

بررسی توزیع فشار جانبی محرک خاک بر روی دیوار حائل صلب تحت اثر سربار یکنواخت در خاک‌های یک‌لایه و دولایه از طریق مدل‌سازی فیزیکی کوچک‌مقیاس

نگار صالحی علمداری^۱، هوشنگ کاتبی*^۲، محمدحسین خسروی^۳

^۱ دکترای خاک و پی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

^۲ دانشیار گروه مهندسی خاک و پی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

^۳ استادیار گروه مهندسی معدن، دانشکده مهندسی معدن، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

(دریافت: ۹۷/۹/۲۹، پذیرش: ۹۸/۶/۱۷، نشر آنلاین: ۹۸/۶/۱۷)

چکیده

طراحی دیوارهای حائل به مقدار فشار محرک اعمالی از طرف خاک‌ریز پشت دیوار بستگی دارد. لذا تخمین مقدار این فشار یک عامل اساسی در امر طراحی می‌باشد. در تحقیق حاضر به منظور ارزیابی فشار محرک خاک، ده آزمایش فیزیکی در مقیاس آزمایشگاهی بر روی یک دیوار حائل صلب در حال حرکت انتقالی تحت اثر سربارهای یکنواخت و خاک‌ریز تک‌لایه و دولایه انجام شده است. برای بررسی رفتار خاک از فشارسنج‌های مسطح دایره‌ای و روش سرعت‌سنجی تصویری بهره گرفته شده است. نتایج نشان می‌دهد که با شروع حرکت انتقالی محرک دیوار مقادیر فشار جانبی خاک به تدریج کاهش می‌یابند و در شرایط محرک به کم‌ترین مقدار خود می‌رسند. در جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر از جابه‌جایی لازم برای حصول وضعیت محرک، پس از کاهش مقدار فشار در پای دیوار مجدداً سیر صعودی مقادیر ثبت‌شده به دلیل از بین رفتن قوس‌های موضعی ملاحظه می‌گردد. همچنین توزیع فشار جانبی محرک در ارتفاع دیوار برخلاف تئوری رانکین (Rankine's Theory) غیرخطی می‌باشد. همچنین مقادیر فشار ثبت‌شده در پای دیوار به ازای سربارهای برابر با ۰ تا ۱/۲ کیلونیوتن بر مترمربع در خاک تک‌لایه در وضعیت سکون ۶۵ تا ۷۲ درصد رابطه جکی و در وضعیت محرک انتقالی ۵۲ تا ۶۹ درصد رابطه رانکین می‌باشد. این مقادیر در خاک‌ریز دولایه به ترتیب ۷۳ تا ۷۶ درصد و ۳۲ تا ۴۰ درصد می‌باشند. به علاوه در حین حرکت انتقالی دیوار در وضعیت محرک، تمایز بین ناحیه ثابت و ناحیه گسیختگی به تدریج وضوح بیشتری می‌یابد.

کلیدواژه‌ها: دیوار حائل، حرکت انتقالی، فشار محرک خاک، پدیده قوس، سربار یکنواخت، سرعت‌سنجی تصویری.

۱- مقدمه

محل اصلی خود منجر به کاهش فشار در بخش متحرک و افزایش فشار در بخش ساکن مجاور می‌گردد. این انتقال فشار از بخش‌های جاری خاک به بخش‌های ساکن مجاور در اصطلاح پدیده قوس نامیده می‌شود. بنابراین پدیده قوس در نحوه توزیع فشار محرک پشت دیوارهای حائل صلب نقش مهمی را ایفا می‌نماید. به‌طور مرسوم روش‌های کولمب^۱ و رانکین برای محاسبه فشار محرک پشت دیوارهای حائل صلب مورد استفاده قرار می‌گیرند. روش کولمب بر مبنای تعادل نیروها می‌باشد. بنابراین این روش نمی‌تواند نحوه توزیع نیرو را نشان دهد. درحالی‌که روش رانکین یک توزیع خطی برای فشار محرک پشت دیوار بر حسب عمق ارائه می‌دهد که بدون در نظر گرفتن اصطکاک دیوار، بیشینه فشار را

طراحی دیوارهای حائل به مقدار فشار محرک اعمالی از طرف خاک‌ریز پشت دیوار بستگی دارد. بنابراین تخمین مقدار فشار محرک اعمالی بر روی یک دیوار حائل صلب یک عامل اساسی در امر طراحی می‌باشد. با توجه به تفاوت سختی دیوار حائل و خاک اطراف آن بروز پدیده قوس در خاک‌ریز دانه‌ای پشت دیوار در حال حرکت امری قابل توجه خواهد بود. وقتی دیوار به‌عنوان بخشی از تکیه‌گاه توده خاک حرکت نماید، خاک مجاور بخش متحرک نسبت به محل اولیه خود حرکت می‌نماید. مقاومت برشی موجود در ناحیه تماس بخش جاری و ساکن با این حرکت نسبی مقابله می‌کند. تمایل مقاومت برشی به ننگ‌داشتن خاک جاری‌شده در

1. Coulomb

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۴۱-۳۳۳۹۲۵۵۳

آدرس ایمیل: n.salehi@tabrizu.ac.ir (ن. صالحی علمداری)، katebi@tabrizu.ac.ir (ه. کاتبی)، mh.khosravi@ut.ac.ir (م. ح. خسروی).

حول بالای دیوار، وزن مخصوص خاکریز تأثیر چشمگیری را بر روی نحوه توزیع فشار جانبی نشان داد.

به منظور ارزیابی بروز قوس در خاک‌های دانه‌ای و تعیین محل اعمال فشار محرک پشت دیوار حائل مدل‌سازی‌های عددی توسط نرم‌افزارهای المان محدود و تفاضل محدود انجام شده است (Srinivasa و همکاران، ۲۰۱۲؛ Worden و Achmus، ۲۰۱۳؛ Chen و همکاران، ۲۰۱۴؛ Li و همکاران، ۲۰۱۷؛ Rui و همکاران، ۲۰۱۶).

خسروی و همکاران (۲۰۱۷) با استفاده از مدل‌سازی تفاضل محدود توسط نرم‌افزار PFC2D به بررسی نحوه توزیع فشار جانبی محرک پشت دیوار حائل پرداختند. در این تحقیقات خاکریز توسط مجموعه‌ای از ذرات کروی غیرچسبنده مدل‌سازی گردید. نتایج نشان داد که وضعیت محرک در تغییر مکان متناظر با کرنش موردنیاز برای حصول حالت حدی نهایی در آزمایش فشاری دو محوره رخ می‌دهد.

Krabbenhoft (۲۰۱۷ و ۲۰۱۸) با استفاده از مدل‌سازی المان محدود توسط برنامه OptumG2 ضرایب فشار جانبی خاک پشت دیوار قائم دارای خاکریز افقی را در حالت استاتیکی و دینامیکی ارائه نمود.

Khosravi (۲۰۱۲ و ۲۰۱۳) تعدادی آزمایش فیزیکی برای تحلیل فشار خاک پشت یک دیوار حائل صلب در حال حرکت انتقالی انجام داد. همخوانی مطلوب نتایج تجربی به دست آمده با پیش‌بینی‌های حاصل از روابط محاسبه فشار جانبی محرک خاک بر پایه عملکرد پدیده قوس، بروز این پدیده را پشت دیوار تائید نمود. در این تحقیق برای مشاهده گسترش ناحیه گسیختگی پشت دیوار از روش PIV استفاده شد.

Khosravi و همکاران (۲۰۱۲ و ۲۰۱۶) به تحلیل عددی یک دیوار حائل صلب در حالت محرک و تحت اثر فشار سربار یکنواخت پرداختند. برخلاف مطالعات عددی پیشین انجام یافته در این زمینه مانند تئوری جانسن^۲ که تعادل نیروها را فقط در راستای قائم و با فرض ثابت بودن نسبت تنش افقی به تنش قائم بررسی می‌نماید، تحلیل‌های انجام شده در این مطالعات در سیستم تعادل دو بعدی و مختصات مستطیلی انجام گردید. آنالیزها با فرض کرنش صفحه‌ای و همچنین تنش قائم یکنواخت بر روی هر صفحه افقی انجام شده و فرمولاسیون جدیدی برای تعیین فشار قائم، فشار افقی و تنش برشی بر پایه تئوری جانسن و فرضیات جکی^۳ ارائه شد. بر اساس این مطالعات، مقدار فشار جانبی اعمالی خاک بر روی دیوار حائل در حال حرکت انتقالی تحت اثر سربار یکنواخت از طریق معادله (۱) محاسبه می‌گردد.

در پایه دیوار ایجاد می‌نماید. با این حال آزمایشات فیزیکی و تحلیل‌های عددی انجام شده در این زمینه نشان می‌دهد که نحوه توزیع فشار محرک غیرخطی بوده و به نوع حرکت دیوار قبل از رسیدن به حد نهایی گسیختگی (حرکت انتقالی، چرخش حول بالای دیوار و چرخش حول پایین دیوار) و اثر پدیده قوس بستگی دارد. (Terzaghi، ۱۹۳۴ و ۱۹۴۳؛ Tsagareli، ۱۹۶۵؛ Matsuو همکاران، ۱۹۷۸؛ Fang و Ishibashi، ۱۹۸۶).

Terzaghi (۱۹۳۴) پیش‌بینی نمود که سطح گسیختگی در عمل سهموی می‌باشد و فشار ماکزیمم در ارتفاع تقریباً ۴۰ درصدی ارتفاع کل دیوار رخ داده و تنش در پایه دیوار برابر با صفر می‌باشد. Terzaghi این ملاحظات را به اثر پدیده قوس مربوط دانست.

Spangler و Handy (۱۹۸۴) اظهار داشتند که سطح گسیختگی بحرانی برای یک دیوار حائل در عمل منحنی شکل است. با این حال، آن‌ها بیان نمودند که استفاده از صفحه گسیختگی خطی منجر به خطای بسیار بزرگی در طراحی نخواهد شد.

Ishibashi و Fang (۱۹۸۶) یک سری آزمایشات فیزیکی برای بررسی مقدار و نقطه اثر فشار استاتیکی محرک پشت دیوار حائل در حال چرخش حول بالای دیوار انجام دادند. نتایج نشان داد که توزیع فشار محرک غیرخطی می‌باشد و فشار در بالای دیوار در حال چرخش به دلیل بروز پدیده قوس از شرایط فشار محرک فراتر است.

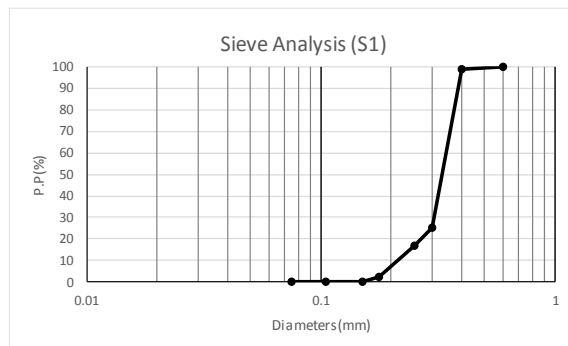
Salgado و Paik (۲۰۰۳) اثرات قوس را در محاسبه فشار محرک زمین بر روی یک دیوار حائل صلب در حین حرکت انتقالی در نظر گرفتند، اما شکل قوس در نظر گرفته شده توسط آن‌ها دایره‌ای بود. این امر با اشکال مورد مشاهده یا استنباط شده مانند اشکال بیضوی یا سهمی تطابق ندارد (Livingston، ۱۹۶۱؛ Walker، ۱۹۶۶؛ Stevic و همکاران، ۱۹۷۹؛ Handy، ۱۹۸۵). آن‌ها روابط جدیدی را برای محاسبه فشار محرک خاک بر روی یک دیوار حائل صلب در حال حرکت افقی با در نظر گرفتن پدیده قوس پیشنهاد نمودند. سپس مقادیر پیش‌بینی شده حاصل از فرمولاسیون پیشنهادی را با سایر معادلات و نتایج آزمایش‌های بزرگ‌مقیاس موجود مقایسه نموده و به هم‌خوانی رضایت‌بخشی دست یافتند و نمودارهای ساده‌ای را به‌عنوان مرجع طراحی پیشنهاد نمودند.

