

ارزیابی مقاومت اصطکاکی شمع و پارامترهای مؤثر بر آن در خاک ماسه‌ای با استفاده از آزمایش بارگذاری

عیسی شوش‌پاشا^{۱*} و بهزاد سعیدی^۲

^۱ استادیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

^۲ کارشناس ارشد خاک و پی، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

دریافت ۹۴/۹/۱ پذیرش ۹۵/۴/۱۲

* نویسنده مسئول

چکیده

شمع عنصر ساختمانی لاغر یا ستون نسبتاً بلندی می‌باشد که برای انتقال بارهای ساختمانی به لایه‌های زیرین خاک به کار برده می‌شود. انتقال بار از شمع به خاک، از طریق اصطکاک جدار و نوک صورت می‌گیرد. مقاومت اصطکاکی شمع، به پارامترهای زیادی بستگی داشته و تأثیر به‌سزایی بر ظرفیت باربری شمع‌ها دارد. دانستن مقدار دقیق مقاومت اصطکاکی از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد. لذا در این مطالعه با انجام ۱۴ آزمایش بارگذاری فشاری بر روی شمع‌های بتنی کوچک‌مقیاس با ابعاد مختلف در خاک ماسه‌ای سرخ‌رود، مقاومت اصطکاکی شمع‌ها مورد بررسی قرار گرفت. آزمایش فوق بر روی سه دسته شمع، با قطرهای ۹، ۱۱ و ۱۲/۵ سانتی‌متر و طول‌های مختلف و با اسلامپ ۱۸ سانتی‌متر صورت گرفته است. نتایج آزمایش بارگذاری نشان دادند که با افزایش طول شمع‌ها مقاومت اصطکاکی آن‌ها افزایش پیدا کرده ولی این افزایش، روندی کاهشی داشته و گسیختگی شمع‌ها در محدوده نشست ۱/۵ تا ۲ درصد قطر شمع‌ها رخ داده است. همچنین به ازای یک مقدار ثابت از طول، با افزایش قطر، مقاومت اصطکاکی شمع‌ها تقریباً ثابت مانده است. در انتها نیز با تحلیل برگشتی بر روی نتایج حاصل از آزمایش بارگذاری، پارامترهای مؤثر بر مقاومت اصطکاکی شمع شامل L_c/d و $ktan\delta$ به دست آمده که در صورت استفاده از این مقادیر سازگاری خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و تئوری حاصل خواهد شد. **واژگان کلیدی:** شمع‌های بتنی، مقاومت اصطکاکی، ماسه، آزمایش بارگذاری شمع، گسیختگی شمع.

۱- مقدمه

خاک و شمع، جنس شمع روش‌های ساخت، تعیین ظرفیت باربری را با مشکل همراه می‌کند. شمع‌ها را می‌توان از دیدگاه‌های مختلفی از جمله جنس شمع‌ها، نحوه احداث شمع، مقدار دست‌خوردگی خاک، عملکرد شمع از لحاظ باربری، شکل مقطع شمع، محیطی که شمع در آن کار گذاشته می‌شود، زاویه استقرار شمع، طول شمع، شرایط تحت الارضی، سطح آب زیر زمینی و سازه‌ای که شمع برای آن طراحی شده است تقسیم‌بندی نمود.

مثلاً از لحاظ جنس، شمع‌ها به چهار دسته بتنی، فولادی، چوبی و یا ترکیبی از آن‌ها تقسیم‌بندی می‌شوند. از لحاظ نحوه احداث یا به صورت کوبیدنی و یا این که با کمک حفاری و به صورت درجا احداث می‌شوند. از لحاظ دست‌خوردگی خاک، به شمع‌هایی با جابجایی زیاد، جابجایی کم و بدون جابجایی تقسیم می‌شوند. از نظر باربری نیز به شمع‌هایی با باربری نوک و جداره و یا ترکیب هر دو تقسیم می‌شوند [۲].

مزایای زیاد شمع‌های درجاریز باعث شده است که در سال

شمع‌ها شالوده‌هایی هستند که بارهای وارده از طرف ساختمان را به خاک منتقل می‌کنند و به طور کلی درشرایطی که شالوده‌های نواری یا گسترده گزیه مناسبی نیستند و یا خاک منطقه ضعیف و تراکم‌پذیر بوده و بارهای سازه‌ای خیلی زیاد هستند از آن‌ها استفاده می‌شود [۱]. استفاده از شمع‌ها به دلیل ضعف باربری و نشست‌پذیری خاک، بیشینه تاریخی بسیار دوری دارد. به علت ناشناخته‌ها و عدم قطعیت‌های موجود در هنگام کار با بعضی از شرایط تحت‌الارضی، می‌توان طراحی شالوده‌های شمعی را یک هنر مهندسی در نظر گرفت تا علم مهندسی تخمین صحیح ظرفیت باربری قائم شمع‌ها یکی از مسائلی است که همواره ذهن مهندسین ژئوتکنیک را به خود معطوف داشته است؛ زیرا تعیین ظرفیت باربری نهایی شمع‌ها جهت طراحی ایمن آن‌ها لازم است. اثر عواملی مانند ناهمگنی و ناهمسانی خاک، وجود آب، تنوع ترکیبات مختلف خاک در طبیعت، استعداد خزش، رفتار پیچیده تنش کرنش، اندرکنش پیچیده

حالت سکون k_0 در نوک شمع بوده و به روش اجراء کوبیدن شمع نیز بستگی دارد. روابط مختلفی در ارتباط با مقاومت اصطکاکی شمع‌ها در خاک‌های ماسه‌ای پیشنهاد شده که به بیان آن‌ها می‌پردازیم [۲].

بر پایه نتایج موجود، Das [۲]، مقادیر متوسط قابل توجیه برای k را به شرح زیر پیشنهاد نموده است.
برای شمع‌های حفاری شده و یا حفاری شده با جت آب:

$$k = k_0 = 1 - \sin \varphi \quad (۲)$$

برای شمع‌های کوبیده شده با جابه‌جایی کم:

$$k = k_0 \quad (۳) \text{ (حد پایین)}$$

$$k = 1.4k_0 \quad (۴) \text{ (حد بالا)}$$

برای شمع‌های کوبیده شده با جابه‌جایی زیاد:

$$k = k_0 \quad (۵) \text{ (حد پایین)}$$

$$k = 1.8k_0 \quad (۶) \text{ (حد بالا)}$$

Bunshun [۲] برای شمع‌های با جابه‌جایی زیاد روابط زیر را پیشنهاد کرده است:

$$\tan \delta = 0.18 + 0.0065 D_r \beta k \quad (۷)$$

$$k = 0.5 + 0.008 D_r \quad (۸)$$

که D_r تراکم نسبی بر حسب در صد است.

Van Denzen [۳] پیشنهاد کرده بود که مقاومت اصطکاکی متوسط جدار شمع در ماسه برابر ۵٪ مقاومت نوک نفوذ سنج مخروطی (CPT) است.

Meyerhof [۶] مقاومت اصطکاکی شمع‌ها را بر حسب عدد نفوذ استاندارد (N) بیان کرده که به صورت زیر می‌باشد:

$$\tau = \beta N \quad (۹)$$

که ضریب β برای شمع‌های حفاری شده برابر ۱ و برای شمع‌های کوبشی برابر ۲ می‌باشد.

های اخیر این نوع شمع‌ها بیشتر مورد استفاده قرار گیرند از جمله این مزایا عبارتند از:

- ۱- صرفه اقتصادی ساخت این نوع شمع‌ها در مقابل سایر شمع‌ها
- ۲- انجام آزمایش‌های ژئوتکنیکی بر روی خاک‌های حاصل از حفاری شمع‌ها و تعیین مشخصات آن‌ها
- ۳- ایجاد سر و صدا و ارتعاش کمتر در ساخت این نوع شمع‌ها
- ۴- امکان جایگزین کردن شمع‌های با قطر بزرگ با گروه شمع و کلاهک [۱، ۳].

