



مبحث هفتم

هایلایت مبحث ۷
مقررات ملی ساختمان 1400

تهیه کننده: علی احسانی فر
پی وی پی سازی

arshadomrania.ir

کانال تلگرامی ما: [@nezamomrania](https://t.me/nezamomrania)

۷-۱ کلیات

۷-۱-۱ هدف

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

۷-۱-۲ دامنه کاربرد

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

۷-۱-۳ تعاریف

۷-۱-۳-۱ پی: به مجموعه بخش‌هایی از سازه و زمین در تماس با آن اطلاق می‌شود که انتقال بار بین سازه و زمین مناسب از طریق آن صورت می‌گیرد. پی‌ها عمدتاً به سه گروه اصلی زیر 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 $(B) \left(\frac{D}{B} \leq 3 \right)$ ساخته می‌شوند. این پی‌ها شامل: پی‌های منفرد، نواری، شبکه‌ای و گسترده هستند. پی‌های سطحی ممکن است از جنس مصالح بتابی، بتنی یا بتن‌آرمه باشند.

ب- **پی‌های عمیق یا شمع‌ها**: به پی‌هایی گفته می‌شود که نسبت عمق قرارگیری به کوچکترین بعد افقی آن‌ها از ۱۰ تجاوز کند $\left(\frac{D}{B} \geq 10 \right)$. این پی‌ها شامل انواع شمع‌ها، دیوارک‌ها و دیوارهای جداکننده می‌شوند. پی‌های عمیق در ساختمان‌ها معمولاً به وسیله یک سازه میانی، که کلاهک یا سرشمع نامیده می‌شود، بارهای سازه را به زمین منتقل می‌نمایند.

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

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

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

۷-۱-۳-۴ شناسایی ژئوتکنیکی: به مجموعه اقدامات و مطالعاتی گفته می‌شود که منجر به شناخت مشخصات مهندسی (مکانیکی، فیزیکی و شیمیایی) لایه‌های زمین می‌شود. این اقدامات شامل بررسی نقشه‌های زمین‌شناسی و زمین‌شناسی مهندسی با مقیاس مناسب، بررسی گزارش لایه‌های زمین در ساختمان‌های مجاور، بازدید از برش‌ها و مقاطع موجود خاک مورد نظر، انجام مطالعات ژئوفیزیک و ژئوتکنیک با حفر گمانه یا چاه دستی، نمونه‌گیری دست‌خورده و دست‌نخورده نماینده و انجام آزمایش‌های برجا و آزمایشگاهی می‌باشد.

۷-۱-۳-۵ داده‌های ژئوتکنیکی: به پارامترهای برداشت‌شده از زمین ساختمان گفته می‌شود که پردازش نشده‌اند.

۷-۱-۳-۶ اطلاعات ژئوتکنیکی: به داده‌های ژئوتکنیکی گفته می‌شود که پردازش شده‌اند.

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

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

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

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

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

۷-۱-۴ روش‌های طراحی

استفاده از روش‌های طراحی تنش مجاز، روش ضرایب بار و مقاومت و روش عملکردی 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 بحث ششم مقررات ملی ساختمان آورده شده است با ضریب عمدتاً یک در محاسبات نیرو لحاظ می‌شوند و بار وارده بر خاک محاسبه می‌گردد. سپس با اعمال ضریب اطمینان مناسب تنش مجاز خاک محاسبه و طراحی انجام می‌شود. برای محاسبه نشست، بارهای وارده عمدتاً با ضریب یک در نظر گرفته می‌شود و نشست محاسبه شده باید از نشست مجاز کمتر باشد.

۷-۱-۴-۲ روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD):

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

۷-۱-۴-۲-۱ حالت حدی مقاومت:

اولین مجموعه ضرایب ایمنی در این روش اعمال ضرایب افزایش بار است و مقدار آن بستگی به میزان عدم اطمینان در برآورد مقدار بار دارد. ضرایب فوق با استفاده از بحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شوند. دومین مجموعه ضرایب کاهش 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 فصل‌های مختلف این بحث آمده است.

۷-۱-۴-۲-۲ حالت حدی بهره‌برداری:

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

۷-۱-۴-۳ روش‌های عملکردی:

۷-۱-۴-۳ روش‌های عملکردی:

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

۷-۱-۴-۳-۱ تحلیل:

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

۷-۱-۴-۳-۲ آزمایش:

شرایط آزمایشگاهی و مدل‌سازی فیزیکی مورد استفاده برای اثبات ظرفیت عملکردی تحت بارگذاری مورد نظر، باید به نحوی باشد که به درستی نمایانگر مصالح، هندسه، شرایط ساخت، شدت بارگذاری و شرایط مرزی پیش‌بینی شده برای سازه باشد. اگر ارزیابی نتایج آزمایش براساس نتایج به‌دست آمده از حداقل سه آزمایش انجام شود باید انحراف نتایج به‌دست آمده از هر آزمایش بیش از ۱۵٪ نسبت به مقدار میانگین نتایج تمام آزمایش‌ها نباشد. در صورتی که در نتایج هر یک از آزمایش‌ها انحراف بیش از ۱۵٪ نسبت به میانگین مشاهده شود، لازم است آزمایش‌های اضافی انجام شود تا زمانی که انحراف از نتایج هیچ یک از آزمایش‌ها بیش از ۱۵٪ نگردد یا این که حداقل ۶ آزمایش انجام شده باشد. هیچ یک از نتایج آزمایش‌ها نباید بدون ارائه دلیل منطقی حذف گردد. گزارش آزمایش‌ها باید شامل محل، زمان و تاریخ آزمایش باشد، مشخصات نمونه آزمایشگاهی، تجهیزات آزمایشگاهی، شرایط هندسی آزمایش، تاریخچه بارگذاری و تغییر شکل‌های به‌دست آمده تحت بارگذاری و همچنین هرگونه آسیب مشاهده شده در نمونه در طی آزمایش به همراه مقدار بار و تغییر شکلی که متناظر با این آسیب بوده است باید ثبت گردد.

۷-۱-۴-۳-۳ تهیه مدارک:

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

۷-۲ ملاحظات طراحی و شناسایی ژئوتکنیکی زمین



۷-۲-۱ اهداف شناسایی ژئوتکنیکی

۷-۲-۱-۱ داده‌های ژئوتکنیکی باید همواره مبتنی برگردآوری، انجام بررسی ژئوتکنیکی و اطلاعات ثبت‌شده بوده و با دقت مورد تفسیر قرار گیرند. این داده‌ها افزون بر اطلاعات ژئوتکنیکی شامل داده‌های زمین‌شناسی عمومی، زمین‌شناسی مهندسی، زمین‌ریخت‌شناسی، لرزه‌خیزی، هیدرولوژی، 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 ضروری و تابع نوع پروژه و شرایط زمین می‌باشد.

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

۷-۲-۲ بررسی‌های ژئوتکنیکی

بررسی‌های ژئوتکنیکی شامل سه مرحله زیر است که ممکن است بین این مراحل همپوشانی‌هایی وجود داشته باشند:

- بررسی‌های مقدماتی
- بررسی‌های طراحی
- بررسی‌های کنترلی

۷-۲-۲-۱ بررسی‌های مقدماتی با اهداف زیر انجام می‌شود:

- شناسایی و ارزیابی کلی ساختگاه‌ها
- مقایسه ساختگاه‌های مختلف برای انتخاب مناسب‌ترین گزینه، در صورت نیاز
- تخمین تغییراتی که ممکن است در اثر کارهای پیشنهادشده پیش آید و پیامدهای آنها
- پیش‌بینی پیامدهای ناشی از اجرا در محیط پروژه و اطراف آن

۷-۲-۲-۲ بررسی‌های طراحی با اهداف زیر انجام می‌شود:

- فراهم نمودن اطلاعات لازم ساختگاه به منظور طراحی ایمن و تامین عملکرد مورد انتظار سازه‌های دائمی و موقت با حفظ صرفه اقتصادی در طراحی
- فراهم نمودن اطلاعات لازم برای برنامه‌ریزی اجرای کارهای موقت (مثل پایدارسازی گود) و دائمی در ساختگاه
- پیش‌بینی و شناسایی مشکلات ژئوتکنیکی احتمالی که ممکن است در خلال اجرا و پس از آن بروز نماید

۷-۲-۲-۳ بررسی‌های کنترلی با اهداف زیر انجام می‌شود:

- برای اطمینان از تامین ایمنی کافی در حین گودبرداری و اجرای سازه‌های نگهدارنده موقت و دائم، ساخت پی و سازه
- برای اطمینان از عملکرد مناسب سازه در دوران ساخت و بهره‌داری، در اموری که به پی سازه و و زمین ارتباط پیدا می‌کند
- تطبیق فرضیات طراحی با مشاهدات واقعی و اندازه‌گیریهای ژئوتکنیکی در ساختگاه.

۷-۲-۳ الزامات بررسی‌های ژئوتکنیکی

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

۷-۲-۳-۱ الزامات بررسی‌های مقدماتی

۷-۲-۳-۱-۱ در بررسی‌های مقدماتی موارد زیر باید بررسی یا انجام و اطلاعات و مستندات مربوطه جمع‌آوری و ارائه گردد:

- شناسایی میدانی ساختگاه
- تاریخچه ساختگاه

- توپوگرافی منطقه
- وجود مناطق ناپایدار
- هیدرولوژی و هیدروژئولوژی
- بررسی محلی در خصوص سطح آب زیرزمینی
- بررسی ساختمان‌ها و حفاری‌های همجوار
- نقشه‌ها و مدارک زمین‌شناسی و زمین‌شناسی مهندسی موجود
- بررسی‌های پیشین انجام شده در محدوده مورد نظر
- عکس‌های هوایی و ماهواره‌ای
- نقشه‌های قدیمی
- مستندات تحت‌الارضی ساختمان (مانند قنات‌ها یا سایر حفارات زیرزمینی، شریان‌های حیاتی و غیره)
- لرزه‌خیزی منطقه

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

- درج نوع بررسی انجام شده (بررسی مقدماتی) در گزارش ارائه شده الزامی می‌باشد.
- توضیحات، تحلیل‌ها و مستندات مربوط به موارد مطرح شده در بند ۷-۲-۳-۱-۳ باید به صورت کامل در گزارش آورده شود.
- استفاده از تحلیل‌ها و پارامترهای ارائه شده در گزارش بررسی مقدماتی برای طراحی مجاز نمی‌باشد. در تنظیم ادبیات فنی گزارش بررسی مقدماتی، باید از هرگونه اظهارنظر قطعی اجتناب شده و این امر به ارائه گزارش بررسی طراحی یا کنترلی منوط گردد.
- تعداد، فاصله، عمق و نوع گمانه‌ها و آزمون‌های آزمایشگاهی و صحرایی پیش‌بینی شده لازم، که باید در شناسایی طراحی اعمال گردند، به صورت یک فصل مجزا در انتهای گزارش بررسی‌های مقدماتی، با استناد به الزامات مذکور در آخرین نسخه محث ۷ مقررات ملی ساختمان (ژئوتکنیک و مهندسی پی) ذکر گردد و توصیه‌های لازم در این خصوص در صورت نیاز ارائه گردد.
- انجام بررسی مقدماتی قبل از انجام هر نوع بررسی دیگر (بررسی طراحی یا بررسی کنترلی)، الزامی می‌باشد.

۷-۲-۳-۲ الزامات بررسی‌های طراحی

۷-۲-۳-۲-۱ شناسایی‌های لازم در مرحله بررسی طراحی

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

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

۷-۲-۳-۲-۱-۳ انجام آزمایش‌هایی به منظور شناخت سطح آب زیرزمینی و توجه به خاک‌های مسئله‌دار و ناپایداری‌های ژئوتکنیک لرزه‌ای ساختمان مورد نظر ضروری است.

۷-۲-۳-۲-۱-۴ وسعت شناسایی زمین از قبیل تعداد و نوع حفاری، تجهیزات مورد استفاده برای حفاری و نمونه برداری، تجهیزات آزمایش‌های برجا و برنامه آزمایش‌های آزمایشگاهی باید توسط متخصص ژئوتکنیک و با استناد به این محث تعیین شود.

۷-۲-۳-۲-۱-۵ تعداد، فاصله و عمق گمانه و چاه‌های دستی ذکر شده در پندهای بعدی صرفاً به عنوان مقادیر حداقلی می‌باشد و انتخاب این مقادیر واقع مسئولیت متخصص ژئوتکنیک نمی‌باشد.

۷-۲-۳-۲-۱-۶ تعداد و فاصله گمانه‌ها

اقدامات زیر برای تعیین فاصله گمانه‌ها با چاه‌های شناسایی ضروری است. در توضیحات زیر باید توجه داشت هر جا از واژه گمانه استفاده شده است، منظور گمانه ماشینی یا چاه دستی شناسایی می‌باشد.

چنانچه گمانه زنی به منظور ساخت یک ساختمان منفرد انجام می‌شود:

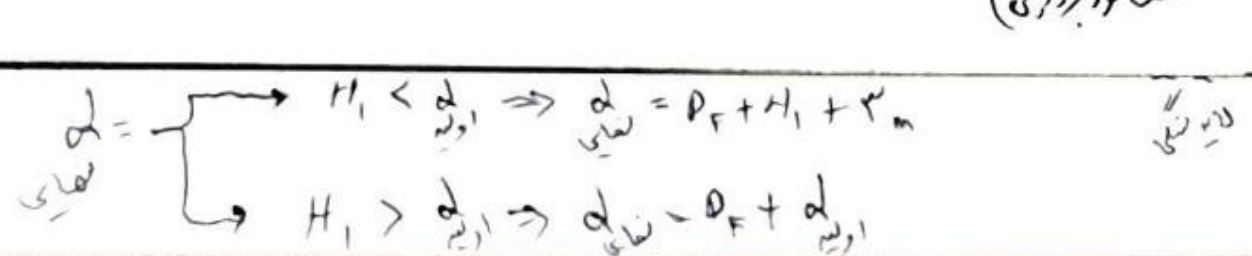
الف - فاصله گمانه‌ها باید ۱۵ الی ۳۵ متر متناسب با تعداد طبقات، اهمیت ساختمان و پیچیدگی لایه‌بندی زمین و با توجه به جدول ۷-۲-۲ تعیین شود.

ب- در جدول ۷-۲-۲، اهمیت ساختمان‌ها بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ تعیین شده است.

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

جدول ۷-۲-۲ حداقل تعداد گمانه مورد نیاز

مساحت	اهمیت ساختمان	تعداد حداقل گمانه
یک ساختمان منفرد با	خیلی زیاد و زیاد	۳



← بیش تر از ۱۲ ساله = تمام ساقیان (مستور)

تکین تخت گانه (h) شمع:

$$h \geq L + 2B$$

 شمع: $h \geq L + 2B$
 طول شمع: L

گروه دوم: عرض گروه B: $h \geq L + 2B$

ب- در صورتی که قبل از رسیدن به عمق نهایی گمانه به بستر سنگی برخورد شود عمق گمانه می تواند کمتر شود. نفوذ حداقل سه متر در بستر سنگی ضروری است.
 ت- در صورتی که در گمانه به نهشته هایی که برای پی مناسب نیستند (از قبیل خاک دستی و نباتی) برخورد شود عمق گمانه باید توسط یک متخصص ژئوتکنیک ذیصلاح تعیین گردد.
 ث- برای پی های عمیق یا شمع ها، گمانه ها و آزمایش های نفوذ با سایر آزمایش های برجا باید تا عمقی صورت گیرد که شناسایی شرایط زمین با اطمینان کافی حاصل شود. این عمق معمولاً تا چهار برابر قطر شمع (4D) برای یک شمع علاوه بر طول شمع ادامه پیدا می کند. برای گروه شمع به اندازه $2B$ (عرض گروه) شمع پایین تر از نوک شمع ها گسترش داده شود.

۷-۳-۲-۲ حفاری و نمونه برداری خاک

۷-۳-۲-۲-۱ فرآیند حفاری و نمونه برداری و دستگاه های مورد استفاده باید مطابق استانداردهای ملی یا بین المللی معتبر باشد.
 ۷-۳-۲-۲-۲ در طول زمان حفاری گمانه و نمونه گیری باید ناظر واجد صلاحیت در محل پروژه حاضر و بر عملیات نظارت داشته باشد.
 ۷-۳-۲-۲-۳ باید صلاحیت مجموعه ای که عملیات حفاری گمانه و نمونه برداری و سایر عملیات اجرایی را انجام می دهند، به تایید مراجع ذی ربط رسیده باشد.

۷-۳-۲-۳-۱ روش های حفاری گمانه

حفاری گمانه و نمونه گیری به صورت دستی یا ماشینی و با توجه به بندهای ذیل قابل قبول است:

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

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

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

در خاک هایی که امکان نمونه گیری توسط ماشین وجود ندارد (از قبیل خاک های مخلوط به خصوص خاک هایی که دارای قلوه سنگ می باشند) حفر چاه دستی و انجام آزمایش های برجا و نمونه گیری بلوکی دست نخورده برای آزمایش مکانیکی دقیق و نمونه دست نخورده برای آزمایش های شناسایی و طبقه بندی اکیداً توصیه می گردد.

