

بررسی پایداری تونل به روش منحنی مشخصه زمین با استفاده از الگوریتم

ماشین یادگیری

نادر دستاران*، دانش آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، تهران، ایران
احسان عسگری لو، دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسیین مشاور ساحل امید ایرانیان، تهران، ایران
سعید پارسه، دانش آموخته کارشناسی ارشد، باشگاه پژوهشگران جوان و نخبگان دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمانشاه،
کرمانشاه، ایران

متین جلالی مقدم، دانش آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران، تهران، ایران
*پست الکترونیک نویسنده مسئول: Naderdastaran@hotmail.com

دریافت: ۹۸/۰۱/۱۹ - پذیرش: ۹۸/۰۴/۲۸

صفحه ۹۶-۷۹

چکیده

با توجه به توسعه روز افزون فضاهای زیرزمینی، ارزیابی پایداری و تعیین رفتار توده سنگ از مباحث مهم فضاهای زیر زمینی برای ایمنی و بهینه سازی پروژه می باشد. در سال های اخیر کرنش بحرانی به عنوان مهمترین شاخص برای ارزیابی پایداری و مجاله شوندگی تونل مورد توجه قرار گرفته است. در حال حاضر روش های مختلفی برای تعیین کرنش بحرانی ذات توده سنگ وجود دارد. پارامتر کرنش بحرانی یک شاخص است که اجازه می دهد تا درجه ای از پتانسیل مجاله شوندگی بر حسب کمیت سنجیده شود. از آن به عنوان سطح کرنش در پیرامون تونل که فراتر از آن باعث بی ثباتی و مشکلات مجاله شوندگی که به احتمال زیاد رخ می دهد یاد شود. همچنین مقدار کرنش بحرانی در ارزیابی پایداری تونل به روش نمودار مشخصه زمین بسیار کاربرد دارد. تاکنون تلاش هایی بسیار زیادی برای تعیین کرنش بحرانی شده است، که سه روش پر کاربرد در این مطالعه بیان می شود. همچنین برای تعیین پتانسیل مجاله شوندگی در همه مطالعات ها کمیت مجاله شوندگی ۱٪ بر آورد شده است. با توجه به اینکه نتایج بدست آمده از روش های مختلف برای تعیین کرنش بحرانی، با استفاده از پارامترهای متفاوت و نتایج متفاوتی با هم دارند، در این پژوهش با استفاده از هوش مصنوعی برای دقیق شدن نتایج تلاش می شود. بدین منظور از الگوریتم هوشمند ماشین یادگیری در نرم افزار داده کاوی Rapidminer استفاده خواهد شد. در پژوهش حاضر، با جمع آوری اطلاعات ارائه شده از تونل های مختلف در مقالات معتبر، شرایط موجود به سه وضعیت پایدار، نیمه پایدار و ناپایدار تعریف می شود. خروجی ها ماشین یادگیری شامل رابطه پارامترها بر اساس شرایط موجود در تونل، تاثیر هر کدام از پارامترها بر دیگری با توجه به شرایط تونل می باشد.

واژه های کلیدی: الگوریتم ماشین یادگیری، تغییر شکل تونل، پایداری تونل، کرنش بحرانی، مجاله شوندگی

۱- مقدمه

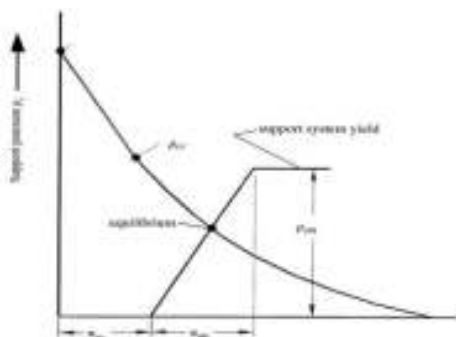
می شود. همچنین اندازه گیری کرنش که از طریق دستگاه همگرایی و یا سگمنت تاج انجام می شود، یکی از راه های مفید برای ارزیابی ثبات تونل، از نظر اقتصادی می باشد. اندازه گیری

کرنش بحرانی در واقع مقدار حد نهایی کرنشی است که پس از آن تونل دچار مجاله شوندگی می شود. کرنش بحرانی برای تبیین پتانسیل مجاله شوندگی و تحلیل پایداری تونل استفاده

کردند (M. Singh et al., 2007). پارک و پارک در سال ۲۰۱۴ با استفاده از نموداری که ساکورای ارائه کرده بود و همچنین اضافه کردن سیستم طبقه توده سنگ RMR و Q و همچنین مدول الاستیسیته توانست در جهت بهبود نظریات ساکورای پیش برود (S. Park & Park, 2014).

کرنش بحرانی در تبیین پتانسیل مچاله شوندگی استفاده می‌شود. برای تعیین پتانسیل مچاله شوندگی، با توجه به مقدار کرنش بدست آمده و مقدار کرنش مشاهده شده، می‌توان تشخیص داد که دیواره اطراف تونل پتانسیل مچاله شوندگی دارد. پتانسیل مچاله شوندگی در واقع مقدار حادی است که برای کرنش تعریف کرده اند و حتی طبقه بندی در این زمینه ارائه شده است. اولین تحقیقات مربوط به آیدان و همکاران در سال ۱۹۹۳ است (Aydan, Akagi, & Kawamoto, 1993). سپس چرن و همکاران در سال ۱۹۹۸ با جمع آوری داده‌ها در نموداری حد ۱٪ برای پتانسیل مچاله شوندگی ارائه کردند (Chern, Yu, & Chern, Shiao, & Yu, 1998). Shiao, 1998). هوک در سال ۲۰۰۱ با جمع آوری داده‌هایی جدید نتایج چرن را تایید کردند (Hoek, 2001). سینگ و همکاران در سال ۲۰۰۷ با اصلاح تئوری آیدان و همکاران در سال ۱۹۹۳ شاخص SI را ارائه کردند که کاربردی تر است (M. Singh et al., 2007).

با تعیین مقدار کرنش بحرانی و مشخص شدن شرایط تونل می‌توان، در تحلیل پایداری تونل به روش منحنی مشخصه استفاده کرد. بدین ترتیب که با بدست آوردن کرنش بحرانی می‌توان نقطه تعادل را به درستی ترسیم کرد و از جانبی می‌توان سیستم حائل بندی را در زمان مناسب و با توجه به نیروی مورد نیاز ترسیم کرد.



شکل ۱. واکنش سیستم پشتیبانی به جابه‌جایی دیوار تونل منجر به ایجاد تعادل می‌شود (Hoek, Kaiser, & Bawden, 2000)

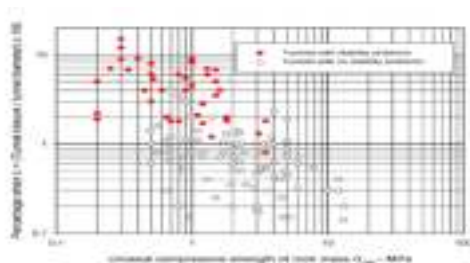
مقدار جابجایی در طول تونل، اطلاعات معنی‌داری به عنوان نتایج، از ویژگی‌های زمین، روش حفاری، میزان حائل‌بندی و بهره‌برداری از حائل‌بندی و رفتار متقابل زمین-حائل بندی می‌دهد. بر این اساس، تا زمانی که یک ارزیابی مناسب انجام شود با استفاده از اندازه‌گیری جابه‌جایی می‌توان ساخت و ساز مقرون به صرفه‌ای برای سیستم حائل بندی و همچنین ثابت سازه تونل به دست آورد (S. Park & Park, 2014). ارزیابی نادرست از وضعیت زمین می‌تواند به طراحی اشتباه و ایجاد فضای ناپایدار و یا به طراحی یک سیستم نگهداری سنگین و غیر بهینه منجر شود (Hoek, 1998).

در مورد کرنش بحرانی تحقیقات بسیاری انجام شده است. ساکورای در سال ۱۹۸۱ با استفاده از جمع‌آوری مشاهدات شرایط جابجایی تونل‌ها و مقدار مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ‌ها در مکان‌های مختلف، تعریفی برای کرنش بحرانی ارائه داد (Sakurai, 1981). ساکورای در سال ۱۹۸۳ مقدار کرنش بحرانی را در سه محدوده طبقه بندی کرد (Sakurai, 1983). همچنین در سال ۱۹۸۶ با گسترش بحث و استفاده از مدول الاستیسیته توانست نموداری برای تعیین شرایط تونل با استفاده از جابجایی و کرنش بحرانی ارائه دهد (Sakurai, 1986). هوک در سال ۱۹۹۸، سوارپ و همکاران در سال ۲۰۰۰، پارک و شین در سال ۲۰۰۷ و کیم و کیم در سال ۲۰۰۹ مطالعات در تایید نظریات ساکورای انجام دادند (Kim & Kim, 2009; S.-H. Park Hoek, 1998). بالیچو در سال ۱۹۸۲ با استفاده از تغییر مکان در تونل یک فرمول ارائه کرد (Bulychev). دانکن فاما در سال ۱۹۹۳، کارانزا تورس و فیور هورست در سال ۱۹۹۹، هوک و مارینوس در سال ۲۰۰۰ و با استفاده از راه حل‌های تحلیلی و استفاده از تنش توانستند به فرمولی جدید دست پیدا کند (Carranza-Torres & Fairhurst, 1999; Duncan Fama, 1993; Torres & Fairhurst, 1999; Hoek & Marinos, 2000). سینگ و همکاران در سال ۲۰۰۷ با مطالعه بیش از ۸۰ نمونه از مقاومت و تغییر شکل توده سنگ درزه دار به فرمول جدیدی دست پیدا کردند که شامل مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری تک محوره و مدول الاستیسیته توده سنگ درزه‌دار است. اما به علت استفاده از مدول الاستیسیته سنگ درزه‌دار در فرمول که نیاز به انجام تست آزمایشگاهی در محل می‌باشد، با استفاده از سیستم طبقه بندی توده سنگ Q و مقاومت نهایی توده سنگ دو فرمول دیگر ارائه

