

بررسی فشار جانبی در دیواره‌ی پل‌های یک‌پارچه بر اثر اعمال تغییر مکان سیکلی *

جعفر بلوری بزاز^(۱)سعید رسولی^(۲)

چکیده برای تعیین ضریب فشار جانبی در حالت سکون در مجاورت دیوارهای حائل روابط گوناگونی پیشنهاد شده است که هر کدام برای شرایط ویژه خود تعریف می‌شوند و به کار می‌روند. این روابط معمولاً تابع خواص خاک مانند زاویه‌ی اصطکاک، نسبت پواسون و ضریب بیش تحکیمی می‌باشند. از طرفی در پل‌های یک‌پارچه که دیوار حایل آن تحت اثر تغییر مکان‌های سیکلی قرار دارد این روابط دقت خود را از دست داده و فقط تابع خواص مکانیکی خاک نیستند. در تحقیق حاضر اثر تغییر مکان افقی قسمت فوقانی دیوار پل‌های یک‌پارچه که بر اثر تغییرات درجه حرارت روزانه به قسمت فوقانی دیوار این‌گونه پل‌ها اعمال می‌شود مورد بررسی قرار گرفته است. به این منظور یک مدل آزمایشگاهی کامل طراحی و ساخته شد به گونه‌ای که قادر به اعمال تغییر مکان افقی سیکلی با دامنه‌های گوناگون و با تعداد سیکل مورد نظر می‌باشد. برای تعیین افزایش فشار افقی وارد بر دیوار (در شرایط سکون، فعال و یا مقاوم) تنش سنج‌های مینیاتوری در ترازهای مختلف روی دیوار نصب گردید. داده‌های نیروسنج نصب شده و نیز تغییر مکان اعمال شده در سیستم داده‌نگار ذخیره می‌شود. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که ضریب فشار افقی در دیوارهایی که تحت اثر تغییر مکان افقی قرار دارند نه تنها در عمق خطی نیست بلکه تابع زاویه‌ی اصطکاک خاک، تراز گوناگون دیوار و تعداد سیکل تغییر مکان اعمال شده می‌باشد. از طرفی نتایج بیانگر این نکته است که بر اثر اعمال تغییر مکان افقی، مصالح پشت دیوار متراکم می‌شوند به گونه‌ای که پدیده‌ی آرچینگ به وجود می‌آید و موجب کاهش فشار افقی در ترازهای پایین دیوار می‌گردد.

واژه‌های کلیدی دیوار حایل، تغییر مکان افقی سیکلی، ضریب فشار افقی.

An Investigation on Lateral Earth Pressure in Integral Bridges Due to the Cyclic Loading

S. Rasouly

J. Bolouri Bazaz

Abstract Several relationships to assess at-rest pressure coefficient in retaining walls, have been developed by different researchers. These suggested relationships are generally a function of mechanical soil parameters such as internal friction angle, Poisson Ratio and over-consolidation ratio. In integral bridges, however, this coefficient is also a function of many other parameters other than soil characteristics. The deck of this type of bridges is subjected to the horizontal movement, which results in cyclic load to be applied to the bridged wall. In the present research, the influence of this cyclic loading on the lateral earth pressure is investigated. A prototype laboratory model of a retaining wall, with cohesionless backfill, was developed in which different cycles of lateral displacement with various amplitudes were applied to the wall. The model was instrumented by small pressure cells to measure the earth pressure at-rest, active and passive conditions. Additionally, the applied load and displacement to the wall were measured, using load cell and LVDT. The results of this study indicate that the variation of at-rest earth pressure coefficient with depth is not linear and it is not only a function of internal friction angle but dependent to the depth and number of cycles. Finally, it could be concluded the cyclic loading causes the backfill material becomes stiffer and stiffer so that an arching is formed. This results in a reduction in lateral earth pressure in the lower parts of the wall.

Keywords Retaining wall, Cyclic Displacement, Lateral Earth Pressure.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۸/۱۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۲/۱۳ می‌باشد.

(۱) دانشیار گروه عمران، دانشکده‌ی مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) عضو هیأت علمی دانشگاه بیرجند و دانشجوی دکتری ژئوتکنیک دانشگاه فردوسی.

مقدمه

نیروی رانش به کمینه مقدار خود می‌رسند و هنگامی که دیوار به سمت خاک دوران کند بیشینه نیروی رانش ایجاد می‌گردد [4].

از جمله اولین تحقیقاتی که در این زمینه ارائه شده است تحقیق جکی می‌باشد. وی رابطه‌ی زیر را برای خاک‌های دانه‌ای و ماسه‌های شل تا متوسط پیشنهاد کرد [5].

$$k_0 = 1 - \text{Sin}\phi' \frac{\left(1 + \frac{2}{3} \text{Sin}\phi'\right)}{1 + \text{Sin}\phi'} \quad (1)$$

در این رابطه k_0 و ϕ' به ترتیب ضریب فشار خاک در حالت سکون و زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک می‌باشد. وی در تحقیقات بعدی خود این رابطه را به صورت زیر ساده نمود [5].

$$k_0 = 1 - \text{Sin}\phi' \quad (2)$$

مقدار k_0 حاصل از رابطه‌ی (۲) برای ماسه‌های شل با مقادیر تجربی به دست آمده تا حدی سازگار است لیکن نیاز به بررسی بیش‌تری نیز دارد. از میان سایر تحقیقات انجام شده می‌توان به کارهای انجام گرفته توسط مصری و حیات اشاره کرد که رابطه‌ی (۳) نتیجه‌ی تحقیقات آن‌ها برای محاسبه k_0 می‌باشد [6].

$$k_0 = \left(1 + \frac{2}{3} \text{Sin}\phi'\right) \left(\frac{1 - \text{Sin}\phi'}{1 + \text{Sin}\phi'}\right) \quad (3)$$

این رابطه برای خاک‌های دانه‌ای شل که عادی تحکیم یافته باشند صادق است و نمی‌توان آن را برای خاک‌های متراکم استفاده کرد. برای خاک‌های با تراکم متفاوت، ورث رابطه‌ی زیر را پیشنهاد کرد [7]:

$$k_{0(OC)} = k_{0(NC)} (OCR) - \left[\frac{\mu}{(1-\mu)}\right] (OCR - 1) \quad (4)$$

هم‌چنین روابط (۵ و ۶) برای خاک‌های دانه‌ای پیشنهاد شده است [8]. در این روابط $k_{0(NC)}$ ضریب فشار

امروزه تخمین و اندازه‌گیری فشارهای وارد بر دیوارهای حائل، اهمیت ویژه‌ای برای طراحی پیدا کرده است. اکثر مهندسان به منظور محاسبه‌ی ضریب فشار جانبی خاک در حالت‌های مختلف از فرضیه‌های رایج در مهندسی ژئوتکنیک استفاده می‌کنند (روابط کولمب، رانکین یا جکی). براساس این فرضیه‌ها توزیع تنش در پشت دیوار به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود. اما این فرضیه در مورد دیواره‌های پل‌های یک‌پارچه که تحت اثر تغییر مکان‌های سیکلی هستند صحیح نیست. مطالعات آزمایشگاهی نشان داده است که مقادیر تنش وارد به دیوار و مقدار ضریب فشار جانبی، تابع حرکت و چرخش دیوار است و توزیع خطی آن کاملاً صادق نیست [1]. مقدار فشار در حالت قائم دیوار تابع عوامل دیگری است که باید بررسی‌های بیش‌تری صورت پذیرد و عوامل مؤثر بر آن مورد ارزیابی قرار گیرد [2]. محققان با استفاده از روابط ثنوری و هم‌چنین در بعضی موارد با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی، روابطی را پیشنهاد کرده‌اند. در بیش‌تر مطالعات سعی بر این بوده است که صحت فرمول $k_0 = 1 - \text{sin}\phi'$ مورد ارزیابی قرار گیرد و تصحیحاتی بر روی آن صورت پذیرد. به‌طور کلی نتایج حاصل از تحقیقات به‌عمل آمده نشان می‌دهد که در حالت تغییر مکان جانبی سیکلی، حداکثر ضریب رانش خاک حدود ۳۰ درصد بیش از ضریب رانش جانبی در حالت قائم دیوار (قبل از شروع اعمال تغییر مکان سیکلی) می‌باشد. فنگ و ایشی‌باشی نمونه‌های آزمایشگاهی مختلف از دیوارهای حائل تحت فشار رانش خاک را ساختند و توزیع فشار خاک را بر اثر بارگذاری سیکلی برای حالت‌های گوناگون دوران دیوار حول تکیه‌گاه خود بررسی نمودند و موقعیت اثر برآیند نیروی فعال را به دست آوردند [3]. نتایج تحقیقات مشابه دیگری که با استفاده از دستگاه سانتریفوژ انجام شده نشان می‌دهد که با دورشدن دیوار از خاک و رسیدن به حالت فعال،

تنش قائم σ_v' با توجه به وزن مخصوص ماسه مورد آزمایش در تراز مورد نظر محاسبه شده و سپس تغییرات $k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v'}$ تعیین گردیده است [10]. شریف و مکی به کمک یک مدل فیزیکی، نیروی رانش وارد به دیوار حائل را تحت اثر بار سیکلی با دامنه‌ی تغییر مکان‌های گوناگون دیوار مورد بررسی قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داده‌است که رانش وارد به دیوار در اثر بارگذاری سیکلی مقدار قابل توجهی نسبت به بارگذاری استاتیکی افزایش می‌یابد. بیش‌ترین افزایش رانش در اولین سیکل بارگذاری مشاهده می‌شود و با افزایش تعداد سیکل‌ها نرخ افزایش رانش کاهش می‌یابد [11]. نتایج حاصل از تحقیقات آزمایشگاهی دیگری نیز نشان می‌دهد که در حالت بارگذاری سیکلی حداکثر ضریب رانش حدود ۲۰ درصد بیش‌تر از مقادیر حاصل از راه تحلیلی استاتیکی است [12]. فنگ و ایشی باشی نیز در تحقیقات خود توزیع فشار افقی را برای حالت‌های مختلف دوران سیکلی دیوار مورد بررسی قرار دادند و موقعیت اثر نیروی رانش را به دست آوردند [3].

