



# گزارش مکانیک خاک

تهیه شده در:

مرجع تخصصی آزمایش خاک

[www.testkhak.com](http://www.testkhak.com)

## فهرست مطالب :

### فصل اول : کلیات

- ۱-۱- مقدمه ۱
- ۲-۱- مشخصات کلی سازه ۱
- ۳-۱- زمین شناسی مهندسی منطقه طرح ۳
- ۴-۱- ویژگی های لرزه ای منطقه طرح ۴

### فصل دوم : عملیات اکتشافی

- ۱-۲- مقدمه ۶
- ۲-۲- آزمایش های صحرایی ۷
- ۳-۲- آزمایش های آزمایشگاهی ۹

### فصل سوم : تجزیه و تحلیل نتایج آزمایش های خاک

- ۱-۳- مقدمه ۱۰
- ۲-۳- توصیف و طبقه بندی خاک ۱۰
- ۱-۲-۳- خاک نباتی و دستی ۱۰
- ۲-۲-۳- خاک طبیعی ۱۰
- ۳-۳- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک ۱۱
- ۱-۳-۳- خصوصیات فیزیکی خاک ۱۱
- ۲-۳-۳- خصوصیات مکانیکی خاک ۱۲
- ۱-۲-۳-۳- پارامتر های سختی خاک ۱۲
- ۲-۲-۳-۳- پارامتر های مقاومتی خاک ۱۳
- ۴-۳- خصوصیات شیمیایی خاک ۱۳

### فصل چهارم : پارامتر های طراحی ژئوتکنیکی

- ۱-۴- مقدمه ۱۳
- ۲-۴- ظرفیت باربری شالوده ۱۳
- ۱-۲-۴- مدول عکس العمل بستر ۱۵
- ۲-۲-۴- ظرفیت باربری پی گسترده ۱۶
- ۳-۴- محاسبات نشست شالوده ۱۶
- ۱-۳-۴- نشست آبی ۱۶
- ۱-۱-۳-۴- نشست آبی پی گسترده ۱۷
- ۲-۳-۴- نشست تحکیمی ۱۸
- ۴-۴- تنش مجاز شالوده ۱۸
- ۵-۴- فشار های جانبی خاک ۱۹

فصل پنجم : توصیه های فنی

۲۱	۱-۵- مقدمه
۲۱	۲-۵- پیشنهادهای مربوط سیمان
۲۱	۳-۵- نوع شالوده
۲۲	۴-۵- عمق یخبندان
۲۲	۵-۵- بهسازی زمین
۲۲	۶-۵- عمق استقرار پی ها
۲۲	۷-۵- پیشنهاد های مربوط به گود برداری
۲۴	۸-۵- عمق پایدار گود برداری
۲۵	۹-۵- آبهای زیرزمینی
۲۶	۱۰-۵- سیستم دفع فاضلاب و آبهای سطحی
۲۷	۱۱-۵- قناتها، چاه ها قدیمی و تونلهای فاضلاب
۲۷	۱۲-۵- اجرای کف سازی های بتنی
۲۹	۱۳-۵- پیشنهادهای مربوط عملیات خاک ریزی و تراکم
۲۹	۱۴-۵- پیشنهاد مربوط به نوع خاک و ضریب افقی شتاب زلزله

۳۰

مراجع

پیوست ۱ : نتایج آزمایشهای صحرائی و آزمایشگاهی

پیوست ۲ : چک لیست ژئوتکنیک

## فصل اول : کلیات

## ۱-۱- مقدمه

گزارش مطالعات ژئوتکنیک و مکانیک خاک ساختمان مسکونی واقع در منطقه .....، محله ..... که بر اساس مطالعات ژئوتکنیک گمانه آزمایشی<sup>۱</sup>، انجام آزمایش های آزمایشگاهی و همچنین محاسبات مربوط به پارامترهای خاک و ظرفیت باربری به درخواست مالک ..... تهیه گردیده است. این عملیات از تاریخ ..... آغاز و با تهیه گزارش مکانیک خاک در تاریخ ..... پایان یافت.

## ۱-۲- مشخصات کلی سازه

محل اجرای پروژه در شهرداری منطقه ..... شهر ..... می باشد موقعیت جغرافیایی محل پروژه در شکل شماره ۱-۱ و مشخصات ثبتي پروژه در صفحه اول آورده شده است. مساحت زمین محل احداث پروژه، در حدود ..... مترمربع می باشد که هم اکنون در آن یک ساختمان ..... طبقه موجود می باشد (شکل ۱-۲). در ملک فوق ساختمانی با نوع اسکلت ..... با دیوار برشی و قاب خمشی در ..... طبقه (..... طبقه زیر زمین + همکف + ..... طبقه فوقانی) احداث می شود. تراز قرارگیری فونداسیون ها در عمق تقریبی ..... متر نسبت به سطح ساختمان های اطراف قرار دارد.

بدیهی است مطالعات و بررسی ها انجام شده در این رابطه صرفا در مورد زمین فوق انجام شده است و نتایج آن برای زمین دیگری قابل استفاده نمی باشد.

## محل قرارگیری نقشه جغرافیایی محل پروژه

## شکل شماره ۱-۱ موقعیت جغرافیایی محل احداث پروژه

<sup>۱</sup> توضیح ۱ - چاهک آزمایشی در مقابل (Test Pit) و گمانه آزمایشی یا ماشینی در مقابل (Bore hole) می آید. جهت سادگی هر دو تحت نام واحد گمانه آورده می شود

**۲-۱- کاربرد و اهداف مطالعه**

با توجه به افزایش روز افزون ساخت و ساز و اینکه شالوده سازه ها بر روی خاک استقرار می یابد در اختیار داشتن اطلاعات کافی از خواص مکانیکی و فیزیکی لایه های تحت الارضی زمین محل و همچنین تعیین و پیش بینی رفتار خاک در مقابل بارگذاری سازه و یا تاثیر شرایط زلزله موجب طراحی ایمن شالوده ها 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 نقشه های 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 لایه های خاک تحت اثر تنش وارده
- ۶- تعیین مشخصه های فیزیکی و مکانیکی خاک نظیر ضرایب فشار جانبی خاک، مدول عکس العمل بستر و ..
- ۷- نتیجه گیری و پیشنهاد بهترین نوع سیستم شالوده با توجه به شرایط و نیازهای سازه و ارائه توصیه های فنی جهت دستیابی به اهداف فوق در محدوده مورد بررسی ..... حلقه گمانه دستی به عمق ..... متر پروژه حفر گردید و توسط متخصصین این شرکت نسبت به اخذ نمونه گیری و انجام آزمایشات لازم و استاندارد اقدام که نتایج بررسی ها در ادامه گزارش آمده است .

**کروکی محل انجام آزمایش ها**

شکل شماره ۲-۱ موقعیت قرارگیری گمانه دستی (TP1)<sup>۱</sup>

جدول شماره ۲-۳ : مشخصات گمانه های حفاری شده

شماره گمانه	تراز روی گمانه (m)	تراز زیر پی (m)	عمق گمانه (m)	موقعیت گمانه	
				عمق آب زیر زمینی (m)	شمالی / شرقی
TP <sub>1</sub>					

## محل قرارگیری عکسی از محل انجام آزمایش

شکل شماره ۱-۲ نمایی از محل احداث پروژه قبل از حفاری گمانه

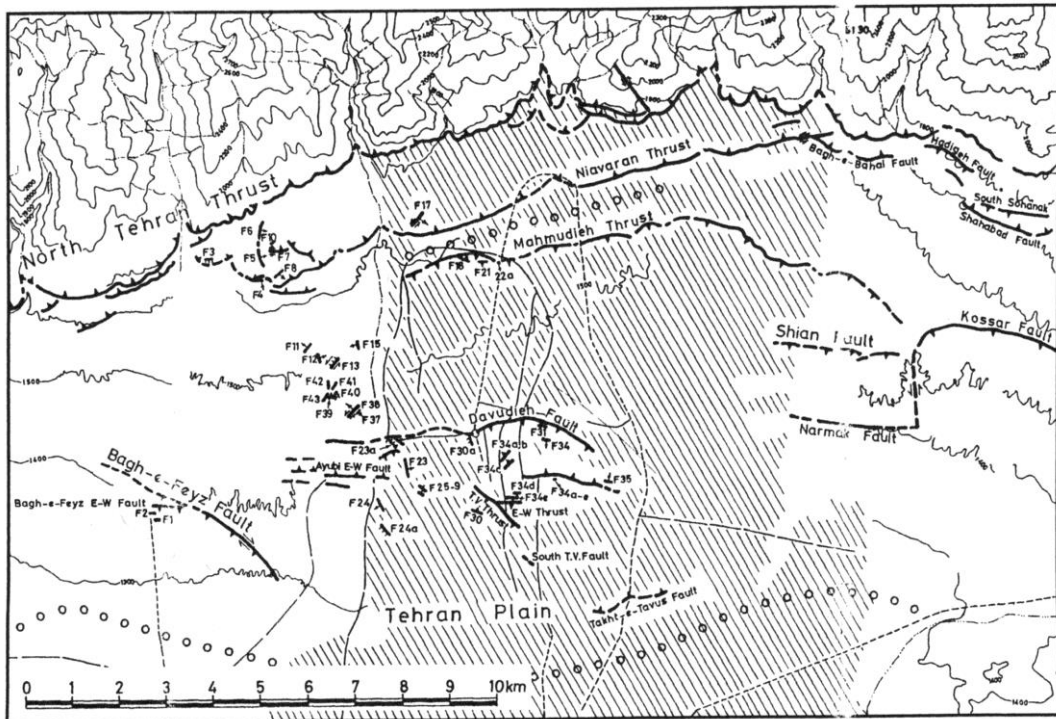
## محل قرارگیری عکس هوایی از محل انجام آزمایش

