مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

مبحث هفتم

مقررات ملی ساختمان

ژئوتکنیک و مهندسی پی

پیش نویس غیر قابل استناد

آذر ماه ۱۳۹۷

فهرست مطالب

۷-۱- کلیات

۷-۱-۱ هدف

۷-۱-۲- دامنه کاربرد

۷-۱-۳- تعاریف

۷-۱-۳-۱- پی

۷-۱-۳-۲- خاکریزی مهندسی

۷-۱-۳-۳- سازه‌های نگهبان

۷-۱-۳-٤- شناسایی ژئوتکنیکی

۷-۱-۳-۵- داده‌های ژئوتکنیکی

۷-۱-۳-٦- اطلاعات ژئوتکنیکی

۷-۱-۳-۷- گمانه

۷-۱-۳-۸- طراحی ژئوتکنیکی

۷-۱-۳-۹- زمین مناسب

۷-۱-۳-۱۰- لایه‌بندی پیچیده

۷-۱-۳-۱۱- ساختمان‌های با اهمیت کم، متوسط، زیاد و خیلی زیاد

۷-۱-٤- روش‌های طراحی

۷-۱-٤-۱- روش تنش مجاز

۷-۱-٤-۲- روش حالت حدی

۷-۱-٤-۲-۱- حالت حدی نهایی

۷-۱-٤-۲-۲- حالت حدی بهره‌برداری

۷-۱-٤-۳- روش‌های عملکردی

۷-۱-٤-۳-۱- تحلیل

۷-۱-٤-۳-۲- آزمایش

۷-۱-٤-۳-۳- تهیه مدارک

ویرایش نهایی غیر قابل استناد

۷-۲- ملاحظات طراحی و شناسایی ژئوتکنیکی زمین

۷-۲-۱ اهداف شناسایی ژئوتکنیکی

۷-۲-۲- بررسی های ژئوتکنیکی

۷-۲-۳- الزامات بررسی های ژئوتکنیکی

۷-۲-۳-۱- الزامات بررسی های مقدماتی

۷-۲-۳-۲- الزامات بررسی های طراحی

۷-۲-۳-۲-۱- شناسایی های لازم در مرحله بررسی طراحی

۷-۲-۳-۲-۲- حفاری و نمونه برداری خاک

۷-۲-۳-۲-۳- آزمون های آزمایشگاهی

۷-۲-۳-۲-٤- آزمون های برجا

۷-۲-۳-۲-٥- گزارش بررسی های طراحی

۷-۲-۳-۲-٥-۱- گزارش عملیات مطالعات ژئوتکنیکی

۷-۲-۳-۲-٦- گزارش خدمات مهندسی ژئوتکنیک

۷-۲-٤- سایر ملاحظات طراحی ژئوتکنیکی

۷-۲-٤-۱- ملاحظات بارگذاری

۷-۲-٤-۲- الزامات بررسی های کنترلی

۷-۲-٤-۳- ملاحظات دوام

پیش نویس غیر قابل استناد

۷-۳- گودبرداری و پایش

۷-۳-۱ هدف

۷-۳-۲- تعاریف

۷-۳-۳- ملاحظات کلی

۷-۳-٤- تحلیل تغییر شکل گود و سازه‌های مجاور

۷-۳-٥- تغییر شکل‌های مجاز

۷-۳-٦- زهکشی

۷-۳-۷- پایش و کنترل

۷-۳-۷-۱- اهداف ابزارگذاری و پایش

۷-۳-۷-۲- برنامه پایش

۷-۳-۷-۳- ابزار پایش

۷-۳-۷-٤- مسئولیت طراحی، اجرا و نظارت پایش

پیش‌نویس غیر قابل استناد

۷-٤- پی سطحی

۷-٤-۱ هدف

۷-٤-۲- ملاحظات طراحی پی‌های سطحی

۷-٤-۳- ظرفیت باربری پی‌های سطحی

۷-٤-٤- مقادیر نشست مجاز

۷-٤-٥- روش‌های طراحی پی سطحی

۷-٤-٥-۱- روش تنش مجاز

۷-٤-٥-۲- روش حالات حدی

۷-٤-٥-۳- ملاحظات لرزه‌ای در طراحی پی‌های سطحی

۷-٤-٦- پی‌های انعطاف‌پذیر

۷-٤-۷- ملاحظات اجرایی پی‌های سطحی

پیش‌نویس غیرقابل استناد

۷-۵- سازه‌های نگهبان

۷-۵-۱ دامنه کاربرد و هدف

۷-۵-۲- انواع سازه‌های نگهبان

۷-۵-۳- پایداری انواع سازه‌های نگهبان

۷-۵-۳-۱- حالت‌های حدی دیوارهای صلب

۷-۵-۳-۲- حالت‌های حدی دیوارهای انعطاف پذیر

۷-۵-۳-۳- حالت‌های حدی دیوارهای خاک مسلح

۷-۵-٤- ملاحظات طراحی و ساخت

۷-۵-۵- فشار خاک

۷-۵-۵-۱- کلیات

۷-۵-۵-۲- تعیین فشار خاک در حالات مختلف

۷-۵-۵-۲-۱- فشار خاک در حالت سکون

۷-۵-۵-۲-۲- فشار خاک محرک و مقاوم

۷-۵-۵-۲-۳- فشار خاک در خاکریز متراکم شده

۷-۵-۵-۲-٤- فشار حالت محرک و مقاوم در شرایط دینامیکی

۷-۵-۵-۲-۵- تعیین فشار خاک در پشت دیوار

۷-۵-٦- فشار آب

۷-۵-۷- روش‌های طراحی سازه‌های نگهبان

۷-۵-۷-۱- روش تنش مجاز

۷-۵-۷-۱-۱- حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای صلب

۷-۵-۷-۱-۲- حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای انعطاف پذیر

۷-۵-۷-۱-۲-۱- ضریب اطمینان مهار

۷-۵-۷-۱-۲-۲- ضریب اطمینان در برابر بالا زدگی کف

۷-۵-۷-۱-۳- حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای خاک مسلح

۷-۵-۷-۱-٤- کنترل تغییرشکل

پیش‌نویس غیرقابل استناد

۷-۵-۷-۲- روش حالات حدی

۷-۵-۷-۲-٤- ضرایب کاهش مقاومت در دیوارهای صلب

۷-۵-۷-۲-۵- ضرایب تقلیل نیروی مقاوم در دیوارهای انعطاف پذیر

۷-۵-۷-۲-٦- ضرایب کاهش نیروی مقاوم در خاکریزها و شیروانی‌ها

۷-۵-۷-۲-۷- ضرایب کاهش نیروی مقاوم در دیوارهای خاک مسلح

۷-۵-۸- مهاربندی

۷-۵-۸-۱- کلیات

۷-۵-۸-۲- طراحی مهارها

۷-۵-۸-۳- آزمایش مهارها

۷-۵-۸-۳-۱- آزمایش باربری و خزش

۷-۵-۹- خاکریز پشت دیوار

۷-۵-۱۰- زهکشی و آب‌بندی دیوارها

پیش‌نویس غیرقابل استناد

۷-٦- پی‌های عمیق

۷-٦-۱ هدف و دامنه کاربرد

۷-٦-۲- مبانی طراحی پی‌های عمیق

۷-٦-۳- بارهای طراحی

۷-٦-۳-۱- ترکیب بارهای وارده

۷-٦-۳-۲- نیروهای تغییرمکان زمین

۷-٦-۳-۲-۱- اصطکاک منفی جدار

۷-٦-۳-۲-۲- بالا زدگی شمع

۷-٦-۳-۲-۳- حرکات جانبی

۷-٦-٤- شمع تحت بار محوری

۷-٦-٤-۱- ظرفیت باربری

۷-٦-٤-۱-۱- روشهای تعیین ظرفیت باربری شمع

۷-٦-٤-۱-۲- استفاده از روابط تحلیلی

۷-٦-٤-۱-۳- استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های برجا

۷-٦-٤-۱-٤- استفاده از آزمایش بارگذاری استاتیکی

۷-٦-٤-۱-٥- استفاده از آزمایش دینامیکی

۷-٦-٤-۱-٦- تحلیل معادله موج (WEAP)

۷-٦-٤-۱-۷- آزمایش دینامیک شمع (DLT)

۷-٦-٤-۲- نشست شمع‌ها

۷-٦-٤-۳- شمع‌های کششی

۷-٦-٥- شمع‌های تحت بار جانبی

۷-٦-٥-۱- ظرفیت باربری جانبی

۷-٦-٥-۲- تغییرمکان جانبی

۷-٦-٦- گروه شمع

۷-٦-٦-۱- ظرفیت باربری گروه شمع

پیش‌نویس غیرقابل استناد

۷-٦-٦-۲- نشست گروه شمع

۷-٦-٦-۳- تحلیل نیروها در گروه شمع

۷-٦-٦-٤- طراحی گروه شمع

۷-٦-۷- بار مجاز طراحی شمع‌ها

۷-٦-۷-۱- روش مقاومت مجاز (بارهای بدون ضریب)

۷-٦-۷-۲- روش مقاومت نهایی (ضرایب بار و مقاومت)

۷-٦-۸- آزمایش‌های بارگذاری شمع

۷-٦-۸-۱- آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی

۷-٦-۸-۲- آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی

۷-٦-۸-۳- شمع‌های آزمایشی

۷-٦-۸-٤- شمع‌های اصلی

۷-٦-۸-٥- گزارش آزمایش‌های بارگذاری

۷-٦-۹- طراحی سازه‌ای شمع‌ها

۷-٦-۱۰- ملاحظات ساخت و اجرای شمع

۷-٦-۱۱- ملاحظات شمعها در خاکهای مستعد روانگرایی

پیش نویس غیر قابل استناد

۷-۷- ژئوتکنیک لرزه ای

۷-۷-۱ دامنه کاربرد

۷-۷-۲- زلزله طرح و اثرات ساختگاهی

۷-۷-۲-۱- روش آیین نامه‌ای

۷-۷-۲-۲- مطالعات ویژه زلزله طرح

۷-۷-۲-۲-۱- تحلیل مخاطره‌پذیری

۷-۷-۲-۳- تحلیل اثر ساختگاه

۷-۷-۲-۳-۱- تاثیر لایه های رسوبی سطحی

۷-۷-۲-۳-۲- تاثیر توپوگرافی سطحی

۷-۷-۲-۳-۳- تاثیر توپوگرافی عمقی

۷-۷-۳- روانگرایی

۷-۷-۳-۱- ارزیابی پتانسیل روانگرایی

۷-۷-۳-۱-۱- مرحله اول ارزیابی

۷-۷-۳-۱-۲- مرحله دوم ارزیابی

۷-۷-۳-۲- تعیین نشست ناشی از روانگرایی

۷-۷-۳-۳- گسترش جانبی

۷-۷-۳-٤- پیشگیری از روانگرایی

۷-۷-٤- ناپایداری شیبها و زمین لغزش

۷-۷-۵- مخاطره گسلش سطحی

پیش نویس غیر قابل استناد

۷-۱ کلیات

۷-۱-۱ هدف

هدف این مبحث تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طراحی بخش ژئوتکنیک ساختمان‌ها است، به طوری که ایمنی کافی در ساختمان‌ها تأمین شود و شرایط بهره‌برداری مطلوب در طول عمر آن‌ها حفظ گردد.

۷-۱-۲ دامنه کاربرد

رعایت ضوابط و مقررات این مبحث در کلیه ساختمان‌ها و سازه‌های موضوع مقررات ملی ساختمان الزامی است. ابنیه فنی مانند پل‌ها و سدها و سازه نیروگاه‌ها مشمول مقررات این مبحث نمی‌شوند ولی رعایت آن‌ها به صورت غیر الزامی توصیه می‌شود.

۷-۱-۳ تعاریف

۷-۱-۳-۱ پی: به مجموعه بخش‌هایی از سازه و زمین در تماس با آن اطلاق می‌شود که انتقال بار بین سازه و زمین مناسب از طریق آن صورت می‌گیرد. پی‌ها عمدتاً به چهار گروه تقسیم می‌شوند:

الف- پی‌های سطحی: به پی‌هایی گفته می‌شود که در عمق کم و نزدیک سطح زمین (عمق پی (D) کمتر از سه برابر عرض پی (B) $\frac{D}{B} \leq ۳$) ساخته می‌شوند. این پی‌ها شامل: پی‌های منفرد، نواری، شبکه‌ای و گسترده می‌باشند. جنس پی‌های سطحی ممکن است مصالح بنایی، بتنی و یا بتن‌آرمه باشند.

ب- پی‌های عمیق یا شمع‌ها: به پی‌هایی گفته می‌شود که نسبت عمق قرارگیری به کوچکترین بعد افقی آن‌ها از ۱۰ تجاوز کند ($\frac{D}{B} \geq ۱۰$). این پی‌ها شامل انواع شمع‌ها، دیوارک‌ها و دیوارهای جداکننده می‌شوند. پی‌های عمیق در ساختمان‌ها معمولاً به وسیله یک سازه میانی، که کلاهک یا سر شمع نامیده می‌شود، بارهای سازه را به زمین منتقل می‌نمایند.

پ- پی‌های نیمه عمیق: به پی‌هایی گفته می‌شود که در حدفاصل بین پی‌های سطحی و پی‌های عمیق قرار دارند. پی‌های صندوقه‌ای معمولاً در این گروه قرار دارند.

۷-۱-۳-۲ خاکریزی مهندسی: به خاکریزی گفته می‌شود که در حین ساخت، تراکم و سایر مشخصات خاک کنترل می‌شود و می‌تواند بخشی از پی ساختمان در نظر گرفته شود.

۷-۱-۳-۳ سازه‌های نگهبان: به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که برای نگهداری خاک به کار برده می‌شوند. این سازه‌ها شامل انواع دیوارها و سیستم‌های نگهبان هستند که در آن‌ها عناصر سازه‌ای ممکن است با خاک یا سنگ ترکیب شده و یا از تسلیح خاک استفاده شود.

۷-۱-۳-٤ شناسایی ژئوتکنیکی: به مجموعه اقدامات و مطالعاتی گفته می‌شود که منجر به شناخت مشخصات مهندسی (مکانیکی، فیزیکی و شیمیایی) لایه‌های زمین می‌شود. این اقدامات شامل بررسی نقشه‌های زمین‌شناسی و زمین‌شناسی مهندسی با مقیاس مناسب، بررسی گزارش لایه‌های زمین در ساختگاه‌های مجاور، بازدید از برش‌ها و مقاطع موجود خاک مورد نظر، انجام مطالعات ژئوفیزیک و ژئوتکنیک با حفر گمانه و یا چاه دستی، نمونه گیری دست خورده ودست نخورده نماینده وانجام آزمایش‌های برجا و آزمایشگاهی می‌باشد.

۷-۱-۳-۵ داده‌های ژئوتکنیکی: به پارامترهای برداشت شده از زمین ساختگاه گفته می‌شود که پردازش نشده‌اند.

۷-۱-۳-٦ اطلاعات ژئوتکنیکی: به داده‌های ژئوتکنیکی گفته می‌شود که پردازش شده‌اند.

۷-۱-۳-۷ گمانه: **به** حفاری در زمین به منظور شناخت خواص مهندسی خاک گفته میشود. حفاری عمدتاً با ماشین حفاری انجام می‌گیرد ولیکن می‌تواند با رعایت مسائل فنی و ایمنی خاص به صورت دستی نیز انجام شود که به آن چاه دستی نیز اطلاق می‌شود.

۷-۱-۳-۸ طراحی ژئوتکنیکی: کلیه خدمات مهندسی است که به منظور تعیین هندسه، کنترل پایداری، ایستایی و تغییر شکل‌های پی و بخش خاک زیر آن انجام می‌گیرد.

۷-۱-۳-۹ زمین مناسب: زمینی که با توجه به بار سازه مورد نظر، از باربری و نشست‌پذیری قابل قبول برخوردار باشد. اگر چنانچه اطلاعاتی از زمین موردنظر قبل از شناسایی در دست نباشد، نمی‌توان زمین را مناسب فرض کرد.

۷-۱-۳-۱۰ لایه‌بندی پیچیده: لایه‌های خاک که شکل منحنی با شیب تند و با جنس متنوع باشند از قبیل زمین در مجاورت گسل‌ها یا نزدیک رودخانه‌ها یا پای شیب‌ها بوده و تفسیر لایه‌بندی مشکل باشد. در سایر شرایط که لایه‌بندی یکنواخت است، به آن لایه‌بندی ساده اطلاق می‌شود.

۷-۱-۳-۱۱ ساختمان‌های با اهمیت کم، متوسط، زیاد و خیلی زیاد: این تعاریف عیناً طبق تعاریف به کار برده شده در استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد.

۷-۱-٤ روش‌های طراحی

استفاده از روش‌های طراحی تنش مجاز، حالات حدی و عملکردی در این مقررات مجاز می‌باشد و طراح می‌تواند هر یک از این روش‌ها ر انتخاب کند.

۷-۱-٤-۱ روش تنش مجاز:

در این روش بارهایی که در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان آورده شده است با ضریب یک در محاسبات نیرو لحاظ می‌شوند و بار وارده بر خاک محاسبه می‌گردد. سپس با اعمال ضریب اطمینان مناسب تنش مجاز خاک محاسبه و طراحی انجام می‌شود. برای محاسبه نشست، بارهای وارده با ضریب یک در نظر گرفته می‌شود و نشست محاسبه شده (بدون اعمال ضریب اطمینان) باید از نشست مجاز کمتر باشد.

۷-۱-٤-۲ روش حالت حدی:

در این روش دو ضریب ایمنی برای بار و مقاومت (LRFD) به طور جداگانه در محاسبات حالات حدی نهایی و بهره‌برداری استفاده می‌شود.

۷-۱-٤-۲-۱ حالت حدی نهایی:

اولین مجموعه ضرایب ایمنی در این روش اعمال ضرایب افزایش بار است و مقدار آن بستگی به میزان عدم اطمینان در برآورد مقدار بار دارد. ضرایب فوق با استفاده از مباحث مقررات ملی ساختمان (ششم، نهم، دهم) بر حسب مورد تعیین می‌شوند. دومین مجموعه ضرایب کاهشی برای تقلیل مقاومت مصالح است و مقدار آن بستگی به عدم اطمینان موجود در کیفیت مصالح، نحوه اجرا و دقت دارد. مقادیر ضرایب افزایش بار و تقلیل مقاومت بر حسب مورد در فصول مختلف این مبحث آمده است.

۷-۱-٤-۲-۲ حالت حدی بهره‌برداری:

طراحی در حالت حدی بهره‌برداری اغلب جهت کنترل نشست و تغییر شکل‌ها به کار می‌رود و در آن هر دو ضرایب کاهش مقاومت و افزایش بار متناسباً برای بهره‌برداری در نظر گرفته می‌شود.

۷-۱-٤-۳ روش‌های عملکردی:

در طراحی به این روش باید به وسیله تحلیل و یا ترکیبی از تحلیل و آزمایش نشان داده شود که ضریب اطمینانی حداقل برابر با آنچه برای اعضای مشابه طراحی شده با روش حالت حدی نهایی در برابر تاثیر بارهای مرده، زنده، محیطی و سایر بارها مورد انتظار است، تأمین شده است. ملاحظات مربوط به عدم قطعیت‌های مربوط به بارگذاری و مقاومت بایستی در نظر گرفته شود.

۷-۱-٤-۳-۱ تحلیل:

تحلیل باید بر اساس روش‌های منطقی مبتنی بر قوانین پذیرفته شده مکانیک خاک ، انجام شود و باید تمام منابع مهم تغییر شکل و مقاومت در آن در نظر گرفته شود. فرضیات مربوط به سختی، میرایی و سایر مشخصات بایستی بر اساس اطلاعات آزمایشگاهی قابل قبول و مراجع استاندارد لحاظ گردند.

۷-۱-٤-۳-۲ آزمایش:

شرایط آزمایشگاهی و مدلسازی فیزیکی مورد استفاده برای اثبات ظرفیت عملکردی تحت بارگذاری مورد نظر، بایستی به نحوی باشد که به درستی نمایانگر مصالح، هندسه، شرایط ساخت، شدت بارگذاری و شرایط مرزی پیش‌بینی شده برای سازه باشد. اگر ارزیابی نتایج آزمایش بر اساس نتایج به دست آمده از حداقل سه آزمایش انجام شود باید انحراف نتایج به دست آمده از هر آزمایش بیش از ۱۵٪ نسبت به مقدار میانگین نتایج تمام آزمایش‌ها نباشد. در صورتی که انحراف بیش از ۱۵٪ نسبت به میانگین در نتایج هر یک از آزمایش‌ها مشاهده شود، لازم است آزمایش‌های اضافی انجام شود تا زمانی که انحراف از نتایج هیچ یک از آزمایش‌ها بیش از ۱۵٪ نگردد یا این که حداقل ٦ آزمایش انجام شده باشد. هیچ‌یک از نتایج آزمایش‌ها نباید بدون ارائه دلیل منطقی حذف گردد. گزارش آزمایش‌ها باید شامل محل، زمان و تاریخ آزمایش باشد، مشخصات نمونه آزمایشگاهی، تجهیزات آزمایشگاهی، شرایط هندسی آزمایش، تاریخچه بارگذاری و تغییر شکل‌های به دست آمده تحت بارگذاری و همچنین هرگونه آسیب مشاهده شده در نمونه در طی آزمایش به همراه مقدار بار و تغییر شکلی که متناظر با این آسیب بوده است بایستی ثبت گردد.

۷-۱-٤-۳-۳ تهیه مدارک:

روش‌های مورد استفاده برای انجام این بند و نتایج حاصل از تحلیل و آزمایش‌ها باید طی یک یا چند گزارش آماده شده و به یک مرجع ذیصلاح ارسال گردد تا با استفاده از یک گروه بررسی کننده مستقل به بررسی و تصویب آن اقدام شود.

پیش‌نویس غیرقابل استناد

۷-۲ ملاحظات طراحی و شناسایی ژئوتکنیکی زمین

۷-۲-۱ اهداف شناسایی ژئوتکنیکی

۷-۲-۱-۱ داده‌های ژئوتکنیکی باید همواره مبتنی برگردآوری، انجام بررسی ژئوتکنیکی واطلاعات ثبت شده بوده وبا دقت مورد تفسیر قرار گیرند . این داده ها افزون بر اطلاعات ژئوتکنیکی شامل داده های زمین شناسی عمومی ، زمین شناسی مهندسی ، زمین ریخت شناسی ، لرزه خیزی ، هیدرولوژی ، هیدروژئولوژی و تاریخچه ساختگاه می‌باشند . این شناسایی‌ها شامل بررسی لایه بندی خاک و خصوصیات مهندسی آن ، شرایط آب زیرزمینی ، تراز سنگ بستر و سایر مشخصات ساختگاه پروژه است .کسب اطلاعات فوق ضروری و تابع نوع پروژه و شرایط زمین می باشد :

۷-۲-۱-۲ برنامه ریزی انجام شناسایی ژئوتکنیکی زمین باید چنان انجام شود که نیازمندی های طراحی، ساخت و تامین عملکرد سازه پیشنهادی را فراهم نماید . باید توجه داشت در صورت مواجه شدن با تغییرشرایط زمین (مشخصات ژئوتکنیکی..) ویا سازه (جابجایی محل سازه مهم ، تغییر تعداد طبقات سازه....) ، شناسایی ژئوتکنیکی باید متناسب با این تغییرات مورد بررسی مجدد قرار گیرد .

۷-۲-۲ بررسی های ژئوتکنیکی

بررسی های ژئوتکنیکی شامل یک تا سه مرحله زیر است که ممکن است بین این مراحل همپوشانی‌هایی وجود داشته باشد:

- بررسی های مقدماتی
- بررسی های طراحی
- بررسی های کنترلی

۷-۲-۲-۱ بررسی های مقدماتی با اهداف زیر انجام می شود

- شناسایی و ارزیابی کلی ساختگاه/ ساختگاه ها

– مقایسه ساختگاه های مختلف برای انتخاب مناسب ترین گزینه، در صورت نیاز

– تخمین تغییراتی که ممکن است در اثر کارهای پیشنهاد شده پیش آید و پیامد های آنها

– پیش بینی پیامدهای ناشی از اجرا در محیط پروژه و اطراف ان

۷-۲-۲-۲ بررسی های طراحی با اهداف زیر انجام می شود

- فراهم نمودن اطلاعات لازم ساختگاه به منظور طراحی ایمن و تامین عملکرد مورد انتظار سازه های دائمی و موقت با حفظ صرفه اقتصادی در طراحی .
- فراهم نمودن اطلاعات لازم برای برنامه ریزی اجرای کارهای موقت (مثل پایدار سازی گود) و دائمی در ساختگاه
- پیش بینی و شناسایی مشکلات ژئوتکنیکی احتمالی که ممکن است در خلال اجرا و پس از آن بروز نماید .

۷-۲-۲-۳ بررسی های کنترلی با اهداف زیر انجام می شود

- برای اطمینان از تامین ایمنی کافی در حین گودبرداری و اجرای سازه های نگهبان موقت ودائم، ساخت پی و سازه
- برای اطمینان از عملکرد مناسب سازه در دوران ساخت و بهره داری، در اموری که به خاک و زمین ارتباط پیدا می کند
- تطبیق فرضیات طراحی با مشاهدات واقعی و اندازه گیریهای ژئوتکنیکی در ساختگاه.
-

۷-۲-۳ الزامات بررسی های ژئوتکنیکی

با توجه به نوع بررسی ژئوتکنیکی مدنظر ، الزامات متفاوتی مطابق بندهای ۷-۲-۳-۱ الی ۷-۲-۳-۳ ممکن است مدنظر قرار گیرد . همچنین تعمیم محتوای هر بند به بندهای دیگر به جز در مواردی که صراحتاً بیان شده باشد مجاز نمی باشد .

۷-۲-۳-۱- الزامات بررسی های مقدماتی

۷-۲-۳-۱-۱ در بررسی های مقدماتی موارد زیر باید انجام و اطلاعات و مستندات مربوطه جمع آوری و ارائه گردد :

- شناسایی میدانی ساختگاه
- تاریخچه ساختگاه
- توپوگرافی منطقه
- وجود مناطق ناپایدار
- هیدرولوژی و هیدروژئولوژی
- بررسی محلی در خصوص سطح آب زیرزمینی
- بررسی ساختمان ها و حفاری های همجوار
- نقشه ها و مدارک زمین شناسی و زمین شناسی مهندسی موجود
- بررسی های پیشین انجام شده در محدوده مورد نظر
- عکس های هوایی
- نقشه های قدیمی
- بررسی های لازم در خصوص مستحدثات تحت الارضی ساختگاه (مانند قنوات ویا سایر حفرات زیر زمینی ، شریان های حیاتی و غیره)
- لرزه خیزی منطقه

۷-۲-۳-۱-۲ گزارش بررسی مقدماتی باید شامل موارد ذیل باشد :

- درج نوع بررسی انجام شده (بررسی مقدماتی) در گزارش ارائه شده الزامی می باشد.
- توضیحات ، تحلیل ها و مستندات مربوط به موارد مطروحه در بند ۷-۲-۳-۱-۱ باید به صورت کامل در گزارش آورده شود .

- استفاده از تحلیل ها و پارامترهای ارائه شده در گزارش بررسی مقدماتی برای طراحی مجاز نمی باشد . در تنظیم ادبیات فنی گزارش بررسی مقدماتی ، باید از هرگونه اظهار نظر قطعی اجتناب شده و این امر به ارائه گزارش بررسی طراحی و یا کنترلی منوط گردد .
- تعداد ، فاصله ، عمق و نوع گمانه ها و آزمون های آزمایشگاهی و صحرایی پیش بینی شده لازم ، که باید در شناسایی طراحی اعمال گردند به صورت یک فصل مجزا در انتهای گزارش بررسی های مقدماتی ، با استناد به الزامات مذکور در آخرین نسخه مبحث ۷ (پی و پی سازی) مقررات ملی ساختمان ذکر گردد و توصیه های لازم در این خصوص در صورت نیاز ارائه گردد .
- انجام بررسی مقدماتی قبل از انجام هر نوع بررسی دیگر (بررسی طراحی و یا بررسی کنترلی) ، الزامی می باشد .

