

رفتار مقاومت سیکلی و نشست خاکهای شنی اشباع با تراکم بالا

علمی - پژوهشی

عطا آقایی آرای*، دانشیار، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران، ایران

*پست الکترونیکی نویسنده مسئول: aghaeiarai@bhrc.ac.ir

دریافت: ۱۴۰۱/۰۹/۲۷ - پذیرش: ۱۴۰۲/۰۱/۲۶

صفحه ۴۲-۱۷

چکیده

این مقاله، مقاومت سیکلی و نشست خاکهای شنی دار با تراکم بالا تحت شرایط زهکشی نشده با استفاده دستگاه سه محوری بزرگ مقیاس را ارایه می دهد. براساس نتایج، معیار گسیختگی برای مصالح شنی متراکم در ۱۵ تا ۵۰ سیکل بارگذاری با توجه درصد ریزدانه و تنش های برشی سیکلی ناشی از تکان های زلزله به صورت زیر تعریف می شود: الف) ایجاد ۲ درصد کرنش محوری تجمعی دائمی، PAAS، حتی برای مقدار نسبت اضافه فشار آب حفره ای تولیدی به تنش محدودکننده موثر، σ_{v2} کمتر از ۸۰٪ برای مصالح با درصد ریزدانه بیش از ۱۴ درصد، ب) ایجاد کرنش محوری دوبرابر دامنه، DAAS، برابر ۲ درصد برای نسبت تنش سیکلی بیش ۰/۴۵ و ایجاد σ_{v2} برابر و بیش از یک. در نمونه شنی متراکم چنانچه در سیکل اول، PAAS یا DAAS برابر با ۵۰٪-۰/۴۵ درصد یا σ_{v2} بین ۰/۲۵-۰/۲۰ است، معمولاً در کمتر از ۵۰ سیکل، روانگرایی اولیه ($\sigma_{v2} \geq 1$) یا گسیختگی با ایجاد کرنش محوری حدود ۲ درصد رخ می دهد. مقاومت سیکلی نمونه شنی با ریزدانه بیشتر از ۱۴ درصد کمتر از مقادیر نظیر نمونه با ریزدانه کمتر از ۴ درصد است.

واژه های کلیدی: شن متراکم، سه محوری، غیرهمسانی، مقاومت سیکلی، گسیختگی

۱- مقدمه

متأثر از شرایط استاتیکی است و نتایج آن برای تعیین توانایی خاک برای مقاومت در برابر تنشهای مذکور تحت شرایط زهکشی نشده استفاده می شود. چندین پارامتر در برآورد مقاومت سیکلی خاک باید مورد توجه قرار گیرد که از بین آنها می توان به مقدار تنش سیکلی، تعداد سیکل بارگذاری، اضافه فشار آب حفره ای تولیدی، تنش محدودکننده موثر، درصد شن، درجه تراکم اشاره کرد (ASTM D5311 و Aghaei Araei و همکاران ۲۰۱۲، Guoxing و همکاران ۲۰۱۸). مقاومت سیکلی خاکهای شنی در بدنه و پی سدها و خاکریزهای مهندسی راه و راه آهن تحت تکان های زلزله با توجه به نگرانیهای مرتبط به گسیختگی و نشست، موضوع مطالعات محققین مختلف در سالهای اخیر بوده است (Guoxing و همکاران ۲۰۱۸، Do و همکاران ۲۰۱۷، Hubler و همکاران ۲۰۱۷). بطور کلی فرض بر این

خاکهای شنی بسیار متراکم، به صورت گسترده به عنوان مصالح ساخت در خاکریزهای مهندسی مثل سدهای خاکی و بدنه راه استفاده می شود. آنها معمولاً از بستر رودخانه ها (دانه های گردگوشه) و یا با انفجار از معادن سنگ (دانه های تیزگوشه) بدست می آیند که معمولاً با ریزدانه مخلوط هستند. از آزمایش های سه محوری سیکلی برای تحلیل دینامیکی بدنه سدها و سایر خاکریزهای شنی رسدار متراکم استفاده می شود. انجام این آزمایش ها طبق دو استاندارد مختلف با دو هدف زیر صورت می گیرد: ۱) تعیین خواص مدول و نسبت میرایی طبق ASTM D3999 (۲۰۰۶) که معمولاً برای کرنش های کمتر از ۱ درصد انجام می شود، که نتایج آن برای تعیین تنش های برشی ایجاد شده در بدنه سد یا خاکریز مهندسی استفاده می شود، ۲) مقاومت سیکلی که طبق ASTM D5311 (۲۰۰۴) انجام شده و شدیداً

سانتیمتر حدود ۱۰ درصد افزایش می‌یابد. با وجود تفاوت زیاد در اندازه دانه‌ها، مصالح ماسه‌ای-شنی بدون ریزدانه با دانسیته‌های نسبی مختلف، ارتباط خوبی بین مقاومت روانگرایی نمونه‌های با دانسیته نسبی یکسان با استفاده از آزمایش سه محوری سیکلی در شرایط زهکشی نشده بدست آمد (Hara ۲۰۰۴). مطابق تحقیقات جعفری و شفیعی (۱۹۹۸) برای رسهای مخلوط شامل ۵۰ درصد شن ماسه‌دار غوطه ور در ۵۰ درصد رس با پلاستیسیته بالا در تعداد سیکل‌های بارگذاری کمتری نسبت به نمونه‌های غیرمخلوط گسیخته می‌شوند. بطورکلی زمانی که درصد درشت‌دانه در مخلوط رسی افزایش می‌یابد، در آزمایش بارگذاری سیکلی کنترل کرنش، فشار آب حفره‌ای تولیدی افزایش می‌یابد (جعفری و شفیعی ۱۹۹۸، ۲۰۰۴). در نتیجه مقاومت سیکلی کمتری در مقایسه با رس خالص بدست می‌آید (جعفری و شفیعی ۲۰۰۴). همچنین افزایش پلاستیسیته مصالح ریزدانه خصوصاً برای نمونه با مقدار ریزدانه بیش از ۱۰ درصد، می‌تواند سبب افزایش مقاومت سیکلی شود (Koseki و Ishihara ۱۹۸۹). بر مبنای نتایج آزمایش‌های سه محوری، مقاومت سیکلی مخلوطهای ماسه‌ای-شنی با دانه‌بندی منفصل بازسازی شده بطور قابل ملاحظه‌ای با افزایش درصد شن افزایش می‌یابد (Evans و Zhou ۱۹۹۵). همچنین ممکن است مقاومت روانگرایی یکسانی برای مخلوط ماسه-شن تنها با آزمایش روی بخش ریزدانه خاک در تراکم نسبی بالاتر بدست آید. با این وجود، بر اساس نتایج آزمایشگاهی و مشاهدات صحرایی، درصد شن، اثر مهمی روی مقاومت روانگرایی نمونه‌های شن ندارد (Siddiqi ۱۹۸۴). در واقع، بخش خیلی درشت دانه اثر مهمی روی مقاومت سیکلی خاکهای شن به شرط "غوطه‌ور بودن" آنها در مخلوط ندارد. زیرا در حالت غوطه‌وری، دانه‌های بزرگ اندازه با همدیگر به علت محصور بودن توسط ریزدانه در تماس نیستند. بطورکلی مصالح مخلوط استفاده شده برای مدلسازی رفتار مقاومت سیکلی معرف کل خاک، باید در دانسیته نسبی برابر کل خاک آزمایش شود (Siddiqi ۱۹۸۴). نهایتاً نهشته‌های ماسه‌ای با مقداری شن و قلوه سنگ در مقایسه با نمونه‌های بدون این مصالح ممکن است بیشتر مستعد روانگرایی باشند (Siddiqi و همکاران ۱۹۸۷). بطورکلی درک کنونی راجع به مقاومت سیکلی نمونه‌های شن ناقص است. معمولاً شن تمیز و نمونه‌های شن مشابه خاک‌های ریزدانه بدون خاصیت خمیری رفتار

است که مصالح شن بسیار متراکم بکار رفته در بدنه خاکریزهای مهندسی مانند سدهای سنگریزه‌ای و سدهای با رویه بتنی سنگریزه‌ای (CFRDs)، معمولاً شرایط روانگرایی و اثرات مخرب مرتبط ناشی از کاهش شدید مقاومت ناشی از بارهای زلزله را تجربه نمی‌کنند. دلیل آن، تراکم بسیار بالا، تماس بین دانه‌ای بالا، زهکشی خوب دانه‌های بزرگ اندازه (که اجازه زایل شدن سریع اضافه فشار آب حفره‌ای تولیدی را می‌دهد) و نظایر آن است در واقعیت این فرض درست نبوده و کاملاً به شرایط مرزی زهکشی خاک شن و دامنه تنشهای تحمیلی ناشی از زلزله بستگی دارد. معمولاً مقاومت سیکلی خاک ASTM D5311 با استفاده از دستگاه سه محوری سیکلی تعیین می‌شود (Goto و همکاران ۱۹۹۲، Budiman و همکاران ۱۹۹۵، Sancio و Bray ۲۰۰۶). نتایج آزمایش‌ها روی نمونه‌های آزمایشگاهی شواهدی از روانگرایی خاکهای شن را نشان می‌دهد (Siddiqi و همکاران ۱۹۸۷، Evans و Zhou ۱۹۹۵). بطورکلی در مصالح درشت دانه با دانسیته نسبی بیش از ۸۵ درصد، اضافه فشار آب حفره‌ای در اثر بارگذاری سیکلی با ایجاد کرنش‌های تجمعی دائمی همراه است (Castro ۱۹۷۵). اگرچه مصالح دانه‌ای گسیختگی جریانی را تجربه نمی‌کنند، اما آنها دچار حالت "تحریک سیکلی" می‌شوند (Castro ۱۹۷۵). مقاومت سیکلی به چندین پارامتر بستگی دارد که عبارتند از: دانسیته، تنش محدودکننده، تنش برشی سیکلی اعمالی، تاریخچه تنش، ساختار دانه، عمر نهشته خاک، روش آماده‌سازی نمونه، فرکانس بارگذاری، ضریب یکنواختی و شکل موج (ASTM D5311، Aghaei Araei و همکاران ۲۰۱۲ a). در خاک‌های شن غیرچسبنده، مقاومت سیکلی با افزایش دانسیته خاک افزایش می‌یابد (Aghaei Araei و همکاران ۲۰۱۲) و مقاومت روانگرایی با افزایش تنش محدودکننده کاهش می‌یابد (Seed و همکاران ۲۰۰۳). تعداد سیکل‌های مسبب روانگرایی در فرکانس‌های پایین افزایش می‌یابد (Liu ۲۰۱۲). بطورکلی برای نمونه‌های شن به علت ابعاد بزرگ نمونه‌ها و جایجایی بزرگ شفت نیرو مورد نیاز، بارگذاری سیکلی با فرکانس پایین انجام می‌شود (Budiman ۱۹۹۵). ونگ و همکاران (۱۹۷۴) اظهار داشتند که مقاومت سیکلی خاکهای شن خوب دانه‌بندی شده کمتر از مقادیر نظیر نمونه‌های بازسازی شده با دانه‌بندی یکنواخت می‌باشند. همچنین مقاومت سیکلی زهکشی نشده با افزایش قطر نمونه از ۷ سانتیمتر به ۳۰

ماسه‌های خیلی متراکم و اشباع مطالعه شده است (Shahnazari و همکاران ۲۰۱۵). در مورد اثر تنش محدودکننده بالا و تنش و کرنش برشی استاتیکی اولیه قبل از زلزله روی مقاومت سیکلی خاک‌های شنی با درصد‌های ریزدانه مختلف بسیار متراکم در ادبیات فنی مطالب کمی وجود دارد. این مقاله روی رفتار کاهش مقاومت سیکلی و رفتار اضافه فشار آب حفره‌ای پنج مصالح شنی در شرایط تنش همسان ($k_c=1$) و غیرهمسان تنشی ($k_c>1$) (Tiedemann و همکاران ۱۹۸۴) با استفاده از دستگاه سه‌محوری قطر بزرگ می‌پردازد.

می‌کنند، بطوریکه کرنش دائمی تجمعی زیادی در مرحله برش تولید می‌شود و روانگرایی اولیه در کرنش برشی تجمعی ۳ درصد رخ می‌دهد (Bray و Sancio ۲۰۰۶). کرنش پلاستیک ایجاد شده یکی از مهمترین عوامل در کنترل رفتار لایه‌های خاک‌های شنی متراکم بدون ریزدانه محبوس بین لایه‌های خاک با ریزدانه بالا یا خاک دارای ریزدانه تحت تکان‌های زلزله است. بنابراین تعیین رفتار نمونه خاک یاد شده تحت دامنه‌های مختلف کرنش و همچنین توانایی خاک برای مقابله با کرنشهای تولیدی حین تکانهای زلزله تحت شرایط زهکشی نشده مهم است. در این راستا حتی در سالهای اخیر اثر پیش-کرنش سیکلی روی مقاومت سیکلی

۲- خواص نمونه‌های آزمایش

است. نمونه S.K از مصالح پوسته سد خاکریزه‌ای کرخه تهیه شده است. این مصالح نهشته‌های آبرفتی تیزگوشه تا نیمه‌گردگوشه (کنگلومرای شنی ماسه‌ای) است. نمونه S.SK آندزیتی و بازالتی از مصالح پوسته بکار رفته در پوسته سد سنگریزه‌ای ستارخان تهیه شده است. نمونه مصالح سنگ آهکی S.SBU در پوسته بالادست سد CFRD سیاه بیشه است و از انفجار معدن سنگ آهکی تهیه شده است. حداکثر دانسیته خشک بر اساس آزمایش تراکم اصلاح شده ASTM D1557 (۲۰۰۷) انجام شد. برای مصالح آزمایش شده تغییرات Gs از ۲/۶۵ تا ۲/۷۱ بوده و حداقل نسبت تخلخل (e_0) از ۰/۱۲ تا ۰/۲۷ متغیر است.

نمونه‌های شنی آزمایش شده از هسته و پوسته چهار سد سنگریزه‌ای و سد CFRD در کشورمان ایران تهیه شدند. مشخصات اصلی این مصالح در جدول ۱ به صورت خلاصه ارایه شده است. نمونه C.K از مصالح هسته بکار رفته در بدنه سد خاکریزه‌ای کرخه تهیه شده است. این مصالح شامل نهشته‌های آبرفتی گرد تا نیمه گردگوشه بوده و شامل ۴۹ درصد ریزدانه با شاخص پلاستیسیته (PI) برابر ۳۰ درصد است. نمونه C.RL از مصالح آهکی بکار رفته در هسته سد سنگریزه‌ای رودبار لرستان تهیه شده است. این مصالح تیزگوشه با ۳۲ درصد ریزدانه به PI برابر ۱۳ درصد است. بطورکلی حداقل درصد ریزدانه رسی ۳۰ درصد برای هسته رسی مخلوط برای سدهای خاکریزه‌ای در ایران پذیرفته

جدول ۱. مشخصات مصالح شنی بکار رفته در آزمایش سه محوری بزرگ مقیاس

نشانه	ابعاد نمونه به سانتیمتر (ارتفاع×قطر)	تراخ بارگذاری mm/min	W_{opt} (%)	$95\% \gamma_d (max)$ (kN/m ³)	درصد گذشته از ۰/۲ mm	درصد گذشته از ۴/۷۵ mm	درصد گذشته از ۲۵/۴ mm	درصد گذشته از ۳۸ mm	Gs	سد	مصالح
C.K	20*40	0.5 ^a , 0.07	13.5	18.3	52	69	90	100	2.70	کرخه	گل سنگ مخلوط با شن ماسه دار (LL=۶۰, PI=۳۰)
C.LR	20*40	0.5	6.5	2.15 ^b	40	68.5	93	100	2.65	رودبار لرستان	سنگ آهکی (LL=۲۹, PI=۱۳)
S.SK	30*60	0.5	9	20	22	53	85	95	2.65	ستارخان	آندزیت-بازالت
S.K	30*60	0.5	5	2.12	11	49	90	97	2.66	کرخه	کنگلومرای شنی ماسه دار
S.SBU	30*60	0.5	5.3	2.15 ^c	5	43	85	95	2.71	سیاه بیشه بالادست	سنگ آهک- زون برشی

^a در مرحله اولیه اعمال غیر همسانی $k_c=2$ گسیخته شد؛ ^b $\gamma_d(max) \geq 93/5\%$

۳- برنامه آزمایشهای دینامیکی

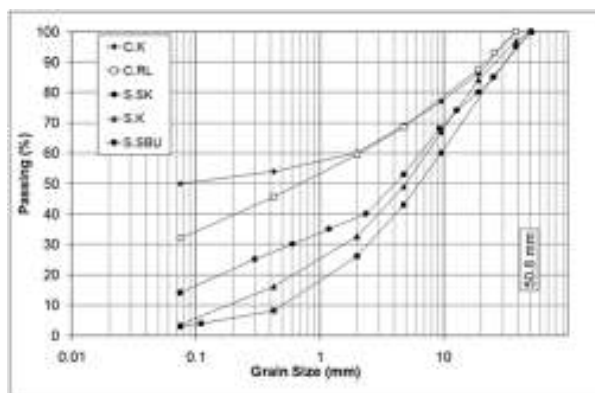
منحنیهای دانه‌بندی مصالح برای آزمایش‌های سه محوری با حداکثر اندازه دانه ۵۰ و ۳۸ میلیمتر به ترتیب یک ششم و یک پنجم قطر نمونه‌های سه محوری قطر بزرگ مطابق شکل ۱ تهیه شده‌است. آزمایش‌ها روی نمونه‌هایی با قطر ۲۰۰ و ۳۰۰ میلیمتر و به ترتیب با ارتفاع ۴۰ و ۶۰ میلیمتر انجام شده است. در این مطالعه ۳۶ آزمایش سه‌محوری سیکلی مطابق ASTM D5311 (۲۰۰۴) با استفاده دستگاه سه محوری بزرگ مقیاس بخش ژئوتکنیک و زیرساخت مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی مطابق جدول ۲ انجام

۳-۱- روش آزمایش

برای ساخت هر نمونه، بخشهای وزنی اندازه دانه‌های مختلف مورد نیاز طبق دانه‌بندی به صورت وزنی تهیه شدند. یک غشاء از نوع سیلیکونی به ضخامت ۲ میلیمتر مطابق با

شده است. تنش‌های محدودکننده برای آزمایش‌ها با توجه به سطح تنش‌های معمول موجود در بدنه سدهای سنگریزه‌ای بلند یا CFRD مطابق جدول ۲ انتخاب شده است. بر مبنای نتایج ابزار دقیق، تراز تنش موجود (q/q_{max}) که تنش تفاضلی $\sigma'_1 - \sigma'_3 = q$ در مصالح هسته و پوسته سدهای سنگریزه‌ای بلند بین ۰/۳۵ تا ۱/۰ متغیر است (Aghaei Araei ۲۰۰۲) که k_c برابر با ۱ تا ۲/۸ قابل انتظار است (Aghaei Araei و همکاران ۲۰۱۸).

