





دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی معدن گرایش مکانیک سنگ

عنوان

تحلیل مقاومت برشی تماس بتن درزه سنگ با استفاده از آزمایش برش
و مدل سازی عددی (مطالعه موردی سد بتنی پیر تقی)

نگارنده:

روح اله خدارحمی

استاد راهنما

دکتر مجید نیکخواه

دکتر فرهنگ سرشکی

تیر ۱۳۹۸

تقدیم به:

تقدیم با بوسه به دستان استوارترین تکیه‌گاهانم، پدر و مادر فداکار و عزیزتر از جانم...
که هرآنچه آموختم در مکتب عشق شما آموختم و هرچه بکوشم قطره‌ای از دریای بی‌کران مهربانی‌تان
را سپاس نتوانم بگویم!

پروردگارا...

حسن عاقبت، سلامت و سعادت را برای عزیزانم مقدر بفرما...

تقدیر و تشکر:

شکر شایان نثار ایزد منان که توفیق را رفیق راهم ساخت تا این پایان نامه را به پایان برسانم. از استاد
فاضل و اندیشمند جناب آقای دکتر مجید نیکخواه به عنوان استاد راهنما که همواره نگارنده را
مورد لطف و محبت خود قرار داده‌اند، کمال تشکر را دارم.

تعهدنامه

اینجانب روح اله خدارحمی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مکانیک سنگ دانشکده مهندسی معدن نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده رساله « تحلیل مقاومت برشی تماس بتن درزه سنگ با استفاده از آزمایش برش و مدل سازی عددی (مطالعه موردی سد بتنی پیر تقی)» تحت راهنمایی آقایان دکتر مجید نیکخواه و دکتر فرهنگ سرشکی متعهد می شوم:

- تحقیقات در این رساله توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش های محققین دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در این رساله تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود است و مقالات مستخرج با نام «دانشگاه صنعتی شاهرود» و یا «Shahrood University of Technology» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی رساله تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج شده از رساله رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این رساله، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت های آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این رساله، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود است. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در این رساله بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

مقاومت برشی توده سنگ، سطوح درزه و ناپیوستگی‌ها در تحلیل پایداری شیروانی‌های سنگی و سایر سازه‌هایی که در سنگ طراحی و اجرا می‌شوند اهمیت زیادی دارد. مقاومت برشی در یک توده سنگ عمدتاً توسط صفحات ضعف کنترل می‌شود. بنابراین درک مجموعه عوامل مؤثر بر مقاومت برشی توده سنگ، ضروری به نظر می‌رسد. پارامترهای مقاومت برشی در سنگ به روش‌های گوناگونی تعیین می‌شود. یکی از روش‌های تعیین پارامترهای مقاومت برشی، استفاده از آزمایش برش مستقیم است که در صحرا و آزمایشگاه بر روی نمونه‌های طبیعی انجام می‌گیرد. آزمایش برش مستقیم سنگ، گاهی بر روی درزه‌های طبیعی موجود در سنگ و گاهی نیز بر روی درزه‌های ایجادشده در سنگ انجام می‌شود. در این تحقیق با استفاده از مدل‌سازی دوبعدی به کمک نرم‌افزار المان گسسته PFC2D تحلیل مقاومت برشی تماس درزه بین بتن و سنگ با استفاده از آزمایش برش پرداخته‌شده است. مدل‌سازی‌ها در سه سطح مختلف ۱.۵، ۳ و ۶ مگا پاسکالی از تنش نرمال قائم انجام گرفته و نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی و میدانی (برجا) مقایسه شده است. با توجه به نتایج حاصل از آزمایش برش مستقیم و بررسی اثر زبری (JRC) نمونه‌ها قبل و بعد از برش، مشخص گردید که با افزایش زبری، مقاومت برشی سطوح درزه‌ها افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش سطح تنش نرمال در سطوح درزه با زبری پایین، اختلاف بین تنش برشی نهایی و تنش برشی باقیمانده نیز کمتر از حالتی است که زبری سطوح بالا باشد.

کلمات کلیدی: درزه، مقاومت برشی، مدل‌سازی عددی، روش المان گسسته، آزمایش برش مستقیم

فهرست

فصل ۱ کلیات و تعاریف	۱
۱-۱- مقدمه	۲
۲-۱- عنوان تحقیق	۴
۳-۱- تاریخچه‌های از موضوع تحقیق	۴
۴-۱- ضرورت انجام تحقیق	۸
۵-۱- روش انجام تحقیق	۹
۶-۱- ساختار پایان‌نامه	۹
فصل ۲ مروری بر مطالعات پیشین	۱۱
۱-۲- مقدمه	۱۲
۲-۲- مقاومت برشی درزه سنگ تحت شرایط مرزی CNL	۱۳
۳-۲- مکانیزم برش در تماس توده سنگ- بتن	۱۴
۴-۲- بررسی تأثیر زبری بر تماس توده سنگ- بتن	۱۷
۲-۴-۱- مواد آزمایش	۱۸
۲-۴-۲- آماده‌سازی نمونه	۱۹
۲-۴-۳- روش آزمایش	۲۱
۲-۵- شرایط مرزی نیروی نرمال	۲۳
۲-۵-۱- نتایج آزمایش	۲۴
۲-۶- بحث در مورد نتایج	۲۹
۲-۶-۱- آزمایش CNS_درزه منظم	۲۹
۲-۶-۲- آزمایش CNS_درزه‌های نامنظم	۳۱
۲-۶-۳- آزمایش CNL	۳۶
۲-۷- تأثیر کلی زبری نامنظم	۳۷
۲-۸- بررسی دما بر تماس توده سنگ- شاتکریت	۳۹
۲-۹- روش تجربی	۴۱
۲-۹-۱- آماده‌سازی نمونه	۴۱
۲-۱۰- خواص شاتکریت	۴۳

- ۴۳-۱۱-۲- آماده‌سازی نمونه بتن و دستگاه آزمایش برش.....
- ۴۵-۱۲-۲- شکست سطح.....
- ۴۷-۱۳-۲- بررسی نتایج.....
- ۴۷-۱-۱۳-۲- مقاومت برشی حداکثر فصل مشترک شاتکریت- سنگ.....
- ۴۹-۲-۱۴- مقاومت برشی باقی‌مانده فصل مشترک شاتکریت- سنگ.....
- ۵۰-۱۵-۲- پارامترهای مقاومت برشی فصل مشترک شاتکریت- سنگ.....
- ۵۱-۱۶-۲- ارتباط بین تنش برشی و جابجایی برشی.....
- ۵۳-۱۷-۲- نتیجه‌گیری.....
- ۵۵- فصل ۳ برآورد پارامترهای مقاومت برشی درزه‌ها.....
- ۵۶-۱-۳- مقدمه.....
- ۵۶-۲-۳- مبانی نظری و معیارهای مقاومت برشی درزه.....
- ۵۹-۳-۳- معیارهای تجربی پیش‌بینی مقاومت برشی ناپیوستگیها.....
- ۵۹-۱-۳-۳- معیار پاتون (۱۹۶۶).....
- ۵۹-۲-۳-۳- معیار جیگر (۱۹۷۹).....
- ۶۰-۲-۳-۳- معیار بارتن (۱۹۷۷).....
- ۶۰-۳-۳-۳- معیار مقاومت فشاری درزه (JCS).....
- ۶۱-۴-۳-۳- ضریب زبری درزه (JRC).....
- ۶۲-۴-۳- ساختگاه سد پیرتقی.....
- ۶۹-۵-۳- اندازه‌گیری ضریب زبری و مقاومت فشاری دیواره درزه.....
- ۶۹-۶-۳- توزیع فراوانی زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی دسته‌درزه‌ها.....
- ۷۲-۷-۳- تابع توزیع احتمال پارامترهای مقاومت برشی سطوح درزه.....
- ۷۹-۸-۳- بررسی پارامترهای مقاومتی دسته‌درزه‌ها.....
- ۸۱-۹-۳- نتایج آزمایش برش مستقیم.....
- ۸۳-۱۰-۳- نتایج آزمایش برش برجا.....
- ۸۷-۱۱-۳- نتیجه‌گیری.....
- ۸۹- فصل ۴ تعیین پارامترهای مقاومت برشی درزه‌های ساختگاه سد پیرتقی با استفاده از مدل‌سازی عددی.....
- ۹۰-۱-۴- مقدمه.....
- ۹۰-۲-۴- روش المان مجزا.....

۹۲	۴-۳- معرفی نرم افزار PFC.....
۹۵	۴-۴- مدل تماسی بین ذرات.....
۹۸	۴-۴- ساخت مدل.....
۹۸	۴-۴-۱- ساخت هندسه مدل ها.....
۹۸	۴-۴-۲- تولید ذرات در مدل.....
۱۰۰	۴-۴-۳- بررسی تعادل اولیه مدل ها.....
۱۰۱	۴-۵- مدل سازی آزمایش تک محوره.....
۱۰۲	۴-۶- مدل سازی آزمایش دو محوری.....
۱۰۳	۴-۷- مدل سازی آزمایش برزیلین.....
۱۰۳	۴-۸- مدل سازی آزمایش برش مستقیم.....
۱۰۴	۴-۹- مشخصات ذرات و تماس بین آن ها.....
۱۰۶	۴-۱۰- مقایسه نتایج مدل سازی عددی با آزمون های آزمایشگاهی و برجا.....
۱۱۳	۴-۱۱- مقایسه نتایج مدل سازی عددی با نتایج آزمون های برجا.....
۱۱۴	۴-۱۲- مقایسه نتایج مدل سازی عددی با نتایج روابط تجربی.....
۱۱۵	۴-۱۳- نتیجه گیری.....
۱۱۷	فصل ۵ نتیجه گیری کلی و پیشنهادها.....
۱۱۸	۵-۱- مقدمه.....
۱۱۸	۵-۱-۱- نتیجه گیری کلی.....
۱۱۹	۵-۱-۲- پیشنهادها.....
۱۲۱	مراجع.....
۱۲۲	منابع.....
۱۲۷	پیوست ها.....

فهرست اشکال

- شکل ۱-۱-۱-مثالهایی از پایداری کنترل شده درزه بتن-سنگ (Kodikara & Johnston 1994) ۶
- شکل ۱-۲-آزمایش پاتن بر روی مقاومت برشی نمونه‌ی دندان‌اره‌ای (Barton&Choubey,1977) ۱۴
- شکل ۲-۲-یک مدل دندان‌اره‌ای برش در تماس توده سنگ-بتن (Andjelkovic, 2015) ۱۵
- شکل ۳-۲-مدل برش روی توده سنگ فشرده و صلب (Andjelkovic, 2015) ۱۶
- شکل ۴-۲-یک مدل دندان‌اره‌ای برش در تماس توده سنگ بتن (Andjelkovic, 2015) ۱۶
- شکل ۶-۲-مقطع درزه استفاده‌شده در آزمایش (ابعاد به میلی‌متر) (Johnston& Kodikara,1994) ۲۰
- شکل ۷-۲-نوع سنگ و قسمت بتنی از یک درزه (Johnston& Kodikara,1994) ۲۱
- شکل ۸-۲-اصل روش آزمایش (Johnston&Kodikara,1994) ۲۲
- شکل ۱۲-۲-نوع رفتار برشی درزه منظم ($22/0 \pm 5$ درجه) تحت شرایط CNL (Kodikara,1994) ۲۸
- شکل ۱۳-۲-نوع رفتار برشی درزه نامنظم ($12/5 \pm 5$ درجه) تحت شرایط CNL (Kodikara,1994) ۲۹
- شکل ۱۵-۲-رفتار برشی ایده آل درزه نامنظم تحت شرایط CNS (Kodikara,1994) ۳۳
- شکل ۱۶-۲-تأثیر تغییرات زاویه دندان‌اره روی پاسخ برشی درزه برای یک زاویه متوسط $22/5$ درجه تحت شرایط CNS (Kodikara,1994) ۳۴
- شکل ۱۷-۲-تأثیر تغییرات زاویه دندان‌اره روی پاسخ برشی درزه برای یک زاویه متوسط $12/5$ درجه تحت شرایط CNS (Kodikara,1994) ۳۵
- شکل ۱۸-۲-تأثیر کلی تغییر زاویه دندان‌اره روی پاسخ تنش برش-جابجایی برشی برای شرایط CNS و CNL (Kodikara,1994) ۳۸
- شکل ۱۹-۲-نمونه شاتکریت-سنگ برای تست فصل مشترک (Tong, Jianjun, et al,2016) ۴۲
- شکل ۲۰-۲-ارتباط بین دمای آماده‌سازی بتن و زمان آماده‌سازی بتن(دمای اولیه آماده‌سازی بتن $T0$) (Tong, Jianjun, et al,2016) ۴۴
- شکل ۲۲-۲-دستگاه آزمایش برش استفاده‌شده در این مطالعه (Tong, Jianjun, et al,2016) ۴۵
- شکل ۲۳-۲-انواع سطح شکست: a,b,c,d برای چهار نوع سطح شکست نشان داده‌شده است که زبری از a تا d افزایش یافته (Tong, Jianjun, et al,2016) ۴۶
- شکل ۲۵-۲-تغییرات مقاومت برشی باقی‌مانده با دمای curing : ۴۹
- ۴۹ % RH ۹۵, ۳۰% RH; d C ۹۵, ۲۵% RH; c C ۵۵, ۳۰% RH; b C ۵۵, ۲۵a C
- ۴۹ (Tong, Jianjun, et al,2016)
- شکل ۲۶-۲-تغییرات پارامترهای مقاومت برشی با دمای curing: a:چسبندگی حداکثر؛ b:زاویه اصطکاک حداکثر؛ c:چسبندگی باقی‌مانده؛ d:زاویه اصطکاک باقی‌مانده (Tong, Jianjun, et al,2016) ۵۰
- شکل ۲۷-۲-چهار نوع رفتار برشی مطابق با خصوصیات پیوند گوناگون (Tong, Jianjun, et al,2016) ۵۱

- شکل ۲-۲۸- منحنی تنش برشی - جابجایی: Tong, Jianjun,) a C25, 95 % RH, 1.5 MPa; b C25, 40 °C, 55 % RH (et al,2016) ۵۲.....
- شکل ۳-۱- آزمایش برش ناپیوستگیها (ISRM,1981)..... ۵۸.....
- شکل ۳-۲- شکل شماتیک ماشین برش استفاده شده توسط هنکر و ریچارد (ISRM,1981)..... ۵۸.....
- شکل ۳-۳- تأثیر زیری سطح در مقاومت برشی ناپیوستگیها (Patton,1966)..... ۵۹.....
- شکل ۳-۴- چکش اشمیت نوع L (شرکت مهندسين مشاور طوس آب -شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴)..... ۶۱.....
- شکل ۳-۵- نمودار تبدیل عدد واجهش چکش اشمیت به مقاومت فشاری تک‌محوره (شرکت مهندسين مشاور طوس آب -شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴)..... ۶۱.....
- شکل ۳-۶- شانه بارتن (شرکت مهندسين مشاور طوس آب -شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴)..... ۶۲.....
- شکل ۳-۸- پلان موقعیت ساختگاه سد و نیروگاه پیر تقی..... ۶۳.....
- شکل ۳-۹- نمایی از ساختگاه و تکیه‌گاه‌های سد پیر تقی (شرکت مهندسين مشاور طوس آب -شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴)..... ۶۴.....
- شکل ۳-۱۰- پلان دسته‌درزه‌های اصلی جناحین ساختگاه سد بتنی دو قوسی پیر تقی (شرکت مهندسين مشاور طوس آب -شرکت خاک و انرژی طوس آب، ۱۳۹۴)..... ۶۵.....
- شکل ۳-۱۱- نگاره قطبی صور ساختاری و نمودار ناپیوستگی ها برای تکیه گاه راست سد (شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، ۱۳۹۳)..... ۶۶.....
- شکل ۳-۱۲- نگاره قطبی صور ساختاری و نمودار ناپیوستگی ها برای تکیه گاه راست چپ (شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، ۱۳۹۳)..... ۶۷.....
- شکل ۳-۱۳- نگاره قطبی صور ساختاری و نمودار ناپیوستگی ها برای ساختگاه سد (شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، ۱۳۹۳)..... ۶۸.....
- شکل ۳-۱۴- سنجش مقاومت فشاری دیواره‌ی درزه جناح چپ با استفاده از چکش اشمیت..... ۶۹.....
- شکل ۳-۱۵- توزیع فراوانی زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه راست..... ۷۰.....
- شکل ۳-۱۶- توزیع فراوانی زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه چپ..... ۷۰.....
- شکل ۳-۱۷- توزیع فراوانی چسبندگی دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه راست..... ۷۱.....
- شکل ۳-۱۸- توزیع فراوانی چسبندگی دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه چپ..... ۷۱.....
- شکل ۳-۱۹- برازش تابع توزیع احتمال برای زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه ۱ تکیه‌گاه راست..... ۷۳.....
- شکل ۳-۲۰- برازش تابع توزیع احتمال برای چسبندگی دسته‌درزه ۱ تکیه‌گاه راست..... ۷۳.....
- شکل ۳-۲۱- برازش تابع توزیع احتمال برای زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه ۱ تکیه‌گاه چپ..... ۷۳.....
- شکل ۳-۲۲- برازش تابع توزیع احتمال برای چسبندگی دسته‌درزه ۱ تکیه‌گاه چپ..... ۷۴.....
- شکل ۳-۲۳- برازش تابع توزیع لاگ نرمال برای زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه‌های برداشت‌شده از جعبه مغزه‌های گمانه PD8 تکیه‌گاه راست..... ۷۴.....
- شکل ۳-۲۴- برازش تابع توزیع لاگ نرمال برای چسبندگی دسته‌درزه‌های برداشت‌شده از جعبه مغزه‌های گمانه PD8 تکیه‌گاه راست..... ۷۴.....

- شکل ۳-۲۵ برآزش تابع توزیع لاگ نرمال برای زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه‌های برداشت‌شده از جعبه مغزه‌های گمانه PD7 تکیه‌گاه چپ ۷۵
- شکل ۳-۲۶ برآزش تابع توزیع لاگ نرمال برای چسبندگی دسته‌درزه‌های برداشت‌شده از جعبه مغزه‌های گمانه PD7 تکیه‌گاه چپ ۷۵
- شکل ۳-۲۷ نمودار تغییرات زاویه اصطکاک داخلی درزه‌های جعبه مغزه‌های گمانه PD8 تکیه‌گاه راست نسبت به عمق ۷۹ ۷۹
- شکل ۳-۲۸ نمودار تغییرات چسبندگی درزه‌های جعبه مغزه‌های گمانه PD8 تکیه‌گاه راست نسبت به عمق ۷۹
- شکل ۳-۲۹ نمودار تغییرات زاویه اصطکاک داخلی درزه‌های جعبه مغزه‌های گمانه PD7 تکیه‌گاه چپ نسبت به عمق ۸۰ ۸۰
- شکل ۳-۳۰ نمودار تغییرات چسبندگی درزه‌های جعبه مغزه‌های گمانه PD7 تکیه‌گاه چپ نسبت به عمق ۸۰
- شکل ۳-۳۱ نمودار مقاومت برشی-تنش نرمال در دو روش تجربی و آزمایشگاهی ۸۱
- شکل ۳-۳۲ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۱/۵ مگاپاسکال ۸۲
- شکل ۳-۳۳ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۳ مگاپاسکال ۸۳
- شکل ۳-۳۴ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۶ مگاپاسکال ۸۳
- شکل ۴-۳ رفتار ساختاری در برخورد بین دو ذره در مدل اتصالی برخورد (Cundall, 1980) ۹۷
- شکل ۴-۵ نمایش ذرات ایجادشده در مدل ۹۹
- شکل ۴-۶ نیروی متعادل‌کننده ۱۰۰
- شکل ۴-۷ سرعت قائم ذره ۱۰۱
- شکل ۴-۸ نمودار تنش - کرنش در مدل تک‌محوره ۱۰۲
- شکل ۴-۹ نمودار تنش - کرنش در مدل آزمایش دومحوری (در فشار جانبی ۱۰۰ کیلو پاسکال) ۱۰۲
- شکل ۴-۱۰ نمودار تنش - کرنش در مدل برزیلین ۱۰۳
- شکل ۴-۱۱ ابعاد در مدل برش ۱۰۳
- شکل ۴-۱۲ نمایش سطح تماس درزه در مدل ۱۰۴
- شکل ۴-۱۳ نمودار تنش برشی برحسب جابجایی برشی در آزمایش برش مستقیم (شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴) ۱۰۷
- شکل ۴-۱۴ نمودار تنش برشی برحسب تنش نرمال به‌دست‌آمده از آزمایش برش (شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴) ۱۰۷
- شکل ۴-۱۹ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۱.۵ مگا پاسکال در مدل‌سازی عددی ۱۰۹
- شکل ۴-۲۰ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۳ مگا پاسکال در مدل‌سازی عددی ۱۱۰
- شکل ۴-۲۱ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۶ مگا پاسکال در مدل‌سازی عددی ۱۱۰
- شکل ۴-۲۲ مقایسه نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۱.۵ مگا پاسکال ۱۱۱
- شکل ۴-۲۳ مقایسه نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۳ مگا پاسکال ۱۱۱
- شکل ۴-۲۴ مقایسه نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۶ مگا پاسکال ۱۱۱
- شکل ۴-۲۵ خط برآزش شده بر داده‌های تنش به‌دست‌آمده از مدل‌سازی ۱۱۳
- شکل ۴-۲۶ مقایسه نمودار تنش برشی-تنش نرمال در آزمون‌های برجا و مدل‌سازی عددی ۱۱۴
- شکل ۴-۲۷ نمودار تنش برشی-تنش نرمال در دو روش تجربی و مدل‌سازی عددی ۱۱۵

فهرست جداول

- جدول ۱-۲- خلاصه ایی از ویژگی های مواد جانستون (محتوای آب اشباع شده=۱۷٪) (Kodikara,1994 & Johnston) ۱۹
- جدول ۲-۲- جزئیات مقطع های درزه (Johnston&Kodikara,1994) ۱۹
- جدول ۳-۲- پارامترهای فیزیکی و مکانیکی گرانیت (Tong, Jianjun, et al,2016) ۴۲
- جدول ۴-۲- نسبت اختلاط شاتکریت (Tong, Jianjun, et al,2016) ۴۳
- جدول ۵-۲- پارامترها و محدوده استفاده آن ها در آزمون های آزمایشگاهی (Tong, Jianjun, et al,2016) ۴۵
- جدول ۳-۱- مشخصات هندسی دسته درزه های جناحین و ساختگاه سد (شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، ۱۳۹۳) ۶۵
- جدول ۲-۲- تحلیل آماری مقادیر JCS و JRC برای دسته درزه های تکیهگاه راست ۷۵
- جدول ۳-۳- تحلیل آماری مقادیر JCS و JRC برای دسته درزه های تکیهگاه چپ ۷۶
- جدول ۴-۳- تحلیل آماری مقادیر JCS و JRC برای دسته درزه های برداشت شده از جعبه مغزه های گمانه ها ۷۷
- جدول ۵-۳- تحلیل آماری مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی برای دسته درزه های تکیهگاه راست ۷۷
- جدول ۶-۳- تحلیل آماری مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی برای دسته درزه های تکیهگاه چپ ۷۸
- جدول ۷-۳- تحلیل آماری مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی برای دسته درزه های برداشت شده از جعبه مغزه های گمانه ها ۷۸
- جدول ۳-۸- آزمایشهای برجای انجام گرفته در ساختگاه سد و نیروگاه پیرتقی ۸۳
- جدول ۴-۱- میکرو پارامترهای انتخاب شده برای مدل عددی ۱۰۵
- جدول ۴-۲- داده های حاصل از کالیبراسیون نمونه ها ۱۰۵
- جدول ۴-۳- داده های آزمایش برش مستقیم ۱۰۶
- جدول ۴-۴- تنش ها و جابجایی های برشی حاصل از مدل سازی عددی ۱۱۲
- جدول ۴-۵- مقایسه نتایج مدل سازی عددی و آزمایشگاهی ۱۱۳

فصل ۱

کلیات و تعاریف

۱-۱- مقدمه

درک صحیح از رفتار مکانیکی سطوح تماس بین سنگ- بتن و سنگ- سنگ، نقش مهمی در طراحی و اجرای بسیاری از پروژه‌های مهندسی مرتبط با سنگ‌ها دارد. از جمله‌ی این پروژه‌ها می‌توان به تونل‌های راه و راه‌آهن، تونل‌های انتقال آب و سایر خدمات، فونداسیون سدها و سیلوها، مغارهای بزرگ نیروگاه‌های برق‌آبی، شمع‌های ساخته‌شده در زمین و مخازن ذخیره‌ی نفت اشاره کرد. طراحی و مدل‌سازی عددی این پروژه‌ها نیازمند تعیین پارامترهای تماسی از جمله مقاومت برشی حداکثر، سختی نرمال، سختی برشی، چسبندگی و ضریب اصطکاک است که عموماً در آزمایشگاه توسط دستگاه برش مستقیم تعیین می‌شوند. عمده‌ی مطالعات آزمایشگاهی و روش‌های مدل‌سازی سطوح تماسی، تحت شرایط تنش نرمال ثابت صورت گرفته است (عطایی پور و موسوی، ۱۳۸۹).

مقاومت برشی سنگ و ناپیوستگی‌های سنگ یکی از مهم‌ترین پارامترهای طراحی در مهندسی سنگ است. این مقاومت از دو پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک تشکیل شده است که هر یک از آن‌ها به عوامل متعددی وابسته‌اند. آگاهی از میزان این دو پارامتر در تحلیل پایداری شیروانی‌های سنگی، پی‌سازی روی سنگ و تحلیل پایداری بلوک‌های سنگی ضروری است (فهیمی فر، ۱۳۸۲).

رفتار برشی یک درزه، ترکیبی پیچیده از یک پدیده طبیعی مانند اتساع نرمال، شکست دندان و سطح تماس با توجه به سطح موج‌دار است. این به این معنی است که مدل ساختاری برای درزه نیاز به تعداد زیادی از فرضیات و عدم قطعیت‌ها دارد (Park, Jae-Joon Song, 2009)

ارزیابی صحیح پارامترهای تماسی سطوح اندرکنش بتن- سنگ و سنگ - سنگ، نقش مهمی در طراحی و ساخت انواع سازه‌های سنگی، تحلیل پایداری شیب‌های سنگی و طراحی شمع‌های ساخته‌شده در سنگ ایفا می‌کند. پارامترهای تماسی می‌تواند از طریق انجام آزمایش‌های بزرگ‌مقیاس برجا و یا انجام آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های کوچک صورت گیرد (عطایی پور و موسوی، ۱۳۸۹).

در گذشته به کمک دستگاه برش مستقیم قدیمی، پروژه‌های تحقیقاتی مختلفی در آزمایشگاه بر روی درزه‌ها انجام شده و در آن‌ها تنش نرمال اعمال شده بر صفحه درزه در فرایند برش، ثابت در نظر گرفته شده است. این نحوه برش برای درزه‌های صاف مناسب است. چون درزه در طی برش، اتساع پیدا نمی‌کند و تنش نرمال در حین برش ثابت باقی می‌ماند. اما در درزه‌های ناصاف، با پیشرفت برش اتساع ایجاد می‌شود و اگر توده‌سنگ این اتساع را دفع نکند، تنش نرمال افزایش پیدا خواهد کرد. بنابراین برش درزه‌های زبر تحت شرایط بار نرمال ثابت انجام نخواهد شد. در این حالت سختی توده سنگ اطراف است که رفتار برشی را کنترل می‌کند و این وضعیت، برش در شرایط سختی نرمال ثابت (CNS)¹ نامیده می‌شود (Kodikara & Johnston 1994).

تکنیک‌های آزمایشگاهی برش مستقیم سطوح تماسی با توجه به شرایط طبیعی مختلف حاکم بر محیط، به سه شکل قابل انجام است. این روش‌ها شامل آزمایش برش مستقیم تحت شرایط مرزی تنش نرمال ثابت، سختی نرمال ثابت و جابجایی نرمال ثابت است (Lam and Johnston, 1989).

در حال حاضر مطالعات منتشر شده در مورد آزمایش‌های برشی تحت شرایط سختی نرمال ثابت در مقایسه با شرایط تنش نرمال ثابت نسبتاً محدودتر است. در هر صورت در سال‌های اخیر رفتار برشی درزه‌های بتن و نیز سنگ طبیعی تحت شرایط سختی نرمال ثابت مورد بررسی قرار گرفته است.

آزمایش برش مفیدترین و رایج‌ترین آزمایش برای به دست آوردن پارامترهای مقاومت برشی درزه در تحلیل و آنالیز پروژه‌های مهندسی سنگ است (عطایی پور و موسوی، ۱۳۸۹).

سطح مشترک تشکیل شده از بتن در برابر سطوح سنگ اغلب در مهندسی سنگ، مانند پی سدها و پل‌های قوسی و راک بولت وجود دارد. در این موارد رفتار برشی بتن-درزه سنگ مسئله کلیدی در پایداری ساختارهای مهندسی سنگ است. رفتار برشی بتن-درزه سنگ سیمانی شده یک فاکتور موثر بر مقاومت برشی پی سد است. نتایج تجربی نشان داده است که رفتار برشی بتن-درزه سنگ

¹ Constant Normal Stiffness

غیرسیمانی شده در درجه اول وابسته به زبری سطح مشترک است. با این حال آزمایش‌های کمی بر روی بتن- درزه سنگ سیمانی شده انجام شده است. با پیشرفت سریع فناوری کامپیوتر فرصت شبیه‌سازی عددی رفتار برشی بتن- درزه سنگ به وجود آمد (Tian et al., 2015).

۱-۲- عنوان تحقیق

درک صحیح از رفتار مکانیکی سطوح تماس بین سنگ- بتن و سنگ- سنگ، نقش مهمی در طراحی و اجرای بسیاری از پروژه‌های مهندسی مرتبط با سنگ‌ها دارد. طراحی و مدل‌سازی عددی این پروژه‌ها نیازمند تعیین پارامترهای تماسی از جمله مقاومت برشی حداکثر، سختی نرمال، سختی برشی، چسبندگی و ضریب اصطکاک است که عموماً در آزمایشگاه به وسیله دستگاه برش مستقیم سنگ تعیین می‌شوند. موضوعی که در این پایان‌نامه مطرح و مورد مطالعه قرار گرفته است، تحلیل مقاومت برشی تماس بتن- درزه سنگ با استفاده از آزمایش برش و مدل‌سازی عددی است.

۱-۳- تاریخچه‌ای از موضوع تحقیق

ارزیابی صحیح پارامترهای تماسی سطوح اندرکنش بتن- سنگ و سنگ- سنگ، نقش مهمی در طراحی و ساخت انواع سازه‌های سنگی، تحلیل پایداری شیب‌های سنگی و طراحی شمع‌های ساخته‌شده در سنگ ایفا می‌کند. از جمله‌ی این پروژه‌ها می‌توان به تونل‌های راه و راه‌آهن، تونل‌های انتقال آب و سایر خدمات، فونداسیون سدها و سیلوها، مغارهای بزرگ نیروگاه‌های برق‌آبی، شمع‌های ساخته‌شده در زمین و مخازن ذخیره‌ی نفت اشاره کرد. پارامترهای تماسی می‌تواند از طریق انجام آزمایش‌های بزرگ‌مقیاس برجا و یا انجام آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های کوچک صورت گیرد. هرچند آزمایش‌های برجا نتایج دقیق‌تری را ارائه می‌دهند، اما با توجه به هزینه بیشتر و زمان‌بر بودن آن‌ها انجام تست‌های آزمایشگاهی بیشتر مورد توجه قرار گرفته است. دستگاه معمول برای تعیین پارامترهای تماسی، دستگاه برش مستقیم تحت شرایط مرزی بار نرمال ثابت (CNL)^۱ است. این

^۱ constant normal load

دستگاه در شرایطی که سطح تماسی حالت صفحه‌ای دارد، مناسب است. درحالی که برای سطوح اندرکنش غیر صفحه‌ای نتایج صحیحی را ارائه نخواهد داد. زیرا تحت این شرایط در نتیجه‌ی فرآیند برش و حرکت ناهموازی‌ها بر روی همدیگر پدیده اتساع رخ خواهد داد. در این شرایط اگر سطح اندرکنش، توسط توده سنگ‌های اطراف محدود شده باشد، آنگاه از اتساع آزادانه آن جلوگیری خواهد شد. این امر سبب افزایش قابل توجه تنش نرمال مؤثر بر سطح برش خواهد شد. میزان این افزایش وابسته به سختی سنگ‌های محصورکننده و میزان اتساع سطح اندرکنش است. افزایش بار نرمال مؤثر بر سطح تماس، سبب تغییر پارامترهای مقاومتی آن می‌شود. بنابراین نتایج آزمایش با دستگاه برش مستقیم تحت شرایط CNL، در وضعیتی که تنش نرمال در شرایط صحرائی طی فرآیند برش تغییر می‌کند، غیرواقعی خواهد بود. در نتیجه نیاز به طراحی و ساخت دستگاهی که قادر به شبیه‌سازی تغییرات تنش نرمال طی فرآیند برش باشد، وجود دارد (عطایی پور و موسوی، ۱۳۸۹).

اولین کار در این زمینه را می‌توان به بیرلی و براس^۱ (۱۹۶۸) نسبت داد که اثرات سختی توده‌سنگ بر روی برش گسل را بررسی کردند. لیچینیتز^۲ (۱۹۸۵)، ایندرانتا^۳ و همکاران (۱۹۹۸ و ۲۰۰۰)، هابرفیلد و جانستون^۴ (۱۹۹۴)، آرشامبولت^۵ و همکاران (۱۹۹۰) و اسکیناس^۶ و همکاران (۱۹۹۰)، نتایج آزمایشگاهی خود را برای رفتار برشی تحت سختی نرمال ثابت ارائه کرده‌اند.

اسکیناس و همکاران (۱۹۹۰) به این نتیجه رسیدند که تحت تنش نرمال ثابت $K=0$ ، سطح تماس به صورت نسبتاً شکننده رفتار کرده است. درحالی که تحت شرایط CNS و با افزایش مقدار K ، سطح تماس به تدریج رفتار پلاستیک از خود نشان داده است. افزایش سختی نرمال منجر به افزایش تنش نرمال و کاهش اتساع می‌شود (عطایی پور و موسوی، ۱۳۸۹).

¹ Birley & Bras

² Litchinitz

³ Indraratna

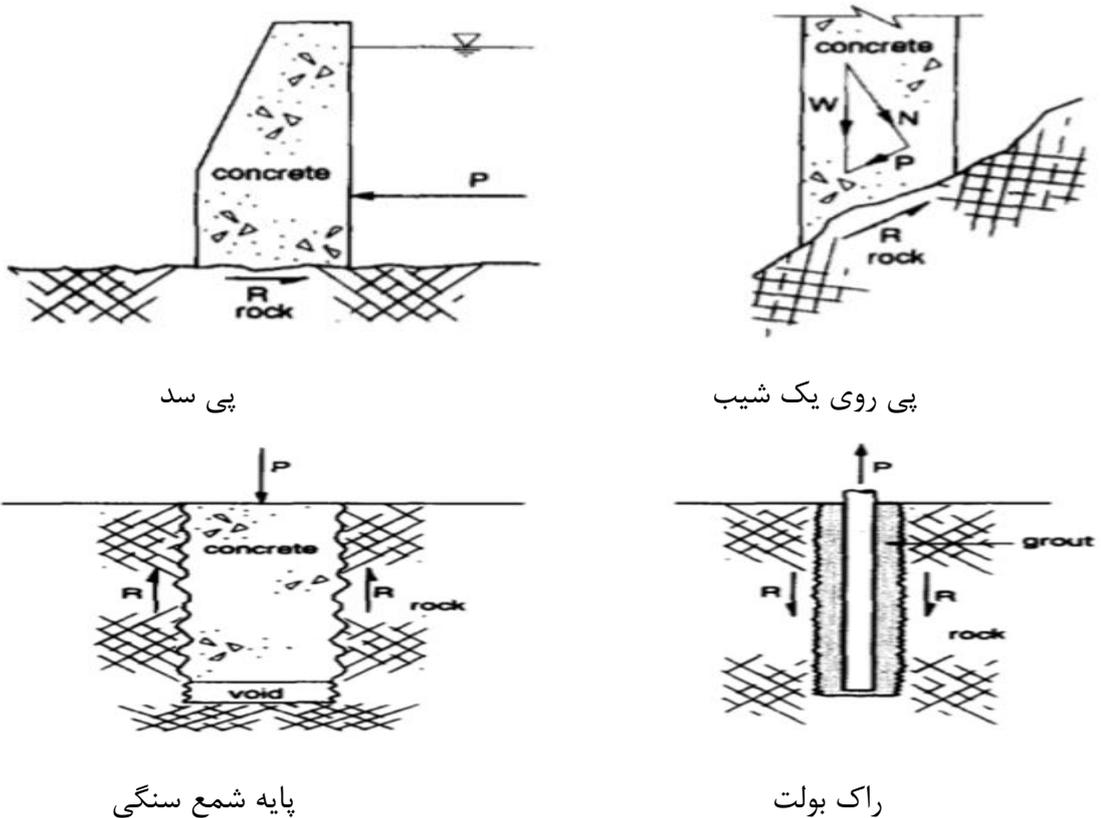
⁴ Haberfield & Johnston

⁵ Arshambolet

⁶ Skins

در چند دهه اخیر روش‌های تجربی و تحلیلی مختلفی برای تخمین خواص برشی درزه سنگ در آزمایش برش مستقیم ارائه شده است. با این حال روشی که قویاً بتواند اثر زبری درزه روی رفتار برشی درزه سنگ را شامل شود هنوز در دسترس نیست. بخشی از این مشکل مربوط به عدم وجود روش مناسبی برای کمی‌سازی زبری درزه است. بخش دیگر مربوط به عدم شناخت مکانیزم فرسایش دندانها در طول فرایند برش است (Bahaaddini & Hebblewhite, 2013).

در مهندسی سنگ موارد زیادی وجود دارد که مقاومت برشی درزه‌ها به بتن یا سایر مصالح سیمانی که به منظور پایداری، بر روی سطح سنگ زبر قرار گرفته‌اند، وابسته است. برخی از این حالت‌ها در شکل ۱-۱ ارائه شده است.



شکل ۱-۱- مثال‌هایی از پایداری کنترل شده درزه بتن-سنگ (Kodikara & Johnston 1994)

در هریک از موارد واضح است که آثار نیروی برش مخرب (P)، بیش از مقاومت برشی (R) است. مورد رفتار برشی درزه بتن-سنگ یک مورد خاص است. مشکل کلی شامل درزه سنگ زبر است که برای

سال‌های زیادی موضوع تحقیقاتی بوده است. در واقع تعدادی راه‌حل پیشنهاد شده است. با این حال بنا به دلایلی مانند ساده‌سازی بیش‌ازحد مکانیزم یا نیاز به اطلاعات ورودی خاص، مشخص شد که این مدل توانایی پیش‌بینی رفتار برشی پیچیده درزه زبر را با دقت بالا ندارد. در تلاش برای حل این وضعیت نامطلوب، نویسندگان و همکاران آن‌ها درگیر یک تحقیق طولانی‌مدت شدند که هدف آن‌ها توسعه مدلی بود که هم توانایی بازتولید مکانیزم‌های مشاهده‌شده را داشته باشد و هم بتواند از پارامترهای ژئوتکنیکی به‌عنوان داده ورودی استفاده کند (Johnston & Haberfield, 1992).

محققین زیادی تلاش کرده‌اند تا رفتار برشی درزه‌های سنگ را با استفاده از مدل‌های ساختاری شبیه‌سازی کنند (Indraratna & Haque, 2000). با این حال این روش‌ها قادر به نشان دادن فرسایش یا تخریب دندان‌ها و توسعه ترک‌های داخل مواد بکر نیست. علاوه بر این مشکلات خاصی در مدل-سازی هندسه درزه واقعی سنگ هم وجود دارد (Oh JM, 2005).

لادانی و آرشامبولت^۱ جزو اولین توسعه‌دهندگان معیار مقاومت برشی برای درزه‌های سنگ زبر هستند (Patton, 1996).

کرمی و استید^۲، با استفاده از کوپل FEM/DEM در نرم‌افزار ELFEN فرایند تخریب سطح درزه در آزمایش برش مستقیم را بررسی کردند. آن‌ها آزمون برش مستقیم را روی سه مقطع با JRC استاندارد از ۰-۲ و ۱۰-۱۲ و ۱۸-۲۰ انجام دادند و آسیب سطحی را برحسب سایش دندان‌ها و انتشار ترک‌های کششی در مواد بکر صفحه درزه مطالعه کردند (Karami, 2008).

بیش از چهار دهه است که تلاش‌های قابل توجهی برای توضیح رفتار و مقاومت برشی درزه انجام می‌شود. مانند مدل دوخطی پاتن از درزه‌های دندان‌اره‌ای، معیار مقاومت برشی حداکثر که توسط لادانی و آرشامبولت و بارتن^۳ و چوبی^۴ و صائب^۱ و آمادئی^۲ توسعه داده شد و پاسخ پس از نقطه مقاومت

¹ Ladani & Arshambolet

² Stead

³ Barton

⁴ Choubey

حداکثر و تخریب دندانه با استفاده از چندین مدل تجربی و تحلیلی توضیح داده شد (Park, Jae-) (Joon Song,2009).

ایندراراتنا^۳ و هک^۴ (۲۰۰۰) و ووسنیاکس^۵ (۲۰۰۷) تلاش کردند تا رفتار برشی درزه‌های سنگ را با استفاده از مدل پیوسته شبیه‌سازی کنند (Tian, et al.,2015).

کاندال^۶، کاربرد PFC2D را برای آزمون برش مستقیم روی یک درزه زبر مصنوعی ارائه کرده است. در این مطالعه کاندال رفتار برشی درزه را با اندازه‌گیری مقاومت برشی، زاویه اتساع و ریزترک‌ها بررسی کرد. با این حال همه مقادیر استفاده شده در شبیه‌سازی بدون واحد فیزیکی بودند و درزه خیلی زبر فرض شده بود (Cundall PA,2000).

کولاتیلیک^۷ و همکاران پارامترهای میکروی یک مدل درزه را با انجام یک‌سری آزمایش‌های برش مستقیم در مدل‌سازی رفتار بلوک‌های سنگ درزه‌دار تحت بارگذاری تک‌محوره با PFC3D به‌دست آوردند (Kulatilake,2001).

۱-۴- ضرورت انجام تحقیق

در بسیاری از پروژه‌های مهندسی سنگ مثل پی سدها و پل‌های قوسی، رفتار برشی بتن-درزه سنگ مسئله کلیدی در پایداری سازه‌های مهندسی سنگ است. نتایج تجربی نشان داده است که رفتار برشی بتن- درزه سنگ غیرسیمانی‌شده در درجه اول وابسته به زبری سطح مشترک است. با این حال آزمایش‌های کمی بر روی بتن - سنگ سیمانی‌شده انجام گرفته است. با پیشرفت سریع فناوری‌های محاسباتی فرصت شبیه‌سازی عددی پیچیده رفتار برشی بتن- درزه سنگ به وجود آمد. ایندراراتنا و هک (۲۰۰۰) و ووسنیاکس (۲۰۰۷) تلاش کردند تا رفتار برشی درزه‌های سنگ را با استفاده از مدل

¹ Saeb

² Amadei

³ Indraratna

⁴ Haque

⁵ Vosniakos

⁶ Cundall

⁷ Kulatilake

پیوسته شبیه‌سازی کنند (Tian, et al., 2015). برای اینکه سد بتنی روی سنگ ساخته شود باید خواص درزه بین آن‌ها را تعیین کنند. برای این کار باید در تنش σ_3 های مختلف، φ و C درزه را داشته باشند و این نیاز به یک آزمایش برش مستقیم دارد که در σ_n های مختلف انجام شود. در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار المان مجزای PFC، تماس بتن- درزه سنگ مدل‌سازی شده و نتایج تحلیل پارامترهای برشی درزه با نتایج آزمایش برش مقایسه شده است.

۱-۵- روش انجام تحقیق

برای انجام این پژوهش باید از نرم‌افزاری استفاده شود که قابلیت مدل‌سازی سطح تماس بتن- درزه سنگ را داشته باشد. بدین منظور می‌توان از نرم‌افزار المان مجزای PFC که این قابلیت را دارد استفاده کرد. در نرم‌افزار PFC، بایستی با استفاده از خواص میکروسکوپی سنگ به خواص ماکروسکوپی آن دست یافت که این کار با سعی و خطا همراه است. بدین ترتیب ابتدا کالیبراسیون مدل انجام می‌شود. در این پژوهش، به تحلیل مقاومت برشی تماس بتن- درزه سنگ با استفاده از آزمایش برش و مدل‌سازی عددی پرداخته خواهد شد. در این تحقیق با استفاده از داده‌های آزمایش برش مستقیم در σ_n های متفاوت، φ و C محاسبه خواهد شد. هم‌چنین منحنی مقاومت برشی - تنش عمودی نیز با توجه به داده‌های به‌دست آمده ترسیم می‌شود. علاوه‌براین پارامترهای مقاومت برشی با استفاده از روش‌های تجربی نیز محاسبه شده و سپس مدلی از تماس بتن - درزه سنگ را با استفاده از نتایج آزمایش برش، مدل‌سازی کرده و به تحلیل پارامترهای برشی درزه هم با روش عددی و هم با نتیجه آزمایش برجا پرداخته می‌شود.

۱-۶- ساختار پایان‌نامه

پژوهش روبرو در قالب پنج فصل و به صورتی که در زیر آمده، ارائه شده است:

- در فصل آغازین این پایان‌نامه در مورد کلیات پژوهش انجام شده سخن به میان آمده است. مواردی که در این فصل بیان شده‌اند شامل عنوان تحقیق، تاریخچه‌ای از موضوع تحقیق، تعریف موضوع تحقیق، ضرورت انجام تحقیق و روش انجام تحقیق هستند.
- در دومین فصل از پایان‌نامه، به‌منظور بررسی جوانب مختلف پژوهش‌های پیشین و همچنین نقاط ضعف و قوت آن‌ها، مروری بر این پژوهش‌ها صورت گرفته است.
- در فصل سوم، به برآورد پارامترهای مقاومت برشی درزه‌ها پرداخته می‌شود.
- در فصل چهارم به تعیین پارامترهای مقاومت برشی درزه‌ها با استفاده از مدل‌سازی عددی و مقایسه نتایج آن با مقادیر به‌دست آمده از آزمایش برش پرداخته می‌شود.
- در فصل پنجم، نتایج نهایی تحقیق و همچنین پیشنهادهایی برای تحقیقات آینده ارائه می‌شود.

فصل ۲

مروری بر مطالعات پیشین

۲-۱- مقدمه

درک صحیح از رفتار مکانیکی سطوح تماس بین سنگ- بتن و سنگ- سنگ، نقش مهمی در طراحی و اجرای بسیاری از پروژه‌های مهندسی مرتبط با سنگ‌ها دارد. طراحی و مدل‌سازی عددی این پروژه‌ها نیازمند تعیین پارامترهای تماسی از جمله مقاومت برشی حداکثر، سختی نرمال، سختی برشی، چسبندگی و ضریب اصطکاک است که عموماً در آزمایشگاه توسط دستگاه برش مستقیم تعیین می‌شوند. طراحی سدهای بتنی بر این فرض استوار است که آن‌ها ساختار صلبی دارند و می‌توانند جابجایی خیلی کوچکی در سطح تماس با توده‌سنگ داشته باشند. بنابراین برای ساخت چنین سازه‌هایی، تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ در برابر تنش‌های نرمال و برشی مهم‌ترین پارامتر است. در حقیقت مقدار تنش برشی در پی سدهای بتنی، اهمیت ویژه‌ای دارد و بزرگی جابجایی برشی بیشترین تاثیر را بر پایداری سازه‌ها می‌گذارد. درعین حال تنش برشی ممکن است منجر به تغییرشکل توده‌سنگ شود که می‌تواند به شرایط تنش و کرنش غیرقابل قبول به‌ویژه در فصل مشترک بین بتن و توده سنگ بینجامد.

از دهه ۱۹۶۰ تا دهه ۱۹۹۰، ده‌ها سد بزرگ در یوگسلاوی سابق ساخته شد که عمدتاً سد بتنی ثقیلی یا سدهای قوسی بتنی بودند. احداث این حجم از سازه با تحقیقات صحرائی زیادی همراه بود که مهم‌ترین آن‌ها آزمایش‌هایی روی تغییرشکل‌پذیری توده‌سنگ بود. پارامترهای تغییرشکل‌پذیری برای تجزیه و تحلیل سازه‌ای یک سد شامل مدول برشی و فشاری تغییرشکل است. این شیوه فرضیه‌های واقع‌گرایانه‌ای در مورد مکانیزم برش در تماس بتن-سنگ بستر را شامل می‌شود که با مکانیزم‌هایی که بر اساس "مدل دندان‌اره‌ای" برای توده‌سنگ‌های ناپیوسته توسعه یافته‌اند، متفاوت است. مکانیزم برشی که در این روش فرض شده قادر است آنالیز جدیدی را برای مدول تغییرشکل برشی و مقاومت برشی در تماس پی سد بتنی و سنگ بستر بیان کند (Andjelkovic, 2015).