ظرفیت باربری شمع را به وسیله روش‌های تحلیل استاتیکی، روش‌های دینامیکی، روش‌های مبتنی بر نتایج آزمایش‌های درجا و آزمایش بارگذاری شمع می‌توان تخمین زد. در این میان آزمایش بارگذاری شمع بهترین، دقیق‌ترین و قابل اعتمادترین روش تعیین ظرفیت باربری شمع‌ها می‌باشد، زیرا ظرفیت باربری یک شمع را بر اساس شرایط واقعی و در محل تعیین می‌کند. تحلیل‌های تئوری رایج در زمینه طراحی شمع‌ها، مقاومت اصطکاکی جدار شمع‌ها را اغلب به یک مقدار ماکزیمم در عمقی که به اصطلاح عمق بحرانی نامیده می‌شود محدود می‌کنند. محققین معتقد بودند که مقاومت اصطکاکی جدار، با عمق شمع افزایش پیدا کرده و در عمقی در حدود ۱۵ تا ۲۰ برابر قطر شمع به مقدار حداکثر خود می‌رسد و از آنجا به بعد ثابت می‌ماند [۴]. از این‌رو در این پژوهش سعی بر این است که، مقاومت اصطکاکی شمع‌های بتنی درجا در خاک ماسه‌ای، با استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری محوری فشاری تعیین شده و سپس با استفاده از تحلیل معکوس بر روی نتایج به دست آمده، پارامترهای مؤثر بر مقاومت اصطکاکی شمع شامل، L_c و $k \tan \delta$ به دست آید.

۲- مقاومت اصطکاکی شمع در خاک‌های ماسه‌ای

مقاومت اصطکاکی واحد سطح در هر عمق دلخواه شمع طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$f_s = k \sigma'_v \tan \delta \quad (۱)$$

که در آن k ، σ'_v و δ به ترتیب برابر با ضریب فشار جانبی خاک، تنش قائم مؤثر در عمق مورد نظر و زاویه اصطکاک بین خاک و شمع می‌باشد.

مقدار k با عمق متغیر است و مقدار آن تقریباً مساوی فشار مقاوم رانکین k_p در بالای شمع و احتمالاً کمتر از فشار خاک در

$$f_s = k \sigma'_v \tan \delta \leq 2.5 \text{ tsf} \quad (13)$$

که در آن:

$$\begin{aligned} D_b \leq 25 \text{ ft} & \quad \text{برای} \quad k = 0.7 \\ 25 \text{ ft} < D_b \leq 40 \text{ ft} & \quad \text{برای} \quad k = 0.6 \\ D_b > 40 \text{ ft} & \quad \text{برای} \quad k = 0.5 \end{aligned}$$

که در این جا D_b عمق نفوذ شمع می باشد.

روش اروپایی Ruitter و Beringen [۱۰] که از نتایج آزمایش‌های انجام شده روی ساختمان‌های دریای شمال به دست آمده بود و در آن فرض شده بود که مقاومت اصطکاکی جداره شمع از سطح زمین تا عمقی معادل ۸ برابر قطر شمع به صورت خطی تغییر می کند و پس از آن ثابت می شود به صورت زیر می باشد:

$$r_s = k \cdot f_s \cdot A_s \quad (14)$$

که در آن:

r_s مقاومت اصطکاکی جداره شمع،

f_s مقاومت اصطکاکی بر واحد سطح شمع،

A_s سطح جانبی شمع و

k ضریب بدون بعد که بسته به نوع خاک و مصالح شمع و نوع ساخت شمع از ۰/۸ تا ۲ تغییر می کند و برای خاک‌های ماسه‌ای برابر ۱ فرض شده بود.

آیین‌نامه کانادا [۱۱]، که طبق این راهنما مقاومت جدار شمع از رابطه زیر به دست می آید:

$$Q_s = A_s \beta \sigma'_z \quad (15)$$

مقادیر β برای خاک‌های مختلف و همچنین شمع‌های درجا در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول ۱- مقادیر β برای شمع‌های درجا در خاک‌های مختلف

طبق آیین‌نامه کانادا [۱۱]

β	زاویه اصطکاک (φ)	نوع خاک
۰/۲۵ - ۰/۳۲	۲۵-۳۰	رس
۰/۱۲ - ۰/۱۳	۲۸-۳۴	لای
۰/۱۲ - ۰/۱۴		ماسه شل
۰/۱۳ - ۰/۱۵	۳۲-۴۲	ماسه متوسط
۰/۱۴ - ۰/۱۶		ماسه متراکم
۰/۱۴ - ۰/۱۷	۳۵-۴۵	شن

Kulhawy و همکاران [۷] نشان دادند که δ تابعی از φ می باشد. نسبت δ/φ بسته به زبری جدار شمع از ۰/۵ تا ۱ متغیر است. مقدار δ/φ برای شمع‌های درجاریزی که در ساخت آن‌ها از روش‌های مناسب اجرایی استفاده شده باشد، زبری جدار را ایجاد کرده و برابر واحد است. در صورتی که از روش‌های نامناسب دوغاب‌ریزی استفاده شود، به طوری که یک لایه ضخیم دوغاب در جدار گمانه به وجود آید، مقدار δ/φ برابر ۰/۸ یا کمتر در نظر گرفته می شود.

Wright و Reese [۸] برای شمع‌های حفاری شده با قطر بزرگ بیان کرده بود که مقاومت اصطکاکی واحد سطح برای شمع‌های حفاری شده با قطر بزرگ به صورت زیر محاسبه می شود.

$$f_s = p_o' k \tan \delta \leq (f_s)_{ult} \quad , \quad \max (f_s)_{ult} = 50 \text{ kPa} \quad (10)$$

Tomlinson [۹] مقاومت واحد جداری را به صورت رابطه زیر ارائه کرده است:

$$f_s = k \sigma'_v \tan \delta \leq 110 \text{ kN/m}^2 \quad (11)$$

که ضریب فشار جانبی برابر ۰/۷ تا ۱ برابر ضریب فشار جانبی حالت سکون است. حد بالایی برای روش‌های صحیح ساخت می باشد.

Reese و O'Neill [۳] با استفاده از نتایج حاصل از آزمایش ۴۱ شمع در محل پیشنهاد کردند که اصطکاک جداری از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\tau = \beta \sigma'_v \quad \beta = \lambda (1.5 - 0.245Z^{0.5}) \quad (12)$$

که در آن:

$$N_{60} \geq 15 \quad \text{برای} \quad \lambda = 1$$

$$N_{60} < 15 \quad \text{برای} \quad \lambda = N/15$$

لازم به ذکر است که مقدار β باید در محدوده $0.25 \leq \beta \leq 1.2$ قرار گیرد. که در آن، N_{60} عدد SPT و Z عمق از سطح زمین و σ'_v تنش عمودی مؤثر می باشد.

Toma و Reese [۳] برای محاسبه مقاومت اصطکاکی شمع های حفاری شده در خاک‌های ماسه‌ای رابطه زیر را بیان کرده بود:

۳- معرفی محل و نحوه اجرای شمع

یونولیت در لوله به صورت فشرده وارد می‌شود تا پس از خارج شدن غلاف، فضای خالی که بین یونولیت و گمانه وجود دارد (ضخامت غلاف) را پر نماید. سپس قبل از بتن‌ریزی غلاف را در حدود ۴ سانتی‌متر بالا آورده تا یونولیت از درون غلاف آزاد شده تا به هنگام در آوردن غلاف بعد از اتمام بتن‌ریزی آسیب نبیند. بعد از گذاشتن یونولیت مقدار کمی بتن روی یونولیت ریخته می‌شود و مدتی صبر می‌کنیم تا بتن ریخته شده سفت و بتواند وزن بقیه بتنی که ریخته خواهد شد تا گمانه حفر شده پر شود را تحمل کند.

غلاف‌های PVC در هنگام بتن‌ریزی می‌بایست از درون خاک خارج شود. این کار باید دقیقاً همانند ورود لوله‌ها به آرامی انجام شود که منجر به دست‌خوردگی زیاد خاک نشود. در این تحقیق ابتدا بتن‌ریزی به‌طور کامل انجام می‌شود و سپس غلاف خارج می‌شود. از طرفی چون نیروی زیادی برای خارج کردن غلاف لازم نیست از این‌رو مشکلی از بابت خارج نمودن غلاف وجود ندارد و اگر بتن بخواهد همراه با غلاف خارج شود سطح آن بالا آمده و قابل تشخیص است.

۴- آزمایش بارگذاری فشاری شمع

آزمایش بارگذاری استاتیکی محوری فشاری مطابق استاندارد ASTM-D-1143، و به روش نرخ نفوذ ثابت (CRP) اما به ازای نفوذ مشخصی به اندازه ۰/۲ میلی‌متر در دقیقه انجام شده است [۱۰]. بار اعمال شده توسط گیج نیرو متصل به جک قرائت شده و نشست شمع با کمک گیج‌های جابه‌جایی در دو طرف شمع اندازه‌گیری می‌شود. بارگذاری آن قدر ادامه یافته است تا لحظه گسیختگی فرا برسد و شمع‌ها بدون افزایش بار در خاک فرو روند. شکل (۲) جک مورد استفاده را نشان می‌دهد. جهت اندازه‌گیری جابه‌جایی شمع از دو گیج عقربه‌ای به دقت ۰/۰۱ میلی‌متر و کورس ۳۰ میلی‌متر استفاده شده است که در دو طرف شمع‌ها نصب و میانگین قرائت آن‌ها جهت تعیین جابه‌جایی شمع مورد استفاده قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که گیج‌ها بر روی دو پروفیل قوطی قرار داده شده‌اند که به صورت مغناطیسی متصل گردیده‌اند. این گیج‌ها و نحوه قرارگیری آن‌ها روی قوطی -های مرجع در شکل (۳) نشان داده شده است.

