مهندسی عمران شریف (زمستان ۱۳۹۴)
دوره‌ی ۲ - ۳۱، شماره‌ی ۴/۱، ص. ۱۵-۲۲

Original Article

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

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 برکنش 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 برکنش 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 به‌صورت صلب و رفتار پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی به ازاء نسبت‌های لاغری کمتر از ۴، مشابه پایه‌های بتنی و به ازاء نسبت‌های لاغری بیشتر از ۴، به‌صورت شکل‌پذیر هستند.

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

bahman_ni@yahoo.com

۱. مقدمه

ساختمان‌ها در هنگام وقوع زلزله یا بادهای شدید در معرض نیروهای جانبی به‌صورت رفت و برگشتی هستند. معمولاً پی ساختمان‌ها به علت مقاومت سازه‌های مهاربندی‌شده در برابر این بارها، تحت بار برکنش قرار می‌گیرند. چنانچه نیروی برکنش وارده به پی، بزرگ‌تر از نیروی استاتیکی ثقلی 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 برکنش استفاده می‌شود. پایه‌های بتنی درجاریز (CPs)[1] یکی از روش‌های رایج است، که طی سال‌های گذشته مورد استفاده قرارگرفته است. وزن و مقاومت جدار این پایه‌ها، دو شاخص اصلی آنها برای مقاومت در برابر بار برکنش است. طی سال‌های اخیر، مطالعات متعددی بر روی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی (RAPs)[2] به عنوان عناصر مقاوم در برابر بار برکنش[3] انجام شده است.[۱-۴] 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 موردنظر، حفاری و حباب تحتانی توسط سنگریزه‌های با دانه‌بندی منفصل ساخته می‌شود. سپس سیستم مهارکششی درون سوراخ هدایت می‌شود تا روی حباب تحتانی کوبیده‌شده قرارگیرد. سیستم مهارکششی شامل یک صفحه‌ی دایره‌یی یا مستطیلی فولادی و میل مهارهای متصل‌شده در لبه‌های بیرونی صفحه است. معمولاً سیستم مهاری از ۲ یا ۴ میله‌ی مهاری تشکیل یافته است. پس از نصب مهارکششی، پایه‌ی سنگریزه‌یی به‌صورت 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 نرم انتهای چاه در جهت قائم و شعاعی تغییرشکل می‌یابد و با کوبش سنگریزه‌ها در لایه‌های بعدی، خاک نرم جداره‌ی چاه تحت فشار و تغییرشکل شعاعی قرار می‌گیرد. افزایش قطر پایه در حین کوبش لایه‌های سنگریزه‌یی به تراکم خاک محیطی و افزایش سختی پایه کمک می‌کند.[۶-۱۰] 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 برکنشی، کمک زیادی به مهندس طراح در انتخاب این پایه‌ها می‌کند. روند طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی مقاوم در برابر بار برکنش، 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 مبنا، 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

