



جمهوری اسلامی ایران

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس‌جمهور

دستورالعمل طراحی

سازه‌های ساحلی

بخش پنجم: پی‌ها

نشریه شماره ۶۳۴

معاونت نظارت راهبردی

امور نظام فنی

nezamfanni.ir

وزارت راه و شهرسازی

سازمان بنادر و دریانوردی

معاونت توسعه و تجهیز بنادر

اداره کل مهندسی سواحل و بنادر

<http://coastseng.pmo.ir>





بسمه تعالی

معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

شماره:	۹۲/۲۷۲۸۴
تاریخ:	۱۳۹۲/۰۴/۰۲
بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	
موضوع: دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی	
بخش پنجم - پی‌ها	

به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و مواد (۶) و (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی - مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویب‌نامه شماره ۴۲۳۳۹/ت/۳۳۴۹۷-هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۶۳۴ امور نظام فنی، با عنوان «**دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی، بخش پنجم - پی‌ها**» از نوع گروه دوم ابلاغ می‌شود تا از تاریخ ۱۳۹۲/۷/۱ به اجرا درآید.

یادآور می‌شود نشریات ابلاغی از نوع گروه دوم مطابق بند (۲) ماده (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی، مواردی هستند که بر حسب مورد مفاد آنها با توجه به کار مورد نظر و در حدود قابل قبولی که در آن نشریه‌ها تعیین شده ضمن تطبیق با شرایط کار، مورد استفاده قرار می‌گیرند.

امور نظام فنی این معاونت در مورد مفاد نشریه پیوست، دریافت کننده نظرات و پیشنهادات اصلاحی مربوط بوده و عهده‌دار اعلام اصلاحات لازم به طور ادواری خواهد بود.

بهرروز مرادی



اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی

امور نظام فنی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور و سازمان بنادر و دریانوردی، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این نشریه کرده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده‌اند. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:

۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.

۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان مربوطه نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه:

۱- امور نظام فنی:

تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی‌علی‌شاه، مرکز تلفن ۳۳۲۷۱، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، امور نظام فنی.

Email: info@nezamfanni.ir

web: Nezamfanni.ir

۲- سازمان بنادر و دریانوردی-معاونت توسعه و تجهیز بنادر- اداره کل مهندسی سواحل و بنادر:

تهران، میدان ونک، بزرگراه شهید حقانی، بعد از چهارراه جهان کودک، خیابان دکتر جعفر شهیدی، ساختمان سازمان بنادر و دریانوردی، طبقه ششم، اداره کل مهندسی سواحل و بنادر.

Email: cped@pmo.ir

web: coastseng.pmo.ir



پیشگفتار

استفاده از ضوابط و معیارهای فنی در مراحل امکان‌سنجی، مطالعات پایه، مطالعات تفصیلی، طراحی و اجرای طرح‌های تملک سرمایه‌ای به لحاظ توجیه فنی اقتصادی طرح‌ها، ارتقای کیفیت، تامین پایایی و عمر مفید از اهمیت ویژه برخوردار است. نظام فنی و اجرایی طرح‌های تملک دارایی سرمایه‌ای کشور، موضوع تصویب نامه شماره ۳۳۴۹۷/ت/۴۲۳۳۹ هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی موضوع ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه ناظر بر به‌کارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل مختلف طرح‌ها می‌باشند.

بنابر مفاد ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی موظف به تهیه و ابلاغ ضوابط، مشخصات فنی، آیین‌نامه‌های فنی و معیارهای مورد نیاز طرح‌های عمرانی کشور است، لیکن با توجه به تنوع و گستردگی طرح‌های عمرانی و افزایش ظرفیت تخصصی دستگاه‌های اجرایی طی سالیان اخیر در تهیه و تدوین این‌گونه مدارک فنی از توانمندی دستگاه‌های اجرایی نیز استفاده شده است. بر این اساس و با اعلام لزوم بازنگری نشریه شماره ۳۰۰ با عنوان «آیین‌نامه طراحی بنادر و سازه‌های دریایی ایران» و آمادگی سازمان بنادر و دریانوردی به‌عنوان دستگاه اجرایی مربوط، کار تدوین مجدد دستورالعملی برای طراحی سازه‌های ساحلی با مدیریت و راهبری سازمان بنادر و دریانوردی به انجام رسید.

سازمان بنادر و دریانوردی در راستای وظایف قانونی و حاکمیتی خود در سواحل، بنادر و آبراه‌های تحت حاکمیت کشور مبنی بر ساخت و توسعه و تجهیز بنادر کشور و نیز صدور هرگونه مجوز ساخت‌وساز دریایی و به پشتوانه مطالعات و تحقیقات صورت پذیرفته در بخش مهندسی سواحل و بنادر از جمله مطالعات پایش و شبیه‌سازی سواحل کشور، شبکه اندازه‌گیری مشخصه‌های دریایی و طرح مدیریت یکپارچه مناطق ساحلی کشور (ICZM) و به منظور ایجاد زمینه‌های لازم برای طراحی و احداث سازه‌ها و تاسیسات دریایی مطمئن و با دوام در سطح کشور لازم دید تا نشریه ویژه طراحی سازه‌های ساحلی تدوین شود و در این کار مدیریت تهیه و تدوین را به‌عهده گرفت.

آن سازمان کار تدوین دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی را با همکاری پردیس دانشکده‌های فنی دانشگاه تهران به انجام رساند و با تشکیل کمیته‌هایی از دیگر کارشناسان و مهندسان مشاور، مراحل نظرخواهی ادواری و اصلاحات آن صورت پذیرفت. امور نظام فنی- معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی نیز به لحاظ ساختاری در تنظیم و تدوین متن نهایی اقدام نمود.

دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی به منظور ایجاد هماهنگی و یکنواختی در معیارهای طراحی، ساخت، نظارت و اجرای سازه‌های ساحلی و پروژه‌های موضوع آن دستورالعمل، و همچنین رعایت اصول، روش‌ها و فناوری‌های متناسب با تجهیزات کاربردی و سازگار با شرایط و مقتضیات کشور تهیه و تدوین گردیده و سعی شده است علاوه بر استفاده از بازخوردهای دریافتی نشریات شماره ۳۰۰، دستورالعمل‌ها و متون فنی ارائه شده با ویرایش‌های جدید استانداردها و سایر آیین‌نامه‌های ملی نیز هماهنگ شود و در مواردی که ضوابط و معیارهای ملی نظیر موجود نبوده از استانداردهای معتبر

بین‌المللی استفاده گردد. همچنین سعی شده نشریه به‌گونه‌ای تدوین شود که باتوجه به محدودیت دسترسی به متون استانداردها و آیین‌نامه‌ها و به منظور بسط و توسعه فرهنگ دانش فنی و انتقال آن به عوامل طراحی و اجرایی پروژه‌ها، محتوای دستورالعمل‌ها و ضوابط فنی لازم‌الاجرا تا حد امکان در اختیار استفاده‌کنندگان قرار گیرد.

امروزه حدود ۹۰ درصد مبادلات تجارت جهانی از طریق دریاها و کشتیرانی انجام می‌گردد و نقش و اهمیت بنادر به عنوان حمل‌ونقل دریایی در پاسخ‌گویی به این حجم عظیم اعم از کالا و مسافر بیش از پیش نمایان می‌شود. در کشورهای همجوار با دریا، سواحل به‌عنوان کانون فعالیت‌های اقتصادی اعم از تجارت، صنعت و حمل‌ونقل کالا و مسافر، تفریحی، گردشگری و شیلات و پرورش آبزیان محسوب گردیده و در همه حال فرصت‌های ایده‌آلی را برای توسعه اقتصادی و سرمایه‌گذاری‌های کلان فراهم می‌سازد. وجود قریب به ۵۸۰۰ کیلومتر طول سواحل کشور سبب شده است تا طی دهه‌های اخیر سرمایه‌گذاری‌های قابل توجهی در جهت ساخت و توسعه سازه‌ها و تاسیسات ساحلی و دریایی صورت پذیرد و فاصله پیشرفت‌های قابل توجه در علمی و فنی و اجرائی در زمینه طراحی و ساخت بنادر، احداث سازه‌های ساحلی نظیر موج‌شکن، اسکله، ابنیه حفاظتی و تجهیزات دریایی و بندری و سایر تاسیسات ساحلی و فراساحلی، به نحوی که متضمن تردد ایمن شناورها باشد، حاصل گردد. رفع مشکلات فنی و اجرایی احداث انواع سازه‌های ساحلی و فراساحلی در محیط دریا و صرف هزینه‌های هنگفت اینگونه سازه‌ها و تاسیسات مهندسی اهتمام ویژه به طراحی مهندسی صحیح و مناسب بر طبق ضوابط، استانداردها و معیارهای طراحی بیش از پیش ضروری می‌سازد.

دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی مشتمل بر ۱۱ بخش به شرح زیر است که هر یک موضوع نشریه‌ای مستقل می‌باشد و نشریه حاضر با شماره ۶۳۴ بخش پنجم از آیین‌نامه سازه‌های ساحلی را شامل می‌شود. همچنین مستندات مربوط به تدوین دستورالعمل موضوع نشریه شماره ۶۴۱ می‌باشد.

بخش اول: ملاحظات کلی، موضوع نشریه شماره ۶۳۰

بخش دوم: شرایط طراحی، موضوع نشریه شماره ۶۳۱

بخش سوم: مصالح، موضوع نشریه شماره ۶۳۲

بخش چهارم: قطعات بتنی پیش ساخته، موضوع نشریه شماره ۶۳۳

بخش پنجم: پی‌ها، موضوع نشریه شماره ۶۳۴

بخش ششم: کانال‌های ناوبری و حوضچه‌ها، موضوع نشریه شماره ۶۳۵

بخش هفتم: تجهیزات محافظت بنادر، موضوع نشریه شماره ۶۳۶

بخش هشتم: تاسیسات پهلوگیری (مهار)، موضوع نشریه شماره ۶۳۷

بخش نهم: سایر تجهیزات بندر، موضوع نشریه شماره ۶۳۸

بخش دهم: اسکله‌های ویژه، موضوع نشریه شماره ۶۳۹

بخش یازدهم: اسکله‌های تفریحی، موضوع نشریه شماره ۶۴۰

مستندات تدوین دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی، نشریه شماره ۶۴۱

ب



این دستورالعمل مرهون تلاش و زحمات عده کثیری از متخصصین، کارشناسان، صاحب‌نظران و نمایندگان دستگاه‌های اجرایی بوده و نقطه عطفی در تهیه مراجع طراحی سازه‌های ساحلی به شمار می‌رود. اما باید اذعان داشت که برای رسیدن به آیین‌نامه مطلوب‌تر با توجه به شرایط محیطی و منطقه‌ای و با توجه به حجم عظیم سرمایه‌گذاری‌ها و انجام پروژه‌های متنوع، انجام مطالعات و تحقیقات گسترده‌تری در این حوزه و ایجاد سازوکار مناسبی برای بازنگری، به‌روز رسانی و توسعه این دستورالعمل ضروری است.

تمامی عوامل اجرایی که در تدوین آیین‌نامه حاضر مشارکت داشتند شایسته تقدیر و تشکر می‌باشند. آقای دکتر خسرو برگی- مجری طرح از دانشگاه تهران، آقای مهندس سید عطاله صدر- معاون وزیر و مدیر عامل، آقای مهندس رمضان عرب سالاری- سرپرست وقت معاونت فنی و مهندسی، آقای مهندس علیرضا کبریایی- معاون توسعه و تجهیز بنادر، آقای مهندس محمدرضا الهیار- مدیرکل مهندسی سواحل و بنادر همگی از سازمان بنادر و دریانوردی، آقای مهندس غلامحسین حمزه مصطفوی- رییس امور نظام فنی، اساتید دانشگاه‌ها، متخصصین و کارشناسان شرکت‌های مهندسی مشاور و پیمانکاران که بنحوی در تهیه، تکمیل و ارائه نظرات تخصصی و کارشناسی نقش موثر داشته‌اند. به این وسیله مراتب تشکر خود را از همگی این عزیزان ابراز می‌نمایم.

امید است تلاش صورت گرفته در ایجاد این اثر با ارزش به‌عنوان گامی موثر در راستای توسعه پایدار و اعتلای علمی و فناوری کشور مورد استفاده کلیه متخصصین، مهندسیین مشاور، پیمانکاران و سازندگان قرار بگیرد.

معاون نظارت راهبردی

تابستان ۱۳۹۲



تهیه و کنترل دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی، بخش پنجم - پی‌ها [نشریه شماره ۶۳۴]

مجری و مسئول تهیه متن:

خسرو برگی دکترای مهندسی عمران دانشگاه تهران

گروه تهیه کننده:

سید عطاءاله صدر	کارشناس مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
خسرو برگی	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه تهران
علی اکبر رمضانیاپور	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
علیرضا کبریایی	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
بهروز گتمیری	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه تهران
مجید جندقی علایی	دکترای مهندسی عمران	مهندسان مشاور
محمدرضا اله‌یار	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
سید رسول میرقادری	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه تهران
محسن سلطانپور	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
رضا کمالیان	دکترای مهندسی عمران	موسسه تحقیقات آب- وزارت نیرو

بررسی و اظهار نظر کنندگان:

علی طاهری مطلق	دکترای مهندسی عمران	شرکت تاسیسات دریایی ایران
بابک بنی‌جمالی	دکترای مهندسی عمران	مهندسان مشاور
بهروز عسگریان	دکترای مهندسی عمران	مهندسان مشاور
میراحمد لشته‌نشایی	دکترای مهندسی عمران	دانشگاه گیلان
عرفان علوی	دکترای مهندسی عمران	مهندسان مشاور
مرتضی بیک‌لریان	دکترای مهندسی عمران	مهندسان مشاور
شاهین مقصودی زند	کارشناس ارشد مهندسی عمران	مهندسان مشاور

تنظیم و آماده‌سازی:

رضا سهرابی قمی	کارشناس ارشد فیزیک دریا	سازمان بنادر و دریانوردی
بهرنگ نیرومند	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی
سمیه شوقیان	کارشناس مترجمی زبان	سازمان بنادر و دریانوردی
مانی مقدم	کارشناس ارشد مهندسی عمران	سازمان بنادر و دریانوردی

هماهنگی ابلاغ:

علیرضا توتونچی معاون امور نظام فنی
حمیدرضا خاشعی کارشناس مسئول پروژه در امور نظام فنی



فهرست مطالب

صفحه

عنوان

فصل اول - کلیات، داده‌ها و بررسی‌های ژئوتکنیکی

۵	۱-۱- کلیات
۵	۱-۱-۱
۵	۲-۱-۱
۵	۳-۱-۱
۵	۴-۱-۱
۵	۲-۱- بررسی‌های ژئوتکنیکی
۵	۱-۲-۱
۶	۲-۲-۱
۶	۳-۲-۱- بررسی‌های مقدماتی
۷	۴-۲-۱- بررسی‌های طراحی
۹	۵-۲-۱- بررسی‌های کنترلی
۱۱	۳-۱- ارزیابی پارامترهای ژئوتکنیکی
۱۱	۱-۳-۱- کلیات
۱۲	۲-۳-۱- شناسایی نوع و خواص خاک و سنگ
۱۳	۳-۳-۱- وزن مخصوص
۱۳	۴-۳-۱- دانسیته نسبی
۱۴	۵-۳-۱- درجه تراکم
۱۴	۶-۳-۱- مقاومت برشی زهکشی نشده خاک‌های چسبنده
۱۵	۷-۳-۱- پارامترهای مقاومت برشی موثر خاک
۱۶	۸-۳-۱- سختی خاک
۱۷	۹-۳-۱- تراوایی خاک
۱۸	۱۲-۳-۱- پارامترهای مخروط فروری C.P.T
۱۸	۱۳-۳-۱- پارامترهای پرسیمتری



- ۱۹-۳-۱- پارامترهای مربوط به بارگذاری صفحه‌ای ۱۹
- ۱۹-۳-۱- پارامترهای مربوط به برش مستقیم برجا ۱۹
- ۱۹-۳-۱- کیفیت و خواص سنگ و توده‌های سنگی ۱۹
- ۴-۱- گزارش نهایی مطالعات و طراحی ژئوتکنیکی ۲۱
- ۴-۱-۱- بخش بررسی‌ها و مطالعات اکتشافی ساختگاه، شامل عملیات ژئوتکنیکی و مقاومت مصالح ۲۱
- ۴-۱-۲- بخش خدمات مهندسی ژئوتکنیکی ۲۳
- ۵-۱- گزارش نهایی بررسی‌های کنترلی ۲۴

فصل دوم- ظرفیت باربری پی‌های سطحی

- ۱-۲- کلیات ۲۷
- ۲-۲- ظرفیت باربری پی روی زمین ماسه‌ای ۲۷
- ۳-۲- ظرفیت باربری پی روی زمین رسی ۲۹
- ۴-۲- ظرفیت باربری خاک لایه لایه ۳۰
- ۵-۲- ظرفیت باربری برای بارهای خارج از مرکز و مایل ۳۱
- ۶-۲- گسیختگی ناشی از لغزش ۳۵
- ۶-۲-۱ ۳۵
- ۶-۲-۲ ۳۶
- ۶-۲-۳ ۳۶
- ۶-۲-۴ ۳۶
- ۶-۲-۵ ۳۷
- ۶-۲-۶- ملاحظات لرزه‌ای ۳۷

فصل سوم- ظرفیت باربری پی‌های عمیق

- ۱-۳- کلیات ۴۱
- ۲-۳- ظرفیت باربری قائم ۴۱
- ۳-۳- ظرفیت باربری جانبی ۴۳



فصل چهارم - ظرفیت باربری شمع‌ها

۴۹ ۱-۴- ظرفیت باربری محوری مجاز شمع
۴۹ ۱-۱-۴- کلیات
۴۹ ۲-۱-۴- ظرفیت باربری محوری مجاز استاندارد
۵۰ ۳-۱-۴- ظرفیت باربری محوری نهایی تک شمع
۵۱ ۴-۱-۴- تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی به روش آزمایش‌های بارگذاری
۵۲ ۵-۱-۴- تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی با روابط ظرفیت باربری استاتیک
۵۵ ۶-۱-۴- مطالعه تنش فشاری مصالح شمع
۵۵ ۷-۱-۴- کاهش ظرفیت باربری به سبب درزها
۵۶ ۸-۱-۴- کاهش ظرفیت باربری متأثر از ضریب لاغری
۵۷ ۹-۱-۴- ظرفیت باربری گروه شمع
۵۸ ۱۰-۱-۴- بررسی اصطکاک جداره منفی
۶۲ ۱۱-۱-۴- بالا آمدگی
۶۲ ۱۲-۱-۴- بررسی نشست شمع‌ها
۶۳ ۲-۴- مقاومت کششی مجاز شمع‌ها
۶۳ ۱-۲-۴- کلیات
۶۳ ۲-۲-۴- مقاومت کششی مجاز استاندارد
۶۵ ۳-۲-۴- بیشینه مقاومت کششی برای تک شمع
۶۶ ۴-۲-۴- بررسی تنش کششی مصالح شمع
۶۶ ۵-۲-۴- ملاحظات ضروری در به‌دست آوردن مقاومت کششی مجاز شمع‌ها
۶۷ ۳-۴- ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع
۶۷ ۱-۳-۴- کلیات
۶۹ ۲-۳-۴- تخمین ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع
۶۹ ۳-۳-۴- برآورد رفتار شمع با استفاده از آزمایش بارگذاری
۶۹ ۴-۳-۴- تخمین رفتار شمع با استفاده از روش‌های تحلیلی
۷۸ ۵-۳-۴- در نظر گرفتن اثر گروه شمع
۷۹ ۶-۳-۴- ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج
۸۳ ۴-۴- کلیات طراحی شمع



- ۸۳.....۴-۴-۱- تقسیم بار.....
- ۸۴.....۴-۴-۲- توزیع بار.....
- ۸۴.....۴-۴-۳- فواصل بین مرکز شمع‌ها.....
- ۸۴.....۴-۴-۴- تنش مجاز برای مصالح شمع.....
- ۸۴.....۴-۵- تغییر مکان جانبی.....
- ۸۵.....۴-۶- طراحی جزئیات.....
- ۸۵.....۴-۶-۱- بررسی بارهای حین ساخت.....
- ۸۸.....۴-۶-۲- طراحی اتصال شمع و عرشه.....
- ۸۹.....۴-۶-۳- اتصالات شمع‌ها.....
- ۸۹.....۴-۶-۴- تغییر ضخامت صفحه و یا جنس شمع لوله‌ای فولادی.....
- ۹۰.....۴-۶-۵- سایر ملاحظات احتیاطی در طراحی.....
- ۹۱.....۴-۷- آزمایش‌های بارگذاری شمع.....
- ۹۱.....۴-۷-۱- کلیات.....
- ۹۲.....۴-۷-۲- آزمایش‌های بارگذاری استاتیک.....
- ۹۳.....۴-۷-۳- شمع‌های آزمایشی.....

فصل پنجم - نشست پی

- ۹۷.....۵-۱- تنش در توده خاک.....
- ۹۷.....۵-۲- نشست آبی.....
- ۹۸.....۵-۳- نشست تحکیم.....
- ۱۰۱.....۵-۴- تغییر مکان جانبی.....
- ۱۰۱.....۵-۵- نشست غیرمتجانس.....
- ۱۰۲.....۵-۶- پی‌ها زیر اثر بارهای ارتعاشی.....
- ۱۰۲.....۵-۶-۱.....
- ۱۰۲.....۵-۶-۲.....
- ۱۰۳.....۵-۷- نشست شمع‌ها.....
- ۱۰۳.....۵-۷-۱.....
- ۱۰۳.....۵-۷-۲.....



فصل ششم- پایداری شیب‌ها

- ۱-۶- کلیات ۱۰۷
- ۲-۶- تحلیل شیب ۱۰۸
- ۱-۲-۶- تحلیل شیب با بکارگیری روش صفحه لغزش دایروی ۱۰۸
- ۲-۲-۶- تحلیل پایداری با فرض سطح لغزشی غیر از سطح لغزش کمان دایروی ۱۱۱

فصل هفتم- روش‌های بهسازی خاک

- ۱-۷- کلیات ۱۱۵
- ۲-۷- روش جایگزینی ۱۱۵
- ۳-۷- روش زهکشی قائم ۱۱۶
- ۱-۳-۷- اصول طراحی ۱۱۶
- ۲-۳-۷- تعیین ارتفاع و عرض خاکریز ۱۱۶
- ۳-۳-۷- طراحی شمع‌های زهکش ۱۱۸
- ۴-۷- روش اختلاط عمیق ۱۲۳
- ۱-۴-۷- اصول طراحی ۱۲۳
- ۲-۴-۷- فرضیات برای ابعاد توده پایدار شده ۱۲۴
- ۳-۴-۷- محاسبه نیروهای خارجی ۱۲۷
- ۵-۷- روش خاک بهسازی شده کم وزن ۱۲۸
- ۱-۵-۷- اصول روش خاک بهسازی شده کم وزن ۱۲۸
- ۲-۵-۷- مفاهیم بنیادی طراحی ۱۲۹
- ۳-۵-۷- طراحی مخلوط برای خاک بهسازی شده ۱۳۱
- ۴-۵-۷- بررسی محدوده بهسازی ۱۳۱
- ۵-۵-۷- آزمایش تایید قابلیت کارکرد ۱۳۱
- ۶-۷- روش جایگزینی با مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای ۱۳۱
- ۱-۶-۷- اصول طراحی ۱۳۱
- ۲-۶-۷- خصوصیات فیزیکی مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای ۱۳۲
- ۷-۷- روش پیش اختلاط ۱۳۳
- ۱-۷-۷- اصول طراحی ۱۳۳
- ۲-۷-۷- مطالعات ابتدایی ۱۳۴



- ۱۳۴..... ۳-۷-۷- تعیین مقاومت خاک بهسازی شده
- ۱۳۵..... ۴-۷-۷- طراحی مخلوط خاک بهسازی شده
- ۱۳۶..... ۵-۷-۷- بررسی محدوده بهسازی
- ۱۴۰..... ۸-۷- فشار محرک خاک مواد ژئوتکنیکی سفت شده
- ۱۴۰..... ۱-۸-۷- گستره کاربرد
- ۱۴۱..... ۲-۸-۷- فشار محرک خاک
- ۱۴۵..... ۹-۷- روش تراکم توسط شمع ماسه‌ای
- ۱۴۵..... ۱-۹-۷- اصول طراحی
- ۱۴۵..... ۲-۹-۷- حجم ماسه مورد نیاز
- ۱۴۸..... ۳-۹-۷- طراحی بر اساس اجرای آزمایشی
- ۱۴۸..... ۱۰-۷- روش تراکم متوسط شمع ماسه‌ای (برای خاک‌های چسبنده)
- ۱۴۸..... ۱-۱۰-۷- اصول طراحی
- ۱۴۸..... ۲-۱۰-۷- مقاومت و نفوذپذیری شمع‌های ماسه‌ای
- ۱۴۹..... ۳-۱۰-۷- مقاومت برشی خاک بهسازی شده
- ۱۵۱..... ۴-۱۰-۷- تحلیل پایداری
- ۱۵۱..... ۵-۱۰-۷- مطالعه تحکیم
- ۱۵۷..... مراجع

..... چکیده انگلیسی



فهرست شکل‌ها

صفحه	عنوان
۲۸	شکل ۵-۱- رابطه بین ضرایب ظرفیت باربری و زاویه اصطکاک داخلی δ
۳۰	شکل ۵-۲- ضریب ظرفیت باربری N_{c0} و ضریب شکل n برای خاک رسی
۳۰	شکل ۵-۳- روش تحلیل کمان دایره برای محاسبه ظرفیت باربری زمین با چند لایه خاک مختلف
۳۳	شکل ۵-۴- تحلیل ظرفیت باربری برای بارهای خارج از مرکز و مایل
۳۴	شکل ۵-۵- رابطه بین d_0 و فشار محفظی جانبی u_3
۳۵	شکل ۵-۶- رابطه بین مقادیر N و δ حاصل از آزمایش‌های سه محوری روی نمونه‌های ماسه دست نخورده
۴۳	شکل ۵-۷- وقتی برآیند در داخل هسته مرکزی عمل می‌کند
۴۵	شکل ۵-۸- زمانی که نیروی برآیند درون هسته مرکزی عمل نمی‌کند
۵۲	شکل ۵-۹- بار تسلیم و بار نهایی
۵۴	شکل ۵-۱۰- سطح باربر شمع‌های فولادی
۵۵	شکل ۵-۱۱- اثر انسداد شمع با انتهای باز
۵۷	شکل ۵-۱۲- پی با گروه شمع
۵۹	شکل ۵-۱۳- اصطکاک جداره منفی
۶۰	شکل ۵-۱۴- اصطکاک جداره در گروه شمع‌ها
۶۲	شکل ۵-۱۵- ظرفیت باربری اتکایی
۶۴	شکل ۵-۱۶- بیشینه مقاومت برونکشی
۶۸	شکل ۵-۱۷- شمع‌های تحت تاثیر نیروهای جانبی
۷۲	شکل ۵-۱۸- رابطه بین \bar{N} و k_s
۷۳	شکل ۵-۱۹- رابطه بین مقدار N و k_c
۷۳	شکل ۵-۲۰- رابطه بین k_s و عرض شمع
۷۴	شکل ۵-۲۱- رابطه بین زاویه تمایل شمع و نسبت
۷۶	شکل ۵-۲۲- شکل‌های مربوط به جدول (۵-۷)
۷۸	شکل ۵-۲۳- k_{f1} محاسبه شده از آزمایش بارگذاری افقی روی شمع‌ها
۸۶	شکل ۵-۲۴- توزیع نسبت‌های مقادیر تخمین زده شده با روابط رانش به نتایج آزمایش‌های بارگذاری
۸۷	شکل ۵-۲۷- اندازه‌گیری برگشت



- شکل ۵-۲۸- رابطه بین تنش خمشی (\max) و نسبت ضخامت ورقه به قطر ($t/2r$)..... ۹۱
- شکل ۵-۲۹- محاسبه نشست تحکیمی..... ۹۹
- شکل ۵-۳۰- رابطه بین فاصله متوسط و نسبت نشست غیرمتجانس متوسط در خاک استحصال شده..... ۱۰۲
- شکل ۵-۳۱- تحلیل کمان دایره‌ای با استفاده از روش اصلاح شده فلنیوس..... ۱۱۰
- شکل ۵-۳۲- تحلیل پایداری شیب با سطح لغزشی صفحه‌ای..... ۱۱۲
- شکل ۵-۳۳- عرض خاک دستی برای روش زهکشی قائم..... ۱۱۷
- شکل ۵-۳۴- نمونه ماسه استفاده شده در شمع ماسه‌ای..... ۱۱۹
- شکل ۵-۳۵- روزهای لازم برای ۸۰٪ تحکیم در لایه رس..... ۱۲۰
- شکل ۵-۳۶- نمودار محاسبه n ۱۲۱
- شکل ۵-۳۷- نمودار محاسبه تحکیم افقی..... ۱۲۲
- شکل ۵-۳۸- نمونه‌هایی از الگوهای بهسازی در روش اختلاط عمیق..... ۱۲۳
- شکل ۵-۳۹- عرض موثر ویژه برای ماشین اختلاط عمیق..... ۱۲۶
- شکل ۵-۴۰- سطوح مرتبط..... ۱۲۶
- شکل ۵-۴۱- نیروهای خارجی وارد شونده بر توده پایدار شده..... ۱۲۷
- شکل ۵-۴۲- نیروهای خارجی وقتی خاک بهسازی نشده روانگرا نمی‌شود (کاهش فشار خاک)..... ۱۳۸
- شکل ۵-۴۳- نیروهای خارجی زمانی که خاک بهسازی شده روانگرا می‌شود (جلوگیری از روانگرایی)..... ۱۳۹
- شکل ۵-۴۴- فشار خاک..... ۱۴۳
- شکل ۵-۴۵- سه حالت شکست در روش قطعه..... ۱۴۴
- شکل ۵-۴۶- فرآیند طراحی برای روش تراکم توسط شمع ماسه‌ای..... ۱۴۶
- شکل ۵-۴۷- رابطه بین مقادیر N خاک زیرین اصلی (N_0) و مقادیر N در مرکز شمع..... ۱۴۷
- شکل ۵-۴۸- رابطه بین مقادیر N خاک زیرین اصلی (N_0) و مقادیر N در مکان میانی..... ۱۴۷
- شکل ۵-۴۹- نمونه‌های منحنی دانه‌بندی برای ماسه استفاده شده در تراکم با شمع ماسه‌ای..... ۱۴۹
- شکل ۵-۵۰- مقاومت برشی در مخلوط خاک..... ۱۵۰
- شکل ۵-۵۱- رابطه بین نسبت نشست و نسبت مساحت تعویض..... ۱۵۳
- شکل ۵-۵۲- تاخیر در تحکیم خاک زیرین بهسازی شده به روش تراکم با شمع ماسه‌ای..... ۱۵۴
- شکل ۵-۵۳- افزایش مقاومت رس بین شمع‌های ماسه‌ای در خاک بهسازی شده..... ۱۵۴



فهرست جدول‌ها

صفحه	عنوان
۱۲	جدول ۵-۱- استانداردهای برخی از آزمایش‌های مکانیک خاک.....
۲۸	جدول ۵-۲- ضرایب شکل.....
۳۳	جدول ۵-۳- ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری بارهای خارج از مرکز و مایل.....
۴۳	جدول ۵-۴- چسبندگی متوسط (kN/m^2).....
۵۰	جدول ۵-۵- دستورالعمل برای مقادیر کمینه ضریب اطمینان.....
۶۴	جدول ۵-۶- راهنمایی برای حداقل مقادیر ضریب اطمینان.....
۷۵	جدول ۵-۷- محاسبات برای شمع با طول نیمه نامحدود اگر K ثابت باشد.....
۷۷	جدول ۵-۸- ضریب عکس‌العمل جانبی خاک.....
۷۷	جدول ۵-۹- مقادیر n_h
۷۹	جدول ۵-۱۰- کمترین فاصله شمع برای ظرفیت باربری جانبی تک شمع.....
۸۲	جدول ۵-۱۱- ضرایب فنری سر شمع‌ها.....
۸۵	جدول ۵-۱۲- تنش مجاز برای شمع‌های بتنی.....



