

تأثیر زمان بر ظرفیت باربری محوری شمع‌های کوبشی در خاک رس نرم

کمیل خاکپور^۱، علی کمک پناه^{۲*}

۱. دانشجوی دکتری ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲. دانشیار ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

*Komeil_khakpour@yahoo.com

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۶/۰۸]

تاریخ دریافت: [۹۴/۱۲/۱۵]

چکیده

تعیین ظرفیت باربری نهایی شمع در طراحی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در اغلب اوقات آزمایش بارگذاری شمع در فاصله زمانی کوتاهی پس از اجرای آن انجام می‌شود و نتایج به دست آمده به عنوان ظرفیت باربری نهایی شمع در طراحی لحاظ می‌شود. کوبش شمع سبب تغییر شکل زیاد خاک اطراف شمع و بوجود آمدن اضافه فشار آب حفره‌ای در پیرامون آن می‌شود این امر سبب کاهش مقاومت برشی و ظرفیت باربری شمع می‌شود. با زایل شدن اضافه فشار آب حفره‌ای در ناحیه مشترک شمع و خاک و در نتیجه افزایش مقاومت برشی، ظرفیت باربری شمع نیز افزایش می‌یابد. استفاده از آزمایش بارگذاری روی شمع‌هایی که اضافه فشار آب حفره‌ای در اطراف آن وجود دارد سبب طراحی محافظ کارانه می‌شود. آزمایش استاتیک و دینامیک شمع بیانگر ظرفیت باربری شمع در زمان آزمایش است برای بررسی تأثیر گیرش در ظرفیت باربری شمع، آزمایش‌ها باید در زمان‌های مختلف انجام شود که این امر زمان‌بر و غیراقتصادی است. بنابراین باید راه-حل‌های عددی و تجربی توسعه یابد تا بتوان با توجه به تعداد محدودی آزمایش‌های استاتیکی و دینامیکی تأثیر زمان در ظرفیت باربری شمع را بررسی کرد. محاسبه ظرفیت باربری شمع با زمان سبب کاهش طول، قطر و تعداد شمع‌ها می‌شود و استفاده از چکش‌های سبکتر می‌تواند از عوامل مؤثر در اقتصاد پروژه باشد. پدیده گیرش به دو بخش تقسیم می‌شود: (۱) اضافه فشار آب حفره‌ای ناشی از کوبش شمع و در نتیجه زایل شدن آن با زمان و (۲) سالخوردگی.

هدف از این پژوهش بررسی ظرفیت باربری شمع‌های کوبشی در خاک رسی نرم در زمان‌های مختلف پس از کوبش است. آزمایش‌ها برای ارزیابی افزایش ظرفیت باربری شمع کوبشی در خاک رس نرم شمال ایران در نظر گرفته شده است. نتایج آزمایش بارگذاری روی شمع‌های آلومینیومی کوبشی در خاک رسی نرم نشان می‌دهد ۱۴ روز پس از کوبش، ظرفیت باربری شمع نسبت به زمان پایان کوبش تقریباً ۸۰٪ افزایش داشته است. بخش عمده از افزایش ظرفیت باربری در سه روز پس از کوبش می‌باشد و پس از آن نرخ افزایش ظرفیت باربری شمع کاهش می‌یابد.

واژگان کلیدی: شمع کوبشی، گیرش خاک، مدلسازی فیزیکی

۱- مقدمه

چسبنده نرم بیشتر از خاک چسبنده سفت است [19]. تأثیر کوبش شمع در رس اشباع در چهار بخش آشفتگی^۱ و بازسازی^{۱۱} در خاک مجاور شمع در زمان کوبش، افزایش فشار آب حفره‌ای و تغییر در حالت تنش خاک، زایل شدن اضافه فشار آب حفره‌ای و افزایش مقاومت خاک با زمان طبقه‌بندی نمود [20]. گیرش خاک به سه بخش تقسیم می‌شود. بخش اول و دوم وابسته به تنش مؤثر و بخش سوم مستقل از تنش مؤثر است (شکل ۱) [7]. بخش اول با توجه به زایل شدن فشار آب حفره‌ای در مدت زمان کم، آهنگ غیرخطی با لگاریتم زمان دارد. مدت زمان این بخش تابعی از مشخصات خاک و شمع می‌باشد. در بخش دوم آهنگ زایل شدن فشار آب حفره‌ای و گیرش خاک نسبت به لگاریتم زمان خطی می‌شود. پس از زایل شدن اضافه فشار آب حفره‌ای، گیرش خاک به علت سالخورده‌گی رخ می‌دهد. سالخورده‌گی تغییرات وابسته به زمان پارامترهای خاک در تنش مؤثر ثابت است.

در این پژوهش به بررسی ظرفیت باربری شمع‌های کوبشی در خاک رسی نرم شمال ایران با گذشت زمان در مقیاس کوچک پرداخته می‌شود. شایان ذکر است این نوع رس‌ها بخش‌های زیادی از مناطق شمالی ایران را تشکیل می‌دهند.

شکل ۱. تغییرات گیرش خاک در مقیاس لگاریتم زمان

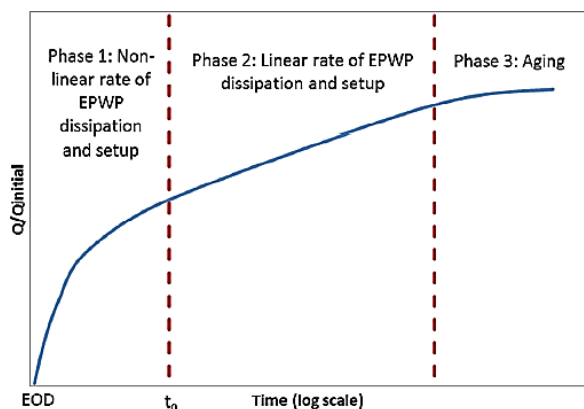


Fig. 1. Soil set-up variation with time in log scale

یکی از موضوعات مهم در شمع‌های کوبشی، تغییرات ظرفیت باربری شمع با زمان است و این موضوع توسط پژوهشگران زیادی بررسی شده است [3 - 1] که نشان می‌دهد با توجه به نوع خاک، گیرش خاک^۱ یا وادادگی خاک^۲ با زمان محتمل است. گیرش خاک و وادادگی خاک به ترتیب سبب افزایش و کاهش ظرفیت باربری با زمان می‌شوند و دلایل متفاوتی برای پدیده‌های مذکور بیان شده است [6 - 4]. گزارش‌های ارائه شده از گیرش خاک زیاد، ولی از وادادگی خاک کم است [8, 7]. گیرش خاک در ابتدا با افزایش تنش مؤثر همراه است زیرا اضافه فشار آب حفره‌ای ناشی از کوبش زایل می‌شود [9]. ممکن است مدت زمان زایل شدن اضافه فشار آب حفره‌ای در شمع‌های جابه‌جاشونده^۳ بیشتر از شمع‌های جابه‌جا نشده^۴ باشد زیرا حجم بیشتری از خاک جابه‌جا می‌شود [10]. مطالعات متعددی افزایش ظرفیت باربری شمع پس از محو اضافه فشار آب حفره‌ای نسبت به زمان را نشان می‌دهد که به پدیده سالخورده‌گی^۵ معروف است [13 - 11]. در روند گیرش خاک‌های چسبنده، آثار زایل شدن اضافه فشار آب حفره‌ای و سالخورده‌گی می‌تواند با یکدیگر مصادف شود [14]. سالخورده‌گی خاک ممکن است با بازسازی ساختار^۶ [15]، خستگی^۷ [16]، خوردگی شمع‌های فولادی [17]، پراکنده‌گی^۸، تیکسوتروپی^۹ و تحکیم ثانویه [18] همراه باشد. در نظر گرفتن تأثیر گیرش خاک بر ظرفیت باربری شمع‌ها سبب کاهش طول، قطر و تعداد شمع‌ها می‌شود و استفاده از چکش‌های سبکتر می‌تواند از عوامل مؤثر در اقتصاد پروژه باشد. بسیاری از پژوهش‌ها روی کمی ساختن گیرش خاک با نیروی محوری شمع در بازه زمانی کوتاهی پس از کوبش استوار است. نمونه‌ای از این نوع مطالعات در جدول (۱) ارائه شده است. درصد افزایش ظرفیت باربری شمع ناشی از گیرش خاک در خاک‌های

