

ارزیابی شاخص شکنندگی S20 سنگ آهک و بررسی عوامل موثر بر آن در حالت خشک و اشباع

سجاد صفری فرخند^۱، غلامرضا لشکری پور^{۲*}، ناصر حافظی مقدس^۳

دریافت مقاله: ۹۸/۰۲/۱۶ پذیرش مقاله: ۹۸/۰۷/۰۲

چکیده

شکنندگی یکی از مسائل مهم در حفاری سنگ است. تاکنون روش‌های مختلفی برای تعیین شکنندگی سنگ معرفی شده است اما روشی برای اندازه‌گیری آن به‌عنوان استاندارد مطرح نشده است. در این مقاله، یک مطالعه تجربی برای ارائه روشی قابل اعتماد برای پیش‌بینی شاخص شکنندگی S20 صورت گرفته است. آزمایش تعیین شاخص شکنندگی S20 برای ۳۵ بلوک سنگ آهک برداشت شده از نقاط مختلف ایران، در حالت خشک و اشباع انجام شد. به‌علاوه، خصوصیات فیزیکی (چگالی خشک، تخلخل، مقاومت الکتریکی، عدد سختی بازگشتی اشمیت و درصد جذب آب)، مکانیکی (مقاومت فشاری تک‌محوری و شاخص بار نقطه‌ای) و دینامیکی (سرعت موج برشی و تراکمی) اندازه‌گیری شد. در نهایت، رده‌بندی نمونه‌ها بر اساس مطالعات سنگ‌شناسی و کانی‌شناسی انجام شد و مطالعات آماری برای هر رده صورت گرفت. بر اساس نتایج، پیش‌بینی شاخص شکنندگی S20 بر اساس رده‌بندی ارائه شده از اطمینان بالایی برخوردار است. به‌علاوه، با بررسی شکنندگی نمونه‌ها در حالت خشک و اشباع مشخص شد که وجود کانی رسی مونتموریلونیت باعث افت شکنندگی و وجود ریزترک‌های درون دانه‌ای و تخلخل بالا باعث افزایش مقدار شکنندگی در حالت اشباع نسبت به خشک می‌شود.

کلیدواژه‌ها: شاخص شکنندگی S20، حفاری سنگ، مونتموریلونیت، سنگ‌شناسی، سنگ آهک.

۱. دانشجوی ارشد زمین‌شناسی مهندسی، دانشکده علوم، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲. استاد، دانشکده علوم، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران lashkaripour@um.ac.ir

۳. استاد، دانشکده علوم، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

* مسئول مکاتبات

۱. مقدمه

شکندگی یکی از مهمترین خصوصیات مکانیکی سنگ است که تأثیر زیادی بر فرآیند شکست و واکنش توده سنگ به فعالیت‌های معدنی، حفاری تونل و فضاهای زیرزمینی دارد. امروزه بسیاری از حفاری‌های تونل با استفاده از ماشین‌های تونل‌بری (Tunnel Boring Machine) یا به اختصار TBM و ماشین‌های حفاری بازویی (Roadheader) در حال انجام هستند (Yarali and Soyer). روش‌های پیش‌بینی و برآورد هزینه‌های TBM توسط محققین متعددی گسترش یافته است (Ozdemir and Wang, 1979, Farmer and Glossop, 1980, Bamford, 1984, Nelson et al., 1985, Bruland, 1999, Blindheim et al., 2002, Bieniawski and Grandori, 2007, Genis et al., 2007, Armaghani et al., 2017, Macias et al., 2017, Koopialipoor et al., 2018, Salimi et al., 2018, Frough et al., 2019).

که از بین آن‌ها دو مدل CSM (Colorado School of Mine) و NTNU (Norwegian University of Science and Technology) در پروژه‌های کثیری استفاده شده‌اند. آزمایش‌های NTNU/SINTEF (Stiftelsen for industriell og teknisk forskning) در حفاری‌های زیرزمینی متعددی مورد استفاده قرار گرفته‌اند و این روش در حال پذیرش بین‌المللی به‌عنوان ابزاری قابل قبول برای تعیین قابلیت حفاری سنگ است (Dahl et al., 2012). معیار شکندگی S20 یکی از پارامترهایی است که از دهه ۱۹۶۰ در NTNU/SINTEF برای تعیین قابلیت حفاری سنگ‌ها استفاده می‌شود.

با وجود اینکه شکندگی از اهمیت بالایی برخوردار است بین محققین در رابطه با تعریف، مفهوم و روش اندازه‌گیری آن توافق نظر وجود ندارد. مورلی، آنرا به‌عنوان عدم شکل-پذیری تعریف می‌کند و شکل‌پذیری را خاصیتی از ماده می‌داند که اجازه می‌دهد اجزاء تشکیل‌دهنده آن توسط اعمال نیروی کششی به بخش‌های کوچک‌تر تقسیم شود (Morley, 1944). هتینی، شکندگی را به‌عنوان عدم شکل‌پذیری یا عکس آن تعریف می‌کند. درجه شکندگی معمولاً در مقادیر کشش یا فشارش سطح رخ می‌دهد. این یک اصطلاح نسبی است زیرا تاکنون عدد پذیرفته شده‌ای ثبت نشده که پایین‌تر

از آن ماده به‌عنوان شکننده و بالاتر از آن به‌عنوان شکل‌پذیر در نظر گرفته شود (Hetenyi, 1966). بر اساس آبرت و دوال، شکندگی به شرح زیر بیان می‌شود: موادی مانند چدن یا بیشتر سنگ‌ها که در نقطه تنش تسلیم یا کمی بعد از آن دچار شکست می‌شوند به‌عنوان مواد شکننده نامیده می‌شوند (Obert and Duvall, 1967). رمزی، معتقد است که وقتی چسبندگی داخلی سنگ در مرحله الاستیک از بین می‌رود و ماده دچار شکست می‌شود در نتیجه شکننده است (Ramsay, 1967). تاکنون روش‌های زیادی برای تعیین شکندگی سنگ ارائه شده است (Protodyakonov, 1962, Coates and Parsons, 1966, Hucka and Das, 1974, George, 1995, Blindheim and Bruland, 1998, Altindag, 2002, Kahraman, 2002, Jarvie et al., 2007, Gale, 2009, Yagiz, 2009, Altindag and Guney, 2010, Yarali and Kahraman, 2011, Nejati and Moosavi, 2017, 1397). روش‌های تعیین شکندگی سنگ توسط منگ و همکارانش (Meng et al., 2015) به دو گروه کلی، بر اساس منحنی تنش - کرنش و بر اساس خصوصیات فیزیکی و مکانیکی سنگ تقسیم شده است. گروه اول روش‌های اندازه‌گیری شکندگی بر اساس مقاومت، تغییرشکل و انرژی، و گروه دوم روش‌هایی بر پایه سختی، مقدار ریزدانه (حاصل از آزمایش ضربه)، آزمایش نفوذ، آزمایش بار نقطه‌ای، ترکیب کانی‌شناسی و زاویه اصطکاک داخلی را شامل می‌شود. از دیگر روش‌های تعیین مقدار شکندگی سنگ، آزمون نفوذ پانچ است که بسیار گران و زمان‌بر است (Yagiz, 2009). با توجه به اینکه تاکنون روش استاندارد شده‌ای برای تعیین شکندگی سنگ ارائه نگردیده است و به‌علاوه وجود پذیرشی همگانی در رابطه با آزمایش‌های NTNU/SINTEF، هدف این مطالعه تعیین بهترین روش برای پیش‌بینی معیار شکندگی S20 بر اساس خصوصیات شاخص، پتروگرافی و دیگر معیارهای شکندگی معرفی شده می‌باشد.

