

کارفرما محترم

محمد حمزه و یاشار عشایری



آدرس: بندرانزلی، خیابان پاسداران، خیابان ورزش، کوچه افاقیا

کد پروژه: ۰۴۰۱۳۰



گزارش مطالعات ژئوتکنیک (مکانیک خاک) پیش رو پروژه مجتمع مسکونی به مالکیت محمد حمزه و یاشار عشایری به آدرس: بندرانزلی، خیابان پاسداران، خیابان ورزش، کوچه اقا قیا با کد ۰۴۰۱۳۰ که بر اساس دستورالعمل نظام مهندسی، با حفر سه گمانه اکتشافی به عمق های ۳۰ و ۲۵ متری عملیات حفاری و نمونه برداری انجام گرفت.

فهرست مطالب

- ۵ -	فصل اول: کلیات
- ۵ -	۱-۱ مقدمه
- ۶ -	۱-۲ موقعیت جغرافیایی و زمین شناسی منطقه
- ۶ -	۱-۳ زمین ساخت
- ۷ -	۱-۴ پیشینه زمین ساختی منطقه
- ۱۰ -	۱-۵ تکنوتیک منطقه
- ۱۳ -	۱-۶ لرزه خیزی منطقه
- ۱۴ -	فصل دوم: عملیات اکتشافی
- ۱۴ -	۲-۱ کاوش های صحرایی
- ۱۴ -	۲-۲ تراز آب زیرزمینی
- ۱۴ -	۲-۳ آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)
- ۱۷ -	۲-۴ مطالعات آزمایشگاهی
- ۱۹ -	فصل سوم: تجزیه و تحلیل نتایج آزمایشات خاک
- ۱۹ -	۳-۱ مقدمه
- ۱۹ -	۳-۲ توصیف و طبقه بندی خاک
- ۲۰ -	۳-۳ روابط تراکم پذیری
- ۲۱ -	۳-۴ روابط تراکم پذیری
- ۲۵ -	۳-۵ خصوصیات مکانیکی خاک
- ۲۵ -	۳-۶ تعیین خصوصیات شیمی خاک و شیمی آب
- ۲۶ -	۳-۷ تعیین ضریب نفوذ پذیری خاک
- ۲۷ -	فصل چهارم: تعیین پارامتر های طراحی ژئوتکنیکی
- ۲۷ -	۴-۱ انواع شالوده
- ۲۸ -	۴-۲ معیار گسیختگی برشی

- ۳-۴- معیار کنترل نشست - ۳۳ -
- ۴-۷- شمع - ۴۱ -
- فصل پنجم: توصیه های فنی - ۵۷ -
- 5-1-نسبت شتاب مبنای طرح - ۵۷ -
- ۵-۲-طبقه بندی نوع زمین - ۵۷ -
- 3-5-ارزیابی خطر گودبرداری - ۵۹ -
- ۵-۴-نوع شالوده - ۵۴ -
- ۵-۶-عمق یخبندان - ۶۰ -
- ۵-۷-سیستم دفع فاضلاب و آبهای سطحی - ۶۰ -
- ۵-۸-نکات ایمنی: - ۶۰ -
- ۵-۹-کنترل کیفیت مصالح مصرفی - ۶۱ -
- ۶- پیوست - ۶۲ -

فصل اول: کلیات

۱-۱ مقدمه

در این گزارش بر اساس نتایج حاصل از آزمایش های صحرایی و آزمایشگاهی به بررسی وضعیت لایه های خاک، تخمین ظرفیت باربری و میزان نشست پی ها به همراه پیشنهادات فنی لازم پرداخته شده است.

۱-۲ اهداف مطالعه حاضر

هدف از انجام مطالعات ژئوتکنیک در این پروژه:

- تاریخچه و توصیف ساختگاه و محیط اطراف آن.
- توصیف شرایط زمین.
- پلان جانمایی گمانه ها و سایر عوارض مهم و همچنین انطباق گمانه ها با پلان سازه.
- انتخاب مقادیر پارامترهای طراحی ژئوتکنیکی.
- ذکر آیین نامه ها و استانداردهای به کار رفته.
- جدول بندی و ارائه گرافیکی نتایج کار صحرایی و آزمایشگاهی در ارتباط با نیازهای پروژه.
- تعیین عمق سفره آب زیرزمینی و نوسانات فصلی آن.
- توصیف تفصیلی همه سازندها شامل خواص فیزیکی، تراکم پذیری و مشخصات مقاومتی آنها.
- بررسی استعداد روانگرایی و تاثیر آن بر مقدار ظرفیت باربری و نشست.
- ارائه و تشخیص شتاب مبنای طرح و تعیین نوع زمین بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران.
- پیشنهاد و ارائه توصیه های فنی.

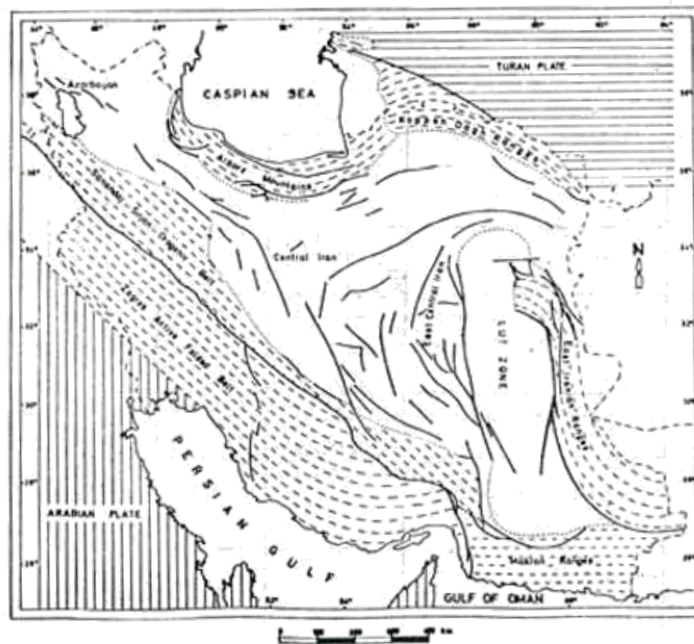
۲-۱ موقعیت جغرافیایی و زمین شناسی منطقه

استان گیلان با مساحت ۱۴۷۰۹ کیلومتر مربع و در مختصات جغرافیایی بین ۳۶ درجه و ۳۶ دقیقه تا ۳۸ درجه و ۲۷ دقیقه پهناي شمالی و ۴۸ درجه و ۲۵ دقیقه تا ۵۰ درجه و ۳۴ دقیقه طول شرقی از نصف النهار گرینویچ قرار دارد چشم انداز شمالی کناره های استان گیلان را دریای کاسپین نیلگون و تا حدودی آرام تشکیل می دهد و چشم انداز جنوبی آن را (جز بخش باختری که بیشتر آن مرتفع و مردابی است)، جنگل های انبوه دامنه های البرز پوشانده است. در فراسوی جنگل ها، قله های سر به فلک کشیده و پوشیده از برف خود نمایی می کنند که زیبایی خاصی به منطقه بخشیده اند. استان گیلان از شمال به دریای خزر؛ از جنوب به استانهای قزوین؛ از شرق به استانهای مازندران و از غرب به استانهای زنجان و اردبیل محدود است. رشت در ۴۹ درجه و ۳۶ دقیقه طول شرقی و ۳۷ درجه و ۱۶ دقیقه عرض شمالی واقع شده و فاصله آن از تهران ۳۰۰ کیلومتر می باشد. همچنین شهر رشت با مساحت ۱۸۰ کیلومتر مربع در زمینی مسطح و هموار به ارتفاع به طور میانگین ۵ متر از سطح آب های آزاد قرار دارد. نظر توپوگرافی، رشت شهری مسطح بوده و می توان گفت که روی یک برآمدگی به درازای ۴ کیلومتر و به پهناي ۲ کیلومتری قرار دارد. ارتفاع قسمتهای مرکزی شهر، میان (۱+) و (۲-) تغییر می کند. خط تراز، در قسمتهای پر جمعیت برابر (۷-) متر است. در قسمت جنوب و جنوب باختری و خاور هم که زمین ها به سوی رودخانه می رود پست تر می شود. بر اساس آمار های منتشر شده از سوی سازمان هوا شناسی، متوسط روز های بارندگی در سال، ۱۳۵ روز اعلام شده. که کمترین میزان بارندگی سالیانه ۸۲۰ میلیمتر بوده و متوسط این میزان ۱۳۱۳/۹ میلیمتر است. معمولاً، ماههای شهریور و مهر پر باران ترین ماههای سال است. ولی این امر ثابت نیست و گاهی هم ماههای فروردین، آبان، دی، بهمن و اسفند دارای بیشترین میزان بارندگی در سال می باشند. دمای شهر یا درجه حرارت، در بعضی مواقع به ۸- درجه رسیده و تا ۳۷ درجه نیز بالا می رود. میزان رطوبت هوا در سحرگاه، بین ۹۰ و ۹۵ درصد است که در ساعت های نیمروز کاهش می یابد و در مواقع شب، دوباره رو به افزایش می گذارد. رطوبت در تابستان به کمترین حد و در زمستان، به بیشترین حد خود می رسد و بیشترین میزان رطوبت در فصول مختلف، ۱۰۰ درصد و کمترین میزان آن تا ۶۰ درصد تغییر می کند. بادهایی که در رشت می وزند بیشتر معتدل هستند و جهت مشخصی ندارند.

۳-۱ زمین ساخت

ناحیه مورد بررسی در رشته کوههای البرز در شمال ایران قرار گرفته است. رشته کوههای البرز از یک ناحیه کمانی شکل باریک با طاق دیس ها و ناودیس ها موازی تشکیل شده که مرز جنوبی تحذب پهناور دریای خزر را تشکیل می دهد. این ناحیه در شمال با بلوک خزر و در جنوب با پهنه ایران مرکزی مواجه است. در بخش غربی این ناحیه محور ساختمانهای زمین شناسی دارای یک روند NW-SE بوده که تقریباً با بخش شمالی کمر بند چین خورده فعال زاگرس موازی است. از سوی دیگر در بخش شرقی منطقه البرز روند محور ساختمانهای زمین شناسی تقریباً NE-SW و به موازات گسل کویر بزرگ (درونه) می باشد.

تاریخ زمین شناسی این ناحیه از سنگ‌های دگرگونی پرکامبرین شروع شده و تا رسوبات کواترنر و عهد حاضر ادامه می‌یابد که جدیدترین رسوبات این منطقه می‌باشد. پی سنگ‌های دگرگونی پرکامبرین از سنگ‌های اینفراکامبرین و سازندهای جواتر توسط یک ناپیوستگی زاویه‌ای جدا می‌گردد. در پالتوزوئیک هیچ گونه تغییراتی در رسوب‌گذاری و مشخصه‌های زمین ساختی که مشخص کننده آغاز این دوره در ناحیه باشد، وجود ندارد و تقریباً در همه جا رسوبات ماسه سنگی قرمز رنگ بر روی رسوبات اینفراکامبرین قرار گرفته است. سازندهای تریاس با ناپیوستگی فرسایشی بر روی رسوبات پرمین قرار می‌گیرند که سکانس پرموتریاس در البرز را تشکیل می‌دهند. حرکات ژواسیک انتهایی و کرتاسه آغازین هیچگونه ناپیوستگی زاویه‌ای را در البرز موجب نشده‌اند، لیکن در کرتاسه انتهایی بخش‌های وسیعی از این ناحیه دستخوش حرکات کوهزایی و یک فاز فرسایشی گردیده بطوریکه رسوبات دوره ترسی یری بطور ناپیوسته بر روی یک سطح فرسایش که در زیر آب رسوبات چین خورده و هوازده پرکامبرین تا کرتاسه، انتهایی قرار دارند، رسوب گذاری شده‌اند. رسوبات کواترنر در این منطقه بیشتر بصورت رسوبات آبرفتی می‌باشند که با یک ناپیوستگی بر روی رسوبات قدیمی‌تر قرار گرفته‌اند.



شکل ۱-۱ واحدهای اصلی لرزه زمینساخت ایران (مانوئل بریریان ۱۹۷۶)

۴-۱ پیشینه زمین ساختی منطقه

پهنه رسوبی ساختاری البرز شامل بلندی‌های شمال صفحه ایران است که به شکل تاقدیسی مرکب، در یک راستای عمومی خاوری - باختری، از آذربایجان تا خراسان امتداد دارد. از نگاه زمین ریخت شناسی، مرز شمالی البرز منطبق بر تپه ماهورهای متشکل از نهشته های ترشیری و دشت ساحلی خزر است. از نگاه زمین ساختی، مرز شمالی البرز محدود به زمیندز تئیس کهن است که از برخورد سنگ کره قاره ای البرز با سنگ کره توران، در تریاس پسین به وجود آمده است. ولی، در بیشتر نقاط، محل زمیندز با ورق های رانده شده از

شمال به جنوب پوشیده شده است. حد جنوبی البرز چندان روشن نیست. گسل تبریز (علوی، ۱۹۹۱)، آنتی البرز (ریویه، ۱۹۴۱) گسل گرمسار (بربریان، ۱۳۷۵)، گسل سمنان (نبوی، ۱۳۵۶) و گسل عطاری (علوی نایینی، ۱۹۷۲)، مرز جنوبی البرز دانسته شده اند. ولی چنین به نظر می رسد که مرز شاخصی در مرز جنوبی البرز وجود نداشته باشد و گذر از پهنه ایران مرکزی به پهنه البرز تدریجی باشد. از نظر کوه نگاری، مرز باختری البرز تا قفقاز کوچک و مرز خاوری آن تا کوه های پاراپا میسوس افغانستان (علوی، ۱۹۹۱) گسترش دارد. فراوانی سنگ های آتشفشانی و آذرآواری ترشیری، در دامنه جنوبی البرز، سبب شده بود تا در نخستین نقشه زمین ساخت اروپا (خاین، ۱۹۷۲)، البرز بخشی از بزرگ ناودیس قفقاز - ترکیه دانسته شود. ولی، وجود سنگ های ماگمایی همسان با آن در دیگر نواحی ایران، و به ویژه با دستیابی به یافته های بیشتری از زمین شناسی ایران، یقین شد که بسیاری از واحدهای سنگ چینه ای البرز و ایران مرکزی، از دیدگاه رخساره و شرایط تشکیل، هماننداند به گونه ای که البرز را می توان چین های حاشیه ای ایران مرکزی دانست که در شکل گیری آن برخورد دو صفحه ایران و توران و پیامدهای آن نقش اساسی داشته اند. همسانی البرز با ایران مرکزی به ویژه در دامنه جنوبی بیشتر است ولی در دامنه شمالی تفاوت هایی دارد (اشتوکلین، ۱۹۶۸).

به ظاهر، سرگذشت ساختاری و چینه ای البرز در همه جا یکسان نیست. به همین رو، جدا از واژه های جغرافیایی: البرز باختری، البرز مرکزی، البرز خاوری، البرز شمالی، البرز جنوبی، از نظر زمین شناسی، از زیرزون هایی همچون ماکو - تبریز، رشت - گرگان، بینالود (نبوی، ۱۳۵۵) و حتی کپه داغ یاد شده است که نیاز به بازنگری دارند. برای نمونه، زون رشت - گرگان که شامل مناطق جنوبی دریای خزر است، در شمال گسل البرز، به گفته بهتر در شمال زمیندرز پوشیده تیسس کهن قرار دارد و از این رو، وابستگی آن به لبه جنوبی ورق توران به مراتب بیشتر است و یا زون بینالود، خویشاوندی زمین شناختی بیشتری با ایران مرکزی دارد تا البرز. مهم تر آنکه، شرایط زمین شناختی حاکم بر کپه داغ با البرز متفاوت است و از این رو، شمول آنها در البرز توجیه علمی قوی ندارد. در این نوشتار با اعتقاد به ضروری نبودن تفکیک البرز از ایران مرکزی، تنها به ویژگی های زمین شناسی اصلی، به ویژه ساختار البرز، بسنده می شود. ولی، تفاوت های ناحیه ای نادیده گرفته نشده و به آنها نیز اشاره می شود

در بسیاری از گزارش های زمین شناسی، کهن ترین سنگ های البرز را دگرگونی های جنوب گرگان (شیست های گرگان) دانسته اند. افزون بر آن، دگرگونی های اسالم - شاندزمن (کلارک و همکاران، ۱۹۷۵) و گاهی نیز سازند بریر (گانسر و هوپر، ۱۹۶۲) واحدهای سنگ چینه ای پرکامبرین البرز انگاشته شده اند. ولی، امروزه یقین شده است که این دگرگونی ها، بیشتر سنگ های پالئوزویک و یا مزوزویک هستند که در اثر زمین ساخت برخوردی تریاس پسین (رویداد سیمیرین پیشین) و یا به طور همبری دگرگون شده اند. یافته های دیرینه شناختی امروز البرز، گویای آن است که کهن ترین سنگ های رخنمون شده البرز، سازند کهر است که حاوی آکریتارک های نوپروتروزویک پسین است. علوی (۱۹۹۱)، با تکیه بر سنگ رخساره ها به ویژه نقش زمین ساخت بر حوضه رسوبی البرز، همه سنگ های البرز را به چند واحد زمین ساختی - چینه نگاشتی بزرگ و به شرح زیر تقسیم می کند:

۱) توالی سکوی پرکامبرین پسین - اردویسین،

۲) سنگ های ماگمایی (درونی و بیرونی) اردویسین میانی - دونین،

۳) توالی فلات قاره دونین - تریاس میانی

۴) نهشته های پیش خشکی تریاس بالایی - ژوراسیک میانی،

۵) توالی فلات قاره ژوراسیک میانی - کرتاسه، با دو رخساره ناهمسان در البرز جنوبی و شمالی.

۶) مجموعه ماگمایی البرز به سن سنوزوییک، با ترکیب شیمیایی کلسیمی قلیایی در البرز غربی - مرکزی و قلیایی در البرز شرقی.

۷) رسوبات همزمان با کوهزایی سنوزوییک، با دو رخساره ناهمسان در البرز جنوبی و شمالی،

گفتنی است هر یک از واحدهای یاد شده در بالا شامل چند یا چندین سازند است که همگی در شرایط زمین ساختی خاص، با شرایط رسوبی - زمین ساختی مشابه، انباشته شده اند.

- در حد فاصل پرکامبرین پسین تا اردوئین، پوسته قاره ای البرز جایگاه تکاملی دریای برقاره ای کم عمق بوده است.

- بنا به گزارش اشتامفلی (۱۹۷۸)، بربریان و کینگ (۱۹۸۱)، سنگ های ماگمایی اردوئین - دونین معرف یک مرحله باززدگی و جدایش سکوی پرکامبرین پسین - پالئوزوییک پیشین البرز اند.

- در تریاس پسین، سنگ کره قاره ای البرز و ورق توران برخورد کرده و در اثر این برخورد، ضمن پایان گرفتن حیات فلات قاره، پدیده های فراخاست، دگرگونی، جایگیری توده های گرانیتوئیدی انجام و حوضه های رسوبی پیش خشکی تریاس پسین - ژوراسیک میانی شکل گرفته اند.

- بررسی دیرینه جغرافیای البرز نشان می دهد که رسوبات پالئوزوییک دامنه شمالی سبترتراند و در پاره ای نقاط همچون آمل، کندوان ناپیوستگی رسوبی میان سنگ های پرمین و تریاس در کمترین اندازه است. در ضمن، سبترای رسوبات زغالدار تریاس بالا - ژوراسیک میانی در دامنه شمالی، چندین برابر دامنه جنوبی است و یا سنگ های کرتاسه بالایی حجم قابل توجهی سنگ های آتشفشانی دارند. این نکته ها نشان می دهند که در زمان های پالئوزوییک - مزوزوییک حوضه رسوبی دامنه شمالی البرز عمیق تر از دامنه جنوبی بوده است در حالی که از سنوزوییک به بعد شرایط دیرینه جغرافیا تغییر عمده کرده و در حالی که در دامنه شمالی گسلش راندگی و فراخاست روی داده، در دامنه جنوبی البرز، دریای پسرونده، کم ژرفا و در حال فرونشستی وجود داشته است که در آن چند هزار متر انباشته های آذرآواری - تخریبی همزمان با کوهزایی بر جای نهاده شده است.

خرد قاره ایران مرکزی بخشی از ایران میانی است که با زمیندرزهای افیولیتی سیستان، نائین، بافت، گسل دورونه و افیولیت های کاشمر - سبزوار احاطه شده و توسط گسل های طولی که به سمت باختر خمیدگی دارند و از نوع امتداد لغز راستگرد اند، قابل تقسیم به بلوک لوت، فرازمین شتری، فرونشست طبس، فرازمین کلمرد، بلوک پشت بادام، فرو افتادگی بیاضه - بردسیر و بلوک یزد است.

۵-۱ تکنوتیک منطقه

سرزمین ایران به عنوان بخشی از زون فعال زمین ساختی آلپ هیمالیا، و لرزه زمین ساختی ویژگی خاص دارد. شواهد گوناگون، نشانگر تغییر و تحول ژئودینامیکی کنونی پوسته ایران و عدم تعادل آن است در یک نگاه کلی از شمال به جنوب می توان سه صفحه بزرگ را در ایران شناسایی کرد (آقابات، ۱۳۸۳).

گستره مورد مطالعه در ناحیه البرز مرکزی واقع شده است که راستای عمومی گسله های بزرگ آن به استثنای بعضی از گسله های فرعی شمال غربی - جنوب شرقی است که از دیرباز فعال بوده و در مراحل مختلف تغییر شکل رشته کوه فعالیت تازه ای یافته اند. آنگونه که بعضی از گسله ها در گذشته توأم با وقوع زلزله های مخرب در این منطقه بوده اند. در ناحیه مورد مطالعه محور چینا و جهت امتداد گسله ها تقریباً در یک امتداد هستند و ممکن است در بعضی نقاط زاویه اندکی با یکدیگر می سازند. مجموعاً مطالعات زمین شناسی ساختمانی در البرز نشان می دهد که این ناحیه سبک ساختمانی چین خورده رانده شده دارد، و شدت دگرشکلی از جنوب به شمال کاهش می یابد. از ویژگیهای دیگر چینهای البرز خمیدگی محور آنها و دو مرتبه چین خوردگی آنها می باشد.

عناصر ساختاری مورد بررسی شامل چین ها، گسل ها و درزه ها می باشند. به جز این عناصر ساختاری، منطقه ها و ساختهای حاصل از نفوذ توده های آذرین در منطقه مورد مطالعه دیده می شوند. این عناصر ساختاری سبب پدید آمدن شبکه آبراهه ای منطقه شده و وضعیت دره ها و مرفولوژی منطقه را تحت تأثیر قرار داده اند.

چین ها یکی از عناصر مهم ساختاری منطقه است که طی فرایند فشردگی، برش خوردگی و یا فرآیندهای ترکیبی به وجود آمده اند. از اختصاصات عمومی غالب چین های منطقه هم روند بودن آنها با روند کلی ساختاری البرز و گسله های اصلی است. گسل خوردگی و راندگی بخش هایی از آنها بر روی بخش های دیگر چین ها، سبب خوابیده شدن محور چین ها، فشردگی نامتقارن و غیر سیلندری و مخروطی آنها می باشد.

در بحث چینه شناسی به ویژه مراحل زمین ساخت ناهمواریهای گیلان به ایجاد گسله های متعدد منطقه ای یا ناحیه ای اشاره شده است این گسله ها در زمانهای متفاوت ایجاد شده و به احتمال زیاد، در اثنای هر حرکت علاوه بر ایجاد گسله های جدید متناسب با کیفیت نیرو و چگونگی مقاومت سنگها در برابر آن گسله های قدیمی تر نیز فعال می شده اند اصولاً استان گیلان که در قلمرو چین خوردگیهای آلپ - هیمالیا قرار دارد جزء قلمروهای ناپایدار کره زمین محسوب میشود و پوسته جامد در حوضه این سیستم به تعادل قطعی دست نیافته است. مهمترین گسله های استان گیلان شامل: گسل البرز، گسل آستارا، گسل سفیدرود، گسل قزلاوزن، گسله های میانی البرز غربی و تالش جنوبی و سرانجام گسله های بغروداغ میباشد. علاوه بر این گسله های مهم، صدها گسل فرعی و محلی دیگر، در جهات متفاوت و با ابعاد مختلف، گاهی موازی با گسله های مهم و زمانی به صورت رابط آنها، کوهستانها را در هم شکسته اند. در ادامه به بررسی گسل های مهم و فعال منطقه خواهیم پرداخت.

– گسل آستارا (تالش)

گسل ترادیس آستارا، یکی از گسل‌های شمالی- جنوبی ایران است که در طول ۱۴۰۰ کیلومتر از ناحیه آستارا تا قفقاز کشیده شده است. درباره این گسل دانسته‌های زیادی در دست نیست ولی بدون شک در ریخت شناسی ناحیه نقش بزرگی داشته و فروافتادگی دریای خزر در خاور آن بسیار آشکار است. ریخت‌شناسی ناحیه، اشاره به عملکرد یک گسل معکوس با افت خیلی زیاد بین ارتفاعات تالش و دریای خزر دارد به طوری که، نهشته‌های پالئوزویک را در کنار نهشته‌های جوان قرار می‌دهد. سازوکار ژرفی این گسل، نشانگر شیب بسیار ملایم صفحه گسل به سوی جنوب باختر است. این گسل توان لرزه‌ای دارد و در زمین‌لرزه‌های ۱۹۷۸ و ۱۹۵۳ قفقاز، سازوکار فشاری داشته است.

– گسل البرز

این گسل در دامنه شمالی البرز، در طول ۵۵۰ کیلومتر، از لاهیجان تا جنوب گنبد کاووس ادامه دارد. روند عمومی آن کم و بیش خاوری- باختری است ولی، به دلیل خمش به سمت جنوب، بخش میانی آن، سیمایی کمانی دارد. اگرچه در بیشتر گزارش‌ها (نبوی، ۱۳۵۵، بربریان، ۱۹۸۳) شیب گسل البرز به سمت جنوب دانسته شده است ولی در نقشه زمین‌ساخت خاورمیانه (علوی، ۱۹۹۱) گسل البرز نوعی راندگی با شیب به سمت شمال است. در باختر لاهیجان، گسل چپگردی به نام گسل سفیدرود با روند شمال خاوری- جنوب باختری این گسل را جابه‌جا کرده است. گسل البرز جدا کننده البرز از حوضه ترشیری حاشیه جنوبی خزر است و این احتمال وجود دارد که این گسل نشانگر محل تقریبی زمیندرز تتیس کهن باشد. گسل البرز در ریخت زمین‌ساخت منطقه اثرگذار است. یاسینی (۱۹۷۰)، اختلاف ارتفاع رأس واحدهای قاره‌ای پلیوسن در دو سوی گسل البرز را حدود ۱۰۰۰ تا ۱۵۰۰ متر میدانند. ولی بربریان (۱۹۸۳)، به جابه‌جایی حدود ۳۰۰۰ متر طی ۲ میلیون سال اعتقاد دارد. موسوی روحبخش (۱۳۸۰)، با توجه به حفاری نفتی در دو طرف گسل البرز، این اختلاف ارتفاع را بین ۱۹۰۰ متر در خاور تا ۲۳۰۰ متر در باختر میدانند. بلوک شمالی این گسل، در بیشتر زمان‌ها حرکت رو به پایین داشته است. شاید نخستین حرکت رو به پایین در زمان میوسن بوده که در نتیجه آن رخساره‌های دریایی میوسن (رخساره خزر) در شمال این گسل نهشته شده‌اند. ولی آغاز فرونشینی ممکن است به زمان ژوراسیک برسد. در حال حاضر گسل البرز به شدت فعال به نظر می‌رسد و احتمال دارد بسیاری از زمین لرزه‌های گیلان و مازندران نتیجه جابه‌جایی در طول این گسل باشد.

– گسله فشاری شمال قزوین

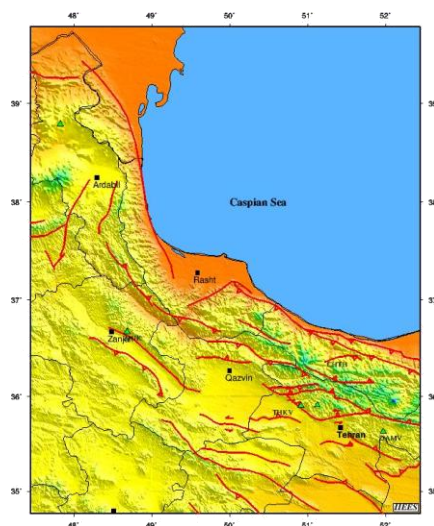
گسله شمال قزوین گسله‌ای است با راستای خاوری- باختری و در ازای بیش از ۶۰ کیلومتر که به فاصله کمی از شمال شهر قزوین می‌گذرد. گسله شمال قزوین نیز همانند راندگی شمال تهران می‌باشد. (بربریان و همکاران ۱۳۶۴) خم همتراز ۱۵۰۰ متر را دنبال می‌کند. اختلاف فرازای ناگهانی میان شهر قزوین (با میانگین فرازای ۱۲۵۰ متر بالای رویه آزاد دریاها) و نزدیکترین چکاد به آن در فاصله ۳۰ کیلومتری شمال خاوری قزوین (چکاد، قزل‌قلعه سی با بلندی ۲۷۰۰ متر) یکی از بارزترین ویژگی‌های توپوگرافی گستره قزوین است که نتیجه جنبش‌های شاغولی در درازای گسله شمال قزوین است. این گسله در بیشتر درازای خود مرز میان سنگ‌های آتشفشانی –

آذرآواری سازند کرج (در شمال) و رسوبات آبرفتی کواترنر (در جنوب) را تشکیل داده است. در بیشتر برش های زمین شناسی گسله شمال قزوین در کوهپایه قزوین، دیده می شود که رسوبات آبرفتی کم و بیش افقی و یا با شیب کم با نزدیک شدن به خط گسله و به سبب کارکرد گسله شمال قزوین ناگهان تغییر شیب یافته و گاه به صورت شاغولی درآمدہ اند.

راندگی جوان شمال قزوین گسله ای است لرزه زا ولی به سبب کمی داده ها، سرگذشت لرزه خیزی آن به دقت روشن نشده است. امکان دارد زمین لرزه ی ۱۰ دسامبر ۱۱۱۹ میلادی قزوین با بزرگی $M_s=6/5$ و شدت $Io=VIII$ به سبب جنبش گسله شمال قزوین اتفاق افتاده باشد.

