

گزارش مطالعات ژئوتکنیک و مکانیک خاک



شرکت شالوده سنجش
ساروج

کارفرما: دانشگاه چمران
آدرس: رشت، جاده لاکان

فهرست مطالب

۲	مقدمه
۳	فصل اول: مشخصات عمومی پروژه
۱۵	فصل دوم: مطالعات صحرایی
۱۸	فصل سوم: مطالعات آزمایشگاهی
۲۰	فصل چهارم: تعیین پارامترهای طراحی
۷۶	فصل پنجم: توصیه های فنی
۷۸	منابع
۷۹	پیوست

مقدمه

این گزارش بنا به درخواست کارفرمای محترم دانشگاه چمران ، جهت احداث ساختمان به نشانی رشت، جاده لاکان ، تهیه شده است. بر این اساس ۳ حلقه چاه گمانه ماشینی به عمق ۱۵ و ۱۵ و ۳۰ متری جهت شناسایی پارامترهای مربوط به وضعیت لایه های تحت الارضی خاک، مشخصات فیزیکی و مکانیکی و ظرفیت باربری خاک، تخمین میزان نشست پی و برخی توصیه های فنی ارائه گردیده است که شرح کامل عملیات و آزمایش های انجام شده اعم از صحرایی و آزمایشگاهی در ادامه آمده است.

فصل اول: مشخصات عمومی پروژه

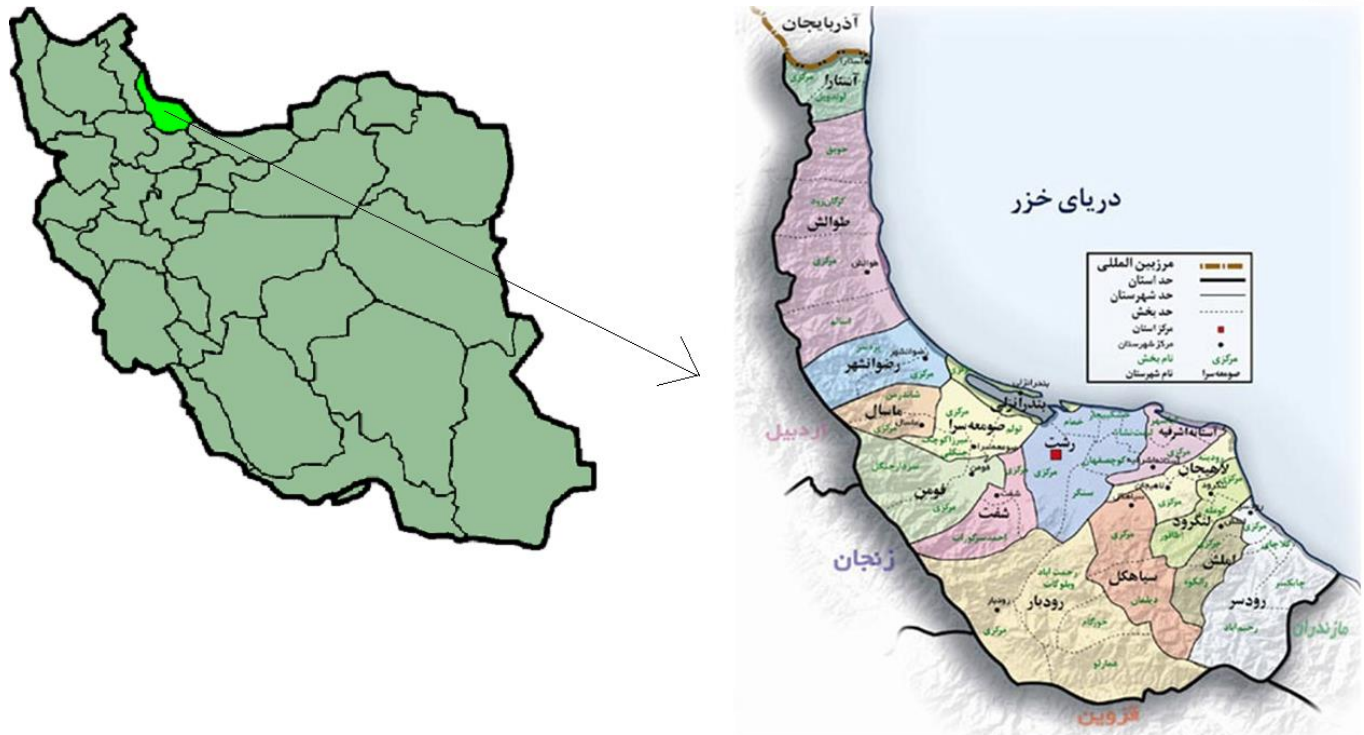
اهداف مطالعات ژئوتکنیک

گزارش حاضر با نگرشی بر اهداف طراحی ژئوتکنیک ارائه شده و شامل اطلاعات ذیل می باشد:

- مطالعات زمین شناسی عمومی و موقعیت جغرافیایی منطقه طرح
- بررسی لرزه خیزی و گسل های منطقه
- شناسایی لایه های تحت الارضی
- تعیین ویژگی های فیزیکی و مکانیکی آن ها
- طبقه بندی نوع زمین بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران
- تعیین درصد احتمال وقوع روانگرایی در خاک های دانه ای با سطح آب زیر زمینی بالا به خصوص در هنگام زلزله
- ارائه پارامتر های لازم جهت طراحی پی های سطحی و عمیق
- تعیین ظرفیت باربری شمعها
- تخمین نشست های آبی و تحکیمی خاک
- تعیین ضرایب فشار جانبی خاک در شرایط استاتیکی

مشخصات جغرافیایی منطقه:

استان گیلان با مساحت ۱۴۷۱۱ کیلومتر مربع در میان رشته کوههای البرز و تالش در شمال ایران جای گرفته است. این استان به واحد جغرافیایی جنوب دریای خزر تعلق دارد و با استان های اردبیل در غرب، مازندران در شرق، زنجان در جنوب و کشور استقلال یافته آذربایجان و دریای خزر در شمال هم مرز و همسایه است. رود سفید تمشک که بین چابکسر و رامسر جاری است، آن را از استان مازندران جدا می کند.



شکل ۱- موقعیت شهر رشت در استان گیلان

مطالعات زمین شناسی عمومی استان گیلان:

بخش وسیعی از استان گیلان را جلگه گیلان تشکیل داده که بوسیله رسوبات رودخانه سفیدرود پدید آمده و همچنین بخش دیگری از استان نیز که صفحات جنوبی آن را دربرمی گیرد، کوهستانی است. از این رو انواع خاکهای جلگه ای، کوهپایه ای کوهستانی در سطح این منطقه دیده می شود.

الف- خاکهای جلگه ای استان گیلان با وسعت زیادشان دربرگیرنده بخش اعظم زمین های زراعی منطقه می باشند. انواع خاکهای جلگه ای که در سطح استان دیده می شوند. عبارتند از: شن های ساحلی، خاکهای رسوبی بافت ریز، خاکهای چمنی مربوط و نسبتاً مربوط و نیمه مردابی و خاکهای باتلاقی که ذیلاً مورد بررسی قرار می گیرند.

- شن های ساحلی که در نواحی شمالی منطقه و در کناره دریای خزر قرار گرفته اند، بخشی از جلگه گیلان است که در مناطق نزدیک به دریا فاقد پوشش گیاهی بوده و قابلیت زراعی نیز ندارند. در حالیکه در نقاط دورتر، به علت به وجود آمدن هوموس و ایجاد چسبندگی در ذرات خاک که امکان نگهداری آب و رشد گیاه را پدید می آورد، رویش

گیاهان در این خاکها مشاهده می گردد. بااین حال این خاکها نیز از استعداد زراعی چندان برخوردار نبوده و غالباً به عنوان مرتع مورد بهره برداری قرار می گیرند.

- خاکهای رسوبی جلگه گیلان که از رسوبات رودخانه های منطقه حاصل گردیده اند (عمدتاً سفیدرود) با برخورداری از شیب بسیار نازل و همچنین زهکشی مناسب، قابلیت بسیار خوبی برای کشاورزی داشته و در ردیف بهترین اراضی قرار می گیرند. این خاکها در مناطق شرقی، شمال شرقی و شمال شهر رشت دیده می شوند و غالباً تحت کشت محصولات چون برنج، درختان میوه، توتون و محصولات تابستانی می باشند.

- خاکهای چمنی مرطوب، نسبتاً مرطوب و خاکهای نیمه مردابی بخشی دیگر از اراضی جلگه ای گیلان را تشکیل می دهند. خاکهای چمنی مرطوب و نسبتاً مرطوب غالباً برای کشت برنج مورد بهره برداری قرار می گیرند. این خاکها در برخی نقاط به سطح آب زیرزمینی که گاهی تا سطح زمین نیز می رسد، غیرقابل استفاده بوده و غالباً به صورت چراگاه درآمدند این خاکها در نواحی ساحلی دریای خزر دیده می شوند.

ب- دامنه های شمالی البرز پوشیده از خاک کوهپایه هاست. این خاکها که معمولاً دارای عمق نسبتاً زیاد هستند در نقاطی که شیب زمین کمتر است، برای زراعت مناسب می باشند. عمده ترین انواع این خاکها، خاکهای قرمز، زرد و خاک های قهوه ای جنگلی می باشند.

- خاکهای قرمز و زرد : بر روی این خاکها یک لایه نازک از بقایای گیاهی وجود دارد. این نوع خاکها در صورت برخورداری از شیب زیاد باید تحت پوشش گیاهی قرار گرفته تا از فرسودگی آنها در اثر عوامل طبیعی ممانعت شود. در حال حاضر این خاکها در برخی نقاط تحت کشت محصولات چمنی و گندم بوده و در برخی نقاط نیز به صورت مرتع مورد استفاده قرار می گیرند.

- خاکهای جنگلی : این خاکها دارای بافت متوسط و سطح آن پوشیده از بقایای گیاهی است. خاکهای مزبور در منطقه فومن و جنوب لاهیجان دیده می شوند.

ج- خاکهای کوهستانی منطقه که قسمت عمده خاکهای استان را تشکیل می دهند در نقاط مرتفع استان به چشم می خورند و این نوع خاکها به دلیل شیب زیاد، نمیتواند جهت زراعت مورد بهره برداری قرار گرفته و عمدتاً پوشیده از جنگل های انبوه و متراکم هستند.

موقعیت کوهها و جلگه های استان گیلان

کوه ها :

۱- رشته غربی : شامل کوههای تالش, ماسوله, پشته کوه هزار دره رود آستارا تا تنگه -منجیل با جهت شمالی - جنوبی , به صورت چندین رشته چین خوردگی موازی نا متقارن است که گیلان را از اردبیل و زنجان جدا می سازد و شهرستانهای آستارا و تالش در دامنه های شرقی این کوهها واقع شده اند. قله های مهم این رشته, قله (بقروداغ) ۳۳۰۰ متر و (ماسوله داغ) ۳۰۵۰ متر است. نوع فرسایش در نقاط مرتفع , یخچالی و در نقاط کم ارتفاع, آبهای روان است.

۲- رشته شرقی : این قسمت شامل ناهمواریهای دیلمان, لاهیجان, عمارلو و خزران است و به صورت چندین رشته چین خوردگی موازی نا متقارن با جهت غربی - شرقی می باشد که از دره سفید رود تا کوههای استان مازندران گسترده شده است. شیب تند دامنه ها, به طرف دریای مازندران و شیب کم آن, به طرف دره شاهرود است. از قله های مهم این ناحیه درفک کوه ۲۷۰۵ متر, ناتشکوه و خشتچال می باشند. فرسایش آبهای روان, دره های متعددی در آن به وجود آورده است.

جلگه ها:

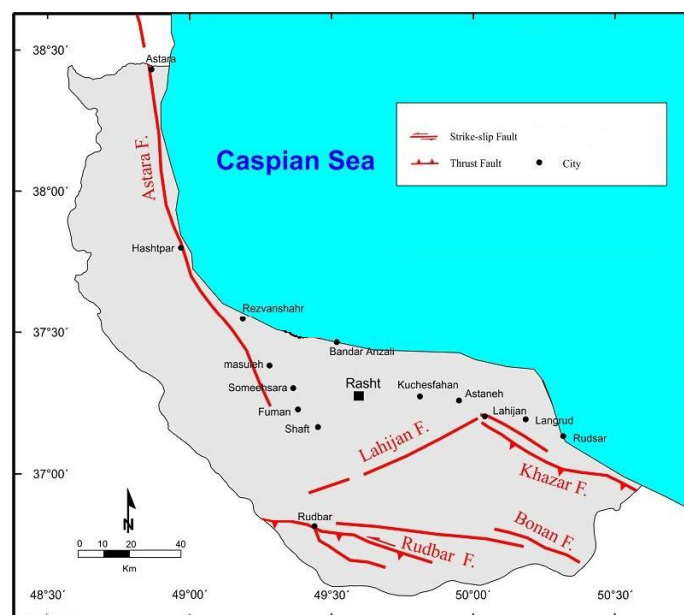
۱-جلگه شرقی: این جلگه به صورت نوار باریکی, بین سواحل دریای کاسپین و دامنه های شمالی البرز غربی, با وسعت اندکی واقع شده و مستقیماً تحت تاثیر آبرفتهای تعداد زیادی از رود خانه های ساحلی با خصوصیات سیلابی قرار گرفته است.

۲-جلگه مرکزی: این جلگه وسیع به شکل مثلثی در حد فاصل امام زاده هاشم, انزلی, و چمخاله تشکیل یافته است که علل وسعت زیاد این جلگه, ناشی از عواملی چون وجود گسلی است که رشته کوههای غربی را از سلسله جبال البرز جدا نموده و سبب حرکات طبقات زمین به سمت شمال گردیده , همچنین رسوباتی که توسط سفیدرود در این ناحیه رسوب گذاری شده و تبخیر شدید و عوامل دیگری که در گذشته باعث پایین رفتن سطح آب دریای کاسپین گردیده, می باشد.

گسل‌های مهم و میزان زلزله خیزی استان گیلان

در بحث چینه شناسی به ویژه مراحل زمین ساخت ناهمواریهای گیلان به ایجاد گسل‌های متعدد منطقه ای یا ناحیه ای اشاره شده است این گسلها در زمانهای متفاوت ایجاد شده و به احتمال زیاد، در اثنای هر حرکت علاوه بر ایجاد گسل‌های جدید متناسب با کیفیت نیرو و چگونگی مقاومت سنگها در برابر آن گسل‌های 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 می شود و پوسته جامد در حوضه این سیستم به تعادل قطعی دست نیافته است.

مهمترین گسل‌های استان گیلان شامل: گسل البرز، گسل آستارا، گسل سفیدرود، گسل قزلاوزن، گسل‌های میانی البرز غربی و تالش جنوبی و سرانجام گسل های بغروداغ می باشند. علاوه بر این گسل های مهم، صدها گسل فرعی و محلی دیگر، در جهات متفاوت و با ابعاد مختلف، گاهی موازی با گسل‌های مهم و زمانی به صورت رابط آنها، کوهستانها را در هم شکسته اند. شکل ۲ نمایی از گسل های استان گیلان را نشان می دهد.



شکل ۲- نمایی از گسل های استان گیلان

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. ریخت شناسی 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 زمین لرزه‌های 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 زمین ساخت 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 جابه جا 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 زمین درز تتیس کهن باشد. گسل البرز در ریخت زمین ساخت منطقه اثرگذار است. یاسینی (۱۹۷۰)، اختلاف ارتفاع رأس واحدهای قاره ای پلیوسن در دو سوی گسل البرز را حدود ۱۰۰۰ تا ۱۵۰۰ متر میداند. 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 میداند. 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.

تاریخچه زمین لرزه های استان گیلان

تعداد ۷ زمین لرزه تاریخی در استان گیلان گزارش شده است. قدیمی ترین و بزرگترین زمین لرزه تاریخی رویداده در استان گیلان ۴۵ هزار سال قبل از میلاد ثبت شده است. طول و عرض جغرافیایی رو مرکز آن ، به ترتیب، ۴۹/۹۸ و ۳۶/۷۰ می باشد. بزرگای آن در مقیاس امواج سطحی ۸ می باشد. منبع ثبت کننده آن BER است. آخرین زمین لرزه تاریخی رویداده در استان گیلان در سال ۱۷۱۳ ثبت شده است. طول و عرض جغرافیایی رو مرکز آن ، به ترتیب، ۴۹/۶۰ و ۳۷/۳۰ می باشد. منبع ثبت کننده آن AMB می باشد. قدیمی ترین زمین لرزه دستگاهی رویداده در استان گیلان در تاریخ ۱۹۰۳/۷/۵ ثبت شده است. طول و عرض جغرافیایی رو مرکز آن ، به ترتیب، ۳۷/۴۸ و ۴۸/۹۶ میباشد.

بزرگای آن در مقیاس امواج سطحی ۵/۹ می باشد و منبع ثبت کننده آن PAS است. آخرین زمین لرزه دستگاهی رویداده در استان گیلان در تاریخ ۲۶/۵/۲۰۰۵ در ساعت ۸: ۵۹: ۱ ثبت شده است. طول و عرض جغرافیایی رو مرکز آن ، به ترتیب ۳۸/۴ و ۴۸/۶۴ میباشد . بزرگای آن در مقیاس امواج درونی ۴/۲ می باشد و منبع ثبت کننده آن THR است . بزرگترین زمین لرزه دستگاهی رویداده در استان گیلان در تاریخ ۲۰/۶/۱۹۹۰ در ساعت ۱۰: ۰۰: ۲۱ ثبت شده است. طول و عرض جغرافیایی رو مرکز آن ، به ترتیب ۳۶/۹۸۹ و ۴۹/۳۴۶ میباشد. بزرگای آن در مقیاس امواج سطحی ۷/۴ ، امواج درونی ۶/۲ میباشد و منبع ثبت کننده آن ISC است.

با اتکاء به نتایج از امواج زلزله، فدینسکی در سال ۱۹۷۲ شمائی از ساختمان حفره جنوبی دریای خزر ارائه داده است که محققین بعدی نیز در مطالعه این قلمرو به آن استناد جسته اند بر اساس نظریات این محقق توده سختی در کف این گودال وجود دارد که ضخامت آن حدود ۲۰ کیلومتر میباشد و آن را پوسته اقیانوسی تصور نموده است سطح این توده در عمق ۲۰ کیلومتری کف دریای خزر قرار دارد. یعنی به عبارت دیگر بر روی این پوسته سخت اقیانوسی، رسوبهای فراوانی با ضخامت ۲۰ کیلومتر ته نشین شده اند گسستگی موهوروویچ از عمق ۴۰ کیلومتری کف گودال یعنی بلافاصله بعد از پوسته اقیانوسی آغاز میشود. ضخامت آن در زیر گودال ۴۰ کیلومتر و در زیر نواحی کوهستانی تا عمق ۱۵۰ کیلومتر یعنی تا مجاورت استنوسفر پایین میورد. کف خزر را نمیتوان با اتکاء به شواهد شناخته شده چینه شناسی تعیین نمود. ناچار در این زمینه تناقضات و مشکلاتی وجود دارد و نظریات مختلفی ارائه شده اند. در مجموع میتوان گفت که چاله جنوبی خزر گودالی ساختمانی است که در داخل سیستم چین خوردگی های آلیپی تشکیل شده است . مغرب و جنوب این حفره را به ترتیب کوههای تالش و البرز محدود میکنند و مرز شمالی آن را یک برجستگی زیر دریایی در امتداد شمال غربی- جنوب شرقی تشکیل شده است که مرتفع ترین قسمتهای آن در عمق ۲۰۰ متری از سطح دریای خزر قرار دارد در واقع این برجستگی زیرآبی، بخش میانی کوهستانهایی است که در قفقاز در جمهوری آذربایجان تا کپه داغ در خراسان شمالی کشیده شده است.

برآورد خطر زمین لرزه

هدف آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان ها در برابر اثر های ناشی از زلزله است، به طوری که با رعایت آن انتظار می رود:

۱. ساختمانهای با "اهمیت متوسط" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده سازه ای و غیر سازه ای نبینند و تلفات جانی در آنها حداقل باشد.

۲. ساختمان های با "اهمیت زیاد" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده نبینند، به طوری که در زمان کوتاهی قابل مرمت باشند.

۳. ساختمان های با "اهمیت خیلی زیاد" در اثر زلزله طرح، تغییر مقاومت و سختی در اجزای سازه ای و غیر سازه ای نداشته باشند، به طوری که بهره برداری از آنها امکان پذیر باشد.

۴. کلیه ساختمان های بلند تر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه و نیز کلیه ساختمان های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در اثر زلزله بهره برداری آسیمی نبینند و قابلیت بهره برداری خود را حفظ نمایند.

زلزله های مبنای طراحی

مشخصات یک زلزله طرح دلالت بر تعیین سطحی از تحلیل خطر لرزه ای دارد، یعنی از تعیین زلزله طرح (که ممکنست بصورت قطعی و یا احتمالی صورت گرفته باشد)، اثرات آن بر ساختگاه مورد نظر بصورت قطعی محاسبه خواهد شد. از نقطه نظر تاریخی زلزله های طرح برای دو تراز طراحی محاسبه می شوند، در یک تراز، سازه یا تاسیسات مهندسی در مقابل حرکات به گونه ای مقاوم است که کیفیت بهره دهی خود را از دست ندهد و در تراز دیگر که حرکات قوی تری مطرح است سازه یا تاسیسات مهندسی، پایداری خود را از دست ندهد. اصطلاحات مختلف بسیاری جهت تشریح تراز شدت زلزله طرح بکار رفته اند که بعضی از آنها توسط ارگانها و سازمانهای مختلف بصورت های مختلف تعریف شده اند. حداکثر زلزله قابل انتظار MCE، بزرگترین زلزله ای است که بصورت منطقی انتظار وقوع آن را از یک منبع داریم. زلزله ایمن SSE، که جهت طراحی نیروگاههای هسته ای بکار می رود بعنوان زلزله ایست که حداکثر شتاب افقی ماکزیم را ایجاد می نماید. یک لرزش خفیف تر اما محتمل تر ممکنست در اثر زلزله مبنای سرویس (OBE) یعنی زلزله ای که احتمال وقوع آن در طول سازه می رود ایجاد گردد. OBE معادل زلزله ای با شتاب ماکزیم نصف SSE یا معادل زلزله مولد حرکت با احتمال تجاوز ۵۰ درصد در ۵۰ سال و یا زلزله ای با دوره بازگشت ۱۱۰ سال در نظر گرفته می شود. اصطلاحات دیگر که برای تشریح زلزله های طرح با اندازه مشابه بکار می روند عبارت از زلزله تراز سرویس، زلزله حداکثر محتمل، زلزله طرح محتمل و زلزله تراز مقاوم می باشند. لازمه طراحی با دو تراز این است که سازه ها و تاسیسات مهندسی بگونه ای طراحی شوند که در معرض لرزشها در حد تراز پایین زلزله طرح، کیفیت بهره دهی خود را از دست ندهند.

زلزله های مبنای طراحی در آیین نامه ۲۸۰۰ به شرح زیر می باشند:

الف – "زلزله طرح" زلزله ای است که احتمال فرا گذشت آن در ۵۰ سال ده درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله ۴۷۵ سال است.

ب – "زلزله بهره برداری" زلزله ای است که احتمال فرا گذشت آن در ۵۰ سال ۵/۹۹ درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله ۱۰ سال است.

حرکت زمین

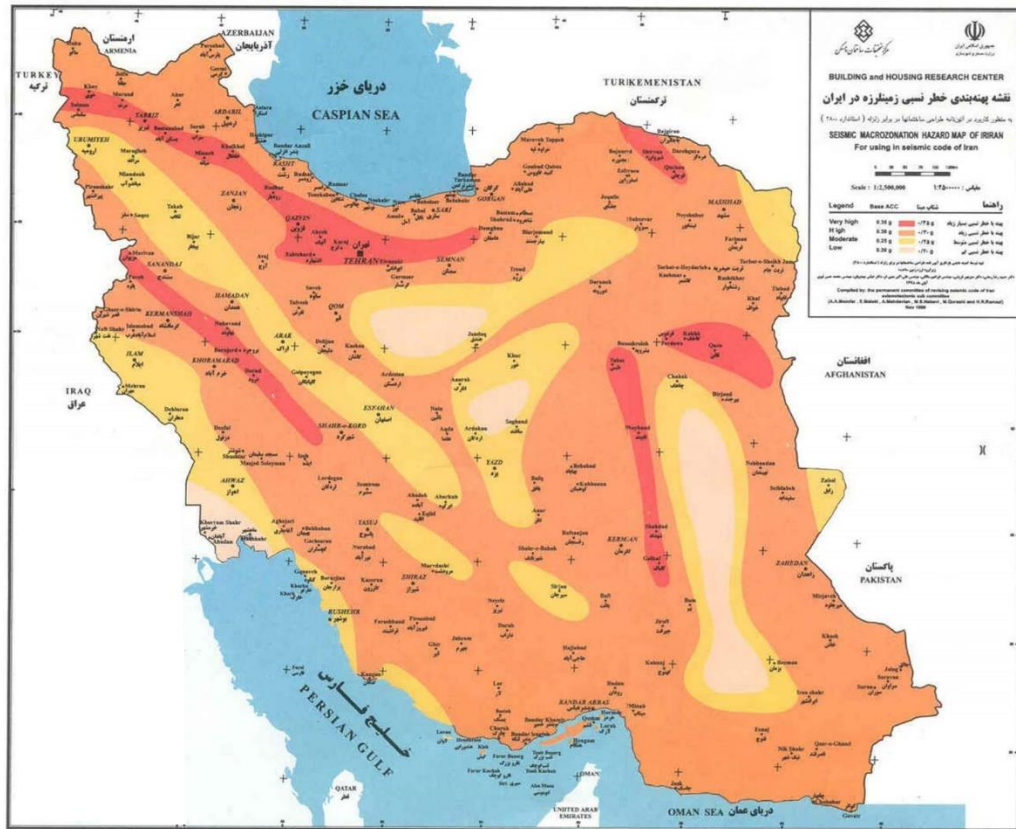
حرکت زمین که در تحلیل سازه ها مورد استفاده قرار می گیرد، باید حداقل دارای شرایط زلزله طرح باشد. آثار حرکت زمین به یکی از صورت های طیف بازتاب شتاب و یا تاریخچه زمانی شتاب مشخص می شود. برای طیف بازتاب شتاب می توان از طیف طرح استاندارد و یا طیف طرح ویژه ساختگاه استفاده نمود. برای تعیین اثر حرکت زمین برای زلزله طرح مطابق هر یک از روش های فوق، پارامتر های نسبت شتاب مبنای طرح، A، و ضریب بازتاب ساختمان، B، باید تعیین شود.

نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی آنها، به شرح جدول شماره ۱ و شکل شماره ۳ تعیین می شود.

جدول ۱- نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰



شکل ۳- نقشه پهنه بندی خطر نسبی زلزله

بر اساس جدول شماره ۱ و شکل فوق، ساختگاه موجود در منطقه با خطر نسبی بالا با شتاب مبنای طرح $0.3g$ قرار دارد.

ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می شود:

$$B = B_1 N$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

ضریب شکل طیف B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه خیزی منطقه مشخص می شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر تعیین می گردد.

$$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1) (T/T_0) \quad 0 < T < T_0$$

$$B_1 = S + 1 \quad T_0 < T < T_s$$

$$B_1 = (S + 1) (T_s/T) \quad T > T_s$$

T : زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه.

T_0 ، T_s ، S ، S_0 : پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته اند. مقادیر این پارامترها در جدول شماره ۲ مشخص شده اند.

جدول ۲- پارامترهای ضریب بازتاب ساختمان

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S_0	S	S_0	S
I	۰/۱	۰/۴	۱	۱/۵	۱	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱	۱/۵	۱	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۱/۳	۲/۲۵	۱/۱	۱/۷۵

ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می شود:

الف - برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N=1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4 \text{ sec}$$

$$N=1.7 \quad T > 4 \text{ sec}$$

ب - برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم

$$N=1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4 \text{ sec}$$

$$N=1.4 \quad T > 4 \text{ sec}$$

طبقه بندی نوع زمین

زمین ساختگاه ها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول شماره ۳ می باشد. تعیین طبقه بندی نوع زمین، در این جدول، باید بر اساس مقدار موج برشی V_s صورت گیرد، لیکن در صورت دسترسی نداشتن به آن می توان در خاک

های دانه ای با اندازه کوچکتر از شن متوسط از تعداد ضربات نفوذ استاندارد $N_{1(60)}$ و در خاک های چسبنده از مقاومت برشی زهکشی نشده C_u استفاده نمود.

جدول ۳- طبقه بندی نوع خاک

نوع زمین	توصیف لایه بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{v}_s (m/s)$
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک های سیمانته بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف تر تا سطح زمین	-	-	> 750
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل - شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	> 250	> 50	$375 - 750$
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$70 - 250$	$15 - 50$	$175 - 375$
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	< 70	< 15	< 175

فصل دوم: مطالعات صحرایی

حفاری

جهت شناسایی لایه های خاک در محل اقدام به حفر ۳ گمانه شناسایی توسط دستگاه حفاری دورانی (Rotary) تا عمق ۱۵ و ۱۵ و ۳۰ متر گردیده است. در هنگام حفاری به منظور تعیین پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک اقدام به نمونه برداری دست خورده (Disturbed Samples) و دست نخورده (Undisturbed Samples) از لایه های مختلف و انجام آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) در اعماق مختلف گردیده است. نمونه های دست نخورده بوسیله نمونه گیری مخصوص یوفر اخذ و بلافاصله موم اندود گردیده و بمنظور حفظ ویژگیهای فیزیکی و مکانیکی خاک در انتقال و نگهداری از نمونه های مذکور شرایط استاندارد رعایت و لحاظ گردیده است. لوگ حفاری گمانه ها در پیوست ارائه شده است. کلیه نمونه های اخذ شده برای انجام آزمایش های لازم به آزمایشگاه فنی مکانیک خاک و ژئوتکنیک شرکت انتقال داده شدند. انواع آزمایشات، تعداد و نتایج آنها در فصل مطالعات آزمایشگاهی آورده شده است.

آزمایشات درجا

آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)

آزمایش نفوذ استاندارد (Standard Penetration Test) متداولترین آزمایش صحرایی در ژئوتکنیک می باشد. در این آزمایش مطابق با استاندارد ASTM-D 1586(90) یک نمونه شکاف دار استاندارد در انتهای گمانه، با ضربات مکرر (۳۰ تا ۴۰ ضربه در دقیقه) از سوی چکش ۶۳/۶ کیلوگرم که از ارتفاع ۷۶ سانتیمتری سقوط می نماید، بداخل خاک فرو برده می شود، و تعداد ضربات در ۱۵ سانتیمتر نفوذ دوم و سوم به عنوان عدد SPT گزارش می گردد. تغییرات ضربات SPT با عمق برای گمانه های مذکور در پیوست نشان داده شده است. برای استفاده از نتایج تست درجای SPT تصحیحات مختلفی چون تصحیح فشار سربار و تصحیح انرژی باید انجام گیرد. بطور کلی با توجه به عدد SPT، سختی یا سستی خاک را می توان به کمک جدول ۴ برای خاکهای رسی و ماسه ای تعیین نمود.

چنانچه در حین آزمایش به موارد زیر برخورد گردد، آزمایش تمام شده تلقی شده و متوقف میگردد:

- تعداد ضربات در هر ۱۵ سانتیمتر نفوذ بیش از ۵۰ ضربه باشد.
- تعداد ضربات در طی ۴۵ سانتیمتر نفوذ تا ۱۰۰ ضربه گردد.
- در ۱۰ ضربه متوالی، هیچ نفوذی مشاهده نگردد.

جدول ۴- رابطه Nspt با سختی خاک ماسه ورس

ماسه		
مقدار N	دانشیته نسبی	حدود Dr
<2	فوق العاده شل	<15
2-4	خیلی شل	<15
4-8	شل	15-20
8-15	شل تا متوسط	20-40
15-30	متوسط تا متراکم	40-60
30-50	متراکم	60-85
>50	خیلی متراکم	>85
رس		
مقدار N	قوام	حدود Dr
<2	خیلی نرم	<15
2-4	نرم	<15
4-8	متوسط	15-20
8-15	سخت	20-40
15-30	خیلی سخت	40-60
30-50	سفت	60-85
>50	خیلی سفت	>85

آزمایش نفوذ مخروط (CPT)

آزمایش نفوذ مخروط (Cone Penetration Test) عبارتست از نفوذ یکنواخت یک نفوذ کننده مخروطی استاندارد در داخل زمین. نفوذ کننده مخروطی استاندارد دارای یک نوک مخروطی به مساحت ۱۰ سانتیمتر مربع و زاویه راس ۶۰ درجه که بلافاصله زیر یک قسمت استوانه ای به سطح مقطع ۱۵۰ سانتیمتر مربع قرار گرفته است. نفوذ کننده با

سرعت ثابت ۲ سانتیمتر بر ثانیه بداخل زمین فرو برده می شود. نوک و جدار جانبی هرکدام به یک لودسل مرتبط می باشند که توسط آن مقاومت کف و اصطکاک جانبی در خلال نفوذ در زمین اندازه گیری می شود.

فصل سوم: مطالعات آزمایشگاهی

به منظور تعیین خصوصیات فیزیکی خاک و شناخت کامل از عملکرد مهندسی خاک مورد نظر بر روی نمونه های دست نخورده و دست خورده اخذ شده از لایه های مختلف خاک آزمایشهای مختلف به شرح زیر در آزمایشگاه صورت پذیرفت:

۱- آزمایش تعیین چگالی ویژه خاک (Gs)

چگالی ویژه خاک عبارتست از نسبت وزن حقیقی حجم مشخصی از ذرات خاک به وزن حقیقی همان حجم آب مقطر در دمای ۴ درجه سانتیگراد که بر اساس استاندارد ASTM D 854-87 ، بر روی نمونه های خاک گرفته شده از اعماق مختلف انجام شد که بر اساس میانگین نتایج داده ها مقدار (Gs) برای خاک مورد نظر در لاگ حفاری نشان داده شده است.

$$Gs = \frac{\text{وزن مخصوص جامد}}{\text{وزن مخصوص آب}}$$

۲- آزمایش تعیین درصد رطوبت (w)

درصد رطوبت در خاکها یکی از خواص فیزیکی بسیار مهم است که رفتار خاک را در مقایسه با حدود آتبرگ بیان می کند. در پروژه حاضر بر اساس استاندارد ASTM D 2216-90 بر روی نمونه های دست خورده اخذ شده از محل آزمایش فوق انجام گرفت که نتایج آن در لوگ حفاری نشان داده شده است.

$$W = \frac{\text{وزن آب موجود در یک خاک مشخص}}{\text{وزن خاک خشک}}$$

۳- آزمایش دانه بندی

با توجه به اهمیت نوع دانه بندی خاک در وضعیت نفوذپذیری مصالح، مقاومت برشی خاک، طبقه بندی خاک و ... به منظور تعیین محدوده وزنی بخش ریز دانه و درشت دانه خاک آزمایشهای دانه بندی و هیرومتری بر اساس استاندارد ASTM D 422-87 ، ASTM D 421-87 ، ASTM D 421-58 و ASTM D 422-63 بر روی نمونه های خاک گرفته شده از محل آزمایش فوق انجام گرفت که نتایج آن به صورت نمودار دانه بندی در پیوسته ساروجانه شده است.

۴- آزمایش تعیین حدود اتربرگ

خاکهای ریزدانه چسبنده بر اساس میزان رطوبت ، ۴ حالت فیزیکی جامد ، نیمه جامد، خمیری و مایع دارند که هر کدام از حالات فوق تاثیر بسزایی در نوع رفتار خاک و عملکرد مهندسی آن خواهد داشت. به رطوبت در مزر حالات ۴ گانه فوق به ترتیب حد انقباض ، حد خمیری و حد روانی می گویند. آزمایش تعیین حدود اتربرگ به منظور تعیین حد روانی و نشانه خمیری انجام گرفته و نحوه انجام آن طبق استاندارد (84) ASTM-D4318 می باشد. همچنین آزمایش تعیین حد انقباض خاک بر طبق استاندارد (98) ASTM-D427 بر روی نمونه های اخذ شده از گمانه ها صورت پذیرفته است.

۵- آزمایش تک محوری

عموماً برای تعیین مقاومت برشی خاکهای چسبنده از این آزمایش استفاده می شود. نمونه ای استوانه ای از خاک در این آزمایش تحت فشار ساده تک محوری در امتداد محور استوانه قرار می گیرد تا به حد گسیختگی برسد. این آزمایش مطابق استاندارد ASTM D 2166-87 انجام می شود. نتایج آزمایش برای گمانه های مختلف و در اعماق مختلف در پیوست ارائه شده است.

۶- آزمایش برش مستقیم

جهت تعیین پارامترهای مقاومتی خاک ، آزمایشات برش مستقیم در حالت زهکشی نشده (با سرعت بارگذاری زیاد) بر روی نمونه های دست نخورده اخذ شده از عمق های مختلف گمانه های حفاری طبق استاندارد ASTM D 3080 انجام گردید که منحنی تغییرات تنش برشی بر حسب تنش قائم در پیوست می باشد و بر اساس بهترین خط عبوری داده شده از این نقاط و مطابق با معیار گسیختگی موهر- کولمب مقادیر C و Φ نمونه ها بدست آمده است.

۷- آزمایش تحکیم

به منظور تعیین پارامترهای نشست پذیری خاک آزمایش تحکیم بر روی نمونه های دست نخورده بر اساس استاندارد ASTM D 4318-87 انجام گرفت که نتایج آن در نمودار های پیوست ارائه شده است.

۸- آزمایشهای شیمیایی

بر اساس استانداردهای ASTM-C1580 ، BS-1377 ، ASTM-D4972 آزمایشهای شیمی خاک برای تعیین درصد سولفات، کلر، PH بر روی نمونه های اخذ شده از گمانه ها انجام گرفته است. نتایج در جدول زیر آورده شده است.

گمانه	عمق (متر)	درصد سولفات	PH
BH-1	6	0.04	7.50
BH-2	11	0.05	7.53
BH-3	15	0.10	7.62

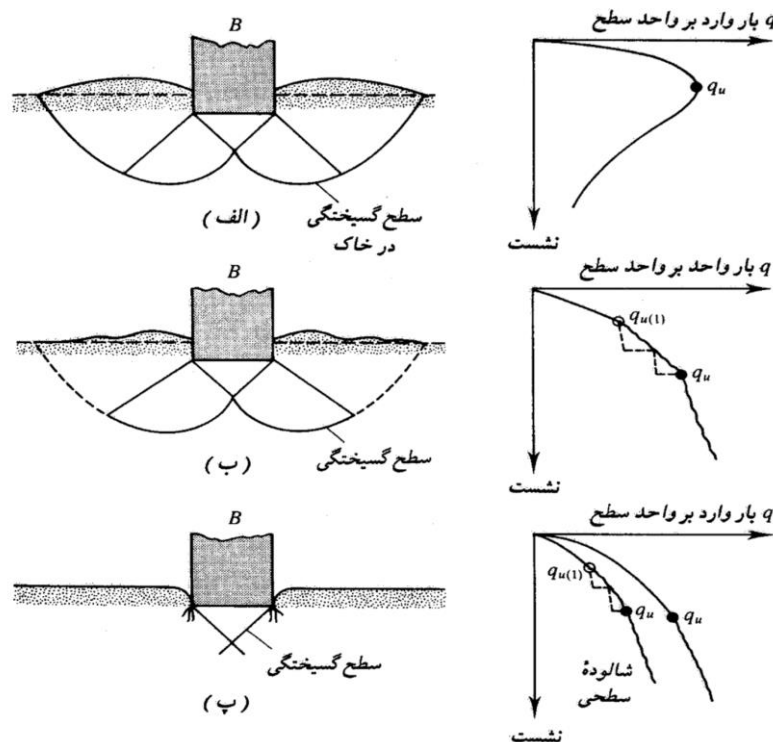
فصل چهارم: پارامترهای طراحی

۱- ظرفیت باربری پی های سطحی

یک شالوده سطحی وقتی دارای عملکرد صحیح است که دو شرط زیر را برآوردی نماید:

- گسیختگی برشی در خاک زیر شالوده (پی) رخ ندهد.
- نشستها بیشتر از مقدار مجاز در زیر شالوده رخ ندهد. مقدار نشست مجاز یک کمیت نسبی است، زیرا مقدار آن برای یک سازه بخصوص بستگی به عوامل و شرایط گوناگون دارد.

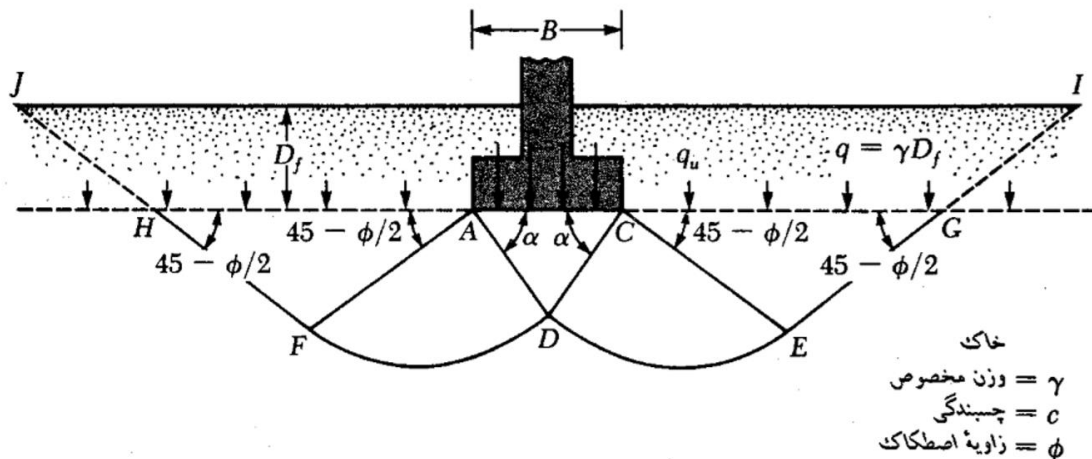
به طور کلی سه نوع گسیختگی در شالوده های سطحی مطابق شکل ۴ می تواند رخ دهد. شالوده هایی با عمق D_f تا حدود ۳ تا ۴ برابر عرض شالوده می توانند به عنوان شالوده سطحی در نظر گرفته شوند.