۲. مواد و روش‌ها

۱-۲. توصیف و خصوصیات پتروگرافی نمونه‌ها

جهت انجام آزمایش‌های مورد نظر تعداد ۳۵ بلوک با ابعاد تقریبی ۳۰*۳۰*۲۰ سانتی‌متر، از سنگ آهک‌های نقاط مختلف ایران برداشت شد (جدول ۱). پس از تهیه مقاطع

نازک از نمونه و انجام مطالعات پتروگرافی، نمونه‌ها بر اساس دو سیستم طبقه‌بندی دانهام، ۱۹۶۲ و امبری و کلوان، ۱۹۷۱ (Dunham, 1962, Embry and Klovan, 1971). در بین سازندهای مورد مطالعه، سازند آسماری جوان‌ترین و سازند جمال قدیمی‌ترین می‌باشد.

جدول ۱. سن، سازند زمین‌شناسی و زون زمین‌ساختاری برداشت نمونه‌ها.

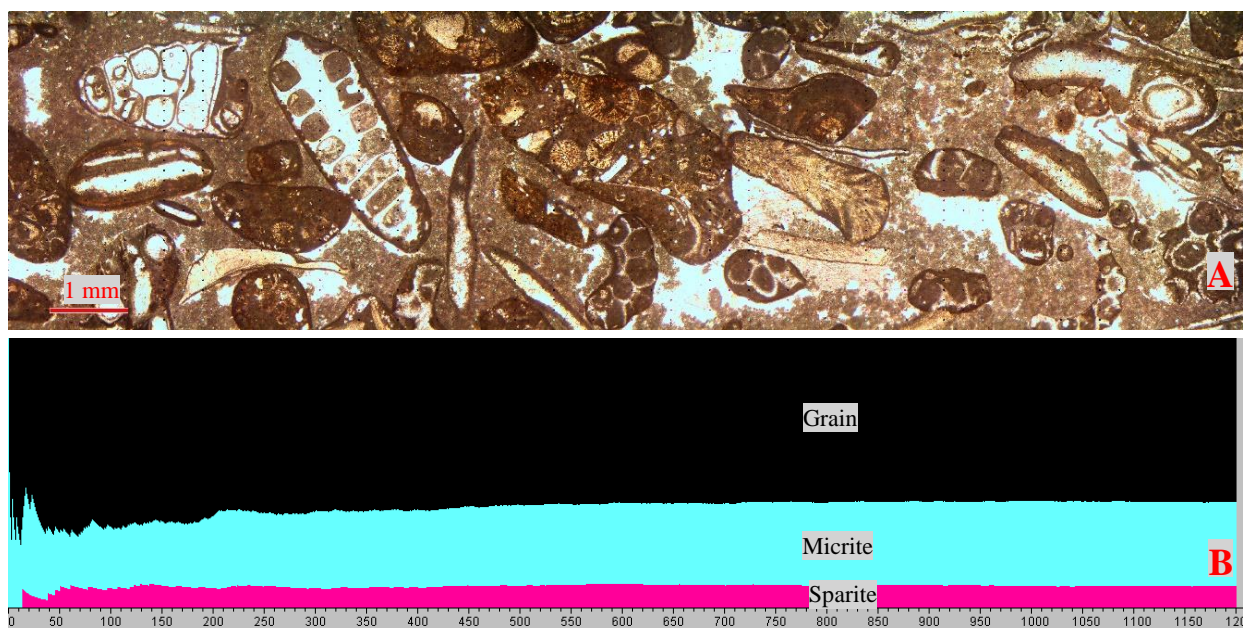
Zone	Formation	Specimen No.	Age	
Koppeh	Chehel Kaman	RL3	Paleocene	
Dagh	Pesteligh	RL101	Paleocene	
	Kalat	RL4	Maastrichtian	
	Neyzar	RL100	Maastrichtian	
	Aitamir	RL1	Upper Aptian-Middle Cenomanian	
	Sarcheshmeh	RL6	Upper Barremian-Middle Aptian	
	Tirgan	RL7, RL8, RL9, RL16, RL17, RL18, RL19	Barremian-Aptian	
	Shurijeh	RL103	Upper Jurassic-Lower Cretaceous	
	Mozduran	RL2, RL5, RL11	Upper Jurassic	
	Central Iran	Qaleh Dokhtar	RL12	Callovian-Kimmeridgian
		Esfandiar	RL14	Tithonian
Jamal		RL13, RL15	Early Gzhelian-Asselian	
Zagros	Asmari	RL20, RL21, RL24, RL25, RL26, RL27, RL28, RL29, RL32, RL33, RL34, RL35, RL39, RL40	Oligo-Myocene	

پشتیبان و دانه پشتیبان می‌باشند. رده 1B بر اساس غالب بودن زمینه میکریتی و یا سیمان اسپاریتی به ترتیب به دو زیررده 1BM و 1BS تقسیم شد. رده 3B شامل دولومادستون‌ها و رده 3A شامل دیگر انواع سنگ‌آهک‌های دولومیتی می‌باشد. درصد اجزاء تشکیل‌دهنده نمونه‌های رده ۱ با استفاده از روش نقطه شماری اندازه‌گیری شد (شکل ۱). نتایج حاصل از آنالیز نقطه شماری در جدول ۳ ارائه شده است.

طبقه‌بندی نمونه‌ها بر اساس مطالعات بافتی و پتروگرافی صورت گرفت. بر این اساس، اطلاعات به ۳ رده کلی تقسیم شد (جدول ۲). رده ۱، ۲ و ۳ به ترتیب شامل سنگ آهک‌های فاقد اثری از دولومیتی شدن و کانی کوارتز، سنگ آهک ماسه-ای و سنگ آهک‌های دولومیتی شده می‌باشند. رده ۱ و ۳ بر اساس مطالعات جزئی‌تر بافتی هر کدام به ۲ زیر رده تقسیم شدند. رده 1A و 1B به ترتیب شامل سنگ‌آهک‌های گل

جدول ۲. رده‌های سنگی ارائه شده بر اساس مطالعات پتروگرافی.

Rock code	Class	Petrography	Rock code	Class	Petrography
RL11	1A	Mudstone	RL 100	2	Sandy Limestone
RL12	1A	Wackestone	RL2	3A	Dolomitic Limestone
RL13	1A	Wackestone	RL5	3A	Dolostone
RL15	1A	Framestone	RL20	3A	Dolomitic Limestone
RL17	1A	Mudstone	RL21	3A	Dolomitic Limestone
RL1	1BM	Rudstone	RL29	3A	Dolostone
RL7	1BM	Packstone	RL32	3A	Dolomitic Limestone
RL9	1BM	Packstone	RL39	3A	Dolomitic Limestone
RL14	1BM	Floatstone	RL24	3B	Dolo Mudstone
RL16	1BM	Packstone	RL25	3B	Dolo Mudstone
RL6	1BS	Grainstone	RL26	3B	Dolo Mudstone
RL8	1BS	Grainstone	RL27	3B	Dolo Mudstone
RL18	1BS	Grainstone	RL28	3B	Dolo Mudstone
RL19	1BS	Grainstone	RL33	3B	Dolo Mudstone
RL3	2	Sandy Limestone	RL34	3B	Dolo Mudstone
RL4	2	Sandy Limestone	RL35	3B	Dolo Mudstone
RL 103	2	Sandy Limestone	RL40	3B	Dolo Mudstone
RL 101	2	Sandy Limestone			



شکل ۱. آنالیز نقطه شماری برای تعیین درصد اجزا تشکیل دهنده سنگ بر روی مقاطع نازک، مقطع نازک آنالیز شده (A)، منحنی‌های درصد اجزا تشکیل دهنده سنگ با شمارش ۱۲۰۰ نقطه (B).