Matsuzawa و Hazarika (۱۹۹۶) برای تحلیل تأثیر نوع حرکت دیوار بر روی فشار محرک از مدل‌سازی عددی استفاده نمودند. نتایج نشان داد که برآیند فشار خاک و نقطه اثر آن به مود حرکت دیوار بستگی دارد. همچنین در مورد دیوار در حال چرخش

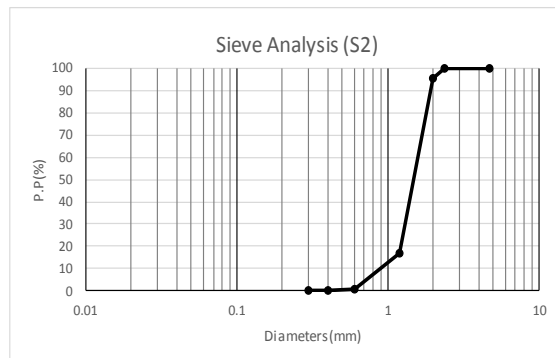
خاکریز پشت دیوار حائل ترسیم و نحوه گسترش ناحیه گسیختگی پشت دیوار با استفاده از روش PIV مورد مطالعه قرار گرفته است.

۲- مشخصات خاکریز

مصالح دانه‌ای استفاده شده به عنوان خاکریز از قوم تپه (S1) واقع در استان آذربایجان شرقی، ۳۰ کیلومتری شمال غربی تبریز و فیروزکوه (S2) واقع در شهرستان فیروزکوه، ۱۳۰ کیلومتری شمال شرق تهران تأمین گردید. علاوه بر تمیزی و دانه‌بندی نسبتاً یکنواخت، علت اصلی استفاده از این دو نوع ماسه تمایز رنگی زیاد می‌باشد که با توجه به مفاهیم ارائه شده درباره بافت تصویر و روش سرعت‌سنجی تصویری ذرات، دارای بافت مناسب جهت پردازش تصویری می‌باشند. به منظور جدا نمودن مواد اضافی ماسه‌های مصرفی پس از خشک شدن الک گردیده و سپس به کار گرفته شدند. آزمایش‌هایی از قبیل دانه‌بندی، چگالی دانه‌ها، تعیین وزن مخصوص کمینه و بیشینه جهت تعیین مشخصات فیزیکی و مکانیکی ماسه‌های مصرفی انجام شدند. برای تعیین زاویه اصطکاک داخلی و زاویه اصطکاک اندرکنش خاک و دیوار نیز از آزمایشات برش مستقیم استفاده گردید. بر اساس سیستم طبقه‌بندی متحد ماسه‌ها از نوع بد دانه‌بندی شده می‌باشند.



(الف)



(ب)

شکل ۱- نمودار دانه‌بندی: الف) S1، ب) S2

$$\sigma(h) = \frac{K_W \gamma H}{1-n} \left[\left(1 - \frac{h}{H}\right)^n - \left(1 - \frac{h}{H}\right) \right] + Q K_W \left(1 - \frac{h}{H}\right)^n$$

$$n = \frac{\tan \phi_w \cdot K_W}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$K_W = \frac{1 - \cos(\omega - \phi_w) \sin \phi}{1 + \cos(\omega - \phi_w) \sin \phi}$$

$$\omega = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \phi_w}{\sin \phi} \right) \quad (1)$$

که در این رابطه:

H : ارتفاع خاکریز پشت دیوار

h : ارتفاع اندازه‌گیری از قسمت فوقانی دیوار

K_W : نسبت تنش افقی به تنش قائم (Krynine, ۱۹۴۵)

Q : سربار یکنواخت روی خاکریز

γ : وزن مخصوص خاکریز

$\sigma(h)$: فشار افقی اعمال شده روی دیوار

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی خاکریز

ϕ_w : زاویه اصطکاک اندرکنشی بین دیوار و خاک ($\tan \phi_w = \mu_w$)

تئوری فوق با فرض سطح گسیختگی غیرخطی پشت دیوار به صورت سهموی و اسپیرال^۴ گسترش یافت (Khosravi و همکاران ۲۰۱۸a). همچنین بر اساس مطالعات Khosravi و همکاران (۲۰۱۸b)، بیشینه مقدار تنش جانبی محرک در ارتفاع ۳۳ تا ۴۰ درصدی ارتفاع دیوار نسبت به پایه آن تعیین گردید. مطالعات دیگری نیز با فرض سطح گسیختگی غیرخطی اسپیرال و همچنین در نظر گرفتن شیب دیوار حائل انجام شده است و روابطی برای محاسبه فشار جانبی محرک، نیروی محرک و نقطه اثر آن ارائه گردیده است (Xie و Leshchinsky, ۲۰۱۶).

Pietrzak و Lesniewska (۲۰۱۸ و ۲۰۱۹) تغییرات کرنش در خاک‌های دانه‌ای را در حالت محرک بر اثر تغییر شرایط مرزی توسط مدل‌سازی فیزیکی و روش PIV بررسی نمودند. دو سری آزمون آزمایشگاهی بر روی ماسه تیز گوشه و مجموعه‌ای تقریباً هم‌اندازه از ذرات کروی صاف انجام گرفت. نتایج نشان داد که تغییرات تناوبی تغییر شکل و کرنش در زون برشی رخ می‌دهد.

با وجود انجام تحلیل‌های عددی و آزمایشات فیزیکی بسیاری جهت بررسی فشار محرک خاک، اکثر تحقیقات بر روی خاک‌های ماسه‌ای بدون در نظر گرفتن اثر فشار سربار و بر روی خاکریز تک‌لایه انجام گرفته است. به علاوه مقدار حرکت دیوار محدود به حصول شرایط محرک بوده و رفتار خاکریز در مقادیر حرکات بزرگ دیوار ارزیابی نشده است. لذا در این تحقیق تأثیر فشار سربار بر مقدار و نحوه توزیع فشار جانبی محرک خاک در حین حرکت انتقالی بررسی و رفتار خاک‌های دولایه در حین حرکت محرک ارزیابی گردیده است. به علاوه دیاگرام نحوه توزیع فشار محرک

گسیختگی می‌رسند. بنابراین در این تحقیق زاویه اصطکاک خاک به دلیل تراکم نسبی کم خاک و سست بودن خاکریز ثابت در نظر گرفته شد. نمودار دانه‌بندی مصالح مصرفی و مشخصات اصلی آن -ها به ترتیب در شکل (۱) و جدول (۱) ارائه شده است.

برپایه مطالعات Loukidis و Salgado (۲۰۱۲) برای خاکریزهای خیلی سست زاویه اصطکاک داخلی خاکریز پشت دیوار در حین حرکت دیوار ثابت می‌باشد و تمامی اجزاء خاک با زاویه اصطکاک ϕ مساوی با زاویه اصطکاک بحرانی ϕ_c به حد

جدول ۱- مشخصات ماسه مصرفی

ماسه	قوم تپه (S۱)	فیروزکوه (S۲)
قطر متوسط ذرات (میلی‌متر)	۰/۳۳۵	۱/۲
ضریب یکنواختی	۱/۶	۱/۷۴
ضریب خمیدگی	۱/۰۲	۰/۸۸۶
چگالی دانه‌ها	۲/۶۳۵	۲/۶۵
مدول الاستیسیته (کیلونیوتن بر مترمربع)	۲۴۰۰۰ (Rezaei, ۲۰۱۸)	۴۰۰۰۰ (Esmaeili, ۲۰۱۷)
زاویه اصطکاک داخلی (درجه)	۳۳	۳۴
چسبندگی (کیلونیوتن بر مترمربع)	۰	۰
وزن مخصوص خشک کمینه (کیلونیوتن بر مترمکعب)	۱۴/۶۰	۱۳/۵۴
وزن مخصوص خشک بیشینه (کیلونیوتن بر مترمکعب)	۱۷/۳۸	۱۶/۵۶
وزن مخصوص خشک آزمایشات (کیلونیوتن بر مترمکعب)	۱۵/۶۸-۱۶/۲۸	۱۴/۷۵
نسبت تخلخل کمینه	۰/۴۸۷	۰/۵۷
نسبت تخلخل بیشینه	۰/۷۷۱	۰/۹۲
نسبت تخلخل آزمایشات	۰/۵۸۸-۰/۶۴۹	۰/۷۶
دانسیته نسبی متوسط (درصد)	۴۳/۱	۴۵/۷

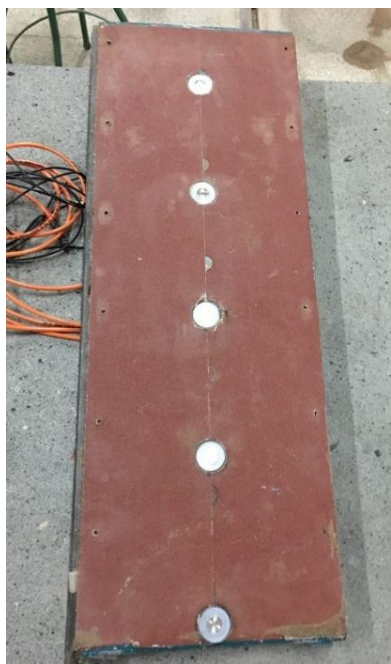
در شکل (۳) قابلیت حرکت انتقالی دیوار که محور آزمایشات این مقاله می‌باشد، ملاحظه می‌گردد. مقدار حرکت دیوار توسط سنسورهای اندازه‌گیری جابه‌جایی خطی (LVDT) ثبت می‌گردد. بر اساس مطالعات Loukidis و Salgado (۲۰۱۲) در دیوارهای حائلی که طول آن‌ها بسیار بیشتر از عرض خاکریز پشت دیوار می‌باشد، تغییر شکل خاکریز و خاک فونداسیون در شرایط کرنش صفحه‌ای رخ می‌دهد.

مطابق شکل (۴)، پنج فشارسنج مینیاتوری دایره‌ای مسطح در داخل سوراخ‌های از پیش تعبیه‌شده در دیوار با فواصل یکسان نصب گردیدند. فشارسنج‌ها دارای قطر کلی ۳۵ میلی‌متر، قطر مؤثر ۱۹ میلی‌متر و ظرفیت ۳۵ کیلوپاسکال می‌باشند. قطر مؤثر فشارسنج حدود ۵۷ برابر سائز متوسط ذرات خاکریز است و در نتیجه نسبت اندازه ذرات خاک به مساحت مؤثر فشارسنج‌ها مناسب می‌باشد.

سطح دیوار به‌جز در محل نصب فشارسنج‌ها با کاغذ سنباده شماره ۸۰ پوشانده شد که سطح تماس زبری را بین خاک و دیوار مهیا می‌سازد. بر اساس آزمایشات برش مستقیم زاویه اصطکاک اندرکنش بین خاک و دیوار ۹۰ درصد زاویه اصطکاک داخلی خاک تعیین گردید.

۳- جعبه مدل‌سازی فیزیکی

اگرچه ساخت مدل‌های فیزیکی بزرگ‌مقیاس تعمیم نتایج مدل به پروژه‌های ژئوتکنیکی در مقیاس واقعی را دقیق‌تر می‌کند، در اکثر اوقات ساخت مدل‌های بزرگ از نظر اقتصادی توجیه‌پذیر نخواهد بود. بنابراین در اکثر پروژه‌های مدل‌سازی فیزیکی آزمایشگاهی، اندازه مدل را کوچک کرده ولی شرایط تنش‌ها در مدل و به‌طور کلی فرایند مدل‌سازی طوری کنترل می‌شود که مکانیزم‌های حاکم بر مدل مشابه آن‌ها در پروژه واقعی باشند (Wood, ۲۰۰۴). در این تحقیق، ابعاد سازه مدل‌سازی، ابعاد سنسورهای مورد استفاده و همچنین خصوصیات خاک‌های مورد استفاده طوری انتخاب شده است که مکانیزم توزیع تنش در پشت دیوار حائل و ایجاد ناحیه شکست در پشت دیوار معرف پروژه‌های مشابه در مقیاس واقعی باشد در این تحقیق، آزمایشات در یک جعبه پلکسی گلس^۵ دارای قاب‌بندی فلزی با ابعاد ۱۰۴ سانتی‌متر ارتفاع × ۷۰ سانتی‌متر طول × ۳۰ سانتی‌متر عرض انجام گرفت که در شکل (۲) نشان داده شده است. یک دیوار حائل قائم صلب و ضخیم با ارتفاع ۸۵ سانتی‌متر داخل جعبه ساخته شد که قادر به حرکت انتقالی و یا دوران حول پایه دیوار است. دیوار از جنس فولاد و به ضخامت ۷ میلی‌متر می‌باشد و جهت تأمین صلبیت دیوار علاوه بر ضخامت کافی از دو ردیف سخت‌کننده طولی پشت آن بهره گرفته شده است.