۷-۲-۳-۲ الزامات بررسی های طراحی

۷-۲-۳-۲-۱ شناسایی های لازم در مرحله بررسی طراحی

۷-۲-۳-۲-۱-۱ طبقه بندی نوع خاک ، باید بر مبنای مشاهدات و آزمایشهای مورد نیاز و متناسب با مصالح به دست آمده از حفاری گمانه یا چاهک یا هر شناسایی اکتشافی زیر سطحی در نقاط مناسب انجام شود.

۷-۲-۳-۲-۱-۲ به منظور ارزیابی مقاومت برشی خاک و تغییر شکل پذیری خاک در شرایط بارگذاری استاتیکی و لرزه ای باید متناسب با شرایط ژئوتکنیکی وسازه مورد نظر آزمایش های لازم انجام شود .

۷-۲-۳-۲-۱-۳ انجام آزمایش های لازم بمنظور شناخت سطح آب زیرزمینی و توجه به خاک های مسئله دار و ناپایداری های ژئوتکنیک لرزه ای ساختگاه مورد نظر ضروری است.

۷-۲-۳-۲-۱-٤وسعت شناسایی زمین از قبیل تعداد و نوع حفاری ، تجهیزات مورد استفاده برای حفاری و نمونه برداری ، تجهیزات آزمایش های برجا و برنامه آزمایش های آزمایشگاهی باید توسط متخصص ژئوتکنیک و با استناد به مبحث حاضر تعیین شود .

۷-۲-۳-۲-۱- ۵ تعداد ، فاصله و عمق گمانه و چاهک های ذکر شده در بند های بعدی صرفاً بعنوان مقادیر حداقلی می باشد و انتخاب این مقادیر رافع مسئولیت متخصص ژئوتکنیک نمی باشد .

۷-۲-۳-۲-۱- ٦ تعداد و فاصله گمانه ها

اقدامات زیر برای تعیین فاصله گمانه ها یا چاهک های شناسایی ضروری است. در توضیحات زیر باید توجه داشت هر جا گمانه ذکر شده منظور گمانه ماشینی یا چاهک شناسایی می باشد.

چنانچه گمانه زنی به منظور ساخت یک ساختمان منفرد انجام می شود :

الف –فاصله گمانه ها باید ۱۵ الی ۳۵ متر متناسب با تعداد طبقات، اهمیت ساختمان و پیچیدگی لایه بندی زمین و با توجه به جدول ۷-۲-۱ تعیین شود.

ب–در جدول ۷-۲-۱ ، اهمیت ساختمان ها بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ تعیین شده است .

پ–در صورتیکه ساختمان مورد نظر پس از ایجاد گودبرداری احداث شود ، گمانه های لازم برای گودبرداری (جدول ۷-۲-۲) نیز باید به تعداد گمانه های تعیین شده برای ساختمان اضافه شود .

جدول ۷-۲-۱ جدول حداقل تعداد گمانه

مساحت	اهمیت ساختمان	تعداد حداقل گمانه
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ مترمربع	خیلی زیاد و زیاد	۳
	متوسط	۲
	کم	۱
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ مترمربع	خیلی زیاد و زیاد	٤
	متوسط	۳
	کم	۲

تبصره ۱: چنانچه نتایج حاصل از این گمانه ها عدم یکنواختی را در زمین نشان دهد ویا لایه بندی زمین پیچیده باشد (مثل چین خوردگیها، مجاور گسل ها، نزدیک رودخانه ها و کوه ها ، زمین های بسیار ناهموار

و دره ها) ، به بمنظور رسیدن به اطلاعات لازم، بنابر تشخیص متخصص ژئوتکنیک به تعداد گمانه های فوق اضافه میشود.

تبصره ۲: برای سطح اشغال بیش از ۱۰۰۰ متر مربع ، حداقل دو گمانه به ازای هر ۱۰۰۰ مترمربع به مقادیر تعداد گمانه اضافه می شود به نحوی که گمانه ها در یک شبکه بندی مناسب قرار گرفته ، حداقل فاصله گمانه مذکور در بند الف را رعایت نماید وکل مساحت زمین را پوشش دهد .

چنانچه گمانه زنی به منظور شناخت یک زمین برای ساختمان سازی گسترده ویا انبوه سازی انجام شود رعایت موارد زیر الزامی می باشد::

الف- حضور یک متخصص ژئوتکنیک در فعالیت های ساختمان سازی گسترده الزامی می باشد.

ب- اگر منظور شناسایی زمین برای ساختمان سازی گسترده برای ساختمان بیش از ۱۲ طبقه می باشد، تعداد گمانه ها براساس تعداد گمانه ها همانند ساختمان منفرد انجام می شود.

پ- اگر منظور شناسایی زمین برای ساختمان سازی گسترده برای ساختمان بین ۵ و ۱۲ طبقه می باشد فاصله گمانه ها بین ۳۰ تا ٦۰ متر متناسب با تعداد طبقات، اهمیت ساختمان و پیچیدگی لایه بندی زمین می باشد.

ت- اگر منظور شناسایی زمین برای ساختمان سازی گسترده با ارتفاع کمتر از ۵ طبقه باشد:

ت-۱- اگر لایه بندی زمین به صورت یکنواخت باشد ، فاصله ۵۰ تا ۱۰۰ متر بین گمانه ها متناسب با تعداد طبقات ، اهمیت ساختمان و پیچیدگی لایه زمین قابل قبول می باشد .

ت-۲- اگر لایه بندی زمین پیچیده باشد (مثل مجاور گسل ها ، نزدیک رودخانه ها و کوه ها ، زمین های بسیار ناهموار و دره ها) ، فاصله حداکثر ۳۰ متر بین گمانه ها قابل قبول می باشد

ث- اگر ساختمانی با تعداد طبقات و یا اهمیت متفاوت با سایر ساختمان ها در مجموعه مورد نظر باشد ، شناسایی خاص آن ساختمان باید انجام شود . در این صورت برای اینگونه ساختمان ها ، باید ضوابط تعیین فاصله گمانه ها برای ساختمان های منفرد اعمال گردد .

چنانچه برای احداث ساختمان ، نیاز به گودبرداری باشد لازم است مطلعات ضروری و خاص گودبرداری انجام گیرد و اطلاعات لازم برای انجام صحیح تحلیل های پایداری و تغییر شکل ها به منظور حفظ پایداری

دیواره ها و عدم بروز خسارت در ابنیه مجاور بدست آید. برای جزئیات مطالعات و تمهیدات ضروری لازم است به فصل گود برداری مراجعه شود.

۷-۲-۳-۲-۱-۷ عمق گمانه ها

عمق گمانه های مورد نیاز باید بیش از عمقی باشد که افزایش تنش ناشی از بار ساختمان در آن عمق به کمتر از هر یک از دو معیار زیر برسد. هر عمقی بیشتر شد ملاک می باشد :

الف- عمقی که تنش وارده از پی به زمین از ۱۰درصد تنش موثر موجود ناشی از وزن زمین در آن عمق کمتر شود

ب- عمقی که تنش ناشی از پی به زمین به ۱۰ درصدمقدارتنش خالص ساختمان در تراز پی خود کاهش یابد.

ج- در هر صورت عمق گمانه ها نباید از عرض ساختمان کمتر باشد.

تبصره ۱: در صورتی که عرض ساختمان در مقایسه با بار ساختمان زیاد باشد (مثل سوله،.....) نیازی نیست عرض ساختمان مبنا قرار گیرد.

تبصره ۲: در ساختمان با پی های منفرد : اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از مجموع عرض آن دو پی باشد ، B را عرض یک پی در نظر گرفته و در غیر این صورت عرض کل ساختمان به عنوان B تعیین می شود .

نکاتی که باید در تعیین عمق گمانه رعایت شود :

الف- اگر احداث ساختمان با گود برداری همراه باشد ، عمق گود باید به عمق گمانه اضافه شود .

پ- حفر حداقل یک چاه دستی جهت مشاهده بافت خاک در هر پروژه ضروری است . عمق چاه دستی حداکثر تا سطح آب زیر زمینی می باشد. این چاه دستی علاوه بر تعداد حداقل گمانه‌ها حفر می‌شوند.

ت- در صورتیکه قبل از رسیدن به عمق نهایی گمانه به بستر سنگی برخورد شود عمق گمانه می تواند کمتر شود . نفوذ حداقل سه متر در بستر سنگی ضروری است.

ث- در صورتیکه درگمانه به نهشته هایی که برای پی مناسب نیستند (از قبیل خاک دستی و نباتی) برخورد شود عمق گمانه باید توسط یک متخصص ژئوتکنیک ذیصلاح تعیین گردد.

ج-برای پی های عمیق یا شمع ها، گمانه ها و آزمایش های نفوذ ویا سایر آزمایش های برجا باید تا عمقی صورت گیرد که شناسایی شرایط زمین با اطمینان کافی حاصل شود. این عمق معمولا تا چهار برابر قطر شمع 4D برای یک شمع علاوه بر طول شمع ادامه پیدا می‌کند. برای گروه شمع به اندازهٔ ۲B (B عرض گروه) شمع پایین تر از نوک شمع ها گسترش داده شود.

۷-۲-۳-۲-۲ حفاری و نمونه برداری خاک

۷-۲-۳-۲-۲ -۱ فرآیند حفاری و نمونه برداری و دستگاه های مورد استفاده باید مطابق استاندارد های ملی یا بین المللی معتبر باشد .

۷-۲-۳-۲-۲-۲ باید ناظر واجد صلاحیت در طول زمان حفاری گمانه و نمونه گیری در محل پروژه حاضر و بر عملیات نظارت داشته باشد .

۷-۲-۳-۲-۲-۳ باید صلاحیت مجموعه ای که عملیات حفاری گمانه و نمونه برداری و سایر عملیات اجرایی را انجام می دهند ، به تایید مراجع ذی ربط رسیده باشد .

۷-۲-۲-۲-۳-٤ روش های حفاری گمانه

حفاری گمانه و نمونه گیری به صورت دستی یا ماشینی و با توجه به بند های ذیل قابل قبول است .

روش معمول گمانه زنی در تمام خاک ها حتی در زیر سطح آب، حفاری دورانی است. باید توجه نمود که برای اخذ نمونه دست نخورده در خاک چسبنده باید سرعت دوران و فشار مته محدود شود . در نمونه گیری ها باید مراقب بود که عملیات گمانه زنی و نمونه گیری باعث تغییر در رطوبت و یا مشخصات خاک نشود. مصالحی که مستقیماً از حفاری دورانی بدست می آیند برای هیچ یک از آزمون های آزمایشگاهی نباید استفاده شوند .

حفاری با اوگر با میله توپر فقط در خاک چسبنده نرم و کم عمق که دیواره گمانه پایدار است قابل قبول می باشد . حفاری اوگر با میله توخالی در بالای سطح آب قابل قبول است . اخذ نمونه دست نخورده در این روش در زیر سطح آب قابل قبول نیست .

حفاری دورانی با مغزه گیری پیوسته در خاک و سنگ در صورت لزوم و طبق نظر متخصص ژئوتکنیک ذیصلاح انجام می گیرد. باید توجه نمود که نمونه خاک اخذ شده از داخل مغزه در این روش نمی تواند به عنوان نمونه دست نخورده مورد استفاده قرار گیرد . در صورت نیاز به نمونه دست نخورده در خاک ها لازم است از کر بارل دو جداره استفاده شود.

در خاک هایی که امکان نمونه گیری توسط ماشین وجود ندارد (از قبیل خاک های مخلوط بخصوص خاک هایی که دارای قلوه سنگ می باشند) حفر چاه دستی و انجام آزمایش‌های بر جا و نمونه گیری بلوکی دست نخورده برای آزمایش مکانیکی دقیق و نمونه دست خورده برای آزمایش‌های شناسایی و طبقه بندی اکیدا توصیه میگردد.

روش های نمونه گیری ، جابجایی و انبار کردن نمونه ها باید گزارش شود تا اثر به کار گیری این روش ها به هنگام تفسیر نتایج آزمایش ها مدنظر قرار گیرد .

۷-۲-۳-۲- ۳ آزمون های آزمایشگاهی

آزمون های آزمایشگاهی بر روی نمونه های خاک و سنگ به دست آمده از ساختگاه پروژه انجام شده و نتایج آن به همراه سایر آزمایش ها و مشاهدات مورد استفاده قرار گیرند . این آزمون ها باید مطابق با استاندارد های معتبر ملی و بین المللی انجام گیرد . جدول ۷-۳-۱ میتواند در این رابطه مورد استناد قرار گیرد.

جدول ۷-۳-۱ استانداردهای برخی از آزمایش‌های مکانیک خاک

آزمایش	شماره ASTM
نفوذپذیری خاک دانه‌ای	D ۲٤۳٤-٦۸ (۲۰۰۰)
درصد رطوبت	D ۲۲۱٦-۹۸
دانه‌بندی و هیدرومتری	D ٤۲۲-٦۳ (۰۲) و D ٤۲۱-۸٥(۰۲)
اتربرگ	D ٤۳۱۸-۰۰
وزن مخصوص Gs خاک	D ۸٥٤-۰۲
طبقه‌بندی خاک ASTM	D ۲٤۸۷-۰۰
تک محوری خاک	D ۲۱٦٦-۰۰
سه محوری UU	D ۲۸٥۰-۰۳a
سه محوری CU	D ٤۷٦۷-۰٤
برش مستقیم	D ۳۰۸۰-۰٤
تحکیم	D ۲٤۳٥-۰٤
تراکم آزمایشگاهی استاندارد	D ٦۹۸۰-۰۰a

۷-۲-۳-۲-٤ آزمون های برجا

آزمون های برجا به عنوان بخش مهمی از شناسایی های ژئوتکنیک زمین باید مورد توجه قرار گیرد . انواع متداول این آزمایش ها و نوع خاک هایی که هر کدام از این آزمون ها کاربرد دارند و همچنین روش انجام آنها باید مطابق با استاندارد های معتبر ملی و یا بین المللی باشد . جدول ۷-۳-۲ میتواند دراین رابطه مورد استناد قرار گیرد.

جدول ۷-۳-۲ استانداردهای برخی از آزمون‌های برجا

آزمایش	نشریه ایرانی	شماره ASTM
نفوذ استاندارد SPT	۲۲٤ سازمان برنامه و بودجه	D ۱۵۸٦-۱۱
C.B.R		D ۱۸۸۳-۱٦
پرسیومتری	۲۲۳ سازمان برنامه و بودجه	D ٤۷۱۹-۰۷
C.P.T	۲٤۳ سازمان برنامه و بودجه	D ٤۷۷۱-۰۹(۲۰۱٤)
بارگذاری صفحه	۲۳۱ طرح استاندارد آب	D ۱۱۹۵-۰۹(۲۰۱۵)
برش برجا		D ٤۵۵٤-۱۲

۷-۲-۳-۲-۵ گزارش بررسی های طراحی

عملیات مطالعات و خدمات مهندسی ژئوتکنیکی باید توسط مشاور ژئوتکنیکی باتجربه و ذیصلاح انجام گردد. گزارش ارائه شده باید شامل برنامه‌ریزی عملیات مطالعات ژئوتکنیکی، کلیه داده‌ها و اطلات ژئوتکنیکی حاصل از بررسی‌ها و حفاری‌های انجام شده در ساختگاه باشد. برنامه ریزی عملیات مطالعات ژئوتکنیکی، انتخاب پارامترهای طراحی و محاسبات مربوط به طراحی‌های انجام شده باید توسط مشاور خدمات مهندسی ژئوتکنیکی انجام گیرد و گزارش شود.

گزارش نهایی مطالعات شامل دو بخش عمده‌ی زیر است:

- بخش عملیات مطالعات ژئوتکنیکی

- بخش خدمات مهندسی ژئوتکنیک

۷-۲-۳-۲-۵-۱ گزارش عملیات مطالعات ژئوتکنیکی

۷-۲-۳-۲-۵-۱-۱ پس از انجام شناسایی های ژئوتکنیکی مربوط به مرحله بررسی طراحی ، لازم است گزارش کامل آن ارائه شود . نتایج آزمون های انجام شده باید به دو صورت اندازه گیری شده و پردازش شده گزارش شوند .

۷-۲-۳-۲-۵-۲ گزارش بررسی مقدماتی که قبلاً مطابق بند ۷-۲-۳-۱-۲ تنظیم و ارائه شده است ، باید به پیوست گزارش عملیات ژئوتکنیکی بررسی طراحی ارائه شود . در صورتی که قبلاً بنا به هر دلیلی بررسی مقدماتی انجام نشده باشد ، کلیه اطلاعات مطروحه در بند ۷-۲-۳-۱-٦ باید در قالب فصل اول گزارش بررسی طراحی جمع آوری و ارائه گردد . به عبارت دیگربرای تهیه گزارش عملیات ژئوتکنیکی بررسی طراحی، همواره بررسی مقدماتی باید انجام و گزارش گردد .

۷-۲-۳-۲-۵ -۳ گزارش توصیفی از شناسایی های ژئوتکنیکی مربوط به بررسی های طراحی باید حداقل شامل موارد زیر باشد :

خلاصه‌ای از پروژه موردنظر شامل اطلاعات محل پروژه، هندسه و ابعاد پروژه، برآورد بارهای پیش‌بینی شده، ، سیستم سازه در صورت امکان

نقشه محل گمانه های حفاری با مختصات مسطحاتی و تراز گمانه ها .

لوگ گمانه ها شامل : شرح تمامنمونه های گرفته شده از خاک و سنگ با ذکر تاریخ نمونه گیری، سطح آب زیر زمینی در صورت مشاهده با ذکر تاریخ برداشت و درج نوسانات آن در حین اجرای کارهای صحرایی، و نتایج تمام آزمایش های محلی (برجا)

شرح موارد مشاهده شده در حین حفاری از قبیل: افتادن میله حفاری، کاهش یا افزایش سرعت حفاری، برخورد مته با قطعات بزرگ سنگ و سایر موارد

شرح زمان هایی که در فاصله بین آنها هر گونه عملیات صحرایی یا آزمایشگاهی انجام شده است.

نتایج آزمایشات آزمایشگاهی با ذکر تاریخ آزمایش.

نحوه انجام تمام آزمایشات برجا و آزمایشگاهی

فهرست انواع تجهیزات بکار برده شده با عنوان نوع خدمات ارائه شده توسط آن تجهیزات

اسامی کلیه مشاوران و پیمانکاران ژئوتکنیک دست اندرکار

تهیه جداول مقادیر کارهای صحرایی و آزمایشگاهی

ارائه مشاهدات صحرایی که توسط افراد بخش نظارت صحرایی در خلال بررسی های زیر سطحی به عمل آورده شده است . مشاهدات صحرایی مهم که حتما باید مورد توجه قرار گیرند به شرح زیر است.

- حفره ها ، فضاهای خالی و قنوات ، انباره های فاضلاب و غیره .
- تغییر وضع سنگ ها ، خاک ها یا مصالح پرکننده
- گسل ها ، درزه ها و سایر ناپیوستگی ها
- توده های خزشی خاک و سنگ
- وجود خاک ها و سنگ های مساله دار (آماسی ، رمبنده و ...)
- وجود خاک های دستی ، مواد زاید و گیاهی یا مصالح غیر طبیعی مانند زباله‌ها و وضعیت هندسی قرار گیری لایه های مختلف زمین در ساختگاه شامل : ضخامت لایه ، شیب لایه، تناوب لایه ها
- نوسان سطح آب زیرزمینی در گمانه ها در حین اجرای کارهای صحرایی ، و در پیزومترها بعد از تکمیل کارهای صحرایی
- وجود هر گونه ناپایداری ژئوتکنیکی در منطقه

۷-۲-۳-۲-۵ -۱-٤ بررسی های صحرایی و آزمایشگاهی مطابق با استاندارد های معتبر ملی و بین المللی انجام و گزارش شود . در صورت عدول از این استاندارد ها باید دلائل آن در گزارش ژئوتکنیک توضیح داده شود.

۷-۲-۳-۲-۵ -۱-۵ کلیه نتایج آزمونهای برجا و آزمایشگاهی باید بصورت دسته بندی شده در پیوست گزارش ارائه شود.

۷-۲-۳-۲-٦ گزارش خدمات مهندسی ژئوتکنیک

این بخش شامل ارزیابی اطلاعات ژئوتکنیکی و انتخاب پارامترهای طراحی بر اساس نتیجه‌گیری از نتایج گزارش شده در عملیات مطالعات ژئوتکنیکی و محاسبات مربوط به طراحی‌های ژئوتکنیکی است و جزییات آن بستگی به مشخصات طرح دارد. در همه حالات کلیه مفروضات، داده‌ها، محاسبات و استانداردهای استفاده شده باید در گزارش خدمات مهندسی ژئوتکنیکی ارائه گردد.

۷-۲-۳-۲-٦-۱ گزارش خدمات مهندسی ژئوتکنیکی باید حداقل شامل موارد زیر باشد :

انتخاب پارامترهای طراحی برای پی

توصیه هایی برای نوع پی و معیار طراحی

تخمین نشست کل و نشست غیر یکنواخت

ظرفیت باربری خاک برای پی های سطحی و عمیق متناسب با نوع پروژه

ارائه تمهیداتی که باعث کاهش اثرات خاک های متورم شونده ، روانگرایی ، نشست غیر یکنواخت و ناهمگنی خاک شود . تمهیدات ارائه شده در این بخش باید بصورت معرفی روش های بهسازی مرتبط ، امکان سنجی روش ها و مقایسه فنی و اقتصادی این روش ها انجام پذیرند . جزئیات طرح نهایی پی باید توسط مشاور واجد صلاحیت بصورت مجزا ارائه شود . همچنین ارزیابی احتمال وقوع روانگرایی باید مطابق با فصل پنجم استاندارد ۲۸۰۰ و یا سایر آیین نامه های بین المللی معتبر باشد . ارائه ریز محاسبات ، جهت برآورد پتانسیل روانگرایی ، الزامی می‌باشد .

اطلاعات مورد نیاز برای طراحی شمع ها در صورت لزوم

خواص تراکم مصالح و نحوه آزمایش آنها

تعیین نوع زمین بر اساس فصل دوم استاندارد ۲۸۰۰

شیب گود های کم عمق برای پی کنی

ارائه نیمرخ خصوصیات فیزیکی و مکانیکی زمین و پیشنهاد مقادیر متغیر های زمین جهت استفاده طراح پی

ضرایب فشار خاک پشت سازه های نگهبان

نوع سیمان مصرفی برای بتن مجاور خاک با توجه به شرایط محیطی و عناصر شیمیایی موجود در آب و خاک لایه های ساختگاه

شرایط تراوایی لایه های مختلف و مقادیر کمی مربوطه

احتمال یخبندان و توصیه عمق متناظر

۷-۲-۳-۲-۵ -٦ چنانچه مشاور تشخیص دهد موارد دیگری بر ماهیت ژئوتکنیکی پروژه تاثیر گذار است ، باید آن را به همراه توضیحاتی که نیاز به کارهای اضافی را توجیه می کند ، در قالب توصیه هایی در

فصل پایانی گزارش مربوط به مرحله بررسی طراحی ارائه نماید . این توصیه ها حداقل شامل موارد ذیل می باشند :

- توصیه هایی مبنی بر انجام مطالعات تکمیلی ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی
- توصیه هایی مبنی بر انجام بررسی های کنترلی و ابزار گذاری
- توصیه هایی مبنی بر انجام مطالعات لرزه ای
- توصیه هایی مبنی بر انجام مطالعات هیدرولوژی
- توصیه هایی مبنی بر انجام مطالعات زیست محیطی

۷-۲-٤ سایر ملاحظات طراحی ژئوتکنیکی

در استفاده از پارامترهای ارائه شده در گزارش مطالعات به منظور انجام طراحی های ژئوتکنیکی ، باید ملاحظات بارگذاری و دوام مربوطه مد نظر قرار گیرد .

۷-۲-٤-۱ ملاحظات بارگذاری

۷-۲-٤-۱-۱ در طراحی ژئوتکنیکی باید ، علاوه بر بارهای وارد از سازه به پی ، به بارها واثرات ناشی از عوامل زیر توجه داشت :

- وزن خاک ، سنگ و آب
- تنش های برجای زمین
- فشارهای هیدروستاتیک آب های آزاد ، فشار آب های زیرزمینی ، نیروی جریان آب
- باربرداری یا گودبرداری زمین
- بارهای حاصل از حرکات زمین ، خزش و گسیختگی توده های خاکی
- بارهای ناشی از ترافیک
- حرکات ناشی از معدنکاری و حفر قنوات و احداث تونل
- اثرات ناشی از فعل و انفعالات شیمیایی

- اثرات ناشی از فرو ریزش (رمبندگی) ، جمع شدگی و تورم خاک
- حرکات و بارهای ناشی از اثر زلزله ، ارتعاشات و انفجارها

۷-۲-٤-۱-۲ برخی از نیرو ها به تبع تغییر مکان های به وجود آمده در خاک بسیج می شوند . مانند نیروهای ناشی از فشار خاک بر دیوارها و اصطکاک منفی جدار شمع ها . در این نوع موارد باید به این امر توجه داشت و اگر جابجایی و تغییر مکان خاصی اجازه داده می شود ، میزان نیروی بسیج شده مربوط به آن در محاسبات لحاظ گردد .

۷-۲-٤-۱-۳ در موارد خاص از جمله حساسیت سازه به نشست ، ممکن است تحلیل برهم کنش بین سازه و خاک ضروری گردد . در طراحی و ساخت هر سازه باید اثرات مخرب آن بر محیط و سازه های مجاور دیده وراه کار مناسب ارائه شود.

۷-۲-٤-۲ الزامات بررسی های کنترلی

۷-۲-٤-۲-۱ الزامات بررسی های کنترلی مربوط به سازه ها شامل موارد زیر است :

۷-۲-٤-۲-۲ کنترل های مضاعف مربوط به خاک و سنگ

الف – خواص ژئوتکنیکی خاک ها یا سنگ هایی که سازه در داخل یا روی آن بنا می شود باید کنترل گردد. احتمال داردبررسی های اضافی ساختگاه نیز ضروری باشد . نمونه هایی از این سنگ ها و خاک ها را می توان بازیابی و آزمایش کردو خواص شاخص ، مقاومتی و تغییر شکلی آنها را تعیین نمود .

ب– ممکن است بررسی های بیشتری برای تعیین جزئیات خواص زمین یا شرایط خاک برداری و خاکریزی که از نظر طراحی دارای اهمیت است ، ضروری گردد .

پ– شواهد غیر مستقیم در مورد خواص ژئوتکنیکی زمین ، مانند اطلاعات شمع کوبی ، باید ثبت و از آنها برای تفسیر شرایط زمین استفاده شود .

ت- چنانچه در حین اجرا با خاکهای مسئله دار، خاکهای ریزشی، حفره های زیر زمینی ، گسلش و پهنه های خرد شده که قبلا دیده نشده مواجه شوند باید مورد توجه قرار گیرد

ت- به منظور پایش گود برداری ها در موارد حساس ممکن است استفاده از ابزارگذاری به منظور رفتارسنجی ضروری گردد . در این مورد برداشت اطلاعات به فواصل زمانی تعیین شده و توام با شرایط جدید محیطی و ژئوتکنیکی (ناشی از تغییرات فصلی ، بارندگی های ممتد یا شدید ، وقوع زمین لرزه و غیره) باید انجام پذیرد .