از آن‌جا که در این تحقیق هدف دستیابی به نتایجی در خصوص خاک‌های ماسه‌ای می‌باشد، از این‌رو شهر ساحلی سرخ-رود به عنوان محل آزمایش انتخاب گردید. سایت مورد نظر در جاده کمربندی سرخ‌رود به محمودآباد و در روستای ساحلی چاکسر واقع است که از ساحل دریا حدود ۴۰۰ متر فاصله دارد. زمین‌های این مناطق عمدتاً تا لایه‌های عمیق از سطح زمین ماسه‌ای بوده و پتانسیل ریزشی زیادی در هنگام حفاری دارند. تراز آب زیرزمینی در فصول مختلف سال و نیز در نقاط مختلف متغییر است. تراز آب در برخی مناطق مثلاً در زمستان با رقوم ارتفاعی پائین می‌باشد و گاهی نیز به حدود ۶ متر می‌رسد. از آن‌جا که بررسی اثر آب زیرزمینی مورد بحث قرار نخواهد گرفت، از این‌رو محل آزمایش و زمان انجام آن به گونه‌ای انتخاب شده است که تراز آب زیرزمینی پائین‌تر از نوک شمع‌ها قرار گیرد. همان‌طور که عنوان شد، خاک منطقه ماسه‌ای بوده و پتانسیل ریزشی در هنگام حفاری دارد. به همین خاطر جهت حفاری می‌توان از غلاف و یا گل حفاری استفاده کرد. در این تحقیق روش اول انتخاب شده است و از آن‌جا که شمع‌های مورد آزمایش کوچک هستند و بیرون آوردن غلاف نیروی زیادی لازم ندارد، از لوله‌های PVC فشار قوی استفاده شده است. این لوله‌ها از آن‌جا که سطح نسبتاً صاف و صیقلی‌تری نسبت به لوله‌های فولادی دارند، کمتر موجب دست‌خوردگی خاک می‌شوند و از طرفی آسان‌تر خارج می‌شوند.

با توجه به این که در این تحقیق، هدف بررسی مقاومت اصطکاکی جداره شمع می‌باشد بایستی با استفاده از تمهیداتی از مقاومت نوک شمع جلوگیری کرد. به همین دلیل یونولیت‌های استوانه‌ای شکل به قطرهای مختلف (با توجه به قطر شمع) همان‌طور که در شکل (۱) نشان داده شده است و ضخامت ۴/۵ سانتی‌متر را پس از حفاری، درون لوله قرار داده و به آرامی به انتهای لوله هدایت کردیم.



شکل ۱- گذاشتن یونولیت در غلاف

روش‌های مختلف یکسان نبوده و با هم اختلاف دارند که در ادامه به تعدادی از مهم‌ترین آن‌ها اشاره می‌شود.

Meyerhof [۶] پیشنهاد کرده بود که مقاومت اصطکاکی شمع در نشست، معادل ۱۲ میلی‌متر در سر شمع یا ۰/۵ تا ۱/۵ درصد قطر شمع به طور کامل بسیج می‌شود.

Douglas [۱۳] نیز از نتایج آزمایش بارگذاری روی شمع‌های حفاری شده با اوگر در ماسه، گسیختگی را معادل بار متناظر با نشستی به اندازه ۳۰ میلی‌متر معرفی کرده بود و فرض کرده بود که مقاومت اصطکاکی به طور کامل در این مقدار نشست بسیج می‌شود.

Whitiker و Cooke [۱۴] با آزمایش روی شمع‌های دارای پد استال نشان دادند که مقاومت نهایی جدار شمع با نشستی به اندازه ۱ تا ۱/۵ درصد قطر شمع رخ می‌دهد.

آئین‌نامه مصری ECP نسخه ۲۰۰۱ بیان کرده بود که مقاومت اصطکاکی شمع در نشست، معادل ۱٪ قطر شمع به طور کامل بسیج می‌شود.

آئین‌نامه آلمانی DIN 1054 نسخه ۲۰۰۵ بیان کرده بود که میزان نشست لازم برای بسیج شدن کامل مقاومت اصطکاکی تابعی از مقاومت اصطکاکی شمع در لحظه گسیختگی است و از رابطه زیر به دست می‌آید [۱۳]:

$$S(\text{cm}) = 0.5 + 0.5 Q_{SU} (MN) \leq 3(\text{cm}) \quad (15)$$

Sharma و همکاران [۱۵] نشان دادند نشست که به ازای آن جداره به حالت گسیختگی می‌رسد از ۱۰ میلی‌متر بیشتر نمی‌شود. راندولف با کمک آزمایش بارگذاری به همراه مدل‌سازی عددی و روش بار-انتقال نشان داد که مقاومت جداره به ازای ۰/۵ تا ۲ درصد قطر شمع به حداکثر خود می‌رسد.

۶- خطاهای موجود در نتایج آزمایش بارگذاری

آزمایش بارگذاری مانند بسیاری از آزمایش‌ها و اندازه‌گیری‌ها دارای خطا می‌باشد. Davis و Poulos [۱۶] منشاء برخی از این خطاهای مهم را شناسایی و مقدار آن را با روش الاستیک تخمین زده است. عمده این خطاها به خاطر به کارگیری تجهیزاتی از قبیل تیرهای مرجع جهت نصب گیج‌های تغییر مکان، شمع‌های مهاری و یا مهارهای داخل زمین جهت فراهم آوردن عکس‌العمل مقابل جک به وجود می‌آید. این تجهیزات در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۲- جک هیدرولیکی مورد استفاده

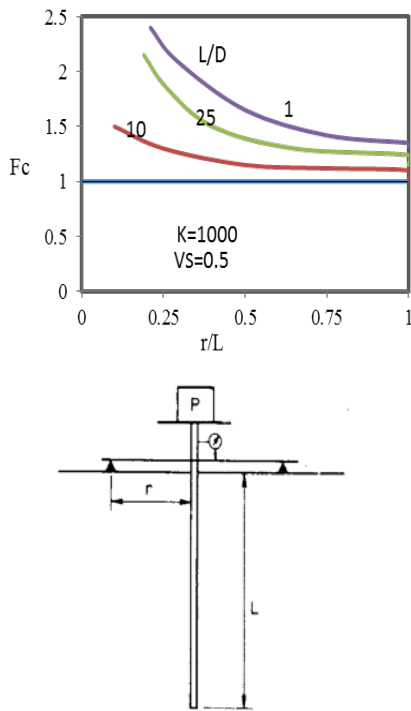


شکل ۳- گیج‌های اندازه‌گیری جابه‌جایی شمع

۵- ارائه نتایج حاصل از آزمایش بارگذاری

به منظور سهولت در تفسیر نتایج، برای تعیین مقاومت اصطکاکی نهایی از آزمایش بارگذاری شمع بایستی از منحنی بار-نشست حاصل از این آزمایش استفاده کرد. روش‌های زیادی به منظور تخمین رفتار بار-نشست شمع‌های حفاری شده درجا-ریز از روی منحنی بار و نشست حاصل از آزمایش بارگذاری شمع که تا بار گسیختگی انجام نشده بودند وجود دارد. در آزمایش بارگذاری زمانی که تا بار گسیختگی بارگذاری نشود، بار نظیر یک نشست یا نرخ نشست محدود می‌تواند به عنوان بار گسیختگی در نظر گرفته شود. تعریف متداول برای گسیختگی زمانی است که بدون افزایش در بار نشست افزایش یابد و معمولاً پذیرفته شده بود که مقاومت اصطکاکی شمع‌ها، در نشست خیلی کم، به طور کامل بسیج می‌شود.