شکل شماره ۱-۳ عکس هوایی منطقه

### ۳-۱- زمین شناسی مهندسی منطقه طرح

گستره تهران که در کوهپایه های جنوبی البرز مرکزی قرار گرفته است، شمالی ترین فرونشست ایران مرکزی به حساب می آید. کوه های البرز شمال تهران متشکل از یک سری از چین ها و راندگی های شرقی- غربی است که از مرکز البرز به سمت خارج (شمال، و جنوب) رانده شده اند. شدت دگرریختی در دو کناره شمالی (گسله خزر) و جنوبی (گسله شمال تهران) به بیشترین مقدار خود رسیده است و بلندی های کوه البرز به ترتیب بر روی دشت کناری خزر در شمال و دشت تهران در جنوب رانده شده است.

**نقشه شماره ۱:** 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 که 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)

البرز مرتفع ارتفاعات شمال گسل رورانده مشا (مانند کوه دماوند) را شامل می‌شود که به واسطه عمل رورانندگی 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 رورانندگی 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 دانه ها را ماسه و سیلت پر کرده است. این سازند از نوع سیلابی بوده ولی در حال حاضر مرفولوژی رودخانه های 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 سنگ ها، 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 زاویه ای نسبت به تشکیلات جوان تر 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 تپه های بلند در کوهپایه های تهران دیده می شود. این سازند مخلوطی است از شن، ریگ و قلوه سنگ و رس و به طور پراکنده بلوک های درشت نیز در آن دیده می شود.

**C** — سازند آبرفتی تهران شامل آبرفت های جوان مخروط افکنه ای است که از دامنه جنوبی کوه البرز به سمت جنوب ادامه داشته و بخش گسترده ای 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 سیلت های 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 می باشد.

**D** — آبرفت های کنونی متشکل از جوان ترین نهشته های رودخانه ای یا سیلابی در منطقه دشت تهران می باشد. مشخصات کلی این نهشته ها 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 آزمایش های دانه بندی و تشریح نظری دیواره گمانه ها به نظر می رسد آبرفت های محل پروژه از نوع **C** می باشند.

#### ۱-۴) ویژگیهای لرزه ای منطقه طرح

سرزمین های لرزه خیز ایران را می توان به چهار منطقه لرزه ای بزرگ تقسیم کرد که شامل کمربند چین خورده زاگرس، نواحی مرکزی و شرق ایران، آذربایجان و رشته کوه های البرز می باشد. کلاً این مناطق نسبتاً فعال از نظر زلزله در کمربند تغییر شکل های قدیمی دوران سوم و چهارم زمین شناسی قرار دارند.

منطقه مورد مطالعه تهران و ری در زون لرزه ای البرز واقع شده اند. این منطقه بخشی از فلات ایران است که از قفقاز شروع شده و تا خراسان ادامه می یابد و شامل البرز غربی، البرز مرکزی و البرز شرقی و شمال خراسان می باشد.



توزیع مراکز زمین لرزه های تاریخی و چند دهه اخیر بیانگر فعالیت شدید لرزه ای در منطقه البرز مرکزی است. این منطقه بعضاً "شاهد زمین لرزه های تاریخی هولناکی در منطقه عمومی استان های 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 خردادماه ۱۳۸۳ بلده نمونه بارز فعالیت لرزه ای در شمال رشته کوه های البرز در سنوات اخیر است.

به هر حال اطلاعات تاریخی جمع آوری شده نشان می دهد که الگوی لرزه خیزی در منطقه البرز برخلاف زاگرس، ناپیوسته می باشد و در آن رویدادهای لرزه ای بزرگ و دوره های دراز مدت آرامش دیده می شود. به عبارت دیگر در دوره هایی آرامش محلی برقرار بوده و سپس در دوره ای دیگر به طور نامنظم زلزله هایی 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 لرزه ای پیوسته است.

در منطقه البرز چند زمین لرزه با بزرگی بیشتر از ۷ ریشتر در طی دوره دستگامی ثبت شده است. عمق اکثر زمین لرزه ها کم و به طور متوسط ۲۵ کیلومتر است. به دلیل کم عمق بودن بیشتر زمین لرزه ها، چشمه های لرزه زا را بیشتر می توان به صورت پهنه در نظر گرفت تا خط. هر چند کانون های بسیاری از زلزله های دستگامی بر روی شکستگی های شناخته شده تعیین موقعیت شده اند اما تعدادی از آنها را نمی توان به روشنی به شکستگی و یا گسل شناخته شده خاصی ارتباط داد.

مشخصه های اصلی زمین شناسی که باید در یک مطالعه لرزه خیزی مورد بررسی قرارگیرد عبارت است از گسل، پیچ و تاب و شیب پیدا کردن لایه ها و ساختمان های تکتونیکی که در این میان گسل ها از اهمیت ویژه ای برخوردار هستند.

شکستگی های تکتونیکی یا گسل ها مهمترین عامل احتمالی ایجاد جابجایی زمین و زمین لرزه های مخرب هستند. گسل ها کانون آزاد شدن انرژی در اکثر زمین لرزه ها را مشخص می سازد. این ساخت ها جزء چشمه های لرزه زای خطی می باشند. بنابراین تعیین مشخصات عمده گسل های موجود در محدوده مطالعات از جمله شناخت موقعیت، میزان فعالیت، چگونگی عملکرد و نوع حرکت آنها ضروری می باشد.

### گسله 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 B, A, 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 ۱۰ کیلومتر: گسل های کواترنر گستره مورد مطالعه که دارای درازای ۲ تا ۱۰ کیلومتر می باشند بنام ((گسل های متوسط)) معرفی می گردد این گسل ها بخودی

خود لرزه‌زا نبوده ولی ممکنست بتوانند بسبب زمین‌لرزه‌های بزرگتر که در فاصله‌ای از آنها قرار گرفته باشند دچار لغزش و جابجایی گردند.

ج) گسل‌های فرعی با درازای کمتر از ۲ کیلومتر: گسل‌های کوتاه‌تر کوتاهاتر از ۲ کیلومتر گستره مورد مطالعه در این گروه قرار دارند. این گسل‌ها به خودی خود لرزه‌زا نبوده ولی به سبب آزاد شدن انرژی الاستیکی در راستای گسل‌های همسایه خود می‌تواند دچار لغزش و جابجایی شده و نقطه سستی در زیر سازه (Structure) بشمار آیند.

مهمترین گسل‌هایی که از نزدیکی محل سایت می‌گذرند و دارای پتانسیل لرزه خیزی خطرناک برای سایت هستند عبارتند از:

#### الف) گسل مشا - فشم

گسل فشاری مشا گسلی است طولانی و اساسی و لرزه‌زا که در راستای آن البرز مرتفع از شمال بر روی گستره چین‌های 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 می‌کند. حرکات رانندگی این گسل مربوط به قبل از ژوراسیک است و حداکثر مقدار جابجایی آن به ۴ کیلومتر می‌رسد. شیب گسل فشاری مشا همیشه به میزان حدود ۳۵ تا ۷۰ درجه به سمت شمال است.

#### ب) گسل رانندگی شمال تهران

گسل بزرگ دیگری که در لرزه خیزی سایت موثر است گسل بزرگ شمال تهران است. این گسل با جنبش‌های 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 می‌رسد. رانندگی شمال تهران به درازای بیش از ۷۵ کیلومتر در کوهپایه‌های شمال تهران از شرق دره لشگرک تا شرق کلاک ادامه پیدا می‌کند. در طول این گسل سازند کرج بر روی آبرفت‌های کوتاه‌تر تهران رانده شده است. به نظرمی رسد نیمه شرقی این گسل از نوع رانندگی 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 رانندگی است و دارای شیب 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 رانندگی با شیب 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.