- 1 Soil setup
- 2 Soil relaxation
- 3 Displacement piles
- 4 Non- displacement piles
- 5 Aging
- 6 Restructuring
- 7 Fatigue
- 8 Dispersion
- 9 Thixotropy

- 10 Disturbance
- 11 Remolding

جدول ۱. روابط تجربی ظرفیت باربری شمع با گذشت زمان

Author(s)	Equation	Comments
Skov and Denver [20]	$Q_t = [1 + A \log(t / t_0)] Q_0$	Sand: $t_0=0.5$ $A=0.2$ Clay: $t_0=1.0$ $A=0.6$
Huang [12]	$Q_t = Q_{EOD} + 0.236[1 + \log t(Q_{Max} - Q_{EOD})]$	Q_{EOD} = pile capacity at EOID Q_{max} = maximum capacity of pile
Guang-Yu [22]	$Q_{14} = (0.375S_t + 1)Q_{EOD}$	S_t = sensitivity of soil Q_{14} = pile capacity at 14 day
Bogard and atlock [23]	$Q_t = Q_u \left(0.2 + \frac{t / t_{50}}{1 + t / t_{50}} \right)$	Q_u = ultimate capacity with 100% set-up T_{50} = time corresponding to 50% set-up
Long et al. [24]	$Q_t = 1.1Q_{EOD} t^{0.13}$ $Q_t = 1.1Q_{EOD} t^{0.05}$	Driven piles in sands, clays, mixed soils.
Svinkin and Skov [25]	$Q_t = [1 + B(1 + \log t)]Q_{EOD}$	Drivrn piles in sands, clays Derivation from Eq.of Skov and Denver
Karlsruud et al. [26]	$R_t = R_{100} \left[A \log \left(\frac{t}{t_{100}} \right) + 1 \right]$ $A = 0.1 + 0.4 \left(1 - \frac{PI}{50} \right) OCR^{-0.8}$	R_{100} = pile capacity at 100 days PI = Plasticity index OCR = Over consolidation ratio
Zhang [27]	$q_t = q_0(0.3 \log t + 0.28)$	Q_t = unit shaft resistance at time t Q_0 = the unit shaft resistance at EIOD
Deng et al. [28]	$Q_{ut} = Q_0(1 + \eta_{ut})$ $\eta_{ut} = \frac{t}{a + bt}$	Jacked piles in sands, clays Q_{ut} = ultimate bearing capacity Q_0 = ultimate piling force at EOJ ($t=0$) η_{ut} = increase in Q_{ut} relative to $t Q_0$ (%)
Ng et al. [29]	$R_t = R_{EOD} \left[A \times \log \left(\frac{t}{t_{EOD}} \right) + 1 \right] \left(\frac{L_t}{L_{EOD}} \right)$ $A = \frac{f_c C_{ha}}{N_a r^2 P} + f_r$	Ch_a = Horizontal coefficient of consolidation N_a = SPT N value r_p = Equivalent pile radius f_c = Consolidation factor f_r = Remolding recovery factor
Reddy and Stuedlein [30]	$Q_t = \frac{Q_0 A \log(t / t_0)}{k_1 + k_2 Q_0 A \log(t / t_0)} + Q_0$	Driven piles in sands, clays Derivation from Eq. of Skov and Denver
Haque et al. [31,32]	$f_s = f_{s0} \left[A \times \log \left(\frac{t}{t_0} \right) + 1 \right]$ $A = 0.57 e^{-0.05qt}$	f_s = Unit skin friction f_{s0} = initial Unit skin friction qt = Corrected cone tip resistance t_0 = 1 day

Table 1. Empirical formulas for predicting displacement pile capacities

شکل ۲. موقعیت نمونه برداری خاک رسی

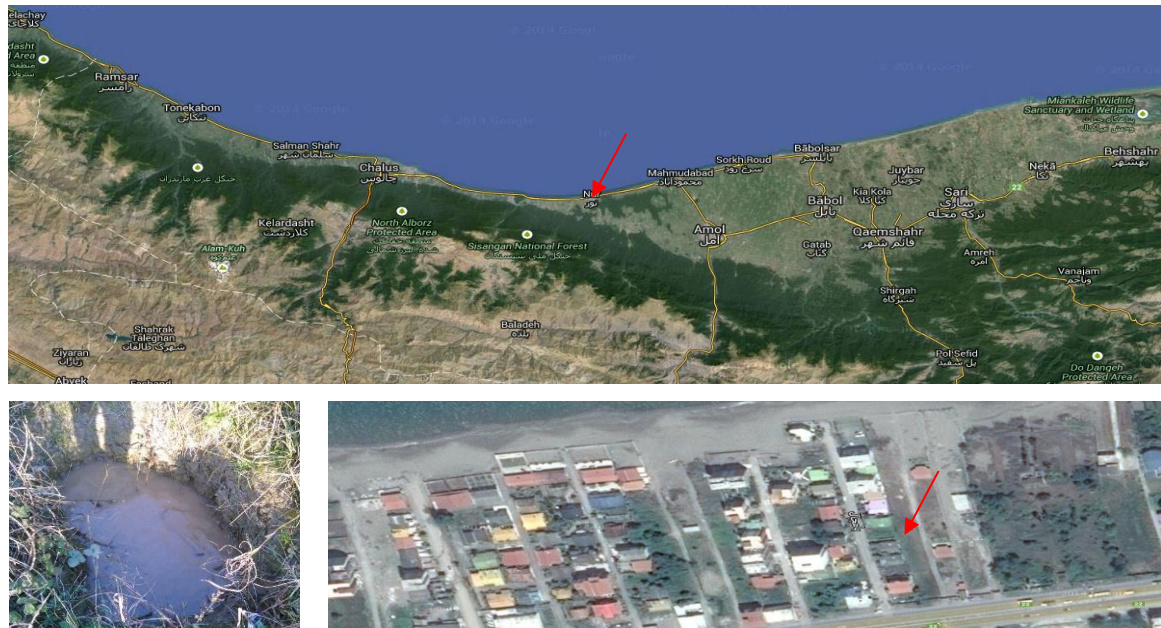


Fig. 2. Clay sample location

جدول ۲. ضرایب مقیاس

quantity	1 g (Laboratory)
Length	1/n
Mass density	1
acceleration	1
force	1/n ^{2.4}
displacement	1/n
Permeability (darcy's Law)	1

Table 2. Scale factors

۳- مشخصات خاک

در این پژوهش با توجه به افزایش چشمگیر سازه‌های بلند مرتبه و سنگین و خاک‌های نامناسب شمال کشور، از خاک رسی زیر سطح آب واقع در استان مازندران، شهرستان نور استفاده می‌شود (شکل ۲). منحنی دانه‌بندی بر اساس آزمایش هیدرومتری با استاندارد ASTM D422 [34] مطابق شکل (۳) است.