شکل ۴- فشارسنج‌های مینیاتوری نصب شده در دیوار صلب ضخیم

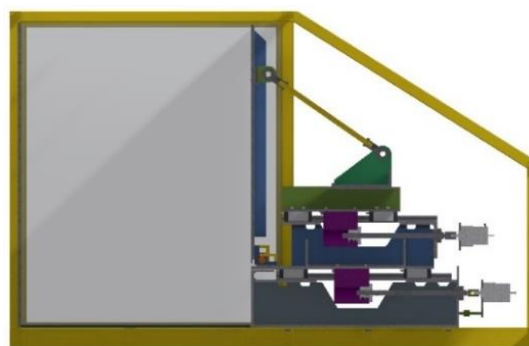


(الف)

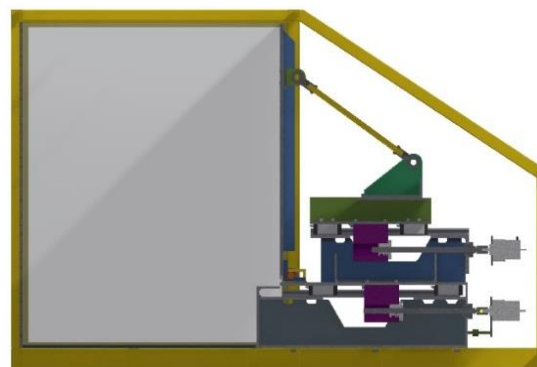


(ب)

شکل ۲- الف) جعبه مدل فیزیکی، ب) موقعیت سنسورهای اندازه‌گیری جابه‌جایی خطی (LVDT)



(الف)



(ب)

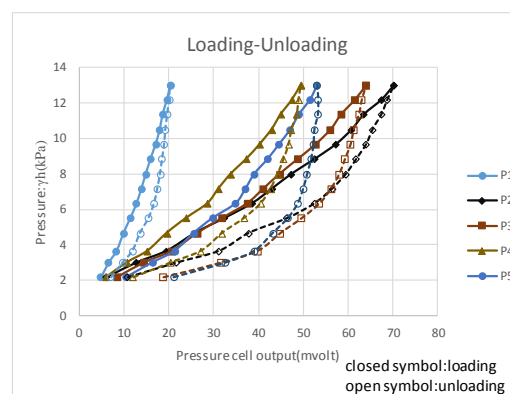
شکل ۳- طرح شماتیک جعبه مدل فیزیکی: الف) شرایط اولیه دیوار، ب) حرکت انتقالی

۴- نحوه آماده‌سازی مدل فیزیکی

حساسیت فشارسنج‌ها نسبت به تغییرات سختی خاک نیاز به اجرای روند دقیقی برای آماده‌سازی مدل دارد. در این تحقیق برای پر کردن جعبه از روش بارش ماسه استفاده شد. جهت حصول دانسیته یکنواخت، ماسه خشک از ارتفاع ثابت ۵۰ میلی‌متری و با سرعت و نرخ ثابت داخل محفظه ریخته شد. برای اندازه‌گیری وزن مخصوص و دانسیته نسبی خاک در حین بارش ماسه در داخل جعبه، در مراحل مختلف خاک‌ریزی، ظروف استوانه‌ای روی سطح خاک قرار داده شد تا ضمن پر شدن جعبه پر شوند. سپس این ظروف خارج شده و با توجه به وزن خاک داخل آن‌ها و حجم ظرف وزن مخصوص خاک تعیین گردید.

۵- کالیبراسیون فشارسنج‌ها

جهت انجام کالیبراسیون، فشارسنج‌ها در یک صفحه فلزی ضخیم با پوشش مشابه دیوار حائل نصب شدند و این صفحه در کف جعبه قرار داده شد. به‌عنوان فشار اولیه، یک لایه خاک روی این صفحه ریخته و فشار سربار از طریق ریزش مرحله‌به‌مرحله لایه‌ها افزایش داده شد. سپس باربرداری توسط مکش جاروی برقی انجام پذیرفت. این مراحل برای هر دو ماسه S1 و S2 انجام پذیرفت که نمونه‌ای از نتایج در شکل (۵) ارائه گردیده است. همان‌طور که در این شکل ملاحظه می‌گردد، فشارسنج‌ها در حین روند بارگذاری رفتاری تقریباً خطی نشان می‌دهند درحالی‌که رفتار آن‌ها در حین باربرداری غیرخطی می‌باشد. به‌علاوه، پس از برداشتن تمامی لایه‌ها از روی لایه اولیه همچنان مقداری اضافه فشار رؤیت می‌گردد. علت این امر تمرکز تنش در اطراف دیافراگم فشارسنج در حین باربرداری و رفتار هیترسیس^۶ آن می‌باشد. رفتار هیترسیس فشارسنج‌های دیافراگمی در طول روند کالیبراسیون توسط Frydman و Keissar (۱۹۸۷) و همچنین Take و Valsangkar (۲۰۰۱) نیز گزارش شده است.



شکل ۵- روند بارگذاری و باربرداری با استفاده از ماسه S1

۶- روش سرعت‌سنجی تصویری (PIV)

روش سرعت‌سنجی تصویری به‌عنوان یک رویکرد غیر مخرب نوری جهت بررسی تغییر مکان خاک‌های دانه‌ای روشی بسیار مناسب، دقیق و ارزان در مدل‌سازی‌های ژئوتکنیکی می‌باشد که در آن مقدار حرکات و وجود آمده در یک صفحه خاک به‌وسیله پردازش تصاویر دیجیتالی متوالی با دقت بسیار بالایی اندازه‌گیری و سپس با استفاده از تبدیلات فوتوگرامتریک^۷ و کانون‌یابی از فضای تصویر به فضای واقعی تبدیل می‌شوند. این روش برای نخستین بار توسط White و همکاران (۲۰۰۳) مورد بهره‌برداری قرار گرفت. در این روش هر ناحیه از تصویر به نواحی کوچک‌تری تقسیم‌بندی می‌گردد و با مقایسه دو تصویر متوالی یک الگوی تغییر شکل تعیین می‌گردد. در این تحقیق برای عکس‌برداری یک دوربین دیجیتال CANON G10 با وضوح تصویر ۱۰۲۴×۷۶۸ پیکسل به‌کار گرفته شد و تصویربرداری به‌ازای هر ۰/۰۹۲ میلی‌متر حرکت انتقالی دیوار (هر ۶۰ ثانیه) توسط رایانه متصل به دوربین انجام گردید. به‌منظور حذف انعکاس ناخواسته نور روی محفظه و جلوگیری از بروز بردارهای تغییر مکان غیرمرسوم در تحلیل تصاویر به‌علت تغییرات تصادفی روشنایی، اتاق تاریکی در اطراف جعبه ایجاد شده و از دو پروژکتور ۱۰۰۰ وات مخصوص نورپردازی در دو طرف دوربین بهره گرفته شد. پس از خاتمه عکس‌برداری، پردازش تصویری توسط برنامه GeoPIV که یک کد دستوری ایجاد شده توسط Take و White (۲۰۰۳) در نرم‌افزار MatLab می‌باشد انجام گردید.

۷- نتایج و بحث

در این تحقیق مجموعاً ۱۰ آزمایش با مشخصات نشان داده‌شده در جدول (۲) انجام پذیرفت. تمامی آزمایشات محدود به حرکت انتقالی دیوار به‌صورت محرک و با سرعت ۰/۰۱۵۲۶ میلی‌متر بر ثانیه می‌باشند. هر چه سرعت حرکت دیوار کم‌تر باشد، تغییرات مقادیر فشار ثبت‌شده در فشارسنج‌ها تدریجی‌تر بوده و از تغییر ناگهانی مقادیر و در نتیجه جهش نمودار تغییرات جلوگیری خواهد شد. از طرف دیگر قابلیت موتورهای کاهش سرعت را فقط تا حدی مقدور می‌سازد. سرعت حرکت انتقالی استفاده‌شده در این تحقیق بر اساس مطالعات پیشین (Khosravi, ۲۰۱۳) و قابلیت موتورهای استفاده‌شده در ساخت مدل فیزیکی انتخاب شده است. در صورتی‌که سرعت حرکت دیوار زیاد باشد تغییرات فشار ناگهانی بوده که باعث ایجاد جهش در نمودارها و در نتیجه کاهش کیفیت و دقت خواهد شد.

خاکریز می‌باشد. فشارسنج ۱ در پایین‌ترین قسمت دیوار قرار گرفته است.

همان‌طور که در این نمودارها ملاحظه می‌گردد، در حالت سکون که دیوار حرکتی ندارد، نتایج آزمایشگاهی به‌جز پای دیوار هم‌خوانی مطلوبی با پروفیل فشار جانبی Jaky (۱۹۴۸) نشان می‌دهند. علت اختلاف جزئی فشار جانبی با فشار جکی نحوه آماده‌سازی مدل می‌باشد. در مدل‌سازی‌های فیزیکی مرزهای جانبی جعبه خاک بر روی وزن مخصوص ماسه ریزشی تأثیرگذار می‌باشند (Vaid و Negusse, ۱۹۸۸). در طی روند آماده‌سازی نمونه خاک به‌علت کمبود تراکم، لایه نزدیک مرز قائم جعبه و به‌عبارتی مجاورت دیوار دارای تراکم کم‌تری نسبت به سایر قسمت‌ها می‌باشد.



شکل ۶- گوی‌های فولادی با قطر ۱۲ و ۲۰ میلی‌متر استفاده‌شده به‌عنوان سربار یکنواخت روی خاکریز

مقادیر خروجی فشارسنج‌ها توسط یک دیتالاگر^۸ ۸ کاناله با جریان ثابت از شرایط سکون تا خاتمه آزمایش ثبت و ذخیره گردیدند. یک سنسور اندازه‌گیری جابه‌جایی خطی نیز حرکت دیوار را توسط دیتالاگر ثبت نمود. جهت بررسی فشار سربار بر روی فشار جانبی خاک، ترکیب‌های مختلفی از گوی‌های فولادی با قطر ۱۲ و ۲۰ میلی‌متر به‌عنوان سربار یکنواخت روی خاکریز استفاده شد. مقادیر سربار بر اساس محدوده رایج در بارگذاری پشت دیوار (با در نظر گرفتن مقیاس) و همچنین بر اساس قطر و تعداد گوی‌های فلزی جهت حصول تنش یکنواخت انتخاب شده است. البته در این تحقیق، هدف مطالعه پارامتریک تأثیر سربار بر توزیع تنش پشت دیوار بوده و بنابراین سعی شده است که دامنه نسبتاً وسیعی از سربار آزمایش شود. جهت جلوگیری از فرو رفتن گوی‌های فلزی در داخل خاک، گوی‌ها در داخل کیسه‌های پارچه‌ای ریخته شده و به‌صورت یکنواخت روی توده خاک قرار داده شد. علت استفاده از مجموعه گوی‌ها به‌عنوان سربار، انعطاف‌پذیری آن‌ها در مقابل حرکات و نشست در توده خاک بوده است. گوی‌های مورد‌استفاده و نحوه قرار دادن آن‌ها بر روی خاکریز پشت دیوار در شکل (۶) نشان داده شده است. با توجه به بدون بعد نمودن پروفیل‌های نحوه توزیع فشار جانبی در ارتفاع دیوار و عدم بررسی تأثیر ارتفاع خاکریز، مقادیر آن در تمامی آزمایشات یکسان در نظر گرفته نشده است.

