

مشخصات کلی	پروژه		نام کارفرما		نوع پروژه		شماره پرونده		پلاک ثبتی		آدرس								
			آقای مهران کمانی		مسکونی		۱۱۰۰۹۶۷۸۱		۲۰۴۲/۱۲/۲ ۲۰۴۲/۱۱		م جنگ، خ دانشگاه جنگ، پ ۸۱، ۸۳ و ۸۵								
	ابعاد زمین		تراز استقرار کف شالوده نسبت به تراز مرجع		تعداد طبقات		ابعاد زمین (متر)		عمق گود برداری (متر)		عمق گمانه ماشینی (متر)		عمق گمانه دستی (متر)						
			۳-		زیرزمین ۱		روی زمین ۷		طول ۲۷٫۸		عرض ۱۱		۳		۰		۳۳		
عملیات اکتشافی	گمانه ها	نوع		دستی								ماشینی							
		شماره		TP-1		TP-2		TP-3		TP-4		BH-1		BH-2		BH-3		BH-4	
		عمق گمانه نسبت به تراز مرجع (m)		33															
		تراز راس گمانه نسبت به تراز مرجع		۰															
		عمق گمانه حفاری شده (m)		34															
		ضخامت خاک دستی نسبت به تراز مرجع (m)		40cm															
		تراز آب		NWL															
		تعداد آزمایش های صحرایی		۱		۰		۹		SPT		بارگذاری صفحه		Down Hole		برش برجا			
	تعداد آزمایش های آزمایشگاهی		۹		۹		۹		حدود اتربرگ		برش مستقیم		تک محوری		سه محوری		تحکیم		
	نتایج آزمون های آزمایشگاهی و صحرایی در تراز پی	فیزیکی		طبقه بندی خاک		درصد ریزدانه		وزن مخصوص طبیعی		درصد رطوبت		تراکم نسبی بر اساس نتایج SPT		حدود اتربرگ		نفوذ پذیری K			
U.S.C.S				PP200		(gr/cm³)		(%)		SPT		PI		L.L		P.L		(cm/sec)	
SC & GC		26-47		1.85-1.94		5.3-12.8		بسیار متراکم		12-16		33-37		19-24		10 ⁻³ -10 ⁻⁴			
مکانیکی		SPT		K _s (Kg/cm³)		E _s (Kg/cm²)		مدول تغییر شکل		مشخصات تحکیمی		ضریب پواسون Vs		چسبندگی C		زاویه اصطکاک			
		31<N		1.20		280-430		-		0.35		0.05-0.17		30-38					
شیمیایی		درصد سولفات				PH		درصد کلر		سایر مواد									
		-				-		-											
پارامترهای طراحی	تیپ زمین		زمان تناوب (ثانیه)		تنش مجاز پی منفرد در تراز پی		تنش مجاز پی نواری در تراز پی		تنش مجاز پی گسترده در تراز پی		فشار جانبی فعال (Ka)		فشار جانبی مقاوم (Kp)						
			T ₀ T _s		L/B = 1, B=2, D _f =1 (Kg/cm²)		L/B = 10, B=2, D _f =1 (Kg/cm²)		L/B = 1.9, B=10.5, D _f =1 (Kg/cm²)										
	II		0.10 0.50		4.32		2.72		2.00		0.32		3.12						
توصیه های فنی	نوع سیمان		نوع شالوده توصیه شده		عمق مجاز گودبرداری قائم بدون سازه نگهدار		نحوه گود برداری		بهسازی زمین		سیستم دفع فاضلاب								
	-		نواری یا گسترده		0.0		همراه با سازه نگهدار		-		سپتیک تانک یا فاضلاب شهری								

فهرست مطالب:

فصل اول : کلیات.....	۱
۱-۱- مقدمه.....	۱
۱-۲- مشخصات کلی سازه.....	۱
۱-۳- کاربرد و اهداف مطالعه.....	۲
۱-۴- زمین شناسی مهندسی منطقه طرح.....	۳
۱-۵- ویژگی های لرزه ای منطقه طرح.....	۶
فصل دوم: عملیات اکتشافی.....	۱۱
۲-۱- مقدمه.....	۱۱
۲-۱-۱- موقعیت چاه یا چاههای موجود در محل پروژه.....	۱۱
۲-۱-۲- موقعیت سطح آب زیرزمینی در گمانه.....	۱۱
۲-۲- آزمایش های صحرایی.....	۱۲
۲-۳- آزمایش های آزمایشگاهی.....	۱۴
۲-۳-۱- آزمایش هیدرومتری.....	۱۴
۲-۳-۲- آزمایش تعیین حدود اتربرگ.....	۱۴
فصل سوم: تجزیه و تحلیل نتایج آزمایش های خاک.....	۱۷
۳-۱- مقدمه.....	۱۷
۳-۲- توصیف و طبقه بندی خاک.....	۱۷
۳-۲-۱- خاک نباتی و دستی.....	۱۷
۳-۳- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک.....	۱۸
۳-۳-۱- خصوصیات فیزیکی خاک.....	۱۸
۳-۳-۲- خصوصیات مکانیکی خاک.....	۱۹
۳-۳-۲-۱- پارامترهای سختی خاک.....	۱۹
۳-۳-۲-۲- پارامترهای مقاومتی خاک.....	۲۰
فصل چهارم: پارامترهای طراحی ژئوتکنیکی.....	۲۱
۴-۱- مقدمه.....	۲۱
۴-۲- ظرفیت باربری شالوده.....	۲۱
۴-۲-۱- مدول عکس العمل بستر (Subgrade Reaction).....	۲۶
۴-۲-۲- ظرفیت باربری پی گسترده.....	۲۷

۲۷	۴-۳- محاسبات نشست شالوده.....
۲۷	۴-۳-۱- نشست آبی.....
۲۸	۴-۳-۱-۱- نشست آبی پی گسترده.....
۳۰	۴-۳-۲- نشست تحکیمی.....
۳۰	۴-۴- تنش مجاز شالوده ها.....
۳۰	۴-۵- فشارهای جانبی خاک.....
۳۲	۴-۶- نوع زمین برای محاسبات زلزله.....
۳۳	فصل پنجم: توصیه های فنی.....
۳۳	۵-۱- مقدمه.....
۳۳	۵-۲- پیشنهاد مربوط به نوع خاک و ضریب افقی شتاب زلزله.....
۳۳	۵-۳- نوع شالوده.....
۳۴	۵-۴- عمق یخبندان.....
۳۴	۵-۵- بهسازی زمین.....
۳۵	۵-۶- عمق استقرار پی ها.....
۳۵	۵-۷- پیشنهادهای مربوط به گودبرداری.....
۳۷	۵-۸- عمق پایدار گودبرداری قائم.....
۳۹	۵-۹- آبهای زیر زمینی.....
۳۹	۵-۱۰- سیستم دفع فاضلاب و آبهای سطحی.....
۴۰	۵-۱۱- قنات ها، چاه های قدیمی و تونل های فاضلاب.....
۴۲	۵-۱۲- اجرای کف سازی های بتنی.....
۴۲	۵-۱۳- پیشنهادهای مربوط عملیات خاک ریزی و تراکم.....

فصل اول : کلیات

۱-۱- مقدمه

گزارش مطالعات ژئوتکنیک و مکانیک خاک ساختمان مسکونی واقع منطقه ۱۱، تهران، م جنگ، خ دانشگاه جنگ، پ ۸۱، ۸۳ و ۸۵، به شماره پرونده ۱۱۰۰۹۶۷۸۱ و به مالکیت آقای مهران کمانی که بر اساس مطالعات ژئوتکنیک گمانه آزمایشی، انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی و همچنین محاسبات مربوط به پارامترهای خاک و ظرفیت باربری به درخواست مالک آقای مهران کمانی تهیه گردیده است.

۱-۲- مشخصات کلی سازه

محل اجرای پروژه در شهرداری منطقه ۱۱ شهر تهران می‌باشد موقعیت جغرافیایی محل پروژه در شکل شماره ۱-۱ و مشخصات ثبتي پروژه در صفحه اول آورده شده است. زمین محل احداث پروژه هم اکنون ساختمان‌های یک و دو طبقه است. در ملک فوق ساختمانی با نوع اسکلت بتنی با قاب خمشی در ۸ طبقه (۱ زیرزمین + ۱ همکف + ۶ طبقه فوقانی) احداث می‌شود. تراز قرارگیری فونداسیون‌ها در عمق تقریبی -۳ متر نسبت به سطح ساختمان‌های اطراف قرارداد. بدیهی است مطالعات و بررسی‌ها انجام شده در این رابطه صرفاً در مورد زمین فوق انجام شده است و نتایج آن برای زمین دیگری قابل استفاده نمی‌باشد.



شکل شماره ۱-۱- موقعیت جغرافیایی محل احداث پروژه

۳-۱- کاربرد و اهداف مطالعه

با توجه به افزایش روز افزون ساخت و ساز و اینکه شالوده سازه‌ها بر روی خاک استقرار می‌یابد در اختیار داشتن اطلاعات کافی از خواص مکانیکی و فیزیکی لایه‌های تحت الارضی زمین محل و همچنین تعیین و پیش بینی رفتار خاک در مقابل بارگذاری سازه و یا تاثیر شرایط زلزله موجب طراحی ایمن شالوده‌ها و در نهایت سازه خواهد شد.

مهمترین اهداف مطالعه حاضر در راستای کاربرد ارایه شده شامل موارد ذیل می باشد:

- ۱- بررسی زمین شناسی منطقه اجرای سازه در حد مرور اطلاعات و نقشه‌های موجود
- ۲- بررسی زمین ساخت، لرزه خیزی و خطر زمین لرزه در ساختگاه در حد اطلاعات موجود
- ۳- شناسایی و تعیین خواص فیزیکی و مکانیکی لایه های زمین محل ساختگاه
- ۴- تعیین قابلیت باربری نهایی و ایمن خاک
- ۵- بررسی و تخمین نشست لایه‌های خاک تحت اثر تنش وارده
- ۶- تعیین مشخصه‌های فیزیکی و مکانیکی خاک نظیر ضرایب فشار جانبی خاک، مدول عکس العمل بسترو ...
- ۷- نتیجه‌گیری و پیشنهاد بهترین نوع سیستم شالوده با توجه به شرایط و نیازهای سازه و ارائه توصیه‌های فنی

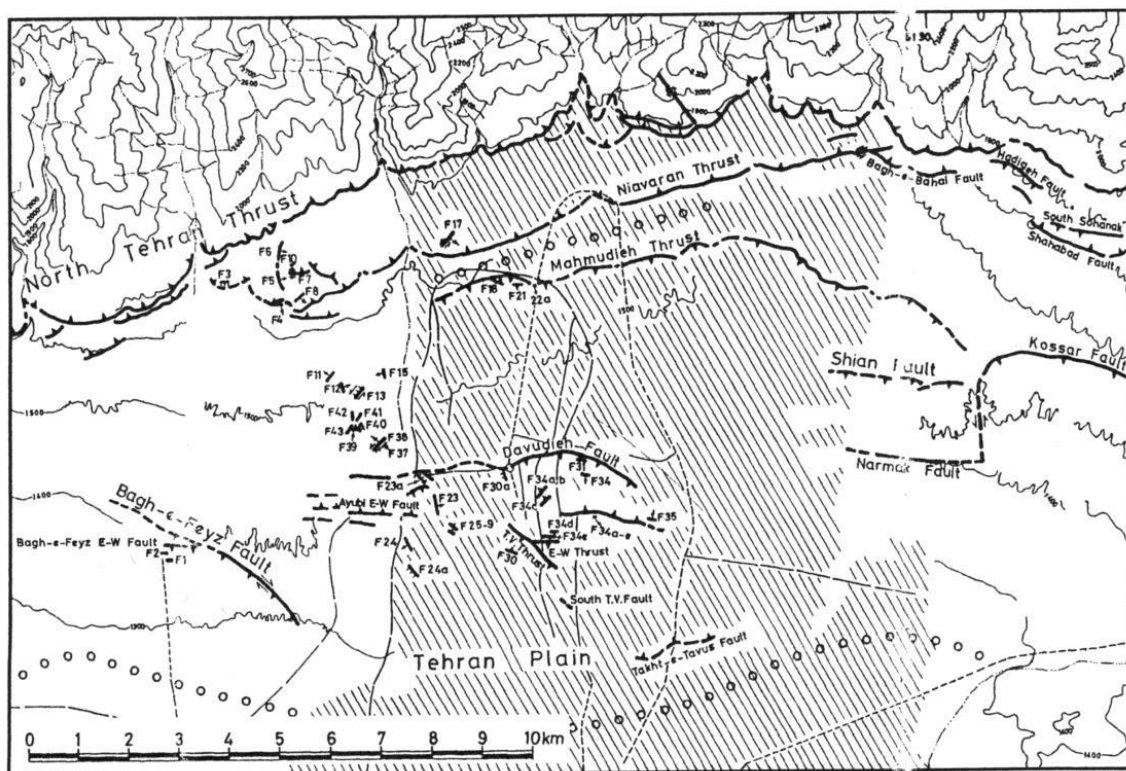
جهت دستیابی به اهداف فوق در محدوده مورد بررسی ۱ حلقه گمانه دستی به عمق ۳۳ متر از تراز مبدا در محل پروژه حفر گردید و توسط مختصصین این شرکت نسبت به اخذ نمونه گیری و انجام آزمایشات لازم و استاندارد اقدام که نتایج بررسی‌ها در ادامه گزارش آمده است.



شکل شماره ۱-۲- موقعیت قرارگیری گمانه دستی (TP-1)

برروی دشت کناری خزر در شمال و دشت تهران در جنوب رانده شده است. نقشه شماره ۱-۵- نقشه محدوده شهر تهران در سال ۱۹۷۰ که در آن راندگی جنبای شمال تهران و گسله‌های کوچکتر نمایش داده شده است (بربریان و بیست، ۱۹۹۹) از لحاظ توپوگرافی دشت تهران، دشتی است با شیب از شمال به جنوب کره بوسیله بلندی‌ها و فرونشست‌های شرقی- غربی به بخش‌های گوناگون تقسیم می‌شود. از دیدگاه فیزیوگرافیکی، گستره تهران و پیرامون آن را می‌توان از شمال به جنوب به چند بخش زیر تقسیم نمود:

- البرز مرتفع
- چین‌های کناری البرز
- گستره کوهپایه‌ای تهران
- فرونشست شمالی ایران مرکزی (دشت تهران - ری)



شکل شماره ۱-۵- نقشه محدوده شهر تهران در سال ۱۹۷۰ (بربریان و بیست، ۱۹۹۹)

البرز مرتفع ارتفاعات شمال گسل رو رانده مشا (مانند کوه دماوند) را شامل می‌شود که به واسطه عمل رو راندگی این گسل، بر روی چین‌های کناری البرز و به سمت جنوب رانده شده است. چین‌های کناری البرز ارتفاعاتی هستند که در حدفاصل گسل شمال تهران و رو راندگی مشا قرار گرفته‌اند (مانند قله توچال و قلل مشرف به تهران) و خود در راستای راندگی شمال تهران بر روی گستره کوهپایه‌ای دشت تهران و به سمت جنوب رانده شده‌اند.

گستره کوهپایه (Pediment Zone) که در جنوب راندگی شمال تهران قرار گرفته است را می‌توان از

دیدگاه فیزیوگرافیکی به پنج بخش اساسی تقسیم کرد که شامل موارد زیر است:

تهران و توابع آن بر روی نهشته‌های آبرفتی جوان بنا شده که از کوهپایه‌های البرز تا کناره کویر جنوبی گسترش دارد که حاصل فعالیت رودخانه‌ها و سیلاب‌های فصلی می‌باشد. این نهشته‌های آبرفتی به پنج بخش زیر تقسیم شده و این رسوبات از قدیم به جدید عبارتند از:

- سازند آبرفتی هزار دره (A)

- سازند آبرفتی ناهمگن شمال تهران و سیلت‌های رسی کهریزک (B)

- سازند آبرفتی تهران (آبرفت‌های C)

- سازند آبرفتی هم تراز رسوبات خرم آباد در باختر ایوانکی

- آبرفت‌های کنونی (D)

A- سازند هزار دره از کنگلومرای همگن همراه با قلوه سنگ، شن و ریگ تشکیل شده که فضای میان دانه‌ها را ماسه و سیلت پر کرده است. این سازند از نوع سیلابی بوده ولی در حال حاضر مرفولوژی رودخانه‌های اصلی تغذیه کننده آن قابل تشخیص نیست.

بطور خلاصه صفات اصلی سازند یاد شده عبارتند از : ضخامت زیاد، طبقه بندی منظم، سیمان خوب و سخت شده، اندازه متوسط سنگ‌ها، رنگ خاکستری روشن، شیب زیاد لایه ها و چین خوردگی. تشکیلات هزار دره به طور هم شیب و با کنتاکت تحولی روی تشکیلات قرمز بالایی و با دگر شیبی زاویه‌ای نسبت به تشکیلات جوان‌تر از خود قرار دارد.

B- سازند آبرفتی ناهمگن شمال تهران به صورت دگر شیب بر روی رویه فرسایش یافته سازند آبرفتی چین خورده هزار دره قرار داشته و از نظر ریخت شناسی به شکل تپه‌های بلند در کوهپایه‌های تهران دیده می‌شود. این سازند مخلوطی است از شن، ریگ و قلوه سنگ و رس و به طور پراکنده بلوک‌های درشت نیز در آن دیده می‌شود.

C- سازند آبرفتی تهران شامل آبرفت‌های جوان مخروط افکنه‌ای است که از دامنه جنوبی کوه البرز به سمت جنوب ادامه داشته و بخش گسترده‌ای از شهر تهران روی آن بنا شده است. به طور خلاصه رسوبات مذکور همگن بوده و از قلوه سنگ، شن و ریگ در سیمانی از ماسه و سیلت تشکیل شده است.

- سازند آبرفتی خرم آباد بیشتر از سیلت‌های نرم و قلوه سنگ تشکیل شده که در باختر ایوانکی، پس از یک دوره فرسایش بر روی سازند آبرفتی تهران قرار دارد. زمان رسوب گذاری این سازند احتمالاً همزمان با دوره یخ کوچک می‌باشد.

D- آبرفت‌های کنونی متشکل از جوان‌ترین نهشته‌های رودخانه‌ای یا سیلابی در منطقه دشت تهران می‌باشد. مشخصات کلی این نهشته‌ها در شمال تهران از رسوبات دانه درشت منفصل (قلوه سنگ و شن) و در جنوب از رسوبات دانه ریز (سیلت و رس) تشکیل شده است.

با توجه به نتایج آزمایش‌های دانه‌بندی و تشریح نظری دیواره گمانه‌ها به نظر می‌رسد آبرفت‌های محل پروژه از نوع D می‌باشند.

۵-۱- ویژگی‌های لرزه‌ای منطقه طرح

سرزمین‌های لرزه خیز ایران را می‌توان به چهار منطقه لرزه‌ای بزرگ تقسیم کرد که شامل کمربند چین خورده زاگرس، نواحی مرکزی و شرق ایران، آذربایجان و رشته کوه‌های البرز می‌باشد. کلاً این مناطق نسبتاً فعال از نظر زلزله در کمربند تغییر شکل‌های قدیمی دوران سوم و چهارم زمین شناسی قرار دارند. منطقه مورد مطالعه تهران و ری در زون لرزه‌ای البرز واقع شده‌اند. این منطقه بخشی از فلات ایران است که از قفقاز شروع شده و تا خراسان ادامه می‌یابد و شامل البرز غربی، البرز مرکزی و البرز شرقی و شمال خراسان می‌باشد.