نتایج آزمایش حدود اتیرگ، چگالی جامد دانه‌های خاک، تحکیم، برش پره‌ای به ترتیب مطابق استاندارد ASTM D4318 [35]، [36] ASTM D854 [36]، ASTM D2435 [37] و ASTM D4648 [38] در جدول (۳) برای نمونه آزمایشگاهی نشان داده می‌شود.

۲- مقیاس در میدان 1g

در آزمایش‌های کوچک مقیاس باید در روش مقیاس کردن و محدودیت ذاتی آن‌ها دقت شود. با استفاده از روش مدل‌سازی مدل‌ها^۱ درستی روش مدل‌سازی ارزیابی می‌شود. برای کاهش تأثیر عواملی که توانایی ارضای روابط مقیاس را ندارند، از ضرایب مقیاس کوچکتر استفاده می‌شود. در آزمایش‌هایی که در میدان 1g انجام می‌شوند، نمی‌توان سطح تنش موجود در نمونه واقعی را در مدل بازسازی نمود. در این حالت می‌توان از مصالح چسبنده (مانند رس) که پاسخ تنش آن‌ها وابسته به مقاومت برشی زهکشی نشده و مستقل از سطح تنش می‌باشد، استفاده نمود تا بتوان به تشابه رفتار نمونه واقعی با مدل دست یافت. به طور کلی از مطالعه در میدان 1g برای بررسی پدیده‌هایی که جاذبه تأثیر چندانی در رفتار آن‌ها ندارد، استفاده می‌شود. در این پژوهش از ضرایب مقیاس کامل ارائه شده توسط Wood، با توجه به نوع خاک و شرایط آزمایش، از روابط تحلیلی و ابعادی برای تعیین ضریب α استفاده شد [33]. در جدول (۲) ضرایب مقیاس ارائه می‌شود.

جدول ۳. مشخصات خاک

ρ (gr/cm^3)	w (%)	LL	PI	Cc	Cs	Cu (kPa)	Cv (cm^2/s)
1.72	58	66	38	0.39	.05	25	2.8e-4

Table 3. Properties of soil samples

شکل ۴. وسایل آزمایش و قاب بارگذاری

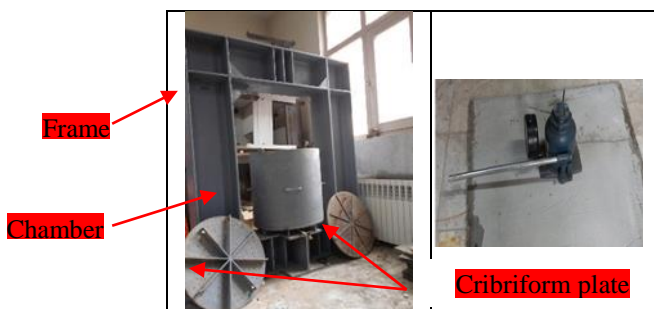


Fig. 4. Test assembly and loading frame

۶- فرآیند آزمایش

۶-۱- آماده‌سازی نمونه خاک

خاک رس از زیر سطح آب زیرزمینی در محل نشان داده شده در شکل (۲) برداشت و به آزمایشگاه حمل می‌شود و با شست و شوی روی الک نمره ۲۰۰ به مدت ۲۴ ساعت در حالت ساکن قرار داده می‌شود تا ذرات خاک رس ته‌نشین شود این خاک سست به دلیل آب اضافی شرایط انجام آزمایش را ندارد. از حرارت برای خروج آب اضافی و نیز حفظ اشباع بودن نمونه استفاده می‌شود. این عملیات در چندین سعی و خطا انجام شد. تا به نمونه مورد نظر نزدیک شود. سپس درصد رطوبت و دانسیته خاک بررسی می‌شود تا همگنی در لایه‌های مختلف نمونه حفظ شود. برای کاهش اصطکاک خاک با جدارهای محفظه، قسمت داخلی دیوار روغنکاری می‌شود. به ترتیب صفحه سوراخدار هادی آب، توری نمره ۲۰۰، کاغذ صافی، ۵ سانتی متر ماسه، کاغذ صافی، خاک رسی ته‌نشین شده، کاغذ صافی، ۵ سانتی متر ماسه، کاغذ صافی، توری نمره ۲۰۰ و درپوش سوراخدار در محفظه آزمایش قرار می‌گیرد (شکل ۵). یک ماه نمونه در حالتی که محفظه با آب پر شده است باقی می‌ماند. سپس به ترتیب تنش ۵۰، ۱۰۰، ۲۰۰ کیلوپاسکال به فاصله زمانی ۲۴ ساعت به نمونه خاک وارد می‌شود. هدف از اعمال تنش‌های مذکور خروج هوای احتمالی ناشی از حرارت دادن در نمونه است. برای بررسی و تایید شرایط یکنواختی خاک، آزمایش برش پره، درصد رطوبت، دانسیته و...

شایان ذکر است از رس بیش تحکیم یافته استفاده می‌شود.

شکل ۳. منحنی دانه‌بندی

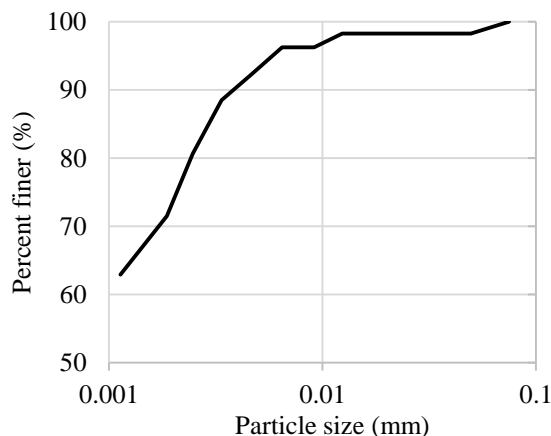


Fig. 3. Grain size distribution

۴- مشخصات شمع‌ها

برای مدلسازی فیزیکی شمع‌ها از لوله‌های آلومینیومی ته باز به قطر خارجی ۱۰ میلی‌متر، قطر داخلی ۹ میلی‌متر و طول ۲۲۰ میلی‌متر استفاده می‌شود.

