

کنترل کمی ویژگی‌های ژئوتکنیکی خاک بهسازی شده با استفاده از نتایج CPT و CPTu

ابوالفضل اسلامی (دانشیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

میرعبداحمید مهرباد (استادیار)

محمد تقی خسروی (کارشناس ارشد)

دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، دانشگاه گیلان

در پروژه‌های بهسازی، اطمینان از حصول افزایش مقاومت و سختی کافی در خاک از اهمیت زیادی برخوردار است. به منظور کنترل و ارزیابی بهسازی می‌توان از آزمون‌های صحرایی و آزمایشگاهی و از جمله آزمایش نفوذ مخروط و مقایسه‌ی مقاومت نوک مخروط (q_c)، اصطکاک جدار (f_s) و فشار آب حفره‌ی (u)، قبل و بعد از بهسازی استفاده کرد. در تحقیق حاضر، روش‌های مختلف تعیین پارامترهای مهم ژئوتکنیک با استفاده از داده‌های CPT(u) به منظور کنترل کمی عمل بهسازی مورد بررسی قرار گرفته است. در همین راستا ۲۳ سایت - شامل ۱۸ سایت با خاک دانه‌ی و ۵ سایت با خاک ریزدانه - که مورد بهسازی قرار گرفته و آزمایش نفوذ مخروط قبل و بعد از عمل بهسازی در آنها انجام شده بود، مورد تجزیه و تحلیل و نیز ارزیابی قرار گرفت. اغلب سایت‌های مورد نظر در کشورهای آمریکا، کانادا، مالزی و سنگاپور واقع‌اند و حدود ۷۵ پروفیل CPT(u) مورد تحلیل قرار گرفت. پس از تجزیه‌ی داده‌های CPT(u) مورد نظر، پارامترهای ژئوتکنیک مهم و ویژه برای کنترل کمی عمل بهسازی شامل تراکم نسبی (D_r)، نسبت پیش‌تحکیمی (OCR)، زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)، مقاومت برشی زهکشی نشده (S_u)، سرعت موج برشی (V_s)، عدد مدول جانبی (m)، مدول ارتجاعی یا ننگ (E) و ضریب فشار جانبی خاک در حال سکون (K_0) محاسبه شد. مقایسه‌ی نتایج پیشنهادی و نتایج ارائه شده توسط سایر محققین در این زمینه تطابق خوبی مشاهده شد و با محاسبه‌ی موارد متعدد پارامترهای خاک، می‌توان ارزیابی از کفایت بهسازی به عمل آورد.

واژگان کلیدی: بهسازی خاک، کنترل کمی، آزمایش نفوذ مخروط، مقاومت نوک مخروط، فشار آب حفره‌ی.

۱. مقدمه

رفتار خاک‌ها، توسعه‌ی تکنولوژی و ابزار دقیق، آزمایشات درجا توسعه‌ی روزافزونی داشته است. انجام این نوع آزمایشات به جای آزمون‌های آزمایشگاهی برای بررسی رفتار خاک، از موضوعاتی است که به دلیل ضعف‌های فراوان آزمون‌های آزمایشگاهی (نظیر مشکلات تهیه‌ی نمونه‌های دست‌نخورده، محدودیت اندازه نمونه‌ها، حمل و نقل و نگهداری نمونه‌ها، مدل‌کردن تنش‌های واقعی در محل برای شرایط آزمایشگاهی و عدم پیوستگی اطلاعات و اندازه‌گیری‌ها در عمق) به امری متداول در مهندسی ژئوتکنیک تبدیل شده است. در میان این آزمایشات درجا، آزمایش نفوذ مخروط CPT، در مقایسه با سایر آزمایش‌ها به دلیل ارائه‌ی اطلاعات پیوسته از مقاومت نفوذ مخروط (q_c)، اصطکاک جدار (f_s)، کاهش اثرگذاری اپراتور بر نتایج آزمایش در مقابل آزمایش‌هایی مثل SPT، هزینه‌های بهینه در مقابل آزمایشی مثل PMT، و مزایای دیگر که ضعف آن را در مورد عدم توانایی نمونه‌گیری جبران می‌کند غالباً

برای بهبود وضعیت خاک‌های مسئله‌دار - از قبیل خاک‌های نرم و شل، خاک‌های انبساطی، خاک‌های رمبند و خاکریزها - و نیز بهسازی آنها، چون به‌طور کامل برای تحمل بارهای سازه‌ی مناسب نیستند، از روش‌های ویژه‌ی استفاده می‌شود. اغلب به منظور کاهش نشست سازه، بهبود مقاومت برشی خاک، افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش شیروانی خاکریزها و سدهای خاکی، و نیز به سبب کاهش خصوصیات تراکم و تورم خاک از شیوه‌های مختلفی از قبیل تراکم دینامیکی، ویرنه شناوری، تزریق، پیش‌بارگذاری، روش‌های حرارتی و... برای بهسازی خاک‌های مسئله‌دار استفاده می‌شود.

با توسعه‌ی علوم، به خصوص ژئوتکنیک، در نیم قرن اخیر شناخت بهتر و کامل‌تر

به‌عنوان مناسب‌ترین آزمایش درجای ژئوتکنیکی مطرح است. در پروژه‌های بهسازی، اطمینان از حصول افزایش مقاومت و سختی مناسب در خاک از اهمیت بسیار زیادی برخوردار است. این امر معمولاً از طریق انجام عملیات ژئوتکنیک و مطالعات مکانیک خاک صورت پذیرفته و از روش‌های شناسایی صحرائی ژئوتکنیک به‌عنوان یک روش مهم برای طرح ریزی، اجرا و تصدیق اجرای پروژه‌های بهسازی خاک استفاده می‌شود.

یکی از کاربردهای تحقیقات محلی، ارزیابی خصوصیات درجای خاک، قبل و بعد از بهسازی است. آزمایش نفوذ مخروط نیز یکی از آزمایش‌های مفید و مؤثر در همین زمینه است. آزمایش CPT دارای خصوصیت تکرارپذیری بوده و پروفیل قائم پیوسته‌ای از خاک تهیه می‌کند. در اغلب سایت‌هایی که نیاز به بهسازی دارند، خاک‌های سست و اشباع وجود دارند و تهیه‌ی نمونه‌های دست‌نخورده زمان‌بر و پرهزینه است و همچنین با مشاهدات خاک جمع‌آوری شده نمی‌توان به لنزها و لایه‌های خاک به‌خوبی پی برد ولی با استفاده از آزمایش CPT لنزهایی از خاک تشخیص داده شده و این مسئله بسیار مهم بوده و دلیل آن تغییرات ضریب نفوذپذیری خاک حتی در لایه‌های نازک بوده که تأثیر به‌سزایی بر تراکم‌پذیری و تأثیرات زمان دارند. علاوه بر اندازه‌گیری q_c و f_s ، به‌کمک آزمایش CPTu می‌توان اضافه فشار منفذی را حین نفوذ به‌دست آورد که در تشریح و شناسایی خاک‌ها نقش مهمی ایفا می‌کند. به‌منظور کنترل و ارزیابی بهسازی می‌توان از آزمایش نفوذ مخروط و مقایسه‌ی مقاومت نوک، مقاومت اصطکاکی و فشار حفره‌ی آب قبل و بعد از بهسازی استفاده کرد. هدف از این مقاله ارزیابی مقادیر کمی داده‌های CPT، CPTu و همچنین پارامترهای ژئوتکنیک حاصل از نتایج این آزمایش بوده که به‌کمک آنها با دقت بیشتری می‌توان راجع به کفایت سیستم‌های مختلف بهسازی بحث کرد.

۲. روش‌های تعیین پارامترهای ژئوتکنیک با استفاده از

نتایج CPT و CPTu

با استفاده از داده‌های آزمایش نفوذ مخروط اغلب پارامترهای ژئوتکنیکی خاک را می‌توان به‌دست آورد. در این نوشتار به روش‌های تعیین پارامترهای ژئوتکنیک مهم و ویژه در تعیین کیفیت خاک بهسازی شده با استفاده از نتایج آزمایش CPT و CPTu پرداخته می‌شود. لازم به ذکر است برای تعیین هر یک از این پارامترها روش‌های مختلفی وجود دارد که با توجه به جامع و کلی بودن روش به کارگرفته شده برای انواع خاک‌ها اعم از ریزدانه و درشت‌دانه تنها به ذکر روش به کارگرفته شده اکتفا می‌شود.

۱.۲. زاویه‌ی اصطکاک داخلی

یکی از پارامترهای بسیار مهم در فعالیت‌های ژئوتکنیکی، مقدار زاویه اصطکاک داخلی ϕ است. به‌منظور به‌دست آوردن این پارامتر در خاک‌های دانه‌ی از رابطه‌ی ۱ استفاده می‌شود.^[۱]

$$\phi' = 17.6 + 11 \log \frac{q_c/p_a}{\sqrt{\sigma'_{v0}/p_a}} \quad (1)$$

که در آن q_c : مقاومت نوک اندازه‌گیری شده (کیلو پاسکال)؛

σ'_{v0} : تنش مؤثر سربار (کیلو پاسکال)؛

p_a : فشار مرجع به قرار ۱۰۰ کیلو پاسکال.

۲.۲. سرعت موج برشی

تعیین سرعت موج برشی در دو دهه‌ی اخیر مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است. از آزمایش CPT می‌توان مستقیماً به سرعت موج برشی (V_s) دست یافت، ولی در بعضی موارد که تنها اطلاعات مربوط به q_c و f_s در اختیار بوده و نیاز به مقدار سرعت موج برشی V_s ضروری است، از فرمول‌های تجربی ارائه‌شده می‌توان استفاده کرد. براساس انجام آزمایشات مختلف CPT بر روی ماسه، رابطه‌ی ۲ توسط محققین پیشنهاد شد، که در این تحقیق از این رابطه برای تخمین مقدار V_s برای خاک دانه‌ی استفاده می‌شود.^[۱]

$$V_s = 277 q_c^{0.12} \sigma'_{v0}{}^{0.17} \quad (2)$$

و همچنین برای خاک ریزدانه رابطه‌ی ۳ پیشنهاد شده است:

$$V_s = 1775 q_c^{0.27} \quad (3)$$

که در آن V_s : سرعت موج برشی (m/s)؛

q_c : مقاومت نوک مخروط (MPa)؛

σ'_{v0} : تنش مؤثر قائم (Mpa).