هم‌چنین نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی دیگری نشان می‌دهد که برای حالت تغییر مکان انتقالی دیوار، توزیع رانش مقاوم خطی است و تطابق نسبتاً خوبی با نتایج حاصل از تئوری رانش جانبی خاک در تراز افقی دارد، در حالی که مقدار و نقطه‌ی اثر آن بسته به دامنه‌ی تغییر مکان متفاوت بوده است [13]. در آزمایش‌های انجام‌گرفته در مقیاس واقعی، مقادیر ضرایب فشار جانبی در حالت فعال و مقاوم تعیین گردید. نتایج نشان داده‌است که اعمال تغییر مکان سیکلی و دامنه‌ی آن می‌تواند تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر مقدار نیروی رانش و ضریب فشار جانبی داشته باشد [1]. نتایج تمامی این آزمایش‌ها نشان داده‌است که عوامل متعددی بر k_0 تأثیر گذاشته‌اند که از آن میان می‌توان به تأثیر مقدار سربار σ_v' در تغییرات σ_h' اشاره کرد. هانا مدل دیوار حائلی را ساخت و اثر سربار را در ماسه‌های پیش‌تحکیم یافته بررسی نمود و در نهایت

جانبی خاک‌های عادی تحکیم یافته و $k_{0(OC)}$ ضریب خاک‌های بیش‌تحکیم یافته و OCR ضریب پیش‌تحکیمی می‌باشد که از تقسیم نسبت سربار ایجاد شده به تنش قائم ناشی از وزن خاک در عمق مورد بررسی به دست می‌آید.

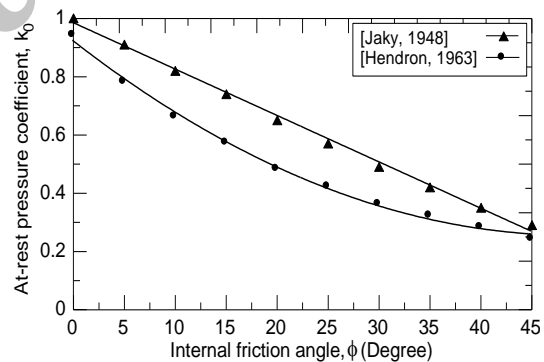
$$k_{0(NC)} = 1 - \sin \phi \quad (5)$$

$$k_{0(OC)} = (1 - \sin \phi')(OCR)^{\sin \phi'} \quad (6)$$

هندرن رابطه‌ی (۷) را برای محاسبه‌ی k_0 که تابعی از ϕ' است پیشنهاد کرد [9].

$$k_0 = \frac{1}{2} \frac{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} - 3 \left(\frac{\sqrt{6}}{8} \right) \sin \phi'}{1 - \frac{\sqrt{6}}{8} + 3 \left(\frac{\sqrt{6}}{8} \right) \sin \phi'} \quad (7)$$

در شکل (۱) مقادیر k_0 به دست آمده از رابطه‌های (۷ و ۲) نشان داده شده است.



شکل ۱ مقایسه‌ی مقادیر k_0 با استفاده از روابط Hendron و Jaky

همان‌گونه که بیان شد تغییرات مقدار k_0 هنگامی که دیوار حائل در طول زمان و بر اثر عواملی مانند تغییرات درجه حرارت تحت بارگذاری سیکلی باشد از اهمیت ویژه برخوردار است. در مدل‌های آزمایشگاهی، تغییرات تنش افقی σ_h' توسط فشارسنج‌های نصب‌شده در ترازهای گوناگون مورد اندازه‌گیری قرار گرفته و

فردوسی مشهد طراحی و ساخته شد، انجام گردید. تنش سنج‌های نصب‌شده روی دیوار این دستگاه قادر به تعیین فشار جانبی خاک در ترازهای گوناگون می‌باشد. جزئیات دستگاه و روش انجام آزمایش‌ها در بخش‌های آینده شرح داده شده است.

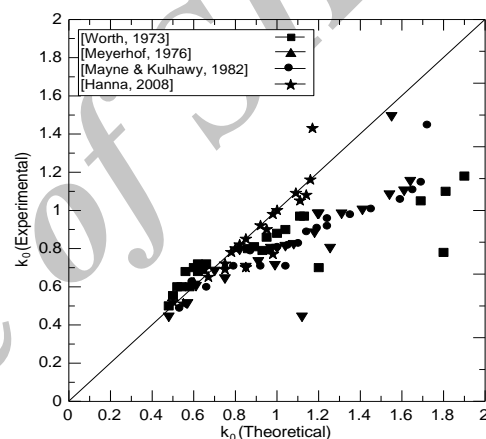
مدل آزمایشگاهی

از جمله پارامترهای مؤثر در این آزمایش عبارتند از تعداد سیکل بارگذاری و زاویه‌ی اصطکاک داخلی بر مقدار ضریب k_0 و $k_{0,y}$ که به ترتیب ضریب فشار جانبی خاک پس از پر کردن مخزن از مصالح و قبل از شروع آزمایش (k_0) و پس از اعمال تغییر مکان سیکلی و هنگامی که دیوار در حالت قائم گرفته ($k_{0,y}$) نامیده شده است. به منظور بررسی این پارامترها از یک مدل آزمایشگاهی دیوار حایل که قادر به دوران حول یک لولا (که در قسمت پایین دیوار نصب شده است) می‌باشد استفاده شد. به کمک این مدل آزمایشگاهی، رانش دینامیکی خاک تحت اثر تغییر مکان سیکلی به صورت افقی قابل ارزیابی است. هم‌چنین تأثیر پارامترهای گوناگونی مانند نوع خاک، تراکم خاک، نوع سربار و اصطکاک بین دیوار و خاک را علاوه بر روابط تئوری، به صورت آزمایشگاهی نیز می‌توان به دست آورد. این دستگاه شامل مخزن خاک، دیوار صلب، سیستم اعمال نیرو و اندازه‌گیری آن، سیستم تعیین فشار افقی خاک در حالت‌های گوناگون، سیستم اعمال و تعیین تغییر مکان افقی دیوار در بالای دیوار و نیز سیستم ثبت اطلاعات می‌باشد. بخش‌های گوناگون این دستگاه که تصویر شماتیک آن در شکل (۳) نشان داده شده است در بخش‌های بعدی شرح داده می‌شود. لازم به یادآوری است حرکت دیوار به سمت خاک (مقاوم) و دور شدن از خاک (فعال) به ترتیب با BW و FW در این شکل نشان داده شده است.

تصحیحاتی را برای فرمول‌های مورد اشاره ارائه کرد. لیکن تدقیق این موضوع برای زاویه‌های اصطکاک داخلی مختلف کم‌تر مد نظر بوده است. هانا رابطه‌ی (۸) را برای خاک‌های دانه‌ای با ضرایب پیش‌تحکیمی متفاوت پیشنهاد داد که با نتایج آزمایش‌ها تا حدی تطابق دارد. [14].

$$k_{0(OC)} = (1 - \sin\phi')(\text{OCR})^{(\sin\phi' - 0.18)} \quad (8)$$

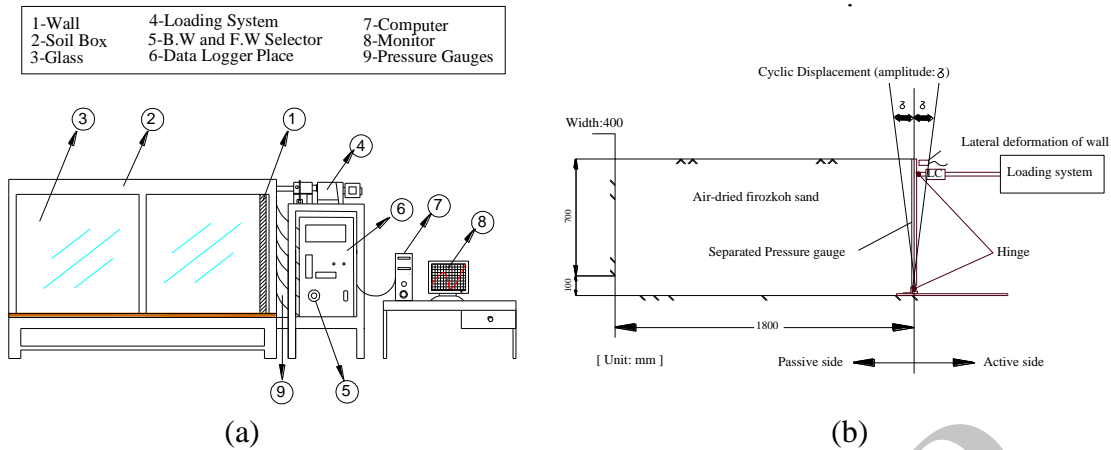
هم‌چنین در شکل (۲) مقایسه‌ای بین k_0 به دست آمده از روابط تئوری و مقادیر آزمایشگاهی قبلی انجام شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود این روابط برای شرایط خاص نیاز به اصلاح دارند.