توزیع مراکز زمین لرزه‌ای تاریخی و چند دهه اخیر بیانگر فعالیت شدید لرزه‌ای در منطقه البرز مرکزی است. این منطقه بعضاً شاهد زمین لرزه‌های تاریخی هولناکی در منطقه عمومی استان‌های مازندران، تهران، قزوین، گیلان، سمنان و زنجان بوده است که همگی شاهدهی دال بر پتانسیل بالای لرزه خیزی منطقه است (مانند زمین لرزه خردادماه ۱۳۸۳ بلده).

اصولاً در این منطقه شهرهایی مثل تهران، شهر ری، آمل، دامغان، دماوند، رشت، قم، شاهرود، قزوین، بوئین زهرا، سابقه زلزله خیزی دارند.

زمین لرزه بزرگ ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ منجیل و زمین لرزه خرداد ماه ۱۳۸۳ بلده نمونه بارز فعالیت لرزه‌ای در شمال رشته کوه‌های البرز در سنوات اخیر است.

به هر حال اطلاعات تاریخی جمع آوری شده نشان می‌دهد که الگوی لرزه خیزی در منطقه البرز برخلاف زاگرس، ناپیوسته می‌باشد و در آن رویدادهای لرزه‌ای بزرگ و دوره‌های دراز مدت آرامش دیده می‌شود. به عبارت دیگر در دوره‌هایی آرامش محلی برقرار بوده و سپس در دوره‌ای دیگر به طور نامنظم زلزله‌هایی با بزرگی بیشتر از ۷ ریشتر به وقوع پیوسته است. در البرز منطقه تبریز یک استثنا است، زیرا که این منطقه نیز به مانند زاگرس دارای الگوی لرزه‌ای پیوسته است.

در منطقه البرز چند زمین لرزه با بزرگی بیشتر از ۷ ریشتر در طی دوره دستگاہی ثبت شده است. عمق اکثر زمین لرزه‌ها کم و به طور متوسط ۲۵ کیلومتر است. به دلیل کم عمق بودن بیشتر زمین لرزه‌ها، چشمه‌های لرزه‌ها را بیشتر می‌توان به صورت پهنه در نظر گرفت تا خط. هر چند کانون‌های بسیاری از زلزله‌های دستگاہی بر روی شکستگی‌های شناخته شده تعیین موقعیت شده‌اند اما تعدادی از آن‌ها را نمی‌توان به روشنی به شکستگی و یا گسل شناخته شده خاصی ارتباط داد.

مشخصه‌های اصلی زمین شناسی که باید در یک مطالعه لرزه خیزی مورد بررسی قرارگیرد عبارت است از گسل، پیچ و تاب و شیب پیدا کردن لایه‌ها و ساختمان‌های تکتونیکی که در این میان گسل‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار هستند.

شکستگی‌های تکتونیکی یا گسل‌ها مهم‌ترین عامل احتمالی ایجاد جابجایی زمین و زمین لرزه‌های مخرب هستند. گسل‌ها کانون آزاد شدن انرژی در اکثر زمین لرزه‌ها را مشخص می‌سازد. این ساخت‌ها جزء چشمه‌های لرزه‌ای خطی می‌باشند. بنابراین تعیین مشخصات عمده گسل‌های موجود در محدوده مطالعات از جمله شناخت موقعیت، میزان فعالیت، چگونگی عملکرد و نوع حرکت آنها ضروری می‌باشد.

گسل های مهم گستره طرح

به طور کلی گسل های موجود در گستره مورد مطالعه به سه دسته اصلی تقسیم می شوند:

(الف) گسل های اصلی و لرزه زا (Seismogenic) با درازای بیش از ۱۰ کیلومتر: گسل های اصلی لرزه زا، گسل های جوانی هستند که با درازای بیش از ۱۰ کیلومتر در آبرفت های گستره تهران بزرگ دیده می شوند و رسوبات آبرفتی A, B, C را بریده اند. سن جوان و درازای زیاد این گسل ها، آنها را جزو گسل های خطرناک گستره مورد مطالعه قرار می دهد.

(ب) گسل های متوسط با درازای بین ۲ تا ۱۱ کیلومتر: گسل های کوتاه تر گستره مورد مطالعه که دارای درازای ۲ تا ۱۰ کیلومتر می باشند بنام ((گسل های متوسط)) معرفی می گردد این گسل ها بخودی خود لرزه زا نبوده ولی ممکن است بتوانند به سبب زمین لرزه های بزرگ تر که در فاصله ای از آنها قرار گرفته باشند دچار لغزش و جابجایی گردند.

(ج) گسل های فرعی با درازای کمتر از ۲ کیلومتر: گسل های کوتاه تر از ۲ کیلومتر گستره مورد مطالعه در این گروه قرار دارند. این گسل ها به خودی خود لرزه زا نبوده ولی به سبب آزاد شدن انرژی الاستیکی در راستای گسل های همسایه خود می تواند دچار لغزش و جابجایی شده و نقطه سستی در زیر سازه (Structure) بشمار آیند.

مهمترین گسل هایی که از نزدیکی محل سایت می گذرد و دارای پتانسیل لرزه خیزی خطرناک برای سایت هستند عبارتند از:

(الف) گسل مشا - فشم

گسل فشاری مشا گسلی است طولانی و اساسی و لرزه زا که در راستای آن البرز مرتفع از شمال بر روی گستره چین های کناری البرز در جنوب رانده شده است. این گسل دارای راستای شرقی - غربی است و حالتی خمیده دارد که تقعر آن به طرف شمال است. این گسل دارای طولی پیرامون ۴۰۰ کیلومتر است و از جنوب غربی شاهرود تا آبیگ ادامه دارد و در این بین از شمال تهران عبور می کند. حرکات راندگی این گسل مربوط به قبل از ژوراسیک است و حداکثر مقدار جابجایی آن به ۴ کیلومتر می رسد. شیب گسل فشاری مشا همیشه به میزان حدود ۳۵ تا ۷۰ درجه به سمت شمال است.

(ب) گسل راندگی شمال تهران

گسل بزرگ دیگری که در لرزه خیزی سایت موثر است گسل بزرگ شمال تهران است. این گسل با جنبش های شاغولی خود باعث ایجاد اختلاف ارتفاع شدید بین دشت تهران و ارتفاعات شمال تهران شده است. به طوری که در یک فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتر ارتفاع از ۱۳۰۰ متر به ۳۹۳۳ متر در قله توچال می رسد. راندگی شمال تهران به درازای بیش از ۷۵ کیلومتر در کوهپایه های شمال تهران از شرق دره لشگرک تا شرق کلاک ادامه پیدا می کند. در طول این گسل سازند کرج بر روی آبرفت های کوتاه تر تهران رانده شده است. به نظر می رسد نیمه شرقی این گسل از نوع راندگی و نیمه غربی آن از نوع معکوس باشد.

(ج) گسل نیاوران

این گسل با درازای حدود ۱۳ کیلومتر و با راستای شمال شرقی - جنوب غربی از حاشیه شمالی - سایت گذر

می‌کند. مکانیسم این گسل راندگی است و دارای شریب به سمت شمال است و در امتداد این صفحه گسلی بخش‌های شمالی گسل یعنی بلندی‌های سعادت آباد- شمیران- دزاشیب به سمت جنوب و بر روی بخش فرونشست اوین- تجریش- نیاوران رانده شده است. این گسل در بیشتر طول خود دارای یک زون خرد شده به صورت نواری به پهنای ۷۰ متر است.

در بخش شمالی این گسل آبرفت‌های سازند ناهمگن شمال تهران و در بخش جنوبی آن رسوبات سازند آبرفتی تهران گسترش دارد.

(د) گسل شمال ری

این گسل به صورت دیوار فرسوده شده‌ای در نزدیکی آبادی عظیم آباد ری و در کناره جنوبی بزرگراه ری- بهشت زهرا دیده می‌شود. این گسل با راستای شرقی- غربی و درازای ۱۶,۵ کیلومتر از شمال شهر ری گذر می‌کند. به نظر می‌رسد سازوکار این گسل از نوع راندگی با شریب به سمت شمال باشد. در امتداد این گسل سیلت‌های رسی سازند کهریزک در شمال بر روی آبرفت‌های کنونی دشت تهران در جنوب رانده شده‌اند و به سبب عملکرد این گسل دشت پایین افتاده شهر ری تشکیل شده است. این گسل سفره‌های آب زیرزمینی را قطع کرده است و یک ناهنجاری در سطح ایستابی پدید آورده است.

(ه) گسل جنوب ری

این گسل به شکل دیواری کوتاه و فرسوده به طول ۱۸,۵ کیلومتر با راستای شرقی- غربی از جنوب ری می‌گذرد. از روی شواهد به نظر می‌رسد که ساز و کار این گسل از نوع راندگی با شیب به سمت شمال باشد. در طول این گسل سیلت‌های رسی سازند کهریزک در سمت شمال بر روی آبرفت‌های تهران در جنوب رانده شده است.

(و) گسل کهریزک

این گسل به شکل دیواری بلند و تا ارتفاع ۱۰ متر با راستای شرقی- غربی و طولی در حد ۴۰ کیلومتر از مجاورت کهریزک از جنوب شهر ری عبور می‌کند. این گسل دارای مکانیسم راندگی با شیب به سمت شمال است که در آن سیلت‌های رسی سازند کهریزک در شمال بر روی آبرفت‌های تهران در جنوب رانده شده‌اند. در منطقه مورد مطالعه این گسل مهم‌ترین گسله لرزه‌زا موجود در محدوده است.

(ز) گسل محمودیه

گسل محمودیه بر روی عکس‌های هوایی به صورت خطی به درازای دست کم ۱۱ کیلومتر و راستای شرقی- غربی در گسره‌ی محمودیه (۲ کیلومتری شمال شرقی ونک) تا پایان بزرگراه چمران (در برخورد با خیابان ولیعصر) و شمال هتل استقلال دیده می‌شود.

این گسله با راستای شرقی- غربی از گونه‌ی فشاری با شیب به سمت جنوب بوده و اثر آن بصورت دیواره‌ی ۱۵-۱۰ متری در شمال غربی هتل استقلال دیده می‌شود.

ادامه‌ی غربی گسله‌ی محمودیه در زیر آبرفت‌های درکه در شمال ونک ناپدید می‌شود. دنباله شرقی آن ممکن است به گسله‌ی کوثر برسد.

گسله‌ی محمودیه مرز میان بلندی‌های ارمنیه (تپه‌های محمودیه- الهیه- قیطریه- فرمانیه) در جنوب و فرو نشست اوین- تجریش- نیاوران در شمال را تشکیل داده و بسبب حرکت گسل محمودیه، فرونشست اوین

تجربیش- نیاوران پدید آمده است. در درازای این گسل، آبرفت‌های A و Bn بر روی آبرفت‌های C رانده شده است.

ح) گسل‌های شیان و کوثر

گسل‌های شیان و کوثر در شمال تهران پارس و شمال شیان و کاریز کوثر به صورت دیواره‌ی بارزی بر روی نگاره‌ی هوایی دیده می‌شوند. گسل شیان دارای راستای شرقی- غربی و درازای ۳ کیلومتر در شمال- شیان و شمال شرقی شمس آباد مجیدیه قرار گرفته و ممکن است ادامه‌ی غربی گسل کوثر باشد. گسل کوثر گسله‌ای کمّانی شکل و خمدار به درازای ۱۳ کیلومتر و راستای کلی شمال شرقی- جنوب غربی است. ادامه‌ی جنوب غربی آن در نزدیکی‌های جاده‌ی آبعلی (میان سرخه حصار و جاجرود) ناپدید می‌شود. به نظر می‌رسد شیب گسل‌های شیان و کوثر به سمت جنوب و جنوب غربی بوده و هر دو گسل از گونه‌ی فشاری باشند ولی تاکنون برشی از این گسل‌ها دیده نشده است. در راستای گسل‌های شیان و کوثر آبرفت‌های A و B بر روی آبرفت‌های C رانده شده‌اند. احتمال دارد ادامه شرقی گسل محمودیه به گسل کوثر برسد ولی به سبب پوشش خاک در قلعه سردار ارتباط آنها با یکدیگر روشن نیست.

ط) راندگی داودیه

راندگی داودیه به درازای دست کم ۳ کیلومتر و شراید ۵,۵ کیلومتر در شمال تپه‌های عباس آباد و جنوب فرو نشست داودیه قرار دارد و مرز میان این دو بخش فیزیوگرافیکی را تشکیل می‌دهد. شیب این گسل به سمت جنوب بوده و در راستای آن قسمت شمالی تپه‌های عباس آباد بر روی فرونشست داودیه رانده شده است.

ی) گسل فرعی تخت طاووس:

در بخش شرقی خیابان تخت طاووس در روی عکس هوایی گسله‌ای خم‌دار با راستای شرق شمال شرقی- غرب جنوب غربی و درازای ۱,۵ کیلومتر دیده می‌شود. به نظر می‌رسد شیب گسله به سمت شمال و ساز و کار آن راندگی باشد ولی برش زمین شناسی از آن دیده نشده است. در بخش شمالی این گسله آبرفت‌های Bn و در بخش جنوبی آن آبرفت‌های C قرار دارند. در مرحله بعدی با استفاده از رابطه داناوان، بیشینه شتاب افقی در سایت مورد مطالعه به دست آمد. رابطه میرایی داناوان به صورت زیر می‌باشد:

$$a = \frac{1080e^{0.5M}}{(R + 25)^{1.32}}$$

در این رابطه M بزرگای زلزله ایجاد شده توسط گسل و R کمترین فاصله گسل تا سایت می‌باشد. در جدول ۱-۲ با استفاده از این رابطه مقدار بیشینه شتاب افقی ناشی از فعالیت لرزه‌ای هر گسل مشخص شده است. در جدول لرزه‌خیزی در ادامه این گزارش فواصل این سایت تا گسل‌های تهران نشان داده شده است و نقشه لرزه خیزی سایت در پیوست‌ها نیز نمایانگر فاصله سایت مورد مطالعه با این گسل‌ها می‌باشد. با توجه به کاربری این ساختمان و ریسک لرزه‌ای بسیار زیاد شهر تهران، مطالعات دقیق لرزه‌خیزی جهت این سایت توصیه می‌شود.

جدول شماره ۲-۱- مشخصات و فاصله گسل‌های موجود در نزدیکی پروژه

نام چشمه لرزه زا مهم	طول گسل (km)	فاصله حداقل گسل تا ساختگاه پروژه (km)	بزرگای زلزله ایجاد شده Ms	شتاب افقی (g)a
قصر فیروزه	۱۲	۲,۱	۶	۰,۲۷
نارمک	۲,۸	۵,۹	۵,۲	۰,۱۹
داوودیه	۵,۵	۶,۴	۵,۶	۰,۱۸

یادداشت: فاصله حداقل چشمه لرزه‌زا تا ساختگاه پروژه با توجه به منطبق کردن موقعیت جغرافیایی پروژه در نقشه گسل‌های تهران.

فصل دوم: عملیات اکتشافی

۲-۱- مقدمه

در محل سایت مورد مطالعه به منظور انجام بررسی‌های ژئوتکنیک و شناسایی‌های سطح الارضی و تحت‌الارضی، نمونه‌گیری‌های لازم و آزمایشات صحرایی، اقدام به حفر گمانه شناسائی شد بدین منظور، برنامه مطالعات صحرایی به شرح زیر تهیه و اجرا گردیده است :

۱- حفر ۱ گمانه دستی به عمق ۳۳ متر از تراز مبدا (عمق گمانه حفاری شده ۳۴ متر)

۲- نمونه گیری دست نخورده و دست خورده

۳- تشریح نظری خاک خارج شده از گمانه‌ها

۴- انجام آزمایشات صحرایی (SPT)

۵- مشخص کردن سطح آب‌های زیرزمینی

در شکل ۲-۱ موقعیت گمانه‌های آزمایشی حفر شده در محل احداث پروژه و همچنین مشخصات ساختمان‌ها و تأسیسات موجود در محل و اطراف آن نشان داده شده است.

۲-۱-۱- موقعیت چاه یا چاه‌های موجود در محل پروژه

در شکل ۲-۱ موقعیت چاه‌های فاضلاب موجود در محل احداث پروژه نشان داده شده است. لیکن جهت حصول اطمینان از عدم وجود انبار چاه‌های قدیمی ساختمان، توصیه می‌گردد تعدادی گمانه اکتشافی به عمق ۲ متر با نظر مهندس ناظر و مهندس مجری در محل احداث پروژه، حفر گردد.

۲-۱-۲- موقعیت سطح آب زیرزمینی در گمانه

در محل پروژه با حفر ۱ گمانه به عمق ۳۳ متر (از تراز مبدا)، سطح آب زیرزمینی مشاهده نگردید.

یادداشت :

- در صورت وجود آب زیرزمینی، می‌توان از سپر، حایل‌های نگهدارنده و پشت بند برای حفاظت از بدنه پی‌ها و گودها استفاده کرد.

- برای کنترل آب زیرزمینی و سهولت اجرای عملیات، پمپاژ آب صورت گیرد.

- در صورت وجود آب زیاد باید از روش‌های دیوار آب‌بند، سیستم پمپاژ و دیگر روش‌های مورد تایید استفاده

نمود.

۲-۲- آزمایش‌های صحرایی

در پروژه‌های معمول، آزمایش‌های صحرایی مرسوم عبارتند از :

- آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (Standard Penetration Test)

- آزمایش دانسیته در جا (In Situ Density)

- آزمایش بارگذاری صفحه‌ای (Plate Load Test)

- آزمایش برش مستقیم در جا (In Situ Direct Shear Test)

یادداشت :

در این پروژه آزمایش دانسیته و SPT انجام گرفته است معذالک توضیحات زیر ضروری است.

آزمایش تعیین دانسیته در جای خاک (In Situ Density Measurement)

با توجه به مشکلات ناشی از آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد در خاک‌های درشت دانه، آزمایش دانسیته در جا می‌تواند جایگزین آزمایش (S.P.T) گردد که این آزمایش از دو دید حائز اهمیت است :

- به کمک آن دانسیته نسبی خاک تعیین و تعداد ضربات (S.P.T) از روی آن مشخص می‌شود.

- مستقیماً از روی دانسیته نسبی می‌توان خصوصیات مکانیکی خاک را تعیین نمود.

با توضیحات فوق الذکر آزمایش دانسیته در محل و در عمق‌های مختلف از خاک انجام می‌گیرد. آزمایش‌های صحرایی انجام گرفته در خاک آزمایش دانسیته بر جا و درصد رطوبت می‌باشد. این آزمایش به ترتیب طبق استانداردهای ASTM D2216 و ASTM D1556 انجام شده‌اند. نتایج حاصل در پیوست آمده است.

(ب) آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (S.P.T)

آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (Standard Penetration Test) طی شماره 84-D1586 توسط ASTM استاندارد گردیده است. در این آزمایش تعداد ضربات حاصل از سقوط وزنه‌ای ۶۴ کیلوگرمی از ارتفاع ۷۶ سانتی متری که باعث نفوذ ۳۰ سانتی متر از لوله‌ای به طول ۴۵، به قطر خارجی ۵ و قطر داخلی ۳/۸ سانتی متر می‌گردد ثبت می‌شود که نشانه میزان تراکم خاک‌های درشت دانه یا یکنواختی خاک‌های ریز دانه و چسبنده است. آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (SPT) به دلیل شرایط نامحصور شده (Unconfined Situation) در گمانه‌های دستی معمولاً تعداد ضربات پایین تری نسبت به آزمایش مشابه درون گمانه‌های ماشینی نشان می‌دهد. زیرا خاک از کناره‌ها امکان فرار دارند و تعداد ضربات کاهش می‌یابد، لذا باید اعداد مربوط اصلاح شوند

تا مبنای مقایسه با تعداد ضربات (SPT) درون گمانه‌های ماشینی قرار گیرند.