۷-۱- تحلیل فشار جانبی خاک تحت تأثیر سربار

تغییرات فشار جانبی محرک بدون بعد ($\sigma_h/\gamma H$) تحت اثر سربارهای یکنواخت متغیر در طی حرکت دیوار از شرایط سکون تا خاتمه آزمایش در آزمایشات در شکل‌های (۷-الف) تا (۷-ن) ملاحظه می‌گردند. همچنین پروفیل نحوه توزیع فشار جانبی بدون بعد در ارتفاع دیوار نیز در شکل‌های (۸-الف) تا (۸-ن) نشان داده شده است. به‌دلیل روند رفتاری مشابه، از ارائه نمودار بعضی از آزمایشات صرف‌نظر گردیده است. جهت مقایسه نتایج آزمایشگاهی با مطالعات پیشین مقادیر حاصل از روابط تئوریک فشار جانبی در شرایط سکون Jaky (۱۹۴۸)، فشار محرک رانکین^۹ (۱۸۵۷) و معادلات Paik و Salgado (۲۰۰۳) برای حالت بدون سربار و معادلات پیشنهادشده توسط Khosravi (۲۰۱۶) نیز در این نمودارها ترسیم شده‌اند. لازم به‌ذکر است دو روش اخیر با در نظر گرفتن اثر قوس بر روی فشار جانبی محرک خاک ارائه شده‌اند. در این نمودارها $\Delta x/H$ نشان‌دهنده حرکت انتقالی تجمعی بدون بعد دیوار از لحظه سکون، γ وزن مخصوص خاکریز و H ارتفاع

جدول ۲- مشخصات آزمایشات

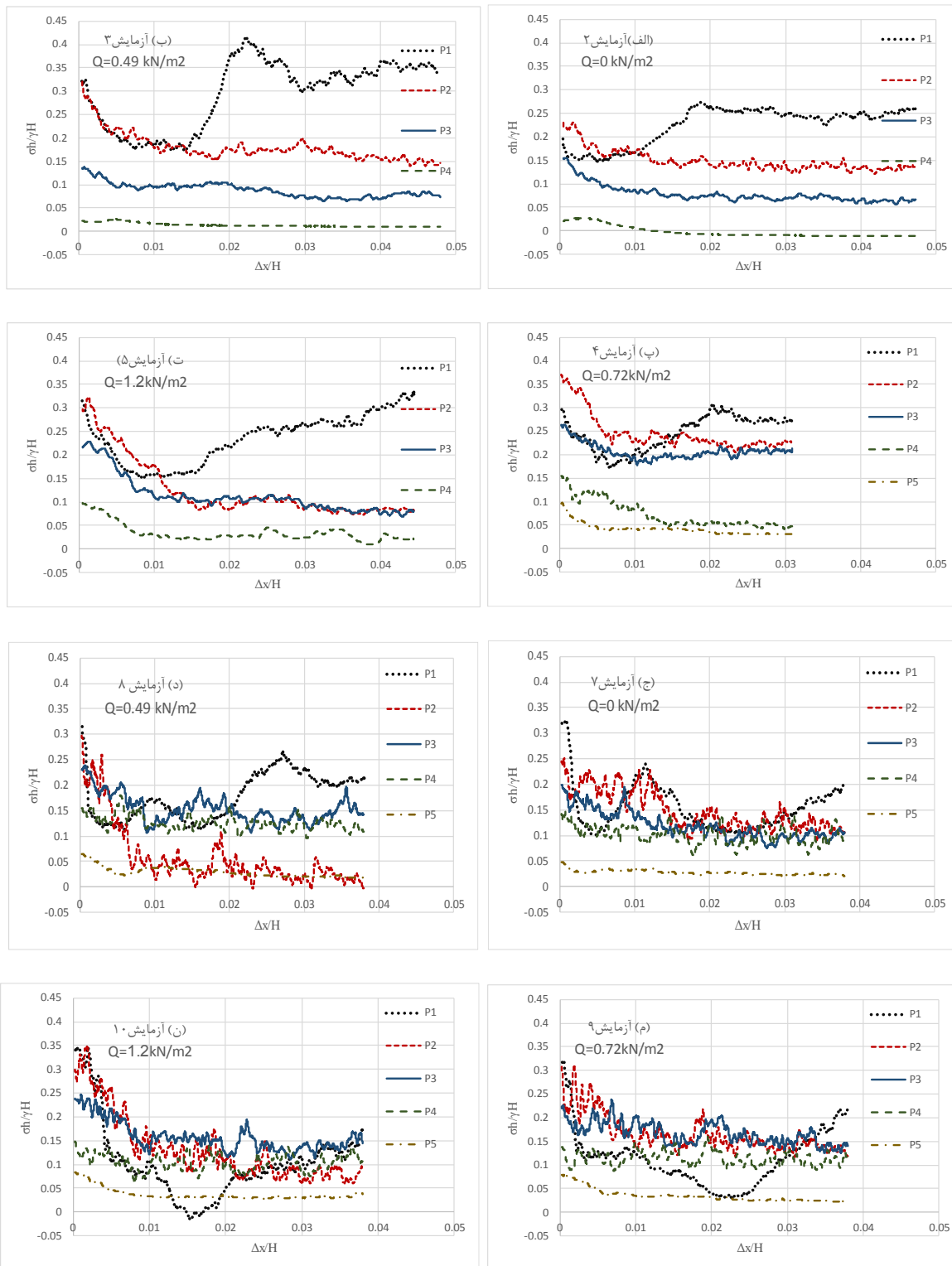
تعداد آزمایش	تعداد لایه-های خاک از نظر جنس	ارتفاع دیوار (میلی متر) H	وزن مخصوص (کیلو نیوتن بر مترمکعب) γ	سربار (کیلو نیوتن بر مترمربع) Q	حرکت کلی دیوار ($\Delta x/H$)	حرکت محرک دیوار ($\Delta x_a/H$)	تعداد فشارسنج
۱	۱	۷۲۰	۱۶/۲۸	۰	۰/۰۳۸	۰/۰۰۳۵	۵
۲	۱	۵۴۰	۱۵/۶۸	۰	۰/۰۴۷	۰/۰۰۶	۴
۳	۱	۵۴۰	۱۵/۶۸	۰/۴۹	۰/۰۴۸	۰/۰۰۳۵	۴
۴	۱	۸۲۰	۱۵/۷۶	۰/۷۲	۰/۰۲۷	۰/۰۰۶	۵
۵	۱	۶۰۰	۱۶/۰۶	۱/۲۰	۰/۰۴۳	۰/۰۰۳۵	۴
۶	۱	۵۴۰	۱۶/۲۸	۲/۹۳	۰/۰۳۹	۰/۰۰۳۵	۴
۷	۲	۸۲۵	لایه زیرین	۱۵/۹	۰/۰۳۸	۰/۰۰۶	۵
			لایه فوقانی	۱۴/۷۵			
۸	۲	۸۲۵	لایه زیرین	۱۵/۹	۰/۰۳۸	۰/۰۰۶	۵
			لایه فوقانی	۱۴/۷۵			
۹	۲	۸۲۵	لایه زیرین	۱۵/۹	۰/۰۳۸	۰/۰۰۶	۵
			لایه فوقانی	۱۴/۷۵			
۱۰	۲	۸۲۵	لایه زیرین	۱۵/۹	۱/۲	۰/۰۳۸	۵
			لایه فوقانی	۱۴/۷۵			

واقعی نشان می دهند. با این وجود بیشتر از مقادیر پیشنهاد شده در متون علمی برای مدل های کوچک مقیاس آزمایشگاهی می باشند (به عنوان مثال Fang و Ishibashi، ۱۹۸۶) و Khosravi و Pipatpongsa، ۲۰۱۲). علت این امر می تواند تأثیر مقیاس در مدل های بسیار کوچک آزمایشگاهی باشد. از سوی دیگر، در فشارسنج نصب شده در پای دیوار پس از کاهش مقدار ثبت شده توسط فشارسنج مجدداً سیر صعودی مقادیر ثبت شده ملاحظه می گردد. این امر می تواند ناشی از بین رفتن قوس های موضعی و همچنین وضعیت خاک ریز در مجاورت مرز پایه ساکن و قسمت متحرک باشد.

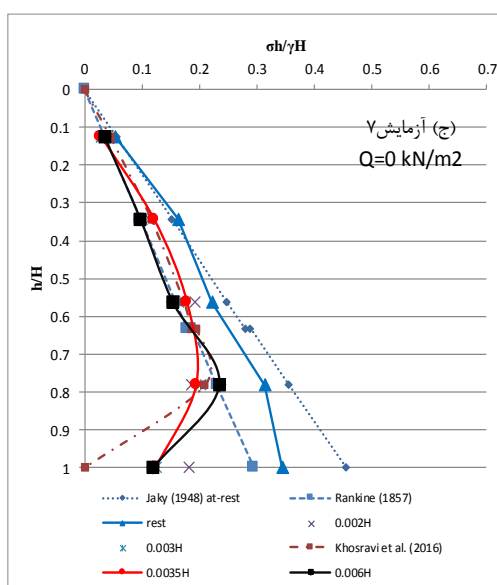
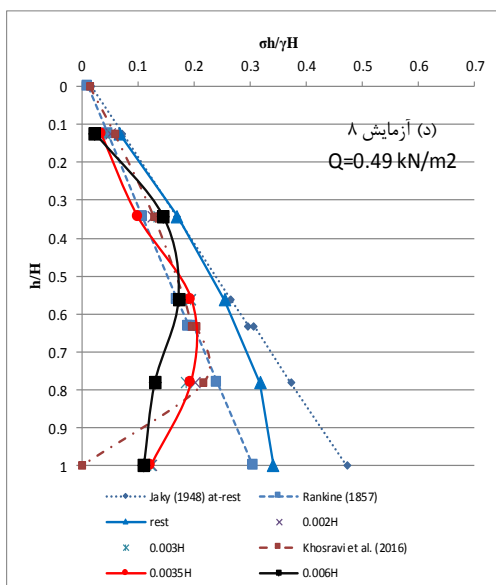
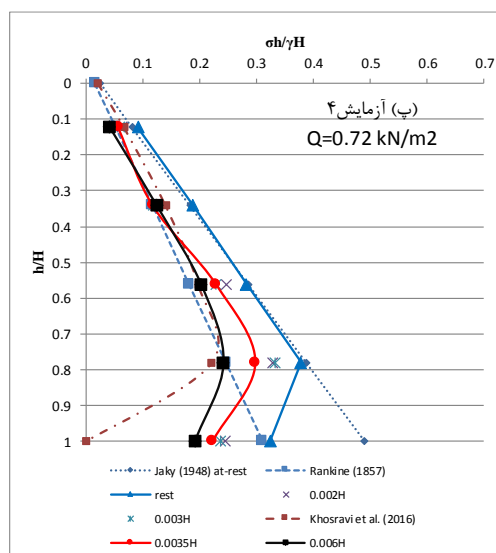
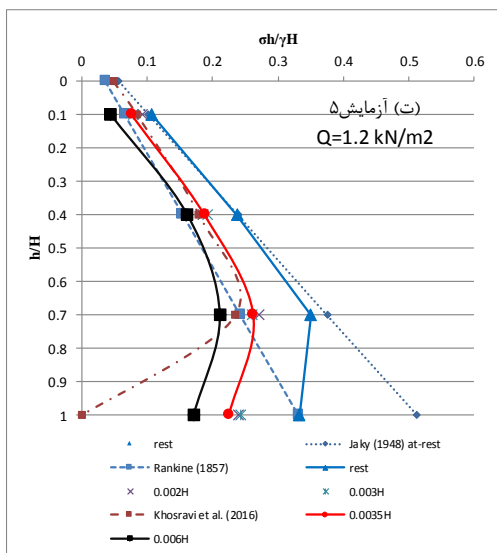
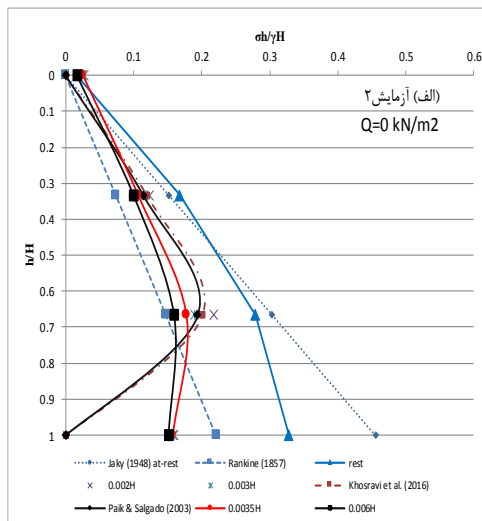
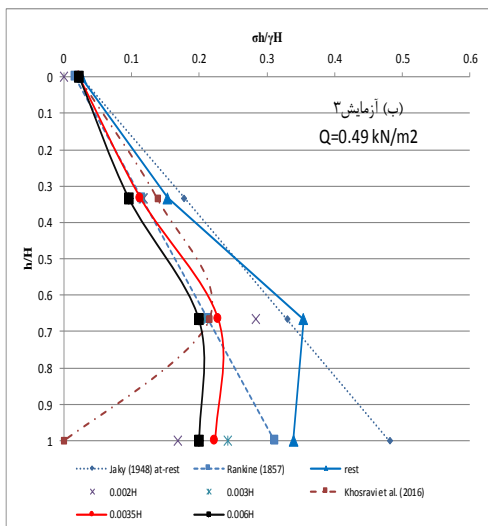
نتایج بررسی مقادیر فشار در فشارسنج ثبت شده در پای دیوار نشان می دهد که مقدار فشار ثبت شده در وضعیت محرک انتقالی در سربارهای برابر با ۰، ۰/۴۹، ۰/۷۲، ۱/۲ کیلو نیوتن بر مترمربع در خاک ریز تک لایه به ترتیب برابر با ۶۸/۱، ۶۴/۲، ۶۱/۴ و ۵۱/۶ و در خاک ریز دولایه به ترتیب برابر با ۴۰/۳، ۳۶/۳، ۳۵/۶ و ۳۲/۲ درصد مقدار محاسبه شده از طریق رابطه رانکین می باشد. همچنین با بررسی نمودارها و مقایسه نتایج مدل فیزیکی با مقادیر پیش بینی شده توسط رانکین مشاهده می گردد که توزیع فشار جانبی محرک در ارتفاع دیوار برخلاف رابطه رانکین غیر خطی می باشد و با روابط تئوریک پیشنهاد شده بر اساس پدیده قوس هم خوانی بیشتری دارد. در حالت کلی مقادیر ثبت شده در نیمه بالایی دیوار بیشتر از مقادیر رانکین و در نیمه پایینی از آن کمتر می باشند.