بخش ۵

پی‌ها



فصل ۱

کلیات، داده‌ها و بررسی‌های ژئوتکنیکی



۱-۱- کلیات

۱-۱-۱

داده‌های ژئوتکنیکی همواره باید گردآوری و ثبت شده و با دقت مورد تفسیر قرار گیرد. این داده‌ها شامل اطلاعات زمین‌شناسی عمومی، زمین‌شناسی مهندسی، زمین ریخت‌شناسی، لرزه‌خیزی، لرزه زمین‌ساخت، هیدرولوژی و هیدروژئولوژی، داده‌های ژئوتکنیکی موجود و تاریخچه ساختگاه می‌باشد. در این مجموعه، اطلاعات و شواهد ناشی از تغییرات زمین‌شناسی باید مد نظر قرار گیرد.

۲-۱-۱

بررسی‌های ژئوتکنیکی باید چنان برنامه‌ریزی شود که نیازمندی‌های ساخت و عملکرد سازه پیشنهادی را دربر گیرد. برنامه بررسی‌های ژئوتکنیکی باید به‌طور مداوم، با به دست آوردن اطلاعات تازه در خلال اجرای کار، مورد تجدید نظر قرار گیرد.

۳-۱-۱

بررسی‌های صحرائی و آزمایشگاهی مورد نیاز باید براساس استانداردهای ملی و توصیه‌های شناخته شده بین‌المللی انجام و گزارش شده و موارد عدول از این استانداردها و نیاز به آزمایش‌های اضافی و تکمیلی باید در گزارش ژئوتکنیک درج شود.

۴-۱-۱

روش‌های نمونه‌گیری، جابه‌جایی و انبار کردن نمونه‌ها باید گزارش شده و اثر به‌کارگیری آنها هنگام تفسیر نتایج آزمایش‌ها مد نظر قرار گیرد.

۲-۱- بررسی‌های ژئوتکنیکی

۱-۲-۱

بررسی‌های ژئوتکنیکی باید همه اطلاعات مربوط به شرایط لایه‌های مختلف خاک و آب زیرزمینی در ساختگاه و اطراف آن را که برای تعیین خصوصیات اساسی خاک، ناپهنجاری‌های خاک، مقادیر قابل اعتماد مشخصه‌های خاک و پارامترهای مورد نیاز که در طراحی لازم است، فراهم نماید.



۲-۲-۱

بررسی‌های مورد نیاز معمولاً شامل یک تا سه مرحله زیر است که ممکن است دارای همپوشانی هم باشند:

(۱) بررسی‌های مقدماتی

(۲) بررسی‌های طراحی

(۳) بررسی‌های کنترلی

جزئیات این بررسی‌ها در بندهای (۳-۲-۱) تا (۵-۲-۱)، توضیح داده شده است.

۲-۲-۱-۳- بررسی‌های مقدماتی

۱-۳-۲-۱

بررسی‌های مقدماتی با اهداف زیر صورت می‌گیرد:

الف) شناسایی و ارزیابی کلی ساختگاه

ب) مقایسه ساختگاه‌های مختلف برای انتخاب گزینه مورد نظر، در صورت نیاز

پ) تخمین تغییراتی که ممکن است در اثر کارهای پیشنهاد شده پیش آید و پیامدهای آنها

ت) برنامه‌ریزی برای بررسی‌های طراحی و کنترلی از جمله شناسایی محدوده‌ای از زمین که ممکن است تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر رفتار سازه داشته باشد.

۲-۳-۲-۱

در بررسی‌های مقدماتی باید به موارد زیر توجه شود:

الف) شناسایی میدانی

ب) توپوگرافی منطقه

پ) هیدروژئولوژی، به ویژه توزیع فشارهای آب حفره‌ای

ت) بررسی ساختمان‌ها و حفاری‌های همجوار

ث) نقشه‌ها و مدارک زمین‌شناسی مهندسی موجود

ج) بررسی‌های پیشین انجام شده در محدوده مورد نظر

چ) عکس‌های هوایی

ح) نقشه‌های قدیمی

خ) لرزه‌خیزی منطقه

د) اطلاعات دیگر برحسب شرایط و ویژگی‌های هر پروژه



۱-۲-۴- بررسی‌های طراحی

۱-۴-۲-۱

بررسی‌های طراحی با اهداف زیر صورت می‌گیرد:

- الف) فراهم نمودن اطلاعات لازم برای طراحی مناسب و اقتصادی سازه‌های دائمی و موقت
- ب) فراهم نمودن اطلاعات لازم برای برنامه‌ریزی روش اجرا
- پ) شناسایی مشکلاتی که احتمالا در طول فرایند ساخت بروز خواهد کرد

۲-۴-۲-۱

در بررسی‌های طراحی به موارد زیر باید توجه شود:

- الف) وضعیت هندسی قرارگیری لایه‌های مختلف زمین در ساختگاه شامل: ضخامت لایه، شیب لایه، تناوب لایه‌ها.
- ب) پارامترهای مقاومتی همه لایه‌های زمین
- پ) خواص تغییر شکل‌پذیری همه لایه‌های زمین
- ت) توزیع فشار حفره‌ای آب در نیمرخ زمین
- ث) شرایط تراوایی
- ج) تراکم‌پذیری زمین
- چ) وجود خاک دستی، مواد زائد و گیاهی و یا مصالح غیر طبیعی مانند زباله
- ح) احتمال خوردگی (مهاجم بودن) زمین و آب زیرزمینی
- خ) امکان بهسازی زمین
- د) احتمال یخبندان

۳-۴-۲-۱

در بررسی‌های طراحی، به‌منظور اطمینان از شناسایی همه عوارض زمین‌شناسی سازندها، باید به موارد زیر توجه خاص شود:

- الف) حفره‌ها، فضاهای خالی و قنات‌ها، انباره‌های فاضلاب و غیره.
- ب) تغییر وضع سنگ، خاک یا مصالح پرکننده
- پ) اثرات هیدروژئولوژی

ت) گسل، درزه و سایر ناپیوستگی‌ها

ث) توده‌های خزشی خاک و سنگ

ج) خاک و سنگ‌های آماسی و رمبده



۴-۴-۲-۱

در بررسی‌های طراحی برای شناسایی زمین معمولاً ترکیبی از روش‌ها شامل گمانه‌زنی، آزمایش‌های برجا و آزمایش‌های آزمایشگاهی در برنامه کار قرار داده می‌شود. در انتخاب روش‌ها باید به ویژگی‌های زمین، به ابعاد و مشخصات پروژه توجه شود.

۵-۴-۲-۱

بررسی‌های طراحی باید حداقل تا عمق سازندهایی که بر طرح تاثیر گذارند انجام شود، به طوری که سازندهای پایین‌تر تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر رفتار سازه نداشته باشد.

۶-۴-۲-۱

فاصله بین نقاط اکتشافی و عمق اکتشاف باید بر اساس اطلاعات زمین‌شناسی محل، شرایط زمین، ابعاد ساختگاه و نوع سازه تعیین شود. معمولاً ضوابط زیر در تعیین این پارامترها رعایت می‌شود:

(الف) در مواردی که سازه سطح وسیعی را می‌پوشاند، نقاط اکتشافی باید حتی الامکان در یک شبکه قرار گیرند و فاصله بین آنها با توجه به عدم یکنواختی خاک انتخاب شود. در این موارد فاصله گمانه‌ها در زیر سطح اشغال بنا معمولاً به‌طور متوسط ۲۰ متر در نظر گرفته می‌شود، ولی در مطالعات شناسایی مقدماتی ساختگاه می‌توان این فاصله را با نظر متخصص ژئوتکنیک بیشتر در نظر گرفت.

(ب) برای پی‌های مجزا و نواری، عمق گمانه‌ها از تراز زیر پی معمولاً باید بین یک و نیم تا سه برابر عرض پی در نظر گرفته شده و در هر حالت نباید کمتر از عرض یا ارتفاع ساختمان در نظر گرفته شود. معمولاً برای ارزیابی شرایط نشست و مشکلات احتمالی آب زیرزمینی، در تعدادی از نقاط اکتشافی باید عمق بیشتری مورد بررسی قرار گیرد.

(پ) برای پی‌های گسترده، عمق گمانه‌ها از تراز زیر پی باید برابر با بیشترین مقدار بین دو عمق معادل حباب گسترش ۱۰٪ تنش کل زیر پی و ۲۰٪ تنش موثر بر جای خاک، انتخاب گردد. این عمق معمولاً برابر یا بزرگتر از عرض پی می‌باشد مگر آنکه در حین اکتشاف در عمق کمتری به بستر سنگی برخورد شود.

(ت) برای تشخیص نوع خاک به لحاظ ملاحظات مربوط به بارهای زلزله بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بند (۶-۷-۲-۵-۵)، عمق یک گمانه از تراز زیر پی باید برابر حداقل ۳۰ متر و یا تراز سنگ بستر، هر کدام کمتر باشد، انتخاب شود.

(ث) برای مناطق پرشده یا محوطه‌ها، عمق کاوش باید حداقل همه لایه‌های خاک تراکم‌پذیر را که تاثیر آنها در نشست قابل ملاحظه است، دربر گیرد. عمق کاوش در این موارد باید به تراز محدود گردد که تاثیر لایه‌های زیر آن در نشست از ۱۰ درصد نشست کلی کمتر باشد، بدیهی است در صورت وجود خاک دستی ضخامت خاک دستی باید به



حداقل عمق مورد نیاز گمانه اضافه گردد. در محوطه‌ها فاصله بین نقاط اکتشافی معمولا نباید بیشتر از ۵۰ متر در نظر گرفته شود.

ج) در مواردی که بنا مستقیما بر روی سنگ بستر قرار می‌گیرد، حفاری در سنگ با عمق حداقل ۳ متر و یا نمونه‌گیری از آن به منظور تعیین عمق و کیفیت سنگ بستر ضروری می‌باشد.

چ) برای پی عمیق یا شمع، گمانه‌ها و آزمایش‌های نفوذ و یا سایر آزمایش‌های برجا باید تا عمقی صورت گیرد که شناسایی شرایط زمین با اطمینان کافی حاصل شود. این عمق معمولا تا چهار برابر قطر شمع D ۴ برای نوک شمع در نظر گرفته می‌شود. در گروه شمع، عمق کاوش باید به اندازه ضلع کوچک مستطیل محیط بر گروه شمع پایین‌تر از تراز نوک شمع‌ها گسترش داده شود.

۷-۴-۲-۱

فشار آب زیرزمینی موثر در خلال انجام بررسی‌ها باید مشخص شود. ترازهای حداقل و حداکثر هرگونه آب آزاد که ممکن است بر فشار آب زیرزمینی تاثیرگذار باشد باید تعیین شده و تراز آب آزاد حین انجام بررسی‌ها نیز ثبت شود.

۸-۴-۲-۱

تهیه و اجرای برنامه عملیات حفاری و نمونه‌گیری از خاک باید تحت نظارت مهندس ژئوتکنیک انجام شود و نتایج حفاری‌ها و گمانه‌زنی‌ها باید با ذکر تراز زمین و با مقیاس مناسب تهیه شده و به تایید مهندس ژئوتکنیک برسد.

۹-۴-۲-۱

احتمال روانگرایی خاک در حالت اشباع در اثر نیروی زلزله، و احتمال لغزش لایه‌های خاک در ساختگاه قرار گرفته در شیب، باید بررسی گردد. در صورت وجود لایه‌های ماسه اشباع یا قرارگیری ساختگاه روی شیب، بررسی پایداری سازه در شرایط لرزه‌ای الزامی است.

۱-۲-۵- بررسی‌های کنترلی

۱-۵-۲-۱

بررسی‌های کنترلی با اهداف زیر صورت می‌گیرد:

الف) برای اطمینان از تامین ایمنی کافی در جریان ساخت پی، دیوارهای حائل و سازه.

ب) برای اطمینان از عملکرد مناسب سازه، در اموری که به خاک و زمین ارتباط پیدا می‌کند، بعد از پایان دوره ساخت.

پ) بررسی تطابق فرضیات داده شده طراحی با مشاهدات



۱-۲-۵-۲- کنترل مربوط به خاک و سنگ

(۱) تشریح نظری و خواص ژئوتکنیکی خاک و سنگی که سازه در داخل یا روی آنها بنا می‌شود باید در حین اجرای پروژه کنترل شوند. این کنترل‌ها به شرح زیر انجام می‌شود:

الف) بازرسی ساختگاه

ب) طبقه‌بندی انواع خاک و سنگ واقع در محدوده تاثیرگذاری سازه

پ) ثبت تشریح نظری خاک و سنگی که در جریان حفاری نمایان می‌شود.

ت) کنترل خواص ژئوتکنیکی خاک یا سنگی که سازه در داخل یا روی آن بنا می‌شود.

ممکن است در پروژه‌های بزرگ بررسی‌های بیشتری برای تعیین جزئیات خواص زمین یا شرایط خاکریزی که از نظر طراحی دارای اهمیت است، ضرورت یابد.

شواهد غیرمستقیم در مورد خواص ژئوتکنیکی زمین، مانند اطلاعات شمع کوبی، باید ثبت و از آن برای تفسیر شرایط زمین استفاده شود.

(۲) انحراف از مفروضات طراحی برای نوع و خواص زمین باید بدون تاخیر به مرجع مسئول پروژه گزارش شود.

(۳) اصول به کار رفته در طراحی باید با مشخصات ژئوتکنیکی زمین واقعی کنترل شده و اطمینان حاصل شود که بین این دو تناسب و همخوانی وجود دارد.

۱-۲-۵-۳- کنترل‌های مربوط به آب زیرزمینی

(۱) تراز آب زیرزمینی، فشار حفره‌ای و ترکیبات شیمیایی آب زیرزمینی مشاهده شده در حین اجرا باید کنترل شده و با آنچه در طراحی فرض شده است، مقایسه گردد. در ساختگاه‌هایی که از نظر نوع زمین و نفوذپذیری، چندگونگی چشم‌گیری شناسایی شده و یا وجود آن محتمل است، کنترل‌های بیشتری لازم می‌باشد.

در مواردی که شرایط آب زیرزمینی تاثیر 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:

الف) مشاهده و ثبت سطح آب در گمانه‌ها و لوله‌های قائم و نوسان آن در خلال زمان.

ب) ارزیابی هیدروژئولوژیکی ساختگاه شامل عوارضی نظیر سفره آب آرتزین یا معلق و یا تغییرات جزرومدی در ساحل

پ) مشخصه‌های جریان آب زیرزمینی و رژیم فشار حفره‌ای را می‌توان با «پیزومتر» به دست آورد، که ترجیحاً باید قبل از شروع عملیات ساختمانی نصب شده باشد. در بعضی موارد ممکن است ضرورت داشته باشد «پیزومتر» را با فاصله زیادی از ساختگاه به عنوان بخشی از شبکه رفتارسنجی نصب کرد.



ت) چنانچه تغییرات فشار حفره‌ای در طول اجرا بر عملکرد سازه تاثیرگذار باشد، باید این فشار تا زمان تکمیل ساختمان و یا کاهش آنها به مقادیر ایمن کنترل شود.

ث) در مورد سازه‌های واقع در زیر تراز آب زیرزمینی که احتمال شناور شدن آنها می‌رود، فشار آب حفره‌ای باید تا زمانی که وزن سازه به حدی برسد که احتمال شناور شدن را از بین ببرد، کنترل گردد.

ج) تجزیه شیمیایی آب در گردش باید در هر زمانی که بخشی از کار موقت یا دائمی به‌طور چشمگیری در معرض خوردگی شیمیایی قرار می‌گیرد، انجام شود.

(۲) اثر عملیات ساختمانی مانند آبکشی، تزریق مواد و حفر گالری، بر رژیم آب زیرزمینی باید کنترل شود.

(۳) هرگونه مغایرت تراز آب زیرزمینی با آنچه در طراحی فرض شده است باید بدون تاخیر به اطلاع فرد مسئول پروژه رسانده شود و اطمینان حاصل گردد که اصول به‌کار رفته در طراحی با آنچه در عمل مشاهده شده است، همخوانی دارد.

۱-۳-۱- ارزیابی پارامترهای ژئوتکنیکی

۱-۳-۱-۱- کلیات

۱-۳-۱-۱-۱

خواص خاک، سنگ و توده‌های سنگی به‌وسیله پارامترهای ژئوتکنیکی به‌صورت کمی درآمده و در محاسبات طراحی به‌کار برده می‌شود. این پارامترها را باید از نتایج آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی و سایر داده‌های مربوطه به دست آورد و متناسب با شرایط حدی در نظر گرفته شده تفسیر نمود. آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی باید با تجهیزات مناسب و کالیبره شده و با استفاده از روش‌های استاندارد انجام شود.

در الزامات مربوط به ارزیابی پارامترهای ژئوتکنیکی که در زیر آورده شده، تنها به آزمایش‌های آزمایشگاهی و صحرایی رایج اشاره شده است. آزمایش‌های دیگر را نیز می‌توان به‌کار برد، مشروط بر آنکه مناسب بودن آنها با ذکر تجربه‌های قبلی نشان داده شود.

۱-۳-۱-۲

به منظور تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی قابل اعتماد، موارد زیر باید مد نظر قرار گیرد:

الف) بسیاری از پارامترهای خاک ثابت واقعی نمی‌باشد، بلکه به عواملی از قبیل تراز تنش، نحوه تغییر شکل‌ها و غیره بستگی دارند.

ب) در تفسیر نتایج آزمایش، اطلاعات منتشر شده مربوط به کاربرد هر نوع آزمایش در شرایط مناسب زمین باید مد نظر قرار گیرد. در این رابطه باید به استانداردها و یا آیین‌نامه‌های ملی منتشر شده توجه شود.



- پ) در برنامه آزمایش‌ها باید تعدادی کافی از هر آزمایش پیش‌بینی شود تا بتوان اندازه و دامنه تغییرات هر پارامتر موثر در طراحی را به دست آورد.
- ت) اندازه هر پارامتر باید با داده‌های منتشر شده موجود و نیز تجربه‌های محلی و عمومی مقایسه شود. روابط منتشر شده در ارتباط با همبستگی بین پارامترها نیز باید مورد توجه قرار گیرد.
- ث) در صورت امکان باید نتایج آزمایش‌های بزرگ مقیاس صحرایی و اندازه‌گیری‌های با مقیاس واقعی از ساخت و سازه‌ها مورد تحلیل قرار گیرد.
- ث) در صورت امکان باید همبستگی بین نتایج بیش از یک نوع آزمایش کنترل شود.

۱-۳-۲- شناسایی نوع و خواص خاک و سنگ

۱-۲-۳-۱

مشخصات و مواد تشکیل‌دهنده اصلی خاک یا سنگ باید قبل از تفسیر نتایج سایر آزمایش‌ها مشخص شوند.

۲-۲-۳-۱

مصلح باید بررسی نظری شده و بر اساس یک سیستم یکنواخت شناخته شده شناسایی و نامگذاری شود. در این بررسی خواص زیر باید مورد توجه قرار داده شود:

الف) خواص شیمیایی مانند: میزان کلر، سولفات و کربنات و ...

ب) خواص فیزیکی مانند: اندازه دانه‌ها، حدود اتربرگ، وزن مخصوص و ...

پ) خواص مکانیکی مانند: پارامترهای مقاومتی نظیر ϕ و C و ... ، پارامترهای تغییر شکلی نظیر مدول‌های ادنومتري و مدول ارتجاعی E و ضرایب تحکیم C_c و C_s و ...

۳-۲-۳-۱

استانداردهای زیر در انجام آزمایش‌ها باید مورد استفاده قرار گیرد.

جدول ۵-۱- استانداردهای برخی از آزمایش‌های مکانیک خاک

شماره استاندارد	نام آزمایش	
ASTM D2434	-	نفوذپذیری خاک دانه‌ای
ASTM D2216	ISIRI 7883	درصد رطوبت
ASTM D421,422	ISIRI 7518,7828	دانه‌بندی و هیدرومتری
ASTM D4318	ISIRI 610,616	حدود اتربرگ

جدول ۵-۱- ادامه- استانداردهای برخی از آزمایش‌های مکانیک خاک

ASTM D854	ISIRI 1686	چگالی دانه‌های خاک
ASTM D2487	ISIRI 7827	طبقه‌بندی خاک

ASTM D2166	-	تک محوری خاک
ASTM D2850	-	سه محوری UU
ASTM D4767	ISIRI 8448	سه محوری CU
ASTM D3080	-	برش مستقیم
ASTM D2435	ISIRI 6932	خصوصیات تحکیم یک بعدی
ASTM D1883	ISIRI 1159	مقاومت نسبی آزمایشگاهی خاک متراکم شده (C.B.R.)
ASTM D1586	ISIRI 8446	نفوذ استاندارد (S.P.T.)
ASTM D698	-	تراکم آزمایشگاهی استاندارد

علاوه بر استانداردهای آزمایش‌های فیزیکی ذکر شده می‌توان به آزمایش‌های تیپ مکانیک خاک (نشریه ۱۲۷ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی کشور) نیز مراجعه نمود.

۱-۳-۳- وزن مخصوص

- وزن مخصوص خاک باید به دقت در آزمایشگاه تعیین شود و اندازه پارامترهای منتج از آن: ρ_{sat} و ρ_h ، ρ_s ، ρ_d برای طراحی مشخص گردد.
- تغییرات طبیعی یا غیر طبیعی و لایه‌بندی طبقات باید در استفاده از آزمایش‌های تعیین وزن مخصوص مورد توجه قرار داده شود.
- وزن مخصوص بر جای ماسه و شن را می‌توان با دقت کافی از نتایج آزمایش‌هایی همچون آزمایش نفوذ استاندارد یا شیوه‌هایی که مقاومت خاک را تعیین می‌کنند، تخمین زد.

۱-۳-۴- دانسیته نسبی

- دانسیته نسبی، درجه تراکم یک خاک دانه‌ای (غیر چسبنده) را نسبت به شل‌ترین و متراکم‌ترین شرایط، به‌گونه‌ای که در روش‌های آزمایشگاهی استاندارد معرفی می‌شود، بیان می‌کند.
- دانسیته نسبی یک خاک را می‌توان به‌طور مستقیم از مقایسه وزن مخصوص بر جای اندازه‌گیری شده با مقادیر وزن مخصوص تعیین شده در آزمایشگاه، تعیین کرد و یا به‌طور غیرمستقیم از آزمایش‌های S.P.T. یا C.P.T. به‌دست آورد.

۱-۳-۵- درجه تراکم

- درجه تراکم خاک به‌صورت نسبی بین وزن مخصوص خشک آن به حداکثر وزن مخصوص خشک تعیین شده در آزمایش تراکم استاندارد تعریف می‌شود.



- آزمایش‌های تراکمی که معمولاً به کار برده می‌شوند عبارتند از روش استاندارد و روش اصلاح شده پروکتور که در آنها مقادیر انرژی تراکم متفاوت می‌باشد، آزمایش تراکم مقدار رطوبت نسبی بهینه را نیز به دست می‌دهد که این رطوبت حداکثر وزن مخصوص خشک خاک را برای مقدار انرژی تراکم مورد نظر مشخص می‌نماید.

۱-۳-۶- مقاومت برشی زهکشی نشده خاک‌های چسبنده

در ارزیابی مقاومت برشی زهکشی نشده، C_u ، برای خاک‌های رسی و اشباع، تاثیر عوامل زیر به دلیل اهمیت زیاد باید در نظر گرفته شود:

۱-۳-۶-۱- تفاوت بین حالات تنش در محل و در شرایط آزمایش

۱-۳-۶-۲- دست‌خوردگی نمونه

به‌ویژه در آزمایش‌های آزمایشگاهی مربوط به نمونه‌های به دست آمده از گمانه‌ها

۱-۳-۶-۳- ناهمسانی مقاومت در جهات مختلف

به‌ویژه در رس با حالت خمیری پایین

۱-۳-۶-۴- ترک، به‌ویژه در رس سخت

نتایج آزمایش‌ها ممکن است معرف مقاومت رس ترک خورده یا رس ترک نخورده بوده و هر یک از این دو قادر به کنترل رفتار رس در صحرا می‌باشد. در این رابطه اندازه نمونه نیز ممکن است حایز اهمیت باشد.