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

۷-۳-۲-۳ آزمون های آزمایشگاهی

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



@nezamomrania

آزمایش	نشریه ایرانی	شماره ASTM
نفوذ استاندارد SPT	۲۲۴ سازمان برنامه و بودجه	D ۱۱-۱۵۸۶
C.B.R		D ۱۶-۱۸۸۳
پرسیومتری	۲۲۳ سازمان برنامه و بودجه	D ۰۷-۴۷۱۹
C.P.T	۲۴۳ سازمان برنامه و بودجه	D ۰۹-۴۷۷۱ (۲۰۱۴)
بارگذاری صفحه	۲۳۱ طرح استاندارد آب	D ۰۹-۱۱۹۵ (۲۰۱۵)
برش برجا		D ۱۲-۴۵۵۴

۷-۲-۳-۲-۵ گزارش بررسی‌های طراحی

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

گزارش نهایی مطالعات شامل دو بخش عمده زیر است:

- بخش عملیات مطالعات ژئوتکنیکی

- بخش خدمات مهندسی ژئوتکنیک

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

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

۷-۲-۳-۲-۵-۲ گزارش بررسی مقدماتی که قبلاً مطابق الزامات بند ۷-۲-۳-۲-۱ تنظیم و ارائه شده است، باید به پیوست گزارش عملیات ژئوتکنیکی بررسی طراحی ارائه شود. در صورتی که قبلاً بنا به هر دلیلی بررسی مقدماتی انجام نشده باشد، کلیه اطلاعات مطرح شده در بند ۷-۲-۳-۲-۱ باید در قالب فصل اول

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

آزمایش	شماره ASTM
نفوذپذیری خاک دانه‌ای	D ۶۸-۲۴۳۴ (۲۰۰۰)
درصد رطوبت	D ۹۸-۲۲۱۶
دانه‌بندی و هیدرومتری	D ۴۲۱-۸۵ (۰۲) و D ۶۳-۴۲۲ (۰۲)
اتربرگ	D ۰۰-۴۳۱۸
وزن مخصوص GS خاک	D ۰۲-۸۵۴
طبقه‌بندی خاک ASTM	D ۰۰-۲۴۸۷
تک محوری خاک	D ۰۰-۲۱۶۶
سه محوری UU	D ۰۳-۲۸۵۰a
سه محوری CU	D ۰۴-۴۷۶۷
برش مستقیم	D ۰۴-۳۰۸۰
تحکیم	D ۰۴-۲۴۳۵
تراکم آزمایشگاهی استاندارد	D ۰۰-۶۹۸۰a

۷-۲-۳-۲-۴ آزمون‌های برجا

آزمون‌های برجا 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 معتبر ملی یا بین‌المللی باشد. جدول ۷-۳-۲ می‌تواند در این رابطه مورد استناد قرار گیرد.

جدول ۷-۳-۲ استانداردهای برخی از آزمون‌های برجا

گزارش بررسی طراحی جمع آوری و ارائه گردد. به عبارت دیگر برای تهیه گزارش عملیات ژئوتکنیکی بررسی طراحی، همواره بررسی مقدماتی باید انجام و گزارش شود.

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

خلاصه ای از پروژه مورد نظر شامل اطلاعات محل پروژه، هندسه و ابعاد پروژه، برآورد بارهای پیش بینی شده، سیستم سازه در صورت امکان

نقشه محل گمانه های حفاری با مشخصات مسطحانی و تراز گمانه ها.

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

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

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

نتایج آزمایش های آزمایشگاهی با ذکر تاریخ آزمایش.

نحوه انجام تمام آزمایش های برجا و آزمایشگاهی

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

اسامی کلیه مشاوران و پیمانکاران ژئوتکنیک دست اندرکار

تهیه جداول مقادیر کارهای صحرایی و آزمایشگاهی

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

- حفره ها، فضا های خالی و فئات ها، انبار های فاضلاب و غیره

- تغییر وضع سنگ ها، خاک ها با مصالح پرکننده

۷-۲-۴ سایر ملاحظات طراحی ژئوتکنیکی

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

۷-۲-۴-۱ ملاحظات بارگذاری

۷-۲-۴-۱-۱ در طراحی ژئوتکنیکی باید علاوه بر بارهای وارد از سازه به پی، به بارها و اثرات ناشی از عوامل زیر توجه داشت:

- وزن خاک، سنگ و آب

- تنش های بر جای زمین

- فشارهای هیدروستاتیک آب های آزاد، فشار آب های زیرزمینی، نیروی جریان آب

- باربرداری یا گودبرداری زمین

- بارهای حاصل از حرکات زمین، خزش و گسیختگی توده های خاکی

- بارهای ناشی از ترافیک

- حرکات ناشی از معدن کاری و حفر فئات ها و احداث تونل

- اثرات ناشی از فعل و انفعالات شیمیایی

- اثرات ناشی از فروریزش (ریمبندگی)، جمع شدگی و تورم خاک

- حرکات و بارهای ناشی از اثر زلزله، ارتعاشات و انفجارها

۷-۲-۴-۱-۲ برخی از نیروها به تبع تغییر مکان های به وجود آمده در خاک بسیج می شوند. مانند نیروهای ناشی از فشار خاک بر دیوارها و اصطکاک منفی جدار شمع ها. در این نوع موارد باید به این امر توجه داشت و اگر جابجایی و تغییر مکان خاصی اجازه داده می شود، میزان نیروی بسیج شده مربوط به آن در محاسبات لحاظ گردد.

۷-۲-۴-۱-۳ در موارد خاص از جمله حساسیت سازه به نشست، ممکن است تحلیل برهم کنش بین سازه و خاک ضروری گردد. در طراحی و ساخت هر سازه باید اثرات مخرب آن بر محیط و سازه های مجاور دیده و راهکار مناسب ارائه شود.

۷-۲-۴ الزامات بررسی‌های کنترلی

۷-۲-۴-۱ الزامات بررسی‌های کنترلی مربوط به سازه‌ها شامل موارد زیر است:

۷-۲-۴-۲ کنترل‌های مضاعف مربوط به خاک و سنگ

الف - خواص ژئوتکنیکی خاک‌ها یا سنگ‌هایی که سازه در داخل یا روی آن بنا می‌شود باید کنترل گردد. احتمال دارد بررسی‌های اضافی ساختگاه نیز ضروری باشد. نمونه‌هایی از این سنگ‌ها و خاک‌ها را می‌توان بازاریابی و آزمایش کرد و خواص شاخص، مقاومتی و تغییر شکلی آنها را تعیین نمود.

ب- در صورتیکه بررسی‌های بیشتری برای تعیین جزئیات خواص زمین یا شرایط خاک برداری و خاکریزی که از نظر طراحی دارای اهمیت است، ضروری گردد باید اقدامات لازم زیرنظر متخصص ژئوتکنیک انجام گیرد.

پ- شواهد غیرمستقیم در مورد خواص ژئوتکنیکی زمین، مانند اطلاعات شمع‌کوبی، باید ثبت و از آنها برای تفسیر شرایط زمین استفاده شود.

ت- چنانچه در حین اجرا با خاک‌های مسئله‌دار، خاک‌های ریزشی، حفره‌های زیرزمینی، گسلش و پهنه‌های خردشده که قبلاً دیده نشده مواجه شوند باید مورد توجه قرار گیرد.

ث- به منظور پایش گودبرداری‌ها در موارد حساس ممکن است استفاده از ابزارگذاری به منظور رفتارسنجی ضروری گردد. در این مورد برداشت اطلاعات به قواصل زمانی تعیین‌شده و توأم با شرایط جدید محیطی و ژئوتکنیکی (ناشی از تغییرات فصلی، بارندگی‌های ممتد یا شدید، وقوع زمین لرزه و غیره) باید انجام پذیرد.

۷-۲-۴-۳-۱ کنترل‌های مضاعف مربوط به آب زیرزمینی

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

- مشاهده و ثبت سطح آب در گمانه‌ها و لوله‌های قائم و نوسان آن در خلال زمان
- ارزیابی هیدروژئولوژیکی ساختگاه شامل عوارضی نظیر سفره‌های آب آرتزین یا معلق یا تغییرات جزرومدی در ساحل‌ها

- مشخصه‌های جریان آب زیرزمینی و رژیم فشار حفره‌ای را می‌توان توسط "پیزومتر" به دست آورد، که ترجیحاً باید قبل از شروع عملیات ساختمانی نصب شده باشند. در بعضی موارد ممکن است ضرورت داشته باشد پیزومترها را به فاصله زیادی از ساختگاه به عنوان بخشی از شبکه رفتارسنجی نیز نصب کرد.

- چنانچه تغییرات فشار آب حفره‌ای در حین اجرا بر عملکرد سازه تأثیرگذار باشد، باید فشارهای آب حفره‌ای تا زمان تکمیل ساختمان یا کاهش آنها به مقادیر ایمن کنترل شود.

- در مورد سازه‌های واقع در زیر تراز آب‌های زیرزمینی که ممکن است شناور شوند، فشارهای آب حفره‌ای باید تا زمانی که وزن سازه به حدی برسد که احتمال شناورشدن را از بین ببرد، کنترل گردند.

- در صورتی که آب زیر زمینی جریان داشته باشد تجزیه شیمیایی آب در گردش باید در هر زمانی که بخشی از کارهای موقت یا دائمی به طور قابل توجهی در معرض خوردگی شیمیایی قرار می‌گیرند، انجام شود.

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

۷-۲-۴-۳-۲ گزارش بررسی‌های کنترلی

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

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

ب- خطر گسیختگی و ناپایداری در حین اجرا

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

۷-۲-۴-۳ ملاحظات دوام

۷-۲-۴-۳-۱ در طراحی ژئوتکنیکی، شرایط محیطی داخلی و خارجی باید در مرحله طراحی ارزیابی شده و اهمیت آن در رابطه با دوام سازه در عمر مفید آن مشخص گردد. بر اساس این ارزیابی‌ها باید توصیه‌های لازم برای محافظت یا تأمین مقاومت لازم در مصالح از نظر دوام ارائه شود.

۷-۲-۴-۳-۲ در طراحی برای دوام مصالح به کاربرده‌شده در خاک باید به موارد زیر توجه داشت:

۷-۳ گودبرداری و پایش

۷-۳-۱ هدف

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

۷-۳-۲ تعاریف

۷-۳-۲-۱ گودبرداری‌ها به شرح زیر به دو گروه کلی: **حفاظت‌نشده و حفاظت‌شده** تقسیم می‌شوند:

گروه اول گودهایی هستند که در کلیه شرایط دوران عملکرد، پایداری و تغییر شکل مجاز در آن بدون هیچ‌گونه حفاظتی تأمین شده باشد. (حفاظت نشده)

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

- با استفاده از بسیج نیروهای داخلی خاک و عناصر مسلح کننده خاک
- با استفاده از سازه نگهدار

۷-۳-۲-۲ گودها یا دائمی اند یا موقت. **گود موقت گودی است** که برای زمانی کوتاه تعریف شده طبق بند

۷-۳-۲-۲-۲ به منظور اجرای عملیات ساختمانی احداث می‌شود. (لهمتر (ز کلسال) پس (ز) (کرم) یا توقف عملیات گودبرداری)

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

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

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

- در سازه‌های ژئوتکنیکی مانند خاک‌های مسلح و خاک‌های میخ‌کوبی شده و مهاربندی‌ها، به اثر مواد خورنده بر روی مصالح آن‌ها
- به احتمال وجود کانیون‌ها و آنبون‌های شیمیایی در خاک و تأثیر آن‌ها بر رفتار طولانی مدت سازه‌های مجاور آن‌ها
- به پدیده‌های انحلالی مواد شیمیایی و تغییر ساختار خاک در ایجاد حرکات القایی و تغییرات تنش‌ها در سازه‌های ژئوتکنیکی و اثر آن‌ها در باربری خاک زیر پی.



۷-۳ گودبرداری و پایش

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

۷-۳-۳ ملاحظات کلی

۷-۳-۳-۱ الزامات و مانی در طراحی و اجرای گودها در این مبحث برای گودبرداری‌های کمتر از ۲۰ متر است و اکیداً توصیه می‌شود از احداث گود با عمق بیشتر از ۲۰ متر احتراز شود. در صورت ضرورت احداث گودهای عمیق‌تر موارد زیر باید انجام پذیرد:

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

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

- برآمدگی و تورم کف گود، که می‌تواند در شرایطی به جوشش و ناپایداری کف بینجامد.
- تغییر مکان جانی دیواره‌های گود با ناپایداری دیواره‌ها
- نشست زمین در نواحی مجاور گود

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

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

- نوع ساختار و بافت لایه‌های خاک
- پارامترهای مقاومت برشی خاک
- پارامترهای تغییر شکلی خاک
- عمق و عرض گودبرداری
- شرایط آب زیرزمینی و آب‌های سطحی
- وجود یا عدم وجود سازه در نواحی مجاور گود و نحوه ساخت‌وساز آن‌ها
- وضعیت سربازهای موجود در کناره گود از قبیل ترافیک خیابان‌ها و غیره
- کوتاه‌مدت یا بلندمدت بودن دوران استفاده از گود

۷-۳-۳-۴ به منظور پایدارسازی دیواره گودها باید از روش‌های مناسب مانند موارد زیر استفاده کرد:

- الف- ایجاد شیب پایدار
- ب- میخ‌گذاری یا اجرای میل مهار
- پ- دیوارهای مهارشده با تیرک از جلو
- ت- دیوارهای مهارشده با میل مهار از پشت
- ث- استفاده از سیستم‌های نگهدار خرابایی
- ج- استفاده از سیستم شمع‌ها و دیوارک‌های طره‌ای
- چ- استفاده از سیستم شمع‌های به هم پیوسته با یا بدون مهار
- ح- سایر روش‌ها

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

- الف- ناپایداری دیواره گود
- ب- نشست و تغییر مکان محیط اطراف و ساختمان‌های مجاور گود
- پ- ریزش
- ت- بالازدگی کف گود بر حسب مورد
- ث- جوشش ماسه از کف گود (در صورت بالا بودن سطح آب زیرزمینی در خاکهای ماسه‌ای) بر حسب مورد
- ج- مشکلات ناشی از لرزش حاصل از عملیات گودبرداری در سازه‌های اطراف گود

جدول ۷-۳-۱ ارزیابی خطر گود در دیوار حالت

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری دیواره گود	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ۱ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ۱ تا ۱۰ متر	بین صفر تا ۶ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۱۰ متر	بیشتر از ۶ متر	بسیار زیاد

۷-۳-۳-۱-۱ h_c عمق گود مورد نظر است و h عمق بحرانی بر اساس رابطه ۷-۳-۱ به دست می آید.

۷-۳-۳-۱-۲ اگر تراوش آب در گود موجود باشد همواره خطر گود زیاد یا بسیار زیاد است.

۷-۳-۳-۱-۳ اگر خاکی که در آن گودبرداری انجام می شود دستی یا فاقد چسبندگی قابل اعتماد باشد خطر گود با توجه به معیارهای دیگر زیاد یا بسیار زیاد است.

۷-۳-۳-۱-۴ چنانچه ساختمان موجود در حوزه تأثیر ناپایداری گود دارای یکی از مشخصات در بندهای زیر باشد، خطر گود همواره بسیار زیاد در نظر گرفته می شود.

الف- ساختمان فاقد انسجام و یکپارچگی کافی برای تحمل نشست های افقی و قائم نظیر ساختمان بدون اسکلت یا بدون پی پیوسته بتنی مسلح (پی های نواری و گسترده) یا هرگونه ساختمانی که در آن نشانه آشکار فرسودگی و ضعف در بازمیری مشاهده گردد.

ب- ساختمان با ارزش فرهنگی و تاریخی

ج- ساختمان با اهمیت بسیار زیاد در استاندارد ۲۸۰۰

د- ساختمان ۸ طبقه یا بیشتر

۷-۳-۳-۱-۵ در صورت وجود تأسیسات شهری عمده (مانند خطوط اصلی آب، گاز و مخابرات) در مجاورت گود، خطر گود زیاد یا بسیار زیاد ارزیابی می شود.

۷-۳-۳-۱-۶ در صورتی که خطر گود مطابق با جدول ۷-۳-۱ معمولی باشد مسئولیت طراحی گودبرداری بر عهده مهندس طراح ساختمان خواهد بود. البته توصیه می شود کارفرما در کنار مهندس طراح در پایدارسازی گود از یک متخصص ژئوتکنیک ذیصلاح استفاده نماید.

۷-۳-۳-۲ به منظور واگذاری طراحی، اجرا و نظارت گودبرداری و تفویض مسئولیت ها به مرجع ذیصلاح، ارزیابی خطر گودبرداری باید طبق الزامات بندهای ۷-۳-۳-۱ تا ۷-۳-۳-۶ صورت گیرد.

۷-۳-۳-۳ 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 به طور همزمان برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی که بحرانی است تعیین می شود. در صورت وجود اختلاف در ارزیابی خطر گود در وجوه مختلف آن، بحرانی ترین وجه به عنوان شاخص انتخاب می گردد.

عمق h_c از رابطه ۷-۳-۱ محاسبه می شود.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \geq 0 \quad (7-3-1)$$

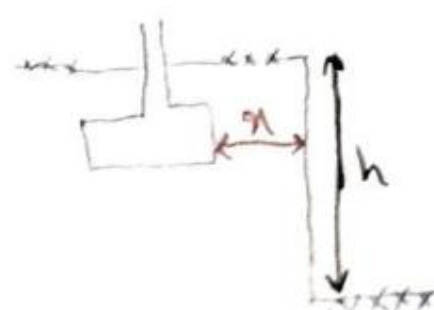
که در آن:

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

h_c بر حسب متر، عمقی است که از نظر تئوری، به دلیل وجود چسبندگی در خاک، دیواره جدار گودبرداری می تواند بدون استفاده از سیستم نگهدارنده پایداری به آن عمق بحرانی گودبرداری گفته شده است. c چسبندگی خاک بر حسب کیلوپاسکال، q وزن مخصوص خاک بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب، k_a ضریب فشار افقی زمین در حالت محرک و γ تنش ناشی از سربار کناره گود بر حسب کیلوپاسکال می باشد. مقادیر منفی h_c معادل صفر در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۴ اگر فاصله ساختمان محاور از لبه گود کمتر از عمق گود باشد، باید تنش حاصل از کل بار ساختمان (q) در محاسبات پایداری گود در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۵ در صورت حضور آب یا رطوبت قابل توجه، به کاهش h_c با توجه به اثر آب بر خواص خاک در رابطه ۷-۳-۱ توجه شود.



$$u \leq h \Rightarrow h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

$$u > h \Rightarrow h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}}$$

☆



مسئولیت ای گودبرداری

۷-۳-۳-۶-۹ در صورتی که خطر گود مطابق با جدول ۷-۳-۷-۱ زیاد باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید بر عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار شود. نظارت بر اجرای عملیات بر عهده ناظر ذیصلاح ژئوتکنیک است.

۷-۳-۳-۶-۱۰ در صورتی که خطر گود مطابق با جدول ۷-۳-۷-۱ بسیار زیاد باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید توسط یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح، عملیات پایدارسازی گود توسط پیمانکار ذیصلاح و نظارت بر اجرای عملیات توسط ناظر ذیصلاح ژئوتکنیک انجام گردد.

۷-۳-۳-۶-۱۱ حضور ناظر ژئوتکنیک در گودهای با خطر زیاد و بسیار زیاد در طول مدت اجرای عملیات گودبرداری و پایدارسازی گود به صورت تمام وقت و پیوسته در کارگاه ضروری است.