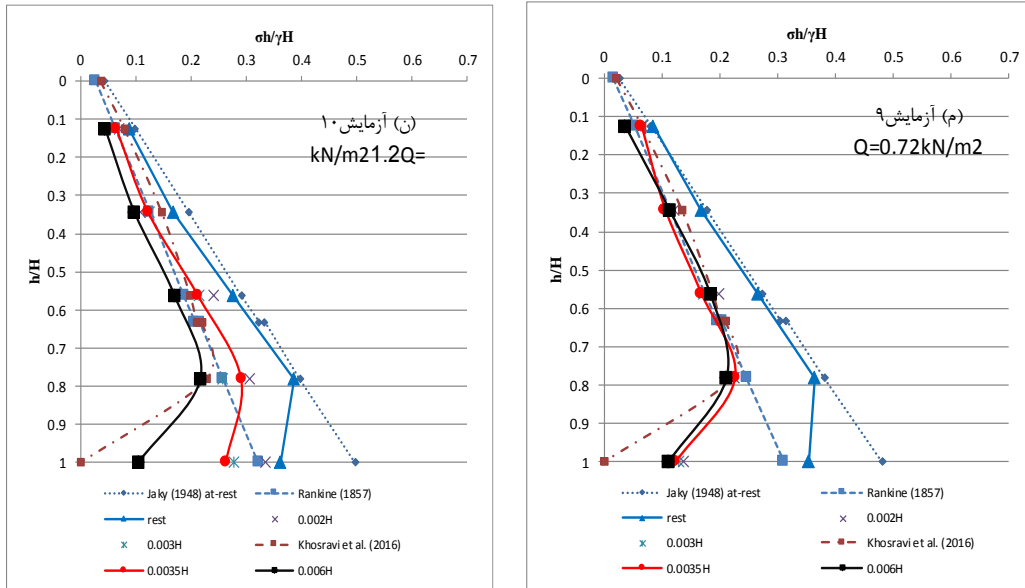
به علاوه در این نمودارها در حالت سکون کاهش چشمگیر فشار جانبی خاک نسبت به فشار جانبی جکی در قسمت پایین دیوار ملاحظه می گردد. به نحوی که مقادیر فشار در فشارسنج ثبت شده در پای دیوار در وضعیت سکون در سربارهای برابر با ۰، ۰/۴۹، ۰/۷۲، ۱/۲ کیلو نیوتن بر مترمربع در خاک تک لایه به ترتیب برابر با ۷۲، ۷۰/۴، ۶۶/۲ و ۶۵ درصد و در خاک دولایه به ترتیب برابر با ۷۵/۵، ۷۲/۴، ۷۳/۵ و ۷۲/۶ درصد مقدار محاسبه شده از طریق رابطه جکی می باشد. علت این رویداد بروز قوس های موضعی ناشی از نشست های جزئی خاک به دلیل افزایش ارتفاع خاک ریز در طی روند آماده سازی می باشد. رفتار مشابهی توسط Khosravi و Pipatpongsa (۲۰۱۳) در مدل سازی فیزیکی گزارش شده است.

با شروع حرکت انتقالی محرک دیوار با نرخ ثابت ۰/۰۰۱۵۲۶ میلی متر بر ثانیه، مقادیر فشار جانبی خاک به تدریج کاهش می یابد. وقتی مقدار تغییر مکان دیوار به مقدار محرک می رسد، مقادیر فشار جانبی بدون بعد به کمترین مقدار خود می رسند و پس از این مرحله با حرکت بیشتر دیوار کاهش قبل ملاحظه ای در مقادیر فشار ثبت شده در تمامی فشارسنج ها ملاحظه نمی گردد. بر این اساس، مقدار جابه جایی محرک دیوار در آزمایشات انجام شده تعیین و در جدول (۲) ثبت گردیده اند. ملاحظه می گردد که جهت حصول شرایط محرک، مقدار جابه جایی محرک دیوار در حدود ۰/۰۰۳۵ تا ۰/۰۰۶ برابر ارتفاع دیوار می باشد. این مقادیر هم خوانی خوبی را با نتایج گزارش شده توسط Whitman و Lambe (۱۹۶۹)؛ Handy و Spangler (۲۰۰۷)، برای دیوارهای با مقیاس



شکل ۷- تغییرات فشار جانبی محرک بدون بعد تحت اثر سربارهای یکنواخت متغیر در طی حرکت انتقالی دیوار





شکل ۸- پروفیل نحوه توزیع فشار جانبی بدون بعد در ارتفاع دیوار و مقایسه آن با مطالعات پیشین

کنتورهای تنش برشی در زمان رسیدن به شرایط محرک برای خاکریز تک‌لایه در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) و برای خاکریز دولایه در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) ملاحظه می‌گردند.

همان‌طور که در این شکل‌ها مشاهده می‌گردد، در حین حرکت انتقالی دیوار در وضعیت محرک، تمایز بین ناحیه ثابت و ناحیه گسیختگی به تدریج وضوح بیشتری می‌یابد. وقتی مقدار جابه‌جایی دیوار به مقدار لازم برای حصول حالت محرک می‌رسد، ناحیه گسیختگی کاملاً از ناحیه ثابت متمایز می‌گردد. به‌علاوه زون‌های برشی به‌صورت نسبتاً خطی و موازی از قسمت پایین دیوار شروع شده و در نواحی فوقانی دیوار حائل به هم می‌پیوندند و سپس به سمت مرز آزاد خاکریز گسترش می‌یابند.

در خاکریز تک‌لایه زاویه متوسط زون برشی اصلی نسبت به افق در حین حصول شرایط محرک حدود ۷۵ درجه و ضخامت زون برشی حدود ۶ میلی‌متر می‌باشد. وقتی موقعیت دیوار از شرایط محرک فاصله می‌گیرد، زاویه زون برشی اصلی نسبت به افق به ۶۳ درجه کاهش می‌یابد. بر اساس رابطه رانکین که بر اساس فرض توزیع خطی فشار جانبی محرک پشت دیوار می‌باشد، در حالت تئوری زاویه صفحه گسیختگی نسبت به افق برابر با $61/5$ درجه می‌باشد $(\alpha = \pi/4 + \phi/2 = 61/5)$. در صورتی که در مدل‌سازی فیزیکی این مقدار به‌ندرت حاصل می‌گردد و مقدار به‌دست‌آمده از آزمایشات در وضعیت محرک بیشتر از مقدار تئوری می‌باشد. این امر می‌تواند ناشی از اصطکاک جانبی بین خاک و دیواره‌های جعبه باشد. از سوی دیگر وقتی مقدار جابه‌جایی دیوار بیشتر از مقدار لازم برای حصول شرایط محرک می‌شود، زاویه صفحه گسیختگی

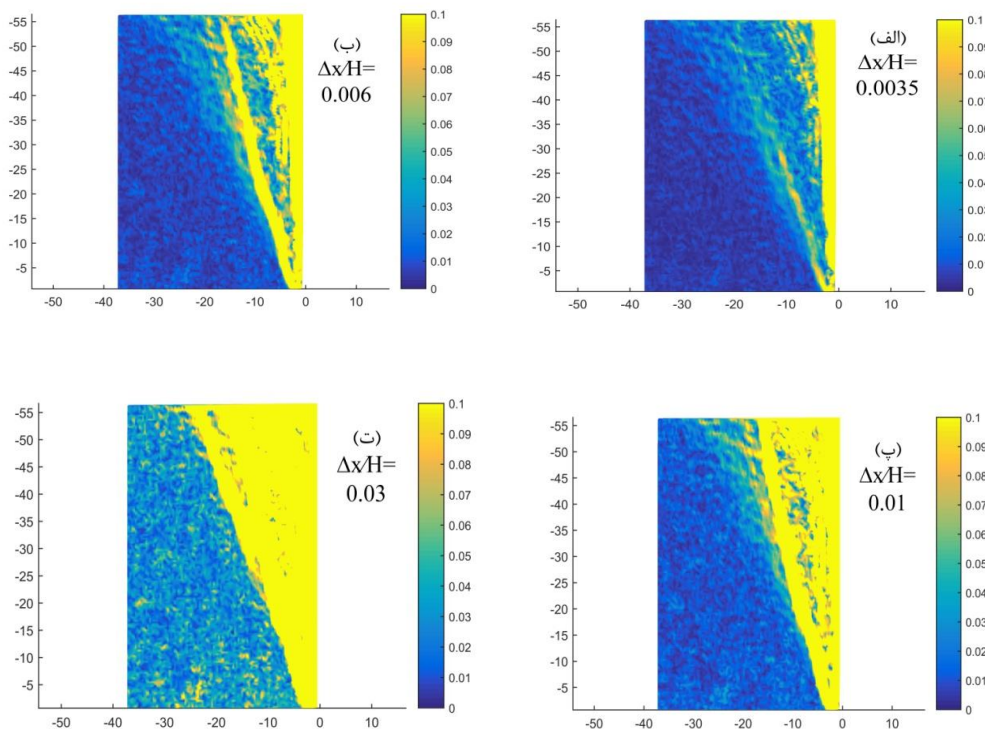
به‌علاوه بررسی مقادیر قرائت‌شده در مرحله حصول حالت محرک نشان می‌دهد که این مقادیر با معادله پیشنهادشده توسط Khosravi (۲۰۱۲) مطابقت خوبی دارد. با این وجود به‌علت اختلافات موجود در مدل فیزیکی با فرضیات موجود در روابط تئوری، برخلاف نتایج پیش‌بینی‌شده از طریق معادله مقدار فشار جانبی در پای دیوار به صفر کاهش نمی‌یابد. همچنین با بررسی نمودارها ملاحظه می‌گردد که با افزایش مقدار سربار تأثیر پدیده قوس در پای دیوار آشکارتر می‌شود و مقدار افزایش فشار ناشی از سربار در مجاورت سطح آزاد و نیمه فوقانی دیوار بیشتر از مقدار نظیر در پای دیوار است. همچنین با افزایش سربار، مقدار فشار ثبت‌شده در پای دیوار به نتیجه پیش‌بینی‌شده از طریق معادله تئوری نزدیک‌تر می‌شود.