شکل ۴- گسیختگی برشی در خاک. (الف) گسیختگی برشی کلی، (ب) گسیختگی برشی موضعی، (پ) گسیختگی برشی سوراخ کننده

۱-۱ محاسبه ظرفیت باربری نهایی خاک q_{ult}

با توجه به پارامترهای تعیین شده مقاومت برشی خاک از تست های آزمایشگاهی و صحرایی، ظرفیت باربری خاک در پروژه حاضر بر اساس میانگین روش مایرهوف، هانسن و وسیک محاسبه شده است.



$$q_{ult} = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

s = ضریب شکل

d = ضریب عمق

i = ضریب شیب بار وارده بر پی

ضرایب عمق:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} \quad \text{Any } \phi$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} \quad \phi \geq 10^\circ$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \phi = 0^\circ$$

ضرایب شکل:

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L} \quad \text{Any } \phi$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L} \quad \phi \geq 10^\circ$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad \phi = 0^\circ$$

ضرایب دیگر:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

محاسبه ظرفیت باربری بر اساس ملاحظات نشست

دو نوع نشست اصلی می تواند برای شالوده های سطحی رخ دهد: نشست آنی یا الاستیک و نشست تحکیم. نشست آنی بلافاصله بعد از احداث شالوده رخ می دهد و ناشی از تغییر شکل الاستیک خاک بدون تغییر در میزان رطوبت بوجود می آید. مقدار نشست فوق بستگی به انعطاف پذیری شالوده و نوع مصالح آن و ضریب الاستیسیته خاک زیر پی دارد. نشست آنی شالوده متکی به مصالح الاستیک را میتوان از رابطه زیر بدست آورد:

$$S_e = \left(\frac{q_c B (1 - \nu^2)}{E_s} \right) I_s$$

S_e = نشست الاستیک

B = عرض شالوده

I_s = ضریب تاثیر بدون بعد

ν = نسبت پواسون

q_c = فشار خاک

E_s = ضریب ارتجاعی خاک که برای انواع خاک ها بر اساس پیشنهاد Bowles از جدول شماره ۵ قابل تعیین است.

متوسط پارامترهای طراحی مورد استفاده

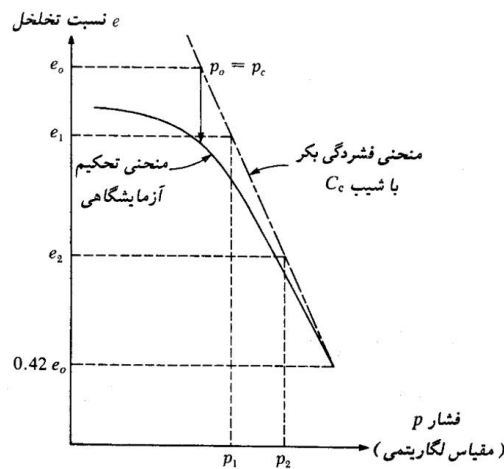
گمانه	C (kg/cm^2)	ϕ	ν	W (%)	ψ	E_s (kg/cm^2)
BH-1	0.25	20	0.3	22.0	0	180

جدول ۵- تعیین ضریب E_s

جنس خاک	SPT
ماسه عادی تحکیم یافته	$E_s=500(N+15)$
	$E_s=7000(N+15)^{0.5}$
	$E_s=6000N$
ماسه اشباع	$E_s=250(N+15)$
تمامی ماسه ها (عادی تحکیم یافته)	$E_s=(2600-2900)N$
ماسه بیش تحکیم یافته	$E_s=40000+1050N$
ماسه شن دار	$E_s=1200(N+6)$
	$E_s=600(N+6)$
	$E_s=600(N+6)+2000$
ماسه لای دار	$E_s=320(N+15)$
لای ماسه دار	$E_s=300(N+6)$
رس	$E_s=(200-500)C_u$

نشست تحکیم یک نشست تابع زمان می باشد، علت وقوع آن خروج آب حفره ای از میان حفرات خاک به علت اضافه فشار تحمیل شده بر آنها و افزایش ناگهانی فشار آب حفره ای می باشد. وقتی که تنش در یک لایه رس اشباع افزایش یابد، فشار آب حفره ای افزایش می یابد. از آنجایی که ضریب نفوذ پذیری رسها خیلی کوچک است، زمان قابل توجهی طول خواهد کشید تا خاک زهکشی شده و فشار آب حفره ای زایل شود و افزایش تنش به اسکلت خارج برسد. بر اساس نتایج آزمایش تحکیم بر روی نمونه های دست نخورده اخذ شده از اعماق مختلف از روابط زیر محاسبه می شود:

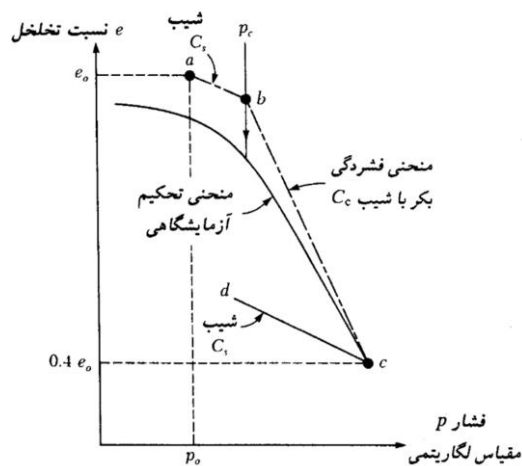
الف- نشست تحکیم رس عادی تحکیم یافته:



شکل ۵- منحنی تحکیم برای رس عادی تحکیم یافته

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{av}}{p_0}$$

ب- نشست تحکیم رس پیش تحکیم یافته:



شکل ۶- منحنی تحکیم برای رس پیش تحکیم یافته

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{av}}{p_0}$$

$$(p_0 + \Delta p_{av} < p_0)$$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_c}{p_0} + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{av}}{p_c}$$

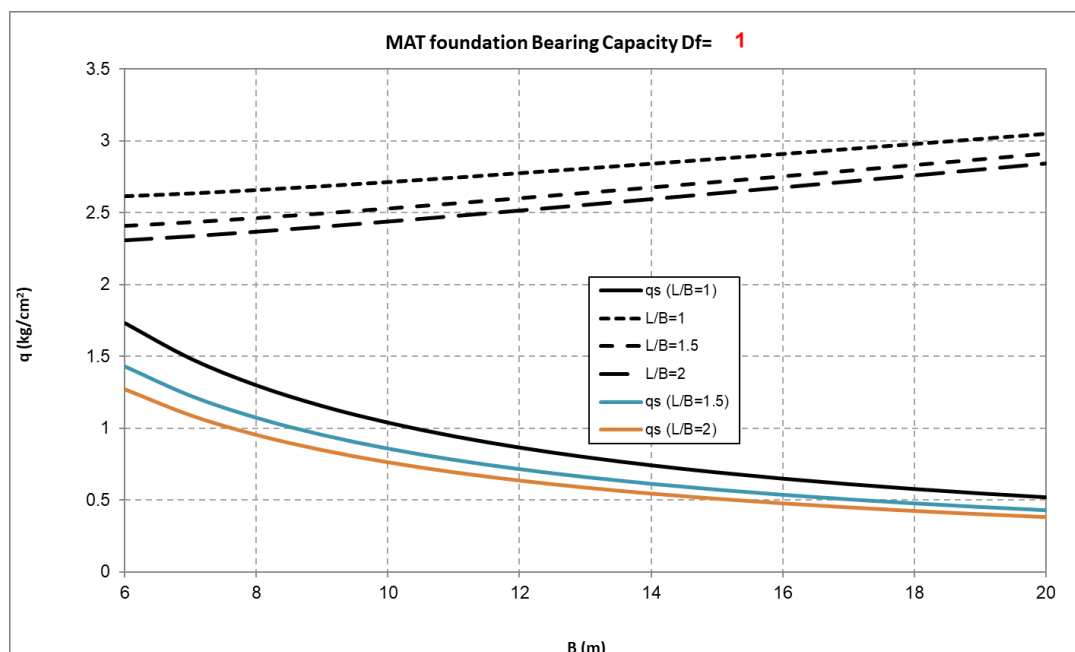
$$(p_0 < p_c < p_0 + \Delta p_{av})$$

تحت شرایط استاتیکی بارهای ثقیلی شامل بارهای مرده و زنده بصورت قائم به پی انتقال داده می شوند. ظرفیت باربری مجاز در این حالت با ضریب اطمینان ۳ محاسبه شده است. در شکل زیر محاسبه ظرفیت باربری پی گسترده بر اساس معیار گسیختگی و نشست برای عمق مدفون ۱ متر و نسبت $L/B=1$ ، $L/B=1.5$ و $L/B=2$ برای عرض های مختلف می باشد که بر اساس معیار گسیختگی و تغییر شکل آمده است.

جدول ۶- ظرفیت باربری پی گسترده بر اساس معیار گسیختگی و تغییر شکل

B (m)	و				ظرفیت باربری پی گسترده برای	
	DF=1				L/B=1	
	معیار گسیختگی				معیار نشست	
Meyerhof (kg/cm2)	Hansen (kg/cm2)	vesic (kg/cm2)	Average (kg/cm2)	S=5cm (kg/cm2)	allowable (kg/cm2)	
6	2.57	2.57	2.69	2.61	1.73	1.73
7	2.61	2.58	2.71	2.63	1.48	1.48
8	2.64	2.58	2.74	2.66	1.30	1.30
9	2.68	2.60	2.77	2.68	1.15	1.15
10	2.72	2.61	2.81	2.71	1.04	1.04
11	2.76	2.63	2.84	2.74	0.94	0.94
12	2.80	2.64	2.88	2.77	0.87	0.87
13	2.85	2.66	2.91	2.81	0.80	0.80
14	2.89	2.68	2.95	2.84	0.74	0.74
15	2.93	2.70	2.99	2.87	0.69	0.69
16	2.98	2.72	3.03	2.91	0.65	0.65
17	3.02	2.74	3.07	2.94	0.61	0.61
18	3.07	2.76	3.11	2.98	0.58	0.58
19	3.11	2.78	3.15	3.01	0.55	0.55
20	3.15	2.80	3.19	3.05	0.52	0.52

نمودار ۱- ظرفیت باربری پی گسترده بر اساس معیار گسیختگی، نشست

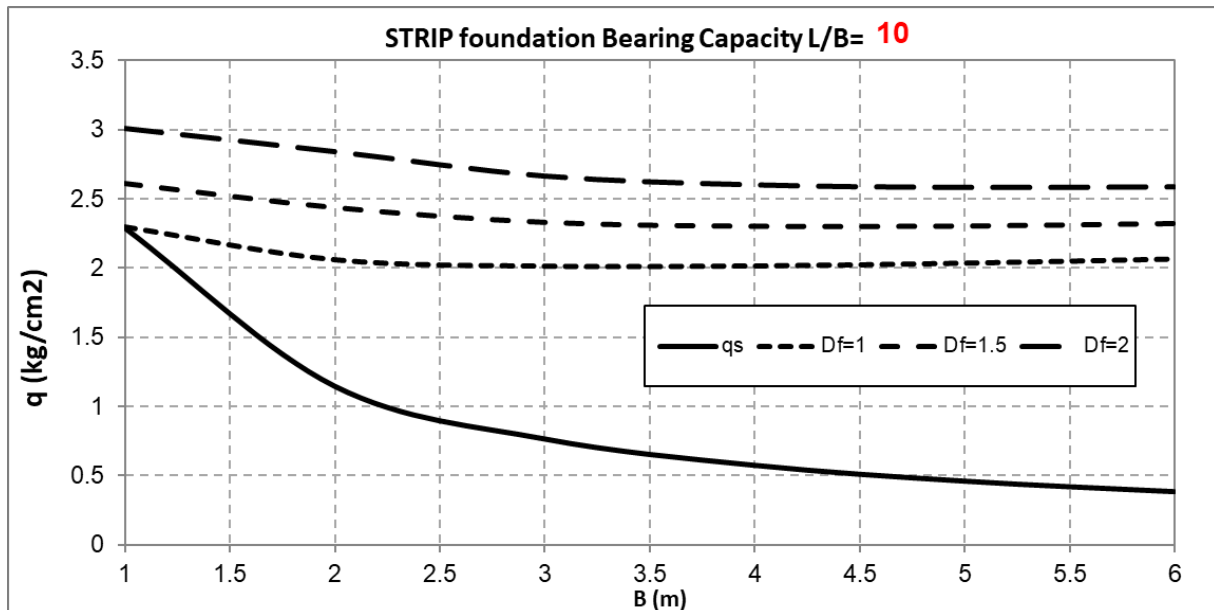


شکل زیر مربوط به ظرفیت باربری پی نواری بر اساس معیار گسیختگی و نشست برای $L/B=10$ ، عمق های مدفون ۱، ۱.۵ و ۲ متر و عرض های مختلف می باشد.

جدول ۷- ظرفیت باربری پی نواری بر اساس معیار گسیختگی و تغییر شکل

B (m)	ظرفیت باربری پی نواری برای $L/B=10$ و $Df=1$					
	معیار گسیختگی				معیار نشست	
	Meyerhof (kg/cm ²)	Hansen (kg/cm ²)	vesic (kg/cm ²)	Average (kg/cm ²)	S=2.5cm (kg/cm ²)	allowable (kg/cm ²)
1	2.14	2.36	2.39	2.30	2.29	2.29
2	1.97	2.08	2.14	2.06	1.15	1.15
3	1.94	2.01	2.10	2.02	0.76	0.76
4	1.94	1.99	2.12	2.02	0.57	0.57
5	1.96	2.00	2.16	2.04	0.46	0.46
6	1.98	2.02	2.20	2.07	0.38	0.38

نمودار ۲- ظرفیت باربری پی نواری بر اساس معیار گسیختگی، نشست

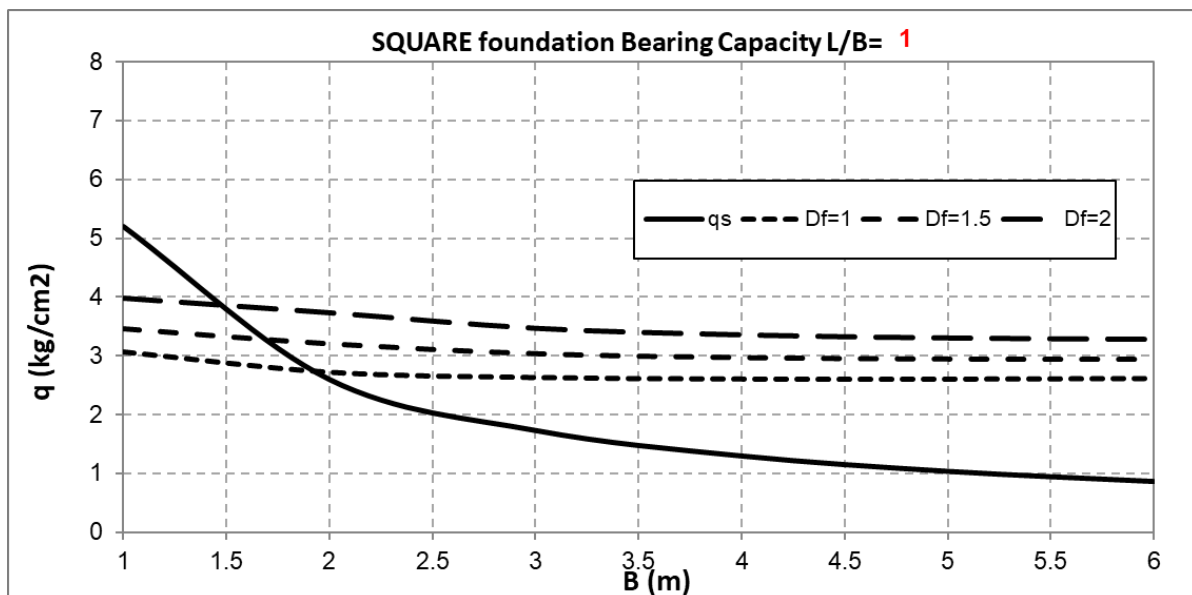


شکل زیر مربوط به ظرفیت باربری پی منفرد بر اساس معیار گسیختگی و نشست برای $L/B=1$ ، عمق های مدفون ۱، ۱.۵ و ۲ متر و عرض های مختلف می باشد.

جدول ۸- ظرفیت باربری پی مربعی بر اساس معیار گسیختگی و تغییر شکل

B (m)	ظرفیت باربری پی نواری برای					
	Df=1 و			L/B=1		
	معیار گسیختگی				معیار نشست	
	Meyerhof (kg/cm2)	Hansen (kg/cm2)	vesic (kg/cm2)	Average (kg/cm2)	S=2.5cm (kg/cm2)	allowable (kg/cm2)
1	2.81	3.18	3.20	3.07	5.20	3.07
2	2.58	2.77	2.81	2.72	2.60	2.60
3	2.53	2.65	2.71	2.63	1.73	1.73
4	2.53	2.60	2.68	2.60	1.30	1.30
5	2.55	2.58	2.68	2.60	1.04	1.04
6	2.57	2.57	2.69	2.61	0.87	0.87

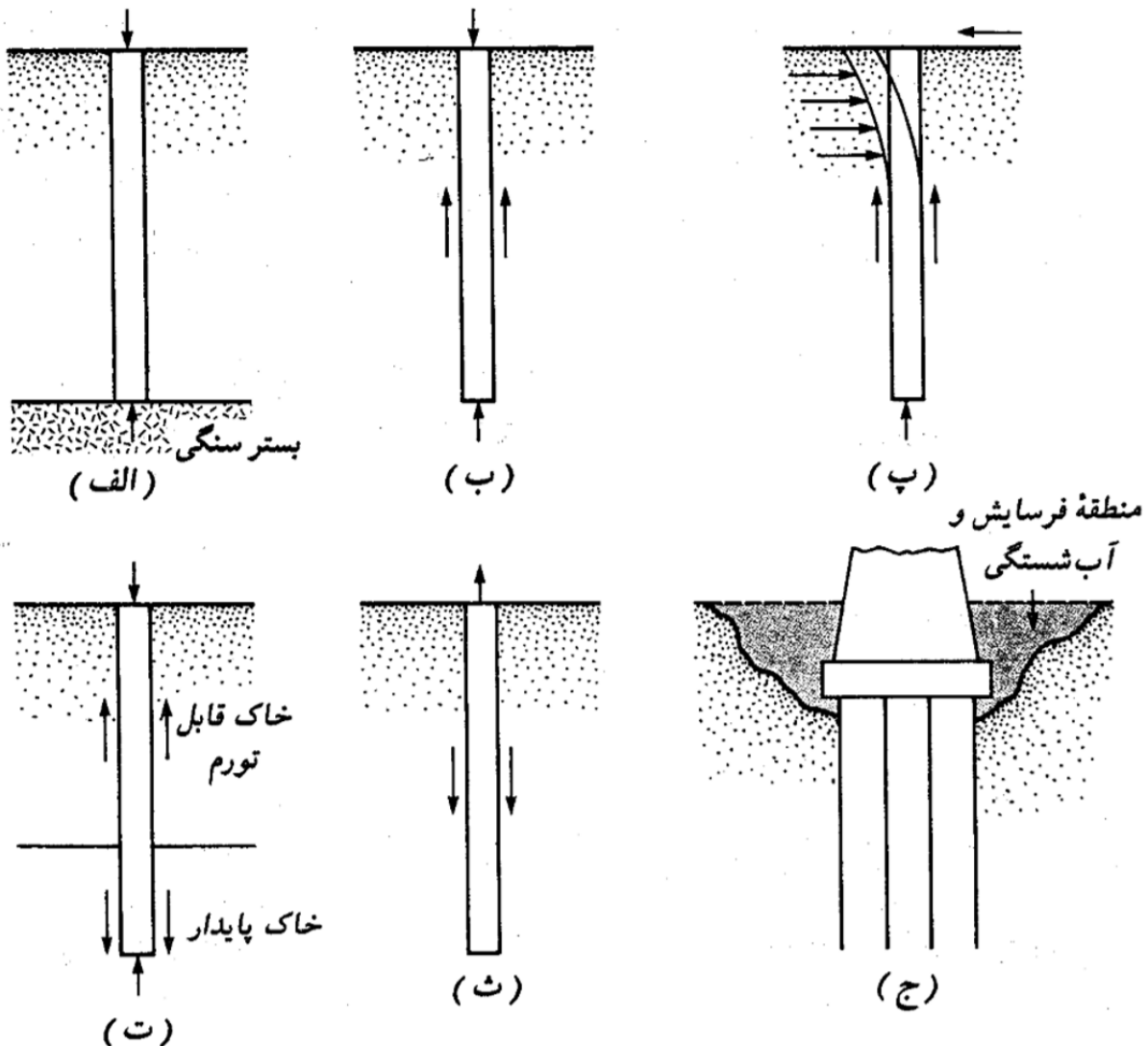
نمودار ۳- ظرفیت باربری پی مربعی بر اساس معیار گسیختگی، نشست



۲- ظرفیت باربری پی های عمیق

شمع ها اعضایی از جنس فولاد، بتن مسلح و چوب می باشند که در صورت مناسب نبودن ظرفیت باربری زمین برای استفاده از شالوده های سطحی از آنها برای ساخت شالوده های عمیق استفاده می شود. در عمل موارد متعددی وجود دارد که برای ایمنی ساختمان در مقابل نشست و عوامل دیگر، از شالوده های شمعی استفاده می شود. در زیر بعضی از شرایطی که استفاده از شالوده های شمعی را ایجاب می نماید شرح داده می شود.

۱. وقتی که لایه یا لایه های فوقانی خاک دارای قابلیت فشرددگی زیاد و یا خیلی ضعیف باشند، به طوری که نتوان از شالوده سطحی برای توزیع بار ساختمان استفاده کرد، شالوده های شمعی برای انتقال بار به لایه های تحتانی محکمتر و یا سنگ بستر مورد استفاده قرار می گیرد. این موضوع در شکل ۷-الف نشان داده شده است. وقتی که بستر سنگی و یا لایه محکمتر تحتانی در عمق معقولی از سطح زمین قرار نداشته باشد، از شمع برای انتقال تدریجی بار استفاده می شود. در این حالت مطابق شکل ۷-ب بیشتر مقاومت شمع از طریق نیروی اصطکاک بین سطح تماس شمع و خاک (مقاومت جلدی) تامین می شود.
۲. مطابق شکل ۷-پ اگر شمعها تحت تاثیر نیروی افقی قرار گیرند، نیروی افقی را حمل نمایند. این وضعیت اغلب در شالوده سازه های حایل خاک که وظیفه آنها مقاومت در مقابل فشار جانبی خاک است و یا ساختمانهای بلند که تحت تاثیر نیروهای باد یا زلزله قرار دارند پیش می آید.
۳. در خیلی از موارد در منطقه مورد نظر برای احداث ساختمان با خاک قابل تورم و یا فروریزشی (رمبنده) روبرو می شویم. این لایه ها ممکن است دارای عمق قابل توجهی باشند. خاکهای قابل تورم در اثر افزایش یا کاهش میزان رطوبت، تورم و یا کاهش حجم پیدا می کنند. فشار تورم چنین خاکهایی ممکن است به طرز قابل توجهی زیاد باشد. اگر در چنین خاکهایی از شالوده های سطحی استفاده شود، ساختمان ممکن است با صدمات جدی روبرو شود. در این حالت شالوده های شمعی که از لایه قابل تورم عبور کرده و وارد لایه پایدار شده اند، می توانند مورد توجه قرار گیرند (شکل ۷-ت). خاکهایی نظیر ماسه بادی دارای طبیعت فروریزشی (رمبنده) هستند. وقتی که چنین خاکهایی تحت افزایش رطوبت قرار گیرند، اسکلت خاک می تواند دچار شکست گردد. یک کاهش ناگهانی در نسبت تخلخل خاک، باعث نشست زیاد سازه ای می شود که توسط شالوده سطحی حمل می شود. در چنین حالاتی، شالوده شمعی که از لایه سست عبور کرده و وارد لایه پایدار زیر آن شده می تواند به عنوان راه حل مسئله مورد توجه قرار گیرد.
۴. شالوده بعضی از سازه ها، نظیر خطوط انتقال برق، اسکله ها، شالوده های گسترده در زیر آب زیر زمینی تحت تاثیر نیروی برکنش قرار دارند. در بعضی مواقع با نیروهای برکنش از شالوده های شمعی احداث می شوند.



شکل ۷- شرایطی که استفاده از شمع را ایجاب می کند

بر حسب شرایط تحت الارضی، سطح آب زیر زمینی، و نوع باری که باید حمل شود، انواع مختلفی از شمعها در کارهای ساختمانی مورد استفاده قرار می گیرند. شمعها بر حسب طول و مکانیسم انتقال بار به خاک به سه گروه: (الف) شمع اتکایی، (ب) شمع اصطکاکی، (پ) شمع تراکمی تقسیم می شوند و بر حسب مصالحی که از آن ساخته می شوند، دارای انواع زیر هستند:

- شمعهای فولادی
- شمعهای بتنی
- شمعهای چوبی
- شمعهای مرکب

کاربرد شمع ها بصورت تك (منفرد) و گروهی

شمع ها معمولاً به دو صورت تك و یا گروهی بکار می روند. شمع های گروهی در سادهترین حالت، متشکل از ۲ یا ۳ شمع بوده و عمدتاً تحت اثر بار محوری قرار می گیرند. گروه شمع های بزرگتر، شامل تعدادی شمع های قائم یا مایل بوده که توسط کلاهک و یا تیرهای گیردار به هم متصل می شوند. این المان سازه ای، یعنی کلاهک یا سر شمع، می تواند در بالای سطح زمین و یا در زیر سطح زمین اجرا شود. يك سیستم گروه شمع از نظر استاتیکی نامعین بوده و توزیع نیرو در شمع ها، تابعی از تغییر مکان و تغییر شکل شمع ها می باشد.

معیارهای طراحی شمع

در طراحی پی های عمیق (شمع ها) پس از تصمیم گیری در مورد عمق، چگونگی اجرا، نحوه استقرار و آرایش در پلان سه عامل مهم زیر باید مورد توجه قرار گیرند:

۱- ظرفیت باربری

۲- نشست

۳- مقاومت سازه ای

تخمین ظرفیت باربری شمع

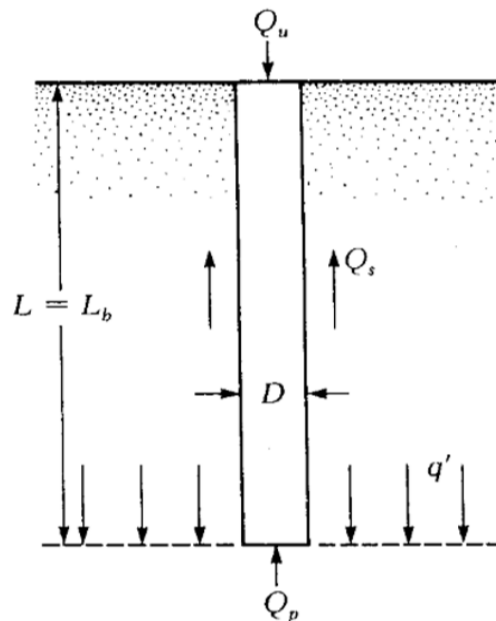
ظرفیت باربری نهایی شمع را می توان مجموع ظرفیت باربری نوک شمع و ظرفیت باربری اصطکاک جلدی شمع در نظر گرفت. (شکل ۸)

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Q_u = ظرفیت باربری نهایی شمع

Q_p = ظرفیت باربری نوک شمع

Q_s = ظرفیت باربری اصطکاک جدار شمع (ظرفیت باربری جلدی)



$L =$ طول مدفون شمع

$L_b =$ طول مدفون در لایه باربر

شکل ۸- ظرفیت باربری شمع

ظرفیت باربری نهایی نوک شمع Q_p

$$Q_p = A_p q_p = Q_p (c N_c^* + q' N_q^*)$$

$A_p =$ سطح مقطع نوک شمع

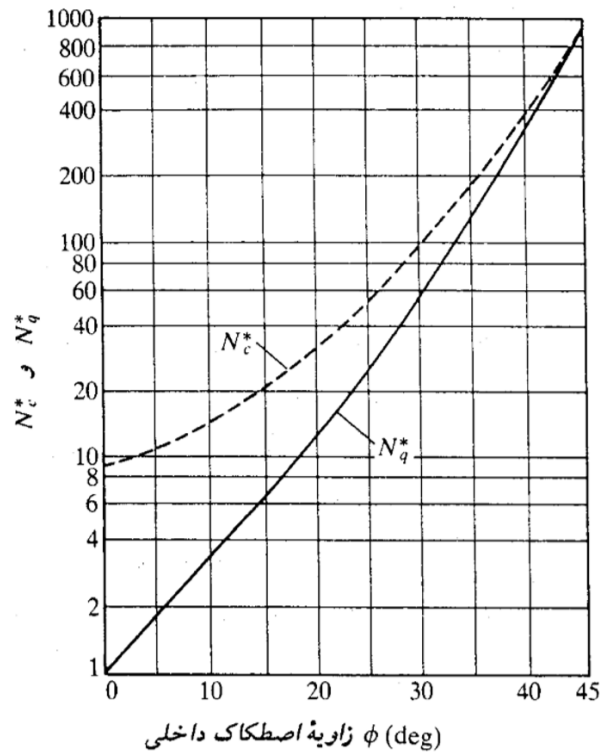
$c =$ چسبندگی خاکی که نوک شمع بر آن متکی است

$q_p =$ ظرفیت باربری نهایی واحد سطح نوک

$q' =$ تنش موثر قائم در تراز نوک شمع

N_c^* و N_q^* = ضرایب ظرفیت باربری

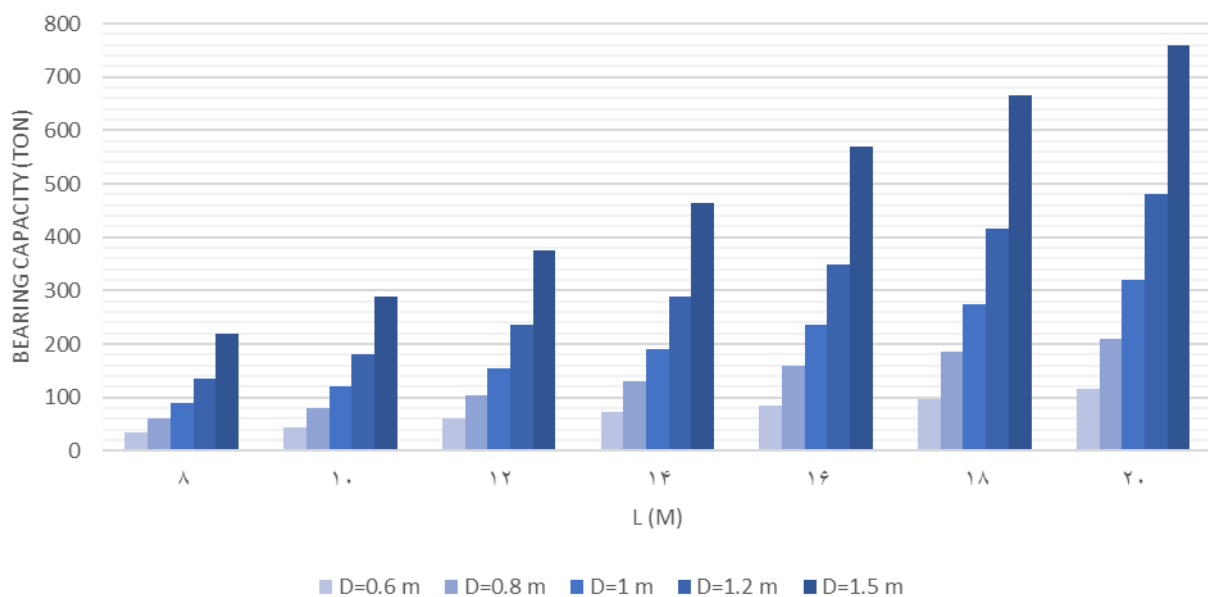
برای تعیین ضرایب باربری N_c^* و N_q^* روشهای متعددی وجود دارد که در اینجا به روش مایر هوف پرداخته شده است و مطابق شکل ۹ محاسبه می گردد.



شکل ۹- تغییرات حداکثر مقادیر N_c^* و N_q^* با زاویه اصطکاک داخلی ϕ

بر اساس روابط فوق، ظرفیت باربری نوک شمع برای شمع های درجای بتنی با اندازه های مختلف از شکل زیر بدست می آید.

شکل ۱۰- ظرفیت باربری نوک شمع



ظرفیت باربری اصطکاک جدار شمع (ظرفیت باربری جلدی) Q_s

از روش β برای محاسبه ظرفیت باربری اصطکاکی جدار شمع استفاده شده است. اساس روش β بر این فرض استوار است که در هر عمق مقدار تنش اصطکاکی در جداره شمع عبارت است از:

$$r_s = \beta \sigma'_v$$

$$\beta = K \cdot \tan \delta = K \cdot M \cdot \tan \varphi$$

اگرچه در طول شمع مقادیر φ ، M و K متغیر بوده ولی β نسبت به پارامترهای وابسته‌ی آن از تغییرات کمتری برخوردار است.

K = ضریب تعدیل فشار قائم به جانبی خاک

δ = زاویه اصطکاک بین جداره‌ی شمع و خاک

$$M = \tan \delta / \tan \varphi$$

σ'_v = تنش قائم موثر در عمق مورد نظر

مقاومت اصطکاکی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$Q_s = \sum A_s \Delta L r_s$$

A_s = سطح مقطع جانبی شمع برای طول واحد شمع

ΔL = جزء طولی از شمع که در آن A_s و r_s ثابت فرض شده اند.

با نوشتن تنش افقی برحسب تنش قائم و چنانچه سطح مقطع جانبی شمع در طول آن ثابت باشد:

$$Q_s = A_s \int_0^D (\gamma' z K(z) \tan \delta) dz$$

که در آن:

γ' = وزن مخصوص موثر خاک (شناور در حالت زیر سطح آب و خشک و مرطوب در حالت بالای سطح آب)

K = نسبت تنش موثر افقی به تنش موثر قائم (σ'_h / σ'_v)

$$\sigma'_v = \text{تنش موثر قائم}$$

روابط کلی مقاومت اصطکاکی معمولاً به دو شکل زیر نوشته می‌شوند:

$$Q_s = A_s \int_0^D (\gamma' z \beta(z)) dz$$

$$Q_s = A_s \int_0^D f(z) dz$$

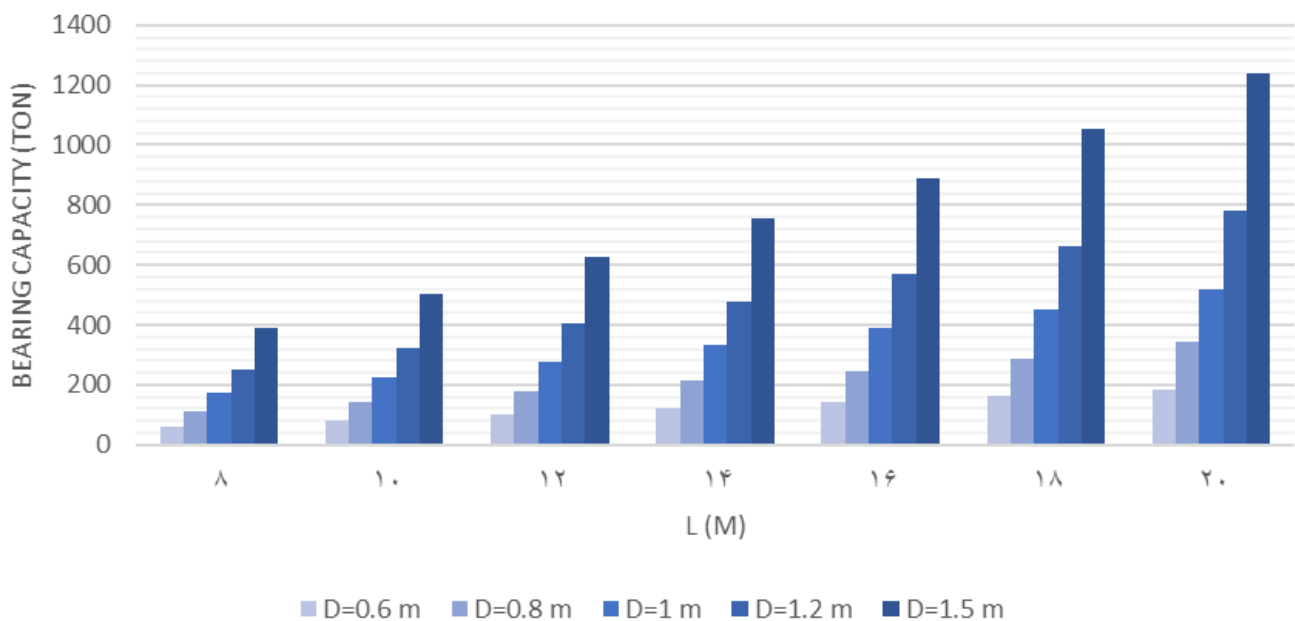
که در آن:

$$\beta = K \tan \delta$$

$$f = \beta \gamma' z$$

مطابق روابط فوق، ظرفیت باربری جدار شمع مطابق شکل زیر می باشد.

شکل ۱۱- ظرفیت باربری جدار شمع



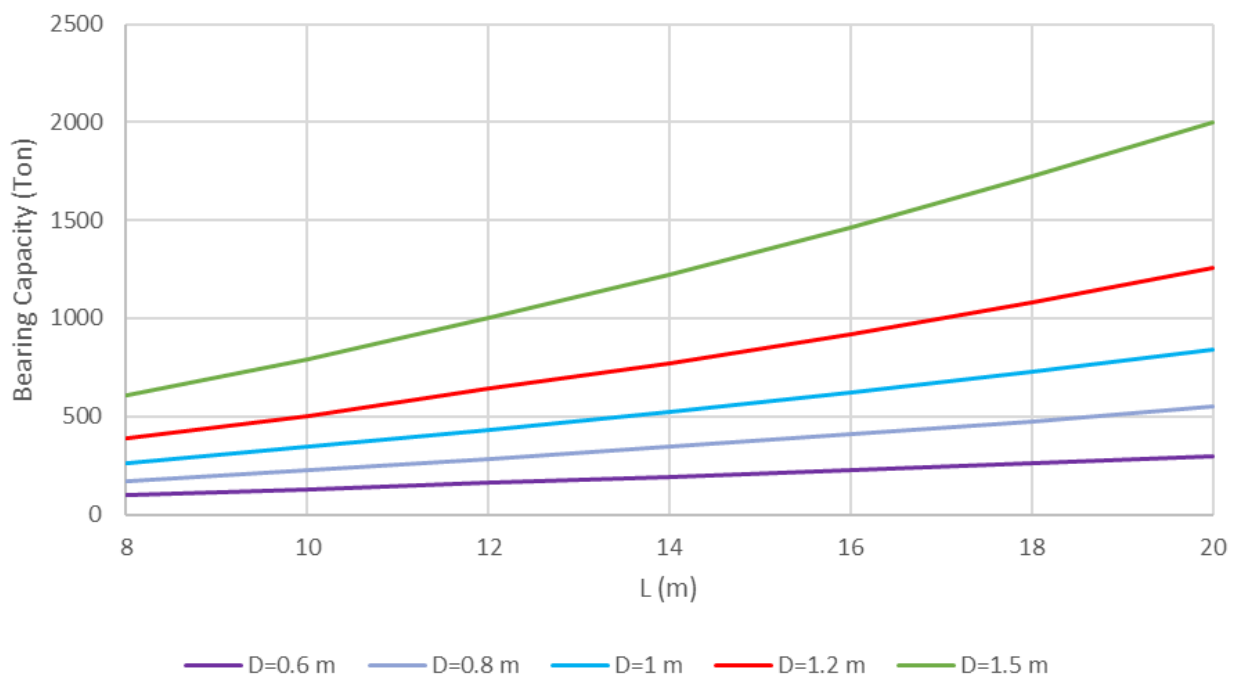
ظرفیت باربری مجاز شمع

در نهایت توان باربری نهایی شمع بصورت زیر خواهد بود :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

ظرفیت باربری نهایی شمع مطابق شکل زیر خواهد بود.