۵- مشخصات محفظه آزمایش

برای آماده‌سازی نمونه خاک با توجه به شرایط در محل، محفظه آزمایش متشکل از استوانه فولادی به قطر ۶۰ سانتی‌متر، طول ۶۰ سانتی‌متر و ضخامت ۱۰ میلی‌متر، صفحه سوراخدار هادی آب برای تخلیه آب از پایین محفظه، درپوش سوراخدار برای تخلیه آب از بالای نمونه، شیر تخلیه آب، جک ۲۵ تن، قاب فلزی صلب مطابق شکل (۴) طراحی و ساخته شده است. صیقلی بودن سطح داخل و وجود شیار در صفحه‌های بالا و پایین برای هدایت خروج آب از نمونه در ساخت این محفظه مورد توجه قرار گرفته است. قاب ساخته شده برای این منظور مطابق شکل (۴) از صلیبت لازم برخوردار است.

در عمق‌های مختلف نمونه انجام می‌شود.

می‌شود.

شکل ۶. روش هدایتگر عمودی

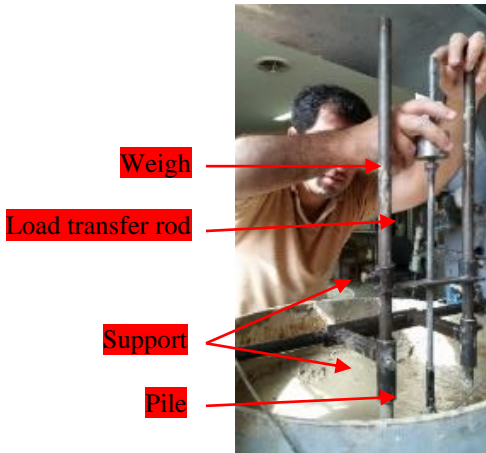


Fig. 6. Vertical support mechanism

شکل ۵. شماتیکی از مدل آزمایشگاهی

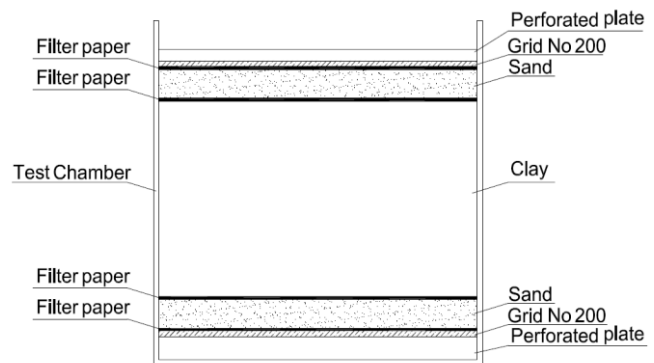


Fig. 5. Schematic diagram of the laboratory model test setup

شکل ۷. انرژی وارد شده به شمع

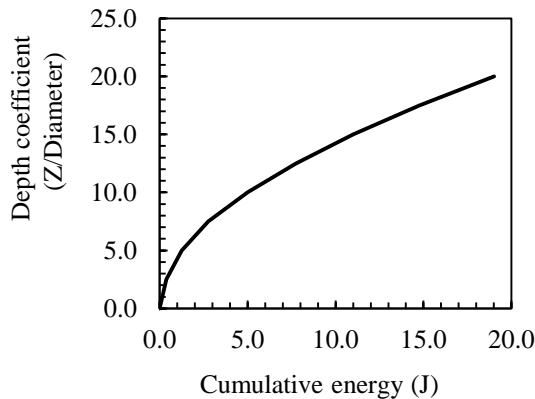


Fig. 7. Applied energy to the pile

۲-۶- کوبش شمع

برای کوبش شمع‌ها معمولاً از چکش سقوط آزاد، دیزل و هیدرولیک استفاده می‌شود. وزن چکش و ارتفاع سقوط از عوامل مؤثر در کنترل انرژی وارد به شمع‌ها است. برای کوبش قائم شمع‌ها و کنترل انرژی وارد به آنها از هادی کوبش مطابق شکل (۶) استفاده می‌شود. قطر میله هادی حدود ۱۳ میلی‌متر است و تراش انتهای میله هادی با قطر کمتر از قطر شمع (۱۰ میلی‌متر) سبب شده است حدود ۳ سانتی‌متر از میله هادی در داخل شمع قرار گیرد بدین ترتیب پس از تراز کردن هادی کوبش و اتصال آن به محفظه آزمایش، عملیات کوبش با وزنه ۵ نیوتنی در حالت سقوط آزاد انجام می‌شود. به طور متوسط انرژی وارد به شمع در هر دقیقه برابر ۴/۶۵ ژول و میزان جابه‌جایی در هر ژول برابر ۱/۰۵ می‌باشد. در جدول (۴) مقدار انرژی وارد به شمع‌ها در عمق‌های مختلف و در شکل (۷) انرژی تجمعی در عمق شمع نشان داده

۳-۶- بارگذاری فشاری شمع‌ها

روی شمع یک صفحه آلومینیومی که در مرکز آن به اندازه قطر شمع فرورفتگی دارد، قرار داده می‌شود. طول شمع حدود ۲۲ سانتی‌متر است که ۲۰ سانتی‌متر آن داخل خاک قرار می‌گیرد.

جدول ۴. مشخصات کوبش شمع

Depth (mm)	Blow-count	Drop height (mm)	Weight (N)	Applied energy (J)
25	3	25	5	0.125
50	7	25	5	0.125
75	6	50	5	0.25
100	9	50	5	0.25
125	11	50	5	0.25
150	13	50	5	0.25
175	15	50	5	0.25
200	17	50	5	0.25

Table 4. Pile driving record

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، S انحراف معیار و \bar{x} متوسط نتایج است. ضریب تغییرات یک متغیر بی‌بعد بوده که میزان پراکندگی نسبت به میانگین را نشان می‌دهد. بنابراین با تعیین ضریب تغییرات می‌توان قضاوت مناسبی در مورد میزان تکرارپذیری نتایج داشت. برای بررسی تکرارپذیری، تغییر طول شمع، آزمایش در نمونه‌های خاک آماده شده مختلف برای آزمایش‌ها، انجام آزمایش‌ها در زمان‌های مختلف پس از کوبش شمع مورد توجه قرار می‌گیرد. شایان ذکر است با توجه به آزمایش‌های انجام شده، مقدار ضریب تغییرات کمتر از هفت درصد است و بیانگر تکرارپذیری قابل قبولی است.

۸- نتایج آزمایش‌ها

در شکل (۹) نیروی وارد شده به شمع‌ها در برابر نشست در زمان‌های مختلف پس از کوبش نشان داده شده است و بیانگر آن است با زمان، نرخ افزایش ظرفیت باربری شمع کاهش می‌یابد.

شکل (۹) نشان می‌دهد ظرفیت باربری شمع در ۱۴ روز پس از کوبش حدود ۸۰ درصد بیشتر از ظرفیت باربری شمع پس از پایان کوبش است. نمودار ظرفیت باربری شمع نسبت به لگاریتم زمان (شکل ۱۰) نشان می‌دهد در بازه زمانی یک ساعت پس از کوبش شمع، ظرفیت باربری شمع افزایش قابل توجهی داشته است و ظرفیت باربری شمع تا سه روز پس از کوبش با لگاریتم زمان رابطه تقریباً خطی دارد. در زمان کوبش به علت افزایش تنش کل ناشی از جابه‌جایی خاک اطراف شمع اضافه فشار آب حفره‌ای در اطراف شمع وجود می‌آید و تنش مؤثر متوسط در اطراف شمع و زاویه اصطکاک بین شمع و خاک کاهش می‌یابد. سرعت زیاد زایل شدن اضافه فشار آب حفره‌ای در مدت زمان اندک پس از کوبش شمع، سبب سرعت زیاد در گیرش خاک می‌شود. نرخ زایل شدن اضافه فشار آب حفره‌ای در خاک اطراف شمع، نقش بسزایی در افزایش ظرفیت باربری شمع در طول زمان پس از کوبش دارد.