۷-۳-۳-۷ تحلیل پایداری و تغییر شکل گود

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

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

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

۷-۳-۳-۷-۴ 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 ۷-۳-۳-۷ می‌باشد. استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت نیز مجاز است.

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

۷-۳-۳-۷-۶ برای تحلیل گود در شرایط موقت در نظر گرفتن بار زلزله الزامی نیست.

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

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

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

۷-۳-۳-۷-۸ در صورت وجود ساختمان در حوزه تأثیر ناپایداری، ضرایب اطمینان در جدول ۷-۳-۳-۳ باید ۱/۵ در نظر گرفته شود.

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

۷-۳-۴ تحلیل تغییر شکل گود و سازه‌های مجاور

۷-۳-۴-۱ تعیین تغییر شکل گود و سازه‌های مجاور آن باید از روابط معتبر یا مدلسازی‌های عددی صحت‌سنجی شده، به دست آید. باید از صحت پارامترهای ورودی به مدلسازی عددی نیز اطمینان حاصل کرد. تغییر شکل‌های افقی و قائم پیش‌بینی شده ابنیه مجاور گود باید در حد مجاز باشد. گودبرداری نباید بهره‌برداری از ساختمان مجاور گود را مختل کند.

۷-۳-۴-۲ تغییر مکان های افقی و قائم ساختمان مجاور گود اعم از تغییر مکان بکنواخت یا غیر بکنواخت باید کمتر از حدود مجاز باشد.

۷-۳-۵ تغییر شکل های مجاز

حدود مجاز تغییر شکل ها و تغییر مکان های قائم و افقی در هر گودبرداری با توجه به شرایط تحت الارضی و نوع خاک محل گودبرداری و خاک زیر ساختمان های مجاور گود، نوع و پیوستگی پی، نوع سازه، اهمیت ساختمان، میران انسجام و یکپارچگی ساختمان مجاور و نوع سیستم سازه ای آن توسط طراح ژئوتکنیکی تعیین می شود.

۷-۳-۶ زهکشی

چنانچه برای تأمین فضایی جهت انجام پروژه، عملیات گودبرداری در محیط آبدار نیاز به زهکشی داشته باشد باید به تغییر شکل های زمین اطراف گود زهکشی شده توجه ویژه مبذول گردد. استفاده از زهکشی به جای آسبندی ساختمان در دوران بهره برداری منوط به کنترل و بررسی تاثیر آن بر محیط ژئوتکنیکی پیرامون آن با رعایت ملاحظات زیست محیطی می باشد. در این صورت باید مطالعه کامل انجام پذیرد و اثرات زهکشی طولانی مدت به طور جامع بررسی و گزارش شود.

۷-۳-۷ پایش و کنترل

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

۷-۳-۷-۱ اهداف ابزارگذاری و پایش

پایش به منظور تأمین اهداف زیر انجام می گیرد:

- تأمین ایمنی گود در حین عملیات احرابی و پس از گودبرداری
- ارزیابی پاسخ سازه های موجود به وضعیت جدید در حین و پس از گودبرداری
- کنترل رانش و پارامترهای طراحی انتخاب شده و بازنگری آن در صورت نیاز

۷-۳-۷-۲ برنامه پایش

ابزارگذاری و پایش گودها و ساختمان های مجاور مستلزم برنامه ریزی دقیق و تخصصی است که شامل نوع، تعداد، محل نصب، فواصل اندازه گیری و دیگر مواردی است که باید توسط متخصص ذیصلاح انجام گیرد.

به طور معمول این ابزارها شامل نشست سنج، کشش سنج، انحراف سنج، سلول های بارگذاری، پیرومتر و غیره می باشند. در گودهای با خطر بسیار زیاد استفاده از پایش توسط حسگرهای مناسب علاوه بر عملیات نقشه برداری یا میکروژئودزی اجباری است.

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

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

طراح گودبرداری مسئولیت تهیه برنامه پایش را به عهده دارد.

مسئولیت اجرای روزمره برنامه پایش شامل تأمین، نصب، قرائت، پردازش، اعلام خطر به عهده پیمانکار پایش می باشد. اطلاع رسانی به موقع به کلیه دست اندرکاران پروژه از وظایف پیمانکار پایش است.

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

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

۷-۴ پی سطحی

۷-۴-۱ هدف

الزامات این فصل مربوط به پی‌های سطحی نظیر پی‌های منفرد، نواری، گسترده و مرکب است. برخی از این الزامات ممکن است شامل گونه‌هایی از پی‌های نیمه‌عمیق مانند پی صندوقه‌ای نیز 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 در حالت جدی نهایی کنترل می‌شوند:

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 گیرند:

- در نزدیکی و یا روی ساختمان‌های شیب‌دار، چه به صورت طبیعی و چه به صورت خاکریزی یا خاکبرداری شده

- در نزدیکی گودبرداری‌ها یا سازه‌های نگهدارنده

- در نزدیکی رودخانه‌ها، کانال‌ها، دریاچه‌ها، مخازن آب یا سواحل دریاها

- در نزدیکی معادن در حال بهره‌برداری یا سازه‌های مدفون

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

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

برای آنکه یک پی در برابر گسیختگی ناشی از کمبود ظرفیت باربری ایمنی کافی داشته باشد، باید رابطه زیر

در همه حالات حدی نهایی و برای کلیه ترکیبات بارگذاری برقرار باشد.

$$F \leq R$$

$$R = q_{all} A_p = \min \{ q_{s, \phi}, q_{u, \phi} \} \times A_p$$

$$F = \begin{cases} D + L & \text{تکلی} \\ \max \{ D + 1.7E, D + 1.75E + 1.75C + 1.75VE \} & \text{نرمال} \end{cases}$$

$$R = q_{all} \times A_p = \min \left\{ q_{s, \phi}, \frac{q_u}{F.S.} \right\} \times A_p$$

$$F = \begin{cases} D + L & \text{تکلی} \\ \max \{ D + 1.7E, D + 1.75E + 1.75C + 1.75VE \} & \text{نرمال} \end{cases}$$

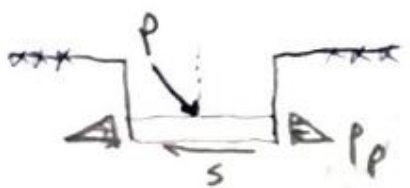
F: تنش طراحی حالت حدی مقاومت است که شامل تنش حاصل از بار سازه (عمودی، افقی و لنگر)، وزن پی، خاک روی آن و بار ناشی از فشار آب در صورت وجود می‌باشد.

R: ظرفیت باربری نهایی خاک زیر سازه پی است. در محاسبه R باید کلیه ضرایب کاهشده یا افزایشده مربوط به شکل، شرایط هندسی پی، قرارگیری پی روی سطح شیب‌دار، خروج از مرکزیت و مایل بودن بار در نظر گرفته شود.

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

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

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



الف-۳: گسیختگی خاک ناشی از لغزش پی

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

$$H \leq S + P_p$$

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

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

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

الف-۳-۱: نیروی برشی مقاوم (S) در شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده (بلندمدت و کوتاهمدت) به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

$$S = P' \tan(\delta)$$

الف-۳-۱-۱: خاک در شرایط زهکشی شده

که در این رابطه P' : مؤلفه قائم بارهای طراحی مؤثر وارد به پی است.

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

در رابطه فوق همانطور که مشاهده می‌شود هرگونه چسبندگی مؤثر، $\bar{C}$ ، نادیده گرفته شده است.

$$S = A' \cdot C_u \quad \text{الف-۳-۱-۲: خاک در شرایط زهکشی نشده}$$

در این رابطه A' : مساحت مؤثر سطح زیرین پی و C_u : چسبندگی زهکشی نشده خاک می‌باشد.

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

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

الف-۴: گسیختگی سازه ناشی از تغییر مکان پی

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

ب: مواردی که در حالت حدی بهره‌برداری کنترل می‌شوند:

ب-۱: نشست یکنواخت پی

ب-۱-۱-۱: نشست یکنواخت پی

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

$$S \leq S_e$$

که در این رابطه:

S_e : نشست یکنواخت مجاز می‌باشد که با توجه به جنس خاک، نوع پی و سازه با توجه به الزامات بند ۴-۷-۷ تعیین می‌شود.

S: نشست یکنواخت حداکثر تحت بارهای سرویس است که شامل نشست‌های کوتاه‌مدت و بلندمدت (نشست تحکیمی و خزش) می‌باشد.

ب-۲: نشست غیریکنواخت پی

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

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

ب-۲-۳: مقادیر نشست غیریکنواخت مجاز بر حسب نوع پی، نوع خاک و نوع سازه برای حفظ شرایط بهره‌برداری انتخاب می‌شود. این مقادیر در بند ۷-۴-۱ داده شده‌اند.

ب-۲-۴: به اثرات ناشی از زهکشی خاک که نشست‌های غیریکنواخت ایجاد می‌کند و همچنین به نشست‌های اضافی در اثر تحکیم خاک باید توجه داشت.

ب-۲-۵: دوران پی‌ها بر اثر بارهای خارج از محور را می‌توان با در نظر گرفتن توزیع فشار خطی در زیر پی و با محاسبه نشست‌های ایجاد شده در گوشه‌های پی، تعیین نمود.

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

ب-۴: ژرفای لایه‌های مؤثر در محاسبه نشست باید با توجه به شکل و ابعاد پی، بار وارده و تغییرات سختی خاک در عمق و فاصله اجزای پی از یکدیگر تعیین گردد. این ژرفا معمولاً معادل با عمقی است که تنش قائم اضافی ناشی از بارگذاری پی در آن عمق معادل ۱۰٪ تنش مؤثر روبار بر جای خاک باشد یا ژرفای

نسب عمار بن قیس (بماعتی) ۷۵۰

۱-۴-۷- مقادیر مجاز نشست بکنواخت و غیریکنواخت در جدول ۷-۴-۲ و مقادیر مجاز جرخش در جدول ۷-۴-۳ ارائه شده است.

۲-۴-۷- مقادیر مجاز نشست غیریکنواخت نصف مقادیر مجاز نشست یکنواخت می باشد.

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

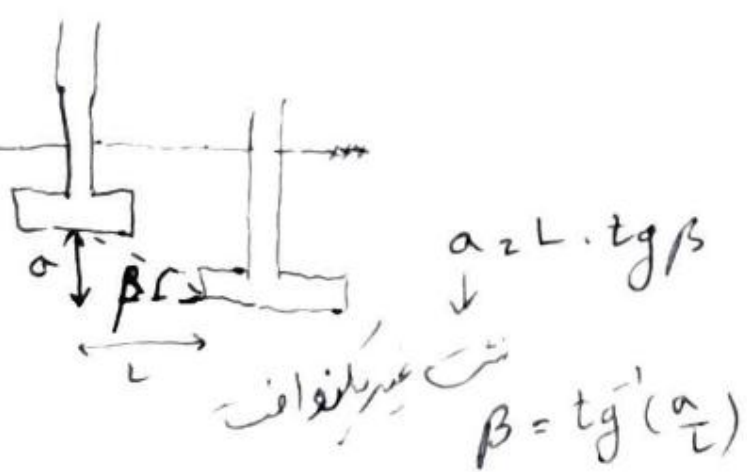
نشت بکوات (mm)	میشم سازه‌ای	نوع پی	خاک
۲۵	قاب فولادی یا بتنی	منفرد	ماسه
۴۰		نواری	
۵۰		گسترده	
۵۰	قاب فولادی یا بتنی	منفرد	رس
۷۰		نواری	
۱۰۰		گسترده	

جدول ۷-۴-۳ مقادیر مجاز چرخش

نوع ساختمان	مقدار حداکثر چرخش مجاز R_0
حد خرابی (با اسکلت)	۰/۰۶۷
حد ایجاد ترک غیرسازه‌ای	۰/۰۳۳

۷-۴-۵ روش‌های طراحی پی سطحی

در این مبحث دو روش طراحی شامل روش تنش مجاز و روش ضرایب بار و مقاومت برای طراحی پیشنهاد میشود. طراح میتواند هر یک از این روش‌ها را انتخاب کند.



معادل حباب گسترش تنش ۱۰٪ تنش کل وارد بر بی باشد. این ژرفا در بیشتر خاک‌ها بین ۱ تا ۳ برابر پهنای بی (بر حسب گسترده بودن یا نواری بودن بی) در نظر گرفته می‌شود. در بی‌های پهن که زیر بارهای سبک قرار دارند می‌توان این مقدار را کاهش داد. در مورد خاک‌های خیلی نرم این کاهش نباید انجام گیرد.

ب-5: سایر شرایط

سایر شرایطی که در بهره‌برداری بی تأثیر می‌گذارد از قبیل ارتعاشات بی و خاک، تورم خاک، فروریزی بودن خاک، آب‌شنگی زیر بی، تغییرات سطح آب زیرزمینی و رطوبت خاک و غیره باید در نظر گرفته شوند.

۳-۴-۷ ظرفیت باربری پی های سطحی

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

- استفاده از روابط نظری ظرفیت باربری

با توجه به نوع خاک و بارمترهای به دست آمده از آزمایش‌های مکانیک خاک بر روی نمونه‌های دست‌خورده و دست‌نخورده اخذشده از اعماق مختلف و نیز شرایط هندسی و بارگذاری بی، می‌توان از روابط موجود در مراجع معشر مکانیک خاک و مهندسی بی ظرفیت برابری را تعیین نمود. در این راستا باید کلیه ضرایب کاهنده و افزاینده را بر حسب شرایط هندسی و شرایط بارگذاری بی با توجه به نوع خاک در رابطه اختیارشده بر حسب مورد در نظر گرفت.

- استفاده از آزمونهای برجا

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

۴-۴-۷ مقادیر نشست مجاز

۷-۴-۵-۱-۱- ترکیب بار مورد استفاده در این روش ترکیبات مطرح شده در بخش تنش مجاز ششم مقررات ملی ساختمان می باشد. ضرایب بار در این روش عمدتاً یک می باشد. $D + L \leftarrow$

۷-۴-۵-۱-۲- در خاک های چسبنده فقط ۵۰٪ بار زنده در محاسبات نشست دراز مدت اعمال می شود. $D + 0.5L \leftarrow$

۷-۴-۵-۱-۳- در صورتی که بار زلزله یا باد در نظر گرفته شود، در محاسبه ظرفیت باربری مجاز خاک از ضریب اطمینان کوچک تری می توان استفاده نمود. به هر حال ضریب اطمینان را بیش از ۳۳٪ نمی توان کاهش داد.

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

جدول ۷-۴-۵-۱-۴ حداقل ضرایب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط استاتیکی (پی منفرد- نواری)

نوع حالت حدی	برشی				تراوش	
	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی ساختمان	پایداری کلی	رگاب	فشار رو به بالا
ضریب اطمینان	۱.۵	۳	۱.۷۵	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 روش تنش مجاز جهت کنترل تنش زیر پی لازم است جدول ۷-۴-۵-۱-۷ مدنظر قرار گیرد.

جدول ۷-۴-۵-۱-۷ وضعیت تنش محاسبه شده زیر پی در مقایسه با ظرفیت باربری

نوع خاک	دانه ای	صرفاً چسبنده
نوع پی		
	صلب	انعطاف پذیر
ظرفیت باربری محار < تنش متوسط	ظرفیت باربری محار < تنش حداکثر	ظرفیت باربری محار < تنش متوسط
	ظرفیت باربری محار < تنش متوسط	ظرفیت باربری محار < تنش متوسط

۷-۴-۵-۱-۸- در کنترل تنش های زیر پی منفرد اجازه داده می شود تا $\frac{1}{4}$ عرض پی به کشش کار کند.

۷-۴-۵-۱-۹- در پی های انعطاف پذیر چنانچه ظرفیت باربری مجاز از معیار نشست به دست آمده باشد نیازی به کنترل نقطه به نقطه تنش نیست و طراحی را می توان بر اساس تنش مؤثر متوسط کمتر از ظرفیت باربری مجاز انجام داد.

۷-۴-۵-۲- روش ضرایب بار و مقاومت

۷-۴-۵-۲-۱- در روش ضرایب بار و مقاومت، ضرایب مورد استفاده برای افزایش بارها باید منطبق با مببحث ششم مقررات ملی ساختمان باشد.

۷-۴-۵-۲-۲- در این روش طراحی ضرایب کاهش مقاومت باید مطابق جدول ۷-۴-۵-۲-۲ در نظر گرفته شود.

۷-۴-۵-۲-۳- در حالت حدی بهره برداری، ضرایب بار و مقاومت عمدتاً برابر یک می باشد و باید مطابق الزامات مببحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود همچنین مقدار نشست محاسبه شده باید از نشست مجاز کمتر باشد.

۷-۴-۵-۲-۴- برای کنترل تنش زیر پی در روش ضرایب بار و مقاومت مشابه جدول ۷-۴-۵-۲-۴ عمل شود ولی لازم است به جای ظرفیت باربری مجاز از ظرفیت باربری کاهش یافته استفاده شود.

جدول ۷-۴-۵-۲-۴ ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی

نوع حالت حدی	ضرایب کاهش مقاومت
پایداری کلی	۱
ظرفیت باربری	۰.۵
واژگونی	۰.۷۵
لغزش	۱

۷-۴-۵-۳- ملاحظات لرزه ای در طراحی پی های سطحی

در طراحی پی هایی که تحت ترکیبات بارگذاری لرزه ای قرار می گیرند، بندهای زیر در تعیین ظرفیت باربری مجاز پی، R، الزامی است.

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

ضریب	نوع حالت حدی	ضرایب بار و کاهش مقاومت
۱/۳۵	پایداری کلی	ضریب کاهش مقاومت
۰/۷۵	ظرفیت باربری	
۱	واژگونی	
۱/۲۵	لغزش	
طبق محت ششم مقررات ملی ساختمان		ضرایب بار

۷-۴-۶- پی‌های انعطاف‌پذیر

۷-۴-۶-۱: برای تحلیل پی‌های انعطاف‌پذیر نمی‌توان از توزیع خطی تنش در زیر پی استفاده کرد و باید توزیع تنش را با مدلسازی پی به صورت تیر و دال بر روی **بستر الاستیک** یا بر روی یکسری فنر ارتجاعی با سختی مناسب به دست آورد.