جدول ۳. نتایج آنالیز نقطه شماری.

Rock code	Micrite	Sparite	Grain
RL11	97.00	3.00	0.00
RL12	59.87	8.41	31.72
RL13	58.38	9.83	31.79
RL15	96.00	4.00	0.00
RL17	100.00	0.00	0.00
RL1	54.79	15.24	29.98
RL7	41.38	3.00	55.62
RL9	39.85	12.56	47.59
RL14	57.83	2.00	40.17
RL16	31.14	7.83	61.03
RL6	5.17	26.58	68.25
RL8	3.50	29.50	67.00
RL18	14.24	25.81	59.95
RL19	11.07	32.40	56.53

۲-۲. آزمایش‌های تعیین خصوصیات مهندسی

آزمون‌های استاندارد مختلفی به منظور تعیین خصوصیات فیزیکی، مکانیکی و دینامیکی نمونه‌های مورد مطالعه انجام شد. از نمونه‌های بلوکی برداشت شده، مغزه‌های استوانه‌ای با قطر 54mm (NX) تهیه شد (شکل 2-A). سپس آماده‌سازی نمونه و انجام آزمایش‌های مورد نظر از جمله تعیین عدد سختی بازگشتی اشمیت طبق استاندارد انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ (ISRM, 1981) صورت گرفت. آزمون‌ها در دو حالت خشک و اشباع انجام شد. خصوصیات فیزیکی شامل چگالی خشک و تخلخل نمونه‌ها مطابق استاندارد (ISRM, 1981) تعیین شد. مقاومت الکتریکی با استفاده از یک دستگاه دیجیتال قابل حمل اندازه‌گیری شد (شکل 2-B). در این روش بر اساس مقاومت الکتریکی و ابعاد نمونه، مقدار مقاومت ویژه اندازه‌گیری شد (معادله ۱). برای محاسبه خصوصیات فیزیکی و همچنین انجام آزمون‌های دینامیکی و مکانیکی در حالت اشباع، نمونه‌ها در حالت خلأ اشباع شدند (شکل 2-C). همچنین جهت انجام آزمون‌ها در حالت خشک، نمونه‌ها به مدت ۲۴ ساعت در گرم‌خانه دارای دمای ۱۰۵ درجه سانتی‌گراد قرار گرفتند. پس از آن به مدت ۳ ساعت نمونه‌ها داخل دسیکاتور دارای پودر سیلیکات کلسیم و در

حالت خلأ قرار گرفت. در نتیجه، آزمایش‌ها در شرایط معمولی آزمایشگاه انجام شد. سرعت امواج فراصوتی در نمونه‌های مورد مطالعه با استفاده از یک دستگاه دیجیتال قابل حمل و بر اساس استاندارد انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ (ISRM, 2007)، تعیین شد (شکل 2-D). فرکانس مبدل‌های مورد استفاده 0.25MHz بود. همچنین شاخص بار نقطه‌ای (شکل 2-E) و مقاومت فشاری تک‌محوره (شکل 2-F) نمونه‌های مورد مطالعه، بر اساس استاندارد انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ (ISRM, 1985) اندازه‌گیری شد. لازم به ذکر است که مقاومت کششی نمونه‌ها با استفاده از شاخص بار نقطه‌ای (معادله ۲) محاسبه شده است. خصوصیات فیزیکی و مکانیکی اندازه‌گیری شده در جدول ۴ فهرست شده است.

$$R = \rho_e \frac{L}{A} \quad (\text{Woan, 2000}) \quad (1)$$

در رابطه ۱، R مقاومت ویژه، ρ_e مقاومت الکتریکی، L طول نمونه و A مساحت سطح مقطع نمونه می‌باشد.

$$\sigma_t = 0.96 I_s \quad (1387) \quad (\text{وفائیان, 2007}) \quad (2)$$

در رابطه ۲، σ_t مقاومت کششی و I_s شاخص مقاومت بار نقطه‌ای تصحیح نشده می‌باشد.

۳-۲. آزمایش تعیین شکنندگی

آزمایش شکنندگی اندازه‌گیری مطمئنی از مقاومت سنگ در اثر ضربات مکرر به دست می‌دهد. روش آزمایش شکنندگی مورد استفاده برای NTNU/SINTEF اولین بار توسط مترن و هلمر، در سوئد گسترش یافت (Matern and Hjelmér, 1943). آزمایش اولیه برای تعیین خصوصیات مقاومتی سنگدانه‌ها ارائه شده بود. این آزمایش به چندین شکل مختلف اصلاح شد که آزمایش S20 از اواخر دهه ۱۹۵۰ برای

تعیین قابلیت حفاری سنگ مورد استفاده قرار گرفت. جهت تعیین مقدار شکنندگی S20 نمونه‌ها، ابتدا خرده‌سنگ‌های عبوری از الک مربعی ۱۶ میلی‌متری و باقیمانده بر روی الک مستطیلی ۱۱.۲ میلی‌متری انتخاب شد (شکل ۳). سپس با اعمال ۲۰ ضربه توسط وزنه ۱۴ کیلوگرمی از ارتفاع ۲۵ سانتی‌متری آزمایش انجام شد. در نهایت S20 به‌عنوان درصد ذرات عبوری از الک مربعی ۱۱.۲ میلی‌متری اندازه‌گیری شد (شکل ۴).



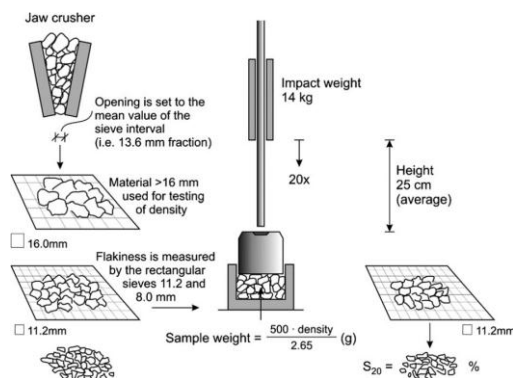
شکل ۲. مراحل انجام آزمایش‌ها. تهیه مغزه‌های استوانه‌ای شکل (A)، تعیین مقاومت الکتریکی نمونه‌ها (B)، اشباع نمونه‌ها تحت شرایط خلا (C)، تعیین سرعت امواج فراصوتی (D)، تعدادی از نمونه‌های شکسته شده در آزمایش بار نقطه‌ای (E)، آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری (F).

جدول ۴. خصوصیات زمین‌شناسی مهندسی نمونه‌های مورد مطالعه.