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

Archive of SID
www.SID.ir

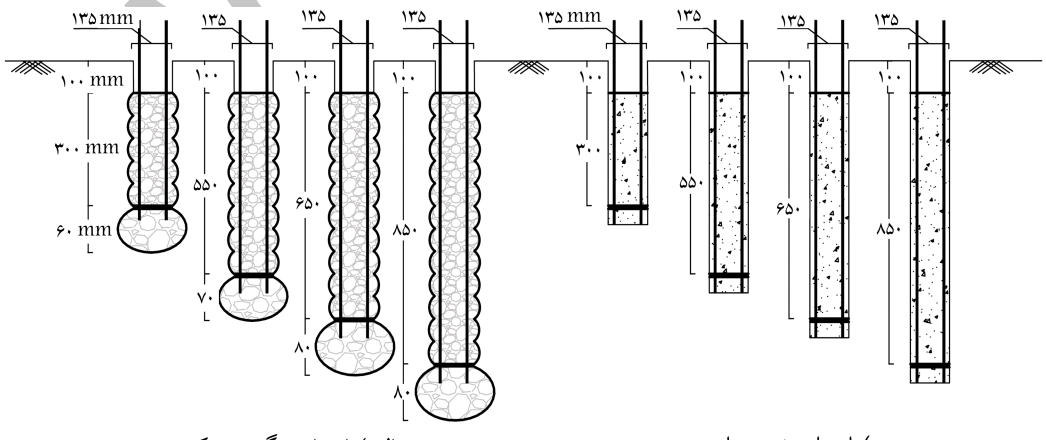
(نسبت‌های لاغری بین ۲٫۲ و ۶٫۳) در زمین‌های ساحلی منطقه‌ی ویژه‌ی اقتصادی بندر بوشهر واقع در جنوب ایران ساخته و آزمایش شدند. شرایط تحت‌الارض در ساخت‌گاه با استفاده از آزمایش‌های درجا و آزمایش‌های آزمایشگاهی متعارف ارزیابی شدند. در آزمایش بار برکنش بر روی پایه‌های آزمایشی، اندازه‌گیری‌های انجام‌شده در ساخت‌گاه مختص به بارکششی اعمالی، جابجایی صفحه‌ی مهاری واقع در انتهای پایه و جابجایی بالای پایه‌ها بود. در این نوشتار، روش‌های ساخت، آزمایش و اندازه‌گیری داده‌های بار- جابجایی پایه‌های آزمایشی مقیاس‌شده در محل ارائه شده‌اند. علاوه بر این، رفتار این پایه‌ها از طریق مقایسه‌ی منحنی‌های تغییرات بار- جابجایی پایه‌های متناظر مطالعه شده‌اند. پارامترهای حد طراحی اندازه‌گیری‌شده 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 ۱۳۵ میلی‌متر و طول‌های ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ 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 مهاری متشکل از یک صفحه‌ی دایره‌یی فولادی به قطر ۱۳۵ میلی‌متر و ضخامت ۱۰ میلی‌متر بود که در روی آن ۴ سوراخ به قطر ۱۴ میلی‌متر برای اتصال ۴ میله‌ی کششی به قطر ۱۲ میلی‌متر به آن تعبیه شده بودند. در پایه‌های بتنی پس از حفاری زمین و نصب سیستم مهاری 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 ۲۲ میلی‌متر و میله‌ی پایه‌ها از شن و ماسه‌ی خوب دانه‌بندی‌شده ساخته می‌شدند. سپس سیستم مهاری درون حفره نصب و تنظیم می‌شد. جسم پایه نیز در لایه‌هایی به ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر ریخته و هر لایه با چکش برقی به مدت ۱۰ ثانیه کوبیده می‌شد. 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 $D_{10} = ۱٫۰۸$ mm، $C_c = ۱٫۸۳$ و $C_u = ۹٫۶۳$ بود. 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. ضربه‌ها توسط کوبه‌یی پخ‌دار به شکل دایره‌یی از جنس فولاد به ضخامت ۲۵ تا ۴۵ میلی‌متر با قطری برابر ۹۰ میلی‌متر، که توسط میله‌یی به چکش متصل بود، به لایه‌ها وارد می‌شد.

۳. سیستم بارگذاری پایه‌های آزمایشی

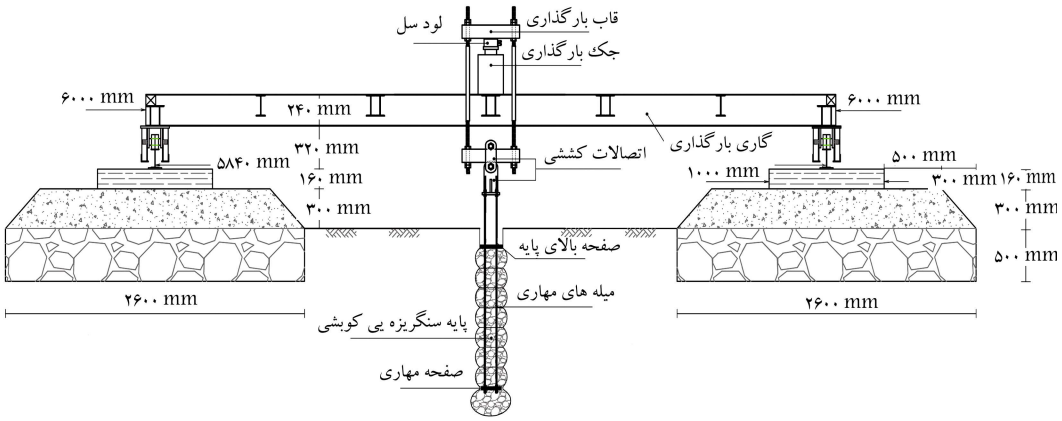
در این مطالعه، برای اعمال بار برکنش بر روی پایه‌های آزمایشی از ایده‌ی سیستم تیر واکنشی متحرک به‌صورت گاری و ریل استفاده شده است، تا ضمن ارتقاء سرعت انجام آزمایش‌ها، اقتصادی‌تر نیز باشد. تجربه‌ی استفاده از گاری و ریل به‌عنوان سیستم تیر واکنشی متحرک در بارگذاری پایه‌های آزمایشی با مقیاس کوچک در محل موفقیت‌آمیز بوده است.[۱۲-۱۴] مبنای این ایده، سیاربودن یک تکیه‌گاه محکم برای تحمل نیروی عکس‌العمل اعمالی از طرف جک بارگذاری است. در این سیستم از ۴ ریل ۶ متری که متناسب با پیشروی گاری به سمت جلو جابجا می‌شدند، استفاده شده است. هر یک از ریل ها به ۶ بالشتک چوبی به طول ۱ متر و مقطع ۱۵۰ × ۱۵۰ میلی‌متر متصل بودند. سیستم گاری و ریل برای تحمل بیشینه‌ی نیروی ۱۰ تن اعمالی از طرف جک بارگذاری در وسط گاری طراحی شده بود. برای ساخت مسیر حرکت گاری مطابق جزئیات نشان داده‌شده در شکل ۲، دو خاکریز نواری با عرض ۲٫۶ متر و به‌صورت دستی در محل اجرا شدند. برای اعمال نیروی برکنش بر روی پایه‌های آزمایشی، از یک جک به ظرفیت ۳۰ تن و فاصله‌ی حرکتی ۱۰۰ میلی‌متر و به منظور اندازه‌گیری نیرو از یک لودسل به ظرفیت ۱۰ تن و دقت ۰٫۵ کیلوگرم نیرو در حد فاصل بالای پیستون جک و زیر قید قاب بارگذاری استفاده می‌شد. مقادیر نیروها از طریق یک نمایشگر دیجیتال متصل به لودسل قابل نمایش بود. برای تبدیل نیروی فشاری جک به نیروی برکنش پایه، مطابق جزئیات نشان داده‌شده در شکل ۲، از یک قاب فولادی با ظرفیت ۱۰ 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 ۳۰ میلی‌متر و دقت ۰٫۰۱ میلی‌متر و نشست انتهای پایه توسط یک نشست‌سنج عقربه‌یی با فاصله‌ی حرکتی ۵۰ میلی‌متر و دقت ۰٫۰۱ میلی‌متر اندازه‌گیری می‌شدند.