در شوروی سابق آزمایش‌های برش زیادی در تماس بتن-سنگ انجام شد و اطلاعات زیادی در طراحی بتن، به‌ویژه سد قوسی بتنی مطرح شده است. در سایر تحقیقات ژئوتکنیکی، آزمایش‌هایی روی بلوک‌های بتنی در گالری‌های اکتشافی انجام شد. تمام آزمایش‌ها توسط موسسه " Jaroslav Cerni" برای توسعه منابع آب صربستان انجام شد. نتایج این آزمایش‌ها در تعدادی از آثار محققان یوگسلاوی سابق ارائه شده است که شامل بررسی خصوصیات برشی در شرایط بارگذاری مختلف و ویژگی‌های ژئوتکنیکی سنگ بستر است. (Andjelkovic,2015)

۲-۲- مقاومت برشی درزه سنگ تحت شرایط مرزی CNL^۱

محققین زیادی مقاومت برشی درزه سنگ (مصنوعی و طبیعی) را تحت شرایط مرزی CNL مطالعه کردند.

$$\tau_p = \sigma_{no} \tan \varphi_b + c$$

(۱-۲)

که در آن:

τ_p مقاومت برشی حداکثر

σ_{no} تنش نرمال

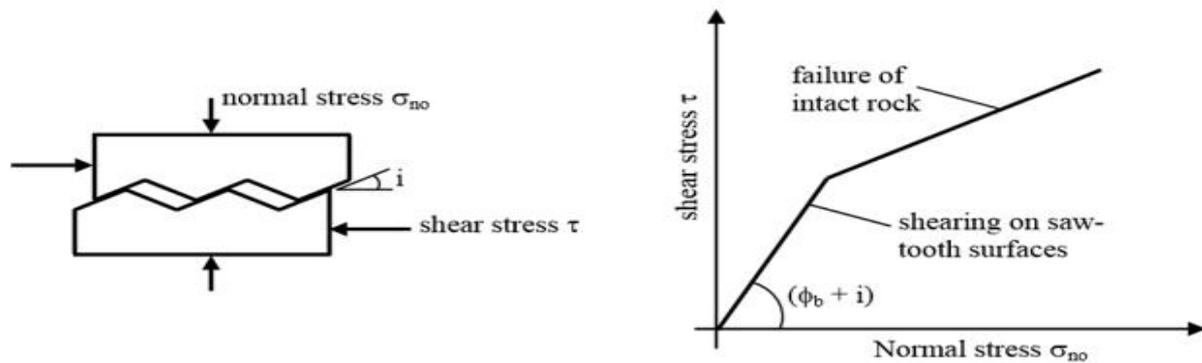
φ_b زاویه اصطکاک مبنا و

c چسبندگی سنگ است.

پاتن^۲ (۱۹۶۶) آزمایش برش را روی نمونه دندان‌دندانه انجام داد. همانطور که در شکل ۲-۲ نشان داده شده است. جابجایی برشی که در این نمونه‌ها رخ می‌دهد به دلیل حرکت سطح بالایی روی وجه شیب‌دار است و موجب اتساع (افزایش حجم) می‌شود (Barton & Choubey,1977).

^۱ constant normal load

^۲ Patton



شکل ۱-۲ آزمایش پاتن بر روی مقاومت برشی نمونه‌ی دندان‌اره‌ای (Barton&Choubey,1977)

۲-۳- مکانیزم برش در تماس توده سنگ- بتن

نتایج بررسی خصوصیات برشی در تماس توده‌سنگ-بتن معمولاً بر اساس مدل‌های موجود برای ارزیابی مقاومت برشی در طول ناپیوستگی تفسیر می‌شود. برای مثال در کارهای بارتن و همکاران رابطه‌ای بین مقاومت برشی در طول ناپیوستگی و خصوصیات سطح دیواره درزه (زبری و سختی) تعریف شده است. این روش توسط باندیس برای مطالعه دقیق تغییرشکل‌پذیری و مقاومت برشی درزه استفاده شده است.

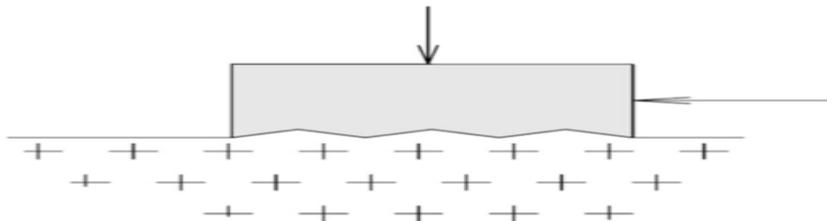
$$\tau_p = \sigma_n \tan[JRC \log_{10}(JCS / \sigma_n) + \varphi_r]$$

(۲-۲)

که σ_n تنش نرمال مؤثر، JRC ضریب زبری درزه، JCS مقاومت فشاری دیواره درزه و φ_r زاویه اصطکاک پسماند است. به این نتیجه رسیدند که مقاومت برشی به‌طور قابل‌توجهی وابسته به زاویه بین درزه و جهت اعمال بار است. در کار بارلا^۱ نتایج آزمایش برش در تماس توده‌سنگ- بتن بر اساس مدل‌های موجود برای ارزیابی مقاومت برشی در طول ناپیوستگی توده‌سنگ تفسیر شده است. یعنی قبل و بعد از آزمایش برش در تماس توده‌سنگ- بتن، ضریب زبری (JRC) سطح تماس اندازه‌گیری می‌شود که مربوط به مقاومت برشی ناپیوستگی توده سنگ است. باین‌حال، بر اساس نتایج آزمایش‌های متعدد، متوجه شده‌اند که مدل برشی را نمی‌توان بر اساس مدل‌های موجود که توسط

¹ Barela

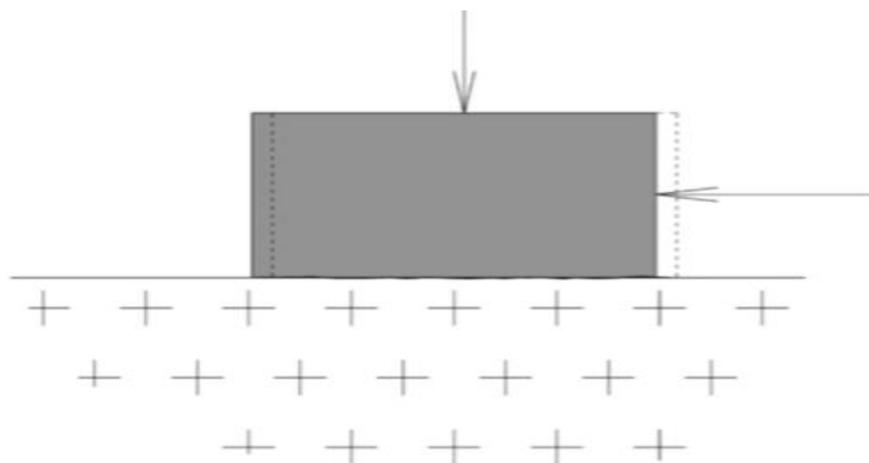
نایبوستگی برشی تعریف شده‌اند، شناسایی کرد. بلکه وابسته به شکل زبری روی سطح تماس هستند (شکل ۲-۲).



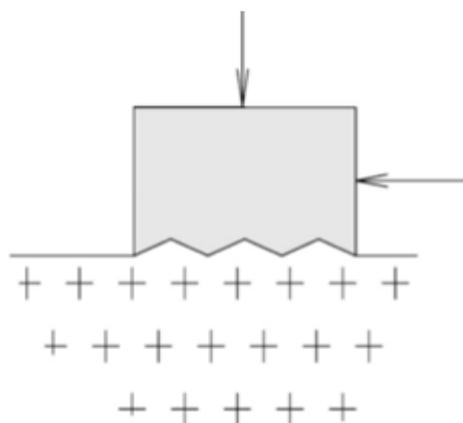
شکل ۲-۲- یک مدل دندان‌اره‌ای برش در تماس توده سنگ-بتن (Andjelkovic, 2015)

با توجه به اثر زیاد نیروی چسبندگی بین بتن و سطح ناهموار سنگ، شکست برشی مطمئناً نمی‌تواند در یک سطح تماس قابل پیش‌بینی شکل گیرد، بلکه به شکلی غیرمنتظره و به صورت‌های مختلف اتفاق می‌افتد که اغلب شامل شکست بخش بزرگی از توده‌سنگ واقع در زیر سطح تماس است. به‌علاوه اگر سنگ بستر سخت و فشرده باشد، شکست برشی به علت اثر کلی نیروی چسبندگی و مقاومت برشی توده‌سنگ به‌سختی (ظرفیت ناکافی تجهیزات برش) اتفاق می‌افتد. به همین دلیل موسسه توسعه منابع آب بلغراد (Jaroslav Cerni) روش خاصی برای تعیین ناحیه تماس ارائه کرد. در این روش به منظور ایجاد شباهت سطح تماس واقعی پی سد و سنگ بستر، سطح تماس برش به صورت دستی آماده می‌شود. این در شرایطی است که زبری سطح تماس از ارتفاع ± 1 سانتی‌متری سطح افقی تماس تجاوز نکند (Andjelkovic, 2015).

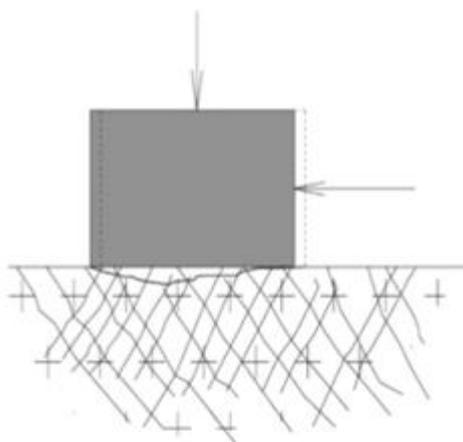
در سنگ بستری که از این راه آماده شده است، اثر نیروهای برشی، برخلاف مدل نشان داده شده در شکل (۲-۳)، توسط سطح تماس تعیین می‌شود. چه سنگ‌بستر سخت و محکم باشد یا ضعیف و دارای ترک باشد. اگر سطح محکم و دارای کمی ترک باشد، برش در سطح تماس رخ می‌دهد. زیرا مقاومت سنگ بیشتر از چسبندگی تماس است. اگر توده‌سنگ فرسایش‌یافته و ترک‌خورده باشد، پس چسبندگی غالب است و برش تا حد زیادی زیر محل تماس اتفاق می‌افتد، یعنی با شکستن قطعات توده‌سنگ همراه است. این شرایط در شکل‌های ۲-۴ و ۲-۵ نشان داده شده‌اند.



شکل ۲-۳ مدل برش روی توده سنگ فشرده و صلب (Andjelkovic, 2015)



شکل ۲-۴ یک مدل دندان‌اره‌ای برش در تماس توده سنگ بتن (Andjelkovic, 2015)



شکل ۲-۵ مدل برش بر روی توده‌های سنگی تخریب‌شده و شکسته (Andjelkovic, 2015)

مطابق با مشخصات برش فوق، نتایج آزمایش‌های برش نشان می‌دهد که مقادیر زیادی از مشخصات در سنگ‌بستر محکم و ضعیف در توده سنگ فرو ساییده و ترک‌خورده بدست آمده است. به‌منظور اثبات این نتایج، نمونه‌ای از آزمایش برش که بر روی سطح توده سنگ محکم و همچنین بر روی فرو ساییده و ترک‌خورده انجام شده است. مقایسه نتایج برای نشان دادن اثر تغییر شکل سنگ‌بستر بر روی \emptyset و C است که توسط مدول فشاری D، در نتایج آزمایش از D_S (مدول برشی تماس)، تعیین شدند. از بالا می‌توان نتیجه گرفت که آزمایش برش روی تماس توده سنگ- بتن باید در یک سطح تماسی که توسط روش‌هایی که در بالا گفته شد انجام شود. به‌طور کلی شکستگی تا حدی در طول تماس و در بخشی در توده سنگ زیر تماس رخ می‌دهد.

۲-۴- بررسی تأثیر زبری بر تماس توده سنگ- بتن

رفتار برشی درزه بتن- سنگ یک مورد خاص است که مشکل اصلی درزه سنگ زبر است و برای سال‌های زیادی موضوع تحقیقاتی بوده است. در واقع تعدادی راه‌حل پیشنهاد شده است. با این حال بنا به دلایلی مانند بیش از حد ساده‌سازی مکانیزم یا نیاز به ورودی اطلاعات خاص، مشخص شد که این مدل‌های پیشنهادی توان پیش‌بینی رفتار برشی پیچیده این درزه زبر با دقت بالا را ندارند. در تلاش برای حل این وضعیت نامطلوب، نویسندگان و همکارانشان درگیر یک تحقیق طولانی مدت شدند که هدف آن‌ها، توسعه یک مدل بود که بتواند مکانیزم‌های مشاهده‌شده را بازتولید و همچنین استفاده از پارامترهای ژئوتکنیکی را به‌عنوان داده ورودی داشته باشد. این تحقیق به‌طور خاص مربوط به رفتار برشی درزه شکل‌گرفته توسط بتن و سنگ رسی نرم است. در اوایل تحقیق متوجه شدند رفتار درزه که نیاز به پیش‌بینی داشت، بسیار پیچیده است و توسط تعدادی متغیر کنترل شده است، محدوده وسیعی از زبری‌های نامنظم تصادفی وجود داشت که این امر با تغییرپذیری طبیعی ذاتی خواص درزه تشکیل شده در سنگ پیچیده‌تر می‌شود. اوایل تصور می‌شد که هر مدل پیش‌بینی‌شده‌ای که برای همچنین سیستم پیچیده‌ای به‌طور مستقیم توسعه داده شده است باید به‌صورت تجربی باشد و

در نتیجه برخلاف یک مدل حقیقی است که بتواند مکانیزم واقعی را بازتولید کند. تنها راه برای رسیدن به یک جواب منطقی این بود که ابتدا سطح مشترک بتن-سنگ را در آزمایشگاه مطالعه و تعریف کنند تا به یک درک از مکانیزم و خصوصیات رفتار کنترل شده دست پیدا کنند. سپس به تدریج بیشتر ویژگی‌های پیچیده در درزه واقعی را معرفی کنند، تا رفته رفته یک مدل از شکل واقعی نمونه مورد نظر را ایجاد کنند (Andjelkovic, 2015).

۲-۴-۱ - مواد آزمایش

همان‌طور که قبلاً ذکر شد سنگ‌ها دارای تغییرات خواص ذاتی قابل توجه و غیرقابل پیش‌بینی هستند. به دنبال این، وقتی این مصالح در برنامه‌های آزمایشگاهی مورد استفاده قرار می‌گیرند، حد معینی از پراکندگی نتایج را می‌توان تعریف کرد که اغلب می‌تواند شناسایی مکانیزم و همچنین اهمیت نسبی خصوصیات فردی مصالح را پنهان کند. بنابراین تصمیم گرفته شد که برنامه آزمایش را روی یک سنگ مصنوعی نرم که به جانستون^۱ معروف است، انجام شود. این مواد دارای خواص بسیار مشابهی با مادستون که در آن هوازدگی محلی رخ داده، هستند، اما ایزوتروپ و همگن است و می‌تواند در طیف وسیعی از خصوصیات مواد پایدار ساخته شود و همچنین می‌تواند در شکل‌های مختلف با قالب یا ماشین ساخته شود. سنگ مصنوعی از مخلوط خاصی از پودر مادستون، سیمان، شتاب‌دهنده و آب ساخته شده است. مخلوط در یک قالب قرار داده می‌شود و تحت بارگذاری، فشرده می‌شود که باعث تلف شدن فشار آب حفره‌ای بیش از حد می‌شود. خواص نهایی مواد جانستون را بارگذاری تعیین می‌کند و همچنین یک تاریخچه‌ی تنش که برای به دست آوردن ویژگی‌های مواد واقعی خیلی اهمیت دارند معرفی می‌کند (Johnston, 1992). هنگامی که تعادل به دست می‌آید، بار برداشته می‌شود و قالب نیز برداشته می‌شود و نمونه برای چند هفته سخت می‌شود. جزئیات کامل تولید جانستون توسط جانستون و چوی^۲ ارائه شده است (Johnston & Choi, 1986) و خواص جانستون با مقدار آب ۰.۱۷٪

¹ Jonhston

² Choi

ساخته شده است تا ویژگی‌های موادی که در جدول ۱-۲ ارائه شده است را به دست آورده شود (Kodikara, 1989).

جدول ۱-۲- خلاصه ایی از ویژگی‌های مواد جانستون (محتوای آب اشباع شده=۱۷٪) (Johnston&Kodikara, 1994)

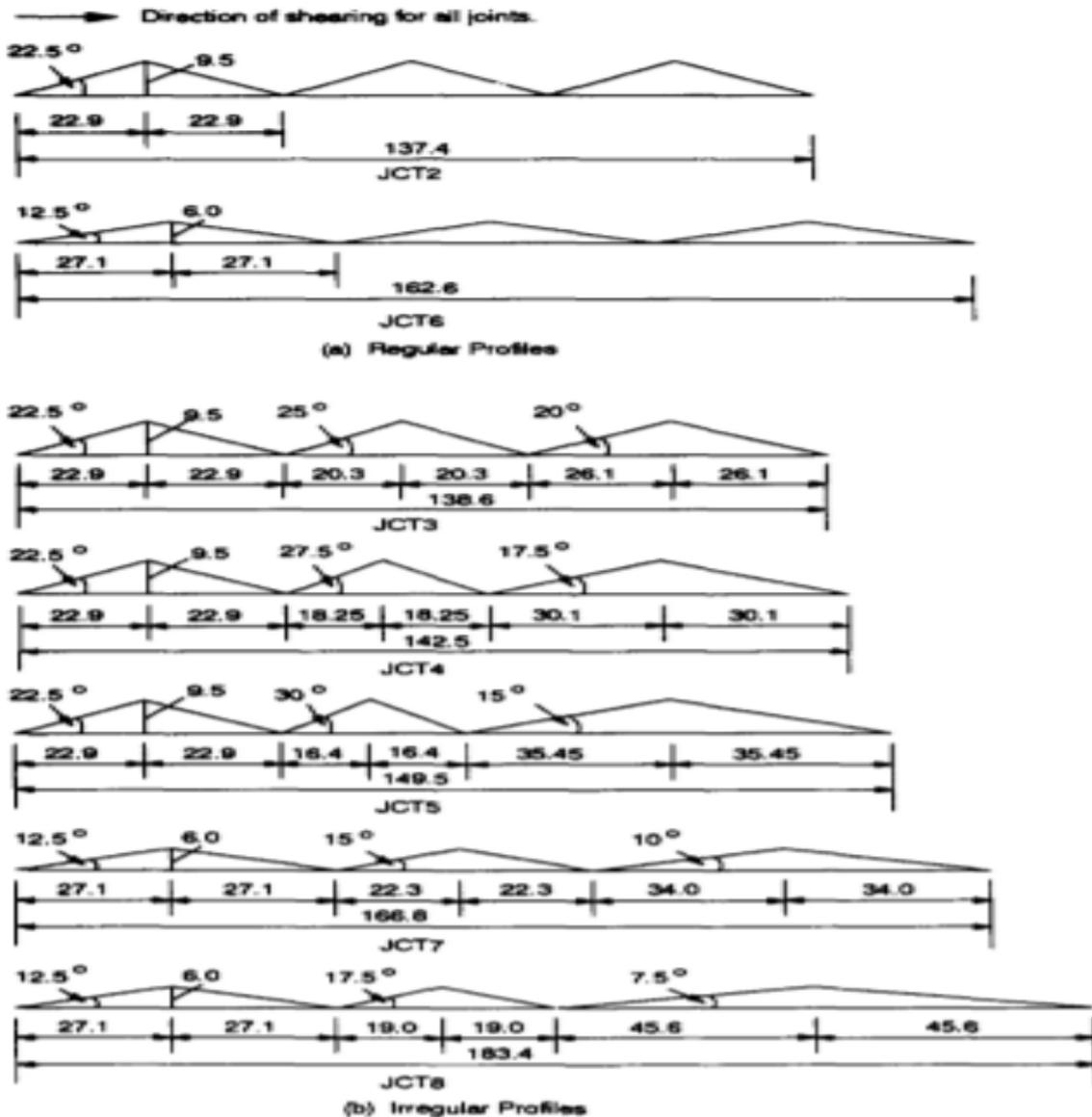
Parameter	Test method	Value
Unconfined compressive strength	Uniaxial and triaxial	2.8 MPa
Secant modulus (at 50% peak deviator stress)	Uniaxial and triaxial	360 MPa
Poisson's ratio	Triaxial	0.3
Internal friction angle	Triaxial	37°
Internal cohesion	Triaxial	0.75 MPa
Peak friction angle (rock-concrete)	Direct shear	36°
Residual friction angle (rock-concrete)	Direct shear	24°

۲-۴-۲- آماده سازی نمونه

مقطع زبر مثلثی برای درزه بتن- سنگ با اولین ریخته‌گری قسمت نمونه سنگ با یک هندسه سطح انتخاب شده ساخته می‌شود. این کار با ساخت صفحه بالای قالب فشرده‌سازی با هندسه مورد نیاز انجام می‌شود. سپس هنگامی که مخلوط پودر مادستون فشرده شد، سطح بالایی بلوک اخری جانستون شکل دلخواه به خود را می‌گیرد. در مجموع هفت مقطع مثلثی مطرح می‌شود، که شامل دو مقطع منظم و پنج مقطع نامنظم می‌شود. هر مقطع سه تا دندان دارد. زوایای دندانه‌های مقطع منظم ۱۲/۵ و ۲۲/۵ درجه، و مقطع‌های نامنظم دارای تغییراتی در زاویه از ۲/۵ ± و ۰/۵ ± و ۷/۵ ± بودند. جزئیات این مقاطع در جدول (۲-۲) و شکل (۲-۶) ارائه شده است.

جدول ۲-۲- جزئیات مقطع‌های درزه (Johnston&Kodikara, 1994)

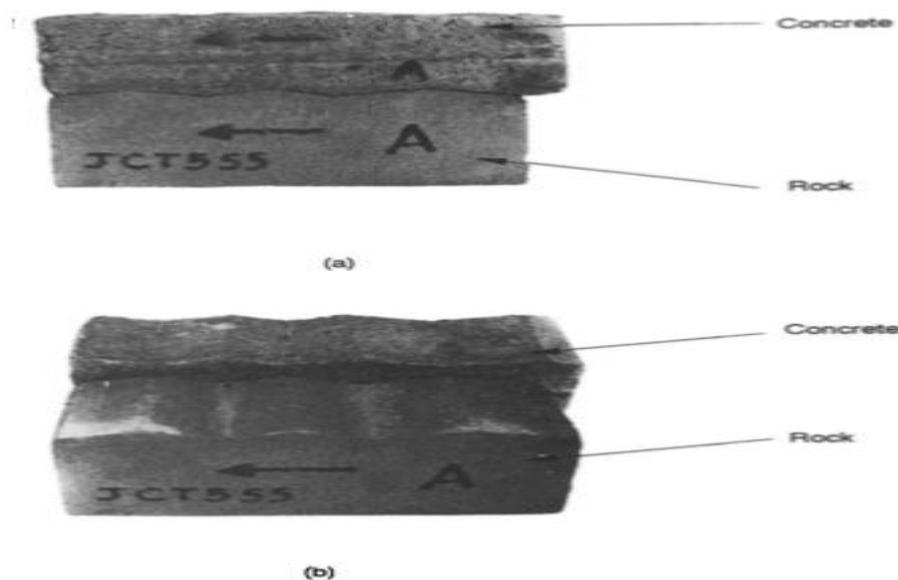
Profile name	Profile type	Asperity angles	Asperity heights
JCT2	Regular	22.5° ± 0°	9.5 mm
JCT3	Irregular	22.5° ± 2.5° (22.5°, 25°, 20°)	9.5 mm
JCT4	Irregular	22.5° ± 5.0° (22.5°, 27.5°, 17.5°)	9.5 mm
JCT5	Irregular	22.5° ± 7.5° (22.5°, 30°, 15°)	9.5 mm
JCT6	Regular	12.5° ± 0°	6.0 mm
JCT7	Irregular	12.5° ± 2.5° (12.5°, 15°, 10°)	6.0 mm
JCT8	Irregular	12.5° ± 5.0° (12.5°, 17.5°, 7.5°)	6.0 mm



شکل ۲-۶- مقطع درزه استفاده شده در آزمایش (ابعاد به میلی متر) (Johnston & Kodikara, 1994)

هنگامی که نمونه جانستون سخت شد، آن‌ها را با یک اره الماس با عرض ۷۱ میلی‌متر و ارتفاع ۸۰ میلی‌متر شکل می‌دهند. طول هر نمونه با توجه به طول موردنیاز برای جابجا شدن سه دندانه متغیر است. نیمه بتنی مطابق با هر نمونه آزمایشی با ریخته‌گری میکرو بتن روی بخش سنگ مربوطه ساخته شد. این بتن از سیمان، ماسه خوب دانه‌بندی شده، آب و شتاب‌دهنده‌ها ساخته شده است. با این حال خواص دقیق مواد بتن همچون تغییر شکل درزه، موردنیاز نیست و شکست به‌طور کامل توسط سنگ مصنوعی خیلی ضعیف کنترل می‌شود. همچنین لازم به ذکر است که بلافاصله بعد از ریخته‌گری بتن، یک لایه پلاستیک نازک روی دندانه‌ها در سطح بالای هر بلوک جانستون قرار داده

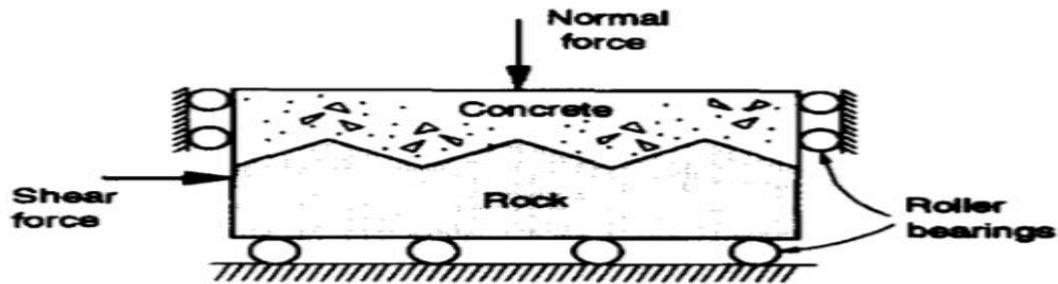
می‌شود تا پیوندی بین بتن و سنگ نرم وجود نداشته باشد. این به‌عنوان یک معیار منطقی در شرایطی که بتن در داخل سوراخ سنگ رسی قالب گیری شده در نظر گرفته می‌شود جایی که احتمالاً پیوند به دلیل ماهیت نفوذناپذیر دانه‌های خود سنگ باشد. وجود پودر سنگ یا لکه روی سطح سنگ مثل این است که سطح سنگ مرطوب باشد. اگر بتن روی یک سطح خشک تمیز از یک سنگ‌دانه‌ی درشت قرار گیرد، شاید پیوند بین دو سطح مناسب‌تر باشد. پس از تعیین بتن، دو جز درزه جدا شده و برای اشباع کردن در آب فرو می‌کنند. اجزا سنگ و بتن یک درزه و همچنین مجموع درزه‌ها در شکل ۷-۲ نشان داده شده است. (Johnston & Kodikara, 1994)



شکل ۷-۲- نوع سنگ و قسمت بتنی از یک درزه (Johnston & Kodikara, 1994)

۲-۴-۳- روش آزمایش

تست برش مستقیم روی درزه بتن-سنگ در یک ماشین طراحی شده مخصوص برش مستقیم انجام می‌شود که شکل کلی آن در شکل ۸-۲ نشان داده شده است.



شکل ۲-۸- اصل روش آزمایش (Johnston&Kodikara,1994)

ویژگی مهم دستگاه شامل یک جعبه برش است که دارای دو قسمت است. جعبه پایین که شامل نمونه سنگ است، تنها می‌تواند در جهت اعمال نیروی برشی حرکت کند. جعبه بالایی که شامل نمونه سیمان است، تنها می‌تواند در جهت اعمال نیروی نرمال و با مقداری که توسط هندسه و رفتار درزه کنترل شده و نیروی نرمال خودش حرکت کند. این نیروی نرمال را می‌توان با شرایط بارگذاری نرمال ثابت یا سختی نرمال ثابت کنترل کرد که بعداً مورد بحث قرار می‌گیرد. آماده‌سازی نمونه با محل اشباع شدن نمونه جانستون در جعبه پایینی آغاز می‌شود به طوری که تنها دندانها از لبه بالایی جعبه بیرون باشند. سپس نمونه سنگ در محل با استفاده از ریختن پلاستر محکم می‌شود. قسمت بتونی نمونه آزمایشی پس از آن روی دندانهای سطح سنگ بالایی و جعبه بالایی جابجا می‌شود و انتهای صفحه بالایی اطراف بتن حذف می‌شود و قسمت جدا شده در بالای لبه بالایی جعبه پایینی متصل می‌شود. سپس با قرار دادن نوارهای لاستیکی در اطراف دندانهای بتن-سنگ برای جلوگیری از ورود پلاستر، ریختن پلاستر با اطمینان برای نصف بتن از نمونه آزمایشی مورد استفاده قرار گرفت. سپس انتهای بالای صفحه از جعبه بالایی قبل از قرار دادن کامل مجموعه جعبه برش در داخل دستگاه آزمایش جایگزین شد. هنگامی که آزمایش شروع به کارکرد، بخش‌هایی که جدا بودند حذف شدند تا شکافی به اندازه ۱۰ میلی‌متر بین دو جعبه بالا و پایین ایجاد کنند. هر آزمون در یک نرخ تغییر شکل برشی ۰/۰۵ میلی‌متر بر دقیقه انجام شد که برای زهکشی کامل مناسب بود (Johnston & Lam,1989). در طی هر آزمایش، داده‌ها به صورت اتوماتیک جزییات کامل بارهای نرمال و برشی و جابجایی‌های نرمال و برشی ثبت می‌شود.

۲-۵- شرایط مرزی نیروی نرمال

در آزمایش برش مستقیم رایج، معمولاً نیروی نرمالی که به نمونه اعمال می‌شود ثابت است به طوری که آزمایش تحت شرایط بار نرمال ثابت (CNL)^۱ انجام می‌شود. این یک مدل مناسب برای تعداد زیادی از شرایط بارگذاری واقعی مانند موارد نشان داده شده در شکل (۲-۹، a, b) جایی که وزن یک ساختار ثابت است. با این حال شرایطی وجود دارد که نیروی نرمال وارد شده به صفحه برش تغییر کند مانند مورد نشان داده شده در شکل (۲-۹، c). هنگامی که یک شمع سنگ‌بستر بارگذاری شد و جابجایی عمودی انجام شد، تعدادی پارامتر مانند زبری اطراف پایه معمولاً منجر به بزرگ شدن قطر پایه در برابر سختی توده سنگ محیط می‌شوند. می‌توان اینگونه شرح داد که این وضعیت به صلبیت نرمال ثابت (CNS)^۲ منجر می‌شود که در آن افزایش تنش نرمال $\Delta\sigma_n$ ، توسط افزایش در شعاع حفره Δr ، ثابت است و با رابطه زیر تعیین می‌شود

$$\frac{\Delta\sigma_n}{\Delta r} = \frac{E}{1+\nu} \cdot \frac{1}{r} = K \quad (۲-۳)$$

که E و ν به ترتیب مدول یانگ و نسبت پواسون سنگ هستند و r شعاع اصلی پایه و k ثابت است و نشان‌دهنده سختی نرمال توده سنگ است (Lam & Johnston, 1989). مورد نشان داده شده در شکل (۲-۹، d) نیز تحت شرایط سختی نرمال ثابت قرار گرفته است. شرایط CNL در طی یک آزمایش با حفظ یک نیروی نرمال ثابت در جهت برش اعمال می‌شود. این امر با استفاده از یک جک هیدرولیکی مشروط بر اینکه واکنش نرمال داشته باشد انجام می‌شود. شرایط CNS با استفاده از سیستم فنر در برابر واکنش نیروی نرمال اعمال می‌شود. با تغییر سختی این سیستم، می‌توان سختی نرمال موردنیاز را انتخاب کرد. علاوه بر شرایط سختی نرمال، ضروری است که یک تنش نرمال اولیه برای نمونه آزمایشی CNS آماده شود. این با استفاده از جک مارپیچی که بلافاصله در بالای نمونه آزمایشی

^۱ -Constant Normal Load

^۲ -Constant Normal Stiffness

نصب شده، آماده شد. جزئیات سیستم بارگذاری ممکن است در لام و جانستون (Kodikara,1989) و جانستون و همکاران یافت شود (Lam & Johnston,1989). هردو تست CNS و CNL در طی آزمایش انجام شد، اما از آنجا که رفتار شمع‌های پایه به طور خاص مورد توجه بود (و همچنین از آنجایی که شرایط CNL به سادگی شرایط CNS بود) تأکید بر شرایط CNS بود.

مجموعاً ۵۴ آزمایش منفرد انجام شد: ۴۴ تا تحت شرایط^۱ CNS و ۹ تا تحت شرایط^۲ CNL قرار گرفتند. چندین آزمایش برای تأیید بازتولید نتایج برای همان شرایط آزمایش و زمانی که جهت برش درزه عکس می‌شود تکرار شد. سختی نرمال ثابت در محدوده ۰ تا ۹۶۰ کیلوپاسکال بر میلی‌متر بود در حالی که تنش‌های نرمال اولیه در محدوده ۱۳۵ تا ۶۰۰ کیلوپاسکال بود.

۲-۵-۱- نتایج آزمایش

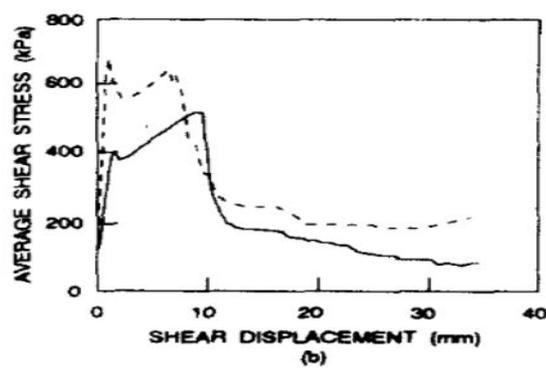
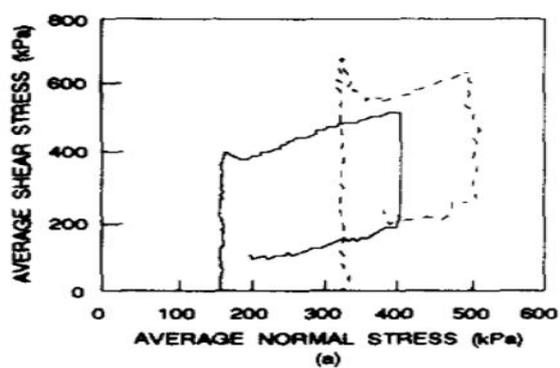
از آنجایی که رسیدگی به جزئیات تمام ۵۴ نتایج آزمون منفرد در این مبحث غیرممکن است، نتایج چند آزمون معمولی CNS و CNL برای درزه‌های مثلثی منظم و نامنظم ارائه خواهد شد. جزئیات کامل تمام آزمایش‌ها توسط کودیکارا^۳ داده شد (Kodikara,1989). نتایج به صورت روابط گرافیکی بین میانگین تنش برشی، میانگین تنش نرمال، اتساع درزه و جابجایی برشی درزه ارائه شد.

شکل‌های (۲-۹ و ۲-۱۰ و ۲-۱۱) نتایج حاصل از ۶ آزمایش CNS است: دو آزمایش روی درزه مثلثی منظم و چهار مورد روی درزه مثلثی نامنظم انجام شده است.

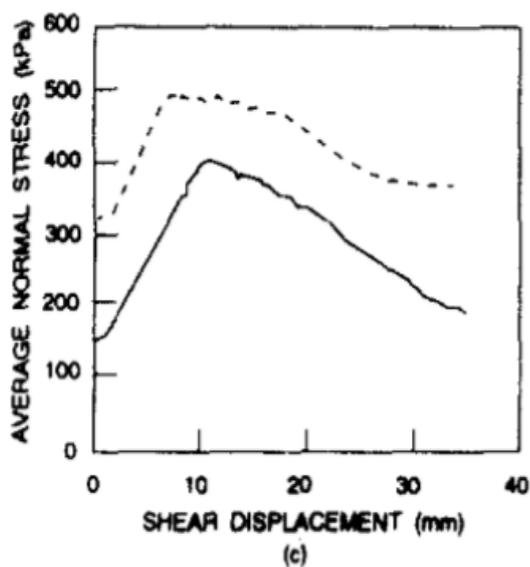
^۱ - constant normal stiffness

^۲ -constant normal load

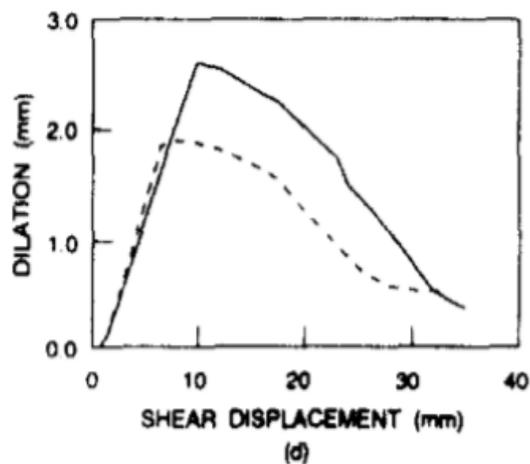
^۳ -kodikara



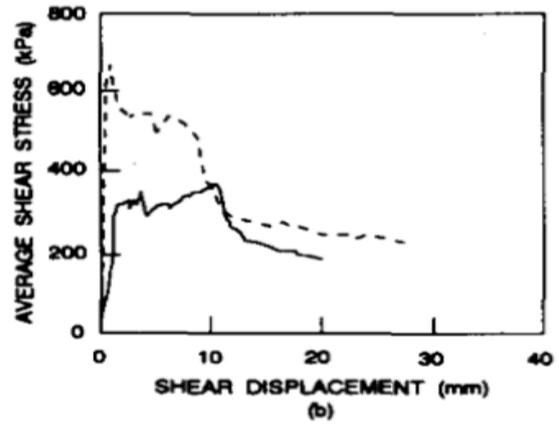
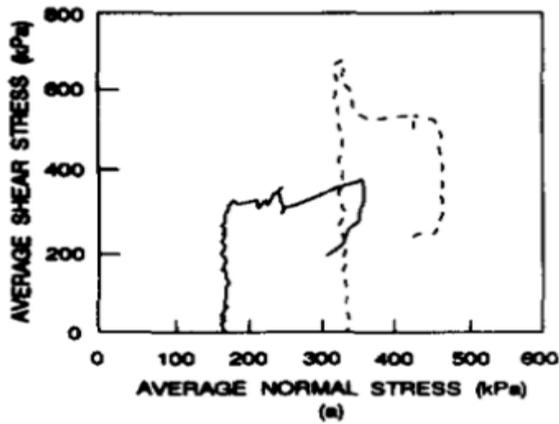
TEST	JCT2S2	JCT2S4
Initial normal stress (kPa)	150	325
Normal stiffness (kPa/mm)	95	96
At Initial Sliding:		
Shear stress (kPa)	404	675
Normal stress (kPa)	152	323
Dilation (mm)	0.056	0.030
Initial dilation angle (deg)	17.3	19.8
Shear displacement (mm)	1.24	1.14
At Peak Resistance:		
Shear stress (kPa)	523	644
Normal stress (kPa)	394	499
Dilation (mm)	2.500	1.904
Shear displacement (mm)	9.30	6.50



— Test JCT2S2
 - - - Test JCT2S4



شکل ۹-۲- نوع رفتار برشی درزه منظم (0 ± 22.0 درجه) تحت شرایط CNS (Tian, 2015)

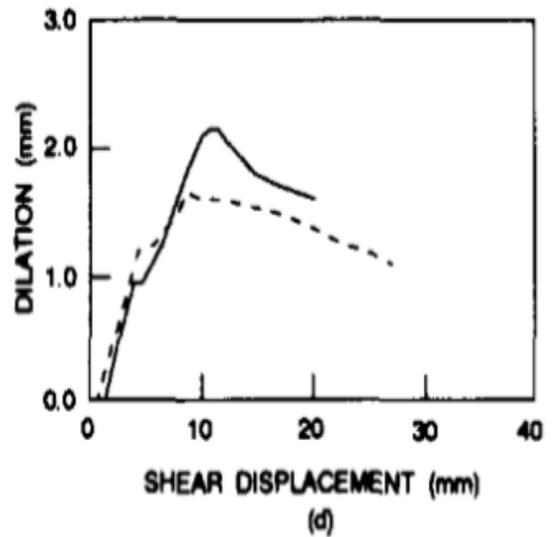
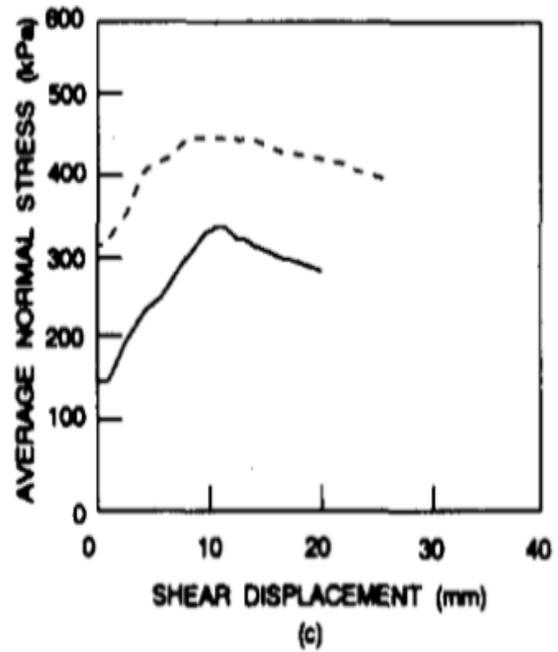


TEST	JCT4S1	JCT4S4
Initial normal stress (kPa)	150	325
Normal stiffness (kPa/mm)	93	90
At Initial Sliding:		
Shear stress (kPa)	324	670
Normal stress (kPa)	156	322
Dilation (mm)	0.031	-0.02
Initial dilation angle (deg)	20.8	19.3
Shear displacement (mm)	1.68	0.83

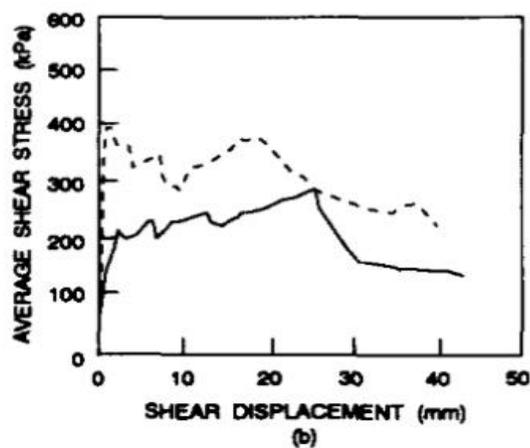
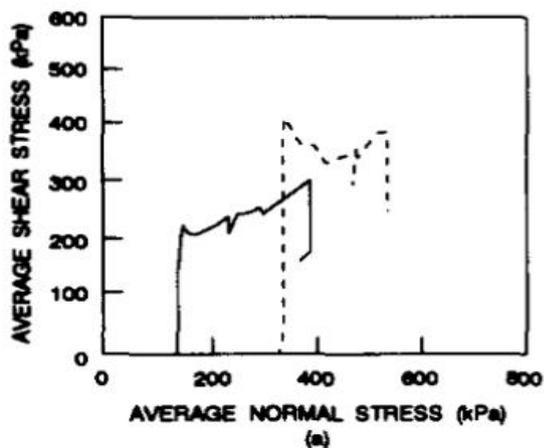
At Peak Resistance:

Shear stress (kPa)	377	518
Normal stress (kPa)	352	460
Dilation (mm)	2.14	1.55
Shear displacement (mm)	11.0	8.2

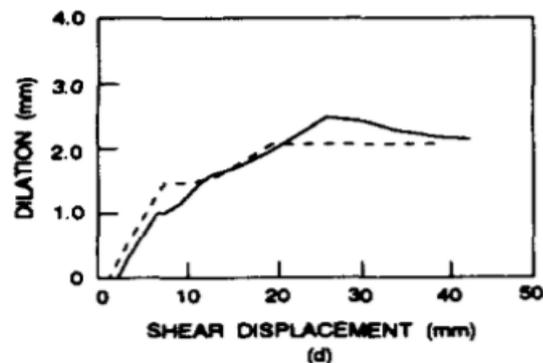
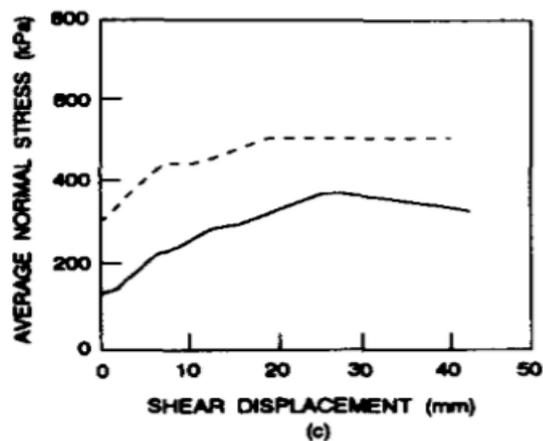
— Test JCT4S1
 - - - Test JCT4S4



شکل ۲-۱- نوع رفتار برشی درزه نامنظم $5 \pm 22/5$ درجه) تحت شرایط CNS (Kodikara,1994)



TEST	JCT8S1	JCT8S2
Initial normal stress (kPa)	135	305
Normal stiffness (kPa/mm)	98	100
At Initial Sliding:		
Shear stress (kPa)	218	404
Normal stress (kPa)	143	323
Dilation (mm)	0.040	0.050
Initial dilation angle (deg)	15.1	16.5
Shear displacement (mm)	2.20	1.20
At Peak Resistance:		
Shear stress (kPa)	295	386
Normal stress (kPa)	361	527
Dilation (mm)	2.49	2.10
Shear displacement (mm)	25.8	19.5

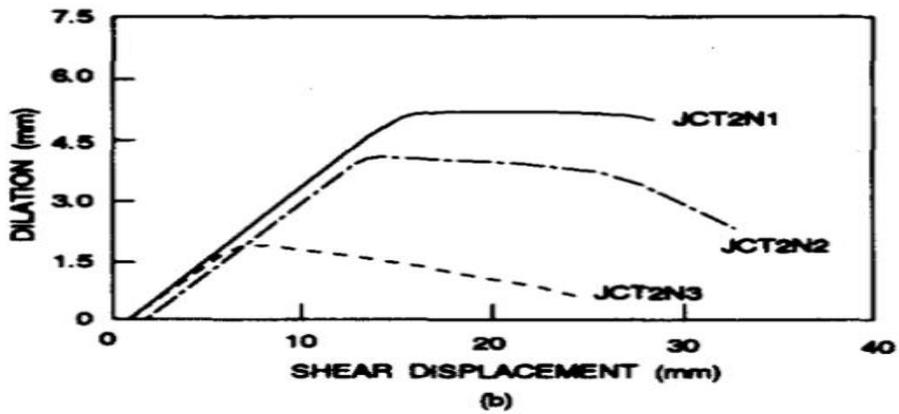
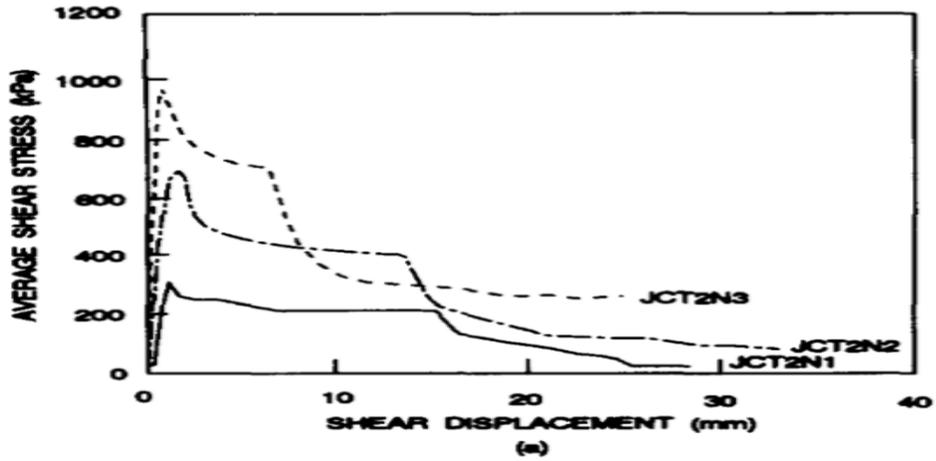


شکل ۲-۱۱- نوع رفتار برشی درزه نامنظم ($5 \pm 12/5$ درجه) تحت شرایط CNS (Kodikara, 1994)

شکل‌های ۲-۱۲ و ۲-۱۳ نتایج حاصل از شش آزمایش^۱ CNL را نشان می‌دهد که برای هر کدام از

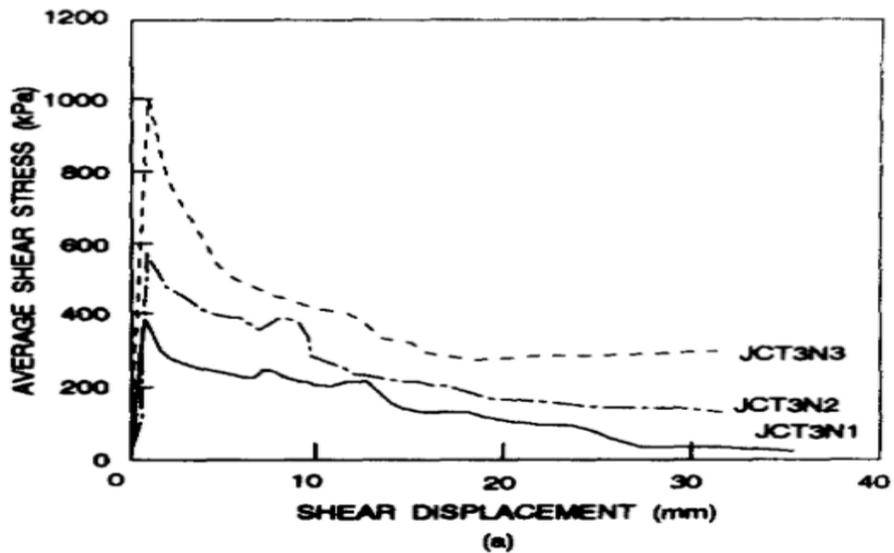
درزه‌های منظم و نامنظم سه بار انجام شده است.