از طرفی کلیه روابط بین (SPT) و خصوصیات خاک بر اساس تعریف (SPT) درون گمانه‌های ماشینی استوار است. مشکل دیگر (SPT) در خاک درشت دانه، مستقل از گمانه‌های دستی و ماشینی وجود قلوه سنگ درون خاک درشت دانه می‌باشد که باعث بالا رفتن ظاهری تعداد ضربات (SPT) می‌گردد. در گمانه‌های دستی معمولاً این آزمایش با استفاده از دستگاه (SPT) آلمانی سبک صورت می‌پذیرد. در این آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد تعداد ضربات حاصل از سقوط وزنه‌ای ۱۰ کیلوگرمی از ارتفاع ۵۰ سانتی متری که باعث نفوذ ۲۰ سانتی متر از میله‌ای به طول ۳۰، به قطر نوک ۳۵/۶ و قطر میله ۲/۲ سانتی متر می‌گردد ثبت شده است.

کلیتون و همکاران (مرجع ۲۰) با در نظر گرفتن کار انجام شده در واحد حجم نفوذ، رابطه زیر را برای تبدیل ضربات سیستمهای مختلف تستهای نفوذ استاندارد بر اساس مشخصات وزن، ارتفاع سقوط، سطح مقطع سیستم نفوذ کننده و میزان نفوذ ارائه نموده اند:

$$H_e = \frac{Mgh}{la}$$

H_e : انرژی وزنه بر واحد حجم نفوذ ضربه، M : جرم انرژی که از ارتفاع استاندارد سقوط می‌کند، g : شتاب ثقل زمین، h : ارتفاع سقوط وزنه، L : طول نفوذ استاندارد برای ثبت تعداد ضربات (برای دستگاه نفوذ دستی استفاده شده ۱۰۰ میلیمتر می‌باشد) و a : سطح مقطع نوک نفوذ کننده است.

جدول شماره ۱-۲- مقادیر انرژی ضربه برای دستگاه نفوذ استاندارد دستی و دستگاه نفوذ استاندارد SPT

Reference	Hammer Mass (Kg)	Drop Height (mm)	Cone Diameter (mm)	Cone Area (cm ²)	Drive Length (mm)	Hammer Energy (J/mm ³ *10 ⁻⁴)
DIN 4094	10	500	35.6	10	100	4.9
ASTM D1586	63.5	750	51	20	150	15.5

با مقایسه انرژی دستگاه نفوذ استاندارد دستی با انرژی دستگاه نفوذ استاندارد SPT می‌توان ضریب تبدیل تعداد ضربات دستگاه نفوذ استاندارد دستی (N_{SPTe}) را به تعداد ضربات معادل نفوذ استاندارد بر اساس رابطه ذیل محاسبه نمود:

$$\frac{N_{SPT}(ASTM)}{N_{SPT}(DIN)} = \frac{15.5}{4.9} = 3.16 \cong 3.2$$

که تعداد ضربات SPT آلمانی با استفاده از رابطه زیر قابل تبدیل به تعداد ضربات لازم جهت نفوذ ۳۰ سانتیمتر با SPT آمریکایی می‌باشد.

$$N_{DIN} = 3.2 N_{ASTM}$$

۲-۳- آزمایش‌های آزمایشگاهی

نمونه‌های اخذ شده از محل پروژه پس از بررسی‌های بیشتر و توصیف نظری، به صورت تفکیک شده به آزمایشگاه ارسال شد. جهت تکمیل مطالعات شناسایی مشخصات فنی خاک، بر روی نمونه‌های اخذ شده در آزمایشگاه، آزمایش‌های ذیل انجام گردید که نتایج آن در پیوست گزارش آمده است.

(ASTM D422-90, 421-90, Grain size Analysis)	الف) آزمایش‌های دانه بندی و هیدرومتری
(ASTM 4318-93, Atterberg Limits)	ب) آزمایش‌های تعیین حدود اتربرگ
(ASTM D2216, Water Content Determination)	ج) آزمایش تعیین درصد رطوبت طبیعی
(ASTM D854, Specific Gravity of Soil Solids)	هـ) آزمایش تعیین وزن مخصوص توده ویژه خاک*
(ASTM D3080-90, Direct Shear Test)	و) آزمایش برش مستقیم

*این آزمایشات با صلاح دید کارفرما و برای پروژه‌های خاص انجام می پذیرد.

۲-۳-۱- آزمایش هیدرومتری

هدف: دانه‌بندی مصالح زیر الک نمره ۲۰۰

در روش هیدرومتری نمونه‌ای از خاک در آب پخش و پراکنده می‌شود. در حالتی که در آب پخش می‌شوند یکی یکی رسوب می‌کنند. فرض می‌شود که دانه‌های خاک کروی شکل باشند. سرعت متوسط دانه‌ها به وسیله قانون استوکس بدست می‌آید. همانطور که ذرات خاک در آب پخش می‌شوند یک هیدرومتر در آب بصورت معلق قرار می‌گیرد که بوسیله آن وزن مخصوص خاک و آب معلق در یک عمق L تعیین می‌شود و با داشتن این عمق قطر ذراتی که سقوط می‌کنند بدست می‌آیند.

شرح آزمایش:

۵۰ گرم خاک را به ۱۲۵ سی سی محلول ۴ درصد هگزا فسفات اضافه می‌کنیم و داخل همزن ریخته و مقداری نیز به آن آب اضافه می‌کنیم و به مدت ۱۰ الی ۱۵ دقیقه خاک را با محلول هم می‌زنیم تا ذرات خاک کاملاً از هم جدا بشوند سپس محلول داخل همزن را داخل استوانه اصلی ریخته و حجم آنرا به ۱۰۰۰ سی سی می‌رسانیم. در داخل استوانه شاهد نیز ۱۲۵ سی سی محلول ۴ درصد هگزا فسفات ریخته و حجم آنرا به ۱۰۰۰ سی سی می‌رسانیم. سپس درزمانهای دو برابر یعنی ۳۰ ثانیه ۱ دقیقه و ... تا ۹۶ ساعت نوک مینیسک را قرائت می‌کنیم و جدول مربوطه را رسم می‌کنیم.

۲-۳-۲- آزمایش تعیین حدود اتربرگ:

با افزایش رطوبت، در مرحله‌ای خاک از حالت نیمه جامد به حالت خمیری تبدیل می‌شود رطوبت دراین مرحله، حدخمیری نامیده می‌شود با افزایش بیش از پیش رطوبت، مرحله‌ای می‌رسد که خاک به حالت مایع

روان می‌گردد رطوبت این مرحله را حد روانی یا حد مایع می‌گویند وجود کانیهای رس در ریزدانه‌ها سبب جذب آب توسط آنها می‌گردد و باعث می‌شود خاک حالت خمیری و چسبندگی به خود بگیرد هرچه در خاکی ریزدانه‌های آن جاذب آب بیشتری باشند، خاک چسبنده‌تر خواهد بود و این چسبندگی بیشتر سبب می‌شود تا اولاً حد روانی افزایش یابد، چرا که خاک چسبنده دیرتر روان شده و برای روان شدن به رطوبت بیشتری نیاز دارد، ثانیاً سبب می‌شود حد خمیری کاهش پیدا کند زیرا خاک چسبنده استعداد خمیری شدن بیشتری را دارد و زودتر و با رطوبت کمتری به حالت خمیری در می‌آید.

از مطالب فوق الذکر می‌توان نتیجه گرفت که هر چه فاصله بین حد خمیری و حد روانی بیشتر باشد خاک چسبنده‌تر و خمیری‌تر خواهد بود، لذا این فاصله را نشانه خمیری گویند و با PI نمایش می‌دهند.

به عنوان یک تعریف کلی از حد خمیری می‌توان گفت :

حد خمیری، میزان رطوبتی است که به ازای آن فتیله‌ای به قطر 3.2mm که از خمیر خاک نمونه (باروش غلتاندن) ساخته می‌شود، ترک بخورد حد خمیری پایین‌ترین میزان رطوبت مربوط به حالت خمیری خاک است. این آزمایش با غلتاندن تکه‌ای از خمیر خاک بر روی یک صفحه شیشه‌ای بوسیله دست انجام می‌شود.

شرح آزمایش: تعیین حد روانی: برای انجام این آزمایش لازم است که خاک شسته داشته باشیم برای این منظور مقداری خاک از الک شماره ۴۰ درحالی که با آب شسته می‌شود عبور می‌دهیم (آب را تا زمانی از آن عبور می‌دهیم که وقتی از خاک عبور می‌کند روشن دیده شود) در این آزمایش ما به ۲۰۰ گرم خاک نیاز داریم و باید به صورت خشک باشد به همین منظور خاک که مرطوب است در اون به مدت ۲۴ ساعت می‌گذاریم. این آزمایش به دو صورت تر به خشک و خشک به تر انجام می‌شود که ما در این آزمایش به صورت خشک به تر انجام دادیم. این ۲۰۰ گرم خاک را بر روی شیشه یا میز آزمایشگاه می‌ریزیم و مقداری به آن آب اضافه می‌کنیم و با کاردک خاک را با آب خیس می‌کنیم بعد دستگاه را تنظیم می‌کنیم به این صورت که بادامک را بالا برده و شیار زن را مماس با کف کاسه قرار داده و با پیچها دستگاه را تنظیم می‌کنیم حال خاک را با کاردک تیغه‌ای وارد کاسه می‌کنیم به طوری که خاک در وسط کاسه ضخامت ۱۵ میلی‌متر تا ۲۰ میلی‌متر داشته باشد البته خاک باید کاملاً به کاسه چسبیده باشد حال با کاردک شیار زن به طور عمود از بالا به سمت پایین می‌کشیم به نوعی خاک را نصف می‌کنیم حال بوسیله دسته ضربات را وارد می‌کنیم تعداد ضرباتی که خاک به دونیم تقسیم شده را به اندازه ۱۳ میلی‌متر به هم می‌رساند یادداشت می‌کنیم اگر تعداد ضربات بیشتر ۴۰ باشد آن را در نظر نمی‌گیریم بعد از اینکه تعداد ضربات مربوط به هر مرحله را بدست آوردیم می‌بایست درصد رطوبت هر کدام را بدست آوریم به این منظور مقداری خاک از هر مرحله را در قوطی که قبلاً وزن خالی آن را اندازه گرفته بودیم وارد می‌کنیم سپس وزن آنرا اندازه می‌گیریم و در اون می‌گذاریم و به همان روش‌هایی که درصد رطوبت را تعیین می‌کردیم رطوبت آنها را حساب می‌کنیم و نقاط به ازای تعداد ضربات و درصد رطوبت را مشخص می‌کنیم.

تعیین حد خمیری: حدود ۲۰ گرم خاک یکی از مراحل بالا را بر می داریم و آن را به صورت گلوله در می آوریم و با دست به صورت فتیله در می آوریم تا قطر آن ۳,۲ میلیمتر شود و ترک بخورد آنگاه می بایست در صد رطوبت آن را بدست آوریم برای این کار آن را وارد قوطی می کنیم وزن آن را اندازه می گیریم سپس به مدت ۲۴۰ دقیقه در دمای ۱۱۰ درجه قرار می دهیم و پس از خشک شدن نمونه درصد رطوبت آن را محاسبه کرده و به عنوان حد خمیری معرفی می نماییم.

نتایج آزمایشات انجام شده، نمودارها و جداول به پیوست گزارش آمده است.

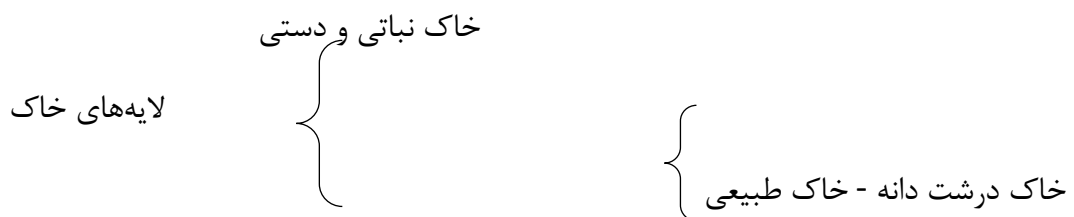
فصل سوم: تجزیه و تحلیل نتایج آزمایش‌های خاک

۳-۱- مقدمه

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

۳-۲- توصیف و طبقه بندی خاک:

نمودار زیر وضعیت خاک را نشان می‌دهد:



نتایج حاصل از عملیات و آزمایشات انجام شده در مورد زمین محل سایت نشان داد که کلاً می‌توان قشر خاک محل را تا عمق مورد کاوش عمده‌تاً شامل ماسه رس‌دار و شن رس‌دار دانست. خاک فوق را می‌توان از نظر طبقه بندی یونیفاید Unified دارای کد GC و SC دانست.

۳-۲-۱- خاک نباتی و دستی

این لایه به ضخامت حدود ۱۴۰ سانتی متر (از ابتدای گمانه آزمایشی) در محل احداث پروژه مورد شناسایی قرار گرفته که عمده‌تاً شامل خاک دستی و نباتی بوده و از نظر تراکم در رده سست قرار می‌گیرد. با توجه به اختلاف تراز یک متری ابتدای گمانه و تراز مبدا، ضخامت خاک دستی از تراز مبدا ۴۰ سانتی متر است. بدیهی است با توجه به جنس و سست بودن این مصالح می‌بایست از استقرار شالوده‌ها بر آن اکیداً خودداری نمود.

یادداشت: با توجه به احتمال تغییر ضخامت لایه خاک دستی و تراکم پذیر در نقاط مختلف زمین، ممکن است ضخامت این لایه در محل‌های حفاری نشده با آنچه در محل‌های حفاری شده مشاهده گردیده، متفاوت باشد. لذا لازم است پس از انجام عملیات گودبرداری مهندسین ناظر پروژه از قرارگیری پی بر روی خاک بکر اطمینان حاصل نمایند و یا مراتب کتباً به این مشاور اعلام گردد تا نسبت به انجام بازدید کارشناسی از محل و

تعیین دقیق ضخامت / این لایه اقدام گردد.

۳-۳- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک

۳-۳-۱- خصوصیات فیزیکی خاک

از جمله پارامترهای فیزیکی خاک که میزان تراکم خاک را تعیین می‌کند دانسیته نسبی خاک (Dr) و تراکم نسبی خاک (R) می‌باشد که توسط روابط زیر تعیین می‌شود.

$$Dr = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(min)}}{\gamma_{d(max)} - \gamma_{d(min)}} \right] \times \left[\frac{\gamma_{d(max)}}{\gamma_d} \right]$$

$$R = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d(max)}} \times 100$$

در روابط فوق γ_d میزان دانسیته خشک خاک، $\gamma_{d(max)}$ میزان دانسیته خشک حداکثر $\gamma_{d(min)}$ میزان دانسیته خشک حداقل خاک می‌باشد. با استفاده از میزان تراکم نسبی خاک (R) می‌توان تنها با تعیین $\gamma_{d(max)}$ از طریق آزمایش تراکم و γ_d به وسیله آزمایش دانسیته در محل و رابطه زیر که توسط لی و سینگ (۱۹۷۱) ارائه شده است میزان دانسیته نسبی خاک را بدست آورد.

$$Dr = (R - 80) / 0.2$$

در جدول (۳-۱) میزان تراکم خاک بر اساس حدود دانسیته نسبی (Dr) طبقه بندی شده است.

جدول شماره ۳-۱- طبقه‌بندی خاک بر اساس حدود دانسیته نسبی

محدوده دانسیته نسبی (%) Dr	0-35	35-70	70-85	85-100
میزان تراکم خاک	شل (Loose)	متوسط (Medium)	متراکم (Dense)	بسیار متراکم (Very Dense)

پارامتر موثر دیگر در تعیین میزان تراکم خاک عدد حاصل از انجام آزمایش SPT می‌باشد. در جدول ۳-۲ و ۳-۳ طبقه بندی خاک بر اساس عدد SPT در خاک‌های ریزدانه سیلت و رس و خاکهای ماسه‌ای و شنی ارائه می‌گردد. (مرجع شماره ۱۰).

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

عدد حاصل از آزمایش SPT	0-2	2-5	5-10	10-20	20-30	بالا تر از 30
میزان تراکم خاک	بسیار سست	نرم	سفتی متوسط	سفت	خیلی سفت	سخت

جدول شماره ۳-۳- طبقه بندی خاک بر اساس عدد SPT در خاکهای ماسه‌ای و شنی

عدد حاصل از آزمایش SPT	0-4	5-9	10-19	20-29	30-39	40-49	بالاتر از 50
میزان تراکم خاک	فوق العاده سست	بسیار سست	سست	متوسط	متراکم	خیلی متراکم	کاملاً متراکم

یادداشت: در گمانه‌های دستی میزان تراکم خاک بر اساس آزمایش دانسیته در محل و در گمانه‌های ماشینی میزان تراکم بر اساس آزمایش SPT مشخص می‌گردد.

بنابراین می‌توان با توجه به نتایج حاصل از آزمایش صحرایی ضربه و نفوذ استاندارد، به طور کلی از نظر تراکم نسبی Relative Density زمین محل سایت را در **رده بسیار متراکم Very Dense** قرار داد.

با توجه به موارد بالا و اصلاحات انجام پذیرفته برای تبدیل نتایج SPT دستی به استاندارد همچنین روش‌های آماری تجزیه و تحلیل داده‌های حاصل از آزمایشات صحرایی ژئوتکنیکی و نیز برای حصول ضریب اطمینان مناسب مقدار میانگین مقدار عدد SPT معرف رفتار خاک را در سایت برابر $31 < N$ در نظر می‌گیریم.

خصوصیات فیزیکی خاک در جدول (۳-۴) آورده شده است.

جدول شماره ۳-۴- خصوصیات خاک درشت دانه محل

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	دانسیته طبیعی خاک (γ_w)	گرم بر سانتی‌متر مکعب	1.85-1.94
۲	وزن مخصوص توده ویژه خاک	-	2.65
۳	درصد رطوبت (W)	درصد	5.3-12.8
۴	دانسیته نسبی خاک (Dr)	درصد	85-100
۵	حد مایع (L.L)	درصد	33-37
۶	نشانه خمیری (P.I)	درصد	12-16
۷	ضریب نفوذپذیری خاک (K)	سانتی متر بر ثانیه	10^{-3} - 10^{-4}
۸	تعداد ضربات SPT معرف رفتار خاک	ضربه	$31 < N$

۳-۳-۲- خصوصیات مکانیکی خاک

۳-۳-۱- پارامترهای سختی خاک

پارامترهای سختی خاک برای قشرهای موجود در محل از طریق آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی قابل اندازه‌گیری می‌باشد. یکی از بهترین راه‌ها برای تعیین پارامترهای سختی خاک استفاده از روابط تجربی بین نتایج آزمایش SPT و پارامترهای سختی از جمله مدول عکس العمل بستر و مدول الاستیسیته می‌باشد. روابط زیادی در کتب مکانیک خاک توسط محققین مختلف در این خصوص ارائه شده است که به تعدادی از آنها اشاره می‌شود.

$$E_s = 5.878N^{0.685}$$

E_s دارای واحد مگاپاسکال است (Muntohar and Liao, 2013).