آزمایش فشاری شمع‌ها در حالت کنترل تنش در هر مرحله نیروی حدود ۲ نیوتن با فاصله زمانی ۲ دقیقه تا مرحله گسیختگی یا نشست برابر ۰/۱۵ قطر شمع (۱/۵ میلی‌متر) ادامه می‌یابد و مدت زمان اعمال بار با نرخ نشست کمتر از ۰/۲۵ میلی‌متر در ساعت مطابق استاندارد ASTM D1143 در هر یک از مراحل بارگذاری کنترل می‌شود [39]. برای نشست شمع‌ها از LVDT^۱ استفاده می‌شود. برای بررسی ظرفیت باربری فشاری شمع‌ها با گذشت زمان، آزمایش در مدت زمان‌های پس از پایان کوبش شمع^۲، ۱ ساعت، ۲ ساعت، ۵ ساعت، ۱۲ ساعت، ۱ روز، ۳ روز، ۷ روز و ۱۴ روز پس از پایان کوبش، روی شمع‌های مختلف انجام می‌شود (شکل ۸).

شکل ۸ شماتیکی از آزمایش بارگذاری شمع

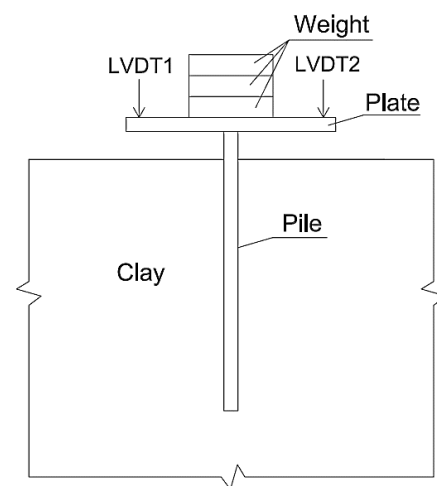


Fig. 8. Schematic of pile load test Schematic diagram of the laboratory model test setup

۷- تکرارپذیری نتایج

نتایج در آزمایش‌های مکانیک خاک در صورتی قابل استناد است که تکرارپذیری و نسبتاً ثابت در شرایط مشابه باشد. روش‌های آزمایش‌های ارائه شده در این پژوهش، با اثبات تکرارپذیری قابل قبول خواهد بود. انتخاب متغیر مناسب آماری برای مبحث تکرارپذیری از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. یکی از متغیرهای کاربردی نشانگر تکرارپذیری که بسیاری از محققین در آزمایش‌های ژئوتکنیکی از آن استفاده می‌کنند، ضریب تغییرات (C_v) است:

1 linear variable differential transformer
2 End of initial driving (EOID)

روابط معمول طراحی محاسبه می‌شود و با توجه به ضرایب مقیاس جدول (۲) به نمونه آزمایشگاهی انجام شده در این پژوهش تبدیل می‌شود. در جدول (۵) ظرفیت باربری شمع لوله‌ای به قطر یک متر و طول بیست متر در خاک رسی مورد نظر این پژوهش با نتایج آزمایش‌های انجام شده مقایسه می‌شود.

جدول ۵. ظرفیت باربری شمع

Frictional capacity (kN)		
α method	λ method	β method
1571	1364	1812
End bearing capacity (kN)		
177		
Total bearing capacity (kN)		
1748	1541	1989
Scale factor × total bearing capacity (model) (N)		
27.7	24.4	31.5

Table 5. Pile bearing capacity

ظرفیت باربری شمع در آزمایش‌های انجام شده در این پژوهش در زمان پایان کوبش و چهارده روز پس از کوبش به ترتیب برابر ۱۹/۶ نیوتن و ۳۴/۸ نیوتن است. نتایج ارائه شده در جدول (۵) در محدوده بین ظرفیت باربری شمع در پایان کوبش و چهارده روز پس از کوبش قرار دارد.

شکل ۹. افزایش ظرفیت باربری شمع در زمان‌ها مختلف آزمایش بارگذاری استاتیکی شمع

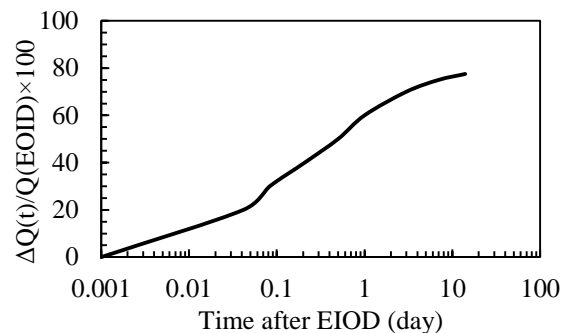


Fig. 9. Increase in pile capacity over time from pile static load tests at different times.

شکل ۱۰. نسبت ظرفیت باربری شمع در برابر زمان در مقیاس لگاریتمی

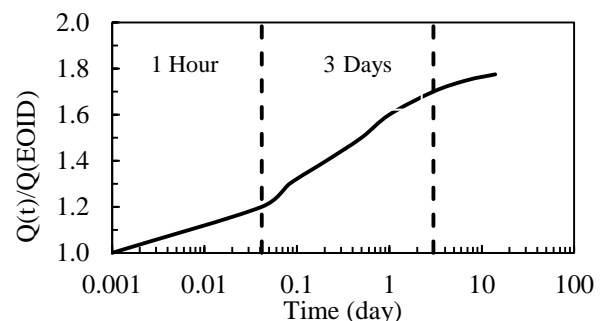


Fig. 10. Normalised Pile capacity versus time on log scale

۸-۱- مقایسه نتایج آزمایش‌ها با روابط تعیین ظرفیت باربری شمع در این بخش ظرفیت باربری شمع در مقیاس واقعی با استفاده از

