

ناهمسانگردی خواص مکانیکی ماسه سنگ

مهدی حسینی^۱

چکیده

ناهمسانگردی در خواص مکانیکی سنگها ناشی از وجود صفحات ناپیوستگی در آنها می باشد. این مقاله به بررسی ناهمسانگردی خواص مکانیکی ماسه سنگ می پردازد. به علت فراوانی ماسه سنگ در ایران و اجرای پروژه های فراوان در این نوع سنگ این موضوع انتخاب شد. ناهمسانی در خواص مکانیکی ماسه سنگ به علت وجود سطوح لایه بندی است. ناهمسانگردی در نفوذپذیری، مقاومت تراکم تک محوری، مقاومت کششی، مقاومت تراکم سه محوری، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی در این مقاله بررسی شده است. نتایج آزمایش ها نشان می دهد با افزایش شیب لایه بندی میزان مقاومت کششی کاهش و نفوذپذیری افزایش می یابد. در ضمن ناهمسانگردی سنگ با افزایش فشار محصور کننده کاهش می یابد.

واژه های کلیدی: ناهمسانگردی، ماسه سنگ، خواص مکانیکی

۱- مقدمه

ناهمسانی بر اساس چگونگی تشکیل سطوح ضعف به دو دسته ذاتی و القایی تقسیم می شود [۱]. در ناهمسانی ذاتی ایجاد سطوح ضعف با مراحل ساختار تشکیل سنگ در ارتباط است. برای مثال سطوح لایه بندی، تورق و شیبستزیتته طی مراحل بعد از رسوبگذاری سنگ شکل می گیرند، در حالی که ناهمسانی القایی بواسطه اعمال تنشهای بعدی در منطقه ایجاد می گردند. درزه ها و گسله ها از جمله این ناپیوستگیها هستند. این ناهمسانگردی در نفوذپذیری، مقاومت تراکم تک محوری، مقاومت کششی و مقاومت تراکم سه محوری وجود دارد. در گذشته محققین زیادی روی ناهمسانی مقاومت سنگ کار کرده اند که می توان از آقایان دونات ۱۹۶۴، مک لامور و گری ۱۹۶۷، اتول و ساندفورد ۱۹۷۴ نام برد [۲]. اکثر این تحقیقات بر روی اسلیت، فیلیت، شیبست و شیل انجام شده است. در روش تئوری ارائه شده توسط جیگر و کوک (۱۹۷۹) از معیار موهر کولمب جهت بیان تاثیر ناهمسانگردی بر روی مقاومت سنگها استفاده گردیده است (رابطه ۱) [۳].

(۱)

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{2(C_d + \sigma_3 \tan \varphi_d)}{(1 - \tan \varphi_d \cot \alpha) \sin 2\alpha}$$

در این رابطه C_d : چسبندگی ناپیوستگی و φ_d : زاویه اصطکاک ناپیوستگی، α : زاویه شیب صفحات ناپیوستگی و σ_1 و σ_3 تنشهای اصلی حداکثر و حداقل است. حداقل تنش لازم برای حصول شکست در امتداد صفحه ناپیوستگی وقتی به وقوع می پیوندد که (رابطه ۲):

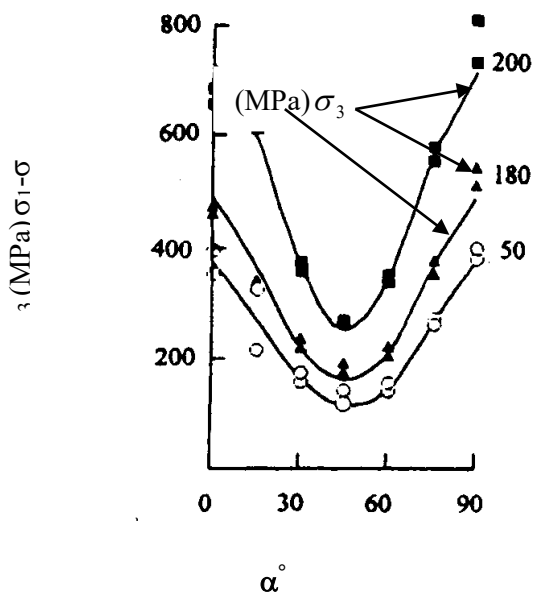
$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_d}{2}$$

(۲)