۷-۴-۶-۲: مدول عکس‌العمل بستر (K_s) باید با استفاده از تحلیل نشست و با در نظر گرفتن توزیع تنش مناسب تعیین گردد. از آزمایش‌های برجا همانند بارگذاری صفحه و پرسیمتری با اصلاحات لازم باید استفاده کرد. این مدول در ارزیابی نیروهای داخلی پی نقش تعیین‌کننده دارد و باید با دقت تعیین شود.

۷-۴-۶-۳: برای پی‌های گسترده انتخاب مقدار یکنواخت (K_s) در تمام سطح زیر پی صحیح نمی‌باشد و متناسب با نشست رخ داده باید تغییر کند. افزایش سختی در لیمه‌ها تا دو برابر توصیه می‌شود. بهای نوارهای لبه می‌تواند حدود $\frac{1}{10}$ بهای پی در همان جهت در نظر گرفته شود.

۷-۴-۶-۴: به جای استفاده از مدول فنری در پی‌های انعطاف‌پذیر، بهتر است از مدلسازی محیط متخلخل استفاده نمود.

۷-۴-۷- ملاحظات اجرایی پی‌های سطحی

۷-۴-۷-۱: در صورت عدم وجود زیرزمین، عمق قرارگیری پی باید بزرگتر از عمق یخ‌زدگی باشد.

۷-۴-۷-۲: در تعیین نراز پی باید موارد زیر رعایت گردند.

۷-۴-۵-۳-۱: احتمال کاهش مقاومت و سختی خاک، بر اثر بارهای زلزله باید بررسی شود و پارامترهای ژئوتکنیکی خاک با توجه به این احتمال محاسبه شوند. کاهش مقاومت و سختی خاک می‌تواند از کرنش‌های کوچک هم آغاز شود.

۷-۴-۵-۳-۲: در سازه‌هایی که به تغییر شکل‌های ایجاد شده در خاک حساس هستند، در تعیین تغییر شکل‌های دائمی احتمالی ناشی از زلزله باید رفتار غیرخطی خاک مورد توجه قرار گیرد.

۷-۴-۵-۳-۳: احتمال کاهش مقاومت برشی در رس‌ها در نظر گرفته شود.

۷-۴-۵-۳-۴: خاک‌های دانه‌ای کم متراکم یا با تراکم متوسط بر اثر زلزله در معرض افزایش فشار آب حفره‌ای قرار می‌گیرند. کاهش مقاومت برشی زهکشی نشده (کوتاه مدت) در اثر این افزایش فشار آب حفره‌ای در محاسبه R در شرایط لرزه ای باید لحاظ شود.

۷-۴-۵-۳-۵: در خاک‌های ماسه‌ای اشباع نامتراکم تا کم تراکم، احتمال وقوع روانگرایی باید بررسی شود و در صورت وقوع روانگرایی بیش‌بسی‌های لازم در نظر گرفته شود. در صورت عدم وقوع روانگرایی، کاهش ظرفیت باربری در اثر افزایش فشار آب حفره‌ای در نظر گرفته شود.

۷-۴-۵-۳-۶: در شرایط زلزله ضریب اطمینان ظرفیت باربری و ضرایب بار و مقاومت طبق جداول ۷-۴-۷ و ۷-۴-۸ تغییر می‌یابد. باید توجه شود که اگر در ترکیبات بارگذاری ضرایب کاهشدهنده در هنگام زلزله منظور شده باشد، افزایش ظرفیت باربری و یا به تعبیر دیگر کاهش ضرایب اطمینان مجاز نیست.

جدول ۷-۴-۷ حداقل ضریب اطمینان به روش تنش مجاز در شرایط لرزه‌ای

نوع حالت حدی	لغزش	ظرفیت باربری	واژگونی	پایداری کلی
ضریب اطمینان	۱.۲	۲	۱.۵	۱.۲

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

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

ج- عمق پی در مناطق دارای پتانسیل سیل باید به حدی باشد که خاک زیر آن بر اثر سیلاب شسته نشود

۷-۴-۷-۳: برای جلوگیری از تغییر مکانهای افقی نسبی پی‌ها بر اثر بارهای وارده، به ویژه هنگام زلزله، لازم است پی‌های منفرد واقع در یک صفحه افقی توسط کلاف‌هایی در دو جهت بهم متصل گردند. این کلاف‌ها باید دارای مقاومت و سختی کافی برای مقابله با نیروهای افقی پیش‌بینی شده باشند.

کلاف‌ها معمولاً برای کنش طراحی می‌شوند و نیروی ایجاد شده در آنها را می‌توان با مدل‌سازی مناسب تعیین کرد. در غیر این صورت این کلاف‌ها باید بر اساس ضوابط محبت بهم مقررات ملی ساختمان برای نیروی کنشی معادل ده درصد بزرگترین نیروی محوری وارد به ستون‌های طرفین خود طراحی شوند.

۷-۴-۷-۴: در مواردی که نیاز به استفاده از پی نواری در سازه است ترجیح داده می‌شود به جای نوارهای یکطرفه در یک جهت و کلاف‌های رابط در جهت دیگر، از نوارهای دوطرفه استفاده شود و سختی نوارها طوری در نظر گرفته شود که بارهای وارده تا حد امکان به طور یکنواخت توزیع شوند.

۷-۴-۷-۵: محل پی‌هایی که در نزدیکی شیب‌ها ساخته می‌شوند باید مطابق موارد زیر انتخاب شوند:

الف- برها باید از لبه شیب در بالا و پائین فاصله مناسبی داشته باشند؛ این فاصله با کنترل پایداری شیب و تغییر شکلهای مشخص می‌شود. در صورت طراحی مناسب (تأمین پایداری با محدودیت تغییر شکل در حد محار) این فاصله می‌تواند صفر شود.

ب- در صورت قرارگیری پی در بالای شیب، در صورت عدم محاسبه پایداری، خطی که با شیب ۴۰ درجه قائم از لبه پی می‌گذرد باید با سطح شیب برخورد کند. در صورت تأمین پایداری و تعیین تغییر شکلهای پی که کمتر از مقادیر محار باشد، نقص مورد ذکر شده شکلی ندارد.

ج- برای قرارگیری برها در محاورت سطوح شیب‌دار باید با از لبه سطح شیب‌دار عقب‌نشینی شود یا با انجام تمهیدات لازم از عدم پایداری یا تغییر شکلهای غیرمحار جلوگیری شود.

۷-۴-۷-۶: در قرارگیری پی روی بسترهای سنگی باید احتمال برخورد به هر یک از حالات زیر را بررسی

کرد:

- وجود هرگونه لایه ضعیف، قابل انحلال یا هرگونه حفاری و سازه‌های زیرزمینی در زیر پی.
- وجود درزه‌ها، شکاف‌ها، ناپیوستگی‌ها و هرگونه مواد پرکننده ناپیوستگی
- شیب لایه‌های سنگی
- وجود حالت هوازدگی و شکست در سنگ



کانال تلگرامی ما:
@nezamomrania

۷-۵- سازه‌های نگهبان

۷-۵-۱: دامنه کاربرد و هدف

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

۷-۵-۲: انواع سازه‌های نگهبان

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

الف: سازه‌های نگهبان صلب

سازه‌هایی هستند که بر اثر فشار جانبی خاک، در آن‌ها حرکت صلب جابجایی یا چرخش اتفاق می‌افتد. دیوارهای حائل وزنی، طره‌ای و پشت‌بنددار از انواع سازه‌های نگهبان صلب هستند.

ب: سازه‌های نگهبان انعطاف‌پذیر

سازه‌هایی هستند که بر اثر فشار جانبی خاک دچار تغییر شکل می‌شوند. سبکی‌ها اعم از پشت‌بنددار، مهارشده یا بدون مهار و پشت‌بند، انواع خاک مسلح، میخ‌کوبی، بلوک و مهار، شمع‌های فولادی یا بتنی پشت‌بنددار، مهارشده یا نشده، دیوار برشی، شمع‌های فولادی یا مهار متقابل، مهارشده از جلیا توسط خرابا و نظایر آن از انواع سازه‌های نگهبان انعطاف‌پذیر هستند که به آنها دیوارهای تثبیت‌شده مکانیکی نیز اطلاق می‌شود.

۷-۵-۳: پایداری انواع سازه‌های نگهبان

۷-۵-۳-۱: حالت‌های حدی دیوارهای صلب وزنی

برای طراحی دیوارهای صلب باید حالت‌های حدی زیر کنترل شوند:

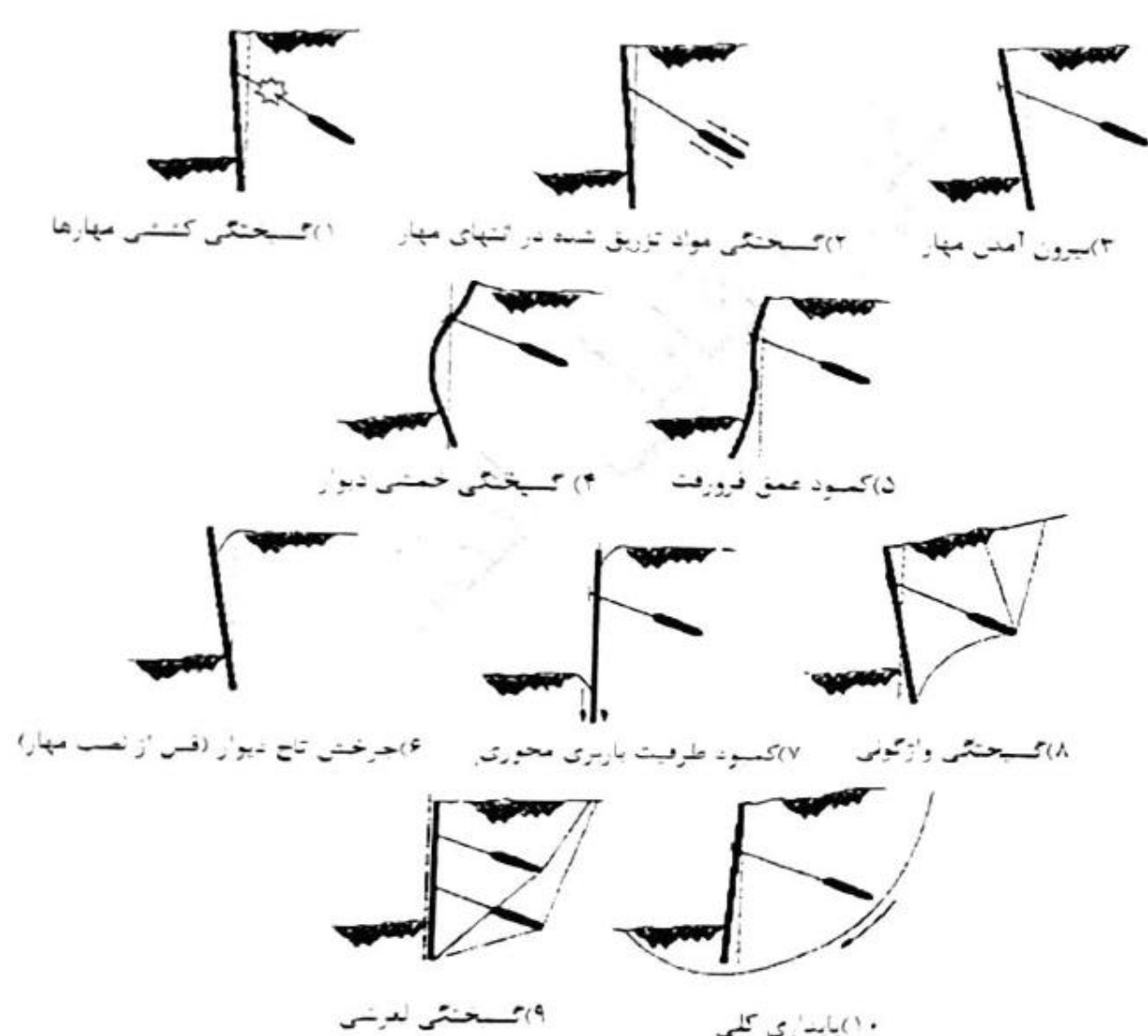
- مقابله با لغزش
- مقابله با واژگونی
- تأمین ظرفیت باربری پی زیر دیوار
- بررسی پایداری کلی دیوار

- کنترل سازه‌ای دیوار در برابر خمش و برش

- کنترل نشست پی زیر دیوار

۷-۵-۳-۲: حالت‌های حدی دیوارهای انعطاف‌پذیر مهارشده **بررسی حالت‌های حدی دیوار در انعطاف و نشست**

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



شکل شماره (۷-۵-۱): حالت‌های حدی دیوارهای مهارشده

۱-۵-۷: در ساخت و طراحی سازه‌های نگهدارنده، نکات زیر (در صورت کاربرد) باید مورد توجه قرار

گیرند

- تمهيدات و اثرات ساخت ديوار شامل:

- الزامات مربوط به نگهداری موقت خاک برجا
- تغییرات در تنش‌های برحای خاک و حرکت‌های ناشی از ساخت و نصب دیوار در زمین
- دست‌خوردگی زمین بر اثر شمع‌کوبی یا گمانه‌زنی
- الزامات مربوط به دسترسی‌ها برای عملیات ساخت
- الزامات مربوط به زهکشی خاک
- الزامات مربوط به زهکشی دیوار
- توجه به زهکشی سطحی در جلوی دیوار
- میزان آب‌بندی مورد نیاز برای دیوار تمام شده
- عملی‌بودن ساخت دیوار برای رسیدن به لایم‌ای با تراوایی اندک و تشکیل یک دیوار آب‌بند و
- ارزیابی تعادل جریان آب زیرزمینی که به این ترتیب حاصل می‌شود.
- عملی‌بودن ایجاد مهارهای پشت بند در زمین مجاور
- عملی‌بودن حفاری بین دیرک‌های دیوارهای نگهدار
- توان دیوار برای تحمل بارهای قائم
- انعطاف‌پذیری سازهای دیوار برای جلوگیری از گسیختگی‌های ترد و واژگونی ناگهانی بدون
- تغییر شکل‌های مقدماتی
- ایجاد امکان دسترسی برای تعمیر و نگهداری دیوار و هرگونه زهکشی مرتبط با آن
- شکل ظاهری و دوام دیوار و مهارها
- طراحی مقطعی به قدر کافی سخت برای سربکوبی‌ها به‌منظور رسیدن به عمق نفوذ پیش‌بینی‌شده
- بدون از دست‌رفتن اتصال سیرها به یکدیگر
- پایداری گمانه‌ها یا جداره ترانسه‌ها در حالت روباز
- توجه به نوع مصالح قابل دسترس و وسایل مورد نیاز برای کوبیدن خاکریزی‌های پشت دیوار و در
- مجاورت دیوار

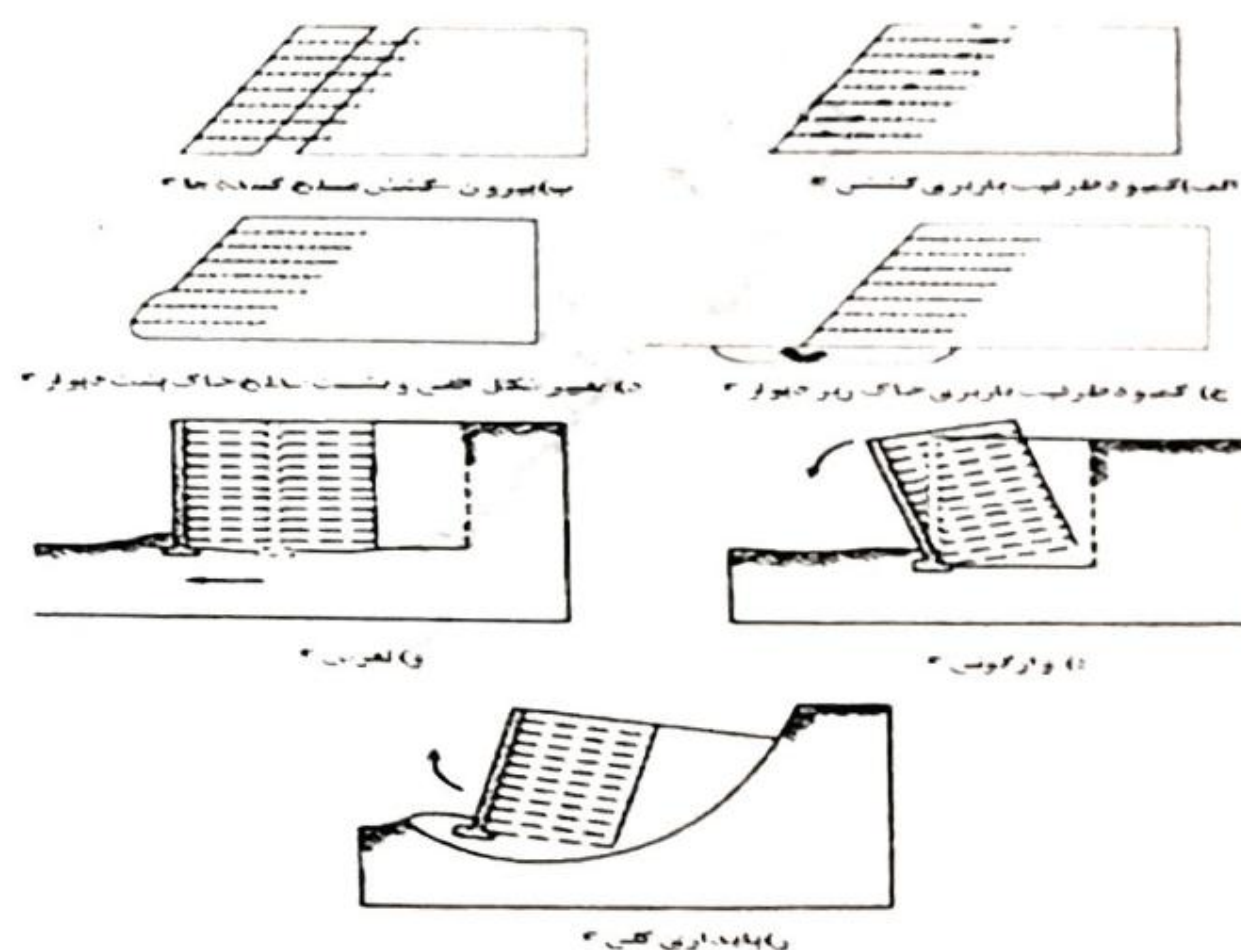
53

۲-۳-۷: جهت تحلیل دیوارهای مهارنشده باید تمام حالت‌های حدی ۴ تا ۱۰ نشان داده شده در شکل (۷-۵-۱) بدون در نظر گرفتن مهارها کنترل گردند.

