وزارت راه و شهرسازی
معاونت مسکن و ساختمان

مقررات ملّی ساختمان ایران
مبحث هفتم
پی و پی سازی

دفتر مقررات ملّی ساختمان
ویرایش سوم-۱۳۹۲

سرشناسه: ایران، وزارت راه و شهرسازی، دفتر امور مقررات ملّی ساختمان
عنوان قراردادی: ایران. قوانین و احکام Iran Laws, etc
عنوان و نام پدیدآور: پی و پی سازی/ [تهیه کننده] دفتر امور مقررات ملّی ساختمان [وزارت راه و شهرسازی]
مشخصات نشر: تهران، نشر توسعه ایران، ۱۳۹۲.
مشخصات ظاهری: ۸۰ص.
فروست: مقرات ملّی ساختمان ایران؛ مبحث هفتم.
شابک: ۹۷۸-۶۰۰-۳۰۱-۰۰۳-۱
وضعیت فهر ست نویسی: فیپا
یادداشت: چاپ قبلی: نشر توسعه ایران، ۱۳۹۰ (ر، ۴۲۵ص).
موضوع: ساختمان سازی - - قوانین و مقررات - - ایران
موضوع: پی سازی
شناسه افزوده: مقررات ملّی ساختمان ایران؛ مبحث هفتم.
رده بندی کنگره: KMH۳۴۰۲/الف۹م۷ ۷.ج ۱۳۹۲
رده بندی دیویی: ۳۴۳/۵۵
شماره کتابشناسی ملّی: ۳۶۳۹۶۵

نام کتاب: **مبحث هفتم پی و پی سازی**

تهیه کننده: دفتر مقررات ملّی ساختمان
نـــاشر: نشر توسعه ایران
شمارگان: ۳۰۰۰ جلد
شـــابک: ۹۷۸-۶۰۰-۳۰۱-۰۰۳-۱
نوبت چاپ: اول
تاریخ چاپ: ۱۳۹۲
چاپ و صحافی: کانون
قیمت: ۳۰,۰۰۰ ریال

حق چاپ برای تهیه کننده محفوظ است.

پیش‌گفتار

مقررات ملّی ساختمان مجموعه‌ای است از ضوابط فنی، اجرایی و حقوقی لازم‌الرعایه در طراحی، نظارت و اجرای عملیات ساختمانی اعم از تخریب، نوسازی، توسعه بنا، تعمیر و مرمت اساسی، تغییر کاربری و بهره‌برداری از ساختمان که به منظور تأمین ایمنی، بهره‌دهی مناسب، آسایش، بهداشت و صرفه اقتصادی فرد و جامعه وضع می‌گردد.

در کشور ما و در کنار مقررات ملّی ساختمان، مدارک فنی دیگر از قبیل آیین‌نامه‌های ساختمانی، استانداردها و آیین کارهای ساختمان‌سازی، مشخصات فنی ضمیمه پیمان‌ها و نشریات ارشادی و آموزشی توسط مراجع مختلف تدوین و انتشار می‌یابد که گرچه از نظر کیفی و محتوایی حایز اهمیت هستند، اما با مقررات ملّی ساختمان تمایزهای آشکاری دارند.

آنچه مقررات ملّی ساختمان را از این قبیل مدارک متمایز می‌سازد، الزامی بودن، اختصاری بودن و سازگار بودن آن با شرایط کشور از حیث نیروی انسانی ماهر، کیفیت و کمیت مصالح ساختمانی، توان اقتصادی و اقلیم و محیط می‌باشد تا از این طریق نیل به هدف‌های پیش‌گفته ممکن گردد.

در حقیقت مقررات ملّی ساختمان، مجموعه‌ای از حداقل‌های مورد نیاز و بایدها و نبایدهای ساخت وساز است که با توجه به شرایط فنی و اجرائی و توان مهندسی کشور و با بهره‌گیری از آخرین دستاوردهای روز ملّی و بین‌المللی و برای آحاد جامعه کشور، تهیه و تدوین شده است.

این وزارتخانه که در اجرای ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان وظیفه تدوین مقررات ملّی را به عهده دارد، از چند سال پیش طرح کلی تدوین مقررات ملّی ساختمان را تهیه و به مرحله اجرا گذاشته است که براساس آن، شورایی تحت عنوان «شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان» با عضویت اساتید و صاحبنظران برجسته کشور به منظور نظارت بر تهیه و هماهنگی بین مباحث از حیث شکل، ادبیات، واژه‌پردازی، حدود و دامنه کاربرد تشکیل داده و در کنار آن «کمیته‌های تخصصی» را، جهت مشارکت جامعه مهندسی کشور در تدوین مقررات ملّی ساختمان زیر نظر شورا به وجود آورده است.

پس از تهیه پیش‌نویس مقدماتی مبحث موردنظر، کمیته‌های تخصصی مربوط به هر مبحث پیش‌نویس مذکور را مورد بررسی و تبادل نظر قرار داده و با انجام نظرخواهی از مراجع ذیصلاح نظیر سازمان‌های رسمی دولتی، مراکز علمی و دانشگاهی، مؤسسات تحقیقاتی و کاربردی، انجمن‌ها و تشکل‌های حرفه‌ای و مهندسی، سازمان‌های نظام مهندسی ساختمان استان‌ها و شهرداریهای سراسر کشور، آخرین اصلاحات و تغییرات لازم را اعمال می‌نمایند.

متن نهائی این مبحث پس از طرح در شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان و تصویب اکثریت اعضای شورای مذکور، به تأیید اینجانب رسیده و به شهرداریها و دستگاههای اجرائی و جامعه مهندسی کشور ابلاغ گردیده است.

از زمانی که این وظیفهٔ خطیر به این وزارتخانه محول گردیده، مجدانه سعی شده است با تشکیل شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان و کمیته‌های تخصصی مربوط به هر مبحث و کسب نظر از صاحب‌نظران و مراجع ذی‌صلاح بر غنای هر چه بیشتر مقررات ملّی ساختمان بیفزاید و این مجموعه را همان‌طور که منظور نظر قانون‌گذار بوده است در اختیار جامعه مهندسی کشور قرار دهد.

بدین وسیله از تلاشها و زحمات جناب آقای مهندس ابوالفضل صومعلو، معاون محترم وزیر در امور مسکن و ساختمان و جناب آقای دکتر غلامرضا هوائی، مدیرکل محترم مقررات ملّی ساختمان و سایر کسانی که به نحوی در تدوین این مجلد همکاری نموده‌اند، سپاسگزاری می‌نمایم.

علی نیکزاد

وزیر راه و شهرسازی

هیأت تدوین کنندگان مبحث هفتم مقررات ملّی ساختمان

(بر اساس حروف الفبا)

الف) شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان

- دکتر محمدعلی اخوان بهابادی — عضو
- مهندس محمدرضا اسماعیلی — عضو
- دکتر اباذر اصغری — عضو
- دکتر شهریار افندی‌زاده — عضو
- دکتر محمدحسن بازیار — عضو
- دکتر منوچهر بهرویان — عضو
- مهندس علی‌اصغر جلال‌زاده — عضو
- دکتر علیرضا رهایی — عضو
- دکتر اسفندیار زبردست — عضو
- مهندس ابوالفضل صومعلو — رئیس
- دکتر محمدتقی کاظمی — عضو
- دکتر ابوالقاسم کرامتی — عضو
- دکتر محمود گلابچی — عضو
- دکتر غلامرضا هوائی — نایب رئیس و عضو

ب) اعضای کمیته تخصصی

- دکتر محمد حسن بازیار — رئیس
- دکتر علیرضا رهایی — عضو
- دکتر علی فاخر — عضو
- دکتر کاظم فخاریان — عضو
- دکتر ارسلان قهرمانی — عضو

ج) دبیرخانه شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان

- مهندس سهیلا پاکروان — معاون مدیرکل و مسئول دبیرخانه شورا
- مهندس لاله جعفر پوریانی — کارشناس تدوین مقررات ملّی ساختمان
- دکتر بهنام مهرپرور — رئیس گروه تدوین مقررات ملّی ساختمان

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
۷-۱ کلیات	۱
۷-۱-۱ هدف	۱
۷-۱-۲ دامنه کاربرد	۱
۷-۱-۳ تعاریف	۱
۷-۱-۴ روش‌های طراحی	۳
۷-۲ شناسائی ژئوتکنیکی زمین	۵
۷-۲-۱ هدف	۵
۷-۲-۲ شرایط نیاز به انجام عملیات شناسایی	۶
۷-۲-۳ شناسایی‌ها	۷
۷-۲-۴ حفاری و نمونه‌برداری خاک	۱۱
۷-۲-۵ آزمون‌های آزمایشگاهی	۱۲
۷-۲-۶ آزمون‌های درجا (محلی)	۱۲
۷-۲-۷ گزارش‌ها	۱۳

۷-۳ گودبرداری و پایش	۱۵
۷-۳-۱ هدف	۱۵
۷-۳-۲ آماده سازی و تسطیح	۱۵
۷-۳-۳ گودبرداری	۱۶
۷-۳-۴ پایش و کنترل	۲۱
۷-۴ پی سطحی	۲۵
۷-۴-۱ هدف	۲۵
۷-۴-۲ ملاحظات طراحی پی‌های سطحی	۲۵
۷-۴-۳ ظرفیت باربری پی‌های سطحی	۲۷
۷-۴-۴ نشست مجاز	۲۸
۷-۴-۵ روش‌های طراحی پی سطحی	۲۹
۷-۴-۶ پی‌های انعطاف پذیر	۳۲
۷-۴-۷ ملاحظات اجرایی پی‌های سطحی	۳۲
۷-۵ سازه‌های نگهبان	۳۵
۷-۵-۱ هدف	۳۵
۷-۵-۲ انواع سازه‌های نگهبان	۳۵
۷-۵-۳ پایداری انواع سازه‌های نگهبان	۳۶
۷-۵-۴ فشار خاک	۳۸
۷-۵-۵ روش‌های طراحی سازه‌های نگهبان	۴۱
۷-۵-۶ مهاربندی	۴۶
۷-۵-۷ خاکریز پشت دیوار	۴۹
۷-۵-۸ زهکشی و آب بندی دیوارها	۴۹

۷-۶ پی‌های عمیق ۵۱

۷-۶-۱ هدف ۵۱

۷-۶-۲ مبانی طراحی پی‌های عمیق ۵۱

۷-۶-۳ بارهای طراحی ۵۲

۷-۶-۴ شمع تحت بار محوری ۵۳

۷-۶-۵ شمع‌های تحت بار جانبی ۵۸

۷-۶-۶ گروه شمع ۵۹

۷-۶-۷ بار مجاز طراحی شمع‌ها ۶۱

۷-۶-۸ آزمایش‌های بارگذاری شمع ۶۳

۷-۶-۹ طراحی سازه‌ای شمع‌ها ۶۶

۷-۶-۱۰ ملاحظات ساخت و اجرای شمع ۶۷

مقدمه

مبحث هفتم مقررات ملّی ساختمان «پی و پی سازی» برای اولین بار در مرداد ماه ۱۳۶۹ منتشر شد. از آنجا که اساساً موضوع مهندسی ژئوتکنیک به علت پیچیدگی‌ها و عدم شناسایی‌هایی که در زمین موجود است، مانند سایر گرایش‌های مهندسی عمران در چارچوب آیین‌نامه و مقررات به راحتی نمی‌گنجد، متن اولیه این مبحث مختصر و در حد بیان تعاریف کلی عنوان شده بود. در ویرایش بعدی که در سال ۱۳۸۸ منتشر شد، علیرغم گسترش قابل توجه مطالب نسبت به ویرایش قبلی، اما اعداد و ارقام محدوده‌های طراحی مانند ضرایب اطمینان و حدود مجاز بهره‌برداری ارائه نگردید. با توجه به پیشرفت‌هایی که در این گرایش مهندسی پیش آمده، اعتقاد اعضا کمیته بر آن بوده است که لازم است اعداد و ارقام مورد نیاز طراحان را تا حد بیشتری مطرح نمود و لذا ویرایش حاضر با گسترش نسبتاً وسیعی در مقایسه با متن قبلی روبروست که امید است مورد استفاده مهندسان قرار گیرد.

حرفه مهندسی ژئوتکنیک به علت آنکه تکیه بر آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی متعدد دارد و تغییرات قابل ملاحظه‌ای در خصوصیات خاک‌ها وجود دارد فضای حاکم بر مبحث این تخصص از سایر مباحث مقررات ملّی ساختمان کمی متفاوت باشد. در این مبحث به قضاوت مهندسی از تفسیر مشاهدات و نتایج آزمایش‌ها تکیه بیشتری می‌شود و در این ارتباط هم تجربه مهندسی نقش اساسی‌تری به عهده می‌گیرد و هم مسئولیت مهندس افزایش می‌یابد.

زمینه اصلی ویرایش جدید، طراحی براساس حالات حدی است و در آن عمدتاً به حالات حدی نهایی و بهره‌برداری پرداخته شده است. این دو حالت حدی علاوه بر آنکه با مفاهیم علمی و عملی ژئوتکنیک هماهنگی خوبی دارد، امروزه در بیشتر گرایش‌های مهندسی عمران مطرح شده و مورد استفاده قرار می‌گیرد. اما از آنجا که در عرف فعلی مهندسی کشور، طراحی پی‌ها و دیوارها عمدتاً با روش تنش‌های مجاز صورت می‌گیرد، سعی شده با معرفی ضرایب اطمینان مناسب، یافته های حالات حدی با یافته‌های تنش‌های مجاز قابل مقایسه باشد و طراحان بتوانند مطابق معمول با روش تنش‌های مجاز یا مشابه سایر همکارانشان در حرفه مهندسی عمران با روش حالات حدی طراحی کنند.

از ویژگی‌های این مبحث ارتباط تنگاتنگ آن با سایر مباحث موجود در مقررات ملّی ساختمان است. در این رابطه سعی شده ضمن منظور داشتن مسائل سازه‌ای، کمترین تناقضی با مباحث

مربوط به آنها ایجاد نشود. وجود متخصص سازه در جمع کمیته تدوین کننده این مبحث خود نشانه اهمیت این موضوع است.

