

مطالعه‌ی میدانی رفتار پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی (RAPs) نسبت به تغییر قطر

حمیدرضا رازقی* (استادیار)

بهمن نیرومند (دانشجوی دکتری)

حسین غیاثیان (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

سیدمحمد منصورزاده (هربی)

پژوهشکده‌ی حمل و نقل، دانشگاه صنعتی اصفهان

مهندسی عمران: شریف
دوره‌ی ۲-۲۸، شماره‌ی ۴، ص. ۳-۹۵

مزیت‌های فنی و اقتصادی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی (سیستم RAP^۱) در تقویت خاک‌های نرم موجب توسعه‌ی کاربرد آن‌ها در مهندسی عمران شده است. وجود این مزایا، انگیزه‌ی اصلی توسعه‌ی تحقیقات در این زمینه طی دو دهه‌ی اخیر بوده است. در این تحقیق، تأثیر قطر پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی روی ظرفیت باربری، نشست، مدول سختی و نسبت بار پایه‌ها مورد مطالعه قرار گرفته است. در مجموع ۸ آزمایش بارگذاری در محل بر روی دو گروه پایه‌های سنگریزه‌یی با طول ثابت ۱ متر و قطرهای مختلف از ۱۰۵ تا ۱۸۵ میلی‌متر انجام شده است. تفسیر نتایج آزمایش‌ها به‌طور خاص روی رفتارهای بار-نشست، مدول سختی و نسبت بار برحسب تنش بالای پایه متمرکز شده است.

واژگان کلیدی: پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی، تقویت خاک، ابزارگذاری، آزمایش بارگذاری در محل، ظرفیت باربری.

razeghi@iust.ac.ir
bahman_ni@yahoo.com
h_ghiassian@iust.ac.ir
m_mansoorzadeh@yahoo.com

۱. مقدمه

متناسب با رشد جمعیت جهان و توسعه‌ی شهرنشینی، نرخ بلندمرتبه‌سازی و احتیاج به اراضی حاشیه‌یی یا خاک‌های نامناسب نیز در حال افزایش است. معمولاً مهندسان طراح در صورت مواجهه با لایه‌های تحت‌الارض ضعیف یا ظرفیت باربری کم و نشست‌پذیر، روش‌های شالوده‌ی عمیق نظیر شمع‌ها را انتخاب می‌کنند. هر چند اخیراً، تمایل به اصلاح ظرفیت باربری و کاهش نشست این خاک‌ها با استفاده از تسلیج، تقویت، اصلاح یا تثبیت رو به رشد است. اولین تحقیق برای توسعه‌ی سیستم پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی کوتاه به‌منظور کاهش نشست شالوده‌ی سازه‌ها، در سال ۱۹۸۴ انجام شده است.^[۱] این سیستم در ابتدا به‌عنوان روشی ساده برای اصلاح زمین‌های نرم و نشست‌پذیر توسعه یافت، هر چند تاکنون برای حل طیف وسیعی از مشکلات مربوط به بستر نرم پروژه‌های مختلف حمل و نقل و ساختمان‌سازی مورد استفاده قرار گرفته است.^[۱-۶] طی دو دهه‌ی اخیر که از شروع این سیستم می‌گذرد، مطالعات تحقیقاتی متعددی در زمینه‌ی ابداع روش‌های تحلیل و طراحی شالوده‌ی تقویت‌شده بوسیله‌ی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و ارزیابی کارایی و دقت روش‌های تحلیلی موجود برای پیش‌بینی نشست، ظرفیت باربری نهایی و انتقال بار در پایه‌های منفرد و پی واقع بر گروه پایه‌ها انجام شده است.^[۵] فرآیند ساخت پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با مقیاس واقعی شامل حفر چاه، پرکردن آن با مصالح شن خوب دانه‌بندی‌شده در لایه‌هایی به ضخامت ۰/۳ متری و کوبیدن هر لایه با چکش

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۸۹/۶/۳۱، اصلاحیه ۱۳۸۹/۱۰/۲۱، پذیرش ۱۳۸۹/۱۰/۲۲.

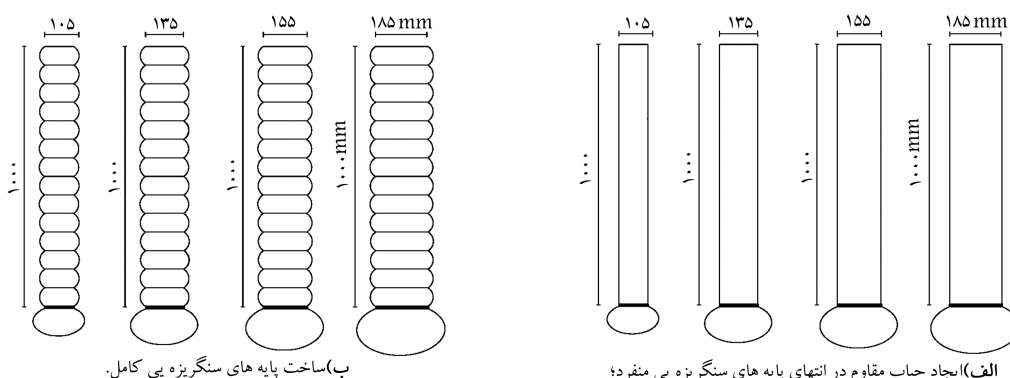
هیدرولیکی دارای کوبه‌ی مخصوص است. تعداد ضربات اعمالی از طرف چکش حدود ۴۰۰ ضربه در دقیقه است.^[۷] در اثر کوبش سنگریزه‌ها، خاک نرم انتهای چاه در جهت قائم و شعاعی تغییرشکل می‌یابد و با کوبش سنگریزه‌ها در لایه‌های بعدی خاک نرم جداری چاه تحت فشار و تغییرشکل شعاعی قرار می‌گیرد.^[۸-۱۲] این نوشتار به ارائه‌ی نتایج تحقیقات میدانی بر روی رفتار پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی در مقیاس متوسط تحت بار فشاری با تغییر قطر پایه در خاک‌های نرم ساحلی می‌پردازد.

۲. ساخت و ابزارگذاری پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی

محل موردنظر برای انجام آزمایش‌های صحرائی بر روی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی، منطقه‌ی ویژه‌ی اقتصادی بوشهر واقع در جنوب ایران است. جهت تعیین سهم باربری انتهایی پایه‌های سنگریزه‌یی ابتدا ۴ گمانه به عمق ۱ متر با قطرهای ۱۰۵، ۱۳۵، ۱۵۵ و ۱۸۵ میلی‌متر حفر شد. سپس با ریختن شن با اندازه‌ی دانه‌های بین ۱۲ تا ۲۲ میلی‌متر و کوبیدن آن، حباب انتهایی مقاوم ایجاد شد (شکل الف). سپس با غلاف‌گذاری در گمانه و نصب صفحه‌ی بارگذاری دایره‌یی روی حباب انتهایی، از طریق یک لوله‌ی فولادی متصل به سیستم بارگذاری، منحنی بار-نشست انتهایی پایه‌های سنگریزه‌یی به‌دست آمد. ۴ گمانه‌ی دیگر با همان مشخصات قبلی حفر

ضخامت ۲۵ تا ۴۵ میلی‌متر با قطری در حدود ۲۰ میلی‌متر کمتر از قطر هر گمانه که توسط میله‌یی به چکش متصل بود، به لایه‌ها وارد می‌شد. کوبه از طرفی که به لایه‌ها ضربه وارد می‌کرد دارای پخ ۴۵ درجه بود. در فاصله‌ی بین حباب انتهایی و پایه‌ی سنگریزه‌یی، صفحه‌ی دایره‌یی از جنس تقلون هم‌قطر گمانه با ضخامت ۱ سانتی‌متر قرار گرفته و با یک زه به نشست‌سنج مکانیکی در سطح زمین متصل شده بود. این صفحه به نام صفحه‌ی نشانه‌ی مرجع^۲ نامیده می‌شود. برای حرکت آزاد زه از یک غلاف با قطر ۱۲ میلی‌متر استفاده شده بود. شکل ۲ مراحل ساخت پایه‌ها را به‌طور نمونه نشان می‌دهد.