کف گود بر مرسی شود

۳-۵-۷: حالت‌های حذی دیوارهای خاک مسلح

برای طراسر دیوارهای خاک مسلح باید حالت‌های حدی نشان داده در شکل (۷-۵-۲) کنترل شود.



شکل شماره (۷-۵-۲): حالت‌های حدی دیوارهای خاک مسلح

۴-۵-۷: ملاحظات طراحی و ساخت

۷-۵-۴-۲: در طراحی سازه‌های نگهدارنده، وضعیت طرح باید به شرح زیر مدنظر قرار گیرد:

- تغییرات در خواص خاک در طول زمان و با توجه به شرایط محل
- تغییرات در سطوح آب و فشار آب حفراهی در طول زمان
- تغییرات در بارگذاری‌ها و چگونگی ترکیب آن‌ها
- حفاری، آب‌تنشگی یا فرسایش در خاک جلوی سازه نگهدارنده و منظور کردن فعالیت‌های احتمالی انسانی که منجر به برداشتن خاک در جلوی سازه نگهدارنده می‌گردد.
- حاکم‌بری در پشت سازه نگهدارنده
- تأثیر سازه‌ها و سرباهای آبی (در صورت پیش‌بینی)
- حرکات زمین بر اثر نشست و آماس

۷-۵-۴-۳: در مواردی که ایمنی و قابلیت بهره‌برداری طرح بستگی به عملکرد موفقیت‌آمیز زهکشی دارد، پیامد عدم کارایی آن باید با توجه به صدمات مالی و جانی و هزینه‌های تعمیرات، مورد بررسی قرار گیرد. در این موارد یک با ترکیبی از اقدامات زیر باید به کار گرفته شود:

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

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

۷-۵-۴-۴: مقادیر داده‌های هندسی مربوط به رژیم آب آزاد و رژیم آب زیرزمینی باید بر اساس داده‌های موجود در محل و برای شرایط هیدرولیکی و هیدروژئولوژیکی ساختگاه سازه نگهدارنده در مدت زمان عملکرد و بهره‌برداری در نظر گرفته شود.

۷-۵-۴-۵: در تعیین سطوح آب زیرزمینی باید به تأثیر تغییرات تراوایی بر روی رژیم این آب‌ها توجه داشت و احتمال وجود شرایط برعکس برای فشار آب را به دلیل وجود سفره آب بالا آمده یا چاه‌های آرتزین بررسی نمود.

۷-۵-۵: فشار خاک

۷-۵-۵-۱: کلیات

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

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

- سربار روی سطح زمین
- شیب زمین
- زاویه دیوار نسبت به خط قائم
- سفره‌های آب و نیروهای تراوش آب در زمین
- مقدار و جهت حرکت دیوار نسبت به خاک
- تعادل افقی و قائم برای کل سازه نگهدارنده
- مقاومت برشی و وزن مخصوص خاک
- زبری دیوار

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

۷-۵-۵-۲-۱: فشار خاک در حالت سکون

این فشار در حالتی ایجاد می‌شود که دیوار نسبت به خاک پشت دیوار تقریباً هیچ حرکتی ندارد و خاک در این وضعیت در حالت تنش سکون قرار دارد. فشار در حالت سکون معمولاً در شرایطی که حداکثر حرکت جانبی دیوار نسبت به زمین کمتر از 5×10^{-4} برابر ارتفاع آن است، ایجاد می‌گردد.



سکون $\rightarrow \mu \leq 1.0 \times \Delta x$
 ارتفاع دیوار
 نسبت تغییر مکان افقی دیوار

۷-۵-۵-۲-۲: فشار محرک و مقاوم خاک

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

جدول ۷-۵-۱ تغییر شکل افقی (Δx) مرتبط با فشار محرک و مقاوم خاک برای دیوار به ارتفاع H

نسبت محرک/مقاوم	$\Delta x/H$		نوع خاک
	مقاوم	محرک	
۱.۰	۰.۰۱	۰.۰۰۱	ماسه متراکم
۱.۰	۰.۰۲	۰.۰۰۲	ماسه با تراکم متوسط
۱.۰	۰.۰۴	۰.۰۰۴	ماسه سست
۱.۰	۰.۰۲	۰.۰۰۲	لای متراکم
۵	۰.۰۵	۰.۰۱	رس متراکم
۳	۰.۰۶	۰.۰۲	رس نرم

۷-۵-۵-۲-۳: فشار خاک در خاکریز متراکم‌شده

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

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

۷-۵-۵-۲-۴-۱: در صورت وجود زلزله، فشار جانبی خاک را می‌توان از روش‌های شبه‌استاتیکی مانند روابط مونونابه-اکانه محاسبه و این مقادیر در محاسبات پایداری و سازه‌ای دیوار منظور شود. همچنین نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی را می‌توان بین ۰.۴۵ تا ۰.۶ ارتفاع دیوار از پای دیوار در نظر گرفت. هر چه صلبیت دیوار کمتر باشد مقادیر بزرگتری برای نقطه اثر اختیار می‌شود.

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



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

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

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

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

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

۷-۵-۵-۲-۵-۴: در دیوارهای سبزی مهارشده با چند تیرک افقی یا مایل از جلو، باید از توزیع فشار دوزنقه‌ای یا مستطیلی استفاده شود.

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

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

جدول ۷-۵-۲ تعیین فشار دینامیکی خاک

خاک پشت دیوار	روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله
---------------	--

مترکم یا سخت	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود
متوسط و ست	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونیونا-اکابه یا فشار استاتیکی با فرض حالت سکون

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

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

۷-۵-۵-۲-۵-۸: طراح می‌تواند جهت تعیین فشار خاک ناشی از زلزله بر روی دیوار پروژه مورد نظر، از مدل‌سازی عددی توسط نرم افزارهای معتبر صحت‌سنجی شده استفاده نماید.

۷-۵-۵-۲-۵-۹: فشار خاک تحت شرایط خاص

فشار آب، فشار ریشه گیاهان، فشار ناشی از تورم خاک، فشار ناشی از یخبندان و فشار برکنش 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.

۷-۵-۶: فشار آب

۷-۵-۶-۱: در تعیین فشار طراحی آب باید سطح آب آزاد یا سطح آب زیرزمینی در نظر گرفته شوند. در شرایطی که تراز آب آزاد یا زیرزمینی متغیر باشد باید بالاترین تراز ممکن در محاسبات فشار آب لحاظ شود.

۷-۵-۶-۲: برای سازه‌های نگهدارنده خاک با ترازهای متوسط یا پایین، نظیر سilt‌ها و رس‌ها، در صورت وجود آب فشارهای آب باید با فرض آنکه تراز سفره آب زیرزمینی حداقل در سطح فوقانی لایه‌ای که تراوایی آن کم است قرار دارد، تعیین شود. مگر آنکه یک شبکه زهکشی مطمئن نصب شده یا از نفوذ آب جلوگیری شده باشد.

۷-۵-۶-۳: در مواردی که تغییرات ناگهانی در سطح سفره آزاد آب ایجاد می‌شود، هم وضعیت ناپایا که بلافاصله پس از تغییر در سفره آب رخ می‌دهد، و هم وضعیت پایا باید بررسی شود.

۷-۵-۶-۴: در مواردی که هیچ‌گونه تمهیدات خاصی برای زهکشی یا جلوگیری از جریان آب پیش‌بینی نشده باشد، باید اثرات احتمالی ترک‌های کششی یا ترک‌های انقباضی پر شده از آب در نظر گرفته شوند. در این موارد، در خاک‌های چسبنده نگهداری‌شده، فشار کلی طراحی معمولاً نباید از فشار هیدروستاتیکی آبی که از سطح زمین شروع می‌شود کمتر در نظر گرفته شود.

۷-۵-۷: روش‌های طراحی سازه‌های نگهدارنده

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

۷-۵-۷-۱: روش تنش مجاز

در کلیه دیوارها ترکیب بار و ضرایب بارگذاری باید منطبق با بحث ششم مقررات ملی ساختمان باشد در ترکیبهای بارگذاری در شرایط استاتیکی با حضور وزن خاک، همان فشار خاک استاتیکی است. در ترکیبهای بارگذاری، مجموع فشار استاتیکی و اضافه فشار دینامیکی خاک به عنوان فشار خاک (H) در نظر گرفته می‌شود. در زیر حداقل ضرایب اطمینان برای انواع سازه‌های نگهدارنده در این روش ارائه شده است.

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

مقادیر حداقل ضریب اطمینان برای این گونه دیوارها در طراحی به روش تنش مجاز در جدول ۷-۵-۳ آمده است.

جدول ۷-۵-۳: حداقل ضرایب اطمینان دیوارهای وزنی در طراحی به روش تنش مجاز

جدول ۷-۵-۳) دیوار وزنی (سطحی)

شرایط	واژگونی	لغزش	باربری بی طرفیت	پایداری کلی (شیروانی)
استاتیکی	۱/۷۵	۱/۵	۳	۱/۵
لزری	۱/۲	۱/۲	۲	۱/۳

در این دیوارها برآیند بار قائم در تراز بی باید در ثلث میانی بی باشد یعنی حداکثر خروج از مرکزیت در تراز کف بی باید مقدار $B/6$ باشد (هیچ قسمت از بی به کشتش نیفتد) خروج از مرکزیت در سایر ترازها برای دیوارهای وزنی مشکل از قطعات وزنی ناپیوسته (نظیر بلوک بتنی) کافی است از ۰/۲۵ بیشتر نشود، یعنی اگر بخش کوچکی از بی به کشتش نیفتد مجاز است.

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

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

در بررسی پایداری دیوار سپری می توان ضرایب اطمینان زیر را استفاده کرد:

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

ب- لغزش افقی: ضریب اطمینان ۲ بر فشار حائنی مقاوم جلوی سپر اعمال می شود تا مقدار نیروی مقاوم جلوی سپر کاهش یابد. 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 شود.

۷-۵-۷-۱-۲-۱) ضریب اطمینان مهار

الف- در صورتی که دیوار سپری مهار شده باشد، جهت محاسبه باربری مجاز مهارهای تزیینی در سنگ و خاک به ترتیب از ضرایب اطمینان ۴ و ۳ استفاده شود. اگر میل مهار به شمع متصل باشد، ضریب اطمینان شمع به کار می رود و اگر به سپر متصل باشد، ضریب اطمینان مشابه سپرها انتخاب می گردد.

ب- طراحی تیرکهای متقابل و مایل باید مطابق با مبحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان برای اجرا بتنی یا فولادی باشد.

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

بالا زدگی کف گود باید کنترل شود و ترجیحاً $\frac{yH}{c} < 6$ باشد.

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

الف) ضریب اطمینان کلی دیوار

ضرایب اطمینان مرتبط با پایداری خارجی این دیوارها مشابه ضرایب اطمینان دیوارهای صلب (جدول ۷-۵-۳) می باشد بجز ضریب اطمینان مربوط به ظرفیت باربری بی دیوار که برابر ۲ می باشد.

ب) ضریب اطمینان مسلح کننده

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

ب-۱) ضریب اطمینان مقاومت کششی مجاز مسلح کننده ها

برای فلزات از ضریب اطمینان ۱/۵ تا ۱/۷ (با توجه به خوردگی محیط) استفاده می شود. برای ژئوسنتتیک ها می توان ضریب اطمینان را بر اساس ضرایب اطمینان جنزی به صورت زیر محاسبه کرد:

$$T_a = T_{ult} \left(\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right) \quad (5-1)$$

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

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

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

FS_{bd} = ضریب اطمینان فساد بیولوژیکی (حدود ۱ تا ۱/۳)

T_a = مقاومت کششی مجاز

T_{ult} = مقاومت کششی نهایی

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

در هر حال ضریب اطمینان مقاومت کششی مسلح کننده ها باید بین ۱/۵ تا ۲/۵ انتخاب شوند.

ب-۲) ضریب اطمینان بیرون کشیدن مهار مسلح کننده ها برابر ۱/۵ باشد

ب-3) ضریب اطمینان اتصال بین مهار و نمای خاک مسلح برابر ۱/۵ باشد.

۷-۵-۷-۱-۴ کنترل تغییر شکل

الف- در طراحی سازه‌های نگهدارنده در روش تنش مجاز علاوه بر کنترل ضرایب اطمینان به شرح بالا باید تغییر شکل‌ها نیز کنترل شوند. در شرایط استاتیکی جهت محاسبه تغییر مکان ایجاد شده در سازه‌های نگهدارنده و خاکریز پشت دیوار و کنترل سایر شرایط بهره‌برداری (مانند لورزش‌ها و نظایر آن) باید تغییر مکان ایجاد شده محاسبه و سپس با توجه به تاسیسات و نوع سازه مورد استفاده، تغییر مکان به دست آمده از مقدار مجاز کمتر باشد.

ب) تغییر شکل‌های دیوار باید در شرایط لرزه‌ای نیز کنترل شود. در شرایط لرزه‌ای با استفاده از روش‌هایی مانند بلوک لغزان نیومارک یا مدل‌سازی عددی میتوان تغییر شکل‌های دیوار را محاسبه نمود.

۷-۵-۷-۲ روش ضرایب بار و مقاومت

۷-۵-۷-۲-۱ در کلیه دیوارها، ترکیب بار و ضرایب بارگذاری باید منطبق با بحث ششم مقررات ملی ساختمان باشد. ضرایب تقلیل مقاومت در انواع سازه‌های نگهدارنده در جدول ۷-۵-۷-۲ تا ۷-۵-۷-۲-۸ آمده است.

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

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

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

در دیوارهای صلب جهت کاهش مقاومت از ضرایب جدول ۷-۵-۷-۲ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۷ ضرایب کاهش مقاومت دیوارهای صلب

کنترل‌ها	ضرایب کاهش نیرو با لنگر	ضرایب کاهش نیرو با لنگر	تعریف مقاومت
مقاوم در شرایط استاتیکی	مقاوم در شرایط لرزه‌ای	مقاوم در شرایط لرزه‌ای	
۱	۱/۱۵	ممان یا نیروهای مقاوم در برابر لغزش	

ظرفیت باربری	۰/۵	ظرفیت باربری نهایی (Qu)
واژگونی	۰/۸۵	لنگرهای مقاوم در برابر واژگونی
لغزش	۱	نیروهای مقاوم در برابر لغزش افقی

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

در دیوارهای انعطاف پذیر جهت نیروی مقاوم از ضرایب جدول ۷-۵-۷-۲ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۷ ضرایب کاهش مقاومت دیوارهای انعطاف پذیر

کنترل‌ها	ضرایب مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب مقاومت در شرایط لرزه‌ای
پایداری کلی	۱	۱/۱۵
واژگونی	۰/۸۵	۱/۲۵
لغزش	۱	۱/۲۵
دیوار مهار 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

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

در ترازه‌ها جهت کاهش نیروی مقاوم از ضرایب جدول ۷-۵-۷-۲ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۷ ضرایب کاهش مقاومت شیروانی

کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
پایداری کلی	۱	۱/۱۵

طرفیت باربری	۰.۱۵	۰.۷۵
لغرض	۰.۱۹	۰.۹۵

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

در دیوارهای خاک مسلح جهت بررسی پایداری خارجی از ضرایب ارائه شده در جدول ۷-۵-۵ استفاده شود و جهت کاهش نیروی مقاوم در بررسی مسلح‌کننده‌ها از ضرایب جدول ۷-۵-۸ استفاده می‌شود.

جدول ۷-۵-۸ ضرایب کاهش مقاومت در پایداری داخلی دیوارهای خاک مسلح (مسلح‌کننده‌ها)

نوع پایداری	کنترل‌ها	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط استاتیکی	ضرایب کاهش مقاومت در شرایط لرزه‌ای
مسلح‌کننده	مقاومت کششی سهم فلزی	۰.۷۵	۰.۹۵
	مقاومت کششی مسلح‌کننده ژئوستیک	۰.۱۹	۱.۲
	مقاومت بیرون کشیدن مسلح‌کننده	۰.۱۹	۰.۹۵
	لغرض بین مسلح‌کننده و خاک	۰.۸	۰.۹۵

۷-۵-۸ مهاربندی

۷-۵-۸-۱ کلیات

مهاربندی‌ها به عناصر سازه‌ای اطلاق می‌شوند که برای نگهداری سازه‌های نگهدارنده 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 مهار، یک طول آزاد مهار و یک طول ثابت مهار که با عمل تزریق در زمین تثبیت می‌شوند.

در این مهارها می‌توان از رزین، سیمان یا بتن جهت تزریق استفاده کرد. در صورتی که از مهارهای رزین دار استفاده شود می‌توان ۲ ساعت پس از اجرا، آزمایش‌های مربوطه را انجام داد. همچنین تزریق بتن باید در مهارهای با قطر زیاد (بیشتر از ۲۵۰ میلی‌متر) انجام شود.

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

پ- سیستم‌های متشکل از یک سر مهار، یک طول آزاد مهار و یک بلوک بتنی یا صفحه فولادی در انتهای مهار.

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

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

۷-۵-۸-۲ طراحی مهارها

۷-۵-۸-۲-۱ برای طراحی مهارها در حالات حدی نهایی سازوکار 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 پیرامون 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 تغییر شکل زیاد، چرخش سر مهار یا خزش

۷-۵-۸-۲-۲ مشخصات کابل‌های پیش‌تنیدگی و میلگردهایی که برای مهاربندی به کار گرفته می‌شوند،

باید براساس آیین‌نامه‌های سازه‌ای مربوطه تعیین شوند. طول آزاد مهاربندی‌ها نباید کمتر از ۵ متر انتخاب گردد.

۷-۵-۸-۲-۳ در مهاربندی‌هایی که تمام یا قسمتی از آن‌ها در خارج از زمین ساخته‌اند قرار می‌گیرند باید به

احتمال قطع آن‌ها در طول عمر سازه نگهدارنده توجه ویژه داشت و تمهیدات لازم برای چنین شرایطی را پیش‌بینی کرد.