**هـ) گسل جنوب ری**

این گسل به شکل دیواری کوتاه و فرسوده به طول ۱۸/۵ کیلومتر با راستای شرقی - غربی از جنوب ری می گذرد. از روی شواهد به نظر می رسد که ساز و کار این گسل از نوع راندگی با شیب به سمت شمال باشد. در طول این گسل سیلت های رسی سازند کهریزک در سمت شمال بر روی آبرفت های 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 می کند. این گسل دارای مکانیسم راندگی با شیب به سمت شمال است که در آن سیلت های رسی سازند کهریزک در شمال بر روی آبرفت های تهران در جنوب رانده شده اند. در منطقه مورد مطالعه این گسل مهمترین گسله لرزه زا موجود در محدوده است.

**ز) گسل محمودیه**

گسل محمودیه بر روی عکس های هوایی به صورت خطی به درازای دست کم ۱۱ کیلومتر و راستای شرقی - غربی در گستره‌ی محمودیه (۲ کیلومتری شمال شرقی ونک) تا پایان بزرگراه چمران (در برخورد با خیابان ولیعصر) و شمال هتل استقلال دیده می شود. این گسله با راستای شرقی - غربی از گونه‌ی فشاری با شیب بسمت جنوب بوده و اثر آن بصورت دیواره‌ی ۱۵-۱۰ متری در شمال غربی هتل استقلال دیده می شود. ادامه‌ی غربی گسله‌ی محمودیه در زیر آبرفتهای در که در شمال ونک ناپدید می شود. دنباله شرقی آن ممکنست 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-تجریش-نیاوران پدید آمده است. در درازای این گسل، آبرفت های A و Bn بر روی آبرفتهای C رانده شده است.

**ح) گسل های شیان و کوثر**

گسل های شیان و کوثر در شمال تهران پارس و شمال شیان و کاریز کوثر بصورت دیواره‌ی بارزی بر روی نگاره‌ی هوایی دیده می شوند. گسل شیان دارای راستای شرقی - غربی و درازای ۳ کیلومتر در شمال شیان و شمال شرقی شمس آباد مجیدیه قرار گرفته و ممکنست ادامه‌ی غربی گسل کوثر باشد. گسل کوثر گسله‌ای کمافی شکل و خمدار به درازای ۱۳ کیلومتر و راستای کلی شمال شرقی - جنوب غربی است. ادامه‌ی جنوب غربی آن در نزدیکی های جاده‌ی آبعلی (میان سرخه حصار و جاجرود) ناپدید می شود. بنظر می رسد شیب گسل های شیان و کوثر بسمت جنوب و جنوب غربی بوده و هر دو گسل از گونه‌ی فشاری باشند ولی تاکنون برشی از این گسل ها دیده نشده است. در راستای گسل های شیان و کوثر آبرفت های A و B بر روی آبرفت های C رانده شده اند. احتمال دارد ادامه شرقی گسل محمودیه به گسل کوثر برسد ولی بسبب پوشش خاک در قلعه سردار ارتباط آنها با یکدیگر روشن نیست.

**ط) راندگی داودیه**

راندگی داودیه به درازای دست کم ۳ کیلومتر و شاید ۵/۵ کیلومتر در شمال تپه های عباس آباد و جنوب فرو نشست داودیه قرار دارد و مرز میان این دو بخش فیزیوگرافیکی را تشکیل می دهد. شیب این گسل بسمت جنوب بوده و در راستای آن قسمت شمالی تپه های 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 بسمت شمال و ساز و کار آن راندگی باشد ولی برش زمین‌شناسی از آن دیده نشده است. در بخش شمالی این گسله آبرفته‌های Bn و در بخش جنوبی آن آبرفته‌های 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:

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

در این رابطه M بزرگای زلزله ایجاد شده توسط گسل و R کمترین فاصله گسل تا سایت می‌باشد. در جدول شماره یک 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 لرزه‌خیزی سایت در پیوسته‌ها 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 ۱-۱: 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 a(g)
قصر فیروزه	۱۲			
عباس آباد	۲			
تلویزیون	۱,۵			
تخت طاووس	۱,۵			

یادداشت: فاصله حداقل چشمه لرزه‌زا تا ساختگاه پروژه با توجه به منطبق کردن موقعیت جغرافیایی پروژه در نقشه گسله‌های تهران ارائه شده توسط بربریان و همکاران (پیوست ۱) در مرجع شماره ۱۲ تعیین گردیده است.

## فصل دوم : عملیات اکتشافی

### ۲-۱- مقدمه

در محل سایت مورد مطالعه به منظور انجام بررسی‌های ژئوتکنیک و شناسایی‌های سطح الارضی و تحت‌الارضی، نمونه گیری‌های لازم و آزمایشات صحرایی، اقدام به حفر گمانه شناسائی شد جهت شناسایی و بدست آوردن مشخصات و شرایط ژئوتکنیکی خاک محل این ساختمان و تعیین نوع دقیق زمین زیر پی از نظر آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰)، و با در نظر گرفتن مصوبه سازمان پیشگیری و مدیریت بحران شهر تهران جهت تأیید قراردادستن زمین در گروه دو با توجه به ارتفاع، تعداد طبقات سازه و عمق گودبرداری حداقل عمق گمانه ۱۵ متر زیر کف پی مگر در موارد برخورد به سنگ بستر مهندسی در اعماق کمتر با ارائه شواهد کافی می‌باشد. بدین منظور، برنامه مطالعات صحرایی به شرح زیر تهیه و اجرا گردیده است:

- ۱- حفر ..... گمانه دستی به عمق ..... متر
- ۲- نمونه گیری دست نخورده و دست خورده
- ۳- تشریح نظری خاک خارج شده از گمانه های دستی
- ۴- انجام آزمایشات صحرایی (SPT)
- ۵- مشخص کردن سطح آبهای زیرزمینی

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

جدول شماره ۲-۲: عمق مناسب گمانه (h) با توجه به نوع خاک

تعداد طبقات (s)	خاک ضعیف ( $h=6*s^{0.7}$ )	خاک متوسط ( $h=5*s^{0.7}$ )	خاک خوب ( $h=4*s^{0.7}$ )	خاک دج ( $h=3*s^{0.7}$ )
..... طبقه				

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

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

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

در محل پروژه با حفر ..... گمانه دستی به عمق ..... متر، سطح آب زیرزمینی مشاهده نگردید. یادداشت:

- در صورت وجود آب زیرزمینی، می توان از سپر، حایل‌های نگهدارنده و پشت بند برای حفاظت از بدنه پی ها 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 آب بند، سیستم پمپاژ و دیگر روشهای مورد تایید استفاده نمود.

## محل قرارگیری عکسی از محل گمانه ها

## شکل شماره ۲-۲ نمایی از گمانه آزمایشی دستی و نمایی از کف گمانه رو به بالا (TP1)

## ۲-۲- آزمایش های صحرائی

در پروژه های معمول، آزمایشهای صحرائی مرسوم عبارتند از:

– آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد (Standard Penetration Test)

– آزمایش دانسیته در جا (In Situ Density)

– آزمایش بارگذاری صفحه ای (Plate Load Test)

– آزمایش برش مستقیم درجا (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 خاک های درشت دانه، آزمایش دانسیته در جا می تواند 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 می شود.

– مستقیماً از روی دانسیته نسبی می توان خصوصیات مکانیکی خاک را تعیین نمود.

با توضیحات فوق الذکر آزمایش دانسیته در محل و در عمق های مختلف از خاک انجام می گیرد. آزمایش های صحرائی انجام گرفته در خاک آزمایش دانسیته بر جا و درصد رطوبت می باشد. این آزمایش به ترتیب طبق استانداردهای ASTM D2216 و ASTM D1556 انجام شده اند. 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 84-1586 توسط ASTM استاندارد گردیده است. در این آزمایش تعداد ضربات حاصل از سقوط وزنه ای ۶۴ کیلوگرمی از ارتفاع ۷۶ سانتی متری که باعث نفوذ ۳۰ سانتی متر از لوله ای به طول ۴۵، به قطر خارجی ۵ و قطر داخلی ۳/۸ سانتی متر می گردد ثبت می شود 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 گمانه های دستی معمولاً تعداد ضربات پایین تری نسبت به آزمایش مشابه درون گمانه های ماشینی نشان می دهد. زیرا خاک از کناره ها امکان فرار دارند و تعداد ضربات کاهش می یابد، لذا باید اعداد مربوط اصلاح شوند تا مبنای مقایسه با تعداد ضربات (SPT) درون گمانه های ماشینی قرار گیرند.