لازم است یادآوری شود که ضمن آنکه موضوع خاک و ژئوتکنیک از قدیمی‌ترین تخصص‌های مهندسی عمران است، ولی به علت پیچیدگی‌های خاص آن هنوز مسائل ناشناخته در آن فراوان بوده و نیاز به پژوهش و کسب تجربه بیشتری است. از این رو علی رغم اینکه در ویرایش جدید تا آنجا که ممکن بوده سعی شده برای سوالات و گزینه‌های مختلف طراحان، پاسخ‌های روشن و قاطعی داده شود، اما سوالات پاسخ داده نشده و یا اشکالات متعددی ممکن است در متن فعلی وجود داشته باشد که برای برطرف کردن آنها نیاز به راهنمایی عموم مهندسان و اهل فن می‌باشد. امید است استفاده کنندگان این مبحث از اظهار نظر و ارایه پیشنهاد و نقدهای خود دریغ نکنند و تدوین کنندگان مبحث را مورد عنایت قرار دهند.

در پایان اعضاء کمیته مبحث از همکاران شورای تدوین که با ارائه نقطه نظرات و نقدهای خود طی جلسات مختلف باعث ارتقاء کیفیت این مبحث شدند، تشکر و قدردانی می‌نمایند.

کمیته تدوین کننده مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان

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 تامین شود و شرایط بهره برداری 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 ملّی 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 تنش موثر: تنشی است که از تفاضل تنش کل و فشار آب حفره‌ای در داخل خاک اشباع به دست می‌آید.

۷-۱-۳-۲ پی: به مجموعه بخش‌هایی از سازه و خاک در تماس با آن اطلاق می‌شود که انتقال بار بین سازه و زمین از طریق آن صورت می‌گیرد. پی‌ها عمدتا به سه 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 سنگی، بتنی و یا بتن آرمه 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 جدا کننده 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 حد فاصل بین پی‌های سطحی و پی‌های عمیق قرار دارند. پی‌های صندوقه‌ای معمولاً در این گروه قرار دارند و می‌توانند در جهت اطمینان مثل پی های سطحی طراحی شوند.

۷-۱-۳-۳ خاکریزی مهندسی: به خاکریزی گفته می‌شود که احتیاج به کنترل جنس و تراکم خاک دارد و در پایداری ساختمان مؤثر است.

۷-۱-۳-۴ 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 شوند.

۷-۱-۳-۵ شناسایی‌های ژئوتکنیکی: به مجموعه اقدامات و مطالعاتی گفته می‌شود که منجر به شناخت مشخصات مهندسی لایه‌های زمین می‌شود. این اقدامات شامل بررسی نقشه‌های زمین شناسی و زمین شناسی مهندسی با مقیاس مناسب، بررسی گزارش لایه‌های زمین در ساختگاه‌های مجاور، بازدید از برش‌ها و مقاطع خاک موجود، انجام مطالعات ژئوفیزیک و ژئوتکنیک با حفر گمانه و انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی می‌باشد.

۷-۱-۳-۶ داده‌های ژئوتکنیکی: به متغیر برداشت شده از زمین ساختگاه گفته می‌شود.

۷-۱-۳-۷ گمانه: حفاری در زمین به منظور شناخت خواص مهندسی خاک می‌باشد. حفاری می‌تواند به صورت دستی با رعایت مسائل فنی و ایمنی خاص و یا با ماشین حفاری انجام شود.

۷-۱-۳-۸ طراحی ژئوتکنیکی: کلیـه خدمات مهندسی که به منظور تعیین هندسه، کنترل پایداری، ایستایی و تغییرشکل‌های 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 قابل قبول و نشست پذیری کم برخوردار باشد. اگر چنانچه اطلاعاتی از زمین مورد نظر 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 در مجاورت گسل‌ها یا نزدیک رودخانه‌ها یا پای شیب‌ها بوده و تفسیر لایه‌بندی مشکل باشد. در سایر شرایط که لایه‌بندی یکنواخت است، 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 مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان (استاندارد ۲۸۰۰) می‌باشد.

۷-۱-۴ روش‌های طراحی

استفاده از دو روش طراحی تنش مجاز و حالات حدی در این مقررات مجاز می‌باشد و طراح می‌تواند هر یک از این روش‌ها را انتخاب کند.

۷-۱-۴-۱ روش تنش مجاز

در این روش بارهایی که در مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان آورده شده است با ضریب یک در محاسبات نیرو لحاظ می‌شوند و بار وارد برخاک 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.

۷-۱-۴-۲ روش حالت حدی

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

۷-۱-۴-۲-۱ 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 از مباحث مقررات ملّی ساختمان (ششم، نهم، دهم) بر حسب مورد تعیین می‌شوند. دومین مجموعه ضرایب ایمنی 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.

۷-۱-۴-۲-۲ حالت حدی بهره برداری

طراحی در حالت حدی بهره برداری اغلب جهت کنترل نشست و تغییرشکل‌ها به کار می‌رود و در آن هر دو ضرایب کاهش مقاومت و افزایش بار (عمدتاً) برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

۷-۲ شناسایی ژئوتکنیکی زمین

۷-۲-۱ هدف

به منظور شناسایی زمین، داده‌های ژئوتکنیکی باید گردآوری و تفسیر شود. این داده‌ها افزون بر اطلاعات ژئوتکنیکی شامل داده‌های زمین‌شناسی عمومی، زمین‌شناسی مهندسی، زمین ریخت شناسی، لرزه‌خیزی، هیدروژئولوژی و تاریخچه ساختگاه می‌باشند. این شناسایی‌ها شامل بررسی لایه‌بندی خاک و خصوصیات مهندسی آن، شرایط آب زیرزمینی، تراز سنگ بستر و سایر مشخصات ساختگاه پروژه است. کسب اطلاعات فوق پیچیده و تابع عوامل زیر می‌باشد:

الف) نوع پروژه

ب) شرایط زمین

پ) بودجه و فناوری در اختیار برای عملیات شناسایی

انجام شناسایی ژئوتکنیکی زمین باید چنان برنامه‌ریزی شود که نیازمندی‌های طراحی، ساخت و تامین عملکرد سازه پیشنهادی را فراهم نماید. باید توجه داشت در صورت مواجه شدن با شرایط متفاوت و جدید در خلال اجرای کار، خصوصیات ژئوتکنیکی لایه‌های خاک می‌تواند مورد تجدید نظر قرار گیرد.

ضمناً چنانچه طراحی‌های سازه‌ای دستخوش تغییرات گردند (به عنوان مثال جابجایی محل سازه‌های مهم، تغییر تعداد طبقات سازه‌ها و غیره) متناسب با این تغییرات، شناسایی‌های ژئوتکنیکی نیز لازم است تغییر یابند.

بررسی‌های مورد نیاز طراحی‌های ژئوتکنیکی باید با هدف‌های ذیل صورت گیرد:

الف- گردآوری اطلاعات لازم ساختگاه از جمله تعیین جنس و لایه‌بندی زیرین زمین، به منظور طراحی ایمن و بدون تغییر در کارایی ساختمان و ضمن صرفه اقتصادی در طرح آن.

ب- گردآوری اطلاعات لازم برای برنامه‌ریزی موقت و دائمی ساخت و ساز بنا در مراحلی که به شرایط زمین ساختگاه مرتبط می‌شوند شامل وضعیت هندسی و مکانیکی لایه‌های زیرسطحی، شرایط آب زیرزمینی، وجود مصالح و شرایط نامناسب برای پایداری ساختمان و غیره.

پ- پیش بینی و شناسایی مشکلات احتمالی که ممکن است در خلال اجرای ساختمان و پس از آن از ناحیه زمین بروز نماید.

۷-۲-۲ شرایط نیاز به انجام عملیات شناسایی

۷-۲-۲-۱ در صورتی‌که تمام شرایط زیر برقرار باشد نیاز به انجام عملیات گمانه زنی نمی‌باشد و جمع آوری اطلاعات و بازدید محلی کفایت می‌نماید.

۷-۲-۲-۱-۱ داده‌های کافی از محدوده محل مورد نظر و زمین‌های با سازند زمین شناسی مشابه در دسترس باشند.

۷-۲-۲-۱-۲ ساختمان مورد نظر با اهمیت کم یا با اهمیت متوسط و با حداکثر ۴ طبقه باشد.

۷-۲-۲-۱-۳ ساختمان مورد نظر با مساحت اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع باشد.

۷-۲-۲-۱-۴ در طراحی و اجرای ساختمان نیاز به گودبرداری به میزان کمتر از ۲ متر باشد.

۷-۲-۲-۱-۵ تعداد ساختمان‌ها زیاد (بیش از ۳ ساختمان مشابه و نزدیک به یکدیگر مانند شهرک‌ها، پروژه‌های انبوه‌سازی و غیره) نباشد.

۷-۲-۲-۱-۶ نوع زمین طبق مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان (استاندارد ۲۸۰۰)، از نوع ۱ و ۲ نباشد.

۷-۲-۲-۱-۷ هیچکدام از شرایط ذیل نیز وجود نداشته باشد:

الف- احتمال مواجه شدن با خاک دستی در محل ساخت

ب- احتمال مواجه شدن با خاک‌های مسئله‌دار (مانند خاک‌های متورم شونده، خاک‌های با پتانسیل روانگرایی و خاک‌های رمبنده)

پ- سازه‌ای در مجاور محل مورد نظر که احتمال خسارت به آن وجود دارد.

ت- محل مورد نظر در منطقه خرد شده گسل اصلی واقع شده باشد.

ث- مناطقی با سطح آب زیر زمینی بالا (بر اساس بررسی‌های محلی)

۷-۲-۲-۲ حتی اگر فقط یکی از شرط‌های مندرج در بند ۷-۲-۲-۱ برقرار نباشد، آنگاه لازم است شناسایی‌های ژئوتکنیکی در محل مورد نظر مطابق بند ۷-۲-۳ انجام گیرد.

۷-۲-۳ شناسایی‌ها

به منظور انجام شناسایی ژئوتکنیکی زمین مورد نظر، لازم است موارد ذیل رعایت گردند.

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

۷-۲-۳-۲ آزمایشات لازم به منظور ارزیابی مقاومت برشی خاک، میزان باربری خاک، اثر تغییر رطوبت بر باربری خاک، تراکم پذیری و تورم‌زایی خاک، روانگرایی و سایر موارد متناسب با نوع و مکان پروژه باید انجام شود.

۷-۲-۳-۳ وسعت شناسایی زمین از قبیل تعداد و نوع حفاری، تجهیزات مورد استفاده برای حفاری و نمونه‌برداری، تجهیزات تحقیقات محلی و برنامه آزمایش‌های آزمایشگاهی باید توسط طراح صاحب صلاحیت تعیین شود.

۷-۲-۳-۴ اقدامات زیر برای تعیین فاصله گمانه‌ها یا چاهک‌های شناسایی بکار می‌رود.

۷-۲-۳-۴-۱ چنانچه گمانه زنی به منظور شناخت یک زمین جدید و بسیار بزرگ برای ساختمان سازی گسترده انجام شود (مثل شهرهای جدید):

الف- اگر لایه‌بندی زمین به صورت نسبی یکنواخت باشد، فاصله ۵۰ تا ۲۰۰ متر بین گمانه‌ها قابل قبول می‌باشد. انتخاب دقیق با توجه به اهمیت ساختمان و شرایط ژئوتکنیکی تعیین شود.

ب- اگر لایه‌بندی پیچیده باشد (مثل مجاور گسل‌ها، نزدیک رودخانه‌ها و کوه‌ها، زمین‌های بسیار ناهموار و دره‌ها)، فاصله حداکثر ۳۰ متر بین گمانه‌ها قابل قبول می‌باشد.

پ- اگر اطلاعات ژئوتکنیکی از ساختگاه‌های مجاور یا سازندهای زمین شناسی مشابه با زمین مورد نظر وجود دارد، فاصله بین گمانه‌ها می‌تواند بیشتر از مقادیر مندرج در بندهای۷-۲-۳-۴-۱- الف و ب و حداکثر تا دو برابر فواصل فوق باشد.

ت- اگر ساختمان با شرایط متفاوت سازه‌ای و یا با اهمیت بیشتر از دیگر ساختمان‌ها در مجموعه مورد نظر باشد، باید شناسایی خاص آن ساختمان انجام شود. ضوابط تعیین فاصله گمانه‌ها برای ساختمان‌های منفرد در بند ۷-۲-۳-۴-۲ آمده است.

۷-۲-۳-۴-۲ چنانچه گمانه زنی به منظور ساخت یک ساختمان منفرد انجام می‌شود:

الف- فاصله گمانه‌ها باید در حدود ۱۵ الی ۶۰ متر باشد.

ب- استفاده از جدول ۷-۲-۱ با توجه به اهمیت ساختمان‌ها مبنا قرار گیرد.

جدول ۷-۲-۱ جدول حداقل تعداد گمانه

مساحت	اهمیت ساختمان	شرایط زیرسطحی	تعداد گمانه
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال کمتر از ۳۰۰ متر مربع	خیلی زیاد و زیاد	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۲
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۳
	متوسط	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۱
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۲
	کم	زمین مناسب یا نامناسب	۱
یک ساختمان منفرد با سطح اشغال ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ مترمربع	خیلی زیاد و زیاد	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۳
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۵
	متوسط	لایه‌بندی ساده و زمین مناسب	۲
		لایه‌بندی پیچیده یا زمین نامناسب	۳
	کم	زمین مناسب	۱
		زمین نامناسب	۲

برای سطح اشغال بیش از ۱۰۰۰ متر مربع، یک گمانه به ازای هر ۱۰۰۰ متر مربع به مقادیر تعداد گمانه اضافه می‌شود.

پ- در استفاده از جدول بالا باید نکات ذیل مد نظر قرار گیرد

پ-۱ شرایط زیرسطحی اولیه در جدول بر اساس اطلاعات سایت‌های مجاور، شرایط ژئوتکنیکی سازندهای زمین شناسی مشابه و بازدیدهای محلی انتخاب می‌شود. لذا لازم است با بررسی نتایج حفر اولین گمانه، تعداد گمانه‌های مورد نیاز در عمل متناسب با شرایط جدید به دست آمده در صورت نیاز افزایش یابد.

پ-۲ برای مجتمع‌های ساختمانی که از تعداد زیادی ساختمان منفرد و نزدیک به یکدیگر تشکیل شده‌اند (بیش از ۱۰ ساختمان)، برای هر ساختمان حداقل یک گمانه با رعایت حداکثر فاصله‌های

ذکر شده در بند ۷-۲-۳-۴-۱بین گمانه‌ها کافی است. اگر فاصله ساختمان‌ها بیشتر از مقادیر مندرج در بند ۷-۲-۳-۴-۱باشد، باید آن‌ها را به صورت منفرد در نظر گرفت.