۲- پتانسیل مچاله شوندگی و کرنش بحرانی

۲-۱- مقدار پتانسیل مچاله شوندگی

پتانسیل مچاله شوندگی در واقع مقدار حدی است، که پس از آن دیواره‌های سنگی تونل دچار گسیختگی می‌شود. اگرچه مکانیسم اساسی مچاله شوندگی هنوز به طور کامل درک نشده است، اما به خوبی شناخته شده است، که از توزیع تنش در توده سنگ تونل بوجود می‌آید (Hoek & Marinos, 2000; Jethwa & Singh, 1984; B. Singh, Jethwa, 2000; Dube, & Singh, 1992). تلاش‌های بسیاری برای بدست آوردن کمیت پتانسیل مچاله شوندگی در مقایسه با قدرت توده سنگ بر اساس تنش شده است که در ذیل به آن اشاره می‌شود. چرن و همکاران در سال ۱۹۹۸ مشاهدات خود را با توجه مشخصات توده سنگ و تغییر شکل‌های مشاهده شده در داخل تونل در گرافی مرتب کردند. این گراف در محور افقی مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ دست خورده و در محور عمودی درصد نسبت شعاع بسته شده تونل به شعاع طراحی شده تونل را نشان می‌دهد. طبق مشاهدات آنها می‌توان آستانه ۱ درصدی برای کرنش داخل تونل در نظر گرفت که تونل در شرایط کاملاً پایدار قرار خواهد داشت (Chern, Yu, et al., Chern, Shiao, et al., 1998). همانطور که در شکل ۲ مشخص است، بعضی از مشاهدات که عدد بالای ۱ درصد هستند، همچنان پایدار می‌باشند، همچنین افزایش مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ دست خورده باعث پایداری تونل می‌شود، ولی در بعضی موارد این مورد هم نقض شده است. همه این موارد نشان می‌دهد، پارامترهای دیگری هم در زمینه مچاله شوندگی دخیل هستند.



شکل ۲. داده‌های جمع‌آوری شده توسط چرن و همکاران (Chern, Yu, et al., Chern, Shiao, et al., 1998)

با توجه به توضیحات ارائه شده در زمینه کاربرد کرنش بحرانی، می‌توان با تعیین مقدار دقیق کرنش بحرانی در زمان و ظرفیت باربری حائل بندی از کرنش بحرانی استفاده نمود. اما با توجه به روش‌های مختلف در تعیین کرنش بحرانی و نتایج متفاوت این روش‌ها، در این پژوهش با استفاده از روش هوش مصنوعی برای تعیین مقدار دقیق کرنش بحرانی استفاده شد. در قسمت هوش مصنوعی از یکی از روش‌هایی که در حال حاضر به صورت گسترده برای مسئله دسته‌بندی مورد استفاده قرار می‌گیرد، روش ماشین بردار پشتیبان (Support Vector Machine (SVM) استفاده شد (Vapnik, 2013). از الگوریتم SVM، در هر جایی که نیاز به تشخیص الگو یا دسته‌بندی اشیاء در کلاس‌های خاص باشد می‌توان استفاده کرد. بدین منظور از الگوریتم SVM در نرم‌افزار داده‌کاوی Rapidminer استفاده شد که یکی از نرم‌افزارهای معروف در زمینه داده‌کاوی است. از SVM در مهندسی تونل تا به حال استفاده شده است، مثل (Yao, Yang, Yao, & Sun, 2010) که در مورد پیش‌بینی جابجایی سنگ‌های اطراف تونل با استفاده از ماشین یادگیری، (Wu et al., 2014) که روش SVM را با ANN در پیش‌بینی جابجایی سنگ‌ها اطراف تونل بررسی کرده است، همچنین (Huang, Qiu, & Zhang, 2017) از SVM برای مدل‌سازی لرزه‌ای بر اساس تونل‌های سنگ‌های کوهستانی استفاده کرده و (Li, Yan, & Zhang, 2012) از SVM برای پیش‌بینی ارتعاش زمین توسط انفجار توسط حفاری تونل استفاده کرد.

در این پژوهش ابتدا نظرات محققین در مورد پتانسیل مچاله شوندگی و کرنش بحرانی توضیح داده می‌شود و همه مطالعات‌های موردی که در مقالات مختلف بیان می‌شود. سپس روش ماشین یادگیری و کاربرد آن در این بحث بیان می‌شود. در ادامه داده‌ها را بر اساس قابلیت ماشین یادگیری و شرایط داده‌های تونل، به سه دسته پایدار، نیمه پایدار و ناپایدار تقسیم می‌شود. با استفاده از ماشین یادگیری داده‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد و نتایج داده‌ها که شامل رابطه پارامترهای دخیل در ذات توده سنگ در کرنش بحرانی با توجه به شرایط تونل و تاثیر پارامترها را بر یکدیگر بیان می‌شود.

همچنین شاخص مچاله شوندگی SI بدین صورت است:

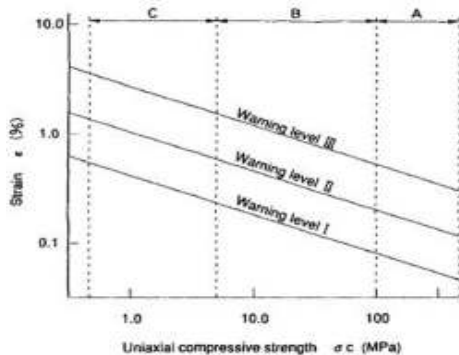
$$SI = \frac{\text{کرنش مشاهده شده}}{\text{کرنش بحرانی}} = \frac{u_a/a}{\epsilon_{cr}} \quad (1)$$

که در آن u_a شعاع بسته شده تونل است و a شعاع طراحی شده تونل است. همچنین لازم به ذکر است که این رویکرد نیز توسط ساکورای در سال ۱۹۹۷ که در آن کرنش بحرانی برای تعریف سطح هشدارهای مختلف برای دقت در ساخت و ساز یک تونل، استفاده شده است. که در شکل ۳ نشان داده شده است.

هوک در سال ۲۰۰۱ نیز با کرنش تونل، پتانسیل مچاله شوندگی را تعریف کرده است. بارالا در سال ۲۰۰۱ با بررسی مقایسه ای شرایط مچاله شوندگی توسط آیدان و همکاران در سال ۱۹۹۳ و هوک در سال ۲۰۰۱، جدول ۱ را ارائه کرد. به هر حال، با توجه به تمام مطالعاتی که صورت گرفته، حد کرنش بحرانی ۱٪ مورد قبول است. این مقدار را می توان با مشاهدات بیشتر از تونل ها دقیق تر کرد، ولی به هر حال باید خطاهای انسانی که در حین طراحی و ساخت و ابزار گذاری اتفاق می افتد هم دقت نمود. سینگ و همکاران در سال ۲۰۰۷ طبقه بندی مشابه ای با آیدان و همکاران که در سال ۱۹۹۳ بیان کردند که در جدول ۲ نشان داده شده است.

جدول ۱. مقایسه روش ها (Barla, 2001)

آیدان (Aydan et al., 1993)		هوک (Hoek, 2001)		شماره طبقات
کرنش تونل	سطح مچاله شوندگی	کرنش تونل ϵ_t	سطح مچاله شوندگی	
$\epsilon_t^a/\epsilon_t^e \leq 1$	عدم مچاله شوندگی	$\epsilon_t < 1\%$	مشکلات حائل بندی کم است	۱
$1 \leq \epsilon_t^a/\epsilon_t^e \leq 2$	مچاله شوندگی کم	$1\% < \epsilon_t < 2.5\%$	مشکلات مچاله شوندگی کم است	۲
$2 \leq \epsilon_t^a/\epsilon_t^e \leq 3$	مچاله شوندگی متوسط	$2.5\% < \epsilon_t < 5\%$	مشکلات مچاله شوندگی شدید است	۳
$3 \leq \epsilon_t^a/\epsilon_t^e \leq 5$	مچاله شوندگی زیاد	$5\% < \epsilon_t < 10\%$	مشکلات مچاله شوندگی بسیار شدید است	۴
$\epsilon_t^a/\epsilon_t^e \geq 5$	مچاله شوندگی بسیار زیاد	$\epsilon_t > 10\%$	مشکلات مچاله شوندگی بی نهایت است	۵



شکل ۳. محدوده به خطر افتادن ثبات تونل (Sakurai, 1997)

جدول ۳. طبقه بندی پیشنهادی برای پتانسیل مچاله شوندگی در تونل طبق روش ساکورای

حروف اختصاری	وضعیت	رفتار
NS	کمتر از سطح هشدار ۱	منطقه پایدار
LS	بین سطح هشدار ۱ و ۲	محدوده الاستیک
HS	بین سطح هشدار ۲ و ۳	محدوده الاستوپلاستیک
VHS	بیشتر از سطح هشدار ۳	ناپایدار

جدول ۲. طبقه بندی پیشنهادی برای پتانسیل مچاله شوندگی در تونل (M. Singh et al., 2007)

SI	سطح مچاله شوندگی	شماره کلاس
$SI < 1$	عدم مچاله شوندگی (NS)	۱
$1 < SI \leq 2$	مچاله شوندگی کم (LS)	۲
$2 < SI \leq 3$	مچاله شوندگی متوسط (FS)	۳
$3 < SI \leq 5$	مچاله شوندگی زیاد (HS)	۴
$5 < SI$	مچاله شوندگی بسیار زیاد (VHS)	۵

در شکل ۳، سه خط هشدار برای تعریف کرنش بحرانی معرفی شد. کرنش مشاهده شده با توجه به اینکه در چه محدوده ای قرار بگیرد، قابل تعریف است. به همین علت با توجه به محدوده ای که ساکورای بیان کرده بود، جدول ۳ را در تعریف محدوده مد نظر ساکورای بود، تنظیم شده است.

می باشد. اگر کرنش مشاهده شده، بین گراف فرمول های ۳ و ۴ باشد، توده سنگ تونل در حالت میچاله شونده کمی می باشد. اگر کرنش مشاهده شده، بین گراف فرمول های ۴ و ۵ باشد، توده سنگ تونل در حالت میچاله شونده کمی زیاد می باشد. اگر کرنش مشاهده شده، بالاتر از گراف فرمول ۵ باشد، توده سنگ تونل در حالت میچاله شونده خیلی زیاد می باشد.