شکل ۱۱. ظرفیت باربری شمع در برابر تغییر مکان

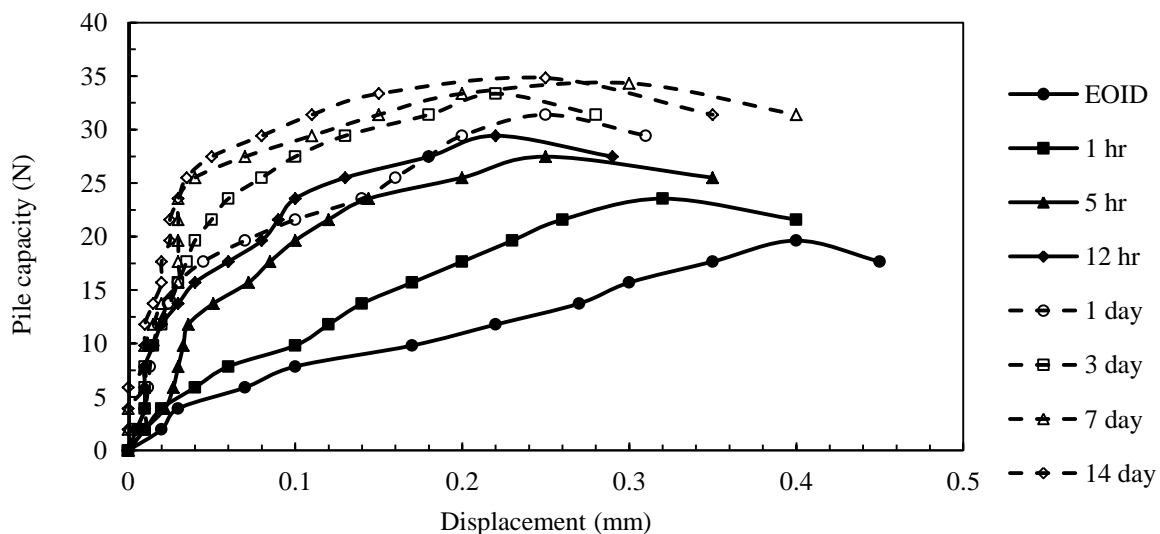


Fig. 11. Pile capacity versus displacement

شکل ۱۱. افزایش ظرفیت باربری شمع کوبشی در خاک رس نسبت به زمان

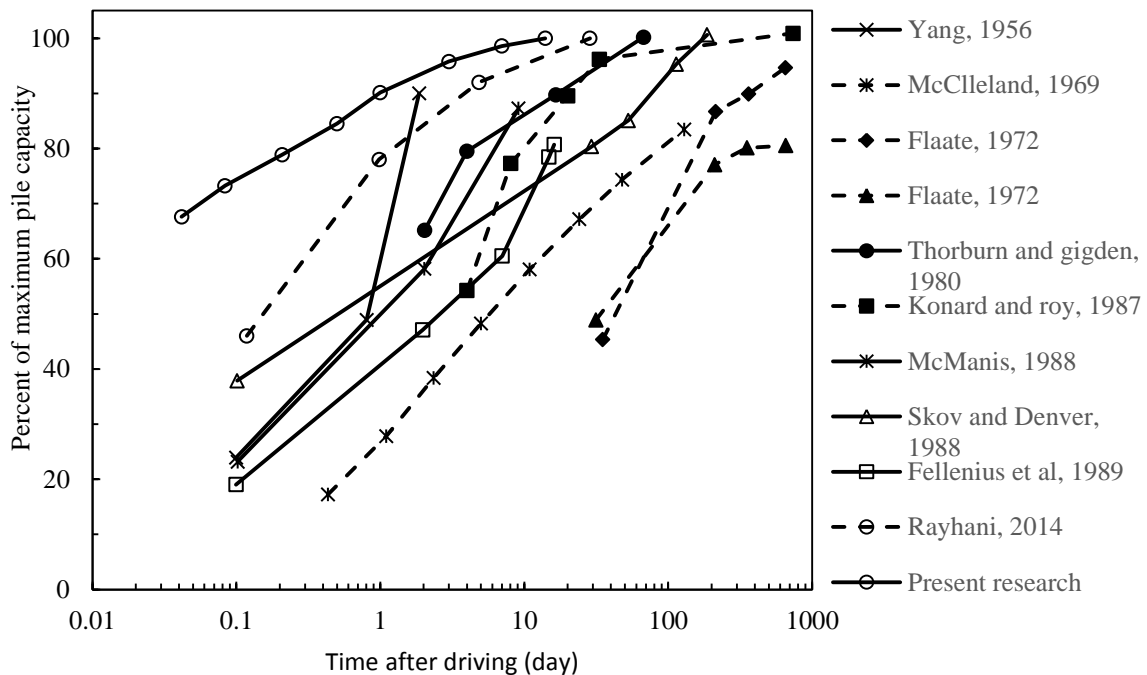


Fig. 11. Pile bearing capacity increase with time for piles driven into clays.

حفره‌ای می‌شود) رشد نرخ گیرش در بازه زمانی کوتاه مشهود است.

۸-۱- تأثیر گیرش خاک رسی شمال ایران در ظرفیت باربری فشاری شمع‌های کوبشی

تعیین تأثیر گیرش خاک در ظرفیت باربری شمع، نقش بسزایی در کاهش قطر شمع، طول شمع و تعداد شمع دارد. پژوهشگران زیادی از رابطه ارائه شده توسط Skov و Denver برای محاسبه گیرش خاک در زمان استفاده کردند. رابطه (۲) گیرش را با لگاریتم زمان به صورت خطی تعریف می‌کند.

$$\frac{Q_t}{Q_0} = A \times \log\left(\frac{t}{t_0}\right) + 1 \quad (2)$$

در رابطه (۲)، Q_t ظرفیت باربری شمع پس از مدت زمان t پس از کوبش شمع است. Q_0 و t_0 به ترتیب برابر ظرفیت باربری شمع و زمان سپری شده پس از کوبش در ابتدای فاز دوم گیرش خاک مطابق شکل (۱) است که بستگی به نوع خاک دارد. مطابق جدول (۱)، Skov و Denver مقادیر A و t_0 برای رس‌ها را به ترتیب برابر $0/6$ و 1 روز ارائه نمودند.

۸-۲- مقایسه نتایج پژوهش حاضر با مطالعات گذشته

محدوده گسترده‌ای از تأثیر گیرش خاک در ظرفیت باربری شمع کوبشی در خاک رسی آمده است. در مطالعات Blessey و Lee افزایش ظرفیت باربری جدار شمع بعد از چند هفته از کوبش $50\% - 40\%$ آمده است. پژوهش‌های McManis و همکارانش در مطالعات آزمایشگاهی افزایش ظرفیت باربری ناشی از پدیده گیرش خاک را $1150\% - 440\%$ بیان کردند. مطالعات Skov و Denver افزایش ظرفیت باربری $100\% - 20\%$ را نشان می‌دهد. در مطالعات Lukas و Bushell افزایش ظرفیت باربری در رس سفت 25% و در رس نرم 50% است. بنابراین افزایش ظرفیت باربری شمع‌های گوناگون پس از کوبش در بازه زمانی دو روز تا سه ماه در خاک‌های مختلف در محدوده $1140\% - 20\%$ است [۴۰].