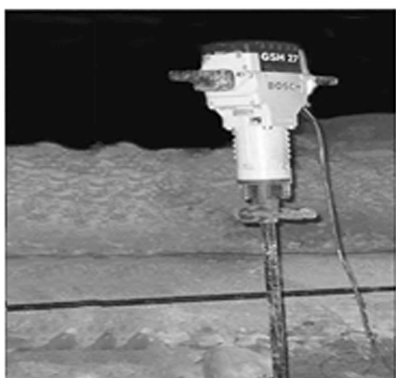
و پس از ایجاد حباب انتهایی با ریختن و کوبش مخلوط شن و ماسه‌ی خوب دانه‌بندی‌شده به‌صورت لایه‌لایه پر شد. مخلوط شن و ماسه در این مرحله به‌طور وزنی شامل ۶۹٪ شن با اندازه‌ی بیشینه‌ی ۲۲ میلی‌متر، ۲۹٫۲٪ ماسه و ۱٫۸٪ لای با مشخصات $D_{10} = 1.08 \text{ mm}$ ، $C_C = 1.83$ و $C_U = 9.63$ بود. این مخلوط در لایه‌هایی به ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر ریخته و هر لایه با چکش برقی به مدت ۱۰ ثانیه کوبیده شد (شکل ۱ ب). وزن چکش برقی و ملحقات آن برابر ۴۸ کیلوگرم، تعداد ضربه‌ی وارده در هر دقیقه برابر ۱۰۳۰ و انرژی اعمالی در هر ضربه برابر ۶۰ ژول بود. ضربات با کوبه‌یی مخصوص به شکل دایره‌یی از جنس فولاد به



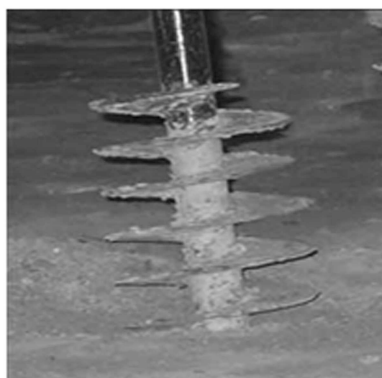
ب) ساخت پایه‌های سنگریزه‌یی کامل.

الف) ایجاد حباب مقاوم در انتهای پایه‌های سنگریزه‌یی منفرد؟

شکل ۱. ترکیب اندازه‌گذاری.



ج) چکش برقی؛



الف) حفر زمین به وسیله مته دستی؛



د) کوبه‌های مخصوص با پخ ۴۵ درجه.



ب) نمونه یک پایه سنگریزه‌یی کامل شده که زه و غلاف زه متصل به صفحه نشانه مرجع از آن بیرون آمده است؛

شکل ۲. تجهیزات و مراحل ساخت پایه‌ها.

۳. سیستم بارگذاری

۱.۳. تیر واکنشی متحرک با استفاده از گاری و ریل

در این تحقیق برای بارگذاری پایه‌های سنگریزه‌یی جهت سهولت استقرار، سرعت بیشتر و هزینه‌ی کمتر، از سیستم تیر واکنشی متحرک استفاده شد. معمولاً در بارگذاری‌ها استفاده از سیستم تیر واکنشی ثابت رایج است. مطابق این روش، به ازای هر پایه‌ی آزمایشی نیاز به اجرای دو پایه‌ی واکنشی در طرفین و با رعایت فاصله‌ی کافی از آن است. مطابق بررسی‌های انجام‌شده، به دلیل عدم تطابق شرایط اجرایی، زمانی و اقتصادی، این روش با شرایط متناظر در این تحقیق موجب شد که سیستم تیر واکنشی ثابت در اولویت قرار نگیرد. از این رو تعداد پایه‌های آزمایشی و محدودیت‌های موجود در ساختگاه باعث شد تا ایده‌ی سیستم تیر واکنشی متحرک به صورت گاری و ریل مطرح و عملی شود تا ضمن افزایش سرعت انجام آزمایش‌ها، اقتصادی‌تر نیز باشد. مبنای این ایده، سیار بودن یک تکیه‌گاه محکم برای تحمل نیروی عکس‌العمل اعمالی از طرف جک بارگذاری است. در این سیستم از ۴ ریل ۶ متری که متناسب با پیش‌روی گاری به سمت جلو جابه‌جا می‌شدند، استفاده شد. هر یک از ریل‌ها به ۶ بالشتک چوبی به طول ۱ متر و مقطع $15^{\circ} \times 15^{\circ}$ میلی‌متر متصل بودند.

شکل ۳ تصویر سیستم گاری و ریل، و شکل ۴ جزئیات اندازه‌گذاری‌شده‌ی مسیر آماده‌سازی‌شده‌ی زیر ریل‌ها و سیستم بارگذاری را نشان می‌دهد. سیستم گاری و ریل برای تحمل بیشینه‌ی نیروی 1° تن (اعمالی از طرف جک بارگذاری) در وسط گاری طراحی شده بود. برای ساخت مسیر حرکت گاری، ابتدا زمین نرم در دو نوار طولی به طول ۳ متر و عرض $2/6$ متر و عمق $0/5$ متر توسط نیروی انسانی، خاکبرداری و نخاله‌های آن به بیرون حمل شدند.

سپس نواحی خاک‌برداری‌شده با مصالح سنگریزه‌یی (قلوه‌سنگ) پر شدند. سنگریزه‌ی داخل مسیرهای حفرشده توسط نیروی انسانی و بدون هرگونه دست‌خوردگی بستر ناحیه‌ی میانی بین خاکریزها انجام شد. در مرحله‌ی بعد، دو لایه اساس و زیراساس به ضخامت کل $0/3$ متر خاکریزی، پخش، آب‌پاشی، و به وسیله‌ی غلتک کوبیده شدند.

۲.۳. تجهیزات بارگذاری و اندازه‌گیری نشست

برای اعمال نیروی فشاری به پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی از یک جک به ظرفیت 3° تن و فاصله‌ی حرکتی 10° میلی‌متر و به منظور اندازه‌گیری نیرو از یک لودسل به ظرفیت 1° تن و دقت $0/5$ کیلوگرم نیرو در حد فاصل بالای پیستون جک و زیر تکیه‌گاه گاری استفاده شد. مقادیر نیروها از طریق یک نمایش‌گر دیجیتال متصل به لودسل قابل نمایش بود. برای انتقال نیرو از جک به تراز بارگذاری نیز از یک شافت فولادی (با قطر 5° میلی‌متر) متصل به صفحه‌ی بارگذاری (با قطر هم‌اندازه با قطر پایه‌ی آزمایشی) و ضخامت 2° میلی‌متر استفاده شد. از طریق نگهدارنده‌ی جک، شافت انتقال نیرو به جک متصل می‌شد. برای اعمال بار به صورت محوری و حفظ بار در موقعیت مشخص و جلوگیری از انحراف بار در حین بارگذاری، قطعه‌ی چهارشاخ طراحی و ساخته شد. چهارشاخ در مرکز خود دارای استوانه‌ی فولادی به قطر داخلی 52 میلی‌متر و طول 20° میلی‌متر بود که با عبور شافت انتقال نیرو از داخل آن به شافت اجازه‌ی انحراف در حین بارگذاری داده نمی‌شد. عملاً پس از استقرار صفحه‌ی بارگذاری روی پایه و اتصال شافت انتقال نیرو به آن، قطعه‌ی چهارشاخ با عبور شافت انتقال نیرو از داخل استوانه‌ی هادی شافت، به واسطه‌ی ۴ خار انتهایی به داخل زمین کوبیده و تراز شد. طراحی سیستم بارگذاری به گونه‌یی بود که امکان کج شدن صفحه‌ی بارگذاری در حین اعمال بار وجود نداشت. لذا جابجایی صفحه فقط از طریق یک نشست‌سنج عقربه‌یی قابل اندازه‌گیری بود. نشست بالای پایه با یک نشست‌سنج عقربه‌یی با فاصله‌ی حرکتی 10° میلی‌متر و دقت $0/1$ میلی‌متر و نشست انتهایی پایه با یک نشست‌سنج عقربه‌یی با فاصله‌ی حرکتی 3° میلی‌متر و دقت $0/1$ میلی‌متر اندازه‌گیری می‌شدند. مجموعاً همه‌ی آزمایش‌های بارگذاری مطابق چارچوب کلی استاندارد ASTM D-1143 مربوط به آزمایش بارگذاری شمع و به سبک کنترل تنش انجام شدند. آزمایش‌های بارگذاری تا رسیدن تغییر مکان بالای پایه به حد $25/4$ میلی‌متر ادامه یافتند. شکل ۵، اجزاء متشکله‌ی سیستم بارگذاری ساخته‌شده را نشان می‌دهد.