سینگ و همکاران در تحقیقات سال ۲۰۰۷ روشی جدید برای تعیین کرنش بحرانی سنگ های درزه دار بیان کردند، اما با توجه به اینکه این روش، احتیاج به نتایج آزمایش های در محل به خصوص در زمان مراحل اولیه داشت، ممکن است شدنی نباشد. به همین علت با استفاده از روش طبقه بندی به عنوان یک ابزار قدرتمند در غیاب آزمایش های در محل مطالعات را به دو روش گسترش دادند. مدول الاستیسیته E_{ij} از یک عامل مشترک، GSI ، RMR و یا سیستم Q بدست آمد (Ramamurthy & Arora, 1994). سیستم Q بارتون از گسترده ترین طبقه بندی ها برای تونل ها و سازه های زیرزمینی به ویژه برای شرایط میچاله شونده زمین است، استفاده شد. یک مقدار تقریبی از کرنش بحرانی ممکن است از Q به دست آمده و شرح زیر داده شد (M. Singh, Singh, & Choudhari, 2007).

روش اول ارائه شده، با توجه به مطالعه سینگ و همکاران در سال ۱۹۹۷ است که بر اساس تجزیه و تحلیل معکوس از چند تونل، از رابطه زیر قدرت توده سنگ σ_{ci} را پیشنهاد کرده اند (Singh, Villadkar, Samadhiya, & Mehrotra, 1997).

$$\sigma_{cj} = 7\gamma Q^{1/3} \text{ MPa}, Q < 10, J_w = 1, \quad (6)$$

$$\sigma_{ci} < 100 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{cj} = 7\gamma Q^{1/3} \text{ MPa}$$

که در آن γ چگالی توده سنگ بر حسب gm/cc و σ_{cj} مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ بر حسب MPa در واقع طبقه بندی کیفیت توده سنگ است و J_w عامل کاهش آب درزه ها مورد استفاده در سیستم طبقه بندی توده سنگ Q است. کرنش بحرانی، بنابراین، از خواص سنگ دست نخورده و مقدار Q به دست آمده به شرح زیر (M. Singh, Singh, & Choudhari, 2007):

$$\frac{1}{\varepsilon_{cr}} = \frac{E_{ij}}{\sigma_{ci}} = \frac{E_i}{\sigma_{ci}} \left(\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_{ci}} \right)^{1.6} = E_i (\sigma_{cj})^{0.6} (\sigma_{ci})^{-1.6} \quad (7)$$

$$= E_i (7\gamma Q^{1/3})^{0.6} (\sigma_{ci})^{-1.6}$$

به هر حال از نظر مهندسی، کرنش بحرانی به جای کرنش شکست در این زمینه ارزیابی محافظه کارانه تر می باشد. زیرا مقدار کرنش بحرانی از نظر فیزیکی کمتر از کرنش شکست است. با توجه به تحقیقات کیم و کیم در سال ۲۰۰۹ که کرنش شکست را در بسیاری موارد ۲٫۵ برابر بالاتر از مقدار کرنش بحرانی است (Kim & Kim, 2009).

کرنش بحرانی

نمودار کرنش بحرانی توسط ساکورای بیان شد. اولین مطالعات ساکورای در سال ۱۹۸۱ بود، که با استفاده از مشخصات ذاتی توده سنگ، کرنش بحرانی را تعریف کرد. ساکورای کرنش بحرانی (ε_c) را اینگونه تعریف کرد (Sakurai, 1981):

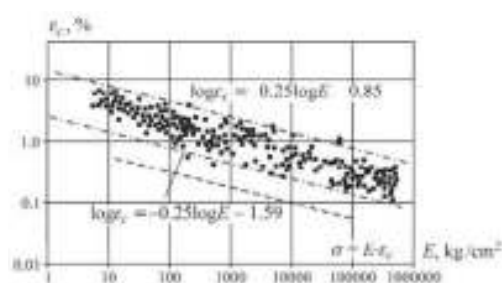
$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E} \quad (2)$$

که در آن σ_c مقاومت فشاری تک محوری توده سنگ است و E مدول یانگ توده سنگ است. برای به دست آوردن این دو پارامتر، سنگ ها و خاک های مختلف را در آزمایشگاه مورد آزمایش قرار دادند. ساکورای سپس در سال ۱۹۸۶ روش ارزیابی خود را با استفاده از مدول الاستیک و معادلات زیر توسعه داد.

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 0.85 \quad (3)$$

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.22 \quad (4)$$

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.59 \quad (5)$$



شکل ۴. تغییر شکل بحرانی در مدول الاستیک (Sakurai, 1986)

روابط ۳، ۴ و ۵ حدود تغییر شکل بحرانی در بالا، میانه و پایین نمودار را در شکل نشان می دهد. همانطور که در جدول ۳ توضیح داده شد، اگر کرنش مشاهده شده، بالاتر از گراف فرمول ۳ باشد، توده سنگ تونل در حالت بدون میچاله شونده

دسته‌بندی است. روش SVM در یک فضای برداری تعریف می‌شود و هدف مسئله، یافتن یک جداکننده است که به بهترین شکل بتواند داده‌های دو کلاس داده شده را از هم جدا کند. جداکننده مزبور، یک صفحه بزرگ با (۱۱) خواهد بود (Khan, Baharudin, Lee, & Khan, 2010):

$$Wx + b = 0 \quad (11)$$

بردارهای W و b با توجه به داده‌های آموزشی داده شده به سیستم، مقدار مناسب را اختیار می‌کنند. مجموعه داده آموزشی داده شده به سیستم در صورتی جدایی‌پذیر به صورت بهینه خواهد بود که بدون خطا تعیین کلاس شده و فاصله‌ی بین نزدیک‌ترین نمونه آموزشی به ابر صفحه حداکثر باشد. این مسئله معادل حل (۱۲) با محدودیت (۱۳) می‌باشد (Khan et al., 2010):

$$\min \frac{1}{2} \|W\|^2 + c \sum i \varepsilon_i \quad (12)$$

$$y_i(x_i w + b) \geq 1 - \varepsilon_i \quad \varepsilon_i \geq 0 \quad (13)$$

وقتی که داده‌ها، جدایی‌پذیر خطی نباشند، ورودی‌های اولیه به صورت غیر خطی به فضای با ابعاد بالاتر نگاشت می‌شوند. به این ترتیب در فضای جدید، داده‌ها با استفاده از تابع هسته می‌توانند با ابر صفحه مناسب، بدون افزایش پیچیدگی محاسبات و به صورت خطی از هم جدا شوند. در حقیقت، تابع هسته از شباهت بین داده‌ها در فضای اولیه برای یافتن شباهت بین بردارها در فضای با ابعاد بالاتر استفاده می‌کند. توابعی مانند تابع چندجمله‌ای، تابع RBF، تابع تانژانت هیپربولیک و یا توابع مناسب دیگر، می‌توانند انتخاب شوند. پارامتر C در (۱۲) که پارامتر هزینه نامیده می‌شود از پارامترهایی است که با تنظیم بهینه‌ی آن می‌توان دقت دسته‌بندی را بالا برد. در این پژوهش از کرنل RBF استفاده شد که مقدار پارامتر گاما (gamma) آن $3.0518125E-5$ و مقدار C این الگوریتم با آزمایشات مختلف برابر 1000000 تعیین شد.

۳-۲- داده‌های برنامه SVM

تمامی داده‌ها که از مقالات دنیا جمع آوری شده بود با تعریفی که از شرایط برای الگوریتم SVM شده است، به الگوریتم معرفی شد. شرایطی که برای الگوریتم تعریف شده

$$\varepsilon_{cr} = 31.1 \frac{\sigma_{ci}^{1.6}}{E_i \gamma^{0.6} Q^{0.2}} \quad (8)$$

روش دوم بر اساس مطالعات بارتن در سال ۲۰۰۲ است. بارتن فرمول زیر را برای مدول تغییر شکل بلند مدت در این زمینه پیشنهاد کرده است. با توجه به طبقه بندی سنگ به فرمول زیر رسید (Barton, 2002).

$$E_{ij} = 10 \left[\frac{Q \sigma_{ci}}{100} \right]^{1/3} \times 10^3 \text{ MPa} \quad (9)$$

و سینگ و همکاران با توجه به فرمول ۹، فرمول ۱۰ را بیان کردند:

$$\varepsilon_{cr} = 5.84 \frac{\sigma_{ci}^{0.88}}{E_i^{0.63} Q^{0.12}} \quad (10)$$

۳- SVM

۳-۱- الگوریتم SVM

SVM می‌تواند طبقه‌بندی و رگرسیون داده‌ها را انجام دهد. چهار نوع مشترک از توابع مرکزی وجود دارد که آنها در جدول ۴ ذکر شده‌اند. مزایای SVM عبارتند از: (۱) می‌توان آن را در تطبیق انواع توابع استفاده کرد؛ (۲) هوش خوبی دارد؛ (۳) SVM بر مبنای چارچوب نظری-Chervonenkis Vapnik دارای مبانی نظری جامع است. SVM شامل سه لایه است: یک لایه ورودی، یک لایه پنهان و یک لایه خروجی. چارت SVM در شکل ۵ ارائه شده است. جزئیات بیشتر SVM می‌تواند به Chang و Lin اشاره کند (Chang & LIBSVM, 2001).