از طرفی کلیه روابط بین (SPT) و خصوصیات خاک بر اساس تعریف (SPT) درون گمانه های ماشینی استوار است. مشکل دیگر (SPT) در خاک درشت دانه، مستقل از گمانه های دستی و ماشینی وجود قله سنگ درون خاک درشت دانه می باشد که باعث بالا رفتن ظاهری تعداد ضربات (SPT) می گردد. در گمانه های دستی معمولاً این آزمایش با استفاده از دستگاه (SPT) آلمانی سبک صورت می پذیرد. در این آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد تعداد ضربات حاصل

از سقوط وزنه ای ۱۰ کیلوگرمی از ارتفاع ۵۰ سانتی متری که باعث نفوذ ۲۰ سانتی متر از میله ای به طول ۳۰، به قطر نوک ۳۵/۶ و قطر میله ۲/۲ سانتی متر می گردد 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:

$$H_e = \frac{Mgh}{1a}$$

$H_e$ : انرژی وزنه بر واحد حجم نفوذ ضربه

$M$ : جرم انرژی که از ارتفاع استاندارد سقوط می کند

$g$ : شتاب ثقل زمین

$h$ : ارتفاع سقوط وزنه

$L$ : طول نفوذ استاندارد برای ثبت تعداد ضربات (برای دستگاه نفوذ دستی استفاده شده ۱۰۰ میلیمتر می باشد).

$a$ : سطح مقطع نوک نفوذ کننده

جدول شماره ۲-۴: 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 <sup>2</sup> )	Drive Length (mm)	Hammer Energy (J/mm <sup>3</sup> *10 <sup>-4</sup> )
DIN 4094	10	500	35.6	10	100	4.9
ASTM D 1586	63.5	750	51	20	150	15.5

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

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

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

$$N_{(DIN)} = 3.2 N_{(ASM)}$$

محل قرارگیری عکسی از محل انجام آزمایش

شکل شماره ۲-۳: نمایی از انجام آزمایشات صحرائی در چاهک آزمایشی دستی (TPA) در عمق ۴متری

## ۳-۲- آزمایش های آزمایشگاهی

نمونه‌های اخذ شده از محل پروژه پس از بررسی‌های بیشتر و توصیف نظری، بصورت 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 آمده‌است.

(ASTM D422-90, 421-90, Grain size Analysis)	الف) آزمایش های دانه بندی و هیدرو متری
(ASTM 4318-93, Atterberg Limits)	ب) آزمایش های تعیین حدود اتربرگ
(ASTM D2216, Water Content Determination)	ج) آزمایش تعیین درصد رطوبت طبیعی
(ASTM D293, Density Determination)	د) آزمایش تعیین دانسیته
(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
Chemical Tests(ASTM C25)	ز) آزمایشات شیمیایی خاک

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



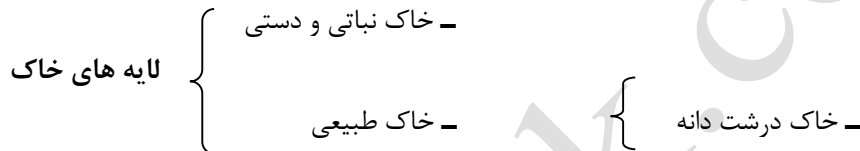
## فصل سوم : تجزیه و تحلیل نتایج آزمایش های خاک

### ۳-۱- مقدمه

در اثر مطالعات انجام شده لایه های 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 هموزن در نظر گرفت. ضمناً تعداد لایه های خاک را تا حد امکان به طور ایده آل شده کم نمود تا امکان محاسبات ظرفیت باری به کمک معادله تعیین ظرفیت باری 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 می پردازیم.

### ۳-۲- توصیف و طبقه بندی خاک

نمودار زیر وضعیت خاک را نشان می دهد :



نتایج حاصل از عملیات و آزمایشات انجام شده در مورد زمین محل سایت نشان داد که کلاً می توان قشر خاک محل را تا عمق مورد کاوش عمدتاً شامل ..... دانست. خاک فوق را می توان از نظر طبقه بندی یونیفاید Unified دارای کد..... دانست.

محل قرارگیری عکسی از خاک خارج شده

شکل شماره ۳-۱ نمای از خاکهای خارج شده از چاهک دستی

### ۳-۲-۱- خاک نباتی و دستی

این لایه به ضخامت حدود ۱۰۰ سانتی متر (از ابتدای گمانه آزمایشی) در محل احداث پروژه مورد شناسایی قرار گرفته که عمدتاً شامل خاک دستی و نباتی بوده و از نظر تراکم در رده سست قرار می گیرد. بدیهی است با توجه به جنس و سست بودن این مصالح می بایست از استقرار شالوده ها بر آن اکیدا 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 محل های حفاری نشده با آنچه در محلهای حفاری شده مشاهده گردیده، متفاوت باشد. لذا لازم است پس از انجام عملیات گودبرداری مهندسین ناظر پروژه از قرار گیری 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 تعیین دقیق ضخامت این لایه اقدام گردد.

### ۳-۲-۲- خاک طبیعی

- خاک درشت دانه

خاک ماسه ای و شنی: این لایه عمدتاً از جنس شن همراه ماسه می باشد. نوع ریزدانه آن از جنس لای می باشد. نتایج آزمایشات صحرایی حاکی از تراکم بودن این خاک می باشد. رنگ خاک قهوه ای بوده و از نظر طبقه بندی متحد (USCS) عمدتاً در رده ..... قرار می گیرد.

### ۳-۳- خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک

#### ۳-۳-۱- خصوصیات فیزیکی خاک

از جمله پارامترهای فیزیکی خاک که میزان تراکم خاک را تعیین می کند دانسیته نسبی خاک ( $D_r$ ) و تراکم نسبی خاک ( $R$ ) می باشد که توسط روابط زیر تعیین می شود.

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

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

در روابط فوق  $\gamma_d$  میزان دانسیته خشک خاک،  $\gamma_{d(\max)}$  میزان دانسیته خشک حداکثر و  $\gamma_{d(\min)}$  میزان دانسیته خشک حداقل خاک می باشد. با استفاده از میزان تراکم نسبی خاک ( $R$ ) می توان تنها با تعیین  $\gamma_{d(\max)}$  از طریق آزمایش تراکم و  $\gamma_d$  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.

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

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

جدول شماره ۳-۱: طبقه بندی خاک بر اساس حدود دانسیته نسبی

محدوده دانسیته نسبی ( $D_r$ %)	۰-۳۵	۳۵-۷۰	۷۰-۸۵	۸۵-۱۰۰
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 می باشد. در جداول ۲-۳ و ۳-۳ طبقه بندی خاک بر اساس عدد SPT در خاکهای ریزدانه سیلت و رس و خاکهای ماسه ای و شنی ارائه می گردد (مرجع شماره ۱۰).

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

عدد حاصل از آزمایش SPT	۰-۲	۲-۵	۵-۱۰	۱۰-۲۰	۲۰-۳۰	بالاتر از ۳۰
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 ماسه ای و شنی**

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

**یادداشت:**

در گمانه های دستی میزان تراکم خاک بر اساس آزمایش دانسیته در محل و در گمانه های ماشینی میزان تراکم بر اساس آزمایش SPT مشخص می گردد.

بنابراین می توان 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 ..... قرار داد.  
با توجه به موارد بالا و اصلاحات انجام پذیرفته بر روی نتایج SPT همچنین روش های آماری تجزیه و تحلیل داده های حاصل از آزمایشات صحرایی ژئوتکنیکی و نیز برای حصول ضریب اطمینان مناسب مقدار میانگین مقدار عدد SPT معرف رفتار خاک را در سایت برابر  $N > 50$  در نظر می گیریم .  
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 ( $\gamma_w$ )	گرم بر سانتی متر مکعب	
۲	وزن مخصوص توده ویژه خاک	گرم بر سانتی متر مکعب	
۳	درصد رطوبت (W)	درصد	
۴	دانسیته نسبی خاک (Dr)	درصد	
۵	حد مایع (L.L)	درصد	
۶	نشانه خمیری (P.I)	درصد	
۷	ضریب نفوذپذیری خاک (K)	سانتی متر بر ثانیه	
۸	تعداد ضربات SPT معرف رفتار خاک	ضربه	

