشی و یک نوع ترک ترکیبی کششی-برشی وجود دارد.

ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۱ و ۲	۱۰	ترک ترکیبی کششی-برشی: این نوع ترک، ترکیبی از ترک کششی نوع ۲ و ترک برشی نوع ۱ بوده و به طور معمول از نوک ترک مصنوعی در نمونه‌ها (نوع ۸، ۹، ۱۱، ۱۲ و ۱۳) شروع می‌شود. این ترک‌ها در زاویه‌ای کم نسبت به ترک مصنوعی (شبیه به ترک برشی نوع ۱) شروع شده و به تدریج در جهت تنش محوری (شبیه به ترک کششی نوع ۲) گسترش می‌یابد.															
ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۱ و ۲، ترک ترکیبی کششی-برشی و برشی نوع ۱	۱۱	جدول ۳: طبقه‌بندی انواع ترک‌های تشکیل شده و نحوه بهم متصل شدن ترک‌ها															
ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۱ و ۲، ترک ترکیبی کششی-برشی و برشی نوع ۱ و ۳	۱۲	<table> <tr> <th>نوع هندسه ترک</th><th>الگوی گسترش ترک</th><th>نحوه بهم وصل شدن ترک و انواع ترک تولید شده</th></tr> </table>	نوع هندسه ترک	الگوی گسترش ترک	نحوه بهم وصل شدن ترک و انواع ترک تولید شده												
نوع هندسه ترک	الگوی گسترش ترک	نحوه بهم وصل شدن ترک و انواع ترک تولید شده															
ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۱ و ۲، ترک ترکیبی کششی-برشی و برشی نوع ۱ و ۳	۱۳	<table> <tr> <td data-bbox="1373 894 1390 919">۵</td><td data-bbox="1114 814 1276 989">  </td><td data-bbox="846 814 1032 989"> ترک‌ها بدون آنکه بهم متصل شوند گسترش یافتند، ترک کششی نوع ۱ و ۲ و ترک برشی نوع ۳ </td></tr> <tr> <td data-bbox="1373 1089 1390 1115">۶</td><td data-bbox="1114 1003 1276 1178">  </td><td data-bbox="846 1003 1032 1178"> ترک‌ها به طور غیر مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۱ و ۳ و ترک برشی نوع ۳ </td></tr> <tr> <td data-bbox="1373 1299 1390 1325">۷</td><td data-bbox="1114 1192 1276 1367">  </td><td data-bbox="846 1192 1032 1367"> ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک برشی نوع ۲ </td></tr> <tr> <td data-bbox="1373 1509 1390 1535">۸</td><td data-bbox="1114 1381 1276 1556">  </td><td data-bbox="846 1381 1032 1556"> ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۱ و ۲، ترک ترکیبی کششی-برشی و برشی نوع ۱ </td></tr> <tr> <td data-bbox="1373 1730 1390 1755">۹</td><td data-bbox="1114 1570 1276 1745">  </td><td data-bbox="846 1570 1032 1745"> ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۲، ترک ترکیبی برشی-کششی و برشی نوع ۱ </td></tr> </table>	۵		ترک‌ها بدون آنکه بهم متصل شوند گسترش یافتند، ترک کششی نوع ۱ و ۲ و ترک برشی نوع ۳	۶		ترک‌ها به طور غیر مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۱ و ۳ و ترک برشی نوع ۳	۷		ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک برشی نوع ۲	۸		ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۱ و ۲، ترک ترکیبی کششی-برشی و برشی نوع ۱	۹		ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۲، ترک ترکیبی برشی-کششی و برشی نوع ۱
۵		ترک‌ها بدون آنکه بهم متصل شوند گسترش یافتند، ترک کششی نوع ۱ و ۲ و ترک برشی نوع ۳															
۶		ترک‌ها به طور غیر مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۱ و ۳ و ترک برشی نوع ۳															
۷		ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک برشی نوع ۲															
۸		ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۱ و ۲، ترک ترکیبی کششی-برشی و برشی نوع ۱															
۹		ترک‌ها به طور مستقیم بهم متصل شدند، ترک کششی نوع ۲، ترک ترکیبی برشی-کششی و برشی نوع ۱															

با اقتباس از انواع ترک‌های تولید شده و نحوه بهم وصل شدن آن‌ها در نرم‌افزار RFPA، مد شکست نمونه‌های بازالت (جدول ۳) مورد بررسی قرار می‌گیرد. در نمونه‌های ترک‌دار چندین نوع ترک متفاوت تشکیل می‌شود و مدهای شکست متفاوتی بوجود می‌آید. برای مثال در نمونه دارای دو ترک ناممتمد با زاویه شیب ۳۰ درجه، ترک‌های مصنوعی بهم متصل نمی‌شوند و در نمونه دارای دو ترک ناممتمد با زاویه شیب ۴۵ درجه ترک‌های مصنوعی به طور غیر مستقیم و در نمونه‌های دیگر، ترک‌های مصنوعی به طور مستقیم بهم متصل می‌شوند. در تعدادی از

۶۰ درجه) در بین تمام نمونه‌های ترک‌دار دارای بیشترین مقدار است که به دلیل وجود کمترین تغییر شکل در نمونه است.

۷- نوع ترک با مکانیزم متفاوت در واکنش به بارگذاری تک محوره شروع شد که شروع اغلب آن‌ها از نوک ترک مصنوعی بود. ترک‌های کششی نوع ۱ و ۲ به طور معمول اولین ترک‌ها بودند که از نوک ترک مصنوعی شروع می‌شدند. ترک کششی نوع ۳ معمولاً به عنوان ترک ثانویه بعد از ترک اولیه بود که همراه با ترک کششی نوع ۱ و ۲ مشاهده شد ولی جهت گسترش آن عکس جهت ترک‌های کششی نوع ۱ و ۲ بود. ترک برشی نوع ۲ فقط در نمونه ترک‌دار نوع ۷ ولی انواع ترک‌های دیگر در اکثر نمونه‌ها تشکیل شدند.

۸- در نمونه دارای دو ترک ناممتد با زاویه شیب ۳۰ درجه، ترک‌های مصنوعی بهم وصل نشدند اما نمونه دارای دو ترک ناممتد با زاویه شیب ۴۵ درجه، ترک‌های مصنوعی به طور غیر مستقیم و در نمونه‌های دیگر، ترک‌های مصنوعی به طور مستقیم بهم وصل شدند. در تعدادی از نمونه‌ها هم، ترک‌های مصنوعی از طریق یک یا چند مسیر بهم رسیدند و نیز در بعضی از موارد چند نوع ترک با یکدیگر تشکیل شدند.

نمونه‌ها، ترک‌های مصنوعی از طریق یک یا چند مسیر بهم متصل می‌شوند و همچنین چند نوع ترک به طور همزمان تشکیل می‌شوند.

در این بخش، نحوه بهم وصل شدن ترک‌ها و انواع ترک‌های تولید شده نمونه‌های ترک‌دار با انواع هندسه‌های متفاوت ترک مصنوعی (زاویه و تعداد ترک مصنوعی) تحت آزمایش فشاری تک محوره مورد بررسی قرار گرفت. اگرچه این نتایج کیفی هستند ولی در بررسی رفتار شکست سنگ بسیار اهمیت دارند.

۵- نتیجه‌گیری

براساس نتایج آزمایشگاهی و مدلسازی عددی روی نمونه‌های بازال با ترک‌های مصنوعی مختلف نتایج زیر بدست آمد:

- میزان کاهش مقاومت فشاری تک محوره و کرنش محوری متناظر با تنش حداکثر ارتباط نزدیکی با هندسه ترک مصنوعی دارد. با افزایش تعداد و زاویه ترک مصنوعی مقدار مقاومت تک محوره فشاری کاهش یافت.

- مدول یانگ نمونه ترک‌دار نوع ۱۲ (دارای سه ترک با زاویه ۴۵ درجه) کمترین مقدار است که دلیل آن وجود سه ترک در نمونه است که باعث بیشترین تغییر شکل و کمترین مدول یانگ می‌شود. مدول یانگ نمونه نوع ۷ (دو ترک ناممتد با زاویه

۶- مراجع

- [5] Bobet A. The initiation of secondary cracks in compression. *Engineering Fracture Mechanics* 2000;66(2):187-219.
- [6] Wong R, Chau K, Tang C, Lin P. Analysis of crack coalescence in rock-like materials containing three flaws—part I: experimental approach. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 2001;38:909-24.
- [7] Yang S, Jiang Y, Xu W, Chen X. Experimental investigation on strength and failure behavior of pre-cracked marble under conventional triaxial compression. *International Journal of Solids and Structures* 2008;45(17):4796-819.
- [8] Wang E, Shrive N. Brittle fracture in compression: mechanisms, models and criteria. *Engineering Fracture Mechanics* 1995;52(6):1107-26.
- [9] Bobet A, Einstein H. Fracture coalescence in rock-type materials under uniaxial and biaxial compression.

- [1] Horii H, Nemat-Nasser S. Compression-induced microcrack growth in brittle solids: Axial splitting and shear failure. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* (1978–2012) 1985;90(B4):3105-25.
- [2] Shen B. The mechanism of fracture coalescence in compression—experimental study and numerical simulation. *Engineering Fracture Mechanics* 1995;51(1):73-85.
- [3] Shen B, Stephansson O, Einstein HH, Ghahreman B. Coalescence of fractures under shear stresses in experiments. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* 1995;100(B4):5975-90.
- [4] Zhu WS, Chen WZ, Shen J. Simulation experiment and fracture mechanism study on propagation of echelon pattern cracks. *Acta Mechanica Solida Sinica* 1998;19:355-60.

compression: a numerical study based on parallel bonded-model approach. Rock Mechanics and Rock Engineering 2012;45:711-737.

[14] Zhang XP, Wong LNY Crack initiation, propagation and coalescence in rock-like material containing two flaws: a numerical study based on bonded-particle model approach. Rock Mechanics and Rock Engineering 2013;46:1001-1021.

[15] Fairhurst C, Hudson J. Draft ISRM suggested method for the complete stress-strain curve for intact rock in uniaxial compression. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 1999;36(3):279-89.

[16] ZhuW, TangC. Micromechanical model for simulating the fracture process of rock. Rock Mechanics and Rock Engineering 2004;37(1):25-56.

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 1998;35(7):863-88.

[10] Wong RH, Chau K. Crack coalescence in a rock-like material containing two cracks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 1998;35(2):147-64.

[11] Vasarhelyi B, Bobet A .Modeling of crack initiation, propagation and coalescence in uniaxial compression. Rock Mechanics and Rock Engineering 2000;33(2):119-39.

[12] Wong L, Einstein H. Systematic evaluation of cracking behavior in specimens containing single flaws under uniaxial compression. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 2009;46(2):239-49.

[13] Zhang X, Wong L. Cracking processes in rock-like material containing a single flaw under uniaxial

1Finite Element Method (FEM)

2ISRM

3Rock Failure Process Analysis (RFPA)

بررسی عددی تأثیر خصوصیات توده سنگ و نوع ماده منفجره در آسیب انفجار به شیب‌های سنگی

علی حق‌نژاد^۱؛ کاوه آهانگری^{۱*}؛ پرویز معارف‌وند^۲؛ کامران گشتاسبی^۳

۱- دکتری مهندسی معدن، گروه مهندسی معدن، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران

۲- دکتری مهندسی معدن، دانشکده مهندسی معدن و متالورژی، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

۳- دکتری مهندسی معدن، دانشکده مهندسی معدن، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

پذیرش: ۱۳۹۴/۰۶

دریافت: ۱۳۹۴/۰۳

چکیده

انفجار، منجر به اغتشاش در توده سنگ و آسیب آن می‌شود. در این بررسی تلاش شده تا با استفاده از مدل‌سازی عددی المان مجزای سه‌بعدی دو شیب تقریباً مشابه، آسیب انفجار ناشی از دو ماده منفجره آنفو و امولایت ارزیابی گردد. در این راستا از ۴ خصوصیت متفاوت توده سنگ و دو حالت ناپیوستگی با امتدادهای مخالف و موافق رویه شیب در مدل‌سازی استفاده شد. آسیب انفجار توسط زون‌های احتمالی شکست نرم‌افزار 3DEC بررسی کیفی و با استفاده از مقادیر حداکثر سرعت ذرات که طی انفجارها ثبت شده است، ارزیابی کمی گردید. براین اساس، مشخص شد که ناپیوستگی‌های زمین‌شناسی باعث کنترل جریان پلاستیک شکست‌های کششی و برشی می‌گردند. البته ناپیوستگی‌های با راستای موافق رویه شیب نقش مؤثرتری در کاهش آسیب انفجار بازی می‌کنند. با افزایش مقاومت توده سنگ و با ناپیوستگی‌هایی موافق رویه شیب، تأثیر انفجار امولایت از ۱۰ متری دهانه چال کمتر از انفجار آنفو می‌گردد. با توجه به تأثیر ناپیوستگی‌ها در کنترل آسیب، استفاده از ناپیوستگی‌های مصنوعی مانند آنچه در انفجار پیش‌شکافی توسعه می‌یابد، روش مناسبی برای کاهش آسیب و جلوگیری از ایجاد ناپایداری در شیب‌ها خواهد بود.

واژگان کلیدی

ناپیوستگی توده سنگ، آسیب انفجار، خصوصیات توده سنگ، آنفو، امولایت، 3DEC

۱- مقدمه

انفجار، فرآیندی شیمیایی- فیزیکی- مکانیکی است که بررسی‌های پیشین تلاش نموده‌اند تا هریک، جزئی از این فرآیندها را تأیید و یا اصلاح نمایند [۱]. اما گستردگی و پیچیدگی آن‌ها، همچنان که هوک پس از بررسی‌های خود اعلام نموده، مانع از آشکارسازی فرآیند انفجار و نقش آن در

ایجاد ناپایداری دیواره‌های معدن شده است [۲]. بر اساس منابع بررسی‌کننده آسیب انفجار، پارامترهای (۱) خصوصیات توده سنگ؛ (۲) طرح انفجاری؛ و (۳) خصوصیات مواد منفجره به‌عنوان عوامل مؤثر در انفجار تعیین شده‌اند [۳]. نجم و همکاران به بررسی لرزش زمین به‌عنوان یکی از تأثیرات جانبی انفجار پرداخته‌اند. از دیدگاه آن‌ها لرزش زمین می‌تواند باعث ائتلاف انرژی مواد منفجره، کاهش میزان تولید و حتی

* ایران، تهران، انتهای بزرگراه ستاری، میدان دانشگاه، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، دانشکده مهندسی، گروه مهندسی معدن؛
کد پستی: ۱۴۷۷۸۹۲۸۵۵، صندوق پستی: ۱۴۱۵۵/۴۹۳۳ و ۱۴۵۱۵/۷۷۵؛ شماره تلفن: ۰۹۱۲۴۵۹۸۲۱۴؛ شماره دورنگار: ۰۲۱۴۴۸۶۸۴۲۱؛
پست الکترونیکی: kavesh.ahangari@gmail.com

تنزل و کاهش در فعالیت‌های توسعه‌ای معادن شود. بر اساس نتایج آن‌ها، ارتباط غیرخطی میان مقدار خرج مصرف‌شده با حداکثر سرعت ذرات (PPV) وجود داشته و ماده منفجره آنفو در مقایسه با امولان لرزش زمین کمتری ایجاد می‌نماید [۴].

حسینی و سن به‌منظور بررسی شدت لرزش زمین از آنالیز سه روش انفجاری و دو نوع ماده منفجره مختلف در یک معدن روباز زغال‌سنگ استفاده نموده‌اند. آن‌ها اعلام نموده‌اند، نرخ کاهش لرزش با افزایش فاصله مقیاس‌دار (نسبت فاصله از محل انفجار به مجذور خرج انفجاری) و یا مواد منفجره با انرژی لرزشی بالاتر، از شدت کمتری برخوردار است. همچنین تأثیر نوع مواد منفجره بر روی کاهش لرزش در محدوده‌های پایین‌تر فاصله مقیاس‌دار، افزایش می‌یابد [۵].

کونیا و والتر از بارسنگ، فاصله‌داری، اضافه حفاری، طول گل‌گذاری، نوع گل‌گذاری، ارتفاع پله، تعداد سطح آزاد، هندسه خرج، طول ستون خرج، تعداد پرایمر، ترکیب پرایمر، تعداد و نوع بوستر، تعداد چال در هر ردیف، تعداد ردیف‌ها، نوع آغازگرها، تأخیر ردیف به‌ردیف، تأخیرهای درون چال، دقت آغازگرها، فاصله تا سازه، زاویه سطح انفجاری نسبت به سازه، نوع سنگ، عوامل زمین‌شناسی و انرژی انفجار به‌عنوان عوامل مؤثر در لرزش زمین یاد نموده‌اند [۶].

آک و کونوک معتقدند معادلات تجربی پیش‌بینی‌کننده لرزش زمین ناشی از انفجار (معادله (۱)) در شرایطی که خرج انفجاری (Q) و یا فاصله از محل انفجار (R) متغیر می‌باشد، رویه مناسبی برای پیش‌بینی لرزش زمین هستند؛ اما آن‌ها مهم‌ترین نقص این معادلات را عدم در نظر گرفتن تأثیر ناپیوستگی‌های زمین‌شناسی اعلام نموده‌اند. لذا با برداشت زمین‌شناسی ناپیوستگی‌های دارای بازشدگی بیش از ۲ ms در پله‌های انفجاری در یک معدن سطحی در ترکیه، تأثیرات فراوانی ناپیوستگی‌ها (λ) در انتشار لرزش‌های زمین را تحلیل نموده‌اند. پس از آنکه تأثیرات اولیه ناپیوستگی‌ها مشخص‌شده، این موضوع به‌صورت پارامتری در معادله نیکولز و همکاران به‌صورت معادله (۲) اضافه شد [۷].

$$PPV = k(R/Q^{0.5})^{-b} \quad (1)$$

$$PPV = 245.975(SD)^{-1.473} \times \lambda^{-0.305} \quad (2)$$

که k پارامتر زمین‌شناسی (شامل بافت سنگ و ساختارهای زمین‌شناسی و غیره) و b پارامتر طرح انفجار (شامل بارسنگ، فاصله‌داری و غیره) در هر سایت می‌باشند [۸].

بر اساس نتایج بررسی‌های پیشین سه خصوصیت توده‌سنگ، ناپیوستگی‌های زمین‌شناسی و ماده منفجره جهت ارزیابی آسیب انفجار موردنظر قرار گرفته و با توجه به اینکه اکثر پارامترهای یادشده توسط کونیا و والتر به‌جز این سه پارامتر ثابت می‌باشند، اثر آن‌ها در این بررسی اعمال نشده است. این ارزیابی بر اساس پیشنهاد هوک که مدل‌سازی عددی را ابزار مناسبی در تخمین آسیب انفجار اعلام نموده [۲]، توسط المان مجزای سه‌بعدی (3DEC) انجام‌شده است. در این خصوص یک شیب ساده با دو حالت ناپیوستگی زمین‌شناسی متفاوت نسبت به سطح شیب دیواره در نظر گرفته شد. هر یک از این حالت‌ها بر اساس خصوصیات توده‌سنگ‌های قوی و متوسط تقسیم‌بندی شده و سپس فشار گمانه‌ای به آن‌ها اعمال گردید. با استفاده از زبان برنامه‌نویسی فیش، ثبت PPV در راستای یک خط که از دهانه چال آغاز و تا انتهای طولی مدل تعریف‌شده، امکان ارزیابی کمی آسیب انفجار فراهم شد. از شاخص‌گذاری زون‌های احتمالی شکست نرم‌افزار 3DEC نیز برای ارزیابی کیفی آسیب استفاده گردید. شبیه‌سازی‌ها ابتدا بر اساس دو حالت یادشده و ۴ مدل برای انفجار آنفو انجام گردید. در ادامه، جهت شناسایی تأثیر نوع ماده منفجره از شبیه‌سازی انفجار امولایت استفاده و آسیب آن نیز ثبت شده است.

۲- روش تحقیق

۲-۱- هندسه مدل

نخست دو شیب تقریباً مشابه با سه پله ۱۵ متری و شیب پله‌ای ۵۵° بر اساس پیشنهاد وایلی و ماه [۹] با ابعاد (۰ الی ۱۵۰)، (۰ الی ۵۰) و (۰ الی ۹۵) به‌ترتیب در راستای محورهای X، Y و Z توسعه یافت. مطابق روابط پیشنهادی هاسترولید، بارسنگ چال‌ها ۴ m، فاصله‌داری ۵ m و اضافه حفاری آن‌ها ۳ m محاسبه شد [۳]. فشار دینامیکی انفجار در سه چال با قطر ۲۰۰ mm، طول خرج‌گذاری (۳+۹) m و ۱۲ m و گل‌گذاری ۶ m با خصوصیات ماده منفجره آنفو اعمال گردیده است. انفجار هر سه چال هم‌زمان بوده و فشار دینامیکی معادل ۶۶۰ kg آنفو (و سپس امولایت) تعیین گردید.

سه ناپیوستگی با فاصله‌داری ۱۵ m توسعه‌یافته و در سطح پله کاری به‌ترتیب در فاصله ۱۰ m، ۲۵ و ۴۰ جانمایی شد (شکل ۱). تنها تفاوت دو مدل در راستای ناپیوستگی‌های زمین‌شناسی نسبت به شیب است. در شکل ۱-الف ناپیوستگی‌ها دارای زاویه

رفتاری ناپیوستگی ها نیز الاستیک-پلاستیک کامل در نظر گرفته شده است.

۲-۳- حل استاتیکی

پس از ساخت هندسه ها، هر مدل بر اساس جدول ۱ حل استاتیکی گردید تا به تعادل اولیه برسد. ابعاد مش مدل بر اساس پژوهش های وی- هونا و همکاران [۱۲] و عزیزآبادی و همکاران [۱۳] معادل یک دهم کوچک ترین طول موج و برابر با ۲ m در نظر گرفته شد.

مرزهای مدل به جز در طول بارسنگ، کل عرض مدل و ارتفاع چال انفجاری، ثابت گردید تا تنها امکان انبساط در راستای محور X یا سطح آزاد وجود داشته باشد.

۲-۴- شبیه سازی فشار گمانه ای

با توجه به معایب معادلات حالت و توابع فشار ساده که توسط ایلماز و اونلو [۱۴] بیان گردیده، شبیه سازی فشار گمانه ای توسط تابع فشار- افت صورت پذیرفت. جهت اطمینان از صحت شبیه سازی فشار، ابتدا فشار گمانه ای ناشی از انفجار آنفو در چالی با قطر ۲۰۰ mm و طول ۱۵ m مبنای انتخاب تابع فشار- افت مناسب قرار گرفت. زیرا بررسی مکنزی در شرایط تقریباً مشابه نشان داده انفجار آنفو فشاری معادل ۲/۶ GPa ایجاد می نماید [۱۵].

توابع جانگ و همکاران [۱۶] و یانگ و همکاران [۱۷] مقادیر کمتر از ۲/۶ GPa را نشان داده اند اما در نهایت با استفاده از تابع مورد استفاده علی آبادیان و شرفی صفا [۱۸] حداکثر فشار گمانه ای ۲/۵ GPa کسب شد. مزیت این تابع نسبت به توابع پیشین استفاده از پارامترهای چگالی، مدول حجمی، مدول برشی و سرعت امواج P سنگ می باشد که باعث می گردد، تابع افت فشار به شرایط سنگ نیز وابسته باشد. لذا معادله های (۷) الی (۱۱) برای شبیه سازی فشار گمانه ای استفاده شد.

$$PD = 432 \times 10^{-6} \frac{\rho_e V_d^2}{1 + 0.8 \rho_e} \quad (7)$$

$$PE = \frac{1}{2} PD \quad (8)$$

$$PW = PE \left(\frac{r_h}{r_e} \right)^{-qk} \quad (9)$$

$$P(t) = PW \frac{8 \rho_r C_p}{\rho_r C_p + V_d \rho_e} \left[e^{(-Bt/\sqrt{2})} - e^{(-\sqrt{2}Bt)} \right] \quad (10)$$

$$C_p = \sqrt{(K + 4G/3)/\rho} \quad (11)$$

که PD فشار انفجار (MPa)، ρ_e چگالی ماده منفجره

۴۵ در جهت خلاف رویه شیب (آزیموت ۹۰ درجه) می باشد. در سوی دیگر، ناپیوستگی های شکل ۱-ب از همین زاویه اما در راستای رویه شیب (آزیموت ۲۷۰ درجه) برخوردارند.

۲-۲- خصوصیات توده سنگ

معیار شکست هوک-براون به عنوان مدل رفتاری توده سنگ (معادله های (۳) الی (۶)) و خصوصیات شاخصی که توسط هوک و براون برای سنگ های متوسط و قوی به کار رفته، به عنوان خصوصیات فیزیکی و مکانیکی در نظر گرفته شده اند [۱۰].

خصوصیات سنگ بکر به همراه مقادیر GSI در نرم افزار RocLab استفاده شد تا برای دو مقدار متفاوت D (۰ و ۱) خصوصیات توده سنگ تخمین گردد (جدول ۱). دلیل انتخاب دو مقدار D، تاثیرسنجی گسترش آسیب انفجار در دو حالت مختلف توده سنگ بوده است. مشابه حالت قبل، خصوصیات دینامیکی توده سنگ نیز در نرم افزار RocLab تخمین و در جدول ۲ اشاره شده است.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_b C_o \sigma_3 + s C_o^2} \quad (3)$$

$$m_b = m_i \exp(GSI - 100 / (28 - 14D)) \quad (4)$$

$$s = \exp(GSI - 100 / (9 - 3D)) \quad (5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (6)$$

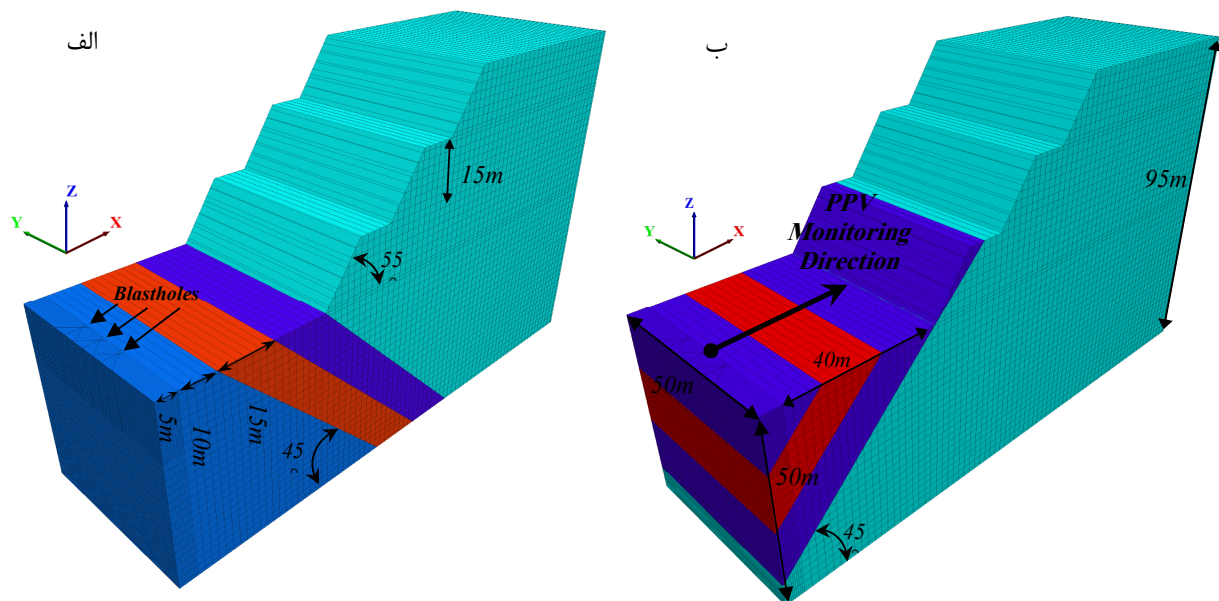
σ_1 و σ_3 تنش های اصلی حداکثر و حداقل در زمان شکست، C_o مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر، m_i پارامتر برازش منحنی به دست آمده از آزمون های سه محوری سنگ بکر، m_b مقدار کاهش یافته m_i و نشان دهنده تأثیر کاهش مقاومت تحت شرایط توده سنگ، a و s ثابت های تجربی بدون بعد و D فاکتور آسیب انفجار.

در جداول ۱ و ۲ توده سنگ هایی که دارای مقادیر GSI یکسان می باشند از خصوصیات سنگ بکر مشابه برخوردارند ولی به ازای تغییرات D، پارامترهای مقاومتی توده سنگ متفاوت وجود دارد. لذا در نام گذاری مدل ها از این دو خصوصیت استفاده گردید. به طور مثال مدل GSI75-D0 نشان دهنده خصوصیات توده سنگ قوی با GSI و D به ترتیب معادل ۷۵ و ۰ می باشد.

بابانوری و همکاران [۱۱] بر اساس ضخامت پرشدگی های رسی، طبقه بندی برای خصوصیات ناپیوستگی ها ارائه نموده اند. مقادیر میانی طبقه بندی که برای پرشدگی با ضخامت ۱۰-۲۰ mm می باشد، مطابق جدول ۳ برای این بررسی انتخاب گردید. مدل

سرعت موج P (m/s) ، V_d سرعت انفجاری (m/s) ، t زمان (s) ،
 K مدول حجمی دینامیکی (Pa) و G مدول برشی دینامیکی
 (Pa) می‌باشند.

q ضریب حرارت ویژه، k فاکتور شکل ماده منفجره
 r_c (برای خرج‌های سیلندری)، r_h شعاع چال انفجاری (mm) ،
 C_p ، ρ_r چگالی سنگ (gr/cm^3) ، (mm)



شکل ۱: جزییات ژئومتری شیب‌ها؛ الف: ناپیوستگی‌های 45° خلاف رویه شیب و ب: ناپیوستگی‌های 45° در راستای رویه شیب

جدول ۱: جزییات خصوصیات استاتیکی سنگ بکر و توده‌سنگ دو طبقه‌بندی متوسط و قوی

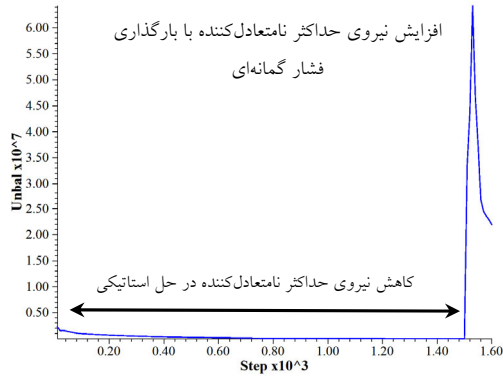
خصوصیات لیتولوژی نمونه	سنگ بکر			توده‌سنگ											
	Den.	UCS	Es	C	Phi	sigt	sigcm	Erm	K	G	a	s	mb	Slope Height	D
	(gr/cm ³)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)					
گرانیت	۲/۷	۱۵۰	۷۵۰	۲۵	۷۵	۰	۱۰۰	۲	۱/۲	۱۰ ^{-۲}	۱۵۰۱	۶/۲	۱۰۰	۱۰۰	۷۵
گرانیت	۲/۷	۱۵۰	۷۵۰	۲۵	۷۵	۱	۱۰۰	۲	۱/۲	۱۰ ^{-۲}	۱۵۰۱	۱/۶	۱۰۰	۱۰۰	۷۵
ماسه‌سنگ	۲/۵	۸۰	۰۰۰	۱۵	۵۰	۰	۱۰۰	۲	۱/۲	۱۰ ^{-۳}	۱۵۰۶	۳/۹	۱۰۰	۱۰۰	۵۰
ماسه‌سنگ	۲/۵	۸۰	۰۰۰	۱۵	۵۰	۱	۱۰۰	۲	۱/۲	۱۰ ^{-۴}	۱۵۰۶	۲/۴	۱۰۰	۱۰۰	۵۰

جدول ۲: جزییات خصوصیات دینامیکی سنگ بکر و توده‌سنگ

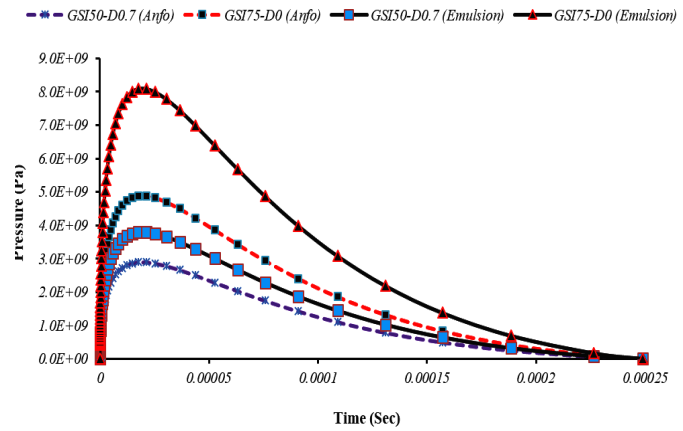
خصوصیات لیتولوژی نمونه	سنگ بکر			توده‌سنگ											
	Den.	UCS	Es	C	Phi	sigt	sigcm	Erm	K	G	a	s	mb	Slope Height	D
	(gr/cm ³)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)					
گرانیت	۲/۷	۲۷۸	۱۰۰	۲۵	۷۵	۰	۱۰۰	۲	۱/۲	۱۰ ^{-۲}	۱۵۰۱	۶/۲	۱۰۰	۱۰۰	۷۵
گرانیت	۲/۷	۲۷۸	۱۰۰	۲۵	۷۵	۱	۱۰۰	۲	۱/۲	۱۰ ^{-۲}	۱۵۰۱	۱/۶	۱۰۰	۱۰۰	۷۵
ماسه‌سنگ	۲/۵	۱۴۹	۳۵	۱۵	۵۰	۰	۱۰۰	۲	۱/۲	۱۰ ^{-۳}	۱۵۰۶	۳/۹	۱۰۰	۱۰۰	۵۰
ماسه‌سنگ	۲/۵	۱۴۹	۳۵	۱۵	۵۰	۱	۱۰۰	۲	۱/۲	۱۰ ^{-۴}	۱۵۰۶	۲/۴	۱۰۰	۱۰۰	۵۰

جدول ۳: جزییات خصوصیات پیرشدگی ناپیوستگی‌ها [۱۱]

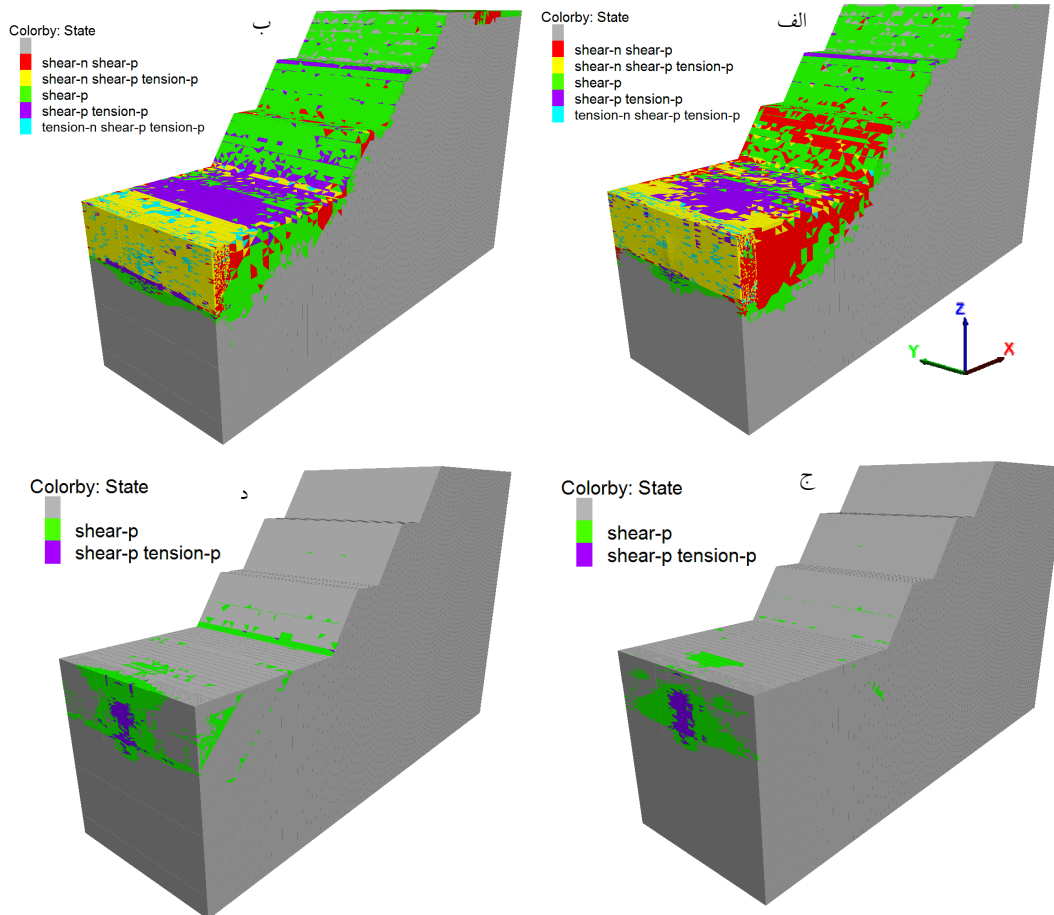
خصوصیات	اصطکاک (زاویه)	چسبندگی (کیلوپاسکال)	سختی برشی (گیگاپاسکال بر متر)	سختی نرمال (گیگاپاسکال بر متر)
مقدار	۳۰	۱۵	۰/۲۵	۰/۵



شکل ۳: نمودار نیروی حداکثر نامتعادل کننده مدل GSI50-D0.7



شکل ۴: تغییرات فشار گمانه‌ای برای دو ماده منفجره آنفو و امولایت



شکل ۴: زون‌های شکست شبیه‌سازی انفجار آنفو با راستای ناپیوستگی‌های زمین‌شناسی مخالف و موافق روبه شیب پس از ۰/۲ ثانیه از آغاز انفجار در مدل‌های: الف) GSI50-D0.7؛ ب) GSI50-D0.7(1)؛ ج) GSI75-D0؛ و د) GSI75-D0(1)

۱۵۰ m تا $X=0$ ، $Y=25$ m و $Z=60$ m (شکل ۱) تعریف گردیده تا به توان لرزش ایجادشده در سطح پله کاری مدل را ثبت نمود.

۲-۶- شبیه‌سازی دینامیکی

مرزبندی دینامیکی مدل همان‌طور که در بررسی ایلماز و اونلو [۱۴] استفاده‌شده از نوع جذب‌کننده در طرفین (به‌استثناء سطح آزاد) و پایین مدل تعریف گردید. این‌گونه مرزبندی مانع از انعکاس امواج فشاری به درون مدل می‌گردد. میرایی مدل نیز بر اساس پیشنهاد ایلماز و اونلو [۱۴] از نوع میرایی محلی به مقدار ۵٪ در نظر گرفته شد. زیرا استفاده از میرایی رایلی در مصالح با رفتار پلاستیسیته اهمیت چندانی ندارد. شبیه‌سازی دینامیکی با اعمال فشارهای گمانه‌ای متناسب با مدل به دیواره چال‌های انفجار آغاز گردید. این شبیه‌سازی به‌صورت اعمال فشار گمانه‌ای هم‌زمان در سه چال تقسیم‌بندی شده‌اند. بر اساس Fish توسعه‌یافته، مقادیر PPV ناشی از فشار دینامیکی انفجار در طی شبیه‌سازی انفجار همواره ثبت گردیده است. لازم به ذکر است، پیش از اعمال فشار از وضعیت تعادل مدل بر اساس نمودار حداکثر نیروی نامتعادل‌کننده اطمینان حاصل شد. در شکل ۳ نمونه‌ای از نمودار نیروی حداکثر نامتعادل‌کننده مدل GSI50-D0.7 ارائه‌شده است.

۳- نتیجه‌گیری و بحث

۳-۱- زون‌های شکست در انفجار آنفو

شاخص‌گذاری پلاستیک شکست 3DEC بر اساس افزایش جریان پلاستیک انواع تنش بر روی زون‌بندی‌ها، معیار تسلیم‌شوندگی احتمالی را به‌صورت الگوهایی ارائه می‌نماید [۲۲]. در شکل ۴ زون‌های شکست مدل‌ها (شبیه‌سازی انفجار آنفو) با راستای ناپیوستگی‌های زمین‌شناسی متفاوت نسبت به رویه شیب در مقابل یکدیگر ارائه‌شده تا بتوان نقش ناپیوستگی‌ها در کنترل گسترش انواع شکست برشی و کششی به سمت شیب را مقایسه نمود. وضعیت هریک از شکست‌ها با دو پسوند p و n مشخص‌شده که به‌ترتیب نمایانگر شکست پایان‌یافته و شکست فعلی می‌باشند.

در شکل ۴-الف شکست Shear-p بر اثر فشار دینامیکی ابتدایی انفجار در مدل به‌شکل پیش‌رونده از ابتدا تا انتهای مدل گسترش و سپس پایان‌یافته است. شکست Shear-n Shear-p نشان‌دهنده جریان دوم شکست برشی توسعه‌یافته (Shear-n)

مطابق معادله‌های (۷) الی (۱۱)، فشار گمانه‌ای به خصوصیت سنگ و ماده منفجره وابسته است، بنابراین برای دو نوع توده‌سنگ و دو نوع ماده منفجره فشار گمانه‌ای مختلف شبیه‌سازی شد. در شکل ۲ تغییرات فشارهای گمانه‌ای برای آنفو 780 kg/m^3 و سرعت انفجاری 4052 m/s و امولایت (چگالی 1250 kg/m^3 و سرعت انفجاری 5580 m/s) ارائه‌شده است. شبیه‌سازی سه مکانیسم عمده انفجار جهت مدل‌سازی یکی از تأثیرگذارترین عوامل در مدل‌سازی دقیق انفجار می‌باشد. جهت شبیه‌سازی (۱) انبساط فشار گاز، مش‌بندی مدل در طول بارسنگ، کل عرض مدل و ارتفاع چال انفجاری امکان انبساط در راستای X یا سطح آزاد را دارند؛ (۲) موج تنش دینامیکی انفجار به‌صورت تنش فشاری اعمال شد. با توجه به نتایج ثبت‌شده برخی پژوهشگران که قطر چال در میزان وزن ماده منفجره و نهایتاً مقدار فشار انفجار تولیدی مؤثر می‌باشد [۱۹] از روش بارگذاری در سرتاسر استوانه چال استفاده شد؛ و (۳) انعکاس امواج فشاری با استفاده از قابلیت‌های 3DEC و آزادسازی مرز در سطح آزاد (بدون مرزهای جذب‌کننده) در هر سه جهت مختصاتی امکان انعکاس موج فشاری به درون توده فراهم گردید.

۲-۵- پارامترهای تخمین آسیب

۱- لیو [۲۰] و دوکووانی و همکاران [۲۱] فشار یا تنش اعمال‌شده را به علت سازگاری با رفتار مکانیکی سنگ به‌عنوان پارامتر بحرانی تعریف‌کننده آسیب برگزیده‌اند. با قابلیت نرم‌افزار 3DEC در تعیین زون‌های احتمالی شکست [۲۲]، زون‌های شکست به‌عنوان پارامتر تخمین کیفی آسیب در نظر گرفته شده و برای تحلیل کیفی انفجار آنفو بکار رفت.

۲- پیرسون و همکاران [۲۳] و هاسترولید و همکاران [۲۴] از PPV به علت سهولت اندازه‌گیری به‌عنوان پارامتر بحرانی ارزیابی آسیب استفاده نموده‌اند. بیهاندری [۲۵] جهت کاهش ریسک آسیب، آستانه لرزش ایمن 50 mm/s را پیشنهاد نموده که همین مقدار به‌عنوان پارامتر تخمین کمی آسیب در انفجارهای آنفو و امولایت استفاده شد.

جهت مونیتور مقادیر PPV از Fish نویسی استفاده‌شده و کدهای آن در محیط 3DEC بارگذاری شد تا مقادیر در راستای طولی از دهانه چال مرکزی تا انتهای طول مدل ثبت شود. به‌عبارت‌دیگر محور پایش مقادیر به‌صورت

با توجه به اینکه تفاوت دو مدل در راستای ناپیوستگی‌های زمین‌شناسی نسبت به رویه شیب می‌باشد، لذا نمودارهای تغییرات PPV در انفجار آنفو برای هر دو حالت ناپیوستگی‌ها در کنار یکدیگر قرار داده شده تا امکان مقایسه وجود داشته باشد. در شکل ۵-الف هر یک از ناپیوستگی‌ها باعث کاهش مقدار PPV و یا به عبارت دیگر، کاهش فشار دینامیکی انفجار شده‌اند. البته هرچند ناپیوستگی‌ها باعث کاهش این فشار شده‌اند، اما با توجه به اینکه غالباً خود ناپیوستگی‌ها ضعیف‌ترین بخش توده سنگ می‌باشند، در مکان‌هایی که فشار دینامیکی انفجار به آن‌ها رسیده، مقدار PPV به‌طور موضعی افزایش یافته است. این موضوع در محل ناپیوستگی‌های دوم و سوم مشاهده می‌شود.

در شکل ۵-ب وضعیت کلی تغییرات PPV با مدل GSI50-D0.7 تفاوت چندانی ندارد. مهم‌ترین اختلاف آن‌ها در مقادیر روی سطح ناپیوستگی‌ها می‌باشد. در شکل ۵-ب افزایش PPV به شکل صعودی قبل از رسیدن فشار به سطح ناپیوستگی‌ها تدریجی فزونی یافته است.

در شکل ۵-ج با افزایش مقاومت توده سنگ، مقادیر PPV ثبت شده به‌طور کلی نسبت به مدل GSI50-D0.7 کاهش یافته است. همچنین برخلاف مدل یادشده، افزایش PPV بر روی سطح ناپیوستگی‌های دوم و سوم مشاهده نمی‌گردد. اما در روند جدیدی، تأثیر ناپیوستگی اول در کاهش PPV (یا فشار دینامیکی انفجار) بیشتر شده و به‌طور شدیدتری توانسته مقدار PPV را نسبت به دو ناپیوستگی بعدی کاهش دهد.

در شکل ۵-د همان کاهش مقادیر PPV با افزایش مقاومت توده سنگ قابل‌رؤیت می‌باشد. نسبت به شکل ۵-ب نیز افزایش تدریجی PPV از سطح ناپیوستگی‌ها، قابل‌رؤیت است. مقایسه مقادیر PPV در شکل ۵-د نسبت به مدل GSI75-D0 نشان می‌دهد در شرایطی که ناپیوستگی‌ها موافق رویه شیب می‌باشند، مقادیر بالاتری ثبت شده است.

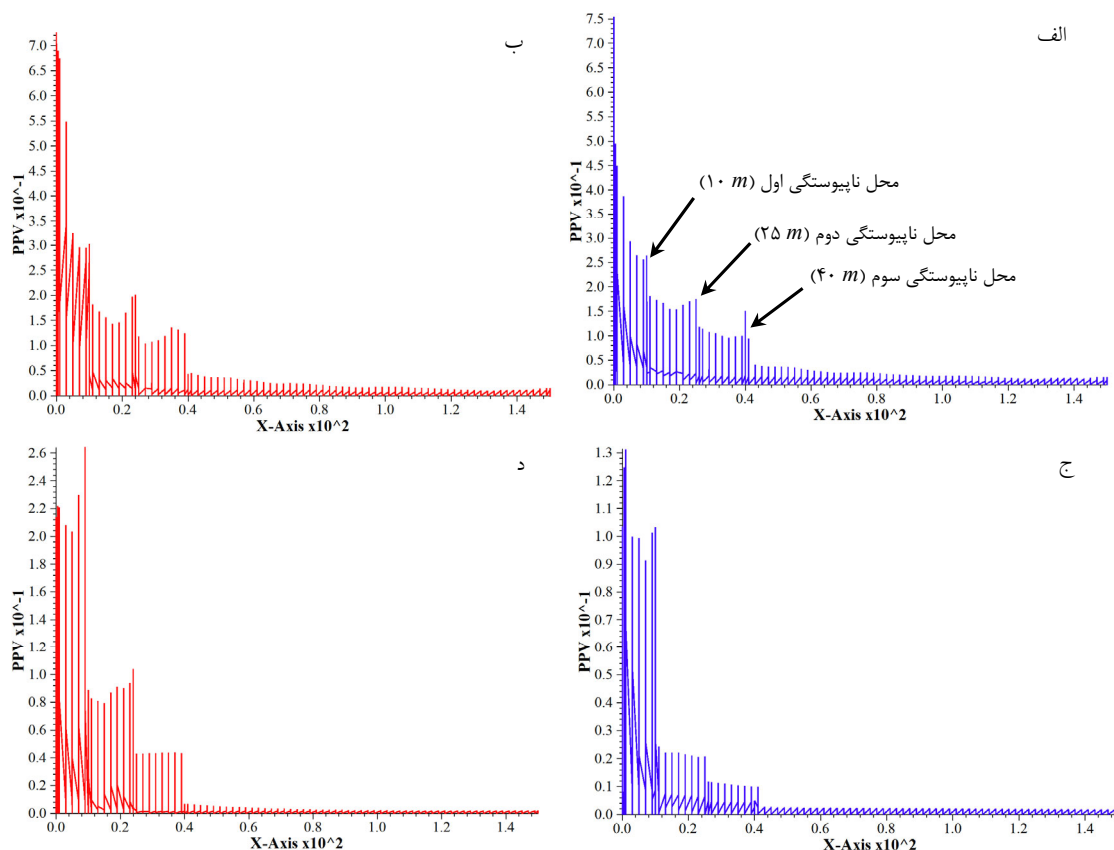
در مدل است که پس از شکست برشی اولیه پایان‌یافته (Shear-p) در حال توسعه است. شکست Shear-n Shear-p Tension-p به جریان پیچیده‌ای اشاره نموده که بیشتر در فاصله بارسنگ گسترش یافته است. این شکست در ابتدا به صورت کشش و سپس برش پایان یافته و در زمان ۰/۲ ثانیه پس از انفجار همچنان شکست برشی جدیدی را در حال توسعه دارد. احتمالاً تعدد (۱) انتقال امواج به سطح آزاد، (۲) انعکاس مجدد به توده سنگ و (۳) انتقال مجدد به سطح آزاد در اثر خردایش‌های جدید مهم‌ترین دلیل این شکست‌های پیچیده باشد. شکست دیگری که به صورت عقب‌زدگی نمایان است با Shear-p Tension-p شاخص‌گذاری شده و به شکست کششی پایان‌یافته‌ای که از تئوری تبدیل امواج فشاری به کششی در اثر انعکاس امواج در سطح آزاد تبعیت می‌نماید و شکست برشی که در اثر فشار دینامیکی مستقیمی که از انفجار ایجاد می‌گردد، اشاره نموده است.

در شکل ۴-ب با تغییر راستای ناپیوستگی‌ها، تأثیر ناپیوستگی‌ها آشکارتر شده و ناپیوستگی اول به خوبی توانسته شکست‌های Shear-n Shear-p Tension-p و Shear-n Shear-p و shear-p و ناپیوستگی دوم نیز شکست Shear-p را کنترل نماید. در مقایسه با شکل ۴-الف به علت شکل ناپیوستگی‌ها، شکست Shear-n Shear-p از گسترش کمتری در عمق پله و به سوی شیب برخوردار است.

در شکل ۴-ج نسبت به مدل GSI50-D0.7 که اختلاف توده سنگ آن‌ها ناشی از مقادیر متفاوت GSI و D می‌باشد، کاهش کمی و کیفی شکست‌ها با افزایش مقاومت توده سنگ مشهود است. در این خصوص شکست Shear-n Shear-p نیز از گسترش اندکی برخوردار است. همچنین پیشروی سطحی شکست Shear-p بر روی پله‌ها نیز کاهش یافته است و مقدار ناچیزی از آن در سطح ناپیوستگی سوم قابل‌رؤیت می‌باشد.

در شکل ۴-د همان نسبت کاهش کمی و کیفی شکست‌ها با افزایش مقاومت توده سنگ مشهود است. البته با توجه به راستای ناپیوستگی‌ها نسبت به مدل GSI75-D0(1)، شکست Shear-p در نهایت تا ناپیوستگی دوم گسترش یافته است که نشان‌دهنده نقش این نوع از ناپیوستگی‌ها در کنترل بهتر شکست می‌باشد.

۳-۲- تغییرات PPV در انفجار آنفو



شکل ۵: تغییرات PPV در راستای محور پایش $X=0$ to 150 m و $Y=25$ m و $Z=50$ m در مدل‌های الف) GSI50-D0.7؛ ب) GSI50-D0(1)؛ ج) GSI75-D0(1) و د) GSI75-D0

جدول ۴- مقادیر حداکثر PPV در بالای دهانه چال و سطح ناپیوستگی‌ها در هر دو حالت ناپیوستگی‌ها برای انفجار آنفو

PPV Max (mm/s)				فاصله از دهانه چال (m)
GSI75-D0(1)	GSI50-D0.7(1)	GSI75-D0	GSI50-D0.7	
۲۲۱/۸۹	۷۲۴/۸۴	۱۳۱/۲۵	۴۰۵/۸۷	۰
۸۸/۸۹	۳۰۳/۱۳	۱۰۳/۲۹	۲۶۴/۲۳	۱۰
۴۳/۱۱	۱۱۸/۴۱	۲۰/۶۸	۱۷۵/۶	۲۵
۷/۰	۴۳/۶۷	۵/۰۲	۱۴۵/۷	۴۰

جدول ۵: مقادیر حداکثر PPV در بالای دهانه چال و سطح ناپیوستگی‌ها در هر دو حالت ناپیوستگی‌ها برای انفجار امولایت

PPV Max (mm/s)				فاصله از دهانه چال (m)
GSI75-D0(1)	GSI50-D0.7(1)	GSI75-D0	GSI50-D0.7	
۲۳۹/۷۷	۱۳۳۰/۱۵	۱۱۳۲/۵۸	۱۱۴۳/۷۶	۰
۱۱۵/۳۷	۳۶۹/۳۶	۱۶۱/۷۹	۲۸۱/۸۹	۱۰
۴۲/۹۴	۱۳۳/۸۶	۲۵/۵۶	۱۸۰/۴۴	۲۵
۶/۵۲	۴۹/۱۶	۵/۳۸	۱۶۴/۱۲	۴۰

جهت کنکاش این موضوع از وضعیت زون های شکست استفاده شده و مشخص گردید قسمتی از فشار دینامیکی پس از برخورد به ناپیوستگی ها به سطح پله منتقل شده اند که این شرایط در ناپیوستگی های مخالف رویه شیب چندان آشکار نیست.

