

شرکت آزمایشگاه خاک نمک آبرود خاک

گزارش مطالعات مکانیک خاک

پروژه: مجتمع مسکونی

کارفرما: آقای محمد اسماعیل زاده

آدرس: شهرستان چالوس، رادیو دریا، ساحل آرام

شهریور ۱۴۰۵



مکانیک



درگاه ملی مجوزهای کسب و کار



جمهوری اسلامی ایران

شماره پروانه: ۱۸-۱۲-۰۰۲۰۰

وزارت راه و شهرسازی

پروانه اشتغال به کار خدمات فنی آزمایشگاهی

«شخص حقوقی»



پایه:

به	ژئوتکنیک
به	بتن
به	جوش

فرزانه صادق

وزیر راه و شهرسازی

امضاء: علی دهنسالار

مدیر کل راه و شهرسازی استان مازندران

در اجرای مواد ۱ و ۲ و ۴ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان و مواد ۴ و ۱۰
آیین نامه اجرایی آن و شیوه نامه تشخیص صلاحیت و صدور پروانه
اشتغال به کار شرکت های خدمات فنی آزمایشگاهی

این پروانه به نام شرکت آزمایشگاهی نمک آبرود خاک- مسئولیت محدود

به شماره ثبت: ۳۵۲۶ تاریخ تاسیس: ۱۴۰۲/۰۸/۱۵

عضو حقوقی سازمان نظام مهندسی ساختمان استان: مازندران

به شماره عضویت: ۰۰۱۱۳۶ - ح - ۰۱۲

به مدیریت: آقای اشکان آلوگر

به شماره ملی: ۴۸۳۹۹۳۹۵۳۵ صادره از: چالوس

متولد سال: ۱۳۶۷ نام پدر: احمد

دارنده پروانه اشتغال به کار شخص حقیقی به شماره: ۰۰۱۲۰۳۱۰۰۵۲۸

صادر می گردد.

دارنده پروانه با رعایت حدود صلاحیت و ظرفیت اشتغال، در رشته یا رشته های صادر شده معذرح در آن
می تواند از مزایای قانونی و اجتماعی آن به مدت سه سال از تاریخ صدور یا آخرین تمدید بهره مند گردد.
کلیه مسئولیتهای ناشی از استفاده از این پروانه به عهده مدیر عامل میباشد که ملزم به رعایت مفاد
مواد ۴ و ۱۰ آیین نامه اجرایی قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان می باشد.

شماره پروانه اشتغال: ۱۸-۱۲-۰۰۲۰۰

محل صدور پروانه استان مازندران

حوزه فعالیت استان مازندران

تاریخ صدور اولین پروانه: ۱۴۰۳/۰۶/۲۴

تاریخ آخرین تمدید پروانه: ۱۴۰۴/۰۶/۱۳

تاریخ پایان اعتبار: ۱۴۰۷/۰۶/۱۳

بسمه تعالی

فرم خلاصه نتایج گزارش مکانیک خاک (ژئوتکنیک)

دفتر محترم نمایندگی نظام مهندسی ساختمان شهرستان چالوس							
مالک: آقای اسماعیل زاده							
مشخصات پروژه							
کد پروژه نظام مهندسی:							
مختصات UTM سایت:		چالوس، رادیو دریا، ساحل آرام			محل پروژه:		
X: 36.683322	Y: 51.426104						
تعداد کل سقف ها	تعداد طبقات زیرزمین	مساحت زمین:	سطح اشغال:				
۶	ندارد.	۲۲۰ متر مربع	۱۲۰ متر مربع				
شرایط همجاری: - شمالا: آپارتمان در حال ساخت جنوبا: کوچه غربا: کوچه شرقا: آپارتمان ۳ سقف							
نتایج آزمایش ژئوتکنیک							
گمانه	BH 1	BH 2	BH 3	BH 4	BH 5		
عمق گمانه:	۲۳ (۲۴)	۱۷ (۱۸)	-	-	-		
عمق خاک دستی	۰/۵	۰/۵	-	-	-		
تراز آب زیرزمینی: ۴/۰ متری				آزمون صحرایی: SPT و ...			
مشخصات فونداسیون				طبق آیین نامه ۲۸۰۰	نشت مجاز (cm)	ظرفیت باربری (kg/cm ²)	
نوع پی پیشنهادی	عمق استقرار (m)	طول (m)	عرض (m)			نوع زمین	تحت نشت
گسترده	۱	۱۵/۰	۸/۰	۳	۵/۵	۴/۳۴	۰/۹۸
تمهیدات مورد نیاز و توصیه های فنی:							
اینجانب اشکان آلوگر مدیرعامل شرکت خدمات آزمایشگاهی نمک آبرود خاک ضمن انجام آزمایش های صحرایی و آزمایشگاهی مطالعات فوق صحت مندرجات را تایید می نمایم.							
نام و نام خانوادگی تاریخ، مهر و امضا							

صفحه	عنوان
۶	بخش اول: تعریف و کلیات.....
۷	• شرح پروژه
۷	• اهداف گزارش
۸	• خصوصیات زمین شناسی محل
۹	• وضعیت لرزه خیزی منطقه
۹	• عملیات شناسایی ژئوتکنیکی در محل
۹	حفر گمانه و چاهک های شناسایی
۱۰	تعیین لایه بندی زمین
۱۰	اندازه گیری تراز آب زیرزمینی
۱۰	نمونه برداری
۱۱	آزمایش نفوذ استاندارد SPT
۱۳	• عملیات آزمایشگاهی
۱۳	آزمایش درصد رطوبت
۱۳	آزمایش تعیین وزن مخصوص
۱۳	آزمایش دانه بندی با استفاده از الک و هیدرومتري
۱۳	آزمایش حد روانی و حد خمیری
۱۳	طبقه بندی خاک
۱۴	آزمایش تحکیم
۱۴	آزمایش تک محوری
۱۴	آزمایش برش مستقیم
۱۴	آزمایش سه محوری
۱۵	بخش دوم: نتایج آزمایشات و تجزیه و تحلیل آن ها
۱۶	• وضعیت لایه بندی زمین
۱۶	• تراز آب زیرزمینی
۱۷	• اصلاح ضریبات نفوذ استاندارد
۱۸	• آزمایش های آزمایشگاهی
۱۸	• مشخصات فیزیکی و مکانیکی لایه ها
۲۰	• تعیین زاویه اصطکاک داخلی خاک
۲۱	• تعیین مدول الاستیسیته خاک

- تعیین ضریب نفوذپذیری خاک ۲۳
- تعیین نوع زمین طبق آیین نامه ۲۸۰۰ ۲۳
- ظرفیت باربری مجاز پی‌های سطحی ۲۵
- تعیین ظرفیت باربری مجاز پی‌های سطحی بر اساس معیار گسیختگی برشی ۲۵
- تعیین ظرفیت باربری مجاز پی‌های سطحی بر اساس معیار تغییرشکل ۲۶
- نشست آبی ۲۷
- محاسبه نشست تحکیمی ۲۸
- ضریب واکنش بستر پی ۲۹
- ارزیابی روانگرایی ۳۰
- ملاحظات گودبرداری و فشار جانبی خاک ۳۶
- ارزیابی خطر گود ۳۷
- روش های تقویت فونداسیون ۳۸
- جمع بندی ۳۹
- توصیه های لازم جهت طرح و اجرای فونداسیون ۴۲
- مراجع ۴۳
- بخش سوم: پیوست ها ۴۴
- موقعیت مکانی پروژه و گمانه ها ۴۵
- تغییرات عدد نفوذ استاندارد نسبت به عمق ۴۶
- منحنی دانه بندی ۴۶
- نمودارهای تعیین حد روانی ۴۷
- نمودار تحکیم ۵۳
- نمودار تک محوری ۵۶
- نمودار آزمایش برش مستقیم ۶۰
- تصاویر حفاری ۶۸
- لوگ حفاری ۶۹

بخش اول:

تعاریف و کلیات

شرح پروژه:

طرح احداث ساختمان به کارفرمایی آقای محمد اسماعیل زاده در شهرستان چالوس، رادیو دریا، ساحل آرام در این گزارش مورد مطالعه قرار گرفته است. سازه فاقد زیر زمین و در مجموع دارای ۶ سقف می‌باشد. در این خصوص به انجام مطالعات مکانیک خاک در تاریخ ۱۴۰۵/۰۵/۲۶ در این سایت اقدام شد، که در ادامه به ارائه جزئیات این مطالعات پرداخته می‌شود.

اهداف گزارش:

گزارش حاضر به منظور انجام مطالعات مکانیک خاک جهت احداث ساختمان با رعایت مشخصات فنی توصیه شده در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، تهیه شده است و در این راستا اهداف زیر را دنبال می‌نماید:

- مطالعه مقدماتی زمین‌شناسی و لرزه‌خیزی منطقه
- تعیین لایه‌بندی و نوع خاک در اعماق مختلف
- تعیین سطح آب زیرزمینی
- ارزیابی خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک در اعماق مختلف
- مطالعه خصوصیات شیمیایی خاک و تعیین نوع سیمان مصرفی
- انتخاب نوع و عمق شالوده
- تخمین ظرفیت باربری و مقاومت مجاز خاک برای پی‌های سطحی با در نظر گرفتن ملاحظات گسیختگی برشی و کنترل نشست، اختلاف نشست، دوران و اعوجاج پی
- تخمین ضریب عکس‌العمل بستر برای پی‌های سطحی
- تعیین پارامترهای مورد نیاز جهت محاسبه فشارهای جانبی خاک
- تعیین نوع زمین و نسبت شتاب مبنای طرح برای محاسبه نیروی جانبی زلزله
- تحلیل لرزه‌های شامل بررسی استعداد روانگرایی و تاثیر روانگرایی در نشست و ظرفیت باربری پی مورد نظر
- ارائه پیشنهادات و راهکارهای فنی در خصوص طرح و اجرای فونداسیون

خصوصیات زمین شناسی محل:

بر اساس نقشه زمین شناسی کشور، بخش چالوس در دامنه‌های البرز شمالی قرار دارد. این بلندپه‌ها (کوههای البرز) چین های حاشیه ای ورق ایران مرکزی هستند که با ورق توران (اوراسیا) فصل مشترک دارد. به عبارت دیگر زمین درز تئیس کهن، در یک راستای تقریباً خاوری - باختری - از خاور تا باختر استان مازندران عبور می‌کند. ولی این زمین درز نمود آشکار ندارد و

بخش بیشتر منشورهای فزاینده در زون برخوردی دوقاره اوراسیا و گندوانا از بین رفته است. در استان مازندران چند زون ساختاری جداگانه قابل شناسایی است که از شمال به جنوب عبارتند از:

زون فروافتاده خزر جنوبی: فرونشست خزر جنوبی یک فروافتادگی درون قاره‌ای است پی سنگ این فرونشست با ضخامت تقریبی ۱۵ تا ۲۰ کیلومتر از نوع پوسته‌های بازالتی است که با ردیف ضخیم (۱۵ تا ۲۵ کیلومتر) و چین نخورده‌ای از سنگهای رسوبی به سن پالئوژن تا کواترنری پوشیده شده است.

زون گرگان - رشت: زون گرگان - رشت شامل توالی ستبری از نهشته‌های میوسن تا کواترنری است که به طور دگرشیب سنگهای مزوزوئیک البرز را می‌پوشانند. لیتوفاسیس ردیف‌های مذکور عمدتاً دریائی و متفاوت از نهشته‌های همزمان در سایر بخشهای البرز است ولی ویژگیهای سنگی آنها با توالیهای دریای پارائیس درخور توجه است.

حفریهای متعدد رسوبات پلیو - کواترنر در نوار ساحلی نشان می‌دهد که این رسوبات متعلق به حوضه خزر است که به علت فرونشینی کف آن ساحل قدیمی را رها کرده است.

زون البرز مرکزی: بخش بیشتر استان مازندران ویژگیها زمین‌شناسی و ساختاری البرز مرکزی را دارد. در این زون سنگهای نئوپروژوئیک پسین رخنمون محدود دارند. سنگهای پالئوزوئیک ردیف‌های پلاتفرمی است که نبوده‌ای چینه شناسی فراوان دارد. بخش بیشتر این زون با نهشته‌های زغالدار تریاس بالا - ژوراسیک میانی پوشیده شده که در پیش بوم بلندپها انباشته شده‌اند.

بررسی پالئوژئوگرافیک نشان می‌دهد که در اواخر مزوزوئیک بخش جنوبی استان مازندران به یک فرازمین تبدیل شده به همین لحاظ خاکسترهای آتشفشانی اوایل ترسیر و نیز نهشته‌های آواری همزمان با کوهزائیهای سنوزوئیک در جنوب مازندران رخنمون بسیار ناچیز دارند.

در مورفولوژی امروزی استان مازندران رویکردهای تکتونیکی متعدد نقش داشته‌اند. (که از آن میان نقش فازهای کوهزائی آلپ پایانی در بیشترین مقدار است که حاصل آن چین خوردگی و گسلش‌های فشارشی از نوع راندگی است. بطوریکه راندگیها در ساختار ناحیه اثر درخور توجه دارند و حتی میتوان پذیرفت که بخشی از چین‌خوردگیها حاصل عملکرد گسل‌های تراستی است.

در استان مازندران تنش‌های فشارشی فازهای آلپ پایانی خاتمه نیافته است به عبارت دیگر این استان هنوز فعال است. زمین لرزه‌های گاه بیگاه امروزی استان نشانه تداوم فشارش حاکم بر زمین استان است.

وضعیت لرزه خیزی منطقه:

طبق مطالعات لرزه ای انجام شده شهرستان چالوس در محدوده توپوگرافی دشت- کوهستان، گسل خزر موجب رخنمون یافتن نهشته‌های دریایی قدیمی در کنار آبرفتهای عهد حاضر شده است، گسل خزر مرز توپوگرافی شاخصی را در درازنای

۶۰۰ کیلومتری خود ایجاد کرده است. پرتگاه بارز میان دامنه شمالی کوههای البرز در جنوب و دشت ساحلی خزر جنوبی در شمال می‌تواند فرجام حرکت‌های معکوس در راستای این گسل باشد (Beberian 1983). گسل خزر از خاور تا لاهیجان در باختر ادامه می‌یابد و در قسمت مرکزی به سوی جنوب خمیدگی دارد (موسوی روح بخش ۱۳۸۰).

همچنین این گسل موجب شده است که شیستهای گرگان در همبری انباشته‌های کواترنر دشت ساحلی جنوبی دریای خزر قرار گیرند که خود نشانه دیگری از برپایی قائم بسیار بزرگ در راستای این گسل است. (Beberian 1983). فرو رفتگی دریای خزر و ریخت شناسی دشتهای ساحلی مازندران و گیلان به دلیل حرکت‌های رخ داده در راستای این گسل است، بخش شمالی این گسل همراه با کف دریای خزر در حال فرونشینی تدریجی است.

آن چنانکه از اواخر نئوژن تا عهد حاضر (حدود ۲ میلیون سال اخیر) نهشته‌های دو طرف این گسل حدود ۳۰۰۰ متر اختلاف ارتفاع یافته‌اند. شواهد گوناگون بدست آمده از بررسیهای چاه نگاری نیز بیانگر فرونشست حوضه خزر و دشت ساحلی در امتداد گسل خزر است. سرعت فرونشست یکنواخت نیست و از خاور به باختر افزایش می‌یابد (موسوی روح بخش ۱۳۸۰).

عملیات شناسایی ژئوتکنیکی:

به منظور تحلیل و طراحی فونداسیون لازم است تا عملیات شناسایی ژئوتکنیک در محل انجام شده و وضعیت خاک زیر فونداسیون جهت پی سازی مورد ارزیابی قرار گیرد. در واقع به علت پیچیدگی مصالح خاک و تغییر منشأ نهشته‌های طبیعی و نحوه شکل گیری خاک‌ها در نقاط مختلف دنیا نیاز است تا مطالعاتی در این خصوص انجام شود. به تمامی اقداماتی که برای دسترسی به این مشخصات و پارامترهای خاک انجام می‌شود، روش‌های شناسایی خاک گفته می‌شود. این اقدامات به طور کلی شامل حفر گمانه و یا چاهک‌های آزمایش، نمونه گیری از اعماق مختلف این گمانه‌ها، آزمایش روی نمونه‌ها و یا آزمایش در محل می‌باشد و در نهایت پارامترهای خاک بدست می‌آید. از آنجا که حفاری و نمونه گیری در دو مرحله جدا از هم اتفاق می‌افتد از این رو در ادامه این دو به تفکیک تشریح می‌شوند.