پ-۳ در صورتیکه ساختمان مورد نظر پس از ایجاد گودبرداری عمیق احداث شود، تعدادی گمانه برای گودبرداری نیز باید به تعداد گمانه‌های بالا اضافه شود.

ت- چنانچه بین فاصله گمانه‌ها و جدول ۷-۲-۱ تناقضی پیش آمد اعداد جدول حاکم می‌باشد.

۷-۲-۳-۴-۳ برای گودبرداری‌ها باید لایه‌های زمین در دیواره هر ضلع گود و در راستای عمود بر دیواره هر ضلع گود مشخص باشد. برای انجام تحلیل‌های پایداری و تغییرشکل در هر ضلع گود لازم است نیمرخ ژئوتکنیکی در دیواره هر ضلع گود و امتداد عمود بر آن تعیین گردد. هر چه گود عمیق‌تر باشد، وسعت منطقه‌ای که باید شناسایی شود (پلان) بیشتر از سطح اشغال ساختمان شود.

الف- در گودهای عمیق و شیروانی‌های بزرگ برای تعیین مقطع ژئوتکنیکی عمود بر هر ضلع، حفر حداقل ۳ گمانه (بالادست، پایین دست و روی شیب در صورت وجود) برای هر ضلع لازم است. گمانه‌هایی که در محل سطح اشغال ساختمان حفر می‌شود، می‌توانند مشخص کننده مشخصات خاک محل شیب و پایین دست آن باشد. شرایط خاک بالادست در محل سطح اشغال ساختمان همسایه می‌تواند متفاوت باشد و باید اطلاعات آن کسب شود.

ب- حداقل تعداد گمانه‌ها به شرح جدول ۷-۲-۱ برای شرایطی است که ساختمان بدون گودبرداری احداث می‌شود. در صورت نیاز به گودبرداری باید تعداد گمانه‌ها به شرح جدول ۷-۲-۲ اضافه شود.

جدول ۷-۲-۲ حداقل تعداد گمانه اضافی در گودبرداری‌ها

مساحت	عمق گود کمتر از ۱۰ متر	عمق گود ۱۰ تا ۲۰ متر
یک ساختمان تکی با سطح اشغال حداکثر ۳۰۰ متر مربع	۱گمانه	۲ یا ۳
ساختمان با مساحت ۳۰۰ الی ۱۰۰۰ مترمربع	۲ گمانه	۳ یا ۴

پ- برای گود با عمق بیش از ۲۰ متر، به ازای هر ۱۰ متر عمق اضافی گود، یک گمانه به تعداد گمانه جدول ۷-۲-۲ اضافه می‌گردد تا به ۳ گمانه به ازای هر ضلع طبق بند ۷-۲-۳-۴-۳ الف برسد.

ت- گمانه‌های اضافی مربوط به گودبرداری برای شناخت زمین بالادست گود، در صورت کسب مجوز در زمین همسایه حفر شوند.

۷-۲-۳-۵ عمق گمانه‌ها

۷-۲-۳-۵-۱ اگر نشست در طراحی پی بر روی زمین مورد نظر تعیین کننده باشد، آنگاه لازم است که عمق حداقل یک گمانه بیش از عمقی باشد که افزایش تنش ناشی از بار ساختمان در آن عمق به کمتر از هر یک از دو معیار زیر می‌رسد، هر عمقی بیشتر شد ملاک می‌باشد:

۱) ۱۰درصد تنش موثر زمین در آن عمق

۲) ۱۰درصد تنش ناشی از ساختمان بر کف پی (که با توجه به منحنی‌های حباب تنش، عمق برای پی مربعی بین ۲B تا ۲/۵B و برای پی نواری بین ۳B تا ۴B باید باشد).

۷-۲-۳-۵-۲ اگر ظرفیت باربری زمین و گسیختگی برشی خاک زیر پی تعیین کننده باشد، عمق گمانه با توجه به نظریه های ظرفیت باربری باید بین B تا ۱/۵B باشد.

۷-۲-۳-۵-۳ در دو بند بالا B عرض ساختمان یا پی می‌باشد که باید به صورت ذیل به دست آید:

۱) ساختمان با پی‌های منفرد: اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از مجموع عرض آن دو پی باشد، B را عرض یک پی در نظرگرفته و در غیر این صورت عرض کل ساختمان به عنوان B تعیین می‌شود.

۲) ساختمان با پی‌های نواری: اگر فاصله لب به لب دو پی مجاور بیشتر از ۱/۵ برابر مجموع عرض آن‌ها باشد، B را عرض یک پی در نظر گرفته و در غیر این صورت عرض کل ساختمان به عنوان B تعیین می‌شود.

۳) ساختمان با پی گسترده: عرض کل پی گسترده به عنوان B تعیین می‌شود.

۷-۲-۳-۵-۴ نکاتی که باید در تعیین عمق گمانه رعایت شود:

۱) اگر احداث ساختمان با گودبرداری همراه باشد، عمق گود به عمق گمانه به دست آمده در بند ۷-۲-۳-۵ باید اضافه شود.

۲) اگر عمق مورد نیاز برای شناسایی زمین خیلی کم باشد، می‌توان از روش‌های شناسایی دستی مانند آزمایش‌های برجای نفوذ مخروط و کاوشگر دینامیکی به جای گمانه زنی استفاده کرد.

۳) حفر حداقل یک چاهک جهت مشاهده بافت خاک در هر پروژه ضروری است. اگر عمق چاهک کافی باشد می‌تواند جایگزین حفر یک گمانه شود.

۴) در صورتی که قبل از رسیدن به عمق نهایی گمانه به یک بستر سنگی یا لایه خیلی متراکم با ضخامت قابل توجه برخورد شود می‌تواند عمق گمانه کمتر شود.

۵) گمانه مورد نظر باید حداقل تا به زیر نهشته‌هایی که برای پی مناسب نیستند (مانند خاک دستی) ادامه یابد.

۶) در هر حالت عمق یک گمانه نباید کمتر از ۶ متر زیر پی باشد، مگر در مواردی که گمانه قبل از ۶ متر به لایه سخت رسیده باشد.

۷) در حفر گمانه اگر به لایه سنگ برخورد شود باید حداقل یکی از گمانه‌ها تا ۳ متر در لایه سنگ نفوذ کند تا وجود بستر سنگی اثبات شود.

۸) در مواردی که از شمع‌های متکی بر نوک در لایه سخت، متراکم یا سنگ استفاده می‌شود، باید عمق گمانه به حدی باشد که از وجود آن لایه تا عمق کافی زیر نوک شمع اطمینان حاصل شود. به عبارت دیگر، تعداد و عمق گمانه‌ها باید به نحوی انتخاب شود که احتمال وجود یک لایه ضعیف در زیر یک لایه سخت، متراکم یا سنگ با ضخامت کمتر از ۳ متر از بین برود. همچنین در مواردی که بخشی از سنگ هوازده می‌باشد، عمق گمانه باید تا حدی باشد که به زیر بخش لایه هوازده سنگ برسد.

۷-۲-۴ حفاری و نمونه برداری خاک

۷-۲-۴-۱ فرآیند حفاری و نمونه برداری و دستگاه‌های انتخابی باید مطابق استانداردهای ملّی یا بین‌المللی معتبر مصوب باشد.

۷-۲-۴-۲ باید ناظر واجد صلاحیت در طول زمان حفاری گمانه و نمونه‌گیری در محل پروژه حاضر و بر عملیات نظارت داشته باشد.

۷-۲-۴-۳ باید صلاحیت مجموعه‌ای که عملیات حفاری گمانه و نمونه برداری و سایر عملیات اجرایی را انجام می‌دهند، به تایید مراجع ذی ربط رسیده باشد.

۷-۲-۴-۴ روش‌های حفاری گمانه: حفاری گمانه به صورت دستی یا ماشینی و با توجه به بندهای ذیل قابل قبول است.

۱) حفاری ضربه‌ای سبک در لای، ماسه و سنگ ضعیف قابل قبول است. به شرط حفاری خشک می‌توان از این روش در خاک چسبنده یا غیر چسبنده حاوی شن استفاده کرد. وقتی که حفاری به منظور تهیه نمونه دست نخورده در خاک چسبنده انجام می‌شود، نباید از ضربات سنگین استفاده شود.

۲) حفاری شستشویی در ماسه و لای و رس و همچنین مخلوط شن و ماسه بدون قلوه سنگ قابل قبول است. تغییر رطوبت خاک زیر گمانه باید در نمونه‌گیری و آزمون‌های برجا مورد توجه باشد.

۳) حفاری با اوگر با میله توپر فقط در خاک چسبنده که دیواره گمانه پایدار است قابل قبول می‌باشد. حفاری با 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.

۴) حفاری دورانی در تمام خاک‌ها حتی در زیر سطح آب قابل قبول است، ولی برای اخذ نمونه دست نخورده در خاک چسبنده باید سرعت دوران و فشار مته محدود شود.

۵) حفاری دورانی با مغزه گیری پیوسته در خاک و سنگ برای توصیف لایه‌ها قابل قبول است، ولی نمونه خاک اخذ شده از داخل مغزه در این روش نمی‌تواند به عنوان نمونه دست نخورده قابل قبول باشد.

۶) روش‌های نمونه‌گیری، جابجایی و انبار کردن نمونه‌ها باید گزارش شود تا اثر به کارگیری این روش‌ها به هنگام تفسیر نتایج آزمایش‌ها مد نظر طراح قرار گیرد.

۷-۲-۵ آزمون‌های آزمایشگاهی

آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های خاک و سنگ به دست آمده از ساختگاه پروژه انجام شده و نتایج آن باید در مقایسه با سایر آزمایش‌ها و مشاهدات مورد استفاده قرار گیرند. این آزمون‌ها باید مطابق با استانداردهای شناخته شده ملّی و بین‌المللی معتبر مصوب انجام گیرد.

۷-۲-۶ آزمون‌های درجا (محلی)

آزمون‌های درجا به عنوان بخش مهمی از شناسایی‌های ژئوتکنیکی زمین باید مورد توجه قرار گیرد. انواع متداول این آزمایش‌ها و نوع خاک‌هایی که هر کدام از این آزمون‌ها کاربرد دارند و همچنین روش انجام آن‌ها باید مطابق با استانداردهای ملّی و یا بین‌المللی معتبر مصوب باشد.

۷-۲-۷ گزارش‌ها

۷-۲-۷-۱ پس از انجام شناسایی‌های ژئوتکنیکی لازم است گزارش کامل آن‌ها ارائه شود. نتایج آزمون‌های انجام شده باید به دو صورت خام و پردازش شده گزارش شوند.

۷-۲-۷-۲ گزارش توصیفی از شناسایی‌های ژئوتکنیکی باید حداقل شامل موارد ذیل باشد:

۱) نقشه محل گمانه یا حفاری.

۲) شرح تمام نمونه های گرفته شده از خاک و سنگ با ذکر تاریخ نمونه گیری.

۳) شرح تمام لایه‌های خاک و سنگ.

۴) سطح آب زیرزمینی در صورت مشاهده با ذکر تاریخ برداشت

۵) نتایج تمام آزمایش‌های محلي و آزمایشگاهی با ذکر تاریخ انجام آزمایشات

۷-۲-۷-۳ گزارش مهندسی از شناسایی‌های ژئوتکنیکی باید علاوه بر موارد مندرج در گزارش توصیفی، شامل حداقل موارد ذیل باشد:

۷-۲-۷-۳-۱ توصیه‌هایی برای نوع پی و معیار طراحی که حداقل شامل موارد:

۱) ظرفیت باربری خاک (در حالت طبیعی و متراکم با توجه به شرایط پروژه)

۲) ارائه تمهیداتی که باعث کاهش اثرات خاک‌های متورم شونده، روانگرایی، نشست غیر یکنواخت و ناهمگنی خاک شود. ارزیابی احتمال وقوع روانگرایی باید مطابق با مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان (استاندارد ۲۸۰۰) و یا سایر آیین نامه‌های بین‌المللی معتبر مصوب باشد.

۷-۲-۷-۳-۲ تخمین نشست کل و نشست غیر یکنواخت

۷-۲-۷-۳-۳ اطلاعات مورد نیاز برای طراحی شمع‌ها در صورت لزوم

۷-۲-۷-۳-۵ خواص تراکم مصالح و نحوه آزمایش آن‌ها

۷-۲-۷-۳-۶ تعیین نوع زمین بر اساس مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان (استاندارد ۲۸۰۰)

۷-۲-۷-۳-۷ شیب گودهای کم عمق برای پی‌کنی

۷-۲-۷-۳-۸ ارائه نیمرخ طراحی زمین و پیشنهاد مقادیر متغیرهای زمین جهت استفاده طراح پی

۷-۲-۷-۳-۹ فشار خاک پشت سازه‌های نگهبان.

۷-۲-۷-۳-۱۰ نوع سیمان مصرفی برای بتن مجاور خاک با توجه به شرایط محیطی و عناصر شمیایی موجود در آب و خاک لایه های ساختگاه.

۷-۲-۷-۴ بررسی‌های صحرایی و آزمایشگاهی متداول باید در انطباق با استانداردها و توصیه‌های شناخته شده ملّی و بین‌المللی معتبر مصوب انجام و گزارش شود. موارد عدول از این استانداردها باید در گزارش ژئوتکنیک توضیح داده شود.

۷-۳ گودبرداری و پایش

۷-۳-۱ هدف

هدف این فصل تعیین حداقل مراحل لازم جهت رسیدن به مرحله پی‌ریزی می‌باشد. یکی از مهم‌ترین این مراحل عملیات گودبرداری می‌باشد که در این فصل حداقل مواردی که باید بررسی شود ذکر می‌گردد.

۷-۳-۲ آماده سازی و تسطیح

۷-۳-۲-۱ قبل از تسطیح و آماده‌سازی اراضی برای پی‌ریزی، باید ترازهای طبیعی زمین با روش‌های مناسب نقشه برداری برداشت شود.

۷-۳-۲-۲ پس از نقشه‌برداری باید نقشه تسطیح تهیه گردد. نقشه تسطیح باید با توجه به تراز زمین‌های مجاور و شیب‌های لازم برای زهکشی، تراز پی‌ها و عمق مدفون آن‌ها، طراحی گردد.