۳-۳- تغییرات PPV در انفجار امولایت

همان طور که در بخش "شبیه سازی فشار گمانه ای" اشاره شد، خصوصیات ماده منفجره در فشار اعمالی به دیواره گمانه مؤثر است. مقایسه تغییرات فشارهای گمانه ای ماده منفجره آنفو و امولایت در شکل ۲ مؤید همین موضوع است. جهت اثرسنجی این اختلاف، نتایج ثبت شده در راستای محور ثبت کننده پیشین برای هر دو حالت ناپیوستگی ها در شکل ۶ ارائه شده است. مقایسه مقادیر PPV بر روی سطح ناپیوستگی ها در شکل ۶ با شکل ۵ به خوبی نقش تغییر ماده منفجره و تأثیرات آن را نشان می دهد. در شکل ۶-الف نسبت به شکل ۵-الف، تأثیر ناپیوستگی اول در کنترل آسیب ناچیز بوده و این تأثیر از ناپیوستگی دوم خودنمایی می کند؛ اما با افزایش مقاومت توده سنگ (شکل ۶-ج) این تأثیر مجدد آشکار می گردد. همچنین این مقادیر در دو حالت شکل ۶ نسبت به شکل های ۵-الف و ب افزایش یافته است. با تغییر راستای ناپیوستگی ها، ناپیوستگی ها در شکل ۶-ب در کنترل آسیب موفق بوده اند. مقایسه مقادیر PPV در سطح ناپیوستگی های شکل های ۶-ب و د با شکل های ۵-ب و د افزایش آسیب ناشی از ماده منفجره قوی تر را نمایش می دهد.

۳-۴- بررسی آماری انفجار آنفو

در شکل های ۵ و ۶ نقش ناپیوستگی ها و خصوصیات توده سنگ در تغییرات PPV مشخص گردید. جهت بررسی بیشتر حداکثر مقدار PPV بر روی سطح ناپیوستگی ها یعنی در فواصل ۱۰، ۲۵ و ۴۰ m گزینش شده و به همراه مقدار مشابه در دهانه چال برای هر دو حالت ناپیوستگی ها در جدول ۴ ارائه شد. هدف دیگر از این انتخاب، تعیین گسترش آسیب انفجار در هر مدل می باشد. مقادیر فراتر از ۵۰ mm/s که نشان دهنده آسیب توده سنگ می باشد به صورت پررنگ و مایل شاخص گذاری شده است.

مقایسه مقادیر به دست آمده نشان می دهد در مدل GSI50-D0.7 که ناپیوستگی ها در راستای مخالف رویه شیب می باشند

آسیب انفجار تا فاصله ۴۰ m از دهانه چال گسترش یافته در حالی که در مدل GSI50-D0.7(1) تا فاصله ۲۵ m گسترش داشته است. مقایسه GSI75-D1 و GSI75-D0.7 با GSI75-D1(1) و GSI75-D0.7(1) نتایج تقریباً یکسانی را نشان می دهد. در مدل های GSI75-D0 و GSI75-D0(1) آسیب در ۱۰ m خلاصه شده و نسبت به دو مدل ضعیف تر مقادیر ثبت شده کاهش یافته است. البته مقادیر PPV در فاصله ۱۰ m مدل GSI75-D0(1) کمتر از GSI75-D0 می باشد. این نشان دهنده نقش بهتر ناپیوستگی دوم با راستای رویه شیب در کنترل آسیب می باشد.

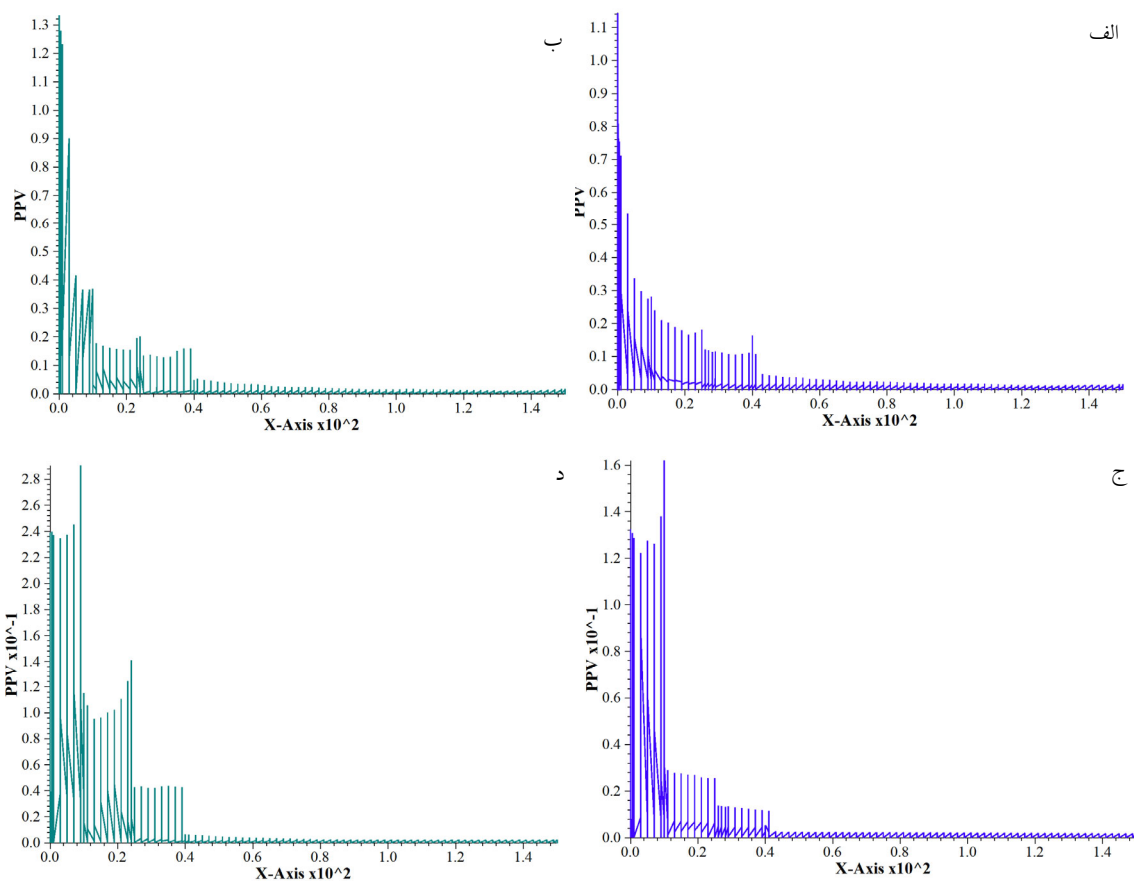
۳-۵- بررسی آماری انفجار امولایت

همان طور که در جدول ۵ مشاهده می شود در مدل های ضعیف تر، ناپیوستگی های موافق با رویه شیب کنترل بهتری بر روی آسیب داشته اند. این موضوع در توده سنگ قوی تر اختلاف کمتری دارد.

لازم به ذکر است، به طور کلی با افزایش فشار گمانه ای ناشی از امولایت، مقادیر PPV ثبت شده افزایش یافته و این موضوع منطقی، تثبیت کننده صحت شبیه سازی عددی صورت گرفته می باشد. از نتایج بررسی آماری برای تعیین میزان تغییرات ایجاد شده در اثر انفجار امولایت نسبت به آنفو استفاده شد. بر این اساس مقادیر حداکثر PPV بر روی سطح ناپیوستگی ها در جدول ۵ نسبت به جدول ۴ مقایسه و خلاصه نتایج آن در جدول ۶ ارائه شده است.

۴- نتیجه گیری

قابلیت های دینامیکی روش المان مجزای سه بعدی امکان بررسی گسترش زون آسیب انفجار در توده سنگ و به روزآوری جدول راهنمای تخمین D را فراهم نموده است. مهم ترین نتایج کسب شده از این بررسی به صورت زیر خلاصه می گردد: در بررسی زون های احتمالی شکست مشخص شد ناپیوستگی های زمین شناسی باعث کنترل جریان پلاستیک شکست های کششی و برشی می شوند. در این راستا با افزایش مقاومت سنگ، نقش ناپیوستگی ها پررنگ تر می باشد.



شکل ۶: تغییرات PPV در انفجار امولایت برای مدل‌های الف) GSI50-D0.7؛ ب) GSI50-D0.7(1)؛ ج) GSI75-D0 و د) GSI75-D0(1)

جدول ۶: میزان درصد افزایش PPV در اثر انفجار امولایت نسبت به انفجار آنفو

PPV Max (mm/s)				
GSI75-D0(1)	GSI50-D0.7(1)	GSI75-D0	GSI50-D0.7	فاصله از دهانه چال (m)
۲۹/۸	۲۱/۸	۵۶/۶	۶/۷	۱۰
-۰/۴	۱۳	۲۳/۶	۲/۸	۲۵
-۶/۵۹	۱۲/۶	۷/۱	۱۲/۶	۴۰

استفاده از سیستم‌های طبقه‌بندی مهندسی سنگ به علت در نظر گرفتن اطلاعات توده سنگ، ابزار مناسبی برای پیش‌بینی آسیب انفجار می‌باشد. ارتباط GSI در بررسی وضعیت شکست با PPV مؤید این موضوع است.

در توده سنگ‌های دارای GSI پایین، کاهش آسیب انفجار از شدت بیشتری برخوردار است و نقش ناپیوستگی‌ها کم‌رنگ‌تر می‌شود.

مطابق جداول ۴ و ۵ حداکثر آسیب انفجار تا کمی بیشتر از ۴۰ m از دهانه چال گسترش می‌یابد. در همین راستا چنانچه ناپیوستگی‌ها از امتداد موافق رویه شیب برخوردار باشد، کنترل بیشتری بر روی کاهش آسیب انفجار ایجاد می‌نمایند.

بررسی حداکثر مقادیر PPV قبل و بعد از ناپیوستگی‌های اول، دوم و سوم (فواصل ۱۰، ۲۵ و ۴۵ m) در انفجار آنفو با امتداد ناپیوستگی مخالف با رویه شیب، متوسط کاهش ۴۳٪ آسیب به ازای هر ناپیوستگی را نشان می‌دهد. متوسط این کاهش به ازای هر ناپیوستگی به شرح زیر می‌باشد:

- ناپیوستگی اول: ۲۸٪
- ناپیوستگی دوم: ۵۶٪
- ناپیوستگی سوم: ۴۶٪

در شرایط مشابه اما با ناپیوستگی‌های با راستای موافق رویه شیب، متوسط کاهش ۶۲٪ آسیب به ازای هر ناپیوستگی رؤیت گردید. متوسط این کاهش به ازای هر ناپیوستگی به شرح زیر می‌باشد:

- ناپیوستگی اول: ۵۹٪
- ناپیوستگی دوم: ۵۶٪
- ناپیوستگی سوم: ۷۳٪

با توجه به این که در هر حالت از ناپیوستگی مدل‌های یادشده مقدار GSI و D متفاوت بوده، لذا نقش این دو پارامتر در پیش‌بینی آسیب حائز اهمیت می‌باشد. ناپیوستگی‌های با راستای موافق رویه شیب نقش مفیدتری در کاهش آسیب انفجار بازی می‌کنند.

مقایسه حداکثر مقدار PPV بر روی سطح ناپیوستگی‌ها در انفجار امولایت نسبت به انفجار آنفو نشان می‌دهد چنانچه ناپیوستگی‌ها مشابه امتداد رویه شیب باشند، حساسیت کمتری به افزایش فشار گمانه‌ای ماده ناشی از ماده منفجره قوی‌تر دارند. مطابق جدول ۶ نکته حائز اهمیت‌تر در خصوص استفاده از امولایت به جای آنفو، در مقادیر منفی مربوط به مدل

(1) GSI75-D0 می‌باشد. بر اساس نتایج تغییرات حداکثر PPV این مدل، آسیب انفجار ناشی از امولایت تا ۱۰ m پشت چال بیشتر از مقدار مشابه نسبت به آنفو می‌باشد؛ اما در ۲۵ و ۴۰ m پس از آن آسیب آنفو به مقدار کمتر، افزایش می‌یابد. این موضوع شاید به انبساط فشار گاز ناشی از انفجار آنفو مربوط می‌باشد.

علی‌رغم این که ضریب k (معادله (۱)) در معادلات تجربی نماینده خصوصیات زمین‌شناسی می‌باشد، نتایج نشان داد این معادلات نمی‌تواند به خوبی تأثیر ساختارهای زمین‌شناسی را آشکار نمایند.

نتایج مدل‌سازی نشان‌دهنده قابلیت 3DEC در بررسی فرآیند پیچیده انفجار می‌باشد.

با توجه به تأثیر ناپیوستگی‌ها در کنترل آسیب، استفاده از ناپیوستگی‌های مصنوعی مانند آنچه در انفجار پیش‌شکافی توسعه می‌یابد، روش مناسبی برای کاهش آسیب و جلوگیری از ایجاد ناپایداری در شیب‌ها خواهد بود.

در این بررسی دو حالت ایده‌آل از ناپیوستگی‌ها و همچنین طرح انفجاری ساده برای بررسی استفاده شد تا بررسی‌های پیشین تکمیل گردد. لذا در نظر گرفتن حالت‌های دیگری از خصوصیات توده سنگ، ناپیوستگی‌ها و طرح‌های انفجاری می‌تواند به آشکارسازی بیشتر آسیب انفجار کمک نماید.

۵- مراجع

- Coupling of two methods, waveform superposition and numerical, to model blast vibration effect on slope stability in jointed rock masses. *Computers and Geotechnics*, 61, 42-49.
- [14] Yilmaz, O., & Unlu, T. (2013). Three dimensional numerical rock damage analysis under blasting load. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 266-278.
- [15] Mckenzie, C. (1993). *Comprehensive rock engineering: excavation, support and monitoring* (Vol. 4). (I. Hudson, Ed.) Pergamon Press.
- [16] Jong, Y., Lee, C., Jeon, S., Cho, Y., & Shim, D. (2005). Numerical modeling of the circular-cut using particle flow code. *1st Annular Conference of Explosives and Blasting Technique*. Orlando.
- [17] Yang, J., Lu, W., Jiang, Q., Yao, C., & Jiang, S. (2016). A study on the vibration frequency of blasting excavation in highly stressed rock masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(7), 2825-2843.
- [18] Aliabadian, Z., & Sharafisafa, M. (2014). Numerical modeling of presplitting controlled method in continuum rock masses. *Arabian Journal of Geosciences*, 7, 5005-5020.
- [19] Resende, J. (2010). *An investigation of stress wave propagation through rock joints and rock masses*. Portugal: Ph.D. Thesis, Universidade do Porto.
- [20] Liu, Q. (2002). Estimation of dynamic pressure around of fully loaded blasthole in rock. *Fragblast-7*, 267-272.
- [21] Drukovanyi, M., Kravtsov, V., Chernyavskii, Y., Reva, V., & Zerkov, S. (1976). Calculation of fracture zones created by exploding cylindrical charges in ledge rocks. *Soviet Mining Science*, 12(3), 292-295.
- [22] Itasca Consulting Group Inc. (2013). *3DEC Ver. 5.2 user's guide*.
- [23] Persson, P., Holmberg, R., & Lee, J. (1993). *Rock blasting and explosive engineering*. London, United Kingdom: CRC Press.
- [24] Hustrulid, W., Bennett, R., Ashland, F., & Lenjani, M. (1992). A new method for predicting the extent of blast damage zone. Gyttop: Nitro Nobel: Proc Blasting Conference paper No 3.
- [25] Bhandari, S. (1997). *Engineering rock blasting operations*. CRC Press, Balkema.
- [1] Rustan, A. (2011). *Mining and rock construction technology*. CRC Press, Balkema.
- [2] Hoek, E. (2012). *Blast damage factor D*. Technical Note for Rocscience.
- [3] Hustrulid, W. (1999). *Blasting principles for open pit mining- general design concept* (Vol. 1). CRC Press, Balkema.
- [4] Najm, K., Javaherian, A., & Amnieh, H. (2002). Study of blasting vibrations in sarcheshmeh copper mine. *Acta Seismologica Sinica*, 15, 683-690.
- [5] Hossaini, S., & Sen, G. (2006). A study of the influence of different blasting modes and explosive types on ground vibrations. *Iranian Journal of Science and Technology, Transaction, Engineering*, 30, No. B3.
- [6] Konya, C., & Walter, E. (1991). *Rock blasting and over break control*. Washington, DC, USA.: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration Office of Implementation.
- [7] Ak, H., & Konuk, A. (2008). The effect of discontinuity frequency on ground vibrations produced from bench blasting: A case study. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 28, 686-694.
- [8] Ainalis, D., Kaufmann, O., Tshibangu, J., & Verlin,, G. (2016). Modelling the source of blasting for the numerical simulation of blast-induced ground vibrations: A review. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(1), 171-193.
- [9] Wyllie, D., & Mah, C. (2004). *Rock slope engineering- civil and mining* (4th ed.). New York, USA: Taylor & Francis.
- [10] Hoek, E., & Brown, E. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 34(8), 1165-1186.
- [11] Babanouri, N., Mansouri, H., Karimi-Nasab, S., & Bahaadini, M. (2013). A coupled method to study blast wave propagation in fractured rock masses and estimate unknown properties. *Computers and Geotechnics*, 49, 134-142.
- [12] Wei-hua, W., Xi-bing, L., Yu-jun, Z., & Zi-long, Z. (2006). 3DEC modeling on effect of joints and interlayer on wave propagation. *Transactions of Nonferrous Metal Sciency of China*, 16, 728-734.
- [13] Azizabadi, H., Mansouri, H., & Fouché, O. (2014).

رفتار خستگی سنگ‌های سخت تحت بارگذاری سیکلی

علی اکبر مؤمنی^{۱*}؛ غلامرضا خانلری^۲؛ مجتبی حیدری^۳؛ مرات کاراکوس^۴ و علیرضا طالب بیدختی^۵

- ۱- استادیار دانشکده علوم زمین، دانشگاه صنعتی شاهرود
- ۲- استاد گروه زمین‌شناسی مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا
- ۳- دانشیار گروه زمین‌شناسی مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا
- ۴- دانشیار دانشکده مهندسی معدن، دانشگاه آدلاید استرالیا
- ۵- استادیار گروه زمین‌شناسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی

دریافت: مهر ۱۳۹۵ پذیرش: دی ۱۳۹۶

چکیده

هدف از این پژوهش ارزیابی رفتار خستگی سنگ‌های مقاوم و سخت گرانیتوئیدی تحت بارگذاری چرخه‌ای تک‌محوره می‌باشد. بدین منظور ۴ نمونه مغزه تحت بارگذاری استاتیکی و ۶ نمونه مغزه تحت بارگذاری دینامیک از نوع بارگذاری نیرو کنترل و جابجایی کنترل قرار گرفت. آزمون‌های نیرو کنترل در ترازهای تنش متغیر و دامنه بارگذاری ثابت (۶۸٪ مقاومت فشاری تک‌محوری) و فرکانس یک هرتز انجام گردید. آزمون جابجایی کنترل به صورت پله‌ای با افزایش حد بالای جابجایی و دامنه بارگذاری ثابت انجام شد. به منظور ارزیابی نتایج آزمون‌های خستگی پارامترهای کرنش بیشینه و کمینه محوری، کرنش بیشینه و کمینه جانبی، مدول‌های مماسی و متقاطع، چقرمگی و انرژی وارفتگی بکار گرفته شد. نتایج نشان داد که این تیپ سنگی حساسیت کمی به آسیب خستگی نشان می‌دهد چراکه رفتار غالب آن الاستیک است. از بین پارامترهای آسیب خستگی، پارامتر کرنش جانبی آسیب سه مرحله‌ای خستگی را بهتر نشان می‌دهد. بعلاوه مشاهده گردید که حلقه وارفتگی عملاً برای این تیپ سنگی تشکیل نشده و شکست سنگ به صورت انفجاری است. همچنین، آزمون جابجایی کنترل نشان داد که این تیپ سنگی رفتار کرنش نرم شوندگی ضعیفی را نشان می‌دهد

واژگان کلیدی

خستگی، فرکانس بارگذاری، چقرمگی، حلقه وارفتگی، کرنش نرم شوندگی

۱- مقدمه

در گذشته تحقیقاتی به منظور ارزیابی این نکته که آیا سنگ‌ها هم در معرض خستگی می‌باشند یا خیر، انجام شده است که عمدتاً در ارتباط با بهبود حفاریات معدنکاری بوده است. با این وجود، تلاش‌های انجام گرفته برای مطالعه خصوصیات

خستگی سنگ‌ها محدود بوده و نتایج به دست آمده قاطع نبوده و بعضاً به دلیل شرایط گسترده بارگذاری و ویژگی‌های زمین شناختی مواد، نتایج به دست آمده باهم مغایرت دارند [۱]. بوردین [۲] برای اولین بار نشان داد که تراکم سیکلی سنگ، منجر به ضعیف‌شدگی این مصالح می‌گردد. وی ماسه‌سنگ‌های بریا را تحت بارگذاری تک‌محوری و سه محوری چرخه‌ای قرار

* نویسنده مسئول مکاتبات. E-mail address: Ali_moomeni@yahoo.com; Tel.: +989122889469; fax: +9823323396007

داد و به این نتایج رسید که: درتنشی برابر ۷۴ درصد مقاومت فشاری تک محوری در شرایط استاتیکی، شکست در کمتر از ۱۰۶ سیکل اتفاق می افتد. ایشیزاکا و همکاران [۳] گزارش نموده اند که اگرچه خستگی برای سنگ ها طبیعی است، اما کاهش مقاومت سنگ، ناشی از تکرار بارگذاری بشدت متغیر است. همچنین ارزیابی آنها از تأثیر فرکانس، مشخص کرد که در شرایط تنش اعمالی مشابه، افزایش فرکانس باعث افزایش عمر خستگی (مدت زمان یا تعداد چرخه های بارگذاری سیکلی) می شود. یاماشیتا [۴] یک سری تست خستگی و خزش بر روی سنگ های نرم و سخت انجام داد. وی به این نتیجه رسید که فرآیند گسیختگی و مکانیسم بارگذاری در آزمون خزش/خستگی و بارگذاری فشاری تک محوری، ارتباط تنگاتنگی با یکدیگر دارد. ریو همکاران [۵] اثر نرخ کرنش بر روی مقاومت فشاری تک محوری و تنش خستگی ماسه سنگ ها را مطالعه نمودند. مطابق با نتایج کار آنها، تنش خستگی و مدول یانگ با افزایش نرخ کرنش، افزایش می یابد. همچنین کرنش گسیختگی در شرایط نرخ کرنش متفاوت، با افزایش تعداد چرخه ها، افزایش نشان می دهد. گرانمایه وانقی و همکاران [۶] رفتار زوال پذیری مقاومتی ماسه سنگ و گرانودیوریت را در اثر بارگذاری چرخه ای تک محوری مورد مطالعه قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که دامنه بارگذاری، بیشترین تأثیر را در پاسخ خستگی این گونه سنگ ها دارد.

باجده و پتروس [۷ و ۸] خصوصیات خستگی و دینامیکی ماسه سنگ را تحت بارگذاری سیکلی مطالعه کرده اند. آنها به این نتیجه رسیدند که با افزایش فرکانس بارگذاری، پارامترهایی نظیر مقاومت خستگی، انرژی آزاد شده و مدول دینامیکی کاهش می یابد. از طرفی آنها نشان دادند که ریزساختار نمونه ها بر روی خصوصیات خستگی مؤثر است. فوئنکاجورن و فوئکفام [۹] تأثیر بارگذاری چرخه ای را بر روی خصوصیات سنگ های نمکی مطالعه نمودند. مطابق با نتایج کار آنها، مقاومت خستگی با افزایش تعداد چرخه های بارگذاری به صورت تابع توانی کاهش می یابد. لیو و هی [۱۰] و لیو و همکاران [۱۱] به منظور ارزیابی تأثیر تنش محصورکننده بر روی خصوصیات خستگی سنگ، یک سری آزمایش خستگی سه محوری بر روی ماسه سنگ ها انجام دادند که نشان داد با افزایش تنش محصورکننده، کرنش در لحظه شکست افزایش یافته و رفتار خستگی سه مرحله ای

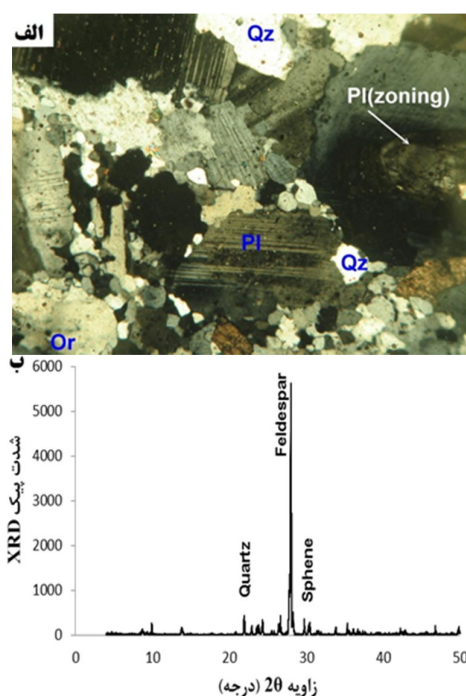
همانند شرایط تک محوری وجود دارد. مؤمنی و همکاران [۱۲] رفتار خستگی مونوزوگرانیت های الوند را در شرایط مختلف بارگذاری سیکلی مورد ارزیابی قرار دادند و مشاهده کردند که در اثر پدیده خستگی مقاومت این نوع گرانیت ها تا ۷۵ درصد مقاومت اولیه آنها کاهش می یابد.

مروری بر تاریخچه مکانیک سنگ نشان می دهد که پیشرفت هایی در زمینه توصیف رفتار سنگ در بارگذاری دینامیکی و چگونگی آزادسازی انرژی در حین تغییر شکل، حاصل شده است. با این وجود اطلاعات و دانش موجود برای پاسخ گویی به نیازهای کاربردی و پیش بینی انفجار سنگ و زمین لرزه و تدوین یک برنامه علمی برای حل این مشکلات کافی نیست. بعلاوه سنگ های مطالعه شده عمدتاً سنگ های با مقاومت متوسط تا بالا بوده و عملاً سنگ های با مقاومت بسیار بالا که رفتار شکننده ای دارند (سنگ هایی با رفتار غالب الاستیک-شکست قبل از پیک و همراه با آزاد کردن انرژی بعد از نقطه پیک مقاومتی)، مطالعه نشده اند. با توجه به موارد گفته شده، بر روی رفتار خستگی سنگ ها کارهای محدودی صورت گرفته است. لذا ضرورت ارزیابی عملکرد بارگذاری چرخه ای بر روی خصوصیات مهندسی این گروه از سنگ ها، احساس می گردد.

۲- مواد و روش ها

تحقیق حاضر بر روی سنگ های گرانودیوریتی انجام شده است. بدین منظور بلوک مناسبی از این سنگ ها انتخاب شد و سپس برای تهیه مغزه های لازم به آزمایشگاه انتقال داده شد. در ابتدا به منظور تشخیص کانی شناسی این سنگ ها مقاطع نازک مناسب از آن تهیه و مورد مطالعه قرار گرفت. بعلاوه جهت تکمیل مطالعات سنگ شناسی آزمایش XRD بر روی این نمونه ها انجام گردید. مغزه های تهیه شده به منظور انجام آزمون های خستگی، دارای نسبت طول به قطر ۲/۵ و قطر ۵۴ میلی متر بوده اند. سطوح انتهایی این مغزه ها مطابق با استاندارد انجمن بین المللی مکانیک سنگ [۱۳] آماده گردیدند. همچنین به منظور ثبت رفتار تغییر شکل پذیری این سنگ ها در طول آزمایش چهار عدد کرنش سنج الکترونیکی با طول ۲۰ میلی متر، با آرایش دو کرنش سنج قائم و دو کرنش سنج افقی بر روی نمونه ها چسبانیده شدند. قبل از انجام آزمایش های خستگی، خصوصیات فیزیکی و مکانیکی این سنگ ها اندازه گیری گردید.

حضور دارند. این مطلب باعث شده تا این سنگ‌ها کاملاً سفید بوده و پیشوند هولوکو برای آنها آورده شود. نبود این کانی‌ها، باعث شده تا این سنگ‌ها رفتار شکننده‌ای از خود نشان دهند. طوری که در نمونه‌های صحرایی فراهم کردن بلوک سنگی که بتوان مغزه مناسب از آن تهیه نمود مشکل بوده و اکثر بلوک‌ها دارای شکستگی و ریزترک‌های بودند که حاصل کرنش پذیری کم این سنگ‌ها در برابر تنش‌های تکتونیکی متحمل شده در گذشته زمین‌شناسی سنگ و همچنین تنش‌های ناشی از عملکرد فرایندهای هوازدگی می‌باشد.



شکل ۱: سیمای کانی‌شناختی سنگ‌های گرانودیوریتی الوند، الف: عکس مقطع کانی‌شناختی، ب: نتایج آنالیز XED. Qz: کوارتز، Pl: پلاژیوکلاز، Or: اورتوز

۳-۲- آزمایش‌های خستگی نیرو کنترل

خلاصه نتایج بارگذاری استاتیکی و دینامیکی بر روی این سنگ‌ها در جداول ۱ و ۲ نشان داده شده است. این نتایج به‌عنوان مرجعی برای مقایسه رفتار دینامیکی با استاتیکی مورد استفاده قرار گرفت. با توجه به میانگین مقاومت تک‌محوره ۲۵۹ مگاپاسکال و مدول الاستیک ۶۶ گیگاپاسکال به‌دست‌آمده، این سنگ‌ها بر اساس رده‌بندی دیر و میلر در رده AM قرار می‌گیرند. بالا بودن مدول الاستیسیته و نزدیک بوده آن با مقدار

درواقع این آزمایش‌ها به‌منظور تعیین خصوصیات فیزیکی-مکانیکی این گروه از سنگ‌ها در شرایط بارگذاری استاتیکی و فراهم ساختن مرجعی برای آزمایش‌های دینامیکی بعدی، انجام گردیدند. به‌منظور انجام آزمایش‌های خستگی، دستگاه سروهیدرولیک حلقه بسته از نوع اینسترون با ظرفیت بارگذاری ۵۰۰ کیلو نیوتن در دانشگاه آدلاید استرالیا استفاده گردید. آزمون خستگی به دو صورت نیرو کنترل و جابجایی کنترل انجام می‌گردد که هر دو روش در این پژوهش به کار گرفته شده است. آزمایش‌های مذکور در شرایط بارگذاری تک‌محوری در سه سطح بیشینه بار مختلف، در بازه ۰/۹۵، ۰/۹۸ و ۰/۹۹ مقاومت فشاری تک‌محوری، انتخاب گردیدند. دامنه بارگذاری برای این سه آزمون خستگی، ۶۸ درصد مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ در نظر گرفته شد. به‌علاوه به‌منظور ارزیابی رفتار نرم شوندگی این سنگ‌ها، یک آزمون چندمرحله‌ای به روش جابجایی کنترل انجام گردید. در شروع آزمایش نمونه تا سطح تنش متوسط، به‌صورت نیرو کنترل و با نرخ اعمال بار مشابه باحالت استاتیکی (۱/۶ کیلو نیوتن بر ثانیه)، بارگذاری شد. پس از رسیدن به سطح تنش متوسط، با وارد کردن دامنه و فرکانس بارگذاری، بارگذاری چرخه‌ای آغاز گردید. فرکانس مورد استفاده در این پژوهش به‌جز یک آزمون با فرکانس بارگذاری ۰/۵ هرتز، یک هرتز بوده است. در نهایت نتایج به‌دست‌آمده از آزمون خستگی از نقطه نظر کرنش‌های حداکثر و حداقل جانبی و محوری، مدول‌های مماسی و متقاطع بارگذاری و باربرداری، چقرمگی و انرژی وارفتگی مورد ارزیابی قرار گرفتند.

۳- نتایج و بحث

۳-۱- مطالعات پتروگرافی

مطالعات مقطع نازک نشان می‌دهد که گرانودیوریت‌های مورد مطالعه، درشت‌دانه با بافت انهدرال گرانولار می‌باشند (شکل ۱ الف). ترکیب کانی‌شناختی این سنگ‌ها شامل کوارتز (۲۵ درصد)، ارتوکلاز (۱۰ درصد)، پلاژیوکلاز (۶۰ درصد)، مسکویت (۲ درصد) و اسفن (۳ درصد) می‌باشد. نتایج آزمون XRD انجام‌شده بر روی این سنگ‌ها مؤید نتایج مطالعات مقطع نازک می‌باشد (شکل ۱ ب). نکته قابل توجه در ترکیب این سنگ‌ها نبود کانی‌های مافیکی مثل بیوتیت و هورنبلند بوده که معمولاً در ترکیب سنگ‌های خانواده گرانیتوئیدها

مدول متقاطع، حکایت از این مطلب دارد که این سنگ‌ها کرنش پذیری خیلی پایینی دارند. ساختار بلورین و عدم توسعه هوازدگی در این سنگ‌ها باعث گردیده تا همانند دیگر سنگ‌های آذرین مقدار تخلخل این سنگ، پایین باشد. نبود کانی‌های مافیک حاوی آهن و منیزیم باعث شده دانسیته این سنگ‌ها نسبت به خانواده گرانیتوئیدها در پایین‌ترین مقدار باشد.

به منظور مقایسه رفتار گرانودیوریت‌ها در حالت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی، منحنی تنش-کرنش این تیپ سنگی در هر دو حالت بارگذاری، در شکل ۲ نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود، به علت آسیب انباشتی، گسیختگی برای این تیپ سنگی نیز می‌تواند در تراز تنشی پایین‌تر از مقاومت فشاری تک‌محوری اتفاق بیفتد. باین‌وجود، ارزیابی رفتار این تیپ سنگی در شکل ۲ حکایت از رفتار بسیار الاستیک و شکننده برای این تیپ خاص سنگی داشته به نحوی که سنگ در بارگذاری چرخه‌ای کرنش محوری کمی را متحمل شده و عملاً به محض رسیدن به کرنش محوری در لحظه شکست برای حالت بارگذاری استاتیکی، نمونه دچار گسیختگی می‌شود. در مقایسه با رفتار دیگر سنگ‌های گرانیتوئیدی [۱۴]، مقاومت این سنگ‌ها بالاتر بوده و سهم بخش رفتار پلاستیک در منحنی تنش-کرنش این نوع سنگ، بسیار محدود می‌باشد. شکنندگی این سنگ‌ها در حدی است

که به هنگام گسیختگی در هر دو حالت استاتیکی و دینامیکی، سنگ منفجر شده و در آنها سطح شکست به علت انفجار قابل تشخیص نیست (شکل ۳). علت این رفتار را می‌توان به رفتار الاستیک این سنگ نسبت داد. درواقع به علت رفتار الاستیک سنگ، انرژی زیادی در سنگ ذخیره شده و زمانی که تراز تنش به حدی که باعث ایجاد هسته‌های ترک می‌رسد، این انرژی ذخیره شده باعث گسیختگی ناگهانی سنگ شده و آزاد می‌گردد.

۳-۲-۱- ارزیابی تأثیر بیشینه باربر روند خستگی

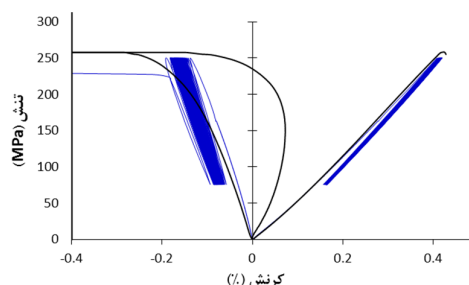
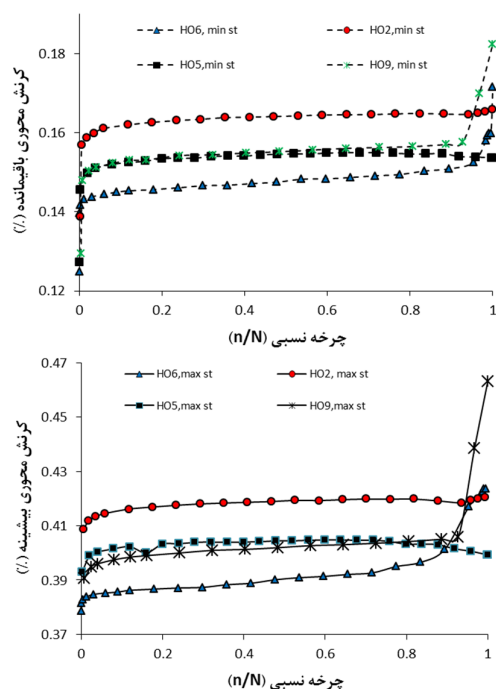
ارزیابی آسیب خستگی بر اساس پارامترهای کرنش محوری و جانبی در برابر چرخه نسبی (شماره چرخه بارگذاری (n) به شماره چرخه نهایی در لحظه شکست (N)) و در شرایط بارگذاری با دامنه بار $0/68$ و بیشینه بارهای $0/92$ ، $0/95$ و $0/98$ در شکل‌های ۴ و ۵ نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل‌ها دیده می‌شود فرایند آسیب خستگی این سنگ‌ها شامل سه مرحله هسته‌زایی ترک، رشد یکنواخت ترک و رشد تسریع شونده ترک می‌باشد. مرحله هسته‌زایی ترک (فاز I) و مرحله رشد یکنواخت و پایدار ترک (فاز II)، در هر چهار پارامتر و همچنین هر چهار نمونه قابل تشخیص می‌باشد. عمده تفاوت رفتار این نوع سنگ با دیگر گرانیتوئیدها، مربوط به رشد ناپایدار و تسریع شونده ترک (فاز III) می‌باشد.

جدول ۱: خصوصیات فیزیکی و مکانیکی در شرایط استاتیکی برای گرانودیوریت‌های الوند

تخلخل (%)	دانسیته (gr/cm^3)	چقرمگی (J/m^3)	مدول متقاطع (Gpa)	مدول مماسی (Gpa)	مقاومت فشاری تک‌محوری (Mpa)	نوع مقادیر
۰/۹۲	۲/۶۴۷	۰/۵۷۸	۶۰/۲۲	۶۷/۸۸	۲۷۳/۲۲	بیشینه
۰/۸۴	۲/۶۴۵	۰/۵۳۰	۵۹/۰۸	۶۶/۰۳	۲۵۹/۱۶	میانگین
۰/۷۶	۲/۶۴۴	۰/۴۶۸	۵۸/۱۷	۶۴/۷۲	۲۴۹/۱۰	کمینه

جدول ۲: خلاصه‌ای از مشخصات آزمون‌های خستگی انجام شده بر روی گرانودیوریت‌ها

شماره چرخه شکست	فرکانس (Hz)	دامنه بارگذاری	سطح تنش بیشینه	شماره نمونه
۵۰۱	۱	۰/۶۸	۰/۹۲	HO5(92-1-501)
۱۷۰۹	۱	۰/۶۸	۰/۹۵	HO6(95-1-1709)
۱۷۰	۱	۰/۶۸	۰/۹۸	HO2(98-1-170)
۱۲۴	۰/۵	۰/۶۸	۰/۹۸	HO9(98-0.5-124)
۲۷۷	۱	۰/۶۸	۰/۸۷، ۰/۹۲، ۰/۹۷، ۰/۹۸	HO11(87-98-1-277)
۱۶۴	۱	-	۰/۹۵	H03(95-1-164)

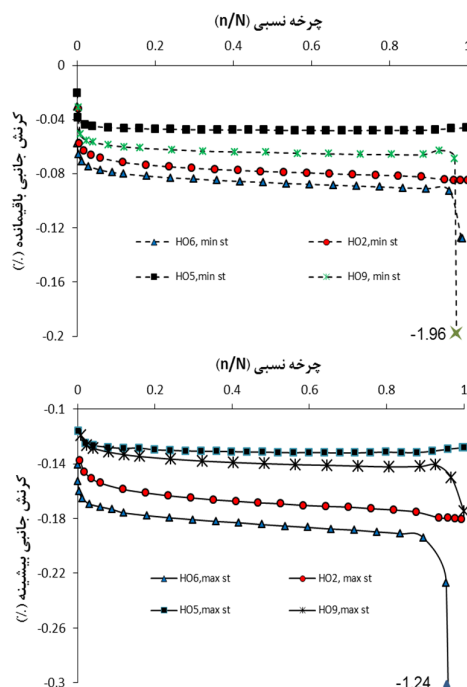


شکل ۲: نمونه‌ای از منحنی تنش کرنش استاتیکی و دینامیکی برای هولولوکوگرانودیورت‌های الوند



شکل ۳: انفجار هولولوکوگرانودیورت‌ها به هنگام شکست و پخش شدن اجزای آن

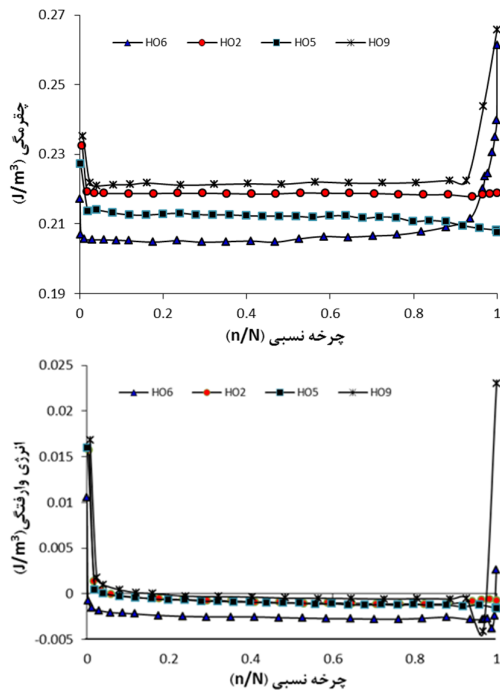
شکل ۴: روند تغییرات کرنش محوری حداکثر و باقیمانده در بارگذاری چرخه‌ای در نمونه‌های HO6(95-1-1709)، HO5(92-1-501) و HO9(98-0.5-124) و HO2(98-1-170)



شکل ۵: روند تغییرات کرنش جانبی حداکثر و باقیمانده در بارگذاری چرخه‌ای در نمونه‌های HO6(95-1-1709)، HO5(92-1-501) و HO9(98-0.5-124) و HO2(98-1-170)

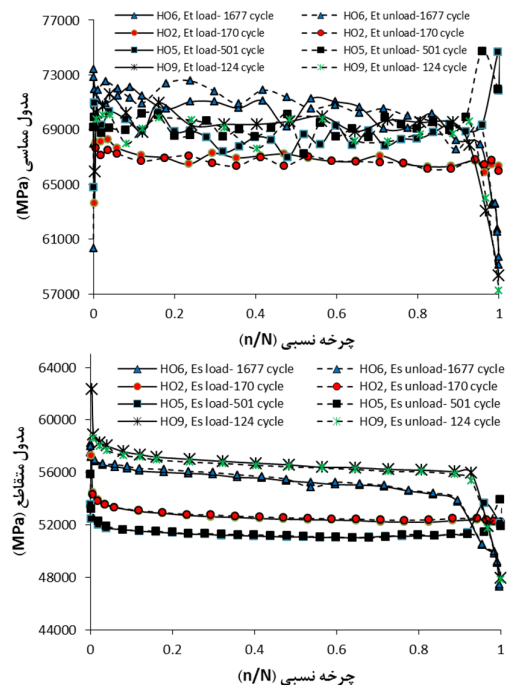
همچنین مقایسه منحنی‌های پارامترهای آسیب خستگی نمونه‌های $HO2(98-1-170)$ و $HO9(98-0.5-124)$ نشان می‌دهد که در شرایط بارگذاری مشابه و فرکانس متفاوت، با کاهش فرکانس بارگذاری، فاز توسعه سریع ترک، نمود بهتری از خود نشان می‌دهد. به علاوه با کاهش تنش بیشینه بارگذاری، بخش بیشتری از عمر خستگی، در فاز گسترش سریع ترک، طی می‌گردد. درواقع در سطوح تنش بالاتر به علت گسترش ناگهانی ترک‌های ایجادشده در مراحل قبل تعداد چرخه‌هایی که رفتار نمونه وارد فاز سوم خستگی شده است، بسیار محدود است. در مقایسه با رفتار دیگر گرانیتوئیدی [۱۴] و علی‌رغم تحمل تنش بالاتر، مقدار کرنش‌های محوری و جانبی در لحظه شکست برای این تیپ سنگی، در هر دو شرایط بارگذاری استاتیکی و چرخه‌ای کمتر می‌باشد. این امر نشان از رفتار الاستیک این تیپ سنگی داشته و شکنندگی آن باعث شده که میزان تغییر شکل پلاستیک ایجادشده در سنگ، قبل از رسیدن به نقطه شکست محدود باشد.

روند آسیب خستگی چقرمگی و انرژی وارفتگی در شکل ۷ نشان داده شده است. همان طور که در این شکل دیده می شود، کاهش ناگهانی در چند چرخه اول بارگذاری، ناشی از بسته شدن ریزترک های موجود و بارگذاری آهسته تا تنش متوسط، برای این تیپ سنگی نیز مشاهده می شود. در چرخه های بعدی، ایجاد ریزترک های جدید و رشد ترک های قبلی به آهستگی شروع و کم کم روند افزایشی آن با شیب یکنواخت ادامه می یابد. در نهایت یک افزایش سریع در روند تغییرات چقرمگی اتفاق می افتد که در ارتباط با فاز تسریع شونده رشد ترک است. همانند روند تغییرات دیگر پارامترهای آسیب خستگی، آنومالی مربوط به فاز سوم آسیب، در نمونه HO5(92-1-501) - برای چقرمگی و انرژی وارفتگی هم دیده می شود. برای انرژی وارفتگی نیز رفتار مشابه با روند تغییرات چقرمگی مشاهده می شود. نکته بسیار مهم در روند تغییرات انرژی وارفتگی این مطلب است که با کاهش شدید در چند چرخه اول، مقدار این پارامتر به سمت صفر میل می کند. در واقع به علت تشکیل نشدن حلقه هیسترسیس، بخشی از انرژی که در هر چرخه به سنگ وارد شده مصرف نشده و این انرژی در سنگ ذخیره می شود.



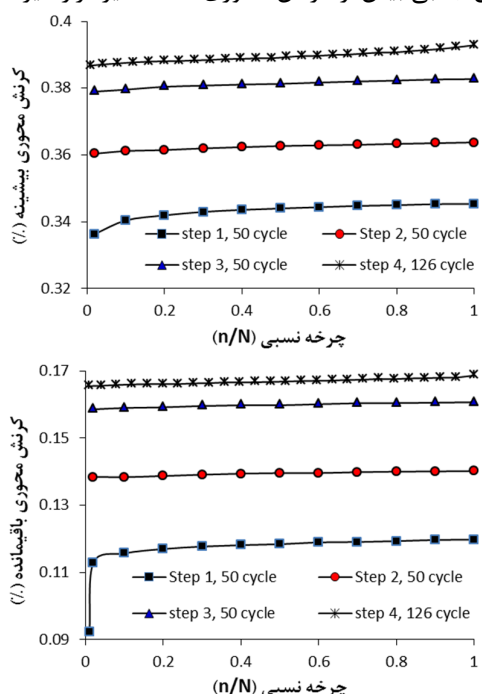
شکل ۷: روند تغییرات چقرمگی و انرژی وارفتگی در شرایط بار بیشینه بار متفاوت در نمونه های HO5(92-1-501)، HO6(95-1-1709)، HO2(98-1-170) و HO9(98-0.5-124)

شکل ۶ تغییرات پارامتر آسیب خستگی مدول مماسی و متقاطع را در شرایط بارگذاری و باربرداری در برابر چرخه نسبی نشان می دهد. همان طور که در این شکل دیده می شود، آنومالی مربوط به نمونه HO5(92-1-501) در هر دو مدول مماسی و متقاطع نیز نمود پیدا کرده است. روند تغییرات نشان می دهد که به طور کلی مدول مماسی روند کاهشی را با افزایش تعداد چرخه ها، در هر دو شرایط بارگذاری و باربرداری، نشان می دهد. با این وجود، تشخیص مراحل سه گانه آسیب خستگی برای این پارامتر مشکل است. برخلاف مدول مماسی، روند آسیب سه مرحله ای برای مدول متقاطع در هر دو شرایط بارگذاری و باربرداری دیده می شود. مشابه با تغییرات کرنشی، برای این پارامترها نیز با کاهش تنش بیشینه بارگذاری، بخش بیشتری از عمر خستگی در فاز توسعه سریع ترک سپری شده است. نکته قابل توجه در روند تغییرات مدول های الاستیک و خصوصاً مدول متقاطع، مشابه بودن مقادیر این پارامتر در شرایط بارگذاری و باربرداری است. در واقع این انطباق حکایت از رفتار الاستیک خطی و عدم تشکیل حلقه وارفتگی دارد.



شکل ۶: روند تغییرات مدول های مماسی و متقاطع بارگذاری و باربرداری در شرایط بار بیشینه بار متفاوت در نمونه های HO5(92-1-501)، HO6(95-1-1709)، HO2(98-1-170) و HO9(98-0.5-124)

تشخیص داد. روند تغییرات کرنش جانبی همانند کرنش محوری بوده با این تفاوت که مراحل ذکر شده در کرنش جانبی بهتر قابل تشخیص هستند. درواقع چون ترک‌های ایجاد شده در راستای بارگذاری توسعه می‌یابند، لذا بازشدگی آنها در راستای عمود بر ترک بوده و باعث می‌شود که در بارگذاری چرخه‌ای کرنش جانبی بیش از کرنش محوری تحت تأثیر قرار گیرد.

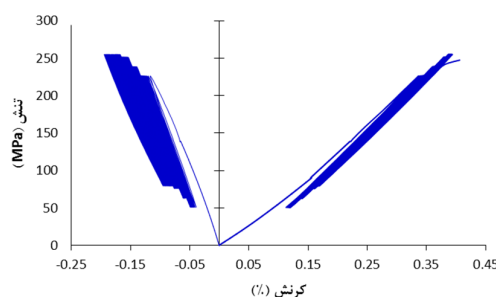


شکل ۹: روند تغییرات کرنش‌های محوری بیشینه و باقیمانده در آزمون خستگی نیرو کنترل پله‌ای برای نمونه HO11(87-98-1-277)

همان‌طور که در شکل ۱۱ دیده می‌شود، مدول متقاطع بارگذاری و باربرداری در چرخه‌های اولیه به خاطر بسته شدن ناپیوستگی‌های موجود در سنگ، افت سریعی داشته و با افزایش تعداد چرخه‌ها به سمت پایداری میل می‌نمایند. درواقع روند کاهش مدول با شیب کاهنده به دلیل این مطلب است که محیط الاستیک پیرامون ناحیه پلاستیک ترک، به خاطر خاصیت الاستیسیته، به هنگام باربرداری تمایل به برگشت به حالت اولیه دارد. این موضوع باعث ایجاد تنش فشاری در اطراف ترک شده و باعث کند شدن روند رشد آن می‌گردد. به همین خاطر، بارگذاری پله‌ای یا بیش بارگذاری انجام گردیده است. در دو پله میانی رفتار نمونه مشابه با پله اول بوده و شیب منحنی‌ها تقریباً باهم برابرند. در ۶۰ درصد عمر خستگی مربوط به پله بارگذاری چهارم شیب منحنی روندی افزایشی به خود

در توجیه این رفتار، می‌توان چنین بیان کرد که در چند چرخه اول که حلقه‌های کوچک وارفتگی تشکیل می‌شود، بخشی انرژی وارده به سنگ، صرف بستن ریزترک‌ها شده و مصرف می‌شود. پس از بسته شدن این ریزترک‌ها، سنگ کاملاً یکپارچه و الاستیک شده و به علت اینکه عملاً نقطه تسلیم در این سنگ‌ها نزدیک مقاومت نهایی است، بخش زیادی از انرژی وارده مصرف نشده تا به چرخه‌های آخر برسد.

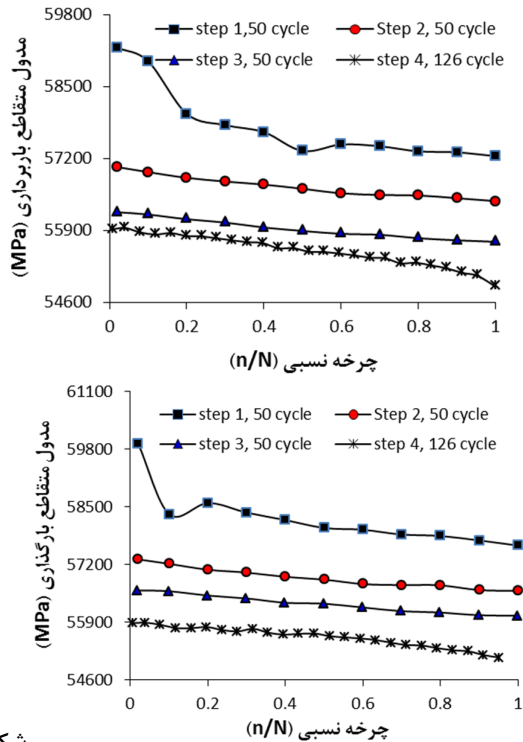
یک آزمون خستگی چندمرحله‌ای نیرو کنترل در ۴ سطح تنش از ۰/۸۷ تا ۰/۹۸ مقاومت فشاری تک‌محوری بر روی گرانودیوریت الوند انجام گردید (شکل ۸). نحوه انجام این آزمایش به نحوی بود که تنش‌های اعمالی بعد از تثبیت تغییر شکل به ترتیب افزایش داده شدند. روند آسیب خستگی چندمرحله‌ای بر اساس پارامترهای کرنش جانبی و محوری، مدول متقاطع، چقرمگی و انرژی وارفتگی موردبررسی قرار گرفت.