- راندگی قزل اوزن (منجیل)

راندگی قزل اوزن (منجیل) گسله ای است با راستای خمدار عمومی شمال باختری-جنوب خاوری که در بخش شمالی رودخانه قزل اوزن و بین کوه و دره قزل اوزن قرار داشته و از زیرسد سفیدرود منجیل می گذرد. در ازای گسله قزل اوزن ۶۵ کیلومتر است. شیب گسله به سمت شمال و شمال خاوری است و در راستای آن سنگهای سازند ائوسن کرج (در شمال و شمال خاوری) بر روی مارن های نئوژن سازند قرمز بالایی و آبرفت های کواترنر پهنه ی منجیل و سفیدرود رانده شده است. در درازای این گسله چشمه های گوناگونی نیز به سطح زمین رسیده اند که پیرامون آنها رستنی های فراوانی روییده است. در باختر سد سفیدرود، راندگی سازند ائوسن کرج بر روی مارن های نئوژن که به شکل سفره رورانده درآمدہ، به روشنی دیده می شود (بربریان و قریشی ۱۳۶۳). کانون مهلرزه ای در زمین لرزه ی دوم اوت ۱۹۶۸ میلادی سد سفید رود (منجیل) و ۲۲ ژوئیه ۱۹۸۳ میلادی چرزه ی طارم در نزدیکی یاروی گسله ی قزل اوزن قرار می گیرند و می تواند گویای لرزه خیزی و فعال بودن این گسله باشد.



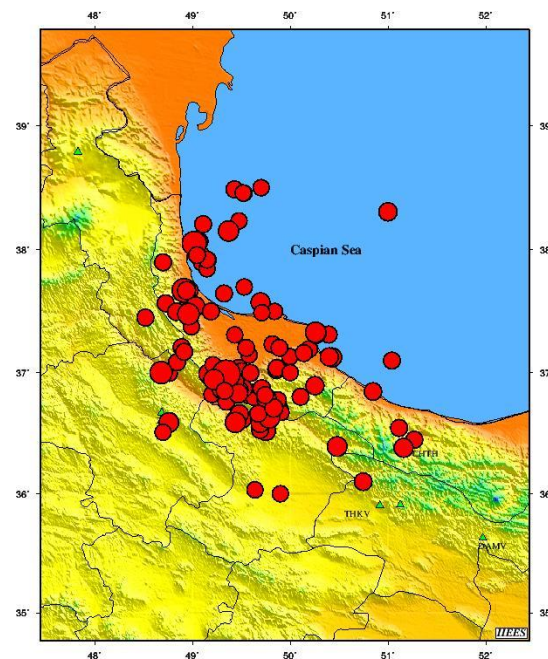
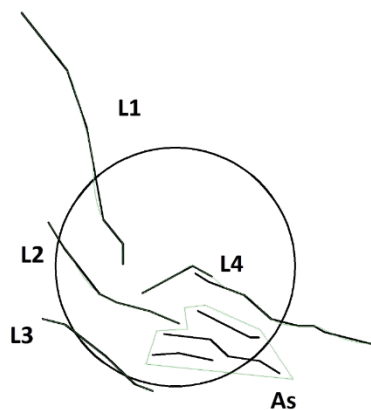
شکل ۱- نقشه گسل ها تا شعاع ۱۵۰ کیلومتری موقعیت پروژه

۶-۱ لرزه خیزی منطقه

در این مرحله نیاز به تاریخچه‌ای از رخداد‌های اخیر در محدوده سایت مورد نظر می‌باشد. بنابراین زلزله‌های با بزرگای بیشتر از ۴ در فاصله ۱۵۰ کیلومتری از سال ۱۹۰۰ میلادی در نظر گرفته شده‌اند. از سایت پژوهشگاه بین‌المللی مهندسی زلزله و زلزله‌شناسی جهت استخراج زلزله‌های روی داده در محدوده مشخص شده استفاده شده است.

۱-۸-۱- زمین لرزه‌های تاریخی منطقه

تعداد بزرگای مورد استفاده در این پروژه که بزرگای آن بزرگتر از ۴/۵ می‌باشد البته بعد از حذف پس لرزه و پیش لرزه از داده‌ها که از سایت پژوهشگاه استخراج شده و از سال ۱۹۰۰ تا ۲۰۱۸ می‌باشد.



شکل ۱-۳- چشمه‌های لرزه‌زای منطقه

فصل دوم : عملیات اکتشافی

عملیات اکتشافی پروژه شامل دو بخش کاوش های صحرایی و مطالعات آزمایشگاهی است که در بخش های ذیل تشریح می گردد.

۱-۲ کاوش های صحرایی

پس از بازدید از محل پروژه و با توجه به نوع سازه و ارتفاع آن، گمانه ماشینی به عمق زیر حفاری شده است.

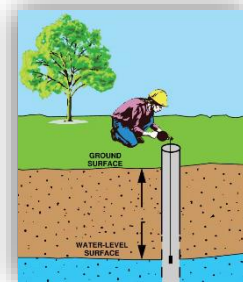
جدول ۱-۲- موقعیت گمانه در محل احداث پروژه



عمق	شماره گمانه
30	BH-01
25	BH-02

۲-۲ تراز آب زیرزمینی

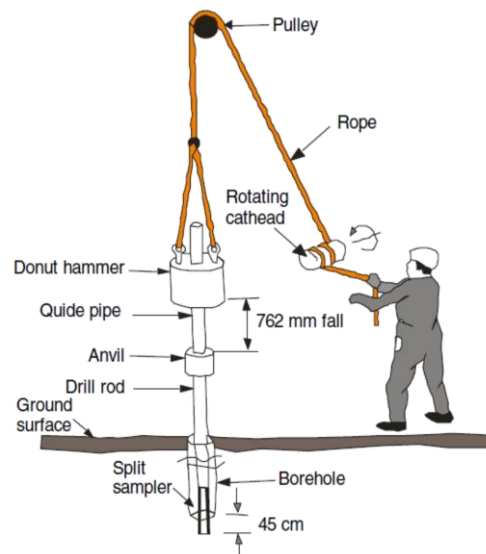
بر اساس مشاهدات و بررسی به عمل آمده، تراز آب زیرزمینی در زمان حفاری و انجام مطالعات صحرایی در عمق 1 متری مشاهده شد.



۳-۲ آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)

مهمترین دلایل استفاده از این آزمایش، سهولت انجام، هزینه کم، رایج بودن در کشورهای مختلف، سادگی تجهیزات آزمون و ارتباط گسترده پارامترهای ژئوتکنیکی با مقاومت نفوذ است. از این آزمایش می توان جهت تخمین پارامترهایی مثل وزن مخصوص (γ)، تراکم نسبی (D_r)، زاویه اصطحاک (ϕ)، مقاومت فشاری زهکشی نشده (q_u)، ظرفیت باربری پی (q) مدول تنش - کرنش (E_s)، استفاده کرد. روش انجام آزمایش به صورت مختصر بدین شرح است:

نمونه گیر SPT توسط سقوط آزاد چکشی به وزن ۶۳/۵ Kg از ارتفاع ۷۶ cm تا عمق ۴۵ cm در خاک کف گمانه کوبیده می شود و تعداد ضربات به ازای هر ۱۵ cm ثبت می شود. از مجموع شمارش ضربات در دو فاصله ۱۵ cm پایانی به عنوان عدد نفوذ N استفاده می شود. عدد SPT با توجه به اثر سربار، انرژی وارده، طول میله، روش نمونه گیری و قطر گمانه اصلاح می شود.



شکل ۱-۲- نمونه شماتیک از انجام آزمایش نفوذ استاندارد

به منظور همسان نمودن شیوه های استفاده از نتایج آزمون SPT برخی از محققین ضرائب اصلاح و اصلاحاتی برای نتایج آزمون نفوذ استاندارد معرفی کرده اند. در واقع این اصلاحات تا حدودی از تاثیرات برخی از نواقص عمده آزمون نفوذ استاندارد کاسته و متغیرهای موثر در نتیجه آزمون را کمتر می نماید.

از مهم ترین عوامل تاثیرگذار بر روی نتایج SPT انرژی ضربه ی وارد شده به میله، تنش سربار، طول میله، قطر گمانه و شیوه ی نمونه گیری می باشد. رابطه ی اصلاح SPT در ازای عوامل ذکر شده به صورت زیر است:

$$(N_1)_{60} = N_m \times C_N \times C_R \times C_S \times C_B \times C_E$$

که در آن:

N_m : مقاومت نفوذ استاندارد اندازه گیری شده

C_N : ضریب اصلاح سربار.

C_E : ضریب اصلاح برای نسبت انرژی چکش (ER)

C_B : ضریب تصحیح برای قطر گمانه

C_R : ضریب تصحیح برای طول میله

C_S : ضریب اصلاح روش نمونه گیری.

جدول ۲-۲- جدول اصلاحات عدد نفوذ استاندارد (Robertson and Wride, 1998)

اصلاح	عبارت	مشخصه متغیر دستگاه	ضریب
$CN=(Pa/6'v)^{0.5}$, $CN \leq 1/7$	CN	—	فشار سربار
0.5-1	CE	چکش دونات	نسبت انرژی
0.7-1.2		چکش ایمنی	
0.8-1.3		چکش دونات اتوماتیک	
1	CB	۶۵ تا ۱۱۵ میلی متر	قطر گمانه
1/05		۱۵۰ میلی متر	
1/15		۲۰۰ میلی متر	
0/75	CR	کمتر از ۳ متر	طول میله
0/8		۳ تا ۴ متر	
0/85		۴ تا ۶ متر	
0/95		۶ تا ۱۰ متر	
1		۱۰ تا ۳۰ متر	
1	CS	نمونه گیر استاندارد	روش نمونه گیری
1.1-1.3		نمونه گیر فاقد پوشش داخلی	

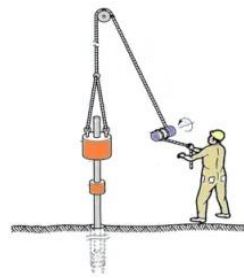
جدول ۳-۲- جدول شماره طبقه بندی خاک بر اساس عدد SPT در خاکهای ریز دانه سیلت و رس

عدد حاصل از آزمایش SPT	۰-۲	۲-۵	۵-۱۰	۱۰-۲۰	۲۰-۳۰	بالتر از ۳۰
میزان تراکم خاک	بسیار سست	نرم	سفتی متوسط	سفت	خیلی سفت	سخت

جدول ۳-۳- جدول طبقه بندی خاک بر اساس عدد SPT در خاکهای ماسه ای و شن

عدد حاصل از آزمایش SPT	۰-۴	۵-۹	۱۰-۱۹	۲۰-۲۹	۳۰-۳۹	۴۰-۴۹	بالتر از ۵۰
میزان تراکم خاک	فوق العاده سست	بسیار سست	سست	متوسط	متراکم	خیلی متراکم	کاملاً متراکم

BH1			
Depth	Nspt		
3	3	4	4
6	13	15	12
12	10	12	15
15	10	8	13
25	12	14	13
30	12	13	15



BH2			
Depth	Nspt		
3	6	8	10
6	11	12	14
9	9	12	14
12	10	11	15
15	12	12	15
20	13	11	14
25	14	13	15

شکل ۲-۳- آزمایش نفوذ استاندارد انجام شده در محل

۴-۲ مطالعات آزمایشگاهی

مشخصات و مواد تشکیل دهنده اصلی خاک یا سنگ باید قبل از تفسیر نتایج سایر آزمایش ها مشخص شوند. مصالح باید بررسی نظری شده و براساس یک سیستم یکنواخت شناخته شده شناسایی و نامگذاری شود. در این بررسی خواص زیر باید مورد توجه قرار داده شود:

- خواص شیمیایی مانند: میزان کلر، سولفات و کربنات و ...
- خواص فیزیکی مانند: اندازه دانه ها، حدود اتربرگ، وزن مخصوص و ...
- خواص مکانیکی مانند: پارامترهای مقاومتی نظیر زاویه اصطکاک داخلی، چسبندگی و ...
- پارامترهای تغییر شکلی مانند: مدول های ارتجاعی و ضرایب تحکیم و

با استفاده از استانداردهای زیر بر روی نمونه های اخذ شده آزمایشات آزمایشگاهی مورد استفاده بدین شرح می باشند:

- آزمایشات دانه بندی و هیدرومتری: با استاندارد ASTM D 422
- آزمایش تعیین حدود اتربرگ: با استاندارد ASTM D4318 D-424-D 423
- طبقه بندی یونیفاید خاک: با استاندارد ASTM D 2487
- آزمایش تعیین مقاومت تک محوری: با استاندارد ASTM-D 2166
- آزمایش تحکیم: با استاندارد ASTM D 2435
- آزمایش برش مستقیم: با استاندارد ASTM D3080-2080

- آزمایش تعیین دانسیته و درصد رطوبت: با استاندارد ASTM D 2216
- آزمایش تعیین وزن مخصوص دانه های خاک با استاندارد (GS): ASTM D 854
- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (SPT) : ASTM D 1586
- آزمایش تعیین PH خاک : ASTM D 4972
- آزمایش سه محوری UU : ASTM D 2850
- آزمایش سه محوری CU : ASTM D 4767
- آزمایش تعیین مقاومت نسبی آزمایشگاهی خاک متراکم شده (CBR) ASTM D1883

فصل سوم: تجزیه و تحلیل نتایج آزمایشات خاک

۱-۳ مقدمه

بر طبق مطالعات انجام شده بر لایه‌های مختلف خاک، شناسایی و مشخصات فیزیکی و مکانیکی آنها به دست آمده است. جهت انجام محاسبات فنی باید با توجه به علم احتمالات و تجربه مهندسی در رشته مکانیک خاک از بین نتایج مختلف برای هر لایه خاک عدد قاطعی را انتخاب نموده و لایه مربوطه را به طور همگن در نظر گرفت. ضمناً تعداد لایه‌های خاک را تا حد امکان به طور ایده‌آل شده کم نمود تا امکان محاسبات ظرفیت باربری به کمک معادله تعیین ظرفیت باربری به وجود آید. در این فصل به توصیف و طبقه‌بندی خاک، ارائه خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک و بررسی خصوصیات شیمیایی خاک و آب در محل پروژه مورد مطالعه می‌پردازیم.

۲-۳ توصیف و طبقه بندی خاک

نتایج حاصل از آزمایش دانه بندی در محل پروژه نشان داد از بستر زمین در محل تا عمق مورد کاوش با توجه به نتایج آزمایش دانه بندی در جدول ۱-۳ آمده است. اطلاعات کامل تر در پیوست ارائه می گردد.

جدول ۱-۳ - جدول مشاهدات در محل حین حفاری گمانه

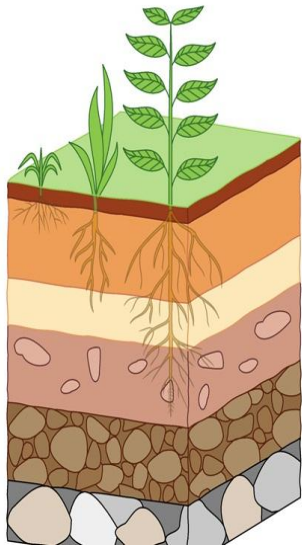
گمانه اول

توصیف ظاهری خاک منطقه

عمق

(متر)

خاک دستی	0.00-0.40
ماسه دارای مقداری ریزدانه به رنگ خاکستری تیره	0.40-2.00
ماسه به همراه سیلت به رنگ خاکستری تیره	2.00-6.00
ماسه به رنگ خاکستری رگه دار	6.00-9.00
ماسه به همراه رس به رنگ خاکستری تیره	9.00-12.00
ماسه به همراه رس به رنگ قهوه ای	12.00-18.00
ماسه به همراه کمی رس به رنگ قهوه ای تیره	18.00-30.00



گمانه دوم

توصیف ظاهری خاک منطقه

عمق

(متر)

خاک دستی	0.00-0.40
ماسه دارای مقداری رس به رنگ خاکستری تیره	0.40-3.00
ماسه به رنگ خاکستری رگه دار	3.00-9.00
ماسه به همراه رس به رنگ خاکستری تیره	9.00-12.00
ماسه به همراه رس به رنگ قهوه ای	12.00-20.00
ماسه به همراه کمی رس به رنگ قهوه ای تیره	20.00-25.00

روابط تراکم پذیری

۳-۳

تراکم نسبی درجای ماسه ها عمدتاً از طریق عدد نفوذ استاندارد (N_{spt}) تخمین زده می شود. بر اساس رابطه بین عدد نفوذ استاندارد و

قوام در جدول ۳-۲ نشان داده شده است.

شکل جدول ۳-۲- تراکم نسبی در خاک های غیرچسبنده

قوام	عدد SPT اصلاح شده
خیلی شل	<4
شل	4-10
تراکم متوسط	10-30
متراکم	30-50
خیلی متراکم	>50
سیمانی	>50

۳-۳-۲- قوام خاک های ریزدانه

همانند همبستگی بین قوام خاک های ریزدانه از روابط همبستگی به آزمایش های برجا مرتبط شده اند. بر اساس جدول ۳-۳ مقادیر همبستگی بین قوام و مقادیر عدد نفوذ استاندارد توسط Look در سال ۲۰۰۷ ارائه گردیده است.

جدول ۳-۳- قوام در خاک های ریزدانه (Look, 2007)

مقدار SPT/اصلاح نشده	قوام
<2	بسیار نرم
2-4	نرم
4-8	محکم
8-15	سفت
15-30	بسیار سفت
>30	سخت

۳-۴- روابط تراکم پذیری

تراکم خاک در پاسخ به بارگذاری را می توان به دو دسته تقسیم نمود: نشست ارتجاعی و نشست وابسته به زمان. نشست های ارتجاعی، آنی و برگشت پذیر و از طریق نظریه ارتجاعی خطی محاسبه می شوند. نشست های وابسته به زمان هم در خاک های دانه ای و هم در خاک های چسبنده رخ می دهد، گرچه زمان واکنش خاک های دانه ای معمولاً کوتاه است. علاوه بر وابسته به زمان بودن، واکنش خاک در برابر بارگذاری های غیرخطی و تغییر شکل ها تنها به صورت جزئی قابل برگشت هستند. دو نوع نشست وابسته به زمان شناسایی شده اند: تحکیم اولیه در اثر خروج آب منفذی تحت فشار از داخل منافذ خاک در حین بارگذاری ایجاد می شود. تراکم ثانویه اساساً پس از اینکه تمام فشار منفذی اضافی مستهلک شد (پس از اتمام تحکیم اولیه) رخ می دهد. هرچند مکانیزم های مرتبط به تراکم ثانویه به طور کامل درک نشده است. تخمین تراکم پذیری خاک های دانه ای دشوارتر بوده و عمدتاً دلیل اصلی آن تهیه نمونه های دستخورده جهت آزمایش است. در خاک های دانه ای، تراکم یا نشست معمولاً توسط روش های غیرمستقیم تخمین زده می شود.

۱-۳-۴- پارامترهای الاستیک

مدول تنش-کرنش (ارتجاعی) را می توان از طریق شیب (تانژانت یا سکانت) منحنی های تنش-کرنش بدست آمده از آزمون های سه محوری بدست آورد. مقادیر معمول مدول ارتجاعی سکانت E_s و نسبت پواسون ν برای خاک های مختلف در جدول ۳-۴ ارائه شده است. هر دو مقدار E_s و ν به شدت وابسته به روش آزمایش میزان محصور شدگی (محصورشده، محصور نشده، زهکشی نشده، زهکشی شده) نسبت پیش تحکیمی، درصد رطوبت، آهنگ کرنش و دستخوردگی نمونه وابسته است. بنابراین قضاوت مهندسی برای بدست آوردن مقادیر قابل اعتماد جهت طراحی مورد نیاز خواهد بود. تعدادی از همبستگی ها بین مدول ارتجاعی و مقادیر عدد نفوذ استاندارد و همبستگی با مقاومت برشی زهکشی نشده در جداول ۳-۴ تا ۳-۶ آورده شده است. که پارامترهای طراحی بر اساس جدول ۳-۴ انتخاب گردید.

جدول ۳-۴- بازه های مدول ارتجاعی و نسبت پواسون در خاک های مختلف (Look, 2007)

مدول الاستیک، E (Mpa)			قوام خاک	نوع خاک	
بلند مدت		کوتاه مدت			
	25-50 50-100 100-200		سست متوسط متراکم	Gravel	شن
	<5 3-10 8-30 25-50 40-100		بسیار شل شل نیمه متراکم متراکم بسیار متراکم	Medium to coarse sand	ماسه متوسط تا درشت
	5-10 10-25 25-30		شل متوسط متراکم	Fine Sand	ماسه ریز
<8 8-15 >15		<10 10-25 >20	نرم سفت سخت	Silt	سیلت
<2 1-5 4-8 7-20 15-35 30-60		<3 2-7 5-12 10-25 20-50 40-80	بسیار نرم نرم متوسط سفت بسیار سفت سخت	Clay	رس

جدول ۳-۵- تخمین مدول ارتجاعی از طریق عدد نفوذ استاندارد (AASHTO, 1995)

خاک	مدول الاستیسیته E_s (Mpa)
سیلت ها، سیلت های ماسه ای، مخلوط ها کمی چسبیده	$0.4 N_1$
ماسه تمیز ریز تا متوسط و ماسه های اندکی سیلانی	$0.7 N_1$
ماسه های درشت و ماسه های دارای کمی شن	N_1
شن ماسه ای و شن ها	$1.17 N_1$

- $N_1 = N$ تصحیح شده نسبت به عمق (شکل ۹-۲)
- برای ماسه های ریز اشباع و سیلت ها، مقدار N همچنین باید برای اثرات فشار منفذی هم تصحیح شود.

جدول ۳-۶- تخمین مدول ارتجاعی از طریق مقاومت برشی زهکشی نشده (AASHTO, 1995)

خاک	مدول الاستیسیته E_s (Mpa)
رس نرم حساس	$400c_u - 1000c_u$
رس متوسط تا سفت	$1500c_u - 2400c_u$
رس خیلی سفت	$3000c_u - 4000c_u$

۲-۴-۳- پارامترهای تحکیمی

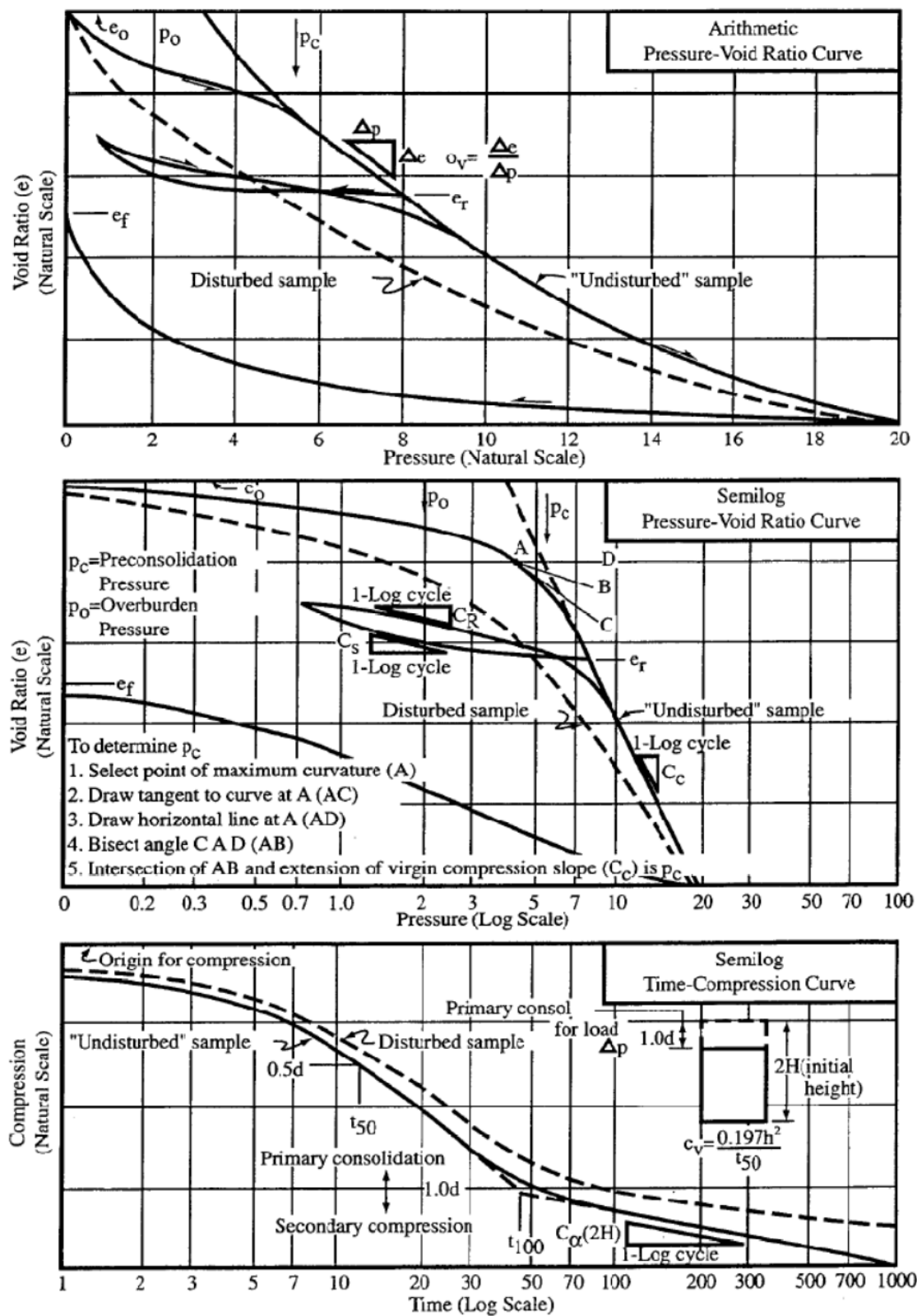
تراکم پذیری وابسته به زمان خاک های ریزدانه معمولاً با استفاده از آزمایش های تحکیم اندازه گیری می شود. نتایج را می توان به طرق مختلفی ارائه نمود. تعدادی از روش های معمول نتایج تحکیم و پارامترهای مختلف مورد استفاده برای توصیف نتایج آزمایش تحکیم در شکل ۱-۳ نشان داده شده است. چهار متغیر اصلی مورد استفاده برای تخمین نشست تحکیمی عبارتند از:

- شاخص فشردگی C_c یا نسبت فشردگی CR

- شاخص فشردگی مجدد یا شاخص تورم C_r یا نسبت تورم RR

- ضریب تحکیم (قائم) C_v

- ضریب تحکیم ثانویه C_α



شکل ۳-۱- پارامترهای تحکیمی خاک

۳-۵- خصوصیات مکانیکی خاک

در این بخش با توجه به آزمایش های انجام شده، روابط تجربی ارائه شده در بالا و دید مهندسی، پارامترهای مورد استفاده برای تعیین ظرفیت باربری به شرح ذیل تخمین زده می شود. پارامتر ضریب ارتجاعی بستر بر اساس اعداد نفوذ استاندارد و برای خاک رسی از رابطه WEB و در خاک ماسه ای از AASHTO انتخاب گردیده است.

BH-01			
1	0.12	39	0.3
2	0.05	41.2	0.3
3	0.1	41.2	0.3
4	0.12	40.3	0.3
5	0.11	42.1	0.3
6	0.1	35.1	0.3
BH-02			
1	0.12	39	0.3
2	0.05	41.2	0.3
3	0.1	41.2	0.3
4	0.12	40.3	0.3
5	0.14	40.5	0.3
6	0.09	41.7	0.3

۳-۶- تعیین خصوصیات شیمی خاک و شیمی آب

به علت نفوذ یون سولفات موجود در آب یا خاک مجاور بتن، مواد منبسط شونده در بتن ایجاد می شوند که با گذشت زمان باعث فروپاشی سطح بتن شده و خرابی به مرور زمان به صورت پیشرونده به داخل بتن گسترش میابد. به همین دلیل یون سولفات موجود در آب یا خاک باید بررسی شود.

اگر بنا به دلایلی لایه محافظ خوردگی بتن در روی میلگردهای مدفون در آن از بین روند با حضور اکسیژن و آب، خوردگی در فولاد به صورت پیشرونده ادامه یافته و با افزایش حجم محصولات زنگ آهن در اطراف میلگردها، تنش داخلی در بتن موجب ترک خوردن آن می شود. علل آغاز خوردگی نفوذ یون کلرید و یا گاز دی اکسید کربن به داخل بتن است.

جدول ۳-۵- خصوصیات شیمیایی خاک پروژه

نتیجه	واحد	علامت اختصاری	خصوصیت شیمیایی	
6.8	-	PH	اسیدیته	شیمی خاک
0.023	Percent	CL-	یون کلر	
0.055	Percent	SO3-2	سولفات	
273	mg/l	CL-	غلظت کلرید آب	شیمی آب
130	mg/l	SO3-2	سولفات آب	

۳-۷- تعیین ضریب نفوذپذیری خاک

در جدول حدود ضریب نفوذپذیری برای خاکهای مختلف ارائه شده است. با توجه به اینکه خاک ساختمانی زیر فونداسیون

ماسه می باشد میزان ضریب نفوذپذیری خاک حدود 10^{-4} سانتیمتر بر ثانیه است.

جدول 6- جدول تعیین ضریب نفوذپذیری خاک های مختلف

Soil Type	K (cm/sec)
Medium to coarse gravel	$>10^{-1}$
Coarse to fine sand	$10^{-3} - 10^{-1}$
Fine sand, silty sand	$10^{-5} - 10^{-3}$
Silt, clayey silt, silty clay	$10^{-4} - 10^{-6}$
Clays	$< 10^{-7}$

فصل چهارم: تعیین پارامترهای طراحی ژئوتکنیکی

۴-۱- انواع شالوده

پی یا شالوده عبارت است از سازه زیرین و بخشی از خاک مجاور سازه که تحت تاثیر سازه و بارهای وارد بر آن می باشد. به طور خلاصه پی، یک المان واسطه برای انتقال بارهای سازه به خاک است. این انتقال باید طوری باشد که گسیختگی برشی و نشست بیش از حد رخ ندهد و ضمناً پایداری سازه در برابر واژگونی و لغزش تامین شود. پی ها بر اساس عمق و نوع عملکرد تقسیم بندی می شوند. به طور کلی چنانچه لایه مقاوم در نزدیکی سطح زمین قرار گرفته باشد، پی در سطح و در غیر این صورت برای رسیدن به لایه مقاوم عمق پی افزایش می یابد. به طور کلی پی ها به ۳ دسته تقسیم بندی می شوند :

- پی های سطحی^۱
- پی های عمیق^۲
- پی های ویژه

پی های سطحی

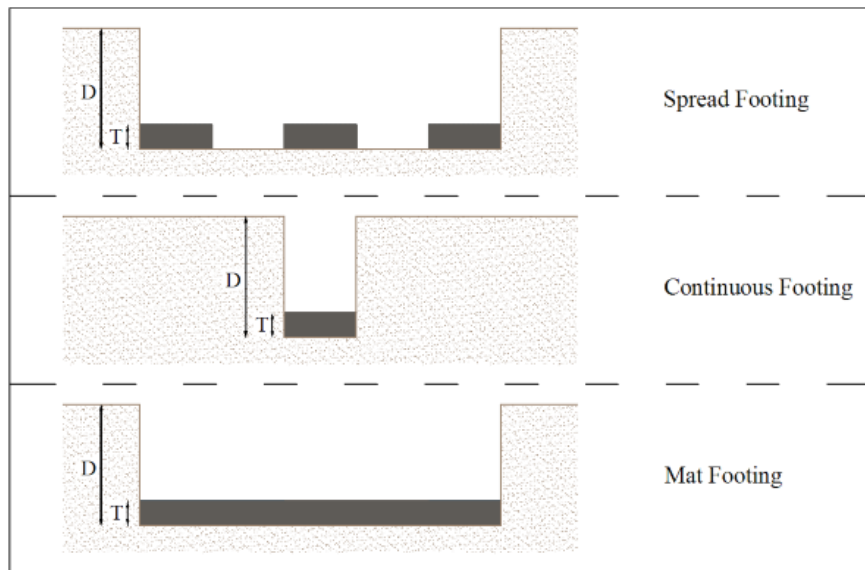
پی های سطحی از متداول ترین انواع پی ساختمان و اغلب عمق استقرارشان کم تر از عرض آن ها است ولی به طور کلی اگر عمق مدفون پی (فاصله سطح زمین تا کف پی) کوچکتر و مساوی ۴ تا ۵ برابر عرض پی باشد پی را سطحی در نظر می گیرند. به لحاظ آنالیزی و طراحی ، انواع پی های سطحی عبارتند از:

- پی منفرد
- پی کلاف دار یا باسکولی
- پی مرکب
- پی نواری
- پی شبکه ای
- پی گسترده

شالوده های منفرد، یکپارچه و گسترده مطابق شکل ۴-۱ انواع شالوده هایی هستند که در این گزارش از آنها استفاده شده است که در ادامه به بررسی خصوصیات فنی و محاسباتی آنها پرداخته خواهد شد.