برای درک بهتر از تأثیر پدیده گیرش خاک‌های رسی شمال ایران بر روی ظرفیت باربری شمع‌های کوبشی، مقایسه نتایج این پژوهش با مطالعات انجام شده در گذشته در شکل (۱۲) نشان داده می‌شود. در این پژوهش به دلیل عواملی مانند نوع رس، درصد رطوبت بالا، بسیار نرم بودن و انجام آزمایش در مقیاس کوچک (سبب کاهش زمان زایل شدن اضافه فشار آب

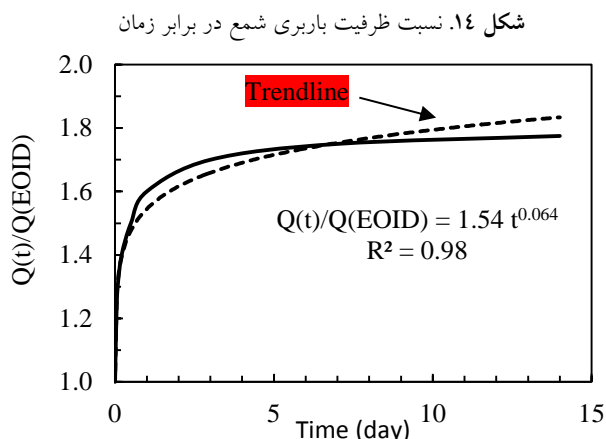


Fig. 14. Normalised Pile capacity versus time

۹- نتیجه گیری

با رشد چشمگیر سازه‌های بلند در شمال ایران واقع بر رسی- های مطالعه شده و با توجه به اینکه در بسیاری از رابطه‌های ارائه شده توسط پژوهشگران برای تاثیر گیرش خاک در افزایش ظرفیت باربری شمع، مشخصات و تاریخچه خاک و مشخصات شمع لحاظ نشده است بنابراین لزوم انجام این پژوهش احساس می‌شود. با توجه به رویکرد کاربردی پژوهش اثر مقیاس لحاظ شد. در این پژوهش تهیه خاک رس تقریباً اشباع با دانسیته مورد نظر با روش نوین تهیه شد. با نه عدد آزمایش بارگذاری استاتیکی روی شمع‌های آلومینیومی به طول ۲۲۰ میلی‌متر و قطر ۱۰ میلی‌متر توخالی و ته باز در خاک رسی نرم شمال ایران در زمان‌های پایان کوبش، یک ساعت، دو ساعت، پنج ساعت، دوازده ساعت، یک روز، سه روز، هفت روز و چهارده روز پس از کوبش شمع انجام شده است. ظرفیت باربری شمع یک ساعت پس از کوبش و سه روز پس از کوبش شمع نسبت به ظرفیت باربری شمع بلافاصله پس از کوبش به ترتیب ۲۰٪ و ۷۰٪ افزایش می‌یابد و پس از سه روز نرخ افزایش ظرفیت باربری کاهش چشمگیری دارد. پارامترهای A و t₀ در رابطه ارائه شده توسط Skov و Denver برای این پژوهش به ترتیب ۰/۲۲ و یک ساعت و پارامترهای B و X در رابطه Long و همکارانش در این پژوهش به ترتیب برابر ۱/۵۴ و ۰/۰۶۴ است.

شکل (۱۱) بیانگر آن است نمودار نسبت ظرفیت باربری در برابر لگاریتم زمان در بازه یک ساعت تا سه روز پس از کوبش شمع تقریباً به صورت خطی است نمودار مرتبط به رابطه (۱) برای این پژوهش در شکل (۱۳) نشان داده شده است بنابراین ظرفیت باربری در مدت زمان یک ساعت پس از کوبش به عنوان شروع فاز دوم گیرش خاک در نظر گرفته می‌شود در نتیجه با توجه به خط برازش داده شده در شکل (۱۳) مقدار A برابر ۰/۲۲ بدست می‌آید و خط برازش داده شده از R² قابل قبولی برخوردار است.

شکل ۱۳. نرخ گیرش در مرحله دو

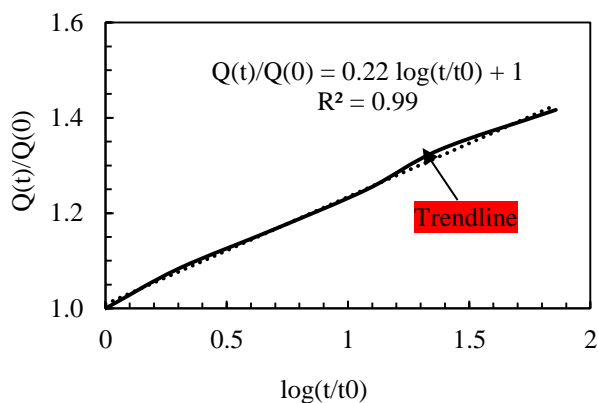


Fig. 13. Set-up rate in phase 2

ظرفیت باربری شمع در یک ساعت و سه روز پس از کوبش شمع به ترتیب ۲۰ درصد و ۷۰ درصد نسبت به زمان پایان کوبش افزایش داشته است. به عبارت دیگر رابطه (۲) مربوط به فاز دوم گیرش خاک است و با توجه به رابطه‌های ارائه شده توسط long و همکارانش داریم:

$$Q_t = B \times Q_{EOID} \times t^X \quad (3)$$

Q_t و Q_{EOID} به ترتیب ظرفیت باربری شمع در زمان t پس از کوبش شمع و پایان کوبش شمع است. B و X پارامترهای تجربی می‌باشند شکل (۱۴) با توجه به رابطه (۳) برای این پژوهش B و X به ترتیب برابر ۱/۵۴ و ۰/۰۶۴ است.

Engineering. 1998 Mar;124(3):254-64.

[18] Steward EJ, Wang X. Predicting pile setup (freeze): a new approach considering soil aging and pore pressure dissipation. In Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering 2011 (pp. 11-19).

[19] Ng KW, Roling M, AbdelSalam SS, Suleiman MT, Sriharan S. Pile setup in cohesive soil. I: experimental investigation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2012 Apr 25;139(2):199-209.

[20] De Mello, V. F. B., Foundations of buildings on clay. State-of-the-Art report. Proc. 7th ICSMF, 1969, 49-136.

[21] Skov R, Denver H. Time-dependence of bearing capacity of piles. In Proc. Third International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles. Ottawa 1988 May 25 (pp. 25-27).

[22] Guang-Yu Z. Wave equation applications for piles in soft ground. In Proc., 3rd International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles (BH Fellenius, ed.), Ottawa, Ontario, Canada 1988 May 25 (pp. 831-836).

[23] Bogard JD, Matlock H. Application of model pile tests to axial pile design. In Offshore Technology Conference 1990 Jan 1. Offshore Technology Conference.

[24] Long J, Bozkurt D, Kerrigan J, Wysocky M. Value of methods for predicting axial pile capacity. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. 1999 Jan 1(1663):57-63.

[25] Svinkin MR, Skov R. Set-up effect of cohesive soils in pile capacity. In Proceedings, 6th international conference on application of stress waves to piles 2000 Sep 11 (pp. 107-111).

[26] Karlsrud K, Clausen CJ, Aas PM. Bearing capacity of driven piles in clay, the NGI approach. In Proceedings of Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth 2005 Sep (pp. 775-782).

[27] Zhang LM, Wang H. Development of residual forces in long driven piles in weathered soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2007 Oct;133(10):1216-28.

[28] Deng TF, Zhao ZF, Gui Y. Time Effect on Bearing Capacity of Jacked Piles Using the Back-Analysis Method. In Pavement and Geotechnical Engineering for Transportation 2013 (pp. 175-182).

[29] Ng KW, Suleiman MT, Sriharan S. Pile setup in cohesive soil. II: Analytical quantifications and design recommendations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2012 Apr 25;139(2):210-22.

[30] Reddy SC, Stuedlein AW. Time-dependent capacity increase of piles driven in the Puget Sound Lowlands. In From Soil Behavior Fundamentals to Innovations in Geotechnical Engineering: Honoring Roy E. Olson 2014 (pp. 464-474).