۷-۲-٤-۲-۲-۱ کنترل های مضاعف مربوط به آب زیرزمینی

در مواردی که شرایط آب زیرزمینی تاثیر مهمی بر روش ساخت یا عملکرد سازه داشته باشد ، کنترل ها باید با مشاهده مستقیم انجام شود . در این موارد باید به نکات زیر توجه داشت :

- مشاهده و ثبت سطح آب در گمانه ها و لوله های قائم و نوسان آن در خلال زمان
- ارزیابی هیدروژئولوژیکی ساختگاه شامل عوارضی نظیر سفره های آب آرتزین یا معلق یا تغییرات جزر و مدی در ساحل‌ها
- مشخصه های جریان آب زیر زمینی و رژیم فشار حفره ای را می توان توسط "پیزومتر" به دست آورد ، که ترجیحاً باید قبل از شروع عملیات ساختمانی نصب شده باشند . در بعضی موارد ممکن است ضرورت داشته باشد " پیزومترها " را به فاصله زیادی از ساختگاه به عنوان بخشی از شبکه رفتارسنجی نیز نصب کرد.
- چنانچه تغییرات فشار آب حفره ای در حین اجرا بر عملکرد سازه تاثیرگذار باشد ، باید فشارهای آب حفره ای تا زمان تکمیل ساختمان و یا کاهش آنها به مقادیر ایمن کنترل شود .
- در مورد سازه های واقع در زیر تراز آب های زیرزمینی که ممکن است شناور شوند ، فشار های آب حفره ای باید تا زمانی که وزن سازه به حدی برسد که احتمال شناور شدن را از بین ببرد ، کنترل گردند .
- در صورتی که آب زیر زمینی جریان داشته باشد تجزیه شیمیایی آب در گردش باید در هر زمانی که بخشی از کارهای موقت یا دائمی به طور قابل توجهی در معرض خوردگی شیمیایی قرار می گیرند ، انجام شود .

- مطالعات زیست محیطی و آلودگی های آب و خاک مورد توجه قرار گیرد.

۷-۲-٤-۲-۳ گزارش بررسی های کنترلی

در صورت انجام نظارت و کنترل در حین اجرا ، باید گزارشی از تجزیه و تحلیل مشاهدات میدانی فوق شامل موارد زیر ارائه گردد:

الف-پیچیدگی شرایط زمین و عدم انطباق آن با مفروضات اولیه در صورت وجود

ب- خطر گسیختگی و ناپایداری در حین اجرا

پ- تجزیه و تحلیل بر اساس مشاهدات جدید و مطالعات دیگر تکمیلی و ارائه پیشنهاد در صورت لزوم.

۷-۲-٤-۳ ملاحظات دوام

۷-۲-٤-۳-۱ در طراحی ژئوتکنیکی ، شرایط محیطی داخلی و خارجی باید در مرحله طراحی ارزیابی شده و اهمیت آن در رابطه با دوام سازه در عمر مفید آن مشخص گردد . بر اساس این ارزیابی ها باید توصیه های لازم برای محافظت یا تامین مقاومت لازم در مصالح از نظر دوام ارائه شود .

۷-۲-٤-۳-۲ در طراحی برای دوام مصالح به کار برده شده در خاک باید به موارد زیر توجه داشت :

- در سازه های ژئوتکنیکی مانند خاک های مسلح و خاک های میخ کوبی شده و مهار بندی ها ؛ به اثر مواد خورنده بر روی مصالح آنها
- به احتمال وجود کاتیون ها و آنیون های شیمیایی در خاک و تاثیر آنها بر رفتار طولانی مدت سازه ای مجاور آنها
- به پدیده های انحلالی مواد شیمیایی و تغییر ساختار خاک در ایجاد حرکات القایی و تغییرات تنش ها در سازه های ژئوتکنیکی و اثر آنها در باربری خاک زیر پی .

۷-۳ گودبرداری و پایش

۷-۳-۱ هدف

هدف این فصل توضیح حداقل الزامات مورد نیاز در طراحی، اجرا، نظارت و پایش گودبرداری برای احداث پروژه‌های شهری می‌باشد.

۷-۳-۲ تعاریف

۷-۳-۲-۱ گودبرداری‌ها به دو گروه کلی: حفاظت نشده و حفاظت شده تقسیم می‌شوند:

گروه اول گودهایی هستند که در کلیهٔ شرایط دوران عملکرد، پایداری و تغییر شکل مجاز در آن بدون هیچ‌گونه حفاظتی تأمین شده باشد.

گروه دوم گودهایی هستند که در کلیهٔ شرایط دوران عملکرد، پایداری و تغییر شکل مجاز در آن با دو مکانیزم مختلف زیر تأمین شده باشد:

- با استفاده از بسیج نیروهای داخلی خاک
- با استفاده از سازه نگهبان

۷-۳-۲-۲ گودها یا دائمند یا موقت: گود موقت گودی است که برای زمانی کوتاه تعریف شده طبق بند ۷-۳-۲-۲-۲ به منظور اجرای عملیات ساختمانی احداث می‌شود.

در طراحی گودهای موقت یا دائم، بارگذاریها و جزئیات روشها و مشخصات مصالح باید منطبق با شرایط پایدارسازی موقت یا دائم در نظر گرفته شود.

۷-۳-۲-۲-۱ پایدارسازی موقت: نوعی پایدارسازی است که پایداری گود را در دوران احداث بنا تأمین می‌کند و برای آن نقشی در کاهش نیروهای رانش خاک بر سازهٔ اصلی در شرایط بهره‌برداری در نظر گرفته نمی‌شود.

۷-۳-۲-۲-۲ پایدارسازی موقت می‌تواند در هنگام طراحی به صورت کوتاه مدت (کمتر از یکسال پس از اتمام و یا توقف عملیات گودبرداری) یا بلند مدت در نظر گرفته شود. در پایدارسازی موقت بلند مدت باید ملاحظات بارگذاری متناسب با زمان، شرایط دوام مصالح و جزئیات روشهای مناسب منطبق با شرایط بلند مدت در نظر گرفته شود.

۷-۳-۲-۲-۳ در پایدارسازی دائم باید الزامات بارگذاری لرزه‌ای، تأمین دوام مصالح و جزئیات روشهای مناسب در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳ ملاحظات کلی

۷-۳-۳-۱ الزامات و مبانی در طراحی واجرای گودها در مبحث هفتم برای گودبرداری‌های کمتر از ۲۰ متر در نظر گرفته شده است و اکیداً توصیه می‌شود از احداث گود با عمق بیشتر از ۲۰ متر احتراز شود. در صورت ضرورت احداث گودهای عمیق‌تر موارد زیر باید انجام پذیرد.

۱- ضرورت احداث توسط شورای عالی شهرسازی به تصویب برسد.
۲- مقادیر مجاز تغییر شکلها ۲۰٪ کاهش و ضرایب اطمینان پایداری و مقاومتی ۲۰٪ افزایش پیدا کند.
۳- تعداد گمانه‌ها نسبت به جدول ۱-۲-۷ پنجاه درصد افزایش پیدا کند.
٤- مطالعه جامع جریانهای آب زیرزمینی در محدوده‌ای که شامل ساختگاه می‌شود انجام پذیرد و گزارش آن ارائه گردد.
۵- مطالعهٔ اثرات زیست محیطی احداث این گودها انجام پذیرد.
٦- مطالعهٔ کامل بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه در شرایط استاتیکی و دینامیکی انجام شود.
۷- پایش گود با روشهای پیشرفته و تجهیزات کامل در دوران ساخت انجام پذیرد و گزارش آن هر دو هفته یکبار ارائه شود.

۷-۳-۳-۲ بر اثر گودبرداری در خاک وضعیت تنش در آن تغییر می‌کند و ممکن است تغییر شکل‌ها و ناپایداری‌های زیر در آن به وجود آید:

برآمدگی و تورم کف گود، که می‌تواند در شرایطی به جوشش و ناپایداری کف بینجامد.

تغییر مکان جانبی دیواره‌های گود یا ناپایداری دیواره‌ها

نشست زمین در نواحی مجاور گود

تراز سطح آب زیرزمینی و تغییرات آن در هر سه مورد بالا می‌تواند تأثیرگذار باشد و باید کنترل شود.

۷-۳-۳-۳ در بررسی ناپایداری گودها، انتخاب و طراحی سیستم‌های نگهدار آنها، موارد زیر باید مدنظر قرار گیرند:

نوع ساختار و بافت لایه‌های خاک

پارامترهای مقاومت برشی خاک

پارامترهای تغییر شکلی خاک

عمق و عرض گودبرداری

شرایط آب زیرزمینی و آب‌های سطحی

وجود یا عدم وجود سازه در نواحی مجاور گود و نحوهٔ ساخت و ساز آنها

وضعیت سربارهای موجود در کناره گود از قبیل ترافیک خیابان‌ها و غیره

کوتاه مدت یا بلند مدت بودن دوران استفاده از گود

۷-۳-۳-٤ به منظور پایدارسازی دیواره گودها باید از روش‌های مناسب مانند موارد زیر استفاده کرد:

الف- ایجاد شیب پایدار

ب- میخ‌کوبی یا اجرای میل مهار

پ- دیوارهای مهار شده با تیرک از جلو

ت- دیوارهای مهار شده با میل مهار از پشت

ث- استفاده از سیستم‌های مهار خرپایی

ج- استفاده از سیستم شمع‌ها و دیوارک‌های طره‌ای

چ- استفاده از سیستم شمع های بهم پیوسته با یا بدون مهار

ح- سایر روشها

۷-۳-۳-۵ در گودبرداری‌ها باید گسیختگی‌ها و تغییر شکلهای متداول به شرح زیر کنترل شود:

الف- لغزش خاک

ب- نشست و تغییر مکان ساختمان‌های مجاور گود

پ- ریزش

ت- بالازدگی کف گود بر حسب مورد

ث- جوشش ماسه از کف گود(در صورت بالا بودن سطح آب زیرزمینی) بر حسب مورد

ج- مشکلات ناشی از لرزش ناشی از عملیات گودبرداری در سازه‌های اطراف گود

چ-سایر موارد

۷-۳-۳-٦ به منظور واگذاری طراحی، اجرا و نظارت گودبرداری و تفویض مسئولیت‌ها، ارزیابی خطر گودبرداری به مرجع ذیصلاح طبق بندهای ۷-۳-۳-٦-۱ تا ۷-۳-۳-٦-۱۱ صورت می گیرد.

۷-۳-۳-٦-۱ جهت ارزیابی خطر گود قائم لازم است هر سه شرط تعیین شده برای هر دسته در جدول ۷-۳-۱ برقرار باشد. در صورتی که هر سه شرط مذکور با هم برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی که بحرانی است تعیین می‌شود. عمق h_c از رابطه ۷-۳-۱ محاسبه می‌شود.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \qquad (۷-۳-۱)$$

که در آن:

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

۷-۳-۳-٦-۲ اگر فاصله ساختمان مجاور از لبه گود کمتر از عمق گود باشد، تنش حاصل از کل بار ساختمان(q) در محاسبات پایداری گود در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-٦-۳ در صورت حضور آب یا رطوبت قابل توجه، به کاهش ۷-۳-۱ h_c با توجه به اثر آب بر خواص خاک در رابطه ۷-۳-۱ توجه شود.

جدول ۷-۳-۱ ارزیابی خطر گود با دیوار قائم

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی ساختمان قرار گرفته در حوزهٔ ناپایداری گود	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ٤ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ٤ تا ۱۰ متر	بین صفر تا ٦ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۱۰ متر	بیشتر از ٦ متر	بسیار زیاد

h عمق گود مورد نظر است و h_c عمق بحرانی بر اساس تخمین اولیه c و $\emptyset$ به دست آید.

۷-۳-۳-٦-٤ اگر تراوش آب در گود موجود باشد همواره خطر گود زیاد یا بسیار زیاد است.

۷-۳-۳-٦-۵ اگر خاکی که در آن گودبرداری انجام می‌شود دستی یا فاقد چسبندگی قابل اعتماد باشد، خطر گود با توجه به معیارهای دیگر زیاد یا بسیار زیاد است.

۷-۳-۳-٦-٦ چنانچه ساختمان قرار گرفته در حوزهٔ تأثیر ناپایداری گود دارای یکی از مشخصات در بندهای زیر باشد، خطر گود همواره بسیار زیاد در نظر گرفته می‌شود.

الف- ساختمان بدون اسکلت یا بدون پی پیوسته باشد و یا هرگونه نشانه آشکار فرسودگی و ضعف در باربری در آن مشاهده گردد.

ب- ساختمان با ارزش فرهنگی، تاریخی.

ج- ساختمان با اهمیت بسیار زیاد در استاندارد ۲۸۰۰.

د- ساختمان ۸ طبقه یا بیشتر.

۷-۳-۳-٦-۷ در صورت وجود تأسیسات شهری عمده (مانند خطوط اصلی آب، گاز، مخابرات) در مجاورت گود، خطر گود زیاد یا بسیار زیاد ارزیابی می‌شود.

۷-۳-۳-٦-۸ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ معمولی باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری بر عهده مهندس طراح ساختمان است. البته توصیه می‌شود مهندس طراح در پایدارسازی گود از یک متخصص ژئوتکنیک ذیصلاح استفاده نماید.

۷-۳-۳-٦-۹ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ زیاد باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید بر عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار شود. نظارت بر اجرای عملیات بر عهدهٔ ناظر ذیصلاح ژئوتکنیک است.

۷-۳-۳-٦-۱۰ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ بسیار زیاد باشد. مسئولیت طراحی گودبرداری باید توسط یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح، عملیات پایدارسازی گود توسط پیمانکار ذیصلاح و نظارت بر اجرای عملیات توسط ناظر ذیصلاح ژئوتکنیک انجام گردد.

۷-۳-۳-٦-۱۱ حضور ناظر ژئوتکنیک در گودهای با خطر زیاد و بسیار زیاد در طول مدت اجرای عملیات گودبرداری و پایدارسازی گود به صورت تمام وقت در کارگاه ضروری است.

۷-۳-۳-۷ تحلیل پایداری و تغییر شکل گود

۷-۳-۳-۷-۱ در صورت وجود بنا در نواحی مجاور گود، طراحی‌ها باید با در نظر گرفتن تغییر شکل‌ها انجام پذیرد. در این موارد تنها تأمین پایداری جداره‌های گود کافی نیست. در این موارد تغییر مکان افقی و قائم مجاز باید با توجه به شرایط و ویژگی‌های ذکر شده در بند ۷-۳-۵ تعیین می‌شود.

۷-۳-۳-۷-۲ در خاک‌های بسیار سست، سیستم‌های نگهدارنده باید قبل از شروع عملیات گودبرداری احداث شوند. شمع‌ها و چاه‌های نگهدارنده بتنی در مجاورت گود، دیواره‌های جداکننده، سپرهای فلزی (در صورت امکان استفاده و (کوبیدن آنها) از این نوع سیستم‌ها هستند.

۷-۳-۳-۷-۳ در خاک‌های با پایداری نسبی خوب می‌توان سیستم‌های نگهدارنده را همراه با انجام گودبرداری، به صورت گام به گام، احداث نمود. در این حالت باید به تغییر شکل گود و تغییر شکلهای القایی زیر پی ساختمان مجاور توجه ویژه داشت و چنانچه این تغییر شکلها از مقادیر مجاز تجاوز کنند باید از روش ساخت سیستمهای نگهدارنده قبل از شروع عملیات گودبرداری استفاده نمود.

۷-۳-۳-۷-٤ تحلیل پایداری با روش‌های تعادل حدی و بر اساس روش تنش مجاز انجام می‌گیرد. در این روش، حداقل ضرایب اطمینان به شرط موقت بودن گود (کمتر از یک سال) به شرح جدول ۷-۳-۳ می‌باشد. البته طراح می‌تواند از حالات حدی نیز استفاده نماید.

۷-۳-۳-۷-۵ برای تحلیل پایداری گود لازم است بار مرده و زنده ساختمان‌ها و ابنیه مجاور به طور کامل در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۷-٦ برای تحلیل گود در شرایط موقت در نظر گرفتن بار زلزله لازم نیست.

جدول ۷-۳-۳ حداقل ضریب اطمینان برای پایداری کلی گود موقت

نوع	حداقل ضریب اطمینان پیشنهادی برای پایداری کلی
	موقت
شیب‌های خاکبرداری	۱/۳
پایداری کلی شیروانی	۱/۳
بالا آمدن کف گود	۱/۵

۷-۳-۳-۷-۷ در صورتی که گود موقت نباشد باید نیروی زلزله لحاظ شود و در انتخاب ضریب اطمینان مناسب، دوام مصالح نیز مورد توجه باشد.

۷-۳-۳-۷-۸ در صورت وجود ساختمان در محدودهٔ گوه گسیختگی گودبرداری ضرایب اطمینان در جدول ۷-۳-۳ باید ۱/۵ در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۷-۹ باید توجه داشت که در بسیاری از خاک‌ها بر حسب شرایط نوع و بافت خاک و کانی‌های تشکیل‌دهندهٔ آن، امکان کاهش ضریب اطمینان در طول زمان موجود است. در چنین شرایطی ضریب اطمینان باید متناسبا افزایش یابد.

۷-۳-٤ تحلیل تغییر شکل گود و سازه‌های مجاور

۷-۳-٤-۱ تعیین تغییر شکل گود و سازه‌های مجاور آن باید از روابط معتبر یا مدل‌سازی‌های عددی صحت‌سنجی شده، بدست آید. تغییر شکل‌های افقی و قائم پیش‌بینی شده ابنیه مجاور گود باید در حد مجاز باشد. گودبرداری نباید بهره‌برداری ساختمان مجاور گود را مختل کند.

۷-۳-٤-۲ تغییر مکان‌های افقی و قائم ساختمان مجاور گود اعم از تغییر مکان یکنواخت یا غیریکنواخت باید کمتر از حدود مجاز باشد.

۷-۳-۵ تغییر شکل‌های مجاز

حدود مجاز تغییر شکلها و تغییر مکانهای قائم و افقی در هر گودبرداری با توجه به شرایط تحت‌الارضی و نوع خاک محل گودبرداری و خاک زیر ساختمانهای مجاور گود، نوع و پیوستگی پی ، نوع سازه و اهمیت ساختمان توسط طراح ژئوتکنیکی تعیین می‌شود.

۷-۳-٦ زهکشی

چنانچه برای تأمین فضایی جهت انجام پروژه، عملیات گودبرداری در محیط آبدار نیاز به زهکشی داشته باشد باید به تغییر شکلهای زمین اطراف گود زهکشی شده توجه ویژه مبذول گردد. استفاده از زهکشی بجای آب‌بندی ساختمان در دوران بهره‌برداری منوط به کنترل وبررسی تاثیر آن بر محیط ژئوتکنیکی پیرامون آن با رعایت ملاحظات زیست‌محیطی می‌باشد. در این‌صورت باید مطالعه کامل انجام پذیرد و اثرات زهکشی طولانی مدت به طور جامع بررسی و گزارش شود.

۷-۳-۷ پایش و کنترل

در گودهای با خطر زیاد و بسیار زیاد لازم است رفتار سازه‌های مجاور و دیواره گود مورد پایش دقیق قرار گیرد و نتایج آن به طور منظم تفسیر شود.

۷-۳-۷-۱ اهداف ابزارگذاری و پایش

پایش به منظور تأمین اهداف زیر انجام می‌گیرد:

تأمین ایمنی گود در حین عملیات اجرایی وپس از گودبرداری
ارزیابی پاسخ سازه‌های موجود به وضعیت جدید در حین و پس از گودبرداری
کنترل پارامترهای طراحی انتخ شده و بازنگری آن در صورت نیاز

۷-۳-۷-۲ برنامه پایش

ابزارگذاری و پایش گودها و ساختماهای مجاور مستلزم برنامه‌ریزی دقیق و تخصصی که شامل نوع، تعداد تعیین محل نصب، فواصل اندازه‌گیری و دیگر مواردی است که باید توسط متخصص ذیصلاح انجام گیرد.

به طور معمول این ابزارها شامل نشست‌سنج، کشش‌سنج، انحراف‌سنج، سلول‌های بارگذاری، پیزومتر و غیره می‌باشند. در گودهای با خطر بسیار زیاد استفاده از پایش توسط حسگرهای مناسب علاوه بر عملیات نقشه‌برداری و یا میکروژئودزی اجباری است.

۷-۳-۷-۳ بخشی از ابزار پایش باید قبل از شروع عملیات گودبرداری نصب و قرائت شوند بهمین دلیل لازم است انتخاب متخصص انجام‌دهندهٔ این امر و تنظیم برنامه پایش قبل از شروع عملیات سامان یابد.

۷-۳-۷-٤ مسئولیت طراحی، اجرا و نظارت پایش

طراح گودبرداری مسئولیت تهیهٔ برنامهٔ پایش را به عهده دارد.

مسئولیت اجرای روزمّره برنامه پایش شامل تأمین، نصب، قرائت، پردازش، اعلام خطر به عهدهٔ پیمانکار پایش می‌باشد. اطلاع‌رسانی به موقع به کلیه دست‌اندرکاران پروژه از وظایف پیمانکار پایش است.

ناظر پروژه مسئولیت نظارت بر حسن اجرای انجام مراحل پایش را به عهده دارد.

در گودهای با خطر معمولی در صورتیکه شرایطی موجود باشد که انجام پایش را ضروری سازد باید این عملیات انجام پذیرد.

۷-٤ پی سطحی

۷-٤-۱ هدف

الزامات این بخش مربوط به پی‌های سطحی نظیر پی‌های منفرد، نواری، گسترده و مرکب است. برخی از این الزامات ممکن است شامل گونه‌هایی از پی‌های نیمه عمیق مانند پی صندوقه‌ای نیز بشود. مطالب این فصل در خصوص پی‌های بتنی، فولادی، چوبی و مصالح بنایی می‌باشد.

۷-٤-۲ ملاحظات طراحی پی‌های سطحی

حالاتی که پی‌های سطحی معمولاً برای آنها طراحی یا کنترل می‌شوند به شرح زیر تقسیم می‌شوند:

الف: مواردی که در حالت حدی نهایی کنترل می‌شوند:

الف-۱: از دست رفتن پایداری کلّی پی

گسیختگی ناشی از فقدان پایداری کلّی در کلیه پی‌ها و اجزای آنها باید کنترل شود. پی‌های واقع در محل‌های زیر باید مورد توجه ویژه قرار گیرند.

- در نزدیکی و یا روی ساختگاه شیبدار، چه به صورت طبیعی و چه به صورت خاکریزی شده
- در نزدیکی گودبرداری ها یا سازه های نگهبان
- در نزدیکی رودخانه‌ها، کانالها، دریاچه‌ها، مخازن آب و یا سواحل دریاها
- در نزدیکی معادن در حال بهره‌برداری و یا سازه‌های دفن شده

در این موارد باید نشان داده شود که پایداری کلّی خاک و سازه پی با ضریب اطمینان کافی تأمین است.

الف-۲: گسیختگی خاک ناشی از کمبود ظرفیت باربری (کمبود مقاومت)

برای آنکه یک پی در برابر گسیختگی ناشی از کمبود ظرفیت باربری ایمنی کافی داشته باشد، باید رابطه زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد.

$$F \leq R$$

F: بار طراحی حالت حدی مقاومت است که شامل بار سازه، (عمودی افقی و لنگر)، وزن پی، خاک روی آن و بار ناشی از فشار آب در صورت وجود می‌باشد.

R: ظرفیت باربری نهایی خاک زیر سازهٔ پی است. در محاسبهٔ R باید کلیهٔ ضرایب کاهنده یا افزاینده مربوط به شکل، شرایط هندسی پی، قرارگیری پی روی سطح شیبدار، خروج از مرکزیت و مایل بودن بار در نظر گرفته شود.

-در تعیین مقدار R در خاکهای چسبنده به دلیل وجود تغییرات مقاومت برشی خاک در اثر تغییرات فشار آب حفره‌ای و بارهای دینامیکی باید شرایط کوتاه مدت و بلند مدت به طور جداگانه بررسی شوند.

- در مواردی که یک سازند مقاوم در زیر یک سازند ضعیف قرار دارد، در محاسبه R باید پارامترهای برشی سازند ضعیف بر حسب محل قرارگیری این سازند ضعیف در محاسبات دخالت داده شوند. همچنین اثر مثبت سازند مقاوم بر ظرفیت باربری باید منظور گردد

- در مواردی که خاک پی متشکل از نهشته‌های چند لایه‌ای است، پارامترهای ژئوتکنیکی هر لایه باید در محاسبه R منظور شود.

الف-۳: گسیختگی خاک ناشی از لغزش پی

در پی‌هایی که بارهای مورب یا افقی بر آنها وارد میشود باید لغزش پی بررسی شود. در این پی‌ها، در مواردی که کف زیرین پی افقی است، برای تأمین ایمنی کافی، باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$$H \leq S + P_P$$

H:مؤلفه افقی بارهای طراحی وارد بر پی است که در آن نیروی رانش محرک خاک نیز لحاظ شده است.

S: نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین سازه پی و خاک پی است که طبق ضوابط الف-۳-۱ محاسبه می‌شود.

P_p:نیروی رانشی مقاوم جلوی سازه پی است که در اثر حرکت نسبی پی و زمین می‌تواند بسیج شود. این نیرو با توجه به ملاحظات الف-۳-۲ تعیین می‌شود.

الف۳-۱: نیروی برشی مقاوم S در شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده (بلند مدت و کوتاه مدت) به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

الف-۳-۱-۱: خاک در شرایط زهکشی شده $S=\rho\, \acute{t}g\delta$

که در این رابطه $\acute{\rho}$: مؤلفه قائم بارهای طراحی مؤثر وارد به پی است.

δ: زاویه اصطکاک بین سطح زیرین سازه پی با خاک است. در پی‌های ساخته شده با بتن درجا δ برابر با زاویه اصطکاک داخلی $(\acute{\varphi})$ و در پی‌های با بتن پیش‌ساخته معادل $\frac{2}{3}\acute{\varphi}$ است.

در رابطهٔ فوق همانطوریکه مشاهده می‌شود هرگونه چسبندگی مؤثر، $\acute{C}$، نادیده گرفته شده است.

الف-۳-۱-۲: خاک در شرایط زهکشی نشده $S = A'.Cu$

در این رابطه A' مساحت مؤثر سطح زیرین پی است.

Cu چسبندگی زهکشی نشده خاک می‌باشد.

الف ۳-۲: نیروی رانشی مقاوم P_p با استفاده از ضریب مقاوم خاک K_p محاسبه می‌شود و مقدار آن بستگی به میزان حرکت نسبی بین سازه پی و زمین دارد. در محاسبه P_p در هیچ حالت مقدار K_p بیشتر از پنجاه درصد مقدار محاسباتی آن در نظر گرفته نمی‌شود.

در کاربرد P_p به دلیل نقش مقاوم آن باید اطمینان حاصل کرد که این نیرو در طول عمر سازه (زمان ساخت و زمان بهره‌برداری) وجود دارد و در اثر عواملی مثل فرسایش و یا دخالتهای انسانی حذف نمی‌گردد.

الف-٤: گسیختگی سازه ناشی از تغییر مکان پی

تغییر مکانهای قائم و افقی نسبی قابل ملاحظه پی‌ها ممکن است در سازه اثرات نامطلوب و حتی گسیختگی ایجاد کند باید اثرات اینگونه تغییر مکانها بر سازه مطالعه شوند. این مطالعه بر اساس الزامات مبحث نهم این مقررات انجام می‌گیرد.

ب: مواردی که در حالت حدی بهره‌برداری کنترل می‌شوند

ب-۱: نشست یکنواخت پی

ابعاد پی باید به نحوی تعیین شود که رابطهٔ زیر برقرار باشد $S \leq S_a$

که در این رابطه

S_a: نشست یکنواخت مجاز می‌باشد که با توجه به جنس خاک، نوع پی و سازه با توجه به بند ۷-٤-٤ تعیین می‌شود.

S: نشست تحت بارهای سرویس است که شامل نشست‌های کوتاه مدت و بلند مدت (نشست تحکیمی و خزش) می‌باشد.

ب-۲: نشست غیریکنواخت پی

ب-۲-۱: نشست‌های غیریکنواخت و دوران‌های نسبی پی‌ها باید با در نظر گرفتن توام توزیع نیروی متفاوت وارده و تغییرات احتمالی مشخصات زیر پی‌های مختلف محاسبه شوند.

ب-۲-۲: محاسبه نشست غیریکنواخت بدون منظور کردن سختی سازه ممکن است به پیش‌بینی مقادیر غیر واقعی بینجامد. برای ساختمانهای با اهمیت زیاد، اندرکنش سازه و خاک در تحلیل‌ها منظور شود.

ب-۲-۳: مقادیر نشست غیریکنواخت مجاز بر حسب نوع پی، نوع خاک و نوع سازه برای حفظ شرایط بهره‌برداری انتخاب می‌شود. این مقادیر در بند ۷-٤-٤ داده شده‌اند.