	Min.	Max.	Range	Mean	Std. Error of Mean	Std. Deviation	Variance
Dry S-Wave velocity (Km/s)	1.392	4.451	3.059	2.869	0.130	0.772	0.595
Dry P-Wave velocity (Km/s)	2.477	6.544	4.067	5.254	0.171	1.010	1.020
Saturated P-Wave velocity (Km/s)	2.858	6.390	3.532	5.352	0.154	0.910	0.829
Porosity %	1.4	26.3	24.9	6.8	1.0	6.1	36.8
Electrical resistivity ($\Omega.m$)	2045.621	20879.598	18833.977	5344.882	730	4321	18672478
Dry density (gr/cm ³)	1.89	2.73	0.84	2.52	0.04	0.22	0.05
Water Absorption %	0.5	13.1	12.6	3.0	0.5	3.0	9.1
Schmidt rebound number	23	57	33	40	1	6	40
Dry Point load strength index (MPa)	0.353	2.806	2.453	1.539	0.111	0.655	0.430
Saturated Point load strength index (MPa)	0.128	2.643	2.515	1.298	0.100	0.593	0.352
Dry tensile strength (MPa)	1.149	10.910	9.761	5.246	0.415	2.453	6.019
Saturated tensile strength (MPa)	0.442	11.171	10.729	4.441	0.374	2.210	4.883
Dry static Young's modulus (GPa)	3.762	18.431	14.669	9.883	0.708	4.005	16.044
Saturated static Young's modulus (GPa)	2.831	32.106	29.275	11.092	1.243	6.920	47.882
Dry uniaxial comprehensive strength (MPa)	6.320	130.426	124.106	59.900	5.872	33.216	1103.320
Saturated uniaxial comprehensive strength (MPa)	4.552	150.322	145.770	57.779	6.506	36.223	1312.137



شکل ۳. تعدادی از نمونه‌های آماده‌سازی شده برای تعیین شاخص شکنندگی S20.



شکل ۴. نمایی شماتیک از آزمایش تعیین شکنندگی S20 (Dahl et al., 2012)

$$B_4 = \sqrt{\frac{\sigma_c \cdot \sigma_t}{2}} \quad (6) \quad (\text{Altindag and Guney, 2010})$$

$$B_5 = (\sigma_c \cdot \sigma_t)^{0.72} \quad (7) \quad (\text{Yarali and Soyer, 2011})$$

$$B_6 = \frac{\sigma_t^{0.84} E^{0.51}}{\sigma_c^{0.21}} \quad (8) \quad (\text{Nejati and Moosavi, 2017})$$

$$B_7 = \frac{\sigma_c^{0.807}}{\sigma_t^{0.485}} \quad (9) \quad (\text{قادرنژاد و همکاران, ۱۳۹۷})$$

$$B_8 = S20 \quad (10) \quad (\text{Blindheim and Bruland, 1998})$$

نتایج حاصل از آزمایش تعیین شکنندگی S20 و ضرایب شکنندگی ارائه شده توسط محققین مختلف در جدول ۵ فهرست شده است.

به علاوه روش‌های دیگری توسط محققین مختلف برای تعیین شکنندگی سنگ ارائه شده است. اساس این روش‌ها بر پایه میزان مقاومت کششی، مقاومت فشاری تک محوری و همچنین دیگر خصوصیات مهندسی سنگ می‌باشد. در زیر برخی از روابط ارائه شده توسط محققین مختلف جهت پیش-بینی شکنندگی سنگ ارائه شده است:

$$B_1 = \frac{\sigma_c}{\sigma_t} \quad (3) \quad (\text{Hucka and Das, 1974})$$

$$B_2 = \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \quad (4) \quad (\text{Hucka and Das, 1974})$$

$$B_3 = \frac{\sigma_c \cdot \sigma_t}{2} \quad (5) \quad (\text{Altindag, 2002})$$

جدول ۵. نتایج تعیین ضرایب شکنندگی نمونه‌های مورد مطالعه.

	Min.	Max.	Range	Mean	Std. Error of Mean	Std. Deviation	Variance
S20_{Dry} (%)	11.6	59.4	47.8	23.6	1.8	10.5	110.6
S20_{Sat} (%)	7.4	73.1	65.7	24.3	2.5	14.5	210.7
B_{1Dry}	2.175	25.525	23.350	12.481	1.237	6.995	48.932
B_{1Sat}	0.763	48.992	48.229	13.603	1.770	9.858	97.175
B_{2Dry}	0.370	0.925	0.555	0.789	0.025	0.143	0.020
B_{2Sat}	0.135	0.960	1.095	0.765	0.041	0.226	0.051
B_{3Dry}	7.079	527.934	520.855	166.624	20.529	116.127	13485.524
B_{3Sat}	4.630	524.029	519.399	141.640	20.021	111.471	12425.726
B_{4Dry}	2.661	22.977	20.316	12.040	0.836	4.728	22.356
B_{4Sat}	2.152	22.892	20.740	11.009	0.826	4.597	21.134
B_{5Dry}	6.741	150.314	143.573	60.837	5.794	32.779	1074.436
B_{5Sat}	4.965	149.512	144.547	53.372	5.577	31.049	964.031
B_{6Dry}	1.686	9.470	7.784	5.513	0.357	2.018	4.072
B_{6Sat}	1.886	9.948	8.062	5.291	0.335	1.865	3.479
B_{7Dry}	2.995	22.821	19.826	12.202	0.953	5.389	29.040
B_{7Sat}	1.748	25.198	23.450	12.454	1.163	6.476	41.939

۳. نتایج و بحث

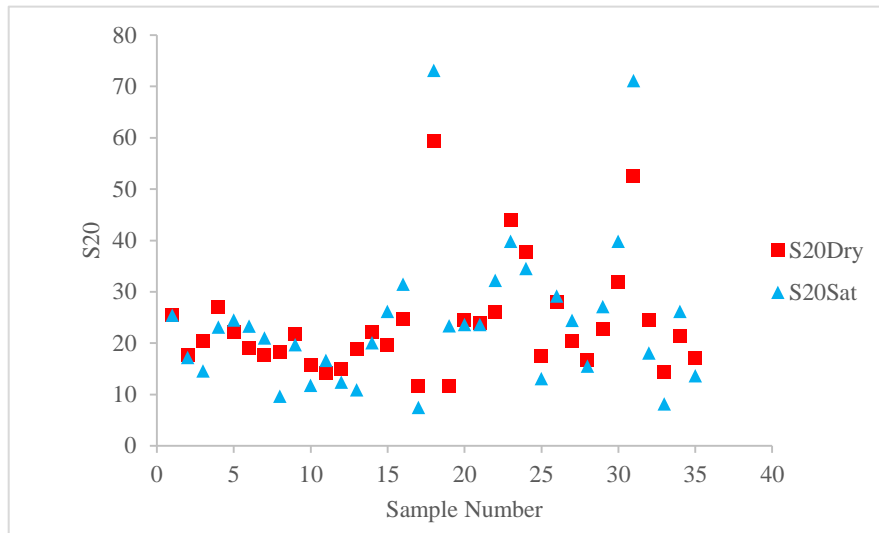
۳-۱. بررسی رفتار نمونه‌ها در حالت خشک و اشباع

شاخص شکنندگی S20 برخی نمونه‌ها در حالت خشک کمتر و برخی بیشتر شد (شکل ۵). علت اصلی کاهش شکنندگی در حالت اشباع وجود کانی‌های رسی مخصوصاً

مونتموریلونیت است. برای تعیین کانی‌های رسی موجود در نمونه‌ها از آزمایش XRD استفاده شد. کانی رسی مونتموریلونیت می‌تواند حاوی یون‌های سدیم و کلسیم (کاتیون مثبت) باشد که در بین صفحات تشکیل‌دهنده آن

سنگ می‌گردد. به علاوه قابل ذکر است که قدرت فلوکوله شدن سدیم ۴۳ برابر کمتر از کلسیم است (Sumner and Naidu, 1998) که این دلیل کاهش بیشتر شکنندگی در اثر حضور کانی مونتموریلونیت سدیک است.