جدول ۴. توابع هسته SVM (Chang & LIBSVM, 2001)

نام	معادله
توابع هسته‌ای خطی	$K(x, x_i) = x^T x_i$
توابع هسته‌ای چند جمله‌ای	$K(x, x_i) = (\gamma x^T x_i + \gamma)^p, \gamma > 0$
توابع هسته‌ای پایه شعاعی	$K(x, x_i) = \exp(-\gamma \ x - x_i\ ^2), \gamma > 0$
توابع هسته‌ای دو پرسپترون	$K(x, x_i) = \tanh(\gamma x^T x_i + \gamma)$

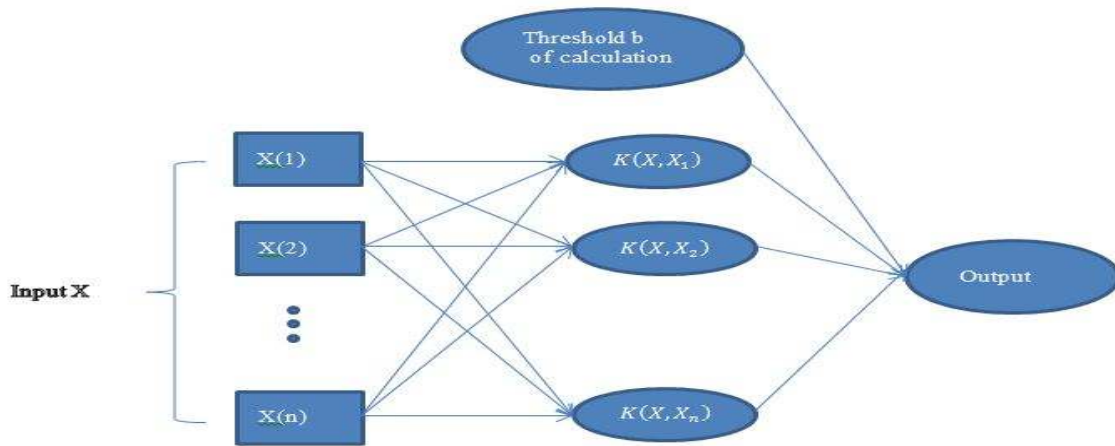
دسته‌بندی SVM تلاش می‌کند تا فضای داده‌ای را با استفاده از طرح خطی یا غیر خطی بین کلاس‌های مختلف، بخش‌بندی کند. در چنین دسته‌بندی‌هایی مهم تعیین کردن مرزهای بهینه بین دسته‌های مختلف و استفاده از آنها به منظور

مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ σ_{ci} (MPa) امکان پایداری تونل افزایش می‌یابد. بدین ترتیب که ۲۶ داده که در شرایط ناپایدار می‌باشد، مقدار میانگین مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ ۴۷,۷۳ می‌باشد. پس از آن ۱۶ داده که در شرایط نیمه پایدار می‌باشد، مقدار میانگین مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ ۵۷,۶۶ می‌باشد. در پایان ۴۱ داده که در شرایط پایدار می‌باشد با مقدار میانگین مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ ۷۳,۸۹ می‌باشد. همچنین با توجه به رده بنده مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ در سیستم طبقه‌بندی توده سنگ RMR، مقدار میانگین مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ داده‌ها در شرایط ناپایدار در رده توده سنگ متوسط قرار می‌گیرد و مقدار میانگین مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ داده‌ها در شرایط نیمه پایدار و پایدار در رده توده سنگ قوی قرار می‌گیرد.

است، شامل حالت پایدار، نیمه پایدار و ناپایدار براساس شرایط تونل که از سه روش ساکورای (۱۹۸۶) و سینگ (۲۰۰۷) به دست آمده است و در بعضی مواقع از آنها میانگین‌گیری شده است، در جدول ۵ بیان شده است. با توجه به شرایط، خروجی‌هایی که در ادامه توضیح داده خواهد شد امکان اینکه بتوان داده‌های جدیدی را با درصد قابلیت اطمینان بالا شناسایی کرد امکان‌پذیر شد. طبق تعریفی که برای ماشین یادگیری شده است، حالت پایدار را به رنگ آبی، حالت میانه را به رنگ سبز و حالت ناپایدار را به رنگ قرمز نشان می‌دهد. همچنین برای بیان نتایج مقدار میانگینی از هر کدام از پارامترها در شرایط ناپایدار، نیمه پایدار و پایدار بیان می‌شود.

۳-۳- نتایج برنامه SVM

همانطور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، با افزایش مقدار



شکل ۵. ساختار SVM (Chang & LIBSVM, 2001)

در شکل ۷ مشاهده می‌شود، با کاهش مقدار مدول الاستیسیته توده سنگ E_{ci} (GPa) امکان پایداری تونل افزایش می‌یابد. بدین ترتیب که ۲۶ داده که در شرایط ناپایدار می‌باشد، مقدار میانگین مدول الاستیسیته توده سنگ ۲۹,۳۴ می‌باشد. پس از آن ۱۶ داده که در شرایط نیمه پایدار می‌باشد، مقدار میانگین مدول الاستیسیته توده سنگ ۴۴,۹ می‌باشد. در پایان ۴۱ داده که در شرایط پایدار می‌باشد. با مقدار میانگین مدول الاستیسیته توده سنگ ۱۹,۴۴ می‌باشد.



شکل ۶. نتیجه گیری الگوریتم SVM از σ_{ci} با توجه به شرایط تونل

جدول ۱. داده های ورودی به برنامه SVM

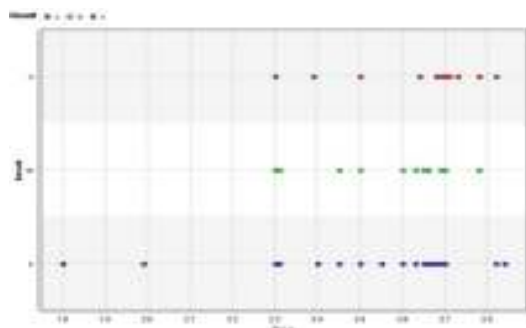
رفتار تعریف شده در برنامه SVM	بارتن			سینگ			ساکورای			کرنش مشاهده شده	Q	γ (gm/cc)	E_f (GPa)	σ_{cl} (MPa)	مرجع	ردیف	
	رفتار	SI	ϵ_{cr}	رفتار	SI	ϵ_{cr}	رفتار	تراز هشدار بالا	تراز هشدار متوسط								تراز هشدار پایین
STABLE	NS	۰,۰۸	۰,۳	NS	۰,۰۷	۰,۶۳	NS	۰,۵۹	۰,۲۵	۰,۱۱	۰,۰۳	۱,۸۸	۲,۶۶	۳۱,۴۲	۶۲,۳	(Basarir, Ozsan et al. 2005)	۱
STABLE	NS	۰,۰۸	۰,۴۱	NS	۰,۰۶	۰,۸۵	NS	۰,۶۲	۰,۲۶	۰,۱۱	۰,۰۳	۰,۴۵	۲,۷	۲۷,۲	۶۴,۷	(Basarir, Ozsan et al. 2005)	۲
STABLE	NS	۰,۶۱	۰,۲۸	NS	۰,۶	۰,۲۹	LS	۰,۶۴	۰,۲۷	۰,۱۲	۰,۱۷	۰,۱۲	۲,۷	۲۳,۵	۳۲,۳	(Basarir, Ozsan et al. 2005)	۳
STABLE	NS	۰,۲۷	۰,۵۸	NS	۰,۱۶	۰,۹۷	NS	۰,۹۴	۰,۴	۰,۱۷	۰,۱۶	۱,۷۵	۲,۴	۵	۳۵	(Saeed and Maarefvand 2014)	۴
MIDDLE	LS	۱	۰,۵۲	NS	۰,۶۵	۰,۸	HS	۰,۹۱	۰,۳۹	۰,۱۷	۰,۵۲	۲,۲۵	۲,۴	۵,۷۵	۳۵	(Saeed and Maarefvand 2014)	۵
MIDDLE	LS	۱,۸۷	۰,۳۴	LS	۱,۷۵	۰,۳۷	HS	۰,۹۴	۰,۴	۰,۱۷	۰,۶۴	۲,۵	۲,۴۵	۵	۲۰	(Saeed and Maarefvand 2014)	۶
STABLE	NS	۰,۲۲	۰,۶۷	NS	۰,۱۳	۱,۲	NS	۰,۹۹	۰,۴۲	۰,۱۸	۰,۱۵	۱,۷۵	۲,۴۵	۴	۳۵	(Saeed and Maarefvand 2014)	۷
STABLE	NS	۰,۲۶	۰,۶۲	NS	۰,۱۲	۱,۳	LS	۰,۶۵	۰,۲۸	۰,۱۲	۰,۱۶	۴,۵	۲,۵۵	۲۲,۵	۱۲۵	(Saeed and Maarefvand 2014)	۸
STABLE	NS	۰,۳	۱,۱	NS	۰,۱۱	۳,۰۲	LS	۰,۹	۰,۳۸	۰,۱۶	۰,۳۳	۱,۵	۲,۵۵	۶	۸۰	(Saeed and Maarefvand 2014)	۹
STABLE	NS	۰,۳	۱,۳۴	NS	۰,۰۹	۴,۳۲	LS	۰,۹۴	۰,۴	۰,۱۷	۰,۴	۰,۷۵	۲,۴	۵	۸۰	(Saeed and Maarefvand 2014)	۱۰
MIDDLE	LS	۱,۵۴	۰,۲۵	LS	۱,۵۴	۰,۲۴	HS	۰,۸۱	۰,۳۵	۰,۱۵	۰,۳۷	۱,۳	۲,۳	۹	۲۰	(Agan 2016)	۱۱
STABLE	NS	۰,۱۶	۰,۲۵	NS	۰,۱۷	۰,۲۴	NS	۰,۸۱	۰,۳۵	۰,۱۵	۰,۰۴	۱,۳	۲,۳	۹	۲۰	(Agan 2016)	۱۲
MIDDLE	LS	۱,۵۴	۰,۲۵	LS	۱,۵۴	۰,۲۴	HS	۰,۸۱	۰,۳۵	۰,۱۵	۰,۳۷	۱,۳	۲,۳	۹	۲۰	(Agan 2016)	۱۳
STABLE	NS	۰,۰۹	۰,۲۳	NS	۰,۱۲	۰,۱۶	NS	۱,۰۵	۰,۴۵	۰,۱۹	۰,۰۲	۱,۱	۲,۳۱	۳,۲	۸,۱	(Agan 2016)	۱۴
MIDDLE	LS	۱,۶۴	۰,۲۳	FS	۲,۲۶	۰,۱۶	LS	۱,۰۵	۰,۴۵	۰,۱۹	۰,۳۷	۱,۱	۲,۳۱	۳,۲	۸,۱	(Agan 2016)	۱۵
STABLE	NS	۰,۱۶	۰,۹۷	NS	۰,۰۶	۲,۸۱	LS	۰,۶۶	۰,۲۸	۰,۱۲	۰,۱۶	۱۵	۲,۸۴	۲۰	۲۲۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۱۶
STABLE	NS	۰,۳۶	۰,۵	NS	۰,۱۹	۰,۹۴	LS	۰,۶	۰,۲۶	۰,۱۱	۰,۱۸	۶,۲	۲,۵	۳۰	۱۲۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۱۷
STABLE	NS	۰,۵۳	۱,۸۵	NS	۰,۱۴	۶,۸	HS	۱,۱۱	۰,۴۷	۰,۲	۰,۹۸	۰,۹۶	۲,۶	۲,۶	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۱۸
STABLE	NS	۰,۵۹	۲,۲۱	NS	۰,۱۴	۹,۱۳	VHS	۱,۱۱	۰,۴۷	۰,۲	۱,۳	۰,۲۲	۲,۶	۲,۶	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۱۹