۷-۲- تحلیل جابه‌جایی و کرنش توسط روش سرعت‌سنجی تصویری (PIV)

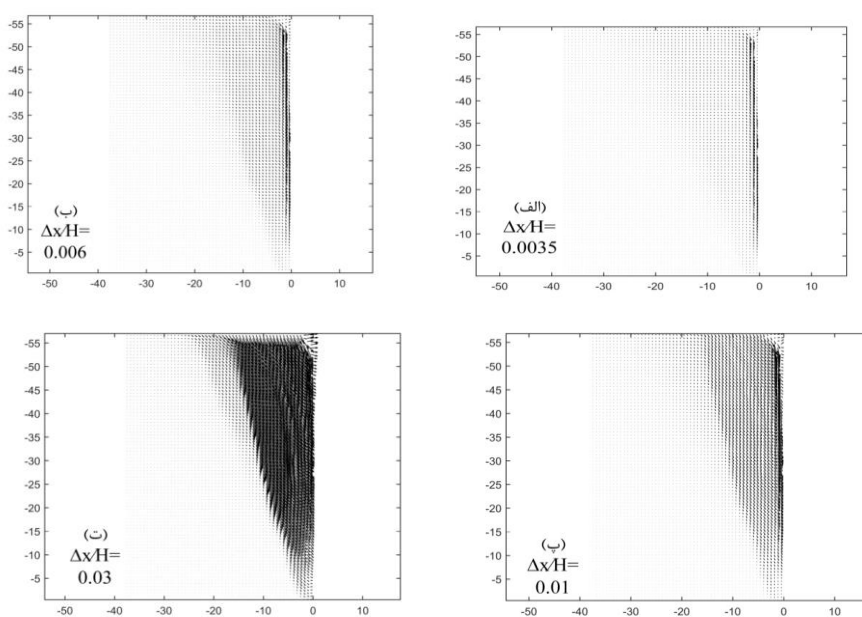
بررسی و تحلیل تغییرشکل‌ها توسط آنالیز تصاویر دیجیتال به‌وسیله کد توسعه‌یافته توسط Take و White (۲۰۰۳ و ۲۰۰۵) در نرم‌افزار متلب انجام پذیرفت. تصاویر به ازای هر $0/092$ میلی-متر حرکت انتقالی دیوار (هر ۶۰ ثانیه) ثبت گردیدند. برای تحلیل تصاویر سایز پچ‌ها 64×64 پیکسل در نظر گرفته شد. نمونه‌ای از کنتورهای تنش برشی و بردارهای جابه‌جایی ایجادشده در طول حرکت انتقالی دیوار در آزمایش شماره ۵ به‌ترتیب در شکل‌های (۹) و (۱۰) ارائه شده‌اند. همچنین نمونه‌ای از وضعیت خاکریز در حین گسیختگی در شکل (۱۱) و نیز بردارهای جابه‌جایی و

ضخامت زون برشی در خاک درشت‌دانه فوقانی در حدود ۲۰ میلی‌متر (حدود ۱۷ برابر متوسط قطر ذرات) تعیین گردید. بنابراین با توجه به درشت‌دانه‌تر بودن خاک‌ریز فوقانی می‌توان چنین استنباط نمود که با افزایش قطر متوسط ذرات، گسیختگی در ناحیه وسیع‌تری رخ می‌دهد.

با افق انطباق بهتری با نتایج تئوریک دارد. در خاک‌ریز دولایه مرز بین لایه‌های خاک کاملاً متمایز می‌باشد. همچنین همان‌طور که در شکل (۱۶) ملاحظه می‌گردد، در وضعیت محرک ضخامت زون برشی در نیمه فوقانی دیوار به مراتب نسبت به خاک‌ریز تک‌لایه بیشتر است. در خاک‌ریز دولایه زاویه متوسط زون برشی اصلی نسبت به افق در حین حصول شرایط محرک حدود ۶۵ درجه و



شکل ۹- کنتورهای تنش برشی در طول حرکت انتقالی دیوار در آزمایش شماره ۵



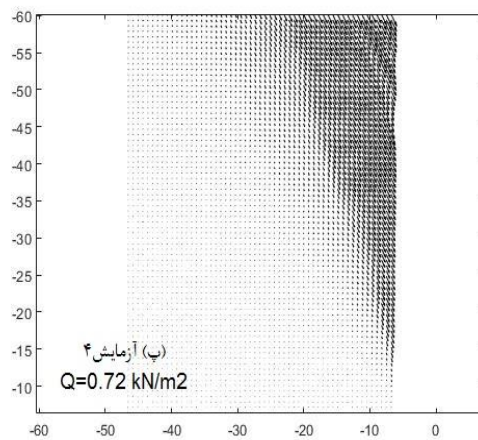
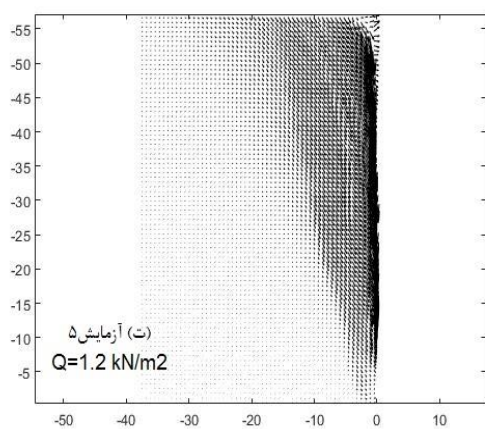
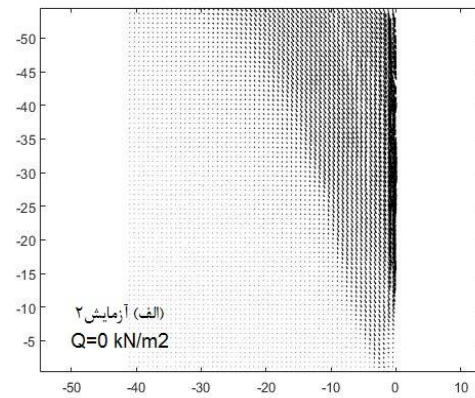
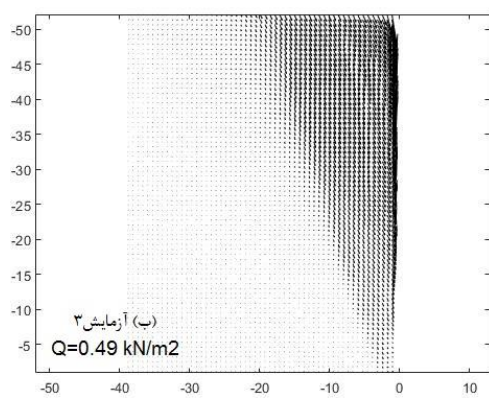
شکل ۱۰- بردارهای جابه‌جایی در طول حرکت انتقالی دیوار در آزمایش شماره ۵



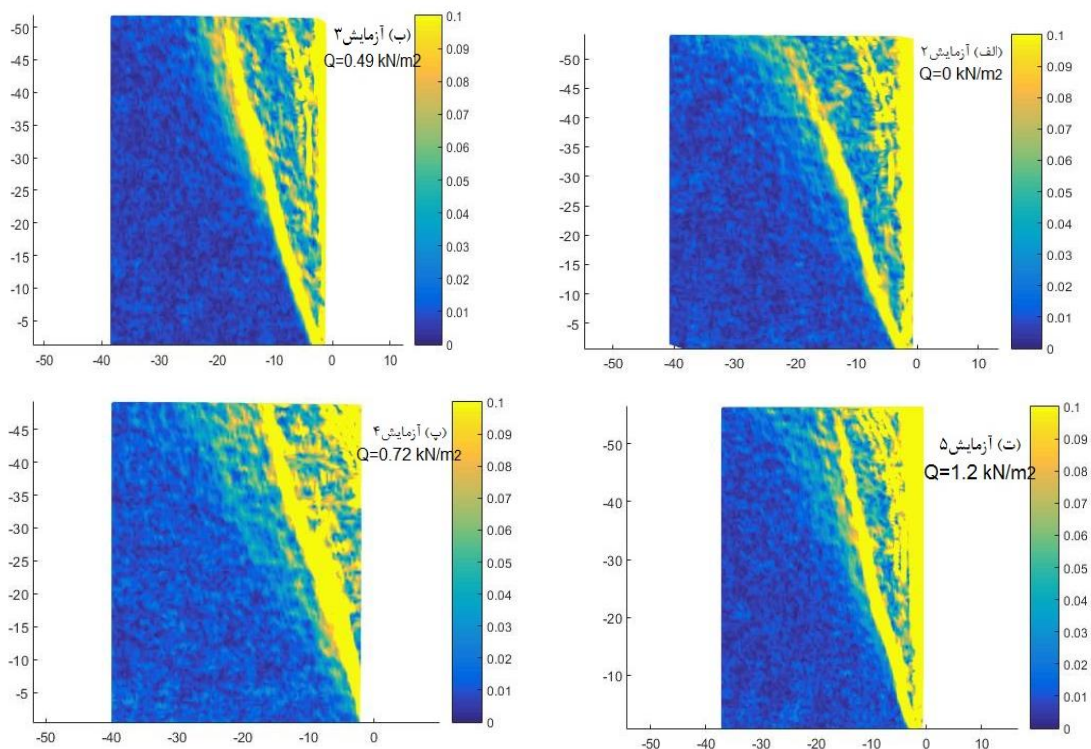
(ب)

(الف)

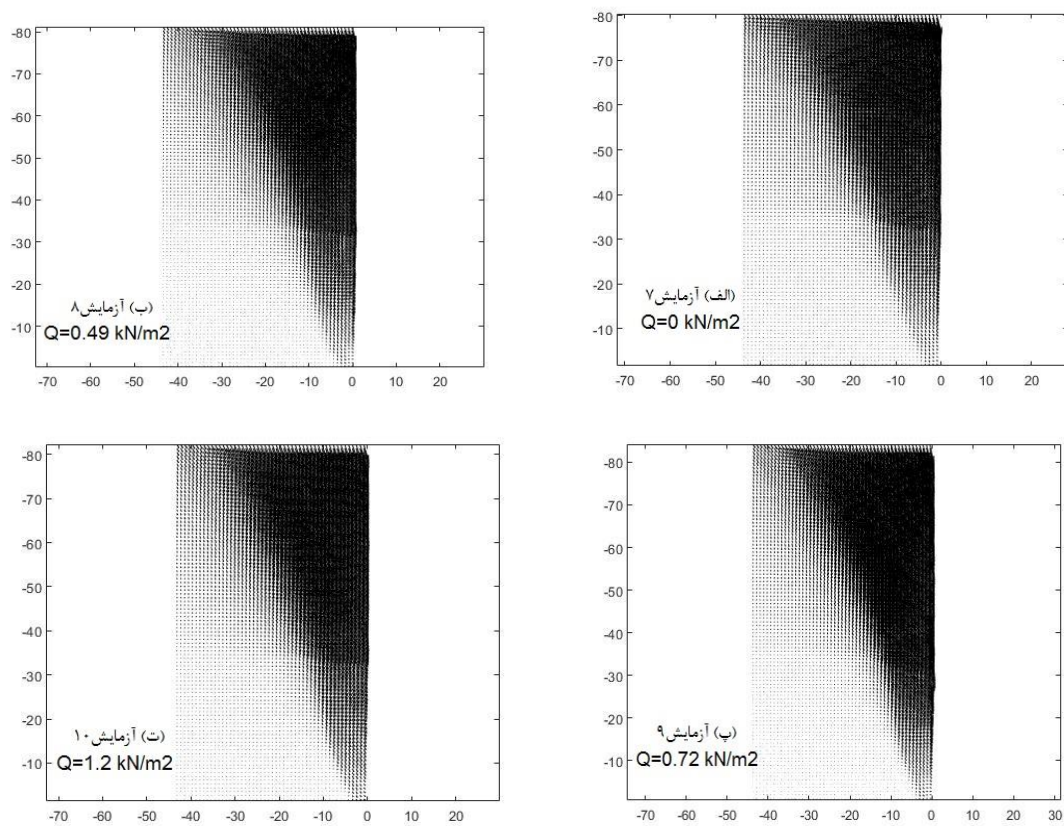
شکل ۱۱- بروز گوه گسیختگی در طول حرکت انتقالی دیوار در شرایط محرک: الف) خاکریز تک لایه، ب) خاکریز دولایه