¹ Shallow foundation

² Deep foundation



شکل ۴-۱- نحوه آرایش شالوده های منفرد، یکپارچه و گسترده

۴-۲- معیار گسیختگی برشی

۴-۲-۱- گوه گسیختگی و پارامترهای معادل:

ابتدایی ترین مرحله در محاسبات گسیختگی برشی، عبارتست از تعیین ارتفاع گوه گسیختگی و به تبع آن پارامترهای معادل. بدین منظور ارتفاع اولیه گوه برابر خواهد بود با:

$$H = 0.5B \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

که در آن ϕ ، زاویه اصطکاک اولین لایه خاک واقع در زیر شالوده می‌باشد.

حال با میانگین گیری وزنی از پارامتر زاویه اصطکاک در ارتفاع بدست آمده، مقدار جدیدی به آن اختصاص می یابد.

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{\sum_{i=1}^n H_i \tan \phi_i}{\sum_{i=1}^n H_i}\right)$$

با تکرار این عملیات، هریک از پارامترهای ارتفاع و زاویه اصطکاک به عددی میل می کنند که از این پس به عنوان مقادیر معادل در نظر گرفته می شوند. سایر پارامترهای معادل وزن مخصوص و چسبندگی نیز از روابط زیر بدست می آیند.

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n H_i c_i}{\sum_{i=1}^n H_i}$$

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^n H_i \gamma_i}{\sum_{i=1}^n H_i}$$

۴-۲-۲- تأثیر نوع گسیختگی برشی

همانگونه که در مراجع مخلف اشاره شده است، پدید آمدن سه نوع گسیختگی برشی در خاک زیر شالوده محتمل است: گسیختگی برشی کلی، موضعی و سوراخ کننده.

در این گزارش معادلات و روابط در دو حالت گسیختگی برشی کلی، موضعی ارزیابی می گردند.

۴-۲-۲-۱- ضریب اطمینان کلی

در شرایطی که فرض بر توسعه سطح گسیختگی تا سطح خاک (سطح گسیختگی برشی کلی) باشد، از ضریب اطمینان کلی استفاده می شود. در ادامه مطلب نمودارهای ظرفیت باربری مجاز گسیختگی برشی آورده شده است.

$$q_{all-sh} = \frac{q_{ult-sh}}{F.S.}$$

که در آن:

q_{all-sh} : ظرفیت باربری مجاز بر اساس گسیختگی برشی.

q_{ult-sh} : ظرفیت باربری نهایی بر اساس گسیختگی برشی.

$F.S.$: ضریب اطمینان کلی.

* در این گزارش از ضریب اطمینان ۳ استفاده گردیده است.

۴-۲-۲-۲- ضرایب کاهش مقاومت

در شرایطی که فرض بر گسیختگی برشی موضعی باشد، می توان از این ضرایب در کاهش پارامترهای مقاومتی خاک (چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی) استفاده کرد. همچنین مقادیر کاهش یافته دو پارامتر چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی از روابط زیر استخراج خواهد شد.

$$\phi = \tan^{-1} \left(RF_{\phi} \cdot \tan \phi_{average} \right)$$

$$c = RF_c \cdot c_{average}$$

استفاده از مقادیر گوناگون ضریب اطمینان کلی $F.S.$ و ضرایب کاهش مقاومت RF_{ϕ} و RF_c در تلفیق با یکدیگر در آیین نامه های مختلف و همچنین به صلاح دید مهندسان طراح، بسته به اهمیت پروژه و درصد ریسک قابل قبول متغیر می باشد.

۴-۲-۳- تأثیر سطح ایستابی

روابط ظرفیت باربری که تا کنون ارائه شده اند، در شرایطی صادق می باشند که سطح ایستابی در عمق قابل توجهی از سطح زیرین شالوده قرار داشته باشد، چرا که جهت محاسبه ظرفیت باربری نهایی شالوده ها، از وزن مخصوص مؤثر خاک استفاده شده است. به همین لحاظ در صورت نزدیکی سطح آب زیرزمینی به کف شالوده می بایست اصلاحاتی بر روی روابط پیشین صورت پذیرد. در این راستا بولز

و داس، هریک عمق مؤثر معینی را برای قرارگیری سطح ایستابی از کف شالوده قائل شده اند. بر این اساس در صورتیکه سطح ایستابی پایین تر از این عمق باشد، هیچگونه تأثیری بر ظرفیت باربری نداشته و در غیر اینصورت اصلاح ظرفیت باربری بر طبق روابط ایشان ارائه شده است. که در پروژه حاضر اصلاح ظرفیت باربری بر اساس این روابط انجام گرفته است.

۱-۳-۲-۳- رابطه باولز

بر این اساس، عمق مؤثر برابر با ارتفاع گوه گسیختگی در زیر شالوده بوده و معادل $H = 0.5B \times (\pi/4 + \phi/2)$ می باشد. وزن مخصوص اصلاح شده با در نظر گرفتن سطح آب زیرزمینی برابر خواهد بود با:

$$\gamma_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \gamma + \frac{\gamma'}{H^2} (H - d_w)^2$$

که در آن:

γ_e : وزن مخصوص اصلاح شده با در نظر گرفتن اثر سطح ایستابی.

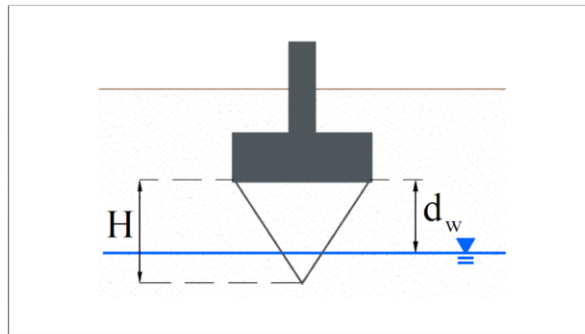
H : ارتفاع گوه گسیختگی.

d_w : فاصله سطح ایستابی از کف شالوده.

γ : وزن مخصوص مرطوب.

γ' : وزن مخصوص غوطه‌ور در زیر سطح ایستابی ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_{water}$).

ضمناً هریک از پارامترهای H و d_w در شکل ۲-۴ نشان داده شده است.



شکل ۲-۴- پارامترهای مورد استفاده در اصلاح وزن مخصوص خاک، با در نظر گرفتن اثر سطح ایستابی

* در این گزارش از رابطه باولز استفاده شده است.

۴-۲-۳-۲- رابطه داس

در این رابطه عمق مؤثر برابر با عرض شالوده در نظر گرفته شده است. لذا در قالب زیر ارائه شده است:

$$\gamma_e = \gamma' + \frac{d_w}{B} (\gamma - \gamma')$$

که در رابطه فوق نیز B ، عرض شالوده و سایر پارامترهای همانند بند ۴-۲-۳ می باشند.

۴-۲-۴- معادلات ظرفیت باربری

شکل کلی معادله ظرفیت باربری شالوده ها به صورت زیر می باشد:

$$q_{ult-sh} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma_e B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

که در آن:

q_{ult-sh} : ظرفیت باربری نهایی.

c : چسبندگی خاک.

$\bar{q}$: مقدار سربار در تراز کف شالوده.

γ_e : وزن مخصوص خاک (پس از اصلاح اثر سطح ایستایی).

B : عرض شالوده.

N_c, N_q, N_γ : ضرایب ظرفیت باربری که به ترتیب مرتبط با چسبندگی خاک، فشار سربار و عرض شالوده می باشند.

s_c, s_q, s_γ : ضرایب شکل شالوده.

d_c, d_q, d_γ : ضرایب عمق شالوده.

i_c, i_q, i_γ : ضرایب میل بار.

g_c, g_q, g_γ : ضرایب میل زمین.

b_c, b_q, b_γ : ضرایب میل شالوده.

از آنجایی که در پروژه حاضر میل بار، میل زمین و شالوده وجود ندارد همگی برابر ۱ در نظر گرفته می شود.

محققین مختلفی ظرفیت باربری شالوده های سطحی در برابر گسیختگی را مشابه رابطه حاضر با اندکی تفاوت در برخی پارامترها ارائه

نموده اند که در ادامه پنج مورد از روابط مهم در جداول ۴-۱ تا ۴-۵ آورده شده است.

جدول ۴-۱- معادله ظرفیت باربری ترزاقی

$q_{ult-sh} = cN_c s_c + \bar{q} N_q + 0.5 \gamma_e B N_\gamma s_\gamma$								
Cohesion				Overburden pressure	Foundation width			
$\phi = 0 \rightarrow N_c = 1.5\pi + 1$ $\phi > 0 \rightarrow N_c = (N_q - 1) \cot \phi$				$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)}$ $a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$	$* N_\gamma = \frac{2(N_q + 1) \tan \phi}{1 + 0.4 \sin(4\phi)}$			
Shape	Strip	Circular	Square	-----	Shape	Strip	Circular	Square
s_c	1.0	1.3	1.3		s_γ	1.0	0.6	0.8

جدول ۴-۲- معادله ظرفیت باربری مایر هوف

$q_{ult-sh} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma_e B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$		
Cohesion	Overburden pressure	Foundation width
$\phi = 0 \rightarrow N_c = \pi + 2$ $\phi > 0 \rightarrow N_c = (N_q - 1)\cot\phi$	$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$	$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$
$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	$\phi = 0 \rightarrow s_q = 1$ $\phi > 0 \rightarrow s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi = 0 \rightarrow s_\gamma = 1$ $\phi > 0 \rightarrow s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$
$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi = 0 \rightarrow d_q = 1$ $\phi > 0 \rightarrow d_q = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi = 0 \rightarrow d_\gamma = 1$ $\phi > 0 \rightarrow d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$
$* K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$		

جدول ۴-۳- معادله ظرفیت باربری هنسین

$q_{ult-sh} = \begin{cases} (\pi + 2)c \times (1 + s'_c + d'_c) + \bar{q} & \phi = 0 \\ cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma_e B N_\gamma s_\gamma d_\gamma & \phi > 0 \end{cases}$		
Cohesion	Overburden pressure	Foundation width
$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$	$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\phi$
$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$ $s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin\phi$	$s_\gamma = \max\left(1 - 0.4 \frac{B}{L}, 0.6\right)$
$d_c = 1 + 0.4k$ $d'_c = 0.4k$	$d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - \sin\phi)^2 k$	$d_\gamma = 1$
$* k = \begin{cases} D/B & D/B \leq 1 \\ \tan^{-1}(D/B) & D/B > 1 \end{cases}$		
Note that "k" has to be in radians.		

جدول ۴-۴- معادل ظرفیت باربری وسیک

$q_{ult-sh} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma_e B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$		
Cohesion	Overburden pressure	Foundation width
$\phi = 0 \rightarrow N_c = \pi + 2$ $\phi > 0 \rightarrow N_c = (N_q - 1)\cot\phi$	$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$	$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi$
$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan\phi$	$s_\gamma = \max\left(1 - 0.4 \frac{B}{L}, 0.6\right)$
$d_c = 1 + 0.4k$	$d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - \sin\phi)^2 k$	$d_\gamma = 1$
$* k = \begin{cases} D/B & D/B \leq 1 \\ \tan^{-1}(D/B) & D/B > 1 \end{cases}$		
Note that "k" has to be in radians.		

جدول ۴-۵- معادله ظرفیت باربری یوروکد

$q_{ult-sh} = cN_c s_c + \bar{q}N_q s_q + 0.5\gamma_e B N_\gamma s_\gamma$		
Cohesion	Overburden pressure	Foundation width
$\phi = 0 \rightarrow N_c = \pi + 2$ $\phi > 0 \rightarrow N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi$
$s_c = \begin{cases} 1 + 0.2 \frac{B}{L} & \phi = 0 \\ \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} & \phi > 0 \end{cases}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin \phi$	$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L}$

* در این گزارش از رابطه ظرفیت باربری هسن استفاده گردیده است.

۴-۲-۵- اثر شالوده های بزرگ

با استفاده از شالوده های کوچک به عرض تقریباً ۱ متر، شواهدی وجود دارد که جمله $B \cdot N_\gamma$ ظرفیت باربری را به صورت نا محدود افزایش نداده و برای مقادیر بسیار بزرگ B ، وسیک (۱۹۶۹)، دی بیر (۱۹۶۵) معتقدند مقدار q_{ult-sh} به شالوده عمیق نزدیک می شود. در این راستا بکارگیری ضریب کاهش (r_γ) طبق رابطه زیر توصیه می گردد:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \log \left(\frac{B}{K} \right) ; \quad B \geq 2m$$

که در آن:

r_γ : ضریب کاهش مرتبط با عرض شالوده.

B : عرض شالوده.

۴-۳- معیار کنترل نشست

ضمن بررسی گسیختگی برشی خاک، مقدار نشست شالوده را نیز می بایست بر اساس شرایط بهره برداری کنترل نمود. مقدار نشست لایه های خاک (الاستیک و تحکیمی) می بایست همواره از مقدار نشست مجاز طبق آیین نامه فراتر نرود.

۴-۳-۱- عمق مؤثر در نشست

عمق مؤثر در محاسبات نشست، با معیارهای زیر قابل محاسبه است:

۴-۳-۱-۱- خطوط هم فشار

در این روش، عمقی که در آن فشار ناشی از بارگذاری در تراز شالوده، برابر درصد مشخصی از مقدار اولیه آن باشد برابر عمق مؤثر نشست خواهد بود. به منظور تخمین میزان افزایش فشار، از سه روش ذیل می توان استفاده نمود:

ا- روش تقریبی ۲ به ۱

مزیت اصلی این روش سادگی آن است. چنانچه منطقه تنش با شیب ۲ به ۱ تعریف شود، افزایش فشار (Δq) ناشی از بارگذاری در تراز شالوده (q_0) در عمق Z زیر سطح بارگذاری عبارت است از:

$$\Delta q = \frac{q_0 \times B \times L}{(B + Z) \times (L + Z)}$$

ب- روش بوسینسک

یکی از روش‌های متداول جهت بدست آوردن تنش‌های ایجاد شده در خاک (Δq) در اثر اعمال بار، معادله بوسینسک بر مبنای نظریه الاستیسیته است. معادله بوسینسک یک بار متمرکز را بر روی سطحی از نیم‌فضای نیمه نامتناهی، همگن، همسان، بدون وزن و الاستیک در نظر می‌گیرد.

روشی که برای شالوده‌های مربعی یا مستطیلی (و دایره‌ای تبدیل شده به مربعی معادل) وجود دارد، انتگرالگیری از معادله بوسینسک بر روی مستطیلی به ابعاد $B \times L$ است. معادله نیومارک^۱ که از آن در زیر گوشه سطح $B \times L$ استفاده می‌شود، عبارتست از:

$$\Delta q = q_0 \times \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V}}{V + V_1} \cdot \frac{V + 1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

$$M = \frac{B}{Z} ; N = \frac{L}{Z} \quad (\Delta q = q_0 \text{ for } Z = 0)$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V_1 = (MN)^2$$

باید توجه شود، زمانی که $V_1 > V$ باشد، جمله $\tan^{-1}$ منفی است و باید π را به آن اضافه نمود.

ج- روش وسترگارد

زمانی که توده خاک همانند خاک زیر روسازی جاده‌ها دارای چینه‌ای از مصالح ریز و درشت است یا لایه‌ها به طور متناوب از رس و ماسه تشکیل شده‌اند، برخی معتقدند که معادله وسترگارد تخمین بهتری از تنش Δq بدست می‌دهد. انتگرال تنش‌ها برای افزایش تنش در زیر گوشه سطح مستطیلی به ابعاد $B \times L$ معادله زیر را نتیجه می‌دهد:

$$\Delta q = \frac{q_0}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{MN}{\sqrt{a}(M^2 + N^2 + a)^{1/2}} \right)$$

که در آن:

M & N : طبق تعریف ارائه شده در رابطه بوسینسک.

$$a = \frac{1-2\nu}{2-2\nu}$$

همچنین جمله $\tan^{-1}$ نیز می‌بایست بر حسب رادیان باشد.

* در این گزارش از رابطه وسترگارد استفاده گردیده است.

۴-۳-۱-۲- مضر بی از عرض شالوده

در این روش عمق مؤثر در نشست از حاصلضرب عرض شالوده در ضرایب بر اساس برخورد به لایه صلب انتخاب می گردد.

۴-۳-۲- نشست الاستیک

نشست الاستیک (S_e)، همان نشست آنی است که همزمان با اعمال بار یا در زمانی حدود ۷ روز پس از اعمال بار رخ می دهد. از تحلیل نشست آنی برای تمامی خاک های ریزدانه شامل لای ها و رس ها با درجه اشباع کمتر از ۹۰ درصد و برای تمامی خاک های درشت دانه با ضریب نفوذپذیری بالا استفاده می شود. به منظور محاسبه نشست الاستیک محقیق روابط گوناگونی را ارائه نمودند. در این میان، دو مورد از روابط برگزیده و به کار گرفته شده است. کلیات دو رابطه به صورت زیر می باشد.

۱-۲-۳-۴- رابطه داس

ا- شالوده انعطاف پذیر

$$S_e = \frac{qB}{E_s} (1 - \nu^2) \frac{\alpha}{2}$$

$$S_e = \frac{qB}{E_s} (1 - \nu^2) \alpha$$

نشست در گوشه شالوده انعطاف پذیر - داس

نشست در مرکز شالوده انعطاف پذیر - داس

که در آن:

$$\alpha = 1/\pi \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+m}{\sqrt{1+m^2}-m} \right) + m \cdot \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+1}{\sqrt{1+m^2}-1} \right) \right]$$

B : عرض شالوده.

L : طول شالوده.

$m: B/L$.

q : مقدار تنش وارد شده به شالوده.

E_s : مدول الاستیسیته.

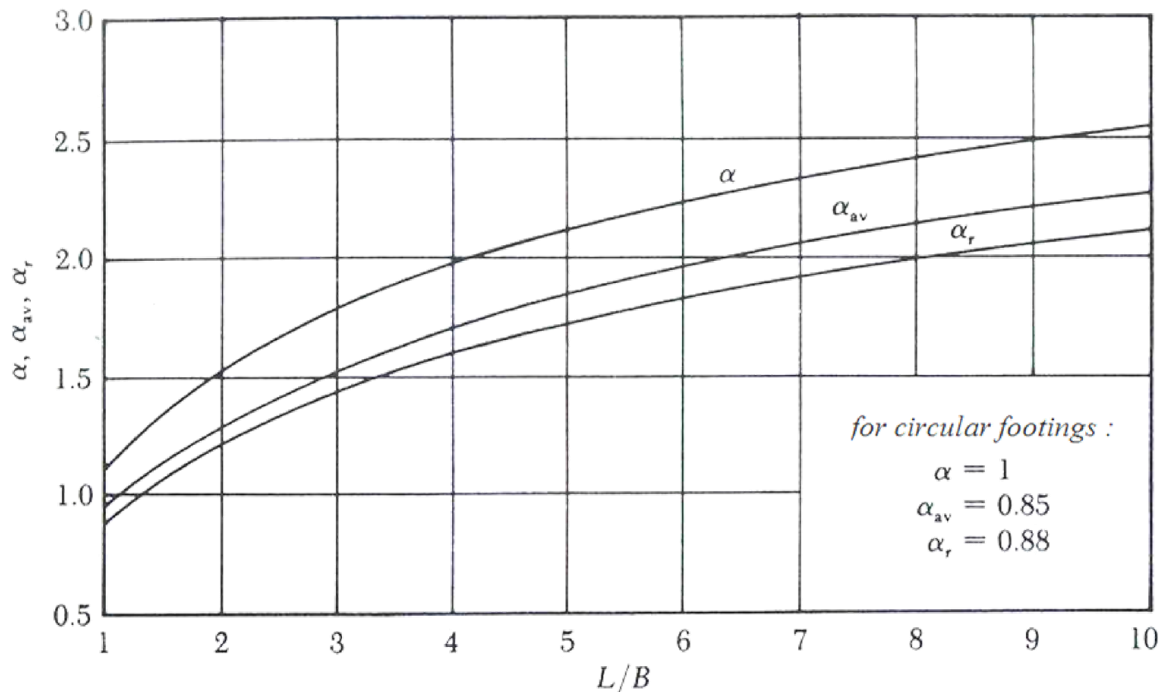
ν : ضریب پواسون.

ب- شالوده صلب

$$S_e = \frac{qB}{E_s} (1 - \nu^2) \alpha_r$$

نشست در شالوده صلب - داس

تمامی پارامترهای فوق همانند حالت انعطاف پذیر می باشند. ضمناً α_r نیز از شکل ۳-۴ قابل استخراج می باشد.



شکل ۳-۴- تغییرات α و α_r مورد استفاده در رابطه داس بر حسب (L/B)

همانگونه که از روابط فوق بر می آید نشست شالوده منعطف در مرکز، دو برابر مقدار آن در گوشه در نظر گرفته شده است. این در حالیکه در الوده صلب، نشست در تمامی نقاط یکسان است.

۲-۳-۲-۴- رابطه اشتاین برنر

ا- شالوده انعطاف پذیر

$$S_e = \frac{qB'}{E_s} (1 - \nu^2) I_{sf} I_F m \quad \text{نشست در شالوده انعطاف پذیر - اشتاین برنر}$$

که در آن:

q, E_s & ν : پیش تر تعریف شده اند.

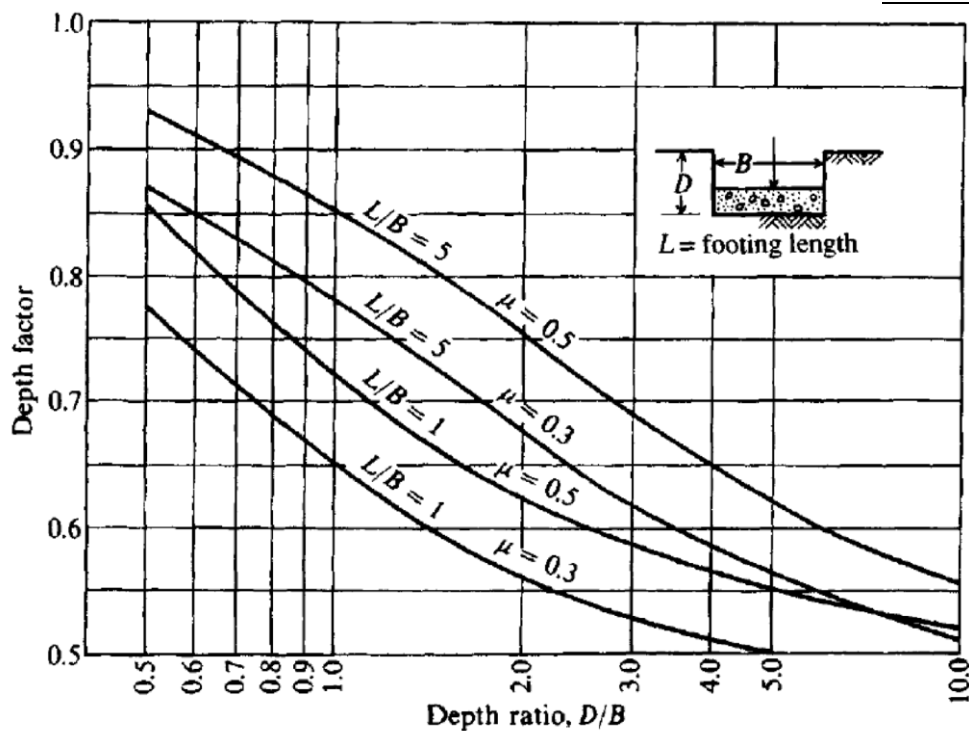
B' : حداقل بعد جانبی سطح شالوده سهیم.

I_{sf} : ضریب تأثیر اشتاین برنر در شالوده های انعطاف پذیر که از رابطه $I_{sf} = I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2$ بدست می آید (مقادیر شده اند).

I_F : ضریب تأثیر عمق فاکس که از شکل ۴-۴ بدست می آید.

m : تعداد گوشه های سهیم در محاسبه نشست.

* در این گزارش فرض بر انعطاف پذیر بودن پی می باشد و برآورد با استفاده از رابطه اشتاین برنر میزان نشست شالوده برآورد گردیده است.



شکل ۴-۴- تغییرات ضریب تأثیر عمق فاکس بر شالوده مدفون در عمق D

ب- شالوده صلب

ب- شالوده صلب

$$S_e = \frac{qB'}{E_s} (1 - \nu^2) I_{sr} I_F m$$

نشست در شالوده صلب - اشتاین برنر

مافی پارامترها همانند حالت انعطاف پذیر بوده، با این تفاوت که $I_{sr} = 0.93 I_{sf}$ همچنین باید توجه شود که در رابطه اخیر، I_{sf} می-

یست در مرکز شالوده محاسبه گردد ($m = 4; B' = B / 2; L' = L / 2$).

مناً پارامترهای I_1 و I_2 از روابط زیر بدست می آیند:

$$I_1 = 1/\pi \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$I_2 = N/2\pi \tan^{-1} \left(\frac{M}{N\sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$$

$$M = \frac{L'}{B'} ; N = \frac{Z}{B'}$$

$$B' = \frac{B}{2} \text{ for center; } = B \text{ for corner}$$

$$L' = \frac{L}{2} \text{ for center; } = L \text{ for corner}$$

همانگونه که از روابط فوق برمی آید:

B' : عرض موثر سطح شالوده.

L' : طول موثر سطح شالوده.

Z : ضخامت لایه موثر در نشست.

توجه به این نکته الزامی است که مقدار $\tan^{-1}$ بر حسب رادیان می باشد.

۳-۳-۴ نشست تحکیمی

نشست تحکیمی (S_c)، به زمان وابسته بوده و علت وقوع آن، خروج آب از میان حفرات خاک به علت اضافه فشار تحمیل شده می باشد.

این نشست در خاک های ریزدانه اشباع رخ داده و با روابط زیر محاسبه می گردد:

أ- رس عادی تحکیم یافته

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{P'_0 + \Delta q}{P'_0}$$

ب- رس پیش تحکیم یافته ($P'_0 + \Delta q < P'_c$)

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{P'_0 + \Delta q}{P'_0}$$

ج- رس پیش تحکیم یافته ($P'_0 < P'_c < P'_0 + \Delta q$)

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{P'_c}{P'_0} + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{P'_0 + \Delta q}{P'_c}$$

که در آن:

C_c : نشانه فشردگی.

C_s : نشانه تورم.

H_c : ضخامت لایه رسی.

e_0 : نسبت تخلخل اولیه.

P'_0 : تنش موثر وسط لایه قبل از اعمال بارگذاری.

Δq : متوسط افزایش فشار ناشی از بارگذاری.

P'_c : تنش پیش تحکیمی.

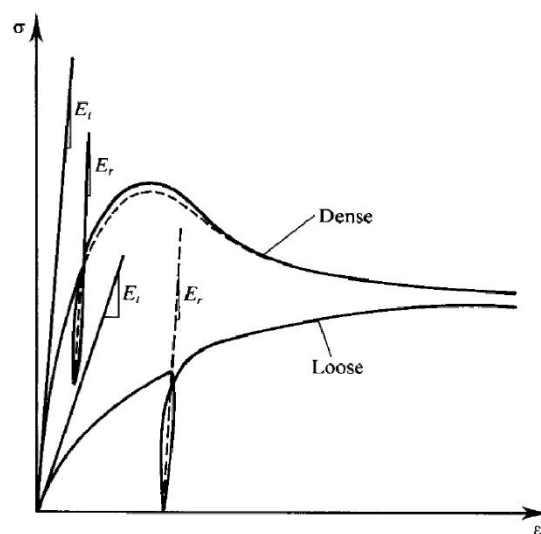
۴-۳-۴- اثر گودبرداری

در اثر گودبرداری به منظور احداث سازه و شالوده، ظرفیت باربری تحت اثر نشست افزایش می یابد. در مورد نشست تحکیمی، پارامترهای p'_c و C_s در برگرنده این محاسبات این بخش می باشند. در محاسبه نشست الاستیک دو راهکار زیر آورده شده اند:

$$۱- \text{ استفاده از تاریخچه تنش خاک } \left(E_r / E_s \right)$$

مهم ترین عامل موثر در قابلیت تراکم خاک های دانه ای، تاریخچه تنش آن ها و عبارت دقیق تر تاریخچه کرنش آن ها است. اگر خاک ماسه-ای پیش تر تحت بار قرار گرفته و یا کرنش داشته باشد، قابلیت تراکم و در نتیجه نشست آن به مقدار زیادی کاهش می یابد (مدول الاستیسیته معادل آن افزایش می یابد).

تراکم پذیری در خاک های عادی تحکیم یافته حداقل ۵ برابر (با محدوده نرمال ۸ الی ۱۶ برابر) و گاهی نزدیک به ۳۰ برابر بیشتر از خاک های پیش تحکیم یافته می باشد. دلیل این امر اینست که اگر ماسه تحت فشار قرار بگیرد - بعنوان مثال در آزمایش سه محوری - و جایی قبل از وقوع گسیختگی، باربرداری شده و مجدداً بارگذاری شود، مدول الاستیسیته مصالح به هنگام بارگذاری مجدد (E_r) دارای شیب بیشتری بوده و لذا بزرگ تر از مدول الاستیسیته خاک عادی تحکیم یافته است. این اثر در ماسه های سست بیشتر قابل توجه است. مدول بارگذاری مجدد (E_r) در ماسه های سست می تواند به راحتی بین ۵ تا ۳۰ برابر مدول مماسی اولیه باشد



شکل ۴-۶- منحنی های تنش-کرنش ماسه معمولی در شرایط سست و متراکم

همانگونه که در شکل ۴-۶ ملاحظه می گردد، مدول الاستیسیته مصالح دانه ای پیش تحکیم یافته تا رسیدن به تنش تحکیمی نسبت به مصالح عادی تحکیم یافته بیشتر بوده و لذا نمودار از شیب بیشتری برخوردار است.