۷-۳-۲-۳ چنانچه میزان خاک نباتی موجود در خاک زیر پی بیش از ۳ درصد باشد، لازم است قبل از احداث پی و در مراحل آماده سازی ساختگاه، خاک فوق برداشته شود.

۷-۳-۲-۴ اگر تسطیح اراضی با خاکریزی همراه است، اجرای خاکریزی مهندسی در لایه‌های کم ضخامت و انجام عملیات تراکم با مشخصاتی که طراح مشخص می‌کند، ضروری می‌باشد.

۷-۳-۲-۵ تخمین نشست خاکریزی مهندسی در اثر وزن خودش، افزون بر نشست زمین طبیعی بر اثر وزن خاکریز و سازه ضروری است.

۷-۳-۲-۶ احداث سازه‌های سنگین روی خاکریز متشکل از خاک رس و لای یا ماسه ریزدانه مجاز نیست.

۷-۳-۲-۷ در تسطیح اراضی باید به زهکشی سطحی و زیرسطحی توجه شود. مسیرهای ورود آب به زمین باید تعیین گردد و زهکش مناسب در امتداد عمود بر مسیر آب احداث شود.

۷-۳-۲-۸ اگر عمق قسمت خاکریز پر کننده کمتر از ۳۰ سانتی متر باشد نیازی به گزارش تایید شده نمی‌باشد و رسیدن به حداقل درصد تراکم بدست آمده از آزمایش پراکتور اصلاح شده مطابق با آیین‌نامه‌های معتبر کافی می‌باشد.

۷-۳-۲-۹ اگر طراح قصد دارد پی را بر روی زمین متراکم شده بنا کند، لازم است مشخصات فنی روش کار را تعیین و سپس پیمانکار آن‌ها را زیر نظر دستگاه نظارت انجام دهد.

۷-۳-۲-۱۰ شیب‌دار کردن سایت به منظور خروج آب‌های سطحی نیز ضروری می‌باشد.

۷-۳-۳ گودبرداری

۷-۳-۳-۱ بر اثر گودبرداری در زمین وضعیت تنش در آن تغییر می‌کند و لازم است تغییرشکل‌ها و ناپایداری‌های ناشی از گودبرداری از جمله موارد ذیل بررسی شوند:

الف- برآمدگی و تورم کف گود، که می‌تواند در شرایطی به ناپایداری کف بیانجامد.

ب- نشست زمین در نواحی مجاور گود.

۷-۳-۳-۲ به منظور پایدارسازی دیواره گودها باید از روش‌های مناسب مانند موارد زیر استفاده کرد:

الف- ایجاد شیب پایدار

ب- میخ کوبی یا اجرای میل مهار

پ- دیوارهای مهار شده با تیرک از جلو

ت- دیوارهای مهار شده با میل مهار از پشت

ث- نگهداری ساختمان مجاور گود با تیرک یا پی‌بندی با رعایت کلیه موارد فنی

ج- استفاده از سیستم‌های مهار خرپایی

چ- استفاده از سیستم‌های شمع‌ها و دیوارک‌های طره‌ای

۷-۳-۳-۳ در گودبرداری‌ها باید گسیختگی‌ها و مشکلات متداول به شرح ذیل کنترل شود.

الف- لغزش خاک

ب- نشست و تورم خاک و تغییرمکان ساختمان‌های مجاور گود

پ- ریزش

ت- بالا زدگی کف گود

ث- جوشش (در صورت بالا بودن سطح آب زیرزمینی)

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

۷-۳-۳-۴ ارزیابی خطر گود

ارزیابی خطر گود به منظور واگذاری طراحی گودبرداری و تفویض مسئولیت‌ها به مرجع ذیصلاح که در بندها مشخص می‌شود انجام می‌گردد.

۷-۳-۳-۴-۱ 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 تعیین می‌شود که خطر بیشتر را تعیین می‌کند. عمق h_c از رابطه ۷-۳-۱ محاسبه می‌شود.

$$h_c = \frac{۲c}{\gamma\sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma} \qquad (۷-۳-۱)$$

که در آن:

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

۷-۳-۳-۴-۲ اگر فاصله ساختمان مجاور از لبه گود کمتر از عمق گود باشد، کل بار ساختمان (q) در محاسبه h_c در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۴-۳ در صورت حضور آب یا رطوبت بالا، به کاهش 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 همسایه	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ۶ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ۶ تا ۲۰ متر	بین صفر تا ۲۰ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۲۰ متر	بیشتر از ۲۰ متر	بسیار زیاد

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

۷-۳-۳-۴-۴ اگر آب جاری باشد (تراوش) آنگاه همواره خطر گود زیاد یا بسیار زیاد می‌باشد.

۷-۳-۳-۴-۵ اگر خاکی که در آن گودبرداری انجام می‌شود دستی یا فاقد چسبندگی قابل اعتماد باشد، نمی‌توان خطر گود را معمولی در نظر گرفت.

۷-۳-۳-۴-۶ هر گونه ساختمان در مجاورت گود به عنوان "ساختمان حساس" ارزیابی می‌شود. چنانچه ساختمان فوق دارای یکی از مشخصات دو بند زیر باشد، به صورت "ساختمان بسیار حساس" ارزیابی می‌گردد.

الف- ساختمان بدون اسکلت و یا هر گونه ساختمان با نشانه آشکار علائم فرسودگی و ضعف زیاد در باربری.

ب- ساختمان‌هایی که به دلیل ارزش فرهنگی، تاریخی و یا حساسیت کارکرد و یا علل دیگر وقوع هر گونه نشست و تغییرشکل در آن‌ها با خسارات زیادی همراه است.

۷-۳-۳-۴-۷ جدول ۷-۳-۱ برای ساختمان مجاور گود در شرایطی معتبر است که آن ساختمان بسیار حساس نباشد. در صورتی که در اطراف گود سازه بسیار حساس باشد، خطر گود همواره بسیار زیاد در نظر گرفته می‌شود.

۷-۳-۳-۴-۸ در صورتی که گود با شیب پایدار اجرا شود جهت تعیین خطر پذیری گود از جدول ۷-۳-۲ استفاده شود:

جدول ۷-۳-۲ ارزیابی خطر گود با شیب پایدار

عمق گود	خطر گود
کمتر از ۹ متر	معمولی
بین ۹ تا ۲۰ متر	زیاد
بیش از ۲۰ متر	بسیار زیاد

۷-۳-۳-۴-۹ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ معمولی باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری بر عهده مهندس طراح ساختمان است. البته توصیه می‌شود مهندس طراح در پایدارسازی گود از یک متخصص ذیصلاح استفاده نماید.

۷-۳-۳-۴-۱۰ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ زیاد باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید به عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار شود.

۷-۳-۳-۴-۱۱ در صورتی که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ بسیار زیاد باشد و یا ساختمان مجاور گود به صورت بسیار حساس ارزیابی گردد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید توسط یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح، عملیات پایدارسازی گود توسط پیمانکار ذیصلاح و نظارت بر اجرای پیمانکار توسط ناظر ذیصلاح انجام گردد. ضمناً تغییرشکل‌های افقی و قائم سازه مجاور و دیواره گود تا قبل از پایدارسازی دائم گود باید اندازه گیری و پایش شود.

۷-۳-۳-۵ تحلیل پایداری گود

۷-۳-۳-۵-۱ در صورتی که برای پایداری گود از سازه‌های نگهبان استفاده شود جهت تحلیل باید موارد مطرح شده در بخش ۷-۵ این مبحث رعایت شود.

۷-۳-۳-۵-۲ در صورتی که در گودبرداری نیازی به سازه نگهبان نباشد، 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 باشد. البته طراح در این حالت نیز می‌تواند از حالات حدی استفاده نماید.

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

۷-۳-۳-۵-۴ 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

۷-۳-۳-۵-۵ در صورتی که گود موّقت نباشد باید نیروی زلزله لحاظ شود و در انتخاب ضریب اطمینان مناسب، دوام مصالح نیز مورد توجه باشد.

۷-۳-۳-۶ تحلیل تغییرشکل گود و سازه‌های مجاور

تعیین تغییرشکل گود و سازه‌های مجاور آن باید با روابط تجربی یا مدل‌سازی عددی صحت سنجی شده، انجام شود. تغییرشکل پیش‌بینی شده ابنیه مجاور گود باید در حد مجاز باشد. گودبرداری نباید بهره برداری ساختمان مجاور گود را مختل کند.

۷-۳-۳-۶-۱ اگر ساختمان مجاور گود در اثر گودبرداری دچار تغییرمکان افقی نمی‌شود، آنگاه کافی است که تغییرمکان‌های قائم ساختمان مجاور گود اعم از تغییرمکان یکنواخت یا غیریکنواخت کمتر از حد مجاز باشد.

۷-۳-۳-۶-۲ اگر مقدار تغییرمکان افقی ساختمان مجاور گود افزون بر نشست قائم قابل توجه باشد، باید از معیارهای مناسب برای محدود کردن نشست‌ها استفاده کرد.

۷-۳-۳-۶-۳ مهندس طراح باید به نسبت تغییرمکان قائم (Δ/L) ساختمان مجاور گود توجه کند. نسبت تغییرمکان در محدوده دو نقطه به فاصله L، برابر با حاصل تقسیم اختلاف نشست (غیریکنواخت، (Δ)) بر طول محدوده مورد بررسی (L) می‌باشد. از آنجا که حداکثر مقدار (Δ/L)، باید برای کنترل خرابی به کار رود، اغلب مقدار Δ در فاصله بین ستون مجاور گود و ستون قبل از آن در نظر گرفته شود. در محاسبه مقدار Δ باید به سختی تیر و ستون‌های سازه نیز توجه شود.

۷-۳-۳-۶-۴ کرنش افقی (ε_h) ساختمان مجاور گود باید در حد مجاز باشد. اگر پی دو ستون ۱ و ۲ که به فاصله L و در مجاور هم هستند، به ترتیب به اندازه h_1 و h_2 به طرف گود حرکت افقی داشته باشند، آنگاه داریم:

$$\varepsilon_h = \frac{h_1 - h_2}{L} \qquad (۲-۳-۷)$$

۷-۳-۳-۶-۵ اگر پی‌ها برخلاف جهت یکدیگر حرکت کنند، آنگاه مقدار جابجایی افقی آن‌ها جمع می‌شود تا کل جابجایی نسبی پی‌ها به دست آید.

۷-۳-۳-۶-۶ مقدار مجاز تغییرمکان ساختمان مجاور گود باید با توجه به ترکیب نشست قائم و جابجایی افقی تعیین شود.

۷-۳-۳-۷ زهکشی

اگر احداث پی در زیر سطح آب صورت می‌گیرد، آنگاه لازم است موارد ذیل انجام شود:

الف- نشست ساختمان‌ها و زمین‌های اطراف گود در اثر آبکشی تخمین زده شود.

ب- دبی پمپاژ مورد نیاز تخمین زده شده و تجهیزات لازم برای پمپاژ فراهم باشد.

پ- روش مناسب برای گودبرداری و کنترل آب به کار رود.

۷-۳-۴ پایش و کنترل

در گودبرداری‌های با خطر بسیار زیاد لازم است رفتار سازه‌ها و دیوار گود مورد پایش دقیق قرار گردد و نتایج پایش بطور منظم تفسیر شده تا در صورت نیاز اقدامات اصلاحی انجام پذیرد.

۷-۳-۴-۱ اهداف ابزار گذاری و پایش

پایش پروژه مورد نظر (ساختمان‌ها و ابنیه اطراف، دیواره گود و غیره) به منظور تامین اهداف ذیل صورت می‌گیرد.

۷-۳-۴-۱-۱ تایید پارامترهای طراحی: اطلاعات بدست آمده از ابزار دقیق به منظور صحت سنجی رفتارگودها، شیب، دیوار، نشست و تغییرمکان پی‌ها و غیره در طول و پس از ساخت برای مقایسه با مقادیر پیش فرض حین طراحی استفاده می‌شود و در صورت مغایرت، داده‌های جدید جهت طراحی استفاده می گردد.

۷-۳-۴-۱-۲ ارزیابی عملکرد در طول ساخت و ساز: ابزار دقیق برای نظارت بر عملکرد ساخت گودها، شیب‌ها، سازه‌های نگهبان، پی‌ها، سازه‌های مجاور و غیره که ممکن است تحت تاثیر روش ساخت قرار گیرند، استفاده می‌شود.

۷-۳-۴-۱-۳ ارزیابی عملکرد سازه‌های موجود: ابزار دقیق می‌تواند به عنوان کنترلی برای ارزیابی وضعیت سازه‌ها جهت بازسازی و یا در شرایط حساس استفاده شود.

۷-۳-۴-۱-۴ تشخیص روند کوتاه مدت و بلندمدت: قبل از آنکه مشکلات بالقوه در طول زمان توسط ناظران قابل مشاهده باشد، ابزار دقیق می‌تواند نشانه‌های اولیه رفتار سازه در دوره‌های کوتاه مدت و بلند مدت را نشان دهد.

۷-۳-۴-۱-۵ ایمنی: ابزار دقیق می‌تواند به عنوان اولین علامت هشدار دهنده از یک وضعیت بالقوه نا امن بکار رود. ابزار دقیق و پایش می‌تواند نقش مهمی درکاهش نگرانی‌های عمومی بر ایمنی در مناطق اطراف محل ساخت و ساز ایفا کند.

۷-۳-۴-۱-۶ حمایت قانونی: نتایج ابزار دقیق می‌تواند به عنوان سندی معتبر رابطه بین تاثیر ساخت و ساز بر سازه‌های اطراف را نشان دهد. درصورت دادخواهی، داده‌های ابزار دقیق می‌تواند جهت اثبات یا رد ارتباط آسیب در مناطق اطراف محل مورد نظر با فعالیت‌های ساخت و ساز، مورد استفاده قرار گیرد.

این ابزارها به طور معمول شامل نشست سنج‌ها، کشش سنج‌ها، انحراف سنج‌ها، کجی سنج‌ها، سلول‌های بارگذاری، پیزومترها، و شتاب نگارها و غیره می‌باشند.

۷-۳-۴-۲ تعداد و نوع دستگاه‌های پایش

به طور کلی باید سعی شود از ابزار دقیق ساده استفاده شود، مگر در شرایط خاص که استفاده از ابزار دقیق پیچیده ضرورت دارد. انجام پایش نیز باید توام با یک برنامه مدون باشد.

۷-۳-۴-۳ برنامه پایش

جهت ابزارگذاری و اجرای پایش مراحل خاصی مورد نیاز است که لازم است به تشخیص متخصص ذیصلاح پیوست طی شود.