حفر گمانه و چاهک‌های شناسایی:

جهت شناسایی خاک‌ها در اعماق مختلف و بدست آوردن لایه بندی خاک لازم است تا گمانه و یا چاه‌هایی حفر شود. گمانه‌ها حد اقل تا عمقی که تنش ناشی از سازه به ۱۰٪ تنش زیر شالوده برسد باید ادامه پیدا کند. جهت حفر گمانه روش‌های مختلفی وجود دارد. از جمله حفاری با کمک اوگر، اوگر غلاف دار، واش بورینگ، دورانی، پراکشن، مته مغزه گیری در سنگ. هر کدام از این روش‌ها معایب و مزایایی دارند و بر طبق محدوده کاربریشان انتخاب می‌شوند.

روش دیگر شناسایی خاک حفر چاهک های آزمایش است که قطر آن ها در مقایسه با گمانه ها بیشتر است. این روش می تواند با دست و یا با بیل های مکانیکی انجام شود. معمولاً عمق شناسایی کم است و به تراز آب زیر زمینی محدود می شود. از این روش می توان برای نمونه گیری به ابعاد بزرگ و آزمایش بارگذاری در اعماق مختلف خاک استفاده کرد.

تعیین لایه بندی زمین:

در هنگام حفاری لازم است تا لایه بندی زمین در اعماق مختلف شناسایی شود. این کار با مشاهده مصالح حاصل از حفاری امکان پذیر است. با تعیین لایه بندی زمین در نقاط مختلف سایت و ثبت آن می توان پروفیل خاک را تعیین نمود. این عمل به تجزیه و تحلیل نتایج کمک خواهد کرد و خصوصیات زمین شناسی محل را نیز تاحدودی معرفی می نماید. پروفیل خاک می تواند منظم و یا دارای پیچیدگی باشد. با تعیین لایه بندی زمین می توان به انتخاب نوع روش شناسایی اقدام نمود.

اندازه گیری تراز سطح آب زیر زمینی

از آنجا که رفتار خاک های خشک در مقایسه با خاک های اشباع متفاوت است از این رو زمانی که در عمق شناسایی به آب زیر زمینی برخورد می شود باید تراز سطح آب اندازه گیری شود. در خاک های درشت دانه اندازه گیری سطح آب ممکن است نهایتاً یک روز اندازه گیری شود ولی در ریز دانه ها به علت نفوذپذیری کم حداقل یک هفته زمان لازم است تا تغییرات سطح آب را بررسی کرد.

برای اندازه گیری سطح آب روش های متفاوتی وجود دارد. لوله پیزومتری قائم، پیزومتر متخلخل، پیزومتر الکتریکی، پیزومتر نیوماتیک از جمله این روش هاست که متناسب با شرایط موجود انتخاب می شوند. لوله پیزومتری قائم برای خاک های درشت دانه و پیزومتر متخلخل برای ریزدانه ها مناسب تر است. پیزومترهای الکتریکی و نیوماتیک دارای سرعت بیشتری هستند و امروزه خیلی رایج شده اند.

نمونه برداری

خاک های خارج شده حاصل از حفاری برای آزمایشات فیزیکی و طبقه بندی خاک مناسب نیستند. از این رو اقدام به نمونه گیری می شود. نمونه ها عمدتاً به دو نوع دستخورده و دست نخورده تقسیم بندی می شوند. از نمونه های دستخورده برای آزمایشات طبقه بندی خاک، چگالی دانه ها، درصد کربنات و درصد مواد آلی استفاده می شود. در مقابل برای دستیابی به

پارامترهای فیزیکی و مقاومتی خاک به منظور پیش بینی رفتار خاک تحت بارگذاری نیاز است تا از نمونه های دست نخورده استفاده شود.

برای تهیه نمونه دستخورده از نمونه گیر اسپیلت اسپون استفاده می شود. این نمونه گیر جداره نسبتاً ضخیمی دارد (حدود ۰/۵ اینچ) و از سه قسمت متفاوت تشکیل شده است. در جهت طولی دارای یک درز است.

برای گرفتن نمونه دست نخورده از نمونه گیر جدار نازک استفاده می شود. از این نمونه گیر برای تهیه نمونه در خاک های چسبنده بیشتر استفاده می شود. در خاک های دانه ای امکان نمونه گیری دست نخورده راحت نیست. در این خاک ها از نمونه گیر فنی استفاده می شود. نمونه گیرهای دیگری مانند نمونه گیر اسکریپر، نمونه گیر پیستونی و مغزه گیر نیز وجود دارند که هر یک کاربرد متفاوتی دارند. جهت اطلاعات بیشتر به مراجع مربوط به شناسایی خاک ها مراجعه نمود.

آزمایش نفوذ استاندارد SPT :

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

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

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

در این رابطه N_m عدد SPT بدست آمده، C_N ضریب اصلاح سربار، C_R ضریب اصلاح طول میله، C_S ضریب اصلاح روش نمونه گیری، C_B ضریب اصلاح قطر گمانه و C_E ضریب اصلاح انرژی می باشد. این ضرایب بطور خلاصه در جدول ۱-۱ ارائه شده است. از اعداد نفوذ استاندارد اصلاح شده $(N_1)_{60}$ ، $(N_1)_{70}$ و $(N_1)_{55}$ در تحلیل های استاتیکی و لرزه ای استفاده می شود.

در رابطه فوق N_{cor} عدد نفوذ اصلاح شده و C_N ضریب اصلاح سربار است و طبق رابطه زیر بدست آورده می شود.

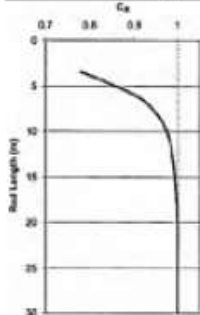
$$C_N = 1.7 / (0.7 + \sigma'_v)$$

σ'_v تنش موثر در عمق است که بر حسب kN/m^2 می باشد. در سیستم طناب و قرقره (R-P) ضریب C_e برای انرژی

۶۰ درصد برابر ۱ می باشد. C_L ضریب اصلاح طول نمونه گیر، C_m ضریب اثر استفاده از غلاف در نمونه گیر، C_d ضریب

مربوط به قطر گمانه می باشد.

ضرایب اصلاح عدد SPT

Factor	Correction	Comment
C_N	$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{v0}}}$ where σ'_{v0} is the vertical effective stress at depth of SPT test in atm $C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}}$	Liao and Whitman (1988) Seed and Idriss (1982)
C_R		Rod length is measured from point of hammer impact to tip of sampler. NCEER (1997) Youd et al. (2001) Seed et al. (2003)
C_S	$C_S = 1$ $C_S = 1 + (N_1)_{60} / 100$ with limits of $1.10 \leq C_S \leq 1.30$	Standard sampling For samplers with space for interior liners used without the liners in place Youd et al. (2001) Seed et al. (2003)
C_B	<u>Borehole diameter</u> 65-115mm (2.7-4.5 in) $\frac{C_B}{1.00}$ 150 mm (6 in) $\frac{C_B}{1.05}$ 200 mm (8 in) $\frac{C_B}{1.15}$	Youd et al. (2001) Seed et al. (2003)
C_E	$C_E = E_R / 60$ Where E_R fraction of theoretical impact energy expressed in percent	Best approach is to use direct energy measurements during sampling, otherwise use calibrated hammer (preferably with mechanical release system)

عملیات آزمایشگاهی:

برای طبقه بندی خاک های تحت الارضی و تعیین خصوصیات فیزیکی، شیمیایی و مکانیکی آنها یک سری آزمایشات آزمایشگاهی به شرح زیر بر روی نمونه های اخذ شده با توجه به نوع خاک و اهداف مورد نظر صورت می گیرد.

آزمایش درصد رطوبت:

جهت ارزیابی میزان آب موجود در خاک، تعیین میزان درصد رطوبت می باشد. آزمایش درصد رطوبت بر اساس استاندارد ASTM D2216 صورت می پذیرد.

آزمایش تعیین وزن مخصوص:

تعیین وزن مخصوص خاک مطابق با استاندارد ASTM D854 انجام می شود.

آزمایش دانه بندی با استفاده از الک و هیدرومتری:

به منظور طبقه بندی خاک برای اهداف مهندسی، لازم است که نحوه توزیع اندازه دانه ها در توده خاک تعیین گردد. دانه بندی روشی است که توزیع اندازه دانه های خاک را تعیین می کند. بر روی نمونه های اخذ شده آزمایشات دانه بندی با استفاده از الک و نیز هیدرومتری برای بخش ریزدانه خاک طبق استاندارد ASTM D422 انجام می شود.

آزمایش حد روانی و حد خمیری:

به منظور بررسی خصوصیات خمیری خاک های ریزدانه آزمایشات حد روانی و حد خمیری بر روی نمونه اخذ شده مطابق با استاندارد ASTM D424-D423 صورت خواهد گرفت. هدف از انجام آزمایش حد روانی تعیین درصد رطوبتی است که در آن مخلوط آب و خاک به صورت مایع جریان می یابد. از این رو با رسم منحنی جریان می توان حد روانی خاک مورد نظر را بدست آورد. با انجام آزمایش حد خمیری، درصد رطوبتی که در آن فتيله ای از خاک به قطر $\frac{3}{2}$ ترک بر می دارد به عنوان حد خمیری تعیین می شود.

طبقه بندی خاک:

طبقه بندی خاک به روش یونیفاید مطابق با استاندارد ASTM D2487 انجام می گیرد. هدف از انجام این آزمایش تعیین نوع خاک و نامگذاری آن در سیستم یونیفاید می باشد.

آزمایش تحکیم:

آزمایش تحکیم جهت پیش بینی زمان نشست و مقدار آن در اثر بارگذاری اعمال شده مورد استفاده قرار می گیرد. این آزمایش مطابق با استاندارد ASTM D2435 صورت می پذیرد.

آزمایش تک محوری:

هدف از انجام آزمایش تک محوری اندازه گیری مقاومت فشاری تک محوری خاک های چسبنده با استفاده از روش کرنش کنترل شده می باشد. این آزمایش مطابق با استاندارد ASTM D2166 صورت می پذیرد.

آزمایش برش مستقیم:

هدف از انجام آزمایش برش مستقیم تعیین پارامترهای مقاومتی خاک به عبارتی زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک می باشد. این آزمایش مطابق با استاندارد ASTM D2080 انجام می شود.

آزمایش سه محوری:

هدف از انجام آزمایش سه محوری تعیین پارامترهای مقاومتی خاک در سه حالت CD، CU و UU می باشد. این آزمایش مطابق با استاندارد ASTM D2850 صورت می پذیرد.

بخش دوم:

نتایج آزمایشات و تجزیه و تحلیل آن ها

تعیین عمق گمانه

بر اساس دستورالعمل ژئوتکنیک نظام مهندسی استان در پروژه مذکور در مجموع با تعداد ۶ سقف و زیربنای کمتر از ۳۰۰ متر مربع می‌بایستی دو گمانه به عمق‌های ۲۳/۰ و ۱۷/۰ متری از سطح زمین حفر گردد. در پروژه مذکور گمانه‌هایی به عمق ۲۴/۰ و ۱۸/۰ متری از سطح زمین حفر گردید.

وضعیت لایه بندی زمین:

پس از انجام عملیات شناسایی محلی و آزمایشگاهی، وضعیت لایه بندی زمین به صورت زیر تعیین گردید:

BH1

- از سطح گمانه تا عمق ۰/۵ خاک دستی.
- از عمق ۰/۵ تا عمق ۶/۰ متری ماسه بد دانه بندی شده به همراه سنگریزه (SP)، مرطوب.
- از عمق ۶/۰ تا عمق ۱۰/۰ متری مخلوط درشت دانه به همراه ماسه و سیلت، GP.
- از عمق ۱۰/۰ تا عمق ۱۶/۰ متری ماسه بد دانه بندی شده (SP)، مرطوب
- از عمق ۱۶/۰ تا عمق ۱۸/۰ متری مخلوط درشت دانه به همراه ماسه و سیلت، GP.
- از عمق ۱۸/۰ تا عمق ۲۴/۰ متری سیلت با پلاستیسیته پایین (ML)، مرطوب.
- از عمق ۲۴/۰ تا عمق ۲۴/۴۵ متری مخلوط درشت دانه به همراه ماسه و سیلت، GP.

BH2

- از سطح گمانه تا عمق ۰/۵ خاک دستی.
- از عمق ۰/۵ تا عمق ۱۴/۰ متری ماسه بد دانه بندی شده (SP)، مرطوب
- از عمق ۱۴/۰ تا عمق ۱۸/۰ متری مخلوط درشت دانه به همراه ماسه و سیلت، GP.
- از عمق ۸/۰ تا عمق ۱۴/۰ متری سیلت با پلاستیسیته پایین (ML)، مرطوب.
- از عمق ۱۸/۰ تا عمق ۱۸/۴۵ متری سیلت با پلاستیسیته پایین به همراه سنگریزه (ML)، مرطوب.

لازم به توضیح است که سطح گمانه‌ها به طور طبیعی یک متر پایین تر از سطح خیابان است. جهت مشاهده کامل وضعیت لایه بندی زمین، لوگ حفاری خاک محل در پیوست ارائه شده است که می‌توان به آن مراجعه نمود.

تراز آب زیرزمینی:

در عملیات شناسایی خاک تراز آب زیرزمینی در عمق ۴/۰ متری از سطح گمانه‌ها مشاهده شده است.

عمق یخبندان:

در عملیات شناسایی یکی از موضوعاتی که در انتخاب عمق پیها باید بدان توجه کرد عمق یخبندان خاک است. وقوع یخزدگی در خاک موجب تورم و بالا آمدن سطح زمین میگردد. در مناطقی که درجه حرارت محیط در طول سال به صفر یا کمتر میرسد، آب صعود کرده در اثر پدیده مویینگی (از سطح سفره آب)، به صورت رگههایی در بین لایههای خاک یخ میندند. یخبندان باعث تورم خاک میشود که در بعضی از مناطق این تورم تا حدود ۲۰ تا ۳۰ سانتیمتر نیز میرسد. در اثر افزایش املاح موجود در آب آزاد، بر اثر یخ بستن، آب از اعماق خاک نیز به قسمت یخزده کشیده میشود و به تدریج یخ میزند و بدین ترتیب به حجم قسمت یخزده مرتباً افزوده میشود. با تغییر فصل و گرم شدن تدریجی هوا، بر اثر آب شدن یخها قسمت فوقانی خاک به صورت مایع لزجی در میآید و ظرفیت باربری آن به شدت کاهش مییابد. این پدیده که نتیجه آن نشست غیرمترقبه پیهاست باعث وارد شدن آسیبهای زیادی به ساختمانها میگردد.

یخبندان بیشتر در خاکهای ماسه‌ای ریز و لای (یا مخلوط آنها و رس لایدار)، که ضمن داشتن ارتفاع مویینگی قابل توجه، نفوذپذیر نیز هستند، اتفاق میافتد و برای خاکهای رسی تنها با دامنه خمیری کمتر از ۱۰، در حد محدودی مطرح است در جدول ۱-۲ حداقل عمق پی‌ها با توجه به درجه حرارت مینیمم محیط و پدیده یخبندان داده شده است.

عمق یخبندان نسبت به درجه حرارت

حداقل درجه حرارت	$t > -5^{\circ}\text{C}$	$-10^{\circ}\text{C} \geq t > -5^{\circ}\text{C}$	$t \leq -10^{\circ}\text{C}$
حداقل عمق یخبندان (cm)	60	80	100

بنابراین حداقل عمق یخبندان برای این پروژه ۶۰ سانتیمتر می‌باشد.

نتایج ضربات نفوذ استاندارد:

در این پروژه در گمانه‌های حفاری شده، آزمایش نفوذ استاندارد در هر ۲ متر انجام شده است که نتایج آنها به همراه اصلاح ضربات در جدول زیر آورده شده است.

