

مطالعه متغیرهای تغییر شکل پذیری آبرفت‌های درشت دانه تهران با استفاده از پرسیومتر منارد

نوشته: بدیل پهلوان*، دکتر علی فاکر**، دکتر ماشاءالله خامه چیان*
و دکتر همایون صنیعی***

The study of deformation parameters of coarse grained alluvium of Tehran using Menard Pressuremeter

By: B. Pahlavan*, Dr. A. Fakher**, Dr. M. Khomehchian* and Dr. H. Saniei***

چکیده

بخش وسیعی از گستره شهر تهران پوشیده از آبرفت‌های درشت دانه می باشد. بدست آوردن متغیرهای دقیق مقاومتی و تغییر شکل این نهشته های زمین شناسی با استفاده از آزمایشهای برجای منداول و آزمایشگاهی تاکنون با مشکلات زیادی همراه بوده است. در این مقاله ضمن بررسی و ارائه پیشنهاد جهت رفع مشکلات بکارگیری پرسیومتر منارد در این نهشته ها، مدولهای برشی این آبرفتها (آبرفت A و C) با استفاده از آزمایشهای پرسیومتری، بارگذاری صفحه ای و موج برشی مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج مطالعات نشان می دهد که مدول برشی در آبرفت‌های سیمانی شده تهران بطور متوسط 1/7 تا 2 برابر مدولهای برشی آبرفت‌های سیمانی نشده می باشد. همچنین با افزایش عمق، مدولهای برشی افزایش می یابند که این افزایش در آبرفت‌های سیمانی شده بیشتر از آبرفت‌های بدون سیمان می باشد. به دلیل اختلاف در تراز کرنش و تنش، متغیرهای تغییر شکل پذیری حاصل از آزمایشهای پرسیومتری کمتر از آزمایش بارگذاری صفحه ای و هر دوی اینها بسیار کمتر از آزمایش موج برشی می باشند. بطور کلی رفتار تنش-کرنش در خاکهای مورد مطالعه غیرخطی بوده و تابع تراز تنش و کرنش می باشد.

واژه های کلیدی: آبرفت‌های درشت دانه تهران، پرسیومتر، بارگذاری صفحه ای، موج برشی، مدول برشی، رفتار غیرخطی

Abstract

The most parts of Tehran area has been covered by coarse-grained alluvium deposits. So far, it has been difficult to obtain accurate strength and deformation parameters of the alluviums using laboratory and conventional in-situ tests.

The presented paper explains the problems exist on using Menard pressuremeter in Tehran coarse-grained alluviums, from execution point of view including the preparation of test pocket and operation, and proposes the adequate method. In addition the paper studies the shear moduli of this soils, obtained from Menard pressuremeter, plate loading and shear wave tests.

The studies show that the shear moduli of cemented alluvium is, in average, 1.7 to 2 times greater than uncemented one. Also, the shear moduli increase with depth of tests, and the rate of increase is more rapid for cemented one than uncemented. However, because of strain level dependency of shear modulus, the shear moduli obtained from pressuremeter are smaller than plate loading and very smaller than shear wave moduli. The stress-strain behaviour of Tehran alluvium soils, as expected, is non-linear.

Key words : Coarse-grained alluvium of Tehran, Pressuremeter, Plate loading, shear wave, Shear modulus, Non-Linear behaviour.

۱- مقدمه

احداث بناهای مهم مهندسی از قبیل برجها، توتل‌ها، پل‌ها و... بطور فزاینده‌ای در سطح کلان شهر تهران در حال گسترش است. بدیهی است هرچه اهمیت مهندسی یک سازه بیشتر باشد، نیاز به اطلاعات دقیق ژئوتکنیکی، در راستای دستیابی به متغیرهای مقاومتی و تغییر شکل پذیری مصالح زمین شناسی ساختمانی سازه، ضرورت می‌یابد. آزمون‌های ژئوتکنیکی که مشتمل بر آزمایش‌های آزمایشگاهی و برجا هستند، امکان دستیابی به متغیرهای مزبور را فراهم می‌سازند.

ساختمانی که اکثر این سازه‌ها، از جمله ساختمان‌های بلند و برج‌ها (برای نمونه برج بلند و چند منظوره میلاد با ارتفاع بیش از ۴۰۰ متر) در نهشته‌های درشت دانه گستره تهران قرار دارد. این نهشته‌ها بخش اعظم گستره تهران یعنی از حوالی خیابان جمهوری تا پای ارتفاعات شمال شهر را پوشانده است (جعفری و کشاورز، ۱۳۸۰). انجام مطالعات ژئوتکنیکی در این نهشته‌ها که به طور عمده از ترکیبات مختلف شن، قلوه و ماسه با درصد کم سیلت و رس تشکیل یافته‌اند، دارای محدودیت‌هایی است که از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱) تهیه نمونه‌های دست نخورده جهت آزمایش‌های آزمایشگاهی بسیار مشکل و یا غیر ممکن است، ۲) نتایج آزمایش نفوذ استاندارد (عدد SPT) بیشتر بالای ۵۰ بوده و تکرار پذیر نمی‌باشد، ۳) آزمایش نفوذ مخروط (CPT) قابل انجام نیست و انجام آزمایش‌های برش پره (Shear Vane) و دیلاتومتر نیز امکان پذیر نمی‌باشد، ۴) آزمایش بارگذاری صفحه‌ای (PLT) براحتی در زرفا قابل انجام نبوده و در عین حال بسیار زمان بر و پرهزینه می‌باشد.

ز طرف دیگر، تاریخچه مطالعات پرسیمتری نشان می‌دهد که در بین آزمایش‌های برجا، آزمایش پرسیمتری اولاً در گستره وسیعی از خاک‌ها و بویژه خاک‌های درشت دانه (شن و ماسه) قابل انجام بوده، ثانیاً متغیرهای مهندسی متعددی را می‌توان از آن بدست آورد و ثالثاً نتایج حاصل از آن در گستره وسیعی از طراحی‌های ژئوتکنیکی قابل کاربرد می‌باشد (Robertson, 1986), Jamiolkowski et al. (1985), Wroth, 1984, Baguelin et al. (1978).

لذا با توجه به ضرورت دستیابی به پارامترهای دقیق خاک‌های درشت دانه تهران از یک سو و با توجه به مشکلات موجود بر سر راه انجام آزمون‌های آزمایشگاهی و آزمایش‌های برجا از سوی دیگر، می‌توان چنین نتیجه گرفت که آزمون‌های پرسیمتری می‌تواند به عنوان یکی از قوی ترین گزینه‌ها برای دستیابی به متغیرهای دقیق خاک‌های درشت دانه تهران مطرح باشد. گرچه بررسی پیشینه مطالعات پرسیمتری در آبرفت‌های

درشت دانه تهران نشان می‌دهد که (۱) این امر بصورت پژوهشی تاکنون در این نهشته‌ها صورت نگرفته و (۲) حتی بصورت حرفه‌ای در پروژه‌های عمرانی نیز به دلیل مشکلات فنی، موفقیت آمیز نبوده است (شرکت خدمات مهندسی خاک، ۱۳۷۵).

در این پژوهش سعی شده است تا با استفاده از پرسیمتر منارد (Menard Pressuremeter) ابتدا مشکلات اجرایی آزمایش و سپس متغیرهای تغییر شکل پذیری (سختی) بخشی از آبرفت‌های درشت دانه تهران مورد بررسی و تحلیل قرار گیرد. همچنین برای اینکه امکان مقایسه نتایج حاصل از پرسیمتر با سایر آزمایش‌های برجا فراهم گردد، نسبت به انجام آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای (PLT) و ژئوفیزیک لزره‌ای درون گمانه‌ای (Down hole) نیز اقدام شده است.

۲- پرسیمتر و کاربردهای آن

واژه پرسیمتر (Pressiometer / Pressuremeter) برای اولین بار توسط لوئیس منارد (Louis Menard) برای توصیف دستگاهی که او در سال ۱۹۵۵ طراحی نمود مورد استفاده قرار گرفت (Baguelin et al., 1978). پرسیمتر سوندی استوانه‌ای شکل و دارای غشایی انعطاف پذیر و منبسط شونده است که برای اعمال فشار بکنواخت به دیواره گمانه طراحی شده است (Clarke, 1987).

در آزمایش پرسیمتری، ابتدا سوند پرسیمتر در داخل زمین و در ژرفای مورد نظر قرار گرفته و سپس توسط فشار گاز، آب یا روغن منبسط می‌گردد. منحنی فشار-جابجایی (تغییر حجم) و سپس منحنی تنش- کرنش ترسیم شده و متغیرهای مهندسی خاک، محصول ثانویه این منحنی‌ها می‌باشند (شکل ۱).

از زمان طراحی اولین پرسیمتر در سال ۱۹۵۵، تاکنون پرسیمترهای مختلفی طراحی گردیده که تفاوت آنها به طور عمده در روش‌های مختلف قرار دادن سوند پرسیمتر در داخل زمین، درجه بهم خوردگی ایجاد شده در اطراف سوند، تفاوت در سیستم‌های اعمال فشار و حداکثر کرنش است که قادرند در زمین اعمال کنند (Powell 1990) (Briaud 1992) و Clarke (1995) بر پایه روش قرار دادن سوند پرسیمترها در داخل زمین آنها را به سه گروه اصلی تقسیم نموده‌اند:

۱) پرسیمترهای با گمانه‌های پیش حفاری شده (Pre-Boring Pressuremeters) (PBP): که برای قرار دادن سوند این نوع پرسیمترها در داخل زمین نیاز به حفر و آماده‌سازی قبلی گمانه می‌باشد. این پرسیمترها فراگیرترین نوع پرسیمتر در مطالعات ژئوتکنیک

پرسیومتر، در آبرفت‌های ریزدانه تهران وجود دارد که از آن جمله می‌توان به پهلوان (۱۳۷۴) اشاره نمود. (Jafari et al. 2002) نیز تأثیر تنش‌های همه جانبه و پلاستیسیته خاک‌های ریزدانه (رسی - سیلتی) جنوب تهران را در مدول‌های برشی حاصله در آزمایشگاه مورد مطالعه قرار داده‌اند.

امینی (۱۳۷۳) بر اساس بررسی زمین‌شناسی آبرفت‌های تهران و مطالعات ژئوتکنیکی پروژه مترو تهران، خصوصیات ژئوتکنیکی آبرفت‌های تهران را متنوع بیان کرده است. ایشان مدول الاستیسیته آبرفت‌های درشت دانه تهران را بدون اشاره دقیق به روش اندازه‌گیری و تراز تنش یا کرنش، بین ۱۷۰-۱۵۰ مگاپاسکال مطرح می‌کنند.

اصغری (۱۳۸۱) مطالعاتی را در خصوص تأثیر سیمان آبرفت‌های درشت دانه تهران بر ویژگی‌های ژئوتکنیکی خاک در آزمایشگاه و با استفاده از سیمان‌های مصنوعی انجام داده است. بطور کلی افزایش سیمان باعث بروز رفتار سخت‌تر در تغییر شکل پذیری خاک گردیده است.

از سوی دیگر، مطالعات زیادی در خصوص ویژگی‌های تغییر شکل پذیری خاک‌های ماسه‌ای در سطح جهان انجام شده است، ولی تحقیقات انجام شده در مورد شن‌ها و فلوله‌ها یا ترکیباتی مشابه با آبرفت‌های درشت دانه تهران بسیار محدود می‌باشد. بطور کلی تحقیقات پژوهشگران نشان داده است که متغیرهای تغییر شکل پذیری خاک‌های دانه‌ای متأثر از عواملی همچون ناهمسانگردی و ناهمگنی خاک، سن نهشته‌ها، تاریخچه تنش و OCR، بهم خوردگی خاک، تراز تنش و کرنش برشی، تراز تنش همه جانبه، نحوه بارگذاری، درصد و نوع سیمان خاک و دقت ابزار اندازه‌گیری تنش و کرنش می‌باشد.

(Fahey 1998), Jamiolkowski & Manassero 1995, Stokoe et al., 1994, Tatsuoka & Shibuya 1992, Schmertmann 1991, Robertson & Hughes (1986) و Bellotti et al., (1989) ضمن تأکید بر وابستگی مدول برشی حاصل از پرسیومتر در ماسه‌ها به تراز کنش و تنش همه جانبه، روابطی را برای اصلاح تأثیر این عوامل ارائه نمودند.

(Kaltzeiotis et al. 1990) با مطالعه گسترده وسیعی از خاک‌ها، مدول برشی حاصل از پرسیومتر متارد، (Gm) را معادل $\frac{1}{45}$ مدول برشی حداکثر، (Go) حاصل از موج برشی مطرح نمودند.

(Tatsuoka & Shibuya 1992) با بررسی مدول‌های حاصل از آزمایش‌های موج برشی برجا، برگذاری صفحه‌ای، پرسیمتری، آزمایش‌های آزمایشگاهی و آنالیز معکوس سازه‌ها، نتایج حاصل از این آزمایش‌ها را در صورتی قابل مقایسه با یکدیگر می‌دانند که در آنها رفتار

بوده و پرسیومترهای متارد نیز جزء این خانواده می‌باشند، (۲) پرسیومترهای خود حفار (Self-Boring Pressuremeters) (SBP): این پرسیومترها با استفاده از سیستم حفاری که درون سوند تعبیه شده است، مسیر انتقال خود به داخل زمین و یا مقطع مورد نظر جهت آزمایش را حفاری می‌کنند، (۳) پرسیومترهای فشارشی (Push-In Pressuremeters) (PIP)؛ سوند این پرسیومترها با اعمال فشار (مانند نفوذ مخروط استاتیکی یا نمونه گیر شلیبی) بداخل زمین فرو برده می‌شوند. شکل ۱ منحنی‌های تیپ تنش-کرنش حاصل از این سه نوع پرسیومتر را نشان می‌دهد.

اساساً آزمایش پرسیومتر بر پایه تئوری انبساط حفرة استوانه‌ای بی‌نهایت طولی می‌باشد (Gibson & Anderson 1961). تاکنون مدل‌های تحلیلی مختلفی برای تفسیر نتایج حاصل از آزمایش‌های پرسیمتری توسعه یافته‌اند. (Clarke 1995) جمع بندی به نسبت خوبی از مدل‌های مزبور را ارائه کرده است. پهلوان (۱۳۷۴) نیز مدل‌های مربوط به آزمایش‌های زهکشی شده را جمع بندی نموده است.