۷-۳-۴-۴ ابزار پایش

برای انجام پایش ابزار مناسبی وجود دارد که لیست این ابزار باید توسط متخصص ذیصلاح انتخاب گردد.

۷-۳-۴-۵ تناوب اندازه‌گیری‌ها در پایش

الف- هر ابزار باید بلافاصله قبل و بعد از هر مرحله حفاری، یا هر هفته یک بار یا در فواصل زمانی تأیید شده به وسیله مهندس ناظر خوانده شود. در هنگام حفاری‌هایی که بیشتر از یک روز زمان نیاز دارد، رصد قرائت دستگاه‌ها باید در ناحیه تحت تأثیر به صورت روزانه یا یک روز در میان برای تمام ابزار انجام گیرد.

ب- پیمانکار باید سطح آب (در صورت وجود) در پیزومترهای لوله شاغولی را در هفت روز اول به صورت روزانه رصد کند. بعد از آن سطح آب باید هر هفت روز رصد شود. در مدت زمان باران ممتد، سطوح آب باید روزانه یکبار برای مدتی که مهندس ناظر تشخیص دهد، رصد شود.

۷-۳-۴-۶ مسئولیت طراحی، اجرا و نظارت پایش

الف- طراح گودبرداری مسئولیت انتخاب ابزار و طراحی آرایش آن‌ها برای پایش را بر عهده دارد.

ب- پیمانکار گودبرداری مسئول تامین، نصب، قرائت، پردازش، اعلام خطر و انجام اقدامات فوری می‌باشد.

پ- ناظر پروژه مسئول نظارت بر حسن انجام مراحل پایش است. توصیه می‌شود نظارت بر عملیات گودبرداری و پایش توسط متخصص یا شرکت ژئوتکنیکی ذیصلاح انجام گیرد.

ت- در گودهای با خطر معمولی و زیاد چنانچه شرایطی وجود داشته باشد که طراح انجام پایش را ضروری بداند لازم است عملیات پایش انجام پذیرد.

۷-۴ پی سطحی

۷-۴-۱ هدف

الزامات این بخش مربوط به پی‌های سطحی نظیر پی‌های منفرد، نـواری، مرکـب و گسـترده اسـت. برخی از این الزامات ممکن است شامل گونه‌هایی از پی‌های نیمه عمیق مانند پـی صـندوقه‌ای نیـز بشود. مطالب این فصل در خصوص پی‌های بتنی، فولادی، چوبی و مصالح بنایی می‌باشد.

۷-۴-۲ ملاحظات طراحی پی‌های سطحی

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

الف- مواردی که باید در دو حالت (I) روش تنش مجاز و (II) حالت حدی نهایی کنترل شود.

الف-۱ از دست رفتن پایداری کلی پی

گسیختگی ناشی از فقدان پایداری کلی در کلیه پی‌ها و اجزای آن‌ها باید کنترل شود.

پی‌های واقع در محل‌های زیر باید مورد توجه ویژه قرار داده شود:

۱) در نزدیکی و یا روی ساختگاه شیب دار، چه به صورت طبیعی و چه به صورت خاکریزی شده

۲) در نزدیکی محل‌های حفاری شده و یا دیوارهای حائل

۳) در نزدیکی رودخانه‌ها، کانال‌ها، دریاچه‌ها، مخازن آب و یا سواحل دریاها

۴) در نزدیکی معادن در حال بهره برداری و یا سازه‌های مدفون

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

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

$$F \leq R \qquad (۷-۴-۱)$$

که در آن:

F: بار سازه و وزن پی و خاک روی آن می‌باشد.

R: باربری نهایی خاک زیر پی می‌باشد.

الف-۳ گسیختگی خاک ناشی از لغزش پی

در پی‌هایی که زیر اثر بارهای مورب یا افقی قرار دارند باید گسیختگی ناشی از لغزش بررسی شود. در این پی‌ها برای تامین ایمنی باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$$H \leq S + P_P \qquad (۲-۴-۷)$$

که در آن:

H: مولفه 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 پی و خاک است.

P_P: نیروی رانشی مقاوم خاک جلوی پی است که در اثر حرکت نسبی پی و زمین می‌تواند بسیج شود.

الف-۴ گسیختگی توام زمین و سازه پی

الف-۵ گسیختگی سازه‌ای ناشی از تغییرمکان پی (طراحی سازه‌ای پی‌ها بر اساس الزامات مبحث نهم این مقررات انجام می‌شود)

ب- مواردی که باید در دو حالت (I) کنترل نشست در روش تنش مجاز و (II) حالت حدی نهایی کنترل شود.

ب-۱ نشست یکنواخت پی

ابعاد پی باید به نحوی تعیین شود که رابطه زیر برقرار باشد:

$$S \leq S_a \qquad (۳-۴-۷)$$

که در این رابطه:

S_a: نشست مجاز می‌باشد که با توجه به جنس خاک، نوع پی و سازه و مطالب ارائه شده در بند ۷-۴-۴ محاسبه می‌شود.

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

ب-۲ نشست غیر یکنواخت پی

ب-۲-۱ نشست‌های غیر یکنواخت و دوران‌های نسبی پی‌ها باید با در نظر گرفتن توام توزیع نیروهای متفاوت وارده و تغییرات احتمالی مشخصات خاک زیر پی‌های مختلف، محاسبه شوند.

ب-۲-۲ محاسبه نشست غیر یکنواخت بدون منظور کردن سختی سازه ممکن است به پیش بینی مقادیر غیر واقعی بیانجامد. برای ساختمان‌های با اهمیت بالا، اندرکنش سازه و خاک را باید در تحلیل‌ها منظور کرد.

ب-۲-۳ مقادیر اولیه نشست غیر یکنواخت مجاز بر حسب نوع پی، نوع خاک و نوع سازه (جهت تامین پایداری سازه) و حفظ شرایط بهره برداری انتخاب می‌شود. توضیحات لازم برای نشست‌های مجاز در بند ۷-۴-۴ آورده شده است.

ب-۳ سایر شرایط: سایر شرایطی که در بهره برداری پی تاثیر می‌گذارد از قبیل ارتعاشات پی و خاک، آماس خاک، آب شستگی زیر پی و رطوبت باید در نظر گرفته شود.

۷-۴-۳ ظرفیت باربری پی‌های سطحی

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

۷-۴-۳-۱ استفاده از روابط نظری ظرفیت باربری

پس از تعیین مشخصات خاک برای تعیین ظرفیت باربری، از روابط موجود در مراجع متداول معتبر استفاده شود. نکات ذیل در خصوص به کارگیری روابط نظری در تعیین ظرفیت باربری توصیه می‌شود:

۷-۴-۳-۱-۱ رابطه و ضرایب ظرفیت باربری از روش "هنسن"

۷-۴-۳-۱-۲ ضرایب شیب بار از پیشنهادات "مایرهوف" یا "وسیک"

۷-۴-۳-۱-۳ استفاده از طول و عرض موثر (L', B') در رابطه ظرفیت باربری در صورت وجود لنگر خمشی

۷-۴-۳-۱-۴ ضرایب عمق از پیشنهاد "هنسن" یا "وسیک"

۷-۴-۳-۱-۵ ضرایب شیب کف پی و ضرایب شیب سطح زمین از پیشنهادات "هنسن"

۷-۴-۳-۱-۶ ضرایب شکل از پیشنهادات "دبیر"

۷-۴-۳-۱-۷ لحاظ نمودن اثر آب زیرزمینی در محاسبه ظرفیت باربری

۷-۴-۳-۲ استفاده از آزمون‌های درجا

از نتایج آزمایش‌های درجا مثل نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط و پرسیومتر می‌توان به صورت مستقیم یا غیرمستقیم برای تعیین ظرفیت باربری استفاده کرد.

۷-۴-۳-۲-۱ استفاده غیرمستقیم: پارامترهای مقاومتی خاک از آزمایش در محل به دست آمده و سپس روابط نظری به کار می رود.

۷-۴-۳-۲-۲ استفاده مستقیم: از روابط تجربی که رابطه مستقیم بین نتایج آزمایش‌های در محل و ظرفیت باربری را ارائه می‌کنند استفاده می‌شود. در خصوص استفاده از روابط تجربی باید نکات ذیل مورد توجه باشد:

- رابطه تجربی باید در مرجع معتبر منتشر شده باشد.
- روابط تجربی که برای خاک منطقه مورد نظر در ایران توسعه و اعتبار سنجی شده‌اند، اولویت دارند.

۷-۴-۴ نشست مجاز

۷-۴-۴-۱ مقادیر مجاز اولیه برای نشست یکنواخت و غیر یکنواخت در جدول ۷-۴-۲ و مقادیر مجاز اولیه برای چرخش در جدول ۷-۴-۳ ارائه شده است.

جدول۷-۴-۲ مقادیر اولیه نشست مجاز تحت بارگذاری استاتیکی

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

جدول۷-۴-۳ مقادیر مجاز چرخش

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

۷-۴-۴-۲ باید توجه داشت که مقادیر مجاز مندرج در جداول فوق به عنوان مقادیر اولیه است. پس از بررسی دقیق عملکرد سازه مورد نظر و تجهیزات حساس آن لازم است مقادیر دقیق‌تر را در طراحی بکار برد. نشست مجاز طراحی باید در نهایت بر اساس معیارهای الف) پرهیز از ظاهر نگران کننده ب) تامین عملکرد مناسب سازه و پ) تامین پایداری سازه مورد نظر و سازه‌های مجاور، مد نظر قرار گیرد.

۷-۴-۵ 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.

۷-۴-۵-۱ روش تنش مجاز

۷-۴-۵-۱-۱ 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.

۷-۴-۵-۱-۲ در خاک‌های چسبنده فقط ۵۰٪ بار زنده در محاسبات نشست دراز مدت اعمال می‌شود.

۷-۴-۵-۱-۳ در صورتی که بار زلزله یا باد از ۰/۲۵ مجموع بار زنده و مرده کمتر باشد از آن صرفنظر می‌شود.

۷-۴-۵-۱-۴ در صورتی که بار زلزله یا باد از ۰/۲۵ مجموع بار زنده و مرده بیشتر باشد باید بار زلزله یا باد در نظر گرفته شود. در این شرایط ظرفیت باربری مجاز خاک افزایش می‌یابد، زیرا ضریب اطمینان در شرایط زلزله کمتر از شرایط استاتیکی انتخاب می‌شود.

۷-۴-۵-۱-۵ ضریب اطمینان با توجه به نوع گسیختگی باید به صورت مناسب تعریف و مقدار آن نباید از مقادیر جدول ۷-۴-۴ کمتر باشد.

جدول ۷-۴-۴ 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	۱/۵	۳	۲	۱/۵	۴	۱/۵

۷-۴-۵-۱-۶ کنترل نشست در روش تنش مجاز ضروری است. باید توجه داشت که مقدار نشست در حالت بهره برداری محاسبه شده نباید از مقدار نشست مجاز بیشتر شود.

۷-۴-۵-۱-۷ در این روش جهت کنترل تنش زیر پی لازم است جدول ۷-۴-۵ مدنظر قرار گیرد.

جدول ۷-۴-۵ 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

۷-۴-۵-۱-۸ در کنترل تنش های زیر پی باید توجه داشت که هیچ نقطه‌ای از پی نباید دچار کشش شود (حداقل تنش =۰) مگر آنکه آن بخش از کشش توسط المان هایی مثل شمع، ریزشمع یا مهارها تحمل شود.

۷-۴-۵-۱-۹ در پی‌های انعطاف پذیر 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 موثر متوسط کمتر از ظرفیت باربری مجاز انجام داد.

۷-۴-۵-۲ روش حالات حدی

۷-۴-۵-۲-۱ 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

۷-۴-۵-۲-۲ برای کاهش مقاومت مصالح در حالت حدی نهایی، ضرایب مربوطه در جدول ۷-۴-۶ برای کنترل شرایط مختلف در حالت حدی نهایی داده شده است.

۷-۴-۵-۲-۳ در حالت حدی بهره برداری، ضرایب بار و مقاومت برابر یک می‌باشد و مقدار نشست محاسبه شده باید از نشست مجاز کمتر باشد.

۷-۴-۵-۲-۴ برای کنترل تنش زیر پی در حالت حدی نهایی مشابه جدول ۷-۴-۶ عمل می‌شود ولی لازم است به جای ظرفیت باربری مجاز از ظرفیت باربری کاهش یافته استفاده شود.

جدول ۷-۴-۶ ضرایب کاهش مقاومت

کنترل‌ها	ضرایب مقاومت
پایداری کلی	۰/۶۶
ظرفیت باربری	۰/۴۵
واژگونی	۰/۵
لغزش	۰/۸
فشار مقاوم خاک	۰/۴۵

۷-۴-۵-۳ ملاحظات لرزه‌ای در طراحی پی‌های سطحی

۷-۴-۵-۳-۱ برای کنترل ظرفیت باربری خاک زیر پی‌های سطحی در شرایط زلزله باید نکات ذیل مورد توجه باشد:

الف- در نظر گرفتن کاهش ظرفیت باربری بر اثر نیروی افقی و لنگر خمشی ناشی از زلزله

ب- تغییر ضریب اطمینان ظرفیت باربری و ضرایب بار و مقاومت طبق جداول ۷-۴-۷ و ۷-۴-۸ در شرایط زلزله

پ- کنترل کاهش مقاومت برشی برخی از خاک‌ها در اثر بارهای دینامیکی (مثل روانگرایی خاک، زوال مشخصات دینامیکی خاک در اثر کرنش دینامیکی)

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضرایب 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

۷-۴-۵-۳-۲ برای کنترل ظرفیت باربری در شرایط زلزله می‌توان از روابط نظری استاتیکی (به شرح مندرج در بند ۷-۴-۳-۲ استفاده کرد. البته در خاک‌های رسی و ضریب لرزه‌ای بزرگتر از ۰/۱ و ساختمان‌های با اهمیت توصیه می‌شود از روابط نظری ظرفیت باربری با در نظر گرفتن اینرسی (مثل روش سارما) استفاده شود.

