

مطالعه‌ی میدانی مقایسه‌ی رفتار پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی (RAPs) با پایه‌های بتنی درجاریز (CPs) تحت بار برگشت

بهمن نیرومند (استادیار)
گروه مهندسی عمران، دانشگاه خلیج فارس

در این نوشتار به ارائه‌ی مقایسه‌ی رفتار و پارامترهای حد طراحی اندازه‌گیری‌شده‌ی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز تحت بار برگشت در محل پرداخته شده است. در این مطالعه، دو گروه متناظر چهارتایی از پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز منفرد با مقیاس کوچک در محل ساخته و آزمایش شده‌اند. ناحیه‌ی آزمایشی شامل یک لایه لای مرطوب یکنواخت بوده است. نتایج نشان می‌دهند به طور میانگین، بار برگشت و جابجایی اندازه‌گیری‌شده در حد طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی، حدود ۱/۳ برابر مقدار نظیر در پایه‌های بتنی است. رفتار پایه‌های بتنی نیز به ازاء طول‌های مختلف به صورت صلب و رفتار پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی به ازاء نسبت‌های لاغری کمتر از ۴، مشابه پایه‌های بتنی و به ازاء نسبت‌های لاغری بیشتر از ۴، به صورت شکل‌پذیر هستند.

واژگان کلیدی: پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی، پایه‌های بتنی درجاریز، آزمایش بار برگشت، بار حد طراحی، جابجایی پایه.

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۴ (دوره ۲ - شماره ۱/۴، ص. ۲۲-۱۵)

bahman_ni@yahoo.com

۱. مقدمه

معمولاً سیستم مهاری از ۲ یا ۴ میله‌ی مهاری تشکیل یافته است. پس از نصب مهارکشی، پایه‌ی سنگریزه‌یی به صورت لایه لایه توسط یک کوبنده‌ی سر پخ‌دار، کوبیده و ساخته می‌شود. در حین ساخت پایه‌ی سنگریزه‌یی، میله‌های مهاری باید به اندازه‌ی کافی از یکدیگر فاصله داشته باشند، تا کوبنده بتواند بین میله‌ها قرار گیرد. میله‌های مهاری توسط قلاب‌های استاندارد و سایر اتصالات سازه‌یی، در داخل پی واقع بر روی پایه‌ی سنگریزه‌یی مهار می‌شوند. حباب مقاوم انتهایی توسط یک یا دو لایه شن با دانه‌بندی یکنواخت و میله‌ی پایه توسط لایه‌هایی از شن خوب دانه‌بندی‌شده به ضخامت ۰/۳ متر و کوبیدن هر لایه با چکش هیدرولیکی با کوبه‌ی مخصوص ساخته می‌شوند.^[۵] در اثر کوبش سنگریزه‌ها، خاک نرم‌انتهای چاه در جهت قائم و شعاعی تغییر شکل می‌یابد و با کوبش سنگریزه‌ها در لایه‌های بعدی، خاک نرم جداره‌ی چاه تحت فشار و تغییر شکل شعاعی قرار می‌گیرد. افزایش قطر پایه در حین کوبش لایه‌های سنگریزه‌یی به تراکم خاک محیطی و افزایش سختی پایه کمک می‌کند.^[۶-۱۱] طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی مبتنی بر نتایج آزمایش‌های بارگذاری انجام‌شده در هر پروژه است.^[۱۱] عملاً درک رفتار مکانیکی پایه‌های بتنی و پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی مقاوم در برابر بارهای برگشتی، کمک زیادی به مهندس طراح در انتخاب این پایه‌ها می‌کند. روند طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی مقاوم در برابر بار برگشت، مشابه پایه‌های بتنی درجاریز است. با وجود این، پیش‌بینی می‌شود رفتار این دو نوع پایه به ازاء نسبت‌های لاغری بالا متفاوت از یکدیگر باشد. بر این مبنای، ۸ پایه‌ی آزمایشی در قالب دو گروه با اعضای متناظر از این پایه‌ها با قطر ۱۳۵ میلی‌متر و طول‌های ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر

ساختمان‌ها در هنگام وقوع زلزله یا بادهای شدید در معرض نیروهای جانبی به صورت رفت و برگشتی هستند. معمولاً پی ساختمان‌ها به علت مقاومت سازه‌های مهاربندی‌شده در برابر این بارها، تحت بار برگشت قرار می‌گیرند. چنانچه نیروی برگشت وارده به پی، بزرگ‌تر از نیروی استاتیکی نقلی وارده به آن باشد، ممکن است پی از روی زمین، سبک و منجر به ناپایداری سازه‌یی شود. در چنین مواقعی، از سیستم‌های مقاوم کششی، برای مقاومت در برابر این بارهای برگشت استفاده می‌شود. پایه‌های بتنی درجاریز (CPs) یکی از روش‌های رایج است، که طی سال‌های گذشته مورد استفاده قرار گرفته است. وزن و مقاومت جدار این پایه‌ها، دو شاخص اصلی آنها برای مقاومت در برابر بار برگشت است. طی سال‌های اخیر، مطالعات متعددی بر روی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی (RAPs)^[۲] به عنوان عناصر مقاوم در برابر بار برگشت^[۳] انجام شده است.^[۱-۲] با وجود این، مطالعات کمتری در زمینه‌ی مقایسه‌ی رفتار این دو نوع پایه انجام شده است. در روش پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی، ابتدا زمین در راستای محور پایه‌ی سنگریزه‌یی با قطر و عمق مورد نظر، حفاری و حباب تحتانی توسط سنگریزه‌های با دانه‌بندی منفصل ساخته می‌شود. سپس سیستم مهارکشی درون سوراخ هدایت می‌شود تا روی حباب تحتانی کوبیده‌شده قرار گیرد. سیستم مهارکشی شامل یک صفحه‌ی دایره‌یی با مستطیلی فولادی و میل مهارهای متصل‌شده در لبه‌های بیرونی صفحه است.

تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۶/۲۷، اصلاحیه ۱۳۹۳/۱/۳۰، پذیرش ۱۳۹۳/۲/۲۰.

وارد در هر دقیقه برابر 1030 و انرژی اعمالی در هر ضربه برابر 60 ژول بود. ضربه‌ها توسط کوبه‌یی پخ‌دار به شکل دایره‌یی از جنس فولاد به ضخامت 25 تا 45 میلی‌متر با قطری برابر 90 میلی‌متر، که توسط میله‌یی به چکش متصل بود، به لایه‌ها وارد می‌شد.