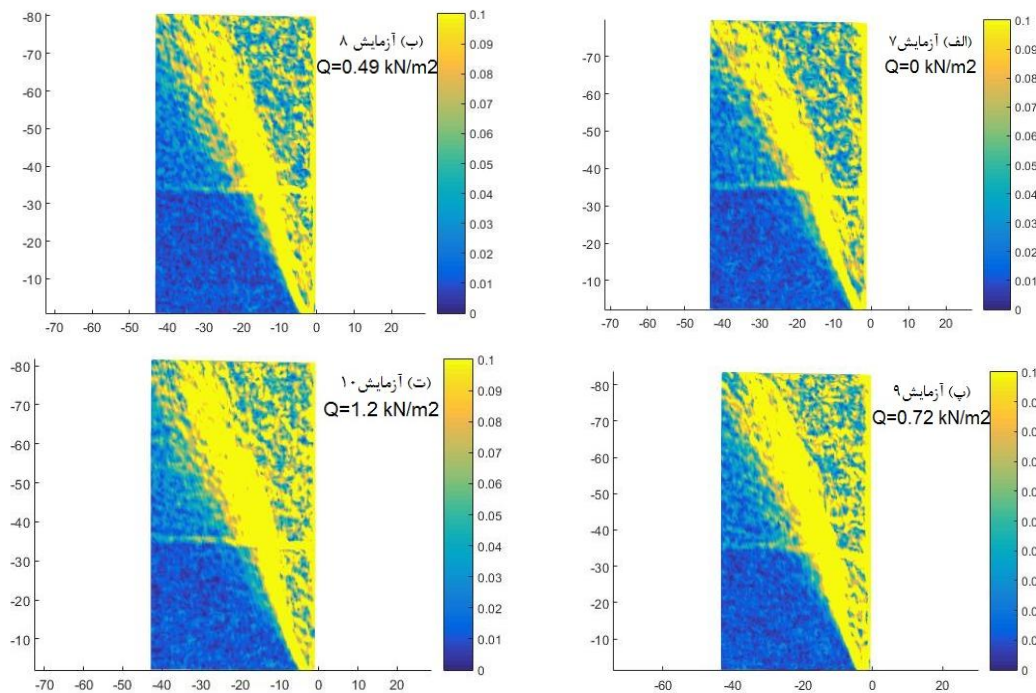
شکل ۱۲- بردارهای جابه جایی در شرایط محرک در خاکریز تک لایه با مقیاس ۳



شکل ۱۳- کنتورهای تنش برشی در شرایط محرک در خاک ریز تک لایه



شکل ۱۴- بردارهای جابه‌جایی در شرایط محرک در خاک ریز دولایه با مقیاس ۳



شکل ۱۵- کنتورهای تنش برشی در شرایط محرک در خاک ریز دولایه

۸- نتیجه گیری

- با شروع حرکت انتقالی محرک دیوار مقادیر فشار جانبی خاک به تدریج کاهش می یابند و در شرایط محرک به کم-ترین مقدار خود می رسند و پس از این مرحله با حرکت بیشتر دیوار کاهش قبل ملاحظه ای در مقادیر فشار ثبت شده در تمامی فشارسنج ها ملاحظه نمی گردد. جهت حصول شرایط محرک، مقدار جابه جایی محرک دیوار در حدود $0/0035$ تا $0/006$ برابر ارتفاع دیوار می باشد.
- در فشارسنج نصب شده در پای دیوار پس از کاهش مقدار ثبت شده توسط فشارسنج مجدداً سیر صعودی مقادیر ثبت شده ملاحظه می گردد. این امر می تواند ناشی از بین رفتن قوس های موضعی و همچنین وضعیت خاک ریز در مجاورت مرز پایه ساکن و قسمت متحرک باشد.
- توزیع فشار جانبی محرک در ارتفاع دیوار برخلاف رابطه رانکین غیرخطی می باشد و با روابط تئوریک پیشنهاد شده بر اساس پدیده قوس هم خوانی بیشتری دارد. در حالت کلی مقادیر ثبت شده در نیمه بالایی دیوار بیشتر از مقادیر رانکین و در نیمه پایینی از آن کم تر می باشند.
- مقایسه مقادیر قرائت شده در مرحله حصول حالت محرک با روابط تئوریک پیشنهاد شده بر اساس بروز پدیده قوس، دقت و کاربردی بودن این معادلات را به جز در قسمت پای دیوار تأیید می نماید. با این وجود به علت اختلافات موجود در مدل فیزیکی با فرضیات موجود در روابط تئوری، برخلاف نتایج پیش بینی شده از طریق معادلات مقدار فشار جانبی

به منظور ارزیابی فشار محرک خاک، تعدادی آزمایش فیزیکی در مقیاس آزمایشگاهی بر روی یک دیوار حائل صلب در حال حرکت انتقالی تحت اثر سربارهای یکنواخت و خاک ریز تک لایه و دولایه پشت دیوار انجام پذیرفت. برای بررسی رفتار خاک و گوه گسیختگی از فشارسنج های مسطح دایره ای و روش سرعت سنجی تصویری (PIV) بهره گرفته شده است. نتایج آزمایشات فیزیکی این تحقیق با معادلات پیشنهاد شده تئوری بر پایه پدیده قوس مقایسه و مقدار و نحوه توزیع فشار جانبی محرک تحت اثر سربار بررسی گردید. جهت بررسی فشار سربار بر روی فشار جانبی خاک، ترکیب های مختلفی از گوی های فولادی با قطر ۱۲ و ۲۰ میلی متر به عنوان سربار یکنواخت روی خاک ریز استفاده شد. به طور خلاصه می توان موارد زیر را از این تحقیق استنباط نمود:

- در حالت سکون، نتایج آزمایشگاهی اختلاف جزئی با پروفیل فشار جانبی ارائه شده توسط Jaky (۱۹۴۸) نشان می دهند. علت این اختلاف نحوه آماده سازی مدل و کم بودن وزن مخصوص ماسه در مجاورت مرزهای جانبی جعبه می باشد.
- در پای دیوار اختلاف نتایج مدل فیزیکی و تئوری وضوح بیشتری می یابد. در این حالت به علت بروز قوس های موضعی ناشی از نشست های جزئی خاک کاهش چشمگیر فشار جانبی خاک نسبت به فشار جانبی جکی در قسمت پایین دیوار ملاحظه می گردد.

Esmaeili Falak M, "Effect of System's Geometry on the Stability of Frozen Wall in Excavation of Saturated Granular Soils", Doctoral dissertation, University of Tabriz, 2017.

Fang Y, Ishibashi I, "Static earth pressures with various wall movements", *Journal of Geotechnical Engineering*, 1986, 112 (3), 317-333.

Frydman S, Keissar I, "Earth pressure on retaining walls near rock faces", *Journal of Geotechnical Engineering*, 1987, 113 (6), 586-99.

Handy R, "The arch in soil arching", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 1985, 111 (3), 302-318.

Handy R, Spangler M, "Geotechnical Engineering: Soil and Foundation Principles and Practice", 5 ed., McGraw-Hill Education, 2007.

Jaky J, "Earth pressure in silos", 1948, 103-107.

Janssen HA, "Versuche uber Getreidedruck in Silozellen", *Aeitsc hri fi, Verein Deutscher Ingenieure*, 1985, 39, 1045-1049.

Krabbenhof K, "OptumG2: Theory, Optum Computational Engineering", Available at: www.optumce.com, 2017.

Krabbenhof K, "Static and seismic earth pressure coefficients for vertical walls with horizontal backfill", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018, 104, 403-407.

Khosravi MH, "Arching effect in geomaterials with applications", PhD Dissertation, Department of International Development Engineering, Graduate School of Science and Engineering, Tokyo Institute of Technology, 2012.

Khosravi MH, Pipatpongsa T, Takemura J, "Experimental analysis of earth pressure against rigid retaining walls under translation mode", *Géotechnique*, 2013, 63 (12), 1020-1028.

Khosravi MH, Pipatpongsa T, Takemura J, "Theoretical analysis of earth pressure against rigid retaining walls under translation mode", *Soils and Foundations*, 2016, 56 (4), 664-675.

Khosravi MH, Kargar AR, Amini M, "Active earth pressures for non-planar to planar slip surfaces considering soil arching", *International Journal of Geotechnical Engineering*, 2020, 14 (7), 730-739

Khosravi MH, Bahaaddini M, Kargar AR, Pipatpongsa T, "Soil Arching Behind Retaining Walls under Active Translation Mode: Review and New Insights", *International Journal of Mining and Geo-Engineering*, 2018b, 52 (2), 131-140

Khosravi MH, Hamed Azad F, Bahaaddini M, Pipatpongsa T, "DEM Analysis of Backfilled Walls Subjected to Active Translation Mode", *International Journal of Mining and Geo-Engineering* 2017, 51 (2), 191-197.

Krynine DP, "Discussion of 'Stability and stiffness of cellular cofferdams' by Karl Terzaghi", *Transactions of the ASCE*, 1945, 110 (2253), 1175-1178.

Lambe TW, Whitman RV, "Soil mechanics", New York: John Wiley & Sons, 1969.

Li MG, Chen JJ, Wang JH, "Arching effect on lateral pressure of confined granular materail: numerical and theoretical analysis, *Granular Matter*", published online, 2017, 19 (2), 1-11.

Livingston CW, "The natural arch, the fracture pattern,

در پای دیوار به صفر کاهش نمی‌یابد.

- با افزایش مقدار سربار تأثیر پدیده قوس در پای دیوار آشکارتر می‌شود و مقدار افزایش فشار ناشی از سربار در مجاورت سطح آزاد و نیمه‌فوقانی دیوار بیشتر از مقدار نظیر در پای دیوار است. به‌نظر می‌رسد با افزایش مقدار سربار مقدار فشار ثبت‌شده در پای دیوار به صفر نزدیک‌تر می‌شود.
- نتایج بررسی مقادیر فشار در فشارسنج ثبت‌شده در پای دیوار نشان می‌دهد که مقادیر فشار در پای دیوار در وضعیت سکون در سربارهای برابر با ۰، ۰/۴۹، ۰/۷۲، ۱/۲ کیلونیوتن بر مترمربع در خاک تک‌لایه به‌ترتیب برابر با ۰/۷۲، ۰/۴۹، ۰/۷۲، ۰/۶۶ و ۰/۶۵ درصد و در خاک دولایه به‌ترتیب برابر با ۰/۷۲/۴، ۰/۷۲/۵، ۰/۷۲/۶ و ۰/۷۲/۷ درصد محاسبه‌شده از طریق رابطه جکی می‌باشد. همچنین مقدار فشار ثبت‌شده در وضعیت محرک انتقالی در سربارهای برابر با ۰، ۰/۴۹، ۰/۷۲، ۱/۲ کیلونیوتن بر مترمربع در خاک‌ریز تک‌لایه به-ترتیب برابر با ۰/۶۸/۶، ۰/۶۴/۲، ۰/۶۱/۴ و ۰/۵۱/۶ در خاک‌ریز دولایه به‌ترتیب برابر با ۰/۴۰/۳، ۰/۳۶/۳، ۰/۳۵/۶ و ۰/۳۲/۲ درصد مقدار محاسبه‌شده از طریق رابطه رانکین می‌باشد.
- در حین حرکت انتقالی دیوار در وضعیت محرک، تمایز بین ناحیه ثابت و ناحیه گسیختگی به‌تدریج وضوح بیشتری می‌یابد و در حالت محرک ناحیه گسیختگی کاملاً از ناحیه ثابت متمایز می‌گردد به‌علاوه زون‌های برشی به‌صورت نسبتاً خطی و موازی از قسمت پایین دیوار شروع شده و در نواحی فوقانی دیوار حائل به‌هم می‌پیوندند و سپس به‌سمت مرز آزاد خاک‌ریز گسترش می‌یابند.
- زاویه صفحه گسیختگی نسبت به افق در وضعیت محرک در آزمایشات بیشتر از مقدار تئوری براساس رابطه رانکین می‌باشد. در صورتی که در مقدارهای جابه‌جایی بیشتر از شرایط محرک مقدار این زاویه انطباق بهتری با نتایج تئوریک دارد.
- در وضعیت محرک ضخامت زون برشی در نیمه فوقانی دیوار در خاک‌ریز دولایه به‌مراتب نسبت به خاک‌ریز تک‌لایه بیشتر است. بنابراین می‌توان چنین استنباط نمود که با افزایش قطر متوسط ذرات، گسیختگی در ناحیه وسیع‌تری رخ می‌دهد.

۹- مراجع

Chen JJ, Lei H, Wang JH, "Numerical Analysis of the installation effect of diaphragm walls in saturated soft clay", *Acta Geotechnica*, 2014, 9 (6), 981-991.

Coulomb C, "Essai sur une application des regles de maximis et minimis quelques problemes de statique", relatits a l'architecture, Paris: Memoires de Mathematique de l'Academie Royale de Science 1973, 7, 1776.