شکل ۱۲- ظرفیت باربری نهایی شمع

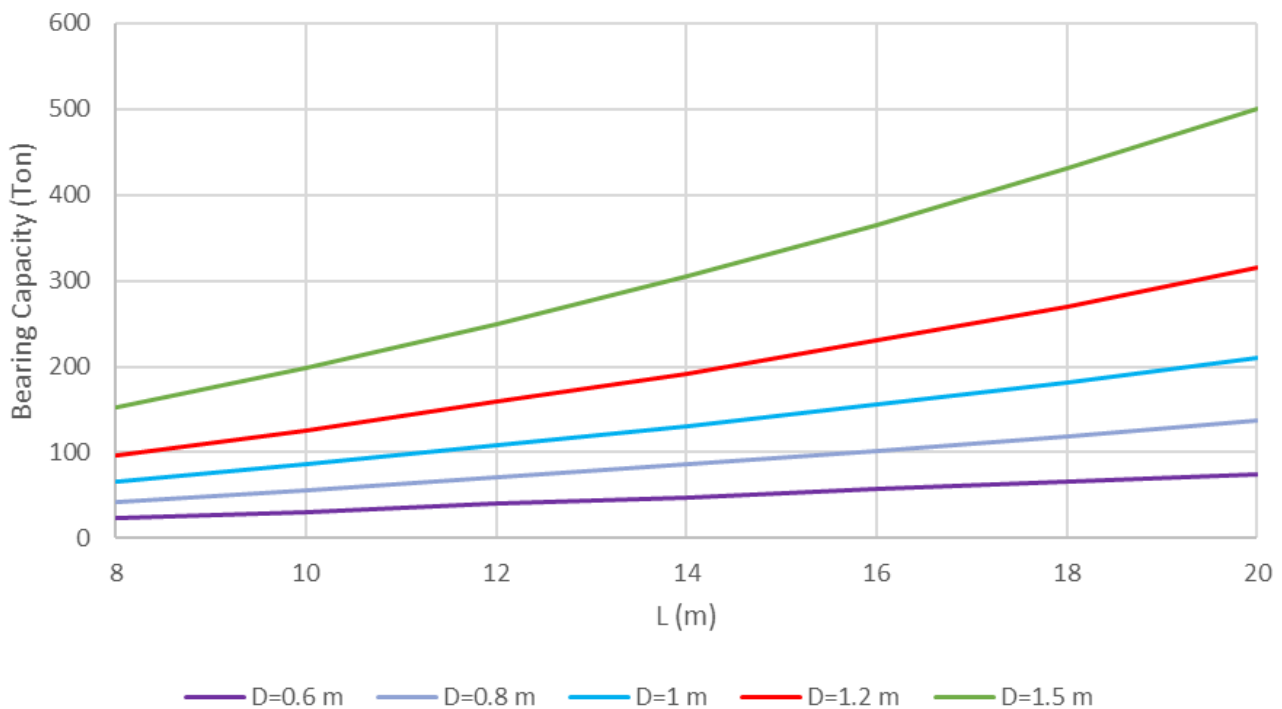


پس از تعیین ظرفیت باربری نهایی شمع با جمع ظرفیت باربری نوک و ظرفیت مقاومت اصطکاکی، با اعمال یک ضریب اطمینان مناسب، ظرفیت باربری مجاز شمع بدست می آید:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS}$$

مقدار ضریب اطمینان مورد استفاده بر حسب عدم قطعیت‌های موجود در محاسبه ظرفیت باربری نهایی معمولاً بین ۲/۵ تا ۴ می باشد. که در اینجا ۴ در نظر گرفته شده است.

شکل ۱۳- ظرفیت باربری ایمن شمع



شمع تحت بار کششی

برای پی های سطحی ظرفیت در مقابل بارهای کششی و یا برکنش به وزن پی و خاک روی آن محدود شده که معمولاً مقدار قابل توجهی نمی باشد. برای پی های عمیق اصطکاک جداری (که در جهت عکس نسبت به حالت فشاری عمل می نماید) و نیز وزن شمع در مقابل بارهای کششی ارائه مقاومت نموده که مقادیر قابل توجهی را در بر دارند. برای شمع هایی که انتهای آنها پهن تر از بدنه شمع می باشد مقاومت اضافی حاصل از عکس العمل سقف که اصطلاحاً خاک توان باربری سقف کوره شمع نامیده می شود در تحمل بارهای کششی سهیم می شود. بطور کلی برای یک شمع با مقطع یکنواخت در طول مقاومت نهایی در مقابل بارهای کششی و یا برکنش بصورت زیر می باشد:

$$T_u = W_f + \bar{r}_s A_s \cdot D_p$$

که در آن :

T_u = ظرفیت نهایی در مقابل بار کششی

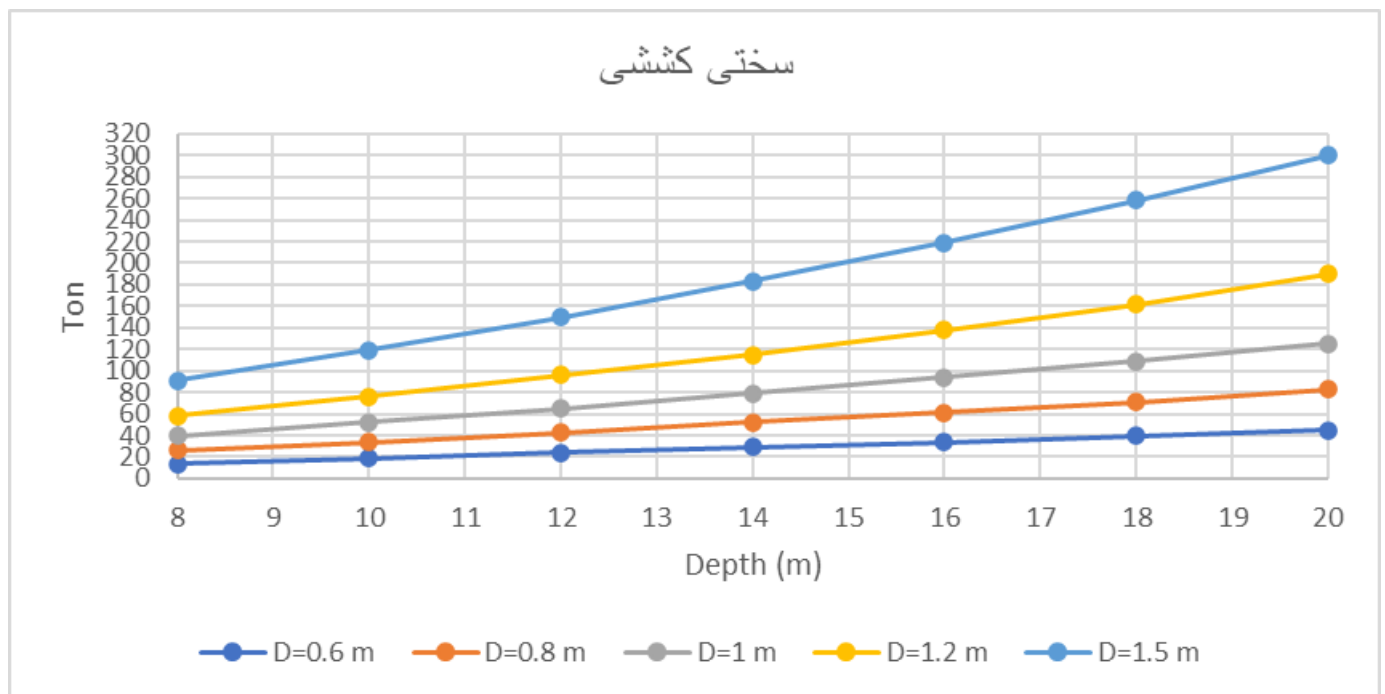
W_f = وزن شمع

$\bar{r}_s$ = اصطکاک جداری در مقابل بار کششی

A_s = سطح مقطع جداری به ازای طول یک متر

رابطه فوق برای $\frac{D}{B} > 6$ صحت دارد. وقتی شمع تحت بار کششی واقع می شود قطر شمع کاهش یافته بنابراین مقدار $\bar{r}_s$ کمتر از r_s مربوط به شمع تحت فشار می باشد بدین سبب در عمل توصیه می شود بجای $\bar{r}_s$ از $0.75r_s$ استفاده شود و یا در صورت استفاده از r_s مقدار ضریب اطمینان به میزان ۳۳٪ افزایش داده شود.

سختی کششی شمع

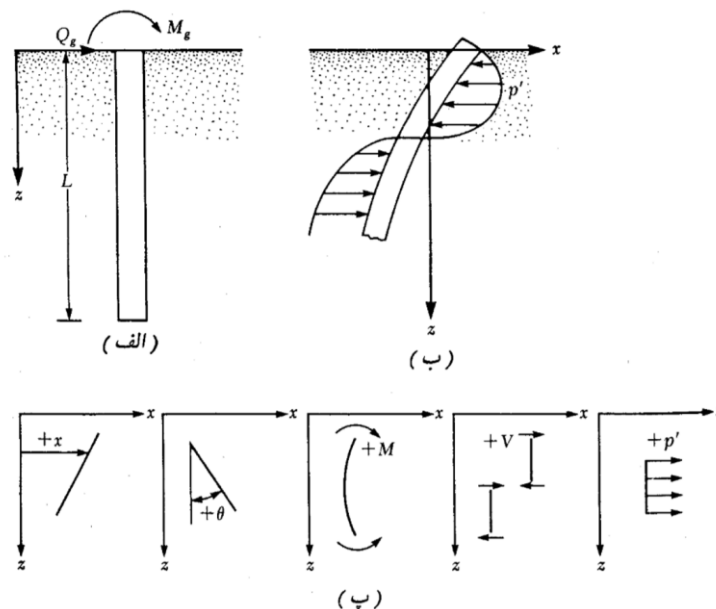


شمع تحت بار جانبی

شمع های قائم می توانند در مقابل بارهای جانبی و یا لنگر ارائه مقاومت نموده تا مادامیکه عکس العمل لازم در خاک احاطه کننده اطراف، بسیج شده باشند. رفتار پی های عمیق تحت بارهای جانبی اساساً به سختی شمع و مقاومت خاک اطراف بستگی دارد. ظرفیت حدی جانبی شمع قائم از سه طریق زیر می تواند دچار محدودیت گردد:

- بار وارده از ظرفیت خاک تجاوز نموده که ماحصل آن جابجایی افقی بزرگ شمع و در نهایت شکست فونداسیون را در بر دارد (معیار باربری ژئوتکنیکی)

- لنگر خمشی در شمع در نتیجه بار جانبی ممکن است موجب بروز تنش های بزرگی در مصالح شمع شده که موجب شکست سازه ای در شمع می شود. (شکست سازه ای)
 - جابجایی سر شمع ها ممکن است به حدی بزرگ و غیر عادی شود که با مقادیر مجاز رو سازه سازگاری نداشته باشد. (معیار جابجایی و نشست)
- هر سه معیار فوق می بایست در طراحی ملاحظه شوند. متدهای جاری طراحی شمع تحت بار جانبی هنوز نیاز به اصلاح و بازبینی دارند (CFEM 1992) و بهترین متد بر اساس آزمایش بارگذاری جانبی با برنامه و اجرای مناسب می باشد.
- وقتی رفتار شمع های قائم تحت بار جانبی مورد ارزیابی قرار می گیرد، شمع ها به دو دسته شمع های کوتاه و بلند تقسیم می شوند. شمع کوتاه دارای عمق استقرار کافی در زمین نبوده تا با مقاومت گیرداری حوالی کف شمع در مقابل چرخش مقاومت نموده در صورتیکه برای شمع های بلند شرایط گیرداری حوالی کف شمع وجود دارد. عمق حداقل برای شرایط شمع بلند بستگی به سختی شمع و مقاومت جانبی بسیج شده توسط خاک اطراف دارد. برای شمع های چوبی اگر $D/B > 20$ و برای شمع های بتنی فولادی اگر $D/B > 35$ باشد، شرایط گیرداری کف و شمع بلند مطرح است. شرایط حدی و معیار گسیختگی برای شمع کوتاه بر مبنای رفتار خاک اطراف یا مقاومت ژئوتکنیکی بوده در صورتیکه برای شمع بلند معیار حدی ظرفیت خمش و یا مقاومت سازه ای شمع می باشد.

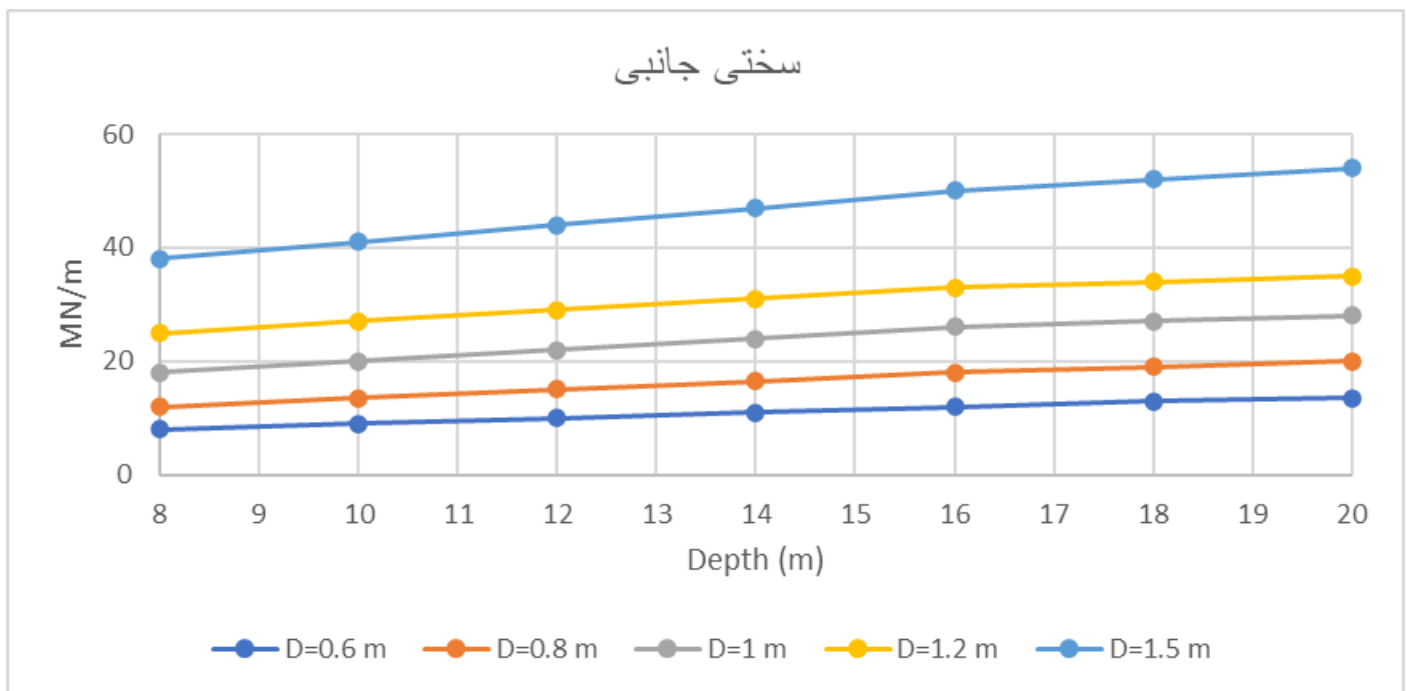


شکل ۱۴- (الف) شمع تحت بار جانبی، (ب) تغییر شکل و واکنش خاک برای شمع تحت بار جانبی، (پ) تغییر مکان، شیب، لنگر، برش و واکنش خاک

رفتار شمع تحت بار جانبی یکی از مسائل قابل توجه اندرکنش خاک سازه می باشد. به عبارت دیگر جابجایی و تنش های داخلی در عنصر شمع وابسته به مقاومت خاک اطراف بوده در حالیکه مقاومت خاک وابسته به جابجایی شمع می باشد. شکل ۱۴ دیاگرامهای مربوط به تغییر شکل جانبی، شیب، لنگر و برش و عکس العمل خاک را به عنوان تابعی از عمق برای یک شمع بلند را نشان می دهد.

نیروی برش یا لنگر خمش در سر شمع یک تغییر شکل جانبی در بالای شمع ایجاد می کند، این تغییر شکل جانبی بسیج مقاومت در خاک را بدنبال داشته کما اینکه این مقاومت تابعی از جابجایی می باشد. در مجاورت سطح زمین با بارهای اعمال شده مقابله نموده بقسمی که تغییر شکل ها با عمق کاهش یافته تا سرانجام به تغییر شکل صفر در عمق منجر می شود. اگرچه مقادیر لنگر و برش در چنین عمقی صفر نبوده، زیرا شمع در جهت مخالف، تغییر شکل داده که بسیج مقاومت خاک در جهت مخالف قبلی را همراه دارد. چنین پروسه ای تا عمق کف شمع استمرار یافته بقسمی که سر انجام همه پارامترها به صفر میل می کند.

سختی جانبی شمع



نشست شمع ها

نشست یک شمع تحت بار بهره برداري قائم ناشي از سه عامل مي باشد :

$$S = s_1 + s_2 + s_3$$

S = نشست كلي شمع

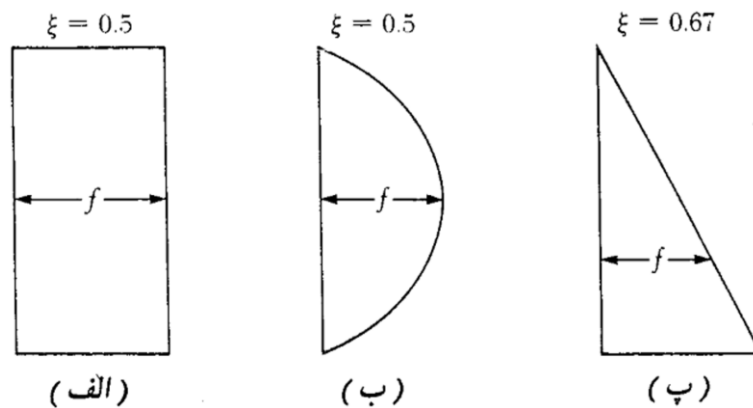
$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} = \text{نشست بعلت تغيير شكل الاستيك تنه شمع}$$

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} = \text{نشست الاستيك خاک در نوک شمع}$$

$$s_3 = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} = \text{نشست الاستيك خاک اطراف تنه شمع}$$

که در آن :

مقدار ξ بستگی به توزیع نیروی مقاوم اصطکاکی در ارتفاع شمع دارد. در شکل ۱۵ مقادیر ξ بر حسب نوع تغییرات نیروی مقاوم اصطکاکی ارائه شده است. در اینجا برابر ۰.۵ در نظر گرفته شده است.



شکل ۱۵- ضریب ξ بر حسب تغییرات نیروی مقاوم اصطکاکی در ارتفاع شمع

Q_{wp} = بار حمل شده در نوک شمع تحت بار بهره برداري

Q_{ws} = بار حمل شده به وسیله مقاومت اصطکاکی تحت بار بهره برداري

A_p = سطح مقطع عرضي شمع

L = طول شمع

E_p = ضریب الاستیسیتة مصالح شمع

D = عرض یا قطر شمع

q_{wp} = بار نوک شمع بر واحد سطح

μ_s = ضریب پواسون خاک

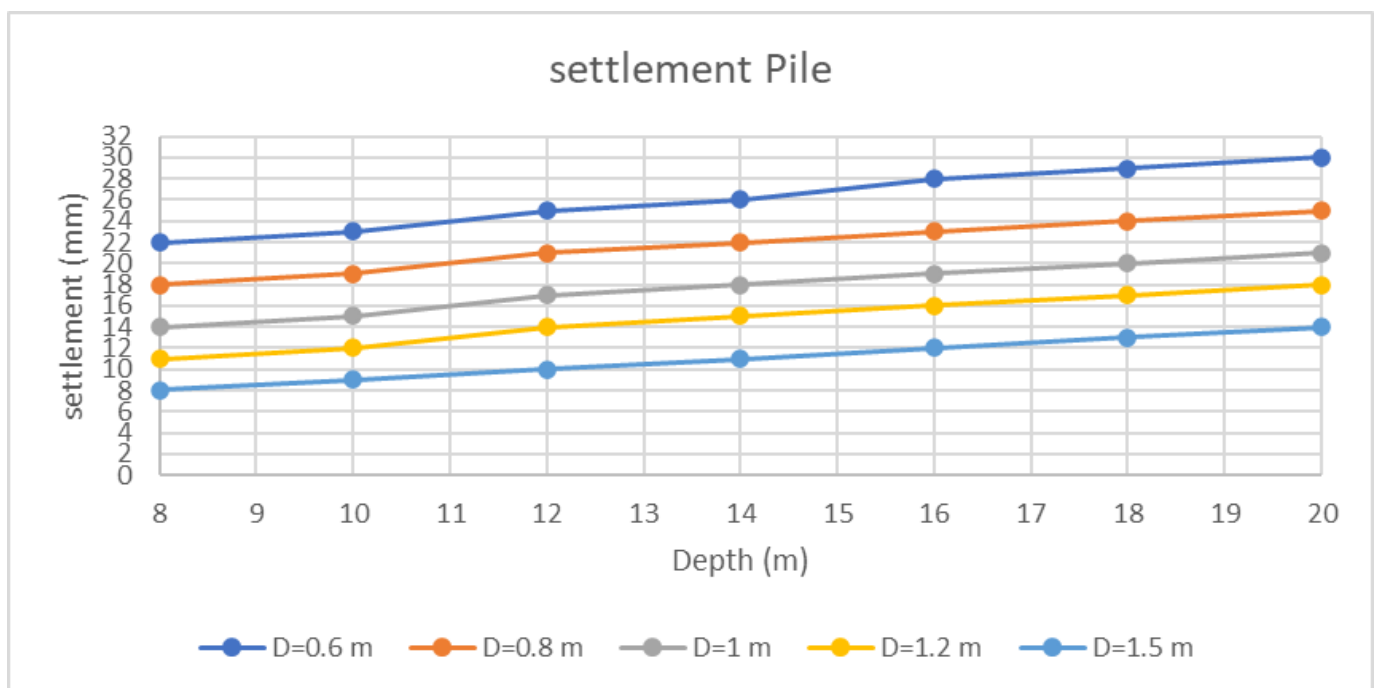
I_{wp} = ضریب تاثیر

p = محیط شمع

$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$ = ضریب تاثیر

E_s = ضریب الاستیسیتة خاک در زیر یا حوالی نوک شمع

نشست شمع



گروه شمع

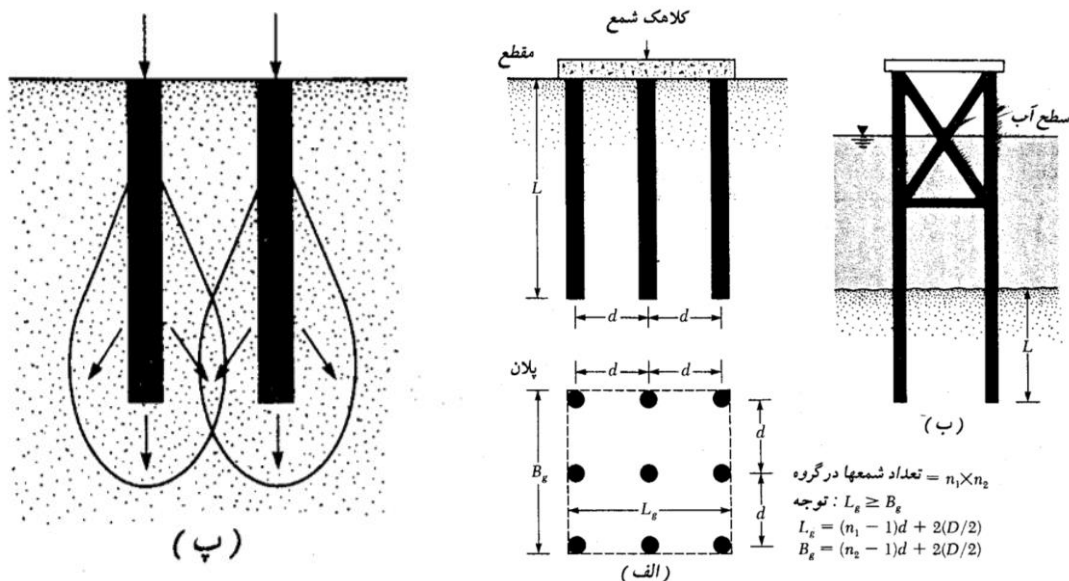
برای انتقال بار سازه به خاک، شمعها در اغلب اوقات به صورت گروه به کار گرفته می شوند. در بالای گروه شمع، یک کلاهک یکپارچه احداث می شود. کلاهک شمع در اکثر اوقات مطابق شکل ۱۶-الف در تماس با زمین است، لیکن مطابق شکل ۱۶-ب، کلاهک شمع می تواند در ارتفاع قابل توجهی از سطح زمین ساخته شود (مثل سکوهاى ساحلى). تعیین ظرفیت باربری گروه شمع یک مسئله پیچیده ای می باشد. وقتی که شمع ها نزدیک یکدیگر اجرا شوند، منطقی است فرض شود که تنشهای انتقالی از طریق شمعها به زمین یکدیگر را پوشش می دهند (شکل ۱۶-ب). این مسئله می تواند باعث کاهش ظرفیت باربری شمع گردد. به طور ایده ال، فاصله شمعها در گروه شمع باید طوری انتخاب شود که ظرفیت باربری گروه شمع کمتر از مجموع ظرفیتهای باربری تک تک شمعها نشود. در عمل فاصله حداقل مرکز به مرکز شمعها مساوی $2 \sim 3 D$ در نظر گرفته می شود. (D قطر شمع). راندمان گروه شمع به صورت زیر تعریف می شود:

$$\eta = \frac{Q_g(u)}{\sum Q_u}$$

η = راندمان گروه شمع

$Q_g(u)$ = ظرفیت باربری نهایی گروه شمع

Q_u = ظرفیت باربری هر شمع به تنهایی بدون اثر گروه شمع



شکل ۱۶- گروه شمع

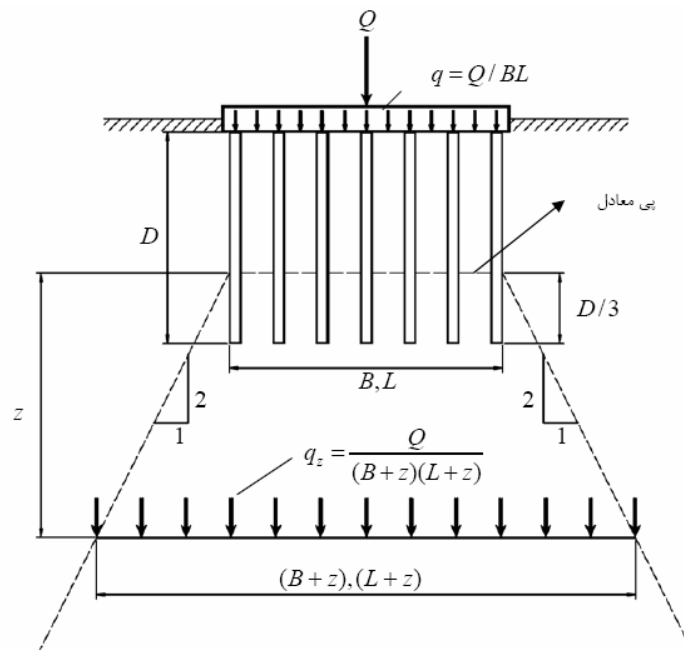
نشست گروه شمع

در اثر افزایش تنش در خاک، حجم خاک زیرین کاهش یافته و نشست اتفاق می افتد. نشست حاصله مجموع نشست الاستیک ناشی از فشردگی اسکلت خاک و هوای محبوس بین حفره ها و نشست حاصل از تحکیم است. نشست تحکیمی ناشی از کاهش حجم به علت بیرون رانده شدن آب از خاک است که در خاکهای درشت دانه به سرعت اتفاق افتاده ولی در خاکهای ریزدانه به کندی صورت می گیرد.

نشست تحکیمی گروه شمع

نشست تحکیمی ناشی از تنش اعمال شده به خاک است که در ابتدا تمام این تنش به صورت فشار آب حفره ای به آب منتقل می شود. پس از گذشت زمان این فشار به تدریج به اسکلت خاک منتقل شده بطوریکه در انتهای تحکیم کل تنش وارده به صورت تنش مؤثر به خاک منتقل می گردد.

در بعضی از انواع خاکها خزش نیز به فشردگی اسکلت خاک اضافه می شود. خزش فشردگی حاصله در خاک بدون افزایش تنش مؤثر است که این نوع نشست در خاک تحکیم ثانویه نامیده می شود. در مصالح خاکی رابطه بین تنش و کرنش یک رابطه خطی نبوده و نشست تابعی از افزایش نسبی تنش است. در خاکهای غیرچسبنده و همچنین خاکهای چسبنده عادی تحکیم یافته، هر مقدار تنش اولیه قبل از اعمال بار اضافی بیشتر باشد نشست حاصله کوچکتر است. در خاکهای چسبنده بیش تحکیم یافته، یک شکست و تغییر ناگهانی واضح در محل تنش بیش تحکیمی، σ_p' ، در منحنی تحکیم (تغییرات تخلخل بر حسب تنش مؤثر) پیش می آید و چنانچه تنشهای وارده بیش از آن فشار تحکیمی باشند، نشست زیادی حاصل می شود. در آنالیز شمع ها لازم است به این نکته توجه شود که نشست، تغییر مکان ناشی از انتقال بار به خاک که همان تغییر مکان لازم برای ایجاد مقاومت در برابر بار است، نمی باشد. تغییر مکان نسبی لازم بین خاک و دیواره شمع برای فعال شدن مقاومت اصطکاکی مقدار کوچکی است و حال آنکه برای فعال شدن مقاومت نوك شمع لازم است انتهای شمع به مقدار قابل ملاحظه ای در خاک جابجا شود. نکته دیگر آنکه تغییر مکان سر شمع در حین آزمایش بارگذاری رابطه ای با نشست شمع تحت بار سرویس ندارد. محاسبه نشست شمع، همانند پی های سطحی، تحت بار سرویس صورت می گیرد. مقدار نشست با محاسبه فشردگی ناشی از افزایش تنش بدست می آید که این افزایش تنش اختلاف بین تنش مؤثر نهایی و تنش مؤثر اولیه است. میزان افزایش تنش مؤثر معمولاً در حجم خاک یکسان نبوده بلکه تابعی از توزیع تنش قائم است. در روش مهندسی توزیع تنش زیر نقطه مرکزی پی از روش شیب ۲ قائم به ۱ افقی مطابق رابطه زیر محاسبه می شود:



شکل ۱۷- مفهوم پی معادل برای یک گروه شمع واقع در خاک رس همگن برای محاسبه‌ی نشست (ترزاقی و پیک ، ۱۹۶۷)

که در آن:

B = عرض پی

L = طول پی

q_0 = تنش وارده در کف پی

q_z = تنش قائم موجود در عمق z

برای محاسبه نشست ابتدا پروفیل خاک به تعدادی لایه تقسیم شده و مقدار نشست ناشی از افزایش تنش برای هر لایه بطور جداگانه محاسبه می شود. بدین ترتیب نشست پی برابر مجموع نشستهای لایه‌های مذکور خواهد بود.

نشست الاستیک گروه شمع

در مهندسی خاک روشهای متعددی برای محاسبه نشست الاستیک گروه شمع ارائه شده که نتایج آنها اختلاف قابل توجهی با هم دارند. ساده ترین رابطه برای تعیین نشست گروه شمع توسط وسیک (۱۹۶۹) به صورت زیر ارائه شده است :

$$S_e = \sqrt{\frac{B_g}{Ds}}$$

که در آن :

S_e = نشست الاستیک گروه شمع

B_g = عرض مقطع گروه شمع

D = عرض یا قطر شمع در گروه شمع

s = نشست الاستیک هر شمع در بار بهره برداری

مدول عکس العمل خاک و شمع

۱- مدول عکس العمل پی های سطحی

با توجه به اینکه پی های به عرض بیش از ۴ متر شالوده گسترده و انعطاف پذیر تلقی شده و با توجه به عرض فنداسیون مورد استفاده در پروژه فوق و نظر به اینکه جهت محاسبات پی باید از نرم افزار های رایج نظیر SAFE استفاده گردد که یکی از ملزومات آن معین بودن مدول عکس العمل بستر می باشد. بطور کلی مدول عکس العمل خاک را می توان با استفاده از رابطه وسیک (Vesic) تعیین نمود:

$$K_s = \frac{0.65 E_s}{B(1 - V)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}}$$

E_s : مدول الاستیسیته خاک (kg/cm²)

E : مدول الاستیسیته پی (kg/cm²)

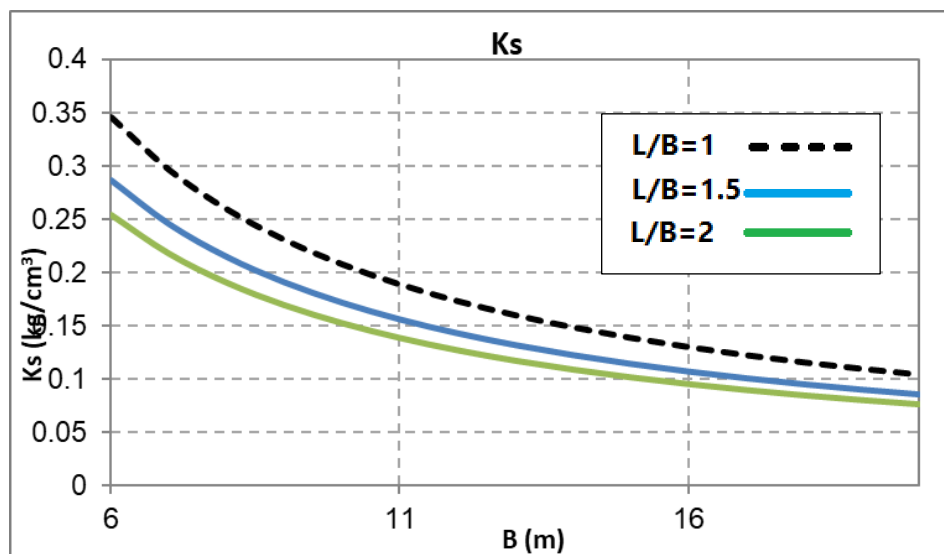
I : ممان اینرسی پی (cm⁴)

K_s : مدول عکس العمل بستر (kg/cm³)

جدول ۱۰- مقادیر نشست الاستیک و ضریب عکس العمل بستر در عمق ۱ متر برای پی گسترده

B (m)	پی انعطاف پذیر (cm)			نشست غیریکنواخت	Ks
	نشست حداکثر	نشست گوشه	نشست میانگین		
6	5.90	2.95	5.00	2.95	0.35
7	5.90	2.95	5.00	2.95	0.30
8	5.90	2.95	5.00	2.95	0.26
9	5.90	2.95	5.00	2.95	0.23
10	5.90	2.95	5.00	2.95	0.21
11	5.90	2.95	5.00	2.95	0.19
12	5.90	2.95	5.00	2.95	0.17
13	5.90	2.95	5.00	2.95	0.16
14	5.90	2.95	5.00	2.95	0.15
15	5.90	2.95	5.00	2.95	0.14
16	5.90	2.95	5.00	2.95	0.13
17	5.90	2.95	5.00	2.95	0.12
18	5.90	2.95	5.00	2.95	0.12
19	5.90	2.95	5.00	2.95	0.11
20	5.90	2.95	5.00	2.95	0.10

نمودار ۴- منحنی ضریب عکس العمل بستر برای پی گسترده با L/B های مختلف

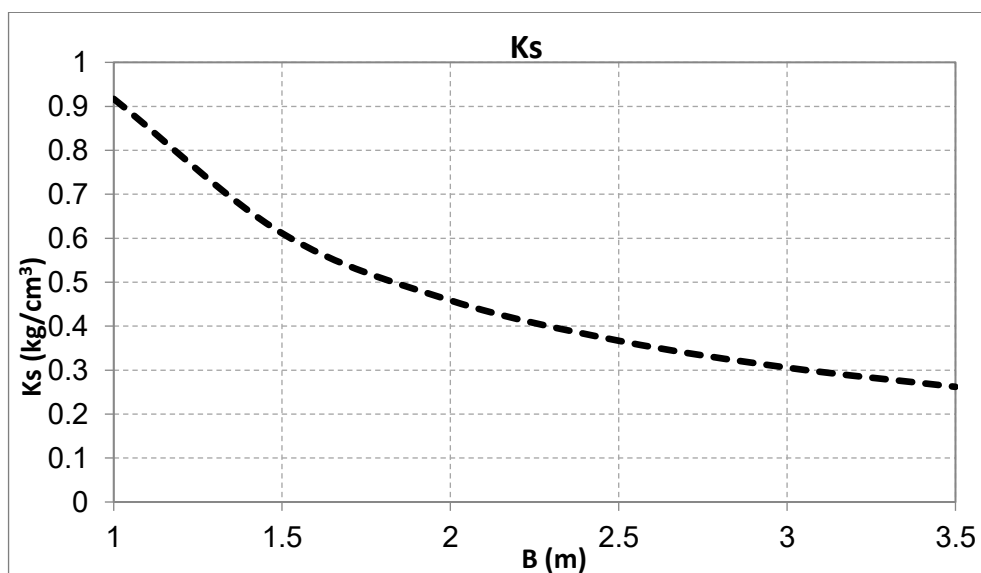


آزمایشگاه ژئوتکنیک پایه دو
شماره پروانه اشتغال نظام مهندسی:
۱۸-۱۱-۰۰۹۰

جدول ۱۱- مقادیر نشست الاستیک و ضریب عکس العمل بستر برای پی نواری

B (m)	پی انعطاف پذیر (cm)			نشست غیریکنواخت	Ks
	نشست حداکثر	نشست گوشه	نشست میانگین		
1	2.95	1.48	2.50	1.48	0.92
1.5	2.21	1.11	1.88	1.11	0.61
2	1.97	0.98	1.67	0.98	0.46
2.5	1.84	0.92	1.56	0.92	0.37
3	1.77	0.89	1.50	0.89	0.31
3.5	1.72	0.86	1.46	0.86	0.26

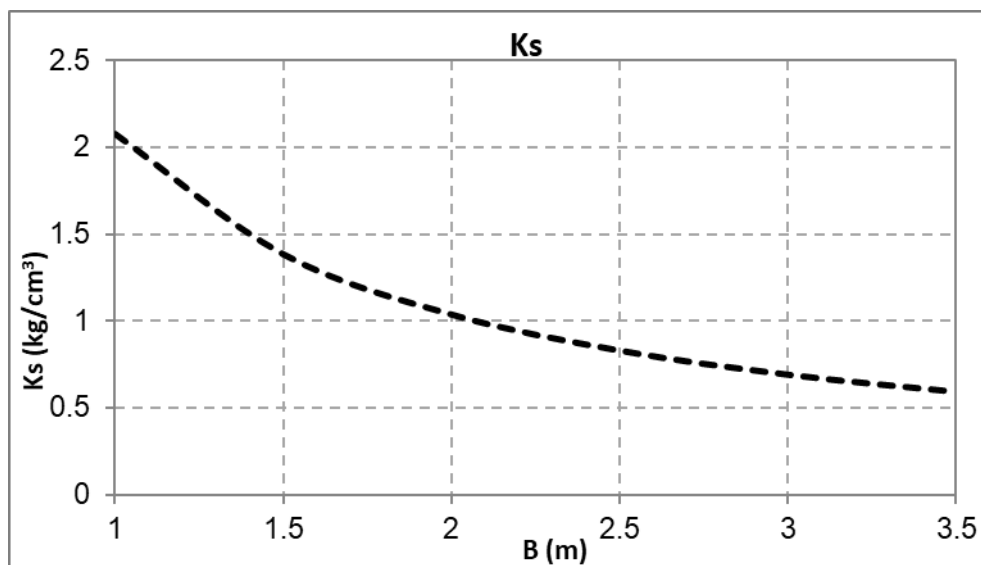
نمودار ۵- منحنی ضریب عکس العمل بستر برای پی نواری با L/B های مختلف



جدول ۱۲- مقادیر نشست الاستیک و ضریب عکس العمل بستر برای پی منفرد

B (m)	پی انعطاف پذیر (cm)			نشست غیریکنواخت	Ks
	نشست حداکثر	نشست گوشه	نشست میانگین		
1	1.74	0.87	1.47	0.87	2.08
1.5	2.21	1.11	1.88	1.11	1.39
2	1.97	0.98	1.67	0.98	1.04
2.5	1.84	0.92	1.56	0.92	0.83
3	1.77	0.89	1.50	0.89	0.69
3.5	1.72	0.86	1.46	0.86	0.59

نمودار ۶- منحنی ضریب عکس العمل بستر برای پی منفرد



۲- مدول عکس العمل شمعها

در تحلیل یک شمع منفرد با قطر b و طول مدفون Z ضریب عکس العمل بستر از رابطه زیر تعیین می شود:

$$K = K_h b$$

Kh ضریب عکس العمل بستر افقی شمع با عرض واحد بر حسب kg/cm^2 و b عرض شمع بر حسب Cm و K بر حسب kg/cm^2 می باشد. تغییرات Kh با عمق طبق رابطه زیر تعریف می شود:

$$K = nh(Z/b)$$

که nh نرخ افزایش Kh با عمق Z اندازه گیری شده از تراز زمین می باشد .