ب- اضافه کردن درصدی از تنش سربار موجود بر روی شالوده به ظرفیت باربری در حالت کنترل نشست

گاهی مهندسین طراح درصدی از سربار لایه های خاک موجود در بالای شالوده پیش از احداث آن را، به عدد ظرفیت باربری در حالت کنترل نشست اضافه می نمایند. این مقدار بسته به قضاوت مهندسی (بر اساس جنس مصالح، شرایط منطقه و اهمیت پروژه) متغیر بوده و با این فرض به ظرفیت باربری اضافه می گردد که تا رسیدن به تنش پیش تحکیمی، شالوده هیچگونه نشست نمی کند، که این فرضیه از دیدگاه طراح این آزمایشگاه مورد تایید نخواهد بود.

۴-۴- ظرفیت باربری مجاز

پس از تعیین ظرفیت باربری بر اساس هریک از معیارهای گسیختگی برشی و کنترل نشست، کمینه این دو مقدار به عنوان ظرفیت باربری مجاز شالوده انتخاب می گردد.

$$q_{all} = \min(q_{all-sh}, q_{set})$$

که در آن:

q_{all} : ظرفیت باربری مجاز شالوده با در نظر گرفتن همزمان هر دو معیار گسیختگی برشی و کنترل نشست.

q_{all-sh} : ظرفیت باربری مجاز شالوده بر اساس گسیختگی برشی.

q_{set} : ظرفیت باربری مجاز شالوده بر اساس معیار کنترل نشست.

۴-۵- نشست به ازای ظرفیت باربری مجاز

پس از تعیین ظرفیت باربری مجاز، مقدار نشست شالوده به ازای آن نیز محاسبه می گردد.

۴-۶- ضریب عکس العمل بستر

از این ضریب به منظور محاسبه سختی فنرهای گرهی بر اساس سطح پلان سهمیم مرتبط با هر یک از المان‌ها استفاده می‌شود که در روند طراحی بسیار حائز اهمیت است. مقدار این ضریب از تقسیم کمینه q_{ult-sh} و q_{set} بر نشست متناظر آن بدست می‌آید:

- در شالوده‌های انعطاف‌پذیر، محاسبات در سه حالت مرکز، گوشه و میانگین ارائه می‌شوند.

$$k_{s-center} = \frac{\min(q_{ult-sh}, q_{set})}{S_{ks-center}}$$

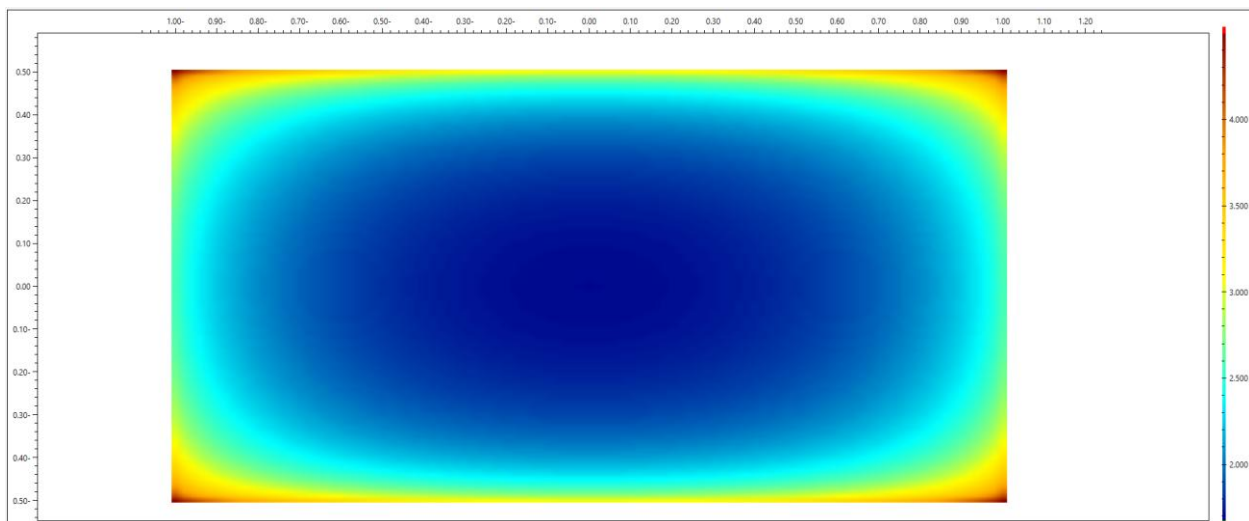
$$k_{s-corner} = \frac{\min(q_{ult-sh}, q_{set})}{S_{ks-corner}}$$

$$k_{s-average} = \frac{4 \times k_{s-center} + k_{s-corner}}{5}$$

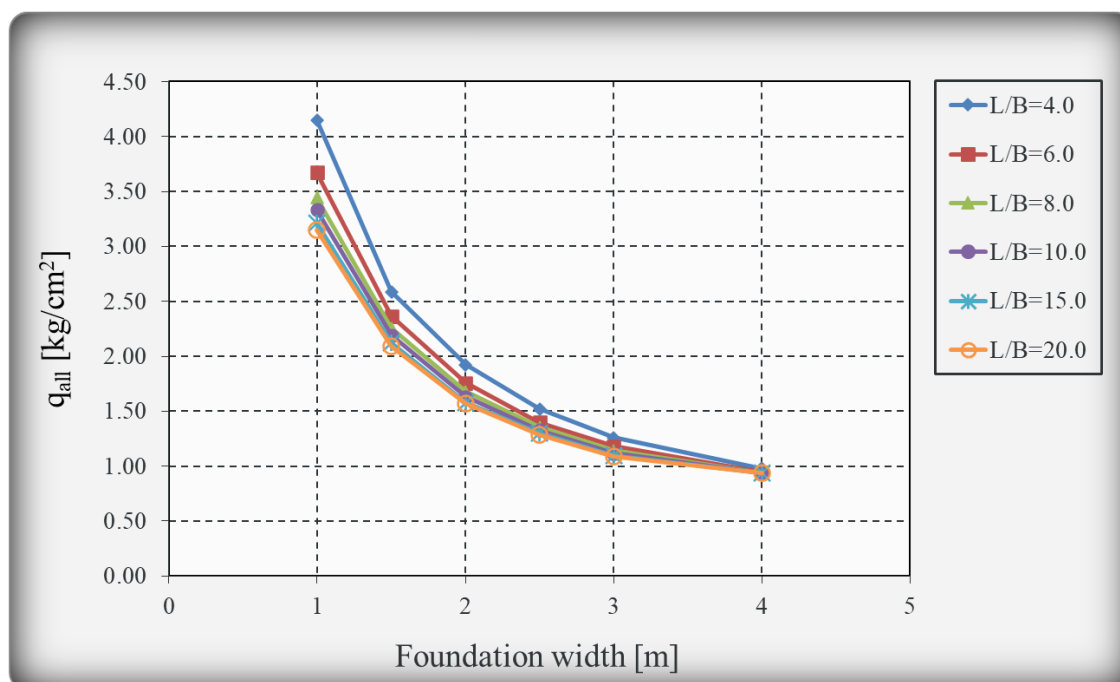
- در شالوده‌های صلب، این مقدار ثابت است.

$$k_{s-rigid} = \frac{\min(q_{ult-sh}, q_{set})}{S_{ks-rigid}}$$

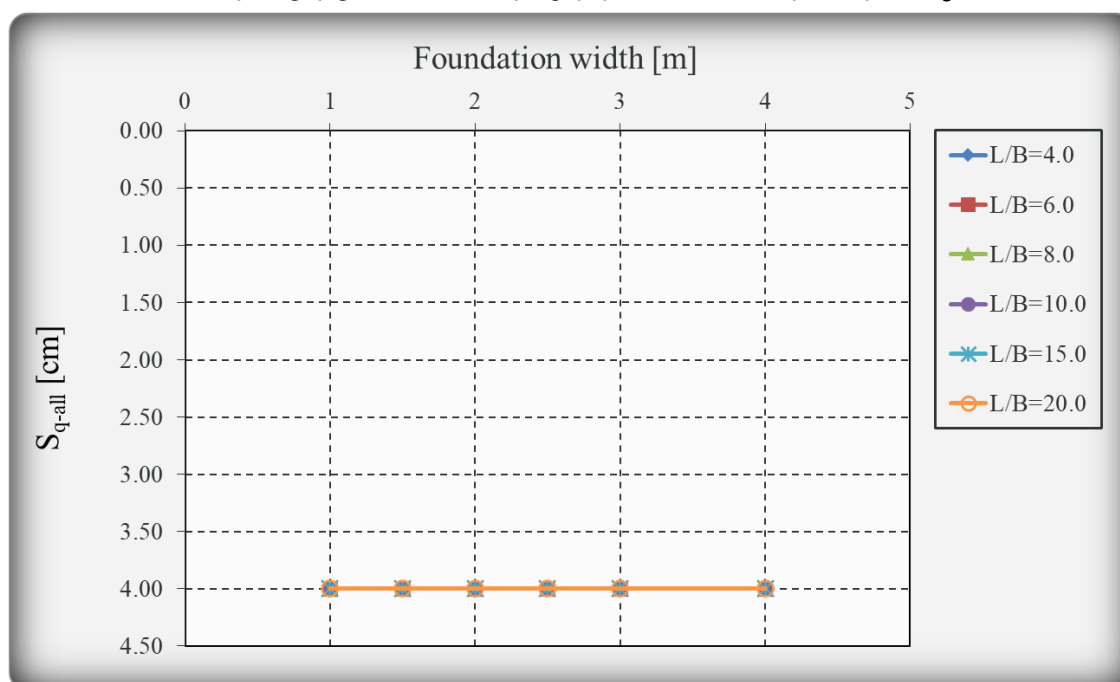
ظرفیت باربری فونداسیون **نواری** به شرح ذیل خواهد بود.



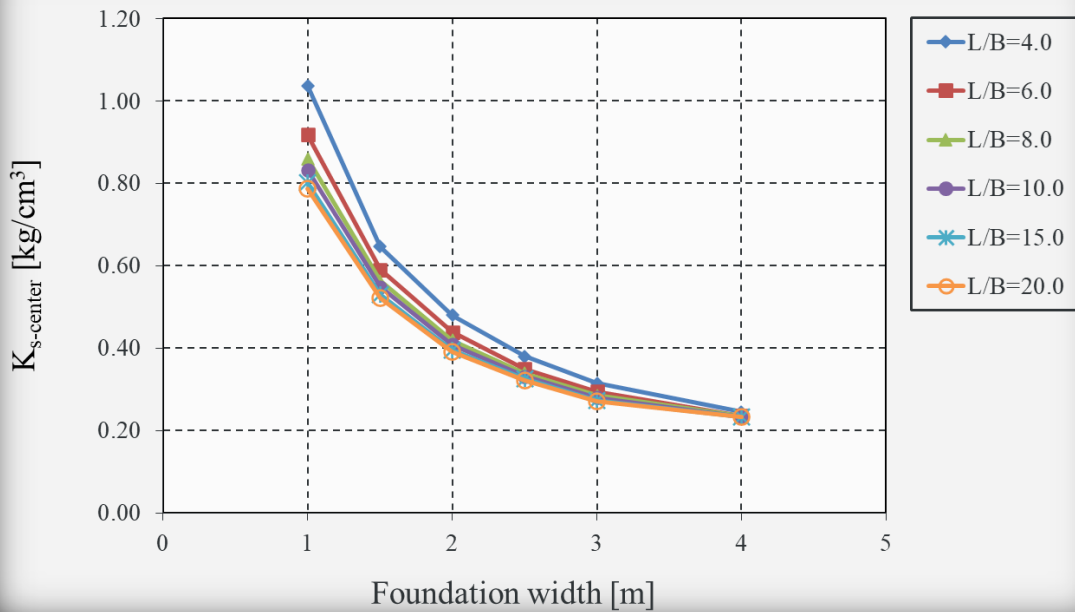
شکل ۷-۱) شماتیک فونداسیون در حال باربری در مرکز و گوشه‌ها



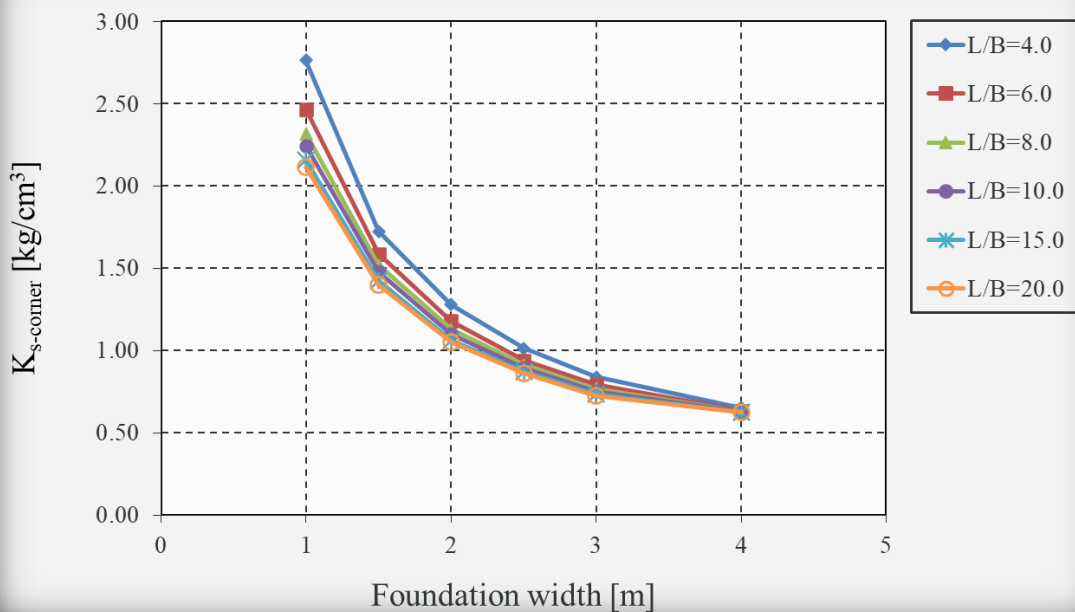
شکل ۷-۲- ظرفیت باربری مجاز شالوده با در نظر گرفتن همزمان دو معیار گسیختگی برشی و کنترل نشست



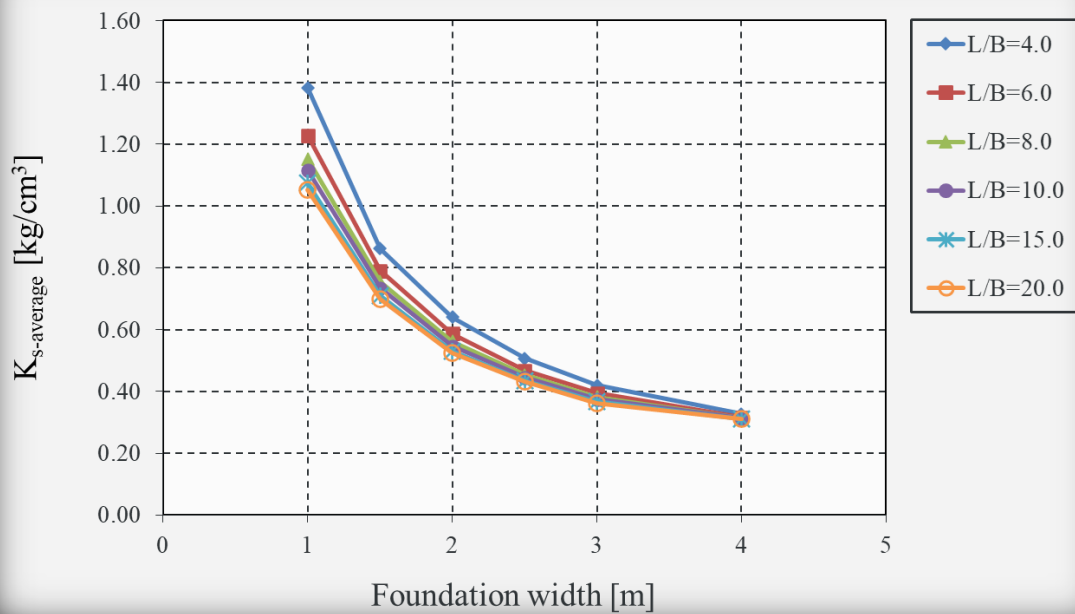
شکل ۷-۳- نشست به ازای ظرفیت باربری مجاز (بر اساس بند ۷-۴-۴-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان)



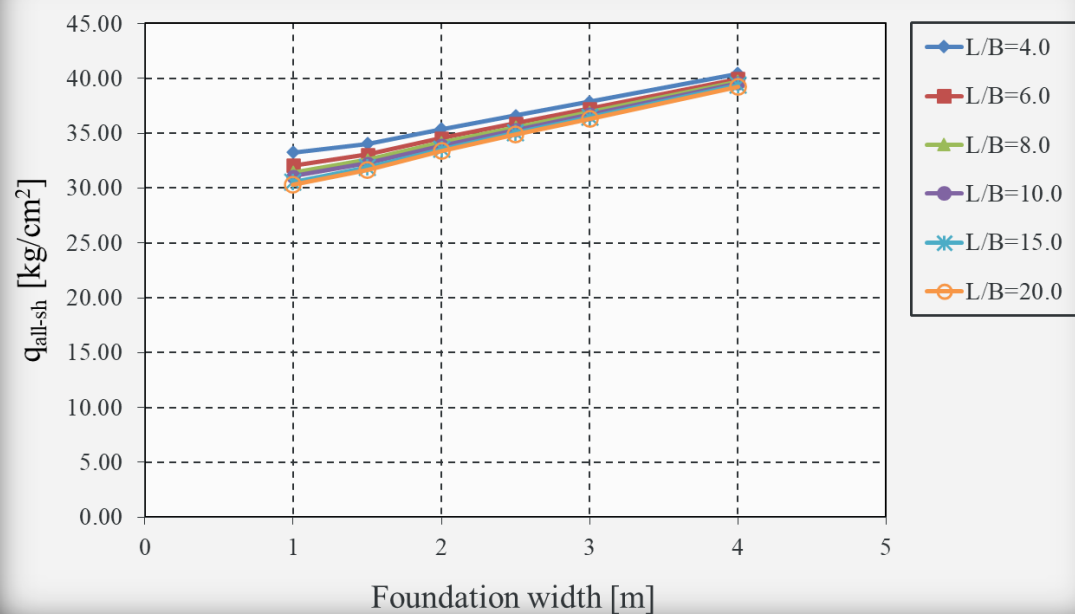
شکل ۷-ξ- ضریب عکس العمل بستر در مرکز شالوده



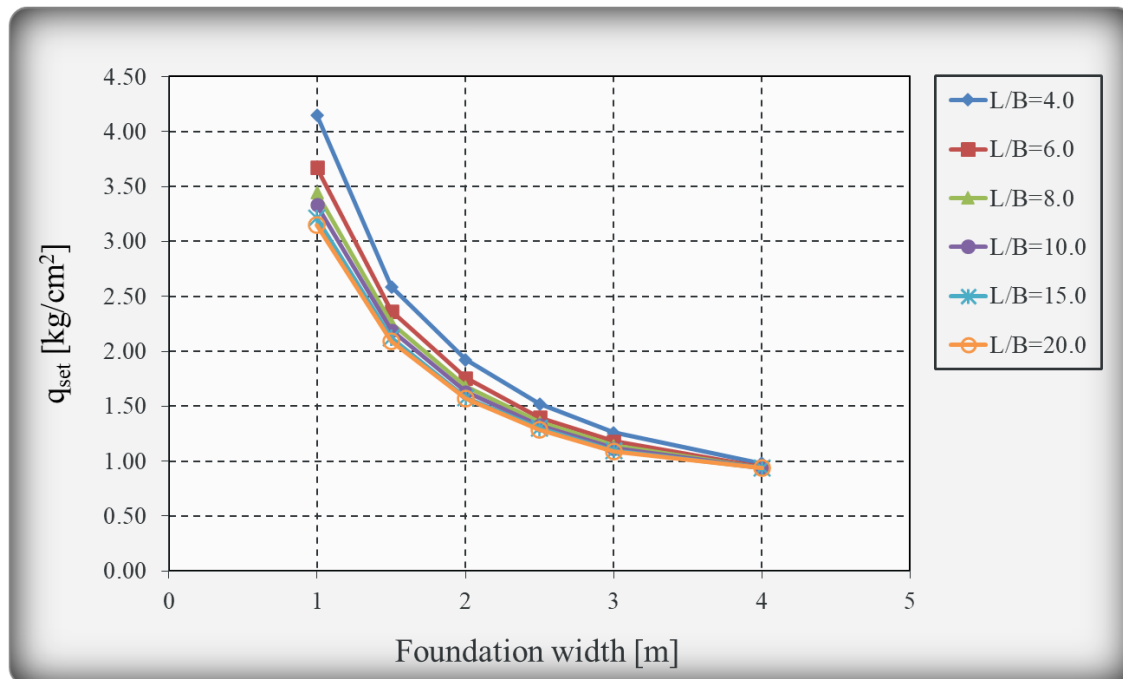
شکل ۷-ξ- ضریب عکس العمل بستر در گوشه شالوده



شکل ۷-۵- ضریب عکس العمل بستر متوسط شالوده

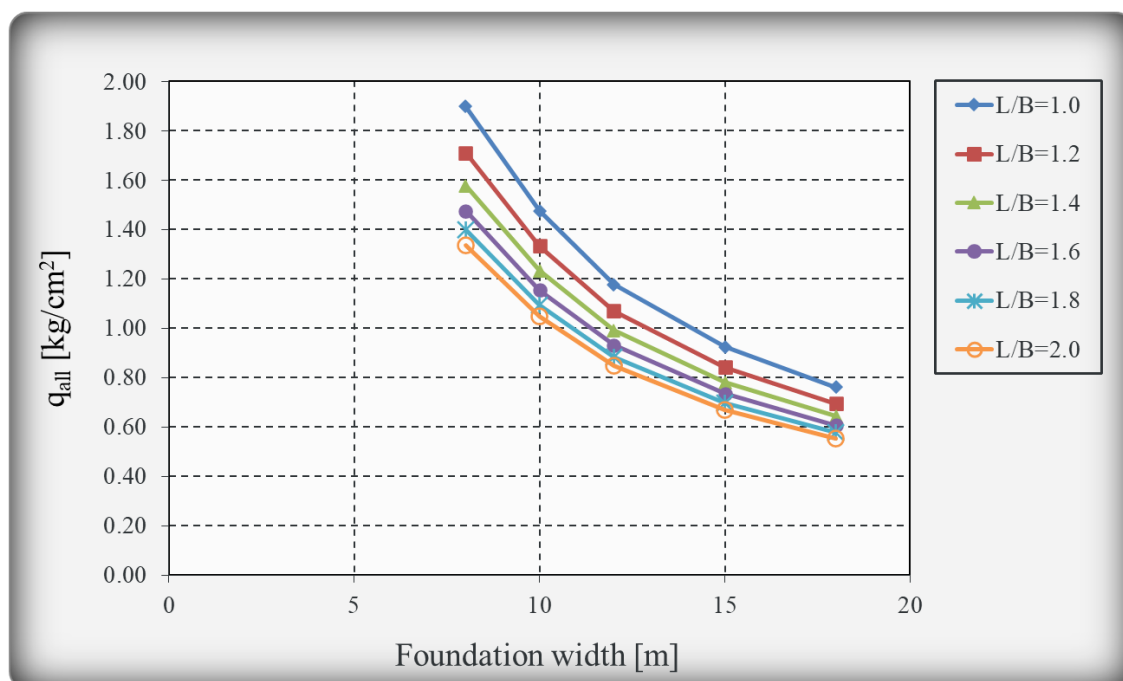


شکل ۷-۶- ظرفیت باربری مجاز شالوده بر اساس معیار گسیختگی برشی

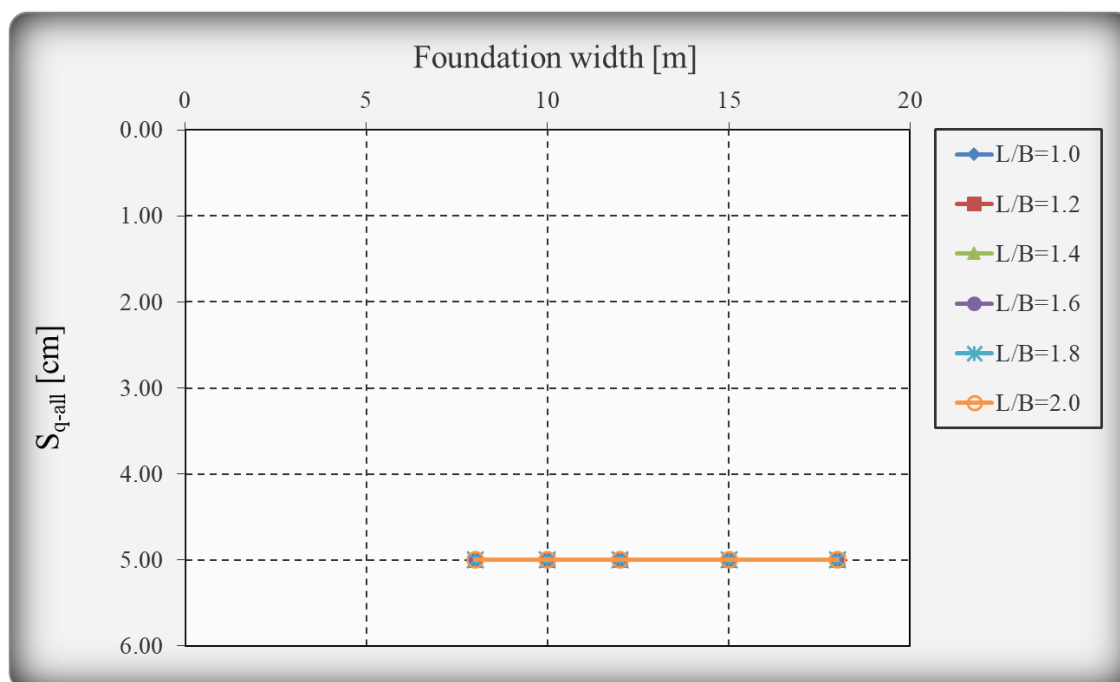


شکل ۷-۷- ظرفیت باربری مجاز شالوده بر اساس معیار کنترل نشست

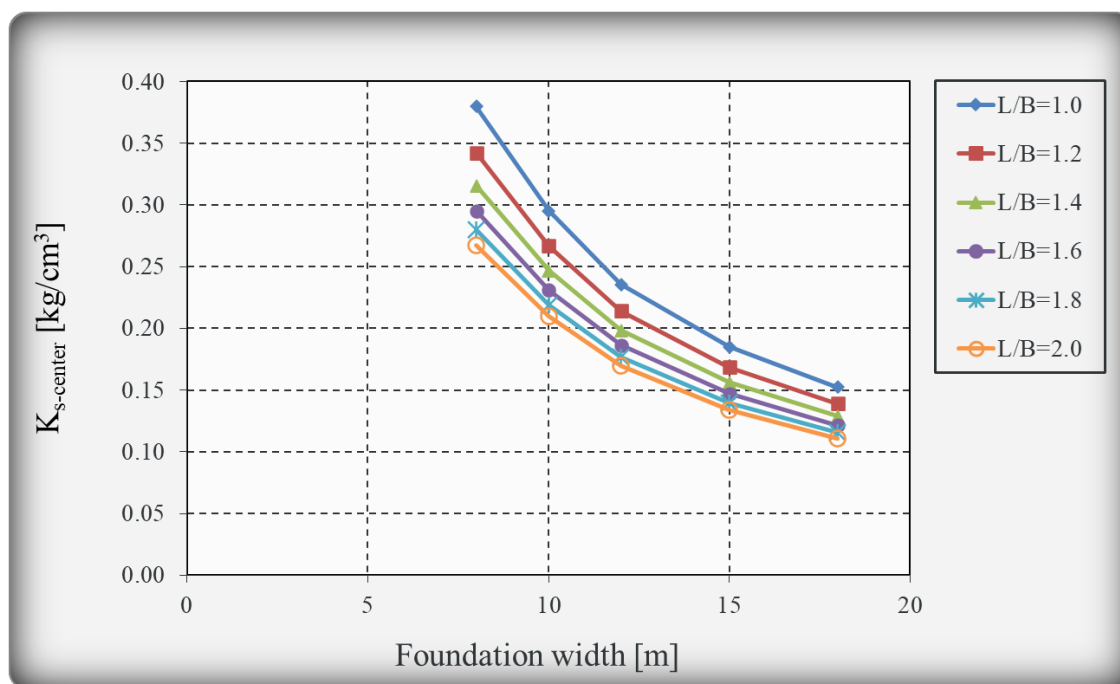
در شکل ۷-۴ تا ۷-۱۱ محاسبات ظرفیت باربری پی گسترده بر اساس معیار گسیختگی و نشست عمق مدفون ۱ متری با عرض های مختلف می باشد. بر اساس معیار گسیختگی و معیار تغییر شکل آمده است.