۱-۳-۶-۵- اثر سرعت بارگذاری

آزمایش‌هایی که با سرعت زیادتری انجام می‌شوند، مقاومت‌های بالاتری را نشان می‌دهد.

۱-۳-۶-۶- اثر تغییر شکل‌های بزرگ

بیشتر انواع رس‌ها در تغییر شکل‌های بسیار بزرگ و بر روی سطوح لغزش، کاهش مقاومت نشان می‌دهند.

۱-۳-۶-۷- اثر زمان

دوره‌ای که یک خاک به‌طور موثر زهکشی نشده خواهد بود بستگی به تراوایی خاک، وجود آب آزاد و وضعیت هندسی محل دارد. برخی از انواع خاک در بارگذاری‌های بسیار کوتاه مدت، افزایش مقاومت نشان می‌دهد.



۱-۳-۶-۸- ناهمگونی نمونه‌ها

از قبیل وجود شن و ماسه در نمونه‌های رسی

۱-۳-۶-۹- درجه اشباع

۱-۳-۶-۱۰

سطح اعتماد به تئوری مورد استفاده برای محاسبه مقاومت به‌ویژه برای آزمایش‌های برجا.

۱-۳-۷- پارامترهای مقاومت برشی موثر خاک

۱-۳-۷-۱

در ارزیابی پارامترهای مقاومت برشی موثر c و ϕ که از مهمترین پارامترهای تحلیل مقاومت برشی طولانی مدت می‌باشد، نکات زیر باید مد نظر قرار گیرد:

الف) تراز تنش در مسئله مورد نظر

ب) دست‌خوردگی در حین نمونه‌برداری

۱-۳-۷-۲

مقادیر c و ϕ را تنها در محدوده تنش‌هایی که مقادیر آنها مورد ارزیابی قرار گرفته است، می‌توان ثابت فرض کرد.

۱-۳-۷-۳

در صورتی که مقادیر c و ϕ از آزمایش زهکشی نشده و با اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای به دست آید، باید دقت شود که نمونه‌ها کاملاً اشباع شده باشد.

باید توجه داشت که معمولاً مقدار c به دست آمده در شرایط آزمایش کرنش مستوی در خاک اندکی بیشتر از مقدار آن در شرایط آزمایش سه محوری است.

۱-۳-۸- سختی خاک

۱-۳-۸-۱

در تعیین مدول تغییر شکل حجمی K_b ، مدول برشی G ، مدول ارتجاعی E و مدول عکس‌العمل بستر K_s ، نکات زیر

باید مورد توجه قرار گیرند:

الف) شرایط زهکشی

ب) سطح تنش موثر میانگین



پ) سطح تغییر شکل برشی اعمال شده یا تنش برشی وارده. این تنش اغلب با مقاومت برشی گسیختگی سنجیده می‌شود.

ت) تاریخچه تنش و کرنش

۲-۸-۳-۱

عوامل زیر نیز بر مدول تغییر شکل خاک موثر است و باید در ارزیابی‌ها به آن توجه داشت:

الف) امتداد تنش وارد بر خاک نسبت به جهت تنش اصلی تحکیم

ب) اثر زمان و آهنگ ایجاد کرنش

پ) اندازه نمونه آزمایشی در ارتباط با اندازه دانه و ویژگی‌های بافت خاک

ت) همگنی بارگذاری

۳-۸-۳-۱

باید توجه داشت که تعیین سختی قابل اطمینان خاک از آزمایش‌های صحرایی و یا آزمایشگاهی بسیار دشوار است. به‌ویژه در آزمایش آزمایشگاهی، اندازه‌گیری‌ها به علت دست خوردگی نمونه‌ها و سایر تاثیرات غالباً مقداری کمتر از سختی برجا را به دست می‌دهد. لذا توصیه می‌شود مشاهدات رفتاری ساخت‌وسازهای پیشین مورد توجه قرار گرفته و تحلیل شود.

۴-۸-۳-۱

در برخی موارد در تحلیل ارزیابی‌ها می‌توان رابطه تنش-کرنش خاک را در دامنه محدودی خطی یا لگاریتمی-خطی فرض کرد، ولی باید نسبت به نتایج آن احتیاط بیشتری در پیش گرفت، چرا که رفتار واقعی خاک معمولاً به‌طور قابل ملاحظه‌ای غیرخطی می‌باشد.

۹-۳-۱- تراوایی خاک

در ارزیابی تراوایی خاک K، نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

الف) اثر شرایط ناهمگونی زمین

ب) اثر ناهمسانی هیدرولیکی در زمین

پ) اثر ترک یا گسله در زمین، به‌ویژه در سنگ

ت) اثر تغییرات تنش تحت بارگذاری پیشنهادی



باید توجه داشت که ارزیابی به عمل آمده از روی نمونه‌های کوچک آزمایشگاهی ممکن است معرف شرایط برجا نباشد. بنابراین ترجیح داده می‌شود در صورت امکان آزمایش‌های برجا که خواص میانگین را برای حجم بزرگی از زمین اندازه‌گیری می‌کند، در دستور کار قرار داده شود. در این موارد باید به تغییرات احتمالی در تراوایی که در اثر افزایش تنش موثر در محل به وجود می‌آید توجه داشت.

بعضا می‌توان تراوایی خاک را بر اساس اندازه دانه‌ها و توزیع آنها برآورد نمود.

۱-۳-۱۰- پارامترهای تحکیم

در ارزیابی تغییر شکل‌پذیری لایه‌های رسی و تعیین پارامترهای شاخص تراکم C_c و شاخص تورم C_s نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

الف) اثر تغییرات تنش تحت بارگذاری مورد نظر

ب) اثر تاریخچه تنش

نمونه‌های برداشت شده از لایه‌های رسی باید معرف شرایط برجا باشند. در صورت وجود لایه‌های ضخیم رس، نمونه‌برداری باید در اعماق مختلف انجام شود تا بتوان پارامترهای تحکیم را در فاصله‌های تنش ثابت بدست آورد.

۱-۳-۱۱- شمارش ضربه در آزمایش‌های نفوذ استاندارد S.P.T و B.P.T

در ارزیابی شماره ضربه‌ها در آزمایش‌های نفوذ استاندارد، نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

الف) نوع آزمایش S.P.T و B.P.T

ب) شرایط نحوه اجرای آزمایش: روش بالابردن وزنه، کفشک یا مخروط، جرم وزنه، ارتفاع سقوط، قطر کیسینگ و میله‌ها و ...

پ) شرایط آب زیرزمینی

ت) تاثیر فشار روباره

ث) طبیعت زمین، به‌ویژه در مواردی که به قلوه سنگ یا شن درشت برخورد شود.

جزئیات انجام این آزمایش‌ها در ASTM D1586، JSIRI 8446 یا دستورالعمل آزمایش نفوذ استاندارد (S.P.T) در مطالعات ژئوتکنیک (نشریه ۲۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی کشور) آورده شده است.

۱-۳-۱۲- پارامترهای مخروط فروبری C.P.T

در ارزیابی مقادیر مقاومت مخروط فروبری، اصطکاک غلاف، و در صورت اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای در خلال فروبری، نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرند:



الف) جزئیات ساخت مخروط و غلاف اصطکاکی ممکن است به گونه‌ای بارز بر نتایج پارامترها تاثیر بگذارد. بنابراین بسته به نوع مخروط مورد استفاده باید ضریب اصلاحی مناسبی منظور شود.

ب) نتایج را تنها زمانی می‌توان با اطمینان تفسیر کرد که توالی خاک‌ها تثبیت شده باشد، بنابراین، در بسیاری از موارد، حفر گمانه همراه با آزمایش فروری ضروری است.

پ) در خاک ناهمگون که نتایج ارزیابی نوسانات زیادی را نشان می‌دهد، مقادیر نفوذ باید طوری انتخاب شوند که معرف خاک مورد نظر در طراحی در مجموعه خاک باشد.

ت) در صورت وجود روابط همبستگی بین نتایج این آزمایش و سایر آزمایش‌ها، از قبیل اندازه‌گیری دانسیته و یا سایر روش‌های آزمایش فروری، این روابط باید مورد توجه قرار گیرد.

جزئیات انجام این آزمایش در دستورالعمل اندازه‌گیری سرعت نفوذ آب به خاک با روش استوانه (نشریه ۲۴۳ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی کشور) آورده شده است.

۱-۳-۱۳- پارامترهای پرسیومتری

در ارزیابی مقادیر فشار حدی و مدول‌های پرسیومتری، نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

الف) نوع دستگاه و مهمتر از آن روش به کار رفته برای نصب پرسیومتر در زمین

ب) منحنی‌هایی که شرایط دست‌خوردگی بیشتر از متوسط را نشان می‌دهد نباید مورد استفاده قرار گیرد.

پ) در مواردی که فشار در حین آزمایش به فشار حدی نمی‌رسد، برای تخمین آن می‌توان برون‌یابی محتاطانه و متعادلی روی منحنی انجام داد. برای آزمایش‌هایی که در آن فقط بخش ابتدایی منحنی پرسیومتری مشخص شده است، می‌توان از همبستگی‌های کلی و یا ترجیحا همبستگی‌های محلی از ساختگاه مشابه، به‌طور محتاطانه استفاده نمود و فشار حدی را با استفاده از مدول‌های پرسیومتری برآورد کرد.

جزئیات انجام این آزمایش‌ها در دستورالعمل آزمایش پرسیومتری (نشریه ۲۲۳ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی کشور) آورده شده است.

۱-۳-۱۴- پارامترهای مربوط به بارگذاری صفحه‌ای

در ارزیابی سختی خاک با آزمایش بارگذاری صفحه‌ای باید به نکات زیر توجه داشت:

الف) انجام آزمایش در تراز استقرار پی و در اعماق پایین تراز آن.

ب) میزان عمق نفوذ تنش که تابعی از اندازه صفحه آزمایش است.

پ) ناهمگونی خاک و احتمال وجود لایه‌های تراکم‌پذیر در اعماق بیشتر از حوزه نفوذ تنش آزمایش.

جزئیات انجام این آزمایش در نشریه شماره ۲۳۱ طرح تهیه استانداردهای مهندسی آب کشور آورده شده است.



۱-۳-۱۵- پارامترهای مربوط به برش مستقیم برجا

در ارزیابی مقاومت برشی خاک در آزمایش برجا باید به نکات زیر توجه داشت:

الف) انجام آزمایش در لایه موثر در مقاومت برشی خاک.

ب) انجام آزمایش در محدوده تنش‌های عمودی به لحاظ عمق آزمایش و بارگذاری طراحی در هر پروژه.

۱-۳-۱۶- کیفیت و خواص سنگ و توده‌های سنگی

۱-۱۶-۳-۱

در ارزیابی کیفیت و خواص سنگ و توده‌های سنگی، باید بین رفتار مصالح سنگی به نحوی که روی نمونه مغزه‌ها اندازه‌گیری می‌شود و رفتار توده‌های بسیار بزرگتر سنگی که حاوی ناپیوستگی‌های ساختاری نظیر صفحات لایه‌بندی، درزه، پهنه برشی و حفره انحلالی است، تفاوت قائل شد. در ناپیوستگی باید به ویژگی‌های فاصله، جهت، بازشدگی دهانه، بهم‌پیوستگی یا تداوم، بهم‌فشرده‌گی، زبری که شامل اثرات حرکات قبلی روی درزه‌هاست و نوع ماده پرکننده توجه داشت.

به‌علاوه در ارزیابی خواص سنگ باید میزان تنش‌های برجا، فشار آب و تغییرات آشکار خواص در لایه‌های مختلف آن را در نظر داشت.

۲-۱۶-۳-۱

کیفیت سنگ را می‌توان با استفاده از نشانه کیفی سنگ R.Q.D.، که شاخصی از توده سنگ در کارهای مهندسی است، به‌صورت کمی بیان کرد. خواص کلی توده سنگ از قبیل مقاومت و سختی آن را می‌توان با استفاده از مفهوم رده‌بندی توده سنگ به‌صورتی که در تونل‌سازی به کار برده می‌شود، برآورد نمود.

۳-۱۶-۳-۱

حساسیت سنگ به آب و هوا، تغییرات تنش و غیره را باید مورد ارزیابی قرار داد و پیامدهای ناشی از تجزیه شیمیایی روی عملکرد شالوده سنگی را بررسی نمود. در این رابطه باید به نکات زیر توجه داشت:

الف) برخی از انواع سنگ متخلخل نرم به سرعت به خاک کم مقاومت تجزیه می‌شود، به‌ویژه اگر در معرض هوازدگی قرار گیرند.

ب) برخی از انواع سنگ خاصیت انحلال‌پذیری بالایی در مقابل آب زیرزمینی دارد به حدی که موجب ایجاد کانال، مغار و یا حفره می‌شود که ممکن است تا سطح زمین ادامه یابد.

پ) برخی از انواع سنگ پس از باربرداری و قرار گرفتن در معرض هوا، به سبب جذب آب توسط کانی‌های رسی، به روشنی آماس می‌کند.



۴-۱-۳-۱۶

در ارزیابی مقاومت فشاری تک محوری و تغییر شکل‌پذیری مصالح سنگی، تاثیر عوامل زیر باید مد نظر قرار گیرد:

الف) جهت محور بارگذاری نسبت به ناهمسانی نمونه، از قبیل صفحات لایه‌بندی، برگ‌وارگی و غیره.

ب) روش نمونه‌گیری، پیشینه نگهداری و شرایط محیطی آن.

پ) تعداد نمونه آزمایش شده.

ت) وضعیت هندسی نمونه‌های آزمایش شده.

ث) درصد آب و درجه اشباع نمونه در زمان آزمایش.

ج) طول مدت آزمایش و سرعت بارگذاری نمونه.

چ) روش تعیین مدول الاستیسیته و تراز یا ترازهای تنش محوری که در آن این مدول تعیین شده است.

مقاومت فشاری تک محوری و تغییر شکل‌پذیری تحت فشار تک محوری عمدتاً برای رده‌بندی و تعیین مشخصات سنگ سالم و یکپارچه به کار می‌رود. در این مورد به دستورالعمل آزمایش مقاومت فشاری تک محوری در استاندارد شماره ۱۴۴ تهیه شده توسط «استانداردهای مهندسی آب کشور» مراجعه شود.

۵-۱-۳-۱۶

در ارزیابی مقاومت برشی درزه‌های مصالح سنگی، تاثیر عوامل زیر باید مد نظر قرار گیرد:

الف) توجیه فضایی و یا نحوه قراردعی نمونه آزمایش با توجه به توده سنگ و بارهای وارده.

ب) جهت برش در آزمایش برش.

پ) تعداد نمونه آزمایش شده.

ت) ابعاد منطقه گسیخته شده به برش.

ث) شرایط فشار آب حفره‌ای.

ج) احتمال گسیختگی تدریجی حاکم بر رفتار سنگ در زمین.

صفحات برش معمولاً بر صفحات سست در سنگ شامل درزه، صفحات لایه‌بندی، شیبستوزیته، کلیواژ و یا فصل مشترک بین خاک و سنگ و یا بتن و سنگ، منطبق می‌باشد. مقاومت برشی اندازه‌گیری شده درزه‌ها عمدتاً برای تحلیل تعادل حدی در توده سنگ به کار می‌رود.

۴-۱- گزارش نهایی مطالعات و طراحی ژئوتکنیکی

عملیات مطالعات و خدمات مهندسی ژئوتکنیکی باید توسط مشاور باتجربه و ذیصلاح انجام گردد. گزارش ارائه شده باید شامل برنامه‌ریزی عملیات مطالعات ژئوتکنیکی، همه داده‌ها و اطلاعات ژئوتکنیکی حاصل از بررسی‌ها و حفاری‌های



انجام‌شده در ساختگاه باشد. نحوه ارزیابی اطلاعات ژئوتکنیکی، انتخاب پارامترهای طراحی و محاسبات مربوط به طراحی‌های انجام شده باید در چارچوب خدمات مهندسی به‌طور روشنی ثبت و گزارش شود.

گزارش نهایی مطالعات شامل دو بخش عمده زیر است:

(۱) بخش بررسی‌ها و مطالعات اکتشافی ساختگاه، شامل عملیات ژئوتکنیکی و مقاومت مصالح.

(۲) بخش خدمات مهندسی ژئوتکنیک.

۱-۴-۱- بخش بررسی‌ها و مطالعات اکتشافی ساختگاه، شامل عملیات ژئوتکنیکی و مقاومت مصالح

نتایج بررسی‌های ژئوتکنیکی باید در یک بخش تحت عنوان «بررسی‌ها و مطالعات اکتشافی ساختگاه» گردآوری شود. این بخش معمولاً شامل اطلاعات جمع‌آوری شده از عوارض زمین‌شناسی و داده‌های وابسته به آن و اطلاعات به‌دست آمده از حفاری و مطالعات اکتشافی ساختگاه می‌باشد.

اطلاعات ژئوتکنیکی باید دربرگیرنده واقعیات همه بررسی‌های صحرایی و آزمایشگاهی و مستندسازی روش‌های به‌کار برده شده در بررسی‌های آن باشد.

این بخش از گزارش معمولاً حاوی اطلاعات زیر است:

الف) خلاصه‌ای از پروژه مورد نظر شامل اطلاعاتی درباره محل پروژه، هندسه و ابعاد پروژه، بارهای پیش‌بینی شده، مصالح به‌کار رفته در سازه و سیستم سازه.

ب) هدف و چارچوب خدمات بررسی‌های ژئوتکنیکی.

پ) توضیحی درباره رده ژئوتکنیکی پیش‌بینی شده برای سازه.

ت) زمان‌هایی که در فاصله بین آن عملیات صحرایی و آزمایشگاهی انجام شده است.

ث) روش‌های به‌کار رفته برای نمونه‌گیری، حمل و نگهداری در انبار.

ج) انواع تجهیزات به‌کار رفته.

چ) اطلاعات نقشه‌برداری مربوط به مختصات مسطحاتی و تراز گمانه‌ها.

ح) اسامی همه مشاوران و پیمانکاران دست‌اندرکار.

اطلاعات مربوط به شناسایی کلی صحرایی منطقه پروژه با تاکید بر:

الف) شواهد وجود آب زیرزمینی

ب) رفتار سازه‌های مجاور ساختگاه حین عملیات اکتشافی، در صورت بروز موارد قابل ذکر

پ) رخ‌نمون‌های موجود در کانال‌ها و گودبرداری‌های منطقه

ت) وجود مناطق ناپایدار

ث) مشکلات حین اجرای حفاری

ج) وجود گسل یا گسلش



- (چ) تاریخچه ساختگاه
- (ح) زمین‌شناسی ساختگاه
- (خ) اطلاعات حاصل از عکس‌های هوایی قابل دسترس
- (د) عوارض طبیعی و مصنوعی مشاهده شده در ساختگاه
- (ذ) تجربیات ژئوتکنیکی محلی منطقه ساختگاه
- (ر) اطلاعات مربوط به لرزه‌خیزی ناحیه
- (ز) اطلاعاتی درباره نوسان سطح آب زیرزمینی در گمانه‌ها در حین اجرای کار صحرایی و در پی‌زومترها بعد از تکمیل کار صحرایی.
- (ژ) تهیه جدول مقادیر کار صحرایی و آزمایشگاهی و ارائه مشاهدات صحرایی که توسط افراد بخش نظارت صحرایی در خلال بررسی‌های زیر سطحی به عمل آمده است.
- (س) ارائه نمودار گمانه‌ها، و تشریح نظری لایه‌بندی خاک براساس مشاهدات صحرایی و نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی، محل نمونه‌برداری‌ها، محل آزمایش‌های برجا، محل آزمایش‌های آزمایشگاهی، نتایج برخی از آزمایش‌های برجا.
- (ش) دسته‌بندی و ارائه نتایج آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی به‌صورت پیوست‌های گزارش.

۱-۴-۲- بخش خدمات مهندسی ژئوتکنیکی

این بخش شامل ارزیابی اطلاعات ژئوتکنیکی و انتخاب پارامترهای طراحی براساس نتیجه‌گیری از ارزیابی‌های انجام شده و محاسبات مربوط به طراحی‌های ژئوتکنیکی است و جزئیات آن برحسب نوع طراحی متفاوت می‌باشد. در همه حالات همه مفروضات، داده‌ها و محاسبات باید در گزارش خدمات مهندسی ژئوتکنیکی ثبت و ارائه گردد.

گزارش این بخش باید موارد زیر را دربر گیرد:

الف) کلیات طرح شامل:

(۱) تاریخچه و توصیف ساختگاه و محیط اطراف آن

(۲) توصیف شرایط زمین

(۳) تشریح ساختمان پیشنهادی شامل بارگذاری‌ها و هندسه ساختمان

(۴) پلان جانمایی گمانه‌ها و سایر عوارض مهم و همچنین انطباق گمانه‌ها با پلان سازه

ب) مروری بر بررسی صحرایی و آزمایشگاهی. در مواردی که داده‌ها محدود یا جزئی باشد، موضوع باید ذکر شود. چنانچه داده‌ها ناقص، نامربوط، ناکافی یا بدون دقت باشد باید به آن اشاره شده و به تناسب درباره آن اظهار نظر شود. روش‌های نمونه‌برداری، حمل‌ونقل و انبارداری باید در تفسیر نتایج مورد توجه قرار گیرد. هر نتیجه آزمایش



غیرعادی باید به دقت مورد توجه قرار گیرد تا روشن شود که آیا آن نتیجه گمراه‌کننده می باشد و یا اینکه نشان‌دهنده یک پدیده واقعی است که باید در طراحی به حساب آورده شود.

پ) ارائه پیشنهاد برای ادامه کارهای صحرایی و آزمایشگاهی در صورت لزوم، همراه با توضیحاتی که نیاز به کار اضافی را توجیه کند. چنین پیشنهادهایی باید با یک برنامه تفصیلی برای انواع کار اکتشافی اضافی لازم با اشاره ویژه به نکاتی که باید پاسخ داده شود، همراه باشد.

ت) ارائه اطلاعات مربوط به لرزه‌خیزی ساختگاه

ث) انتخاب مقادیر پارامترهای طراحی ژئوتکنیکی

ج) انجام محاسبات مورد نیاز و تهیه نقشه‌های طراحی ژئوتکنیکی

چ) اشاره به ردیف‌های نیازمند به بازنگری رفتارسنجی که در این صورت باید برنامه مطالعات رفتارسنجی شامل هدف برنامه رفتارسنجی، قسمت‌هایی که باید تحت مطالعه قرار گیرند، تعداد دفعات ثبت نتایج و مدت زمان لازم برای ادامه کار، دامنه مقادیری که نتایج باید در محدوده آن بررسی شوند، و روش ارزیابی نتایج ارائه گردد. در این گزارش باید بخش‌های مسئول اندازه‌گیری، مشاهدات و تفسیر نتایج و چگونگی نگهداری از ابزار دقیق روشن گردد.

ح) ذکر آیین‌نامه‌ها و استانداردهای به کار رفته.

خ) اطلاعات ژئوتکنیکی باید علاوه بر آنچه در بالا گفته شد، موارد زیر را در صورت ارتباط، شامل گردد:

- جدول‌بندی و ارائه گرافیکی نتایج کار صحرایی و آزمایشگاهی در ارتباط با نیازهای پروژه، و در صورت نیاز ارائه هیستوگرام‌هایی که نشان‌دهنده دامنه تغییرات مقادیر شاخص داده‌ها و توزیع آنها باشد.
- تعیین عمق سفره آب زیرزمینی و نوسانات فصلی آن.
- ارائه نیمرخ‌های زیرسطحی که نشان‌دهنده تفاوت بین سازندهای مختلف باشد. توصیف تفصیلی همه سازندها شامل خواص فیزیکی، تراکم‌پذیری و مشخصات مقاومتی آنها و اظهار نظر در مورد نابهنجاری‌هایی چون غارها و حفره‌ها و عدسی‌های ناهمگون.
- دسته‌بندی و ارائه دامنه تغییرات مقادیر داده‌های ژئوتکنیکی برای هر لایه. این گزارش باید به شکلی ارائه شود که بتوان از آن مناسب‌ترین مقدار را برای پارامتر مورد نظر در طراحی انتخاب کرد.
- ردیف‌های نیازمند بازنگری در جریان اجرا یا نیازمند نگهداری پس از اجرا باید به وضوح در گزارش مشخص شوند. به علاوه پس از آنکه بازنگری‌های لازم در جریان اجرا انجام گردید، مراتب باید گزارش شود.



۱-۵- گزارش نهایی بررسی‌های کنترلی

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

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

ب) خطر گسیختگی در حین اجرا

پ) تغییرات احتمالی طراحی و یا اقدامات اصلاحی در حین اجرا

فصل ۲



ظرفیت باربری پی‌های سطحی



۲-۱- کلیات

هنگامی که عمق قرارگیری پی از سطح خاک کمتر از کوچکترین عرض آن باشد، پی به عنوان پی سطحی در نظر گرفته می شود.

تفسیر

(۱) به طور کلی، ظرفیت باربری خاک مجموع ظرفیت باربری زیرین و مقاومت جانبی می باشد. ظرفیت باربری زیرین با شدت فشاری که زیر پی را داخل زمین وارد کرده و جریان پلاستیک خاک را ایجاد می نماید، ارزیابی می گردد. مقاومت جانبی پی اصطکاک یا مقاومت چسبندگی بین جوانب پی و خاک می باشد. در مقایسه با مطالعات ظرفیت باربری زیرین پی، مطالعات چندانی در مورد مقاومت جانبی موجود نمی باشد. اگر عمق قرارگیری پی کمتر از کوچکترین عرض پی باشد، مقاومت جانبی بسیار کمتر از ظرفیت باربری زیرین بوده و قابل اغماض خواهد بود.

(۲) برای بار خارج از مرکز یا مایل که بر روی پی وارد می شود به بند (۲-۵) ظرفیت باربری، برای بارهای خارج از مرکز و مایل، مراجعه شود.

۲-۲- ظرفیت باربری پی روی زمین ماسه ای

از رابطه زیر برای محاسبه ظرفیت باربری پی روی زمین ماسه ای استفاده می شود. در این حالت، ضریب اطمینان مناسب با توجه به مشخصات سازه در نظر گرفته می شود.

$$q_a = \frac{1}{F_s} (x_1 B N_r + x_2 D N_q) + x_2 D \quad (1-2)$$

که در آن:

q_a : ظرفیت باربری مجاز پی با در نظر گرفتن شناوری قسمت زیر آب (kN/m^2)

F_s : ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری زمین ماسه ای

: ضریب شکل پی

۱ : وزن واحد حجم خاک زیر تراز پی (یا وزن واحد حجم غوطه ور در صورت غوطه وری) (kN/m^2)

B : کوچکترین عرض پی (متر)

N_r و N_q : ضرایب ظرفیت باربری

۲ : وزن واحد حجم خاک بالای تراز پی (یا وزن واحد حجم غوطه ور در صورت غوطه وری) (kN/m^2)

D : طول مدفون پی (متر)



تفسیر

اگر بار وارد شده بر پی افزایش یابد، نشست پی متناسب با بار صورت می‌گیرد. زمانی که بار به مقدار کافی بزرگ می‌شود و به حد معینی می‌رسد، نشست ناگهان افزایش یافته و شکست برشی خاک اتفاق می‌افتد. شدت باری که برای این شکست برشی لازم است، ظرفیت باربری نهایی نام دارد که از تقسیم ظرفیت باربری نهایی بر یک ضریب اطمینان حاصل می‌گردد.