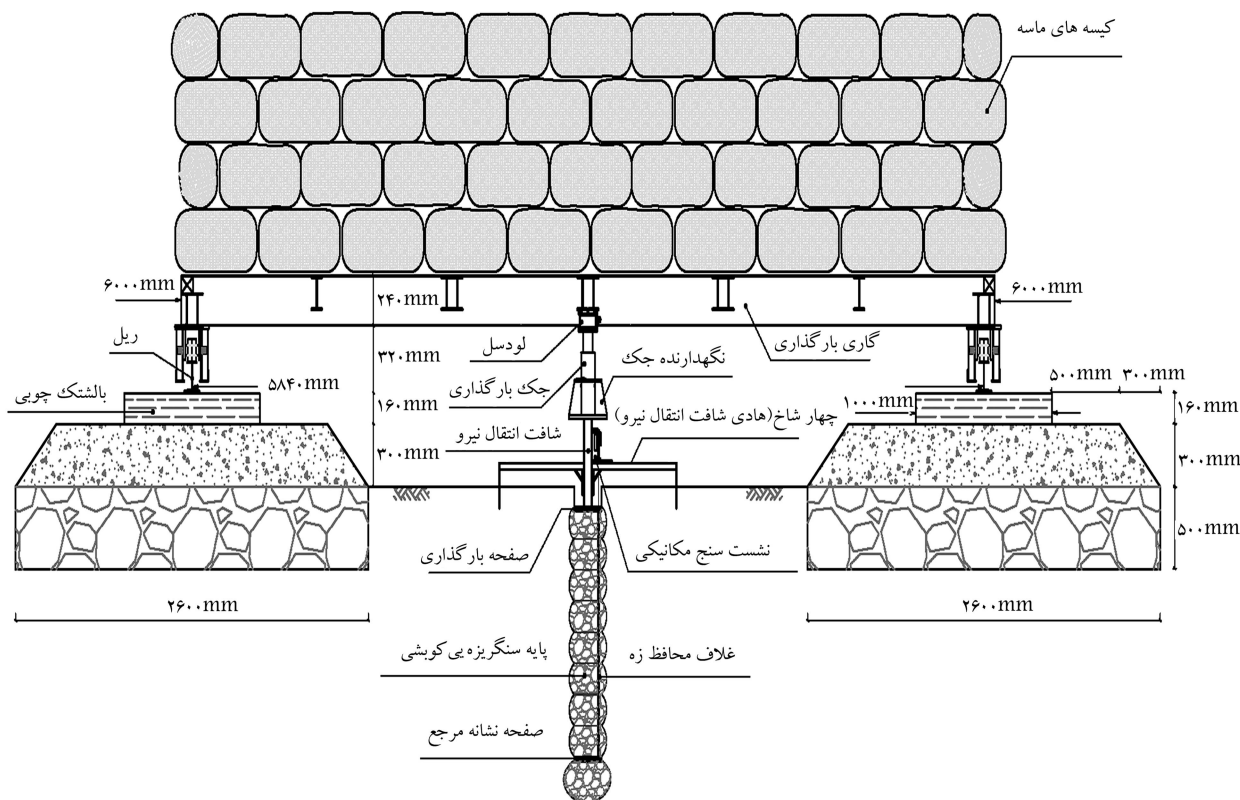
۴. شناسایی خاک محل آزمایش

به منظور شناسایی شرایط تحت‌الارض ناحیه‌ی آزمایشی، لایه‌بندی و تعیین مقادیر پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک برای انجام محاسبات ظرفیت باربری و نشست پایه‌ها، ضمن حفر 1° گمانه در ناحیه‌ی آزمایشی، آزمایش‌های درجا و آزمایشگاهی مختلفی انجام شدند. نتایج نشان می‌دهند که در محدوده‌ی عمق تا 4 متر، پس از برداشت لایه‌ی خاک هوازده‌ی ساحلی، سه لایه‌ی مطبق خاک شامل لایه‌ی نازک لای مرطوب به رنگ قهوه‌یی (ML) و ضخامت 1 متر، لایه‌ی رس نرم اشباع به رنگ زرد (CL) و ضخامت $1/4$ متر، و لایه‌ی رس نرم اشباع به رنگ خاکستری (CL) و ضخامت $1/6$ به صورت یکنواخت وجود دارد.

در این مطالعه، آزمایش‌های درجا شامل آزمون نفوذ استاندارد (SPT)، آزمایش بارگذاری صفحه (PLT)، آزمایش‌های آزمایشگاهی شامل چگالی، طبقه‌بندی خاک، درصد رطوبت، حدود اتربرگ، تحکیم یک بعدی، مقاومت فشاری تک محوری و برش مستقیم (DST) بودند. مثلاً شکل ۶، خلاصه‌ی نتایج آزمایش‌های درصد رطوبت و حدود اتربرگ، آزمایش مقاومت فشاری تک محوری (روی نمونه‌های دست‌نخورده به قطر 38 میلی‌متر) و تعداد ضربات (N) آزمون SPT را نسبت به عمق نشان



شکل ۳. تصویر سیستم گاری و ریل‌های مدولار.



شکل ۴. جزئیات اندازه‌گذاری شده‌ی سیستم گاری و ریل‌های مدولار روی مسیر آماده‌سازی شده.

جدول ۱. خلاصه‌ی خصوصیات فیزیکی و مکانیکی لایه‌های خاک.

شماره لایه	سیستم طبقه‌بندی USCS	محدوده‌ی عمق لایه (m)	خصوصیات خاک							
			C_c	e_o	E_s (Kpa)	C_u (Kpa)	φ' (درجه)	C' (Kpa)	ω (%)	γ_{wet} or γ_{sat} (KN/m ³)
۱	لایه لای آبرفتی مرطوب (ML)	۱,۱۵-۰,۱۵	۱,۲۷-۰,۱۷	۱,۳۱-۱,۲۷	۶۲۰۰ ^(۳)	۷۵ ^(۲) -۱۸	۲۶,۵-۲۵,۲	۲ ^(۱) -۱	۳۰,۶۷-۲۷,۴	۱۸,۹-۱۷
۲	لایه رس آبرفتی اشباع (CL)	۲,۵۵-۱,۱۵	۰,۳۷-۰,۳۱	۱,۵۱-۱,۲۷	۳۳۰۰	۷	۱۹,۷	۵	۵۵,۵	۱۶,۴
۳	لایه رس آبرفتی اشباع (CL)	۴,۱۵-۲,۵۵	۰,۲۴	۱,۰۵	۴۸۰۰	۱۴	۲۳	۵	۳۶,۸	۱۸,۳

(۱): آزمایش‌های برش مستقیم در حالت تحکیم یافته -زهکشی شده.

(۲): آزمایش‌های مقاومت فشاری تک محوری.

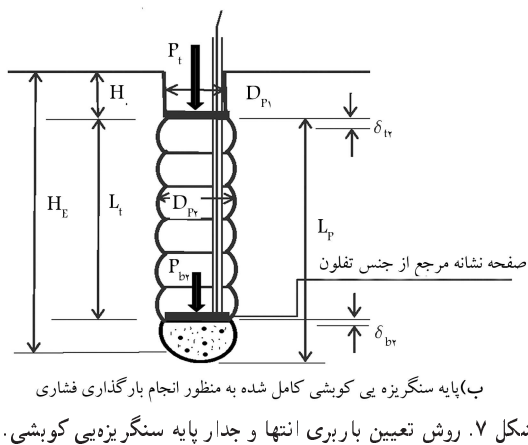
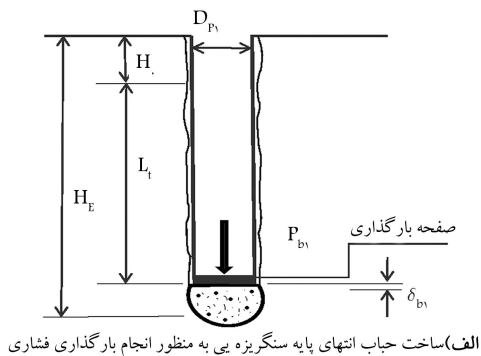
(۳): آزمایش‌های نفوذ استاندارد.