اصلاح ضربات نفوذ استاندارد و نفوذ مخروط در گمانه BH1

z(m)	Test	N ₁	N ₂	N ₃	N	N ₁₍₆₀₎	N ₁₍₅₅₎
2.0—2.45	SPT	7	14	16	30	37	41
4.0—4.45	SPT	10	12	18	30	30	33
6.0—6.45	CPT	50/9cm	-	-	>100	>50	>50
8.0—8.45	CPT	11	50/12cm	-	>100	>50	>50
10.0—10.45	SPT	10	12	30	42	36	40
12.0—12.45	SPT	5	6	5	11	9	10
14.0—14.45	SPT	2	6	20	26	20	22
16.0—16.45	SPT	50/12cm	-	-	>100	>50	>50
18.0—18.45	SPT	14	15	10	25	17	19
20.0—20.45	SPT	18	12	14	26	17	19
24.0—24.45	CPT	50/12cm	-	-	>100	>50	>50

اصلاح ضربات نفوذ استاندارد و نفوذ مخروط در گمانه BH2

z(m)	Test	N ₁	N ₂	N ₃	N	N ₁₍₆₀₎	N ₁₍₅₅₎
2.0—2.45	SPT	4	5	8	13	16	18
4.0—4.45	SPT	6	8	10	18	18	20
6.0—6.45	CPT	7	7	10	17	17	19
8.0—8.45	SPT	4	14	18	22	20	22
10.0—10.45	SPT	24	5	5	10	9	10
12.0—12.45	SPT	6	9	14	23	19	21
14.0—14.45	CPT	50/10cm	-	-	>100	>50	>50
16.0—16.45	CPT	50/10cm	-	-	>100	>50	>50
18.0—18.45	CPT	6	14	25	39	27	30

آزمایشهای آزمایشگاهی

جهت تکمیل مطالعات شناسایی و بدست آوردن مشخصات فنی و مکانیکی مصالح تحت الارضی، بر روی نمونه‌های اخذ شده از اعماق مختلف گمانه، آزمایشهای فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی در آزمایشگاه انجام گرفته است که نتایج کامل حاصل از این آزمایشها در پیوست آمده است. آزمایشهای آزمایشگاهی براساس استاندارد ASTM و BS انجام شده‌اند. این آزمایشها به شرح ذیل می‌باشند.

۱- آزمایش تعیین درصد رطوبت (ASTM D 2216)

- ۲- آزمایش دانه‌بندی مکانیکی و هیدرومتری خاک (ASTM D 421 and ASTM D 422)
- ۳- آزمایش چگالی دانه‌های جامد خاک (ASTM D 854)
- ۴- آزمایش حدود اتربرگ (ASTM D 4318)
- ۵- آزمایش برش مستقیم (ASTM D 3080)
- ۶- آزمایش تحکیم (ASTM D 3080)
- ۷- آزمایش تک محوری (ASTM D 2166)
- ۸- آزمایش شیمیایی خاک (ASTM D 4972 & BS)

مشخصات فیزیکی و مکانیکی لایه‌ها:

با توجه به نتایج آزمایش‌های درصد رطوبت و چگالی دانه‌های جامد و روابط وزنی - حجمی زیر، وزن مخصوص خاک و نسبت تخلخل در جدول زیر ارائه شده است:

وزن مخصوص مرطوب برابر است با:

$$\gamma_{wet} = \frac{M}{V}$$

که M وزن مرطوب خاک و V حجم نمونه است.

وزن مخصوص خشک و نسبت تخلخل با توجه به روابط زیر داریم:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{wet}}{1 + \omega}$$

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

که ω درصد رطوبت، G_s چگالی دانه‌های جامد خاک و γ_w وزن مخصوص آب می‌باشد. وزن مخصوص اشباع برابر است با:

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w$$

پس از انجام عملیات آزمایشگاهی، نتایج این آزمایشات برای اعماق مختلف به صورت جدول زیر ارائه شده است:

نتایج آزمایشات فیزیکی خاک گمانه BH1

Depth(m)	$\omega(\%)$	Gs	LL	PL	PI	γ_{wet}	γ_{dry}	e
2.0—2.45	15.65	2.66	NL	NP	NP	1.84	1.591	0.672
4.0—4.45	17.76	2.66	NL	NP	NP	1.86	1.579	0.684
6.0—6.45	5.26	2.60	NL	NP	NP	2.12	2.014	0.291
8.0—8.45	6.06	2.62	NL	NP	NP	2.15	2.027	0.292
10.0—10.45	16.71	2.66	NL	NP	NP	1.88	1.611	0.651
12.0—12.45	15.38	2.67	NL	NP	NP	1.94	1.681	0.588
14.0—14.45	14.78	2.67	NL	NP	NP	1.95	1.699	0.572
16.0—16.45	4.11	2.66	NL	NP	NP	1.97	1.892	0.406
18.0—18.45	26.62	2.69	49	30	19	1.78	1.406	0.914
20.0—20.45	22.48	2.69	47	29	18	1.76	1.423	0.891
24.0—24.45	5.56	2.61	NL	NP	NP	2.15	1.997	0.307

نتایج آزمایشات فیزیکی خاک گمانه BH2

Depth(m)	$\omega(\%)$	Gs	LL	PL	PI	γ_{wet}	γ_{dry}	e
2.0—2.45	15.65	2.65	NL	NP	NP	1.80	1.556	0.703
4.0—4.45	14.13	2.66	NL	NP	NP	1.84	1.612	0.650
6.0—6.45	15.61	2.66	NL	NP	NP	1.86	1.609	0.653
8.0—8.45	12.9	2.66	NL	NP	NP	1.85	1.639	0.623
10.0—10.45	16.38	2.67	NL	NP	NP	1.94	1.667	0.602
12.0—12.45	17.29	2.67	NL	NP	NP	1.97	1.680	0.590
14.0—14.45	4.29	2.60	NL	NP	NP	2.18	2.090	0.244
16.0—16.45	4.35	2.61	NL	NP	NP	2.16	2.070	0.261
18.0—18.45	25.87	2.70	46	28	18	1.75	1.390	0.942

نتایج آزمایشات مکانیکی و مقاومتی خاک گمانه BH1

Depth(m)	Cc	Cs	C(kg/cm ²)	ϕ°	Cu(kg/cm ²)
6.0—6.45	-	-	0.0	37.0	-
18.0—18.45	0.250	0.053	0.087	22.1	-

نتایج آزمایشات مکانیکی و مقاومتی خاک گمانه BH2

Depth(m)	Cc	Cs	C(kg/cm ²)	ϕ°	Cu(kg/cm ²)
2.0—2.45	-	-	0.0	30.5	-
14.0—14.45	-	-	0.0	35.3	-

تعیین زاویه اصطکاک داخلی خاک

برای تعیین زاویه اصطکاک داخلی خاک از آزمایش برش مستقیم و روابط همبستگی بین زاویه اصطکاک داخلی با عدد

نفوذ استاندارد برای خاکهای دانه‌ای که در زیر ارائه شده، استفاده می‌گردد. منحنی تغییرات تنش برشی به کرنش برشی و تنش برشی به تنش نرمال حاصل از آزمایش برش مستقیم به پیوست ارائه گردیده است.

رابطه ارائه شده توسط (Kulhawy and Muynne (1990):

$$\phi = 54 - 27.6034 \exp(-0.014(N_1)_{60})$$

رابطه ارائه شده توسط (Wolff (1989):

$$\phi = 27.1 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054((N_1)_{60})^2$$

تعیین مدول الاستیسیته خاک

مدول الاستیسیته خاک مشخصه‌ای مکانیکی است که بیانگر میزان تغییرشکل پذیری خاک می‌باشد. تخمین درست نشست و تغییرشکل خاک به تعیین دقیق مدول الاستیسیته بستگی دارد. مقدار مدول الاستیسیته خاک یک عدد ثابت نیست و به تاریخچه تنش و مقدار کرنشهای وارده بستگی دارد. روشهای مختلفی برای تعیین مدول الاستیسیته خاک وجود دارد که نتایج این روشها به علت غیر خطی بودن خاک و تفاوت در سطح کرنشها با یکدیگر متفاوت است. برای تعیین مدول الاستیسیته در کرنشهای کوچک از آزمایش سه محوری با کرنش موضعی یا اندازه گیری سرعت موج، در کرنشهای متوسط از آزمایش ستون تشدید و در کرنشهای بزرگ از آزمایش پرسیمتری یا سه محوری معمولی میتوان استفاده کرد. در صورت عدم انجام آزمایشهای فوق میتوان از نتایج اندازه گیری مدول الاستیسیته در خاکهای مشابه که در مراجع فنی آمده است استفاده کرد.

نکته مهم در تعیین مدول الاستیسیته این است که نخست مقدار متوسط کرنش در کل توده خاکی تحت تاثیر بارگذاری حدس زده شود و سپس E را با توجه به محدوده کرنش بدست آورد. اندازه‌گیری در خاکهای معمولی نشان میدهد که تعیین مدول الاستیسیته در شرایط کرنشهای بزرگ به واقعیت نزدیکتر است.

در جدول زیر مقادیر متعارف مدول الاستیسیته برای انواع خاکها ارائه شده است. این روابط برای خاک در محدوده کرنشهای بزرگ معتبر است.

مقادیر تقریبی مدول الاستیسیته و ضریب پواسون برای خاک‌های مختلف

Type soil	E_s (KPa)	ν
Loos sand	10350 - 24150	0.20 - 0.40
Medium dense sand	17250 - 27600	0.25 - 0.40
Dense sand	34500 - 55200	0.30 - 0.45
Silty sand	10350 - 17250	0.20 - 0.40
Sand & gravel	69000 - 17250	0.15 - 0.35
Soft clay	2070 - 5180	0.20 - 0.50
Medium clay	5180 - 10350	
Stiff clay	10350 - 24150	

همچنین با استفاده از روابط همبستگی با عدد نفوذ استاندارد برای خاک‌های مختلف که در زیر ارائه شده است می‌توان مدول الاستیسیته را بدست آورد.

مقادیر مدول الاستیسیته و ضریب پواسون BH1

Depth(m)	E_s (kpa)	μ
2.0—2.45	27200	0.3
4.0—4.45	24500	0.3
6.0—6.45	49400	0.3
8.0—8.45	41200	0.3
10.0—10.45	26800	0.3
12.0—12.45	17250	0.3
14.0—14.45	22360	0.3
16.0—16.45	44000	0.3
18.0—18.45	21100	0.3
20.0—20.45	21000	0.3
24.0—24.45	44000	0.3

مقادیر مدول الاستیسیته و ضریب پواسون BH2

Depth(m)	Es(kpa)	μ
2.0—2.45	20800	0.3
4.0—4.45	21500	0.3
6.0—6.45	21100	0.3
8.0—8.45	22360	0.3
10.0—10.45	17250	0.3
12.0—12.45	21780	0.3
14.0—14.45	47600	0.3
16.0—16.45	47600	0.3
18.0—18.45	23650	0.3

تعیین ضریب نفوذپذیری خاک:

در جدول زیر حدود ضریب نفوذپذیری برای خاکهای مختلف ارائه شده است.

جدول ضریب نفوذپذیری خاکها

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

تعیین نوع زمین طبق آیین نام ۲۸۰۰:

با استناد به آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش ۴ این محدوده در منطقه ۲ پهنه بندی با خطر نسبی لرزه خیزی زیاد قرار داشته و زمین از نوع طبقه ۳ می باشد. بر اساس این آیین نامه زمین نوع ۳ دارای مشخصات زیر می باشد:

خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس های سخت با ضخامت بیش از ۳۰ متر.

سرعت موج برشی Vs در این نوع زمین بین ۱۷۵ تا ۳۷۵ متر بر ثانیه قرار می گیرد. حداکثر شتاب زمین معادل $A=0.3g$ برای دوره بازگشت ۵۰ ساله برای تخمین اثر زلزله مبنا DBE توصیه می شود. سازه مورد بررسی در گروه III ساختمان های با اهمیت متوسط قرار داشته و ضریب اهمیت آن ۱ می باشد.

نوع زمین	توصیف لایه بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{v}_s (m/s)$
I	سنگ و شیشه 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 یا 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 یا 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 یا تراکم متوسط تا کم، لایه های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	< 70	< 15	< 175

برای تعیین نوع زمین بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ابتدا با استفاده از روابط ذیل مقادیر سرعت موج برشی محاسبه می گردد.

Ref(1): Hasancebi & Ulusay (2006) : $V_s = 90.82N^{0.319}$ Sand

$V_s = 97.89N^{0.269}$ Clay

Ref(2): Imai & Tonouchi (1982) : All soil $V_s = 97N^{0.314}$

Ref(3): Imai & Yoshimura (1990) : All soil $V_s = 76N^{0.33}$

Ref(4): Ohsaki & Iwasaki (1973) : All soil $V_s = 82.0N^{0.39}$

نتایج مربوط به سرعت موج برشی TP1

	Ref(1)	Ref(2)	Ref(3)	Ref(4)
Depth (m)	Vs	Vs	Vs	Vs
2.0—2.45	287	301	250	335
4.0—4.45	269	282	233	309
6.0—6.45	357	373	313	437
8.0—8.45	342	358	300	415
10.0—10.45	285	299	248	332
12.0—12.45	183	193	157	193
14.0—14.45	236	248	204	264
16.0—16.45	342	358	300	415
18.0—18.45	224	236	194	248
20.0—20.45	224	236	194	248
24.0—24.45	342.3	358	300	415

سرعت موج برشی سایت فوق برای گمانه دوم حدود ($V_s=285 \text{ m/s}$) می باشد. با استناد به آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش ۳ این محدوده در منطقه ۲ پهنه بندی با خطر نسبی لرزه خیزی زیاد قرار داشته و زمین از نوع طبقه ۳ می باشد.

ظرفیت باربری مجاز پی های سطحی

حداکثر تنش را که یک پی میتواند به خاک اعمال کند ظرفیت باربری پی مینامند. یک پی سطحی وقتی دارای عملکرد صحیح است که تنش ایجاد شده در زیر آن به نحوی باشد که دو شرط زیر را همزمان برآورده کند.

۱- گسیختگی برشی در خاک زیر پی ایجاد نشود.

۲- تغییر شکلهای بیشتر از حد مجاز در زیر پی رخ ندهد.

لازم به ذکر است که دو معیار فوق مستقل از هم بوده و باید جداگانه برای پیهای سطحی کنترل شوند. ظرفیت باربری مجاز پی برابر حداقل ظرفیت باربری محاسبه شده از دو معیار فوق می باشد.

تعیین ظرفیت باربری مجاز پی های سطحی بر اساس معیار گسیختگی برشی:

حداکثر تنش را که یک پی میتواند به خاک اعمال کند تا گسیختگی برشی در خاک زیر پی ایجاد نشود ظرفیت باربری نهایی خاک بر اساس معیار گسیختگی برشی می نامند که به پارامترهای متعددی مانند مقاومت برشی زمین، سطح آب زیرزمینی، شیب زمین، نوع بار (قائم یا مایل)، خروج از مرکزیت بار، ابعاد پی، عمق مدفون پی و ... بستگی دارد.

در این گزارش به منظور تعیین ظرفیت باربری نهایی خاک، از رابطه عمومی ظرفیت باربری ذیل استفاده شده است:

$$q_{ult} = C.N_c.S_c.d_c.i_c + q.N_q.S_q.d_q.i_q + 0.5\gamma_m.B.N_\gamma.S_\gamma.d_\gamma.i_\gamma$$

که در آن پارامترهای N_c ، N_q ، N_γ ضرایب مقاومت برشی خاک؛ S_c ، S_q ، S_γ ضرایب شکل؛ d_c ، d_q ، d_γ ضرایب عمق؛ i_c ، i_q ، i_γ ضرایب میل بار؛ C چسبندگی؛ q تنش موثر قائم در تراز سطح زیرین شالوده؛ γ_m وزن مخصوص مرطوب خاک و B عرض پی می‌باشند. روابط مربوط برای محاسبه پارامترهای رابطه ظرفیت باربری در مراجع توسط محققین مختلف (Hansen, Meyerhof و Vesic) ارائه شده است. عمق تقریبی گوه گسیختگی برشی نیز بصورت زیر محاسبه می‌شود:

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

ظرفیت باربری مجاز پی، از تقسیم ظرفیت باربری نهایی پی بر ضریب اطمینان بصورت ذیل می‌باشد:

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

بار قائم مجاز وارده به پی با تعیین سطح پی بصورت رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$P_{all} = q_{all} \cdot A \quad A = B \cdot L$$

رابطه ظرفیت باربری ارائه شده در بالا، برای حالتی است که خاک زیر پی در محدوده گوه گسیختگی تک لایه، بار وارده به پی بدون خروج از مرکزیت و سطح آب زیرزمینی پایینتر از محدوده گوه گسیختگی است. در صورتیکه هر یک از موارد مذکور تغییر کند نیاز به تصحیحاتی در رابطه ظرفیت باربری می‌باشد. برای مطالعه دقیقتر در این زمینه به مراجع رجوع شود.