شکل ۸: منحنی تنش-کرنش بارگذاری پله‌ای در نمونه HO11(87-98-1-277)

روند تغییرات کرنش‌های محوری و جانبی حداکثر و باقیمانده در بارگذاری پله‌ای، در شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان داده شده‌اند. همان‌طور که در این شکل‌ها دیده می‌شود، افزایش سریع مقادیر کرنش‌ها در ۲۰ درصد اول عمر خستگی مربوط به پله اول، مشخص بوده و بعد از آن منحنی با شیب تقریباً یکنواخت ادامه می‌یابد. افزایش پله‌های تنش، تنها باعث افزایش ناگهانی در چرخه اول شده ولی شیب منحنی‌های مربوط به پله‌های تنش دوم و سوم تقریباً موازی با بخش یکنواخت پله تنش اول می‌باشند که بیانگر فاز توسعه یکنواخت ترک می‌باشد. در ۵۰ تا ۶۰ درصد عمر خستگی پله تنش چهارم، شیب منحنی معکوس شده و روندی افزایشی به خود می‌گیرد و حکایت از شروع فاز آسیب جدی به نمونه دارد. در صورت ترکیب این منحنی‌ها، می‌توان روند سه مرحله‌ای آسیب خستگی را برای این نمونه

یابد. در پله تنش دوم روند کاهشی انرژی وارفتگی ادامه داشته و عملاً مقدار آن صفر است. در پله تنش سوم و چهارم منحنی روندی افزایشی داشته ولی باین وجود، تغییرات بسیار کم بوده و نزدیک صفر است.



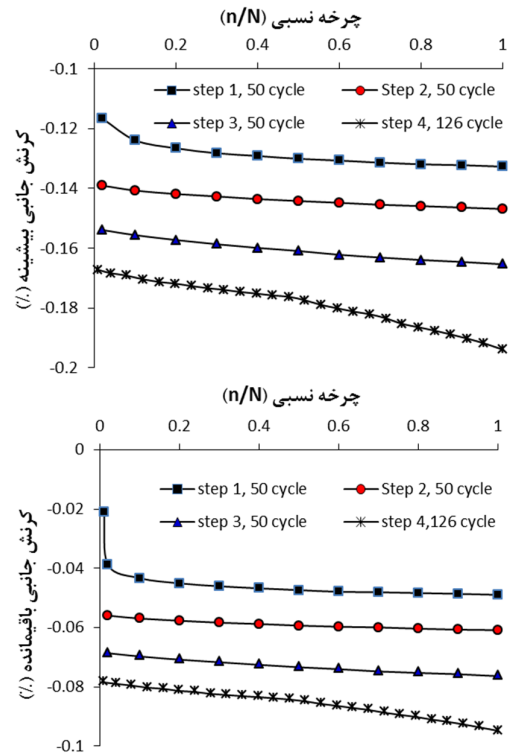
شکل ۱۰

۱۰: روند تغییرات مدول متقاطع بارگذاری و باربرداری در آزمون خستگی نیرو کنترل پله‌ای برای نمونه HO11(87-98-1-277)

۳-۳- آزمون خستگی جابجایی کنترل پله‌ای

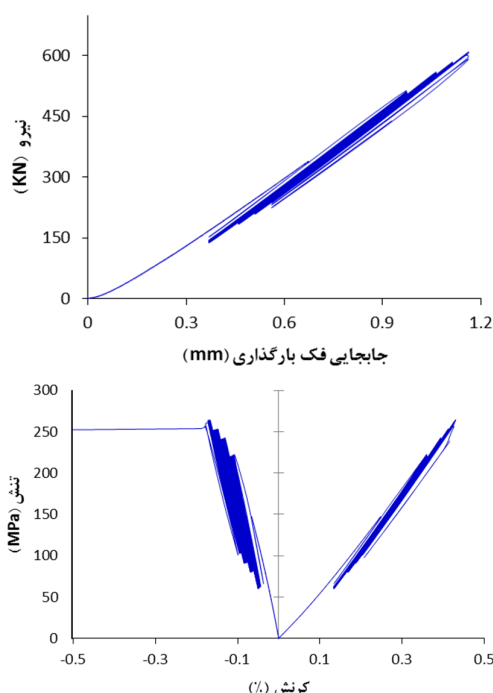
به منظور درک بهتر چگونگی رفتار سخت‌شوندگی و یا نرم‌شوندگی گرانودیوریت‌ها، یک نمونه آزمایش بارگذاری چرخه‌ای به صورت جابجایی کنترل انجام گردید. نمودارهای نیرو-جابجایی دستگاه اینسترون و نمودار تنش- کرنش این نمونه در شکل ۱۳ نشان داده شده‌اند. همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود، برای اعمال یک جابجایی مشخص پیوسته میزان نیرو و یا تنش لازم کاهش یافته و این روند کاهشی نیرو در پله بارگذاری نهایی مشهودتر است.

می‌گیرد. لازم به ذکر است که به دلیل روند پراکنده مدول مماسی، از آوردن این پارامتر خودداری به عمل آمده است.



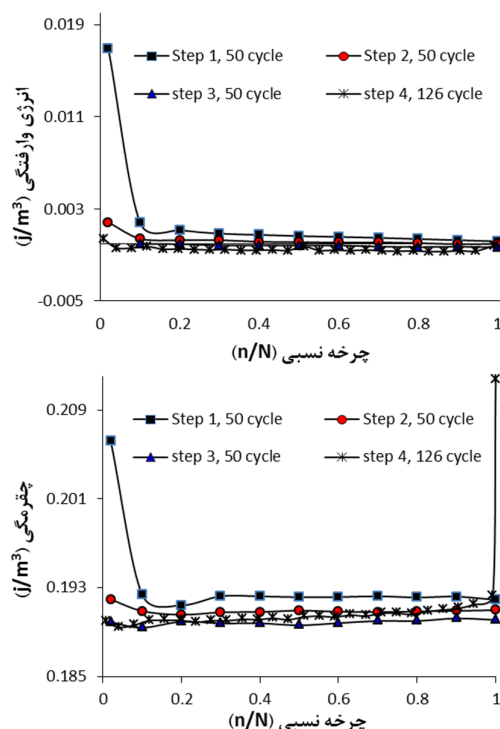
شکل ۱۱: روند تغییرات کرنش‌های جانبی بیشینه و کرنش باقیمانده در آزمون خستگی نیرو کنترل پله‌ای برای نمونه HO11(87-98-1-277)

پارامتر آسیب خستگی چقرمگی یک افت شدید را در چرخه‌های اولیه پله بارگذاری با سطح تنش برابر با ۸۷٪ مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ، نشان می‌دهد (شکل ۱۲). پس از بسته شدن ریزترک‌ها و گذشت ۲۵ درصد از عمر خستگی پله تنش اول، منحنی روندی یکنواخت با شیب بسیار کم به خود می‌گیرد چراکه مقدار کرنش معادل تنش‌ها نسبت به چرخه‌های اولیه کم شده است. در پله‌های تنش میانی نیز کاهش اولیه در چقرمگی همانند پله اول، ولی با شدت کمتر دیده شده و پس از آن نمودار با شیب یکنواخت و مثبت ادامه می‌یابد. تغییرات این پارامتر در پله تنش چهارم همانند مراحل قبل بوده با این تفاوت که تقریباً در ۸۰ درصد عمر خستگی شیب منحنی شروع به افزایش سریع‌تر کرده و یک جهش بزرگ در چرخه آخر بارگذاری دیده می‌شود. تغییرات انرژی وارفتگی نشان می‌دهد که در پله تنش اول، منحنی در چرخه‌های اولیه کاهش شدیدی داشته و روند کاهشی آن ادامه می‌



شکل ۱۳: تغییرات نیرو-جابجایی دستگاه اینسترون و تنش-کرنش نمونه HO3(95-1-164) در آزمایش خستگی جابجایی

تغییرات تنش کمینه و بیشینه روند کاملاً مشابهی را از خود نشان می‌دهند. افت این پارامتر در ۵ درصد از عمر خستگی پله اول مشخص بوده و پس از آن روند نزولی تنش با شیب بسیار کم ادامه می‌یابد (شکل ۱۴). این روند یکنواخت در پله‌های دوم و سوم بارگذاری و به صورت هم‌شیب ادامه می‌یابد. در ۸۰ درصد عمر خستگی پله آخر شیب تغییرات تنش شدت گرفته و رفتار نرم شوندگی مشهود است. این رفتار در منحنی تغییرات تنش بیشینه مشخص‌تر از تنش کمینه می‌باشد که باعث افت ۲۵ مگا پاسکالی در تنش اعمالی پله آخر شده است. با این وجود، روند تغییرات تنش نشان می‌دهد که شکنندگی سنگ باعث شده که این تیپ خاص از سنگ، کمتر تحت تأثیر رفتار نرم شوندگی قرار گیرد.



شکل ۱۴: روند تغییرات چقرمگی و انرژی وارفتگی در آزمون خستگی به روش نیرو کنترل پله‌ای برای نمونه HO11(87-98-1-277)

علت چنین روندی می‌تواند ناشی از افت تنش و به تبع آن کرنش متناظر با آن در بارگذاری چرخه‌ای باشد. چراکه عامل کنترل‌کننده آزمون نیرو جابجایی فک‌های بارگذاری نسبت به هم بوده و عملاً هم‌مقدار تنش و هم‌مقدار کرنش متغیر است. با توجه به آنچه گفته شد این تیپ سنگی نیز رفتار نرم شوندگی از خود نشان می‌دهد. با این وجود به علت رفتار غالب الاستیک و تغییر شکل پلاستیک کم، مقدار نرم شوندگی این نوع سنگ کم می‌باشد. در واقع با توجه به مکانیسم ایجاد ترک در نرم شوندگی سنگ‌های سخت، وقوع این پدیده به خاطر طبیعت شکننده گرانودیوریت‌ها، کمتر دستخوش رفتار نرم شوندگی گردیده است. به منظور بررسی بهتر رفتار نرم شوندگی این سنگ‌ها، روند تغییرات تنش‌های بیشینه و کمینه، در برابر چرخه نسبی در شکل ۱۴ نشان داده شده‌اند.

بعلاوه مقایسه تغییرات کرنش جانبی و محوری نشان می‌دهد که کرنش جانبی آسیب‌پذیری بیشتری داشته، بدین معنی که عمده ترک‌های ایجادشده، در راستای محور بارگذاری بوده و همچنین کرنش محوری لحظه شکست در بارگذاری چرخه‌ای تقریباً برابر با کرنش لحظه شکست در بارگذاری استاتیکی است...

۳- پارامترهای کرنش جانبی به‌عنوان حساس‌ترین پارامتر از میان پارامترهای آسیب‌خستگی بوده که می‌تواند رفتار خستگی این تیپ سنگ‌ها را نشان دهد.

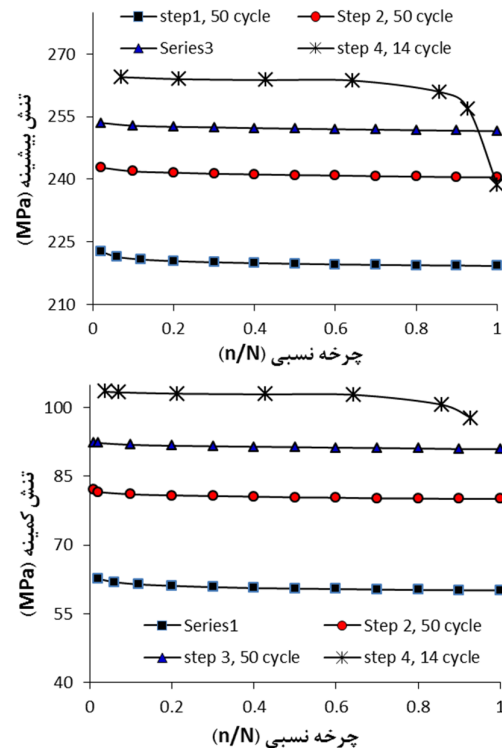
۴- مدول متقاطع نسبت به مدول مماسی در فرایند آسیب‌خستگی، روند ضعیف‌شدگی پیشرونده سنگ را بهتر نشان می‌دهد.

۵- به‌جز چند چرخه ابتدایی و انتهایی عملاً حلقه وارفتگی در سنگ تشکیل نشده و بخشی از انرژی واردشده به سنگ به‌صورت گرما هدررفته و بخش دیگر آن در سنگ ذخیره‌شده و باعث می‌شود زمانی که ترک جوانه زد، سنگ به‌صورت ناگهانی بشکند و انرژی ذخیره‌شده را آزاد نماید. میزان انرژی ذخیره‌شده به حدی است که باعث انفجار سنگ شده و عملاً سطح شکست واضحی قابل تشخیص نخواهد بود.

۶- منحنی‌های نیرو-جابجایی دستگاه و تنش-کرنش جانبی در آزمون جابجایی کنترل نشان می‌دهد که علیرغم تغییرات اندک، رفتار این نوع سنگ‌ها از نوع رفتار کرنش-نرم شوندگی می‌باشد. از بین پارامترهای آسیب‌خستگی می‌توان از تغییرات پارامتر تنش بیشینه برای ارزیابی رفتار نرم شوندگی این سنگ‌ها استفاده نمود.

۵- سپاس‌گزاری

نویسندگان کمال تشکر را از پرفسور مارک جکسا ریس دانشکده مهندسی عمران، محیط‌زیست و معدن دانشگاه آدلاید را به خاطر همکاری در انجام این پژوهش دارند. همچنین آقایان دیوید هال و ایین کیتس به خاطر همکاری در انجام آزمایشات تشکر می‌گردد.



شکل ۱۴: روند تغییرات تنش بیشینه و کمینه طی آزمایش خستگی جابجایی کنترل برای نمونه HO3(95-1-164)

۴- نتیجه‌گیری

به‌منظور ارزیابی رفتار خستگی سنگ‌های گرانیتوئیدی آزمون بارگذاری تک‌محوره چرخه‌ای بر روی این سنگ‌ها انجام گردید و با استفاده از پارامترهای آسیب‌خستگی، روند تضعیف‌شدگی سنگ از شروع بارگذاری تا لحظه شکست مورد ارزیابی قرار گرفت. موارد زیر را می‌توان به‌عنوان نتیجه‌گیری از رفتار خستگی این تیپ سنگی برشمرد.

۱- سنگ‌های که رفتار الاستیک و مقاومت خیلی بالا دارند، به پدیده خستگی حساسیت کمتری خواهند داشت. درواقع هرچه نقطه تسلیم به مقاومت نهایی نزدیک‌تر باشد سنگ کمتر دچار خستگی می‌شود.

۲- مکانیسم گسیختگی در این نوع سنگ‌ها نیز ایجاد ریزترک بوده و آسیب انباشتی خستگی یک فرایند سه مرحله‌ای را نشان می‌دهد.

۶- مراجع

- [8] Bagde, M.N., Petros, V., 2009. Fatigue and dynamic energy behavior of rock subjected to cyclical loading. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.* 46: 200–209. DOI:10.1016/j.ijrmms.2008.05.002
- [9] Fuenkajorn, K., Phueakphum, D., 2010. Effects of cyclic loading on mechanical properties of Maha Sarakham salt. *Eng. Geol.* 112: 43–52. DOI 10.1016/j.enggeo.2010.01.002
- [10] Liu, E., He, S., 2012. Effects of cyclic dynamic loading on the mechanical properties of intact rock samples under confining pressure conditions. *Eng. Geol.* 125: 81–91. DOI:10.1016/j.enggeo.2011.11.007
- [11] Liu, E., Huang, R., He, S., 2012. Effects of frequency on the dynamic properties of intact rock samples subjected to cyclic loading under confining pressure conditions. *Rock. Mech. Rock. Eng.* 45: 89–102. DOI: 10.1007/s00603-011-0185-y
- [12] Momeni, A., Karakus, M., Khanlari, G.R., Heidari, M., Effects of cyclic loading on the mechanical properties of a granite. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.* 77: 89–96. DOI: 10.1016/j.ijrmms.2015.03.029
- [13] International Society for Rock Mechanics, 2015. The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014. In: Ulusay R (ed) ISRM suggested methods. Springer International Publishing Switzerland ISBN: 978-3-319-07712-3
- [۱۴] مؤمنی، ع.ا، ۱۳۹۲. بررسی رفتار تابع زمان سنگ‌های گرانیتوئیدی الوند با تأکید بر هوازدگی و خستگی. پایان‌نامه دکتری، دانشگاه بوعلی سینا
- [1] Mansurov, V.A., 1993. Laboratory experiments: their role in the problem of rock burst prediction. In: Hudson, editor. *Comprehensive rock engineering principles, practice & projects*, Vol. 3. Rock testing and site characterization. Oxford: Pergamon Press, p. 745–71. ISBN 0080420664 9780080420660 0080359310 9780080359311
- [2] Burdine, N.T., 1963. Rock failure under dynamic loading conditions. *Soc. Petr. Eng. J.* 3: 1–8. DOI: 10.2118/481-PA
- [3] Ishizuka, Y., Abe, T., Kodama, J., 1990. Fatigue behavior of granite under cyclic loading. In: Brumer, R., editor, *ISRM international symposium—static and dynamic considerations in rock engineering*, Swaziland, p.139–46. ISRM-IS-1990-015 .
- [4] Yamashita, S., Sugimoto, F., Imai, T., Namsrai, D., Yamauchi, M., Kamoshida, N., 1999. The relationship between the failure process of the creep or fatigue test and of the conventional compression test on rock. In: Vouille, G., Berest, P., editors. *ISRM-9 CONGRESS-1999*-142
- [5] Ray, S.K., Sarkar, M., Singh, T.N., 1999. Effect of loading and strain rate on the mechanical behavior of sandstone. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.* 36: 543–9. DOI: 10.1016/S0148-9062(99)00016-9
- [6] Geranmayeh Vaneghi, R., Ferdosi, B., Okoth, A.D., Kuek, B., 2018. Strength degradation of sandstone and granodiorite under uniaxial cyclic loading. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 10(1): 117-126 .
- [7] Bagde, M.N., Petros, V., 2005. Fatigue properties of intact sandstone samples subjected to dynamic uniaxial cyclical loading. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.* 42: 237–50. DOI:10.1016/j.ijrmms.2004.08.008

[15]

تحلیل ریسک دینامیکی تونل‌های بزرگ مقطع با استفاده از روش ماتریس احتمال - اثر (مورد مطالعاتی: تونل راه‌آهن کوهین محور قزوین - رشت)

رضا میکائیل^{۱*}؛ عرفان شافعی^۲؛ سعید حسینی^۳

۱- دانشیار و عضو هیئت علمی گروه مهندسی معدن و مواد دانشگاه صنعتی ارومیه

۲- استادیار و عضو هیئت علمی گروه مهندسی عمران دانشگاه صنعتی ارومیه

۳- کارشناس ارشد مهندسی معدن

چکیده

امروزه به دلیل رشد روزافزون جمعیت تردهای شهری و بین‌شهری در حال افزایش است و همین عامل باعث به کارگیری تونل‌های ریلی و آسفالتی برای کاهش ترافیک‌ها، سوخت‌های مصرفی و غیره شده است. تونل راه‌آهن کوهین که در قسمت غربی رشته‌کوه البرز و در محور قزوین- رشت قرار دارد یکی از تونل‌های بزرگ مقطع بین‌شهری کشور است. پرواضح است که در اهمیت جلوگیری از خسارت‌های مالی و جانی در چنین سازه‌هایی، سازه علاوه بر تحمل بارهای استاتیکی باید قادر به تحمل بارهای دینامیکی همچون زلزله نیز باشد. به دلیل این‌که بارهای دینامیکی وارد بر تونل باعث ایجاد ریسک‌های متفاوتی در مقاطع مختلف تونل می‌شوند، در این تحقیق مقاطع با روباره‌های ۶، ۱۵، ۳۰، ۴۰، ۶۰، ۸۰ و ۱۰۰ متری از تونل کوهین به منظور تعیین بیشینه ریسک در اثر بارهای دینامیکی ایجادشده مورد بررسی قرار گرفتند. این مقاطع ابتدا به وسیله روش‌های تحلیلی در شرایط لغزش کامل و بدون لغزش تحت بارهای دینامیکی ایجادشده توسط دو گسل زلزله خیز زنجان و شمال قزوین به صورت دینامیکی تحلیل شدند. سپس ریسک مقاطع با استفاده از روش ماتریس احتمال-اثر مورد بررسی قرار گرفتند که نتایج به دست آمده نشان می‌دهد بیش‌ترین ریسک از مقاطع با روباره‌های ۶، ۸۰ و ۱۰۰ متری ایجاد می‌شود.

واژگان کلیدی

تونل راه‌آهن، تحلیل دینامیکی، مدیریت ریسک، روش احتمال-اثر، تونل راه‌آهن کوهین

۱- مقدمه

در سال‌های اخیر و به‌ویژه در بسیاری از زمینه‌های علوم مهندسی تحلیل ریسک پروژه‌های اجرائی گسترش فراوانی یافته است. به‌طوری‌که می‌توان ریسک‌های ایجادشده در پروژه‌ها را یکی از پارامترهای اجرائی شدن آن‌ها دانست. تاکنون تعاریف بسیاری برای ریسک ارائه شده است که چند مورد از آن را می‌توان به صورت زیر بیان کرد: ریسک، بر اساس استاندارد مدیریت ریسک (PMBOK) عدم قطعیتی است که می‌تواند تأثیر نامطلوبی داشته و در نهایت منجر به خسارت یا

زیان شود [۱] و یا می‌توان احتمال عدم حفظ و نگهداری در برابر یک رویداد خطرناک تلقی کرد [۲] هم‌چنین طبق تعریفی دیگر، ریسک یک رویداد یا شرایط دارای غیرقطعیتی است که اگر اتفاق بیفتد تأثیر مثبت یا منفی بر روی اهداف پروژه خواهد داشت [۳] و [۴]. اقتصاددان‌ها از واژه‌های ریسک و عدم قطعیت، برای معرفی سطح اطلاعات و دانش خود از رویدادها استفاده می‌کنند. عدم قطعیت به شرایطی اطلاق می‌شود که در آن نه تنها مجموعه رویدادهای ممکن، بلکه احتمال آن‌ها نیز نامشخص است [۵].

*. ارومیه، کیلومتر دوم جاده بند، دانشگاه صنعتی ارومیه، کد پستی: ۵۷۱۶۵-۱۷۱۶۵ صندوق پستی: ۴۱۹-۵۷۱۵۵ تلفن ثابت: ۰۴۴۳۱۹۸۰۳۱۴ تلفن همراه: ۰۹۱۱۳۲۷۸۶۳۴
نمابر: ۰۴۴۳۱۹۸۰۲۵۱ آدرس پست الکترونیکی: Reza.mikaeil@uut.ac.ir

استفاده کرد.

در چند دهه اخیر در رابطه با تحلیل‌های دینامیکی و همچنین تعیین ریسک‌های بسیاری از پروژه‌ها از زوایای مختلف کارهای بسیاری صورت گرفته است. حمدی و همکاران در سال ۲۰۱۵ به بررسی و تحلیل دینامیکی تونل‌ها با استفاده از روش‌های عددی پرداختند. آن‌ها در طی این تحقیق دریافتند که بیشترین جابجایی در پوشش تونل‌ها تحت بارهای دینامیکی ناشی از زلزله در حد وسط زمان رخداد زلزله می‌باشد [۸]. فابوزی و همکاران در سال ۲۰۱۷ به بررسی دینامیکی و تحلیل نیروهای داخلی در پوشش تونل و دیواره دیافراگم ایستگاه مترو در کشور ایتالیا پرداختند [۹]. باوو و همکاران در سال ۲۰۱۷ به بررسی رفتار دینامیکی تونل‌های قطار شهری در زمین‌های روانگرا پرداختند [۱۰]. سالمی و همکاران در سال ۲۰۱۷ به تحلیل دینامیکی پوشش‌های بتنی مسلح تونل‌های دوقلوی تبریز با تلفیق روش‌های عددی و الگوریتم ژنتیک پرداختند [۱۱]. زهفروش و ناصری در سال ۲۰۱۸ به بررسی رفتار دینامیکی تاج تونل خط ۲ قطار شهری تبریز تحت تأثیر امواج لرزه‌ای ناشی از زلزله با استفاده از روش عددی اجزای محدود پرداختند. نتایج حاصل از بررسی‌ها نشان داد که رفتار تونل در صورت اعمال روباره نسبت به حالت فاقد روباره حساسیت به لایه‌بندی خاک نداشته و میزان تغییر شکل تاج تونل در تمامی توده خاک نزدیک به هم می‌باشد [۱۲].

تحلیل ریسک دینامیکی در سازه‌های تونلی به دلیل اهمیت ویژه آن‌ها در برابر وقوع زلزله و برآورد مقدار خسارت منتهی به بسیار مهم بوده لذا می‌بایست براساس مدل رفتار خمشی و برشی سازه بررسی و تحلیل جامع‌تری نسبت به گذشته صورت پذیرد. لذا در این راستا نوآوری تحقیق حاضر به صورت بررسی پارامترهای رفتاری سازه تونل‌ها و ریسک دینامیکی آن‌ها با در نظر گرفتن دو معیار مقاومت خمشی و برشی در برابر زلزله ارائه می‌شود. همان‌طور که واضح است، تحلیل ریسک دینامیکی یک سازه با نمایان کردن تأثیر تمام نیروهای وارد شده بر سازه می‌تواند موجب تمایز توجه به مقاطع مختلف سازه‌ها شده و در نتیجه اقدامات لازم در موارد نیاز برای مقاطع حساس، به منظور کاهش ریسک، انجام شود.

۲- معرفی ساختگاه تونل راه‌آهن کوهین

تونل راه‌آهن کوهین در قطعه اول راه‌آهن قزوین- رشت- بندرانزلی که در قسمت غربی رشته‌کوه البرز احداث شده است،

آنجایی که مدیریت ریسک پروژه به افزایش احتمال و تأثیر وقایع مثبت و کاهش احتمال و تأثیر وقایع منفی در پروژه است می‌توان فرآیند مدیریت ریسک را از دیدگاه PMBOK در شش مرحله؛ ۱- برنامه‌ریزی مدیریت ریسک ۲- شناسایی ریسک ۳- تجزیه و تحلیل کیفی ریسک ۴- تجزیه و تحلیل کمی ریسک ۵- برنامه‌ریزی پاسخ به ریسک ۶- بازبینی و کنترل ریسک خلاصه کرد [۲].

همان‌طور که مشخص است اگر ریسک صفر باشد، آینده به‌طور کامل قابل پیش‌بینی خواهد بود و یا اگر بتوان ریسک را در یک موقعیت معین کاهش داد، آینده قابل پیش‌بینی‌تر و قابل کنترل‌تر می‌شود. در صنعت تونل‌سازی، ارزیابی و تعیین ریسک قبل و بعد از ساخت تونل از جمله مراحل کلیدی مدیریت پروژه است. مطالعات صورت گرفته در مدیریت ریسک قبل از ساخت و در حین اجرای تونل نشان می‌دهد که ریسک‌های ناشی از عوامل اقتصادی و تعهدات ضمانت‌ها می‌تواند به ترتیب بیشترین و کمترین رتبه ریسک را در پروژه‌های تونل‌سازی به خود اختصاص دهند [۶].

در خصوص مطالعات ریسک بعد از ساخت تونل، می‌توان به یکی از موارد کلیدی در این زمینه که همان تحلیل ریسک لرزه‌ای تونل، اشاره کرد. بر مبنای اطلاعات ثبت‌شده، سازه‌های زیرزمینی نسبت به سازه‌های سطحی از آسیب‌پذیری بسیار کمتری در برابر زلزله برخوردار بوده و حتی بسیاری از تونل‌ها و فضاهای زیرزمینی، در برابر زلزله‌های بزرگ مقاومت کرده‌اند. البته در این میان نیز می‌توان به خسارات قابل توجه وارد شده به سازه‌های زیرزمینی طی زلزله‌هایی نظیر کوبه ژاپن در سال ۱۹۹۵ و چی-چی تایوان در سال ۱۹۹۹ اشاره کرد؛ که خساراتی از قبیل ترک خوردن و پوسته‌شدن پوشش، ناپایداری دهانه، هجوم آب زیرزمینی، تغییر شکل و جابه‌جایی پوشش، سقوط سنگ، ترک برداشتن کف و برش خوردن پوشش مشاهده شد [۷]. بنابراین می‌توان گفت که تونل‌ها به‌طور مطلق در برابر زلزله مصون نیستند. در این میان گروهی از سازه‌ها همچون تونل‌های راه و راه‌آهن، ایستگاه‌های مترو، نیروگاه‌های برق‌آبی زیرزمینی و غیره که شریان‌های حیاتی جامعه محسوب می‌شوند از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بوده و تحلیل پایداری و مقاوم‌سازی آن‌ها در مناطق لرزه‌خیز امری ضروری است. در تحلیل دینامیکی سازه‌ها می‌بایست از روش‌های تحلیلی مناسب برای مدل‌سازی رفتار دینامیکی سازه در برابر بارهای دینامیکی

۳-۲- مشخصات زلزله ایجادشده

مطالعات لرزه‌خیزی منطقه نشان می‌دهد که بیش‌ترین شتاب افقی در سطح زمین (در سطح MCE) برابر با $0.48g$ و سرعت انتشار موج S نیز برابر با $228/62$ سانتی‌متر بر ثانیه است. به دلایل ذکرشده، تحلیل دینامیکی تونل کوهین تحت MCE که در گسل شمال قزوین با 50 کیلومتر فاصله از تونل دارای بزرگای گشتاور $6/8$ و در گسل زنجان با 125 کیلومتر فاصله دارای بزرگای گشتاور $7/2$ بود، در نظر گرفته شد [۱۳].

محاسبه کرنش برشی ایجاد شده توسط گسل‌های قزوین و زنجان

با توجه به توضیحات داده‌شده در بخش معرفی ساختگاه، نوع زمین محدوده تونل کوهین در رده‌ی خاک‌های سفت قرار می‌گیرد و در نتیجه، نسبت سرعت زمین به شتاب زمین ($\frac{V_m}{a_m}$) با استفاده از جدول ۱ محاسبه شد (جدول ۳). مشخصات مربوط به پارامترهای مورد استفاده در مقاله در بخش فهرست نمادها نشان داده‌شده است.

جدول ۱: نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین در سطح سنگ و خاک [۷]

نسبت بیشینه سرعت زمین (cm/s)			بزرگای گشتاور (Mw)	نوع زمین
به بیشینه شتاب زمین (g)				
فاصله منبع تا ساختگاه (Km)				
۱۰۰-۵۰	۵۰-۲۰	۲۰-۰		
۸۶	۷۶	۶۶	۶/۵	سنگ
۹۷	۱۰۹	۹۷	۷/۵	
۱۵۲	۱۴۰	۱۲۷	۸/۵	
۱۰۹	۱۰۲	۹۴	۶/۵	خاک سفت
۱۵۵	۱۲۷	۱۴۰	۷/۵	
۱۹۳	۱۸۸	۱۸۰	۸/۵	
۱۴۲	۱۳۲	۱۴۰	۶/۵	خاک نرم
۲۰۱	۱۶۵	۲۰۸	۷/۵	
۲۵۱	۲۴۴	۲۶۹	۸/۵	

همچنین با استفاده از جدول ۲ و گزاره‌ی (۱) شتاب افقی زمین در عمق‌های مختلف تونل محاسبه و با استفاده از گزاره‌ی (۲) و گزاره‌ی (۳) نیز کرنش‌های برشی تحت دو گسل نام‌برده در عمق‌های مختلف تعیین شد (جدول ۳).

با طول و مقطعی معادل با 1635 متر و 120 مترمربع قرار دارد. قطعه اول این راه‌آهن از ایستگاه سیاه چشمه در کیلومتر 15 راه‌آهن قزوین- زنجان با ارتفاع 1250 متر نسبت به سطح دریا شروع شده و در راستای شمالی- جنوبی تا نقطه‌ای با مختصات $49^{\circ}32'22''$ طول شرقی و $36^{\circ}12'22''$ عرض شمالی که دارای ارتفاعی برابر با 1300 متر از سطح آب‌های آزاد است، ادامه می‌یابد [۱۳].

بررسی‌های محلی صورت گرفته در محدوده ساختگاه تونل کوهین اثری از گسل در این منطقه را نشان نمی‌دهد ولی طبق نقشه سائیموتکتونیک و نقشه زمین‌شناسی تاکستان می‌توان گسل‌های اصلی منطقه را در دو دسته کلی شرقی- غربی و شمال‌غربی- جنوب‌شرقی در نظر گرفت. در این تحقیق نزدیک‌ترین گسل‌های شمال قزوین و زنجان به‌خاطر اهمیت و کاربرد در تحلیل‌ها که به ترتیب با فاصله 50 و 125 کیلومتری از تونل کوهین قرار دارند [۱۳]، برای ارزیابی این تونل مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

۳- تحلیل دینامیکی تونل راه‌آهن کوهین

در بین بارهای دینامیکی مؤثر بر روی تونل‌ها، بارهای وارده از طرف زلزله از اهمیت بسیار زیادی برخوردار است؛ اما باین‌حال سازه زیرزمینی به‌دلیل درگیری کامل با محیط نسبت به سازه‌های سطحی که فقط از سطح تحتانی خود با زمین در تماس هستند، مقاومت بیشتری در مقابل زلزله از خود نشان می‌دهند. از آنجایی که نزدیک‌ترین گسل‌ها، به‌عبارت‌دیگر نزدیک‌ترین نقاط زلزله‌خیز به تونل کوهین دو گسل شمال قزوین و زنجان هستند، در این تحقیق هفت مقطع از تونل تحت بیشینه زلزله قابل‌انتظار (MCE) از طرف این دو گسل با روش اندرکنش زمین- سازه در دو حالت لغزش کامل و بدون لغزش مورد بررسی قرار گرفته است.

۳-۱- روش اندرکنش زمین- سازه

در این روش نسبت سختی سازه جایگزین توده زمین حذف‌شده از محیط می‌شود که می‌توان تقریب خوبی از اندرکنش زمین- سازه و ارتعاشات اعمال‌شده از طریق امواج زلزله را به دست آورد [۷] که در بخش تحلیلی این روش از روابط ارائه‌شده $Wang$ و $Penzien$ در شرایط لغزش کامل و بدون لغزش استفاده‌شده است (جدول ۹).

جدول ۲: نسبت شتاب در عمق به نسبت شتاب در سطح [۷]

ردیف	$H(m)$	RDS
۱	≤ 6	۱
۲	۶-۱۵	۰/۹
۳	۱۵-۳۰	۰/۸
۴	≥ 30	۰/۷

$$a_s = RDS \times a_{max} \quad (۱)$$

$$V_s = \frac{V_m}{a_m} a_s \quad (۲)$$

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} \quad (۳)$$

جدول ۳: کرنش برشی محاسبه شده برای عمق‌های مختلف تونل کوهین تحت زلزله گسل شمال قزوین و زنجان

نام گسل	$H(m)$	$V_m/a_m ((cm/s)/g)$	$a_s (g)$	$V_s (cm/s)$	γ_{max}
شمال قزوین	≤ 6	۱۰۹/۵	۰/۴۸۰	۵۲/۵۶۰	۰/۰۲۳۰
	۶-۱۵	۱۰۹/۵	۰/۴۳۲	۴۷/۳۰۴	۰/۰۲۰۷
	۱۵-۳۰	۱۰۹/۵	۰/۳۸۴	۴۲/۰۴۸	۰/۰۱۸۴
	≥ 30	۱۰۹/۵	۰/۳۳۶	۳۶/۷۹۲	۰/۰۱۶۱
زنجان	≤ 6	۱۴۱/۲	۰/۴۸۰	۶۷/۷۷۶	۰/۰۲۹۶
	۶-۱۵	۱۴۱/۲	۰/۴۳۲	۶۰/۹۹۸	۰/۰۲۶۷
	۱۵-۳۰	۱۴۱/۲	۰/۳۸۴	۵۴/۲۲۱	۰/۰۲۳۷
	≥ 30	۱۴۱/۲	۰/۳۳۶	۴۷/۴۴۳	۰/۰۲۰۷

برای دستیابی به نتایج دقیق‌تر در استفاده از روابط ارائه شده، باید یکی از مصالح (بتن یا فولاد) را به کمک روش تبدیل مقاطع به جنس ماده دیگر تبدیل کرد [۱۳] که در این تحقیق فولاد به جنس بتن تغییر داده شد. در روش تبدیل مقاطع به خاطر تغییر نکردن ممان اینرسی در واحد طول، تغییرات طول ضلع‌ها در عرض مقطع اعمال می‌شود ولی در این بخش از طرفی به دلیل منظم بودن شکل مقطع عرضی و متقارن بودن تعداد و شماره آرماتورها در واحد عرض مقطع نسبت به مرکز سطح مقطع عرضی و از طرف دیگر به دلیل بزرگ بودن طول تونل نسبت به طول مقاطع موردنظر، تغییر مساحت مقطع مصالح به صورت قطری توسط گزاره‌ی (۴) و گزاره‌ی (۵) محاسبه شد (طول مقاطع در محاسبات یک متر در نظر گرفته شده است).

$$\sum A_s = 2n \times A_s \quad (۴)$$

$$t' = t + \frac{(\frac{E_c}{E_s} - 1)(\sum A_s)}{b_w} \quad (۵)$$

نحوه محاسبه کرنش بحرانی (ϵ_{II})

کرنش بحرانی پوشش با استفاده از گزاره‌ی (۶) محاسبه شد.

$$\epsilon_u = \frac{f'_c}{E_c} \quad (۶)$$

۳-۳- مشخصات ژئومکانیکی زمین

مشخصات ژئومکانیکی منطقه نیز طبق مطالعات انجام شده به صورت جدول ۴ است [۱۳].

جدول ۴: مشخصات ژئومکانیکی ساختگاه تونل کوهین

ردیف	پارامتر	یکا	مقدار
۱	E_m	Pa	۳۰۰,۰۰۰,۰۰۰
۲	V_m	ندارد	۰/۴
۳	G_m	Pa	۱۰۷,۰۰۰,۰۰۰

۳-۴- مشخصات پوشش‌های مورد استفاده در مقاطع

مختلف تونل راه آهن کوهین

پوشش مورد استفاده در تونل راه آهن کوهین در مقاطع مختلف آن نیز مطابق با جدول ۱۰ است. همچنین روابط و فرضیات مورد استفاده در پارامترهای محاسبه شده‌ی جدول ۱۰ به صورت زیر است:

نحوه محاسبه ضخامت تبدیل یافته (C)

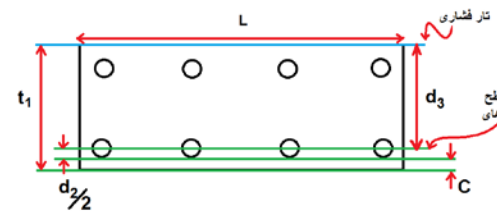
روابط Wang و Penzien برای پوشش‌هایی از یک جنس (با یک نوع مدول الاستیسیته و یک نوع ضریب پواسن) ارائه شده‌اند، درحالی‌که پوشش مورد استفاده در تونل کوهین توسط آرماتورهای (فولاد) مسلح شده است. به همین دلیل،

نحوه محاسبه فاصله دورترین تار فشاری از مرکز سطح

آرماتور کششی طولی (d_3)

با توجه به شکل ۴ فاصله دورترین تار فشاری از مرکز سطح آرماتور کششی طولی با استفاده از گزاره‌ی (۷) محاسبه شد [۱۴].

$$d_3 = t - \left(\frac{d_2}{2} + C\right) \quad (۷)$$



شکل ۱: فاصله دورترین تار فشاری از مرکز سطح آرماتور کششی

نحوه محاسبه نسبت سطح مقطع خاموت‌ها به فاصله آن‌ها

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)$$

به دلیل عدم دسترسی به قطر و فاصله خاموت‌ها با استفاده از گزاره‌ی (۸)، نسبت سطح مقطع خاموت‌ها به فاصله آن‌ها تخمین زده شد [۱۴].

$$\frac{A_{vmin}}{S} = 0.06 \sqrt{f'_c} \frac{b_w \times 10^6}{f_y} \quad (۸)$$

نحوه محاسبه مقاومت برشی آرماتورهای مورد استفاده در

پوشش (V_s)

برای محاسبه مقاومت برشی آرماتورهای مورد استفاده در

پوشش نیز گزاره‌ی (۹) مورد استفاده قرار گرفت [۱۴].

$$V_s = \phi_s \frac{A_v}{S} f_y d_3 \quad (۹)$$

نحوه محاسبه مقاومت برشی بتن مورد استفاده در پوشش (V_c)

مقاومت برشی بتن مورد استفاده در پوشش نیز توسط گزاره‌ی (۱۰) محاسبه شد [۱۴].

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} b_w d \times 10^3 \quad (۱۰)$$

در گزاره‌ی (۹) و گزاره‌ی (۱۰) دو پارامتر ϕ_s و ϕ_c برابر با ۰/۸۵ در نظر گرفته شدند.

نحوه محاسبه مقاومت برشی پوشش (V_u)

در نهایت نیز مقاومت برشی نهایی پوشش از مجموع مقاومت برشی بتن و آرماتورهای مورد استفاده در پوشش طبق گزاره‌ی (۱۱) محاسبه شد [۱۴].

$$V_u = V_c + V_s \quad (۱۱)$$

۳-۵- تحلیل دینامیکی تونل راه‌آهن کوهین

انتخاب مقاطع برای تحلیل دینامیک و ریسک دینامیکی باید به گونه‌ای صورت می‌گرفت که تحلیل انجام‌شده برای این مقاطع قابل تعمیم به کل تونل باشد. در نتیجه مقاطع به کمک دو پارامتر مؤثر واصلی یعنی نوع پوشش در مقاطع مختلف و بیشینه شتاب زمین در عمق‌های مختلف زمین انتخاب شد (جدول ۵).

جدول ۵: نحوه تعیین مقاطع مورد بررسی در تونل راه‌آهن کوهین

ردیف	پارامتر	یکا	مشخصات مقاطع					
۱	H	m	۶ تا ۱۵	۱۵ تا ۳۰	۳۰ تا ۴۰	۴۰ تا ۶۰	۶۰ تا ۸۰	۸۰ تا ۱۰۰
۲	a_m	g	۰/۹	۰/۸	۰/۷	۰/۷	۰/۷	۰/۷
۳	نوع پوشش	—	نوع ۱	نوع ۱	نوع ۱	نوع ۲	نوع ۳	نوع ۴
۴	نام مقطع	—	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6
			S-7					

مقطع S-1 تا S-4 روند کاهشی خود را حفظ کرده و از مقطع S-4 تا S-7 بر این مقدار افزوده شده است. دلیل این امر را می‌توان به ثابت بودن ضخامت پوشش از مقطع S-1 تا S-4 به همراه افزایش روباره از ۱۰ متر به ۴۰ متر و سپس افزایش ضخامت پوشش از مقطع S-4 تا S-7 هم‌زمان با افزایش روباره از ۴۰ متر به ۱۰۰ متر مرتبط دانست. در ابتدای تونل چون

پس از تعیین مقادیر اولیه، بارهای وارد بر مقاطع با استفاده از روش‌های Wang و Penzien در شرایط لغزش کامل و بدون لغزش تحت تأثیر دو گسل شمال قزوین و زنجان محاسبه شد (جدول ۱۱ و جدول ۱۲). نکته قابل توجه در این بخش روند کاهشی مقدار جابه‌جایی پوشش از مقطع S-1 تا S-7 می‌باشد. این در حالی است که مقادیر لنگر خمشی وارده به تونل از

Penzien تفاوت چندانی وجود ندارد ولی نیروهای محوری محاسبه شده در شرایط بدون لغزش با استفاده از روش Wang نسبت به شرایط لغزش کامل این روش، ۱۹ تا ۴۱ برابر افزایش را نشان می دهد که علت این افزایش در نظر گرفته شدن نسبت تراکم پذیری و انعطاف پذیری پوشش نسبت به روش ارائه شده توسط Penzien است [۷].

	Section	Applied Loads P (KN)	Mx (KN-m)	Computed Strength P (KN)	Mx (KN-m)
Wang	S-1	37	225	44	264
	S-2	34	202	44	264
	S-3	30	180	44	264
	S-4	26	157	44	264
Penzien	S-1	37	225	44	264
	S-2	34	202	44	264
	S-3	30	180	44	264
	S-4	26	157	44	264

Program completed as requested.

شکل ۲: مقاومت نهایی و ضریب اطمینان محاسبه شده برای پوشش تا عمق ۴۰ متری تحت زلزله گسل قزوین در شرایط لغزش کامل با استفاده از نرم افزار PCAcol

	Section	Applied Loads P (KN)	Mx (KN-m)	Computed Strength P (KN)	Mx (KN-m)
Wang	S-1	48	290	44	264
	S-2	43	261	44	264
	S-3	39	232	44	264
	S-4	34	203	44	264
Penzien	S-1	48	290	44	264
	S-2	43	261	44	264
	S-3	39	232	44	264
	S-4	34	203	44	264

Program completed as requested.

شکل ۳: مقاومت نهایی و ضریب اطمینان محاسبه شده برای پوشش تا عمق ۴۰ متری تحت زلزله گسل زنجان در شرایط لغزش کامل با استفاده از نرم افزار PCAcol

	Section	Applied Loads P (KN)	Mx (KN-m)	Computed Strength P (KN)	Mx (KN-m)
Wang	S-1	1552	225	2238	325
	S-2	1397	202	2238	325
	S-3	1242	180	2238	325
	S-4	1087	157	2238	325
Penzien	S-1	75	224	89	268
	S-2	67	202	89	268
	S-3	60	179	89	268
	S-4	52	157	89	268

Program completed as requested.

شکل ۴: مقاومت نهایی و ضریب اطمینان محاسبه شده برای پوشش تا عمق ۴۰ متری تحت زلزله گسل قزوین در شرایط بدون لغزش با استفاده از نرم افزار PCAcol

تغییرات لنگر خمشی وارده متناسب به ضخامت جداره نبوده (از مقدار ۲۲۴ کیلونیوتن متر تا ۱۵۷ کیلونیوتن متر علیرغم ثابت بودن ضخامت) لذا تغییرات چشمگیری در تغییر شکل تونل (از ۳/۲۲ سانتی متر تا ۲/۲۵ سانتی متر) دیده می شود. ولی در ادامه تونل به دلیل افزایش ضخامت جداره هم زمان با افزایش روباره و لنگر خمشی منتهجه (۱۵۷ کیلونیوتن متر تا ۳۴۳ کیلونیوتن متر)، مقدار تغییر شکل منتهجه سازه در بازه محدودی (از ۲/۲۵ سانتی متر تا ۲/۱۸ سانتی متر) متغیر است.

همچنین برای تعیین ضریب اطمینان ایجاد شده در هریک از مقاطع حین وقوع حادثه علاوه بر مقاومت نهایی برشی محاسبه شده در بخش قبل، مقاومت های نهایی نیروی محوری و گشتاور خمشی هر یک از مقاطع با استفاده از نرم افزار V2.20 PCAcol تعیین شد (شکل ۵ تا شکل ۱۱). در انتها نیز ضریب اطمینان هر یک از مقاطع در شرایط مختلف محاسبه و برای مقایسه نتایج در نمودار ۱ رسم شد. در این نمودار مشخصات شرایط مقاطع به صورت مخفف نوشته شده است. به طور مثال نمودار با مشخصات ۶۰WQN نشان دهنده نتیجه محاسبات انجام شده برای مقطعی در عمق ۶۰ متری که با استفاده از رابطه Wang و تحت زلزله گسل شمال قزوین در شرایط بدون لغزش است. همان طور که نتایج نشان می دهد ورودی و خروجی تونل تحت نیروی محوری و گشتاور خمشی وارده از طرف زلزله کمترین ایمنی را دارد. به طور کل می توان گفت با افزایش عمق تونل ایمنی در مقابل نیروهای محوری و گشتاور خمشی افزایش می یابد که این رفتار نمودار نمایانگر کاهش بارهای وارده با کاهش شتاب افقی زمین و افزایش ضخامت پوشش است. همچنین نیروی برشی در مقطع S-4 از طرفی به دلیل پایین بودن ضخامت پوشش نسبت به مقاطع S-5، S-6 و S-7 و هم از طرف دیگر به دلیل پایین بودن شتاب افقی زمین در این عمق نسبت به مقاطع S-1، S-2 و S-3 کمترین مقدار را دارد. به طوری که مشاهده می شود، نیروی برشی از مقطع S-4 به سمت مقاطع S-1 و S-7 نیز به ترتیب به خاطر بیشینه بودن شتاب افقی زمین و افزایش ضخامت پوشش کاهش یافته است.

همان طور که انتظار می رود مقاطع تونل تحت گسل زنجان به دلیل بالا بودن بزرگای زلزله نسبت به گسل شمال قزوین دارای ایمنی کمتری است. طبق نتایج به دست آمده، بین بارهای وارده در شرایط لغزش کامل و بدون لغزش با استفاده از روش

	fault	way	Applied Loads		Computed Strength	
			P (KN)	Mx (KN-m)	P (KN)	Mx (KN-m)
Full-slip	q	w	53	318	89	536
		p	53	318	89	536
	Z	w	68	410	89	536
		p	68	410	89	536
NO-slip	q	w	1117	318	1878	536
		p	106	317	180	539
	Z	w	1440	410	1878	536
		p	136	408	180	539

Program completed as requested.

شکل ۷: مقاومت نهایی و ضریب اطمینان محاسبه شده برای پوشش در عمق ۶۰ تا ۸۰ متری تحت زلزله گسل زنجان و قزوین در شرایط لغزش کامل و بدون لغزش با استفاده از نرم‌افزار PCAcol

	Section	Applied Loads		Computed Strength	
		P (KN)	Mx (KN-m)	P (KN)	Mx (KN-m)
Wang	S-1	2002	290	2238	325
	S-2	1802	261	2238	325
	S-3	1601	232	2238	325
	S-4	1401	203	2238	325
Penzien	S-1	96	289	89	268
	S-2	87	260	89	268
	S-3	77	231	89	268
	S-4	67	202	89	268

Program completed as requested.

شکل ۵: مقاومت نهایی و ضریب اطمینان محاسبه شده برای پوشش تا عمق ۴۰ متری تحت زلزله گسل زنجان در شرایط بدون لغزش با استفاده از نرم‌افزار PCAcol

	fault	way	Applied Loads		Computed Strength	
			P (KN)	Mx (KN-m)	P (KN)	Mx (KN-m)
Full-slip	q	w	57	343	108	642
		p	57	343	108	642
	Z	w	74	442	108	642
		p	74	442	108	642
NO-slip	q	w	1121	343	1885	574
		p	114	341	211	632
	Z	w	1445	442	1885	574
		p	147	440	211	632

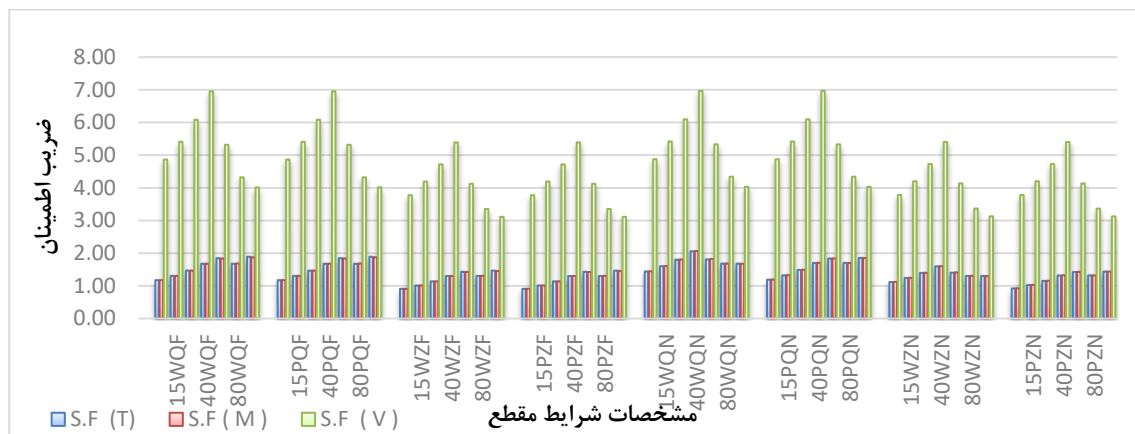
Program completed as requested.

شکل ۸: مقاومت نهایی و ضریب اطمینان محاسبه شده برای پوشش در عمق ۸۰ تا ۱۰۰ متری تحت زلزله گسل زنجان و قزوین در شرایط لغزش کامل و بدون لغزش با استفاده از نرم‌افزار PCAcol

	fault	way	Applied Loads		Computed Strength	
			P (KN)	Mx (KN-m)	P (KN)	Mx (KN-m)
Full-slip	q	w	33	198	61	364
		p	33	198	61	364
	Z	w	43	255	61	364
		p	43	255	61	364
NO-slip	q	w	1096	198	1983	361
		p	66	198	121	364
	Z	w	1413	255	1983	361
		p	85	255	121	364

Program completed as requested.