تمام یا بخشی از متغیرهای زیر، متناسب با نوع پرسیومتر مورد استفاده و نوع خاک مورد آزمایش، حاصل تحلیل نتایج آزمایش پرسیمتری می‌باشند:

تنش افق برجا (σ_{ho})، مدل یانگ و مدول برشی (G,E)، زاویه اصطکاک (ϕ)، زاویه اتساع (Dilation) (ψ)، فشار آب منفذی (U)، مقاومت برشی زهکشی نشده (Su)، ضریب افقی تحکیم (Ch) و فشار حدی (Limit Pressure) (Pl).

متغیرهای تغییر شکل پذیری از جمله بهترین متغیرهای حاصل از پرسیومتر می‌باشند به نحوی که (Clarke 1995) طراحی و توسعه پرسیومتر را در راستای اندازه‌گیری این متغیرها می‌داند.

بطور کلی مهمترین زمینه‌های کاربرد نتایج پرسیومتر را می‌توان شامل موارد زیر دانست

(Clarke, 1995, Briaud, 1992, Baguelin et al., 1978). ظرفیت باربری پی‌های سطحی و عمیق، نشست پی‌های سطحی و عمیق، طراحی دیوارهای حائل، طراحی مهارت‌های تزریق و طراحی زیرسازی.

۳- پیشینه مطالعات

مطالب انشار یافته زیادی در مورد ویژگی‌های تغییر شکل پذیری آبرفت‌های درشت دانه تهران در دسترس نمی‌باشد. بیشتر داده‌های موجود، مربوط به مطالعات پروژه‌های عمرانی است که اطلاعی در مورد میزان دقت نتایج آنها وجود ندارد. مطالعات تحقیقاتی محدودی در مورد بکارگیری

غیرخطی تنش- کرنش مد نظر قرار گیرد.

۴-۲- ویژگی‌های زمین‌شناسی

شهر تهران و پیرامون آن بر روی نهشته‌های جوان بنا شده است (بربریان و همکاران، ۱۳۶۴). این نهشته‌ها که از دامنه ارتفاعات شمال شهر تا جنوب گسترش دارند، توسط Rieben (1966) به ترتیب سن به چهار سازند A, B, C و D تقسیم شده‌اند. جدول ۱ ویژگی‌های این نهشته‌ها را نشان می‌دهد. این تقسیم‌بندی کماکان توسط اکثر محققین مورد استفاده قرار می‌گیرد (بربریان و همکاران، ۱۳۶۴). Rieben (1966) معتقد است که رسوبات تهران حاصل فعالیت رودخانه‌ها و سیلاب‌های فصلی جریان یافته از کوه‌های شمال تهران می‌باشند، در حالی که پدرومی (۱۳۵۶)، برخی از قسمت‌های آبرفت‌های A و بیشتر آبرفت‌های سری B را از نوع آبرفتی یخرفتی دانسته و عامل یخچالی را نیز در تشکیل آنها مؤثر دانسته است. بهرحال هرچه از ارتفاعات به سمت جنوب حرکت می‌کنیم، ذرات از درشت دانه به ریزدانه تبدیل می‌شوند. جعفری و کشاورز (۱۳۸۰) گستره نهشته‌های درشت دانه را از حوالی خیابان جمهوری تا دامنه‌های البرز در شمال تهران می‌دانند.

بررسی‌های زمین‌شناسی نشان می‌دهد که محل‌های ۱ و ۲ مورد مطالعه، در سازند آبرفتی هزاردره (A) واقع شده‌اند. نگاره ۱ تصویری از ترانسه حفر شده (جنوب تپه گیسا) در این سازند را نشان می‌دهد. سازند هزاردره در این منطقه دارای لایه بندی با شیب ۲۵ تا ۳۰ درجه به سمت جنوب باختر می‌باشد. از ویژگی‌های بارز سازند هزاردره در این منطقه سیمان بسیار سخت بین ذرات آن می‌باشد. اصغری (۱۳۸۱) با مطالعه سیمان موجود بین ذرات تشکیل دهنده این سازند در محل‌های ۱ و ۲ نتیجه می‌گیرد که در محل ۱ جنس سیمان به طور عمده از کربنات کلسیم (حدود ۸۵ درصد) تشکیل یافته و در محل ۲ این مقدار به ۲۲/۵ درصد کاهش یافته و کانی‌هایی نظیر مونت مورینیت نیز در سیمان خاک حضور دارند. محل ۳ در سازند تهران (C) واقع شده است. نگاره ۲ تصویری از ترانسه حفر شده (در فاصله ۱۰ متری خاور محل مورد مطالعه) را نشان می‌دهد. بررسی‌های به عمل آمده نشان می‌دهد که پس از گذر از خاک‌های دستی (حدود ۲/۵ متر)، از ژرفای ۲/۵ متری تا ۴ متری که بیشتر متشکل از قلوه‌ها و گاهی بولدرهای گرد شده و دارای خمیره ماسه‌ای، سیلتی و رسی می‌باشد، به گمان بخش میانی آبرفت درشت دانه C (نبوی و ارژنگ روش، ۱۳۵۶) بوده و از این ژرفا به بعد با بخش زیرین آبرفت‌های C منطبق باشد. در این محل اثری از سیمانی شدن دیده نمی‌شود. در هر سه محل دانه‌های درشت (شن و قلوه) به طور عمده زاویه دار و نیمه مدور می‌باشند.

Alsanad et al. (1993) با مطالعه نوعی ماسه آهکی خیلی متراکم، مدول الاستیسیته حاصل از پرسیمتر را $\frac{2}{3}$ مدول بازنگری صفحه ای می‌داند.

Crova et al. (1993) در مطالعه دو نوع گراول با سن‌های هولوسن و پلیستوسن با استفاده از آزمایش‌های برجا و آزمایشگاهی، چنین نتیجه می‌گیرند که مدول حاصله از نهشته‌های دانه‌ای بصورت برجا، از نمونه‌های بازسازی شده در آزمایشگاه در نسبت تخلخل مشابه و تحت تنش‌های مؤثر بر جای مشابه، بیشتر است.

Tatsuoka & Kohata (1995) با بررسی مدول‌های حاصل از بارگذاری صفحه ای و پرسیمتر در انواع خاک‌ها و سنگ‌های ضعیف چنین نتیجه می‌گیرند که نتایج حاصل به شدت تابع نوع آزمایش بوده زیرا تراز کرنش‌ها در هر آزمایش می‌تواند بسیار متفاوت باشد. ایشان نوع پرسیمتر یا صفحه بارگذاری، نوع خاک و سنگ ضعیف، سختی زمین، ژرفا آزمایش و تراز کرنش و تنش را از جمله عوامل مؤثر در نتایج حاصله دانسته و مطرح می‌کنند که گرچه روابط تجربی مختلفی برای ارتباط بین مدول حاصل از بارگذاری صفحه ای و پرسیمتری پیشنهاد شده است ولی به نظر می‌رسد که این روابط تابع منطقه مورد مطالعه بوده و به صورت عام قابل استفاده نیستند.

Lin et al. (2000) مدول برشی نوعی قلسوه سنگ شنی (Gravelly Cobble) را با استفاده از آزمایش‌های ستون تشدید، سه محوری سیکلیک و آزمایش لرزه ای درون گمانه ای مورد مطالعه قرار دادند. نتایج حاصل از این مطالعات نشان می‌دهد که مدول برشی با افزایش فشار همه جانبه و با افزایش حداکثر اندازه دانه ها، d_{max} افزایش می‌یابد. این محققین همچنین نسبت درصد ذرات شن و مواد ریزدانه را در رفتار سختی- کرنش این نهشته‌ها مؤثر دانسته‌اند.

۴- ویژگی‌های منطقه مورد مطالعه

۴-۱- موقعیت مکانی

مطالعات موضوع این پژوهش در سه محل انجام شده است (نقشه ۱). محل ۱ در ساختمان هتل ۵ ستاره تهران در مجموعه برج میلاد تهران (شمال تپه گیسا)، محل ۲ در جنوب تپه گیسا و در مسیر بزرگراه رسالت (انتهای کوی نصر) و محل ۳ در ساختمان طرح توسعه کتابخانه دانشگاه تربیت مدرس واقع شده است.

۴-۳- ویژگی‌های ژئوتکنیکی

جدول ۲ ویژگی‌های ژئوتکنیکی محل‌های مورد مطالعه را بر پایه آزمایش‌های انجام شده طی این پژوهش و شکل ۲ منحنی‌های دانه بندی خاک را در محل‌های مزبور نشان می‌دهد.

با توجه به این اطلاعات و براساس طبقه بندی یونیسفاد، خاک هر سه محل به طور عمده دارای طبقه بندی GW, GC, GP-GC, GW-GC, GP-GM, GW-GM می‌باشد. همچنین در محل ۳ علاوه بر لایه آسفالت سطحی، تا ژرفای ۲/۵ متری توسط خاک‌های دستی پوشیده شده است.

درصد ذرات ریزدانه (رس و سیلت) حداقل ۲ تا ۱۷ درصد متغیر بوده که بیشترین مقدار مربوط به محل ۱ می‌باشد. اندیس خمیری (PI) بخش ریزدانه در محل‌های ۱ و ۲ کم و بیش نزدیک به هم و حدود ۱۸-۳۴ بوده در حالی که در محل ۳ این مقدار بین ۷ تا ۱۰ متغیر می‌باشد. درصد ماسه بیشتر در سه محل بین ۲۳ تا ۴۰ درصد متغیر بوده و تنها در ژرفای ۶ متری در محل ۳ به ۴۸ درصد می‌رسد. سهم شن و قلوه در این بین بیشتر از سایر ذرات تشکیل دهنده خاک در هر سه محل می‌باشد به نحوی که در محل ۱، درصد آن حداقل ۵۰ تا ۶۳ درصد، در محل ۲ به طور عمده در محدوده ۶۲ درصد و در محل ۳ بین ۴۴ درصد در ژرفای ۶ متری تا ۷۲ درصد در ژرفای ۳ متری متغیر می‌باشد. درصد رطوبت خاک اغلب بین ۵ تا ۱۰ درصد در محل‌های ۱ و ۲ و ۴ تا ۶ درصد در محل ۳ متغیر می‌باشد. آزمایش‌های دانسیته برجا در هر سه محل انجام شده و بر این اساس، میانگین دانسیته طبیعی خاک، به ترتیب ۲/۲ تن بر متر مکعب در محل ۱، ۲/۱۷ تن بر متر مکعب در محل ۲ و ۲ تن بر متر مکعب در محل ۳ بدست آمده است. عدد نفوذ استاندارد (SPT) در هر ۳ محل و در تمامی ژرفای بیشتر از ۵۰ می‌باشد.

بر پایه این اطلاعات خاک این محل‌ها متراکم تا خیلی متراکم طبقه بندی می‌شود. شرکت خدمات مهندسی خاک (۱۳۷۵) در گزارش‌های ژئوتکنیک محل هتل پنج ستاره تهران و برج چند منظوره میلاد (محل عمومی تپه گیشا) با استفاده از آزمایش برش برجا به ترتیب مقدار چسبندگی و زاویه اصطکاک خاک درشت دانه مورد مطالعه را ۲۹۳ کیلو پاسکال و ۳۷ درجه مطرح نموده است. گرچه در جایی دیگر زاویه اصطکاک این خاک را بدون منظور نمودن چسبندگی تا ۴۱ درجه نیز ذکر کرده است.

۵- مشخصات پرسیومتر مورد استفاده

پرسیومتر مورد استفاده در این تحقیق، پرسیومتر منارد نوع GC ساخت

شرکت Apagco فرانسه می‌باشد. نگاره ۳ بخش‌های مختلف این پرسیومتر را نشان می‌دهد. حداکثر ظرفیت اعمال فشار این پرسیومتر ۶ مگاپاسکال و حداکثر حجم آب دستگاه حجم سنج آن ۸۰۰ سانتی‌متر مکعب می‌باشد. در این پرسیومتر برای اندازه گیری مقدار حجم ناشی از اعمال فشار، از آب استفاده شده و برای اعمال فشار به آب، از فشار گاز نیتروژن که توسط یک سیلندر گاز فشار بالا تأمین می‌گردد، استفاده می‌شود. همچنین برای قرائت دقیق تغییرات حجم و فشار، از یک سیستم کامپیوتری به نام SPAD استفاده شده است. دقت قرائت‌های این سیستم یک سانتی‌متر مکعب برای تغییرات حجم و ۱۰ کیلو پاسکال برای تغییرات فشار می‌باشد.

سوند این پرسیومتر مرکب از یک استوانه فلزی توخالی بوده که توسط دو عدد پوسته لاستیکی هم محور پوشانده شده است. پوسته داخلی، سلول اندازه گیر سوند را تشکیل داده و پوسته بیرونی سلولهای محافظ (Guard cells) را تشکیل می‌دهد. طول پوسته خارجی ۶۰۰ میلی‌متر و قطر آن برای سوند مورد استفاده در این پژوهش، ۴۴ میلی‌متر می‌باشد. همچنین طول سلول اندازه گیر مورد استفاده ۲۱۰ میلی‌متر می‌باشد. در این پژوهش، به دلیل درشت دانه و تیز گوشه بودن مصالح مورد مطالعه، برای محافظت غشاء لاستیکی سوند در مقابل پاره شدن، از یک لوله فلزی چاک دار (Slotted tube) استفاده شده است.

این لوله که قطر خارجی آن ۶۳ میلی‌متر و قطر داخلی آن ۴۹ میلی‌متر می‌باشد، دارای ۶ چاک طولی با طول یک متر و بازشدگی یک میلی‌متر بوده و در بخش انتهایی (بخش پیشرو) مجهز به یک مخروط می‌باشد (نگاره ۳). سوند پرسیومتر از طریق شیلنگ‌های آب و گاز به سیستم کنترل فشار- حجم در سطح زمین متصل می‌گردد.

۶- مشکلات موجود در آزمایش پرسیومتری در آبرفت درشت دانه تهران و ارائه راه حل‌ها

بر اساس بررسی‌های بعمل آمده، آزمایش‌های پرسیومتری که تاکنون در آبرفت‌های درشت دانه تهران انجام شده اند بیشتر به دلیل عدم دستیابی به گمانه مناسب ناموفق بوده اند. علاوه بر مشکل حفاری گمانه مناسب، مشکلات دیگری نیز در خلال فرآیند انجام این پژوهش به وجود آید که در ادامه سعی خواهد شد تا ضمن مرور مختصر بر مشکلات مزبور، راه‌های ممکن نیز پیشنهاد گردد.

ایجاد مقطع آزمایش با کیفیت خوب یکی از اولین و مهمترین گامها در دستیابی به آزمایش مناسب پرسیومتری است (Briaud 1992). دو شرط اساسی جهت دستیابی به گمانه مناسب مطرح می‌باشد؛ ۱) تغییرات قطر

چاکدار در محدوده حد پایینی معیار فوق‌الذکر قرار دارند. لذا روش سوم به عنوان روش مناسب جهت حفر گمانه‌های پرسیمیتری در آبرفت‌های درشت دانه A و C تهران پیشنهاد می‌گردد.