با استفاده از این رابطه بالا و جداول AASHTO و عدد SPT که در این پروژه $31 < N$ می‌باشد، و همچنین انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی محدوده حاصل برای مدول عکس آلاستیسیت و مدول عکس العمل بستر به شرح زیر می‌باشد:

جدول شماره ۳-۵- پارامترهای سختی خاک محل پروژه

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	مدول عکس العمل بستر پی گسترده (K_s) $L/B=1.9, B=10.5, D_f=1$	(kg/cm ³)	1.20
۲	مدول الاستیسیت (E)	(kg/cm ²)	280-430
۳	ضریب پواسون (ν)	—	0.35

۳-۳-۲- پارامترهای مقاومتی خاک

این پارامترها شامل زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی می‌باشد که از دو طریق زیر تحت آزمایش قرار می‌گیرد:

- روش‌های صحرایی

- روش‌های آزمایشگاهی

روش‌های صحرایی معمولاً آزمایش برش مستقیم درجا و روش آزمایشگاهی آزمایش برش مستقیم با ابعاد بزرگ و سه محوری با قطر بالا می‌باشد. از طرفی در پروژه ساختمانهای معمولی آزمایش برش مستقیم درجا به دلیل هزینه زیاد انجام نمی‌گیرد. در این پروژه از آزمایش برش مستقیم با ابعاد کوچکتر روی نمونه‌های بازسازی شده استفاده گردیده است.

جدول شماره ۳-۶- پارامترهای مقاومتی خاک محل پروژه

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	چسبندگی (C)	(kg/cm ²)	0.05-0.17
۲	زاویه اصطکاک داخلی (ϕ)	(deg)	30-38

فصل چهارم: پارامترهای طراحی ژئوتکنیکی

۴-۱- مقدمه

با توجه به تنوع خاک زیر پی لذا پارامترهای لازم برای تعیین ظرفیت باربری، نشست پی و دیگر پارامترهای ژئوتکنیکی با استفاده از متوسط نتایج آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی و نیز قضاوت مهندسی در جدول ۴-۱ آورده شده است.

جدول شماره ۴-۱- خصوصیات مکانیکی استفاده شده در طراحی

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	چسبندگی (C)	(kg/cm ²)	0.05-0.17
۲	زاویه اصطکاک داخلی (φ)	(deg)	30-38
۳	ضریب پواسون (ν)	—	0.35
۴	مدول الاستیسیته (E)	(kg/cm ²)	280-430
۵	مدول عکس العمل بستر پی گسترده (Ks) L/B=1.9, B=10.5, D _f =1	(kg/cm ³)	1.20

پارامترهای ذکر شده در جدول فوق برای طراحی سازه‌های دائمی قابل استفاده می‌باشد. برای محاسبه سازه‌هایی که حداکثر ظرف مدت شش ماه در شرایط آب و هوایی عادی پس از گودبرداری نصب و جمع‌آوری می‌گردد (سازه‌های موقت)، نظیر سازه نگهبان گود و همچنین برای محاسبه عمق و شیب پایدار گود برداری، منطقی است از پارامترهای مقاومتی ذکر شده در جدول ۴-۲ استفاده شود.

جدول شماره ۴-۲- خصوصیات مقاومتی استفاده شده در طراحی سازه‌های موقت

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	چسبندگی (C)	(kg/cm ²)	0.05-0.17
۲	زاویه اصطکاک داخلی (φ)	(deg)	30-38

۴-۲- ظرفیت باربری شالوده

در تعیین ظرفیت باربری دو عامل نشست (Settlement) و گسیختگی برشی (Shear Failure) توأمأ مورد بررسی قرار گرفته‌اند. هر کدام از عوامل که ظرفیت باربری کمتری ارائه نماید به عنوان ظرفیت باربری پی در نظر گرفته می‌شود.

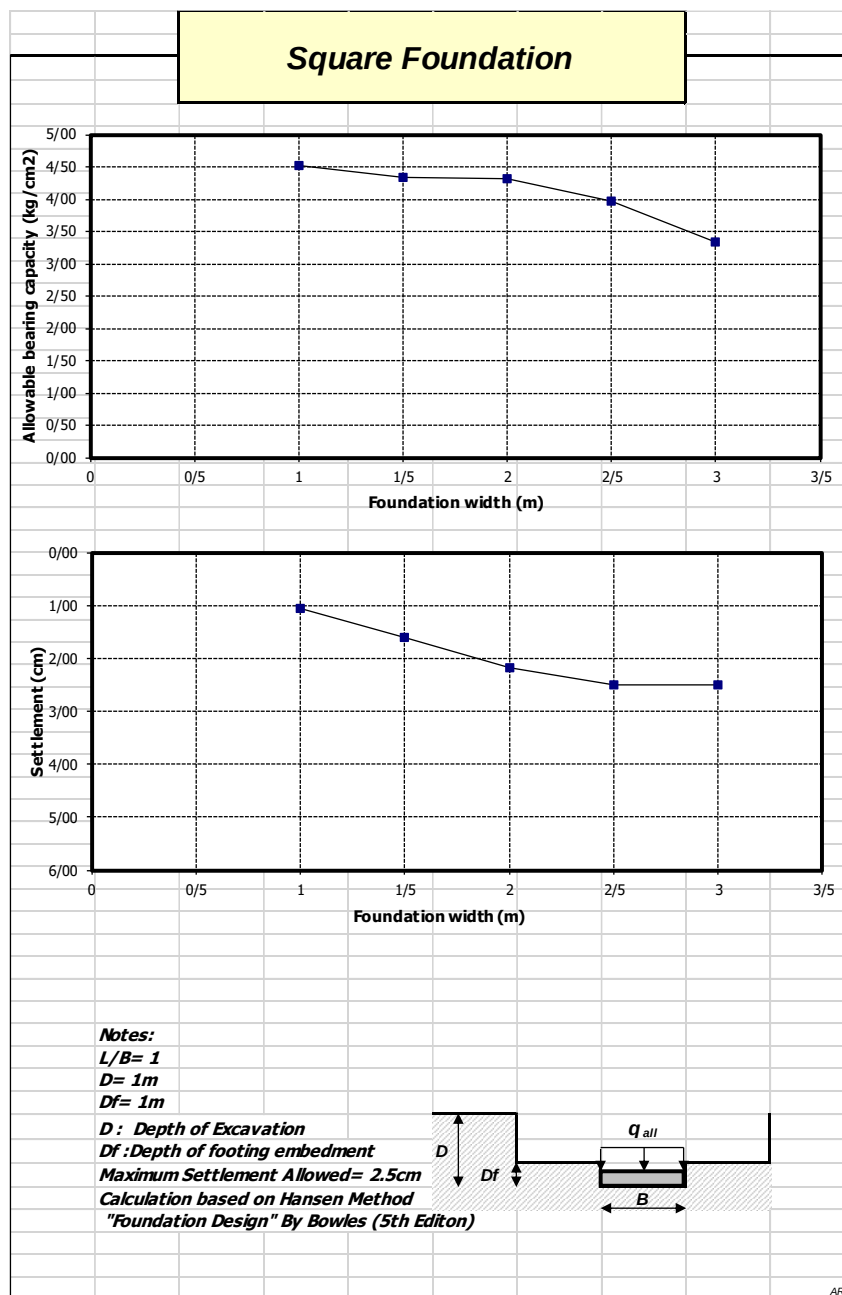
جهت تعیین و محاسبه ظرفیت باربری مجاز خاک طبیعی محل برای اجرای پی‌های سطحی، عوامل گسیختگی برشی خاک (Shear Failure) و نشست (Settlement) شالوده متعامد مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

در این محاسبات گسیختگی برشی بر اساس رابطه (Hansen) زیر محاسبه شده است:

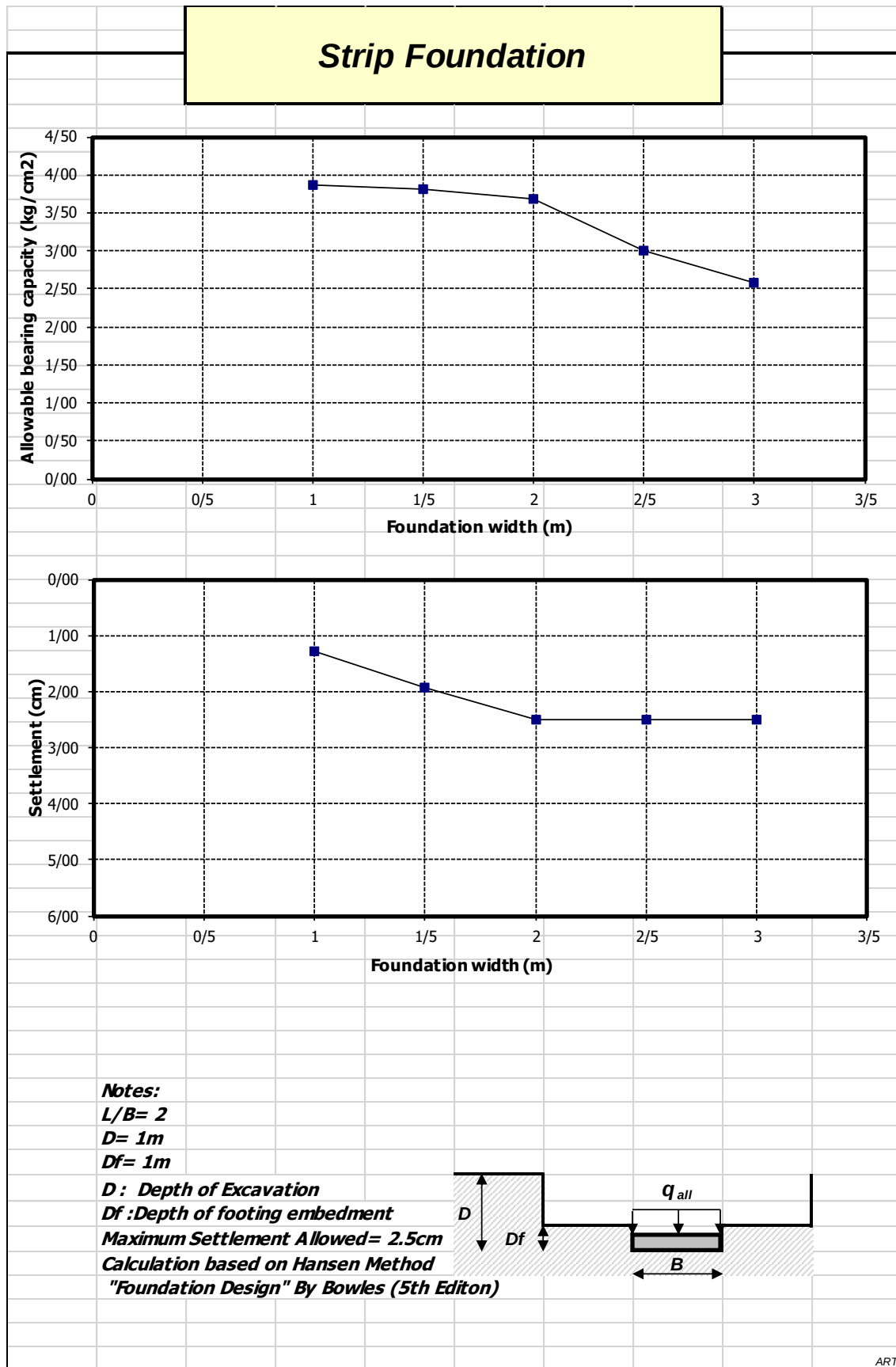
$$q_a = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} F_{\gamma g} \cdot F_{\gamma b} + q F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} \cdot F_{qg} \cdot F_{qb} C N_c F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} \cdot F_{cg} \cdot F_{cb} + \gamma \cdot D_f \cdot N$$

که در آن داریم: γ : وزن مخصوص خاک زیر تراز پی، B : عرض پی، N_γ و N_q و N_c ضرایب ظرفیت باربری، F_s و F_d و F_i و F_g و F_b ضرایب شکل و عمق و شیب بار و شیب زمین و شیب کف پی و C : چسبندگی خاک است. ضرایب ارائه شده توسط هانسن در مرجع شماره ۳ (Bowles) ذکر شده است.

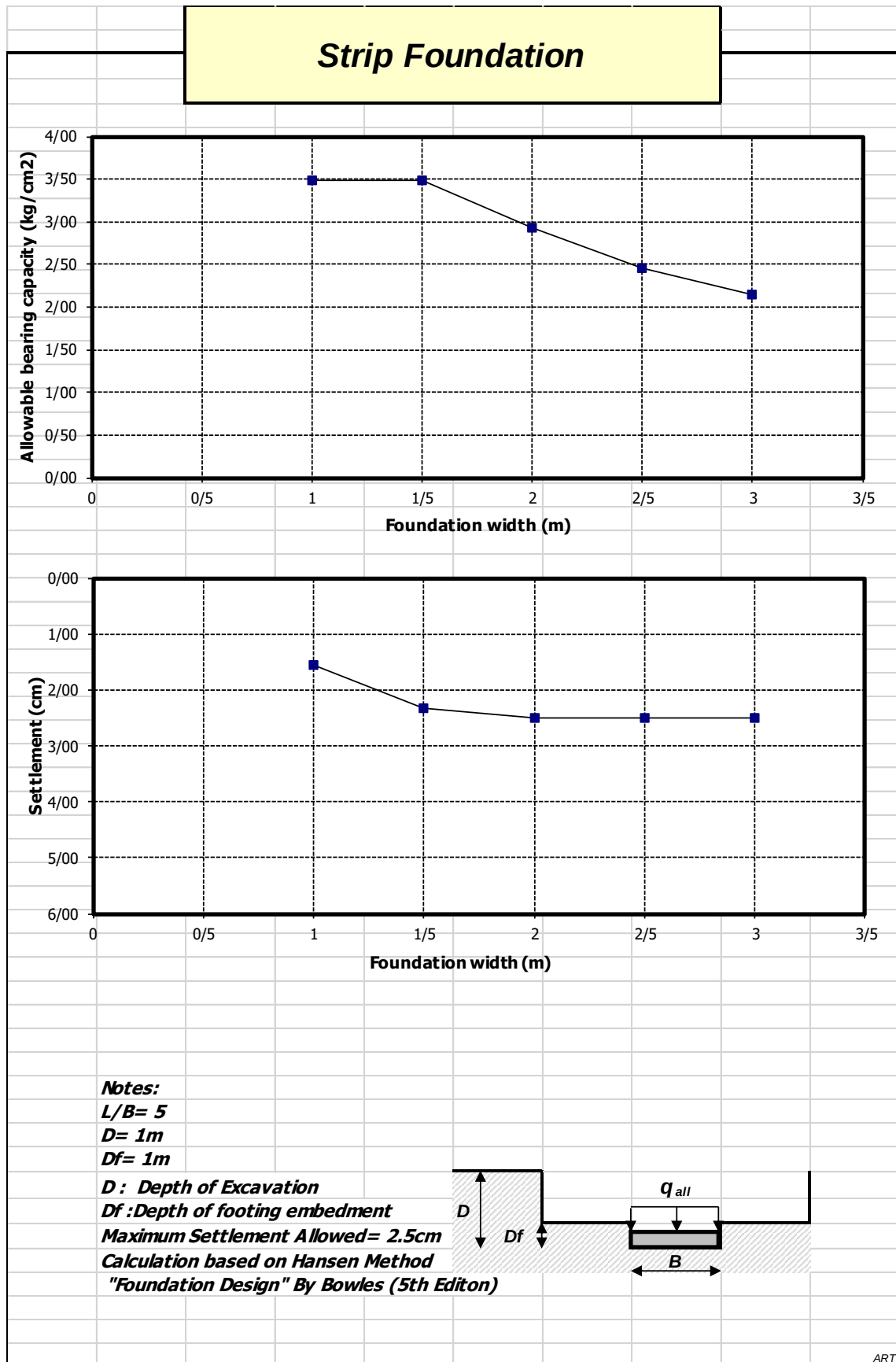
بر این اساس منحنی تغییرات مقاومت مجاز خاک برای مقادیر B برابر ۱ الی ۳ متر پی‌های مربعی و نواری به ترتیب در اشکال ۴-۱ و ۴-۲ آورده شده است.



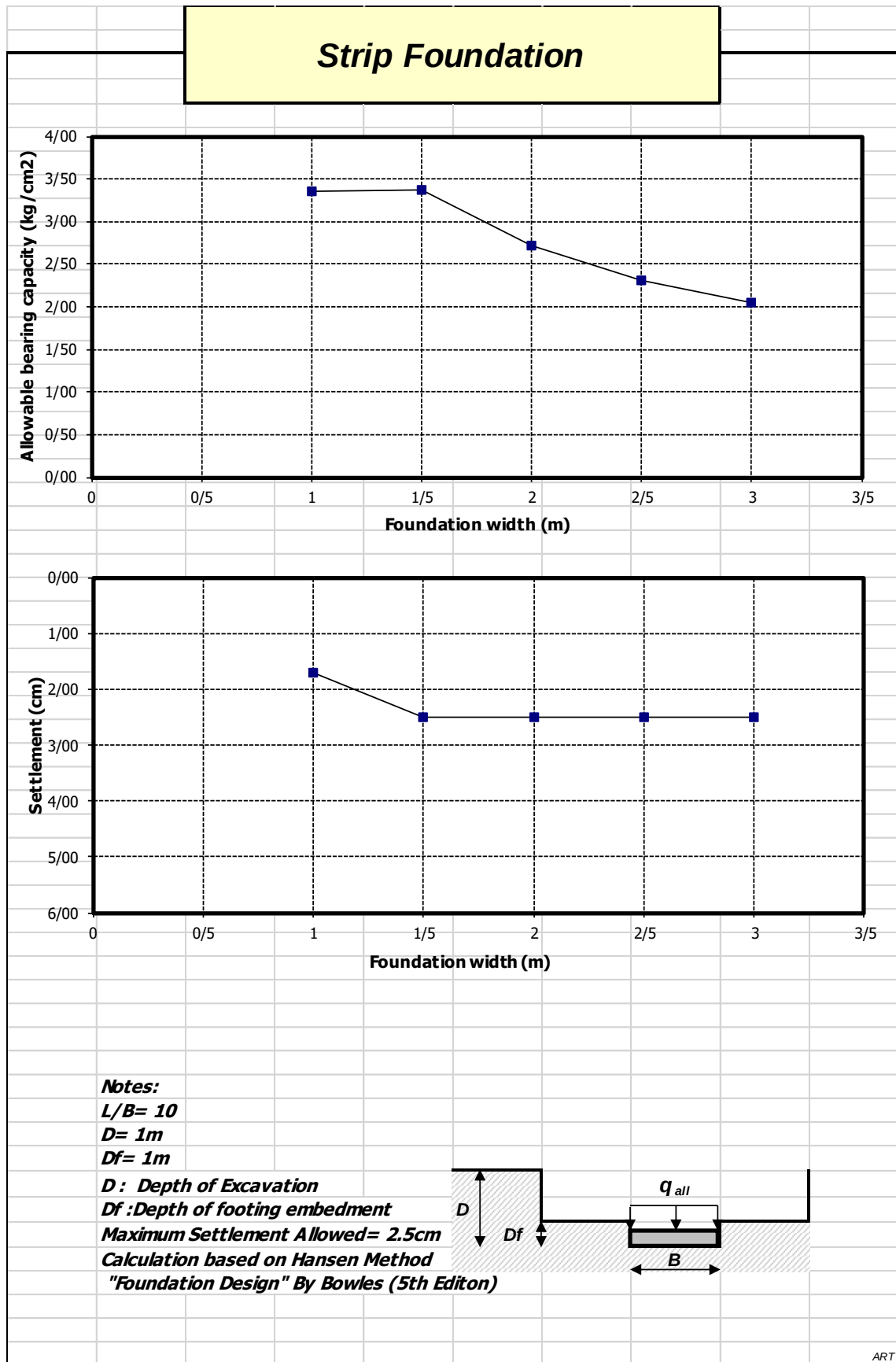
شکل ۴-۱- منحنی تغییرات ظرفیت باربری پی منفرد نسبت به عرض پی



شکل ۴-۲- منحنی تغییرات ظرفیت باربری پی نواری نسبت به عرض پی شامل $L/B=2$



ادامه شکل ۴-۲- منحنی تغییرات ظرفیت باربری پی نواری نسبت به عرض پی شامل $L/B=5$



ادامه شکل ۴-۲- منحنی تغییرات ظرفیت باربری پی نواری نسبت به عرض پی شامل $L/B=10$

در محاسبات انجام شده نکات زیر در نظر گرفته شده است:

نکته ۱: منظور از پی نواری آن پی می باشد که در رابطه $(L/B) > 5$ صدق نماید. L طول پی و B عرض آن بر حسب متر می باشد.