شکل ۲ مقایسه بین مقادیر k_0 در حالت تئوری و آزمایشگاهی [14]

تامورا و همکاران نیز با استفاده از دستگاه ساتریفوژ تحقیقات مشابه را انجام دادند. نتایج نشان می‌داد که با دور شدن دیوار از خاک و رسیدن به حالت فعال، نیروی رانش به کمینه مقدار خود رسیده و هنگامی که دیوار به سمت خاک دوران کند بیشینه نیروی رانش ایجاد می‌گردد [15].

تحقیق حاضر کوششی برای تعیین فشار و ضریب جانبی خاک در حالت سکون (قبل از انجام اعمال بارگذاری سیکلی) و نیز مقدار این ضریب یا فشار جانبی پس از اعمال تعداد معینی تغییر مکان دوره‌ای (سیکلی) به دیوار است. این تحقیق با استفاده از یک مدل آزمایشگاهی که در دانشکده‌ی مهندسی دانشگاه



شکل ۳ مدل دیوار حائل ساخته شده در دانشکده‌ی مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد: (a) نمای کلی مدل آزمایشگاهی (b) مقطع طولی مدل (c) تصویری از مدل آماده‌ی انجام آزمایش (d) تصویری از فشارسنج‌ها و دیوار حائل مورد استفاده در مدل

مخزن خاک

مخزن خاک این مدل آزمایشگاهی که به صورت مکعب مستطیل ساخته شده دارای ابعاد $400 \times 800 \times 1800$ میلی‌متر می‌باشد. طول مخزن به اندازه‌ای انتخاب شده که ناحیه‌ی گسیختگی در داخل مخزن قرار گیرد. ارتفاع و عرض دیوار متحرک به ترتیب برابر 700 و 400 میلی‌متر است که قادر به دوران حول یک لولا که در ارتفاع 10 سانتی‌متری نسبت به کف مخزن نصب شده می‌باشد. در وجه مقابل دیوار متحرک دیوار ثابتی نصب شده است که روی آن دریچه‌ای تعبیه شده که توسط آن مخزن را به راحتی می‌توان تخلیه نمود. دو

وجه جانبی طولی مخزن با شیشه‌ی ضخیم و ایمن ساخته شده تا امکان مشاهده و نیز اندازه‌گیری تغییر شکل‌های سطح خاک درون مخزن فراهم شود.

دیوار صلب

در وجه جانبی عرضی مخزن، دیوار صلبی که از پلاستیک فشرده ساخته شده نصب گردیده است. این دیوار می‌تواند با استفاده از یک اتصال لولایی حول پایین‌ترین قسمت خود دوران کند. به منظور کسب اطمینان از حرکت صلب دیوار، تغییر مکان افقی دیوار

برای کنترل مقدار نیروی وارد به دیوار از یک نیروسنج که در مسیر اعمال بار به دیوار به صورت سری نصب شده استفاده شده است.

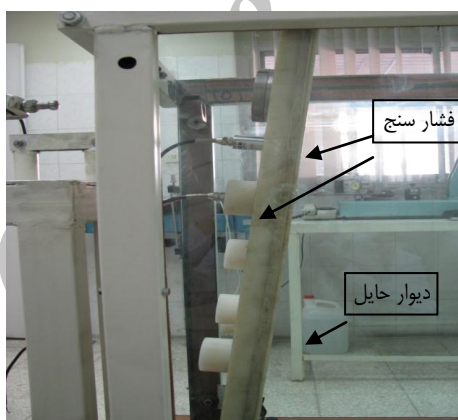
فشارسنج خاک

برای اندازه‌گیری فشار خاک در ترازهای مختلف دیوار از فشارسنج‌هایی که قبلاً کالیبره شده بودند استفاده شد. این فشارسنج‌ها به یک سیستم داده‌نگار متصل است که می‌تواند داده‌ها را اخذ کند و در یک کامپیوتر ذخیره نماید. در شکل (۵) یکی از این فشارسنج‌ها دیده می‌شود. قبل از انجام آزمایش تمام فشارسنج‌ها (که فشار جانبی خاک را نشان می‌دهند) با استفاده از وسیله‌ی ساخته‌شده کالیبره شدند تا داده‌ها و میزان تنش‌های افقی ثبت‌شده بدون اشکال باشد.

در ترازهای گوناگون اندازه‌گیری شد. رابطه‌ی خطی بین تغییر مکان‌های افقی، بیانگر سختی بالا و عدم خم شدن آن بر اثر اعمال بار افقی بود. در لبه‌های دیوار از نوار فشرده‌ای استفاده شد به گونه‌ای که در اثر تغییر مکان افقی دیوار، از نفوذ ماسه به پشت آن جلوگیری نموده و اصطکاک دیوار را با جداره‌ی شیشه به حداقل ممکن کاهش دهد. روی این دیوار شش ترانس دیوسر برای تعیین فشار جانبی خاک نصب شد. هم‌چنین در قسمت فوقانی دیوار، اتصالی تمام مفصلی طراحی شده است که بتوان با اعمال نیروی افقی توسط یک موتور، دیوار را به مقدار مورد نظر دوران داد (شکل ۴)

سیستم ثبت و اعمال نیرو

اعمال تغییر مکان توسط یک موتور بدون لرزش با سرعتی در محدوده‌ی $0.01 \leq v \text{ (mm/min)} \leq 1.0$ که به صورت رفت و برگشت عمل می‌کند انجام می‌شود. این حرکت توسط یک میله به دیوار منتقل می‌شود.



شکل ۴ دیوار صلب و فشارسنج نصب شده بر آن جهت تعیین فشار افقی خاک



شکل ۵ فشارسنج برای اندازه‌گیری فشار جانبی خاک وارد بر دیوار

تغییر مکان سنج

برای ثبت تغییر مکان افقی قسمت فوقانی دیوار از یک تغییر مکان سنج لیزری با دقت ۰/۰۱ میلی متر استفاده شده است.

سیستم ثبت اطلاعات

قراءت داده های ترانس دیوسرهای تنش سنج و تغییر مکان سنج و نیز نیروسنج توسط دستگاه جمع آوری داده ها انجام می شد و سپس در کامپیوتر ضبط می گردید. سیگنال های آنالوگ خروجی از فشارسنج ها با استفاده از یک مبدل به صورت دیجیتال تبدیل می شد و در کامپیوتر ذخیره می گردید.

Q به ترتیب بیانگر ماسه ی فیروزکوه و ماسه کوارتزی تیز گوشه است و عددی که بلافاصله بعد از هر یک از این حروف آمده است، بیانگر درصد وزنی ماسه ی فیروزکوه و ماسه ی کوارتزی در ترکیب می باشد. دانه بندی ماسه ی فیروزکوه و مخلوط آن با ماسه ی کوارتزی در شکل (۶) نشان داده شده است.

ترکیب های مختلف دو نوع ماسه ی فوق منجر به تولید مصالح دانه ای با نسبت تخلخل بیشینه ۰/۹۸ تا ۱/۰۴ و کمینه ۰/۶۰۵ تا ۰/۷۰۷ شده است. زاویه ی اصطکاک داخلی ماسه های ترکیبی که بر اساس آزمایش برش مستقیم در حالت خشک به دست آمده در جدول (۱) آورده شده است.

روش ساخت نمونه

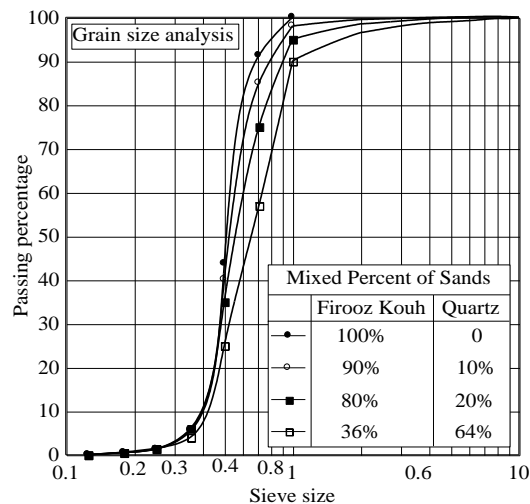
به منظور تولید نمونه های با تراکم یکسان از روش بارش ماسه استفاده شده است. بدین منظور استوانه ای ساخته شد که به صورت آویز از سقف قرار گرفت و در زیر آن یک لوله ی انعطاف پذیر نصب گردید. بر اساس ارتفاع سقوط ذرات خاک به داخل مخزن که قبلاً کالیبره شده است می توان به راحتی با تغییر در ارتفاع، نمونه هایی با تراکم نسبی متفاوت ساخت. برای کنترل وزن مخصوص نمونه ها، هنگام ریختن ماسه در مخزن دستگاه، چند ظرف کوچک به فاصله از دیوار (حدود ۷۰ سانتی متر) در ترازهای گوناگون قرار داده شد. پس از پر شدن مخزن و هنگام تخلیه ی آن، با وزن کردن ماسه ی داخل ظروف و با توجه به حجم آن ها، به راحتی وزن مخصوص خاک تعیین گردید.