یکی از مشکلاتی که در انجام آزمایش‌های پرسیمیتری در خاک‌های درشت دانه تهران مشاهده گردید ناشی از قرار گرفتن تمام یا بخشی از طول سلول اندازه‌گیر سوند پرسیومتر در داخل جسم قطعات بزرگ قلوه و نخته سنگ‌های موجود در این نشته‌ها بود. این پدیده به دو صورت در نتایج آزمایش‌ها ظهور پیدا کرد؛ در حالت اول منحنی حاصل از آزمایش دارای دو شیب متفاوت بوده و در حالت دوم مدول‌های حاصل بسیار بیشتر از مقادیر حاصل از آزمایش‌های دیگر در توده خاک بوده است. به گمان در حالت اول به دلیل کوچک بودن ابعاد قطعه سنگ، پس از اعمال فشار و غلبه بر مقاومت قطعه سنگ، باعث شکسته شدن آن شده و پس از آن با افزایش فشار، کل توده خاک اطراف سوند تحت فشار قرار می‌گیرد، لذا دیده می‌شود که منحنی حاصل در این نوع آزمایش دارای شیب تند اولیه (بیانگر رفتار قطعه سنگ) و شیب کمتر در بخش ثانویه (بیانگر رفتار توده خاک) می‌باشد. شکل ۴ نمونه‌ای از این نوع آزمایش را در ژرفای ۴ متری از گمانه BH2 در محل ۱ (آزمایش PMT8) نشان می‌دهد. این پدیده به احتمال می‌تواند در حالت وجود قطعات برجسته و تیز در سطح گمانه نیز حادث شود که در این حالت وجود شیب اولیه منحنی مربوط به شکسته شدن این قطعات می‌باشد ولی با توجه به استفاده از کربارل مجهز به بغل تراش جهت حفاری در این پژوهش، امکان وجود چنین وضعیتی ضعیف می‌باشد.

حالت دوم در نخته سنگ‌های بزرگتر بوقوع می‌پیوندد به نحوی که حتی با رسیدن به حداکثر ظرفیت فشاری دستگاه هیچگونه گسیختگی در آنها رخ نمی‌دهد. در چنین حالتی نتایج آزمایش منعکس‌کننده رفتار نخته سنگ است نه توده خاک. این پدیده فقط در یک نقطه، در آزمایش PMT41 در ژرفای ۴ متری از گمانه BH9 در محل ۳ مشاهده گردید. بهر حال در این قبیل آزمایش‌ها، با توجه به شکل منحنی حاصله و با شناخت از وضعیت زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی محل و با توجه به مغزه‌های حفاری می‌توان نسبت به آزمایش انجام شده قضاوت کرد.

یکی دیگر از مشکلات مشاهده شده در این پژوهش پاره شدن پوسته‌های لاستیکی علیرغم استفاده از لوله محافظ چاکدار، در حجم پایین و فشارهای متوسط تا بالا می‌باشد. بطور معمول پدیده پاره شدن پوسته لاستیکی در اثر مواجهه با قطعات نوک تیز حتی با وجود استفاده از لوله چاکدار، امری اجتناب‌ناپذیر است زیرا در حجم‌های بالا چاکهای لوله

گمانه می‌بایست در محدوده معینی باشد، ۲) ابزار و روشی که برای حفاری گمانه استفاده می‌شود، می‌بایست حداقل بهم خوردگی ممکن را در جدار گمانه ایجاد نماید. در خصوص تغییرات قطر گمانه (مقطع مورد آزمایش) معیارهای زیر ارائه شده است

(ASTM D4719, 1994, Briaud & Gambin 1984, Clarke 1995, Mair & Wood 1987):

$$D2 < D1 < 1.03D2 \quad \text{و} \quad 1.03D2 < D3 < 1.2D2 \quad (1)$$

در این روابط $D1$ قطر ابزار حفاری، $D2$ قطر اولیه سوند پرسیومتر و $D3$ قطر اولیه گمانه می‌باشد. برای حفر و آماده‌سازی گمانه نیز روش‌های مناسب با توجه به نوع مصالح مورد آزمایش ارائه شده است (Amar et al. 1991, Finn et al. 1984 ASTM D4719, 1994). در گراول‌های ماسه‌ای سه روش پیشنهاد شده است؛ ۱) روش حفاری دورانی - ضربه‌ای (Rotary- Percussion)، ۲) راندن سوند با استفاده از لوله چاک دار با روش‌های رانشی (Driven)، رانشی ارتعاشی (Vibro-Driven) و فشاری (Pushed) و ۳) حفاری دورانی با استفاده از گل حفاری. Clarke (1994) حفاری با کربارل را به دلیل ایجاد حفره‌ای با سطح منظم برای این منظور مناسب می‌داند.

در این پژوهش تلاش شد تا با توجه به امکانات موجود در ایران روش‌های مختلف برای دستیابی به معیارهای مندرج در رابطه ۱ مورد استفاده قرار گرفته و مناسبترین روشها برای دو نوع آبرفت مورد مطالعه ارائه گردد. سه روش حفاری شامل: ۱) حفاری دورانی با استفاده از مت توپر به قطر ۶۰ میلیمتر، ۲) حفاری چاهک راهنما به قطر ۵۹ میلیمتر و رانش لوله چاکدار با استفاده از ضربات چکش SPT و ۳) حفاری دورانی با استفاده از کربارل تک لوله (Single barrel) به قطر خارجی ۵۹ میلیمتر، که در آن با توجه به بررسی‌های بعمل آمده جهت ایجاد مقطع مناسب، تغییراتی ایجاد شده بود، بکار گرفته شد. تغییرات ایجاد شده در کربارل ۵۹ میلیمتر شامل تعبیه بغل تراش (Reamer) به قطر ۶۴ میلیمتر در دو نقطه، یکی در بالای کربارل (Head) و دیگری در پشت سر مت حفاری می‌باشد. تفاوت قطر بغل تراش و سر مت باعث می‌شود که همزمان با حفاری با قطر کم، جدار گمانه تراش داده شده و علاوه بر دستیابی به قطر مناسب، سطح داخلی گمانه نیز صاف گردد. در هر سه روش از گل حفاری نیمه غلیظ تا غلیظ (بسته به تراکم و سیمان خاک) استفاده گردید. نتایج حاصل از این روش در شکل ۳ منعکس می‌باشد. نتایج مزبور نشان می‌دهد که روش سوم، استفاده از کربارل ۵۹ میلیمتر به انضمام بغل تراش‌های ۶۴ میلیمتری، منطبق بر معیارهای ارائه شده توسط دیگر پژوهشگران می‌باشد. روش حفاری با مت توپر حد بالایی و گاهی فراتر از آن و روش چاهک راهنما و رانش لوله

محافظ باز شده (از ۹ تا ۱۵ میلیمتر در انواع سوندها) و پوسته در معرض تماس قطعات زاویه دار قرار می‌گیرد (Baguelin et al. 1978). لیکن در آزمایش‌های انجام شده در این پژوهش، بیشتر این اتفاق در حجم‌های پایین و تحت فشارهای متوسط تا بالا بوقوع می‌پیوست. پوسته‌ها عموماً از منتهی الیه بخش فوقانی سوند (نگاره ۴) پاره می‌شد. شکل ۵ نمودار فشار-حجم در لحظه پاره شدن پوسته‌ها را نشان می‌دهد.

پس از بررسی‌های زیاد این احتمال قوت گرفت که پاره شدن پوسته‌ها در نتیجه قرار گرفتن کاتینگ‌های حفاری معلق در گل حفاری در فضای حدفواصل لوله چاکدار و پوسته در محل تکیه گاهی که پس از انبساط در بالای سوند ایجاد می‌گردد (شکل ۶) می‌باشد. برای حل این مشکل دو راه حل می‌تواند مطرح باشد؛ ۱) فاصله انداختن بین عملیات حفاری و انجام آزمایش جهت ته نشین شدن کاتینگ‌ها، که این امر باعث آزادی تنش و بهم خوردن گمانه می‌گردد و ۲) ادامه یافتن جریان گل پس از خاتمه حفاری تا اثری از کاتینگ دیده نشود. در این پژوهش ضمن انتخاب راه حل دوم، جهت ته نشین شدن کاتینگ‌ها نیز ژرفای گمانه حدود ۱۵ سانتیمتر بیشتر از ژرفای مورد نیاز جهت آزمایش حفاری می‌شد. علیرغم اتخاذ این تصمیمات نیز گاهی شاهد پاره شدن پوسته‌ها بودیم که حاکی از وجود کاتینگ با اثر عوامل دیگر می‌باشد.

۷-۲- آزمایش‌های پرسیومتری در محل‌های مورد مطالعه

آزمایش‌های پرسیومتری دارای سه مرحله می‌باشد که عبارتند از: ۱) واسنجی (کالیبره کردن) دستگاه ۲) حفر گمانه/ایجاد مقطع آزمایش و قرار دادن سوند در مقطع آزمایش و ۳) انجام آزمایش. در ادامه مراحل مزبور برای مطالعات انجام شده در محل‌های مورد مطالعه تشریح می‌گردد.

۷-۱- واسنجی پرسیومتر

علاوه بر کنترل کردن سیستم جهت حصول اطمینان از آب بند بودن چرخه آب پرسیومتر، لازم است تا برای حذف اثرات سختی و مقاومتی غشاء‌های لاستیکی، لوله چاک دار و چرخه آب و گاز دستگاه، یک سری واسنجی‌ها صورت گیرد. دو نوع واسنجی در این راستا انجام می‌شود: ۱) واسنجی فشردگی سیستم و ۲) واسنجی مقاومت پوسته. برای واسنجی فشردگی سیستم، سوند دستگاه داخل یک لوله جدار ضخیم قرار گرفته و تا حداکثر ظرفیت فشارشی دستگاه تحت فشار قرار می‌گیرد. واسنجی مقاومت پوسته، حداقل پس از هر تعویض پوسته صورت می‌گیرد. در این

واسنجی، سوند پرسیومتر به همراه لوله چاک دار در فضای آزاد تا حداکثر ظرفیت حجمی سوند و مشابه با مراحل انجام آزمایش پرسیومتری منبسط می‌گردد. منحنی‌های فشار-حجم حاصل از این واسنجی‌ها جهت اصلاح داده‌های خام مورد استفاده قرار می‌گیرند. این واسنجی‌ها برای کلیه آزمایش‌های انجام شده طی این پژوهش صورت گرفته است. شکل ۷ نمونه‌ای از منحنی‌های مربوط به واسنجی فشردگی سیستم، واسنجی مقاومت پوسته و آزمایش پرسیومتری در ژرفای ۴ متری در محل ۱ را نشان می‌دهد.

۷-۲- حفاری مقاطع آزمایش و نصب سوند پرسیومتر

برای حفر مقاطع آزمایش، بر اساس یافته‌های مندرج در بخش ۲، روش حفاری دورانی با بکارگیری کربارل به قطر ۵۹ میلیمتر به انضمام بقل تراش‌های ۶۴ میلیمتری و با استفاده از گل حفاری انتخاب گردید. با استفاده از این روش، ۳ گمانه تا ژرفای ۶ متری در محل ۱ سه گمانه تا ژرفای ۶ متری در محل ۲ و ۲ گمانه تا ژرفای ۸ متری در محل ۳ (نقشه ۱) جهت انجام آزمایش‌های پرسیومتری حفر گردید. روش کار بدین ترتیب بود که پس از حفر هر قطعه آزمایش جهت جلوگیری از بهم خوردن جدار گمانه و آزادی تنش، بلافاصله تجهیزات حفاری از گمانه خارج شده و سوند پرسیومتر، مجهز به لوله چاکدار، در ژرفای مورد نظر قرار می‌گرفت. پرسیومتر به نحوی داخل گمانه نصب می‌شد که انتهای سوند حدود ۱۵ سانتی متر از کف گمانه بالاتر قرار بگیرد. فاصله زمانی بین پایان عملیات حفاری، قرار دادن سوند در داخل گمانه و آغاز نمودن آزمایش حدود ۱۵ تا ۲۰ دقیقه طول می‌کشید. بعد از انجام آزمایش در هر مقطع، گمانه تا انتهای مقطع بعدی حفاری شده و مراحل فوق برای آزمایش‌های پرسیومتری در فواصل هر یک متر ژرفا تکرار می‌شد.

۷-۳- انجام آزمایش‌ها

آزمایش‌های پرسیومتری با روش کنترل تنش، مطابق با روش A (Procedure A) استاندارد (ASTMD4619, 1994) انجام گردید. پله‌های فشار به نحوی انتخاب گردیدند که از ابتدا تا انتهای آزمایش ۱۵ یا ۱۶ نقطه قرائت حاصل گردد. ثبت نتایج به صورت قرائت‌های فشار-حجم در فواصل زمانی ۳۰ ثانیه و یک دقیقه برای هر پله فشار انجام شد. از آنجائیکه نهشته‌های مورد آزمایش، بویژه در محل‌های ۱ و ۲ بسیار متراکم، سخت و سیمانی بود لذا در حالت آرمانی، آزمایش‌ها با نزدیک شدن به حداکثر ظرفیت فشارشی دستگاه متوقف می‌گردید. در برخی موارد، علیرغم استفاده از لوله فلزی چاک دار، بدلیل وجود کاتینگ‌های حفار و قطعات

رابطه زیر که بر پایه انبساط حفره استوانه‌ای در محیط بی‌نهایت الاستیک خطی است، جهت محاسبه مدول برشی از آزمایش پرسیومتری بکار می‌رود (Gibson & Anderson 1961):

$$G = V_m \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (3)$$

که در این رابطه، ΔP و ΔV به ترتیب تغییرات فشار و حجم در بخش خطی اولیه منحنی یا حداقل نقاط شروع باربرداری-بارگذاری مجدد در حلقه‌های باربرداری-بارگذاری مجدد و V_m متوسط حجم حفره در محدوده ΔP می‌باشد. برای تقییر شکل‌های شعاعی، این رابطه به صورت زیر قابل تبدیل خواهد بود:

$$G = \frac{1}{2} \frac{\Delta P}{\Delta \varepsilon \theta} \quad (4)$$

که در رابطه اخیر، $\Delta \varepsilon \theta$ تغییر در کرنش‌های محلی متناسب با ΔP می‌باشد:

در این پژوهش، مدول‌های برشی متارد مربوط به بخش خطی اولیه منحنی‌ها و نیز مدول‌های بارگذاری مجدد (G_r) حاصل از حلقه‌های باربرداری-بارگذاری مجدد، محاسبه شده است. جدول ۳ مشخصات آزمایش‌های پرسیومتری انجام شده در محل‌های مورد مطالعه به انضمام مدول‌های برشی حاصله را نشان می‌دهد.