[31] Haque, MdN, Abu-Farsakh, M.Y., Zhang, Z., Okeil, A.: Developing a model to estimate pile set-up for individual soil layers on the basis of PCPT data. J. Transp. Res. Board 2579, 17-31 (2016a).

[32] Haque, M.N., Abu-Farsakh, M.Y., Tsai, C., Zhang, Z.: Load testing program to evaluate pile set-up behavior for individual soil layers and correlation of set-up with soil properties. J. Geotech. Geoenviron. Eng. (ASCE)

References

۸ - مراجع

[1] Attar IH, Fakharian K. Influence of soil setup on shaft resistance variations of driven piles: Case study. International Journal of Civil Engineering, Transaction B: Geotechnical Engineering. 2013 Nov 1;11(2):4-5.

[2] Chow FC, Jardine RJ, Brucy F, Nauroy JF. Effects of time on capacity of pipe piles in dense marine sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1998 Mar;124(3):254-64.

[3] Bullock PJ, Schmertmann JH, McVay MC, Townsend FC. Side shear setup. I: Test piles driven in Florida. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2005 Mar;131(3):292-300.

[4] Svinkin MR. Discussion of "Setup and Relaxation in Glacial Sand" by Mark R. Svinkin. Journal of Geotechnical Engineering. 1996 Apr;122(4):319-21.

[5] Seidel, J. and Kolinowski, M. "Pile set-up in sands", Procedures of the 6th Int. Conf. on the Application of StressWave Measurements to Piles, Sao Paulo, Brazil, Balkema, 2000, 267- 274.

[6] Rausche F, Robinson B, Likins G. On the prediction of long term pile capacity from end-of-driving information. In Current Practices and Future Trends in Deep Foundations 2004 (pp. 77-95).

[7] Komurka VE, Wagner AB, Edil TB. Estimating soil/pile set-up. Wisconsin Highway Research Program; 2003 Sep.

[8] Axelsson G. Long-term set-up of driven piles in sand (Doctoral dissertation, Institutionen för anläggning och miljö).

[9] Karlsrud K, Haugen T. Axial static capacity of steel model piles in overconsolidated clay. Publikasjon-Norges Geotekniske Institutt. 1986(163).

[10] Randolph MF. Science and empiricism in pile foundation design. Geotechnique. 2003 Dec 1;53(10): 847-76.

[11] Samson L, Authier J. Change in pile capacity with time: case histories. Canadian Geotechnical Journal. 1986 May 1;23(2):174-80.

[12] Huang S. Application of dynamic measurement on long H-pile driven into soft ground in Shanghai. In Proc., 3rd International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles 1988 May 25 (pp. 635-643). Ottawa, Ontario, Canada.

[13] Tan SL, Cuthbertson J, Kimmerling RE. Prediction of pile set-up in non-cohesive soils. In Current practices and future trends in deep foundations 2004 (pp. 50-65).

[14] Bullock PJ. The easy button for driven pile setup: Dynamic testing. In From Research to Practice in Geotechnical Engineering 2008 (pp. 471-488).

[15] Schmertmann JH. The mechanical aging of soils. Journal of Geotechnical Engineering. 1991 Sep;117(9):1288-330.

[16] Rausche F, Robinson B, Likins G. On the prediction of long term pile capacity from end-of-driving information. In Current Practices and Future Trends in Deep Foundations 2004 (pp. 77-95).

[17] Chow FC, Jardine RJ, Brucy F, Nauroy JF. Effects of time on capacity of pipe piles in dense marine sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental

- [37] Standard AS. D2435/D2435M-11, 2011. Standard test method for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. Annual Book of ASTM (American Society of Testing Material) Standards, 04.08. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [38] ASTM 4648 2000. Standard Test Methods for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil.
- [39] ASTM, D. (1994). 1143. D 1143M-07 Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load.
- [40] Afshin A, Rayhani MT. Evaluation of bearing capacity with time for small-scale piles driven into Leda clay. International Journal of Geotechnical Engineering. 2015 Jun 5;9(3):307-15.
- (2016b).
- [33] Wood DM. Geotechnical modelling. CRC Press; 2004 App 2.
- [34] ASTM D 422. 2008. Standard test method for particle size analysis of soils, ASTM Standard 0408, 10–17, West Conshohocken, PA, USA, ASTM.
- [35] ASTM D 4318. 2008. Standard test method for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils, ASTM Standard 04 08, 1–13, West Conshohocken, PA, USA, ASTM.
- [36] Standard AS. D854, "Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer method". Annual Book of ASTM Standards.;4.

Time effect on the axial bearing capacity of driven pile in soft clay

A. Komakpanah¹, K. Khakpour^{2*}

1- Associate Prof., Soil and Foundation Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

2- P.h.D. Student, Soil and Foundation Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

*Komeil_khakpour@yahoo.com

Abstract:

Determination of ultimate pile capacity is important for proper design and construction of pile foundations. Most of the time, the pile load test is carried out shortly after the installation of pile. The pile capacity obtained from the load test is often assumed to be the ultimate pile capacity in most of design methods. However, during pile installation, the soil around the pile experiences large deformations and changes in excess pore water pressure, which in turn reduces the shear strength and pile bearing capacity. After the completion of pile driving, the pile capacity increases as the strength of the surrounding soil increases mainly by reconsolidation, manifested by the dissipation of excess pore pressure at the soil-pile interface zone. The ultimate pile capacity could be underestimated if pile load test was carried out while excess pore water pressure still remains, which may lead to a conservative pile design. It should be noted that a pile static load test (SLT) and a dynamic load test (DLT) only measure the pile load–displacement relation and ultimate load at the time of testing; they do not provide any information on pile capacity variations over time. Pile load tests must be repeated at different times to evaluate any set-up effects, which can be time-consuming and costly during pile construction. Therefore, it is essential to develop empirical and numerical solutions to enable analyzing and estimating long-term pile set-up effects on the basis of limited numbers of SLT and DLT tests. Accurate estimation of pile setup, rather than measuring directly in the field, may reduce the cost of piling and still provide the required performance for the pile. Prediction of pile capacity gain with time after driving would certainly be advantageous from an economic standpoint. Incorporating the effects of setup into pile design is expected to reduce the general cost of piling project by reducing pile diameter, pile length, size of driving equipment, and subsequently piling duration.

The major reasons for set-up can be categorised into the following two groups: (1) the generation of excessive pore water pressure during pile driving and subsequent dissipation over time, leading to soil consolidation, and (2) the aging process. The purpose of this research is to conduct experimental research aimed at developing an understanding of pile capacity in soft clays and to develop relationship between the pile capacity and elapsed time after the end of initial driving for cohesive soils.

An experimental program was developed to study the evolution of pile capacity increase with time for piles driven into a type of soft clay in northern Iran.

Results of a series of pile load tests conducted on small-scale Aluminum pile foundations driven into soft clay. The piles were tested instantly after driving to measure their initial bearing capacities, and were tested repeatedly over different elapsed times to study the evolution of pile capacity over time.

Results show pile capacity increases approximately 80% of initial value, 14 days after initial pile driving. A large proportion of this pile capacity increase over time, also known as setup, was generated within the three days due to fast excess pore water pressure dissipation, and afterward, the pile capacity increased at a lower rate.

Keywords: Driven pile, Soil set-up, Physical modeling.