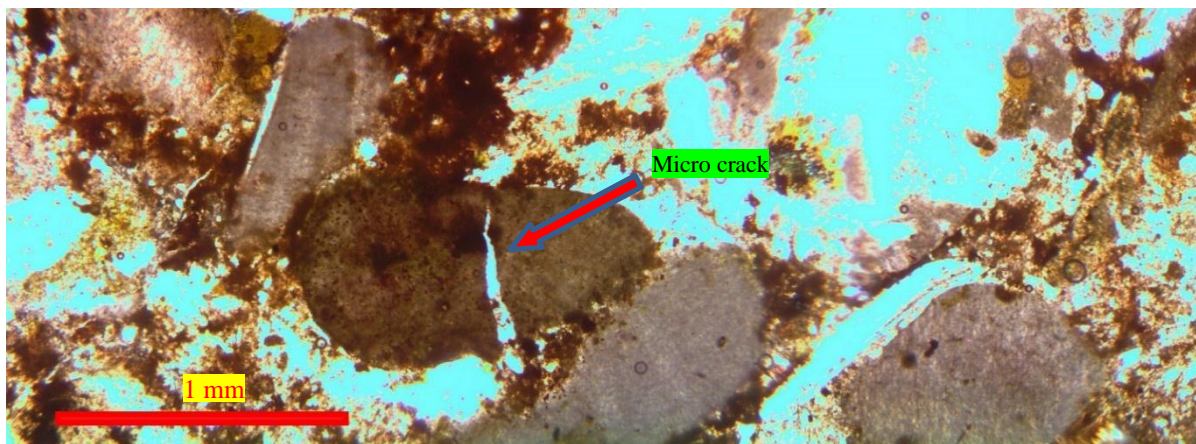
(آنیون منفی) قرار گرفته و سبب جذب صفحات به هم می‌گردد. در صورت وجود آب، یون‌های سدیم و کلسیم به دلیل قدرت کم فلوکوله (کلوخه) شدن به راحتی حل شده و در نتیجه صفحات کانی رسی از هم جدا می‌شوند. این فرآیند سبب افزایش شکل پذیری سنگ و در نتیجه کاهش شکنندگی



شکل ۵. نتایج تعیین شاخص شکنندگی S20 در حالت خشک و اشباع.

است که باعث افزایش ۲۱.۹ درصدی شکنندگی شده است (شکل ۶).

یکی از دلایل افزایش مقدار شکنندگی سنگ در حالت اشباع نسبت به خشک وجود ریز ترک‌های درون ذرات تشکیل دهنده سنگ است. این حالت در نمونه RL1 قابل مشاهده



شکل ۶. تصویر مقطع نازک نمونه RL1.

اما در صورتیکه شکنندگی سنگ متأثر از ترکیبی از وجود تخلخل و نوع کانی رسی باشد بسته به نوع کانی رسی، گاهی تأثیر تخلخل و گاهی تأثیر کانی رسی بیشتر است. به عنوان

وجود تخلخل بالا باعث افزایش شکنندگی با اشباع شدن نمونه می‌شود. این حالت در نمونه RL101 قابل مشاهده است که باعث افزایش ۲۳.۲ درصدی مقدار شکنندگی شده است.

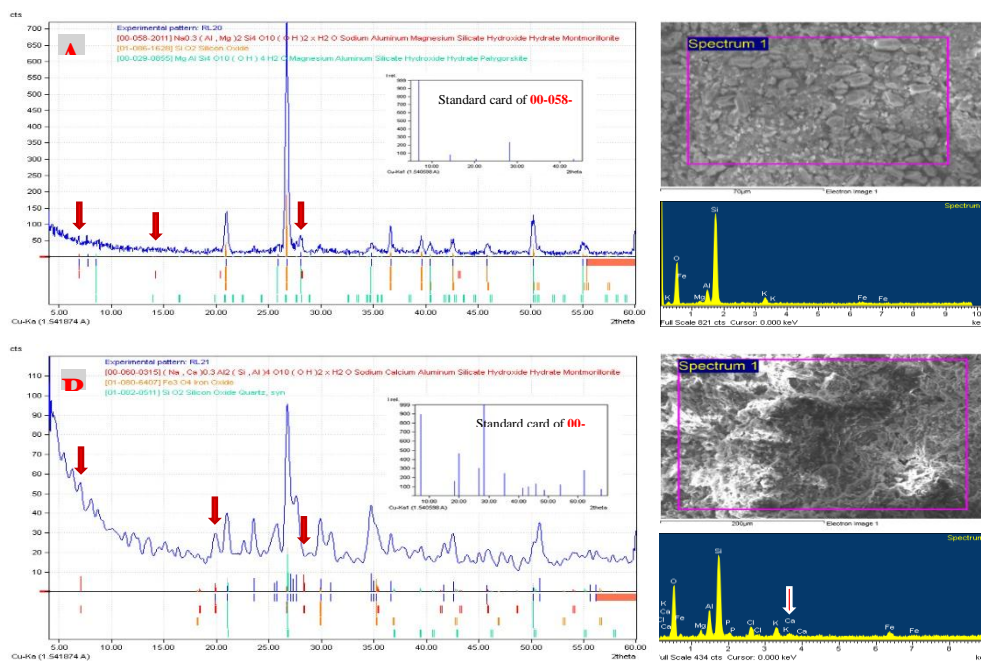
برای تعیین همبستگی، از رگرسیون خطی و غیرخطی تک متغیره (لگاریتمی، توانی، نمایی و درجه ۲) استفاده شد. همچنین برای بررسی صحت نتایج از کنترل کننده‌های صحت آماری شامل مجذور میانگین خطای مربعات (RMSE)، R^2 و P-value استفاده شد. در جدول ۶ و جدول ۷ به ترتیب شماره و معادلات به دست آمده برای هر رده ارائه گردیده است. در شکل ۸ و ۹ رابطه بین شاخص شکنندگی S20 تخمین زده شده، با شاخص شکنندگی S20 اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه در حالت خشک و اشباع به ترتیب نشان داده شده است.

مثال در نمونه RL20 و RL21 به ترتیب با تخلخل ۱۱.۹ و کانی رسی مونتوریلونیت کلسیک (شکل 7A) و تخلخل ۱۳.۳ و کانی رسی مونتوریلونیت سدیک (شکل 7B) این حالت مشاهده می‌شود. در نمونه RL20 مقدار شکنندگی افزایش ۲۳.۲ درصدی و در نمونه RL21 شکنندگی کاهش ۹.۵ درصدی داشته است.

۳-۲. برآورد شاخص شکنندگی S20 با استفاده از خواص مهندسی سنگ بکر

جدول ۶. شماره روابط همبستگی خطی/غیرخطی تک متغیره برای پیش‌بینی شاخص شکنندگی S20 بر اساس رده‌بندی سنگ‌شناسی ارائه شده.

Class	S20 Dry Model Number	S20 Sat Model Number
1A	1	25 to 29
1BM	2 to 3	30 to 31
1BS	4	32
2	5 to 13	33 to 38
3A	14 to 19	39 to 42
3B	20 to 24	43 to 49



شکل ۷. نتایج آزمایش XRD و EDS، نمونه RL20 (A)، نمونه RL21 (B).