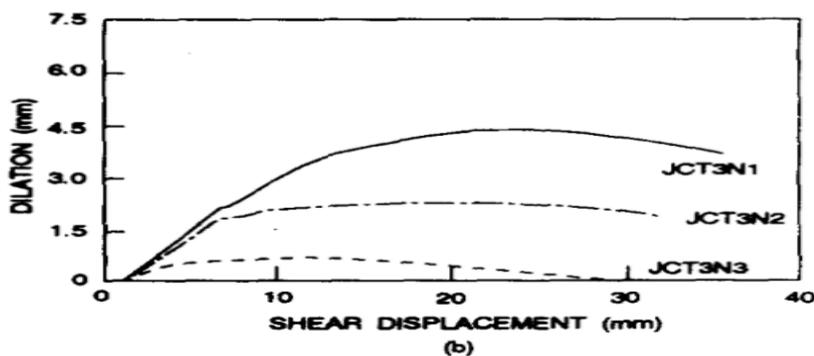
^۱-constant normal load



TEST	Initial normal stress (kPa)	Peak shear stress (kPa)	Peak dilation (mm)	Peak displacement (mm)	Peak dilation angle (deg)
JCT2N 1	150	309	0.008	1.10	21.5
JCT2N2	325	700	-0.01	1.73	21.2
JCT2N3	580	968	-0.02	1.10	18.0

شکل ۲-۱۲- نوع رفتار برشی درزه منظم ($22/5 \pm 0$ درجه) تحت شرایط CNL (Kodikara, 1994)





TEST	Initial normal stress (kPa)	Peak shear stress (kPa)	Peak dilation (mm)	Peak displacement (mm)	Peak dilation angle (deg)
JCT3N1	156	384	0.030	1.11	21.5
JCT3N2	324	581	0.01	1.39	18.0
JCT3N3	600	993	0.07	1.255	14.0

شکل ۲-۱۳- نوع رفتار برشی درزه نامنظم ($\pm 5/12$ درجه) تحت شرایط CNL (Kodikara, 1994)

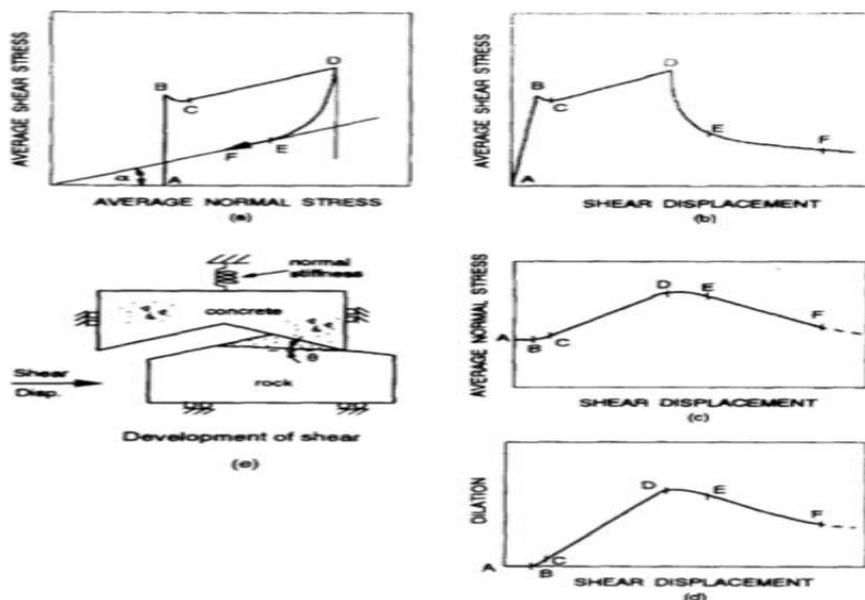
لازم به ذکر است که نتایج حاصل از آزمایش‌هایی که تکرار شده بودند، بسیار نزدیک به نتایج حاصل از آزمایش‌های اصلی بود. همچنین به نظر می‌رسد که بر اساس چند آزمایش در آن جهت‌گیری نمونه عکس است درحالی‌که تمام شرایط دیگر حفظ شده بود، به نظر می‌رسد جهت برش (شکل ۶ را ببینید) تأثیر قابل توجهی روی نتایج تولیدشده از آزمایش درزه مثلثی دارد.

۲-۶- بحث در مورد نتایج

۲-۶-۱- آزمایش^۱ CNS__ درزه منظم

رفتار برشی درزه‌های مثلثی منظم بتن-سنگ بسیار شبیه به آنچه توسط لام و جانستون گزارش شده است (Lam & Johnston, 1989). با این حال با توجه به واقعیت آزمایش در تحقیق اخیر که دارای جابجایی برشی بزرگی بود، و به دلیل نیاز به مقایسه اثرات بی‌نظمی، ممکن است ارزش این نتایج با جزئیات بیشتری در نظر گرفته شود. بر اساس نتایج تجربی، مثال‌هایی که در شکل ۲-۹ آورده شد، رفتار برشی کلی می‌تواند ایده‌آل شود همان‌طور که در شکل ۲-۱۴ نشان داده شده است.

¹-constant normal stiffness



شکل ۱۴-۲- رفتار برشی ایده آل درزه منظم تحت شرایط CNS (Kodikara, 1994)

نقطه A نشان‌دهنده حالت ابتدایی درزه در استفاده از تنش نرمال اولیه و برای تنش برشی صفر است. هنگامی که تنش برشی از صفر افزایش می‌یابد، تغییر شکل الاستیک کمی توسط دندان‌ها تجربه می‌شود اما حرکت نسبی بین سنگ و بتن وجود ندارد. در نقطه B، تمام مقاومت اصطکاکی در برابر جبهه برجسته از دندان یکسان بسیج می‌شود و لغزش نسبی بین دو تا سطح اتفاق می‌افتد. طی این لغزش اولیه، ممکن است یک افت در مقاومت برشی در نقطه C به دلیل دست‌خوردگی میکرو دندان‌ها در سطح سنگ رخ دهد. پس از نقطه C مقاومت برشی دوباره با جابجایی برشی افزایش می‌یابد بطوریکه بار نرمال با اتساع افزایش می‌یابد. در طی فرایند لغزش، اتساع درزه توسط زاویه دندان‌های سنگ کنترل می‌شود. با این حال تحت اعمال بارهای نرمال و برشی، دندان‌های سنگ فشرده می‌شوند تا یک زاویه اتساع ایجاد کنند که ممکن است کمتر از زاویه شیب دندان اصلی باشد. مقاومت برشی تا مسیر CD ادامه می‌یابد تا مقاومت در برابر لغزش بزرگ‌تر از مقاومت در برابر برش به واسطه دندان‌ها شود. در نقطه D، برای دندان‌های منظم، همه دندان‌ها در زمان یکسانی می‌شکنند. شیب این صفحه برش برای افق (شکل ۱۴ θ) می‌تواند بسته به هندسه دندان‌ها و شرایط مرزی مثبت یا منفی باشد. برای جابجایی برشی بعد از نقطه D، صفحه‌های برش اضافی توسعه می‌یابند و دندان‌ها شروع به خرد شدن می‌کنند. خردشدگی به نظر می‌رسد برای جابجایی‌های برشی بیشتر، توسعه بیشتری می‌یابد. با

توجه به این ناحیه شکست دندانها، تنش برشی کاهش قابل توجهی تا نقطه E، با کاهش جزئی در تنش نرمال و اتساع دارد. پس از رسیدن به نقطه E، به نظر می رسد که درزه به طور پیوسته به نقطه F متصل^۱ می شود، و پس از آن نرخ انقباض درزه به طور کلی کاهش می یابد. در نمودار تنش برشی- تنش نرمال، به نظر می رسد که مسیر EF یک خط مستقیم است که از مبدأ می گذرد همان طور که در شکل ۲-۱۴ نشان داده شده است، با یک شیب (α) به زاویه اصطکاک باقی مانده جانستون نزدیک می شود. این زاویه اصطکاک باقی مانده ۲۴ درجه بود (Kodikara, 1994).

۲-۶-۲- آزمایش^۲ CNS __ درزه های نامنظم

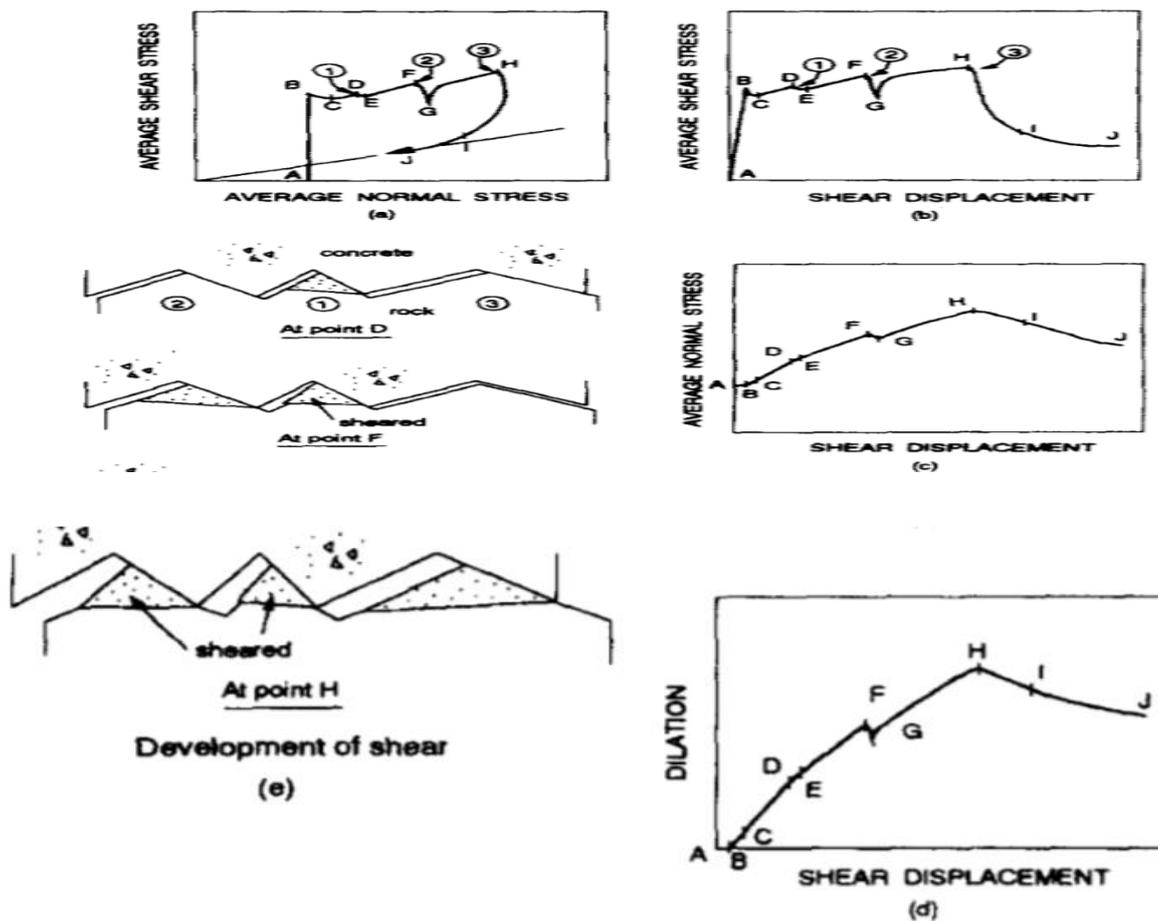
رفتار برشی نمونه درزه مثلثی نامنظم شباهت بسیار زیادی با رفتار نمونه های منظم، مانند توسعه صفحه برش در سرتاسر دندانها و شروع خرد شدن دندانها در شکست دارد. با این حال به نظر می رسد تعدادی تفاوت مهم در عملکرد کلی توسط شکستن دندانهای نامنظم در جابجایی برشی متفاوت با توجه به ترتیب نزولی زاویه دندانها به وجود می آید. در واقع به نظر می رسد دو مدل رفتاری متفاوت برای درزه های نامنظم مشاهده می شود. در الگوی اول، تمام سه دندان از یک درزه برای مقاومت برشی کلی در طول آزمون درزه درگیر می شوند. این رفتار در عملکرد تست JCT4S1 منعکس شده که در شکل ۲-۱۰ نشان داده شده است. نقاط منحصر شکست مشاهده شده که با کاهش در مقاومت برشی متوسط مشخص شدند.

با گذشت زمان دندانهای سطحی بار اضافی برداشتند، هر شکست دندانها ظاهراً برش یا خردایش بیشتری را تجربه می کند. دندانهای این آزمایش خاص در جابجایی های برشی ۷/۲، ۴/۱ و ۱۱ میلی متر به ترتیب برای دندانهای ۲۷/۵، ۲۲/۵، ۱۷/۵ درجه شکسته شدند. در حالی که نمودار جابجایی تنش- برش این شکست تدریجی را به وضوح نشان داد، نمودارهای دیگر شکل ۲-۱۰ این رفتار را منعکس اما به میزان کمتر، نشان می دهند. در الگوی دوم، تماس یک جفت دندان منطبق

¹ - contract

² -constant normal stiffness

سنگ و بتن در نتیجه یک اتساع نسبتاً بزرگ ناشی از لغزش روی دندان‌های نسبتاً شیب‌دار از بین رفته است. تماس دندان‌هایی که از بین می‌رود همواره دندان‌هایی با زاویه سطحی هستند، در نتیجه مقاومت برشی درزه برای بخشی از جابجایی برشی شرکت نمی‌کند. این رفتار بیشتر در درزه‌هایی مشاهده می‌شود که تغییرات زیادی در زوایای درزه دارند و با آزمایش‌هایی که تنش نرمال اولیه و سختی نرمال کمی دارند انجام می‌شوند. به عنوان مثال در آزمایش نشان داده شده در شکل ۲-۱۱ شیب‌دارترین دندان ۱۷/۵ درجه در یک جابجایی برشی ۳/۲ میلی‌متر شکست خورد. در طی آزمایش مشاهده شد که سطحی‌ترین دندان ۷/۵ درجه تماسش با سطح بتن در طی جابجایی‌های بعدی از بین رفت. بنابراین در نقطه شکست دندان میانی (۱۲/۵ درجه) در یک جابجایی برشی ۷/۴ میلی‌متر، دندان سطحی تماسی با بتن ندارد. به محض اینکه دندان وسطی شکست، افت قابل توجهی در مقاومت برشی ایجاد می‌شود تا وقتی که جابجایی برشی اضافی موجب سطحی‌ترین دندان با بتن تماس دوباره ایجاد کند. هنگامی که این اتفاق افتاد مقاومت برشی بار دیگر ایجاد می‌شود تا وقتی که افت نهایی ثبت شود، هنگامی که سومین دندان در یک جابجایی برشی ۱۹/۱ میلی‌متر می‌شکند (Kodikara, 1994) رفتار الگوهای بالا برای درزه‌های مثلثی نامنظم می‌تواند ایده آل شود همان‌طور که در شکل ۲-۱۵ نشان داده شده است.

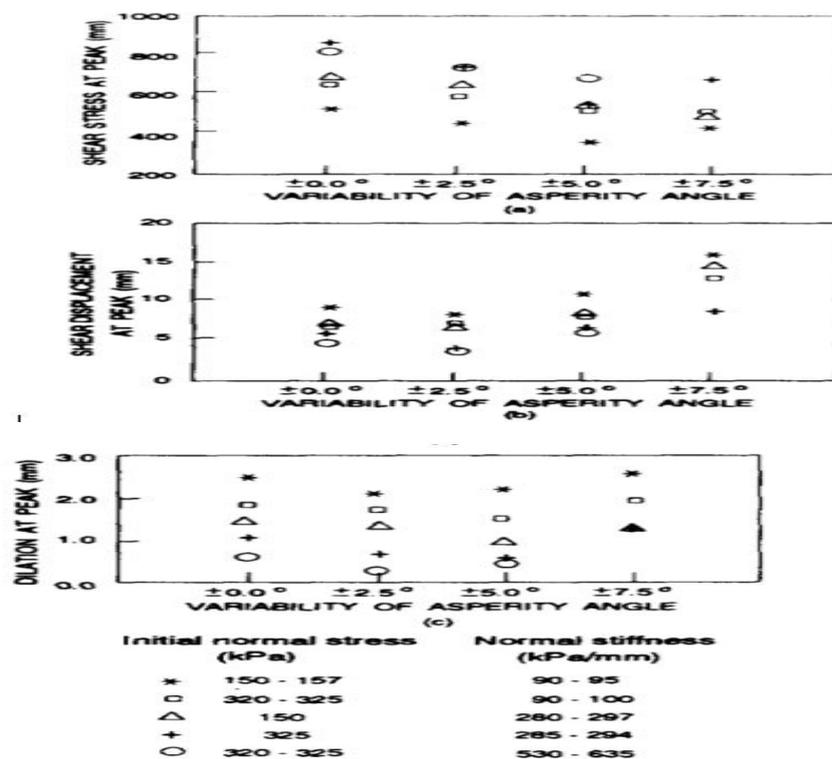


شکل ۲-۱۵- رفتار برشی ایده آل درزه نامنظم تحت شرایط CNS (Kodikara, 1994)

رفتار از A تا D، که توسط تغییر شکل الاستیک و لغزش روی دندانه‌های شیب‌دار کنترل می‌شود، شبیه به مکانیزم‌هایی است که قبلاً با درزه‌های منظم اشاره شد. نقاط D، F و H نشان‌دهنده نقاطی هستند که در آن سه دندانه به ترتیب نزول زاویه شیب شکست می‌خورند. در نقطه D جایی که فقط دندانه ۱ شکست می‌خورد، و دندانه‌های ۲، ۳ در تماس هستند. بنابراین افت در مقاومت برشی نسبتاً کم است. باین‌حال هنگامی که دندانه ۲ در نقطه F شکست، دندانه ۳ تماسش را با بتن از دست می‌دهد، به این ترتیب اساسی‌ترین افت در مقاومت برشی تا وقتی که دندانه ۳ در جابجایی برشی اضافی کنده می‌شود باید رخ دهد.

رفتار درزه نامنظم پس از رسیدن به حداکثر مقاومت توسط مسیر HIJ نشان داده شده است که شبیه به مسیر پس از اوج DEF نشان داده شده در شکل ۲-۱۴ برای درزه‌های منظم است. با این حال شکل

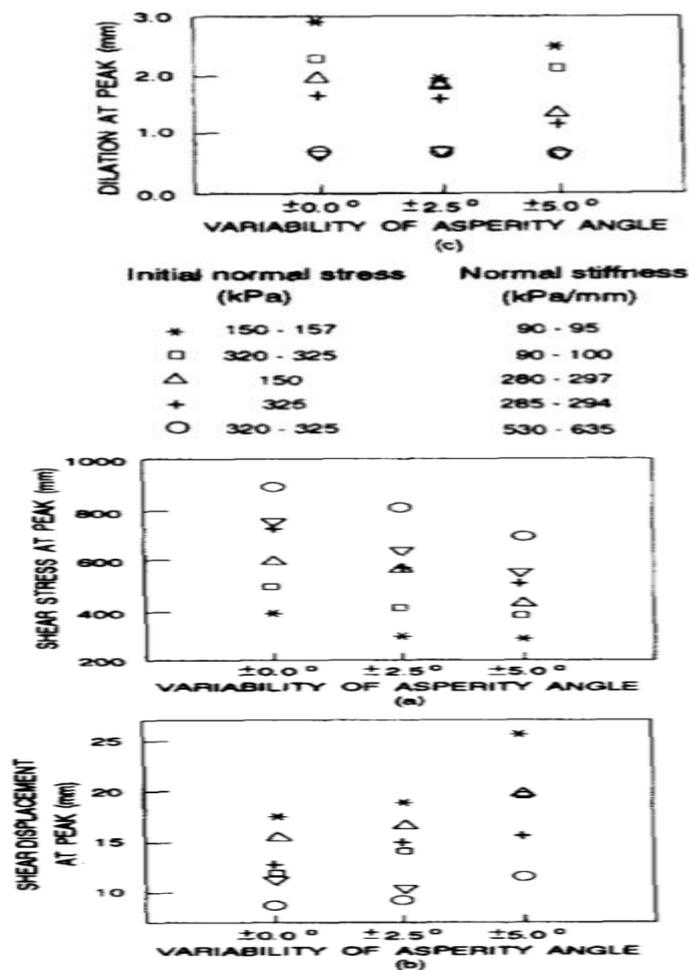
HIJ بیشتر توسط فرسایش دندان‌سوم کنترل می‌شود، زیرا دودندان اولی پیرو این شکست منفرد بیشتر برش و یا خرد شدن را تجربه می‌کنند. از آنجاکه معرفی بی‌نظمی برای درزه بتن-سنگ به نظر می‌رسد اثر قابل توجهی روی رفتار برشی درزه داشته باشد، ممکن است در جزییات خیلی مورد توجه قرار گیرد. شکل ۲-۱۶ و ۲-۱۷ تنش‌های برشی، جابجایی برشی، اتساع، همه در مقاومت حداکثر درزه، در برابر تغییرات زاویه دندان‌سوم برای آزمایش مزبور به CNS^1 ($K > 0$) را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۱۶- تأثیر تغییرات زاویه دندان‌سوم روی پاسخ برشی درزه برای یک زاویه متوسط ۲۲/۵ درجه تحت شرایط CNS

(Kodikara, 1994)

¹-constant normal stiffness



شکل ۲-۱۷- تأثیر تغییرات زاویه دندانه روی پاسخ برشی درزه برای یک زاویه متوسط ۱۲/۵ درجه تحت شرایط

(Kodikara,1994) CNS

این شکل‌ها برای آزمایش‌هایی با متوسط زاویه دندانه به ترتیب ۲۲/۵ و ۱۲/۵ درجه ساخته شده است. نتایج منحصر مطابق با تنش نرمال اولیه و سختی نرمال که در هر تست اعمال می‌شود گروه‌بندی و تعیین شده است.

از شکل‌های ۲-۱۶ و ۲-۱۷ واضح است که برای هر دو زوایای دندانه متوسط، اگرچه برخی نوسانات موضعی وجود دارد، افزایش در تغییرات زاویه درزه موجب کاهش کلی در مقاومت برشی حداکثر، اما افزایش در جابجایی برشی با مقاومت برشی حداکثر می‌شود. این نشان می‌دهد که بی‌نظمی باعث کاهش شکنندگی از واکنش درزه و افزایش انعطاف‌پذیری می‌شود. شکل‌های یکسان نشان می‌دهند که برای تغییرات در زاویه دندان، تنش برشی اولیه و سختی اولیه بزرگ‌تر، تنش برشی حداکثر

بزرگ‌تر است. برعکس، آزمایش‌هایی که تحت همان تنش نرمال اولیه و سختی اولیه بزرگ‌تر انجام می‌گیرند به نظر می‌رسد برای رسیدن به این حداکثر مقدار در جابجایی برشی که به‌طور قابل‌توجهی کم است می‌رسند. از این مشاهدات واضح است که بیشترین تغییر شکل‌پذیری با آزمایش درزه نامنظم تحت تنش نرمال اولیه کم و سختی نرمال اولیه کم رخ می‌دهد. با توجه به تأثیر تغییرات زاویه دندان روی درزه در شکست، هردو شکل نشان می‌دهد که در تغییرات کم کاهش اندکی در اتساع حداکثر وجود دارد و در تغییرات بزرگ‌تر در بعضی موارد افزایش می‌یابد. با این وجود واضح است که همزمان با جابجایی برشی برای حداکثر مقاومت، اتساع در اوج برای مقادیر تنش نرمال اولیه و سختی نرمال به‌طور قابل‌توجهی زیاد است (Kodikara, 1994).

۲-۶-۳- آزمایش CNL^۱

تفاوت اصلی بین آزمایش‌های CNL و CNS^۳ برای هردو درزه منظم و نامنظم این است که آزمایش CNL در شرایط لغزش اولیه به حداکثر مقدار مقاومت برشی می‌رسد که معادل با نقطه B در شکل‌های ۲-۱۴ و ۲-۱۵ است. رفتار تقویت‌شده در کار توسط اتساع درزه در برابر نبود سختی نرمال با آزمایش CNL به دست می‌آید. به این ترتیب آزمایش CNL همچنین در یک جابجایی برشی کوچک به مقاومت حداکثر دست می‌یابد. بر اساس نتایج نشان داده‌شده در شکل ۲-۱۲ و ۲-۱۳، به نظر می‌رسد که مفهوم بی‌نظمی^۴ باعث کاهش جزئی در حداکثر مقاومت توسعه‌یافته می‌شود.

در طی لغزش بعدی پس از مقاومت حداکثر، دندان‌ها در یک توالی تقریباً یکسان می‌شکنند و با مکانیزمی که در آزمایش CNS مشاهده‌شده شد قابل‌مقایسه است. واضح است که تغییرات بزرگ در زاویه دندان، به خاطر پاسخ پس از اوج تدریجی بود زیرا جابجایی بزرگی برای رسیدن به مقاومت باقی‌مانده موردنیاز بود (Kodikara, 1994).

¹-constant normal load

³-constant normal stiffness

⁴-introduction of irregularity

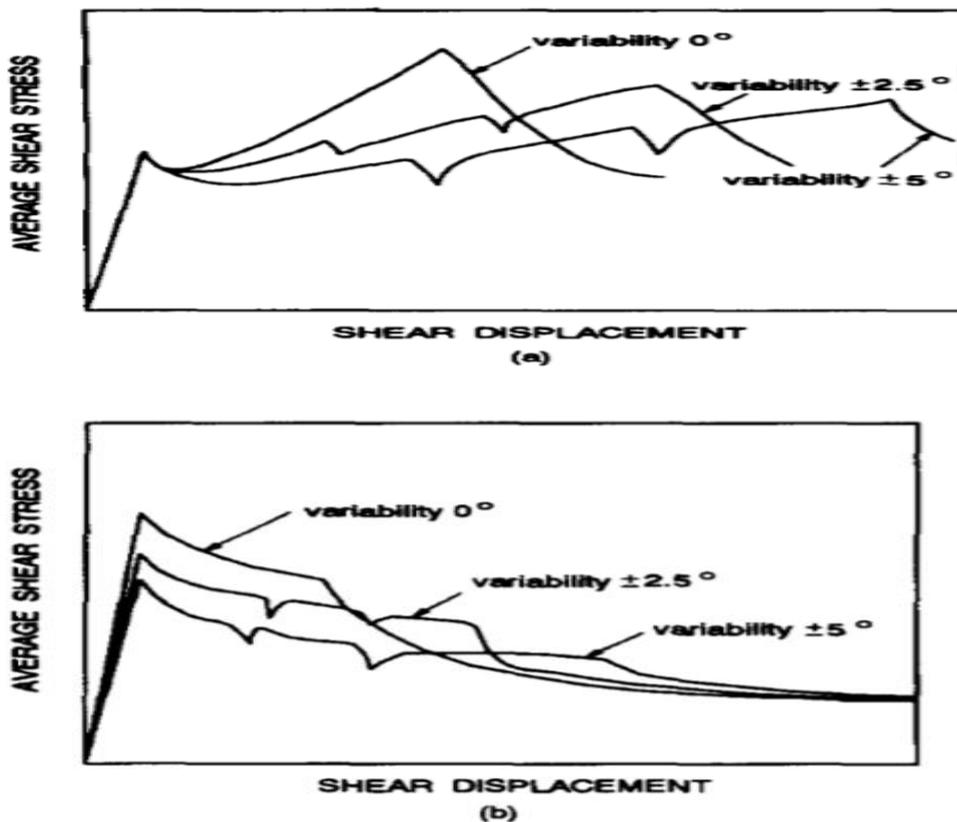
۲-۷- تأثیر کلی زبری نامنظم

در بخش‌های پیشین اثر مفهوم زبری نامنظم برای درزه بتن - سنگ در مورد مکانیزم لغزش، برش و خردشدگی دندانه‌ها و نتیجه اثرات این مکانیزم‌ها روی تنش برشی، تنش نرمال، اتساع، و جابجایی برشی بحث شده بود. واضح است که فعل و انفعال بین این فاکتورها خیلی پیچیده است. با توجه به این، ممکن است برخی مزیت‌ها در بررسی اثر کلی این زبری در برخی از اصطلاحات نسبی ساده وجود داشته باشد تا اینکه بتوان تأثیر آن را روی عملکرد مهندسی تشخیص داد.

برای مسئله برش درزه همانند آنچه در شکل (۲-۱) نشان داده شده است، توجه اصلی آن است که به‌طور طبیعی چقدر مقاومت برشی در دسترس است و جابجایی موردنیاز برای بسیج این مقاومت موردنیاز است. از این‌رو رابطه تنش برشی - جابجایی برشی مهم‌ترین ارتباط برای هر درزه خاص است. بنابراین به‌منظور خلاصه کردن رفتار کلی درزه مورد بررسی، شکل ۲-۱۴ برای نشان دادن پاسخ‌های ایده آل توسعه داده شده است. شکل (۲-۱۸a) نشان می‌دهد که تحت شرایط^۱ CNS، توسعه تنش برشی با جابجایی برشی با افزایش بی‌نظمی خیلی آهسته است، و پیک به‌دست‌آمده به‌طور کلی کمتر از دندانه منظم است. با توجه به شرایط^۲ CNL، به نظر می‌رسد که مقاومت حداکثر نیز برای درزه‌های نامنظم کمتر است این درزه‌ها یک کاهش سریع در مقاومت پس از اوج را نشان می‌دهد (Kodikara, 1994).

^۱ -constant normal stiffness

^۲ -constant normal load



شکل ۲-۱۸- تأثیر کلی تغییر زاویه دندان روی پاسخ تنش برش- جابجایی برشی برای شرایط CNS و CNL (Kodikara,1994)

بر اساس این مشاهدات، واضح است که هرچه بی‌نظمی یک درزه بیشتر باشد تغییر شکل‌پذیری بیشتر، پاسخی برای هردو آزمایش^۱ CNL و CNS^۲ است.

این نتیجه توسط نتایج آزمایش‌های صحرایی روی پایه‌های شمع داخل یک سنگ نرم تأیید شده است (Williams,1980). نتایج این آزمایش‌ها نشان می‌دهد که برای دیواره‌های پایه که با شیارهای منظم گشاد^۳ شده بودند، پاسخ بار-نشست شکنندگی ملایم با یک افزایش نسبتاً سریع دربار برای مقاومت حداکثر و پس از آن کاهش قابل توجهی در ظرفیت بار پس از پیک داشت. آزمایش‌های انجام‌شده روی شمع‌هایی با دیواره‌های پایه‌ای که زبری نامنظم دارند یک پاسخ خیلی شکل‌پذیر با بالا رفتن نسبتاً آهسته مقاومت حداکثر و پس از آن تنها یک کاهش جزئی در پس از اوج را نشان داد.

^۱-constant normal load

^۲-constant normal stiffness

^۳-reamed

علاوه بر این بارتن و باندیس پیشنهاد کردند که رفتار برشی درزه‌های طبیعی سنگ - سنگ از شکننده به شکل‌پذیر تغییر می‌کند، و مقاومت حداکثر کاهش می‌یابد چون طول درزه برش‌یافته افزایش یافته است. علاوه بر این مشاهداتی که در حین آزمایش مشاهده می‌شوند، پیشنهادهای Swan¹ و Zongqi را تأیید می‌کند که در طی برش یک درزه سنگ زبر سطح درزه عموماً سالم، برش خورده و در هر لحظه قسمت‌های غیرفعال را در برداشته است (Zongqi&Swan,1985).

۲-۸- بررسی دما بر تماس توده سنگ - شاتکریت

در صورتی که دمای سنگ بالاتر از ۳۰ درجه سانتی‌گراد باشد این شرایط را عموماً به عنوان سنگ با حرارت بالا می‌شناسند. دمای تونل، فعالیت ماگما، یا آب‌های زیرزمینی داغ و سن سازند عمده‌تاً علل سنگ‌های با حرارت بالا هستند. تعدادی تونل سنگی با حرارت بالا ساخته شده است که اخیراً در حال افزایش است (ویلپلم و ریباخ^۲، ۲۰۰۳، هوچستین و پریبل^۳، ۲۰۰۶، هو و همکاران^۴، ۲۰۱۳، ژی و یو^۵، ۲۰۱۳، گو^۶، ۲۰۱۵). برخی از محققین دریافته‌اند که خواص مکانیکی لاینینگ تونل (شاتکریت) تحت تأثیر سنگ با حرارت بالا قرار می‌گیرند (پاول، گلاسر^۷، ۲۰۰۰، لیو و همکاران^۸، ۲۰۰۱، وانگ و همکاران^۹، ۲۰۱۵). با توجه به نقش کلیدی شاتکریت در سیستم نگهداری تونل، نیاز است که رفتار مکانیکی فصل مشترک بین شاتکریت و سنگ به‌طور کامل برای طراحی امن‌تر مورد بررسی قرار گیرد. محققین زیادی روی رفتار برشی فصل مشترک با یا بدون مواد پرکننده بین سنگ و شاتکریت در دماهای نرمال متمرکز شده‌اند. برای فصل مشترک بدون پیوند، نشان داده شده است که حداکثر زاویه اصطکاک به هردو سختی نرمال و تنش نرمال اولیه وابسته است در حالی که زاویه باقی‌مانده اصطکاک

¹ -swan and zongqi

² - Wilhelm and Rybach

³ - Hochstein and Prebble

⁴ - Hou et al

⁵ - Xie and Yu

⁶ - Gu

⁷ - paul, Glasser

⁸ - liu et al

⁹ - wang et al

اساساً مستقل است (جانسون و لام^۱ ۱۹۸۴). آزمایش برش مستقیم بزرگ سه‌ضلعی منظم درزه بتن-سنگ برای هردو شرایط سختی نرمال ثابت و بار نرمال ثابت برای اثبات اینکه روش تحلیلی قابلیت این را دارد که تغییرات تنش و جابجایی‌ها را در فصل مشترک توصیف کند، انجام شد (جانسون و لام ۱۹۸۴). تحت شرایط سختی نرمال ثابت و بار نرمال ثابت شکست هردو درزه منظم و نامنظم توسط برش و خرد شدن دندانه‌های سنگ همراه بود. باین‌حال درزه‌های نامنظم یک تورق نسبی بسیار بزرگ‌تر از درزه‌های منظم را نشان داد (کودیکارا و جانسون^۲ ۱۹۹۴). تست‌های آزمایشگاهی از درزه‌های بتن-سنگ در سختی نرمال ثابت در آزمایش برش مستقیم نشان داد که عملکرد درزه به شدت وابسته به زبری سطح مقطع است. گو و همکاران (۲۰۰۳) پوششی از سطح ماسه‌سنگ در طول آزمایش برش مستقیم را بررسی کردند و نشان دادند که برش‌های زیر اثرات قابل توجهی روی رفتار درزه‌های بتن-سنگ دارد (Tong, Jianjun, et al, 2016).

برای فصل مشترک پیوند شده، مشخص شد که مقاومت حداکثر و باقی‌مانده پوشش مستقل از تنش نرمال اولیه و سختی نرمال در طول برش است و پیوند بتن به ماسه‌سنگ، مقاومت حداکثر و باقی‌مانده را افزایش داده اما نرخ شدگی پس از اوج کاهش یافته است (اووی، کارتر^۳ ۱۹۸۷). بایی و همکاران^۴ (۲۰۰۴) آزمایش تست برش زیادی را انجام دادند و نتایج مطالعه آن‌ها نشان داد که خواص فصل مشترک بین شاتکریت و سنگ یک تغییر وابسته به زمان مشخص شبیه به خواص مکانیکی آن‌ها نشان داد. مجموعه توابع نمایی و لگاریتمی برای رفتارهای وابسته به زمان از فصل مشترک بتن-سنگ ارائه شده است. مقاومت برشی توسط مقاومت پیوند برای فصل مشترک سنگ-شاتکریت پیوند شده تحت تنش نرمال پایین‌تر تعیین شده است (۰/۲ تا ۰/۵) اما تا حد زیادی تحت تأثیر اصطکاک

¹ - Johnston, Lom

² - kodikara, johnston

³ - Ooi, carter

⁴ - Bae et al

تحت تنش نرمال بالاتر است (مگاپاسکال >1) (سایانگ و همکاران^۱ ۲۰۰۵). رفتار برشی مشابه نیز توسط تیان و همکاران^۲ (۲۰۱۵) مشاهده شده است (Tong, Jianjun, et al, 2016).

از طرف دیگر شبیه‌سازی عددی مثل PFC2D و یودک روشی مفید برای توصیف رفتار برشی بین بتن و سنگ است. باین حال تحقیقات منتشرشده کمی از خواص مقاومت برشی فصل مشترک‌های بتن-سنگ، شاتکریت-سنگ در سطح دمای بالا وجود دارد. تمرکز این تحقیقات بیشتر روی مقاومت پیوند فصل مشترک بتن-سنگ در یک محدوده از دمای آماده‌سازی بتن^۳ و رطوبت استفاده‌شده تست کشش و تست شکست است. اوو^۴ (۲۰۱۱) مقاومت شکست نمونه سنگ-شاتکریت ۷ روزه را در سطوح مختلف دما در ۲۰، ۳۵، یا ۵۰ درجه سانتی‌گراد را بررسی کرد. آزمایش روی نمونه شاتکریت اسپری شده تحت دمای متفاوت آماده‌سازی بتن و شرایط مرطوب (۳۵، ۵۰، ۷۰ درجه سانتی‌گراد و شرایط استاندارد آماده‌سازی بتن: ۲۰ درجه سانتی‌گراد با رطوبت نسبی ۹۵٪) انجام شد. مقاومت پیوند بین شاتکریت و سنگ با افزایش درجه حرارت در محدوده ۵۰ تا ۹۰ درجه سانتی‌گراد در شرایط رطوبت نسبی ۹۰٪ افت کرده است. بنابراین به‌منظور بررسی خواص برشی فصل مشترک سنگ-شاتکریت در تونل‌های سنگ حرارت بالا یکسری آزمایش‌های آزمایشگاهی انجام شد و تأثیراتی از دمای آماده‌سازی بتن، رطوبت نسبی و تنش نرمال برای آنالیز در نظر گرفته شد (Tong, Jianjun, et al, 2016).

۲-۹- روش تجربی

۲-۹-۱- آماده‌سازی نمونه

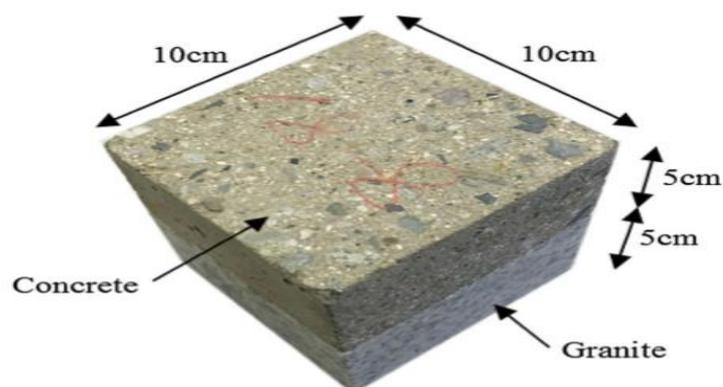
نمونه مخلوطی از گرانیت و شاتکریت است. هندسه شاتکریت و گرانیت در شکل ۲-۱۹ نشان داده شده است.

¹ - Saiang et al

² -Tian et al

³ - curing

⁴ -Ou



شکل ۲-۱۹- نمونه شاتکریت- سنگ برای تست فصل مشترک (Tong, Jianjun, et al,2016)

در مرحله اول بلور گرانیست مستطیل شکل بریده شده و در داخل یک قالب قرار داده شده است. سپس همان طور که در شکل ۲-۱۹ نشان داده شده شاتکریت روی گرانیست ساخته شده است.

نمونه‌های گرانیست از کوه امی^۱ و چین جمع‌آوری شده است. ترکیب کانی‌شناسی و ساختار گرانیست پلی کریستالین، دانه متوسط و بافت همگن، ساختار ماسیو، هستند که متشکل از ۴۰٪ کوارتز، ۴۵٪ پلاژیوکلاز، ۱۰٪ میکا سیاه و ۵٪ هورنبلند است. اندازه دانه‌ها در محدوده ۲-۵ میلی‌متر است. خواص فیزیکی و مکانیکی گرانیست در جدول ۲-۳ خلاصه شده است.

جدول ۲-۳- پارامترهای فیزیکی و مکانیکی گرانیست (Tong, Jianjun, et al,2016)

Density, ρ (kg/m ³)	Elastic modulus, E (GPa)	Poisson ratio, ν	Cohesion, c (MPa)	Friction angle, ϕ (°)	UCS, σ_c (MPa)
2590	35.75	0.28	3.63	20.3	61.83

همان طور که در شکل ۲-۱۹ دیده می‌شود اطراف و پایین سطوح گرانیست صاف و نرم هستند در حالی که سطح فصل مشترک گرانیست زبر است با مقدار JRC ۰-۲ است (Zhang et al).

¹ - Emei

۲-۱۰- خواص شاتکریت

انواع شاتکریت استفاده شده در آزمایش‌های c25 و c30، که نسبت اختلاط برای نوعی تونل سنگ دمابالا به نام جی هو ژی گا^۱ در راه آهن لهاسا-شیگاتس^۲ چین در جدول ۲-۴ اشاره شده است.

جدول ۲-۴- نسبت اختلاط شاتکریت (Tong, Jianjun, et al, 2016)

Shotcrete type	W/C	Amount of mix (kg/m ³)				Accelerator for hardening (%)	Water Reducer (%)
		Cement	Water	Sand	Gravel		
C25	0.49	436.53	213.9	949.79	949.79	4	1
C30	0.45	442	200	949	987	4	1

درجه سیمان پرتلند معمولی ۴۲/۵ بود. قطر ماسه در محدوده ۰/۵ - ۰/۳۵ میلی‌متر بود و مدول ریزی و نرمی ماسه ۲/۵۴ بود. قطر شن در محدوده ۵-۱۰ میلی‌متر بود. مقاومت شاتکریت c25 و c30 در آماده شدن بتن یک‌روزه بیشتر از ۸ مگا پاسکال، درحالی‌که مقاومت شاتکریت c25 و c30 در آماده شدن بتن ۲۸ روزه بزرگ‌تر از ۲۰ مگا پاسکال مطابق با استاندارد برای شاتکریت بود (Tong, Jianjun, et al, 2016)

۲-۱۱- آماده‌سازی نمونه بتن و دستگاه آزمایش برش

برای انعکاس تأثیر واقعی سنگ دما بالا روی فصل مشترک شاتکریت-سنگ شرایط آماده‌سازی بتن نمونه باید با شرایطی که شاتکریت در تونل با سنگ دما بالا به کار می‌رود مطابقت داشته باشد.

بعد از حفاری تونل سنگ دما بالا، سنگ‌داغ یا آب زیرزمینی داغ آزاد شده و دمای هوا بالاتر از شرایط نرمال برای کارگران و ماشین‌آلات می‌شود. بنابراین مهندسين اقداماتی را برای کم کردن و کاهش دمای محیط مانند تهویه، آب‌پاشی کردن آب و قرار دادن بلوک‌های یخ در جبهه کار حفاری انجام می‌دهند. طبق یافته‌های تونل جی هو ژی گا^۳ (wang et al. 2016) دمای شاتکریت به سرعت از

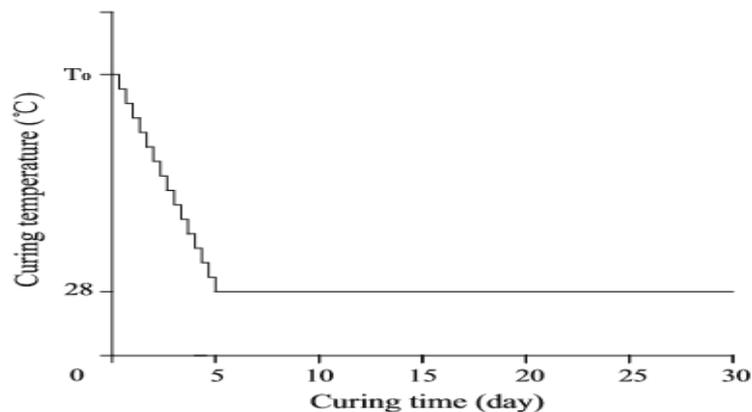
¹ - JI WO XI Ga

² - lhasa-shigatse

³ - JI WO XI Ga

دمای اولیه سنگ برای دمای هوای تونل (معمولاً ۲۸ درجه سانتی‌گراد) در ابتدای ۵ روز بعد از اسپری کردن افت می‌کند و پس از آن باقی‌مانده ثابت می‌شود (Tong, Jianjun, et al,2016).

به‌منظور پایداری بازمان گیرش و سخت‌شدگی^۱ استفاده‌شده در آزمایشگاه، تغییرات دما در کل ۲۸ روز را بررسی شده است و تغییرات دمای آماده‌سازی بتن نامیدند (VTC)^۲ (شکل ۲-۲۰).



شکل ۲-۲۰-ارتباط بین دمای آماده‌سازی بتن و زمان آماده‌سازی بتن (دمای اولیه آماده‌سازی بتن T_0) (Tong, Jianjun, et al,2016)

(Jianjun, et al,2016)

پس از قرار دادن نمونه در داخل دستگاه ترموستات-نم‌سنج دستگاه به درجه حرارت سخت‌شدگی اولیه تنظیم می‌شود و رطوبت نسبی ثابت می‌شود. در ۵ روز ابتدایی دمای سخت‌شدگی نمونه بتن به ازای هر ۸ ساعت با همان نرخ کاهش می‌یابد و در روز پنجم به ۲۸ درجه سانتی‌گراد می‌رسد. در طول دوره ۶ تا ۲۸ روز دمای گیرش و سخت‌شدگی ۲۸ درجه سانتی‌گراد ثابت نگه‌داشته می‌شود. به‌عنوان یک مقایسه روش دیگر سخت‌شدگی، استاندارد گیرش و سخت‌شدگی (SC)^۳، در آزمایش انجام شد، که در روش آزمایش بتن به کد نیاز داشت (Tong, Jianjun, et al,2016)

¹ -curing

² - Variable Temperature Curing

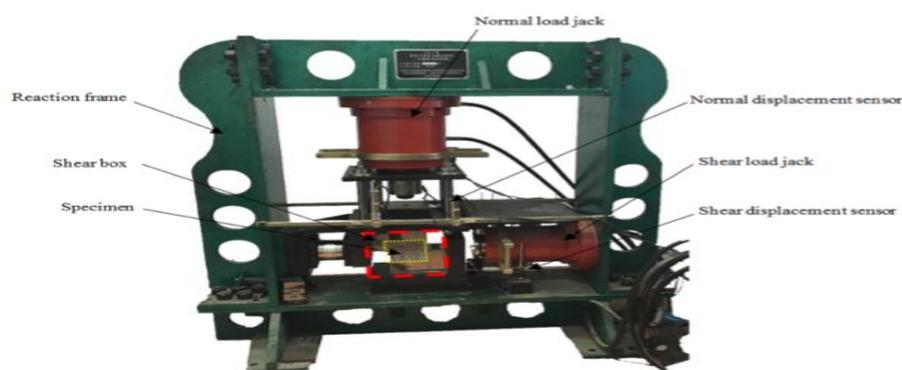
³ - Standard Curing

در استاندارد گیرش و سخت شدگی ، دمای گیرش و سخت شدگی و رطوبت نسبی در طول ۲۸ روز همیشه ثابت است. بر اساس شرایط میدانی دمای سنگ تونل‌ها در سراسر جهان، در جدول ۵ پارامترهای برای استفاده در آزمایش‌هایی برای رفتار برشی فصل مشترک شاتکریت- سنگ داده شده است.

جدول ۲-۵- پارامترها و محدوده استفاده آنها در آزمون‌های آزمایشگاهی (Tong, Jianjun, et al,2016)

Parameters	Variable temperature curing	Standard curing
Initial curing temperature (°C)	40, 60, 80, 100	20
Curing relative humidity (%)	55, 95	95
Normal stress (MPa)	0.5, 1.0, 1.5	0.5, 1.0, 1.5

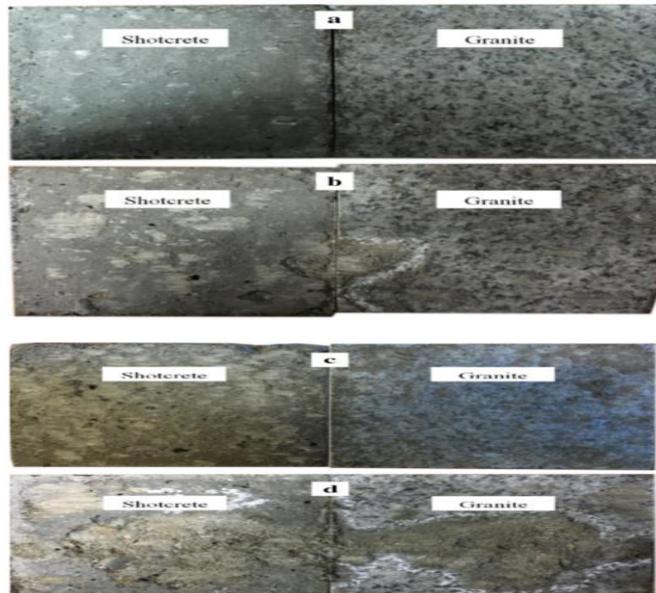
آزمون برش مستقیم روی ماشین آزمایش چند کاره (سیستم YDS-2) انجام شد که در شکل ۲-۲۲ نشان داده شده است. حداکثر نیروهای نرمال و برشی از جک بارگذاری به ترتیب ۶۰۰ و ۳۰۰ کیلونیوتن است. سیستم ثبت داده‌ها شامل ۴ سنسور جابجایی نرمال، ۲ سنسور جابجایی افقی و ۱ سنسور نیروی برشی است. تنش برشی در یک نرخ ۰/۱ کیلو نیوتن بر ثانیه بکار برده شد، هر دو جابجایی‌های برشی و نرمال و تنش‌ها به‌طور هم‌زمان ثبت شد.