۷-۵-۸-۲-۴ برای جلوگیری از خوردگی قسمت آزاد، سر مهاربندی‌ها باید آن قسمت با لاستیک‌های گریس‌دار و پوشش مناسب حفظ گردد و اطراف آن با مواد تزریق پر شود.

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

۷-۵-۸-۳ آزمایش مهارها

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

۷-۵-۸-۳-۱ آزمایش باربری و خزش

باید مطابق با جدول ۹-۵-۷ آزمایش باربری مهارها در محل انجام شود.



جدول ۹-۵-۷ آزمایش باربری مهارها

حالت	شرایط کارگاه و خاک	بار آزمایش	حداقل تعداد آزمایش‌ها
۱	وجود تجربه در خاک و	۱۵۰٪ بار	۵٪ از تعداد کل مهارها باید

مهار مورد نظر در نزدیکی کارگاه وجود داشته باشد	طراحی	آزمایش شوند
۲ تجربه در خاک و مهار مورد نظر وجود داشته باشد اما نه در نزدیکی کارگاه	۱۵۰٪ بار طراحی	۵٪ از تعداد کل مهارها باید آزمایش شوند. همچنین ۳ مهار تا ۲۰۰٪ بار طراحی آزمایش شود.
۳ تجربه در خاک و مهار مورد نظر وجود نداشته باشد	۱۵۰٪ بار طراحی	۱۰٪ از تعداد کل مهارها باید آزمایش شوند. همچنین ۳ مهار تا ۳۵۰٪ بار طراحی آزمایش شود.

در 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 ۱۳۵٪ بار طراحی آزمایش‌ها انجام شود.

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

آزمایش خزش باید مطابق با جدول ۱۰-۵-۷ انجام شود.

جدول ۱۰-۵-۷ آزمایش خزش مهارها

خاک	مقدار بار	مدت نگهداری بار حداکثر در آزمایش	نرخ قابل قبول
-----	-----------	----------------------------------	---------------

مقدار بار و بار عمیق

خاک	مقدار بار	بار عمیق	نرخ قابل قبول
ماسه	۱۵۰٪ بار طراحی	۱ الی ۲ ساعت	در نمودار تغییر مکان - لگاریتم زمان باید خزش
رس	۱۵۰٪ بار طراحی	۳ ساعت	در بازه های ۲۰ دقیقه کمتر از ۲ میلی متر باشد.

در صورتی که مهارها به صورت موقت استفاده شوند آزمایش ها می تواند به جای ۱۵۰٪ در ۱۲۵٪ بار طراحی انجام شود.

۷-۵-۹ خاکریز پشت دیوار
 بهترین نوع مصالح برای خاکریزی، خاک های SW, GP, GW و SP می باشد.
 در صورتی می توان از خاک های SM, GC, GM و SC استفاده کرد که بتوان از سیستم های زهکشی مناسب استفاده و خاک را همواره در شرایط غیر اشباع و رطوبت کم نگه داشت.
 انواع دیگر خاک ها جهت استفاده به عنوان خاکریز مناسب نمی باشند، مگر آنکه تمهیدات لازم با نظر مشاور ذیصلاح (مانند روش های تثبیت با آهک، سیمان و غیره و تامین زهکشی) دیده شده باشد.

۷-۵-۱۰ زهکشی و آب بندی دیوارها

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

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

۷-۶ پی های عمیق

۷-۶-۱ هدف و دامنه کاربرد

الزامات این فصل مربوط به پی های عمیق یا شمع های فشاری (اتکایی یا اصطکاکی)، کششی یا تحت بار جانبی است که به وسیله کوبش، فروبردن یا فشار، حفاری یا با بدون تزریق به کار گرفته می شوند. هم شمع های منفرد و هم گروه شمع ها شامل الزامات این فصل هستند. همچنین مطالب عنوان شده در این فصل مربوط به شمع یا پی های عمیق بتنی، فولادی، چوبی یا ترکیبی از آن ها می باشد.

۷-۶-۲ مبانی طراحی پی های عمیق

گسیختگی ها و تغییر شکل هایی که پی های عمیق معمولاً برای آنها طراحی یا کنترل می شوند به شرح زیر می باشند:

۷-۶-۲-۱ گسیختگی های زیر در هر دو روش طراحی به روش تنش مجاز یا طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت باید کنترل شوند:

الف- ازدست دادن پایداری کلی

ب- گسیختگی ناشی از کمبود ظرفیت باربری شمع ها

پ- گسیختگی ناشی از "زیر فشار" یا مقاومت کششی ناکافی شمع های کششی

ت- گسیختگی در زمین ناشی از بارگذاری جانبی شمع ها

ث- گسیختگی سازه ای شمع در فشار، کشش، خمش، برش یا کماتش

ج- گسیختگی همزمان زمین و شمع

۷-۶-۲-۲ تغییر شکل های زیر برای شرایط بهره برداری در هر دو روش طراحی باید کنترل شود:

الف- نشست بیش از حد مجاز در شمع های فشاری

ب- بیرون کشیدگی بیش از حد مجاز در شمع های کششی

پ- دوران بیش از حد مجاز

ت- تغییر شکل جانبی بیش از حد مجاز

ث- ارتعاش غیر پذیرفتنی

۷-۶-۲-۱-۷ مقادیر حدی مجاز برای هر یک از موارد الف تا ث برای شرایط بهره برداری با توجه به عملکرد سازه و پایداری آن انتخاب می گردد.

در این رابطه:

$$F_c = \text{بار فشاری طراحی}$$

$$R_c = \text{ظرفیت باربری فشاری شمع}$$

۷-۶-۴-۱ روش‌های تعیین ظرفیت باربری شمع

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

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

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

پ- نتایج آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی (در حفره‌های عمیق‌تر است چنان‌که در صورت مستقیم درج شود) یا دینامیکی (تأثیر از بارگذاری استاتیکی) به اثبات رسیده باشد.

ت- نتایج آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی (بعد از بارگذاری استاتیکی) در صورتی که 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.

۷-۶-۴-۲ استفاده از روابط تحلیلی

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

$$(7-6-2) \quad R_c = R_b + R_s$$

در رابطه فوق:

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:

$$(7-6-3) \quad R_b = q_b A_b$$

$$(7-6-4) \quad R_s = \sum_{i=1}^n q_{si} A_{si}$$

در این روابط:

$$q_b = \text{ظرفیت باربری نوک شمع}$$

$$A_b = \text{مساحت مؤثر سطح قاعده نوک شمع}$$

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

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

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

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

$$(7-6-5) \quad q_b = c N_c + \bar{q} N_q$$

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

برای محاسبه N_c و N_q باید از روابط معتبری مانند "مایر هوف"، "وسیک"، "جانن"، "کولهاوی"

(مخصوص شمع‌های درجاریز) یا هر روش دیگری که در مراجع معتبر آمده است، استفاده نمود.

مقاومت نوک را در خاک‌های چسبنده رسی می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$(7-6-6) \quad q_b = N_c \cdot S_c$$

$$s_u = c_u + \sigma'_{\text{عمیق}} \tan \phi$$

که در آن S_u حداقل مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رسی در تراز نوک شمع است. N_c ضریب ظرفیت

باربری است که تابعی از قطر شمع است و به شرح زیر تعیین می‌شود:

$$N_c = \begin{cases} 9 & \text{برای قطر شمع کوچکتر از } 0.5 \text{ m} \\ 7 & \text{برای قطر شمع بین } 0.5 \text{ m تا } 1 \text{ m} \\ 6 & \text{برای قطر شمع بزرگتر از } 1 \text{ m} \end{cases}$$

اگر قطر شمع دایره نبود ← معادل با دایره کنیم

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

ب- مقاومت باربری جداره شمع در لایه i، q_{si} را می‌توان از هر یک از روش‌های تنش کل (مانند α) یا

تنش مؤثر (مانند β) محاسبه نمود.

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

پ- 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 اجرایی شمع منطبق باشد.

۷-۶-۴-۱-۴ استفاده از آزمایش بارگذاری استاتیکی

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

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

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

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

۷-۶-۴-۱-۵ استفاده از آزمایش دینامیکی

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

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

۷-۶-۴-۱-۶ تحلیل معادله موج (WEAP)

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

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

$$Q_{zi} = \alpha \times S_u \times A_{si}$$

$$q_d = \alpha \times S_u$$

(۷-۶-۷)

$$c_u + \sigma'_{ti} \tan \phi$$

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

بر اساس روش تنش مؤثر β ، مقاومت واحد جداری شمع در خاک‌های غیرچسبیده و در هر عمق Z در طول شمع از رابطه زیر به دست می‌آید:

(۷-۶-۸)

$$q_d = \beta \sigma'_v$$

$$Q_{zi} = \beta \times \sigma'_v \times A_{si}$$

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

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

نوع خاک شامل: دانه‌بندی، کانی‌شناسی، شکل دانه‌ها، بیش تحکیمی، قابلیت تراکم یا فشرده‌گی و تراوایی. روش اجرای شمع شامل: شمع‌های درجاریز یا رانده‌شده (کوشی 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 لایه ضعیفی در ژرفای کمتر از ۳ برابر قطر نوک شمع در زیر آن وجود دارد، باید سازوکار گسستگی سوراخ‌کننده را در محاسبات ظرفیت باربری منظور داشت.]

۷-۶-۴-۱-۳ استفاده مستقیم از نتایج آزمایش‌های برجا

در روش استفاده مستقیم از نتایج به دست آمده از آزمایش‌های برجا (مانند نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط، ...)، پارامترهای حاصل از آزمایش مستقیماً در تخمین توان باربری شمع مورد استفاده واقع می‌شوند که

روابط حاصله بیشتر جنبه تجربی دارند. در این خصوص باید به نکات زیر توجه داشت:

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

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

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

۷-۶-۱-۷ آزمایش دینامیکی شمع (DLT)

نتایج آزمایشهای بارگذاری دینامیکی شمعها می تواند 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 استاتیکی بر روی شمعهای مشابه به لحاظ نوع، طول سطح مقطع و در شرایط خاک مشابه کالیبره شده باشد.

نتایج آزمایشهای دینامیکی همواره باید در ارتباط و مقایسه با یکدیگر مورد استفاده قرار گیرند. این آزمایشها را می توان به عنوان روشی برای تعیین یکنواختی عملکرد شمعها به کار گرفت و از آنها برای تشخیص شمعهای ضعیف، مسئله دار و آسیب دیده نیز استفاده نمود.

۷-۶-۱-۸ در صورتی که نتایج ظرفیت باربری حاصل از آزمونهای بارگذاری شمع با نتایج حاصل از روشهای تحلیلی و روشهای استفاده مستقیم از نتایج آزمایشهای برجا متفاوت باشد باید شمعها بر اساس آزمونهای بارگذاری طراحی گردند.

۷-۶-۱-۹ در صورتی که نتایج ظرفیت باربری حاصل از آزمونهای بارگذاری شمع با روشهای استفاده مستقیم از نتایج آزمایشهای برجای معتبر و مرتبط با شمع مثل "نفوذ مخروطی یا پرسیمتر" متفاوت باشد باید شمعها بر اساس هر دو معیار و با نظر کارشناس ژئوتکنیک طراحی گردند.

۷-۶-۲ نشست شمعها

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

الف- نشست شمعهای منفرد

ب- نشست اضافی ناشی از عملکرد گروهی شمعها

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

۷-۶-۳ شمعهای کششی

۷-۶-۳-۱ 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:

$$R_t \geq F_t \quad (7-6-9)$$

در این نامساوی:

F_t = بار محوری کششی طراحی

R_t = باربری کششی شمع

۷-۶-۳-۲ در تعیین ظرفیت باربری شمعهای کششی، دو نوع سازوکار گسیختگی باید در نظر گرفته شود:

الف- بیرون آمدن شمعها از زمین به صورت منفرد

ب- بالا آمدن بلوک زمین حاوی گروه شمع

۷-۶-۳-۳ نیروی مقاوم کششی، چه در حالت منفرد و چه در حالت گروهی، با استفاده از رابطه (۷-۶-۱۰) محاسبه می شود:

$$R_t = W_t + F_s - U_{uplift} \quad (7-6-10)$$

در این رابطه:

W_t = وزن شمعها و وزن بلوک خاک (در گروه شمع) (در حالت منفرد)

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

U_{uplift} = برآیند نیروهای رو به بالای طراحی ناشی از فشار آب بالا برنده در زیر بلوک خاک. (در حالت منفرد)

۷-۶-۳-۴ 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).

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

۷-۶-۳-۶ 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.

(۷-۶-۱۱)

$$R_{tr} \geq F_{tr}$$

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 سازوکارهای گسیختگی زیر باید در نظر گرفته شود:

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

ب- در شمع‌های بلند و لایه گسیختگی خمشی شمع همراه با تسلیم موضعی و تغییر مکان 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 استفاده نمود.

۷-۶-۵-۱-۳ در ارزیابی ظرفیت باربری جانبی گروه 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 تغییر مکان جانبی

۷-۶-۵-۲-۱ در ارزیابی تغییر مکان جانبی بالای شمع‌ها باید (سختی زمین، سختی جانبی 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 به‌طور کامل غیرخطی است و فقط در صورتی که حداکثر تغییر شکل جانبی شمع کوچک باشد (کمتر از ۱ درصد قطر)، مصالح شمع رفتار خطی داشته باشد و

بارگذاری نیز یک طرفه باشد، می‌توان از روش‌هایی که از فرض خطی بودن رفتار خاک استفاده می‌کنند، استفاده نمود.

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 چسبیده استفاده گردد.

۷-۶-۵-۲-۴ در آزمایش بارگذاری جانبی باید مدل تحلیلی برای شرایط آزمایش با تحلیل برگشتی صحت‌سنجی شود. در گروه شمع با سر شمع صلب و اتصال گیردار، پس از صحت‌سنجی 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 مبحث انواع گروه شمع از نظر تحلیل و طراحی مورد توجه است. در این مبحث گروه شمع به دو حالت "گروه شمع کلاسیک" و "زادیه-شمع" تقسیم شده است. بسته به نوع گروه شمع فرصی در طراحی، اندرکنش خاک با اجزاء مختلف سازه‌ای مانند شمع‌ها و سر شمع باید به درستی بررسی شود. موارد مطرح شده در این مبحث در ارتباط با گروه شمع کلاسیک می‌باشد.

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

۷-۶-۶-۲ 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 حدار شمع تعیین گردد.

۷-۶-۶-۲-۲ محاسبه نشست نهایی گروه شمع با مدل‌سازی خاک با قطر (مدل وینکلر) (دقت کافی ندارم و باید تحلیل گروه شمع با لحاظ نمودن اندرکنش‌های مختلف بین شمع و خاک انجام گیرد.

نشست شمع‌ها، به ویژه گروه شمع را می‌توان با تحلیل نتایج آزمایش مارگذاری تعیین نمود. اما اگر آزمایش از نوع آهسته و حثی طولانی باشد نمی‌توان برای محاسبه نشست ناشی از تحکیم، از نتایج آزمایش مارگذاری استفاده نمود.

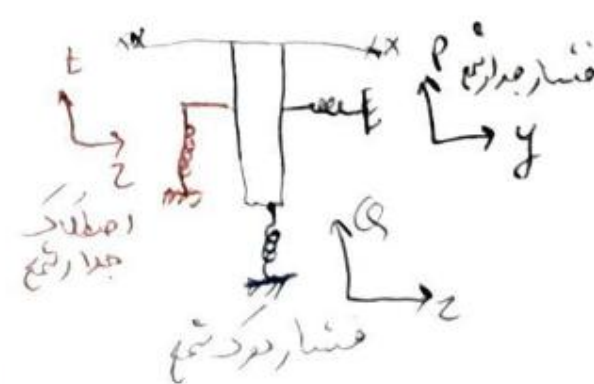
۷-۶-۶-۳ تحلیل نیروها در گروه شمع

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.

۱- ۷-۶-۶-۳-۱ طراحی 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.

۲- 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 (بگ قائم و ۱ افقی) تحلیل می‌شود. در این صورت رفتار فنر قائم زیر نوک شمع (Q-Z)، فنرهای قائم اصطکاکی حدار شمع (t-Z) و فنرهای افقی در حدار شمع (p-y) و به ویژه مقدار سختی آنها باید بر اساس اندازه‌گیری در ساختمان‌های پروژه یا داده‌های تجربی قابل قبول از سایت‌ها و شمع‌های مشابه تعیین گردد.

۳- ۷-۶-۶-۳-۳ علاوه بر تحلیل‌های بندهای ۷-۶-۶-۳-۱ و ۷-۶-۶-۳-۲ تحلیل گروه شمع با فرض خاک به صورت محیط پیوسته با استفاده از نرم‌افزارهای عددی صحت‌سنجی 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 محث با روش‌های ستری و همچنین روش شمع‌های کاهنده نشست (موسوم به پی شمع) به شرح مندرج در بند ۷-۶-۶-۴-۳ قابل قبول 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 ۷-۶-۶-۴-۳ 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 برساند. برای تحلیل در این روش طراحی، باید نقش سرشمع 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 بهره برداری به کار می‌روند نیازی به اعمال ضرایب اطمینان بر ظرفیت باربری شمع (روش مقاومت مجاز) با اعمال ضرایب بار و مقاومت نیست.

۷-۶-۷ بار مجاز طراحی شمع‌ها

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

۷-۶-۷-۱ روش مقاومت مجاز (بارهای عمدتاً بدون ضریب)

۷-۶-۷-۱-۱ در این حالت بارهایی که در بند ۷-۶-۳-۱ این محث آورده شده عمدتاً 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.

۲۸	آزمایش نفوذ مخروط	جانی
۲۲	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری کششی)	
۲۵	آزمایش بارگذاری دینامیکی	
۲۵	فقط روش تحلیلی	
۲	آزمایش استاتیکی (جانی)	

نوع بارگذاری
نوع بارگذاری
نوع بارگذاری

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 ضرایب بار و مقاومت

۷-۶-۷-۲-۱ در کلیه شمع‌ها ترکیب بار و ضرایب بارها منطبق بر مباحث ششم، نهم و دهم مقررات ملی ساختمان (بر حسب مورد) انتخاب می‌شود. این بارها برای محاسبه نیروهای فشاری، کششی و جانی وارد بر شمع (F_c ، F_t و F_B) به کار می‌روند.