است. سپس لوله‌یی از جنس PVC سخت به قطر هم‌اندازه با قطر گمانه، به داخل آن رانده و فاصله‌ی بین لوله و جدار گمانه با ماسه‌ی بادی پر شده است تا بدین‌وسیله لوله در جای خود محکم شود (شکل ۷ الف). سپس با نصب صفحه‌ی فولادی بر روی حباب انتهایی ایجاد شده در انتهای لوله، نسبت به بارگذاری فشاری مرحله به مرحله و اندازه‌گیری نشست (δ_{b1}) و بار (P_{b1}) در هر مرحله و تعیین منحنی بار-نشست اقدام شده است. در مرتبه‌ی بعد، پس از حفر گمانه به طول ۱ متر و همان قطر قبلی و ریختن شن و کوبیدن آن و نصب صفحه‌ی دایره‌یی از جنس تفلون به جای استفاده از غلاف لوله‌یی، با ریختن مخلوط شن و ماسه‌ی خوب دانه‌بندی شده در لایه‌های ۱۰۰ میلی‌متری و کوبیدن آن با چکش برقی، پایه‌ی سنگریزه‌یی کوبشی ایجاد شده است (شکل ۷ ب). پس از ساخت پایه‌ی سنگریزه‌یی و تراز بالای آن

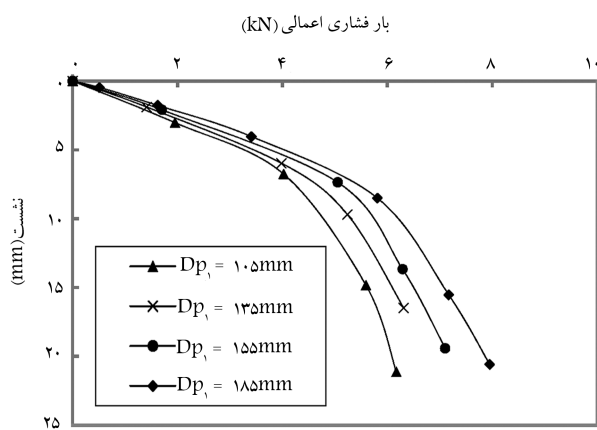
می‌دهد. جدول ۱ خلاصه‌یی از خصوصیات مهندسی لایه‌های تحت‌الارض در ناحیه‌ی آزمایشی را ارائه می‌دهد.

۵. نحوه‌ی تعیین سهم بار انتها و جدار پایه‌ی سنگریزه‌یی کوبشی

برای تفکیک میزان باربری انتهای پایه‌ی سنگریزه‌یی کوبشی و میزان باربری جدار آن به روش زیر عمل شده است. ابتدا برای هر پایه‌ی سنگریزه‌یی، گمانه‌یی به طول ۱ متر و قطر مورد نظر، حفر و با ریختن شن و کوبیدن آن، حباب انتهایی پایه ایجاد شده

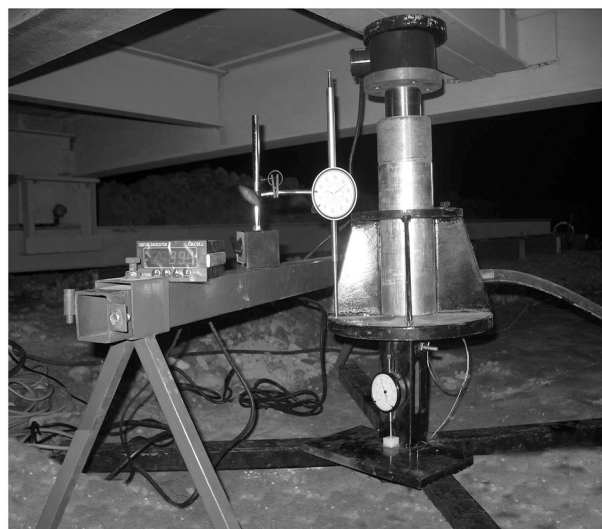


شکل ۷. روش تعیین باربری انتها و جدار پایه سنگریزه بی کوبشی.

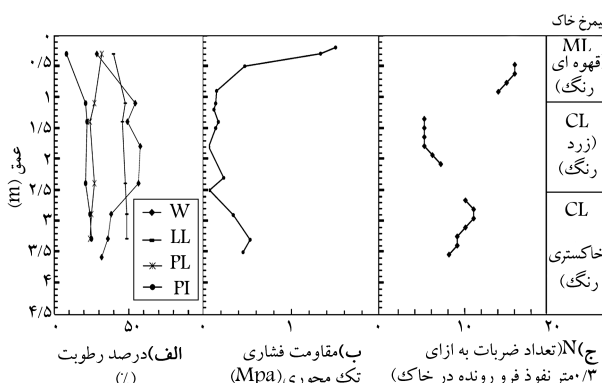


شکل ۸. مقایسه‌ی بین منحنی‌های بار اعمالی نسبت به نشست در انتهای پایه‌های سنگریزه بی کوبشی.

در این رابطه $P_{av} = (P_t + P_b)/2$ میانگین بار محوری وارد بر پایه‌ی سنگریزه بی در بالا و پایین آن، L_t طول مفید پایه از صفحه‌ی نشانه‌ی مرجع تا صفحه‌ی بارگذاری بالا، AP سطح مقطع اسمی پایه، $\Delta L_t = \delta_t - \delta_b$ تغییر طول اندازه‌گیری شده در هر مرحله از بارگذاری است. شکل ۹ تغییرات مدول ارتجاعی (E_p) مربوط به ۴ پایه‌ی سنگریزه بی به قطرهای ۱۰۵، ۱۳۵، ۱۵۵ و ۱۸۵ میلی‌متر را نسبت به تنش اعمال شده به بالای پایه ($q_t = P_t/AP$) در هر مرحله از بارگذاری را نشان می‌دهد. مطابق این شکل، با افزایش میزان تنش اعمال شده در بالای پایه مقدار E_p روند کاهشی را نشان می‌دهد. در شکل ۱۰ تغییرات مدول ارتجاعی (E_p) نسبت به قطر پایه‌ی سنگریزه بی برای تنش‌های q_t معین نشان داده شده است. مطابق این



شکل ۵. ملحقات سیستم بارگذاری پایه‌ها در ساختگاه.



شکل ۶. نیمرخ‌ها و خلاصه‌ی نتایج: الف) آزمایش‌های درصد رطوبت و حدود اتربرگ؛ ب) آزمایش‌های مقاومت فشاری تک محوری؛ ج) تعداد ضربات (N) آزمایش SPT در محدوده‌ی ساختگاه.

با یک لایه‌ی نازک از ماسه‌ی بادی و نصب صفحه‌ی بارگذاری، آزمایش بارگذاری فشاری بر روی پایه‌ی تکمیل شده انجام و مرحله به مرحله مقادیر بار (P_t)، نشست قسمت بالایی پایه (δ_{t2}) و نشست قسمت انتهایی پایه در تراز نصب صفحه‌ی تفالون (δ_{b2}) اندازه‌گیری شد. با داشتن δ_{b2} در هر مرحله، از روی منحنی $P_{b1} - \delta_{b1}$ حالت قبل که نشست انتهایی قبل از احداث پایه‌ی سنگریزه بی را نسبت به بار نشان می‌داد، سهم بار تحمل شده در انتهای پایه‌ی سنگریزه بی در هر مرحله به دست آمد. شکل ۸، مقایسه‌ی بین منحنی‌های $P_{b1} - \delta_{b1}$ اندازه‌گیری شده مربوط به انتهای چهار پایه‌ی سنگریزه بی کوبشی به قطرهای ۱۰۵، ۱۳۵، ۱۵۵ و ۱۸۵ میلی‌متر را نشان می‌دهد.