شکل ۲-۲۲- دستگاه آزمایش برش استفاده شده در این مطالعه (Tong, Jianjun, et al,2016)

۲-۱۲- شکست سطح

در شکل ۲-۲۳ چهار نوع معمولی از شکست سطح در فصل مشترک شاتکریت- سنگ ارایه شده است. تفاوت اصلی چهار نوع مقدار خرابی شاتکریت بر روی سطح شکست با توجه به رفتار برشی است.



شکل ۲-۲۳- انواع سطح شکست: a,b,c,d برای چهار نوع سطح شکست نشان داده شده است که زبری از a تا d افزایش یافته (Tong, Jianjun, et al,2016)

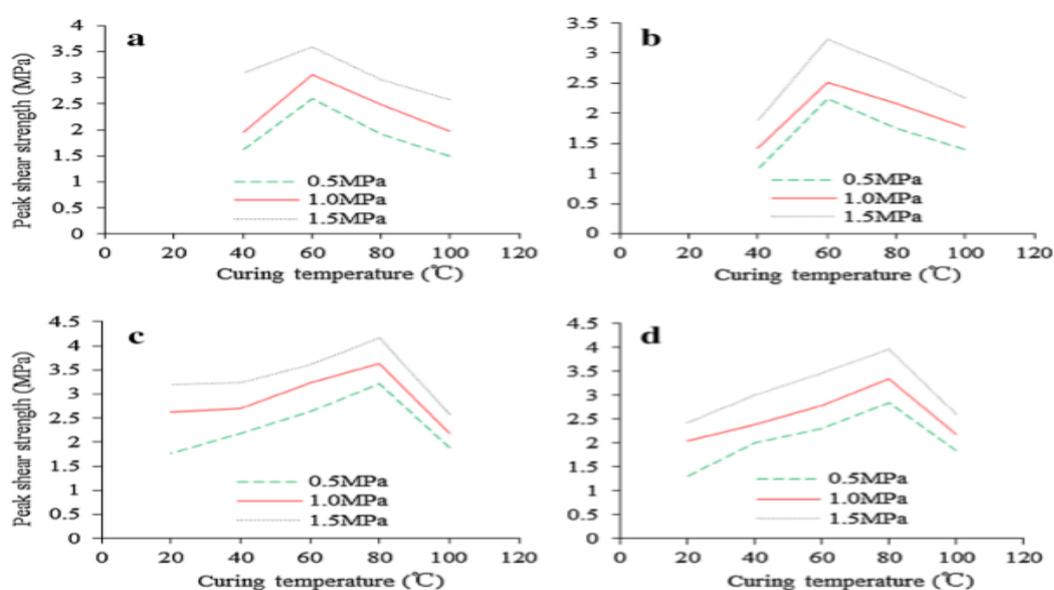
(شکل ۲-۲۳a) نشان می‌دهد که سطح شکست همان فصل مشترک اصلی شاتکریت- سنگ است و آسیبی به شاتکریت یا گرانیت وارد نشده است. شکست برشی روی فصل مشترک اصلی سنگ- شاتکریت در کل (شکل ۲-۲۳b) رخ داده است. بعضی از قسمت‌های سطح شاتکریت توسط نیروی برشی خراب شده است در مقایسه با شکل b خرابی بیشتر را می‌توان در (شکل ۲-۲۳c) یافت. مقدار زیادی علائم سایش روی کل سطح شاتکریت وجود دارد و مقاومت بتن باقی‌مانده یا مواد در سراسر گرانیت توزیع شده است. در (شکل ۲-۲۳d) بیشتر خرابی جدی فصل مشترک روی شاتکریت نشان داده شده است. یک تکه بزرگ از شاتکریت توسط نیروی برشی کنده شد و روی سطح گرانیت چسبیده است. بنابراین سطح شکست در (شکل ۲-۲۳d) بسیار ناهموارتر نسبت به (شکل ۲-۲۳a-c) بود. تحت محیط سخت شدگی در دمای بالا و رطوبت نسبی مشخصات مکانیکی شاتکریت و فصل مشترک گرانیت- سنگ به وضوح تحت تأثیر قرار می‌گیرند حال آنکه گرانیت تقریباً بدون تغییر است. پس از آن تنها خرابی برای شاتکریت را روی سطح شکست در نمونه مشاهده شده است (Tong, Jianjun, et al,2016). هنگامی که مقاومت برشی شاتکریت بالاتر از فصل مشترک شاتکریت- سنگ

باشد سطح شکست ممکن است به (شکل ۲-۲۳) موجود باشد. وقتی مقاومت برشی شاتکریت نسبتاً کمتر از فصل مشترک سنگ- شاتکریت باشد سطح شکست ممکن است به صورت (شکل ۲-۲۳) ظاهر شود.

۱۳-۲- بررسی نتایج

۱۳-۲-۱- مقاومت برشی حداکثر فصل مشترکی شاتکریت - سنگ

نتایج به دست آمده از نمونه‌های VTC و SC در ۲-۲۴ ارائه شده است.



شکل ۲-۲۴- تغییرات تنش برشی حداکثر با curing دما: a C ۵۵, ۲۵% RH; b C ۵۵, ۳۰% RH; c C ۵۵, ۳۰% RH; d C

۹۵, ۳۰% RH; (Tong, Jianjun, et al,2016)

در تمام (شکل‌های ۲-۲۴-a-d) ابتدا تنش برشی افزایش، سپس با افزایش پیوسته دمای سخت شدگی افت کرده است. یک‌روند در آزمون^۱ VTC وجود دارد که تنش برشی حداکثر را به تفاوت دمای سخت شدگی در شرایط متفاوت رطوبت نسبی سخت شدگی را مربوط می‌کند.

^۱ - Variable Temperature Curing

در بیشتر موارد تنش برشی وقتی که دمای سخت شدگی به ۶۰ درجه سانتی‌گراد افزایش می‌یابد به حداکثر مقدار می‌رسد در این مورد رطوبت نسبی ۹۵٪ می‌شود. کویی^۱ و همکاران (۲۰۱۵) مشاهدات مشابه را وقتی که مقاومت فصل مشترک شاتکریت-سنگ در ۳۵ درجه سانتی‌گراد بالاتر، در مقایسه با شرایط استاندارد سخت شدگی (۲۰ درجه سانتی‌گراد) را ثبت کردند، درحالی که وقتی دما افزایش می‌یابد کاهش یافته است (به‌خصوص در ۷۰ درجه سانتی‌گراد). توسط تحقیقات میکروسکوپی (هی^۲ و همکاران ۲۰۱۳، تانگ^۳ و همکاران ۲۰۱۵، کویی و همکاران ۲۰۱۵) وقتی درجه حرارت سخت شدگی افزایش می‌یابد هیدراسیون شاتکریت شتاب می‌گیرد، و محصول هیدراسیون به‌سرعت فصل مشترک شاتکریت-سنگ را پر می‌کند که باعث مقاوم شدن پیوند می‌شود. حال اگر درجه حرارت سخت شدگی را خیلی بالا ببرند سرعت هیدراسیون خیلی بالا می‌رود که باعث می‌شود محصولات نتوانند به‌سرعت حرکت کنند، که در نتیجه آن فصل ساختار فصل مشترک سست‌تر و متخلخل می‌شود. همچنین بیشتر ذرات سیمان توسط محصولات درگیر می‌شوند و نمی‌توانند بخشی از هیدراسیون بعدی باشند زیرا دما خیلی بالا است که باعث می‌شود کاهش مقاومت پیوند و مقاومت برشی فصل مشترک شاتکریت-سنگ می‌شود. وقتی رطوبت نسبی ۹۵٪ است در مقایسه با رطوبت نسبی ۵۵٪ شاتکریت آب کمتری تحت تأثیر دمای بالا از دست می‌دهد و محصولات هیدراسیون بیشتر شکل می‌گیرند. بنابراین حداکثر مقاومت برشی فصل مشترک شاتکریت-سنگ در رطوبت نسبی ۹۵٪ و دمای ۸۰ درجه سانتی‌گراد اتفاق می‌افتد درحالی که وقتی که دما ۶۰ درجه سانتی‌گراد بود رطوبت نسبی ۵۵٪ بود.

همچنین از (شکل ۲-۲۴c) مشاهده شد که حداکثر تنش برشی در آزمایش SC با ۹۵٪ رطوبت نسبی بالاتر از آنچه در آزمایش VTC^۴ با ۱۰۰ درجه سانتی‌گراد دمای سخت شدگی و پایین‌تر از آزمایش VTC با درجه حرارت سخت شدگی ۴۰ و ۶۰ و ۸۰ درجه سانتی‌گراد بود. شکل ۶ نشان

^۱ - Cui

^۲ - He et al

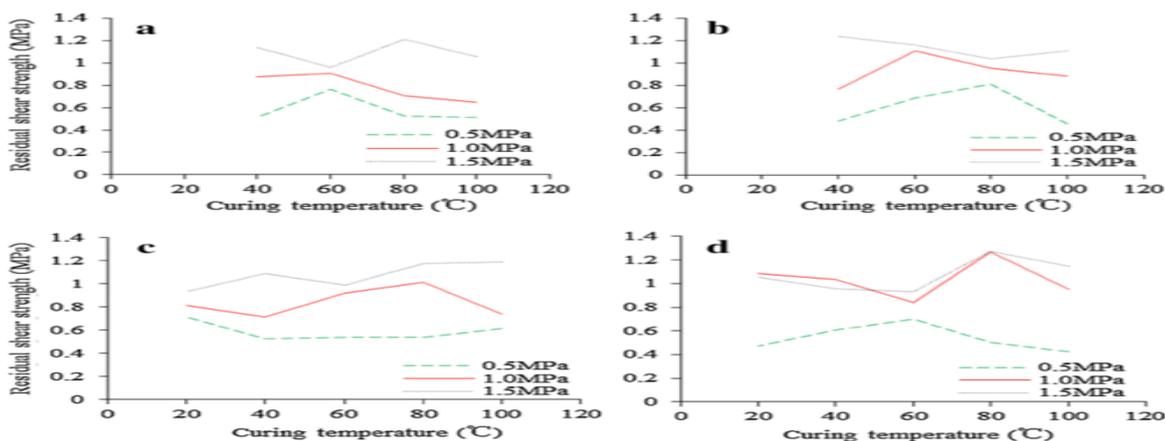
^۳ - Tang

^۴ - Variable Temperature Curing

می‌دهد که بالاتر از تنش نرمال است، بالاتر از تنش برشی حداکثر است مهم نیست که دمای سخت شدگی و رطوبت نسبی وجود دارد. با مقایسه شکل (۲-۲۴ a، c، و یا b و d) یک نتیجه‌گیری می‌توان کرد که حداکثر تنش برشی همیشه با افزایش رطوبت نسبی سخت شدگی افزایش می‌یابد مهم نیست که تفاوت مقاومت شاتکریت، تنش نرمال و دمای سخت شدگی چقدر باشد (Tong, Jianjun, et al, 2016).

۲-۱۴- مقاومت برشی باقی‌مانده فصل مشترک شاتکریت-سنگ

مقاومت برشی باقی‌مانده با افزایش تنش نرمال افزایش می‌یابد، باین حال به‌طور قطعی تحت تأثیر دمای سخت شدگی و رطوبت نسبی نیست شکل ۲-۲۵.



شکل ۲-۲۵- تغییرات مقاومت برشی باقی‌مانده با دمای curing :

a C₂₅, ۵۵% RH; b C₃₀, ۵۵% RH; c C₂₅, ۹۵% RH; d C₃₀, ۹۵% RH

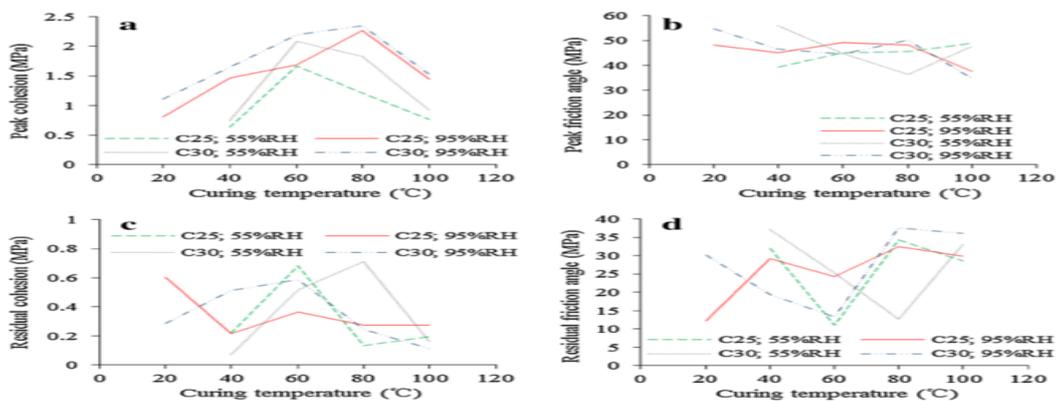
(Tong, Jianjun, et al, 2016)

به‌عنوان فاکتورهای زیست‌محیطی شاتکریت، دمای سخت شدگی و رطوبت، روی رفتار برشی فصل مشترک شاتکریت-سنگ به‌طور غیرمستقیم با تغییر درجه و سرعت هیدراسیون اثر می‌گذارند. بنابراین ارتباط نزدیک بین دمای سخت شدگی یا رطوبت و مقاومت شاتکریت و یا رفتار پیوند فصل مشترک شاتکریت-سنگ وجود دارد. حداکثر مقاومت برشی وابسته به ویژگی‌های فصل مشترک شاتکریت-سنگ است پس‌از آن تا حد زیادی تحت تأثیر دمای سخت شدگی و رطوبت نسبی قرار

می‌گیرد. به دلیل اینکه شکست در سطح فصل مشترک شاتکریت- سنگ رخ دهد، شاتکریت پیوند طولانی با سنگ در نمونه ندارد. بنابراین مقاومت برشی باقی‌مانده فصل مشترک شاتکریت سنگ ارتباط نزدیکی با زبری سطح و تنش نرمال دارد و به دمای سخت شدگی و رطوبت نسبی مربوط نمی‌شود (Tong, Jianjun, et al,2016).

۲-۱۵- پارامترهای مقاومت برشی فصل مشترک شاتکریت - سنگ

(شکل ۲-۲۶a) نتایج شبیه به (شکل ۲-۲۴) را نشان می‌دهد. ابتدا چسبندگی حداکثر افزایش می‌یابد و با افزایش دمای سخت شدگی، افت می‌کند. چسبندگی زمانی به حداکثر مقدار می‌رسد که دمای سخت شدگی به ۶۰ درجه سانتی‌گراد و رطوبت نسبی به ۵۵٪ برسد. با این حال وقتی دمای سخت شدگی به ۸۰ درجه سانتی‌گراد افزایش یافت، با رطوبت نسبی ۹۵٪، حداکثر چسبندگی مشاهده شده است. همچنین مشاهده شد که حداکثر چسبندگی آزمایش SC با رطوبت نسبی ۹۵ درصد بالاتر از آزمایش VTC^۱ با تمام درجه حرارت‌های سخت شدگی بود.



شکل ۲-۲۶- تغییرات پارامترهای مقاومت برشی با دمای curing: a: چسبندگی حداکثر؛ b زاویه اصطکاک حداکثر؛ c

چسبندگی باقی‌مانده؛ d زاویه اصطکاک باقی‌مانده (Tong, Jianjun, et al,2016)

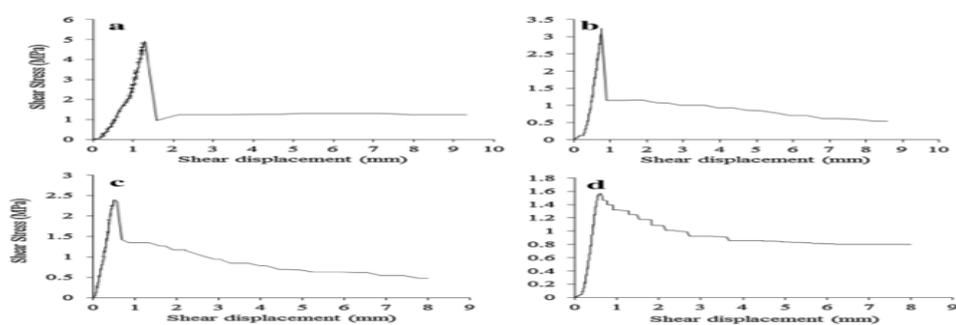
با توجه به (شکل ۲-۲۶b) حداکثر زاویه اصطکاک به‌طور قطع توسط دمای سخت شدگی و رطوبت نسبی تحت تأثیر قرار نمی‌گیرد، به‌طور یکسان چسبندگی باقی‌مانده و زاویه اصطکاک در (شکل ۲-۲)

^۱ - Variable Temperature Curing

۲۶-c,d) نشان داده شده است. دمای سخت شدگی و رطوبت نسبی به طور مشخص روی ویژگی‌های پیوند و حداکثر مقاومت برشی فصل مشترک شاتکریت- سنگ تأثیر دارد ولی روی ویژگی‌های اصطکاک و مقاومت برشی باقی مانده بی تأثیر هستند (Tong, Jianjun, et al, 2016).

۲-۱۶- ارتباط بین تنش برشی و جابجایی برشی

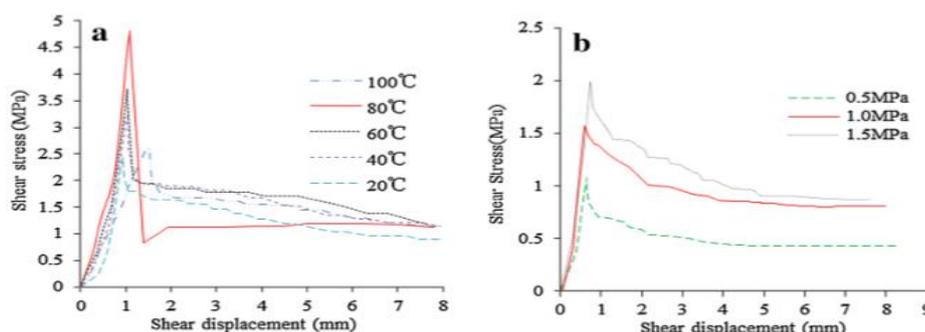
چهار نوع منحنی تنش- جابجایی در شکل ۲-۲۷ نشان داده شده است، که روندی مشابه بین تنش برشی و جابجایی برشی در بخش قبل از اوج دارند اما تفاوت بسیاری در ناحیه پس از اوج دارند.



شکل ۲-۲۷- چهار نوع رفتار برشی مطابق با خصوصیات پیوند گوناگون (Tong, Jianjun, et al, 2016)

افت ناگهانی کوچکی پس از اوج به وضوح در (شکل ۲-۲۷a) دیده می شود در حالی که در (شکل ۲-۲۷d) منحنی پس از اوج به تدریج تغییر می کند (شکل ۲-۲۷d). به عنوان یک حالت تغییر از (a) و (d)، هر دو افت ناگهانی کوچک و تغییرات تدریجی دارند که در (شکل ۲-۲۷a یا c) نشان داده شده، و تفاوت بین (شکل ۲-۲۷b و c) این است که منحنی جابجایی- تنش برشی پس از اوج، افت ناگهانی بزرگی در (شکل ۲-۲۷b) نشان می دهد، و تغییرات تدریجی در (شکل ۲-۲۷c) بیشتر قابل توجه است. می توان یافت که منحنی تنش برشی- جابجایی برای (شکل ۲-۲۷a) یکسان است وقتی که نمونه دارای پیوند خوب و تحت تنش کمتری ($<1\text{mp}$) باشد، در حالی که برای (شکل ۲-۲۷d) یکسان است وقتی که نمونه دارای پیوند خوب و تحت تنش نرمال بالایی ($>1\text{mp}$) یا پیوند ضعیف باشد. مشاهدات

مشابه توسط سودینیورگ^۱ (۲۰۰۱)، سایانگ^۲ و همکاران (۲۰۰۵) و، تیان^۳ و همکاران (۲۰۱۵) انجام شد. با این حال یک پدیده جالب وجود دارد که منحنی تنش برشی - جابجایی تقریباً برای (شکل ۲-۲۷a) یکسان می شود وقتی تنش های برشی حداکثر بزرگ تر ۴ مگاپاسکال باشد، در حالی که برای (شکل ۲-۲۷b) وقتی یکسان می شود که تنش برشی حداکثر کمتر از ۱/۵ مگاپاسکال باشد و مهم نیست که تنش نرمال وجود دارد. بنابراین ممکن است که نتیجه گرفت که شکل منحنی تنش برشی - جابجایی عمدتاً تحت تأثیر هردو ویژگی پیوند و تنش نرمال قرار می گیرد وقتی که مقاومت پیوند متوسط باشد، در حالی که تنها تحت تأثیر ویژگی های پیوند بوده وقتی که مقاومت پیوند خیلی خوب یا خیلی ضعیف بوده است. در (شکل ۲-۲۸a)، پنج منحنی تنش - جابجایی را نشان می دهد که رطوبت نسبی، تنش نرمال و مقاومت شاتکریت یکسانی دارند و دمای آماده سازی بتن متفاوت دارند (Tong, Jianjun, et al, 2016).



شکل ۲-۲۸ - منحنی تنش برشی - جابجایی: a C25, 95 % RH, 1.5 MPa; b C25, 40 °C, 55 % RH

(Tong, Jianjun, et al, 2016)

منحنی ۸۰ درجه سانتی گراد نوعی از (شکل ۲-۲۷a) را ارائه می دهد و منحنی های ۶۰ و ۴۰ درجه سانتی گراد نوعی از (شکل ۲-۲۷b) را ارائه می دهند. منحنی ۱۰۰ درجه سانتی گراد و ۲۰ درجه سانتی گراد نوعی از (شکل ۲-۲۷c) را ارائه می دهند. نتیجه مشابهی در (شکل ۲-۲۷c) نشان داده شده که حداکثر تنش برشی با افزایش دما افزایش می یابد و حداکثر مقدار در ۸۰ درجه سانتی گراد رخ

¹ - Swedenborg

² - Saiang

³ - Tian

می‌دهد. مقاومت برشی باقی‌مانده در پنج دما دارای تفاوت کوچکی است و به نظر نمی‌رسد که ارتباطی با دمای سخت‌شدگی و رطوبت نسبی داشته باشند. (شکل ۲-۲۸b) سه منحنی تنش برشی-جابجایی را نشان می‌دهد که دارای دمای سخت‌شدگی و رطوبت نسبی و مقاومت شاکریت یکسانی هستند و تنش نرمال متفاوت است. این منحنی‌ها متعلق به (شکل ۲-۲۷d) است. مشابه با نتایج (شکل ۲-۲۴) حداکثر مقاومت برشی با افزایش تنش نرمال افزایش می‌یابد.

با مقایسه تنش نرمال ۱/۵ مگاپاسکالی (شکل ۲-۲۸b) و ۴۰ درجه سانتی‌گراد در (شکل ۲-۲۸a) می‌توان نتیجه گرفت که در مقدار رطوبت نسبی سخت‌شدگی بزرگ‌تر مقاومت برشی حداکثر به‌دست‌آمده است. و مقاومت‌های برشی باقی‌مانده یک تفاوت کوچک دارند، این به این معنی است که RH سخت‌شدگی اثر قابل‌توجه روی مقاومت برشی باقی‌مانده ندارد (Tong, Jianjun, et al, 2016).

۲-۱۷- نتیجه‌گیری

به‌منظور بررسی بیشتر رفتار برشی درزه بتن - سنگ یک سری تست‌های برش مستقیم روی نمونه‌های درزه حاوی دندان‌های مثلثی منظم و نامنظم تحت شرایط بارگذاری نرمال ثابت و سختی نرمال ثابت انجام شد.

آزمایش تحت شرایط سختی نرمال ثابت نشان داد که پس از لغزش اولیه با مقاومت حداکثر مربوط به توسعه از طریق برش و خرد شدن دندان‌ها رخ می‌دهد. تفاوت اصلی بین پاسخ درزه‌های منظم و نامنظم این بود که همه دندان‌های درزه منظم در یک نقطه یکسان می‌شکنند درحالی‌که برای درزه نامنظم دندان‌ها در جابجایی برشی متفاوتی می‌شکنند.

تأثیر اصلی تغییرات زبری این بود که درحالی‌که درزه منظم یک پاسخ نسبتاً شکننده با یک مقاومت برشی بالا در جابجایی برشی کم را نشان داد، دندان‌های نامنظم بیشتر شکل‌پذیر بودند و عموماً مقاومت حداکثر کم داشتند، که در مورد شرایط بارگذاری نرمال ثابت در جابجایی برشی بزرگ‌تری رخ داد. به نظر می‌رسد این ویژگی‌های عملکرد کلی توسط مشاهدات ناشی از رفتار درزه‌های نامنظم بتن-سنگ و سنگ-سنگ در فیلد تأیید شده است.

تمام دماهای آماده سازی بتن^۱، رطوبت نسبی و تنش نرمال اثر قابل توجهی روی مقاومت برشی حداکثر و چسبندگی حداکثر فصل مشترک شاتکریت-سنگ داشتند. مقاومت برشی حداکثر همانند چسبندگی حداکثر ابتدا افزایش می یابد و با افزایش دمای آماده سازی بتن افت می کند، و در ۶۰ درجه سانتی گراد و ۸۰ درجه سانتی گراد به ترتیب با رطوبت نسبی ۵۵ و ۹۰ درصد به ماکزیمم مقدار می رسند. رطوبت نسبی بالاتر منجر به افزایش مقاومت برشی حداکثر و چسبندگی حداکثر می شود.

دمای آماده سازی بتن و رطوبت نسبی ارتباط نزدیکی با ویژگی های پیوند فصل مشترک شاتکریت-سنگ دارند، باین حال ویژگی های اصطکاکی فصل مشترک شاتکریت-سنگ توسط آنها تحت تأثیر قرار گیرند. فقط مقاومت برشی باقی مانده است که به طور قابل ملاحظه ای توسط تنش نرمال تحت تأثیر قرار می گیرد. باین حال ارتباط قوی بین زاویه اصطکاکی حداکثر، چسبندگی باقی مانده و زاویه اصطکاکی باقی مانده با دمای آماده سازی بتن و رطوبت نسبی در آزمایش پیدا نشد.

¹ Curing

فصل ۳

برآورد پارامترهای مقاومت برشی

درزه‌ها

۳-۱- مقدمه

رفتار درزه‌های توده‌سنگ تحت بارهای برشی، نه تنها به اصطکاک بین سطوح ناپیوستگی و مقاومت سنگ دیواره درزه، بلکه به شکل هندسی و ناهمواری‌های سطح ناپیوستگی بستگی دارد. در حین شکست برشی ناپیوستگی‌های سنگ، دو مکانیزم ممکن است اتفاق بیفتد. اول اتساع دو قسمت سنگ نسبت به هم به خاطر لغزش و حرکت روی ناهمواری‌های سطوح درزه و دوم برش از میان ناهمواری‌ها. مقاومت برشی ناپیوستگی‌های سنگ ترکیبی از مقاومت برشی ناشی از این دو مکانیزم است.

مقاومت برشی در مکانیزم اول به مقاومت اصطکاکی بین سطوح درزه و اتساع در حین برش بستگی دارد. درحالی‌که مقاومت برشی در مکانیزم دوم از مقاومت برشی ماده سنگی دیواره ناپیوستگی تأثیرپذیرتر است. مقاومت ماده سنگ دیواره درزه و مقاومت اصطکاکی بین سطوح صاف درزه را می‌توان به‌آسانی از طریق آزمایش برش مستقیم در آزمایشگاه و نیز در محل پیدا نمود. از طرف دیگر، ارتباط بین ناهمواری و مقاومت برشی درزه سنگ را می‌توان با روابط تجربی نیز بیان نمود که برای مثال می‌توان از راه‌حل و رابطه بین ضریب زبری سطح درزه^۱ که توسط بارتن معرفی شده، استفاده کرد.

در این فصل پس از معرفی ساختگاه سد بتنی دو قوسی پیرتقی، پارامترهای مقاومتی دسته‌درزه‌های بحرانی تکیه‌گاه‌های این سد، توسط رابطه تجربی مقاومت برشی بارتن و با استفاده از برداشت‌های صحرائی زبری سطح درزه و مقاومت دیواره درزه محاسبه شده است. برای برآورد ضریب زبری درزه در این پیمایش صحرائی از پروفیل زبری بارتن و برای تخمین مقاومت فشاری دیواره‌ی درزه از چکش اشمیت نوع (L) استفاده شده است.

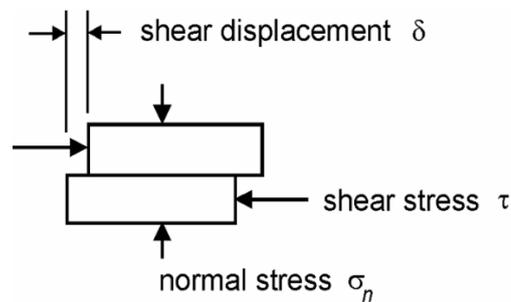
۳-۲- مبانی نظری و معیارهای مقاومت برشی درزه

تمامی توده‌سنگ‌ها حاوی ناپیوستگی‌هایی نظیر صفحات لایه‌بندی، درزه‌ها، زون‌های برشی و گسل‌ها هستند. مقاومت برشی ناپیوستگی‌های توده‌سنگ یکی از پارامترهای مهم در تحلیل پایداری و طراحی

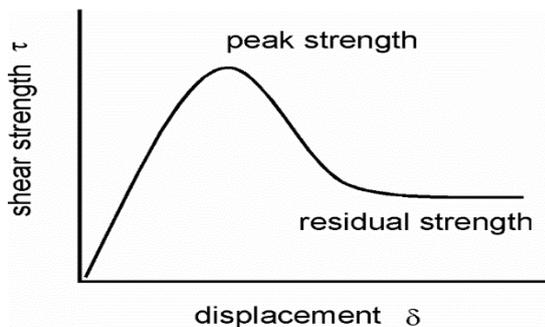
¹ Joint roughness coefficient

در مهندسی سنگ است. مطابق شکل (۳-۱-الف) یک ناپیوستگی با سطوح کاملاً صاف و بدون ناهمواری در نظر گرفته می‌شود. در یک آزمایش برشی، هر یک از نمونه‌ها تحت تنش نرمال σ_n (عمود بر سطح درزه) و تنش برشی τ که برای ایجاد جابجایی برشی به اندازه δ لازم است، قرار می‌گیرند. تنش برشی به‌طور سریع افزایش می‌یابد تا زمانی که به مقاومت حداکثر برسد. این مقدار با چسبندگی دونیمه صفحه لایه‌بندی به‌علاوه مقاومت اصطکاکی سطوح تماس متناظر است. چنانچه جابجایی ادامه یابد تنش برشی به مقدار پسماند کاهش می‌یابد (شرکت مهندسی مشاور طوس آب-شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴).

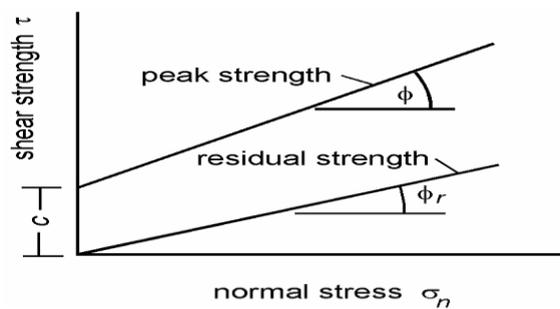
این مقدار حتی برای مقادیر بزرگ جابجایی هم ثابت می‌ماند (شکل ۳-۱-ب). مقاومت برشی حداکثر و مقاومت برشی پسماند برای مقادیر مختلف تنش نرمال در شکل (۳-۱-ج) نشان داده شده است. برای ناپیوستگی با سطوح صاف، نقاط آزمایشگاهی روی خط راست واقع می‌شوند. شیب خط پوش مقاومت حداکثر، ϕ و شیب خط پوش مقاومت پسماند، ϕ_r است.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۳-۱ آزمایش برش ناپیوستگی‌ها (ISRM,1981).

رابطه مقاومت برشی حداکثر τ_p و تنش نرمال σ_n با استفاده از رابطه موهر - کلمب به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (1-3)$$

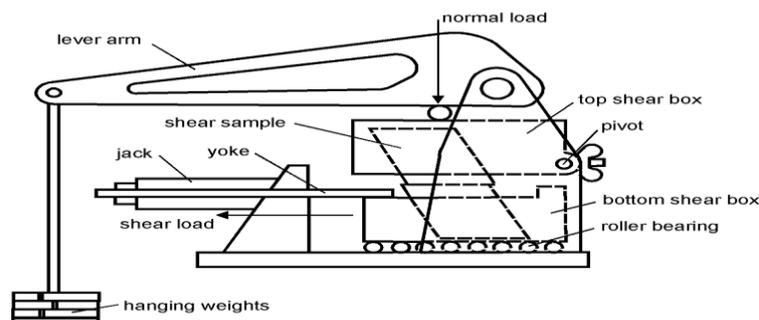
که در آن c مقاومت چسبندگی و φ زاویه اصطکاک است. در رابطه با مقاومت پسماند، چسبندگی c به صفر می‌رسد و رابطه بین τ_r و σ_n به صورت زیر درمی‌آید:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \varphi_r \quad (2-3)$$

که φ_r زاویه اصطکاک پسماند است.

زاویه اصطکاک پایه φ_b : کمیتی که برای فهم مقاومت برشی سطوح ناپیوستگی اساسی است. این کمیت با زاویه اصطکاک پسماند تقریباً برابر است و عموماً با آزمایش سطوح بریده شده اندازه‌گیری می‌شود. این آزمایش‌ها که حتی با نمونه‌هایی با ابعاد کوچک $50\text{mm} * 50\text{mm}$ (شکل ۳-۲) نیز انجام می‌شوند، نمودار خطی تولید می‌کنند که با معادله زیر تعریف می‌شود:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \varphi_b \quad (3-3)$$

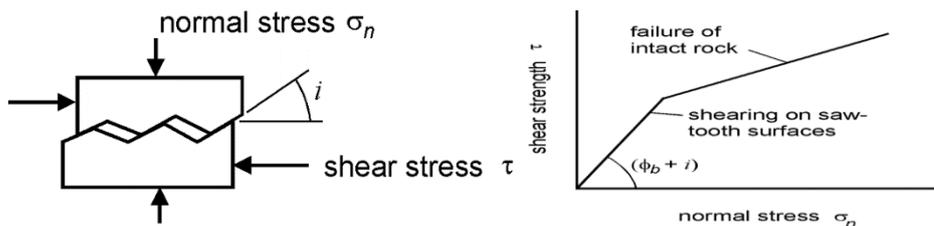


شکل ۳-۲ شکل شماتیک ماشین برش استفاده شده توسط هنکر و ریچارد (ISRM,1981).

۳-۳- معیارهای تجربی پیش‌بینی مقاومت برشی ناپیوستگی‌ها

۳-۳-۱- معیار پاتون^۱ (۱۹۶۶)

پاتون (۱۹۶۶) تأثیر زیری سطح در مقاومت برشی ناپیوستگی‌ها را با استفاده از آزمایش برش تشریح کرده است. آزمایش‌های برشی روی نمونه‌های "دندان‌اره‌ای" صورت گرفت (شکل ۳-۳).



شکل ۳-۳ تأثیر زیری سطح در مقاومت برشی ناپیوستگی‌ها (Patton, 1966)

جابجایی برشی در این نمونه‌ها (تحت تنش نرمال پایین) در نتیجه حرکت سطوح روی وجه‌های شیب-دار اتفاق می‌افتد که در آن شیب سطح دندان‌اره‌ای است.

$$\begin{cases} \tau = \sigma_n \tan(\varphi_b + i) \\ \tau = c + \sigma_n \tan(\varphi_r) \end{cases} \quad (4-3)$$

۳-۳-۲- معیار جیگر^۲ (۱۹۷۹)

پوش حقیقی شکست سطوح ناهموار را نمی‌توان توسط مدل ساده دوخطی پاتون توصیف نمود. جیگر معادله (۳-۵) را که یک معیار غیرخطی است پیشنهاد نمود. که در آن τ_p مقاومت برشی حداکثر، σ_n تنش نرمال، C چسبندگی، φ_r زاویه اصطکاک پسماند سطح درزه هستند (فهیمی فر، ۱۳۸۲).

$$\tau_p = c[1 - \exp(-b \cdot \sigma_n)] + \sigma_n \tan \varphi_r \quad (5-3)$$

¹ Patton

² Jaeger

۳-۳-۲- معیار بارتن^۱ (۱۹۷۷)

بارتن (۱۹۷۷) یک معیار مقاومت برشی تجربی پیشنهاد کرد که در آن تغییرات اتساع با تنش نرمال و نیز مقاومت برشی دندانهای سطح درزه در نظر گرفته شده است. مقاومت پیش‌بینی شده به درجه ناهمواری سطوح، مقاومت فشاری سنگ، درجه هوازدگی، کانی‌شناسی و حضور یا عدم حضور آب حساس است. بر طبق این معیار، مقاومت برشی حداکثر را می‌توان به صورت رابطه (۳-۶) نوشت (فهیمی فر، ۱۳۸۲):

$$\tau_p = \sigma_n \tan \left(JRC \cdot \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \varphi \right) \quad (۳-۶)$$

φ ، JRC و JCS سه پارامتر شاخص هستند که در آزمایشگاه و یا محل تعیین می‌شوند و به ترتیب عبارت‌اند از زاویه اصطکاک پایه مواد سنگ، ضریب زبری سطح درزه که با توجه به پروفیل‌های مختلف که توسط بارتن پیشنهاد شده تعیین می‌گردد و مقاومت فشاری درزه که توسط چکش اشمیت در محل قابل اندازه‌گیری است.

۳-۳-۳- معیار مقاومت فشاری درزه (JCS)

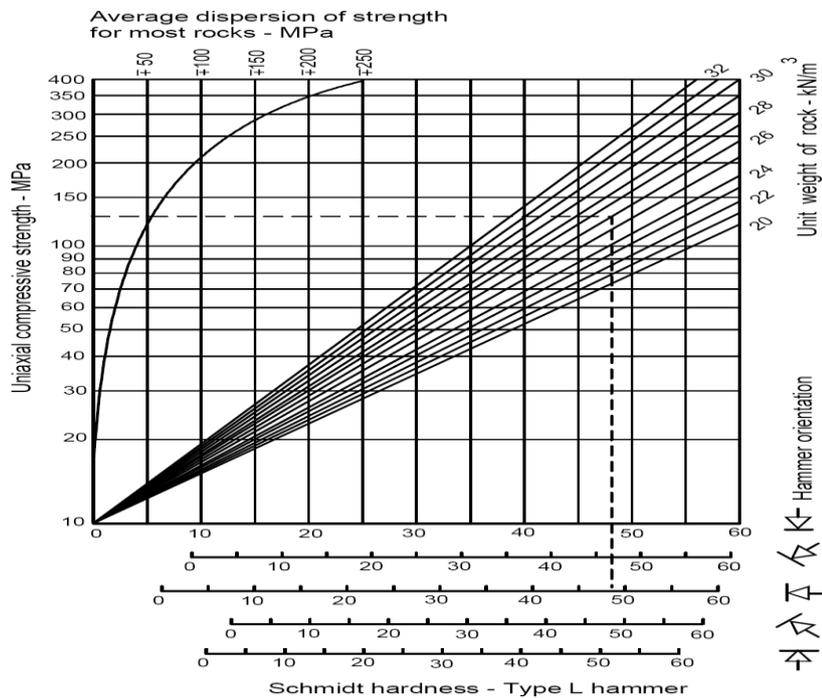
مقدار JCS با استفاده از آزمایش چکش اشمیت (نوع L) که در شکل ۳-۴ نمونه‌ی آن نشان داده شده است، و بر روی سطح دو نوع درزه‌ی غالب که دارای سطح صاف هستند اجرا شده و به دست می‌آید. سپس میانگین ۱۰ قرائت که دارای بالاترین مقدار واجهش هستند، محاسبه می‌شود. مقدار مقاومت دیواره درزه در مقیاس کوچک (JCS_0) نسبت به طول اسمی ۱۰۰ میلی‌متر درزه (L_0)، با استفاده از مقدار واجهش چکش اشمیت (r)، با استفاده از شکل (۳-۴) و یا معادله‌ی (۳-۷) تعیین می‌گردد که در این رابطه Y دانسیته خشک سنگ بر حسب KN/m^3 است (فهیمی فر، ۱۳۸۲).

¹ Barton

$$JCS_0 = 10^{(0.0008\gamma + 1.01)} (Mpa) \quad (7-3)$$



شکل ۳-۴ چکش اشمیت نوع L (شرکت مهندسين مشاور طوس آب - شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴)



شکل ۳-۵ نمودار تبدیل عدد واجهش چکش اشمیت به مقاومت فشاری تک‌محوره (شرکت مهندسين مشاور طوس آب - شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴)

۳-۳-۴ - ضریب زبری درزه (JRC)

ناهموارها معرف درجه ناصافی یا تموج ذاتی سطح درزه است. ضریب زبری درزه (JRC) را می‌توان با استفاده از پروفیل استاندارد بارتن (شانه‌ی بارتن - شکل ۳-۶) به دست آورد. درروش بارتن با مقایسه

پروفیل درزه با پروفیل‌های استاندارد که در شکل ۳-۷ ارائه شده است، می‌توان مقدار ضریب زبری درزه را مشخص کرد.



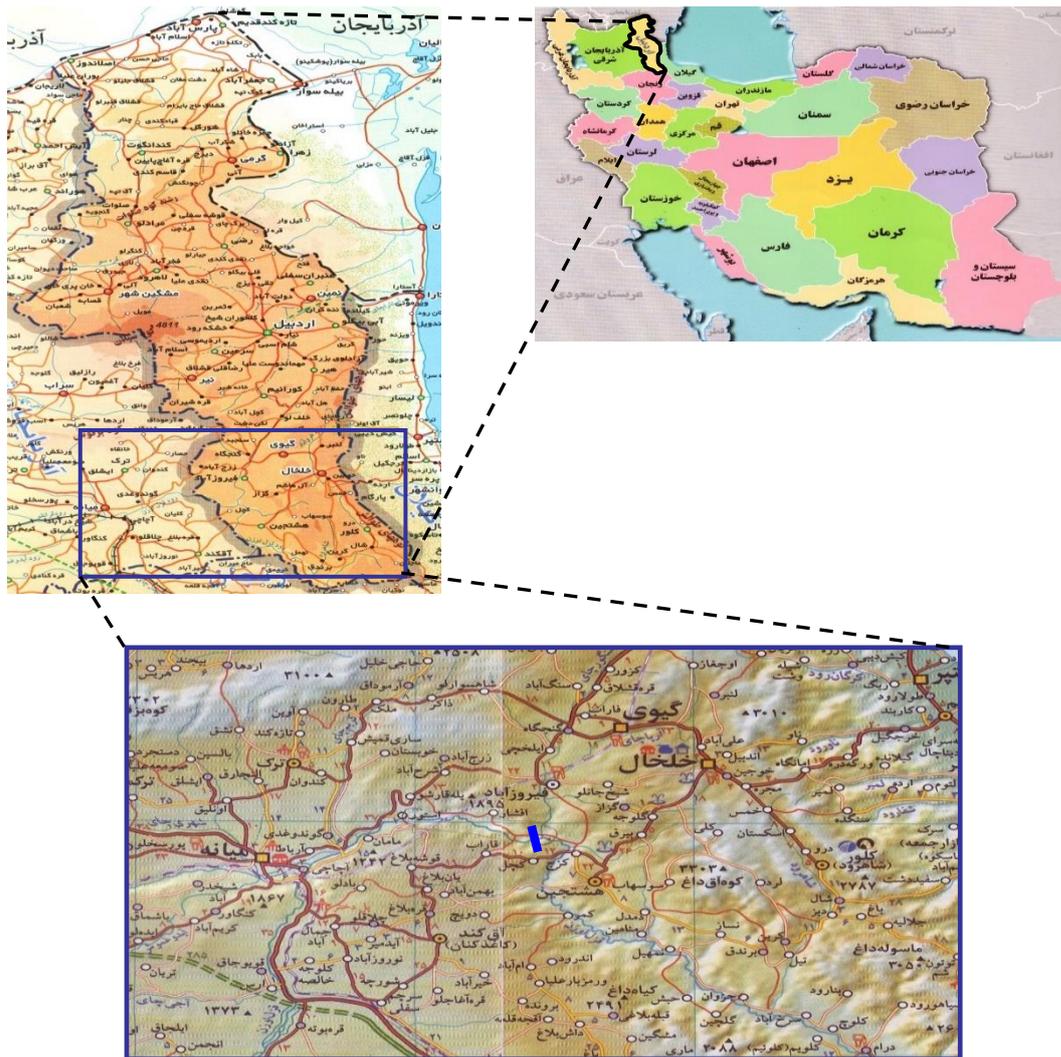
شکل ۳-۶ شانه بارتن (شرکت مهندسی مشاور طوس آب - شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴)

	$JRC = 0 - 2$
	$JRC = 2 - 4$
	$JRC = 4 - 6$
	$JRC = 6 - 8$
	$JRC = 8 - 10$
	$JRC = 10 - 12$
	$JRC = 12 - 14$
	$JRC = 14 - 16$
	$JRC = 16 - 18$
	$JRC = 18 - 20$

شکل ۳-۷ ضریب زبری درزه (JRC) (Barton & Choubey) (1977)

۳-۴ - ساختگاه سد پیرتقی

ساختگاه سد و نیروگاه پیرتقی در فاصله حدوداً ۵۰ کیلومتری شرق میانه و ۴۵ کیلومتری جنوب غرب خلخال بر روی رودخانه قزل‌اوزن در استان اردبیل واقع گردیده است (شکل ۳-۸).



شکل ۳-۸ پلان موقعیت ساختگاه سد و نیروگاه پیر تقی

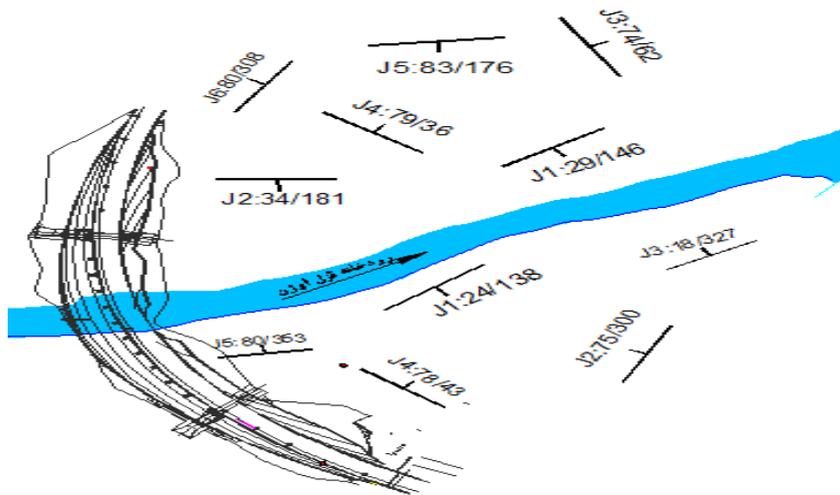
محدوده مورد مطالعه از نظر جغرافیایی در شمال باختر ایران و از نظر زمین‌شناسی با توجه به تقسیم‌بندی ساختاری- رسوبی ایران عمدتاً در بخشی از واحد زمین‌شناسی ایران مرکزی که آذربایجان نامیده می‌شود و بخش اندکی نیز در زون سندانج-سیرجان قرار گرفته است. از دیدگاه سنگ‌چینه‌شناسی در گستره‌ای وسیع‌تر از محدوده مورد مطالعه تماماً سنگ‌های آتشفشانی و آذرآوری متعلق به سازند کرج و سازندهای جوان‌تر از آن (متعلق به سن ائوسن و الیگوسن) گسترش یافته‌اند. این سنگ‌ها طیف وسیعی از سنگ‌های ریولیتی و ریبوداسیتی با بافت پورفیریتیک و بلورهای درشت کوارتز تا بازالت و آندزی بازالت با بافت مگاپورفیریتیک از یک‌سو و تناوبی از لایه‌های توف، توف برشی، ایگنمبریت و توف‌های لیتیک همراه با افق‌های شیشه ولکانیکی از سوی دیگر را شامل

می‌گردند. در شکل ۹-۳ نمایی از ساختگاه و تکیه‌گاه سد ارائه شده است. نمای دید در این تصویر از پایین‌دست به سمت بالادست است (شرکت مهندسی مشاور طوس آب-شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴).



شکل ۹-۳ نمایی از ساختگاه و تکیه‌گاه‌های سد پیرتقی (شرکت مهندسی مشاور طوس آب-شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴).