۳-۳-۲- خصوصیات مکانیکی خاک

## ۳-۲-۱- پارامترهای سختی خاک

پارامترهای سختی خاک برای قشرهای موجود در محل از طریق آزمایشهای صحرایی و آزمایشگاهی قابل اندازه گیری می باشد. یکی از بهترین راه ها برای تعیین پارامتر های سختی خاک استفاده از روابط تجربی بین نتایج آزمایش SPT و پارامتر های سختی از جمله مدول عکس العمل بستر و مدول الاستیسیته می باشد. روابط زیادی در کتب مکانیک خاک توسط محققین مختلف در این خصوص ارائه شده است که به تعدادی از آنها اشاره می شود.

$$E_s = 6(N_{60} + 6) \quad N_{60} < 15$$

$$E_s = 6(N_{60} + 6) + 20 \quad N_{60} > 15$$

Bowels

$$E_s = 12(N_{60} + 6)$$

$$E_s = 22.22(N_{60})^{0.888}$$

Wrench &amp; Nowatzki

$$E_s = 7.66N_{60}$$

Das

$$(K_s)_{30} = 0.18N_{60}$$

با استفاده از این روابط و عدد SPT که در این پروژه بیش از ۵۰ ضربه می باشد ، و همچنین انجام آزمایش های صحرایی و آزمایشگاهی محدوده حاصل برای مدول عکس الاستیسیته و مدول عکس العمل بستر به شرح زیر می باشد:

جدول شماره ۳-۵: پارامترهای سختی خاک درشت دانه محل پروژه

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	مدول عکس العمل بستر ( $K_{30}$ )	(kg/cm <sup>3</sup> )	
۲	مدول الاستیسیته (E)	(kg/cm <sup>2</sup> )	
۳	ضریب پواسون (ν)	—	

## ۳-۲-۲- پارامترهای مقاومتی خاک

این پارامتر ها شامل زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی می باشد که از دو طریق زیر تحت آزمایش قرار می گیرد :

- روشهای صحرایی

- روشهای آزمایشگاهی

روشهای صحرایی معمولا آزمایش برش مستقیم در جا و روش آزمایشگاهی آزمایش برش مستقیم با ابعاد بزرگ و سه محوری با قطر بالا می باشد. از طرفی در پروژه ساختمانهای معمولی آزمایش برش مستقیم در جا به دلیل هزینه زیاد انجام نمی گیرد. در این پروژه از آزمایش برش مستقیم با ابعاد کوچک بر روی نمونه های بازسازی شده استفاده گردیده است.

جدول شماره ۳-۶: پارامترهای مقاومتی خاک درشت دانه محل پروژه

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	چسبندگی (C)	(kg/cm <sup>2</sup> )	
۲	زاویه اصطکاک داخلی (φ)	(deg)	

## 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 <sup>2</sup> )	
۲	زاویه اصطکاک داخلی (φ)	(deg)	
۳	ضریب پواسون (ν)	—	
۴	مدول الاستیسیته (E)	(kg/cm <sup>2</sup> )	
۵	مدول عکس العمل بستر (K <sub>s30</sub> )	(kg/cm <sup>3</sup> )	

پارامترهای ذکر شده در جدول فوق برای طراحی سازه های دائمی قابل استفاده می باشد. برای محاسبه سازه هایی که حداکثر ظرف مدت شش ماه در شرایط آب و هوایی عادی پس از گود برداری نصب و جمع آوری می گردد (سازه های 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 سازه های موقت

ردیف	نوع پارامتر	واحد	مقدار
۱	چسبندگی (C)	(kg/cm <sup>2</sup> )	
۲	زاویه اصطکاک داخلی (φ)	(deg)	

## ۴-۲- ظرفیت باربری شالوده

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

جهت تعیین و محاسبه ظرفیت باربری مجاز خاک طبیعی محل برای اجرای پی های سطحی، عوامل گسیختگی برشی خاک (Shear Failure) و نشست (Settlement) شالوده متعامد مورد بررسی قرار گرفته اند. در این محاسبات گسیختگی برشی بر اساس رابطه (Hansen) زیر محاسبه شده است:

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

که در آن داریم:

γ: وزن مخصوص خاک زیر تراز پی

B: عرض پی

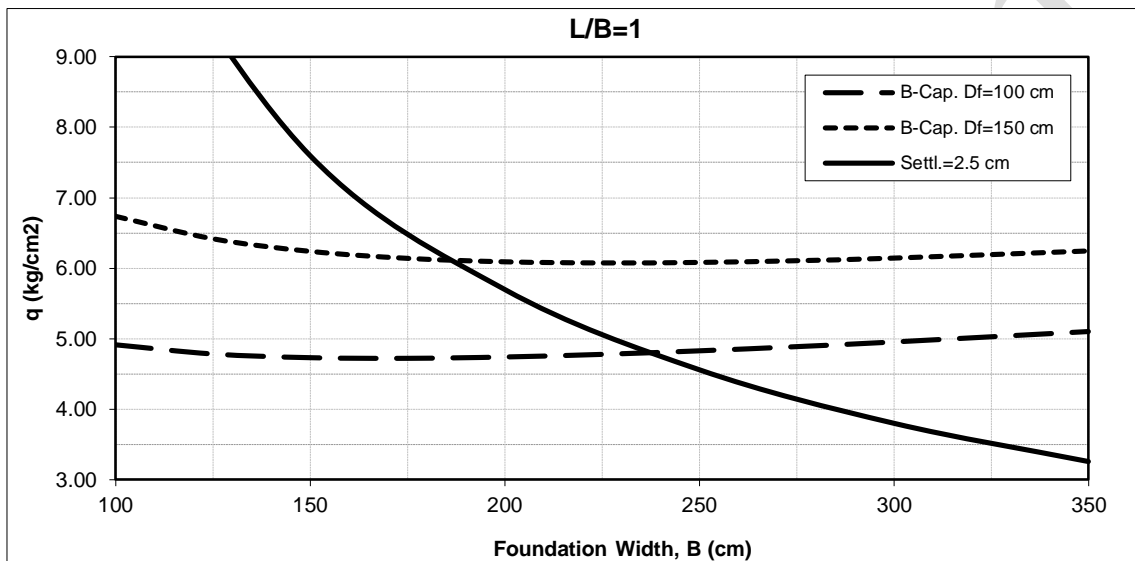
N<sub>γ</sub> و N<sub>q</sub> و N<sub>c</sub> ضرایب ظرفیت باربری

$F_b$  و  $F_g$  و  $F_i$  و  $F_d$  و  $F_s$  ضرایب شکل و عمق و شیب بار و شیب زمین و شیب کف پی  
C: چسبندگی خاک

ضرایب ارائه شده توسط هانسن در مرجع شماره ۳ (Bowles) ذکر شده است.

بر این اساس منحنی تغییرات مقاومت مجاز خاک برای مقادیر  $D_f$  برابر ۱ و ۱/۵۰ متر پی های مربعی و نواری به ترتیب در اشکال ۱-۴ و ۲-۴ آورده شده است.

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



شکل ۲-۴- منحنی تغییرات ظرفیت باربری پی منفرد نسبت به عرض پی

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 غیر متراکم پر می نمایند، از اینرو مقدار  $(\gamma)$  معادل  $1.80 \text{ gr/cm}^3$  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  $F_{ci}$ ,  $F_{qi}$ ,  $F_{ti}$  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:

$$F_{ci} = F_{qi} \frac{(1 - F_{qi})}{(N_q - 1)} \quad A_f = B' \times L'$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f C \cot \phi}\right)^5 \quad B' = B - 2e_x$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f C \cot \phi}\right)^5 \quad L' = L - 2e_y$$

در این روابط  $H$ ،  $V$  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  $\delta / K_s = q$  می توان مقدار  $K_s$  را برای انواع پی بدست آورد .  
که در آن :

$q$ : ظرفیت باربری بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع

$\delta$ : نشست زیر پی بر حسب سانتی متر

$K_s$ : مدول عکس العمل بستر بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مکعب

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 ۳۰ سانتیمتر محاسبه می کنند.

مقدار  $K_s$  برای شالوده ای با ابعاد دلخواه را می توان با استفاده از روابط زیر بدست 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 (m)

با توجه به روابط فوق مقدار ضریب واکنش بستر  $K_s$  در شرایط پروژه حاضر در جدول ۴-۲ آورده شده است.

همچنین با استفاده از روابط تقریبی ارائه شده توسط بولز (Bowles) می توان مقدار  $K_s$  را با استفاده از ظرفیت باربری مجاز بدست آورد.