ب-۲-٤: به اثرات ناشی از زهکشی خاک که نشستهای غیریکنواخت ایجاد می‌کند و همچنین به نشستهای اضافی در اثر تحکیم خاک باید توجه داشت.

ب-۲-۵: دوران پی‌ها بر اثر بارهای خارج از محور را می‌توان با در نظر گرفتن توزیع فشار خطی در زیر پی و با محاسبه نشستهای ایجاد شده در گوشه‌های پی، تعیین نمود. نشست گوشه‌های پی با در نظر گرفتن تنشهای وارده بر خاک و توزیع عمودی آنها به روشهای متداول محاسبه می‌شوند.

ب-۳: در محاسبه نشستها مدلهای خطی و یا غیرخطی رفتار خاک باید با شرایط ساختگاه سازگار باشند.

ب-٤: ژرفای لایه‌های مؤثر در محاسبه نشست باید با توجه به شکل و ابعاد پی، بار وارده و تغییرات سختی خاک در عمق و فاصلهٔ اجزای پی از یکدیگر تعیین گردد. این ژرفا معمولاً معادل با عمقی است که تنش قائم اضافی ناشی از بارگذاری پی در آن عمق معادل ۱۰٪ تنش مؤثر روبار برجای خاک باشد و یا ژرفای معادل حباب گسترش تنش ۱۰٪ تنش کلّ وارد بر پی باشد. این ژرفا در بیشتر خاکها بین ۱ تا ۳ برابر پهنای پی (بر حسب گسترده بودن یا نواری بودن پی) در نظر گرفته می‌شود. در پی‌های پهن که زیر بارهای سبک قرار دارند می‌توان این مقدار را کاهش داد. در مورد خاکهای خیلی نرم این کاهش نباید انجام گیرد.

ب-۵: سایر شرایط

سایر شرایطی که در بهره‌برداری پی تأثیر می‌گذارد از قبیل ارتعاشات پی و خاک، آماس خاک، فروریزشی بودن خاک، آب‌شستگی زیر پی، تغییرات سطح آب زیر زمینی و رطوبت خاک و غیره باید در نظر گرفته شوند.

۷-٤-۳ ظرفیت باربری پی‌های سطحی

جهت تعیین ظرفیت باربری پی می‌توان از یکی از روشهای زیر بر حسب شرایط پروژه استفاده کرد.

استفاده از روابط نظری ظرفیت باربری

با توجه به نوع خاک و پارامترهای بدست آمده از آزمایشهای مکانیک خاک بر روی نمونه های دست خورده و دست نخورده اخذ شده از اعماق مختلف و نیز شرایط هندسی و بارگذاری پی، می‌توان از روابط موجود در مراجع معتبر مکانیک خاک و مهندسی پی ظرفیت باربری را تعیین نمود. در این راستا باید کلیهٔ ضرایب کاهنده و افزاینده را بر حسب شرایط هندسی و شرایط بارگذاری پی با توجه به نوع خاک در رابطهٔ اختیار شده بر حسب مورد در نظر گرفت.

استفاده از آزمونهای برجا

از نتایج آزمایشهای برجا همانند نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، پرسیومتر، بارگذاری صفحه و غیره می‌توان به صورت مستقیم یا غیر مستقیم ظرفیت باربری را بدست آورد. همواره باید توجه داشت که روابط تجربی استفاده شده به این منظور باید از اعتبار کامل برخوردار بوده و با شرایط ساختگاه سازگاری داشته باشند. نظر کارشناسی متخصص ژئوتکنیک در این موارد باید اخذ شود.

۷-٤-٤ مقادیر نشست مجاز

۷-٤-٤-۱- مقادیر مجاز اولیه نشست یکنواخت و غیریکنواخت در جدول ۷-٤-۲ و مقادیر مجاز اولیه چرخش در جدول ۷-٤-۳ ارائه شده است.

۷-٤-٤-۲- مقادیر مجاز نشست غیریکنواخت نصف مقادیر مجاز نشست یکنواخت می‌باشد.

جدول ۷-٤-۲ مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

خاک	نوع پی	سیستم سازه‌ای	نشست یکنواخت (mm)
ماسه	منفرد	قاب فلزی یا بتنی	۲۵
	نواری		٤۰
	گسترده		۵۰
رس	منفرد	قاب فلزی یا بتنی	۵۰
	نواری		۷۰
	گسترده		۱۰۰

جدول ۷-٤-۳ مقادیر مجاز چرخش

مقدار ماکزیمم چرخش مجاز R_a	نوع ساختمان
۰/۰۰٦۷	حد خرابی (با اسکلت)
۰/۰۰۳۳	حد ایجاد ترک غیر سازه ای

۷-٤-۵ روش‌های طراحی پی سطحی

این مقررات دو روش طراحی شامل روش تنش مجاز و روش حالات حدی را برای طراحی پیشنهاد می‌کند. طراح می‌تواند هر یک از این روش‌ها را انتخاب کند.

۷-٤-۵-۱- روش تنش مجاز

۷-٤-۵-۱-۱- ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان می‌باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می‌باشد.

۷-٤-۵-۱-۲- در خاک‌های چسبنده فقط ۵۰٪ بار زنده در محاسبات نشست دراز مدت اعمال می‌شود.

۷-٤-۵-۱-۳- در صورتی که بار زلزله یا باد در نظر گرفته شود. در محاسبهٔ ظرفیت باربری مجاز خاک از ضریب اطمینان کوچکتری می‌توان استفاده نمود. بهرحال ضریب اطمینان را بیش از ۳۳٪ نمی‌توان کاهش داد.

۷-٤-۵-۱-٤- ضریب اطمینان با توجه به نوع گسیختگی باید به صورت مناسب تعریف و مقدار آن نباید از مقادیر جدول ۷-٤-٤ کمتر باشد.

جدول ۷-٤-٤ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد- نواری)

نوع گسیختگی	برشی				تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی	رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱/۲	۳	۲	۱/۵	٤	۱/۵

۷-٤-۵-۱-٦- کنترل نشست در روش تنش مجاز ضروری است. باید توجه داشت که مقدار نشست در حالت بهره‌برداری محاسبه شده نباید از مقدار نشست مجاز بیشتر شود.

۷-٤-۵-۱-۷- در روش تنش مجاز جهت کنترل تنش زیر پی لازم است جدول ۷-٤-۵ مدنظر قرار گیرد.

جدول ۷-٤-۵ وضعیت تنش محاسبه شده زیر پی در مقایسه با ظرفیت باربری

نوع خاک / نوع پی	دانه‌ای	صرفاً چسبنده
صلب	ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز > تنش حداکثر
انعطاف‌پذیر	ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز > تنش متوسط

۷-٤-۵-۱-۸- در کنترل تنش‌های زیر پی منفرد اجازه داده می‌شود تا $\frac{1}{4}$ عرض پی به کشش کار کند.

۷-٤-۵-۱-۹- در پی‌های انعطاف‌پذیر چنانچه ظرفیت باربری مجاز از معیار نشست به دست آمده باشد نیازی به کنترل نقطه به نقطه تنش نیست و طراحی را می‌توان بر اساس تنش مؤثر متوسط کمتر از ظرفیت باربری مجاز انجام داد.

۷-٤-٥-۲- روش حالات حدی

۷-٤-٥-۲-۱- ضرایب مورد استفاده برای افزایش بارها در حالت حدی نهایی، باید منطبق با مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملّی ساختمان (بر حسب مورد) باشد.

۷-٤-٥-۲-۲- برای کاهش مقاومت مصالح در حالت حدی نهایی، ضرایب مربوطه در جدول ۷-٤-٦ برای کنترل شرایط مختلف در حالت حدی نهایی داده شده است.

۷-٤-٥-۲-۳- در حالت حدی بهره‌برداری، ضرایب بار و مقاومت برابر یک می‌باشد و مقدار نشست محاسبه شده باید از نشست مجاز کمتر باشد.

۷-٤-٥-۲-٤- برای کنترل تنش زیرپی در حالت حدی نهایی مشابه جدول ۷-٤-٦ عمل می‌شود ولی لازم است به جای ظرفیت باربری مجاز از ظرفیت باربری کاهش یافته استفاده شود.

جدول ۷-٤-٦ ضرایب کاهش مقاومت

کنترل‌ها	ضرایب مقاومت
پایداری کلی	۰/٦٦
ظرفیت باربری	۰/٤٥
واژگونی	۰/۵
لغزش	۰/۸
فشار مقاوم خاک	۰/٤٥

۷-٤-٥-۳- ملاحظات لرزه‌ای در طراحی پی‌های سطحی

در طراحی پی‌هایی که زیر بارهای ناشی از زلزله قرار می‌گیرند بندهای زیر در تعیین ظرفیت باربری مجاز پی، R، الزامی است.

۷-٤-٥-١: احتمال کاهش مقاومت و سختی خاک زیر بارهای زلزله بررسی شده و پارامترهای ژئوتکنیکی خاک با توجه به این احتمال محاسبه شوند. کاهش مقاومت و سختی خاک می‌تواند از کرنشهای کوچک هم آغاز شود.

۷-٤-٥-٢: در سازه‌هایی که به تغییر شکل‌های ایجاد شده در خاک حساس هستند، رفتار غیرخطی خاک در تعیین تغییر شکلهای دائمی احتمالی ناشی از زلزله باید مورد توجه قرار گیرد.

۷-٤-٥-٣: احتمال کاهش مقاومت برشی در رس‌ها در نظر گرفته شود.

۷-٤-٥-٤: خاکهای دانه‌ای کم متراکم یا با تراکم متوسط براثر زلزله در معرض افزایش فشار آب حفره‌ای قرار می‌گیرند. کاهش مقاومت برشی زهکشی نشده (کوتاه مدت) در اثر این افزایش فشار آب حفره‌ای در محاسبه R در شرایط لرزه ای باید لحاظ شود.

۷-٤-٥-٥: در خاکهای ماسه‌ای اشباع نا متراکم تا کم تراکم، احتمال وقوع روانگرایی بررسی شود و در صورت وقوع روانگرایی پیش‌بینی‌های لازم در نظر گرفته شود . در صورت عدم وقوع روانگرایی، کاهش ظرفیت باربری در اثرافزایش فشار آب حفره‌ای در نظر گرفته شود.

۷-٤-٥-٦: در شرایط زلزله ضریب اطمینان ظرفیت باربری و ضرایب بار و مقاومت طبق جداول ۷-٤-۷ و ۷-٤-۸ تغییرمی یابد. باید توجه شود که اگر در ترکیبات بارگذاری ضرایب کاهنده در هنگام زلزله منظور شده باشد، افزایش ظرفیت باربری و یا به تعبیر دیگر کاهش ضرایب اطمینان مجاز نیست.

جدول ۷-٤-۷ حداقل ضریب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

نوع گسیختگی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱/۲	۲	۱/۵	۱/۲

جدول ۷-٤-۸ ضرایب بار و مقاومت در شرایط لرزه‌ای برای روش ضرایب بار و مقاومت

	نوع گسیختگی	ضریب
ضرایب کاهش مقاومت	پایداری کلی	۰/۷۵
	قشار مقاوم	۰/٦
	ظرفیت باربری	۰/٦
	واژگونی	۰/٦٥
	لغزش	۰/۹
ضرایب بار	طبق مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملّی ساختمان	

۷-٤-٦- پی‌های انعطاف‌پذیر

۷-٤-٦-۱: برای تحلیل پی‌های انعطاف‌پذیر نمی‌توان از توزیع خطی تنش در زیر پی استفاده کرد و باید توزیع تنش را با مدلسازی پی به صورت تیر و دال بر روی بستر الاستیک و یا برروی یکسری فنر ارتجاعی با سختی مناسب بدست آورد.

۷-٤-٦-۲: مدول عکس‌العمل بستر (K_S) باید با استفاده از تحلیل نشست و با در نظر گرفتن توزیع تنش مناسب تعیین گردد. از آزمایشهای برجا همانند بارگذاری صفحه و پرسیومتری با اصلاحات لازم باید استفاده کرد. این مدول در ارزیابی نیروهای داخلی پی نقش تعیین‌کننده دارد و باید با دقت تعیین شود.

۷-٤-٦-۳: برای پی های گسترده انتخاب مقدار یکنواخت (K_S) در تمام سطح زیر پی صحیح نمی‌باشد و متناسب با نشست رخداده باید تغییر کند. افزایش سختی در لبه‌ها تا دو برابر توصیه می‌شود.

۷-٤-٦-٤: بجای استفاده از مدول فنری در پی‌های انعطاف‌پدیر، بهتر است از مدلسازی محیط متخلخل استفاده نمود.

۷-٤-۷- ملاحظات اجرایی پی‌های سطحی

۷-٤-۷-۱: در صورت عدم وجود زیرزمین، عمق قرار گیری پی باید بزرگتر از عمق یخزدگی باشد.

۷-٤-۷-۲: در تعیین تراز پی باید موارد زیر رعایت گردند.

الف- پی باید در ترازی قرار گیرد که تغییرات فصلی پی را تحت تأثیر قرار ندهد.

ب- پی باید بر روی لایه باربر مناسب طبیعی و یا خاک بهسازی شده و یا متراکم شده اجرا شود.

۷-٤-۷-۳: برای جلوگیری از تغییر مکانهای افقی نسبی پی‌ها بر اثر بارهای وارده، به ویژه هنگام زلزله، لازم است پی‌های منفرد واقع در یک صفحهٔ افقی توسط کلافهایی در دو جهت بهم متصل گردند. این کلافها باید دارای مقاومت و سختی کافی برای مقابله با نیروهای افقی پیش‌بینی شده باشند.

کلافها معمولاً برای کشش طراحی می‌شوند و نیروی ایجاد شده در آنها را می‌توان با مدلسازی مناسبی تعیین کرد. در غیر اینصورت این کلافها باید بر اساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی برای نیروی کشش معادل ده در صد بزرگترین نیروی محوری وارد به ستونهای طرفین خود طراحی شوند.

۷-٤-۷-٤: در مواردی که نیاز به استفاده از پی نواری در سازه است ترجیح داده می‌شود به جای نوارهای یکطرفه در یک جهت و کلافهای رابط در جهت دیگر، از نوارهای دو طرفه استفاده شود و سختی نوارها طوری در نظر گرفته شود که بارهای وارده تا حد امکان به طور یکنواخت توزیع شوند.

۷-٤-۷-۵: محل پی‌هایی که در نزدیکی شیبها ساخته می‌شوند باید مطابق موارد زیر انتخاب شوند:

الف- پی‌ها باید از لبه شیب در بالا و پائین فاصله مناسبی داشته باشند، این فاصله با کنترل پایداری شیب و تغییر شکلها مشخص می‌شود. در صورت طراحی مناسب این فاصله می‌تواند صفر شود.

ب- در صورت قرارگیری پی در بالای شیب، در صورت عدم محاسبه پایداری، خطی که با شیب ۲ افقی به ۱ قائم از لبه پی می‌گذرد نباید با سطح شیب برخورد کند. در صورت تأمین پایداری و تعیین تغییر شکلهای پی که کمتر از مقادیر مجاز باشند، نقض مورد ذکر شده اشکالی ندارد.

ج- قرارگیری پی‌ها در مجاورت سطوح شیبدار باید یا از سطح شیبدار عقب‌نشینی کنند یا با انجام تمهیدات لازم از عدم پایداری یا تغییر شکلهای غیرمجاز جلوگیری کنند.

۷-٤-۷-٦: در قرارگیری روی بسترهای سنگی باید به ملاحظات زیر توجه کرد:

وجود هرگونه لایه ضعیف، قابل انحلال و یا هرگونه حفاری و سازه‌های زیرزمینی در زیر پی

وجود درزه‌ها، شکافها، ناپیوستگیها و هرگونه مواد پرکننده ناپیوستگی

شیب لایه‌های سنگی

وجود حالت هوازدگی و شکست در سنگ

پیش‌نویس غیرقابل استناد

۷-۵- سازه‌های نگهبان

۷-۵-۱: دامنه کاربرد و هدف

سازه‌های نگهبان به سازه‌هایی گفته می‌شود که برای نگهداری دائم یا موقت فشار جانبی خاک، مصالح مشابه یا آب به کار برده می‌شوند. این سازه‌ها شامل انواع سازه های نگهبان صلب و انعطاف پذیر هستند

۷-۵-۲: انواع سازه‌های نگهبان

سازه‌های نگهبان از نظر عملکرد و طراحی به دو دسته زیر تقسیم می‌شوند:

سازه های نگهبان به دو گروه اصلی صلب و انعطاف پذیر تقسیم بندی میشوند.

الف :سازه های نگهبان صلب:

سازه هایی هستند که بر اثر فشار جانبی خاک حرکت صلب جابجایی یا چرخش در آنها اتفاق میفتد. دیوارهای حائل وزنی، طره ای و پشت بند دار از انواع سازه های نگهبان صلب هستند.

ب: سازه های نگهبان انعطاف پذیر:

سازه های هستند که بر اثر فشار جانبی خاک دچار تغییر شکل میشوند. سپری ها اعم از پشت بند دار، مهار شده یا بدون مهار و پشت بند، انواع خاک مسلح، میخکوبی، بلوک و مهار، شمع های فولادی یا بتنی پشت بند دار، مهار شده یا نشده، دیوار برلنی، شمع های فولادی مهار شده از جلو یا توسط خرپا و نظایر آن که از انواع سازه های نگهبان انعطاف پذیر هستند که به آنها دیوار های تثبیت شده مکانیکی نیز اطلاق میشود.

۷-۵-۳: پایداری انواع سازه‌های نگهبان

۷-۵-۳-۱: حالت‌های حدی دیوارهای صلب

برای طراحی دیوارهای صلب باید حالت‌های حدی زیر کنترل شود:

مقابله با لغزش

مقابله با واژگونی

تأمین ظرفیت باربری پی زیر دیوار

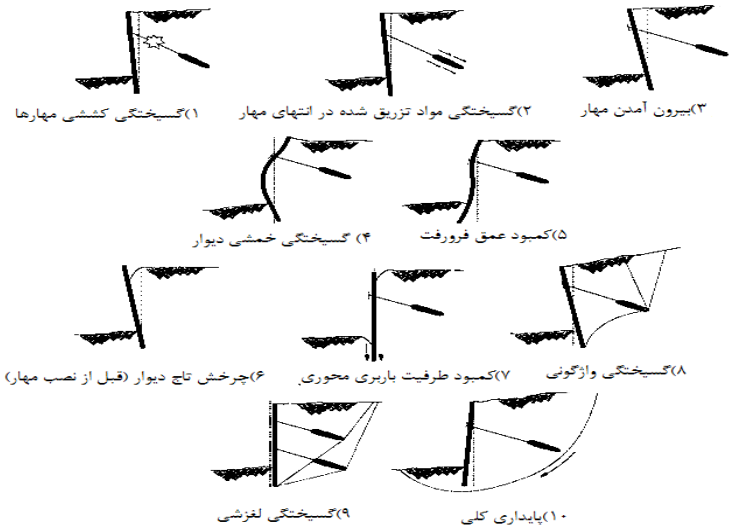
بررسی پایداری کلی دیوار

کنترل سازه‌ای دیوار در برابر خمش و برش

کنترل نشست

۷-۵-۳-۲: حالت‌های حدی دیوارهای انعطاف پذیر

۷-۵-۳-۲-۱: برای طراحی دیوارهای مهار شده از پشت باید حالت‌های حدی شکل (۳-۱) کنترل شود.



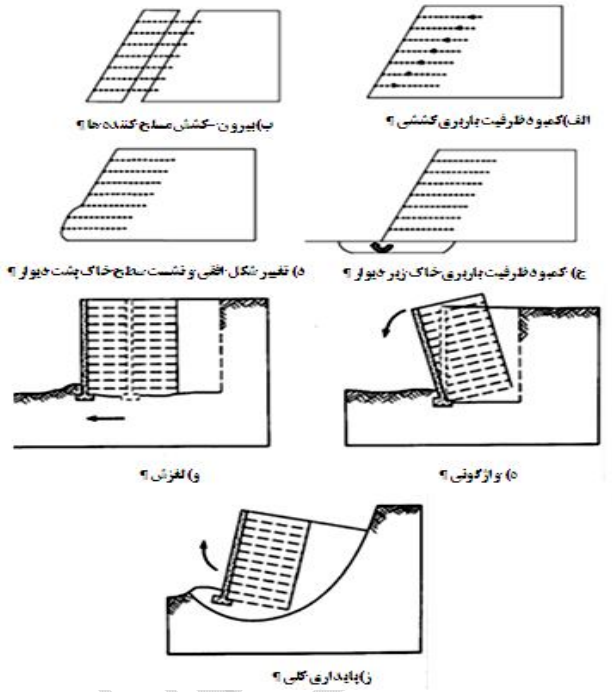
شکل شماره (۳-۱) حالتهای حدی دیوارهای مهار شده

۷-۵-۳-۲-۲: جهت تحلیل دیوارهای مهار نشده باید تمام حالت‌های حدی ٤ تا ۱۰ نشان داده شده در شکل (۳-۱) بدون در نظر گرفتن مهارها کنترل گردند.

۷-۵-۳-۲-۳: دیوار مهار شده از جلو می‌تواند با مهارهای مایل یا متقابل باشد. در دیوار با مهار متقابل یا مایل، حالت‌های حدی علاوه بر موارد فوق باید کمانش مهارها، بالا آمدگی کف گود و جوشش ماسه در کف گود نیز بررسی شود.

۷-۵-۳-۳: حالت‌های حدی دیوارهای خاک مسلح

برای طراحی دیوارهای خاک مسلح باید حالت‌های حدی نشان داده در شکل (۳-۲) کنترل شود.



شکل شماره (۳-۲) حالت‌های حدی دیوارهای خاک مسلح

حالتهای حدی دیوارهای میخکوبی شده

حالتهای حدی دیوارهای انعطاف پذیر پشت بند دار

۷-۵-٤: ملاحظات طراحی و ساخت

در طراحی سازه‌های نگهبان، نکات زیر، در مواردی که کاربرد دارد، باید مورد توجه قرار گیرد:

۷-۵-٤-۱: در طراحی سازه‌های نگهبان، نکات زیر، در مواردی که کاربرد دارد، باید مورد توجه قرار گیرد:

تمهیدات و اثرات ساخت دیوار شامل:

الزامات مربوط به نگهداری موقت خاک برجا

تغییرات در تنش‌های برجای خاک و حرکت‌های ناشی از ساخت و نصب دیوار در زمین

دستخوردگی زمین بر اثر شمع‌کوبی یا گمانه‌زنی

الزامات مربوط به دسترسی‌ها برای عملیات ساخت

میزان آب‌بندی مورد نیاز برای دیوار تمام شده

عملی بودن ساخت دیوار برای رسیدن به لایه‌ای با تراوایی اندک و تشکیل یک دیوار آب‌بندو ارزیابی تعادل جریان آب زیرزمینی که به این ترتیب حاصل می‌شود.

عملی بودن ایجاد مهارهای پشت بند در زمین مجاور

عملی بودن حفاری بین دیرک‌های دیوارهای نگهبان

توان دیوار برای تحمل بارهای قائم

انعطاف‌پذیری سازه‌ای دیوار برای جلوگیری از گسیختگی‌های ترد و واژگونی ناگهانی بدون تغییر شکل‌های مقدماتی

ایجاد امکان دسترسی برای تعمیر و نگهداری دیوار و هرگونه زهکشی مرتبط با آن

شکل ظاهری و دوام دیوار و مهاری‌ها

طراحی مقطعی به قدر کافی سخت برای سپرکوبی‌ها بمنظور رسیدن به عمق نفوذ پیش‌بینی شده بدون از دست رفتن اتصال سپرها به یکدیگر

پایداری گمانه‌ها یا جداره ترانشه‌ها در حالت روباز

توجه به نوع مصالح قابل دسترس و وسایل مورد نیاز برای کوبیدن خاکریزی‌های پشت دیوار و در مجاورت دیوار

۷-۵-٤-۲: در طراحی سازه‌های نگهبان، وضعیت طرح باید به شرح زیر مدنظر قرار گیرد:

تغییرات در خواص خاک در طول زمان و با توجه به شرایط محل

تغییرات در سطوح آب و فشار آب حفره‌ای در طول زمان

تغییرات در بارگذاری‌ها و چگونگی ترکیب آنها

حفاری، آب‌شستگی یا فرسایش در جلوی سازه نگهبان، و منظور کردن فعالیت‌های احتمالی انسانی که منجر به برداشتن خاک در جلوی سازه نگهبان می‌گردد

خاکریزی در پشت سازه نگهبان

تأثیر سازه‌ها و سربارهای آتی، در صورت پیش‌بینی

حرکات زمین بر اثر نشست و آماس

۷-۵-٤-۳: در مواردی که ایمنی و قابلیت بهره‌برداری طرح بستگی به عملکرد موفقیت‌آمیز زهکشی دارد، پیامد عدم کارآیی آن باید با توجه به صدمات جانی و هزینه‌های تعمیرات، مورد بررسی قرار گیرد. در این موارد یک یا ترکیبی از اقدامات زیر باید به کار گرفته شود:

الف- یک برنامه تعیمر و نگهداری برای شبکه زهکشی باید مشخص شده و در جریان طراحی تدابیر لازم برای دسترسی‌های لازم پیش‌بینی شود. در این رابطه ایجاد فیلتر مناسب زهکشی‌ها و تعمیر و نگهداری آنها با استفاده از تزریق آب با فشار بالا می‌تواند کارساز باشد.

ب- با استفاده از تجربیات مشابه و ارزیابی آبی که ظاهر خواهد شد نشان داده شود که شبکه زهکشی، بدون تعمیر و نگهداری، عملکرد مناسب کافی خواهد داده شد. در این رابطه مقادیر آب نشتی، فشارها و میزان نهایی مواد شیمیایی موجود در آبی که ظاهر می‌شود، باید بررسی شود.

۷-۵-٤-٤: در مواردی که پایداری دیوار نگهبان به فشار جانبی مقاوم زمین جلوی سازه بستگی دارد، در محاسبات حالت حدی نهایی باید تراز سطح خاک مقاوم به اندازه Δa کاهش داده شود. برای دیوارهای کنسولی، مقدار Δa باید برابر با ده درصد ارتفاع آن، و برای دیوارهای مهار شده Δa باید برابر با ده درصد ارتفاع محاسبه شده از زیر پایین‌ترین مهار، و محدود به حداکثر ۰/۵ متر، در نظر گرفته شود.

۷-۵-٤-۵: مقادیر داده‌های هندسی مربوط به رژیم آب آزاد و رژیم آب زیرزمینی باید بر اساس داده‌های موجود در محل و برای شرایط هیدرولیکی و هیدروژئولوژیکی ساختگاه سازه نگهبان در مدت زمان عملکرد و بهره برداری در نظر گرفته شود.

۷-۵-٤-٦: در تعیین سطوح آب زیرزمینی باید به تأثیر تغییرات تراوایی بر روی رژیم این آب‌ها توجه داشت و احتمال وجود شرایط بر عکس برای فشار آب را به دلیل وجود سفره آب بالا آمده و یا چاه‌های آرتزین بررسی نمود.

۷-۵-۵: فشار خاک

۷-۵-۵-۱: کلیات

در تعیین فشارهای جانبی طراحی، باید مقدار حرکت و کرنش قابل قبولی که ممکن است در سازه‌های نگهبان در حالت حدی مورد نظر پیش آید، در نظر گرفته شود.

در محاسبه مقادیر و جهت‌های فشارهای طراحی خاک، موارد زیر نیز باید مورد توجه قرار گیرند:

سربار روی سطح و شیب زمین

زاویه دیوار نسبت به خط قائم

سفره‌های آب و نیروهای آب نشتی در زمین

مقدار و جهت حرکت دیوار نسبت به خاک

تعادل افقی و قائم برای کل سازه نگهبان

مقاومت برشی و وزن مخصوص خاک

زبری دیوار

۷-۵-۵-۲: تعیین فشار خاک در حالات مختلف

۷-۵-۵-۲-۱: فشار خاک در حالت سکون

این فشار در حالتی ایجاد می‌شود که دیوار نسبت به خاک پشت دیوار تقریباً هیچ حرکتی ندارد و خاک در این وضعیت در حالت تنش سکون قرار دارد. فشار در حالت سکون معمولا در شرایطی که حرکت جانبی دیوار نسبت به زمین کمتر از $5x10^{-5}$ برابر ارتفاع آن است، ایجاد می‌گردد.