جدول ۷-۴-۸ ضرایب بار و مقاومت در شرایط لرزه‌ای برای روش ضرایب بار و مقاومت

	نوع گسیختگی	ضریب
ضرایب کاهش مقاومت	پایداری کلی	۰/۷۵
	فشار مقاوم	۰/۶
	ظرفیت باربری	۰/۶
	واژگونی	۰/۶۵
	لغزش	۰/۹
ضرایب بار	طبق مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملّی ساختمان	

۷-۴-۶ پی‌های انعطاف‌پذیر

۷-۴-۶-۱ برای تحلیل پی‌های انعطاف‌پذیر و به دست آوردن تنش زیر پی نمی‌توان از فرض توزیع خطی تنش در زیر پی استفاده کرد.

۷-۴-۶-۲ برای تحلیل سازه پی انعطاف‌پذیر می‌توان خاک را به صورت فنر (K_S) شبیه سازی کرد اما لازم است به نکات ذیل توجه شود:

الف- مقدار K_S از آزمایش‌های معتبری مثل بارگذاری صفحه و یا آزمایش فشارسنج با اصلاحات لازم به دست آید.

ب- انتخاب مقدار یکنواخت برای K_S در تمام سطح زیر پی صحیح نمی‌باشد و متناسب با نشست اتفاق افتاده باید تغییر کند و افزایش سختی در لبه‌ها توصیه می‌شود.

۷-۴-۶-۳ برای تحلیل دقیق نشست پی لازم است از مدل سازی محیط پیوسته برای خاک استفاده گردد.

۷-۴-۷ ملاحظات اجرایی پی‌های سطحی

۷-۴-۷-۱ انتخاب موقعیت و عمق پی

برای انتخاب موقعیت و عمق پی باید موارد ذیل مد نظر قرار گیرد.

۷-۴-۷-۱-۱ عمق پی حداقل باید ۰/۵ متر باشد

۷-۴-۷-۱-۲ برای تعیین تراز زیر پی باید موارد ذیل رعایت شود:

الف- پی باید در ترازی اجرا شود که تغییرات فصلی باعث تورم یا انقباض در خاک‌های رسی نشود.

ب- پی باید در ترازی اجرا شود که در آن ریشه درختان و بوته‌ها موجب تغییرمکان بیشتر از حد مجاز نگردد.

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

ت- پی باید در ترازی اجرا شود که در آن تراز، یخ زدگی زمین در پی خرابی ایجاد نکند.

ث- تراز ایستابی در زمین و مسائلی که ممکن است در اثر حفاری برای پی در زیر سطح آب پیش آید باید در نظر گرفته شود.

ج- اثرات حفاری‌های احتمالی در محدوده نزدیک پی که برای ساخت و سازهای دیگر و یا عبور زیرزمینی خدمات شهری مورد نیاز است در نظر گرفته شود.

چ- جابه جایی احتمالی زمین و کاهش مقاومت لایه باربر در اثر نشت آب و یا اثرات آب و هوایی و یا روش‌های ساختمانی باید در نظر گرفته شود.

ح- حتی‌الامکان اجرا پی در عمق بیشتر به منظور تامین پایداری پی مد نظر قرار گیرد.

۷-۴-۷-۱-۳ محل پی‌هایی که در نزدیکی شیب‌ها ساخته می‌شود باید مطابق با موارد ذیل انتخاب شود:

الف- پی‌ها باید از لبه شیب در بالا و پایین شیب فاصله مناسبی داشته باشند که با کنترل پایداری شیب و تغییرشکل‌ها مشخص می شود.

ب- زمانی که پی در بالای شیب قرار می‌گیرد خطی که با شیب ۲ افقی به ۱ قائم از لبه پی می‌گذرد نباید با سطح شیب برخورد کند، مگر آن‌که تحلیل دقیق پایداری و تغییرشکل پی انجام شود.

پ- پی‌هایی که باید بر رو یا در مجاورت سطوح شیب ساخته شوند، باید یا از سطح شیب عقب نشینی کنند و یا با مهارهای افقی و قائم مناسب برای جلوگیری از نشست‌های مخرب تجهیز شوند.

۷-۵ سازه‌های نگهبان

۷-۵-۱ هدف

الزامات این بخش مربوط به تحلیل و طراحی سازه‌های نگهبان دائم و موقت نظیر دیوارهای وزنی، سپرگونه، خاک مسلح و میل‌مهاری و میخکوبی است.

۷-۵-۲ انواع سازه‌های نگهبان

جهت نگهداری خاک می‌توان از انواع سازه‌های نگهبان که از نظر عملکرد به پنج گروه وزنی، سپرگونه، خاک مسلح و میل‌مهاری و میخکوبی و یا به صورت دیوار زیرزمین استفاده نمود.

۷-۵-۲-۱ دیوارهای با عملکرد وزنی

این دیوارها معمولاً با سازه صلب احداث می‌شوند که شامل دیوارهای وزنی، نیمه وزنی، پشت بند دار و طره‌ای می‌باشد. در این دیوارها معمولاً وزن عامل اصلی پایداری می‌باشد.

۷-۵-۲-۲ دیوارهای سپر گونه

این دیوارها شامل سپرها، شمع‌های ردیفی و غیره می‌باشند که می‌توانند به دو صورت مهار شده و مهار نشده باشند. مهارها می‌توانند از پشت یا جلوی دیوار اجرا شوند. در این دیوارها عامل اصلی پایداری، عمق مدفون، مقاومت خمشی و در صورت وجود عناصر مهاری می‌باشد.

۷-۵-۲-۳ خاک مسلح

در این دیوارها خاک توسط تسمه‌های فلزی، ورق‌های پلیمری و یا پارچه گونه‌ها مسلح می‌شوند.

۷-۵-۲-۴ میل مهاری و میخکوبی

در این نوع دیوارها نیروی جانبی توسط توده خاک مسلح که با میخ یا مهار به خاکریز پشت دوخته شده، تحمل می‌گردد.

۷-۵-۲-۵ دیوار زیر زمین

دیوارهای زیرزمین به یکی از دو صورت ذیل اجرا می‌شود و نکات مطرح شده در بندهای بعدی باید مورد توجه باشد.

۱) دیوارهای مستقل: دیوارهایی که در زیرزمین اجرا می‌شود و هیچ گونه اتصالی با ستون، تیر و سقف سازه ندارد.

۲) دیوارهای متصل: دیوارهایی که به ستون‌ها و سقف‌ها و یا بخشی از آن‌ها متصل می‌باشد و از نظر سازه‌ای با آن‌ها به صورت یکپارچه عمل می‌کنند.

۷-۵-۳ پایداری انواع سازه‌های نگهبان

۷-۵-۳-۱ حالت‌های حدی دیوارهایی که عملکرد وزنی دارند

برای طراحی دیوارهای وزنی باید حالت‌های حدی زیر کنترل شود:

۱) مقابله با لغزش

۲) مقابله با واژگونی

۳) تامین ظرفیت باربری پی زیر دیوار

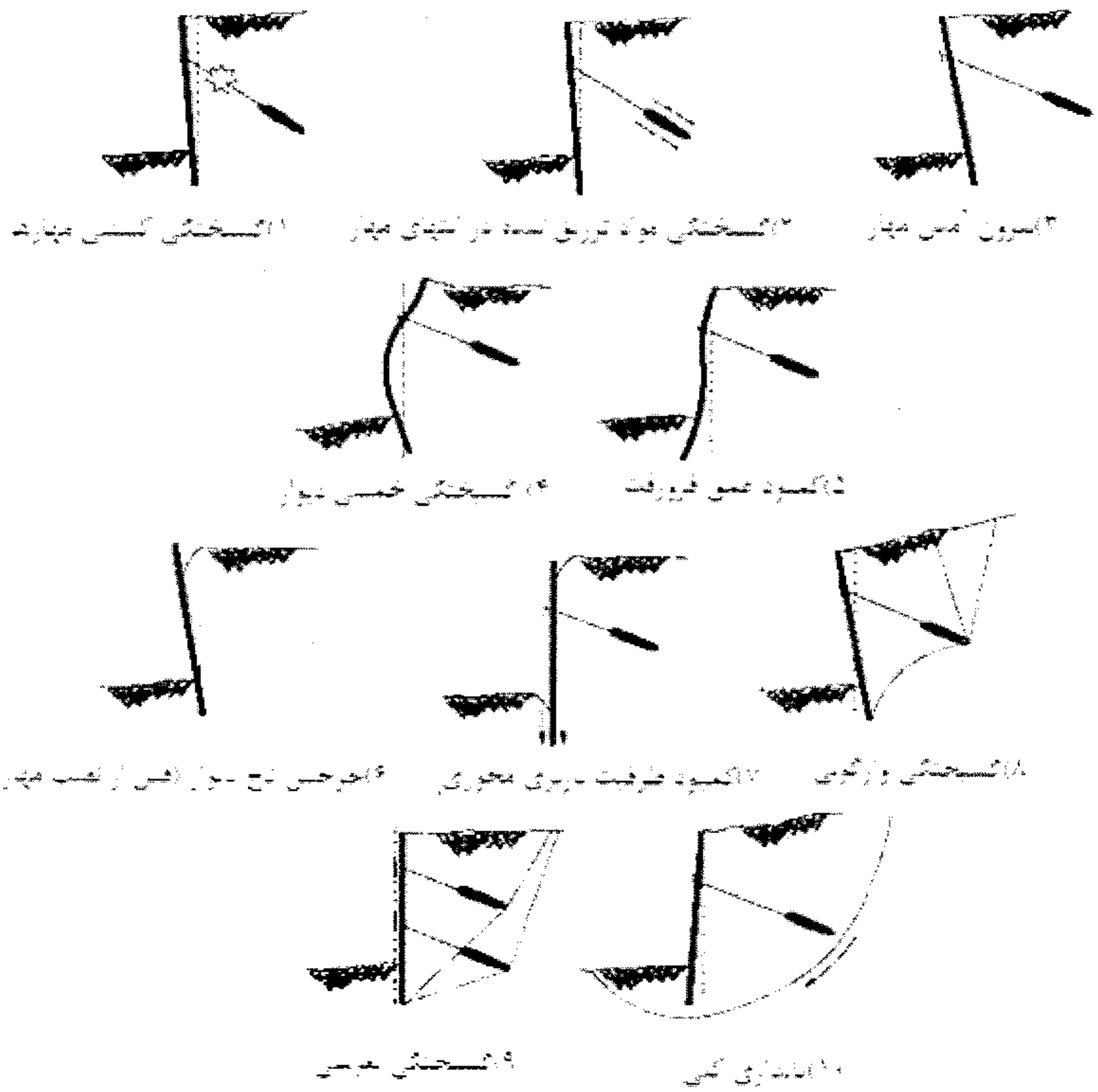
۴) بررسی پایداری کلی دیوار

۵) کنترل سازه‌ای دیوار در برابر خمش و برش

۶) کنترل نشست

۷-۵-۳-۲ حالت‌های حدی دیوارهای سپر گونه

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



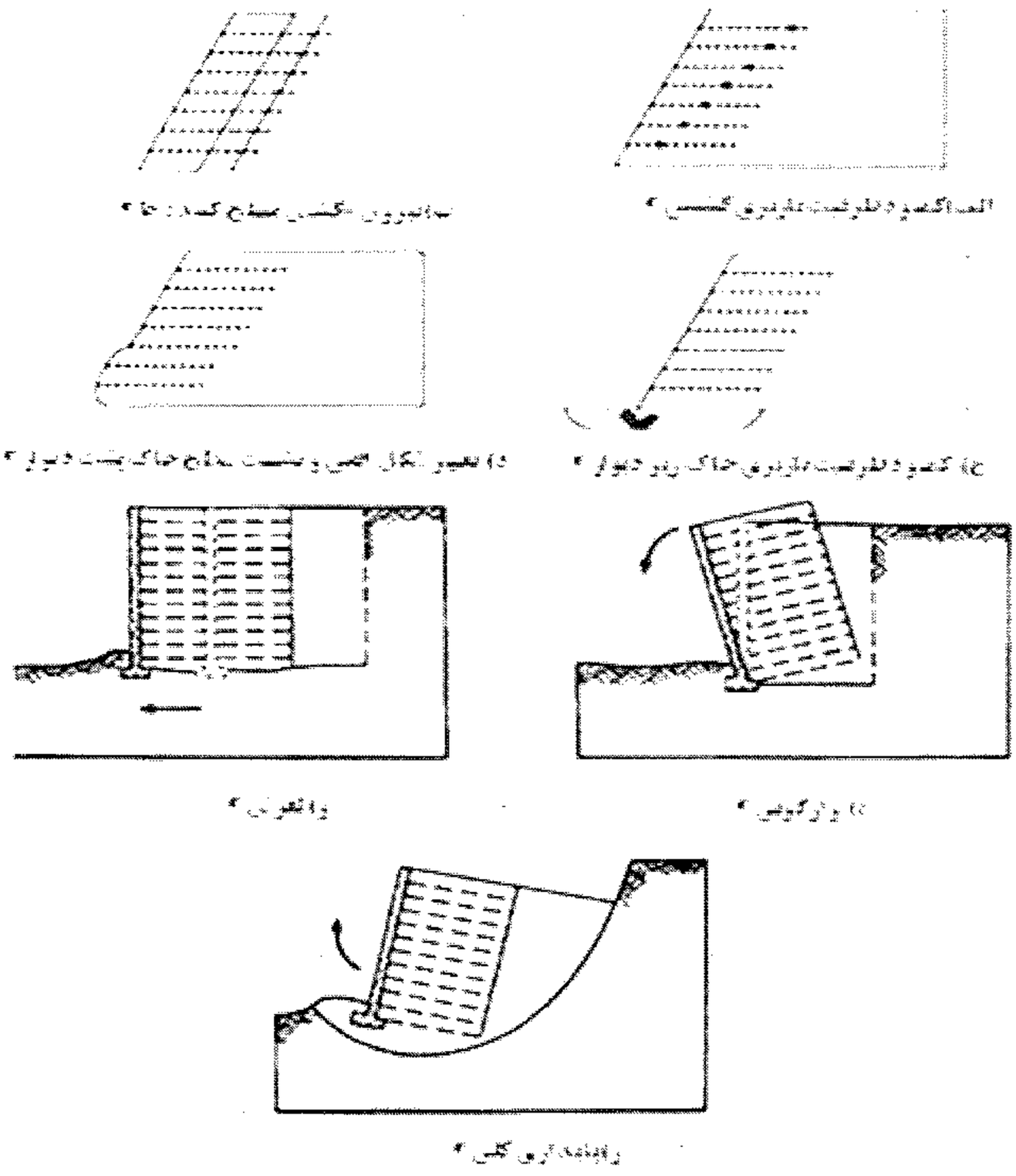
شکل۷- ۵-۱ حالتهای حدی دیوارهای مهار شده

۷-۵-۳-۲-۲ جهت تحلیل دیوارهای مهار نشده باید تمام حالت‌های حدی ۴ تا ۱۰ نشان داده شده در شکل ۷-۵-۱ 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 و 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 شده در شکل ۷-۵-۲ کنترل شود:



شکل۷- ۵-۲ حالت‌های حدی دیوارهای خاک مسلح

۷-۵-۴ فشار خاک

۷-۵-۴-۱ کلیات

در تعیین فشارهای طراحی خاک، 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:

۱) سربار روی سطح و شیب زمین

۲) زاویه دیوار نسبت به خط قائم

۳) سفره‌های آب و نیروهای آب نشتی در زمین

۴) مقدار و جهت حرکت دیوار نسبت به خاک

۵) تعادل افقی و قائم برای کل سازه نگهبان

۶) مقاومت برشی و وزن مخصوص زمین

۷) زبری دیوار

۷-۵-۴-۲ تعیین فشار خاک در حالات مختلف

۷-۵-۴-۲-۱ 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 ۰/۰۰۰۰۵ برابر ارتفاع آن است، ایجاد می‌گردد.