مصالح مورد مطالعه

در تحقیق حاضر دو نوع ماسه با زاویه ی اصطکاک متفاوت و ترکیب های گوناگون مورد آزمایش قرار گرفته است. هر دو نوع ماسه ی در سیستم طبقه بندی متحد در گروه SW قرار می گیرند. زاویه ی اصطکاک داخلی ماسه اول (F) که موسوم به فیروزکوه می باشد برابر با ۳۱ درجه است، در حالی که زاویه ی اصطکاک داخلی ماسه دوم (Q) که ماسه ای تیز گوشه و کوارتزی می باشد دارای زاویه ی معادل ۴۵ درجه می باشد که با استفاده از آزمایش برش مستقیم به دست آمده است. از ترکیب درصد های وزنی مختلف این دو نوع ماسه، مصالح دانه ای با زاویه های اصطکاک داخلی متفاوت به دست آمد. جدول (۱) مشخصات مکانیکی چهار نوع ماسه ی ترکیبی مورد آزمایش را نشان می دهد. ماسه های ترکیبی هر یک با علامت اختصاری مانند F80-Q20 مشخص شده است. در این نام گذاری F و

جدول ۱ مشخصات ماسه های مورد استفاده در آزمایش ها

E	φ (درجه)	درصد ماسه ی فیروزکوه و ماسه ی کوارتزی		γ kN/m ³	نمونه
		Q	F		
۰/۷۹	۳۱	٪۰	٪۱۰۰	۱۵/۰۹	F100-Q0
۰/۷۸	۳۳	٪۱۰	٪۹۰	۱۵/۱۰	F90-Q10
۰/۷۸	۳۸	٪۲۰	٪۸۰	۱۵/۱۲	F80-Q20
۰/۷۶	۴۳	٪۳۶	٪۶۴	۱۵/۳۰	F64-Q36



شکل ۶ دانه‌بندی ماسه‌ی فیروزکوه و مخلوط‌های آن با ماسه‌ی کوارتزی

برنامه‌ی آزمایش‌ها

برابر $0.1\text{mm}/\text{min}$ بود.

۳- پس از آن که تغییر مکان بالاترین نقطه‌ی دیوار به مقدار بیشینه‌ی آن ($\pm\delta_{\max}$) رسید، حرکت آن متوقف شد و با تعویض جهت حرکت موتور، دیوار با همان سرعت $0.1\text{mm}/\text{min}$ به طرف عقب کشیده شد (حالت فعال) و تا زمانی که مقدار تغییر مکان در حالت فعال به مقدار بیشینه‌ی آن در جهت مخالف ($\pm\delta_{\max}$) برسد حرکت دیوار به سمت عقب ادامه یافت. سپس حرکت دیوار متوقف شد و مجدداً با تعویض جهت حرکت موتور، دیوار به طرف خاک حرکت کرد تا زمانی که دیوار به حالت قائم درآمد. از ابتدای حرکت از حالت قائم اولیه تا رسیدن مجدد به حالت قائم یک سیکل نامیده شده است.

۴- جهت بررسی اثر اعمال سیکل‌های تغییر مکان بر مقدار ضریب فشار جانبی خاک، قرائت تنش‌های افقی علاوه بر حالت سکون (بند ۱)، پس از اعمال ۵، ۲۰ و ۵۰ سیکل بارگذاری انجام گردید.

۵- به منظور بررسی اثر میزان تغییر مکان بیشینه ($\pm\delta_{\max}$) بر مقدار ضریب فشار جانبی خاک، آزمایش‌ها بر روی چهار نوع ماسه‌ی ترکیبی و با اعمال چهار

همان‌گونه که بیان شد در تحقیق حاضر سعی شده است که اثر تغییر مکان سیکلی دیوار بر مقدار ضریب رانش جانبی خاک $k_{0,y}$ در ماسه‌های با ضریب اصطکاک مختلف بررسی گردد. بدین منظور با استفاده از مدل آزمایشگاهی شکل (۳) پس از اعمال تغییر مکان‌های دوره‌ای، مقدار $k_{0,y}$ با توجه به قراءت تنش افقی در فشارسنج‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. چگونگی انجام آزمایش‌ها و برنامه‌ی آن‌ها در زیر خلاصه شده است:

۱- ابتدا مخزن دستگاه با هر یک از چهار نوع ماسه ترکیبی پر شد. قبل از اعمال هر گونه تغییر مکان به دیوار، تنش‌های وارد به دیوار ثبت گردید. مقادیر این تنش‌ها در حقیقت بیانگر تنش افقی در حالت سکون است.

۲- پس از قراءت اولیه، آزمایش با اعمال تغییر مکان دیوار در بالاترین نقطه‌ی آن به طرف خاک (حالت مقاوم) آغاز گردید. بدیهی است تغییر مکان بالاترین نقطه‌ی دیوار موجب دوران آن حول لولای نصب شده در پایین می‌گردد. سرعت اعمال تغییر مکان دیوار که توسط موتور محرک در پشت آن تأمین می‌گردد در کلیه‌ی آزمایشات ثابت و

7 mm و 7 ارائه گردیده است. اما همان گونه که در بخش های قبل نیز ذکر شد تنش های افقی وارد به دیوار بلافاصله پس از پر کردن مخزن و قبل از اعمال هر گونه تغییر مکان به دیوار بیانگر شرایط سکون است و بدیهی است برای چهار دامنه ی فوق یکسان خواهد بود. بنابراین ابتدا نتایج شرایط سکون و سپس مقادیر تنش افقی برای چهار دامنه ی فوق ارائه شده است.

شرایط سکون

مقادیر تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه ی مورد آزمایش در این تحقیق در ترازهای مختلف در شکل (۷) نشان داده شده است. همان گونه که ملاحظه می شود تغییرات تنش خطی می باشد و مقدار ضریب فشار جانبی، k_0 نیز در عمق ثابت است.

تغییر مکان $\delta_{max} = \pm 1mm$

در اولین گروه آزمایش ها، تغییر مکان اعمال شده به قسمت فوقانی دیوار معادل ۱ میلی متر بود و در سیکل های مختلف تنش های افقی در ترازهای گوناگون ثبت شد. تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه ی مورد آزمایش در ترازهای مختلف و پس از ۵ سیکل در شکل (۸) نشان داده شده است. با توجه به این که دامنه ی تغییر مکان اعمالی کوچک می باشد (کمتر از ۰/۱ درصد ارتفاع دیوار)، در سیکل های اولیه، تغییر قابل ملاحظه ای در تنش های افقی نسبت به حالت سکون ملاحظه نمی شود. تغییر در مقدار k_0 نیز وابسته به فشارهای جانبی است. اگرچه تغییرات تنش افقی خطی است اما مقدار ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل در عمق ثابت نیست و با افزایش عمق افزایش می یابد.

تغییر مکان مختلف شامل 1, 2, 4 & 7 $\delta_{max} = \pm$ mm انجام شده است.

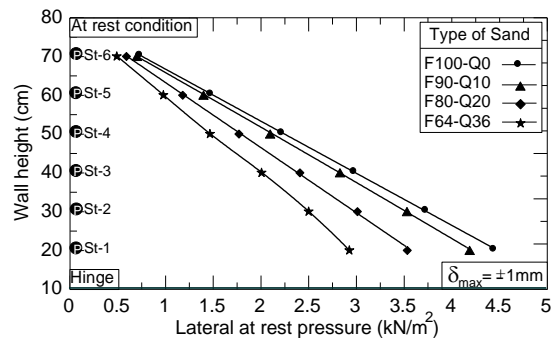
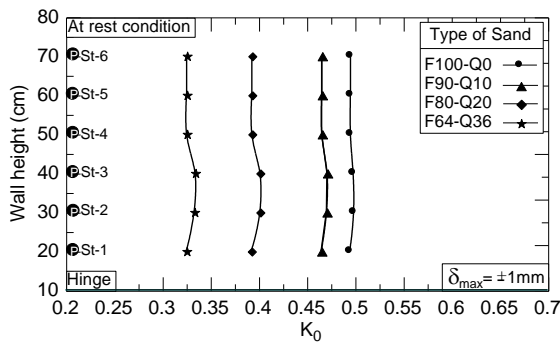
در تحقیق انجام شده توسط سوگیموتو در پل های یک پارچه ی ساخته شده در مدل یک مطالعه ی موردی در مقیاس واقعی، تغییر مکان عرشه بر اساس تغییر دماهای سیکلی روزانه و سالیانه اندازه گیری شده است. بر این اساس مقدار $\delta/2H$ برای تغییرات روزانه ۰/۰۲ درصد و برای تغییرات سالیانه برابر ۰/۵ درصد بر آورد شده است. بنابراین در تحقیق حاضر با توجه ارتفاع دیوار حایل در مدل آزمایشگاهی ساخته شده که ۷۰ سانتی متر می باشد، حداکثر تغییر مکان در آزمایش ها برابر ۷ میلی متر (۰/۵ درصد) انتخاب شده است [1].

۶- با توجه به چهار نوع ماسه ی ترکیبی و اعمال چهار تغییر مکان مختلف، تعداد آزمایش های انجام شده در این تحقیق ۱۶ آزمایش می باشد که قراءت تنش ها در هر آزمایش در حالت سکون (قبل از هر گونه حرکت دیوار) و پس از اعمال ۵، ۲۰ و ۵۰ سیکل بارگذاری انجام شده است.

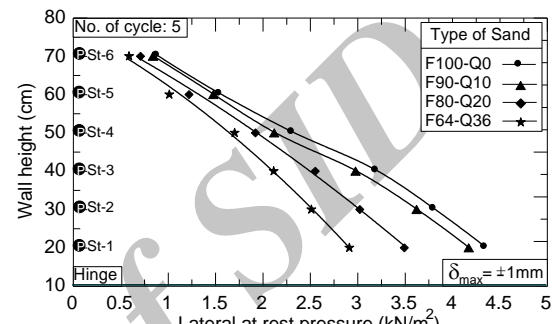
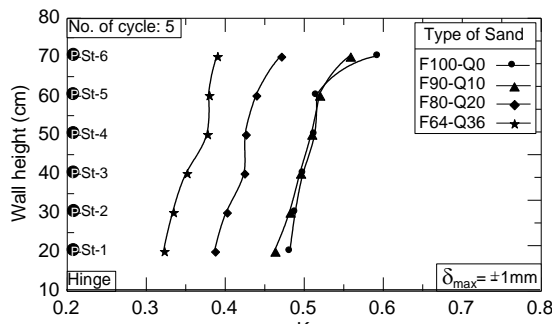
همان گونه که بیان گردید فشارسنج های نصب شده، فشار افقی را اندازه گیری می کنند. ضریب فشار جانبی خاک، k_0 ، با تقسیم کردن تنش افقی قراءت شده بر تنش قائم در هر نقطه (که معادل وزن خاک در آن تراز می باشد) محاسبه گردید.