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

$SF$ : ضریب اطمینان (بطور تقریبی ۳/۰ - ۱/۵)

$qa$ : ظرفیت باربری ( $kg/cm^2$ )

#### ۴-۲-۲- ظرفیت باربری پی گسترده

با توجه به عرض پی گسترده عملاً "گسیختگی برشی ناشی 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

نشست های آنی عمدتاً ناشی از تغییر شکل های ارتجاعی لایه های خاک می باشد که عمدتاً در حین اجرا یا در مدت زمان نسبتاً کوتاهی پس از تکمیل عملیات اجرایی به وقوع خواهد پیوست. در محاسبه نشست ها از رابطه زیر استفاده می گردد که فرم ساده شده این رابطه به صورت زیر می باشد :

$$S = Bq_0 / E_s(1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

$E_s$  و  $\mu_s$ : به ترتیب ضریب الاستیک و پواسون خاک زیر پی

$\alpha_r$  و  $\alpha_{av}$ : به ترتیب ضریب نشست الاستیک پی های صلب و انعطاف پذیر (شکل ۴-۴)

$q_n$ : بار وارده بر پی

$B$ : عرض پی می باشد.

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

#### ۴-۳-۱- 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

$$S = Bq_0 / E_s(1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

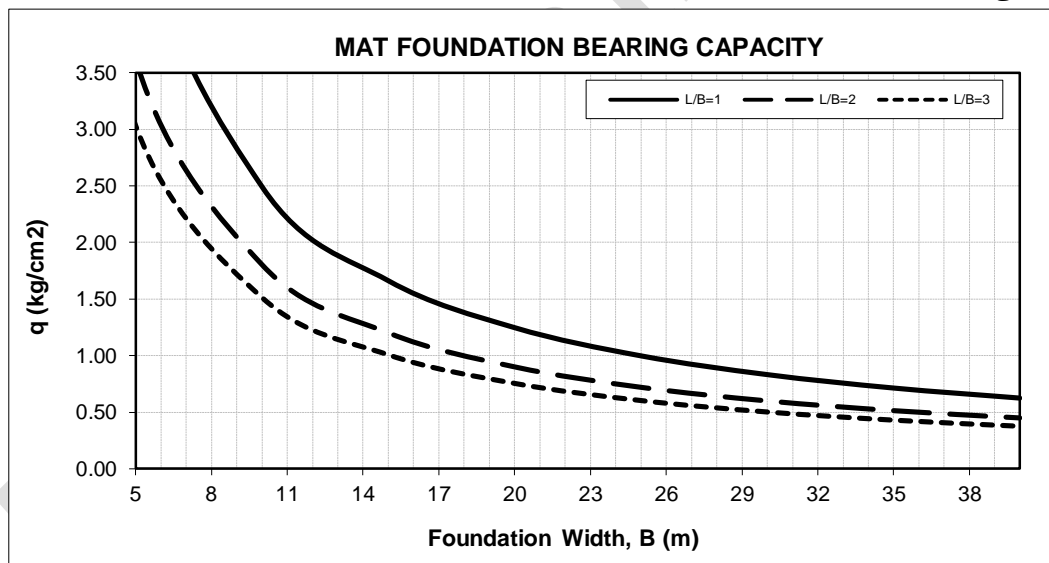
با توجه به رابطه ای که قبلاً هم ذکر شد، داریم:

$B$ : عرض پی

$E_s$  و  $\mu_s$ : به ترتیب ضریب الاستیک و پواسون خاک زیر پی

$\alpha_r$  و  $\alpha_{av}$ : به ترتیب ضریب نشست الاستیک پی های صلب و انعطاف پذیر (شکل ۴-۴)

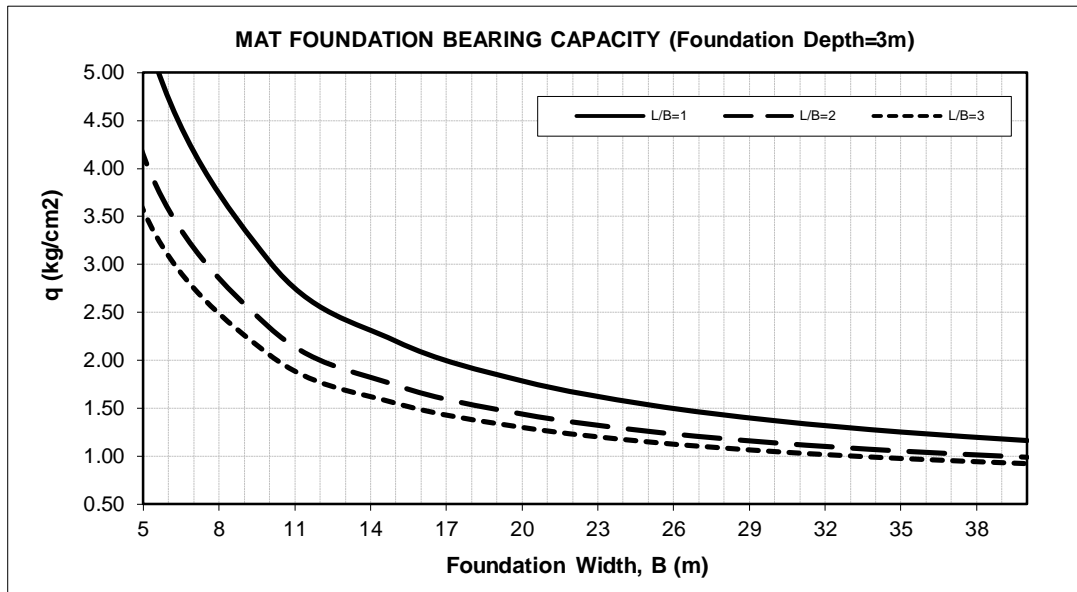
رابطه فوق برای نشست آنی از انتگرال گیری کرنش های بوجود آمده در خاک از عمق صفر تا بینهایت حاصل شده است. اگر بستر سنگی در عمق محدودی از سطح زمین قرار داشته باشد میتوان انتظار داشت که نشست آنی واقعی شالوده کمتر از مقدار محاسبه شده از روابط فوق باشد. ولی اگر عمق بزرگتر از حدود  $3B$  باشد نشست واقعی بطور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



شکل ۴-۵- منحنی تغییرات ظرفیت باربری خالص مجاز پی گسترده نسبت به عرض پی

قابل ذکر است که نمودار فوق ظرفیت باربری خالص مجاز پی گسترده را ارائه می دهد، در صورتیکه دیوارهای حائل نگهدارنده جدار گود به صورت همزمان و یکپارچه با شالوده گسترده اجرا گردد، می توان وزن خاک برداشته شده را نیز به ظرفیت باربری مجاز خالص افزود. در شکل ۴-۶ منحنی تغییرات ظرفیت باربری کل و مجاز پی گسترده شامل مجموع ظرفیت باربری خالص مجاز و وزن خاک برداشته شده نسبت به عرض پی با محدود کردن نشست پی به ۵ سانتی متر نمایش داده شده است.





شکل ۴-۶- منحنی تغییرات ظرفیت باربری کل و مجاز پی گسترده نسبت به عرض پی

#### ۴-۳-۲- نشست تحکیمی

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

#### ۴-۴- تنش مجاز شالوده ها

نتایج حاصل از محاسبات ظرفیت باربری مجاز پی در حالات مختلف در جدول ۴-۲ آورده شده است.

جدول شماره ۴-۲: ظرفیت باربری مجاز پی ( $q_a$ ) و مدول واکنش بستر ( $k_s$ )

نوع پی	L / B	حداقل عمق پی (m)	عرض پی (m)	ظرفیت باربری مجاز پی ( $kg/cm^2$ )	*مدول واکنش بستر ( $kg/cm^3$ )
منفرد	۱	۱	۱,۵	۴,۷۳	۳,۲۴
			۲	۴,۷۴	۲,۹۸
			۲,۵	۴,۵۶	۲,۸۲
نواری	۱۰	۱	۱,۵	۳,۱۷	۲,۳۸
			۲	۲,۳۷	۲,۱۸
			۲,۵	۱,۹۰	۲,۰۷

۲,۳۹	۲,۳۴	۱۰	۳	۲	گسترده
۲,۳۴	۱,۷۴	۱۵			یا
۲,۳۲	۱,۴۴	۲۰			شبکه ای

\* مقادیر ارائه شده مدول واکنش بستر برای عمق زیرفونداسیون می باشد.