۶. تعیین مدول ارتجاعی پایه‌ی سنگریزه بی

با توجه به رابطه‌ی که بین تغییر طول نسبی، سختی محوری و بار محوری وارد بر یک میله وجود دارد، مدول ارتجاعی متوسط یک پایه‌ی سنگریزه بی کوبشی از رابطه‌ی ۱ تخمین زده می‌شود.^[۱۱]

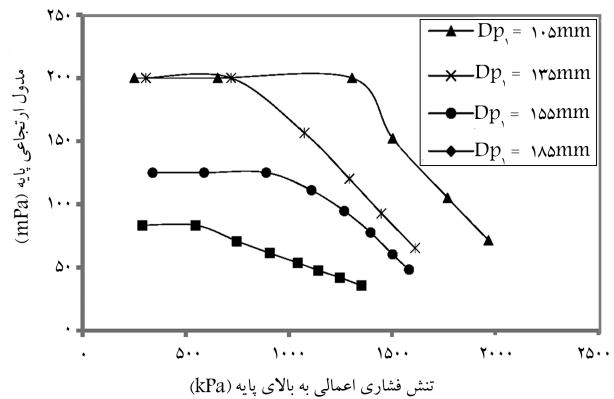
$$E_p = (P_{av} \cdot L_t) / (AP \cdot \Delta L_t) \quad (1)$$

یک دستگاه مختصات دکارتی ترسیم شده است. هدف از ترسیم دو منحنی $P_t - \delta_t$ و $P_t - \delta_b$ در یک دستگاه مختصات دکارتی علاوه بر تعیین بار حد طراحی، شناسایی رفتار حاکم بر پایه‌ی سنگریزه‌یی کوبشی است. معمولاً دو قسمت ابتدایی و انتهایی منحنی $P_t - \delta_t$ در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی به صورت خطی است. [۱۳] بار حد طراحی یک پایه‌ی سنگریزه‌یی کوبشی متناظر با نقطه‌ی دارای بیشینه‌ی خمیدگی یا کمینه‌ی شعاع انحناء روی منحنی $P_t - \delta_t$ در بالای پایه است. نقطه‌ی دارای بیشینه‌ی خمیدگی مربوط به بار نقطه‌یی است که از تقاطع امتدادهای دو قسمت خطی منحنی $P_t - \delta_t$ پایه‌ی سنگریزه‌یی کوبشی به دست می‌آید. در صورتی که انتهای پایه‌های سنگریزه‌یی در یک لایه‌ی سفت قرار گیرد، به طوری که سختی لایه اجازه ندهد انتهای پایه نشست کند، نشست δ_t که در بالای پایه‌ی سنگریزه‌یی ثبت می‌شود فقط مربوط به کوتاه‌شدن طول پایه است. اگر طول پایه‌ی سنگریزه‌یی نسبت به قطر آن بزرگ باشد، سهم بار انتهایی در پایه کم می‌شود و در نتیجه انتهای پایه نشست کمی خواهد داشت. لذا نشست δ_t در بالای پایه به تغییر شکل خمیره‌یی پایه نسبت داده می‌شود. اما اگر طول پایه‌ی سنگریزه‌یی کوتاه باشد و انتهای آن در لایه‌ی سفت قرار نگیرد (که اصطلاحاً به آن پایه‌ی سنگریزه‌یی کوبشی شناور گفته می‌شود) علاوه بر نشست مربوط به تغییر شکل خمیره‌یی، سهم مهمی از نشست δ_t مربوط به پایین‌رفتن انتهای پایه‌ی درون خاک نرم یا همان نشست δ_b خواهد بود. در آنها از نسبت لاغری (L_t/D_t) پایه استفاده کرده‌اند. براساس نتایج به دست آمده روی ۳۱ پایه‌ی سنگریزه‌یی کوبشی ساخته شده در خاک‌های رسی و سیلتی، پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی ساخته شده در خاک‌های نرم یکنواخت با نسبت‌های لاغری (L_t/D_P) بزرگ‌تر از ۳/۵ تمایل بیشتری به خمیره‌یی شدن دارند، در حالی که با نسبت‌های لاغری کوچک‌تر، تمایل بیشتری به نشست آنها وجود دارد. [۱۴] در واقع با افزایش نسبت لاغری پایه، سهم بار پوسته در مقابل سهم بار انتهایی پایه، بیشتر و با افزایش بار اعمالی به بالای پایه، نشست پایه ناشی از خمیره‌یی شدن جسم پایه خواهد بود. شکل ۱۱، منحنی‌های $P_t - \delta_b$ و $P_t - \delta_t$ اندازه‌گیری شده‌ی ۴ پایه‌ی سنگریزه‌یی کوبشی منفرد را نشان می‌دهد. مطابق این شکل، تغییر شکل حاکم در پایه به قطر ۱۰۵ میلی‌متر از نوع تغییر شکل خمیره‌یی و در سایر پایه‌ها از نوع نشست انتهای پایه است. به عبارت دیگر نبود خمیدگی در منحنی $P_t - \delta_b$ پایه‌ی سنگریزه‌یی پس از بار حد طراحی، نشان‌دهنده‌ی وقوع تغییر شکل خمیره‌یی در پایه است.

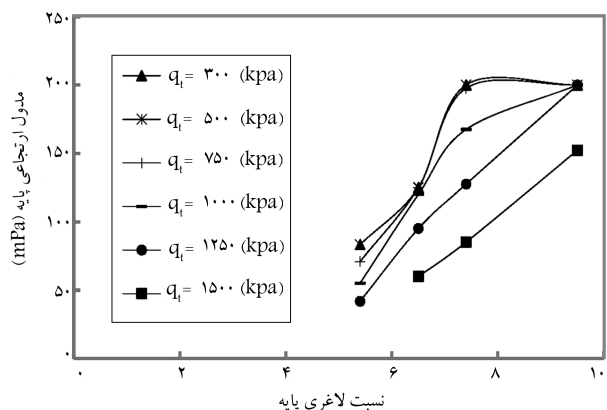
بار حد طراحی که با P_d نشان داده می‌شود، در ۴ پایه‌ی سنگریزه‌یی از شکل ۱۱ به دست می‌آید. تغییرات P_d برحسب نسبت لاغری پایه‌ی سنگریزه‌یی (L_t/D_P) در شکل ۱۲ نشان داده شده است. مطابق این شکل با افزایش نسبت لاغری، بار حد طراحی پایه‌ها کاهش می‌یابد. نرخ کاهش بار در نسبت‌های لاغری مختلف، متفاوت است. برای تعیین تنش اعمالی در بالای پایه‌ی سنگریزه‌یی نسبت به نشست می‌توان با تقسیم بار هر پایه به سطح مقطع همان پایه، q_t را محاسبه کرد. تغییرات q_t نسبت به δ_t برای ۴ پایه‌ی سنگریزه‌یی در شکل ۱۳ نشان داده شده است.

۱.۷. نسبت بار انتها به بار اعمالی در بالای پایه‌ها

شکل ۱۴، منحنی‌های نسبت بار انتها به بار اعمالی در بالای پایه‌ها (P_b/P_t) برحسب تنش فشاری اعمالی (q_t) در بالای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با قطرهای ۱۰۵، ۱۳۵، ۱۵۵ و ۱۸۵ میلی‌متر را نشان می‌دهد. مطابق این شکل با افزایش تنش فشاری اعمالی در بالای پایه، نسبت بار انتها به بار بالای پایه افزایش می‌یابد.



شکل ۹. مقایسه‌ی بین تغییرات مدول ارتجاعی (E_P) مربوط به ۴ پایه‌ی سنگریزه‌یی به قطرهای ۱۰۵، ۱۳۵، ۱۵۵ و ۱۸۵ میلی‌متر برحسب تنش اعمال شده به بالای پایه (q_t) در هر مرحله از بارگذاری.