۷-۵-۴-۲-۲ فشار در حالت محرک و مقاوم خاک

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.

جدول۷-۵-۱ 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	۰/۰۰۴	۰/۰۴
لای متراکم	۰/۰۰۲	۰/۰۲
رس متراکم	۰/۰۱	۰/۰۵
رس نرم	۰/۰۲	۰/۰۶

۷-۵-۴-۲-۳ 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.

۷-۵-۴-۲-۴ 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.

۷-۵-۴-۲-۵ فشار حالت محرک و مقاوم در شرایط دینامیکی

۷-۵-۴-۲-۵-۱ 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 ۰/۴۵ تا ۰/۶ ارتفاع دیوار از پای دیوار در نظر گرفته شود. هر چه صلبیت دیوار بیشتر باشد مقادیر کوچکتر نقطه اثر اختیار می‌شود.

۷-۵-۴-۲-۵-۲ اضافه فشار مقاوم با اثر مساعد در پایداری دیوار، در شرایط زلزله نادیده گرفته شود.

۷-۵-۴-۲-۵-۳ فشار آب در شرایط زلزله باید بر اساس نوع خاک و میزان نفوذپذیری در محاسبات در نظر گرفته شود.

۷-۵-۴-۳ تعیین فشار خاک در پشت دیوار

۷-۵-۴-۳-۱ در دیوارهایی که به دلایل انعطاف‌پذیری سازه‌ای و یا لغزش افقی، تغییرشکل به اندازه کافی (طبق جدول ۷-۵-۱) می‌تواند اتفاق افتد، باید از فشار خاک در حالت محرک استفاده شود.

۷-۵-۴-۳-۲ در دیوارهایی که به دلایل انعطاف‌پذیری سازه‌ای و یا لغزش افقی، تغییرشکل رخ داده اما به اندازه کافی جهت بسیج شدن نیروی محرک نباشد باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

۷-۵-۴-۳-۳ 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، می‌توان توزیع فشار خاک را با تحلیل‌های عددی یا روش‌های تجربی به دست آورد.

۷-۵-۴-۳-۴ در دیوارهای سپری مهار شده با چند تیرک افقی یا مایل از جلو، باید از توزیع فشار ذوزنقه‌ای یا مستطیلی استفاده شود.

۷-۵-۴-۳-۵ در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متکی هستند (دیوار متصل طبق بند ۷-۵-۲) در شرایط بارگذاری استاتیکی باید از فشار خاک در حالت سکون استفاده شود.

۷-۵-۴-۳-۶ در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن‌ها به سقف متکی هستند (دیوار متصل طبق بند ۷-۵-۲-۵) در شرایط بارگذاری لرزه‌ای باید از جدول ۷-۵-۲ استفاده شود. سختی یا نرمی خاک، با توجه به خصوصیات خاک، ارتفاع دیوار و ارتفاع ساختمان بر اساس قضاوت مهندسی انتخاب گردد.

جدول۷-۵-۲ تعیین فشار خاک جهت تحلیل لرزه‌ای

خاک پشت دیوار	روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله
متراکم یا سخت (بر اساس مدول برشی)	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود
متوسط و سست	(۱) فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونونوبه- اکابه یا (۲) فشار استاتیکی با فرض حالت سکون

۷-۵-۴-۳-۷ 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

۷-۵-۴-۳-۸ طراح می‌تواند جهت تعیین فشار خاک در هنگام زلزله بر روی دیوار پروژهٔ خود از مدل سازی عددی توسط نرم افزارهای معتبر صحت سنجی شده استفاده نماید.

۷-۵-۵ 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.

۷-۵-۵-۱ تنش مجاز

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

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

مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای این گونه دیوارها در جدول ۷-۵-۳ آمده است.

جدول۷-۵-۳ 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

۱) در این دیوارها برآیند بار قائم در تراز پی باید در ۰/۳۳ میانی پی باشد یعنی حداکثر خروج از مرکزیت در تراز کف پی ۰/۱۶ است 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.

۲) در صورتی که در پایداری در برابر لغزش نیروی مقاوم خاک جلوی دیوار لحاظ گردد باید از ضریب اطمینان ۲ استفاده شود.

۷-۵-۵-۱-۲ حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای سپرگونه

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

الف- واژگونی: ضرایب اطمینان مشابه جدول ۷-۵-۳ 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.

۷-۵-۵-۱-۲-۱ 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 ۴ 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.

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

بالا زدگی کف گود باید کنترل شود و ترجیحا $\frac{\gamma H}{C} < ۶$ باشد.

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

الف) ضریب اطمینان کلی دیوار

ضرایب اطمینان مرتبط با پایداری خارجی این دیوارها مشابه ضرایب اطمینان دیوارهای صلب (وزنی- جدول ۷-۵-۳) می‌باشد. البته ضریب اطمینان مربوط به ظرفیت باربری پی دیوار 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 خوردگی محیط) استفاده می‌شود. برای ژئوسینتتیک‌ها می‌توان ضریب اطمینان را بر اساس ضرایب اطمینان جزیی به صورت زیر محاسبه کرد:

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

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

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

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

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

$\mathrm{T_a}$ = تنش کششی مجاز

$\mathrm{T_{ult}}$ = 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.

۷-۵-۵-۱-۴ 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 تغییرشکل‌های دیوار محاسبه شوند.

۷-۵-۵-۲ روش حالات حدی

۷-۵-۵-۲-۱ 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 ۷-۵-۴ تا ۷-۵-۷ آمده است.

۷-۵-۵-۲-۲ 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.

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

۷-۵-۵-۲-۴ ضرایب کاهش مقاومت در دیوارهای وزنی

در دیوارهایی که عملکرد وزنی دارند جهت کاهش مقاومت از ضرایب جدول ۷-۵-۴ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۴ ضرایب کاهش مقاومت دیوارهای وزنی

کنترل‌ها	ضرایب کاهش نیرو یا لنگر مقاوم در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش نیرو یا لنگر مقاوم در شرایط لرزه‌ای	تعریف مقاومت
پایداری کلی	۰/۶۶	۰/۹۵	ممان یا نیروهای مقاوم در برابر لغزش
ظرفیت باربری	۰/۴۵	۰/۶	ظرفیت باربری نهایی (q_u)
واژگونی	۰/۵	۰/۶۵	لنگرهای مقاوم در برابر واژگونی
لغزش	۰/۷	۰/۹	نیروهای مقاوم در برابر لغزش افقی

۷-۵-۵-۲-۵ ضرایب تقلیل نیروی مقاوم در دیوارهای سپرگونه

در دیوارهایی که عملکردی مانند سپر دارند جهت کاهش نیروی مقاوم از ضرایب جدول ۷-۵-۵ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۵ ضرایب کاهش مقاومت دیوارهای سپر گونه

کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
پایداری کلی	۰/۶۶	۰/۹۵
ظرفیت باربری	۰/۵۵	۰/۷
واژگونی	۰/۵	۰/۶۵
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	۰/۶۵ برای خاک و ۰/۵ برای سنگ	۰/۹ برای خاک و ۱ برای سنگ

۷-۵-۵-۲-۶ ضرایب کاهش نیروی مقاوم در خاکریزها و شیروانی‌ها

در ترانشه‌ها جهت کاهش نیروی مقاوم از ضرایب جدول ۷-۵-۶ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۶ ضرایب کاهش مقاومت شیروانی

کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
پایداری کلی	۰/۶۶	۰/۸
ظرفیت باربری	۰/۵۵	۰/۶۵
لغزش	۰/۹	۰/۹۵

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

در دیوارهای خاک مسلح جهت بررسی پایداری خارجی از ضرایب ارائه شده در جدول ۷-۵-۴ استفاده شود و جهت کاهش نیروی مقاوم در بررسی مسلح کننده‌ها از ضرایب جدول ۷-۵-۷ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۷ 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 ژئوسنتتیک	۰/۹	۱/۲
	مقاومت بیرون کشیدن مسلح کننده	۰/۹	۰/۹۵
	لغزش بین مسلح کننده و خاک	۰/۸	۰/۹۵

۷-۵-۶ مهاربندی

۷-۵-۶-۱ 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 شود. 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.

۷-۵-۶-۲ طراحی مهارها

۷-۵-۶-۲-۱ 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

۷-۵-۶-۲-۲ 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.

۷-۵-۶-۲-۳ 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 جلوگیری از آن را پیش بینی کرد.

۷-۵-۶-۲-۴ برای جلوگیری از خوردگی قسمت آزاد سر مهاربندی‌ها باید تزریق شده و با لاستیک‌های گریس دار و پوشش مناسب حفظ گردد.

۷-۵-۶-۲-۵ طراحی اولیه مهارها باید بر اساس روش‌های تئوری انجام شود و طراحی نهایی بر اساس آزمایش‌های حین نصب صورت پذیرد.

۷-۵-۶-۳ 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.

۷-۵-۶-۳-۱ آزمایش باربری و خزش

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

جدول ۷-۵-۸ آزمایش باربری مهارها

حالت	شرایط کارگاه و خاک	بار آزمایش	حداقل تعداد آزمایش‌ها
۱	تجربه در آن خاک و مهار در نزدیکی کارگاه مورد نظر وجود داشته باشد	۱۵۰٪ بار طراحی	۵٪ از تعداد کل مهارها باید آزمایش شوند.
۲	تجربه در آن خاک و مهار وجود داشته باشد اما نه در نزدیکی کارگاه مورد نظر	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 آن خاک و مهار 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.

در پروژه باید مطابق با جدول زیر آزمایش خزش انجام شود:

جدول ۷-۵-۹ 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	۲۴ ساعت	

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

۷-۵-۷ خاکریز پشت دیوار

بهترین نوع مصالح برای خاکریزی، خاک‌های GW، GP،SW 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.

۷-۵-۸ زهکشی و آب‌بندی دیوارها

۷-۵-۸-۱ اگر فشار هیدرواستاتیکی آب و یخ در طراحی دیوار دیده نشده است ضروری است سیستم زهکش و فیلتر مناسب در پشت دیوار استفاده شود.

۷-۵-۸-۲ دیوارهای زیرزمین باید به صورت آب‌بندی شده طراحی شوند و فشار احتمالی آب در طراحی لحاظ شود.

۷-۶ پی‌های عمیق

۷-۶-۱ هدف

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.

۷-۶-۲ مبانی طراحی پی‌های عمیق

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

۷-۶-۲-۱ موارد ذیل در هر دو روش طراحی به روش تنش مجاز یا طراحی به روش حالت حدی نهایی 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 مرکب یعنی به طور همزمان در زمین و شمع

۷-۶-۲-۲ موارد ذیل برای شرایط بهره برداری در هر دو روش طراحی به روش تنش مجاز و طراحی به روش حالت حدی بهره برداری باید کنترل شود:

الف- نشست بیش از حد مجاز در شمع‌های فشاری

ب- بیرون‌کشیدگی بیش از حد مجاز در شمع تحت نیروی کششی

پ- دوران بیش از حد مجاز

ت- تغییرشکل جانبی بیش از حد مجاز

ث- ارتعاش غیرپذیرفتنی

۷-۶-۲-۲-۱ مقادیر مجاز برای هر یک از موارد الف تا ث برای شرایط بهره‌برداری با توجه به عملکرد سازه و پایداری آن انتخاب می‌گردد.

۷-۶-۲-۲-۲ ضمن توجه به عملکرد سازه، باید در نظر داشت که مقادیر مجاز نشست برای شمع تک مشابه پی منفرد و برای گروه شمع مشابه پی گسترده در نظر گرفته می‌شود.

۷-۶-۳ بارهای طراحی

۷- ۶-۳-۱ ترکیب بارهای وارده

کلیهٔ بارهایی که بر اساس ضوابط مبحث ششم (نهم، دهم بر حسب مورد) مقررات ملّی ساختمان معرفی شده‌اند در طراحی پی‌های عمیق برای ساختمان‌ها به کار برده می‌شوند.

۷-۶-۳-۲ 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، خزش خاک و زمین‌لغزه مواجه گردد. این پدیده‌ها در شمع‌ها اثراتی مانند نیروی ناشی از "اصطکاک منفی جدار"، "بالا آمدن شمع" و "حرکات جانبی" (و در نتیجه نیروهای جانبی) ایجاد می‌نماید که طبق توضیحات ذیل باید در طراحی شمع منظور شود.

۷-۶-۳-۲-۱ 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.

۷-۶-۳-۲-۲ بالا آمدن شمع

بالا آمدگی زمین 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 افزایش سطح آن، جلوگیری از تبخیر (بر اثر ساختمان‌سازی جدید) و غیره باشد که باید "فشار بالابرنده" و سایر نیروهای اضافه وارده بر شمع در طراحی لحاظ گردند.

۷-۶-۳-۲-۳ 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.

۷-۶-۴ 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 ۷-۶-۲ ذکر شده را نیز باید کنترل نماید.

۷-۶-۴-۱ 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.

$$R_C \geq F_C \qquad (۱-۶-۷)$$

در این نامساوی:

F_c = بار فشاری طراحی

R_c = باربری فشاری شمع

۷-۶-۴-۱-۱ تعیین ظرفیت باربری شمع‌ها می‌تواند بر اساس روشهای زیر صورت گیرد:

الف- استفاده از روابط تحلیلی

ب- روش‌های مبتنی بر استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های درجا (نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، ...)