تاکنون روش‌های زیادی جهت تعیین بار نهایی شمع از آزمایش بارگذاری پیشنهاد شده است. برخی از این روش‌ها زمانی قابل استفاده است که در آن شمع در حین آزمایش به بار نهایی خود رسیده باشد، اما در بیشتر موارد به دلیل محدودیت ظرفیت جک‌های بارگذاری یا دست بالا بودن طراحی شمع‌ها، آزمایش تاحد گسیختگی شمع ادامه پیدا نمی‌کند. در ضمن تفسیر منحنی بار-نشست شمع و تعیین بار نهایی شمع از

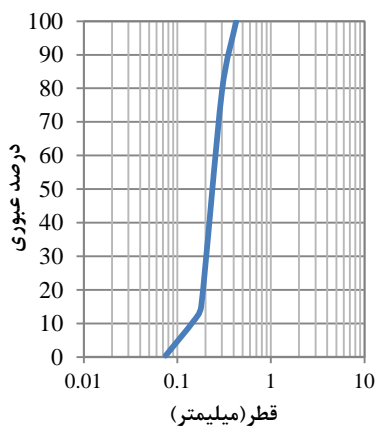


شکل ۵- ضریب تصحیح نشست تکیه‌گاه‌ها طبق پیشنهاد Davis و Poulos [۱۶]

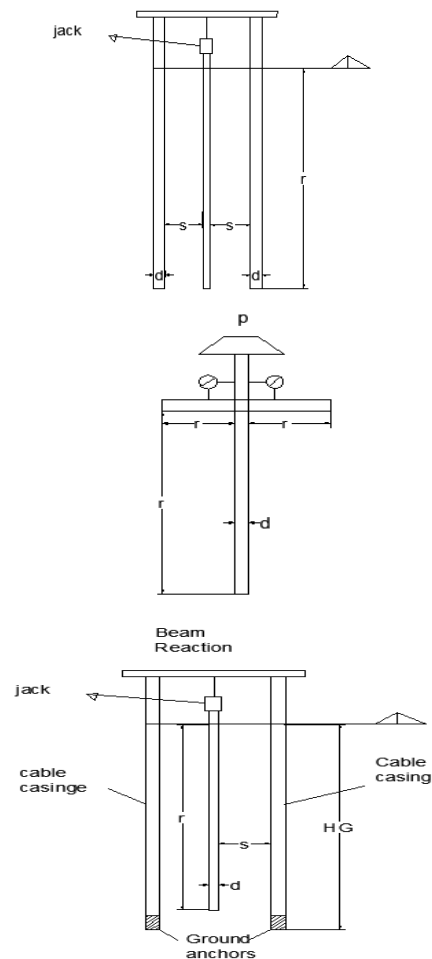
۷- تفسیر نتایج

۷-۱- نتایج آزمایش‌های شناسایی خاک

بر روی نمونه‌های گرفته شده خاک در هنگام حفاری، آزمایش‌های طبقه‌بندی و مقاومتی انجام گرفت. با انجام آزمایش‌های طبقه‌بندی و فیزیکی خاک معلوم شد که خاک منطقه ماسه ریز بوده و در گروه SP در طبقه‌بندی یونیفاید قرار می‌گیرد.



شکل ۶- آزمایش دانه‌بندی خاک



شکل ۴- انواع عوامل تولید خطا در نتایج آزمایش بارگذاری

برای مثال خطای ناشی از تکیه‌گاه‌های تیرهای مرجع موجب می‌شود که نشست قرائت شده کمتر از نشست واقعی باشد. پولوس و دیویس با استفاده از تحلیل الاستیک و محاسبه نشست ناشی از بارگذاری شمع، نشست در تکیه‌گاه‌ها را محاسبه و رابطه زیر را برای اصلاح نشست‌های واقعی پیشنهاد دادند.

$$p = f_c p_m \quad (۱۶)$$

در این رابطه، p نشست واقعی و p_m نشست قرائت شده می‌باشد. مقدار f_c از نمودار شکل (۵) به دست خواهد آمد. از این رو با کمک شکل (۵) و با توجه به این که طول تیرهای مرجع ۲/۲ متر می‌باشد و تکیه‌گاه‌ها به اندازه ۱/۱ متر از شمع‌ها فاصله دارند، ضریب f_c برای شمع‌ها به دست خواهد آمد. مثلاً برای شمع A_1 ضریب f_c برابر ۱/۱۵ خواهد شد. در واقع به دلیل این که طول تیرهای مرجع به نسبت ابعاد شمع بزرگ می‌باشد، خطاهای به دست آمده در محدوده پایینی قرار می‌گیرد.

جدول ۲- میانگین نتایج آزمایش‌های خاک

ω (%)	G_s	C_u	C_c	γ_{dry} (kN/m ³)	ω_{opt}	γ_{wet} (kN/m ³)	e	طبقه بندی Unified
۴/۷۳	۲/۷۱	۱/۷	۱/۰۴	۱۶/۲۲	۱۴/۴	۱۶/۹۹	۰/۶۴	SP

مقاومت اصطکاکی در حدود ۱۹ درصد افزایش پیدا کرده در حالی که با افزایش طول شمع از ۱/۷ به ۱/۹۵ متر مقاومت اصطکاکی شمع‌ها در حدود ۱۰ درصد افزایش پیدا کرده است.

زاویه اصطکاک ماسه در حدود ۳۳ درجه و دانسیته ماسه نیز در حدود ۳۳ درصد برآورد شد. همچنین درصد رطوبت خاک نیز بین ۳ تا ۵ درصد گزارش شده بود. شکل (۶) منحنی دانه‌بندی و جدول (۲) میانگین نتایج آزمایش خاک را نشان می‌دهد.

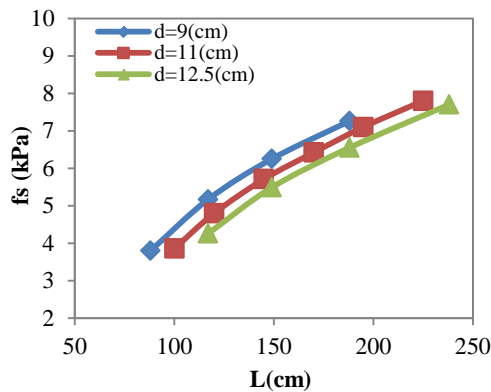
جدول ۳- مقادیر مقاومت اصطکاکی حاصل از آزمایش بارگذاری

شمع	قطر (cm)	طول (cm)	قطر / طول	مقاومت (kn)
A ₁	۹	۸۷	۹/۶۷	۰/۹۵
		۱۱۶	۱۲/۸۹	۱/۸۲
		۱۴۸	۱۶/۴۴	۲/۸۴
		۱۸۰	۲۰	۳/۷۶
B ₁	۱۱	۱۰۰	۹/۰۹	۱/۳۵
		۱۲۰	۱۰/۹۱	۱/۹۹
		۱۴۵	۱۳/۱۸	۲/۸۴
		۱۷۰	۱۵/۴۵	۳/۷۸
		۱۹۵	۱۷/۷۳	۴/۷۸
		۲۲۵	۲۰/۴۵	۶/۰۵
C ₁	۱۲/۵	۱۱۷	۹/۳۶	۱/۹۵
		۱۴۸	۱۱/۸۴	۳/۲۴
		۱۸۳	۱۴/۶۴	۴/۷۹
		۲۳۸	۱۹/۰۴	۷/۱۱

۲-۷- نتایج آزمایش بارگذاری

۱-۲-۱- تصحیح منحنی‌های بارگذاری جهت انجام آنالیز

همان‌طور که در قسمت قبل اشاره شد نشست می‌تواند در تکیه-گاه‌های تیرهای مرجع اتفاق می‌افتد روی نشست اندازه‌گیری شده شمع تأثیرگذار خواهد بود از این رو Davis و Poulos [۱۶] روش الاستیک را جهت حذف این خطا ارائه نمودند. با کمک نمودار و با توجه به این که طول تیرهای مرجع ۲/۲ متر می‌باشد و تکیه‌گاه‌ها به اندازه ۱/۱ متر از شمع‌ها فاصله دارند، ضریب f_c برای شمع‌ها محاسبه شده و در نتیجه نشست واقعی به دست خواهد آمد. بدین ترتیب منحنی‌های بار-نشست حاصل از آزمایش بارگذاری اصلاح شده است. از طرف دیگر به خاطر این که مقاومت اصطکاکی شمع‌ها سهم کم‌تری را در ظرفیت باربری، به نسبت مقاومت نوک دارد و از طرف دیگر ابعاد شمع‌های مورد نظر بسیار کوچک می‌باشد، لذا مقاومت تحمل شده توسط این شمع‌ها کم بوده و تا لحظه گسیختگی بارگذاری شده اند. جدول (۳) مشخصات شمع و مقاومت اصطکاکی نهایی حاصل از آزمایش بارگذاری شمع‌ها را نشان می‌دهد. همچنین شکل (۷) مقاومت اصطکاکی واحد سطح شمع را بر حسب طول آن‌ها نشان می‌دهد. از این شکل می‌توان نتیجه گرفت که مقاومت اصطکاکی واحد سطح شمع‌ها با افزایش طول شمع‌ها زیاد شده اما نرخ این افزایش روندی کاهشی دارد. از طرف دیگر به ازای یک مقدار ثابت طول شمع مقاومت اصطکاکی واحد سطح شمع‌ها نیز کاهش پیدا کرده است. برای مشاهده بهتر این رفتار می‌توان به جدول (۴) که روند تغییرات مقاومت اصطکاکی واحد سطح شمع‌ها را در برابر تغییرات ثابت طول شمع نشان می‌دهد مراجعه کرد. به خوبی واضح است که به ازای یک نرخ ثابت افزایش در طول شمع، نرخ افزایش مقاومت اصطکاکی شمع‌ها روند کاهشی دارد. مثلاً با افزایش طول شمع از ۱/۲ به ۱/۴۵ متر