ASTM D5311 (۲۰۰۴) برای آب‌بند کردن نمونه استفاده شده است. نمونه‌ها با حداکثر دانسیته خشک ۹۵-۹۲ درصد با اضافه کردن درصد رطوبت بهینه ساخته شدند.



شکل ۱. دانه بندی مصالح شنی آزمایش شده

یا اعمال غیرهمسانی تنشی ($k_c = 1/5 - 2/57$)، تحکیم شده و سپس تحت بار سیکلی قرار می‌گیرد. بطورکلی، روی مصالح شنی با درصد ریزدانه بیش از ۲۲ درصد نمی‌توان آزمایش سیکلی بعد از اعمال غیرهمسانی (k_c) برابر ۲ را اعمال کرد. زیرا برای این مصالح در حالت مونوتونیک مقدار q_{max} / σ'_3 مونوتونیک برابر ۱ و کمتر است (Aghaei Araei و همکاران ۲۰۱۲b). همچنین مطابق جدول ۲ برای مقادیر بزرگ تنش محدودکننده و k_c ، باید انتظار کرنشهای محوری دائمی بزرگی را قبل از بارگذاری سیکلی داشت. برای مثال برای نمونه C.R.L. بعد از اعمال غیرهمسانی یا

نمونه‌های مصالح به ۴ یا ۶ بخش برای انجام تراکم تقسیم شدند و هر لایه در قالب شکافدار با استفاده از چکش و پیراتوری با فرکانس ۶۰-۵۰ سیکل بر ثانیه کوبیده شد. بعد از اتمام ساخت با اعمال مکش به مدت ۲۴ تا چند روز، نمونه به صورت جزئی با عبور آب بدون هوا به صورت جزئی (حداقل ۲۵ درصد) اشباع شد. سپس پس- فشار با مقدار حدود ۱ تا ۱/۵ کیلوگرم بر سانتی متر برای دستیابی به اشباع کامل (B اسکمپتون بیش از ۹۵ درصد) بر نمونه اعمال شد. نمونه‌ها ابتدا تحت تنش محدودکننده موثر قرار گرفته و سپس تحت شرایط همسان ($k_c = \sigma'_1 / \sigma'_3 = 1$) و

سیکلی تحت شرایط کنترل-تنش انجام شدند. فشار محدودکننده در حین انجام بارگذاری سیکلی ثابت نگه داشته می‌شود. معمولاً برای مصالح رسی و ماسه‌ای بارگذاری سیکلی تا رسیدن به شرایط زیر ادامه می‌یابد: (الف) کرنشی محوری دو برابر دامنه سیکلی بیش از ۵ درصد، (ب) یا کرنش دائمی تجمعی بیش از ۲۰ درصد، (ج) یا ۵۰۰ سیکل بارگذاری و یا تعداد بارسیکلی مورد نیاز طبق برنامه آزمایش‌ها گذر کند و (د) یا شکل موج اعمالی از مقادیر قابل قبول تجاوز کند. روند مشابهی برای مصالح شنی متراکم در نظر گرفته شده شد. نتایج بارهای محوری، تغییرشکل قائم، اضافه فشار آب حفره‌ای در فواصل زمانی ۰/۱ تا ۰/۰۰۴ ثانیه به ترتیب برای بار سیکلی اعمالی با فرکانس ۰/۱ تا ۵ هرتز اندازه‌گیری می‌شود. ۵۰ نقطه داده برای هر سیکل ثبت می‌گردد. جزئیات بیشتر راجع به آماده سازی نمونه و غیرهمسانی در مراجع (Aghaei Araei) و همکاران (۲۰۱۲a و b) در دسترس است. همچنین براساس نتایج آزمایش‌های فشاری سه محوری پسا-سیکلی مونتونیک زهکشی نشده مقادیر زاویه اصطکاک (ϕ')، C.RL، C.K، S.SBU، S.K، S.SK به ترتیب حدود 30° ، 35° ، $42/5^\circ$ ، $42/2^\circ$ و $40/1^\circ$ است. افزایش درصد شن از ۵۰ درصد به ۹۵ درصد (ماسه یا شن در خاک‌های شنی) فقط سبب ۱۳ درصد زاویه اصطکاک می‌شود.

k_c برابر با ۲، انجام آزمایش سیکلی تحت تنش محدود کننده موثر ۸۰۰ کیلوپاسکال به علت رسیدن حالت گسیختگی ممکن نشد. رفتار مشابهی برای مصالح C.K مشاهده شده است، که دو نمونه تحت تنش محدودکننده ۲۵۰ کیلوپاسکال، حین اعمال k_c برابر ۲ حتی با سرعت کمتر از ۰/۱ میلیمتر بر دقیقه گسیخته شد. بنابراین برای انجام آزمایش سیکلی مقاومتی روی این نمونه، اولاً دامنه k_c اعمالی به ۱/۸ تا حداکثر ۱/۵ به ترتیب برای تنش محدودکننده ۲۵۰ و ۴۵۰ کیلوپاسکال کاهش یافت و ثانیاً نرخ بارگذاری هنگام اعمال غیرهمسانی تنشی به کمتر از ۰/۰۷ میلیمتر بر دقیقه کاهش یافت. بر مبنای این نتایج توصیه می‌شود که انتخاب صحیح مقدار k_c و نرخ کرنش اعمالی برای مصالح شنی با درصد ریزدانه بیش از ۲۲ درصد بر مبنای آزمایشهای مونتونیک قبل از آزمایشهای سیکلی صورت گیرد. در جدول ۲ جزئیات بیشتری راجع به پیش-کرنش ایجاد شده تحت تنش استاتیکی اولیه یا اعمال k_c برای مصالح مختلف ارائه شده است. مقدار ضریب غیرهمسانی k_c قبل از آزمایش سیکلی با اعمال بار مورد نیاز با باز شیر زهکشی نمونه تامین می‌شود. سپس شیرهای زهکشی نمونه برای اعمال بار سیکلی بسته می‌شود. در ادامه نمونه تحت بار سیکلی با نیم سیکل اول در فشار با شکل موج سینوسی یا مستطیلی قرار می‌گیرد. آزمایشهای

جدول ۲. مشخصات و نتایج آزمایش سیکلی مقاومتی روی خاکهای شن‌دار مورد مطالعه

نشانه مصالح	γ_d (kN/m ³)	σ_3' (kPa)	k_c	پیش-کرنش محوری ناشی از ناهمسانی (درصد)	$\pm \sigma_{dp}$ (kPa)	فرکانس بار گذاری (Hz)	مقادیر اولیه SR یا τ_{cp}/σ'_{vc}	تعداد سیکل	DAAS (درصد) ایجاد در سیکل اول	تعداد سیکل مسبب PAAS یا DAAS			
										۰/۵ درصد	۲درصد	۵ درصد	۱۰ درصد
S.SBU	۲۱/۵	۲۰۰	۱	-	-	۱	۰/۱	۵۰۰	۰/۰۲				
	۲۱/۵	۲۰۰	۱	-	-	۱	۰/۲	۴۹۲	۰/۱				
	۲۱/۵	۶۰۰(a)	۱	-	-	۱	۰/۲	۶۴۰	۰/۱				
	۲۱/۰	۶۰۰(b)	۱	-	-	۱	۰/۳	۴۶۰	۰/۱۵	۲۰۰			
	۲۱/۵	۶۰۰	۱	-	-	۱	۰/۵	۸۴۴	۰/۲۵				
۲۱/۵	۱۰۰۰(c)	۱	-	-	۱	۰/۴۵	۹۰	۰/۵۵	۱	۱۵	-	-	
C.K	۱۸/۳	۲۵۰(d)	۱/۸	۱۲/۵۳	۹۰-۱۱۳	۱(۰/۵)	۰/۱۳(۰/۱۶)	۰-۴۰(۴۱-۷۰)	۰/۰۲۱۵(۰/۱۸)	۱۳(s)	۳۰(s)	۴۹(s)	-
	۱۸/۳	۴۵۰(e)	۱/۵	۷/۵۷	۱۸۸	۱	۰/۱۶	۱۸۰	۰/۳۰۵	۸(s)	۳۴(s)	۹۰(s)	-
	۱۸/۳	۴۵۰(f)	۱/۵	۱/۸۵	۲۳۱-۲۵۳-۲۷۵	۱(۰/۵)	۰/۲(۰/۲۲)+۲۴	-۲۰(۲۱-۲۵)۲۶-۶۵	۰/۲۹۸(۰/۶۰۴)۱۰-۲	۱۹(g,s)	۲۵(s)	۳۷(s)	۴۹(s)
	۱۸/۳	۴۵۰(h)	۱/۵	۵/۹۴	۲۷۴-۳۰۰	۰/۱(۰/۰۵)	۰/۲۳(۰/۲۶)	۱-۳(۴-۶)	۱/۱۴(۴/۲۹۵)	-	۲(s)	۳(s)	۵(s)
S.K	۲۱/۲	۱۰۰	۱/۷	۰/۵۵	۴۸۷	۱	۰/۲۱	۱۶۴(i)	۰/۱۹۷	۲۲(s)	۷۰(s)	۱۱۰(s)	
	۲۱/۲	۱۸۰	۲/۵۴	۱/۰۷	۱۹۳	۱	۰/۳۲	۵۰۰	۰/۱۴۸	۳۵۰(s)			
	۲۱/۲	۱۸۰(j)	۲/۵۷	۲/۸۹	۲۳۸	۱	۰/۳۹	۱۲	۰/۰۴۷	-	۳(s)	۷(s)	۱۰(s)
	۲۱/۲	۱۰۰	۲/۵	۰/۹۶	۲۰۳	۱	۰/۶	۱۳۵	۰/۲۳۳	۲۰(s)	۶۰(s)	۱۰۵(s)	
	۲۱/۲	۳۰۰	۲/۵۴	۰/۴۴	۲۴۷	۱	۰/۲۴	۸۷	۰/۱۱۲	۱۸(s)	۲۵۰(s)	۸۶۷(k,s)	-
۲۱/۲	۵۰۰(l)	۱/۵	۰/۱۸	۴۸۷	۱	۰/۳۳	۲۷	۰/۳۶	۳	۱۰(s)	۲۰(s)	-	
S.SK	۲۰/۰	۲۰۰	۱/۵	۰/۱۸(۰/۲۱)	۱۰۸	۱	۰/۱۹	۲۰۰	۰/۰۸۳				
	۲۰/۰	۲۰۰	۲/۵	۳/۹۲	۱۱۳	۱	۰/۱۷	۲۲۲	۰/۰۷۱	۱۸(s)	۱۰۵(s)		
	۲۰/۰	۵۰۰	۱/۵	۰/۲۶(۰/۳۵)	۲۸۸	۱	۰/۲۰	۱۸۰	۰/۱۸۶	۷(s)	۳۰(s)	۱۲۰(s)	-
	۲۰/۰	۵۰۰(m)	۲	۱/۷۳	۲۷۲	۱	۰/۱۷۵	۸۱	۰/۲	۳(s)	۱۱(s)	۱۸(s)	۵۰(s)

فصلنامه علمی پژوهشنامه حمل و نقل، سال بیستم، دوره دوم، شماره ۷۵، تابستان ۱۴۰۲

	۲۰۰	۲۰۰	۱/۵	۰/۱۶(+۲۱)	۱۹۵	۱	۰/۳۴۴	۶۳	۰/۳۳۶	۵(s)	۲۰(s)	۴۰(s)	-
	۲۰۰	۵۰۰(n)	۱/۵	۰/۳۶(+۶۱)	۳۰۸	۱	۰/۲۱۶	۳۰	۰/۳۷۱	۳(s)	۸(s)	۱۶(s)	۲۹(s)
CLR	۲۱/۵	۲۰۰	۱		-	۱	۰/۲۰	۵۰۰	۰/۲۲۹				
	۲۱/۵	۲۰۰	۱		-	۱	۰/۳۵	۵۰۰	۰/۰۷۳				
	۲۱/۵	۵۰۰	۱		-	۱	۰/۲۵	۵۰۰	۰/۱۲۰				
	۲۱/۵	۵۰۰	۱		-	۱	۰/۳۵	۵۰۰	۰/۱۹۰	۵۰۰(s)			
	۲۱/۵	۸۰۰	۱		-	۱	۰/۴۵(0)	۵۰۰	۰/۴۰۲	۵۰	۲۲۰(s)	۵۰۰(p,s)	-
	۲۱/۵	۲۰۰	۱		-	۵	۰/۲۷	۵۰۰	۰/۰۵۵				
	۲۱/۵	۲۰۰(a)	۲	۰/۶۳	۱۲۰	۱	۰/۲۰	۵۰۰	۰/۰۵۵	۳۵۰(s)			
	۲۱/۵	۵۰۰	۲	۱/۹۳	۲۵۴	۱	۰/۱۷	۴۰۰	۰/۱۳۸	۹(s)	۴۰(s)	۸۵(s)	۱۸۰(s)
	۲۱/۵	۲۰۰	۲	۰/۵۱	۱۴۰	۵	۰/۲۴	۵۰۰	۰/۰۶	۹۰(s)	۵۰۰(s)		
	۲۱/۵	۲۰۰	۱		-	۵	۰/۰۴۶	۵۰۰	۰/۰۰۶				
	۲۱/۵	۵۰۰	۱		-	۵	۰/۰۴۵	۵۰۰	۰/۰۲۵				
	۲۱/۵	۵۰۰	۱		-	۵(q)	۰/۰۵	۵۰۰	۰/۰۲۹				
	۲۱/۵	۵۰۰(r)	۱	۵/۳۹۵	-	۵	۰/۰۴۳+۰/۶۶	۵۰۰	۰/۰۸۷				
	۲۱/۵	۸۰۰	۱	۴/۹۱	-	۲	۰/۰۹	۵۰۰	۰/۲۲۷				

- (a) نتایج آزمایش مونوتونیک پسا-سیکلی در این مطالعه ارائه شده است.
- (b) روانگرایی اولیه، $\sigma_{II} = 1$ DAAS برابر $0/64-0/55$ درصد برای تعداد سیکل بیش از ۲۵۰ کرنش محوری در سیکل 460 ام برابر $1/35$ درصد
- (c) روانگرایی اولیه، $\sigma_{II} = 1$ DAAS برابر $2/07$ درصد در سیکل 115 ام
- (d) تحریک سیکلی؛ کرنش محوری تجمعی در سیکل 170 ام برابر $9/44$ درصد
- (e) تحریک سیکلی؛ کرنش محوری تجمعی در سیکل 180 ام برابر $9/11$ درصد
- (f) تحریک سیکلی؛ DAAS برابر $1/06$ درصد کرنش محوری در سیکل 47 ام برابر 10 درصد
- (g) DAAS برابر $0/5$ درصد در سیکل 19 ام
- (h) روانگرایی اولیه، DAAS برابر $2/17$ درصد در سیکل 33 ام؛ DAAS برابر 5 درصد در سیکل 6 ام و کرنش محوری تجمعی 21 درصد
- (i) DAAS برابر $0/49$ درصد
- (j) روانگرایی اولیه، $\sigma_{II} = 1$ DAAS برابر $0/7$ درصد و کرنش محوری تجمعی در سیکل 7 ام برابر 5 درصد
- (k) کرنش محوری تجمعی در سیکل 867 ام برابر $4/64$ درصد
- (l) تحریک سیکلی (روانگرایی جزئی می تواند رخ دهد)؛ $\sigma_{II} = 0/94$ DAAS برابر $0/88$ درصد و کرنش محوری تجمعی در سیکل 27 ام برابر $7/64$ درصد
- (m) DAAS برابر $0/2$ درصد و کرنش محوری تجمعی در سیکل 50 ام برابر درصد
- (n) DAAS برابر $0/69$ درصد و کرنش محوری تجمعی در سیکل 30 ام برابر $10/63$ درصد
- (o) فشاری
- (p) کرنش محوری تجمعی در سیکل 500 ام برابر $4/06$ درصد
- (q) مستطیلی
- (r) تنش محدود کننده موثر برابر 900 کیلوپاسکال و اضافه فشار آب حفره ای 400 کیلوپاسکال
- (s) کرنش محوری تجمعی در هنگام بارگذاری سیکلی

۳-۲- دقت اندازه گیری

جزئیات راجع به نوع، دقت و وضوح حسگرهای بکار رفته در دستگاه سه محوری بزرگ مقیاس مورد استفاده برای انجام آزمایش و دستگاه ثبت داده در مرجع آقایی آرایی و همکاران (۲۰۱۲b) وجود دارد. ابزار بارگذاری باید قادر برای ثابت نگه داشتن بار سیکلی حداقل به میزان 15 تا 20 درصد کرنش حداکثر به-حداکثر برای نمونه مصالح با تراکم سست تا متوسط است. همچنین، عدم تقارن در حداکثر بار سیکلی فشاری-کششی P_e به مقدار ± 10 درصد مجاز است. غیریکنواختی زمان اعمال موج با عدم تقارن شکل موج و با حداکثر اختلاف مدت برابر، $t_e \leq t_e \leq 0.9t_e$ مجاز است. وجود نویز و نوسان روی موج، کاهش بار اعمالی در

کرنش های بزرگ یا افت بار در 10% دوبرابر دامنه کرنش اعمالی باید حدود 80% تا 120% مقدار P_e است. فراجش سیکل اعمالی نباید از حدود تعیین شده در ASTM D5311 (۲۰۰۴) تجاوز کند. خطاهای مرتبط با نفوذ غشاء در کناره آن با پرکردن فضای خالی نمونه های شنی با خاک های ریزدانه (مثل ماسه) کاهش می یابد به طوریکه فضای خالی محیط پیرامونی نمونه پر شده و سطح صافی ایجاد می شود. این راهکار همچنین سبب کاهش قابل توجه نفوذ غشا در هنگام تحکیم شده و برآورد درستی از مقاومت روانگرایی خاک های شنی فراهم می کند (Haeri و همکاران، ۲۰۱۶).