شکل ۶: مقاومت نهایی و ضریب اطمینان محاسبه شده برای پوشش در عمق ۴۰ تا ۶۰ متری تحت زلزله گسل زنجان و قزوین در شرایط لغزش کامل و بدون لغزش با استفاده از نرم‌افزار PCAcol



نمودار ۱: ضرایب اطمینان محاسبه شده برای مقاطع در شرایط مختلف

سطح احتمال خواهد بود. در نتیجه، در این حالت تغییرات میزان ریسک ایجاد شده در هر مقطع به‌طور واضحی به تغییرات میزان شدت خطر ایجاد شده معطوف خواهد شد. شدت خطر ایجاد شده در مقاطع نیز به‌وسیله ضرایب اطمینان حاصل از وقوع حادثه محاسبه شد (جدول ۱۴). به‌طوری‌که ابتدا ضریب اطمینان کل که در مقطع موردنظر برابر با مجموع هرکدام از ضرایب اطمینان دینامیکی M ، T و V به نسبت میزان تأثیرشان در شدت خطر بود (گزاره‌ی (۱۲)، محاسبه و

۴- تحلیل ریسک دینامیکی تونل راه‌آهن کوهین

برای تعیین ریسک طبق روش ماتریس احتمال - اثر از دو پارامتر شدت وقوع حادثه و احتمال وقوع حادثه استفاده شد. همان‌طور که پیش‌تر نیز اشاره شد، به‌دلیل نزدیک بودن مقاطع به یکدیگر نسبت به فاصله آن‌ها از دو گسل شمال قزوین و زنجان (مرکز کانونی زلزله)، احتمال وقوع حادثه نیز برای تمامی مقاطع یکسان و به‌دلیل وقوع حادثه برابر با بیش‌ترین

جدول ۶: تأثیر پارمترهای T ، M و V بر شدت خطر

$S.F_V$	$S.F_M$	$S.F_T$	
۶/۹۷	۲/۰۷	۲/۰۶	بیشترین ضریب اطمینان
۳/۱۱	۰/۹۱	۰/۹۱	کمترین ضریب اطمینان
۳/۸۶	۱/۱۶	۱/۱۵	اختلاف ضریب اطمینانها
	۶/۱۷		مجموع اختلاف ضریب اطمینانها
۶۲/۵۶	۱۸/۸۰	۱۸/۶۴	تأثیر (وزن) پارامتر (%)

سپس با توجه به کلاس تعریف شده در جدول ۷ میزان شدت خطر ایجاد شده در شرایط و مقاطع مختلف تعیین شد. جدول ۷ با توجه به شرایط متوسط تونل که محدودیت عرض ترک در آن ۰/۳۵ میلی متر است، کلاس بندی شده است. همچنین میزان تأثیر یا وزن هر یک از ضرایب اطمینان (T یا M یا V) نیز از اختلاف بیشینه تغییرات ضریب اطمینان (T یا M یا V) نسبت به مجموع اختلاف بیشینه تغییرات ضرایب اطمینان T ، M و V محاسبه شد (جدول ۶) که به عنوان مثال گزاره‌ی (۱۳) برای محاسبه وزن ضریب اطمینان نیروی محوری نشان داده شده است.

$$S.F_U = \alpha_T \times S.F_T + \alpha_M \times S.F_M + \alpha_V \times S.F_V \quad (12)$$

$$\alpha_T = \frac{\Delta S.F_T}{(\Delta S.F_T + \Delta S.F_M + \Delta S.F_V)} \quad (13)$$

جدول ۷: کلاس بندی سطوح شدت خطر براساس عرض ترک ایجاد شده

شرح		رتبه (امتیاز)	سطح آسیب دیدگی
عرض ترک بر روی دیواره‌ی تونل	ضریب اطمینان ایجاد شده		
$0.350 \text{ mm} < W$	$S.F_U < 1$	۱۰	خرابی کامل
$0.200 \text{ mm} < W \leq 0.350 \text{ mm}$	$1 \leq S.F_U < 1.75$	۹	بسیار گسترده
$0.135 \text{ mm} < W \leq 0.200 \text{ mm}$	$1.75 \leq S.F_U < 2.59$	۸	گسترده
$0.120 \text{ mm} < W \leq 0.135 \text{ mm}$	$2.59 \leq S.F_U < 2.92$	۷	نسبتاً گسترده
$0.105 \text{ mm} < W \leq 0.120 \text{ mm}$	$2.92 \leq S.F_U < 3.33$	۶	متوسط
$0.095 \text{ mm} < W \leq 0.105 \text{ mm}$	$3.33 \leq S.F_U < 3.68$	۵	نسبتاً متوسط
$0.085 \text{ mm} < W \leq 0.095 \text{ mm}$	$3.68 \leq S.F_U < 4.12$	۴	نسبتاً کم
$0.075 \text{ mm} < W \leq 0.085 \text{ mm}$	$4.12 \leq S.F_U < 4.68$	۳	کم
$0.065 \text{ mm} < W \leq 0.075 \text{ mm}$	$4.68 \leq S.F_U < 5.38$	۲	بسیار کم
$W \leq 0.065 \text{ mm}$	$5.38 \leq S.F_U$	۱	آسیب ناچیز

نتایج به دست آمده نشان می دهد که دهانه و مرکز تونل نسبت به سایر مقاطع دارای بیشترین ریسک هستند که عامل اصلی ایجاد ریسک بالا در این مقاطع را می توان به ترتیب به بالا بودن بیشینه شتاب افقی و افزایش ضخامت پوشش نسبت داد. با توجه به نمودار ۲ و جدول ۸ سطح ریسک مقاطع S-6، S-1 و S-7 تحت امواج زلزله گسل زنگان در کلاس بسیار بالا قرار می گیرد که نشان دهنده افزایش امکان از دست دادن این مسیر ریلی به خاطر بالا بودن ریسک های ایجاد شده در چند مقطع

تونل تحت امواج زلزله گسل زنگان وجود دارد (جدول ۱۴ پیوست و نمودار ۲). برای جلوگیری و یا کاهش این ریسک ایجاد شده در تونل می توان پوشش مقاطع نام برده را با تقویت موضعی به دلیل کاهش هزینه و مناسب با توجه به عدم ضخامت پوشش، هم از لحاظ اقتصادی و هم از لحاظ فنی در مقابل امواج زلزله های وارده به طور قابل توجهی مستحکم کرد.

[9] Fabozzi, S., Licata, V., Autuori, S., Bilotta, E., Russo, G., & Silvestri, F. (2017). Prediction of the seismic behavior of an underground railway station and a tunnel in Napoli (Italy). *Underground Space*, 2(2), 88-105.

[10] Bao, X., Xia, Z., Ye, G., Fu, Y., & Su, D. (2017). Numerical analysis on the seismic behavior of a large metro subway tunnel in liquefiable ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 66, 91-106.

[11] Salemi, A., Mikaeil, R., & Haghshenas, S. S. (2018). Integration of finite difference method and genetic algorithm to seismic analysis of circular shallow tunnels (Case study: Tabriz urban railway tunnels). *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(5), 1978-1990.

[۱۲] زهرفروش ک.، ناصری ع. (۱۳۹۷). بررسی رفتار لرزه‌ای تاج تونل تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک با رویکرد اجزاء محدود. فصلنامه علمی - تخصصی رویکردهای نوین در مهندسی عمران. شماره ۳. ۷۰-۹۰.

[۱۳] مهندسین مشاور هرازراه. (۱۳۸۳). دومین گزارش تونل راه‌آهن کوهین محور قزوین-رشت-بندر انزلی.

[۱۴] دفتر مقررات ملی ساختمان. (۱۳۹۲). مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه. تهران: نشر توسعه ایران.

[2] Drury, C. (2000). HAZUS99 Estimated Annualized Earthquake Losses For The United States. Washington: Federal Emergency Management Agency (FEMA 366).

[3] OSPMI. (2007). Project Risk Management Handbook (Second Edition, Rev 0 Ed.). Sacramento, California: Office of Statewide Project Management Improvement (OSPMI).

[4] PMBOK. (2008). A Guide to the Project Management Body of Knowledge (Fourth Edition Ed.). USA: project management institute, Inc. doi: ISBN: 978-1-933890-51-7.

[5] Guglielmetti, V., Grasso, P., Mahtab, A., & Xu, S. (2007). Mechanized tunneling in urban areas: design methodology and construction control. (V. Guglielmetti, P. Grasso, A. Mahtab, & S. Xu, Eds.) United Kingdom: Taylor & Francis Group-CRC Press.

[6] Sayadi, A., Hayati, M., & Monjezi, M. (2011). Risk management in tunnel Construction using MADM techniques. *Industrial Management Journal*, 3(7), 99-116.

[7] Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., & Yao, J. I.-C. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16, 247-293.

[8] Hamdy, H. A., Enieb, M., Khalil, A. A., & Ahmed, A. S. Seismic Analysis of Urban Tunnel Systems for the Greater Cairo Metro Line No. 4.

۷- فهرست نمادها

ردیف	نماد	واحد	شرح
۱	Δd_{lining}	m	جابه‌جایی قطری پوشش
۲	$\Delta d^n_{\text{lining}}$	m	جابه‌جایی قطری پوشش فقط تحت بارگذاری نرمال
۳	$\Delta d_{\text{free-field}}$	m	جابه‌جایی زمین در تونل بدون پوشش
۴	P یا T	N	نیروی محوری
۵	M	N.m	نیروی خمشی
۶	V	N	نیروی برشی
۷	T_{max}	N	نیروی محوری ماکزیمم
۸	M_{max}	N.m	نیروی خمشی ماکزیمم
۹	V_{max}	N	نیروی برشی ماکزیمم
۱۰	γ_{max}	ندارد	کرنش برشی ماکزیمم
۱۱	r, d	m	قطر و شعاع تونل
۱۲	t	m	ضخامت پوشش
۱۳	I	m ⁴	ممان اینرسی پوشش (بر واحد عرض)
۱۴	K_1	ندارد	ضریب پاسخ پوشش تونل
۱۵	K_2	ندارد	ضریب پاسخ محوری تونل

۱۶	F	ندارد	ضریب انعطاف‌پذیری
۱۷	C	ندارد	ضریب تراکم‌پذیری
۱۸	E_m	Pa	مدول الاستیسیته محیط
۱۹	V_m	ندارد	ضریب پواسن محیط
۲۰	G_m	Pa	مدول برشی محیط
۲۱	E_L	Pa	مدول الاستیسیته پوشش
۲۲	V_L	ندارد	ضریب پواسن پوشش
۲۳	M	M_W	بزرگی زلزله
۲۴	H	m	ارتفاع روباره یا عمق تونل
۲۵	a_{max}	g	بیشترین شتاب افقی در سطح زمین
۲۶	RDS	ندارد	نسبت شتاب در عمق تونل به نسبت شتاب در سطح
۲۷	a_s	g	شتاب افقی در عمق موردنظر
۲۸	V_m/a_m	(m/s)/g	نسبت سرعت زمین به شتاب زمین
۲۹	V_s	m/s	حداکثر سرعت ذرات زمین در عمق موردنظر
۳۰	C_s	m/s	سرعت انتشار موج S
۳۱	E_C	Pa	مدول الاستیسیته بتن
۳۲	E_s	Pa	مدول الاستیسیته آرماتور
۳۳	n	ندارد	تعداد میگردهای عرضی (محیطی)

نسبت سطح مقطع خاموت‌ها به فاصله آن‌ها	mm	A_v/S	۴۴
مقاومت برشی آرماتورهای مورد استفاده در پوشش	N	V_s	۴۵
ضریب جزئی ایمنی فولاد	ندارد	φ_s	۴۶
مقاومت برشی بتن مورد استفاده در پوشش	N	V_c	۴۷
ضریب جزئی ایمنی بتن	ندارد	φ_c	۴۸
مقاومت برشی پوشش	N	V_u	۴۹
ضریب اطمینان	ندارد	S.F	۵۰
ضریب اطمینان کل	ندارد	S.F _U	۵۱
اختلاف ضریب اطمینان	ندارد	$\Delta S.F$	۵۲
تأثیر یا وزن پارامتر مورد نظر	ندارد	α	۵۳
عرض ترک بر روی دیواره پوشش	mm	W	۵۴
عدد ریسک	ندارد	R_{SP}	۵۵
شدت خطر ایجاد شده	ندارد	RS	۵۶

مورد استفاده در بالا یا پایین مقطع			
مساحت آرماتورهای عرضی (محیطی) مورد استفاده در پوشش	m ²	A_s	۳۴
طول مقاطع مورد نظر	m	b_w	۳۵
ضخامت تبدیل یافته	m	t'	۳۶
مقاومت تراکمی بتن	Pa	f'_c	۳۷
کرنش بحرانی بتن	%	ϵ_u	۳۸
ضخامت پوشش	m	C	۳۹
شماره میلگردهای عرضی (قطر میلگرد)	m	d_2	۴۰
فاصله دورترین تار فشاری از مرکز سطح آرماتور کششی طولی	m	d_3	۴۱
تنش تسلیم آرماتور مورد استفاده در پوشش	Pa	f_y	۴۲
مساحت کل آرماتورهای عرضی (محیطی) پوشش در هر متر از مقطع	m ²	ΣA_s	۴۳

۸- پیوست‌ها

جدول ۹: روابط ارائه شده توسط Wang و Penzien [۷]

منبع	ارائه توسط	نوع شرایط زمین و پوشش	لغزش کامل	بدون لغزش
			$\frac{\Delta d_{\text{lining}}}{\Delta d_{\text{free-field}}} = \frac{2}{3} K_1 F$ $\Delta d_{\text{free-field}} = \frac{\gamma_{\text{max}} d}{2}$	
			$T_{\text{max}} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m r \gamma_{\text{max}}}{(1 + V_m)}$ $M_{\text{max}} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m r^2 \gamma_{\text{max}}}{(1 + V_m)}$	$T_{\text{max}} = \pm K_2 \frac{E_m r \gamma_{\text{max}}}{2(1 + V_m)}$ $M_{\text{max}} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m r^2 \gamma_{\text{max}}}{(1 + V_m)}$
			$K_1 = \frac{12(1 - V_m)}{2F + 5 - 6V_m}$ ، $F = \frac{E_m(1 - V_l^2) r^3}{6E_l I(1 + V_m)}$ ، $C = \frac{E_m(1 - V_l^2) r}{E_l t(1 + V_m)(1 - 2V_m)}$ $K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2V_m) - (1 - 2V_m)C] - \frac{1}{2}(1 - 2V_m)^2 + 2}{F[(3 - 2V_m) - (1 - 2V_m)C] + C \left[\frac{5}{2} - 8V_m + 6V_m^2 \right] + 6 - 8V_m}$	
			$\alpha^n = \frac{12E_l I(5 - 6V_m)}{d^3 G_m(1 - V_l^2)}$ $R^n = \frac{4(1 - V_m)}{\alpha^n + 1}$ $\Delta d_{\text{lining}}^n = R^n \frac{\gamma_{\text{max}} d}{2}$	$\alpha = \frac{24E_l I(3 - 4V_m)}{d^3 G_m(1 - V_l^2)}$ $R = \pm \frac{4(1 - V_m)}{\alpha + 1}$ $\Delta d_{\text{lining}} = R \frac{\gamma_{\text{max}} d}{2}$
			$T_{\text{max}} = \pm \frac{12 E_l I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^3 (1 - V_l^2)}$ $M_{\text{max}} = \pm \frac{6 E_l I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^2 (1 - V_l^2)}$ $V_{\text{max}} = \pm \frac{24 E_l I \Delta d_{\text{lining}}^n}{d^3 (1 - V_l^2)}$	$T_{\text{max}} = \pm \frac{24 E_l I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3 (1 - V_l^2)}$ $M_{\text{max}} = \pm \frac{6 E_l I \Delta d_{\text{lining}}}{d^2 (1 - V_l^2)}$ $V_{\text{max}} = \pm \frac{24 E_l I \Delta d_{\text{lining}}}{d^3 (1 - V_l^2)}$

Penzien

جدول ۱۰: مشخصات پوشش مورد استفاده در مقاطع مختلف

ردیف	پارامتر	یکا	پوشش نوع ۱	پوشش نوع ۲	پوشش نوع ۳	پوشش نوع ۴
۱	H	m	۰ تا ۴۰	۶۰ تا ۸۰	۸۰ تا ۱۰۰	۱۰۰ تا ۸۰
۲	V_L	ندارد	۰/۱۵	۰/۱۵	۰/۱۵	۰/۱۵
۳	E_C	Pa	۲۳۳۹۲۸۱۹۴۱۱	۲۳۳۹۲۸۱۹۴۱۱	۲۳۳۹۲۸۱۹۴۱۱	۲۳۳۹۲۸۱۹۴۱۱
۴	E_s	Pa	$1/99955 \times 10^{11}$	$1/99955 \times 10^{11}$	$1/99955 \times 10^{11}$	$1/99955 \times 10^{11}$
۵	t	m	۰/۴	۰/۴	۰/۵	۰/۵
۶	t'	m	۰/۴۳۸	۰/۴۷۴	۰/۵۵۹	۰/۵۷۴
۷	d	m	۱۲	۱۲	۱۲	۱۲
۸	I	m^4	۰/۰۰۷۰۰	۰/۰۰۸۸۸	۰/۰۱۴۵۸	۰/۰۱۵۷۷
۹	f_c	Pa	۲۳۵۴۳۲۶۰/۷۴	۲۳۵۴۳۲۶۰/۷۴	۲۳۵۴۳۲۶۰/۷۴	۲۳۵۴۳۲۶۰/۷۴
۱۰	ε_u	%	۰/۱۰	۰/۱۰	۰/۱۰	۰/۱۰
۱۱	f_y	Pa	۳۹۲۳۸۷۶۷۹/۰۳	۳۹۲۳۸۷۶۷۹/۰۳	۳۹۲۳۸۷۶۷۹/۰۳	۳۹۲۳۸۷۶۷۹/۰۳
۱۲	C	m	۰/۰۵	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶
۱۳	n	ندارد	۸	۱۰	۸	۱۰
۱۴	d_2	m	۰/۰۲	۰/۰۲۵	۰/۰۲۵	۰/۰۲۵
۱۵	d_3	m	۰/۳۴	۰/۳۲۷۵	۰/۴۲۷۵	۰/۴۲۷۵
۱۶	ΣA_s	m^2	۰/۰۰۵۰	۰/۰۰۹۸	۰/۰۰۷۸	۰/۰۰۹۸
۱۷	A_v/S	mm	۰/۷۴۱۹	۰/۷۴۱۹	۰/۷۴۱۹	۰/۷۴۱۹
۱۸	V_s	N	۸۴۱۳۶/۱۰	۸۱۰۴۲/۸۷	۱۰۵۷۸۸/۷۸	۱۰۵۷۸۸/۷۸
۱۹	V_c	N	۲۸۰۴۵۳/۶۸	۲۷۰۱۴۲/۸۸	۳۵۲۶۲۹/۲۶	۳۵۲۶۲۹/۲۶
۲۰	V_u	N	۳۶۴۵۸۹/۷۹	۳۵۱۱۸۵/۷۵	۴۵۸۴۱۸/۰۴	۴۵۸۴۱۸/۰۴

جدول ۱۱: بارهای وارده از طرف امواج زلزله به مقاطع در شرایط لغزش کامل

نام گسل	نوع روش	نام مقطع	جابه جایی پوشش (m)	نیروی محوری (N)	لنگر خمشی (N.m)	نیروی برشی (N)
شمال قزوین	Wang	S-1	۰/۰۳۲۲	۳۷۴۵۲/۱۸	۲۲۴۷۱۳/۰۸	-----
		S-2	۰/۰۲۸۹	۳۳۷۰۶/۹۶	۲۰۲۲۴۱/۷۷	-----
		S-3	۰/۰۲۵۸	۲۹۹۶۱/۷۴	۱۷۹۷۷۰/۴۶	-----
		S-4	۰/۰۲۲۵	۲۶۲۱۶/۵۳	۱۵۷۲۹۹/۱۵	-----
		S-5	۰/۰۲۲۴	۳۳۰۱۸/۰۰	۱۹۸۱۰۷/۹۹	-----
		S-6	۰/۰۲۱۹	۵۳۰۲۷/۳۵	۳۱۸۱۶۴/۰۷	-----
		S-7	۰/۰۲۱۸	۵۷۰۹۶/۶۵	۳۴۲۵۷۹/۸۸	-----
	Penzien	S-1	۰/۰۳۲۲	۳۷۴۵۰/۸۱	۲۲۴۷۰۴/۸۴	۷۴۹۰۱/۶۱
		S-2	۰/۰۲۹۰	۳۳۷۰۵/۷۳	۲۰۲۲۳۴/۳۶	۶۷۴۱۱/۴۵
		S-3	۰/۰۲۵۸	۲۹۹۶۰/۶۵	۱۷۹۷۶۳/۸۷	۵۹۹۲۱/۲۹
		S-4	۰/۰۲۲۵	۲۶۲۱۵/۵۶	۱۵۷۲۹۳/۳۹	۵۲۴۳۱/۱۳
		S-5	۰/۰۲۲۴	۳۳۰۱۶/۴۷	۱۹۸۰۹۸/۸۵	۶۶۰۳۲/۹۵
		S-6	۰/۰۲۱۹	۵۳۰۲۳/۴۱	۳۱۸۱۴۰/۴۹	۱۰۶۰۴۶/۸۳
		S-7	۰/۰۲۱۸	۵۷۰۹۲/۰۹	۳۴۲۵۵۲/۵۴	۱۱۴۱۸۴/۱۸

ادامه جدول ۱۱: بارهای وارده از طرف امواج زلزله به مقاطع در شرایط لغزش کامل

نام گسل	نوع روش	نام مقطع	جابه‌جایی پوشش (m)	نیروی محوری (N)	لنگر خمشی (N.m)	نیروی برشی (N)
زنجان	Wang	S-1	۰/۰۴۱۵	۴۸۲۹۴/۵۰	۲۸۹۷۶۷/۰۰	-----
		S-2	۰/۰۳۷۴	۴۳۴۶۵/۰۵	۲۶۰۷۹۰/۳۰	-----
		S-3	۰/۰۳۳۲	۳۸۶۳۵/۶۰	۲۳۱۸۱۳/۶۰	-----
		S-4	۰/۰۲۹۱	۳۳۸۰۶/۱۵	۲۰۲۸۳۶/۹۰	-----
		S-5	۰/۰۲۸۸	۴۲۵۷۶/۶۳	۲۵۵۴۵۹/۸۰	-----
		S-6	۰/۰۲۸۲	۶۸۳۷۸/۶۴	۴۱۰۲۷۱/۸۵	-----
		S-7	۰/۰۲۸۱	۷۳۶۲۶/۰۰	۴۴۱۷۵۵/۹۷	-----
زنجان	Penzien	S-1	۰/۰۴۱۵	۴۸۲۹۲/۷۳	۲۸۹۷۵۶/۳۸	۹۶۵۸۵/۴۶
		S-2	۰/۰۳۷۴	۴۳۴۶۳/۴۶	۲۶۰۷۸۰/۷۴	۸۶۹۲۶/۹۱
		S-3	۰/۰۳۳۲	۳۸۶۳۴/۱۸	۲۳۱۸۰۵/۱۰	۷۷۲۶۸/۳۷
		S-4	۰/۰۲۹۱	۳۳۸۰۴/۹۱	۲۰۲۸۲۹/۴۷	۶۷۶۰۹/۸۲
		S-5	۰/۰۲۸۸	۴۲۵۷۴/۶۷	۲۵۵۴۴۸/۰۱	۸۵۱۴۹/۳۴
		S-6	۰/۰۲۸۲	۶۸۳۷۳/۵۷	۴۱۰۲۴۱/۴۳	۱۳۶۷۴۷/۱۴
		S-7	۰/۰۲۸۱	۷۳۶۲۰/۱۲	۴۴۱۷۲۰/۷۱	۱۴۷۲۴۰/۲۴

جدول ۱۲: بارهای وارده از طرف امواج زلزله به مقاطع در شرایط بدون لغزش

نام گسل	نوع روش	نام مقطع	جابه‌جایی پوشش (m)	نیروی محوری (N)	لنگر خمشی (N.m)	نیروی برشی (N)
شمال قزوین	Wang	S-1	-----	۱۵۵۲۴۳۲/۲۴	۲۲۴۷۱۳/۰۸	-----
		S-2	-----	۱۳۹۷۱۸۹/۰۱	۲۰۲۲۴۱/۷۷	-----
		S-3	-----	۱۲۴۱۹۴۵/۷۹	۱۷۹۷۷۰/۴۶	-----
		S-4	-----	۱۰۸۶۷۰۲/۵۷	۱۵۷۲۹۹/۱۵	-----
		S-5	-----	۱۰۹۵۵۷۱/۸۲	۱۹۸۱۰۷/۹۹	-----
		S-6	-----	۱۱۱۶۹۸۵/۶۷	۳۱۸۱۶۴/۰۷	-----
		S-7	-----	۱۱۲۰۸۶۵/۸۵	۳۴۲۵۷۹/۸۸	-----
زنجان	Penzien	S-1	۰/۰۳۲۱	۷۴۷۴۳/۵۷	۲۲۴۴۳۰/۷۱	۷۴۷۴۳/۵۷
		S-2	۰/۰۲۸۹	۶۷۲۶۹/۳۱	۲۰۱۸۰۷/۶۴	۶۷۲۶۹/۳۱
		S-3	۰/۰۲۵۷	۵۹۷۹۴/۸۶	۱۷۹۳۸۴/۵۷	۵۹۷۹۴/۸۶
		S-4	۰/۰۲۲۵	۵۲۳۲۰/۵۰	۱۵۶۹۶۱/۵۰	۵۲۳۲۰/۵۰
		S-5	۰/۰۲۲۳	۶۵۸۵۷/۵۷	۱۹۷۵۷۲/۷۱	۶۵۸۵۷/۵۷
		S-6	۰/۰۲۱۸	۱۰۵۵۹۵/۲۳	۳۱۶۷۸۵/۶۸	۱۰۵۵۹۵/۲۳
		S-7	۰/۰۲۱۷	۱۱۳۶۶۰/۷۸	۳۴۰۹۸۲/۳۵	۱۱۳۶۶۰/۷۸
زنجان	Wang	S-1	-----	۲۰۰۱۸۵۷/۸۳	۲۸۹۷۶۷/۰۰	-----
		S-2	-----	۱۸۰۱۶۷۲/۰۴	۲۶۰۷۹۰/۳۰	-----
		S-3	-----	۱۶۰۱۴۸۶/۲۶	۲۳۱۸۱۳/۶۰	-----
		S-4	-----	۱۴۰۱۳۰۰/۴۸	۲۰۲۸۳۶/۹۰	-----
		S-5	-----	۱۴۱۲۷۳۷/۳۷	۲۵۵۴۵۹/۸۰	-----
		S-6	-----	۱۴۴۰۳۵۰/۴۷	۴۱۰۲۷۱/۸۵	-----
		S-7	-----	۱۴۴۵۳۵۳/۹۶	۴۴۱۷۵۵/۹۷	-----
زنجان	Penzien	S-1	۰/۰۴۱۴	۹۶۳۸۱/۶۶	۲۸۹۱۴۴/۹۹	۹۶۳۸۱/۶۶
		S-2	۰/۰۳۷۳	۸۶۷۴۳/۵۰	۲۶۰۲۳۰/۴۹	۸۶۷۴۳/۵۰
		S-3	۰/۰۳۳۱	۷۷۱۰۵/۳۳	۲۳۱۳۱۵/۹۹	۷۷۱۰۵/۳۳
		S-4	۰/۰۲۹۰	۶۷۴۶۷/۱۶	۲۰۲۴۰۱/۴۹	۶۷۴۶۷/۱۶
		S-5	۰/۰۲۸۸	۸۴۹۲۳/۱۸	۲۵۴۷۶۹/۵۵	۸۴۹۲۳/۱۸
		S-6	۰/۰۲۸۱	۱۳۶۱۶۴/۸۰	۴۰۸۴۹۴/۴۱	۱۳۶۱۶۴/۸۰
		S-7	۰/۰۲۸۰	۱۴۶۵۶۵/۳۲	۴۳۹۶۹۵/۹۶	۱۴۶۵۶۵/۳۲

جدول ۱۳: ضریب اطمینان محاسبه شده برای مقاطع در شرایط مختلف

نام گسل	نوع روش	نام مقطع	لغزش کامل			بدون لغزش		
			S.F _V	S.F _M	S.F _T	S.F _V	S.F _M	S.F _T
شمال قزوین	Wang	S-1	۴/۸۷	۱/۱۷	۱/۱۷	۴/۸۸	۱/۴۵	۱/۴۴
		S-2	۵/۴۱	۱/۳۱	۱/۳۱	۵/۴۲	۱/۶۱	۱/۶۰
		S-3	۶/۰۸	۱/۴۷	۱/۴۷	۶/۱۰	۱/۸۱	۱/۸۰
		S-4	۶/۹۵	۱/۶۸	۱/۶۸	۶/۹۷	۲/۰۷	۲/۰۶
		S-5	۵/۳۲	۱/۸۴	۱/۸۵	۵/۳۳	۱/۸۲	۱/۸۱
		S-6	۴/۳۲	۱/۶۸	۱/۶۸	۴/۳۴	۱/۶۸	۱/۶۸
		S-7	۴/۰۱	۱/۸۷	۱/۸۹	۴/۰۳	۱/۶۸	۱/۶۸
زنجان	Penzien	S-1	۴/۸۷	۱/۱۷	۱/۱۷	۴/۸۸	۱/۲۰	۱/۱۹
		S-2	۵/۴۱	۱/۳۱	۱/۳۱	۵/۴۲	۱/۳۳	۱/۳۲
		S-3	۶/۰۸	۱/۴۷	۱/۴۷	۶/۱۰	۱/۴۹	۱/۴۹
		S-4	۶/۹۵	۱/۶۸	۱/۶۸	۶/۹۷	۱/۷۱	۱/۷۰
		S-5	۵/۳۲	۱/۸۴	۱/۸۵	۵/۳۳	۱/۸۴	۱/۸۴
		S-6	۴/۳۲	۱/۶۸	۱/۶۸	۴/۳۴	۱/۷۰	۱/۷۰
		S-7	۴/۰۱	۱/۸۷	۱/۸۹	۴/۰۳	۱/۸۵	۱/۸۶
زنجان	Wang	S-1	۳/۷۷	۰/۹۱	۰/۹۱	۳/۷۸	۱/۱۲	۱/۱۲
		S-2	۴/۱۹	۱/۰۱	۱/۰۱	۴/۲۰	۱/۲۵	۱/۲۴
		S-3	۴/۷۲	۱/۱۴	۱/۱۴	۴/۷۳	۱/۴۰	۱/۴۰
		S-4	۵/۳۹	۱/۳۰	۱/۳۰	۵/۴۰	۱/۶۰	۱/۶۰
		S-5	۴/۱۲	۱/۴۲	۱/۴۳	۴/۱۴	۱/۴۱	۱/۴۰
		S-6	۳/۳۵	۱/۳۱	۱/۳۰	۳/۳۷	۱/۳۱	۱/۳۰
		S-7	۳/۱۱	۱/۴۵	۱/۴۷	۳/۱۳	۱/۳۰	۱/۳۰
زنجان	Penzien	S-1	۳/۷۷	۰/۹۱	۰/۹۱	۳/۷۸	۰/۹۳	۰/۹۲
		S-2	۴/۱۹	۱/۰۱	۱/۰۱	۴/۲۰	۱/۰۳	۱/۰۳
		S-3	۴/۷۲	۱/۱۴	۱/۱۴	۴/۷۳	۱/۱۶	۱/۱۵
		S-4	۵/۳۹	۱/۳۰	۱/۳۰	۵/۴۰	۱/۳۲	۱/۳۲
		S-5	۴/۱۲	۱/۴۲	۱/۴۳	۴/۱۴	۱/۴۳	۱/۴۲
		S-6	۳/۳۵	۱/۳۱	۱/۳۰	۳/۳۷	۱/۳۲	۱/۳۲
		S-7	۳/۱۱	۱/۴۵	۱/۴۷	۳/۱۳	۱/۴۴	۱/۴۴

جدول ۱۴: شدت خطر محاسبه شده برای مقاطع در شرایط مختلف

نام گسل	نوع روش	نام مقطع	لغزش کامل			بدون لغزش		
			R _{SP}	RS	S.F _U	R _{SP}	RS	S.F _U
شمال قزوین	Wang	S-1	۵۰	۵	۳/۴۹	۵۰	۵	۳/۵۹
		S-2	۴۰	۴	۳/۸۷	۴۰	۴	۳/۹۹
		S-3	۳۰	۳	۴/۳۶	۳۰	۳	۴/۴۹
		S-4	۲۰	۲	۴/۹۸	۲۰	۲	۵/۱۳
		S-5	۴۰	۴	۴/۰۲	۴۰	۴	۴/۰۲
		S-6	۵۰	۵	۳/۳۳	۵۰	۵	۳/۳۵
		S-7	۶۰	۶	۳/۲۲	۶۰	۶	۳/۱۵
شمال قزوین	Penzien	S-1	۵۰	۵	۳/۴۹	۵۰	۵	۳/۵۰
		S-2	۴۰	۴	۳/۸۷	۴۰	۴	۳/۸۹
		S-3	۳۰	۳	۴/۳۶	۳۰	۳	۴/۳۷
		S-4	۲۰	۲	۴/۹۸	۲۰	۲	۵/۰۰
		S-5	۴۰	۴	۴/۰۲	۴۰	۴	۴/۰۲
		S-6	۵۰	۵	۳/۳۳	۵۰	۵	۳/۳۵
		S-7	۶۰	۶	۳/۲۲	۶۰	۶	۳/۲۲

ادامه جدول ۱۴: شدت خطر محاسبه شده برای مقاطع در شرایط مختلف

نام گسل	نوع روش	نام مقطع	لغزش کامل			بدون لغزش		
			R _{SP}	RS	S.F _U	R _{SP}	RS	S.F _U
زنجان	Wang	S-1	۷۰	۷	۲/۷۰	۷۰	۷	۲/۷۹
		S-2	۶۰	۶	۳/۰۰	۶۰	۶	۳/۱۰
		S-3	۵۰	۵	۳/۳۸	۵۰	۵	۳/۴۸
		S-4	۴۰	۴	۳/۸۶	۴۰	۴	۳/۹۸
		S-5	۶۰	۶	۳/۱۲	۶۰	۶	۳/۱۱
		S-6	۷۰	۷	۲/۵۹	۷۰	۷	۲/۵۹
		S-7	۸۰	۸	۲/۴۹	۸۰	۸	۲/۴۴
	Penzien	S-1	۷۰	۷	۲/۷۰	۷۰	۷	۲/۷۱
		S-2	۶۰	۶	۳/۰۰	۶۰	۶	۳/۰۱
		S-3	۵۰	۵	۳/۳۸	۵۰	۵	۳/۳۹
		S-4	۴۰	۴	۳/۸۶	۴۰	۴	۳/۸۸
		S-5	۶۰	۶	۳/۱۲	۶۰	۶	۳/۱۲
		S-6	۷۰	۷	۲/۵۹	۷۰	۷	۲/۶۰
		S-7	۸۰	۸	۲/۴۹	۸۰	۸	۲/۵۰

تأثیر تغییرات قطر سنبه پانچ استوانه‌ای در تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری برخی از سنگ‌های رسوبی سازند قم

مجتبی حیدری^{۱*}؛ حسن محسنی^۱؛ سید حسین جلالی^۲

۱- عضو هیئت علمی گروه زمین‌شناسی، دانشگاه بوعلی سینا همدان

۲- دکتری زمین‌شناسی مهندسی، دانشگاه بوعلی سینا همدان

دریافت: اردیبهشت ۱۳۹۶؛

پذیرش: تیر ۱۳۹۸

چکیده

مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ یکی از مهم‌ترین پارامترها در طراحی سازه‌های سنگی می‌باشد. آزمایش پانچ، از جمله آزمایش‌های شاخص است که توانایی تخمین غیرمستقیم مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ‌ها را دارا می‌باشد. این آزمایش ساده، ارزان و سریع بوده و به آماده‌سازی خاص نیاز نداشته و با نمونه‌های با ابعاد کوچک‌تر قابل انجام است. آزمایش‌های پانچ به دو شکل بلوکی و استوانه‌ای انجام می‌شود. در پژوهش حاضر کارایی آزمایش پانچ استوانه‌ای در تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری شش نوع سنگ رسوبی از سازند قم، اعم از گرینستون، وکستون-مادستون، باندستون، کالک‌لیتایت، سنگ گچ و مارن سیلتی، در جنوب شهر قم، بررسی شد. همچنین تأثیر قطر سنبه پانچ استوانه‌ای، بر تغییرات میزان شاخص پانچ استوانه‌ای با استفاده از چهار سنبه با قطرهای مختلف (۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۱۹ میلی‌متر) مطالعه شد. یافته‌ها نشان داد که آزمون‌های انجام‌شده با سنبه با قطر ۱۰ میلی‌متر با بیشترین ضریب تعیین ($R^2=0.62$)، مناسب‌ترین نتیجه را برای تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری تمامی سنگ‌ها، فراهم می‌سازد.

واژگان کلیدی

پانچ استوانه‌ای، قطر سنبه، آزمایش‌های شاخص، مقاومت فشاری تک‌محوری (UCS)، سازند قم

۱- مقدمه

در سنگ‌هایی که امکان تهیه نمونه‌های با ابعاد استاندارد وجود ندارد و یا آماده‌سازی آن‌ها مستلزم هزینه و وقت زیادی است، استفاده از برخی از آزمون‌های شاخص برای ارزیابی مقاومت فشاری تک‌محوری (*Uniaxial Compressive Strength*) سنگ‌ها میسر نیست. بسیاری مواقع امکان تهیه مغزه‌های سنگی به سبب سستی، خردشدگی و تورق وجود ندارد. در این حالت انجام آزمون‌های غیرمستقیم بر روی نمونه‌های کوچکی که نیاز به آماده‌سازی ندارد، توصیه شده است [۱].

آزمایش پانچ به دلیل سهولت در تهیه نمونه، کوچک بودن ابعاد نمونه موردنیاز (که امکان تهیه آن از مغزه‌های ناقص یا کوتاه نیز وجود دارد) و همچنین به دلیل دقت نسبتاً خوبی که در تخمین غیرمستقیم مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ‌ها داراست، در تحقیقات جدید جایگاه مناسبی پیدا کرده است. آزمایش‌های پانچ به دو شکل بلوکی و استوانه‌ای انجام می‌شود. در هردو روش از نمونه‌های دیسکی شکل استفاده می‌شود. در پانچ بلوکی، شکست سنگ در امتداد دو خط موازی رخ می‌دهد ولی در پانچ استوانه‌ای، بارگذاری با استفاده از سنبه‌ای استوانه

نمودند. کاراکول و همکاران [۱۰] به ارزیابی ناهمسانگردی مقاومتی ناشی از جهت‌یابی سطوح ضعف با استفاده از شاخص پانچ بلوکی و مقاومت فشاری تک‌محوری پرداختند.

میشرا و بازو [۱۱] طی تحقیقی با عنوان "استفاده از پانچ بلوکی برای تخمین مقاومت فشاری و کششی سنگ‌ها" اعلام کردند که آزمایش پانچ بلوکی نیز مانند آزمایش بار نقطه‌ای توانایی تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری (UCS) را داراست. آن‌ها نشان دادند که تخمین مقاومت کششی به‌وسیله پانچ بلوکی در مقایسه با بار نقطه‌ای مفیدتر است. میشرا و بازو [۱۱] به ارزیابی مقایسه‌ای کارایی آزمون‌های شاخص گوناگون و روش‌های تحلیل متفاوت (رگرسیون و سیستم فازی) در تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری سه نوع سنگ شیست، گرانیت و ماسه‌سنگ پرداختند. آن‌ها نشان دادند که آزمایش‌های پانچ بلوکی و بار نقطه‌ای برای گرانیت‌ها، بهترین نتایج را به دست می‌دهد.

میشرا و همکاران [۱۲] با بهره گرفتن از نتایج آزمایش پانچ و با استفاده از روش‌های سیستم فازی، شبکه عصبی و $ANFIS$ مدل‌هایی را برای تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری بلوکی ارائه دادند و با استفاده از ابزارهای آماری کارایی این آزمایش را برای تخمین غیرمستقیم مقاومت فشاری تک‌محوری به اثبات رساندند.

اولوسای و همکاران (۲۰۰۱) [۱۳] استفاده از روش پانچ بلوکی را به‌عنوان یک آزمایش استاندارد به انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ ($ISRM$ International Society for Rock Mechanics) پیشنهاد کردند که از سوی $ISRM$ به‌عنوان روش استاندارد و پیشنهادی این انجمن در سال ۲۰۰۶ معرفی گردید. با این‌وجود تاکنون برای آزمایش پانچ استوانه‌ای هیچ استاندارد و روش پیشنهادی رسمی ارائه نشده است. افزون بر آن، در محدود مطالعات انجام‌شده با استفاده از پانچ استوانه‌ای هیچ اشاره‌ای به تأثیر قطر سنبه بر نتایج و کارایی این آزمایش نشده است.

اهداف این تحقیق، ارزیابی تأثیر قطرهای مختلف سنبه بر مقادیر شاخص پانچ استوانه‌ای ($cylindrical\ punch\ index$)، میزان انطباق مقادیر شاخص پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه‌ها و قابلیت پانچ استوانه‌ای برای تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ‌ها می‌باشد.

در آزمون پانچ، استفاده از قطر سنبه ۱۰ میلی‌متر مرسوم بوده

ای می‌باشد که منجر به گسیختگی دایره‌ای سنگ به‌اندازه قطر سنبه می‌شود. شرایر [۲] با استفاده از نتایج آزمایش‌های انجام‌شده بر روی نمونه‌هایی به ضخامت ۱۰ و قطر ۴۰ میلی‌متر که از تعداد ۹ گونه سنگ مختلف (برش، کالک آرنایت، کلسی لوتایت، دونیت، گنیس، سنگ‌آهک، مرمر، گل‌سنگ و ماسه‌سنگ) تهیه‌کرده بود، رابطه‌ای بین مقاومت فشاری تک‌محوری، مقاومت کششی برزیلی و BPI ($block\ punch\ index$) ارائه نمود [۳]. یک مطالعه آزمایشی برای تحقیق بر روی تأثیر اندازه نمونه بر روی BPI توسط اولوسای و گوکچه‌اوغلو در سال ۱۹۹۷ [۴] آغاز گردید و تا سال ۱۹۹۹ ادامه یافت. در این تحقیقات ۱۹۰۰ آزمایش پانچ بلوکی بر روی ۲۵ نوع مختلف سنگ انجام شد. نمونه‌های تهیه‌شده دارای ضخامت‌هایی بین ۵ تا ۱۵ میلی‌متر بوده و از لحاظ قطری هم از نمونه‌های مغزه با قطر BX (۴۲ میلی‌متر) و NX (قطر ۵۴) که به‌طور معمول در اکثر مطالعات ژئوتکنیکی استفاده می‌شود، استحصال‌شده بودند. نتایج آزمایشات نشان داد که اصلاح تأثیر اندازه در آزمایش BPI ضروری و امری غیرقابل چشم‌پوشی است و قطر ۱۰ و ضخامت ۵۰ میلی‌متر را می‌توان به‌طور نسبی به‌عنوان ابعاد معیار و مناسب برای نمونه‌ها در نظر گرفت. سولوکچو و اولوسای [۳] روابط جدیدی برای اصلاح عدد BPI براساس ابعاد نمونه و همچنین تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری از نتایج اصلاح‌شده آزمایش پانچ بلوکی $BPIc$ ارائه دادند. خانلری و همکاران [۵] نیز، آنیزوتروپی مقاومتی سنگ‌های دگرگونی استان همدان را با استفاده از شاخص پانچ استوانه‌ای مطالعه نمودند. در این تحقیق از قطر سنبه ۱۰ میلی‌متر استفاده شده است.

نیکودل و باغبانیان [۶] با استفاده از دستگاه پانچ به بررسی پارامترهای مقاومتی سنگ‌های ناهمسانگرد پرداختند. احمدی [۷] با استفاده از دستگاه ساخته‌شده برای پانچ نمونه‌های با قطر ۵۴ میلی‌متر و انجام آزمایش پانچ بلوکی بر روی سنگ‌های آهکی سازندهای لار و دلیچای؛ ضریب‌های تبدیل شاخص پانچ بلوکی به مقاومت فشاری تک‌محوری را برای این سنگ‌ها به دست آورد. جعفری و همکاران [۸] برای اولین بار آزمایش پانچ استوانه‌ای را بکار برده و نتایج آن را با نتایج پانچ بلوکی بر روی ۶۳ نوع سنگ برای تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری مقایسه کردند. حسینی و همکاران [۹] اقدام به ارزیابی کارایی پانچ بلوکی برای برآورد مقاومت فشاری تک‌محوری سنگ‌های مارنی

کالکلیتایت، سنگ گچ و مارن سیلتی از سازند قم در جنوب شهر قم (شکل ۱) گردآوری شد.

شکل و ابعاد نمونه‌ها با استفاده از توصیه‌های انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ ((*ISRM* (2007) [۱۴] آماده گردید. تمامی نمونه‌ها با استفاده از دستگاه‌های مغزه‌گیر آزمایشگاهی تهیه شده و به وسیله دستگاه ساب آزمایشگاهی به شکل استاندارد آماده‌سازی شدند.

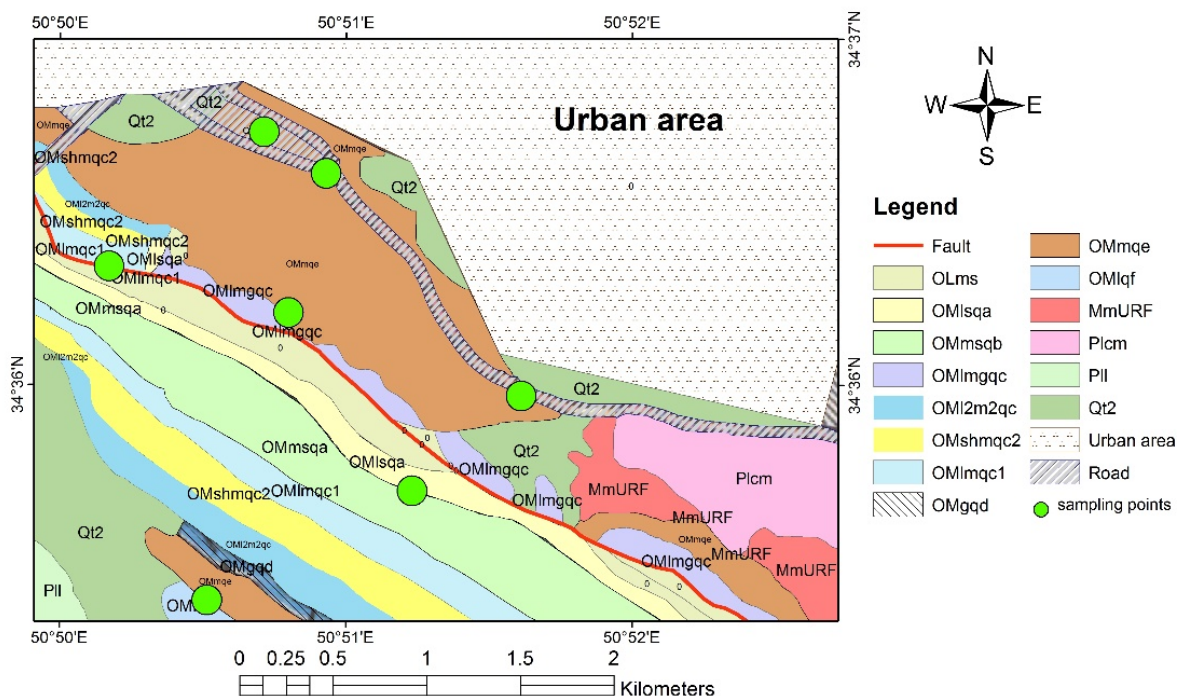
بعد از مشاهدات ظاهری، نمونه‌هایی همگن، بدون هوازدگی و فاقد درز و شکاف برای انجام آزمایش انتخاب شدند. پس از تهیه برش نازک میکروسکوپی، با انجام مطالعات پتروگرافی اقدام به توصیف و نام‌گذاری آن‌ها (به روش دانه‌ام، ۱۹۶۲) [۱۵] گردید. سپس آزمایش‌های مقاومت فشاری به روش توصیه‌شده ((*ISRM*, (2007) در آزمایشگاه زمین‌شناسی مهندسی و ژئوتکنیک دانشگاه بوعلی سینا انجام شد.

است. از طرفی چون در آزمون‌های نفوذ سوزن و نفوذ میخ از سنبه‌هایی با قطر کم استفاده می‌شود، در این تحقیق برای مقایسه اثر تغییر قطر سنبه‌ها، از مقادیر ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۱۹ میلی‌متر استفاده شده است؛ بنابراین، در پژوهش حاضر با ساخت دستگاه پانچ استوانه‌ای، مقادیر مقاومت فشاری تک‌محوری و مقادیر شاخص پانچ استوانه‌ای (با استفاده از چهار سنبه با قطرهای ۱۹، ۱۶، ۱۳ و ۱۰ میلی‌متر) برای ۳۵ بلوک سنگی مشتمل بر شش نوع سنگ به دست آمده است. سپس از بین قطرهای مختلف، آن‌هایی که بهترین برازش و همبستگی را با نتایج آزمون مقاومت فشاری تک‌محوری داشته‌اند، معرفی شده‌اند.

۲- مواد و روش‌ها

۲-۱- تهیه نمونه و مطالعات آزمایشگاهی

در تحقیق حاضر، سنگ‌های رسوبی متنوعی شامل انواع سنگ آهک (گرینستون، وکستون- مادستون، باندستون)،



OLms: تناوب شیل سیلتی قرمز تا خاکستری تیره، مارن ماسه‌ای، مارن سبز به همراه میان لایه‌هایی از ماسه‌سنگ، گچ و نمک (سازند قرمز زیرین). **OMIsqa**: سنگ آهک ماسه‌ای فسیل‌دار، ماسه‌سنگ آهکی (بخش a). **OMmsqb**: مارن همراه با میان لایه‌هایی از ماسه‌سنگ (بخش b). **OMlmqc1**: تناوبی از مارن و سنگ آهک (بخش c1). **OMimgqc**: سنگ آهک، مارن همراه با میان لایه‌هایی از سنگ گچ و مارن گچ‌دار (بخش‌های 4-CI، **OMl2m2qc**: سنگ آهک بریوزوآدار، سنگ آهک اواولیتی و مارن‌های سبزرنگ (بخش‌های 3-c). **OMgqd**: سنگ گچ همراه با مارن‌های گچ‌دار (بخش d). **OMmqe**: مارن‌های سبز خاکستری با میان لایه‌هایی از آهک‌رسی و به‌طور محلی گچ (بخش e). **OMlqf**: سنگ آهک سبتر لایه خاکستری روشن تا کرم همراه با مارن (بخش f). **MmURF**: مارن قرمز، شیل، سیلتستون، ماسه‌سنگ گچ‌دار قرمز تیره، سنگ گچ و ماسه‌سنگ سبز تیره در برخی نقاط. **Pll**: کنگلومرا با قطعاتی از سنگ آهک، **Plcm**: مارن با میان لایه‌هایی از کنگلومرا و ماسه‌سنگ.

شکل ۱: نقشه زمین‌شناسی منطقه مورد مطالعه و نقاط نمونه‌برداری (زمانی & حسینی، ۱۳۷۸) [۱۶] با اندکی اصلاحات

پس از وارد شدن بخش درپوش بالایی در بدنه اصلی، بین انتهای بخش استوانه‌ای درپوش و کف محفظه، به‌اندازه ۱۵ میلی‌متر فضا خالی به‌منظور قرارگیری نمونه باقی می‌ماند. از آنجاکه معمولاً ضخامت اکثر نمونه‌های کمتر از این مقدار است، صفحه‌ای فولادی (پولک فولادی) با ضخامت ۶ میلی‌متر ساخته شد تا فضای خالی مانده شده را پر کرده و نمونه را در جای خود ثابت نگه دارد. قابل‌ذکر است که بدنه اصلی، درپوش بالایی و پولک‌های فولادی از فولاد استاندارد VCN 200 با سختی ۴۸-۵۰ راکول، ساخته شده‌اند.



شکل ۳: قسمت‌های مختلف دستگاه پانچ استوانه‌ای: نمای بدنه و درپوش از بالا (الف)، سنبه پانچ کننده (ب)، پیچ‌های محکم کننده دو بخش دستگاه (ج) و پولک فولادی سوراخ‌دار (د)

برای انجام آزمایش پانچ استوانه‌ای با قطرهای پانچ کننده متفاوت، اقدام به ساخت چهار عدد بخش درپوش با ابعاد کاملاً مشابه گردید. تنها تفاوت این چهار درپوش قطر منفذ میانی آن‌ها می‌باشد که معادل ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۱۹ میلی‌متر می‌باشند. به‌منظور صرفه‌جویی در هزینه و زمان، بدنه استوانه‌ای اصلی با قطر منفذ میانی ۱۹ میلی‌متر ساخته شد. برای اینکه بتوان از این بدنه برای انجام آزمایش پانچ با سایر قطرهای نیز سود جست، پولک‌های فولادی سخت با قطر سوراخ‌های ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۱۹ میلی‌متر ساخته شد. با قرارگیری پولک فولادی با قطر سوراخ مشخص درون محفظه داخلی بدنه اصلی، دستگاه برای انجام آزمایش با قطر موردنظر آماده می‌شود. شکل ۴ درپوش‌ها، پولک‌های فولادی و سنبه‌ها با قطرهای خاص را نمایش می‌دهد.

۲-۲- مشخصات دستگاه پانچ استوانه‌ای

پانچ استوانه‌ای از لحاظ نحوه عملکرد شباهت‌هایی با دستگاه ساخته‌شده توسط مزنتی و سورز (شکل ۲) دارد [۸]. این دستگاه برای شبیه‌سازی تأثیر بارهای متمرکز بر پی‌های سنگی قرارگرفته بر روی لایه‌های سست‌تر، ساخته‌شده و به‌گونه‌ای طراحی شده که می‌تواند در اکثر دستگاه‌های بارگذاری قائم جایگذاری شده و مورد استفاده قرار گیرد. در این تحقیق برای اعمال بار قائم از دستگاه بارگذاری آزمایش مقاومت فشاری تک محوری (ساخت شرکت ELE) استفاده شده است. مقدار بار وارده به وسیله نیروسنج دیجیتال داخلی دستگاه قابل قرائت است.



شکل ۴: تصویر ابزار آزمایش پانچ استوانه‌ای

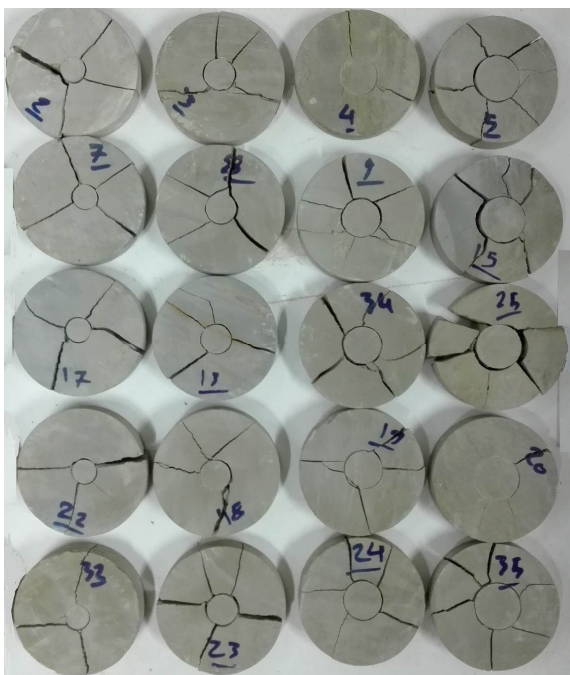
این ابزار محفظه‌ای را برای نگهداری نمونه دیسکی شکل درون خود دارد و توسط پیستون استوانه‌ای شکلی (سنبه) که قابلیت بارگذاری قائم بر روی نمونه را داراست، با اعمال بار، سطح شکست دایره‌ای در نمونه سنگ ایجاد می‌شود. بخش گسیخته شده هم بر اثر فشار استوانه بالایی به شکل قرصی به داخل منفذ تعبیه‌شده در ته محفظه رانده می‌شود.