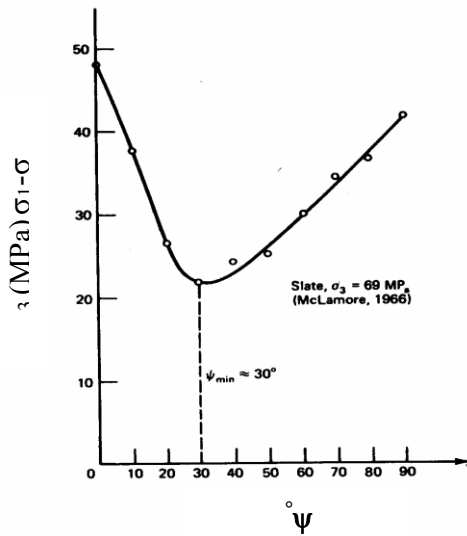
بر طبق رابطه (۱) اگر α به سمت 90° میل کرده و یا بین صفر و φ_d باشد تفاضل تنشهای اصلی که برای ایجاد لغزش در روی صفحه ناپیوستگی لازم است به سمت بی نهایت میل می کند بنابراین در این حالت لغزش در روی صفحه ناپیوستگی اتفاق نمی افتد بلکه شکست در صفحه دیگری که در سنگ سالم (intact rock یا سنگ فاقد ناپیوستگی) واقع است به وقوع می پیوندد. شکل ۱ تغییرات مقاومت سنگ در مقابل تغییرات ψ را (متمم زاویه α) که به صورت U شکل است نشان می دهد. مطالعات آزمایشگاهی محققین نشان می دهد که تغییرات مقاومت سنگ در مقابل تغییرات ψ همیشه به صورت U شکل (ارائه شده در

مقاله در تاریخ ۸۶/۹/۱۱ دریافت و در تاریخ ۸۶/۱۲/۱۳ به تصویب نهایی رسید.

^۱ استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی معدن، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)، meh_hosseini@yahoo.com



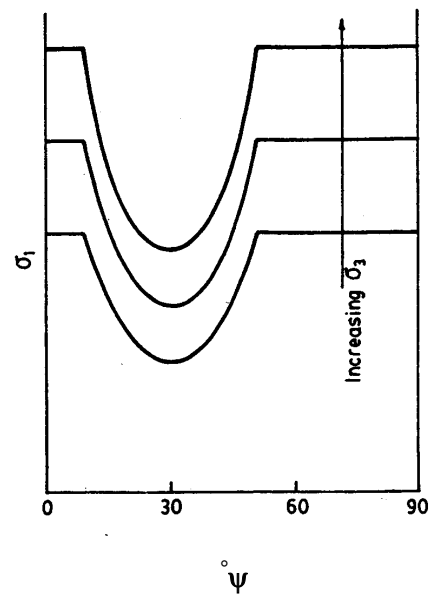
شکل ۲ ناهمسانگردی مقاومت سنگ در مقابل تغییرات α برای سنگ فیلیت [۳]



شکل ۳ ناهمسانگردی مقاومت سنگ در مقابل برای سنگ اسلیت [۴] تغییرات ψ

شکل ۱) نمی باشد. شکل‌های ۲ و ۳ تغییرات مقاومت سنگ در مقابل تغییرات α و ψ را برای سنگ فیلیت و اسلیت نشان می دهد [۳ و ۴]. نتایج این آزمایشها نشان می دهد که مقدار مقاومت سنگ در $\psi = 0^\circ$ (معادل $90^\circ = \alpha$) بیشتر از $\psi = 90^\circ$ (معادل $0^\circ = \alpha$) است در حالیکه بر طبق روش ارائه شده توسط جیگر و کوک (۱۹۷۹) می بایست مقدار مقاومت سنگ در $\psi = 0^\circ$ و $\psi = 90^\circ$ یکسان باشد.

این تحقیق به بررسی ناهمسانگردی خواص مکانیکی ماسه سنگ می پردازد. تحقیقات انجام شده روی ماسه سنگ اندک می باشد. تأثیر ناهمسانی در خواص مکانیکی ماسه سنگ به علت وجود سطوح لایه بندی است. ناهمسانگردی در نفوذپذیری، مقاومت تراکم تک محوری، مقاومت کششی، مقاومت تراکم سه محوری، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی در این مقاله بررسی می گردد.



شکل ۱ ناهمسانگردی مقاومت سنگ در مقابل تغییرات ψ بر اساس روش تئوری ارائه شده توسط جیگر و کوک [۲]

۲- آماده سازی نمونه‌ها

نمونه ها از ۱۰ کیلومتری جاده لوشان به طرف طارم نزدیکی روستای سیدان برداشت شده است. این نمونه ها ماسه سنگ آهکدار می باشند که لایه ای، متراکم و ریزدانه هستند و رنگ خاکستری روشن دارند. برای بررسی ترکیب

۳- اندازه گیری خواص فیزیکی نمونه های ماسه سنگ

در این مقاله تخلخل، وزن مخصوص و ضریب نفوذپذیری نمونه های ماسه سنگ اندازه گیری شده است. در این قسمت فقط فرمولها ذکر شده است. با توجه به اینکه این آزمایشها کلاسیک می باشند روش آزمایشها ذکر نشده است برای اطلاع بیشتر می توانید به [۶ و ۵] مراجعه کنید.