شکل ۷- مقاومت اصطکاکی واحد سطح شمع‌ها

۸- مقایسه ظرفیت اصطکاکی شمع‌ها با نتایج حاصل از

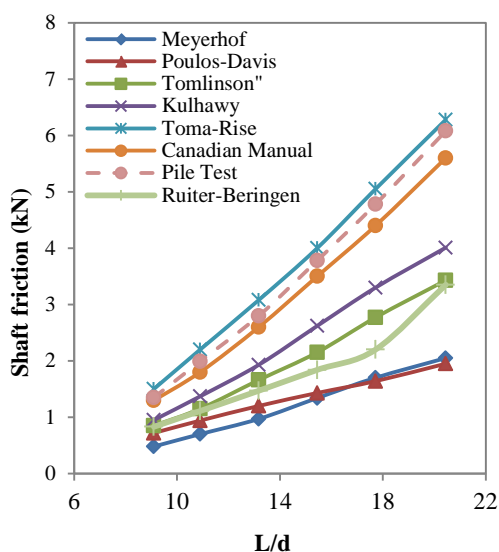
روش‌های موجود

رابطه ظرفیت باربری شمع مطابق آنچه قبلاً عنوان شد بر مبنای تحلیل استاتیکی شمع‌ها، تئوری مقاومت برشی خاک و علاوه بر آن استفاده از ضرایب تجربی بنا نهاده شده است.

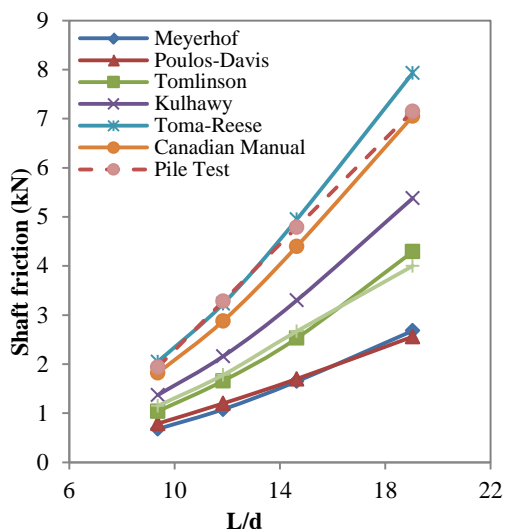
جدول ۴- نرخ افزایش مقاومت اصطکاکی بر حسب افزایش طول

تغییرات طول شمع (از ← تا) (cm)	تغییرات مقاومت اصطکاکی بر واحد سطح (kPa)	نرخ افزایش مقاومت اصطکاکی بر واحد سطح (%)
۱۲۰ → ۱۴۵	۴/۸ → ۵/۶۶	۱۹
۱۴۵ → ۱۷۰	۵/۶۶ → ۶/۴۲	۱۴
۱۷۰ → ۱۹۵	۶/۴۲ → ۷/۱	۱۰

همچنین نتایج آزمایش بارگذاری برای شمع‌های گروه B و C سازگاری خوبی با رابطه توما و ریسه و تا حدودی نیز با آئین نامه کانادا دارد.



شکل ۹- مقایسه ظرفیت باربری اصطکاکی روابط تئوری با نتایج حاصل از آزمایش برای شمع‌های گروه B

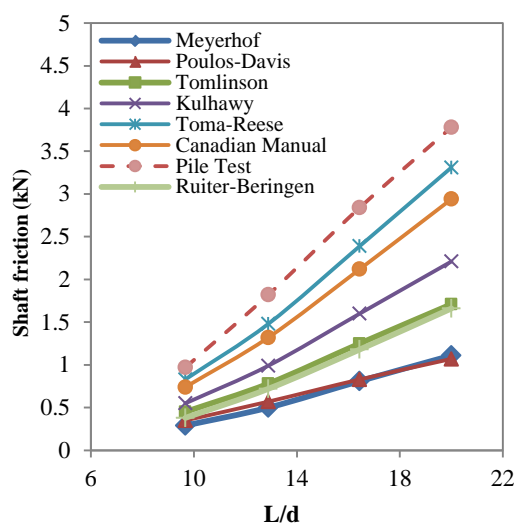


شکل ۱۰- مقایسه ظرفیت باربری اصطکاکی روابط تئوری با نتایج حاصل از آزمایش برای شمع‌های گروه C

در این بخش با استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری در محل، روش‌های موجود در محاسبه ظرفیت اصطکاکی، برای شمع‌ها مورد ارزیابی قرار گرفتند. شکل‌های (۸) - (۱۰) نتایج حاصل از این ارزیابی را نشان می‌دهد. سپس در ادامه به بررسی پارامترهای ظرفیت اصطکاکی و میزان وابستگی ظرفیت باربری به این پارامترها بررسی خواهند شد. این بررسی به دلیل مقایسه ظرفیت باربری پیش‌بینی شده با نتایج آزمایش صورت گرفته است که در شرایط واقعی نیز کاربرد دارد و مهندسین می‌توانند اختلاف میان نتایج واقعی را با نتایج تئوری مشاهده نمایند.

پارامترهایی که در محاسبه ظرفیت اصطکاکی بررسی خواهند شد عبارتند از $k \tan \delta$ و L_c (عمق بحرانی شمع)، که معمولاً در روابط تئوری برای محاسبه ظرفیت باربری اصطکاکی شمع‌ها از این پارامترها استفاده می‌شود.

همان‌طور که از شکل‌ها ملاحظه می‌شود، نتایج به دست آمده از آزمایش بارگذاری با نتایج رابطه تئوری مقایسه شده است. به خوبی مشخص است که نتایج آزمایش از نتایج اکثر روابط تئوری بالاتر است و روش پیشنهادی میرهوف نسبت به روش‌های دیگر جواب پایین‌تری را می‌دهد.



شکل ۸- مقایسه ظرفیت باربری اصطکاکی روابط تئوری با نتایج حاصل از آزمایش برای شمع‌های گروه A

شکل‌های (۱۱) تا (۱۴). طبق مشاهدات انجام شده، سطح تماس خاک و شمع، در شمع‌های با اسلامپ بالاتر، بزرگ‌تر است و در شمع‌های با اسلامپ پایین‌تر، سطوح اتصال مقطعی و ناپیوسته-اند، از این رو می‌توان گفت به دلیل یکپارچگی بدنه شمع با ماسه اطراف در نمونه‌های با اسلامپ بالاتر و مشخصاً در اسلامپ ۲۰، گسیختگی در خاک رخ داده است. از طرفی با توجه به این که اسلامپ بتن مصرفی ما برابر ۱۸ سانتی‌متر به دست آمده بود در نتیجه می‌توان فرض کرد که گسیختگی در محدوده خاک رخ خواهد داد از این رو مقدار δ برابر با 0.95ϕ فرض شده بود.



شکل ۱۱- سطح مربوط به نمونه‌ای از اسلامپ ۸



شکل ۱۲- سطح مربوط به نمونه‌ای از اسلامپ ۱۲



شکل ۱۳- سطح مربوط به نمونه‌ای از اسلامپ ۱۶

علت اختلاف نتایج شمع‌های گروه A، با روابط تئوری به خاطر تفاوت در زمان حفاری و بارگذاری آن، نسبت به ۲ تا گروه دیگر شمع می‌باشد در واقع شمع‌های گروه B و C در فصل بهار و تابستان حفاری و بارگذاری شده‌اند، اما شمع‌های گروه A در فصل زمستان حفاری و بارگذاری شده‌اند. از طرفی آزمایش‌های شناسایی مشخصات خاک، بر روی نمونه‌های گرفته شده از حفاری شمع‌های گروه B و C انجام گرفته شده بود و از نتایج آن‌ها در روابط تئوری، برای محاسبه ظرفیت باربری اصطکاکی کلیه شمع‌ها استفاده شده بود. اما در عمل چون شمع‌های گروه A در فصل زمستان بارگذاری شده بودند، قطعاً مشخصات مقاومتی خاک برای این شمع‌ها بیشتر از مقدار در نظر گرفته شده می‌باشد و به همین خاطر نتایج آزمایش بارگذاری برای این شمع‌ها بیشتر از نتایج به دست آمده از روابط تئوری می‌باشد.