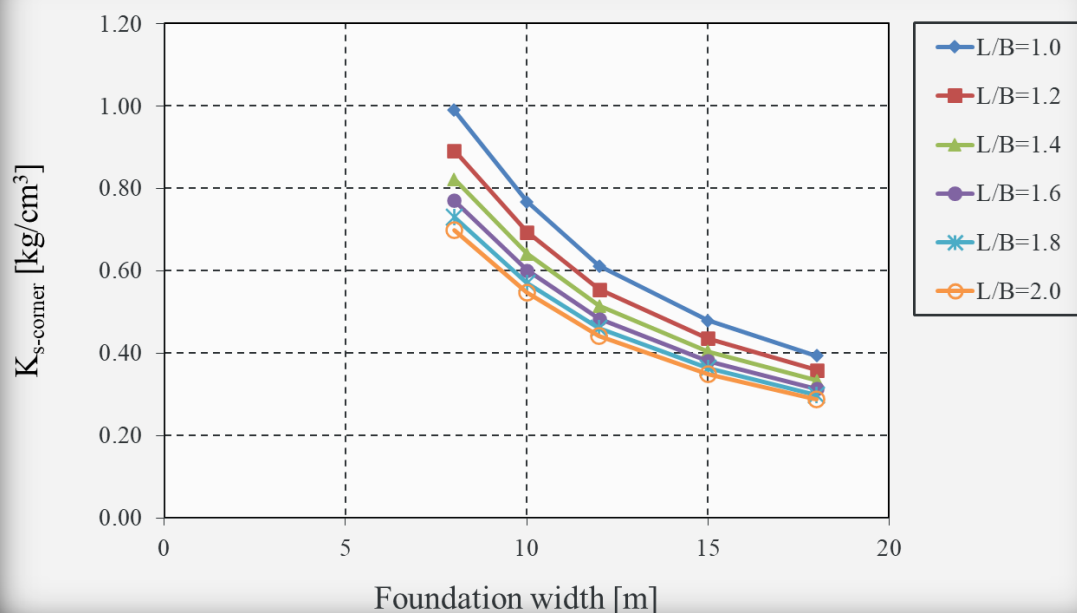
شکل ۷-۸- ظرفیت باربری مجاز شالوده با در نظر گرفتن همزمان دو معیار گسیختگی برشی و کنترل نشست



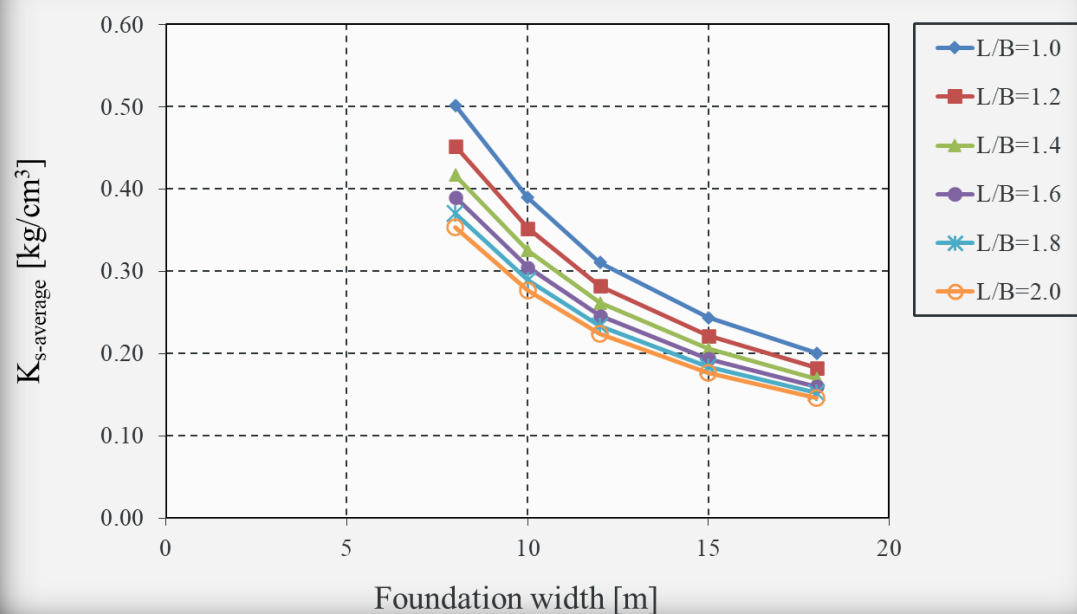
شکل ۴-۸- نشست به ازای ظرفیت باربری مجاز (بر اساس بند ۷-۴-۱ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان)



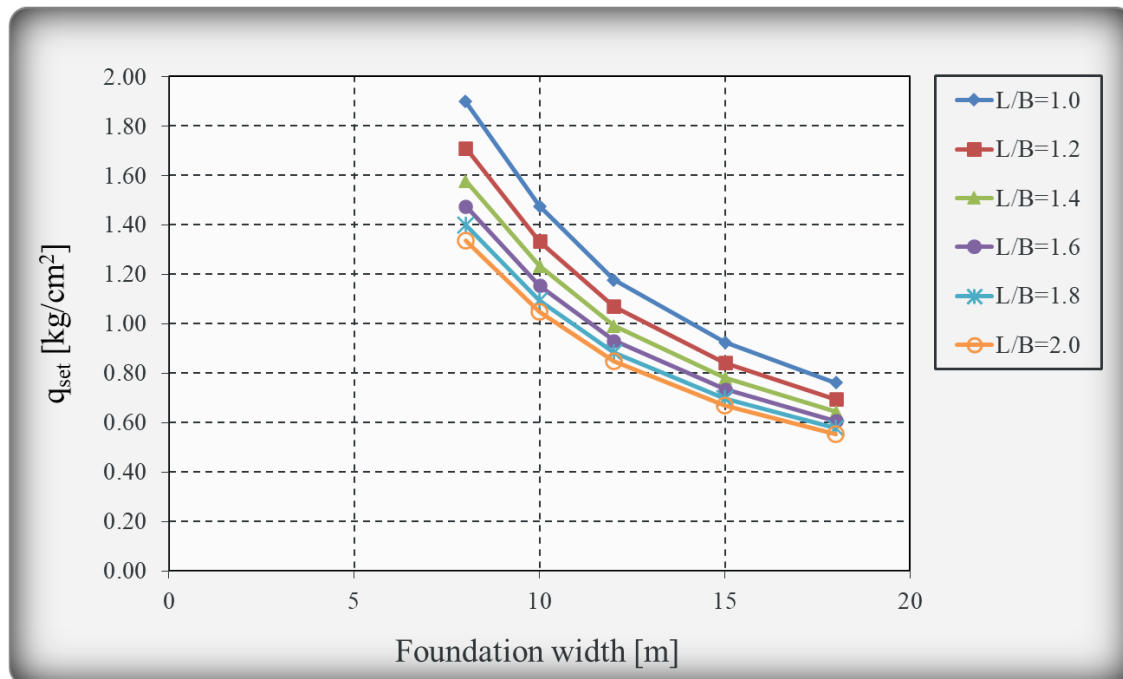
شکل ۴-۹- ضریب عکس العمل بستر در شالوده مرکز



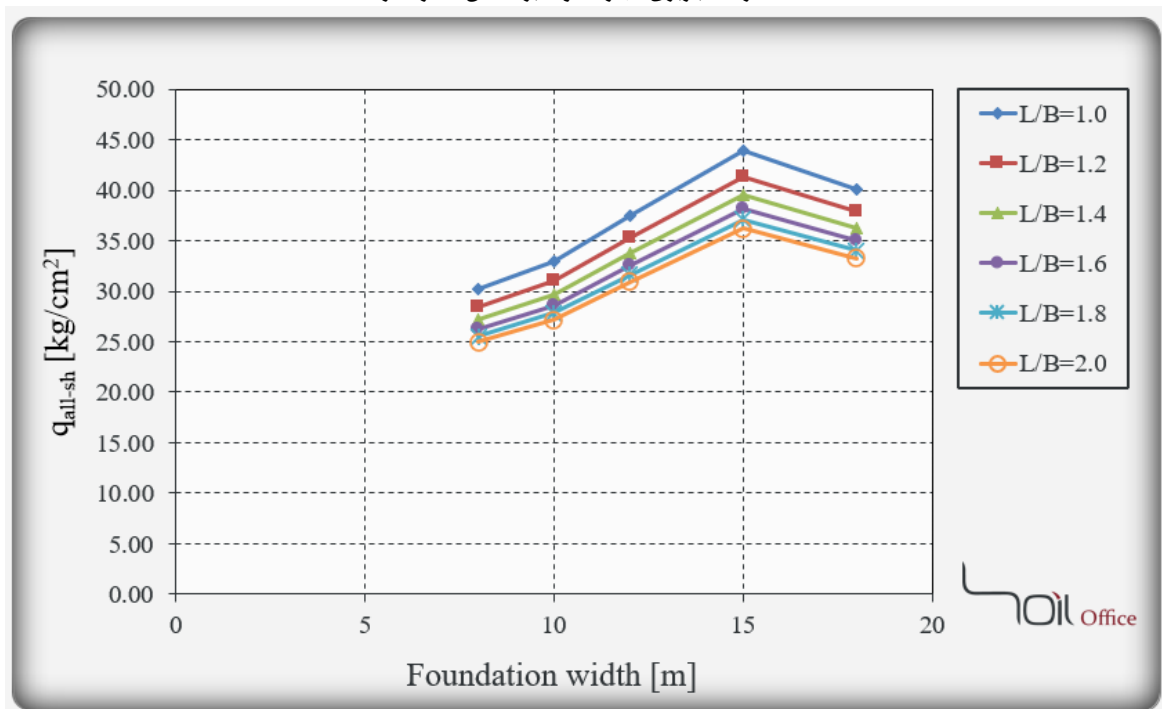
شکل ۴-۱۰- ضریب عکس العمل بستر در گوشه شالوده



شکل ۴-۱۱- ضریب عکس العمل بستر متوسط در شالوده



شکل ۴-۱۲- ظرفیت باربری مجاز شالوده بر اساس معیار کنترل نشست



شکل ۴-۱۳- ظرفیت باربری مجاز شالوده بر اساس معیار گسیختگی برشی

در ضمن با توجه به نوع سازه، اهمیت آن و شرایط ژئوتکنیکی زمین مقادیر حدی برای کنترل تغییرشکل ها و طراحی پی های سطحی در نظر گرفته شده اند.

۴-۷- شمع

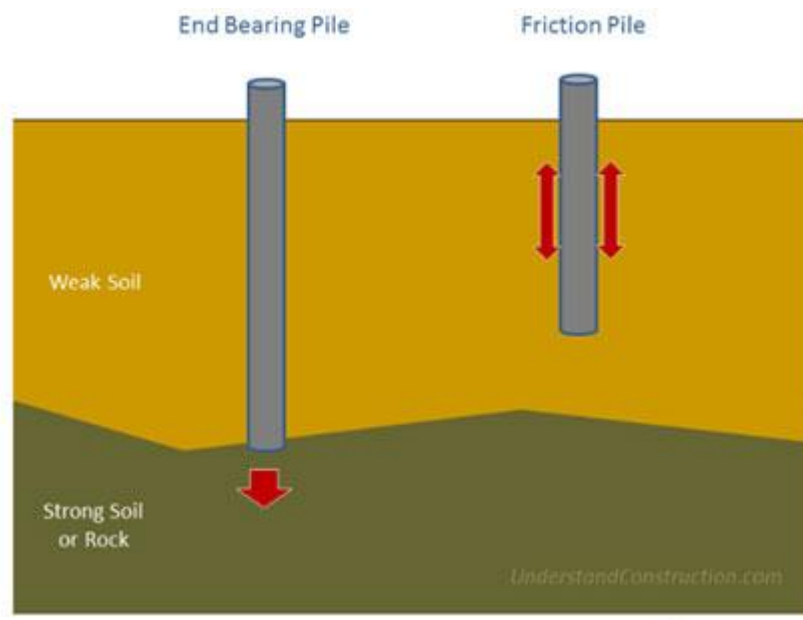
در مقایسه با پی سطحی، پی عمیق به انواعی از پی اطلاق می شود که بار سازه را به لایه های عمیق خاک منتقل می کند. پی های عمیق یا شمع ها درواقع استوانه های ساخته شده از مصالح قوی هستند (فولاد، بتن و چوب) که در زیر سازه در زمین فروبرده می شوند. از شمع ها زمانی استفاده می شوند که خاک زیر سازه سست بوده و امکان خاکبرداری آن لایه بنا به دلایلی مانند ارتفاع زیاد لایه ضعیف و مقرون به صرفه نبودن عملیات خاکبرداری و خاکریزی وجود ندارد، در این حالت می بایست بار سازه را به لایه های تحتانی که قوی تر هستند، منتقل نمود. همچنین زمانی که بار سازه بسیار زیاد و به صورت متمرکز می باشد مانند ساختمان های مرتفع، پل ها و مخازن آب، پی های عمیق (شمع ها) به دو دسته تقسیم می شوند:

- شمع های اتکایی

در شمع های اتکایی، انتهای شمع روی لایه بسیار قوی خاک یا سنگ قرار می گیرد لذا بار سازه از طریق شمع به لایه تحتانی قوی منتقل می شود.

- شمع های اصطکاکی

در شمع های اصطکاکی، بار سازه در طول شمع به خاک موجود در اطراف شمع منتقل می شود. به عبارتی کل بدنه شمع در انتقال بار به خاک مشارکت دارد.



شکل ۴-۱۴- مقایسه شمع های اتکایی و اصطکاکی

سختی و ظرفیت باربری شمع

در این قسمت نمودارهای سختی شمع و ظرفیت باربری شمع آورده شده است. در صورت استفاده از نمودار زیر باید به نکات زیر توجه فرمایید:

- تاثیر گروه شمع در طراحی در نظر گرفته شود.
- در طراحی شمع‌ها اثر نیروهای جانبی می‌بایست لحاظ گردد.
- چنانچه فاصله مرکز به مرکز شمع‌ها بیش از ۵ برابر قطر شمع‌ها باشد (به ویژه در خاک‌های اصطکاکی) به صورت منفرد عمل می‌کنند.
- در یک گروه شمع، حداقل فاصله مرکز به مرکز شمع‌ها باید ۲ برابر و ترجیحا ۳ برابر قطر شمع باشد.
- محاسبات مربوط به نشست شمع با فرض انعطاف پذیری شمع انجام گردیده است.
- نشست شمع به صورت مجموع نشست بدنه شمع، نشست خاک جدار و نشست نوک شمع محاسبه گردید.
- ضرایب اطمینان به منظور محاسبه در شرایط شمع‌های درجا بر اساس آیین نامه مبحث هفتم برابر با ۴ در نظر گرفته شده است.

روابط محاسبه ظرفیت باربری کف و جداره و نشست شمع به منظور محاسبه سختی شمع در ادامه ارائه گردیده است.

$$R_t = A_t (C_u N_c^* + \sigma'_o N_q^*)$$

$$\sigma'_o = \left(\frac{1+2K_o}{3} \right) \bar{q} \quad ; \quad K_o = 1 - \sin \phi$$

$$\begin{cases} N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \\ \phi = 0 \rightarrow N_c^* = \frac{4}{3} (Ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \end{cases}$$

$$N_q^* = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{\frac{1.333 \sin \phi}{1 + \sin \phi}} \right\}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \xi_v I_r} \approx I_r \quad ; \quad I_r = \frac{E_s}{2(1 + \nu)(C + \bar{q} \tan \phi)}$$

روش تحلیل تنش موثر β متد (rs مقاومت واحد جداری شمع)

$$r_s = \beta \sigma'_z$$

روش تحلیل λ متد (rs مقاومت واحد جداری شمع)

$$r_s = \lambda(2C_u + \sigma'_z)$$

رابطه محاسبه نشست شمع تحت بار بهره برداری عبارتست از:

$$S = \frac{(2R_t + R_s)L}{A_p E_p} + \frac{R_t D}{A_p E_s} (1 - \nu^2) I_{wp} + \frac{R_s D}{p L E_s} (1 - \nu^2) I_{ws}$$

D: قطر شمع

P: محیط شمع

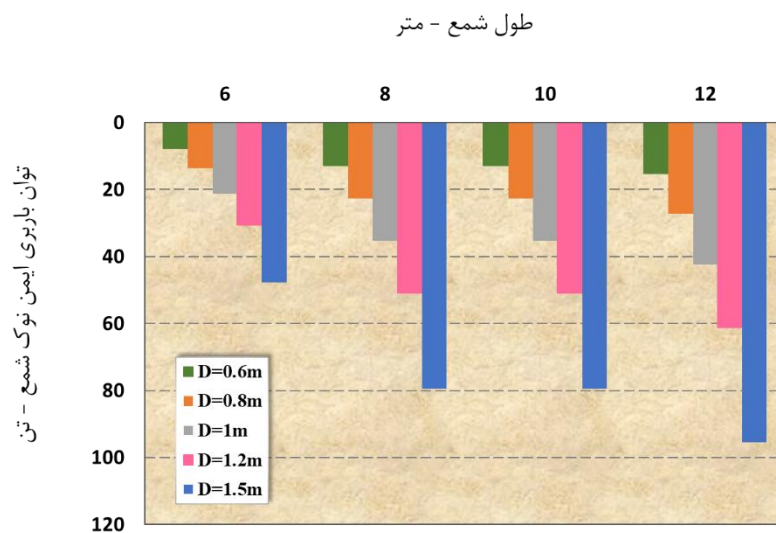
Ap: مساحت مقطع شمع

Ep مدول الاستیسیته شمع

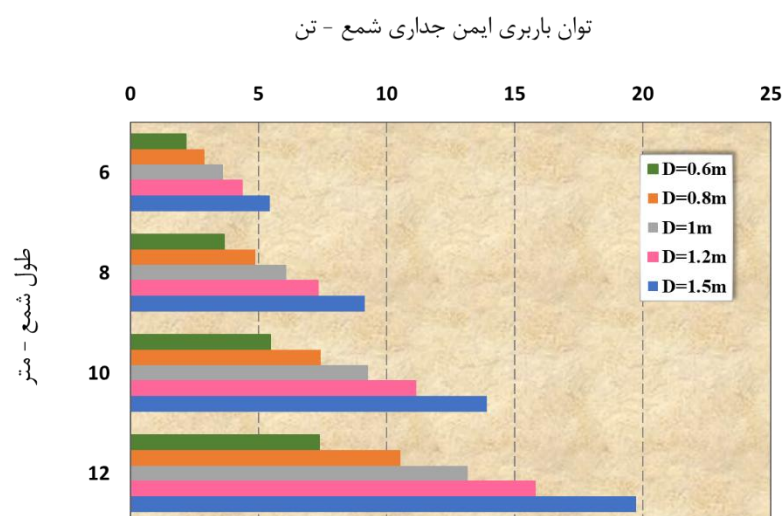
Es: مدول الاستیسیته خاک اطراف شمع

Iws: ضریب تاثیر (جدار شمع)

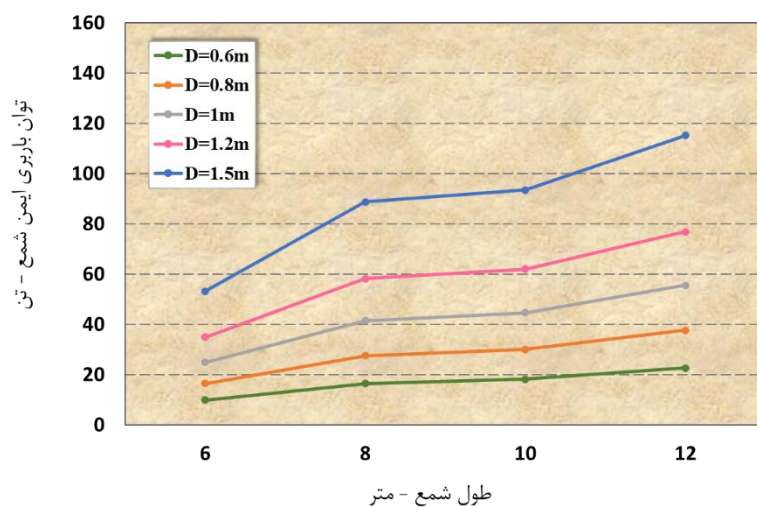
Iwp: ضریب تاثیر (نوک شمع)



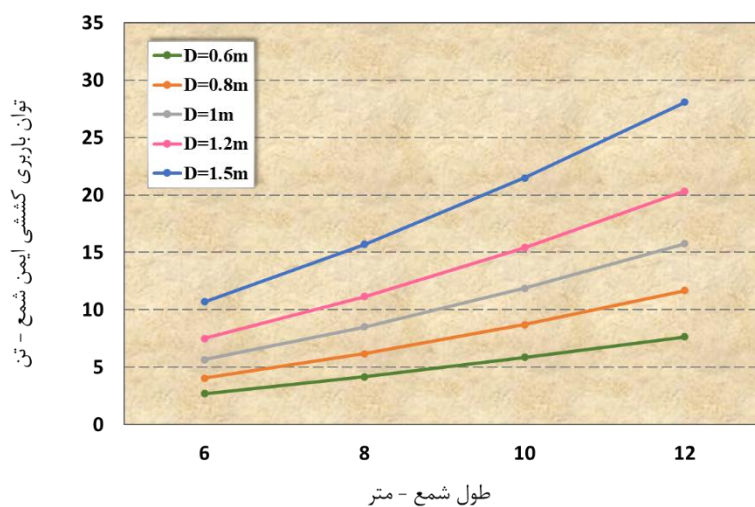
شکل ۴-۱۵: توان باربری نوک شمع بر حسب طول و قطر مختلف



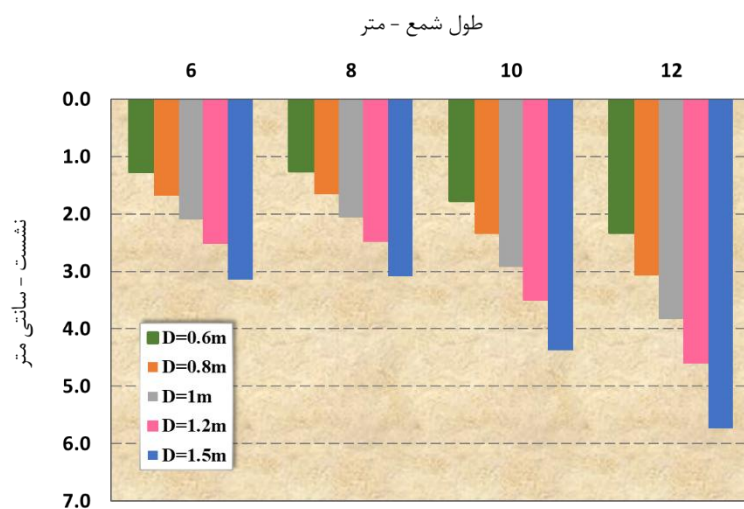
شکل ۴-۱۶: توان باربری جداری شمع بر حسب طول و قطر مختلف



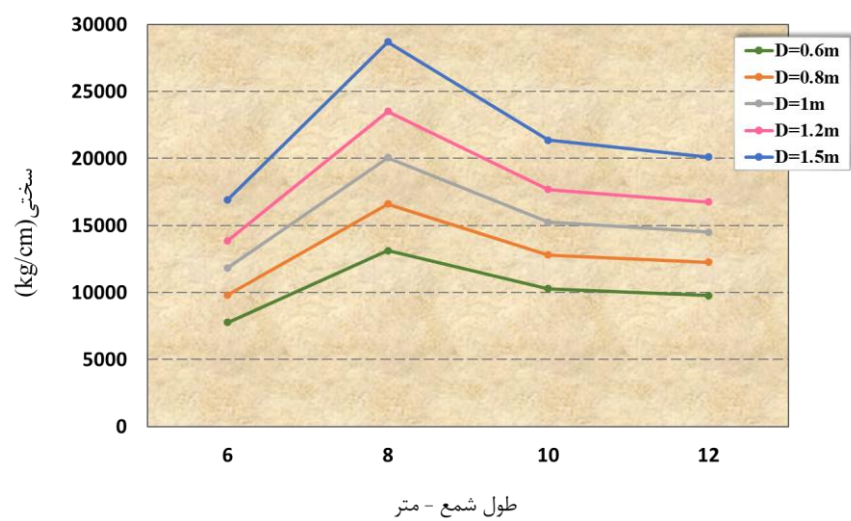
شکل ۴-۱۷: توان باربری ایمن شمع بر حسب طول و قطر مختلف



شکل ۴-۱۸: ظرفیت کششی ایمن شمع بر حسب طول و قطر مختلف



شکل ۴-۱۹: مقدار نشت هر شمع با قطر و طول مختلف تحت بار ایمن

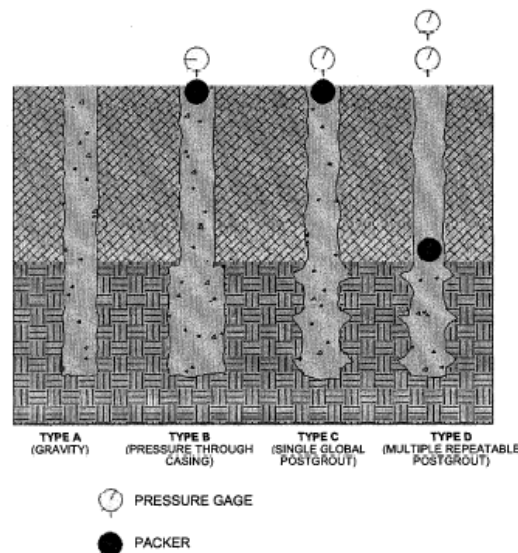


شکل ۴-۲۰: سختی هر شمع با قطر و طول مختلف

۴-۸- ریز شمع

بر اساس توصیه فنی آیین نامه FHWA-SA-97-070 در صورت پاسخگو نبودن فونداسیون ها و با صلاحدید مهندس طراح محترم می توان از ریز شمع، به دلیل مسائل فنی و اقتصادی بر اساس نوع جانمایی ستون و بارهای وارده به فونداسیون استفاده نمود.

روش تزریق عموماً بعنوان مهمترین عامل کنترل ظرفیت باربری توده خاک و مصالح تزریق در نظر گرفته می شود. ظرفیت باربری توده خاک و مصالح تزریقی بطور مستقیم به روش تزریق بستگی دارد. طبقه بندی ریز شمعها شامل چهار گروه A ، B ، C و D می باشد که اساس این طبقه بندی مطابق شکل ۴-۲۷ بر پایه روش تزریق و فشار تزریق در مدت ساخت می باشد. همچنین جهت طراحی ریز شمع ها در خاک های متفاوت می توان از جدول ۴-۵ استفاده نمود.



شکل ۴-۲۱- طبقه بندی انواع ریز شمع ها بر اساس شرایط اجرا (FHWA-SA-97-070)

جدول ۴-۵ : توان باربری میکروپایل (FHWA-SA-97-070)

Soil / Rock Description	Typical Range of Grout-to-Ground Bond Nominal Strengths (kPa)			
	Type A	Type B	Type C	Type D
Silt & Clay (some sand) (soft, medium plastic)	35-70	35-95	50-120	50-145
Silt & Clay (some sand) (stiff, dense to very dense)	50-120	70-190	95-190	95-190
Sand (some silt) (fine, loose-medium dense)	70-145	70-190	95-190	95-240
Sand (some silt, gravel) (fine-coarse, med.-very dense)	95-215	120-360	145-360	145-385
Gravel (some sand) (medium-very dense)	95-265	120-360	145-360	145-385
Glacial Till (silt, sand, gravel) (medium-very dense, cemented)	95-190	95-310	120-310	120-335
Soft Shales (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	205-550	N/A	N/A	N/A
Slates and Hard Shales (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	515-1,380	N/A	N/A	N/A
Limestone (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	1,035-2,070	N/A	N/A	N/A
Sandstone (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	520-1,725	N/A	N/A	N/A
Granite and Basalt (fresh-moderate fracturing, little to no weathering)	1,380-4,200	N/A	N/A	N/A

Type A - Gravity grout only

Type B - Pressure grouted through the casing during casing withdrawal

Type C - Primary grout placed under gravity head, then one phase of secondary "global" pressure grouting

Type D - Primary grout placed under gravity head, then one or more phases of secondary "global" pressure grouting

این مقادیر صرفاً در محل اتصال بین دوغاب و خاک در خاک های مختلف جهت راهنمایی محاسب محترم آورده شده است. که می بایست طراحی ژئوتکنیکی و سازه ای براساس بارهای وارده از طرف سازه برآورد و ظرفیت باربری میکروپایل ها بدست آید.

فصل پنجم: توصیه های فنی

۱-۵ نسبت شتاب مبنای طرح

در آیین نامه ۲۸۰۰ شتاب مبنای طرح نسبت به شتاب ثقل (g) به ۴ دسته برای مناطق مختلف کشور تقسیم شده اند.

جدول ۵-۱- شتاب ثقل (g) به ۴ دسته برای مناطق مختلف کشور

منطقه	شتاب ثقل (g)
منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد	0.35g
منطقه با خطر نسبی زیاد	0.30g
منطقه با خطر نسبی متوسط	0.25g
منطقه با خطر نسبی پایین	0.20g

☀ بر اساس ویرایش سوم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران، در منطقه با خطر نسبی زیاد قرار دارد که شتاب مبنای طرح در چنین منطقه ای $a = 0.3g$ توصیه گردیده است.

۲-۵ طبقه بندی نوع زمین

هدف از ارزیابی خطر زلزله این است که پیش بینی های لازم در مورد مقاومت سازه به عمل آید به طوریکه سازه در برابر زلزله های شدید احتمالی آینده، صدمه ساختمانی اندکی ببیند. پارامترهای مهم برای طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله، از قبیل بیشترین شتاب افقی زمین، سرعت، حرکت و میزان جابجایی زمین، فرکانس امواج زلزله و مدت زمان نوسانات باید از طریق بررسی های دقیق زمین شناسی و مکانیک خاک مورد ارزیابی قرار گیرد. آنچه که مبنای بررسی ها قرار می گیرد تعیین بیشترین شتاب حرکت افقی زمین است که بر اساس روشهای تحلیلی و تجربی برای محل سازه بر آورد می شود. بر مبنای داده های لرزه زمین ساختی، ویژگیهای گسل های ناحیه، زمین لرزه های روی داده و توان لرزه زایی گسلها می توان برآورد تحلیلی از شتاب حرکت افقی زمین به عمل آورد. معمولاً در طراحی ساختمانهای متعارف از مقررات آیین نامه های موجود استفاده می شود و بدین ترتیب دقت مورد نیاز رعایت می گردد. باید توجه داشت که آیین نامه های ساختمانی، صورت ساده شده ای از معیارهای محاسبه نیروی وارد بر سازه را ارائه می دهد که توان پایداری مورد نیاز سازه را می توان بر اساس آن محاسبه نمود.

سرعت موج برشی (V_s) یکی از خصوصیات دینامیکی خاک است که در تحلیلها و بررسیهای ژئوتکنیکی از جمله ارزیابی واکنش ساختمان و طبقه بندی سایت به لحاظ طراحی های دینامیکی استفاده می شود. سرعت موج برشی توسط روشهای مستقیم صحرایی از جمله آزمایشات ژئوفیزیک شامل روشهای درون گمانه ای (Downhole)، بین گمانه ای (Crosshole)، آزمایش نفوذ مخروط دینامیکی (SCPT) و یا بوسیله اندازه گیریهای آزمایشگاهی بر روی نمونه های دست نخورده خاک بدست می آید. سرعت موج برشی تابعی از چگالی خاک، نسبت تخلخل، تنش مؤثر، عمر نهشته، سیماناسیون و تاریخچه تنش است.

🔧 بر اساس مطالعات ژئوتکنیک و دید زمین شناسی موقعیت پروژه ، نوع زمین مورد مطالعه مطابق آیین نامه ۲۸۰۰

طرح ساختمان ها در برابر زلزله، از نوع IV انتخاب می گردد.