نکته ۲: با توجه به وضعیت اجرای پی در ایران که معمولاً تا عمق کف پی حفاری می گردد و سپس پی را قالب بندی می کنند و اطراف آن را با خاک غیرمتراکم پر می نمایند، از اینرو مقدار (γ) معادل 1.80 gr/cm^3 در نظر گرفته شده است.

نکته ۳: در محاسبه ظرفیت باربری انواع پی (مربعی، نواری و گسترده) نشست پی الاستیک می باشد و میزان نشست مجاز برای پی های مربعی و نواری به $2/5$ سانتیمتر و برای پی های گسترده به 5 سانتیمتر محدود می گردد و مقدار نشست متفاوت پی ها به میزان 75% میزان نشست کل محدود می گردد.

در صورت وجود بار مایل ضرایب $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ که معرف ضرایب مربوط به شیب بار وارده به پی بوده، باید طبق روابط زیر (روابط هانسن) محاسبه و در فرمول ظرفیت باربری لحاظ شوند. این ضرایب به شکل زیر تعریف می شوند:

$$\begin{aligned} F_{ci} &= F_{qi} - \frac{(1 - F_{qi})}{(N_q - 1)} & A_f &= B' \times L' \\ F_{\gamma i} &= \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f C \cot \varphi} \right)^5 & B' &= B - 2e_x \\ F_{qi} &= \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f C \cot \varphi} \right)^5 & L' &= L - 2e_y \end{aligned}$$

در این روابط V, H به ترتیب نیروهای افقی و قائم وارد بر پی، e_x و e_y به ترتیب خروج از مرکزیت پی در دو جهت x و y و A_f سطح موثر پی است.

۴-۲-۱- مدول عکس العمل بستر (Subgrade Reaction)

با توجه به رابطه $q/s = k_s$ می توان مقدار k_s را برای انواع پی بدست آورد.

که در آن: q : ظرفیت باربری بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع، s : نشست زیر پی بر حسب سانتی متر و K_s : مدول عکس العمل بستر بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مکعب است.

روش معمول جهت تعیین ضریب واکنش بستر قائم پی های سطحی استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری صفحه (Plate Loading Test) در محل است که مقدار K_{s30} را برای صفحه ای به قطر 30 سانتیمتر محاسبه می کنند.

مقدار K_s برای شالوده ای با ابعاد دلخواه را می توان با استفاده از روابط زیر به دست آورد:

$$K_{BxB} = K_{30} \times [(B + 0.3) / 2B]^2 \quad (KN/m^3)$$

$$K_{BxL} = K_{BxB} \times [(1 + B/L) / 1.5] \quad (KN/m^3)$$

B: عرض پی

در صورتی که بخواهیم بدون استفاده از نتایج بارگذاری صفحه، ضریب عکس العمل بستر را تخمین بزنیم باید از روابط تقریبی مدول الاستیسیته استفاده کنیم.

ضریب عکس العمل با استفاده از رابطه نیمه تجربی وسیک برای پی‌های نواری به شرح زیر است:

$$K_s = E_s / B(1 - \mu^2)$$

برای تعیین ضریب عکس العمل بستر پی‌های با عرض زیاد (پی‌های گسترده) از رابطه تجربی زیر استفاده می‌شود:

$$K_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2) \cdot m \cdot I_s \cdot 1_F}$$

در نهایت با توجه به رابطه $q/s = K_s$ مقدار ضریب واکنش بستر K_s در شرایط پروژه حاضر در جدول ۳-۴ آورده شده است.

همچنین با استفاده از روابط تقریبی ارائه شده توسط باولز (Bowles) می‌توان مقدار K_s را با استفاده از ظرفیت باربری مجاز بدست آورد.

$$K_s = 0.4 q_a \times (SF) \quad (Kg/cm^3)$$

SF: ضریب اطمینان (بطور تقریبی 1/5-3/0) و q_a : ظرفیت باربری (kg/cm^2) است.

۴-۲-۲- ظرفیت باربری پی گسترده

با توجه به عرض پی گسترده عملاً گسیختگی برشی نقشی در ظرفیت باربری ندارد و تنها نشست بر آن حاکم است که نتایج آن در بخش ۴-۳-۱ آورده شده است.

۴-۳- محاسبات نشست شالوده

۴-۳-۱- نشست آنی

نشست‌های آنی عمدتاً ناشی از تغییر شکل‌های ارتجاعی لایه‌های خاک می‌باشد که عمدتاً در حین اجرا یا در مدت زمان نسبتاً کوتاهی پس از تکمیل عملیات اجرایی به وقوع خواهد پیوست. در محاسبه نشست‌ها از رابطه زیر استفاده می‌گردد که فرم ساده شده این رابطه به صورت زیر می‌باشد:

$$S = B_{q0} / E_s (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

E_s و μ_s : به ترتیب ضریب الاستیک و پواسون خاک زیر پی، α_r و α_{av} : به ترتیب ضریب نشست الاستیک پی‌های صلب و انعطاف پذیر، q_n : بار وارده بر پی و B : عرض پی می‌باشد.

منحنی نشست پی‌های نواری و منفرد برای عرضهای مختلف پی به ترتیب در اشکال ۴-۱ و ۴-۲ نشان داده شده است.

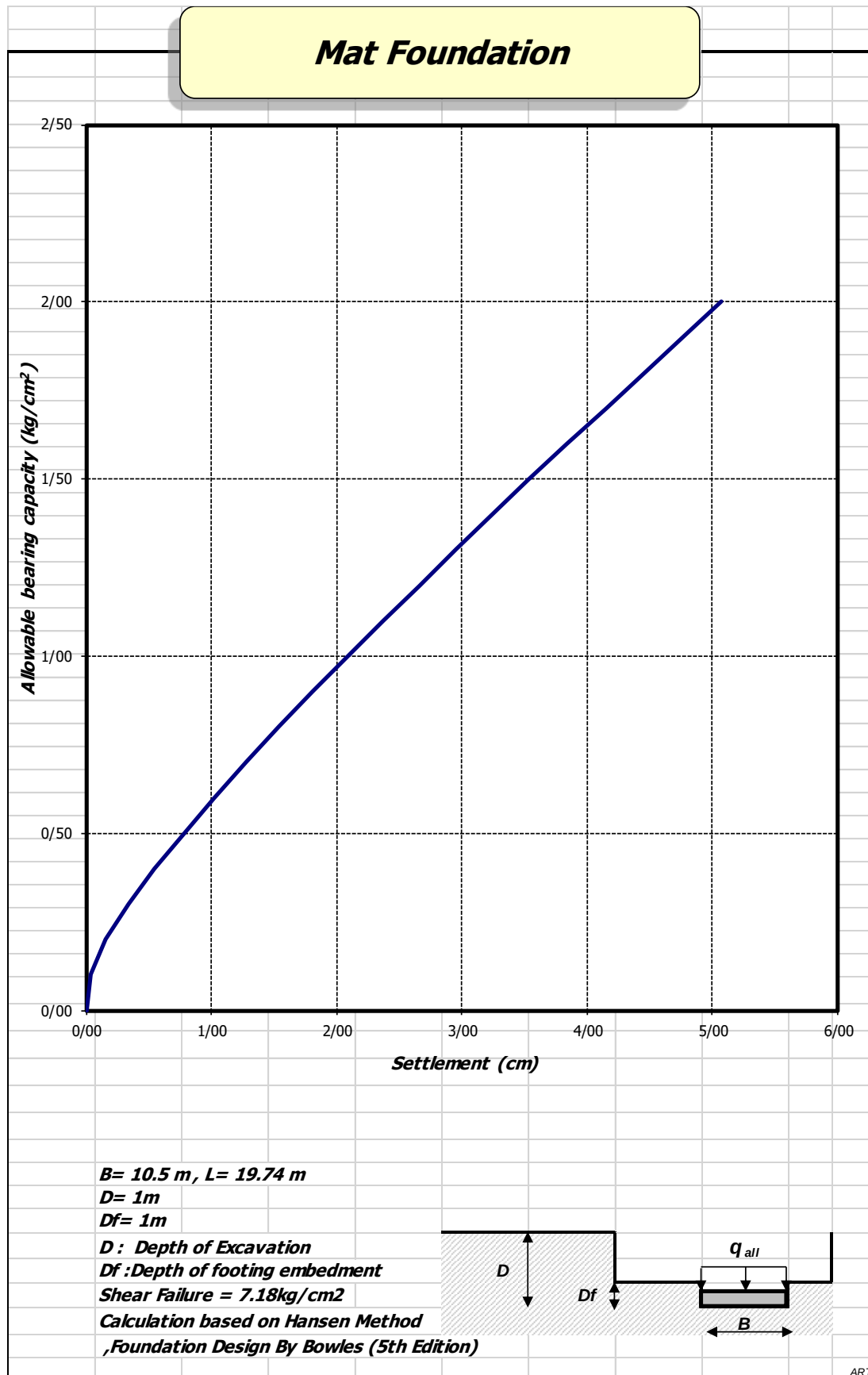
۴-۳-۱-۱- نشست آنی پی گسترده

با توجه به عرض پی گسترده عملاً گسیختگی برشی نقشی در ظرفیت باربری ندارد و تنها نشست بر آن حاکم است. لذا با توجه به رابطه‌ای که قبلاً هم ذکر شد، داریم:

$$S = B_{q0} / E_s (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

B : عرض پی، E_s و μ_s : به ترتیب ضریب الاستیک و پواسون خاک زیر پی و α_r و α_{av} : به ترتیب ضریب نشست الاستیک پی‌های صلب و انعطاف پذیر است.

رابطه فوق برای نشست آنی از انتگرال‌گیری کرنش‌های بوجود آمده در خاک از عمق صفر تا بی‌نهایت حاصل شده است. اگر بستر سنگی در عمق محدودی از سطح زمین قرار داشته باشد می‌توان انتظار داشت که نشست آنی واقعی شالوده کمتر از مقدار محاسبه شده از روابط فوق باشد. ولی اگر عمق بزرگتر از حدود $3B$ باشد نشست واقعی بطور قابل ملاحظه‌ای تغییر نخواهد کرد. همچنین توجه شود که هر چه D_f عمیق‌تر باشد نشست الاستیک کل کوچکتر خواهد بود. در شکل ۴-۴ منحنی تغییرات ظرفیت باربری مجاز پی گسترده نسبت به عرض پی با محدود کردن نشست به ۵ سانتی متر نمایش داده شده است.



شکل ۴-۴- منحنی تغییرات ظرفیت باربری پی گسترده نسبت به عرض پی

۴-۳-۲- نشست تحکیمی

با توجه به این که نشست تحکیمی عموماً در خاکهای رسی اشباع رخ می‌دهد لذا با توجه به نوع خاک زیر پی در این پروژه احتمال وقوع نشست تحکیمی وجود ندارد.

۴-۴- تنش مجاز شالوده‌ها

نتایج حاصل از محاسبات ظرفیت باربری مجاز پی در حالات مختلف در جدول ۴-۳ آورده شده است.

جدول شماره ۴-۳- ظرفیت باربری مجاز پی (q_a) و مدول واکنش بستر (k_s)

نوع پی	B	L/B	ظرفیت باربری	مدول واکنش بستر
	(m)	(m)	(kg/cm ²)	(kg/cm ³)
منفرد (به عرض دو متر)	2/0	1/0	4/32	5/18
نواری (به عرض دو متر)	2/0	10	2/72	3/26
گسترده به ابعاد طرح	10/5	1/9	2/00	1/20

* مقادیر ارائه شده مدول واکنش بستر برای عمق زیرفونداسیون می‌باشد.

یادداشت:

منظور از عمق پی، اختلاف ارتفاع بین تراز زیر پی تا تراز روی کفسازی می‌باشد.

برای طراحی پی نواری دوطرفه (شبکه ای) با توجه به اینکه افزایش تنش ناشی از پی در عمق $1/5B$ (عرض پی) قابل اغماض می‌باشد لذا در صورتیکه موقعیت قرارگیری پی‌ها به نحوی باشد که تا عمق $1/5B$ محدوده توزیع تنش زیر پی در یکدیگر تداخل ننماید ظرفیت باربری و روابط داده شده برای پی‌های نواری قابل استفاده بوده و در غیر این صورت می‌بایست از ظرفیت باربری مجاز ارائه شده برای پی گسترده استفاده نمود.

۴-۵- فشارهای جانبی خاک

- با توجه به روابط ارائه شده توسط رانکین ضرایب فشار مقاوم، محرک و حالت سکون خاک طبیعی را می‌توان در شرایط مختلف به شرح زیر در نظر گرفت :

$$K_o = 1 - \sin \varphi$$

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

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

در صورت وجود سطح شیب دار در بالای دیوار حایل، وجود سربارهای مختلف، سطح داخلی شیبدار دیوار و ... می‌توان برای محاسبه ضرایب فوق از روابط موهر - کولمب استفاده نمود:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

در روابط فوق: β : زاویه وجه پشتی دیوار حایل با قائم، α : زاویه سطح دیوار با افق، δ : زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار و در طراحی دیوارهای حائل، مقدار δ بین $\varphi/2$ تا $2/3\varphi$ انتخاب می‌شود.

از روابط ارائه شده توسط مونوبه - اوکا برای محاسبه فشار محرک و مقاوم خاک در هنگام زلزله می‌توان استفاده نمود:

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta')}{\cos^2\beta \cdot \cos\theta' \cdot \cos(\delta + \beta + \theta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \alpha - \theta')}{\cos(\delta + \beta + \theta') \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$k_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta')}{\cos^2\beta \cdot \cos\theta' \cdot \cos(\delta + \beta + \theta') \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \alpha - \theta')}{\cos(\delta + \beta + \theta') \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad k_h = \frac{a_h}{g} \quad k_v = \frac{a_v}{g}$$

در روابط فوق: a_h : مولفه افقی شتاب زلزله (در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برابر $0.2g$ می‌باشد)، a_v : مولفه قائم شتاب زلزله (در محاسبات معمولاً برابر صفر در نظر گرفته می‌شود)، و g : شتاب ثقل است. با توجه به روابط بالا و با فرض ($\beta = \alpha = 0$) مقادیر ضرایب جهت طراحی دیوار حائل در حالت‌های عادی و زلزله با ضریب δ متفاوت مطابق جدول ۴-۴ به دست می‌آید:

جدول ۴-۴ - مقادیر ضرایب فشاری جانبی خاک در حالت‌های مختلف

شرایط	شرایط	ϕ	ضریب
زلزله	عادی		
-	0/48	31/0	K_0
0/61	0/32		K_a
2/42	3/12		K_p

یادداشت: در شرایط از تاوله کف (Base Slab) یا مهارهای خاک و یا پشت بند افقی (Strut) برای مهار دیوارها

بایستی فشارهای وارد بر دیوار بر اساس ضریب فشار خاک در حالت سکون K_0 محاسبه گردند.

مولفه استاتیکی P_a در $H/3$ از پای دیوار اثر کرده و نقطه اثر اضافه فشار زلزله در حدود $0.6H$ از پای دیوار خواهد بود. در این صورت نیروی کل در ارتفاعی معادل h_{ae} از پای دیوار اثر می کند.

$$h_{ae} = \frac{(0.6H) \cdot (\Delta P_{ae}) + (H/3) \cdot (P_a)}{p_{ae}}$$

$$p_{ae} = p_a + \Delta p_{ae}$$

۴-۶- نوع زمین برای محاسبات زلزله

هدف از ارزیابی خطر زلزله این است که پیش بینی های لازم در مورد مقاومت سازه به عمل آید به طوریکه سازه در برابر زلزله های شدید احتمالی آینده، صدمه ساختمانی اندکی ببیند. پارامترهای مهم برای طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله، از قبیل بیشترین شتاب افقی زمین، سرعت، حرکت و میزان جابجایی زمین، فرکانس امواج زلزله و مدت زمان نوسانات باید از طریق بررسی های دقیق زمین شناسی و مکانیک خاک مورد ارزیابی قرار گیرد. آنچه که مبنای بررسی ها قرار می گیرد تعیین بیشترین شتاب حرکت افقی زمین است که بر اساس روشهای تحلیلی و تجربی برای محل سازه بر آورد می شود. بر مبنای داده های لرزه زمین ساختی، ویژگی های گسل های ناحیه، زمین لرزه های روی داده و توان لرزه زایی گسل ها می توان برآورد تحلیلی از شتاب حرکت افقی زمین به عمل آورد. معمولاً در طراحی ساختمانهای متعارف از مقررات آیین نامه های موجود استفاده می شود. و بدین ترتیب دقت مورد نیاز رعایت می گردد. باید توجه داشت که آیین نامه های ساختمانی، صورت ساده شده ای از معیارهای محاسبه نیروی وارد بر سازه را ارائه می دهد که توان پایداری مورد نیاز سازه را می توان بر اساس آن محاسبه نمود. در آیین نامه ۲۸۰۰ شتاب مبنای طرح نسبت به شتاب ثقل (g) به ۴ دسته برای مناطق مختلف کشور تقسیم شده اند.

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

بر اساس ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران، تهران در منطقه با **خطر نسبی خیلی زیاد** قرار دارد که شتاب مبنای طرح در چنین منطقه ای $a = 0.35g$ توصیه گردیده است.

فصل پنجم: توصیه‌های فنی

۵-۱- مقدمه

بر اساس بازدیدهای محلی و نیز نتایج حاصل از آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی و همچنین موقعیت محل پروژه توصیه‌ها و پیشنهاداتی در خصوص مسائل ژئوتکنیکی پروژه ارائه می‌شود.

۵-۲- پیشنهاد مربوط به نوع خاک و ضریب افقی شتاب زلزله

ساختمان مذکور در منطقه با خطر بالا از نقطه نظر زلزله قرار دارد و ضرایب افقی شتاب زلزله بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ معادل 0/35 شتاب ثقل (g) می‌باشد. در خصوص زمین ساختگاه منطقه مورد مطالعه توصیه می‌شود از مشخصات داده شده برای زمین گروه II در آیین نامه فوق استفاده گردد. لذا مقدار $T_s = 0.50$ و $T_0 = 0.10$ در نظر گرفته شود.

یادداشت:

با توجه به احتمال تغییرات جنس و ضخامت لایه‌های خاک بخصوص ضخامت خاک دستی و تراکم پذیر در نقاط مختلف زمین، ممکن است جنس و ضخامت خاک در محل‌های حفاری نشده با آنچه در محل‌های حفاری شده مشاهده گردیده، متفاوت باشد. همچنین عدم شناسایی دقیق موقعیت چاه‌های فاضلاب و قنوات احتمالی موجود در محل احداث پروژه می‌تواند بسیار مخاطره آمیز گردد. لذا لازم است بمنظور جلوگیری از هرگونه حادثه، مهندسین ناظر پروژه پس از انجام عملیات گودبرداری نهایی از رعایت موارد فوق و قرارگیری پی بر روی خاک بکر اطمینان حاصل نمایند و یا مراتب کتبا به این مشاور اعلام گردد تا نسبت به انجام بازدید کارشناسی از محل و انجام آزمایشهای تکمیلی و احتمالاً تجدید نظر در پارامترهای خاک، و نیز شناسایی چاه‌ها و قنوات احتمالی موجود در محل اقدام گردد.