۷-۶-۷-۲-۲ با اعمال ضرایب کاهش مقاومت بار نهائی (Quit) حاصله از هر یک از روش‌های بند ۷-۶-۱-۱، در واقع R_c ، R_t و R_B به ترتیب در شمع تحت بارهای فشاری، کششی و جانی حاصل می‌شوند.

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

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

نوع بار اعمالی	شرایط طراحی		ضریب کاهش مقاومت
فشاری/کششی	فقط روش	کوبشی	۰.۵
		تحلیلی	۰.۳۷۵
	آزمایش نفوذ مخروط		۰.۵۵

۷-۶-۷-۱-۲ از تقسیم بار نهائی (Quit) حاصله از هر یک از روش‌های بند ۷-۶-۱-۱ بر ضریب اطمینان، بار مجاز (Qallow) حاصل می‌گردد (رابطه ۷-۶-۹). در روش مقاومت مجاز، Qallow در واقع R_c ، R_t و R_B به ترتیب در شمع تحت بارهای فشاری، کششی و جانی است.

$$Q_{allow} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} \quad (7-6-12)$$

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 (Quit) و همچنین تعیین بارهای وارده به شمع دارد.

۷-۶-۷-۱-۴ ضریب اطمینان شمع در وضعیت استاتیکی نباید از مقادیر جدول ۷-۶-۱-۴ کمتر باشد. همچنین باید توجه داشت که مقدار نشست کلی، دوران و اختلاف نشست نباید از مقادیر مجاز بهره‌برداری بیشتر شود. برای انتخاب ضریب اطمینان در شرایط لرزه‌ای می‌توان به آیین‌نامه‌های معتبر دیگر مراجعه کرد.

۷-۶-۷-۱-۵ عدد ضریب اطمینان ۲.۰۲ مربوط به آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی در جدول ۷-۶-۱-۴ به شرحی 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 ۳ کاهش داد. نوع آزمایش، تعداد یا درصد آن و ترکیب آزمایش‌های مختلف با نظر مشاور ذیصلاح باید مشخص گردد.

جدول ۷-۶-۱ حداقل ضریب اطمینان شمع در شرایط استاتیکی (روش مقاومت مجاز)

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

نوع بارگذاری
نوع بارگذاری

	آزمایش بارگذاری استاتیکی (فشاری کششی)	۰/۸
	آزمایش بارگذاری دینامیکی	۰/۶
جانبی	فقط روش تحلیلی	۰/۶
	آزمایش بارگذاری استاتیکی (جانبی)	۰/۷۵

۴-۷-۶-۷ در کنترل حالت حدی بهره‌برداری مقدار نشست کل، دوران و اختلاف نشست با اعمال ضرایب بار یک به دست می‌آیند که این مقادیر نباید از مقادیر مجاز بهره‌برداری بیشتر گردد.

۸-۶-۷-۷ آزمایش‌های بارگذاری شمع

آزمایش بارگذاری شمع باید تا 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 و همچنین بتوان کیفیت شمع‌های اجرا شده و امکانات اجرای شمع را کنترل و ارزیابی نمود. آزمایش‌های بارگذاری شمع‌ها باید در وضعیت‌های زیر انجام شوند:

- الف- در مواردی که از نوع شمع یا روش اجرایی استفاده می‌شود که نتایج مطالعات یا تجربه فعلی بر روی آن‌ها در خاک مشابه یا شرایط بارگذاری مشابه در دست نمی‌باشد.
- ب- در مواردی که از سیستم شمع استفاده می‌شود که تجربه اجرایی آن در منطقه احداث طرح وجود ندارد.
- پ- در مواردی که شمع‌ها تحت شرایط بارگذاری خاص قرار می‌گیرند و به لحاظ تنوری و تجربی اطمینان کافی در تحلیل آن‌ها وجود ندارد.
- ت- در مواردی که مشاهدات به عمل آمده در حین اجرای شمع‌ها در محل از آنچه بر اساس تنوری و تجربه قبلی پیش‌بینی می‌شده تفاوت نامناسب قابل توجهی دارد و با بررسی‌های اضافی خاک نتوان دلایل آن را روشن کرد.

۷-۸-۱-۶ آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی

۱-۸-۱-۶-۷ آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی (شامل آزمایش بارگذاری فشاری، آزمایش بارگذاری کششی و آزمایش بارگذاری جانبی می‌باشد) باید طبق استاندارد ملی یا بین‌المللی معتبر که مورد توافق کارفرما و ناظر باشد، انجام پذیرند.

۲-۸-۱-۶-۷ روش آزمایش بارگذاری استاتیکی شمع باید با توجه به تعداد دفعات بارگذاری و مدت زمان آن‌ها و کاربرد بارگذاری ثانویه، چنان باشد که از نتایج آن بتوان رفتار شمع به لحاظ تغییر شکل‌ها، خزش، سختی و چگونگی بازگشت تغییر شکل‌های ارتجاعی را استخراج نمود.

۳-۸-۱-۶-۷ آزمایش بارگذاری شمع‌ها در کشش معمولاً تا حد گسیختگی ادامه داده می‌شود. برون‌یابی بارجابایی در آزمایش‌های کششی، مخصوصاً در موارد بارگذاری‌های کوتاه مدت نباید انجام شود.

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

۷-۸-۲-۶-۷ آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی

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

۱-۸-۲-۶-۷ چنانچه آزمایش دینامیکی 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 ۷-۸-۲-۶-۷ عمل کرد.

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

۳-۸-۲-۶-۷ چنانچه فرصت کافی یا امکان کوبش مجدد فراهم نباشد، می‌توان با روابط تنوریک و بر حسب تجربیات قبلی منطقه 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 بتی در جابجایی 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 اجرایی، شواهد و مستندات فنی 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 ضعیف‌ترین حاصل گردد. این بررسی‌ها باید تا عمق حداقل ۴ برابر قطر شمع زیر نوک شمع ادامه یابد، مگر آنکه در عمق کمتر به سنگ سالم یا خاک سخت برخورد شود.

۷-۶-۸-۳-۳ جهت انجام آزمایش بارگذاری، محل آن باید در جایی پیش‌بینی شود که خاک دارای شرایط عمومی محل باشد و باید اثر تغییرات شرایط زمین در بازه‌های خاک مربوط به تعیین ظرفیت باربری شمع در سایر شرایط 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 بیش-بینی 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 ناشی از اجرای شمع به شرایط پایدار اولیه خود بازگشته باشد.

۷-۶-۸-۳-۶ در صورتی که شمع آزمایشی تحت بارگذاری قرار می‌گیرد باید حداقل تا ۲ برابر بار طراحی با حد گسیختگی 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 مدنظر 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 با درصد آزمایش‌های بارگذاری بر روی "شمع‌های اصلی" به منظور اطمینان‌سنجی و کنترل کیفیت باید بر اساس یافته‌های مشاهده و ثبت‌شده در زمان ساخت و اجرای شمع‌ها و با نظر مشاور ذیصلاح تعیین گردد.

۷-۶-۸-۴-۲ چنانچه تعداد با 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) خاصی توسط طراح باشد، تعداد با درصد مربوطه و شرایط بارگذاری و میزان بارهای وارده باید در اسناد پیمان منعکس شوند.

۷-۶-۸-۴-۳ در صورتی که شمع‌های اصلی تحت بارگذاری قرار گیرند حداکثر تا ۱۰۲ برابر بار طراحی می‌توانند بارگذاری شوند.

۷-۶-۸-۴-۴ تعداد کل آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی در مراحل مختلف طراحی، اجرا و پس از اجرا، بسته به شرایط ساختگاه و تعداد کل شمع‌ها توسط مشاور ژئوتکنیک طرح تعیین می‌گردد.

۷-۶-۸-۴-۵ جهت تعیین تعداد کل شمع‌های مورد آزمایش (استاتیکی و دینامیکی) باید الزامات کلیه بندهای زیر با نظر مشاور ژئوتکنیک لحاظ گردد:

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

در هر پروژه حداقل ۲ شمع اصلی مورد آزمایش استاتیکی قرار گیرد.

در صورتی که در یک پروژه تعداد شمع‌های اجرا شده کمتر از ۱۰ عدد باشد می‌توان از انجام آزمایش‌های استاتیکی صرف‌نظر نمود.

۷-۶-۸-۵ گزارش آزمایش‌های بارگذاری

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

- توصیف ساختگاه

- شرایط زمین با توجه به بررسی‌های ژئوتکنیکی به عمل آمده

- نوع شمع

- نشوینج تجهیزات و ابزارهای بارگذاری و اندازه‌گیری عکس‌العمل‌ها

- اسناد و شواهد کالیبراسیون ابزارهای اندازه‌گیری نیروها، چک‌ها و تغییر مکان‌ها

- نحوه استقرار شمع‌های آزمایشی

- نتایج عددی آزمایش‌ها

- محاسبات نشست-زمان هر مرحله از بارگذاری، در مواردی که از روش بارگذاری گام‌به‌گام استفاده می‌شود.

- محاسبات نیرو-نشست

- در آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی، نوع چکش و ملحق‌ات کوبش، انرژی حاصل از کوبش در ضربات مختلف، تنش‌های حداکثر فشاری و کششی حاصل از کوبش، ظرفیت باربری نوک و جدار شمع، پارامترهای میرایی و حداکثر تغییر مکان ارتجاعی برای جدار و نوک شمع

- عکس‌های گرفته‌شده از شمع و محل آزمایش

- توجه کامل دلایل عدول از هریک از توصیه‌های همین بند

۷-۶-۹ طراحی سازه‌ای شمع‌ها

۷-۶-۹-۱ طراحی سازه‌ای شمع‌ها باید بر اساس ضوابط طراحی شمع‌های بتنی مندرج در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و شمع‌های فولادی مندرج در مبحث دهم مقررات ملی انجام شود. در این طراحی باید علاوه بر تنش‌های ایجاد شده در شمع‌ها که از طراحی ژئوتکنیکی آن‌ها حاصل شده است، به موارد زیر نیز توجه گردد:

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

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

پ- اثرات مرئیه دوم بارهای محوری فشاری یا اثر کماتش در شمع‌های لاغر که در داخل آب 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 تغییر شکل‌های 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 گیرند:

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 جانبی شمع

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

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

ت- شرایط انتهایی شمع و میزان انعطاف‌پذیری اتصال به سرشمع

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

۷-۶-۱۰ ملاحظات ساخت و اجرای شمع

۷-۶-۱۰-۱ در اجرای شمع یا پی‌های عمیق باید بلان وضعیت استقرار شمع‌ها، که در آن اطلاعات زیر آورده شده باشد، 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 نوک و سر شمع

چ- توالی اجرای شمع‌ها در یک گروه

ح- موانع شناخته‌شده برای استقرار شمع‌ها

خ- هر گونه محدودیت در عملیات اجرای شمع

۲-۱-۷-۷: پیچگونگی استقرار همه شمع‌ها باید به وقت 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.

۳-۹-۷: اطلاعات ثبت شده در هنگام اجرا باید بعد از تکمیل عملیات اجرایی شعاعها به همراه سایر مدارک مربوط به ساخت نگهداری شوند.

۱-۷-۶ در مواردی که مشاهدات یا بازرسی اطلاعات نشان دهنده عدم اعتماد به کیفیت اجرای شمع‌ها باشد، باید بررسی تکمیلی به منظور تعیین مشخصات شمع‌های احشانه و اینکه آیا نیاز به تمهیدات خاص برای عبور وضعیت آرماسمنت با نه، انجام شود. این بررسی‌ها شامل گوشه مجدد، آزمایش دینامیکی شمع یا آزمایش تعیین یکپارچگی شمع با دامنه کم، آزمایش‌های محلی تکمیلی مکانیک خاک در اطراف شمع‌های مشکوک و آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی می‌باشد.

۱۰۵-۷-۶ برای ارزیابی کیفیت شمع‌های درجاریزی که ممکن است دارای نقایص جدی در بدنه شمع باشد یا اینکه در حین ساخت مشکلات خاصی مانند تاخیر در بتن‌ریزی (احتمال ریزش خاک جدار) یا مشکلاتی حین بیرون‌کشیدن علاف مشاهده شده باشد، باید آزمایش‌های دینامیکی شمع با دامنه کم (یا آزمایش تعیین یکپارچگی) انجام شود. 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 یا مغزه‌گیری استفاده شود.

۷-۹-۱۱ ملاحظات بسیار در خاک های مستعد زوالگرای و گسترش جانایی

۱-۶-۷. در سازه‌های مستعد، درگاه‌های با توجه به ارزیابی فشار آب و دمای، مقاومت و استحکام سازه، فشاری یافته و همچنین در اثر خوردگی و زنگ زدگی و سایر عوامل در سطح ایجاد عوارض.

۸. سایرین: اولاً ظرفیت باربری جداگانه که در لایه‌های با قابلیت درگاه‌های قرار می‌گیرد نباید در

محاسبات نظریات باربری لحاظ گردد، لذا در صورت بروز گسستگی حاسی لنگرها و برشهای برشی ایجاد شده بر روی شمع بالایی از گسستگی حاسی زمین بابت در نظر گرفته شود

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

۳-۶-۷ در حاشیای مستند روانگرای جهت مقایسه با ابراهام لافری شمع و با توجه به نظراتین مقلدان، P.D. باید، مقایسه فر و اقتصادی بین گیاههای استفاده از گروه شمع و بهسازی حاشای صورت پذیرد.

۱-۶-۷-۸- جهت در نظر گرفتن تاثیر گسترش حاشی بر روی شعبه‌ها، نیروهای وارد بر واحد سطح اعضا

$$|A| = \begin{vmatrix} 1 & 2 & 3 \\ 2 & 3 & 4 \\ 3 & 4 & 5 \end{vmatrix} = 1(15-12) - 2(10-20) + 3(10-9) = 3 + 20 + 3 = 26$$

$$q_{N_L} = C_{N_L} K_p)_{N_L}, \quad (0 \leq x \leq H_{N_L}) \quad \wedge \quad (v-1) \wedge (v)$$

$$q_k = C_k(\gamma_{Nk} \cdot H_{Nk} + \gamma_k(\lambda - H_{Nk})) \quad (H_{Nk} \leq x \leq H_{Nk} + H_k) \quad (9-7-11)$$



۷-۷ ژئوتکنیک لرزه‌ای

۷-۷-۱ دامنه کاربرد

ملاحظات مربوط به مسائل ژئوتکنیک لرزه‌ای و الزامات مربوطه در این فصل ارائه شده‌اند. این فصل شامل مباحث مربوط به ملاحظات لرزه‌ای شامل تعیین زلزله طرح و اثرات ساختمانی، روانگرایی و مخاطرات مرتبط با آن، زمین لغزش و مخاطره گسلش سطحی می‌شود.

۷-۷-۲ زلزله طرح و اثرات ساختمانی

۷-۷-۲-۱ روش آیین‌نامه‌ای

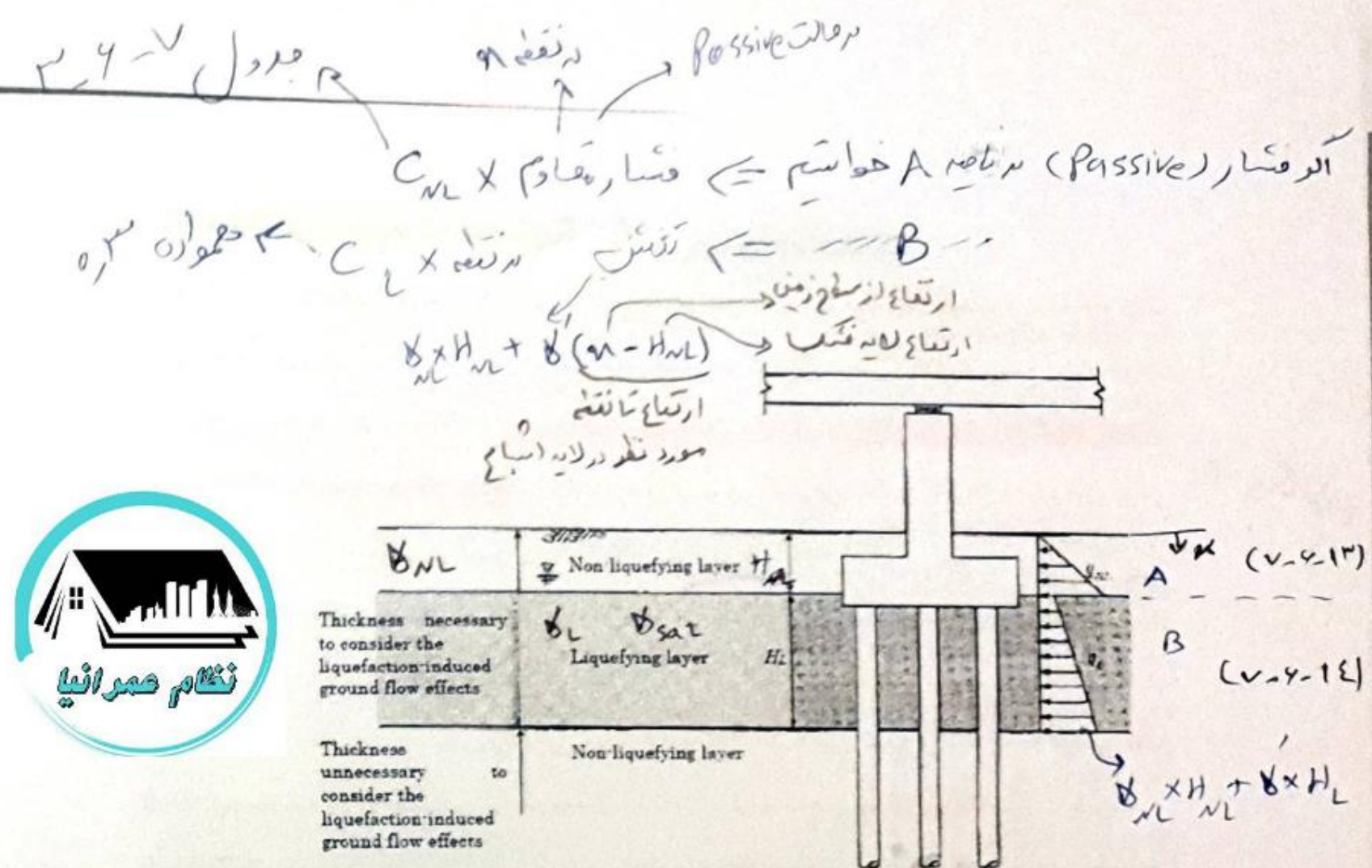
استفاده از شتاب‌های پایه و طیف‌های مربوط به انواع مختلف زمین‌ها بر اساس طبقه‌بندی محث ششم برای ساختمان‌هایی که مشمول این محث می‌شوند، الزامی است. نحوه اعمال اثرات ساختمانی با در نظر گرفتن تأثیر لایه‌های سطحی طبق روش‌های ذکر شده در محث ششم و استاندارد ۲۸۰۰ الزامی است.