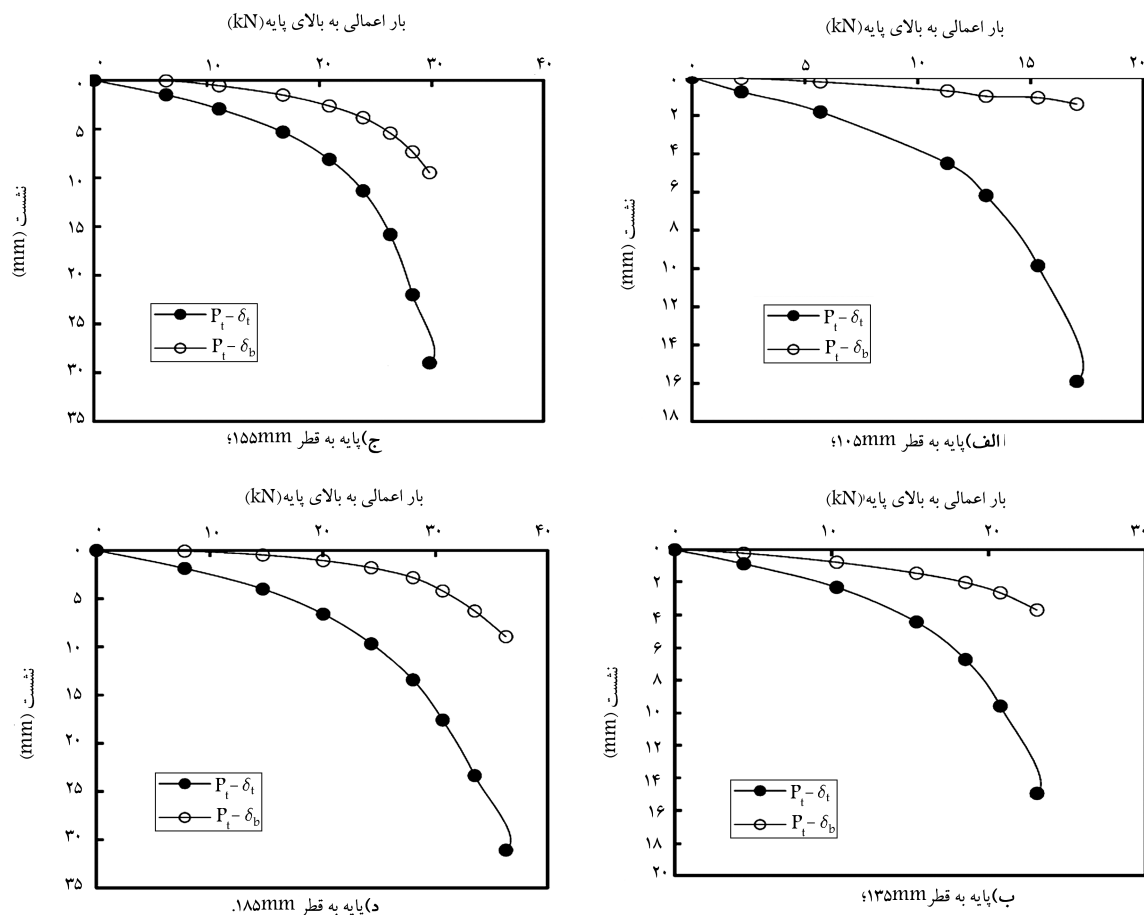


شکل ۱۰. مقایسه‌ی تغییرات مدول ارتجاعی (E_P) مربوط به ۴ پایه‌ی سنگریزه‌یی به قطرهای ۱۰۵، ۱۳۵، ۱۵۵ و ۱۸۵ میلی‌متر برحسب نسبت لاغری پایه‌ی سنگریزه‌یی برای منحنی‌های هم‌تنش.

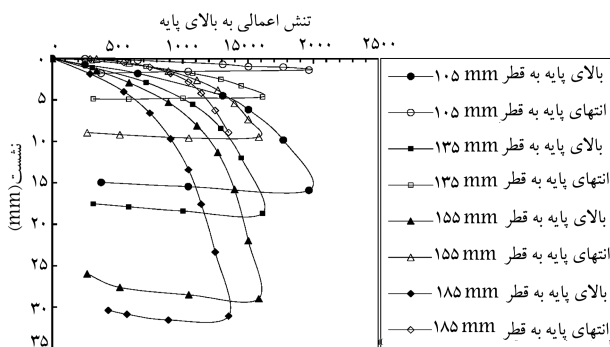
شکل، در یک تنش ثابت q_t با کاهش قطر پایه‌های سنگریزه‌یی مقدار E_P افزایش می‌یابد.

۷. نتایج آزمایش بارگذاری پایه‌های سنگریزه‌یی

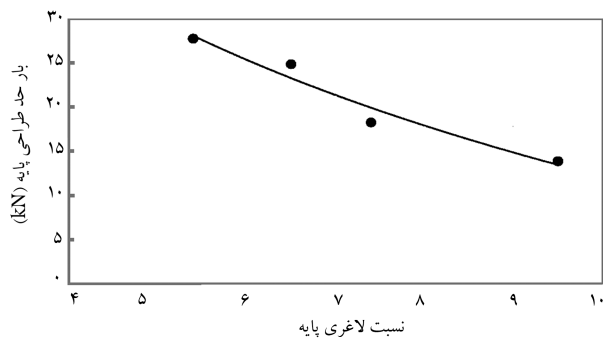
آزمایش بارگذاری پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی مطابق استاندارد ASTM D-۱۱۴۳ مربوط به بارگذاری شمع‌ها و به طور معمول در ۸ مرحله بارگذاری و ۳ مرحله باربرداری و به سبک کنترل تنش انجام شده است. در هر مرحله از آزمایش پس از افزایش بار تا حد مورد نظر و ثبت داده‌های بارورده در بالای پایه (P_t)، نشست بالای پایه (δ_t) و نشست انتهای پایه (δ_b) در زمان‌های مشخص ۰/۵، ۱، ۲، ۴، ۸، ۱۵، ۳۰، ۶۰ و ۱۲۰ دقیقه، مدت حفظ بارورده تا وقتی ادامه می‌یابد که نرخ نشست بالای پایه کمتر از حد ۰/۲۵ میلی‌متر بر ساعت شود. در این تحقیق، بارگذاری هر پایه تا رسیدن نشست بالای پایه به حد ۲۵/۴ میلی‌متر انجام شده است. پس از انجام آزمایش بارگذاری بر روی ۴ پایه‌ی سنگریزه‌یی ساخته شده به طول ۱ متر و قطرهای ۱۰۵، ۱۳۵، ۱۵۵ و ۱۸۵ میلی‌متر و ثبت داده‌های بار بالای پایه برحسب نشست‌های بالا و انتهای پایه، برای هر پایه‌ی سنگریزه‌یی کوبشی منحنی‌های $P_t - \delta_b$ و $P_t - \delta_t$ در



شکل ۱۱. منحنی‌های $P_t - \delta_t$ و $P_t - \delta_b$ اندازه‌گیری شده.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی بین منحنی‌های تنش اعمالی در بالای پایه نسبت به نشست‌های بالا و انتهای پایه‌ها.



شکل ۱۴. منحنی تغییرات بار حد طراحی بر حسب نسبت لاغری پایه‌ها.

۲.۷. مدل عکس‌العمل بستر خاک تقویت‌شده در محل پایه‌های

سنگریزه‌یی

ساخت پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی در یک شبکه‌ی منظم و با فاصله‌ی کافی از یکدیگر علاوه‌بر ایجاد پایه‌های متراکم که قادر به تحمل نیروهای زیاد هستند، باعث ایجاد فشردگی جانبی خاک بین پایه‌ها می‌شوند. بدیهی است بستر خاک تقویت‌شده در محل پایه‌های سنگریزه‌یی دارای مدل عکس‌العمل بیشتری نسبت به بستر خاک

هر چند نرخ افزایش نسبت بار در پایه‌های به قطر ۱۰۵، ۱۳۵ و ۱۵۵ میلی‌متر به مراتب بیشتر از نرخ افزایش نسبت بار در پایه به قطر ۱۰۵ میلی‌متر است و با افزایش تنش اعمالی در بالای پایه این تفاوت بیشتر می‌شود. نسبت بار انتها به بار بالای پایه در پایه به قطر ۱۰۵ میلی‌متر در محدوده‌ی ۲/۳-۵/۴ درصد و برای پایه‌های به قطر ۱۳۵، ۱۵۵ و ۱۸۵ میلی‌متر در محدوده‌ی ۷-۱۸/۹ درصد است. مثلاً در تنش فشاری ۱۵۰ کیلو پاسکال، نسبت بار انتها به بار بالای پایه‌های به قطر ۱۳۵، ۱۵۵ و ۱۸۵ میلی‌متر حدود ۳/۵ برابر نسبت بار انتها به بار بالای پایه به قطر ۱۰۵ میلی‌متر است.