۷-۵-۵-۲-۲: فشار خاک محرک و مقاوم

در شرایطی که حرکت دیوار نسبت به خاک در حدود مقادیر جدول ۷-۵-۱ باشد، میزان فشار وارده از خاک در حالت محرک یا مقاوم می‌باشد. با احتساب تغییرمکان دیوار معادل مقادیر زیر، برای محاسبه فشارهای فوق می‌توان از روابط رانکین یا کولمب استفاده نمود.

جدول ٦-١ تغییرشکل افقی (Δ_x) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

نوع خاک	Δ_x /H	
	محرک	مقاوم
ماسه متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۱
ماسه با تراکم متوسط	۰/۰۰۲	۰/۰۲
ماسه سست	۰/۰۰٤	۰/۰٤
لای متراکم	۰/۰۰۲	۰/۰۲
رس متراکم	۰/۰۱	۰/۰۵
رس نرم	۰/۰۲	۰/۰٦

۷-۵-۵-۲-۳: فشار خاک در خاکریز متراکم شده

در مواردی که خاک پشت دیوار به صورت لایه لایه خاکریزی و متراکم می‌شود، فشار افزوده‌ای در خاک به وجود می‌آید. برای تعیین این فشار افزوده باید مراحل تراکم خاک در نظر گرفته شود و در محاسبه فشار خاک، اثر ناشی از وزن غلتک به حساب آورده شود.

۷-۵-۵-۲-٤: فشار حالت محرک و مقاوم در شرایط دینامیکی

۷-۵-۵-۲-٤-۱: در صورت وجود زلزله، فشار جانبی خاک را می‌توان از روش‌های شبه استاتیکی مانند روابط مونونوبه اکابه محاسبه و این مقادیر در محاسبات پایداری و سازه‌ای دیوار منظور شود. همچنین نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی بین ۰/٤۵ تا ۰/٦ ارتفاع دیوار از پای دیوار در نظر گرفته شود. هر چه صلبیت دیوار بیشتر باشد مقادیر کوچکتر نقطه اثر اختیار می‌شود.

۷-۵-۵-۲-٤-۲: اضافه فشار مقاوم با اثر مساعد در پایداری دیوار، در شرایط زلزله نادیده گرفته شود.

۷-۵-۵-۲-٤-۳: فشار آب در شرایط زلزله باید بر اساس نوع خاک و میزان نفوذپذیری در محاسبات در نظر گرفته شود.

۷-۵-۵-۲-۵: تعیین فشار خاک در پشت دیوار

۷-۵-۵-۲-۵-۱: در دیوارهایی که به دلایل انعطاف‌پذیری سازه‌ای و یا لغزش افقی، می‌تواند به اندازه کافی تغییرشکل یا تغییر مکان افقی(طبق جدول ٦-۱) اتفاق افتد، باید از فشار خاک در حالت محرک استفاده شود.

۷-۵-۵-۲-۵-۲: در دیوارهایی که به دلایل انعطاف‌پذیری سازه‌ای و یا لغزش افقی، تغییرشکل یا تغییر مکان افقی رخ داده اما به اندازه کافی جهت بسیج شدن نیروی محرک نباشد باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

۷-۵-۵-۲-۵-۳: در دیوارهای طره‌ای یا دیوارهای سپری بدون مهار یا مهارشده با یک میل مهار از پشت باید از فشار خاک در حالت محرک با توزیع مثلثی استفاده شود. چنانچه مهارهای پشت زیاد باشد(دیوار پشت بند دار)، می‌توان توزیع فشار خاک را با تحلیل‌های عددی یا روش‌های تجربی به دست آورد.

۷-۵-۵-۲-۵-٤: در دیوارهای سپری مهار شده با چند تیرک افقی یا مایل از جلو، باید از توزیع فشار ذوزنقه‌ای یا مستطیلی استفاده شود.

۷-۵-۵-۲-۵-۵: در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متکی هستند در شرایط بارگذاری استاتیکی باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

۷-۵-۵-۲-۵-٦: در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متکی هستند در شرایط بارگذاری لرزه‌ای باید از جدول ٦-۲ استفاده شود. سختی یا نرمی خاک، با توجه به خصوصیات خاک، ارتفاع دیوار و ارتفاع ساختمان بر اساس قضاوت مهندسی انتخاب گردد.

جدول ٦-٢ تعیین فشار خاک جهت تحلیل لرزه‌ای

خاک پشت دیوار	روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله
متراکم یا سخت	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود
متوسط و سست	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونونوبه- اکابه یا فشار استاتیکی با فرض حالت سکون

۷-۵-۵-۲-۵-۷: فشار جانبی خاک در هنگام زلزله، با دو مولفه در ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته می‌شود.

فشار خاک در حالت استاتیکی + اضافه فشار خاک هنگام زلزله = فشار خاک در هنگام زلزله

۷-۵-۵-۲-۵-۸: طراح می‌تواند جهت تعیین فشار خاک ناشی از زلزله بر روی دیوار پروژهٔ مورد نظر، از مدل سازی عددی توسط نرم افزارهای معتبر صحت سنجی شده استفاده نماید.

۷-۵-۵-۲-۵-۹: فشار خاک تحت شرایط خاص

فشار آب، فشار ریشه گیاهان، فشار ناشی از تورم خاک، فشار ناشی از یخبندان و فشار برخاست نیز در صورتی که وجود داشته باشند باید در نظر گرفته شود. همچنین چنانچه احتمال بروز ترک کششی وجود داشته باشد باید در محاسبه فشار مد نظر قرار گیرد.

۷-۵-٦: فشار آب

۷-۵-٦-۱: در تعیین فشار طراحی آب باید سطح آب آزاد و یا سطح آب زیرزمینی در نظر گرفته شوند. در شرایطی که تراز آب آزاد یا زیرزمینی متغیر باشد باید بالاترین تراز ممکن در محاسبات فشار آب لحاظ شود.

۷-۵-٦-۲: برای سازه‌های نگهدارنده خاک با تراوایی متوسط یا پایین، نظیر سیلت‌ها و رس‌ها، فشارهای آب باید با فرض آنکه تراز سفره آب زیرزمینی حداقل در سطح فوقانی لایه‌ای که تراوایی آن کم است قرار دارد، تعیین شود، مگر آنکه یک شبکه زهکشی مطمئن نصب شده و یا از نفوذ آب جلوگیری شده باشد.

۷-۵-٦-۳: در مواردی که تغییرات ناگهانی در سطح سفره آزاد آب ایجاد می‌شود، هم وضعیت ناپایا که بلافاصله پس از تغییر در سفره آب رخ می‌دهد، و هم وضعیت پایا باید بررسی شود.

۷-۵-٦-٤: در مواردی که هیچ‌گونه تمهیدات خاصی برای زهکشی یا جلوگیری از جریان آب پیش‌بینی نشده باشد، باید اثرات احتمالی ترک‌های کششی یا ترک‌های انقباضی پر شده از آب در نظر گرفته شوند. در این موارد، در خاک‌های چسبنده نگهداری شده، فشار کلی طراحی معمولاً نباید از فشار هیدروستاتیکی آبی که از سطح زمین شروع می‌شود کمتر در نظر گرفته شود.

۷-۵-۷: روش‌های طراحی سازه‌های نگهبان

طراح می‌تواند هر یک از دو روش تنش مجاز و یا حالات حدی را انتخاب کند و جهت طراحی دیوار استفاده نماید.

۷-۵-۷-۱ روش تنش مجاز

حداقل ضرایب اطمینان برای انواع سازه‌های نگهبان در این روش در زیر ارائه شده است.

۷-۵-۷-۱-۱ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای صلب

مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای این گونه دیوارها در جدول ٦-٤ آمده است.

جدول ٦-٤ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی

شرایط	واژگونی	لغزش	ظرفیت باربری پی دیوار	پایداری کلی (شیروانی)
استاتیکی	۲	۱/۵	۳	۱/۵
لرزه‌ای	۱/۲	۱/۲	۲	۱/۳

در این دیوارها برآیند بار قائم در تراز پی باید درثلث میانی پی باشد یعنی حداکثر خروج از مرکزیت در تراز کف پی باید مقدار $B/6$ باشد و هیچ قسمت از پی به کشش نیفتد. خروج از مرکزیت در سایر ترازها برای دیوارهای وزنی متشکل از قطعات بلوک بتنی کافی است از ۰/۲۵ بیشتر نشود، یعنی بخش کوچکی از پی به کشش بیفتد.
در صورتی که در پایداری در برابر لغزش نیروی مقاوم خاک جلوی دیوار لحاظ گردد باید از ضریب اطمینان ۲ استفاده شود.

۷-۵-۷-۱-۲ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای انعطاف پذیر

جهت بررسی پایداری دیوار سپری می‌توان فقط یکی از ضرایب اطمینان زیر را استفاده کرد:

الف- واژگونی: ضرایب اطمینان مشابه جدول ٦-۳ می‌باشد.

ب- لغزش افقی: ضریب اطمینان حدود ۱/۵ تا ۲ بر فشار جانبی مقاوم جلوی سپر اعمال می‌شود تا مقدار نیروی مقاوم جلوی سپر کاهش می‌یابد. این مقدار ضریب اطمینان برای خاک‌های تحکیم یافته باید بزرگتر از ۲ باشد.

ج- افزایش عمق گیرداری سپر: در روش تنش مجاز، طول مورد نیاز نفوذ سپر در خاک، در ضریب ۱/۵ ضرب می‌شود.

۷-۵-۷-۱-۲-۱ ضریب اطمینان مهار

الف- در صورتی که دیوار سپری مهار شده باشد، جهت محاسبه باربری مجاز مهارهای تزریقی در سنگ و خاک به ترتیب از ضرایب اطمینان ٤ و ۳ استفاده شود. اگر میل مهار به شمع متصل باشد، آنگاه ضریب اطمینان شمع به کار می‌رود و اگر به سپر دیگر متصل باشد، ضریب اطمینان مشابه سپرها انتخاب می‌گردد.

ب- طراحی تیرک‌های متقابل و مایل باید مطابق با مباحث نهم و دهم مقررات ملّی ساختمان برای اجزا بتنی یا فولادی باشد.

۷-۵-۷-۱-۲-۲ ضریب اطمینان در برابر بالا زدگی کف

بالا زدگی کف گود باید کنترل شود و ترجیحا $\frac{\gamma H}{C} < 6$ باشد.

۷-۵-۷-۱-۳ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای خاک مسلح

الف) ضریب اطمینان کلی دیوار

ضرایب اطمینان مرتبط با پایداری خارجی این دیوارها مشابه ضرایب اطمینان دیوارهای صلب (جدول ٦-٤) می‌باشدبجز ضریب اطمینان مربوط به ظرفیت باربری پی دیوار که برابر ۲ می‌باشد.

ب) ضریب اطمینان مسلح کننده

ضرایب اطمینان مصالح مسلح کننده به دو قسمت تقسیم می‌شود. یکی مربوط به تنش کششی مجاز مسلح کننده و دیگری در ارتباط با نیروی بیرون کشیدن مهار می‌باشد:

ب-۱ ضریب اطمینان تنش کششی مجاز مسلح کننده‌ها

برای فلزات از ضریب اطمینان ۱/۵ تا ۱/۷ (با توجه به خورندگی محیط) استفاده می‌شود. برای ژئوسینتتیک‌ها می‌توان ضریب اطمینان را بر اساس ضرایب اطمینان جزیی به صورت زیر محاسبه کرد:

$$\mathrm{T}_a = \mathrm{T}_{\mathrm{ult}}\left(\frac{1}{FS_{\mathrm{id}} \times FS_{\mathrm{cr}} \times FS_{\mathrm{cd}} \times FS_{\mathrm{bd}}}\right) \qquad (۱-۵-۷)$$

$\mathrm{FS}_{\mathrm{id}}$ = ضریب احتمال آسیب دیدگی ناشی از نصب (۱/۱ تا ۱/۵ با توجه به روش اجرا)

$\mathrm{FS}_{\mathrm{cr}}$ = ضریب خزش (۱ تا ۳) با توجه به نوع مصالح

$\mathrm{FS}_{\mathrm{cd}}$ = ضریب خوردگی یا شیمیایی (حدود ۱ تا ۱/۵ با توجه به محیط)

$\mathrm{FS}_{\mathrm{bd}}$ = ضریب فساد بیولوژیکی (حدود ۱ تا ۱/۳)

T_{a} = تنش کششی مجاز

$\mathrm{T}_{\mathrm{ult}}$ = تنش کششی نهایی

باید دقت کرد که ضریب اطمینان‌های فوق برای اعمال بر مقاومت تضمین شده کارخانه سازنده و یا مقاومت اندازه گیری شده تعریف شده است.

در هر حال ضریب اطمینان تنش کششی مسلح کننده‌ها باید بین ۱/۵ تا ۲/۵ انتخاب شوند.

ب-۲) ضریب اطمینان بیرون کشیدن مهار مسلح کننده‌ها برابر ۱/۵ باشد.

ب-۳) ضریب اطمینان اتصال بین مهار و نمای خاک مسلح برابر ۱/۵باشد.

۷-۵-۷-۱-٤ کنترل تغییرشکل

الف- در طراحی سازه‌های نگهبان در روش تنش مجاز علاوه بر کنترل ضرایب اطمینان به شرح بالا باید تغییرشکل‌ها نیز کنترل شوند. در شرایط استاتیکی جهت محاسبه تغییر مکان ایجاد شده در سازه‌های نگهبان و خاکریز پشت دیوار و کنترل سایر شرایط بهره برداری (مانند لرزش‌ها و نظایر آن) باید تغییرمکان ایجاد شده محاسبه و سپس با توجه به تاسیسات و نوع سازه مورد استفاده، تغییرمکان بدست آمده از مقدار مجاز کمتر باشد.
ب) تغییرشکل‌های دیوار باید در شرایط لرزه‌ای نیز کنترل شود. در شرایط لرزه‌ای با استفاده از روش‌هایی مانند بلوک لغزان نیومارک یا مدل‌سازی عددی میتوان تغییرشکل‌های دیوار را محاسبه نمود.

۷-۵-۷-۲ روش حالات حدی

۷-۵-۷-۲-۱ در کلیه دیوارها، ترکیب بار و ضرایب بارگذاری باید منطبق بر مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملّی ساختمان (بر حسب مورد) باشد. ضرایب تقلیل مقاومت در انواع سازه‌های نگهبان در جداول ٦-۵ تا ٦-۸ آمده است.

۷-۵-۷-۲-۲ در ترکیب‌های بارگذاری در شرایط زلزله، فقط اضافه فشار خاک هنگام زلزله به عنوان بخشی از نیروهای زلزله (**E**) لحاظ می‌گردد. در این حالت ترکیب بارگذاری، فشار خاک در شرایط استاتیکی به عنوان بار مرده (**D**) محسوب می‌گردد.

۷-۵-۷-۲-۳ در ترکیب‌های بارگذاری در شرایط استاتیکی با حضور وزن خاک، کافیست فشار خاک در شرایط استاتیکی به عنوان فشار خاک (**H**) لحاظ گردد.

۷-۵-۷-۲-٤ ضرایب کاهش مقاومت در دیوارهای صلب

در دیوارهای صلب جهت کاهش مقاومت از ضرایب جدول ٦-۵ استفاده می‌شود.

جدول ٦-٥ ضرایب کاهش مقاومت دیوارهای صلب

کنترل‌ها	ضرایب کاهش نیرو یا لنگر مقاوم در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش نیرو یا لنگر مقاوم در شرایط لرزه‌ای	تعریف مقاومت
پایداری کلی	۰/٦٦	۰/۹۵	ممان یا نیروهای مقاوم در برابر لغزش
ظرفیت باربری	۰/٤٥	۰/٦	ظرفیت باربری نهایی (q_u)
واژگونی	۰/۵	۰/٦۵	لنگرهای مقاوم در برابر واژگونی
لغزش	۰/۷	۰/۹	نیروهای مقاوم در برابر لغزش افقی

۷-۵-۷-۲-۵ ضرایب تقلیل نیروی مقاوم در دیوارهای انعطاف پذیر

در دیوارهای انعطاف پذیر جهت کاهش نیروی مقاوم از ضرایب جدول ٦-٦ استفاده می‌شود.

جدول ٦-٦ ضرایب کاهش مقاومت دیوارهای انعطاف پذیر

کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
پایداری کلی	۰/٦٦	۰/۹۵
ظرفیت باربری	۰/۵۵	۰/۷
واژگونی	۰/۵	۰/٦۵
لغزش	۰/۹	۰/۹۵
دیوار مهاری یا المان مقاوم	۰/۷۵	۰/۸۵
مقاومت کششی	۰/۸	۰/۸
مقاومت در برابر بیرون کشش	۰/٦۵ برای خاک و ۰/۵ برای سنگ	۰/۹ برای خاک و ۱ برای سنگ

۷-۵-۷-۲-٦ ضرایب کاهش نیروی مقاوم در خاکریزها و شیروانی‌ها

در ترانشه‌ها جهت کاهش نیروی مقاوم از ضرایب جدول ٦-۷ استفاده می‌شود.

جدول ٦-۷ ضرایب کاهش مقاومت شیروانی

کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
پایداری کلی	۰/٦٦	۰/۸
ظرفیت باربری	۰/۵۵	۰/٦۵
لغزش	۰/۹	۰/۹۵

۷-۵-۷-۲-۷ ضرایب کاهش نیروی مقاوم در دیوارهای خاک مسلح

در دیوارهای خاک مسلح جهت بررسی پایداری خارجی از ضرایب ارائه شده در جدول ٦-۵ استفاده شود و جهت کاهش نیروی مقاوم در بررسی مسلح کننده‌ها از ضرایب جدول ٦-۸ استفاده می‌شود.

جدول ٦-۸ ضرایب کاهش مقاومت در پایداری داخلی دیوارهای خاک مسلح (مسلح کننده‌ها)

نوع پایدارسازی	کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
مسلح کننده	مقاومت کششی تسمه فلزی	۰/۷۵	۰/۹۵
	مقاومت کششی مسلح کننده ژئوسنتیک	۰/۹	۱/۲
	مقاومت بیرون کشیدن مسلح کننده	۰/۹	۰/۹۵
	لغزش بین مسلح کننده و خاک	۰/۸	۰/۹۵

۷-۵-۸ مهاربندی

۷-۵-۸-۱ کلیات

مهاربندی‌ها به عناصر سازه‌ای اطلاق می‌شوند که برای نگهداری سازه‌های نگهبان و انتقال نیروی کششی از آن‌ها به یک تشکیلات باربر خاکی یا سنگی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

مهاربندی‌ها شامل انواع زیر می‌باشند:

الف- سیستم‌های متشکل از یک سر مهاری، یک طول آزاد مهاری و یک طول ثابت مهاری که با عمل تزریق در زمین تثبیت می‌شوند.

در این مهارها می‌توان از رزین، سیمان و یا بتن جهت تزریق استفاده کرد. در صورتی که از مهارهای رزین‌دار استفاده شود می‌توان ۲ ساعت پس از اجرا، آزمایش‌های مربوطه را انجام داد. همچنین تزریق بتن باید در مهارهای با قطر زیاد (بیشتر از ۲۵ سانتیمتر) انجام شود.

ب- سیستم‌های متشکل از یک سر مهاری، یک طول ثابت مهاری ولی طول آزاد مهاری ندارد. این سیستم به نام میخ مهاری معروف هستند.

پ- سیستم‌های متشکل از یک سر مهاری، یک طول آزاد مهاری و یک مهار بتنی یا فلزی در انتهای مهار.

ت- سیستم‌های متشکل از یک مهار پیچ و یک کلاهک مهاربندی.

از مهاربندی‌ها می‌توان به عنوان عناصر موقتی یا دایمی سازه نگهبان استفاده کرد. مهاربندی‌هایی که بیشتر از دو سال مورد استفاده قرار می‌گیرند باید به عنوان مهاربندی‌های دایمی طراحی شوند.

۷-۵-۸-۲ طراحی مهارها

۷-۵-۸-۲-۱ برای طراحی مهارها در حالات حدی نهایی ساز و کار گسیختگی باید تحلیل و بررسی شود:

الف- شکست سازه‌ای مهار یا سر مهارها

ب- اعوجاج یا خوردگی سر مهار

پ- در مهارهای تزریق شده، گسیختگی در ناحیه بین خاک و مصالح تزریق شده

ت- در مهارهای تزریق شده، گسیختگی در ناحیه بین میله مهار و مصالح تزریق شده دور آن

ث- در مهارهایی که با سیستم بار مرده کار می‌کنند، گسیختگی به جهت عدم مقاومت کافی بار مرده

ج- از دست دادن باربری مهار به جهت تغییرشکل زیاد، چرخش سر مهار و یا خزش

۷-۵-۸-۲-۲ مشخصات کابل‌های پیش‌تنیدگی و میلگردهایی که برای مهاربندی به کار گرفته می‌شوند، باید بر اساس آیین‌نامه‌های سازه‌ای مربوطه تعیین شوند. طول آزاد مهاربندی‌ها نباید کمتر از **۵** متر انتخاب گردد.

۷-۵-۸-۲-۳ در مهاربندی‌هایی که تمام یا قسمتی از آن‌ها در خارج از زمین ساختگاه قرار می‌گیرند باید به احتمال قطع آن‌ها در طول عمر سازه نگهبان توجه ویژه داشت و تمهیدات لازم برای چنین شرایطی را پیش بینی کرد.

۷-۵-۸-۲-٤ برای جلوگیری از خوردگی قسمت آزاد، سر مهاربندی‌ها باید تزریق شده و با لاستیک‌های گریس دار و پوشش مناسب حفظ گردد.

۷-۵-۸-۲-۵ طراحی اولیه مهارها باید بر اساس روش‌های تئوری انجام شود و طراحی نهایی بر اساس آزمایش‌های حین نصب صورت پذیرد.

۷-۵-۸-۳ آزمایش مهارها

پس از نصب مهارها باید از رسیدن میزان باربری آن‌ها به حد مورد نظر اطمینان حاصل شود. برخی از مهارها به میزان باربری مورد نظر می‌رسند اما پس از مدتی باربری خود را از دست می‌دهند. لذا برای کنترل کارایی مهارها باید آزمایش‌های عملکرد، باربری و خزش بر روی آن‌ها انجام شود.

۷-۵-۸-۳-۱ آزمایش باربری و خزش

باید مطابق با جدول زیر آزمایش باربری مهارها در محل انجام شود:

جدول ٦-٩ آزمایش باربری مهارها

حالت	شرایط کارگاه و خاک	بار آزمایش	حداقل تعداد آزمایش‌ها
۱	وجود تجربه در خاک و مهار مورد نظر در نزدیکی کارگاه وجود داشته باشد	۱۵۰٪ بار طراحی	۵٪ از تعداد کل مهارها باید آزمایش شوند.
۲	تجربه در خاک و مهار مورد نظر وجود داشته باشد اما نه در نزدیکی کارگاه	۱۵۰٪ بار طراحی	۵٪ از تعداد کل مهارها باید آزمایش شوند. همچنین ۲ الی ۳ مهار تا ۲۰۰٪ بار طراحی آزمایش شود.
۳	تجربه در خاک و مهار **مورد نظر**وجود نداشته باشد	۱۵۰٪ بار طراحی	۱۰٪ از تعداد کل مهارها باید آزمایش شوند. همچنین ۲ الی۳ مهار تا ۲۵۰٪ بار طراحی آزمایش شود.

انتهای کلیه آزمایش‌های فوق آزمایش خزش انجام گیرد.

اگر در آزمایش‌های فوق مهاری زیر ۲۰۰٪ بار طراحی گسیخته شود باید طراحی مجدداً انجام شود.

در صورتی که مهارها به صورت موقت استفاده شوند می‌توان به جای ۱۵۰٪ در بار ۱۲۵٪ بار طراحی آزمایش‌ها انجام شود.

آزمون‌های فوق باید با بارگذاری- باربرداری جهت تعیین عملکرد مهارها انجام شود. هر پله بارگذاری و باربرداری حداقل ۲۵٪ بار طراحی باشد.

آزمایش خزش باید مطابق با جدول زیر انجام شود:

جدول ٦-١٠ آزمایش خزش مهارها

خاک	مقدار بار	مدت نگهداری بار حداکثر در آزمایش خزش	نرخ قابل قبول
ماسه	٪۱۵۰ بار طراحی	۱ الی ۲ ساعت	در نمودار تغییر مکان- لگاریتم زمان باید شیب در بازه‌های ۲۰ دقیقه کمتر از ۲ میلیمتر باشد.
رس	٪۱۵۰ بار طراحی	٢٤ ساعت	

در صورتی که مهارها به صورت موقت استفاده شوند می‌توان به جای ۱۵۰٪ در بار ۱۲۵٪ بار طراحی آزمایش‌ها انجام شود.

۷-۵-۹ خاکریز پشت دیوار

بهترین نوع مصالح برای خاکریزی، خاک‌های GW، SW،GP و SP می‌باشند.

در صورتی می‌توان از خاک‌های GM، GC، SM و SC استفاده کرد که بتوان از سیستم‌های زهکشی مناسب استفاده و خاک را همواره در شرایط غیر اشباع و رطوبت کم نگه داشت.

انواع دیگر خاک‌ها جهت استفاده به عنوان خاکریز مناسب نمی‌باشند، مگر آنکه تمهیدات لازم با نظر مشاور ذیصلاح (مانند روشهای تثبیت با آهک، سیمان و غیره و تامین زهکشی) دیده شده باشد.

۷-۵-۱۰ زهکشی و آب‌بندی دیوارها

۷-۵-۱۰-۱ اگر فشار هیدرواستاتیکی آب و یخ در طراحی دیوار دیده نشده است ضروری است سیستم زهکش و فیلتر مناسب در پشت دیوار استفاده شود.

۷-۵-۱۰-۲ دیوارهای زیرزمین باید به صورت آب‌بندی شده طراحی شوند و فشار احتمالی آب در طراحی لحاظ شود.

۷-۶ پی‌های عمیق

۷-٦-۱ هدف و دامنه کاربرد

الزامات این بخش مربوط به پی‌های عمیق یا شمع‌های فشاری (اتکایی یا اصطکاکی)، کششی و یا تحت بار جانبی است که به وسیله کوبش، فرو بردن با فشار، حفاری با و یا بدون تزریق به کار گرفته می‌شوند. هم شمع‌های منفرد و هم گروه شمع‌ها شامل الزامات این بخش هستند. همچنین مطالب عنوان شده در این فصل مربوط به شمع یا پی‌های عمیق بتنی، فولادی، چوبی و یا ترکیبی از آنها می‌باشد.

۷-٦-۲ مبانی طراحی پی‌های عمیق

شرایطی که پی‌های عمیق معمولاً برای آنها طراحی یا کنترل می شوند در دو گروه به شرح زیر تقسیم می‌شوند:

۷-٦-۲-۱ موارد ذیل در هر دو روش طراحی به روش مقاومت مجاز یا طراحی به روش مقاومت نهایی (ضرایب بار و مقاومت) باید کنترل شوند:

الف- از دست دادن پایداری کلی

ب- گسیختگی ناشی از کمبود ظرفیت باربری شمع‌ها

پ- گسیختگی ناشی از "زیرفشار" یا مقاومت کششی ناکافی شمع‌های کششی

ت- گسیختگی در زمین ناشی از بارگذاری جانبی شمع‌ها

ث- گسیختگی سازه‌ای شمع در فشار، کشش، خمش، برش و یا کمانش

ج- گسیختگی همزمان زمین و شمع

۷-٦-۲-۲ موارد ذیل برای شرایط بهره برداری در هر دو روش طراحی باید کنترل شود:

الف- نشست بیش از حد مجاز در شمع‌های فشاری

ب- بیرون‌کشیدگی بیش از حد مجاز در شمع های کششی

پ- دوران بیش از حد مجاز

ت- تغییرشکل جانبی بیش از حد مجاز

ث- ارتعاش غیرپذیرفتنی

۷-٦-۲-۲-۱ مقادیر حدی مجاز برای هر یک از موارد الف تا ث برای شرایط بهره‌برداری با توجه به عملکرد سازه و پایداری آن انتخاب می‌گردد.