تخلخل: نسبت حجم منافذ سنگ به حجم کل سنگ را تخلخل می نامند و به صورت درصد بیان می کنند. از روش اشباع نمونه تخلخل اندازه گیری شده است (رابطه ۳).

$$n = \frac{V_V}{V} \times 100 \quad (3)$$

وزن مخصوص: در صورتی که نمونه سنگ کاملاً خشک باشد وزن مخصوص خشک از رابطه ۴ به دست می آید.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (4)$$

در حالتی که نمونه کاملاً اشباع باشد. وزن مخصوص اشباع از رابطه ۵ به دست می آید.

$$\gamma_{sat} = \frac{W_{sat}}{V} \quad (5)$$

نتایج آزمایش در جدول ۱ ارائه شده است.

نتایج آزمایش: نتایج آزمایش در جدول ۱ ارائه شده است.

آزمایش نفوذپذیری: نفوذپذیری قابلیت سنگ برای عبور

دادن مایعات از خود می باشد. هنگامی که آب زیرزمینی از مواد متخلخل اشباع شده می گذرد، دبی جریان متناسب با سطح مقطع و شیب هیدرولیکی خواهد بود. این قانون اولین بار توسط هنری دارسی در سال ۱۸۶۵ عنوان شد [۵] و به قانون دارسی مشهور است. سیال از سطح بالایی نمونه استوانه ای شکل به صورت طولی به داخل نمونه نفوذ کرده و از سطح پایینی نمونه خارج شده و وارد بورت

کافی شناسی ماسه سنگها مقاطع نازک تهیه شد مطالعات میکروسکوپی نشان می دهد ماسه سنگها از ۵۸ درصد کوارتز، ۳۴ درصد خرده سنگ آهکی و ۸ درصد فلدسپار ساخته شده اند. در ماسه سنگ لایه بندی ظریف وجود دارد ضخامت لایه ها از چند میلیمتر تا حد یک سانتیمتر است تعداد لایهها ۲۷ عدد در ضخامت ۶ سانتیمتر می باشد و سیمان آهکی سیمان پرکننده بین ذرات ماسه سنگ است.

هدف از انجام مرحله آماده سازی، تهیه مغزه های با قطرهای ۵۱ و ۵۴ میلیمتر است. از نمونه های با قطر ۵۴ میلیمتر برای انجام آزمایش تراکم سه محوری استفاده شده است. جهت بررسی خاصیت ناهمسانگردی ماسه سنگ چهار سری نمونه که در آنها زاویه شیب لایه بندی متفاوت است تهیه شده است ($\alpha=90^\circ$ و $\alpha=60^\circ$, $\alpha=30^\circ$, $\alpha=0^\circ$). برای تهیه نمونه مغزه با قطر ۵۱ میلیمتر از دستگاه مغزه گیر ساخت شرکت HILTI (شکل ۴) و با قطر ۵۴ میلیمتر از دستگاه مغزه گیر (ساخت شرکت ELE) استفاده شده است. فقط با استفاده از دستگاه HILTI امکان حفاری شیبدار وجود دارد.



شکل ۴ دستگاه مغزه گیر (ساخت شرکت HILTI)

می شود. نفوذپذیری سنگ از رابطه ۶ به دست می آید:

$$K = \frac{Q\mu L}{PA} \quad (6)$$

در این رابطه:

Q : دبی خروجی از نمونه سنگ بر حسب متر مکعب بر ثانیه

جدول ۱ نتایج آزمایش تعیین تخلخل، وزن مخصوص خشک و اشباع نمونه های مورد مطالعه

شماره نمونه	n (%)	$\gamma_{sat} (\frac{KN}{m^3})$	$\gamma_d (\frac{KN}{m^3})$
۳-۱	۸/۵۹	۲۲/۷۸	۲۱/۹۲
۲-۲	۹/۹۲	۲۲/۳۰	۲۱/۴۰
۵-۱	۱۰/۵۰	۲۱/۹۱	۲۰/۸۶
۵-۲	۹/۸۷	۲۲/۳۵	۲۱/۳۶

نفوذ پذیری جدول ۲ نتایج آزمایش

شماره نمونه	L (m)	P (MPa)	d (قطر نمونه) (mm)	Q (m ³ /s)	α (شیب لایه بندی) (°)	K (m ²)
۱-۲	۰/۱۱	۱/۷	۵۴	۰/۰۲۵	۰	$7/06 \times 10^{-16}$
۱-۱	۰/۱۱	۱/۷	۵۴	۰/۰۴۸	۹۰	$1/35 \times 10^{-15}$

۴- اندازه گیری خواص مکانیکی نمونه های سنگ

۴-۱ آزمایش تعیین مقاومت کششی به روش غیر

مستقیم

این روش بر این واقعیت استوار است که با اعمال فشار قطری به نمونه های دیسکی شکل تنش کششی در امتداد عمود بر محور بارگذاری ایجاد می شود و هنگامیکه این