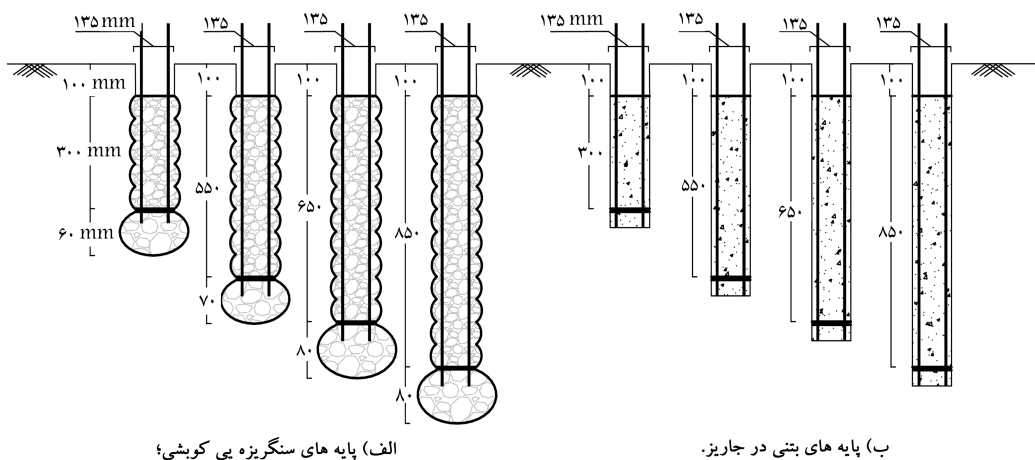
۳. سیستم بارگذاری پایه‌های آزمایشی

در این مطالعه، برای اعمال بار برکنش بر روی پایه‌های آزمایشی از ایده‌ی سیستم تیر واکنشی متحرک به‌صورت گاری و ریل استفاده شده است، تا ضمن ارتقاء سرعت انجام آزمایش‌ها، اقتصادی‌تر نیز باشد. تجربه‌ی استفاده از گاری و ریل به‌عنوان سیستم تیر واکنشی متحرک در بارگذاری پایه‌های آزمایشی با مقیاس کوچک در محل موفقیت‌آمیز بوده است.^[۱۲-۱۴] مبنای این ایده، سیاربودن یک تکیه‌گاه محکم برای تحمل نیروی عکس‌العمل اعمالی از طرف چک بارگذاری است. در این سیستم از 4 ریل 6 متری که متناسب با پیشروی گاری به سمت جلو جابجا می‌شدند، استفاده شده است. هر یک از ریل‌ها به 6 بالشتک چوبی به طول 1 متر و مقطع 150×150 میلی‌متر متصل بودند. سیستم گاری و ریل برای تحمل بیشینه‌ی نیروی 10 تن اعمالی از طرف چک بارگذاری در وسط گاری طراحی شده بود. برای ساخت مسیر حرکت گاری مطابق جزئیات نشان داده‌شده در شکل ۲، دو خاکریز نواری با عرض $2/6$ متر و به‌صورت دستی در محل اجرا شدند. برای اعمال نیروی برکنش بر روی پایه‌های آزمایشی، از یک چک به ظرفیت 30 تن و فاصله‌ی حرکتی 100 میلی‌متر و به منظور اندازه‌گیری نیرو از یک لودسل به ظرفیت 10 تن و دقت $0/5$ کیلوگرم نیرو در حد فاصل بالای سیستم چک و زیر قید قاب بارگذاری استفاده می‌شد. مقادیر نیروها از طریق یک نمایشگر دیجیتال متصل به لودسل قابل نمایش بود. برای تبدیل نیروی فشاری چک به نیروی برکنش پایه، مطابق جزئیات نشان داده‌شده در شکل ۲، از یک قاب فولادی با ظرفیت 10 تن استفاده شده است. سیستم بارگذاری به گونه‌یی قابل تنظیم بود که امکان کج‌شدن قاب فولادی در حین بارگذاری وجود نداشت. نشست بالای پایه توسط یک نشست‌سنج عقربه‌یی با فاصله‌ی حرکتی 30 میلی‌متر و دقت $0/1$ میلی‌متر و نشست انتهای پایه توسط یک نشست‌سنج عقربه‌یی با فاصله‌ی حرکتی 50 میلی‌متر و دقت $0/1$ میلی‌متر اندازه‌گیری می‌شدند.

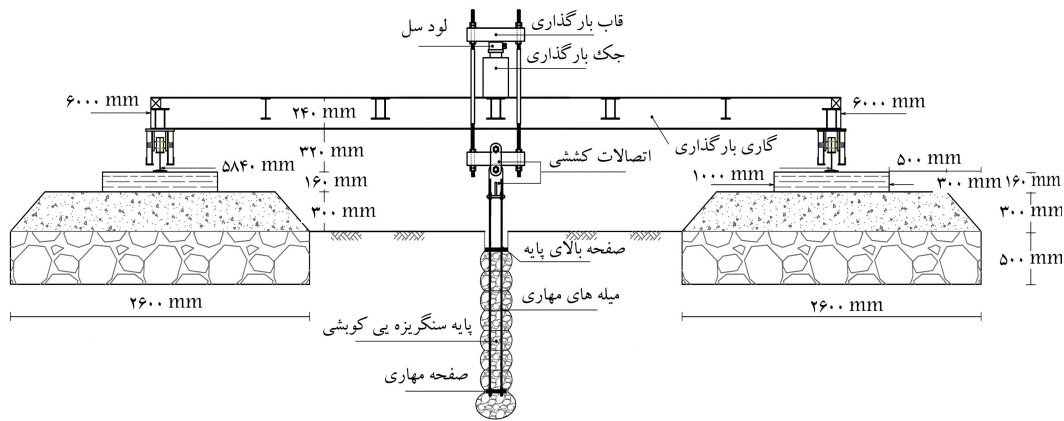
(نسبت‌های لاغری بین $2/2$ و $6/3$) در زمین‌های ساحلی منطقه‌ی ویژه‌ی اقتصادی بندر بوشهر واقع در جنوب ایران ساخته و آزمایش شدند. شرایط تحت‌الارض در ساخت‌گاه با استفاده از آزمایش‌های درجا و آزمایش‌های آزمایشگاهی متعارف ارزیابی شدند. در آزمایش بار برکنش بر روی پایه‌های آزمایشی، اندازه‌گیری‌های انجام‌شده در ساخت‌گاه مختص به بارکنشی اعمالی، جابجایی صفحه‌ی مهاري واقع در انتهای پایه و جابجایی بالای پایه‌ها بود. در این نوشتار، روش‌های ساخت، آزمایش و اندازه‌گیری داده‌های بار-جابجایی پایه‌های آزمایشی مقیاس شده در محل ارائه شده‌اند. علاوه بر این، رفتار این پایه‌ها از طریق مقایسه‌ی منحنی‌های تغییرات بار-جابجایی پایه‌های متناظر مطالعه شده‌اند. پارامترهای حد طراحی اندازه‌گیری شده بر حسب طول این پایه‌ها در پایه‌های متناظر در هر دو گروه آزمایشی نیز مقایسه شده‌اند.