۹- تعیین $k \tan \delta$ و L_c/d از روی نتایج آزمایش

همان‌طور که می‌دانیم در روابط تئوری محاسبه ظرفیت اصطکاکی شمع‌ها، فرض می‌کنند که مقاومت اصطکاکی واحد سطح تا عمقی معادل با عمق بحرانی (L_c) به صورت خطی با عمق تغییر کرده و از آن عمق به بعد ثابت می‌ماند و از طرفی دیگر رابطه مستقیم با پارامتر $k \tan \delta$ ، که معادل ضریب β می‌باشد دارد. در این بخش با استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری، مقدار این پارامترها و میزان وابستگی ظرفیت اصطکاکی شمع‌ها به این پارامترها بررسی می‌شود. بدین منظور ابتدا فرض شده است که خاک همگن و همسان است و زاویه اصطکاک خاک در عمق مقدار ثابتی دارد اما با این حال به سادگی نمی‌توان مقداری مناسب برای $k \tan \delta$ و L_c/d تعیین نمود، چرا که با انتخاب یک $k \tan \delta$ مشخص باید یک L_c/d را تعیین نمود که ظرفیت باربری حاصل از رابطه ظرفیت باربری با نتایج حاصل از آزمایش بارگذاری برابر شود.

اما در مورد پارامتر δ که بیانگر زاویه اصطکاک بین خاک و شمع می‌باشد می‌توان گفت که با توجه به مطالب گزارش شده در مرجع [۱۷] که با بررسی سطوح نمونه‌ها، مشاهده شده بود که در اسلامپ‌های بالا، روی سطح خارجی شمع‌های بیرون کشیده شده، لایه‌ای نازک و پیوسته از ماسه وجود دارد. در این وضعیت، لایه‌ای از خاک به بدنه شمع‌ها چسبیده است و به نظر می‌رسد با هیدراته شدن سیمان، خاک اطراف جزئی از بدنه شمع گردیده است. اما در اسلامپ‌های پایین، سطوحی ناهموار با خلل و فرج زیاد و با پیوستگی‌های مقطعی با خاک مشاهده شد

جدول ۵- مقایسه مقادیر ظرفیت باربری اصطکاکی پیش‌بینی شده و نتایج آزمایش بارگذاری

نام شمع	نتایج تست (kN)	نتایج تئوری (kN)	تست/ تئوری (%)
A ₁	۰/۹۵	۰/۸۲	۰/۸۶
A ₂	۱/۸۲	۱/۴۷	۰/۸۲
A ₃	۲/۸۴	۲/۳۸	۰/۸۴
A ₄	۳/۷۹	۳/۳۱	۰/۸۷
B ₁	۱/۳۵	۱/۳۲	۰/۹۸
B ₂	۱/۹۹	۱/۸۹	۰/۹۵
B ₃	۲/۸۴	۲/۷۸	۰/۹۸
B ₄	۳/۷۸	۳/۸۲	۱/۰۱
B ₅	۴/۷۸	۴/۹۱	۱/۰۲
B ₆	۶/۰۵	۶/۲۲	۱/۰۳
C ₁	۱/۹۵	۲/۰۳	۱/۰۴
C ₂	۳/۲۴	۳/۲۸	۱/۰۲
C ₃	۴/۷۹	۵/۰۳	۱/۰۵
C ₄	۷/۱۲	۷/۹۱	۱/۱



شکل ۱۴- سطح مربوط به نمونه‌ای از اسلامپ ۲۰

با مشخص شدن پارامتر δ ، پارامترهای k و Lc/d هنوز مجهول هستند که برای به دست آوردن آن بدین صورت عمل می‌کنیم: با مشخص شدن پارامتر δ ، پارامترهای k و Lc/d هنوز مجهول هستند. برای به دست آوردن آن‌ها از روابط زیر استفاده می‌شود.

$$Q = fs [(Lc/2) + (L-Lc)] \quad (17)$$

$$fs = \sigma'v k \tan \delta \quad (18)$$

که در آن‌ها Q ظرفیت اصطکاکی شمع، fs تنش اصطکاکی در عمق بحرانی، Lc عمق بحرانی شمع، L طول شمع، ρ محیط شمع و $\sigma'v$ تنش قائم مؤثر می‌باشد.

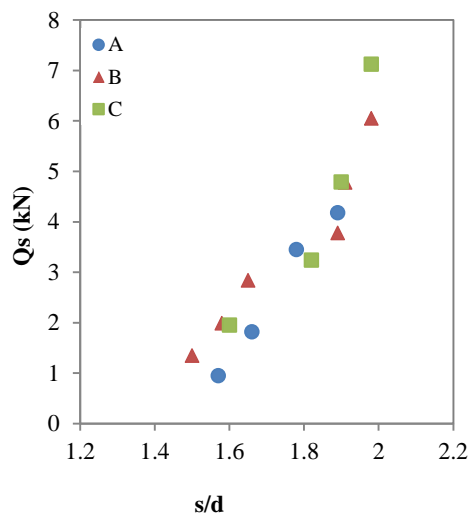
جهت تعیین پارامترهای $ktan\delta$ و Lc/d از روابط بالا، ابتدا ۲ شمع را در نظر گرفته و سپس مقادیر مقاومت اصطکاکی و مشخصات آن‌ها را در رابطه (۱۷) قرار داده و سپس با حل ۲ معادله مقدار fs به دست می‌آید. این کار را برای تمام شمع‌های گروه دو به دو انجام داده به طوری که در نهایت ۲۷ مقدار برای fs به دست می‌آید. سپس مقدار میانگین fs را در نظر گرفته و دوباره در رابطه (۱۷) قرار داده و مقدار Lc را برای شمع‌ها به دست آورده و در نهایت مقدار میانگین آن را به دست می‌آوریم. در انتها نیز با استفاده از مقادیر میانگین fs و Lc در رابطه (۱۸) مقدار $ktan\delta$ به دست خواهد آمد. مقدار عددی به دست آمده با انتخاب این پارامترها و مقایسه آن با نتایج ظرفیت باربری حاصل از آزمایش بارگذاری برای کلیه شمع‌ها در جدول (۵) و شکل (۱۵) نشان داده شده است. اما از طرف دیگر در اکثر روابط تئوری محاسبه مقاومت اصطکاکی از پارامتر $ktan\delta$ که به عنوان ضریب β نیز نامیده می‌شود استفاده می‌شود و به همین خاطر با در دست داشتن مقدار $\delta = 0.095\phi$ و همچنین k به دست آمده از آزمایش بارگذاری، ضریب β برابر با ۰.۴۶ به دست آمده بود.

شکل ۱۵- مقایسه مقادیر ظرفیت باربری اصطکاکی پیش‌بینی شده با نتایج آزمایش بارگذاری

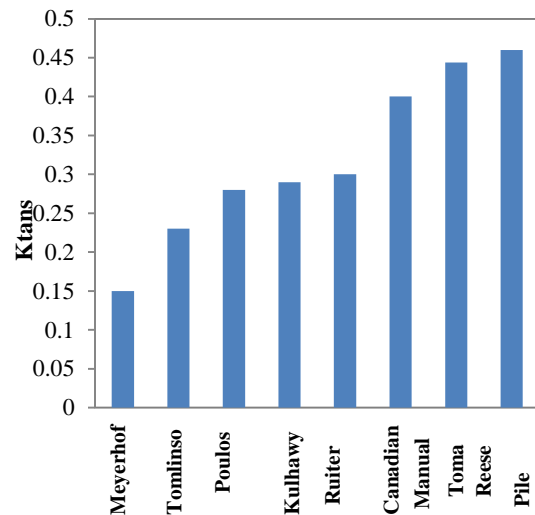
همان‌طور که در بخش قبلی گفته شد مقدار ظرفیت اصطکاکی شمع‌ها سازگاری خوبی با رابطه Reese و Toma داشت که در این‌جا نیز به خوبی مشاهده می‌شود که ضریب $ktan\delta$ به دست آمده از نتایج آزمایش بارگذاری برابر با مقدار پیشنهادی Toma و Reese می‌باشد. شکل (۱۶) مقایسه بین مقادیر $ktan\delta$ به دست آمده از آزمایش بارگذاری و روش‌های تئوری را نشان می‌دهد. اما همان‌طور که مشاهده کردیم، مقدار ضریب فشار جانبی خاک از مقدار ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون بیشتر شده که علت آن را می‌توان به صورت زیر بیان کرد.