خاک چند لایه

در صورتیکه خاک زیر پی در محدوده عمق گوه گسیختگی، دارای چند لایه با ضخامتهای مختلف H_i باشد، پارامترهای مقاومت برشی (C, ϕ) و وزن مخصوص (γ) خاک، بصورت زیر تصحیح می‌شوند:

$$\gamma_{av} = \frac{\sum \gamma_i \cdot H_i}{\sum H_i}$$

$$C_{av} = \frac{\sum C_i \cdot H_i}{\sum H_i}$$

$$\tan(\phi_{av}) = \frac{\sum \tan(\phi_i) \cdot H_i}{\sum H_i}$$

تعیین ظرفیت باربری مجاز پی‌های سطحی بر اساس معیار تغییر شکل

حداکثر تنش را که یک پی می‌تواند به خاک اعمال کند تا تغییر شکلهای بیشتر از مقدار مجاز در زیر پی رخ ندهد، ظرفیت باربری مجاز خاک بر اساس معیار تغییر شکل می‌نامند. بر اثر بارهای وارده به یک پی، تغییر شکلهایی بصورت نشست و دوران در پی بوجود می‌آید که ممکن است در سازه اثر نامطلوب و حتی گسیختگی ایجاد نماید.

نشست پی‌های سطحی بر دو نوع میباشد: نشست آنی (الاستیک) و نشست تحکیمی.

مقادیر نشست مجاز در گزارش برای گسترده در محدوده مقادیر نشست مجاز مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شده است.

جدول مقادیر نشست مجاز پی

خاک	نوع پی	نشست مجاز (میلی‌متر)	
		غیر یکنواخت	یکنواخت
ماسه	منفرد و نواری	۲۰	۲۵
	شبکه‌ای و گسترده	۲۰	۵۰
رس	منفرد و نواری	۲۵	۶۵
	شبکه‌ای و گسترده	۲۵	۶۵-۱۰۰

جدول ۳-۴-۷ مقادیر مجاز چرخش

نوع ساختمان	مقدار ماکزیمم چرخش β (رادیان)
حد خرابی سازه‌های ساختمان‌های دارای اسکلت	۰/۰۰۴ تا ۰/۰۰۶۷
حد ایجاد ترک در ساختمان	۰/۰۰۲ تا ۰/۰۰۳۳

نشست آنی

نشست آنی پی‌های سطحی بلافاصله بعد از بارگذاری به دلیل تغییر شکل الاستیک توده خاک رخ میدهد. نشست آنی یک پی انعطافپذیر مستطیلی واقع بر نیم فضای الاستیک را می‌توان با استفاده از روابط الاستیسیته بصورت زیر محاسبه کرد:

$$S = B'q_o \frac{1-\mu^2}{E_s} mI_s I_F = B'q_o \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) mI_F$$

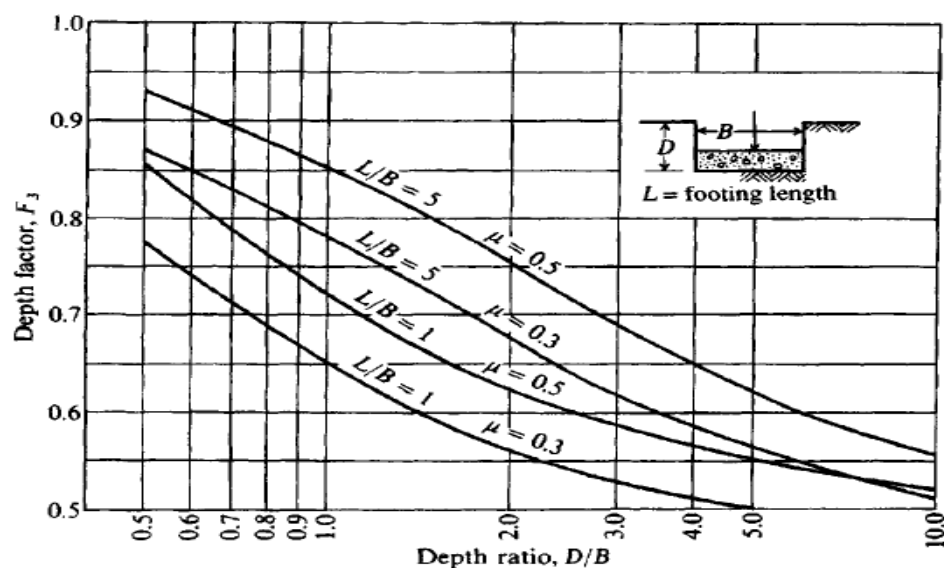
که در آن q تنش ناشی از بارگذاری روی خاک، B' عرض موثر پی، n ضریب پواسون، E_s مدول الاستیسیته خاک، m تعداد گوشه‌های سه‌پایه در نشست، I_s ضریب تاثیر و I_f ضریب عمق می‌باشند. همچنین برای تعیین ضرایب I_1 و I_2 از روابط زیر استفاده می‌شود. برای جزئیات بیشتر این معادله به مراجع رجوع شود.

مقادیر متوسط E_s با استفاده از نمودار تنش-کرنش حاصل از نتایج آزمایشگاهی و نتایج آزمایش نفوذ استاندارد قابل تعیین می‌باشد.

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

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (\tan^{-1} \text{ in radians}) \quad (b)$$

where $M = \frac{L'}{B'}$



تعیین ضریب عمق

محاسبه نشست تحکیمی

نشست تحکیمی پی‌های سطحی تابع زمان می‌باشد که به دلیل خروج آب از میان حفرات خاک می‌باشد و در خاک‌های چسبنده ریزدانه اشباع رخ می‌دهد. برای محاسبه نشست تحکیمی از روابط زیر استفاده می‌شود:

$$S = \frac{Cc.H}{1+e_0} \log_{10} \frac{P_0+\Delta P}{P_0}$$

حالت عادی تحکیم یافته

$$S = \frac{C_s.H}{1+e_0} \log_{10} \frac{P_0+\Delta P}{P_0}$$

حالت بیش تحکیم یافته

$$S = \frac{C_s.H}{1+e_0} \log_{10} \frac{P_c}{P_0} + \frac{Cc.H}{1+e_0} \log_{10} \frac{P_0+\Delta P}{P_c}$$

حالت تحکیم نیافته

که در آن C_c ضریب قابلیت فشرده‌گی، C_s ضریب قابلیت تورم، e_0 نسبت تخلخل اولیه، H ضخامت لایه نشست پذیر، P'_c تنش بیش تحکیمی (برابر بیشترین تنش موثری است که خاک در طی زمان تجربه کرده است)، P'_0 تنش موثر موجود در وسط لایه و ΔP افزایش تنش موثر ناشی از بار وارده به پی در وسط لایه می‌باشد.

ظرفیت باربری مجاز پی شبکه‌ای به عرض ۸/۰ متر و طول ۱۵/۰ متر و با عمق استقرار پی برابر ۱ متر برابر ۹۸/۲ کیلونیوتن بر مترمربع و یا ۰/۹۸ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد و در این فشار نشست پی برابر با ۵/۵ سانتیمتر می‌باشد.

ضریب واکنش بستر پی:

ضریب واکنش بستر از رابطه بار- نشست به صورت زیر بدست می‌آید:

پی گسترده: $D_f = 1m$ و $B=8.0m$ و $L=15.0$

- مرکز پی

$$k_s = \frac{q_{all}}{s} = \frac{0.98}{5.5} = 0.18 \text{ kg/cm}^3$$

پدیده روانگرایی:

پدیده تغییر رفتار ماسه از حالت جامد به مایع در نخستین گام‌های گسترش مکانیک خاک شناخته شد. نخستین بار کاساگراند در سال ۱۹۳۶ پدیده روانگرایی ماسه و آثار آن را شناساند. کاساگراند از تئوری نسبت پوکی بحرانی استفاده کرد و از این تئوری برای نشان دادن شرایطی که موجب وقوع روانگرایی می شود استفاده کرد، او توضیح داد که ماسه متراکم وقتی تحت برش قرار می‌گیرد گرایش به اتساع دارد ولی ماسه سست تحت همان شرایط گرایش به کاهش حجم دارد.

واژه روانگرایی آنی توسط ترزاقی و پک در سال ۱۹۴۸ برای نشان دادن تغییر حالت نهشته‌های ماسه‌ای سست و جریان آن‌ها شبیه یک سیال ویسکوز که در اثر دست‌خوردگی اندکی به وجود آمد استفاده می‌شود.

ماسه‌های ریز و یکنواخت در مقایسه با ماسه‌های درشت و همین‌طور ماسه‌های خوب دانه‌بندی شده در شرایط یکسان استعداد روانگرایی بیشتری دارند و نیز شکل ذرات بر استعداد روانگرایی اثر می‌گذارد. خاک‌های با ذرات کروی ساده‌تر از خاک‌های با ذرات گوشه‌دار متراکم می‌شوند لذا نسبت به خاک‌های با ذرات تیز گوشه استعداد روانگرایی بیشتر دارند.

روانگرایی لای‌های غیرپلاستیک هم در آزمایشگاه و هم در صحرا مشاهده شده است. ایشی‌هارا نشان داد که خصوصیات پلاستیکی نیز، علاوه بر دانه‌بندی بر قابلیت روانگرایی خاک‌های ریزدانه اثر می‌گذارد. لای‌های درشت‌دانه که غیرچسبنده و غیرپلاستیک هستند شدیداً مستعد روانگرایی هستند.

لای‌های ریزدانه با ذرات پولکی یا صفحه‌ای عموماً به اندازه‌ای چسبنده هستند که پدیده روانگرایی در آنها رخ نمی‌دهد. رس‌ها غیرمستعد روانگرایی می‌باشند البته رس‌های حساس رفتار نرم‌شوندگی با کرنش که مشابه روانگرایی خاک است از خود بروز می‌دهند.

خاک‌های ریزدانه‌ای که هر یک از چهار معیار چینی‌ها (وانگ، ۱۹۷۹) به شرح ذیل را ارضا نمایند. ممکن است مستعد برای کاهش مقاومت باشند:

از طرفی در شن نیز روانگرایی، هم در صحرا و هم در آزمایشگاه مشاهده شده است.

در این پروژه با توجه به بالا بودن تراز آب زیرزمینی، می‌بایستی ارزیابی روانگرایی انجام شود.

مقدار M_w جهت بررسی پدیده روانگرایی برابر با ۷/۰ در نظر گرفته شده است.

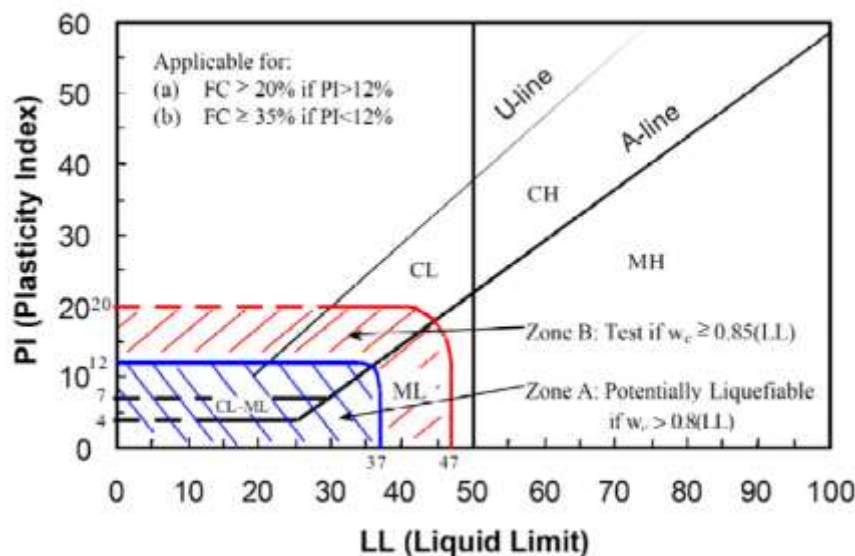
معیارهای تعیین استعداد روانگرایی خاک های ریزدانه (رس و سیلت)

ساختمانهای متشکل از سیلت های با خاصیت خمیری کم و همچنین رس های سیلت دار به طور وسیعی در نقاط مختلف جهان از جمله ایران موجود هستند. در حالی که نظرات برخی محققان در طی چند دههی گذشته، نشانگر عدم استعداد روانگرایی در این نوع از خاک ها م یباشد؛ ولیکن بررسی مشاهدات محلی حاکی از آن است که این خاکها نیز م ی توانند پدیدهی روانگرایی را تجربه کنند. مطالعات صورت گرفته در خصوص ماسه های تمیز، سبب درک قابل قبولی از رفتار این نوع خاک ها در طی بارگذاری تناوبی شده است؛ اما با وجود مطالعات وسیع بر روی خاک های ریزدانه در طی سال های اخیر، شناخت مناسبی از رفتار روانگرایی این خاک ها به دست نیامده و راهنماهای قابل قبول برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی بر مبنای میزان تراکم، نسبت تخلخل، شاخص خمیری، مقدار نفوذ استاندارد یا دیگر ویژگیهای سادهی خاک در دسترس نیست. در طی چهار دههی گذشته و در پی مشاهدات روانگرایی در خاک های حاوی ریزدانه، مطالعاتی در این راستا و به منظور ایجاد دستورالعملی برای تعیین استعداد روانگرایی این نوع خاک ها، هرچند با آهنگی کند، صورت گرفته است. در این بخش از معیار چینی ها استفاده می گردد.

معیار سید (Seed 2003)

بر مبنای این معیار، می توان استعداد روانگرایی خاک های ریزدانه را در قالب نواحی شکل فوق بصورت زیر بررسی کرد.

- ۱- خاک های قرار گرفته در داخل ناحیه A به عنوان خاکهای بالقوه مستعد روانگرایی لرزه ای در نظر گرفته می شوند
- ۲- خاک های داخل ناحیه B می توانند مستعد روانگرایی باشند.
- ۳- خاک های داخل ناحیه C یعنی نواحی خارج از A و B معمولاً مستعد روانگرایی لرزه ای نیستند؛ اما باید برای پتانسیل حساسیت کنترل شوند.



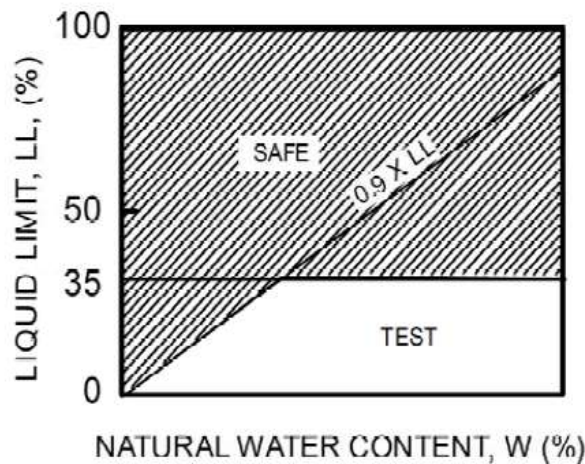
شکل ۲-۲: تعیین استعداد روانگرایی خاک‌های ریزدانه

معيار چيني (Wang 1979,1981)

نخستين ضوابط روانگرایی برای خاکهای ریزدانه بر اساس تجربیات حاصل از زلزله‌های چین ایجاد شد. مطالعات صورت گرفته نشان میداد که پتانسیل روانگرایی خاکهای سیلتی و رسی با اندازه‌ی ذرات، حد روانی و میزان رطوبت خاک کنترل می‌شود. شکل زیر معیار چینی اصلاح شده را به عنوان معروف‌ترین معیار مورد استفاده در طی سه دهه‌ی گذشته برای ارزیابی پتانسیل روانگرایی خاک‌های ریزدانه نشان می‌دهد. مطابق این معیار اگر سه شرط زیر به طور همزمان برای خاکی برقرار باشد، این خاک "مستعد روانگرایی" در نظر گرفته میشود:

- درصد ریزدانه‌ی رسی کمتر از 15 باشد (در تعریف چینی، اندازه‌ی ذرات رس کوچکتر 0.075 میلی‌متر است).
- حد روانی کمتر از 35 درصد باشد؛
- میزان رطوبت در محل بزرگتر یا مساوی 90 درصد حد روانی باشد.