جدول ۷. روابط همبستگی خطی/غیرخطی تک متغیره برای پیش‌بینی شاخص شکنندگی S20 بر اساس رده‌بندی سنگ‌شناسی ارائه شده.

Mode 1	Predictive model	R ²	P- Value	RMSE	Mode 1	Predictive model	R ²	P- Valu e	RMS E
1	$y = -0.142 \sigma_{cDry} + 32.628$	95.50	0.004	0.9260	25	$y = 45.613 e^{-0.686 I_{S50Sat}}$	92.16	0.010	0.0800
2	$y = 3.5927 V_s + 4.9053$	76.92	0.049	1.2010	26	$y = 33.441 e^{-0.008 \sigma_{cSat}}$	91.50	0.011	0.0830
3	$y = 26.31 \text{Micrite}^{0.435}$	86.90	0.021	0.0490	27	$y = 46.222 e^{-0.217 \sigma_{tSat}}$	91.20	0.011	0.0840
4	$y = 5.9678 \text{Grain}^{-2.276}$	99.70	0.002	0.0150	28	$y = 16.99 \ln(\text{Micrite}) + 24.761$	94.70	0.005	1.2810
5	$y = 315.72 V_{pDry}^{-1.908}$	90.40	0.013	0.2410	29	$y = -152.13 \text{Sparite} + 29.665$	99.40	0.003	0.4850
6	$y = 8.3613 e^{0.1436 n}$	97.60	0.002	0.1210	30	$y = -0.3902 B_{1Sat}^2 + 13.433 B_{1Sat} - 92.364$	93.06	0.070	2.2520
7	$y = 8.7173 e^{0.3385 W.A.}$	97.80	0.001	0.1160	31	$y = -0.7807 B_{7Sat}^2 + 25.646 B_{7Sat} - 185.98$	92.72	0.072	2.2900
8	$y = -34.18 \ln(I_{S50Dry}) + 39.81$	81.40	0.036	9.8760	32	$y = 2747.3 (\text{Grain})^2 - 3466.7 (\text{Grain}) + 1101.9$	99.30	0.085	0.6080
9	$y = -17.94 \ln(B_{3Dry}) + 116.52$	90.40	0.013	7.0820	33	$y = 764.01 e^{-0.712 V_{pSat}}$	89.20	0.016	0.3120
10	$y = -35.88 \ln(B_{4Dry}) + 116.52$	90.40	0.013	7.0820	34	$y = 5.2014 n - 0.6668$	96.50	0.003	5.2590
11	$y = -24.92 \ln(B_{5Dry}) + 128.96$	90.40	0.013	7.0820	35	$y = 4 e^{-6.492 pd} 10^8$	87.00	0.021	0.3410
12	$y = 2522.8 \sigma_{cDry}^{-1.15}$	95.40	0.004	0.1660	36	$y = 12.233 W.A. + 0.9197$	96.30	0.003	5.4540
13	$y = -33.98 \ln(\sigma_{tDry}) + 79.725$	80.80	0.038	10.0390	37	$y = -26.86 \ln(I_{S50Sat}) + 28.332$	87.50	0.019	9.9980
14	$y = 273.11 B_{2Dry}^2 - 425.94 B_{2Dry} + 186.48$	93.80	0.016	3.1770	38	$y = -26.82 \ln(\sigma_{tSat}) + 59.707$	87.30	0.020	10.078
15	$y = 0.0011 B_{3Dry}^2 - 0.3601 B_{3Dry} + 42.732$	92.00	0.022	3.5930	39	$y = 221.73 B_{2Sat}^2 - 320.18 B_{2Sat} + 128.71$	95.50	0.044	3.0030
16	$y = 0.316 B_{4Dry}^2 - 7.3998 B_{4Dry} + 61.103$	99.60	0.000	0.7680	40	$y = 0.0011 B_{3Sat}^2 - 0.3559 B_{3Sat} + 39.551$	96.50	0.036	2.6850
17	$y = 0.0096 B_{5Dry}^2 - 1.1406 B_{5Dry} + 49.67$	98.70	0.001	1.4140	41	$y = 0.2963 B_{4Sat}^2 - 6.8666 B_{4Sat} + 55.058$	95.80	0.042	2.9120
18	$y = 0.0103 \sigma_{cDry}^2 - 1.0804 \sigma_{cDry} + 47.722$	89.60	0.034	4.1270	42	$y = 0.0091 B_{5Sat}^2 - 1.0913 B_{5Sat} + 45.462$	99.40	0.006	1.0770
19	$y = -1.9202 E_{Dry} + 48.276$	76.90	0.022	5.3050	43	$y = -66.38 \ln(V_s) + 94.198$	74.30	0.003	10.246
20	$y = -40.26 \ln(V_s) + 65.326$	72.30	0.004	6.5470	44	$y = -86.72 \ln(V_{pSat}) + 161.51$	86.80	0.000	7.3450
21	$y = -49.92 \ln(V_{pDry}) + 103.6$	80.10	0.001	5.5530	45	$y = 2.6558 n - 2.7569$	77.00	0.002	9.7020
22	$y = 1.6182 n + 6.4389$	75.50	0.002	6.1570	46	$y = 4.9843 W.A. + 3.0374$	77.60	0.002	9.5710
23	$y = 3.0506 W.A. + 9.9035$	76.80	0.002	5.9900	47	$y = -63.01 \ln(RN) + 263.41$	70.00	0.005	11.067
24	$y = -38.69 \ln(RN) + 169.74$	70.00	0.005	6.8430	48	$y = -18.62 \ln(I_{S50Sat}) + 30.937$	80.00	0.001	9.0460
					49	$y = 1.09 \sigma_{tSat}^2 - 17.001 \sigma_{tSat} + 79.431$	89.90	0.001	6.9590