μ : ویسکوزیته دینامیکی سیال (آب) بر حسب مگاپاسکال در ثانیه

L: طول نمونه استوانه ای شکل بر حسب متر

P: فشار سیال بر حسب مگاپاسکال

A: سطح مقطع نمونه بر حسب متر مربع

K: نفوذپذیری بر حسب متر مربع

نمونه های مورد آزمایش مغزه هایی با قطر 51mm می باشد که ضخامت آنها تقریباً برابر شعاع نمونه است. مقاومت کششی نمونه از رابطه ۷ محاسبه می شود [۵]:

$$\sigma_t = 0.636 \frac{P}{Dt} \quad (7)$$

در این رابطه:

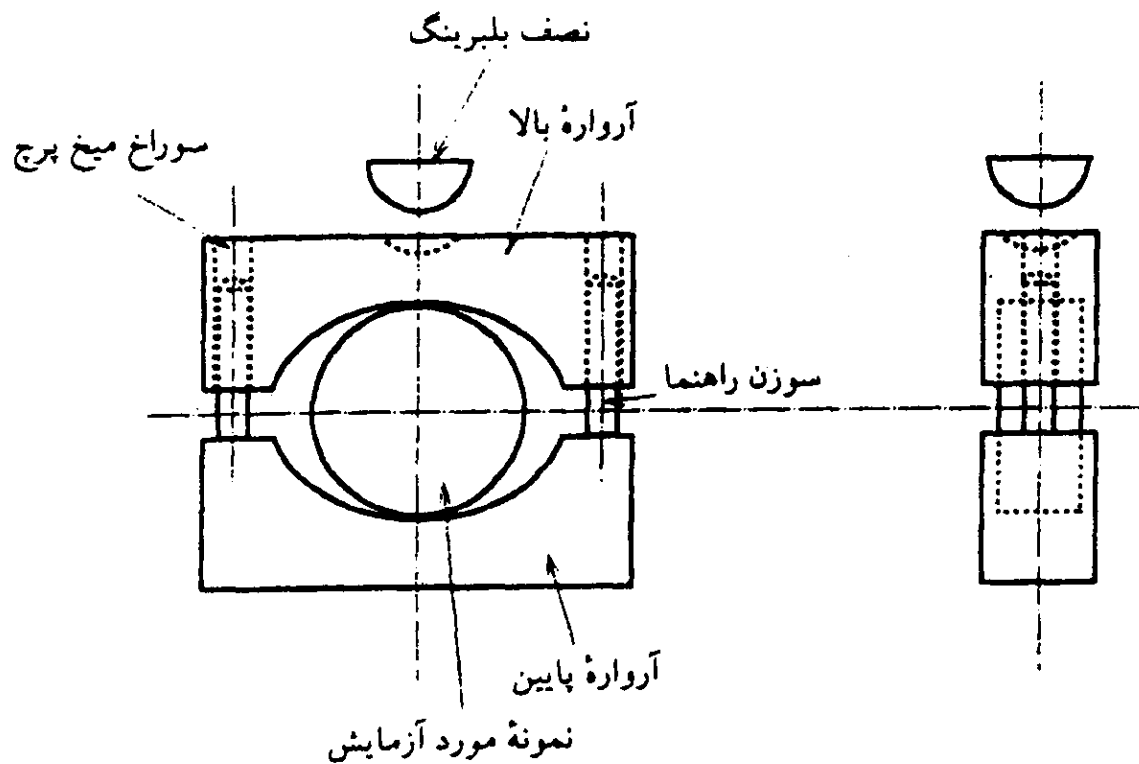
P: بار در لحظه شکست (N)، D: قطر نمونه (mm)،

t: ضخامت نمونه (mm) و σ_t : مقاومت کششی (MPa).

سطح شکست در این آزمایش باید در راستای بارگذاری و به صورت قطری باشد در غیر این صورت آزمایش باید تکرار شود.

تنش از مقاومت کششی سنگ بیشتر شود، سنگ دچار گسیختگی می شود.

معروف ترین آزمایش که در این گروه قرار می گیرد آزمایش برزیلی است. شکل ۵ فکهای قوسی شکل یک دستگاه آزمایش برزیلی را نشان می دهد.