1. Percent Finer than 0.005mm $\leq 15\%$
2. Liquid Limit (LL) $\leq 35\%$
3. Water Content (W) $\geq 0.9 \times LL$



شکل ۲-۳: معیار چینی اصلاح شده

ارزیابی احتمال روانگرایی

نخستین گام در ارزیابی روانگرایی، یافتن پاسخ به این سوال است که آیا منطقه مورد بررسی از خاک دارای استعداد روانگرایی می‌باشد یا خیر. چنانچه خاک فاقد استعداد روانگرایی باشد، صرف نظر از بزرگی بارگذاری، روانگرایی رخ نخواهد داد و اگر دارای این استعداد باشد، تحت یک بارگذاری لرزه‌ای روانگرا می‌شود.

بررسی استعداد روانگرایی تاکنون با تحولات گسترده‌ای روبرو شده است. برای مدت طولانی تنها ماسه را به عنوان خاک روانگرا می‌شناختند.

بولانگر و ادريس (۲۰۰۵) با بررسی مطالعات گذشته، نتایج آزمایشگاهی و مشاهدات صحرایی رفتار خاک‌ها را به دو دسته ماسان و رس‌سان بر اساس رفتار تنش-کرنش و تنش عمودی تقسیم بندی کرده‌اند.

آنها بیان کردند خاکهای رس‌گون، استعداد روانگرایی ندارند اماممکن است به شکل دیگری هنگام رخداد زلزله موجب بروز خرابی شوند. در این میان ویژگی خمیری خاک برای تفکیک این دو رفتار تعیین شد. بدین منظور S_{BI} که تابعی از شاخص خمیری (PI) خاک است به عنوان یک رابطه عددی معرفی شده است که شاخص استعداد روانگرایی بولانگر و ادريس نام دارد.

$$S_{BI} = \left[1 + \left(\frac{\ln PI}{1.843} \right)^{11.483} \right]^{-2}$$

مقدار $S_{BI}=0$ بیانگر رفتار رس‌سان و $S_{BI}=1$ بیانگر رفتار ماسه‌سان است.

برای و سانسو (۲۰۰۶) با مطالعات بررسی خاک‌های ریزدانه که در زلزله نورتریج، کوکائلی و چی چی روانگرا شده‌اند رابطه دیگری برای تعیین شاخص استعداد روانگرایی ارائه دادند که در آن علاوه بر شاخص خمیری، نسبت درصد رطوبت طبیعی به حد روانی خاک نیز تاثیر گذار است که در این رابطه عبارت از:

$$S_{BS} = \left[1 + \left(\frac{\ln PI}{2.778} \right)^{33.077} \right]^{-2} \left[1 + \left(\frac{4.401}{\ln(W_c/LL)} \right)^{360.471} \right]^{-2}$$

براین اساس چنانچه $PI < 12$ و $W_c/LL > 0.85$ باشد. خاک دارای استعداد روانگرایی است و اگر $PI > 18$ و $W_c/LL > 0.80$ باشد. خاک غیرروانگرا می‌باشد. باقی حالت‌ها نیاز به بررسی دارد.

با بررسی مطالب بالا شاخص استعداد روانگرایی (SI) را مطابق رابطه زیر محاسبه می‌نماییم که میانگین S_{BI} و S_{BS} می‌باشد.

$$SI = \frac{S_{BS} + S_{BI}}{2}$$

برای ارزیابی روانگرایی خاک‌های مستعد روانگرایی از روش ارائه شده توسط (NCEER Workshop (1997) و (Idriss and Boulanger (2004) بر اساس مرجع زیر استفاده می‌گردد.

Kramer S.L 2008, Evaluation of Liquefaction hazards, U.S Department of transportation

ضریب اطمینان در مقابل روانگرایی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F.S_l(z) = \frac{CRR(z)}{CSR(z)}$$

که مقدار $CRR(z)$ عبارت است از نسبت مقاومت سیکلیک خاک در عمق مورد بررسی که با توجه به مقادیر حاصل از آزمایش صحرایی نفوذ استاندارد انجام شده در زمین مورد مطالعه مطابق روابط زیر بدست می‌آید:

$$CRR_{NCEER} = K_{\sigma} \left[\frac{1}{34 - (N_1)_{60,CS}} + \frac{(N_1)_{60,CS}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60,CS} + 45)^2} - \frac{1}{200} \right]$$

$$CRR_{Idriss \& Boulanger} = K_{\sigma} \left\{ \exp \left[\frac{(N_1)_{60,CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60,CS}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60,CS}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60,CS}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \right\}$$

که در این رابطه عدد S.P.T اصلاح شده با فشار روباره و درصد ریزدانه مصالح می باشد.

مقدار $CSR(Z)$ عبارت است از نسبت تنش سیکلیک خاک تحت زلزله طرح که مطابق رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot \frac{r_d}{MSF}$$

که در این رابطه:

a_{max} = شتاب بیشینه در سطح زلزله طرح که براساس استاندارد زلزله ۸۴-۲۸۰۰ برای منطقه مورد نظر برابر با ۰/۳ انتخاب می شود.

$$\sigma_v = \text{تنش کل در ژرفای موردنظر} \quad \sigma'_v = \text{تنش موثر در ژرفای موردنظر}$$

براساس مطالب گفته شده ابتدا در هر گمانه استعداد روانگرایی خاک بررسی شد، سپس در صورت مستعد بودن لایه ها در گمانه مورد نظر، پتانسیل روانگرایی آن ارزیابی گردید.

: BH1

تعیین استعداد روانگرایی خاک BH1

Depht	Soil type	FC (%)	PI	Wc/LL	Boulanger & Idriss	Bray & sancio	Suscep. Index	potential		
2.0	SP	2.5	N.P	N.P	N.P	N.P	0.00	NO	✗	روانگرا نمیباشد
4.0	SP	2.7	N.P	N.P	N.P	N.P	1.00	YES	✓	مستعد روانگرایی است.
6.0	GP	1.0	N.P	N.P	N.P	N.P	0.00	NO	✗	روانگرا نمیباشد
8.0	GP	1.4	N.P	N.P	N.P	N.P	0.00	NO	✗	روانگرا نمیباشد
10.0	SP	0.7	N.P	N.P	N.P	N.P	1.00	YES	✓	مستعد روانگرایی است.
12.0	SP	3.5	N.P	N.P	N.P	N.P	1.00	YES	✓	مستعد روانگرایی است.
14.0	SP	4.8	N.P	N.P	N.P	N.P	1.00	YES	✓	مستعد روانگرایی است.
16.0	GP	1.4	N.P	N.P	N.P	N.P	0.00	NO	✗	روانگرا نمیباشد
18.0	ML	100.0	19	0.5432653	0.00	0.04	0.02	NO	✗	روانگرا نمیباشد
20.0	ML	100.0	18	0.4782979	0.01	0.09	0.05	NO	✗	روانگرا نمیباشد

Depth	γ_{wet}	N	FC	Cr	σ_v	σ_v	orew ate pressure	σ'_v	σ'_v	C_n	C_n	N	$N_{1.60}$	$N_{1.60,cs}$	f_d	CSR	$CRR_{\sigma'_{lam}}$	Dr	f	K_σ	CRR_σ	Fs	Fs
m	kN/m ³		%		kPa	Kg/cm ²	kPa	kPa	Kg/cm ²	Calc.	use	correct						%				user	CRR/CSR
2	18.05	30	2.5	0.75	36.1	0.37	0	36.1	0.37	1.63	1.63	22.5	36.68	36.68	0.99	0.23	2	100	0.6	1	2	1	5
4	18.25	30	2.7	0.85	72.59	0.75	0	72.59	0.74	1.15	1.15	25.5	29.33	29.33	0.97	0.22	0.43	100	0.6	1	0.43	1	5
6	20.8	200	0.97	0.95	114.2	1.18	19.6	94.59	0.97	1.01	1.01	190	191.9	191.9	0.96	0.27	2	100	0.6	1	2	1	5
8	21.09	200	1.4	0.95	156.4	1.61	39.2	117.2	1.20	0.91	0.91	190	172.9	172.9	0.94	0.29	2	100	0.6	1	2	1	5
10	18.44	42	0.74	1	193.3	1.99	58.8	134.5	1.37	0.84	0.84	42	35.28	35.28	0.9	0.3	2	100	0.6	1	2	1	5
12	19.03	11	3.5	1	231.3	2.38	78.4	152.9	1.56	0.79	0.79	11	8.69	8.69	0.86	0.3	0.1	46.61	0.7	1	0.1	1	0.33
14	19.13	26	4.8	1	269.6	2.78	98	171.6	1.75	0.75	0.75	26	19.5	19.5	0.79	0.29	0.21	69.82	0.7	1	0.21	1	0.72
16	19.33	200	1.4	1	308.2	3.18	117.6	190.6	1.95	0.71	0.71	200	142	142	0.73	0.27	2	100	0.6	1	2	1	5
18	17.46	25	100	1	343.2	3.54	137.2	206	2.10	0.68	0.68	25	17	25.4	0.67	0.26	0.3	65.19	0.7	1	0.3	1	5
20	17.27	26	100	1	377.7	3.89	156.8	220.9	2.25	0.66	0.66	26	17.16	25.59	0.62	0.24	0.3	65.5	0.7	1	0.3	1	5

با توجه به محاسبات فوق، در گمانه BH1 لایه های ۱۲ تا ۱۴ متری مستعد روانگرایی هستند و تمهیدات لازم

جهت جلوگیری از آن باید توسط طراح محترم سازه و کار فرما اندیشیده شود.

: BH2

تعیین استعداد روانگرایی خاک BH2

Depth	Soil type	FC (%)	PI	Wc/LL	Boulanger & Idriss	Bray & sancio	Suscep. Index	potential		
2.0	SP	3.5	N.P	N.P	N.P	N.P	0.00	NO	✗	روانگرا نمیباشد
4.0	SP	3.7	N.P	N.P	N.P	N.P	1.00	YES	✓	مستعد روانگرایی است.
6.0	SP	4.4	N.P	N.P	N.P	N.P	1.00	YES	✓	مستعد روانگرایی است.
8.0	SP	3.5	N.P	N.P	N.P	N.P	1.00	YES	✓	مستعد روانگرایی است.
10.0	SP	4.7	N.P	N.P	N.P	N.P	1.00	YES	✓	مستعد روانگرایی است.
12.0	SP	4.1	N.P	N.P	N.P	N.P	1.00	YES	✓	مستعد روانگرایی است.
14.0	GP	0.7	N.P	N.P	N.P	N.P	0.00	NO	✗	روانگرا نمیباشد
16.0	GP	1.0	N.P	N.P	N.P	N.P	0.00	NO	✗	روانگرا نمیباشد
18.0	ML	100.0	18	0.5623913	0.01	0.07	0.04	NO	✗	روانگرا نمیباشد

Depth	γ_{wet}	N	FC	Cr	σ_v	σ_v	orew ate pressure	σ'_v	σ'_v	C_n	C_n	N	$N_{1,60}$	$N_{1,60,cs}$	I_d	CSR	$CRR_{\sigma'_{lam}}$	Dr	f	K_σ	CRR_σ	F_s	F_s
m	kN/m3		%		kPa	Kg/cm2	kPa	kPa	Kg/cm2	Calc.	use	correct						%				user	CRR/CSR
2	17.66	13	3.5	0.75	35.32	0.36	0	35.3	0.36	1.65	1.65	9.75	16.09	16.09	0.99	0.23	0.17	63.42	0.7	1	0.17	1	5
4	18.05	18	3.7	0.85	71.42	0.74	0	71.42	0.73	1.16	1.16	15.3	17.75	17.75	0.97	0.22	0.19	66.61	0.7	1	0.19	1	0.86
6	18.25	17	4.4	0.95	107.9	1.11	19.6	88.31	0.90	1.04	1.04	16.15	16.8	16.8	0.96	0.27	0.18	64.81	0.7	1	0.18	1	0.67
8	18.15	22	3.5	0.95	144.2	1.49	39.2	105	1.07	0.96	0.96	20.9	20.06	20.06	0.94	0.3	0.22	70.82	0.7	1	0.22	1	0.73
10	19.03	10	4.7	1	182.3	1.88	58.8	123.5	1.26	0.88	0.88	10	8.8	8.8	0.9	0.31	0.1	46.9	0.7	1	0.1	1	0.32
12	19.33	23	4.1	1	220.9	2.28	78.4	142.5	1.45	0.82	0.82	23	18.86	18.86	0.86	0.31	0.2	68.67	0.7	1	0.2	1	0.65
14	21.39	200	0.66	1	263.7	2.72	98	165.7	1.69	0.76	0.76	200	152	152	0.79	0.29	2	100	0.6	1	2	1	5
16	21.19	200	1	1	306.1	3.16	117.6	188.5	1.92	0.71	0.71	200	142	142	0.73	0.27	2	100	0.6	1	2	1	5
18	17.17	39	100	1	340.4	3.51	137.2	203.2	2.07	0.69	0.69	39	26.91	37.29	0.67	0.26	-0.03	82.02	0.6	1	-0.03	1	5

با توجه به محاسبات فوق، در گمانه BH2 لایه های ۴ تا ۱۴ متری مستعد روانگرایی هستند و تمهیدات لازم

جهت جلوگیری از آن باید توسط طراح محترم سازه و کار فرما اندیشیده شود.

ملاحظات گودبرداری و فشار جانبی خاک

در بسیاری از پروژه های ساختمانی نیاز به عملیات گودبرداری می باشد. در مناطق شهری به دلیل محدودیت های موجود، دیوارهای گود معمولاً قائم و یا نزدیک به قائم اجرا می گردند و این شیوه گودبرداری به دلیل پاره ای مسائل، نیازمند توجه ویژه می باشد.

در طراحی هر سازه نگهبان و یا پایدارسازی هر دیوار گود، لازم است در جهت افزایش نیروهای مقاوم و یا کاهش نیروهای محرک پیش رفت. بر این اساس هر راهکاری که جهت پایدارسازی یک دیوار ارائه می شود بایستی قادر باشد که نیروهای مقاوم را افزایش داده و از نیروهای محرک بکاهد و یا تلفیق این دو رویکرد را در نظر داشته باشد.

پایداری دیواره گود به مشخصات مکانیکی خاک آن دیواره بستگی دارد و از طرفی این مشخصات مکانیکی با پارامترهای چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی خاک تعریف می شود. نیروی محرک وارد بر دیواره گود تحت تأثیر سربارهای اطراف گود، وزن گوه گسیختگی و عوامل دیگری می باشند. اگر مجموع نیروهای محرک (نیروی که باعث تخریب دیواره می شوند) از مجموع نیروهای مقاوم (نیروهایی که از ریزش دیواره جلوگیری می نماید) بیشتر باشد، دیواره گود ریزش خواهد نمود. جهت جلوگیری از ریزش دیواره گود لازم است از سازه های نگهبان استفاده شود. تعدادی از روش های مختلفی که برای پایدارسازی دیواره های گود مورد استفاده قرار می گیرد به قرار زیر می باشند:

- جداره های مهاربندی شده توسط المان های افقی و مایل (Braced wall using wale struts)
- جداره های مهاربندی شده توسط المان های کششی (Soldier beam & lagging)
- جداره های مهاربندی شده توسط سپر کوبی (Braced sheet pile)
- جداره های مهاربندی شده توسط شمع های درجا (Bored pile walls)
- جداره های مهاربندی شده توسط دیوار دیافراگمی (Diaphragm walls-slurry wall)
- جداره های مهاربندی شده توسط نیلینگ (Soil nailing)

ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (K_0):

خاک رسی عادی تحکیم یافته	$k_0 = 0.95 - \sin \phi$
خاک رس پیش تحکیمی	$k_0 \approx k_0^* \sqrt{OCR}$
خاک ماسه شل و معمولی	$k_0 \approx 1 - \sin \phi$
ماسه متراکم	$k_0 \approx 1 - \sin \phi + ((\gamma_d / \gamma_{d \min}) - 1) * 5.5$

ضریب فشار جانبی خاک در حالت محرک (K_a):

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

ضریب فشار جانبی خاک در حالت مقاوم (K_p):

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

شرایط عادی (K)	شرایط زلزله (K_e)	ϕ	نوع رفتار خاک
۰.۴۹	-	۳۰.۵	سکون (K_0)
۰.۳۳	۰.۵۶	۳۰.۵	فشار محرک (K_a)
۳.۰۶	۲.۴۸	۳۰.۵	فشار مقاوم (K_p)

پدیده زمین لغزش

با توجه به توپوگرافی سایت فوق، امکان رخداد پدیده زمین لغزش وجود ندارد.