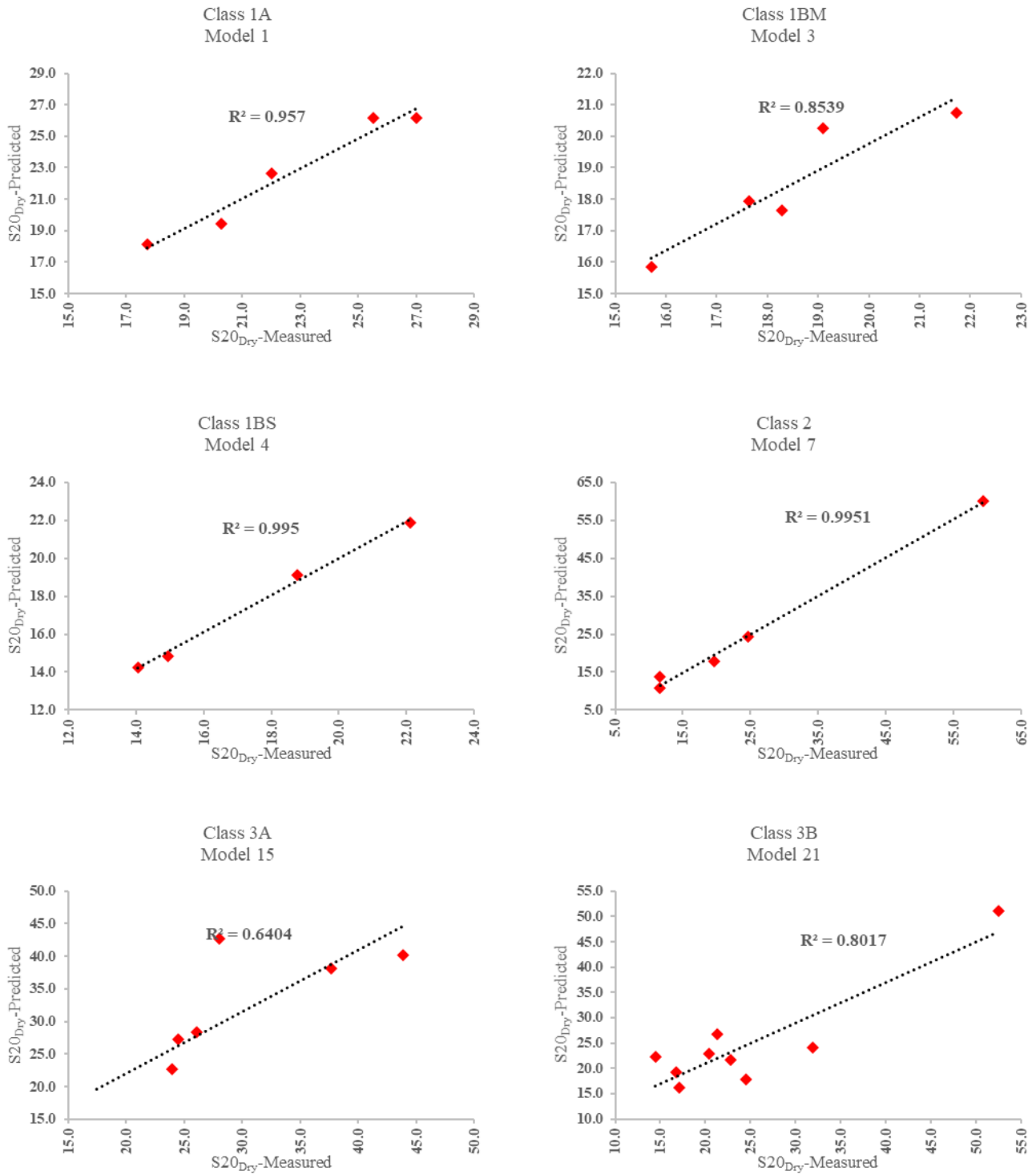
۴. نتیجه گیری

در این تحقیق پیش بینی شاخص شکنندگی S20 سنگ آهک- های نقاط مختلف ایران در حالت خشک و اشباع مورد بررسی قرار گرفت. به علاوه به بررسی دلیل افت و افزایش مقدار آن در حالت خشک و اشباع پرداخته شد. نتایج حاصل به شرح زیر می باشد:

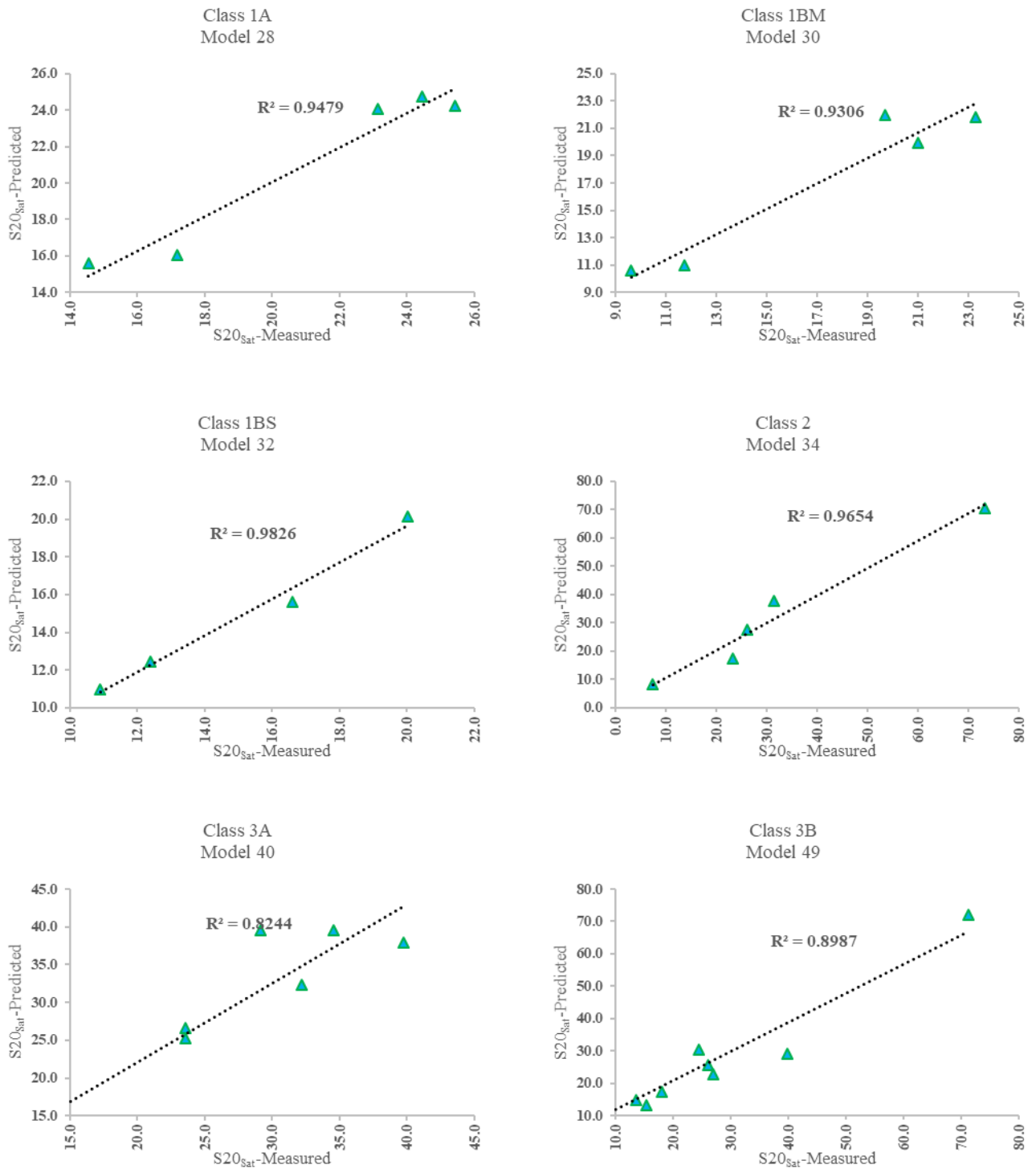
۱- استفاده از رگرسیون خطی و غیرخطی در کنار رده بندی سنگ شناسی، روابطی با همبستگی بالا ارائه می دهد. با وجود اینکه تعیین همبستگی بدون در نظر گرفتن خصوصیات سنگ شناسی و کانی شناسی روابط قابل قبولی ارائه نمی دهد.

۲- وجود کانی های رسی در سنگ مخصوصاً کانی مونتموریلونیت باعث کاهش شکنندگی در حالت اشباع نسبت به خشک می شود. کانی مونتموریلونیت سدیک و کلسیک در صورت وجود آب، یون های سدیم و کلسیم را از دست داده و در نتیجه صفحات کانی رسی از هم جدا می شوند. که این فرآیند سبب افزایش شکل پذیری سنگ و در نتیجه کاهش شکنندگی سنگ می گردد.