۴- نتایج آزمایش مقاومت سیکلی سه محوری

دامنه کرنش محوری در برابر نسبت تنش سیکلی SR طبق ASTM D5311 (۲۰۰۴) و طبق معادله زیر رسم می‌شود:

$$SR = \sigma'_{dp} / 2\sigma'_3 \quad (1)$$

برشی τ_{fc} روی سطح مستعد گسیختگی ایجاد می‌کند. با فرض انحراف سطح گسیختگی با زاویه $45^\circ + \phi'/2$ از محور افقی، تنش‌ها به شرح زیر محاسبه می‌شود (Tiedemann و همکاران ۱۹۸۴):

$$\sigma'_{fc} = \sigma'_3 + \sigma'_d [\cos(45^\circ + \phi'/2)]^2 \quad (2)$$

$$\tau_{fc} = \sigma'_d (\cos \phi') / 2 \quad (3)$$

اعمال تنش سیکلی $\sigma'_{dp} +$ سبب تنش‌های برشی اضافی τ'_{cy} روی سطح گسیختگی گردیده و بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$\tau_{cy} = \sigma'_{dp} (\cos \phi') / 2 \quad (4)$$

τ_{cy} / σ'_{fc} تحکیم غیرهمسان) برای هر سیکل بارگذاری به عنوان مقدار متوسط معنی ندارد و لازم است یک متوسط وزنی از نسبت تنش‌های سیکلی اعمالی از سیکل‌های قبلی در محاسبات منظور شود. نسبت تنش سیکلی مذکور به شرح زیر محاسبه می‌شود (ASTM D5311 ۲۰۰۴، Aghaei Araei و همکاران ۲۰۱۸):

$$SR_{ave} = \sum SR_n / m (n=1, m) \text{ or } (\tau_{cy} / \sigma'_{fc})_{ave} = \sum (\tau_{cy} / \sigma'_{fc})_n / m (n=1, m) \quad (5)$$

۵٪ در کرنش محوری ± 5 درصد برای ماسه است. در نمونه‌های بسیار متراکم با درصد ریزدانه بالا تحت نسبت‌های تنش سیکلی بالا ممکن است در کمتر از ۲۰ سیکل توزیع فشار حفره‌ای غیریکنواخت و بار حداکثر غیرمتمارن در کشش و فشار رخ دهد.

در جدول ۲ برنامه و نتایج مقاومت سیکلی نمونه‌های تحکیم همسان مطابق ASTM D5311 (۲۰۰۴) ارائه است. بدین منظور، منحنی‌های تعیین تعداد سیکل‌های مسبب دوبرابر

که σ'_{dp} بخش فشاری بار سیکلی و σ'_3 تنش محدود کننده موثر است. مقاومت خاک تحت تنش‌های اولیه استاتیک برشی به صورت اعمال تحکیمی غیرهمسان با استفاده از آزمایش سه محوری تعیین می‌گردد. اعمال σ'_3 و تنش تفاضلی $\sigma'_d = \sigma'_1 - \sigma'_3$ ، یک تنش عمودی σ'_{fc} و یک تنش

بارگذاری سیکلی معمولاً سبب افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای در نمونه شده، که خود سبب کاهش در σ'_3 و افزایش کرنش محوری سیکلی نمونه می‌شود. این موضوع سبب نوسان بار یا کاهش بار اعمالی در کرنش‌های بزرگ برای مصالح شنی بسیار متراکم می‌شود. بنابراین مقدار نسبت تنش سیکلی (SR) نمونه تحت تحکیم همسان یا

که SR_{ave} یا $(\tau_{cy} / \sigma'_{fc})_{ave}$ متوسط نسبت تنش سیکلی تا سیکل m و SR_n یا $(\tau_{cy} / \sigma'_{fc})_n$ نسبت تنش سیکلی در m سیکل است. SR_{ave} یا $(\tau_{cy} / \sigma'_{fc})_{ave}$ زمانی مورد نیاز است که P_{error} کاهش بار با ایجاد کرنش رخ دهد (ASTM D 5311 ۲۰۰۴). P_{error} باید کمتر از

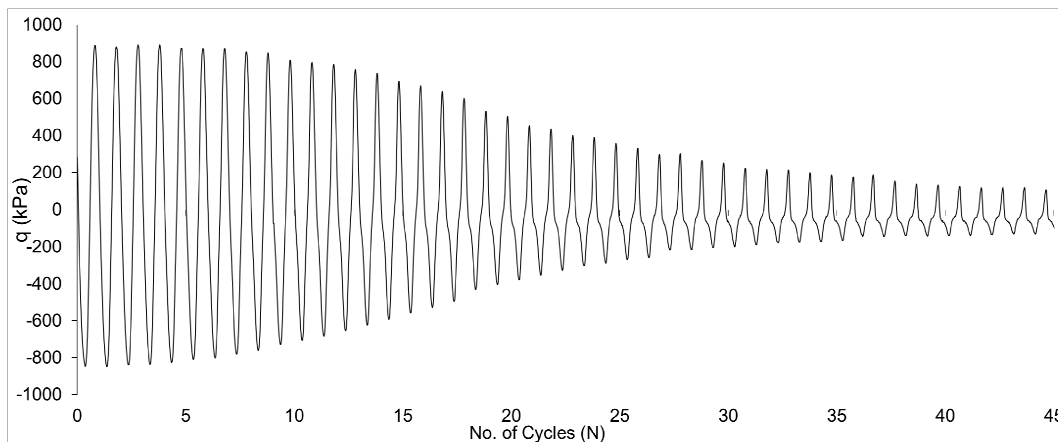
۴-۱- نتایج اولیه

۲درصد بعد از سیکل بارگذاری ۱۰ام شکل بار اعمالی تغییر می‌کند. شکل ۳ نتایج آزمایش روی مصالح S.SBU در شرایط مختلف مطابق جدول ۲ ارائه شده است. شکل ۳ (a) حداکثر تنش سیکلی در کشش و فشار در برابر تعداد سیکل‌ها را نشان می‌دهد. حداکثر تنش سیکلی به طور قابل ملاحظه‌ای تحت SR بزرگ با تعداد سیکل

نمونه‌ای از تاریخچه زمانی تنش تفاضلی در برابر تعداد سیکل در آزمایش بارگذاری سیکلی نمونه S.SBU تحت $\sigma'_3 = 1000 \text{ kPa}$ و $SR = 0.45$ در شکل ۲ نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که دستگاه بارگذاری می‌تواند بار سیکلی یکنواختی را در سیکل‌های اول بارگذاری اعمال کند اما با ایجاد حداقل کرنش محوری حداکثر-به-حداکثر

متفاوت است. σ'_3 با افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای در حین بارگذاری کاهش می‌یابد، در نتیجه تنش تفاضلی کاهش یافته و کرنش تجمعی با افزایش تعداد سیکل کاهش می‌یابد (شکل ۲ و شکل‌های ۳a و ۳c). شکل ۳ (e) نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای سیکلی در برابر تعداد سیکل را نشان می‌دهد. مطابق شکل، معمولاً نسبت فشار آب حفره‌ای برای SR بزرگتر در تعداد سیکل کمتر از ۱۰۰ سیکل افزایش می‌یابد.

کاهش می‌یابد. شکل ۳ (b و c) کرنش محوری (در کشش و فشار) و دو برابر دامنه کرنش محوری در برابر تعداد سیکل را نشان می‌دهد؛ مقادیر بزرگتر کرنش محوری تولید شده تحت SR بزرگتر مشاهده می‌شود. شکل ۳ (d) اضافه فشار آب حفره‌ای در فشار و کشش در برابر تعداد سیکل را نشان می‌دهد. براساس نتایج ارائه شده در شکل، افزایش روند اضافه فشار آب حفره‌ای با تعداد سیکل‌ها در کیلوپاسکال $\sigma'_3=600$ در دانسیته‌های ۲۱/۵ و ۲۱ نیوتن بر متر مکعب



شکل ۲. تنش سیکلی تفاضلی در برابر تعداد سیکلهای اعمالی برای نمونه اشباع S.SBU تحت $\sigma'_3 = 1000$ kPa و $SR=0/45$ (تحت نیم سیکل فشاری اولیه) و فرکانس بارگذاری ۱ هرتز برای ۵۰ سیکل اول بارگذاری

و در نتیجه r_{II} بیشتر و یا برابر امکان است به عنوان روانگرایی در مصالح S.SBU منظور شود. نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای سیکلی (r_{II}) در در آزمایش سه محوری سیکلی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$r_{II} = u_{max} / \sigma'_3$$

اضافه فشار آب حفره‌ای در هنگام فاز کششی، در نتیجه اثر مثبت اتساع زیاد، تحت نسبت تنشهای برشی بزرگ کاهش می‌یابد (Goto و همکاران ۱۹۹۲). شکل ۳ (f) نسبت مقاومت سیکلی در برابر تعداد سیکل را نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد که مقاومت سیکلی وابسته به σ'_3 و تنش برشی سیکلی اعمالی، دانسیته، و تعداد سیکل‌ها است. برای این نمونه شنی بسیار متراکم، معیار گسیختگی براساس $r_{II}=1$ تعریف می‌شود که سبب کرنش محوری دو برابر دامنه ۲ درصد در کمتر از ۱۵ سیکل می‌شود. براساس شکل‌های ۳ (b، c و d) افزایش SR، ۰/۱ تا ۰/۲ به دلیل ایجاد کرنش محوری بزرگتر از ۰/۱ درصد سبب کرنش محوری تجمعی

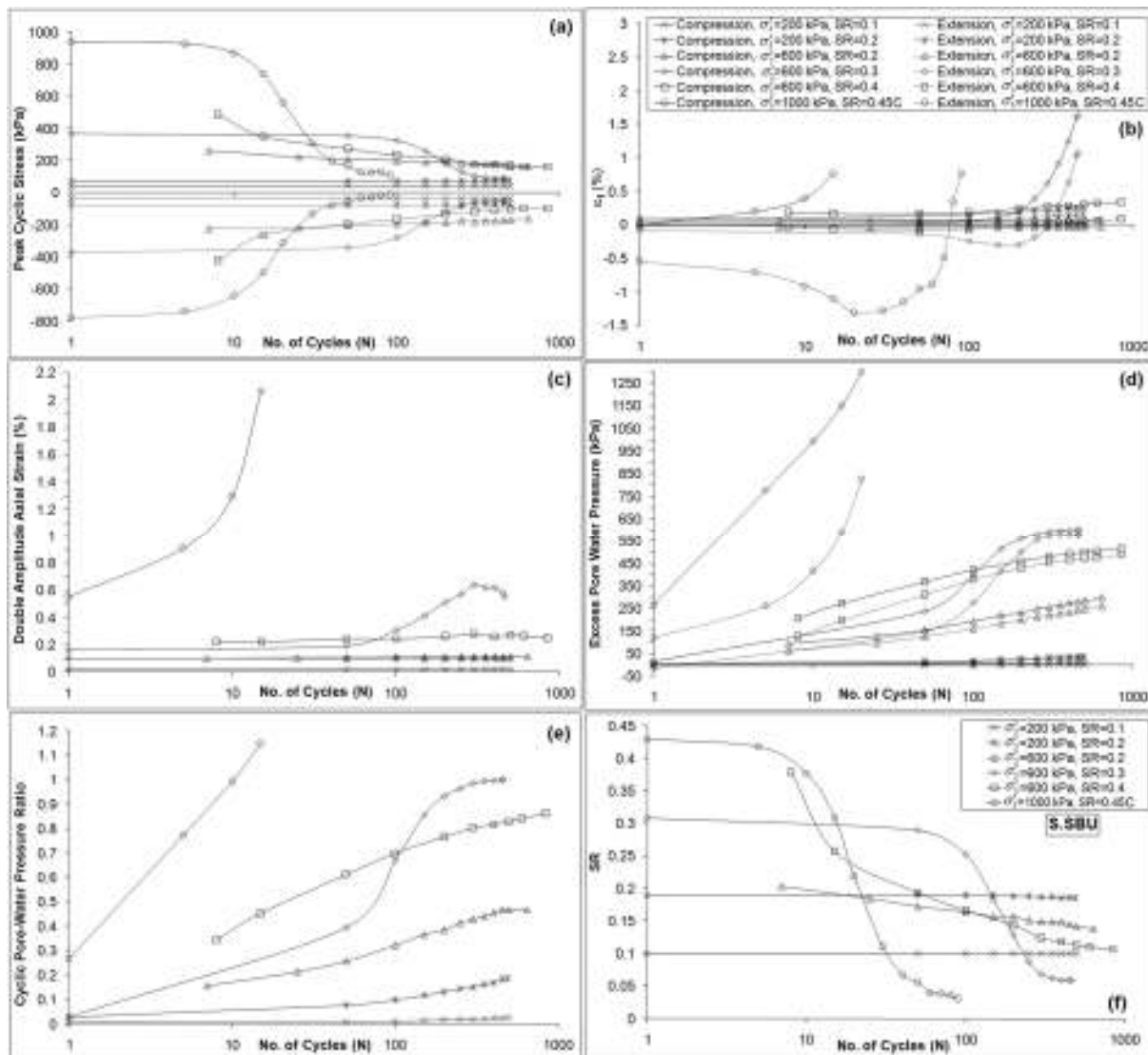
همچنین افزایش تعداد سیکل (بیش از ۱۰۰ سیکل) برای نمونه با دانسیته خشک کمتر، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای نمونه از مقادیر نظیر با دانسیته بیشتر و با SR بیشتر، بیشتر می‌شود. نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (r_{II}) تحت کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 1000$ و $SR=0/45$ حتی از ۱ هم می‌شود

(۶)