STABLE	NS	۰,۴۸	۱,۸۵	NS	۰,۱۳	۶,۸	HS	۱,۱۱	۰,۴۷	۰,۲	۰,۸۹	۰,۹۶	۲,۶	۲,۶	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۲۰
STABLE	NS	۰,۳۸	۰,۵۶	NS	۰,۲۱	۱	LS	۰,۷۵	۰,۳۲	۰,۱۴	۰,۲۱	۵,۳	۲,۶	۱۲,۵	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۲۱
STABLE	NS	۰,۷	۲,۲۱	NS	۰,۱۷	۹,۱۳	VHS	۱,۱۱	۰,۴۷	۰,۲	۱,۵۴	۰,۲۲	۲,۶	۲,۶	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۲۲
STABLE	NS	۰,۴۱	۰,۵۶	NS	۰,۲۳	۱	LS	۰,۷۵	۰,۳۲	۰,۱۴	۰,۲۳	۵,۳	۲,۶	۱۲,۵	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۲۳
STABLE	NS	۰,۷	۲,۲۱	NS	۰,۱۷	۹,۱۳	VHS	۱,۱۱	۰,۴۷	۰,۲	۱,۵۴	۰,۲۲	۲,۶	۲,۶	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۲۴
STABLE	NS	۰,۴۴	۰,۵۶	NS	۰,۲۴	۱	LS	۰,۷۵	۰,۳۲	۰,۱۴	۰,۲۴	۵,۳	۲,۶	۱۲,۵	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۲۵
STABLE	NS	۰,۷۶	۲,۲۱	NS	۰,۱۸	۹,۱۳	VHS	۱,۱۱	۰,۴۷	۰,۲	۱,۶۸	۰,۲۲	۲,۶	۲,۶	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۲۶
STABLE	NS	۰,۴۴	۰,۵۶	NS	۰,۲۴	۱	LS	۰,۷۵	۰,۳۲	۰,۱۴	۰,۲۴	۵,۳	۲,۶	۱۲,۵	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۲۷
STABLE	NS	۰,۷۶	۲,۲۱	NS	۰,۱۸	۹,۱۳	VHS	۱,۱۱	۰,۴۷	۰,۲	۱,۶۸	۰,۲۲	۲,۶	۲,۶	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۲۸
STABLE	NS	۰,۵	۰,۵۶	NS	۰,۲۸	۱	LS	۰,۷۵	۰,۳۲	۰,۱۴	۰,۲۸	۵,۳	۲,۶	۱۲,۵	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۲۹
STABLE	NS	۰,۹۴	۰,۵۵	NS	۰,۵۴	۰,۹۶	HS	۰,۷۵	۰,۳۲	۰,۱۴	۰,۵۲	۶,۲۵	۲,۶۵	۱۲,۵	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۳۰
STABLE	NS	۰,۲۵	۰,۵۹	NS	۰,۱۲	۱,۲	LS	۰,۶۶	۰,۲۸	۰,۱۲	۰,۱۵	۵۰	۲,۶۷	۲۰	۱۵۰	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۳۱
STABLE	NS	۰,۲۹	۱,۴۳	NS	۰,۰۹	۴,۶۴	LS	۱,۱۲	۰,۴۸	۰,۲	۰,۴۱	۱۰	۲,۴	۲,۵	۷۵	(Khanlari and Mokhtari 2012)	۳۲
STABLE	NS	۰,۱۲	۰,۶۳	NS	۰,۰۷	۱,۱۲	NS	۰,۷۹	۰,۳۴	۰,۱۴	۰,۰۸	۱,۲۵	۲,۸۲	۱۰	۶۰	(Basnet 2013)	۳۳
UNSTABLE	HS	۴,۴۲	۱,۰۴	LS	۱,۷۹	۲,۵۶	VHS	۰,۷۹	۰,۳۴	۰,۱۴	۴,۵۸	۰,۰۲	۲,۸۲	۱۰	۶۰	(Basnet 2013)	۳۴
UNSTABLE	VHS	۲۳,۳۴	۱,۰۹	VHS	۹,۷۱	۲,۷۹	VHS	۰,۷۹	۰,۳۴	۰,۱۴	۲۵,۵۴	۰,۰۱	۲,۸۲	۱۰	۶۰	(Basnet 2013)	۳۵
UNSTABLE	VHS	۱۶,۲۳	۰,۷۷	VHS	۸,۴۱	۱,۴۹	VHS	۰,۷۹	۰,۳۴	۰,۱۴	۱۲,۵	۰,۰۱	۲,۷۸	۱۰	۳۹	(Basnet 2013)	۳۶
UNSTABLE	HS	۴,۹۳	۰,۷۷	FS	۲,۵۶	۱,۴۹	VHS	۰,۷۹	۰,۳۴	۰,۱۴	۳,۸	۰,۰۱	۲,۷۸	۱۰	۳۹	(Basnet 2013)	۳۷
UNSTABLE	VHS	۴۶,۳۴	۰,۷۹	VHS	۲۳,۶۴	۱,۵۵	VHS	۰,۷۹	۰,۳۴	۰,۱۴	۳۶,۷۳	۰,۰۱	۲,۷۸	۱۰	۳۹	(Basnet 2013)	۳۸
UNSTABLE	VHS	۳۸,۱۷	۰,۷۹	VHS	۱۹,۴۳	۱,۵۵	VHS	۰,۷۹	۰,۳۴	۰,۱۴	۳۰,۱۹	۰,۰۱	۲,۷۸	۱۰	۳۹	(Basnet 2013)	۳۹
UNSTABLE	VHS	۲۳,۷۶	۰,۷۷	VHS	۱۲,۳۱	۱,۴۹	VHS	۰,۷۹	۰,۳۴	۰,۱۴	۱۸,۳	۰,۰۱	۲,۷۸	۱۰	۳۹	(Basnet 2013)	۴۰
UNSTABLE	VHS	۱۴,۲۳	۰,۷۷	VHS	۷,۳۸	۱,۴۹	VHS	۰,۷۹	۰,۳۴	۰,۱۴	۱۰,۹۶	۰,۰۱	۲,۷۸	۱۰	۳۹	(Basnet 2013)	۴۱
UNSTABLE	VHS	۱۳,۳۶	۰,۷۳	VHS	۷,۱۵	۱,۳۷	VHS	۰,۷۹	۰,۳۴	۰,۱۴	۹,۸	۰,۰۲	۲,۷۸	۱۰	۳۹	(Basnet 2013)	۴۲
MIDDLE	LS	۱,۶۴	۰,۷۳	NS	۰,۸۸	۱,۳۷	VHS	۰,۷۹	۰,۳۴	۰,۱۴	۱,۲	۰,۰۲	۲,۷۸	۱۰	۳۹	(Basnet 2013)	۴۳
STABLE	NS	۰,۱۷	۰,۳۶	NS	۰,۱۱	۰,۵۴	NS	۰,۵۶	۰,۲۴	۰,۱	۰,۰۶	۳,۶	۲,۵	۳۹	۹۷,۵	(Jethwa, Dube et al. 1982)	۴۴

STABLE	NS	0,11	0,47	NS	0,07	0,77	NS	0,70	0,28	0,12	0,00	4,81	2,0	21,7	87,40	(Jethwa, Dube et al. 1982)	40
STABLE	NS	0,72	0,00	NS	0,38	1,07	HS	0,70	0,28	0,12	0,4	0,99	2,0	21,7	87,40	(Jethwa, Dube et al. 1982)	47
UNSTABLE	VHS	7,42	0,44	VHS	0,03	0,06	VHS	0,78	0,33	0,14	2,8	0,00	2,73	10,8	37,9	(Jethwa, Dube et al. 1982)	47
UNSTABLE	VHS	14,00	0,41	VHS	11,84	0,01	VHS	0,78	0,33	0,14	7	0,08	2,73	10,8	37,9	(Jethwa, Dube et al. 1982)	48
UNSTABLE	VHS	11,83	0,38	VHS	13,7	0,33	VHS	1,26	0,04	0,23	4,0	0,02	2,74	1,00	0,07	(Jethwa, Dube et al. 1982)	49
UNSTABLE	VHS	40,00	0,17	VHS	73,87	0,12	VHS	0,77	0,28	0,12	7,7	0,01	2,0	20	19,0	(Jethwa, Dube et al. 1982)	50
UNSTABLE	VHS	9,13	1,37	FS	2,77	4,77	VHS	0,87	0,37	0,17	12,4	0,2	2,3	7,88	80,0	(Jethwa, Dube et al. 1982)	51
UNSTABLE	VHS	14,38	0,49	VHS	10,4	0,77	VHS	0,78	0,33	0,14	7	0,02	2,7	10,8	37,9	(Jethwa, Dube et al. 1982)	52
UNSTABLE	VHS	17,27	0,47	VHS	9,83	0,8	VHS	0,07	0,24	0,1	7,9	0,0	2,0	39	97,0	(Sharma, Sudhindra et al. 1987)	53
STABLE	NS	0,33	1,10	NS	0,12	3,20	HS	0,87	0,37	0,17	0,38	0,8	2,70	7,88	80,0	(Singh, Jethwa et al. 1992)	54
STABLE	NS	0,93	0,40	NS	0,00	0,77	HS	0,04	0,23	0,1	0,42	0,4	2,7	47,19	100,0	(Singh, Jethwa et al. 1992)	50
MIDDLE	LS	1,77	0,40	NS	0,97	0,77	VHS	0,04	0,23	0,1	0,70	0,4	2,7	47,19	100,0	(Singh, Jethwa et al. 1992)	57
STABLE	NS	0,78	0,23	NS	0,93	0,19	LS	0,79	0,34	0,14	0,18	10	2,77	10,8	37,9	(Singh, Jethwa et al. 1992)	57
STABLE	NS	0,37	0,22	NS	0,44	0,18	NS	0,78	0,33	0,14	0,08	10	2,77	10,8	37,9	(Singh, Jethwa et al. 1992)	58
MIDDLE	LS	1,47	0,71	NS	0,74	1,42	VHS	0,74	0,32	0,13	1,00	0,07	2,77	13	00	(Dalgıç 2002)	59
UNSTABLE	HS	3,12	0,34	FS	2,82	0,37	VHS	0,77	0,32	0,14	1,00	0,71	2,79	12	31	(Dalgıç 2002)	60
UNSTABLE	VHS	23,10	0,04	VHS	92	0,01	VHS	0,72	0,27	0,11	0,92	0,9	2,79	27,7	0	(Koçkar and Akgün 2003)	71
UNSTABLE	VHS	8,90	0,3	VHS	7,87	0,34	VHS	0,72	0,27	0,11	2,7	0,9	2,71	27,7	0	(Koçkar and Akgün 2003)	72
STABLE	NS	0,71	0,37	NS	0,00	0,47	LS	0,82	0,30	0,10	0,27	0	1,8	8,7	12	(Özsan and Başarır 2003)	73
STABLE	NS	0,89	0,29	NS	0,79	0,33	LS	0,77	0,32	0,14	0,27	0,11	1,99	11,7	19,9	(Özsan and Başarır 2003)	74
UNSTABLE	FS	2,09	0,12	HS	3,32	0,08	HS	0,00	0,24	0,1	0,27	0,07	2,39	41,9	23,7	(Özsan and Başarır 2003)	70
UNSTABLE	VHS	7,42	0,18	VHS	8,00	0,17	VHS	0,47	0,2	0,08	1,37	1,02	2,78	87,2	72	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	77
UNSTABLE	VHS	7,37	0,18	VHS	7,99	0,17	VHS	0,47	0,2	0,08	1,37	1,02	2,78	87,2	72	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	77
STABLE	NS	0,43	0,18	NS	0,47	0,17	NS	0,47	0,2	0,08	0,08	1,02	2,78	87,2	72	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	78
UNSTABLE	HS	4,09	0,21	HS	4,02	0,21	VHS	0,49	0,21	0,09	0,97	11	2,79	77	90	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	79