۷-٦-۲-۲-۲ ضمن توجه به عملکرد سازه، باید در نظر داشت که مقادیر مجاز نشست برای شمع تکی مشابه پی منفرد و برای گروه شمع مشابه پی گسترده در نظر گرفته می‌شود.

۷-٦-۳ بارهای طراحی

۷- ٦-۳-۱ ترکیب بارهای وارده

کلیهٔ بارهایی که بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان معرفی شده‌اند در طراحی پی‌های عمیق برای ساختمان‌ها به کار برده می‌شوند.

۷-٦-۳-۲ نیروهای تغییرمکان زمین

نیروهای مربوط به تغییرمکان زمین در صورت وجود، باید در طراحی لحاظ شوند. زمینی که شمع‌ها در آن نصب می‌شود ممکن است با تغییرمکان‌های ایجاد شده در اثر تحکیم، بالاآمدگی، بارگذاری‌های مجاور، بارگذاری‌های جانبی، خزش خاک و زمین‌لغزش مواجه گردد. این پدیده‌ها در شمع‌ها اثراتی مانند نیروی ناشی از "اصطکاک منفی جدار"، "بالا زدگی شمع" و "حرکات جانبی" (و در نتیجه نیروهای جانبی) ایجاد می‌نماید که طبق توضیحات ذیل باید در طراحی شمع منظور شود.

۷-٦-۳-۲-۱ اصطکاک منفی جدار

الف- در یک گروه شمع، حداکثر نیروی اصطکاک منفی جدار با استفاده از تنش ناشی از سربار اطراف گروه‌شمع که موجب نشست شده و همچنین با منظور کردن تغییرات فشار آب زیرزمینی مربوط به نوسانات سطح آب، تحکیم و یا کوبش شمع‌های مجاور، باید محاسبه گردد.

ب- افزایش نیروی محوری در شمع ناشی از اثر اصطکاک منفی و مقدار حداکثر آن در تراز صفحه خنثی باید در طرح سازه‌ای شمع لحاظ گردد.

پ- لحاظ کردن نیروی اصطکاک منفی در ظرفیت باربری صرفاً با توجه به مقایسه نشست ایجاد شده ناشی از کل نیروها به نشست مجاز انتخاب می‌گردد.

۷-٦-۳-۲-۲ بالا زدگی شمع

بالا زدگی شمع می‌تواند ناشی از باربرداری، حفاری، یخبندان و یا فرو بردن شمع‌های مجاور باشد. همچنین می‌تواند ناشی از افزایش درصد رطوبت زمین در اثر کندن درختان، توقف برداشت از آب زیرزمینی و در نتیجه بالا آمدن سطح آن، جلوگیری از تبخیر (بر اثر ساختمان‌سازی جدید) و غیره باشد که عمدتا در خاکهای متورم شونده اتفاق میفتد و باید "فشار بالابرنده" و سایر نیروهای اضافه وارده بر شمع در طراحی لحاظ گردند.

۷-٦-۳-۲-۳ حرکات جانبی

حرکات جانبی زمین موجب اعمال بارهای جانبی بر روی شمع‌ها می‌شود. این بارها در مواردی که یک یا ترکیبی از شرایط زیر رخ دهد باید در طراحی لحاظ شوند:

الف- سربارهای با مقادیر متفاوت بر روی دو وجه مقابل یک شمع اعمال گردد.

ب- حفاری‌های با تراز متفاوت بر روی دو وجه مقابل یک شمع انجام شود.

پ- شمع در جوار یک خاکریز قرار گیرد.

ت- شمع در زمین شیب‌داری که خاک آن در حال خزش است اجرا شود.

ث- وقتی تغییرمکان جانبی زمین و شمع وجود داشته باشد.

چ- در جایی که امکان گسترش جانبی وجود دارد، باید شمع تحت تأثیر نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی، ایستا بوده و حرکت نکند و یا جابجایی آن در حد مجاز باشد.

۷-٦-٤ شمع تحت بار محوری

در این بخش ضوابط طراحی تحت بار محوری (فشاری یا کششی) شامل ضوابط تعیین ظرفیت باربری، کنترل نشست و تغییر مکان ارائه شده است. اما طراح سایر مواردی که در بخش ۷-٦-۲ ذکر شده را نیز باید کنترل نماید.

۷-٦-٤-۱ ظرفیت باربری

برای آنکه یک شمع، بارهای فشاری طراحی را با ایمنی مناسبی تحمل نماید، باید نامساوی زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری بر قرار باشد.

$$Rc \geq Fc \qquad (۱-٦-۷)$$

در این نامساوی:

F_c = بار فشاری طراحی

R_c = ظرفیت باربری فشاری شمع

۷-٦-٤-۱-۱ روشهای تعیین ظرفیت باربری شمع

تعیین ظرفیت باربری شمع‌ها می‌تواند بر اساس روشهای زیر صورت گیرد:

الف- استفاده از روابط تحلیلی که اعتبار آنها در شرایط مشابه به وسیلهٔ آزمایشهای بارگذاری (استاتیکی یا دینامیکی) به اثبات رسیده باشد.

ب- روش‌های مبتنی بر استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های برجا (نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، ...)که اعتبار آنها در شرایط مشابه به وسیلهٔ آزمایشهای بارگذاری (استاتیکی یا دینامیکی) به اثبات رسیده باشد.

پ- نتایج آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی

ت- نتایج آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی

تبصره: برای تعیین ظرفیت باربری چنانچه فقط از روش‌های الف و ب استفاده گردد، نتایج به دست آمده ممکن است دقت لازم را نداشته باشد. لذا به منظور اطمینان از ظرفیت باربری شمع استفاده از نتایج آزمایش‌های بارگذاری (پ و ت) توصیه می‌شود.

۷-٦-٤-۱-۲ استفاده از روابط تحلیلی

باربری فشاری Rc را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$R_c = R_b + R_s \qquad (۲-٦-۷)$$

در این رابطه:

R_b مقاومت نوک شمع و R_s مقاومت جداره شمع است که مقادیر آنها را می‌توان با استفاده از روابط زیر به دست آورد:

$$Rb = q_b A_b \qquad (۳-٦-۷)$$

$$Rs = \sum_{i=1}^{n} q_{si}\, A_{si} \qquad (٤-٦-۷)$$

در این روابط:

q_b = ظرفیت باربری نوک شمع

A_b = مساحت مؤثر سطح قاعده نوک شمع

q_{si} = ظرفیت باربری جداره شمع در لایه i

A_{si} = مساحت مؤثر سطح جانبی شمع در لایه i

مقادیر q_b و q_{si} را می‌توان با استفاده از روابط محاسباتی معتبر و بر اساس پارامترهای حاصل از نتایج مطالعات ژئوتکنیک یا بهره‌گیری از نتایج آزمایش‌های برجا به دست آورد.

الف- ظرفیت باربری نوک شمع q_b را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_b = cN_c^* + \bar{q}\, N_q^* \qquad (۵-٦-۷)$$

که در آن c چسبندگی خاک در اطراف و زیر نوک شمع و $\bar{q}$ تنش موثر قائم در تراز نوک شمع است.

برای محاسبه N_c^* و N_q^* باید از روابط معتبری مانند "مایرهوف"، "وسیک"، "جانبو"، "کولهاوی" (مخصوص شمع‌های درجاریز) یا هر روش دیگری که در مراجع معتبر آمده استفاده نمود.

بر اساس روش تنش کل مقاومت نوک را در خاکهای چسبنده رسی می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$q_b = N_t \cdot S_u$$

که در آن S_u حداقل مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رس در تراز نوک شمع است. N_t ضریب ظرفیت باربری است که تابعی از قطر شمع است و به صورت زیر تعیین می‌شود:

- قطر شمع کوچکتر از ۰/۵ m برابر ۹
- قطر شمع بین ۰/۵ m تا ۱ m برابر ۷
- قطر شمع بزرگتر از ۱ m برابر ٦

ب- مقاومت باربری جدار شمع را می‌توان از روش‌های تنش کل (مانند روش α) یا تنش موثر (مانند روش β) و یا ترکیبی از این دو روش بر حسب مورد و شرایط محاسبه نمود. (به جای این بند می توان بندهای زیر را آورد)

مقاومت باربری جدار شمع در لایه i، q_i را می‌توان از هر یک از روشهای تنش کل (مانند α) یا تنش موثر (مانند β) محاسبه نمود.

در روش تنش کل q_{si} از فرمول زیر حاصل می‌گردد:

$$q_{si} = \alpha \times S_u$$

که در آن Su مقاومت برشی زهکشی نشده و α ضریبی است که در محدوده ۰/۳ تا ۱ تغییر می‌کند.

بر اساس روش تنش موثر β، مقاومت واحد جداری شمع در خاک‌های غیرچسبنده و در هر عمق z در طول شمع از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$q_{si} = \beta \sigma'_v$$

که در آن β فاکتور مقاومت جدار و σ'_v تنش قائم مؤثر خاک در کنار شمع در عمق z است. فاکتور مقاومت جداری، β، بطور کلی در دامنه ۰/۲ تا ۱/۵ تغییر می‌کند.

پ- در انتخاب روابط تحلیلی، برای استفاده در یک پروژه، باید به عوامل زیر توجه شود:

نوع خاک شامل: دانه‌بندی، کانی شناسی، شکل دانه‌ها، پیش تحکیمی، قابلیت تراکم یا فشردگی و تراوایی

روش اجرای شمع شامل: شمع‌های درجاریز و یا رانده شده (کوبشی یا ارتعاشی)، طول، قطر و مصالح شمع.

نوع آزمایش خاک: شامل شرایط زهکشی، سرعت بارگذاری، میزان دست‌خوردگی، ....

ت- در محاسبه مقاومت نوک شمع باید به مقاومت ناحیه‌ای از زمین که بر روی آن تأثیر می‌گذارد توجه داشت. در این رابطه باید اثرات لایه ضعیف در این ناحیه را که بر روی مقاومت نوک شمع تأثیر قابل ملاحظه دارد، به حساب آورد. در مواردی که لایهٔ ضعیفی در ژرفای کمتر از ۳ برابر قطر نوک شمع در زیر آن وجود دارد، باید ساز و کار گسیختگی سوراخ‌کننده را در محاسبات ظرفیت باربری منظور داشت.

۷-٦-٤-۱-۳ استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های برجا

در روش استفاده مستقیم از نتایج به دست آمده از آزمایش های برجا (مانند نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، ...)، پارامترهای حاصل از آزمایش مستقیما در تخمین توان باربری شمع مورد استفاده واقع می‌شوندکه روابط حاصله بیشتر جنبهٔ تجربی دارند. در این خصوص باید به نکات زیر توجه داشت:

الف- آزمایش باید تا عمق کافی پایین‌تر از تراز نوک شمع انجام شده باشد.

- چنانچه جدار شمع در لایه‌های مختلفی قرار دارد، باید آزمایش در نقاط کافی در هر لایه انجام شده باشد.

هر روش برای نوع بخصوصی از روش اجرای شمع و خاک پیشنهاد شده است و تحلیل‌ها به شرطی معتبر است که با جزئیات طراحی و اجرائی شمع منطبق باشند.

۷-٦-٤-۱-٤ استفاده از آزمایش بارگذاری استاتیکی

در مواردی که آزمایش بارگذاری شمع انجام می‌شود، ظرفیت باربری طراحی را باید با نتایج این آزمایش تدقیق نمود. در این مورد باید به نکات زیر توجه داشت:

الف- نتایج آزمایش بارگذاری شمع در یک ساختگاه تنها با شرط اجرا در شرایط یکسان "شمع‌های آزمایشی" و "شمع‌های اصلی" قابل استفاده است.

ب- قطر و طول شمع‌های آزمایشی باید تا حد امکان با قطر شمع‌های اصلی یکسان باشد. در صورت اختلاف بین قطرهای این دو، نسبت قطر شمع آزمایشی به شمع اصلی نباید کمتر از نیم باشد.

پ- تعیین ظرفیت باربری طراحی از روی منحنی نیرو - نشست باید بر اساس یک روش معتبر انجام شود.

۷-٦-٤-۱-۵ استفاده از آزمایش دینامیکی

الف- نتایج آزمایش‌های بارگذاری دینامیک شمع‌ها می‌تواند در تعیین ظرفیت باربری مورد استفاده قرار گیرد، مشروط بر آنکه اولاً مطالعه ژئوتکنیک کامل برای ساختگاه انجام شده باشد، ثانیاً نتایج این آزمایش‌ها با آزمایش-های استاتیک بر روی شمع‌های مشابه به لحاظ نوع، طول، سطح مقطع و در شرایط خاک مشابه کالیبره شده باشد.

ب- نتایج آزمایش‌های دینامیک همواره باید در ارتباط و مقایسه با یکدیگر مورد استفاده قرارگیرند. این آزمایش‌ها را می‌توان به عنوان روشی برای تعیین یکنواختی عملکرد شمع‌ها به کار گرفت و از آنها برای تشخیص شمع‌های ضعیف، مسئله‌دار و آسیب‌دیده نیز استفاده نمود.

۷-٦-٤-۱-٦ تحلیل معادله موج (WEAP)

در مواردی که ظرفیت باربری نهایی شمع‌های فشاری منفرد با استفاده از تحلیل‌های معادله موج تعیین می‌شود، اعتبار این تحلیل‌ها باید با توجه به عملکرد قبلی آنها در آزمایش‌های بارگذاری ایستا روی نمونه شمع‌های مشابه، با طول و مقطع مشابه، و در شرایط زمین یکسان تأیید شده باشد.

پارامترهای مورد استفاده در تحلیل معادله موج را در مواردی که آزمایش بارگذاری دینامیکی بر روی شمع‌های آزمایشی انجام شده باشد، می‌توان مورد تجدید نظر قرار داد و اصلاح کرد. در این صورت باید به انجام آزمایش در شرایط کوبش اولیه یا کوبش مجدد توجه داشت.

نتایج تحلیل معادله موج بیشتر برای طراحی شرایط و ابزار کوبش (مانند ظرفیت چکش مورد نیاز، بالشتک چکش و شمع، ....) و همچنین زمان کوبش و قابل کوبش بودن شمع تا عمق مورد نظر استفاده می‌گردد. در این صورت باید نتایج به صورت "گراف باربری" و گرافهای حاصل از "تحلیل قابلیت کوبش" ارائه گردند.

۷-٦-٤-۱-۷ آزمایش دینامیک شمع (DLT)

نتایج آزمایش‌های بارگذاری دینامیک شمع‌ها می‌تواند در تعیین ظرفیت باربری مورد استفاده قرار گیرد، مشروط بر آنکه اولاً مطالعه ژئوتکنیک کامل برای ساختگاه انجام شده باشد، ثانیاً نتایج این آزمایش‌ها با آزمایش‌های استاتیک بر روی شمع‌های مشابه به لحاظ نوع، طول سطح مقطع و در شرایط خاک مشابه کالیبره شده باشد.

نتایج آزمایش‌های دینامیک همواره باید در ارتباط و مقایسه با یکدیگر مورد استفاده قرارگیرند. این آزمایش‌ها را می‌توان به عنوان روشی برای تعیین یکنواختی عملکرد شمع‌ها به کار گرفت و از آنها برای تشخیص شمع‌های ضعیف، مسئله‌دار و آسیب‌دیده نیز استفاده نمود.

۷-٦-٤-۱-۸ در صورتیکه نتایج ظرفیت باربری حاصل از آزمونهای بارگذاری شمع با نتایج حاصل از روشهای تحلیلی و روشهای استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های برجا باشد باید شمعها بر اساس آزمونهای بارگذاری طراحی گردند.

۷-٦-٤-۱-۹ در صورتیکه نتایج ظرفیت باربری حاصل از آزمونهای بارگذاری شمع با روشهای استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های برجا معتبر و مرتبط با شمع مثل "نفوذ مخروطی ویا برسیومتر" متفاوت باشد باید شمعها بر اساس هر دو معیار و با نظر کارشناس ژئوتکنیک طراحی گردند.

۷-٦-٤-۲ نشست شمع‌ها

۷-٦-٤-۲-۱ محاسبه نشست شمع‌ها می‌تواند هر یک از موارد زیر را شامل شود:

الف- نشست شمع‌های منفرد

ب- نشست اضافی ناشی از عملکرد گروهی شمع‌ها

۷-٦-٤-۲-۲ در تحلیل گروه شمع در خاکهای ریزدانه باید به اثر زمان بر نشست کل مانند تحکیم و خزش خاک توجه داشت.

۷-٦-٤-۳ شمع‌های کششی

۷-٦-٤-۳-۱ برای آنکه یک شمع، بارهای طراحی را با ایمنی مناسبی در مقابل گسیختگی کششی تحمل نماید، باید نامساوی زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد:

$$R_t \geq F_t \qquad (٦-٦-٧)$$

در این نامساوی:

F_t = بار محوری کششی طراحی

R_t = باربری کششی شمع

۷-٦-٤-۳-۲ در تعیین ظرفیت باربری شمع‌های کششی، دو نوع ساز و کار گسیختگی باید در نظر گرفته شود:

الف- بیرون آمدن شمع‌ها از زمین به صورت منفرد

ب- بالا آمدن بلوک زمین حاوی گروه شمع

۷-٦-٤-۳-۳ نیروی مقاوم کششی، چه در حالت منفرد و چه در حالت گروهی، با استفاده از رابطه (۷-٦-۷) محاسبه می‌شود:

$$R_t = W_t + F_s - U_{uplift} \qquad (۷-٦-۷)$$

در این رابطه:

W_t = وزن شمع‌ها و وزن بلوک خاک (در گروه‌شمع)

F_s= مقاومت جانبی جدار شمع و خاک یا مقاومت برشی خاک در مرز بلوک خاک (در گروه‌شمع)

U_{uplift} = برآیند نیروهای رو به بالای طراحی ناشی از فشار آب بالابرنده در زیر بلوک خاک.

۷-٦-٤-۳-٤ در تعیین ظرفیت باربری بلوک خاک باید کوچکترین دو مقدار "ظرفیت باربری کششی گروه شمع"، و "مجموع ظرفیت باربری کششی شمع‌ها" در نظر گرفته شود.

۷-٦-٤-۳-۵ در بارگذاری‌های متناوب، باید اثر تکرار بار بر روی کاهش ظرفیت باربری کششی شمع‌ها در نظر گرفته شود.

۷-٦-٤-۳-٦ مقاومت اصطکاک جدار کششی شمع‌های منفرد ۰/۷ تا ۰/۸۵ اصطکاک جدار شمع در حالت فشاری لحاظ شود، مگر آنکه آزمایش بارگذاری استاتیکی کششی انجام شده باشد.

۷-٦-۵ شمع‌های تحت بار جانبی

۷-٦-۵-۱ ظرفیت باربری جانبی

جهت طراحی شمع‌ها تحت بار جانبی باید نامساوی زیر در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد.

$$R_{tr} \geq F_{tr} \qquad (۸-٦-۷)$$

در این نامساوی:

F_{tr} = بار جانبی طراحی

R_{tr} = مقاومت جانبی شمع

۷-٦-۵-۱-۱ در ارزیابی ظرفیت باربری جانبی شمع‌ها یکی از ساز و کارهای گسیختگی زیر باید در نظر گرفته شود:

الف- در شمع‌های کوتاه چرخش و یا انتقال شمع به عنوان یک جسم صلب

ب- در شمع‌های بلند و لاغر گسیختگی خمشی شمع همراه با تسلیم موضعی و تغییرمکان خاک جلوی شمع در ناحیه بالای آن

۷-٦-۵-۱-۲ در هر یک از حالتهای الف و ب برای تحلیل ظرفیت شمع می‌توان از روشهای تحلیل تعادل حدی معتبر مانند "برومز" استفاده نمود.

۷-٦-۵-۱-۳ در ارزیابی ظرفیت باربری جانبی گروه شمع‌ها باید اثر گروهی آنها در نظر گرفته شود.

۷-٦-۵-۱-٤ در تحلیل شمع‌های تحت اثر بار جانبی باید احتمال گسیختگی سازه‌ای شمع در زیر سطح زمین بررسی شود.

۷-٦-۵-۲ تغییرمکان جانبی

۷-٦-۵-۲-۱ در ارزیابی تغییرمکان جانبی بالای شمع‌ها باید سختی زمین، سختی خمشی هر یک از شمع‌ها، گیرداری شمع‌ها در سر شمع، اثر گروهی شمع‌ها و همچنین اثر رفت و برگشت بارها در نظر گرفته شود.

۷-٦-۵-۲-۲ پاسخ شمع‌ها تحت بار جانبی بطور کامل غیر خطی است. و فقط در صورتی که حداکثر تغییرشکل جانبی شمع کوچک باشد(کمتر از ۱ درصد قطر)، مصالح شمع رفتار خطی داشته باشد و بارگذاری نیز یک طرفه باشد، میتوان از روش‌هایی که از فرض خطی بودن رفتار خاک استفاده می کنند، استفاده نمود.

۷-٦-۵-۲-۳ از روش منحنی‌های p-y می‌توان در تحلیل استفاده نمود، به شرط آنکه از منحنی‌های مناسب برای خاکهای اصطکاکی و چسبنده استفاده گردد.

۷-٦-۵-۲-٤ در آزمایش بارگذاری جانبی باید مدل تحلیلی برای شرایط آزمایش با تحلیل برگشتی صحت سنجی شود. در گروه شمع با سرشمع صلب و اتصال گیردار، پس از صحت سنجی مدل تحلیلی برای شمع با سر آزاد، باید منحنی نیرو-جابجایی شمع با سر گیردار تحلیل شود.

۷-٦-٦ گروه شمع

در تحلیل میزان بار انتقال‌یافته به شمع‌ها باید مشخصات هندسی و مکانیکی کلاهک سر شمع، موقعیت و طول شمع‌ها، نحوه اتصال سر شمع، سختی شمع‌ها و مشخصات بارهای وارده مورد توجه قرار گیرد. در این مقررات انواع گروه شمع از نظر تحلیل و طراحی مورد توجه است. در این مقررات گروه شمع به دو حالت "گروه شمع کلاسیک" و "رادیه–شمع" تقسیم شده است. بسته به نوع گروه شمع فرضی در طراحی، اندرکنش خاک با اجزاء مختلف سازه‌ای مانند شمع‌ها و سرشمع باید به درستی بررسی شود. موارد مطرح شده در این مبحث در ارتباط باگروه شمعکلاسیک می باشد.

۷-٦-٦-۱ ظرفیت باربری گروه شمع

۷-٦-٦-۱-۱ از آنجا که ظرفیت باربری هر شمع در گروه با ظرفیت باربری شمع تکی فرق دارد، باید ضریب موسوم به اثر گروهی یا بازدهی گروه در محاسبه ظرفیت باربری گروه شمع در نظر گرفته شود.

۷-٦-٦-۱-۲ ضریب بازدهی گروه شمع بستگی به فاصله و قطر شمع‌ها، نوع خاک و روش اجرای شمع دارد. ضریب بازدهی گروه شمع در هر پروژه باید با توجه به شرایط آن پروژه و براساس استفاده از داده‌ها و روابط تجربی متناسب تعیین گردد.

۷-٦-٦-۲ نشست گروه شمع

نشست گروه شمع با توجه به نکات زیر تعیین گردد.

۷-٦-٦-۲-۱ تخمین اولیه نشست گروه شمع را می‌توان با فرض پی گسترده معادل تخمین زد. عمق پی گسترده معادل باید با توجه به نسبت باربری نوک و جدار شمع تعیین گردد.

۷-٦-٦-۲-۲ محاسبه نشست نهایی گروه شمع با مدلسازی خاک با فنر (مدل وینکلر) دقت کافی ندارد و باید تحلیل گروه شمع با لحاظ نمودن اندرکنش‌های مختلف بین شمع و خاک انجام گیرد.

نشست شمع‌ها، به ویژه گروه شمع را می توان با تحلیل نتایج آزمایش بارگذاری تعیین نمود. اما اگر آزمایش از نوع آهسته و حتی طولانی باشد نمی توان برای محاسبه نشست ناشی از تحکیم، از نتایج آزمایش بارگذاری استفاده نمود.

۷-٦-٦-۳ تحلیل نیروها در گروه شمع

تحلیل نیروها در گروه باید به منظور تعیین سهم نیروها و لنگرهای وارد بر هر شمع در گروه و همچنین توزیع نیرو و لنگر در سرشمع انجام گیرد.

۷-٦-٦-۳-۱ طراح جهت سادگی می‌تواند سهم باربری خاک زیر سرشمع گسترده را در نظر نگیرد، اما تحلیل دقیق با در نظر گرفتن سهم سرشمع برای طراحی بهینه توصیه می‌شود.

۷-٦-٦-۳-۲ در تحلیل گروه شمع با لحاظ کردن سهم باربری خاک می‌توان خاک زیر پی گسترده (سرشمع) را به صورت فنر در نظر گرفت، ولی باید ضرایب اندرکنش بین فنرها لحاظ گردد. خاک اطراف شمع در هر عمق با ۳ فنر (یک قائم و ۲ افقی) تحلیل می‌شود. در اینصورت رفتار فنر قائم زیر نوک شمع (Q-z)، فنرهای قائم اصطکاکی جدار شمع (t-z) و فنرهای افقی در جدار شمع (p-y) و به ویژه مقدار سختی آنها باید بر اساس اندازه‌گیری در ساختگاه پروژه یا داده‌های تجربی قابل قبول از سایت‌ها و شمع‌های مشابه تعیین گردد.

۷-٦-٦-۳-۳ علاوه بر تحلیل‌های بندهای۷-٦-٦-۳-۱و ۷-٦-٦-۳-۲ تحلیل گروه شمع با فرض خاک به صورت محیط پیوسته با استفاده از نرم‌افزارهای عددی صحت سنجی شده، در ساختمان‌های با اهمیت زیاد و بسیار زیاد و با تعداد طبقات بیشتر از ۳ طبقه و ساختمان‌های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات بیشتر از ۸ طبقه ضروری است.

۷-٦-٦-٤ طراحی گروه شمع

۷-٦-٦-٤-۱ طراحی طبق این مقررات با روش‌های سنتی و همچنین روش شمع‌های کاهنده نشست (موسوم به پی-شمع) به شرح مندرج در بند ۷-٦-٦-٤-۳ قابل‌قبول است.

۷-٦-٦-٤-۲ اگر ظرفیت باربری پی گسترده (سرشمع) مستقر بر گروه شمع برای تحمل بارهای وارد کافی نباشد، آن‌گاه باید بار وارد بر هر شمع با تحلیل مشخص شود و ابعاد هر شمع چنان تعیین گردد که بار وارده را تحمل کند. برای تحلیل گروه شمع در این حالت می‌توان از هر دو روش مندرج در بند ۷-٦-٦-۳ استفاده کرد.

۷-٦-٦-٤-۳ اگر ظرفیت باربری مجاز پی گسترده (سرشمع) مستقر بر گروه شمع کافی باشد، ولی نشست بیش از مقدار مجاز باشد، آن‌گاه عملکرد پی گسترده با اضافه کردن تعدادی شمع بهبود می‌یابد. تعداد شمع‌ها چنان در

نظر گرفته می‌شود که نشست سرشمع را به مقدار مجاز برسانند. برای تحلیل در این روش طراحی، باید نقش سر شمع و خاک زیر آن در نظر گرفته شود. استفاده از مدل تحلیلی مناسب که رفتار و سختی خاک و شمع و اندرکنش بین آنها به نحو مناسبی در آن لحاظ شده و با اندازه‌گیریهای میدانی تدقیق شده باشد ضروری است.

۷-٦-٦-٤-٤ از آن جا که در روش شمع‌های کاهنده نشست، شمع‌ها برای تامین شرایط بهره برداری به کار می روند نیازی به اعمال ضرایب اطمینان بر ظرفیت باربری شمع (روش مقاومت مجاز) و یا اعمال ضرایب بار و مقاومت (مقاومت نهایی) نیست.

۷-٦-۷ بار مجاز طراحی شمع‌ها

جهت تعیین بار مجاز شمع می‌توان از هر یک از دو روش مقاومت نهایی و مقاومت مجاز استفاده نمود.