الف) پایه های سنگریزه یی کوبشی؛ ب) پایه های بتنی در جاریز.

شکل ۱. جزئیات اندازه‌گذاری‌شده‌ی پایه‌های آزمایشی.

www.SID.ir



شکل ۲. جزئیات شماتیک سیستم بارگذاری کششی پایه‌ها و جزئیات اندازه‌گذاری‌شده‌ی سیستم گاری و ریل‌های مدولار روی مسیر آماده‌سازی‌شده.

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 به‌صورت یکنواخت و به ضخامت ۱٫۲ متر وجود دارد. تراز آب زیرزمینی در عمق ۱٫۱ متری بود. بر طبق برنامه، پایه‌های آزمایشی به‌طورکامل 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 کیلونیوتن بر مترمکعب، در صد رطوبت در محدوده‌ی ۳۰-۲۷ و میانگین حدود اتربرگ 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 زهکشی‌شده به ترتیب برابر ۲ کیلوپاسکال و ۲۶ درجه بودند. همچنین مقاومت چسبندگی خاک در حالت زهکشی‌نشده با استفاده از آزمایش مقاومت تک‌محوری در بازه‌های عمق ۰٫۲-۰٫۱، ۰٫۴-۰٫۲ و ۱٫۱-۰٫۴ متر به ترتیب برابر ۶۷، ۲۴ و ۱۸ کیلوپاسکال بودند.

۵. نتایج آزمایش بار برکنش

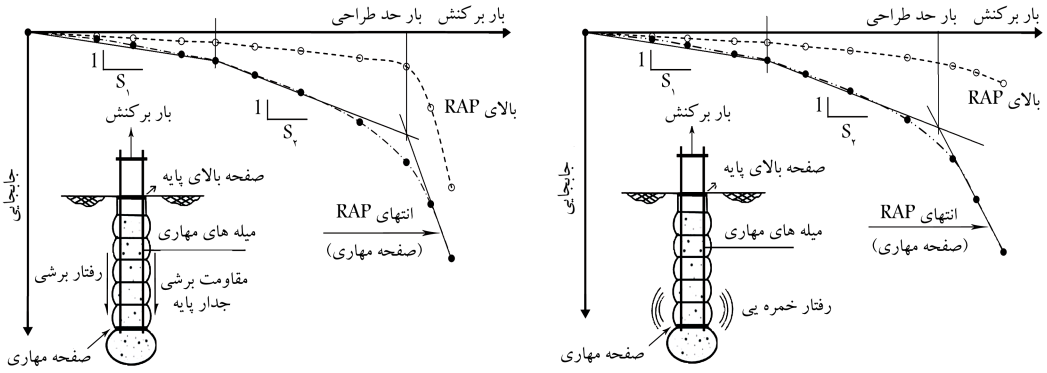
آزمایش بار برکنش برای پایه‌های آزمایشی، مطابق استاندارد ASTM D-۳۶۸۷ مربوط به شمع‌ها و به سبک کنترل تنش انجام شده است. در این مطالعه، افزایش بار برای هر پایه تا رسیدن جابجایی صفحه‌ی مهاری انتهای پایه به حد ۲۵٫۴ میلی‌متر انجام شده است. پس از انجام آزمایش بار برکنش بر روی پایه‌های آزمایشی ساخته‌شده و ثبت 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 سنگریزه‌یی 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 سنگریزه‌یی کوبشی را نیز ارزیابی کرد. شکل ۳، به طور نمونه، منحنی تغییرات بار ـ نشست ($P_t-\delta_b$) را در آزمایش بار برکنش نشان می‌دهد. این منحنی به طور عمده از سه قطعه خط مستقیم تشکیل شده است. اولین قطعه، مربوط به جابجایی صفحه‌ی مهاری و تراکم سنگریزه‌های واقع در انتهای پایه‌ی سنگریزه‌یی بوده و شیب آن با S_1 مشخص شده است، که معمولاً جزیی و کم است. دومین قطعه، معرف جابجایی رو به بالای صفحه‌ی مهاری است، که در نتیجه‌ی خمره‌یی‌شدن قسمت پایینی پایه و جابجایی شعاعی در امتداد دیواره‌ی استوانه‌یی 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 ۳الف، عدم وجود خمیدگی در منحنی $P_t-\delta_t$ پس از بار برکنش در حد طراحی، نشان‌دهنده‌ی وقوع تغییرشکل خمره‌یی در قسمت انتهای پایه است. وقوع تغییرشکل برشی در جدار پایه نیز با مشاهده خمیدگی در منحنی $P_t-\delta_t$ پس از بار برکنش در حد طراحی مشخص شده است (شکل ۳ب).