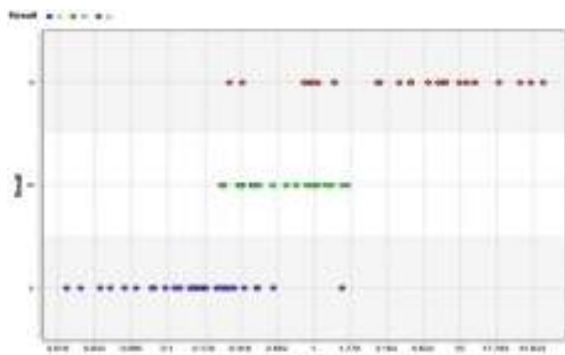
UNSTABLE	HS	٤,٠٦	٠,٢١	HS	٤	٠,٢١	VHS	٠,٤٩	٠,٢١	٠,٠٩	٠,٨٥	١١	٢,٦٩	٦٧	٩٠	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٧٠
STABLE	NS	٠,٥٧	٠,٢١	NS	٠,٥٦	٠,٢١	LS	٠,٤٩	٠,٢١	٠,٠٩	٠,١٢	١١	٢,٦٩	٦٧	٩٠	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٧١
UNSTABLE	FS	٢,٣٣	٠,١٤	HS	٣,١٦	٠,١	HS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,٣٢	١١,٥	٢,٦٩	٧٨,٧	٦٣	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٧٢
UNSTABLE	FS	٢,١٨	٠,١٤	FS	٢,٩٦	٠,١	HS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,٣	١١,٥	٢,٦٩	٧٨,٧	٦٣	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٧٣
MIDDLE	NS	٠,٨	٠,١٤	LS	١,٠٩	٠,١	LS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,١١	١١,٥	٢,٦٩	٧٨,٧	٦٣	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٧٤
MIDDLE	LS	١,٣٧	٠,١٨	LS	١,٥١	٠,١٦	HS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,٢٤	١٠,٨	٢,٦٥	٧٦,٨	٨١	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٧٥
MIDDLE	LS	١,٣١	٠,١٨	LS	١,٤٥	٠,١٦	HS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,٣٣	١٠,٨	٢,٦٥	٧٦,٨	٨١	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٧٦
STABLE	NS	٠,٥٤	٠,١٨	NS	٠,٦	٠,١٦	LS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,١	١٠,٨	٢,٦٥	٧٦,٨	٨١	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٧٧
MIDDLE	LS	١,٩٩	٠,١٦	FS	٢,٣٤	٠,١٤	HS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,٣٢	١٢,٣	٢,٦٣	٧٧	٧٥	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٧٨
MIDDLE	LS	١,٩٢	٠,١٦	FS	٢,٢٦	٠,١٤	HS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,٣١	١٢,٣	٢,٦٣	٧٧	٧٥	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٧٩
MIDDLE	NS	٠,٨٧	٠,١٦	LS	١,٠٢	٠,١٤	LS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,١٤	١٢,٣	٢,٦٣	٧٧	٧٥	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٨٠
MIDDLE	LS	١,٣	٠,١٨	LS	١,٣٨	٠,١٧	HS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,٢٤	٩,٩٩	٢,٦٣	٧٧	٨٥	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٨١
MIDDLE	LS	١,٣	٠,١٨	LS	١,٣٨	٠,١٧	HS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,٢٤	٩,٩٩	٢,٦٣	٧٧	٨٥	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٨٢
STABLE	NS	٠,٦	٠,١٨	NS	٠,٦٣	٠,١٧	LS	٠,٤٧	٠,٢	٠,٠٩	٠,١١	٩,٩٩	٢,٦٣	٧٧	٨٥	(Sari and Pasamehmetoglu 2004)	٨٣

وزن مخصوص توده سنگ ۲,۵۶ می‌باشد. در پایان ۴۱ داده که در شرایط پایدار می‌باشد با مقدار میانگین وزن مخصوص توده سنگ ۲,۵۵ می‌باشد. البته مقدار کاهش وزن مخصوص توده سنگ که سبب پایداری تونل می‌شود، به حدی کم می‌باشد، که می‌توان از آن صرف نظر کرد.

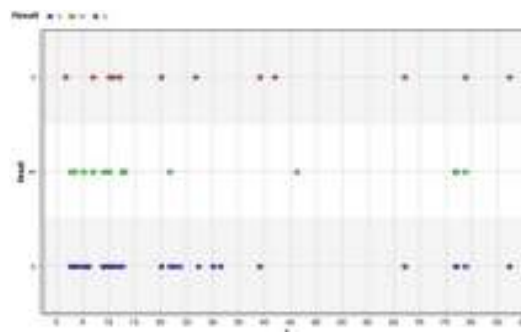


شکل ۹. نتیجه گیری الگوریتم SVM از γ با توجه به شرایط تونل

در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، با کاهش مقدار کرنش مشاهده شده در تونل امکان پایداری تونل افزایش می‌یابد. بدین ترتیب که ۲۶ داده که در شرایط ناپایدار می‌باشد، مقدار میانگین کرنش مشاهده شده در تونل ۸,۱ می‌باشد. پس از آن ۱۶ داده که در شرایط نیمه پایدار می‌باشد، مقدار میانگین کرنش مشاهده شده در تونل ۰,۴۴ می‌باشد. در پایان ۴۱ داده که در شرایط پایدار می‌باشد با مقدار میانگین کرنش مشاهده شده در تونل ۰,۴ می‌باشد. البته مقدار کاهش وزن مخصوص توده سنگ که سبب پایداری تونل می‌شود، به حدی کم می‌باشد، که می‌توان از آن صرف نظر کرد.



شکل ۱۰. نتیجه گیری الگوریتم SVM از کرنش مشاهده شده با توجه به شرایط تونل



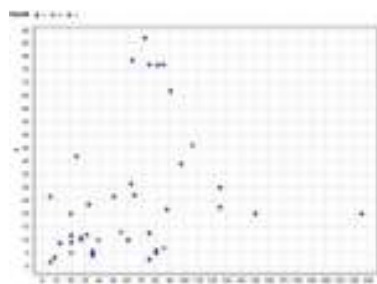
شکل ۷. نتیجه گیری الگوریتم SVM از E_{ci} با توجه به شرایط تونل

در شکل ۸ مشاهده می‌شود، با افزایش مقدار رده بندی توده سنگ Q امکان پایداری تونل افزایش می‌یابد. بدین ترتیب که ۲۶ داده که در شرایط ناپایدار می‌باشد، مقدار میانگین رده بندی توده سنگ ۲,۰۲ می‌باشد. پس از آن ۱۶ داده که در شرایط نیمه پایدار می‌باشد، مقدار میانگین رده بندی توده سنگ ۶,۱۸ می‌باشد. در پایان ۴۱ داده که در شرایط پایدار می‌باشد با مقدار میانگین رده بندی توده سنگ ۵,۰۶ می‌باشد. همچنین با توجه به رده بندی توده سنگ Q، مقدار میانگین داده‌ها در شرایط ناپایدار، در رده توده سنگ ضعیف می‌باشد و همچنین مقدار میانگین داده‌ها در شرایط نیمه پایدار و پایدار، در رده توده سنگ نسبتاً خوب می‌باشد.