۲. ساخت پایه‌های منفرد آزمایشی

در این مطالعه، ۴ پایه‌ی سنگریزه‌یی کوبشی و ۴ پایه‌ی بتنی درجاریز به‌صورت متناظر با قطر 135 میلی‌متر و طول‌های 300 ، 550 ، 650 و 850 میلی‌متر در محل ساخته شدند. شکل ۱، جزئیات هندسی پایه‌های آزمایشی را نشان می‌دهد. پایه‌های آزمایشی در یک مسیر خطی و با فاصله‌ی کافی از یکدیگر قرار داشتند. فاصله‌ی پایه‌ها طوری در نظر گرفته شده بودند که پایه‌های مجاور تأثیری در یکدیگر نداشتند. صفحه‌ی مهاري متشکل از یک صفحه‌ی دایره‌یی فولادی به قطر 135 میلی‌متر و ضخامت 10 میلی‌متر بود که در روی آن ۴ سوراخ به قطر 14 میلی‌متر برای اتصال ۴ میله‌ی کششی به قطر 12 میلی‌متر به آن تعبیه شده بودند. در پایه‌های بتنی پس از حفاری زمین و نصب سیستم مهاري درون حفره، اقدام به بتن‌ریزی درون حفره تا تراز معین می‌شد. در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی، حباب مقاوم انتهایی پایه‌ها با استفاده از شن با دانه‌بندی یکنواخت و اندازه‌ی بیشینه‌ی 22 میلی‌متر و میله‌ی پایه‌ها از شن و ماسه‌ی خوب دانه‌بندی شده ساخته می‌شدند. سپس سیستم مهاري درون حفره نصب و تنظیم می‌شد. جسم پایه نیز در لایه‌هایی به ضخامت 100 میلی‌متر ریخته و هر لایه با چکش برقی به مدت 10 ثانیه کوبیده می‌شد. مخلوط شن و ماسه در این مرحله به‌طور وزنی شامل 69% شن با اندازه‌ی بیشینه‌ی 22 میلی‌متر، $29/2\%$ ماسه و $1/8\%$ لای با مشخصات $D_{10} = 0/8$ mm و $C_u = 1/83$ و $C_u = 9/63$ بود. وزن چکش برقی و ملحقات آن برابر 48 کیلوگرم، تعداد ضربه‌ی



شکل ۱. جزئیات اندازه‌گذاری شده‌ی پایه‌های آزمایشی.



شکل ۲. جزئیات شماتیک سیستم بارگذاری کششی پایه‌ها و جزئیات اندازه‌گذاری شده‌ی سیستم گاری و ریل‌های مدولار روی مسیر آماده‌سازی شده.

۴. شناسایی خاک محل

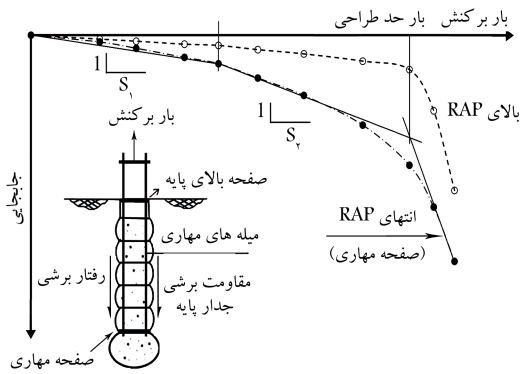
برای محاسبه‌ی ظرفیت بار برکنش پایه‌های آزمایشی، پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک محل از طریق گمانه‌زنی و انجام آزمایش‌های درجا و آزمایشگاهی مختلفی تعیین شدند. نتایج نشان می‌دهند که در محدوده‌ی آزمایشی، پس از برداشت خاک هوازده‌ی ساحلی، یک لایه لای مرطوب با خاصیت خمیری کم (ML) و قوام سفت به صورت یکنواخت و به ضخامت ۱/۲ متر وجود دارد. تراز آب زیرزمینی در عمق ۱/۱ متری بود. بر طبق برنامه، پایه‌های آزمایشی به‌طور کامل در این لایه اجرا شدند. مقدار N آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) در محدوده‌ی ضخامت این لایه در بازه‌ی ۱۶-۱۴ بود. برای این لایه، میانگین وزن مخصوص مرطوب برابر ۲۰ کیلو نیوتن بر مترمکعب، در صد رطوبت در محدوده‌ی ۳۰-۲۷ و میانگین حدود اثر برگ خاک شامل حد روانی، حد خمیری و نشانه‌ی خمیری به ترتیب برابر ۴۰، ۳۲ و ۸ بودند. پارامترهای مکانیکی مقاومت چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک داخلی مؤثر خاک با استفاده از آزمایش برش مستقیم در حالت زهکشی شده به ترتیب برابر ۲ کیلو پاسکال و ۲۶ درجه بودند. همچنین مقاومت چسبندگی خاک در حالت زهکشی نشده با استفاده از آزمایش مقاومت تک‌محوری در بازه‌های عمق ۰/۲-۱۰/۲، ۰/۴-۲۰/۴ و ۰/۴-۱/۱ متر به ترتیب برابر ۶۷، ۲۴ و ۱۸ کیلو پاسکال بودند.

۵. نتایج آزمایش بار برکنش

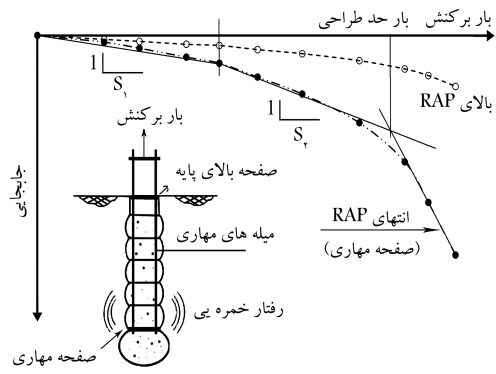
آزمایش بار برکنش برای پایه‌های آزمایشی، مطابق استاندارد ASTM D-۳۶۸۷ مربوط به شمع‌ها و به سبک کنترل تنش انجام شده است. در این مطالعه، افزایش بار برای هر پایه تا رسیدن جابجایی صفحه‌ی مهاری انتهای پایه به حد ۲۵/۴ میلی‌متر انجام شده است. پس از انجام آزمایش بار برکنش بر روی پایه‌های آزمایشی ساخته‌شده و ثبت داده‌های بار برکنش پایه (P_t)، جابجایی صفحه‌ی مهاری در انتهای پایه (δ_b) و جابجایی بالای پایه (δ_t)، منحنی‌های $P_t - \delta_b$ و $P_t - \delta_t$ برای هر پایه در یک دستگاه مختصات دکارتی ترسیم شده است. در پایه‌های سنگریزه‌بی کوبشی، با ترسیم دو منحنی $P_t - \delta_b$ و $P_t - \delta_t$ در یک دستگاه مختصات دکارتی، می‌توان علاوه بر تعیین بار برکنش در حد طراحی، رفتار حاکم بر پایه‌ی سنگریزه‌بی کوبشی را نیز ارزیابی کرد. شکل ۳، به‌طور نمونه، منحنی تغییرات بار - نشست ($P_t - \delta_b$) را در آزمایش بار برکنش نشان می‌دهد. این منحنی به‌طور عمده از سه