بدیهی است در غیر اینصورت هیچگونه مسئولیتی بر عهده این مشاور نمی‌باشد.

۵-۳- نوع شالوده

اگر شدت بارهای ستونها زیاد باشد به طوریکه ابعاد پی‌های منفرد زیاد شده و به هم نزدیک شود استفاده از پی‌های نواری در امتداد ستونها و یا پی‌های مشترک از نظر فنی و اقتصادی بهتر از پی‌های منفرد با اتصالات شناژ می‌باشد. در مواردی که شدت بار کاملاً زیاد باشد، می‌توان طرح پی‌های نواری را به جای نواری در یک جهت، در دو جهت در نظر گرفت که سطح پی زیادتری را در بر دارد.

در صورتیکه پی‌های نواری در دو جهت بیش از ۷۰ درصد از سطح زیر ساختمان را به صورت پی در بر گیرند،

استفاده از پی‌های گسترده (Mat Foundation) به جای پی‌های نواری از دو جهت مناسبتر است. در پروژه فوق شالوده شبکه‌ای (نواری در دو جهت) و شالوده گسترده جوابگوی نیازهای پی سازی می‌باشد و نیازی به پی عمیق نمی‌باشد.

یادداشت :

- 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.
- پی‌ها می‌بایستی در عمق حداقل یک متری از سطح نهایی زمین مجاور بر روی خاک طبیعی و یا خاکریز مهندسی واقع شوند. به عبارت دیگر مقدار عمق پی ("Foundation Depth" D) برابر یکصد سانتیمتر در نظر گرفته شود.
- در اجرای شالوده‌ها می‌بایست کلیه اصول فنی از جمله اجرای صحیح درزهای اتصال سازه ای، مسطح بودن تراز پی در هنگام بتن ریزی، رعایت پوشش لازم بتنی و سایر موارد رعایت شود. از قرار دادن پی بر روی خاک دستی و نباتی اکیداً خودداری شود.

۵-۴- عمق یخبندان

عمق یخبندان در هر پروژه با توجه به موقعیت جغرافیایی و شرایط ژئوتکنیکی آن متفاوت می‌باشد. با توجه به شرایط آب و هوایی منطقه مورد مطالعه این عمق حداقل ۸۰ سانتی متر در نظر گرفته شود.

۵-۵- بهسازی زمین

خاکهای مشکل ساز شامل خاکهای رمبنده (مانند رس)، لجن، نهشته‌های آواری انباشته شده، پس مانده‌های معدنی، خاکهای متورم شونده، رس‌های واگرا، رس‌های حساس و یا خاکهای ماسه‌ای مستعد روانگرایی هستند. با توجه به نوع خاک و شرایط ژئوتکنیکی پروژه روشهای متفاوتی برای بهسازی خاک به کار می‌رود که می‌توان به این موارد اشاره کرد: پایین آوردن سطح آب زیرزمینی، تراکم، پیش بارگذاری با زهکشی یا بدون آن، مواد افزودنی، تزریق، مخلوط کردن در عمق با سایر مصالح، تراکم در عمق (تراکم ارتعاشی، تراکم دینامیکی، شمعهای تراکمی، تراکم انفجاری)، مسلح کردن خاک، تزریق تراکمی و ستونهای سنگی بدیهی است برای تشخیص دقیق موارد فوق در محل احداث پروژه، نیاز به مطالعات بیشتر و بررسی‌های دقیقتری دارد که در چهارچوب این گزارش نمی‌گنجد.

۵-۶- عمق استقرار پی‌ها

عمق مناسب برای استقرار پی‌ها می‌بایستی با توجه به عمق یخبندان (بخش ۵-۴)، ارتفاع خاک دستی و نباتی (بخش ۳-۲-۱)، و مشخصات معماری و سازه پروژه تعیین شود. از آنجا که ارتفاع خاک سست و نباتی ممکن است در محل احداث پروژه متفاوت باشد، لذا می‌بایستی بعد از عملیات گودبرداری مراتب کتباً به مشاور اعلام گردد تا در صورت عدم تطابق خاک موجود در محل با گمانه حفاری شده نسبت به تعیین دقیق عمق استقرار پی تصمیم گیری شود.

۵-۷- پیشنهادهای مربوط به گودبرداری

با توجه به آنکه در هنگام بررسی ژئوتکنیک گودبرداری صورت نگرفته است و از آنجا که با توجه به تاثیر عوامل جوی و هوازدگی که باعث کاهش ضریب چسبندگی خاک می‌شود احتمال وقوع لغزش‌های موضعی و ریزش‌های ناگهانی در بریدگی‌ها می‌رود، لذا توصیه می‌شود با توجه به ابعاد و مساحت زمین، محیط پیرامون گود، حجم گودبرداری و .. قبل از اجرای گودبرداری نسبت به طراحی و اجرای سازه نگهدارنده موقت اقدام گردد. برخی از این روشها، مزایا و معایب آن در جدول زیر آورده شده است:

جدول ۵-۱- برخی از روشهای محافظت موقت از گودبرداری، مزایا و معایب آن

ردیف	نام روش	برخی از مزایای روش	برخی از معایب روش
۱	شمع بندی (اجرای شمع درجاریز در پیرامون گود)	مشخصات خاک پرس از تزریق برتن درون چاهکها بهبود می‌یابد. سازه نگهدارنده در داخل گود جاگیر نیست و از خاک موجود برای مهار گود استفاده می‌شود.	بدلیل استفاده از بدنه خاک مجاور دیواره گود، در مواردی که خاک مجاور در زیر ساختمان و یا در حریم تاسیسات شهری باشد از این روش نمی‌توان استفاده کرد و یا استفاده از آن با محدودیت همراه است. به زمان زیاد و دستگاههای مخصوص و افراد با تخصص نیاز می‌باشد. تغییر شکل زیادی دارد.
۲	دوخت به پشت	بدلیل شباهت با روش ۱ مزایا و معایب روش فوق را نیز دارا می‌باشد.	
۳	روش دیواره دیافراگمی (اجرای دیوار بتنی قبل از گودبرداری در پیرامون گود)	سرعت و درجه ایمنی کار بالایی را دارا می‌باشد. برای حفاریها و گودبرداری با طول زیاد مناسب می‌باشد. دیوار دیافراگمی هم به عنوان سازه نگهدارنده رفتار می‌کند و هم در حین بهره برداری به عنوان دیوار حائل استفاده می‌شود.	در احجام کم هزینه اجرای کار بسیار زیاد است. دستگاههای مخصوص و افراد با تخصص نیاز می‌باشد. از نظر فضای دو طرف دیواره محدودیت داشته باشد کار ناممکن و یا به سختی انجام می‌شود.
۴	پشت بند افقی یا مهار متقابل (اجرای خریای متقابل در عرض گود)	در گودبرداری‌ها با عرض کم مناسب می‌باشد. سرعت زیاد و هزینه کمی اجرای این روش دارد.	در عرضهای زیاد گود (بیش از ۱۰ متر) در اجرا استفاده از این روش مشکلاتی را بوجود می‌آورد.

۵	شمعکوبی (اجرای شمع پیش ساخته در پیرامون گود)	سرعت بالا، در احجام زیاد هزینه عملیات کاهش می یابد و در گودهای با عمق تا حدود ۵ متر، معمولاً اقتصادی می باشد. شمعهای پیش ساخته را پس از جمع آوری می توان دوباره در پروژه دیگر استفاده نمود.	در پروژه های شهری به دلیل مشکلات شمعکوبی، نمی توان از شمعهای پیش ساخته استفاده کرد. فقط باید از شمعهای درجا استفاده نمود. در صورتی که ارتفاع گودبرداری زیاد باشد، هم باید فواصل شمعها از هم کم شود و از مقاطع سازه ای قوی تری استفاده شود.
۶	سپر کوبی	سرعت و درجه ایمنی کار بالایی را دارا می باشد.	برای عرض زیاد گود مناسب نیست. فضای کافی جهت قرار دادن دستگاه سپرکوب نیاز است. دستگاههای مخصوص و افراد با تخصص نیاز می باشد.
۷	خرپایی (اجرای شمع و مهار موب در پیرامون گود)	برای عموم گودهای واقع در شهر مناسب است. روش ساده است و از نظر شرایط مختلف، قابلیت انعطای پذیری بالایی دارد و امکان استفاده مجدد از خرپا وجود دارد.	سرعت پایین روش، خرپاها جاگیرند و احتمال الزامی بودن برداشتن بخشی از خاک با روشهای دستی وجود دارد. تغییر شکل زیادی دارد.
۸	میخ گذاری و بتن پاشی (Nailing)	سرعت و درجه ایمنی کار بالایی را دارا می باشد.	در صورت وجود ساختمانهای مجاور بدلیل اهمیت کنترل تغییر شکل توصیه نمی گردد. در صورت بالا بودن عمق آب زیرزمینی این روش توصیه نمی شود. هزینه اجرایی آن بالا است.
۹	مهار پس تنیده و بتن پاشی (Anchoring)	در احجام بالای گودبرداری به صرفه اقتصادی می باشد. اجرای این روش در نقاط اطراف پروژه تغییر شکل کمتری ایجاد می کند.	دستگاههای مخصوص و افراد با تخصص نیاز می باشد. هزینه اجرایی آن بالا است.

قابل ذکر است استفاده از هر یک از روشهای محافظت از گودبرداری نیاز به محاسبات خاص دارد که می بایست توسط مشاور/پیمانکار تخصصی گودبرداری (با هماهنگی مهندس سازه) صورت گیرد. بدیهی است عدم رعایت اصول و استانداردهای فنی در حین گودبرداری می تواند برای ساختمانهای مجاور مخاطره آمیز باشد، لذا لازم است کلیه موارد ایمنی و اصول فنی مربوطه در حین گودبرداری، از سوی کارفرما و زیر نظر مهندس ناظر مدنظر قرار گیرد.

یادداشت :

- طراحی سازه نگهبان نیاز به انجام محاسبات خاص دارد که در قالب این گزارش امکان پذیر نمی باشد. ضوابط خاص سازه های نگهبان در کتاب " اصول و مبانی گودبرداری و سازه های نگهبان"، وزارت مسکن و شهرسازی ذکر شده است.

- با ملات پاشی (شاتکریت) یا گچ پاشی روی خاک نباتی و درشت دانه از ریزش آن در کوتاه مدت جلوگیری شود.

- توصیه می شود مصالح خاکبرداری شده در فاصله نسبتاً مناسبی از شیبهای گودبرداری شده انباشته شده و با اجرای تمهیدات مناسب زهکشی از نفوذ آبهای سطحی به اطراف گودها و پی ها و نیز فرسایش شیبها

جلوگیری به عمل آید.

- توصیه می‌گردد گودهای موقت در اسرع وقت با مصالح مناسب پر شوند.

۵-۸- عمق پایدار گودبرداری قائم

با استفاده از رابطه زیر می‌توان حداکثر ارتفاع پایدار گودبرداری قائم را تعیین نمود :

$$H_{cr} = \left(\frac{4C}{\gamma \sqrt{K_a}} - \frac{2q}{\gamma} \right) \times \frac{1}{F.S.}$$

که در این رابطه: C (kg/cm^2): چسبندگی خاک

یادداشت:

- با توجه به احتمال تغییر چسبندگی خاک در اثر تغییر درصد رطوبت و یا از بین رفتن سیمان‌تاسیون خاک در اثر دست خوردگی نمونه، مقدار ارائه شده در جدول ۴-۲ با میزان چسبندگی خاک بدست آمده در آزمایشگاه ممکن است متفاوت باشد.

- برای تعیین دقیق‌تر عمق پایداری و نیز طراحی بهینه سازه نگهبان بهتر است نسبت به انجام آزمایش‌های صحرایی همچون آزمایش برش مستقیم در جا و آزمایش بارگذاری صفحه اقدام گردد.

Γ (kg/cm^3): دانسیته طبیعی خاک، K_a : ضریب رانش محرک خاک بوده که رابطه آن در بخش ۴-۵ آورده شده است. $F.S.$: ضریب اطمینان (این مقدار در مرجع شماره ۲ برابر ۲/۶۷ پیشنهاد شده است) و q (kg/cm^2): سربار گسترده کنار گود می‌باشد.

جدول ۵-۲- ساختمانها و تاسیسات موجود در اطراف پروژه

موقعیت عوارض نسبت به ملک	نوع عوارض	تعداد طبقات زیرزمین	تعداد سایر طبقات
شمالی	ملک همسایه	-	۶
جنوبی	کوچه	-	-
غربی	ملک همسایه	-	۲
شرقی	ملک همسایه	-	۲

با توجه به حداکثر تعداد طبقات ساختمانهای مجاور و با فرض مقدار $q=0/1$ (kg/cm^2) به ازای هر طبقه ساختمان مجاور گود، حداکثر q محاسبه می‌شود. قابل ذکر است ارتفاع پایدار گودبرداری قائم از زیر پی ساختمان مجاور که دارای تعداد طبقات بیشتری است محاسبه گردیده است.

جدول ۵-۳- جدول محاسبه حداکثر عمق پایدار گودبرداری قائم

طبقات ساختمان مجاور	q (kg/cm ²)	ϕ	K_a	C (kg/cm ²)	γ (kg/cm ³)	$F.S$	$H_{cr}(m)^*$
۶	۰/۶۰	۳۱	۰/۳۲	۰/۰۷	۰/۰۰۱۸۵	۲/۶۷	~0

* عمق مجاز گودبرداری ارائه شده از تراز سطح خاک طبیعی در نظر گرفته شده و برای گودبرداری در خاک دستی قابل استناد نمی باشد. لذا در محدوده خاک دستی باید گودبرداری با شیب مناسب و یا همراه سازه نگهدارنده انجام گردد.

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.

$$H_{cr} = \frac{4C_d}{\gamma} \left(\frac{\sin\beta \cdot \cos\phi_d}{1 - \cos(\beta - \phi_d)} \right) - \frac{2q}{\gamma}$$

به منظور اعمال ضریب اطمینان از مقادیر کاهش یافته C_d و ϕ_d استفاده شده است که این مقادیر نیز توسط روابط زیر محاسبه می شود.

$$F.S = \frac{C}{C_d} \quad \text{و} \quad F.S = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_d)}$$

با توجه به عمق گودبرداری مورد نیز در این پروژه نتایج حاصل در جدول ۵-۲ ارائه شده است.

* جدول محاسبه ۵-۴- جدول محاسبه شیب پایدار گودبرداری

طبقات ساختمان مجاور	q (kg/cm ²)	ϕ	C (kg/cm ²)	γ (kg/cm ³)	$F.S$	$H_{cr}^*(m)$	β (deg)	V-H
۶	۰/۶۰	۳۱	۰/۰۷	۰/۰۰۱۸۵	۲/۶۷	۳/۴۵	۲۵	۰/۴۷-۱

* مقدار شیب پایدار گودبرداری V-H داده شده در جدول فوق، فقط در صورتی که عمق گودبرداری کمتر از H_{cr} فوق باشد قابل استفاده بوده و در صورت افزایش عمق گودبرداری باید مجدداً محاسبه گردد.

یادداشت:

در صورت وجود ساختمان در مجاورت گود باید قبل از انجام گودبرداری از پایدار بودن ساختمان مجاور پس از گودبرداری مطمئن گردید و یا تمهیداتی جهت پایدار نمودن ساختمان مجاور اندیشیده شود (بخصوص در مواردیکه ساختمان مجاور فاقد پی مناسب و دارای دیوار باربر می باشد). در غیر این صورت نباید گودبرداری بلافاصله از بر پی عرض پی ساختمان مجاور اجرا گردد و توصیه می شود در اینگونه موارد حداقل به عرض $1.5B$ ، (B عرض پی ساختمان مجاور) از لبه خاک واقع مابین بر پی ساختمان مجاور و لبه گود نگهداری شود.

۵-۹- آبهای زیر زمینی

عمق آب زیرزمینی در محل پروژه در جدول ۱-۱ آورده شده است.

یادداشت:

در صورت وجود آب زیرزمینی، می‌توان از کانالهای زهکشی، عایق بندی، دیوار آب بند، سیستم پمپاژ و دیگر روشهای مورد تأیید در زیر فونداسیون و پشت دیوارها استفاده نمود. همچنین از سپر، حایل‌های نگهدارنده و پشت بند برای حفاظت از بدنه پی‌ها و گودها استفاده کرد و برای کنترل آب زیرزمینی و سهولت اجرای عملیات، پمپاژ آب صورت گیرد.

۵-۱۰- سیستم دفع فاضلاب و آبهای سطحی

توصیه می‌شود با توجه به حجم فاضلاب احتمالی ترجیحاً از سیستم چاه جذبی جهت دفع فاضلاب استفاده نشده و از مخازن سپتیک استفاده گردد و تمهیداتی نیز جهت اتصال سیستم دفع فاضلاب ساختمان به شبکه فاضلاب شهری در نظر گرفته شود. در صورت استفاده از چاه جذبی موارد زیر توصیه می‌شود:

- در زمین‌های سست و یا دارای خاک دستی عملیات طوقه چینی یا کول گذاری می‌بایست انجام گردد.
- در زمین‌های سست و یا خاک دستی با عمق بیشتر از ۱/۵ متر عملیات حفاری زیر نظر افراد مجرب و با سرابقه در این امر انجام گیرد.
- تونل فاضلاب در زیر یا مجاورت پی قرار نگیرد و همچنین تونل فاضلاب باید در عمقی حفر گردد که تحت تاثیر ارتعاشات ناشی از دستگاه‌ها و وسائل نقلیه قرار نگیرد در غیراینصورت لازم است عمق قرارگیری تونل فاضلاب از ۲۰ متر کمتر نباشد. در صورت تجاوز تعداد طبقات ساختمان از ۱۰ طبقه علاوه بر رعایت مورد فوق، عمق قرارگیری تونل فاضلاب از عرض پی نیز کمتر نباشد.
- در صورت حفر تونل یا انباری فاضلاب در لایه‌های سست لازم است نسبت به کول بندی و تقویت سقف و دیوارها اقدام گردد.
- لوله‌های بتنی (کولها) مورد استفاده در داخل چاه‌ها باید مسلح و به حد کافی مقاوم باشند.
- در انجام عملیات مربوط به حفر تونل یا انباری سقف آن باید به صورت قوسی باشد به طوری که احتمال ریزش دیوارها و طاق وجود نداشته باشد و در صورتی که شکل دادن مزبور به تونل یا انباری این منظور را نتواند فراهم کند با استفاده از وسایل لازم مهاربندی، مقاومت کافی برای دیوارها و سقف تونل یا انباری فراهم آورد که از ریزش جلوگیری شود.

- ارتفاع تونل یا انباری نباسیتی از ۱/۵ و عرض آن از ۱/۲ متر تجاوز کند در غیر این صورت باید مهاربندی شود.

- همچنین توصیه می‌شود از احداث میله و تونل فاضلاب در زیر ستونها، دیوار برشی و یا بادبندها خودداری شود.

- ریزش فاضلاب به داخل چاه باید به نحوی باشد که به جداره چاه برخورد نکند و موجبات شستگی بدنه چاه را فراهم نسازد بدین منظور می‌بایست میله چاه کول گذاری یا طوقه چینی شود.

یادداشت:

- رعایت ضوابط مندرج در مرجع شماره ۱۵ (قانون کار آیین نامه و مقررات حفاظتی حفر چاه‌های دستی) الزامی می‌باشد.

- به منظور جلوگیری از اثر فرسایشی رطوبت خاک زیر پی توصیه می‌شود شیب بندی اطراف پی‌ها به نحوی اجرا شود که از تجمع و نفوذ آب‌های سطحی به زیر پی جلوگیری شود و چنانچه احتمال نفوذ آب از بالا دست (بر اثر بارندگی و یا ترکیدگی لوله) وجود دارد با طرح زهکش‌های مناسب از نفوذ آب به محدوده پی جلوگیری شود.