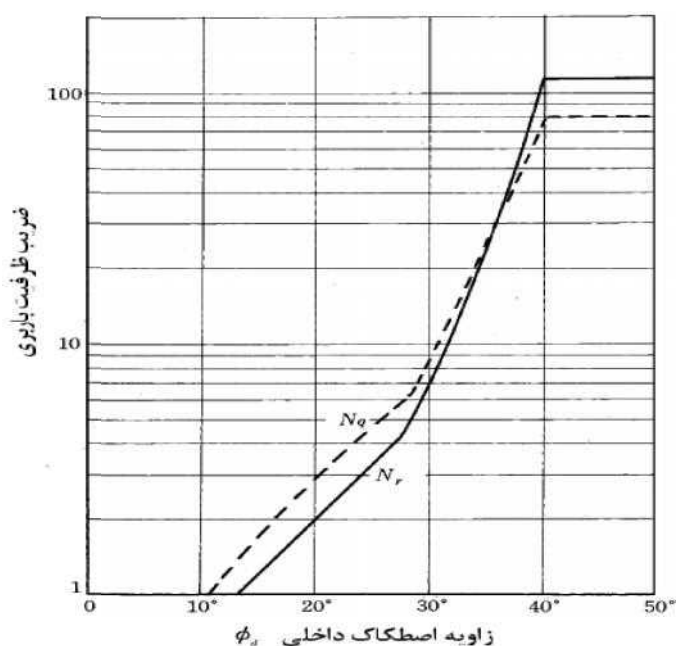
نکات فنی

(۱) ضریب شکل در جدول (۲-۵) برای چندین شکل پی ارائه و ضرایب ظرفیت باربری N_q و N_r براساس زاویه اصطکاک داخلی ϕ در شکل (۱-۵) نشان داده شده است.

جدول ۲-۵ - ضرایب شکل

شکل پی	مستطیل	دایره	مربع	پیوسته
	0.5 ~ 0.1 B/L	۰/۳	۰/۴	۰/۵

L: طول پی مستطیلی و B: عرض پی مستطیلی

شکل ۱-۵ - رابطه بین ضرایب ظرفیت باربری و زاویه اصطکاک داخلی ϕ

(۲) ظرفیت باربری مجاز روی زمین ماسه‌ای

به‌طور کلی در استفاده از رابطه (۱-۲) برای محاسبه ظرفیت باربری پی روی زمین ماسه‌ای استفاده ضریب اطمینان کمتر از ۲/۵ در نظر گرفته نمی‌شود.



۲-۳- ظرفیت باربری پی روی زمین رسی

زمانی که مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رسی نسبت به عمق خاک افزایش یابد، به طور استاندارد رابطه (۲-۲) برای محاسبه ظرفیت باربری مجاز پی روی زمین رسی استفاده و ضریب اطمینان مناسب بر اساس خصوصیات سازه انتخاب می شود.

$$q_a = N_{c0} \left(i + n \frac{B}{L} \right) \frac{c_0}{F_s} + \gamma_2 D \quad (2-2)$$

که در آن:

q_a : ظرفیت باربری مجاز پی با در نظر گرفتن غوطه وری بخش زیر آب (kN/m^2)

N_{c0} : ضریب ظرفیت باربری برای پی

n : ضریب شکل پی

B : کوچکترین عرض پی (متر)

L : طول پی (متر)

c_0 : مقاومت برشی زهکشی شده خاک چسبنده در زیر پی (kN/m^2)

F_s : ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری خاک رسی

۲ : وزن واحد حجم خاک بالای تراز ته پی (وزن واحد حجم غوطه‌ور اگر در آب غوطه‌ور باشد) (kN/m^3)

D : عمق قرارگیری پی در خاک

تفسیر

از آن جا که مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رسی در مناطق ساحلی با عمق به طور خطی افزایش می یابد، ظرفیت باربری پی باید بر اساس رابطه‌ای که اثر افزایش عمق را در نظر می گیرد محاسبه شود.

نکات فنی

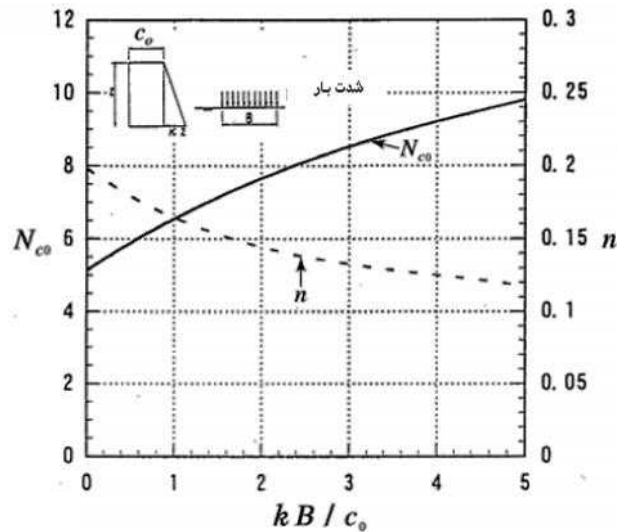
(۱) ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری خاک رسی که مقاومت برشی آن با عمق افزایش می یابد.

به طور کلی ضریب اطمینان ظرفیت باربری نباید کمتر از ۱/۵ باشد. زمانی که کوچکترین نشست یا تغییر مکان زمین به طور قابل ملاحظه‌ای کارآیی سازه را مختل کند (مثل پی جرثقیل داخل کشتی) ضریب اطمینان ظرفیت باربری ۲/۵ یا بیشتر در نظر گرفته می شود.

(۲) رابطه قابل استفاده برای محاسبه ظرفیت باربری مجاز

رابطه (۳-۲) را می توان برای محاسبه ظرفیت باربری مجاز خاک رسی در بازه ۴ kB/c_0 برای پی های نواری استفاده نمود. kB/c_0 براساس ضرایب ظرفیت باربری در شکل (۲-۵) ارائه شده است در حالی که k افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده در واحد عمق و سایر پارامترها همانند رابطه (۳-۲) می باشند.

$$q_a = \frac{1}{F} (1.018kB + 5.14c_0) + \alpha_2 D \quad (kB/c_0 \leq 4) \quad (3-2)$$



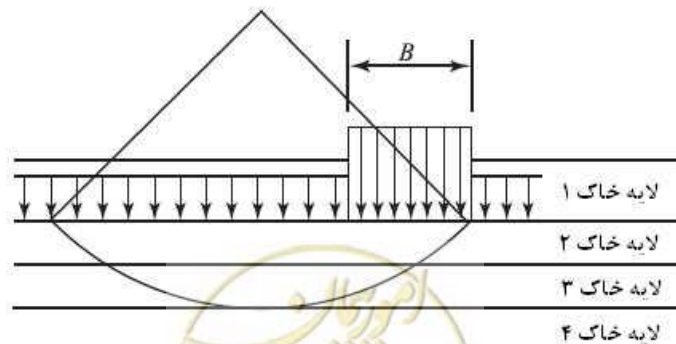
شکل ۵-۲- ضریب ظرفیت باربری N_{c0} و ضریب شکل n برای خاک رسی که مقاومت آن با عمق افزایش می‌یابد

۴-۲- ظرفیت باربری خاک لایه لایه

هنگامی که زمین پی از چندین لایه خاک تشکیل شده باشد، ظرفیت باربری به روش کمان دایره تحلیل شده و ضریب اطمینان مناسب با توجه به خصوصیات خاک و سازه در نظر گرفته می‌شود.

نکات فنی

ظرفیت باربری خاک لایه لایه به‌طور کلی از روش کمان دایره محاسبه می‌شود. در این حالت فشار سربار در بالای تراز در پی به‌صورت سربار در شکل (۳-۵) در نظر گرفته می‌شود. ضریب اطمینان برای کمان دایره ای که از ته کناره پی می‌گذرد از تحلیل کمان دایره روش تغییر داده شده *Fellenius* محاسبه می‌گردد. ضریب اطمینان نباید کمتر از $1/5$ باشد. ضریب اطمینان در حالاتی ممکن است که نشست قابل ملاحظه به کارآیی سازه لطمه بزند (همانند پی جرثقیل) به $2/5$ افزایش می‌یابد.



شکل ۵-۳- روش تحلیل کمان دایره برای محاسبه ظرفیت باربری زمین با چند لایه خاک مختلف

اگر ضخامت لایه رسی H به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از کوچکترین عرض پی B باشد (یعنی $H < 0.5B$) ممکن است یک شکست برشی سوراخ کننده که در آن لایه رسی از میان صفحه سربار و ته لایه رسی بیرون زده می‌شود، رخ دهد. ظرفیت باربری در مقابل این نوع شکست بیرون زدگی تحت فشار را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$q_a = \left(4 + 0.5 \frac{B}{H}\right) \frac{c_u}{F} + \alpha_2 D \quad (۴-۲)$$

q_a ظرفیت باربری مجاز برای پی با در نظر گرفتن شناوری بخش زیر آب (kN/m^2)

B کوچکترین عرض پی (متر)

H ضخامت لایه رس (متر)

c_u مقاومت برشی زهکشی نشده متوسط در لایه به ضخامت H (kN/m^2)

2: وزن واحد حجم خاک بالای تراز کف پی (یا وزن واحد حجم غوطه‌ور در صورت غوطه‌وری) (kN/m^2)

D طول مدفون در خاک پی (متر)

۲-۵- ظرفیت باربری برای بارهای خارج از مرکز و مایل

تحلیل کمان دایره به عنوان روشی استاندارد برای تعیین ظرفیت باربری بارهای خارج از مرکز و مایلی که روی پی سازه‌های ثقیلی وارد می‌شود، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این حالت تحلیل کمان دایره باید بر اساس روش ساده شده Bishop انجام گیرد. ضریب اطمینان مورد استفاده در رابطه زیر بر اساس خصوصیات سازه، مقادیر متناسب را به خود می‌گیرد.

مقادیر ثابت مربوط به مقاومت زمین و همچنین شکل اعمال نیروی خارجی و بار با در نظر گرفتن خصوصیات سازه‌ای تاسیسات در نظر گرفته می‌شود.

$$F_s = \frac{I}{\sum W \sin \tau + \frac{I}{R} \sum Ha} \sum \frac{(cb + W' \tan w) \sec \tau}{1 + (\tan \tau \tan w) / F_s} \quad (۵-۲)$$

که در آن:

F_s : ضریب اطمینان در مقابل شکست دایره‌ای مطابق با روش ساده شده Bishop

W : وزن کل قطعه لغزشی در واحد طول (kN/m)

: زاویه‌ای که ته قطعه لغزشی با صفحه افقی می‌سازد (درجه)

R : شعاع کمان دایره لغزش (متر)

H : نیروی افقی خارجی که بر روی خاک، داخل سطح دایره‌ای لغزش عمل می‌کند (kN/m)

a : بازوی طولی از مرکز سطح دایره لغزش به مکان اعمال نیروی خارجی افقی H (متر)

c : مقاومت برشی زهکشی نشده در زمین رسی یا چسبندگی ظاهری در شرایط زهکشی شده در خاک ماسه‌ای (kN/m^2)

b: عرض قطعه لغزشی

W: وزن موثر قطعه لغزشی در واحد طول (مجموع وزن خاک و سربار) (وزن واحد حجم غوطه‌ور در صورت غوطه‌وری) (kN/m)

: زاویه اصطکاک داخلی در شرایط زهکشی شده برای خاک ماسه‌ای (درجه)، برای خاک رسی این مقدار صفر در نظر گرفته می‌شود.

تفسیر

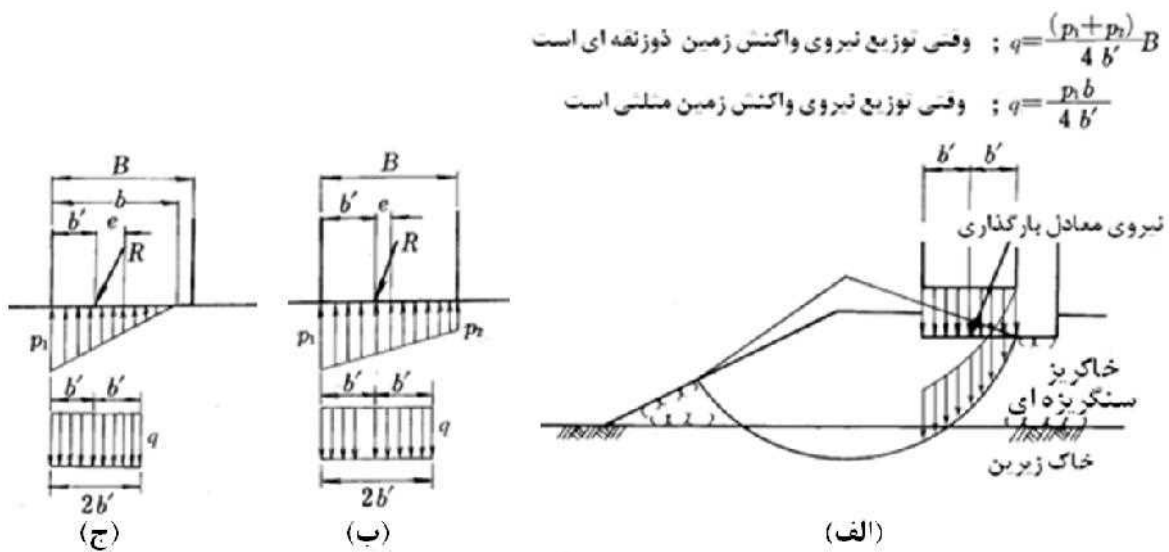
دیوارهای ساحلی و موج‌شکن‌های ثقلی تحت تاثیر نیروهای خارجی مانند وزن مرده، فشار خاک، نیروهای لرزه‌ای و موج بوده و ترکیب این نیروها معمولا یک نیروی خارج از مرکز و مایل را به وجود می‌آورد. بنابراین برای محاسبه ظرفیت باربری پی، باید تاثیرات نیروهای خارج از مرکز و مایل مد نظر قرار گیرد. بارهای خارج از مرکز و مایل به این معنا هستند که نسبت تمایل بار مساوی یا بزرگتر از ۰/۱ است. سازه‌های ثقلی معمولی توسط سیستم دو لایه مثل خاکریز سنگریزه‌ای روی خاک پی تحمل می‌شوند. بنابراین روش محاسبه ظرفیت باربری باید خصوصیات هر دو لایه را در نظر گیرد. روش کمان دایره بر اساس روش ساده شده Bishop برای تحلیل ظرفیت باربری این نوع پی شناخته شده است.

این ادعا به واسطه تحقیقات آزمایشگاهی و تجربی روی مدل و مطالعات موردی روی موج‌شکن و دیوارهای ساحلی ثابت شده است.

نکات فنی

(۱) تحلیل ظرفیت باربری با روش کمان دایره بر اساس روش ساده شده Bishop تحلیل از طریق کمان دایره بر اساس روش ساده شده Bishop دقیق‌تر از تحلیل بر اساس روش ساده شده فلنیوس است (به جز مواردی که بار قائم روی خاک لایه افقی اعمال می‌شود). بنابراین، این روش برای شرایط بار خارج از مرکز و مایل به کار می‌رود. همان‌طور که در شکل (۵-۴-الف) نشان داده شده است نقطه شروع لغزش به‌طور قرینه در حدود نقطه اثر برآیند نیروها بر یکی از گوشه‌های پی که به نقطه اثر نیرو نزدیک‌تر است تنظیم شده است. در این حالت، نیروی قائم موثر بر خاکریز سنگریزه‌ای به یک بار یکنواخت که روی عرض $2b'$ (شکل ۵-۴-ب و ج) گسترده است، تبدیل می‌شود. فرض می‌گردد نیروی افقی به زیر سازه وارد می‌شود. هنگام محاسبه ظرفیت باربری طی زلزله، فرض می‌شود که نیروی لرزه‌ای روی خاکریز سنگریزه‌ای و زمین وارد نمی‌شود.





شکل ۵-۴- تحلیل ظرفیت باربری برای بارهای خارج از مرکز و مایل

(۲) ضریب اطمینان همانند سایر موارد تحلیل کمان دایره ضریب اطمینان به صورت نسبت گشتاور مقاوم ناشی از مقاومت برشی به گشتاور لغزشی ناشی از نیروهای خارجی و وزن خاک بیان می‌گردد. به نکات فنی بند (۲)، در بند (۶-۲-۱) تحلیل شیب با بکارگیری روش صفحه لغزش دایروی، مراجعه شود. مقادیر استاندارد ضریب اطمینان در جدول (۵-۳) خلاصه شده است.

جدول ۵-۳- ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری بارهای خارج از مرکز و مایل (روش کمان دایره ساده شده Bishop)

موج شکن	دیوار ساحلی	
-	۱/۲ یا بیشتر	حالت عادی
-	۱/۰ یا بیشتر	حین زلزله
۱/۰ یا بیشتر	-	تحت اثر موج های طوفانی

(۳) پارامترهای مقاومتی برای مصالح خاکریز و زمین پی

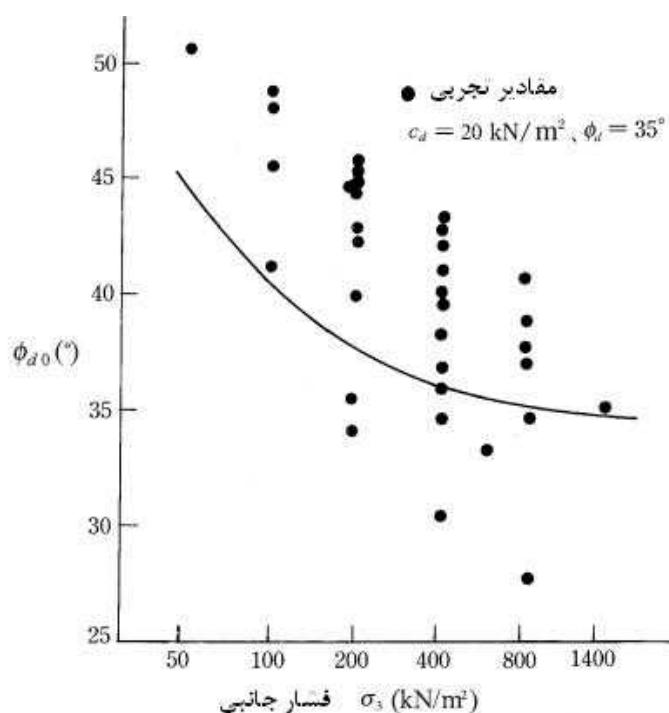
الف) مصالح خاکریز

مدل سازی و مطالعات صحرایی روی ظرفیت باربری برای بارهای خارج از مرکز و مایل نشان داده است که می‌توان نتایج دقیقی از طریق تحلیل کمان دایره روش ساده شده Bishop و کاربرد پارامترهای مقاومتی حاصل شده از آزمایش سه محوری، به دست آورد. نتایج در مقیاس بزرگ آزمایش سه محوری فشاری روی سنگ خرد شده نشان داده است که پارامترهای مقاومت ذرات درشت تقریباً معادل نتایج به دست آمده روی مواد با دانه بندی مشابه و ضریب یکنواختی یکسان است. بنابراین، آزمایش‌های سه محوری فشاری با استفاده از نمونه‌های با دانه بندی مشابه باید انجام شود تا پارامترهای مقاومتی سنگریزه به طور دقیق مشخص گردد. اگر آزمایش‌های مقاومتی صورت نگیرد مقادیر 20 kN/m^2 برای چسبندگی ظاهری c_d و 35 درجه برای اصطکاک داخلی ϕ به عنوان مقادیر پارامترهای مقاومتی سنگریزه‌هایی که عموماً در ساخت و ساز بندری به کار می‌رود، مورد استفاده قرار می‌گیرند.



مقادیر استاندارد بالا از روی نتایج محافظه کارانه آزمایش‌های سه محوری فشاری در مقیاس بزرگ روی سنگ خرد شده و تحلیل ظرفیت باربری موج‌شکن‌ها و دیوارهای ساحلی موجود به دست آمده است. شایان ذکر است که پارامتر مقاومتی چسبندگی $c_d = 20 \text{ kN/m}^2$ با در نظر گرفتن زاویه اصطکاک داخلی d خرده سنگ به سبب فشار محافظی، چسبندگی ظاهری می‌باشد.

شکل (۵-۵) نتایج آزمایش سه محوری فشاری بر روی نمونه‌های مختلف خرده سنگ و سنگریزه را نشان می‌دهد. در این شکل مشاهده می‌شود زمانی که فشار محافظی افزایش یابد، d_0 به سبب خرد شدن ذرات کاهش می‌یابد. خط ممتد در شکل، نمایانگر مقادیر تحت فرضیات چسبندگی ظاهری $c_d = 20 \text{ kN/m}^2$ و اصطکاک داخلی $d = 35^\circ$ بوده و در اینجا بستگی d_0 به فشار محافظی با در نظر گرفتن چسبندگی ظاهری به خوبی تعریف شده است.



شکل ۵-۵- رابطه بین d_0 و فشار محافظی جانبی ۳

طبق مطالعات قبلی، این مقادیر استاندارد را می‌توان فقط برای مصالح سنگی با مقاومت فشاری تک محوری MN/m^2 ۳۰ یا بیشتر سنگ مادر مورد استفاده قرار داد. اگر سنگ‌هایی با مقاومت فشاری کمتر از 30 MN/m^2 به عنوان بخشی از خاکریز به کار رود، پارامترهای مقاومتی در حدود $c_d = 20 \text{ kN/m}^2$ و $d = 30^\circ$ خواهد بود.

(ب) زمین پی

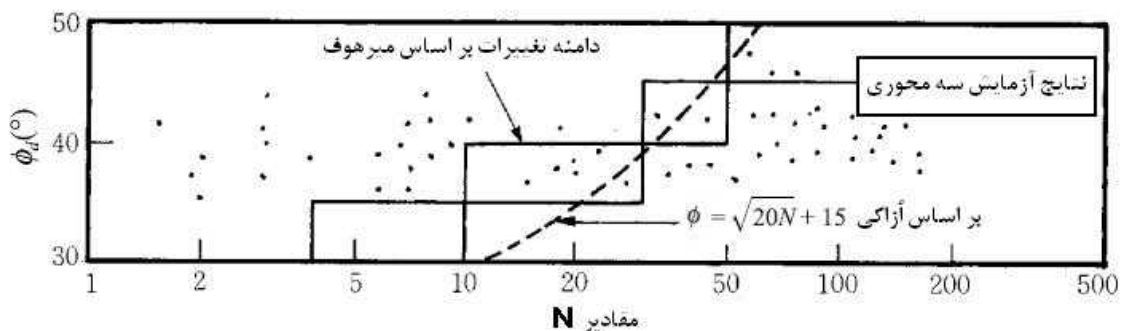
پی‌های تحت اثر بارهای خارج از مرکز و مایل اغلب باعث شکست لغزشی سطحی می‌شوند. در این موارد، تحلیل مقاومت نزدیک به سطح زمین پی اهمیت به‌سزایی دارد. اگر خاک پی ماسه‌ای باشد، زاویه اصطکاک d به‌طور معمول از روی N (عدد SPT) تخمین زده می‌شود. روابط تخمین که تا به امروز استفاده می‌شود، در زمین ماسه‌ای کم عمق مقدار d را کمتر از واقعیت تخمین می‌زند زیرا که هیچ

اصلاحی برای بار سربار در محل در نظر گرفته نشده است. شکل (۵-۶) یک مطالعه مقایسه‌ای بین روابط پیشنهادی قبلی و نتایج آزمایش‌های سه محوری فشاری بر روی خاک ماسه‌ای را ارائه می‌دهد. حتی برای زمانی که مقدار N کمتر از ۱۰ باشد زاویه اصطکاک داخلی ۴۰ به دست آمده است. در موارد بسیاری ظرفیت باربری تحت اثر بارهای خارج از مرکز و مایل نه برای طراحی در شرایط عادی که تحت تاثیر نیروهای خارجی دینامیک مانند نیروی موج یا زلزله مساله ساز است. بر اساس تحلیل ظرفیت باربری سازه‌هایی که در گذشته آسیب دیده‌اند، مقادیر زیر به عنوان مقادیر استاندارد ϕ_d برای خاک پی مورد استفاده قرار می‌گیرد:

$$\phi_d = 40^\circ \quad \text{خاک شنی با مقدار } N \text{ کمتر از } 10$$

$$\phi_d = 45^\circ \quad \text{خاک شنی با مقدار } N \text{ بیشتر از } 10$$

اگر زمین از خاک چسبنده تشکیل شده باشد، می‌توان مقاومت را از روش بخش ۲، بند (۱۱-۳-۳) خواص برشی، تعیین کرد.



شکل ۵-۶- رابطه بین مقادیر N و ϕ_d حاصل از آزمایش‌های سه محوری روی نمونه‌های ماسه دست نخورده

۶-۲- گسیختگی ناشی از لغزش

۱-۶-۲

در پی‌هایی که زیر اثر بارهای مورب نسبت به کف زیرین خود قرار دارند باید گسیختگی ناشی از لغزش بررسی شود. در این پی‌ها، در مواردی که کف زیرین پی افقی است، برای تامین ایمنی کافی، باید نامساوی زیر برقرار باشد:

$$H < S + E_p \quad (۶-۲)$$

که در آن:

H : مولفه افقی بارهای طراحی وارد بر پی که در آن نیروی رانشی محرک خاک نیز ملحوظ شده است.

S : نیروی برشی مقاوم موجود بین سطح زیرین پی و خاک که با استفاده از ضوابط بند (۲-۶-۲)، محاسبه می‌شود.

E_p : نیروی رانشی مقاوم خاک جلوی پی است که در اثر حرکت نسبی پی و زمین می‌تواند بسیج شود، این نیرو با توجه به ملاحظات بند (۲-۶-۳)، تعیین می‌شود.

۲-۶-۲

نیروی برشی مقاوم S در خاک‌های مختلف به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

الف) خاک در شرایط زهکشی شده

$$S = Q' \tan \alpha \quad (۷-۲)$$

که در آن:

Q' : مولفه قائم بارهای طراحی موثر وارد بر پی است.

: زاویه اصطکاک بین سطح زیرین پی و خاک است. این زاویه را می‌توان در پی‌های ساخته شده با بتن درجا

برابر با زاویه برشی و در پی‌های ساخته شده با بتن پیش‌ساخته برابر با $\frac{2}{3}$ در نظر گرفت.

در محاسبه S در رابطه فوق هرگونه چسبندگی موثر C' باید نادیده گرفته شود.

ب) خاک در شرایط زهکشی نشده

$$S = A' C_u \quad (۸-۲)$$

که در آن:

A' : مساحت موثر سطح زیرین پی

در مواردی که امکان رسیدن آب یا هوا به سطح میان پی و بستر رسی زهکشی نشده وجود داشته باشد، مقدار S باید نامساوی زیر را ارضا کند.

$$S \leq 0.4Q \quad (۹-۲)$$

این نامساوی را در مواردی که ایجاد شکاف بین پی و بستر آن به علت وجود مکش در ناحیه بدون فشار بارگذاری مثبت، غیرممکن باشد، می‌توان نادیده گرفت.

۳-۶-۲

نیروی رانشی مقاومت خاک E_p با استفاده از ضریب مقاوم خاک K_p محاسبه می‌شود و در کاربرد آن باید توجه داشت که این نیرو تنها در صورت پیش آمدن حرکت نسبی بین پی و زمین بسیج می‌شود و مقدار آن بستگی به میزان این حرکت نسبی دارد. توصیه می‌شود در محاسبه E_p در هیچ حالت مقدار K_p بیشتر از ۵۰٪ مقدار تعیین شده آن، منظور نگردد.

۴-۶-۲

در مواردی که پی بر روی خاک‌های رسی واقع است، باید باریبری محدوده‌ای که دارای نوسان آب‌های زیرزمین فصلی است و همچنین امکان انقباض رس در لبه قائم پی در نظر گرفته شود.



۵-۶-۲

در کاربری رابطه فوق باید نسبت به عدم جابه‌جایی خاک جلوی پی در اثر فرسایش و یا دخالت‌های انسانی، اطمینان حاصل کرد. به عبارت دیگر باید اطمینان حاصل گردد که نیروی مقاومت E_p در طول عمر سازه از بین نمی‌رود.

۲-۶-۶- ملاحظات لرزه‌ای

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

الف) احتمال کاهش مقاومت و سختی خاک زیر اثر بارهای لرزه‌ای باید بررسی شود و پارامترهای ژئوتکنیکی خاک که در محاسبه R به کار برده می‌شوند با توجه به این احتمال در نظر گرفته شوند. لازم است به این نکته توجه شود که کاهش مقاومت و سختی خاک ممکن است حتی در تراز تغییر شکل‌های نسبی کوچک هم آغاز شوند.

ب) در سازه‌هایی که به تغییر شکل‌های ایجاد شده در خاک حساس هستند، رفتار غیرخطی خاک باید در تعیین تغییر شکل‌های دائمی احتمالی در جریان زلزله مورد توجه قرار گیرد.