ارزیابی خطر گود

ارزیابی خطر گود به منظور طراحی گودبرداری انجام می‌شود.

جهت ارزیابی خطر گود قائم لازم است هر سه شرط تعیین شده برای هر دسته در جدول زیر برقرار باشد. در صورتیکه هر سه شرط مذکور با هم برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی تعیین می‌شود که خطر بیشتر را تعیین می‌کند. عمق بحرانی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$h_c = \frac{2C}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

شرایط خطر گود

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

لازم به ذکر است، پروژه حاضر فاقد گود برداری است.

روش های تقویت فونداسیون:

جهت بهبود وضعیت خاک های مختلف روش های متعددی وجود داشته که عبارتند از:

- افزایش عمق حفاری و افزایش ارتفاع یا تعداد طبقات زیرزمین جهت افزایش ظرفیت باربری خاک
- احداث پی روی لایه های مقاوم زیرین
- تثبیت خاک با کمک سیمان یا آهک
- برداشت لایه های ضعیف و جایگزینی آن با مصالح مناسب با تراکم ۹۵ درصد
- بسترسازی با ضخامت مناسب
- احداث میکروپایل
- احداث شمع های بتنی درجا و یا شمع های کوبشی

• احداث ستون های سنگی

در صورتی که ظرفیت باربری پی اهداف طراحی را برآورده نسازد، لازم است تا با روش هایی خاک زیر فونداسیون بهسازی شده و توان باربری آن افزایش یابد در این خصوص طراح و نماینده فنی کارفرمای محترم می تواند هر یک از روش های فوق را جهت تقویت فونداسیون انتخاب نماید و این آزمایشگاه نیز آمادگی ارائه خدمات طراحی و مشاوره در این خصوص را دارد.

شرایط همجواری

با توجه به داده های موجود، ضلع شمالی مشرف به آپارتمان در حال ساخت، ضلع جنوبی مشرف به کوچه، ضلع غربی مشرف به کوچه و ضلع شرقی مشرف به آپارتمان ۳ سقف می باشد. در زمان برداشت خاک جهت اجرای فونداسیون توصیه میشود چنانچه نیاز به برداشت خاک در تراز پایین تر از پی مجاور باشد تمهیدات لازم در این خصوص انجام گردد. پیشنهاد میگردد قبل از عملیات گودبرای نسبت به پایدار سازی گود با مشاوره طراح ژئوتکنیک اقدام شود.

بر اساس کروکی، ساختمان های اضلاع شمالی و شرقی در مجاورت زمین مورد مطالعه قرار دارند. لذا می بایست اثرات القایی سازه های مورد مطالعه بر آنها بررسی شود به گونه ای که نشست القایی ناشی از ساخت پروژه مورد مطالعه می بایست در حد قابل تحمل توسط این سازه باشد. **ساخت سازه مورد نظر قطعاً بر ساختمان های اضلاع شمالی و شرقی تاثیر گذار است. لذا تمهیدات لازم (اجرای شمع، میکروپایل و ...) جهت کنترل نشست سازه های همجوار و جلوگیری از ترک خوردگی آن ها باید توسط طراح محترم سازه و کارفرما اندیشیده شود.**

جدول ۷-۴-۲ مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

خاک	نوع پی	نشست مجاز (میلی متر)	
		غیر یکنواخت	یکنواخت
ماسه	منفرد و نواری	۲۰	۲۵
	شبه گسترده	۲۰	۵۰
رس	منفرد و نواری	۲۵	۶۵
	شبه گسترده	۲۵	۶۵-۱۰۰

جدول ۷-۴-۳ مقادیر مجاز چرخش

مقدار ماکزیمم چرخش β (رادیان)	نوع ساختمان
۰/۰۰۴ تا ۰/۰۰۶۷	حد خرابی سازه های ساختمان های دارای اسکلت
۰/۰۰۲ تا ۰/۰۰۳۳	حد ایجاد ترک در ساختمان

جمع بندی:

ظرفیت باربری پی گسترده به عرض ۶/۰ متر و عمق استقرار ۱/۰ متر با نسبت طول به عرض های مختلف

$$B=6.0m \quad , \quad D_F=1.0m$$

L/B	$q_{a(b)}$	$q_s (kg/cm^2)$	Se (cm)	Sc (cm)	$S_t(cm)$	$q_{all} (kg/cm^2)$	$k_s (kg/cm^3)$
1.0	3.71	1.28	5.00	0.50	5.50	1.28	0.23
1.50	3.86	1.09	4.98	0.52	5.50	1.09	0.20
1.88	3.92	1.01	4.95	0.55	5.50	1.01	0.18
2.50	3.98	0.92	4.97	0.53	5.50	0.92	0.17

ظرفیت باربری پی گسترده به عرض ۸/۰ متر و عمق استقرار ۱/۰ متر با نسبت طول به عرض های مختلف

$$B=8.0m \quad , \quad D_F=1.0m$$

L/B	$q_{a(b)}$	$q_s (kg/cm^2)$	Se (cm)	Sc (cm)	$S_t(cm)$	$q_{all} (kg/cm^2)$	$k_s (kg/cm^3)$
1.0	4.27	1.25	4.91	0.59	5.50	1.25	0.23
1.50	4.56	1.06	4.84	0.66	5.50	1.06	0.19
1.88	4.67	0.98	4.81	0.69	5.50	0.98	0.18
2.50	4.79	0.90	4.76	0.74	5.50	0.90	0.16

ظرفیت باربری پی گسترده به عرض ۱۰/۰ متر و عمق استقرار ۱/۰ متر با نسبت طول به عرض های مختلف

$$B=10.0m \quad , \quad D_F=1.0m$$

L/B	$q_{a(b)}$	$q_s (kg/cm^2)$	Se (cm)	Sc (cm)	$S_t(cm)$	$q_{all} (kg/cm^2)$	$k_s (kg/cm^3)$
1.0	4.85	1.22	4.72	0.78	5.50	1.22	0.22
1.50	5.27	1.04	4.65	0.85	5.50	1.04	0.19
1.88	5.43	0.96	4.61	0.89	5.50	0.96	0.17
2.50	5.60	0.88	4.57	0.93	5.50	0.88	0.16

توصیه های لازم و پیشنهادات فنی جهت طرح و اجرای فونداسیون:

- برای طراحی لرزه ای سازه، زمین از نوع ۳ و نسبت شتاب مبنای طرح برابر 0.3 پیشنهاد می شود.
- در صورتیکه ظرفیت باربری مجاز پی جوابگوی نیازهای طراحی نباشد پیشنهاد میشود ابتدا ابعاد پی را افزایش و در صورت مثبت نبودن جواب از روشهای بهسازی به منظور افزایش ظرفیت باربری و کاهش نشست پی، استفاده گردد.
- در صورت لزوم روشهای بهسازی ذیل پیشنهاد میگردد:
الف- پی مرکب رادیه- شمع ب- میکروپایل
در خصوص استفاده از روشهای بهسازی بستر، با این مشاور هماهنگی های لازم صورت گیرد.
- خاک سطحی از نوع خاک نشست پذیر می باشد، از این رو توصیه می شود که در احداث ساختمان مورد نظر این لایه ضعیف به طور کامل برداشته شود.
- عملیات گودبرداری بدون مهار امکان پذیر نبوده و از این رو توصیه می شود که بر اساس روش هایی که در بخش مربوط به گودبرداری پیشنهاد گردید، دیواره گود پایدار گردد.
- جهت جلوگیری از نفوذ بارش بارن و نزولات جوی، توصیه می شود که دیواره گود با پوشش مناسب پوشانده شود.
- از اعمال بارهای اضافی و عبور ماشین آلات سنگین در اطراف گود پرهیز گردد.
- توصیه می گردد که در احداث سازه از مصالح نوین و سبک استفاده شود.
- توصیه می شود که قبل از احداث فونداسیون، گمانه های حفر شده در سایت با مصالح مناسب انباشته شود.
- در صورت تغییر مشخصات سازه مورد نظر و نیز در هنگام برخورد با هرگونه مشخصات غیر طبیعی در خاک محل، مراتب به آزمایشگاه اعلام گردد.
- توصیه می شود، جهت اطمینان از مصالح مصرفی در سازه و کنترل کیفیت اجرای سازه در مدت زمان اجرا، از بتن و میلگرد مصرفی آزمایش به عمل آید.

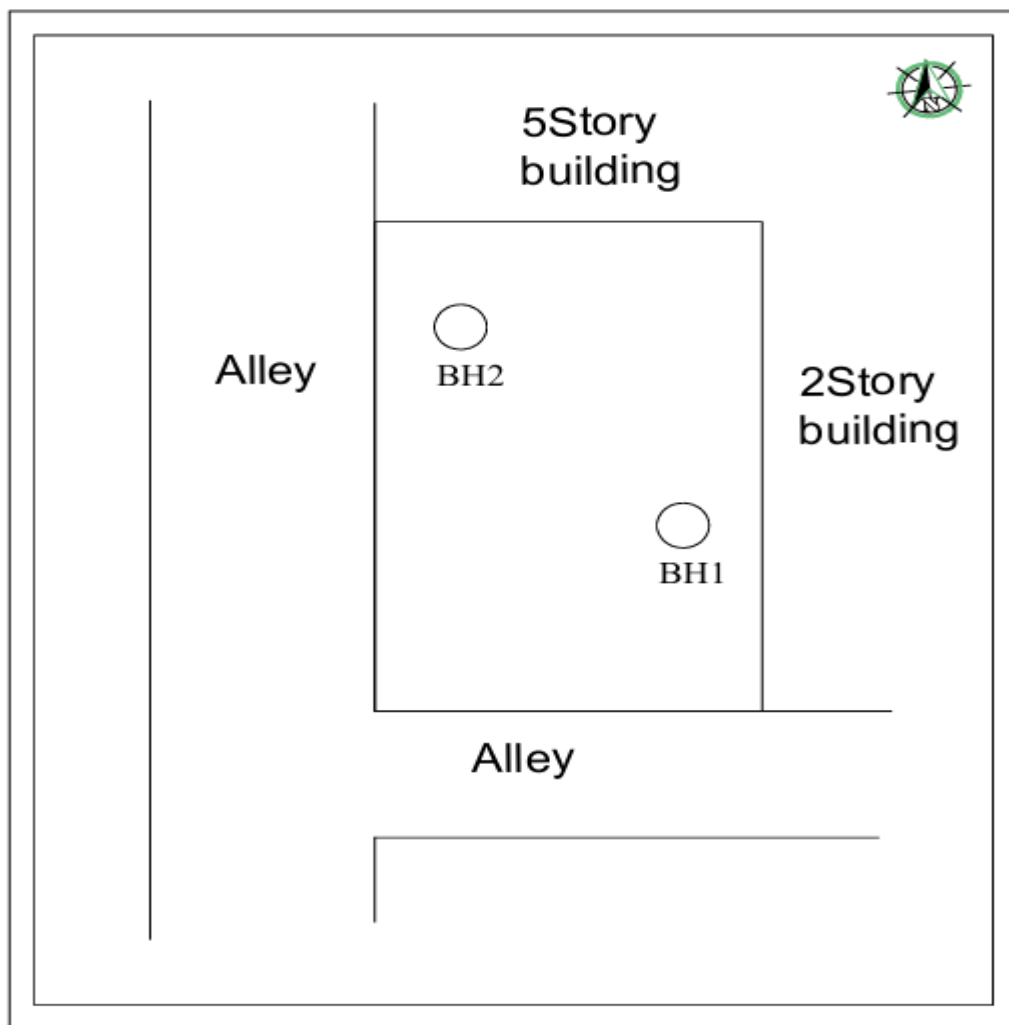
مراجع:

- [۱] مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان پی و پی سازی ۱۳۹۲
- [۲] ام داس، براجا، شاپور طاحونی، ۱۳۸۵ اصول مهندسی ژئوتکنیک جلد دوم مهندسی پی؛ تهران؛ موسسه انتشارات پارس آیین؛ ۲-۱۰-۶۴۳۶-۹۶۴.
- [۳] آئین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ ویرایش ۴
- [۴] نقشه های زمین شناسی مازندران - سازمان زمین شناسی کشور
- [۵] تهرانی زاده، محسن. راهنمای تشریحی ویرایش سوم آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله. نشریه شماره: ک-۴۴۲
- [6] Bowles J.E, Foundation analysis & Design, Mc Graw-Hill, (1997)
- [7] Peck R.B Hansin W.E , Thornbron T.h , Foundation Engineering, John wiley & sons, Canada (1974)
- [8] H.G. Povlos, E.H Davis, Elastic Solvton FOR Soil & Medanic John Wiley & sons (1974)
- [9] Karl terzaghi , Ralph B. Peck , Golamreza Mesri , Soil Mechanic in Engineering Practice John wiley & sons, Canada (1996)
- [10] V. Murthy, Geotechnical Engineering
- [11] Canadian Foundation Engineering Manual 4th Edition ؛ (2006)
- [12] Kramer SL, (1996), Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, 653p.
- [13] Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Riemer, M., Sancio , R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E., and Faris, A. (2003). "Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework." Keynote presentation, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Long Beach, CA.
- [14] Youd, T.L. et al. (2001). "Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, " Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127(10), 817-833.
- [15] National Center for Earthquake Engineering Research (1997). Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, T.L. Youd and I.M. Idriss, editors, Technical Report NCEER, 97-022.
- [16] Liao, S.S.C., Veneziano, D., and Whitman, R.V. (1988). "Regression models for evaluating liquefaction probability, " Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(4), 389-409.
- [17] Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2004). Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays. Report UCD/CGM-04/01, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, CA, 130 pp.
- [18] Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2004). Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays. Report UCD/CGM-04/01, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, CA, 130 pp.
- [19] Cetin, K.O. (2000). "Reliability-based assessment of seismic soil liquefaction initiation hazard, " Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley, 602 pp.
- [20] Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992). "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes", Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188.