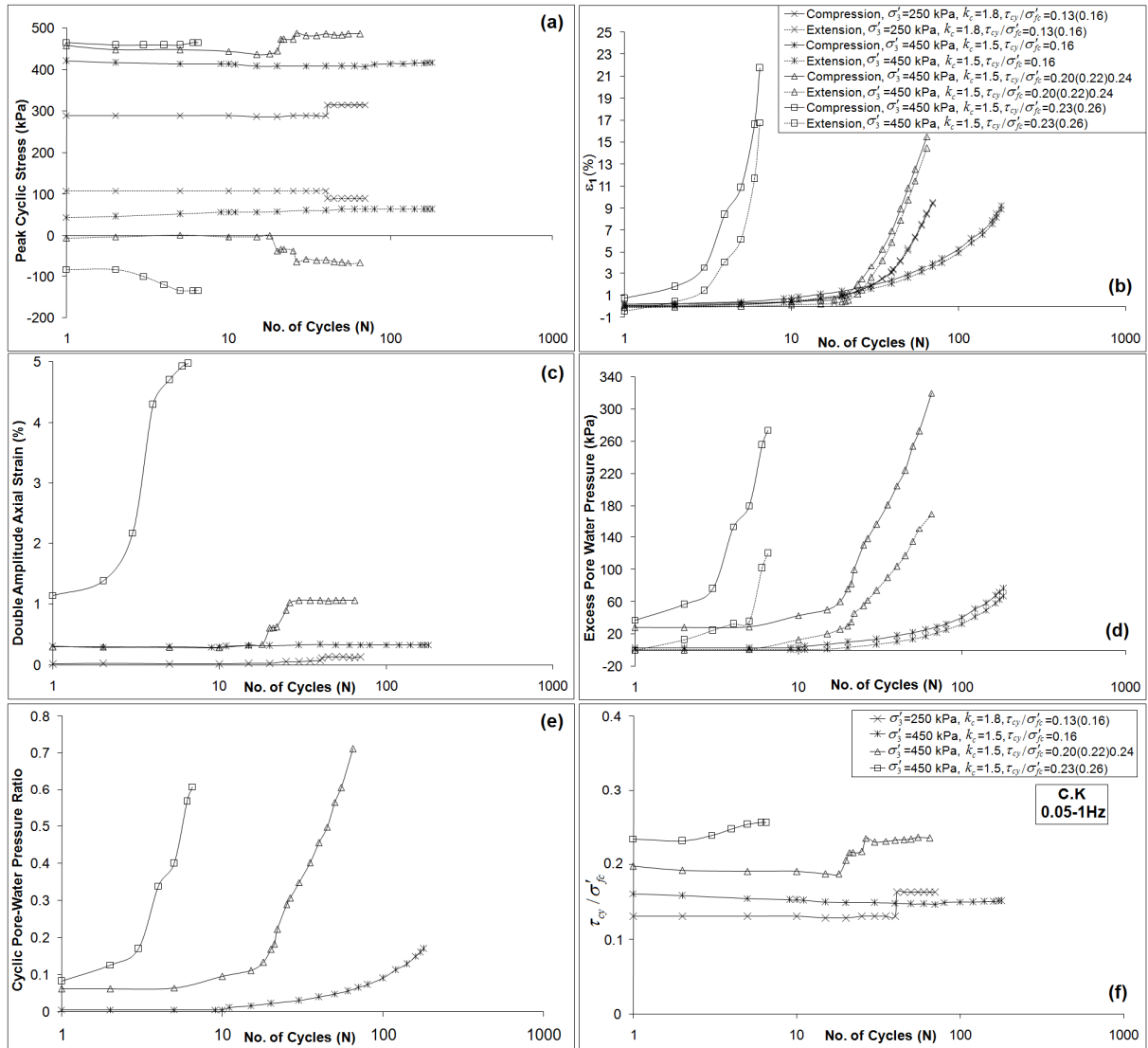
که u_{max} اضافه فشار آب حفره‌ای حداکثر در هنگام یک سیکل بارگذاری است. خاک‌های رودخانه‌ای و گرانیتی هوازده با $D_f=90$ درصد و تحت $SR=0/5$ ممکن است روانگرا شوند (Hara و همکاران ۲۰۰۴). با این وجود روانگرایی جریانی در مصالح S.SBU بسیار متراکم در هنگام آزمایش مشاهده نشد. این نتایج بدین معنی است که تحرک سیکلی یا ایجاد کرنش برشی محدود شده با افزایش تعداد سیکل تحت تنش اعمالی رخ می‌دهد. معمولاً این نمونه‌ها مشخصاتی مشابه با ماسه‌های متراکم مقاومت بالا از خود نشان می‌دهند. به عنوان مثال دامنه کرنش محوری به تدریج با افزایش سیکلهای تنش اعمالی، افزایش یافته و

کرنش محوری تجمعی ۵ درصد حدود ۳، ۳۷ و ۹۰ سیکل برای نسبت تنش سیکلی، τ_{cy} / σ'_{fc} برابر ۰/۲۶، ۰/۲۴ و ۰/۱۶ است. این نتایج بدین معنی است که در پیش-کرنش محوری با مقادیر ۵/۹۴ درصد و بیشتر تحت نسبت تنش τ_{cy} / σ'_{fc} برابر ۰/۲۶، تنها تعداد اندکی سیکل بارگذاری برای ایجاد گسیختگی در C.K. کفایت می‌کند. برای پیش-کرنش محوری با مقادیر ۱/۸۵ درصد (تحت تنش استاتیکی اولیه)، در مصالح C.K. ممکن است خرابی پیش رونده بعد از کرنش محوری تجمعی برابر ۲ درصد تحت τ_{cy} / σ'_{fc} بیش از ۰/۲۴ و DAAS بیش از ۰/۶ درصد در کمتر از ۲۵ سیکل مشاهده شود. بنابراین اضافه فشار آب حفره‌ای در نمونه با مقدار بالای پیش-کرنش محوری و نسبت تنش بزرگتر، سریعتر به مقدار حداکثر خود می‌رسد. با این وجود، حتی برای کرنش محوری تجمعی برابر ۲۱ درصد، حداکثر مقدار I_{II} حدود ۰/۷ است. مقادیر I_{II} مشابهی (کمتر از ۰/۸) توسط جعفری و شفیعی (۲۰۰۴) برای رس‌های مخلوط شامل ۴۰ درصد تا ۶۰ درصد شن و ماسه گزارش شده است. زیرا مقادیر q_{max} / σ'_3 در حالت گسیختگی تحت بارگذاری مونوتونیک کمتر از واحد است. معیار خرابی برای مصالح C.K. مطابق شکل ۴ و جدول ۲، را می‌توان بر مبنای ایجاد کرنش محوری تجمعی برابر ۲ درصد ناشی کرنش محوری دوبرابر دامنه (DAAS) برابر ۰/۶۷ درصد در سیکل اول و طی ۲۵ سیکل بارگذاری تعریف کرد. نسبت تنش سیکلی τ_{cy} / σ'_{fc} و در نتیجه مقاومت سیکلی مصالح C.K. تقریباً ثابت و دارای کمترین مقدار بین دیگر نمونه مصالح آزمایش شده است.

در نمونه با افزایش تعداد سیکل می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که اگر مقدار دو برابر دامنه کرنش محوری ایجاد شده از ۰/۱ درصد بیشتر شود اثر تعداد سیکل روی افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای افزایش یافته و یا σ'_3 کاهش می‌یابد. در نتیجه کاهش مقاومت سیکلی قابل توجه است. با این وجود اضافه فشار آب حفره‌ای تولیدی یا کاهش σ'_3 در دوبرابر دامنه کرنش ایجاد کمیتر از ۰/۱ درصد محدود است. در شکل ۴ نتایج آزمایش مقاومت سیکلی روی مصالح C.K. در شرایط مختلف طبق جدول ۲ ارائه شده است. مطابق نتایج ارائه شده در شکل ۴ (a) مقادیر تنش سیکلی در برابر سیکل های بارگذاری برای مصالح با درصد ریزدنه بالا (مثل C.K) تقریباً ثابت بوده و کاهش در دامنه آن مشاهده نمی‌شود. در ادامه برای تعدادی از این نمونه‌ها، افزایش دامنه تنش تفاضلی سیکلی با افزایش تعداد سیکل به صورت دستی انجام شده و توسط کاربر و حین آزمایش صورت می‌گیرد. بطور کلی، افزایش دامنه تنشهای محدود کننده سبب کاهش غیرهمسانی قابل اعمال بر نمونه و در نتیجه افزایش مقادیر کرنشهای اعمالی بر نمونه قبل از بارگذاری سیکلی می‌شود. در نمونه C.K. مقدار کرنش محوری تجمعی تحت نسبت تنش سیکلی، $\tau_{cy} / \sigma'_{fc} = 0/26$ به طور قابل ملاحظه‌ای از مقادیر نظیر نسبت تنش سیکلی، $\tau_{cy} / \sigma'_{fc} = 0/24$ بیشتر است که دلیل آن این است که آزمایش سیکلی مذکور روی نمونه ای انجام می‌شود قبلاً در اثر اعمال غیرهمسانی تنش، به کرنشهای گسیختگی نزدیک شده و در نتیجه با افزایش اندکی در نسبت تنش اعمالی روی نمونه‌ها، تنها مقاومت برشی زهکشی نشده باقیمانده نهایی وجود داشته و کرنشها به طور فزاینده افزایش می‌یابد. همچنین برای کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 450$ تعداد سیکل‌های مورد نیاز برای ایجاد



شکل ۳. (a) حداقل و حداکثر تنش سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (b) حداقل و حداکثر کرنش محوری سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (c) دو برابر دامنه کرنش محوری، (d) حداقل و حداکثر اضافه فشار آب حفره ای تولیدی در یک سیکل در بخش فشار و کشش، (e) نسبت اضافه فشار آب حفره ای و SR در برابر تعداد سیکل برای نمونه اشباع S.SBU تحت فرکانس بارگذاری سیکلی ۱ هرتز



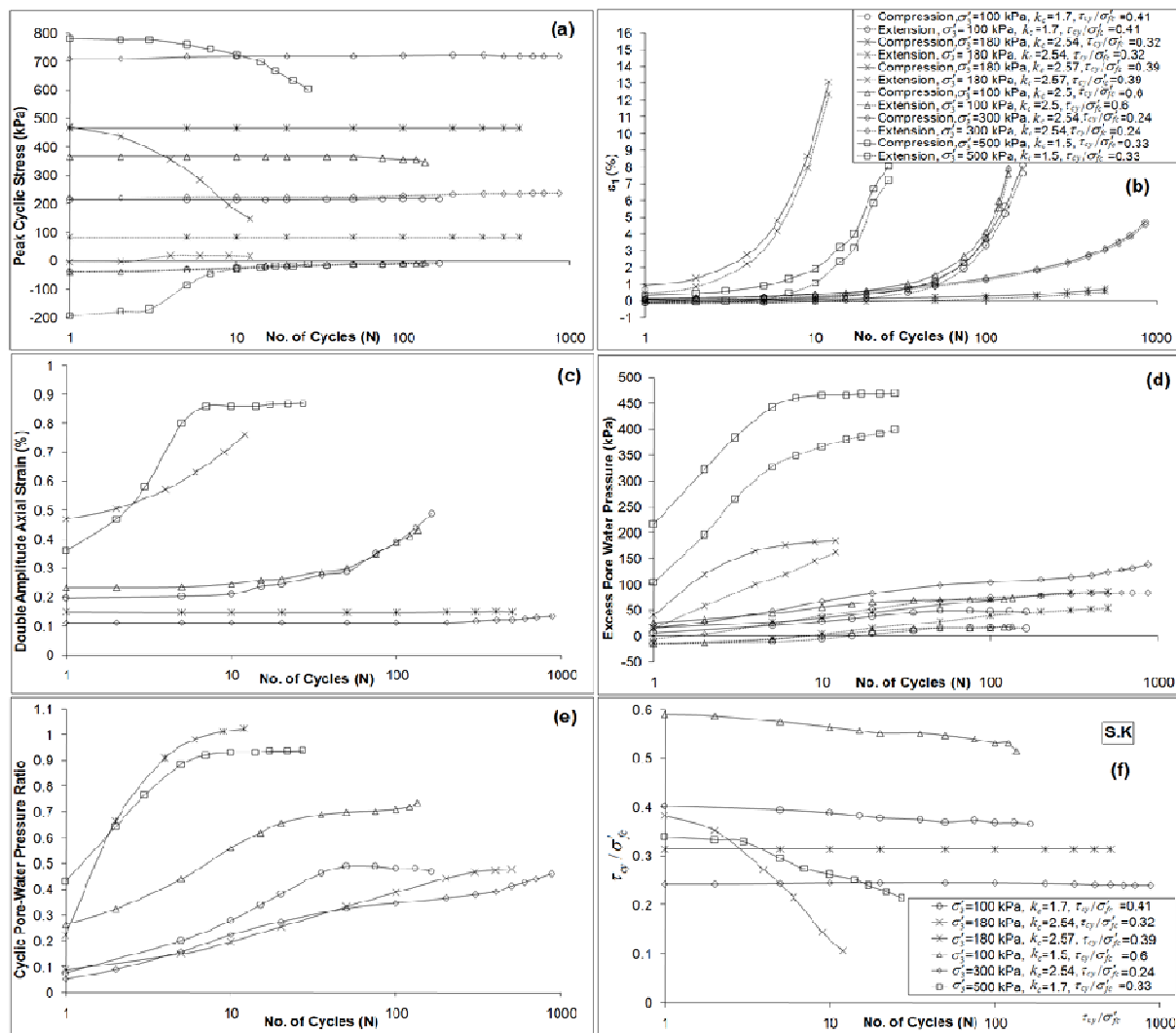
شکل ۵. (a) حداقل و حداکثر تنش سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (b) حداقل و حداکثر کرنش محوری سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (c) دوبرابردامنه کرنش محوری، (d) حداقل و حداکثر اضافه فشار آب حفره‌ای تولیدی در یک سیکل در بخش فشار و کشش، (e) نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای و (f) τ_{cy} / σ'_{fc} در برابر تعداد سیکل برای نمونه اشباع غیرهمسان C.K تحت فرکانس‌های بارگذاری سیکلی ۰/۰۵ هرتز تا ۱ هرتز

شکل ۵ نتایج آزمایش مقاومت سیکلی نمونه S.K طبق جدول ۲ را نشان می‌دهد. مطابق شکل ۵ (a)، کاهش نسبت تنش سیکلی اعمالی، τ_{cy} / σ'_{fc} ، با افزایش تعداد سیکل در نمونه S.K تحت تنش محدودکننده ۱۰۰ کیلوپاسکال مشاهده می‌شود. برای نمونه با پیش-کرنش کمتر از ادرصد، قبل از بارگذاری سیکلی، به سبب اثر سخت شونده‌گی، باعث افزایش مقاومت نمونه‌ها، به ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای می‌شود. برای نمونه S.K تحت σ'_3 برابر کیلوپاسکال ۱۰۰ و $k_c = 1/5$ ، امکان اعمال τ_{cy} / σ'_{fc} برابر با ۰/۶ بدون ایجاد رونگرایی اولیه هم وجود دارد. رفتار مشابهی قبلاً در ماسه مشاهده شده است (Porcino و همکاران ۲۰۰۹). زمانی σ'_3 به ۱۸۰ کیلوپاسکال افزایش می‌یابد، وجود پیش-کرنش بزرگتر (بیش از ۲/۸۹ درصد) قبل از بارگذاری سیکلی سبب کاهش قابل ملاحظه مقاومت سیکلی در فشار در مقایسه با نمونه با پیش کرنش کمتر (یعنی کمتر از ۱/۰۷ درصد) می‌شود. برای نمونه S.K تحت غیرهمسانی ۲/۵۷،

شکل ۵ نتایج آزمایش مقاومت سیکلی نمونه S.K طبق جدول ۲ را نشان می‌دهد. مطابق شکل ۵ (a)، کاهش نسبت تنش سیکلی اعمالی، τ_{cy} / σ'_{fc} ، با افزایش تعداد سیکل در نمونه S.K تحت تنش محدودکننده ۱۰۰ کیلوپاسکال مشاهده می‌شود. برای نمونه با پیش-کرنش کمتر از ادرصد، قبل از بارگذاری سیکلی، به سبب اثر سخت شونده‌گی، باعث افزایش مقاومت نمونه‌ها، به ایجاد اضافه فشار آب حفره‌ای می‌شود. برای نمونه S.K تحت σ'_3 برابر کیلوپاسکال ۱۰۰ و $k_c = 1/5$ ، امکان اعمال τ_{cy} / σ'_{fc} برابر با ۰/۶ بدون ایجاد رونگرایی اولیه هم وجود دارد. رفتار مشابهی قبلاً در ماسه مشاهده شده است (Porcino و همکاران ۲۰۰۹). زمانی σ'_3 به ۱۸۰ کیلوپاسکال افزایش می‌یابد، وجود پیش-کرنش بزرگتر (بیش از ۲/۸۹ درصد) قبل از بارگذاری سیکلی سبب کاهش قابل ملاحظه مقاومت سیکلی در فشار در مقایسه با نمونه با پیش کرنش کمتر (یعنی کمتر از ۱/۰۷ درصد) می‌شود. برای نمونه S.K تحت غیرهمسانی ۲/۵۷،

گسیختگی زمانی تحت σ'_3 برابر ۵۰۰ کیلوپاسکال و $0.33 >$ در τ_{cy}/σ'_{fc} در کمتر از ۱۰ سیکل رخ می‌دهد که کرنش محوری تجمعی بیش از ۲ درصد شود و DAAS در سیکل اول بارگذاری حدود ۰/۳۶ درصد است.