پ) خاک‌های رسی حساس در جریان زلزله ممکن است دچار کاهش مقاومت برشی شوند. این احتمال باید بررسی شود. ت) خاک‌های غیرچسبنده در جریان زلزله ممکن است در معرض افزایش فشار آب حفره‌ای قرار گیرند. این افزایش فشار باید در مقاومت زهکشی نشده کوتاه‌مدت و یا با در نظر گرفتن اثر افزایش فشار آب حفره‌ای در تحلیل با تنش موثر، مورد توجه قرار گیرد.

ث) در خاک‌های ماسه‌ای اشباع کم تراکم باید احتمال وقوع روانگرایی، با انجام آزمایش‌های برجا و آزمایشگاهی، بررسی شود و در صورت احتمال وقوع روانگرایی نسبت به انتقال بار به لایه‌های مقاوم خاک و یا اصلاح و بهسازی لایه‌های موجود، اقدام شود. در این خاک‌ها حتی اگر احتمال وقوع روانگرایی موجود نباشد، کاهش ظرفیت باربری پی در اثر افزایش فشار آب حفره‌ای باید در نظر گرفته شود.

ج) در خاک‌های ماسه‌ای اشباع متراکم، طراحی پی باید بر اساس پارامترهای ژئوتکنیکی به دست آمده در شرایط استاتیکی و با منظور کردن ضرایب کاهنده حاصل از بارگذاری دینامیکی در فرمول‌های ارزیابی ظرفیت باربری مجاز پی انجام پذیرد.



فصل ۳

ظرفیت باربری پی‌های عمیق



۳-۱- کلیات

زمانی که طول مدفون در خاک پی بزرگتر از کوچکترین عرض پی باشد، پی باید به عنوان پی عمیق مورد مطالعه قرار گرفته و ظرفیت باربری پی عمیق با استفاده از روش های مناسب با در نظر گرفتن خصوصیات سازه و زمین محاسبه گردد.

۳-۲- ظرفیت باربری قائم

ظرفیت باربری قائم پی عمیق باید با در نظر گرفتن روش های مناسب و نوع سازه، روش ساخت و شرایط خاک تعیین شود.

تفسیر

(۱) ظرفیت کاربری مجاز قائم برای پی های عمیق

به طور کلی، ظرفیت باربری مجاز پی عمیق به صورت مجموع ظرفیت باربری مجاز جانبی پی و ظرفیت باربری مجاز انتهایی پی بیان می گردد (رابطه ۳-۱). ولی برای محاسبه مقدار تغییر شکل سازه، تغییر شکل پی عمیق باید با در نظر گرفتن خاکی که مانند فنر عمل می کند تخمین زده شود.

$$q_a = q_{al} + Uq_a \quad (1-3)$$

که در آن:

q_a ظرفیت باربری مجاز پی عمیق (kN/m^2)

q_{al} ظرفیت باربری مجاز انتهایی پی (kN/m^2) (به بندهای (۲-۲) ظرفیت باربری روی زمین ماسه ای، و (۳-۲) ظرفیت باربری پی روی زمین رسی، مراجعه شود)

q_a : افزایش ظرفیت باربری مجاز حاصل از مقاومت جانبی پی (kN/m^2)

(۲) مقاومت جانبی پی عمیق

احتیاط در ارزیابی مقاومت جانبی پی عمیق حائز اهمیت است، زیرا ممکن است بسته به نوع سازه و روش ساخت، زمین اطراف حین ساخت دست خورده شود و مقادیر کافی ظرفیت باربری ناشی از مقاومت جانبی، در تمام حالات حاصل نگردد.

نکات فنی

(۱) مقاومت اصطکاکی جداره در زمین ماسه ای

رابطه (۳-۲) برای محاسبه افزایش ظرفیت باربری مجاز ناشی از مقاومت اصطکاکی جداره در زمین ماسه ای استفاده می شود.

$$Uq_a = \frac{1}{F} \left(1 + \frac{B}{L} \right) \frac{D^2}{B} K_a \alpha_2 \sim$$

(۳-۲)



که در آن:

F : ضریب اطمینان (همان مقدار که برای q_{al} استفاده می‌شود)

K_a : ضریب رانش محرک فشار خاک ($= 0^\circ$) (بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب)

۲: وزن واحد حجم خاک بالای تراز کف پی (یا در صورت غوطه‌وری، وزن واحد حجم غوطه‌ور) (kN/m^3)

D : طول مدفون در خاک پی (متر)

μ : ضریب اصطکاک بین جدار پی و خاک ماسه‌ای، $\mu = \tan(2/3)$

B : عرض پی (متر)

L : طول پی (متر)

در رابطه (۲-۳) افزایش ظرفیت باربری مجاز q_a از تقسیم کل مقاومت اصطکاکی بر مساحت انتهای پی و ضریب اطمینان حاصل می‌گردد. مقاومت اصطکاکی کل، به صورت حاصل ضرب مقاومت اصطکاکی متوسط جانبی \bar{f} در طول مدفون در خاک پی D و کل سطح تماس بین خاک ماسه‌ای و جدار پی محاسبه می‌گردد.

رابطه (۳-۳) به طور کلی برای محاسبه مقاومت اصطکاکی متوسط جانبی \bar{f} مربوط به طول D به کار می‌رود.

$$\bar{f} = \frac{1}{D} \int_0^D \alpha z K_a dz = \frac{1}{2} K_a \alpha D \quad (3-3)$$

زاویه اصطکاک بین جدار پی و خاک ماسه‌ای نباید از زاویه اصطکاک داخلی خاک بزرگتر باشد و در حالت خاک ماسه‌ای و بتن نمی‌توان (2/3) در نظر گرفت.

(۲) مقاومت چسبندگی جدار پی در زمین رسی

رابطه (۴-۳) را می‌توان برای محاسبه افزایش ظرفیت باربری مجاز به سبب مقاومت جدار پی در خاک رسی استفاده نمود.

$$U q_a = \frac{2}{F} \left(1 + \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \bar{c}_a \quad (4-3)$$

که در آن:

\bar{c}_a : چسبندگی متوسط (مقدار متوسط برای طول مدفون زیر تراز آب زیر زمینی) (kN/m^2)

D_c : طول مدفون پی زیر تراز آب زیر زمینی (متر)

در حالت پی عمیق در زمین رسی، خاک بالای سطح آب زیر زمینی تحت تاثیر پدیده انقباض در تابستان می‌باشد که این بدان معناست که این خاک برای در نظر گرفتن سطح تماس موثر مناسب نیست.

به همین علت چسبندگی متوسط \bar{c}_a در رابطه (۴-۳) به مقادیر متوسط مدفون زیر تراز آب زیر زمینی اشاره می‌کند. برای

مقادیر تجربی چسبندگی متوسط \bar{c}_a به جدول (۴-۵) مراجعه شود.



جدول ۵-۴- چسبندگی متوسط (kN/m^2)

c_a	q_u	نوع خاک
*	۵۰ تا ۲۵	خاک چسبنده نرم
۱۲ تا ۶	۱۰۰ تا ۵۰	خاک چسبنده متوسط
۲۵ تا ۱۲	۲۰۰ تا ۱۰۰	خاک چسبنده سخت
۳۰ تا ۲۵	۴۰۰ تا ۲۰۰	خاک چسبنده بسیار سخت
۳۰ و یا بیشتر	۴۰۰ و یا بیشتر	خاک چسبنده متراکم شده

* برای خاک چسبنده نرم، چسبندگی متوسط در نظر گرفته نمی‌شود.

۳) ضریب اطمینان

ضریب اطمینان برای لحاظ نمودن در روابط (۲-۳) و (۴-۳) باید $1/5$ یا بزرگتر (برای سازه‌های مهم) و $1/5$ یا بزرگتر برای سایر سازه‌ها باشد.

۳-۳- ظرفیت باربری جانبی

ظرفیت باربری جانبی پی عمیق باید با در نظر گرفتن شرایط زمین، خصوصیات سازه و روش ساخت تعیین گردد.

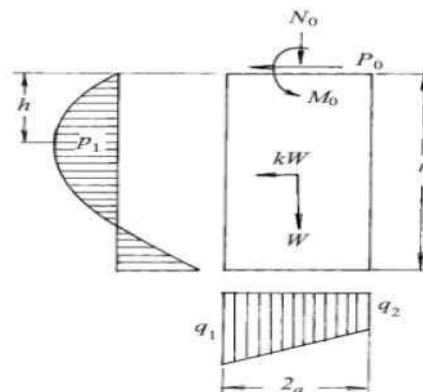
تفسیر

ظرفیت باربری جانبی پی عمیق توسط مولفه افقی عکس‌العمل بستر بر روی جداره و مولفه قائم عکس‌العمل بستر در کف پی کنترل می‌شود.

نکات فنی

۱) هنگامی که نیروی برآیند در کف پی در داخل هسته مرکزی عمل کند (هنگامی که خروج از مرکز بودن کل نیرویی که در کف پی عمل می‌کند در فاصله $\frac{1}{6}$ عرض پی از محور مرکزی پی باشد) و توزیع افقی و قائم عکس‌العمل خاک به صورت شکل (۷-۵) باشد، بیشترین عکس‌العمل افقی خاک p_1 و بیشترین عکس‌العمل قائم خاک q_1 را می‌توان با در نظر گرفتن یک مقدار مناسب ضریب اطمینان برای فشار مقاوم خاک و ظرفیت باربری نهایی برآورد نمود.





شکل ۵-۷- وقتی برآیند در داخل هسته مرکزی عمل می‌کند

(۲) فرض مربوط به توزیع عکس‌العمل خاک

توزیع افقی عکس‌العمل خاک در شکل (۷-۵) را می‌توان به صورت یک سهمی درجه دو با مقدار صفر در سطح زمین در نظر گرفت. این فرض معادل رابطه‌ای مانند رابطه (۵-۳) بین تغییر مکان افقی y و فشار عکس‌العمل خاک P در زمانی که پی به عنوان یک توده صلب دوران کند، می‌باشد.

$$p = Kxy \quad (۵-۳)$$

که در آن:

p : عکس‌العمل خاک (kN/m^2)

K : نرخ افزایش ضریب عکس‌العمل افقی خاک در عمق (kN/m^2)

x : عمق (متر)

y : تغییر مکان افقی در عمق x (متر)

برای عکس‌العمل قائم خاک یک توزیع خطی در نظر گرفته شده است. بنابراین زمانی که نیروی موجود در کف پی در داخل هسته عمل کند، توزیع تنش همان‌طور که در شکل (۵-۳) نشان داده شده است، دوزنقه‌ای می‌باشد.

(۳) زمانی که برآیند نیروها در کف پی درون هسته عمل می‌کند

شرایطی که تحت آن نیروی برآیند در کف پی درون هسته عمل می‌کند در رابطه (۶-۳) بیان شده است.

$$\frac{N_0 + w_1 l}{A} \geq \frac{3aK'(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)}{b(l^3 + 24rK'a^3)} \quad (۶-۳)$$

در این حالت بیشترین عکس‌العمل افقی خاک p_1 (kN/m^2) و بیشترین عکس‌العمل قائم خاک q_1 (kN/m^2) به ترتیب از روی روابط (۷-۳) و (۸-۳) به دست می‌آید.

$$p_1 = \frac{3[kw_1 l^4 + 3P_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8rK'a^3(kw_1 l + P_0)]^2}{4bl^3(l^3 + 24rK'a^3)(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)} \quad (۷-۳)$$

$$q_1 = \frac{N_0 + w_1 l}{A} + \frac{3rK'(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)}{b(l^3 + 24rK'a^3)} \quad (۸-۳)$$



در زمان مطالعه ظرفیت باربری جانبی پی عمیق، مقادیر به دست آمده p_1 و q_1 از روابط (۷-۳) و (۸-۳) باید روابط (۹-۳) و (۱۰-۳) را ارضا نماید.

$$p_1 \leq \frac{1}{F} P_p \quad (9-3)$$

$$q_1 \leq q_a \quad (10-3)$$

که در آنها:

l : طول مدفون (متر)

$2b$: حداکثر عرض (عمود بر نیروی افقی) (متر)

$2a$: حداکثر طول (متر)

A : مساحت کف (m^2)

P_0 : نیروی افقی که بر روی سازه بالای سطح زمین عمل می کند (kN)

M_0 : گشتاور حاصل از P_0 در سطح زمین ($kN.m$)

N_0 : نیروی قائم که در سطح زمین عمل می کند (kN)

k : ضریب افقی زلزله

K' : ضریب نسبت K_2/K_1

K_1 : نرخ افزایش در ضریب عکس العمل قائم خاک (kN/m^4)

K_2 : نرخ افزایش در عمق ضریب عکس العمل افقی خاک (kN/m^4) (به رابطه (۵-۳) مراجعه شود)

w_1 : وزن پی عمیق در واحد عمق (kN/m)

: ضریبی که برای شکل کف در نظر گرفته می شود (برای مستطیل $l = 1$ و برای دایره $l = 0.588$)

p_p : بیشترین فشار مقاوم خاک در عمق h (kN/m^2) (به بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، مراجعه گردد)

h : عمقی که در آن عکس العمل افقی خاک بیشترین می گردد (متر) (رابطه ۳-۱۱)

q_a : ظرفیت باربری قائم در تراز کف (kN/m^2) (رابطه ۳-۱)

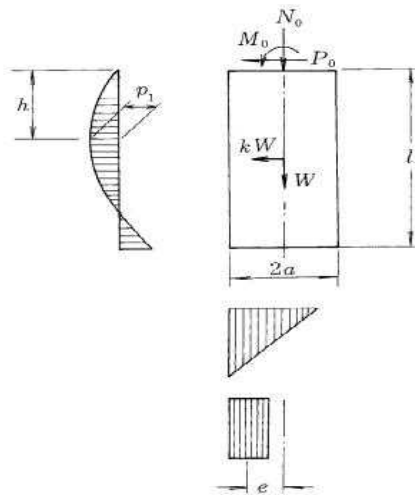
F : ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری افقی

$$h = \frac{kw_1 l^4 + 3P_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8\gamma K' a^3 (kw_1 l + P_0)}{2l(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)} \quad (11-3)$$

(۴) زمانی که برآیند نیروها در کف پی در خارج از هسته مرکزی عمل می کند

هنگامی که برآیند نیروهای وارده در کف پی خارج از هسته وارد می شود، یک توزیع مثلثی برای عکس العمل قائم خاک که در شکل (۸-۵) نشان داده شده است، مورد استفاده قرار می گیرد. این بدان علت است که مقاومت کششی بین کف پی و خاک اتفاق نمی افتد. در این حالت بیشترین عکس العمل خاک (p_1 (kN/m^2) در سطح جانبی از رابطه (۳-۱۲) به دست می آید.





شکل ۸-۵- زمانی که نیروی برآیند درون هسته مرکزی عمل نمی‌کند

$$p_1 = \frac{3(kWl + 4M_0 - 4N_0e - 4We + 3P_0l)^2}{4bl^2(kWl + 6M_0 - 6N_0e - 6We + 4P_0l)} \quad (12-3)$$

مقدار p_1 حاصل از رابطه (۱۲-۳) باید در رابطه (۹-۳) صدق کند. در این حالت h از رابطه (۱۳-۳) به دست می‌آید.

$$h = \frac{l(kWl + 4M_0 - 4N_0e - 4We + 3P_0l)}{2(kWl + 6M_0 - 6N_0e - 6We + 4P_0l)} \quad (13-3)$$

که در آن:

h عمقی که در آن عکس‌العمل افقی خاک بیشترین می‌شود (متر) (شکل ۸-۵)

W : وزن مرده پی (kN)

e : خروج از مرکزیت (متر)

فاصله e همان طوری که در شکل (۸-۵) نشان داده شده است تعریف می‌شود. اگر مقطع کف پی مستطیل با طول (m) $2a$ و عرض (m) $2b$ باشد مقدار e توسط رابطه (۱۴-۳) محاسبه می‌شود.

$$e = a - \frac{W + N_0}{4bq_a} \quad (14-3)$$

اگر کف پی دایره باشد، می‌توان کف پی را به صورت مستطیلی با طول $2a$ و عرض $2b$ با تعاریف زیر در نظر گرفت.

$$\left. \begin{aligned} 2a &= \frac{f}{3} D \\ 2b &= \frac{3}{4} D \end{aligned} \right\} \quad (15-3)$$

که در آن:

D : قطر دایره (متر)

در این صورت، ظرفیت باربری افقی را می‌توان به صورتی مطمئن با تقریب ۱۰٪ برآورد نمود. اما این جایگزینی باید براساس قضاوت مناسب و استفاده از مراجع مربوط صورت گیرد.



(۵) ضریب اطمینان

هنگام به‌کارگیری روش‌های محاسباتی فوق، به‌طور کلی ضریب اطمینان ۱/۵ یا بیشتر برای سازه‌های مهم و ۱/۱ برای سایر سازه‌ها در نظر گرفته می‌شود.

فصل ۴



ظرفیت باربری شمع‌ها



۴-۱- ظرفیت باربری محوری مجاز شمع

۴-۱-۱- کلیات

ظرفیت باربری محوری مجاز شمع‌ها باید بر اساس ظرفیت باربری محوری نهایی شمع تقسیم بر ضریب اطمینان معین گردد. عوامل ذیل تا حد نیاز مد نظر قرار گرفته و ضریب اطمینان با در نظر گرفتن خصوصیات سازه و زمین لحاظ می‌شود.

(۱) تنش فشاری مجاز مواد شمع

(۲) کاهش تنش مجاز در درزهای شمع

(۳) کاهش تنش مجاز به سبب نسبت لاغری شمع

(۴) اثر گروه شمع‌ها

(۵) اصطکاک جداره منفی جداره شمع‌ها

(۶) بررسی بالا آمدگی شمع‌ها

(۷) نشست شمع‌ها

تفسیر

- (۱) موارد فوق یک دستورالعمل برای بررسی ظرفیت باربری محوری شمع ارائه می‌کند. ابتدا، ظرفیت باربری محوری نهایی شمع تعیین شده و سپس برای تعیین ظرفیت باربری محوری مجاز، این مقدار بر ضریب اطمینان تقسیم می‌شود. سپس عوامل ۱ تا ۶ فوق‌الذکر مورد بررسی واقع شده و در صورت لزوم ظرفیت باربری محوری مجاز استاندارد کاهش داده می‌شود. حاصل فرایند، ظرفیت باربری محوری مجازی است که می‌توان در طراحی پی‌های شمعی مورد استفاده قرار داد.
- (۲) ظرفیت باربری شمع‌ها، به‌طور قابل ملاحظه‌ای از روش اجرا و ساخت شمع‌ها تاثیر می‌پذیرد. بنابراین قبل از شروع عملیات ساخت، شمع آزمایشی رانده شده و پارامترهای طراحی با مطالعات مختلف تایید می‌گردد.
- (۳) گروه شمع، مجموعه‌ای از شمع‌ها است که در آن ظرفیت باربری و تغییر شکل هر شمع از دیگری تاثیر می‌پذیرد.

۴-۱-۲- ظرفیت باربری محوری مجاز استاندارد

ظرفیت باربری محوری مجاز استاندارد با تقسیم ظرفیت باربری محوری نهایی شمع بر یک ضریب اطمینان مناسب به دست می‌آید.

تفسیر

ضریب اطمینان مورد استفاده برای محاسبه ظرفیت باربری محوری مجاز استاندارد از روی ظرفیت باربری محوری نهایی، تغییرات شرایط زمین، شمع، بارگذاری و غیره را در نظر می‌گیرد. ضریب اطمینان باید مقادیری را به خود گیرد که امنیت شمع‌ها را در مقابل شکست زمین تضمین کند. هنگام محاسبه بار محوری نهایی تک شمع با آزمایش بارگذاری و روابط ظرفیت باربری

استاتیک، ظرفیت باربری محوری مجاز استاندارد باید از تقسیم ظرفیت باربری محوری نهایی تک شمع بر ضریب اطمینان به دست آید.

نکات فنی

- (۱) جدول (۵-۵) دستورالعملی کلی برای مقادیر کمینه ضریب اطمینان ارائه می‌دهد که بر اساس اصول زیر پیشنهاد شده‌اند:
- الف) کمترین مقدار ضریب اطمینان ۲/۵ در شرایط عادی بدین معناست که ضریب اطمینان در مقابل پدیده شکست نهایی زمین ۲/۵ می‌باشد. ضریب اطمینان در مقابل پدیده تسلیم‌شدگی خاک بین ۱/۵ تا ۲/۰ خواهد بود.
- ب) کمترین ضریب اطمینان هنگام زلزله را می‌توان کمتر از زمان عادی فرض نمود. این بدان علت است که مدت زمان زلزله بسیار کوتاه بوده و مقاومت خاک در مقابل بار ضربه‌ای عموماً به‌طور تدریجی افزایش می‌یابد.
- ۲) چنانچه تغییر شکل‌های دائمی زمین بعد از زلزله ماندگار به‌نظر برسد مطالعات بیشتری لازم خواهد بود. در رابطه با خصوصیات دینامیکی خاک، موارد مجهول زیادی وجود دارد. بنابراین بعید به نظر می‌رسد که بتوان مقاومت بالایی برای خاک جهت طراحی در حالت زلزله در نظر گرفت. به عنوان مثال رس حساس ممکن است حین لرزه‌های شدید مقاومت خود را از دست بدهد. در آسیب‌های ناشی از زلزله‌های قبلی، روانگرایی در لایه ماسه‌ای شل رخ داده و ظرفیت باربری را به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش داده است. شمع‌های اصطکاکی به راحتی تحت تاثیر این پدیده قرار می‌گیرند. بنابراین ضریب اطمینان شمع‌های اصطکاکی حین زلزله باید بیش از مقادیر آن برای شمع‌های اتکایی باشد.
- ۳) اگر مقادیر ضریب اطمینان در جدول (۵-۵) مورد استفاده قرار گیرد، سازه‌های معمولی بندر و لنگرگاه تحت شرایط عادی طراحی ایمن خواهد بود. برای سازه‌های مهم یا حیاتی، ضریب اطمینان بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد. از سوی دیگر می‌توان با تکیه بر تحقیقات کافی یا قضاوت محافظه کارانه ضرایب اطمینان کمتری را مورد استفاده قرار داد. به‌طور مثال وقتی مطالعات دقیق روی خاک صورت گرفته، آزمایش‌های بارگذاری انجام شده و رفتار تخمین زده شده شمع با نتایج مشاهده شده بر روی سازه‌های واقعی مشابه در اطراف محل ساخت تطابق دارد، می‌توان ضریب اطمینان کوچکتر استفاده کرد به شرطی که متخصصین ژئوتکنیک نیز این امر را مجاز بدانند.

جدول ۵-۵- دستورالعمل برای مقادیر کمینه ضریب اطمینان

۲/۵	شرایط عادی	
۱/۵	شمع اتکایی	هنگام زلزله
۲/۰	شمع اصطکاکی	

۴-۱-۳- ظرفیت باربری محوری نهایی تک شمع

برای محاسبه ظرفیت باربری محوری نهایی یک شمع، انجام آزمایش‌های بارگذاری در محل مطلوب است. اگر انجام این آزمایش‌ها دشوار باشد، ظرفیت باربری محوری نهایی شمع را می‌توان از روی روابط ظرفیت باربری استاتیک تخمین زد.



تفسیر

روش های تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی شمع به شرح ذیل است:

- (۱) تخمین از روی آزمایش های بارگذاری
- (۲) تخمین از روابط ظرفیت باربری استاتیک
- (۳) تخمین با استفاده از داده های موجود

برای محاسبه ظرفیت باربری محوری نهایی یک شمع، انجام آزمایش های بارگذاری محوری مطلوب و منطقی ترین روش برای تخمین ظرفیت باربری مجاز برای طراحی می باشد در بعضی موارد، به دلیل محدودیت های اقتصادی و کوتاهی زمان ساخت، انجام آزمایش بارگذاری قبل از طراحی دشوار می باشد. در این حالات تخمین به وسیله روابط ظرفیت باربری استاتیک مجاز است ولی حتی زمانی که تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی به روشی غیر از آزمایش بارگذاری صورت گیرد و ظرفیت باربری مجاز بر این اساس تعیین می گردد، انجام آزمایش های بارگذاری در مراحل اولیه ساخت برای تایید ظرفیت باربری مجاز که در طراحی استفاده شده، ضروری به نظر می رسد.

۴-۱-۴- تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی به روش آزمایش های بارگذاری

زمانی که بار نهایی توسط منحنی بار- نشست قابل تایید است، این مقدار را می توان به عنوان ظرفیت باربری محوری نهایی استفاده نمود. هنگامی که بار نهایی از طریق منحنی بار- نشست قابل تایید نیست، بار تسلیم را می توان مورد تایید قرار داد و بار نهایی از روی بار تسلیم قابل تخمین خواهد بود.

تفسیر

آزمایش های بارگذاری شمع یک آزمایش تمام مقیاس بوده که می توان به وسیله آن ظرفیت باربری نهایی را تعیین کرد. اما در آزمایش های بارگذاری، شرایط بارگذاری از لحاظ تعداد شمع ها و زمان بارگذاری با شرایط بارگذاری واقعی متفاوت است.

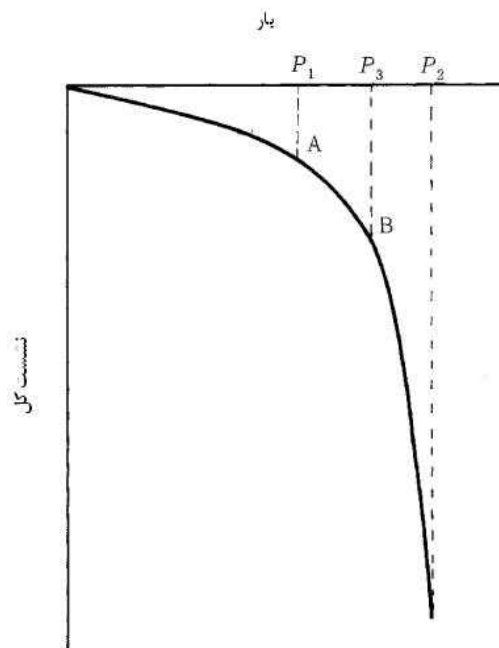
نکات فنی

- (۱) بار تسلیم بار نهایی

رابطه بین بار و نشست کل به وسیله بارگذاری استاتیک در شکل (۵-۹) نشان داده شده است. بار تسلیم توسط P_1 در نقطه A جایی که انحنای کم اولیه پرشیب می شود و منحنی بیشینه انحنای را دارد و بار نهایی توسط P_2 در جایی که منحنی بار- نشست قائم می شود نشان داده شده است.

شمع هایی که در خاک ماسه ای کار گذاشته شده اند معمولاً به این بار نمی رسند. در این حالت بار نهایی ممکن است به صورت P_3 در نقطه B فرض شود که در آن منحنی بار- نشست به طور ناگهانی به سمت پایین رفته و افزایشی کوچک در بار سبب نشست قابل ملاحظه ای می گردد.





شکل ۵-۹- بار تسلیم و بار نهایی

۲) بار نهایی

به دلیل محدودیت ظرفیت ماشین‌آلات، تعیین بار نهایی بوسیله آزمایش‌های بارگذاری همواره میسر نمی‌باشد. در این موارد بار نهایی، $1/2$ برابر بار تسلیم به دست آمده از روی آزمایش‌های بارگذاری فرض می‌شود. اگر در هنگام بارگذاری تسلیم اتفاق نیفتد، بار نهایی، $1/2$ برابر بیشینه آزمایش باربری در نظر گرفته می‌شود. در هر صورت ضروری است که اطمینان خاطر کافی حاصل شود که بار نهایی حقیقی بزرگتر از بار نهایی تخمین زده شده به این روش است.

۴-۱-۵- تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی با روابط ظرفیت باربری استاتیک

شرایط زمین و شمع، روش ساخت و محدودیت‌های رابطه به هنگام تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی بار با روابط ظرفیت باربری استاتیک حائز اهمیت می‌باشد.

نکات فنی

(۱) هنگام کاربرد روابط ظرفیت باربری باید توجه خاصی به تفاوت موجود در روش‌های اجرا مبذول نمود.