بخش سوم:

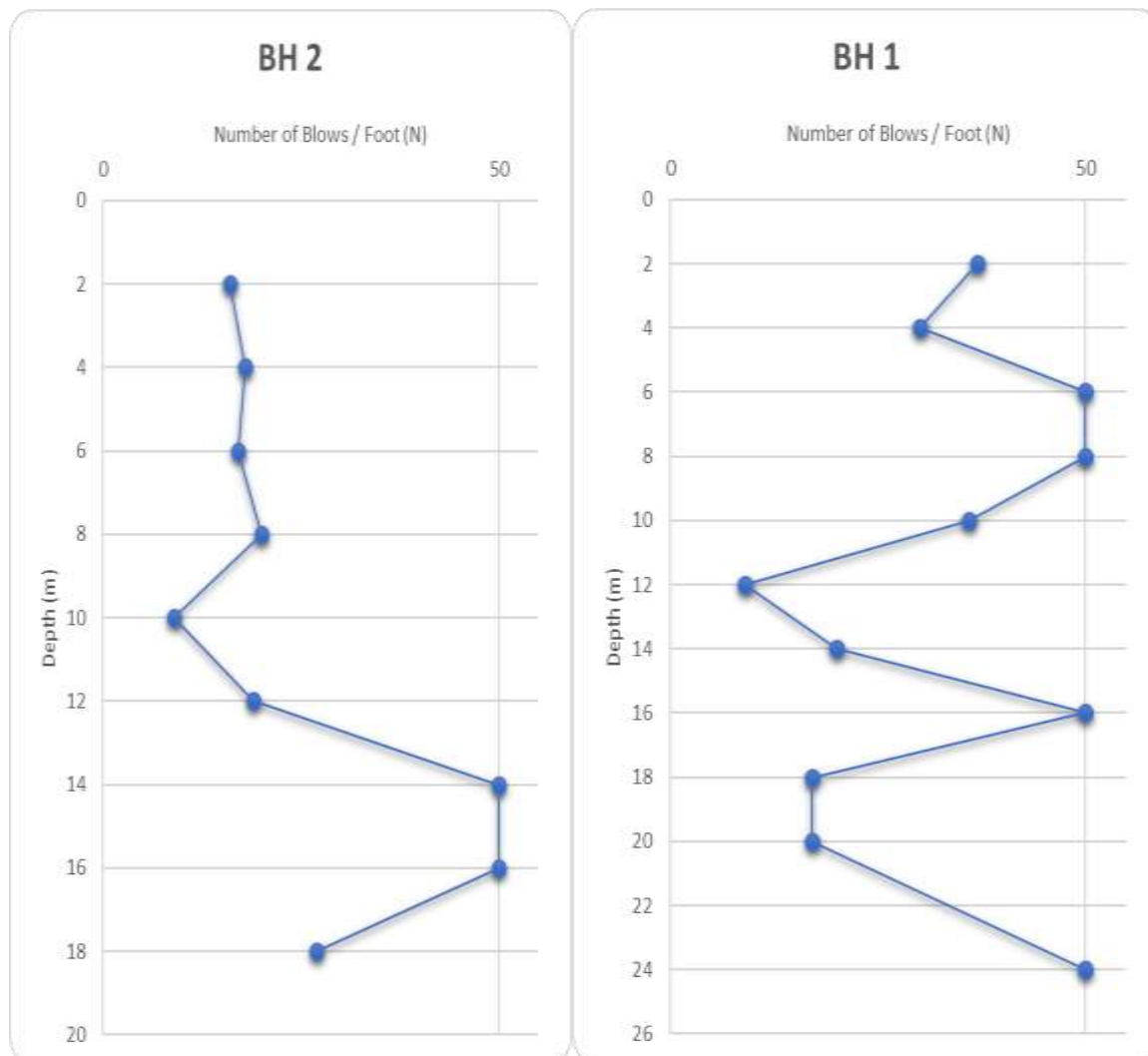
پیوست ها

موقعیت مکانی پروژه و گمانه ها

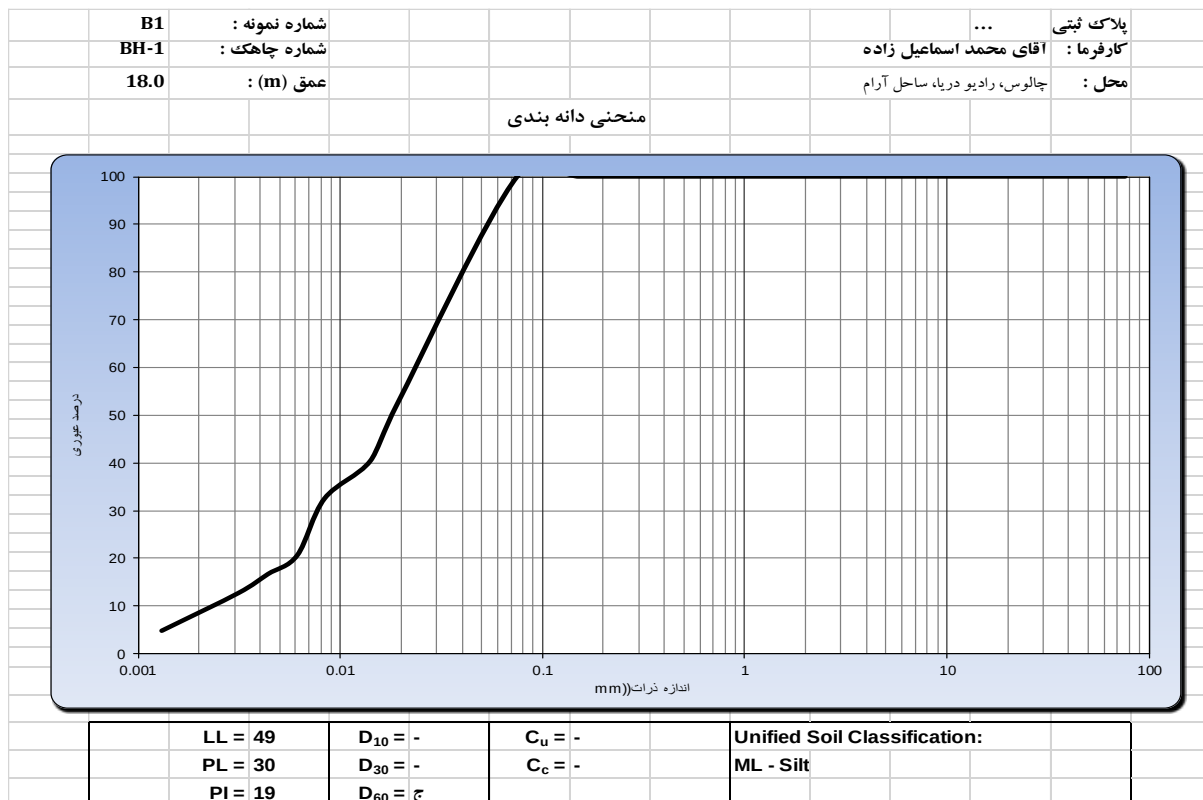
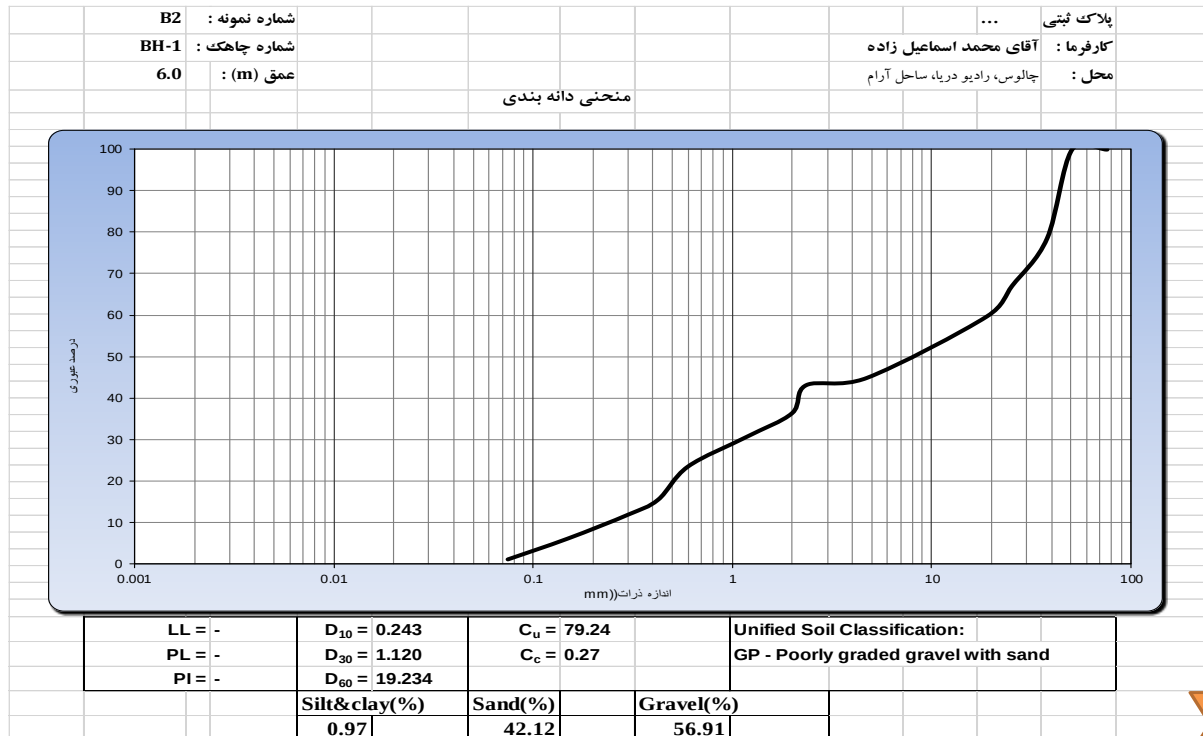


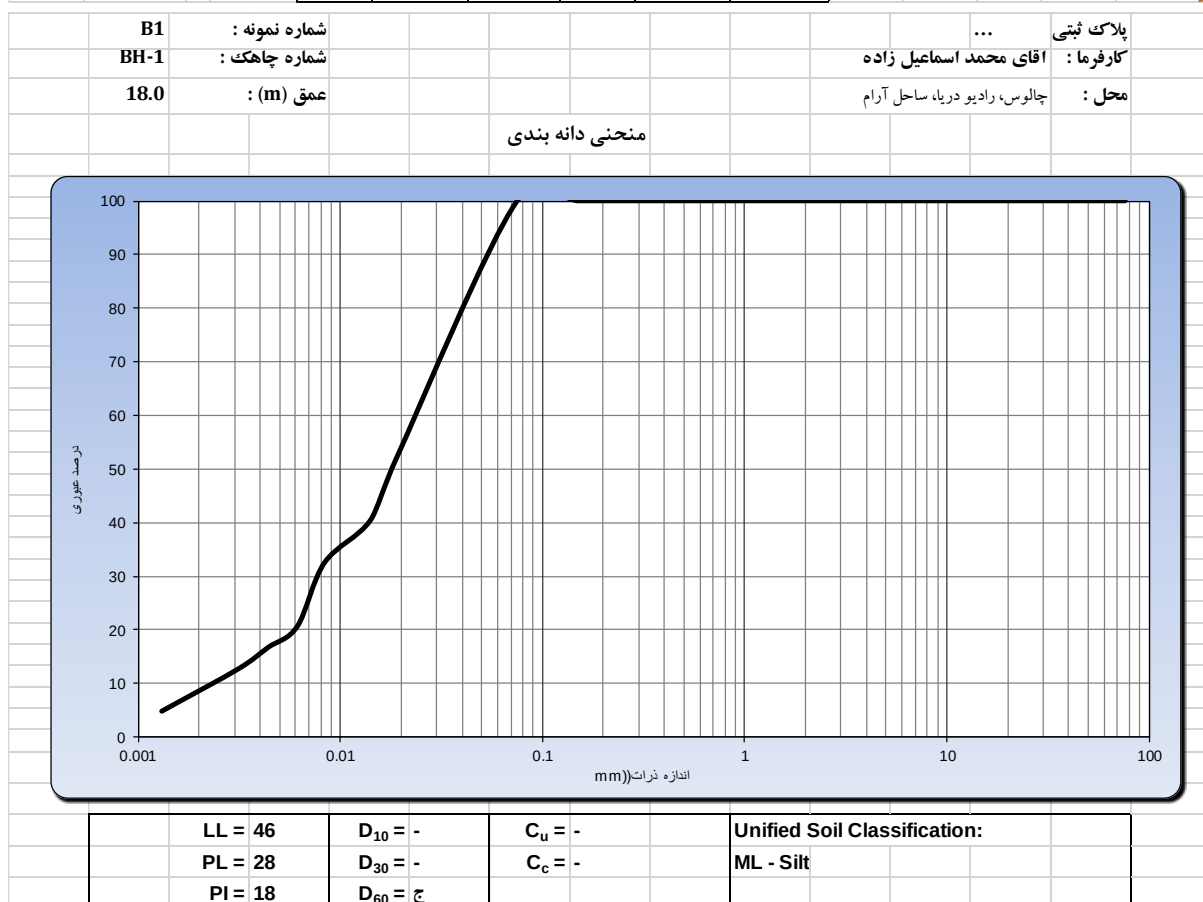
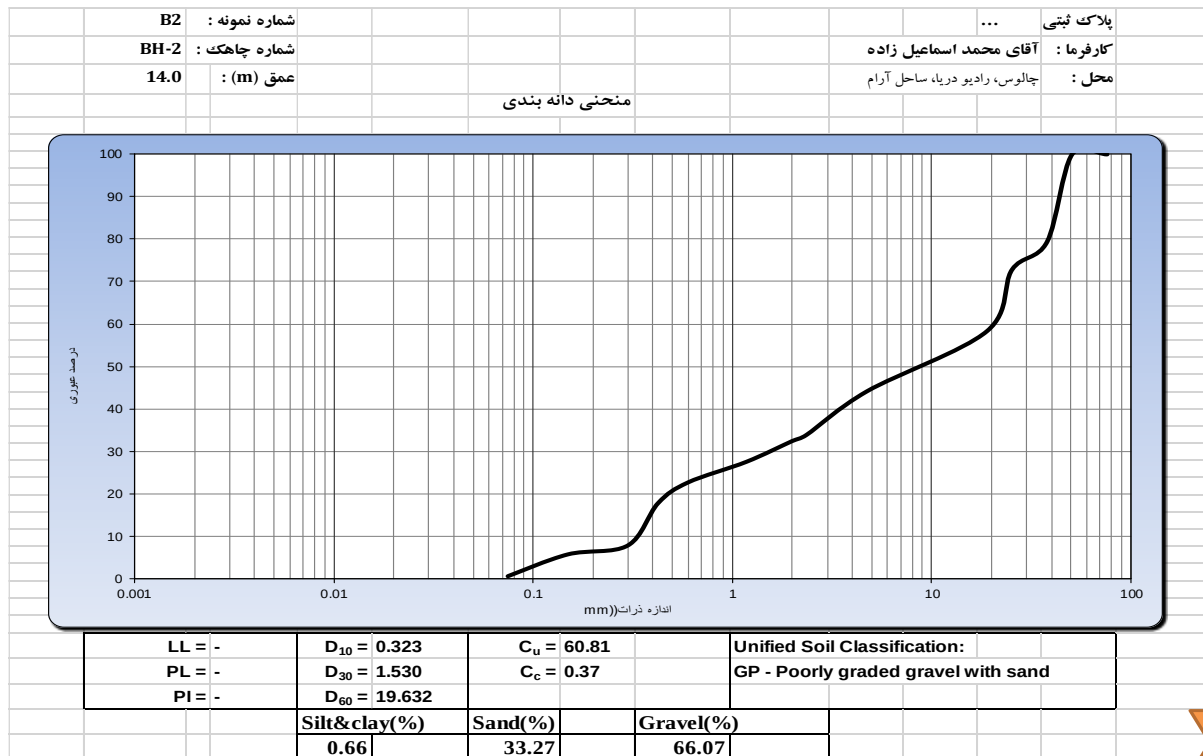
Y	X	شماره گمانه
51.426104	36.683322	BH1
51.426168	36.683415	BH2

نمودار تغییرات عدد نفوذ استاندارد نسبت به عمق گمانه ها



منحنی دانه بندی

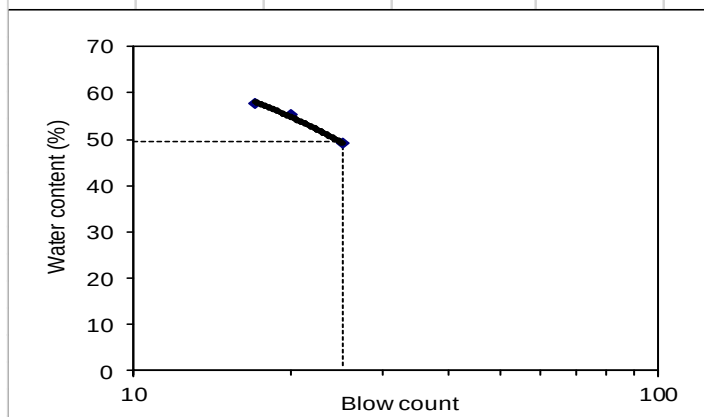




نمودارهای تعیین حد روانی

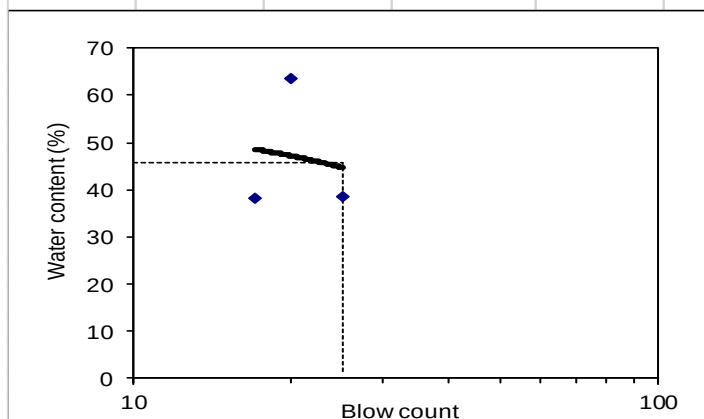
Project	...	BH.No:	BH-1
Client	آقای محمد اسماعیل زاده	Depth (m)	18.0
Location	چالوس، رادیو دریا، ساحل آرام		