یادداشت:

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

برای طراحی پی نواری دو طرفه (شبکه ای) با توجه به اینکه افزایش تنش ناشی از پی در عمق  $1/5B$  (عرض پی) قابل اغماض می باشد لذا در صورتیکه موقعیت قرارگیری پی ها به نحوی باشد که تا عمق  $1/5B$  محدوده توزیع تنش زیر پی در یکدیگر تداخل ننماید ظرفیت باربری و روابط داده شده برای پی های نواری قابل استفاده بوده و در غیر این صورت می بایست 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 می توان در شرایط مختلف به شرح زیر در نظر گرفت:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

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

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

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

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

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

در روابط فوق:

$\beta$ : زاویه وجه پشتی دیوار حایل با قائم

$\alpha$ : زاویه سطح دیوار با افق

$\delta$ : زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار

در طراحی دیوارهای حائل، مقدار  $\delta$  بین  $\phi/2$  تا  $2/3\phi$  انتخاب می‌شود. از روابط ارائه شده توسط مونیبه - اوکا برای محاسبه فشار محرک و مقاوم خاک در هنگام زلزله می‌توان استفاده نمود:

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

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

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

در روابط فوق:

$a_h$ : مولفه افقی شتاب زلزله (در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برابر 0.2g می باشد).

$a_v$ : مولفه قائم شتاب زلزله (در محاسبات معمولاً برابر صفر در نظر گرفته می شود).

$g$ : شتاب ثقل

با توجه به روابط بالا و با فرض ( $\beta = \alpha = 0$ ) مقادیر ضرایب جهت طراحی دیوار حائل در حالت‌های عادی و زلزله با ضریب  $\delta$  متفاوت مطابق جدول ۳-۴ بدست می آید:

جدول ۳-۴ - مقادیر ضرایب فشاری جانبی خاک در حالت‌های مختلف

نوع رفتار خاک	$\phi$	$\delta$	شرایب عادی ( $K$ )	شرایب زلزله ( $K_e$ )
سکون ( $K$ )	۳۰	-	۰,۵۰	-
فشار محرک ( $K_a$ )	۳۰	۰	۰,۳۳	۰,۴۷
		۱۵	۰,۳۰	۰,۴۵
فشار مقاوم ( $K_p$ )	۳۰	۰	۱,۵۰	۱,۳۱
		۲۰	۲,۴۹	۲,۰۶

یادداشت: در شرایط استفاده از تاوله کف (Base Slab) یا مهاری خاک و یا پشت بند افقی (Strut) برای مهار دیوارها بایستی فشارهای وارد بر دیوار براساس ضریب فشار خاک در حالت سکون  $K_0$  محاسبه گردند.

مولفه استاتیکی Pa 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<sub>ae</sub> از پای دیوار اثر می کند.

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

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae}$$

#### ۴-۵- 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 طوری که 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، مین ساختی و مکانیک خاک مورد ارزیابی قرار گیرد. آنچه که مبنای بررسی ها قرار می گیرد تعیین بیشترین شتاب حرکت افقی زمین است که بر اساس روشهای تحلیلی و تجربی برای محل سازه بر آورد می شود. بر مبنای داده های لرزه زمین ساختی، ویژگیهای گسل های ناحیه، زمین لرزه های روی داده و توان لرزه زایی گسلها می توان برآورد تحلیلی از شتاب حرکت افقی زمین به عمل آورد. معمولاً در طراحی ساختمانهای متعارف از مقررات آیین نامه های موجود استفاده می شود. و بدین ترتیب دقت مورد نیاز رعایت می گردد. باید توجه داشت که آیین نامه های ساختمانی، صورت ساده شده ای از معیارهای محاسبه نیروی وارد بر سازه را ارائه می دهد که توان پایداری مورد نیاز سازه را می توان بر اساس آن محاسبه نمود. 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 سوم 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: توصیه های فنی

##### ۵-۱- مقدمه

بر اساس بازدیدهای محلی و نیز نتایج حاصل از آزمایشهای صحرائی و آزمایشگاهی و همچنین موقعیت محل پروژه توصیه ها و پیشنهاداتی در خصوص مسائل ژئوتکنیکی پروژه ارائه می شود.

##### ۵-۲- پیشنهاد مربوط به سیمان

با توجه به احتمال قرارگیری قطعات بتنی در معرض گازها، آب و فاضلاب ساکن یا جاری با pH حداکثر ۵، مواد خورنده و عدم امکان پیش بینی میزان آلودگی آنها، و در جهت افزایش ضریب ایمنی پی در مقابل افزایش ترکیبات شیمیایی خاک در تماس با پی، استفاده از سیمان مقاوم در برابر سولفات تپ ۲ یا ۵ توصیه می گردد. در هر حال عیار سیمان

در بتن پی نباید کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب که مقاومت ۲۸ روزه نمونه های مکعبی (روش BS) اخذ شده از آن حداقل ۳۱۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند.

یادداشت :

یادآوری می گردد لازم است کلیه تدابیر احتیاطی توصیه شده در بخش ضوابط ویژه برای افزایش پایداری در شرایط محیطی مختلف ذکر شده در بند ۹-۶-۳-۳ مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان رعایت گردد.

### ۵-۳- نوع شالوده

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

در صورتیکه پی های نواری در دو جهت بیش از ۷۰ درصد از سطح زیر ساختمان را به صورت پی در بر گیرند، استفاده از پی های گسترده (Mat Foundation) به جای پی های نواری از دو جهت مناسبتر است. در پروژه فوق شالوده شبکه ای (نواری در دو جهت) و شالوده گسترده جوابگوی نیازهای پی سازی می باشد و نیازی به پی عمیق نمی باشد.

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 .

— پی ها می بایستی 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 شالوده ها می بایست کلیه اصول فنی از جمله اجرای صحیح درزهای اتصال سازه ای، مسطح بودن تراز پی در هنگام بتن ریزی، رعایت پوشش لازم بتنی و سایر موارد رعایت شود. از قرار دادن پی بر روی خاک دستی و نباتی اکیدا خودداری شود.

### ۵-۴- عمق یخبندان

عمق یخبندان در هر پروژه با توجه به موقعیت جغرافیایی و شرایط ژئوتکنیکی آن متفاوت می باشد. با توجه به شرایط آب و هوایی 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، نهشته های آواری انباشته شده، پس مانده های معدنی، خاکهای متورم شونده، رس های واگرا، رسهای حساس و یا خاکهای ماسه ای مستعد روانگرایی هستند. با توجه به نوع خاک و شرایط ژئوتکنیکی پروژه روشهای متفاوتی برای بهسازی خاک به کار می رود که می توان 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 بررسی های دقیقتری دارد که در چهارچوب این گزارش نمی گنجد.

#### ۵-۶- عمق استقرار پی ها

عمق مناسب برای استقرار پی ها می بایستی 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 می بایستی بعد از عملیات گودبرداری مراتب کتبا 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 هوازگی که باعث کاهش ضریب چسبندگی خاک می شود احتمال وقوع لغزش های موضعی و ریزش های ناگهانی در بریدگی ها می رود، لذا توصیه می شود 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 مزایا روش	برخی از معایب روش
۱	شمع بندی (اجرای شمع درجاریز در پیرامون گود)	مشخصات خاک پس از تزریق بتن درون چاهکها بهبود می یابد. سازه نگهدارنده در داخل گود جاگیر نیست و از خاک موجود برای مهار گود استفاده می شود.	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 نمی توان استفاده کرد و یا استفاده از آن با محدودیت همراه است. به زمان زیاد و دستگاههای مخصوص و افراد با تخصص نیاز می باشد. تغییر شکل زیادی دارد.
۲	دوخت به پشت	بدلیل شباهت با روش ۱ مزایا و معایب روش فوق را نیز دارا می باشد.	
۳	روش دیواره دیافراگمی (اجرای دیوار بتنی قبل از گودبرداری در پیرامون گود)	سرعت و درجه ایمنی کار بالایی را دارا می باشد. برای حفاریها و گودبرداری با طول زیاد مناسب می باشد. دیوار دیافراگمی هم به عنوان سازه نگهدارنده گود رفتار می کند و هم در حین بهره برداری به عنوان دیوار حائل استفاده می شود.	در احجام کم هزینه اجرای کار بسیار زیاد است. دستگاههای مخصوص و افراد با تخصص نیاز می باشد. از نظر فضای دو طرف دیواره محدودیت داشته باشد کار ناممکن و یا به سختی انجام می شود.

۴	پشت بند افقی یا مهار متقابل (اجرای خرابی متقابل در عرض گود)	در گود برداری ها با عرض کم مناسب می باشد. 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 می آورد.
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، معمولا 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 مورب در پیرامون گود)	برای عموم گودهای واقع در شهر مناسب است. روش ساده است و از نظر شرایط مختلف، قابلیت انعطاف 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 ساختمان های 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 گود ها و پی ها و نیز فرسایش شیبها جلوگیری به عمل آید.
- توصیه می گردد گود های موقت در اسرع وقت با مصالح مناسب پر شوند.

#### ۵-۸- عمق پایدار گودبرداری قائم

با استفاده از رابطه زیر می توان 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 ۵-۳ با میزان چسبندگی خاک بدست آمده در آزمایشگاه ممکن است متفاوت باشد.