روانگرایی اولیه (τ_{10}) ممکن است در کمتر از ۳ سیکل تحت σ'_3 برابر ۱۸۰ کیلوپاسکال تحت شرایط زیر رخ دهد: کرنش محوری تجمعی حدود ۲ درصد، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای اولیه بیش از ۰/۲۲ و DAAS اولیه بیش از ۰/۴۷ درصد در سیکل اول بارگذاری. مشابهاً حالت



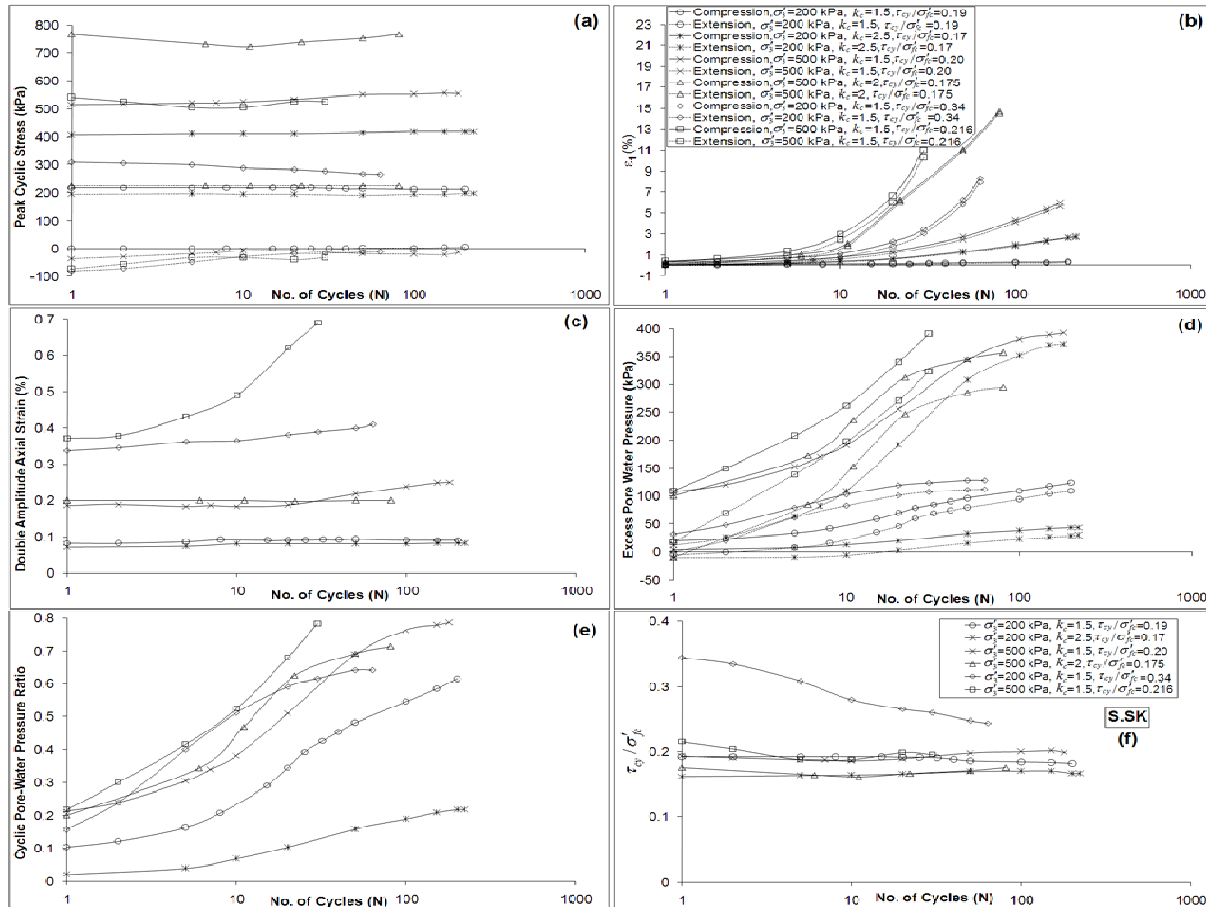
شکل ۵. (a) حداکثر تنش سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (b) حداقل و حداکثر کرنش محوری سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (c) دوبرابر دامنه کرنش محوری، (d) حداقل و حداکثر اضافه فشار آب حفره‌ای تولیدی در یک سیکل در بخش فشار و کشش، (e) نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای و τ_{cy}/σ'_{fc} در برابر تعداد سیکل برای نمونه اشباع غیرهمسان S.K تحت فرکانس بارگذاری سیکلی ۱ هر تری

روانگرایی بزرگتری، در مقایسه با خاک‌های ماسه‌ای، در حالت دانسته یکسان دارند (Evans و Zhou ۱۹۹۵). مشابه نمونه S.SBU گسیختگی نمونه S.K ممکن است زمانی رخ دهد که حداکثر اضافه فشار آب حفره‌ای کاملاً

براساس نتایج بدست آمده از نمونه‌های C.K و S.K مقاومت سیکلی مصالح شنی با افزایش درصد ریزدنه کاهش می‌یابد. این یافته با نتایج مطالعات قبلی قابل تصدیق است، بطوری که خاک‌های شنی، به طور مشخص، مقاومت

تجمعی تولیدی هنگام بارگذاری سیکلی بسیار زیاد است. برای مصالح S.SK معمولاً مقاومت سیکلی با افزایش تنش محدودکننده برای پیش-کرنش کم (زیر ۰/۳۶ درصد) کاهش می‌یابد؛ مثلاً برای σ'_3 برابر با ۲۰۰ کیلوپاسکال و ۵۰۰ کیلوپاسکال تحت $k_c=1/5$ برای ایجاد کرنش محوری تجمعی با ۲ درصد، مقادیر τ_{cy}/σ'_{fc} و تعداد سیکل به ترتیب ۰/۳۴ با ۲۰ سیکل و ۰/۲۲ با ۸ سیکل بدست آمد. برای مصالح S.SK تحت σ'_3 برابر ۵۰۰ کیلو پاسکال و پیش-کرنش محوری حدود ۱/۷۳ درصد ناشی از $k_c=2$ ، مقدار کرنش محوری تجمعی ۲ درصد تحت ۰/۱۷۵ اثر غیرهمسانی تنشی اعمالی و پیش-کرنش ایجاد شده ناشی از آن بر مقاومت سیکلی مصالح شنی را نشان می‌دهد.

برابر σ'_3 و یا ru برابر واحد شود. لازم به یادآوری است نمونه‌های غیرهمسان S.K ممکن است کرنش محوری تجمعی پیش‌رونده (یعنی گسیختگی) را با ادامه بارگذاری تحت DAAS بیش از ۰/۷۶ درصد در سیکل اول تجربه کنند حتی اگر حداکثر ru کمتر از واحد است. شکل ۶ نتایج آزمایش مقاومت سیکلی انجام شده روی نمونه S.SK تحت شرایط مختلف طبق جدول ۲ را نشان می‌دهد. نتایج ارایه شده در شکل ۶ نشان می‌دهد که نمونه S.SK تحت kPa $\sigma'_3=500$ و $k_c=1/5$ زمانی که تحت نسبت تنش سیکلی، τ_{cy}/σ'_{fc} برابر با ۰/۲۲ قرار می‌گیرد، نمونه کرنش محوری تجمعی بیشتری را در مقایسه با نسبت تنش سیکلی اندکی کمتر یعنی ۰/۲ تجربه می‌کند. همچنین حتی زمانی که ru حداکثر تولیدی کمتر از ۰/۸ است، برای نمونه شنی متراکم با درصد ریزدانه بیش از ۱۴ درصد، کرنش محوری

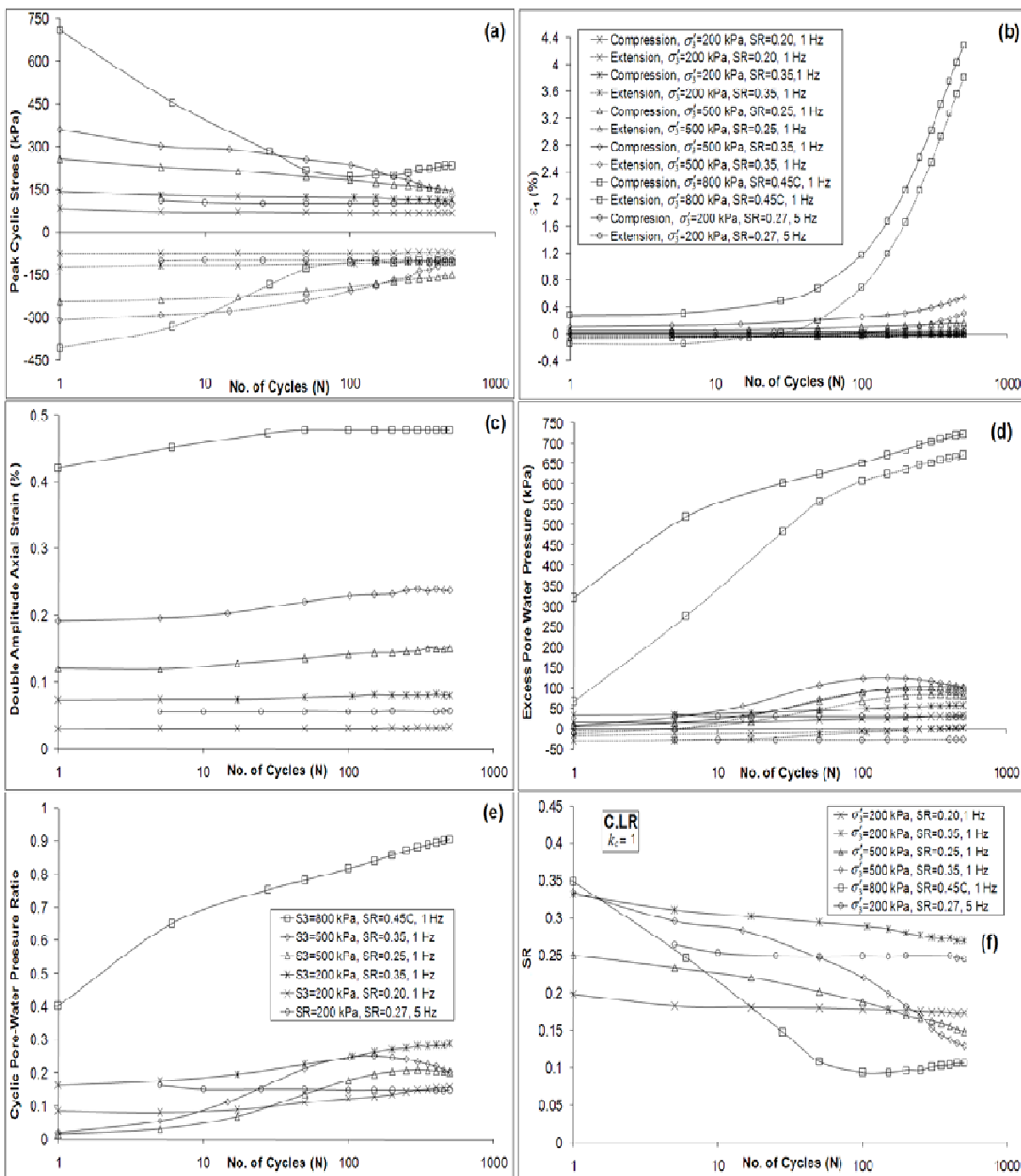


شکل ۶. (a) حداقل و حداکثر تنش سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (b) حداقل و حداکثر کرنش محوری سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (c) دوبرابر دامنه کرنش محوری، (d) حداقل و حداکثر اضافه فشار آب حفره‌ای تولیدی در یک سیکل در بخش فشار و کشش، (e) نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای و τ_{cy}/σ'_{fc} در برابر تعداد سیکل برای نمونه اشباع غیرهمسان S.SK تحت فرکانس بارگذاری سیکلی ۱ هرتز

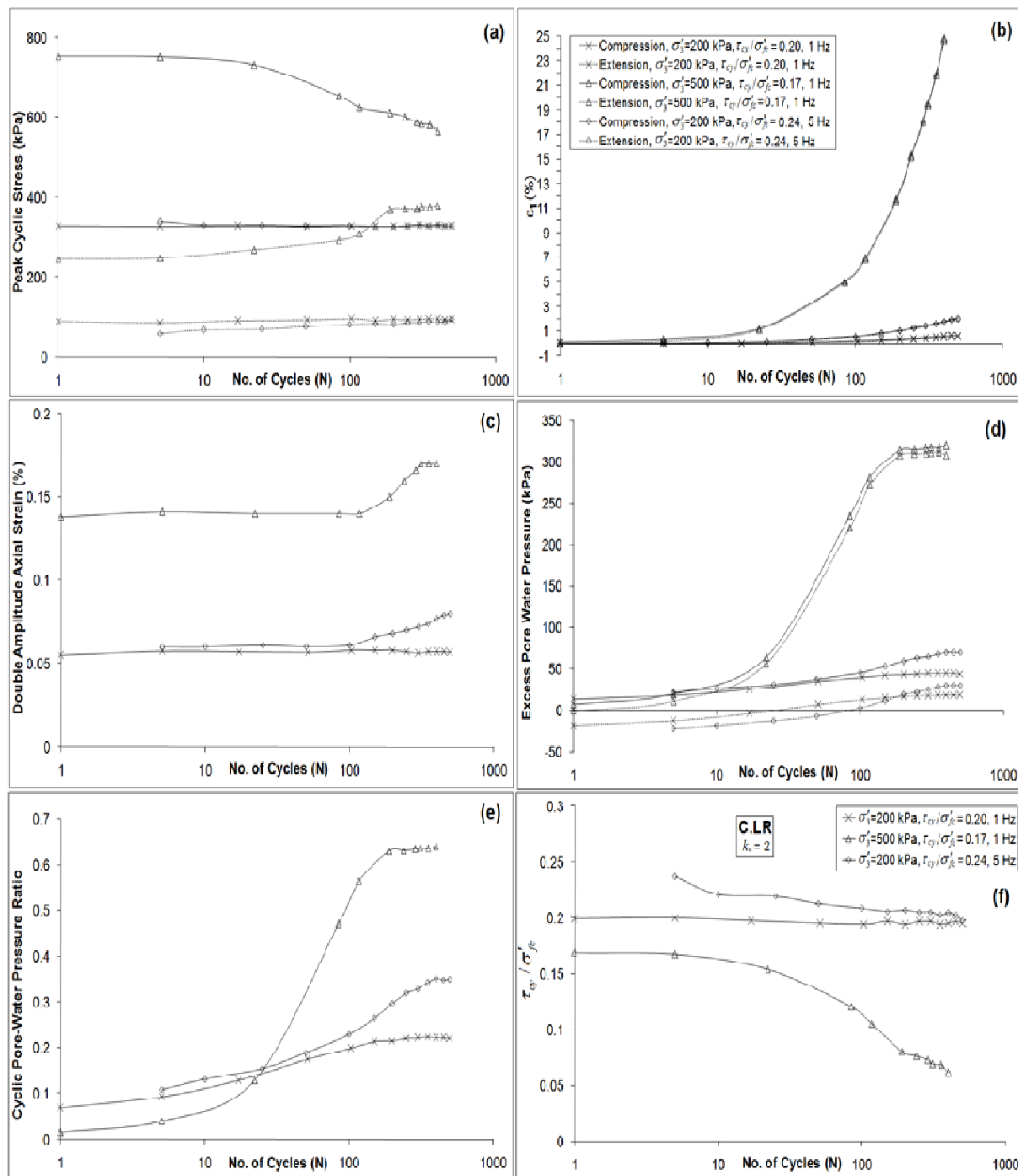
تنشهای محدودکننده موثر کم، آزمایش می‌شوند، مستعد روانگرایی اولیه نیستند (Bray و Sanco ۲۰۰۶).

شکل ۸ نتایج آزمایش مقاومت سیکلی روی نمونه C.LR تحکیم یافته غیرهمسان تحت شرایط مختلف مطابق جدول ۲ را نشان می‌دهد. نتایج آزمایش روی نمونه C.LR اشباع تحت کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 500$ تحکیم غیرهمسان با $k_c = 2$ با پیش-کرنش محوری برابر $1/93$ درصد و بعلاوه اعمال $\tau_{cy} / \sigma'_{fc} = 0/17$ و فرکانس ۱ هرتز نشان می‌دهد بعد از ۴۰ سیکل بارگذاری تحریک سیکلی ممکن است رخ دهد که سبب کرنش محوری تجمعی ۲ درصد می‌شود و حتی بعد از کرنش محوری تجمعی ۱۰ درصد تحت ۱۸۰ سیکل اعمالی، حداکثر $\Gamma_{II} = 0/65$ است. همچنین حداکثر مقدار $\Gamma_{II} = 0/9$ نمونه تحت تحکیم همسان و کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 800$ بیشتر از مقادیر نظیر نمونه تحت کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 500$ تحکیم غیرهمسان با $k_c = 2$ با مقدار $\Gamma_{II} = 0/65$ است که احتمالاً ناشی از اثرات اتساع و حتی خروج آب از نمونه حین تحکیم غیرهمسان نمونه است. بطورکلی اضافه فشار آب حفره‌ای تولیدی در هنگام بارگذاری سیکلی به میزان اندکی به فرکانس بارگذاری وابسته بوده و بیشتر به نسبت تنش برشی اعمالی وابسته است. بطورکلی تحت فرکانس بارگذاری بزرگتر، نرخ افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای با افزایش DAAS اندکی افزایش می‌یابد.