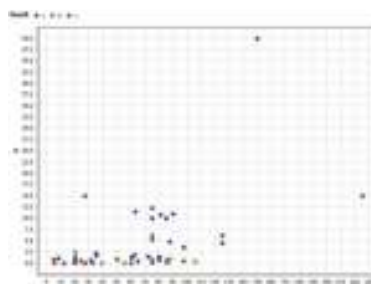


شکل ۸. نتیجه گیری الگوریتم SVM از Q با توجه به شرایط تونل

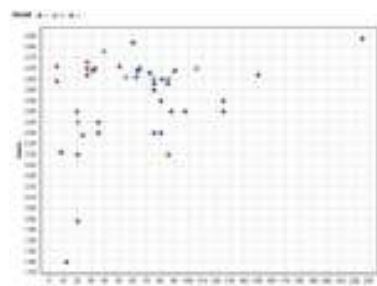
در شکل ۹ مشاهده می‌شود، با کاهش مقدار وزن مخصوص توده سنگ γ ($\frac{gm}{cc}$) امکان پایداری تونل افزایش می‌یابد. بدین ترتیب که ۲۶ داده که در شرایط ناپایدار می‌باشد، مقدار میانگین وزن مخصوص توده سنگ ۲,۶۸ می‌باشد. پس از آن ۱۶ داده که در شرایط نیمه پایدار می‌باشد، مقدار میانگین



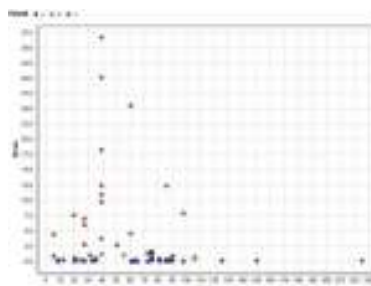
الف- مقایسه E با σ_{ci}



ب- مقایسه Q با σ_{ci}



ج- مقایسه γ با σ_{ci}



د- مقایسه σ_{ci} با کرنش مشاهده شده

شکل ۱۱. مقایسه σ_c با پارامترهای تاثیر گذار در کرنش بحرانی

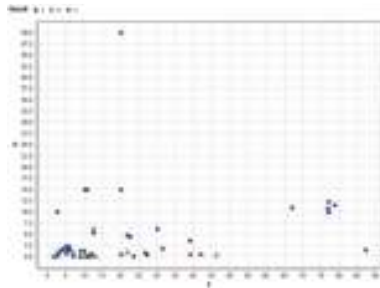
در بازه ۰ الی ۲٫۵ می باشد و با افزایش E به بیش از ۵۰، Q هم افزایش پیدا می کند. در شکل ۱۲- ب همانند شکل ۱۱- ج رابطه مشخصی بین E و γ وجود ندارد. همانطور که در شکل ۱۲- ج مشاهده می فرمایید کرنش مشاهده شده در بازه $0 < E < 15$ افزایش می یابد، اما با افزایش E به بیش از ۱۵، کرنش مشاهده شده در بازه ۰ الی ۲٫۵ می باشد.

در شکل ۱۳- الف مشاهده می فرمایید که، با افزایش γ باعث افزایش Q می شود. بدین معنی که وقتی γ توده سنگ از ۲٫۳ به سمت ۲٫۸ افزایش پیدا می کند، در مقدار های پایین γ بازه اعداد Q بین ۰ الی ۲٫۵ می باشد. اما هر چه γ افزایش پیدا کرد، Q در بازه ۰ الی ۱۲٫۵ مشاهده می شود. در شکل ۱۳- ب تاثیر γ بر کرنش مشاهده شده مشهود است. به خصوص که γ در بازه ۲٫۷ الی ۲٫۸ باعث می شود که کرنش مشاهده شده، بسیار افزایش پیدا کند.

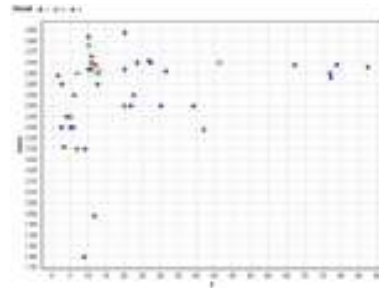
در شکل ۱۴ مشخص است که، با افزایش Q ، کرنش مشاهده شده کاهش می یابد و مخصوصاً از $Q > 1$ باعث می شود، کرنش مشاهده شده در بازه ۰ الی ۲٫۵ باشد. بدین معنا که با افزایش Q که به معنای قدرت توده سنگ می باشد، در کرنش مشاهده شده کوچک مشهود است.

افزایش σ_{ci} ، E هم دچار افزایش می شود البته این افزایش در بازه $50 < \sigma_{ci} < 90$ بسیار گسترده است، به طوری که مقدار E از ۲ تا ۹۰ مشاهده می شود. همچنین با افزایش σ_{ci} به بیش از ۹۰، E در بازه ۲۰ الی ۳۰ مشاهده می شود. همچنین σ_{ci} بالاتر از ۶۰ در شرایط پایدار و E بالاتر از ۴۵ هم در شرایط پایدار می باشد. در شکل ۱۱- ب در بازه $0 < \sigma_{ci} < 60$ ، Q در بازه ۰ الی ۲٫۵ قرار دارد و با افزایش σ_{ci} به بیش از ۶۰، Q هم افزایش پیدا می کند. همچنین در بازه $0 < Q < 2.5$ تونل در هر سه شرایط وجود دارد، اما با افزایش Q به بیش از ۲٫۵ تونل کاملاً در شرایط پایدار می باشد. در شکل ۱۱- ج رابطه مشخصی بین σ_{ci} و γ وجود ندارد و همانطور که مشخص است، در هر بازه σ_{ci} هر مقداری از γ مشاهده می شود. همچنین مقدار مشخصی برای اینکه بیان شود تونل در حالت پایدار است، موجود نیست. چون در همه مقدار های γ تونل در هر سه حالت دیده می شود. در شکل ۱۱- د در بازه $0 < \sigma_{ci} < 100$ هر مقداری از کرنش مشاهده شده، دیده می شود اما با افزایش σ_{ci} به بیش از ۱۰۰ کرنش مشاهده شده به مقدار کمتر از ۲٫۵ می رسد همچنین کرنش های مشاهده شده بیشتر از ۲٫۵، کاملاً ناپایدار است.

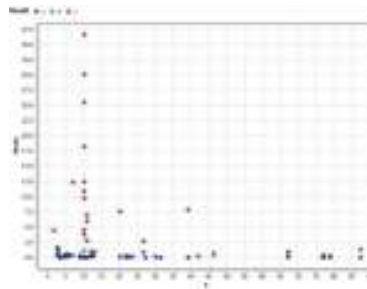
در شکل ۱۲- الف مشاهده می شود که، تا $E < 50$ ، Q



الف- مقایسه E با Q

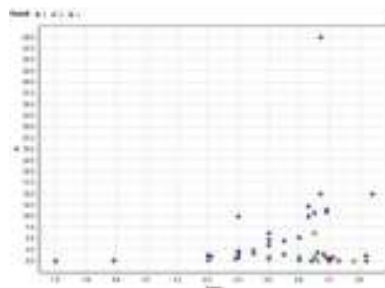


ب- مقایسه E با γ

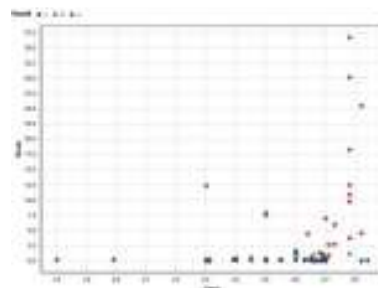


ج- مقایسه E با کرنش مشاهده شده

شکل ۱۲. مقایسه E با پارامترهای تاثیر گذار در کرنش بحرانی

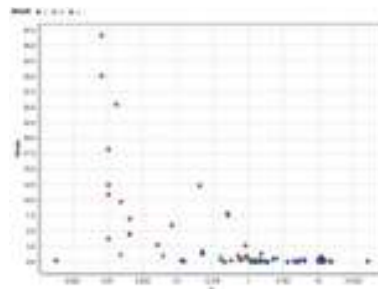


الف- مقایسه γ با Q



ب- مقایسه γ با کرنش مشاهده شده

شکل ۱۳. مقایسه γ با پارامترهای تاثیر گذار در کرنش بحرانی



شکل ۱۴. مقایسه Q با کرنش مشاهده شده

۵- نتیجه گیری

با توجه به مطالعه صورت گرفته، نتایج زیر استنباط می شود:
- مقدار σ_{ci} در شرایط تونل تاثیر گذار است، چون با افزایش مقدار σ_{ci} تونل در شرایط پایدار و با کاهش σ_{ci} تونل در شرایط ناپایدار است.

- مقدار Q هم تاثیر گذار است، چون اکثریت داده ها با افزایش Q پایدار و با کاهش مقدار Q ناپایدار هستند ولی مقدار کمی وجود دارند، که از این قاعده پیروی نمی کنند.

- مقدار E_{ci} تاثیر گذار است، چون با مقدارهای مختلف این پارامتر، شرایط تونل متفاوت است، ولی تا حدی افزایش E_{ci} باعث حرکت تونل به سمت نیمه پایداری و پایداری می شود.
- مقدار γ کم تاثیرترین پارامتر می باشد، به این علت که هر مقداری از γ می تواند شرایط مختلفی برای تونل داشته باشد ولی تا حدودی افزایش γ باعث ناپایداری تونل می شود.
- با افزایش کرنش های مشاهده شده، تونل در شرایط ناپایدار قرار می گیرد.

- پارامترهای σ_{ci} و E رابطه مستقیم با هم دارند. بدین معنی که با افزایش مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ، مدول الاستیسیته توده سنگ هم افزایش پیدا کرده و هر دو پارامتر در جهت تقویت پایداری توده سنگ تونل حرکت می کند و با پایداری تونل رابطه مستقیم دارند.

- پارامترهای σ_{ci} و Q با یک استثنایی با هم رابطه مستقیم دارند. محدودیت این دو پارامتر در بازه $0 < \sigma_{ci} < 60$ می باشد که پارامتر Q در این بازه رابطه مشخصی با σ_{ci} ندارد اما با افزایش σ_{ci} به بیش از ۶۰، باعث می شود که Q هم رابطه مستقیمی با σ_{ci} داشته باشد بدین معنی که با افزایش مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ بیشتر از ۶۰ مگا پاسکال، کیفیت توده سنگ هم افزایش پیدا کرده و هر دو در جهت تقویت پایداری توده سنگ حرکت می کند و با پایداری تونل رابطه مستقیم دارند.

- پارامترهای σ_{ci} و γ هیچ رابطه مشخصی با هم ندارند. بدین معنی که مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ، تاثیری

در وزن مخصوص توده سنگ ندارد و با افزایش یا کاهش یک پارامتر، پارامتر دیگر کاهش یا افزایش پیدا نمی کند.