نتایج آزمایش ها

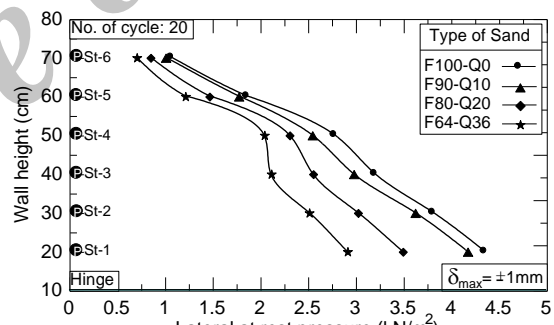
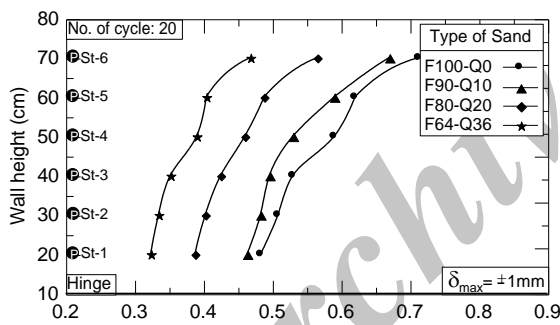
همان گونه که بیان گردید در این تحقیق، تعداد ۱۶ آزمایش بر روی ۴ نوع ماسه با زاویه ی اصطکاک متفاوت جدول (۱) انجام شد که نتایج آن در ۴ قسمت به ازای چهار دامنه ی تغییر مکان مختلف $\delta_{max} = \pm 1, 2, 4$



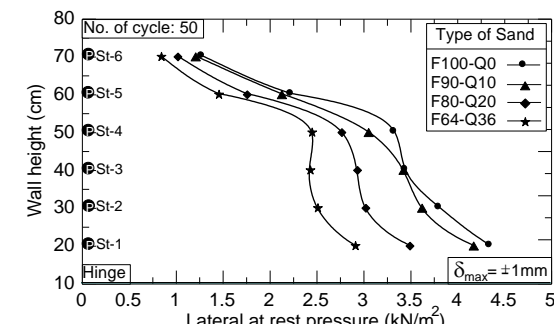
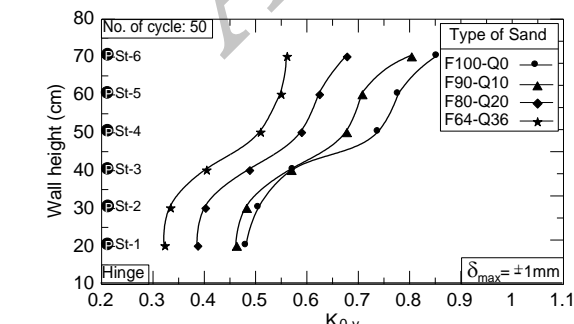
شکل ۷ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (K_0) برای چهار نوع ماسه



شکل ۸ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۹ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۱۰ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه

قسمت فوقانی دیوار معادل ۲ میلی‌متر بود و در سیکل‌های مختلف تنش‌های افقی در ترازهای گوناگون ثبت شد. تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه‌ی مورد آزمایش در ترازهای مختلف و پس از ۵ سیکل در شکل (۱۱) نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود با افزایش دامنه‌ی تغییر مکان اعمالی از ۱ میلی‌متر به ۲ میلی‌متر پس از سیکل تنش‌های افقی از حالت خطی خارج می‌شود و در عمق پایین‌تری از دیوار تنش افقی تغییر قابل ملاحظه‌ای نمی‌کند. به عبارت دیگر تنش افقی در حدود یک‌سوم پایین دیوار ثابت است و یا تغییرات کمی دارد که بیانگر پدیده‌ی قوس‌زدگی می‌باشد. به همین دلیل روند تغییرات $k_{0,y}$ نیز دارای یک بیشینه می‌باشد که بیانگر تغییر ساختار کامل خاک است.

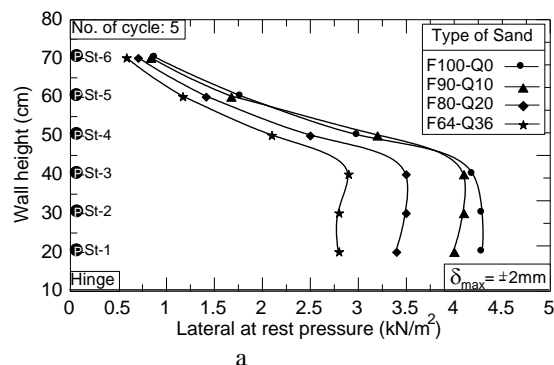
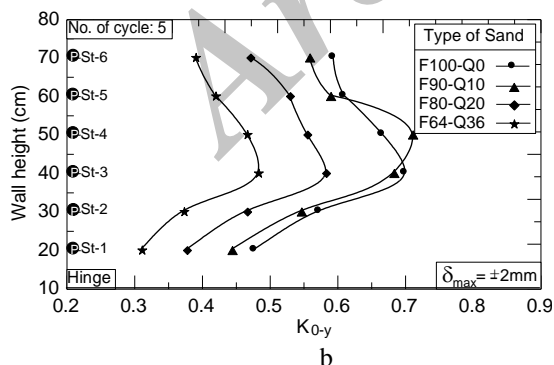
در شکل (۱۲) تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، $k_{0,y}$ ، برای چهار نوع ماسه در ترازهای مختلف و پس از ۲۰ سیکل نشان داده شده است. با توجه به افزایش تعداد سیکل تغییرات ضریب فشار جانبی با افزایش عمق ثابت نیست و کاهش قابل ملاحظه‌ای از خود نشان می‌دهد. همچنین تغییرات تنش افقی نیز از نیمه‌های عمق دیوار به پایین کاهش می‌یابد که بیانگر کاهش اثر تنش قائم است.

در شکل (۹) تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، $k_{0,y}$ ، برای چهار نوع ماسه در ترازهای مختلف و پس از ۲۰ سیکل نشان داده شده است. با توجه به افزایش تعداد سیکل تغییرات ضریب فشار جانبی با افزایش عمق ثابت نیست و کاهش قابل ملاحظه‌ای از خود نشان می‌دهد. همچنین تغییرات تنش افقی نیز رژیم خطی خود را از دست می‌دهد که بیانگر تغییر ساختار خاک مانند زاویه‌ی اصطکاک داخلی در عمق‌های پایین‌تر است.

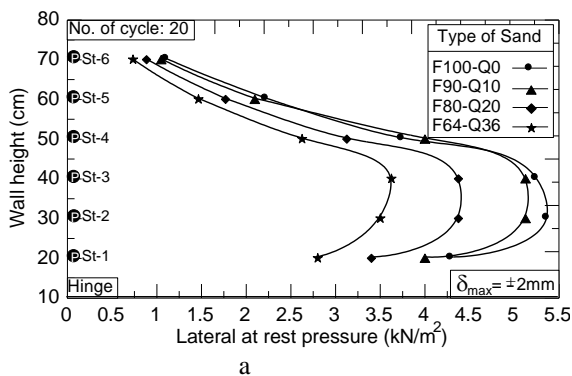
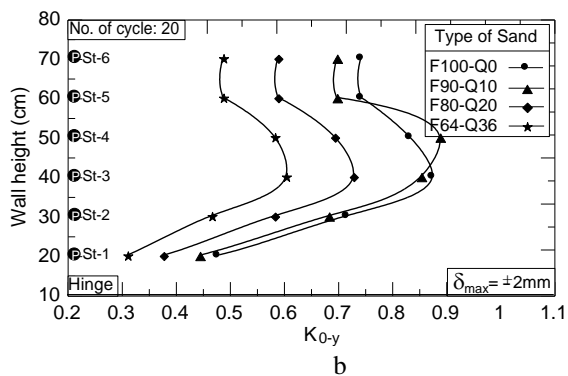
تغییرات تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، $k_{0,y}$ ، برای چهار نوع ماسه در ترازهای مختلف و پس از ۵۰ سیکل در شکل (۱۰) نشان داده شده است. در این حالت نیز تغییرات ضریب فشار جانبی با افزایش عمق ثابت نیست و کاهش قابل ملاحظه‌ای از خود نشان می‌دهد. همچنین تغییرات تنش افقی نه تنها روند افزایش خطی خود را از دست می‌دهد بلکه دارای یک نقطه بیشینه می‌باشد که تقریباً در نیمه‌ی عمق دیوار قرار دارد. همچنین افزایش ضریب فشار جانبی بیانگر تغییر مجدد ساختار خاک می‌باشد.