- شیب بندی اطراف پی طوری باشد که از جمع شدن آب زیر پی جلوگیری شود.

۵-۱۱- قنات‌ها، چاه‌های قدیمی و تونل‌های فاضلاب

موقعیت چاه‌های فاضلاب در شکل شماره ۱-۲ نشان داده شده است. در حفاری گمانه‌های آزمایشی پروژه فوق به میله یا تونل قنات برخورد نگردید همچنین با توجه به بررسی‌های محلی و نقشه‌های در دسترس و معتبر از قنات‌های شهر تهران شکل (۵-۱) مشخص شده است که محل احداث پروژه درون نقشه‌ها موجود نمی‌باشد. وجود قنات، چاه‌های قدیمی و تونل‌های فاضلاب در نزدیکی محل احداث سازه‌ها و بخصوص در نزدیکی یا زیر پی‌ها می‌تواند بسیار خطرناک باشد. مواردی چون ریزش ناگهانی مسیر قنات متروکه و تونل‌ها فاضلاب می‌تواند موجب افزایش چشمگیر نشست شالوده‌ها گردد. لذا توصیه می‌گردد ضمن شناسایی تکمیلی قنات و حفره‌ها یا تونل‌های فاضلاب احتمالی دیگر اقدام به پرمودن حفره‌ها یا تونل‌های فاضلاب و قنات‌های بایر و احیاء و تقویت قنات‌های دایر نمود. در مورد ارائه طرح تقویت یا پرمودن قنات‌ها یا تونل‌های فاضلاب نیاز به انجام بررسی‌های تکمیلی می‌باشد لیکن کلیات این طرح‌ها به روش زیر می‌باشد:

برای قنات‌ها یا چاه‌های فاضلابی که کوره یا تونل آنها در عمق کمتر از ۲ برابر عرض پی در زیر یا مجاورت (بلافاصله حداکثر ۱/۵ برابر عرض شالوده‌ها) پی پایه‌ها و کوله‌ها استقرار دارند می‌بایست مسیر قنات یا تونل فاضلاب دایر به خارج از فاصله 3B از مجاورت پی منتقل گردد و پس از حفر کوره و کول گذاری قنات جدید یا

چاه فاضلابی جدید، اقدام به انحراف و پر نمودن و کور کردن مسیر قنات قبلی یا تونل فاضلابی قبلی نمود.

در صورت وقوع قنات بایر و یا هر نوع حفره یا تونل فاضلاب دیگر در زیر پی و تا فاصله ۱/۵ برابر عرض پی از مجاورت پی، میله و کوره قنات یا حفره یا تونل فاضلاب مذکور با روش مناسبی مانند پر نمودن با مخلوط برتن مگر و یا روش‌های دیگر پر گردد. برای کوره قنات‌هایی که در عمق بیش از ۲ برابر عرض پی استقرار دارند توصیه می‌گردد مسیر کوره قنات‌ها توسط کول گذاری ترمیم و تقویت گردد. این روش برای محل‌هایی که کوره قنات از زیر بستر راه عبور می‌نمایند نیز توصیه می‌گردد. شناسایی میله قنات‌ها، چاه‌های قدیمی و تونل‌های فاضلاب بسیار حائز اهمیت بوده و در صورت وقوع این میله‌ها در زیر پی یا مجاورت شمع‌ها می‌باید با روش مناسبی پر گردند که این امر پس از مطالعه و شناسایی تکمیلی قنات قابل ارائه می‌باشد.

یادداشت

با توجه به اهمیت موضوع شناسایی قنات و چاه‌های فاضلاب و بدلیل عدم امکان بررسی دقیق محل آنها در این مرحله از مطالعات لازم است پس از گودبرداری و قبل از عملیات پی سازی نسبت به شناسایی محل دقیق حفره‌ها، چاه‌های فاضلاب و قنات زیر نظر مهندسین ناظر پروژه اقدام گردد. در صورت برخورد به مسیر قنات لازمست به این شرکت اطلاع داده شود تا نسبت به انجام بازدید کارشناسی از محل و انجام آزمایشهای تکمیلی و احتمالاً تجدیدنظر در پارامترهای خاک، اقدام گردد.



شکل ۵-۱ مسیر قنات‌های موجود نزدیک محل احداث پروژه

یادداشت: نقشه فوق از وب سایت سازمان پیشگیری و مدیریت بحران شهر تهران اقتباس گردیده است.

۵-۱۲- اجرای کف سازی های بتنی

توصیه می گردد در زیر دال بتنی مصالح از نوع شن و ماسه با دانه بندی خوب و ریزدانه (عبوری از الک نمره ۲۰۰) کمتر از ۵ درصد ریخته و متراکم گردد. رعایت ضخامت قشر اساس حداقل 15cm و برای حداکثر اندازه سنگدانه برابر با 20mm ضروری می باشد. توصیه می شود جهت جلوگیری از نفوذ رطوبت تبخیر در زیر دال، بلافاصله در زیر آن از لایه های عایق رطوبتی استفاده گردد.

۵-۱۳- پیشنهاد های مربوط عملیات خاک ریزی و تراکم

مصالح خاکریز باید در لایه هایی با ضخامت حداکثر 20cm به حالت سست ریخته شده و متراکم گردند. درصد رطوبت مخلوط ریخته شده قبل از انجام عملیات تراکم باید به میزان درصد رطوبت بهینه و عملیات تراکم نباید در زمانی که مخلوط خشک می باشد و یا در زمان وقوع بارندگی صورت گیرد. در هر زمان که نتایج مطلوبی به دلیل شرایط بارانی یا شرایط غیرمطلوب دیگر حاصل نگردد عملیات خاکریزی باید متوقف گردد. سطح خاکریز باید همواره جهت زهکشی شیب داده شود. توصیه می شود برای خاکریزی از مصالح با مقدار ریزدانه کمتر از ۱۵٪ و $PI < ۱۵\%$ استفاده شود. عملیات تراکم باید تا زمانی که به حداقل ۹۵٪ وزن مخصوص حاصل از آزمایش تراکم به روش اصلاح شده (ASTM D-1557) برسد ادامه یابد.

یادداشت:

برای ارزیابی کیفیت خاکریز و تراکم حاصله نیاز به انجام آزمایش دانسیته صحرائی توسط آزمایشگاه مجرب ژئوتکنیک می باشد.

در نهایت سایر موارد مهم در طراحی پی ساختمان در دست احداث مذکور بر پایه مشخصات فنی خاک حوزه تأثیر تنش و عمق شناسایی، به صورت خلاصه در جدول صفحه بعد آورده شده است. همچنین در صورتیکه سئوالی در ارتباط با این گزارش مطرح می باشد لطفاً موارد را با این مشاور در میان گذارید.

مهندسین مشاور

سپهر آزما گستر خاک

مراجع :

- ۱- اصول مهندسی ژئوتکنیک جلد اول و دوم، نوشته برانجام داس و ترجمه شاپور طاحونی
- ۲- گودبرداری و ایمن سازی، نوشته مهندسان مشاور اینترکان
- ۳- تحلیل و طراحی پی، نوشته ژوزف بولز و ترجمه اردشیر اطمیانی
- ۴- مکانیک خاک جلد اول و دوم، نوشته کامبیز بهنیا و امیر محمد طباطبائی
- ۵- زمین شناسی ایران، نوشته علی درویش زاده
- ۶- آئین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰-۹۳ ویرایش ۴
- ۷- مبحث ۴ مقررات ملی ساختمانی ایران، پی و پی سازی
- ۸- مبحث ۶ مقررات ملی ساختمانی ایران، طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه
- ۹- مشخصات فنی عمومی کارهای ساختمانی، نشریه ۵۵ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور
- ۱۰- اصول و مبانی گودبرداری و سازه‌های نگهبان، وزارت مسکن و شهرسازی
- ۱۱- راهنمای مقاوم سازی زمین‌های سست در برابر روانگرایی، تالیف موسسه تحقیقات سواحل و بنادر وزارت ترابری ژاپن، ترجمه سید مجدالدین میر محمد حسینی و مهدی درخشندی
- ۱۲- پژوهش و بررسی ژرف نوزمین ساخت و خطر زمین لرزه - گسلش در گستره تهران و پیرامون، گزارش شماره ۵۶ چاپ دوم، نوشته مانوئل بربریان، منوچهر قریشی
- ۱۳- قنات در ایران مطالعه موردی قنات شهر تهران، نوشته مهندس احمد مالکی، مهندس احمد خورسندی آقایی
- ۱۴- نقشه قنات، وب سایت سازمان پیشگیری و مدیریت بحران شهر تهران www.tehran.ir
- ۱۵- قانون کار، آیین نامه حفاظت و بهداشت عمومی در کارگاه - شورای عالی حفاظت فنی - آیین نامه و مقررات حفاظتی حفر چاه‌های دستی
- 16- Foundation Engineering Handbook, Edited by H.F.Winterkorn and H.Y. Fang
- 17- Foundation Design and Construction, Edited by M.J. Tomlinson
- 18- Uniform Building Code, UBC 1997. Volume 2
- 19- The study on Seismic Micro zoning of the greater Tehran area in the Islamic republic of Iran (2000). Final report. Japan International Cooperation Agency (JICA) & Center for Earthquake and Environmental Studies of Tehran (CEST).
- 20- Muntohar, A. S., & Liao, H. J. (2013). Finite element analysis of the movement of the tie-back wall in alluvial-silty soils. Procedia Engineering, 54, 176-187.





گزارش پیمایش گمانه

شماره پرونده :										۱۱۰۰۹۶۷۸۱										عمق گمانه حفاری شده (متر): ۳۴										شماره گمانه: TP-۱										عمق گمانه از تراز صفر (متر): ۳۳										شرکت: سپهر آزما گستر خاک																													
کارفرما :										آقای مهران کمانی										عمق آب زیرزمینی (متر) :										NWL										نوع گمانه :										دستی										تاریخ شروع حفاری:										۱۴۰۰/۰۷/۲۹									
آدرس محل پروژه : م جنگ، خ دانشگاه جنگ، پ ۸۱، ۸۳ و ۸۵										مختصات گمانه :										۵۱.۳۸۶۷۵۲-۳۵.۶۹۱۶۸۳										تاریخ پایان حفاری:										۱۴۰۰/۰۸/۰۲																																							
IDENTIFICATION						CLASSIFICATION						DENSITY			STRENGTH												Consolidation																																																				
Depth (m)	Sample No.	Depth of origin level (m)	Description	Symbol Log	U.S.C.S	Passing %		Atterberg Limits		Moisture Content	Wet	Dry	SPT			SPT			Direct Shear		Triaxial Compression				Uncon- fined	P.C. Pres.	Comp. Index	Swell Index																																																			
						NO 200	NO 4	L.L.	P.I.				W	γ wt	γ d	N1/P1	N2/P2	N3/P3	N1/P1	N2/P2	N3/P3	φ	C	φ					C	φ'	C'	q u	Pc	Cc	Cs																																												
						(%)	(%)	(%)	gr/cm3				gr/cm3	ASTM D1586-84			Din 4049			Deg.	Kg/cm2	Deg.	Kg/cm2	Deg.					Kg/cm2	Kg/cm2	Kg/cm2																																																
از ابتدای گمانه			Fill Material (140cm)			عمق خاک دستی 140 سانتی متر بوده است که در فاصله مثبت 100 سانتی متری تا منفی 40 سانتی متری نسبت به تراز مبدا می باشد.																																																																									
4	1	3	Clayey Gravel With Some Sand		GC	44	66	33	13	5/3	1/85	1/76	4	50/10		13	160/7		31	0/07																																																											
5		4	<Very Dense>												>50			>160																																																													
7	2	6	Clayey Gravel With Some Sand		GC	42	71	35	13	5/6	1/86	1/76	4	50/09		14	160/6																																																														
8		7	<Very Dense>												>50			>160																																																													
10	3	9	Clayey Sand With Some Gravel		SC	42	79	37	14	6/9	1/88	1/76	5	50/08		16	160/5																																																														
11		10	<Very Dense>												>50			>160																																																													
13	4	12	Clayey Gravel With Some Sand		GC	44	70	35	15	6/0	1/88	1/77	6	50/09		19	160/6		38	0/05																																																											
15		14	<Very Dense>												>50			>160																																																													
16	5	15	Clayey Gravel With Some Sand		GC	37	64	34	13	7/6	1/89	1/76	6	50/09		18	160/6																																																														
18		17	<Very Dense>												>50			>160																																																													
21	6	20	Clayey Sand With Some Gravel		SC	47	74	37	16	8/8	1/90	1/75	7	50/09		21	160/6																																																														
23		22	<Very Dense>												>50			>160																																																													
26	7	25	Clayey Sand With Some Gravel		SC	41	75	34	15	9/3	1/91	1/75	5	50/10		16	160/7		30	0/17																																																											
28		27	<Very Dense>												>50			>160																																																													
30	8	29	Clayey Sand With Some Gravel		SC	44	73	33	14	12/8	1/92	1/70	5	50/12		16	160/8																																																														
32		31	<Very Dense>												>50			>160																																																													
34	9	33	Clayey Sand With Some Gravel		SC	26	68	36	12	12/5	1/94	1/72	4	11	20	14	34	63	33	0/10																																																											
			<Dense>												31			97																																																													
																					Sample Type : Undisturbed				+																																																						
																					Disturbed				o																																																						

DIRECT SHEAR TEST

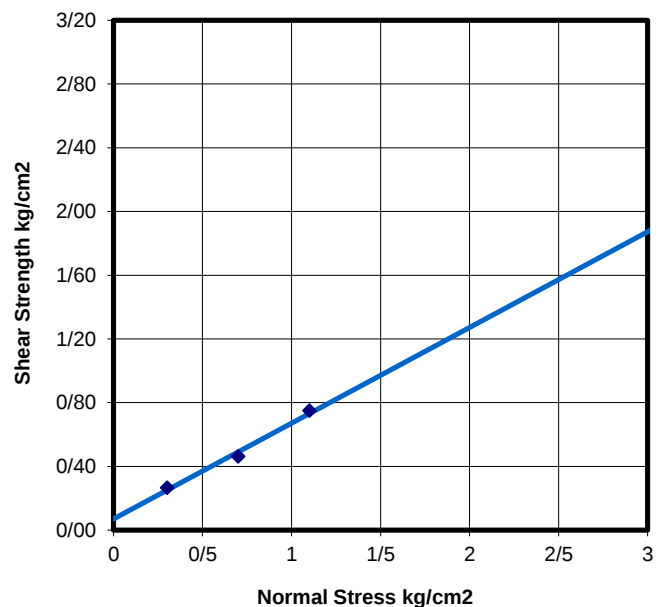
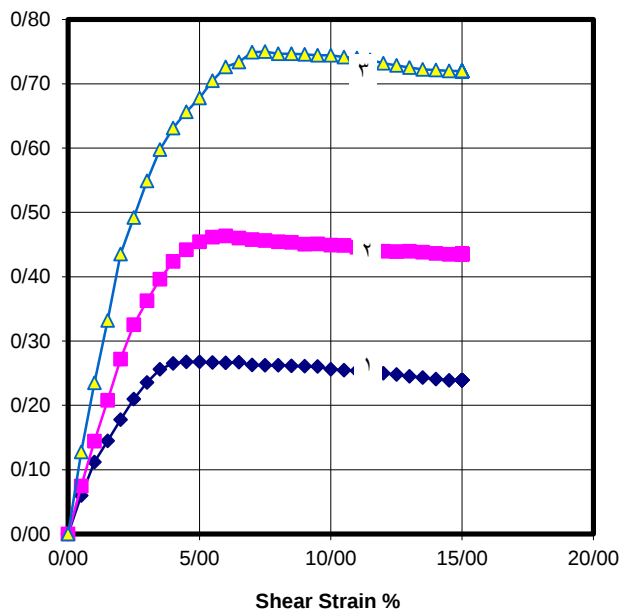
Project : مطالعات ژئوتکنیک پروژه ساختمان مسکونی واقع در خ دانشگاه جنگ- ۱۱۰۰۹۶۷۸۱

Client : آقای مهران کمائی

Testpit No. : TP-1

Depth : 3.0m

Test No	γ_w gr/cm ³	ω %	Void Ratio	Saturation	Specimens Dimensions (cm)		
					B	L	Height
1	1/85	35/0	0/93	99/33	10/0	10/0	2/0
2	1/85	35/0	0/93	99/33	10/0	10/0	2/0
3	1/85	35/0	0/93	99/33	10/0	10/0	2/0
Type of Test:					Slow	✓ Fast	



✓	Remolded
	Undisturbed

C kg/cm ²	0/07
ϕ Degree	31

U.S.C.S= GC

Test No.	Normal Stress kg/cm ²	Max Shear Stress kg/cm ²	Shear Strain %
1	0/30	0/27	15/00
2	0/70	0/46	15/00
3	1/10	0/75	15/00

سپهر آزما گستر خاک

DIRECT SHEAR TEST

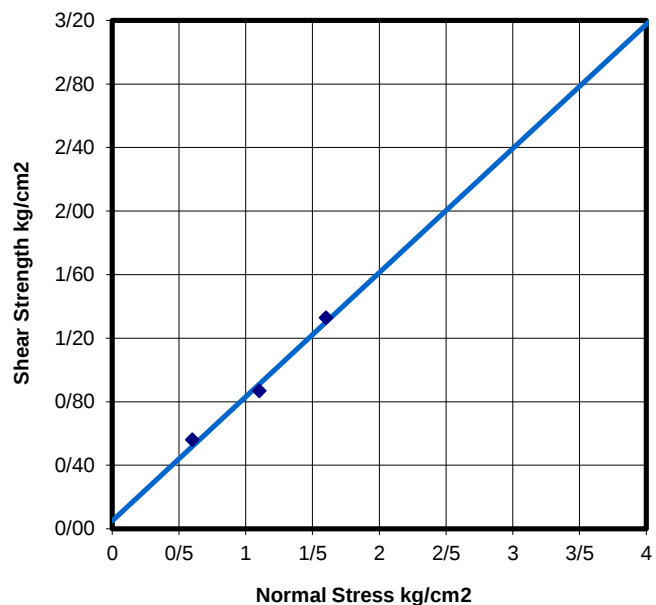
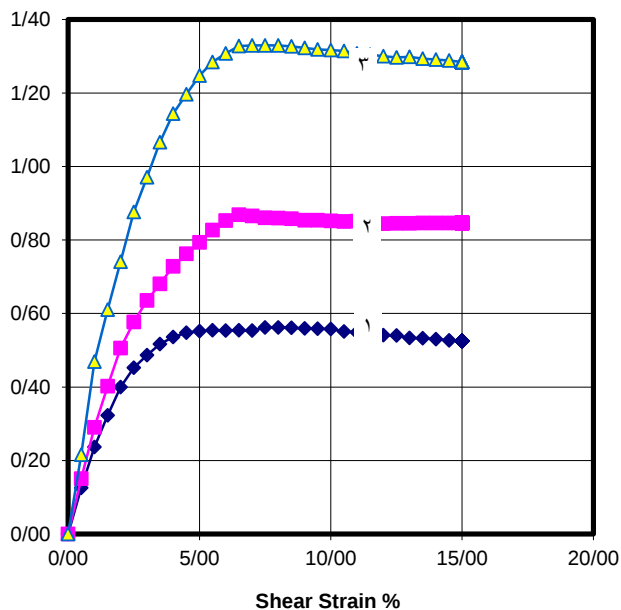
Project : مطالعات ژئوتکنیک پروژه ساختمان مسکونی واقع در خ دانشگاه جنگ- ۱۱۰۰۹۶۷۸۱