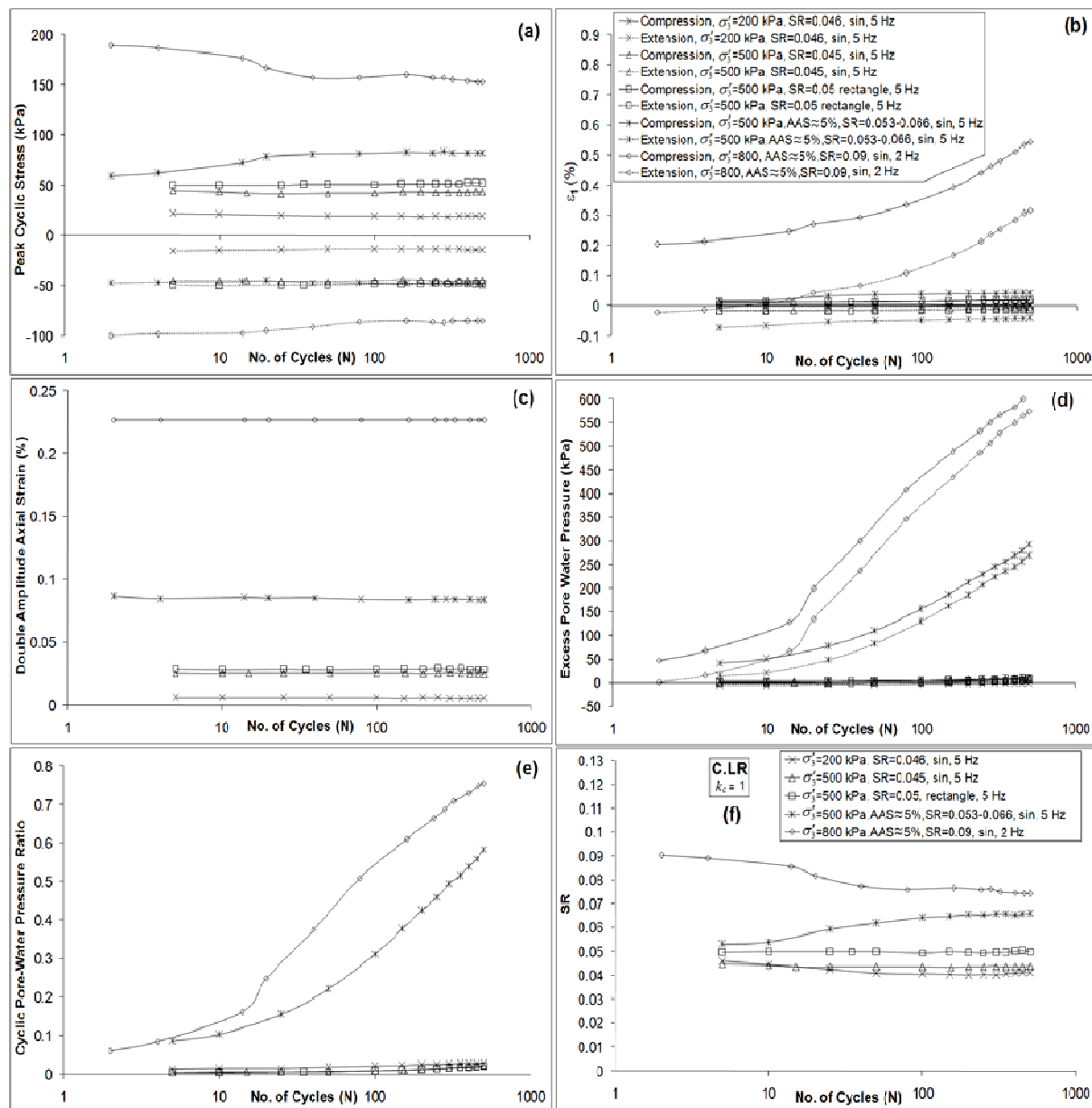
نتایج آزمایش مقاومت سیکلی روی مصالح C.LR تحت شرایط همسان مختلف مطابق جدول ۲ در شکل ۷ ارائه شده است. تنش برشی سیکلی حداکثر قابل تحمل توسط نمونه در بخش فشاری (SR برابر با $0/45$) خیلی بزرگتر از مقدار نظیر در بخش کششی $SR = 0/35$ تحت کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 800$ است. حداکثر تنش برشی سیکلی قابل اعمال بر نمونه توسط موارد زیر کنترل می‌شود: الف) مقدار تنش تحکیمی نمونه، ب) مقدار q_{max} / σ'_3 در هنگام آزمایش مونوتونیک و ج) اضافه فشار آب حفره‌ای تولیدی در هنگام آزمایش. برای نمونه‌های تحت σ'_3 بالا، حداکثر تنش برشی سیکلی قابل اعمال بر نمونه دارای ریزدانه برابر با ۱۴ درصد و بیشتر تحت تنش تحکیمی همسان (دارای کاهش حجم در اثر فشار اعمالی) در بخش فشاری، کمتر از نصف تنش تفاضلی محوری قابل اعمال بر نمونه و یا حدود $\sigma'_3 (0/5 - 0/35)$ است. زیرا نسبت مقادیر q_{max} / σ'_3 برای آزمایش نمونه تحت شرایط مونوتونیک حدود $1 - 0/7$ است. تنش محدود کننده موثر نمونه‌های تحکیم همسان به دلیل افزایش اضافه فشار آب حفره‌ای هنگام آزمایش سیکلی کاهش می‌یابد. در نتیجه نمونه تمایل به گلوبی شدن در بخش کشش در بارگذاری سیکلی دارد و در نتیجه نتایج بدست آمده بعد از ایجاد این شرایط، نامعتبر است. بطورکلی نمونه خاک تحکیم عادی همسان با $PI > 18$ که تحت



شکل ۷. (a) حداکثر تنش سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (b) حداقل و حداکثر کرنش محوری سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (c) دوبرابرمانه کرنش محوری، (d) حداقل و حداکثر اضافه فشار آب حفره ای تولیدی در یک سیکل در بخش فشار و کشش، (e) نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای در برابر تعداد سیکل برای نمونه اشباع همسان C.L.R تحت فرکانسهای بارگذاری سیکلی ۱ هرتز و ۵ هرتز



شکل ۸. (a) حداکثر تنش سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (b) حداقل و حداکثر کرنش محوری سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (c) دوبرابردامنه کرنش محوری، (d) حداقل و حداکثر اضافه فشار آب حفره ای تولیدی در یک سیکل در بخش فشار و کشش، (e) نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای و τ_{cy} / σ'_{fc} در برابر تعداد سیکل برای نمونه اشباع غیرهمسان C.LR تحت فرکانس‌های بارگذاری سیکلی ۱ و ۵ هرتز



شکل ۹. (a) حداقل و حداکثر تنش سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (b) حداقل و حداکثر کرنش محوری سیکلی اعمالی به ترتیب در کشش و فشار، (c) دو برابر دامنه کرنش محوری، (d) حداقل و حداکثر اضافه فشار آب حفره ای تولیدی در یک سیکل در بخش فشار و کشش، (e) نسبت اضافه فشار آب حفره ای و (f) SR در برابر تعداد سیکل برای نمونه اشباع همسان C.LR تحت فرکانسهای بارگذاری سیکلی ۲ و ۵ هرتز

بیش از ۱۴ درصد مورد تردید است (Seed و همکاران ۱۹۷۵). دلیل آن مشکلات مرتبط با اندازه‌گیری دقیق اضافه فشار آب حفره ای بعلاوه تعریف نسبت اضافه فشار آب حفره ای است. مطابق ASTM D5311 (۲۰۰۴) معمولاً موقع انجام آزمایش مصالح خوب دانه‌بندی شنی، لای‌ها و

۴-۲- نتایج تحلیل شده

گرچه نسبت اضافه فشار آب حفره ای ۱۰۰ درصد یا صفر شدن کامل تنش موثر برای ماسه‌های اشباع با دانسیته کم تا متوسط به عنوان معیار گسیختگی بطور موثری بکار می‌رود، استفاده از این معیار برای شنهای متراکم دارای درصد ریزدانه

Araei (۲۰۰۲). مصالح هسته این سد بلند سنگریزه‌ای با تراز ارتفاعی ۳۸۲ متر از سطح دریا، حالت خرابی را در تراز ۳۱۰ متر از سطح دریا و کمتر تجربه کرد. نتایج $Pv/\gamma h$ ، $Ph/\gamma h$ ، r_{II} در مرکز و پایین دست هسته سد سنگریزه‌ای مسجدسلیمان نشان می‌دهد که به طور کلی مقادیر r_{II} تقریباً به بزرگی $Pv/\gamma h$ است که اندکی کوچکتر از $Ph/\gamma h$ است و حداکثر مقدار r_{II} برابر ۰/۸۸ است. همچنین r_{II} از ۰/۳۲ (در شناژ ۲۶۰ و تراز ۳۱۰ متر از سطح دریا) به حدود ۰/۷ (در شناژ ۲۶۰ و تراز ۲۳۰ متر از سطح دریا) افزایش می‌یابد (Aghaei Araei (۲۰۰۲)). نتایج مشابهی هم در تحقیق روی مصالح مخلوط رسی گزارش شده است، آزمایش‌های سه محوری سیکلی روی رس مخلوط با درصد شن و ماسه متغیر بین ۰ تا ۶۰ درصد با دانسیته نسبی ۹۵ درصد تحت نرخ کرنش محوری ۰/۷۵ درصد و ۱/۵ درصد و ۵۰ سیکل بارگذاری نشان می‌دهد که حداکثر نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای با افزایش تنش محدودکننده از ۱۰۰ به ۵۰۰ کیلوپاسکال افزایش یافته و دارای حداکثر مقدار ۰/۸ است (جعفری و شفيعی (۲۰۰۴)). بنابراین نتایج r_{II} در این مطالعه با نتایج ادبیات فنی برای مصالح مشابه در تطابق است. معمولاً، قبل از اینکه یک خاک درشت دانه متراکم (یعنی ماسه) به حالت خرابی برسد (چه در کشش و با باربرداری)، شروع به اتساع می‌کند که سبب ایجاد اضافه فشار آب حفره ای منفی و در نتیجه افزایش تنش محدود کننده موثر می‌شود (Nielsen و همکاران (۲۰۱۲)). بنابراین، برای خاکهای شنی با درصد ریزدانه بیش از ۱۴ درصد، یک معیار خرابی بر مبنای ایجاد کرنش محوری تجمعی که ناشی از روانگرایی جزئی (یعنی تحریک سیکلی) حتی با $r_{II} < 1$ در این تحقیق در نظر گرفته شده است. همچنین بر مبنای این یافته‌ها، باید توجه زیادی در انتخاب SR برای مصالح دارای ۲۲ درصد ریزدانه تر ۰/۲ میلی‌متر و بیشتر (یعنی هسته سد سنگریزه‌ای) در آزمایش‌های سه محوری سیکلی مقاومتی داشت. برای مثال، برای داشتن بارگذاری سیکلی یکنواخت در مراحل اولیه بارگذاری، برای نسبت $q_{max}/\sigma'_3 = 0.7$ در آزمایش مونوتونیک زهکشی‌نشده، توصیه می‌شود که SR حدود ۰/۳۳ بر نمونه اعمال شود.

رس‌ها باید توجه شود که اضافه فشار آب حفره‌ای نشان داده توسط حسگرها در انتهای نمونه‌های معرف مقادیر واقعی اضافه فشار آب حفره‌ای در نمونه نیست. با این وجود، با توجه به نتایج ابزار دقیق موجود در هسته رس‌دار سدهای بلند سنگریزه‌ای، نتایج بدست آمده آزمایش سه محوری مونوتونیک زهکشی نشده و همچنین آزمایش‌های سه محوری سیکلی مقاومتی، قابل اعتماد بودن یافته‌های فوق الذکر، مورد تردید است (Aghaei Araei (۲۰۰۲)، Aghaei و همکاران (۲۰۱۲)).

برای نمونه S.SK شامل ۲۲ درصد گذشته از ۰/۲ میلی‌متر در آزمایش مونوتونیک زهکشی‌نشده تحکیم همسان برای تنش کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 200$ و $\sigma'_3 = 800$ کیلوپاسکال = σ'_3 مقادیر q_{max}/σ'_3 به ترتیب با ۱/۵۸ و ۰/۷ است و مقادیر r_{II} در q_{max} حدود ۰/۵۶ برای کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 200$ است که به حدود ۰/۷۹ برای کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 800$ افزایش می‌یابد. بعلاوه برای نمونه مصالح C.K شامل ۵۳ درصد گذشته از ۰/۲ میلی‌متر برای کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 600$ مقادیر q_{max}/σ'_3 برابر ۰/۸۸ و حداکثر r_{II} برابر ۰/۷۲ است. رفتار مشابهی برای رس‌های مخلوط (یعنی مخلوط شن-کائولین و ماسه-کائولین) توسط جعفری و شفيعی (۲۰۰۴) گزارش شده است و مقدار q_{max}/σ'_3 برای کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 500$ برای شرایط مختلف حدود ۰/۷ بوده و با افزایش تنش محدودکننده موثر و افزایش درصد درشت‌دانه به رس مخلوط، مقدار r_{II} از ۰/۳۵ به ۰/۷ افزایش می‌یابد (جعفری و شفيعی (۲۰۰۴)). در مطالعه مذکور، نسبت تنش تفاضلی، q_{max}/σ'_3 برای تنش کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 100$ حدود ۱ است و برای نمونه با افزودن ۶۰ درصد ماسه و شن به ۱/۵ افزایش می‌یابد. عامل مهم موثر بر پایداری نمونه، تنش محدود کننده موثر σ'_3 است (Koseki و Ishihara (۱۹۸۹)). اساساً به دلیل اثرات اتساع بیشتر، نسبت تنش تفاضلی بزرگتری برای نمونه‌های تحت σ'_3 کمتر در مقایسه با نمونه با σ'_3 بیشتر مشاهده شد (Aghaei Araei و همکاران (۲۰۱۲)). ایده بالا از طریق تاریخچه نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای (r_{II})، تنش عمودی کل ($Pv/\gamma h$) و نسبت تنش افقی ($Ph/\gamma h$) با استفاده از نتایج ابزار دقیق سد بلندسنگریزه‌ای مسجد سلیمان با ارتفاع ۱۷۲ متر در هنگام ساخت و اولین آبیگری قابل راست آزمایی است (Aghaei

۴-۳- اثرات پیش-کرنش سیکلی ناشی از

غیرهمسانی تنش اولیه

در این تحقیق، اثرات پیش-کرنش سیکلی روی رفتار سیکلی خاک‌های شنی تحت شرایط تنش اولیه غیرهمسان روی مصالح S.K, C.K, C.LR, S.SK و بررسی شده‌است. معمولاً، زمانی که کرنش سیکلی برشی ناشی از زلزله زیر یک حد مشخص (پیش کرنش کوچک) است، یک اثر افزایش مقاومت در نمونه در اثر پیش-کرنش مشاهده می‌شود (Shahnazari و همکاران ۲۰۱۵، Porcino و همکاران ۲۰۰۹). از مفهوم حالت فاز انتقالی، (انتقال از رفتار انقباضی به اتساعی) می‌تواند در خاک‌های شنی دارای مشخصه رفتار اتساعی برای تعیین حد مرزی بین پیش کرنش کوچک و بزرگ، استفاده می‌شود. پیش کرنش سیکلی کوچک (ادرسد ϵ_1) اثرات سخت‌شوندگی روی نمونه ایجاد می‌کند؛ زیرا این امر سبب مقاومت بیشتر برای ایجاد فشار آب حفره‌ای و در نتیجه استعداد کمتر برای روانگرایی می‌شود. این اثر در هر دو نمونه سست و مترکم قابل مشاهده است (Porcino و همکاران ۲۰۰۹). برای مثال، در حالت پیش کرنش کوچک برابر با ۱/۰۷ ادرصد در مصالح S.K تحت کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 180$ و $k_e = 2/54$ و $\tau_{cy} / \sigma'_{fc} = 0/32$ موقعی که تنش‌های برشی سیکلی کوچک است (زیر به مقدار مشخص که به طور قابل ملاحظه‌ای از مقاومت نهایی برشی کمتر است)، اثرات افزایش مقاومت در اثر پیش-کرنش مشاهده می‌شود (Suzuki و Yamamoto ۲۰۰۴). پیش کرنش سیکلی بزرگتر سبب کاهش مقاومت سیکلی نسبت به نمونه‌های بکر، قطع نظر از حالت دانسیته اولیه نمونه‌ها می‌شود (Porcino و همکاران ۲۰۰۹).

این بدین معنی است که نگهداری بار سیکلی یکنواخت تحت پیش کرنش بزرگ حتی در سیکل اول بارگذاری ممکن نیست (به عنوان مثال مصالح S.K برای کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 180$ و $k_e = 2/54$ تحت پیش کرنش ۲/۸۹ ادرصد و $\tau_{cy} / \sigma'_{fc} = 0/39$). معمولاً مقاومت سیکلی مصالح شنی دارای ادرصد ریزدانه اندک با پیش کرنش بالا کمتر از مصالح بدون هرگونه پیش کرنش است. مطالعات اخیر بر روی اثر پیش-کرنش سیکلی روی رفتار دینامیکی نمونه ماشه اشباع و بسیار مترکم نشان داد که اگر دامنه بار مساوی با مقادیر نظیر

قبل از پیش کرنش قبلی است، مقاومت خاک افزایش می‌یابد؛ اما اگر دامنه بار کمتر از مقادیر نظیر در پیش کرنش قبلی است، مقاومت خاک در مرحله بعدی کاهش می‌یابد (Shahnazari همکاران ۲۰۱۵).