بررسی پایداری تکیه‌گاه سدها به منظور جلوگیری از لغزش‌های احتمالی و آسیب رساندن به سدها در هنگام احداث و بهره‌برداری امری لازم و ضروری است. از این رو برآورد و تحلیل پارامترهای مقاومت برشی دسته‌درزه‌های بحرانی در شناسایی شکست‌های ساختاری در جناحین تکیه‌گاه‌های سدهای بتنی دو قوسی با توجه به جهت شیب و شیب دسته‌درزه‌های اصلی منطقه‌ی ساختگاه سد بایستی شناسایی گردند. در شکل ۱۰-۳ تصویر پلان جانمایی دسته‌درزه‌های اصلی جناحین ساختگاه سد بتنی دو قوسی پیرتقی نشان داده شده است (شرکت مهندسی مشاور طوس آب-شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴).



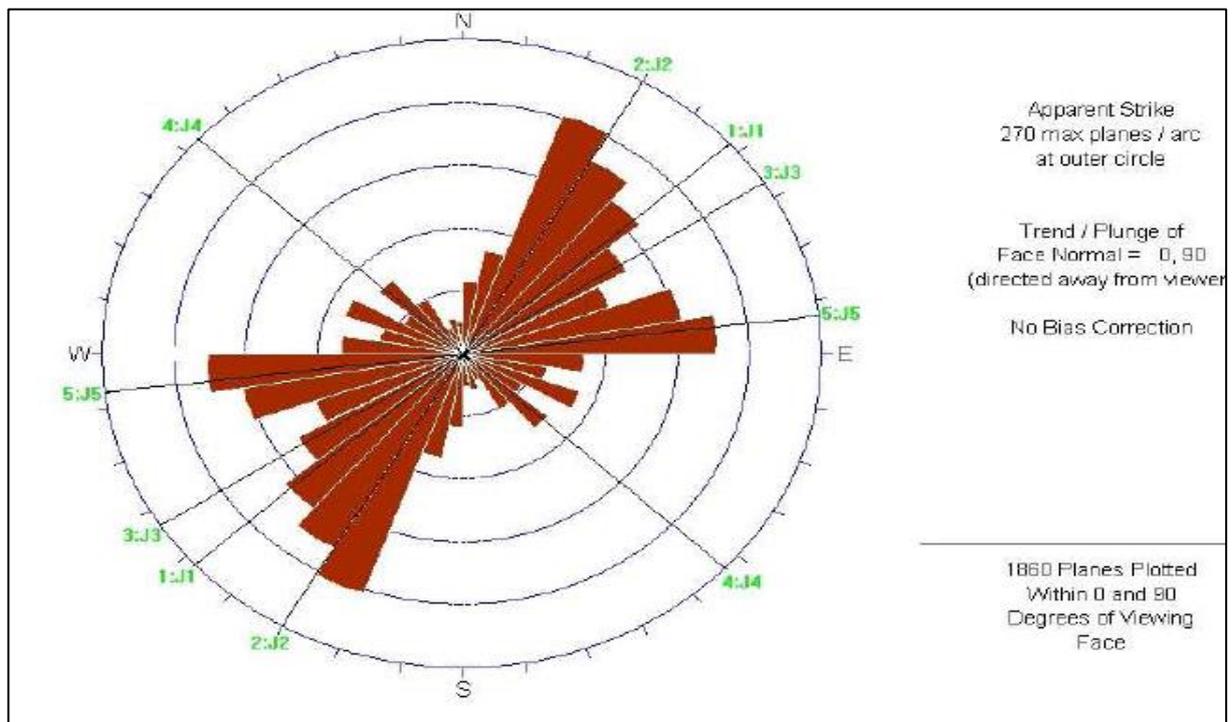
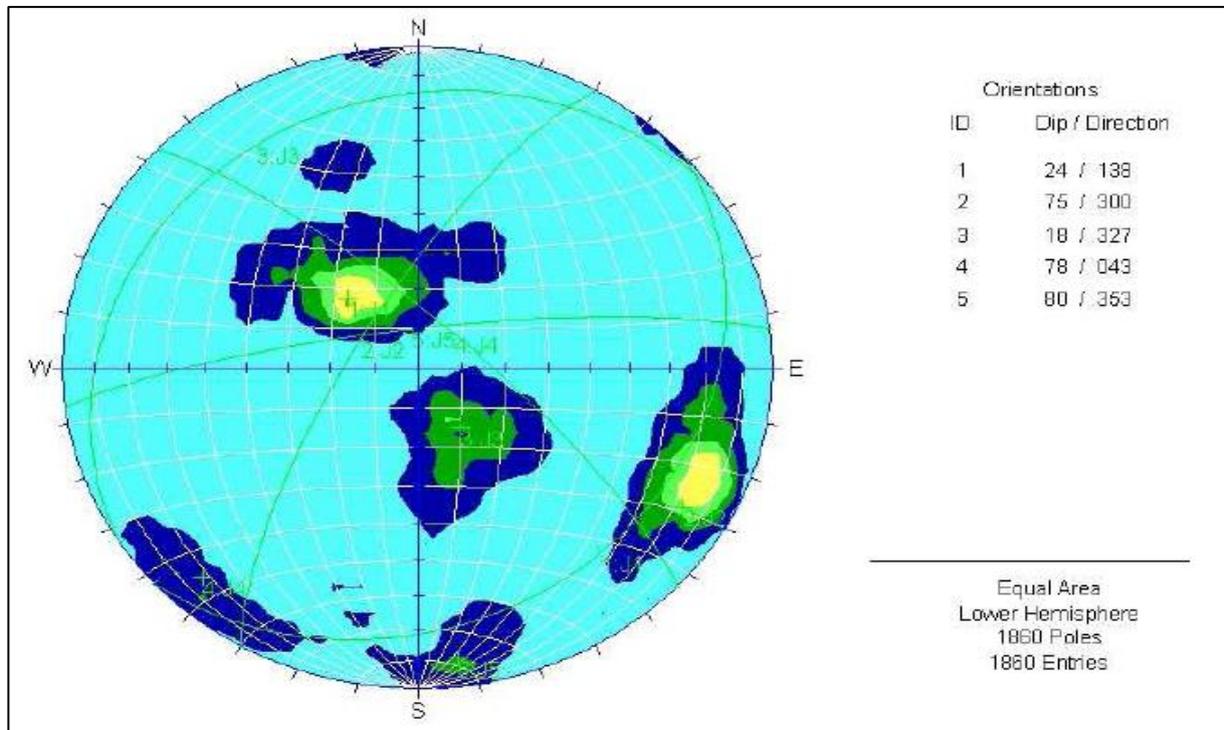
شکل ۳-۱۰. پلان دسته درزه‌های اصلی جناحین ساختگاه سد بتنی دو قوسی پیر تقی (شرکت مهندسی مشاور طوس آب-شرکت خاک و انرژی طوس آب، ۱۳۹۴)

در تکیه گاه چپ ۶ دسته درزه و در تکیه گاه راست ۵ دسته ناپیوستگی و پس از تلفیق درزه ها با یکدیگر، ۶ دسته درزه برای ساختگاه سد با مشخصات هندسی مطابق جدول ۳-۱ در نظر گرفته شده است.

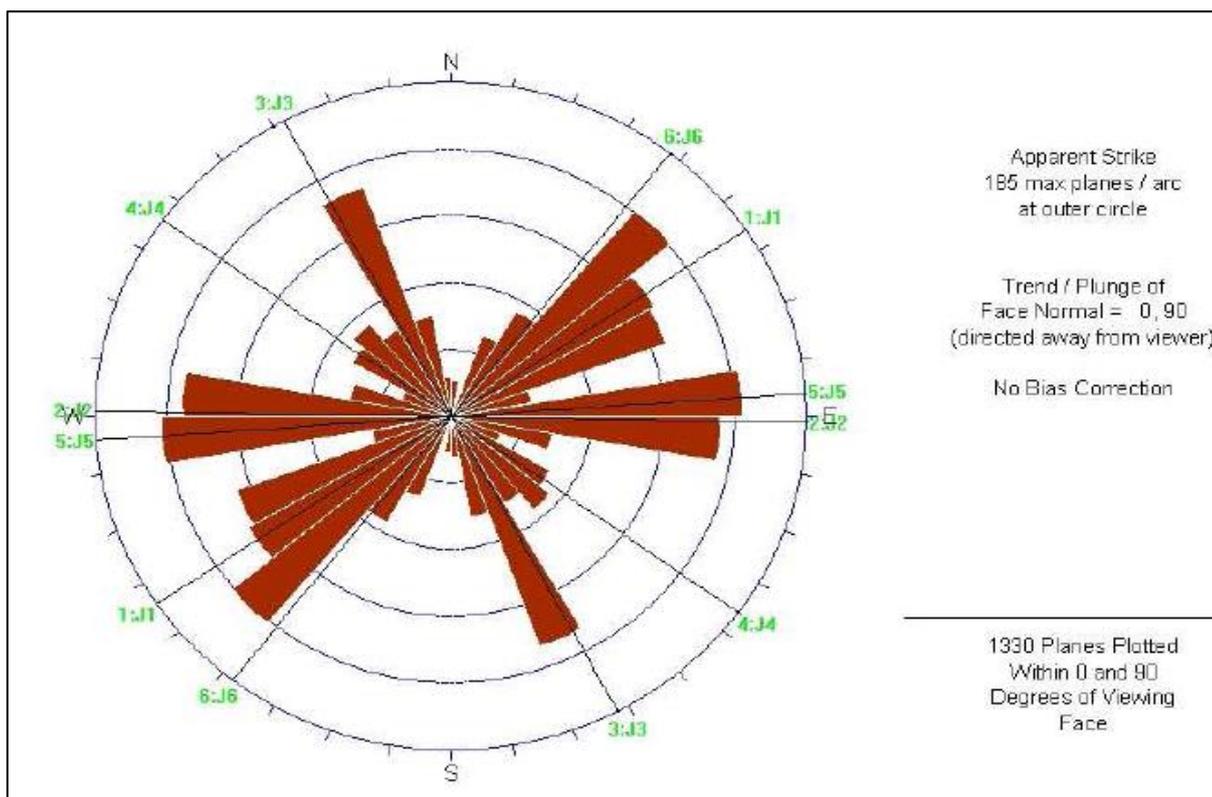
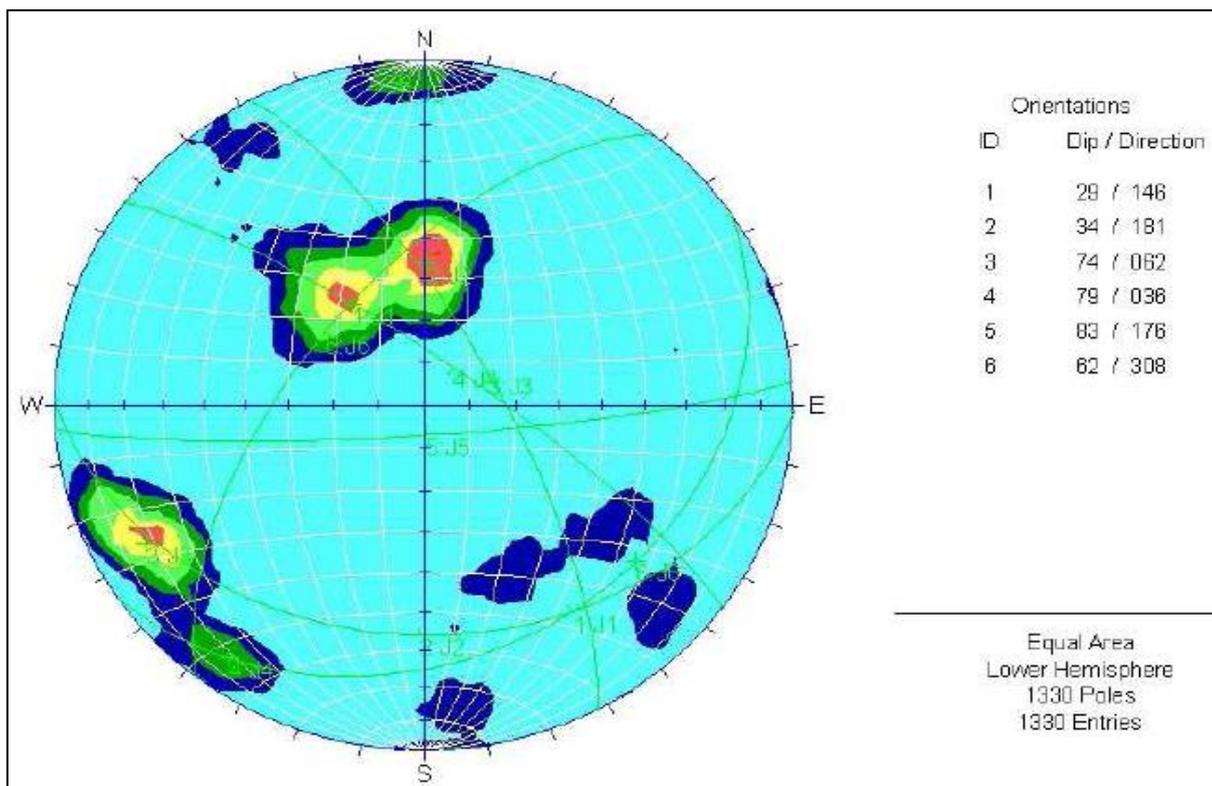
جدول ۳-۱. مشخصات هندسی دسته درزه های جناحین و ساختگاه سد (شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، ۱۳۹۳)

موقعیت	ناپیوستگی	شیب (درجه)	جهت شیب
تکیه گاه راست	J1	۲۴	۱۳۸
	J2	۷۵	۳۰۰
	J3	۱۸	۳۲۷
	J4	۷۸	۴۳
	J5	۸۰	۳۵۳
تکیه گاه چپ	J1	۲۹	۱۴۶
	J2	۳۴	۱۸۱
	J3	۷۴	۶۲
	J4	۷۹	۳۶
	J5	۸۳	۱۷۶
	J6	۶۲	۳۰۸
ساختگاه سد	J1	۲۷	۱۴۴
	J2	۷۴	۲۹۳
	J3	۷۳	۶۲
	J4	۷۹	۳۸
	J5	۸۲	۳۵۴
	J6	۲۲	۳۲۵

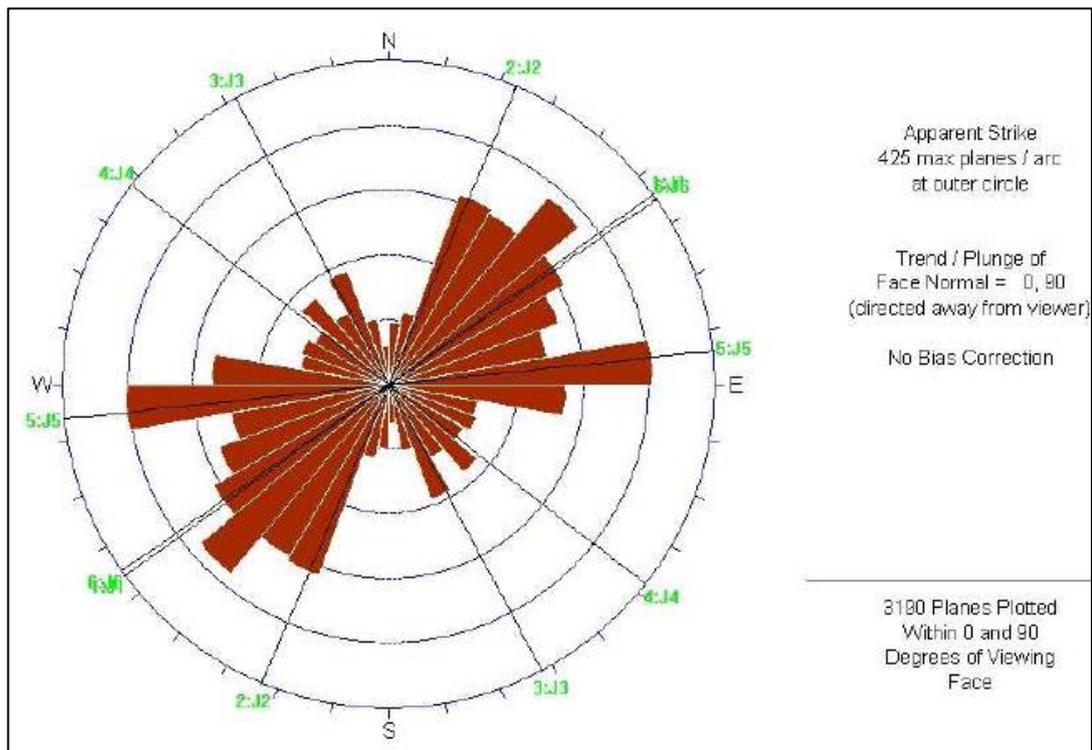
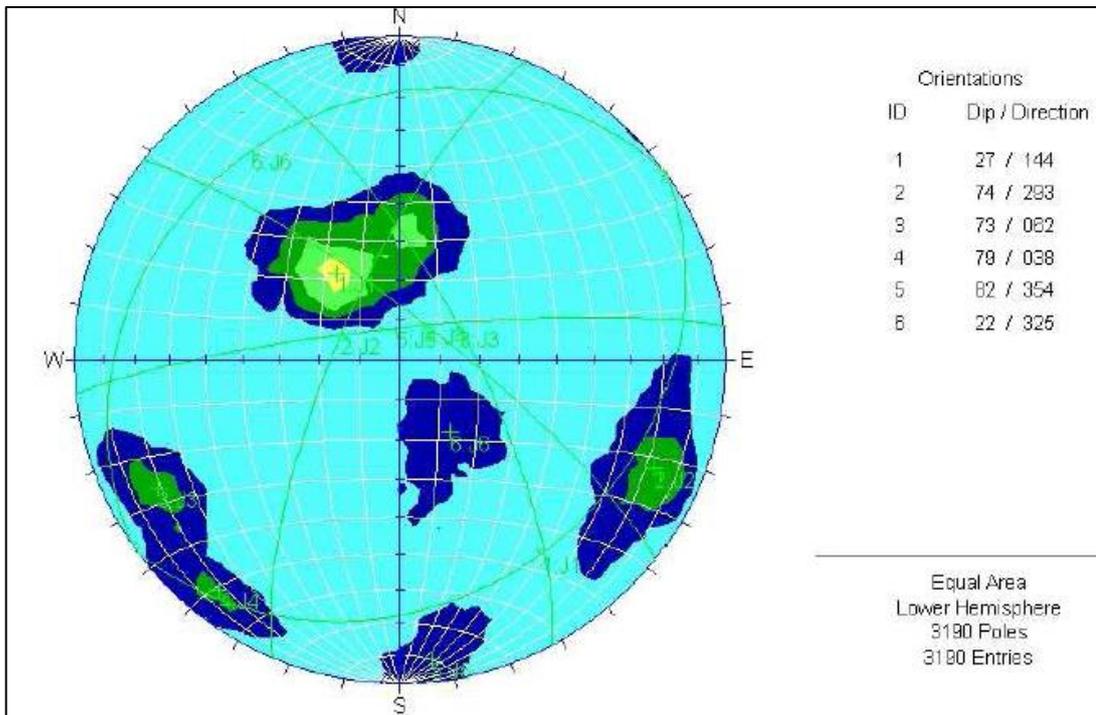
در شکل های ۳-۱۱ تا ۳-۱۳ نگاره قطبی صور ساختاری و نمودار ناپیوستگی ها به ترتیب برای تکیه گاه راست، تکیه گاه چپ و ساختگاه سد نمایش داده شده است.



شکل ۳-۱۱ نگاره قطبی صور ساختاری و نمودار ناپیوستگی ها برای تکیه گاه راست سد (شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، ۱۳۹۳)



شکل ۳-۱۲ نگاره قطبی صور ساختاری و نمودار ناپیوستگی ها برای تکیه گاه راست چپ (شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، ۱۳۹۳)



شکل ۳-۱۳ نگاره قطبی صور ساختاری و نمودار ناپیوستگی ها برای ساختگاه سد (شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، ۱۳۹۳)

۳-۵- اندازه‌گیری ضریب زبری و مقاومت فشاری دیواره درزه

برای اندازه‌گیری ضریب زبری و مقاومت فشاری دیواره درزه‌های ساختگاه سد بتنی دو قوسی پیرتقی از شانه بارتن و چکش اشمیت نوع (L) استفاده شد. تعداد ۷۱ درزه در جناح چپ و گالری‌های LG1 و LG2، ۹۰ درزه در جناح راست و گالری RG1، ۴۵ درزه از جعبه مغزه‌ی گمانه‌ی PD8 جناح چپ و ۴۲ درزه از جعبه مغزه‌ی گمانه‌ی PD7 جناح راست مورد بررسی قرار گرفتند.

در ساختگاه سد با توجه به دسترسی به صفحات دسته‌درزه‌ها بیشترین تأکید بر شناسایی دسته‌درزه‌هایی با شیب و جهت شیب بحرانی به سمت رودخانه بوده و در هر اندازه‌گیری بعد از کنترل شیب و جهت شیب دسته‌درزه‌ی موردنظر با استفاده از کمپاس، ۱۰ قرائت با استفاده از چکش اشمیت در صفحه‌ی درزه صورت گرفت و سپس ضریب زبری آن با استفاده از پروفیل طول بارتن رسم شد، جزئیات برداشت پارامترهای مقاومتی درزه‌ها در شکل ۳-۱۴ ارائه شده است. همچنین همین روند در اندازه‌گیری پارامترهای مقاومتی درزه‌های موجود در جعبه‌ی نمونه‌های گمانه‌ی PD7 و PD8 و گالری LG1 نیز تکرار شده است که جزئیات این برداشت نیز به ترتیب در شکل ۳-۱۴ ارائه شده است.

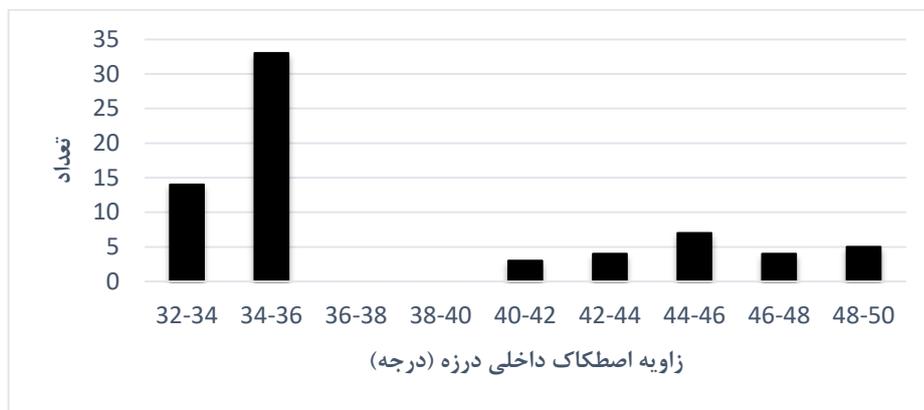


شکل ۳-۱۴ سنجش مقاومت فشاری دیواره‌ی درزه جناح چپ با استفاده از چکش اشمیت

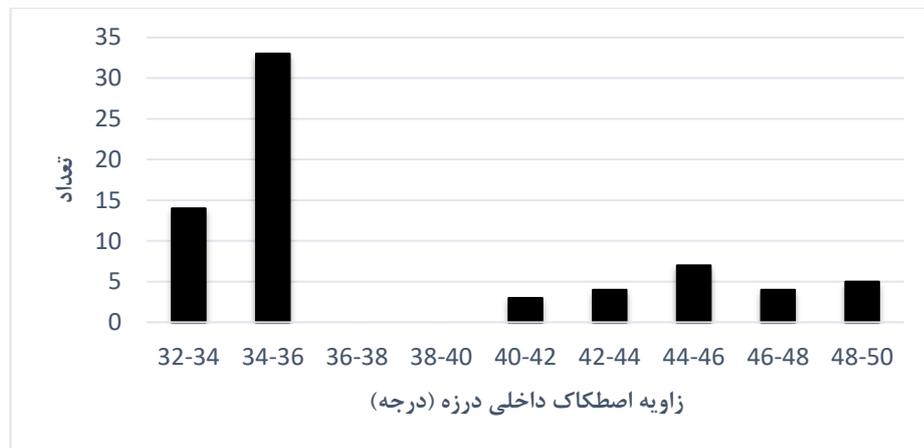
۳-۶- توزیع فراوانی زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی

دسته‌درزه‌ها

برداشت‌های صحرائی برای اندازه‌گیری مقادیر JRC و JCS انجام شد و مقادیر C و ϕ با استفاده از معیار بارتن محاسبه شد. در شکل‌های ۳-۱۵ الی ۳-۱۶ نمودار توزیع فراوانی زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه راست و چپ نشان داده شده است.



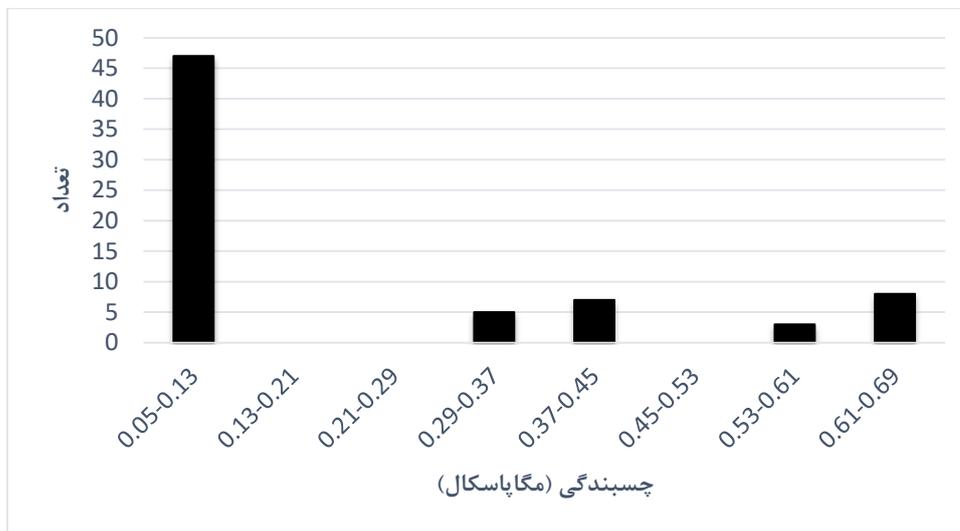
شکل ۳-۱۵ توزیع فراوانی زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه راست



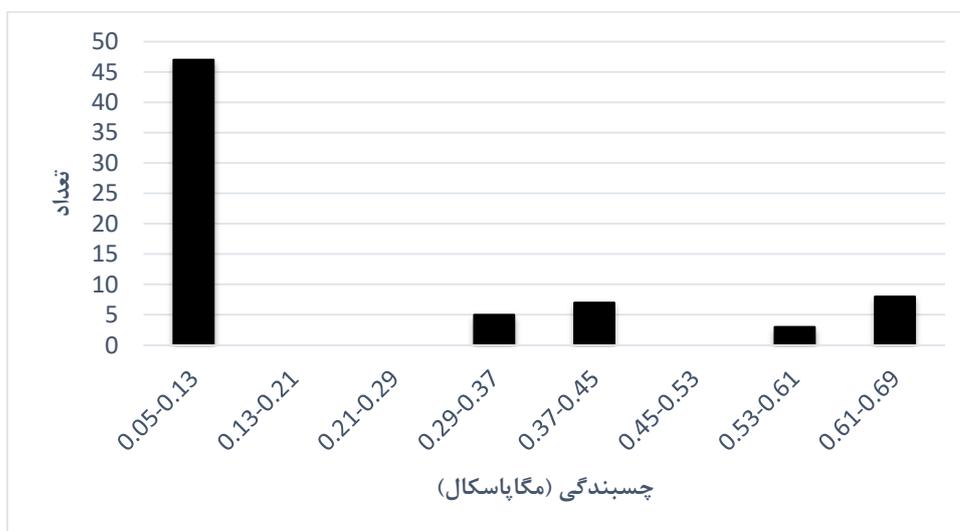
شکل ۳-۱۶ توزیع فراوانی زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه چپ

همان‌طور که در شکل‌های ۳-۱۵ و ۳-۱۶ مشاهده می‌شود، بیشترین توزیع فراوانی زاویه اصطکاک داخلی برای دسته‌درزه‌ها تکیه‌گاه‌های چپ و راست در محدوده بین ۳۴ تا ۳۶ درجه قرار دارد. مقدار

زاویه اصطکاک حداقل ۳۲ و حداکثر نیز ۵۰ درجه است. به‌طور کلی فراوانی زاویه‌های اصطکاک بین ۳۲ تا ۳۶، برابر ۴۷ و فراوانی زاویه‌های اصطکاک بین ۴۰ تا ۵۰، برابر ۲۱ است.



شکل ۳-۱۷ توزیع فراوانی چسبندگی دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه راست



شکل ۳-۱۸ توزیع فراوانی چسبندگی دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه چپ

با توجه به شکل‌های ۳-۱۷ و ۳-۱۸ می‌توان گفت چسبندگی دسته‌درزه‌ها عموماً در بازه بین ۰.۰۵ الی ۰.۱۳ مگا پاسکال قرار دارد. کم‌ترین میزان چسبندگی ۵۰ کیلو پاسکال و بیشترین مقدار چسبندگی ۶۹۰ کیلو پاسکال است. درحالی‌که فراوانی چسبندگی ۵۰ تا ۱۳۰ کیلو پاسکال برابر ۴۷ و بیش از دو برابر فراوانی ۲۱ برای چسبندگی‌های ۲۹۰ تا ۶۹۰ کیلو پاسکال است.

۳-۷- تابع توزیع احتمال پارامترهای مقاومت برشی سطوح درزه

در محل سد بتنی دو قوسی پیرتقی سنجش مقاومت فشاری و ضریب زبری درزه بر روی سطوح ۲۴۸ درزه موجود در توده سنگ ساختگاه سد انجام شده است. با توجه به اینکه تعداد آزمایش‌های انجام شده روی هر دسته درزه متفاوت است، به منظور افزایش تعداد آزمایش‌ها روی هر درزه، اقدام به شبیه‌سازی آزمایش‌ها به کمک روش مونت کارلو گردیده است. بدین منظور برای مقادیر چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک داخلی روی سطح هر درزه، تابع توزیع احتمال با مقدار میانگین حاصل از نتایج آزمایش‌های انجام شده در محل درزه مذکور در نظر گرفته شده است. پارامترهای مقاومت برشی سطوح درزه‌ها در ساختگاه سد بر اساس توابع توزیع احتمال طی مراحل زیر تعیین گردیده است:

نمونه‌گیری از تابع توزیع احتمال چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک درزه‌ها (هر یک از درزه‌ها ۲۰۰ نمونه)

۱. با استفاده از نمونه‌های تولید شده برای مقادیر چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک درزه‌ها بازه‌ی

مقادیر C و φ به همراه درصد اطمینان برآورد می‌شود.

۲. تعیین تابع توزیع احتمال برای پارامترهای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی سطح درزه-

های ساختگاه سد بتنی دو قوسی پیرتقی.

تابع توزیع احتمال پارامترهای مقاومت برشی سطوح درزه‌ها به کمک شبیه‌سازی مونت کارلو به دست

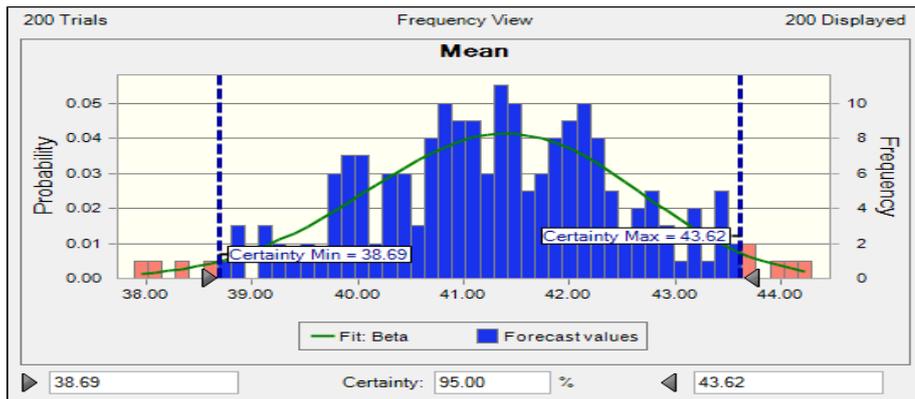
آمد. با استفاده از این توابع و همچنین بر اساس رابطه بارتن، زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی

سطح درزه در تنش نرمال ۲ مگاپاسکال در تکیه‌گاه برای نمونه‌های گمانه‌ی PD7 و PD8 تعیین

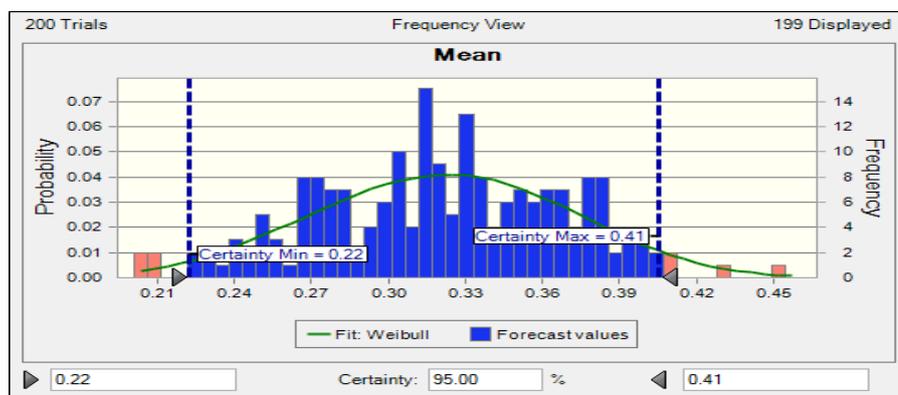
شده است. با استفاده از توزیع احتمال ارائه شده در شکل‌های ۳-۱۹ تا ۳-۲۶ امکان بررسی

پارامترهای مقاومت برشی سطوح درزه‌ها در ساختگاه سد بتنی دو قوسی پیرتقی با سطوح اطمینان

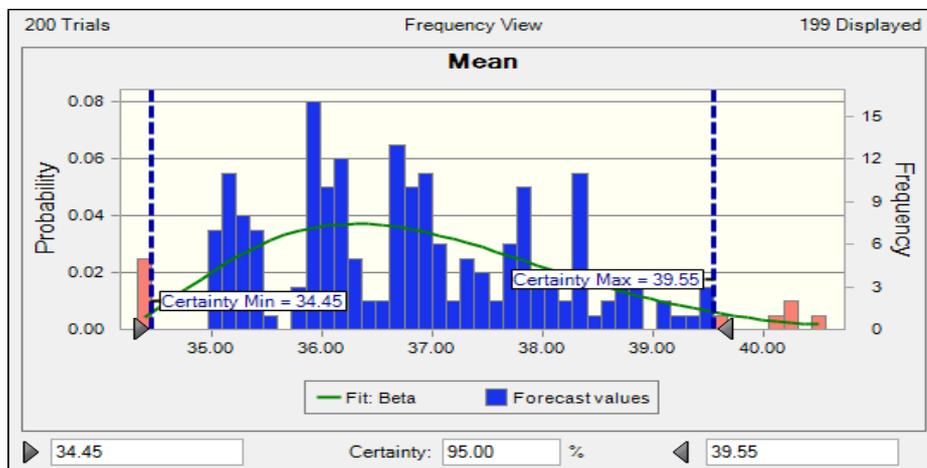
مختلف فراهم می‌گردد.



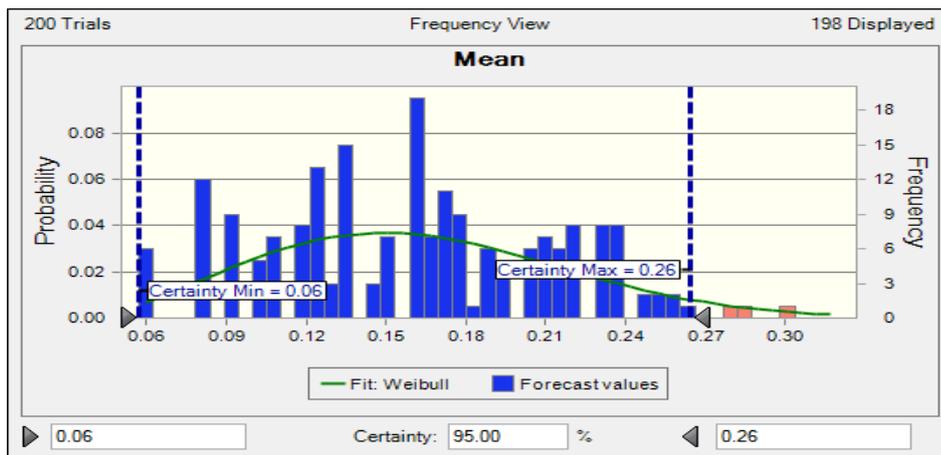
شکل ۳-۱۹ برازش تابع توزیع احتمال برای زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه ۱ تکیه‌گاه راست



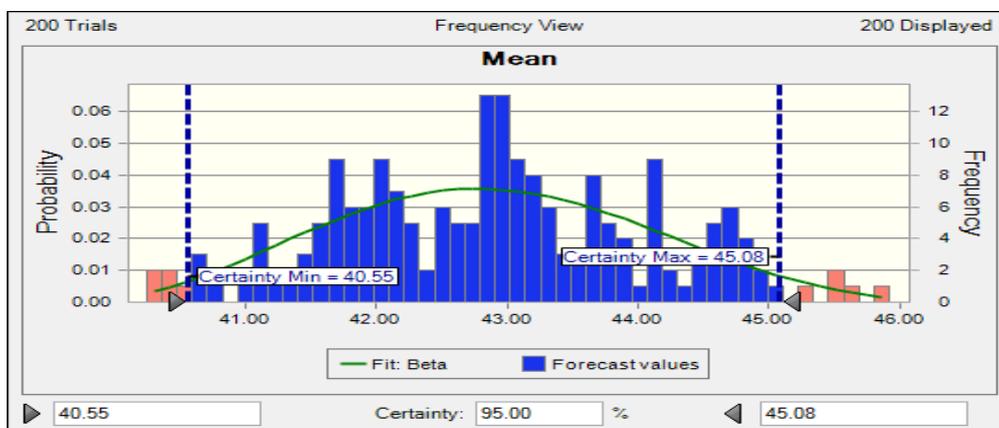
شکل ۳-۲۰ برازش تابع توزیع احتمال برای چسبندگی دسته‌درزه ۱ تکیه‌گاه راست



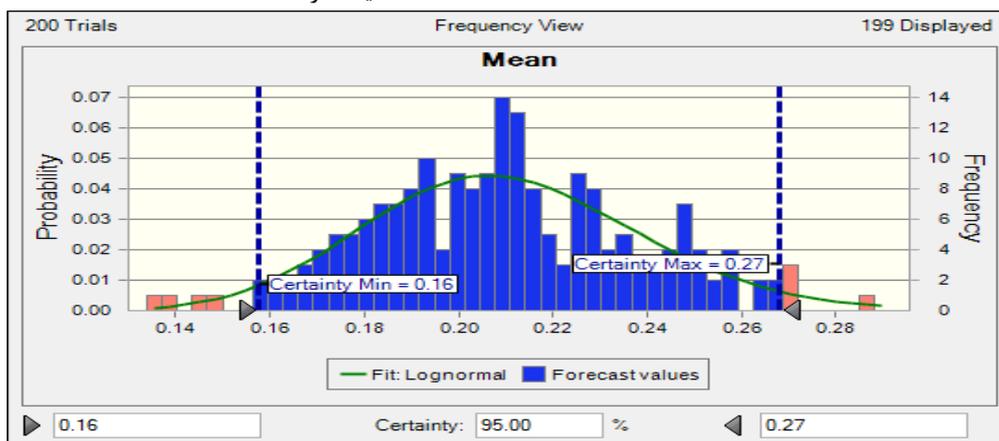
شکل ۳-۲۱ برازش تابع توزیع احتمال برای زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه ۱ تکیه‌گاه چپ



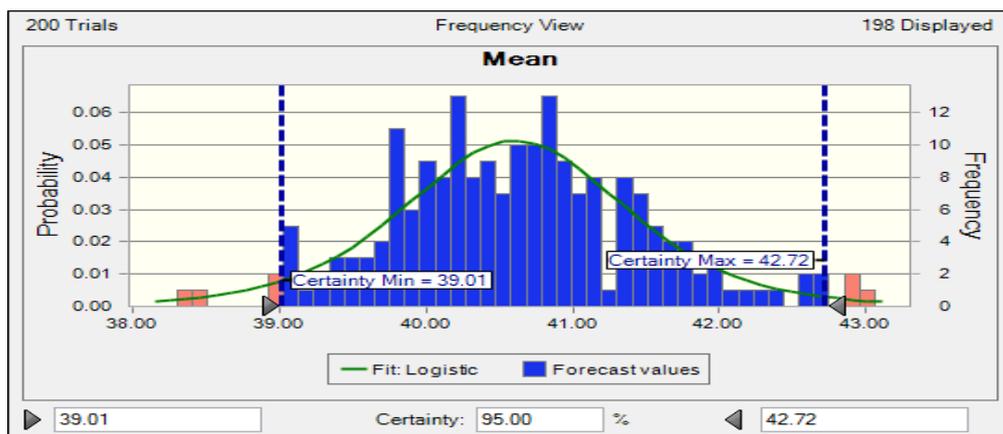
شکل ۳-۲۲ برازش تابع توزیع احتمال برای چسبندگی دسته‌درزه ۱ تکیه‌گاه چپ



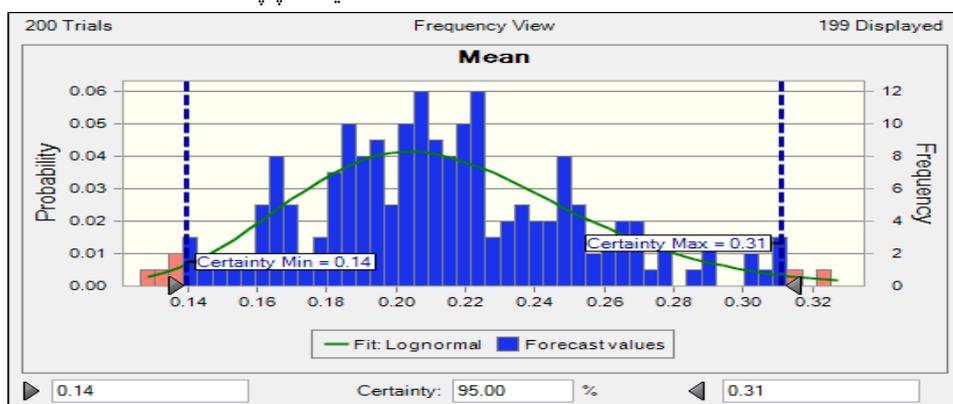
شکل ۳-۲۳ برازش تابع توزیع لاگ نرمال برای زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه‌های برداشت‌شده از جعبه مغزه‌های گمانه PD8 تکیه‌گاه راست



شکل ۳-۲۴ برازش تابع توزیع لاگ نرمال برای چسبندگی دسته‌درزه‌های برداشت‌شده از جعبه مغزه‌های گمانه PD8 تکیه‌گاه راست



شکل ۳-۲۵ برازش تابع توزیع لاگ نرمال برای زاویه اصطکاک داخلی دسته‌درزه‌های برداشت‌شده از جعبه مغزه‌های گمانه PD7 تکیه‌گاه چپ



شکل ۳-۲۶ برازش تابع توزیع لاگ نرمال برای چسبندگی دسته‌درزه‌های برداشت‌شده از جعبه مغزه‌های گمانه PD7 تکیه‌گاه چپ

خلاصه نتایج تحلیل‌های آماری پارامترهای مقاومتی دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه‌ها چپ و راست در جداول ۲-۳ تا ۷-۳ ارائه شده است.

جدول ۳-۲. تحلیل آماری مقادیر JCS و JRC برای دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه راست

دسته‌درزه‌ها					مؤلفه آماری	پارامتر
J5	J4	J3	J2	J1		
۸۵/۰	۸۰/۱	۱۰۶/۱	۹۵/۱	۱۰۲/۹	میانگین	JCS (MPa)
۲۲/۵۰	۱۷/۴۰	۱۵/۱۰	۳۱/۲۵	۲۱/۱۵	انحراف معیار	
۵۳/۱۵	۵۱/۶۴	۷۲/۲۱	۴۱/۸۳	۵۴/۲۳	حداقل	
۱۴۱/۸۷	۱۲۲/۸۹	۱۴۸/۱۲	۱۷۳/۴۹	۱۹۱/۸۴	حداکثر	
۸/۱	۴/۸	۷/۱	۵/۴	۸/۶	میانگین	JRC
۴/۱۴	۳/۶۰	۴/۶۲	۴/۰۲	۴/۲۵	انحراف معیار	
۱/۵	۱/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	حداقل	
۱۴	۱۴	۱۴	۱۴	۱۴	حداکثر	

مطابق جدول ۳-۲ در تکیه‌گاه راست پنج دسته‌درزه وجود دارد که دسته‌درزه J1 دارای بیشترین و دسته‌درزه J4 دارای کمترین میانگین مقاومت فشاری است. همچنین به‌طور مشابه دسته‌درزه J1 دارای بیشترین و دسته‌درزه J4 دارای کمترین ضریب زبری درزه است.

جدول ۳-۳. تحلیل آماری مقادیر JCS و JRC برای دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه چپ

دسته‌درزه‌ها						مؤلفه آماری	پارامتر
J6	J5	J4	J3	J2	J1		
۹۵/۴	۹۶/۶	۸۴/۴	۹۵/۲	۸۶/۲	۱۲۲/۹	میانگین	JCS (MPa)
۱۸/۰۳	۱۳/۶۶	۱۶/۶۸	۲۶/۰۹	۳۹/۱۸	۲۳/۵۲	انحراف معیار	
۷۲/۹۱	۶۹/۱۷	۵۹/۶۲	۵۶/۸۳	۵۴/۳۱	۵۸/۷۷	حداقل	
۱۲۲/۵۹	۱۲۵/۲۶	۱۲۷/۰۸	۱۳۲/۵۵	۱۶۴/۵۸	۱۶۶/۰۱	حداکثر	
۴/۸	۷/۳	۴/۶	۶/۸	۷/۵	۴/۹	میانگین	JRC
۳/۶۸	۵/۳۰	۳/۱۸	۴/۲۵	۵	۳/۷۲	انحراف معیار	
۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	۲/۵	حداقل	
۱۴	۱۴	۱۱	۱۱	۱۴	۱۴	حداکثر	

مطابق جدول ۳-۳ در تکیه‌گاه چپ شش دسته‌درزه وجود دارد که دسته‌درزه J1 دارای بیشترین و دسته‌درزه J4 دارای کمترین میانگین مقاومت فشاری است. همچنین دسته‌درزه J2 دارای بیشترین و دسته‌درزه J4 دارای کمترین ضریب زبری درزه است.

جدول ۳-۴. تحلیل آماری مقادیر JCS و JRC برای دسته‌درزه‌های برداشت شده از جعبه مغزه‌های گمانه‌ها

گمانه		مؤلفه آماری	پارامتر
PD8	PD7		
۵۸/۹	۵۶/۰	میانگین	JCS (MPa)
۱۵/۵۲	۱۲/۳۹	انحراف معیار	
۲۴/۲۳	۲۶/۶۶	حداقل	
۱۱۲/۲۰	۹۲/۶۴	حداکثر	
۹/۴	۸/۰	میانگین	JRC
۴/۲۳	۵/۰۴	انحراف معیار	
۱/۵	۱/۵	حداقل	
۲۰	۲۰	حداکثر	

مطابق جدول ۳-۴ در دسته‌درزه‌های برداشت شده از جعبه مغزه‌ها، میانگین مقاومت فشاری درزه در گمانه PD7 برابر ۵۶ مگاپاسکال و در گمانه PD7 برابر ۵۹ مگاپاسکال است. همچنین میانگین ضریب زبری درزه در گمانه PD7 برابر حدوداً ۸ و در گمانه PD7 برابر حدوداً ۹ است.

جدول ۳-۵. تحلیل آماری مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی برای دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه راست

دسته‌درزه‌ها					مؤلفه آماری	پارامتر
J5	J4	J3	J2	J1		
۰/۳	۰/۲	۰/۲	۰/۲	۰/۳	میانگین	C (MPa)
۰/۱۶	۰/۱۴	۰/۲۰	۰/۱۷	۰/۱۸	انحراف معیار	
۰/۰۳۲	۰/۰۳۲	۰/۰۵	۰/۰۵	۰/۰۵	حداقل	
۰/۶۱	۰/۵۳۰	۰/۶۱	۰/۶۹	۰/۶۸	حداکثر	
۴۰	۳۶/۳	۳۹/۹	۳۷/۲	۴۱/۲	میانگین	φ
۴/۴۴	۳/۷۶	۵/۷۴	۴/۴۸	۴/۷۵	انحراف معیار	
۳۳/۱۰	۳۲/۷۳	۳۳/۷۹	۳۳/۵۶	۳۴/۱۲	حداقل	
۴۷/۰۵	۴۵/۳۷	۴۶/۹۷	۴۶/۹۷	۴۸/۸۸	حداکثر	

مطابق جدول ۳-۵ در دسته‌درزه‌های برداشت شده از تکیه‌گاه راست سد، میانگین چسبندگی در دسته‌درزه J1 حداکثر و برابر ۳۲۰ کیلوپاسکال و در دسته‌درزه J4 حداقل و برابر ۱۵۰ کیلوپاسکال است. همچنین میانگین زاویه اصطکاک در دسته‌درزه J1 حداکثر و برابر حدوداً ۴۱ درجه و در دسته‌درزه J4 حداقل و برابر حدوداً ۳۶ درجه است.