۷-٦-۷-۱ روش مقاومت مجاز (بارهای بدون ضریب)

۷-٦-۷-۱-۱ در این حالت بارهایی که در بند ۷-٦-۳ این مبحث آورده شده با ضریب یک در محاسبات نیرو لحاظ می‌شوند و بار وارد بر شمع‌ها محاسبه می‌گردد. این بارها برای محاسبه نیروهای فشاری، کششی و جانبی وارد بر شمع (به ترتیب با F_c، F_t و F_{tr}) معرفی شده‌اند.

۷-٦-۷-۱-۲ از تقسیم بار نهائی (Q_{ult}) حاصله از هر یک از روشهای بند ۷-٦-٤-۱-۱ بر ضریب اطمینان، بار مجاز (Q_{allow}) حاصل می‌گردد (رابطه ۷-٦-۹). درروش مقاومت مجاز ، Q_{allow} در واقع R_c ، R_t و R_{tr} به ترتیب در شمع تحت بارهای فشاری، کششی و جانبی است.

$$Q_{allow} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} \qquad (۷-٦-۹)$$

۷-٦-۷-۱-۳ به طور کلی تصمیم‌گیری راجع به مقدار ضریب اطمینان (F.S.) بستگی به میزان اطمینان از تعیین باربری نهایی شمع (Q_{ult}) و همچنین تعیین بارهای وارده به شمع دارد.

۷-٦-۷-۱-٤ ضریب اطمینان شمع دروضعیت استاتیکی نباید از مقادیر جدول ۷-٦-۱ کمتر باشد. همچنین باید توجه داشت که مقدار نشست کل، دوران و اختلاف نشست نباید از مقادیر مجاز بهره‌برداری بیشتر شود. برای انتخاب ضریب اطمینان در شرایط لرزه‌ای می‌توان به آئین‌نامه‌های معتبر دیگر مراجعه کرد.

۷-٦-۷-۱-۵ عدد ضریب اطمینان ۲/۲ مربوط به آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی در جدول ۷-٦-۱ به شرطی قابل استفاده است که شمع تا بار گسیختگی بارگذاری شده باشد.

۷-٦-۷-۱-٦ به شرط انجام آزمایش‌های بارگذاری علاوه بر "شمع‌های آزمایشی"،بر روی تعدادی یا درصدی از "شمع‌های اصلی"، می‌توان ضریب اطمینان را تا ۲ کاهش داد. نوع آزمایش، تعداد یا درصد آن و ترکیب آزمایشهای مختلف با نظر مشاور ذیصلاح باید مشخص گردد.

جدول۷-٦-۱ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش مقاومت مجاز)

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری		ضریب اطمینان (F.S.)
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	کوبشی	۳
		درجاریز	٤
	آزمایش نفوذ مخروط		۲/۸
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)		۲/۲
	آزمایش بارگذاری دینامیکی		۲/۵
جانبی	فقط روش تحلیلی		۲/۵
	آزمایش استاتیک (جانبی)		۲

۷-٦-۷-۱-۷ اگر از روش شمع‌های کاهنده نشست (پی- شمع) برای طراحی استفاده شود، نیازی به کنترل ضریب اطمینان ظرفیت باربری شمع‌های منفرد نیست. اما ضریب اطمینان مناسب سرشمع (پی گسترده) باید تامین شده باشد.

۷-٦-۷-۲ روش مقاومت نهایی (ضرایب بار و مقاومت)

۷-٦-۷-۲-۱ در کلیه شمع‌ها ترکیب بار و ضرایب بارگذاری منطبق بر مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملی ساختمان (بر حسب مورد) انتخاب می‌شود. این بارها برای محاسبه نیروهای فشاری، کششی و جانبی وارد بر شمع (F_c، F_t و F_{tr}) به کار می‌روند.

۷-٦-۷-۲-۲ با اعمال ضرایب کاهش مقاومت بار نهائی (Q_{ult}) حاصله از هر یک از روش‌های بند ۷-٦-٤-۱-۱، در واقع R_c ، R_t و R_{tr} به ترتیب در شمع تحت بارهای فشاری، کششی و جانبی حاصل می‌شوند.

۷-٦-۷-۲-۳ ضرایب کاهش مقاومت در وضعیت استاتیکی با توجه به شرایط طراحی مندرج در جدول (۷-٦-۲) تعیین می‌گردد.

جدول ۷-٦-۲ ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی (مقاومت نهایی)

نوع بار اعمالی	شرایط طراحی		ضریب کاهش مقاومت
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	کوبشی	۰/۳۵
		درجاریز	۰/٤۵
	آزمایش نفوذ مخروط		۰/۵
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)		۰/٦۵
	آزمایش بارگذاری دینامیکی		۰/۵۵
جانبی	فقط روش تحلیلی		۰/۵۵
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (جانبی)		۰/۷

۷-٦-۷-۲-٤ در روش حالت حدی بهره برداری مقدار نشست کل، دوران و اختلاف نشست با اعمال ضرایب بار یک به دست می‌آیند که این مقادیر نباید از مقادیر مجاز بهره برداری بیشتر گردد.

۷-٦-۸ آزمایش‌های بارگذاری شمع

آزمایش بارگذاری شمع باید تا سطح باری ادامه یابد و تحت شرایطی انجام شود که بتوان ظرفیت باربری، رابطه نیرو - تغییر شکل و ضریب سختی شمع را بر اساس نتایج آن استخراج کرد. همچنین بتوان کیفیت شمع‌های اجرا شده و امکانات اجرای شمع را کنترل و ارزیابی نمود. آزمایش‌های بارگذاری شمع‌ها در وضعیت‌های زیر باید انجام شوند:

الف- در مواردی که از نوع شمع یا روش اجرائی استفاده می‌شود و نتایج مطالعات یا تجربه فعلی بر روی آنها در خاک مشابه و یا شرایط بارگذاری مشابه در دست نمی‌باشد.

ب- در مواردی که از سیستم شمعی استفاده می‌شود و تجربه اجرایی آن در منطقه احداث طرح وجود ندارد.

پ- در مواردی که شمع‌ها تحت شرایط بارگذاری خاص قرار می‌گیرند و به لحاظ تئوری و تجربی اطمینان کافی در تحلیل آنها وجود ندارد.

ت- در مواردی که مشاهدات به عمل آمده در حین اجرای شمع‌ها در محل از آنچه بر اساس تئوری و تجربه قبلی پیش‌بینی می‌شده تفاوت نامناسب قابل توجهی دارد و با بررسی‌های اضافی خاک نتوان دلایل آن را روشن کرد.

۷- ٦-۸-۱ آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی

۷-٦-۸-۱-۱ آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی شامل آزمایش بارگذاری فشاری، آزمایش بارگذاری کششی و آزمایش بارگذاری جانبی می‌باشد و باید طبق استاندارد ملی یا بین المللی معتبر مصوب که مورد توافق کارفرما و ناظر باشد انجام پذیرند.

۷-٦-۸-۱-۲ روش آزمایش بارگذاری استاتیکی شمع باید با توجه به تعداد دفعات بارگذاری و مدت زمان آنها و کاربرد بارگذاری دوره‌ای، چنان باشد که از نتایج آن بتوان رفتار شمع به لحاظ تغییرشکل‌ها، خزش، سختی و چگونگی بازگشت تغییرشکل‌های ارتجاعی را استخراج نمود.

۷-٦-۸-۱-۳ آزمایش بارگذاری شمع‌ها در کشش معمولاً تا حد گسیختگی ادامه داده می‌شود. برون‌یابی بار-جابجایی در آزمایش‌های کششی، مخصوصاً در موارد بارگذاری‌های کوتاه مدت نباید انجام شود.

۷-٦-۸-۱-٤ راستای نیروهای کششی یا فشاری در آزمایش شمع‌ها تحت نیروی محوری باید منطبق بر محور طولی آنها باشد.

۷- ٦-۸-۲ آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی

آزمایش دینامیک شمع (PDA) یا آزمایش دینامیک با دامنه کرنش بالا طبق استاندارد معتبری که مورد توافق کارفرما و ناظر باشد باید انجام گردد.

۷-٦-۸-۲-۱ چنانچه آزمایش دینامیک شمع در شرایط کوبش اولیه انجام شود، نتایج برای تعیین عمق مدفون مناسب شمع، ارزیابی تجهیزات و ملحقات کوبش و کنترل سلامت و یکپارچگی شمع مفید است. برای تعیین ظرفیت باربری باید مطابق بند ۷-٦-۸-۲-۲ عمل کرد.

۷-٦-۸-۲-۲ برای تعیین ظرفیت باربری باید آزمایش کوبش مجدد به فاصله زمانی مناسب از کوبش اولیه انجام گردد تا اثرات گیرش یا رهائی خاک لحاظ گردد. فاصله زمانی مناسب از کوبش اولیه شمع برای آزمایش کوبش مجدد به شرایط زهکشی خاک بستگی دارد. در خاکهای دانه‌ای حداقل ۲٤ ساعت و خاکهای ریزدانه حداقل یک هفته لازم خواهد بود.

۷-٦-۸-۲-۳ چنانچه فرصت کافی یا امکان کوبش مجدد فراهم نباشد، می‌توان با روابط تئوریک و بر حسب تجربیات قبلی منطقهٔ اجرا، اثرات گیرش یا رهایی خاک بر افزایش یا کاهش ظرفیت باربری را ارزیابی نمود.

۷-٦-۸-۲-٤ آزمایش کنترل یکپارچگی شمع با دامنه کرنش کم را می‌توان برای ارزیابی کیفیت شمع‌های اجرا شده استفاده نمود. به ویژه انجام این آزمایش در کنترل کیفیت شمع‌های بتنی درجاریز ضروری است. این آزمایش باید طبق استاندارد معتبری که مورد توافق کارفرما و ناظر باشد انجام گردد.

۷-٦-۸-۳ شمع‌های آزمایشی

۷-٦-۸-۳-۱ در انتخاب نوع و تعداد "شمع‌های آزمایشی" مورد نیاز برای کنترل و تدقیق طراحی باید موارد مختلفی از جمله شرایط زمین و تغییرات آن در محدوده ساختگاه، تعداد و اهمیت سازه‌های اجرائی، شواهد و

مستندات قبلی موجود برای رفتار شمع‌های مشابه در ساختگاه‌های مشابه و تعداد کل و نوع شمع مورد نیاز در طرح در نظر گرفته شود.

۷-٦-۸-۳-۲ قبل از برنامه‌ریزی اجرای شمع‌های آزمایشی، شرایط زمین و لایه‌بندی خاک در ساختگاه باید به طور کامل بررسی شده باشد. عمق گمانه‌های حفاری آزمایش باید به حدی باشد که نسبت به شرایط در اطراف نوک شمع اطمینان کافی حاصل گردد. این بررسی‌ها باید تا عمق حداقل ٤ برابر قطر شمع زیر نوک شمع ادامه یابد، مگر آنکه در عمقی کمتر به سنگ سالم و یا خاک سخت برخورد شود.

۷-٦-۸-۳-۳ جهت انجام آزمایش بارگذاری، محل آن باید در جایی که خاک نامناسب‌ترین شرایط را دارد پیش‌بینی شود. در غیر این‌صورت تغییر شرایط زمین باید در پارامترهای خاک مربوط به تعیین ظرفیت باربری شمع به نحو مناسبی در نظر گرفته شود.

۷-٦-۸-۳-٤ چنانچه دو یا چند آزمایش بارگذاری انجام می‌شود، محل‌های آنها باید در مکان‌هایی پیش‌بینی شود که خاک دارای شرایط عمومی محل باشد و یکی از این آزمایش‌ها تا حد امکان در محلی که نامناسب‌ترین شرایط برای خاک پیش‌بینی می‌شود، اجرا گردد.

۷-٦-۸-۳-۵ مدت زمان در نظر گرفته شده بین نصب شمع‌های آزمایشی و انجام آزمایش‌ها باید به اندازه‌ای در نظر گرفته شود که شمع مقاومت سازه‌ای خود را به دست آورده باشد و فشار آب حفره‌ای اضافی (تغییر کرده در اثر اجرای شمع) به وضعیت اولیه خود بازگشته باشد.

۷-٦-۸-۳-٦ در صورتی که شمع آزمایشی تحت بارگذاری قرار گیرند باید بارگذاری حداقل تا ۲ برابر بار طراحی یا حد گسیختگی بارگذاری گردد تا نتایج در تدقیق ظرفیت باربری قابل استفاده باشد.

۷-٦-۸-۳-۷ چنانچه بر روی شمع آزمایشی هم آزمایش بارگذاری دینامیکی و هم آزمایش بارگذاری استاتیکی مد نظر باشد، باید فاصله زمانی دو آزمایش به حدی باشد که تغییرات در خاک و زمین ناشی از عملیات آزمایش اول (مانند تغییرات فشار آب حفره‌ای و دستخوردگی خاک) حتی‌الامکان از بین رفته باشد و شرایط خاک به حالت اولیه خود بازگشته باشد.

۷-٦-۸-٤ شمع‌های اصلی

۷-٦-۸-٤-۱ تعداد یا درصد آزمایش‌های بارگذاری بر روی "شمع‌های اصلی" به منظور اطمینان‌سنجی و کنترل کیفیت باید بر اساس یافته‌های مشاهده و ثبت شده در زمان ساخت و اجرای شمع‌ها و با نظر مشاور ذیصلاح تعیین گردد.

۷-٦-۸-٤-۲ چنانچه تعداد یا درصد شمع‌های اصلی که باید در حین عملیات اجرایی روی آنها آزمایش بارگذاری استاتیکی یا دینامیکی انجام گردد شرط انتخاب ضریب اطمینان (یا ضریب کاهش مقاومت) به خصوصی توسط طراح باشد، تعداد یا درصد مربوطه و شرایط بارگذاری و میزان بارهای وارده باید در اسناد پیمان منعکس کرد.

۷-٦-۸-٤-۳ در صورتی که شمع های اصلی تحت بارگذاری قرار گیرند بارگذاری حداکثر تا ۱/۲ برابر بار طراحی بارگذاری شوند.

۷-٦-۸-٤-٤ تعداد کل آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی در مراحل مختلف طراحی، اجرا و پس از اجرا، بسته به شرایط ساختگاه و تعداد کل شمع‌ها توسط مشاور ژئوتکنیک طرح تعیین می‌گردد.

۷-٦-۸-٤-۵ جهت تعیین تعداد کل شمعهای مورد آزمایش (استاتیکی و دینامیکی) باید کلیه بندهای ذیل با نظر مشاور ژئوتکنیک لحاظ گردد:

حداقل تعداد ۲٪ از کل شمعها مورد آزمایش استاتیکی و دینامیکی قرار گیرد.

در هر پروژه حداقل ۲ شمع مورد ازمایش استاتیکی قرار گیرد.

در صورتیکه در یک پروژه تعداد شمعهای اجرا شده کمتر از ۱۰ عدد باشد می توان از انجام تستهای استاتیکی صرفنظر نمود.

۷-٦-۸-۵ گزارش آزمایش‌های بارگذاری

گزارش آزمایش بارگذاری شمع‌ها باید کلیه آزمایش‌ها را شامل شود و در آن موارد زیر، تا حدی که ارتباط پیدا می‌کند را دربرگیرد:

- توصیف ساختگاه
- شرایط زمین با توجه به بررسی‌های ژئوتکنیکی به عمل آمده
- نوع شمع

- تشریح تجهیزات و ابزارهای بارگذاری و اندازه‌گیری عکس‌العمل‌ها
- اسناد و شواهد کالیبراسیون ابزارهای اندازه‌گیری نیروها، جک‌ها و تغییرمکان‌ها
- نحوه استقرار شمع‌های آزمایشی
- نتایج عددی آزمایش‌ها
- منحنی‌های نشست-زمان هر مرحله از بارگذاری، در مواردی که از روش بارگذاری گام به گام استفاده می-شود.
- منحنی‌های نیرو- نشست
- در آزمایش‌های بارگذاری دینامیک، نوع چکش و ملحقات کوبش، انرژی حاصل از کوبش در ضربات مختلف، تنش‌های حداکثر فشاری و کششی حاصل از کوبش، ظرفیت باربری نوک و جدار شمع، پارامترهای میرایی و حداکثر تغییرمکان ارتجاعی برای جدار و نوک شمع
- عکس‌های گرفته شده از شمع و محل آزمایش
- توجیه دلایل عدول از هریک از توصیه‌های بالا

۷-٦-۹ طراحی سازه‌ای شمع‌ها

۷-٦-۹-۱ طراحی سازه‌ای شمع‌ها باید بر اساس ضوابط طراحی شمع‌های بتنی مندرج در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و شمع‌های فولادی مندرج در مبحث دهم مقررات ملی انجام شود. در این طراحی باید علاوه بر تنش‌های ایجاد شده در شمع‌ها که از طراحی ژئوتکنیکی آنها حاصل شده است، به موارد زیر نیز توجه گردد:

الف- تنش ایجاد شده در شمع‌ها در جریان ساخت، نقل و انتقال و کوبیدن آنها

ب- منظور کردن رواداری‌های ساخت مشخص شده برای نوع شمع، نوع بارگذاری وچگونگی عملکرد پی

پ- اثرات مرتبه دوم بارهای محوری فشاری یا اثر کمانش در شمع‌های لاغر که در داخل آب و یا لایه‌های ضعیف خاک قرار دارند.

۷-٦-۹-۲ در طراحی سازه‌ای شمع‌ها باید به اثر زلزله بر روی آنها توجه داشت. در این رابطه باید علاوه بر اثر زلزله که از سازه اصلی به آنها منتقل می‌شود، اثر ناشی از تغییرشکل‌های خاک محیط اطراف به واسطه عبور امواج لرزه را در محاسبات منظور نمود. در تعیین اثرات ناشی از خاک محیط اطراف، موارد زیر باید مورد توجه قرار داده شود:

۷-٦-۹-۲-۱ تحلیل شمع و تعیین نیروهای داخلی در آن باید بر اساس مدل‌های گسسته یا پیوسته‌ای باشد که در آن خصوصیات زیر، حتی به طور تقریبی، رعایت شده باشد:

الف- سختی خمشی شمع

ب- کاهش عکس‌العمل خاک در طول شمع در اثر بارگذاری‌های متناوب و میزان کرنش ایجاد شده در خاک

پ- اثر اندرکنش شمع با شمع که اصطلاحاً اثر دینامیکی "گروه شمع" نامیده می‌شود.

ت- شرایط انتهایی شمع و میزان انعطاف‌پذیری اتصال به سر شمع

۷-٦-۹-۲-۲ کاهش مقاومت جانبی لایه‌های خاکی که در معرض روانگرایی یا کاهش مقاومت هستند.

۷-٦-۱۰ ملاحظات ساخت و اجرای شمع

۷-٦-۱۰-۱ در اجرای شمع یا پی‌های عمیق، پلان وضعیت استقرار شمع‌ها که در آن اطلاعات زیر آورده شده باشد باید تهیه گردد.

الف- نوع شمع و مشخصات فنی آن شامل مصالح، روش اجرا و ابزارهای لازم

ب- محل هر شمع، رواداری‌های موقعیت هندسی، و میزان مورب بودن آن

پ- تعداد شمع‌ها، طول و مشخصات مقطع عرضی آنها

ت- نحوه اتصال شمع‌های چند قطعه‌ای به یکدیگر

ث- ظرفیت باربری مورد نیاز شمع

ج- تراز پای شمع

چ- توالی اجرای شمع‌ها در یک گروه

ح- موانع شناخته شده برای استقرار شمع‌ها

خ- هر گونه محدودیتی که در عملیات اجرای شمع مؤثر باشد.

۷-٦-۱۰-۲ چگونگی استقرار همه شمع‌ها باید به دقت کنترل و تمامی داده‌ها در محل ساختگاه ثبت و ضبط شوند. داده‌های مربوط به هر شمع باید توسط ناظر و سازنده شمع تأیید و نگهداری شوند.

۷-٦-۱۰-۳ اطلاعات ثبت شده در هنگام اجرا باید بعد از تکمیل عملیات اجرایی شمع‌ها به همراه سایر مدارک مربوط به ساخت نگهداری شوند.

۷-٦-۱۰-٤ در مواردی که مشاهدات و یا بازرسی اطلاعات نشان دهنده عدم اعتماد به کیفیت اجرای شمع‌ها باشد، باید بررسی تکمیلی به منظور تعیین مشخصات شمع‌های اجرا شده و اینکه آیا نیاز به تمهیدات خاص برای بهبود وضعیت آنها هست یا نه، انجام شود. این بررسی‌ها شامل کوبش مجدد، آزمایش دینامیکی شمع یا آزمایش تعیین یکپارچگی شمع با دامنه کم، آزمایش‌های محلی تکمیلی مکانیک خاک در اطراف شمع‌های مشکوک، و آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی می‌باشد.

۷-٦-۱۰-۵ برای ارزیابی کیفیت شمع‌های درجاریزی که ممکن است دارای نقایص جدی در بدنه شمع باشند و یا اینکه در حین ساخت مشکلات خاصی مانند تاخیر در بتن‌ریزی (و احتمال ریزش خاک جدار) یا مشکلاتی حین بیرون‌کشیدن غلاف مشاهده شده باشد، آزمایش‌های دینامیکی شمع با دامنه کم (یا آزمایش تعیین یکپارچگی) باید مورد استفاده قرار گیرد. اما نقایصی چون مقاومت کم بتن و ضخامت کم پوشش میلگردها که بر عملکرد درازمدت شمع اثر می‌گذارند، اغلب به وسیله آزمایش دینامیکی دامنه کم کشف نمی‌شوند. در این موارد لازم است از آزمایش‌های دیگری مانند امواج صوتی عرضی و یا مغزه گیری استفاده شود.

۷-٦-۱۱ ملاحظات شمعها در خاکهای مستعد روانگرایی

۷-٦-۱۱-۱ در خاک های مستعد روانگرایی با توجه به افزایش فشار آب منفذی، مقاومت و استحکام خاک کاهش یافته وهمچنین در اثر حرکت زمین لنگرهای خمشی و نیروهای برشی زیادی در شمع ایجاد خواهد شد. بنابراین اولا ظرفیت باربری جدار شمع که در لایه هایی با قابلیت روانگرایی قرار می گیرند نباید در محاسبات ظرفیت باربری لحاظ گردد ثانیا در صورت بروز گسترش جانبی لنگرها و نیروهای برشی ایجاد شده بر روی شمع ناشی از گسترش جانبی زمین باید در نظر گرفته شود.

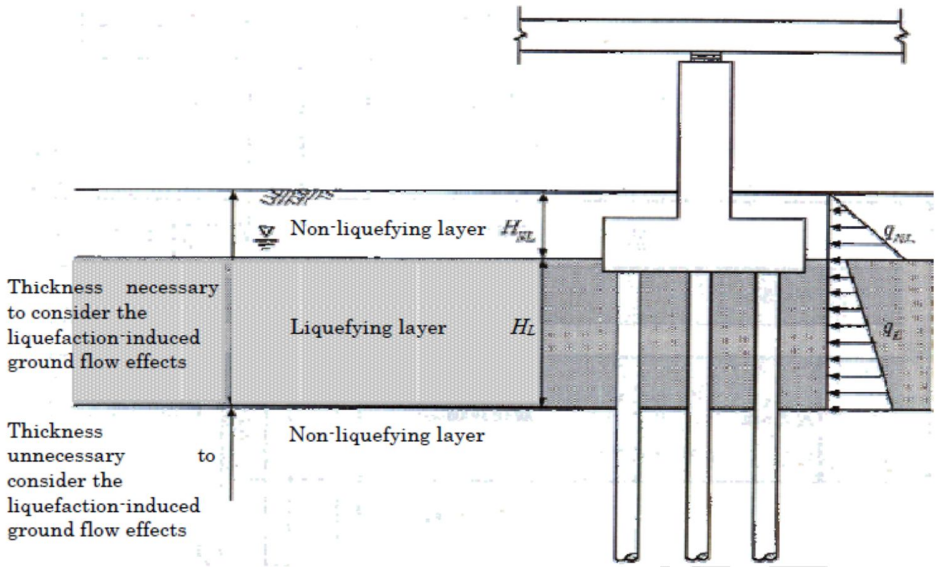
۷-٦-۱۱-۲ در خاکهای مستعد روانگرایی به جهت از دست دادن مقاومت خاک جداره شمع، در شمع های با نسبت لاغری بالا، اثرات لاغری شمع باید در نظر گرفته شود.

۷-٦-۱۱-۳ در خاکهای مستعد روانگرایی جهت مقابله با اثرات لاغری شمع و با توجه به افزایش مقدار P-Δ، باید مقایسه فنی و اقتصادی بین گزینه های استفاده از گروه شمع و بهسازی خاک صورت پذیرد.

۷-٦-۱۱-٤ جهت در نظرگرفتن تاثیر حرکت زمین بر روی شمعها، نیروهای وارد بر واحد سطح اعضا سازه ای مانند شکل یر، در خاک روانگرا شده و روانگرا نشده باید در نظر گرفته شوند. این نیرو ها از روابط زیر بدست می آید:

$$q_{NL} = C_{NL} K_p \gamma_{NL} . x \qquad (0 \le x \le H_{NL})$$

$$q_L = C_L(\gamma_{NL} . H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL})) \qquad (H_{NL} \le x \le H_{NL} + H_L)$$



به عبارت دیگر در لایه غیر روانگرا زمین که دچار حرکت شده، فشار جانبی وارد بر شمع همان فشار مقاوم بوده که در ضریب C_{NL} ، مطابق جدول زیر بر حسب شاخص روانگرایی (PL) ، ضرب می شود. همچنین در لایه روانگرا شده که دچار حرکت زمین (گسترش جانبی) شده، فشار جانبی با ضرب اندازه فشار قائم در ضریب اصلاح C_L که برابر با ۰/۳ در نظر گرفته می شود، بدست می اید.

Liquefaction Index P_L (m^2)	Modification Factor c_{NL}
$P_L \leqq 5$	0
$5 < P_L \leqq 20$	$(0.2\ P_L - 1)/3$
$20 < P_L$	1

۷-۷ ژئوتکنیک لرزه ای

۷-۷-۱ دامنه کاربرد

ملاحظات مربوط به مسائل ژئوتکنیک لرزه ای و الزامات مربوطه در این بخش ارائه شده اند. این بخش شامل مباحث مربوط به ملاحظات لرزه ای شامل تعیین زلزله طرح و اثرات ساختگاهی، روانگرایی و مخاطرات مرتبط با آن، زمین لغزش و مخاطره گسلش سطحی می‌گردد.

۷-۷-۲ زلزله طرح و اثرات ساختگاهی

۷-۷-۲-۱ روش آیین نامه‌ای

استفاده از شتاب های پایه و طیفهای مربوط به انواع مختلف زمینها بر اساس طبقه بندی مبحث ششم برای ساختمانهایی که مشمول این مبحث می شوند الزامی است. نحوهٔ اعمال اثرات ساختگاهی با در نظر گرفتن تاثیر لایه های سطحی طبق روش‌های داده شده در مبحث ششم و استاندارد ۲۸۰۰ الزامی است.

۷-۷-۲-۲ مطالعات ویژه زلزله طرح

برای برخی از ساختمانها طبق شرایط مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ باید مطالعات خاص برآورد مخاطره‌پذیری زلزله و محاسبات طیف ویژه طراحی و ارائه تاریخچه زمانی شتاب طراحی ساختگاه به عنوان "زلزله طرح" به شرح زیر انجام گیرد:

۷-۷-۲-۲-۱ تحلیل مخاطره‌پذیری

برای انجام برآورد مخاطره‌پذیری زلزله از روش متعارف "تحلیل احتمالاتی مخاطره‌پذیری" می تواند استفاده شود. معمولا در این نوع تحلیل پارامترهای حرکت زمین در سنگ بستر لرزه ای محاسبه می شوند. منظور از "پارامترهای حرکت زمین" مقادیر مربوط به شتاب، سرعت، جابجایی ونیز سایر پارامترهای طیفی و زمانی زمینلرزه است. پارامترهای حرکت زمین در یک ساختگاه براساس موقعیت ساختگاه نسبت به منابع لرزه زا،

توان لرزه زایی و مکانیزم گسیختگی منابع لرزه زا محاسبه و پیشنهاد می شود. این مطالعه باید توسط متخصص این موضوع و با در نظر گرفتن نکات کلی زیر و در پنج مرحله کلی زیر انجام شود:

الف) شناسایی و مشخص نمودن تمامی منابع لرزه زا که قادر به تولید زمینلرزه موثر بر ساختگاه مورد مطالعه هستند

ب) ارائه رابطه دوره بازگشت زلزله‌ها و انتخاب پارامترهای لرزه‌خیزی مناسب برای هر منبع لرزه زا با استفاده از کاتالوگ زلزله های منطقه و یا روشهای مناسب دیگر در صورت نبود یا نقصان داده های کاتالوگ

ج) انتخاب روابط کاهیدگی مناسب.