۴-۴- اثرات شکل موج و فرکانس بارگذاری

معمولاً، تاریخچه زمانی واقعی شتاب‌ها ترکیبی از شکل موج‌های مختلف است. با این وجود، اعمال شکل موج سینوسی یکنواخت در آزمایش‌های سیکلی روی نمونه‌های سه محوری معمول شده است. تعداد سیکل‌های مسبب روانگرایی با افزایش فرکانس کاهش می‌یابد، زیرا بار محوری سریعتر از حالت فرکانس پایین اعمال می‌شود و همچنین شرایط خاک به حالت روانگرایی سریعتر از حالت فرکانس پایین می‌رسد. مطالعات قبلی نشان می‌دهد که شکل موج اعمالی اثر مشخصی روی منحنی‌های مقاومت سیکلی نمونه خاک سست ماسه‌ای در آزمایش سه‌محوری تحت فرکانس Hz ۱ دارد (Haeri و همکاران ۲۰۱۶). نمونه‌های تحت بار گذاری مثلثی و مربعی نیازمند دامنه بارگذاری بزرگتر در تمام سیکل‌های بارگذاری (کمی شده توسط نسبت تنش سیکلی برای روانگرایی اولیه) در مقایسه با نمونه‌های تحت بارگذاری سینوسی است (Polito و همکاران ۲۰۱۳). اثرات شکل امواج در تنش محدود کننده ۵۰۰ کیلو پاسکال روی نمونه‌های تحکیم همسان اشباع C.RL بررسی شده است. نمونه تحت شکل موج‌های سینوسی و مستطیلی با فرکانس ۵ هرتز بارگذاری شده است. نتایج آزمایش‌ها شامل تنش تفاضلی و کرنش محوری در برابر تعداد سیکل در شکل ۹ نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که مقاومت برشی سیکلی C.LR اندکی متاثر از شکل موج است. مقاومت برشی سیکلی، شکل موج مستطیلی اندکی بزرگتر از مقادیر نظیر شکل موج سینوسی است. دلیل این امر ممکن است مربوط به اعمال تنش تفاضلی بزرگتر در زمان طولانی‌تر و در نتیجه تغییر شکل بیشتر در نمونه است که خود سبب اثرات افزایش مقاومت ناشی از پیش-کرنش کوچک می‌شود. در سرعت‌های بالای بارگذاری، دامنه مقادیر کرنش کاهش می‌یابد (برای فرکانس ۵ Hz). هرچه مقادیر σ'_3 بیشتر است، دامنه کرنش محوری اعمالی قابل اعمال بر نمونه توسط دستگاه کمتر است. بنابراین عملکرد سیستم در اعمال کرنش

محوری به طور زیاد متأثر از فرکانس بارگذاری و تنش محدودکننده است. معمولاً مقاومت سیکلی مصالح C.R.L تحت تنش محدود کننده همسان ۲۰۰ کیلوپاسکال با افزایش فرکانس افزایش می یابد.

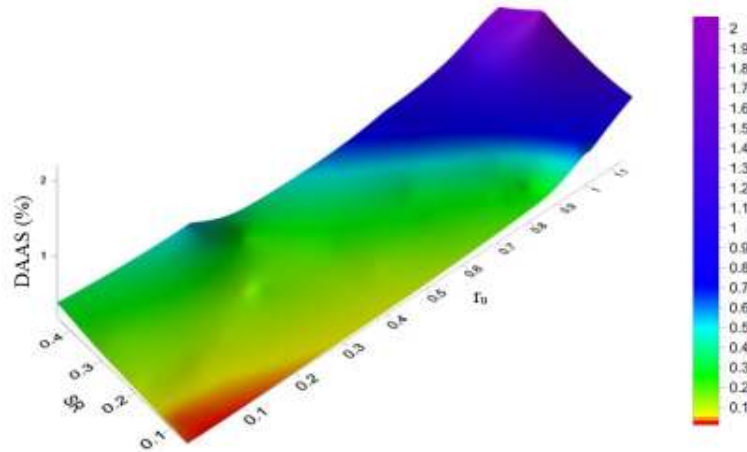
۴-۵- نمودارهای طراحی آزمایش سه محوری

سیکلی مقاومتی

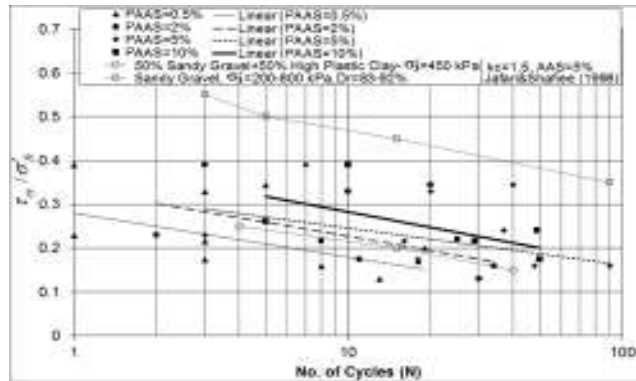
برای ارایه منحنی های مقاومت سیکلی برای شکل بارها و فرکانس های مختلف برای ایجاد روانگرایی اولیه یا تحریک سیکلی در ۵، ۱۵ و ۲۵ سیکل به ترتیب برای نمایش زلزله کوچک ($\sim M_5$)، بزرگ ($\sim M_{7.5}$) و عظیم ($\sim M_8$) انتخاب شدند (Polito و همکاران ۲۰۱۳). مقاومت برشی زهکشی نشده سیکلی برای یک زلزله با بزرگی مشخص که با CRR تعریف می شود، به صورت SR یا τ_{cy} / σ'_{fc} برای تعداد سیکل بارگذاری معادل برای زلزله با بزرگی مختلف بیان می شود. معیارهای مختلفی برای روانگرایی اولیه (شروع روانگرایی) برای خاک های عادی تحکیم یافته توسط محققین مختلف پیشنهاد شده است (مثلاً برای نمونه رسی، کرنش برشی تک دامنه، ۷/۵ درصد γ_{SA} برای ماسه، ۳/۷۵ درصد-۳ درصد γ_{SA} (Ishihara و همکاران ۱۹۹۳)، برای شن ۱/۸۸ درصد-۱/۵ درصد γ_{SA} (Goto و همکاران ۱۹۹۲) پیشنهاد شده است. CRR برای زلزله با بزرگی ۷/۵ به صورت $CRR_{M=7.5}$ تعریف می شود که نسبت تنش سیکلی (SR یا τ_{cy} / σ'_{fc}) مطابق با ایجاد روانگرایی DAAS مورد نیاز در ۱۵ سیکل مطابق با Seed و Idris (۱۹۸۲) است. معمولاً، مقاومت روانگرایی خاک های شنی تحکیم همسان در آزمایشهای آزمایشگاهی به صورت نسبت تنش برای ایجاد ۲ درصد DAAS (γ_{SA} = ۱/۵ درصد) در ۱۵ سیکل تعریف می شود. ذکر این نکته ضروری است که به خاطر درجه محافظ کاری زیاد، برای سدهای بلند در نواحی با خطر زلزله زیاد، تعداد سیکل های معادل برای تنش های سیکلی یکنواخت (در حداکثر تراز $\tau_{max} / 0.65$ ، Seed و همکاران ۱۹۷۵) حدود ۱۰، ۲۵ و ۵۰ سیکل برای $CRR_{M=5,7.5}$ and 8 است.

شکل ۱۰ به صورت نمونه رویه تغییرات SR، نسبت اضافه فشار آب حفره ای سیکلی و دو برابر دامنه کرنش محوری برای نمونه های تحکیم همسان S.SBU را نشان

می دهد. برای این نمونه متراکم سنگریزه ای، معیار خرابی بر مبنای نسبت اضافه فشار آب حفره ای ۱۰۰ درصد برای ایجاد دو برابر دامنه کرنش محوری ۲ درصد در ۱۵ سیکل تعریف می شود. همچنین برای دو برابر دامنه کرنش محوری کمتر از ۰/۱ درصد، ایجاد فشار حفره ای یا کاهش تنش محدود کننده موثر اندک خواهد بود. همچنین برای نمونه تحکیم غیرهمسان، کرنش فشاری حداکثر به جای نصف مقدار حداکثر-تا-حداکثر DAAS بکار می رود. دیگر محققین کرنش متغییر بین صفر و متوسط DAAS تا حداکثر DAAS را پیشنهاد کردند (Leps ۱۹۷۴). نتایج آزمایشها برای نشان دادن تعداد سیکل مورد نیاز برای بدست آوردن تراز کرنش مورد نظر (و نسبت اضافه فشار آب حفره ای، اگر مورد نیاز است) برای ترازهای تنش سیکلی اعمالی مختلف رسم می شود. شکل ۱۱ نتایج τ_{cy} / σ'_{fc} اولیه در برابر تعداد سیکل (در کمتر از ۵۰ سیکل) برای ایجاد کرنش محوری تجمعی سیکلی برابر ۰/۵، ۲، ۵ و ۱۰ درصد روی نمونه های تحکیم غیرهمسان را نشان می دهد. همچنین در شکل نتایج جعفری و شفیعی (۱۹۹۸) برای کرنش محوری تجمعی ۵ درصد برای مصالح مخلوط ۵۰ درصد شن و ماسه و ۵۰ درصد رس با پلاستیسیته بالا تحت کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 450$ و کیلوپاسکال $\sigma'_3 = 800-200$ هر دو برای $k_c = 1/5$ تراکم نسبی ۹۲-۸۳ درصد ارایه شده است. براساس نتایج ارایه شده در شکل ۱۱، تنش سیکلی مورد نیاز برای درصد کرنش مورد نظر در یک تعداد سیکل معین تعیین می گردد. برای یک تعداد سیکل معین، تنش های سیکلی مورد نیاز، τ_{cy} / σ'_{fc} ، با افزایش درصد کرنش محوری اعمالی افزایش می یابد. تفاوت قابل ملاحظه ای بین τ_{cy} / σ'_{fc} در برابر تعداد سیکل برای ایجاد کرنشهای محوری تجمعی ۲ درصد و ۵ درصد وجود ندارد. درصدهای مختلف ریزدانه دلیل اصلی پراکندگی نتایج در مصالح مختلف است (جعفری و شفیعی ۱۹۹۸، ۲۰۰۴) بطور کلی نتایج آزمایش های برای ایجاد ۵ درصد PAAS بین حد پایین برای رس های مخلوط و حد بالای برای شن ماسه ای (جعفری و شفیعی ۲۰۰۴) قرار می گیرد.



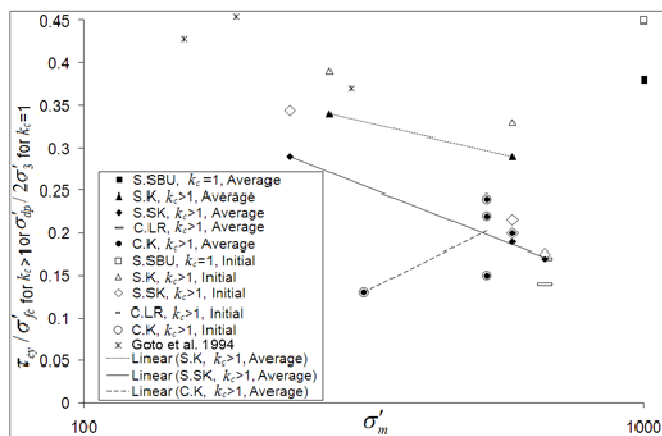
شکل ۱۰. رویه تغییرات SR، نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای و دو برابر دامنه کرنش محوری برای مصالح S.SBU



شکل ۱۱. تغییرات τ_{cy} / σ'_{fc} سیکل اول در برابر تعداد سیکل‌ها (تا ۵۰ سیکل) برای ایجاد ۰/۵ درصد، ۲ درصد، ۵ درصد و ۱۰ درصد کرنش‌های محوری تجمعی دائمی سیکلی نمونه‌های تحکیم غیرهمسان شنی متراکم

درصد برای نیم سیکل فشاری و نیم سیکل کششی است. همچنین مقادیر کاهش SR برای نیم سیکل فشاری و کششی در سیکل‌های ۴۰ام و ۹۰ام به ترتیب حدود ۷۹ درصد، ۹۰درصد و ۸۹درصد، ۹۸درصد است. کاهش τ_{cy} / σ'_{fc} اولیه در نمونه تحکیم غیرهمسان S.K در $r_{II}=1$ (برای کیلوپاسکال $\sigma'_3=180$ ، $k_c=2/57$ ، $\sigma'_c=0/39$ ، τ_{cy} / σ'_{fc} در سیکل ۱۲ام) حدود ۷۰درصد است. همچنین نتایج ارایه شده در شکل ۱۲ دلالت بر آن دارد که به دلیل کاهش شدید تنش برشی قابل تحمل نمونه متراکم شنی در کرنش‌های محوری ۲درصد و بالاتر، متوسط نسبت تنش‌های سیکلی باید به جای نسبت تنش سیکلی اولیه در برابر تعداد سیکل بکار رود. در این میان رفتار مصالح C.K استثناء است که در آن مقادیر اولیه و متوسط نسبت تنش سیکلی برابر هستند.

شکل ۱۲ رابطه بین نسبت تنش برشی سیکلی (مقادیر اولیه و مقادیر متوسط طبق معادله ۵) و تنش محدودکننده موثر متوسط برای ایجاد کرنش محوری تجمعی ۲درصد در کمتر از ۵۰ سیکل برای مصالح مورد مطالعه را نشان می‌دهد. مقاومت روانگرایی نمونه همسان به طور قابل ملاحظه‌ای بیشتر از مقادیر نظیر تحکیم غیرهمسان است (جدول ۲ و شکل ۱۲). همچنین، مقاومت سیکلی با افزایش تنش محدودکننده در S.K و S.SK کاهش، اما نسبت در نمونه‌های C.K و C.RL افزایش می‌یابد. معمولاً، اختلاف بین نسبت تنش برشی سیکلی اولیه و متوسط با افزایش تنش محدودکننده متوسط موثر (یعنی S.K و S.SK) کاهش می‌یابد. کاهش SR اولیه برای نمونه‌های تحکیم همسان S.SBU برای $r_{II}=1$ (برای کیلوپاسکال $\sigma'_3=1000$ ، SR=۰/۴۵ در سیکل ۱۵ام) به ترتیب حدود ۲۱درصد و ۳۷



شکل ۱۲. تغییرات τ_{cy} / σ'_{fc} یا SR در دو حالت مقدار اولیه و متوسط (مقاومت سیکیلی) در برابر تنش محدودکننده موثر متوسط برای ایجاد ۲ درصد کرنش محوری تجمعی در کمتر از ۴۰ سیکل بارگذاری

۴-۶- کاربرد این یافته‌ها

تمیز تحکیم عادی یافته، نسبت تنش آزمایشگاهی معمولاً در ضریب C_r ، متغیر بین ۰/۵ تا ۰/۷ با یک مقدار متوسط ۰/۵۷ که توسط Seed (۱۹۷۶) و Goto و همکاران (۱۹۹۲) پیشنهاد شده، ضرب می‌شود:

$$R_{l(field)} = 0.57(\sigma'_{dp} / 2\sigma'_3)_{triaxial} \quad (۷)$$

باید ذکر شود که مقاومت روانگرایی برای نمونه خاک شنی بازسازی شده، حدود ۶۰ درصد تا ۸۰ درصد نمونه‌های دست نخورده است که دلیل آن تفاوت در فابریک خاک در حالت دست نخورده و بازسازی شده است (Goto و همکاران ۱۹۹۲). معمولاً افزایش اندازه دانه‌ها سبب افزایش مقاومت سیکیلی می‌شود (Aghaei Araei و همکاران ۲۰۱۸). در صورتیکه که این موضوع برای مصالح شنی با درصد گذشته ۳۲ درصد گذشته و بیشتر از الک نمرة ۲۰۰ (۰/۰۷۵ میلیمتر) صادق نیستند؛ جایی که مقدار τ_{cy} / σ'_{fc} برای $\phi' = 0$ و $\phi' \neq 0$ (با استفاده از معادله ۲ و ۴) تقریباً برابر است. بنابراین محاسبه τ_{cy} / σ'_{fc} برای مورد مطالعه به صورت زیر خلاصه است:

$$\tau_{cy} / \sigma'_{fc} = \sigma'_{dp} / (2\sigma'_3 + \sigma'_d) \quad (۸)$$

۵- نتیجه گیری

این مقاله نتایج آزمایش بارگذاری سیکیلی زهکشی نشده سیکیلی روی ۵ نوع مصالح شنی تراکم بالا را ارائه و فاکتورهای مختلف موثر بر مقاومت سیکیلی را تشریح می‌کند.