Client : آقای مهران کمائی

Testpit No. : TP-1

Depth : 12.0m

Test No	γ_w gr/cm ³	ω %	Void Ratio	Saturation	Specimens Dimensions (cm)		
					B	L	Height
1	1/88	33/0	0/87	99/97	10/0	10/0	2/0
2	1/88	33/0	0/87	99/97	10/0	10/0	2/0
3	1/88	33/0	0/87	99/97	10/0	10/0	2/0
Type of Test:					Slow	✓ Fast	



✓	Remolded
	Undisturbed

C kg/cm ²	0/05
ϕ Degree	38

U.S.C.S= GC

Test No.	Normal Stress kg/cm ²	Max Shear Stress kg/cm ²	Shear Strain %
1	0/60	0/56	15/00
2	1/10	0/87	15/00
3	1/60	1/33	15/00

سپهر آزما گستر خاک

DIRECT SHEAR TEST

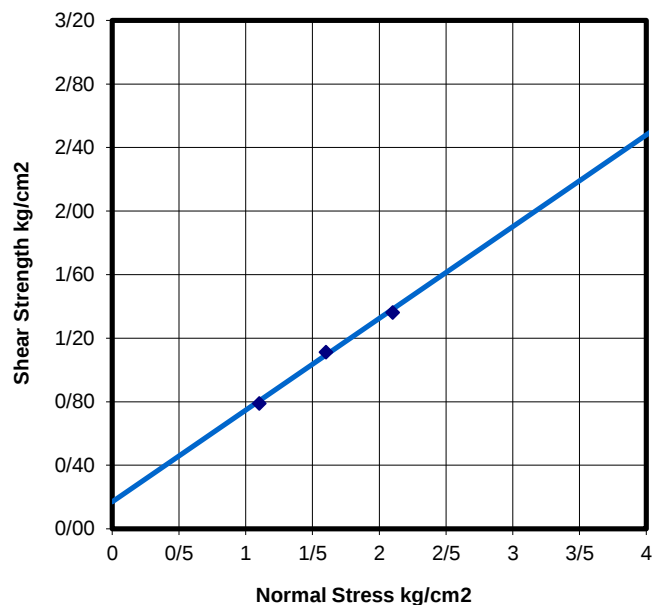
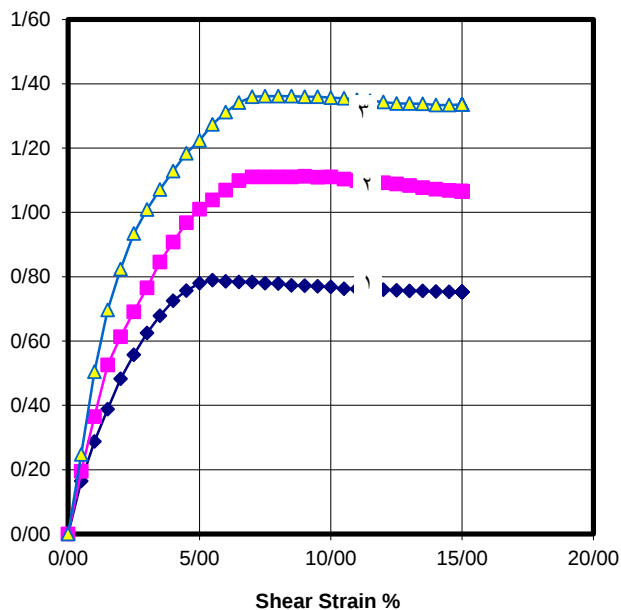
Project : مطالعات ژئوتکنیک پروژه ساختمان مسکونی واقع در خ دانشگاه جنگ- ۱۱۰۰۹۶۷۸۱

Client : آقای مهران کمانی

Testpit No. : TP-1

Depth : 25.0m

Test No	γ_w gr/cm ³	ω %	Void Ratio	Saturation	Specimens Dimensions (cm)		
					B	L	Height
1	1/91	30/0	0/80	98/92	10/0	10/0	2/0
2	1/91	30/0	0/80	98/92	10/0	10/0	2/0
3	1/91	30/0	0/80	98/92	10/0	10/0	2/0
Type of Test:					Slow	✓ Fast	



✓	Remolded
	Undisturbed

C kg/cm ²	0/17
ϕ Degree	30

U.S.C.S= SC

Test No.	Normal Stress kg/cm ²	Max Shear Stress kg/cm ²	Shear Strain %
1	1/10	0/79	15/00
2	1/60	1/11	15/00
3	2/10	1/36	15/00

سپهر آزما گستر خاک

DIRECT SHEAR TEST

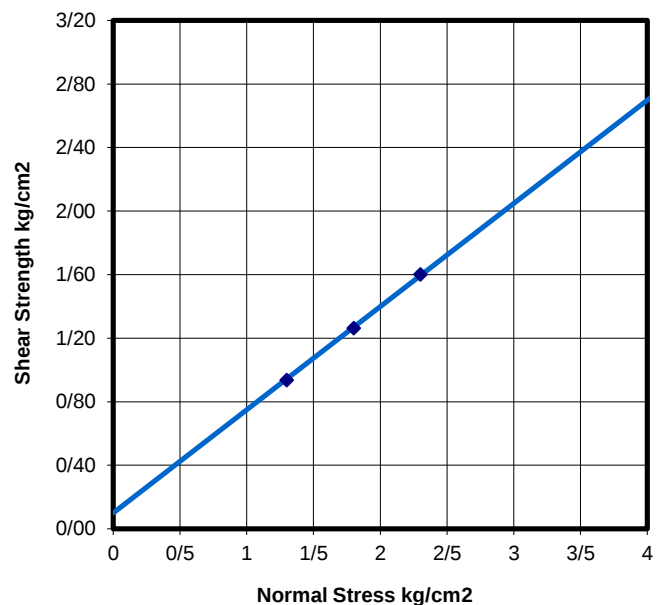
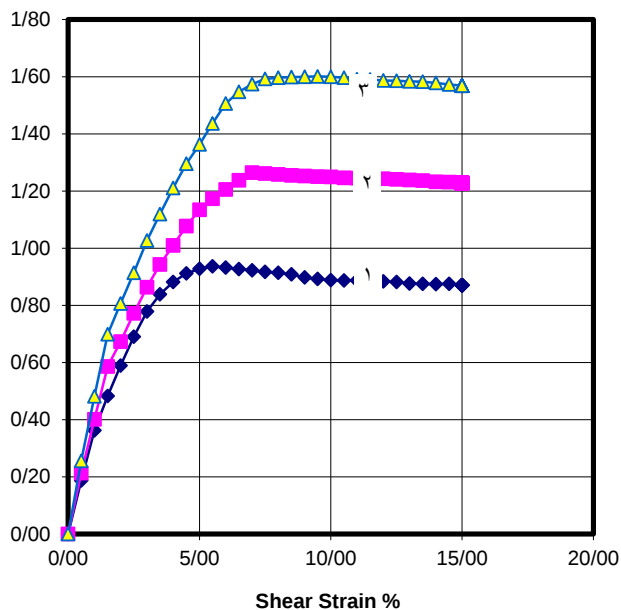
Project : مطالعات ژئوتکنیک پروژه ساختمان مسکونی واقع در خ دانشگاه جنگ- ۱۱۰۰۹۶۷۸۱

Client : آقای مهران کمانی

Testpit No. : TP-1

Depth : 33.0m

Test No	γ_w gr/cm ³	ω %	Void Ratio	Saturation	Specimens Dimensions (cm)		
					B	L	Height
1	1/94	28/0	0/75	99/14	10/0	10/0	2/0
2	1/94	28/0	0/75	99/14	10/0	10/0	2/0
3	1/94	28/0	0/75	99/14	10/0	10/0	2/0
Type of Test:					Slow	✓ Fast	



✓	Remolded
	Undisturbed

C kg/cm ²	0/10
ϕ Degree	33

U.S.C.S= SC

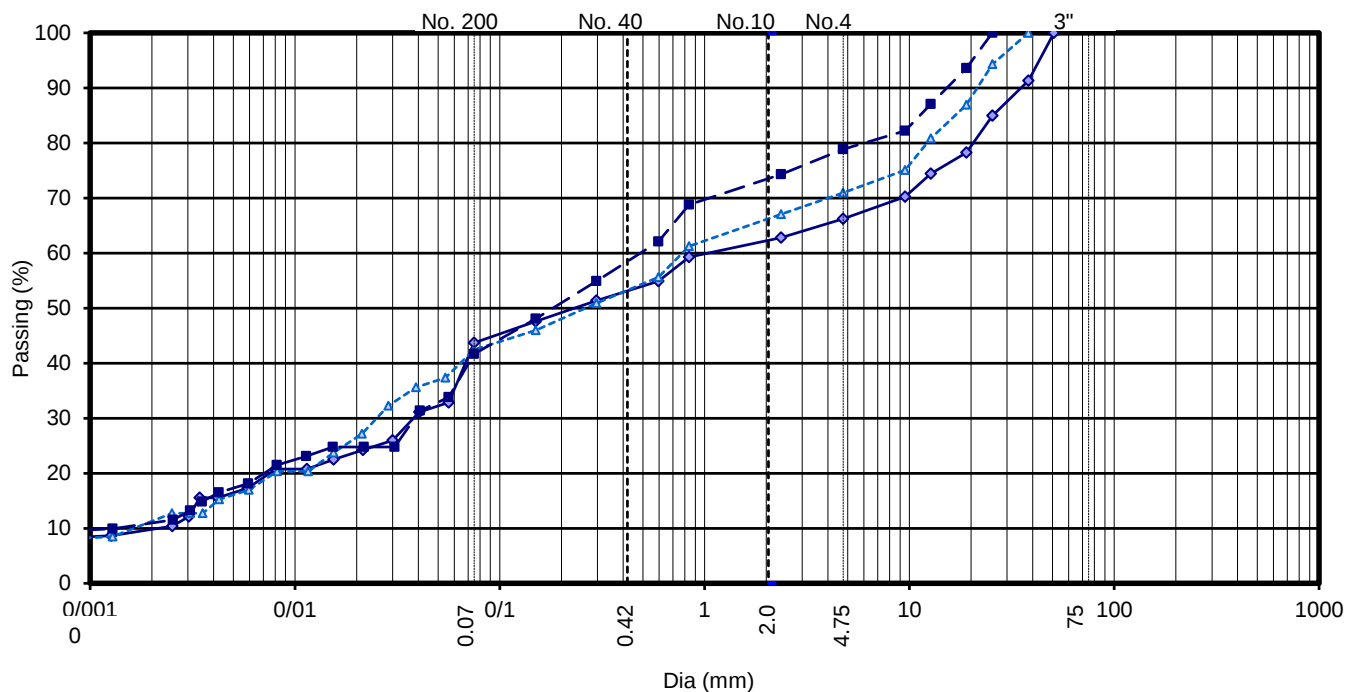
Test No.	Normal Stress kg/cm ²	Max Shear Stress kg/cm ²	Shear Strain %
1	1/30	0/94	15/00
2	1/80	1/26	15/00
3	2/30	1/60	15/00

سپهر آزما گستر خاک

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

Project : ۱۱۰۰۹۶۷۸۱ دانشگاه جنگ - واقع در خ مسکونی ساختمان پروژه ژئوتکنیک

Client : آقای مهران کمائی



Clay or Silt (%)		Fine	Medium	Coarse	Gravel (%)	Cobble (%)
		Sand (%)				
◆	43/67	22/54			33/79	-
▲	42/42	28/54			29/04	-
■	41/65	37/18			21/17	-

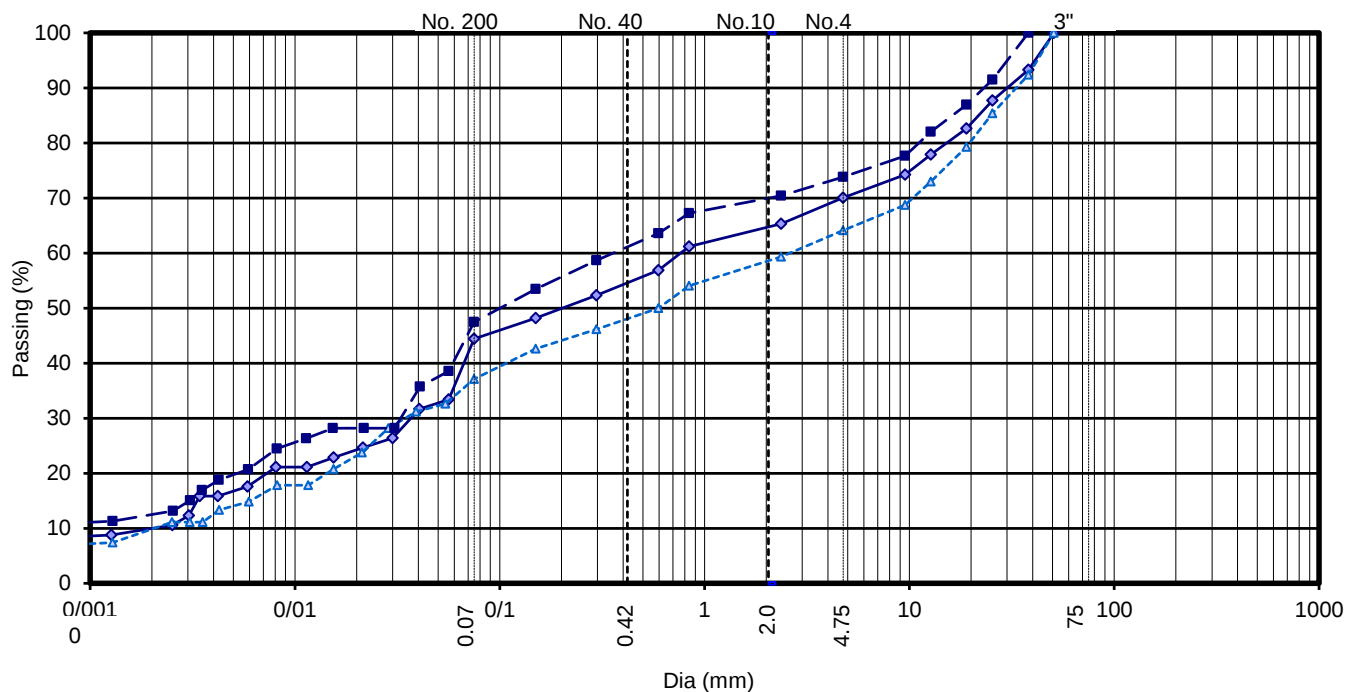
Symbol	BH No.	Depth(m)	U.S.C.S.	LL	PI	Cc	Cu	D100 mm	D60 mm	D30 mm	D10 mm	NO
◇	TP-1	3.0	GC	33	13	-	-	50/8	1/167	0/038	0/002	1
▲	TP-1	6.0	GC	35	13	-	-	38/1	0/787	0/025	0/001	2
■	TP-1	9.0	SC	37	14	-	-	25/4	0/509	0/038	0/001	3

سپهر آزما گستر خاک

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

Project : ۱۱۰۰۹۶۷۸۱ - مطالعات ژئوتکنیک پروژه ساختمان مسکونی واقع در خ دانشگاه جنگ

Client : آقای مهران کمائی



Clay or Silt (%)		Fine	Medium	Coarse	Gravel (%)	Cobble (%)
		Sand (%)				
◆	44/41	25/60			29/99	-
▲	37/09	27/01			35/90	-
■	47/47	26/34			26/19	-

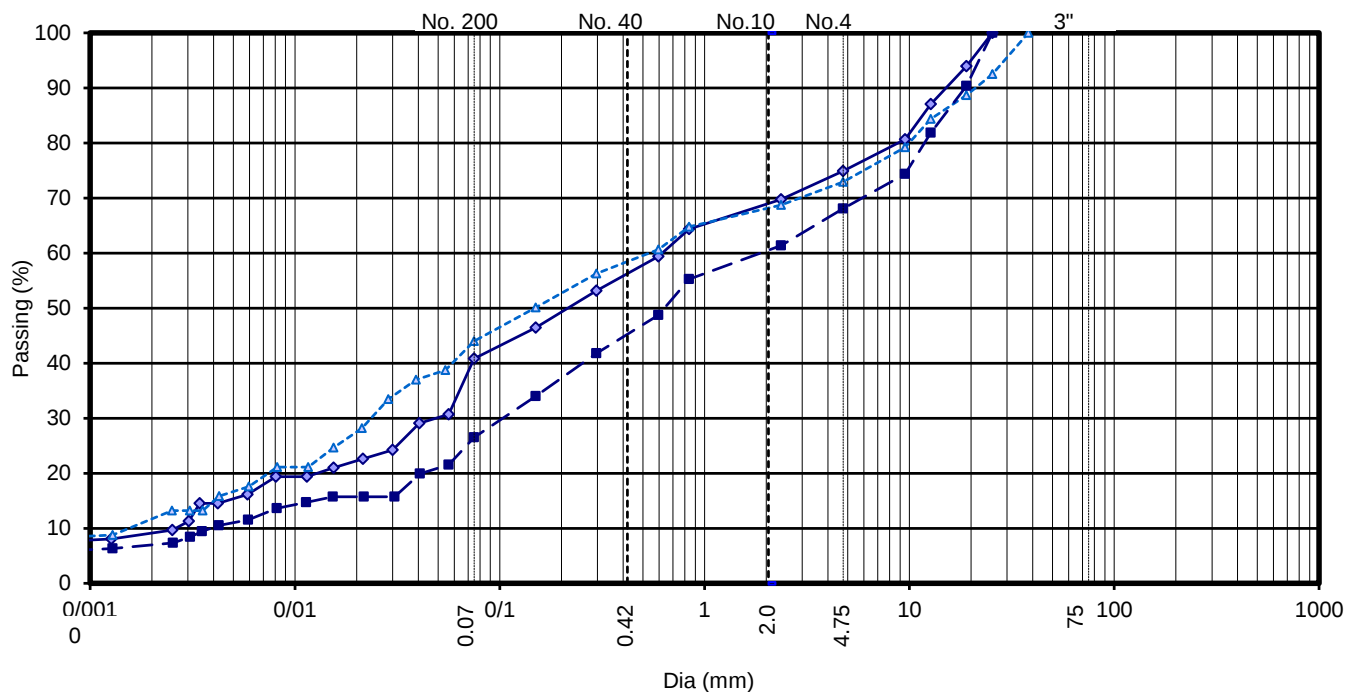
Symbol	BH No.	Depth(m)	U.S.C.S.	LL	PI	Cc	Cu	D100 mm	D60 mm	D30 mm	D10 mm	NO
◆	TP-1	12.0	GC	35	15	-	-	50/8	0/774	0/037	0/002	1
▲	TP-1	15.0	GC	34	13	-	-	50/8	2/702	0/034	0/002	2
■	TP-1	20.0	SC	37	16	-	-	38/1	0/376	0/033	-	3

سپهر آزما گستر خاک

PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

Project : ۱۱۰۰۹۶۷۸۱ - مطالعات ژئوتکنیک پروژه ساختمان مسکونی واقع در خ دانشگاه جنگ

Client : آقای مهران کمائی



Clay or Silt (%)		Fine	Medium	Coarse	Gravel (%)	Cobble (%)
		Sand (%)				
◆	40/79	34/10			25/11	-
▲	43/99	28/93			27/08	-
■	26/49	41/58			31/93	-

Symbol	BH No.	Depth(m)	U.S.C.S.	LL	PI	Cc	Cu	D100 mm	D60 mm	D30 mm	D10 mm	NO
◆	TP-1	25.0	SC	34	15	-	-	25/4	0/624	0/049	0/002	1
▲	TP-1	29.0	SC	33	14	-	-	38/1	0/551	0/023	0/001	2
■	TP-1	33.0	SC	36	12	-	-	25/4	2/023	0/11	0/003	3

سپهر آزما گستر خاک