۸- سایر آزمایش‌های برج

در این پژوهش علاوه بر آزمایش‌های پرسیومتری، اقدام به انجام آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای (PLT) و ژئوفیزیک لرزه‌ای درون چاهی (Down hole) گردید.

۸-۱- آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای

برای انجام آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای، در هر سه محل مورد مطالعه، اقدام به حفر چاهک دستی (Test pit) به قطر یک متر گردید (نقشه ۱، TP1، TP2، TP3) که متناسب با انجام آزمایش‌ها حفر آن توسعه می‌یافت. برای انجام آزمایش‌ها از یک صفحه فلزی به قطر ۳۰ و ضخامت ۲/۵ سانتیمتر، یک جک هیدرولیکی ۱۵۰ تنی و پمپ هیدرولیکی دستی با دقت ۰/۵ تن استفاده شد. برای تأمین نیروی عکس‌العمل، به دو صورت عمل شد. در ژرفای کمتر از ۱ متر، نیروی عکس‌العمل توسط کامیون مایلر با بار خاک به وزن مرده ۳۰ تن (نگاره ۵) تأمین شد. برای ژرفای بیش از ۱ متر، با استفاده از حفر گالری افقی (دستک) به ابعاد ۰/۹×۰/۹×۱ متر، نیروی عکس‌العمل از طریق بار سقف گالری تأمین گردید. گیج‌های (Gauges)

نوک تیز، قبل از رسیدن به فشارهای نهایی، پوسته‌ها پاره شده و آزمایش متوقف می‌گردید. در موارد کمی نیز با رسیدن به حداکثر ظرفیت حجمی سوند، آزمایش پایان می‌یافت.

برای مطالعه مدول برشی حاصل از حلقه‌های باربرداری-بارگذاری مجدد، در هر آزمایش یک حلقه باربرداری-بارگذاری مجدد نیز در محدوده رفتار الاستیک خاک (Wroth 1982) تشکیل گردید.

بدین ترتیب حدود ۵۰ آزمایش پرسیومتری در هر سه محل انجام شد که از این بین تعداد ۳۷ آزمایش با کیفیت مناسب جهت مطالعه در این پژوهش انتخاب گردید.

داده‌های حاصل از آزمایش‌ها، با اعمال تصحیح مربوط به فشار هیدروستاتیک و اعمال ضرایب واسنجی فشرده‌گی سیستم و مقاومت پوسته اصلاح گردیدند. این اصلاحات که به اصلاح فشار و اصلاح حجم معروفند توسط روابط زیر تعریف می‌شوند:

$$P = P_R + P_W + P_C \quad (2)$$

$$V = V_R - V_C$$

که در این روابط، P فشار واقعی اعمال شده به خاک (فشار اصلاح شده)، P_R فشار قرائت شده در واحد کنترل در سطح زمین، P_W فشار هیدروستاتیک بین واحد کنترل در سطح زمین و سوند پرسیومتر، P_C فشار مربوط به سختی سیستم در حجم‌های مربوطه، V حجم اصلاح شده، V_R حجم قرائت شده در واحد کنترل در سطح زمین و V_C حجم مربوط به سختی سیستم می‌باشد. شکل ۸ نمونه‌هایی از آزمایش‌های انجام شده در سه محل مورد مطالعه را نشان می‌دهد.

۷-۴- استخراج مدول برشی از منحنی‌های پرسیومتری

مدول‌های برشی مختلفی را می‌توان از منحنی پرسیومتری بدست آورد که مهم‌ترین آنها عبارتند از مدول برشی متارد (G_m) و مدول برشی حاصل از حلقه‌های باربرداری-بارگذاری و بالعکس (G_u, G_r, G_{ru}, G_{ru}). اندیس‌های I و u به ترتیب بیانگر بارگذاری مجدد (Reloading) و باربرداری (Unloading) می‌باشند.

مدول متارد (G_m) از بخش خطی اولیه یا بخش شبه‌الاستیک (Pseudo-elastic) منحنی‌ها حاصل می‌گردد. مدول‌های برشی حاصل از حلقه‌های باربرداری-بارگذاری مجدد، دقیق‌ترین مدول‌های حاصل از آزمایش پرسیومتری می‌باشند زیرا متأثر از بهم خوردگی‌های جدار سوند نبوده و در محدوده رفتار الاستیک اندازه‌گیری می‌شوند (Fahey & Randolph, 1986, Hughes 1982, Wroth 1982, Clarke (1995).

در این فرمول، ρ دانسیته خاک و V_s سرعت موج برشی می باشد. شکل ۱۰ به ترتیب سرعت موج برشی، (V_s) و مدول برشی، (G_0) حاصل در محل‌های مورد مطالعه را نسبت به عمق نشان می دهد.

۹- بررسی و تحلیل نتایج

می دانیم که در خاک‌های دانه ای G تابع ژرفا بوده ولی در خاک‌های چسبنده چنین نیست. حال در مورد خاک‌های دانه ای سیمانی شده و چسبنده (بخش اعظم آبرفت‌های گستره تهران) این سؤال مطرح است که آیا G تابع ژرفا می باشد یا خیر.

شکل ۱۱ مدول‌های برشی حاصل از بخش اولیه منحنی‌های پرسیمتری، (G_{III}) نسبت به ژرفا را در محل‌های مورد مطالعه نشان می دهد. گرچه پراکندگی در گمانه‌های مختلف در هر ژرفایی دیده می شود، ولی بطور کلی روند افزایشی مدول‌های برشی نسبت به ژرفا مشهود است.

محدوده تغییرات مدول‌های برشی متراد در محل‌های ۱ و ۲ حد فاصل ۵ تا ۱۱۵ کیلوپاسکال، با میانگین ۴۰ مگاپاسکال بوده و در محل ۳ این تغییرات در محدوده ۷ تا ۵۷ مگاپاسکال، با میانگین ۲۳ مگاپاسکال می باشد.

مدول‌های برشی حاصل از محل ۳ (واقع در آبرفت C تهران) کمتر از مقادیر حاصل از دو محل دیگر (واقع در آبرفت هزاردره A) می باشد. سیمان شدگی بین ذرات در آبرفت هزاردره A، تفاوت ویژگی‌های زمین‌شناسی بین محل‌های واقع در سازند هزاردره A با محل ۳ واقع در سازند تهران C را می توان دلیل عمده تفاوت بین نتایج پرسیمتری در این محل‌ها دانست.

شکل ۱۲ مدول‌های برشی حاصل از بخش خطی اولیه آزمایش‌های بارگذاری صفحه ای، (G_i) نسبت به ژرفا را در محل‌های مورد مطالعه نشان می دهد. نتایج حاصل از بارگذاری‌های افقی و بارگذاری‌های قائم (در ژرفای ۱/۵ متری در محل ۱) اختلاف زیادی را با هم نشان نمی دهند، این امر می تواند حکایت از همسانگردی و همگنی آبرفت هزاردره در محل مورد مطالعه داشته باشد. روند افزایشی مشهودی را می توان نسبت به ژرفا در محل‌های ۱ و ۲ ملاحظه کرد. فقط در نزدیک سطح زمین (ژرفای ۰/۳ متری) در محل ۱ مدول‌های حاصل در دو نقطه مختلف (۱) تفاوت قابل ملاحظه ای داشته و (۲) بیشتر از مقدار مربوط به ژرفای پایتتر می باشد. شاید این امر را بتوان ناشی از تراکم بالا و ناهمسان در سطح زمین به دلیل بارهای تریاتیکی سطحی (تردد کامیون‌ها جهت حمل مصالح گودبرداری) دانست.

در محل ۳، تغییرات نسبت به ژرفا بطی بوده است، البته در ژرفای ۳

مورد استفاده جهت اندازه گیری تغییر شکل‌ها از دقت $(0/01)$ میلیمتر برخوردار بودند. بطور کلی انجام آزمایش‌ها مطابق با استاندارد (ASTM D1194) صورت گرفت. بدین ترتیب تعداد ۱۷ آزمایش بارگذاری صفحه ای در ژرفای مختلف در محل‌های مورد مطالعه انجام شد، شکل ۹ نمونه هایی از آزمایش‌های انجام شده در سه محل مورد مطالعه را نشان می دهد.

آزمایش بارگذاری صفحه ای از جمله آزمایش‌های برجایی است که از مبنای تئوری جهت استخراج متغیرهای تغییر شکل پذیری زمین برخوردار است. مدول برشی حاصل از بارگذاری صفحه ای، (G_{PLT}) را می توان با فرض خاک همگن، الاستیک و همسانگرد، برای نیم فضای الاستیک زیر صفحه دایره ای سخت به صورت زیر تعریف کرد (Timoshenko & Goodier 1951):

$$G_{PLT} = \frac{qD}{\rho} \times \frac{\pi}{8} (1-\nu) \quad (5)$$

در این فرمول، ρ نشست صفحه، q فشار داده به صفحه، D قطر صفحه و ν ضریب پواسون می باشد. رابطه فوق برای استخراج مدول برشی از بخش خطی اولیه و بخش بارگذاری مجدد حلقه‌های باربرداری- بارگذاری مجدد بارگذاری صفحه ای، مورد استفاده قرار گرفت.

ضریب پواسون با توجه به یافته‌های جدید اصغری (۱۳۸۱) که حاصل آزمایش‌های آزمایشگاهی بر روی آبرفت‌های تهران با سیمان‌های مختلف می باشد، برای محل‌های (۱) و (۲) برابر $0/28$ و برای محل (۳) برابر $0/3$ اختیار شد. جدول ۴ مشخصات آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای و مدول‌های برشی حاصله را در سه محل مورد مطالعه نشان می دهد.

۸-۲- آزمایش‌های ژئوفیزیک لرزه ای درون چاهی

آزمایش‌های لرزه ای را می توان برای بدست آوردن متغیرهای سختی خاک در کرنش‌های برشی خیلی کوچک $(\gamma < 10^{-3}\%)$ استفاده نمود (Robertson & Ferreira 1993). در این پژوهش در جاهکهای دستی حفر شده اقدام به انجام آزمون‌های لرزه ای درون چاهی با روش موج عرضی یا برشی گردید. چشمه لرزه‌ای توسط ضربات افقی چکشی ۱۰ کیلوپی بر الواری چوبی که توسط وزن اتومبیل ثابت شده بود تأمین می گردید. دریافت امواج توسط ژئوفون سه مؤلفه ای که در ژرفای مختلف در داخل جاهک نصب شده بود صورت می گرفت. بر اساس تئوری امواج حجمی الاستیک، مدول برشی اولیه، G_0 به شرح ذیل از آزمایشات لرزه ای بدست می آید:

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (6)$$

آزمایش‌های پرسیمتری و بارگذاری صفحه‌ای جهت این منظور مورد تحلیل قرار گرفتند. در آزمایش‌های پرسیمتری، کلیه مدول‌های برشی، اعم از مدول‌های بخش خطی اولیه، (G_m) و مدول‌های بارگذاری مجدد، (G_r) برای لحاظ نمودن اثر تنش‌های همه جانبه، نسبت به متوسط تنش مؤثر برجا در خلال آزمایش یعنی $P' = (\sigma_v + 2\sigma_h)/3$ نرمالایز گردید. در این فرمول، σ_v تنش مؤثر قائم (که با توجه به ژرفای آزمایش و دانسیته بر جای خاک محاسبه شده است) و σ_h تنش مؤثر اعمال شده از پرسیمتر به دیواره گمانه در مقطعی که در آن مدول اندازه‌گیری شده است، می‌باشد.

برای لحاظ نمودن تراز کنش، مدول‌های نرمالایز شده نسبت به کرنش محیطی، $(\epsilon\theta)$ ، $(\epsilon\theta) = \frac{\Delta R}{R_0}$ ، تغییر در شعاع سوند و R_0 = شعاع اولیه سوند پرسیمتر) در شکل ۱۵ ترسیم شده است.

یکی از مسائل مطرح در آزمایش بارگذاری صفحه‌ای، نامشخص بودن تراز کرنشها در این آزمایش می‌باشد. طبق استاندارد B S5930(1981) ژرفای تأثیر تنش وارده از صفحه بارگذاری حدود ۱/۵ برابر قطر یا عرض صفحه می‌باشد. لذا با فرض اینکه طول اولیه نمونه تحت بارگذاری صفحه‌ای، L_0 حدود ۱/۵ برابر قطر صفحه می‌باشد (یعنی $L_0 = 1/5 D$ ، قطر صفحه بارگذاری) آنگاه رابطه زیر برای محاسبه کرنش محوری، ϵ_v در آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای استفاده شده است:

$$\epsilon_v(\%) = \frac{\Delta p}{I_0} \times 100 \quad (8)$$

در این رابطه، Δp تغییر نشست صفحه در محدوده اندازه‌گیری مدول برشی می‌باشد. برای لحاظ نمودن اثر تنش‌های همه جانبه، مدول‌های بارگذاری صفحه‌ای اعم از مدول‌های بخش خطی اولیه و مدول‌های بارگذاری مجدد، نسبت به متوسط تنش مؤثر برجا در خلال آزمایش یعنی $P' = (\sigma_v + 2K\sigma_h)/3$ نرمالایز شده است. در این فرمول σ_v تنش وارده از صفحه در مقطعی که در آن مدول اندازه‌گیری شده و K ضریب فشار زمین در حال سکون می‌باشد. اطلاعات دقیقی در خصوص K_0 در آبرفت‌های درشت دانه تهران در دسترس نمی‌باشد. لذا در این پژوهش، با توجه به تحکیم یافته بودن آبرفت‌های درشت تهران، مقدار $K_0 = 1$ انتخاب گردید. مدول‌های نرمالایز شده بارگذاری صفحه‌ای نسبت کرنش محوری در شکل ۱۵ ترسیم شده است.

با ملاحظه شکل ۱۵ موارد زیر قابل استنتاج می‌باشد:

۱- رفتار مدول‌های حاصل از هر دو آزمایش، پرسیمتری و بارگذاری

متری مقدار حاصل خیلی بیشتر از نتایج ژرفای پایین تر می‌باشد. در این ژرفا خاک از تراکم خیلی بالایی برخوردار بوده، شاید در فرآیند خاکریزی (خاک‌های دستی تا ژرفای ۲/۵ متری) و تراکم غلطکی جهت عملیات آسفالت چنین ویژگی‌ای حاصل شده است. محدوده تغییرات مدول‌های برشی حاصل از بخش خطی اولیه بارگذاری صفحه‌ای در محل‌های ۱ و ۲ حدفاصل ۶۴ تا ۱۶۸ مگاپاسکال، با میانگین ۱۰۵ مگاپاسکال و در محل ۳ این مقدار حدفاصل ۳۰ تا ۹۲ مگاپاسکال و با میانگین ۴۸ مگاپاسکال می‌باشد.