جدول ۵-۲- طبقه بندی نوع زمین

نوع زمین	مواد تشکیل دهنده ساختمان	$\overline{V_s} \text{ (m/s)}$	$\overline{N}_{1(60)}$	$\overline{C_u} \text{ (kpa)}$
I	الف- سنگهای آذرین (دارای یافت درشت و ریزدانه)، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده ای (گنایس - سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایی با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف تر تا سطح زمین، یا حداکثر ۳ متر زیر پی	>750	-	-
II	الف- سنگهای آذرین سست (مانند توف)، سنگهای سست رسوبی و سنگهای دگرگونی متورق و به طور کلی سنگهایی که بر اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده اند. ب- خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$375-750$	>50	>250
III	الف- سنگهای متلاشی شده بر اثر هوازدگی ب- خاکهای با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه ای و رس با سختی متوسط	$175-375$	$15-50$	$70-250$
IV	الف- نهشته های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی ب- هر گونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد.	<175	<15	<70

۳-۵ ارزیابی خطر گودبرداری

جهت ارزیابی خطر گود الزم است عمق بحرانی گود تعیین و سپس با استفاده از جدول ۷-۳-۱ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان، خطر گود مورد ارزیابی قرار گیرد. عمق بحرانی گودبرداری از رابطه زیر محاسبه میگردد:

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{Ka}} - \frac{q}{\gamma}$$

جدول ۵-۳- شرایط خطر گود

خطر گود	مقدار $\frac{h}{h_c}$
معمولی	کمتر از ۰/۵
زیاد	بین ۰/۵ تا ۲
بسیار زیاد	بیشتر از ۲

که در رابطه فوق h عمق گودبرداری، h_c عمق بحرانی گودبرداری بر حسب c ، چسبندگی خاک بر حسب کیلو پاسکال، γ وزن مخصوص خاک بر حسب کیلو نیوتن بر متر مکعب، ka ضریب افقی زمین در حالت محرک و q تنش ناشی از سربار گود بر حسب کیلو پاسکال میباشد.



از آنجایی که عمق خاکبرداری اعلامی حداکثر ۴ متر می باشد، پروژه فوق به عنوان خطر **گود زیاد** قرار گرفته است و در صورت افزایش عمق گودبرداری طراح محترم می بایست اطلاعات مربوطه را به شرکت ژئوتکنیک ارائه تا ارزیابی های مربوطه انجام گیرد.

خطر گود	عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری دیواره گود	عمق گود از تراز صفر	مقدار $\frac{h}{h_c}$
معمولی	صفر	کمتر از ۴ متر	کمتر از ۰/۵
زیاد	بین صفر تا ۶ متر	بین ۴ تا ۱۰ متر	بین ۰/۵ تا ۲
بسیار زیاد	بیشتر از ۶ متر	بیشتر از ۱۰ متر	بیشتر از ۲

۵-۵- یادداشت فنی :

- قبل از بتن ریزی پی ، کف آن با بتن لاغر یا مگر به ضخامت ۲۰ سانتی متر با بتن پوشانده شود.
- به دلیل گودبرداری و بارندگی های فصلی، شیب بندی اطراف پی طوری باشد که از جمع شدن آب زیر پی جلوگیری شود.
- در اجرای شالوده ها می بایست کلیه اصول فنی از جمله اجرای صحیح درزهای اتصال سازه ای، مسطح بودن تراز پی در هنگام بتن ریزی، رعایت پوشش لازم بتنی و سایر موارد رعایت شود. از قرار دادن پی بر روی خاک دستی و نباتی اکیدا خودداری شود.
- پیشنهاد می شود در صورت خاکریزی سطحی جهت تسطیح با تجهیزات لازم تراکم مناسب انجام شود.

۶-۵- عمق یخبندان

عمق یخبندان در هر پروژه با توجه به موقعیت جغرافیایی و شرایط ژئوتکنیکی آن متفاوت می باشد. با توجه به شرایط آب و هوایی و تغییرات شاخص برودت منطقه مورد مطالعه عمق استقرار فونداسیون بیش از ۸۰ سانتی متر توصیه می شود که از عمق یخبندان گذر خواهد نمود در غیر اینصورت مطابق با استاندارد (ACI 2019 (Table R 19.3.1 اگر فونداسیون بتنی در خاک، زیر عمق یخبندان نباشد، شامل شرایط محیطی F1 می شود و باید در ساخت بتن آن، تمهیدات ویژه ای (از جمله اضافه کردن مواد حباب زا با درصدی مشخص) در نظر گرفته شود.

۷-۵- سیستم دفع فاضلاب و آبهای سطحی

- توصیه می گردد ناظر محترم در هنگام گودبرداری لوله های فاضلاب در زیر یا مجاورت گود را بازرسی نمایند.
- توصیه می شود از احداث چاه های جذبی، پکیج فاضلاب در زیر ستونها، دیوار برشی و یا بادبندها اکیدا خودداری شود.
- ریزش فاضلاب به داخل چاه باید به نحوی باشد که به جداره چاه برخورد نکند و موجبات شستگی و نفوذ به زیر پی را فراهم نسازد بدین منظور می بایست طوقه چینی شود.

۸-۵- نکات ایمنی:

- رعایت ضوابط مندرج در مرجع شماره ۱۵ (قانون کار- آیین نامه و مقررات حفاظتی حفر چاه های دستی) الزامی می باشد.

- به منظور جلوگیری از اثر فرسایشی رطوبت خاک زیر پی توصیه می شود شیب بندی اطراف پی ها به نحوی اجرا شود که از تجمع و نفوذ آب های سطحی به زیر پی جلوگیری شود و چنانچه احتمال نفوذ آب از بالا دست (بر اثر بارندگی و یا ترکیدگی لوله) وجود دارد با طرح زهکش های مناسب از نفوذ آب به محدوده پی جلوگیری شود.
- شیب بندی اطراف پی طوری باشد که از جمع شدن آب زیر پی جلوگیری شود.

۹-۵- کنترل کیفیت مصالح مصرفی

پیشنهاد می شود در مراحل ساخت سازه، کنترل کیفیت بتن، میلگرد، سیمان، سنگدانه های مصرفی و دیگر مصالح انجام گیرد.

۶- پیوست

Project		Bore hole/Test pit		Drilling		Logo									
Name: BH-01 Client: Depth [m]: 30 Location: Elevation [m]: - Code: Water table level [m]: 1		Contractor: Method: Wash boring Start date: End date:													
Depth [m]	GWT [m]	USCS	Description	SPT (Blows per 30 cm)	Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	Atterberg Limits	Physical Characteristics	Direct Shear Test	Triaxial Compression	Consolidation	Other Tests	Elevation [m]
0			Fill Material												0
1			Clayey SAND		0	80	20	-							-1
2															-2
3															-3
4			Silty SAND		0	85	15	-							-4
5															-5
6															-6
7			Clayey SAND												-7
8					0	70	30	-							-8
9															-9
10			Poorly-Graded SAND with Clay												-10

Sample	Index	Strength & Compression	Soil Particles	Atterberg Limits	Physical Characteristics	Direct Shear Test	Triaxial Compression	Consolidation	Other Tests	Note:
Disturbed Undisturbed Rock core	LL: Liquid Limit PL: Plastic Limit PI: Plastic Index NP: Non-Plastic	F: Fast S: Slow phi, phi': Friction angle c, c': Cohesion	CD: Consolidated Drained CU: Consolidated Undrained UU: Unconsolidated Undrained qu: Unconfined Compression	Cc: Coefficient of compression Cs: Coefficient of swelling	CH: Chemical CMP: Compaction PLT: Plate loading test K: Permeability	Full details available in supplementary legend.				

Project		Bore hole/Test pit		Drilling		Logo											
Name: BH-02		Contractor: Wash boring		Method: Start date: End date:		oil Office											
Client: Depth [m]: 30		Water table level [m]: 1		Elevation [m]:													
Location: Elevation [m]:																	
Code:																	
Depth [m]	GWT [m]	Sample Type	USCS	Description	SPT (Blows per 30 cm)	Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	Atterberg Limits	Physical Characteristics	Direct Shear Test	Triaxial Compression	Consolidation	Other Tests	Elevation [m]	
10				Poorly-Graded SAND with Clay												-10	
11																	-11
12																	-12
13																	-13
14				Clayey SAND												-14	
15																	-15
16																	-16
17																	-17
18																-18	
19																-19	
20																-20	

Sample

Disturbed

Undisturbed

Rock core

Index

LL: Liquid Limit

PL: Plastic Limit

PI: Plastic Index

NP: Non-Plastic

Strength & Compression

F: Fast

S: Slow

phi: Friction angle

c, c': Cohesion

Other tests

CH: Chemical

CMP: Compaction

PLT: Plate loading test

K: Permeability

Note:

Full details available in supplementary legend.

Project		Bore hole/Test pit		Drilling		Logo										
Name:		Name: BH-01		Contractor:		soil Office										
Client:		Depth [m]: 30		Method: Wash boring												
Location:		Elevation [m]: -		Start date:												
Code:		Water table level [m]: 1		End date:												
USCS	Sample Type	Depth [m]	GWT [m]	Description	SPT (Blows per 30 cm)	Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	Atterberg Limits	Physical Characteristics	Direct Shear Test	Triaxial Compression	Consolidation	Other Tests	Elevation [m]
		20			25	0	95	5	-	PI [%] PL [%] LL [%]	w [%] e d [g/cm ³] Gs	Type phi [deg.] c [kg/cm ²] phi [deg.]	Type phi [deg.] c [kg/cm ²] phi [deg.]	Cc Cs Pc [kg/cm ²]		-20
		21														-21
		22										S 41.7 0.09				-22
		23														-23
		24														-24
		25														-25
		26														-26
		27														-27
		28														-28
		29														-29
		30														-30
End of boring																

Sample	Index	Strength & Compression	F: Fast S: Slow phi, phi': Friction angle c, c': Cohesion	CD: Consolidated Drained CU: Consolidated Undrained UU: Unconsolidated Undrained qu: Unconfined Compression	Cc: Coefficient of compression Cs: Coefficient of swelling	Other tests	Note:
Disturbed	LL: Liquid Limit PL: Plastic Limit PI: Plastic Index NP: Non-Plastic	gd: Dry unit weight w: Moisture Content Gs: Specific Gravity				CH: Chemical CMP: Compaction PLT: Plate loading test K: Permeability	Full details available in supplementary legend.

Logo

Project		Bore hole/Test pit		Drilling		Logo														
Name: BH-03		Contractor: Wash boring		Method: Start date: End date:		Oil Office														
Client: Depth [m]: 25		Water table level [m]: 2		Elevation [m]:																
Location: Elevation [m]:																				
Code: Water table level [m]:																				
Depth [m]	GWT [m]	Sample Type	USCS	Description	SPT (Blows per 30 cm)		Soil Particles		Atterberg Limits		Physical Characteristics		Direct Shear Test		Triaxial Compression		Consolidation		Other Tests	
					Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	LL [%]	PL [%]	PI [%]	gd [g/cm ³]	w [%]	Gs	Type	phi [deg.]	c [kg/cm ²]	phi [deg.]	c [kg/cm ²]	Cc
10																				
11				Poorly-Graded SAND with Clay																
12																				
13																				
14																				
15				Clayey SAND																
16																				
17																				
18																				
19																				
20																				

Sample

Disturbed ☐ Undisturbed ☒ Rock core ☐

Index

LL: Liquid Limit
PL: Plastic Limit
PI: Plastic Index
NP: Non-Plastic

Strength & Compression

F: Fast
S: Slow
phi, phi': Friction angle
c, c': Cohesion

Other tests

CH: Chemical
CMP: Compaction
PLT: Plate loading test
K: Permeability

Note:

Full details available in supplementary legend.

Project			Bore hole/Test pit			Drilling			Logo																																																																																																																																																																																																																																																																											
Name: BH-03			Contractor: Wash boring																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Client: 25			Method: Start date:																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Location: -			End date:																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Code: 1			Water table level [m]:																																																																																																																																																																																																																																																																																	
USCS Sample Type GWT [m] Depth [m] 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 100 75 50 25 0 SPT (Blows per 30 cm) Poorly-Graded SAND with Clay End of boring 25 28 <tr><th colspan="3">Soil Particles</th><th colspan="2">Atterberg Limits</th><th colspan="2">Physical Characteristics</th><th colspan="2">Direct Shear Test</th><th colspan="2">Triaxial Compression</th><th colspan="2">Consolidation</th><th colspan="2">Other Tests</th></tr> <tr><th>Gravel [%]</th><th>Sand [%]</th><th>Silt [%]</th><th>Clay [%]</th><th>LL [%]</th><th>PL [%]</th><th>PI [%]</th><th>e_d [g/cm³]</th><th>w [%]</th><th>G_s</th><th>Type</th><th>ϕ [deg.]</th><th>c [kg/cm²]</th><th>ϕ [deg.]</th><th>c [kg/cm²]</th><th>C_s</th><th>C_c</th><th>p_c [kg/cm²]</th><th>Elevation [m]</th></tr> <tr><td>0</td><td>95</td><td>5</td><td>-</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>S</td><td>41.7</td><td>0.09</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>-20</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>-21</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>-22</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>-23</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>-24</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>-25</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>-26</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>-27</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>-28</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>-29</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>-30</td></tr> <tr><td colspan="3">Sample</td><td colspan="3">Index</td><td colspan="3">Strength & Compression</td><td colspan="3">F: Fast S: Slow ϕ, ϕ: Friction angle c, c: Cohesion</td><td colspan="3">CD: Consolidated Drained CU: Consolidated Undrained UU: Unconsolidated Undrained qu: Unconfined Compression</td><td colspan="3">Cc: Coefficient of compression Cs: Coefficient of swelling</td><td colspan="3">CH: Chemical CMP: Compaction PLT: Plate loading test K: Permeability</td><td colspan="3">Note: Full details available in supplementary legend.</td></tr>										Soil Particles			Atterberg Limits		Physical Characteristics		Direct Shear Test		Triaxial Compression		Consolidation		Other Tests		Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	LL [%]	PL [%]	PI [%]	e_d [g/cm ³]	w [%]	G _s	Type	ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]	ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]	C _s	C _c	p_c [kg/cm ²]	Elevation [m]	0	95	5	-							S	41.7	0.09						-20																			-21																			-22																			-23																			-24																			-25																			-26																			-27																			-28																			-29																			-30	Sample			Index			Strength & Compression			F: Fast S: Slow ϕ , ϕ : Friction angle c , c : Cohesion			CD: Consolidated Drained CU: Consolidated Undrained UU: Unconsolidated Undrained qu: Unconfined Compression			Cc: Coefficient of compression Cs: Coefficient of swelling			CH: Chemical CMP: Compaction PLT: Plate loading test K: Permeability			Note: Full details available in supplementary legend.		
Soil Particles			Atterberg Limits		Physical Characteristics		Direct Shear Test		Triaxial Compression		Consolidation		Other Tests																																																																																																																																																																																																																																																																							
Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	LL [%]	PL [%]	PI [%]	e_d [g/cm ³]	w [%]	G _s	Type	ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]	ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]	C _s	C _c	p_c [kg/cm ²]	Elevation [m]																																																																																																																																																																																																																																																																		
0	95	5	-							S	41.7	0.09						-20																																																																																																																																																																																																																																																																		
																		-21																																																																																																																																																																																																																																																																		
																		-22																																																																																																																																																																																																																																																																		
																		-23																																																																																																																																																																																																																																																																		
																		-24																																																																																																																																																																																																																																																																		
																		-25																																																																																																																																																																																																																																																																		
																		-26																																																																																																																																																																																																																																																																		
																		-27																																																																																																																																																																																																																																																																		
																		-28																																																																																																																																																																																																																																																																		
																		-29																																																																																																																																																																																																																																																																		
																		-30																																																																																																																																																																																																																																																																		
Sample			Index			Strength & Compression			F: Fast S: Slow ϕ , ϕ : Friction angle c , c : Cohesion			CD: Consolidated Drained CU: Consolidated Undrained UU: Unconsolidated Undrained qu: Unconfined Compression			Cc: Coefficient of compression Cs: Coefficient of swelling			CH: Chemical CMP: Compaction PLT: Plate loading test K: Permeability			Note: Full details available in supplementary legend.																																																																																																																																																																																																																																																															

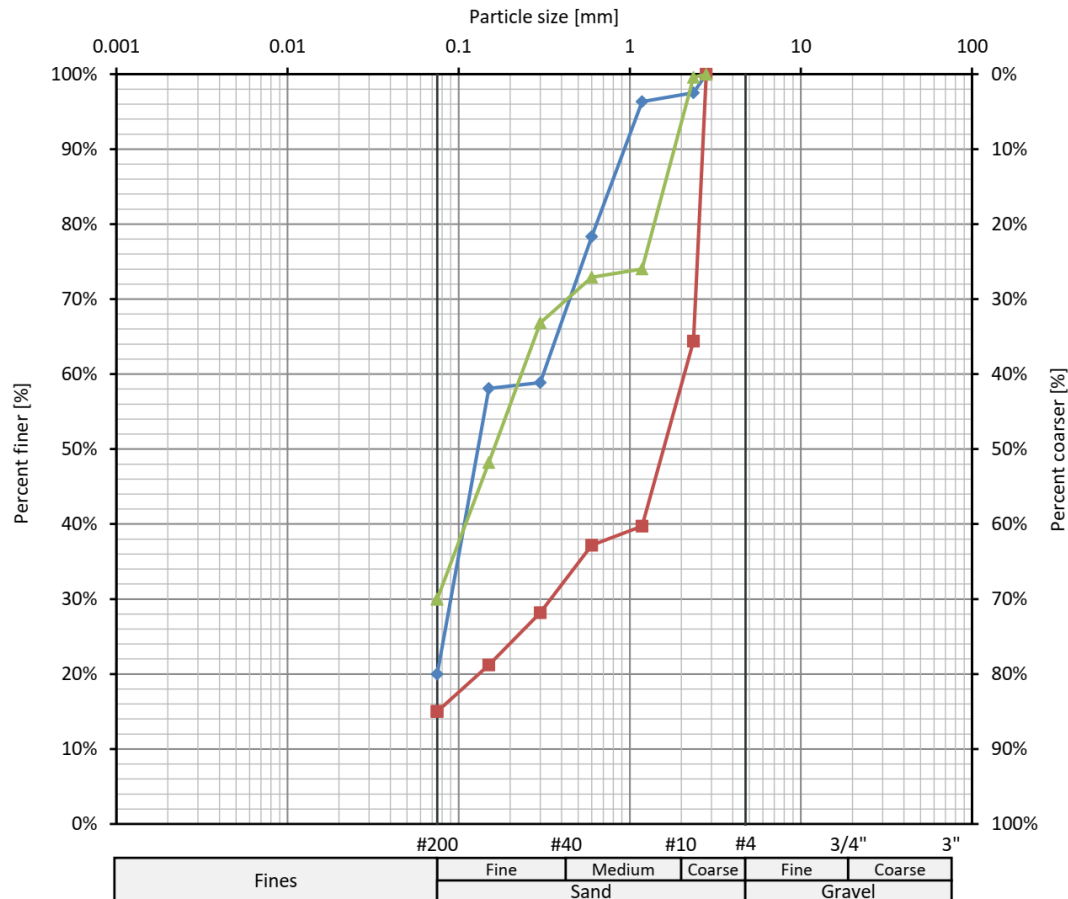
Particle-Size Distribution

Project:

Client:

Location:

Code:



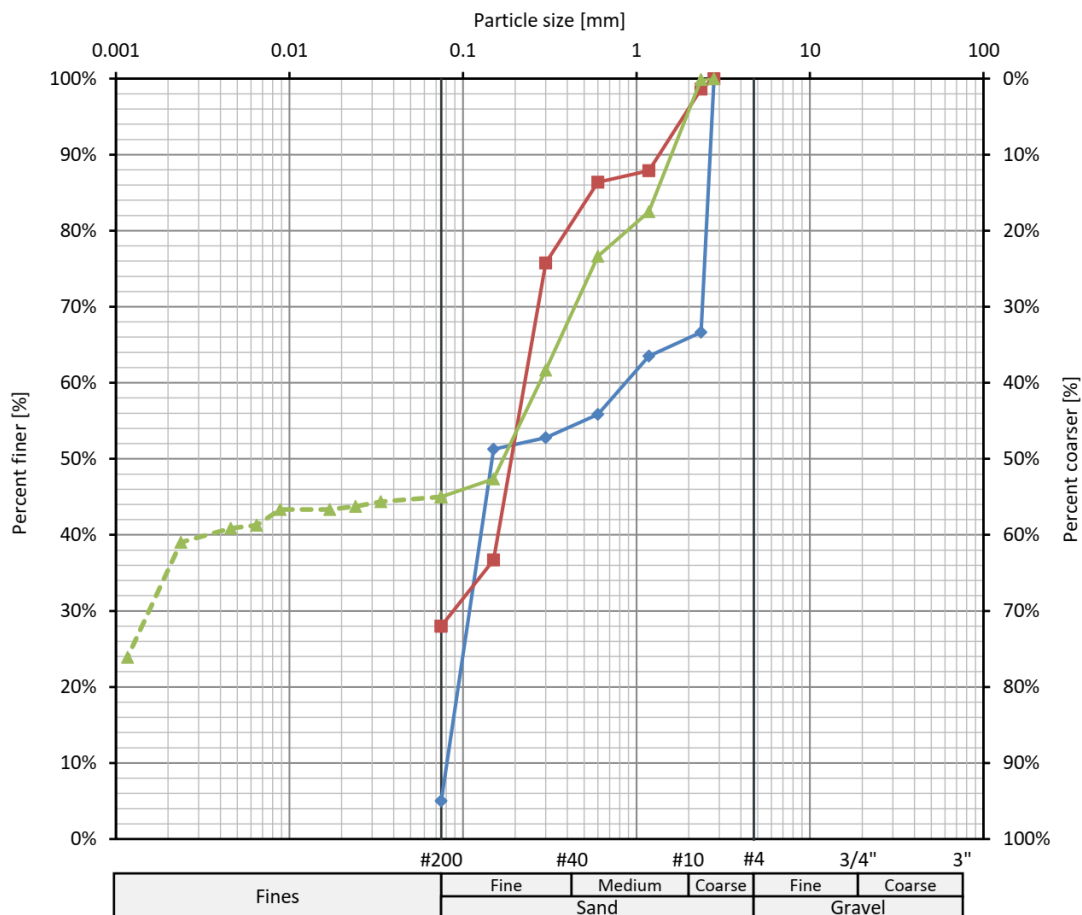
Symbol	Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
◆	0	80	20		-	0.0947	0.3173
■	0	85	15		-	0.3608	2.1501
▲	0	70	30		-	0.075	0.2451

Symbol	BH/TP	Depth [m]	C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
◆	BH-01	1	-	-			SC	Clayey SAND
■	BH-01	4	-	-	NP	NP	SM	Silty SAND
▲	BH-01	8	-	-			SC	Clayey SAND

Tip: Hatched cells are visually examined.

Particle-Size Distribution

Project:
Client:
Location:
Code:



Symbol	Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
◆	0	95	5		0.0831	0.1155	0.9147
■	0	72	28		-	0.0922	0.2395
▲	0	55	10.6	34.4	-	0.0017	0.2825

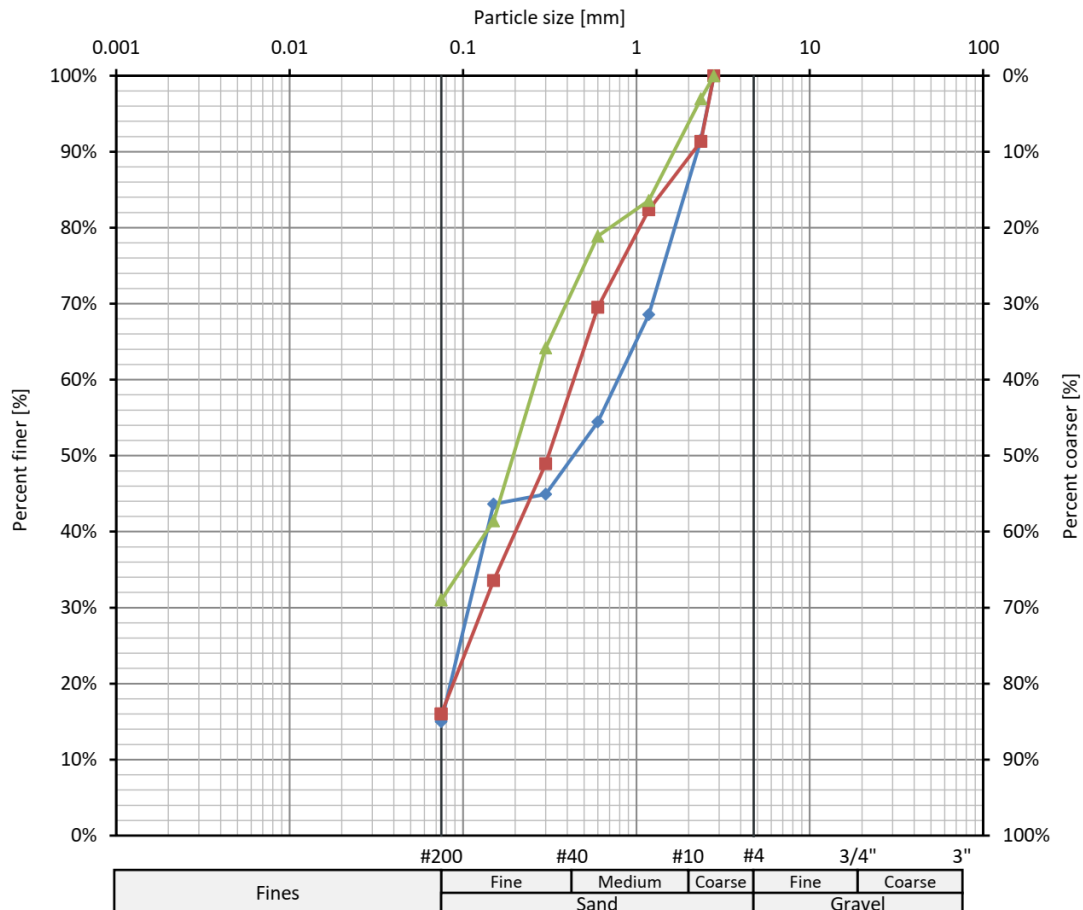
Symbol	BH/TP	Depth [m]	C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
◆	BH-01	11	11.01	0.18			SP-SC	Poorly-Graded SAND with Clay
■	BH-01	14	-	-			SC	Clayey SAND
▲	BH-01	19	-	-	46	24	SC	Clayey SAND

Att.: Particles finer than 0.002 [mm] are considered as Clay.

Tip: Hatched cells are visually examined.

Particle-Size Distribution

Project:
Client:
Location:
Code:



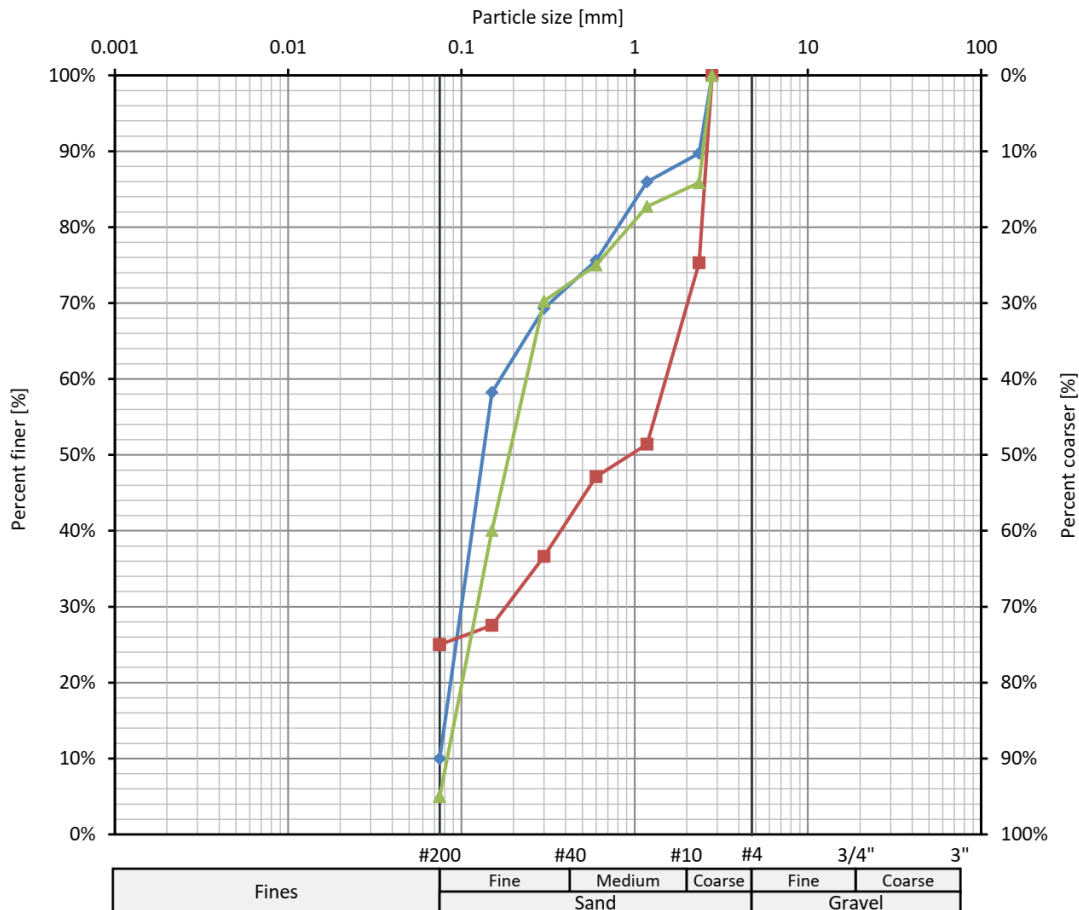
Symbol	Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
◆	0	85	15		-	0.1143	0.8286
■	0	84	16		-	0.1348	0.4614
▲	0	69	31		-	-	0.2724

Symbol	BH/TP	Depth [m]	C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
◆	BH-02	2	-	-			SC	Clayey SAND
■	BH-02	6	-	-	NP	NP	SM	Silty SAND
▲	BH-02	9	-	-	40	22	SC	Clayey SAND

Tip: Hatched cells are visually examined.