۳.۲. تراکم نسبی

معمولاً برای نشان‌دادن میزان تراکم یا سستی (شلی) خاک‌های دانه‌ی در محل از «تراکم نسبی» استفاده می‌شود. یکی از مهم‌ترین پارامترهای ژئوتکنیک در زمینه‌ی تعیین کیفیت بهسازی خاک است. در این تحقیق از رابطه‌ی ۴ برای تعیین تراکم نسبی خاک‌های دانه‌ی استفاده می‌شود.^[۱]

$$D_r^* = \frac{1}{30.5 Q_c} \frac{q_c}{p_a} \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.5} \quad (4)$$

که در آن D_r : تراکم نسبی؛

Q_c : ضریب فشردگی (تراکم‌پذیری بالا) $1.09 < Q_c < 0.91$ (تراکم‌پذیری پایین). پارامترها و واحدهای مربوطه همانند معادله‌ی ۱ هستند.

۴.۲. مدول جانبی

یکی از پارامترهای مهم در تعیین کیفیت خاک بهسازی شده و ارزیابی‌های نشست، عدد مدول جانبی (m) است. به‌منظور تعیین عدد مدول جانبی در خاک دانه‌ی از رابطه‌ی ۵ استفاده می‌شود.^[۲]

$$m = a \sqrt{\frac{q_c(p_a/\sigma'_m)^{0.5}}{p_a}} \quad (5)$$

لازم به ذکر است که مقدار σ'_m پس از به‌دست آوردن مقدار D_r از رابطه‌ی ۶ استخراج می‌شود.^[۱]

$$D_r = \frac{1}{2.61} \ln \left(\frac{q_c}{181(\sigma'_m)^{0.55}} \right) \quad (6)$$

برای تعیین مدول جانبی در خاک ریزدانه، با برابر قراردادن فرم عمومی معادلات مربوط به نشست خاک که به‌صورت زیر می‌باشد:

$$M = \alpha_m \cdot q_c \quad (7)$$

۸.۲. مدول ارتجاعی یانگ

مدول ارتجاعی یانگ (E) از مهم‌ترین پارامترهای تغییر شکل کشسان خاک به شمار می‌رود. به منظور به دست آوردن مدول کشسانی از نتایج ارائه شده توسط محققین در سال ۱۹۹۹ استفاده می‌شود، [۹] که در آن E برای ماسه‌ها ۲ تا ۵ برابر q_c و برای خاک‌های لای دار و رسی ۱ تا ۲ برابر q_c پیشنهاد شده است.

$$M = mp_a \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{(1-a')} \quad (۸)$$

رابطه‌ی عمومی ۹ برای خاک ریزدانه به کار گرفته می‌شود.

$$m = \frac{\alpha_m \cdot q_c}{p_a \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{(1-a')}} \quad (۹)$$

که در آن M: مدول نشست خاک؛ m: عدد مدول جانبی؛ a' : توان تنش (در میانگین تنش پیش تحکیمی برابر واحد است)؛ a: مدول اصلاحی تجربی؛ α_m : ضریب تجربی.

۳. موارد عملی

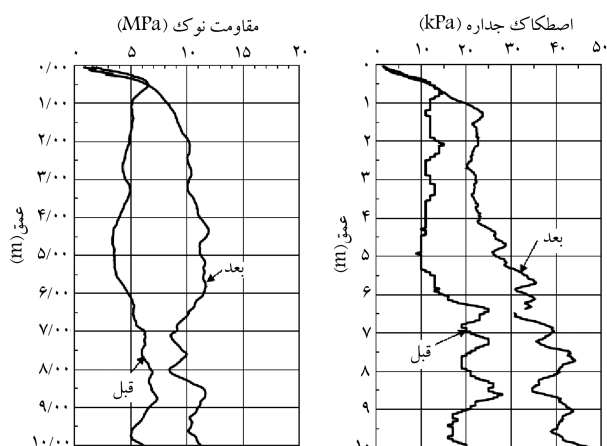
برای بررسی کمی عمل بهسازی بر روی خاک‌های اصلاح شده، دسترسی به نتایج آزمایشات CPT و CPTu در سایت‌هایی که عمل بهسازی در آن مناطق صورت گرفته ضرورت داشت. انجام آزمایشات مذکور قبل و بعد از بهسازی در سایت‌های مورد نظر از ضروریات بود. بدین منظور نتایج آزمایشات CPT و CPTu در ۲۳ سایت شامل ۱۸ سایت با خاک دانه‌یی و ۵ سایت با خاک ریزدانه که مورد بهسازی قرار گرفته و آزمایشات فوق قبل و بعد از عمل بهسازی در آنها انجام شده بودند، جمع‌آوری شد. اغلب سایت‌های مورد نظر در کشورهای آمریکا، کانادا، مالزی، سنگاپور و تایلند واقع بود و حدود ۷۵ لوگ CPT و CPTu تجزیه و تحلیل شدند. در ادامه، این موارد عملی به اختصار معرفی می‌شوند.

۱.۳. فرودگاه هنگ‌کنگ^۱

این پروژه‌ی اجرایی مربوط به پروژه‌ی بازبانی زمین برای ساخت فرودگاه هنگ‌کنگ است. خاک منطقه اساساً شامل ماسه‌ی شل و سست بوده و نواحی متوالی شامل ماسه‌ی لای دار بوده و تراز آب زیرزمینی در ۱ متری سطح زمین واقع است. برای بهسازی منطقه از روش و بیره شناوری استفاده شد. نتایج آزمایش CPT در این سایت در شکل ۱ ارائه شده است. [۱۰]

۲.۳. نیروگاه رودخانه‌ی سنت جان^۲ (در آمریکا)

این سایت در فلوریدای آمریکا واقع شده است و به منظور بهسازی خاک آن از روش ترکیبی تراکم دینامیکی و تزریق تراکمی استفاده شد. برای بهسازی خاک ماسه‌یی خیلی سست و به همراه رس لای دار (از عمق صفر تا ۱۰ متر) از تراکم دینامیکی



شکل ۱. مقادیر مقایسه‌یی داده‌های CPT (q_c و f_s) قبل و بعد از تراکم در سایت فرودگاه هنگ‌کنگ. [۱۰]

۵.۲. مقاومت برشی زه‌کشی نشده

مقاومت برشی زه‌کشی نشده درجا (S_u) بستگی به شکل گسیختگی، غیرایزوتروپی خاک، نسبت کرنش و تاریخچه‌ی تنش دارد و یکی از پارامترهای ویژه‌ی خاک ریزدانه‌ی بهسازی شده است.

به منظور تخمین S_u برای خاک ریزدانه، در این نوشتار از رابطه‌ی ۱۰ استفاده می‌شود: [۵]

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (۱۰)$$

که در آن S_u : مقاومت برشی زه‌کشی نشده؛ σ_{vo} : تنش کل سربار؛ N_k : ضریب نوک مخروطی. در سال ۱۹۷۸ نشان داده شد که برای رس‌های پیش تحکیم یافته بدون ترک، مقدار N_k به‌طور میانگین ۱۷ است. [۶] پس از آن در سال ۱۹۸۱ نشان دادند که برای رس‌های دریایی عادی تحکیم یافته این مقدار بین ۱۱ تا ۱۹ متغیر بوده و مقدار میانگین آن ۱۵ است. [۷]

۶.۲. ضریب فشار جانبی خاک در حال سکون

یکی دیگر از پارامترهای ژئوتکنیک که در تعیین کیفیت بهسازی خاک نقش اساسی دارد، ضریب فشار جانبی خاک در حال سکون است. برای تعیین این پارامتر در خاک ریزدانه از رابطه‌ی ۱۱ استفاده می‌شود. [۱]

$$K_o = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad (۱۱)$$

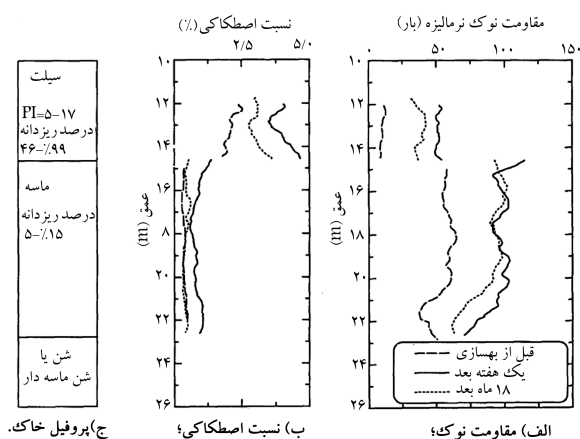
که در آن K_o : ضریب فشار جانبی خاک در حال سکون است.

۷.۲. نسبت پیش تحکیمی

نسبت پیش تحکیمی عبارت است از نسبت بیشینه‌ی تنش‌ی که خاک در گذشته تحمل کرده به تنش سربار موجود. این نسبت یکی از مهم‌ترین پارامترهای ویژه در تعیین کیفیت خاک ریزدانه‌ی بهسازی شده است.

در سال ۱۹۷۷، به منظور محاسبه‌ی OCR در ایالات متحده روش معروف Shansep (رابطه‌ی ۱۲) ارائه شد. [۸] در این نوشتار، برای خاک ریزدانه از این رابطه برای تخمین OCR (نسبت پیش تحکیمی) استفاده می‌شود:

$$OCR = \left[\frac{S_u}{0.74 \sigma'} \right]^{1/0.85} \quad (۱۲)$$



شکل ۲. مقاومت متوسط نوک CPT و نسبت اصطکاکی در منطقه‌ی آزمایشی رودخانه‌ی ساگرامنتو.^[۱۵]

۹.۳. سد جبا^۹ (در نیچریه)

این سایت در کشور نیچریه و در آبرفت رودخانه بنا شده است. آبرفت بستر رودخانه شامل ماسه‌ی تمیز، ریزدانه تا درشت‌دانه بوده و روی هم رفته متوسط اندازه ذرات معادل ۱ میلی‌متر است. از روش و بیره شنآوری به منظور متراکم‌سازی تا عمق ۲۵ متر استفاده شده و زیر این عمق و تا عمق ۴۰ متر از روش انفجار استفاده شد.^[۱۷]

۱۰.۳. جزیره‌ی تریشور^{۱۰} (در آمریکا)

به منظور ارزیابی رفتار زهکش‌های مرکب قائم، از روش انفجار کنترل شده برای ماسه‌ی سست روان‌گرا در این سایت آزمایشی، واقع در جزیره‌ی تریشور در جنوب سانفرانسیسکو، استفاده شد. به‌طور کلی ماسه در رده‌ی مصالح SP-SM بوده و در زیر این ماسه، تا عمق ۷٫۵ متر ماسه‌ی لای‌دار (SM) بود. در طول آزمایش، تراز سطح آب زیرزمینی تقریباً ۰٫۱۵ متر زیر سطح زمین بود.^[۱۸]