در مراجع مختلف رابطه زیر جهت محاسبه عکس العمل افقی خاک در مقابل شمع در اعماق مختلف پیشنهاد می گردد:

$$Kh = 0.1 (Z/b) \quad 0 < Z < 15 \text{ m}$$

$$Kh = 0.5 (Z/b) \quad Z > 15 \text{ m}$$

در رابطه فوق : Z = عمق مدفون شمع بر حسب متر

b = قطر شمع بر حسب متر

Kh = ضریب عکس العمل افقی خاک بر حسب kg/cm^3

هنگام استفاده از ضریب عکس العمل بستر در تحلیل گروه شمع بایستی ضریب تصحیح مربوطه را نیز در نظر داشت. طبق نظر Davisson هرگاه فواصل شمع ها مرکز به مرکز 8d و یا بیشتر باشند اساساً هیچ یک از شمع ها تاثیری بر دیگر شمع ها نخواهند داشت. فواصل متعارف شمع ها نسبت به یکدیگر حداقل 2.5d می باشند. در شرایطی که آرایش شمع ها بصورت متعارف باشد از ضرایب تصحیح زیر می توان استفاده نمود :

$$\text{دو شمع} \rightarrow K_{eff} / kh = 0.5$$

$$\text{سه و چهار شمع} \rightarrow K_{eff} / kh = 0.33$$

$$\text{پنج شمع و بیشتر} \rightarrow K_{eff} / kh = 0.25$$

ارائه ضرایب فشار جانبی خاک

تعیین فشار جانبی خاک یا رانش خاک عامل اساسی در طراحی بسیاری از سازه های رایج در مهندسی عمران است که می توان به طراحی انواع دیوارهای حائل ، تحلیل پایداری و گودبرداریهای اعم از مهار شده یا مهار نشده ، طراحی سیلوها و انبار غلات ، دیوارهای خاکی و سنگی ، دیوارهای جانبی تونل ها و سازه های مدفون اشاره نمود. بر مبنای حالت های مختلف حرکت نسبی دیوار و خاک، شرایط تنشهای اصلی تغییر می یابد و در حالت کلی 3 حالت امکان پذیر



است. در حالت اول، حرکت نسبی دیوار و خاک به گونه ای است که دیوار از خاک مجاور دور می شود که در این حالت به رانش خاک در جهت افقی فشار فعال و به ضریب تبدیل فشار قائم به افقی در این حالت ضریب فشار فعال گفته می شود (K_a) و در حالت دوم که عکس حالت بالاست دیوار به سمت خاک مجاور آن حرکت می کند که رانش خاک در این حالت را فشار مقاوم و به ضریب متناظر، ضریب فشار مقاوم (K_p) گویند. در حالتی مابین حالات فعال و مقاوم که جابجایی جانبی خاک و دیوار صفر است، فشار جانبی خاک در حالت سکون برآورد شده و K مورد استفاده در محاسبات را K_0 یا ضریب تبدیل فشار در حالت سکون می نامند. بر اساس معادلات پایه و با استفاده از پوش موهر-کولمب و با فرض افقی بودن سطح خاک پشت دیوار و صرفنظر از اصطکاک بین خاک و دیوار ضرایب فوق بر اساس روابط زیر تعیین می شود:

$K_0 = 1 - \sin \phi$	—	خاک دانه ای عادی تحکیم یافته
$K_0 = 0.95 - \sin \phi$	—	رس عادی تحکیم یافته
$K_0 = K_0 \sqrt{OCR}$	—	رس پیش عادی تحکیم یافته
$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$	—	فشار محرک
$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$	—	فشار مقاوم

در حالت کلی تر بر مبنای حالت های تنش و با صرفنظر کردن از اصطکاک بین خاک و دیوار، رانکین (۱۸۵۷) روابط زیر را برای محاسبه ضرایب فشار محرک و مقاوم پیشنهاد نمود که جهت طراحی دیوارهای کوتاه توصیه می شود:

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} = 0.49$$

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} = 2.04$$

که β زاویه شیب زمین پشت دیوار نسبت به افق است .

همچنین بر اساس روش تعادل حدی و با در نظر گرفتن زاویه شیب دیوار (a) و اصطکاک بین خاک و دیوار (δ) کولمب (۱۷۷۶) روابط زیر را پیشنهاد نمود که جهت طراحی دیوارهای بلند کاربرد دارد :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)} \right]^2} = 0.44$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)} \right]^2} = 2.64$$

در هنگام وقوع زلزله به دلیل بوجود آمدن نیروهای اینرسی افقی و قائم ناشی از زلزله مقادیر K_a و K_p با استفاده از تئوری مونونوبه-اکابه (۱۹۲۹) که بر مبنای اصلاح روابط کولمب می باشد، توسط روابط زیر محاسبه می شود :

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\beta - \alpha) \cos(\delta + \alpha + \theta)}} \right]^2} = 0.63$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \alpha)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + \beta)}{\cos(\beta - \alpha) \cos(\delta - \alpha + \theta)}} \right]^2} = 1.77$$

$$K_h = \frac{a_h}{g}$$

$$K_v = \frac{a_v}{g}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

Seed مقادیر $K_h=0.15$ و $K_v=0.1$ را به ترتیب برای مناطق با لرزه خیزی بالا و کم پیشنهاد کرد.

ریز شمع (میکروپایل)

برای بهسازی خاکهای مسئله دار نظیر خاکهای سست با قابلیت باربری کم، نشست پذیری زیاد، روانگرایی، خاک های دستی و ... استفاده از المانهای باربر در خاک میتواند گزینه مناسبی باشد. ریز شمع های کوچک با قطر ۷۵ تا ۲۵۰

میلیمتر (کمتر از ۳۰۰ mm) و معمولا از جنس فولاد و بتن هستند. که غالبا با تسلیح فولادی سبک و تزریق دوغاب سیمان همراه می باشند. میکروپایل علاوه بر آنکه به عنوان یک المان باربر و مقاوم در برابر نشست عمل می کند، به دلیل تزریق دوغاب سیمان، سبب بهبود مشخصات مکانیکی، مقاومتی و رفتاری خاک اطراف نیز می گردد. ریز شمع با انتقال بارهای استاتیکی و دینامیکی سازه به لایه های مقاوم تر زمین، به عنوان یک المان باربر و مقاوم در برابر نشست عمل می کند. به دلیل قطر کم ریز شمع درصد عمده انتقال بار از طریق اصطکاک بین جدار ریز شمع و خاک انجام می شود و عموما از مقاومت نوع آن صرف نظر می گردد. به طور کلی کاربرد ریز شمع ها با مقاومت بالا در مهندسی ژئوتکنیک مشتمل بر استفاده در بستر پی سازه ها میباشد. اخیرا بکار گیری ریز شمع ها جهت پایدار سازی شیب ها و ساخت دیواره های نگهبان نیز گسترش یافته است و ریز شمع ها در تامین باربری ستون های روی پی و انتقال بار به لایه های عمیق تر مورد توجه واقع شده است.

روش اجرای میکروپایل

روش اجرای میکروپایل مشتمل بر چهار مرحله:

۱- حفاری (در صورت نیاز)

۲- لوله کوبی

۳- تزریق

۴- تسلیح

اجرای متداول ریز شمع به این صورت است که پس از حفاری گمانه (چاهک با قطر کم) یک یا چند میلگرد فولادی یا مشابه آن در گمانه قرار داده شده سپس اطراف میلگرد تزریق می شود. عوامل موثر در انتخاب ریز شمع ها شرایط فیزیکی، شرایط زیر زمینی، شرایط محیطی، سازگاری با سازه موجود، محدودیت ریز شمع ها و شرایط اقتصادی می توان نام برد.

کاربرد های ریز شمع ها عبارتند از:

- بهبود خواص خاک
- افزایش ظرفیت باربری فشاری، تامین باربری کششی و افزایش باربری جانبی
- کاهش نشست بویژه در پی سازه های موجود و مقاوم سازی
- مقابله با نیروهای بالا برنده و نیروی ناشی از زلزله و باد
- جلوگیری از لرزش در سازه هایی نظیر پلها و سازه های در معرض نیروی دینامیکی

- مهاربندی و تقویت پی سازه های حایل و نگهدارنده شیب ها
- حفاظت شیمیایی بخش های مدفون سازه ها

اصول محاسبات مهندسی میکروپایل تابع نوع کاربری و نحوه رفتار آن می باشد در شرایطی که میکروپایل ها با هدف تحکیم و بهسازی بستر پی سازه ها مورد استفاده قرار گیرند، محاسبات فنی میکروپایل مشابه با محاسبه شمع های متداول است. این محاسبات مبتنی بر سه بخش: (الف) طرح سازه ای (structural design)، (ب) طرح ژئوتکنیک (geotechnical design)، (پ) کنترل برش پانچ (cone shear) می باشد.

در طرح سازه ای، ظرفیت باربری المانهای میکروپایل مشتمل بر جدار فولادی، آرماتور تسلیح و دوغاب سیمان محاسبه می شود که این ظرفیت باید با ضریب اطمینان مناسبی، بالاتر از بار وارده به میکروپایل باشد.

کنترل باربری ژئوتکنیکی میکروپایل: در طرح ژئوتکنیکی، مقاومت اصطکاکی جداره ریزشمع با خاک اطراف محاسبه می گردد که باید این مقاومت اصطکاکی با ضریب اطمینان مناسبی، بالاتر از بار وارده باشد تا امکان جدایی میکروپایل از خاک قبل از وقوع تسلیم عوامل مسلح کننده میسر نگردد.

کنترل برش سوراخ کننده: باتوجه به این امر که میکروپایل ها دارای بار متمرکز زیاد و قطر کوچک بوده و برش سوراخ کننده باتوجه به سربارهای وارده محتمل می باشد، کنترل مقاومت در برابر برش سوراخ کننده که منتهی به ارائه طرح فلنج مناسب می گردد، انجام می شود.

آزمایش بارگذاری فشاری ریزشمع

میکروپایل هایی که حداقل ۲۸ روز از زمان تزریق آنها گذشته باشد، به صورت فشاری با استفاده از جک بارگذاری، بارگذاری می گردند. این آزمایش با استفاده از تیر بارگذاری صورت می گیرد. با توجه به مشخصات فنی و نقشه های اجرایی میکروپایل ها بارگذاری در دو مورد از آزمایشها، تا رسیدن به بار طراحی و در يك مورد تا رسیدن به بار نهایی صورت می گیرد. روش اجرای کلیه آزمایش های اشاره شده، مطابق استاندارد ASTM-D1143 خواهد بود. در این آزمایش ها باید پس از انجام بارگذاری، منحنی بارگذاری و نشست ترسیم گردد. در حین انجام آزمایش نیز میکروپایل تا رسیدن به بار آزمایشی باید بطور کامل قابلیت تحمل بارهای اعمال شده را داشته باشد و نشانی از گسیختگی یا تغییر مکان بیشتر از حد استاندارد از خود نشان ندهد. در این آزمایش، بارگذاری به روش پله ای تا رسیدن به بار آزمایشی و باربرداری تا بار صفر بوسیله جک بارگذاری انجام می گیرد. بارگذاری در پله های ۳ تنی انجام می پذیرد و در هر مرحله بار به مدت ۵ دقیقه بر روی میکروپایل قرار می گیرد. قرائت نشست های حاصل از هر پله بارگذاری در سه مرحله صورت می پذیرد. پس از انجام عملیات بارگذاری، تقویت به انجام عملیات باربرداری

می رسد. باربرداری نیز مانند بارگذاری به روش پله ای و در پله های ۳ تنی صورت می گیرد. در هر مرحله از باربرداری نیز تغییر مکان ها بوسیله گیج های اندازه گیری تغییر مکان در سه نقطه مونیتور می شوند.

آزمایش بارگذاری کششی ریزشمع :

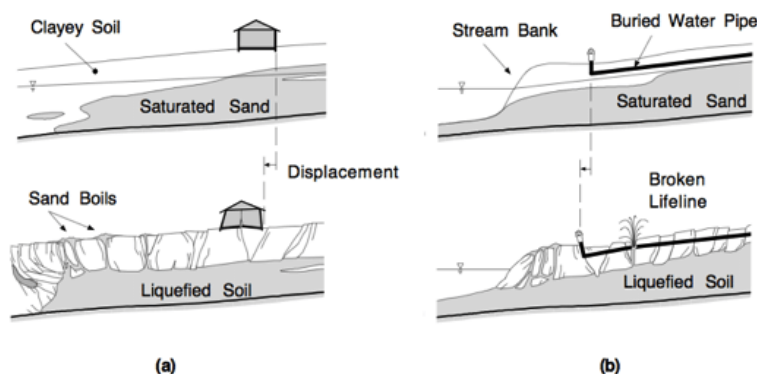
این آزمایش یا به صورت مستقل و یا بوسیله میکروپایل های بکار رفته به عنوان عکس العمل تیر تکیه گاهی در آزمایش فشاری انجام شود. نتیجه این آزمایش بررسی رفتار مقاومتی و تغییر شکل پذیری کششی ریزشمع می باشد.

آزمایش بارگذاری جانبی ریزشمع:

این آزمایش جهت ارزیابی رفتار جانبی میکروپایل ها انجام می گردد. در این آزمایش معمولاً از ۲ ریزشمع کنار هم استفاده می شود.

بررسی پدیده روانگرایی (liquefaction)

کلمه روانگرایی که ابتدا توسط Mogami و Kubo ابداع شد، از نظر تاریخی همواره در ارتباط با پدیده های مختلف تغییر شکل خاکهای اشباع غیر چسبنده در شرایط زهکشی نشده تحت اثر اغتشاشات گذرا، یکنواخت یا تکراری می باشد. تولید فشار منفذی در شرایط غیر زهکش نشان اصلی تمام پدیده های روانگرایی است. تمایل خاکهای غیر چسبنده به تراکم شدن در اثر بارگذاری استاتیکی یا سیکلی امری شناخته شده است. هنگامی که خاک های غیر چسبنده اشباع می باشند در اثر بارگذاری سریع در شرایط زهکشی نشده، تمایل به تراکم، موجب افزایش فشار آب حفره ای گشته و در نتیجه تنش های موثر کاهش می یابند. پدیده روانگرایی حاصل از این روند را می توان به دو گروه اصلی تقسیم نمود: روانگرایی جریانی (flow liquefaction) ، تحرک سیکلی (cyclic mobility).



روانگرایی جریانی و تحرک سیکی هر دو بسیار مهم بوده و در ارزیابی مخاطرات روانگرایی بایستی هر دوی این پدیده ها در نظر گرفته شوند. معمولاً در عمل روانگرایی جریانی کمتر از تحرک سیکی اتفاق می افتد اما اثرات آن معمولاً بسیار شدیدتر می باشد. در مقابل، تحرک سیکی نسبت به روانگرایی جریانی در محدوده وسیع تری از شرایط خاک و ساختگاه اتفاق می افتد و اثرات آن نیز از کم اهمیت تا خسارات بسیار زیاد طبقه بندی می گردد.

روانگرایی جریانی مهمترین اثرات را در میان کل پدیده های مربوط به روانگرایی ایجاد می نماید ناپایداری که به گسیختگی های جریانی مشهورند. روانگرایی جریانی، هنگامی که تنش برشی لازم برای تعادل استاتیکی توده خاک (تنش برشی استاتیکی) بزرگتر از مقاومت برشی خاک در حالت روانگرایی است، رخ می دهد. همانطور که بیان شد، تغییر شکل های زیاد در اثر روانگرایی جریانی در حقیقت در اثر تنش برشی ایجاد شده اند. تنش های سیکی ممکن است خاک را به حالت ناپایدار برسانند، که در این شرایط مقاومت به اندازه کافی پایین تر از تنشهای استاتیکی قرار داشته و سبب گسیختگی جریانی می گردد. گسیختگی های روانگرایی جریانی با طبیعت ناگهانی ماهیت آنها، سرعت گسترش و فاصله طولانی که مصالح روان شده اغلب حرکت می نمایند، مشخص می گردند.

تحرک سیکی پدیده دیگری است که می تواند تغییر شکل های ماندگار بزرگ و غیر قابل انتظاری حین لرزش های زلزله ایجاد نماید. تحرک سیکی، بر عکس روانگرایی جریانی هنگامی رخ می دهد که تنش برشی استاتیکی کمتر از مقاومت خاک روان شده باشد. تغییر شکلهای ایجاد شده توسط گسیختگی های تحرک سیکی در خلال زلزله، بصورت فزاینده ای گسترش می یابد. بر عکس روانگرایی جریانی، تغییر شکلهای ناشی از تحرک سیکی هم در اثر تنش های سیکی و هم در اثر تنش های استاتیکی ایجاد می شوند. این تغییر شکلهای که به گسترش جانبی (lateral spreading) مشهورند، ممکنست در یک شیب ملایم و یا حتی یک زمین مسطح که در مجاورت آب می باشد رخ دهند.

یک حالت خاص از تحرک سیکی روانگرایی سطحی (level-ground) می باشد. از آنجایی که تنشهای برشی افقی استاتیکی که سبب بروز تغییر شکلهای جانبی می شوند، وجود ندارند، روانگرایی سطحی می تواند جابه جایی های بزرگ و مغشوشی که به نوسانات زمین حین لرزشهای زلزله مشهور است ایجاد نماید، اما جابه جایی های جانبی و ماندگار ایجاد شده، کوچک می باشند.

استعداد روانگرایی

از آنجایی که تمامی خاک ها استعداد روان شدن را ندارند، لذا اولین قدم در ارزیابی مخاطرات روانگرایی معمولاً ارزیابی استعداد روانگرایی می باشد. اگر خاک در یک ساختگاه بخصوص استعداد روان شدن نداشته باشد، روند

ارزیابی روانگرایی را می توان پایان داد. اما اگر خاک مستعد باشد بایستی زمینه های بروز روانگرایی و اثرات ناشی از وقوع آن را مورد بررسی قرار داد. معیار های متعددی برای ارزیابی استعداد روانگرایی وجود دارد، این معیارها شامل معیار تاریخی، زمین شناسی، ترکیبی و وضعیتی می باشد.

مطالعات ارزیابی روانگرایی نشان می دهد که ساختگاه مستعد روانگرایی نمی باشد.

بهسازی خاک

خاک طبیعی موجود در محل عملیات ساختمانی، همواره به طور کامل مناسب برای تحمل سازه مورد نظر نیست. به عنوان مثال در نهشته های دانه ای، خاک طبیعی ممکن است خیلی شل باشد و نشست الاستیک زیادی از خود نشان دهد. در چنین حالاتی لازم است که قبل از احداث ساختمان، خاک متراکم شود تا وزن مخصوص و در نتیجه مقاومت برشی آن افزایش یابد. گاهی مواقع لایه فوقانی خاک نامطلوب است و باید برداشته شده و با خاکی با کیفیت بهتر که شالوده بر روی آن قابل احداث باشد، عوض گردد. خاکی که از آن به عنوان خاکریز استفاده می شود، برای رسیدن به استحکام کافی، باید متراکم شود. همچنین در مناطق پست برای افزایش ارتفاع زمین، خاکریزی و تراکم می گردد. گاهی مواقع در اعماق کم، به لایه های نرم و اشباع رس برخورد می شود. بر حسب بار شالوده و ضخامت لایه رسی، ممکن است نشستهای قابل توجهی در سازه به وجود آید. برای جلوگیری از چنین نشستهایی، لازم است تکنیکهای خاصی برای بهبود وضعیت خاک به کار گرفته شود. خصوصیات خاکهای قابل تورم (خاکهای آماسی) را می توان با تزریق مواد پایدار کننده نظیر دوغاب آهک، به طور اساسی تغییر داد. بهبود خصوصیات خاکها در وضعیت درجا با استفاده از مواد افزودنی معمولاً به پایدار کردن (یا تثبیت) معروف است. هدف از بهسازی خاک:

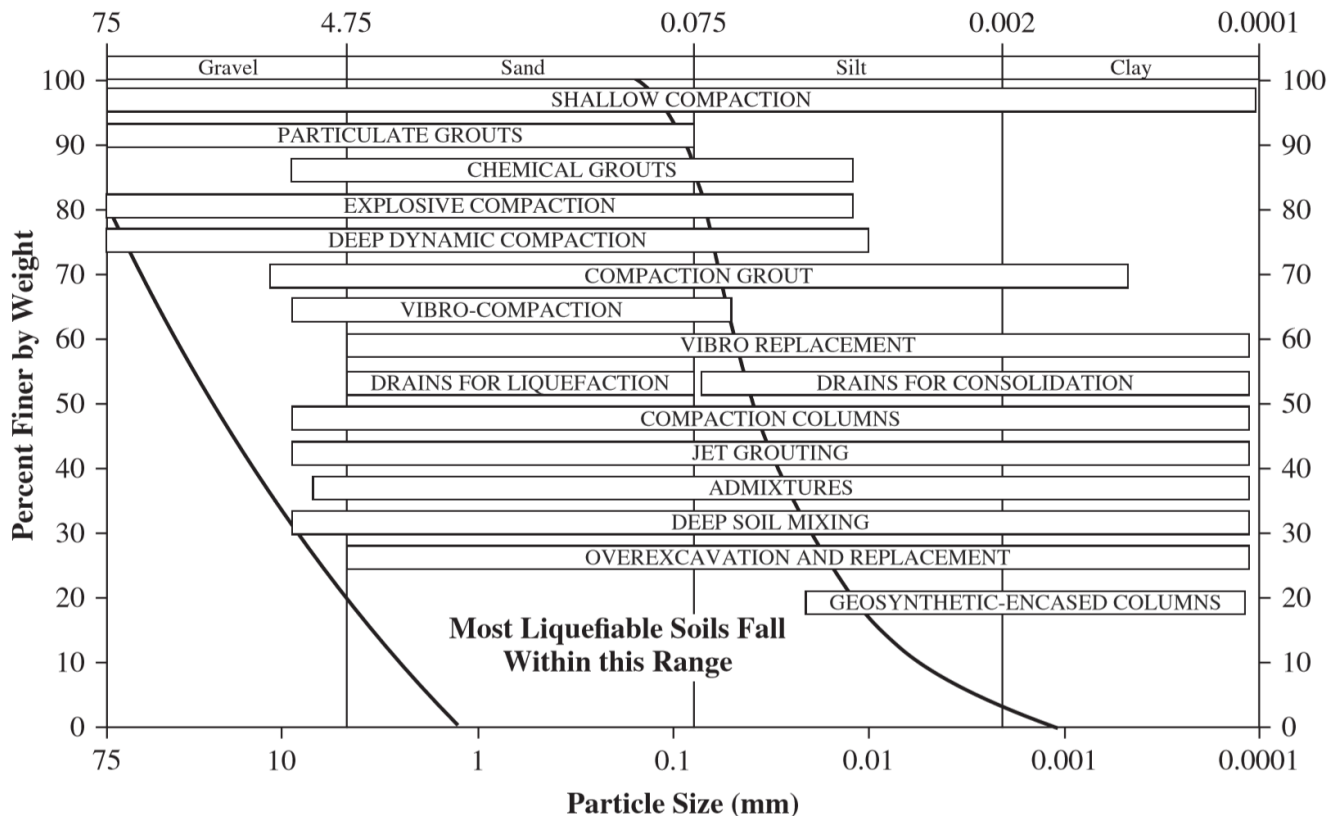
۱. کاهش نشست سازه

۲. بهبود مقاومت برشی خاک و در نتیجه افزایش ظرفیت باربری آن

۳. افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش شیروانی خاکریزها و سدهای خاکی

۴. کاهش خصوصیات جمع شدگی و تورم خاک

روش های مختلف جهت بهبود کیفیت خاک شامل تراکم، تراکم ارتعاشی، پیش تحکیم، زهکشی به وسیله چاههای ماسه ای، پایدار نمودن (تثبیت) خاک با تزریق مواد افزودنی، استفاده از ستونهای سنگی و ترانشه های پر شده به وسیله خاکهای دانه ای در رسهای ضعیف، و استفاده از ژئوگرید می توان نام برد. در شکل ۱۵ انواع روشهای بهسازی خاک با در نظر گرفتن اندازه ذرات آورده شده است.



شکل ۱۵- روشهای بهسازی با توجه به اندازه ذرات خاک

ژئوسنتتیک

در گذشته هنگامی که ساخت و ساز پروژه های عمرانی با معضل خاک های مشکل ساز برخورد می نمود، راه حل پیش روی مهندسین برای رفع مشکلات ناشی از این خاک ها محدود بود به جایگزینی خاک های مذکور و یا تثبیت آن ها به روش های پرهزینه ای همچون استفاده از فونداسیون های عمیق. علاوه بر این، مسائلی همچون کمبود زمین، ترمیم زیرساخت های فرسوده در نواحی شهری، آگاهی روز افزون نسبت به آسیب ها و خطرات ناشی از وقوع زلزله و مسائل زیست محیطی همگی انگیزه هایی بودند که منجر به ابداع روش های متنوع بهسازی خاک در طول ۵۰ سال گذشته شده اند. از جمله این ابداعات که در واقع جزو متنوع ترین و اقتصادی ترین مصالح بهسازی خاک محسوب می شوند، می توان به ژئوسنتتیک ها اشاره نمود. امروزه استفاده از این مصالح تقریباً در تمام حوضه های مهندسی عمران از جمله: ژئوتکنیک، محیط زیست، سواحل و هیدرولیک، معدن، حمل و نقل و گسترش یافته است. مهندسی ژئوتکنیک و مهندسی سازه های سنگین، اند حوضه هایی اند که بیشترین میزان تأثیر پذیری از این مصالح را شاهد بوده اند گرچه همه فعالیت های مرتبط با خاک به نوعی در محدوده کاربرد این مصالح قرار می گیرند. واژه ژئوسنتتیک از دو بخش "ژئو" به معنی زمین، که اشاره به موارد استفاده نهایی از این مصالح در پروژه های عمرانی مرتبط با

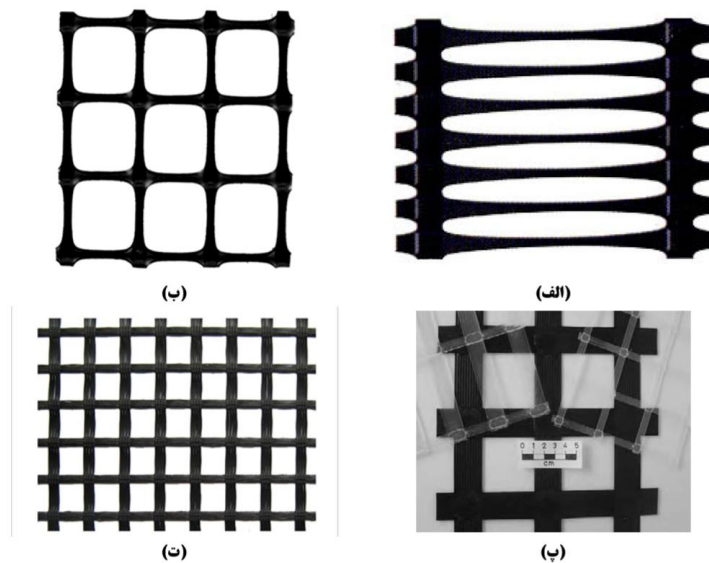
زمین، خاک و سنگ داشته و پسوند "سنتتیک" به معنای مصنوعی (یا ساختگی که متضاد طبیعی است) اشاره به این مطلب دارد که این مصالح منحصر از فرآورده های ساخت انسان تولید می شوند. مصالح مورد استفاده در تولید ژئوسنتتیک ها عمدتاً پلیمرهای مصنوعی هستند که از نفت خام مشتق می شوند. هنگامی که ژئوسنتتیک ها در تماس با خاک، سنگ یا هر مصالح مهندسی دیگر استفاده می شود همواره یک یا چندین عملکرد از عملکردهای پایه زیر را اجرا می نمایند:

Reinforcement	تسلیح	۱
Separation	جدا کننده	۲
Filtration	فیلتراسیون	۳
Drainage	زهکشی	۴
Water barrier	آب بندی	۵
Protection	حفاظت	۶

انواع ژئوسنتتیک ها

امروزه ژئوسنتتیک ها در انواع بسیار متنوعی تولید می شوند تا پاسخگوی نیازهای مختلف حوضه های گسترده مهندسی عمران باشند. از بین محصولات ژئوسنتتیکی، تعدادی از آن ها به دلیل دارا بودن خصوصیات فیزیکی و مهندسی مطلوب بیشترین سهم را کاربردهای مهندسی دارند. از این ژئوسنتتیک ها عبارتند :

ژئوتکستایل (geotextile)، ژئوگرید (geogrid)، ژئوممبرین (geomembrane)، ژئونت (geonet)، ژئوکمپوزیت (geocomposite)، ژئوسل (geocell)، ژئوفوم (geofoam)، ژئومت (geomat)، ژئومش (geomesh)، ژئوپایپ (geopipe)، ژئوستریپر (geostripe).



شکل ۱۶- انواع ژئوگریدها. (الف) ژئوگرید قالبی تک محوره (ب) ژئوگرید قالبی دو محوره (پ) ژئوگرید پیوندی (ت) ژئوگرید بافته شده مزایای استفاده از ژئوسنتتیک: کمتر حوضه ای از مهندسی عمران را می توان نام برد که در طول بازه زمانی کوتاهی شاهد چنین رشد و تحولی بوده باشد. دلایل فراوانی برای این رشد عظیم وجود دارد که از جمله آن ها می توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱. اشغال فضای کمتر: ژئوسنتتیک ها به دلیل ساختار ورقه ای، فضای بسیار کمتری را نسبت به لایه های خاکی و سنگریزه ای در داخل مصالح خاکریز اشغال می نماید.
۲. کنترل کیفیت مصالح: خاک و سنگدانه ها به طور کلی مصالحی ناهمگن هستند به طوری که ویژگی های آن ها در يك محدوده یا ناحیه به میزان قابل توجهی متغیر است. در مقابل ژئوسنتتیک ها نسبتاً همگن اند زیرا این مصالح در کارخانه تحت شرایط کنترل شده تولید می شوند. تغییرات موجود در خواص این مصالح در طی مراحل کنترل کیفیت به حداقل رسانده شود.
۳. کنترل کیفیت مصالح در محل احداث پروژه: برای به حداقل رساندن میزان اتصالات یا درزهای اجرایی یا کارگاهی، ژئوسنتتیک ها اغلب در کارخانه به صورت پیش ساخته به شکل ورقه های بزرگ تولید می شوند. هم درزهای کارخانه ای و هم درزهای کارگاهی توسط تکنسین های تعلیم دیده مورد آزمایش قرار می گیرند. در مقابل، خاک و سنگدانه ها به صورت محلی اجرا می شوند و همواره در معرض تغییرات ناشی از وضعیت جوی، جابجایی و اجرا قرار دارند.
۴. صرفه جویی در هزینه: به طور کلی مصالح ژئوسنتتیکی در مقایسه با خاک و مصالح سنگی هزینه خرید و انتقال و نصب کمتری دارند.

۵. برتری فنی: ژئوسنتتیک ها برای ایفای عملکرد بهینه برای مورد مصرف مشخص طراحی می شوند.
۶. زمان اجرا: ژئوسنتتیک ها را می توان با سرعت زیادی اجرا نمود. این ویژگی باعث افزایش انعطاف پذیری در زمان اجرای این مصالح در فصول اجرایی کوتاه و شرایط حاد جوی می شود.
۷. نحوه اجرا: لایه های ژئوسنتتیک را می توان به صورت متوالی اما با حداقل فاصله اجرا نمود. بدین ترتیب اجرای این مصالح به میزان زیادی تسهیل می یابد.
۸. فراوانی مصالح: وجود مراکز توزیع و فروش متعدد، سهولت ارسال.
۹. حساسیت زیست محیطی: سیستم های ژئوسنتتیکی باعث کاهش استفاده از منابع طبیعی و آسیب های زیست محیطی ناشی از حفاری معادن و حمل و جابه جایی مصالح می شود.

آزمایش درون گمانه ای دانهول:

شناخت کامل وضعیت لایه‌های زیر سطحی و مشخصات دینامیکی لایه‌های خاک از عوامل مهم در تحلیل دینامیکی يك سازه می باشد. به منظور تکمیل اطلاعات ژئوتکنیکی و لزوم ارزیابی پارامترهای دینامیکی لایه‌های زمین و تعیین نوع زمین از نظر مهندسی زلزله، در این مطالعات یک پروفیل لرزه‌ای درون گمانه‌ای با استفاده از امواج تراکمی و برشی برداشت شده است.

جهت انجام این مطالعات از وسایل و تجهیزات زیر استفاده شده است:

الف - دستگاه لرزه‌نگار

ب - ژئوفون سه مولفه‌ای درون گمانه‌ای

ج- پتک، تیر برشی و ورق برای تولید امواج تراکمی و برشی

به پیوست تصاویر انجام آزمایش و نگاشت سرعت برای برخی از اعماق ارائه شده است.

۲-تئوری روش‌های لرزه‌ای

اساس روش‌های لرزه‌ای در ژئوفیزیک بر مبنای انتشار امواج مکانیکی در یک محیط الاستیک است. موج تولید شده توسط چشمه‌ی لرزه‌ای (نظیر ضربه چکش) به گیرنده امواج (ژئوفون) می‌رسد و سپس توسط دستگاه لرزه نگار تقویت و ثبت می‌شود. بر مبنای جهت حرکت موج در داخل زمین دو نوع موج در فاز طراحی پروژه‌های مهندسی عمران بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد. امواج تراکمی یا طولی (Primary waves) که جهت حرکت ذره در جهت انتشار موج است و امواج برشی یا عرضی (Secondary waves) که جهت حرکت ذره عمود بر جهت انتشار موج است. با در دست داشتن سرعت امواج تراکمی و سرعت امواج برشی و همچنین چگالی محیط انتشار می‌توان مدول‌های دینامیکی لایه‌های خاک را محاسبه نمود. در برداشت حاضر انرژی لازم برای تولید امواج تراکمی یا P، ضربه‌ی قائم چکش بر یک صفحه بوده است و همچنین برای تولید امواج برشی یا S از ضربه‌ی پتک به دو سر یک میز مخصوص تولید امواج برشی که عمود بر خط واصل بین وسط میز و مرکز دهانه گمانه قرار داده می‌شد، استفاده گردیده است.

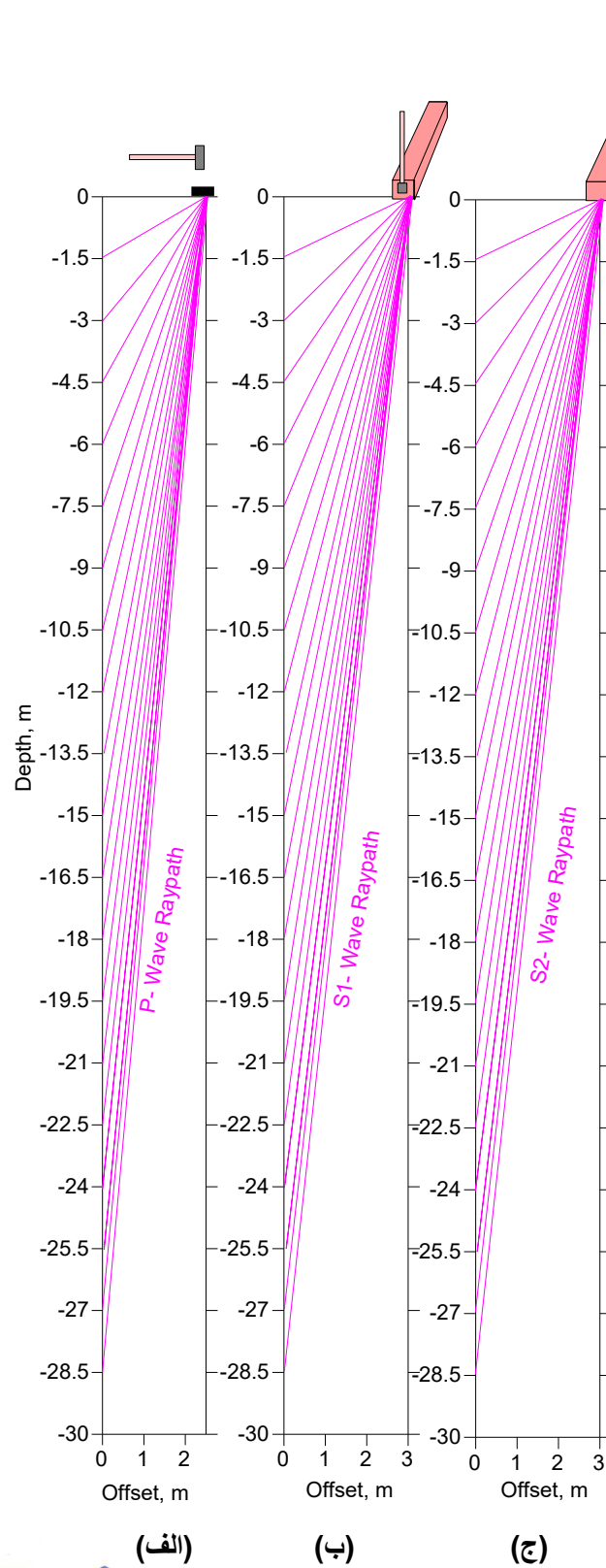
چون در روش‌های لرزه‌ای درون گمانه‌ای امواج به صورت تقریباً مستقیم از چشمه به گیرنده می‌رسند بنابراین از دقت بیشتری نسبت به روش‌های سطحی برخوردار هستند. با توجه به موقعیت فرستنده و گیرنده روش‌های درون گمانه‌ای خود به روش‌های زیر تقسیم می‌شوند:

• روش سطح به عمق (Down-hole) : در این روش معمولاً چشمه‌ی لرزه‌ای در سطح و در نزدیکی دهانه گمانه و گیرنده امواج در داخل، تمام طول گمانه را جاروب می‌کند. از این روش در محل‌هایی که نوفه (Noise) وجود دارد، استفاده می‌شود، زیرا با رفتن گیرنده به عمق از دامنه نوفه دریافتی توسط آن کاسته شده و بر کیفیت نگاشت‌ها افزوده می‌شود. در شکل (۳ الف)، شمایی از عملیات لرزه‌ای برداشت موج تراکمی نشان داده شده است. همچنین شکل (۳ ب و ج) نشان دهنده عملیات لرزه‌ای موج برشی می‌باشد.

• روش عمق به سطح (Up-hole): در این روش معمولاً گیرنده امواج در سطح و نزدیک دهانه گمانه و چشمه لرزه‌ای در داخل گمانه، تمام طول گمانه را جاروب می‌کند. به دلیل این که در این روش گیرنده در سطح قرار می‌گیرد، کنترل بیشتری روی آن وجود دارد. در صورتی که این کنترل در روش درون گمانه‌ای سطح به عمق با تلاش و صرف زمان زیادتری به دست می‌آید.

• روش بین گمانه‌ای (Cross-hole): در این روش معمولاً چشمه لرزه‌ای در یک گمانه و گیرنده امواج در داخل گمانه دیگر و هر دو در یک عمق قرار می‌گیرد. به دلیل فاصله کم بین گمانه‌ها در این روش، امواج مسیر مستقیمی طی می‌کنند. بنابر این سرعت‌های به دست آمده در این روش نسبت به روش‌های دیگر از دقت بالاتری برخوردار هستند.

• روش پروفیل قائم لرزه‌ای (Vertical Seismic Profiling): این روش شبیه روش سطح به عمق (Down-hole) است با این تفاوت که چشمه لرزه‌ای در فاصله‌های مختلفی از دهانه گمانه قرار می‌گیرد. در این روش سرعت میانگین لایه‌ها در فاصله میان فرستنده و گیرنده به دست می‌آید. به این ترتیب هنگامی که گیرنده امواج لرزه‌ای را به تدریج از سطح به عمق در اعماق مختلف مستقر می‌کنیم، می‌توان لایه‌های موجود را به صورت جداگانه اندازه گیری کرد.



شکل ۳- شمایی از انجام عملیات لرزه ای درون چاهی؛ شکل (الف): شمایی از عملیات لرزه ای برداشت موج تراکمی؛ شکل (ب) و (ج): شمایی از عملیات لرزه ای موج برشی

۳- حدود مقادیر سرعت امواج در مصالح مختلف و پارامترهای دینامیکی

در تمام پروژه‌ها و طرح‌های عمرانی، یکی از ویژگی‌ها و خصوصیات که به مهندس دید لازم را جهت طراحی سازه می‌دهد، مدول‌های الاستیسیته‌ی دینامیکی مواد تشکیل دهنده‌ی محدوده‌ای است که سازه بر روی آن اجرا خواهد شد. سرعت موج در تشکیلات مختلف متفاوت بوده و تابعی از جنس، چگالی، تخلخل، محتوای آب و در مجموع ویژگی‌های الاستیک محیطی است که موج در آن منتشر می‌شود. در جدول (۱) حدود تقریبی سرعت امواج فشاری و برشی در برخی از مواد تشکیل دهنده لایه‌های زمین آورده شده است. این کمیت‌ها را علاوه بر انجام آزمایش‌های ژئوتکنیکی، می‌توان با داشتن اطلاعاتی از دانسیته، سرعت موج طولی (فشاری) و سرعت موج عرضی (برشی) در مواد مورد نظر محاسبه نمود. بنابراین برای به دست آوردن کمیت‌های یاد شده در یک منطقه، لازم است علاوه بر اندازه‌گیری سرعت امواج طولی (v_p)، پروفیل‌هایی جهت تعیین سرعت موج برشی (v_s) نیز برداشت شود. در جدول (۲) روابط بین پارامترهای دینامیکی و سرعت موج طولی، سرعت موج برشی و دانسیته ارائه شده است.

جدول ۱- سرعت تقریبی امواج طولی و برشی در برخی مواد

Type of material	Density (gr/cm ³)	V _p (m/s)	V _s (m/s)
Water	1.0	1500	—
Sand & Gravel	1.5 – 2.0	500 - 1900	300 - 900
Silt & Clay	1.3 – 1.7	300 - 1900	100 - 500
Marl	1.3 – 1.7	300 - 1900	100 - 500
Gypsum	1.8 – 2.2	1700 - 3000	600 - 1500
Stiff Limestone	2.5 – 2.7	3000 - 6500	1500 - 3500
Weathered Granite	2.0 – 2.7	1000 - 3000	500 - 1500
Intact Granite	2.6 – 2.8	3000 - 6000	1500 - 3000
Slate rock	2.7	5000 - 7000	3000 - 3800

جدول ۲- روابط بین پارامترهای دینامیکی، سرعت امواج طولی، عرضی و دانسیته

Dynamic Parameters	Solids	Fluids
Poisson's ratio	$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right]}$	0.5
Wave velocity ratio	$\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 = \frac{2 - 2\nu}{1 - 2\nu}$	∞
Shear modulus	$G = \rho \cdot V_s^2$	0
Young modulus	$E = 2G(1 + \nu)$	0
Bulk modulus	$K = \frac{1}{3} \cdot \frac{E}{1 - 2\nu}$	ρV_p^2

در جدول (۲)، ρ دانسیته، V_p سرعت موج طولی و V_s سرعت موج عرضی است. مقدار تقریبی نسبت پوآسون (ni) برای سنگهای آذرین ۰/۲۵، سنگهای رسوبی ۰/۳۳ و خاک ۰/۱ تا ۰/۴۹ می باشد.