۱.۵. نتایج بار برکنش ـ جابجایی برای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی

شکل ۴، منحنی‌های بار ـ جابجایی اندازه‌گیری‌شده را برای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با قطر اسمی ثابت ۱۳۵ میلی‌متر و طول‌های مؤثر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر نشان می‌دهد. همان‌طورکه مشاهده می‌شود، در دو پایه با طول‌های ۳۰۰ و ۵۵۰ 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 جداری پایه‌هاست. به‌عبارت 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 ۶۵۰ میلی‌متر، اگر چه با افزایش طول و در نتیجه افزایش مقاومت جداری پایه از صلبیت محوری پایه کاهیده شده است، ولی باز هم رفتار برشی در جدار پایه حاکم است. در پایه به طول ۸۵۰ میلی‌متر، مقاومت جداری پایه به حدی رسیده است که توده‌ی سنگریزه‌یی واقع در انتهای پایه بلافاصله در بالای صفحه‌ی مهاری، تحت افزایش بار برکنش متمایل به تغییرشکل خمره‌یی شده است. ایجاد تغییرشکل خمره‌یی نیز مانع از انتقال جابجایی به بالای پایه شده است. به همین دلیل، خمیدگی منحنی $P_t-\delta_t$ پس از بار برکنش در حد طراحی به طور جزئی است.

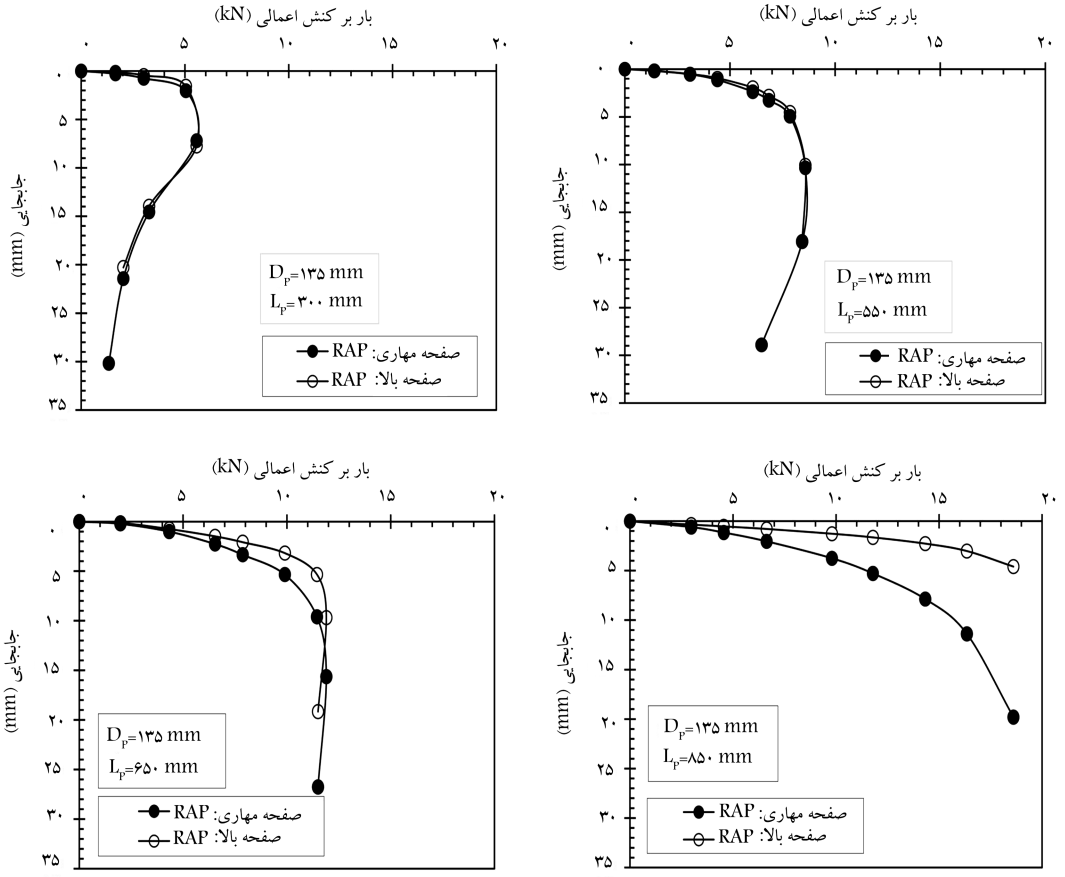
Archive of SID

www.SID.ir



الف) وقوع تغییر شکل خمره یی در انتهای پایه؛ ب) وقوع تغییر شکل برشی در جدار پایه.