۱۱.۳. منطقه‌ی آزمایشی مطالعات روان‌گرایی کانادا^{۱۱}

در این سایت که در ونکوور کانادا واقع شده، از روش انفجار کنترل شده به منظور ارزیابی رفتار زهکش‌های مرکب قائم استفاده شد. خاک منطقه ماسه‌ی لای‌دار و لایه‌های لای تا عمق ۵ متر بوده و زیر این لایه و تا عمق ۱۵ متر ماسه‌ی تمیز سست قرار داشت. ماسه‌ی تمیز عموماً ماسه‌ی SP بود، و در طول آزمایشات سطح تراز آب تقریباً ۲٫۸ متر زیر سطح زمین بود.^[۱۸]

۱۲.۳. فرودگاه چانگی سنگاپور^{۱۲}

در سایت مورد نظر که در فرودگاه شرقی چانگی سنگاپور واقع شده، لایه‌ی فوقانی خاک ریز ماسه‌ی لای‌روبی شده بوده و لایه‌ی زیرین نهشته‌ی رس نرم به ضخامت بیش از ۳۵ متر بود. به منظور بهسازی رس نرم، روش پیش‌بارگذاری و استفاده از زهکش قائم به کار گرفته شد. پس از تحکیم لایه‌های رس، لایه‌ی ماسه‌ی به‌روش و بیره شنآوری تا عمق ۱۰ متر متراکم شد.^[۱۹]

استفاده شده و برای بهسازی خاک ماسه‌ی نیمه‌متراکم که مقدار لای و رس آن از لایه‌ی فوق بیشتر است (از عمق ۱۰ تا ۱۷ متر) از تزریق تراکمی به روش پایین به بالا استفاده شد.^[۱۷]

۳.۳. سد غربی پینوپولیس^۳ (در آمریکا)

این سایت در کارولینای جنوبی آمریکا واقع شده و در آن از تزریق تراکمی به روش پایین به بالا برای بهسازی ماسه‌ی لای‌دار خیلی سست تا سست - تقریباً در عمق بین ۹ تا ۱۱٫۴ متر - استفاده شد. لایه‌ی مورد نظر (عمق ۹ تا ۱۱٫۴ متری) عموماً دارای ۱۰ تا ۲۰ درصد ریزدانه بوده و اندازه‌ی متوسط ذرات (D_{50}) حدود ۰٫۳ تا ۰٫۶ میلی‌متر بود.^[۱۱]

۴.۳. سد کریک^۴ (در آمریکا)

پروژه‌ی مورد نظر به بررسی یک برنامه‌ی آزمایشی در زمینه‌ی تزریق تراکمی به روش پایین به بالا، به منظور متراکم‌کردن یک لایه ماسه‌ی رس‌دار (SC) شل تا خیلی شل به ضخامت حدود ۱۲ متر در فونداسیون سد مزبور واقع در کارولینای جنوبی آمریکا می‌پردازد. لایه‌ی مورد نظر شامل ۲۰ درصد ریزدانه بوده و لایه‌ی زیرین آن ماسه‌ی رس‌دار SP-SC است.^[۱۳]

۵.۳. زیردریایی کایسر^۵ (در گرجستان)

برای بهسازی خاک این سایت دریایی، که در گرجستان واقع شده، از روش ترکیبی تراکم دینامیکی و تزریق تراکمی (به روش پایین به بالا) استفاده شد. بهسازی برای خاک به ضخامت بیشتر از ۱۵ متر مورد استفاده قرار گرفته که خاک مورد نظر اغلب شامل ماسه‌ی ریزدانه و ماسه‌ی ریزدانه‌ی لای‌دار بوده که دارای میان‌لایه‌هایی از ماسه‌ی لای‌دار، ماسه‌ی رس‌دار، لای و یا رس در اعماق مختلف بودند. به‌طور کلی خاک ماسه‌ی مورد نظر حاوی ۵ تا ۲۶ درصد ریزدانه بود.^[۱۴]

۶.۳. ساخت و ساز در رودخانه‌ی ساگرامنتو^۶ (در آمریکا)

سایت مورد نظر در راستای رودخانه‌ی ساگرامنتو در ایالت کالیفرنیا واقع شده که در آن، برای بهسازی خاک منطقه از تزریق تراکمی به روش پایین به بالا استفاده شد. به منظور انجام این کار، لایه‌ی ماسه‌ی مستعد روان‌گرایی به عمق ۱۴ تا ۲۳ متر، و کم‌تر از ۲ متر خاک لای‌دار که در بالای لایه‌ی مورد نظر قرار داشته و دارای درون‌لایه‌ی ماسه‌ی لای‌دار هستند، در نظر گرفته شد. نتایج آزمایش CPT در این سایت در شکل ۲ ارائه شده است.^[۱۵]

۷.۳. پنجه‌ی آبرفتی در منطقه‌ی کوهستانی وستچ آمریکا^۷

در این سایت عمده‌ی پروفیل خاک از گل روان بوده که شامل لایه‌های ماسه‌ی با لایه‌های نازک شن سیلتی است. این پروژه برای بررسی تأثیر درصد رطوبت بر کارایی تراکم دینامیکی، در ۶ منطقه با درصد رطوبت میانگین مختلف انجام شد.^[۱۴]

۸.۳. نیروگاه فلوریدای آمریکا^۸

در پروژه‌ی مورد نظر کاربرد ترکیبی تراکم دینامیکی و تزریق تراکمی (به روش پایین به بالا) برای بهسازی خاک نیروگاه فلوریدا بررسی شده است. خاک مورد نظر شامل ماسه‌ی ریز خیلی شل تا متراکم با لایه‌هایی از لای و رس لای‌دار بود.^[۱۱]

به منظور تحقیق و بررسی اثرات پیش‌بارگذاری استاتیکی بر بهسازی خاک در مقابل مقادیر نشست بوده است.^[۲۵]

۲۰.۳. سایت چانگی شرقی^{۱۹} (در سنگاپور)

پروژه‌ی مورد نظر در سایت بازیابی‌شده‌ی چانگی شرقی در راستای خط ساحلی شرق فرودگاه چانگی واقع در سنگاپور انجام شده است. خاک منطقه رس نرم تا متوسط بوده و از روش ترکیبی پیش‌بارگذاری با بهره‌گیری از زهکش قائم، به منظور بهسازی استفاده شد.^[۲۶]

۲۱.۳. نیروگاه سانتاریتا^{۲۰} (در فیلیپین)

در این سایت که در نیروگاه سانتاریتا فیلیپین واقع شده، بر روی لایه‌ی رسی نرم (اغلب رس لای دار) ناشی از فعالیت‌های کشاورزی قرار دارد. شرایط زیرسطحی ضعیف و بالا بودن خطر لرزه‌خیزی منطقه موجب شد تا از روش نصب ستون سنگی به منظور بهسازی خاک قبل از ساخت خاکریز استفاده شود.^[۱۹]

۲۲.۳. بلوار پوتراجایا^{۲۱} (در مالزی)

به منظور ساخت بلواری در پوتراجایای مالزی نیاز به ساخت خاکریزی تا ارتفاع ۱۸ متر بود. وجود رس‌های آلی نرم (دارای مقاومت برشی در حدود ۵ تا ۷ کیلو پاسکال، و حاوی حدود ۱۰ تا ۲۰ درصد مواد آلی) در این منطقه مشکلاتی در زمینه‌ی پایداری خاکریز ایجاد کرد. در این راستا، برای بهسازی خاک از روش نصب ستون سنگی استفاده شد.^[۱۹]

۲۳.۳. سایت آزمایشی ونکوور^{۲۲} (در کانادا)

پروفیل خاک این سایت شامل تقریباً ۶ متر لای رس دار و لای ماسه‌ی است که بر روی ماسه‌ی متوسط قرار دارند. اغلب خاک این منطقه ضعیف بوده و به همین علت، برای احداث تأسیسات لازم نیازمند بهسازی است. برای انجام این بهسازی از روش تراکم دینامیکی استفاده شد.^[۲۷]

۴. تجزیه، تحلیل و بررسی موارد عملی

برای انجام تحقیق، خاک به دو رده‌ی ریزدانه‌ی رسی و درشت‌دانه‌ی ماسه‌ی تقسیم‌بندی شد. با استفاده از روش‌های موجود در تعیین طبقه‌بندی خاک و با به‌کارگیری داده‌های آزمایش نفوذ مخروط، نوع خاک مورد مطالعه در سایت‌های مذکور مشخص شدند. چنان که پیش‌تر مطرح شد، ۲۳ سایت (شامل ۱۸ سایت با خاک دانه‌ی ۵ و ۵ سایت با خاک ریزدانه) مورد تحقیق و بررسی قرار گرفتند. در کلیه‌ی سایت‌ها عمل بهسازی در اعماق مختلف صورت گرفت و آزمایشات CPT و CPTu به منظور کنترل کیفی عمل بهسازی - قبل و بعد از بهسازی خاک - انجام شد. برای به‌دست آوردن پارامترهای ژئوتکنیک مهم و ویژه برای کنترل کمی عمل بهسازی، تجزیه‌ی داده‌های CPT و CPTu ضروری است. برای انجام این عمل، پروفیل‌های این آزمایش، به‌ازای هر ۲۰ سانتی‌متر و تا عمق حداکثر ۲۰ متری مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفتند. لازم به ذکر است در زمینه‌ی روان‌گرایی، اغلب خاک‌های دانه‌ی تا عمق ۲۰ متری مورد تحلیل و بررسی قرار می‌گیرند. به همین سبب در این تحقیق، در سایت‌های با خاک دانه‌ی بیشترین عمق تجزیه معادل ۲۰ متر در نظر گرفته شد.