تغییر مکان $\delta_{max} = \pm 2\text{mm}$

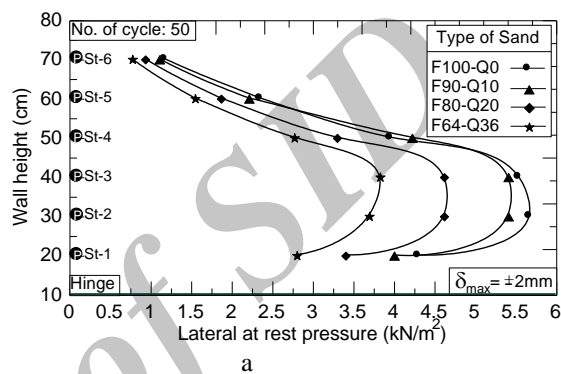
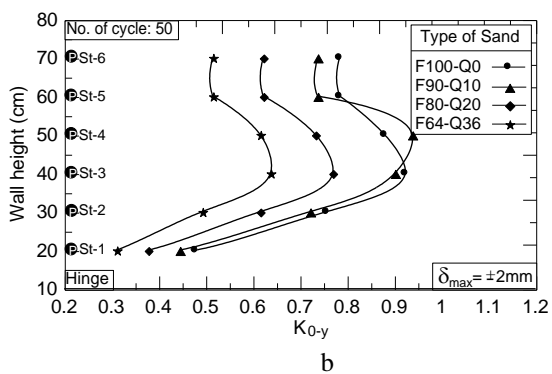
در دومین گروه آزمایش‌ها، تغییر مکان اعمال شده به



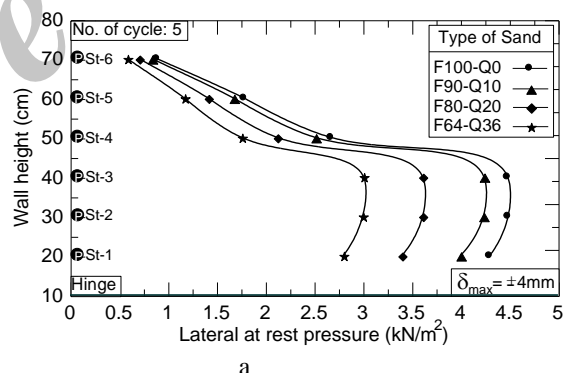
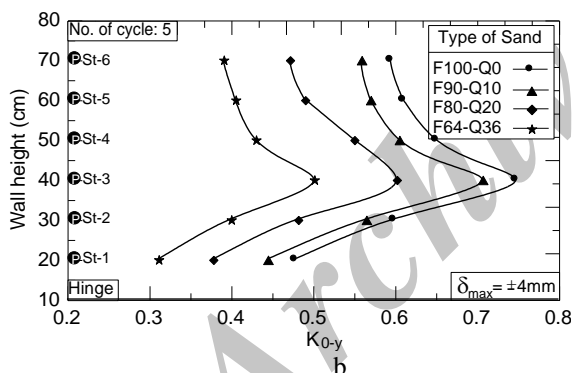
شکل ۱۱ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه



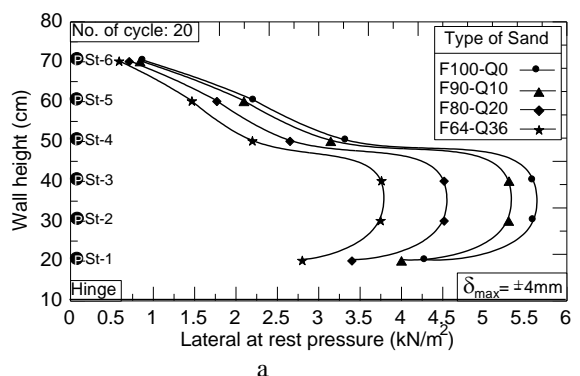
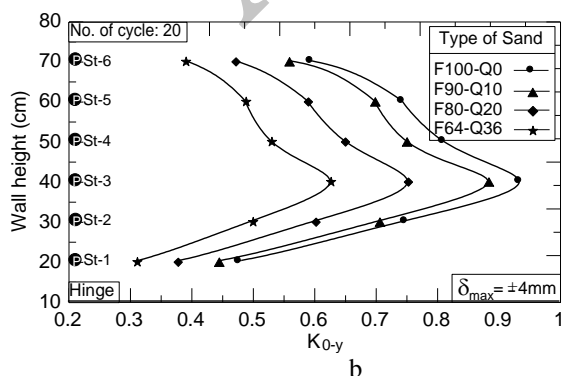
شکل ۱۲ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



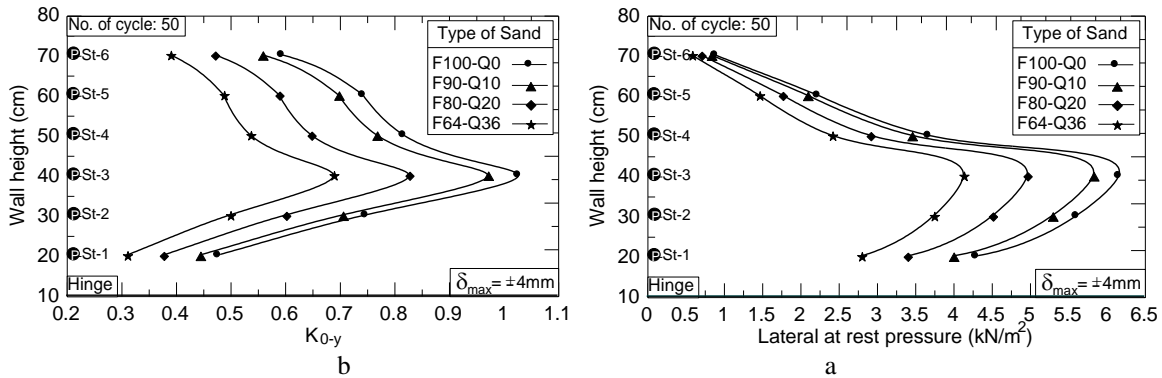
شکل ۱۳ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



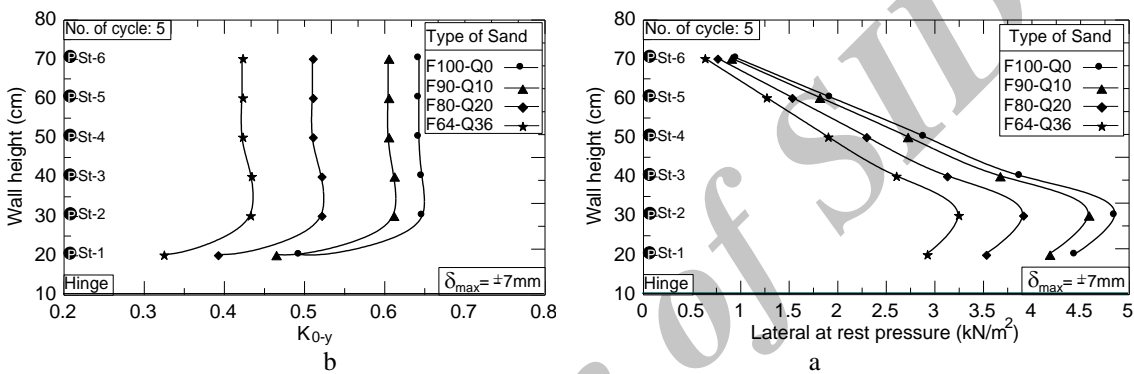
شکل ۱۴ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۱۵ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۱۶ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۱۷ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵ سیکل برای چهار نوع ماسه

قسمت فوقانی دیوار معادل ۷ میلی‌متر بوده است تا اثر دامنه‌های کاملاً بزرگ مطالعه گردد. تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه‌ی مورد آزمایش در ترازهای مختلف و پس از ۵ سیکل در شکل (۱۷) نشان داده شده است. در این حالت تغییرات k_{0-y} دارای بیشینه نبوده و فقط در عمق‌های پایین روند کاهشی دارد.

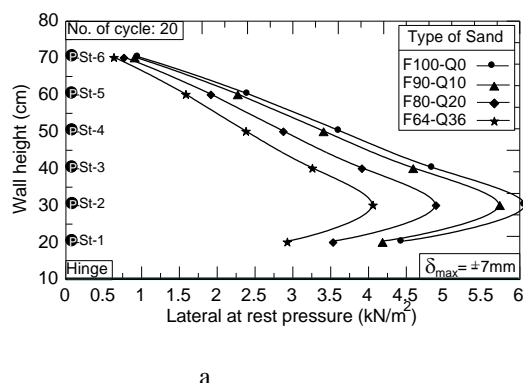
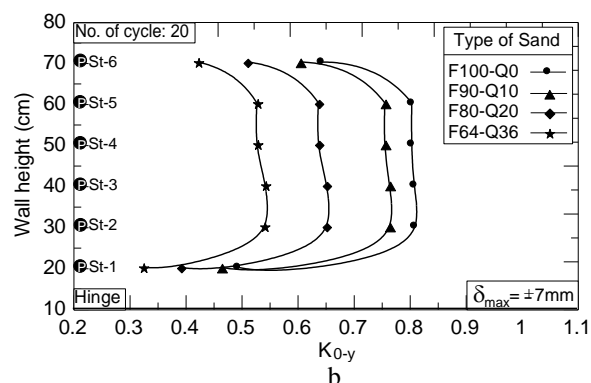
در شکل (۱۸) تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی، k_{0-y} ، پس از ۲۰ سیکل نشان داده شده است. روند تغییرات تنش افقی و ضریب فشار جانبی مشابه حالت قبل می‌باشد. این روند نیز پس از اعمال ۵۰ سیکل که در شکل (۱۹) نشان داده شده تغییری نداشته جز آن‌که فقط مقدار آن تغییر یافته است.