برای مقایسه بین مدول‌های حاصل از بخش خطی اولیه آزمایش‌های پرسیمتری و بارگذاری صفحه‌ای و نیز مدول‌های برشی حاصل از امواج لرزه‌ای درون گمانه‌ای (G_0)، میانگین مقادیر حاصل از آزمایش‌های پرسیمتری در هر ژرفایی با نتایج حاصل از دو آزمایش دیگر نسبت به ژرفا در شکل ۱۳ آورده شده است. بطور کلی سیر صعودی مدول‌های برشی نسبت به ژرفا در هر سه آزمایش دیده می‌شود. مدول‌های برشی حاصل از موج برشی به مراتب بیشتر از دو آزمایش دیگر می‌باشند. در محل‌های ۱ و ۲ مدول‌های حاصل از پرسیمتر کمتر از بارگذاری صفحه‌ای می‌باشد. در محل ۳ نیز، گذشته از ناهمخوانی موجود در ژرفای ۴ متری در بقیه موارد مدول حاصل از بارگذاری صفحه‌ای بیشتر از پرسیمتر می‌باشد. میانگین نسبت مدول‌های بارگذاری صفحه‌ای به مدول‌های پرسیمتری به ترتیب در محل ۱ معادل ۲/۴، در محل ۲ معادل ۲/۷ و در محل ۳ این مقدار برابر ۲/۲ می‌باشد. این نسبت برای مدول‌های حاصل از موج برشی نسبت به مدول‌های پرسیمتری به ترتیب ۳۶/۴ در محل ۱، ۴۷ در محل ۲ و ۵۵ در محل ۳ می‌باشد.

از دلایل عمده اختلافات در مقدار مدول برشی حاصل از آزمایش‌های مختلف را می‌توان اختلاف در تراز کرنش و مسیر تنش این آزمایش‌ها دانست (Tatsuoka & Shibuya 1992).

شکل ۱۴ رگرسیون بین میانگین مدول‌های برشی پرسیمتری در هر ژرفا را با مدول‌های برشی موج برشی در ژرفای مزبور نشان می‌دهد. گرچه به دلیل کم بودن داده‌ها نمی‌توان این نتیجه را تعمیم داد، لیکن برای داده‌های حاصله در محل‌های مورد مطالعه رابطه زیر بین مدول‌های دو آزمایش برقرار است:

$$G_0 = 55 G_m \quad (9)$$

(Kaltzeiotis et al. 1990) با مطالعه گسترده وسیعی از خاک‌ها، رابطه $G_0 = 45 G_m$ را بین این دو آزمایش ارائه می‌کنند.

برای بررسی اثر کرنش و تراز تنش همه جانبه، مدول‌های حاصل از

صفحه ای در آبرفت‌های درشت دانه A و C تهران نسبت به کرنش غیرخطی می باشد.

۲- در هر دو آبرفت (A و C) مدول‌های حاصل از بخش خطی اولیه پرسیمتری به طور عمده در محدوده ۱ تا ۱۰ درصد کرنش محیطی و مدول‌های حاصل از بخش بارگذاری مجدد، حدواسط ۱ تا ۰/۱ درصد کرنش محیطی قرار دارند.

۳- مدول‌های حاصل از بارگذاری صفحه ای در محدوده کرنش محوری ۱ تا ۰/۰۳ درصد می باشد.

۴- بطور کلی در هر دو آزمایش، نتایج حاصل از محل ۳ (آبرفت درشت دانه C تهران) بیشتر حد پائینی مدول‌های نرمالایز شده را در کرنش‌های مشابه نشان می دهد. نتایج حاصل از محل‌های ۱ و ۲ (آبرفت هزاردره A) رفتار سخت‌تری را نشان می دهد.

۵- در کرنش‌های مشابه (حدفاصل ۱ تا ۰/۱ درصد کرنش‌های محوری و محیطی)، نتایج حاصل از بارگذاری صفحه ای به مدول‌های نرمالایز شده کمتری نسبت به آزمایش‌های پرسیمتری منجر می گردند.

۱۰- نتیجه گیری

مشکلات اجرایی مربوط به آزمایش‌های پرسیمتری و مدول‌های برشی حاصل از آزمایش‌های پرسیمتری، بارگذاری صفحه ای و موج برشی درون گمانه ای در آبرفت‌های درشت دانه سازند هزاردره A و سازند درشت دانه تهران C مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفت.

با توجه به بررسی‌های انجام شده، روشی مناسب جهت حفاری و ایجاد مقطع مناسب برای آزمایش‌های پرسیمتری ارائه شد. همچنین پاره ای مشکلات حین حفاری و آزمایش مطرح و تا حد امکان راه حل‌های مناسب ارائه گردید. شاید یکی از مهمترین نتایج این تحقیق را بتوان حل مشکلات اجرایی انجام پرسیمتری و عملی نمودن این آزمایش در رسوبات درشت دانه تهران، به شرح مبسوط در این مقاله، ذکر نمود. افزایش مدول‌های برشی حاصل از بخش اولیه منحنی‌های پرسیمتری و بارگذاری صفحه ای و مدول برشی حاصل از موج برشی نسبت به ژرفا در آبرفت درشت دانه سیمان شده و چسبیده تهران (سازند هزاردره A) مشهود است.

میانگین مدول‌های برشی حاصل از بخش خطی اولیه (شبه الاستیک) آزمایش پرسیمتری در بخش درشت دانه سازند هزاردره A کم و بیش ۱/۷ برابر مقادیر حاصل از بخش درشت دانه آبرفته C تهران می باشد.

در آزمایش‌های بارگذاری صفحه ای این نسبت برای مدول‌های برشی بخش خطی اولیه آزمایش بارگذاری، تقریباً به ۲ برابر می رسد.

میانگین نسبت مدول‌های برشی حاصل از بخش خطی اولیه آزمایش‌های بارگذاری صفحه ای به مدول‌های برشی بخش شبه الاستیک پرسیمتری حدفاصل ۲/۲ تا ۲/۷ در محل‌های مورد مطالعه متغیر بوده و این نسبت برای مدول‌های برشی حاصل از موج برشی به مدول‌های برشی بخش شبه الاستیک منحنی پرسیمتری حدود ۵۵ می باشد.

رابطه سختی نرمالایز شده - کرنش، در آبرفت‌های درشت دانه هزاردره (A) و تهران (C) نشان می دهد که این رابطه غیرخطی است. در آزمایش بارگذاری صفحه ای، برای کرنش‌های محوری بیشتر از ۰/۰۱ درصد، مدول برشی نرمالایز شده به شدت با کاهش کرنش، کاهش می یابد. این کاهش برای آزمایش‌های پرسیمتری نیز مشاهده می شود.

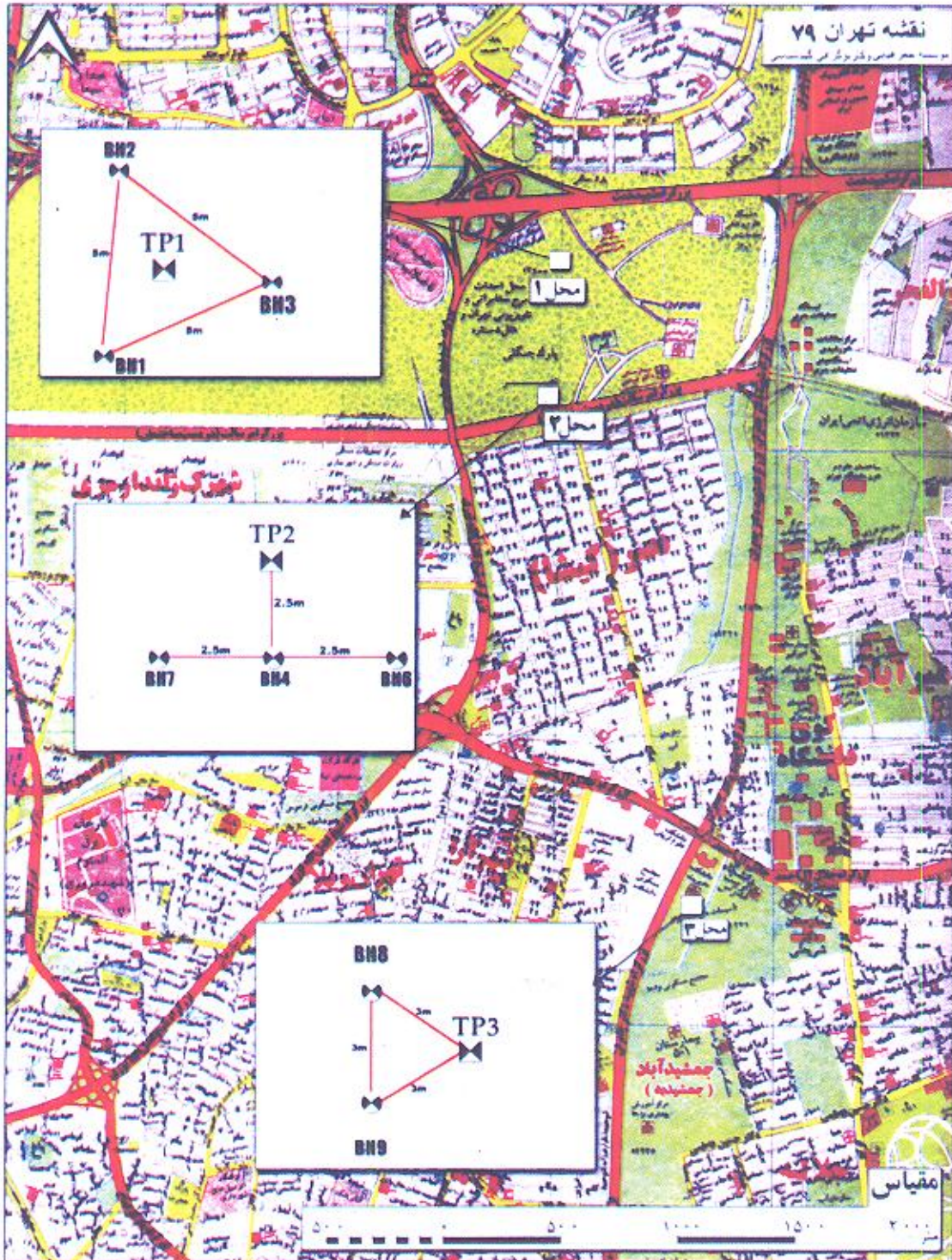
بطور کلی ترازهای کرنش مربوط به آزمایش‌های پرسیمتری بیشتر از آزمایش‌های بارگذاری صفحه ای می باشد. در آبرفت‌های مورد مطالعه، آزمایش‌های پرسیمتری در محدوده ۱ تا ۱۰ درصد کرنش محیطی و آزمایش‌های بارگذاری صفحه ای در محدوده ۱ تا ۰/۰۳ درصد کرنش‌های محوری قرار دارند.

برای استفاده از نتایج آزمایش‌های مختلف در محاسبات طراحی و نیز برای مقایسه آنها با یکدیگر می بایست تراز کرنش و تنش مربوطه مدنظر قرار گیرد. برای مثال، محاسبه نشست با توجه به این پدیده ها مقدور است (پهلوان ۱۳۸۱).

پیشنهاد می گردد جهت دستیابی به رابطه کامل مدول برشی - کرنش، در آبرفت‌های درشت دانه تهران، علاوه بر آزمایش‌های برجای انجام شده طی این پژوهش که به طور عمده در محدوده کرنش‌های ۰/۰۳ تا ۱۰٪ می باشد، نسبت به انجام آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های دست نخورده و با اندازه گیری موضعی کرنش که امکان اندازه گیری مدول برشی در کرنش‌های کوچکتر را فراهم نماید، اقدام شود.

سپاسگزاری

این پژوهش با حمایت‌های مالی و تجهیزاتی دانشگاه تربیت مدرس و مؤسسه مهندسی مشاور ساحل انجام شده است. شرکت یادمان سازه در تأمین برخی تجهیزات جهت انجام آزمایش‌های بارگذاری صفحه ای و در اختیار قراردادی اطلاعات ژئوتکنیکی موجود در محل ساختگاه برج ۴۳۵ متری میلاد در تهران مساعدت نموده است. راهنمایی‌های پروفیسور Martin Fahey از دانشگاه UWA استرالیا در هدایت تحقیقات استفاده شده است. تمامی این مساعدتها شایسته قدردانی می باشد.