۱۳.۳. بندر مراک اندونزی^{۱۳}

پروژه‌ی مورد نظر به ساخت یک اسکله‌ی جدید به منظور تسهیلات باربرداری و موج‌شکن در بندر مراک واقع در اندونزی می‌پردازد. ناحیه‌ی پشت دیواره‌ی اسکله با ماسه‌ی لایروبی شده پر شد و همچنین برای پایداری پاشنه‌ی دیوار از خاکریز ماسه‌ی استفاده شد. کار بهسازی خاک، متراکم‌کردن ماسه‌ی لایروبی و رساندن آن به تراکم نسبی ۷۰ درصد به روش ویبره شناوری بود.^[۱۹]

۱۴.۳. ترمینال واندو^{۱۴} (در آمریکا)

این سایت در ایستگاه واندو در منطقه‌ی چارلستون، و در ناحیه‌ی جنوبی کارولینای آمریکا واقع است. اغلب خاک این منطقه ماسه‌ی سست تمیز است که برای بالا بردن مقاومت خاک و بهسازی آن از روش ویبره شناوری استفاده شد.^[۲۰]

۱۵.۳. ایستگاه فالون^{۱۵} (در آمریکا)

از ستون‌های سنگی به منظور افزایش ظرفیت باربری، کاهش نشست و کاهش پتانسیل روان‌گرایی برای یک پروژه‌ی ساختمان‌سازی در منطقه‌ی فالون، واقع در فالون نوادای آمریکا استفاده شد. خاک‌های سطحی از عمق ۲ تا ۵ فوت، شامل ماسه با تراکم متوسط و ماسه‌ی لای‌دار ریزدانه بود. در مناطق محدودی از سایت، در نزدیکی سطح زمین، لئزهایی از لای با سفتی متوسط یا خاک‌های رسی موجود بود. از عمق ۵ تا ۲۰ فوتی، عموماً خاک شامل ماسه‌ی تمیز تا لای‌دار سست تا نیمه‌متراکم بود.^[۲۱]

۱۶.۳. بندر مپ تا پوت^{۱۶} (در تایلند)

این سایت در منطقه‌ی بازیابی‌شده‌ی بندر مپ تا پوت در کشور تایلند واقع است. منطقه‌ی مورد نظر توسط روش هیدرولیکی و با به‌کارگیری ماسه‌های نسبتاً تمیز تا ارتفاع ۱۲ متر بازیابی شد و برای بهسازی خاک از روش تراکم دینامیکی استفاده شد.^[۲۲]

۱۷.۳. ایستگاه زغال‌سنگ مسی^{۱۷} (در آمریکا)

خاک سایت مورد نظر که در ویرجینیای آمریکا واقع شده، اغلب ماسه لای‌دار سست است. برای ساخت ایستگاه نیاز به بهسازی خاک بود، که از روش تراکم دینامیکی به‌عنوان مؤثرترین شیوه استفاده شد.^[۲۳]

۱۸.۳. مجتمع آلومینیوم المهدی (در بندرعباس - ایران)

پروژه‌ی مورد نظر، محل احداث مجتمع آلومینیوم المهدی در منطقه‌ی چین‌خورده‌ی زاگرس در بندر عباس است. این سایت بر روی آبرفت طبیعی واقع شده و به‌علت نشست غیرمتعارف پی‌ها، ماهیت روان‌گرایی خاک و احتمال وقوع پدیده‌ی روان‌گرایی خطرناک است. در این راستا برای اصلاح خاک، روش تراکم دینامیکی پیشنهاد شد.^[۲۴]

۱۹.۳. جاده‌ی ایگناتیای جدید (در یونان)^{۱۸}

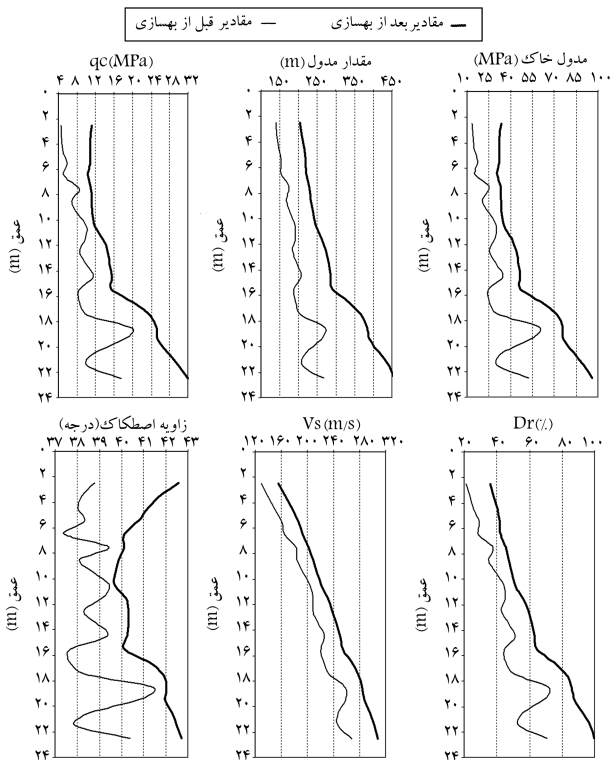
این سایت آزمایشی، در جاده‌ی ایگناتیای جدید، نزدیک شهر لاگاداس در شمال شرقی تسالونیک یونان واقع شده است. خاک حاکم بر این منطقه شامل مصالح ریزدانه (خصوصاً رس CL و CH) بود. هدف از این پروژه، مطالعه‌ی صحرایی

پس از تجزیه داده‌های CPT و CPTu و تبدیل پروفیل‌ها به اعداد دقیق، نیاز مبرم به اطلاعات مربوط به پارامترهای ژئوتکنیک وجود دارد. با استفاده از فرمول‌های مذکور و همچنین با به‌کارگیری داده‌های CPT و CPTu، پارامترهای مهم ژئوتکنیک در زمینه‌ی کنترل کمی عمل بهسازی، در اعماق مختلف (به‌ازای هر ۲۰ سانتی‌متر) به‌دست آمدند.

از آنجا که هدف این نوشتار ارائه‌ی مقایسه‌ی نتایج بهسازی به‌صورت کمی است، برای محدودکردن نتایج و به‌دست آوردن محدوده‌ی مناسب از مقادیر حاصل از تجزیه داده‌های CPT و CPTu، این نتایج به‌صورت نموداری نیز ارائه شدند. شکل‌های ۳ و ۴ نمونه‌ی از نمودارهای حاصل از تجزیه داده‌های CPT و CPTu، قبل و بعد از بهسازی، و نیز پارامترهای ژئوتکنیک به‌دست آمده را نشان می‌دهد.

برای مقایسه نتایج بهسازی خاک (قبل و بعد از اصلاح خاک) و تشخیص نوع خاک بهسازی شده از لحاظ کیفیت (به‌عنوان مثال برای خاک دانه‌ی از لحاظ شل یا متراکم‌بودن)، محدودکردن نمودارهای حاصله به‌صورت کمی و ارائه‌ی حدود پارامترهای مختلف ژئوتکنیک به‌صورت عددی ضرورت می‌یابد. در این زمینه، به‌علت دراختیار داشتن سایت‌های مختلف درمورد خاک‌های دانه‌ی که تا عمق ۲۰ متری مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته‌اند، اعماق محدودتر با دقت بیشتری مورد بررسی قرار گرفت؛ این اعماق به ۴ محدوده‌ی ۵ متری تقسیم‌بندی شد و هر محدوده به‌صورت مجزا مورد تجزیه قرار گرفت.

بادآور می‌شود به‌علت محدودبودن منابع اطلاعاتی و دراختیار نداشتن سایت و بانک اطلاعاتی مختلف و گسترده در زمینه‌ی خاک‌های ریزدانه، نتایج به‌صورت



شکل ۴. نمودارهای حاصل از تجزیه داده‌های CPT و پارامترهای ژئوتکنیک به‌دست آمده (سد جبا) - مقادیر بعد از بهسازی - مقادیر قبل از بهسازی.

کلی ارائه شدند. نمونه‌ی از جداول مربوط به نتایج CPT و CPTu و پارامترهای ژئوتکنیک حاصله به‌صورت محدوده‌ی کمی در سایت‌های مختلف در جداول ۱ و ۲ (به‌ترتیب برای خاک دانه‌ی و ریزدانه) نشان داده شده است.

نتایجی که از تجزیه و تحلیل داده‌های CPT و CPTu به‌دست آمده مربوط به زمان‌های قبل و بعد از بهسازی خاک است. برای ارائه‌ی جدول کمی در زمینه‌ی مقایسه‌ی کیفیت نوع خاک بهسازی شده، به پارامترهای ویژه‌ی اهمیت داده شد. در این زمینه، برای خاک‌های دانه‌ی بیشتر به مقادیر مقاومت نوک مخروط (q_c) و تراکم نسبی (D_r) توجه شده، در حالی که برای خاک‌های ریزدانه به مقادیر مقاومت نوک مخروط (q_c) و مقاومت برشی زه‌کشی نشده (S_u) توجه بیشتری شده است.

یکی از اهداف این تحقیق، بررسی کیفیت خاک بهسازی شده بوده است.

بدین‌منظور، خاک دانه‌ی بهسازی شده از لحاظ تراکم چنین طبقه‌بندی شد:

۱. خیلی شل؛ ۲. شل؛ ۳. تراکم متوسط؛ ۴. متراکم؛ ۵. خیلی متراکم.

در خاک‌های دانه‌ی نتایج مقایسه‌ی در زمینه‌ی پارامترهای زیر ارائه شد:

۱. مقاومت نوک مخروط (q_c) برحسب مگاپاسکال؛ ۲. عدد مدول جانبی (m)؛

۳. مدول کشسانی خاک (E) برحسب مگاپاسکال؛ ۴. زاویه‌ی اصطکاک داخلی

(ϕ)؛ ۵. سرعت موج برشی (V_s) برحسب متر بر ثانیه؛ ۶. تراکم نسبی (D_r) برحسب

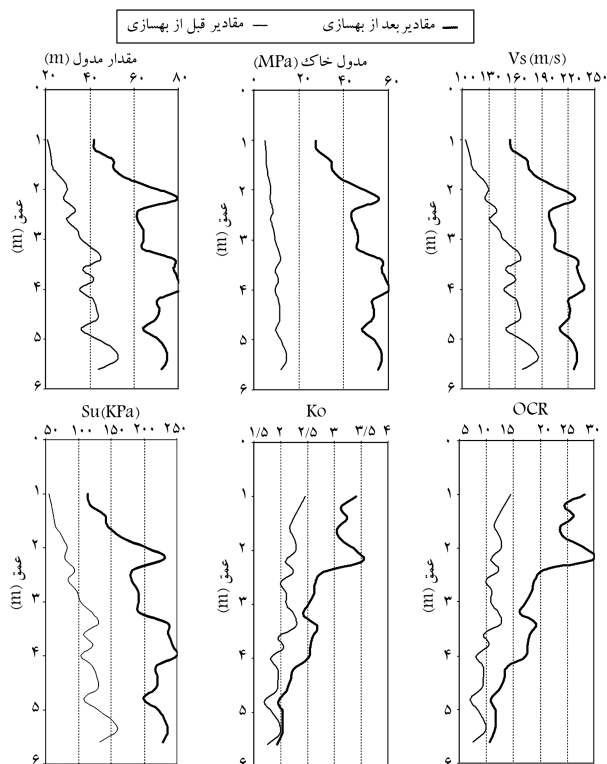
درصد؛ ۷. نسبت اصطکاک ($F_R = \frac{f_c}{q_c}$).

در خاک‌های ریزدانه، برخلاف خاک‌های دانه‌ی، به‌علت محدودیت در بانک

اطلاعاتی، نتایج به‌صورت کلی ارائه شدند. طبقه‌بندی خاک چنین انجام شد: ۱. نرم؛

۲. متوسط تا سفت؛ ۳. سفت تا خیلی سفت.

در خاک‌های ریزدانه پارامترهای بررسی‌شده عبارت‌اند از: ۱. مقاومت نوک



شکل ۳. نمودارهای حاصل از تجزیه داده‌های CPTu و پارامترهای ژئوتکنیک به‌دست آمده (نیروگاه سانناریتای فیلیپین) - مقادیر بعد از بهسازی - مقادیر قبل از بهسازی.