الف) شمع کوبیده شده توسط چکش

(۱) رابطه (۴-۱) را می‌توان برای تخمین ظرفیت باری نهایی شمع رانده شده در خاک ماسه‌ای توسط چکش به کار برد.

$$R_u = 300NA_p + 2\bar{N}A_s \quad (1-4)$$

که در آن:

R_u ظرفیت باربری نهایی شمع (kN)

A_p مساحت نوک شمع (m^2)



A_s : سطح جانبی شمع (m^2)

N : مقدار N در اطراف نوک شمع

\bar{N} : مقدار متوسط N برای کل طول نفوذ شمع

مقدار N از رابطه (۲-۴) به دست خواهد آمد.

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (2-4)$$

که در آن:

N_1 : مقدار عدد N در نوک شمع

\bar{N}_2 : مقدار متوسط عدد N در محدوده نوک شمع تا تراز ۴ برابر B بالای نوک

B : قطر یا عرض شمع

در تخمین ظرفیت باربری نهایی شمع‌هایی که در زمین‌هایی با مقادیر N بیش از ۵۰ رانده شده‌اند، احتیاط لازم است، چرا که این مقادیر خیلی قابل اعتماد نیستند. به‌علاوه باید بررسی شود که آیا می‌توان در این زمین‌های سخت از جمله اول رابطه به‌طور مستقیم استفاده کرد.

(۲) رابطه (۳-۴) را می‌توان برای تخمین ظرفیت باربری نهایی شمع رانده شده در خاک رسی توسط چکش استفاده کرد:

$$R_u = 8c_p A_p + \bar{c}_a A_s \quad (3-4)$$

که در آن:

c_p : چسبندگی در نوک شمع (kN/m^2)

\bar{c}_a : چسبندگی متوسط برای کل طول مدفون شمع (kN/m^2)

مقدار چسبندگی را می‌توان به شرح زیر محاسبه کرد:

$$\left. \begin{array}{l} c_a = c \quad c \leq 100 kN/m^2 \\ c_a = 100 kN/m^2 \quad c > 100 kN/m^2 \end{array} \right\} \quad (4-4)$$

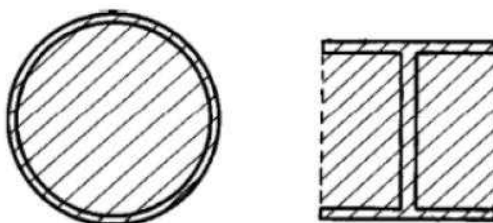
در اینجا توجه کافی به خصوصیات زمین، شرایط شمع و مقادیر به‌دست آمده برای چسبندگی لازم است. این بدان علت است که مشکلاتی تئوریک برای محاسبه چسبندگی شمع از روی چسبندگی زمین c یا مقاومت فشاری تک محوری وجود دارد.

ب) استفاده از روش راندن لرزهای (چکش لرزهای)، با افزایش ظرفیت این ماشین‌آلات در سال‌های اخیر به‌طور فزاینده‌ای برای راندن شمع‌ها متداول است. از آنجا که اصول این روش متفاوت از روش راندن چکشی است ظرفیت باربری باید دقیقاً تخمین زده شود. هنگام استفاده از این روش، زمین باید از طریق راندن شمع متراکم گردد (به جای استفاده از روش لرزهای برای رانش نهایی) یا این که آزمایش‌های بارگذاری قائم انجام تا خصوصیات ظرفیت باربری زمین مورد نظر تایید شود.



پ) در سال‌های اخیر، اجرای شمع بدون استفاده از راندن توسط چکش در پروژه‌های بندر و لنگرگاه افزایش یافته است که از اجرای شمع توسط خاک‌برداری داخلی می‌توان به عنوان نمونه نام برد. در این روش خصوصیات ظرفیت باربری شمع مورد نظر را می‌توان با انجام آزمایش‌های بارگذاری قائم تایید نمود.

۲) حتی اگر کفشک در انتهای شمع موجود نباشد، می‌توان مساحت برابر انتهای شمع فولادی را همان‌گونه که در شکل (۵-۱۰) نشان داده شده است مانند شمع در انتها بسته فرض کرد. در این حالت گوشه خارجی سطح بسته به عنوان پیرامون در نظر گرفته می‌شود. زیرا خاک به هنگام رانده شدن شمع لوله‌ای یا H شکل داخل ناحیه درونی شمع می‌شود. (تا زمانی که اصطکاک داخلی بین خاک و دیواره شمع فولادی معادل مقاومت انتهای شمع می‌شود). این تعادل مانع داخل شدن خاک شده و همان اثر بسته‌شدن سطح انتهایی شمع را دارد. اما در حالتی که قطر شمع رانده شده بزرگ باشد، سطح کاملاً مسدود نخواهد شد و بررسی نسبت مسدود شدن ضروری به نظر می‌رسد.



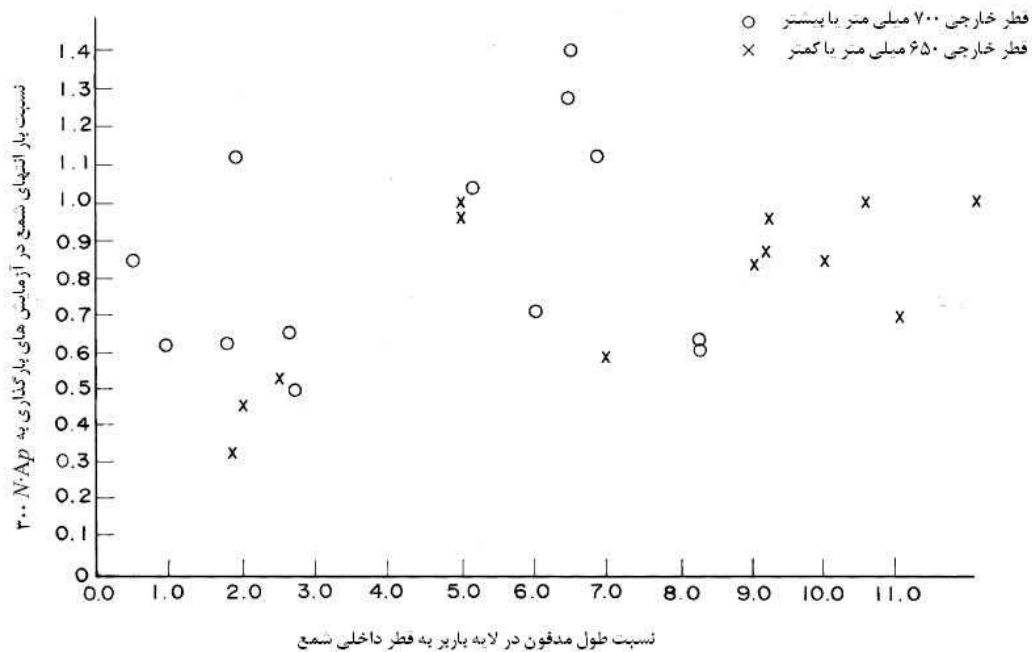
شکل ۵-۱۰- سطح برابر شمع‌های فولادی

۳) نسبت مسدود بودن سطح

نسبت مسدود بودن سطح را نمی‌توان به سادگی از روی قطر یا عرض شمع تعیین کرد. این نسبت همچنین به طول نفوذ شمع، مشخصات زمین و نحوه اجرا بستگی دارد. بر اساس داده‌های قبلی، زمانی که قطر شمع لوله‌ای فولادی از ۶۰ سانتی‌متر کمتر یا کوچکترین عرض شمع H شکل فولادی کمتر از ۴۰ سانتی‌متر است، این نسبت را می‌توان ۱۰۰٪ در نظر گرفت. برای شمع‌های با قطر یا عرض بزرگتر روش‌های محاسباتی تئوری و آزمایشگاهی موجود است. حالت مسدود شدن شمع واقعی به عمق نفوذ و تنش مربوط به خاک بستگی دارد. بنابراین استفاده از روش‌های تحلیلی دشوار می‌باشد. در شکل (۵-۱۱) مقادیر نسبت مسدود پیشنهادی ارائه شده است. در این شکل شمع‌های با قطر ۱۱۱۷/۶ میلی‌متر یا کوچکتر نشان داده شده‌اند و در محاسبه نسبت مسدود با استفاده از رابطه (۴-۱) فرض شده که جمله اول، ظرفیت باربری انتهای شمع در حالت مسدود بودن کامل را نشان می‌دهد. طبق شکل، نسبت مسدود بودن سطح بین ۳۰ تا ۱۴۰ درصد تغییر می‌کند. این بدان معناست که این نسبت را نمی‌توان تنها از روی قطر شمع فولادی لوله‌ای یا نسبت طول مدفون پی به ضخامت لایه باربر یا مشخصات خاک لایه باربر به دست آورد.

در سال‌های اخیر شمع‌های لوله فولادی با قطر ۱۱۰۰ میلی‌متر یا بیشتر بسیار متداول شده‌اند، اما داده‌ای در مورد نسبت سطح مسدود بودن این شمع‌ها موجود نبوده و بنابراین این مقادیر مجهول می‌باشد. از آن جا که نسبت مسدود بودن سطح از روش اجرا و شرایط زمین تاثیر می‌پذیرد، آزمایش‌های بارگذاری ضروری است.





شکل ۵-۱۱- اثر انسداد شمع با انتهای باز

۴) ظرفیت باربری سنگ نرم

اگر شمع روی سنگ نرم یا رس سخت قرار گیرد، ظرفیت باربری توسط رابطه (۴-۱) محاسبه می‌شود. در صورتی که مقاومت فشاری تک محوری q_u (kN/m^2) برای نمونه دست نخورده اندازه‌گیری شده باشد رابطه (۴-۵) به طور جایگزین قابل استفاده می‌باشد.

$$R_u = 5q_u A_p \quad (۴-۵)$$

مقادیر q_u ، بسته به پیشرفت ترک‌های طبیعی زمین، باید به $\frac{1}{3}$ یا $\frac{1}{4}$ مقادیر اندازه گرفته شده کاهش داده شود. مقدار q_u در هیچ حالتی از $2 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ بزرگتر نمی‌باشد.

۴-۱-۶- مطالعه تنش فشاری مصالح شمع

ظرفیت باربری محوری مجاز شمع نباید از مقدار حاصل ضرب سطح مقطع موثر شمع در تنش فشاری مجاز مصالح شمع که در بند (۴-۱-۱) کلیات، به آن اشاره شد، بیشتر باشد.

۴-۱-۷- کاهش ظرفیت باربری به سبب درزها

۱) جوش دادن شمع‌ها به هم چنانچه ضروری باشد، باید تحت نظر افراد ذیصلاح صورت گرفته و اعتبار درزها طی بازرسی تایید شود.

۲) اگر درزها به حد کافی قابل اطمینان هستند، کاهش ظرفیت باربری محوری مجاز بواسطه وجود درز ضروری نیست.



نکات فنی

- (۱) زمانی که شمع‌ها جوش داده می‌شوند درزها نقاط ضعیف شمع خواهد بود. بنابراین ظرفیت باربری محوری مجاز برای در نظر گرفتن اثر این درزها در مقابل ظرفیت باربری کلی پی شمعی کاهش داده می‌شود.
- (۲) معمولاً جوش کاری دایره‌ای در محل با استفاده از روش نیمه اتوماتیک برای جوش دادن شمع‌های لوله‌ای فلزی مورد استفاده در حیطه کاری بندر و لنگرگاه به کار گرفته می‌شود. وقتی چنین روش قابل اعتمادی تحت نظر افراد ذیصلاح استفاده و اعتبار درزها نیز تایید شود، کاهش ظرفیت باربری محوری مجاز ضروری نخواهد بود.
- (۳) مفاد مربوط به درزها در بند (۴-۶-۳) اتصالات شمع‌ها، بررسی شده است.

۴-۱-۸- کاهش ظرفیت باربری متاثر از ضریب لاغری

برای شمع‌های با نسبت طول به قطر بسیار زیاد، ظرفیت باربری فشاری مجاز باید با در نظر گرفتن نحوه اجرا کاهش یابد، مگر این که ظرفیت باربری مطمئن شمع توسط آزمایش بارگذاری تایید شود.

نکات فنی

- (۱) این دستورالعمل مبتنی بر این واقعیت است که مایل شدن شمع‌ها حین اجرا، ظرفیت باربری آن‌ها را کاهش می‌دهد. اگر آزمایش‌های بارگذاری انجام شود ظرفیت باربری نهایی و ضرورت کاهش آن به خاطر دقت اجرا معین می‌گردد. در این حالت کاهش به سبب نسبت لاغری ضروری به نظر نمی‌رسد.
- (۲) هنگام کاهش ظرفیت باربری به خاطر نسبت لاغری شمع‌ها، مقادیر زیر به عنوان مرجع قابل استفاده می‌باشد:

الف) برای شمع غیر فولادی

$$r = \begin{cases} 0 & : l/d \leq 60 \\ \frac{l}{d} - 60 & : l/d > 60 \end{cases} \quad (۴-۶)$$

ب) برای شمع‌های فولادی

$$r = \begin{cases} 0 & : l/d \leq 120 \\ \frac{l}{2d} - 60 & : l/d > 120 \end{cases} \quad (۴-۷)$$

که در آن:

: نسبت کاهش (%)

l : طول شمع (متر)

d : قطر شمع (متر)

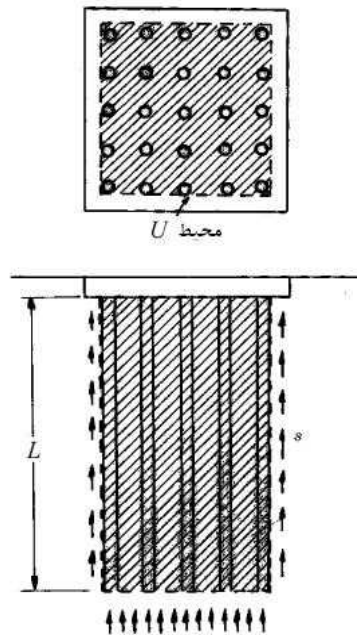


۹-۱-۴- ظرفیت باربری گروه شمع

زمانی که گروه شمع مورد بررسی قرار می‌گیرد، ظرفیت باربری گروه شمع را می‌توان به صورت یک پی عمیق که همانند یک پوشش سطحی خارجی‌ترین شمع‌های گروه را در بر گرفته است بررسی نمود.

نکات فنی

ترزاقی و پک بیان نموده‌اند که شکست یک گروه شمع نه به معنای شکست تک تک شمع‌ها، که به معنای شکست به عنوان یک بلوک منفرد می‌باشد. این موضوع بر اساس این اصل است که خاک و شمع‌های درون سطح هاشور خورده شکل (۵-۱۲)، وقتی فاصله بین شمع‌ها کم است، به عنوان یک واحد منفرد کار می‌کند. ظرفیت باربری نهایی گروه شمع در این حالت توسط رابطه (۴-۱) بیان می‌شود.



شکل ۵-۱۲- پی با گروه شمع

$$R_{gu} = q_d A_g + \bar{s} UL \quad (۴-۱)$$

که در آن:

R_{gu} : ظرفیت باربری نهایی گروه شمع به عنوان یک واحد منفرد (kN)

q_d : ظرفیت باربری نهایی در انتهای بلوک (kN/m^2) (به بندهای (۲-۲) ظرفیت باربری پی روی زمین ماسه‌ای، و (۲-۳) ظرفیت

باربری پی روی زمین رسی، مراجعه شود)

A_g : مساحت انتهای بلوک گروه شمع‌ها (m^2)

U : محیط بلوک گروه شمع‌ها (متر)

L : طول شمع‌ها (متر)



\bar{s} : مقاومت برشی متوسط خاک در تماس با شمع‌ها (kN/m^2)

ظرفیت باربری مجاز هر شمع به صورت زیر بیان می‌شود:

$$R_a = \left\{ \frac{I}{F} (R_{gu} - \alpha_2' A_g L) \right\} \frac{I}{n} \quad (9-4)$$

که در آن:

R_a : ظرفیت باربری مجاز هر شمع در مقابل شکست به عنوان یک بلوک (kN)

2: متوسط وزن واحد حجم کل بلوک شامل شمع‌ها و خاک (kN/m^3) (متوسط وزن واحد حجم در زیر تراز آب زیرزمینی به

صورت غوطه‌ور (با در نظر گرفتن شناوری) و بالای آن وزن واحد حجم مرطوب محاسبه می‌شود)

n : تعداد شمع‌ها در گروه

F : ضریب اطمینان (به بند (۴-۱) ظرفیت باربری محوری مجاز استاندارد، مراجعه شود)

در حالت خاک چسبنده، رابطه (۴-۹) با (۴-۱۰) قابل جایگزینی است که در آن c چسبندگی و α_2' (۲) میانگین وزن

واحد حجم خاک در تراز بالای نوک شمع) می‌باشد.

$$R_a = \frac{I}{nF} \left\{ \left[5.7cA_g \left(1 + 0.3 \frac{B}{B_1} \right) + cUL - \alpha_2' A_g L \right] \right\} \quad (10-4)$$

که در آن:

B : عرض بلوک گروه شمع (متر)

B_1 : طول بلوک گروه شمع (متر)

وقتی از ظرفیت باربری مجاز هر شمع در گروه استفاده شود از ظرفیت باربری مجاز تک شمع یا ظرفیت باربری مجاز در مقابل

شکست بلوک (داده شده در رابطه (۴-۹) یا (۴-۱۰)) کمتر می‌باشد. حد بالایی فواصل بین ردیف شمع‌ها که فرض بالا برای آن

به کار گرفته می‌شود را نمی‌توان تعریف کرد و بر اساس خصوصیات زمین و آرایش شمع‌ها تغییر می‌کند.

۴-۱-۱۰- بررسی اصطکاک جداره منفی

اگر شمع‌های اتکایی در لایه‌ای با قابلیت تحکیم نفوذ کند، اصطکاک جداره منفی در ظرفیت باربری محوری مجاز

شمع در نظر گرفته می‌شود.

تفسیر

هنگامی که شمع از یک لایه رسی نرم عبور می‌کند تا به لایه باربر برسد، نیروی اصطکاک لایه نرم ابتدا به سمت بالا عمل

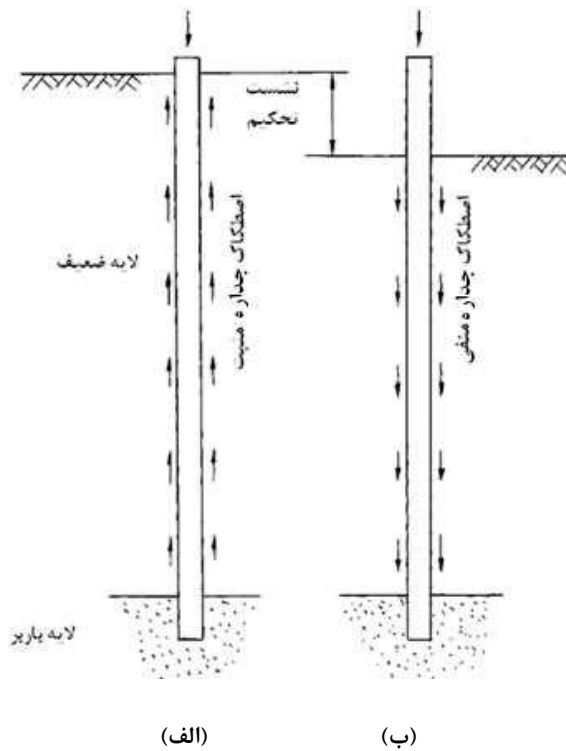
می‌کند و قسمتی از بار وارد بر شمع را تحمل می‌کند. هنگامی که لایه رس نرم تحکیم می‌شود، خود شمع چون توسط لایه باربر

تحمل می‌شود به سختی نشست می‌کند، در این حالت جهت اصطکاک تغییر می‌کند (شکل ۵-۱۳). نیروی اصطکاک روی محیط

شمع در این حالت دیگر نیروی وارد بر شمع را تحمل نمی‌کند بلکه بر عکس به یک نیروی به سمت پایین تبدیل شده و نیروی



سربار زیادی بر شمع وارد می‌کند. این نیروی اصطکاک که به سمت پایین روی سطح شمع عمل می‌کند اصطکاک جداره منفی یا اصطکاک منفی نامیده می‌شود.



شکل ۵-۱۳- اصطکاک جداره منفی

نکات فنی

(۱) علی‌رغم این که مقدار واقعی اصطکاک جداره منفی کاملاً معلوم نیست، مقادیر بیشینه آن از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$R_{nf,max} = \{L_2 \bar{f}_s\} \quad (11-4)$$

که در آن:

$R_{nf,max}$ بیشینه اصطکاک جداره منفی (برای تک شمع) (kN)

{ پیرامون شمع (محیط سطح مسدود در حالت شمع H شکل فولادی) (متر)

L_2 طول شمع در لایه‌ای که تحکیم می‌شود (متر)

\bar{f}_s : مقدار متوسط اصطکاک منفی در لایه تحکیم شونده (kN/m^2)

(۲) در رابطه بالا \bar{f}_s در خاک رسی گاهی اوقات معادل $q_{11}/2$ در نظر گرفته می‌شود. اگر یک لایه ماسه‌ای بین لایه‌های تحکیم

شونده وجود داشته باشد یا یک لایه ماسه‌ای روی لایه تحکیم شونده قرار داشته باشد، ضخامت لایه ماسه باید در L_2

در نظر گرفته شود. اصطکاک منفی در لایه ماسه‌ای بعضاً برای \bar{f}_s در نظر گرفته می‌شود. بیشترین اصطکاک جداره منفی در

این حالات از رابطه (۴-۱۲) به دست می‌آید:



$$R_{nf,max} = \left(2\bar{N}_{s2}L_{s2} + \frac{\bar{q}_u L_c}{2} \right) \{ \quad (12-4)$$

که در آن:

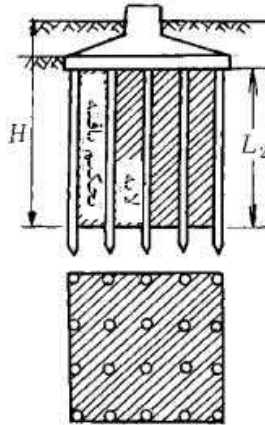
L_{s2} : ضخامت لایه ماسه که در L_2 در نظر گرفته شده (متر)

L_c : ضخامت لایه رس که در L_2 در نظر گرفته شده (متر)، $L_{s2} + L_c = L_2$

\bar{N}_{s2} : متوسط مقادیر N لایه ماسه در ضخامت L_{s2}

\bar{q}_u : مقاومت فشاری تک محوری متوسط رس در لایه L_c (kN/m^2)

(۳) در حالت گروه شمع، مقاومت اصطکاک منفی را می‌توان با فرض گروه شمع به عنوان یک پی عمیق محاسبه کرد. اصطکاک جداره منفی در این حالت از تقسیم این مقادیر بر تعداد شمع‌های گروه به دست می‌آید (شکل ۵-۱۴):



شکل ۵-۱۴- اصطکاک جداره در گروه شمع‌ها

$$R_{nf,max} = \frac{\bar{s}UH + A_g \gamma L_2}{n} \quad (13-4)$$

که در آن:

$R_{nf,max}$: بیشینه اصطکاک جداره منفی (در گروه شمع) (kN)

U : محیط گروه شمع (متر)

H : عمق، از سطح زمین تا انتهای لایه تحکیم شونده (متر)

\bar{s} : مقاومت برشی متوسط خاک در بازه H (kN/m^2)

A_g : مساحت ته گروه شمع (m^2)

: وزن واحد حجم در بازه L_2 (kN/m^2)

n : تعداد شمع‌ها در گروه شمع

روابط (۴-۱۱) و (۴-۱۲) بیشینه اصطکاک جداره منفی را ارائه می‌کند. مقدار واقعی از میزان نشست تحکیم و سرعت آن، مشخصات خزشی لایه رس نرم و مشخصات تغییر شکل لایه باربر تاثیر می‌پذیرد.



۴) در ارزیابی تاثیر اصطکاک جداره منفی هنگام محاسبه ظرفیت باربری محوری مجاز شمع، اطمینان کامل وجود ندارد. در یک روش، اثر اصطکاک منفی با بررسی این موضوع که آیا نیرویی که به سر شمع وارد می شود بیش از هر یک از دو مقدار: بار تسلیم خاک در سر شمع و مقاومت فشاری تسلیم در سطح مقطع شمع است، انجام می گیرد. اگر R_a ظرفیت باربری محوری مجاز در شرایط عادی باشد رابطه (۴-۱۴) و (۴-۱۵) باید ارضا گردد و همچنین ضریب اطمینان مورد نیاز برای بارهای معمولی تامین شود.

$$R_a \leq \frac{1}{1.2} R_p - R_{nf,max} \quad (14-4)$$

$$R_a \leq \dagger_f A_e - R_{nf,max} \quad (15-4)$$

که در آن:

R_a بار محوری مجاز (معمولی) (kN)

R_p ظرفیت باربری انتهایی شمع (مقدار نهایی) (kN)

$R_{nf,max}$ بیشینه اصطکاک جداره منفی (kN) (مقدار کوچکتر از دو مقدار به دست آمده برای تک شمع یا گروه شمع)

f : تنش فشاری شمع در نقطه تسلیم (kN/m^2)

A_e سطح مقطع موثر شمع (m^2)

مقدار ظرفیت باربری R_p را می توان معادل $300NA_p$ در نظر گرفت (رابطه ۴-۱). اگر شمع به لایه باربر نفوذ کرده باشد، اصطکاک جداره منفی لایه باربر ممکن است در ظرفیت باربری انتهایی محسوب شود (شکل ۵-۱۵).

$$R_p = 300NA_p + 2\bar{N}_{s1}L_{s1} \quad (16-4)$$

که در آن:

R_p ظرفیت باربری اتکایی شمع (مقدار نهایی) (kN)

N مقدار N خاک در تراز نوک شمع

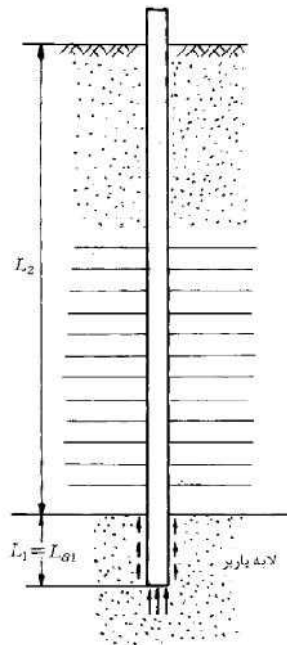
A_p مساحت سر شمع (m^2)

$L_{s1}=L_1$: طول شمع داخل لایه باربر (ماسه ای)

\bar{N}_{s1} : متوسط مقدار N در ناحیه L_{s1}

{: پیرامون شمع (متر)





شکل ۵-۱۵- ظرفیت باربری اتکایی

۴-۱-۱۱- بالا آمدگی

در ارزیابی اثر بالا آمدگی، یا نیروهای به سمت بالا، که در طول بدنه شمع ایجاد می‌شوند، عموماً حرکت زمین باید به عنوان یک عامل در نظر گرفته شود. بالا آمدگی زمین می‌تواند ناشی از باربرداری، حفاری، یخبندان و یا فروردن شمع‌های مجاور حاصل شده باشد. همچنین می‌تواند ناشی از افزایش درصد رطوبت زمین در اثر کندن درختان، توقف برداشت از آب زیرزمینی و در نتیجه افزایش سطح آن، جلوگیری از تبخیر (بر اثر ساختمان‌سازی جدید) و غیره باشد. بالا آمدگی ممکن است در طول زمان ساخت، قبل از بارگذاری شمع‌ها توسط سازه، رخ دهد و ممکن است منجر به زیر فشار غیرقابل قبول و یا شکست سازه‌ای شمع‌ها گردد.

۴-۱-۱۲- بررسی نشست شمع‌ها

ظرفیت باربری محوری مجاز شمع‌ها باید به‌گونه‌ای تعیین شود که نشست برآورد شده برای سر شمع از نشست مجاز عرشه قرار گرفته بر شمع تجاوز نکند.

۴-۲- مقاومت کششی مجاز شمع‌ها

۴-۲-۱- کلیات

مقاومت کششی مجاز استاندارد شمع‌ها باید از تخمین بیشینه مقاومت کششی توسط روشی مطمئن و تقسیم آن بر ضریب اطمینان مناسب به‌دست آمده و عوامل زیر تا حد لازم باید در نظر گرفته شوند. در این حالت ضریب اطمینان با در نظر گرفتن مشخصات سازه و زمین انتخاب می‌گردد.