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

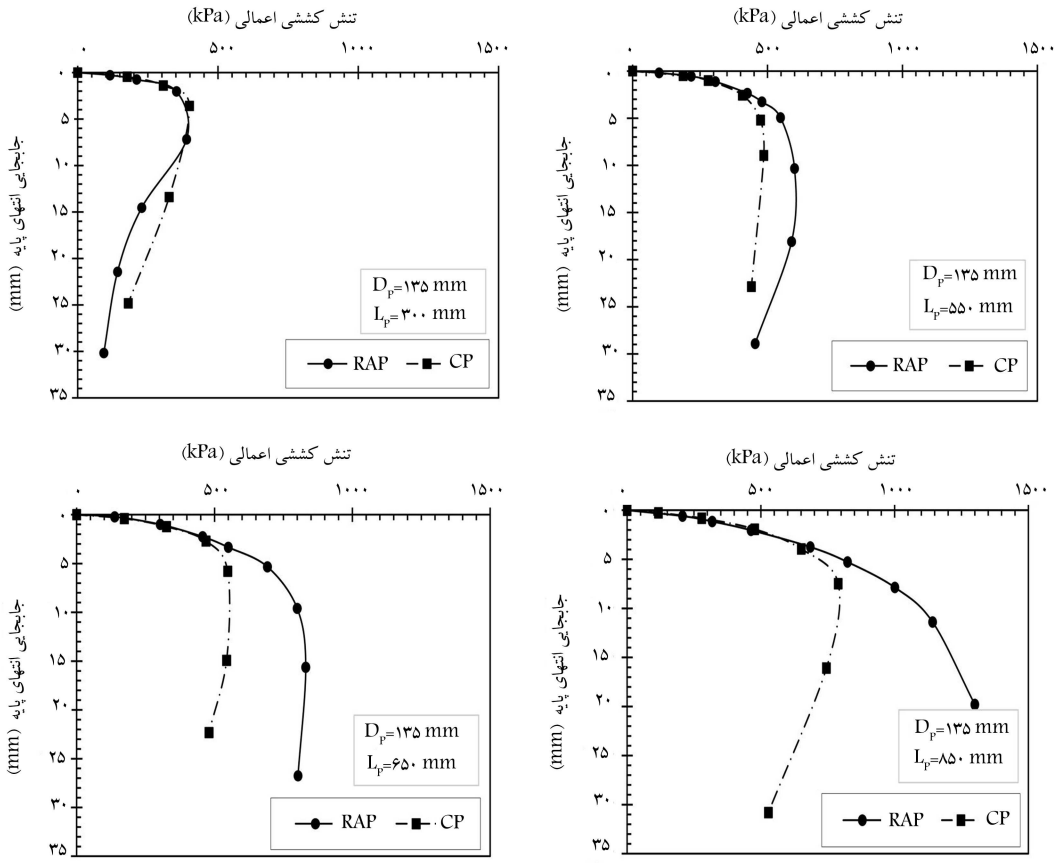


شکل ۴. منحنی‌های $P_t - \delta_b$ و $P_t - \delta_t$ اندازه‌گیری شده برای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با قطر ثابت ۱۳۵ میلی‌متر و طول‌های مؤثر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر.

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

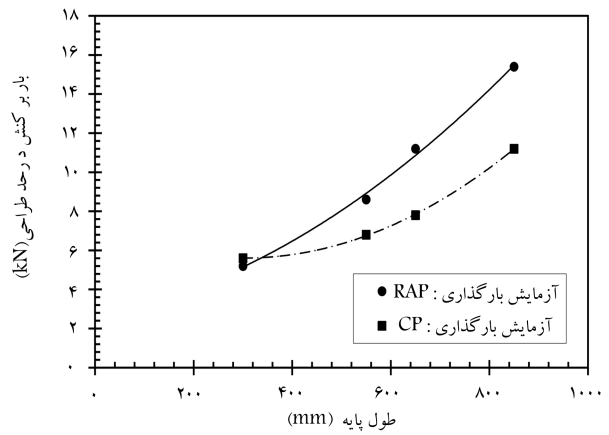
برای ترسیم منحنی $q_t - \delta_b$، با تقسیم بار برکنش اعمالی (P_t) به سطح مقطع اسمی پایه (A_P) می‌توان تنش کششی اعمالی (q_t) را محاسبه کرد. شکل ۵، تغییرات منحنی‌های $q_t - \delta_b$ اندازه‌گیری‌شده در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز برای پایه‌های به قطر اسمی ثابت ۱۳۵ میلی‌متر و طول‌های مؤثر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر را به‌صورت 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 به‌تدریج با افزایش طول پایه، دو الگوی رفتاری صلب و شکل‌پذیر را از خود نشان داده‌اند. به‌عبارت 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 افزایش‌یافته و تراز تنش با شدت زیاد افت می‌کند. این

www.SID.ir



شکل ۵. مقایسه‌ی منحنی‌های $q_t - \delta_b$ اندازه‌گیری‌شده 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.