نقشه ۱- موقعیت محل‌های مورد مطالعه

مشخصات عمومی	علامت سازند	نام سازند	سن زمین شناسی
در بستر و مسیر رودخانه های کنونی، پادگانه های آبرفتی و مخروط افکنه های جوان تشکیل می شوند. در قسمت‌های شمالی از قله سنگ و شن گرد شده و سیمان نشده و در نواحی جنوبی از رسوبات ریزدانه لای و رس درست شده است. این آبرفتها کاملاً نفوذ پذیرند و مقاومت مکانیکی آنها در جاهای مختلف متفاوت است. ضخامت کل این آبرفتها کمتر از ۱۰ متر است.	D	آبرفت‌های کنونی	کواترنری (Quaternary)
آبرفت‌های جوان، مخلوطی از قله سنگ، ریگ و شن در سیمانی از ماسه و لای اند. جور نشده، همگن و سخت نشده اند. بخش مهمی از شهر تهران به روی این رسوبات ساخته شده است. حداکثر ضخامت ۶۰ متر و لایه بندی افقی دارند. دارای نفوذپذیری زیاد و مقاومت مکانیکی نسبتاً بالا هستند.	C	سازند تهران	
کنگومرایی سخت نشده و ناهمگن، متشکل از شن، ریگ، قله سنگ، رس و گاه قطعات بسیار درشت سنگ است. اندازه قله ها از چند سانتیمتر تا چند متر است که در زمینه ای از ماسه، لای و رس قرار گرفته است. بطور دگر شیب بر روی سازند هزار دره (A) قرار گرفته است. رنگ آن تیره تر از A است. حداکثر شیب لایه ها به ۱۵ درجه می رسد. مقاومت مکانیکی و نفوذپذیری آن متغیر است. مثلاً آن آبرفتی - یخرفتی و مخروط افکنه ای است. حداکثر ضخامت ۶۰ متر می باشد.	B	سازند ناهمگن شمال تهران	
کنگومرایی همگن، به رنگ خاکستری روشن، سیمان شده و سخت شده با ضخامت تا ۱۲۰۰ متر است. دارای لایه بندی منظم، متشکل از قله سنگ، ریگ و شن با زمینه ماسه و لای است. قله ها اکثراً از جنس توف سبزاند. گاه دارای عدسیههایی از رس و ماسه است. دارای لایه بندی شیب دار بوده و تا شیب ۹۰ درجه نیز دیده شده است. در بخشهای زیرین دارای نفوذپذیری بسیار کم و هوازدگی و مقاومت مکانیکی بالا می باشند. به سمت بالا نفوذپذیری افزایش یافته و از هوازدگی و مقاومت مکانیکی کاسته می شود. به شکل تپه هایی با دره های عمیق در اکثر نقاط دیده می شود.	A	سازند هزار دره	پلیوسن (Pliocene)

جدول ۱- پاره‌ای مشخصات نهشته‌های آبرفتی گستره تهران (Rieben, 1966)، پریریان و همکاران، ۱۳۶۴

نام و شماره محل	عمق (متر)	طبقه بندی یونیفاید	درصد ریزدانه	PI ریزدانه	درصد ماسه	درصد شن و قهوه	درصد رطوبت	دانشیه برجها T/M ²
ساختمان هتل ۵ ستاره تهران (شمال تپه گیشا) محل ۱	۰ - ۰/۵	GW - GM	۱۱،۱	۱۸،۰۰	۴۰،۱۰	۴۹،۰۰	۸،۲۰	۲،۲۰
	۰/۵ - ۱/۵	GP - GM	۹،۶	۲۵،۰۰	۲۹،۰۰	۶۱،۰۰	۹،۰۰	
	۱/۵ - ۲	GC	۱۷،۲	۱۹،۰۰	۲۷،۷۰	۵۵،۰۰		
	۲ - ۳	GW - GC	۶،۳	۲۵،۰۰	۳۲،۰۰	۶۱،۰۰		
۳ - ۵	GP - GC	۱۱،۵	۳۴،۰۰	۲۶،۰۰	۶۲،۰۰	۹،۰۰		
ساختمان بزرگراه رسالت محل ۲	۰ - ۱/۵	GW	۲	۲۶،۰۰	۳۶،۷۰	۶۲،۰۰	۵،۲۰	۲،۱۷
	۱/۵ - ۵	GP - GC	۷،۵ - ۹	۲۶ - ۳۱	۲۹ - ۳۱	۶۱،۰۰	۷،۵ - ۱۰	
دانشگاه تربیت مدرس محل ۳	۰ - ۲/۵	خاک دستی						
	۲/۵ - ۳/۵	GW	۵	۸،۰۰	۲۳،۰۰	۷۲،۰۰	۳،۶۰	۲،۰۰
	۳/۵ - ۴/۵	GW - GC	۹	۱۰،۰۰	۴۰،۰۰	۵۰،۰۰	۴،۳۰	
	۴/۵ - ۵/۵	GW - GM	۶	NPI	۳۹،۰۰	۵۵،۰۰	۵،۲۰	
	۵/۵ - ۶/۵	SW - SC	۹	۱۰،۰۰	۴۸،۰۰	۴۳،۰۰	۵،۴۰	
	۶/۵ - ۷	GW - GM	۷	۹،۰۰	۳۸،۰۰	۵۵،۰۰	۵،۰۰	
	۷ - ۸	GW	۰،۲		۴۴،۸	۵۵	۵،۳	

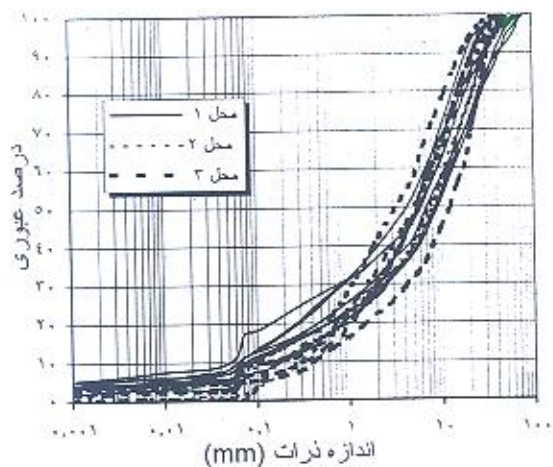
جدول ۲- ویژگی‌های ژئوتکنیکی محل‌های مورد مطالعه

نام و شماره محل	شماره گمانه	شماره آزمایش	عمق (متر)	G_m (MPa)	$\Delta \varepsilon_g$ (%)	G_r (MPa)	$\Delta \varepsilon_g$ (%)	
ساختمان هتل ۵ ستاره تهران (شمال تپه گیشا)	BH ^۱	PMT ^۱	۱	۷,۵۴	۱,۸۶			
		PMT ^۲	۲	۷,۸۵	۲,۸۶	۷۳,۵۷	-۰,۳۸	
		PMT ^۳	۳	۲۱,۳۹	۱,۶۱	۶۲,۵۰	-۰,۵۷	
		PMT ^۴	۴	۲۱,۹۸	۴,۸۲	۱۹۸,۴۴	-۰,۲۲	
	محل ۱	BH ^۲	PMT ^۵	۱	۲۱,۴۷	۴,۷۹	۸۱,۹۱	-۰,۶۵
			PMT ^۶	۲	۴۴,۲۶	۱,۲۰	۱۶۲,۷۲	-۰,۳۳
			PMT ^۷	۳	۳۳,۳۴	-۰,۸۱	۱۸۲,۴۳	-۰,۲۳
			PMT ^۸	۴	۳۴,۴۱	۲,۰۲	۱۰۶,۵۴	-۰,۴۰
			PMT ^۹	۵	۱۱۵,۲۰	۱,۰۲		
	ساختمان بزرگراه رسالت (جنوب تپه گیشا)	BH ^۳	PMT ^{۱۰}	۱	۴,۳۱	۴,۰۸		
PMT ^{۱۱}			۲	۷۹,۳۴	-۰,۴۳			
محل ۲		BH ^۴	PMT ^{۱۲}	۱	۲۱,۷۹	۲,۱۵	۱۷۰,۳۵	-۰,۲۰
			PMT ^{۱۳}	۲	۵۱,۸۳	۱,۶۹	۱۵۷,۱۴	-۰,۲۲
			PMT ^{۱۴}	۳	۴۰,۶۰	۳,۲۴	۱۱۸,۳۸	-۰,۴۳
			PMT ^{۱۵}	۴	۶۶,۲۶	-۰,۷۵	۱۳۸,۱۶	-۰,۴۲
			PMT ^{۱۶}	۵	۵۴,۷۵	-۰,۹۷		
محل ۳		BH ^۵	PMT ^{۱۷}	۱	۶,۸۹	۲,۶۸	۲۰,۹۵	-۰,۳۸
			PMT ^{۱۸}	۲	۲۹,۸۵	۱,۹۰	۶۴,۷۳	-۰,۶۸
			PMT ^{۱۹}	۳	۴۲,۶۱	-۰,۶۷	۹۵,۹۲	-۰,۴۵
	PMT ^{۲۰}		۴	۲۲,۹۳	۱,۲۳	۱۴۲,۶۹	-۰,۳۰	
	PMT ^{۲۱}		۵	۶۵,۱۱	۲,۱۷	۷۸,۶۴	-۰,۶۵	
دانشگاه تربیت مدرس	BH ^۶	PMT ^{۲۲}	۱,۲	۵۰,۷۳	۱,۶۲	۲۸۷,۳۰	-۰,۶۵	
		PMT ^{۲۳}	۲	۳۹,۰۱	۱,۳۱	۱۰۳,۰۶	-۰,۵۱	
		PMT ^{۲۴}	۳	۶۸,۰۵	۱,۲۶	۱۹۲,۵۳	-۰,۲۷	
		PMT ^{۲۵}	۴	۳۰,۹۸	۳,۳۳	۱۹۶,۵۸	-۰,۲۷	
		PMT ^{۲۶}	۵	۴۰,۶۶	-۰,۸۸			
	محل ۳	BH ^۷	PMT ^{۲۷}	۳	۱۰,۰۵	۲,۵۹	۴۶,۵۸	-۰,۵۹
			PMT ^{۲۸}	۴	۴۶,۳۹	۱,۹۷	۳۱۴,۳۹	-۰,۱۰
			PMT ^{۲۹}	۵	۲۱,۴۸	۲,۳۹		
			PMT ^{۳۰}	۶	۱۰,۱۷	۳,۹۴		
			PMT ^{۳۱}	۷,۵	۵۷,۵۰	-۰,۹۷	۱۸۹,۷۳	-۰,۱۸
محل ۳	BH ^۸	PMT ^{۳۲}	۳	۲۱,۸۷	۱,۹۴	۸۵,۷۸	-۰,۴۱	
		PMT ^{۳۳}	۴	۱۳۶,۴۳	-۰,۴۱	۲۹۳,۸۹	-۰,۱۴	
		PMT ^{۳۴}	۵	۱۴,۶۵	۵,۰۳	۴۶,۸۱	-۰,۸۱	
		PMT ^{۳۵}	۶	۷,۴۷	۷,۳۲			
		PMT ^{۳۶}	۷	۱۶,۷۲	۴,۸۰	۸۹,۹۴	-۰,۴۰	

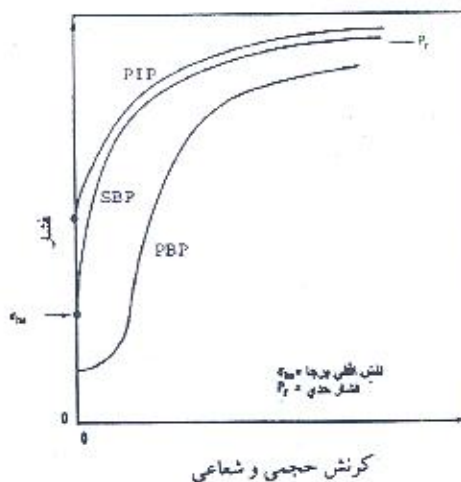
جدول ۳- مشخصات آزمایش‌های پرسیومتری و مدول‌های برشی حاصله

نام و شماره محل	شماره چاهک	شماره آزمایش	عمق (متر)	حداکثر فشار وارده طی آزمایش (MPa)	حداکثر نشست حاصله (mm)	G_i (MPa)	G_r (MPa)	
ساختمان هتل ۵ ستاره تهران (شمال تپه گیشا)	TP ^۱	HPLT ^۱	۱,۵	۷,۰۸	۸,۵۰	۷۶,۳۰	۵۹۲,۹۲	
		HPLT ^۲	۱,۵	۷,۰۸	۱۱,۰۰	۵۵,۳۰		
		VPLT ^۱	۰,۳	۲,۳۹	۲,۳۹	۱۳۸,۶۰	۴۸۱,۷۹	
		VPLT ^۲	۰,۳	۲,۹۸	۴,۰۷	۷۱,۴۵	۹۳,۷۰	
		VPLT ^۳	۱,۵	۲,۸۳	۵,۳۸	۶۵,۲۴	۱۱۲,۶۰	
	محل ۱	TP ^۲	VPLT ^۴	۳	۷,۰۸	۶,۱۱	۸۷,۵۴	۶۰۰,۳۱
			VPLT ^۵	۳	۶,۰۲	۵,۵۶	۱۱۰,۶۰	۷۹۸,۲۱
			VPLT ^۶	۱	۵,۳۰	۷,۸۳	۷۷,۶۳	۴۲۱,۶۵
			VPLT ^۷	۲	۶,۶۳	۴,۲۳	۱۵۲,۰۰	۹۱۱,۶۴
			VPLT ^۸	۳	۱۰,۶۱	۱۱,۳۹	۱۰۶,۶۰	۳۶۶,۴۴
محل ۲	TP ^۳	VPLT ^۹	۳	۷,۴۲	۹,۹۱	۸۷,۷۰	۳۷۷,۷۹	
		VPLT ^{۱۰}	۴	۷,۹۵	۴,۸۱	۱۴۱,۰۰	۷۳۵,۹۷	
		VPLT ^{۱۱}	۳	۵,۹۷	۱۲,۲۷	۹۲,۱۹	۴۱۴,۲۵	
		VPLT ^{۱۲}	۴	۵,۸۳	۱۴,۸۷	۳۶,۶۷	۳۵۵,۰۸	
		VPLT ^{۱۳}	۵	۴,۷۷	۲۱,۰۵	۳۸,۹۲	۲۴۳,۷۸	
محل ۳	TP ^۴	VPLT ^{۱۴}	۶	۵,۱۷	۱۵,۱۹	۴۰,۱۴	۲۹۳,۳۲	
		VPLT ^{۱۵}	۷	۲,۹۲	۱۳,۲۹	۲۹,۹۱	۱۵۲,۱۷	

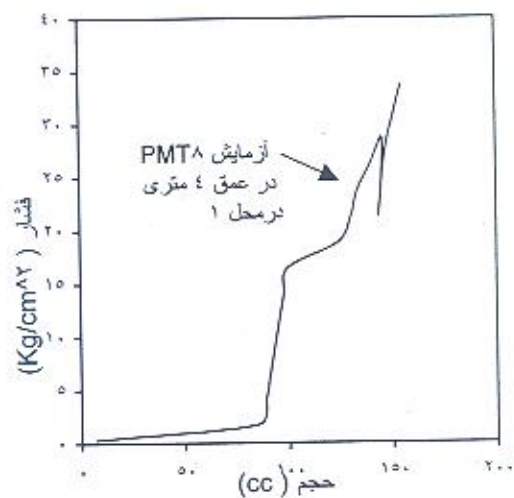
جدول ۴- مشخصات آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای و مدول‌های برشی حاصله



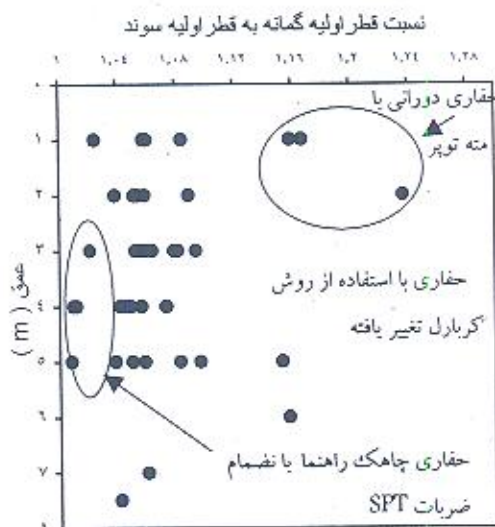
شکل ۲- منحنی‌های دانه بندی خاک در محل‌های مورد مطالعه