همان‌گونه که در شکل‌های ۲ و ۳ دیده می‌شود، دستگاه دارای بخش‌های بدنه اصلی، درپوش بالایی و استوانه بارگذاری می‌باشد. بدنه اصلی استوانه‌ای شکل و دارای محفظه داخلی به قطر ۸۰ میلی‌متر می‌باشد که در بخش میانی به منفذی ختم می‌شود که استوانه اعمال بار می‌تواند بافاصله کمتر از ۰/۲ میلی‌متر در دو سمت، درون آن جابجا شود. درپوش هم دارای منفذ مشابهی است و یک بخش استوانه‌ای به قطر ۷۹/۷ میلی‌متر دارد که درون محفظه داخلی بدنه اصلی قرار می‌گیرد.

بارگذاری

پس از انجام آزمایش پانچ استوانه‌ای نمونه‌ها به چند قسمت تقسیم می‌شوند که مهم‌ترین قسمت آن بخش قرص مانند میانی است که معمولاً شکل کامل و سالم داشته و قسمت‌های اطراف آن به ابعاد و تعداد مختلف متحمل شکستگی‌های شعاعی می‌شوند (شکل ۶).

در حین آزمایش با توجه به افت‌های متوالی دربار وارد شده بیش از ۱ کیلونیوتن و همچنین صدای شکستگی شنیده شده قبل از شکست اصلی در سنگ، می‌توان وقوع شکست‌های پیش از شکست اصلی را تشخیص داد.



شکل ۶: تصاویری از نمونه‌های شکسته شده توسط دستگاه پانچ استوانه‌ای با قطرهای ۱۹، ۱۶، ۱۳ و ۱۰ (به ترتیب از راست به چپ)

آزمایش در شرایط زیر قابل قبول است:

- افت بار در خلال آزمایش، کمتر از ۱ کیلونیوتن باشد.
- قسمت میانی نمونه شکسته شده قرص مانند و سالم باشد (شکل ۶).
- مقدار بار قرائت‌شده در موارد مشکوک به خطا، در محدوده مطلوب سایر قرائت‌ها باشد.
- برای محاسبه شاخص پانچ استوانه‌ای (CPI) برحسب مگاپاسکال از رابطه ۱ استفاده شده است [۸]:

$$CPI = \frac{F \times 10^{-3}}{A} \quad (1)$$



شکل ۴: درپوش‌ها، سنبه‌ها با قطرهای ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۱۹ میلی‌متر (از راست به چپ) و پولک‌های فولادی

۳-۲- روش انجام آزمایش‌ها

در این تحقیق ۳۵ بلوک سنگی از شش نوع سنگ مختلف از سنگ‌های رسوبی اعم از رسوبی شیمیایی، بیوشیمیایی، تخریبی و تبخیری مشتمل بر سنگ‌های آهکی (با بافت گرینستون، وکستون - مادستون، باندستون)، کالک‌لیتایت، مارن سیلتی و سنگ گچ آماده شد. این بلوک‌های سنگی از رخنمون‌های سازند قم واقع در جنوب شهر قم تهیه گردید و آزمایش شاخص پانچ استوانه‌ای (Cylindrical Punch) (CPI Index) بر روی مغزه‌های تهیه شده از این بلوک‌ها انجام گردید. برای هرکدام از قطرهای سنبه‌ی پانچ، ۳۰۰ آزمایش انجام شد. درمجموع برای کل قطرهای تعداد ۱۲۰۰ نمونه مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه‌ها مطابق روش پیشنهادی ISRM [۱۴] برای آزمایش پانچ بلوکی، آماده‌سازی شدند. پس از قرار دادن پولک فولادی و نمونه در درون دستگاه، درپوش بسته شده، سپس در محل بارگذاری قرار می‌گیرد (شکل ۵). همانند آزمایش پانچ بلوکی و بار نقطه‌ای، بارگذاری به نحوی اعمال می‌گردد که نمونه‌ها در فاصله زمانی بین ۱۰ تا ۶۰ ثانیه شکسته شوند.



شکل ۵: نحوه قرارگیری دستگاه پانچ استوانه‌ای در دستگاه

جدول ۱: ویژگی‌های آماری شاخص پانچ استوانه‌ای (CPI) برای سنبه با قطرهای مختلف بر حسب مگاپاسکال (MPa)

انحراف معیار	بیشینه	کمینه	آزمایش	نوع سنگ
۸/۸۰	۴۷/۵۵	۸/۶۵	CPI 10	گرینستون
۱۲/۸۹	۶۵/۷۲	۸/۸۷	CPI 13	
۱۶/۳۹	۷۱/۵۶	۹/۸۳	CPI 16	
۹/۷۱	۴۴/۸۹	۷/۲۷	CPI 19	
۱۲/۵۵	۵۲/۹۹	۵/۹۷	CPI 10	مادستون - وکستون
۱۱/۸۸	۵۰/۳۹	۶/۷۵	CPI 13	
۱۲/۳۲	۵۷/۴۱	۷/۱۳	CPI 16	
۱۱/۹۳	۵۲/۹۲	۶/۱۳	CPI 19	
۱۲/۲۲	۶۹/۷۲	۱۱/۵۳	CPI 10	باندستون
۹/۴۲	۵۰/۴۳	۹/۰۶	CPI 13	
۱۱/۱۴	۵۱/۷۰	۱۲/۷۷	CPI 16	
۱۱/۴۰	۵۷/۷۶	۵/۵۶	CPI 19	
۱۰/۱۱	۴۸/۶۷	۵/۸۹	CPI 10	کالک - یتایت
۷/۸۵	۳۱/۹۴	۶/۷۱	CPI 13	
۸/۱۱	۳۸/۶۰	۹/۲۲	CPI 16	
۸/۸۷	۴۱/۲۴	۷/۱۴	CPI 19	
۷/۵۱	۳۵/۴۲	۶/۱۵	CPI 10	مارن سیلتی
۵/۴۴	۲۹/۸۴	۷/۲۵	CPI 13	
۸/۶۷	۳۶/۵۰	۶/۳۲	CPI 16	
۶/۶۵	۲۵/۵۵	۶/۰۷	CPI 19	
۳/۳۹	۲۱/۴۶	۹/۵۶	CPI 10	سنگ - گچ
۳/۳۳	۱۹/۵۰	۸/۴۷	CPI 13	
۳/۷۶	۲۲/۱۵	۱۱/۱۲	CPI 16	
۳/۳۵	۱۸/۰۴	۶/۸۲	CPI 19	
۹/۳۶	۴۸/۶۷	۵/۸۹	CPI 10	کل سنگ‌ها
۱۱/۲۵	۶۵/۷۱	۶/۷۱	CPI 13	
۱۲/۰۸	۷۱/۵۶	۶/۳۲	CPI 16	
۹/۹۶	۵۷/۷۶	۵/۵۶	CPI 19	

CPI 19: شاخص پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۹ میلی‌متری.

CPI 16: شاخص پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۶ میلی‌متری.

CPI 13: شاخص پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۳ میلی‌متری.

CPI 10: شاخص پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۰ میلی‌متری.

برای کل سنگ‌ها، با انحراف معیار ۹/۳۶، پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۰ میلی‌متر کمترین پراکندگی داده‌ها را از خود نشان می‌دهد.

در شکل ۷ مقادیر میانگین شاخص پانچ استوانه‌ای به‌دست‌آمده برای سنبه با قطرهای مختلف در انواع سنگ‌ها به نمایش درآمده است.

که در آن F مقدار نیروی لازم برای شکست نمونه برحسب کیلونیوتن و A سطح شکست واقع‌شده در نمونه سنگ بر حسب مترمربع می‌باشد که مقدار آن از رابطه ۲ محاسبه می‌گردد.

$$A = 2\pi r t \times 10^{-6} \quad (2)$$

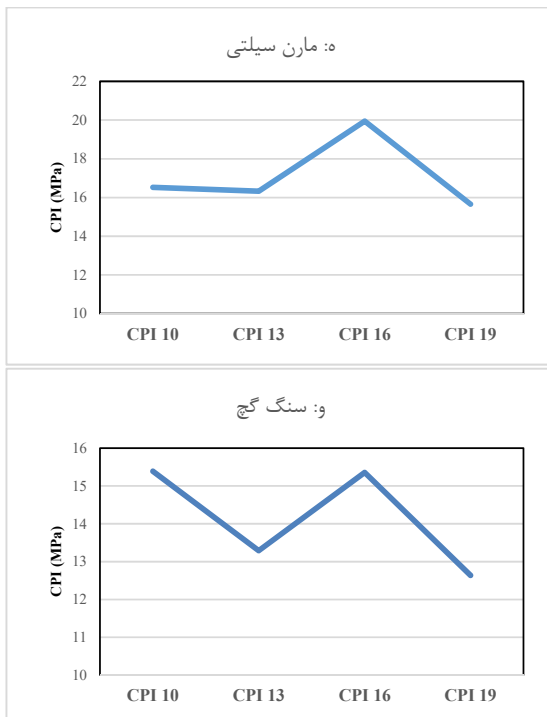
که در آن r شعاع استوانه بارگذاری (سنبه) برحسب میلی‌متر و t ضخامت نمونه برحسب میلی‌متر می‌باشد.

سطح برش خورده موردنظر در این آزمایش همان سطح دایره ای خارجی قرص شکسته شده می‌باشد. سازوکار شکست در این آزمایش با شکستگی در آزمایش پانچ بلوکی شبیه به هم باشند. به عبارت دیگر عامل اصلی شکستگی در سنگ در هر دو آزمایش، برش ایجادشده در سطوح شکست می‌باشد.

۳- بحث و نتایج

داده‌های به‌دست‌آمده از آزمایش‌های پانچ با استفاده از نرم‌افزار SPSS تحلیل شده‌اند. در جدول ۱، ویژگی‌های آماری داده‌های به‌دست‌آمده از آزمایش پانچ استوانه‌ای (CPI) برای قطرهای مختلف سنبه‌نشان داده شده‌است. ذکر این نکته لازم است که از بین ۱۲۰۰ آزمایش انجام‌شده با قطرهای سنبه مختلف در ۳۷ آزمایش قسمت میانی نمونه‌ها دارای خردشدگی بوده و نتیجه آن‌ها از محاسبات کنار گذاشته شد. برای پی بردن به نرمال بودن توزیع متغیرها از آزمون ناپارامتریک کلموگراف - اسمیرنوف که به آزمون‌های نیکویی برازش معروف است، استفاده شده است.

نتایج به‌دست‌آمده در جدول ۱ نشان می‌دهد که در سنگ گرینستون داده‌های به‌دست‌آمده از پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۰ میلی‌متر و پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۹ میلی‌متر به ترتیب دارای کمترین مقدار انحراف معیار می‌باشند. پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۳ میلی‌متر و پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۹ میلی‌متر به ترتیب دارای کمترین مقدار انحراف معیار در سنگ‌های وکستون - مادستون، مارن سیلتی و سنگ گچ بوده‌اند. در باندستون و کالک‌لیتایت نیز کمترین مقدار انحراف معیار در داده‌های پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۳ میلی‌متر و سپس پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۶ میلی‌متر به‌دست‌آمده است. در مجموع داده‌های پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۳ میلی‌متر در ۵ نوع سنگ و داده‌های پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۰ میلی‌متر در یک نوع سنگ کمترین مقدار انحراف معیار را نشان می‌دهند.

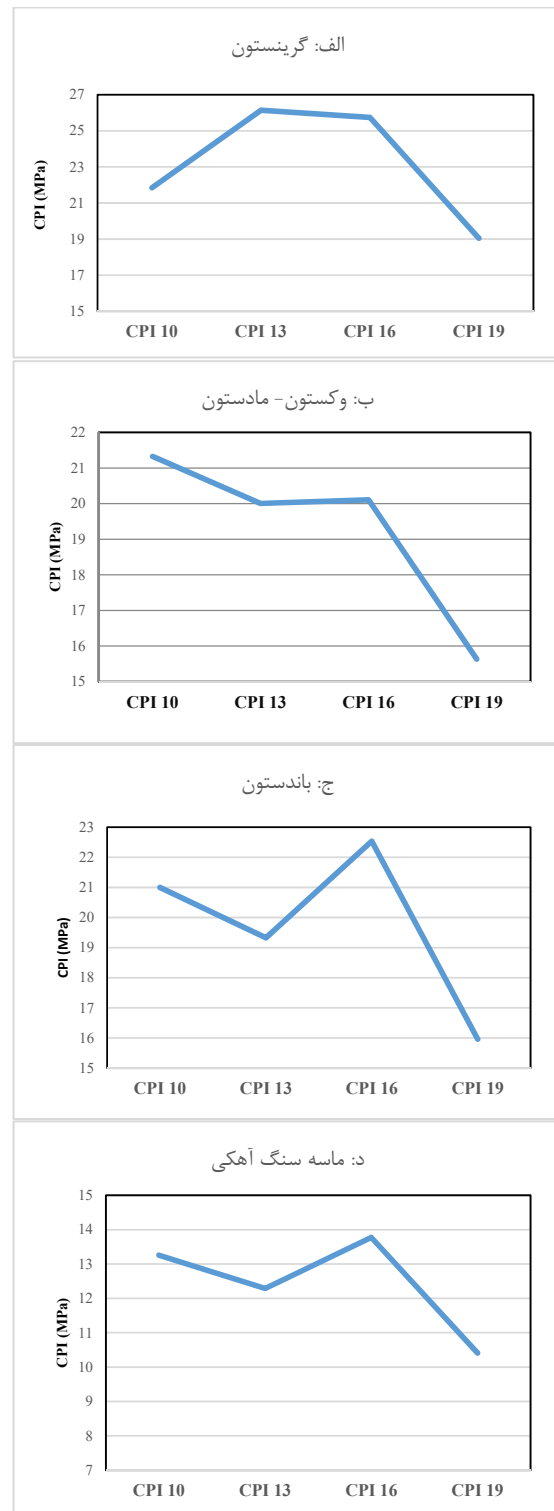


ادامه شکل ۷: مقادیر میانگین شاخص پانچ استوانه‌ای به‌دست‌آمده برای سنبه با قطرهای مختلف الف) گرینستون، ب) وکستون - مادستون ج) باندستون د) کالکلیتایت ه) مارن سیلتی و) سنگ گچ

همان‌طور که در شکل ۷ مشخص است مقادیر میانگین شاخص پانچ استوانه‌ای به‌دست‌آمده برای قطرهای مختلف سنبه با همدیگر متفاوت می‌باشند. در این میان مقادیر میانگین شاخص پانچ استوانه‌ای برای قطر سنبه ۱۹ میلی‌متر (CPI 19) در تمامی انواع سنگ‌های مورد مطالعه به میزان قابل توجهی کم تر از بقیه شاخص‌های قطرهای مختلف سنبه است.

بیشترین مقادیر شاخص پانچ استوانه‌ای در سنگ‌های گرینستون، وکستون - مادستون، باندستون، کالکلیتایت، مارن سیلتی و سنگ گچ به ترتیب مربوط به قطرهای سنبه ۱۰، ۱۳، ۱۶، ۱۶، ۱۶ و ۱۰ می‌باشد. در جدول ۲ مقادیر ضریب تعیین بین مقادیر مقاومت فشاری تک‌محوری و پانچ استوانه‌ای با قطرهای مختلف ارائه شده است.

در شکل ۸ ارتباط بین مقاومت فشاری تک‌محوری و شاخص پانچ استوانه‌ای (CPI) با قطرهای سنبه ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۱۹ میلی‌متر در گرینستون نشان داده شده است.



شکل ۷: مقادیر میانگین شاخص پانچ استوانه‌ای به‌دست‌آمده برای سنبه با قطرهای مختلف الف) گرینستون، ب) وکستون - مادستون ج) باندستون د) کالکلیتایت ه) مارن سیلتی و) سنگ گچ

جدول ۲- مقادیر ضریب تعیین مقادیر مقاومت فشاری تک‌محوری و پانچ استوانه‌ای با قطرهای مختلف

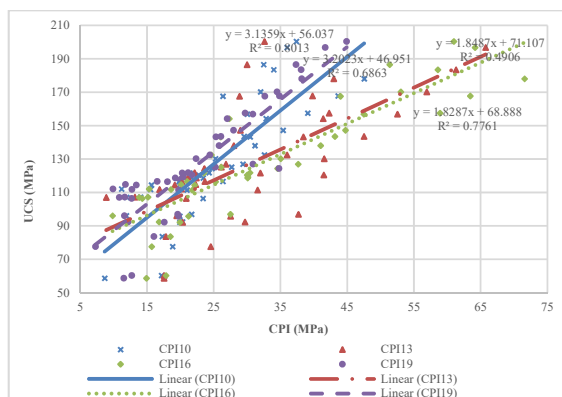
نوع سنگ	آزمایش	رابطه	R ²	VAF	B	MAE	RMSE
گرینستون	CPI 10	UCS = 3.2023CPI 10 + 46.951	۰/۶۹	۰/۶۹	۰/۱۰	۰/۲۵	۲۹/۶۴
	CPI 13	UCS = 1.831CPI 13 + 68.573	۰/۵۹	۰/۵۹	۰/۱۴	۰/۲۸	۳۵/۹۰
	CPI 16	UCS = 1.8287CPI 16 + 68.888	۰/۷۸	۰/۷۸	۰/۰۵	۰/۲۳	۲۳/۶۰
	CPI 19	UCS = 3.1359CPI 19 + 56.037	۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۰۰	۰/۲۳	۲۲/۲۴
وکستون - مادستون	CPI 10	UCS = 0.91CPI 10 + 70.259	۰/۵۱	۰/۵۱	۰/۱۹	۰/۱۸	۲۷/۹۷
	CPI 13	UCS = 1.8439CPI 13 + 56.374	۰/۶۶	۰/۶۶	۰/۰۸	۰/۱۸	۱۶/۸۴
	CPI 16	UCS = 0.6677CPI 16 + 78.936	۰/۲۱	۰/۲۱	۰/۲۶	۰/۲۵	۳۴/۹۷
	CPI 19	UCS = 2.5401CPI 19 + 56.502	۰/۵۳	۰/۵۳	۰/۱۳	۰/۲۲	۲۲/۶۲
باندستون	CPI 10	UCS = 3.4064CPI 10 + 27.154	۰/۵۶	۰/۵۶	۰/۰۵	۰/۳۱	۱۳/۳۰
	CPI 13	UCS = 3.595CPI 13 + 20.998	۰/۵۶	۰/۵۶	۰/۲۴	۰/۳۰	۳۴/۹۳
	CPI 16	UCS = 2.3989CPI 16 + 39.784	۰/۷	۰/۷	۰/۰۶	۰/۲۳	۱۵/۱۷
	CPI 19	UCS = 3.0816CPI 19 + 38.844	۰/۵۱	۰/۵۱	۰/۰۰	۰/۲۹	۱/۸۹
ماسه‌سنگ آهکی	CPI 10	UCS = 0.5303CPI 10 + 45.606	۰/۳۷	۰/۳۷	۰/۰۱	۰/۱۹	۴/۵۲
	CPI 13	UCS = 1.0855CPI 13 + 40.193	۰/۶۲	۰/۶۲	۰/۰۱	۰/۱۵	۵/۰۶
	CPI 16	UCS = 0.9981CPI 16 + 40.195	۰/۶۱	۰/۶۱	۰/۰۱	۰/۱۳	۵/۵۱
	CPI 19	UCS = 0.8331CPI 19 + 39.345	۰/۷	۰/۷	۰/۰۰	۰/۱۳	۱/۲۴
مارن سیلتی	CPI 10	UCS = 3.7739CPI 10 - 2.064	۰/۸۹	۰/۸۹	۱/۰۰	۰/۴۶	۱۳/۳۸
	CPI 13	UCS = 2.7753CPI 13 + 11.365	۰/۴۱	۰/۴۱	۳/۱۸	۰/۸۶	۳۸/۴۱
	CPI 16	UCS = 3.1473CPI 16 - 1.9851	۰/۵۱	۰/۵۱	۲/۰۵	۰/۸۲	۲۴/۷۰
	CPI 19	UCS = 2.3664CPI 19 + 16.502	۰/۲۲	۰/۲۲	۳/۰۱	۰/۹۷	۳۶/۲۵
سنگ گچ	CPI 10	UCS = 1.3041CPI 10 + 16.628	۰/۶۴	۰/۶۴	۰/۰۴	۰/۰۹	۶/۷۳
	CPI 13	UCS = 0.6973CPI 13 + 27.944	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۰۴	۰/۰۱	۷/۱۲
	CPI 16	UCS = 1.8382CPI 16 + 7.611	۰/۹۴	۰/۹۴	۰/۰۰	۰/۰۴	۰/۱۳
	CPI 19	UCS = 0.9921CPI 19 + 18.204	۰/۳۹	۰/۳۹	۰/۰۲	۰/۰۳	۴/۸۰
کل سنگ‌ها	CPI 10	UCS = 4.0206CPI 10 + 4.0142	۰/۶۲	۰/۶۲	۱/۱۸	۲۰/۱۶۴	۷۹/۲۶
	CPI 13	UCS = 0.6973CPI 13 + 27.944	۰/۳۳	۰/۳۳	۱/۵۴	۲۷۲/۶۲	۹۹/۰۴
	CPI 16	UCS = 1.8382CPI 16 + 7.611	۰/۴۹	۰/۴۹	۱/۳۹	۲۲۰/۰۶	۸۴/۰۸
	CPI 19	UCS = 0.9921CPI 19 + 18.204	۰/۲۵	۰/۲۵	۱/۶۸	۲۹۷/۶۰	۱۰۹/۴۱

UCS: مقاومت فشاری تک‌محوری، CPI 19: شاخص پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۹ میلی‌متری، CPI 16: شاخص پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۶ میلی‌متری،

CPI 13: شاخص پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۳ میلی‌متری، CPI 10: شاخص پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۰ میلی‌متری

از ضرایب رگرسیون بین مقادیر اندازه‌گیری شده و مقادیر برآورد شده و درصد‌های خطای محاسبه‌شده، نمی‌توان به‌عنوان شاخص خوبی برای بررسی کارایی مدل‌های به‌دست‌آمده استفاده نمود. شاخص‌های عملکرد (VAF) و جذر میانگین مربعات خطا ($RMSE$) برای محاسبه کارایی مدل‌های پیش‌بینی‌کننده، بسیار مفید هستند که توسط محققان مختلف از جمله *Gokceoglu (2002)*, *Alvarez Grima & Finol et al. (2001)* و *Babuska (1999)* مورد استفاده قرار گرفته‌اند [۱۷].

برای ارزیابی کارایی هر معادله رگرسیون، ضریب تعیین (R^2)، شاخص عملکرد (VAF) (رابطه ۳)، انحراف معیار لگاریتمی (β)

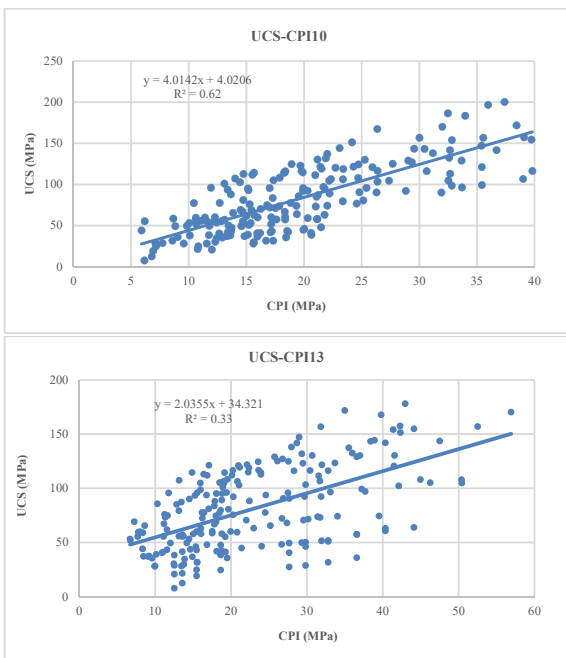


شکل ۸- رابطه بین مقاومت فشاری تک‌محوری و شاخص پانچ استوانه‌ای با قطرهای سنبه ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۱۹ میلی‌متر در گرینستون

پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۰ میلی‌متر با ضریب تعیین ۰/۸۹ با اختلاف قابل‌توجه نسبت به سایر آزمایش‌ها بیشترین کارایی را در تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری در سنگ مارن سیلتی از خود نشان می‌دهد.

در سنگ گچ نیز پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۶ میلی‌متر با ضریب تعیین ۰/۹۴ با اختلاف زیاد از بقیه آزمایش‌ها انطباق بیشتری با نتایج مقاومت فشاری تک‌محوری دارد. پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۰ میلی‌متر با ضریب تعیین ۰/۶۴ در رتبه‌ی بعدی است.

نتایج بررسی ضرایب تعیین در کل سنگ‌ها (جدول ۲) نشان می‌دهد که از میان قطرهای مختلف سنبه، پانچ استوانه‌ای قطر سنبه ۱۰ میلی‌متر ضریب تعیین ۰/۶۲ و نیز ضرایب آماری بهتر، نسبت به بقیه قطرهای سنبه موردبررسی دارای کارایی بیشتری هستند. نمودارهای مربوطه در شکل ۹ ارائه شده است. برای بررسی میزان همبستگی نتایج، اقدام به ترسیم نمودار در محدوده‌های مقاومتی مختلف گردید. در مقاومت فشاری بیشتر از ۱۰۰ مگاپاسکال، همان‌طور که در شکل ۱۰ نمایش داده شده است، پانچ استوانه‌ای با قطر ۱۶ و ۱۹ میلی‌متر با ضریب تعیین ۰/۶۷ دارای بیشترین کارایی برای تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری می‌باشند.



شکل ۹- رابطه بین مقاومت فشاری تک‌محوری و شاخص پانچ استوانه‌ای (CPI) با قطرهای سنبه ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۱۹ میلی‌متر در کل سنگ‌ها

(رابطه ۴)، میانگین قدر مطلق خطا (MAE) (رابطه ۵) و جذر میانگین مربعات خطا ($RMSE$) (رابطه ۶) محاسبه شده است. انحراف معیار لگاریتمی (β) و جذر متوسط مربع خطاها ($RMSE$) برای تخمین اختلاف بین مقادیر پیش‌بینی شده به وسیله مدل و مقادیر واقعی مشاهده شده استفاده شده است. خطای مطلق متوسط (MAE) کمیتی است که نشان می‌دهد که پیش‌بینی‌ها تا چه حد به خروجی نهایی نزدیک است.

$$VAF = \left(1 - \left(\frac{\text{var}(A_{imeas} - A_{ipred})}{\text{var}(A_{imeas})} \right) \right) \quad (3)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\ln \left(\frac{A_{imeas}}{A_{ipred}} \right) \right]^2} \quad (4)$$

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |A_{imeas} - A_{ipred}| \quad (5)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (A_{imeas} - A_{ipred})^2} \quad (6)$$

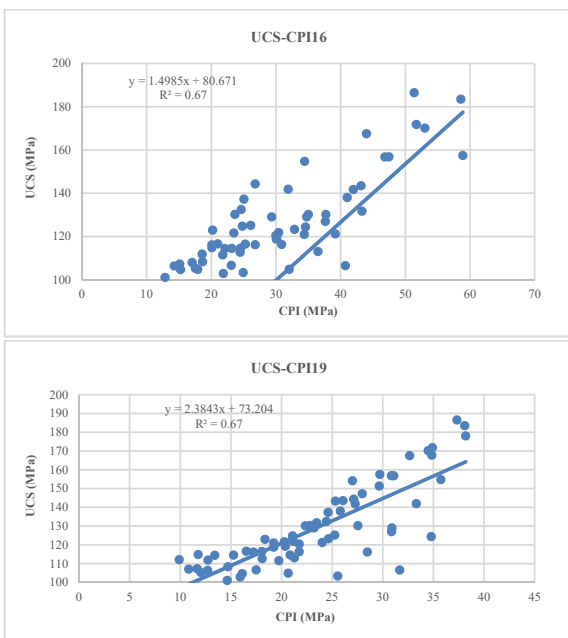
در این روابط A_{imeas} ، i مین جز محاسبه شده و A_{ipred} ، i مین جز پیش‌بینی شده و n تعداد داده‌ها است. جدول ۲ ضریب تعیین و معیارهای آماری محاسبه شده، بین نتایج حاصل از رگرسیون‌ها را نشان می‌دهد.

این معیارها برای ارزیابی کارایی مدل‌های ارائه شده محاسبه شده اند. اگر VAF ، ۱۰۰ و $RMSE$ صفر شود، مدل بسیار عالی خواهد بود [۱۸].

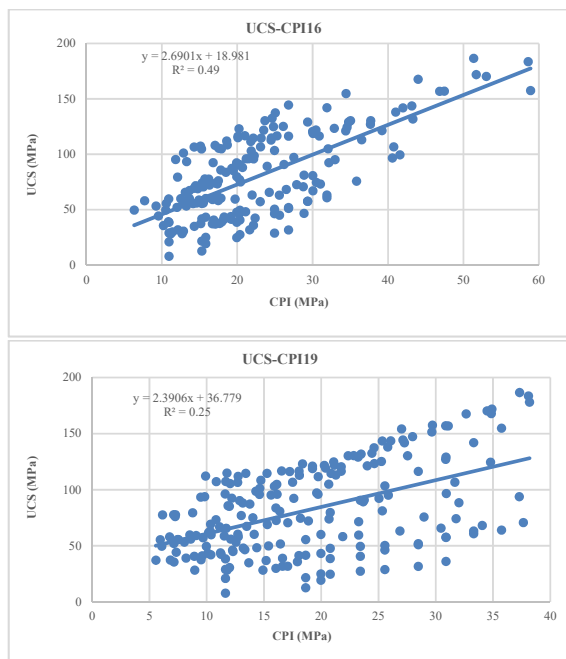
برای ارزیابی اثر قطر سنبه‌ها ابتدا نتایج آنالیز رگرسیونی در انواع مختلف سنگ‌ها به‌طور جداگانه بررسی شد و سپس این نتایج برای داده‌های تمام سنگ‌ها مطالعه شد. نتایج مطالعه نشان می‌دهد که برای گریستون، بیشترین ضریب تعیین، برای سنبه‌های با قطرهای ۱۹، ۱۶ به ترتیب برابر با ۰/۸۰، ۰/۷۸ به‌دست آمده است. پانچ استوانه‌ای با قطر ۱۳ با ضریب تعیین ۰/۶۶ و سپس پانچ استوانه‌ای با قطر ۱۹ با ضریب تعیین ۰/۵۳ به ترتیب بیشترین کارایی را برای تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری در سنگ وکستون - مادستون دارند.

در باندستون پانچ استوانه‌ای با قطر ۱۶ با ضریب تعیین ۰/۷ و سپس پانچ استوانه‌ای با قطر ۱۳ و ۱۶ با ضریب تعیین یکسان ۰/۵۶ به ترتیب کارایی بهتری دارند.

در کالک‌لیتایت نیز همانند گریستون بزرگ‌ترین ضریب تعیین مربوط به پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۹ (۰/۷) و بعد از آن پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۳ (۰/۶۲) و سپس پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۶ (۰/۶۱) می‌باشند.



شکل ۱۰- رابطه بین مقاومت فشاری تک‌محوری و پانچ استوانه‌ای با قطر سنبه ۱۶ و ۱۹ میلی‌متر در مقاومت فشاری تک‌محوری بیشتر از ۱۰۰ مگاپاسکال



شکل ۹- رابطه بین مقاومت فشاری تک‌محوری و شاخص پانچ استوانه‌ای (CPI) با قطرهای سنبه ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۱۹ میلی‌متر در کل سنگ‌ها

۴- نتیجه‌گیری

با این‌که از آزمایش پانچ استوانه‌ای در مطالعات مکانیک سنگ کمتر استفاده می‌شود، اما نتایج مطالعه حاضر نشان می‌دهد که این آزمایش شاخص قابلیت تخمین غیرمستقیم، سریع، کم‌هزینه و با دقت مناسب مقاومت فشاری تک‌محوری را دارا می‌باشد. استفاده از قطرهای مختلف سنبه برای پانچ در یک سنگ خاص منجر به حصول مقادیر متفاوتی برای شاخص پانچ استوانه‌ای می‌گردد. به بیان دیگر اندازه قطر سنبه بر شاخص پانچ استوانه‌ای تأثیر دارد.

ارزیابی نتایج حاصل از این مطالعه برای نمونه‌های سنگ به صورت مجزا نشان داد که از قطرهای مختلف سنبه مورد استفاده در این پژوهش، قطرهای ۱۹ و ۱۶ میلی‌متر هرکدام در دو نوع سنگ و قطرهای ۱۳ و ۱۰ میلی‌متر هرکدام در یک نوع سنگ، دارای بیشترین ضریب تعیین برای تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری می‌باشند.

همچنین در ارزیابی نتایج برای تمامی سنگ‌ها، مقادیر انحراف معیار محاسبه‌شده برای داده‌های قطر سنبه ۱۰ میلی‌متر، پراکندگی کمتر داده‌های به دست آمده با این قطر سنبه را نشان می‌دهد.

از بین قطرهای مختلف سنبه مورد استفاده در این مطالعه سنبه با قطر ۱۰ میلی‌متر، بیشترین ضریب تعیین را دارد و در نتیجه بهترین کارایی را برای تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری برای کل سنگ‌ها دارا می‌باشد. علاوه بر این، ضرایب آماری محاسبه‌شده نیز کارایی بهتر قطر سنبه ۱۰ میلی‌متر را برای تخمین مقاومت فشاری تک‌محوری تأیید می‌نماید.

نتایج مطالعه نشان می‌دهد که شاخص پانچ استوانه‌ای به دست آمده به موازی بودن سطوح جانبی نمونه‌های آماده‌سازی شده حساسیت کمتری نشان می‌دهد، زیرا شکل بخش پانچ کننده دستگاه آزمایش پانچ استوانه‌ای دایره‌ای است و مساحت قسمت پانچ شده کمتر می‌باشد، لذا تعداد آزمایش‌های غیرقابل قبول در این آزمایش در مقایسه با آزمایش پانچ بلوکی به مراتب کمتر است.

۵- مراجع

- [11] Mishra, D., & Basu, A. (2012). Use of the block punch test to predict the compressive and tensile strengths of rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 51, 119–127.
- [12] Mishra, D., Srigyan, M., Basu, A., & Rokade, P. (2015). Soft computing methods for estimating the uniaxial compressive strength of intact rock from index tests. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 80, 418–424.
- [13] Ulusay, R., Gokceoglu, C., & Sulukcu, S. (2001). Draft ISRM suggested method for determining block punch strength index (BPI). *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 38, 1113–1119.
- [14] ISRM. (2007). The complete ISRM suggested methods for rock characterization testing and monitoring: 1974–2006. In: Ulusay Hudson (eds) Suggested methods prepared by the commission on testing methods International Society for Rock Mechanics. Ankara Turkey: ISRM Turkish National Group.
- [15] Dunham, R. (1962). Classification of carbonate rocks according to depositional texture. In W. Ham, *Classification of Carbonate Rocks* (pp. 108-121). Tulsa: American Association of Petroleum Geologist Memories.
- [۱۶] زمانی، پ.، & حسینی، ح. (۱۳۷۸). نقشه زمین‌شناسی قم ۱:۱۰۰۰۰۰. تهران: سازمان زمین‌شناسی و اکتشافات معدنی کشور.
- [۱۷] کیانپور، م.، سیاری، م.، & ارومیه‌ای، ع. (۱۳۹۱). برآورد مقاومت تراکمی تک‌محوری و مدول تغییر شکل‌پذیری شیل‌های سازند شمشک با استفاده از الگوریتم منطق فازی. *فصلنامه علوم زمین، سال بیست و یکم (۸۳)*، ۱۰۳–۱۱۰.
- [18] Erzini, Y., & Cetin, T. (2012). The use of neural networks for the prediction of the critical factor of safety of an artificial slope subjected to earthquake forces. *Scientia Iranica*, 19(2), 188–194.
- [1] Mishra, D., & Basu, A. (2013). Estimation of uniaxial compressive strength of rock materials by index tests using regression analysis and fuzzy inference system. *Eng Geol*, 60, 54–68.
- [2] Shrier van der, J. (1988). The block punch index test. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 38(1), 121-126.
- [3] Sulukcu, S., & Ulusay, R. (2001). Evaluation of the block punch index test with particular reference to the size effect, failure mechanism and its effectiveness in predicting rock strength. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.*, 38, 1091–1111.
- [4] Ulusay, R., & Gokceoglu, C. (1997). The modified block punch index test. *Can. Geotech. J.*, 34, 991-1001.
- [5] Khanlari, G.R., Heidari, M., Sepahigero, A.A., & Fereidooni, D. (2014). Quantification of strength anisotropy of metamorphic rocks of the Hamedan province, Iran, as determined from cylindrical punch, point load and Brazilian tests. *Engineering Geology*, 80–90.
- [۶] نیکودل، م.، & باغبانیان، ع. (۱۳۸۰). کاربرد دستگاه پانچ برای تعیین خصوصیات مقاومتی سنگهای ناهمسانگرد. *مجموعه مقالات اولین کنفرانس مکانیک سنگ ایران (ص. ۱۳۷-۱۴۱)*. تهران: دانشگاه تربیت مدرس.
- [۷] احمدی، م. (۱۳۸۳). بررسی تعیین مقاومت تک‌محوری سنگ آهک با استفاده از دستگاه پانچ. *مجموعه مقالات دومین کنفرانس مکانیک سنگ ایران (ص. ۴۲۹-۴۳۹)*. تهران: دانشگاه تربیت مدرس.
- [۸] جعفری، ا.، نیکودل، م.، & احمدی، م. (۱۳۸۹). ارزیابی ویژگی‌های مقاومتی سنگها با استفاده از نتایج آزمایش پانچ بلوکی و پانچ استوانه‌ای. *مجله علوم دانشگاه تهران*، ۳۶، ۱۶۹–۱۸۳.
- [۹] حسینی، م.، علی پنهانی، ب.، & سنماری، س. (۱۳۹۱). تخمین خصوصیات مهندسی سنگ مارن با استفاده از آزمایش پانچ. *زمین شناسی کاربردی، سال ۸ (۴)*، ۳۰۹–۳۲۲.
- [10] Karakul, H., Ulusay, R., & Isik, N. (2010). Empirical models and numerical analysis for assessing strength anisotropy based on block punch index and uniaxial compression tests. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 47, 657–665.

کاربرد مدل سری‌های زمانی در پیش‌بینی نرخ نفوذ ماشین حفر تونل تمام مقطع

مسعود مذهبی؛ سید مصلح افتخاری*

گروه مهندسی معدن، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران

پذیرش: اردیبهشت ۱۳۹۸

دریافت: خرداد ۱۳۹۷

چکیده

در حفاری مکانیزه، نرخ نفوذ تعیین‌کننده هزینه‌ها و زمان حفاری پروژه است. از این رو پیش‌بینی نرخ نفوذ بسیار مهم و تعیین‌کننده می‌باشد. نرخ نفوذ نسبت فاصله حفاری شده به زمان انجام آن در طول حفاری پیوسته است. از آنجاکه پارامتر نرخ نفوذ به ازای سیکل‌های مختلف حفاری ثبت می‌شود و از طرف دیگر، یک سری زمانی، دنباله‌ای مرتب‌شده از مشاهدات است و با توجه به مقادیر گذشته و حال، می‌توان مقادیر آینده سری را پیش‌بینی کرد، در این مطالعه به بررسی کاربرد مدل سری‌های زمانی در پیش‌بینی نرخ نفوذ *TBM* پرداخته شده است. مقادیر نرخ نفوذ بیش از ۲۳۰۰ سیکل حفاری در تونل بلند زاگرس مورد تحلیل قرار گرفته است. نتایج پیش‌بینی نرخ نفوذ با مدل سری‌های زمانی ضریب تطبیق ۸۷ درصد را نشان می‌دهد و بیانگر قابلیت و کاربرد مناسب رویکرد سری‌های زمانی در پیش‌بینی نرخ نفوذ *TBM* است.

واژگان کلیدی

نرخ نفوذ، پیش‌بینی، سری‌های زمانی، ماشین حفر تونل

۱- مقدمه

افزایش احداث تونل‌های متفاوت با کاربری‌های مختلف و افزایش روزافزون استفاده از حمل‌ونقل زمینی و زیرزمینی و تونل‌های انتقال آب و همچنین لزوم ساخت مسیرهای جدید و تونل‌های بلند و طولانی منجر به پیدایش و گسترش ماشین حفر تونل *TBM* از اوایل قرن نوزدهم شد. یکی از عوامل تعیین‌کننده روش حفر تونل (سنتی یا مکانیزه)، مدت‌زمان حفر آن است. در روش سنتی این زمان تابع سیکل آتشباری می‌باشد و در روش حفاری مکانیزه، مدت‌زمان حفر را نرخ پیشروی^۱ تعیین می‌کند. نرخ نفوذ^۲ *TBM* یکی از تأثیرگذارترین عوامل مؤثر بر سرعت حفر تونل است. در تعریف نرخ نفوذ باید عنوان کرد که نسبت فاصله حفاری شده به زمان انجام آن در طول حفاری

پیوسته است یا به عبارتی برابر نرخ پیشروی آنی ماشین می‌باشد و معمولاً برحسب میلی‌متر بر دور تاج حفر یا متر بر ساعت بیان می‌شود [۱]. اهمیت پارامتر نرخ نفوذ در پروژه‌های تونل‌سازی سبب شده است تا محققین بسیاری به پیش‌بینی این پارامتر با روش‌های گوناگون از جمله روش‌های تئوری، تجربی و مدل‌سازی عددی و همچنین شبیه‌سازی با روش‌های هوشمند بپردازند. در روش تئوری، محققانی با توجه به ارتباط تئوری میان پارامترهای ماشین و نفوذ دیسک و همچنین در برخی موارد پارامترهایی از سنگ به پیش‌بینی نرخ نفوذ پرداخته‌اند [۲، ۳، ۴]. در حالی که روش تجربی بر مبنای ارتباط واقعی و ذاتی بین پارامترهای زمین و ماشین برقرار است و به واسطه برازش بین خصوصیات سنگ و پارامترهای ماشین با نرخ نفوذ به دست آمده‌اند [۵، ۶، ۷، ۸]. با این حال، مدل‌های تجربی ارائه‌شده با اطمینان قابل‌تعمیم به تمام شرایط نمی‌باشند و می‌توان در شرایط یکسان با تحقیق انجام‌شده مورد استفاده قرار

Advance Rate^۱
Penetration Rate^۲

گیرند. علاوه بر این، از میان روش‌های بررسی نرخ نفوذ، روش عددی را به دلیل دارا بودن روش حل صحیح و با دقت بالا می‌توان به عنوان روشی بسیار مفید در شبیه‌سازی مدل‌هایی با شرایط نزدیک به واقعیت دانست؛ بنابراین، تاکنون مطالعات متعددی با ابزارهای مختلف روش عددی و با رویکردها و اهداف متفاوتی جهت مدل‌سازی فرآیند شکست سنگ در اثر بار دیسک‌های *TBM* و یا نرخ نفوذ صورت پذیرفته است [۹-۱۸]. همچنین، با توجه به قابلیت‌های روش‌های هوشمند در پیش‌بینی مسائل پیچیده‌ای که شناسایی روابط و ارتباط پارامترها در آن‌ها به سادگی امکان‌پذیر نیست، مطالعات متعددی در سال‌های اخیر با این روش‌ها به منظور پیش‌بینی نرخ نفوذ انجام شده است. یانگیز و همکارانش در سال ۲۰۰۹ چهار پارامتر مقاومت فشاری تک‌محوری، اندیس تردی، فاصله‌ی صفحات ضعف و زاویه بین این صفحات و محور تونل را به عنوان ورودی شبکه‌های عصبی مصنوعی^۱ در نظر گرفته‌اند و شبکه‌ای با چهار ورودی و یک خروجی ایجاد کرده‌اند. آن‌ها همچنین با استفاده از داده‌های مورد استفاده در شبکه عصبی به پیش‌بینی نرخ نفوذ به کمک رگرسیون‌گیری چند متغیره غیرخطی پرداخته‌اند. از مقایسه مقادیر پیش‌بینی شده با استفاده از شبکه عصبی و رگرسیون چند متغیره غیرخطی با مقادیر واقعی نرخ نفوذ، این نتیجه حاصل شده است که نتایج شبکه عصبی نسبت به رگرسیون غیرخطی به واقعیت نزدیک‌تر است [۱۹]. غلام‌نژاد و طیرانی (۲۰۱۰) با استفاده از روش شبکه عصبی به پیش‌بینی نرخ نفوذ با استفاده از پارامترهای مقاومت فشاری تک‌محوری، فاصله بین صفحات ضعف در توده سنگ و *RQD* پرداخته‌اند [۲۰]. افتخاری و همکاران در سال ۲۰۱۰ با استفاده از روش شبکه‌های عصبی مصنوعی و با ورودی‌های مقاومت فشاری تک‌محوره، نوع سنگ، درصد کوارتز، مقاومت کششی سنگ، *RMR*، *RQD*، نیروی محوری پیشران، گشتاور و سرعت چرخش کله حفار به پیش‌بینی نرخ نفوذ پرداخته‌اند [۲۱]. ترابی و همکارانش نیز در سال ۲۰۱۱ به کمک شبکه عصبی به بررسی اثر پارامترهای ژئوتکنیکی بر نرخ نفوذ پرداخته و عنوان کرده‌اند که شبکه عصبی نسبت به روش آماری نتایج قابل اطمینان‌تری می‌دهد [۲۲]. کاراهان و یانگیز در سال ۲۰۱۱ به پیش‌بینی عملکرد *TBM* با روش بهینه‌سازی

ازدحام ذرات^۲ پرداخته‌اند. ایشان به این نتیجه رسیده‌اند که الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات برای پیش‌بینی عملکرد از روش شبکه‌های عصبی مصنوعی و شبکه‌های عصبی مصنوعی فازی بهتر عمل می‌کند [۲۳]. قاسمی و همکاران در سال ۲۰۱۴ به پیش‌بینی نرخ نفوذ با تکنیک فازی پرداخته‌اند. اطلاعات مورد نیازشان از بخش دوم تونل سوم پروژه انتقال آب کوئینز نیویورک برداشت شده است. پارامترهای ورودی آن‌ها مقاومت فشاری تک‌محوره، مقاومت کششی برزیلی، زاویه α ، شکنندگی سنگ، فاصله بین صفحات ضعف است [۲۴]. لی و بینگ در سال ۲۰۱۵ در شرایط سنگ سخت با داده‌های دو پروژه انتقال آب تهران - کرج و تونل انتقال آب شهر نیویورک (بخش دوم تونل کوئینز) به پیش‌بینی نرخ نفوذ پرداخته‌اند. ایشان از پارامترهای مقاومت فشاری تک‌محوره، مقاومت کششی برزیلی، فاصله بین صفحات ضعف، زاویه بین محور تونل و صفحات ضعف (زاویه α) به عنوان ورودی استفاده کرده‌اند. آن‌ها از روش‌های ماشین بردار پشتیبان^۳ و روش حداقل مربعات جزئی^۴ استفاده کرده‌اند و به این نتیجه رسیده‌اند که این دو روش از قابلیت خوبی برای پیش‌بینی برخوردار می‌باشند و صحت قابل قبولی را ارائه می‌دهند. این نتیجه نیز حاصل شده است که این دو روش دارای برتری نسبی نسبت به سایر روش‌های آماری برای پیش‌بینی می‌باشند [۲۵]. فتاحی و مرادی در سال ۲۰۱۶ با در نظر گرفتن عوامل و فاکتورهای مقاومت فشاری تک‌محوره، فاصله بین صفحات ضعف توده سنگ، زاویه α ، مقاومت کششی برزیلی و درجه شکستگی سنگ^۵ توسط مدل‌های رگرسیونی چندمتغیره به پیش‌بینی نرخ نفوذ پرداخته‌اند. ایشان مدل رگرسیونی چندمتغیره را برای پیش‌بینی نسبت به روش‌های خطی، توانی، چندجمله‌ای و لگاریتمی بهتر یافته‌اند [۲۶]. مینه و همکاران در سال ۲۰۱۷ با در نظر گرفتن فاکتورهای مقاومت فشاری تک‌محوره، مقاومت کششی برزیلی، فاصله بین صفحات شکستگی‌ها، ضریب شکنندگی سنگ و زاویه α با روش‌های رگرسیونی و مدل‌های مختلف رگرسیون، همچنین با در نظر گرفتن و مقایسه مدل فازی به پیش‌بینی نرخ نفوذ ماشین *TBM* پرداخته‌اند. این مطالعه با چهار مدل خطی، لگاریتمی، توانی و توانی دومتغیره

Particle Swarm Optimization^۲Support Vector Machine^۳Partial Least Squares^۴Rock Fracture Class^۵Artificial Neural Networks^۱

انجام پذیرفته که مدل‌های توانی از قابلیت عملکرد بالاتری نسبت به مدل‌های خطی و لگاریتمی برخوردار هستند. همچنین مدل فازی در تطبیق از هر چهار مدل فوق عملکرد بهتری در پیش‌بینی نرخ نفوذ داشته است [۲۷]. ارمغانی و همکاران (۲۰۱۷) با در نظر گرفتن چندین عامل ورودی به پیش‌بینی نرخ نفوذ ماشین *TBM* پرداخته‌اند. ایشان داده‌های موردنیاز را از تونل انتقال آب پاهانگ در منطقه سلانگور کشور مالزی جمع‌آوری کرده‌اند. پارامترهای ورودی استفاده‌شده شامل مقاومت فشاری تک‌محوره، مقاومت کششی برزیلی، درجه کیفی سنگ (*RQD*)، درجه تعیین کیفیت سنگ (*RMD*)، فرسایش بر اثر آب‌وهوا، نیروی محوری ماشین حفار و سرعت چرخش تاج حفار است. ایشان روش‌های هوشمند و ترکیب آن‌ها را برای پیش‌بینی انتخاب کرده‌اند. ترکیب روش‌های شبکه‌های عصبی مصنوعی و بهینه‌سازی ازدحام ذرات و همچنین شبکه‌های عصبی مصنوعی و الگوریتم رقابت استعماری (*ICA*) را با روش شبکه‌های عصبی مصنوعی مقایسه کرده و عنوان نموده‌اند که روش‌های ترکیبی بالا عملکرد بهتری از *ANN* دارند و روش *PSO-ANN* پیش‌بینی بهتری نسبت به *ICA-ANN* ارائه می‌دهد [۲۸].

مرور مطالعات گذشته نشان می‌دهد که عوامل متعددی در ارتباط با سنگ و ماشین بر نرخ نفوذ مؤثرند اما اثر تمامی این عوامل مؤثر را نمی‌توان شناسایی و در نظر گرفت، درعین‌حالی که بعضی از عوامل مؤثر نیز در برخی پروژه‌ها در دسترس نمی‌باشند. علاوه بر این، در نظر گرفتن یک مقدار ثابت برای پارامترهای مربوط به سنگ در طول یک مقطع زمین‌شناسی چندان نزدیک به واقعیت نیست، زیرا توده‌سنگ به‌طور ذاتی محیطی ناهمگن است و مقادیر پارامترهای آن نمی‌تواند ثابت باقی بماند؛ اما باید در نظر داشت که مقدار به‌دست‌آمده برای نرخ نفوذ در هر سیکل حفاری ناشی از تأثیر تمامی پارامترهای مؤثر بر آن است و به‌عبارت‌دیگر اثر تمامی پارامترهای مؤثر را به‌خودی‌خود شامل می‌شود و به عبارتی تفاوت مقدار نرخ نفوذ در سیکل‌های مختلف حفاری، ناشی از تفاوت و تغییر در پارامترهای مؤثر آن است.

یک سری زمانی^۱ دنباله‌ای مرتب‌شده از مشاهدات است که برحسب زمان یا متغیر دیگری مرتب‌شده است و هدف از تحلیل آن، به دست آوردن مدلی است که مکانیسم تصادفی

۲- منطقه مورد مطالعه

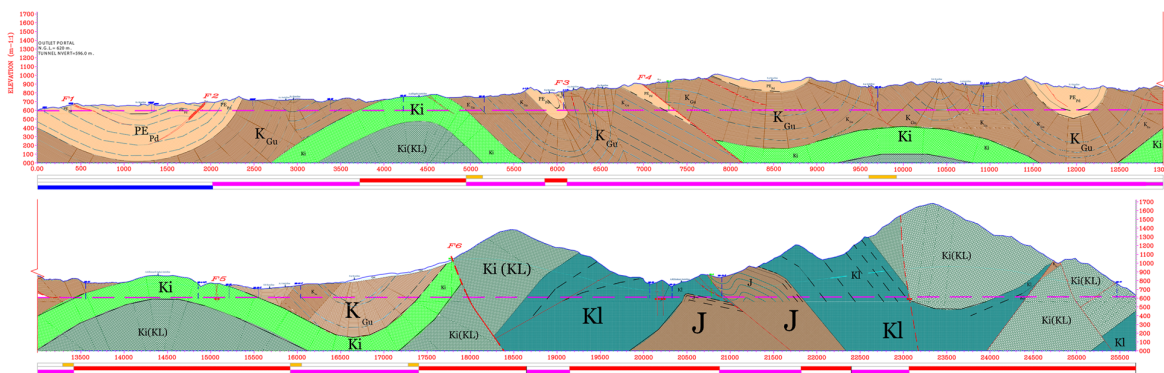
منطقه مورد مطالعه برای این تحقیق بخشی از قطعه دوم تونل بلند زاگرس واقع در غرب کشور ایران می‌باشد. قطعه دوم این تونل به طول ۲۶ کیلومتر و به قطر ۶/۷۳ متر به‌وسیله ماشین حفاری تونل (*TBM*) با سپر دابل اجرا شده است. مشخصات مربوط به این تونل و ماشین *TBM* در جدول ۱ آمده است [۳۰].

جدول ۱: مشخصات مربوط به تونل و ماشین *TBM* [۳۰]

طول تونل (KM)	۲۶
قطر حفاری (m)	۶/۷۳
نوع <i>TBM</i>	ماشین دو سپر
تعداد دیسک	۴۲
فاصله دیسک‌ها (mm)	۹۰
قطر دیسک (mm)	۴۳۲
سرعت چرخش (1/min)	۰-۹/۰۵

با توجه به مطالعات زمین‌شناسی و زمین‌شناسی مهندسی صورت گرفته در مراحل مختلف و با در نظر گرفتن تکرار واحدها در قسمت‌های مختلف مجموعاً در محدوده مورد مطالعه ۲۱ واحد زمین‌شناسی مهندسی قابل تفکیک است [۳۰]. شکل ۱ برش زمین‌شناسی مسیر تونل را نشان می‌دهد. به‌منظور استفاده از رویکرد سری‌های زمانی به سابقه‌ی حفاری و مقادیر نرخ نفوذ در سیکل‌های مختلف نیاز است، ازاین‌رو در این تحقیق مقادیر نرخ نفوذ بیش از ۲۳۰۰ سیکل حفاری ماشین حفر تونل مورد استفاده قرار گرفته است.