۴-آیین نامه های مورد استفاده

تقسیم بندی لایه های زمین با توجه به سرعت متوسط موج برشی صورت میگیرد. بر اساس پیش نویس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم سرعت متوسط موج برشی از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$V_{s(M)} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}}$$

در این رابطه $V_{s(M)}$ سرعت متوسط موج برشی تا عمق M متری، d_i ضخامت لایه، v_{si} سرعت امواج برشی لایه i ام و n تعداد لایه می باشد. در تقسیم بندی لایه های زمین با توجه به سرعت متوسط موج برشی تا عمق ۳۰ متری، دو آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله ایران موسوم به استاندارد ۲۸۰۰ ایران و NEHRP وجود دارد. در جدول (۳) و (۴) طبقه بندی زمین بر اساس آیین نامه های مذکور ارائه شده است.

جدول ۳- تقسیم بندی نوع زمین از نظر لرزه ای
بر اساس پیش نویس آیین نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله
(استاندارد ۲۸۰۰ ایران- ویرایش چهارم)

نوع زمین	$V_s(30)$ m/sec	مواد تشکیل دهنده ساختگاه
I	بیشتر از ۷۵۰	الف- سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریز دانه)، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده ای (گنایس- سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایی با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیفتر تا سطح زمین ، با حداکثر ۳ متر تا سطح زیر پی
II	۷۵۰-۳۷۵	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
III	۳۷۵-۱۷۵	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
IV	کمتر از ۱۷۵	الف- نهشته های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالا بودن سطح آب زیر زمینی 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.

جدول ۴- تقسیم بندی انواع ساختگاه ها از نظر نوع خاک و سنگ (آیین نامه 2007 NEHRP)

Site Class	Site Class Description	Shear Wave Velocity (m/sec)	
		Minimum	Maximum
A	HARD ROCK Eastern United States sites only	1500	
B	ROCK	760	1500
C	VERY DENSE SOIL AND SOFT ROCK Untrained shear strength $u_s \geq 2000$ psf ($u_s \geq 100$ kPa) or $N \geq 50$ blows/ft	360	760
D	STIFF SOILS Stiff soil with undrained shear strength $1000 \text{ psf} \leq u_s \leq 2000 \text{ psf}$ ($50 \text{ kPa} \leq u_s \leq 100 \text{ kPa}$) or $15 \leq N \leq 50$ blows/ft	180	360
E	SOFT SOILS Profile with more than 10 ft (3 m) of soft clay defined as soil with plasticity index $PI > 20$, moisture content $w > 40\%$ and undrained shear strength $u_s < 1000$ psf (50 kPa) ($N < 15$ blows/ft)		180
F	SOILS REQUIRING SITE SPECIFIC EVALUATIONS 1. Soils vulnerable to potential failure or collapse under seismic loading: e.g. liquefiable soils, quick and highly sensitive clays, collapsible weakly cemented soils. 2. Peats and/or highly organic clays (10 ft (3 m) or thicker layer) 3. Very high plasticity clays: (25 ft (8 m) or thicker layer with plasticity index > 75) 4. Very thick soft/medium stiff clays: (120 ft (36 m) or thicker layer)		

۵- عملیات برداشت داده های آزمایش درون گمانه ای

در این پروژه آزمایش لرزه ای به روش سطح به عمق یا Down-Hole در یک گمانه ماشینی انجام شده است.

جهت انجام آزمایش Down-hole برای تعیین سرعت امواج تراکمی، چشمه لرزه ای موج P (ضربه قائم پتک بر روی ورق مخصوص) در فاصله ۱/۲۰ متری از دهانه گمانه قرار داده شد و گیرنده امواج (ژئوفون سه مولفه ای درون چاهی) تمام عمق مفید گمانه را از سطح تا عمق مورد نظر جاروب کرد.

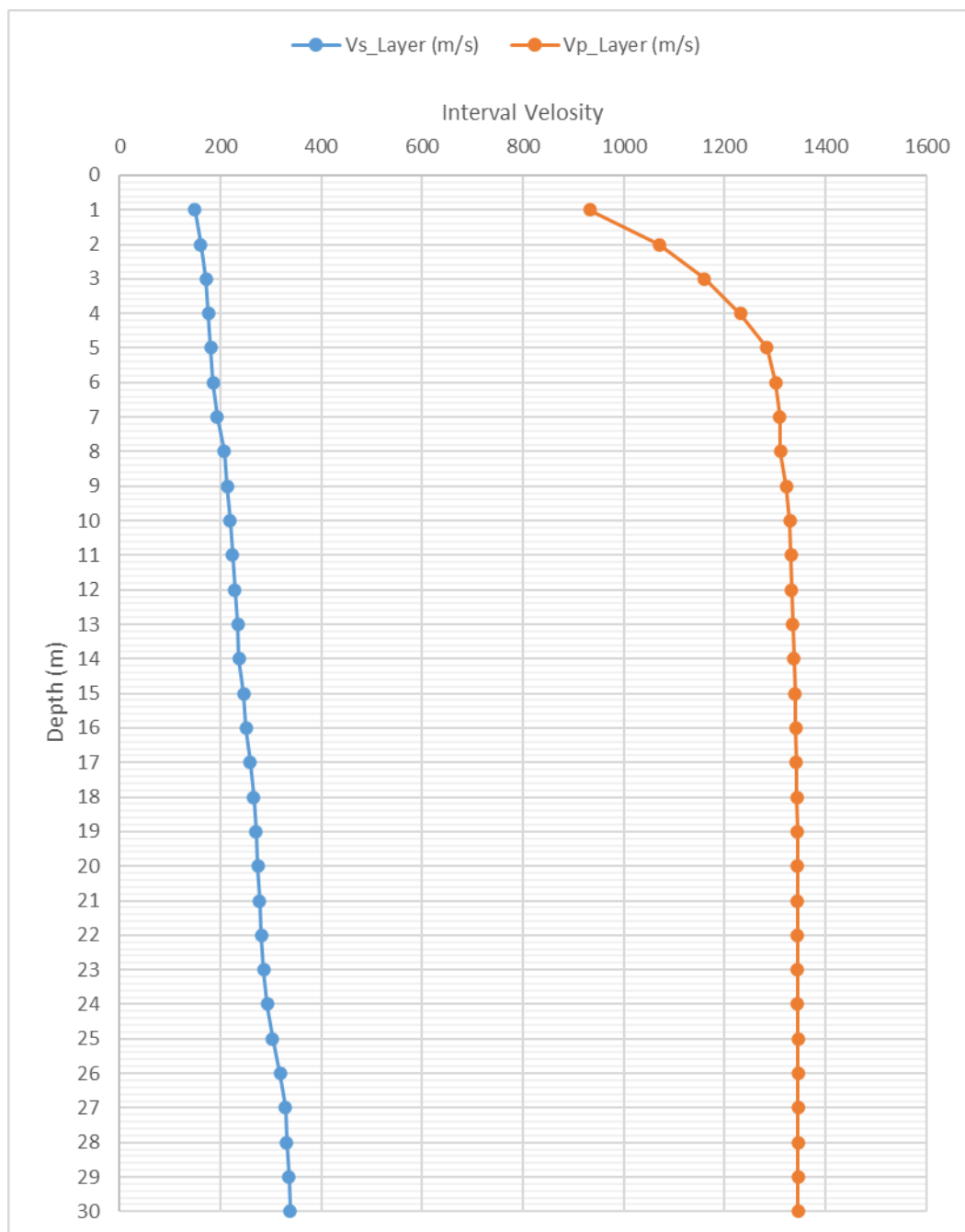
برای تعیین سرعت امواج برشی، چشمه لرزه ای موج S (ضربه افقی پتک بر پهلوی الوار چوبی) در فاصله حدود ۱/۰۰ متری از دهانه گمانه قرار داده شد و گیرنده امواج (ژئوفون درون گمانه ای) تمام عمق مفید گمانه از سطح تا عمق مورد نظر جاروب کرده است.

۶- محاسبات آزمایش های لرزه ای در گمانه

در جدول (۵) پارامترهای دینامیکی و در منحنی شکل (۴) تغییرات سرعت امواج تراکمی و برشی با عمق و در شکل (۵) منحنی زمان- مسافت امواج تراکمی و برشی ارائه شده است. بر اساس نتایج به دست آمده در این گمانه چند لایه فیزیکی بر اساس تغییرات سرعت امواج لرزه ای قابل تفکیک است. سرعت امواج لرزه ای برای لایه های مختلف محاسبه و در جدول (۵) نشان داده شده است. به پیوست گزارش نمونه ای از نگاشت ها ارائه شده است.

جدول ۵- سرعت امواج تراکمی و برشی لایه-های مختلف برای عمق ۳۰-۰ متر

سرعت موج S (m/sec)	سرعت موج P (m/sec)	عمق ژنوفن (m)
149.15	933.15	1
161.06	1070.59	2
171.29	1160.46	3
176.13	1231.34	4
180.39	1283.64	5
185.26	1301.74	6
194.02	1309.13	7
207.71	1311.13	8
213.62	1322	9
218.7	1329.63	10
223.66	1331.34	11
228.41	1333.13	12
234.8	1335.13	13
237.27	1338	14
245.7	1339.65	15
250.4	1341.13	16
258.94	1342.46	17
266.02	1343.65	18
270.5	1344.57	19
274.6	1344.66	20
277.2	1344.95	21
280.6	1345.05	22
285.62	1345.16	23
292.99	1345.27	24
303.29	1345.38	25
319.01	1345.51	26
329.44	1345.6	27
330.9	1345.66	28
336.27	1345.75	29
338.71	1345.83	30



شکل ۴- منحنی تغییرات سرعت - عمق امواج تراکمی و برشی

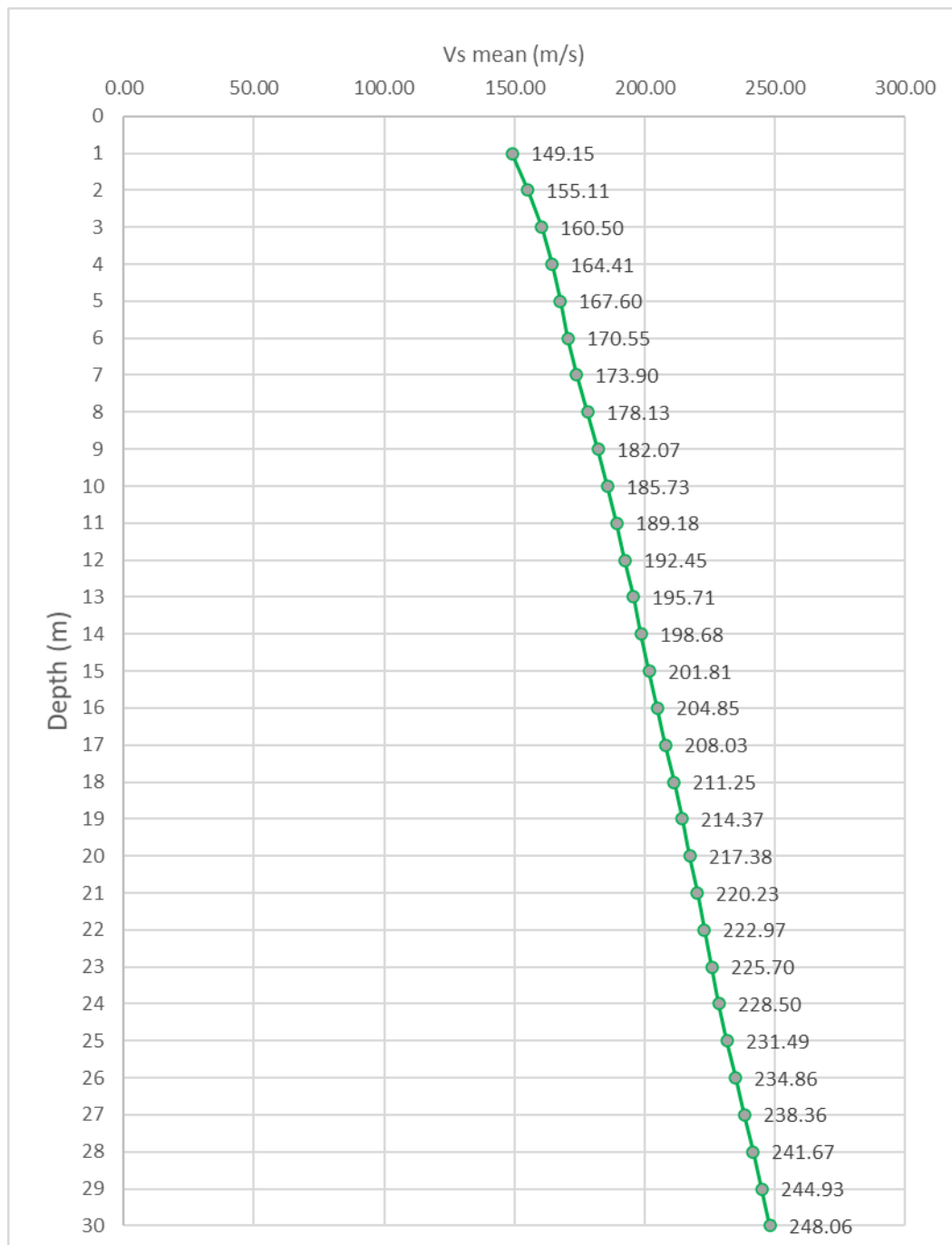
۷- ارائه نتایج مطالعات لرزه نگاری درون گمانه ای

برای استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ ایران، سرعت متوسط موج برشی در ساختگاه مورد مطالعه بر اساس رابطه ارائه شده در بخش آیین نامه ها محاسبه گردیده و محاسبات و پارامترهای برداشت داده ها در جدول (۶) و (۷) ارائه شده است. در شکل (۶) نمودار سرعت موج برشی با عمق رسم شده است. مقدار سرعت متوسط موج برشی تا عمق ۳۰ مترحدود 248.06 متر بر ثانیه می شود. بنابراین تیپ زمین محل مورد مطالعه بر اساس آزمایش لرزه نگاری انجام شده، تیپ III می باشد.

بر اساس آیین نامه NEHRP محدوده مورد مطالعه در گمانه ها در رده D (Stiff Soils) قرار می گیرد. در این آیین نامه سرعت متوسط موج برشی بیشتر از ۷۵۰ متر بر ثانیه به عنوان سنگ و سرعت متوسط موج برشی بیشتر از ۱۵۰۰ متر بر ثانیه سنگ سخت در نظر گرفته شده است.

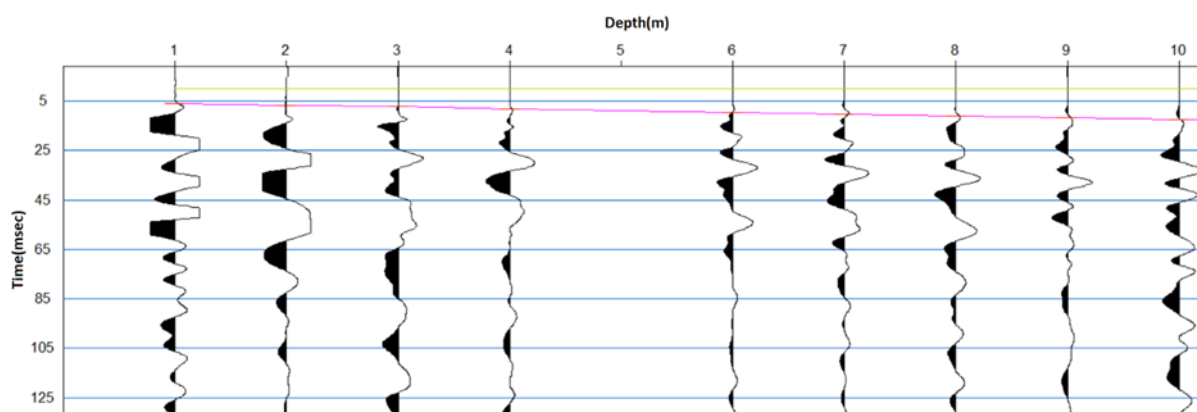
جدول ۶- محاسبه سرعت متوسط موج برشی برای عمق ۳۰-۰ متر

Vs-mean(2800)	ΣThickness	Time	ΣTime	Thickness	Vs	Depth
(m/sec)	(m)	(sec)	(sec)	(m)	(m/sec)	(m)
149.15	1	0.007187755	0.007187755	1	149.15	1
155.11	2	0.006348399	0.013536154	1	161.06	2
160.50	3	0.005190081	0.018726235	1	171.29	3
164.41	4	0.004586114	0.023312349	1	176.13	4
167.60	5	0.007201046	0.030513395	1	180.39	5
170.55	6	0.004052011	0.034565406	1	185.26	6
173.90	7	0.003999203	0.038564609	1	194.02	7
178.13	8	0.003965153	0.042529762	1	207.71	8
182.07	9	0.00394212	0.046471882	1	213.62	9
185.73	10	0.006610036	0.053081918	1	218.7	10
189.18	11	0.006573908	0.059655826	1	223.66	11
192.45	12	0.00389333	0.063549156	1	228.41	12
195.71	13	0.00388915	0.067438306	1	234.8	13
198.68	14	0.003885782	0.071324088	1	237.27	14
201.81	15	0.006533783	0.077857871	1	245.7	15
204.85	16	0.003878852	0.081736723	1	250.4	16
208.03	17	0.003877241	0.085613964	1	258.94	17
211.25	18	0.003875876	0.08948984	1	266.02	18
214.37	19	0.003874695	0.093364535	1	270.5	19
217.38	20	0.003873689	0.097238224	1	274.6	20
220.23	21	0.003872806	0.10111103	1	277.2	21
222.97	22	0.003872036	0.104983066	1	280.6	22
225.70	23	0.003871349	0.108854415	1	285.62	23
228.50	24	0.003871684	0.112726099	1	292.99	24
231.49	25	0.003871901	0.116598	1	303.29	25
234.86	26	0.003995421	0.120593421	1	319.01	26
238.36	27	0.003996541	0.124589962	1	329.44	27
241.67	28	0.004006521	0.128596483	1	330.9	28
244.93	29	0.004008621	0.132605104	1	336.27	29
248.06	30	0.004009861	0.136614965	1	338.71	30

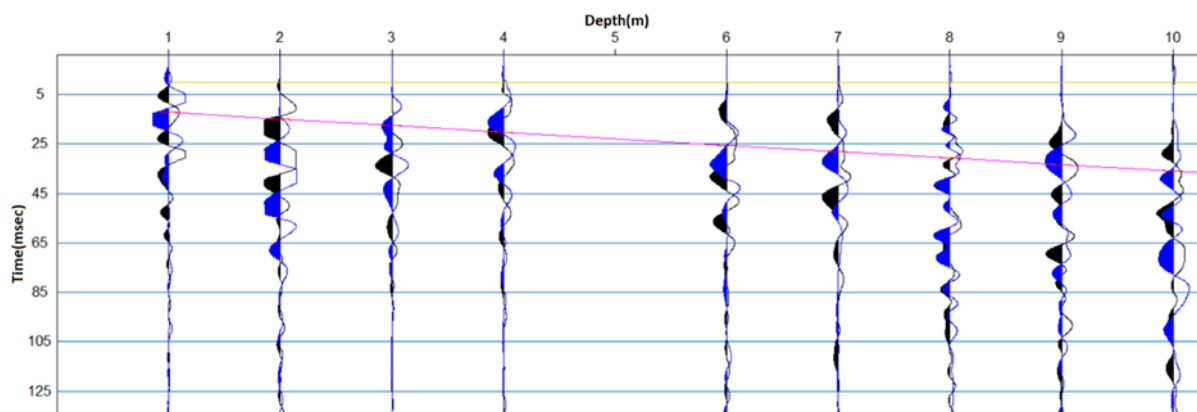


شکل ۶- منحنی تغییرات سرعت متوسط موج برشی با عمق

۹- پیوست



شکل پ ۱- نمونه نگاشت موج تراکمی برای عمق ۱- ۱۰ متر گمانه



شکل پ ۲- نمونه نگاشت موج برشی برای عمق ۱- ۱۰ متر گمانه

فصل پنجم: توصیه های فنی

توصیه های فنی و نتایج بررسی

۱. با توجه به نمودار و مشخصات گمانه حفاری شده خاک سطحی تا عمق ۶۰ سانتی متر از نوع دستی بوده لذا از استقرار کف پی در محدوده مذکور اجتناب گردد و حداقل عمق مدفون برای پی سطحی یک متر در نظر گرفته شود.
۲. در صورت اجرای پی سطحی و با رعایت شرایط ذکر شده، از نمودارهای مربوط در گزارش برای کنترل توان باربری پی های گسترده، نواری و منفرد استفاده شود.
۳. اگر شدت بارهای ستون ها زیاد باشد به طوریکه ابعاد پی های منفرد زیاد شده و به هم نزدیک شود استفاده از پی های نواری در امتداد ستون ها و یا پی های مشترک از نظر فنی و اقتصادی بهتر از پی های منفرد با اتصالات شناژ می باشد. در مواردی که شدت بار کاملاً زیاد باشد، می توان طرح پی های نواری را به جای نواری در یک جهت، در دو جهت در نظر گرفت که سطح پی زیادتری را در بر دارد.
- در صورتیکه پی های نواری در دو جهت بیش از ۷۰ درصد از سطح زیر ساختمان را به صورت پی در بر گیرند، استفاده از پی های گسترده (Mat Foundation) به جای پی های نواری از دو جهت مناسبتر است.
- قبل از بتن ریزی پی، کف آن با بتن لاغر یا مگر پوشانده شود.
- شیب بندی اطراف پی طوری باشد که از جمع شدن آب زیر پی جلوگیری شود.
۴. برای بارهای سنگین، کنترل نشست و همچنین کنترل پایداری خارجی پی می توان از پی های عمیق یا میکروپایل استفاده کرد.
۵. با توجه به ساختار و نوع لایه های خاک و نتایج آزمایش های صحرایی و آزمایشگاهی ساختگاه، وقوع پدیده روانگرایی محتمل نمی باشد.
۶. بر اساس جنس خاک موجود در ساختگاه و مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله، برای طراحی سازه در برابر زلزله، ساختگاه موجود در منطقه با خطر نسبی زیاد و با شتاب مبنای طرح 0.3g قرار داشته و زمین نوع III در نظر گرفته شود.
۷. با توجه به نتایج آزمایشات شیمی خاک برای پی های سطحی از سیمان نوع I یا II استفاده شود.
۸. با توجه به جدول زیر می توان مقدار ضریب نفوذ پذیری را بصورت تقریبی تعیین نمود.

ضریب نفوذ پذیری بر حسب M/S

10	10^{-2}	10^{-5}	10^{-9}	10^{-11}
شن تمیز	مخلوطهای تمیز شن و لای	مخلوطهای ماسه - لای	رسها	
GW, GP	GW, GP SW, SP GM	SM, SC		

۹. اجرای پی های عمیق و یا خاص و همچنین هرگونه بهسازی زمین باید با نظارت و هماهنگی مهندسین مشاور ژئوتکنیک انجام گیرد.

عمق یخبندان:

جدول عمق یخبندان نسبت به درجه حرارت به شرح جدول ذیل پیشنهاد می گردد. که با توجه به میانگین دمای شهر رشت، این عمق به میزان حداقل ۴۰ سانتی متر پیشنهاد می گردد.

$t < -10$	$-10 < t < -5$	$t > -5$	حداقل درجه حرارت (سانتیگراد)
80	60	40	حداقل عمق یخبندان (Cm)

منابع

- اصول مهندسی ژئوتکنیک جلد اول و دوم، (براجا ام داس و ترجمه شاپور طاحونی)
- تحلیل و طراحی پی، (ژوزف باولز و ترجمه اردشیر اطمیانی)
- مکانیک خاک جلد اول و دوم، (کامبیز بهنیا و امیر محمد طباطبائی)
- زمین شناسی ایران، (علی درویش زاده)
- آئین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰
- مبحث ۷ مقررات ملی ساختمانی ایران، پی و پی سازی
- آزمایش خاک برای مهندسین، (دکتر شمسایی و مهندس نشاط)
- مهندسی پی (دکتر سید امیرالدین صدر نژاد)
- Foundation Engineering Handbook, H.F.Winterkorn and H.Y. Fang
- Foundation Design and Construction, M.J. Tomlinson
- Shallow Foundation, B.M. Dass
- Geotechnical Earthquake Engineering, Steven L. Kramer
- Soil Mechanics and Foundations, Muni Budhu
- The Mechanics of Soil, J.H. Atkinson
- Soil Dynamic, S. Prakash
- Geotechnical Engineering, Foundation Design, J.N. Cernica

لاگ گمانه BH-1

پروژه: دانشگاه چمران	مکان: رشت، جاده لاکان
عمق گمانه: ۱۵ متر	شماره گمانه: BH-1
عمق آب زیر زمینی: ۱/۰۰ متر	

عمق (m)	شرح خاک	طبقه بندی unified	دانه بندی (%)					حدود اتربرگ (%)			SPT	درصد رطوبت %
			شن	ماسه	لای	رس	Pp#200	PL	LL	PI		
1.0	خاک دستی	SC									12	14.0
2.0	ماسه همراه کمی رس											
3.0	رس و مارن خاکستری همراه ماسه	CL						19	40	21	25	19.8
4.0												
5.0												
6.0	رس خاکستری همراه ماسه	CL						21	46	25	23	23.7
7.0												
8.0												
9.0	مارن همراه رس و کمی ماسه	CL						22	44	22	15	
10.0												
11.0												
12.0												
13.0												
14.0												
15.0												
16.0												
17.0												
18.0												
19.0												
20.0												

شماره پروانه اشتغال نظام مهندسی: ۱۸-۱۱-۰۰۹۰

لاگ گمانه BH-2

پروژه: دانشگاه چمران	مکان: رشت، جاده لاکان
عمق گمانه: ۱۵ متر	شماره گمانه: BH-2
عمق آب زیر زمینی: ۱/۰۰ متر	

عمق (m)	شرح خاک	طبقه بندی unified	دانه بندی (%)					حدود اتربرگ (%)			SPT	درصد رطوبت %
			شن	ماسه	لای	رس	Pp#200	PL	LL	PI		
1.0	خاک دستی											
2.0	ماسه همراه کمی رس	SC									15	
3.0												
4.0	رس و مارن خاکستری	CL						19	42	23		13.2
5.0	همراه ماسه											
6.0	ماسه همراه کمی رس	SC						-	-	-	23	19.2
7.0												
8.0												
9.0	رس خاکستری همراه	CL						22	45	23	31	22.5
10.0	ماسه											
11.0											20	
12.0												
13.0	مارن همراه رس و	CL						19	43	24		25.8
14.0	کمی ماسه										26	
15.0												
16.0												
17.0												
18.0												
19.0												
20.0												

شماره پروانه اشتغال نظام مهندسی: ۱۸-۱۱-۰۰۹۰

لاگ گمانه BH-3

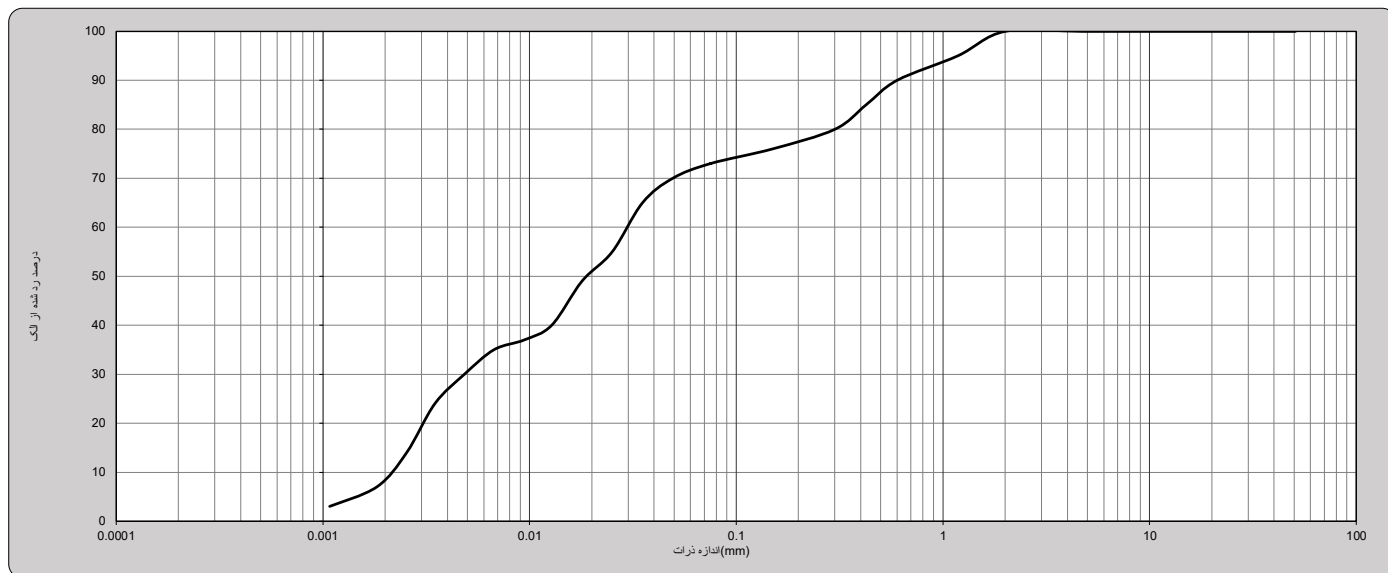
پروژه: دانشگاه چمران	مکان: رشت، جاده لاکان
عمق گمانه: ۳۰ متر	شماره گمانه: BH-3
عمق آب زیر زمینی: ۱/۰۰ متر	

درصد رطوبت %	SPT	حدود اتیربرگ (%)			دانه بندی (%)					طبقه بندی unified	شرح خاک	عمق (m)
		PL	LL	PI	Pp#200	رس	لای	ماسه	شن			
											خاک دستی	1.0
										SC	ماسه همراه کمی رس	2.0
12												3.0
13.5		20	40	20						CL	رس و مارن خاکستری همراه ماسه	4.0
												5.0
21.0		-	-	-						SC	ماسه همراه کمی رس	6.0
												7.0
												8.0
25.7	25	18	42	24						CL	رس خاکستری همراه ماسه	9.0
												10.0
	10											11.0
26.2		20	43	23						CL	مارن همراه رس و کمی ماسه	12.0
	19											13.0
												14.0
												15.0
												16.0
23.2		22	54	32						CH	رس با پلاستیسیته بالا همراه کمی ماسه	17.0
												18.0
	32											19.0
												20.0

پروژه: دانشگاه چمران	مکان: رشت، جاده لاکان
عمق گمانه: ۳۰ متر	شماره گمانه: BH-3
عمق آب زیر زمینی: ۱/۰۰ متر	

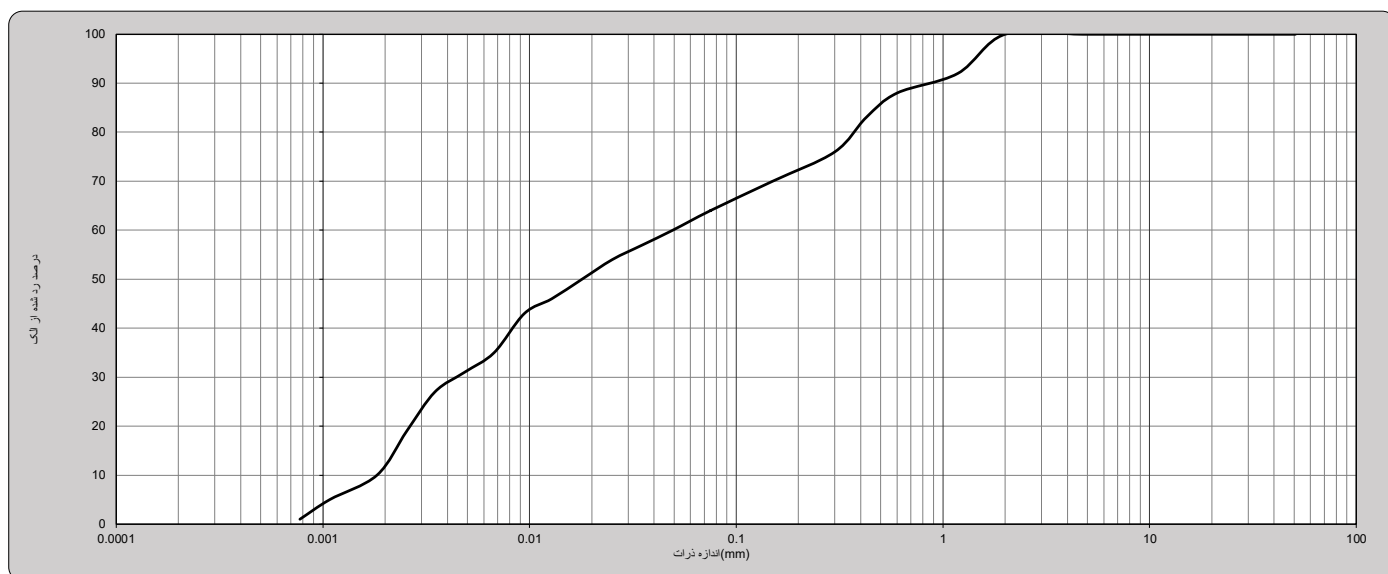
درصد رطوبت %	SPT	حدود اتزبرگ (%)			دانه بندی (%)					طبقه بندی unified	شرح خاک	عمق (m)
		PL	LL	PI	Pp#200	رس	لای	ماسه	شن			
26.0	38	21	55	34						CH	رس با پلاستیسیته بالا همراه کمی ماسه	20.0 21.0 22.0 23.0
33.2	26	20	45	25						CL	رس همراه ماسه	24.0 25.0 26.0 27.0 28.0 29.0 30.0

BH-1 Depth=4 m



LL= 40	D ₁₀ =	P.P. No4= 100.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification
PL= 19	D ₃₀ =	P.P. N200= 73.00	C _c ضریب انحناء =	
PI= 21	D ₆₀ =			Low-plasticity clay (CL)

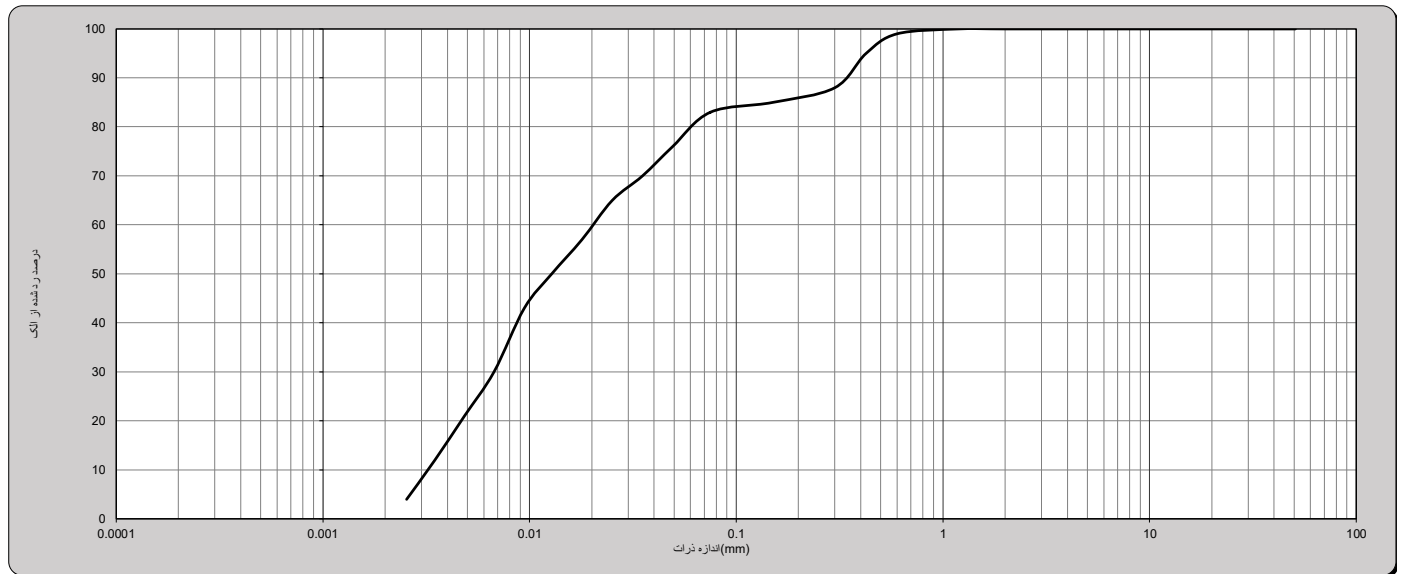
BH-1 Depth=9 m



LL= 46	D ₁₀ =	P.P. No4= 100.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification
PL= 21	D ₃₀ =	P.P. N200= 64.00	C _c ضریب انحناء =	
PI= 25	D ₆₀ =			Low-plasticity clay (CL)

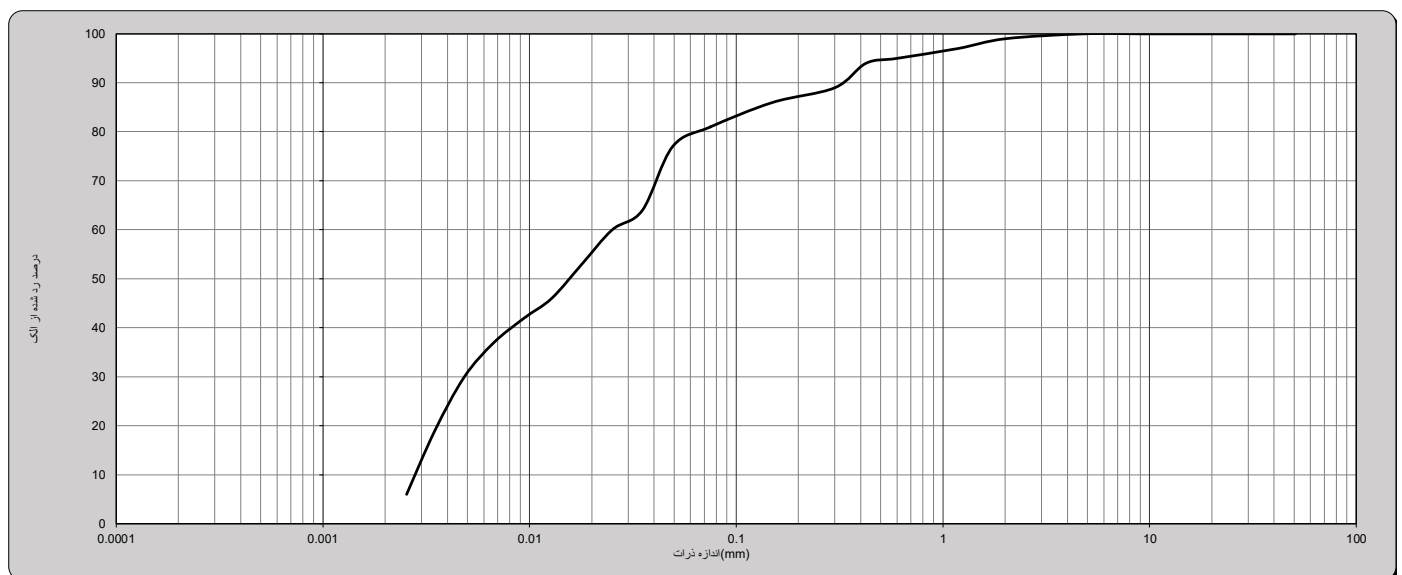
شماره پروانه اشتغال نظام مهندسی: ۱۸-۱۱-۰۰۹۰

BH-1 Depth=15 m



LL= 44	D ₁₀ =	P.P. No4= 100.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification
PL= 22	D ₃₀ =	P.P. N200= 83.00	C _c ضریب انحناء =	Low-plasticity clay (CL)
PI= 22	D ₆₀ =			

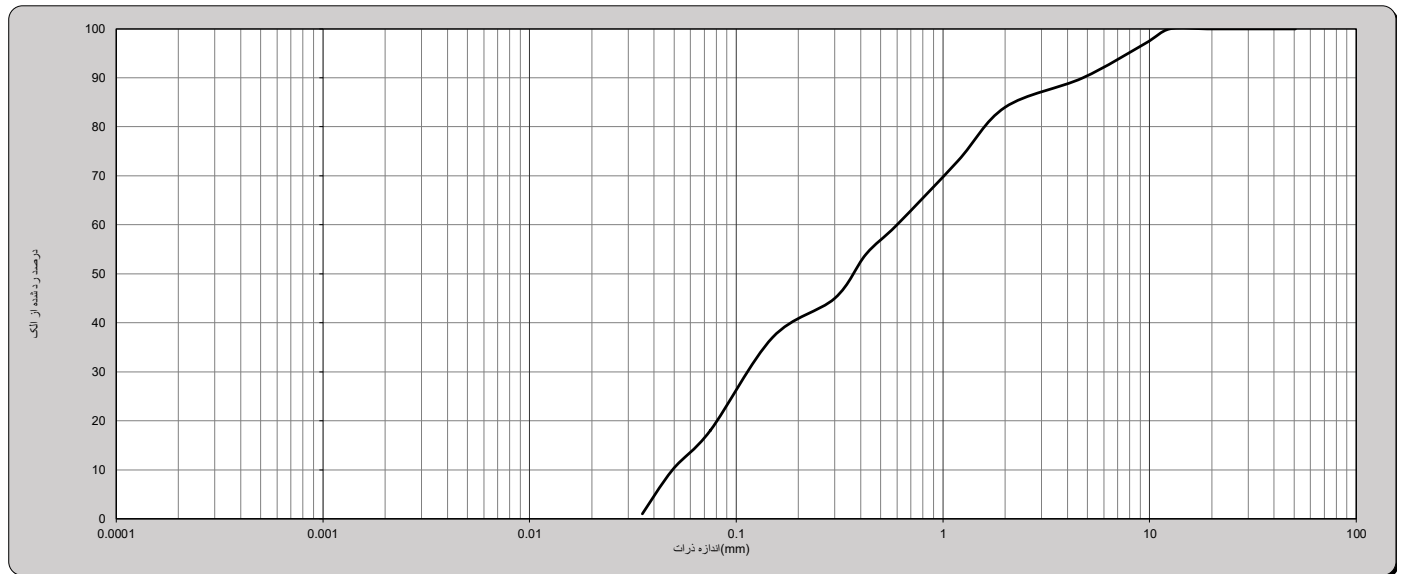
BH-2 Depth=3 m



LL= 42	D ₁₀ =	P.P. No4= 100.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification
PL= 19	D ₃₀ =	P.P. N200= 81.00	C _c ضریب انحناء =	Low-plasticity clay (CL)
PI= 23	D ₆₀ =			