جدول ۳-۶. تحلیل آماری مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی برای دسته‌درزه‌های تکیه‌گاه چپ

دسته‌درزه‌ها						مؤلفه آماری	پارامتر
J6	J5	J4	J3	J2	J1		
۰/۲	۰/۳	۰/۱	۰/۲	۰/۳	۰/۲	میانگین	C (MPa)
۰/۱۹	۰/۲۶	۰/۱۲	۰/۱۵	۰/۲۰	۰/۱۷۱	انحراف معیار	
۰/۰۵۶	۰/۰۵۶	۰/۰۵۶	۰/۰۵۶	۰/۰۵۵	۰/۰۵۶	حداقل	
۰/۶۶	۰/۶۸	۰/۳۹	۰/۳۸	۰/۵۶	۰/۶۵	حداکثر	
۳۶/۹	۳۹/۸	۳۶/۳	۳۸/۷	۳۸/۹	۳۷/۱	میانگین	φ
۴/۵۹	۶/۳۷	۳/۴۵	۳/۸۷	۴/۷۷	۴/۱۱	انحراف معیار	
۳۳/۸۰	۳۳/۷۴	۳۳/۶۵	۳۴/۲۵	۳۳/۴۸	۳۳/۹۹	حداقل	
۴۸/۳۸	۴۸/۹۷	۴۴/۳۳	۴۳/۴۴	۴۵/۲۲	۴۸/۲۵	حداکثر	

مطابق جدول ۳-۶ در دسته‌درزه‌های برداشت شده از تکیه‌گاه چپ سد، میانگین چسبندگی در دسته‌درزه J5 حداکثر و برابر ۲۹۰ کیلوپاسکال و در دسته‌درزه J4 حداقل و برابر ۱۴۰ کیلوپاسکال است. همچنین میانگین زاویه اصطکاک در دسته‌درزه J5 حداکثر و برابر حدوداً ۴۰ درجه و در دسته‌درزه J4 حداقل و برابر حدوداً ۳۶ درجه است.

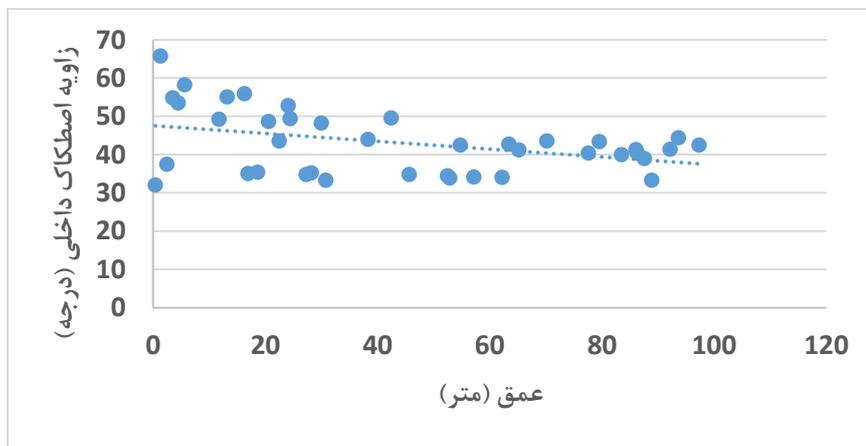
جدول ۳-۷. تحلیل آماری مقادیر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی برای دسته‌درزه‌های برداشت شده از جعبه مغزه‌های گمانه‌ها

گمانه		مؤلفه آماری	پارامتر
PD8	PD7		
۰/۲	۰/۲	میانگین	C (MPa)
۰/۱۶	۰/۱۸	انحراف معیار	
۰/۰۰۱۹	۰/۰۰۵۴	حداقل	
۰/۶۶	۱/۳۰	حداکثر	
۴۲/۱	۴۰/۶	میانگین	φ
۶/۳۸	۵/۹۱	انحراف معیار	
۳۲/۰۷	۳۲/۴۸	حداقل	
۶۵/۷۵	۵۴/۹۲	حداکثر	

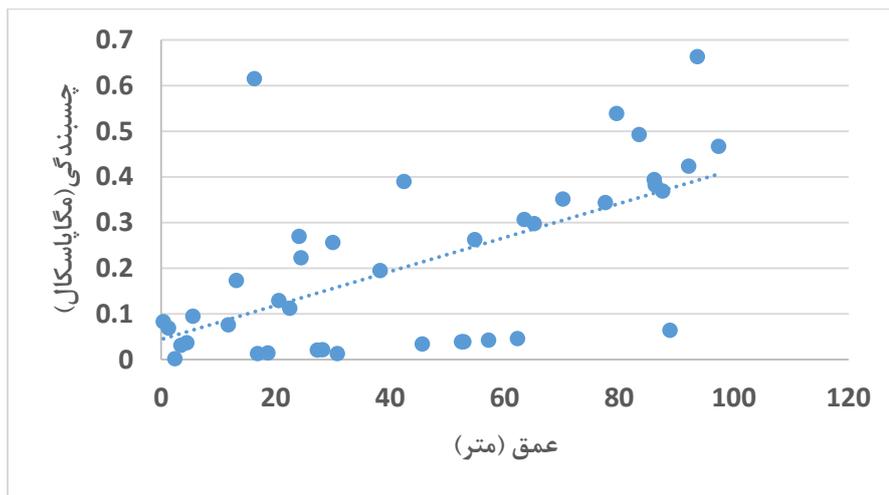
مطابق جدول ۳-۷ در دسته‌درزه‌های برداشت شده از جعبه مغزه‌ها، میانگین چسبندگی در گمانه PD7 برابر ۲۱۰ کیلوپاسکال و در گمانه PD7 برابر ۲۰۰ کیلوپاسکال است. همچنین میانگین زاویه اصطکاک در گمانه PD7 برابر حدوداً ۴۱ درجه و در گمانه PD7 برابر حدوداً ۴۳ درجه است.

۳-۸- بررسی پارامترهای مقاومتی دسته‌درزه‌ها

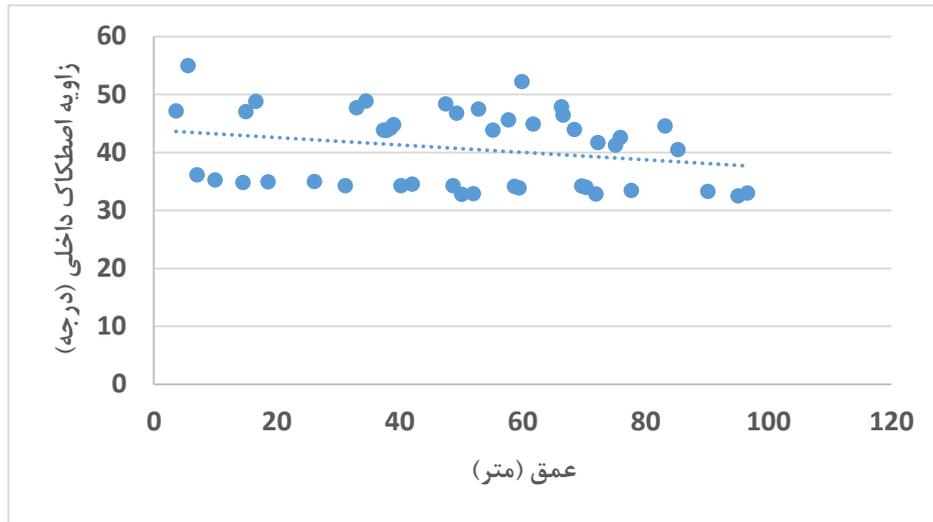
برای تحلیل حساسیت پارامترهای مقاومتی محاسبه شده، نمودار توزیع پراکندگی زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی برحسب عمق ثبت شده در جعبه مغزه نمونه گمانه‌های PD7 و PD8 در شکل-های ۳-۴۲ تا ۳-۴۵ آورده شده است. همان‌طور که انتظار می‌رود با رسم روند تغییرات بر روی نقاط برداشت، مقدار زاویه اصطکاک داخلی با افزایش عمق به یک مقدار تقریباً ثابت همگرا می‌شود و روند کاهشی دارد. درحالی‌که چسبندگی افزایش می‌یابد.



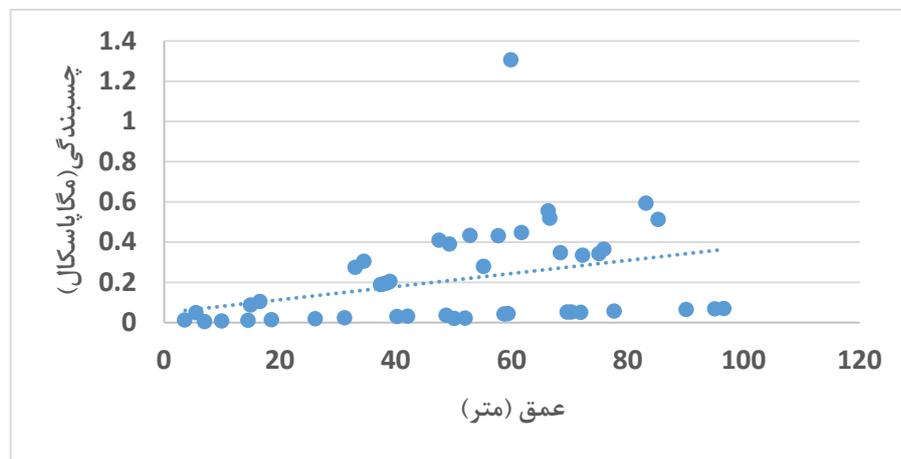
شکل ۳-۲۷ نمودار تغییرات زاویه اصطکاک داخلی درزه‌های جعبه مغزه‌های گمانه PD8 تکیه‌گاه راست نسبت به عمق



شکل ۳-۲۸ نمودار تغییرات چسبندگی درزه‌های جعبه مغزه‌های گمانه PD8 تکیه‌گاه راست نسبت به عمق



شکل ۲۹-۳ نمودار تغییرات زاویه اصطکاک داخلی درزه‌های جعبه مغزه‌های گمانه PD7 تکیه‌گاه چپ نسبت به عمق

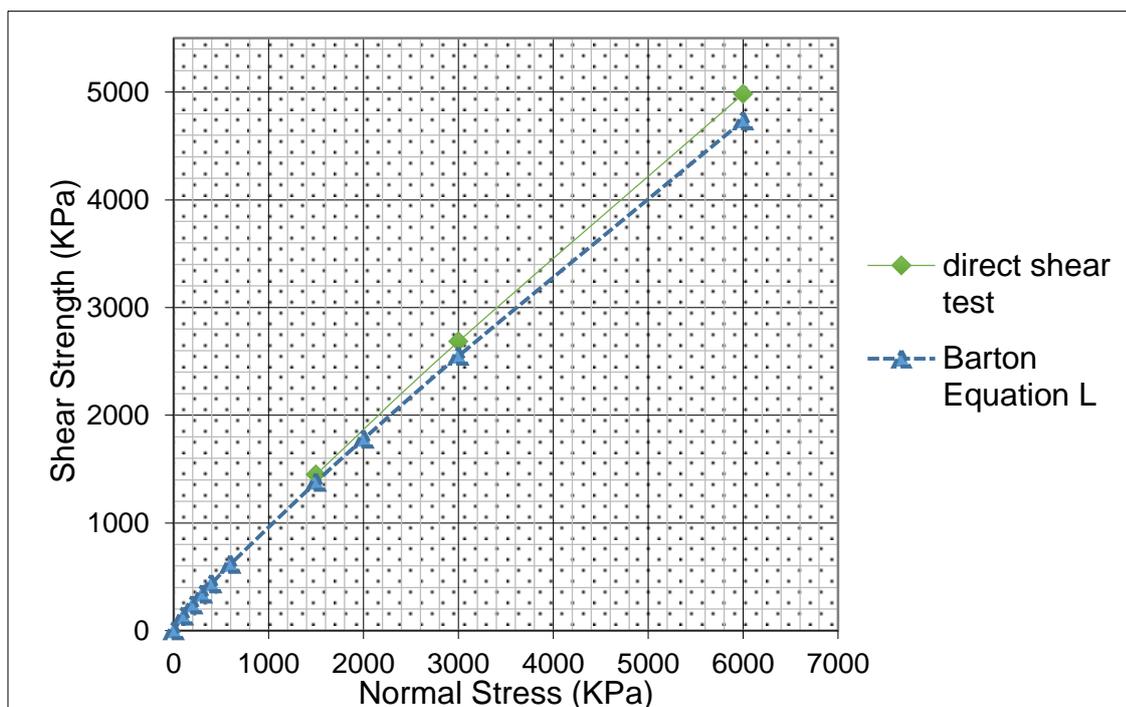


شکل ۳۰-۳ نمودار تغییرات چسبندگی درزه‌های جعبه مغزه‌های گمانه PD7 تکیه‌گاه چپ نسبت به عمق

از مقایسه شکل‌های ۲۷-۳ تا ۳۰-۳ می‌توان نتیجه گرفت که در حالت کلی با افزایش عمق نمونه‌های اخذ شده در گمانه‌ها برای اعماق مختلف، با افزایش عمق نمونه، مقدار زاویه اصطکاک کاهش اما در مقابل میزان چسبندگی درزه‌ها افزایش می‌یابد. مقدار ضریب R^2 برای درزه‌های تکیه‌گاه راست در مقایسه با تکیه‌گاه چپ، رابطه کاهش زاویه اصطکاک و افزایش چسبندگی با افزایش عمق درزه را بهتر تایید می‌کند. شیب نمودار تغییرات چسبندگی بر حسب عمق حدوداً $3/2$ کیلوپاسکال است که نشان می‌دهد بطور میانگین با افزایش یک متری عمق، $3/2$ کیلوپاسکال به چسبندگی درزه‌ها اضافه می‌شود.

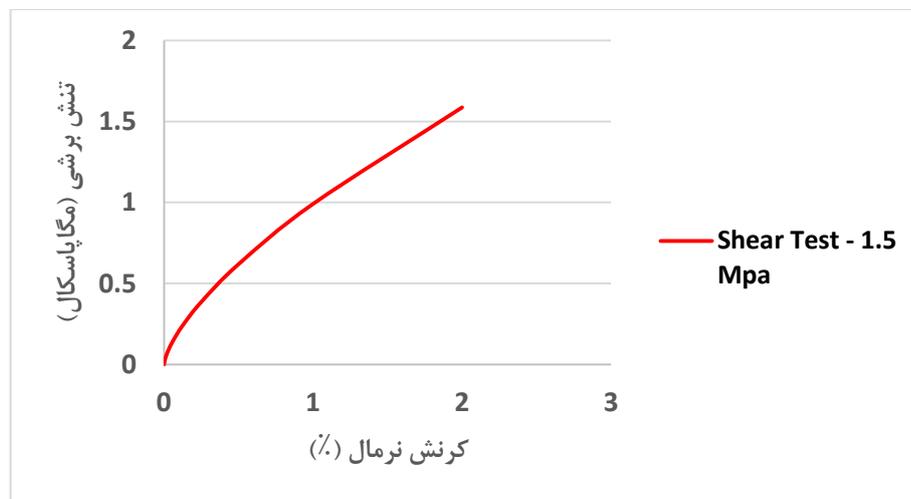
۳-۹- نتایج آزمایش برش مستقیم

چنانچه ذکر گردید با توجه به اینکه در پروژه سد بتنی پیرتقی آزمایش‌های برش مستقیم آزمایشگاهی و برجا انجام شده است، مقادیر مختلفی برای چسبندگی سطح درزه و زاویه اصطکاک داخلی درزه با توجه به نمونه‌گیری از گمانه‌های حفاری شده به دست آمده است. آزمایش برش مستقیم با اعمال سه مقدار تنش نرمال ۱/۵، ۳ و ۶ مگاپاسکال بر روی مغزه‌های دارای درزه انجام شده است، لذا برای مقایسه‌ی مقادیر چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک سطح درزه در دو روش آزمایشگاهی و تجربی (روابط بارتن) برای تکیه‌گاه چپ به‌طور جدا، نمودار مقاومت برشی-تنش نرمال در دو روش در شکل ۳-۳۱ رسم شده است. همان‌طور که از شکل ۳-۳۱ نیز برمی‌آید نتایج در دو روش تجربی و آزمایشگاهی انطباق خوبی دارند. مطابق این شکل، با افزایش تنش نرمال، مقاومت برشی نیز افزایش می‌یابد. در شکل‌های ۳-۳۲ تا ۳-۴۹ نیز نمودار تغییرات تنش برشی برحسب درصد کرنش نرمال برای سه سطح تنش نرمال به ترتیب ۱/۵، ۳ و ۶ مگاپاسکال برای آزمایش برش مستقیم آورده شده است (شرکت خاک و انرژی پارس، ۱۳۹۴).

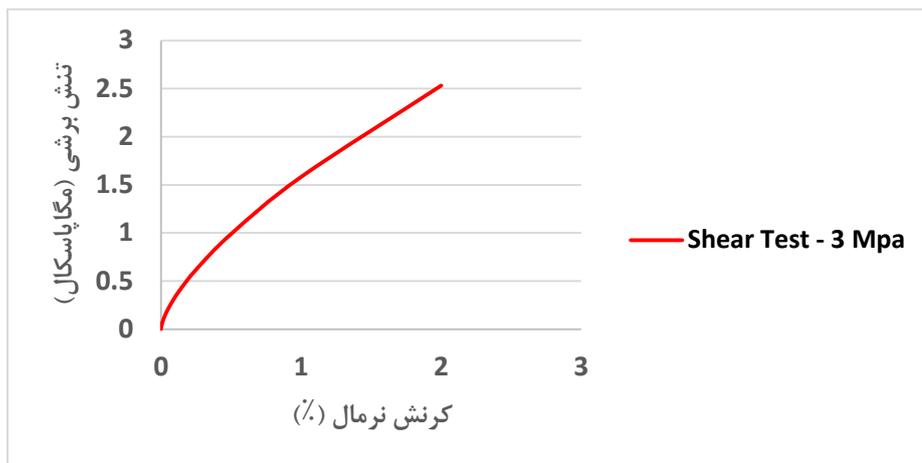


شکل ۳-۳۱ نمودار مقاومت برشی-تنش نرمال در دو روش تجربی و آزمایشگاهی

بارتن و چوبی (Barton & Choubey, 1997) مفهوم ضریب زبری سطح درزه (JRC) را برای بیان ارتباط بین زبری سطح درزه و مقاومت برشی بیان کردند. در این تحقیق، تأثیر زبری سطح درزه با مفهوم ضریب زبری درزه در سه سطح تنش نرمال بر مقاومت برشی بررسی شده است. رفتار درزه‌های سنگ در توده‌سنگ تحت بارهای برشی، نه تنها به اصطکاک بین سطوح ناپیوستگی و مقاومت سنگ دیواره درزه بستگی دارد، بلکه به شکل هندسی و ناهمواری سطح ناپیوستگی‌ها نیز وابسته است. ناهمواری سطح درزه به‌ویژه در سنگ‌های سخت، یکی از مهم‌ترین پارامترهایی است که مستقیماً بر روی مقاومت برشی سطوح درزه تأثیر می‌گذارد. در شکل‌های ۳-۳۲ تا ۳-۳۴ نمودار تنش برشی بر حسب درصد کرنش نرمال (تا سطح کرنش نرمال ۰.۲٪) برای آزمون برش مستقیم ترسیم شده است (شرکت خاک و انرژی پارس، ۱۳۹۴).



شکل ۳-۳۲ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۱/۵ مگاپاسکال



شکل ۳-۳ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۳ مگاپاسکال



شکل ۳-۴ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۶ مگاپاسکال

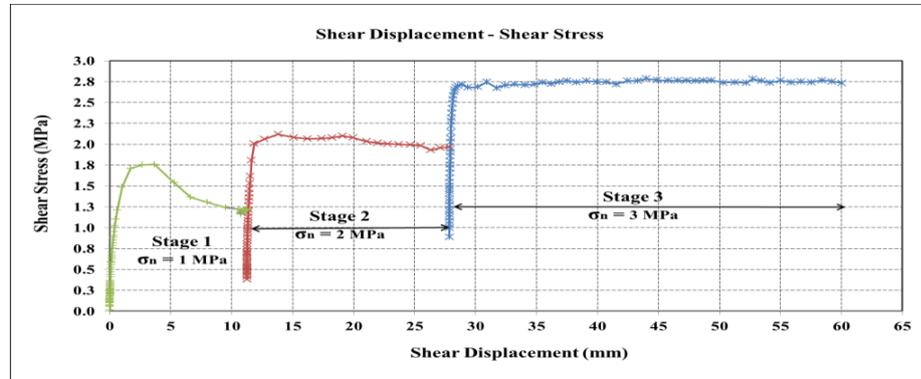
۳-۱۰- نتایج آزمایش برش برجا

در مجموع تعداد چهار آزمایش برش بتن روی سنگ در ساختگاه پیرتقی به ترتیب مشخص شده در جدول ۳-۸ انجام گرفته‌اند. تست‌های یک و دو در تکیه‌گاه چپ و تست‌های سه و چهار در تکیه‌گاه راست انجام گرفته‌اند. تست‌های برجا در سه سطح تنش نرمال ۱، ۲ و ۳ مگاپاسکال انجام شده است.

جدول ۳-۸. آزمایش‌های برجای انجام گرفته در ساختگاه سد و نیروگاه پیرتقی

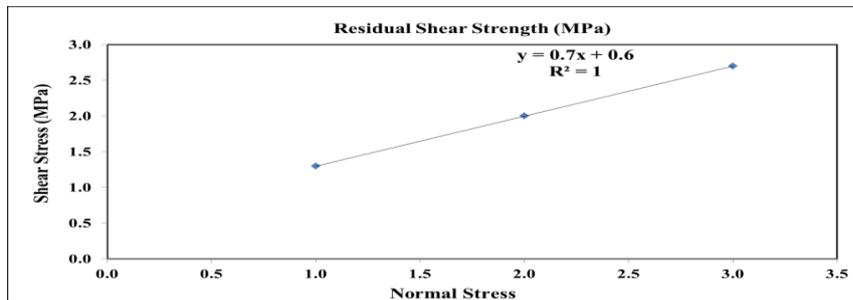
شماره تست	گالری	شماره بلوک	شرایط رطوبتی	جنس سطح برش
۱	LG1	LG1 – Sh1	اشباع	بتن روی سنگ
۲	LG2	LG1 – Sh2	اشباع	بتن روی سنگ
۳	RG1	RG1– Sh1	اشباع	بتن روی سنگ
۴	RG1	RG1– Sh2	اشباع	بتن روی سنگ

در شکل ۳-۳۵ نتایج تنش برشی در برابر جابجایی برشی برای سه سیکل ۱، ۲ و ۳ مگاپاسکال برای بلوک LG1 - Sh1 نمایش داده شده است.



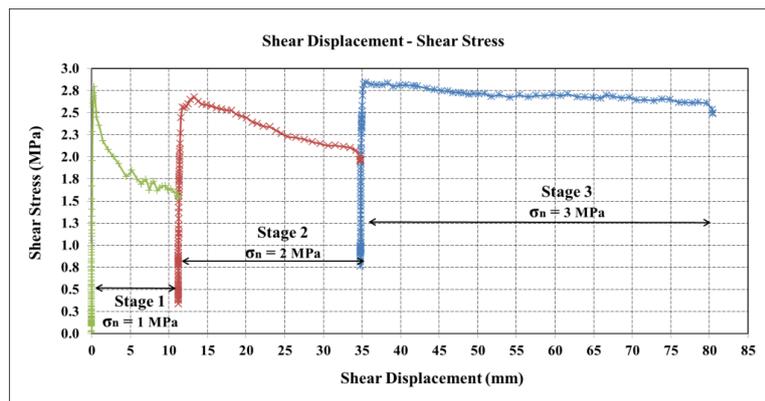
شکل ۳-۳۵ تنش برشی بر حسب جابجایی برشی برای بلوک LG1 - Sh1

در شکل ۳-۳۶ نمودار تغییرات تنش برشی بر حسب سه سطح تنش نرمال برای بلوک LG1 - Sh1 نمایش داده شده است.



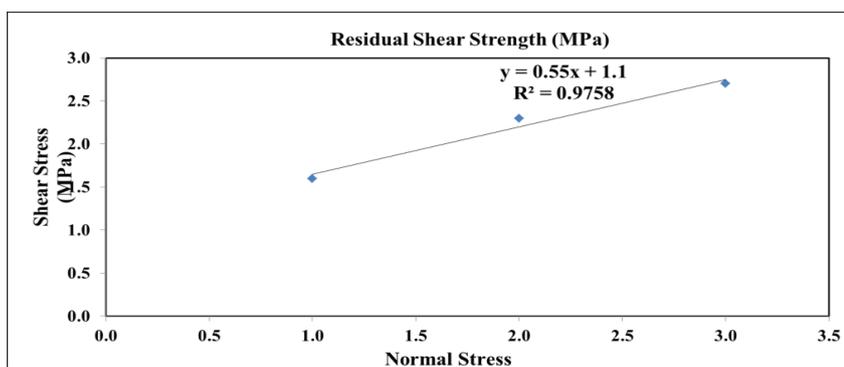
شکل ۳-۳۶ تنش برشی بر حسب تنش نرمال برای بلوک LG1 - Sh1

در شکل ۳-۳۷ نتایج تنش برشی در برابر جابجایی برشی برای سه سیکل ۱، ۲ و ۳ مگاپاسکال برای بلوک LG1 - Sh2 نمایش داده شده است.



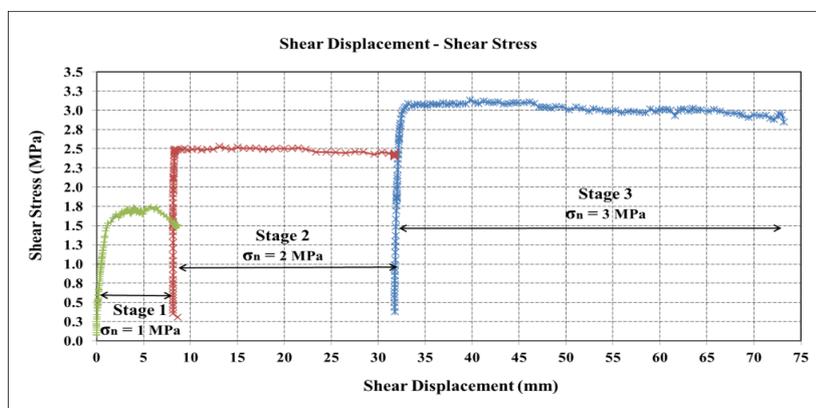
شکل ۳-۳۷ تنش برشی بر حسب جابجایی برشی برای بلوک LG1 - Sh2

در شکل ۳-۳۸ نمودار تغییرات تنش برشی بر حسب سه سطح تنش نرمال برای بلوک LG1 - Sh2 نمایش داده شده است.



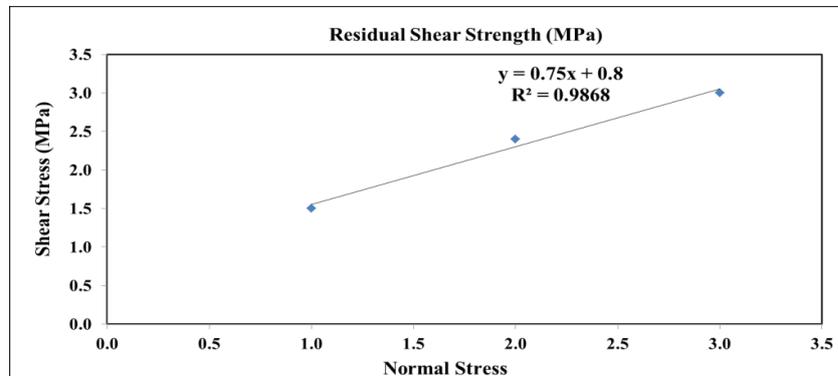
شکل ۳-۳۸ تنش برشی بر حسب تنش نرمال برای بلوک LG1 - Sh2

در شکل ۳-۳۹ نتایج تنش برشی در برابر جابجایی برشی برای سه سیکل ۱، ۲ و ۳ مگاپاسکال برای بلوک RG1 - Sh1 نمایش داده شده است.



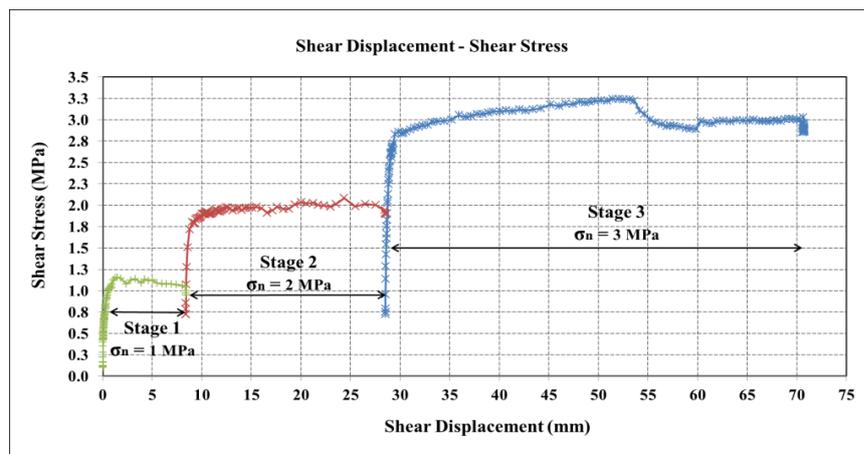
شکل ۳-۳۹ تنش برشی بر حسب جابجایی برشی برای بلوک RG1 - Sh1

در شکل ۳-۴۰ نمودار تغییرات تنش برشی بر حسب سه سطح تنش نرمال برای بلوک RG1 – Sh1 نمایش داده شده است.



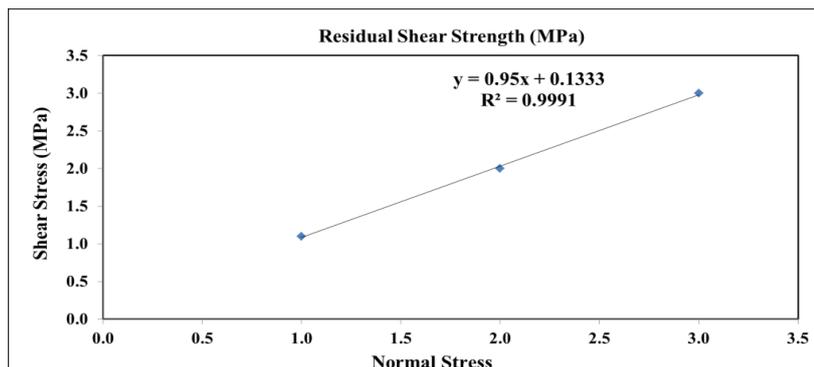
شکل ۳-۴۰ تنش برشی بر حسب تنش نرمال برای بلوک RG1 – Sh1

در شکل ۳-۴۱ نتایج تنش برشی در برابر جابجایی برشی برای سه سیکل ۱، ۲ و ۳ مگاپاسکال برای بلوک RG1 – Sh2 نمایش داده شده است.



شکل ۳-۴۱ تنش برشی بر حسب جابجایی برشی برای بلوک RG1 – Sh2

در شکل ۳-۴۲ نمودار تغییرات تنش برشی بر حسب سه سطح تنش نرمال برای بلوک RG1 – Sh2 نمایش داده شده است.



شکل ۳-۴۲ تنش برشی بر حسب تنش نرمال برای بلوک RG1

Sh2

مطابق اشکال ۳-۳۵ تا ۳-۴۲ در تنش نرمال ۳ مگاپاسکال در تکیه‌گاه چپ و در هر دو گالری sh1 و sh2 مقاومت برشی حدوداً ۲/۵ مگاپاسکال است. درحالی‌که در تکیه‌گاه راست مقدار مقاومت برشی برای هر دو گالری sh1 و sh2 حدوداً ۳ مگاپاسکال است که ۰/۵ مگاپاسکال بیشتر از تکیه‌گاه چپ است.

۳-۱۱- نتیجه گیری

در این فصل پارامترهای مقاومت برشی درزه‌های ساختگاه سد پیرتقی مورد بررسی قرار گرفت. اطلاعات هندسی و مکانیکی درزه‌ها ارایه و تحلیل‌های آماری انجام گرفته بر روی آن‌ها تشریح شد. در نهایت نیز نتایج آزمایش‌های صحرایی از قبیل برش برجا ارایه شد. نتایج این فصل نشان داد که توده-سنگ بستر ساختگاه سد توسط ۶ دسته‌درزه قطع شده است. در تکیه‌گاه چپ شش دسته‌درزه وجود دارد که دسته‌درزه J1 دارای بیشترین و دسته‌درزه J4 دارای کمترین میانگین مقاومت فشاری است. همچنین دسته‌درزه J2 دارای بیشترین و دسته‌درزه J4 دارای کمترین ضریب زبری درزه است. در تنش نرمال ۳ مگاپاسکال در تکیه‌گاه چپ و در هر دو گالری sh1 و sh2 تنش برشی حدوداً ۲/۵ مگاپاسکال است. درحالی‌که در تکیه‌گاه راست مقدار تنش برشی برای هر دو گالری sh1 و sh2 حدوداً ۳ مگاپاسکال است.

فصل ۴

تعیین پارامترهای مقاومت برشی

درزه‌های ساختگاه سد پیرتقی با

استفاده از مدل‌سازی عددی

۴-۱- مقدمه

در این فصل پس از معرفی نرم‌افزار PFC، فرمول‌بندی کلی روش المان مجزا توضیح داده خواهد شد. سپس نحوه مدل‌سازی آزمایش‌های تک‌محوره، دومحوری، برزیلین و آزمایش برش مستقیم جهت کالیبره کردن نتایج آزمایشگاهی با این نرم‌افزار توضیح داده شده و نتایج آن تشریح خواهد شد و در نهایت به تعیین پارامترهای مقاومت برشی درزه‌های ساختگاه سد پیرتقی با استفاده از مدل‌سازی عددی خواهیم پرداخت. نتایج مدل‌سازی عددی بطور جداگانه با نتایج آزمون برش مستقیم آزمایشگاهی، آزمون برش برجا و روابط تحلیلی مقایسه گردیده است. دلیل استفاده از نرم‌افزار PFC برای مدل‌سازی توانایی و قابلیت این نرم‌افزار در مدل‌سازی درزه بتن-سنگ با توجه به هدف مورد انتظار در تحقیق حاضر است.

۴-۲- روش المان مجزا

تفاوت اساسی روش المان مجزا با سایر روش‌های عددی این است که در این روش، توده‌سنگ به صورت یک محیط ناپیوسته در نظر گرفته می‌شود. بنابراین تأثیر عوارض ساختاری نظیر درزه‌های سنگی، لایه‌بندی، گسل‌ها و انواع ناپیوستگی‌ها قابل بررسی است (Pande et al. 1990).

روش المان مجزا برای نخستین بار در سال ۱۹۷۱ توسط کاندال ارایه شد و روند تکامل آن طی چند دهه اخیر ادامه یافته است. این روش بر پایه فرآیند حل صریح^۱ بنا شده است. این فرآیند، وابسته به زمان بوده که واژه صریح مبین ماهیت جبری مورد استفاده در شبیه‌سازی عددی سیستم فیزیکی است. در این روش تمام مقادیر معلوم در یک طرف معادله قرار خواهد گرفت و از این رو جواب‌های معادله به راحتی به دست می‌آید (Pande et al. 1990).

^۱ Explicit Solution Method

روش حل صریح بر این حقیقت استوار است که در یک زمان محدود، اطلاعات مربوط به سیستم ذرات توسعه داده می‌شوند. زمان انجام محاسبات در هر چرخه^۱ محاسباتی، با یک گام زمانی^۲ تعریف می‌شود. در طی محاسبات مربوط به یک گام زمانی، شرایط باید به گونه‌ای باشد که بتوان سرعت بلوک را ثابت فرض کرد.

در مقابل روش حل صریح، روش حل ضمنی^۳ قرار دارد. در این روش هر جزء در بازه محاسباتی با تمام اجزای دیگر مدل ارتباط دارد. بنابراین برای رسیدن به تعادل، چندین حلقه باید تکرار شود. الگوریتم روش المان مجزا، نه تنها در برگیرنده تئوری محیط پیوسته ذرات است بلکه شامل معادلات حرکت و قوانین نیرو - جابجایی نیز است. قوانین حرکت موجود در این روش به صورت نیروهای بین بلوکی و جابجایی‌های حاصل از نیروهای نامتعادل ایجاد شده در بلوک‌ها تعریف می‌شوند (Pande et al. 1990).

کاندال و هارت (۱۹۹۲) چهار طبقه کلی از برنامه‌های منطبق با روش المان مجزا مشخص کرده‌اند: برنامه‌های المان مجزا^۴: طرح پیشرفت زمانی صریح را به طور مستقیم برای حل فرمول‌های حرکت مورد استفاده قرار می‌دهد. بدنه‌ها ممکن است صلب و یا تغییر شکل پذیر در نظر گرفته شوند و تماس‌ها تغییر شکل پذیر هستند. برنامه‌های مشهور این دسته عبارتند از:

- TRUBAL (Cundall and Strack 1979)
- UDEC (Cundall 1980; Cundall and Hart 1985; Itasca 1996)
- 3DEC (Cundall 1988; Hart et al. 1988)
- DIBS (Walton 1980)
- DSHEAR (Walton et al. 1988)

¹ Cycle

² Time step

³ Implicit Solution Method

⁴ Distinct element programs

- PFC (Itasca 1998)

۲- روش‌های مودال^۱ : در حالت بلوک‌های صلب شبیه به روش المان مجزا است اما برای جسم تغییرشکل‌پذیر از اصل جمع‌پذیری استفاده می‌کند (Williams and Mustoe, 1987).

۳- آنالیز تغییر شکل ناپیوسته^۲ : که تماس‌ها را صلب در نظر می‌گیرد و بدنه‌ها ممکن است صلب یا تغییرشکل‌پذیر باشد.

۴- روش تغییر اندازه حرکت^۳ : هم بدنه‌ها و هم تماس‌ها را صلب در نظر می‌گیرد. اندازه حرکت، در طول برخورد آنی دو جسم به یکدیگر، تغییر می‌یابد.

۳-۴ - معرفی نرم‌افزار PFC

نرم‌افزار PFC از مجموعه نرم‌افزارهای گروه ITASCA است که در سال ۱۹۹۹ برای محیط‌های ناپیوسته تهیه شده است. این نرم‌افزار از روش المان مجزا برای شبیه‌سازی مدل‌های خود استفاده می‌کند. وقتی محیط تحت بارگذاری قرار می‌گیرد تغییرات نیرو در سطوح هم‌جوار با زمان شروع شده و معادلات تعادل دینامیکی برای هر المان به صورت تکراری حل می‌شود تا اینکه شرایط مرزی مسئله برآورده شود.

نرم‌افزار PFC برای محیط‌های ناپیوسته و بر مبنای روش المان مجزا و ذره‌ای است که رفتار مواد را با استفاده از محیط PFC در حالت دوبعدی و سه‌بعدی تحلیل می‌نماید. نرم‌افزار PFC در رشته‌های مختلف مهندسی ژئوتکنیک و معدن کاربرد زیادی دارد. خصوصیات و پارامترهای تحلیلی (سختی نرمال و برشی ذرات و ...) از نوع میکرو است درحالی‌که ما با خصوصیات ماکرو (مدول یانگ، ضریب پواسون و ...) سر و کار داریم و برای ایجاد ارتباط بین این خصوصیات قبل از اجرای یک تحلیل به کالیبراسیون نیاز دارد.

¹ Modal methods

² Discontinuous deformation analysis

³ Momentum-exchange methods

نرم افزار PFC، حرکت و اندرکنش ذرات را با استفاده از روش المان مجزا (DEM) مدل می کند. از کاربردهای اصلی این روش می توان به شبیه سازی رفتار مواد دانه ای اشاره کرد.

مسائل فیزیکی که در ارتباط با حرکت و اندرکنش ذرات است، به طور مستقیم قابلیت مدل سازی با استفاده از نرم افزار PFC را دارند. همچنین این نرم افزار قادر است ذرات با اشکال دلخواه را با استفاده از اتصال دو یا چند ذره به یکدیگر، ایجاد کند، به گونه ای که هر گروه از ذرات به عنوان یک ذره واحد عمل کنند. همچنین نرم افزار PFC قادر است یک جسم شکننده را با اتصال ذرات به هم مدل نماید به طوری این مجموعه را می توان به عنوان جسم جامدی با مشخصات الاستیک با قابلیت شکست (در صورت افزایش نیروی وارده به یک حد مشخص)، در نظر گرفت. نرم افزار PFC دارای قابلیت مدل سازی توده جامد به عنوان مجموعه ای از ذرات به هم پیوسته است.

نرم افزار PFC دارای سه مزیت اصلی است: اول این که جستجوی تماس بین ذرات دایره ای شکل بسیار ساده تر از تعیین تماس بین ذرات گوشه دار است، دوم این که محدودیتی برای دامنه تغییر شکل مدل وجود ندارد، و سوم این که برخلاف بلوک های مدل شده با نرم افزارهای UDEC و 3DEC که نمی توانند بشکنند، امکان شکست برای بلوک ها وجود دارد (بلوک هایی که شامل ذرات به هم پیوسته هستند). در عوض، از معایب مدل سازی سیستم مجموعه ذرات با PFC ناهموار بودن (به صورت دانه دانه) مرزهای مدل است (Pande et al, 1990).

فرمول بندی و پیشرفت روش المان مجزا ۲۵ سال به طول کشید، که تحقیقات اولیه توسط کاندال انجام گرفته است. پیشرفت های روش المان مجزا اخیراً شامل برنامه جریان ذرات دو بعدی و سه بعدی PFC2D و PFC3D است. این برنامه ها برای شبیه سازی مواد دانه ای مانند شن و مواد سخت مانند سنگ و بتن به کار می رود. از نرم افزار PFC می توان برای مدل سازی مسائل استاتیکی و دینامیکی استفاده نمود. مدل سازی با PFC شامل اجرای هزاران گام زمانی است. در هر گام، قانون دوم نیوتن برای هر ذره برقرار شده و با دو بار انتگرال گیری، سرعت ها و موقعیت های جدید محاسبه می شود. بر

اساس موقعیت های جدید ذرات، نیروهای تماسی از جابجایی نسبی هر دو ذره مجاور، به دست می-آیند. نیروهای تماسی را می توان با استفاده از قانون نیرو محاسبه کرد (Pande et al.1990).

درروش المان مجزا رفتار دینامیکی مجموعه تحت تنش به صورت عددی با استفاده از الگوریتم گام زمانی و محاسبات به صورت عددی با استفاده از قانون نیرو-جابجایی انجام می گیرد. موقعیت ذره ها و دیواره ها به صورت پیوسته تغییر می کند. ذرات و دیواره ها در هر سیکل از شبیه سازی تغییر می کنند. جابجایی این اجزا با استفاده از یک نشانه دنبال شده و نیروی تماسی بین اجزای تحت تنش در هر نقطه تماس $(x_i^{[c]})$ به عنوان یک تابع از جابجایی و سختی محاسبه می شود. این نقطه تماس با استفاده از یک بردار نرمال واحد (n_i) تعریف می شود. زمانی یک تماس ایجاد می شود و هم پوشانی رخ (U^n) می دهد، نیروی تماسی محاسبه می شود. بردار نیروی تماسی (F_i^n) به مؤلفه های نرمال و (F_i^n) و برشی (F_i^S) تقسیم می شود. نیروی تماسی نرمال و برشی به ترتیب با استفاده از فرمول های زیر به دست می آیند (Potyondy,2004).

$$F_i^n = K^N U^n n_i$$

(۱-۴)

$$\Delta F_i^S = -K^S \Delta U_i^S$$

که F_i^n نیروی تماسی نرمال، K^n سختی نرمال در محل تماس، U^n هم پوشانی، n_i بردار نرمال واحد، (F_i^S) نیروی برشی، K^S سختی برشی و U_i^S مؤلفه برشی بردار جابجایی تماسی است.

در این معادلات، بایستی توجه داشت که K^n یک مدول متقاطع است که به جابجایی کلی و نیرو مرتبط است در حالی که K^S یک مدول مماسی است که به جابجایی و نیروی لحظه ای مرتبط است.

برای یک مدل تماسی خطی، مجموعه ذرات تحت تنش با به کارگیری خواص میکرو ایجاد می شوند.

این خواص عبارتند از: مدول یانگ تماس، نسبت سختی نرمال به برشی $(\frac{K^n}{K^S})$ ، ضریب اصطکاک اجزا

(μ)، مقاومت نرمال فشاری (σ_c) و برشی (τ). با توجه به برهمکنش موجود بین اجزا، رفتار ماکرو (بزرگ مقیاس) مجموعه ذرات تحت تأثیر نیروهای تماسی و جابجایی‌های نسبی بین این اجزا است .

به عبارت دیگر، از آنجا که PFC یک کد پیوسته نیست، مشخصات مکانیکی مواد مصنوعی، برای مثال پاسخ بزرگ مقیاس رفتارشان، تنظیم شده و مشخصات ماکرو با یک روش مناسب قبل از ایجاد مدل کالیبره می‌شوند. مشخصات میکرو در حالت وابستگی به نوع قیده‌های مورد استفاده شده در مدل تعریف می‌شوند. هر دو آزمایش مقاومت فشاری تک و سه محوره را می‌توان در طول فرآیند کالیبره نمودن مدل کرد (Potyondy, 2004).

۴-۴- مدل تماسی بین ذرات

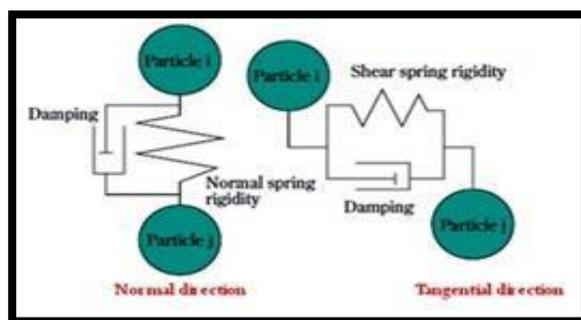
تنش در نمونه دانه‌ای از طریق نیروهای بین ذره‌ای در نقاط تماس منتقل می‌شود. این روش نگرشی جدید به مدل‌های ساختاری است زیرا فرآیندهای فیزیکی حاکم بر رفتار میکرو ساختاری که توصیف‌کننده رفتار ماکروسکوپیک آن ماده است، در آن گنجانده شده است. برای اولین بار گودمن^۱ مسائل ناپیوستگی را در مدل‌های عددی با تصحیح مدل‌های پیوسته به منظور کاربرد آن‌ها در ژئوتکنیک مطرح کرد. ولی روش المان مجزای تکامل یافته را برای نخستین بار کاندال^۲ و همکارانش در سال ۱۹۷۱ به عنوان یک روش محاسباتی برای تحلیل مسائل سنگ که در آن سنگ به عنوان یک مجموعه از ذرات مجزا در نظر گرفته می‌شود تکامل بخشیدند. روش المان مجزا به روشی گفته می‌شود که محیط را به صورت بلوک‌ها یا ذرات مجزا به همراه یک راه حل صریح^۳ حوزه زمان^۴ برای حل معادلات اصلی حرکت در نظر می‌گیرد. این روش ذرات را به شکل ذره در نظر می‌گیرد. این ذرات فقط در نقاط تماس به واسطه فنرها و میراگرهای نرمال و برشی با یکدیگر اندرکنش دارند. نمونه‌ای از مدل یادشده در شکل ۴-۱ آورده شده است.

¹ Goodman

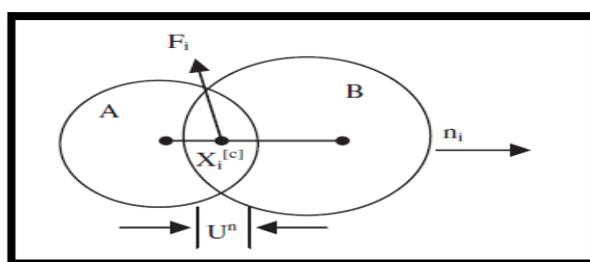
² Cundall

³ explicit

⁴ time domain

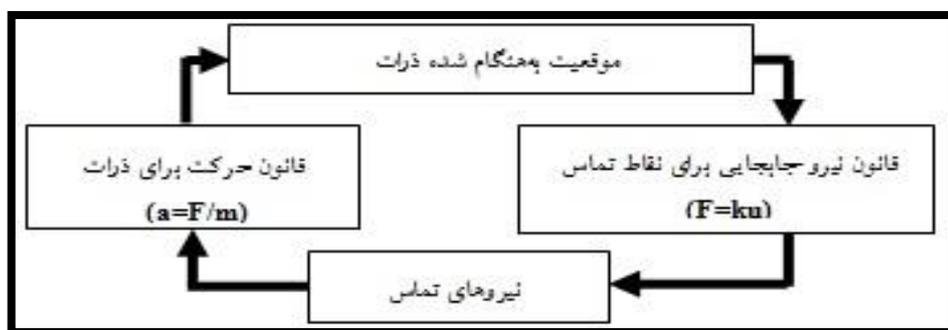


الف



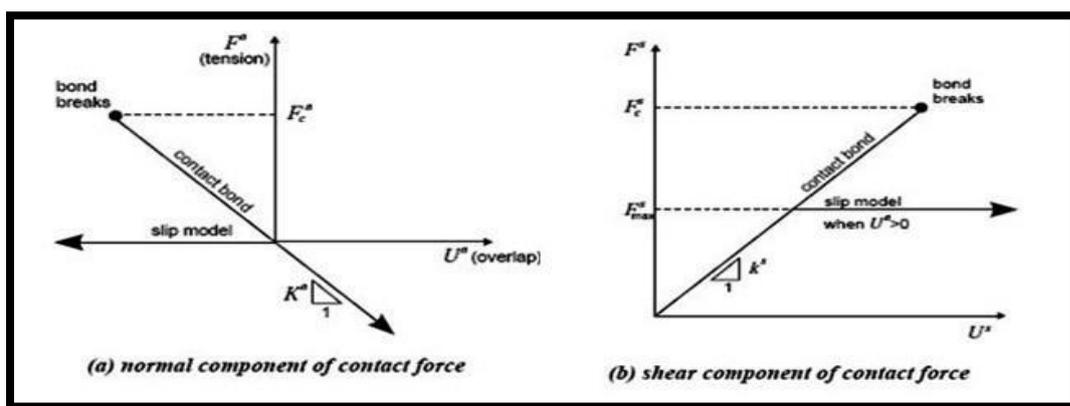
ب

شکل ۴-۱ الف-مدل مکانیکی ارائه شده به همراه فنرها و میراگرهای بین دو کره ب- یک شمای کلی از تماس صفحه‌ای ایجاد شده بین ذرات (کره‌ها) (Cundall, 1980) در این روش از معیار گسیختگی برشی موهر- کولمب برای مدل‌سازی لغزش بین ذرات استفاده می‌شود و نیروهای مماسی هیچ‌گونه تأثیری روی نیروهای نرمال نخواهند داشت. الگوریتم محاسباتی این روش در شکل ۴-۲ نشان داده شده است (Cundall, 1980).