^۱ Time series



شکل ۱: برش زمین‌شناسی مسیر قطعه دوم تونل زاگرس [۳۰]

احتمال پارامتر شکل، به پارامتری گفته می‌شود که با تغییر آن شکل تابع توزیع احتمال تغییری نماید [۳۳]. اگر سری زمانی دارای سه شرط زیر باشد آن سری ایستا و در غیر این صورت نایستا است.

$$E(Y_t) = \mu \quad (2)$$

$$E(Y_t - \mu)^2 = \text{var}(Y_t) = \sigma^2 < \infty \quad (3)$$

$$\text{برای هر } t_1, t_2 \quad (4)$$

$$\text{cov}(Y_{t_1}, Y_{t_2}) = E(Y_{t_1} - \mu)(Y_{t_2} - \mu) = \gamma_{t_1 - t_2}$$

۳-۲- توابع خودهمبستگی و خودهمبستگی جزئی

در ساخت آماری، مقدار همبستگی بین دو متغیر تصادفی X_t, Z_t به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\text{corr}[X_t, Z_t] = \frac{\text{cov}[X_t, Z_t]}{\sqrt{\text{var}[X_t] \text{var}[Z_t]}} \quad (5)$$

که cov نماد کواریانس و var نماد واریانس متغیرهای تصادفی می‌باشند. ضریب همبستگی عددی بین $[-1, 1]$ است که نزدیک به ۱- بودن آن نشان از همبستگی خطی شدید و منفی و نزدیک به ۱+ بودن آن بیانگر همبستگی خطی شدید و مثبت بین دو متغیر دارد. بدیهی است که صفر بودن آن بیانگر عدم ارتباط خطی بین متغیرها خواهد بود [۳۳]. به طور مشابه و در ادبیات سری‌های زمانی، تابع خودهمبستگی بین دو مقدار سری با S وقفه زمانی به صورت زیر تعریف می‌شود:

۳- تحلیل سری‌های زمانی

سری‌های زمانی بر اساس معادلات تفاضلی بناشده‌اند. چون زمان متغیری ناپیوسته است، این وضعیت لزوم استفاده از معادلات تفاضلی را فراهم آورده است. معادلات تفاضلی به مانند مشتق عمل می‌کنند ولی بدیهی است که نمی‌توان مفهوم مشتق را بکار برد، زیرا مشتق بیانگر نسبت تغییرات Y به تغییرات t در فاصله بی‌نهایت کوچک است، درحالی‌که در اینجا کوچک‌ترین تغییر زمان برابر ۱ است و لذا به جای مشتق و دیفرانسیل از اصطلاح تفاضل استفاده می‌شود [۳۱]. درواقع هدف از بررسی یک سری زمانی، درک و بیان مکانیسم تولیدی، پیش‌بینی مقادیر آینده و کنترل بهینه یک سیستم است. طبیعت ذاتی یک سری زمانی وابسته یا همبسته بودن مشاهدات آن است؛ بنابراین ترتیب مشاهدات دارای اهمیت است و از روی روند تداوم این مشاهدات مدل‌سازی یک سری زمانی انجام می‌شود [۳۲].

۳-۱- ایستایی یا مانایی

مدل‌سازی سری‌های زمانی به خصوص در هنگام استفاده از مدل‌های رگرسیونی، تنها در صورت برقراری یک شرط حیاتی که در اصطلاح ایستایی^۱ یا مانایی خوانده می‌شود، امکان‌پذیر است. ایستایی یک سری زمانی به این معناست که آن سری به لحاظ چگالی کمیت تصادفی دارای ماندگاری باشد و در طی زمان دچار تغییر نشود. در این تعریف منظور از ماندگاری، ثابت بودن کلیه پارامترهای تابع توزیع شامل پارامترهای مکان، مقیاس و شکل در طی دوره‌های مختلف است. در علم آمار و

^۱ Stationary

۳-۳- انواع مدل‌های سری‌های زمانی

مدل‌های مختلفی برای ساخت سری‌های زمانی وجود دارند که بر اساس ماهیت در روند پیشروی آن سری زمانی شکل می‌گیرد. از آن جمله می‌توان به مدل‌های خودتوضیح^۲، میانگین متحرک^۳، خود توضیح میانگین متحرک^۴ و خود توضیح جمعی میانگین متحرک^۵ اشاره کرد که در ادامه توضیح داده خواهند شد [۲۹].

۳-۳-۱- مدل خود توضیح یا اتورگرسیو

فرایند خود توضیح که با نماد $AR(P)$ نشان داده می‌شود، ساده‌ترین و پایه‌ای‌ترین مدل تشکیل سری‌های زمانی است. در این فرایند مقدار مؤلفه سری زمانی یا مقدار جاری متغیر مورد نظر برحسب مؤلفه‌ها یا مقادیر قبل از خود و یک جزء تصادفی شکل می‌گیرد. به میزان برگشت آن متغیر به مقادیر گذشته درجه خود توضیح مدل مشخص می‌شود. رابطه کلی فرایند این مدل به شکل زیر است:

$$Y_t = \Phi_1 Y_{t-1} + \Phi_2 Y_{t-2} + \dots + \Phi_p Y_{t-p} + \varepsilon_t \quad (۶)$$

به عنوان مثال $AR(1)$ که اتورگرسیو مرتبه اول است به شکل زیر حاصل می‌شود:

$$Y_t = \Phi_1 Y_{t-1} + \varepsilon_t \quad (۷)$$

ε_t جزء تصادفی است و Φ_1 ضریب ثابتی بین $[-1, +1]$ بوده و $\{\varepsilon_t\}$ از فرایند اخلال خالص تبعیت می‌کند [۳۳].

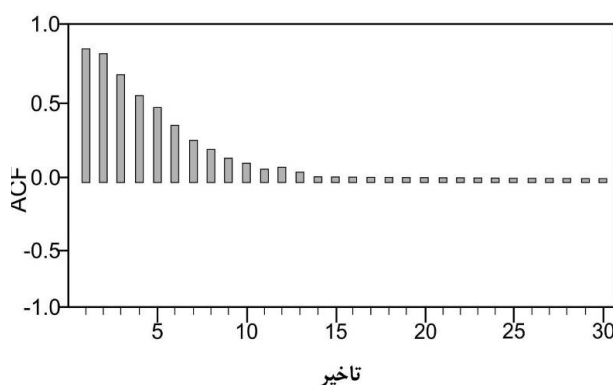
۳-۳-۲- مدل میانگین متحرک

فرایند میانگین متحرک نیز از ساده‌ترین و پایه‌ای‌ترین مدل‌های تشکیل سری‌های زمانی است. در این مدل Y_t به صورت تابعی از مقادیر با وقفه یک متغیر اخلال خالص $\{\varepsilon_t\}$ بیان می‌شود. این مدل با نماد $MA(q)$ نشان داده می‌شود. رابطه کلی این مدل به شکل زیر است:

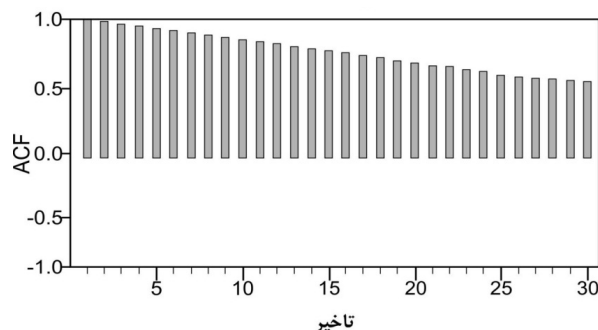
$$Y_t = \varepsilon_t + \theta_1 \varepsilon_{t-1} + \theta_2 \varepsilon_{t-2} + \dots + \theta_q \varepsilon_{t-q} \quad (۸)$$

$$ACF_s = \frac{\text{cov}[Y_t, Y_{t-s}]}{\sqrt{\text{var}[Y_t] \text{var}[Y_{t-s}]}} \quad (۱)$$

علاوه بر تابع خودهمبستگی، کمیت دیگری تحت عنوان خودهمبستگی جزئی^۱ (۱) نیز وجود دارد که رابطه آن مشابه رابطه بالاست با این تفاوت که در محاسبه کوواریانس Y_t, Y_{t-s} تنها همبستگی مستقیم میان این دو مقدار مدنظر قرار می‌گیرد و همبستگی‌های غیرمستقیم میان آن‌ها حذف می‌شود [۳۳]. نحوه تشخیص ایستایی سری‌های زمانی از روی نمودارهای خودهمبستگی با توجه به شکل‌های زیر مشخص می‌شود.



شکل ۲: نمودار خودهمبستگی سری زمانی ایستا به صورت شماتیک [۳۳]



شکل ۳: نمودار خودهمبستگی سری زمانی نایستا به صورت شماتیک [۳۳]

آن‌چنان که مشاهده می‌شود کاهش شدید نمودارهای خودهمبستگی نشان از ایستایی سری زمانی (شکل ۲) و کاهش تدریجی نمودارها نشان از عدم ایستایی دارد (شکل ۳) [۳۳].

^۲ AR: Auto Regressive

^۳ MA: Moving Average

^۴ ARMA: Auto Regressive Moving Average

^۵ ARIMA: Auto Regressive Integrated Moving Average

^۱ Partial Auto correlation Function (PCF)

افت شدید میزان تابع خودهمبستگی جزئی در تأخیر دوم از علائم ایستایی سری زمانی می‌باشند؛ بنابراین داده‌های نرخ نفوذ ایستا می‌باشند و قابلیت مدل‌سازی با رویکرد سری‌های زمانی را دارا است.

به‌منظور مدل‌سازی سری زمانی باید فاکتورهای p و q که به ترتیب درجه خود توضیح و میانگین متحرک هستند تعیین شوند تا بتوان به مدل بهینه دست‌یافت. مدل سری زمانی ARMA به لحاظ ایستابودن سری داده‌های نرخ نفوذ و عملکرد خوب آن برای سری‌های ایستا انتخاب‌شده است. به‌منظور تعیین مدل بهینه جهت پیش‌بینی با سری‌های زمانی، مدل‌های متعددی با مقادیر متفاوت درجه خود توضیح و میانگین متحرک ساخته‌شده و علاوه بر ضریب تطبیق مدل‌ها از معیار خطای استاندارد رگرسیون و معیار آکائیک جهت سنجش نتایج این مدل‌ها استفاده‌شده است. معیار خطای استاندارد رگرسیون، انحراف و خطا از خط رگرسیون را ارائه می‌دهد و اندازه درستی پیش‌بینی را بررسی می‌کند. معیار آکائیک، معیاری برای سنجش نیکویی برازش است و نشان می‌دهد که استفاده از یک مدل آماری به چه میزان باعث از دست رفتن اطلاعات می‌شود. این معیار با توجه به رابطه زیر به دست می‌آید:

$$AIC = 2K - 2\ln(L) \quad (11)$$

که در آن، K ، تعداد پارامترهای مدل آماری و L مقدار حداکثر تابع درست‌نمایی^۲ برای مدل برآورد شده است. به‌عبارت‌دیگر، این معیار تعادلی میان دقت مدل و پیچیدگی آن برقرار می‌کند. این معیار توسط هیروئوگو آکائیک برای انتخاب بهترین مدل پیشنهادشده است. هرچه این معیار برای مدلی کمتر باشد نشانگر بهتر بودن آن مدل در مقایسه با سایر مدل‌ها است [۳۴].

برای یافتن مدل بهینه جدولی با ردیف p و ستون q ، 8×10 تشکیل‌شده و مقادیر ضریب تطبیق مدل‌ها که شاخص بسیار مناسبی برای ارزیابی رگرسیون است، برای مدل‌های مختلف ARMA(p, q) محاسبه و در جدول ۲ ثبت‌شده است. همچنین در جدول ۳، نتایج معیار خطای استاندارد رگرسیون و در جدول ۴ نتایج معیار آکائیک مدل‌ها ارائه‌شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود با بسط جزء تصادفی حاصل از اندازه‌های هر مؤلفه سری زمانی این مدل سری زمانی شکل می‌گیرد. ساده‌ترین شکل این مدل $MA(1)$ است که فقط برحسب یک جزء تصادفی قبل از خود شکل‌گرفته است. رابطه آن به‌صورت زیر است:

$$Y_t = \varepsilon_t + \theta_1 \varepsilon_{t-1} \quad (9)$$

ایده اصلی فرایند میانگین متحرک این است که هر تغییر تصادفی بزرگ در هر لحظه از زمان، با نقاط هم‌جوارش میانگین گرفته شود، تأثیر متعادل‌تری از خود به‌جا خواهد گذاشت [۳۳].

۳-۳-۳- مدل خود توضیح میانگین متحرک

یکی از پرکاربردترین مدل‌ها در مدل‌سازی سری‌های زمانی است که با نماد $ARMA(p, q)$ نشان داده می‌شود. این مدل تلفیقی از دو مدل خود توضیح و میانگین متحرک است. رابطه آن به‌صورت زیر است:

$$Y_t = \Phi_1 Y_{t-1} + \Phi_2 Y_{t-2} + \dots + \Phi_p Y_{t-p} + \varepsilon_t + \theta_1 \varepsilon_{t-1} + \theta_2 \varepsilon_{t-2} + \dots + \theta_q \varepsilon_{t-q} \quad (10)$$

بررسی وضعیت ایستایی فرایندهای ARMA بسیار پیچیده‌تر از فرایندهای پیشین است [۳۳].

۳-۳-۴- مدل خود توضیح جمعی میانگین متحرک

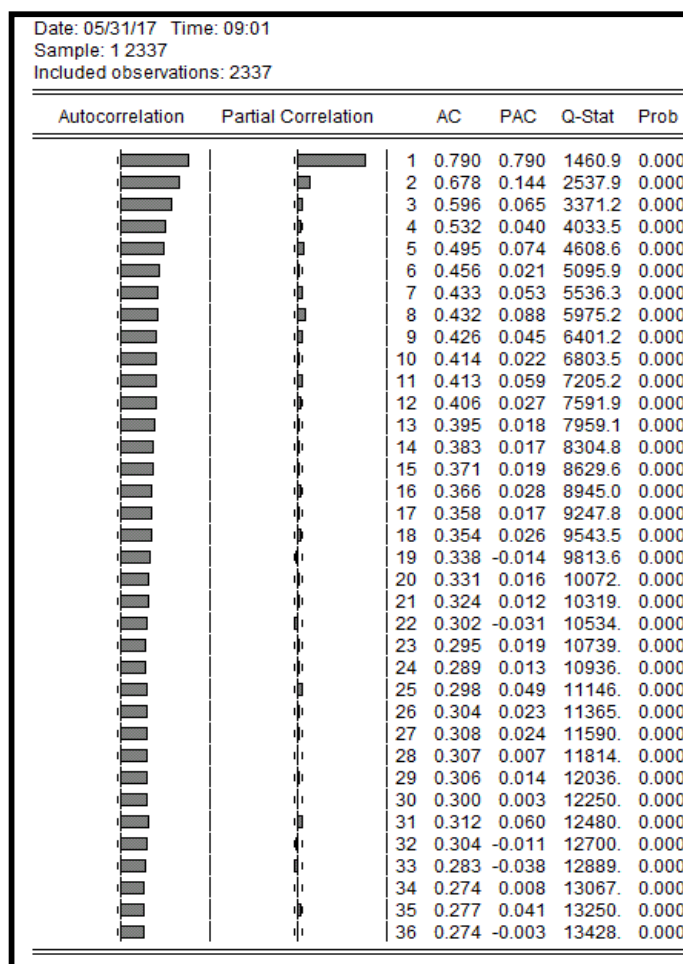
در این مدل هم‌انباشتگی (*Integration*) هم افزوده می‌شود. در این روش با تفاضل‌گیری از مدل ARMA آن را ایستا نموده و قابلیت پیش‌بینی به آن داده می‌شود [۳۳].

۴- پیش‌بینی نرخ نفوذ با رویکرد سری‌های زمانی

به‌منظور مدل‌سازی‌ها از نرم‌افزار ایویوز^۱ نسخه ۹ استفاده‌شده است. پیش‌بینی نرخ نفوذ به‌وسیله بیش از ۲۳۰۰ داده واقعی نرخ نفوذ انجام‌شده است. ابتدا ایستایی سری زمانی با نرم‌افزار ایویوز موردبررسی قرار می‌گیرد همان‌طور که در شکل ۴ نشان داده‌شده است نمودارهای خودهمبستگی و خودهمبستگی جزئی از تأخیر ۱ تا ۳۶ رسم شده‌اند. روند نزولی میزان توابع خودهمبستگی (*ACF*) در طول پیشروی وقفه‌ها و

^۲ likelihood function

^۱ Eviews



شکل ۴: نمودار خودهمبستگی و خودهمبستگی جزئی داده‌های نرخ نفوذ

جدول ۲: ضریب تطبیق مدل‌های سری زمانی تشکیل شده

p-q		درجه میانگین متحرک (q)									
		۰	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹
درجه انحراف استاندارد (p)	۰		۰/۶۹۰۱	۰/۷۸۰۶	۰/۸۰۰۵	۰/۸۳۳۶	۰/۸۴۱۷	۰/۸۴۲۲	۰/۸۴۵۲	۰/۷۸۰۶	۰/۸۴۱۷
	۱	۰/۸۵۱۴	۰/۸۵۹۸	۰/۸۶۰۴	۰/۸۶۱۴	۰/۸۶۱۸	۰/۸۶۳۶	۰/۸۶۳۶	۰/۸۶۶	۰/۸۶۰۴	۰/۸۶۳۳
	۲	۰/۸۵۸۶	۰/۸۶۱۵	۰/۸۶۱۹	۰/۸۶۲۱	۰/۸۶۲۴	۰/۸۶۳۶	۰/۸۶۴۳	۰/۸۶۶	۰/۸۶۱۹	۰/۸۶۹۲
	۳	۰/۸۵۹۵	۰/۸۶۲	۰/۸۶۲	۰/۸۶۲	۰/۸۶۹	۰/۸۶۶۱	۰/۸۶۶۴	۰/۸۶۶۳	۰/۸۶۳۱	۰/۸۵۲۴
	۴	۰/۸۶	۰/۸۶۲	۰/۸۶۲۱	۰/۸۶۴۹	۰/۸۶۹۴	۰/۸۶۶۳	۰/۸۶۶۴	۰/۸۶۶۴	۰/۸۶۱۴	۰/۸۵۶۳
	۵	۰/۸۶۰۱	۰/۸۶۲۲	۰/۸۶۲۱	۰/۸۶۵	۰/۸۶۵۵	۰/۸۷۴۸	۰/۸۶۶۴	۰/۸۷۶۱	۰/۸۵۹۸	۰/۸۶۳۲
	۶	۰/۸۶۲۳	۰/۸۶۳۸	۰/۸۶۵۹	۰/۸۶۶۶	۰/۸۶۶۸	۰/۸۷۵۳	۰/۸۷۶۱	۰/۸۶۸۵	۰/۸۶۹۴	۰/۸۷۱۱
	۷	۰/۸۶۵۶	۰/۸۶۵۷	۰/۸۶۶۷	۰/۸۶۶۶	۰/۸۶۶۸	۰/۸۶۶۸	۰/۸۷۲۷	۰/۸۷۳۸	۰/۸۶۴۱	۰/۸۶۵۲

جدول ۳: بررسی تطبیق مدل‌ها با معیار خطای استاندارد رگرسیون

p-q		درجه میانگین متحرک (q)									
		۰	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹
درجه انحراف رگرسیون (p)	۰		۱/۰۱۵۲	۰/۸۷۸۹	۰/۸۳۶۳	۰/۷۸۰۶	۰/۷۶۵۱	۰/۷۶۵۹	۰/۷۶۱۴	۰/۸۱۶۳	۰/۷۸۲۹۹
	۱	۰/۷۳۵۵۳	۰/۷۲	۰/۷۱۸۲	۰/۷۱۷۹	۰/۷۱۸۸	۰/۷۱۶۲	۰/۷۱۸۰۷	۰/۷۱۳۹	۰/۷۲۵۴	۰/۷۲۹۸۶
	۲	۰/۷۲۰۸۵	۰/۷۱۵۷	۰/۷۱۶۵	۰/۷۱۸	۰/۷۱۹۲	۰/۷۱۸۱۱	۰/۷۱۸۲	۰/۷۱۵۸	۰/۷۱۶۵	۰/۷۱۶۴۷
	۳	۰/۷۲۰۴۱	۰/۷۱۶۳	۰/۷۱۸۱	۰/۷۲۳۶	۰/۷۰۴۷	۰/۷۱۳۸۶	۰/۷۱۵۱۴	۰/۷۱۷	۰/۷۲۶۴	۰/۷۱۲۷۱
	۴	۰/۷۲۱۱۸	۰/۷۱۸۱	۰/۷۱۹۹	۰/۷۱۴۹	۰/۷۰۵۸	۰/۷۱۵۱۹	۰/۷۱۷۰۲	۰/۷۱۸۸	۰/۷۱۹۹	۰/۷۲۸۶۶
	۵	۰/۷۲۲۷۶	۰/۷۱۹۶	۰/۷۲۱۷	۰/۷۱۶۶	۰/۷۱۷۵	۰/۶۹۶۱	۰/۷۱۸۹	۰/۶۹۵۷	۰/۷۲۴۱	۰/۷۱۶۳۳
	۶	۰/۷۱۹۳۹	۰/۷۱۷۵	۰/۷۱۴۴	۰/۷۱۴۵	۰/۷۱۶۱	۰/۶۹۶۰۹	۰/۶۹۵۸	۰/۷۱۷۳	۰/۷۱۹۲	۰/۷۲۵۴۸
	۷	۰/۷۱۳۲۶	۰/۷۱۴۸	۰/۷۱۴۳	۰/۷۱۶۴	۰/۷۱۷۸	۰/۷۱۹۷۴	۰/۷۰۶۷	۰/۷۰۵۵	۰/۷۱۳۷	۰/۷۲۳۶۹

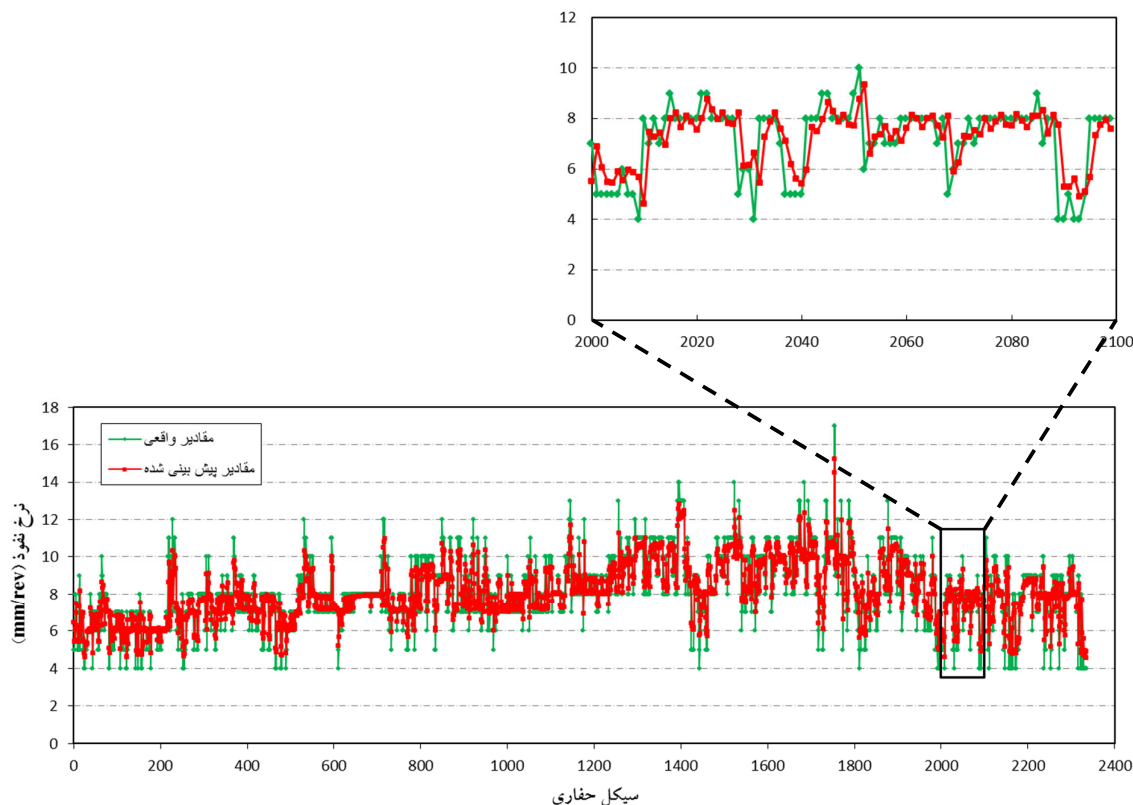
جدول ۴: بررسی تطبیق مدل‌ها با معیار آکائیک

p-q		درجه میانگین متحرک (q)									
		۰	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹
درجه انحراف رگرسیون (p)	۰		۳/۴۱۵	۳/۱۸۳	۳/۰۶۸	۲/۹۸۶	۲/۹۸۱	۲/۹۶۲	۲/۹۶۱	۲/۹۴۱	۲/۹۵۶
	۱	۲/۹۴۶	۲/۹۴۶	۲/۹۴۷	۲/۹۵۳	۲/۹۵۵	۲/۹۴۳	۲/۹۴۷	۲/۹۶۳	۲/۹۵۴	۲/۹۶۸
	۲	۲/۹۴۳	۲/۹۴۶	۲/۹۵۳	۲/۹۵۳	۲/۹۵۶	۲/۹۵۴	۲/۹۶۵	۲/۹۶۸	۲/۹۶۸	۲/۹۶۷
	۳	۲/۹۴۶	۲/۹۵۶	۲/۹۵۸	۲/۹۶۱	۲/۹۶۴	۲/۹۶۲	۲/۹۶۷	۲/۹۵۹	۲/۹۵۸	۲/۹۷۴
	۴	۲/۹۵۲	۲/۹۵۶	۲/۹۶۲	۲/۹۶۵	۲/۹۷۲	۲/۹۶۸	۲/۹۴۳	۲/۹۴۱	۲/۹۴	۲/۹۳۸
	۵	۲/۹۴۳	۲/۹۳۷	۲/۹۴۵	۲/۹۳۷	۲/۹۳۱	۲/۹۳۵	۲/۹۳۴	۲/۹۲۸	۲/۹۳۴	۲/۹۴۲
	۶	۲/۹۳۷	۲/۹۴۱	۲/۹۴۳	۲/۹۴	۲/۹۴۲	۲/۹۳۸	۲/۹۳۱	۲/۹۳۲	۲/۹۳۷	۲/۹۴۵
	۷	۲/۹۳۱	۲/۹۳۶	۲/۹۴۱	۲/۹۴۷	۲/۹۳۹	۲/۹۳۵	۲/۹۴۳	۲/۹۴۸	۲/۹۵۲	۲/۹۵۶

دارای بیشترین تطبیق بوده و به‌عنوان مناسب‌ترین مدل انتخاب می‌شود.

به‌منظور نمایش تطبیق مقادیر واقعی و پیش‌بینی‌شده نرخ نفوذ، این مقادیر به‌صورت مقایسه‌ای در شکل ۵ نشان داده شده است. همان‌طور که از شکل قابل‌مشاهده است، مدل سری زمانی با دقت قابل‌قبولی تغییرات نرخ نفوذ در سیکل‌های مختلف حفاری را پیش‌بینی می‌کند.

با توجه به روند نزولی تدریجی خودهمبستگی داده‌های نرخ نفوذ انتظار می‌رفت که با افزایش مقدار درجه خود توضیح از یک مقداری به بعد میزان تغییرات و یا به عبارتی بهبود نتایج کاهش یابد که این نتیجه در مقادیر ثبت‌شده در جداول ۲ تا ۴ نیز مشاهده می‌شود؛ بنابراین، مدل (۷ و ۵) Arma با ضریب تطبیق ۰/۸۷۶۱ و مقدار خطای استاندارد رگرسیون، ۰/۶۹۵۷ و میزان معیار آکائیک این مدل با توجه به جدول ۴، ۲/۹۲۸



شکل ۵: منحنی تطبیق مقادیر واقعی با مقادیر پیش‌بینی‌شده برای بهترین مدل سری زمانی (۷ و ۵) Arma

خودهمبستگی مقادیر نرخ نفوذ نشان می‌دهد که سری زمانی تشکیل‌شده ایستا است و بنابراین می‌توان با بهره‌گیری از مدل‌های سری‌های زمانی به پیش‌بینی پرداخت. از این رو مدل‌های مختلفی با روش آرما به‌وسیله داده‌های نرخ نفوذ بررسی شده و مدل (۷ و ۵) *Arma* با توجه به معیارهای مختلف و با ضریب تطبیق ۸۷٪ به‌عنوان مدل مناسب انتخاب‌شده است. مقایسه مقادیر پیش‌بینی‌شده با مقادیر واقعی نرخ نفوذ نشان می‌دهد که مدل سری زمانی با دقت قابل قبولی تغییرات نرخ نفوذ در سیکل‌های مختلف حفاری را پیش‌بینی می‌کند؛ بنابراین می‌توان از مدل سری‌های زمانی در جهت پیش‌بینی نرخ نفوذ *TBM* استفاده نمود. مزیت استفاده از این روش نسبت به روش‌های دیگر پیش‌بینی نرخ نفوذ که در آن‌ها اثر عوامل متعددی در ارتباط با سنگ و ماشین را در نظر می‌گیرند این است که از یک‌طرف، با روش‌های پیشین اثر تمامی عوامل مؤثر را نمی‌توان به‌راحتی شناسایی و در نظر گرفت و همچنین در برخی مواقع مقادیر بعضی از عوامل مؤثر انتخاب‌شده در روش‌های گذشته در دسترس نیست. از طرف دیگر، مقدار نرخ

نتایج به‌دست‌آمده از بررسی سری‌های زمانی در جهت پیش‌بینی نرخ نفوذ *TBM* نشان می‌دهد که داده‌های نرخ نفوذ در سیکل‌های مختلف حفاری قابلیت مدل‌سازی با سری‌های زمانی را دارا می‌باشد و نتایج نشان می‌دهد که رویکرد سری‌های زمانی نتایج قابل قبولی از پیش‌بینی نرخ نفوذ ارائه می‌دهد. مزیت استفاده از این روش نسبت به روش‌های دیگر پیش‌بینی نرخ نفوذ، استفاده از سابقه خود پارامتر نرخ نفوذ در پیش‌بینی می‌باشد که علاوه بر در دسترس بودن مقادیر آن، به‌طور ذاتی اثر تمامی پارامترهای مؤثر بر نرخ نفوذ را نیز در برمی‌گیرد.

۵- نتیجه‌گیری

پارامتر نرخ نفوذ از مهم‌ترین عوامل تعیین‌کننده در عملیات تونل‌سازی می‌باشد. پیش‌بینی نرخ نفوذ در تعیین هزینه‌های پروژه و کنترل عوامل متعدد در حین عملیات حفاری بسیار حائز اهمیت است. با توجه به تناوب و تکرار مرتب سیکل‌های حفاری ماشین *TBM* قابلیت استفاده از مدل سری زمانی جهت پیش‌بینی نرخ نفوذ موردتوجه قرار گرفته است. نتایج تحلیل

نظر می‌رسد که استفاده از سابقه خود پارامتر نرخ نفوذ در پیش‌بینی سبب می‌شود تا علاوه بر در دسترس بودن مقادیر آن، به‌طور ذاتی اثر تمامی پارامترهای مؤثر بر نرخ نفوذ را نیز در نظر گرفت.

نفوذ در هر سیکل حفاری را می‌توان در نتیجه اثر تمامی پارامترهای مؤثر بر نرخ نفوذ در نظر گرفت و به عبارتی تفاوت مقدار نرخ نفوذ در سیکل‌های مختلف حفاری، احتمالاً ناشی از تفاوت و تغییر در پارامترهای مؤثر آن است؛ بنابراین این‌طور به

۶- مراجع

Underground Space Technology, 21(1), 46-55.

[12] Gong, Q., & Zhao, J. (2007). Influence of rock brittleness on TBM penetration rate in Singapore granite. *Tunnelling and underground space technology*, 22(3), 317-324.

[13] Haeri, H., & Marji, M. F. (2016). Simulating the crack propagation and cracks coalescence underneath TBM disc cutters. *Arabian Journal of Geosciences*, 9(2), 124.

[14] Haeri, H., Marji, M. F., & Shahriar, K. (2015). Simulating the effect of disc erosion in TBM disc cutters by a semi-infinite DDM. *Arabian Journal of Geosciences*, 8(6), 3915-3927.

[15] Marji, M., Hosseini Nasab, H., & Hossein Morshedi, A. (2009). Numerical modeling of crack propagation in rocks under TBM disc cutters. *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, 4(3), 605-627.

[16] Marji, M. F. (1997). Modeling of cracks in rock fragmentation with a higher order displacement discontinuity method. PhD Thesis, Mining Engineering Department, Middle East Technical University

[17] Marji, M. F. (2015). Simulation of crack coalescence mechanism underneath single and double disc cutters by higher order displacement discontinuity method. *Journal of Central South University*, 22(3), 1045-1054.

[۱۸] طیرانی، ن. س.، & مرجی، م. ف. (۱۳۹۲). مدل سازی انتشار ترک انشعابی زیرنافذهای کند در سنگ با استفاده از روش المان مرزی نامحدود. *نشریه علمی-پژوهشی مهندسی معدن*، ۸ (۲۱)، ۷۶-۸۲.

[19] Yagiz S., Gokceoglu C., Sezer E. & Iplikci S. (۲۰۰۹). Application of two non-linear prediction tools to the estimation of tunnel boring machine performance. *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 22, 808-814.

[20] Gholamnejad J. & Tavarani N. (2010). Application of artificial neural networks to the prediction of tunnel boring machine penetration rate. *Mining Science and Technology (China)*, 20, 727-733.

[21] Eftekhari M., Baghbanan A. & Bayati M. (2010). Predicting penetration rate of a tunnel boring machine

[1] Alber M. (2000). Advance rates of hard rock TBMs and their effects on project economics. *Tunnelling and underground space technology*, 15, 55-64.

[2] Nilsen, B., & Ozdemir, L. (1993). Hard rock tunnel boring prediction and field performance. Paper presented at the Proceedings of the rapid excavation and tunneling conference.

[3] Roxborough, F. F., & Phillips, H. R. (1975). Rock excavation by disc cutter. Paper presented at the International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts.

[4] Boyd, R. (1986). Hard rock continuous mining machine: Mobile Miner MM-120. Paper presented at the Rock excavation engineering seminar.

[5] Kahraman, S. (2002). Correlation of TBM and drilling machine performances with rock brittleness. *Engineering Geology*, 65(4), 269-283.

[6] Park, C., Park, C., Synn, J., Sunwoo, C., & Chung, S. (2001). TBM Penetration Rate with Rock Mass Properties in Hard Rock. Paper presented at the Proceedings of the AITES-ITA 2001 World Tunnel Congress, Milan.

[7] Yagiz, S. (2006). TBM performance prediction based on rock properties. *Proceedings of Multiphysics Coupling and Long Term Behavior in Rock Mechanics, EUROCK*, 6, 663-670.

[8] Yagiz, S., Rostami, J., Kim, T., Ozdemir, L., & Merguerian, C. (2009). Factors influencing performance of hard rock tunnel boring machines. Paper presented at the ISRM Regional Symposium-EUROCK 2009.

[9] Eftekhari, M., Baghbanan, A., & Bagherpour, R. (2014). The effect of fracture patterns on penetration rate of TBM in fractured rock mass using probabilistic numerical approach. *Arabian Journal of Geosciences*, 7(12), 5321-5331.

[10] Gong, Q.-M., Zhao, J., & Jiao, Y.-Y. (2005). Numerical modeling of the effects of joint orientation on rock fragmentation by TBM cutters. *Tunnelling and underground space technology*, 20(2), 183-191.

[11] Gong, Q., Jiao, Y., & Zhao, J. (2006). Numerical modelling of the effects of joint spacing on rock fragmentation by TBM cutters. *Tunnelling and*

7, 60-68.

[28] Armaghani D.J., Mohamad E.T., Narayanasamy M.S., Narita N. & Yagiz S. (2017). Development of hybrid intelligent models for predicting TBM penetration rate in hard rock condition. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 63, 29-43.

[۲۹] کرایر، ج؛ و. (۱۳۸۹). تجزیه و تحلیل سری های زمانی. ترجمه حسینعلی نیرومند. انتشارات دانشگاه فردوسی، چاپ چهارم.

[۳۰] مهندسین مشاور ساحل. (۱۳۸۶). مطالعات زمین‌شناسی مهندسی مسیر تونل، گزارش ۲۰۲۶.

[۳۱] سوری، علی. (۱۳۹۱). اقتصادسنجی همراه با کاربرد Eviews. نشر فرهنگ شناسی و نشر نورعلم، چاپ سوم.

[۳۲] والتر اندرس. (۱۳۹۱). اقتصادسنجی سری های زمانی با رویکرد کاربردی (جلد اول). ترجمه مهدی صادقی. انتشارات دانشگاه امام صادق (ع)، چاپ سوم.

[۳۳] نریمانی، ا. و نریمانی، ر. (۱۳۹۴). تحلیل سری های زمانی با استفاده از Eviews و Matlab. انتشارات ناقوس، چاپ اول.

Akaike H. (1974). A new look at the statistical model identification. *IEEE transactions on automatic control*, 19, 716-723.

using artificial neural network. In: *ISRM International Symposium-6th Asian Rock Mechanics Symposium*. International Society for Rock Mechanics.

[22] Torabi S., Shirazi H., Hajali H. & Monjezi M. (2013). Study of the influence of geotechnical parameters on the TBM performance in Tehran-Shomal highway project using ANN and SPSS. *Arabian Journal of Geosciences*, 6, 1215-1227.

[23] Yagiz S. & Karahan H. (2011). Prediction of hard rock TBM penetration rate using particle swarm optimization. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48, 427-433.

[24] Ghasemi E., Yagiz S. & Ataei M. (2014). Predicting penetration rate of hard rock tunnel boring machine using fuzzy logic. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73, 23-35.

[25] Gao L. & Li X.-b. (2015). Utilizing partial least square and support vector machine for TBM penetration rate prediction in hard rock conditions. *Journal of Central South University*, 22, 290-295.

[26] Fattahi H. & Moradi A. (2017). Risk Assessment and Estimation of TBM Penetration Rate Using RES-Based Model. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35, 365-376.

[27] Minh V.T., Katushin D., Antonov M. & Veinthal R. (2017). Regression Models and Fuzzy Logic Prediction of TBM Penetration Rate. *Open Engineering*,

افزایش جذب انرژی مقاطع تونل با استفاده از المان‌های بتنی با شکل‌پذیری بالا در محیط‌های مچاله‌شونده

یاسر علیلو کسجینی^۱؛ حسن افشین^{۲*}؛ مهرداد امامی تبریزی^۳؛ امیر بهرامی فر^۴

- ۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران- سازه، دانشگاه صنعتی سهند
۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند
۳- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند
۴- دانشجوی دکتری مهندسی عمران- سازه هیدرولیکی، دانشگاه صنعتی سهند

پذیرش: خرداد ۱۳۹۸

دریافت: شهریور ۱۳۹۷

چکیده

مچاله‌شوندگی یکی از مهم‌ترین مشکلاتی است که در بسیاری از تونل‌ها با توده‌سنگ دربرگیرنده ضعیف و یا تحت تنش‌های القایی بالا رخ می‌دهد. یکی از راه‌های فائق آمدن بر این مشکل شکل‌پذیر نمودن جداره تونل با استفاده از المان‌های بتنی با شکل‌پذیری بالا به‌عنوان فیوزهای شکل‌پذیر می‌باشد. استفاده از المان بتنی با شکل‌پذیری بالا (HDC) که دارای مقاومتی برابر با بتن‌های معمولی بوده و دارای شکل‌پذیری و کرنش فشاری بالا در حدود ۲۰٪ تا ۵۰٪ می‌باشد، می‌تواند باعث افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی در این مقاطع گردد. در زمینه افزایش شکل‌پذیری بتن در سال‌های اخیر تحقیقات فراوانی توسط پژوهشگران انجام‌شده است، ولی به دلایل تجاری بودن و انحصار تولید آن در یک شرکت خصوصی این محصول، نحوه تولید آن در دسترس محققان قرار نگرفته است. در این مقاله با استفاده از ساخت المان بتنی با شکل‌پذیری بالا و انجام آزمایش‌های فشاری و مدل‌سازی در نرم‌افزار المان محدود آباکوس و صحت‌سنجی آن با مدل آزمایشگاهی، جذب انرژی مقاطع مختلف تونل با استفاده از چندین الگوی جایگذاری HDCها موردبررسی قرار گرفته است. تحلیل نتایج نشان‌دهنده اثرات بسیار کارا و مؤثر HDCها در بالا بردن میزان جذب انرژی و شکل‌پذیری مقاطع تونل می‌باشد.

واژگان کلیدی

جذب انرژی، المان بتنی با شکل‌پذیری بالا (HDC)، تونل، محیط‌های مچاله‌شونده

^۱ High Deformable Concrete (HDC)

۱- مقدمه

سازه‌های زیرزمینی در طرح‌های عمرانی و صنعتی هر کشوری از جایگاه فنی و مهندسی خاصی برخوردار است. اهمیت این سازه‌ها اعم از انواع تونل‌های آب‌رسانی، راه، معدن و یا انواع مغارها به‌منظور نصب تأسیسات برقی مربوط به نیروگاه‌های برق- آبی در سدها، ایجاد مخازن نگهدارنده مواد نفتی و فضاهای بزرگ معادن زیرزمینی به حدی است که سالانه ده‌ها میلیارد ریال در بخش مهم سرمایه‌گذاری و هزینه می‌گردد. با توجه به پیچیدگی خاص این قبیل سازه‌ها، روش مطالعه و اجرای آن‌ها نیز با سایر سازه‌های عمرانی و صنعتی متفاوت می‌باشد، زیرا در محل احداث تونل از لحاظ زمین‌شناسی، ژئوتکنیکی و غیره محیط مقابل ناشناخته بوده و انجام مطالعات هرچند دقیق و گسترده، به‌طور کامل گویای شرایط واقعی موجود در درون زمین نیست. بر این اساس طراحی و اجرای تونل و سایر سازه‌های زیرزمینی الزاماً نیازمند تحقیق و دستیابی به آخرین دستاوردهای علمی و فناوری می‌باشد.

پدیده مچاله‌شوندگی^۲ یا تغییر شکل‌های بزرگ و همگرایی وابسته به زمان^۳ در طی حفاری تونل همراه است. در اثر ایجاد و ترکیب تنش‌هایی القایی، تنش موجود از حد مقاومت برشی گذشته و توده سنگ به داخل سوراخ محدوده حفاری شده رانده می‌شود [۱]. این تغییر شکل‌ها ممکن است در طی حفاری تونل یا در دوره زمانی طولانی مدت ادامه داشته باشد. میزان همگرایی تونل، نرخ تغییر شکل‌ها و وسعت حوزه ناحیه پلاستیک در اطراف تونل به خواص زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی منطقه، تنش برجا، جریان آب، فشار آب حفراهی و خواص توده سنگ دارد. از طرفی مچاله‌شوندگی رابطه نزدیکی با تکنیک‌های حفاری و نصب سازه نگهدارنده دارد به‌طور مثال اگر نصب سیستم نگهدارنده به تعویق انداخته شود، تنش‌ها باز توزیع شده، توده سنگ به داخل تونل رانده می‌شود. در عوض اگر تغییر شکل‌ها توسط نصب سریع سیستم نگهدارنده متوقف شود، سیستم نگهدارنده سنگین می‌گردد [۶، ۷]. تونل‌سازی در زمینه‌ای با رفتار مچاله‌شونده باعث تاخیرات طولانی در احداث یک پروژه تونل‌سازی و هزینه‌های اقتصادی زیاد می‌شود. موارد موفقیت‌آمیزی نیز با درک درست از مسائل مچاله‌شوندگی و تشخیص مناسب رفتار توده سنگ در اروپا از قبیل

تونل کریستینا در ایتالیا، گوتهارد در سوئیس، تونل سیمپلون که از مرز ایتالیا و سوئیس عبور می‌کند، به‌عنوان نمونه‌هایی از تونل‌های حفر شده فاصل سال‌های ۱۸۶۰ تا ۱۹۱۰ قابل ذکر می‌باشند. به‌منظور جذب انرژی آزاد شده در نواحی مچاله شونده می‌توان از تکیه‌گاه نرم و شکل‌پذیر در جداره و اطراف تونل استفاده نمود. در این پژوهش با استفاده از ساخت المان‌های بتنی با شکل‌پذیری بالا در دانشگاه صنعتی سهند تبریز و انجام تست آزمایش فشاری بر روی ستون‌های کوتاه و با استفاده از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار المان محدود آباکوس میزان جذب انرژی تونل‌ها تحت بارگذاری شعاعی که تداعی‌کننده محیط‌های مچاله شونده می‌باشد مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- محیط‌های مچاله شونده

تعاریف مختلفی از مچاله و متورم شوندگی تاکنون ارائه شده است که در این قسمت به تفسیر به آن‌ها اشاره شده است. ترزاقی (۱۹۴۶) اعتقاد دارد مچاله شوندگی فقط در سنگ‌هایی که مقدار قابل‌ملاحظه‌ای رس دارد، اتفاق می‌افتد. سنگ‌ها ممکن است شامل کائولینیت یا دارای خواص ویسکوز از قبیل مونت‌موریلونیت باشند. سنگ‌های متورم همیشه دارای میزان تراکم متوسط بوده و شامل مقدار زیادی رس پیش بارگذاری شده می‌باشند. ترزاقی خاطرنشان می‌کند که سنگ مچاله شونده بدون ازدیاد حجم محسوس به‌طور آهسته به داخل تونل پیشروی می‌کند که لازمه مچاله‌شوندگی وجود درصد زیادی از ذرات میکاشیست یا رس با خواص تراکم اندک می‌باشد [۸]. گیودا (۱۹۹۶) در مقاله‌ای تحت عنوان تحلیل تأثیرات مچاله‌شوندگی غیرخطی در اطراف تونل‌های دایروی بیان می‌نماید واژه مچاله‌شوندگی جهت بیان تغییرات وابسته به زمان سنگ که توسط تمرکز تنش‌های برشی در اطراف تونل اتفاق می‌افتد بکار رفته است. برعکس تورم به افزایش حجم توده سنگ به‌صورت وابسته به زمان در اثر جذب آب در اطراف حفره تونل اطلاق می‌شود. پدیده تورم در خاک‌ها و سنگ‌هایی که شامل رس و یا ذرات کوچک از قبیل مونت‌موریلیت بوده رخ می‌دهد. اوروک (۱۹۸۴) نیز این محیط‌ها را این‌گونه تعریف می‌نماید که زمین مچاله‌شونده به زمینی که تحت تغییر مکان‌های قابل توجه وابسته به زمان ناشی از افزایش بارگذاری بیش از مقاومت سنگ در مجاورت تونل رخ می‌دهد اطلاق می‌شود. این بارگذاری توسط باز توزیع تنش در اطراف فضای حفر شده اتفاق می‌افتد، در نتیجه در یک زمین مچاله‌شونده سیستم نگهداری

^۲ Squeezing^۳ Time- dependent convergence

تونل بارهای افزایشنده‌ای (چند برابر بارهای اولیه) را برای هفته‌ها و حتی ماه‌ها تجربه خواهد کرد در برخی حالات بهتر است به زمین اجازه‌ی آزادسازی تنش و تغییر مکان را داد و سپس سیستم نگهداری را نصب کرد که در این حالت تنش‌ها توزیع مجدد شده و نیروی کمتری به سیستم نگهداری اعمال خواهد گردید. طراحی تونل در زمینه‌ای مچاله شونده نیازمند مطالعات دقیق فاکتورهای از قبیل تنش‌های برجا، درجه هوازدهی زمین، زمان و مقاومت وابسته به تنش، شکل‌پذیری زمین حفاری، نوع حفاری و تکنیک نصب سیستم نگهداری می‌باشد. حرکت‌های سطح زمین در بالای تونل ممکن است افزایش یابد. جتوآ (۱۹۸۴) بیان می‌نماید که حفاری تونل در سنگ باعث اغتشاش در تنش‌های ابتدایی شده و تغییر مکان‌هایی را در اثر این تنش‌های القایی موجب می‌گردد و در اثر حفاری، تمام نقاط اطراف تونل به‌صورت شعاعی به داخل تونل وارد می‌شود. در توده‌های سنگ این تغییر مکان‌ها در ابتدا الاستیک و در حدود یک درصد شعاع تونل می‌باشند. این تغییر مکان‌ها مستقل از زمان بوده و به‌سرعت پس از حفاری به تعادل می‌رسند. به‌عنوان مثال پوشش نهایی بتنی در بعضی تونل‌های انتقال آب فقط جهت مقاصد هیدرولیکی طراحی می‌گردد. برعکس یک توده‌ی سنگ ضعیف تحت تنش‌های القایی زیاد ناشی از حفاری منهدم شده و منجر به تشکیل یک ناحیه‌ی خردشده در اطراف مقطع حفرشده می‌گردد که ممکن است ماه‌ها به تغییر شکل خود ادامه دهد. در این راستا جداره‌های تونل تحت یک تغییر مکان وابسته به زمان قرار گرفته و بارهای اعمالی بر پوشش بتنی تا زمانی که تغییر مکان دیواره به صفر برسد، افزایش خواهد داشت. فشار شعاعی وارد بر پوشش بتنی در این حالت، فشار نهایی سنگ نامیده خواهد شد [۹].

کواری (۱۹۹۸) رفتار مچاله شونده‌ی را قالب موارد زیر تعریف می‌نماید:

۱- رفتار مچاله‌شوندگی سنگ در اثر حفاری عبارت است از تغییر شکل‌های بزرگ که باعث تقلیل سطح مقطع حتی در کف تونل خواهد شد و این تغییر شکل در یک دوره طولانی ادامه دارد. اگر با نصب سیستم نگهداری بخواهند جلوی این تغییر مکان‌ها را بگیرند، سیستم نگهداری سنگین خواهد شد و سنگ با مقاومت پایین در مقابل تنش‌های اعمالی بالا مچاله خواهد شد. سنگ تا ظرفیت باربری خود تحت اعمال تنش قرار خواهد گرفت و سپس جاری می‌گردد. همچنین باید توجه کرد

که همیشه تغییر مکان‌های بزرگ، نتیجه مچاله‌شوندگی نمی‌باشند. سنگی که شامل مصالح رسی از قبیل ایلیت و مونت مورلینیت باشد حساس به تورم خواهد بود. تورم به معنای افزایش در حجم توده‌سنگ به علت جذب آب می‌باشد.

۲- تغییر مکان‌های بزرگ سنگ که در محدوده دیواره‌ها و تاج اتفاق می‌افتد ممکن است به علت ضعف سیستم نگهداری نصب‌شده در سنگ‌های درزه‌دار باشند لذا این تغییر مکان‌ها به علت شل‌شدگی سنگ و نه تسلیم در حوزه فراتنش می‌باشد.

۳- ترکیدن سنگ نیز ربطی به پدیده مچاله‌شوندگی نخواهد داشت [۸].

پروفسور انیشیتین در مقاله مفصلی در باب طراحی و تحلیل سازه‌های زیرزمینی در سنگ‌های متورم و مچاله شونده به این نکته اشاره کرده است که هم تورم و هم مچاله‌شوندگی باعث حرکت روبه‌داخل محیط تونل در طول زمان می‌شوند. نرخ بالای حرکت و جابجایی قابل‌توجه در سطح تونل متفاوت است و به زمین‌شناسی، به حالت تنش اصلی و به شکل تونل بستگی دارد. تورم مربوط به افزایش حجمی است که در اثر آب‌گرفتی است و اغلب بدون تسلیم شدن صورت می‌گیرد. درحالی‌که مچاله شونده‌ی الزاماً با خزش حاصل از افزایش از حد تنش برشی مرتبط می‌باشد. مچاله شونده‌ی می‌تواند مرتبط با افزایش حجم باشد و به‌عبارت دیگر تورم تنش‌ها را سبب می‌شود و مشخصه‌های مواد ممکن است باگذشت زمان به تسلیم برسند. سینگ نیز به پدیده‌ای که در اثر آن توده‌سنگ خرد شدن سیلان می‌نماید و رویداد فراتنش رخ می‌دهد و در نتیجه سنگ دچار افزایش حجم شده و به داخل فضای حفرشده حرکت می‌کند، مچاله شونده‌ی را تعریف می‌نماید. قابل‌ذکر است که پدیده تورم مربوط به مصالح خاصی از قبیل رس‌ها، مونت مورلینیت، ایلیت، کلریت و غیره بوده که در اثر نشست آب به داخل آن‌ها متورم می‌گردند، با این تفاوت که انسداد دهانه تونل در اثر مچاله‌شوندگی ممکن است تا مدت‌ها حتی پس از یک سال ادامه داشته باشد.

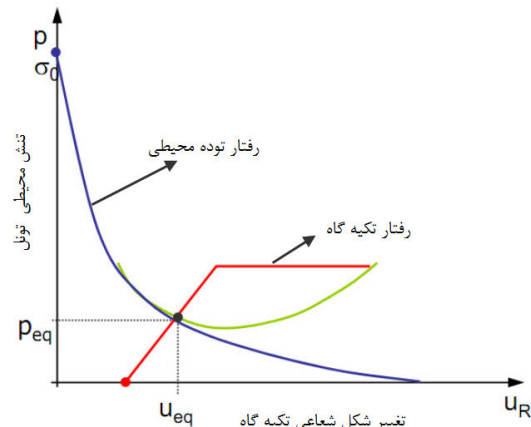
آیدان و همکاران نیز اعتقاددارند وقتی تونل تغییر مکان‌های بزرگی را در طی حفاری از خود نشان می‌دهد، سنگ به‌عنوان یک ماده منبسط شونده نام‌گذاری می‌گردد. به‌طورکلی انسداد تونل در اثر پدیده مچاله شونده‌ی ممکن است شامل سه نوع انهدام گردد [۸].