- measurements using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry", *Géotechnique*, 2003, 53 (7), 619-631.
- Wood DM, "Geotechnical modelling", CRC Press. Applied Geotechnics, 2004.
- Worden FT, Achmus M, "Numerical modeling of three dimensional active earth pressure acting on rigid walls", *Computers and Geotechnics*, 2013, 51, 83-90.
- and the sequence of failure in massive rock surrounding an underground opening", Pennsylvania State University, 1961, Bulletin 76, 197-204.
- Loukidis D, Salgado R, "Active pressure on gravity walls supporting purely frictional soils", *Canadian Geotechnical Journal*, 2012, 49 (1), 78-97.
- Matsuo M, Kenmochi S, Yagi H, "Experimental study on earth pressure of retaining wall by field tests", *Soils Foundation*, 1978, 18 (3), 27-41.
- Matsuzawa H, Hazarika H, "Analyses of active earth pressure against rigid retaining wall subjected to different modes of movement", *Soils and Foundations*, 1996, 36 (3), 51-65.
- Paik KH, Salgado R, "Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects", *Géotechnique*, 2003, 53 (7), 643-653.
- Pietrzak M, Leśniewska D, "Strains Inside Shear Bands Observed in Tests on Model Retaining Wall in Active State", In: Giovine P, Mariano P, Mortara G (eds) *Micro to MACRO Mathematical Modelling in Soil Mechanics*, Trends in Mathematics. Birkhäuser, Cham, 2018.
- Rankine WJM, "on the stability of loose earth", *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 1857, 147, 9-27.
- Rezaei AH, Katebi H, Ahmadi Adli M, "Evaluation of Mechanized Tunnels Lining Loads by Application of Physical Modelling", *Tunneling & Underground Space Engineering*, 2018, 6 (2) 49-66..
- Rui R, van Tol F, Xia X-L, van Eekelen S, Hu G, Xia Y-y "Evolution of soil arching; 2D DEM simulations", *Computers and Geotechnics*, 2016, 73, 199-209.
- Spangler MG, Handy RL, "Soil engineering", New York: Harper & Row, 1984.
- Srinivasa S, Radoslaw LM, "Arching in Distribution of Active Load on Retaining Walls", *Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering*, 2012, 138 (5), 575-584.
- Stević M, Jasarević I, Ramiz F, "Arching in hanging walls over leached deposits of rock salt", *Montreux, Suisse*, 1979, 745-752.
- Take WA, Valsangkar AJ, "Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width", *Canadian Geotechnical Journal*, 2001, 38 (6), 1220-1230.
- Terzaghi K, "Large retaining-wall tests", *Engineering News-Record*, McGraw-Hill, 1934.
- Terzaghi K, "Theoretical soil mechanics", New York (NY): John Wiley & Sons, 1943.
- Tsagareli ZV, "Experimental investigation of the pressure of a loose medium on retaining walls with a vertical back face and horizontal backfill surface", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1965, 91 (4), 197-200.
- Walker DM, "An approximate theory for pressure and arching in hoppers", *Chemical Engineering Science*, 1966, 21 (11), 975-997.
- White DJ, Randolph M, Thompson B, "An image-based deformation measurement system for the geotechnical centrifuge", *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 2005, 5 (3), 1-12.
- White DJ, Take WA, *GeoPIV*, 7.6 ed., 2003.
- White DJ, Take WA, Bolton, MD, "Soil deformation

EXTENDED ABSTRACTS

Investigation of Lateral Earth Pressure Distribution Against a Rigid Retaining Wall Under Uniform Surcharge in Single and Two-Layer Soil Through Small- Scale Physical Modeling

Negar Salehi Alamdari ^a, Hooshang Katebi ^{a,*}, Mohammad Hossein Khosravi ^b

^a Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz 5166616471, Iran

^b School of Mining Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

Received: 20 December 2018; Accepted: 08 September 2019

Keywords:

Retaining wall, Translation, Active earth pressure, Arching effect, Uniform surcharge, PIV.

1. Introduction

In the current study, a series of physical model tests was conducted to evaluate active earth pressure behind a translating rigid retaining wall under a uniform surcharge. Experimental results were compared with the predictions from proposed formulations to estimate the magnitude and distribution of lateral pressures in the failure zone behind a translating rigid wall under a uniform surcharge. The effect of arching is also investigated in single and two-layer soils through small-scale physical modeling and different surcharge combinations.

2. Methodology

As presented in Fig. 1, the experiments were conducted in an acrylic box with a metal frame measuring 100cm height* 70cm length* 31cm width. A vertical retaining wall, 800 mm high, was supported near the top and at the bottom. As shown in Fig. 2, the wall is enabled to slide horizontally about the base. Five miniature pressure cells were mounted into individually sized cavities in a rigid thick wall. Circular flat pressure cells with a total diameter of 35mm and an effective diameter of 19 mm with a capacity of 35kPa were used. The retaining wall facing was covered by sandpaper No.80 except for the pressure cell face, allowing a fully rough condition.

3. Results and discussion

3.1. Lateral earth pressure analysis and Influence of surcharge

In total, ten experiments were carried out with different surcharges as follows: $Q = 0, 0.49, 0.72, 1.2, 2.9$ kN/m². At the rest condition, the experimental results show good agreement with the Jaky (1948) horizontal earth pressure profile. The reason for the slight difference between experimental and theoretical values is the model preparation process. Due to a lack of compaction and density near the vertical boundary of the acrylic box, the experimental values are lower than the corresponding theoretical values.

Besides, the local arch at the toe of the retaining wall caused by slight soil settlement during the preparation of the model and increasing the height of the retained backfill led to a decrease in lateral earth pressure at the toe. Similar behavior was also reported by Khosravi and Pipatpongsa (2013) in their physical modelling of a retaining wall. By moving the wall in a translation mode with a constant rate, the magnitude of the earth pressure decreases gradually. When the wall displacement reaches its active value, the normalized horizontal earth pressures reach their lowest value and there is no further considerable decrease in the values measured

* Corresponding Author

E-mail addresses: n.salehi@tabrizu.ac.ir (Negar Salehi Alamdari), katebi@tabrizu.ac.ir (Hooshang Katebi), mh.khosravi@ut.ac.ir (Mohammad Hossein Khosravi).

at every pressure cell with further increases in the wall translation. According to recorded values, an active wall movement of about 0.0035-0.006 times the wall height, is required to reach the active state. These values of the required displacement are in good agreement with the results reported by Lambe & Whitman, 1969 and Handy & Spangler, 2007 for full-size retaining walls. However, they are more than the values measured for the laboratory model of retaining walls in some of the literature (e.g. Fang & Ishibashi, 1986; Khosravi & Pipatpongsa, 2012). The reason for this might be the scale effect in the laboratory models.

When the wall moves beyond the active state, the recorded pressure values at the toe of the wall increase again after experiencing a period of stability. That might be the result of the elimination of the arching effect at the toe. Furthermore, the study of the distribution of lateral pressure along the wall shows that the distribution is nonlinear with depth. Also, experimental data shows good agreement with the pressures predicted by the equation proposed by Khosravi (2012). However, at the toe of the wall, due to the difference between analytical and physical models, the experimental active earth pressure is not zero. Whilst, with increasing the surcharge value, the arching effect becomes more obvious and the pressure decreases at the base of the wall and get closer to zero. The results of the investigation of the pressure values in the pressure cell installed at the base of the wall reveal that the pressure recorded in the translation active state in surcharges equal to 0, 0.49, 0.72, and 1.2 kN/m² is 68.6, 64.2, 61.4, and 51.6% of the value calculated by the Rankine's equation. In the layered backfill, the pressure recorded in the translation active state is 40.3, 36.3, 35.6, and 32.2% of the value calculated by the Rankine's equation.



Fig. 1. The experimental set-up

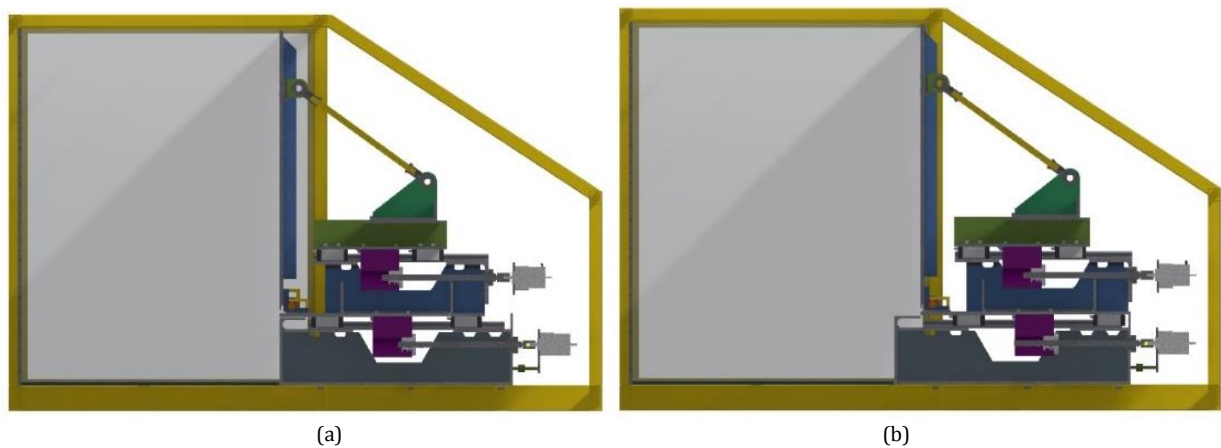


Fig. 2. A schematic view of the experimental set-up: a) initial condition of the wall, b) horizontal translation

3.2. Displacement and strain analysis by PIV

Monitoring of deformation shows that during wall movement the distinction between the stationary and failure zones becomes more obvious. When the wall movement reached its active value, the failure zone was completely distinguished from the stationary zone. Furthermore, when the wall horizontally translated in an active mode, multiple nearly parallel shear zones were observed during tests which started to merge at the top of the retaining wall and propagated towards the free boundary. The Shear zone behind the wall was almost straight starting and propagating from the wall base. In a single-layer of soil, the mean inclination of the main shear zones to the horizontal was 75 degrees. The shear zone thickness is about 5mm when the wall reaches its active state. As the wall moves beyond the active state, the inclination of the main shear zones to the horizontal decreases to 63 degrees. Based on Rankine's formulation, with the assumption of the linear distribution of active earth pressure against the wall, the angle of the slip plane to the horizontal is $\alpha = \pi/4 + \varphi/2 = 61.5^\circ$. whilst, in these experiments because of side friction, conventional values were roughly reproduced in active states and the angle α measured from experiments is more than its theoretical value (75 degrees). The results show that as the wall moves beyond the active state, the angle of the slip line to the horizontal has good agreement with the theoretical value (63 degrees). On the other hand, in a two-layer soil, the thickness of the shear zone increases. So, it can be deduced with increasing the grain size, the width of the shear zone increases.

4. Conclusions

A series of physical model tests were conducted to evaluate active earth pressure behind a translating rigid retaining wall under uniform surcharge. PIV method was used to investigate the soil behavior and the failure wedge. Different combinations of Steel balls were used as a uniform surcharge on the retained soil.

At the rest condition, due to a lack of compaction and density near the vertical boundary of the acrylic box, the experimental values are lower than the corresponding theoretical values.

Experimental data show good agreement with the pressures predicted by the equation proposed by Khosravi (2012). However, at the toe of the wall, due to the difference between analytical and physical models, the experimental active earth pressure is not zero. With increasing the surcharge value, the arching effect becomes more obvious and the pressure decreases at the base of the wall and get closer to zero.

Besides, the local arch at the toe of the retaining wall caused by slight soil settlement during the preparation of the model and increasing the height of the retained backfill led to a decrease in lateral earth pressure at the toe. By moving the wall in a translation mode with a constant rate, the magnitude of the earth pressure decreases gradually. When the wall moves beyond the active state, the recorded pressure values at the toe of the wall increase again after experiencing a period of stability. That might be the result of the elimination of the arching effect at the toe.

Monitoring of deformation shows that during wall movement the distinction between the stationary and failure zones becomes more obvious. The Shear zone behind the wall was almost straight starting and propagating from the wall base. In a two-layer soil, the thickness of shear zone increases. So, it can be deduced with increasing the grain size, the width of shear zone increases.

5. References

- Fang Y, Ishibashi I, "Static earth pressures with various wall movements", Journal of Geotechnical Engineering, 1986, 112 (3), 317-333.
- Jaky J, "Earth pressure in silos. s.l., s.n., 1948, 103-107.
- Khosravi MH, "Arching effect in geomaterials with applications to retaining walls and undercut slopes", s.l.: Department of International Development Engineering, Graduate School of Science and Engineering, Tokyo Institute of Technology, 2012.
- Khosravi MH, Pipatpongsa T, Takemura J, "Experimental analysis of earth pressure against rigid retaining walls under translation mode", Géotechnique, 63 (12), 1020-1028.
- Lambe TW, Whitman RV, "Soil mechanics", New York (NY): John Wiley & Sons, 1969.