قطعه خط مستقیم تشکیل شده است. اولین قطعه، مربوط به جابجایی صفحه‌ی مهاری و تراکم سنگریزه‌های واقع در انتهای پایه‌ی سنگریزه‌بی بوده و شیب آن با S_1 مشخص شده است، که معمولاً جزئی و کم است. دومین قطعه، معرف جابجایی رو به بالای صفحه‌ی مهاری است، که در نتیجه‌ی خمره‌ی شدن قسمت پایینی پایه و جابجایی شعاعی در امتداد دیواره‌ی استوانه‌ی پایه ایجاد می‌شود. این قطعه، متمایل به داشتن شیب S_2 تا وقوع گسیختگی برشی است. سومین قطعه، با شیب قائم یا نزدیک به قائم، معرف شرایطی است که در آن جابجایی‌های اضافی با کمترین یا بدون افزایش بار رخ می‌دهد. ظرفیت بار برکنش پایه در حد طراحی، در محل تقاطع دومین و سومین قطعه رخ می‌دهد. [۳] مطابق شکل ۳ الف، عدم وجود خمیدگی در منحنی $P_t - \delta_t$ پس از بار برکنش در حد طراحی، نشان‌دهنده‌ی وقوع تغییرشکل خمره‌ی در قسمت انتهای پایه است. وقوع تغییرشکل برشی در جدار پایه نیز با مشاهده‌ی خمیدگی در منحنی $P_t - \delta_b$ پس از بار برکنش در حد طراحی مشخص شده است (شکل ۳ ب).

۱.۵. نتایج بار برکنش - جابجایی برای پایه‌های سنگریزه‌بی کوبشی
 شکل ۴، منحنی‌های بار - جابجایی اندازه‌گیری شده را برای پایه‌های سنگریزه‌بی کوبشی با قطر اسمی ثابت ۱۳۵ میلی‌متر و طول‌های مؤثر ۳۰°، ۵۵°، ۶۵° و ۸۵° میلی‌متر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در دو پایه با طول‌های ۳۰° و ۵۵° میلی‌متر، منحنی‌های $P_t - \delta_b$ و $P_t - \delta_t$ بر یکدیگر منطبق شده‌اند. تغییرات یکسان جابجایی در بالا و انتهای پایه، به معنی صلبیت محوری زیاد پایه در مقابل مقاومت جدار پایه‌هاست. به عبارت دیگر، به علت طول کم و در نتیجه مقاومت کم جدار پایه‌ها، تمایل به ایجاد تغییرشکل برشی در جدار پایه بیشتر شده است. همچنین در دو پایه‌ی دیگر، با افزایش طول پایه، فاصله‌ی این دو منحنی از یکدیگر بیشتر شده است. در پایه به طول ۶۵° میلی‌متر، اگر چه با افزایش طول و در نتیجه افزایش مقاومت جدار پایه از صلبیت محوری پایه کاهیده شده است، ولی باز هم رفتار برشی در جدار پایه حاکم است. در پایه به طول ۸۵° میلی‌متر، مقاومت جدار پایه به حدی رسیده است که توده‌ی سنگریزه‌بی واقع در انتهای پایه بلافاصله در بالای صفحه‌ی مهاری، تحت افزایش بار برکنش متمایل به تغییرشکل خمره‌ی شده است. ایجاد تغییرشکل خمره‌ی نیز مانع از انتقال جابجایی به بالای پایه شده است. به همین دلیل، خمیدگی منحنی $P_t - \delta_b$ پس از بار برکنش در حد طراحی به‌طور جزئی است.

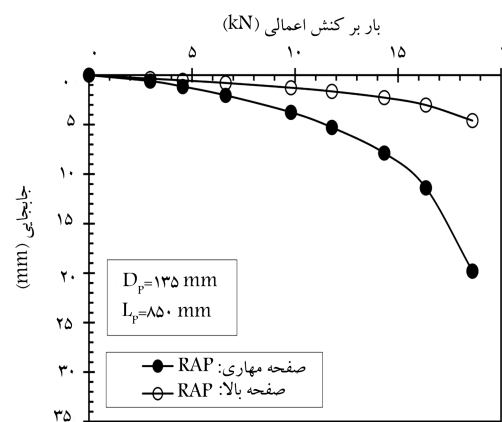
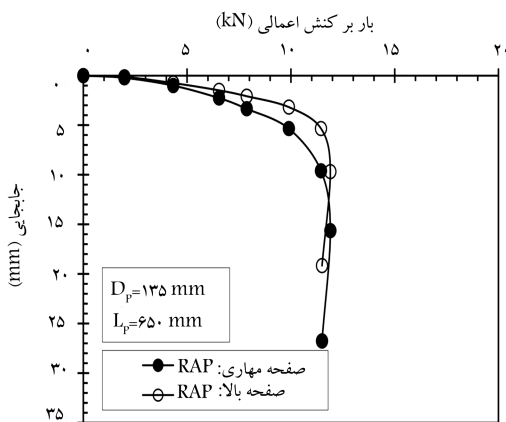
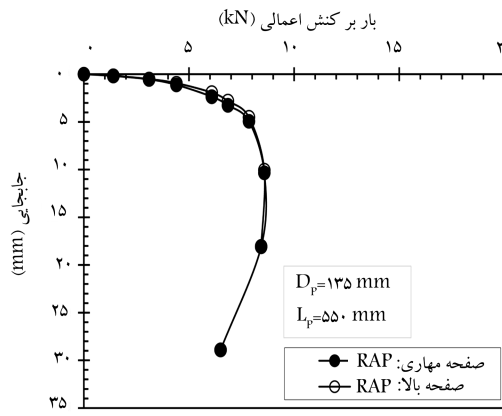
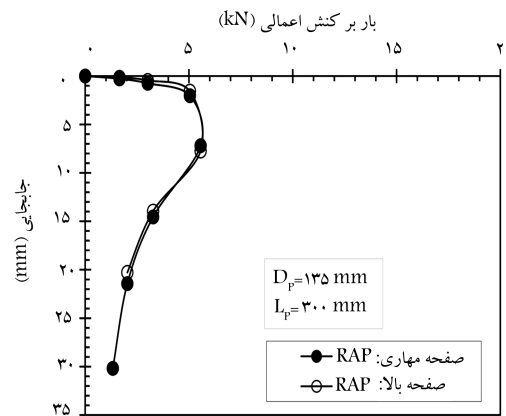


ب) وقوع تغییر شکل برشی در جدار پایه.



الف) وقوع تغییر شکل خمیره یی در انتهای پایه؛

شکل ۳. رفتارهای نمونه‌ی بار - جابجایی و نحوه‌ی تعیین بار حد طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی تحت بار برکنش.