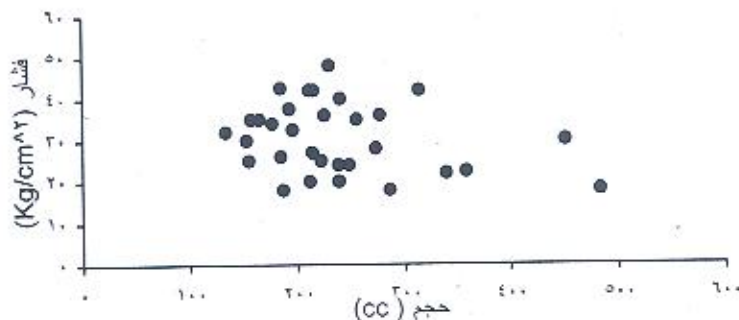
شکل ۱- منحنی‌های تنش - کرنش حاصل از سه نوع پرسومتر PBP, SBP, PIP



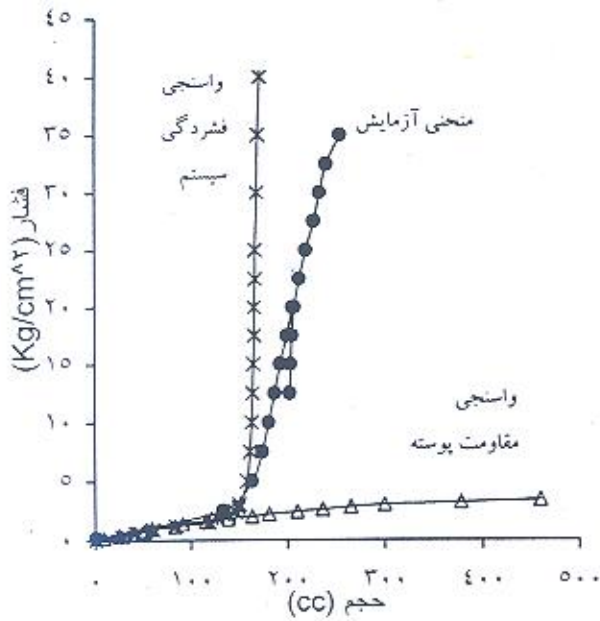
شکل ۴- آزمایش پرسیمتری با دو شیب مختلف در بخش خطی اولیه



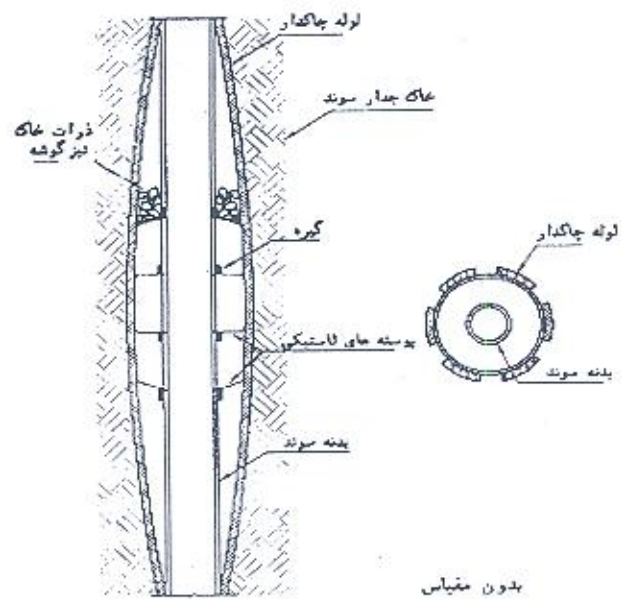
شکل ۳- نسبت قطر گمانه به قطر سوند در سه روش حفاری مورد استفاده



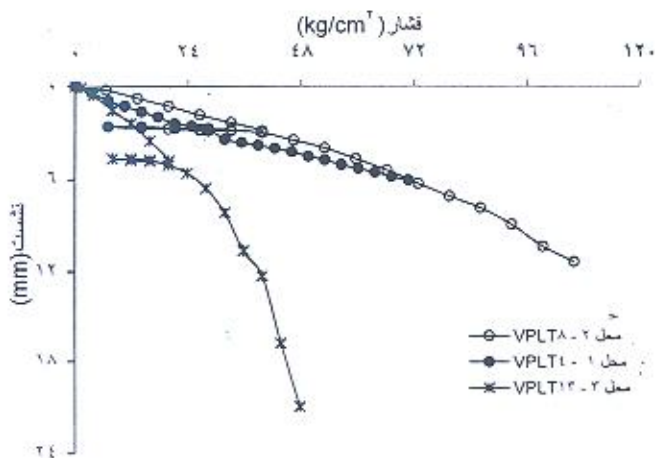
شکل ۵- نمودار فشار - حجم در لحظه پاره شدن پوسته‌ها



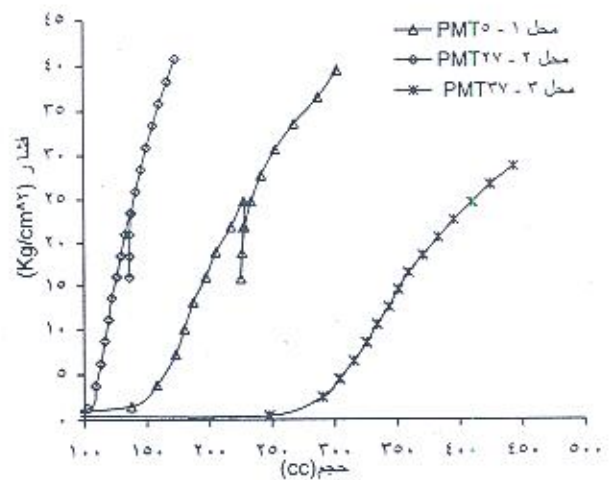
شکل ۷- منحنی‌های واستجی آزمایش پرسومتری در محل ۱ عمق ۴ متری



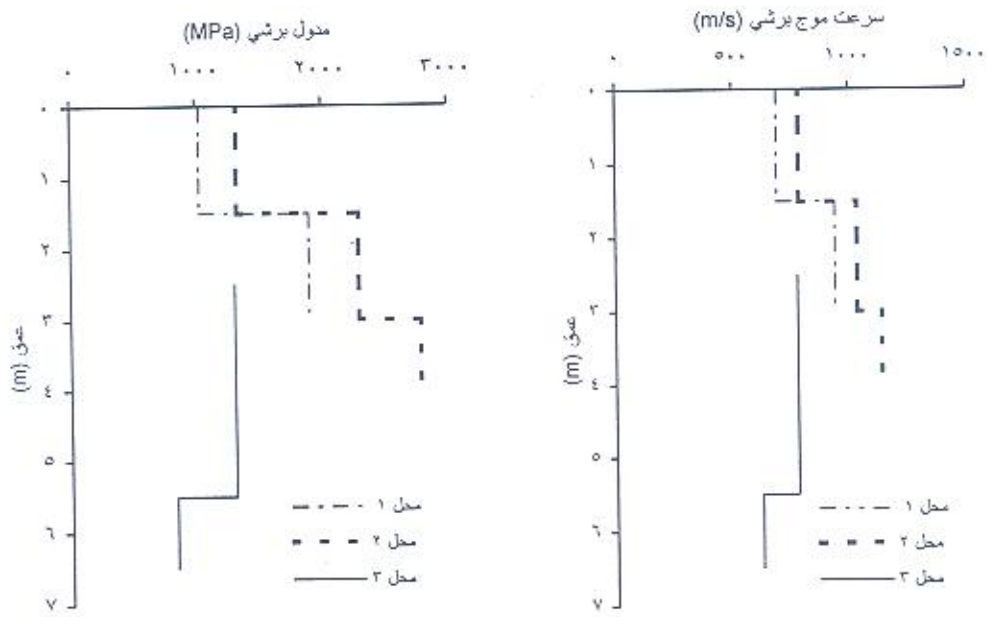
شکل ۶- شمایی کلی از سوند پرسومتر بانضمام لوله چاکدار که در آن ذرات درشت دانه بین پوسته و لوله چاکدار قرار گرفته‌اند.



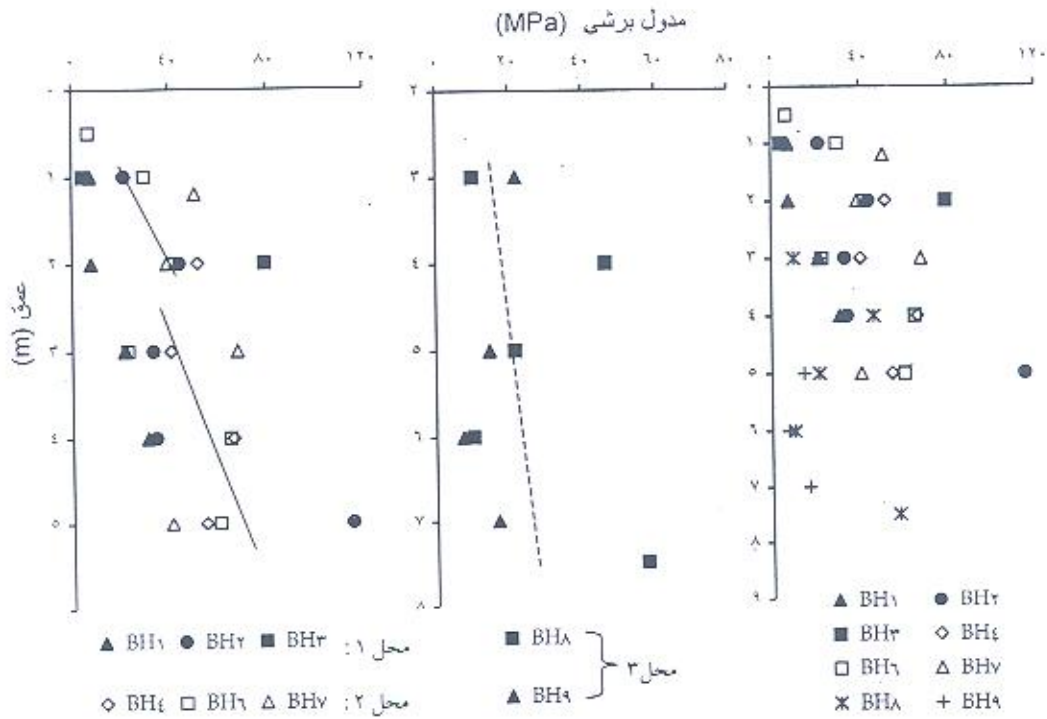
شکل ۹- نمونه‌ای از آزمایش‌های بارگذاری صفحه‌ای در محل‌های مورد مطالعه



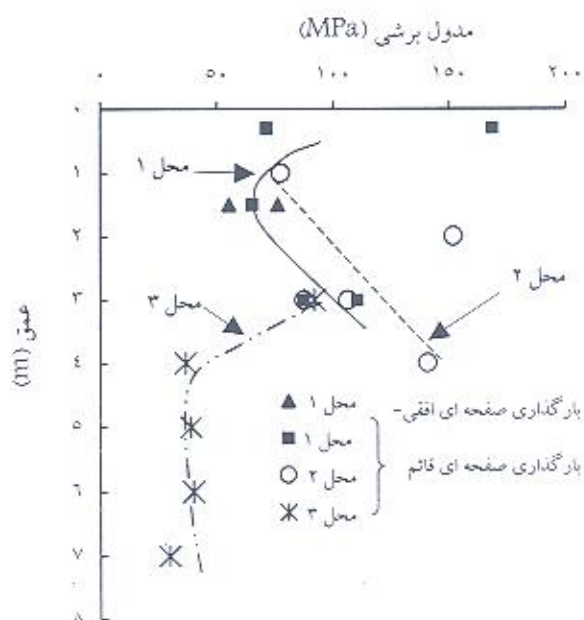
شکل ۸- نمونه‌ای از آزمایش‌های پرسومتری در محل‌های مورد مطالعه



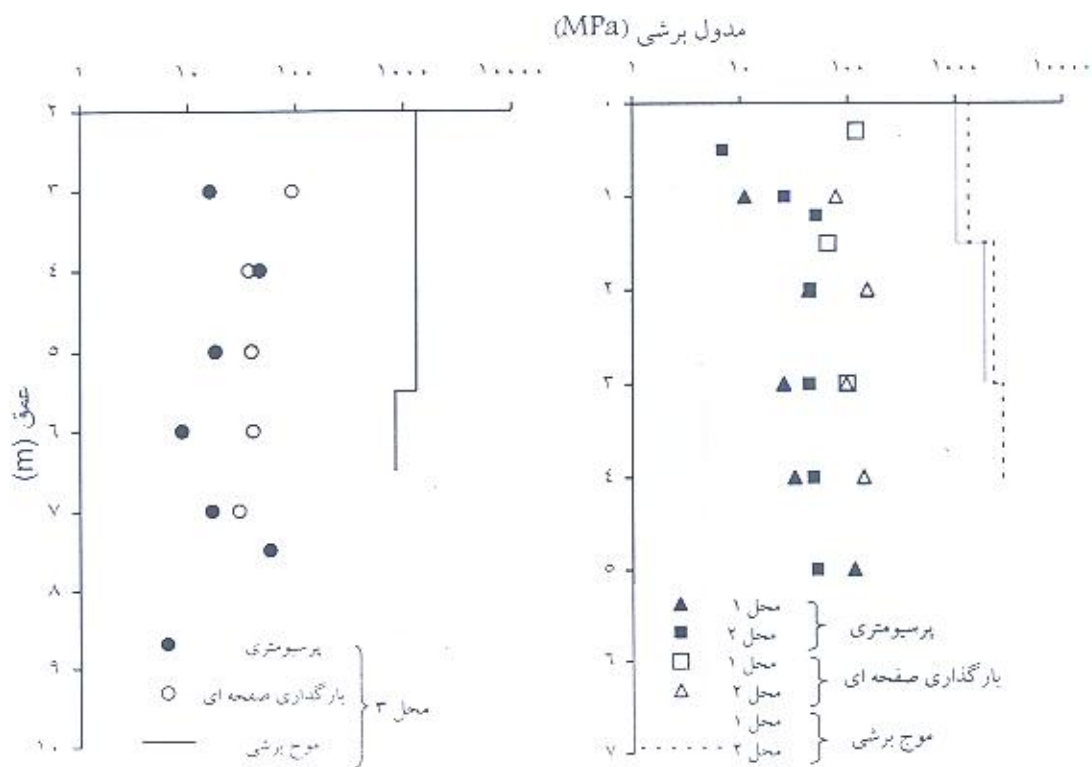
شکل ۱۰- نمودارهای سرعت و مدول برشی حاصل از موج برشی نسبت به عمق