جدول ۱. نمونه‌ی آزمایشی از محدوده نتایج CPT و پارامترهای ژئوتکنیک حاصله به صورت کمی در سایت‌های مختلف (خاک دانه‌یابی) [پارامترهای ژئوتکنیکی، قبل از بهسازی با حرف "b" و بعد از بهسازی با حرف "a" تفکیک شده اند].

عمق (m)	نام سایت و مرجع	qc(b) (Mpa)	qc(a) (Mpa)	m(b)	m(a)	E(b) (Mpa)	E(a) (Mpa)	ϕ (b)	ϕ (a)	Vs(b) (m/s)	Vs(a) (m/s)	Dr(b) %	Dr(a) %
۰-۵	نیروگاه	۴-۶	۸-۱۰	۱۶۰-۱۷۰	۲۴۰-۲۶۰	۱۵-۲۵	۵۰-۶۰	۳۷-۴۰	۴۰-۴۲	۱۳۵-۱۴۰	۱۵۰-۱۶۵	۳۰-۳۵	۴۵-۵۰
۵-۱۰	رودخانه	۴-۵٫۵	۱۰-۲۱	۱۶۰-۱۸۰	۲۷۰-۳۵۰	۱۷-۲۰	۶۰-۱۰۰	۳۶-۳۸	۴۰-۴۳٫۵	۱۵۰-۱۷۰	۱۸۰-۲۳۰	۳۵-۴۰	۶۰-۹۵
۱۰-۱۵	سنت جان ^[۱۱]	۵-۸	۱۴-۲۲	۱۸۰-۲۱۰	۳۵۰-۴۷۰	۲۰-۳۰	۸۰-۱۱۰	۳۶-۳۸	۴۰-۴۳	۱۸۰-۲۰۰	۲۳۰-۲۵۰	۴۵-۵۵	۷۵-۹۵
۵-۱۰	سد غربی	۲٫۵-۴	۱۰-۱۳	۱۳۰-۱۵۰	۳۲۰-۳۵۰	۱۰-۱۵	۶۵-۸۰	۳۳-۳۵	۳۹٫۵-۴۰	۱۷۰-۱۷۵	۲۰۵-۲۱۵	۳۰-۳۵	۶۰-۷۰
۱۰-۱۵	پینوپولیس ^[۱۲]	۲-۲٫۵	۹-۱۳	۱۳۰-۱۴۰	۳۰۰-۳۶۰	۸-۱۰	۶۰-۸۰	۳۱٫۵-۳۳	۳۸٫۵-۴۰٫۵	۱۶۵-۱۷۵	۲۱۰-۲۲۰	۲۵-۳۰	۶۰-۷۳
۵-۱۰	سد	۲-۳	۴-۵	۱۲۰-۱۲۵	۲۰۰-۲۲۵	۴-۶	۱۵-۲۰	۳۳٫۵-۳۴٫۵	۳۵-۳۶٫۵	۱۵۵-۱۶۵	۱۷۵-۱۸۵	۲۵-۳۰	۳۵-۴۵
۱۰-۱۵	کریک ^[۱۳]	۳-۶	۵-۸	۱۲۵-۱۶۰	۲۲۰-۲۷۰	۵-۱۲	۲۰-۳۵	۳۴-۳۶٫۵	۳۵٫۵-۳۸	۱۶۰-۱۹۰	۱۸۰-۲۱۰	۳۰-۴۵	۴۰-۶۰
۰-۵	زیر اساس	۴-۱۰	۶-۱۲	۱۱۰-۱۵۰	۲۲۰-۲۸۰	۱۵-۳۰	۲۵-۴۰	۴۰-۴۲	۴۰-۴۳	۱۲۵-۱۴۵	۱۴۰-۱۶۵	۳۰-۴۵	۳۵-۵۵
۵-۱۰	دریایی	۴-۱۴	۱۰-۲۰	۱۵۰-۲۲۵	۳۰۰-۴۵۰	۲۰-۵۰	۴۰-۶۵	۳۹-۴۱	۴۰-۴۳	۱۶۰-۲۰۰	۱۹۰-۲۳۰	۴۰-۷۰	۶۰-۸۵
۱۰-۱۵	کایسر ^[۱۴]	۲-۵	۴-۱۰	۱۰۰-۱۵۰	۲۲۰-۳۵۰	۵-۱۵	۱۵-۳۵	۳۰٫۵-۳۳	۳۲-۳۸	۱۵۵-۱۷۰	۱۸۵-۲۲۰	۲۵-۴۰	۳۵-۶۵
۰-۵	نیروگاه	۳-۵	۹-۱۰	۱۲۰-۱۳۰	۲۴۰-۲۵۰	۱۰-۱۵	۳۵-۴۰	۳۷-۳۹	۴۰-۴۱	۱۳۵-۱۴۵	۱۶۵-۱۸۰	۳۰-۳۵	۵۰-۵۵
۵-۱۰	فلوریدا ^[۱۱]	۴-۵٫۵	۱۲-۲۲	۱۲۵-۱۴۵	۲۸۰-۴۰۰	۱۲-۱۷	۴۵-۸۰	۳۷-۳۸	۴۰-۴۲	۱۵۰-۱۷۰	۱۹۰-۲۴۰	۳۰-۴۰	۶۰-۹۰
۱۰-۱۵		۵-۸	۱۲-۲۲	۱۵۰-۱۷۰	۳۵۰-۴۲۵	۱۵-۲۵	۵۰-۸۰	۳۶-۳۸	۳۹-۴۲	۱۸۰-۲۰۰	۲۴۰-۲۶۰	۴۵-۵۲	۸۰-۹۵
۰-۵	سدجبا ^[۱۷]	۴-۶	۱۰-۱۲	۱۴۰-۱۵۰	۲۰۰-۲۲۰	۱۲-۱۸	۳۰-۳۵	۳۸-۳۹	۴۱-۴۲٫۵	۱۳۰-۱۵۰	۱۶۰-۱۸۰	۲۰-۳۰	۳۵-۴۵
۵-۱۰		۵-۹	۱۰-۱۱٫۵	۱۵۰-۱۸۰	۲۲۰-۲۵۰	۱۵-۲۵	۳۰-۳۵	۳۷٫۵-۳۹	۴۰-۴۱	۱۶۰-۱۹۰	۱۹۰-۲۲۰	۳۰-۴۰	۴۰-۵۰
۱۰-۱۵		۸-۱۱	۱۲٫۵-۱۵	۱۸۰-۲۰۵	۲۵۰-۲۹۰	۲۵-۳۳	۳۵-۴۸	۳۸٫۵-۳۹٫۵	۳۹٫۵-۴۰٫۵	۲۰۰-۲۲۵	۲۲۵-۲۵۰	۴۰-۵۰	۵۵-۶۵
۱۵-۲۰		۹-۱۵	۱۹-۲۵	۱۹۰-۲۶۰	۳۰۰-۳۹۰	۲۵-۵۰	۵۰-۷۵	۳۸-۴۱	۴۰-۴۲	۲۲۵-۲۵۰	۲۶۰-۲۸۵	۵۰-۶۵	۷۰-۹۰
۰-۵	جزیره	۴-۸	۷-۹	۱۵۰-۲۰۰	۲۰۰-۲۵۰	۱۵-۲۳	۲۵-۳۸	۳۸-۴۱	۴۰-۴۳	۱۲۰-۱۴۰	۱۴۰-۱۶۰	۳۵-۵۰	۴۵-۶۰
۵-۱۰	تریشور ^[۱۸]	۲٫۵-۴	۳-۵	۱۴۰-۱۶۰	۱۶۰-۱۹۰	۸-۱۲	۱۳-۲۰	۳۵-۳۶٫۵	۳۶-۳۸	۱۳۵-۱۵۰	۱۵۰-۱۶۰	۲۵-۳۵	۳۰-۴۰
۰-۵	فرودگاه	۶-۱۰	۱۲-۱۷	۱۵۰-۲۰۰	۲۶۰-۳۳۰	۱۵-۳۰	۵۰-۷۰	۳۸-۴۱	۴۳-۴۵	۱۲۰-۱۴۵	۱۴۵-۱۸۵	۳۰-۴۵	۵۰-۶۵
۵-۱۰	چانگی ^[۱۹]	۵-۸٫۵	۱۵-۲۰	۱۷۵-۲۰۰	۳۵۰-۴۰۰	۱۸-۲۵	۶۰-۸۰	۳۷٫۵-۴۰٫۵	۴۱-۴۴	۱۶۰-۱۸۰	۲۰۰-۲۲۰	۴۰-۵۰	۷۰-۸۵
۰-۵	بندر مراک	۴-۶	۱۶-۱۸٫۵	۱۵۰-۱۸۰	۲۵۰-۳۲۰	۱۰-۲۰	۶۰-۷۵	۳۸-۳۹٫۵	۴۳-۴۴٫۵	۱۳۰-۱۵۰	۱۷۰-۲۰۰	۳۰-۴۰	۶۰-۷۵
۵-۱۰	اندونزی ^[۱۹]	۴-۶٫۵	۱۵-۲۱	۱۵۰-۲۰۰	۳۰۰-۳۸۰	۱۰-۲۰	۶۰-۸۵	۳۵٫۵-۳۷٫۵	۴۱-۴۳	۱۶۰-۱۸۵	۲۰۰-۲۳۵	۳۰-۴۵	۷۰-۹۵
۵-۱۰	ترمینال	۲-۳	۸-۱۲	۱۳۰-۱۴۰	۲۲۰-۲۶۰	۸-۹	۳۰-۵۰	۳۲٫۵-۳۴	۳۸٫۵-۴۰٫۵	۱۵۰-۱۶۰	۱۹۰-۲۲۰	۱۹-۲۱	۴۵-۶۰
۱۰-۱۵	واندو ^[۲۰]	۱٫۵-۲٫۵	۱۳٫۵-۱۵	۱۳۰-۱۴۰	۲۷۵-۳۰۵	۸-۹	۵۵-۶۰	۳۱٫۵-۳۲	۳۹٫۵-۴۰٫۵	۱۶۰-۱۷۰	۲۲۰-۲۴۰	۲۰-۲۲	۶۰-۷۰
۱۵-۲۰		۱٫۵-۲٫۵	۱۲٫۵-۱۴	۱۳۰-۱۴۰	۳۰۰-۳۱۰	۸-۹	۵۰-۵۵	۳۰٫۵-۳۱٫۵	۳۹-۴۰	۱۷۵-۱۸۵	۲۴۵-۲۶۰	۲۰-۲۲	۶۵-۷۰
۰-۵	فرودگاه	۳-۵	۹-۱۱٫۵	۱۶۰-۲۴۰	۳۷۰-۴۵۰	۱۱-۲۰	۵۲-۷۰	۳۵٫۵-۴۰	۴۱٫۵-۴۳	۱۱۵-۱۴۰	۱۳۰-۱۷۵	۲۵-۳۵	۳۸-۵۰
۵-۱۰	هنگ کنگ ^[۱۰]	۳-۷	۹-۱۱٫۵	۱۶۰-۱۹۰	۳۰۰-۳۶۰	۱۳-۲۸	۵۳-۷۰	۳۵٫۵-۳۸	۳۹٫۵-۴۱٫۵	۱۴۰-۱۷۵	۱۸۰-۲۰۵	۲۸-۴۵	۵۰-۶۰
۰-۵	سایت وسنج ^[۱۶]	۱-۴	۴-۱۰	۸۰-۱۰۰	۱۶۰-۲۲۰	۳-۱۰	۲۰-۴۵	۳۱-۳۴	۳۵-۴۰	۱۰۰-۱۱۵	۱۲۵-۱۵۰	۱۵-۲۵	۲۵-۴۰
۱۵-۲۰	سایت ساکارامنتو ^[۱۵]	۵-۶	۹-۱۱	۱۴۰-۱۷۰	۲۴۰-۲۸۰	۱۳-۱۸	۳۵-۴۲	۳۵-۳۷	۳۷-۳۹	۱۸۰-۲۱۰	۲۱۵-۲۴۰	۴۰-۵۰	۶۰-۶۵
۵-۱۰	سایت آزمایشی	۵-۶	۸-۱۱	۱۶۰-۱۸۰	۲۵۰-۳۰۰	۱۳-۱۹	۳۵-۴۵	۳۶٫۵-۳۸	۳۸٫۵-۴۰	۱۷۰-۱۸۰	۱۹۰-۲۲۰	۳۸-۴۵	۵۵-۷۰
۱۰-۱۵	ونکوور ^[۱۸]	۵-۷	۹-۱۲	۱۸۰-۲۰۵	۲۷۵-۳۲۵	۱۵-۲۲	۳۵-۴۵	۳۶-۳۷٫۵	۳۸٫۵-۴۰	۱۸۵-۲۰۰	۲۱۰-۲۳۰	۴۰-۵۰	۶۰-۷۲
۰-۵	ایستگاه فالون ^[۲۱]	۶-۱۱	۱۳-۱۹	۱۵۰-۲۰۰	۳۰۰-۴۰۰	۲۰-۳۰	۶۰-۸۰	۳۹-۴۰٫۵	۴۴-۴۵٫۵	۱۲۰-۱۵۰	۱۴۰-۱۷۰	۳۰-۵۰	۵۰-۷۵
۰-۵	بندر	۶-۱۰	۱۸-۲۳	۲۰۰-۳۰۰	۳۵۰-۴۵۰	۱۵-۳۵	۵۰-۸۵	۳۴-۳۸	۴۳-۴۶	۱۲۵-۱۴۵	۱۶۰-۱۹۰	۳۵-۴۵	۶۰-۹۰
۵-۱۰	مپ تاپوت ^[۲۲]	۴-۸	۱۰-۲۲	۱۵۰-۲۲۰	۲۵۰-۳۵۰	۱۰-۳۰	۳۰-۷۰	۳۲٫۵-۳۴	۳۸-۴۴	۱۶۰-۱۸۰	۲۰۰-۲۲۰	۳۵-۵۰	۶۵-۹۵
۰-۵	ایستگاه	۲٫۵-۵	۱۲-۱۴٫۵	۱۳۰-۱۶۰	۲۲۵-۲۸۵	۱۰-۱۷	۴۰-۵۵	۳۳٫۵-۳۵٫۵	۴۱-۴۲٫۵	۱۲۰-۱۴۵	۱۵۰-۱۸۰	۲۵-۳۵	۴۵-۶۵
۵-۱۰	زغال سنگ مسی ^[۲۳]	۴-۵٫۵	۸-۱۴	۱۶۰-۱۸۰	۲۵۰-۳۰۰	۱۲-۱۸	۳۰-۵۵	۳۴-۳۵	۳۸-۴۱	۱۵۰-۱۶۵	۱۸۵-۲۰۰	۳۲-۴۰	۵۰-۷۰
۰-۵	مجتمع آلومینیوم المهدی ^[۲۴]	۲-۴	۸-۱۷	۱۴۰-۱۵۰	۲۲۵-۳۲۵	۸-۱۱	۲۵-۵۵	۳۲-۳۴٫۵	۳۸٫۵-۴۴	۱۲۰-۱۵۵	۱۴۰-۱۸۰	۲۰-۳۲	۴۵-۷۵