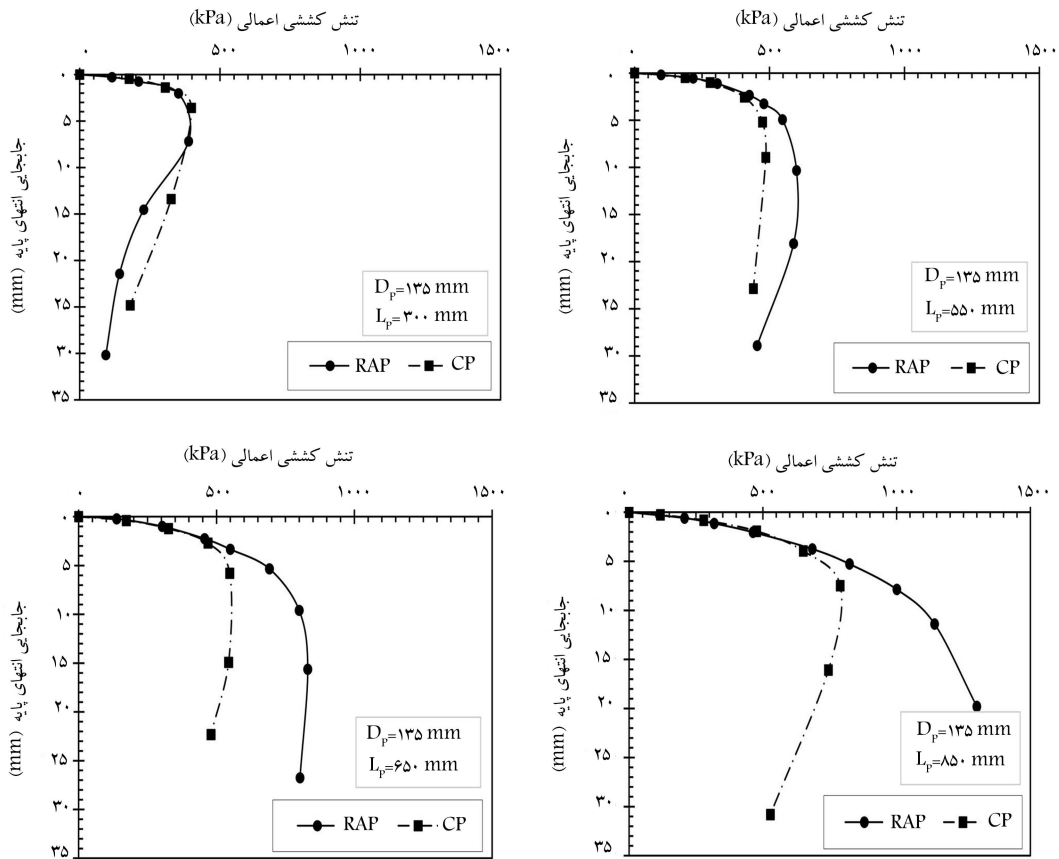


شکل ۴. منحنی‌های $\delta_b - P_t$ و $\delta_t - P_t$ اندازه‌گیری شده برای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با قطر ثابت ۱۳۵ میلی‌متر و طول‌های مؤثر 300 ، 550 ، 650 و 850 میلی‌متر.

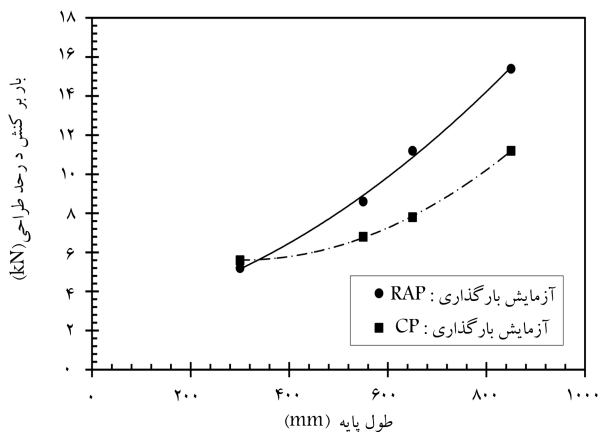
550 ، 650 و 850 میلی‌متر را به صورت مقایسه‌یی نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، پایه‌های بتنی تحت بار برکنش با افزایش طول پایه، یک الگوی رفتاری صلب را از خود نشان داده‌اند؛ در حالی که پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی تحت بار برکنش به تدریج با افزایش طول پایه، دو الگوی رفتاری صلب و شکل‌پذیر را از خود نشان داده‌اند. به عبارت دیگر، اگرچه در پایه‌های بتنی با افزایش طول، تراز تنش کششی افزایش می‌یابد، ولی با افزایش تنش اعمالی نسبت به بیشینه‌ی تنش وارده، مقدار جابجایی افزایش یافته و تراز تنش با شدت زیاد افت می‌کند. این

۲.۵. نتایج تنش اعمالی - جابجایی برای هر دو پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی

برای ترسیم منحنی $\delta_b - q_t$ با تقسیم بار برکنش اعمالی (P_t) به سطح مقطع اسمی پایه (A_p) می‌توان تنش کششی اعمالی (q_t) را محاسبه کرد. شکل ۵، تغییرات منحنی‌های $\delta_b - q_t$ اندازه‌گیری شده در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز برای پایه‌های به قطر اسمی ثابت ۱۳۵ میلی‌متر و طول‌های مؤثر 300 ،



شکل ۵. مقایسه‌ی منحنی‌های $\delta_b - q_t$ اندازه‌گیری شده در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز برای پایه‌های به قطر اسمی ثابت ۱۳۵ میلی‌متر و طول‌های مؤثر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر.



شکل ۶. مقایسه‌ی نتایج بار حد طراحی اندازه‌گیری شده بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در دو گروه پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز.

گروه پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز را در شرایط حد طراحی به طور مقایسه‌یی نشان می‌دهد. بار برگشت اندازه‌گیری شده در حد طراحی، برای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با طول مؤثر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر به ترتیب برابر ۵/۶، ۶/۸، ۷/۸ و ۱۱/۲ کیلونیوتن و برای پایه‌های بتنی نظیر به ترتیب برابر ۵/۶، ۶/۸، ۷/۸ و ۱۱/۲ کیلونیوتن است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بار برگشت اندازه‌گیری شده در حد طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی اغلب بیشتر از