شکل ۴-۲ الگوریتم محاسباتی روش اجزاء مجزا (Cundall, 1980)

مدل پیوندی که خود دو نوع مدل پیوند تماسی^۱ و مدل پیوند موازی^۲ را دربر می‌گیرد امکان اتصال ذرات در برخورد را به وجود می‌آورد. مدل تماسی برای انتقال نیرو و مدل موازی برای انتقال نیرو و ممان قابل کاربرد است. در این پژوهش از مدل اتصالی برخورد برای مدل‌سازی رفتار دانه‌های مدل استفاده شده است که در شکل ۳-۴ رفتار ساختاری در برخورد بین دو ذره با مدل اتصالی تماسی آورده شده است.



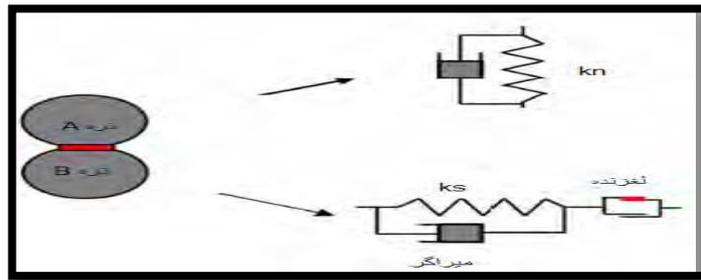
شکل ۳-۴ رفتار ساختاری در برخورد بین دو ذره در مدل اتصالی برخورد (Cundall, 1980)

در مدل تماسی خطی به ذرات صلب اجازه همپوشانی داده می‌شود. مقدار این همپوشانی در مقایسه با ابعاد ذره خیلی کوچک است. قانون تماس بین دو ذره مجاور به وسیله دو فنر برای بیان سختی عمودی و برشی، یک میراگر غیر ویسکوز و یک لغزنده تعریف شده است. در مجموعه ذرات لازم است که از میراگر غیر ویسکوز استفاده شود تا انرژی جنبشی مستهلک شود و شرایط تعادل استاتیکی مجموعه سریع‌تر حاصل شود. در شکل ۴-۴ تماس بین ذره‌ای آورده شده است. با توجه به روابط حاکم در این برنامه، گام زمانی باید به قدر کافی کوچک انتخاب شود تا بتوان سرعت و شتاب هر ذره را در تمام مراحل شبیه‌سازی ثابت فرض کرد و در سیستم همواره شرایط تعادل استاتیکی برقرار باشد. در شروع هر گام زمانی، تماس بین ذره-ذره و دیواره-ذره با توجه به موقعیت آن‌ها شناسایی می‌شود. سپس نیروهای تماسی نرمال و برشی با استفاده از رابطه نیرو- تغییر مکان در نقاط تماس محاسبه

¹ Contact Bond Model

² Parallel Bond Model

می‌شود و برآیند نیرو و ممان وارد بر هر ذره تعیین می‌شود. برای محاسبه سرعت و موقعیت جدید هر ذره در انتهای هر گام زمانی باید قانون دوم نیوتن و معادلات حرکت برای همه ذرات برقرار باشد. در نهایت شرایط تنش در هر لحظه در داخل مجموعه ذرات با استفاده از نیروهای بین‌ذره‌ای محاسبه می‌شود:



شکل ۴-۴ قانون تماس بین ذره‌ای (Cundall, 1980)

۴-۴- ساخت مدل

۴-۴-۱- ساخت هندسه مدل‌ها

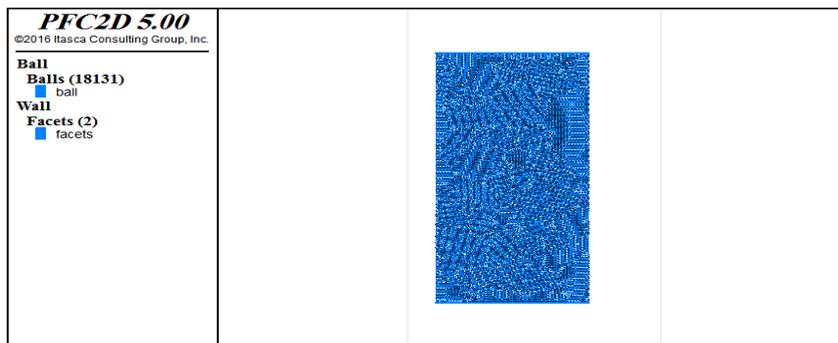
ابعاد نمونه در مدل تک محوره و دو محوری معادل $۷۰*۳۵$ سانتی‌متر (مطابق با استاندارد ISRM) و در آزمایش برزیلین قطر نمونه برابر ۴۹ میلی‌متر است. لازم به ذکر است که ابعاد و قطر نمونه‌ها در مدل‌سازی عددی براساس نمونه‌های آزمایشگاهی انتخاب شده است تا نتایج مدل‌سازی و آزمایشگاهی قابل مقایسه باشند.

۴-۴-۲- تولید ذرات در مدل

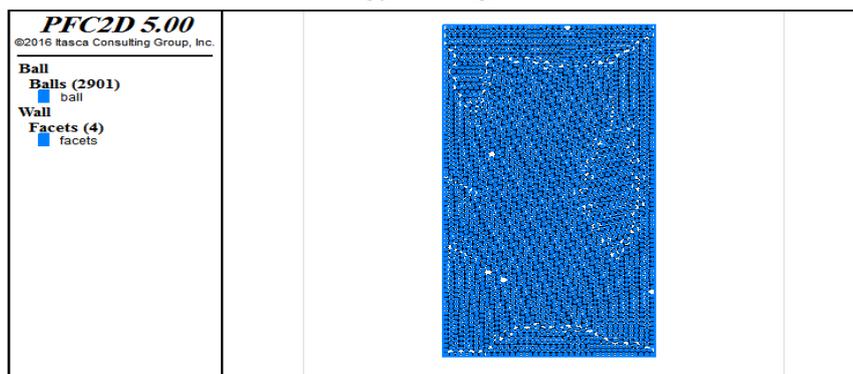
در ابتدا برای ساخت مدل احتیاج به تولید ذرات است. برای تولید ذرات کافی است که قطر حداقل و حداکثر را برای ذرات و همچنین تخلخل^۱ نمونه را به برنامه داده تا برنامه ذرات را به صورت تصادفی در مدل ایجاد کند. برای اینکه بهترین آرایش ذرات را داشته باشیم تا بتوان به یک تخلخل قابل قبول رسید، باید مدل را به چند ناحیه تقسیم کرد و ذرات را در هر ناحیه به طور مجزا ریخت و سپس ابعاد

¹ Prosimy

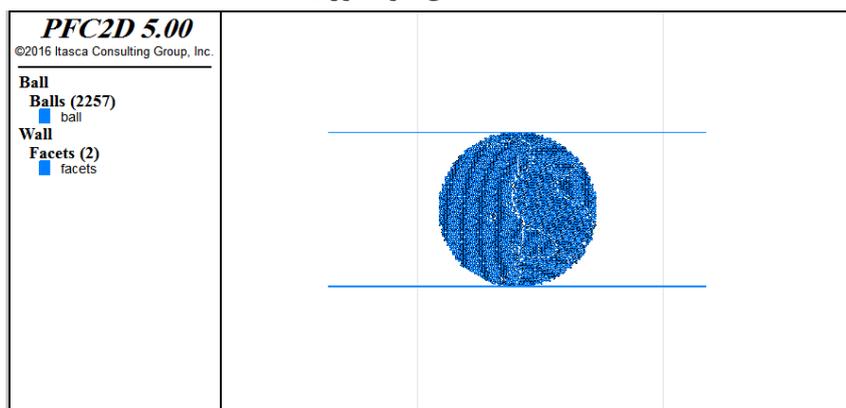
کل ذرات را برای پوشاندن محیط، در یک ضریب خاص ضرب کرد. در مدل سازی حاضر شعاع ذرات ۵ میلی متر است همچنین ضریب شعاع ذرات $1/4$ در نظر گرفته شده است. تعداد ذرات استفاده شده در مدل سازی حاضر برای هر یک از مدل های مختلف در شکل ۴-۵ آورده شده است.



مدل تک محوره



مدل دوماحوری

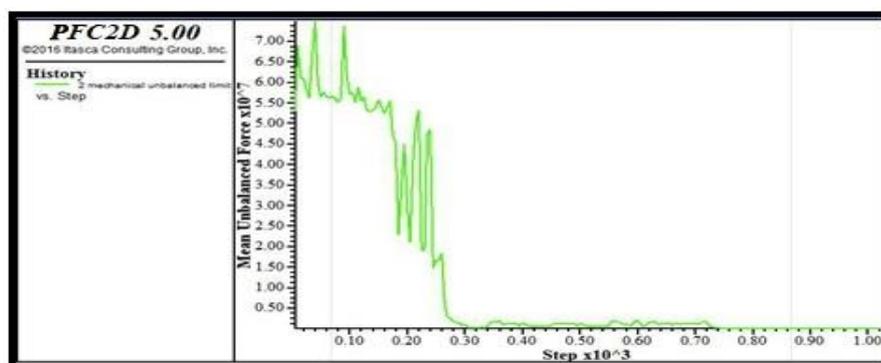


مدل برزیلین

شکل ۴-۵ نمایش ذرات ایجاد شده در مدل

۴-۴-۳- بررسی تعادل اولیه مدل‌ها

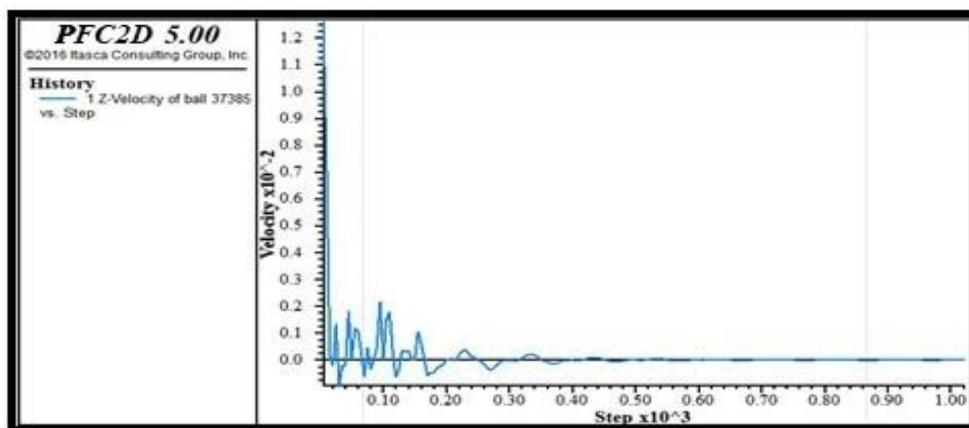
بعد از اینکه آرایش ذرات در مدل طبق آنچه گفته شد به دست آمد آنگاه باید شرایط تعادل مورد نظر اولیه ارضاء شود. این شرایط اولیه عبارت‌اند از رسیدن به تنش‌های محصورکننده، صفر شدن نیروی نامتوازن یا نیروی نامتعادل کننده^۱ و اینکه ذرات، جابه‌جایی کلی خود را انجام داده باشند. برای بررسی درستی تعادل مدل بایستی نیروی متعادل کننده رونده نزولی داشته باشد تا در نهایت به حدود صفر برسد که در شکل ۴-۶ این نمودار آورده شده است.



شکل ۴-۶ نیروی متعادل کننده

علاوه بر نیروی نامتعادل کننده، بررسی سرعت ذرات پس از به تعادل رسیدن مدل نیز مهم است و باید این سرعت در نهایت کاملاً صفر شود که در شکل ۴-۷ نمودار سرعت (مؤلفه قائم) یکی از ذرات نشان داده شده است که در نهایت کاملاً صفر شده و این بدان معنی است که ذرات کاملاً به تعادل رسیده و فاقد حرکت می‌باشند.

¹ Unbalanced Force

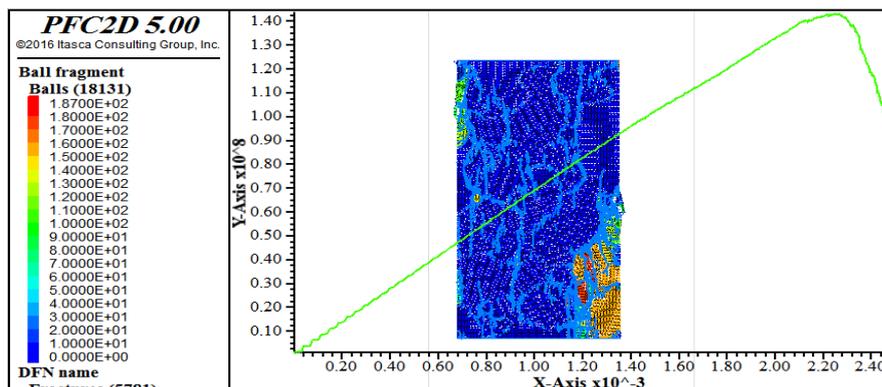


شکل ۴-۷ سرعت قائم ذره

در PFC2D، تنش‌های اولیه علاوه بر دانسیته به چندین پارامتر دیگر مانند تخلخل و ضرایب سختی فنر تماسی نیز بستگی دارند و تغییر در آن‌ها منجر به تغییر در تنش‌ها خواهد شد. بنابراین برای رسیدن به تنش‌های اولیه ابتدا به یک تخلخل مطلوب رسیده و از طریق کالیبراسیون، ضرایب سختی فنرهای نرمال و برشی (K_s, K_n) و ضریب اصطکاک (μ) را به دست آورده و با ثابت نگه‌داشتن این پارامترها فقط دانسیته سنگ تغییر داده می‌شود تا تنش‌ها به دست آید.

۴-۵- مدل‌سازی آزمایش تک‌محوره

از مدل‌سازی آزمون‌های تک‌محوره، دو محوره و برزیلین جهت کالیبره کردن مشخصات مواد استفاده شده است. جهت مدل‌سازی آزمایش تک‌محوره (برای نمونه آندزیتی)، بارگذاری به‌صورت اعمال سرعت متقارن (یکسان از نظر مقدار اما برعکس از نظر جهت) با مقدار ۱۰۰ میلی‌متر بر ثانیه بر روی صفحات بارگذاری بالا و پایین نمونه اعمال شده است و نمودار تنش کرنش مطابق شکل ۴-۸ به‌دست آمده است. مقدار میانگین مقاومت فشاری تک‌محوره بدست آمده برای نمونه‌های آندزیتی در آزمایش‌های تک‌محوره انجام شده برابر ۱۴۲ مگاپاسکال بوده است که در شکل ۴-۸ نیز مقاومت فشاری تک‌محوره تقریباً ۱۴۲ مگاپاسکال است.

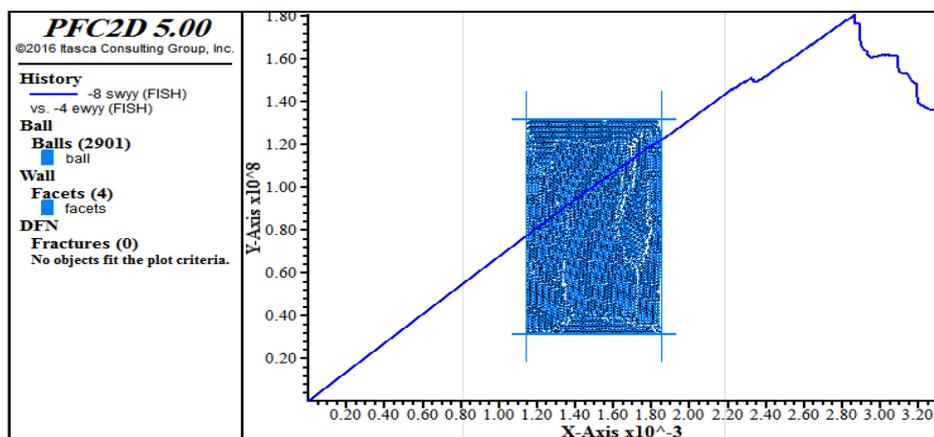


شکل ۴-۸ نمودار تنش - کرنش در مدل تک محوره

۴-۶-مدل سازی آزمایش دومحوری^۱

جهت مدل سازی اعمال فشار محصورکننده ۱۰۰ کیلوپاسکال (مطابق با نتایج آزمایشها) بر روی دیواره های جانبی از مکانیزم خودکنترلی استفاده شده است و در نهایت مشابه آزمایش تک محوره، بارگذاری به صورت اعمال

سرعت بارگذاری متقارن با مقدار ۱ میلی متر بر ثانیه بر روی صفحات بارگذاری بالا و پایین نمونه اعمال شده است. در شکل ۴-۹ نمودار تنش - کرنش در آزمایش دومحوری آورده شده است.

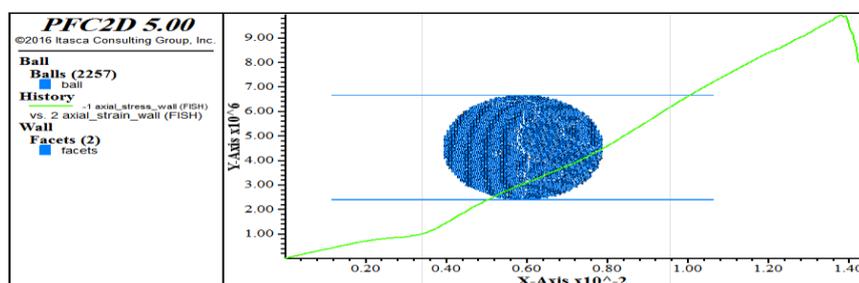


شکل ۴-۹ نمودار تنش - کرنش در مدل آزمایش دومحوری (در فشار جانبی ۱۰۰ کیلو پاسکال)

¹ Biaxial

۴-۷- مدل سازی آزمایش برزیلین

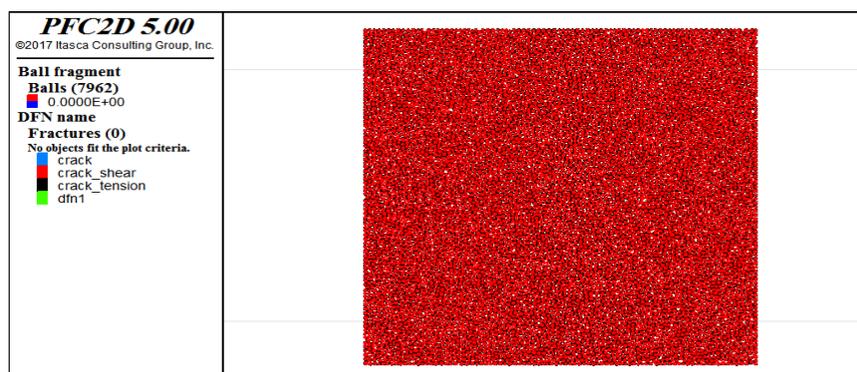
جهت مدل سازی اعمال بارگذاری توسط فک های بالا و پایین بر روی نمونه، سرعت متقارن با مقدار ۱۵۰ میلی متر بر ثانیه بر روی صفحات بارگذاری بالا و پایین نمونه اعمال شده است. در شکل ۴-۱۰ نمودار تنش- کرنش در آزمایش برزیلین آورده شده است. مقدار میانگین مقاومت کششی بدست آمده برای نمونه های آندزیتی در آزمایش های برزیلین برابر ۱۰ مگاپاسکال بوده است که در شکل ۴-۱۰ نیز مقاومت کششی تقریباً ۱۰ مگاپاسکال می باشد.



شکل ۴-۱۰ نمودار تنش - کرنش در مدل برزیلین

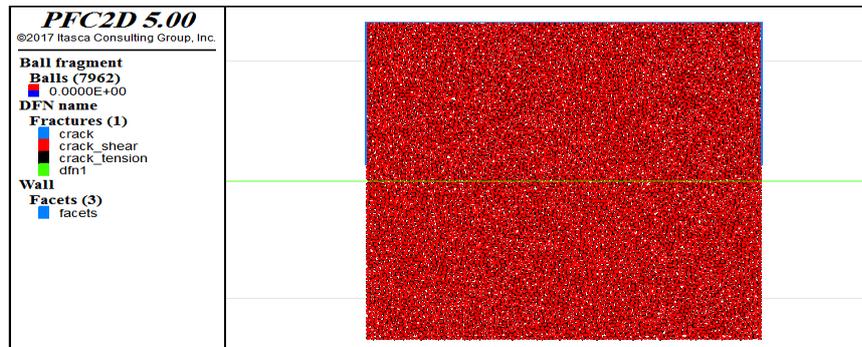
۴-۸- مدل سازی آزمایش برش مستقیم

ابعاد در نظر گرفته شده برای جعبه برش در آزمایش برش مستقیم در دو جهت افقی و قائم برابر ۷۰ سانتی متر است که در شکل ۴-۱۱ ذرات ایجاد شده در مدل نمایش داده شده است.



شکل ۴-۱۱ ابعاد در مدل برش

نیمه بالایی بتن و نیمه پایینی بر اساس مشخصات سنگ بکر کالیبره شده است. سطح تماس در نیمه بالایی و پایینی نیز در وسط مدل با استفاده از یک درزه افقی مدل گردیده است. سطح درزه در شکل ۴-۱۲ نمایش داده شده است.



شکل ۴-۱۲ نمایش سطح تماس درزه در مدل

۴-۹- مشخصات ذرات و تماس بین آن‌ها

در مدل‌سازی‌های عددی با استفاده از نرم‌افزارهای FLAC و UDEC، خصوصیات ماکرو مکانیکی (مدول یانگ، نسبت پواسون، مقاومت تک‌محوره، زاویه اصطکاک و ...) مورد نیاز مدل‌سازی مستقیماً در نرم‌افزار وارد می‌شود اما در PFC به دلیل عدم مدل رفتاری چنین امکانی وجود ندارد. در این نرم‌افزار با انتخاب میکرو پارامترها (مدول یانگ ذرات و اتصالات، نسبت سختی نرمال به برشی، نحوه توزیع ذرات، ضرایب مدل تماسی بین ذره‌ها، و مقاومت اتصال) ماکرو پارامترهای مدل به‌گونه‌ای برآورد می‌شوند که با رفتار آزمایشگاهی نمونه همخوانی داشته باشند. روند برآورد این پارامترها اغلب به‌صورت سعی و خطا بوده که در مرحله اول نمونه‌ای با استفاده از برنامه PFC ساخته می‌شود و در ادامه با تغییر میکرو پارامترها تا رسیدن به نتایج مطلوب که نزدیک به نتایج آزمایشگاهی است مدل‌سازی ادامه می‌یابد. لذا ابتدا نمونه‌ها تحت آزمایش تک‌محوره و دومحوری قرار گرفتند و بر اساس آن‌ها کالیبره‌سازی مدل انجام گرفته است. در جدول ۴-۱ میکرو پارامترهای انتخاب شده در مدل عددی آورده شده است.

جدول ۴-۱. میکرو پارامترهای انتخاب شده برای مدل عددی

نسبت سختی های نرمال به برشی اتصال موازی	(m) شعاع حداکثر دانه ها	مقاومت برشی اتصال موازی میانگین (MPa)	ضریب اصطکاک	(kg/m ³) چگالی
۱	۰.۰۱	۲۵۰۰۰	۰/۵۷۷	۲۴۰۰

نرم افزار PFC2D بر پایه روش المان مجزا دوبعدی بوده از این رو تمام فرضیه هایی که در این برنامه اعمال می شود همان فرضیه روش المان مجزا است. برخلاف بیشتر برنامه های موجود که مستقیماً می توان پارامترهای مانند چسبندگی، زاویه اصطکاک، مدول الاستیسیته و ... را به عنوان داده های ورودی به آن ها داد، برنامه PFC2D هیچ یک از این پارامترها را به طور مستقیم نمی گیرد، بلکه باید از طریق کالیبراسیون و به کمک مدل کردن آزمایش تک محوری و دوماحوری (که در آزمایشگاه بر روی نمونه های آندزیتی محل انجام شده و نتایج آن به دست آمده) با PFC2D و به دست آوردن منحنی تنش کرنش به نتایج آزمایشگاهی دست یافت. در جدول ۴-۲ پارامترهای ماکرو مکانیکی حاصل از کالیبراسیون نمونه های آندزیتی آورده شده است. لازم به ذکر است که نمودارهای کالیبراسیون این سه آزمایش در ادامه این فصل در بخش ۴-۱۴ آورده شده است.

جدول ۴-۲. داده های حاصل از کالیبراسیون نمونه ها

چسبندگی (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)	نسبت پواسون	مقاومت کششی (MPa)	مقاومت فشاری تک محوره (MPa)
۲۷	۴۳۰۰۰	۰/۲۱	۱۰.۷	۱۴۲

مقدار تنش محصورکننده ۱۰۰ کیلوپاسکال در آزمایش دومیحوری است. با توجه به اینکه نمونه‌های موردنظر خشک و فاقد آب است لذا شرایط اولیه مدل محدود به ایجاد کردن تنش محصور کننده در مدل بوده است.

۴-۱۰- مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی با آزمون‌های آزمایشگاهی و

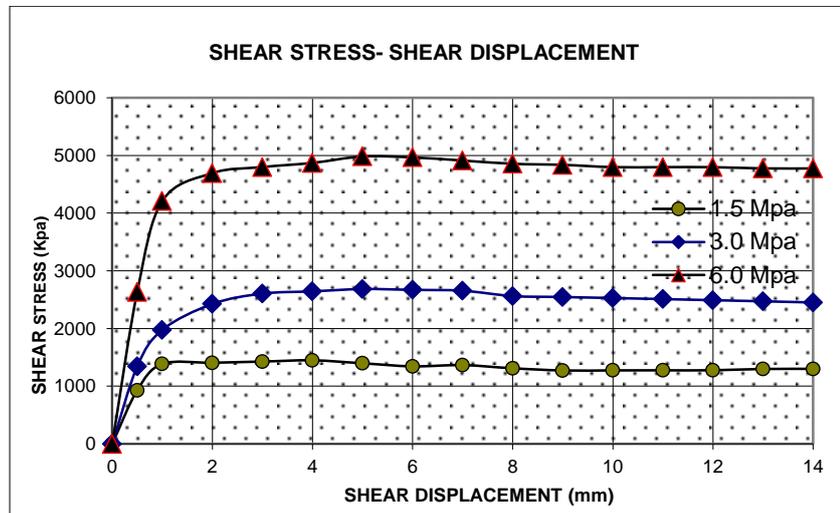
برجا

با توجه به اینکه آزمون‌های آزمایشگاهی در سه تنش نرمال قائم ۱۵۰۰، ۳۰۰۰ و ۶۰۰۰ کیلوپاسکال انجام گرفته است لذا در مدل‌سازی نیز برای این سه تنش قائم، مدل‌سازی آزمایش برش انجام گرفته است. در جدول ۳-۴ داده‌های به‌دست‌آمده از آزمایش برش مستقیم آورده شده است.

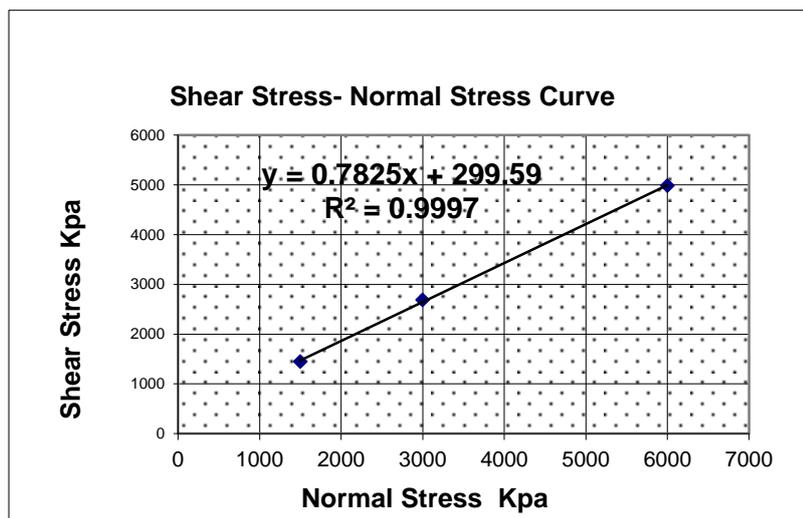
جدول ۳-۴. داده‌های آزمایش برش مستقیم

شماره گمانه	عمق (متر)	برش مستقیم روی درزه		Normal Stress (kPa)			Shear Stress (kPa)		
		C	Φ						
		(KPa)	(deg)						
P30	65.75-66.15	340.23	28.5	1500	3000	6000	1128.4	2003.82	3580.16
P26	32.20-33.00	458.81	27.7	1500	3000	6000	1260.29	2016.47	3619.44
P6	13.35-14.05	479.55	32	1500	3000	6000	1393.41	2388.71	4216.43
P16	71.60-71.90	474.76	35.2	1500	3000	6000	1486.54	2657.82	4681.38
P17	62.85-63.65	684.56	34.8	1500	3000	6000	1760.54	2720.84	4872.81
P9	68.05-68.75	396.45	35.4	1500	3000	6000	1483.5	2493.81	4667.9
G2GR1	54.85-55.45	405.75	40.1	1500	3000	6000	1609.15	3019.69	5426.49
G1GR1	67.50-68.35	259.45	36	1500	3000	6000	1304.64	2505.51	4595.9
P2	201.95-202.6	134	39.3	1500	3000	6000	1432.27	2482.6	5079.79
P7	46.68-47.38	576	29.5	1500	3000	6000	1373.17	2336.18	3941.19
P6	56.65-57.35	700	38.5	1500	3000	6000	1814.74	3182.77	5429.08
PC1	52.3-52.6	901.56	33.4	1500	3000	6000	1943.63	2806.67	4890.83
PC2	158-158.95	550.81	37.7	1500	3000	6000	1608.17	3021.03	5135.74
PC2	158.95-159.95	300.51	40.6	1500	3000	6000	1520.06	2968.34	5407.43
P14	45.30-45.9	494.08	36.6	1500	3000	6000	1620.53	2700	4953.77
G1	77.55-78.30	670.46	37	1500	3000	6000	1789.28	2946.57	5184.19
P29	29.00-29.65	692.34	38.8	1500	3000	6000	1844.67	3179.58	5484.23

در شکل ۴-۱۳ نمودار تنش برشی برحسب جابجایی برشی در آزمایش برش مستقیم آزمایشگاهی برای سه تنش نرمال قائم مورد بررسی آورده شده است.

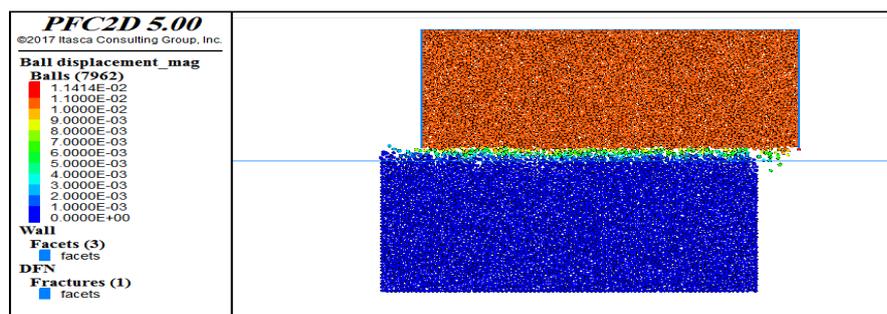


شکل ۴-۱۳ نمودار تنش برشی برحسب جابجایی برشی در آزمایش برش مستقیم (شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴) در شکل ۴-۱۴ بر اساس مقادیر حداکثر تنش برشی و تنش نرمال افقی، یک نمودار خطی بر این نقاط تنش برازش شده است که معرف معیار برشی موهر-کلمب است. شیب این خط برابر تانژانت زاویه اصطکاک و عرض از مبدأ آن نیز معادل چسبندگی درزه خواهد بود.

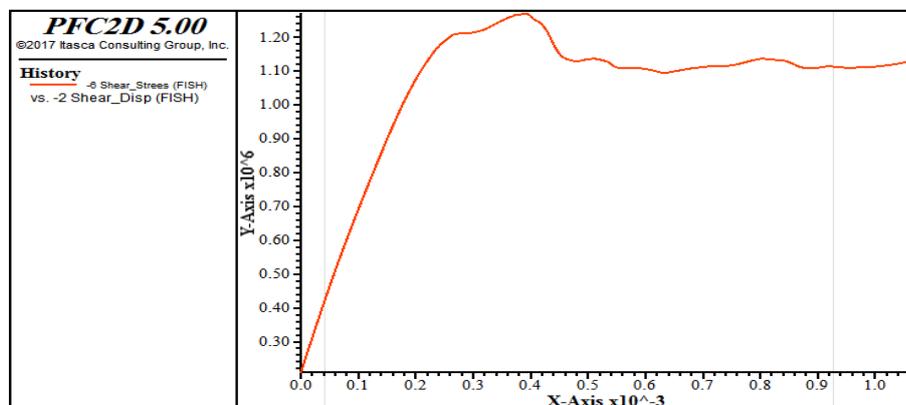


شکل ۴-۱۴ نمودار تنش برشی برحسب تنش نرمال به دست آمده از آزمایش برش (شرکت خاک انرژی پارس، ۱۳۹۴) بر روی شکل ۴-۱۴ معادله موهر-کلمب برای خط برازش شده آورده شده است. که شیب آن برابر 0.7825 است لذا زاویه اصطکاک درزه معادل 38° درجه خواهد بود. همچنین با توجه به اینکه عرض

از مبدأ خط برابر حدوداً ۳۰۰ است لذا چسبندگی درزه نیز حدوداً ۳۰۰ کیلو پاسکال خواهد بود. جهت اعمال برش در مدل، نیمه پایینی مدل فیکس^۱ و بر نیمه بالایی سرعت در جهت افقی اعمال گردیده است. در شکل ۴-۱۵ جابجایی در مدل پس از اعمال برش آورده شده است. ابعاد مدل در جهت افقی و قائم به ترتیب برابر ۷۰ سانتی متر است.

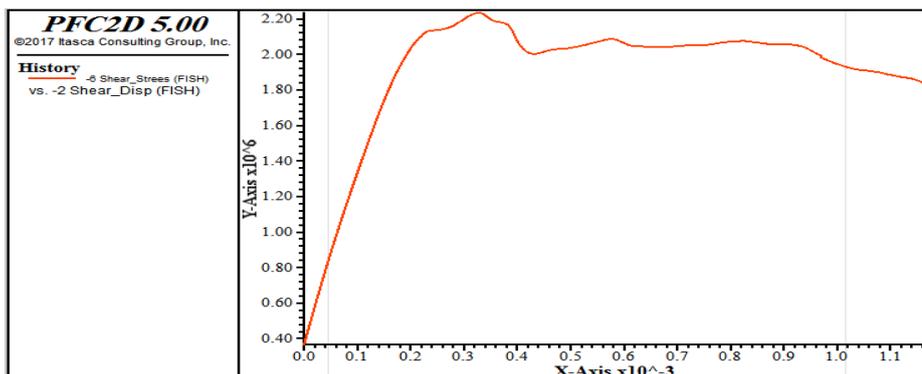


شکل ۴-۱۵ جابجایی در مدل پس از اعمال برش
در شکل ۴-۱۶ تنش برشی برحسب جابجایی برشی برای تنش نرمال ۱۵۰۰ کیلو پاسکال آورده شده است.



شکل ۴-۱۶ نمودار تنش برشی برحسب جابجایی برشی برای تنش نرمال ۱۵۰۰ کیلو پاسکال
در شکل ۴-۱۷ تنش برشی برحسب جابجایی برشی برای تنش نرمال ۳۰۰۰ کیلو پاسکال آورده شده است.

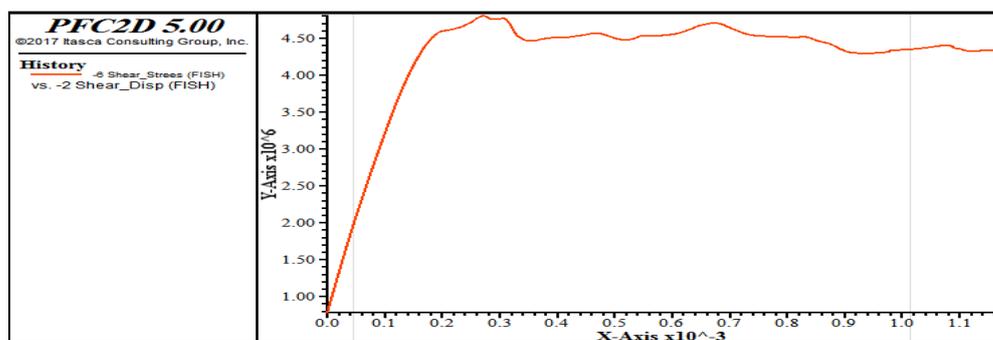
¹ Fix



شکل ۴-۱۷ نمودار تنش برشی برحسب جابجایی برشی برای

تنش نرمال ۳۰۰۰ کیلو پاسکال

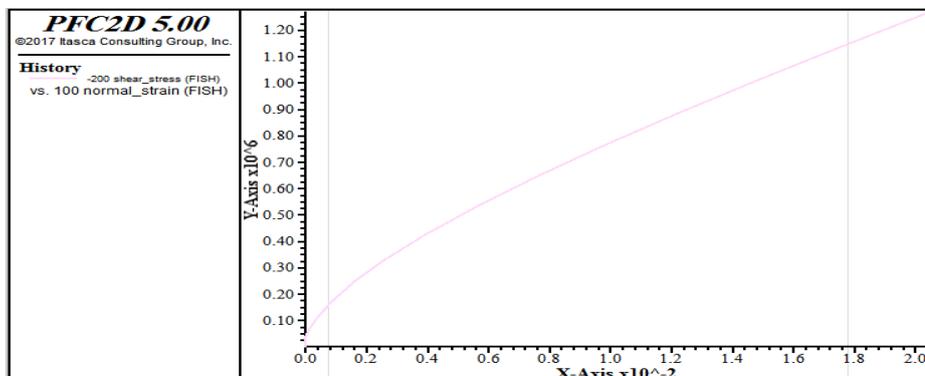
در شکل ۴-۱۸ تنش برشی برحسب جابجایی برشی برای تنش نرمال ۶۰۰۰ کیلو پاسکال آورده شده است.



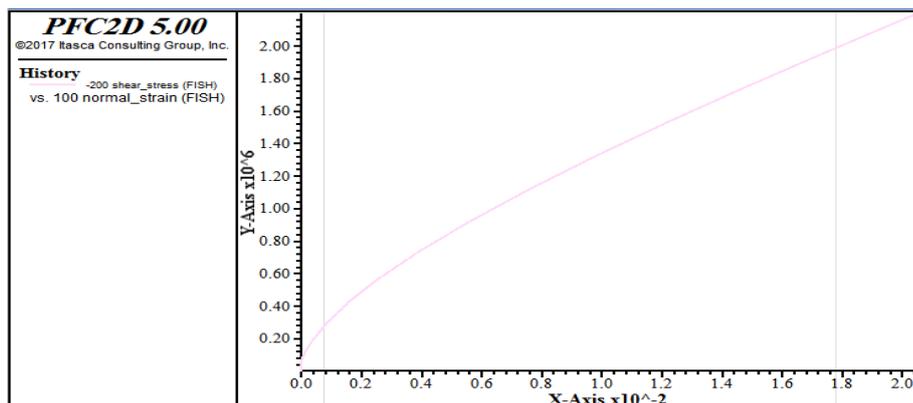
شکل ۴-۱۸ نمودار تنش برشی برحسب جابجایی برشی برای

تنش نرمال ۶۰۰۰ کیلو پاسکال

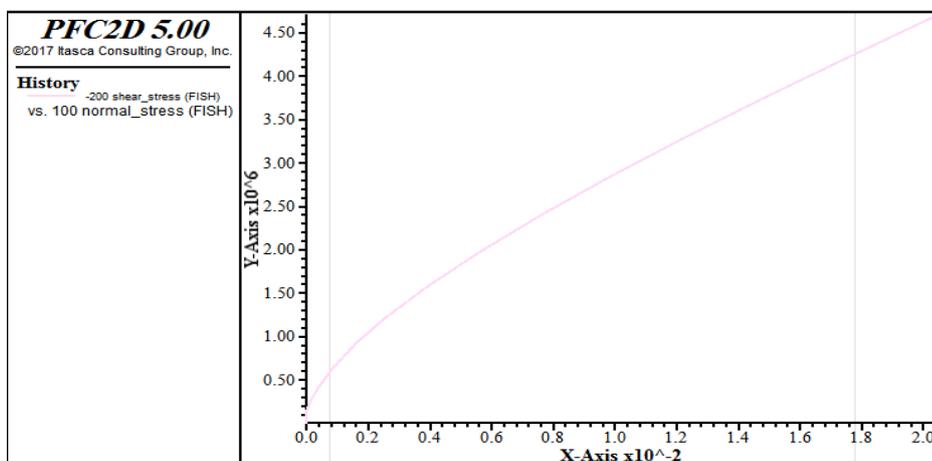
در شکل‌های ۴-۱۹ تا ۴-۲۱ نمودار تغییرات تنش برشی برحسب کرنش نرمال برای سه سطح تنش نرمال به ترتیب ۱/۵، ۳ و ۶ مگا پاسکال به دست آمده از مدل سازی عددی آورده شده است.



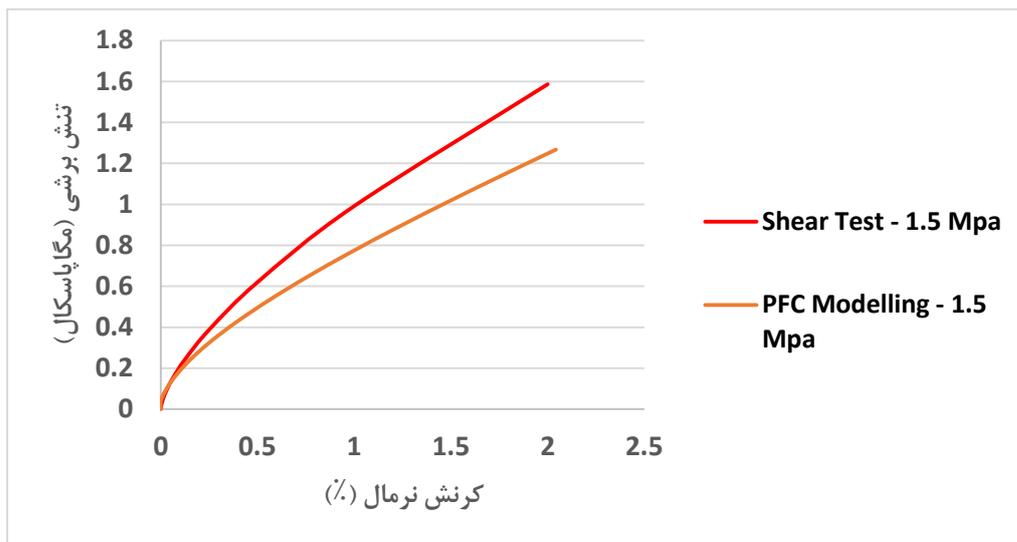
شکل ۴-۱۹ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۱.۵ مگا پاسکال در مدل سازی عددی



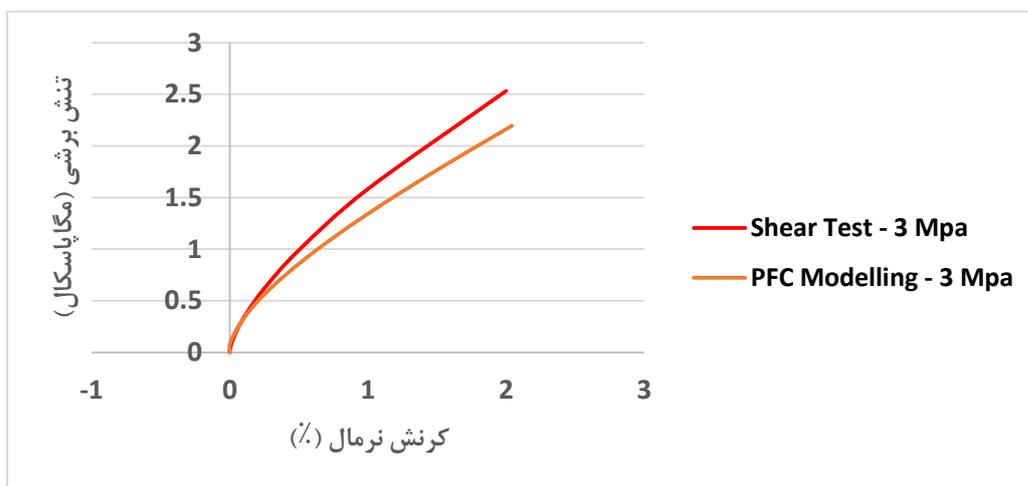
شکل ۴-۲۰ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۳ مگا پاسکال در مدل سازی عددی



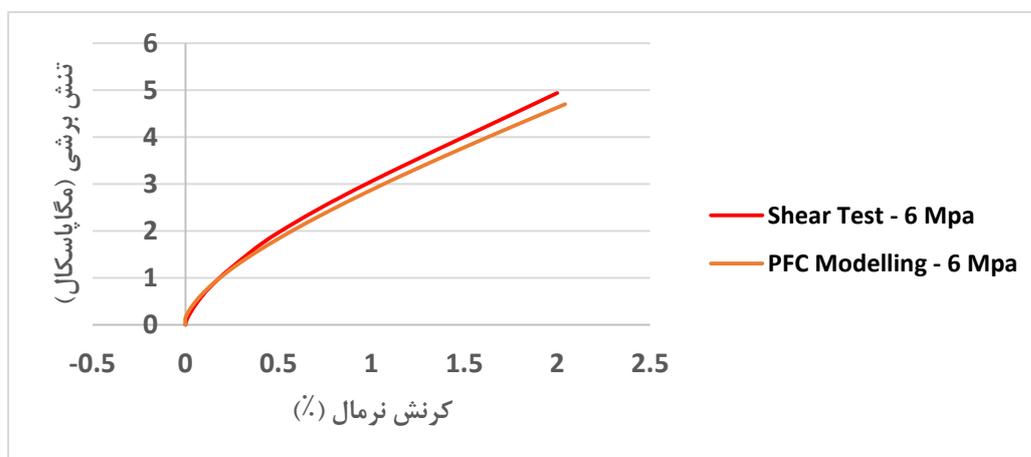
شکل ۴-۲۱ نمودار تنش برشی-کرنش نرمال برای تنش نرمال ۶ مگا پاسکال در مدل سازی عددی
 در شکل های ۴-۲۲ تا ۴-۲۴ نیز نمودار تغییرات تنش برشی برحسب کرنش نرمال برای سه سطح
 تنش نرمال به ترتیب ۱/۵، ۳ و ۶ مگا پاسکال برای آزمایش برش مستقیم با نمودار مشابه به دست آمده
 از مدل سازی عددی مقایسه شده است.