و نشست پایه‌ها، مدول عکس‌العمل بستر خاک تقویت‌شده در محل پایه‌ها و نسبت بارانتها به بار بالای پایه‌ها، ۸ آزمایش بارگذاری در محل بر روی دو گروه از پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی به طول ۱ متر و قطرهای ۱۰۵، ۱۳۵، ۱۵۵ و ۱۸۵ میلی‌متر انجام شدند. نتایج به‌دست‌آمده از این تحقیق به‌طور خلاصه عبارت‌اند از:

--- با افزایش قطر و کاهش لاغری پایه‌ها، بار حد طراحی، افزایش و تنش حد طراحی کاهش می‌یابد.

--- در پایه به قطر ۱۰۵ میلی‌متر (با نسبت لاغری ۹/۵)، تغییرشکل حاکم از نوع تغییرشکل خمربیی و در سایر پایه‌ها (با نسبت‌های لاغری ۵/۴، ۶/۵ و ۷/۴) تغییرشکل حاکم از نوع تغییرشکل انتهاست. این در حالی است که مطابق پژوهشی در سال ۲۰۰۰، پایه‌های با نسبت لاغری بیشتر از ۳/۵ تمایل بیشتری به تغییرشکل خمربیی و کمتر از ۳/۵ تمایل بیشتری به تغییرشکل انتها دارند. وجود چنین اختلافی را می‌توان به وجود یک لایه با سفتی متوسط لای مرطوب در قسمت فوقانی و وجود یک لایه نرم رس اشباع در انتهای پایه‌ها مربوط دانست.^[۲]

--- با افزایش میزان تنش فشاری اعمالی در بالای پایه، مدول ارتجاعی پایه روند کاهشی را نشان می‌دهد.

--- در یک تنش فشاری ثابت در بالای پایه‌ها، با کاهش قطر پایه‌های سنگریزه‌یی مدول ارتجاعی پایه‌ها افزایش می‌یابد.

--- با افزایش تنش فشاری در بالای پایه‌ها، مدول عکس‌العمل بستر خاک تقویت‌شده در محل پایه‌ها روند کاهشی را نشان می‌دهد.

--- در یک تنش فشاری ثابت با افزایش قطر پایه‌ها، مدول عکس‌العمل بستر خاک تقویت‌شده در محل پایه‌ها کاهش می‌یابد.

--- با افزایش تنش فشاری اعمالی در بالای پایه‌ها، نسبت بارانتها به بار بالای پایه‌ها افزایش می‌یابد.

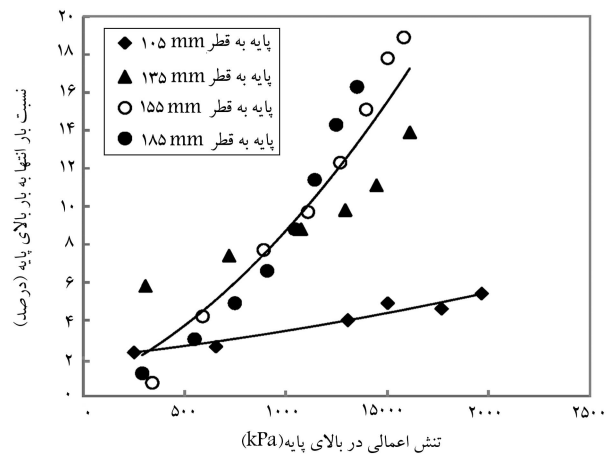
--- نرخ افزایش نسبت بار در پایه‌هایی که تغییرشکل حاکم در آن‌ها از نوع تغییرشکل انتهاست به مراتب بیشتر از نرخ افزایش نسبت بار در پایه‌هایی است که تغییرشکل حاکم در آن‌ها از نوع تغییرشکل خمربیی است.

--- نسبت بارانتها به بار بالای پایه در پایه به قطر ۱۰۵ میلی‌متر (با نسبت لاغری ۹/۵) با افزایش تنش اعمالی در بالای پایه دارای روند افزایشی کمی (در محدوده‌ی ۲/۳-۵/۴ درصد) است، در حالی‌که برای سایر پایه‌ها (با لاغری در محدوده‌ی ۵/۴-۷/۴)، این روند از شیب نسبتاً بالایی پیروی می‌کند و میزان آن از ۲-۱۸ درصد متغیر است.

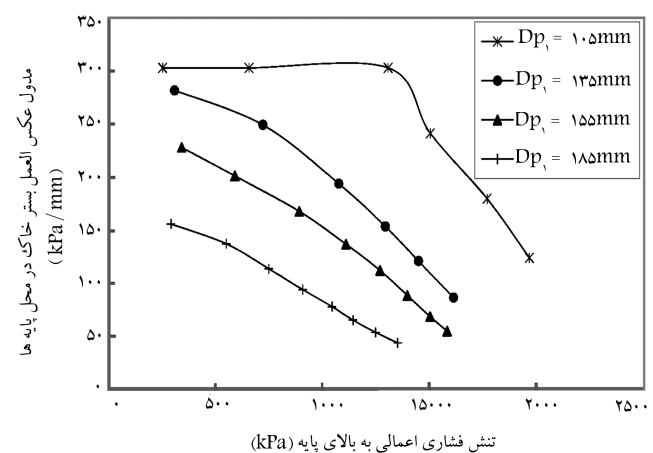
البته ذکر این نکته ضروری است که با توجه به عدم انجام تحلیل‌های ابعادی برای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی مقیاس‌شده در این تحقیق، توسعه‌ی نتایج کمی فوق‌الذکر برای پایه‌های با مقیاس واقعی باید با احتیاط بیشتری صورت پذیرد.

تقدیر و تشکر

پژوهشکده حمل و نقل (تحت قرارداد شماره‌ی (GEO) ۸۶BVP1P23) اعتبار این تحقیق را تأمین کرده است. به جهت حمایت‌های منطقه‌یی از این طرح، از معاونت عمرانی استانداری بوشهر و مدیریت منطقه‌ی ویژه‌ی اقتصادی بوشهر صمیمانه قدردانی می‌شود.



شکل ۱۴. مقایسه‌ی تغییرات نسبت بار انتهای پایه به بار اعمالی در بالای پایه برحسب تنش اعمالی در بالای پایه‌ها.



شکل ۱۵. مقایسه‌ی تغییرات مدول عکس‌العمل بستر خاک تقویت‌شده در محل پایه‌های سنگریزه‌یی برحسب تنش اعمالی در بالای پایه‌ها.

تقویت نشده است. در اینجا به‌منظور تعیین مدول عکس‌العمل بستر خاک در محل پایه‌ها از صفحات بارگذاری هم قطر پایه‌های سنگریزه‌یی استفاده شده است. پس از انجام آزمایش بارگذاری صفحه در محل پایه‌ها، منحنی تنش وارده نسبت به نشست در بالای پایه، ترسیم و از تقسیم تنش وارده به نشست در هر مرحله از بارگذاری، مدول عکس‌العمل بستر خاک در محل پایه‌ها به‌صورت تابعی از تنش وارده تعیین می‌شود. شکل ۱۵ مقایسه‌ی بین منحنی‌های مدول عکس‌العمل بستر خاک تقویت‌شده در محل پایه‌های سنگریزه‌یی به‌صورت تابعی از تنش فشاری در بالای پایه‌ها را نشان می‌دهد. مطابق این شکل با افزایش تنش فشاری در بالای پایه، مدول عکس‌العمل پایه، کاهش و در یک تنش فشاری معین با کاهش قطر پایه‌ها، مدول عکس‌العمل پایه‌ها افزایش می‌یابد. مثلاً در تنش فشاری $q_t = 1000 \text{ kPa}$ نسبت مدول عکس‌العمل پایه‌های به قطر ۱۰۵، ۱۳۵ و ۱۵۵ میلی‌متر به مدول عکس‌العمل پایه به قطر ۱۸۵ میلی‌متر به‌ترتیب برابر ۳/۶۹، ۲/۵۲، ۱/۸۵ و ۱ است.