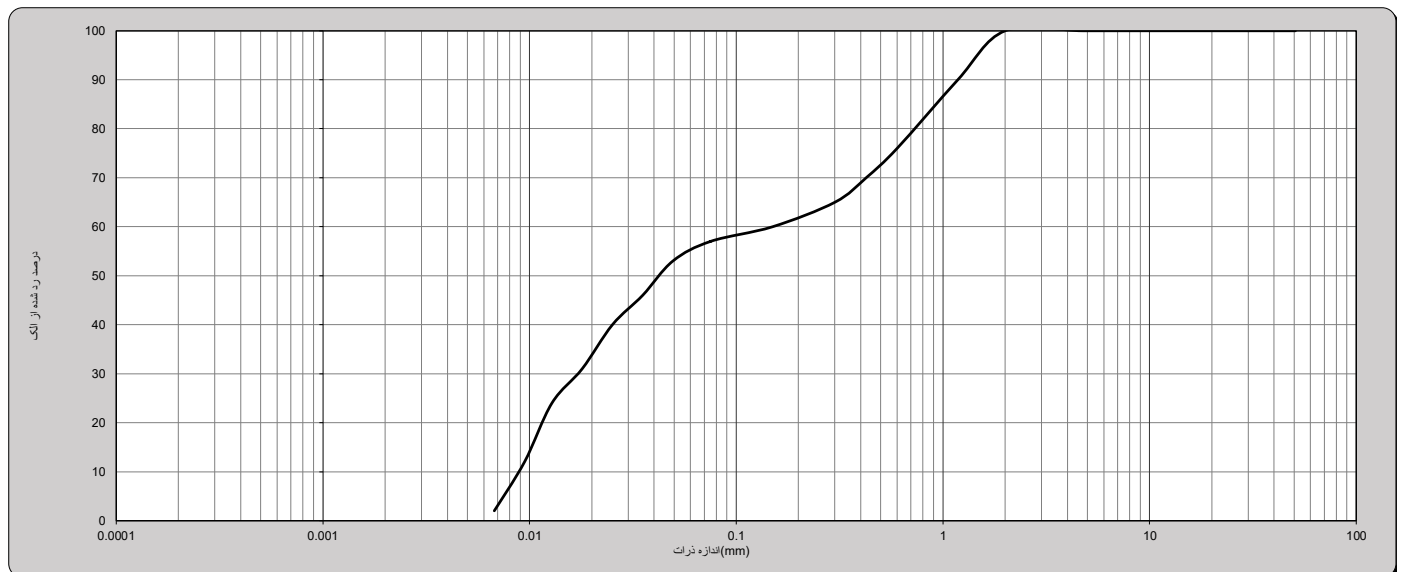
شالوده سنجش ساروج
آزمایشگاه ژئوتکنیک پایه دو
شماره پروانه اشتغال نظام مهندسی:
۱۸-۱۱-۰۰۹۰

BH-2 Depth=6.5 m



LL= 0	D ₁₀ =	P.P. No4= 90.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification Silty sand with gravel (SM)
PL= 0	D ₃₀ =	P.P. N200= 18.00	C _c ضریب انحصا =	
PI= 0	D ₆₀ =			

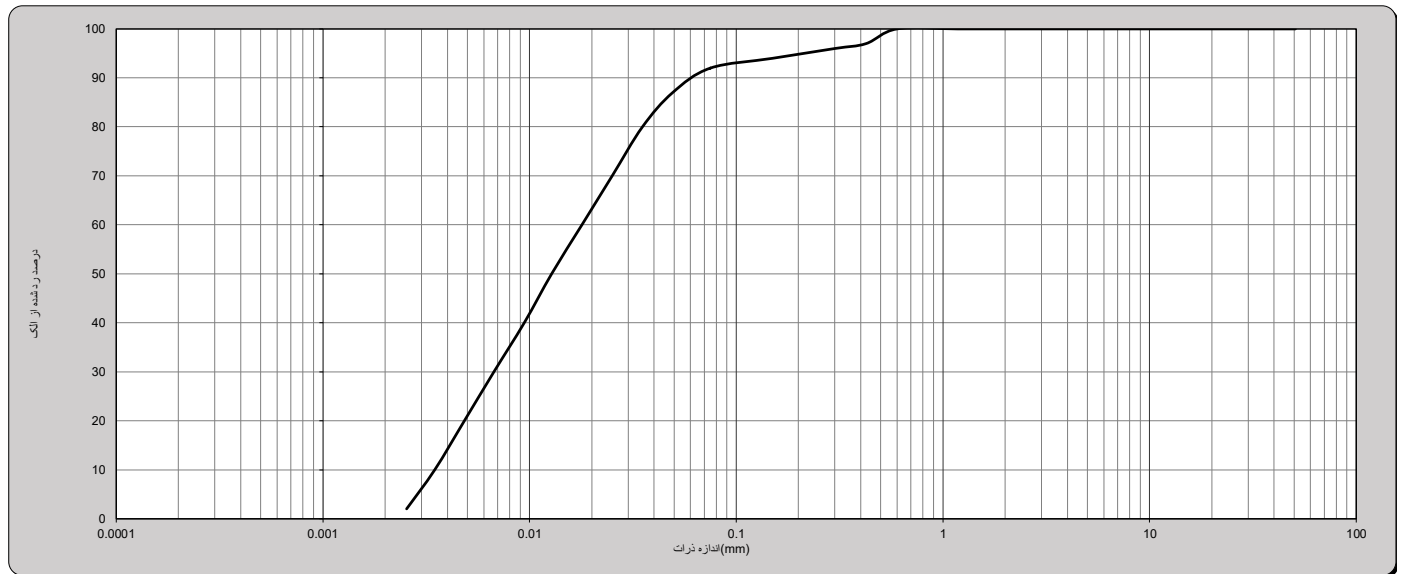
BH-2 Depth=10 m



LL= 45	D ₁₀ =	P.P. No4= 100.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification Low-plasticity clay (CL)
PL= 22	D ₃₀ =	P.P. N200= 57.00	C _c ضریب انحصا =	
PI= 23	D ₆₀ =			

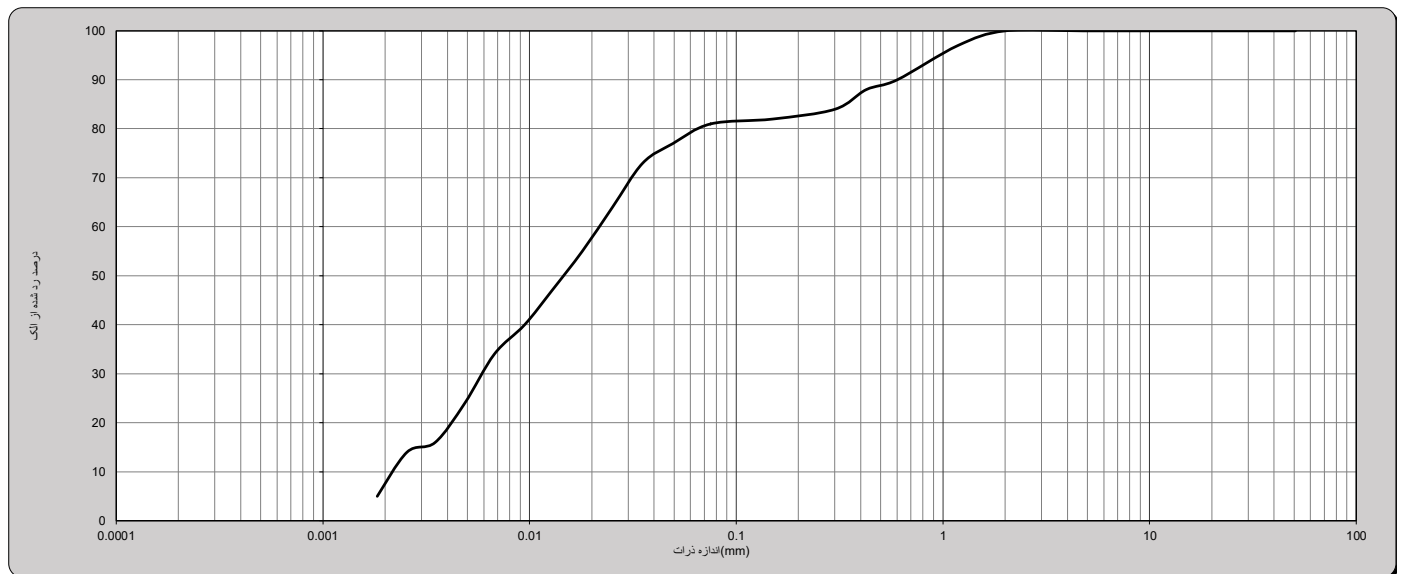
شالوده سنجش ساروج
آزمایشگاه ژئوتکنیک پایه دو
شماره پروانه اشتغال نظام مهندسی:
۱۸-۱۱-۰۰۹۰

BH-2 Depth=14 m



LL= 43	D ₁₀ =	P.P. No4= 100.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification
PL= 19	D ₃₀ =	P.P. N200= 92.00	C _c ضریب انحناء =	Low-plasticity clay (CL)
PI= 24	D ₆₀ =			

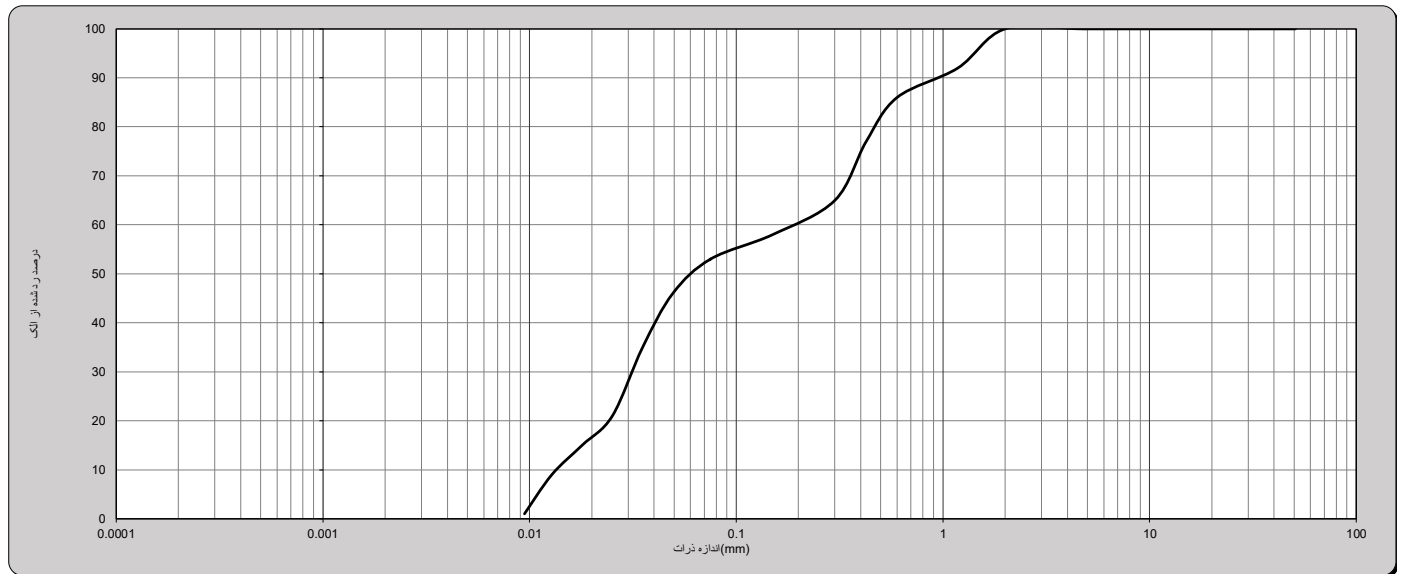
BH-3 Depth=4 m



LL= 40	D ₁₀ =	P.P. No4= 100.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification
PL= 20	D ₃₀ =	P.P. N200= 81.00	C _c ضریب انحناء =	Low-plasticity clay (CL)
PI= 20	D ₆₀ =			

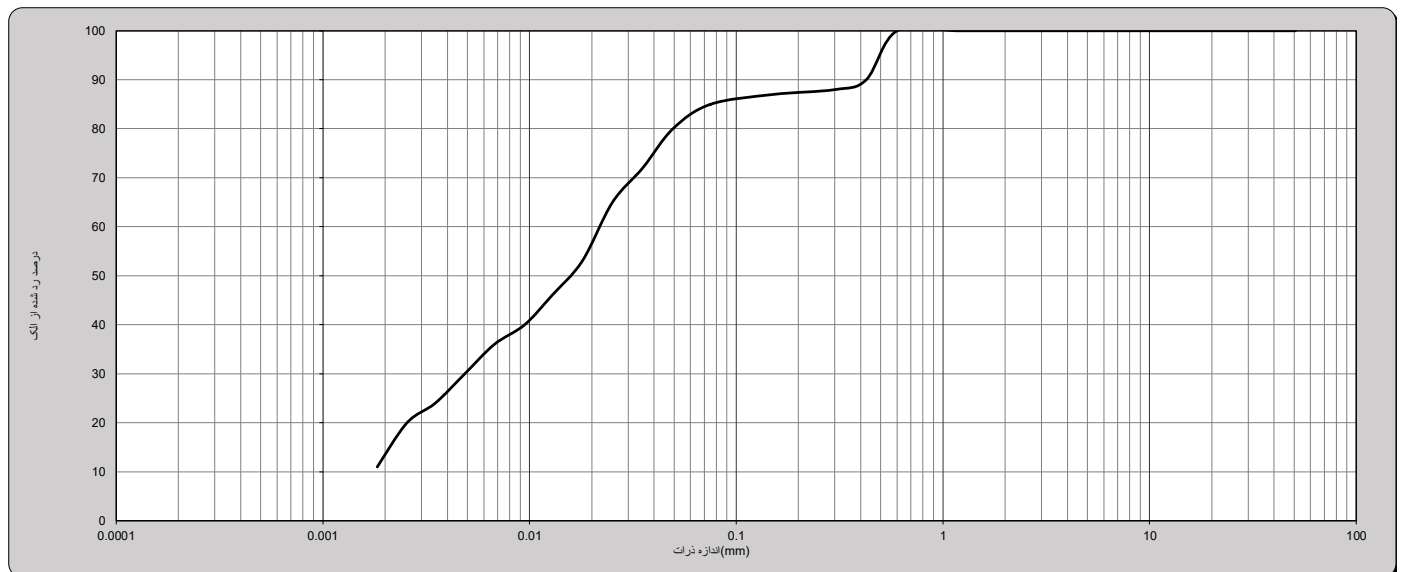
شالوده سنجش ساروج
آزمایشگاه ژئوتکنیک پایه دو
شماره پروانه اشتغال نظام مهندسی:
۱۸-۱۱-۰۰۹۰

BH-3 Depth=9 m



LL= 42	D ₁₀ =	P.P. No4= 100.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification
PL= 18	D ₃₀ =	P.P. N200= 53.00	C _c ضریب انحناء =	Low-plasticity clay (CL)
PI= 24	D ₆₀ =			

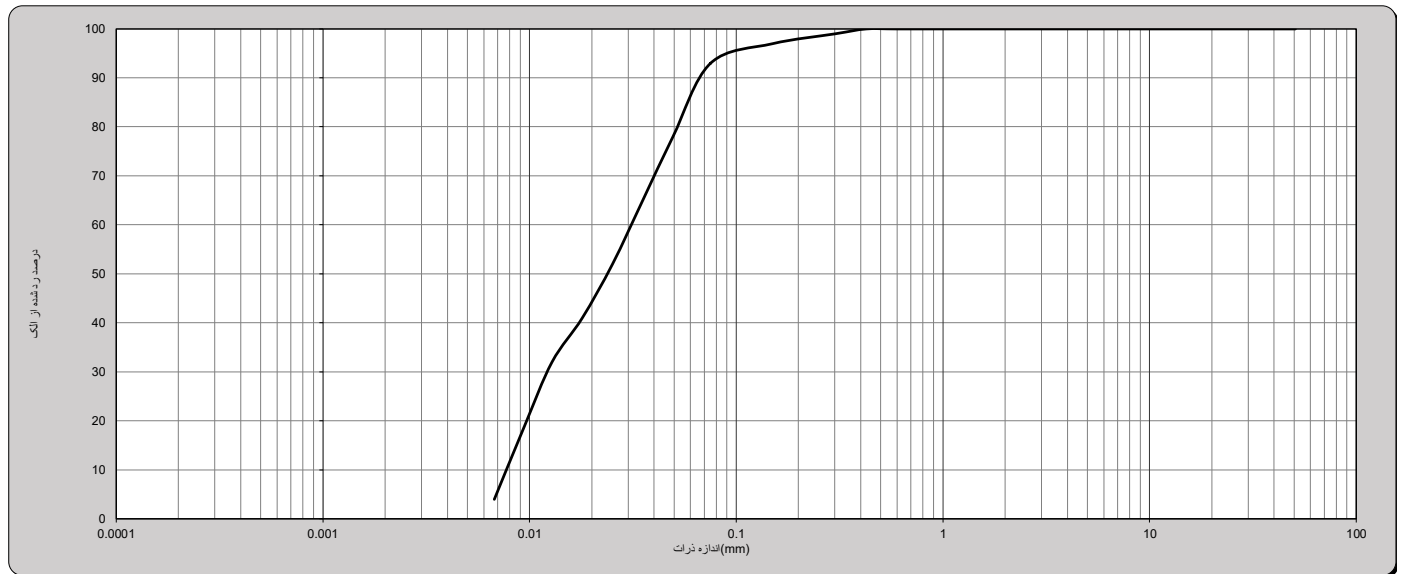
BH-3 Depth=16 m



LL= 43	D ₁₀ =	P.P. No4= 100.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification
PL= 20	D ₃₀ =	P.P. N200= 85.00	C _c ضریب انحناء =	Low-plasticity clay (CL)
PI= 23	D ₆₀ =			

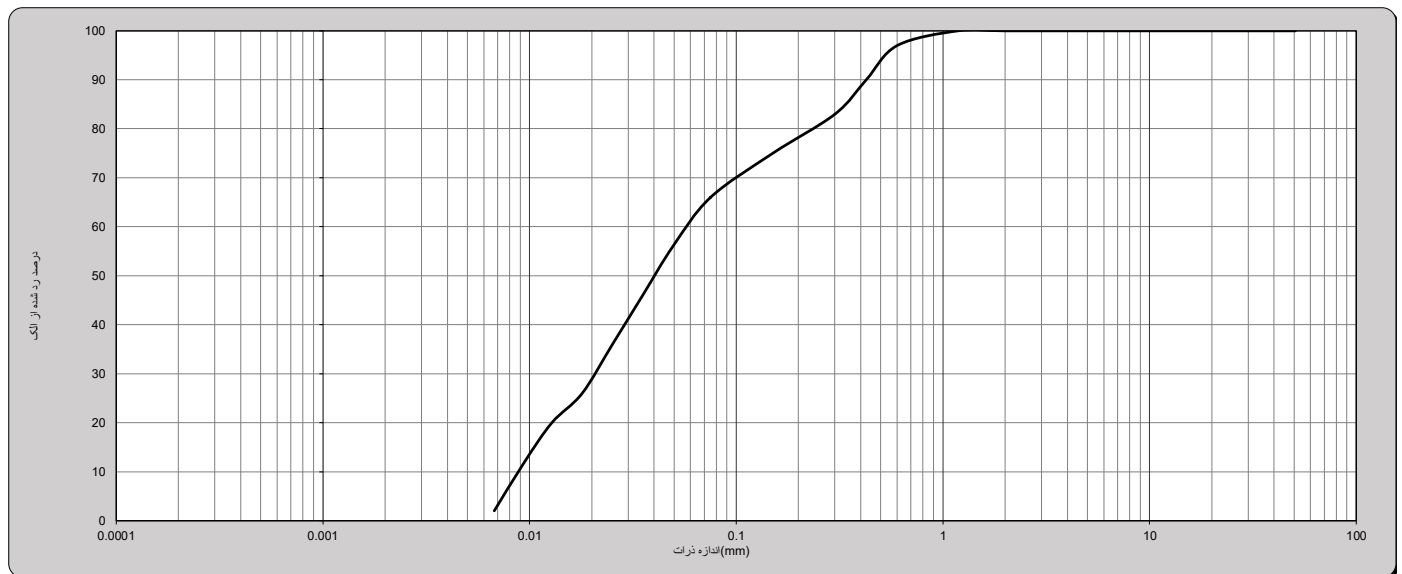
شالوده سنجش ساروج
آزمایشگاه ژئوتکنیک پایه دو
شماره پروانه اشتغال نظام مهندسی:
۱۸-۱۱-۰۰۹۰

BH-3 Depth=21 m



LL= 55	D ₁₀ =	P.P. No4= 100.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification High-plasticity clay (CH)
PL= 21	D ₃₀ =	P.P. N200= 93.00	C _c ضریب انحناء =	
PI= 34	D ₆₀ =			

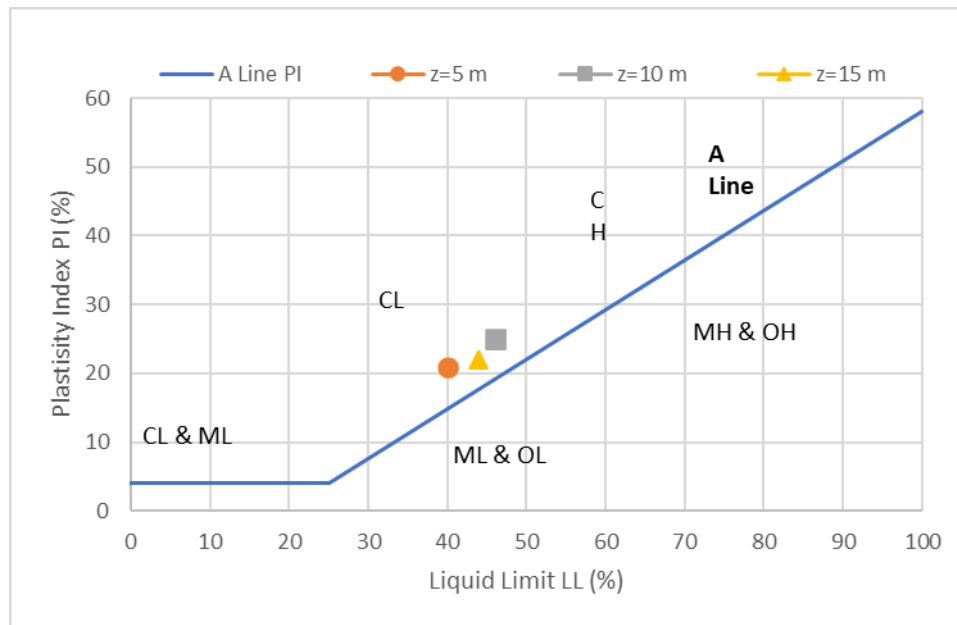
BH-3 Depth=28 m



LL= 45	D ₁₀ =	P.P. No4= 100.00	C _u ضریب یکنواختی =	Unified Soil Classification Low-plasticity clay (CL)
PL= 20	D ₃₀ =	P.P. N200= 66.00	C _c ضریب انحناء =	
PI= 25	D ₆₀ =			

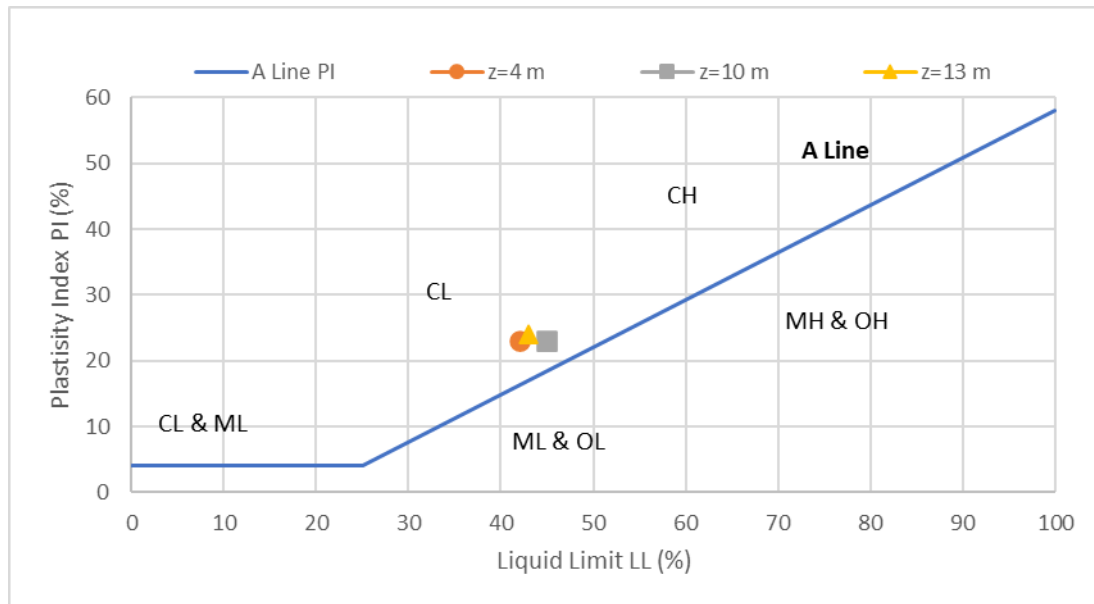
شالوده سنجش ساروج
آزمایشگاه ژئوتکنیک پایه دو
شماره پروانه اشتغال نظام مهندسی:
۱۸-۱۱-۰۰۹۰

BH-1



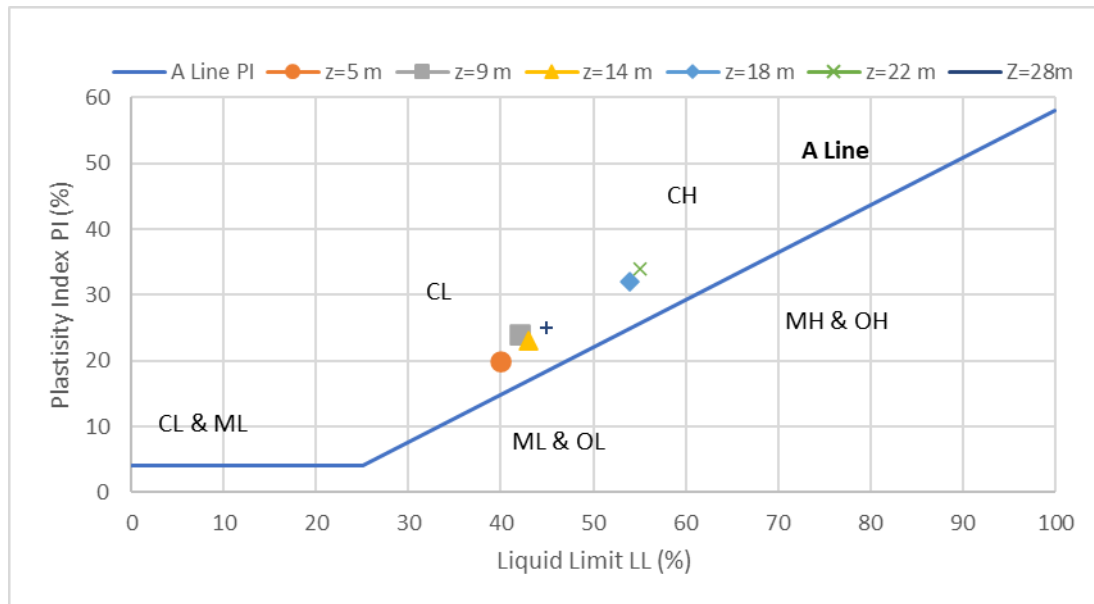
Depth (m)	PL	LL	PI
5	19	40	21
10	21	46	25
15	22	44	22

BH-2



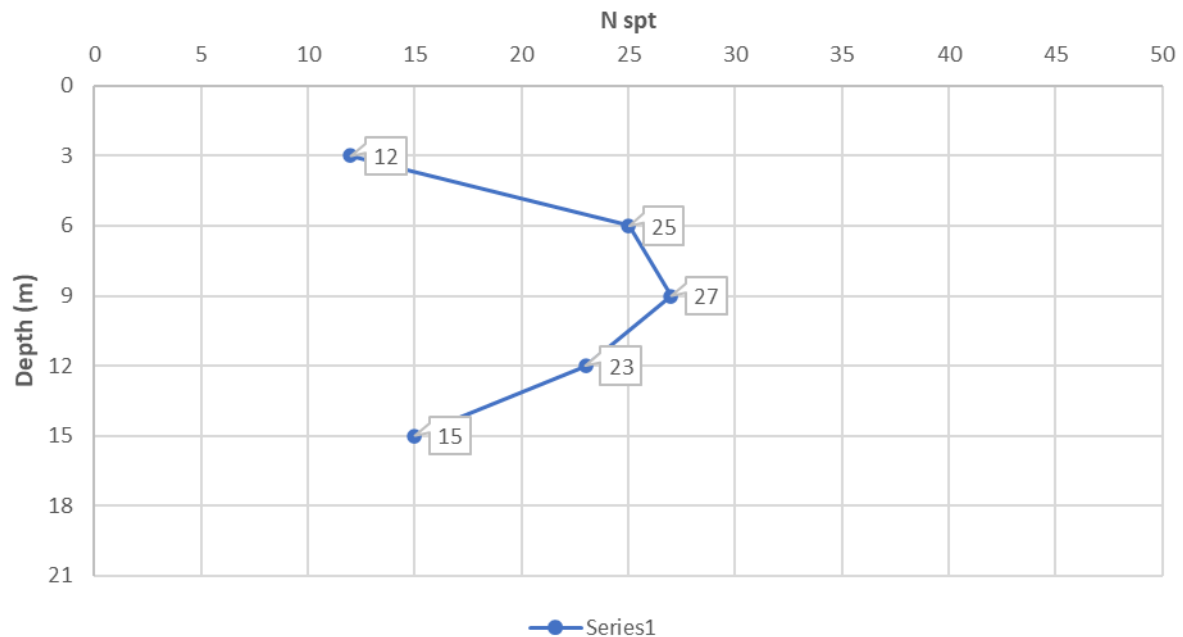
Depth (m)	PL	LL	PI
4	19	42	23
10	22	45	23
13	19	43	24

BH-3



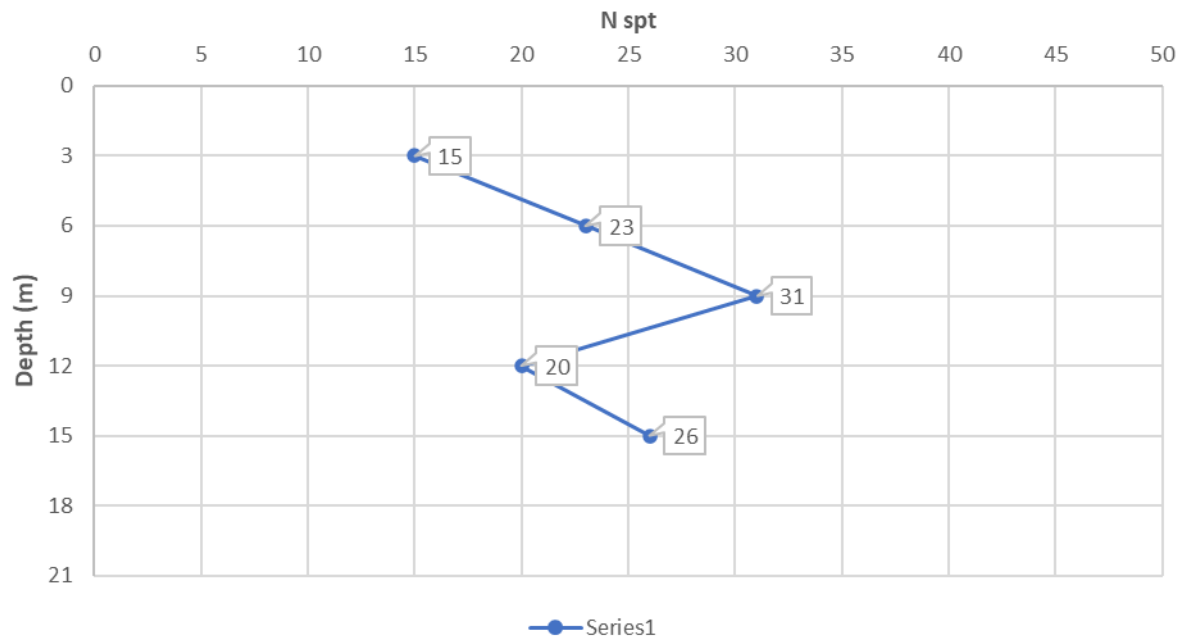
Depth (m)	PL	LL	PI
5	20	40	20
9	18	42	24
14	20	43	23
18	22	54	32
22	21	55	34
28	20	45	25

BH-1



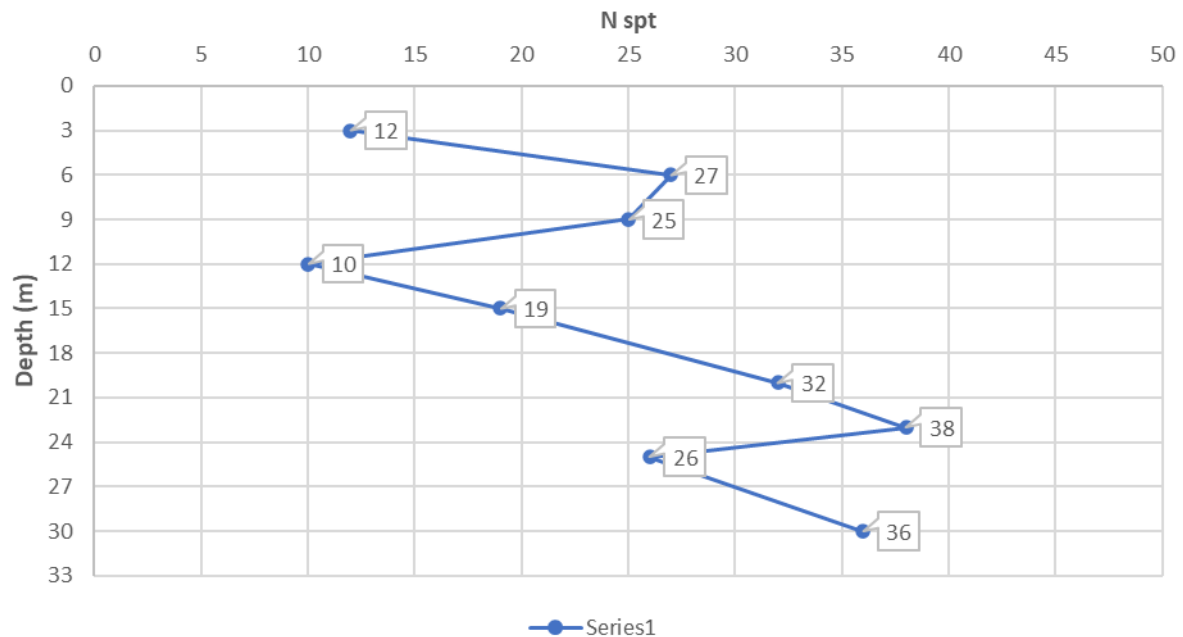
Depth (m)	(N)spt			
	1	2	3	SUM
3	5	6	6	12
6	10	12	13	25
9	13	14	13	27
12	10	10	13	23
15	7	7	8	15

BH-2



Depth (m)	(N)spt			
	1	2	3	SUM
3	7	8	7	15
6	10	12	11	23
9	11	15	16	31
12	9	10	10	20
15	10	12	14	26

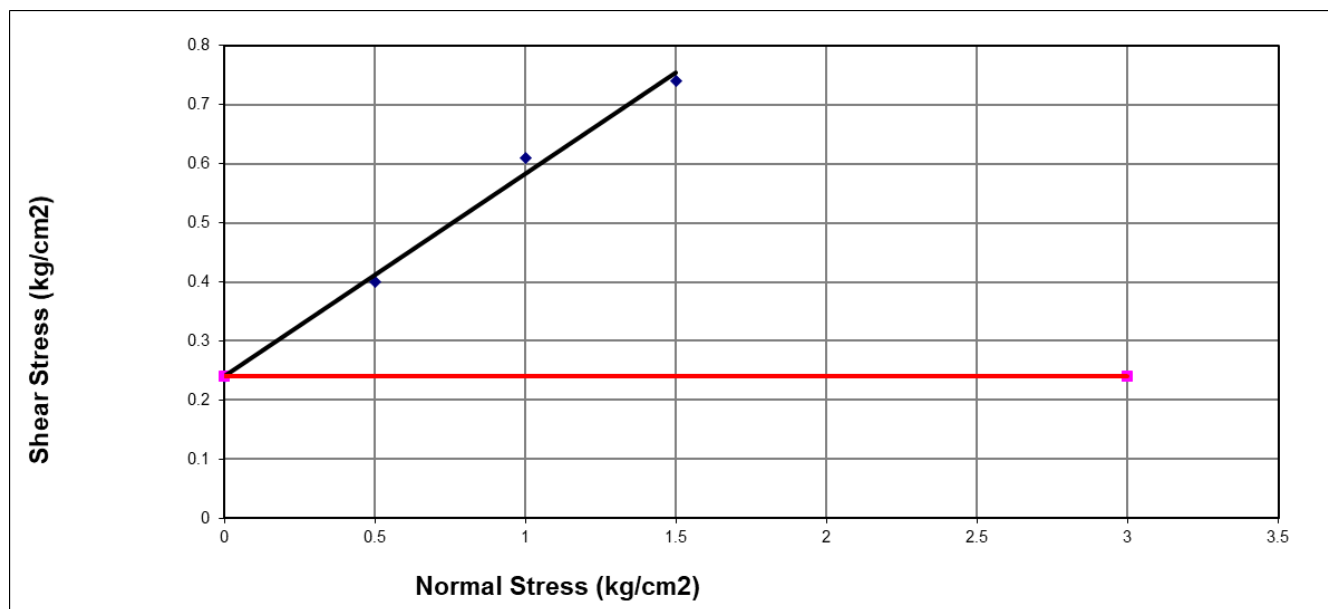
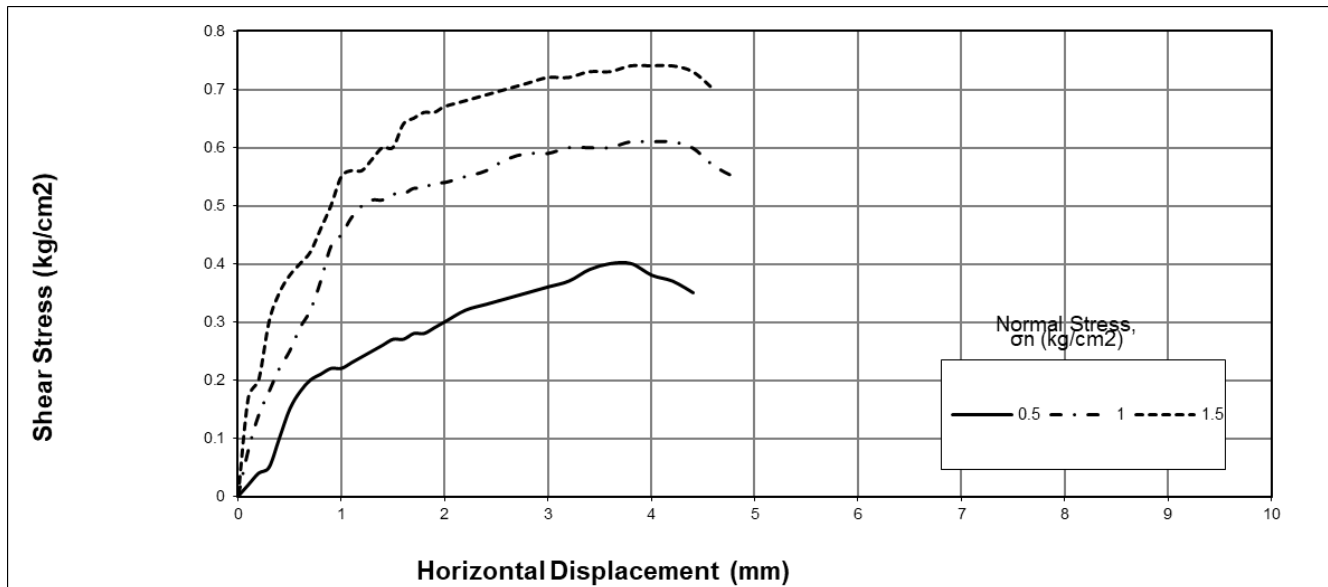
BH-3



Depth (m)	(N)spt			
	1	2	3	SUM
3	6	6	6	12
6	12	13	14	27
9	7	13	12	25
12	6	5	5	10
15	9	10	9	19
20	15	14	18	32
23	18	19	19	38
25	10	12	14	26
30	9	17	19	36