۷-۷-۲-۲ مطالعات ویژه زلزله طرح

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

۷-۷-۲-۲-۱ تحلیل مخاطره‌پذیری

برای انجام برآورد مخاطره‌پذیری زلزله از روش متعارف "تحلیل احتمالاتی مخاطره‌پذیری" می‌تواند استفاده شود. در این نوع تحلیل پارامترهای حرکت زمین در سنگ بستر لرزه ای محاسبه می‌شوند. منظور از "پارامترهای حرکت زمین" مقادیر مربوط به شتاب، سرعت، جابجایی و نیز سایر پارامترهای طیفی و زمانی زمین لرزه است. پارامترهای حرکت زمین در یک ساختمان براساس موقعیت ساختمان نسبت به منابع لرزه‌زا، توان لرزه‌زایی و مکانیزم گسیختگی منابع لرزه‌زا محاسبه و پیشنهاد می‌شود. این مطالعه باید توسط متخصص این موضوع و با در نظر گرفتن نکات زیر و در پنج مرحله کلی انجام شود:



شکل شماره (۷-۶-۱): نیروهای وارد بر سطوح اعضای سازه‌ای

به عبارت دیگر در لایه غیر روانگرا زمین که دچار حرکت شده، فشار جانبی وارد بر شمع همان فشار مقاوم بوده که در ضریب C_{NL} مطابق جدول ۷-۶-۳ بر حسب شاخص روانگرایی (PL)، ضرب می‌شود. همچنین در لایه روانگرا شده که دچار گسترش جانبی شده، فشار جانبی با ضرب اندازه فشار قائم در ضریب اصلاح C_L که برابر با ۰.۳ در نظر گرفته می‌شود، به دست می‌آید.

جدول ۷-۶-۳ ضرایب C_{NL}

شاخص روانگرایی	ضریب اصلاحی C _{NL}
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2P_L - 1)/3$
$20 < P_L$	1

الف) شناسایی و مشخص نمودن تمامی منابع لرزه‌زا که قادر به تولید زمین‌لرزه موثر بر ساختمان مورد مطالعه هستند.

ب) ارائه رابطه دوره بازگشت زلزله‌ها و انتخاب پارامترهای لرزه‌خیزی مناسب برای هر منبع لرزه‌زا با استفاده از کاتالوگ زلزله‌های منطقه یا روش‌های مناسب دیگر، در صورت نبود یا نقصان داده‌های کاتالوگ.

پ) انتخاب روابط کاهش‌دهی مناسب.

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

ث) بر اساس پارامترهای حرکتی و طیف طرح ویژه ساختمان، به‌دست آمده در رقوم سنگ بستر لرزه‌ای، نگاشت‌های تاریخچه زمانی شتاب قابل ارائه‌اند. برای محاسبه پارامترهای حرکت قوی زلزله طرح و نیز ارائه نگاشت‌های مناسب برای آن می‌توان از نرم‌افزارهای معتبر استفاده کرد.

۷-۲-۳-۳ تحلیل اثر ساختمان

حرکت ناشی از زلزله از سنگ بستر لرزه‌ای وارد لایه‌های سطحی رسوبی شده و با عبور از آن به پی سازه‌ها می‌رسد. اثراتی که مشخصات لایه‌های سطحی بر حرکت ناشی از زلزله در تراز پی می‌گذارد از اهمیت زیادی برخوردار بوده و باید در تعیین پارامترها، طیف پاسخ و تاریخچه زمانی حرکت زمین (زلزله طرح) در نظر گرفته شوند. اثر ساختمان به‌دلیل وجود عوامل زیر موجود می‌آید:

- قرارگیری لایه‌های (نهشته‌های) نرم رسوبی بر روی لایه‌های سخت رسوبی یا سنگی

- توپوگرافی سطحی

- توپوگرافی عمقی لایه‌های رسوبی و سنگ بستر لرزه‌ای

۷-۲-۳-۱ تاثیر لایه‌های رسوبی سطحی

مهمترین نمود اثر ساختمان به‌صورت تأثیر لایه‌های سطحی رسوبی بر پارامترهای حرکتی زلزله عبوری از این لایه‌ها است. در صورتی‌که لایه‌های رسوبی سطحی افقی یا تقریباً افقی باشند و هیچ‌گونه توپوگرافی

سطحی و عمقی قابل ملاحظه‌ای در ساختمان وجود نداشته باشد می‌توان از تحلیل‌های یک بعدی دینامیکی به روش خطی معادل برای تعیین مشخصات زلزله در سطح خاک استفاده کرد. در خصوص ساختمان‌های با هندسه محرز دیا سه‌بعدی در زمین و نیز در خصوص سازه‌های مهم بنا به تشخیص طراح سازه باید از روش‌های دیا سه‌بعدی غیرخطی استفاده کرد. در صورتی‌که لایه‌های سطحی اشباع باشند باید از تحلیل‌های مناسبی که تغییرات تنش مؤثر در آن‌ها قابل مدل‌سازی است استفاده شود.

ملاحظات زیر برای انجام تحلیل‌های دینامیکی اثر ساختمان باید در نظر گرفته شوند.

- در شناسایی‌های ژئوتکنیکی علاوه بر تعیین مشخصات متعارف لایه‌های خاک، سرعت موج برشی، مدول برشی حداکثر G_{max} و منحنی‌های تغییرات غیر خطی G/G_{max} و $D-\gamma$ برای انجام تحلیل‌های دینامیکی یک بعدی به روش خطی معادل تعیین گردند.

در خصوص ساختمان‌ها توصیه می‌شود که تعیین پارامترهای دینامیکی خاک‌ها با تهیه نمونه‌های دست‌نخورده و با انجام آزمایش‌های دینامیکی مناسب با اندازه‌گیری در محدوده کرنش‌های برشی از 10^{-6} الی 10^{-2} انجام گیرد. برای پوشش دادن این محدوده از کرنش‌ها باید حتی‌الامکان از آزمایش‌های المان خمشی، ستون تشدید و سه محوری دینامیکی استفاده شود.

- زلزله ورودی برای تحلیل، بسته به اینکه در برونزدگی سنگی یا در رقوم عمقی سنگ بستر لرزه‌ای شده باشد با روش مناسب در تحلیل اعمال شود. این زلزله ورودی می‌تواند مربوط به زلزله‌های طبیعی رخ داده باشد یا با استفاده از روش‌های ریاضی به‌صورت شتاب‌نگاشت مصنوعی تهیه شود.

تاریخچه زمانی شتاب برای تحلیل دینامیکی ساختمان باید متناسب با مشخصات لرزه‌ای منطقه انتخاب شوند. این نگاشت‌ها باید با توجه به پارامترهای حرکتی زلزله ساختمان با روش مناسبی مقیاس شوند.

- نتایج به‌دست آمده با توجه به میزان اهمیت ساختمان و سازه موردنظر و با ملاحظه میزان عدم قطعیت در محاسبات، در قالب پارامترهای حرکتی از جمله شتاب حداکثر و نیز طیف‌های پاسخ حرکت در سطح زمین برای استفاده در طراحی لرزه‌ای سازه‌های روبی ارائه شوند. همچنین در صورت نیاز برای سازه‌های با اهمیت بالا تعداد کافی نگاشت تاریخچه زمانی شتاب باید با روش مناسبی ارائه شوند.

۷-۷-۲-۳-۲ تاثیر توپوگرافی سطحی

یکی دیگر از مصادیق مهم اثر ساختمان تاثیر توپوگرافی سطحی زمین بر پارامترهای حرکت زمین است و چنانچه سازه مورد طراحی بر روی بلندی یا در دامنه یک شیب قرار داشته باشد باید به این موضوع توجه ویژه مدول شود. چنانچه ارتفاع شیب بیش از ۳۰ متر، زاویه شیب دامنه بیش از ۱۵ درجه بوده و سازه در ۱۳ موقاتی شیب قرار داشته باشد حرکت زمین دچار برگمایی می شود و ضرایب پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ برای منظور کردن برگمایی باید مورد استفاده قرار گیرند. استفاده از نرم افزارهای مناسب که تأثیر توپوگرافی را مدل می سازند توصیه می شود.

در خصوص سازه های با اهمیت بالا استفاده از تحلیل دینامیکی دیا سه بعدی متناسب با در نظر گرفتن اثرات همزمان توپوگرافی و لایه های رسوبی توصیه می گردد.

۷-۷-۲-۳-۳ تاثیر توپوگرافی عمقی

توپوگرافی سنگ ستر لرزه ای می تواند بر پارامترهای حرکت زمین تأثیر بگذارد. دره های تنگ پیرشده از نهشته های نرم خاکی و نیز قسمت هایی از حوضه یا تشکک زمین شناسی که سنگ بستر لرزه ای به صورت بیرون زدگی از رسوب سرب می آورد (گوشه یا له حوضه)، نمونه های شاخصی از وجود اثرات توپوگرافی عمقی است. چنانچه سازه های تحت طراحی در چنین نقاطی قرار داشته باشند برای تحلیل دینامیکی اثرات ساختمانی ضروری است از تحلیل های دیا سه بعدی با در نظر گرفتن اثرات همزمان توپوگرافی و لایه های رسوبی استفاده شود و بکارگیری تحلیل های یک بعدی مجاز نیست.

۷-۷-۳ روانگرایی

روانگرایی به ناپایداری لایه های خاک اشباع در اثر کاهش تنش موثر و در نتیجه کاهش مقاومت برشی
اطلاق می گردد که در اثر افزایش فشار آب حفره ای ناشی از تغییر شکل برشی حاصل از زلزله ایجاد می شود. این پدیده به عنوان یک مخاطره ژئوتکنیکی زلزله به حساب می آید که می تواند آثار و عوارض مختلفی ایجاد نماید باعث آسیب به سازه ها و ابنیه گردد.

"پتانسیل روانگرایی" و "ارزیابی اثرات با عوارض ناشی از روانگرایی" دو موضوع مورد بررسی اصلی در خصوص روانگرایی است. آثار ناشی از روانگرایی عموماً به صورت موارد زیر بروز می کنند:

- نشست عمومی زمین

- کاهش ظرفیت باربری پی ها و نشست و کج شدگی ساختمان و فرورفتن پی و ساختمان در داخل لایه های خاک

- غوطه وری و بالارزدن سازه های مدفون

- گسترش جانبی

- ناپایداری و تغییر شکل شیروانی ها

- افزایش فشار جانبی بر دیوارهای نگهدارنده خاک

- جوشش ماسه

در طراحی سازه ها باید به تاثیر عوارض ناشی از روانگرایی توجه جدی مدول گردد.

۷-۷-۳-۱ ارزیابی پتانسیل روانگرایی

به طور کلی ارزیابی پتانسیل روانگرایی با روش تنش تناوبی انجام می شود. برای ارزیابی ابتدا بدون انجام محاسبات بررسی اولیه ای صورت می گیرد و چنانچه امکان بروز روانگرایی در این مرحله متفی نشود ارزیابی در مرحله دوم و با انجام محاسبات ادامه پیدا می کند.

۷-۷-۳-۱-۱ مرحله اول ارزیابی

خاک هایی که مستعد روانگرایی هستند معمولاً در رده خاک های غیر چسبنده دسته بندی می شوند. از نظر قابلیت روانگرایی خاکها را می توان به ترتیب به ماسه های تمیز، ماسه های سیلنی با خواص خمیری کم، سیلت های غیر پلاستیک و شن ها محدود کرد. خاک های چسبنده عمدتاً در معرض خطر روانگرایی نیستند. با این حال در مواردی که با وجود خاک های چسبنده رسی، خاک مستعد روانگرایی می باشد باید همه معیارهای زیر بر آورده شوند:

- درصد وزنی خاک ریزدانه در اندازه رس (کوچکتر از ۰/۰۰۵ mm)، از ۱۵٪ کمتر باشد.
- حد روانی خاک (LL) کمتر از ۳۵٪ باشد.
- درصد رطوبت خاک مورد بررسی بیشتر از ۰/۹ حد روانی خاک مورد بررسی باشد (LL > ۰/۹W)
- خاک های در معرض روانگرایی علاوه بر شرط فوق شامل موارد زیر می باشند:
- سطح آب زیرزمینی کمتر از ۱۰ متر از سطح زمین یا از رقوم کف پی های سطحی باشد.

- عمق لایه مستعد روانگرایی کمتر از ۲۰ متر از سطح زمین یا از رقوم کف پی‌های سطحی باشد.
- درصد ریزدانه کمتر از ۳۵٪ ($FC \leq 35$) یا اندیس پلاستیسیته ریزدانه خاک کمتر از ۱۵٪ باشد ($PI < 15$).
- $D_{50} \leq 10 \text{ mm}$ و $D_{10} \leq 1 \text{ mm}$ باشد.

تخمین تراز آب زیرزمینی با توجه به امکان نوسان آن براساس بیشینه متوسط یا تراز آب احتمالی در شرایط جوی بحرانی بلندمدت باید انجام گیرد. در خصوص پی‌های عمیق پیشنهاد می‌شود عمق مورد بررسی در شمعهای اتکایی تا ۶ متر زیر پایین‌ترین رقوم نوک شمع‌ها انجام گیرد. در حالت گروه شمع بر حسب تعداد و نحوه قرارگیری شمعها عمق مورد بررسی باید تعیین گردد.

۲-۳-۷-۱-۲ مرحله دوم ارزیابی

در این مرحله نسبت تنش تناوبی ناشی از زلزله CSR با نسبت مقاومت تناوبی خاک CRR با هم مقایسه می‌شوند. نسبت تنش تناوبی ناشی از زلزله و نسبت مقاومت تناوبی با استفاده از روابط ارائه‌شده در مراجع معتبر قابل محاسب هستند.

تشخیص وقوع یا عدم وقوع روانگرایی بر اساس مقایسه CSR و CRR_{γ} انجام می‌گیرد. با فرض $F_L = \frac{CSR_{\gamma}}{CSR}$ به عنوان ضریب اطمینان روانگرایی، وقوع روانگرایی برای F_L های کمتر از ۱ محتمل است.

در این صورت کنترل نشست و سایر عوارض ناشی از روانگرایی باید انجام گیرد.

باید توجه کرد که در روش فوق مقدار CRR_{γ} برای زلزله با بزرگای ۷.۵ انجام می‌گیرد. چنانچه بزرگای زلزله طرح عددی غیر از ۷.۵ باشد، مقدار CRR_{γ} باید در یک ضریب مناسب براساس بزرگای زلزله ضرب شود. همچنین تصحیحات برای در نظر گرفتن اثر تنش سربار و نیز وجود تنش برشی استاتیکی اولیه بر نسبت مقاومت تناوبی با اعمال ضرایب مناسب انجام گیرد.

در صورتی که برآورد CRR براساس روش فوق برای تصمیم‌گیری در خصوص روانگرایی در ساختگاه‌های مهم از دقت کافی برخوردار نباشد برای تعیین دقیق‌تر CRR، استفاده از آزمایش سه محوری یا برش ساده تناوبی یا دینامیکی بر روی نمونه‌های دست‌نخورده توصیه می‌شود.

۲-۳-۷-۲ تعیین نشست ناشی از روانگرایی

نشست ایجادشده در حین و بعد از روانگرایی یکی از عوارض مهم روانگرایی است. توصیه می‌شود محاسبه نشست با استفاده از کرنش حجمی و روش‌های پیشنهادی معتبر انجام پذیرد.

۳-۳-۷-۳ گسترش جانبی

گسترش جانبی از عوارض مهم روانگرایی است که می‌تواند به سازه‌های مدفون، خطوط لوله، شمع‌ها و ... آسیب

در زمینهای مستعد روانگرایی که دارای شیب ملایم بوده یا دارای یک وجه آزاد نظیر زمینهای مته‌پی به کانالهای زهکش، نهرها و رودخانه‌ها یا ساحل دریا باشند، احتمال وقوع گسترش جانبی وجود دارد. گسترش جانبی می‌تواند موجب جابجائی‌های بزرگ در زمین گردد. جهت ارزیابی استعداد و مقدار جابجائی ناشی از گسترش جانبی می‌توان حداقل از یکی از سه رویکرد تحلیلی، تجربی یا عددی استفاده نمود.

طراحی لرزه‌ای پی برای مقاومت در برابر گسترش جانبی باید بگونه‌ای انجام شود که جابجایی افقی در بالای پی یا تنش‌های ناشی از آن از مقادیر مجاز مربوط به هر سازه فراتر نرود. علاوه بر طراحی مقاوم پی ساختمان، طراحی پی باید به گونه‌ای باشد که ساختمان از نظر کلی نیز ایمن باشد. برای این منظور طراحی لرزه‌ای سازه و پی مربوطه باید در سه حالت زیر انجام شود و نتایجی که بزرگترین اثر را مشخص می‌کند در طراحی پی و سازه اعمال شود:

حالتی که فرض می‌شود گسترش جانبی اتفاق خواهد افتاد

حالتی که فرض می‌شود تنها روانگرایی اتفاق خواهد افتاد.

حالتی که فرض می‌شود هیچکدام از روانگرایی و گسترش جانبی اتفاق نخواهد افتاد. در این صورت بایستی در طراحیها یا از طیف طراحی برای خاک نرم یا از طیف حاصل از مطالعات ویژه ساختگاهی بدون در نظر گرفتن وقوع روانگرایی استفاده نمود.

در حالتی که اثرات گسترش جانبی، در طراحی پی‌های سطحی و عمیق در نظر گرفته می‌شود، برای مطالعه عملکرد لرزه‌ای پی اثر آن باید بصورت یک فشار افقی منظور گردد. بدیهی است که در این حالت نیازی به اضافه نمودن نیروی اینرسی دینامیکی افقی زلزله ناشی از وزن سازه به نیروهای افقی ناشی از گسترش جانبی برای طراحی بخش‌های زیرزمینی سازه نمی‌باشد.