۸. نتیجه‌گیری

در این تحقیق برای بررسی تأثیر قطر پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی روی ظرفیت باربری

پانوشته‌ها

1. rammed aggregate piers (RAPs)
2. reference telltale plate

منابع (References)

1. Lawton, E.C. and Fox, N.S. "Settlement of structures supported on marginal or inadequate soils stiffened with short aggregate piers", *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, ASCE Geotechnical Special Publication*, **2**(40), pp. 962-974 (1994).
2. Wissmann, K.; Fox, N.S. and Martin, J.P. "Rammed aggregate piers defeat 75-foot long driven piles", *Proc., Performance Confirmation of Constructed Geotechnical Facilities, ASCE Special Publication*, **194**, Amherst, Mass., pp. 198-211 (2000).
3. White, D.J.; Gaul, A.J. and Hoevelkamp, K., *Highway Applications for Rammed Aggregate Pier in Iowa Soils*, Final Rep., Iowa DOT TR-443, Ames, Iowa (2003).
4. Wissmann, K.J.; Moser, K. and Pando, M. "Reducing settlement risks in residual piedmont soil using rammed aggregate pier elements", *Proc. Foundations and Ground Improvement, Geotechnical Special Publication, ASCE*, **113**, Blacksburg, Va., pp. 943-957 (2001).
5. Lawton, E.C. and Warner, B.J., *Performance of a Group of Geopier Elements Loaded in Compression Compared to Single Geopier Elements and Unreinforced Soil*, Final Rep., Rep. No. UUCVEEN 04-12, Univ. of Utah, Salt Lake City (2004).
6. Wissmann, K.J.; White, D.J. and Lawton, E. "Load test comparisons for rammed aggregate piers and pier groups", In *Geo-Denver 2007 Congress: New Paeks in Geotechnics*, pp.1-11 (2007).
7. Farrell, T. and Taylor, A. "Rammed aggregate pier design and construction in California-performance, constructability, and economics", *Structural Engineers Association of California Convention Proceedings. Placerville, CA. and liquefied behavior, Journal Geotech. Geoenviron. Engineering*, **132**(1), pp. 54-62 (2004).
8. Handy, R.L. and White, D.J. "Stress zones near displacement piers. I: Plastic and liquefied behavior", *Journal Geotech. Geoenviron. Engineering*, **132**(1), pp. 54-62 (2006a).
9. Handy, R.L. and White, D.J. "Stress zones near displacement piers. II: Radial cracking and Wedging", *Journal Geotech. Geoenviron. Engineering*, **132**(1), pp. 63-71 (2006b).
10. White, D.J. and Suleiman, M.T., *Design of Short Aggregate Piers to Support Highway Embankments*, Transportation Research Record. 1868, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp.103-112 (2005).
11. Suleiman, M.T. and White, D.J. "Load transfer in rammed aggregate piers", *International Journal of Geomechanics*, **6**(6), pp.389-398 (December 2006).
12. Pham, H.T.V., *Support Mechanism of Rammed Aggregate Piers*, Ph.D. Dissertation, Iowa State Univ., Ames, Iowa (2005).
13. Wissmann, K.J.; Shields, C.S. and FitzPatrick, B.T. "Modulus load test results for rammed aggregate piersTM in granular soils", *Journal Geotech. Geoenviron. Engineering*, (124), pp.460-472 (2004).

بررسی آزمایشگاهی و تحلیل عددی رفتار ارتعاشی مخازن مستطیلی بتنی ذخیره‌ی آب

امیرصد قدس (دکتری)

محمدرضا اصفهانی* (استاد)

امیرحسین کیوانی (دانشجوی دکتری)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

مهندسی عمران: شریف
دوری ۲-۲۸۸، شماره ۴، ص. ۱۰۵-۱۱۳

برای بالابردن دقت تحلیل دینامیکی مخازن ذخیره‌ی آب، بررسی مشخصه‌ها و رفتار ارتعاشی سیستم آب و سازه اهمیت زیادی دارد. به منظور بررسی رفتار ارتعاشی مخازن ذخیره‌ی آب، یک مخزن مستطیلی بتنی به ابعاد $13^{\circ} \times 13^{\circ}$ و ارتفاع 15° سانتی‌متری ساخته و برای حالت‌های مختلف ارتفاع آب، آزمایش مودال بر روی آن انجام شد. در بخش تحلیلی با استفاده از روش المان محدود، مخزن ساخته شده در آزمایشگاه مدل و نتایج آن با پاسخ‌های آزمایش مقایسه و مطابقت خوبی مشاهده شد. براساس نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی با زیاد شدن ارتفاع آب درون مخزن، مقادیر بسامدها کاهش و درصد میرایی افزایش یافته است. در مورد رابطه‌ی افزایش ارتفاع آب در مخزن، کاهش بسامدها، و افزایش میرایی در این نوشتار بحث و بررسی شده است. همچنین در تحلیل، اثر امواج سطحی بر روی نتایج وابسته به ارتعاش آزاد در حوزه‌ی بسامد، یعنی بسامدهای طبیعی، شکل مودها و توابع پاسخ بسامدی بررسی شد. براساس نتایج تحلیل‌ها در نظر گرفتن امواج سطحی، منجر به پدیدار شدن تعداد زیادی بسامدهای مربوط به بخش امواج و اعمال فشارهای دینامیکی در قسمت‌های بالایی مخزن نسبت به حالت نبود امواج سطحی می‌شود.

واژگان کلیدی: آزمایش مودال، اندرکنش آب و سازه، امواج سطحی، حوزه‌ی بسامدی، فشار هیدرودینامیکی، و مخازن بتنی مستطیلی.

۱. مقدمه

مخازن ذخیره‌ی آب شهری معمولاً از بتن مسلح و به صورت مستطیلی ساخته می‌شوند. تحقیقات اولیه بر روی پاسخ‌های دینامیکی مخازن ذخیره‌ی آب تحت تحریک‌های ناشی از زلزله صورت پذیرفت،^[۱] که در آن یک روش تقریبی برای تعیین فشار هیدرودینامیکی ناشی از شتاب افقی زمین ارائه و فرض شد که مایع درون مخزن تراکم‌ناپذیر و دیواره‌های آن صلب است. این روش در بسیاری از آیین‌نامه‌ها برای محاسبه‌ی فشار هیدرودینامیکی مخازن وارد شده است. طبق نظریه‌ها، مدل دینامیکی مایعات که در درون مخزنی با جدار سخت قرار دارند، مدلی با دو درجه آزادی است.

در این روش، فشارهای هیدرودینامیکی به دو بخش سخت و مایع درون مخزن تقسیم شدند که از طریق جرم‌های افزوده‌ی متمرکز تقریب زده می‌شوند و بر روی دیواره‌های مخزن قرار می‌گیرند. همچنین اثر انعطاف‌پذیری دیوارها بر مقدار و نحوه‌ی توزیع فشارهای هیدرودینامیکی بررسی و مشخص شد که فشارهای هیدرودینامیکی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۰/۱۳۸۹/۷، اصلاحیه ۱۶/۱۳۸۹/۱۱، پذیرش ۳۰/۱۳۸۹/۱۱.

asamadgh@yahoo.com
esfahani@um.ac.ir
amir.keivani@gmail.com

ناشی از بخش سخت مایع با در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری دیوارها افزایش می‌یابد.^[۲] در بیشتر تحقیقات صورت‌گرفته بر روی مخازن ذخیره‌ی مایعات به مخازن استوانه‌یی فولادی توجه شده است.

برای مخازن مستطیلی، یک روش تحلیلی ارائه شد که در آن فشارهای هیدرودینامیکی از حل معادلات کلاسیک پتانسیل جریان تعیین شدند.^[۳] روابط ارائه‌شده برای فشارهای هیدرودینامیکی در این روش با فرض صلب بودن دیوارهاست. در پژوهشی دیگر در زمینه‌ی تحلیل دینامیکی مخازن مستطیلی ذخیره‌ی آب، یک روش حل عددی برای به دست آوردن پاسخ‌های دینامیکی مخازن مستطیلی تحت اثر تحریک افقی و قائم زمین ارائه شده است که در محاسبه‌ی پاسخ‌ها از روش ترکیبی المان محدود و المان مرزی، اندرکنش آب و سازه استفاده شده است.^[۴] در این روش از مدل المان مرزی برای حرکت مایع و از مدل المان محدود برای دیوارها استفاده شده است. همچنین یک روش حل تکراری برای محاسبه‌ی فشار هیدرودینامیکی بر روی دیوارهای مخازن مستطیلی با در نظر گرفتن اثر انعطاف‌پذیری دیوارها پیشنهاد شده است.^[۵]

یکی از مهم‌ترین موضوعات مربوط به اندرکنش آب و سازه در مخازن ذخیره‌ی