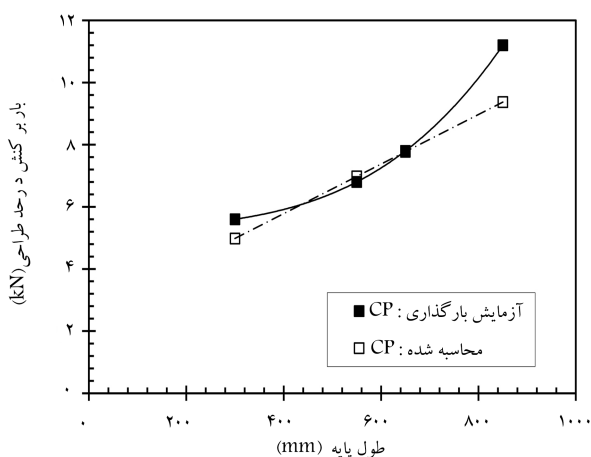
به معنای بیرون آمدن پایه از درون خاک است. رفتار پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با طول کم به صورت صلب و شبیه به پایه‌های بتنی و رفتار پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با طول بلند به صورت شکل‌پذیر است و ظرفیت بار برگشت بیشتری نسبت به پایه‌ی بتنی با طول مشابه دارد. در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی، این به معنی مقاومت بیشتر آنها در مقابل بیرون آمدن پایه از درون خاک است. علاوه بر این، در محدوده‌ی ارتجاعی این منحنی‌ها به ازاء جابجایی‌های کمتر از حدود ۳ میلی‌متر، منحنی‌های $\delta_b - q_t$ هر دو پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی بر یکدیگر منطبق شده‌اند. در مجموع، می‌توان چنین استنباط کرد که با افزایش طول پایه‌ها، رفتار و مدول سختی این دو نوع پایه در محدوده‌ی ارتجاعی (جابجایی‌های کمتر از ۳ میلی‌متر) مشابه یکدیگر و رفتار آنها در محدوده‌ی خمیری (جابجایی‌های بیشتر از ۳ میلی‌متر) متفاوت خواهد بود.

۶. نتایج بار و جابجایی در حد طراحی

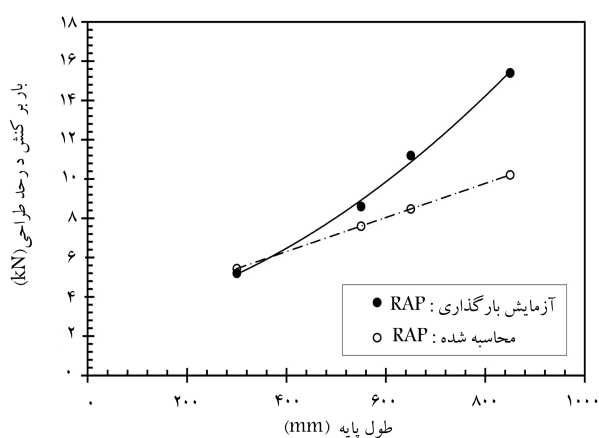
۶.۱. بار حد طراحی برای دو گروه پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و

پایه‌های بتنی

با مقایسه‌ی بار برگشت پایه‌های متناظر در حد طراحی در دو گروه پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی، عملکرد این پایه‌ها به ازاء طول‌های کوتاه و بلند قابل ارزیابی است. شکل ۶، نتایج بار برگشت اندازه‌گیری شده بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در دو



شکل ۷. مقایسه‌ی نتایج بار حد طراحی اندازه‌گیری شده و محاسبه شده بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در پایه‌های بتنی درجاری.



شکل ۸. مقایسه‌ی نتایج بار حد طراحی اندازه‌گیری شده و محاسبه شده بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی.

حد طراحی از روابط موجود در پایه‌های بتنی استفاده شود، اغلب منجر به نتایج محافظه‌کارانه‌یی خواهد شد. در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با افزایش طول پایه‌ها، فاصله‌ی بین نتایج اندازه‌گیری شده و محاسبه شده به دلیل وقوع تغییرشکل خمربندی در انتهای پایه و عدم احتساب تأثیر مثبت آن در افزایش ظرفیت باربری بیشتر شده است، در حالی که برای پایه‌های بتنی این مطلب مشاهده نمی‌شود.

۲.۶. جابجایی انتهای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی

شکل ۹، نتایج جابجایی اندازه‌گیری شده‌ی انتهای پایه (صفحه‌ی مهار) بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در دو گروه پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاری را در شرایط حد طراحی به طور مقایسه‌یی نشان می‌دهد. نتایج جابجایی اندازه‌گیری شده در حد طراحی، برای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با طول مؤثر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر به ترتیب برابر ۲٫۶، ۷، ۸٫۶ و ۹٫۵ میلی‌متر و برای پایه‌های بتنی نظیر به ترتیب برابر ۳، ۵٫۵، ۶٫۵ و ۷ میلی‌متر است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، جابجایی اندازه‌گیری شده در حد طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی اغلب بیشتر از مقدار نظیر در پایه‌های بتنی است. صرف‌نظر از طول ۳۰۰ میلی‌متر، که رفتار هر دو نوع پایه به دلیل کوتاهی بیش از حد طول پایه یکسان شده است، در سایر

مقدار نظیر در پایه‌های بتنی است، که دلیل آن تمایل انتهای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی به تغییرشکل خمربندی و جذب درصد بالایی از نشست صفحه‌ی مهار و جلوگیری از انتقال جابجایی به قسمت‌های فوقانی پایه است. نسبت بار برکنش پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی به بار نظیر در پایه‌های بتنی برای طول‌های مؤثر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر به ترتیب برابر ۰٫۹۳، ۱٫۲۶، ۱٫۴۳ و ۱٫۳۸ است. صرف‌نظر از طول ۳۰۰ میلی‌متر، که رفتار هر دو نوع پایه به دلیل کوتاهی بیش از حد طول پایه یکسان شده است، در سایر پایه‌ها بار برکنش پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی نسبت به بار نظیر در پایه‌های بتنی به طور میانگین به اندازه‌ی ۰٫۳۶ افزایش داشته است.

برای محاسبه‌ی ظرفیت بار برکنش پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی از روش‌های رایج محاسبه‌ی ظرفیت بارکنشی شمع‌ها استفاده شده است. طی آزمایش‌های پژوهشی به عمل آمده روی پایه‌های سنگریزه‌یی تحت بار برکنش، که به صورت کامل از زمین بیرون کشیده شده‌اند، نتایج به دست آمده در این خصوص حاکی از این است که سطح برشی بحرانی در پیرامون پایه به صورت استوانه‌یی است. قبل از کامل شدن بیرون‌کشیدگی، اغلب در سطح زمین ترک‌های شعاعی در پیرامون پایه مشاهده شده است. این الگوهای ترک خوردگی با سطوح گسیختگی مخروطی وارونه، که در نوشتاری برای مهارهای مدفون تحت بارکنشی تشریح شده‌اند،^[۱] سازگار هستند. مقاومت بیرون‌کشیدگی نهایی (P_d) به صورت حاصل جمع وزن پایه (W) و مقاومت جدار آن محاسبه می‌شود. مقاومت جدار نهایی نیز به صورت حاصل ضرب مقاومت بیرون‌کشیدگی واحد (f_s) و مساحت استوانه‌یی برشی (A_s) مطابق رابطه‌ی ۱ محاسبه می‌شود:

$$P_d = W + f_s A_s = W + f_s \pi d H_s \quad (1)$$

که در آن، d قطر مؤثر پایه و H_s طول مهار پایه هستند. در عمل، به واسطه‌ی کوبیدن مصالح سنگریزه‌یی درون پایه، قطر مؤثر پایه‌ی سنگریزه‌یی معمولاً بزرگ‌تر از قطر حفاری می‌شود. هنگامی که پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی در خاک‌های چسبیده اجرا می‌شوند، نرخ بارگذاری نیروهای برکنش ممکن است کمتر یا بیشتر از نرخ زهکشی باشد. بنابراین مقاومت اصطکاکی (f_s) جدار پایه با توجه به کمترین مقدار مقاومت برشی در دو حالت زهکشی شده و زهکشی نشده براساس روابط ۲ و ۳ محاسبه می‌شود:

$$P_d = W + (c' + \sigma'_h \tan(\varphi'_m)) \pi d H_s \quad (2)$$

$$P_d = W + S_u \pi d H_s \quad (3)$$

که در آن، c' چسبندگی مؤثر خاک، φ'_m زاویه‌ی اصطکاک داخلی مؤثر خاک، و σ'_h تنش جانبی مؤثر خاک هستند. بر این مبنا، بار برکنش نهایی محاسبه شده، برای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با طول مؤثر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر به ترتیب برابر ۵٫۴، ۷٫۶، ۸٫۵ و ۱۰٫۲ کیلونیوتن و برای پایه‌های بتنی نظیر به ترتیب برابر ۵، ۷، ۷٫۸ و ۹٫۴ کیلونیوتن است. مقایسه‌ی بار حد طراحی اندازه‌گیری شده و محاسبه شده بر حسب طول مؤثر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر برای پایه‌های بتنی در شکل ۷ و برای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی در شکل ۸ نشان داده شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، میزان انطباق نتایج اندازه‌گیری شده و محاسبه شده در پایه‌های بتنی بیشتر از پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی است. در شرایط حد طراحی، به طور میانگین نسبت بار برکنش اندازه‌گیری شده به مقدار نظیر محاسبه شده در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی به ترتیب برابر ۱٫۲۷ و ۱٫۰۸ هستند. به عبارت دیگر، چنانچه در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی برای تعیین بار برکنش در

میایی متر (نسبت لاغری پایه ی بزرگ تر از ۴) رفتار پایه های سنگریزه یی کوبشی از پایه های بتنی متمایز شده است. در واقع، درصد قابل توجهی از جابجایی ایجاد شده از طریق صفحه ی مهاری در پایه های سنگریزه یی کوبشی صرف ایجاد تغییر شکل خمیه یی در انتهای پایه می شود.

۷. مدول سختی کششی پایه های سنگریزه یی کوبشی و

پایه های بتنی

برای تعیین مدول سختی پایه های سنگریزه یی کوبشی و پایه های بتنی تحت بار کششی از منحنی $q_t - \delta_b$ استفاده شده است. مدول سختی پایه های تحت بار کشش، که به صورت شیب منحنی $q_t - \delta_b$ در ناحیه ی ارتجاعی تعریف می شود، از تقسیم تنش معادل ۵٪ تنش حد طراحی به جابجایی نظیر آن در روی منحنی $q_t - \delta_b$ محاسبه می شود. همان طور که در شکل ۵ مشاهده می شود، مدول سختی پایه های سنگریزه یی کوبشی و پایه های بتنی به ازاء طول های مختلف یکسان است. بر این مبنا، مدول سختی هر دو نوع پایه های سنگریزه یی کوبشی و پایه های بتنی با طول های ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی متر به ترتیب برابر ۳۲۰، ۳۹۰ و ۴۹۰ کیلو پاسکال بر میلی متر تعیین شده است.

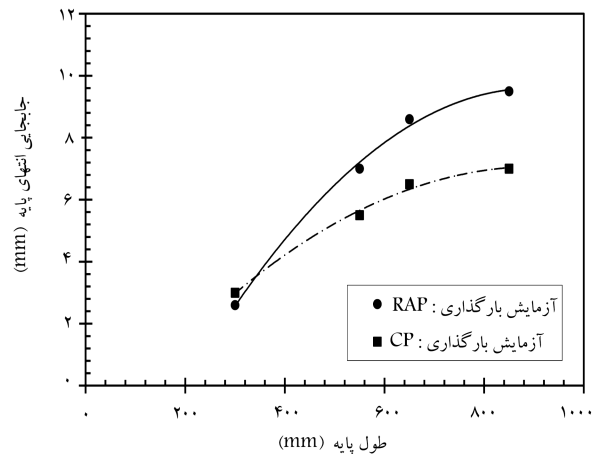
۸. نتیجه گیری

در این مطالعه، به منظور مقایسه ی رفتار و پارامترهای حد طراحی پایه های سنگریزه یی کوبشی و پایه های بتنی در جابجایی تحت بار برکشش، نتایج ۸ آزمایش بار برکشش در قالب دو گروه چهار تایی از پایه های آزمایشی با مقیاس کوچک در محل مورد مطالعه قرار گرفته اند. قطر اسمی پایه های آزمایشی برابر ۱۳۵ میلی متر و طول آنها به ترتیب برابر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی متر بودند. نتایج به دست آمده از این مطالعه به طور خلاصه عبارتند از:

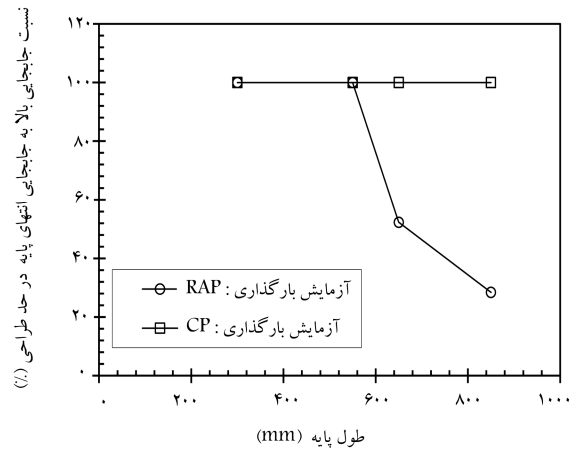
- رفتار پایه های سنگریزه یی کوبشی و پایه های بتنی در جابجایی تحت بار برکشش، به ازاء طول های ۳۰۰ و ۵۵۰ میلی متر با نسبت های لاغری (نسبت طول به قطر) کمتر از ۴، مشابه یکدیگر و به ازاء طول های بیشتر از ۵۵۰ میلی متر (نسبت های لاغری بیشتر از ۴) متمایز از یکدیگر هستند. پایه های بتنی در جابجایی تحت بار برکشش به ازاء طول های مختلف رفتار صلبی را از خود نشان داده اند. منحنی بار برکشش - جابجایی در این پایه ها پس از نمایش قله ی بار، با افزایش جابجایی افت کرده است. در حالی که، پایه های سنگریزه یی کوبشی به ازاء نسبت های لاغری کمتر از ۴، رفتار صلب و به ازاء نسبت های لاغری بیشتر از ۴، رفتار شکل پذیر دارند. در این پایه ها، با افزایش طول و نسبت لاغری، تمایل به شکل پذیری به علت وقوع تغییر شکل خمیه یی در انتهای پایه بیشتر شده است.