(۱) تنش کششی مجاز در مصالح شمع

(۲) اثر درزهای شمع

(۳) اثر گروه شمع

(۴) تغییر مکان قائم شمع در اثر کشیده شدن

تفسیر

مقاومت کششی مجاز استاندارد شمع در ابتدا از تقسیم بیشینه مقاومت کششی تک شمع بر ضریب اطمینان مناسب به‌دست می‌آید. سپس مقاومت کششی مجاز شمع بر اساس تنش در مصالح شمع، اثر درزها، اثر گروه شمع و جابجایی به سمت بالا ارزیابی می‌گردد. در این جا «بیشینه مقاومت کششی» به معنای بیشترین مقدار کشش نشان داده شده در شکل (۵-۱۶) می‌باشد. در آزمایش کششی یک شمع، بار هنگامی که مقاومت به سمت بالا از یک حد مشخص بگذرد، کاهش پیدا کرده و در نهایت فقط وزن مرده شمع باقی می‌ماند. احتیاط در تشخیص اندازه بار حداکثر و بار نهایی لازم است.

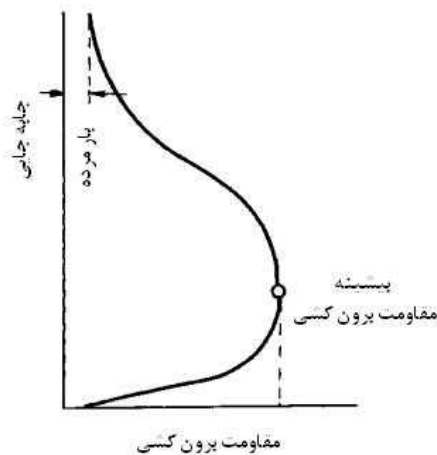
۴-۲-۲- مقاومت کششی مجاز استاندارد

مقاومت کششی مجاز استاندارد از تقسیم مقاومت کششی حداکثر تک شمع بر ضریب اطمینان مناسب به‌دست می‌آید.

نکات فنی

(۱) جدول (۵-۶) کمترین مقادیر ضرایب اطمینان انتخابی در موقع محاسبه مقاومت کششی مجاز از روی بیشترین مقاومت کششی شمع را ارائه می‌دهد.





شکل ۵-۱۶- بیشینه مقاومت برون کشی

جدول ۵-۶- راهنمایی برای حداقل مقادیر ضریب اطمینان

۳/۰	شرایط عادی
۲/۵	حین زلزله

۲) کمترین ضریب اطمینان در هنگام زلزله ۲/۵ در نظر گرفته شده که کمتر از ضریب اطمینان برای بارگذاری معمولی است چرا که مدت زمان زلزله بسیار کوتاه می‌باشد. اگر خطر روانگرایی در لایه ماسه‌ای هنگام وقوع زلزله وجود داشته باشد، مقاومت کششی مجاز باید با در نظر گرفتن روانگرایی محاسبه شود.

۳) وزن مرده شمع به همراه خاک درون آن همواره به عنوان مقاومت کششی عمل می‌کند. بنابراین تقسیم وزن مرده شمع بر ضریب اطمینان لازم نبوده و محاسبه مقاومت کششی مجاز استاندارد از بیشینه مقاومت کششی و روابط زیر منطقی به نظر می‌رسد. هنگامی که وزن مرده شمع نسبتاً کم باشد، از آن صرف نظر می‌شود. اگر قطر شمع زیاد باشد، خاک درون شمع لزوماً با آن حرکت نمی‌کند ولی ممکن است از بدنه شمع به سمت پایین سر بخورد.
الف) هنگامی که بیشینه مقاومت کششی از آزمایش کشش به دست می‌آید.

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut1} - W_p}{F} \quad (17-4)$$

ب) هنگامی که بیشینه مقاومت کششی از روابط ظرفیت باربری استاتیک محاسبه شود.

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut2}}{F} \quad (18-4)$$

که در آن:

R_{at} : مقاومت کششی مجاز شمع (kN)

W_p : وزن مرده شمع (شناوری از آن کم شده) (kN)

R_{ut1} : مقاومت کششی حداکثر شمع از آزمایش کششی (kN)

R_{ut2} : مقاومت کششی حداکثر شمع از روابط ظرفیت برابری استاتیک (kN)

F : ضریب اطمینان



۴) کاهش ضریب اطمینان

اگر خاک شامل ماسه مرغوب خوب متراکم شده بوده و ظرفیت باربری با دقت کافی بر اساس داده‌های معتبر حاصل از مطالعات شناسایی خاک و آزمایش‌های کششی و همچنین استفاده از روش‌های مطمئن ارزیابی قابل تخمین باشد، می‌توان ضریب اطمینان را کاهش داد.

۴-۲-۳- پیشینه مقاومت کششی برای تک شمع

پیشینه مقاومت کششی برای تک شمع از روی نتایج آزمایش‌های کششی به دست می‌آید.

تفسیر

بر خلاف ظرفیت باربری محوری، داده‌های چندانی برای مقاومت کششی موجود نبوده و تخمین غیر مستقیم مخاطره‌آمیز است. بنابراین انجام آزمایش‌های کششی برای محاسبه پیشینه مقاومت کششی شمع ضروری می‌باشد. اما به هر حال، برای خاک‌های چسبنده نسبتاً نرم فرض می‌شود که، اصطکاک جداره هنگام رانش شمع معادل اصطکاک جداره در هنگام کشش است. بنابراین مقاومت کششی پیشینه را می‌توان از روی آزمایش بارگذاری (در حالت رانش) و روابط ظرفیت باربری استاتیک به دست آورد.

نکات فنی

۱) برای تخمین مقاومت کششی پیشینه می‌توان از روابط ظرفیت باربری استاتیک در بند (۴-۱-۵) تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی با روابط ظرفیت باربری استاتیک، استفاده نمود. در این حالت ظرفیت باربری انتهایی در عبارت اول روابط (۴-۱) و (۴-۳) قابل اغماض است. بنابراین برای شمع‌های رانده شده توسط چکش، روابط زیر قابل استفاده می‌باشد.

الف) خاک ماسه‌ای

$$R_{ut} = 2\bar{N}A_s \quad (۴-۱۹)$$

ب) خاک رسی

$$R_{ut} = \bar{c}_a A_s \quad (۴-۲۰)$$

که در آن:

R_{ut} : پیشینه مقاومت کششی شمع (kN)

\bar{N} : مقدار متوسط N برای کل طول مدفون شمع

A_s : کل سطح جانبی شمع (m^2)

\bar{c}_a : چسبندگی متوسط برای کل طول مدفون شمع (kN/m^2) (به بند (۴-۱-۵) تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی

با روابط ظرفیت باربری استاتیک، مراجعه شود).



(۲) از رابطه ترزاقی در بعضی موارد به عنوان رابطه ظرفیت باربری استاتیک برای تخمین حداکثر مقاومت کششی شمع استفاده می‌شود (رابطه ۴-۲۱). در این حالت مقادیر به‌دست آمده از روابط (۴-۱۹) و (۴-۲۰) و مقدار به‌دست آمده از رابطه ترزاقی باید مورد مقایسه قرار گرفته و مناسب‌ترین مقدار انتخاب شود.

$$R_{ut} = R_f = \{l \bar{f}_s \quad (۲۱-۴)$$

$$\bar{f}_s = \frac{\sum (c_{ai} + K_s q_i) l_i}{L} \quad (۲۲-۴)$$

که در آن:

R_{ut} : بیشینه مقاومت کششی شمع (kN)

R_f : اصطکاک جداره شمع (kN)

$\{$: پیرامون شمع (متر)

L : طول مدفون شمع (متر)

\bar{f}_s : شدت اصطکاک جداره متوسط (kN/m^2)

c_{ai} : چسبندگی بین خاک و شمع در لایه i (kN/m^2)

K_s : ضریب عکس‌العمل بستر افقی موثر بر شمع

q_i : فشار سربار موثر متوسط در لایه i (kN/m^2)

μ : ضریب اصطکاک بین شمع و خاک

l_i : ضخامت لایه i (متر)

برای c_a و μ به بند (۴-۱-۵) تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی از روی روابط ظرفیت باربری استاتیک، مراجعه شود. مقادیر K_s در کشش، کوچکتر از مقادیر آن در باربری محسوب شده و معمولاً مقداری بین ۰/۷ تا ۰/۳ (نزدیک به ضریب فشار خاک در حالت سکون) به کار می‌رود.

۴-۲-۴- بررسی تنش کششی مصالح شمع

بیشینه مقاومت کششی مجاز شمع نباید از مقدار محاسبه شده از ضرب تنش کششی مجاز مصالح شمع در سطح مقطع موثر شمع بیشتر باشد.

۴-۲-۵- ملاحظات ضروری در به‌دست آوردن مقاومت کششی مجاز شمع‌ها

هنگام محاسبه مقاومت کششی مجاز شمع‌ها، موارد زیر باید در نظر گرفته شوند:

(۱) در حالت شمع‌های چند تکه از مقاومت کششی شمع در زیر درز اتصال صرف‌نظر شود. اگر اجرای درز در شمع‌های فولادی با کیفیتی عالی باشد، می‌توان مقاومت کششی این قسمت را بعد از درنظر گرفتن مقاومت کششی مجاز درزهای اتصال و تایید اعتبار آن، منظور نمود.



- ۲) در حالت گروه شمع، مقاومت کششی باید برای یک بلوک منفرد با در نظر گرفتن سطح تماس خاک با شمع‌های پیرامونی گروه محاسبه شود.
- ۳) برای تعیین مقاومت کششی مجاز شمع، باید مقدار تغییر مکان قائم سر شمع‌ها که توسط عرشه روی شمع محدود می‌شود، در نظر گرفته شود.

۴-۳- ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع

۴-۳-۱- کلیات

ظرفیت باربری مجاز جانبی شمع باید از روی رفتار شمع وقتی تحت اثر بار جانبی قرار می‌گیرد، محاسبه شود.

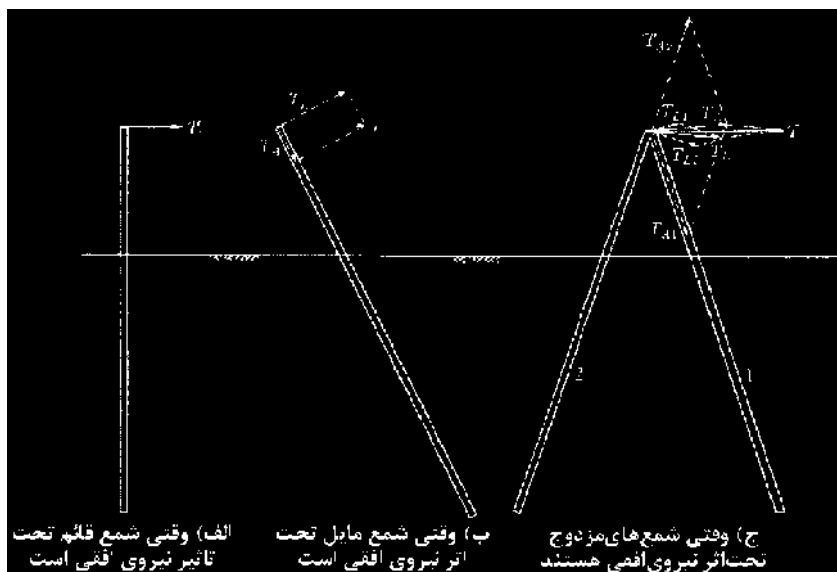
تفسیر

- ۱) برای ظرفیت باربری محوری، مقدار استاندارد ظرفیت باربری مجاز از تقسیم ظرفیت باربری نهایی محوری بر ضریب اطمینان مناسب به دست می‌آید. اما برای ظرفیت باربری جانبی، مقدار مجاز آن به طور مستقیم از رفتار شمع بدون اشاره به ظرفیت باربری نهایی محاسبه می‌شود.
- ۲) ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع باید شرایط زیر را ارضا کند:
- الف) تنش خمشی ایجاد شده در شمع نباید از تنش خمشی مجاز مصالح شمع بیشتر باشد.
- ب) تغییر مکان افقی سر شمع نباید از تغییر مکان قابل تحمل توسط عرشه بیشتر باشد.

نکات فنی

- ۱) طول مدفون شمع
- طول مدفون شمع که منجر به مقاومت موثر در مقابل نیروهای خارجی می‌شود طول موثر نامیده می‌شود.
- اگر طول مدفون شمع از طول موثر شمع بیشتر باشد شمع طویل نامیده شده و اگر طول شمع از طول موثر شمع کوچکتر باشد شمع کوتاه نامیده می‌شود.
- ۲) شمع‌های تحت تاثیر نیروی جانبی
- مقاومت شمع در مقابل نیروی جانبی (افقی یا نیروی خارجی تقریباً افقی) مقاومت جانبی نامیده شده و در سه رده طبقه‌بندی شده است (شکل ۵-۱۷).





شکل ۵-۱۷- شمع‌های تحت تاثیر نیروهای جانبی

الف) زمانی که شمع قائم تحت اثر نیروی افقی باشد

وقتی یک نیروی افقی خارجی روی یک شمع قائم عمل کند فقط مقاومت افقی ایجاد شده و مقاومت محوری وجود نخواهد داشت. این ساده‌ترین مقاومت جانبی بوده و مقاومت جانبی شمع نامیده می‌شود.

ب) زمانی که شمع مایل تحت اثر نیروی افقی باشد

در این حالت، بخشی از نیروی خارجی توسط مقاومت محوری تحمل می‌شود. نسبت بین مقاومت جانبی و محوری توسط زاویه انحراف شمع تعیین می‌شود. بنابراین ظرفیت باربری باید به مقاومت جانبی و مقاومت محوری تقسیم شده و جداگانه ارزیابی شود.

ج) زمانی که شمع‌های زوج تحت تاثیر نیروی افقی باشد

شمع‌های زوج، ترکیبی از دو یا تعداد بیشتری از شمع با محورهای متفاوت می‌باشد. ساده‌ترین این شمع‌ها در شکل (۵-۱۷-ج) نشان داده شده است. در این حالت بیشتر نیروی خارجی توسط مقاومت محوری شمع‌های مایل زوج تحمل می‌شود. بنابراین وقتی طول آزاد شمع زیاد باشد، از مقاومت جانبی در محاسبه ظرفیت باربری معمولاً صرف‌نظر شده و در عوض تنها مقاومت محوری مد نظر قرار می‌گیرد.

در شمع‌های زوج، محاسبه جابجایی سر شمع دشوار است. در این رابطه روش‌های متعددی پیشنهاد شده که هیچکدام برای محاسبه جابجایی سر شمع کافی به نظر نمی‌رسد. (به نکات فنی بند (۴-۳-۶) ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج، مراجعه شود).

اما از آن‌جا که جابجایی شمع‌های زوج از جابجایی تک شمع بسیار کوچک‌تر است، جابجایی به ندرت مشکل‌ساز خواهد بود.



۴-۳-۲- تخمین ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع

ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع باید بر اساس آزمایش‌های بارگذاری، روش‌های تحلیلی و روش‌های ترکیبی محاسبه شود.

۴-۳-۳- برآورد رفتار شمع با استفاده از آزمایش بارگذاری

وقتی آزمایش بار برای برآورد رفتار شمع تحت اثر نیروی جانبی انجام می‌شود، توجه کافی به تفاوت شمع و شرایط بار حین آزمایش و در سازه واقعی لازم است.

نکات فنی

وقتی که آزمایش‌های بارگذاری تحت شرایط واقعی انجام می‌شود ظرفیت باربری مجاز را می‌توان از آزمایش‌های بارگذاری و از روش زیر به دست آورد. چون منحنی بار-جابجایی سر شمع در آزمایش بارگذاری جانبی از ابتدا انحنای خود می‌گیرد. یافتن بار تسلیم یا بار نهایی از روی این منحنی دشوار می‌باشد. (مگر برای شمع‌های کوتاه). این بدان علت است که شمع با طول مدفون زیاد، تحت اثر پدیده شکست زمین در مقیاس کوچک و پیش‌رونده (و نه شکست کامل) قرار می‌گیرد. بنابراین منحنی بار-جابجایی سر شمع برای به دست آوردن بار تسلیم یا بار نهایی استفاده نشده و فقط برای تایید تغییر مکان سر شمع به کار می‌رود. به عبارت دیگر، وقتی جابجایی مجاز سر شمع مداوم باشد، بار مربوط به این تغییر مکان در منحنی بار-تغییر مکان سر شمع، ظرفیت باربری جانبی مجاز را به دست می‌دهد.

به علاوه تنش خمشی مربوط به این ظرفیت باربری مجاز نیز باید مورد بررسی قرار گیرد. وقتی که باری معادل ظرفیت باربری مجاز اعمال می‌شود، تنش خمشی ایجاد شده در شمع نباید از تنش خمشی مجاز مصالح شمع بیشتر باشد (به بند (۴-۴-۴) تنش مجاز برای مصالح شمع، مراجعه شود). برای محاسبه ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع‌های کوتاه، واژگونی شمع نیز علاوه بر تنش خمشی و جابجایی سر شمع باید در نظر گرفته شود. وقتی بار واژگونی قابل تعیین نباشد، بیشینه بار آزمایش را می‌توان به عنوان بار واژگونی در نظر گرفت.

۴-۳-۴- تخمین رفتار شمع با استفاده از روش‌های تحلیلی

به هنگام تخمین رفتار شمع تحت اثر نیروی جانبی، متعارف است که شمع را به عنوان یک تیر قرار گرفته روی پی ارتجاعی تحلیل کرد.

تفسیر

روش‌های تحلیلی تخمین رفتار شمع تحت اثر نیروی جانبی به عنوان یک تیر که روی پی ارتجاعی قرار گرفته باشد شامل روش ساده چنگ و انجمن تحقیقات بندر و لنگرگاه (PHRI) است. روش دوم می‌تواند به طور دقیق رفتار واقعی تک شمع را بیان کند. روش چانگ زمانی استفاده می‌شود که تفاوتی در نتیجه به دست آمده از دو روش پیش‌بینی نشود.



نکات فنی

(۱) رابطه ابتدایی برای تیر روی پی ارتجاعی

رابطه (۲۳-۴) رابطه ابتدایی برای تخمین تحلیلی رفتار شمع به عنوان یک تیر روی پی ارتجاعی می‌باشد.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pB \quad (23-4)$$

که در آن:

EI : سختی خمشی شمع ($kN.m^2$)

x : عمق تا سطح زمین (متر)

y : جابجایی شمع در عمق x (متر)

P : عکس‌العمل خاک در واحد طول شمع در عمق x ($kN.m^2$)

p : عکس‌العمل خاک در واحد سطح شمع در عمق x ($kN.m^2$), $p = \frac{P}{B}$

B : عرض شمع (متر)

پیشنهاد شده است روش PHRI به عنوان یک روش تحلیلی رفتار ارتجاعی غیرخطی زمین در نظر گرفته شود. این روش که می‌تواند رفتار واقعی شمع را بهتر از سایر روش‌ها توصیف کند، از رابطه (۲۴-۴) برای توصیف رابطه عکس‌العمل خاک و جابجایی شمع استفاده می‌کند.

$$p = kx^m y^{0.5} \quad (24-4)$$

که در آن:

k : ثابت مقاومت جانبی زمین ($kN/m^{3.5}$ یا $kN/m^{2.5}$)

m : شاخص صفر یا یک

(۲) روش PHRI

الف) مشخصات روش PHRI

در روش PHRI، زمین به نوع S و نوع C طبقه‌بندی شده و رابطه بین عکس‌العمل خاک و جابجایی شمع برای هر نوع خاک، طبق رابطه (۲۵-۴) و (۲۶-۴) فرض می‌شود.

$$\text{خاک نوع S: } p = k_s x y^{0.5} \quad (25-4)$$

$$\text{خاک نوع C: } p = k_c y^{0.5} \quad (26-4)$$

که در آن:

k_s : ضریب ثابت مقاومت جانبی در خاک نوع S ($kN/m^{3.5}$)

k_c : ضریب ثابت مقاومت جانبی در خاک نوع C ($kN/m^{2.5}$)

روش تشخیص نوع خاک S یا C و تخمین k_c و k_s از روی نتایج آزمایش بارگذاری و مطالعات خاک صورت می‌گیرد.



در روش PHRI، رابطه غیرخطی بین p و γ توسط روابط داده شده (۴-۲۵) و (۴-۲۶) معرفی می‌گردد. تا شرایط واقعی عکس‌العمل خاک را نشان دهد. بنابراین راه تحلیل تحت یک شرایط منقرض بدون استفاده از روش‌های عددی قابل دسترسی نبوده و اصل جمع آثار قوا قابل استفاده نمی‌باشد. نتایج بسیاری از آزمایش‌های در مقیاس بزرگ نشان داده است که این روش رفتار شمع را بهتر از روش‌های متداول تخمین می‌زند، در اینجا توضیح داده شده است که برای این که شمع طویل محسوب شود، طول شمع باید حداقل $1/5 l_{mi}$ باشد (l_{mi} عمق اولین نقطه صفر ممان خمشی در روش PHRI).

(ب) ثابت‌های مقاومت جانبی خاک

دو نوع خاک در روش PHRI به‌طور زیر تعریف می‌شود.

(۱) خاک نوع S

(۱) رابطه بین p - γ به‌صورت $p=k_s \cdot \gamma^{0.5}$ تعریف شده است (رابطه ۴-۲۵)

(۲) مقدار N از روش نفوذ استاندارد با افزایش عمق افزایش می‌یابد.

(۳) نمونه‌های واقعی این خاک، خاک ماسه‌ای با چگالی یکنواخت و خاک رسی با تحکیم عادی

(۲) خاک نوع C

(۱) رابطه بین p - γ به‌صورت $p=k_c \cdot \gamma^{0.5}$ تعریف می‌شود (رابطه ۴-۲۶)

(۲) مقدار N از روش نفوذ استاندارد بدون توجه به عمق ثابت است.

(۳) نمونه‌های واقعی این خاک: خاک ماسه‌ای با سطح متراکم شده و خاک رسی بسیار بیش تحکیم یافته

همان‌طور که در شکل (۵-۱۸) نشان داده شده است، در خاک نوع S، رابطه بین \bar{N} از مقدار N در هر متر عمق با مقاومت جانبی k_s به‌دست می‌آید. حتی اگر منحنی تغییرات مقدار N با عمق در سطح زمین به صفر ختم نشود. افزایش \bar{N} را می‌توان از روی میانگین گرادیان مقدار N از نقطه صفر در سطح زمین به‌دست آورد. در خاک نوع C رابطه بین k_c و مقدار N از شکل (۵-۱۹) به‌دست آمده است که در این روش، مقدار مناسب k_s و k_c را می‌توان از روی توزیع مقدار N با عمق تعیین کرد.

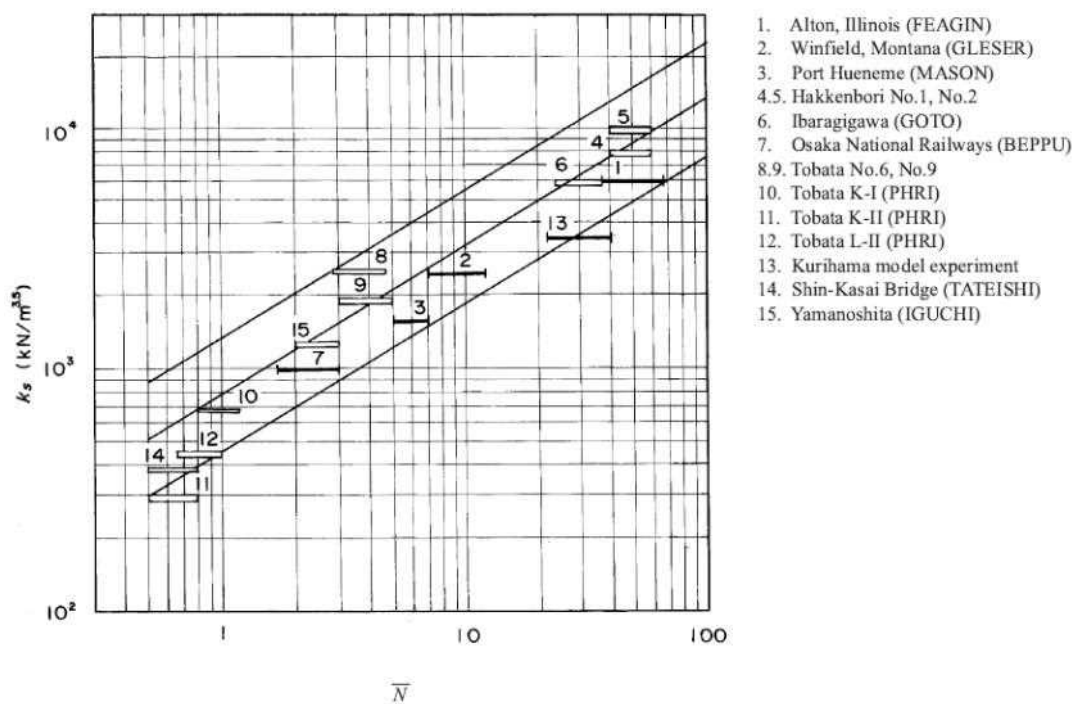
(پ) تخمین ثابت‌های مقاومت جانبی از آزمایش بارگذاری

از تخمین ثابت‌های مقاومت جانبی از روی مقدار N فقط مقادیری تقریبی به‌دست می‌آید و لازم است آزمایش بارگذاری برای به‌دست آوردن مقادیر دقیق انجام گیرد. ثابت‌های k_s و k_c از روی شرایط زمین قابل تعیین هستند و بر خلاف E_s روش چانگ از سایر عوامل تاثیر نمی‌پذیرد. بنابراین اگر k_s و k_c توسط آزمایش بارگذاری تعیین شوند مقادیر آن برای سایر شرایط نیز قابل اعمال است.

(ت) اثر عرض شمع

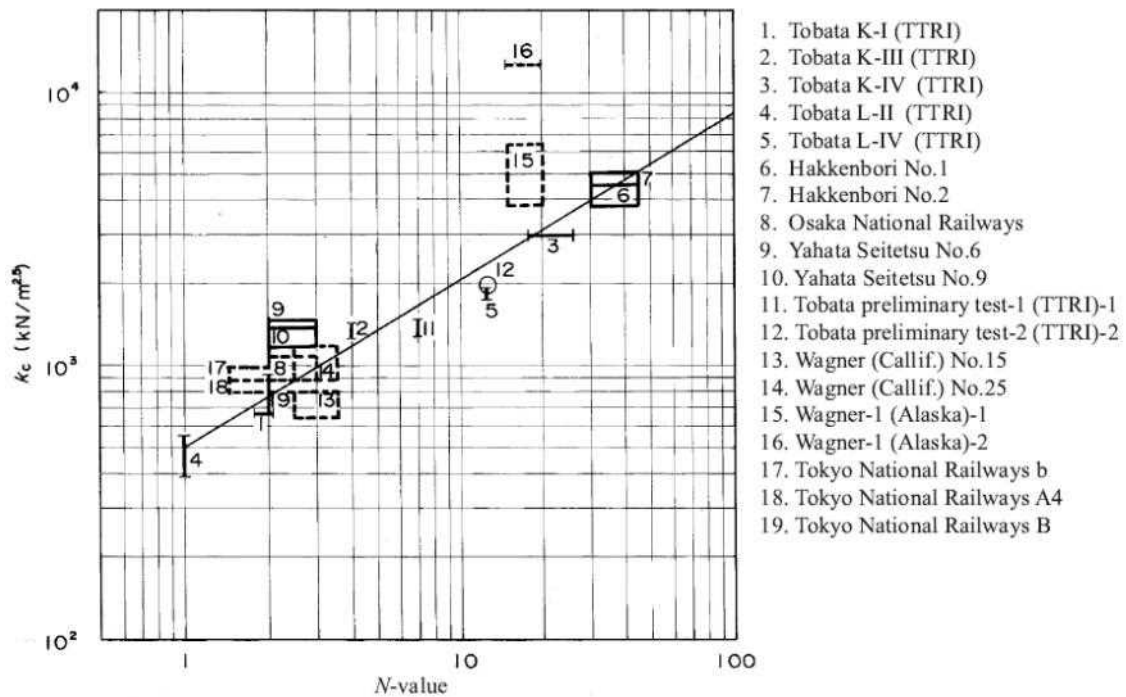
دو راه برای در نظر گرفتن عرض شمع وجود دارد. راه اول این است که عرض شمع B هیچ تاثیری روی رابطه عکس‌العمل خاک در واحد سطح p و جابجایی γ نداشته باشد. راه دوم که توسط ترزاقی پیشنهاد شده است این است که فرض شود مقدار p مربوط به یک γ به‌طور معکوس با B در رابطه است. شی نوهارا، کوبو و ساواگوچی یک آزمایش مدل روی رابطه بین مقدار k_s در خاک ماسه‌ای (روش PHRI) و B انجام دادند که نتایج این آزمایش‌ها در

شکل (۵-۲۰) نشان داده شده است. و به نظر می‌رسد ترکیبی از هر دو تئوری مذکور را به این ترتیب تایید می‌کند که روش اول وقتی صادق است که عرض شمع B به‌طور قابل ملاحظه‌ای بزرگ باشد. بر اساس این نتایج، تصمیم گرفته شد که اثر عرض شمع B در روش PHRI مد نظر قرار نگیرد.