تغییر مکان $\delta_{max} = \pm 14mm$

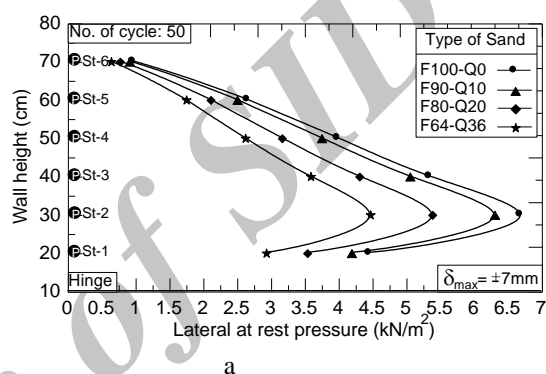
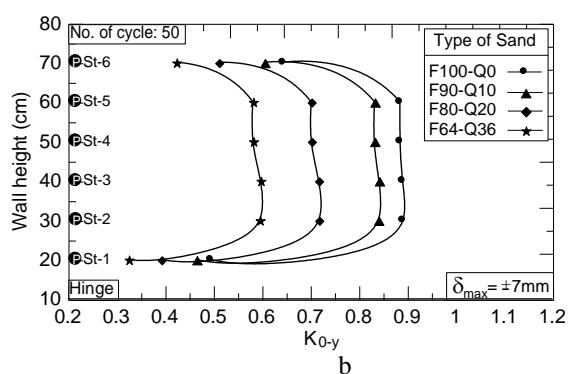
در سومین گروه آزمایش‌ها، تغییر مکان اعمال شده به قسمت فوقانی دیوار معادل ۴ میلی‌متر در نظر گرفته شد تا اثر بزرگی دامنه بررسی بیش‌تری گردد. تنش افقی و نیز ضریب فشار جانبی برای چهار نوع ماسه مورد آزمایش در ترازهای مختلف و پس از ۵، ۲۰ و ۵۰ سیکل به ترتیب در شکل‌های (۱۴-۱۶) نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود روند کلی تغییرات تنش افقی و ضریب k_{0-y} مشابه است اما مقدار تنش افقی و نیز بیشینه مقدار ضریب فشار جانبی با افزایش تعداد سیکل روند افزایشی دارد.

تغییر مکان $\delta_{max} = \pm 7mm$

در آخرین گروه آزمایش‌ها، تغییر مکان اعمال شده به



شکل ۱۸ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۲۰ سیکل برای چهار نوع ماسه



شکل ۱۹ (a) تنش افقی و (b) ضریب فشار جانبی خاک پس از ۵۰ سیکل برای چهار نوع ماسه

تغییرات این ضریب در دیواره‌های حایل پل‌های یک‌پارچه به مقدار دوران آن و نیز تعداد سیکل اعمال شده بستگی دارد. به عبارتی هنگامی که دامنه کوچک باشد (به‌عنوان مثال $\delta_{max} = \pm 1 \text{ mm}$ و پس از سیکل پنجم، شکل (۷) تغییرات k_{0-y} تقریباً خطی است و با افزایش تعداد سیکل شیب آن افزایش می‌یابد (شکل ۹). با افزایش دامنه‌ی تغییر مکان اعمال شده، تغییرات این ضریب از حالت خطی درمی‌آید و ابتدا یک روند افزایشی دارد و سپس کاهش می‌یابد. البته باید یادآوری شود که ضریب k_{0-y} هنگامی اندازه‌گیری شده که دیوار از حالت مقاوم به حالت سکون رسیده است.

تغییر مقدار تنش افقی. تنش افقی همیشه تابعی از سربار اعمال شده و یا به عبارتی وزن خاک می‌باشد.

تفسیر نتایج

همان‌گونه که قبلاً بیان شد هدف از انجام این تحقیق بررسی اثر دوران سیکلی دیواره‌های پل‌های یک‌پارچه بر مقادیر تنش افقی و ضریب فشار جانبی خاک بوده است. مهم‌ترین تأثیر دوران سیکلی (که نتیجه‌ی آن اعمال بارهای سیکلی بر دیوار است)، تغییر رفتار خاک دانه‌ای پشت دیوار می‌باشد. این تغییر رفتار را می‌توان در دو پارامتر زیر به خوبی مشاهده نمود:

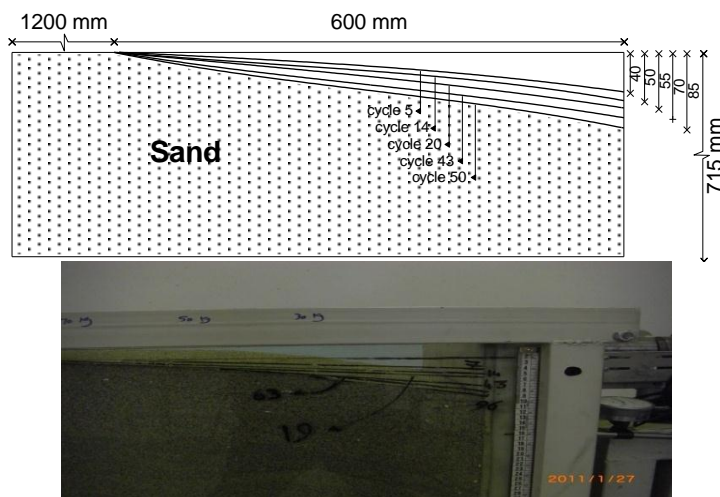
تغییر رژیم ضریب فشار جانبی. ضریب فشار جانبی خاک در حالت استاتیکی تابعی از زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک، ϕ است و در عمق مقدار آن ثابت می‌باشد (روابط (۷-۱) و شکل (۶) که از نتایج این تحقیق به‌دست آمده است)، اما مقدار و چگونگی

نخواهد داشت.

پدیده‌ی آرچینگ. اصولاً پدیده‌ی آرچینگ (قوس زدگی) هنگامی در ماسه‌ها اتفاق می‌افتد که ماسه از یک حالت بارگذاری به حالت دیگر انتقال پیدا کند که این بارگذاری و باربرداری تغییراتی در ساختار و چیدمان دانه‌ها نسبت به حالت اولیه‌ی ماسه به وجود می‌آورد. در ماسه‌های شل در تغییرات اولیه‌ی بارگذاری این حالت سریع‌تر صورت می‌گیرد و اثر خود را نشان می‌دهد [16]. در آزمایش‌های انجام‌شده پدیده‌ی قوس زدگی نیز اتفاق افتاد. هنگامی که تغییر مکان افقی (۱ میلی‌متر) یا به عبارتی دوران دیوار کوچک می‌باشد در تعداد سیکل‌های کم (۵ سیکل) و یا حتی ۲۰ سیکل تغییرات کمی در ساختار و به تبع آن در رفتار خاک دیده می‌شود و تنش‌های افقی ثبت شده نسبت به حالت اولیه تغییرات کم‌تری دارد و متناسب با سر بار (وزن خاک بالایی خود) می‌باشد. هرچه تعداد سیکل‌های بارگذاری یا همان مقدار تغییر مکان بیش‌تر می‌شود تنش‌های قرائت‌شده از فشارسنج‌ها بیش‌تر می‌شود و در فشار سنج‌های یک‌سوم میانی دیوار به حداکثر خود می‌رسد. علی‌رغم متراکم شدن خاک و افزایش وزن مخصوص در فشارسنج‌های انتهایی تنش افقی کم‌تری نسبت به حالت اولیه ثبت شده است که این نشان دهنده‌ی عدم انتقال وزن لایه‌های بالایی به قسمت‌های پایینی می‌باشد (زیر قسمت حداکثر تنش‌های قرائت‌شده یا همان ناحیه‌ای که رفتار خاک از حالت خطی به غیرخطی تبدیل شده است). در واقع این تغییر حالت رفتاری خاک می‌تواند پدیده‌ی قوس زدگی را ایجاد کند و پی‌آمد آن کاهش در تنش‌های افقی را شاهد باشیم. این پدیده را به گونه‌ای دیگر نیز می‌توان بیان کرد.

بدیهی است هنگامی که توزیع تنش قائم ناشی از وزن خاک خطی باشد توزیع تنش افقی نیز خطی خواهد بود. شکل (۶) که تنش افقی ثبت‌شده توسط تنش‌سنج‌ها را بلافاصله پس از پر کردن مخزن از ماسه و قبل از اعمال هرگونه تغییر مکان سیکلی نشان می‌دهد به خوبی بیانگر توزیع خطی تنش افقی است. رفتار مصالح دانه‌ای بر اثر دوران و اعمال تغییر مکان سیکلی به نقطه‌ی فوقانی دیوار کاملاً تغییر کرده است و نه تنها از حالت خطی خارج شده بلکه روند افزایشی آن با افزایش عمق نیز تغییر می‌کند. در تمامی خاک‌های مورد آزمایش با زاویه‌ی اصطکاک داخلی مختلف، هنگامی که دامنه‌ی جابه‌جایی در حالت سیکلی کوچک است (به‌عنوان مثال $\delta_{\max} = \pm 1 \text{ mm}$)، تغییرات محسوسی در مقادیر تنش افقی نسبت به حالت سکون دیده نمی‌شود. درحالی‌که در جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر، این تغییرات حتی در تعداد سیکل‌های کم (مثلاً ۵ سیکل) کاملاً محسوس است.

با نگاهی به نمودارهای فوق کاملاً آشکار است که نرخ افزایش تنش در سیکل‌های ابتدایی زیاد است و با افزایش تعداد سیکل این نرخ کاهش می‌یابد به گونه‌ای که در تعداد سیکل‌های بالا تغییرات قابل‌ملاحظه‌ای در افزایش تنش افقی مشاهده نمی‌شود. این فرآیند بیانگر تغییر ساختار خاک و رفتار آن می‌باشد. به عبارتی اعمال تغییر مکان سیکلی نه تنها موجب افزایش تراکم خاک می‌شود بلکه سختی خاک را نیز زیاد می‌کند. از طرفی پیامد افزایش تراکم و سختی، افزایش زاویه‌ی اصطکاک را به دنبال خواهد داشت. افت سطح خاک مجاور دیوار در دستگاه آزمایش که در شکل (۲۰) نمایش داده شده نیز بیانگر این موضوع می‌باشد. بنابراین پس از رسیدن به تراکم معین ناشی از حرکت سیکلی دیوار، پس از آن افزایش تعداد سیکل تأثیر چشمگیری در مقدار تنش جانبی



شکل ۲۰ نشست سطحی خاک ناشی از بارگذاری سیکلی (شکل بدون مقیاس است)

افزایش نمی‌یابد بلکه مقدار آن کاهش می‌یابد.