- منحنی های تغییرات تنش کششی - جابجایی هر دو نوع پایه های سنگریزه یی کوبشی و پایه های بتنی در جابجایی در محدوده ی ارتجاعی (جابجایی های کمتر از ۳ میلی متر) بر یکدیگر منطبق شده اند، در حالی که در محدوده ی خمیری (جابجایی های بیشتر از ۳ میلی متر)، با افزایش طول پایه ها از یکدیگر فاصله گرفته اند. بر این مبنا، مدول سختی هر دو نوع پایه تحت بار برکشش به ازاء طول های مختلف یکسان است.

- در این مطالعه به طور میانگین، بار برکشش اندازه گیری شده در حد طراحی پایه های سنگریزه یی کوبشی، برابر مقدار نظیر در پایه های بتنی بوده است.



شکل ۹. مقایسه ی نتایج جابجایی نظیر بار حد طراحی اندازه گیری شده در انتهای پایه ها بر حسب طول مؤثر پایه ها در دو گروه پایه های سنگریزه یی کوبشی و پایه های بتنی در جابجایی.



شکل ۱۰. مقایسه ی نتایج نسبت جابجایی (بالا به انتها) نظیر بار حد طراحی اندازه گیری شده بر حسب طول مؤثر پایه ها در دو گروه پایه های سنگریزه یی کوبشی و پایه های بتنی در جابجایی.

پایه ها جابجایی انتهای پایه های سنگریزه یی کوبشی به طور میانگین ۱/۳۲ برابر جابجایی نظیر در پایه های بتنی است. در واقع، چنین استنباط می شود که در پایه های سنگریزه یی کوبشی جابجایی انتهای پایه شامل هر دو تغییر شکل خمیه یی انتهای پایه و تغییر شکل برشی در پیرامون پایه است. در حالی که برای پایه های بتنی فقط تغییر شکل پیرامون پایه وجود دارد.

۳.۶. نسبت جابجایی بالا به جابجایی انتها در پایه های سنگریزه یی

کوبشی و پایه های بتنی

شکل ۱۰، نتایج نسبت جابجایی (بالا به انتها) نظیر بار برکشش اندازه گیری شده در حد طراحی بر حسب طول مؤثر پایه ها در دو گروه پایه های سنگریزه یی کوبشی و پایه های بتنی در جابجایی را به طور مقایسه یی نشان می دهد. این نسبت برای پایه های بتنی به دلیل صلبیت پایه ها برابر ۱۰۰٪ و برای پایه های سنگریزه یی کوبشی با طول های ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی متر به ترتیب برابر ۱۰۰، ۱۰۰، ۱۰۰ و ۵۲ و ۲۸ درصد است. همان طور که مشاهده می شود، به ازاء طول های بزرگ تر از ۵۵۰

مطالعه، به طور میانگین جابجایی انتهایی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی، ۱/۳۲ برابر جابجایی نظیر در پایه‌های بتنی است.

تقدیر و تشکر

این پژوهش تحت حمایت شرکت مهندسان مشاور فناوران پی آسیا انجام شده است. به جهت این حمایت، از هیئت مدیره‌ی محترم شرکت صمیمانه قدردانی می‌شود.

• میزان انطباق نتایج بار برکنش اندازه‌گیری شده و محاسبه شده در پایه‌های بتنی بیشتر از پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی است. در این مطالعه، به طور میانگین نسبت بار برکنش اندازه‌گیری شده به مقدار نظیر محاسبه شده در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی به ترتیب برابر ۱/۲۷ و ۱/۰۸ هستند.

• در پایه‌های تحت بار برکنش، جابجایی اندازه‌گیری شده در حد طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی اغلب بیشتر از مقدار نظیر در پایه‌های بتنی است. در این

پانوشتها

1. cast-in-place drilled concrete piers (CPs)
2. rammed aggregate piers (RAPs)
3. uplift load

منابع (References)

1. Kulhawy, F.H. "Uplift behavior of shallow soil anchors an overview", Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, Special Publication, Clemence (editor), American Society of Civil Engineers, pp. 1-25 (1985).
2. Lawton, E.C., Fox, N.S. and Handy, R.L. "Control of settlement and uplift of structures using short aggregate piers", *Conference Proceeding Paper In-Situ Deep Soil Improvement, Proc. ASCE National Convention*, Atlanta, Georgia, pp. 121-132 (1994).
3. Wissmann, K.J., FitzPatrick, B.T. and Lawton, E.C., *Technical Bulletin No. 3-Geopier Uplift Resistance*, Geopier Foundation Company, Inc. Blacksburg, VA (2001).
4. Lawton, E.C. and Merry, S.M. "Performance of Geopier® supported foundations during simulated seismic tests on northbound interstate 15 bridge over south temple, salt lake city", Final Report No. UUCVEEN 00-03, University of Utah (December 2000).
5. 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).
6. Handy, R.L. and White, D.J. "Stress zones near displacement piers: I. Plastic and liquefied behavior", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **132**(1), pp. 54-62 (2006a).

7. Handy, R.L. and White, D.J. "Stress zones near displacement piers: II. Radial cracking and Wedging", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **132**(1), pp. 63-71 (2006b).
8. White, D.J. and Suleiman, M.T. "Design of short aggregate piers to support highway embankments", *Transportation Research Record, Transportation Research Board*, Washington, D.C., **1868**(1), pp. 103-112 (2005).
9. Suleiman, M.T. and White, D.J. "Load transfer in rammed aggregate piers", *International Journal of Geomechanics*, **6**(6), pp. 389-398 (November 2006).
10. Pham, H.T.V. "Support mechanism of rammed aggregate piers", Ph.D. Dissertation, Iowa State Univ., Ames, Iowa (2005).
11. Wissmann, K.J., Shields, C.S. and FitzPatrick, B.T. "Modulus load test results for rammed aggregate Piers™ in Granular soils", *GeoSupport*, pp. 460-472 (2004).
12. Razeghi, H.R., Niroumand, B., Ghiassian, H. and Mansourzadeh, M. "A field study on the behavior of single rammed aggregate piers toward changes the diameter", *Sharif Journal, Civil Eng.*, **282**(4), pp. 95-103 (2012).
13. Razeghi, H.R., Niroumand, B., Ghiassian, H. "A field study of the behavior of small-scale single rammed aggregate piers, testing methodology, interpretation", *Scientia Iranica*, **18**(6), pp. 1198-1206 (December 2011).
14. Razeghi, H.R., Niroumand, B., Ghiassian, H. and Mansourzadeh, M. "Comparison of experimental and analytical results in rammed aggregate piers with variable diameters", *Transportation Research Journal*, **1**, pp. 75-88 (2011).