یافته‌های این تحقیق دارای اهمیت زیادی در طراحی لرزه‌ای خاکریزهای مهندسی است. نتایج نشان می‌دهد که خرابی فاجعه‌آمیز در اثر کرنشهای بزرگ خاک پس از روانگرایی در خاکهای دانه‌ای خوب دانه‌بندی شده به ندرت رخ می‌دهد (Hara و همکاران ۲۰۱۶). مجموع نشست تاج در اثر نشست هنگام ساخت (حدود ۱ درصد) و اولین آبیگری (حدود ۱ درصد) سدهای بلند سنگریزه‌ای یا CFRDs حدود ۲ درصد ارتفاع سد است (Leps ۱۹۷۴). همچنین یک نشست اضافی ۱ درصد تا ۲ درصد ارتفاع سد ممکن است در اثر تکانهای زلزله‌های بسیار شدید ایجاد شود (Dakoulas و Gazetas ۱۹۹۲). این مقدار از حد کرنش ممکن است به دلایل نیازهای طراحی برای ارتفاع آزاد پذیرفته شود. بنابراین روانگرایی اولیه یا تحریک سیکیلی ممکن است به صورت نسبت تنش مسبب DAAS یا AAS برابر با ۲ درصد تعریف شود. تفاوت قابل ملاحظه‌ای بین شرایط تنش موجود در نمونه‌های تحکیم همسان آزمایشگاهی و المانهای درجای خاک وجود دارد. این بدین معنی است که نسبت مقاومت سیکیلی (CRR) حاصل از آزمایش سه محوری باید در ضرایب اصلاحی (C_r) برای منظور کردن تفاوتها در مد برش و شرایط تنش در آزمایشهای سه محوری با شرایط لایه درجای خاک تحت انتشار رو به بالای موج برشی، ضرب شود. برای خاکهای رسی، خاکهای شنی با تراکم بالا دست خورده، خاکهای تحکیم غیرهمسان با $k_c \geq 1/5$ مقدار C_r حدوداً برابر ۱ است (Seed ۱۹۷۶). در صورتیکه برای ماسه‌های

-گسیختگی نمونه‌های شنی متراکم اشباع زمانی رخ دهد که روانگرایی اولیه رخ دهد، یا حدی از کرنش سیکی رخ دهد و یا کرنش دائمی به دلیل روانگرایی جزئی (تحرک سیکی) رخ دهد.

-برای خاکهای شنی بسیار متراکم، مقاومت روانگرایی در آزمایش‌های آزمایشگاهی به صورت نسبت تنش مسبب DAAS یا PAAS برابر ۲ درصد (۱/۵ درصد γ_{SA}) در کمتر از ۵۰ سیکل تعریف می‌شود.

-تحت پیش-کرنش کوچک (حدود ۱ درصد و کمتر) در شرایط تحکیم غیرهمسان، مقاومت سیکی خاک اساساً در مصالح شنی بسیار متراکم بدون تغییر باقی می‌ماند. اما، تحت پیش کرنش بزرگ (حدود ۲ درصد و بالاتر)، مقاومت سیکی با افزایش تعداد سیکل کاهش می‌یابد، بنابراین باید عوض τ_{cy} / σ'_{fc} از $(\tau_{cy} / \sigma'_{fc})_{ave}$ استفاده کرد. رفتار مصالح C.K یک استثناء است که در آن تنش سیکی اعمالی در فشار و کشش بدون تغییر باقی می‌ماند.

-برای نمونه‌های با درصد ریزدانه ریزدانه کمتر از ۴ درصد، روانگرایی اولیه (یعنی $I_{II} < 1$) در ۵۰-۱۵ سیکل زمانی رخ می‌دهد، که در سیکل اول بارگذاری، دامنه تغییرات I_{II} و DAAS به ترتیب بزرگتر از ۰/۲۵-۰/۲ و ۰/۵-۰/۴ درصد است.

-برای نمونه‌های متراکم شنی تحکیم همسان دارای ۴ درصد ریزدانه و کمتر، حداکثر تنش برشی سیکی SR_{max} که می‌توان بر نمونه اعمال کرد، بیش از نصف نسبت تنش تفاضلی محوری کل اولیه در آزمایش مونوتونیک است. همچنین، مقادیر نظیر برای نمونه دارای ۱۴ درصد ریزدانه و کمتر، اندکی کمتر از نصف q_{max} / σ'_3 مونوتونیک است که مقدار SR_{max} بین ۰/۳۳ تا ۰/۴۵ به ترتیب برای q_{max} / σ'_3 برابر ۰/۷ تا ۱ برای σ'_3 بزرگتر از ۵۰۰ کیلوپاسکال متغیر است. بنابراین مقاومت سیکی خاک‌های شنی به طور قابل ملاحظه‌ای با افزایش درصد شنی افزایش می‌یابد.

نتایج آزمایش‌ها نشان داد چنانچه که در کمتر از ۳۵ سیکل اول کرنش محوری تجمعی بیش از ۵ درصد است، احتمالاً نمونه در ۵۰ سیکل اول کرنش محوری تجمعی بیش از ۱۰ درصد را تجربه می‌کند.

بطورکلی، ایده رایج این است که مصالح شنی تراکم بالا کمتر مستعد روانگرایی اولیه و در نتیجه کرنشهای محوری تجمعی بزرگ می‌شود. نتایج بدست آمده از این مطالعه را می‌توان به شرح زیر خلاصه کرد.

-اعمال غیرهمسانی حدود ۲ برای خاکهای با ریزدانه حدود ۳۲ درصد (مثلاً مصالح C.RL تحت تنش محدود کننده ۸۰۰ کیلوپاسکال) و درصد ریزدانه بیشتر (مصالح هسته کرخه) باعث رسیدن به مقاومت نهایی و ایجاد کرنش‌های زیاد و گسیختگی نمونه شده و انجام آزمایش‌های سیکی مقاومتی در مراحل بعدی امکان پذیر نیستند. بنابراین توصیه می‌شود که در تنشهای بالا برای نمونه‌های با درصد ریزدانه حدود ۳۲ درصد و یا حتی در تنش‌های پایین برای نمونه‌های با ریزدانه بیش از ۵۰ درصد، سرعت اعمال بار غیرهمسان به کمتر از ۰/۰۷ درصد بر دقیقه است و یا غیرهمسانی تنشی اعمالی به کمتر از ۱/۵ محدود شود.

- برای آزمایشهای مونوتونیک زهکشی نشده، نسبت اضافه فشار آب حفره ای I_{II} برای مصالح شامل ۱۴ درصد ریزدانه (گذشته از ۰/۰۷۵ میلی‌متر) و بیشتر به یک مقدر زیر ۸۰ درصد برای σ'_3 حدود کیلوپاسکال ۸۰۰ و کمتر در مرحله خرابی حتی با ایجاد کرنش ۱۰ درصد محدود می‌شود. دلیل این امر این است که در آزمایش مونوتونیک زهکشی نشده نسبت q_{max} / σ'_3 حدود ۱ و کمتر است. در صورتیکه نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای، I_{II} ، برای مصالح شامل ۹۶ درصد شن یا ماسه ممکن است حدود ۱ و حتی بالاتر است. دلیل مقادیر I_{II} بیش از یک، شاید اثر اتساع نمونه است. برای این نوع نمونه‌های تهیه شده با دانسیته نسبی بیش از ۹۵ درصد، تحت تنش‌های سیکی مختلف با افزایش تعداد سیکل، فشار آب حفره‌ای افزایش یافته حتی تا ۵۰۰ سیکل و بیشتر هرگز برابر با تنش محدودکننده موثر نمی‌شود.

-مقاومت سیکی نمونه‌های شنی اشباع بسیار متراکم وابسته به نوع و دانسیته مصالح، مقدار پیش-کرنش، تنش برشی اولیه برای اعمال ناهمسانی تنشی و نسبت تنش سیکی بستگی است. همچنین مقاومت سیکی مصالح شنی متراکم شدیداً متأثر درصد ریزدانه بود. این اثر برای مقادیر بالای SR و غیرهمسانی بسیار قابل توجه بود.

Geoenvironmental Engineering, 143(9), 04017043-2.
DOI: org. 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001723.

-Goto, S., Suzuki, Y., Nishio, S., Oh-Oka, H. (1992), "Mechanical properties of undisturbed Tone-River Gravel obtained by In-situ freezing method", Soils and Foundations, 32(3), pp.15-25.
DOI: org/10.3208/sandf1972.32.3_15.

-Budiman, J. S., Mohammadi, J. and Bandi, S., (1995), "Effect of large inclusions on liquefaction of sands, Static and Dynamic Properties of Gravelly Soils", Geotechnical Special Publication, ASCE, 56, pp.48-63.

-Bray, J., Sancio, R., (2006), "Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils", Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1(32), pp.1165-1177.

-Siddiqi, F. H., Seed, R. B., Chan, C. K., Seed, H. B., Pyke, R. M., (1987), "Strength evaluation of coarse-grained soils", Report No. UCB/EERC-87/22, University of California, Berkeley.

-Evans, M. D., Zhou, S., (1995), "Liquefaction behavior of sand-gravel composites", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(3), pp.287-98.
DOI:10.1061 (ASCE)07339410(1995)121:3(287).

-Castro, G., (1975), "Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 101(GT6), pp.551-556.

-Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M. (2003), "Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework, 26th".

-Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H. M. S., (2012), Queen Mary, Long Beach, California, April 30, pp.1-71.

-Liu, J., (2012), "Liquefaction resistant on Monterey No.0/30 sand", MSc Thesis, University of Colorado Denver, Department of Civil Engineering.

-Wong, R.T., Seed, H.B., Chan, C. K., (1974), "Liquefaction of gravelly soils under cyclic loading conditions", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC 74-11, University of California, Berkeley.

-Hara, T., Kokusho, T., Hiraoka, R., (2004), "Undrained strength of gravelly soils with different particle gradation", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver BC, Canada, August 1-6, Paper No. 144.
DOI:10.1061/(ASCE)10900241(2004)130:6(621).

در صورتی که در سیکل اول کرنش محوری تجمعی PAAS یا DAAS بیش از ۰/۵ درصد است، معمولاً در کمتر از ۵۰ سیکل، گسیختگی با ایجاد کرنش محوری حدود ۲ درصد در نمونه شنی متراکم رخ می دهد.

پیشنهاد می گردد که مصالح سنگریزه ای تا جایی که ممکن است باید کوبیده شوند (حداقل تراکم نسبی بیش از ۹۲ درصد) تا اینکه نسبت مقاومت سیکلی بیشتری کسب کنند. در نهایت، در آزمایش سیکلی روی مصالح شنی با تراکم بالا، مصالح حالت خرابی جریانی را نشان نمی دهند، حتی اگر تنش محدود کننده موثر σ'_3 به صفر میل کند. بلکه آنها دچار شرایط تحریک سیکلی می شوند. روانگرایی اولیه و جزئی خاکهای شنی اکنون به عنوان یک خطر بالقوه از نظر نشست های ایجاد شده در طراحی سازه های خاکی بزرگ و خاکریزهای مهندسی محسوب می شود.

۶- مراجع

-ASTM D3999, (2006), "Standard test methods for the determination of the modulus and damping properties of soils using the cyclic triaxial apparatus", ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org.

-ASTM D5311, (2004), "Standard test method for load controlled cyclic triaxial strength of soil", ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org.

-Aghaei Araei, A., Razeghi, H. R., Tabatabaei, S. H. Ghalandarzadeh, A., (2012), "Loading frequency effect on stiffness, damping and cyclic strength of modeled rockfill materials", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier. 33(1), pp.1-18.
DoI.org/10.1016/j.soildyn.2011.05.009.

-Guoxing, C., Qi, W., Tian, S., Kai, Z., Enquan, Z., Lingyu X. Yanguo, Z., (2018), "Cyclic behaviors of saturated sand-gravel Mixtures under undrained cyclic triaxial loading", Journal of Earthquake Engineering, DOI.org/10.1080/13632469.2018.1540370.

-Do, J., Heo, S.B., Yoon, Y.W., Chang, I. (2017), "Evaluating the liquefaction potential of gravel soils with static experiments and steady state approaches", KSCE Journal of Civil Engineering, 21(3), pp.642-651.

-Hubler, J. F., Athanasopoulos-Zekkos, A., Zekkos, D., (2017), "Monotonic, cyclic, and post-cyclic simple shear response of three uniform gravels in constant volume conditions", Journal of Geotechnical and

- Geotechnical Engineering and Soil Mechanics, November 15-17, pp.1-7.
- Porcino, D., Marciano, V. Ghionna, V.N. (2009), "Influence of cyclic pre-shearing on undrained behaviour of carbonate sand in simple shear tests", *International Journal Geomechanics and Geoengineering*, 4, pp.151-161.
DOI: org/ 10.1080/17486020902855662.
- Seed, H.B., Martin, P.P. Lysmer, J., (1975), "The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction", *Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Report No. UBC/EERC-75/26*.
- Nielsen, S.K., Shajarati, A., Sørensen, K.W., Ibsen, L.B., (2012), "Behaviour of dense Frederikshavn sand during cyclic loading", *Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark, DCE Technical Memorandum, No.15*.
- Suzuki, M. Yamamoto, T., (2004), "Liquefaction characteristic of undrained volcanic soil in cyclic triaxial test", *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver*.
- Polito, C., Green, R. A., Dillon, E., Sohn, C., (2013), "Effect of load shape on relationship between dissipated energy and residual excess pore pressure generation in cyclic triaxial tests", *Canadian Geotechnical Journal*, 50, pp.1118-1128.
DOI: org/10.1139/cgj-2012-0379.
- Ishihara K., (1993), "Liquefaction and flow failure during earthquakes *Geotechnique*, 43 (3), pp.351-415.
- Seed H, Idriss I., (1982), "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes: engineering monographs on earthquake criteria, structural design, and strong motion records", *MNO-5, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif.*, pp.134.
- Leps, T.M., (1974), "Crane Valley dam," *Inc. Atherton, Calif., May*.
- Gazetas, G., Dakoulas, P., (1992), "Seismic analysis and design of rockfill dams: state-of-the-art", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11, pp.27-61.
DOI: org/10.1016/0267-7261 (92)90024-8.
- Seed, H.B., (1976), "Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes", *State-of-the-art-paper, Liquefaction problems in geotechnical engineering. Meeting preprint 2752, ASCE Annual Convention, Philadelphia, Pa*, pp.1-104.
- Jafari, M.K., Shafiee, A., (1998), "Dynamic behavior of mixed materials used for core of Karkheh dam", *Proceedings of 11th. European Conference on Earthquake Engineering*, pp.1-179.
- Jafari, M.K., Shafiee, A., (2004), "Mechanical behavior of compacted composite clays", *Canadian Geotechnical Journal*, 41(6), pp.1152-1167.
DOI: https://doi.org/10.1139/t04-062.
- Ishihara, K., Koseki, J., (1989), "Cyclic shear strength of fines-containing sands", *Earthquake and Geotech. Engrg., Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo*, pp.101-106.
- Siddiqi, F.H., (1984), "Strength evaluation of cohesionless soils with oversize particles", *Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley*.
- Shahnazari, H., Heshmati, A.A., Sarbaz, H., (2015), "Effect of cyclic pre-straining on the dynamic behavior of very dense sand", *KSCE Journal of Civil Engineering*, 19(1), pp.63-73.
DOI: org/10.1007/s12205-014-0471-9.
- Tiedemann, D. A., Kaufman, L. P. Rosenfield, J., (1984), "Determining dynamic properties for embankment dams from laboratory testing", *U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation Report No. REC-ERC- 84-17, Denver CO, December*, pp.1-34.
- ASTM D1557, (2007), "Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort", *ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org*.
- Aghaei Araei, A., (2002), "Back analysis of deformations induced during first impounding of Masjed-e-Soleyman dam", *MSc Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran (In Persian)*.
- Aghaei Araei, A., et al., (2018), "Cyclic behavior of high compacted gravelly soils", *Research project, Road, housing and Urban Development Research Center (BHRC), Pub. No. R-831 (In Persian)*.
- Aghaei Araei, A., Razeghi, H.R., Ghalandarzadeh, A. Tabatabaei, S.H., (2012), "Effects of loading rate and initial stress state on stress-strain behavior of rockfill materials under monotonic and cyclic loading conditions", *Scientia Iranica, Trans. A, Civil Eng.*, 19(5), pp.1220-1235.
DOI: org/10.1016/j.scient.2012.08.002.
- Haeri, S.M., Raeesi, R., Shahcheraghi, S.A. (2016), "Elimination of membrane compliance using fine sandy coating on gravelly soil specimens", *5th International Conference on*

Cyclic Strength and Settlement Behaviors of High Compacted Saturated Gravelly Soils

Ata Aghaei Araei, Associate Professor, Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran.

E-mail: aghaeiaraei@bhrc.ac.ir

Received: February 2023- Accepted: April 2023

ABSTRACT

This paper presents the undrained cyclic strength of high compacted saturated gravelly soils using large-scale triaxial equipment. Under high stress ratio for the specimen with fine content higher than 14% and up to 45%, an increase in number of cyclic loading is accompanied by increasing permanent accumulated axial strain (PAAS). However, even at 2% AAS and higher, the ratio of maximum excess pore-water pressure to effective confining pressure, r_u , is less than 0.8. In addition, initial liquefaction has been successfully applied as the failure criteria for the isotropic consolidated dense gravel of fine grain smaller than 4% under very high stress ratio as much as 0.45 and higher. Therefore, the failure criterion for dense gravel materials is developed based on 2% PAAS for $r_u < 0.8$ or 2% double amplitude axial strain for $r_u \geq 1$ in 15-50 loading cycles, considering the earthquake magnitude and fine content of gravelly specimens. According to the obtained results, cyclic strength increases with the decrease of mean principal stress, initial shear stress and fine content. In general, fine grained materials have less cyclic strength compared to gravelly soils with no fine content. The presence of coarse grained aggregate in fine grained material results in a sharp reduction in cyclic strength.

Keywords: Compacted-Gravel, Triaxial, Isotropically, Anisotropically, Cyclic Strength, Failure