پ- نتایج آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی

ت- نتایج آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی

۷-۶-۴-۱-۲ 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.

۷-۶-۴-۱-۳ استفاده از روابط تحلیلی

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

$$R_c = R_b + R_s \qquad (۲-۶-۷)$$

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:

$$R_b = q_b A_b \qquad (۳-۶-۷)$$

$$R_s = \sum_{i=1}^{n} q_{si} A_{si} \qquad (۴-۶-۷)$$

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 درجا به دست آورد.

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

$$q_b = cN_c^* + \bar{q}\,N_q^* \qquad (۵-۶-۷)$$

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.

ب- مقاومت باربری جدار شمع را می‌توان از روش‌های تنش کل (مانند روش α) یا تنش موثر (مانند روش β) بر حسب مورد و شرایط محاسبه نمود.

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

- نوع خاک شامل: دانه‌بندی، کانی شناسی، شکل دانه‌ها، بیش 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.

۷-۶-۴-۱-۴ استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های درجا

در روش مستقیم نتایج به دست آمده از آزمایش درجا (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 تا عمق کافی پایین‌تر از تراز نوک شمع باید انجام شده باشد.

ب- 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.

۷-۶-۴-۱-۵ 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 موارد باید به نکات زیر توجه داشت:

الف- نتایج آزمایش بارگذاری شمع در یک ساختگاه تنها با شرط اجرای 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.

۷-۶-۴-۱-۶ 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 آزمایش‌های 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.

۷-۶-۴-۲ نشست شمع‌ها

۷-۶-۴-۲-۱ محاسبه نشست شمع‌ها می‌تواند هر یک از موارد زیر را شامل شود:

الف- نشست شمع‌های منفرد

ب- نشست اضافی ناشی از عملکرد گروهی شمع‌ها

۷-۶-۴-۲-۲ در تحلیل گروه شمع در خاکهای ریزدانه باید به اثر زمان بر نشست کل مانند تحکیم و خزش خاک توجه داشت.

۷-۶-۴-۳ شمع‌های کششی

۷-۶-۴-۳-۱ 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:

$$R_t \geq F_t \qquad (۷-۶-۶)$$

در این نامساوی:

F_t = بار محوری کششی طراحی

R_t = باربری کششی شمع

۷-۶-۴-۳-۲ 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

۷-۶-۴-۳-۳ نیروی مقاوم کششی، چه در حالت منفرد و چه در حالت گروهی، با استفاده از رابطه (۷-۶-۷) محاسبه می‌شود:

$$R_t = W_t + F_s - U_{uplift} \qquad (۷-۶-۷)$$

در این رابطه:

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

F_s= مقاومت اصطکاک 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.

۷-۶-۴-۳-۴ 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.

۷-۶-۴-۳-۵ در بارگذاری‌های متناوب، باید اثر تکرار بار بر روی کاهش ظرفیت باربری کششی شمع‌ها در نظر گرفته شود.

۷-۶-۴-۳-۶ 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.

۷-۶-۵ شمع‌های تحت بار جانبی

۷-۶-۵-۱ ظرفیت باربری جانبی

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

$$R_{tr} \geq F_{tr} \qquad (۷-۶-۸)$$

در این نامساوی:

F_{tr} = بار جانبی طراحی

R_{tr} = مقاومت جانبی شمع

۷-۶-۵-۱-۱ 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

۷-۶-۵-۱-۲ در هر یک از حالتهای الف و ب برای تحلیل ظرفیت شمع می‌توان از روشهای تحلیل تعادل حدی معتبر مانند "برومز" استفاده نمود.

۷-۶-۵-۱-۳ در ارزیابی ظرفیت باربری جانبی شمع‌ها باید اثر گروهی آنها در نظر گرفته شود.

۷-۶-۵-۱-۴ در تحلیل شمع‌های تحت اثر بار جانبی باید احتمال گسیختگی سازه‌ای شمع در زیر سطح زمین بررسی شود.

۷-۶-۵-۲ تغییرمکان جانبی

۷-۶-۵-۲-۱ 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.

۷-۶-۵-۲-۲ پاسخ شمع‌ها تحت بار جانبی بطور کامل غیر خطی بوده و روش‌هایی که از فرض خطی بودن رفتار خاک استفاده می‌کنند، فقط در صورتی که حداکثر تغییرشکل جانبی شمع کوچک بوده (کمتر از ۱ درصد قطر)، مصالح شمع رفتار خطی داشته و بارگذاری یک طرفه (نه رفت و برگشتی) باشد، قابل استفاده خواهند بود.

۷-۶-۵-۲-۳ از روش منحنی‌های p-y می‌توان در تحلیل استفاده نمود، به شرط آنکه از منحنی‌های مناسب برای خاک‌های اصطکاکی و چسبنده استفاده گردد.

۷-۶-۵-۲-۴ 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.

۷-۶-۶ 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.

۷-۶-۶-۱ ظرفیت باربری گروه شمع

۷-۶-۶-۱-۱ 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.

۷-۶-۶-۱-۲ 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 مشابه تعیین گردد.

۷-۶-۶-۲ نشست گروه شمع

نشست گروه شمع با توجه به نکات زیر تعیین گردد.

۷-۶-۶-۲-۱ 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.

۷-۶-۶-۲-۲ محاسبه نهایی نشست گروه شمع با مدلسازی خاک با فنر (مدل وینکلر) قابل قبول نیست، زیرا این روش برای محاسبه نشست دقت ندارد. باید تحلیل گروه شمع با لحاظ نمودن اندرکنش‌های مختلف بین شمع، خاک و سرشمع انجام گیرد.

۷-۶-۶-۳ 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.

۷-۶-۶-۳-۱ 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.

۷-۶-۶-۳-۲ 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.

۷-۶-۶-۳-۳ علاوه بر تحلیل‌های بندهای۷-۶-۶-۳-۱و ۷-۶-۶-۳-۲ 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.

۷-۶-۶-۴ طراحی گروه شمع

۷-۶-۶-۴-۱ طراحی طبق این مقررات با روش‌های سنتی و همچنین روش شمع‌های کاهنده نشست (موسوم به پی- شمع) به شرح مندرج در بند ۷-۶-۶-۴-۳ قابل‌قبول است.

۷-۶-۶-۴-۲ 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 ۷-۶-۶-۳ استفاده کرد.

۷-۶-۶-۴-۳ 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.

۷-۶-۶-۴-۴ از آن جا که در روش شمع‌های کاهنده نشست، شمع‌ها برای تامین شرایط بهره‌برداری به کار می‌روند نیازی به اعمال ضرایب اطمینان بر ظرفیت باربری شمع (روش تنش مجاز) و یا اعمال ضرایب بار و مقاومت (حالت حدی نهایی) نیست.

۷-۶-۷ بار مجاز طراحی شمع‌ها

جهت تعیین بار مجاز شمع می‌توان از هر یک از دو روش تنش مجاز یا روش حالت حدی نهایی استفاده نمود.

۷-۶-۷-۱ روش تنش مجاز

۷-۶-۷-۱-۱ در این حالت بارهایی که در بند ۷-۶-۳ 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.

۷-۶-۷-۱-۲ از تقسیم بار نهائی (Q_{ult}) حاصله از هر یک از روشهای بند ۷-۶-۴-۱-۱ بر ضریب اطمینان، بار مجاز (Q_{allow}) حاصل می‌گردد (رابطه ۷-۶-۹). درروش تنش مجاز، Q_{allow} در واقع R_c، R_t و R_{tr} به ترتیب در شمع تحت بارهای فشاری، کششی و جانبی است.

$$Q_{allow} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} \qquad (۷-۶-۹)$$

۷-۶-۷-۱-۳ 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.

۷-۶-۷-۱-۴ ضریب اطمینان شمع دروضعیت استاتیکی نباید از مقادیر جدول ۷-۶-۱ 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.

۷-۶-۷-۱-۵ عدد ضریب اطمینان ۲/۲ مربوط به آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی در جدول ۷-۶-۱ به شرطی قابل استفاده است که شمع تا بار گسیختگی بارگذاری شده باشد.

۷-۶-۷-۱-۶ 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.

جدول۷-۶-۱ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش تنش مجاز)

نوع بار اعمالی	روش تعیین ظرفیت باربری		ضریب اطمینان (F.S.)
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	کوبشی	۳
		درجاریز	۴
	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

۷-۶-۷-۱-۷ 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.

۷-۶-۷-۲ روش حالت حدی

۷-۶-۷-۲-۱ در کلیه شمع‌ها ترکیب بار و ضرایب بارگذاری منطبق بر مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملّی 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.

۷-۶-۷-۲-۲ با اعمال ضرایب کاهش مقاومت بار نهائی (Q_{ult}) حاصله از هر یک از روش‌های بند ۷-۶-۴-۱-۱، در واقع R_c، R_t و R_{tr} به ترتیب در شمع تحت بارهای فشاری، کششی و جانبی حاصل می‌شوند.

۷-۶-۷-۲-۳ ضرایب کاهش مقاومت در وضعیت استاتیکی با توجه به شرایط طراحی مندرج در جدول (۷-۶-۲) تعیین می‌گردد.

جدول ۷-۶-۲ ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی (حالت حدی نهایی)

نوع بار اعمالی	شرایط طراحی		ضریب کاهش مقاومت
فشاری/کششی	فقط روش تحلیلی	کوبشی	۰/۳۵
		درجاریز	۰/۴۵
	آزمایش نفوذ مخروط		۰/۵
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری/کششی)		۰/۶۵
	آزمایش بارگذاری دینامیکی		۰/۵۵
جانبی	فقط روش تحلیلی		۰/۵۵
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (جانبی)		۰/۷

۷-۶-۷-۲-۴ 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.

۷-۶-۸ 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 نصبی 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 نصب 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- ۶-۸-۱ آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی

۷-۶-۸-۱-۱ آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی شامل آزمایش بارگذاری فشاری، آزمایش بارگذاری کششی و آزمایش بارگذاری جانبی می‌باشد و باید طبق استاندارد ملّی یا بین المللی معتبر مصوب که مورد توافق کارفرما و ناظر باشد انجام پذیرند.

۷-۶-۸-۱-۲ 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.

۷-۶-۸-۱-۳ 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.

۷-۶-۸-۱-۴ راستای نیروهای کششی یا فشاری در آزمایش شمع‌ها تحت نیروی محوری باید منطبق بر محور طولی آنها باشد.

۷- ۶-۸-۲ آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی

۷-۶-۸-۲-۱ 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 ۷-۶-۸-۲-۲ عمل کرد.

۷-۶-۸-۲-۲ 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 ۲۴ ساعت و خاکهای ریزدانه حداقل یک هفته لازم خواهد بود.

۷-۶-۸-۲-۳ 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.

۷-۶-۸-۲-۴ 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.

۷-۶-۸-۳ شمع‌های آزمایشی

۷-۶-۸-۳-۱ 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.

۷-۶-۸-۳-۲ 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 ۴ برابر قطر شمع زیر نوک شمع ادامه یابد، مگر آنکه در عمقی کمتر به سنگ سالم و یا خاک سخت برخورد شود.

۷-۶-۸-۳-۳ چنانچه تنها یک آزمایش بارگذاری انجام شود، محل آن باید در جایی پیش‌بینی شود که خاک نامناسب‌ترین شرایط را دارد. در غیر این‌صورت این موضوع باید در پارامترهای خاک مربوط به تعیین ظرفیت باربری شمع به نحو مناسبی در نظر گرفته شود.

۷-۶-۸-۳-۴ 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.

۷-۶-۸-۳-۵ 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.

۷-۶-۸-۳-۶ حتی‌الامکان باید شمع آزمایشی تا حد گسیختگی خاک بارگذاری گردد تا نتایج در تدقیق ظرفیت باربری قابل استفاده باشد.

۷-۶-۸-۳-۷ 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.

۷-۶-۸-۴ شمع‌های اصلی

۷-۶-۸-۴-۱ تعداد یا درصد آزمایش‌های بارگذاری بر روی "شمع‌های اصلی" به منظور اطمینان-سنجی و کنترل کیفیت باید بر اساس یافته‌های مشاهده و ثبت شده در زمان ساخت و اجرای شمع‌ها و با نظر مشاور ذیصلاح تعیین گردد.

۷-۶-۸-۴-۲ 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.

۷-۶-۸-۴-۳ بار وارده به شمع‌های اصلی مورد آزمایش در آزمایش بارگذاری استاتیکی باید حداقل ۱/۵ برابر بار طراحی افزایش داده شود.

۷-۶-۹ طراحی سازه‌ای شمع‌ها

۷-۶-۹-۱ طراحی سازه‌ای شمع‌ها باید بر اساس ضوابط طراحی این قطعات در مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان در ارتباط با شمع‌های بتنی و همچنین مبحث دهم مقررات ملّی در ارتباط با شمع‌های فولادی 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.

۷-۶-۹-۲ 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:

۷-۶-۹-۲-۱ 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 آن در اتصال به سر شمع

۷-۶-۹-۲-۲ کاهش مقاومت جانبی لایه‌های خاکی که در معرض روانگرایی یا کاهش مقاومت هستند.

۷-۶-۱۰ ملاحظات ساخت و اجرای شمع

۷-۶-۱۰-۱ 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.

۷-۶-۱۰-۲ 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.

۷-۶-۱۰-۳ اطلاعات ثبت شده در هنگام اجرا باید بعد از تکمیل عملیات اجرایی شمع‌ها حفظ و به همراه سایر مدارک مربوط به ساخت نگهداری شوند.

۷-۶-۱۰-۴ در مواردی که مشاهدات و یا بازرسی اطلاعات نشان دهنده عدم اعتماد به کیفیت اجرای شمع‌ها باشد، باید بررسی تکمیلی به منظور تعیین شرایط شمع‌های اجرا شده و اینکه آیا نیاز به پیش‌بینی تمهیدات خاص برای بهبود وضعیت آنها هست یا نه، انجام شود. این بررسی‌های شامل کوبش مجدد به همراه آزمایش دینامیکی شمع یا آزمایش تعیین یکپارچگی شمع با دامنه کم همراه با آزمایش‌های محلی تکمیلی مکانیک خاک در اطراف شمع‌های مشکوک، و آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی می‌باشد.

۷-۶-۱۰-۵ برای ارزیابی کیفیت شمع‌های درجاریزی که ممکن است دارای نقایص جدی در بدنه شمع باشند و یا اینکه در اثنای 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.