۳- تخلخل بالا و ریزترک های درون دانه های سنگ از عوامل افزایش شکنندگی سنگ در حالت اشباع نسبت به خشک هستند.



شکل ۸. همبستگی بین شاخص شکنندگی پیش‌بینی شده با اندازه‌گیری شده در حالت خشک.



شکل ۹. همبستگی بین شاخص شکنندگی پیش‌بینی شده با اندازه‌گیری شده در حالت اشباع.

منابع

- قادرنژاد، ص.، للهگانی دزکی، سعید.، نجاتی، ح.ر.، علی‌پنهانی، ب.، ۱۳۹۷. ارائه شاخصی جدید برای ارزیابی تردی سنگ. نشریه مهندسی منابع معدنی، ۳: ۴۳-۵۵.
- وفائیان، م.، ۱۳۸۷. خواص مهندسی سنگ‌ها: تئوریه‌ها و کاربردهای اجرایی. انتشارات ارکان دانش. ۶۱-۶۰.
- Altindag, R., 2002. The evaluation of rock brittleness concept on rotary blast hold drills. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 102: 61-66.
- Altindag, R., Guney, A., 2010. Predicting the relationships between brittleness and mechanical properties (UCS, TS and SH) of rocks. *Scientific Research and Essays*, 5: 2107-2118.
- 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.
- Bamford, W., 1984. Rock test indices are being successfully correlated with tunnel boring machine performance. *Fifth Australian Tunnelling Conference: State of the Art in Underground Development and Construction; Preprints of Papers. Institution of Engineers, Australia*, 218p.
- Bieniawski, Z., Grandori, R., 2007. Predicting TBM excavability-part II. *Tunnels and Tunnelling International*.
- Blindheim, O., Bruland, A., 1998. Boreability testing. *Norwegian TBM Tunnelling*, 30: 29-34.
- Blindheim, O., Grov, E., Nilsen, B., 2002. The effect of mixed face conditions (MFC) on hard rock TBM performance. *AITES-ITA Downunder 2002: 28th ITA General Assembly and World Tunnel Congress, Sydney, Australia*, 2-8.
- Bruland, A., 1999. Hard rock tunnel boring advance rate and cutter wear. *Norwegian Institute of Technology (NTNU), Trondheim, Norway*.
- Coates, D., Parsons, R., 1966. Experimental criteria for classification of rock substances. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Elsevier*, 181-189.
- Dahl, F., Bruland, A., Jakobsen, P. D., Nilsen, B., Grov, E., 2012. Classifications of properties influencing the drillability of rocks, based on the NTNU/SINTEF test method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 28: 150-158.
- Dunham, R. J., 1962. Classification of carbonate rocks according to depositional textures. *AAPG Bulletin*, 1: 80-121.
- Embry, A. F., Klovan, J. E., 1971. A late Devonian reef tract on northeastern Banks Island, N.W.T. *Bulletin of Canadian Petroleum Geology*, 19: 730-781.
- Farmer, I., Glossop, N., 1980. Mechanics of disc cutter penetration. *Tunnels and Tunnelling*, 12: 22-25.
- Frough, O., Khetwal, A., Rostami, J., 2019. Predicting TBM utilization factor using discrete event simulation models. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 87: 91-99.
- Gale, F., 2009. Screening criteria for shale-gas systems. *Gulf Coast Assoc. Geol. Soc. Trans*, 59: 779-793.
- Genis, M., Basarir, H., Ozarslan, A., Bilir, E., Balaban, E., 2007. Engineering geological appraisal of the rock masses and preliminary support design, Dorukhan Tunnel, Zonguldak, Turkey. *Engineering Geology*, 92: 14-26.
- George, E., 1995. Brittle failure of rock material-test results and constitutive models. *AA Balkema/Rotterdam/Brookfield*: 123-128.
- Hetenyi, M. I., 1966. *Handbook of Experimental Stress Analysis*. 15p.
- Hucka, V., Das, B., 1974. Brittleness determination of rocks by different methods. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Pergamon*, 389-392.
- ISRM 1981. *Rock characterization, testing and monitoring*, Oxford, Pergamon press.
- ISRM 1985. Suggested method for determining point load strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Elsevier*, 51-60.
- ISRM 2007. *The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006. Suggested methods prepared by the commission on testing methods., Ankara, International Soc. for Rock Mechanics, Commission on Testing Methods*.

- Jarvie, D. M., Hill, R. J., Ruble, T. E., Pollastro, R. M., 2007. Unconventional shale-gas systems: The Mississippian Barnett Shale of north-central Texas as one model for thermogenic shale-gas assessment. *AAPG Bulletin*, 91: 475-499.
- Kahraman, S., 2002. Correlation of TBM and drilling machine performances with rock brittleness. *Engineering Geology*, 65: 269-283.
- Koopialipoor, M., Nikouei, S. S., Marto, A., Fahimifar, A., Armaghani, D. J., Mohamad, E. T., 2018. Predicting tunnel boring machine performance through a new model based on the group method of data handling. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 1-15.
- Macias, F., Dahl, F., Bruland, A., Tunnelling, I., Association, U. S., 2017. Applicability of the new rock abrasivity test method (RIAT) to cutter life assessments in hard rock tunnel boring. *World Tunnel Congress*, 1-10.
- Matern, N. V., Hjelmér, A., 1943. *Försök med pågrus*, Statens Väginstitut.
- Morley, A., 1944. *Strength of Material*. Longman, Green, London.
- Meng, F., Zhou, H., Zhang, C., Xu, R., Lu, J. 2015. Evaluation methodology of brittleness of rock based on post-peak stress-strain curves. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48, 1787-1805.
- Nejati, H., Moosavi, S. A., 2017. A new brittleness index for estimation of rock fracture toughness. *Journal of Mining and Environment*, 8: 83-91.
- Nelson, P., Ingraffea, A., O'rourke, T., 1985. TBM performance prediction using rock fracture parameters. *Intl J of Rock Mech and Mining Sci and Geomechanic Abs*, 22.
- Obert, L., Duvall, W. I., 1967. *Rock mechanics and the design of structures in rock*. J. Wiley.
- OZDEMIR, L., and WANG, F. D., 1979. *Mechanical tunnel boring prediction and machine design*. Nasa Sti/Recon Technical Report N, 80p.
- Protodyakonov, M., 1962. *Mechanical properties and drillability of rocks*. Proceedings of the Fifth Symposium on Rock Mechanics, University of Minnesota, Minneapolis, MN, 103-118.
- Ramsay, J. G., 1967. *Folding and fracturing of rocks*. Mc Graw Hill Book Company, 568p.
- Salimi, A., Faradonbeh, R. S., Monjezi, M., Moormann, C., 2018. TBM performance estimation using a classification and regression tree (CART) technique. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 77: 429-440.
- Sumner, ME., Naidu, R., 1998. *Sodic soils distribution, properties, management, and environmental consequences*. Oxford University. Press, New York.
- Woan, G. 2000. *The Cambridge handbook of physics formulas*, Cambridge University Press, pp. 147.
- Yagiz, S., 2009. Assessment of brittleness using rock strength and density with punch penetration test. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24: 66-74.
- Yarali, O., Kahraman, S., 2011. The drillability assessment of rocks using the different brittleness values. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26: 406-414.
- Yarali, O., Soyer, E., 2011. The effect of mechanical rock properties and brittleness on drillability. *Scientific Research and Essays*, 6: 1077-1088.