جدول ۲. نمونه‌ی آزمایشی از محدوده‌ی نتایج CPTu و پارامترهای ژئوتکنیک حاصله به صورت کمی در سایت‌های مختلف (خاک ریزدانه) اپارامترهای ژئوتکنیکی، قبل از بهسازی با حرف "b" و بعد از بهسازی با حرف "a" تفکیک شده اند.

نام سایت و مرجع	عمق (m)	qc(b) (Mpa)	qc(a) (Mpa)	fs(b) (kpa)	fs(a) (kpa)	m(b) (%)	m(a) (%)	E(b) (Mpa)	E(a) (Mpa)	u(b) (kpa)	u(a) (kpa)
نیروگاه ساناریتای فیلیپین [۱۹]	۰-۵	۲,۵-۴	۵,۵-۷,۵	۱۷۰-۲۶۰	۲۵۰-۳۶۰	۳۰-۴۵	۶۰-۸۰	۸-۱۳	۴۰-۶۰	(-۱۰)-(+۳)	(-۲۵)-(-۵)
	عمق (m)	Ko(b)	Ko(a)	OCR(b)	OCR(a)	Fr(b) (%)	Fr(a) (%)	Vs(b) (m/s)	Vs(a) (m/s)	su(b) (kpa)	su(a) (kpa)
	۰-۵	۲-۳	۳-۴,۵	۱۰-۲۰	۱۵-۳۵	۶-۷,۵	۳,۵-۶	۱۳۰-۱۷۰	۱۹۰-۲۳۰	۷۵-۱۳۰	۱۷۵-۲۵۰
بلوار پوتراجایای مالزی [۱۹]	عمق (m)	qc(b) (Mpa)	qc(a) (Mpa)	fs(b) (kpa)	fs(a) (kpa)	m(b)	m(a)	E(b) (Mpa)	E(a) (Mpa)	u(b) (kpa)	u(a) (kpa)
	۰-۵	۲,۵-۴	۴-۵,۵	۱۵۰-۲۱۰	۲۵۰-۳۵۰	۳۵-۴۵	۴۵-۶۰	۲۰-۳۰	۳۰-۴۲	(-۱۰)-(-۵)	(-۲۵)-(-۱۰)
	۵-۱۰	۳-۴	۶-۷	۲۰۰-۲۵۰	۳۵۰-۴۰۰	۳۵-۵۰	۶۵-۷۵	۲۰-۳۰	۴۵-۵۵	(-۱۵)-(-۱۰)	(-۲۵)-(-۱۰)
	عمق (m)	Ko(b)	Ko(a)	OCR(b)	OCR(a)	Fr(b) (%)	Fr(a) (%)	Vs(b) (m/s)	Vs(a) (m/s)	su(b) (kpa)	su(a) (kpa)
	۰-۵	۲,۵-۳,۵	۲,۵-۳,۵	۱۵-۲۵	۱۵-۳۰	۵-۶	۵,۵-۶,۵	۱۳۰-۱۶۰	۱۶۰-۱۹۵	۹۰-۱۳۰	۱۲۵-۱۷۰
۵-۱۰	۱,۸-۲,۳	۲-۲,۵	۱۰-۱۵	۱۲-۱۵	۵,۵-۶	۵,۵-۶,۵	۱۵۰-۱۸۰	۲۱۰-۲۳۰	۱۰۰-۱۵۰	۲۰۰-۲۳۰	
سایت چانگی شرقی [۲۶]	عمق (m)	qc(b) (Mpa)	qc(a) (Mpa)	fs(b) (kpa)	fs(a) (kpa)	m(b)	m(a)	E(b) (Mpa)	E(a) (Mpa)	u(b) (kpa)	u(a) (kpa)
	۰-۵	۲,۵-۳,۵	۴-۶	۱۰۰-۱۶۰	۱۷۰-۲۴۰	۲۵-۴۰	۴۵-۶۵	۱۵-۲۵	۳۵-۵۵	(-۳)-(+۵)	(-۱۸)-(-۷)
	۵-۱۰	۳-۴	۴,۵-۶,۵	۲۰۰-۲۳۰	۲۵۰-۳۵۰	۳۵-۴۵	۴۵-۶۵	۲۰-۳۰	۴۰-۶۵	(-۳)-(+۳)	(-۲۰)-(-۵)
	عمق (m)	Ko(b)	Ko(a)	OCR(b)	OCR(a)	Fr(b) (%)	Fr(a) (%)	Vs(b) (m/s)	Vs(a) (m/s)	su(b) (kpa)	su(a) (kpa)
	۰-۵	۲-۴,۵	۲,۵-۴,۵	۱۰-۳۰	۱۵-۳۰	۴-۶,۵	۴-۵	۱۳۰-۱۵۰	۱۶۰-۲۰۰	۷۵-۱۱۰	۱۲۵-۱۷۵
۵-۱۰	۱,۷-۲,۱	۱,۷-۲,۵	۵-۱۰	۵-۱۵	۵-۶,۵	۴-۶	۱۴۵-۱۶۰	۱۷۰-۲۱۰	۱۰۰-۱۲۵	۱۵۰-۱۸۰	
جاده‌ی ایگناتای جدید [۲۵]	عمق (m)	qc(b) (Mpa)	qc(a) (Mpa)	fs(b) (kpa)	fs(a) (kpa)	m(b)	m(a)	E(b) (Mpa)	E(a) (Mpa)	u(b) (kpa)	u(a) (kpa)
	۰-۵	۱-۳	۴-۶,۵	۱۰۰-۲۰۰	۲۵۰-۳۲۰	۱۵-۳۰	۵۰-۷۵	۱-۱۰	۳۵-۵۵	(-۲)-(+۲)	(-۱۴)-(-۶)
	عمق (m)	Ko(b)	Ko(a)	OCR(b)	OCR(a)	Fr(b) (%)	Fr(a) (%)	Vs(b) (m/s)	Vs(a) (m/s)	su(b) (kpa)	su(a) (kpa)
۰-۵	۹۰-۱۳۰	۱۷۰-۲۱۵	۵۰-۱۰۰	۱۵۰-۲۲۰	۲-۲,۵	۲,۸-۳,۸	۱۰-۱۵	۱۵-۲۵	۶-۱۰	۳-۶	
سایت آزمایشی ونکوور [۲۷]	عمق (m)	qc(b) (Mpa)	qc(a) (Mpa)	fs(b) (kpa)	fs(a) (kpa)	m(b)	m(a)	E(b) (Mpa)	E(a) (Mpa)	u(b) (kpa)	u(a) (kpa)
	۰-۵	۰,۵-۲	۳-۵,۵	۱۱۰-۱۶۰	۱۸۰-۲۳۰	۸-۲۰	۴۰-۶۵	۵-۱۵	۳۰-۵۰	(-۱)-(+۴)	(-۶)-(-۱۰)
	۵-۱۰	۰,۵-۱,۵	۵-۶,۵	۲۰۰-۲۴۰	۲۷۰-۳۶۰	۵-۱۵	۵۰-۷۰	۵-۱۰	۴۵-۶۰	۳-۵	(-۱۰)-(-۵)
	عمق (m)	Ko(b)	Ko(a)	OCR(b)	OCR(a)	Fr(b) (%)	Fr(a) (%)	Vs(b) (m/s)	Vs(a) (m/s)	su(b) (kpa)	su(a) (kpa)
	۰-۵	۱-۲	۲-۳	۲-۱۰	۱۰-۲۰	۴,۵-۶,۵	۴-۵,۵	۵۰-۱۱۰	۱۵۰-۲۰۰	۲۵-۶۰	۱۲۵-۱۷۵
۵-۱۰	۱-۱,۵	۲-۲,۵	۱-۵	۱۰-۱۵	۵-۶,۵	۴,۵-۶	۶۰-۹۰	۱۹۰-۲۲۰	۲۰-۵۰	۱۶۰-۲۲۰	