به معنای بیرون آمدن پایه از درون خاک است. رفتار پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با طول کم به‌صورت صلب و شبیه به پایه‌های بتنی و رفتار پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با طول بلند به‌صورت شکل‌پذیر است و ظرفیت بار برکنش 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 $q_t - \delta_b$ 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.



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

۶. نتایج بار و جابجایی در حد طراحی

۱.۶. بار حد طراحی برای دو گروه پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی

با مقایسه‌ی بار برکنش 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 برکنش اندازه‌گیری‌شده بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در دو گروه پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز را در شرایط حد طراحی به طور مقایسه‌یی نشان می‌دهد. بار برکنش اندازه‌گیری‌شده در حد طراحی، برای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با طول مؤثر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر به ترتیب برابر ۵٫۲، ۸٫۶، ۱۱٫۲ و ۱۵٫۴ 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 برکنش اندازه‌گیری‌شده در حد طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی اغلب بیشتر از

www.SID.ir

مقدار نظیر در پایه‌های بتنی است، که دلیل آن تمایل انتهای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی به تغییرشکل خمره‌یی و جذب درصد بالایی از نشست صفحه‌ی مهاری 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 بار کششی شمع‌ها استفاده شده است. طی آزمایش‌های پژوهشی به‌عمل‌آمده روی پایه‌های سنگریزه‌یی تحت بار برکنش، که به‌صورت کامل از زمین بیرون کشیده شده‌اند، نتایج به‌دست‌آمده در این خصوص حاکی از این است که سطح برشی بحرانی در پیرامون پایه به‌صورت استوانه‌یی است. قبل از کامل‌شدن بیرون‌کشیدگی، اغلب در سطح زمین ترک‌های شعاعی در پیرامون پایه مشاهده شده است. این الگوهای ترک‌خوردگی با سطوح گسیختگی مخروطی وارونه، که در نوشتاری برای مهارهای مدفون تحت بارکششی تشریح شده‌اند،[۱] سازگار هستند. مقاومت بیرون‌کشیدگی نهایی (P_d) به‌صورت حاصل‌جمع وزن پایه (W) و مقاومت جدار آن محاسبه می‌شود. مقاومت جدار نهایی نیز به‌صورت حاصل‌ضرب مقاومت بیرون‌کشیدگی واحد (f_s) و مساحت استوانه‌یی برشی (A_s) مطابق رابطه‌ی ۱ محاسبه می‌شود:

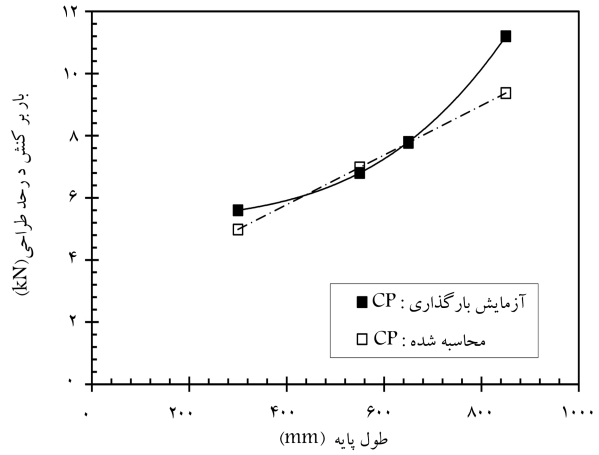
$$P_d = W + f_s A_s = W + f_s \pi d H_s \qquad (۱)$$

که در آن، d قطر مؤثر پایه و H_s طول مهاری 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 چسبنده 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 زهکشی‌شده و زهکشی‌نشده براساس روابط ۲ و ۳ محاسبه می‌شود:

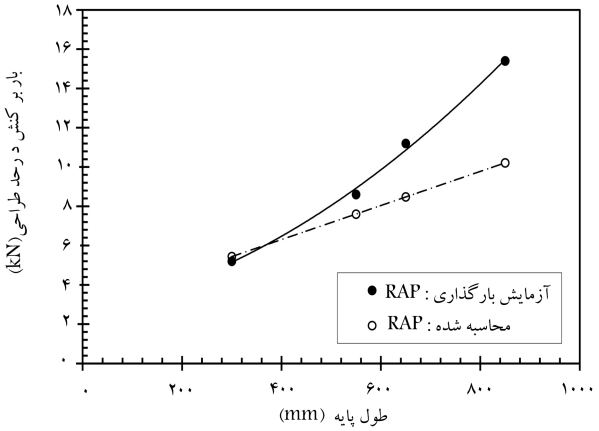
$$P_d = W + (c' + \sigma'_h \tan(\varphi'_m))\pi d H_s \qquad (۲)$$