می‌بایست از آزمایش بارگذاری به همراه نصب گیج‌های اندازه‌گیری در جداره و نوک شمع استفاده کرد. اما تعیین این مقدار از روی منحنی به سادگی قابل تشخیص نیست و روی آن اختلاف نظر فراوانی دارند. روش‌های زیادی به منظور تخمین رفتار بار-نشست شمع‌های حفاری شده درجا ریز از روی منحنی بار-نشست حاصل از آزمایش بارگذاری شمع که تا بار گسیختگی انجام نشده بودند وجود دارد. علاوه بر این تعیین معیار گسیختگی برای شمعی که تا بار گسیختگی بارگذاری نشود خیلی سخت است. در آزمایش بارگذاری زمانی که تا بار گسیختگی بارگذاری نشود، بار نظیر یک نشست یا نرخ نشست محدود می‌تواند به عنوان بار گسیختگی در نظر گرفته شود. اما به دلیل ابعاد کوچک شمع، مقاومت اصطکاکی شمع‌های مورد آزمایش کم بوده و شمع‌ها تا بار گسیختگی بارگذاری شده‌اند. شکل (۱۷) نمونه‌ای از نتایج این آزمایش را نشان می‌دهد.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود محدوده نشست‌های شمع‌های مورد نظر در آن نشست به حالت گسیختگی می‌رسند در هر ۳ گروه شمع تقریباً ثابت و در حدود ۱/۵ تا ۲ درصد قطر شمع می‌باشد و از طرف دیگر در هر ۳ گروه شمع با افزایش طول، نشست نرمالیزه شده بر حسب قطر شمع افزایش پیدا کرده است. از طرف دیگر اگر مقادیر S/d به دست آمده از نتایج آزمایش بارگذاری را با مقادیری که توسط برخی از محققین پیشنهاد شده و قبلاً به آن‌ها اشاره شده بود مقایسه کنیم، ملاحظه می‌شود که نتیجه حاصل از آزمایش بارگذاری با مقدار پیشنهاد شده توسط راندولف و تا حدودی میرهوف سازگاری دارد.



شکل ۱۷- نمودار تغییرات مقاومت اصطکاکی نهایی در برابر نشست نرمالیزه شده بر حسب قطر شمع



شکل ۱۶- مقایسه بین مقادیر $k \tan \delta$ به دست آمده از نتایج آزمایش بارگذاری و روش‌های تئوری

- تغییر شکل‌ها و تغییرات ایجاد شده در مشخصات خاک بر اثر حفاری، احداث شمع‌ها و بارگذاری، که باعث ایجاد تغییرات در تنش خاک می‌شود.

- بالا بودن اسلامپ بتن که باعث افزایش کوچک در قطر شمع به علت وارفتگی بیشتر بتن‌های روان‌تر در چاهک حفر شده، می‌شود و با هیدراته شدن شیمان، بین بدنه شمع و دانه‌های خاک اطراف یکپارچگی ایجاد می‌شود.

- بحث فشار هیدرواستاتیک بتن تازه که در اسلامپ‌های بالاتر فشار جانبی بیشتری به خاک اطراف وارد می‌کند. افزایش یافتن فشار جانبی مقدار ضریب فشار زمین را افزایش داده و باعث ایجاد تنش شعاعی بالاتری می‌گردد.

- با توجه به این که بتن با افزایش نسبت اختلاط آب، روان‌تر می‌شود، دوغاب شیمان در اسلامپ‌های بالاتر بیشتر است و عمل نفوذ به لایه‌های خاک اطراف بدنه بیشتر می‌گردد. این اتفاق در خاک ماسه‌ای را می‌توان با بالارفتن زاویه اصطکاک خاک - شمع متناظر دانست.

- زبر بودن پوسته شمع، که هرچقدر پوسته شمع زبرتر باشد تمایل ماسه به اتساع تحت نیروی برشی بیشتر بوده و باعث افزایش تنش‌های نرمال روی جداره شمع شده و در نتیجه باعث افزایش فشار جانبی زمین خواهد شد.

۹- بررسی نشست متناظر با مقاومت اصطکاکی شمع‌ها

همان‌طور که می‌دانیم برای تعیین مقاومت اصطکاکی نهایی از آزمایش بارگذاری شمع بایستی از منحنی بار-نشست حاصل از این آزمایش استفاده کرد و برای تعیین نحوه درست توزیع بار

- 10- نتیجه‌گیری
- همان‌طور که می‌دانیم روش‌های زیادی برای بررسی رفتار شمع‌های بتنی درجا مطرح شده است. استفاده از معادلات تجربی برای پیش‌بینی ظرفیت باربری شمع به طوری که کاملاً با نتایج آزمایش همخوانی داشته باشد امکان‌پذیر نیست. از این‌رو بیشتر پژوهشگران در زمینه شمع برای حصول اطمینان از طراحی ایمن و اقتصادی توصیه می‌کنند که به طور دلخواه تعدادی از شمع‌ها اجرا شده در محل مورد آزمایش بارگذاری قرار گیرند. بدین منظور سایتی در شهر ساحلی سرخورد جهت ارزیابی رفتار این شمع‌ها انتخاب گردید. برای بررسی مقاومت اصطکاکی شمع‌های بتنی درجا، تعداد ۱۴ شمع در سه دسته (در هر دسته قطر ثابت بوده)، در نظر گرفته شده بود. نتایج آزمایش بارگذاری شمع نشان داد که با افزایش طول شمع‌ها مقاومت اصطکاکی واحد سطح شمع‌ها افزایش یافته، و به ازای یک نرخ ثابت افزایش طول شمع، روندی کاهشی داشته است. همچنین برای یک مقدار ثابت از طول شمع، با افزایش قطر، مقاومت اصطکاکی واحد سطح شمع، تقریباً ثابت بوده و گسیختگی شمع‌ها در محدوده نشست معادل با ۱/۵ تا ۲ درصد قطر شمع‌ها به دست آمده است که سازگاری خوبی با مقادیر پیشنهادی میرهوف و رندولف دارد. همچنین از میان روش‌های مختلف تعیین ظرفیت باربری اصطکاکی شمع‌ها، ملاحظه گردید که روش توما و ریس و تا حدودی هم روش آیین‌نامه کانادا با نتایج حاصل از آزمایش بارگذاری سازگاری دارد. در انتها نیز با انجام تحلیل معکوس بر روی نتایج حاصل از آزمایش بارگذاری شمع‌ها و با توجه به بالا بودن اسلامپ بتن مصرفی ما و انتخاب $\delta = 0.095$ ، مقادیر پارامترهای Lc و $ktans$ که در روابط تئوری محاسبه مقاومت اصطکاکی شمع‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند به ترتیب برابر با $12d$ و 0.73 به دست آمده است.
- ۱۱- مراجع
- [1] O'Neill, M. W., Reese, A. C., "Drilled shafts Construction Procedures and Design Methods", Federal Highway Administration, Washington, DC, 1999, pp 121-132.
- [2] Das, B. M. "Principles of Geotechnical Engineering", 2nd ed, Pws Kent Publishing Company, Boston, 1990, pp 426-428.
- [3] Gavin, K. G., Cadogan, D., Casey, P., "Shaft Capacity of Continuous Flight Auger in Sand", Journal Geotechnical and
- Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2009 135 (6), 790-798.
- [4] Fellenius, B. H., Altaee, A., "Critical Depth: How it Came in to Being and Why it Does not Exist", 1995, pp 107-111.
- [5] Ashour, M., Norris, G., Elfass S. H., Al-Hamdan, A., "Mobilized Side and Tip Resistances of Piles in Clay", Computers and Geotechnics, 2010, 37, 858-866.
- [6] Meyerhof, G., "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1976, 102 (2), 197-228.
- [7] Kulhawy, F. H., "Drilled Shaft Foundations", Chapter 14 in Foundation Engineering Handbook, 2nd Ed., H.-Y. Fang, Editor, Van Nostrand Reinhold, New York, 1991, pp 537-552.
- [8] Wright, S. J., Reese, L. C., "Design of Large Diameter Bored Piles", Ground Engineering, 1979, 12 (8), 17-21.
- [9] Tomlinson, M. J., "Foundation Design and Construction", 7th ed., Prentice Hall, London, 2001.
- [10] Baziar, H., Kashkooli, A., Saeedi-Azizkandi, A., "Prediction of Pile Shaft Resistance Using Cone Penetration Tests (CPTs)", Computers and Geotechnics, 2012, 39, 74-82.
- [11] Canadian Foundation Engineering Society, "Canadian Foundation Engineering Manual" 4th Edition, 2006.
- [12] American Society for Testing and Materials, "Annual Book of ASTM Standards", Philadelphia, US, 1994
- [13] Douglas, D. J., "Discussion on Case Histories", Conference on Piling and Ground Treatment, Institution of Civil Engineers, London, 1993, pp 17-22.
- [14] Cooke, R. W., Whitiker, R., "Experimental of Model Piles with Enlarged Bases", 1981.
- [15] Sharma, H. D, Joshi, R. C., "Drilled Pile Behavior in Granular Deposite", Canadian Geotechnical Journal, 1998, 25, 222-232.
- [16] Poulos, H. G., Davis, E. H., "Pile Foundation Analysis and Design", Rainbom-Bridge Book, 1980.
- [۱۷] مظفری، غ.، "بررسی ظرفیت کششی شمع بتنی درجا با اسلامپ متغیر"، پایان‌نامه دوره کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، ۱۳۹۱.