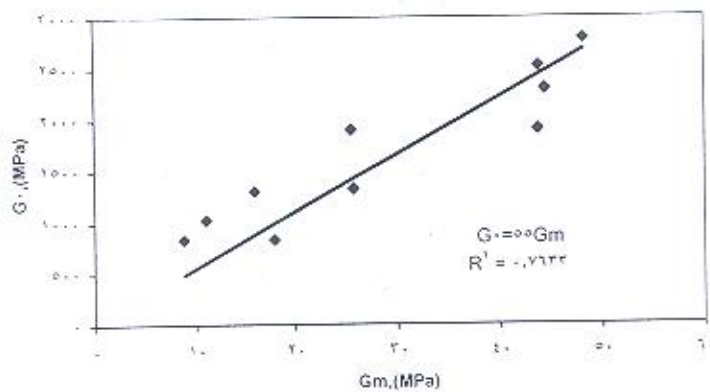
شکل ۱۱- نمودار مدول‌های حاصل از بخش خطی اولیه آزمایش‌های پرسیمتری نسبت به عمق



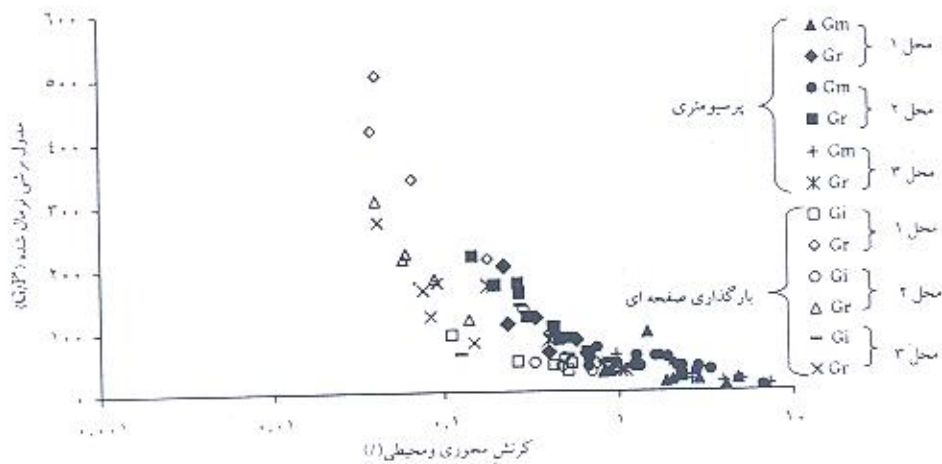
شکل ۱۲- نمودار مدول‌های برشی حاصل از بخش اولیه بارگذاری صفحه‌ای نسبت به عمق



شکل ۱۳- مقایسه مدول‌های برشی اولیه حاصل از پرسومتر و بارگذاری صفحه‌ای با مدول‌های موج برشی



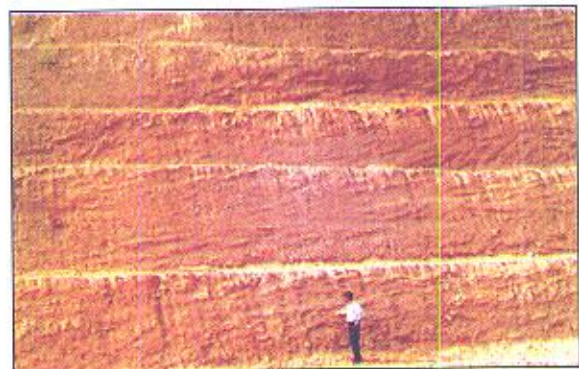
شکل ۱۴- رگرسیون بین مدول‌های حاصل از موج برشی، G_0 و پرسیومتری G_m



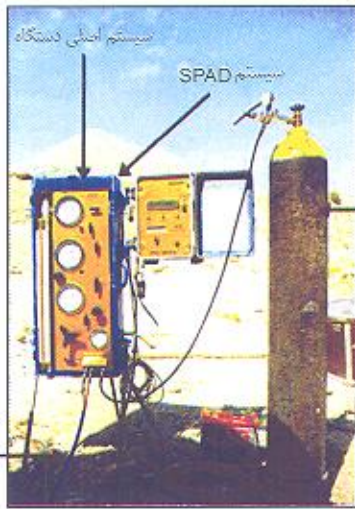
شکل ۱۵- مدول‌های برشی نرمالایز شده حاصل از پرسیومتر و بارگذاری صفحه ای در مقابل تراز کرنش و کرنش بحرانی محیطی (1)



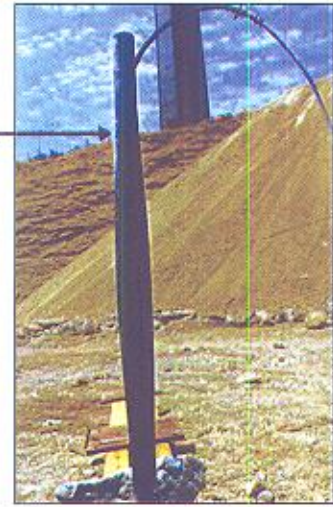
نگاره ۲- ترانسه حفار شده در آبرفت‌های C- (در فاصله ۱۰ متری در شرق محل ۳)



نگاره ۱- ترانسه حفار شده در آبرفت‌های هزار دره A- محل ۲ (جنوب تپه گیشا)



سیلندر فشار قوی گاز
سنود با انضمام لوله چاکدار



نگاره ۳- پرسومتر منارد مورد استفاده



نگاره ۴- تصویری از پاره شدن پوسته لاستیکی از بخش فوقانی سنود



نگاره ۵- تصویری از تامین نیروی عکس العمل بازگذاری صفحه ای توسط کامیون

کتاب‌نگاری

- اصغری، ا.، ۱۳۸۱- تأثیر سیمانی شدن بر مقاومت برشی و تغییر شکل خاکهای درشت دانه با نگرشی به آبرفت‌های تهران، پایان نامه دکتری، دانشگاه تربیت مدرس.
- امینی، م.، ۱۳۷۳- ویژگی‌های ژئوتکنیک رسوبات کواترنر دشت تهران، مجموعه مقالات نخستین سمپوزیوم بین‌المللی کواترنر، دانشگاه تهران، ص ۱۷۱-۱۷۵.
- بربریان، م.، قریشی، م.، ارژنگ روش، ا.، و مهاجر اشجعی، ا.، ۱۳۶۴- پژوهش و بررسی ژرف نوزمین ساخت و خطر زمین لرزه- گسلش در گستره تهران و پیرامون، گزارش شماره ۵۶ سازمان زمین شناسی کشور.
- پدرامی، م.، ۱۳۵۶- مطالبی مختصر در مورد رسوبات کواترنر اطراف تهران، سازمان زمین شناسی کشور، ۱۸ صفحه
- پهلوان، ب.، ۱۳۷۴- فشارسنج خودکاو (SBP) و تجزیه و تحلیل نتایج آن در مطالعه ویژگی‌های مهندسی خاک جنوب تهران، پایان نامه فوق لیسانس، دانشگاه تربیت مدرس.
- پهلوان، ب.، ۱۳۸۱- مطالعه پارامترهای تغییر شکل آبرفت درشت دانه تهران با استفاده از پرسومتر، پایان نامه دکتری، دانشگاه تربیت مدرس.
- جعفری، م.، کک، و کشاورز بخشایش، م.، ۱۳۸۰- بررسی ویژگی‌های زمین شناسی مهندسی ژئوتکنیکی آبرفت‌های جنوب تهران، مجموعه مقالات دومین کنفرانس زمین شناسی مهندسی و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، ص ۵۳۳-۵۴۴.
- شرکت خدمات مهندسی مکانیک خاک، ۱۳۵۷- گزارش‌های ژئوتکنیک برج چند منظوره میلاد تهران، شرکت یادمان سازه.
- نبوی، م.ج.، و ارژنگ روش، ب.، ۱۳۵۶- بحثی پیرامون نهشته های کواترنر در ناحیه تهران، سازمان زمین شناسی کشور، ۱۱ صفحه

Reference

- Al- Sanad, H.A., Ismael, N.F. and Brenner, R.P 1993- Settlement of circular and ring plates in very dense clalcarcous sand, J. Geotech. Engng., ASCE, Vol. 119, No.4, 622-639
- Amar, S., Clarke, B.G., Gambin, M. and Orr, T.L.L. 1991- The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe, Report to the ISSMFE.
- A.S.T.M. D 1194 1987- Standard test method for bearing capacity of soil for static load on spread footings, American society for testing and materials, philadelphia, U.S.A.
- A.S.T.M. D4719 1994 - Standard test method for pressuremeter testing in soils, American Society for testing and materials, Philadelphia, U.S.A.
- Baguclin, F., Jezequel, J.F. and Shields, D.H. 1978- The pressuremeter and foundation Engineering, Trans. Tech. Publication.
- Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Robertson, P.K. and Peterson, R.W. 1989- Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand, Geotechnique, Vol. 39, No.2, 269-292
- Briaud, j.-L. and Gambin, M. 1984 - Suggested practice for the preparation of pressuremeter test borehole, Geotech. Test. J., ASTM, 36-40.
- Briaud, J.-L. 1992- The pressuremeter, Balkema, Rotterdam
- B.S. 5930 1981 Code of practice for site investigations, British Standard Institution, London.
- Clarke, B.G. 1995- Pressuremeters in geotechnical design, Chapman & Hall, Cambridge, U.K.
- Crova, R., Jamiolkowski, M. and Lo Presti, D.C.F. 1993- Geotechnical characterization of gravelly soils at Messina site: selected topics, proc. Predictive soil mechanics, Thomas Telford, London.
- Fahey, M. and Randolph, M.F. 1984 - Effect of disturbance on parameters derived from self-boring pressuremeters tests in sand, Geotechnique, Vol.34, No.1, 81-97.
- Fahey, M. 1998- Deformation and insitu stress measurement, Proc. 1st Int. Conf. On site characterization, ISC-98, Atlanta, Georgia, 49-69
- Finn, P.S., Nisbet, R. M. and Hawkins, P. G. 1984 - Guidance on Pressuremeter, flat dilatometer and cone penetration testing, Proc. 20th Rational meeting of Engng. Group of the Geological society, 223-233.
- Gibson, R. E. and Anderson, W. F. 1961- In situ measurement of soil properties with the pressuremeter, Civ. Engng. Public wks, Rev., 56, 615-618.
- Hughes, J. M. O., 1982- Interpretaion of Pressuremeter tests for the determination of the elastic shear modulus, proc. Conf. Updating Subsurface Sampling of soils Rocks and their insitu testing, Santa Barbara, 279-290.
- Jafari, M. K., Shafiee, A. and Razmkhah, A. 2002- Dynamic properties of fine grained soils in south of Tehran, J. Seismoloty and Earthquake Engng., Vol. 40, No. 1, 25-35.
- Jamiolkowshi, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellotta, R. 1985- New developments in field and laboratory testings

- of soils, Proc. 11th Int. Conf. SMFE, San Francisco, Vol. 1, 57-154.
- Jamiolkowshi, M. and Manassero, M. 1995 - The role of in situ testing in geotechnical engng.-Thoughts about the future. Proc. Int. Conf. On advances in site investigation practice, London, UK, 929-951
- Kalteziotis, N. A., Tsiambaos, G., Sabatakakis, N. and Zervogiammis, H. 1990- Prediction of soil dynamic parameters from pressuremeter and other in situ tests, Pressuremeter, SP3, Thomas Telford, London, 391-400
- Lin, S.Y., Lin, P.S., Luo, H.S. and Juang C. H., 2000- Shear modulus and damping ratio characteristics of gravelly deposits, Can. Geotech. J., Vol., 37, 638-651
- Mair, R. J. and Wood, D.M. 1987- Pressuremeter testing-method and interpretation, Butter worth.
- Powell, J. J. M. 1990 - A comparison of four different pressuremeters and their methods of interpretation in a stiff heavily overconsolidated clay, proc. 3rd Int. Symp. Pressuremeters, oxford, 287-298.
- Rieben, E. H., 1966- Geological observations on alluvial deposits in northern Iran, Geol. Surv. Iran, 9, 39P.
- Robertson, P. K. 1986 - In situ testing and its application to foundation engineering, Can. Geotech. J., Vol. 23, 273-294
- Robertson, P.K. and Hughes, J.M.O. 1986 - Determination of properties of sand from self-boring pressuremeter test, Proc. 2nd Int. Symp. on the pressuremeter and its marine applications, Austin, Texas, ASTM, 283-302.
- Robertson, P.K. and Ferreira, R. S. 1993 - Seizsmic and pressuremeter testing to determine soil modulus, Proc. Predictive soil mechanics, Thomas Telford, London, 562-579.
- Schmertmann, J. H. 1991 - The mechanical ageing of soils, J. geotech. Enging, ASCE, Vol. 104, No. 8, 1131-1135.
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M. and Tokimatsu, K. 1986- Moduli and damping factors for dynamic analysis of cohesionless soils, J. Geotech. Enging. Div., ASCE, GT II, 1016-1032.
- Stokoe II, K. H., Hwang, S. K., Lee, J. H. N. and Andrus, R. D. 1994 - Effects of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains, proc. 12th Int. Conf. Pre-failure deformation characteristics of geomaterials, Sapporo, Japan, Vol. 2, 885-816.
- Tatsuoka, F. and Shibuya, S. 1992- Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Report of the Institute of industrial science, The university of Tokyo, Vol. 37, No. 1,1-144.
- Tatsuoka, F. and kohata, Y. 1995- Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Report of the Institute of industrial science, The university of Tokyo, Vol. 38, No. 5, 136-274.
- Timoshenko, S. P. and Goodier, J. N. 1951- Theory of elasticity, New york, Mc Graw Hill.
- Worth, C. P. 1982- British experience with the self- boring pressuremeter, Proc. Int. Symp. Pressuremeter and its marine appl., Paris, 143-164.
- Worth, C. P. 1984 - The interpretation of in situ soil tests, 24 Rankine lecture, Gcotechnique, Vol. 34, No. 6, 449-489.

* گروه زمین شناسی، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

** دانشکده فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

*** شرکت مهندسی مشاور پی کاو، تهران، ایران

* Department of Geology, Tarbiat Modarres University, Tehran, Iran

** Technical Faculty, Tehran University, Tehran, Iran

*** Pey-Kav Consulting Engineers, Tehran, Iran