$$P_d = W + S_u \pi d H_s \qquad (۳)$$

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 محاسبه‌شده، 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 اندازه‌گیری‌شده و محاسبه‌شده 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. همان‌طورکه مشاهده می‌شود، میزان انطباق نتایج اندازه‌گیری‌شده و محاسبه‌شده در پایه‌های بتنی بیشتر از پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی است. در شرایط حد طراحی، به طور میانگین نسبت بار برکنش اندازه‌گیری‌شده به مقدار نظیر محاسبه‌شده در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی به ترتیب برابر ۱٫۲۷ و ۱٫۰۸ هستند. به‌عبارت دیگر، چنانچه در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی برای تعیین بار برکنش در



شکل ۷. مقایسه‌ی نتایج بار حد طراحی اندازه‌گیری‌شده و محاسبه‌شده بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در پایه‌های بتنی درجاریز.



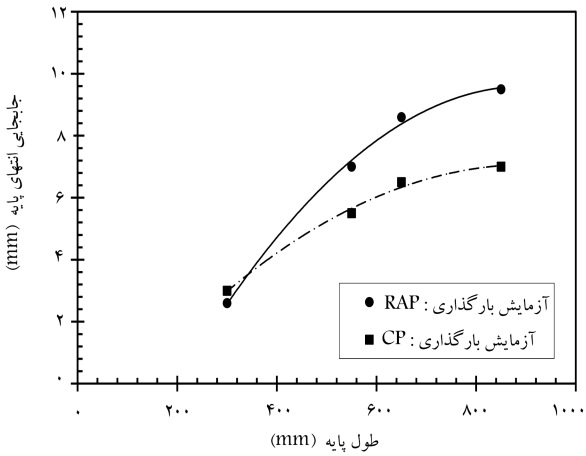
شکل ۸. مقایسه‌ی نتایج بار حد طراحی اندازه‌گیری‌شده و محاسبه‌شده بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی.

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 اندازه‌گیری‌شده و محاسبه‌شده به دلیل وقوع تغییرشکل خمره‌یی 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.

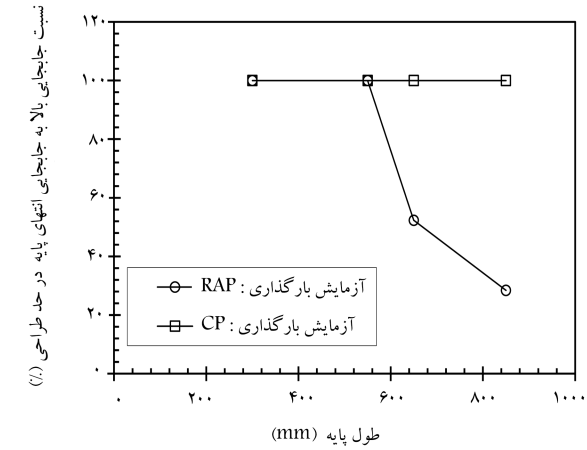
۲.۶. جابجایی انتهای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی

شکل ۹، نتایج جابجایی اندازه‌گیری‌شده‌ی انتهای پایه (صفحه‌ی مهاری) بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در دو گروه پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز را در شرایط حد طراحی به طور مقایسه‌یی نشان می‌دهد. نتایج جابجایی اندازه‌گیری‌شده 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. همان‌طورکه مشاهده می‌شود، جابجایی اندازه‌گیری‌شده 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

Archive of SID
www.SID.ir



شکل ۹. مقایسه‌ی نتایج جابجایی نظیر بار حد طراحی اندازه‌گیری‌شده در انتهای پایه‌ها بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در دو گروه پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی نتایج نسبت جابجایی (بالا به انتها) نظیر بار حد طراحی اندازه‌گیری‌شده بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در دو گروه پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز.

پایه‌ها جابجایی انتهای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی به طور میانگین ۱/۳۲ برابر جابجایی نظیر در پایه‌های بتنی است. درواقع، چنین استنباط می‌شود که در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی جابجایی انتهای پایه شامل هر دو تغییرشکل خمره‌یی انتهای پایه و تغییرشکل برشی در پیرامون پایه است. در حالی که برای پایه‌های بتنی فقط تغییرشکل پیرامون پایه وجود دارد.