مخروط (q_c) برحسب مگاپاسکال؛ ۲. عدد مدول جانبو (m)؛ ۳. مدول کشسانی خاک (E) برحسب مگاپاسکال؛ ۴. مقاومت برشی زه‌کشی نشده (S_u) برحسب کیلو پاسکال؛ ۵. سرعت موج برشی (V_s) برحسب متر بر ثانیه؛ ۶. نسبت اصطکاکی (F_R)؛ ۷. نسبت پیش‌تحکیمی (OCR)؛ ۸. ضریب فشار جانبی خاک در حال سکون (k_o). پس از تجزیه و تحلیل، یا به عبارتی کنار هم قرار دادن مقادیر فوق و همچنین توجه و مقایسه با نتایج سایر محققین در این زمینه، نتایج نهایی به صورت جداگانه برای خاک‌های دانه‌ی (جدول ۳) و خاک‌های ریزدانه (جدول ۴) ارائه شدند. در راستای ارائه‌ی یک سری نتایج در مورد طبقه‌بندی نوع خاک از لحاظ کمی و بررسی مقادیر پارامترهای ژئوتکنیک و پیشنهاد محدوده‌ی مناسب در این زمینه،

جدول ۳. تحلیلی و نتایج نهایی (خاک دانه‌یی).

عمق (متر)	تراکم	qc (Mpa)	m	E (Mpa)	ϕ	Vs (m/s)	Dr %	Fr %
۰-۵	خیلی شل	< ۲	۸۰-۱۱۰	< ۶	< ۳۱	< ۱۰۰	< ۱۵	> ۱٫۵
	شل	۲-۴	۱۱۰-۱۳۰	۶-۱۲	۳۱-۳۴	۱۰۰-۱۴۰	۱۵-۲۵	۱٫۱-۱٫۵
	تراکم متوسط	۴-۶	۱۳۰-۱۸۰	۱۲-۲۰	۳۴-۳۸	۱۴۰-۱۶۰	۲۵-۴۵	۰٫۹-۱٫۱
	متراکم	۶-۱۲	۱۸۰-۲۵۰	۲۰-۴۰	۳۸-۴۰	۱۶۰-۱۹۰	۴۵-۶۵	۰٫۶-۰٫۹
	خیلی متراکم	> ۱۲	۲۵۰-۳۵۰	۴۰-۸۰	> ۴۰	> ۱۹۰	> ۶۵	< ۰٫۶
۵-۱۰	خیلی شل	< ۲٫۵	۱۰۰-۱۲۵	< ۸	< ۳۲	< ۱۳۰	< ۲۰	> ۱٫۴
	شل	۲٫۵-۵	۱۲۵-۱۵۰	۸-۱۵	۳۲-۳۵	۱۳۰-۱۷۰	۲۰-۳۵	۱٫۲-۱٫۴
	تراکم متوسط	۵-۱۰	۱۵۰-۲۰۰	۱۵-۲۵	۳۵-۳۸	۱۷۰-۱۹۰	۳۵-۵۵	۰٫۸-۱٫۲
	متراکم	۱۰-۱۶	۲۰۰-۳۲۵	۲۵-۵۰	۳۸-۴۱	۱۹۰-۲۲۰	۵۵-۷۰	۰٫۵-۰٫۸
	خیلی متراکم	> ۱۶	۳۲۵-۴۰۰	۵۰-۸۵	> ۴۱	> ۲۲۰	> ۷۰	< ۰٫۵
۱۰-۱۵	خیلی شل	< ۳	۱۱۰-۱۳۰	< ۸	< ۳۲	< ۱۵۰	< ۲۵	> ۱٫۴
	شل	۳-۵	۱۳۰-۱۵۰	۸-۲۰	۳۲-۳۶	۱۵۰-۱۸۰	۲۵-۴۰	۱٫۲-۱٫۴
	تراکم متوسط	۵-۱۲	۱۵۰-۲۲۰	۲۰-۳۵	۳۶-۴۰	۱۸۰-۲۲۰	۴۰-۶۰	۰٫۷-۱٫۲
	متراکم	۱۲-۲۰	۲۲۰-۴۰۰	۳۵-۶۵	۴۰-۴۲	۲۲۰-۲۵۰	۶۰-۸۰	۰٫۴۵-۰٫۷
	خیلی متراکم	> ۲۰	> ۴۰۰	> ۶۵	> ۴۲	> ۲۵۰	> ۸۰	< ۰٫۴۵
۱۵-۲۰	خیلی شل	< ۵	۱۳۰-۱۵۰	< ۱۰	< ۳۲	< ۱۷۰	< ۲۵	> ۱٫۲
	شل	۵-۸	۱۵۰-۱۸۰	۱۰-۳۰	۳۲-۳۸	۱۷۰-۲۲۰	۲۵-۴۵	۱٫۰-۱٫۲
	تراکم متوسط	۸-۱۵	۱۸۰-۲۵۰	۳۰-۵۵	۳۸-۴۱	۲۲۰-۲۴۰	۴۵-۶۵	۰٫۶-۱٫۰
	متراکم	۱۵-۲۲	۲۵۰-۴۲۵	۵۵-۷۵	۴۱-۴۴	۲۴۰-۲۷۵	۶۵-۸۵	۰٫۳-۰٫۶
	خیلی متراکم	> ۲۲	> ۴۲۵	> ۷۵	> ۴۴	> ۲۷۵	> ۸۵	< ۰٫۳

جدول ۴. تحلیل و نتایج نهایی (خاک ریزدانه).

	qc	m	E	Vs	su	Fr	OCR	Ko
	(Mpa)		(Mpa)	(m/s)	(kpa)	%		
نرم	< ۱٫۵	۵-۱۵	< ۱۰	< ۱۰۰	< ۶۰	۶-۸	< ۵	< ۱
متوسط تا سفت	۱٫۵-۴	۱۵-۴۰	۱۰-۴۰	۱۰۰-۱۹۰	۶۰-۱۳۰	۴-۶	۵-۱۲	۱-۲
سفت تا خیلی سفت	> ۴	> ۴۰	> ۴۰	> ۱۹۰	> ۱۳۰	< ۴	> ۱۲	> ۲

جدول ۵. رانه برخی مشخصات ژئوتکنیکی، در شرایط مختلف تراکم خاک‌های دانه‌یی. [۲۹]

وضعیت خاک	خیلی شل	شل	تراکم متوسط	متراکم	خیلی متراکم
qc حاصل از CPT (kg/cm ²)	< ۵۰	۵۰-۱۰۰	۱۰۰-۱۵۰	۱۵۰-۲۰۰	> ۲۰۰
D _r (%) دانسیته نسبی	< ۱۵	۱۵-۳۵	۳۵-۶۵	۶۵-۸۵	۸۵-۱۰۰
زاویه اصطکاک داخلی	< ۳۰	۳۰-۳۲	۳۲-۳۵	۳۵-۳۸	> ۳۸

۵. نتیجه‌گیری

از آنجا که خاک‌های مسئله‌دار (نظیر خاک‌های نرم و شل، خاک‌های انبساطی، خاک‌های رمنده و خاکریزها) برای تحمل بارهای سازه‌یی کاملاً مناسب نیستند، از روش‌های ویژه‌یی برای بهبود وضعیت خاک و بهسازی آن استفاده می‌شود. در این پروژه‌ها، اطمینان از حصول افزایش مقاومت کافی در خاک بسیار پراهمیت است که

محققین بسیاری مطالعات گسترده‌یی انجام داده‌اند؛ نمونه‌یی از این تحقیقات در جداول ۵ و ۶ نشان داده شده است. بر اساس بررسی دقیق نتایج ارائه‌شده‌ی سایر محققین و نگاه کلی به این مقادیر و همچنین بررسی جداول کمی پیشنهادی، می‌توان به این نتیجه دست یافت که مقادیر پیشنهادی حاصل از بررسی‌های موارد عملی در این تحقیق با نتایج ارائه‌شده توسط سایر محققین اختلاف چندانی ندارد و در محدوده‌ی مناسب و منطقی قرار دارد.

جدول ۶. برخی مشخصات ژئوتکنیکی، در شرایط مختلف تراکم خاک‌های ریزدانه. [۳۰]

وضعیت خاک	نرم	سخت تا خیلی سخت	
		متوسط تا سفت	سخت تا خیلی سخت
پارامترهای ژئوتکنیک			
q_c حاصل از CPT (kg/cm^2)	$< 1^\circ$	$1^\circ - 5^\circ$	$> 5^\circ$
s_{uu} حاصل از تک محور (kg/cm^2)	< 0.5	$0 - 1$	$1 - 2$

با انجام آزمایش‌های درجا به‌خصوص آزمایش نفوذ مخروط به‌دلیل تعدد داده‌ها، پیوستگی آنها و نیز اقتصادی بودن آن، می‌توان به این مهم دست یافت.