نتیجه‌گیری

تحقیق حاضر کوششی برای بررسی اثر تغییر مکان‌های سیکلی بر رفتار مصالح دانه‌ای پشت دیوار پل‌های یک‌پارچه می‌باشد. در این‌گونه پل‌ها، تغییرات درجه‌ی حرارت روزانه و فصلی موجب اعمال بارهای سیکلی به خاک ریز پشت دیوار می‌شود. نتایج پژوهش به صورت خلاصه به شرح زیر بیان می‌شود:

۱- تغییرات تنش افقی در حالت سکون کاملاً خطی است. اما هنگامی که دیوار پل تحت اثر بارگذاری سیکلی قرار می‌گیرد تنش افقی در یک سوم میانی ارتفاع دیوار افزایش می‌یابد و سپس به تدریج کاهش می‌یابد. به عبارتی حداکثر تنش افقی اندازه گرفته شده در فاصله‌ی ۳۰ تا ۴۰ سانتی‌متری از سطح خاک قرار دارد.

۲- نرخ تغییرات تنش افقی در خاک‌های دانه‌ای با زاویه‌ی اصطکاک داخلی بیش‌تر به مراتب کم‌تر از ماسه‌هایی است که در آن ϕ خاک کم است. به عبارتی در خاک‌های دارای مقاومت برشی کمتر، تأثیر سیکل‌های جابه‌جایی دیوار بر میزان تغییرات تنش افقی بیش‌تر می‌باشد. می‌توان گفت اصطکاک

در شکل (۲۰) تصویری از افت سطح ماسه در اثر اعمال تغییر مکان سیکلی دیوار و نیز مقادیر اندازه‌گیری شده‌ی آن دیده می‌شود. بدیهی است دلیل این پدیده تمایل ماسه به کاهش حجم و افزایش دانسیته‌ی آن بر اثر بارگذاری سیکلی است. تغییر در تراکم خاک و مقدار آن بستگی به تعداد سیکل و دامنه‌ی تغییر مکان دارد [17]. هم‌چنین بر اساس تحقیقات انجام‌شده مدول برشی خاک در اثر بارگذاری سیکلی افزایش می‌یابد. افزایش مدول برشی منجر به افزایش تنش برشی در یک تغییر مکان ثابت می‌شود [18]. این عامل منجر به ایجاد تنش برشی بیش‌تر بین خاک و دیوار می‌شود و دانه‌های خاک درگیری بیش‌تری با سطح تماس دیوار خواهند داشت [19]. با توجه به جهت تنش‌های برشی ایجاد شده و تنش‌های اصلی موجود در خاک، چیدمان دانه‌ها و اندرکنش دانه‌های خاک منجر به پدیده‌ی قوس‌زدگی می‌گردد. کمان ایجاد شده شبیه یک پوسته‌ی قوسی شکل، وزن لایه‌های خاک بالایی را تا حدی تحمل می‌کند و از انتقال کامل آن به لایه‌های پایینی جلوگیری می‌نماید [20]. به عبارتی تنش قائم ناشی از وزن در بخش پایین دیوار کاهش می‌یابد و در نتیجه تنش افقی نیز کاهش می‌یابد. نتایج تحقیق حاضر نیز نشان می‌دهد در ترازهای پایین فشار افقی نه تنها

ملموس است.

۵- در تغییرات سیکلی هر چند در حالت قائم دیوار تنش افقی اندازه‌گیری شده است لیکن اندازه‌گیری وقتی صورت گرفته است که دیوار از حالت فعال به حالت سکون رسیده و تغییر مکان دیوار به سمت خاک بوده و لذا تنش‌های موجود به تنش‌های مقاوم نزدیک‌تر شده است. واضح است که هر چه زاویه اصطکاک داخلی زیادتر باشد و یا وزن مخصوص خاک افزایش یابد انتظار فزونی تنش مقاوم نیز خواهد بود.

۶- هر چه زاویه اصطکاک داخلی خاک کم‌تر باشد تأثیرات بارگذاری و تغییر مکان‌های سیکلی بر مقادیر تنش افقی و $k_{0,y}$ بیش‌تر است.

۷- هر چه دامنه‌ی جابه‌جایی در سیکل‌های رفت و برگشتی بیش‌تر باشد، نقطه‌ی بیشینه‌ی تنش افقی به انتهای دیوار نزدیک‌تر است و در سیکل‌های اولیه نرخ تغییرات تنش در ماسه‌های شل بیش‌تر است.

بین دانه‌ها خود عامل کاهنده‌ی اثرات بارگذاری سیکلی است. در تغییر مکان برای حالتی که δ برابر ۷ میلی‌متر می‌باشد، مقادیر تنش افقی در تراز ۴۰ سانتی‌متری تا سطح خاک، افزایش می‌یابد.

۳- با افزایش تعداد سیکل‌های رفت و برگشت مقدار تنش افقی هنگامی که دیوار در حالت مقاوم قرار دارد در میانه‌ی دیوار افزایش می‌یابد. دلیل این موضوع افزایش دانسیته‌ی نسبی ماسه است که این نیز به نوبه‌ی خود موجب افزایش زاویه‌ی اصطکاک داخلی ماسه و یا افزایش تنش افقی مقاوم خواهد شد. بدیهی است در خاک‌های دانه‌ای با دانسیته‌ی نسبی کم‌تر میل به افزایش تراکم بیش از خاک‌های با دانسیته‌ی بالا است.

۴- در تمامی خاک‌ها با زاویه‌ی اصطکاک مختلف هنگامی که دامنه‌ی رفت و برگشت کوچک است ($\delta=1\text{mm}$) تغییرات محسوسی در مقادیر تنش افقی دیده نمی‌شود؛ هر چند با افزایش تعداد سیکل‌های بارگذاری تا حدودی افزایش تنش افقی

مراجع

1. Sugimoto, T., Sumiyoshi, T., Sasaki, S., Hiroshima, M. and Yamamura, H., "Increase in the earth pressure by cyclic displacement of wall", Proceedings of the Sino-Japanese Symposium on Geotechnical Engineering in Urban Construction, pp.189-196, (2003).
2. Sumiyoshi, T., "Behavior of U-type retaining wall subjected to cyclic displacement", Annual Report, Institute of Civil Engineering, Tokyo Metropolitan Government, pp. 69-78, (2005).
3. Fang, Y.S. and Ishibashi, I., "Earth pressure with various wall movements", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 3, pp. 317-333, (1985).
4. Hoppe, E.J. and Gomez, J.P., "Field study of an integral back-wall bridge", Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VA, VTRC 97-R7, (1996).
5. Jaky, J., "The coefficient of earth pressure at rest", *Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers*, pp. 335-358, (1948).
6. Mesri, G. and Hayat, T., "Coefficient of earth pressure at rest", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, pp. 647-660, (1993).
7. Worth, C., "General theories of earth of pressure and deformation", Proceedings of 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Madrid, Spain, pp. 33-52, (1973).

8. Mayne, P.W., and Kulhawy, F.H. , "K₀-OCR relationships in soil", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 108(GT6), pp. 135-146, (1982).
9. Hendron, A.J., "The behavior of sand in one-dimensional compression", Ph. D thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA, (1963).
10. Takashi, S. and Taro, U., "Residual earth pressure on a retaining wall with sand backfill subjected to forced cyclic lateral displacement", *Soil Stress-Strain Behavior Measurement Modeling and Analysis, Geotechnical Symposium in Roma*, pp. 865-874, (2006).
11. Sherif, M.M. and Mackey, R.D., "Pressure on retaining wall with repeated loading", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 103, No. 11, PP. 1341-1343, (1977).
12. England, G.L., Chiu, M., Tsang, C.M., Dunstan, T. and Wan, R., "Drained granular material under cyclic loading with temperature induced soil/structure interaction", *ASME*, Vol. 50, No. 10, pp. 553-578, (1997).
13. England, G.L. and Bolouri Bazaz, J., "Ratcheting flow of granular materials, static and dynamic properties of gravelly soils", *Geotechnical Special Publication No. 56*, ASCE, pp. 64-76, (1995).
14. Hanna, A., and Al-Romhein, R., "At-rest earth pressure of over-consolidated cohesionless soil", *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, Vol. 134, No. 3, pp. 408-412, (2008).
15. Tamura, S., Sakamoto, T. and Hida, T., "Mechanism of earth pressure and sidewall friction acting on an embedded footing in dry sand base on centrifuge testing", *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, (2008).
16. Tatsuoka, F., Masuda, T. and Siddiquee, M.S.A., "Modeling the stress-strain behavior of sand in cyclic plane strain loading", *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 5, pp. 450-467, (2003).
17. Michalowski, R., "Coefficient of earth pressure at rest", *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, Vol. 131, No. 11, pp. 1429-1433, (2005).
18. England, G. and Dunstan, T., "Shakedown solutions for soil containing structures as influenced by cyclic temperatures", *Proceedings of the 3rd Kerensky conference, Global Trends in Structural Engineering*, Singapore, pp. 159-170, (1994).
19. Michalowski, R., and Park, N., "Arching in granular soils", *Proceedings, Geomechanics: Modeling and Simulation*, ASCE Geotechnical Special Publication, 143, ASCE, Reston, VA., pp. 255-268, (2005).
20. Springman, S.M., Norish, A.R., "Cyclic loading of sand behind integral bridge abutment", *TRL Report No. 146*, (1996).