شکل ۲۲-۴ مقایسه نمودار تنش برشی- کرنش نرمال برای تنش نرمال ۱.۵ مگا پاسکال



شکل ۲۳-۴ مقایسه نمودار تنش برشی- کرنش نرمال برای تنش نرمال ۳ مگا پاسکال



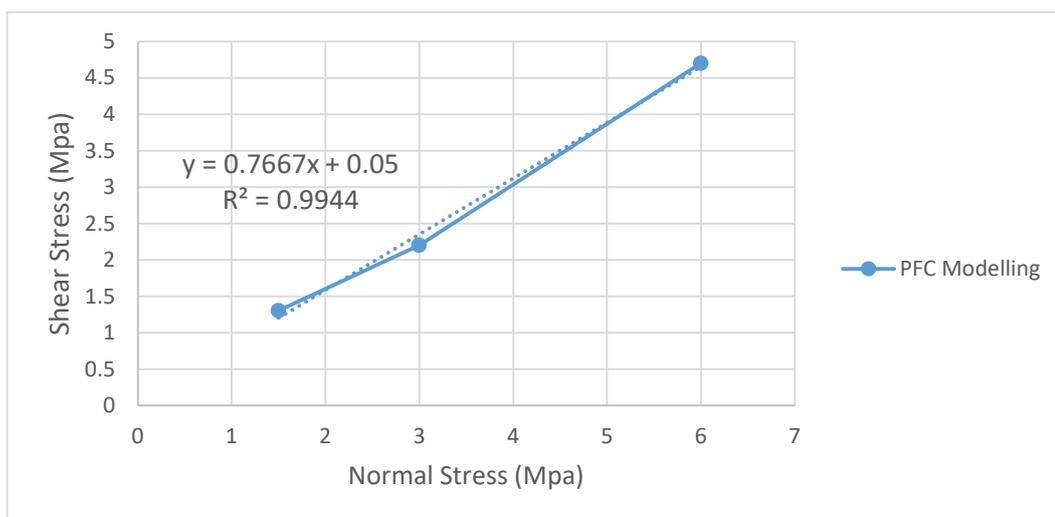
شکل ۲۴-۴ مقایسه نمودار تنش برشی- کرنش نرمال برای تنش نرمال ۶ مگا پاسکال

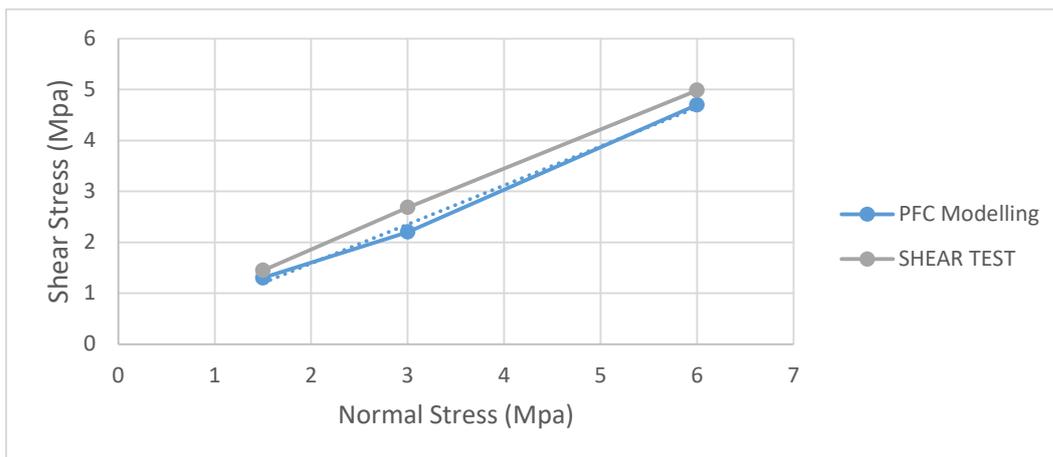
با توجه به سه شکل ۱۹-۴ تا ۲۱-۴ نتایج تنش‌ها و جابجایی‌های برشی برای سه تنش نرمال ۱۵۰۰، ۳۰۰۰ و ۶۰۰۰ کیلوپاسکال را می‌توان مطابق جدول ۴-۴ در نظر گرفت. همچنین مطابق شکل‌های ۲۲-۴ تا ۲۴-۴ تطابق نسبتاً خوبی بین نمودارهای به‌دست‌آمده از مدل‌سازی عددی با نمودارهای آزمایش برش مستقیم وجود دارد و با افزایش تنش نرمال از ۱.۵ تا ۶ مگاپاسکال مقدار این تطابق بیشتر شده است.

جدول ۴-۴. تنش‌ها و جابجایی‌های برشی حاصل از مدل‌سازی عددی

تنش برشی (MPa)	جابجایی برشی (mm)	تنش نرمال قائم (MPa)
۱.۳	۱۴	۱.۵
۲.۲	۱۴	۳
۴.۷	۱۴	۶

در شکل بالایی ۴-۲۵ نمودار برازش شده بر داده‌های تنش به‌دست‌آمده از مدل‌سازی مطابق جدول ۴-۴ آورده شده است و با نمودار مشابه در آزمایش برش مستقیم در شکل پایینی ۴-۲۵ مقایسه شده است. معادله خط برازی شده نیز در شکل بالایی ۴-۲۵ نمایش داده شده است که بر اساس آن چسبندگی نمونه برابر ۳۵۰ کیلو پاسکال و زاویه اصطکاک آن حدوداً ۳۷.۸ درجه است.





شکل ۴-۲۵ خط برازش شده بر داده‌های تنش به‌دست‌آمده از مدل‌سازی مطابق جدول ۴-۵ خطای بین نتایج به‌دست‌آمده از مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی برای زاویه اصطکاک و چسبندگی درزه آورده شده است که حداکثر میزان خطا زیر ۲۰ درصد بوده و تطابق خوبی بین آن‌ها وجود دارد.

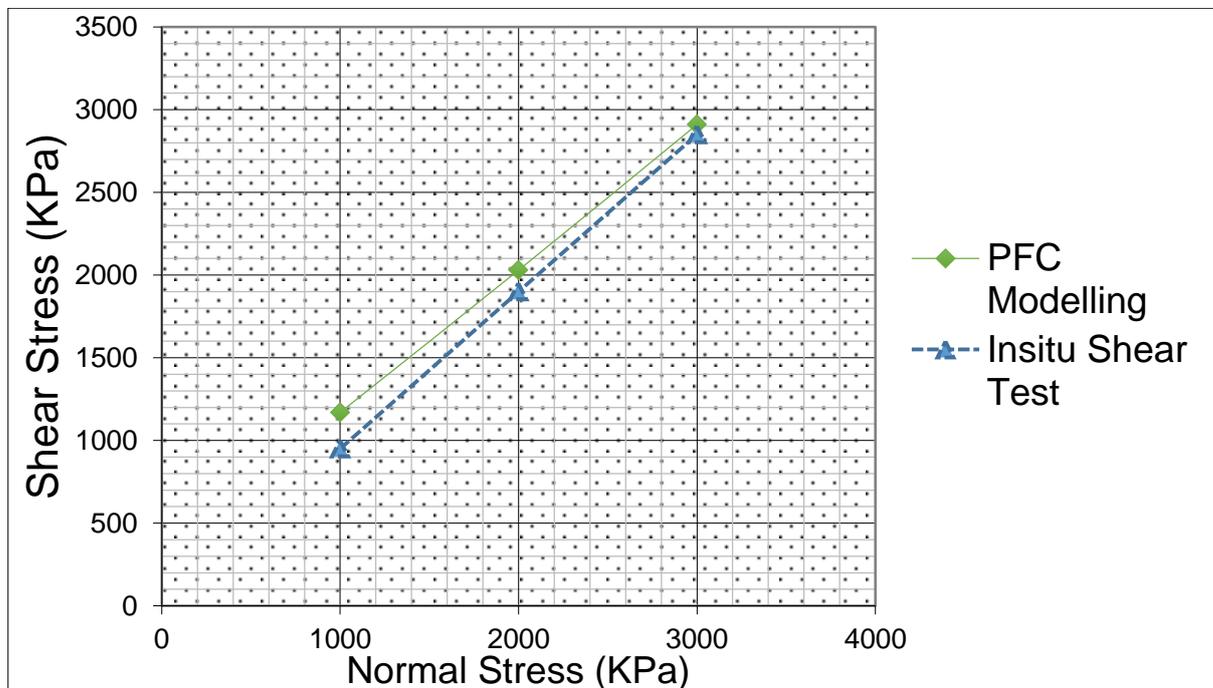
جدول ۴-۵. مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی

	زاویه اصطکاک (درجه)	چسبندگی (KPa)
آزمایشگاهی	۳۶	۶۲
مدل‌سازی عددی	۳۷.۵	۵۰
درصد خطا	۱.۳	۱۶

۴-۱۱- مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمون‌های برجا

جهت مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمون‌های برجا با توجه به نتایج ارائه شده برای آزمون‌های برجا که در سه مقدار تنش نرمال ۱، ۲ و ۳ مگاپاسکال انجام شده‌اند. لذا مدل‌های عددی مشابه برای این سه تنش نرمال ساخته و مورد بررسی قرار گرفته است. نمودار تنش برشی بر حسب تنش نرمال در شکل ۴-۲۶ برای مدل‌سازی عددی با مقادیر بدست‌آمده از نتایج آزمون‌های برجا برای بلوک RG1 - Sh2 (که در انتهای فصل سوم ارائه شده است) مقایسه شده است. همانطور که در شکل ۴-۲۶ قابل مشاهده است نتایج مدل‌سازی عددی انطباق خوبی با نتایج آزمون‌های برجا دارند. نمودار

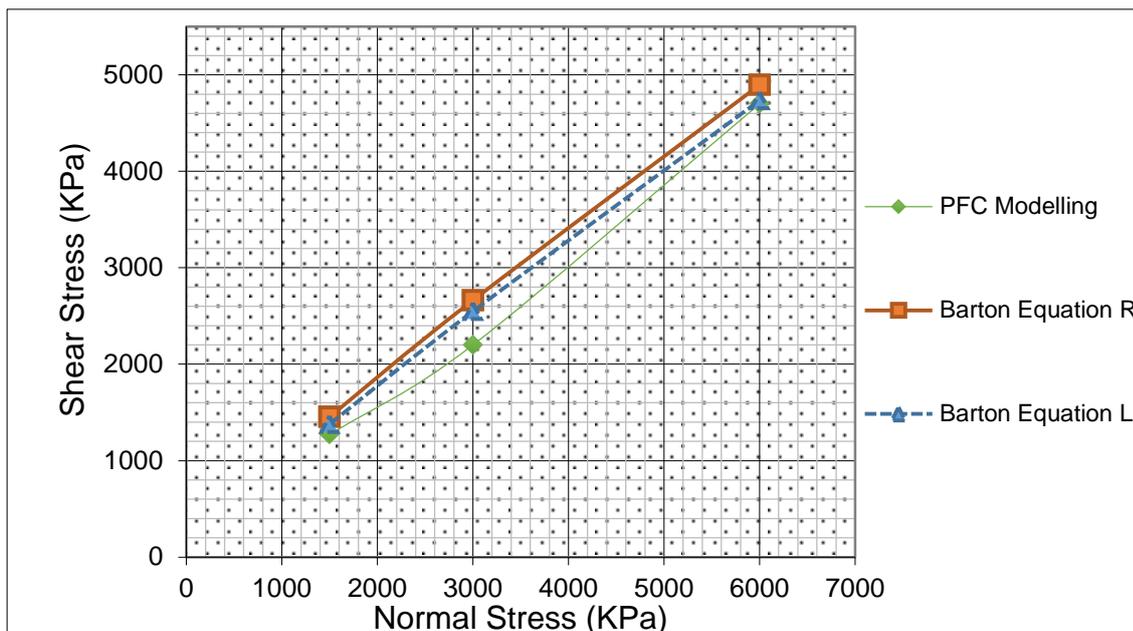
تنش برشی بر حسب تنش نرمال بدست آمده از مدل سازی عددی، تنش برشی بیشتری نسبت به نتایج آزمون برجا نشان می دهد.



شکل ۴-۲۶ مقایسه نمودار تنش برشی-تنش نرمال در آزمون های برجا و مدل سازی عددی

۴-۱۲-مقایسه نتایج مدل سازی عددی با نتایج روابط تجربی

مدل سازی عددی با اعمال سه مقدار تنش نرمال ۱/۵، ۳ و ۶ مگاپاسکال انجام شده است. نمودار تنش برشی بر حسب تنش نرمال در شکل ۴-۲۷ برای مدل سازی عددی با مقادیر به دست آمده از روش بارتن مقایسه شده است. همان طور که از شکل ۴-۲۷ قابل مشاهده است نتایج در دو روش تجربی (روش بارتن) و مدل سازی عددی انطباق خوبی با یکدیگر دارند. نمودار تنش برشی بر حسب تنش نرمال برای تکیه گاه های چپ و راست با استفاده از روش بارتن تقریباً بر هم منطبق هستند اما نمودار به دست آمده از مدل سازی عددی تنش برشی کمتری را نشان می دهد که دلیل آن به خاطر دوی بعدی بودن مدل سازی انجام گرفته در نرم افزار PFC 2D است.



شکل ۴-۲۷ نمودار تنش برشی-تنش نرمال در دو روش تجربی و مدل سازی عددی

۴-۱۳- نتیجه گیری

در این فصل نحوه مدل سازی آزمایش های تک محوره، دو محوری، برزیلین و آزمایش برش مستقیم جهت کالیبره کردن پارامترهای مواد در مدل سازی ارایه شد و در نهایت پارامترهای مقاومت برشی درزه های ساختگاه سد پیرتقی با استفاده از مدل سازی عددی تخمین زده شد. نتایج مدل سازی عددی بطور جداگانه با نتایج آزمون برش مستقیم آزمایشگاهی، آزمایش برش برجا و روابط تحلیلی مقایسه گردید. نتایج نشان داد نمودار تنش برشی بر حسب تنش نرمال در روش بارتن برای دو تکیه گاه سد تقریباً بر هم منطبق هستند اما نمودار بدست آمده از مدل سازی عددی تنش برشی کمتری نسبت به روش بارتن نشان می دهد.

فصل ۵

نتیجه‌گیری کلی و پیشنهادها

۵-۱- مقدمه

در این تحقیق با استفاده از مدل‌سازی دوبعدی به کمک نرم‌افزار المان گسسته PFC2D تحلیل مقاومت برشی تماس بتن درزه سنگ با استفاده از آزمایش برش پرداخته شده است. مدل‌سازی‌ها در سه سطح مختلف ۱/۵، ۳ و ۶ مگاپاسکالی از تنش نرمال قائم انجام گرفته و نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی و میدانی (برجا) مقایسه شده است. در ادامه مهم‌ترین نتایج به دست آمده از تحقیق حاضر ارائه می‌گردد:

۵-۱-۱- نتیجه‌گیری کلی

- با توجه به نتایج حاصل از آزمایش برش مستقیم و بررسی اثر زبری (JRC) نمونه‌ها قبل و بعد از برش، مشخص گردید که با افزایش زبری، مقاومت برشی سطوح درزه‌ها افزایش می‌یابد.
- با افزایش سطح تنش نرمال بر روی نمونه‌ها، مقاومت برشی آن‌ها نیز افزایش می‌یابد. نتایج نشان داد که با افزایش تنش نرمال، تأثیر زبری سطح بر مقاومت برشی کاهش می‌یابد.
- با افزایش سطح تنش نرمال در سطوح درزه با زبری پایین، اختلاف بین مقاومت برشی نهایی و مقاومت برشی پسماند نیز کمتر از حالتی است که زبری سطوح بالا باشد.
- آزمایش برش مستقیم با اعمال سه مقدار تنش نرمال ۱/۵، ۳ و ۶ مگاپاسکال انجام شده است. برای مقایسه‌ی مقادیر چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک سطح درزه دو روش آزمایشگاهی و تجربی (روابط بارتن) برای هر تکیه‌گاه به‌طور جداگانه بررسی شده است که نتایج در دو روش تجربی و آزمایشگاهی انطباق خوبی دارند.
- با افزایش تنش نرمال نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی تطابق بیشتری با نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی می‌یابد.
- نمودار برازش شده بر داده‌های تنش به دست آمده از مدل‌سازی مقدار چسبندگی نمونه را برابر ۳۵۰ کیلوپاسکال و زاویه اصطکاک آن را حدوداً ۳۷/۵ تخمین زده است.

- خطای بین نتایج به دست آمده از مدل سازی عددی و آزمایشگاهی برای زاویه اصطکاک و چسبندگی درزه حداکثر زیر ۲۰ درصد بوده و تطابق خوبی بین آنها وجود دارد.

۵-۱-۲- پیشنهادها

- در تحقیق حاضر مدل سازی به صورت دوبعدی انجام گرفته، لذا پیشنهاد می گردد که مدل سازی آزمایشها به صورت سه بعدی نیز انجام گرفته و نتایج با حالت دوبعدی مقایسه گردد.
- در مدل سازی حاضر اندازه ذرات ثابت در نظر گرفته شده است، پیشنهاد می گردد اندازه ذرات متغیر برای مثال به صورت یک بازه شعاعی نیز بررسی گردد.

مراجع

منابع

هادی عطایی پور. مهدی موسوی "تعیین پارامترهای برشی سطح تماس بتن-سنگ و سنگ-سنگ تحت شرایط سختی نرمال ثابت." پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران. ۱۳۸۹.

فهیمی فر؛ ا، سروش، ح. "آزمایش‌های مکانیک سنگ مبنای نوری و استانداردها (آزمون‌های صحرایی)"، جلد دوم، مرکز نشر دانشگاهی صنعتی امیرکبیر، چاپ اول، ۱۳۸۲

Park, Jung-Wook, and Jae-Joon Song. "Numerical simulation of a direct shear test on a rock joint using a bonded-particle model." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46.8 (2009): 1315-1328.

Lam t.s.k and johnston l.w "shear behaviour of regular triangular concrete/rock joints-- Evaluation" *J. Geotech. Eng. Dir. ASCE*, 115, 728-740 (1989).

Tian, H. M., et al. "Experimental and numerical analysis of the shear behaviour of cemented concrete-rock joints." *Rock Mechanics and Rock Engineering* 48.1 (2015): 213-222

امیر شاه کرمی، سیاوش تقی پور، مکانیک سنگ رفتار برشی درزه‌های سنگ، جهاد دانشگاهی واحد صنعتی امیرکبیر

Bahaaddini, M., G. Sharrock, and B. K. Hebblewhite. "Numerical direct shear tests to model the shear behaviour of rock joints." *Computers and Geotechnics* 51 (2013): 101-115

Kodikara, J. K., and I. W. Johnston. "Shear behaviour of irregular triangular rock-concrete joints." *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*. Vol. 31. No. 4. Pergamon, 1994.

Johnston I. W. and Haberfield C. M. "Side resistance of piles in weak rock. " *Proc. Conf on Piling: European Practice and Worldwide Trends*, London, pp. 52-58 (1992).

Indraratna B, Haque A. "Experimental and numerical modeling of shear behaviour of rock joints". In: *GeoEng 2000, An international conference on geotechnical and geological engineering*. Pennsylvania, USA; 2000.

Oh JM. Three dimensional numerical modeling of excavation in rock with dilatant joints. PhD

- Patton FD. Multiple modes of shear failure in rock. In: 1st ISRM congress. Lisbon, Portugal; 1966. p. 509–15.
- Karami A, Stead D. Asperity degradation and damage in the direct shear test: a hybrid FEM/DEM approach. *Rock Mech Rock Eng* 2008;41(2):229–66.
- Tian, H. M., et al. "Experimental and numerical analysis of the shear behaviour of cemented concrete–rock joints." *Rock Mechanics and Rock Engineering* 48.1 (2015): 213-222
- Cundall PA. Numerical experiments on rough joints in shear using a bonded particle model. In: Lehner FK, Urai JL, editors. *Aspects of tectonic faulting*
- Kulatilake PHSW, Malama B, Wang J. Physical and particle flow modeling of jointed rock block behavior under uniaxial loading. *Int J Rock Mech Min Sci* 2001;38:641–57.
- Barton N, Bandis S, K. Bakhtar. Strength deformation and conductivity coupling of rock joints. *Int J Rock Mech Min Sci* 1985;22:121–40.
- Andjelkovic V, Divac D, Lazarevic Z, Nedovic V. Testing of shear properties at the concrete–rock mass interface. In: *Proc fifth international conference on geotechnics in civil engineering*, Sokobanja, Serbia; 2013. p. 103–12.
- Barton N. R. and Choubey V. " The shear strength of rock joints in theory and practice. " *Rock Mech.* 10, 1-54 (1977).
- Johnston I. W. Geomechanics and the emergence of soft rock technology. *Austral. Geomech.* 21, 3-26 (1992).
- Johnston I. W. and Choi S. K. A synthetic soft rock for laboratory model studies *Geotechnique* 36, 251-263 (1986).
- Kodikara J. K. Shear behaviour of rock concrete joints and side resistance of piles in weak rock. Ph.D. Thesis, Monash University, Melbourne, Australia (1989).
- Lam T. S. K. and Johnston I. W. Shear behaviour of regular triangular concrete/rock joints--Evaluation. *J. Geotech. Eng. Dir. ASCE*, 115, 728-740 (1989).
- Johnston I. W., Lam T. S. K. and Williams A. F. Constant normal stiffness direct shear testing for socketed pile design in weak rock. *Geotechnique* 37, 83-89 (1987).

Williams A. F. The design and performance of piles socketed into weak rock. Ph.D. Thesis. Monash University, Melbourne, Australia (1980).

Swan G. and Zongqi S. Prediction of shear behaviour of joints using profiles. *Rock Mech. Rock Eng.* 18, 183-212 (1985).

Tong, Jianjun, et al. "Shear strength characteristics of shotcrete–rock interface for a tunnel driven in high rock temperature environment." *Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources* 2.4 (2016): 331-341.

Tong, Jianjun, et al. "Shear strength characteristics of shotcrete–rock interface for a tunnel driven in high rock temperature environment." *Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources* 2.4 (2016): 331-341

شرکت خاک انرژی پارس، طرح سد و نیروگاه پیرتقی در حوضه قزل اوزن، ۱۳۹۴

گزارش زمین شناسی ساختگاه سد و نیروگاه قزل اوزن، مهندسين مشاور طوس آب، ۱۳۹۴

فهمی فر؛ ا، سروش، ح، "آزمایش های مکانیک سنگ مبانی نوری و استانداردها (آزمونهای صحرايي)"، جلد دوم، مرکز

نشر دانشگاهی صنعتی امیرکبیر، چاپ اول، ۱۳۸۲

صدقیانی، م. ح، خسروی، ع. و خسروی، م، ۱۳۸۵، "بررسی تأثیر پارامتر جدید بر رفتار برشی ناپیوستگی در توده

سنگ با مدل های فیزیکی"، هفتمین کنگره بی نامملی مهندسی عمران

عسکری، م. و احمدی، م، ۱۳۸۵، "اثر مقیاس بر روی رفتار برشی درزه سنگ"، هفتمین کنفرانس تونل ایران.

ISRM, "Suggested Methods For Determining In Situ Shear Strength", *Rock Characterization Testing and Monitoring* (1981)

Potyondy, D. O., and P. A. Cundall. "A Bonded-Particle Model for Rock," *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 41(8), 1329-1364 (2004).

Pande, G., G. Beer, and J. Williams (1990), *Numerical Modeling in Rock Mechanics*, John Wiley, New York

Potyondy, D.O. (2012) "A Flat-Jointed Bonded-Particle Material for Hard Rock," paper ARMA 12-501 in *Proceedings of 46th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*, Chicago, USA, 24–27 June 2012.

Deresiewicz, H. "Mechanics of Granular Matter", in *Advances in Applied Mechanics*, Vol. 5, pp. 233-306. H. L. Dryden and Th. Von Karman, eds. New York: Academic Press, 1958.

Kawaguchi, T. "Numerical Simulation of Fluidized Bed Using the Discrete Element Method (the Case of Spouting Bed)," in *JSME (B)*, Vol. 58, No. 551, pp. 79-85 (1992).

- Potyondy, D., and P.A. Cundall. "A bonded-particle model for rock," *Int. J. Rock Mech. & Mining Sci.*, 41, 1329-1364
- Asadollahi, P. & Tonon, F., 2010, "Constitutive model for rock fractures: Revisiting Barton's empirical model", *Engineering Geology*, Vol. 113(1-4): 11 –32.
- Babanouri, N., Karimi Nasab, S., Baghbanan, A. & Mohamadi, H.R., 2011, "Over-consolidation effect on shear behavior of rock joints", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 48 (8): 1283- 1291.
- Cai-Chu, X., Zhi-Cheng, T., Wei-Min, X. & Ying- Long, S., 2013, "New Peak Shear Strength Criterion of Rock Joints Based on Quantified Surface Description", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, DO 10.1007/s00603-013-0395-6.
- Grasselli, G. & Egger, P., 2003, "Constitutive law for the shear strength of rock joints based on threedimensional surface parameters", *International journal of rock mechanics & mining sciences*, Vol. 40(1): 25-40.
- Heok, E., 2006, "Practical Rock Engineering", North Vancouver, Canada.
- Jiang, Y., Li, B. & Tanabashi, Y., 2006, "Estimating the relation between surface roughness and mechanical properties of rock joints", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 43:837–846.
- Li, N., Yang, X. & Zhang, P., 2008, "Surface roughness analysis of rock joints based on a 3D surface model", In *Boundaries of Rock Mechanics- Cai & Wang (eds)*, London: 243-247.
- Wyllie, Duncan. C. & Mah, C., 2004, "Rock slop engineering: civil and mining ", CRC Press, New York, 4 Edition, 456 pp.
- Yang, Z. Y., Lo, S. C. & Di, C. C., 2001, "Reassessing the joint roughness coefficient (JRC) estimation using Z2", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 34(3): 243 – 251..
- Yang, Z. Y., Di, C. C. & Yen, K. C., 2001, "The effect of asperity order on the roughness of rock joints", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 38 (5):745–752.
- Patton, F. D., 1966a, "Multiple modes of shear failure in rock", *The 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics*, Lisbon: 509– 513.
- Patton, F. D., 1966b, "Multiple modes of shear failure in rock and related materials", Thesis, University of Illinois.
- Barton, N., 1971, "Estimation of in situ shear strength from back analysis of failed rock slopes", *Int. Symp. Rock Mech. Rock Fracture*, Nancy: 11-27.

Barton, N., 1973, "Review of a new shear –strength criterion for rock joints", *Engineering Geology*, Vol. 7(4): 287–332.

Barton, N., 1976, "Rock mechanics review: the shear strength of rock and rock joints", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 13(9): 255– 279.

Barton, N. & Choubey, V., 1977, "The shear strength of rock joints in theory and practice", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 10(1-2): 1 –54.

Barton, N. & Bandis, S., 1982, "Effects of block size on the the shear behaviour of jointed rock", 23rd U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley: 739-760.

J. C. Jaeger, N. G. W. Cook, R. Zimmerman, *Fundamentals of Rock Mechanics*, 4th Edition, 2007

پیوست‌ها

پیوست الف - مقاومت کششی نمونه‌های سنگی مختلف در آزمایش برزیلین

شماره	گمانه	عمق نمونه (m)	نوع سنگ	مقاومت کششی (kg/cm ²)
1	P26	105.10~ 105.70	آندزیت	120.75
2	P26	106.10~ 106.70	توف الیگوسن	89.44
3	P26	115.25~ 115.70	آندزیت	125.53
5	P26	120.55~ 121.35	توف الیگوسن	64.2
6	P26	129.00~ 129.50	توف الیگوسن	74.42
7	P26	135.45~ 135.90	توف الیگوسن	59.36
8	P26	140.30~ 140.65	آندزیت	95.32
12	P26	166.05~ 166.70	توف الیگوسن	34.62
13	P 29	29.00~ 29.65	توف الیگوسن	79.95
14	P 29	34.30~ 34.70	آندزیت	86.72
15	G 4	26.50~26.80	توف الیگوسن	45.69

پیوست ب - نتایج آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوره برای نمونه آندزیتی

شماره	گمانه	عمق گمانه (m)	نسبت پواسون		مدول الاستیسیته (Gpa)		مقاومت فشاری تک‌محوره (Mpa)		دانسیته (gr/cm ³)	
			خشک	اشباع	خشک	اشباع	خشک	اشباع	خشک	اشباع
2	P26	95.90-96.70	0.23		17.22		70.61		2.28	2.4
3	P19	54.35-55.00							2.51	2.53
4	P31	63.45-64.15							2.44	2.49
5	G1	65.30-66.10							2.29	2.38
6	P31	50.80-51.20	0.22	0.25	24.72	14.57	104.86	71.32	2.29	2.4
7	P12	210.40 - 211.40							2.31	2.41
8	G1	32.00-	0.23	0.2	29.93	28.35	100.2	89.4	2.37	2.4

		32.60		3			4	2		3
10	P31	56.00- 56.80	0.25	0.2 7	15.16	7.07	58.89	34.5 4	2.21	2.3 3
11	P5	11.05- 11.5		0.2 2		25		92	2.36	2.4 4
14	P26	129.00 - 129.50	0.27		13.68		49.08		2.2	2.3 1
15	P26	142.00 - 142.50	0.22		24.13		93.33		2.29	
17	P26	160.30 - 160.90	0.25		16.37		65.77		2.32	
19	P26	155.65 - 156.40							2.26	
20	P26	105.10 - 105.70							2.12	2.2 9
21	P26	106.10 - 106.70							2.28	2.3 9
22	G3	26.40- 26.70							2.29	2.3 8
23	G3	21- 21.30							2.15	2.2 8
24	G2	26.50- 26.70							2.22	2.3 2
25	G3	33.50- 33.80								
26	G4	26.50- 56.80								
27	G2	22.30- 22.60							2.36	2.4 2
28	P26	120.55 - 121.35							2.28	2.3 9
30	P26	135.45 - 135.90								
31	P26	116.55 - 117.05								
32	P26	116.65 - 117.15							2.23	
33	P21	19- 19.30							2.39	2.4 4

34	P31	23.15- 23.45								
35	G5	19.30- 19.55								
36	G1	25.70- 25.95								
37	P26	115.25 - 115.70								
38	P26	140.30 - 140.65								
39	PC 1	21.3- 21.8	0.23	0.2 3	26.7	21.69	103.5 4	96.8	2.31	2.4
40	PC 1	98.8- 99.4							2.26	2.3 4
41	PC 1	103.5- 104.4		0.2 6		9.31		41.0 9	2.26	2.3 7
42	P5	25.6- 26.1								
43	P5	11.05- 11.5						92.0 8	2.36	2.4 4
44	P5	95.95- 96.35							2.04	2.2 1
میانگین			0.24	0.2 4	20.99	17.67	80.79	73.8 9	2.28	2.3 8
انحراف استاندارد			0.02	0.0 2	5.69	7.91	20.76	24.0 7	0.09	0.0 7

پیوست ج - کدهای مدسازی آزمایش دومیحوری

new

[Rmin=5e-3]

[D=70e-2]

[w=D+0.1]

domain extent [-W/2] [W/2] [-W/2] [W/2] condition destroy

cmat default model linear method deform emod 1.0e9 kratio 0.0

cmat default property dp_nratio 0.5

wall generate Box [-D/4] [D/4] [-D/2] [D/2]

set random 10002

```

ball distribute porosity 0.07 radius [Rmin] box [-D/4] [D/4] [-D/2] [D/2]
ball attribute density 2400 damp 0.7
cycle 1000 calm 10
set timestep scale
solve aratio 1e-4
set timestep auto
calm
;wall delete range id 2
;wall delete range id 4
save unbonded
rest unbonded
contact model linearpbond range contact type ball-ball
contact method bond gap 0.5e-4
contact method deform emod 25.0e9 krat 1.0
contact method pb_deform emod 25.0e9 krat 1.0
contact property pb_ten 31.0e6 pb_coh 85.0e6 pb_fa 0.0
contact property dp_nratio 0.5
contact property fric 0.577 range contact type ball-ball
ball attribute displacement multiply 0.0
contact property lin_force 0.0 0.0 lin_mode 1
ball attribute contactforce multiply 0.0 contactmoment multiply 0.0
cycle 1
solve aratio 1e-5
save parallel_bonded
restore parallel_bonded
define expand_walls(fac)
; expand walls
loop foreach local vertex wall.vertexlist(wall.find(1))
    wall.vertex.pos.x(vertex) = fac*wall.vertex.pos.x(vertex)
endloop
loop foreach vertex wall.vertexlist(wall.find(2))
    wall.vertex.pos.y(vertex) = fac*wall.vertex.pos.y(vertex)
endloop

```

```

loop foreach vertex wall.vertexlist(wall.find(3))
  wall.vertex.pos.x(vertex) = fac*wall.vertex.pos.x(vertex)
endloop
loop foreach vertex wall.vertexlist(wall.find(4))
  wall.vertex.pos.y(vertex) = fac*wall.vertex.pos.y(vertex)
endloop
; store global wall pointers for later use
global wbot = wall.find(1)
global wtop = wall.find(3)
global wleft = wall.find(4)
global wright = wall.find(2)
end
define wlx
  wlx = wall.pos.x(wright) - wall.pos.x(wleft)
end
define wly
  wly = wall.pos.y(wtop) - wall.pos.y(wbot)
end
measure create id 1 radius [0.5*D/2]
define ini_measure
  global mp = measure.find(1)
  global mstrains = matrix(2,2)
end
define smxx
  smxx = measure.stress.xx(mp)
end
define smyy
  smyy = measure.stress.yy(mp)
end
define accumulate_mstrains
  global msrate = measure.strainrate.full(mp)
  global mstrains = mstrains + msrate * global.timestep
  global emxx= mstrains(1,1)

```

```

    global emyy= mstrains(2,2)
end
define compute_gain(fac)
    global gx = 0.0
    global gy = 0.0
; bottom wall
    loop foreach contact wall.contactmap.all(wbot)
        gy = gy + contact.prop(contact,"kn")
    endloop
; top wall
    loop foreach contact wall.contactmap.all(wtop)
        gy = gy + contact.prop(contact,"kn")
    endloop
; left wall
    loop foreach contact wall.contactmap.all(wleft)
        gx = gx + contact.prop(contact,"kn")
    endloop
; right wall
    loop foreach contact wall.contactmap.all(wright)
        gx = gx + contact.prop(contact,"kn")
    endloop
    gx = fac * (wly) / (gx * global.timestep)
    gy = fac * (wlx) / (gy * global.timestep)
end
define swxx
    swxx = 0.5*(wall.force.contact(wleft,1) - wall.force.contact(wright,1)) / (wly)
end
define swyy
    swyy = 0.5*(wall.force.contact(wbot,2) - wall.force.contact(wtop,2)) / (wlx)
end
define ewxx
    ewxx = (wlx - wlx0)/wlx0

```

```

end
define ewyy
  ewyy = (wly - wly0)/wly0
end
define servo_walls
  xvel = gx*(tsl - swxx)
  xvel = math.sgn(xvel) * math.min(5e-1,math.abs(xvel))
  wall.vel.x(wright) = xvel
  wall.vel.x(wleft) = - xvel
  if do_yservo = true then
    yvel = gy*(tsa - swyy)
    yvel = math.sgn(yvel) * math.min(5e-1,math.abs(yvel))
    wall.vel.y(wtop) = yvel
    wall.vel.y(wbot) = - yvel
  endif
end
@expand_walls(1.25)
;measure create id 180 radius [(D-0.005)/2]
@ini_measure
set fish callback 11.0 @accumulate_mstrains

[tsa = -1.0e5]
[tsl = -1.0e5]
[do_yservo = true]
set fish callback 1.0 @servo_walls
[tol = 5e-3]
[gain_cnt = 0]
[gain_update_freq = 100]
[gain_safety_fac = 0.1]
define stop_me
  gain_cnt = gain_cnt + 1
  if cnt >= gain_update_freq then

```

```

    compute_gain(gain_safety_fac)
    gain_cnt = 0
endif
if math.abs((swxx - tsl)/tsl) > tol
    exit
endif
if math.abs((swyy - tsa)/tsa) > tol
    exit
endif
if mech.solve("aratio") > 1e-4
    exit
endif
stop_me = 1
end
[wlx0 = wlx]
[wly0 = wly]
[swxx0 = swxx]
[swyy0 = swyy]
[smxx0 = smxx]
[smyy0 = smyy]

history id 1 @emxx
history id 2 @emyy
history id 3 @ewxx
history id 4 @ewyy
history id 5 @smxx
history id 6 @smyy
history id 7 @swxx
history id 8 @swyy
history id 101 mechanical solve aratio
@compute_gain(0.1)
solve fishhalt @stop_me

```

-----;estimate Young Modulus and Poisson ratio-----

```

calm
ball attribute displacement multiply 0.0
[do_yservo = false]
[wlx0 = wlx]
[wly0 = wly]
wall attribute yvel 0.001 range id 1
wall attribute yvel -0.001 range id 3
[gain_cnt = 0]
@compute_gain(0.5)
[gain_safety_fac = 0.5]
define stop_me2
    gain_cnt = gain_cnt + 1
    if cnt >= gain_update_freq then
        compute_gain(gain_safety_fac)
        gain_cnt = 0
    endif
    if ewyy <= -3.6e-3 then
        stop_me2 = 1
    endif
end
@ini_measure
[smxx0 = smxx]
[smyy0 = smyy]
[swxx0 = swxx]
[swyy0 = swyy]
history purge
set display fish @ewyy
solve fishhalt @stop_me2
define compute_deformability
    local stress = measure.stress(mp)
    global ymodm = (smyy - smyy0) / emyy
    global pratm = -1*(emxx / emyy)
;

```

```

global ymodw = (swyy - swyy0) / ewyy
global pratw = -1*(ewxx / ewyy)
end
@compute_deformability
save s2nim

```

پیوست د - کدهای مدسازی آزمایش برزیلین

```

new
title 'Brazilian Tension Strength test'
;Enter the core diameter (D)
[D= 0.05]
[Rmin=0.5e-3]
-----;Calculations-----
-----

[W= D+0.01]
domain extent [-W] [W] condition destroy
cmat default model linear method deformability emod 1.0e9 kratio 0
cmat default property dp_nratio 0.5
wall generate id 1 plane dip 0 position 0 [W/2]
wall generate id 2 plane dip 0 position 0 [-W/2]
wall generate id 5 plane dip 90 position [-W/2] 0
wall generate id 6 plane dip 90 position [W/2] 0
set random 10002
ball distribute porosity 0.1 radius [Rmin] box [-W/2] [W/2] [-W/2] [W/2]
ball attribute density 2400 damp 0.7
cycle 1000 calm 10
set timestep scale
solve aratio 1e-5
set timestep auto
calm
wall delete

```

```

ball delete range annulus radius [D/2] [D]
wall generate id 1 plane dip 0 position 0 [D/2]
wall generate id 2 plane dip 0 position 0 [-D/2]
cycle 1
save unbonded
restore unbonded
contact model linearbond range contact type ball-ball
contact method bond gap 2.0e-4
contact method deform emod 1e9 krat 1
contact method pb_deform emod 1e9 krat 1
contact property pb_ten 10e6 pb_coh 50e6 pb_fa 30
contact property dp_nratio 0.5
contact property fric 0.577 range contact type ball-ball
ball attribute displacement multiply 0.0
contact property lin_force 0.0 0.0 lin_mode 1
ball attribute contactforce multiply 0.0 contactmoment multiply 0.0
cycle 1
solve aratio 1e-5
save bonded
restore bonded
define setup_wall
  global wp_top = wall.find(1)
  global wp_bottom = wall.find(2)
  global vertical_direction = global.dim
  global      sample_height      =      wall.pos(wp_top,vertical_direction)      -
wall.pos(wp_bottom,vertical_direction)
  local xmin = 1.0e12
  local xmax = -1.0e12
  loop foreach bp ball.list
    local ball_xmin = ball.pos.x(bp) - ball.radius(bp)
    xmin = math.min(xmin,ball_xmin)
    local ball_xmax = ball.pos.x(bp) + ball.radius(bp)
    xmax = math.max(xmax,ball_xmax)
  end_loop

```

```

local diameter_ = xmax - xmin
if global.dim = 2
  global cross_sectional_area = diameter_
else
  cross_sectional_area = 0.5*math.pi*sample_height*diameter_
end_if
end

=====

define axial_stress_wall
  local force1 = -wall.force.contact(wp_top,vertical_direction)
  local force2 = wall.force.contact(wp_bottom,vertical_direction)
  axial_stress_wall = 0.5*(force1+force2)/cross_sectional_area
end

=====

define axial_strain_wall
  axial_strain_wall = 2.0*wall.disp(wp_top,vertical_direction)/sample_height
end

=====

=====

define loadhalt_wall
  loadhalt_wall = 0
  local abs_stress = math.abs(axial_stress_wall)
  global peak_stress = math.max(abs_stress,peak_stress)
  if abs_stress < peak_stress*peak_fraction
    loadhalt_wall = 1
  end_if
end

@setup_wall

=====;porosity estimate=====

define ball_loop
  global nballs = 0

```

```

global sample_volume = 0
loop foreach local b ball.list
  nballs = nballs + 1
  sample_volume = sample_volume +
(4*math.pi*ball.radius(b)*ball.radius(b)*ball.radius(b))/3
endloop
end
@ball_loop
define total_volume_balls
total_volume_balls = cross_sectional_area * sample_height
end
@total_volume_balls
define sample_porosity
sample_porosity =(total_volume_balls-sample_volume)/total_volume_balls
end
@sample_porosity
wall attribute yvelocity -0.15 range id 1
wall attribute yvelocity 0.15 range id 2
ball attribute damp 0.1
history id 1 @axial_stress_wall
history id 2 @axial_strain_wall
@;track_init
;history id 3 @crack_num
cyc 1000
set @peak_fraction = 0.8
solve fishhalt @loadhalt_wall
list @peak_stress
save end

```

پیوست ۵ - کدهای مدسازی آزمایش برش مستقیم

```
new
[Rmin=5e-3]
[D=70e-2]
[w=D+0.1]
domain extent [-W/2] [W/2] [-W/2] [W/2] condition destroy
cmat default model linear method deform emod 1.0e9 kratio 0.0
cmat default property dp_nratio 0.5
wall generate Box [-D/4] [D/4] [-D/2] [D/2]
set random 10002
ball distribute porosity 0.07 radius [Rmin] box [-D/4] [D/4] [-D/2] [D/2]
ball attribute density 2400 damp 0.7
cycle 1000 calm 10
set timestep scale
solve aratio 1e-4
set timestep auto
calm
;wall delete range id 2
;wall delete range id 4
save unbonded
rest unbonded
contact model linearpbond range contact type ball-ball
contact method bond gap 0.5e-4
contact method deform emod 25.0e9 krat 1.0
contact method pb_deform emod 25.0e9 krat 1.0
contact property pb_ten 31.0e6 pb_coh 85.0e6 pb_fa 0.0
contact property dp_nratio 0.5
contact property fric 0.577 range contact type ball-ball
ball attribute displacement multiply 0.0
contact property lin_force 0.0 0.0 lin_mode 1
ball attribute contactforce multiply 0.0 contactmoment multiply 0.0
cycle 1
```

```

solve aratio 1e-5
save parallel_bonded
restore parallel_bonded
define expand_walls(fac)
; expand walls
  loop foreach local vertex wall.vertexlist(wall.find(1))
    wall.vertex.pos.x(vertex) = fac*wall.vertex.pos.x(vertex)
  endloop
  loop foreach vertex wall.vertexlist(wall.find(2))
    wall.vertex.pos.y(vertex) = fac*wall.vertex.pos.y(vertex)
  endloop
  loop foreach vertex wall.vertexlist(wall.find(3))
    wall.vertex.pos.x(vertex) = fac*wall.vertex.pos.x(vertex)
  endloop
  loop foreach vertex wall.vertexlist(wall.find(4))
    wall.vertex.pos.y(vertex) = fac*wall.vertex.pos.y(vertex)
  endloop
; store global wall pointers for later use
global wbot = wall.find(1)
global wtop = wall.find(3)
global wleft = wall.find(4)
global wright = wall.find(2)
end
define wlx
  wlx = wall.pos.x(wright) - wall.pos.x(wleft)
end
define wly
  wly = wall.pos.y(wtop) - wall.pos.y(wbot)
end
measure create id 1 radius [0.5*D/2]
define ini_measure
  global mp = measure.find(1)
  global mstrains = matrix(2,2)

```

```

end
define smxx
  smxx = measure.stress.xx(mp)
end
define shear_stress
  shear_stress = 41*measure.stress.yy(mp)
end
define accumulate_mstrains
  global msrate = measure.strainrate.full(mp)
  global mstrains = mstrains + msrate * global.timestep
  global emxx= mstrains(1,1)
  global normal_strain= -0.57e5*mstrains(2,2)
end
define compute_gain(fac)
  global gx = 0.0
  global gy = 0.0
; bottom wall
  loop foreach contact wall.contactmap.all(wbot)
    gy = gy + contact.prop(contact,"kn")
  endloop
; top wall
  loop foreach contact wall.contactmap.all(wtop)
    gy = gy + contact.prop(contact,"kn")
  endloop
; left wall
  loop foreach contact wall.contactmap.all(wleft)
    gx = gx + contact.prop(contact,"kn")
  endloop
; right wall
  loop foreach contact wall.contactmap.all(wright)
    gx = gx + contact.prop(contact,"kn")
  endloop

```

```

    gx = fac * (wly) / (gx * global.timestep)
    gy = fac * (wly) / (gy * global.timestep)
end
define swxx
    swxx = 0.5*(wall.force.contact(wleft,1) - wall.force.contact(wright,1)) / (wly)
end
define swyy
    swyy = 0.5*(wall.force.contact(wbot,2) - wall.force.contact(wtop,2)) / (wly)
end
define ewxx
    ewxx = (wly - wly0)/wly0
end
define ewyy
    ewyy = (wly - wly0)/wly0
end
define servo_walls
    xvel = gx*(tsl - swxx)
    xvel = math.sgn(xvel) * math.min(5e-1,math.abs(xvel))
    wall.vel.x(wright) = xvel
    wall.vel.x(wleft) = - xvel
    if do_yservo = true then
        yvel = gy*(tsa - swyy)
        yvel = math.sgn(yvel) * math.min(5e-1,math.abs(yvel))
        wall.vel.y(wtop) = yvel
        wall.vel.y(wbot) = - yvel
    endif
end
@expand_walls(1.25)
;measure create id 180 radius [(D-0.005)/2]
@ini_measure
set fish callback 11.0 @accumulate_mstrains
[tsa = -1.0e5]
[tsl = -1.0e5]

```

```

[do_yservo = true]
set fish callback 1.0 @servo_walls
[tol = 5e-3]
[gain_cnt = 0]
[gain_update_freq = 100]
[gain_safety_fac = 0.1]
define stop_me
    gain_cnt = gain_cnt + 1
    if cnt >= gain_update_freq then
        compute_gain(gain_safety_fac)
        gain_cnt = 0
    endif
    if math.abs((swxx - tsl)/tsl) > tol
        exit
    endif
    if math.abs((swyy - tsa)/tsa) > tol
        exit
    endif
    if mech.solve("aratio") > 1e-4
        exit
    endif
    stop_me = 1
end
[wlx0 = wlx]
[wly0 = wly]
[swxx0 = swxx]
[swyy0 = swyy]
[smxx0 = smxx]
[shear_stress0 = shear_stress]
history id 1 @emxx
history id 100 @normal_strain
history id 3 @ewxx
history id 4 @ewyy
history id 5 @smxx

```

history id 200 @shear_stress
history id 7 @swxx
history id 8 @swyy
history id 101 mechanical solve aratio
@compute_gain(0.1(
cyc 250

پیوست و – کدهای مدسازی آزمایش تک محوری

```
new
title 'UCS'
[Rmin=2e-3]
[D=70e-2]
[w=D+0.1]
domain extent [-W/2] [W/2] [-W/2] [W/2] condition destroy
cmat default model linear method deform emod 1.0e9 kratio 0.0
cmat default property dp_nratio 0.5
wall generate Box [-D/4] [D/4] [-D/2] [D/2]
set random 10002
ball distribute porosity 0.07 radius [Rmin] box [-D/4] [D/4] [-D/2] [D/2]
;ball generate box [-D/4] [D/4] [-D/2] [D/2] num 10000 radius 5e-3
ball attribute density 2400 damp 0.7
cycle 1000 calm 10
set timestep scale
history ball yvelocity 0 0
history mechanical solve unbalanced
solve aratio 1e-5
set timestep auto
calm
wall delete range id 2
wall delete range id 4
save unbonded
rest unbonded
```

```

contact model linearpbond range contact type ball-ball
contact method bond gap 0.5e-4
contact method deform emod 25.0e9 krat 1.0
contact method pb_deform emod 25.0e9 krat 1.0
contact property pb_ten 31.0e6 pb_coh 85.0e6 pb_fa 0.0
contact property dp_nratio 0.5
contact property fric 0.577 range contact type ball-ball
ball attribute displacement multiply 0.0
contact property lin_force 0.0 0.0 lin_mode 1
ball attribute contactforce multiply 0.0 contactmoment multiply 0.0
cycle 1
solve aratio 1e-5
save parallel_bonded
rest parallel_bonded
set echo off
call ss_wall.fis
call fracture.p2fis
set echo on
@setup_wall
wall attribute yvel -0.1 range id 3
wall attribute yvel 0.1 range id 1
ball attribute damp 0.1
HIST RESET
history id 1 @axial_stress_wall
history id 2 @axial_strain_wall
@track_init
history id 3 @crack_num
cyc 1000
SET @peak_fraction = 0.7
solve fishhalt @loadhalt_wall
;cyc 33000
list @peak_stress
save ucs

```

Abstract:

Shear strength of rock masses, joints and discontinuities are important in analysis of the stability of rock slopes and other structures designed and executed in rock. Shear strength of rock mass is mainly controlled by weakness planes. Therefore, it is vital to understand factors affecting shear strength of rock masses. Shear strength parameters of rock are determined in a variety of methods. Direct shear test performed in field or laboratory on natural samples is one of these methods. Sometimes, direct shear test of rocks performs on natural joints of rock, and sometimes on the gaps in rock. In this research, analysis of shear strength of contact joint between concrete and rock has been done by using two-dimensional modeling in PFC2D discrete element method. Models include three different level of 1.5, 3 and 6 MPa of normal vertical stress. Results of numerical modeling are compared with the results of laboratory and field tests. According to results from direct shear test and JRC analysis before and after shearing, it was determined that shear strength of joints increases by increasing roughness. Also by increasing normal stress on low roughness joint surfaces, the distance between final shear strength and residual shear strength is less than high roughness joint surfaces.

Keywords: joint, shear strength, numerical modeling, discrete element method, direct shear test



Shahrood University of Technology
Faculty of Mining, petroleum and Geophysics Engineering

M.Sc. Thesis in rock Mechanics

**Analysis of shear strength concrete rock contact using
in situ shear test and numerical modeling (case study:
Pirtaghi concrete dam)**

By:

Rouhollah Khodarahmi

Supervisor:

Dr. Majid Nikkhah

Dr. Farhang Sereshki

July 2019