Test-1

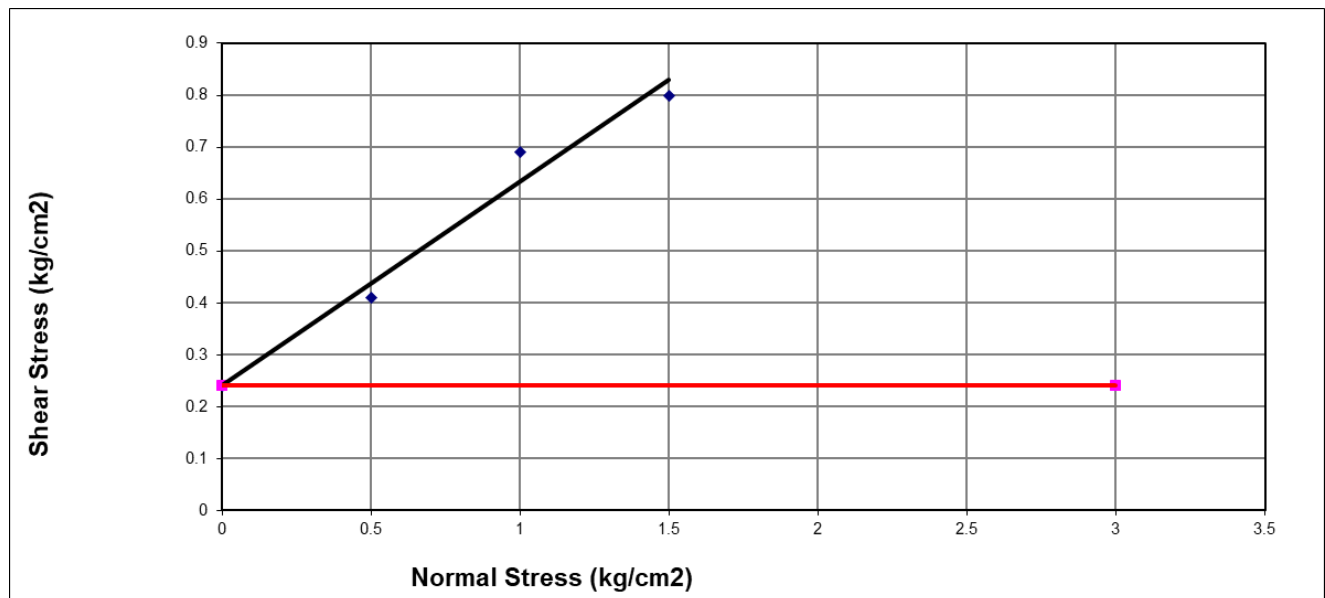
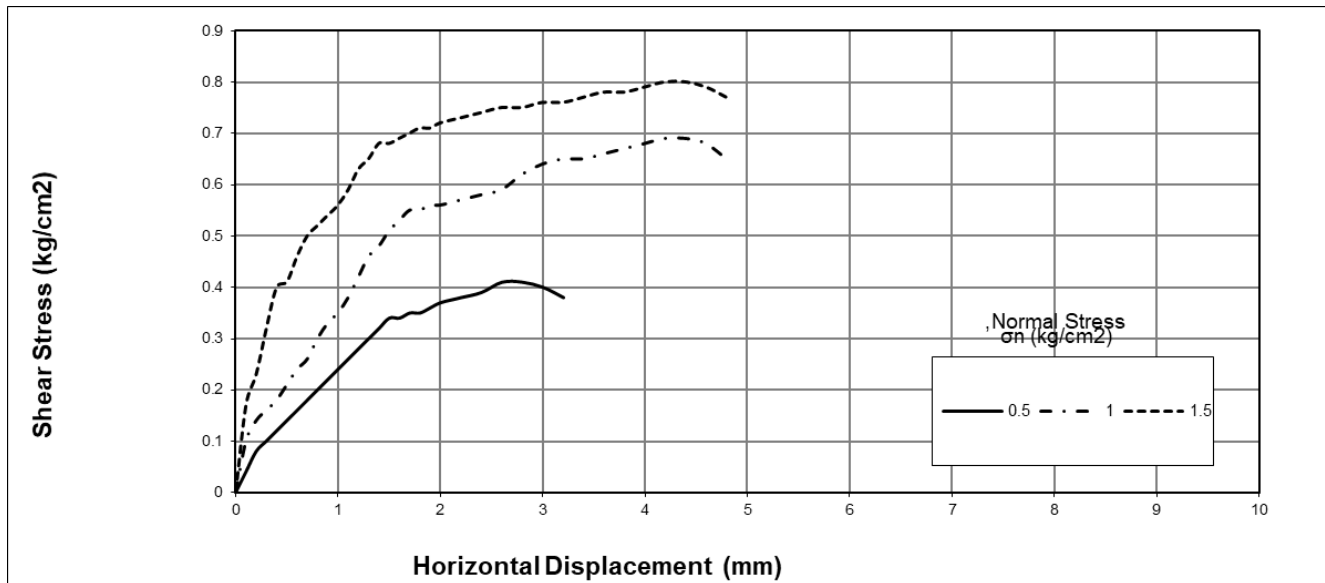
10*10*3	ابعاد قالب برش (cm):	4	عمق (m):	BH-1	شماره گمانه:	S-142	شماره نمونه:
تحکیم شده	نوع تحکیم:	اشباع شده	نوع اشباع:	دست نخورده	نوع نمونه:	کند	روش آزمایش:
24	زمان تحکیم (h):	24	زمان اشباع (h):	3	ارتفاع (cm):	1.25	سرعت دستگاه (mm/min):
				14	درصد رطوبت (%):	1.7	وزن مخصوص خشک (gr/cm3):



Normal at failure σ_n (kg/cm ²)	Shear at failure τ (kg/cm ²)	Cohesion Resistance C (kg/cm ²)	Angle of friction ϕ (degree)
0.50	0.40	0.24	19
1.00	0.61		
1.50	0.74		

Test-2

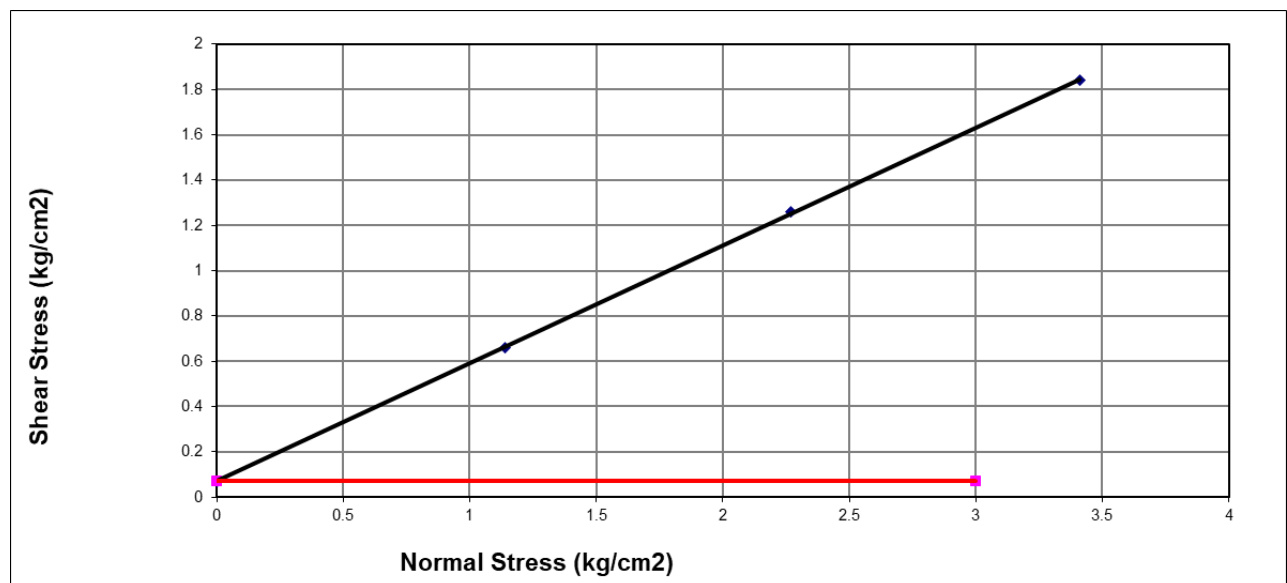
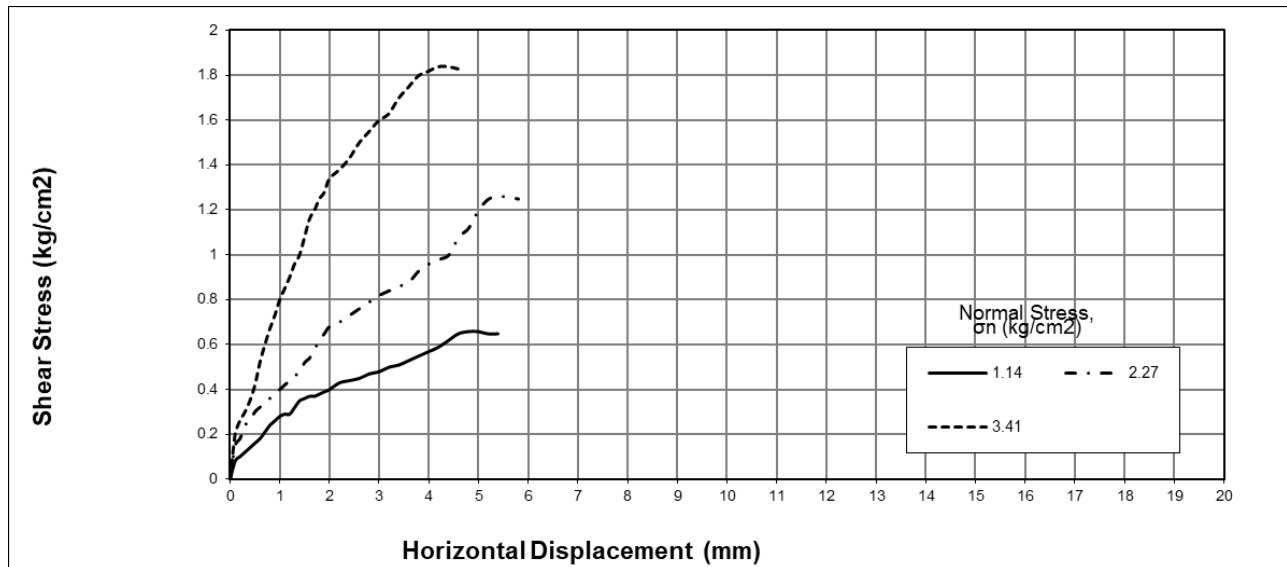
10*10*3	ابعاد قالب برش (cm):	9	عمق (m):	BH-1	شماره گمانه:	S-143	شماره نمونه:
تحکیم نشده	نوع تحکیم:	اشباع شده	نوع اشباع:	دست خورده	نوع نمونه:	کند	روش آزمایش:
0	زمان تحکیم (h):	24	زمان اشباع (h):	3	ارتفاع (cm):	1.25	سرعت دستگاه (mm/min):
				19.8	درصد رطوبت (%):	1.75	وزن مخصوص خشک (gr/cm3):



Normal at failure σ_n (kg/cm ²)	Shear at failure τ (kg/cm ²)	Cohesion Resistance C (kg/cm ²)	Angle of friction ϕ (degree)
0.50	0.41	0.24	21
1.00	0.69		
1.50	0.80		

Test-3

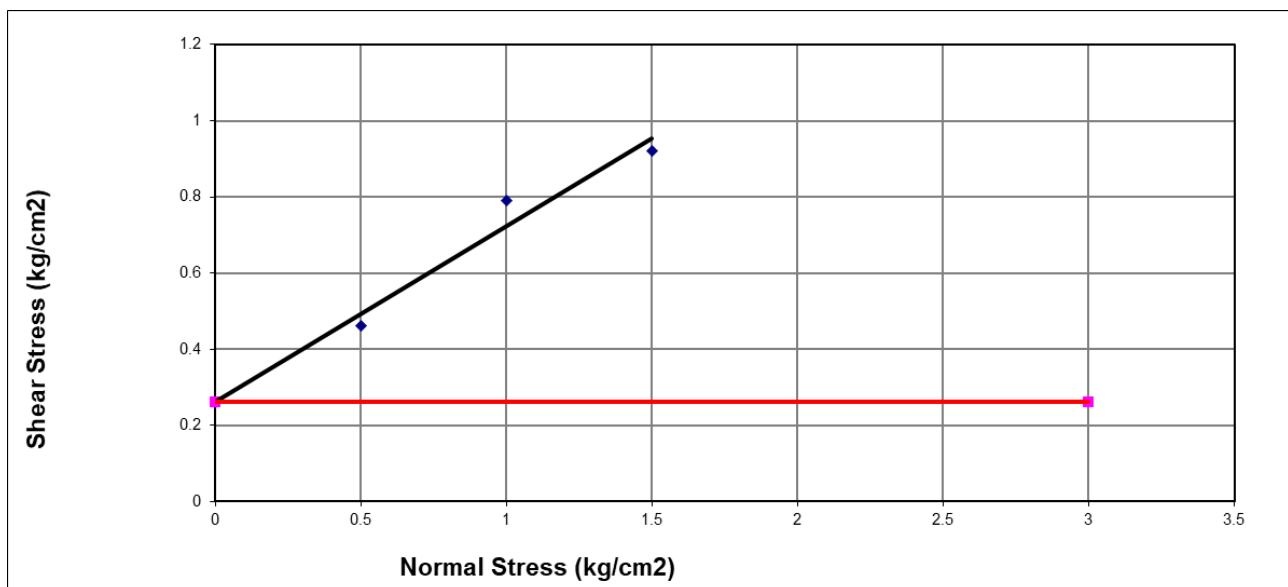
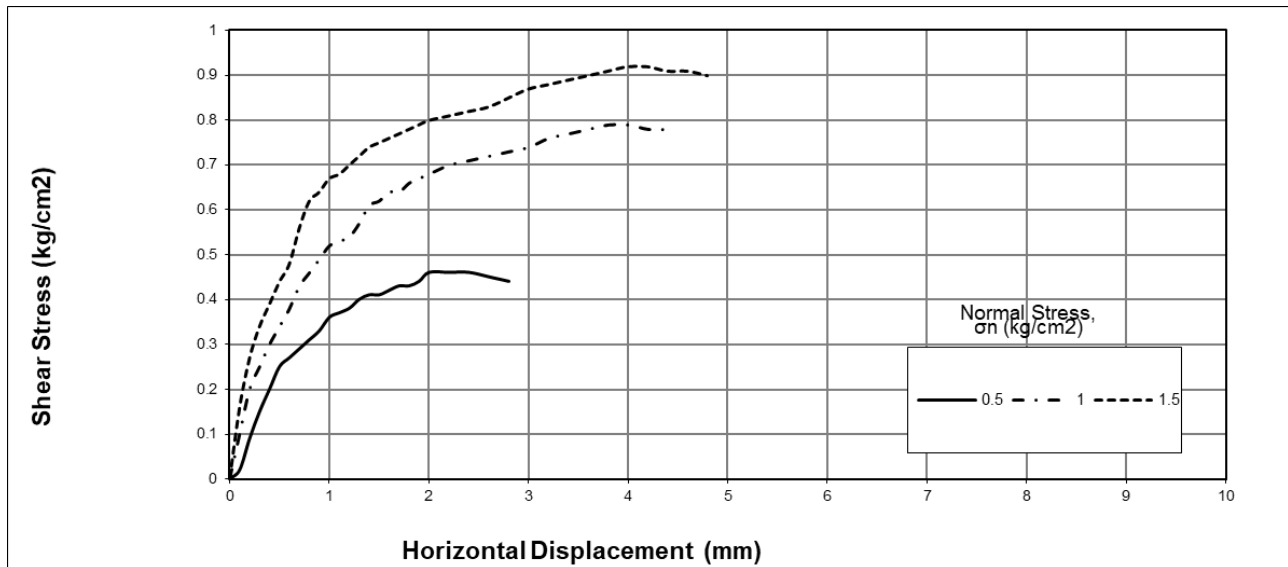
10*10*3	ابعاد قالب برش (cm):	6.5	عمق (m):	BH-2	شماره گمانه:	S-148	شماره نمونه:
تحمیم نشده	نوع تحمیم:	اشباع شده	نوع اشباع:	دست خورده	نوع نمونه:	تند	روش آزمایش:
0	زمان تحمیم (h):	24	زمان اشباع (h):	3	ارتفاع (cm):	1.25	سرعت دستگاه (mm/min):



Normal at failure σ_n (kg/cm²)	Shear at failure τ (kg/cm²)	Cohesion Resistance C (kg/cm²)	Angle of friction ϕ (degree)
1.14	0.66	0.07	27
2.27	1.26		
3.41	1.84		

Test-4

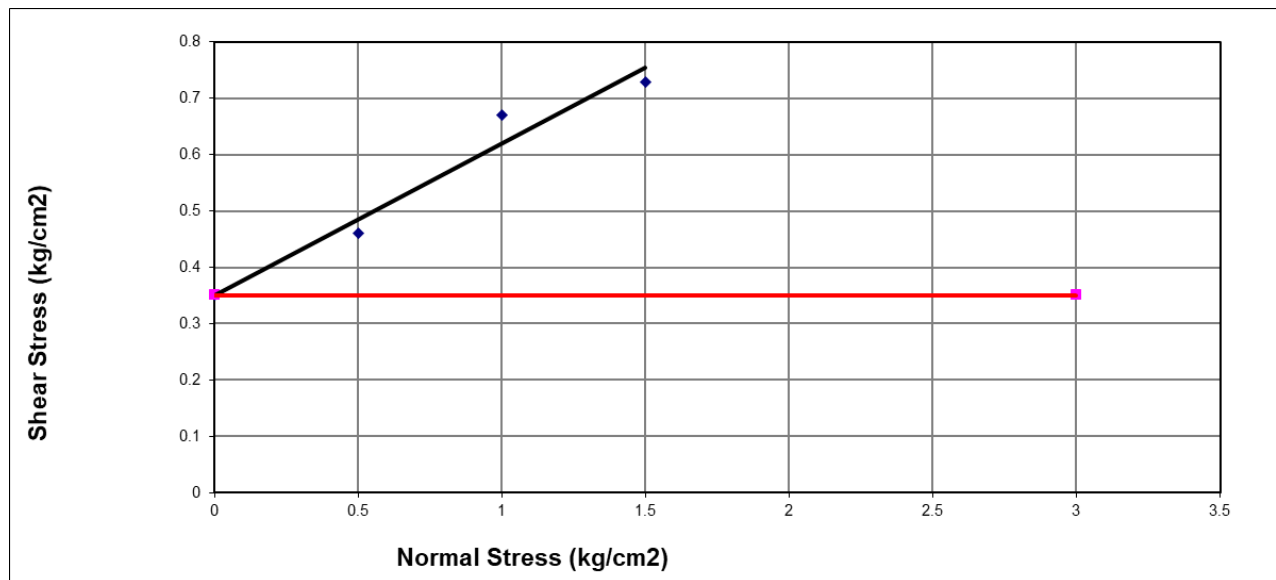
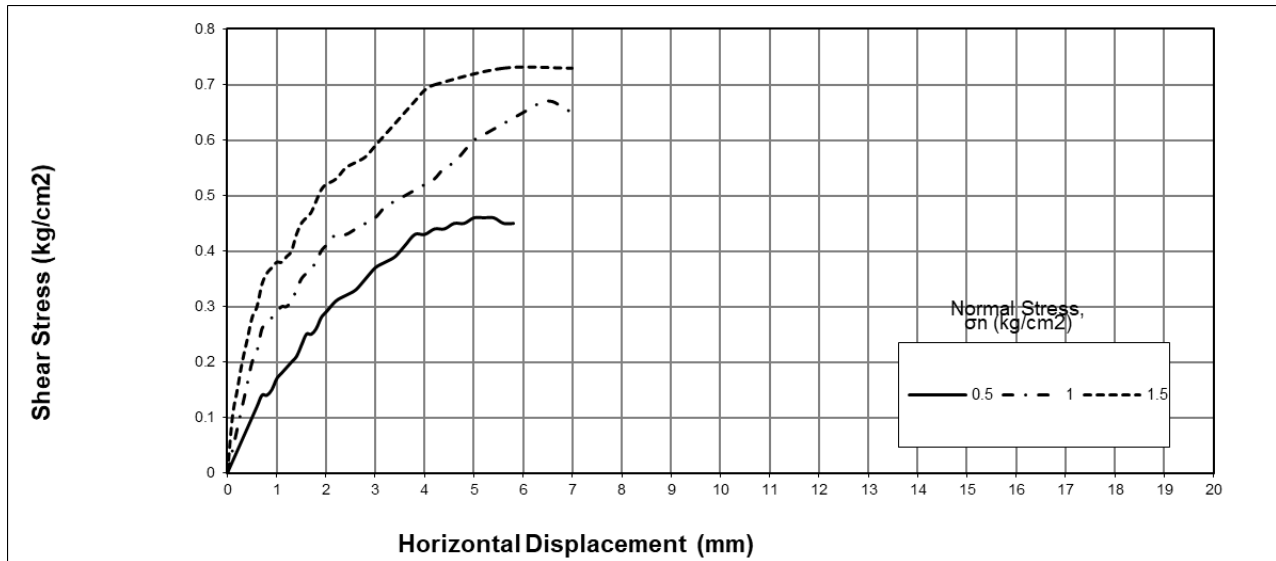
10*10*3	ابعاد قالب برش (cm):	11	عمق (m):	BH-2	شماره گمانه:	S-144	شماره نمونه:
تحکیم نشده	نوع تحکیم:	اشباع شده	نوع اشباع:	دست خورده	نوع نمونه:	تند	روش آزمایش:
0	زمان تحکیم (h):	12	زمان اشباع (h):	3	ارتفاع (cm):	1.25	سرعت دستگاه (mm/min):
22.5				درصد رطوبت (%):	1.76	وزن مخصوص خشک (gr/cm3):	



Normal at failure σ_n (kg/cm ²)	Shear at failure τ (kg/cm ²)	Cohesion Resistance C (kg/cm ²)	Angle of friction ϕ (degree)
0.50	0.46	0.26	25
1.00	0.79		
1.50	0.92		

Test-5

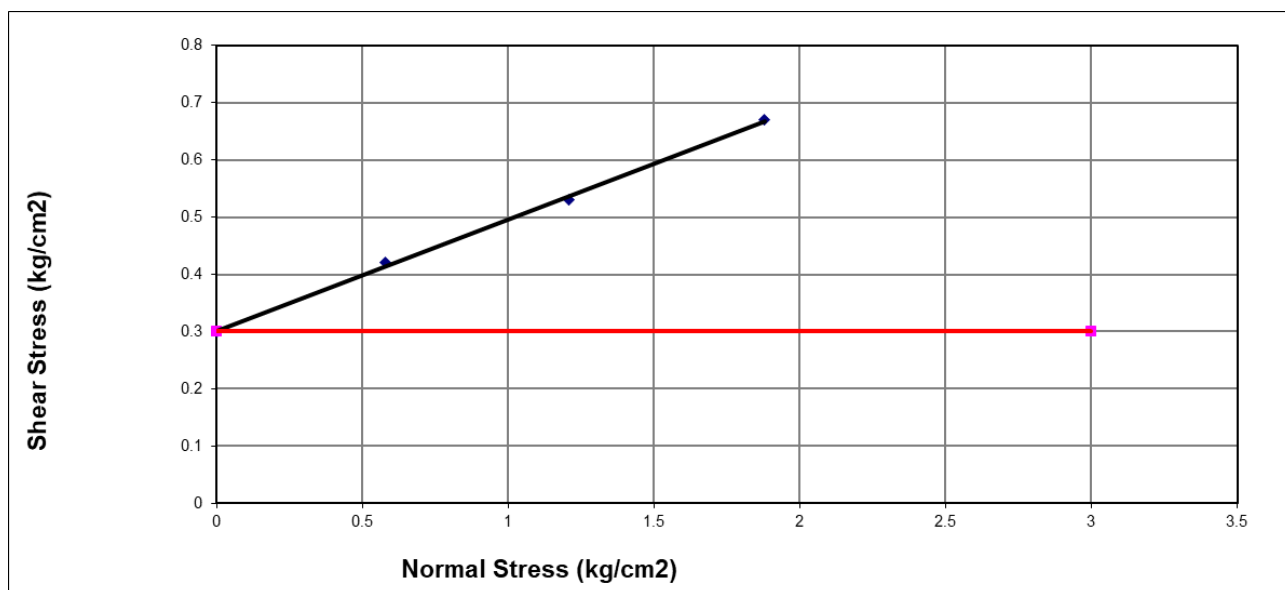
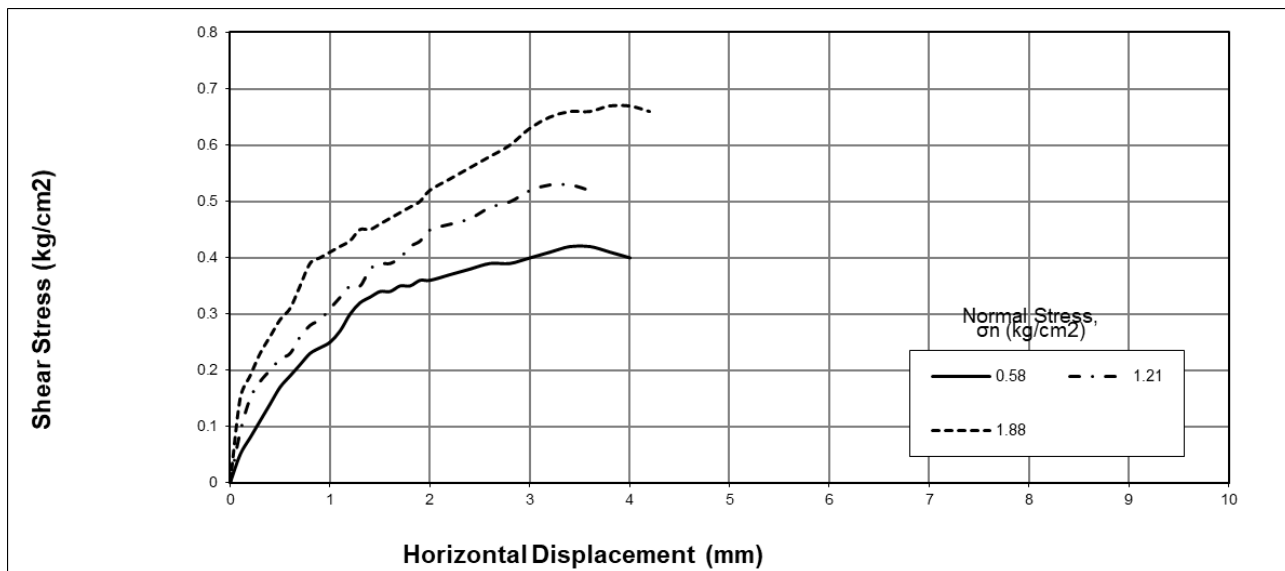
10*10*3	ابعاد قالب برش (cm):	15	عمق (m):	BH-3	شماره گمانه:	S-147	شماره نمونه:
تحریم شده	نوع تحریم:	اشباع شده	نوع اشباع:	دست نخورده	نوع نمونه:	کند	روش آزمایش:
24	زمان تحریم (h):	8	زمان اشباع (h):	3	ارتفاع (cm):	1.25	سرعت دستگاه (mm/min):
26.2				درصد رطوبت (%):	1.72	وزن مخصوص خشک (gr/cm3):	



Normal at failure σ_n (kg/cm ²)	Shear at failure τ (kg/cm ²)	Cohesion Resistance C (kg/cm ²)	Angle of friction ϕ (degree)
0.50	0.46	0.35	15
1.00	0.67		
1.50	0.73		

Test-6

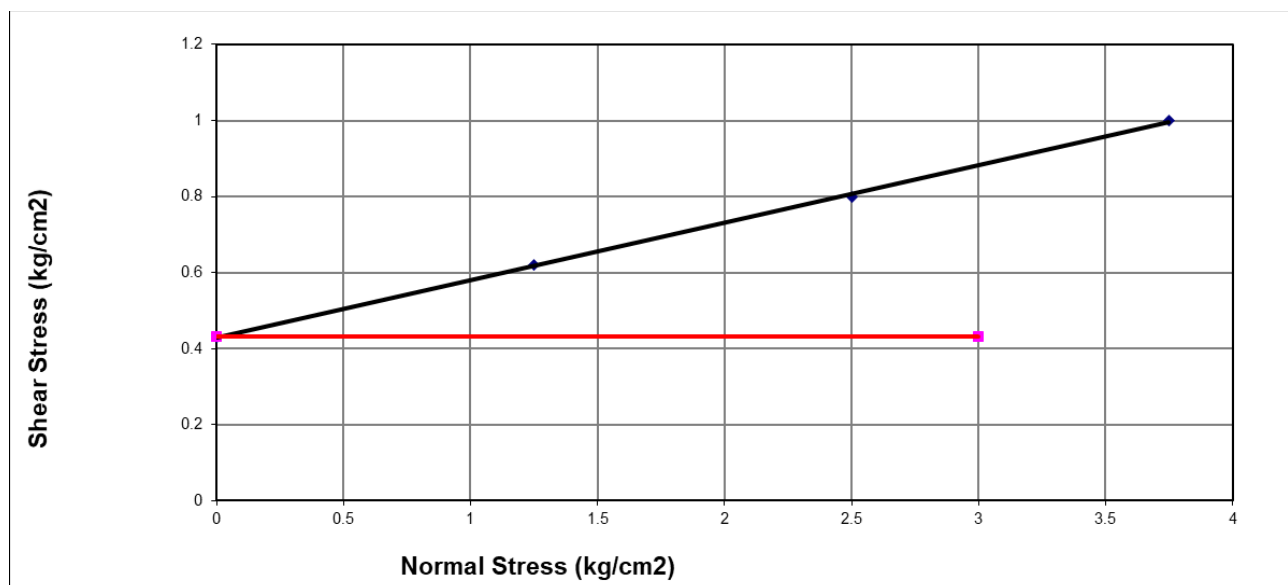
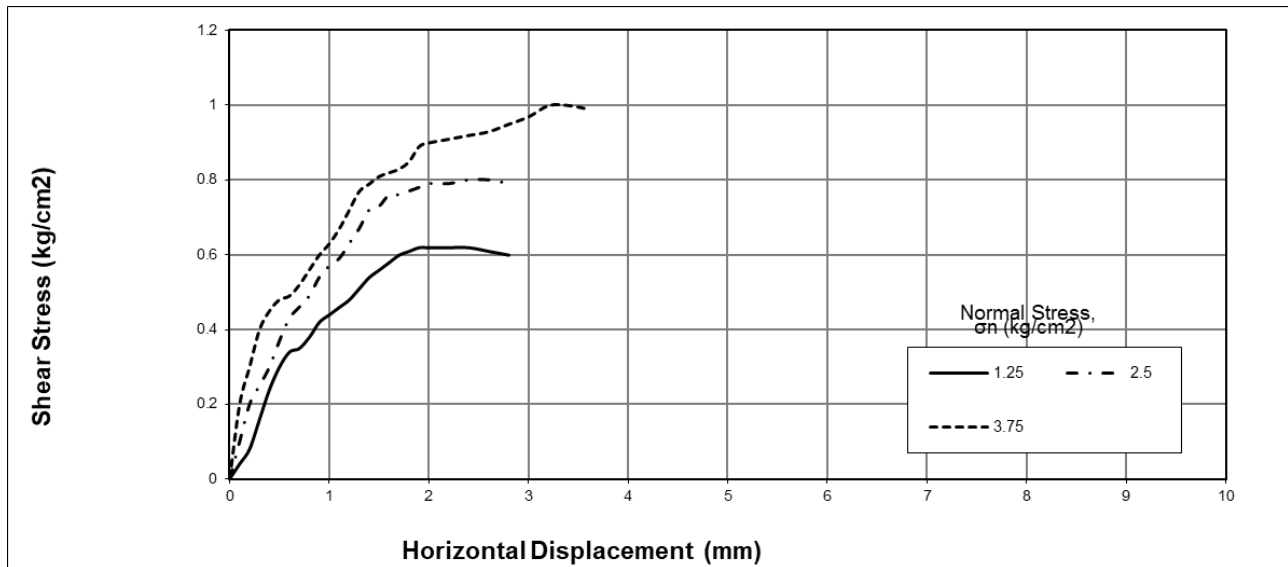
10*10*3	ابعاد قالب برش (cm):	19	عمق (m):	BH-3	شماره گمانه:	S-145	شماره نمونه:
تحکیم شده	نوع تحکیم:	اشباع شده	نوع اشباع:	دست نخورده	نوع نمونه:	کند	روش آزمایش:
24	زمان تحکیم (h):	12	زمان اشباع (h):	3	ارتفاع (cm):	1.25	سرعت دستگاه (mm/min):
23.2				درصد رطوبت (%):	1.84	وزن مخصوص خشک (gr/cm3):	



Normal at failure σ_n (kg/cm ²)	Shear at failure τ (kg/cm ²)	Cohesion Resistance C (kg/cm ²)	Angle of friction ϕ (degree)
0.58	0.42	0.3	11
1.21	0.53		
1.88	0.67		

Test-7

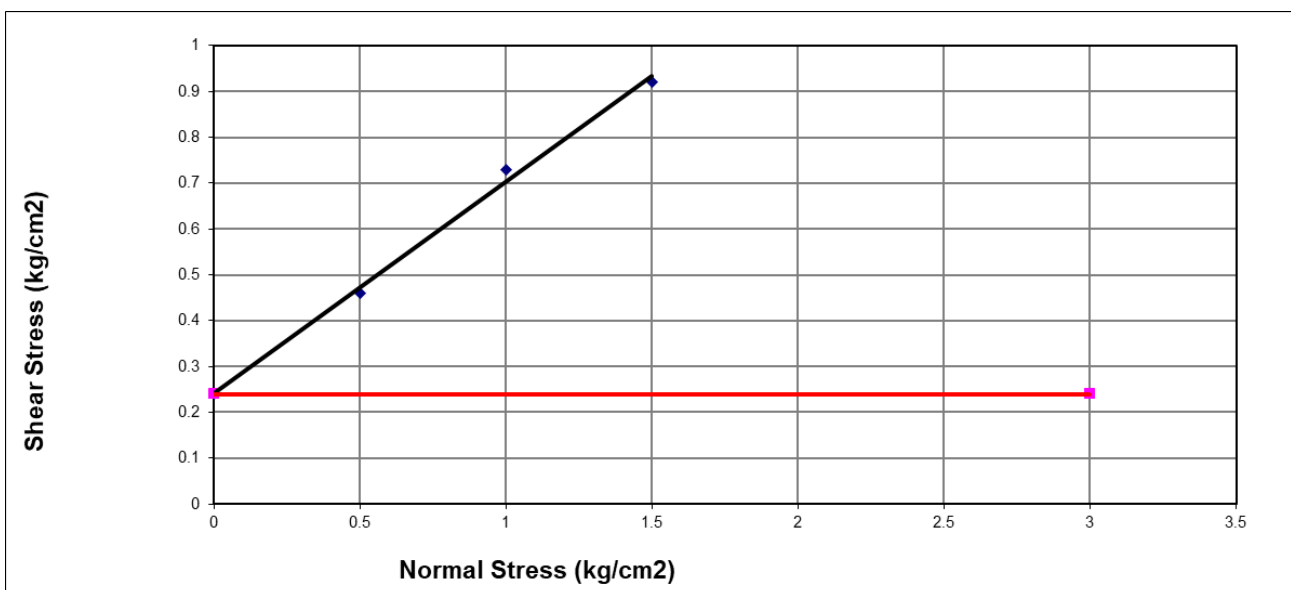
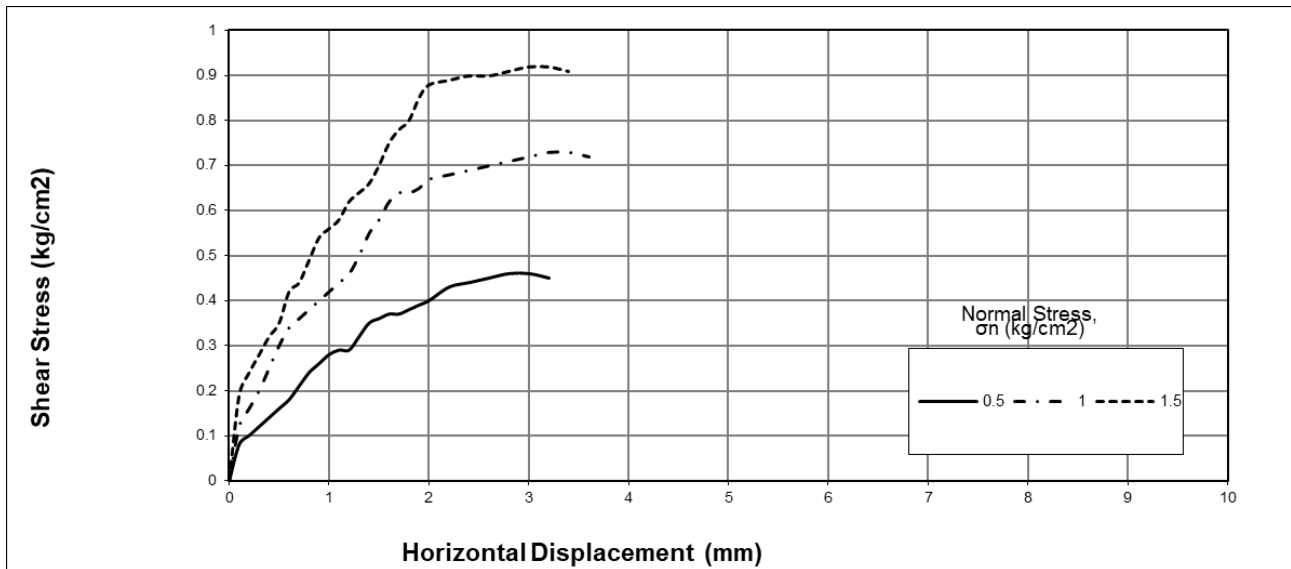
10*10*3	ابعاد قالب برش (cm):	21	عمق (m):	BH-3	شماره گمانه:	S-146	شماره نمونه:
تحکیم شده	نوع تحکیم:	اشباع شده	نوع اشباع:	دست نخورده	نوع نمونه:	کند	روش آزمایش:
24	زمان تحکیم (h):	8	زمان اشباع (h):	3	ارتفاع (cm):	1.25	سرعت دستگاه (mm/min):
26				درصد رطوبت (%):	1.85	وزن مخصوص خشک (gr/cm3):	



Normal at failure σ_n (kg/cm ²)	Shear at failure τ (kg/cm ²)	Cohesion Resistance C (kg/cm ²)	Angle of friction ϕ (degree)
1.25	0.62	0.43	9
2.50	0.80		
3.75	1.00		

Test-8

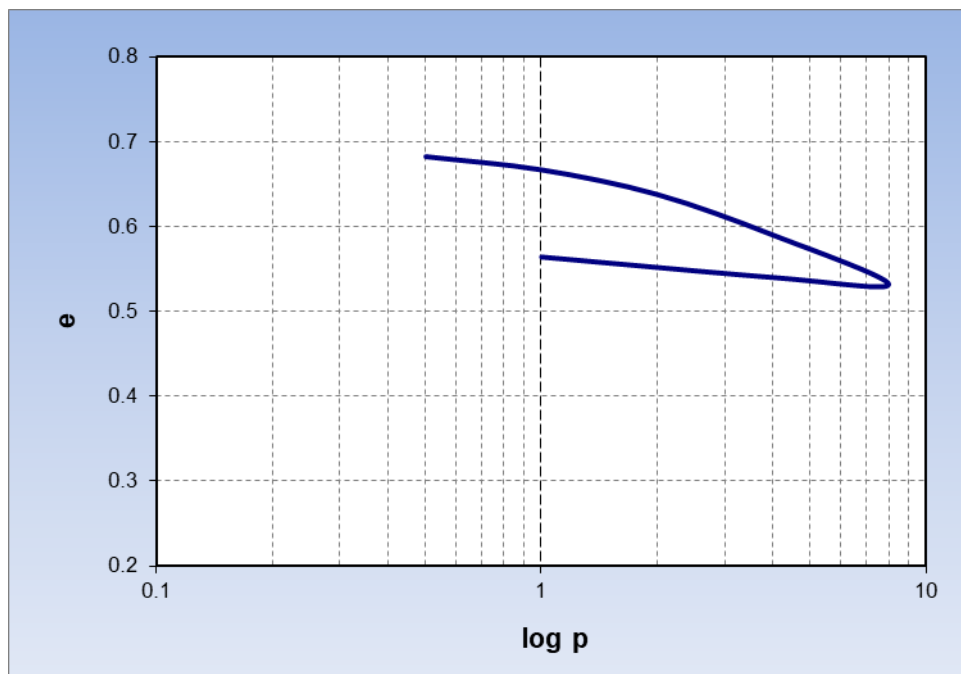
10*10*3	ابعاد قالب برش (cm):	28	عمق (m):	BH-3	شماره گمانه:	S-148	شماره نمونه:
تحکیم نشده	نوع تحکیم:	اشباع شده	نوع اشباع:	دست خورده	نوع نمونه:	تند	روش آزمایش:
0	زمان تحکیم (h):	24	زمان اشباع (h):	3	ارتفاع (cm):	1.25	سرعت دستگاه (mm/min):
				33.2	درصد رطوبت (%):	1.78	وزن مخصوص خشک (gr/cm3):



Normal at failure σ_n (kg/cm ²)	Shear at failure τ (kg/cm ²)	Cohesion Resistance C (kg/cm ²)	Angle of friction ϕ (degree)
0.50	0.46	0.24	25
1.00	0.73		
1.50	0.92		