۳.۶. نسبت جابجایی بالا به جابجایی انتها در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی

شکل ۱۰، نتایج نسبت جابجایی (بالا به انتها) نظیر بار برکنش اندازه‌گیری‌شده در حد طراحی بر حسب طول مؤثر پایه‌ها در دو گروه پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز را به طور مقایسه‌یی نشان می‌دهد. این نسبت برای پایه‌های بتنی به دلیل صلبیت پایه‌ها برابر ۱۰۰٪ و برای پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی با طول‌های ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر به ترتیب برابر ۱۰۰، ۱۰۰، ۵۲ و ۲۸ درصد است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، به ازاء طول‌های بزرگ‌تر از ۵۵۰ میلی‌متر (نسبت لاغری پایه‌ی بزرگ‌تر از ۴) رفتار پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی از پایه‌های بتنی متمایز شده است. درواقع، درصد قابل توجهی از جابجایی ایجادشده از طریق صفحه‌ی مهاری در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی صرف ایجاد تغییرشکل خمره‌یی در انتهای پایه می‌شود.

۷. مدول سختی کششی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی

برای تعیین مدول سختی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی تحت بار کششی از منحنی $q_t - \delta_b$ استفاده شده است. مدول سختی پایه‌های تحت بار کشش، که به‌صورت شیب منحنی $q_t - \delta_b$ در ناحیه‌ی ارتجاعی تعریف می‌شود، از تقسیم تنش معادل ۵۰٪ تنش حد طراحی به جابجایی نظیر آن در روی منحنی $q_t - \delta_b$ محاسبه می‌شود. همان‌طورکه در شکل ۵ مشاهده می‌شود، مدول سختی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی به ازاء طول‌های مختلف یکسان است. بر این مبنا، مدول سختی هر دو نوع پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی با طول‌های ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر به ترتیب برابر ۳۲۰، ۳۹۰ و ۴۹۰ کیلوپاسکال بر میلی‌متر تعیین شده است.

۸. نتیجه‌گیری

در این مطالعه، به‌منظور مقایسه‌ی رفتار و پارامترهای حد طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز تحت بار برکنش، نتایج ۸ آزمایش بار برکنش در قالب دو گروه چهارتایی از پایه‌های آزمایشی با مقیاس کوچک در محل مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. قطر اسمی پایه‌های آزمایشی برابر ۱۳۵ میلی‌متر و طول آنها به ترتیب برابر ۳۰۰، ۵۵۰، ۶۵۰ و ۸۵۰ میلی‌متر بودند. نتایج به‌دست‌آمده از این مطالعه به‌طور خلاصه عبارت‌اند از:

- رفتار پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز تحت بار برکنش، به ازاء طول‌های ۳۰۰ و ۵۵۰ میلی‌متر یا نسبت‌های لاغری (نسبت طول به قطر) کمتر از ۴، مشابه یکدیگر و به ازاء طول‌های بیشتر از ۵۵۰ میلی‌متر (نسبت‌های لاغری بیشتر از ۴) متمایز از یکدیگر هستند. پایه‌های بتنی درجاریز تحت بار برکنش به ازاء طول‌های مختلف رفتار صلبی را از خود نشان داده اند. منحنی بار برکنش ـ جابجایی در این پایه‌ها پس از نمایش قله‌ی بار، با افزایش جابجایی افت کرده است. در حالی که، پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی به ازاء نسبت‌های لاغری کمتر از ۴، رفتار صلب و به ازاء نسبت‌های لاغری بیشتر از ۴، رفتار شکل‌پذیر دارند. در این پایه‌ها، با افزایش طول و نسبت لاغری، تمایل به شکل‌پذیری به علت وقوع تغییرشکل خمره‌یی در انتهای پایه بیشتر شده است.
- منحنی‌های تغییرات تنش کششی ـ جابجایی هر دو نوع پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی درجاریز، در محدوده‌ی ارتجاعی (جابجایی‌های کمتر از ۳ میلی‌متر) بر یکدیگر منطبق شده‌اند، در حالی که در محدوده‌ی خمیری (جابجایی‌های بیشتر از ۳ میلی‌متر)، با افزایش طول پایه‌ها از یکدیگر فاصله گرفته‌اند. بر این مبنا، مدول سختی هر دو نوع پایه تحت بار برکنش به ازاء طول‌های مختلف یکسان است.
- در این مطالعه به طور میانگین، بار برکنش اندازه‌گیری‌شده در حد طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی، ۱/۳۶ برابر مقدار نظیر در پایه‌های بتنی بوده است.

Archive of SID
www.SID.ir

- میزان انطباق نتایج بار برکنش اندازه‌گیری‌شده و محاسبه‌شده در پایه‌های بتنی بیشتر از پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی است. در این مطالعه، به طور میانگین نسبت بار برکنش اندازه‌گیری‌شده به مقدار نظیر محاسبه‌شده در پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی و پایه‌های بتنی به ترتیب برابر ۱٫۲۷ و ۱٫۰۸ هستند.
- در پایه‌های تحت بار برکنش، جابجایی اندازه‌گیری‌شده در حد طراحی پایه‌های سنگریزه‌یی کوبشی اغلب بیشتر از مقدار نظیر در پایه‌های بتنی است. در این مطالعه، به طور میانگین جابجایی انتهای 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.

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 ra- mmed 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^{TM} 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).

Archive of SID
www.SID.ir