با مقایسه‌ی داده‌های آزمایش CPT در زمان قبل و بعد از بهسازی می‌توان به کفایت سیستم‌های مختلف بهسازی پی برد. برای دست‌یابی به هدف فوق، ۲۳ سایت که مورد بهسازی قرار گرفته بود، و نیز آزمایش CPT و CPTu در آن مناطق -قبل و بعد از بهسازی، که حدوداً ۷۵ بروفیل CPT و CPTu را شامل می‌شود- مورد بررسی و تحلیل قرار گرفتند. تحلیل و بررسی‌ها بر روی این داده‌ها تا عمق ۲۰ متری و به‌ازای هر ۲۰ سانتی‌متر انجام شد. در پایان جداولی برای ارزیابی بهسازی به‌صورت کمی پیشنهاد شدند. نتایجی که از تحقیق فوق برمی‌آید می‌توان چنین خلاصه کرد:

- با توجه به جداول پیشنهادی، بعد از عمل بهسازی تمامی پارامترهای مورد نظر افزایش یافته است (به‌استثنا نسبت اصطکاکی که کاهش می‌یابد). این مورد با نتایج ارائه شده توسط محققین (در سال ۲۰۰۴) مطابقت دارد. [۲۸]
- در خاک دانه‌ی، قبل از بهسازی در حالت خاک شل مقادیر q_c کوچک‌تر از ۵ مگاپاسکال است. این مقادیر در بازه‌های عمقی مختلف تغییر کرده و بعد از

بهسازی و در حالت تراکم متوسط آن حدوداً ۲ برابر شده است؛ در حالت خیلی متراکم نیز مقدار q_c حدوداً بزرگ‌تر از ۱۵ مگاپاسکال می‌شود. نتایج حاصله با مقادیر ارائه شده در سال ۱۹۵۶ مطابقت دارد. [۲۹]

- در خاک ریزدانه، قبل از بهسازی و در حالت خاک نرم مقادیر q_c کوچک‌تر از ۱٫۵ مگاپاسکال بوده و بعد از بهسازی و در حالت خاک متوسط تا سفت این مقدار تا حدود ۴ مگاپاسکال افزایش یافته است؛ در حالت خاک سفت تا خیلی سفت این مقدار بزرگ‌تر از ۴ مگاپاسکال شده است. این مقادیر با نتایج ارائه شده در سال ۱۹۷۵ سازگار است. [۳۰]
- مقدار تراکم نسبی در خاک دانه‌ی، قبل از بهسازی و در حالت خاک شل، حدوداً کم‌تر از ۲۰ درصد بوده است. این مقدار در فواصل عمقی مختلف تغییر کرده و بعد از بهسازی و در حالت تراکم متوسط D_r حدوداً ۳ برابر شده است؛ در حالت خیلی متراکم این مقدار حدوداً بزرگ‌تر از ۷۵ درصد می‌شود. مقادیر به‌دست آمده با نتایج ارائه شده در سال ۱۹۵۶ تطابق مناسبی دارد. [۲۹]
- مقدار مقاومت برشی زه‌کشی‌نشده در خاک ریزدانه، قبل از بهسازی و در حالت خاک نرم، حدوداً کم‌تر از ۶۰ کیلوپاسکال است. بعد از بهسازی و در حالت خاک متوسط تا سفت این مقدار ۱٫۵ تا ۲ برابر شده و در حالت خاک سفت تا خیلی سفت مقدار s_{uu} حدوداً بزرگ‌تر از ۱۳۰ مگاپاسکال شده است. مقادیر حاصله با نتایج ارائه شده در سال ۱۹۷۵ سازگاری نسبی دارد. [۳۰]
- علی‌رغم محدودیت در داده‌های CPT(u) و پراکندگی مقادیر فشار آب منفذی u_2 پس از بهسازی، می‌توان به این نکته اشاره کرد که با انجام آزمایش CPT(u) بلافاصله پس از بهسازی خاک، بیشتر مقادیر فشار آب منفذی اندازه‌گیری شده در شانه‌ی مخروط u_2 منفی می‌شود که دلیل آن انبساط آبی خاک ریزدانه پس از بهسازی است.

پانویس

1. Hong Kong airport
2. ST. John river power plant-U.S.A
3. pinopolis west dam-U.S.A
4. steel creek dam-U.S.A
5. kaiser submarine base-Georgia
6. sacramento river-U.S.A
7. wastach mountain-U.S.A
8. florida power plant-U.S.A
9. jebba dam-Nigeria
10. treasure island-U.S.A
11. canadian liquefaction experiment
12. changi airport- Singapore
13. merak port-Indonesia
14. wando terminal-U.S.A
15. fallon station- U.S.A
16. map ta put port-Thailand
17. massey coal terminal-U.S.A
18. new egnatia road-Greece
19. Changi east site-Singapore
20. santa rita power plant-Philippine

21. putrajaya boulvared-Malaysia
22. vancouver test site-Canada

منابع

1. Kulhawy, F.H., and Mayne, P.W. "Manual on estimating soil properties for foundation design," Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif (1990).
2. Baldi, G.; Bellotti, R.; Ghionna, V.; Jamiolkowski, M., and Pasqualini, E. "Interpretation of CPTs and CP-TUs," *Proceedings of the Fourth International Geotechnical Seminar, Singapore*, pp. 143-156 (1986).
3. Massarsch, K. R. "Design aspects of deep vibratory compaction," *Proceedings of the Seminar on Ground Improvement Methods*, Hong Kong, pp. 61-74 (1994).
4. Senneset, K.; Sandven, R., and Jamnu, N. "The evaluation of soil parameters from piezocone tests," *Transportation Research Record*, (1235), pp. 24-37 (1989).

5. Lunne, T.; Robertson, P.K., and Powell, J.J.M. "Cone penetration testing in geotechnical practice," Blackie Academic & Professional, London (1997).
6. Kjekstad, O.; Lunne, T., and Clausen, C.J.F. "Comparison between in situ cone resistance and laboratory strength for overconsolidated north sea clays," *Marine Geotechnology*, **3**(1), pp. 23-36 (1978).
7. Lunne, T., and Kleven, A. "Role of CPT in north sea foundation engineering," Session at the ASCE National Convention: Cone Penetration Testing and Materials, St. Louis, pp.76-107, American Society of Engineering (ASCE) (1981).
8. Ladd, C.C.; Foott, R.; Ishihara, K.; Schlosser, F., and Poulos, H.G. "Stress- deformation and strength characteristics," *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, 2, pp. 421-494 (1977).
9. Bowles, J. E. "Engineering properties of soils and their measurement," 4th ed., McGraw-Hill, New York, (1999).
10. Massarsch, K.R., and Fellenius, B.H. "Vibratory compaction of coarse-grained soils," *Canadian Geotechnical Journal*, **39**(3), pp. 695-709 (2002).
11. Schmertmann, J. H.; Baker, W.; Gupta, R., and Kessler, K. "CPT/DMT of ground modification at a power plant," *Use of in situ tests in geotechnical engineering*, SPT. (6), pp. 985-1001 (1986).
12. Salley, J.R.; Foreman, B.; Baker, W., and Henry, J.f. "Compaction grouting test program Pinopolis West dam," Proc., *Soil Improvement- A 10-Year Update*, ASCE, New York, N.Y. pp. 245-269 (1987).
13. Baker, W.H. "Embankment foundation densification by compaction grouting," *Proc., Issues in Dam Grouting*, W.H. Baker, ed., ASCE, New York, N.Y., pp. 104-122 (1985).
14. Hussin, J. D., and Ali, S. "Soil improvement at the trident submarine facility," *Soil Improvement - a ten year update; Geotech. Spec. Publ*, (12), J. P. Welsh, ed., ASCE, New York, N.Y., pp. 215-231 (1987).
15. Boulanger, R.W., and Hayden, R.F. "Aspects of compaction grouting of liquefiable soil," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **121**(12), pp. 844-855 (1993).
16. Rollins, K. M.; Jorgensen, S. J., and Ross, T.E. "Optimum moisture content for dynamic compaction of collapsible soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **124**(8), pp. 699-708 (1998).
17. Mitchell, J.K., and Solymar, Z.V. "Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sands," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **110**(11), pp. 1559-1576 (1984).
18. Rollins, K.M.; Anderson, J.K.S.; Goughnour, R.R., and McCain, A.K. "Liquefaction hazard mitigation using vertical composite drains", 13th World Conferences on Earthquake Engineering, paper (2880) (2004).
19. Raju, V.R.; Wegner, R., and Godenzie, D. "Ground improvement using vibro techniques," Proc. of the 4th *Geotech Colloquium*, Darmstadt.Germany, pp. 123-138 (1998).
20. Wheaton, K.H.; Obermeier, S.F., and Stark, T.D. "Strength changes in cohesionless soils due to disturbance," *Seismological Research Letters*, **72**(1), pp. 46-59 (2001).
21. Hayden, R.F., and Welch, C.M. "Design and installation of stone columns at Naval Air station," Testing, ASTM STP 1089, Melvin I, Esrig and Robert C.Bochus, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia (1991).
22. Bergado, D.T.; Anderson, L.R., and Balasubramaniam, A.S. "Soft ground improvement in lowland and other environments," New York: ASCE Press (1996).
23. Mayne, P.W.; Jones, J.S, and Dumas, J.C. "Ground response to dynamic compaction," *J. Geotech.Eng.Div ASCE*, **110**(6), pp. 757-774 (1984).
24. Marandi, M., Bagheripoor, M.H., and Mohammadzadeh, M. "Standard penetration tests field operation and liquefaction potential control." First Ground Improvement Conference Amirkabir University of Technology (1380).
25. Petridis, P. M.; Stamatopoulos, C. A., and Stamatopoulos, A. R. "Soil improvement by preloading of two erratic sites," *Proc. 2nd Inter. Conf.on Ground Improvement Techniques*, Singapore, pp. 93-100 (2000).
26. Na, Y.M.; Choa, V.; The, C.I., and Chang, M.F. "Geotechnical parameters of reclaimed sandfill from the cone penetration test," *Canadian Geotechnical Journal*, **42**(1), pp. 91-109 (2004).
27. Woeller, D.J.; Boyd, T.J.; Greig, T.W.; Rabertson, P.K., and Beaton, N.R. "In-situ tests for evaluating ground treatment techniques," *Proceedings of the 48th Canadian Geotechnical Conference*, Vancouver, Canadian Geotechnical Society (1995).
28. Eslami, A., and Fellenius, B.H. "CPT and CPTu data for soil profile interpretation: review of methods and a proposed new approach," *Iranian Journal of Science & Technology*, Transaction B, **28**(B1), pp. 69-86 (2004).
29. Meyerhoff, G.G. "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils," ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, **82**(1), 866/1-886/19 (1956).
30. Durgunlu, H.T., and Mitchell, J.K. "Penetration tests of cohesion soils," *Proceedings, ASCE, Speciality Conference on In-Situ Measurements of Soil Parameters*, Raleigh, **1** (1975).