د) تعیین مخاطره‌پذیری زلزله در محل سایت بر حسب پارامترهای زلزله طرح که در قالب منحنی مخاطره زلزله و با محاسبه احتمال رخداد پارامتر حرکتی مورد نظرارائه می‌شود

ه) بر اساس پارامترهای حرکتی و طیف هدف ویژه ساختگاه، بدست آمده در رقوم سنگ بستر لرزه ای، نگاشتهای تاریخچه زمانی شتاب قابل ارائه اند. برای محاسبه پارامترهای حرکتی زلزله طرح و نیز ارائه نگاشتهای مناسب برای آن می توان از نرم افزارهای معتبر استفاده کرد.

۷-۷-۲-۳ تحلیل اثر ساختگاه

حرکت ناشی از زلزله از سنگ بستر لرزه ای وارد لایه های سطحی رسوبی شده و با عبور از آنها به سازه ها می رسد. اثراتی که زمین شناسی سطحی بر حرکت ناشی از زلزله می گذارد از اهمیت زیادی برخوردار بوده و بایستی در تعیین پارامترها، طیف پاسخ و تاریخچه زمانی حرکت زمین (زلزله طرح) در نظر گرفته شوند. اثر ساختگاه بدلیل وجود عوامل زیر بوجود آید:

- قرارگیری لایه ها (نهشته های) نرم رسوبی بر روی لایه ها سخت رسوبی یا سنگی

- توپوگرافی سطحی

- توپوگرافی عمقی لایه های رسوبی و سنگ بستر لرزه ای

۷-۷-۲-۳-۱ تاثیر لایه های رسوبی سطحی

مهمترین نمود اثر ساختگاه بصورت تاثیر لایه های سطحی رسوبی بر پارامترهای حرکتی زلزله عبوری از این لایه ها است. در صورتیکه لایه های رسوبی سطحی افقی یا تقریبا افقی باشند و هیچگونه توپوگرافی سطحی و عمقی قابل ملاحظه ای در ساختگاه وجود نداشته باشد می توان از تحلیلهای یک بعدی دینامیکی به روش خطی معادل برای تعیین مشخصات زلزله در سطح خاک استفاده کرد. در خصوص ساختگاههای با هندسه محرز دو یا سه بعدی در زمین و نیز در خصوص سازه های مهم بنا به تشخیص طراح سازه بایستی از روشهای دو یا سه بعدی غیرخطی استفاده کرد. در صورتیکه لایه های سطحی اشباع باشند از تحلیلهای مناسبی که تغییرات تنش موثر در آنها قابل مدلسازی است استفاده شود.

ملاحظات زیر برای انجام تحلیلهای دینامیکی اثر ساختگاه باید در نظر گرفته شوند:

- برای تحلیلهای دینامیکی است در شناسایی های ژئوتکنیکی علاوه بر تعیین مشخصات متعارف لایه های خاک، سرعت موج برشی و مدول برشی حداکثر G_{max} و نیز منحنی های تغییرات غیر خطی G/G_{max}-γ و D-γ برای انجام تحلیلهای دینامیکی یک بعدی به روش خطی معادل تعیین گردند.

در خصوص ساختمانها توصیه می شود که تعیین پارامترهای دینامیکی خاکها با تهیه نمونه های دست نخورده و با انجام آزمایشهای دینامیکی مناسب با اندازه گیری در محدوده کرنشهای برشی از 10^{-6} الی 10^{-2} انجام گیرد. برای پوشش دادن این محدوده از کرنشها بایستی حتی الامکان از آزمایشهای المان خمشی، ستون تشدید و سه محوری دینامیکی استفاده شود.

- زلزله ورودی برای تحلیل، بسته به اینکه در برونزدگی سنگی و یا در رقوم عمقی سنگ بستر لرزه ای شده باشد با روش متناسب در تحلیل اعمال شود. این زلزله ورودی می تواند مربوط به زلزله های طبیعی رخداده باشد و یا با استفاده از روشهای ریاضی بصورت نگاشت مصنوعی تهیه شود.

تاریخچه زمانی شتاب برای تحلیل دینامیکی ساختگاه بایستی متناسب با مشخصات لرزه ای منطقه انتخاب شوند.. این نگاشتها بایستی با توجه به پارامترهای حرکتی زلزله ساختگاه که با توجه به بند۸-۱-۲-۱ محاسبه شده اند با روش مناسبی به مقیاس درآیند.

- نتایج بدست آمده با توجه به میزان اهمیت ساختگاه و سازه مورد نظر و با ملاحظه میزان عدم قطعیت در محاسبات، در قالب پارامترهای حرکتی از جمله شتاب حداکثر و نیز طیفهای پاسخ حرکت در سطح زمین برای استفاده در طراحی لرزه ای سازه های رویی ارائه شوند. همچنین در صورت نیاز برای سازه های با اهمیت بالا تعداد کافی نگاشت تاریخچه زمانی شتاب بایستی با روش مناسبی ارائه شوند.

۷-۷-۲-۳-۲ تاثیر توپوگرافی سطحی

یکی دیگراز مصادیق مهم اثر ساختگاه تاثیر توپوگرافی سطحی زمین بر پارامترهای حرکت زمین است و چنانچه سازه مورد طراحی بر روی بلندی یا در دامنه یک شیب قرار داشته باشد بایستی به این موضوع توجه ویژه مبذول شود. چنانچه ارتفاع شی بیش از ۳۰ متر، زاویه شیب دامنه بیش از 15^o بوده و سازه در ۱/۳ فوقانی شیب قرار داشته باشد حرکت زمین دچار تشدید می شود و ضرایب پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ برای منظور کردن تشدید بایستی مورد استفاده قرار گیرند.

در خصوص سازه های با اهمیت بالا و چنانچه خارج از شمول استاندارد ۲۸۰۰ باشند بایستی از تحلیل دینامیکی دو یا سه بعدی مناسب استفاده شود.

۷-۷-۲-۳-۳ تاثیر توپوگرافی عمقی

توپوگرافی سنگ بستر لرزه ای می تواند بر پارامترهای حرکت زمین تاثی بگذارد. دره های تنگ پر شده از نهشته های نرم خاکی و نیز قسمتهایی از حوضه یا تشتک زمین شناسی که سنگ بستر لرزه ای بصورت بیرون‌زدگی از رسوب سربر می آورد (گوشه یا لبه حوضه)، نمونه های شاخصی از وجود اثرات توپوگرافی عمقی است. چنانچه سازه های تحت طراحی در چنین نقاطی قرار داشته باشند برای تحلیل دینامیکی اثرات

ساختگاهی ضروری ا ست از تحلیلهای دو یا سه بعدی ا ستفاده شود و بکارگیری تحلیلهای یک بعدی مجاز نیست.

۷-۷-۳ روانگرایی

روانگرایی به ناپایداری لایه های خاک اشباع در اثر کاهش تنش موثر و در نتیجه کاهش مقاومت برشی اطلاق می گردد که در اثر افزایش فشار آب حفره‌ای نا شی از تغییر شکل بر شی حا صل از زلزله ایجاد می شود. این پدیده به عنوان یک مخاطره ثانوی زلزله به حساب می آید که می تواند آثار و عوارض مختلفی ایجاد نماید که باعث آسیب به سازه ها و ابنیه گردد.

مو ضوع ا صلی در خ صوص روانگرایی برر سی "پتان سیل روانگرایی" و " ارزیابی اثرات یا عوارض نا شی از روانگرایی" است. آثار ناشی از روانگرایی عموما بصورت موارد زیر بروز میکنند:

- نشست عمومی زمین

- کاهش ظرفیت باربری پی ها و نشست ساختمان و در بدترین حالت فرو رفتن پی و ساختمان در داخل لایه های خاک

- غوطه وری و بالا زدن سازه های مدفون

- پخش شدگی جانبی

- ناپایداری و تغییر شکل شیروانی ها

- افزایش فشار جانبی بر دیوارهای نگهبان خاک

- جوشش ماسه

در طراحی سازه ها بایستی به تاثیر عوارض ناشی از روانگرایی توجه جدی مبذول گردد.

۷-۷-۳-۱ ارزیابی پتانسیل روانگرایی

ارزیابی پتانسیل روانگرایی با روش تنش تناوبی انجام می گیرد. برای ارزیابی ابتدا بررسی اولیه بدون انجام محاسبات انجام میگیرد. چنانچه شرایط برای امکان پذیری روانگرایی در این مرحله منتفی نشود ارزیابی در مرحله دوم و با انجام محاسبات پیشنهادی انجام می گیرد.

۷-۷-۳-۱-۱ مرحله اول ارزیابی

خاکهایی که مستعد روانگرایی هستند معمولا در رده خاکهای غیرچسبنده دسته‌بندی می شوند. از نظر قابلیت روانگرایی خاکها را می توان به ترتیب به ماسه‌های تمیز، ماسه‌های سیلتی با خواص خمیری کم، سیلت‌های غیر پلاستیک و شنها محدود کرد. خاکهای چسبنده عمدتا در معرض خطر روانگرایی نیستند. با این حال در مواردی که خاکهای چسبنده رسی مستعد روانگرایی باشند بایستی همه معیارهای زیر برآورده شوند:

- درصد وزنی ریزدانه (وزن خشک خاک) کوچکتر از mm ۰/۰۰۵، از ۱۵٪ کمتر باشد.
- حد روانی (LL)کمتر از ۱۵٪ باشد.
- درصد رطوبت خاک مورد بررسی بیشتر از ۰/۹ حد روانی خاک مورد بررسی باشد (w>۰/۹LL).

خاکهای در معرض روانگرایی علاوه بر شرط فوق شامل موارد زیر می‌باشند:

- سطح آب زیرزمینی کمتر از ۱۰ متر از سطح زمین یا از رقوم کف پی های سطحی باشد.
- عمق لایه مستعد روانگرایی کمتر از ۲۰ متر از سطح زمین یا از رقوم کف پی های سطحی باشد.
- درصد ریزدانه کمتر از ٪۳۵ (FC<=٪۳۵) و یا اندیس پلاستیسیته ریزدانه خاک کمتر از ۱۵٪ باشد (PI<٪۱۵).
- D_{50}<=۱۰mm و D_{10}<=۱mm باشد.

تخمین تراز آب زیرزمینی با توجه به امکان نوسان آن براساس بیشینه متوسط و یا تراز آب احتمالی در شرایط جوی بحرانی بلند مدت باید انجام گیرد. در خصوص پی های عمیق پیشنهاد می شود عمق مورد بررسی تا ٦ متر زیر پایین ترین تراز پی انجام کیرد.

۷-۷-۳-۱-۲ مرحله دوم ارزیابی

در این مرحله نسبت تنش تناوبی ناشی از زلزله CSR با نسبت مقاوت سیکلی خاک CRR با هم مقایسه می شوند. نسبت تنش تناوبی ناشی از زلزله و نسبت مقاومت سیکلی با استفاده از روابط ارائه شده در پیوست ۸-۱ قابل محاسبه هستند

تشخیص وقوع یا عدم وقوع روانگرایی بر اساس مقایسه CSR و $CRR_{7.5}$ انجام می‌گیرد. با فرض $F_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR}$ بعنوان ضریب اطمینان روانگرایی، وقوع روانگرایی برای F_Lهای کمتر از ۱ محتمل است. در این صورت کنترل نشست و سایر عوارض ناشی از روانگرایی بایستی انجام گیرد.

باید توجه کرد که در روش فوق مقدار $CRR_{7.5}$ برای زلزله با بزرگای ۷/۵ انجام می‌گیرد. چنانچه بزرگای زلزله طرح عددی غیر از ۷/۵ باشد، مقدار $CRR_{7.5}$ باید به یک ضریب مناسب MSF براساس بزرگای زلزله اعمال گردد. همچنین تصحیحات برای در نظر گرفتن اثر تنش سربار نیز وجود تنش برشی استاتیکی اولیه برنسبت مقاومت سیکلی با اعمال ضرایب مناسب K_σ و K_α

انجام گیرد. در اینصورت ضریب اطمینان روانگرایی بایستی از رابطه زیر محاسبه شود:

$$F_L = \frac{MSF.K\sigma.K\alpha.CRR_{7.5}}{CSR} \qquad (۹)$$

در صورتیکه برآورد CRR براساس روش فوق برای تصمیم گیری در خصوص روانگرایی در ساختگاههای مهم از دقت کافی برخوردار نباشد بایستی از آزمایش سه محوری سیکلی بر روی نمونه های دستنخورده برای تعیین دقیقتر CRR استفاده شود.

۷-۷-۳-۲ تعیین نشست ناشی از روانگرایی

نشست ایجاد شده در حین و بعد از روانگرایی یکی از عوارض مهم روانگرایی است. برای محاسبه نشست ابتدا کرنش حجمی تخمین زده می شود. روش پیشنهادی توسط Ishihara and Yoshimine (1992) برای این منظور توصیه می شود. جزئیات این روش در پیوست ۷-۲ ارائه شده است.

۷-۷-۳-۳ گسترش جانبی

گسترش جانبی از عوارض مهم روانگرایی است که می تواند به سازه های مدفون، خطوط لوله، شمعها و ... آسیب بزند. گسترش جانبی در زمینهایی که لایه های با قابلیت روانگرایی دارند و دارای شیب ملایم هستند می تواند رخ دهد. همچنین در زمینهای خیلی کم شیب منتهی به یک مرز آزاد با شیب تند نیز رخ می دهد. تعیین میزان جابجایی دائمی و نیروهای افقی وارده بر سازه های مدفون و پی های عمیق در خصوص گسترش جانبی جزو الزامات مهم است. برای این منظور بایستی از تحلیلهای عددی و یا از روابط تجربی معتبر با توجه به میزان اهمیت سازه ها و ساختگاههای مورد مطالعه استفاده کرد.

۷-۷-۳-٤ پیشگیری از روانگرایی

چنانچه محاسبات مربوط به پتانسیل روانگرایی، نشست ناشی از روانگرایی و یا گسترش جانبی و نیز سایر عوارض روانگرایی نشان دهنده وقوع قطعی روانگرایی و نشست غیر مجاز و یا گسترش جانبی باشد بایستی با در نظر گرفتن ملاحظات فنی، اجرایی و اقتصادی روش مناسبی برای پیشگیری و یا تقلیل عوارض روانگرایی به کار گرفته شود. طراحی و اجرای روشهای پیشگیری بایستی توسط شرکتهای متخصص ژئوتکنیک انجام شود.

۷-۷-٤ ناپایداری شیبها و زمین لغزش

چنانچه ساختمان یا سازه ای در مجاورت و یا بر روی شیب قرار گیرد بررسی ناپایداری استاتیکی و لرزه ای شیب بایستی انجام گیرد. در خصوص ساختمانهای با اهمیت کم و متوسط توصیه می شود از روش شبه استاتیکی برای کنترل پایداری لرزه ای شیبها استفاده شود. در روش شبه استاتیکی نیروهای افقی و قائم وارده بر شیب برآورد شده و به همراه نیروهای استاتیکی ثقلی و نیروهای مقاوم وارده بر شیب برای محاسبه ضریب

اطمینان پایداری مورد استفاده قرار می گیرند. از روش شبه استاتیکی ترجیحا برای شیروانی های غیر اشباع بایستی استفاده شود. در خصوص سازه های با اهمیت بالا و همچنین در صورت نیاز به محاسبه تغییر شکلهای لرزه ای خصوصا بایستی از تحلیلهای تنش-تغییر شکل مناسب استفاده شود. برای محاسبه نیروهای شبه استاتیکی می توان از روابط زیر استفاده کرد:

$$F_h = k_h . W \quad (۱۷)$$

$$F_v = k_v . W \quad (۱۸)$$

k_h و k_v به ترتیب ضرایب مولفه های افقی و قائم زلزله هستند که از تقسیم مقادیر شتاب زلزله بر شتاب ثقل زمین بدست می آیند. در صورتیکه شتاب قائم زلزله معلوم نباشد برای تخمین نیروی شبه استاتیکی قائم برای زلزله های میدان دور می توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$F_v = 0.5 F_h \quad (۱۹)$$

مقدار k_h بایستی معرف شتاب متوسط وارده بر شیب باشد و معمولا باید تابعی از ارتفاع و انعطاف پذیری شیب است. این ضریب معمولا باید با ضریب اطمینان قابل پذیرش FS_a متناسب باشد. هر دو مقدار مذکور بایستی بگونه ای تعیین شوند که میزان جابجایی دائمی مجاز برای شیب (برای آسیب ندیدن سازه رویی) به حداکثر ۵۰ میلیمتر محدود شود. بدیهی است محایبه دقیق میزان جابجایی لرزه ای خصوصا برای ساختمانهای با اهمیت بالا بایستی از تحلیل های تنش-تغییر شکل استفاده شود. برای ساختمانهای متعارف و شیروانی های تا ارتفاع ۳۰ متر مقدار $k_h=0.5a_{max}/g$ و $FS=1.1$ در نظر گرفته شود.

۵-۷-۷ مخاطره گسلش سطحی

گسلش سطحی مخاطره ای است که اهمیت آن به دلیل خرابیهایی که در زلزله‌های اخیر ایجاد کرده است بیش از پیش معلوم شده است. منظور از گسلش سطحی در اینجا جابجایی بزرگ برشی است که با انتشار گسیختگی ناشی از جابجایی گسل در لایه های رسوبی سطحی ایجاد شده و به سطح زمین رسیده و سازه های رویی را

تحت تاثیر قرار می دهد. ضروری است که امکان ایجاد گسلش سطحی در موقعیت ساختگاه پروژه با استفاده از نقشه معتبر حریم گسلها(در صورت وجود) و یا با مطالعه توسط کارشناس مجرب مشخص گردد. مناسبترین راهکار برای کاهش خسارات و خطرات گسلش سطحی استفاده از کاربری مناسب در محدوده ناحیه گسیختگی یا همان حریم گسل است. این محدوده را می‌توان تا ۲۰ متر از طرفین خط اصلی گسلش سطحی در نظر گرفت. داخل این محدوده باید از کاربریهایی که حداقل ساخت و ساز در آن انجام می‌گیرد استفاده شود.

پیش نویس غیر قابل استناد

پیوست ۷-۱

به منظور محاسبه ضریب اطمینان روانگرایی محاسبه نسبت تنش تناوبی ناشی از زلزله و نسبت مقاومت سیکلی با استفاده از روابط قابل انجام است:

$$CSR = (\frac{\tau_{ave}}{\sigma'_{v_0}}) = \frac{0.65\tau_{\max}}{\sigma'_{v_0}} = 0.65(\frac{a_{\max}}{g}).(\frac{\sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}})r_d \qquad (۱)$$

در این رابطه $a_{\max}$ همان PGA یا بیشینه شتاب افقی زلزله بر روی سطح زمین ساختگاه، g شتاب ثقل، $\sigma'_{v_0}, \sigma_{v_0}$ به ترتیب تنشهای کل و مؤثر سر بار لایه مورد بررسی و r_d ضریب کاهش تنش می‌باشد. ضریب r_d در حقیقت برای لحاظ کردن انعطاف‌پذیری پروفیل خاک سربار و صلب عمل نکردن آن در محاسبات مورد استفاده قرار می‌گیرد. معمولاً برای محاسبه این ضریب از روابط زیر استفاده گردد:

$$r_d = 1.0 - 0.00765Z \qquad \text{برای } 0 < Z \le 9.15m \qquad (۲)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267Z \qquad \text{برای } 9.15m < Z \le 23m$$

در این روابط Z ، عمق بر حسب متر می‌باشد. برای اعماق بیشتر از ۲۳ متر با توجه به مهم نبودن اثر روانگرایی می‌توان برای سادگی از همین روابط استفاده کرد..

قدم بعدی در بررسی پتانسیل روانگرایی تعیین نسبت مقاومت تناوبی (CRR) می‌باشد. برای تعیین این نسبت می توان از $(N_1)_{60}$ (تعداد ضربات آزمون نفوذ استاندارد با بازدهی چکش ٪۶۰ تصحیح شده برای فشار سربار ۱۰۰ کیلو پاسکال) استفاده کرد. برای تعیین $(N_1)_{60}$ بایداز رابطه زیر برای تصحیح عدد نفوذ استاندارد به دست آمده از آزمونهای درجا استفاده نمود:

$$(N_1)_{60} = N_M.C_N.C_E.C_B.C_R.C_S \qquad (۳)$$

در این رابطه N_M: عدد نفوذ استاندارد به دست آمده از آزمون درجای SPT ، C_N: ضریب تصحیح عدد نفوذ استاندارد برای فشار سربار ۱۰۰ کیلو پاسکال، C_E: ضریب تصحیح انرژی چکش (ER) ، C_B: ضریب تصحیح قطرگمانه حفر شده، C_S: ضریب تصحیح مربوط به نمونه‌گیری و C_R: ضریب تصحیح طول میله می‌باشد.

با توجه به اینکه نتایج آزمون نفوذ اســتاندارد (N_M) با افزایش تنش ســربار مؤثر افزایش می‌یابد، یک ضــریب تصحیح تنش سربار (C_N) تعریف می‌گردد. برای محاسبه این ضریب که همگی برای فشار سربار ۱۰۰ کیلو پاسکال صورت می‌پذیرد از رابطه زیر استفاده می‌گردد:

$$C_N = (\frac{P_a}{\sigma'_{v_0}})^{0.5} \le 1.7 \qquad \text{برای } \sigma'_{v_0} < 200kPa \qquad (٤)$$

در این رابطه C_N ضریب تصحیح تنش مؤثر سربار برای سربار مؤثر حدود ۱۰۰ کیلو پاسکال (معادل تقریبا یک اتمسفر) می‌باشد. نکته مهم در محاسبه C_N این است که اگرچه در نظر گرفتن بالاترین سطح آب زیرزمینی به نتایج محافظه‌کارانه‌تری در محاسبه ضریب C_N منجر می شود ولی بهتر است که شرایط سطح آب زیرزمینی و سربار در محل بر اساس شرایط هنگام انجام آزمون SPT در محل در محاسبات اعمال گردد.

لازم به ذکر است که چون منحنی های مربوطه به این روش براساس $(N_1)_{60}$ به شرح فوق می باشد می‌توان از تصحیحات نشریه ۲۲٤ سازمان مدیریت و برنامه ریزی استفاده کرد.

از مقادیر به دست آمده برای تعداد ضربات SPT اصلاح شده بر اساس ٦۰ در صد انرژی یا $(N_1)_{60}$ پس از انجام تصحیحات ذکر شده بر روی N_M می‌توان برای ماسه تمیز مقدار نسبت مقاومت تناوبی (CRR) متناظر برای خاک مورد نظر را برای زلزله با بزرگای ۷/۵ به دســت آورد. نســبت مقاومت تناوبی برای $(N_1)_{60}$ و برای زلزله با بزرگای ۷/۵ به صورت رابطه ۵ عرضه شده است.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10.(N_1)_{60CS}+45]^2} - \frac{1}{200} \qquad (۵)$$

در این رابطه، $(N_1)_{60CS}$ معرف ماســه تمیز اســت. این رابطه برای $(N_1)_{60CS} \le ۳۰$ صــحیح اســت چون برای مقادیر $(N_1)_{60CS} > ۳۰$ خاک مورد بررسی برای وقوع روانگرایی بسیار متراکم خواهد بود. این معادله می‌تواند برای اســتفاده از روشــهای تحلیلی و بدون اســتفاده از منحنیها که معمولاً خطا ایجاد می‌کنند مورد اســتفاده قرار گیرد. برای اســتفاده از رابطه بالا برای خاکهایی که درصــد ریزدانه آنها بالاتر از ۵ درصــد اســت باید $(N_1)_{60}$ به دست آمده برای خاک مورد نظر را تصحیح نمود و $(N_1)_{60CS}$ را برای خاک ماسه‌ای تمیز به دست آورد و در

رابطه (۵) قرار داد. به این ترتیب می‌توان $CRR_{7.5}$ را برای هر خاک با هر درصد ریزدانه به دست آورد. برای به دست آوردن $(N_1)_{60CS}$ از روابط زیر استفاده می‌شود:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \qquad (٦)$$

در این رابطه β و α متغیرهای تجربی بوده که تابع درصد ریزدانه موجود در خاک هستند و به کمک روابط زیر به دست می‌آیند:

$$\begin{cases} \alpha = 0 & (FC \le 5\%) \\ \alpha = \exp[1.76 - (\frac{190}{FC^2})] & (5\% < FC \le 35\%) \\ \alpha = 5.0 & (FC > 35\%) \end{cases} \qquad (٧)$$

$$\begin{cases} \beta = 1.0 & (FC \le 5\%) \\ \beta = [0.99 + (\frac{FC^{1.5}}{1000})] & (5\% < FC \le 35\%) \\ \beta = 1.2 & (FC > 35\%) \end{cases} \qquad (٨)$$

به این ترتیب با داشتن درصد ریزدانه (FC) (ریز تر از ۷۵ میکرون) می‌توان β و α را تعیین نمود و سپس $(N_1)_{60CS}$ را با دا شتن $(N_1)_{60}$ تعیین نمود و با ا ستفاده از رابطه $CRR_{7.5}$ برای ما سه تمیز مقدار متناظر را برای خاک مورد نظر تعیین کرد.

پیوست ۷-۲

برای محاسبه نشست ناشی از روانگرایی پیشنهاد میشود از روش Ishihara and Yoshimine (1992) استفاده شود. در این روش مقدار کرنش حجمی بر اساس رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$\varepsilon_v = 1.5 * \exp(-0.369 * \sqrt{N_{1(60),cs}}, \min(0.08, \gamma_{max}) \quad (۹)$$

برای بدست آوردن مقدار γ_{max} که حداکثر کرنش برشی می باشداز روابط زیر استفاده می کنیم.

در صورتی که مقدار ضریب اطمینان روانگرایی F_L بزرگتر یا برابر با ۲ باشد:

$$\gamma_{max} = 0 \quad (۱۰)$$

در صورتی که F_L کوچکتر از ۲ و بزرگتر F_a باشد:

$$\gamma_{max} = \min(\gamma_{lim}, 0.035 * (2 - F_L) * (\frac{1-F_a}{F_L-F_a}) \quad (۱۱)$$

ویا از مقدار F_a کمتر باشد:

$$\gamma_{max} = \gamma_{lim} \quad (۱۲)$$

رابطه F_a و γ_{lim} نیز برابر است با:

$$\gamma_{lim} = 1.859 * (1.1 - \sqrt{\frac{N_{1(60),cs}}{46}})^3 \quad (۱۳)$$

$$F_a = 0.032 + 4.7 * D_R - 6 * (D_R)^2 \quad (۱٤)$$

که D_R مقدار تراکم نسبی است که در روابط بکار رفته است.

با محاسبات فوق مقدار کرشی حجمی برای لایه های مختلف محاسبه می گردد و نهایتا برای کل لایه ها یک کرنش حجمی معادل استخراج می گردد که دارای رابطه زیر می باشد:

$$\varepsilon_{v,eqv} = \frac{\sum \varepsilon_v * t_i * DF_i}{\sum t_i * DF_i} \quad (۱۵)$$

که t_i و DF_i به ترتیب ضخامت و عمق اصلاح شده لایه می باشد.

$$DFi = 1 - \frac{di}{18m} \quad (۱۶)$$

d_i: عمق لایه به متر می باشد. نشست ناشی از روانگرایی از حاصلضرب مقدار کرنش حجمی محاسبه شده در ضخامت کل لایه‌ها بدست می آید.

پیش نویس غیر قابل استناد