LL=	49	PL=	30
PI=	19		



Project	...	BH.No:	BH-2
Client	آقای محمد اسماعیل زاده	Depth (m)	18.0
Location	چالوس، رادیو دریا، ساحل آرام		

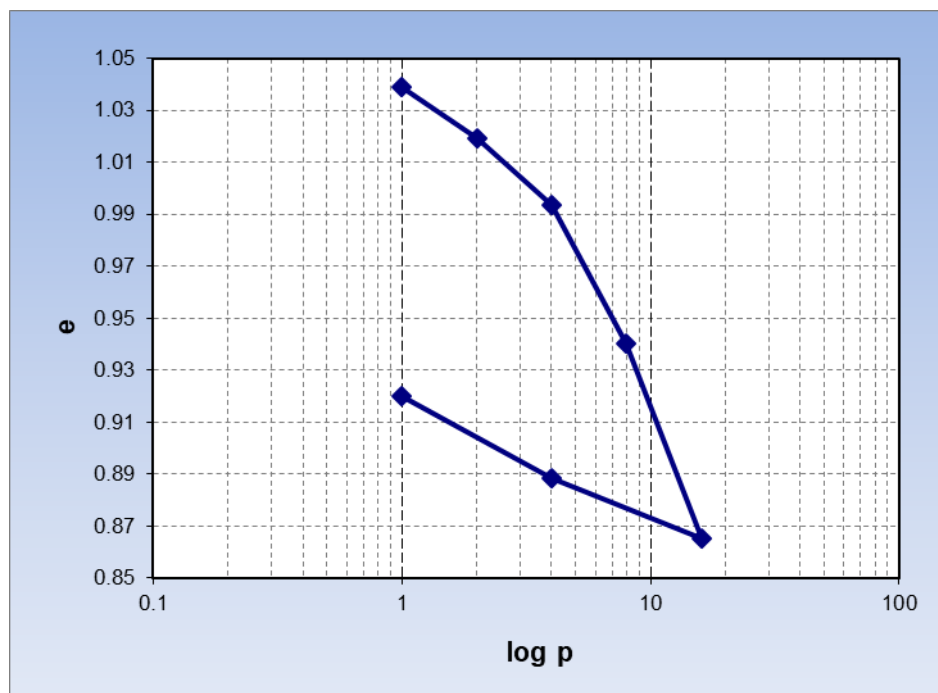
LL=	46	PL=	28
PI=	18		



نتایج آزمایش تحکیم

پروژه: ساختمان آقای اسماعیل زاده			
شماره گمانه: BH1	نمونه دست خورده: ☐	اشباع شده: ☒	
عمق نمونه برداری: ۱۸/۴۵ - ۱۸/۰ متری	نمونه دست نخورده: ☒	اشباع نشده: ☐	

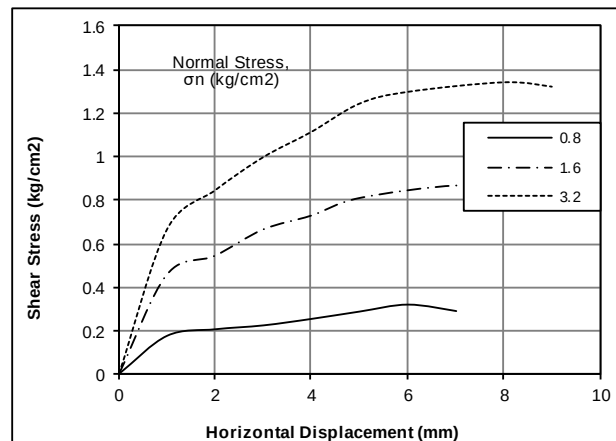
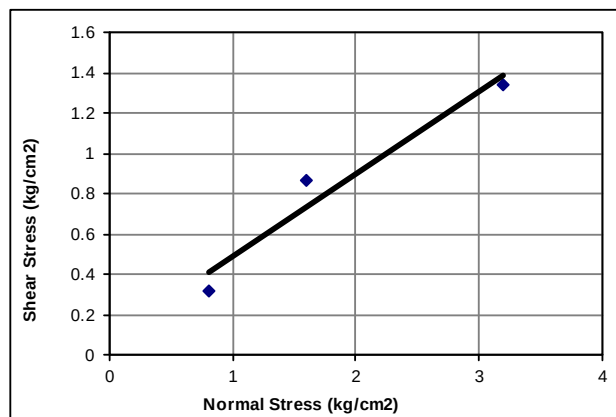
Diameter (cm)=5	LL=49	w%(end)= 27.11	Cc=0.250
Thickness (cm)=2	PI=19	e(end)=0.920	Cs=0.053
	w%=26.62	eo=1.039	
	Gs=2.69		



نتایج آزمایش برش مستقیم

DIRECT SHEAR TEST DATA (ASTM D3080)

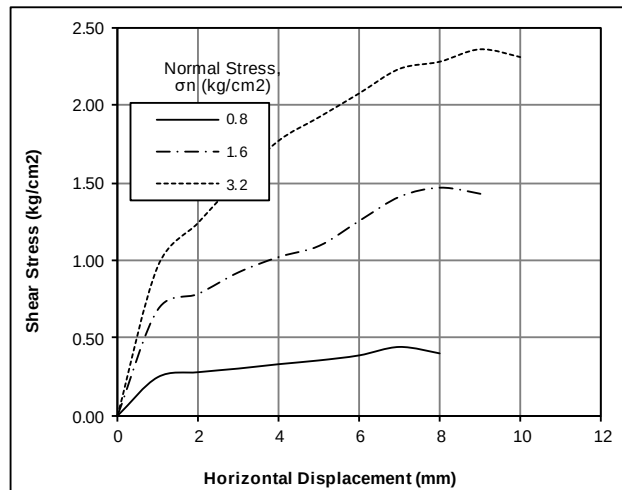
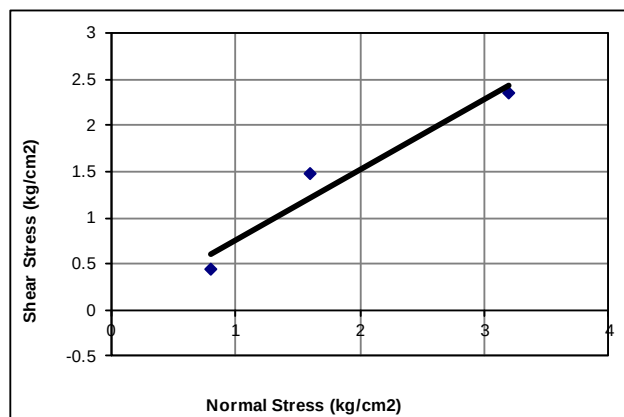
Project	...	BH.No:	BH-1
Client	آقای محمد اسماعیل زاده	Depth (m)	18.0
Location	چالوس، رادیو دریا، ساحل آرام	Box Size	10*10
		Soil Type	ML



Water Content (%)	Dry Density γ_d (gr/cm³)	Normal stress σ_n (kg/cm²)	Shear at failure τ (kg/cm²)	Cohesion Resistance C (kg/cm²)	Angle Of friction ϕ (degree)
26.62	1.406	0.80	0.32	0.087	22.1
		1.60	0.87		
		3.20	1.34		

DIRECT SHEAR TEST DATA (ASTM D3080)

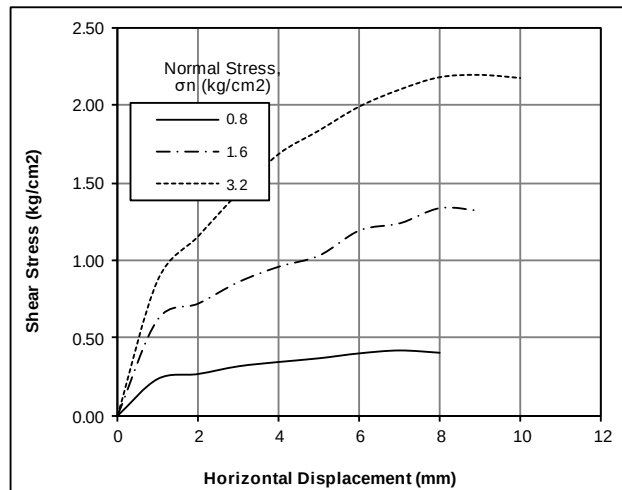
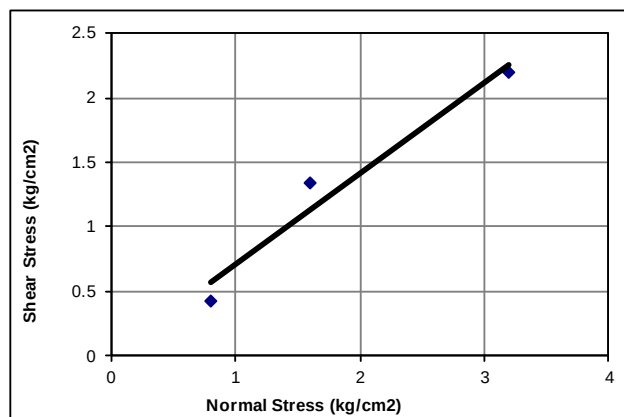
Project	...	BH.No:	BH-1
Client	آقای محمد اسماعیل زاده	Depth (m)	6.0
Location	چالوس، رادیو دریا، ساحل آرام	Box Size	10*10
		Soil Type	GP



Water Content (%)	Dry Density γ_d (gr/cm ³)	Normal stress σ_n (kg/cm ²)	Shear at failure τ (kg/cm ²)	Cohesion Resistance C (kg/cm ²)	Angle Of friction ϕ (degree)
5.26	2.014	0.80	0.44	0	37
		1.60	1.47		
		3.20	2.36		

DIRECT SHEAR TEST DATA (ASTM D3080)

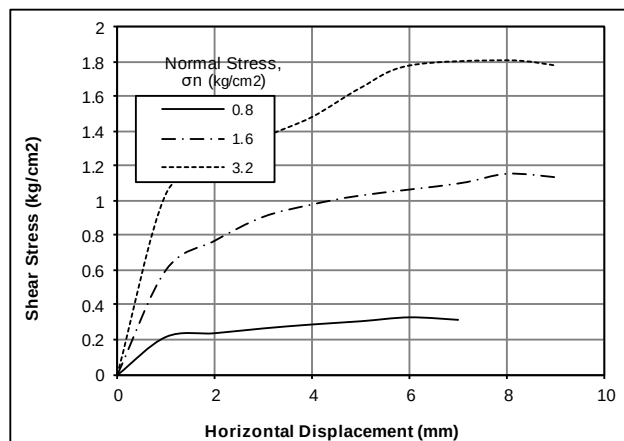
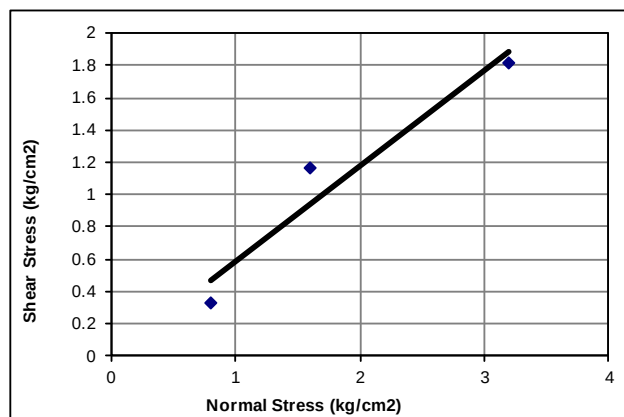
Project	...	BH.No:	BH-2
Client	آقای محمد اسماعیل زاده	Depth (m)	14.0
Location	چالوس، رادیو دریا، ساحل آرام	Box Size	10*10
		Soil Type	GP



Water Content (%)	Dry Density γ_d (gr/cm ³)	Normal stress σ_n (kg/cm ²)	Shear at failure τ (kg/cm ²)	Cohesion Resistance C (kg/cm ²)	Angle Of friction ϕ (degree)
4.29	2.09	0.80	0.43	0	35.3
		1.60	1.34		
		3.20	2.19		

DIRECT SHEAR TEST DATA (ASTM D3080)

Project	...	BH.No:	BH-2
Client	آقای محمد اسماعیل زاده	Depth (m)	2.0
Location	چالوس، رادیو دریا، ساحل آرام	Box Size	10*10
		Soil Type	SP



Water Content (%)	Dry Density γ_d (gr/cm³)	Normal stress σ_n (kg/cm²)	Shear at failure τ (kg/cm²)	Cohesion Resistance C (kg/cm²)	Angle Of friction ϕ (degree)
15.65	1.556	0.80	0.32	0	30.5
		1.60	1.16		
		3.20	1.81		

محل سایت: شهرستان چالوس، رادیو دریا، ساحل آرام				لوگ گمانه شماره ۱						تراز آب زیرزمینی: ۴ متری		
نام کارفرما: آقای محمد اسماعیل زاده										عمق گمانه: ۲۴ متر		
										روش حفاری: ماشینی		
تاریخ حفاری: ۱۴۰۵/۰۵/۲۶										نام گمانه : BH1		
Depth (m)	Sampling	ω(%)	LL	PI	γw (gr/cm3)	N1	N2	N3	N ₁₍₆₀₎	USCS	Soil Classification	Symbol
0.0—0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	TP	Top soil	
.0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	SP	Poorly graded sand with gravel	
2.0—2.45	DD	15.65	NL	NP	1.84	7	14	16	37	SP	Poorly graded sand with gravel	
4.0—4.45	DD	17.76	NL	NP	1.86	10	12	18	30	SP	Poorly graded gravel with sand	
6.0—6.45	DD	5.26	NL	NP	2.12	50/9cm	-	-	>50	GP	Poorly graded gravel	
8.0—8.45	DD	6.06	NL	NP	2.15	11	50/12cm	-	>50	GP	Poorly graded gravel	
10.0—10.45	DD	16.71	NL	NP	1.88	10	12	30	36	SP	Poorly graded sand	
12.0—12.45	DD	15.38	NL	NP	1.94	5	6	5	9	SP	Poorly graded sand	
14.0—14.45	DD	14.78	NL	NP	1.95	2	6	20	20	SP	Poorly graded sand	
16.0—16.45	DD	4.11	NL	NP	1.97	50/12cm	-	-	>50	GP	Poorly graded gravel	
18.0—18.45	DD	26.62	49	19	1.78	14	15	10	17	ML	Low plasticity silt	
20.0—20.45	DD	22.48	47	18	1.76	18	12	14	17	ML	Low plasticity silt	
24.0—24.45	DD	5.56	NL	NP	2.15	50/12cm	-	-	>50	GP	Poorly graded gravel	

محل سایت: شهرستان چالوس، رادیو دریا، ساحل آرام				لوگ گمانه شماره ۲						تراز آب زیرزمینی: ۴ متری		
نام کارفرما: آقای محمد اسماعیل زاده										عمق گمانه: ۱۸ متر		
										روش حفاری: ماشینی		
										نام گمانه : BH2		
Depth (m)	Sampling	ω(%)	LL	PI	γw (gr/cm3)	N1	N2	N3	N ₁₍₆₀₎	USCS	Soil Classification	Symbol
0.0—0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	TP	Top soil	
.0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	SP	Poorly graded sand with gravel	
2.0—2.45	DD	15.65	NL	NP	1.80	4	5	8	16	SP	Poorly graded sand with gravel	
4.0—4.45	DD	14.13	NL	NP	1.84	6	8	10	18	SP	Poorly graded sand with gravel	
6.0—6.45	DD	15.61	NL	NP	1.86	7	7	10	17	SP	Poorly graded sand with gravel	
8.0—8.45	DD	12.9	NL	NP	1.85	4	14	18	20	SP	Poorly graded sand with gravel	
10.0—10.45	DD	16.38	NL	NP	1.94	24	5	5	9	SP	Poorly graded sand with gravel	
12.0—12.45	DD	17.29	NL	NP	1.97	6	9	14	19	SP	Poorly graded sand	
14.0—14.45	DD	4.29	NL	NP	2.18	50/10cm	-	-	>50	GP	Poorly graded gravel	
16.0—16.45	DD	4.35	NL	NP	2.16	50/10cm	-	-	>50	GP	Poorly graded gravel	
18.0—18.45	DD	25.87	46	18	1.75	6	14	25	27	ML	Low plasticity silt	