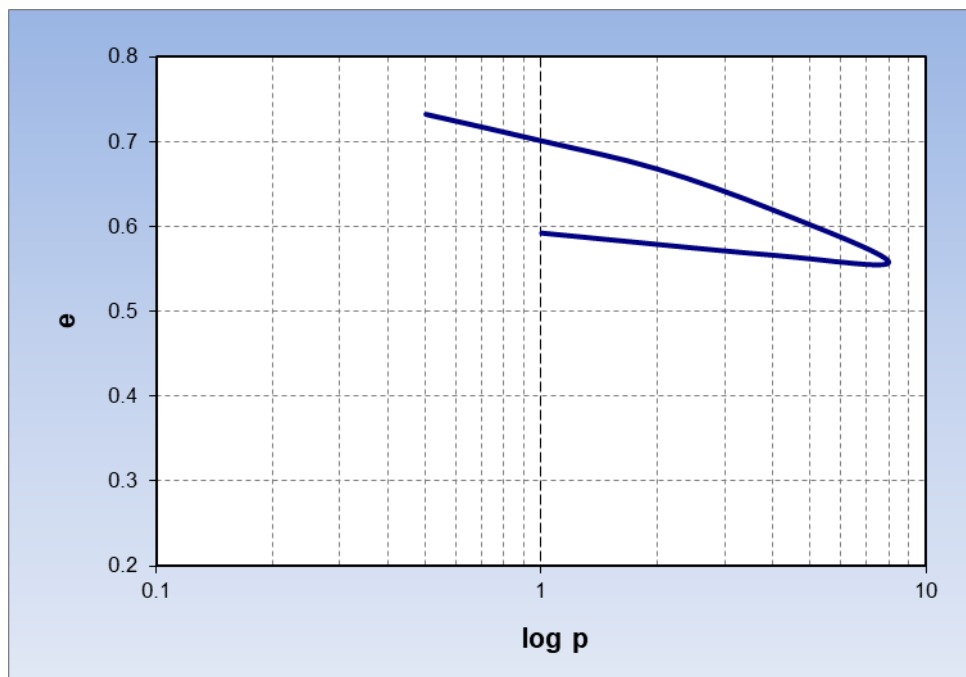
Test-1

BH-1 Depth=4m				روش جذر زمان		
p (kg/cm ²) بارگذاری	ارتفاع نهایی Ht (mm)	تغییر ارتفاع نمونه ΔH (mm)	نسبت منافذ نهایی e	mv (cm ² /Kg) ضریب تغییر حجم	ضریب تحکیم (cm ² /sec) Cv	k (cm/s) ضریب نفوذپذیری
0.0	18.60		0.6944			
0.25	18.52	0.08	0.6862	1.69E-01	6.53E-03	1.11E-07
0.5	18.49	0.03	0.6830	7.13E-02	2.54E-03	1.81E-08
1	18.31	0.18	0.6674	1.95E-02	2.74E-03	5.34E-08
2	17.99	0.32	0.6384	1.76E-02	2.14E-03	3.77E-08
4	17.46	0.53	0.5906	1.46E-02	2.86E-03	4.17E-08
8	16.82	0.64	0.5325	9.13E-02	1.59E-03	1.46E-08
unload 4	16.91	-0.09	0.5406			
unload1	17.18	-0.27	0.5647			



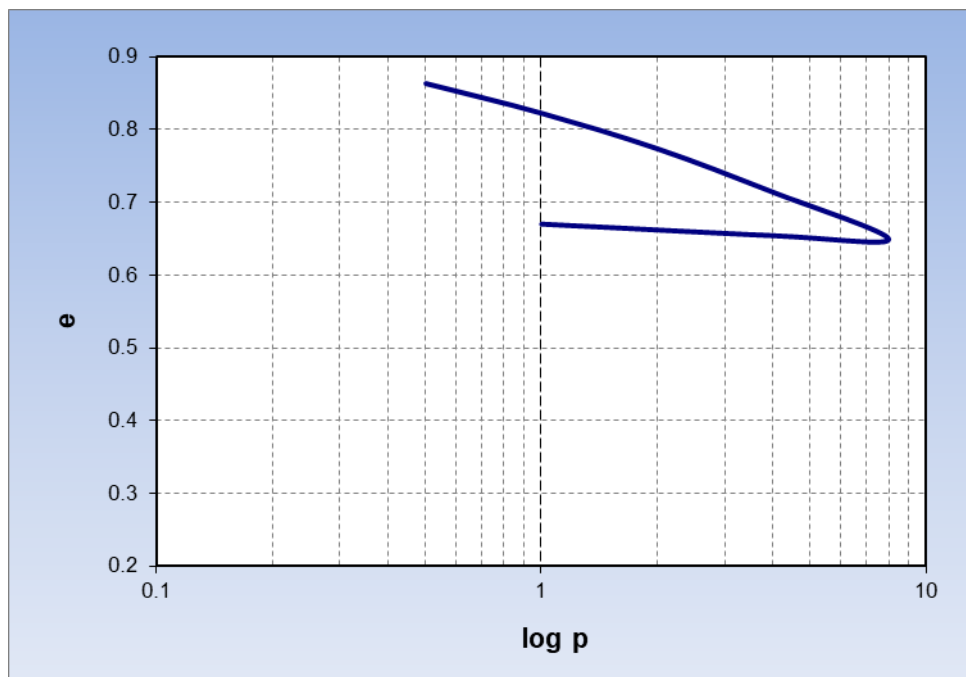
Test-2

BH-2 Depth=8m				روش جذر زمان		
p (kg/cm2) بارگذاری	ارتفاع نهایی Ht (mm)	تغییر ارتفاع نمونه ΔH (mm)	نسبت منافذ نهایی e	mv (cm2/Kg) ضریب تغییر حجم	ضریب تحکیم (cm2/sec) Cv	k (cm/s) ضریب نفوذپذیری
0.0	17.80		0.7324			
0.25	17.76	0.04	0.7286	9.70E-03	4.04E-03	3.92E-08
0.5	17.71	0.05	0.7235	1.09E-02	4.18E-03	4.54E-08
1	17.48	0.23	0.7014	2.61E-02	2.54E-03	6.63E-08
2	17.14	0.34	0.6688	1.92E-02	2.64E-03	5.06E-08
4	16.65	0.49	0.6200	1.44E-02	2.31E-03	3.32E-08
8	16.02	0.63	0.5591	9.38E-03	1.10E-03	1.03E-08
unload 4	16.10	-0.08	0.5674			
unload1	16.37	-0.27	0.5936			



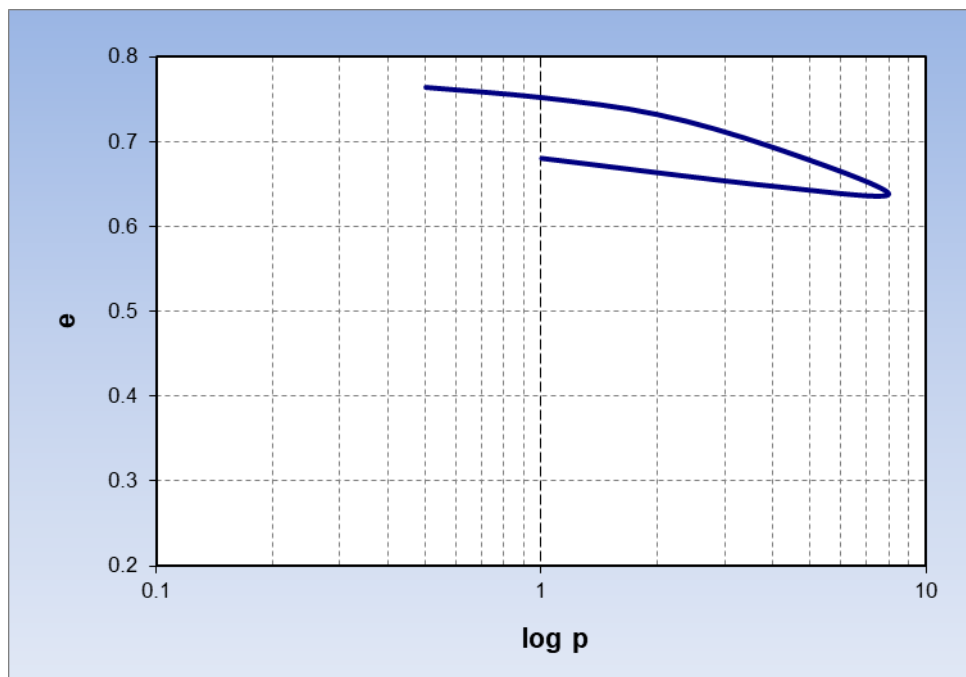
Test-3

BH-2 Depth=14m				روش جذر زمان		
p (kg/cm2) بارگذاری	ارتفاع نهایی Ht (mm)	تغییر ارتفاع نمونه ΔH (mm)	نسبت منافذ نهایی e	mv (cm2/Kg) ضریب تغییر حجم	ضریب تحکیم (cm2/sec) Cv	k (cm/s) ضریب نفوذپذیری
0.0	17.80		0.9294			
0.25	17.37	0.04	0.8835	9.65E-02	1.78E-03	1.71E-07
0.5	17.20	0.05	0.8642	3.92E-02	5.12E-04	2.01E-08
1	16.82	0.23	0.8230	4.40E-02	5.85E-04	2.57E-08
2	16.36	0.34	0.7741	2.72E-02	5.48E-04	1.49E-08
4	15.81	0.49	0.7147	1.68E-02	1.14E-03	1.92E-08
8	15.22	0.63	0.6490	9.44E-03	1.07E-03	1.01E-08
unload 4	15.26	-0.08	0.6542			
unload1	15.41	-0.27	0.6708			



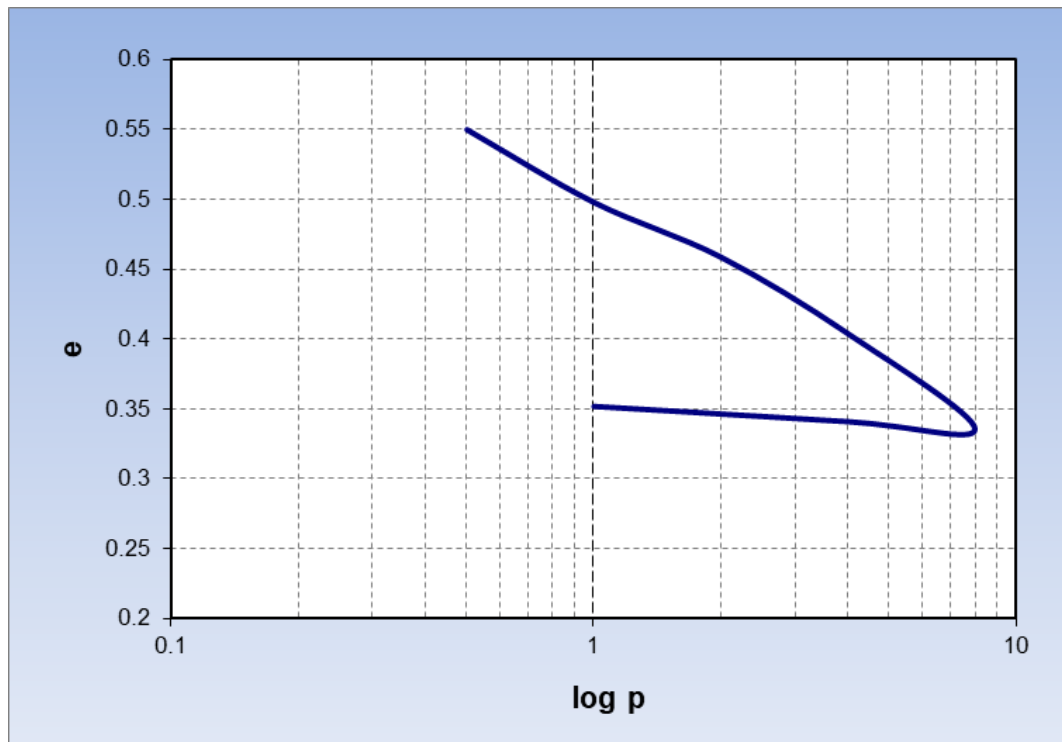
Test-4

BH-3 Depth=4m				روش جذر زمان		
p (kg/cm2) بارگذاری	ارتفاع نهایی Ht (mm)	تغییر ارتفاع نمونه ΔH (mm)	نسبت منافذ نهایی e	mv (cm2/Kg) ضریب تغییر حجم	ضریب تحکیم (cm2/sec) Cv	k (cm/s) ضریب نفوذپذیری
0.0	18.20		0.7966			
0.25	18.32	0.12	0.7861	2.57E-02	8.05E-03	2.07E-07
0.5	18.36	0.04	0.7648	8.87E-02	7.03E-03	6.24E-08
1	18.23	0.13	0.7526	1.36E-02	3.09E-03	4.19E-08
2	18.02	0.21	0.7320	1.17E-02	3.44E-03	4.02E-08
4	17.62	0.60	0.6930	1.11E-02	4.40E-03	4.90E-08
8	17.04	0.58	0.6382	8.15E-03	1.81E-03	1.48E-08
unload 4	17.14	-0.10	0.6475			
unload1	17.46	-0.32	0.6808			



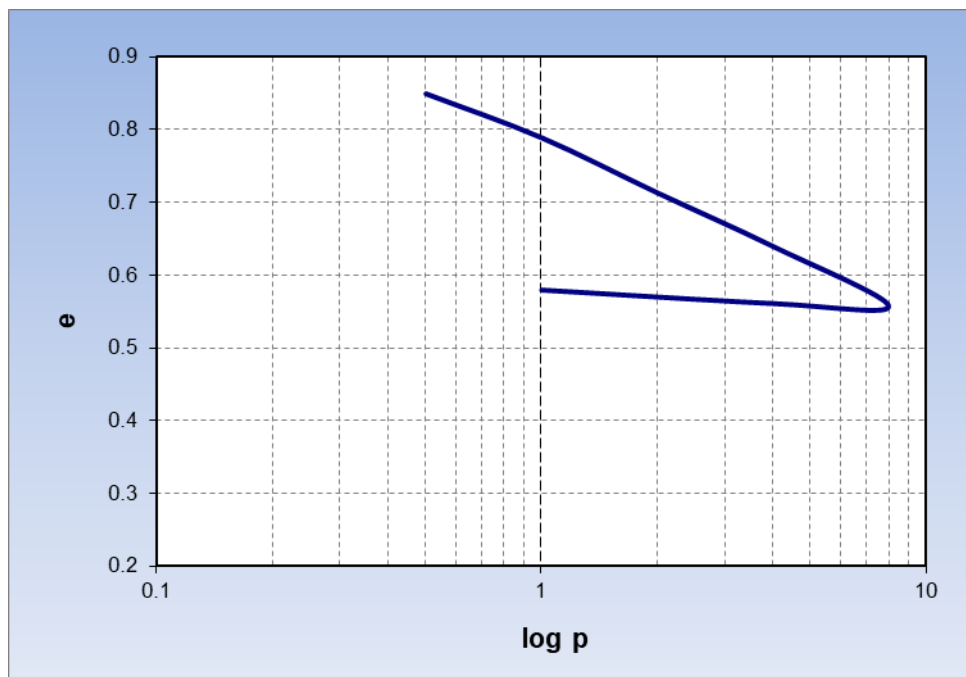
Test-5

BH-3 Depth=9m				روش جذر زمان		
p (kg/cm2) بارگذاری	ارتفاع نهایی Ht (mm)	تغییر ارتفاع نمونه ΔH (mm)	نسبت منافذ نهایی e	mv (cm2/Kg) ضریب تغییر حجم	ضریب تحکیم (cm2/sec) Cv	k (cm/s) ضریب نفوذپذیری
0.0	20.60		0.7341			
0.25	19.56	1.04	0.6465	9.51E-03	2.04E-03	3.82E-08
0.5	18.44	1.12	0.5523	4.32E-03	2.17E-03	4.52E-08
1	17.80	0.64	0.4984	5.41E-03	1.57E-03	5.97E-08
2	17.33	0.47	0.4588	4.92E-03	1.73E-03	5.20E-08
4	16.68	0.65	0.4041	4.27E-03	1.97E-03	3.92E-08
8	15.87	0.81	0.3359	3.66E-03	2.21E-03	1.45E-08
unload 4	15.89	-0.02	0.3412			
unload1	16.05	-0.16	0.3521			



Test-6

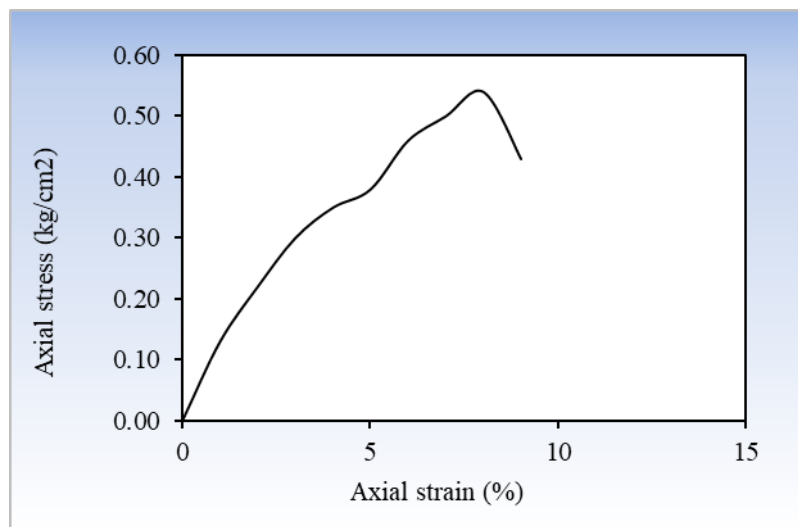
BH-3 Depth=19m				روش جذر زمان		
p (kg/cm2) بارگذاری	ارتفاع نهایی Ht (mm)	تغییر ارتفاع نمونه ΔH (mm)	نسبت منافذ نهایی e	mv (cm2/Kg) ضریب تغییر حجم	ضریب تحکیم (cm2/sec) Cv	k (cm/s) ضریب نفوذپذیری
0.0	19.80		0.9492			
0.25	19.04	0.76	0.8741	1.54E-01	1.33E-03	2.05E-07
0.5	18.78	0.62	0.8487	5.44E-02	6.72E-03	3.66E-07
1	18.16	0.62	0.7885	6.55E-02	3.85E-04	2.52E-08
2	17.41	0.75	0.7130	4.15E-02	5.51E-04	2.29E-08
4	16.65	0.76	0.6395	2.17E-02	7.83E-04	1.70E-08
8	15.81	0.84	0.5574	1.25E-02	7.64E-04	9.58E-09
unload 4	15.86	-0.05	0.5611			
unload1	16.05	-0.19	0.5796			



UNCONFINED COMPRESSION TEST

Borhole No. : BH-1	Moisture Contant (%): 14.0
Depth of Sample: 3m	Density (g/cm^3): 1.70
Sample type: Undisturbed	Hight (mm): 96
	Diameter (mm): 48

Test-1

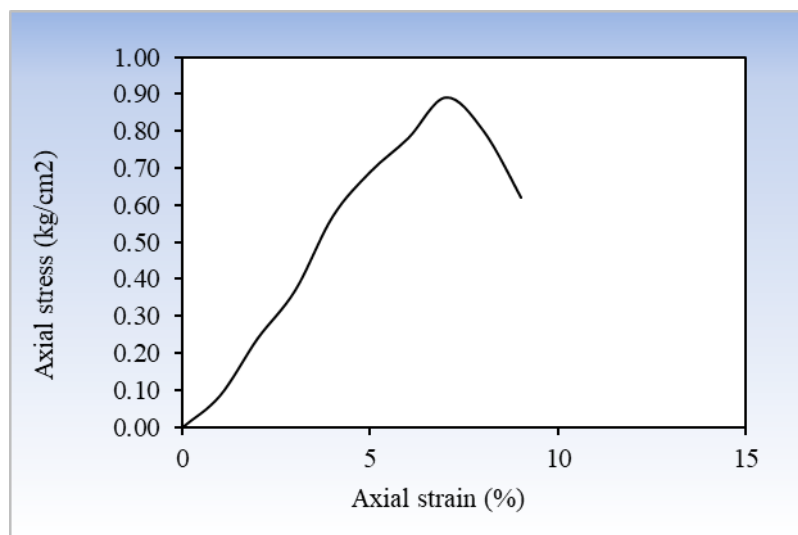


Borhole No	Depth	q_u	Cu
BH-1	3	0.54	0.27

UNCONFINED COMPRESSION TEST

Borhole No. : BH-1	Moisture Content (%): 19.8
Depth of Sample: 7m	Density (g/cm^3): 1.75
Sample type: Remolded	Height (mm): 96
	Diameter (mm): 48

Test-2

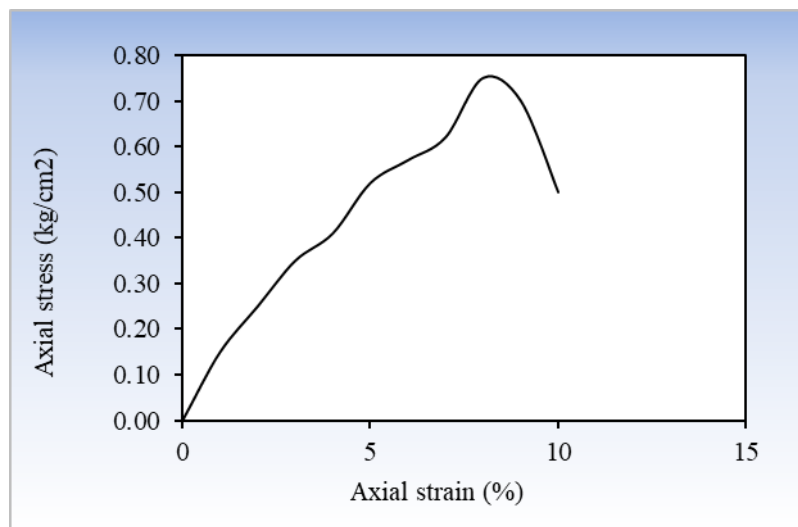


Borhole No	Depth	q_u	Cu
BH-1	7	0.89	0.45

UNCONFINED COMPRESSION TEST

Borhole No. : BH-2	Moisture Content (%): 13.2
Depth of Sample: 5m	Density (g/cm^3): 1.73
Sample type: Remolded	Height (mm): 96
	Diameter (mm): 48

Test-3

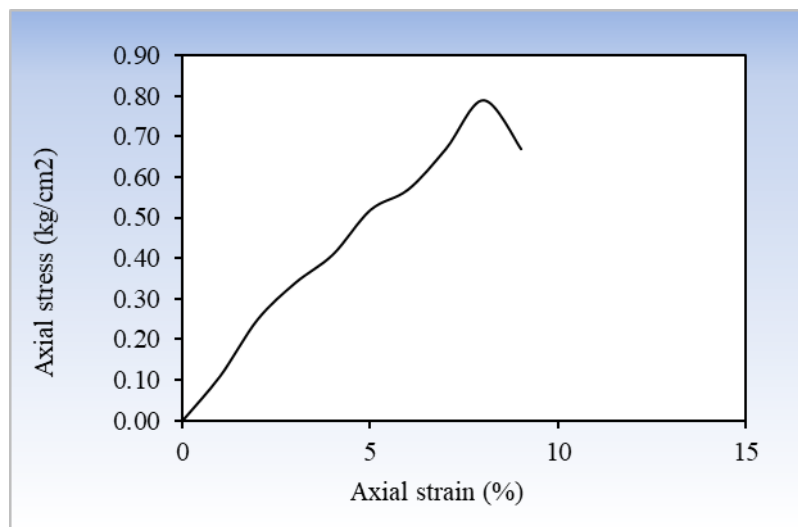


Borhole No	Depth	q_u	Cu
BH-2	5	0.75	0.37

UNCONFINED COMPRESSION TEST

Borhole No. : BH-2	Moisture Content (%): 25.8
Depth of Sample: 13m	Density (g/cm^3): 1.75
Sample type: Undisturbed	Height (mm): 96
	Diameter (mm): 48

Test-4

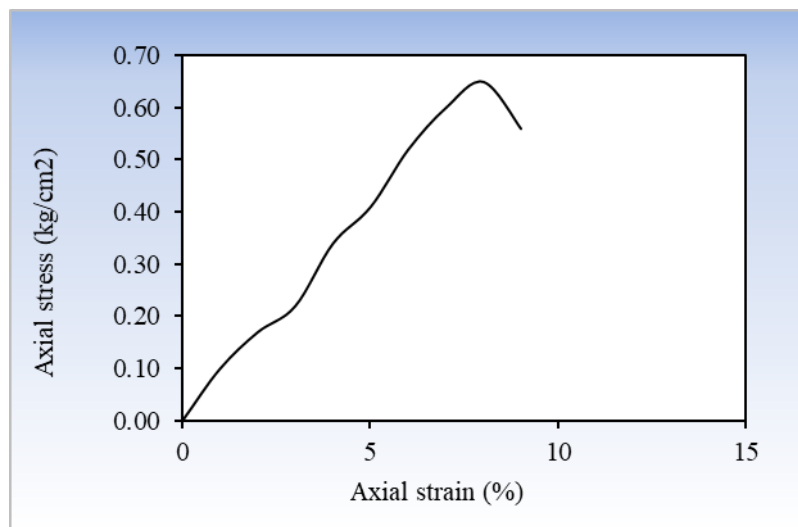


Borhole No	Depth	q_u	Cu
BH-2	13	0.78	039

UNCONFINED COMPRESSION TEST

Borhole No. : BH-3	Moisture Content (%): 13.5
Depth of Sample: 4m	Density (g/cm^3): 1.73
Sample type: Undisturbed	Height (mm): 96
	Diameter (mm): 48

Test-5

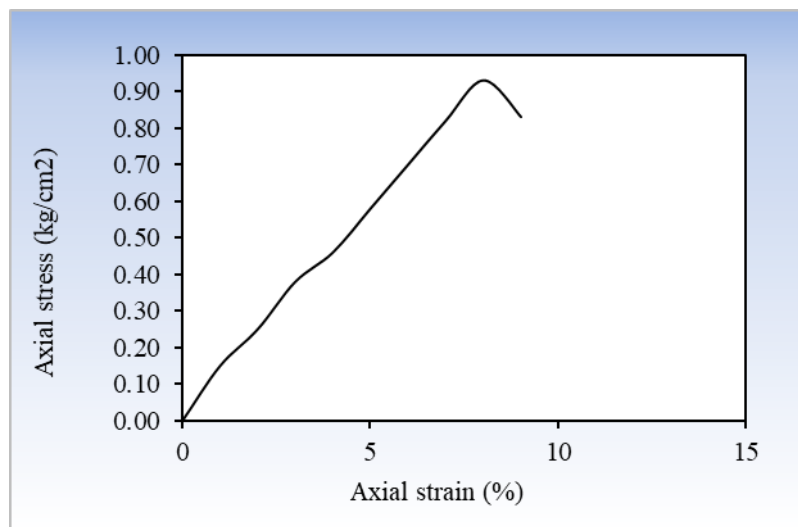


Borhole No	Depth	q_u	Cu
BH-3	4	0.65	0.32

UNCONFINED COMPRESSION TEST

Borhole No. : BH-3	Moisture Content (%): 25.7
Depth of Sample: 11m	Density (g/cm^3): 1.78
Sample type: Remolded	Height (mm): 96
	Diameter (mm): 48

Test-6

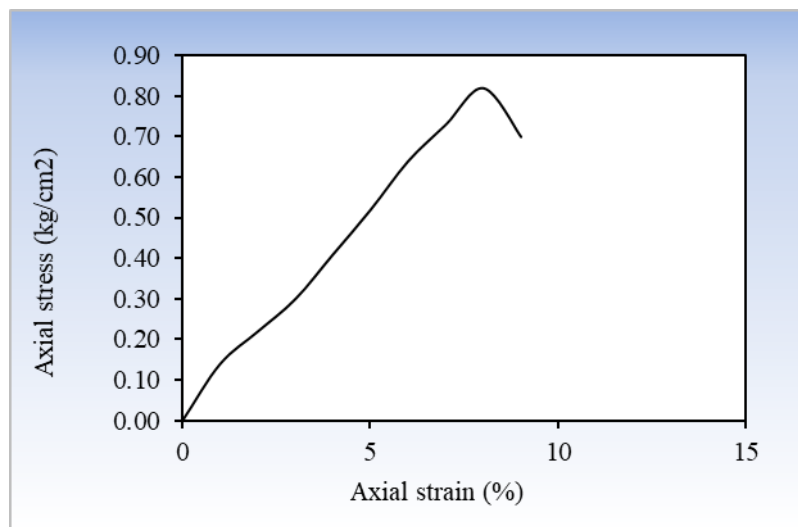


Borhole No	Depth	q_u	Cu
BH-3	11	0.93	0.46

UNCONFINED COMPRESSION TEST

Borhole No. : BH-3	Moisture Content (%): 26.2
Depth of Sample: 15m	Density (g/cm^3): 1.77
Sample type: Undisturbed	Height (mm): 96
	Diameter (mm): 48

Test-7

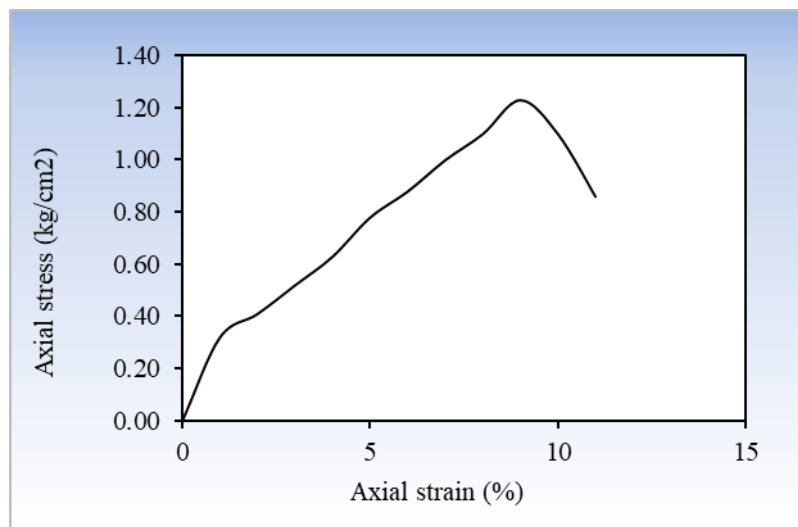


Borhole No	Depth	q_u	Cu
BH-3	15	0.82	0.41

UNCONFINED COMPRESSION TEST

Borhole No. : BH-3	Moisture Content (%): 23.2
Depth of Sample: 19m	Density (g/cm^3): 1.80
Sample type: Remolded	Height (mm): 96
	Diameter (mm): 48

Test-8

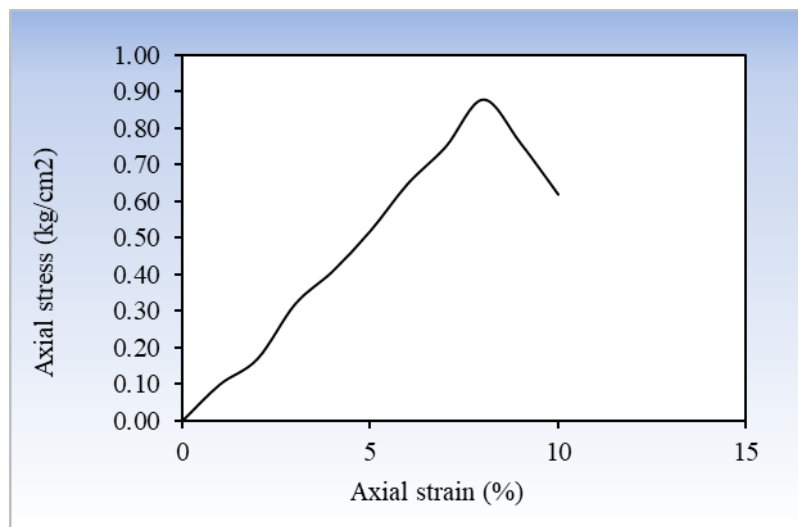


Borhole No	Depth	q_u	Cu
BH-3	19	1.23	0.61

UNCONFINED COMPRESSION TEST

Borhole No. : BH-3	Moisture Content (%): 33.2
Depth of Sample: 27m	Density (g/cm^3): 1.77
Sample type: Remolded	Height (mm): 96
	Diameter (mm): 48

Test-9



Borhole No	Depth	q_u	Cu
BH-3	27	0.88	0.44

بررسی گود برداری:

در شرایطی که شیب دیواره β برابر ۹۰ درجه باشد:

جدول ۷-۳-۱ ارزیابی خطر گود با دیوار قائم			
مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی همسایه	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ۶ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ۶ تا ۲۰ متر	بین صفر تا ۲۰ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۲۰ متر	بیشتر از ۲۰ متر	بسیار زیاد

h عمق گود مورد نظر است و h_c عمق بحرانی بر اساس تخمین اولیه C و ϕ به دست آید.

$$h_c = \frac{\gamma C}{\gamma \sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

h_c عمق بحرانی گود برداری بر حسب متر، C چسبندگی خاک بر حسب کیلو پاسکال، γ وزن مخصوص خاک بر حسب کیلونیوتن بر متر مکعب، K_a ضریب فشار افقی زمین در حالت محرک و q تنش ناشی از سربار گود بر حسب کیلو پاسکال می باشد.

عمق گود ۰/۵ متر

خطر گود	h/h_c	h_c	h (m)	C (kpa)	K_a	γ (kn/m ³)	q (kpa)	تعداد طبقات	پلاک
معمولی	۰.۱	۳.۴۵	۰.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۱۰	خیابان	شمالی
معمولی	۰.۱	۳.۴۵	۰.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۱۰	زمین خالی	جنوبی
معمولی	۰.۲	۲.۸۹	۰.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۲۰	۲	شرقی
معمولی	۰.۲	۲.۸۹	۰.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۲۰	۲	غربی

عمق گود ۱ متر

خطر گود	h/h_c	h_c	h (m)	C (kpa)	K_a	γ (kn/m ³)	q (kpa)	تعداد طبقات	پلاک
معمولی	۰.۳	۳.۴۵	۱.۰	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۱۰	خیابان	شمالی
معمولی	۰.۳	۳.۴۵	۱.۰	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۱۰	زمین خالی	جنوبی
معمولی	۰.۳	۲.۸۹	۱.۰	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۲۰	۲	شرقی
معمولی	۰.۳	۲.۸۹	۱.۰	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۲۰	۲	غربی

عمق گود ۱/۵ متر

خطر گود	h/hc	hc	h (m)	C(kpa)	ka	γ (kn/m ³)	q (kpa)	تعداد طبقات	پلاک
معمولی	۰.۴	۳.۴۵	۱.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۱۰	خیابان	شمالی
معمولی	۰.۴	۳.۴۵	۱.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۱۰	زمین خالی	جنوبی
زیاد	۰.۵	۲.۸۹	۱.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۲۰	۲	شرقی
زیاد	۰.۵	۲.۸۹	۱.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۲۰	۲	غربی

عمق گود ۲ متر

خطر گود	h/hc	hc	h (m)	C(kpa)	ka	γ (kn/m ³)	q (kpa)	تعداد طبقات	پلاک
زیاد	۰.۶	۳.۴۵	۲.۰	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۱۰	خیابان	شمالی
زیاد	۰.۶	۳.۴۵	۲.۰	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۱۰	زمین خالی	جنوبی
زیاد	۰.۷	۲.۸۹	۲.۰	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۲۰	۲	شرقی
زیاد	۰.۷	۲.۸۹	۲.۰	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۲۰	۲	غربی

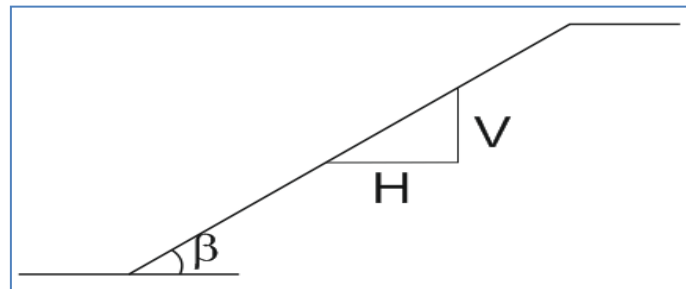
عمق گود ۲/۵ متر

خطر گود	h/hc	hc	h (m)	C(kpa)	ka	γ (kn/m ³)	q (kpa)	تعداد طبقات	پلاک
زیاد	۰.۷	۳.۴۵	۲.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۱۰	خیابان	شمالی
زیاد	۰.۷	۳.۴۵	۲.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۱۰	زمین خالی	جنوبی
زیاد	۰.۹	۲.۸۹	۲.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۲۰	۲	شرقی
زیاد	۰.۹	۲.۸۹	۲.۵	۲۵.۰	۰.۴۹	۱۷.۸	۲۰	۲	غربی

در شرایطی که شیب دیواره β زاویه ای غیر از 90° درجه داشته باشد آنگاه عمق بحرانی:

به منظور تعیین شیب پایدار گودبرداری می توان از رابطه زیر استفاده نمود. در این رابطه (β) شیب گودبرداری و H_{cr} ارتفاع پایدار گودبرداری به صورت شیبدار می باشد.

$$H_{cr} = \frac{C_d}{\gamma} \left(\frac{\sin \beta \cdot \cos \varphi_d}{1 - \cos(\beta - \varphi_d)} \right) - \frac{q}{\gamma}$$



زاویه 45° درجه

پلاک	تعداد طبقات	q (kpa)	γ (kn/m ³)	C(kpa)	h (m)	hcr (m)
شمالی	خیابان	۱۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۱۹.۴
جنوبی	زمین خالی	۱۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۱۹.۴
شرقی	۲	۲۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۱۸.۸
غربی	۲	۲۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۱۸.۸

زاویه 60° درجه

پلاک	تعداد طبقات	q (kpa)	γ (kn/m ³)	C(kpa)	h (m)	hcr (m)
شمالی	خیابان	۱۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۹.۲
جنوبی	زمین خالی	۱۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۹.۲
شرقی	۲	۲۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۸.۷
غربی	۲	۲۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۸.۷

زاویه ۷۵ درجه

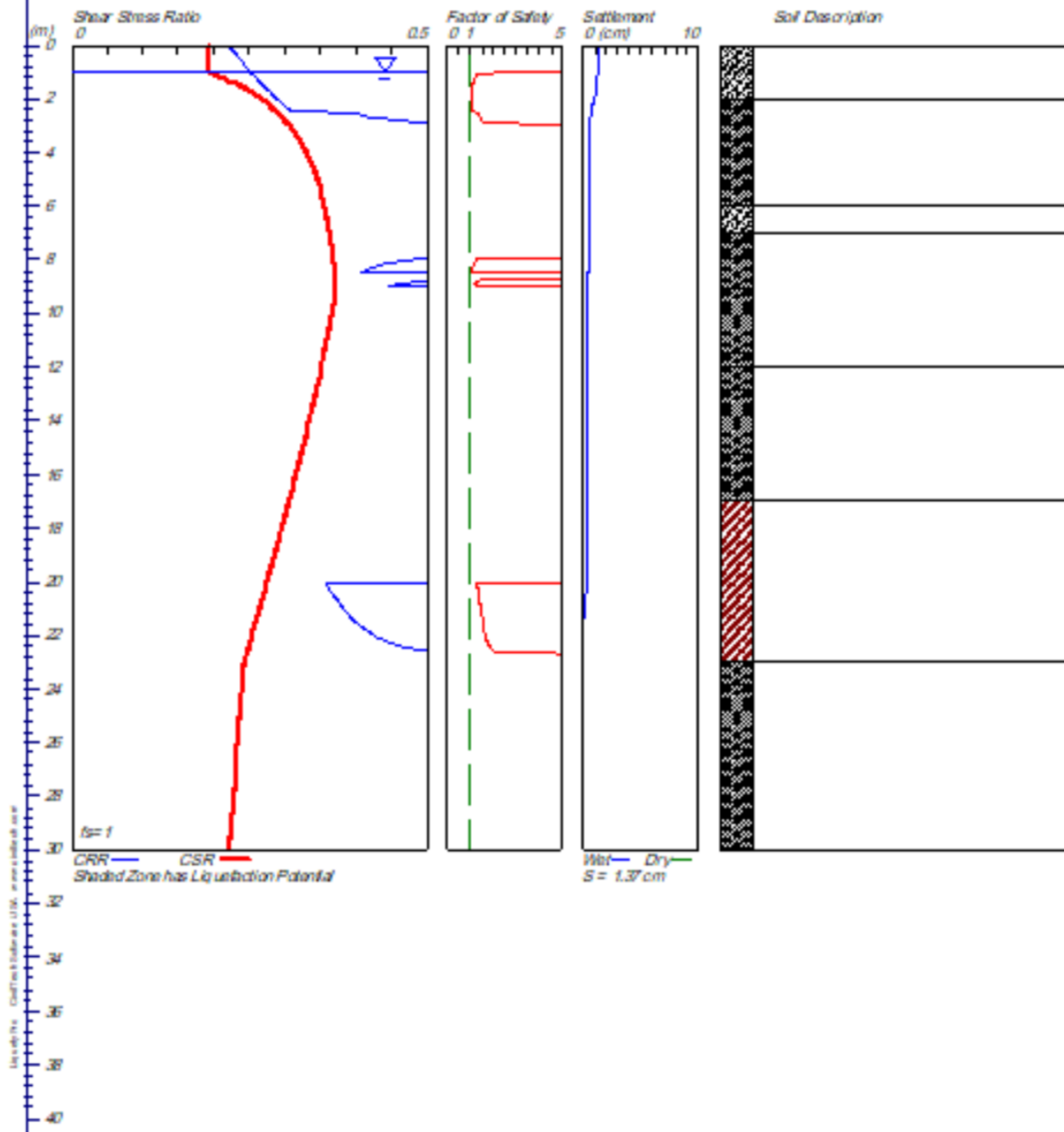
پلاک	تعداد طبقات	q (kpa)	γ (kn/m ³)	C(kpa)	h (m)	hcr (m)
شمالی	خیابان	۱۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۵.۴
جنوبی	زمین خالی	۱۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۵.۴
شرقی	۲	۲۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۴.۹
غربی	۲	۲۰	۱۷.۸	۲۵.۰	۲.۵	۴.۹

LIQUEFACTION ANALYSIS

Chamran

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

Magnitude=7.3
Acceleration=0.3g



CivilTech Corporation

Rasht Lakan

Plate A-1

شماره پروانه اشتغال مهندسی:
۱۸-۱۱-۰۰۹۰