EXTENDED ABSTRACT

Evaluation of the Frictional Behavior of Pile in Sandy Soil Using Loading Test

Issa Shooshpasha*, Behzad Saeedi

Faculty of Civil Engineering, University of Babol University of Technology, Babol, Iran

Received: 22 November 2015; **Accepted:** 02 July 2016

Keywords:

Concrete piles, Frictional resistance, Sand, Pile loading test, Pile failure

1. Introduction

The piles are foundations that transfer the load from building to the subsoil. And generally used in situations where spread or mat footings are not the best choice. Some examples include situations where the surface soil is weak and compressible, the structural loads are very high the upper soil is subjected to scour, and horizontal load capacity is required. Due to poor bearing capacity and settlement of the soil, application of the piles have a long history. Correct estimation of bearing capacity of piles is one of important issues that is always under attention of geotechnical researchers, because determination of ultimate bearing capacity of piles is required for their safe designing. The effect of various issues such as inhomogeneous, and variety of the soil, water, the diversity of the various combinations of the soil in nature, possibility of the creep, complicate behavior of stress-strain, complicate interaction of the soil and pile, pile material, and methods of construction make some difficulties in determination of the bearing capacity. Transmission of load from the pile to the soil is by the shaft friction and toe. It is important to know the exact amount of the friction resistance, therefore in this study, the shaft resistance of piles in Sorkhrood sandy soil was investigated through 14 pressure loading tests on small scale concrete piles with different dimensions and the obtained results were compared with the results of some other methods.

2. Methodology

2.1. Description of the site and method of pile construction

Since the aim of this study is achieving to the results in sandy soils, so coastal city of the Sorkhrood was selected as case study. This site is placed at highway of Sorkhrood-MahmoodAbad and in the coastal village of Chaksar that is 400 meter away from the sea. Lands of this area are commonly sandy and have a high potential of falling during drilling. The ground water table is 5 m below the surface. As mentioned before, soil of the land is sandy with high potential of falling during the drilling, therefore can use of the casing or bentonite for drilling. In this study, the first method is selected and since the used experimental piles are small and the extract of the casing do not need a much of power, high-pressure PVC pipes are used in this study. The surface of these pipes is smoother than steel pipes, so their effect on distortion of the soil is lower and their extraction is easier. Since the aim of this study is investigation of frictional resistance of the pile, so the resistance of the pile end must be inhibited somehow. So cylindrical Yunolit with various diameters (according to the pile diameter) and 4.5 thickness, as depicted in Fig. 1, were placed inside of the pipe and were moved slowly to the end of the pipe. Compressed Yunolit is inserted in to the pipe so that after extraction, fill the hollow space that there is between the Yunolit and pipe (pipe thickness). Then before concreting, the casing is moved about 4 centimeters to the top, in order to free the Yunolit inside of the casing, than inhibit of the damage it during the extraction casing. After placing of Yunolit, a few amount of concrete is poured on it and then must wait for a while to poured concrete became hard and ready to bear the weight of remained concrete that will be poured to fill the hole of drilled shaft. PVC pipes must be out of the soil during the concreting. This

* Corresponding Author

E-mail addresses: shooshpasha@nit.ac.ir (Issa Shooshpasha), behzad1365114@yahoo.com (Behzad Saeedi)

work must be done slowly exactly similar to entering of the pipes to do not lead to much distortion of the soil. In this study, initially concreting is completely done and then the casing is extruded. On the other hand, since much force is not required for extrusion of the casing, so there is not any problem for extrusion it and if concrete want to come out with it, its surface will go up and will be observable.



Fig. 1. Placing of yunolit in the inside of the pvc pipe

2.2. Compressive loading test of the pile

Compressive axial statically loading test is done according to ASTM D-1143 standard method, and by constant penetration rate (CPR) but instead of constant penetration equals to 0.2 millimeter per minutes. Applied load is determined by force gauge attached to the jack, and pile settlement is measured by displacement gauges placed at both side of the pile. Loading continues to while moment failure occurs. Fig. 2 show the applied jack in this study. Two gauges with accuracy of 0.01 mm and rate of 30 mm are used to measure the displacement of the pile that are install at both side of the piles and average of their values is used for determination of the pile displacement. It should be mentioned that gauges are placed on two box profiles and connected electrically. Fig. 3 shows these gauges and their placement manner on the box.



Fig. 2. Used hydraulic jack



Fig. 3. Pile displacement measurement gauges

3. Results and discussion

3.1. Loading test results

As mentioned before, settlement that occurs at bearing of the reference beams will effect on the measured settlement of the pile, so Poulos and Davis proposed the elastic method for removal of these error. By considering of the curve and according to this issue that the length of the refer beams is 2.2 m, and supports are 1.1 m away from the pile, fc factor is calculated for piles and so real settlement is obtained. So load-settlement curve obtained from

loading test has been modified. Table 1 shows the characteristics and ultimate frictional resistance from loading test of the piles.

Table 1. Frictional resistance values obtained from loading experiment

Pile Name	Qs (kN) Test Result	Qs (kN) Theory Result	Theory/Test
A ₁	0.95	0.82	0.86
A ₂	1.82	1.47	0.82
A ₃	2.84	2.38	0.84
A ₄	3.79	3.31	0.87
B ₁	1.35	1.32	0.98
B ₂	1.99	1.89	0.95
B ₃	2.84	2.78	0.98
B ₄	3.78	3.82	1.01
B ₅	4.78	4.91	1.02
B ₆	6.05	6.22	1.03
C ₁	1.95	2.03	1.04
C ₂	3.24	3.28	1.02
C ₃	4.79	5.03	1.05
C ₄	7.12	7.91	1.1

4. Conclusions

As we know, numerous methods are proposed for study of the in-situ concrete piles. Application of empirical equations for prediction of piles loading capacity so that have complete consistency with experimental results, is not possible. So most of researchers suggest that some implemented piles in the site go under the loading test at random. So in this research, the frictional capacity of the in-situ concrete piles has been studied under pressure loading in sandy soil. In this case, for this purpose, Shorkhrood coastal city was selected for assessment of the piles behavior. To investigate the frictional resistance of the in-situ concrete piles, 14 piles were considered in 3 categories (the diameter was constant in each category). The results of the loading showed that increase of the piles length increases the unit shaft resistance of the piles, and it has a decreasing trend for a constant rate of the pile elongation. Also for a constant value of the pile length, unit shaft resistance was constant with increasing of the diameter, and fracture of the piles were obtained in settlements range equals to 1.5 to 2% of the piles diameter which has a good agreement with proposed values by Randolph and Meyerhof. Also among the various methods for determination of the shaft bearing capacity, it was observed that the method of Toma and Reese and some Canada manual method have consistency with the results of the loading test. Finally, by doing back analysis on the results obtained from piles loading test and by considering the high value of obtained concrete slump and selection of $\delta=0.095\phi$, the values L_c and $ktans$ parameters that are applicable in empirical relations for calculation of piles frictional resistance, obtained equals to $12D$ and 0.73 , respectively.

5. References

- [1] Das, B. M., "Principles of Geotechnical Engineering", 2nd ed., Pws Kent Publishing Company, Boston, 1990, pp 426-428.
- [2] American Society for Testing and Materials, "Annual Book of ASTM Standards", Philadelphia, US, 1994.
- [3] Canadian Foundation Engineering Society, "Canadian Foundation Engineering Manual", 4th Edition, 2006.