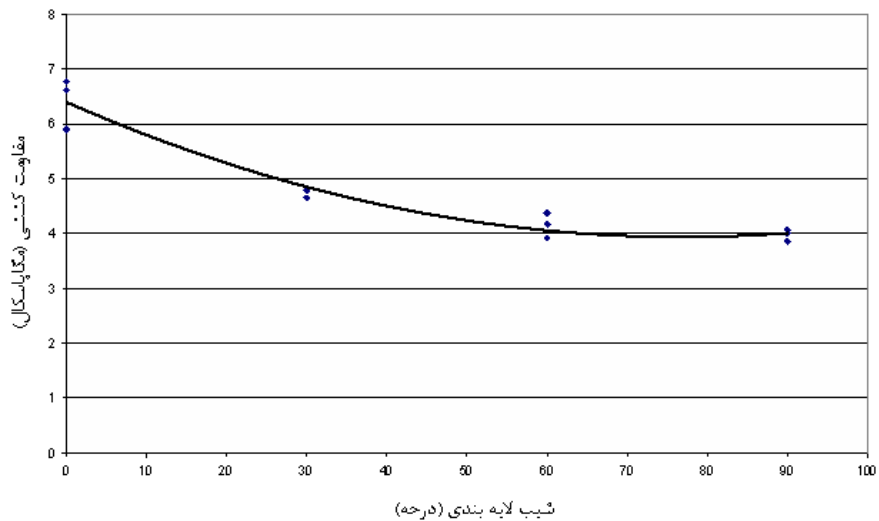
شکل ۵ آرواره های بارگذاری

۴-۱-۱ نتایج آزمایش

نتایج آزمایش در جدول ۳ و شکل ۶ ارائه شده است. نتایج نشان می دهد مقدار مقاومت کششی با افزایش شیب لایه بندی کاهش می یابد.

جدول ۳ نتایج آزمایش تعیین مقاومت کششی

شماره نمونه	D (mm)	t (mm)	α (°)	σ_t (MPa)
۱-۱	۵۱/۰۵	۲۷/۴۰	۹۰	۴
۲-۱	۵۱/۰۰	۲۸/۰۰	۹۰	۳/۸۶
۳-۱	۵۱/۰۳	۲۷/۰۱	۹۰	۴/۰۷
۲-۲	۵۱/۰۰	۲۸/۶۰	۰	۵/۹۰
۳-۲	۵۱/۰۲	۲۸/۶۰	۰	۶/۶۲
۴-۲	۵۱/۰۱	۲۷/۴۶	۰	۶/۷۷
۱-۳	۵۰/۹۲	۲۷/۸۰	۶۰	۴/۱۷
۲-۳	۵۰/۹۵	۲۷/۶۵	۶۰	۳/۹۲
۳-۳	۵۱/۰۰	۲۸/۲۰	۶۰	۴/۳۷
۱-۴	۵۱/۰۰	۲۷/۸۰	۳۰	۴/۷۸
۲-۴	۵۰/۹۵	۲۹/۵۲	۳۰	۴/۶۵
۲-۴	۵۱/۰۳	۲۹/۴۰	۳۰	۴/۸۳



شکل ۶ تغییرات مقاومت کششی در مقابل شیب لایه بندی

۴-۲ آزمایش تراکم تک محوری

این آزمایش به منظور تعیین مقاومت تراکم تک محوری و منحنی تنش - کرنش انجام می‌گیرد. در این آزمایش توسط یک دستگاه بارگذاری، بار محوری به نمونه اعمال می‌شود (شکل ۷). در صورتیکه حداکثر بار وارده به نمونه F و سطح مقطع اولیه نمونه A باشد در این صورت مقاومت تراکم تک محوری سنگ از رابطه ۸ به دست می‌آید.

$$\sigma_C = \frac{F}{A} \quad (8)$$

رابطه:

$$\sigma_C : \text{مقاومت تراکم تک محوری برای } \frac{h}{d} = 2$$

σ_{Ca} : مقاومت تراکم تک محوری اندازه گیری شده
d : قطر نمونه و h : ارتفاع نمونه

۴-۲-۱ نتایج آزمایش

نتایج آزمایش در جدول ۴ و شکل ۸ ارائه شده است. فرم شکست در تمام نمونه های سنگ به صورت محوری است. در ضمن، منحنی تنش - کرنش برای یکی از نمونه ها (نمونه ۳-۱) در شکل ۹ ارائه شده است.

مقادیر تغییر شکل محوری نمونه از طریق LVDT و بار محوری اعمال شده بر روی نمونه از طریق Load cell در هر ثانیه به دستگاه ثبت داده ها فرستاده شده، از آنجا به کامپیوتر ارسال می‌گردد و در یک فایل اکسل (Excel) ذخیره می‌گردد. از روی این فایل با داشتن ارتفاع و قطر اولیه نمونه می‌توان منحنی تنش - کرنش را رسم کرد. در یک آزمایش تراکم تک محوری از ابتدای آزمایش تا مرحله شکست بیش از ۵۰۰ داده تنش و کرنش در فایل اکسل وجود دارد. همانطور که مشاهده می‌کنید منحنی تنش - کرنش به صورت S شکل است معمولاً در ماسه سنگها منحنی تنش - کرنش به این شکل است. لازم به ذکر است که مدول الاستیسیته در نمونه ۳-۱ 4734 MPa است. مدول الاستیسیته در نمونه ۲-۲ که شیب لایه بندی (α) صفر درجه است 6799 MPa و در نمونه ۴-۲ که شیب لایه بندی ۳۰ درجه است 3700 MPa می‌باشد. در نتیجه مدول الاستیسیته نیز همانند مقاومت تراکم تک محوری با تغییر شیب لایه بندی تغییر می‌کند.