- پارامترهای σ_{ci} و کرنش مشاهده شده با یک استثنا رابطه غیر مستقیم با هم دارند. استثنای این دو پارامتر در بازه $0 < \sigma_{ci} < 100$ می باشد، که رابطه مشخصی با کرنش مشاهده شده ندارد. اما با افزایش σ_{ci} به بیش از ۱۰۰ مگا پاسکال باعث می شود که، کرنش مشاهده شده در بازه ۰ الی ۲,۵ باشد. بدین معنی که افزایش مقاومت فشاری تک محوره توده سنگ به بیش از ۱۰۰ مگا پاسکال باعث تقویت پایداری توده سنگ تونل می شود و باعث می شود که مقدار جابجایی توده سنگ اطراف توده سنگ کاهش پیدا کند.

- پارامترهای E و Q به استثنای یک بازه رابطه مستقیمی با هم دارند. پارامتر $0 < E < 50$ با پارامتر Q رابطه مشخصی با ندارند با افزایش E به بیش از ۵۰ مگا پاسکال، Q رابطه مستقیمی با E پیدا می کند. بدین معنی که با افزایش مدول الاستیسیته به بیش از ۵۰ گیگا پاسکال باعث افزایش کیفیت توده سنگ می شود و هر دو در جهت تقویت پایداری توده سنگ تونل می شود و با پایداری تونل رابطه مستقیم دارند.
- پارامترهای E و γ ، همچون پارامترهای σ_{ci} و γ رابطه مشخصی ندارند. افزایش یا کاهش یک پارامتر در افزایش یا کاهش پارامتر دیگر تاثیری ندارد.

- پارامترهای E و کرنش مشاهده شده به جز یک استثنا در یک بازه، رابطه غیر مستقیمی با هم دارند. پارامتر $0 < E < 15$ رابطه مشخصی با کرنش مشاهده شده ندارند. اما افزایش E به بیش از ۱۵ گیگا پاسکال باعث می شود که کرنش مشاهده شده در بازه ۰ الی ۲,۵ باشد. بدین معنی که افزایش مدول الاستیسیته به بیش از ۱۵ گیگا پاسکال باعث کاهش جابجایی توده سنگ تونل و پایداری توده سنگ تونل می شود.

پارامترهای Q و γ رابطه مستقیم با هم دارند. بدین معنی که با افزایش وزن مخصوص توده سنگ باعث افزایش کیفیت توده سنگ می شود و با افزایش کیفیت توده سنگ، پایداری توده سنگ تقویت می شود.

-Bulychev, N. *Mekhanika podzemnykh sooruzhenii (Mechanics of Underground Structures)*, Moscow: Nedra, (1994), Google Scholar.

-Carranza-Torres, C., & Fairhurst, C., (1999), "General formulation of the elasto-plastic response of openings in rock using the Hoek-Brown failure criterion". *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36(6), pp.777-809.

-Chang, C. & LIBSVM, C.-J. L., (2001), "a library for support vector machines, Software 2001.

-Chern, J., Shiao, F., & Yu, C., (1998), "An empirical safety criterion for tunnel construction. Paper presented at the Proceedings of the Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering", Taipei, Taiwan.

-Chern, J., Yu, C., & Shiao, F., (1998), "Tunnelling in squeezing ground and support estimation". Paper presented at the Proc. Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering, Taipei.

-Dalgıç, S., (2002), "A comparison of predicted and actual tunnel behaviour in the Istanbul Metro, Turkey". *Engineering Geology* 63(1): pp.69-82.

-Duncan Fama, M., (1993), "Numerical modelling of yield zones in weak rocks. *Comprehensive rock engineering*, 2, pp.49-75.

-Huang, G., Qiu, W., & Zhang, J., (2017), "Modelling seismic fragility of a rock mountain tunnel based on support vector machine". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 102, pp.160-171.

Hoek, E., (1998), "Tunnel support in weak rock. Paper presented at the Keynote address", Symposium of Sedimentary Rock Engineering, Taipei, Taiwan.

-Hoek, E., (2001), "Big tunnels in bad rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*", 127(9), pp.726-740.

-پارامترهای γ و کرنش مشاهده شده رابطه مستقیم با هم دارند. بدین معنی که با افزایش وزن مخصوص توده سنگ، کرنش مشاهده شده افزایش پیدا می کند. این افزایش حتی در $2.7 < \gamma < 2.8$ ، کرنش مشاهده شده بسیار افزایش پیدا می کند و به طور کلی این بدین معنی است که افزایش وزن مخصوص توده سنگ سبب افزایش جابجایی اطراف تونل می شود و باث تشدید ناپایداری در توده سنگ اطراف تونل می شود.

-پارامتر Q و کرنش مشاهده شده با هم رابطه غیر مستقیم دارند. بدین معنی که با افزایش کیفیت توده سنگ، جابجایی توده سنگ اطراف تونل کاهش پیدا می کند و سبب پایداری توده سنگ می شود.

۶-مرجع

-Agan, C., (2016), "Prediction of squeezing potential of rock masses around the Suruç Water tunnel." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 75(2): pp.451-468.

-Aydan, Ö., Akagi, T., & Kawamoto, T. (1993), "The squeezing potential of rocks around tunnels; theory and prediction". *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 26(2), pp.137-163.

-Barla, G., (2001), "Tunnelling under squeezing rock conditions". *Eurosummer-School in Tunnel Mechanics*, Innsbruck, pp.169-268.

Barton, N., (2002), "Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, No.39(2), pp.185-216.

-Basarir, H., et al., (2005), "Analysis of support requirements for a shallow diversion tunnel at Guledar dam site, Turkey." *Engineering Geology* 81(2): pp.131-145.

-Basnet, C. B., (2013), "Evaluation on the Squeezing Phenomenon at the Headrace Tunnel of Chameliya Hydroelectric Project, Nepal".

- Park, S.-H., & Shin, Y.-S. (2007), "A Study on the Safety Assessment Technique of a Tunnel Using Critical Strain Concept". *Journal of the Korean Geotechnical Society*, 23(5), pp.29-41.
- Park, S., & Park, S., (2014), "Case studies for tunnel stability based on the critical strains in the ground. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 18(3), pp.765-771 .
- PRASAD, A. S. R. G. V. (2000), "observational approach for stability of tunnels". *Tunnelling Asia'2000*, pp.38-39.
- Ramamurthy, T., & Arora, V., (1994), "Strength predictions for jointed rocks in confined and unconfined states". Paper presented at the International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts.
- Saeed, M. S. and Maarefvand, P., (2014), "Engineering geological study of NWCT tunnel in Iran with emphasis on squeezing problems." *Indian Geotechnical Journal* 44(3): pp.357-369.
- Sakurai, S., (1981), "Direct strain evaluation technique in construction of underground opening". Paper presented at the The 22nd US Symposium on Rock Mechanics.
- Sakurai, S., (1983), "Displacement measurements associated with the design of underground openings. Paper presented at the Proc. Int. symp. field measurements in geomechanics, Zurich.
- Sakurai, S. (1986). Field measurement and hazard warning levels in NATM. *Tsuchi-To-Kiso JSSMFE*, 34, pp.5-10 .
- Sakurai, S. (1997), "Lessons learned from field measurements in tunnelling". *Tunnelling and underground space technology*, 12(4), pp.453-460.
- Sari, D. and Pasamehmetoglu, A., (2004), "Proposed support design, Kaletpe tunnel, Turkey." *Engineering Geology* 72(3): 201-216.
- Sharma, V. M., et al. (1987). Prediction of closures and rock loads for tunnels in squeezing grounds. 6th ISRM Congress, International Society for Rock Mechanics.
- Hoek, E. Kaiser, P. K., & Bawden, W. F., (2000), "Support of underground excavations in hard rock: CRC Press".
- Hoek, E., & Marinos, P., (2000), "Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses". *Tunnels and tunnelling international*, 32, pp. 45-51.
- Jethwa, J., et al., (1982), "Evaluation Of Classification Systems For Tunnels In Non-Squeezing Ground Conditions". *ISRM International Symposium, International Society for Rock Mechanics*.
- Jethwa, J., & Singh, B., (1984), "28 Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions—a new approach".
- Khan, A., Baharudin, B., Lee, L. H., & Khan, K., (2010), "A review of machine learning algorithms for text-documents classification". *Journal of advances in information technology*, 1(1), pp.4-20.
- Khanlari, G. and Mokhtari, E., (2012), "Engineering geological study of the second part of water supply Karaj to Tehran tunnel with emphasis on squeezing problems." *Engineering Geology* 145: pp.9-17.
- Kim, Y.-S., & Kim, D.-M., (2009), "Evaluation for applications of displacement criterion by the critical strain of uniaxial compression in rock mass Tunnel. *Journal of The Korean Society of Civil Engineers*", 29(6C), pp.321-329.
- Koçkar, M. and Akgün, H., (2003), "Engineering geological investigations along the Ilıksu Tunnels, Alanya, southern Turkey." *Engineering Geology* 68(3): pp.141-158.
- Li, D. T., Yan, J. L., & Zhang, L., (2012), "Prediction of blast-induced ground vibration using support vector machine by tunnel excavation. Paper presented at the Applied Mechanics and Materials.
- Özsan, A. and H. Başarır (2003), "Support capacity estimation of a diversion tunnel in weak rock." *Engineering Geology* 68(3): pp.319-331.

-Vapnik, V., (2013), "The nature of statistical learning theory: Springer science & business media".

-Wu, Q., Yan, B. Zhang, C. Wang, L. Ning, G. & Yu, B., (2014), "Displacement prediction of tunnel surrounding rock: a comparison of support vector machine and artificial neural network". *Mathematical Problems in Engineering*, 2014 .

-Yao, B.-Z. Yang, C.-Y., Yao, J.-B. & Sun, J., (2010), "Tunnel surrounding rock displacement prediction using support vector machine". *International Journal of Computational Intelligence Systems*, 3(6), pp.843-852.

-Singh, B. Jethwa, J. Dube, A. & Singh, B. (1992), "Correlation between observed support pressure and rock mass quality". *Tunnelling and underground space technology*, 7(1), pp.59-74.

-Singh, B. Villadkar, M. Samadhiya, N. & Mehrotra, V., (1997), "Rock mass strength parameters mobilised in tunnels". *Tunnelling and underground space technology*, 12(1), pp.47-54 .

-Singh, M. Singh, B. & Choudhari, J., (2007), "Critical strain and squeezing of rock mass in tunnels". *Tunnelling and underground space technology*, 22(3), pp.343-350 .