۱- انهدام برشی کامل

۲- انهدام کمانشی

۳- انهدام برشی و لغزشی

اصطلاح فشردن شدن یا متورم شدن^۴ زمین به پدیده به وجود آمدن تغییر شکل‌های زیاد در اثر حفر تونل اطلاق می‌شود که ممکن است باعث مختل شدن کاربری کل یا قسمتی از تونل گردد. بر مبنای مشاهدات اولیه تنش اولیه در سنگ با افزایش تغییر شکل کاهش می‌یابد که آن را از نظر ساختار کنترل‌پذیر می‌کند شکل (۱). در دهه‌های اول قرن ۲۰ کارهای زیادی در این زمینه انجام شد و با معرفی اتصال لغزشی که با توجه به شرایط زمین به تغییر شکل‌های زیادی برای پایداری نیاز داشت فصلی جدید در بررسی پایداری تونل‌ها ایجاد گردید. فشرده شدن یا در حین ساخت تونل متوقف می‌گردد و یا زمان‌بر می‌باشد.



شکل ۱: رفتار تنش توده‌سنگی و تکیه‌گاه [۲]

همان‌طور که در شکل (۱) مشاهده می‌گردد با افزایش تغییر شکل توده‌سنگی و تکیه‌گاه، فشار وارد بر تکیه‌گاه کاهش می‌یابد، بنابراین تنها راه برای کنترل رفتار و هدایت سنگ‌های متورم شونده در تونل‌ها ایجاد یک تکیه‌گاه نرم است که بتواند این تغییر شکل‌ها را کنترل کند. پیش از اینکه محققین به تکنولوژی ساخت تکیه‌گاه نرم که پایه به وجود آمدن آن همان بتن شکل‌پذیر است دست یابند، در ساخت تونل‌ها بیشتر از لاینینگ درجا و صلب استفاده می‌شد. روش‌های دیگری برای شکل‌پذیر نمودن جدار لاینینگ تونل‌ها وجود دارد که به تفصیل در قسمت‌های پیش رو به آن اشاره خواهد شد [۶].

۳- المان بتنی با شکل‌پذیری بالا (HDC) و کاربرد آن

امروزه بتن به‌عنوان یکی از مصالح پرمصرف در صنعت ساختمان به شمار می‌آید به‌گونه‌ای که تمایل زیاد صنعت به استفاده از آن، کاربردهای متنوع و برخی ویژگی‌های آن باعث شده تا تحقیقات بسیار زیادی در زمینه^۵ اصلاح معایب و بهبود مشخصات آن صورت پذیرد. یکی از ضعف‌های اصلی بتن ترد بودن و عدم شکل‌پذیری ذاتی مصالح بتنی است که محققین زیادی وقت خود را صرف بهبود شکل‌پذیری بتن نموده‌اند و به نتایج چشمگیر و موفقیت‌آمیزی با استفاده از افزودن برخی کامپوزیت‌ها دست‌یافته‌اند که می‌تواند تحول بزرگی در زمینه^۶ صنعت ساختمان و ساخت سازه‌های مختلف ایجاد نماید [۴]. این تحول علاوه بر اصلاح خواص بتن که شکل‌پذیری در رأس آن قرار دارد، باعث به وجود آمدن تحولات زیادی در طراحی و ساخت سازه‌های بتن‌آرمه می‌گردد و همچنین در بحث مقاوم سازی نیز می‌تواند بسیار کارگشا باشد. ایجاد مفاصل پلاستیک در اتصال‌های سازه‌های بتن‌آرمه، فلسفه طراحی این سازه‌ها را دچار تغییرات اساسی می‌کند و محدودیت‌های حال حاضر سازه‌های بتن‌آرمه را از بین می‌برد.

با توجه به توان تحمل کرنش‌های بالا توسط عناصر بتنی با شکل‌پذیری بالا و کاربردهای متنوع دیگر آن از جمله به‌عنوان میراگر در سازه‌های بتنی یا جداگرها در پی‌ها (جداگر لرزه‌ای)^۵، اهمیت استفاده از این نوع بتن را برجسته کرده است. آنچه ما را بر آن داشته به فکر روش‌هایی برای تولید بتن شکل‌پذیر یا عناصر بتنی با شکل‌پذیر بالا باشیم، کاربرد آن در پوشش جداره تونل‌ها می‌باشد. در این روش به جای استفاده از پوشش‌های صلب یکپارچه شاتکریت شده و یا قطعات پیش‌ساخته صلب می‌توان با ترکیب المان‌های پیش‌ساخته بتنی با شکل‌پذیری بالا یا HDC^۶ همراه با قطعات منحنی ایجادشده در لاینینگ تونل، به جدار انعطاف‌پذیر و کنترل‌کننده تغییر شکل سنگ-های جمع‌شونده رسید که پایداری، دوام و ایمنی تونل را تضمین می‌کند [۵، ۲].

در این پژوهش منظور از HDC، عناصر بتنی با شکل‌پذیری بالا می‌باشد که دارای قابلیت تحمل کرنش فشاری تا حدود ۵۰٪ و مقاومت مشخصه فشاری در حدود ۲۰-۴ مگاپاسکال می‌باشد.

^۵ Base Isolator

^۶ High Deformable Concrete

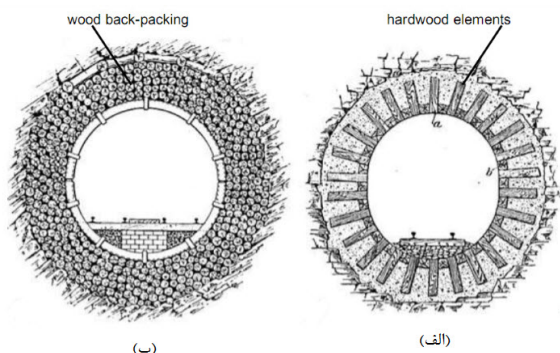
^۴ Swelling

روش اساسی مناسب جهت تحمل تغییر شکل در لاینینگ تونل‌ها بدون اینکه به آن آسیب برساند وجود دارد.

الف) قرار دادن لایه‌های شکل‌پذیر در مابین لایه‌های صلب لاینینگ تونل.

ب) نصب قطعات شکل‌پذیر در جداره اطراف تونل در مجاورت زمین اطراف تونل.

این دو روش از زمان‌های قدیم نیز به روش‌های مختلف مرسوم بوده است که در شکل (۴) به صورت شماتیک به آن‌ها اشاره شده است.



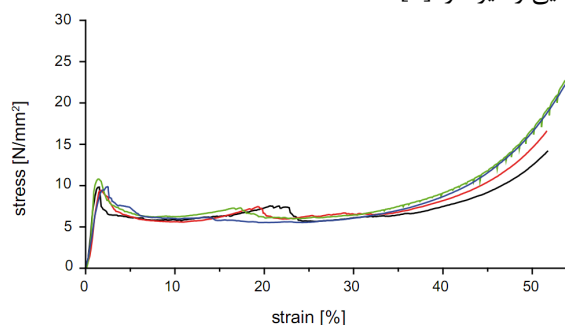
شکل (۴) مفاهیم تکیه‌گاه نرم. الف) الوار چوبی مابین لایه‌های بتنی ب) چوب‌های پرکننده مابین توده‌سنگی و جداره تونل [۵]

تغییر شکل‌ها در شرایط خاک جمع‌شونده و متورم‌شونده به صورت آهسته به جداره تونل وارد می‌شود. جهت کاهش فشار وارده به جداره تونل (لاینینگ اصلی یا موقت) از روش‌های متفاوتی در جداره تونل به منظور جذب انرژی نیروی وارده استفاده می‌گردد که در شکل (۵-۱) ارائه و متعاقباً توضیح داده شده است.

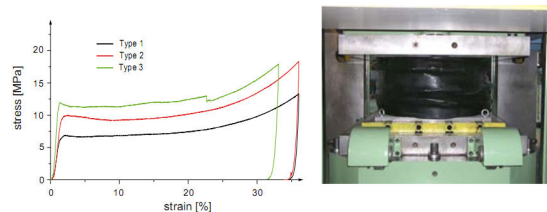
نحوه استفاده از المان‌های شکل‌پذیر در بین لایه‌ها در شکل (۵-۱) نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است المان‌های شکل‌پذیر به صورت محیطی در جداره تونل در جانمایی‌های متفاوت قرار می‌گیرند.

شکل (۵-ب) حالتی را نشان می‌دهد که در جداره محیطی تونل، پروفیل‌های فلزی به صورت لغزشی به کاربرده شده است که این پروفیل‌ها به صورت عملکرد اصطکاکی بر روی یکدیگر قرار گرفته‌اند. با اعمال نیرو از بیرون جداره مقاطع به روی یکدیگر می‌لغزند و در نهایت از طرفی تغییر شکل داده و از طرفی بر روی یکدیگر با عملکرد اصطکاکی می‌لغزند. در شکل

یکی از مهم‌ترین کاربردهای بتن با شکل‌پذیری بالا در تونل‌ها می‌باشد و البته کاربردهای متعدد دیگری نیز دارد. رفتار تنش-کرنش این نوع المان پس از رسیدن به کرنش در حدود ۵۰ درصد، به صورت سخت‌شونده توأم با افزایش کرنش می‌باشد که ظرفیت باربری آن با افزایش کرنش در انتها افزایش می‌یابد. در شکل‌های (۲ و ۳) رفتار تنش-کرنش و آزمون‌ها تحت بارگذاری فشاری بتن با شکل‌پذیری بالا نشان داده شده است. این المان‌ها علاوه بر کاربرد به عنوان تکیه‌گاه نرم^۷ در پوشش تونل‌ها به عنوان عناصر مهاری و از طرفی فونداسیون (پدستال‌ها) کاربرد دارد و حتی قابلیت تعویض بعد از رسیدن به ظرفیت تغییر شکل نهایی را نیز دارد [۵].



شکل ۲: رفتار تنش کرنش المان بتن شکل‌پذیر [۵]



شکل ۳: المان بتنی با شکل‌پذیری بالا تحت بارگذاری فشاری [۵]

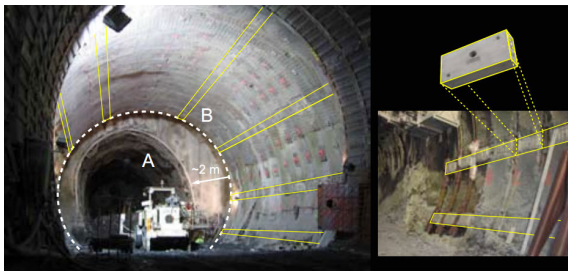
شرایطی که در اطراف زمین تونل در حالت‌های مختلف شامل خاک‌های آماس‌کننده و متورم در جداره تونل وجود دارد، اساساً با یکدیگر متفاوت است. یک ویژگی مشترک بین آن‌ها وجود دارد و به صورت تئوری و تجربی اثبات شده است که با تغییر شکل میلی‌متری توده‌سنگی، مقدار زیادی از تنش در لاینینگ تونل آزاد می‌گردد. با توجه به این مشاهدات یک سری روش‌های طراحی در دسترس مهندسان قرار گرفته است که بر اساس آن‌ها سازه موقت و لاینینگ نهایی تونل به گونه‌ای ساخته می‌شوند که اجازه می‌دهند صخره‌ها تغییر شکل دهند که راه‌حلی عملیاتی و اقتصادی در ساخت تونل‌ها می‌باشد. دو

^۷ Yield Support

مستهلك می‌نماید و باعث می‌گردد به جداره اصلی شاتکریت شده تونل که شکست ترد دارد انتقال نیابد.



شکل ۷: الف - استفاده بتن با شکل‌پذیری بالا در لاینینگ تونل
ب - استفاده از استوانه‌های فلزی شکل‌پذیر فولادی [۵]

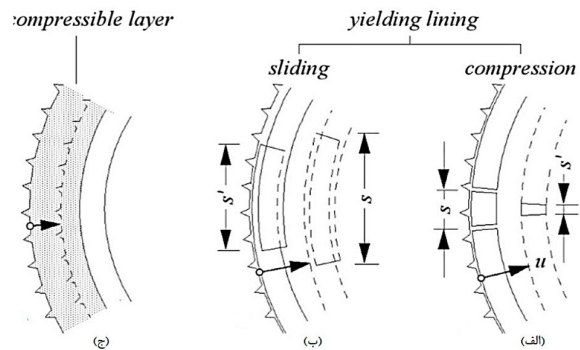


شکل ۸: تونل قطار سریع‌السیر لیون - تورین [۵]

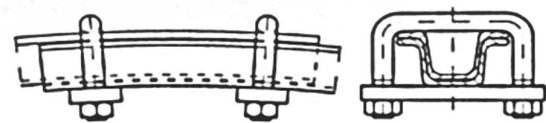
شکل (۹) نحوه قرارگیری و عملکرد المان‌های شکل‌پذیر در لاینینگ تونل را نشان می‌دهد. عناصر بتنی به‌عنوان پدستال^۸ (ستونک) یا عناصر مهاریه بتنی نیز می‌تواند بکار رود که استفاده از آن به‌عنوان عناصر مهاریه تسلیم شونده صرفاً با توجه به شکل‌پذیری بالای آن محقق می‌شود. از بتن مسلح معمولی نیز می‌توان به‌عنوان پدستال استفاده کرد ولی ویژگی شکل‌پذیری بالای عناصر بتنی، عملکرد و دوام آن را تضمین می‌کند. از مزایای دیگر این المان‌ها می‌توان به قابل تعویض بودن و جایگذاری مجدد این المان‌ها نیز اشاره نمود [۵].

از دیگر موارد استفاده عناصر بتنی با شکل‌پذیری بالا، کاربرد آن‌ها به‌عنوان المان مهاریه می‌باشد. شکل (۱۰) المان مهاریه را تحت آزمایش فشاریه نشان می‌دهد. همچنین نمودار تنش- کرنش آن در این شکل ترسیم شده است که کرنش این المان شکل‌پذیر تا ۴۰٪ افزایش یافته است. در این شکل مشاهده می‌گردد با حفظ توان باربری و افزایش تغییر شکل بعد از کرنش ۴۰ درصد، ظرفیت باربری آن با توجه به رفتار سخت‌شوندگی آن افزایش یافته است. تکیه‌گاه‌های تسلیم شونده باید دارای مقاومت کافی نسبتاً بالایی باشند وگرنه در همان ابتدای

(۶) به نحوه اتصال و مقطع پروفیل‌ها اشاره شده است [۶].



شکل ۵: انواع جداره‌های منعطف مورد استفاده در تونل [۵]

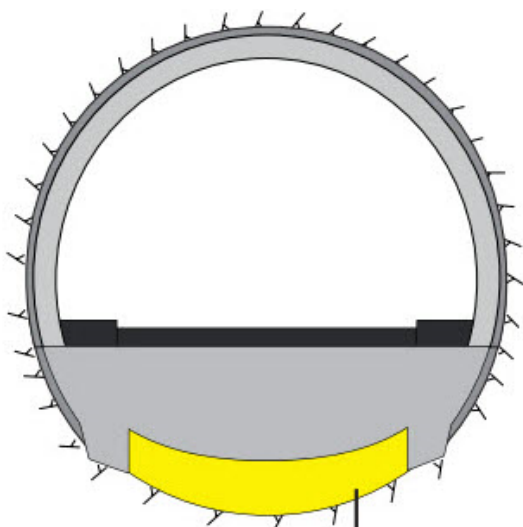


شکل ۶: نحوه اتصال پشت‌بندهای فولادی در تکیه‌گاه لغزشی [۶]

شکل (۵-ج) ساختار لایه شکل‌پذیر را در جداره تونل نشان می‌دهد که پس از تورم و تغییر شکل توده سنگ و خاک لایه منعطف متراکم می‌گردد. این مکانیزم باعث جذب انرژی آزاد شده توسط صخره‌ها توسط لایه منعطف محیط بر جداره تونل می‌گردد.

پوشش معمولی تونل با بتن پاششی (شاتکریت) مقاومت بالایی در برابر بارهای اعمالی دارد ولی ظرفیت تغییر شکل بسیار کمی دارد. با افزایش بارگذاری در جداره این تونل حتی با وجود استفاده از شبکه فولادی، شکست ترد رخ می‌دهد بنابراین تونل ساخته شده با بتن پاششی در نواحی جمع‌شونده مناسب نیست. استفاده از عناصر شکل‌پذیر در محیط مقاطع تونل و در فواصل مشخص باعث بالا رفتن شکل‌پذیری کل سازه تونل می‌گردد. شکل (۷) استفاده عملی تونل با بتن پاششی به همراه المان‌های شکل‌پذیر در دو حالت استفاده از المان‌های شکل‌پذیر را نشان داده است. همان‌طور که در شکل (۸) مشاهده می‌شود مقطع تونل A دارای همگرایی شعاعی ۲ متر نسبت به مقطع B می‌باشد که این شکل‌پذیری، بدون مختل شدن کاربریه صورت پذیرفته است. افزایش فشار محیطی باعث شده است که تونل در جهت شعاعی تغییر شکل دهد. به علت وجود المان‌های شکل‌پذیر در لاینینگ تونل، تغییر شکل‌های به وجود آمده در محیط اطراف تونل به المان‌های شکل‌پذیر انتقال یافته و این اعضاء با تغییر شکل خود نیرو و انرژی وارده را

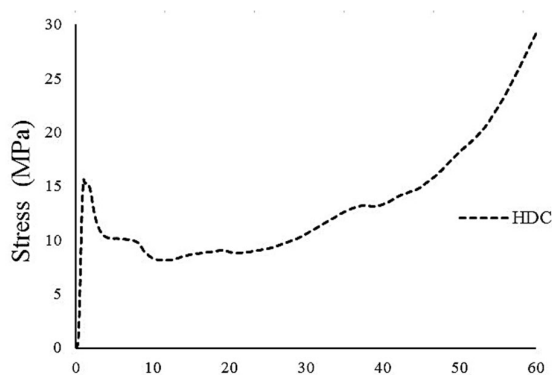
^۸ Pedestal



شکل ۱۱: نحوه قرارگیری بستر منعطف در تونل [۴]



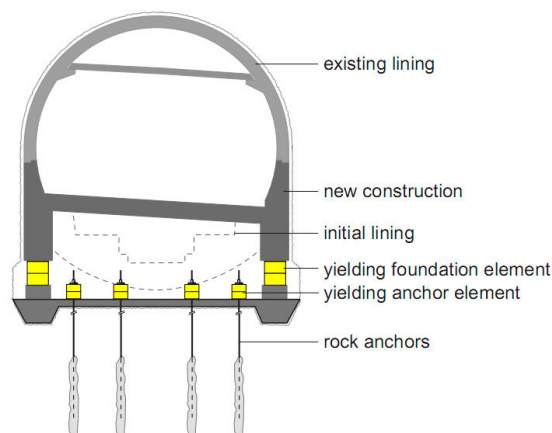
شکل ۱۲: نمونه HDC تحت بارگذاری در UTM



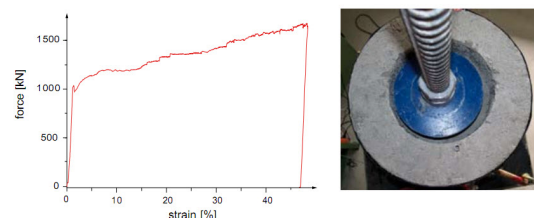
شکل ۱۳: رفتار تنش-کرنش HDC

نمونه دیگری به صورت ستون استوانه‌ای به قطر ۱۰ سانتی‌متر و طول ۳۰ سانتی‌متر ساخته شده است که در قسمت میانی آن از HDC به طول ۱۰ سانتی‌متر استفاده شده است. به عبارتی

بارگذاری زیر بار صخره تسلیم می‌شوند.



شکل ۹: استفاده المان‌های بتنی به عنوان پدستال (ستونک) [۵]



شکل ۱۰: تست آزمایشگاهی المان مهاری و نمودار نیرو - کرنش یک المان مهاری [۴]

برای ایجاد تکیه‌گاه نرم می‌توان از بستری منعطف شامل بتن شکل‌پذیر مابین جداره تونل و محیط مجاور استفاده نمود که در شکل (۱۱) به نحوه جای‌گذاری آن اشاره شده است. در این حالت با افزایش تورم در بستر تونل به علت شکل‌پذیری بیشتر بستر منعطف نسبت به جداره تونل، فشار حاصل از تورم باعث تغییر شکل در جداره منعطف می‌گردد و از فشار اضافی وارد به جداره تونل جلوگیری می‌نماید.

۴- مدل آزمایشگاهی

در این پژوهش در ابتدا المان بتنی با شکل‌پذیری بالا (HDC) در آزمایشگاه دانشگاه صنعتی سهند ساخته شده و تحت بارگذاری فشاری در دستگاه UTM قرار گرفته شکل (۱۲) و رفتار تنش-کرنش آن ثبت شده است. آزمون المان بتنی با شکل‌پذیری بالا دارای رفتار تنش-کرنش مطابق با تعریف ارائه شده در این مقاله می‌باشد که به رفتار تنش-کرنش آن در شکل (۱۳) اشاره شده است.

کرنش از رفتار خطی تنش-کرنش بتن معمولی (NC) و رفتار غیرخطی تنش-کرنش HDC استفاده شده است.

جدول ۱: مشخصات بتن معمولی

مشخصات	مدول الاستیسیته (E) (Kg/cm ²)	مقاومت فشاری (Kg/cm ²)	ضریب پواسون
بتن معمولی (NC)	2e5	500	0.2

۵- مدل سازی عددی

در این پژوهش چهار مقطع تونل در نرم افزار المان محدود آباکوس مدل سازی شده است. این مقاطع دارای قطر خارجی و داخلی به ترتیب ۱۰۰ و ۸۰ سانتی متر بوده و دارای ضخامت جداره ۱۰ سانتی متر می باشند. در سه مدل مقطع تونل از المان بتنی با شکل پذیری بالا با تعداد ۲، ۳ و ۴ عدد به ترتیب در زوایای ۱۸۰، ۱۲۰ و ۹۰ درجه استفاده شده است و یک مدل نیز فاقد HDC می باشد. در جدول زیر به مشخصات تونل های مدل سازی شده اشاره شده است.

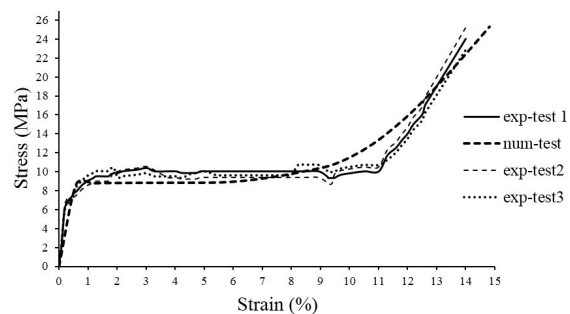
جدول ۲: مقاطع تونل های مدل سازی شده

مقطع	جایگذاری HDC ها	زوایای بین HDC ها
TNC		-
T2HDC		180°
T3HDC		120°
T4HDC		90°

دو سرستون از بتن معمولی و در قسمت میانی HDC قرار گرفته است. سپس این ستون زیر جک فشاری قرار گرفته و تغییر شکل و تنش های محوری ایجاد شده در آن ثبت شده و رفتار تنش کرنش آن ترسیم شده است. با داشتن مقاومت فشاری و رفتار تنش-کرنش HDC ها، در نرم افزار المان محدود آباکوس این ستون با مشخصات موجود مدل سازی شده است. رفتار تنش-کرنش مدل آزمایشگاهی و عددی در یک نمودار ترسیم شده است شکل (۱۴). تحلیل نتایج آزمایشگاهی و عددی مطابقت مناسبی از این دو مدل را نشان می دهد که زمینه مدل سازی مقطع تونل در نرم افزار را فراهم می سازد.



شکل ۱۳: نمونه ستون دارای HDC تحت بارگذاری



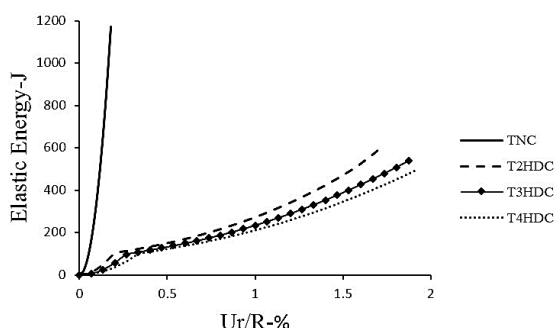
شکل ۱۴: رفتار تنش-کرنش نمونه ستون آزمایشگاهی و مدل سازی شده در آباکوس

مشخصات مکانیکی مصالح بتن و HDC به شرح زیر می باشد جدول (۱). قابل ذکر است به منظور معادل سازی رفتار تنش

۶-۱- میزان جذب انرژی الاستیک بتن معمولی مقاطع

تونل‌ها

بتن معمولی مورد استفاده در جداره تونل‌ها دارای رفتار خطی می‌باشد که در این بخش میزان جذب انرژی الاستیک مقاطع مختلف تونل مورد بررسی قرار گرفته و به انرژی جذب شده الاستیک مقطع بتنی تونل برحسب کرنش‌های شعاعی اشاره شده است شکل (۱۷). تحلیل نتایج نشان می‌دهد مقطع تونلی که دارای HDC نیست جذب انرژی الاستیک آن بیشتر از مقاطع دیگر می‌باشد. این نتیجه را می‌توان به وجود حجم بیشتر بتن معمولی در این نمونه مرتبط ساخت. با بررسی جذب انرژی الاستیک بتن معمولی در جداره سه مقطع دیگر نیز می‌توان استنباط نمود که هرچه قدر حجم بتن معمولی بیشتر باشد جذب انرژی این جداره‌های بتنی بیشتر می‌باشد. البته قابل ذکر است با بررسی‌های انجام شده این میزان انرژی در مقابل میزان جذب انرژی توسط المان‌های شکل پذیر بسیار کم می‌باشد. مقطع تونل T2HDC دارای بیشترین جذب انرژی الاستیک و کمترین تغییر شکل الاستیک را در مقایسه با دیگر نمونه‌های دارای HDC می‌باشد.



شکل ۱۶: انرژی الاستیک جذب شده توسط بتن معمولی جداره مقاطع تونل

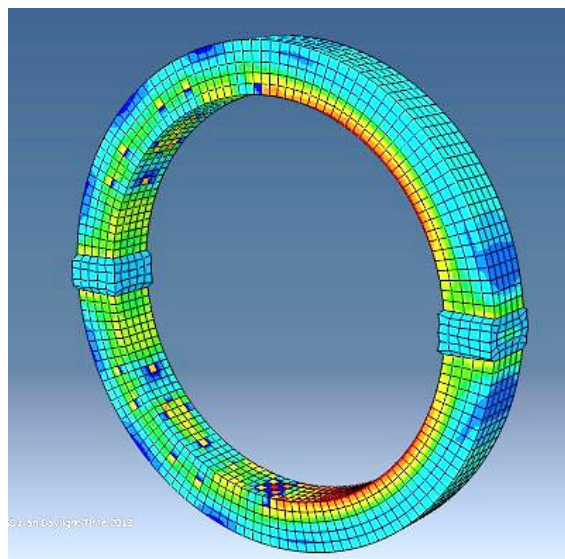
۶-۲- میزان جذب انرژی الاستیک در HDC ها

المان‌های بتنی با شکل پذیر بالا دارای رفتار الاستوپلاستیک می‌باشند بنابراین این مقاطع دارای دو نوع جذب انرژی الاستیک و پلاستیک می‌باشند. تفکیک میزان این مقدار انرژی می‌تواند شاخص مناسبی در طراحی‌ها و تغییر شکل‌های به وجود آمده باشد.

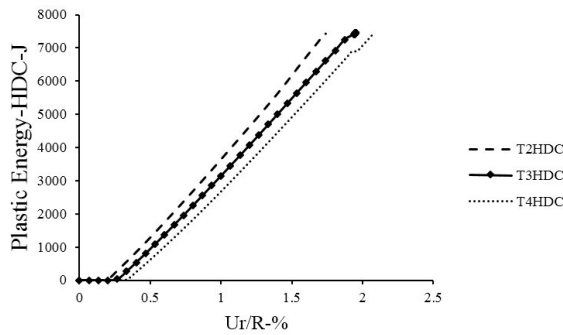
مشخصات مکانیکی مصالح بتن و HDC مدل سازی شده به شرح زیر می‌باشد. قابل ذکر است در مدل رفتاری مصالح از رفتار خطی تنش-کرنش بتن معمولی (NC) و رفتار غیرخطی تنش-کرنش HDC استفاده شده است.

۶- تجزیه و تحلیل نتایج

هدف از انجام این پژوهش بررسی اثر HDC ها در میزان جذب انرژی پلاستیک و الاستیک در مقاطع تونل‌ها می‌باشد. بدین منظور تونل‌هایی با قطر و طول ۱۰۰ سانتی متر و ضخامت جداره ۱۰ سانتی متر در نظر گرفته شده است. جداره تونل‌ها از دو مصالح متفاوت شامل بتن معمولی در جداره اصلی مقطع تونل‌ها و المان بتنی با شکل پذیری بالا (در سه مدل مختلف در جداره مقطع تونل) تشکیل شده است. بتن معمولی دارای رفتار صرف الاستیک و المان بتنی با شکل پذیری بالا دارای رفتار الاستیک و پلاستیک می‌باشد. در این مدل سازی جداره تونل‌ها تحت بارگذاری شعاعی قرار گرفته است. این بارگذاری به صورت تغییر شکل هیدرواستاتیکی یکنواخت به جداره مقاطع تونل‌ها وارد می‌گردد. با توجه به چیدمان مختلف HDC ها در جداره تونل‌ها تغییر شکل شعاعی مقاطع تونل‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. انرژی جذب شده به تفکیک شامل انرژی جذب شده الاستیک و پلاستیک مقاطع مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته شده است.

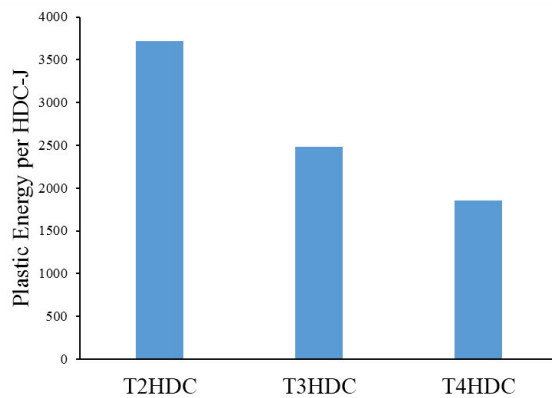


شکل ۱۵: نمونه مقطع تونل T2HDC در آبکوس



شکل (۱۸) انرژی پلاستیک جذب شده در HDC

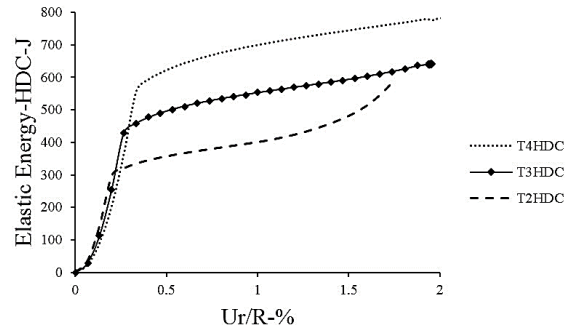
در شکل (۱۹) میزان جذب انرژی پلاستیک میانگین هر HDC در مقاطع تونل‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. همان‌طور که مشخص است HDCها در مقطع T2HDC از ظرفیت بیشتری استفاده نموده‌اند و به ترتیب این ظرفیت در مقاطع T3HDC و T2HDC کاهش می‌یابد هر چند نمونه مقاطع T4HDC، T3HDC و T2HDC به ترتیب ظرفیت تغییر شکل بیشتری را دارند که می‌تواند در تغییر شکل‌های بیشتر انرژی را گرفته و ظرفیت بالقوه‌ای را دارا باشد.



شکل ۱۹: میزان جذب انرژی هر HDC

۷- نتیجه‌گیری

برخورد با زمین‌های مچاله‌شونده از مهم‌ترین چالش‌های مهندسی تونل می‌باشد که با توجه به عدم قطعیت‌ها در پروژه‌های عظیم زیرزمینی مشکلات ناشی از نواحی مچاله‌شونده بسیار شایع است. یکی از روش‌های مناسب در حفاری تونل‌های در معرض جمع‌شدگی استفاده از المان‌های بتنی با شکل‌پذیری بالا در جداره تونل‌ها می‌باشد. HDCها توانایی بالایی در جذب انرژی را دارا می‌باشند. این ویژگی می‌تواند به صورت بالقوه در جداره تونل‌ها بکار گرفته شود تا در تغییر شکل‌های وابسته به زمان قابلیت خنثی نمودن اثر فشارهای ناشی از بارها را داشته باشد. بنابراین بررسی ویژگی این المان‌ها می‌تواند ابزاری



شکل (۱۷) انرژی الاستیک جذب شده در HDCها

نمودار شکل (۱۷) میزان جذب انرژی الاستیک HDCها را برای سه مدل دارای HDC نشان می‌دهد. همان‌طور که انتظار می‌رفت میزان جذب انرژی الاستیک مقاطع با تعداد HDCها رابطه مستقیم دارند. HDCها در این مقاطع به صورت فشرده‌ای سری عمل نموده به گونه‌ای که پس از استفاده از ظرفیت الاستیک کلیه HDCها وارد ناحیه پلاستیک خود می‌شوند. شیب افزایشده جذب انرژی الاستیک در کلیه مقاطع یکسان بوده ولی اندازه آن‌ها در سطوحی متفاوت می‌باشد. مقطع T3HDC نسبت به مقطع T2HDC و نمونه T4HDC نسبت به نمونه T2HDC به ترتیب دارای افزایش ۵۰ و ۱۰۰ درصدی در تعداد HDC بوده و میزان جذب انرژی الاستیک HDC آن‌ها به ترتیب ۳۰ و ۶۰ درصد افزایش یافته است که نشان می‌دهد در این شرایط رابطه خطی و مستقیم بین تعداد HDCها و جذب انرژی الاستیک DCها وجود دارد.

۶-۳- میزان جذب انرژی پلاستیک در HDCها:

بررسی‌های تحلیل‌های عددی نشان می‌دهد که درصد عمده‌ای از میزان جذب انرژی در مقاطع تونل‌های در HDCها اتفاق می‌افتد. این میزان جذب انرژی با توجه به ظرفیت پلاستیک HDCها در این المان‌ها در قالب انرژی پلاستیک جذب می‌شوند. بررسی‌ها نشان می‌دهد مقاطع T4HDC دارای بیشترین جابجایی بوده که می‌توان آن را به تغییر مکان‌های قابل انتقال HDCها در جداره تونل‌ها مرتبط ساخت. به ازاء یک کرنش شعاعی یکسان مقطع T2HDC دارای جذب انرژی پلاستیک بیشتری می‌باشد که آن را می‌توان به شکل هندسی و جانمایی HDCها مرتبط ساخت. قابل ذکر است علاوه بر تعداد HDCها جانمایی HDCها در جذب انرژی نیز بسیار مؤثر می‌باشند. با توجه به شکل (۱۸) با افزایش استفاده از HDCها میزان تغییر شکل مقاطع بتنی افزایش می‌یابد.

۹- مراجع

- [1] Varden & Woods, Design approach for squeezing ground, Underground Design Methods Australian Centre for Geomechanics, Perth, ISBN 978-0-9924810-3-2, 2015
- [2] K. Kovari, 2009. Consulting Engineer, Fabrikstr. 4, 8102 Oberengstringen, Switzerland-design methods with yielding support in squeezing and swelling rocks, World Tunnel Congress 2009, Budapest, Hungary, may 23-28.
- [3] K. Kovari, 2009. Consulting Engineer, Fabrikstr. 4, 8102 Oberengstringen, Switzerland-design methods with yielding support in squeezing and swelling rocks, World Tunnel Congress 2009, Budapest, Hungary, may 23-28.
- [4] Kalman Kovari, 2007. Modular yielding support for tunnels in heavily swelling rock, Stuva conference, koln 2007.
- [5] Kovári, Kalman. "Design methods with yielding support in squeezing and swelling rocks." Proceedings of the World Tunnel Congress. 2009.
- [6] Barla, Giovanni ,Full-face excavation of large tunnels in difficult conditions. In Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 8 (3), pp. 294-303. DOI: 10.1016/j.jrmge.2015.12.003.
- [7] Agan,Celal, Prediction of squeezing potential of rock masses around the Suruc, Water tunnel Bull Eng Geol Environ DOI 10.1007/s10064-015-0758-1, 2015
- [8] Tunnelling under squeezing rock conditions by Giovanni Barla, lecture.
- [9] Sezan Orak, 2000. Investigation of vibration damping on polymer concrete with polyester resin, cement and concrete research, 171-174.

مناسب در حل مشکلات ناشی از برخورد با نواحی جمع‌شونده باشد. با توجه به نتایج مدل‌های آزمایشگاهی و عددی نتایج زیر بدست آمده است.

۱- استفاده از HDC ها در مقاطع تونل‌ها شکل‌پذیری و کرنش شعاعی را می‌تواند تا حدود ۱۰ برابر افزایش دهد که ابعاد و شکل هندسی المان‌ها در میزان شکل‌پذیری تونل بسیار مؤثر می‌باشد.

۲- استفاده از HDC ها در دو لایه با زوایای ۱۸۰ درجه مانند مقطع T2HDC بهینه‌ترین حالت استفاده این المان‌ها در جداره تونل می‌باشد. به عبارتی در این چیدمان از حداکثر ظرفیت HDC ها استفاده شده است.

۳- مقاطع دارای تعداد HDC های بیشتر، ظرفیت شکل‌پذیری بالاتر و به نسبت دارای ظرفیت تحمل کرنش‌های شعاعی بیشتری را دارند. HDC ها در مقاطع تونل‌ها مانند فنرها به‌صورت سری عمل می‌نمایند بنابراین سختی معادل فنرها با افزایش HDC ها کاهش می‌یابد بنابراین جذب انرژی آن‌ها افزایش می‌یابد.

۴- بر اساس طبقه‌بندی محیط‌های مچاله شونده و داشتن میزان همگرایی شعاعی تونل‌ها در این زمین‌ها می‌توان با طراحی و جایگذاری مناسب HDC ها در جداره تونل‌ها، میزان همگرایی ایجادشده در این محیط‌ها را به‌صورت تغییر شکل در المان‌های شکل‌پذیر در جداره تونل‌ها جبران نمود. این المان‌ها قابلیت جذب انرژی وارده از محیط اطراف جداره تونل را دارند و می‌توان برحسب میزان کرنش شعاعی موردنیاز از اثربخشی مناسب‌تری دست‌یافت.

۸- سپاسگزاری

از حمایت سرپرست و تلاش‌های تکنسین‌های آزمایشگاه بتن و سازه دانشگاه صنعتی سهند تبریز که شرایط مناسب برای انجام آزمایشات را فراهم نمودند و همچنین از همسر عزیزم که در کلیه مراحل انجام این پژوهش با صبوری مرا یاری نموده است کمال تشکر و قدردانی را دارم.

تعیین خرج ویژه بر اساس پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ (مطالعه موردی - طرح سد و نیروگاه سیمره)

محمد حیاتی^{۱*} و امید روشنی^۲

۱- استادیار گروه مهندسی معدن، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه لرستان، خرم‌آباد، ایران

۲- کارشناسی ارشد مهندسی معدن، مکانیک سنگ، دانشگاه تهران، ایران

پذیرش: خرداد ۱۳۹۸

دریافت: اسفند ۱۳۹۷

چکیده

یکی از مهم‌ترین پارامترهای فنی و اقتصادی در طراحی الگوهای حفاری و انفجار تونل‌ها، خرج ویژه است. از این رو پیش‌بینی و بهینه‌سازی آن از اهمیت بالایی برخوردار است. مقدار خرج ویژه به پارامترهای متعددی از قبیل شرایط زمین‌شناسی، خصوصیات مکانیک سنگی و پارامترهای هندسی طراحی بستگی دارد. در این تحقیق با تکیه بر خواص ژئومکانیکی توده سنگ در عملیات ساخت تونل آب‌رسان سد سیمره، مدلی مناسب برای تعیین خرج ویژه با استفاده از روش‌های آماری ارائه شده است. در این راستا به منظور حذف اثر همخطی بین متغیرهای ورودی در مدل‌های پیش‌بینی، از روش آنالیز PCA استفاده کرده و برای ارزیابی و مقایسه مدل‌های ساخته شده، از پارامترهای ضریب تعیین مدل (R^2) و متوسط مربعات خطا (MSE) بهره گرفته شده است. مقایسه مدل‌ها نشان می‌دهد که رفع همخطی بین متغیرهای ورودی با به‌کارگیری روش PCA ، نتایج پیش‌بینی بهتری را به همراه داشته است.

واژگان کلیدی

پیش‌بینی، خرج ویژه، تونل، همخطی، آنالیز مؤلفه‌های اصلی، روش آماری.

۱- مقدمه

لرزش زمین، پرتاب سنگ در هوا و آلودگی صوتی نیز مؤثر است [۲،۳]. تاکنون تحقیقات متعددی برای برآورد خرج ویژه بهینه در معادن انجام شده است که در هرکدام با پارامترهای معینی از توده سنگ و ماده منفجره را در تعیین مقدار خرج ویژه مؤثر دانسته‌اند. روش‌های سنتی و مبتنی بر روابط تجربی مانند استفاده از خواص فیزیکی و ژئومکانیکی توده سنگ [۴]، شاخص انفجار پذیری [۵]، شاخص RQI [۶]، شاخص حفاری DI [۷]، مدل سوئدی [۸]، مدل لارسن^۱ [۹]، مدل

خرج ویژه نسبت بین وزن ماده منفجره مصرفی به ازای حجم سنگی که باید منفجر شود را بیان می‌کند. کم یا زیاد شدن خرج ویژه تأثیر مستقیم در میزان خردشدگی سنگ دارد. به‌طوری‌که اگر خرج ویژه زیاد باشد خردشدگی کوچک‌تر از اندازه موردنیاز تولید را در پی دارد و اگر میزان آن کم باشد قطعه‌سنگ‌های درشت حاصل می‌شود که نیاز به انفجار ثانویه دارند [۱]. با توجه به اینکه هدف از عملیات آتشباری در معادن دست یافتن به یک خردشدگی یکنواخت است، خرج ویژه علاوه بر آنکه در ابعاد سنگ‌های منفجرشده تأثیرگذار است در ایجاد

^۱ Larson

سیمره، با استفاده از روش PCA، مدلی برای پیش‌بینی خرج ویژه ارائه شده است. که تاکنون با رویکرد ارائه شده در این مقاله تحقیقی انجام نشده است.

۲- روش تحلیل مؤلفه‌های اصلی^۲ (PCA)

Pca روشی است که در آن دنباله‌ای از بهترین تقریب خطی از مشاهدات را در ابعاد زیاد فراهم می‌کند. این روش در سال‌های اخیر توجه بسیاری از محققین را در زمینه‌های مختلف جلب کرده است. Pca اغلب در انواع مختلف تجزیه و تحلیل استفاده می‌شود چراکه یک روش غیر پارامتری ساده برای استخراج اطلاعات از مجموعه داده‌های مبهم و گیج‌کننده است. Pca یک نقشه راه از چگونگی کاهش مجموعه داده‌های پیچیده به ابعاد کمتر فراهم می‌کند [۳۰]. PCA یکی از روش‌های انتخاب ویژگی بوده که به منظور کاهش بعد به کار برده می‌شود تا بررسی ویژگی‌ها در فضایی با بعد پایین‌تر که ساده‌تر است انجام گیرد. کاری که PCA انجام می‌دهد این است که یک تبدیل خطی به گونه‌ای به دست آمده می‌آورد که بردار ویژگی‌های h بعدی را به بردارهای ویژگی d بعدی که $h > d$ تبدیل می‌کند به طوری که اطلاعات به طور تقریباً کاملی نگه داشته می‌شوند و کمینه خطای میانگین مربعات را به دست می‌دهد. به عبارت دیگر PCA سعی دارد یک تبدیل خطی T را به گونه‌ای پیدا کند که کمترین خطای مربعات را به دست دهد و این تبدیل خطی در واقع به گونه‌ای است که عبارت $T^T \text{cov}_{x-\hat{x}} T$ را ماکزیمم کند که در آن $\text{cov}_{x-\hat{x}}$ ماتریس کوواریانس داده‌هایی با میانگین صفر از X است. pca متغیرهای جدید را که به دست آمده‌اند به عنوان ترکیب خطی از متغیرهای اصلی محاسبه می‌کند [۱۵، ۳۱].

کازنیتسو^۲ [۱۰]، مدل کازرم^۳ [۱۱]، مدل اصلاح شده کازرم [۱۲]، مدل راستن^۴ [۱۳]، مدل اسویدفو^۵ [۱۴]، مدل پیرسون-هولمبرگ-لی^۶ [۵] از جمله روش‌هایی هستند که تاکنون برای برآورد خرج ویژه از آن‌ها استفاده شده است. اما برای رسیدن به بهترین الگوی آتشیاری که در آن تأثیر کلیه پارامترهای مؤثر لحاظ شده باشد، بایستی از قوی‌ترین روش‌های آنالیز نتایج، استفاده کرده و مقدار خرج ویژه متناسب با شرایط توده سنگ را پیش‌بینی کرد.

روش آنالیز مؤلفه‌های اصلی (PCA) به عنوان یکی از تکنیک‌های داده کاوی می‌باشد که راهکاری برای کاهش مجموعه داده‌های چندبعدی به ابعاد کوچک‌تر و مناسب‌تر برای انجام آنالیز بر روی آن‌ها است [۱۵]. در مواردی که با حجم زیادی از داده‌ها سروکار داشته می‌توان با استفاده از روش‌های آماری متعددی به کاهش بعد و دسته‌بندی داده‌ها و در نتیجه حذف اثر منفی همخطی بین متغیرهای ورودی در مدل‌های پیش‌بینی پرداخت. دلایل متعددی برای کاهش بعد داده‌ها وجود دارد از جمله می‌توان موارد زیر را برشمرد: سرعت الگوریتم‌ها با داده‌های با بعد کمتر بیشتر می‌شود، فضای ذخیره‌سازی کمتری نیاز است و احتمال overfitting کاهش می‌یابد و بنابراین قدرت تعمیم الگوریتم‌های یادگیر بیشتر می‌شود. از مرسوم‌ترین روش‌های انجام این کار روش PCA است [۱۵]. یکی از اهداف رگرسیون چندگانه تعیین اثر هر یک از متغیرهای مستقل با ثابت نگه داشتن سایر متغیرهای مستقل می‌باشد. این هدف در مرحله اول با برآورد ضرایب رگرسیونی در مدل محقق می‌شود. اما اگر بین متغیرهای مستقل رابطه خطی برقرار باشد جواب یکتایی برای متغیرها قابل دستیابی نیست. در این صورت مشکل هم خطی برای مدل رگرسیونی به وجود آمده و محقق در برآورد صحیح پارامترها دچار مشکل می‌شود [۱۶].

در تحقیقات متعددی از روش PCA برای پیش‌بینی پارامترهای مختلف در معادن، تونل‌ها، فضاها، زیرزمینی و موارد مشابه استفاده شده است که برخی از مهم‌ترین آن‌ها در جدول ۱ درج شده است. در این تحقیق ضمن جمع‌آوری داده‌های تجربی مربوط به عملیات انفجار در تونل آبرسان سد

^۲ Kuznetsov

^۳ Kuz-Ram

^۴ Rustan

^۵ Svedefo

^۶ Persson-Holmberg-lee

^۲ Principal component analysis = PCA

جدول ۱: برخی از تحقیقات انجام شده در استفاده از روش PCA

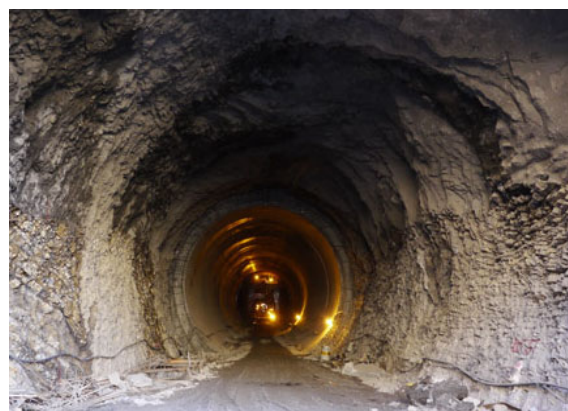
موضوع	توضیح	مؤلف و سال
نرخ نفوذ	پیش‌بینی عملکرد TBM در سنگ‌های سخت [۱۷]	Salimi et al, 2016
	پیش‌بینی نرخ نفوذ TBM در حفر تونل مترو [۱۸]	Salimi et al, 2015
	مدلی برای پیش‌بینی نرخ نفوذ ماشین حفار دورانی [۱۹]	Saeidi et al, 2014
آتشباری	مدلی برای قابلیت اطمینان انفجار معادن زغال [۲۰]	Cai et al, 2016
	بررسی میزان خرج ویژه در عملیات آتشباری پله‌های معادن سطحی [۲۱]	Mohamed et al, 2015
خردایش و شکست سنگ	مدلی برای میزان خردایش سنگ‌های یک پله پس از انفجار [۲۲]	Esmaeili et al, 2015
	مدل‌سازی شکست دینامیکی در یک معدن زغال [۲۳]	Heather et al, 2016
تأثیرات تونل‌سازی	کنترل عملیات حفر تونل در مجاورت یک تونل دیگر (تونل دوقلو) [۲۴]	Yun et al, 2014
تخمین هزینه	تخمین هزینه عملیاتی برای ماشین‌های LHD [۲۵]	Sayadi et al, 2012
	تخمین هزینه تعمیر و نگهداری ماشین‌آلات در معادن سطحی [۲۶]	Lashgari & Sayadi, 2013
پیش‌بینی ویژگی	مدلی برای پیش‌بینی خصوصیات رگه‌های زغالی [۲۷]	Yan et al, 2008
عیب‌یابی	عیب‌یابی در یک معدن [۲۸]	Yan et al, 2008
	عیب‌یابی در یک معدن [۲۹]	Shi-xiong et al, 2008

۳- مطالعه موردی

۳-۱- آشنایی با طرح سد و نیروگاه سیمره

رودخانه، تأمین آب‌های پایین‌دست از اهداف طرح سیمره می‌باشد. محل ساختگاه در زون زاگرس چین‌خورده و در بخش جنوب‌غربی آن قرار گرفته است. ساختگاه سد در یال شمالی طاق‌دیس راوندی واقع شده است و محل سد، دره کفه نیل می‌باشد. سنگ‌بستر از نوع سنگ‌های آهکی سازند آسماری شهبازان می‌باشد. نمایی کلی از تونل آب‌رسان این سد در شکل ۱ نشان داده شده است. همچنین مشخصات تونل‌های آب‌رسان در سد و نیروگاه سیمره در جدول ۲ درج شده است.

سد سیمره در مسیر رودخانه سیمره و در شهرستان بدره استان ایلام قرار دارد. رود سیمره به طول ۴۱۷ کیلومتر و شیب ۰/۳ درصد از به هم پیوستن رودخانه‌های قره‌سو و گاماسیاب تشکیل شده است. این سد از نوع بتنی دو قوسی است. مختصات جغرافیایی آن ۴۷/۱۲ طول شرقی و ۳۳/۱۷ عرض شمالی می‌باشد تولید انرژی برقی به میزان سالانه ۸۴۴ گیگاوات ساعت در سال، کنترل و تنظیم جریان‌های سطحی



شکل ۱: نمایی کلی از تونل آب‌رسان سد و نیروگاه سیمره

جدول ۲: مشخصات مجاری آب بر سد و نیروگاه سیمره

طول تونل آب‌بر:	۱۴۷۶ متر	تعداد پنستاک:	سه رشته
قطر تونل آب‌بر:	۱۱ متر	طول هریک از پنستاک‌ها:	۱۷۰ متر
نوع پوشش:	بتنی و فلزی	قطر متوسط پنستاک‌ها:	۵,۷ متر

۳-۲- جمع‌آوری داده‌ها

یکی از مراحل بسیار مهم در تهیه یک مدل آماری جمع‌آوری داده‌ها می‌باشد. در این تحقیق برای تهیه مدل پیش‌بینی خرج ویژه، ۱۲ پارامتر به‌عنوان ورودی‌های مدل یا متغیرهای مستقل و خرج ویژه به‌عنوان پارامتر خروجی یا متغیر وابسته در نظر گرفته‌شده است (جدول ۳). در این راستا داده‌های مربوط به ۲۹۰ مرحله عملیات حفاری و آتشیاری در تونل آب‌رسان سد سیمره استفاده‌شده است که از این تعداد ۲۵۰ سری داده برای

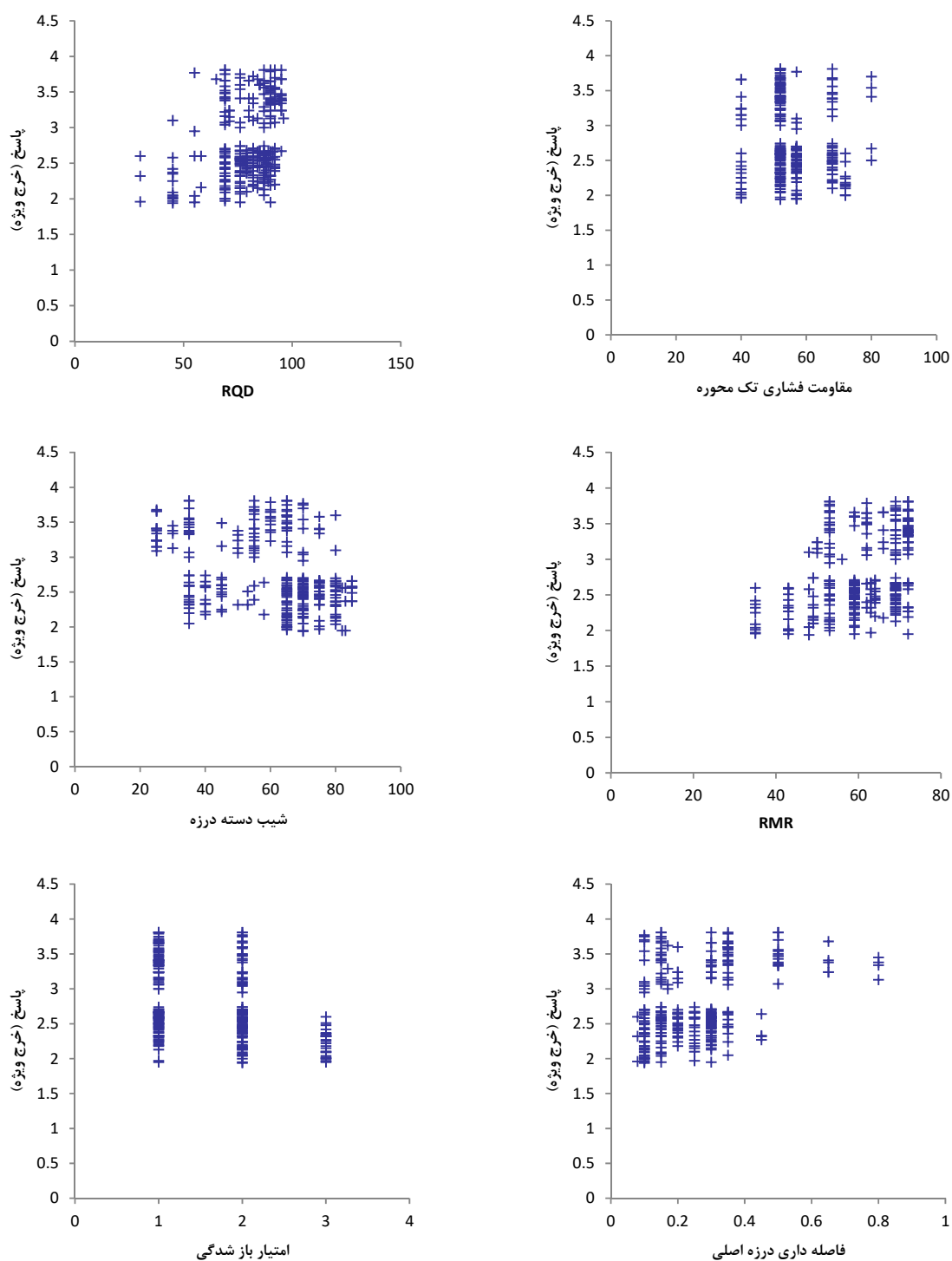
ساخت مدل‌های آماری و ۴۰ سری باقی‌مانده برای تست مدل‌ها به کار گرفته‌شده است. در جدول (۴) ویژگی‌های آماری مربوط به پارامترهای مختلف درج‌شده است. همچنین نمودار پراکندگی (scatter plot) مربوط به ۲۹۰ داده برای هر پارامتر در شکل (۲) نشان داده‌شده است. در پایان به‌منظور ارزیابی مدل‌های ساخته‌شده، از شاخص‌هایی نظیر ضریب تعیین مدل (R^2) و متوسط مربعات خطا (MSE) استفاده‌شده است.