شکل ۷ دستگاه بارگذاری محوری (ساخت شرکت ELE)

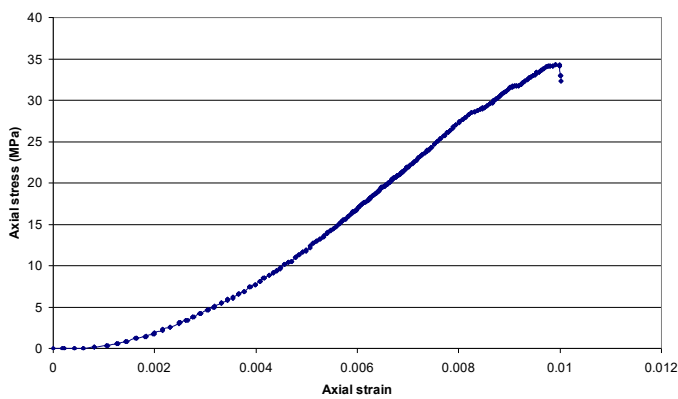
بر طبق استاندارد ASTM چنانچه نسبت ارتفاع به قطر غیر از ۲ باشد از رابطه ۹ برای تصحیح مقدار مقاومت تراکم تک محوری استفاده می‌شود [۵].

(۹)

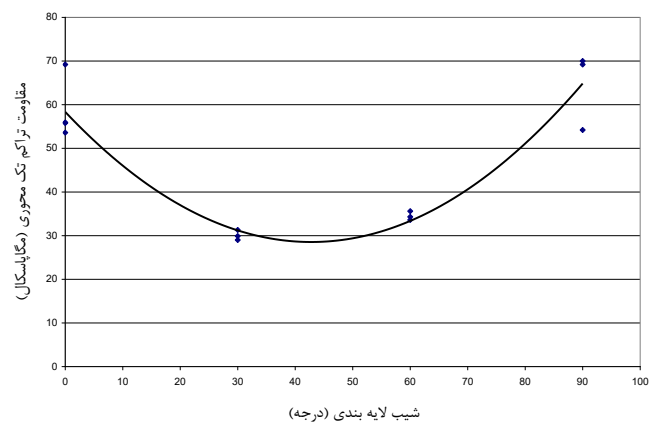
$$\sigma_C = \sigma_{Ca} / [0.88 + (0.24d/h)]$$

جدول ۴ نتایج آزمایش تعیین مقاومت تراکم تک محوری

شماره نمونه	d (mm)	h (mm)	α (°)	σ_c (MPa)
۳-۱	۵۱/۰۰	۹۴/۳۳	۹۰	۷۰
۴-۱	۵۰/۹۱	۷۰/۲۵	۹۰	۶۹/۲
۵-۱	۵۱/۰۷	۱۰۲/۱۰	۹۰	۵۴/۲
۲-۲	۵۱/۰۱	۱۰۶/۱۵	۰	۵۳/۶
۳-۲	۵۰/۸۳	۹۵/۶۰	۰	۶۹/۲
۴-۲	۵۰/۹۲	۱۰۸/۳۱	۰	۵۵/۷۹
۵-۲	۵۱/۰۰	۱۰۷/۲۸	۰	۵۵/۹۲
۱-۳	۵۱/۰۳	۹۰/۴۶	۶۰	۳۴/۳
۳-۳	۵۰/۹۵	۹۹/۴۷	۶۰	۳۳/۶
۴-۳	۵۱/۰۱	۱۰۵/۴۷	۶۰	۳۵/۶
۱-۴	۵۰/۹۸	۹۸/۳۹	۳۰	۳۱/۳
۲-۴	۵۱/۰۰	۹۷/۳	۳۰	۲۹
۴-۴	۵۱/۰۴	۹۸/۶۵	۳۰	۲۹/۹



شکل ۹ منحنی تنش - کرنش برای نمونه ۱-۳



شکل ۸ تغییرات مقاومت تراکم تک محوری در مقابل شیب لایه بندی

۳-۴ آزمایش تراکم سه محوری

سنگها در طبیعت تحت شرایط تنش سه محوری قرار دارند در نتیجه یک سری آزمایش سه محوری برای حالت $\alpha=0^\circ$ و $\alpha=90^\circ$ انجام شده است تا اثر شیب صفحات لایه بندی روی مقاومت سنگ، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی مورد بررسی قرار گیرد.

نتایج آزمایش در جدول ۵ ارائه شده است. نتایج آزمایشات سه محوری به کمک نرم افزار Rock lab تحلیل گردید که از این تحلیلها مقدار چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی سنگ به دست می آید (جدول ۶).