Particle-Size Distribution

Project:
Client:
Location:
Code:



Symbol	Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
◆	0	90	10		0.075	0.1061	0.1738
■	0	75	25		-	0.1905	1.6042
▲	0	95	1.2	3.8	0.0857	0.1285	0.249

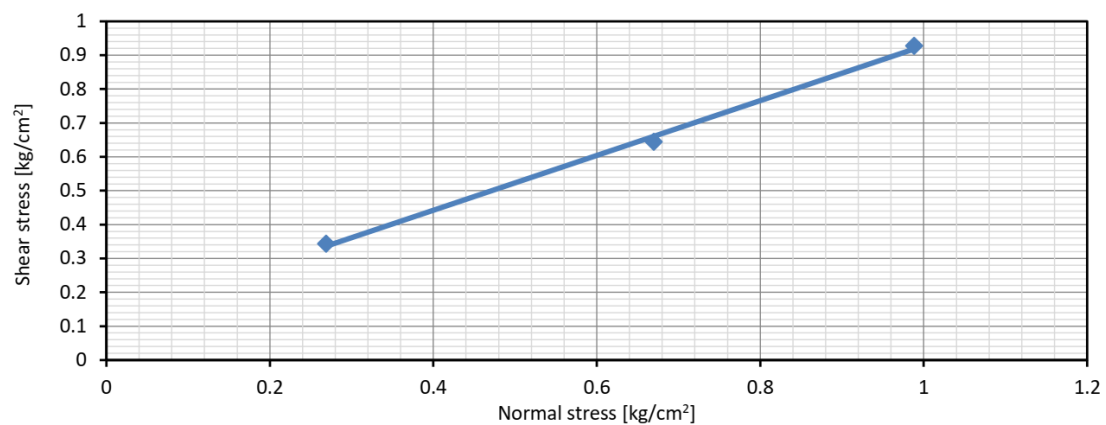
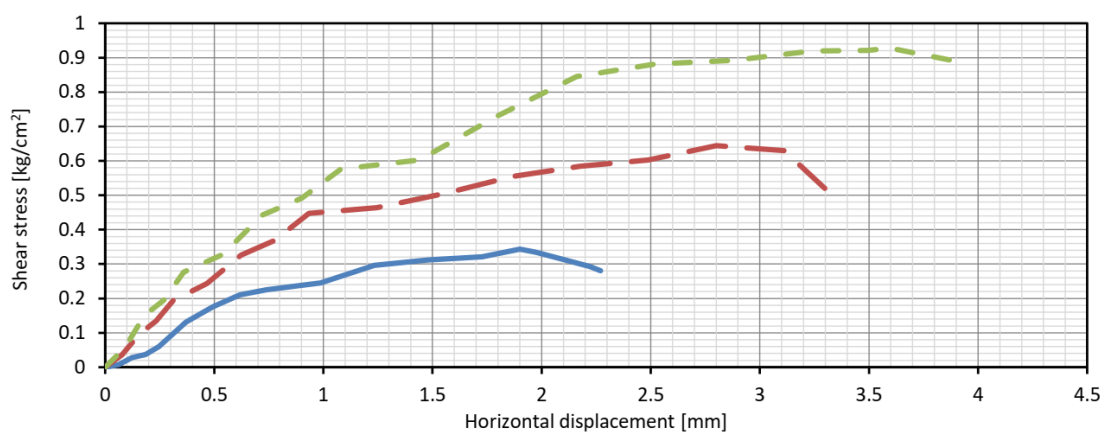
Symbol	BH/TP	Depth [m]	C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
◆	BH-02	11	2.32	0.86			SP-SC	Poorly-Graded SAND with Clay
■	BH-02	15	-	-	39	23	SC	Clayey SAND
▲	BH-02	21	2.91	0.77			SP-SC	Poorly-Graded SAND with Clay

Tip: Hatched cells are visually examined.

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-01
Client:	Depth: 1.5
Location:	USCS: SP-SC
Code:	Sample: Undisturbed

Test type	Slow
Moisture status	Inundated
Shear box	Square Width = 6.0 [cm]



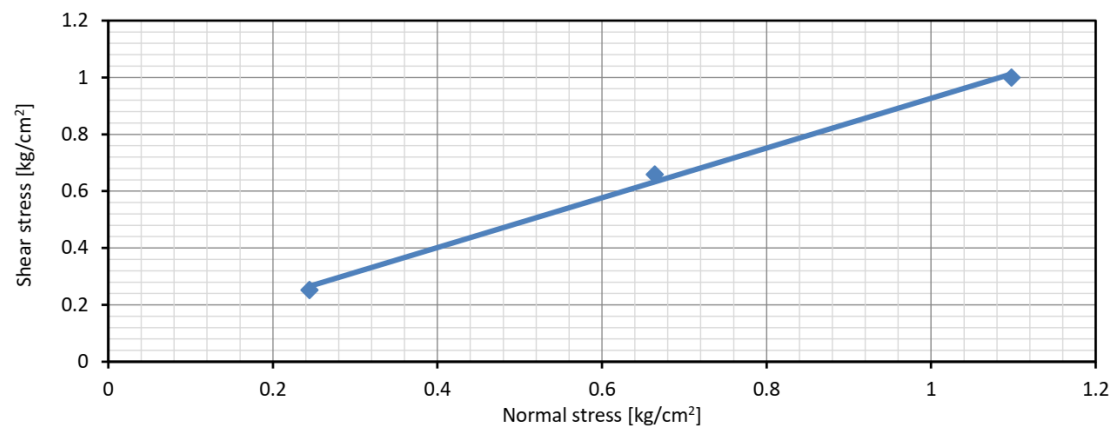
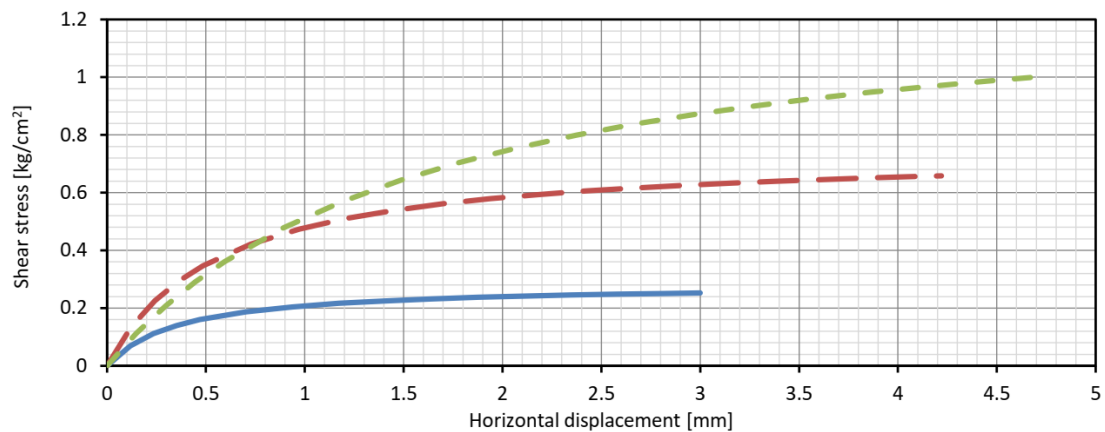
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm²]	τ_{max} [kg/cm²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.27	0.34	1.90	0.28	2.27	-	-
2	---	0.67	0.64	2.80	0.52	3.30	-	-
3	---	0.99	0.93	3.60	0.89	3.92	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm²]
39.0	0.12

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-01
Client:	Depth: 5
Location:	USCS: SM
Code:	Sample: Disturbed

Test type	Slow
Moisture status	Natural
Shear box	Square Width = 6.0 [cm]



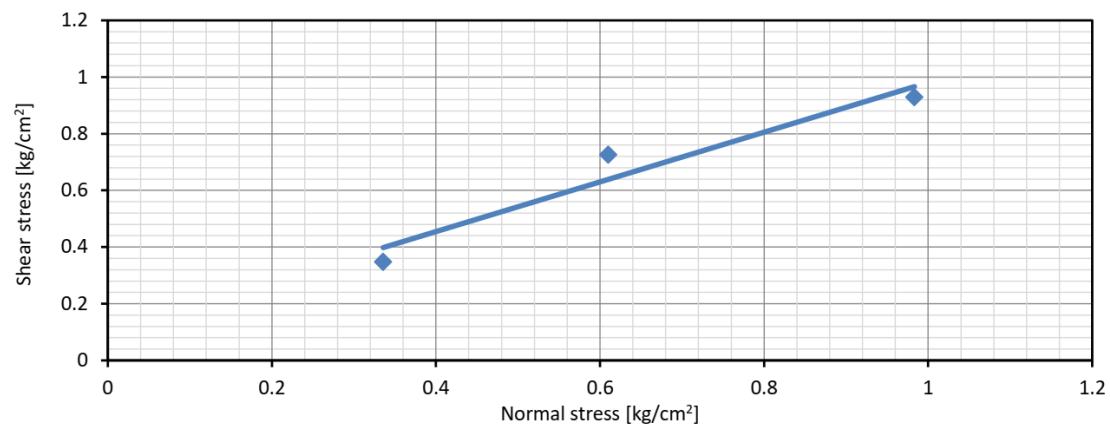
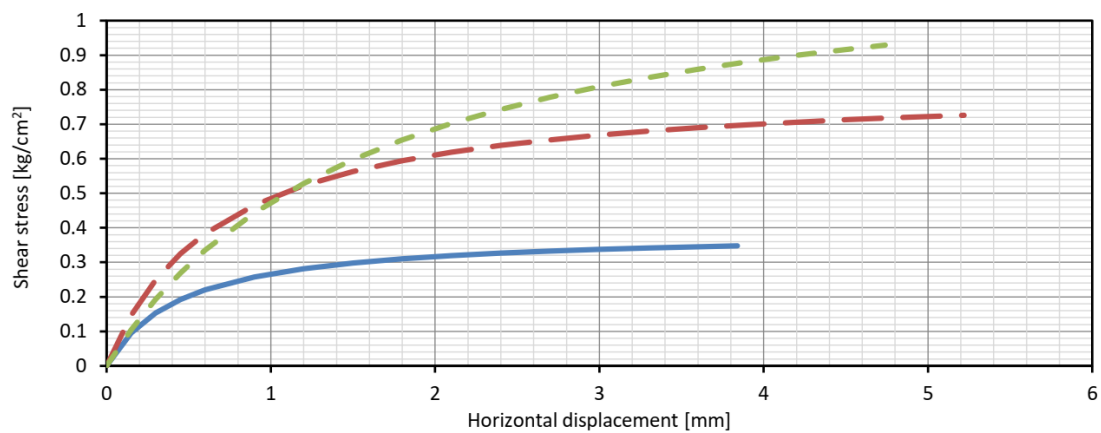
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm ²]	τ_{max} [kg/cm ²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm ²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.24	0.25	3.00	0.25	3.00	-	-
2	- - -	0.66	0.66	4.22	0.66	4.22	-	-
3	- - -	1.10	1.00	4.69	1.00	4.69	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]
41.2	0.05

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-01
Client:	Depth: 8
Location:	USCS: SC
Code:	Sample: Undisturbed

Test type	Slow
Moisture status	Natural
Shear box	Square Width = 6.0 [cm]



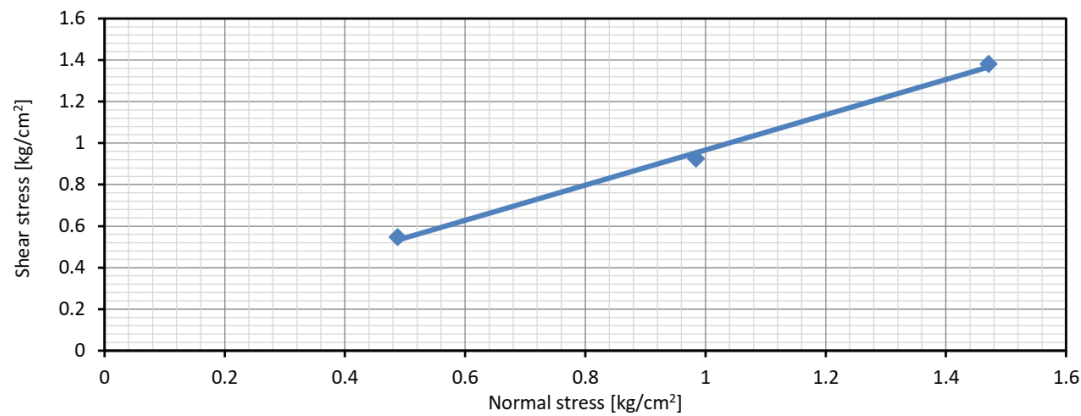
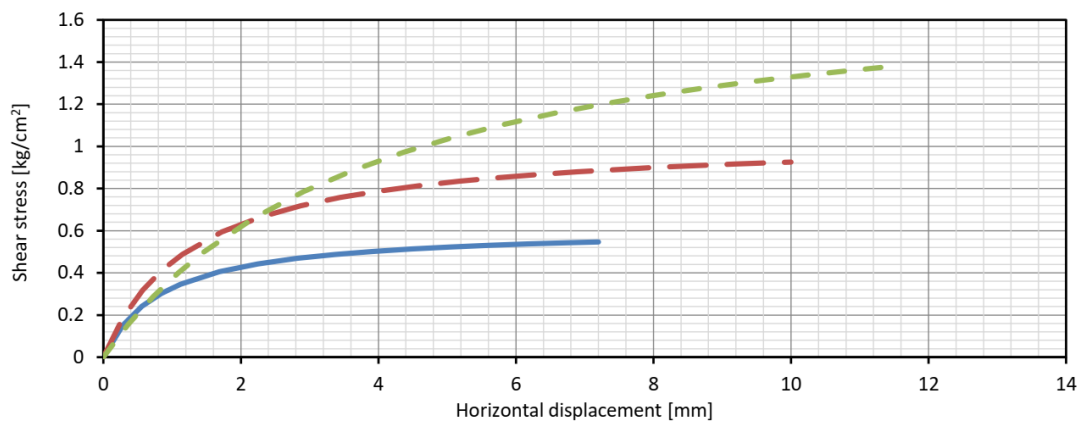
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm ²]	τ_{max} [kg/cm ²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm ²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.34	0.35	3.84	0.35	3.84	-	-
2	- - -	0.61	0.73	5.22	0.73	5.22	-	-
3	- - -	0.98	0.93	4.74	0.93	4.74	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]
41.2	0.10

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-01
Client:	Depth: 11
Location:	USCS: SP-SC
Code:	Sample: Undisturbed

Test type	Slow
Moisture status	Natural
Shear box	Square Width = 30.0 [cm]



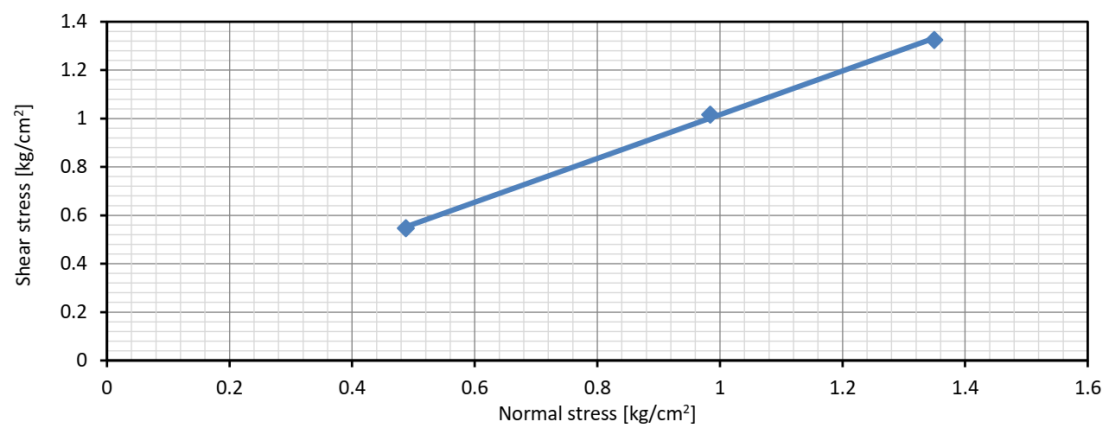
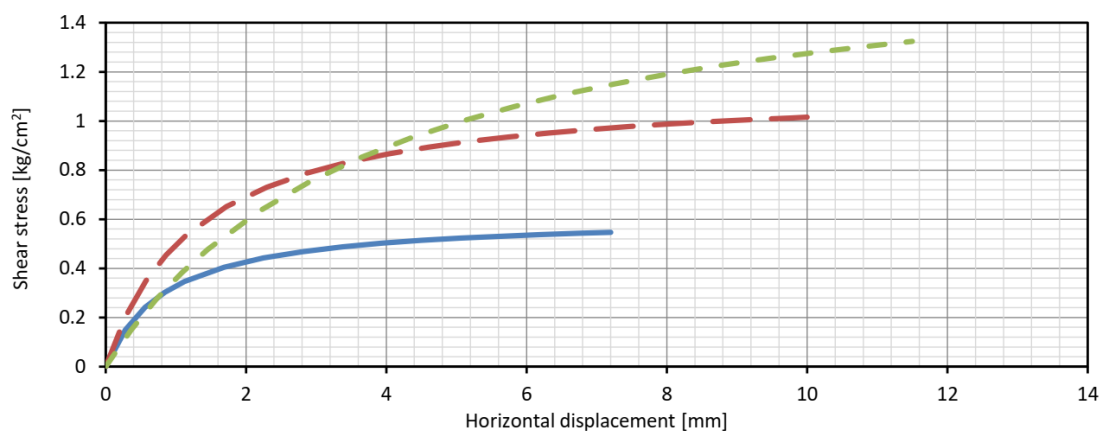
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm ²]	τ_{max} [kg/cm ²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm ²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.49	0.55	7.20	0.55	7.20	-	-
2	- - -	0.98	0.93	10.00	0.93	10.00	-	-
3	- - -	1.47	1.38	11.50	1.38	11.50	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]
40.3	0.12

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-01
Client:	Depth: 14
Location:	USCS: SC
Code:	Sample: Disturbed

Test type	Slow
Moisture status	Natural
Shear box	Square Width = 30.0 [cm]



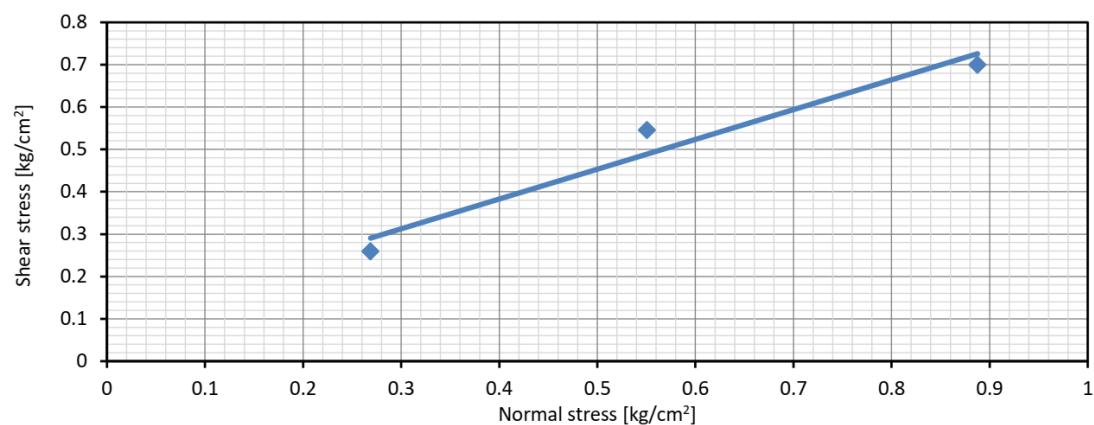
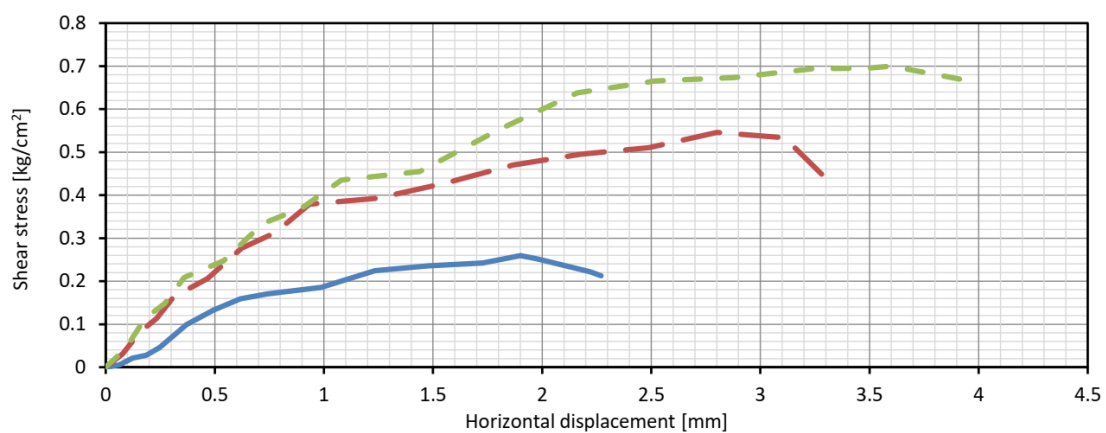
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm ²]	τ_{max} [kg/cm ²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm ²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.49	0.55	7.20	0.55	7.20	-	-
2	- - -	0.98	1.02	10.00	1.02	10.00	-	-
3	- - -	1.35	1.32	11.50	1.32	11.50	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]
42.1	0.11

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-01
Client:	Depth: 19
Location:	USCS: SC
Code:	Sample: Disturbed

Test type	Slow
Moisture status	Inundated
Shear box	Square Width = 6.0 [cm]



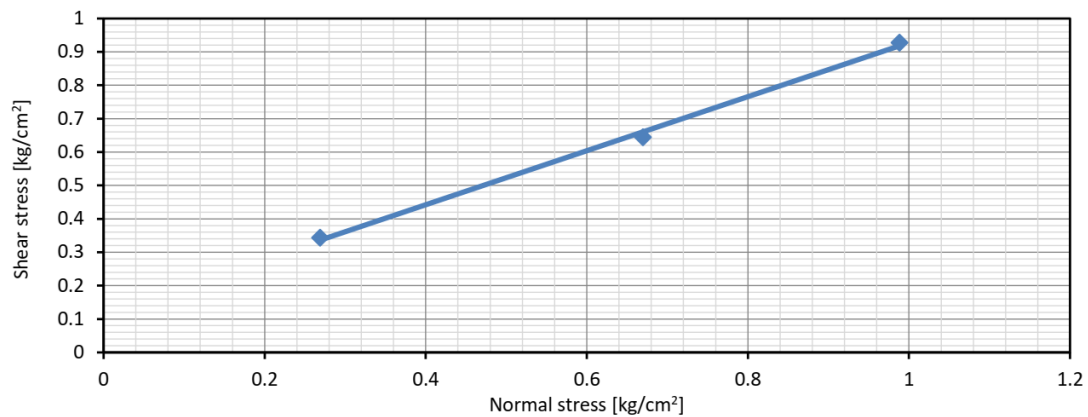
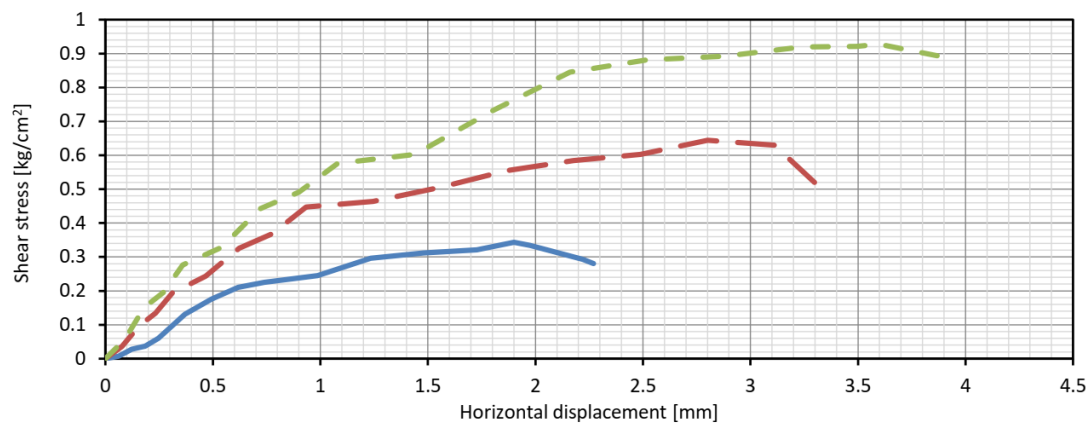
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm ²]	τ_{max} [kg/cm ²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm ²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.27	0.26	1.90	0.21	2.27	-	-
2	- - -	0.55	0.55	2.80	0.44	3.30	-	-
3	- - -	0.89	0.70	3.60	0.67	3.92	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]
35.1	0.10

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-02
Client:	Depth: 1.5
Location:	USCS: SP-SC
Code:	Sample: Undisturbed

Test type	Slow
Moisture status	Inundated
Shear box	Square Width = 6.0 [cm]



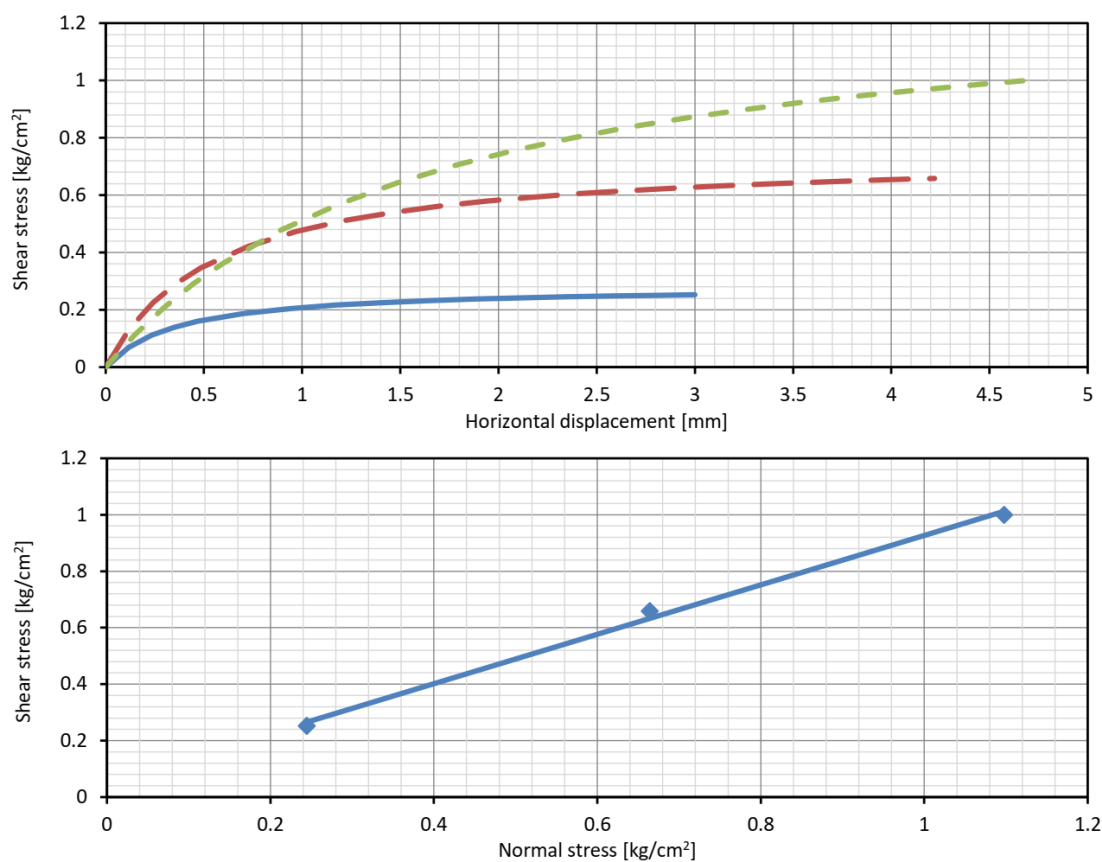
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm ²]	τ_{max} [kg/cm ²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm ²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.27	0.34	1.90	0.28	2.27	-	-
2	- - -	0.67	0.64	2.80	0.52	3.30	-	-
3	- - -	0.99	0.93	3.60	0.89	3.92	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]
39.0	0.12

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-02
Client:	Depth: 5
Location:	USCS: SM
Code:	Sample: Disturbed

Test type	Slow
Moisture status	Natural
Shear box	Square Width = 6.0 [cm]



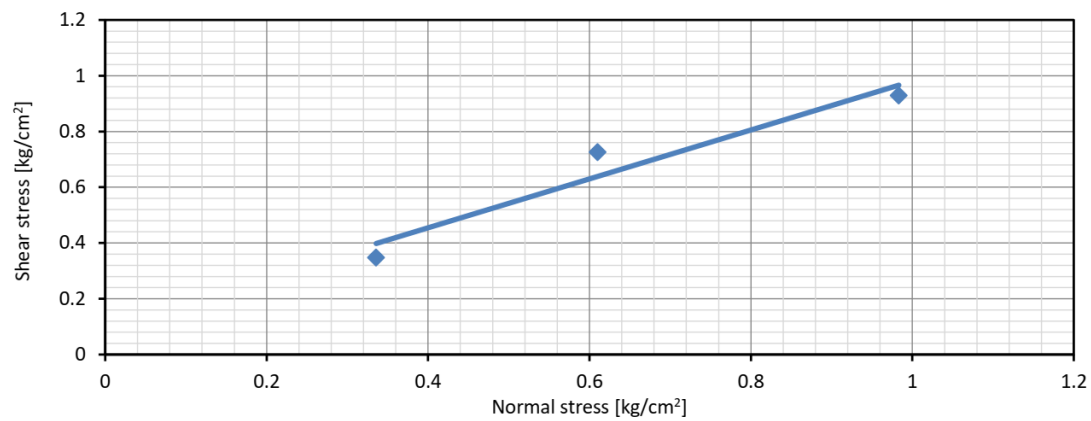
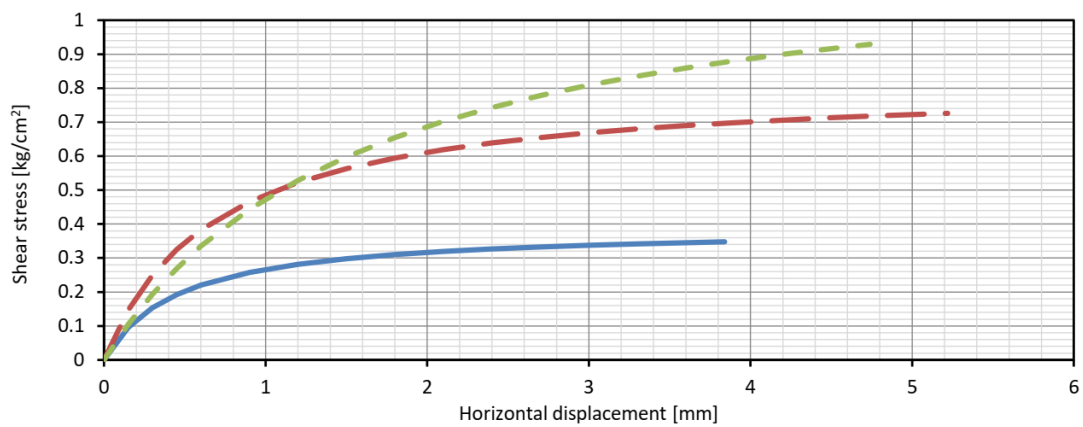
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm ²]	τ_{max} [kg/cm ²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm ²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.24	0.25	3.00	0.25	3.00	-	-
2	- - -	0.66	0.66	4.22	0.66	4.22	-	-
3	- - -	1.10	1.00	4.69	1.00	4.69	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]
41.2	0.05

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-02
Client:	Depth: 8
Location:	USCS: SC
Code:	Sample: Undisturbed