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

$\gamma(kg/cm^3)$ : 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).

$q(kg/cm^2)$ : سربار گسترده کنار گود می باشد. موقعیت عوارض مجاور ملک در شکل ۲-۱ نشان داده شده است.

تعداد طبقات ساختمانهای مجاور ملک مذکور در جدول ۵-۲ آورده شده است.

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

موقعیت عوارض نسبت به ملک	نوع عوارض	تعداد طبقات زیر زمین	تعداد سایر طبقات
شمالاً			
جنوباً			
غرباً			
شرقاً			

با توجه به حداکثر تعداد طبقات ساختمانهای مجاور و با فرض مقدار  $q=0.18(kg/cm^2)$  به ازای هر طبقه ساختمان مجاور گود، حداکثر مقدار  $q$  محاسبه می شود. 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

$H_{cr}(m)^*$	$F.S$	$\gamma$ ( $kg/cm^3$ )	$C$ ( $kg/cm^2$ )	$K_a$	$\phi$	$q$ ( $kg/cm^2$ )	طبقات ساختمان مجاور

\* 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 نگهبان انجام گردد.

به منظور تعیین شیب پایدار گودبرداری می توان از رابطه زیر استفاده نمود. در این رابطه  $(\beta)$  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  $\varphi_d$  استفاده شده است که این مقادیر نیز توسط روابط زیر محاسبه می شود.

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

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

### \*جدول ۵-۳ - جدول محاسبه شیب پایدار گودبرداری

V-H	$\beta$ (deg)	$*(m)H_{cr}$	F.S	$\gamma$ (kg/cm <sup>3</sup> )	C (kg/cm <sup>2</sup> )	$\varphi$	q (kg/cm <sup>2</sup> )	طبقات ساختمان مجاور

\* 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 اینصورت نباید گودبرداری بلافاصله از بر پی ساختمان مجاور اجرا گردد و توصیه می شود در اینگونه موارد حداقل بعرض  $1.5B$ ،  $B$  عرض پی ساختمان مجاور) از 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 ۲-۳ آورده شده است.

یادداشت :

- در صورت وجود آب زیر زمینی، می توان از کانالهای زهکشی، عایق بندی، دیوار آب بند، سیستم پمپاژ و دیگر روشهای مورد تایید در زیر فونداسیون و پشت دیوارها استفاده نمود. همچنین از سپر، حایلپهای نگهدارنده و پشت بند برای حفاظت از بدنه پی ها و گودها استفاده کرد و برای کنترل آب زیر زمینی و سهولت اجرای عملیات، پمپاژ آب صورت گیرد.

### ۵-۱۰- سیستم دفع فاضلاب و آبهای سطحی

توصیه می شود 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 می شود:

- در زمین های سست و یا دارای خاک دستی عملیات طوقه چینی یا کول گذاری می بایست انجام گردد.
- در زمین های سست و یا خاک دستی با عمق بیشتر از  $1/5$  متر عملیات حفاری زیر نظر افراد مجرب و با سابقه 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 دستگاه ها 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 لایه های سست لازم است نسبت به کول بندی و تقویت سقف و دیواره ها اقدام گردد.
- لوله های بتنی (کول ها) مورد استفاده در داخل چاه ها 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 دیواره ها 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 مهار بندی، مقاومت کافی برای دیواره ها و سقف تونل یا انباری فراهم آورد که از ریزش جلوگیری شود.
- ارتفاع تونل یا انباری نایبستی از ۱/۵ و عرض آن از ۱/۲ متر تجاوز کند در غیر این صورت باید مهار بندی شود.
- همچنین توصیه می شود 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 می بایست میله چاه کول گذاری یا طوقه چینی شود.

یادداشت:

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

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

#### ۵-۱۱- قناتها، چاه ها قدیمی و تونل های فاضلاب

موقعیت چاههای فاضلاب در شکل شماره ۲-۱ نشان داده شده است. با توجه به شواهد موجود عمق تونل فاضلاب موجود در این پروژه بیشتر از ۱۵ متر می باشد در حفاری گمانه های آزمایشی پروژه فوق به میله یا تونل قنات برخورد نگردید همچنین با توجه به بررسی های محلی و نقشه های در دسترس و معتبر از قناتهای شهر تهران شکل (۵-۱)، در محل احداث پروژه مسیر تونل قنات مشاهده نمی شود. وجود قنات، چاه ها قدیمی و تونل های فاضلاب در نزدیکی محل احداث سازه ها و بخصوص در نزدیکی یا زیر پی ها می تواند بسیار خطرناک باشد. مواردی چون ریزش ناگهانی مسیر قنات متروکه و تونلها فاضلاب می تواند موجب افزایش چشمگیر نشست شالوده ها گردد. لذا توصیه می گردد ضمن شناسایی تکمیلی قنات و حفره ها یا تونل های فاضلاب احتمالی دیگر اقدام به پر نمودن حفره ها یا تونل های فاضلاب و قنات های بایر و احیاء و تقویت قنات های دایر نمود. در مورد ارائه طرح تقویت یا پر نمودن قنات ها یا تونل های فاضلاب نیاز به انجام بررسی های تکمیلی می باشد لیکن کلیات این طرح ها به روش زیر می باشد:

برای قنات ها 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 شالوده ها) پی پایه ها و کوله ها استقرار دارند می بایست 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 بابر 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 بتن مگر و یا روش های دیگر پر گردد. برای کوره قنات هایی که در عمق بیش از ۲ برابر عرض پی استقرار دارند توصیه می گردد مسیر کوره قنات ها توسط کول گذاری ترمیم و تقویت گردد. این روش برای محل هایی که کوره قنات از زیر بستر راه عبور می نمایند نیز توصیه می گردد. شناسایی میله قنات ها، چاه ها قدیمی و تونل های فاضلاب بسیار حائز اهمیت بوده و در صورت وقوع این میله ها در زیر پی یا مجاورت شمع ها می باید با روش مناسبی پر گردند که این امر پس از مطالعه و شناسایی تکمیلی قنات قابل ارائه می باشد.

#### 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 حفره ها، 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 تجدید نظر در پارامترهای خاک، اقدام گردد.

### محل قرارگیری عکسی از قنات های نزدیک پروژه

#### شکل ۵-۱- مسیر قناتهای موجود در 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 ۱۵ cm و برای حداکثر اندازه سنگدانه برابر با ۲۰ mm 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- پیشنهادهای مربوط عملیات خاک ریزی و تراکم

مصالح خاکریز باید در لایه هایی با ضخامت حداکثر ۲۰cm 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 زمانیکه مخلوط خشک می باشد و یا در زمان وقوع بارندگی صورت گیرد. در هر زمان که نتایج مطلوبی به دلیل شرایط بارانی یا شرایط غیر مطلوب 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  $PI < 15\%$  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 صحرایی توسط آزمایشگاه مجرب ژئوتکنیک می باشد.

#### ۵-۱۴- 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  $0.35g$  شتاب ثقل (g) می باشد. در خصوص زمین ساختگاه منطقه مورد مطالعه توصیه می شود از مشخصات داده شده برای زمین گروه ..... در آیین نامه فوق استفاده گردد. لذا مقدار  $T_s = \dots\dots\dots$  و  $T_0 = \dots\dots\dots$  در نظر گرفته شود.

یادداشت:

با توجه به احتمال تغییرات جنس و ضخامت لایه های خاک بخصوص ضخامت خاک دستی و تراکم پذیر در نقاط مختلف زمین، ممکن است جنس و ضخامت خاک در محل های حفاری نشده با آنچه در محلهای حفاری شده مشاهده گردیده، متفاوت باشد. همچنین عدم شناسایی دقیق موقعیت چاه های فاضلاب و قنوات احتمالی موجود در محل احداث پروژه می تواند 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 چاه ها و قنوات احتمالی موجود در محل اقدام گردد. بدیهی است در غیر اینصورت هیچگونه مسئولیتی بر عهده این مشاور نمی 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.

Testkhak.com

## مراجع :

- ۱- اصول مهندسی ژئوتکنیک جلد اول و دوم، نوشته برجام 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 اطمیابی
- 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 ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ ویرایش ۳
- ۷- مبحث ۷ مقررات ملی ساختمانی ایران ، پی و پی سازی
- ۸- مبحث ۹ 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 سازه های نگهدارنده، وزارت مسکن و شهرسازی
- ۱۱- راهنمای مقاوم سازی زمین های 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 زمینلرزه- 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](http://www.tehran.ir)
- ۱۵- قانون کار، آیین نامه حفاظت و بهداشت عمومی در کارگاه- شورای عالی حفاظت فنی - آیین نامه و مقررات حفاظتی حفر چاه های 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)