جدول ۵ نتایج آزمایش تراکم سه محوری

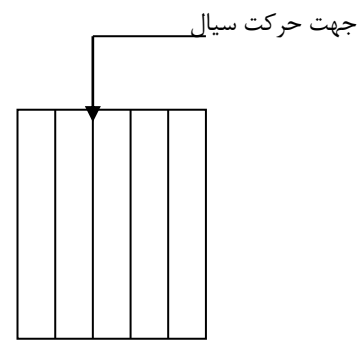
شماره نمونه	d (mm)	h (mm)	α ($^\circ$)	σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)
۱-۱	۵۴/۶۶	۵۴/۴۶	۹۰	۲/۵	۵۲
۲-۱	۵۴/۶۸	۵۴/۶۲	۹۰	۷/۵	۷۳/۹۷
۳-۱	۵۴/۷۲	۵۲/۴۰	۹۰	۱۲	۹۴
۱-۲	۵۴/۷۰	۵۴/۲۵	۰	۲/۵	۶۴/۶۴
	۵۴/۷۵	۵۳/۵۲	۰		۹۳/۸۷
۳-۲	۵۴/۷۷	۵۴/۷۵	۰	۱۲	۱۲۵/۲

جدول ۶ مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی

α ($^\circ$)	چسبندگی (MPa)	زاویه اصطکاک داخلی ($^\circ$)
۰	۲/۴۶۰	۳۷/۹۱
۹۰	۱/۹۰۹	۳۲/۲۰

۵- نتایج و بحث

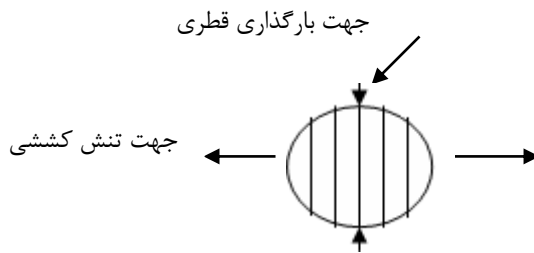
نتایج آزمایشها اثر شیب لایه بندی بر روی خواص ماسه سنگ را نشان می دهد. در آزمایش نفوذپذیری همانطور که در شکل ۱۰ مشاهده می کنید سیال در امتداد سطوح لایه بندی و طولی نمونه سنگ حرکت می کند. در حالت $\alpha=90^\circ$ جهت حرکت سیال به موازات صفحات لایه بندی است به همین علت سیال راحت تر در نمونه سنگ حرکت می کند. در نتیجه میزان نفوذپذیری نمونه سنگ بیشتر (حدود دو برابر) از حالتی است که شیب لایه بندی صفر درجه است. در حالتی که شیب لایه بندی صفر درجه است جهت حرکت سیال عمود بر صفحات لایه بندی است و سیال سخت تر در سنگ حرکت می کند به همین علت میزان نفوذپذیری نمونه سنگ در این حالت کمتر است.



شکل ۱۰ جهت حرکت سیال در نمونه سنگ با شیب لایه بندی 90° درجه

در آزمایش تعیین مقاومت کششی در حالت $\alpha=90^\circ$ همانطور که در شکل ۱۱ مشاهده می کنید تنش کششی ایجاد شده عمود بر محور بارگذاری است. در این حالت مقاومت کششی کمترین مقدار است چون تنش کششی عمود بر صفحات لایه بندی است در نتیجه نمونه سریعتر در مقایسه با حالتیکه $\alpha=0^\circ$ است در امتداد قطر می شکند. در بقیه حالات (غیر از $\alpha=90^\circ$) تنش کششی ایجاد شده عمود بر صفحات لایه بندی نیست و این باعث می شود مقاومت کششی جسم افزایش یابد در حالت $\alpha=0^\circ$ تنش کششی ایجاد شده به موازات صفحات لایه بندی است و همین باعث می شود که اثر صفحات لایه بندی بر روی مقاومت کششی در این حالت به حداقل برسد و مقاومت

کششی در حالت $\alpha=0^\circ$ ماکزیمم گردد. در نتیجه می توان گفت با افزایش شیب لایه بندی میزان مقاومت کششی کاهش می یابد زیرا افزایش شیب باعث می شود که زاویه بین تنش کششی و صفحات لایه بندی به 90° درجه نزدیک شود.



شکل ۱۱ وضعیت نمونه در آزمایش برزیلی با شیب لایه بندی 90° درجه

در مورد اثر شیب لایه بندی بر روی مقاومت تراکم تک محوری می توان گفت بر طبق رابطه ۱ اگر α به سمت 0° و یا 90° میل کند تفاضل تنشهای اصلی که برای ایجاد لغزش در روی صفحه ناپیوستگی لازم است به سمت بی نهایت میل می کند بنابراین در این حالت لغزش در روی صفحه ناپیوستگی اتفاق نمی افتد بلکه شکست در صفحه دیگری که در سنگ سالم واقع است به وقوع می پیوندد. به همین علت مقاومت تراکم تک محوری در حالتیکه شیب لایه بندی صفر و نود درجه است تقریباً مساوی است.