Test type	Slow
Moisture status	Natural
Shear box	Square Width = 6.0 [cm]



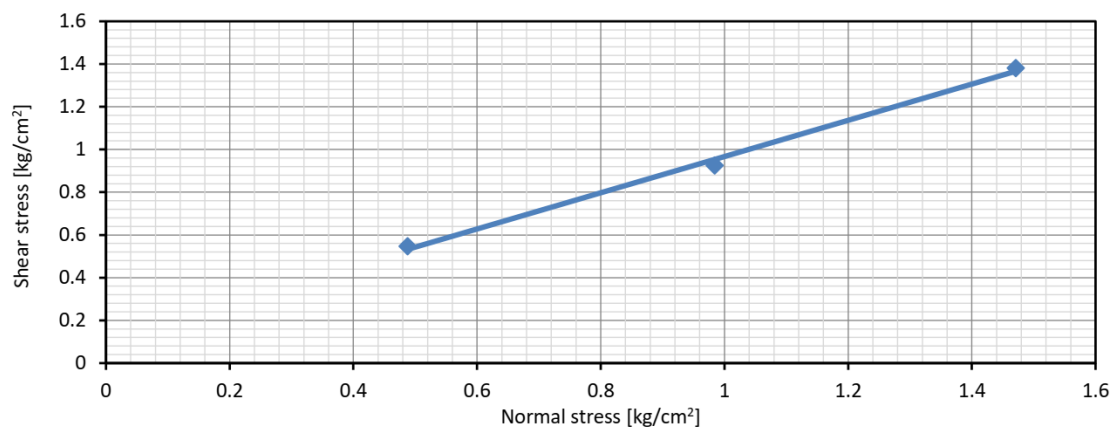
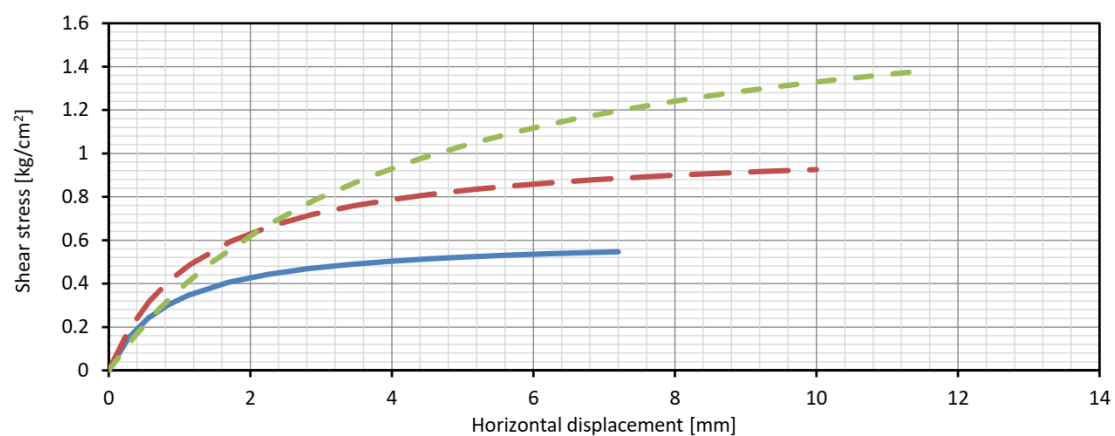
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm ²]	τ_{max} [kg/cm ²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm ²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.34	0.35	3.84	0.35	3.84	-	-
2	- - -	0.61	0.73	5.22	0.73	5.22	-	-
3	- - -	0.98	0.93	4.74	0.93	4.74	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]
41.2	0.10

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-02
Client:	Depth: 11
Location:	USCS: SP-SC
Code:	Sample: Undisturbed

Test type	Slow
Moisture status	Natural
Shear box	Square Width = 30.0 [cm]



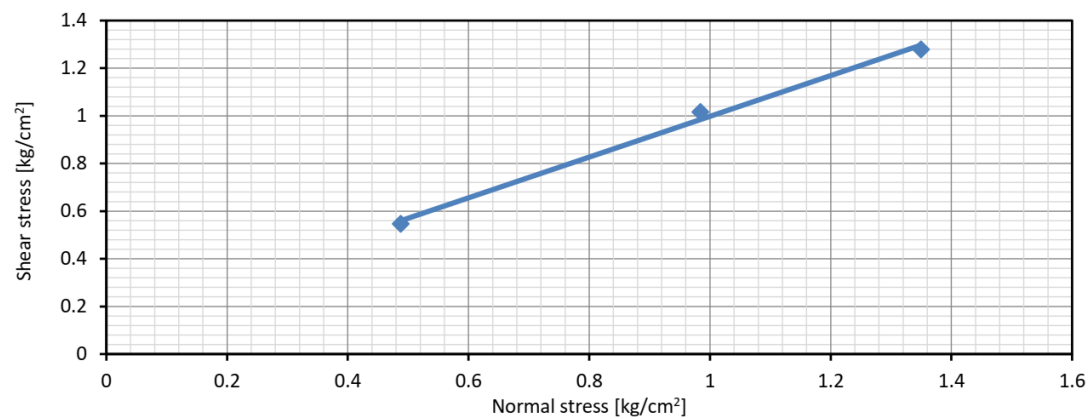
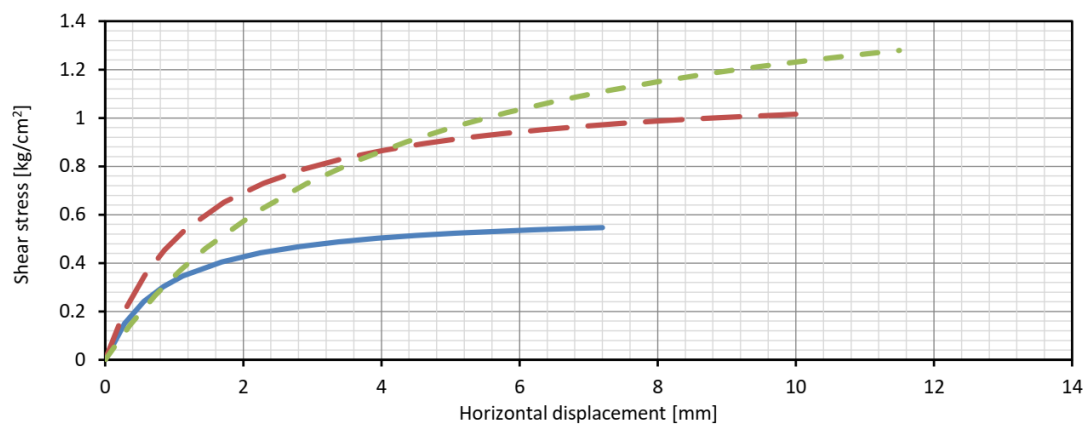
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm ²]	τ_{max} [kg/cm ²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm ²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.49	0.55	7.20	0.55	7.20	-	-
2	- - -	0.98	0.93	10.00	0.93	10.00	-	-
3	- - -	1.47	1.38	11.50	1.38	11.50	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]
40.3	0.12

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-02
Client:	Depth: 14
Location:	USCS: SC
Code:	Sample: Disturbed

Test type	Slow
Moisture status	Natural
Shear box	Square Width = 30.0 [cm]



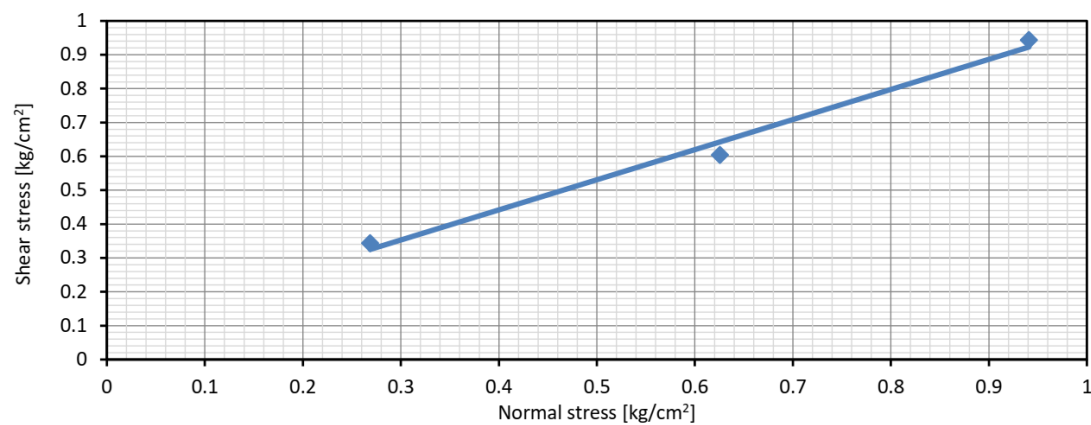
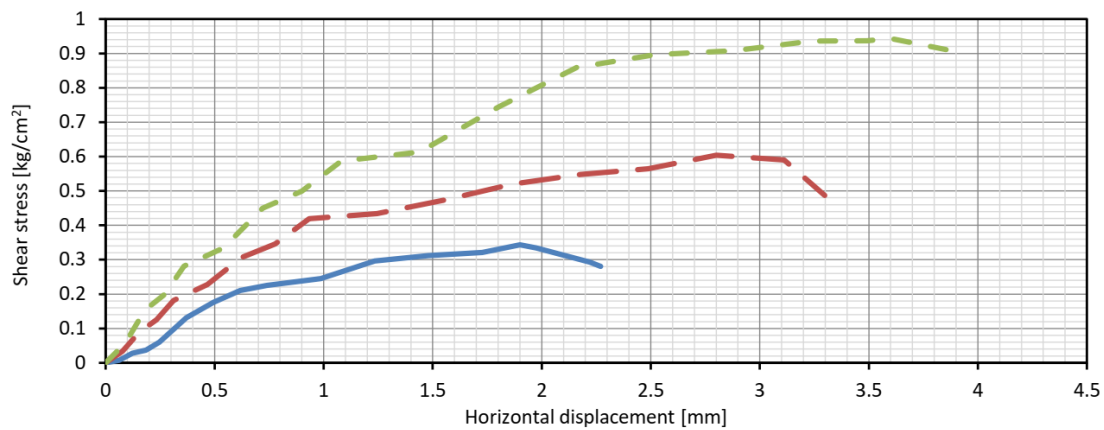
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm ²]	τ_{max} [kg/cm ²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm ²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.49	0.55	7.20	0.55	7.20	-	-
2	- - -	0.98	1.02	10.00	1.02	10.00	-	-
3	- - -	1.35	1.28	11.50	1.28	11.50	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]
40.5	0.14

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-02
Client:	Depth: 19
Location:	USCS: SC
Code:	Sample: Disturbed

Test type	Slow
Moisture status	Inundated
Shear box	Square Width = 6.0 [cm]



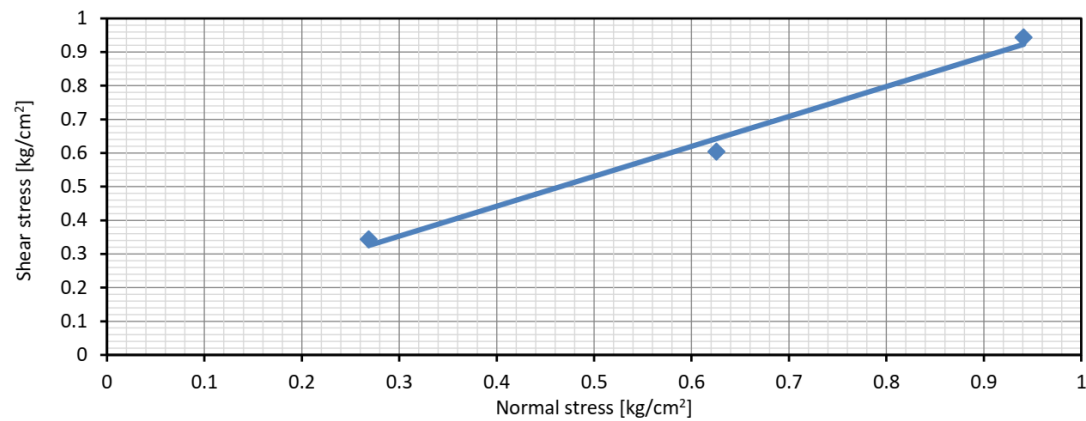
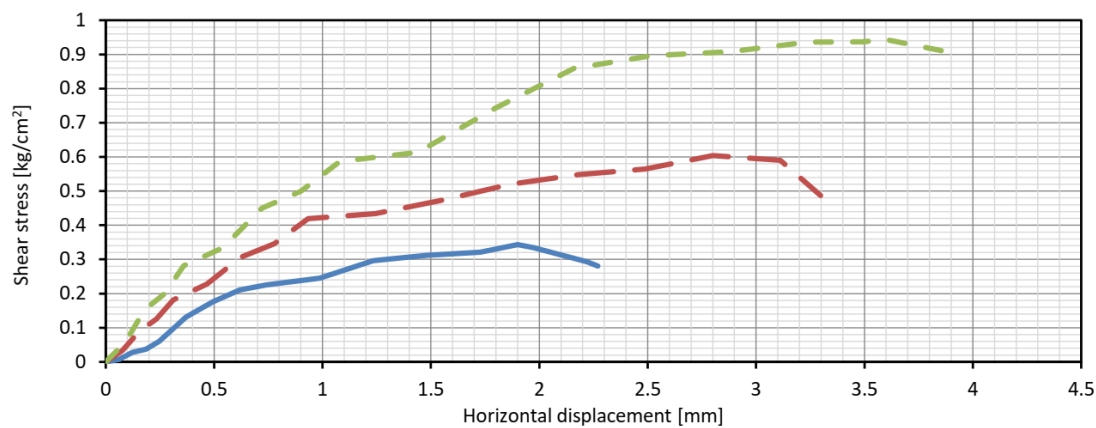
Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm ²]	τ_{max} [kg/cm ²]	Δ_{h-max} [mm]	τ_{ult} [kg/cm ²]	Δ_{h-ult} [mm]	Δ_{v-ult} [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.27	0.34	1.90	0.28	2.27	-	-
2	- - -	0.63	0.60	2.80	0.49	3.30	-	-
3	- - -	0.94	0.94	3.60	0.90	3.92	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ϕ [deg.]	c [kg/cm ²]
41.7	0.09

Direct Shear Test

Project:	BH/TP: BH-02
Client:	Depth: 22
Location:	USCS: SC
Code:	Sample: Disturbed

Test type	Slow
Moisture status	Inundated
Shear box	Square Width = 6.0 [cm]



Test no.	Symbol	σ_n [kg/cm^2]	$\tau_{\max}$ [kg/cm^2]	$\Delta_{h-\max}$ [mm]	τ_{ult} [kg/cm^2]	$\Delta_{h-\text{ult}}$ [mm]	$\Delta_{v-\text{ult}}$ [mm]	Disp. rate [mm/min]
1	—	0.27	0.34	1.90	0.28	2.27	-	-
2	- - -	0.63	0.60	2.80	0.49	3.30	-	-
3	- - -	0.94	0.94	3.60	0.90	3.92	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

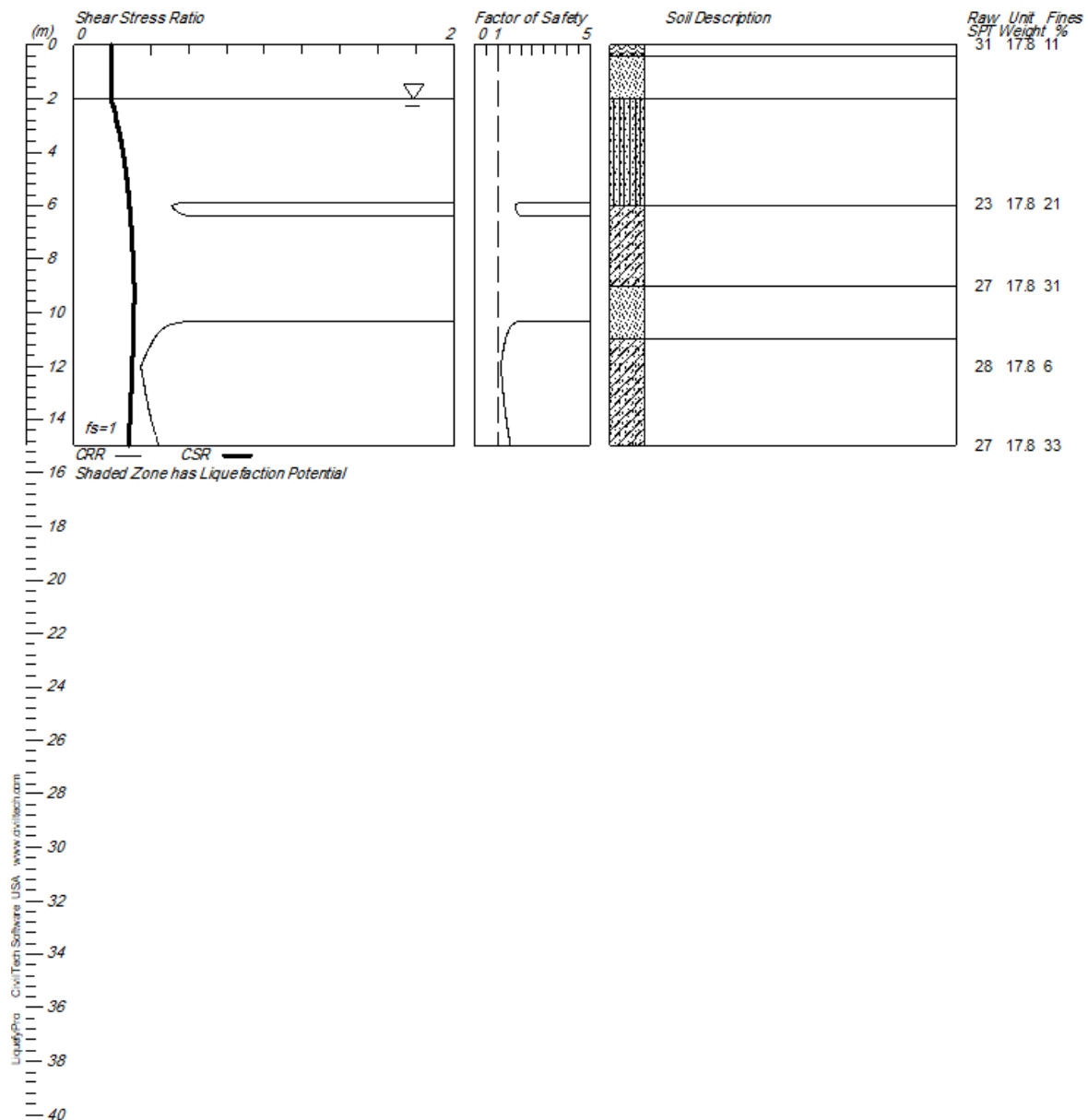
ϕ [deg.]	c [kg/cm^2]
41.7	0.09

ارزیابی روانگرایی

LIQUEFACTION ANALYSIS

Hole No.=B-1 Water Depth=2 m

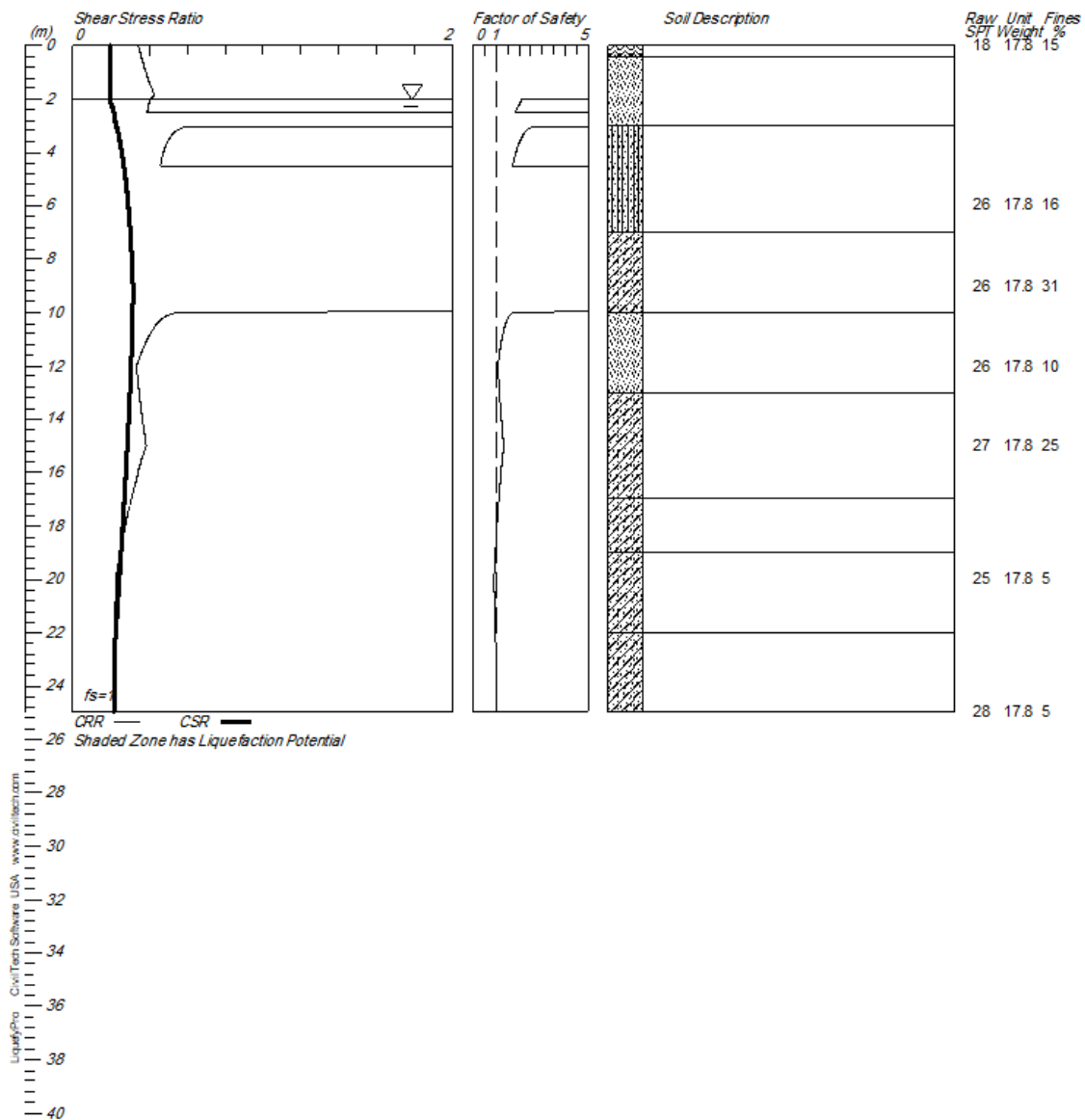
Magnitude=7
Acceleration=0.3g



LIQUEFACTION ANALYSIS

Hole No.=B-3 Water Depth=2 m

Magnitude=7
Acceleration=0.3g



با ارزیابی روانگرایی در گمانه ها مشخص گردید با توجه به اهمیت سازه پتانسیل وقوع روانگرایی محتمل بوده و طراح محترم می بایست ریسک وقوع آن را بر عملکرد سازه در نظر گیرند.

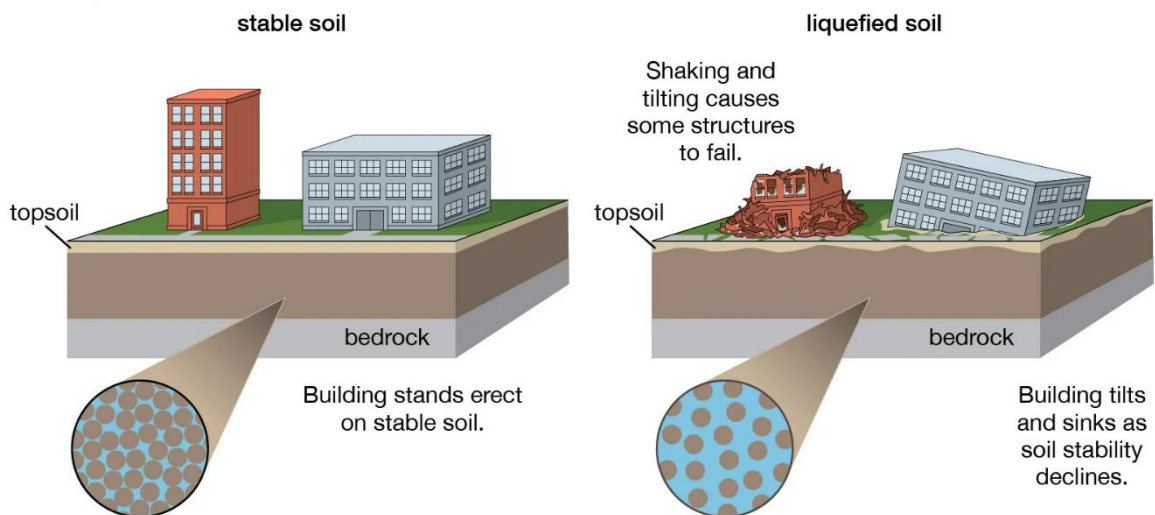
منابع و مراجع :

- ۱- آیین نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله (چهارم)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- ۲- اسلامی، ابوالفضل و سخاوتیان، آرش؛ "مهندسی ژئوتکنیک، طراحی، کاربردها و مخاطرات" انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر، چاپ دوم، تهران، ایران، ۱۳۹۲.
- ۳- بازیار. محمد حسن و صالح زاده. حسین، «آزمایشگاه مکانیک خاک»، چاپ هفتم، انتشارات دانشگاه علم و صنعت ایران، ۱۳۹۰.
- ۴- براجا. ام. داس، اصول مهندسی ژئوتکنیک"، شاپور طاحونی، انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۸۵.
- ۵- مقررات ملی ساختمان مبحث هفتم (پی و پی سازی)، ۱۳۹۲.
- 6- Atkinson, J., 1993. An introduction to the mechanics of soils and foundations: through critical state soil mechanics. McGraw-Hill Book Company (UK) Ltd.
- 7- Bowles, J. E., 1997. Foundation analysis and design (5th ed.). New York: McGraw-Hill Co.
- 8- Coduto, D.P., 2001. Foundation Design/Principles and Practices. 2nd Edition, Prentice-Hall, Inc., New Jersey.
- 9- Das, B.M., 2010. Principles of Foundation Engineering, SI Edition. Cengage Learning.
- 10- Hajati Ziabari, S., Ghafoori, M., Hafezi Moghaddas, N. and Lashkaripour, G.R., 2014. The Evaluation of Seismic Hazard of Rasht City Area, Using Probabilistic Methods And Its Effect on Environmental Issues. Indian Journal of Scientific Research, 4.
- 11- Holtz, R.D., 1991. Stress distribution and settlement of shallow foundations In Foundation engineering handbook, 2nd edn.
- 12- Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G., 1996. Soil mechanics. New York: John Wiley & Sons.
- 13- Vesic, A.S., 1977. Design of pile foundations. NCHRP synthesis of highway practice, (42).

پیوست ۲

محاسبات مربوط به ارزیابی روانگرایی

Soil liquefaction



LIQUEFACTION ANALYSIS CALCULATION SHEET

Copyright by CivilTech Software

www.civiltech.com

(425) 453-6488 Fax (425) 453-5848

Hole No.=B-1

Depth of Hole= 20.0 m

Water Table during Earthquake= 2.0 m

Water Table during In-Situ Testing= 2.0 m

Max. Acceleration= 0.3 g

Earthquake Magnitude= 7.0

Input Data:

Surface Elev.=

Hole No.=B-1

Depth of Hole=20.0 m

Water Table during Earthquake= 2.0 m

Water Table during In-Situ Testing= 2.0 m

Max. Acceleration=0.3 g

Earthquake Magnitude=7.0

Earthquake Magnitude=7.0

2. Settlement Analysis Method: Ishihara / Yoshimine*

3. Fines Correction for Liquefaction: Modify Stark/Olson

4. Fine Correction for Settlement: During Liquefaction*

5. Settlement Calculation in: All zones*

6. Hammer Energy Ratio, Ce=1

7. Borehole Diameter, Cb=1

8. Sampling Method, Cs=1

fs=1, Plot one CSR (fs=1)

8. Use Curve Smoothing: Yes*

* Recommended Options

In-Situ Test Data:

Depth m	SPT	gamma kN/m3	Fines %
0.0	20.0	17.8	21.0
6.0	23.0	17.8	21.0
9.0	27.0	17.8	31.0
12.0	25.0	17.8	6.0
18.0	23.0	17.8	NoLiq
20.0	60.0	17.8	58.0

Output Results:

Settlement of saturated sands=8.67 cm

Settlement of dry sands=0.02 cm

Total settlement of saturated and dry sands=8.70 cm

Differential Settlement=4.348 to 5.740 cm

Depth m	CRRm	CSRfs w/fs	F.S.	S_sat. cm	S_dry cm	S_all cm
0.00	0.47	0.20	5.00	8.67	0.02	8.70
1.00	0.54	0.19	5.00	8.67	0.02	8.69
2.00	0.49	0.19	5.00	8.67	0.00	8.67
3.00	2.39	0.23	5.00	8.67	0.00	8.67
4.00	0.46	0.26	1.77	8.66	0.00	8.66
5.00	2.39	0.28	5.00	8.61	0.00	8.61
6.00	0.51	0.29	1.74	8.60	0.00	8.60
7.00	2.39	0.30	5.00	8.57	0.00	8.57
8.00	2.39	0.31	5.00	8.57	0.00	8.57
9.00	2.39	0.32	5.00	8.57	0.00	8.57
10.00	0.56	0.32	1.76	8.57	0.00	8.57
11.00	0.37	0.31	1.18	8.35	0.00	8.35
12.00	0.30	0.31	0.98*	7.80	0.00	7.80
13.00	0.29	0.30	0.95*	6.91	0.00	6.91
14.00	0.27	0.29	0.92*	5.85	0.00	5.85
15.00	0.26	0.29	0.90*	4.63	0.00	4.63
16.00	0.25	0.28	0.89*	3.27	0.00	3.27
17.00	0.24	0.27	0.87*	1.75	0.00	1.75
18.00	0.23	0.26	0.86*	0.04	0.00	0.04
19.00	2.00	0.26	5.00	0.00	0.00	0.00
20.00	2.00	0.25	5.00	0.00	0.00	0.00

* F.S.<1, Liquefaction Potential Zone

(F.S. is limited to 5, CRR is limited to 2, CSR is limited to 2)

Units Depth = m, Stress or Pressure = atm (tsf), Unit Weight = kN/m³, Settlement = cm

CRRm	Cyclic resistance ratio from soils
CSRfs	Cyclic stress ratio induced by a given earthquake (with user request factor of safety)
F.S.	Factor of Safety against liquefaction, F.S.=CRRm/CSRfs
S_sat	Settlement from saturated sands
S_dry	Settlement from dry sands
S_all	Total settlement from saturated and dry sands
NoLiq	No-Liquefy Soils