جدول ۳: متغیرهای مؤثر (ورودی) برای ساخت مدل تعیین خرج ویژه

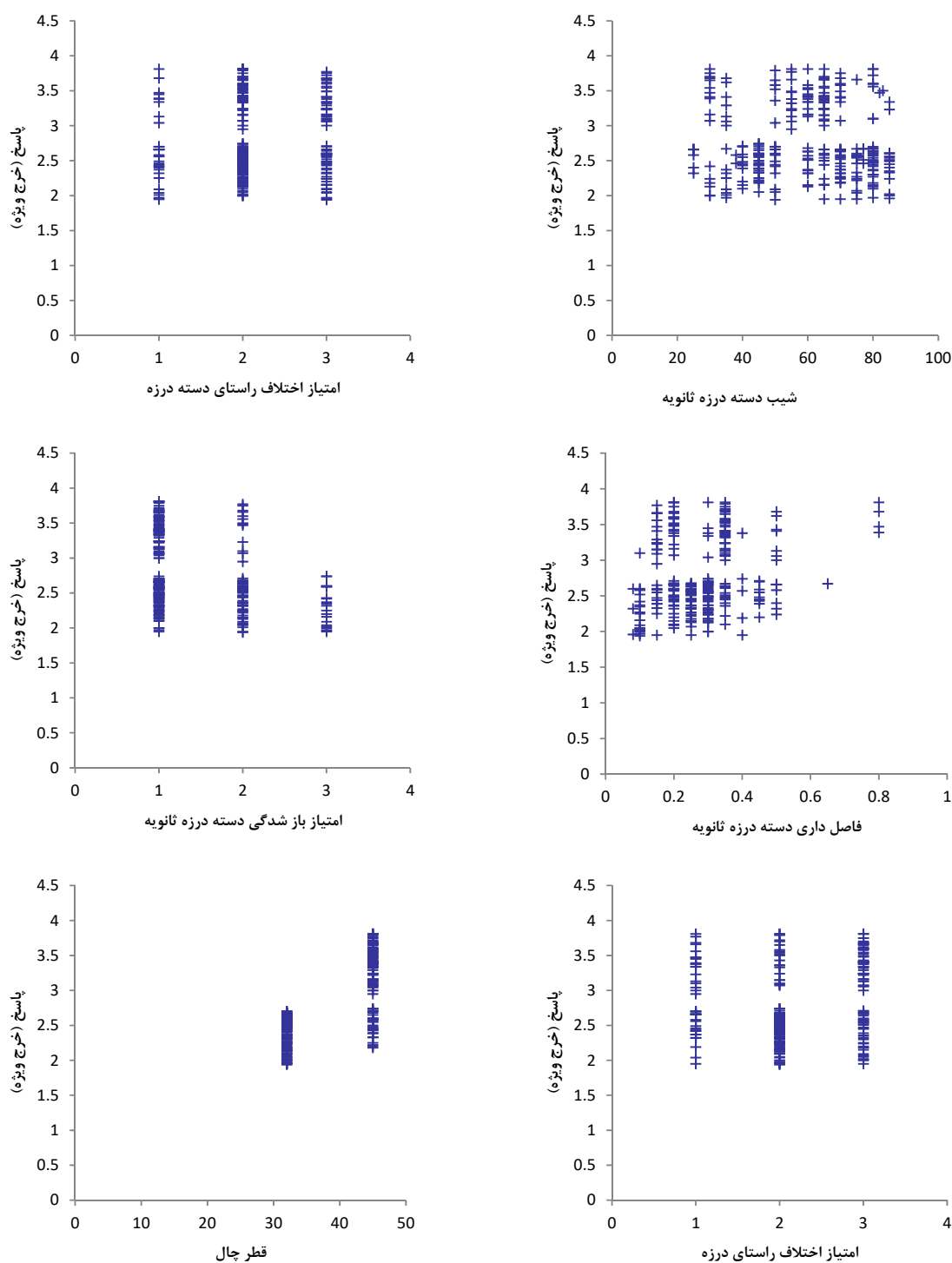
۱	مقاومت فشارشی تک‌محوره Mpa	۲	قطر چال‌های حفرشده (mm)
۳	امتداد درزه اصلی نسبت امتداد تونل (۳۶۰-۰)	۱	۳۰-۰
		۲	۶۰-۳۰
		۳	۹۰-۶۰
۵	شیب دسته‌درزه اصلی (۹۰-۰)	۶	شیب دسته‌درزه ثانویه (۹۰-۰)
۷	فاصله‌داری دسته‌درزه اصلی (m)	۸	فاصله‌داری دسته‌درزه ثانویه (m)
۹	امتیاز بازشدگی دسته‌درزه اصلی	۱	۳۰-۰
		۲	۶۰-۳۰
		۳	۹۰-۶۰
۱۱	امتیاز RQD (۱۰۰-۰)	۱۲	امتیاز RMR (۱۰۰-۰)

جدول ۴: مشخصات آماری داده‌های اندازه‌گیری شده

ویژه (خرج)	مقاومت	RQD	RMR	شیب دسته‌درزه	امتیاز اختلاف درزه	فاصله‌داری دسته‌درزه اصلی	بازشدگی امتیاز	شیب دسته‌درزه	شیب دسته‌درزه	امتیاز اختلاف ثانویه	فاصله‌داری دسته‌درزه	بازشدگی دسته‌درزه	قطر چال
میانگین	۲/۷۷	۵۵/۵۲	۷۸/۹۰	۶۰/۷۷	۶۰/۷۷	۲/۲۰	۰/۲۵	۱/۵۶	۵۹/۵۴	۲/۱۵	۰/۲۸	۱/۴۰	۳۸/۲۸
واریانس	۰/۲۷	۶۶/۸۲	۱۶۴/۳۹	۸۹/۴۷	۲۷۸/۰۲	۰/۴۵	۰/۰۲	۰/۴۳	۲۸۶/۸۶	۰/۳۷	۰/۰۱	۰/۳۹	۴۲/۳۵
انحراف معیار	۰/۵۲	۸/۱۷	۱۲/۸۲	۹/۴۶	۱۶/۶۷	۰/۶۷	۰/۱۴	۰/۶۶	۱۶/۹۴	۰/۶۱	۰/۱۲	۰/۶۲	۶/۵۱
چولگی	۰/۴۹	۰/۷۰	-۱/۳۹	-۰/۷۷	-۰/۶۶	-۰/۲۶	۱/۳۸	۰/۷۵	-۰/۳۱	-۰/۰۹	۱/۲۸	۱/۲۷	۰/۰۷
کشیدگی	۱/۹۹	۳/۷۷	۵/۲۰	۳/۱۲	۲/۳۴	۲/۲۱	۵/۸۳	۲/۵۰	۲/۰۰	۲/۵۹	۶/۶۳	۳/۵۱	۰/۹۹
میانه	۲/۶۰	۵۲/۰۰	۸۲/۰۰	۵۹/۰۰	۶۵/۰۰	۲/۰۰	۰/۲۵	۱/۰۰	۶۰/۰۰	۲/۰۰	۰/۲۵	۱/۰۰	۳۲/۰۰
نما	۲/۶۶	۵۲/۰۰	۶۹/۰۰	۵۹/۰۰	۶۵/۰۰	۲/۰۰	۰/۳۰	۱/۰۰	۶۵/۰۰	۲/۰۰	۰/۳۵	۱/۰۰	۳۲/۰۰
کمینه	۱/۹۴	۴۰/۰۰	۳۰/۰۰	۳۵/۰۰	۲۵/۰۰	۱/۰۰	۰/۰۸	۱/۰۰	۲۵/۰۰	۱/۰۰	۰/۰۸	۱/۰۰	۳۲/۰۰
بیشینه	۳/۸۱	۸۰/۰۰	۹۶/۰۰	۷۲/۰۰	۸۵/۰۰	۳/۰۰	۰/۸۰	۳/۰۰	۸۵/۰۰	۳/۰۰	۰/۸۰	۳/۰۰	۴۵/۰۰



شکل ۲: نمودار پراکندگی پارامترهای ورودی در برابر پاسخ (خرج ویژه)



شکل ۲: نمودار پراکندگی پارامترهای ورودی در برابر پاسخ (خرج ویژه)

توان به لزوم عدم وجود همخطی^۸ بین متغیرهای ورودی مدل اشاره کرد. در صورت وجود همخطی بین متغیرهای مستقل،

^۸ co-linearity

۳-۳- ساخت مدل‌های رگرسیونی (آماري)

برای ساخت یک مدل رگرسیون، کلیه فروض اولیه مدل رگرسیون کلاسیک باید در نظر گرفته شود. از این جمله می-

همبستگی درجه صفر بین دو متغیر شرط کافی و نه لازم برای وجود همخطی است. برخی از صاحب نظران معتقدند شاخص وضعیت (CI) بهترین تشخیص دهنده موجود برای همخطی است. CI بین ۱۰ تا ۳۰ نشان دهنده همخطی متوسط متمایل به شدید و $CI > 30$ نشان دهنده وجود همخطی شدید ناشی از آن متغیر است [۳۳].

در این تحقیق بر اساس داده‌های جمع‌آوری شده ابتدا با استفاده از نرم‌افزار SPSS، مدل‌های آماری را ساخته و پس از کشف همخطی بین متغیرهای مستقل با استفاده از CI، از روش آنالیز مؤلفه‌های اصلی^{۱۱} (PCA) برای حذف همخطی استفاده شده است. در جدول ۵، مشخصات مدل رگرسیونی خرج ویژه قبل از حذف همخطی نشان داده شده است.

^{۱۱} Principle Component Analysis

خطای استاندارد تخمین ضرایب مدل رگرسیون بیشتر شده (افزایش فاصله اعتماد تخمین ضرایب) و در نتیجه غالباً فرضیه null که به معنی صفر بودن ضرایب مدل رگرسیون است، تقویت می‌گردد. بنابراین قبل از ساخت و تحلیل هر مدل رگرسیون ابتدا باید به وجود رابطه همخطی بین متغیرهای مستقل پی برد [۳۲]. روش‌های بسیاری برای کشف همخطی بین متغیرهای مستقل وجود دارد. از آن جمله می‌توان به بررسی ضریب همبستگی درجه صفر^۱ (ضریب همبستگی ساده یا ضریب همبستگی پیرسون) بین متغیرهای ورودی و یا بررسی مقادیر شاخص وضعیت^{۱۰} مربوط به هر متغیر اشاره کرد. در صورتی که ضریب همبستگی ساده بین دو متغیر بیش از ۰/۸ باشد، همخطی مشکلی جدی خواهد بود. البته ضریب

^۱ Zero-order correlation or Pearson correlation^{۱۰} Condition index (CI)

جدول ۵: مدل رگرسیونی خرج ویژه قبل از حذف همخطی (PF-BEFOR PCA)

VAR	B	SIG	CI	Std. Error	TOTAL PREDICTION		TEST	
					R-SQUARED	MSE	R-SQUARED	MSE
(Constant)	3.055	1.00	1.000	0.12				
UCS	-0.052	0.37	5.102	0.06				
RQD	-0.290	0.02	7.956	0.12				
RMR	0.021	0.85	9.544	0.11				
DIPJS1	0.194	0.00	10.838	0.05				
DDR1	0.084	0.01	13.750	0.03				
JS1	0.337	0.00	15.992	0.10				
JAPP1	0.004	0.95	19.389	0.07	0.6410	0.1790	0.2559	1.2777
DIPJS2	0.158	0.00	20.364	0.05				
DDR2	-0.045	0.23	27.819	0.04				
JS2	0.245	0.01	38.485	0.10				
JAPP2	-0.131	0.01	61.883	0.05				
D	0.425	0.00	100.372	0.03				
SIG . TOTAL					0.00			

جدول ۶: ضرایب همبستگی درجه صفر جهت تشخیص همخطی بین متغیرها

ZERO ORDER Correlations												
	UCS	RQD	RMR	DIPJS1	DDR1	JS1	JAPP1	DIPJS2	DDR2	JS2	JAPP2	D
UCS	1.000	.229	.237	.259	-.199	.028	-.100	.061	-.114	.307	-.240	-.199
RQD	.229	1.000	.823	-.267	-.011	.703	-.669	-.014	-.021	.649	-.628	.291
RMR	.237	.823	1.000	-.170	-.043	.610	-.862	.125	.018	.531	-.711	.254
DIPJS1	.259	-.267	-.170	1.000	-.072	-.507	.192	.147	-.088	.045	.032	-.599
DDR1	-.199	-.011	-.043	-.072	1.000	-.106	.043	.033	.284	-.079	-.023	.175
JS1	.028	.703	.610	-.507	-.106	1.000	-.527	.117	-.032	.256	-.339	.331
JAPP1	-.100	-.669	-.862	.192	.043	-.527	1.000	-.045	-.107	-.386	.621	-.327
DIPJS2	.061	-.014	.125	.147	.033	.117	-.045	1.000	.189	-.315	-.065	-.251
DDR2	-.114	-.021	.018	-.088	.284	-.032	-.107	.189	1.000	-.185	.009	.196
JS2	.307	.649	.531	.045	-.079	.256	-.386	-.315	-.185	1.000	-.513	.146
JAPP2	-.240	-.628	-.711	.032	-.023	-.339	.621	-.065	.009	-.513	1.000	-.211
D	-.199	.291	.254	-.599	.175	.331	-.327	-.251	.196	.146	-.211	1.000

جدول ۷: مقادیر سطح معناداری (Sig) فرضیه null برای ضرایب همبستگی درجه صفر

	UCS	RQD	RMR	DIPJS1	DDR1	JS1	JAPP1	DIPJS2	DDR2	JS2	JAPP2	D
UCS	.	.000	.000	.000	.001	.329	.057	.167	.034	.000	.000	.001
RQD	.000	.	.000	.000	.429	.000	.000	.412	.370	.000	.000	.000
RMR	.000	.000	.	.003	.246	.000	.000	.024	.386	.000	.000	.000
DIPJS1	.000	.000	.003	.	.128	.000	.001	.010	.081	.240	.306	.000
DDR1	.001	.429	.246	.128	.	.046	.249	.303	.000	.104	.355	.003
JS1	.329	.000	.000	.000	.046	.	.000	.031	.305	.000	.000	.000
JAPP1	.057	.000	.000	.001	.249	.000	.	.237	.044	.000	.000	.000
DIPJS2	.167	.412	.024	.010	.303	.031	.237	.	.001	.000	.151	.000
DDR2	.034	.370	.386	.081	.000	.305	.044	.001	.	.002	.443	.001
JS2	.000	.000	.000	.240	.104	.000	.000	.000	.002	.	.000	.010
JAPP2	.000	.000	.000	.306	.355	.000	.000	.151	.443	.000	.	.000
D	.001	.000	.000	.000	.003	.000	.000	.000	.001	.010	.000	.

در ادامه پس از کشف همخطی، با استفاده از روش آنالیز مؤلفه‌های اصلی (PCA) اثر آن را از بین برده و مدل جدید ساخته می‌شود. نتایج مدل آماری جدید ساخته‌شده در جدول ۸ درج‌شده است. مطابق این جدول با بررسی مقادیر شاخص

CI می‌توان اثر PCA را در کاهش شدید اثر همخطی در مدل ساخته‌شده مشاهده کرد که نتایج درج‌شده در جداول ۹ و ۱۰ نیز مؤید این نکته می‌باشند.

جدول ۸: مدل رگرسیونی پیش‌بینی خرج ویژه پس از حذف اثر همخطی (PF-AFTER PC)

VAR	B	SIG	CI	Std. Error	TOTAL PREDICTION		TEST	
					R-SQUARED	MSE	R-SQUARED	MSE
(Constant)	.196	.123	1.000	0.13				
UCS	-0.110	.683	1.393	0.07				
RQD	-0.238	.000	1.402	0.05				
RMR	-0.117	.200	1.404	0.05				
DIPJS1	0.420	.011	1.405	0.06				
DDR1	0.024	.005	1.406	0.06				
JS1	-0.001	.811	1.406	0.05				
JAPP1	-0.061	.000	1.406	0.05	0.6410	0.1790	0.2999	1.1313
DIPJS2	0.455	.001	1.407	0.06				
DDR2	-0.036	.000	1.407	0.09				
JS2	0.219	.237	1.407	0.10				
JAPP2	-0.198	.393	1.425	0.11				
D	-0.235	.449	11.383	0.15				
SIG . TOTAL					0.00			

جدول ۹: جدول ضرایب همبستگی درجه صفر جهت تشخیص همخطی بین متغیرها

ZERO ORDER Correlations												
	UCS	RQD	RMR	DIPJS1	DDR1	JS1	JAPP1	DIPJS2	DDR2	JS2	JAPP2	D
UCS	1.000	-.488	.331	-.350	-.265	-.078	.049	.071	-.180	-.156	-.012	-.041
RQD	-.488	1.000	.102	-.107	-.084	-.028	.021	.020	-.055	-.065	-.009	-.012
RMR	.331	.102	1.000	.073	.056	.016	-.010	-.015	.038	.033	.003	.009
DIPJS1	-.350	-.107	.073	1.000	-.059	-.017	.010	.016	-.040	-.033	-.002	-.009
DDR1	-.265	-.084	.056	-.059	1.000	-.014	.010	.011	-.030	-.030	-.003	-.007
JS1	-.078	-.028	.016	-.017	-.014	1.000	.005	.003	-.009	-.015	-.003	-.002
JAPP1	.049	.021	-.010	.010	.010	.005	1.000	-.001	.005	.015	.003	.001
DIPJS2	.071	.020	-.015	.016	.011	.003	-.001	1.000	.008	.003	-.001	.002
DDR2	-.180	-.055	.038	-.040	-.030	-.009	.005	.008	1.000	-.017	-.001	-.005
JS2	-.156	-.065	.033	-.033	-.030	-.015	.015	.003	-.017	1.000	-.010	-.003
JAPP2	-.012	-.009	.003	-.002	-.003	-.003	.003	-.001	-.001	-.010	1.000	.000
D	-.041	-.012	.009	-.009	-.007	-.002	.001	.002	-.005	-.003	.000	1.000

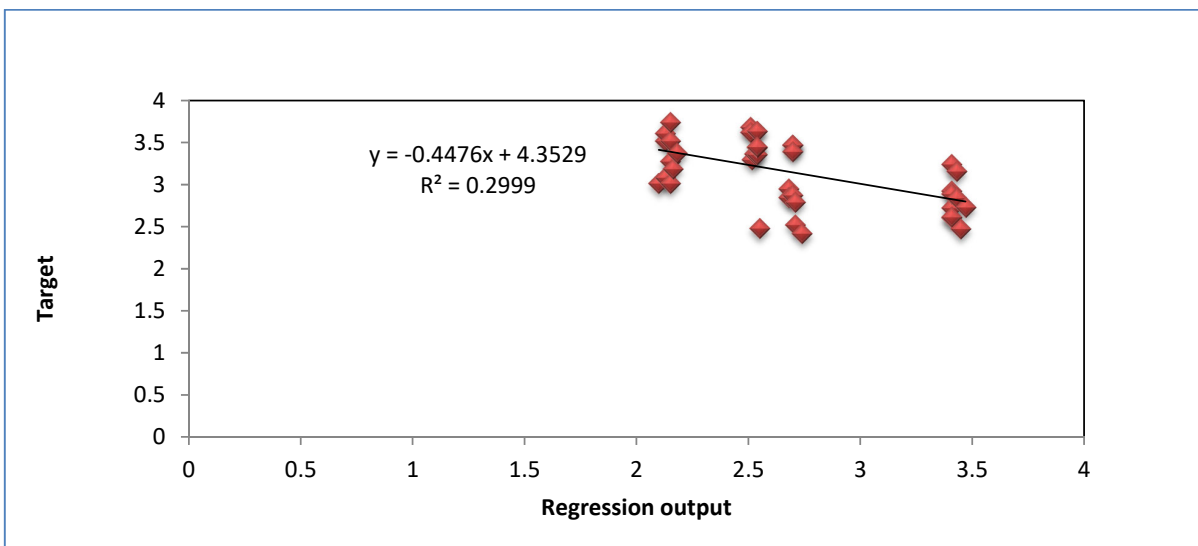
جدول ۱۰: مقادیر سطح معناداری (Sig) فرضیه null برای ضرایب همبستگی درجه صفر

	UCS	RQD	RMR	DIPJS1	DDR1	JS1	JAPP1	DIPJS2	DDR2	JS2	JAPP2	D
UCS	.	.000	.000	.000	.000	.108	.217	.132	.002	.007	.424	.256
RQD	.000	.	.052	.045	.091	.328	.370	.378	.192	.151	.443	.424
RMR	.000	.052	.	.123	.190	.398	.434	.408	.276	.302	.483	.445
DIPJS1	.000	.045	.123	.	.177	.394	.434	.401	.264	.301	.486	.442
DDR1	.000	.091	.190	.177	.	.412	.439	.429	.317	.316	.479	.457
JS1	.108	.328	.398	.394	.412	.	.470	.484	.445	.408	.483	.489
JAPP1	.217	.370	.434	.434	.439	.470	.	.494	.466	.407	.478	.494
DIPJS2	.132	.378	.408	.401	.429	.484	.494	.	.449	.481	.496	.487
DDR2	.002	.192	.276	.264	.317	.445	.466	.449	.	.395	.493	.470
JS2	.007	.151	.302	.301	.316	.408	.407	.481	.395	.	.434	.482
JAPP2	.424	.443	.483	.486	.479	.483	.478	.496	.493	.434	.	.500
D	.256	.424	.445	.442	.457	.489	.494	.487	.470	.482	.500	.

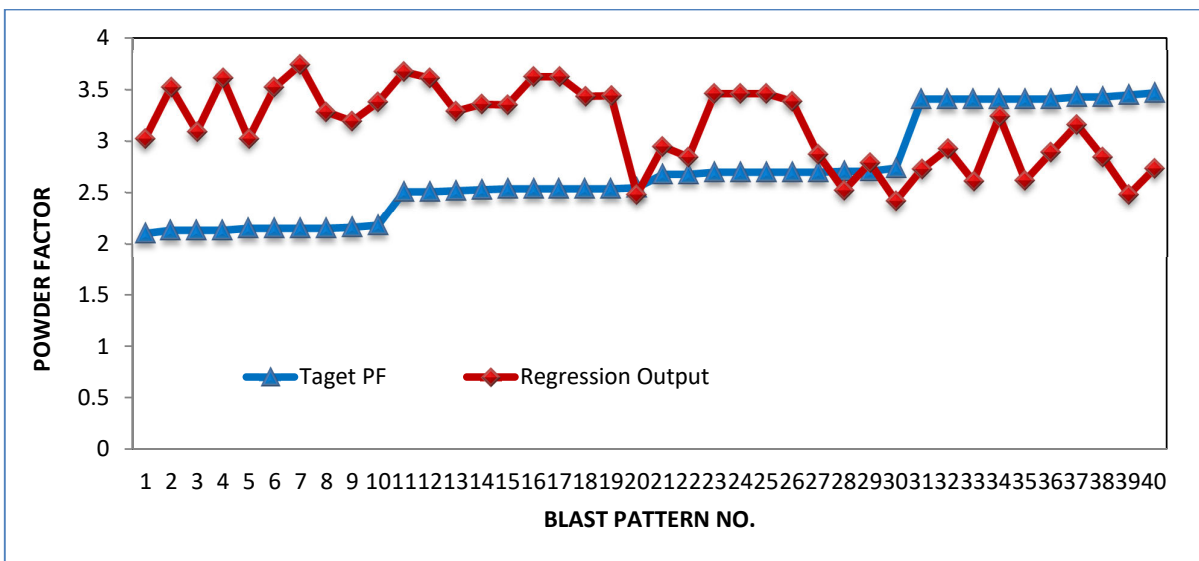
نتایج کلی مدل‌های آماری در جدول (۱۱) درج شده است. خرج ویژه مطابق شکل‌های (۳ و ۴) عمل می‌کند. در نتیجه بهترین مدل رگرسیون بدست آمده برای پیش‌بینی

جدول ۱۱: نتایج کلی مدل‌های آماری

WITHOUT PCA				WITH PCA			
R ²		MSE		R ²		MSE	
TOTAL	TEST	TOTAL	TEST	TOTAL	TEST	TOTAL	TEST
PREDICTION		PREDICTION		PREDICTION		PREDICTION	
0.641	0.2559	0.179	1.2777	0.641	0.2999	0.179	1.1313



شکل ۳: ضریب تعیین نتایج حاصل از مدل آماری پیش‌بینی خرج ویژه با PCA



شکل ۴: نتایج پیش‌بینی مدل آماری بهینه برای مجموعه ۴۰ عضوی داده‌های تست.

ویژه استفاده شد. از این‌رو داده‌های حاصل از ۲۹۰ مرحله عملیات حفاری و انفجار برای تونل آب‌رسان سد سیمره جمع‌آوری شد که ۲۵۰ مورد از داده‌ها برای ساخت مدل آماری و ۴۰ مورد دیگر برای تست مدل‌های بدست آمده مورد استفاده قرار گرفت. در این راستا به منظور حذف اثر منفی همخطی بین متغیرهای ورودی در مدل‌های پیش‌بینی، از الگوریتم PCA استفاده کرده و برای ارزیابی مدل‌های ساخته‌شده، از پارامترهای R^2 و MSE استفاده شد. نتایج حاصل از مقایسات نشان می‌دهد که رفع همخطی بین متغیرهای ورودی، در مدل‌های آماری، نتایج پیش‌بینی بهتری را به همراه داشته است.

۴- نتیجه‌گیری

خرج ویژه از مهم‌ترین پارامترهای فنی و اقتصادی در طراحی الگوهای حفاری و انفجار تونل‌ها است که به پارامترهای متعددی از قبیل شرایط زمین‌شناسی، خصوصیات مکانیک سنگی و پارامترهای هندسی طراحی بستگی دارد. به همین دلیل پیش‌بینی و بهینه‌سازی آن از اهمیت بالایی برخوردار است. تاکنون روابط تجربی متعددی جهت پیش‌بینی خرج ویژه ارائه شده است اما از آنجایی که معمولاً این روابط بر اساس شرایط زمین‌شناسی خاصی بسط داده شده‌اند، در همه موقعیت‌ها نمی‌توان از آن‌ها استفاده نمود. در این تحقیق با تکیه بر خواص ژئومکانیکی توده سنگ، از روش‌های آماری به همراه آنالیز مؤلفه‌های اصلی (PCA) برای پیش‌بینی و بهینه‌سازی خرج

۵- مراجع

[6] E. Lopez Jimeno, C. Lopez Jimino, Ayala. 1978. Drilling and Blasting of Rocks.
 [7] Dey, K. Sen, Ph. 2003. Concept of Blastability. Indian mining & engineering journal. 42. 24-31
 [8] Singh, P, Sinha A. 2012 Rock Fragmentation by Blasting.
 [9] Rossmannith, H. 1993. Rock Fragmentation by Blasting.
 [10] Kuznetsov, V.M. 1973. The mean diameter of fragments formed by blasting rock. Soviet mining sci. 9. 2 144-148
 [11] Cunningham, C.V.B. 1983. The KUZ-RAM model for prediction of fragmentation from

[1] Persson, A, Holmberg, R. Lee J. 1994. Rock Blasting and Explosives Engineering.
 [2] Holmberg, R. 2000. Explosives and Blasting Technique.
 [3] Lu, Sh. Zhou, Ch. Jiang, N. Xu, X. 2015. Effect of Excavation Blasting in an Under-Cross Tunnel on Airport Runway. Geotechnical and Geological Engineering. 33. 4. 973-981
 [4] Bhalchandra V. Gokhale. 1979. Rotary Drilling and Blasting in Large Surface Mines.
 [5] B. Mohanty. 1996. Rock Fragmentation by Blasting.

- coal composition for bump susceptibility. International Journal of Mining Science and Technology. 26.1. 3-8
- [24] Yun,H. Park,S. Mehdawi,N. Mokhtari,S. Chopra,M. N.Reddi,L. Park,K. 2014. Monitoring for close proximity tunneling effects on an existing tunnel using principal component analysis technique with limited sensor data. Tunnelling and Underground Space Technology. 43. 398-412.
- [25] Sayadi,A. Lashgari,A. Paraszczak,J. 2012. Hard-rock LHD cost estimation using single and multiple regressions based on principal component analysis. Tunnelling and Underground Space Technology. 27. 133-141
- [26] Lashgari,A. Sayadi, A. 2013. Statistical approach to determination of overhaul and maintenance cost of loading equipment in surface mining. International Journal of Mining Science and Technology. 23. 441-446
- [27] Yan-wei,Ch. Yao-cai,W. Tao,L. Zhi-jie,W. 2008 Blended coal's property prediction model based on PCA and SVM. J. Cent. South Univ. Technol. 15. 2. 331-335.
- [28] Yan-wei,Ch. Yao-cai,W. Tao,L. Zhi-jie,W. 2008. Fault diagnosis of a mine hoist using PCA and SVM techniques. J China Univ Mining & Technol. 18. 327-331.
- [29] Shi-xiong,X. Qiang,N. Yong,Zh. Lei,Zh. 2008. Mine-hoist fault-condition detection based on the wavelet packet transform and kernel PCA. J China Univ Mining & Technol. 18. 567-570.
- [30] Lindsay,S, 2002, A tutorial on principal component analysis, February 26, Department science, University of California, San Diego, December 10.
- [31] Engelbrecht, A.P., 2007. Computational Intelligence: An Introduction. John Wiley & Sons, New York.
- [32] Gujarati,D. 2004. *Basic Econometrics*
- [33] gujarati, D., 2003. Basic Econometrics, fourth ed. McGraw-Hill, New York, NY. Hardle, W., Simar, L., 2003. Applied Multivariate Statistical Analysis. MD Tech, Berlin.
- blasting. 1st Int. Symp. On rock fragmentation. 2. 439-453
- [12] Cunningham, C.V.B. 1987. Fragmentation estimations and the KUZ-RAM model four year on. 2nd Int. Symp. Rock fragmentation by blasting. Keystone. August 23-26
- [13] Rustan, A. 1998. Rock Blasting Terms and Symbols
- [14] Pal Roy, P. 2005. Rock Blasting: Effects and Operations.
- [15] Jolliffe,I. 1986. Principal Component Analysis.
- [16] Markland,j . 1974. The analysis of principal components of orientation data. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. 11.5. 157-163
- [17] Salimi,A. Rostami,J. Moormann,Ch. Delisio,A. 2016. Application of non-linear regression analysis and artificial intelligence algorithms for performance prediction of hard rock TBM. Tunnelling and Underground Space Technology. 58. 236-246
- [18] Salimi,A. /moormann,Ch. Singh,T.N. Jain,P. 2015. TBM Performance Prediction in Rock Tunneling Using Various Artificial Intelligence Algorithms. Regional tunneling conference tunnels and the future.
- [19] Saeidi,O. Torabi,R. Ataei,M. Rostami,J. 2014. A stochastic penetration rate model for rotary drilling in surface mines. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 68. 55-65
- [20] Cai,W. Dou,L. Si,G. Cao,A. He,J. Liu,S. 2016. A principal component analysis/fuzzy comprehensive evaluation model for coal burst liability assessment. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 81. 62-69.
- [21] Mohamed,F. Hafsaoui,A. Talhi,K. Menacer,k. 2015. Study of the powder factor in surface bench blasting. Procedia earth and planetary science. 15. 892-899.
- [22] Esmaeili,M. Salimi,A. Drebenstedt,C. Abbaszadeh,M. Aghajani Bazazi,A. 2015. Application of PCA, SVR, and ANFIS for modeling of rock fragmentation. Arab J Geosci. 8.9.6881-6893
- [23] Heather,L. Andrew,W. Arthur,M. 2016. Dynamic failure in coal seams: Implications of

ABSTRACT

Determination of the Powder Factor Based on Geomechanical Parameters of Rock Mass (Case Study - Seymareh Dam and Power Plant Project)

M. Hayati^{*1}; O. Roshani²

1- Assistant Professor, Department of Mining, Faculty of Engineering, Lorestan University, Khorramabad, Iran.

2- M. Eng Rock Mechanics, University of Tehran

Received: May 2019; Accepted: Mar. 2019

Keywords

Prediction

Powder factor

Water tunnel

Co-linearity

Principle Components Analysis

Statistical method

Final English Extended Abstract

Summary

Considering the importance of predicting the penetration rate of Tunnel Boring Machine (TBM), in this paper, application of Time Series model to predict the penetration rate has been examined. The results show that the values of penetration rate in different excavated cycles could be considered as a time series model. Changes in the values of penetration rate in different cycles are well illustrated in the predicted results of penetration rate using time series approach.

Introduction

Currently, Tunnel Boring Machine (TBM) is one of the most modern and advanced tunneling machines. Penetration rate determines costs and time of the project in mechanized tunneling; thus, prediction of the penetration rate is very important and decisive. Penetration rate is the ratio of the length of tunnel excavated to the actual boring time during a continuous boring activity, or in other words, it equals instant penetration rate of the machine and is usually expressed in millimeter per revolution of the cutter head or meter per hour.

Methodology and Approaches

Time Series is a statistical theory that has currently been utilized in many sciences, including engineering, and plays a crucial role in prediction. Time Series considers the time sequence of a phenomenon and predicts future values of the series on the basis of past and present values. Repetition sequence of penetration rate has made it possible to use this approach. In this regard, EViews software has been used to generate the time series models.

Results and Conclusions

Since the value of penetration rate in each cycle of excavation embraces the effect of all effective parameters, the prediction can be conducted just by considering the values of penetration rate in past cycles. Investigating the values of penetration rate in different excavated cycles show that these values could be considered as a time series model. Different models by ARMA method have been examined and finally, the model ARMA (5, 7) with correlation coefficient of 87% has been selected as the optimum model for predicting the penetration rate. Changes in the values of penetration rate in different cycles are well distinguished and predicted using the optimum model. Results demonstrate that time series approach has the capability of predicting the penetration rate of TBM. In this approach for predicting the penetration rate, there is no need to access the values of the other parameters associated to rock mass and operational parameters.

Increasing the energy absorption of tunnel lining sections by using High Deformable Concrete elements in squeezing environments

Y. alilou Kesejini^a, H. Afshin^{b*}, M. Emami Tabrizi^c, A. Bahramifar^a

^a Ph. D Candidate Faculty of Sahand University of Technology

^b Associated Professor of Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology

^c Assistant Professor of Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology

Received: Sep. 2018; Accepted: Jun. 2019

Keywords

Abstract

Summary

Squeezing ground condition is one of the most common challenges in construction of tunnels. Weak rock mass or high subjected stresses leads to squeezing phenomena in tunnels. One of the practical solutions for reducing the stresses in lining of the tunnels is implementing High Deformable Concrete (HDC) elements as deformable fuses to absorb the induced energy. Using HDC with equal compressive strength but more deformability and compressive strain (about 20 to 50 percent) than the conventional concrete leads to increasing the flexibility and energy absorption of tunnel sections

A large number of studies has been carried out on improving ductility of concrete but because of commercial and exclusive benefits the details has not been published. In this paper with manufacturing HDC elements and obtaining the stress- strain compressive behavior in lab, we have studied the effect of HDC elements in flexibility of lining of tunnels. The results show the effective performance of the HDC elements in increasing energy absorption amount and flexibility of sections of the tunnel lining.

*Corresponding author

Application of Time Series Model to Predict the Penetration Rate of Tunnel Boring Machine

M. Mazhabi, M. Eftekhari*

1- Department of Mining Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Received: Jun. 2018; Accepted: Apr. 2019

Keywords

Penetration Rate
Prediction
Time Series
Tunnel Boring Machine

Final English Extended Abstract

Summary

Considering the importance of predicting the penetration rate of Tunnel Boring Machine (TBM), in this paper, application of Time Series model to predict the penetration rate has been examined. The results show that the values of penetration rate in different excavated cycles could be considered as a time series model. Changes in the values of penetration rate in different cycles are well illustrated in the predicted results of penetration rate using time series approach.

Introduction

Currently, Tunnel Boring Machine (TBM) is one of the most modern and advanced tunneling machines. Penetration rate determines costs and time of the project in mechanized tunneling; thus, prediction of the penetration rate is very important and decisive. Penetration rate is the ratio of the length of tunnel excavated to the actual boring time during a continuous boring activity, or in other words, it equals instant penetration rate of the machine and is usually expressed in millimeter per revolution of the cutter head or meter per hour.

Methodology and Approaches

Time Series is a statistical theory that has currently been utilized in many sciences, including engineering, and plays a crucial role in prediction. Time Series considers the time sequence of a phenomenon and predicts future values of the series on the basis of past and present values. Repetition sequence of penetration rate has made it possible to use this approach. In this regard, EViews software has been used to generate the time series models.

Results and Conclusions

Since the value of penetration rate in each cycle of excavation embraces the effect of all effective parameters, the prediction can be conducted just by considering the values of penetration rate in past cycles. Investigating the values of penetration rate in different excavated cycles show that these values could be considered as a time series model. Different models by ARMA method have been examined and finally, the model ARMA (5, 7) with correlation coefficient of 87% has been selected as the optimum model for predicting the penetration rate. Changes in the values of penetration rate in different cycles are well distinguished and predicted using the optimum model. Results demonstrate that time series approach has the capability of predicting the penetration rate of TBM. In this approach for predicting the penetration rate, there is no need to access the values of the other parameters associated to rock mass and operational parameters.

Controls of various cylindrical punch mandrel diameter on determination of uniaxial compressive strength of some sedimentary rocks of the Qom Formation

M. Heidari¹; H. Mohseni²; S. H. Jalali³

1- Associate Professor, Department of Geology, Faculty of Sciences, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran

2- Associate Professor, Department of Geology, Faculty of Sciences, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran

3- Ph.D. of Engineering Geology, Faculty of Sciences, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran

Received: May 2017 ; Accepted: Jun. 2019

Keywords

cylindrical punch
mandrel diameter
index tests
Uniaxial Compressive Strength (UCS)
Qom Formation

Abstract

Summary

In the present study, the performance of the cylindrical punch to estimate the uniaxial compressive strength of six types of sedimentary rocks and the effect of punching mandrel diameter on the punch strength index has been examined. Results show that the diameter of the punching mandrel has a decisive effect on cylindrical punch index.

Introduction

Block and cylindrical punch tests are index tests, which could be utilized to the indirect estimate of uniaxial compressive strength of rocks. Advantages of these tests include simple, cheap and fast and irrespective of complicated sample preparation procedure and independent of sample size.

Methodology and Approaches

A variety of sedimentary rocks including grainstone, mudstone-wackestone, boundstone, calcilithite, gypsum, and silty marl, that collected from outcrops of the Qom Formation around the Qom city (central Iran), were examined. At first, petrography of samples was described and classified according to mineralogical descriptions. Then laboratory identification tests, UCS and punch tests were performed on the samples at the laboratory. Punch tests were performed in cylindrical method by four different diameters of mandrels (10, 13, 16 and 19 mm). Specific cylindrical punch tools (Figs. 2, 3 and 4) was designed for this purpose.

Results and Conclusions

Despite the fact that cylindrical punch in rock mechanics studies was less appreciated, the results of this study indicate that this index test can estimate Uniaxial Compressive Strength (UCS) of rocks fast, low cost and with reasonable accuracy. From various diameters of mandrels used in this study, 10 mm diameter gives the best correlation coefficient to estimate UCS using cylindrical punch test among all types of rocks. In addition, statistical calculation shows (Table 2) that 10 mm diameter gives better performance for UCS determination. Due to circular shape and smaller shearing area of cylindrical punch, sensitivity to the parallelism of both sides of the sample will decrease and cylindrical punch test can perform quickly and more accurate than block punch test.

The dynamic risk analysis for great section tunnels using impact-probability matrix method; A case study of Koochin railway tunnel in Qazvin-Rasht route

R. Mikaeil¹; E. Shafei²; S. Hasani³

1- Department of Mining and Metallurgical Engineering, Urmia University of Technology

2- Department of Civil Engineering, Urmia University of Technology

3- Department of Mining Engineering, Esfahan University of Technology

Received: May, 2017;

Accepted: June, 2019

Keywords

Railway Tunnel
Dynamic Analyze
Risk Management
Impact-Probability Matrix Method
Koochin Railway Tunnel

Final English Extended Abstract

In recent years, due to population growth, urban and inter-urban traffics are increasing, while the use of road tunnels and railway tunnels has reduced traffics, consumption fuel and etc. Koochin railway tunnel located in the Qazvin-Rasht route in western part of the Alborz mountains is one of the great sections inter-urban tunnels in Iran. It is of clear importance that preventing financial losses and casualties requires the structures to withstand the static loads such as in-situ stress and dynamic loads such as earthquakes. Due to the dynamic loads on the structure, several risks can be created in different sections of tunnel. In this paper, the sections with 6, 15, 30, 40, 60, 80 and 100

meters of overburden along the Koochin tunnel alignment were investigated in order to determine the maximum risk. This section in outset was analyzed by analytical methods under conditions of full-slip and no-slip caused by dynamic loads triggered by Zanzan earthquake-prone fault and north Qazvin earthquake-prone fault, respectively. Next, the risk of sections was examined by impact-probability matrix method. The results show that the highest risk created in sections with 6, 80 and 100 meters of overburden.

Summary

This paper studies the dynamic response assessment of the Koochin tunnel case study and investigates the relationship of discontinuity spacing on the lining and determines the severity of damage caused by the imposed quake loads. We studied the occurrence risk of several failure modes to determine the most sensitive sections in fact.

Introduction

In recent decades, many projects have been done with topics in dynamic analysis to determine the failure risks from different perspectives. But in the field of dynamic analysis on tunnels which is one of the signification issues of design and analysis in next steps, generally it can be said that few studies have been done or have not been reported so far. In fact, among several loads applied to the tunnel structure, dynamic loads have considerable distinction in compare to the other loads and results in non-uniform stress distribution in sections. As a result, current study is essential for decreasing the risk in important components and their sensitive sections.

Methodology and Approaches

In this research, primarily, Wang and Penzien method is used for dynamic analysis of the selected case study. In advance, the risk in tunnel sections are determined using impact-probability matrix method which is consisted of severity, probability of occurrence and detection stages. The severity calculation is offered using a new equation. In addition, the probability of occurrence and detection were assumed to be constant.

Results and Conclusions

According to the result obtained from the risk analysis, sensitive sections are easily recognized according to the impact-probability matrix method which suggests that there is no need to provide high strength for all section since we can retrofit the special sections that are under severe load and damage.

Fatigue behavior of brittle hard rocks subjected to cyclic loading

A. Momeni^{1*}, G. Khanlari², M. Heidari², M. Karakus³, Y. Abdilor⁴

1- Faculty of Earth Sciences, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

2- Department of Geology, Bu-Ali Sina University, Hamedan, Iran

3- School of Civil, Environmental and Mining Engineering, University of Adelaide, Australia

4-Department of Geology, Lorestan University, Khoramabad, Iran

Received: Sep. 2016; Accepted: Dec. 2017

Keywords

Fatigue
Loading frequency
Toughness
Hysteresis loops
strain softening

Final English Extended Abstract

Summary

Many natural or man-made rock structures are subjected to both static and dynamic loads. The nature of dynamic failure in rock remains unclear, especially in cyclic loading condition. In this research, fatigue behavior of a brittle hard rock was evaluated using uniaxial cyclic loading. For this reason, two types of test including load control and displacement control were employed. The load control tests were conducted in different maximum stress level and constant amplitude (68 % UCS) at 1 Hz frequency. The results of

fatigue tests have been evaluated by fatigue damage parameters including maximum and minimum axial strain, maximum and minimum lateral strain, tangent and secant modulus, toughness and hysteresis energy. The results indicated that this type of rock shows a low reduction in strength due to fatigue damage. Among the used parameters, lateral strain shows the best three-stage fatigue damage behavior due to crack generation parallel to loading direction.

Introduction

Different materials show different responses when they are subjected to cyclic loading. Some materials become stronger and more ductile, while others become weaker and more brittle. Obtained results are inconclusive and sometimes discordant. However, available data on fatigue behavior remain insufficient for solving the practical tasks of predicting rock bursts and earthquakes. The aim of the current work was to assess granodiorite hard rock fatigue behaviour under different loading conditions to describe the fatigue damage process of the granitic rock.

Methodology and Approaches

Several core samples were prepared to perform this research. Before the fatigue tests, the physical and mechanical properties of the rocks were measured. To record axial and lateral strains during the fatigue tests, four strain gauges have been employed. The fatigue tests were conducted with three different maximum loads at 68% UCS amplitude and 1 Hz frequency. Two multi-steps loading tests with load and displacement control were done as well. The results of fatigue tests have been evaluated by fatigue damage parameters including maximum and minimum axial strain, maximum and minimum lateral strain, tangent and secant modulus, toughness and hysteresis energy

Results and Conclusions

The obtained results indicated that brittle hard rocks can be weakly affected by fatigue phenomenon. Because of micro - fracturing mechanism of fatigue damage for this rock, lateral strain shows the best three-stage fatigue damage processes. Hysteresis loops were very small and not generated in practice. Fatigue failure was occurred when axial strain reaches to static failure strain. Also, the displacement control tests indicated that this type of rock shows faintly strain softening behavior.

Numerical Investigation of Rock Mass and Explosive Properties on Blast Damage in Rock Slopes

A. Haghnejad¹; K. Ahangari¹; P. Moarefvand²; K. Goshtasbi³

1- Department of Mining Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

2- Department of Mining and Metallurgical Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran

3- Department of Mining Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

Received: Jun. 2012; Accepted: Aug. 2012

Keywords

Numerical Modelling
3D Distinct Element method
Blast Damage
Rock Mass Properties
ANFO
Emulsion

Final English Extended Abstract

Summary

In this study, it is tried to evaluate the damage caused by two explosives including ANFO and Emulsion using 3DEC software for two similar slopes. Four different rock mass properties and two modes of discontinuities were used. The failure zones of blasting damage were qualitatively examined by 3DEC, and quantitative evaluation was carried out using peak particle velocity (PPV) values. Accordingly, geological discontinuities, in particular in the direction of slope surface cause the control of blasting damage. With the increase of rock mass strength, and with the discontinuities in the direction of

slope surface, the effect of an Emulsion explosion 10 meters far from the hole is less than the ANFO explosion. Due to the effect of discontinuities, the use of presplit blasting is a suitable method for reducing damage in slopes.

Introduction

The numerical modeling has been used due to its ability to simulate the blasting in order to investigate the effect of rock mass and explosive properties on the development of damage. In order to illustrate the properties, several different states were considered to examine the blasting damage effects.

Methodology and Approaches

The simple slopes with two geological discontinuities were considered. Each state was classified according to the properties of the strong and medium rock mass. Following this, the borehole pressure was applied to them. The use of PPV values along a line from the blast hole has provided the opportunity for a quantitative assessment. Indicators of failure zones in 3DEC were also used to provide qualitative evaluation of the damage. Simulations were first performed for the ANFO explosion. In the next step, in order to identify the effect of the explosive type, Emulsion explosion simulation was used.

Results and Conclusions

Geological discontinuities cause the control of plastic flow of tension and shear failures. The use of engineering rock mass classification systems is a good tool to predict blasting damage due to the consideration of rock mass data.

The maximum blasting damage extends slightly beyond 40 meters from the hole. In the ANFO explosion with the slope-inclined discontinuity, an average reduction of 43% in damage was observed, and with discontinuities in the direction of the slope surface, average reduction of 62% in damage per discontinuity was obtained. If the discontinuities are similar to the direction of slope surface, they will be less sensitive to the increased borehole pressure by stronger explosive.



Investigation of Mechanical Behavior of Basalt Samples Containing Different Number and Degree of Flaws

M. F. Hossaini; H. Ghasemzade

School of Mining Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

Received: Feb. 2015 Accepted: Dec. 2015

Keywords

Flaw
Angle of inclination
Number of flaws
Coalescence
Uniaxial compressive strength
Young's modulus
Axial strain

Abstract

Summary

In this study, uniaxial compression tests were performed with intelligent loading machine and using numerical modeling on the basalt specimens with different angles of inclination and number of flaw. The results showed that the uniaxial compressive strength (UCS), Young's modulus and axial strain in flaw contained specimens were less than those in intact specimen, and the difference depends on the geometry of the flaws.

The coalescence patterns of the flaws in the specimens were studied and different types of crack propagation from flaw tip in the specimen were characterized. Formation of tensile, shears and combined tensile-shear cracks and the coalescence pattern of the flaws depends on the geometry of the flaws. By taking this into account, the failure mode and crack initiation in specimens were studied. Also, the effect of flaws coalescence on the strength and fracture behavior of basalt specimens were investigated under uniaxial compression. This survey of mechanical behavior of different inclinations and number of flaws provides increased understanding of the fundamental nature of rock failure under uniaxial compression.

Table of Content

Determination of the Powder Factor Based on Geomechanical Parameters of Rock Mass (Case Study - Seymareh Dam and Power Plant Project) M. Hayati; O. Roshani	97
Increasing the energy absorption of tunnel lining sections by using High Deformable Concrete elements in squeezing environments Y. alilou Kesejini, H. Afshin, M. Emami Tabrizi, A. Bahramifar	98
Application of Time Series Model to Predict the Penetration Rate of Tunnel Boring Machine M. Mazhabi, M. Eftekhari	99
Controls of various cylindrical punch mandrel diameter on determination of uniaxial compressive strength of some sedimentary rocks of the Qom Formation M. Heidari; H. Mohseni; S. H. Jalali	100
The dynamic risk analysis for great section tunnels using impact-probability matrix method; A case study of Koohin railway tunnel in Qazvin-Rasht route R. Mikaeil; E. Shafei; S. Hasani	101
Fatigue behavior of brittle hard rocks subjected to cyclic loading A. Momeni, G. Khanlari, M. Heidari, M. Karakus, Y. Abdilor	102
Numerical Investigation of Rock Mass and Explosive Properties on Blast Damage in Rock Slopes Ali Haghnejad; Kaveh Ahangari; Parviz Moarefvand; Kamran Goshtasbi	103
Investigation of Mechanical Behavior of Basalt Samples Containing Different Number and Degree of Flaws M. F. Hossaini; H. Ghasemzade	104



International Society for Rock Mechanics

JOURNAL OF ROCK MECHANICS

WINTER 2017, VOL 1, NO 4



Iranian Society for Rock Mechanics

Grantee and Publisher:
Iranian Society for Rock Mechanics

Director in chief: Dr. Abdolhadi Ghazvinian
Associate Prof, Tarbiat Modares University

Editor in chief: Dr. Kourosh Shahriar
Professor, Amirkabir University of Technology

Executive manager: Eng. Omid Roshani

Editorial Board:

- Dr. Morteza Ahmadi** (Professor, Tarbiat Modares University)
Dr. Seyed Rahman Torabi (Professor, Shahrood University of Technology)
Dr. Ahmad Jafari (Associate Prof, Tehran University)
Dr. Seyed Mohammad Farogh Hoseini (Associate prof, Tehran University)
Dr. Mostafa Sharifzadeh (Associate Prof, Curtin University)
Dr. Kourosh Shahriar (Professor, Amirkabir University of Technology)
Dr. Mohammad Fatehi Marji (Associate Prof, Yazd University)
Dr. Ahmad Fahimifar (Professor, Amirkabir University of Technology)
Dr. Morteza Gharoninik (Assistant Prof, Iran University of Science and Technology)
Dr. Abdolhadi Ghazvinian (Associate Prof, Tarbiat Modares University)
Dr. Kamran Goshtasbi (Associate Prof, Tarbiat Modares University)
Dr. Abbas Majdi (Associate Prof, Tehran University)
Dr. Hosein Memarian (Professor, Tehran University)

Address: Secretariat of the Iranian Society for Rock Mechanics (IRSRM)
c/o Dept of Mining Engineering, Fac. of Engineering, Tarbiat Modares Univ.
P.O. Box No. 14115-314
Tehran
IRAN
Tell: 021-88630482
Fax: 021-88630482
E-mail: info@journal.irsrm.net
Website: journal.irsrm.net