مقاومت تراکم تک محوری در حالت $\alpha=60^\circ$ اندکی بیشتر از مقاومت تراکم تک محوری در حالت $\alpha=30^\circ$ است. مقاومت تراکم تک محوری در این حالت حدود نصف مقاومت تراکم تک محوری در حالت شیب لایه بندی صفر و نود درجه است.

شیب لایه بندی در این حالت باعث ناهمسانگردی در مقاومت تراکم تک محوری سنگ می گردد. با استفاده از معادله ۱۰، ۱۱ و ۱۲ می توان مقاومت سنگ در تراکم سه محوری را در حالتیکه در سنگ صفحات ضعف وجود دارد تعیین کرد [۷]. با استفاده از این معادله می توان نتیجه گرفت که میزان ناهمسانگردی سنگ با افزایش فشار محصور کننده کاهش می یابد.

(۱۰)

$$\sigma_3 = 2/5 \longrightarrow \frac{\sigma_{190}}{\sigma_{130}} = 1/56$$

$$\sigma_3 = 12 \longrightarrow \frac{\sigma_{190}}{\sigma_{130}} = 1/35$$

همانطور که مشاهده می کنید میزان ناهمسانگردی سنگ با افزایش فشار محصور کننده کاهش می یابد.

مراجع

- [۱] احمدی، مرتضی، مجموعه مقالات دومین کنفرانس مکانیک سنگ ایران، انتشارات انجمن مکانیک سنگ ایران، ص ۵۰۲-۴۹۷، ۱۳۸۳.
- [۲] شئوری، پی. آر.، معیارهای تجربی گسیختگی در سنگ، ترجمه دکتر رسول اجل لوئیان، انتشارات دانشجو، ۱۳۸۰.
- [۳] وتوکوری، وی. اس. و کانسویاما، ک.، درآمدی بر مکانیک سنگ، ترجمه دکتر محمد فاروق حسینی، مرکز خدمات فرهنگی سالکان، ۱۳۷۰.
- [4] Goodman, R.E., Introduction to Rock Mechanics, John Wiley & sons, 1989.
- [۵] فهیمی فر، احمد و سروش، حامد، آزمایش های مکانیک سنگ، شرکت سهامی آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک وزارت راه و ترابری، ۱۳۸۰.
- [6] Brown, E.T., Rock Characterization Testing and Monitoring, ISRM Suggested Method, Pergamon Press, 1981.
- [7] Ramamurthy, T., Rao, G.V. and Singh, J., "A Strength Criterion for Anisotropic Rocks", In proc. 5th Australia-new Zealand Conf.on Geomechanics, Sydney, 1988.

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_3} = B_{\psi} \left(\frac{\sigma_{c\psi}}{\sigma_3} \right)^{\alpha_{\psi}}$$

در این رابطه:

$\sigma_{c\psi}$: مقاومت تراکم تک محوری در حالتی که متمم زاویه شیب (ψ) است.

B_{ψ} و α_{ψ} : مقادیر ثابت B و α در حالتی که متمم زاویه شیب (ψ) است.

$$\frac{\alpha_{\psi}}{\alpha_{90}} = \left(\frac{\sigma_{c\psi}}{\sigma_{c90}} \right)^{1-\alpha_{90}} \quad (11)$$

$$\frac{B_{\psi}}{B_{90}} = \left(\frac{\alpha_{90}}{\alpha_{\psi}} \right)^{0.5} \quad (12)$$

در این رابطه:

B_{90} و α_{90} : مقادیر B و α در حالتیکه متمم زاویه شیب 90° است.

با استفاده از نتایج آزمایش سه محوری و به کمک رابطه ۱۰ می توان B_{90} و α_{90} را بدست آورد. این مقادیر عبارت است از:

$$B_{90} = 3/45 \quad \alpha_{90} = 0/638$$

برای به دست آوردن مقادیر σ_1 و σ_3 در حالتیکه متمم زاویه شیب 30° است ابتدا با استفاده از رابطه ۱۱ و ۱۲ می توان مقادیر B_{30} و α_{30} و سپس به کمک رابطه ۱۰ تنش σ_1 را در فشار محصور کننده (σ_3) ۲/۵ و ۱۲ مگاپاسکال بدست آورد. این مقادیر عبارت است از:

$$B_{30} = 3/75 \quad \alpha_{30} = 0/54$$

$$\sigma_3 = 2/5 \longrightarrow \sigma_1 = 41/4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = 12 \longrightarrow \sigma_1 = 92/2 \text{ MPa}$$

در این مرحله نسبت $\frac{\sigma_{190}}{\sigma_{130}}$ (نسبت مقاومت سنگ در

حالت $\psi = 90^\circ$ به مقاومت سنگ در حالت $\psi = 30^\circ$) محاسبه می شود.