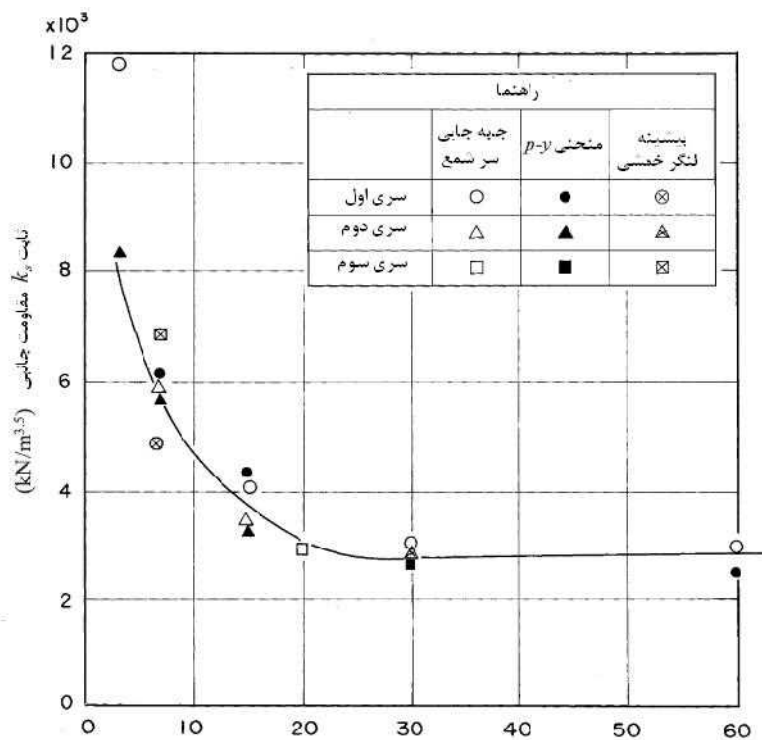

 \bar{N}

شکل ۵-۱۸- رابطه بین \bar{N} و k_s





شکل ۵-۱۹- رابطه بین مقدار k_c و N

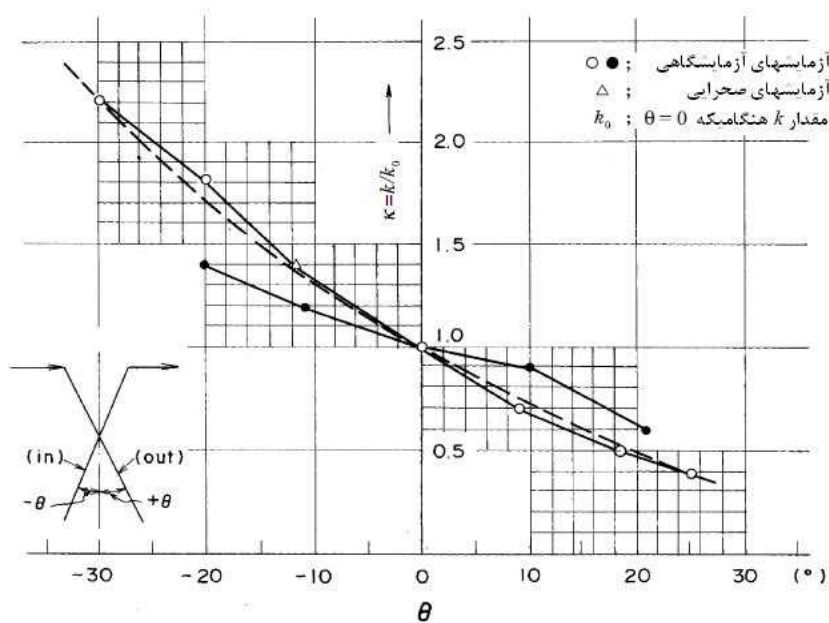


شکل ۵-۲۰- رابطه بین k_s و عرض شمع



ث) اثر تمایل شمع

برای شمع‌های مایل، رابطه بین زاویه تمایل شمع و نسبت ثابت مقاومت کششی شمع مایل به شمع قائم از شکل (۲۱-۵) به دست می‌آید.



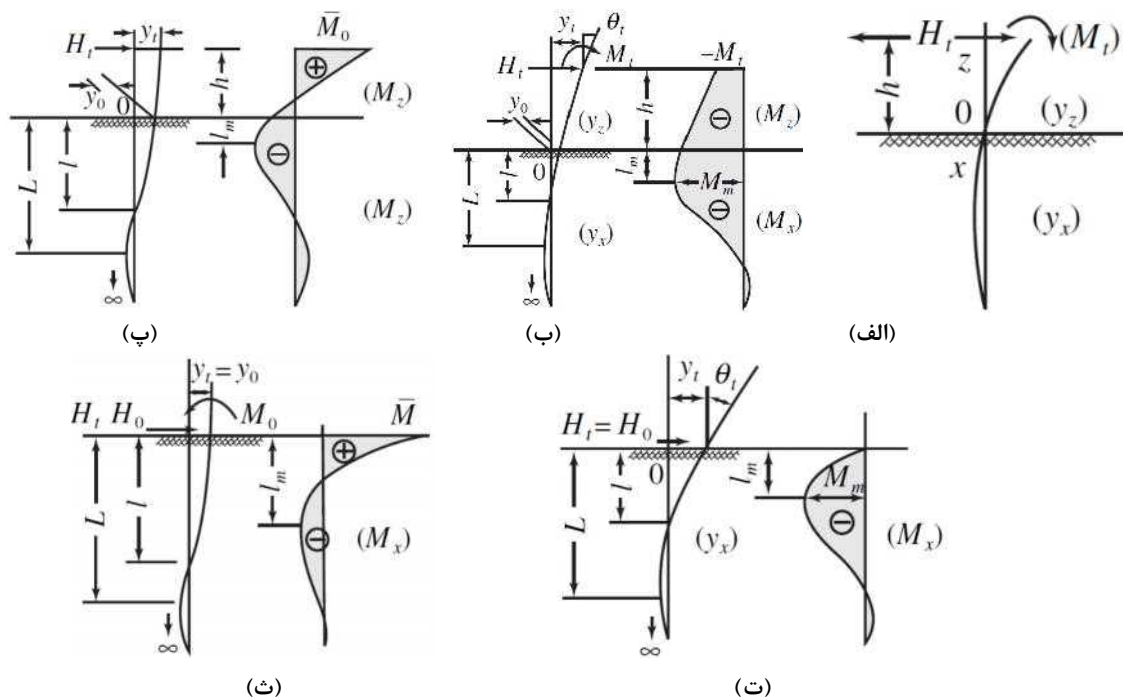
شکل ۲۱-۵- رابطه بین زاویه تمایل شمع و نسبت K



جدول ۷-۵ - محاسبات برای شمع با طول نیمه نامحدود اگر K ثابت باشد

	$(h=0)$	$(h \neq 0)$	$(h=0)$	$(h \neq 0)$	$(h=0)$	$(h \neq 0)$
روابط دینامیکی منحنی تغییر مکان و شرح علائقها (شکل ۳-۴-۳) و شکل ۳-۴-۳)	(KN, m^3) ضریب واکنش سست افقی (iii) از ارتفاع سر شمع بالای زمین $h_0 = h + \frac{M_1}{H_1}$ $\beta = \sqrt{\frac{4EI}{Bk_0}}$	(KN) ضریب واکنش سست افقی (iii) از ارتفاع سر شمع $h_0 = M_1/H_1$ $\beta = \sqrt{\frac{4EI}{Bk_0}}$	(KN, m^3) ضریب واکنش سست افقی (iii) از ارتفاع سر شمع $h_0 = M_1/H_1$ $\beta = \sqrt{\frac{4EI}{Bk_0}}$	(KN) ضریب واکنش سست افقی (iii) از ارتفاع سر شمع $h_0 = M_1/H_1$ $\beta = \sqrt{\frac{4EI}{Bk_0}}$	(KN, m^3) ضریب واکنش سست افقی (iii) از ارتفاع سر شمع $h_0 = M_1/H_1$ $\beta = \sqrt{\frac{4EI}{Bk_0}}$	بخش های خارجی: $\frac{EI}{dx^4} y_1 = 0$ بخش های مدفون: $\frac{EI}{dx^4} y_2 + Bk_0 y_2 = 0$
موقعیت شمع						
شکل منحنی تغییر مکان و خمش	(۳) اگر سر شمع نچرخد (شکل ۳-۴-۳)	(۲) اگر سر شمع نچرخد (شکل ۳-۴-۳)	(۱) سیستم اصلی (شکل ۳-۴-۳)	(۱) سیستم اصلی (شکل ۳-۴-۳)	(۱) سیستم اصلی (شکل ۳-۴-۳)	
منحنی تغییر مکان y_1	$y_1 = \frac{H_1}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$	$y_1 = \frac{H_1}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} \cos \beta x$	$y_1 = y_2 = z^2 + \frac{H_1}{6EI} z^3$ $y_2 = y_1 - \theta_1 z + \frac{M_1}{2EI} z^2 + \frac{H_1}{6EI} z^3$	$y_1 = \frac{H_1}{4EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1+\beta x) \cos \beta x + (1-\beta x) \sin \beta x]$	$y_1 = \frac{H_1}{2EI\beta^3} e^{-\beta x} [(1+\beta x) \cos \beta x - \beta x_0 \sin \beta x]$	
تغییر مکان در سطح زمین y_0	$y_0 = y_1$	$y_0 = y_1$	$y_0 = \frac{(1+\beta h)}{4EI\beta^3} H_1$	$y_0 = \frac{(1+\beta h)}{4EI\beta^3} H_1$	$y_0 = \frac{(1+\beta h)}{2EI\beta^3} H_1$	
انحراف سر شمع θ_1	$\theta_1 = 0$	$\theta_1 = \frac{H_1}{2EI\beta^2}$	$\theta_1 = 0$	$\theta_1 = 0$	$\theta_1 = \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} H_1 + \frac{(1+\beta h)}{EI\beta} M_1$	
ممان خمشی اجرای شمع M	$M_1 = \frac{H_1}{2\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$	$M_1 = \frac{H_1}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x$	$M_1 = \frac{H_1}{2\beta} (1+\beta x - 2\beta x)$	$M_1 = \frac{H_1}{2\beta} e^{-\beta x} [(1-\beta x) \cos \beta x - (1+\beta x) \sin \beta x]$	$M_1 = -\frac{H_1}{\beta} e^{-\beta x} [\beta x_0 \cos \beta x + (1+\beta x_0) \sin \beta x]$	
مقاومت برشی اجرای شمع S	$S_1 = -H_1 e^{-\beta x} \cos \beta x$	$S_1 = -H_1 e^{-\beta x} [\cos \beta x - \sin \beta x]$	$S_1 = -H_1$	$S_1 = -H_1 e^{-\beta x} [\cos \beta x - \beta x \sin \beta x]$	$S_1 = -H_1 e^{-\beta x} [\cos \beta x - (1+2\beta x_0) \sin \beta x]$	
ممان خمشی سر شمع M_0	$M_0 = \frac{H_1}{2\beta}$	$M_0 = 0$	$M_0 = \frac{(1+\beta h)}{2\beta} H_1 = \frac{K_1}{K_2} H_1$	$M_0 = \frac{(1+\beta h)}{2\beta} H_1 = \frac{K_2}{K_1} H_1$	$M_0 = -M_1$	
بیشینه ممان خمشی	$M_{1,max} = -0.2079 \frac{H_1}{\beta}$	$M_{1,max} = -0.3224 \frac{H_1}{\beta}$	$M_{1,max} = -\frac{H_1}{2\beta} \sqrt{1+(\beta h)^2} \exp(-\beta h)$	$M_{1,max} = -\frac{H_1}{2\beta} \sqrt{1+(\beta h_0)^2} + 1 \exp(-\beta h_0)$	$M_{1,max} = -\frac{H_1}{2\beta} \sqrt{1+2\beta h_0} + 1 \exp(-\beta h_0)$	
عمق دارای بیشینه ممان خمشی l_m	$l_m = \frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.5708}{\beta}$	$l_m = \frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.7854}{\beta}$	$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$	$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h + 1}$	$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}$	
عمق اولین نقطه پایدار l_0	$l_0 = \frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.3562}{\beta}$	$l_0 = \frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.5708}{\beta}$	$l_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{\beta h + 1}{\beta h - 1}$	$l_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{\beta h + 1}{\beta h - 1}$	$l_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta h_0}{\beta h_0}$	
عمق نقطه با زاویه تغییر مکان صفر L	$L = \frac{\pi}{\beta} = \frac{3.1416}{\beta}$	$L = \frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.3562}{\beta}$	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} (-\beta h)$	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} [(1+2\beta h_0)]$	$L = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} [(1+2\beta h_0)]$	





شکل ۵-۲۲- شکل‌های مربوط به جدول (۵-۷)

۳) روش چانگ

الف) رابطه محاسباتی

با استفاده از ضریب ارتجاعی خاک $E_s = Bk_h$ ، روابط ارتجاعی شمع‌ها به صورت زیر قابل بیان است.

$$\left. \begin{array}{l} \text{بخش بیرونی:} \quad EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0 \quad (0 \geq x \geq -h) \\ \text{بخش مدفون:} \quad EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + Bk_h y_2 = 0 \quad (x \geq 0) \end{array} \right\} \quad (۴-۲۷)$$

با محاسبه این راه‌حل‌های عمومی (Bk_h ثابت می‌باشد) و در نظر گرفتن شرایط حدی راه‌حل برای شمع‌های نیمه نامحدود از نظر طول به دست می‌آید (جدول ۵-۷). بر اساس کارهای یوکومایا، شمع‌های با طول محدود نیز به روش مشابه شمع‌های نامحدود قابل تحلیل هستند به شرطی که BL باشد. اگر طول از این کوتاه‌تر باشد، شمع باید به عنوان شمع با طول محدود مورد بررسی قرار گیرد. منحنی‌هایی نیز برای ساده‌سازی این فرآیند موجود می‌باشد.

ب) تخمین k_h در روش چانگ

(۱) پیشنهاد ترزاقی

ترزاقی مقادیر زیر برای ضریب عکس‌العمل جانبی در خاک‌های چسبنده و ماسه‌ای پیشنهاد کرد.

(۱) در حالت خاک رسی

$$k_h = \frac{0.2}{B} \bar{k}_{hl} \quad (۴-۲۸)$$

$$E_s = Bk_h = 0.2 \bar{k}_{hl} \quad (۴-۲۹)$$



که در آن:

k_{hi} ضریب عکس‌العمل جانبی خاک (kN/m^3)

B عرض شمع (متر)

\bar{k}_{h1} : مقدار از جدول (۵-۸)

(۲) در حالت خاک ماسه‌ای

$$k_h = \frac{x}{B} n_h \quad (۴-۳۰)$$

$$E_s = Bk_h = n_h x \quad (۴-۳۱)$$

که در آن:

x عمق (متر)

B عرض شمع (متر)

n_h : مقدار از جدول (۵-۹)

در خاک ماسه‌ای، E_s تابعی از عمق بوده و بنابراین به‌طور مستقیم قابل استفاده در روش چانگ نیست. در این حالت، چانگ بیان می‌کند که E_s ، یک سوم مقدار E_s در عمق l_{y1} (عمق اولین نقطه تغییر مکان صفر) فرض شود. l_{y1} خود تابعی از E_s است و محاسبات تکراری باید انجام شود تا مقدار E_s به‌دست آید. یوکویاما روش محاسبه بدون تکرار را توضیح می‌دهد، ترازقی نیز فرض می‌کند k_{hi} با عرض شمع B رابطه معکوس دارد که این موضوع در روابط (۵-۲۲) و (۴-۳۰) نشان داده شده است. طبق سایر نظرات پیشنهادی k_{hi} و عرض شمع ارتباطی با هم ندارند.

جدول ۵-۸- ضریب عکس‌العمل جانبی خاک

نوع رس	جامد	خیلی سخت	سخت
مقاومت فشاری تک محوری q_u (kN/m^2)	۴۰۰ یا بیشتر	۲۰۰ ~ ۴۰۰	۱۰۰ ~ ۲۰۰
بازه \bar{k}_{h1} (kN/m^3)	۶۴۰۰۰ یا بیشتر	۳۲۰۰۰ ~ ۶۴۰۰۰	۱۶۰۰۰ ~ ۳۲۰۰۰
مقدار پیشنهادی \bar{k}_{h1} (kN/m^3)	۹۶۰۰۰	۴۸۰۰۰	۲۴۰۰۰

جدول ۵-۹- مقادیر n_h

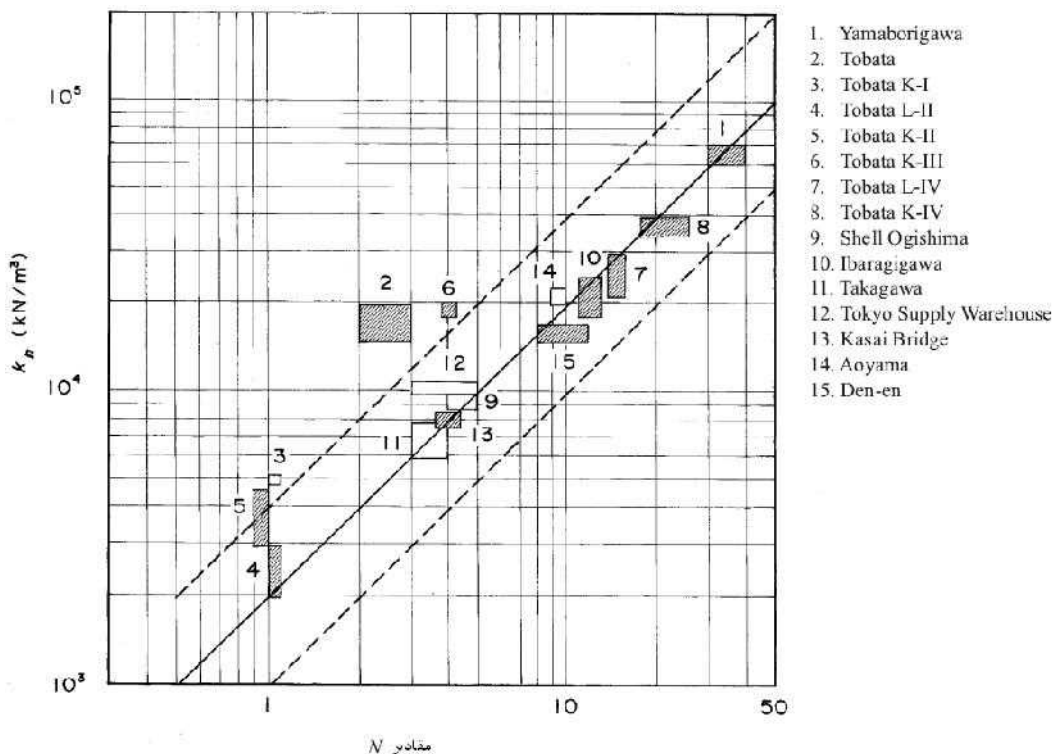
شکل	متوسط	متراکم	چگالی نسبی ماسه
۲۲۰۰	۶۶۰۰	۱۷۶۰۰	n_h برای ماسه خشک یا تر (kN/m^3)
۱۳۰۰	۴۴۰۰	۱۰۸۰۰	n_h برای ماسه غوطه‌ور (kN/m^3)



(۲) پیشنهاد یوکویاما

یوکویاما نتایج آزمایش بارگذاری جانبی بر روی شمع‌های فولادی را جمع‌آوری و k_h را به‌طور معکوس محاسبه کرده است. در شکل (۵-۲۳) رابطه بین این مقادیر و میانگین مقادیر N در عمق تا 1 از سطح زمین نشان داده شده است.

در این حالت $E_s = k_h B$ برای هر دو خاک ماسه‌ای و رسی در حالی که k_h از B تاثیر نمی‌پذیرد معتبر فرض شده است. هر چند مقدار k_h از روش معکوس محاسبه شده (از داده‌های موجود) با افزایش بار، کاهش می‌یابد. شکل (۵-۲۳) مقادیر k_h مربوط به باری که در آن تنش خمشی مواد فولادی به 100 تا 150 MN/m^2 می‌رسد را نشان می‌دهد. این نمودار را می‌توان در مواردی که E_s از شرایط خاک بدون انجام آزمایش بارگذاری در محل قابل تخمین است، استفاده کرد.



شکل ۵-۲۳- k_h محاسبه شده از آزمایش بارگذاری افقی روی شمع‌ها

۴-۳-۵- در نظر گرفتن اثر گروه شمع

اگر شمع‌ها به‌صورت یک گروه استفاده شوند، باید اثر گروه شمع‌ها بر روی تک تک آنها بررسی شود.

نکات فنی

وقتی فواصل شمع‌های رانده شده از مقادیر جدول (۵-۱۰) فراتر رود، اثر گروه شمع روی ظرفیت باربری جانبی تک شمع قابل اغماض است. در جدول (۵-۱۰)، T به معنی «در جهت عمود بر نیروی خارجی» و L به معنی «در جهت نیروی خارجی» است.



جدول ۵-۱۰- کمترین فاصله شمع برای ظرفیت باربری جانبی تک شمع

۱/۵ برابر قطر شمع	T	خاک ماسه‌ای
۲/۵ برابر قطر شمع	L	
۳ برابر قطر شمع	T	خاک رسی
۴ برابر قطر شمع	L	

۴-۳-۶- ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج

ظرفیت باربری جانبی پی سازه با شمع‌های زوج با توجه به خصوصیات سازه و پی در نظر گرفته شود.

تفسیر

(۱) توزیع افقی نیرو در پی با ترکیب شمع‌های قائم و زوج

اگر نیرویی افقی بر پی با ترکیب شمع‌های قائم و زوج اثر کند، نیروی تحمل شده توسط شمع قائم به مراتب کم‌تر از نیروی تحمل شده توسط شمع زوج در شرایط تغییر مکان افقی مشابه است و می‌توان فرض کرد تمام نیروی افقی توسط شمع زوج تحمل می‌شود.

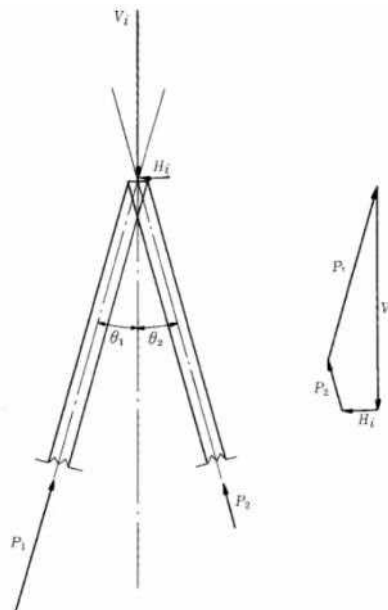
(۲) ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج

دو گروه روش‌های محاسباتی برای ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج، موجود است. گروه اول تنها مقاومت حاصل از ظرفیت باربری محوری هر شمع را در نظر می‌گیرد. گروه دوم مقاومت حاصل از ظرفیت باربری محوری در شمع، ظرفیت باربری جانبی هر شمع و مقاومت خمشی هر شمع را در نظر می‌گیرد.

نکات فنی

(۱) هنگام تخمین ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج تنها با در نظر گرفتن ظرفیت باربری محوری (وقتی نیروی مقاومت تنها توسط ظرفیت باربری محوری تحمل می‌شود) (شکل ۵-۲۴)، تنها نیروهای خارجی افقی و قائم که بر سر هر دو شمع وارد می‌شوند به نیروهای محوری هر شمع تبدیل می‌گردند. این بدان معناست که نیروی عمل‌کننده در جهت محوری هر شمع باید از ظرفیت باربری محوری مجاز (یا مقاومت کششی مجاز) کمتر باشد. نیروی محوری از رابطه (۴-۳۲) یا روش گرافیکی شکل (۵-۲۴) به دست می‌آید.





شکل ۵-۲۴- نیروهای محوری شمع‌های زوج

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{V_i \sin \theta_2 + H_i \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \\ P_2 &= \frac{V_i \sin \theta_1 - H_i \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \end{aligned} \right\} \quad (۴-۳۲)$$

که در آن:

P_1 و P_2 : نیروی فشاری وارده بر هر شمع (یا نیروی کششی وقتی منفی است) (kN)

θ_1 و θ_2 : زاویه تمایل هر شمع (درجه)

V_i : نیروی خارجی قائم شمع‌های زوج (kN)

H_i : نیروی خارجی افقی شمع‌های زوج (kN)

(۲) تخمین ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج با در نظر گرفتن ظرفیت باربری جانبی هر تک شمع

راه‌های متفاوتی برای محاسبه ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج با در نظر گرفتن ظرفیت باربری جانبی تک شمع موجود است. به عنوان مثال:

(۱) فرض این که جابجایی هر شمع همواره در نقطه ارتباط دو شمع یکسان است (با این شرط که خصوصیات فنری در جهت محوری و جانبی در سرشمع ارتجاعی باشند)

(۲) محاسبه مقاومت نهایی شمع‌های زوج با این شرط که ظرفیت باربری محوری و جانبی خصوصیات الاستوپلاستیک نشان دهد.

(۳) محاسبه بار و جابجایی در سرشمع، یا نشست و جابجایی به سمت بالای شمع بر اساس روابط تجربی

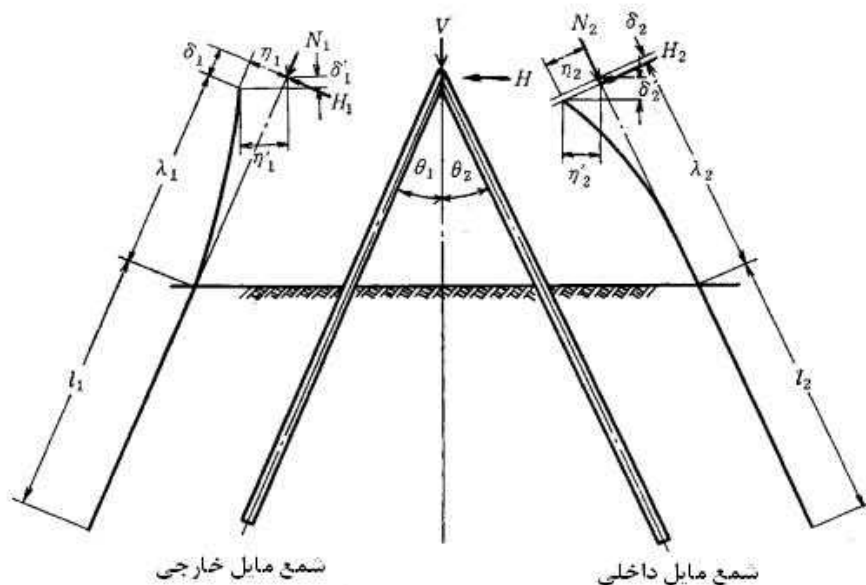
(۴) استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری روی تک شمع



۵) فرض این که حالت تسلیم هر شمع به نوبت اتفاق می افتد و مقاومت تسلیم هر عضو بعد از آن تا زمانی که مقاومت شمع های زوج به ظرفیت باربری نهایی برسد، ثابت می ماند.

روش شماره (۱) برای محاسبه توزیع نیروی افقی هر شمع با این شرط که مقاومت محوری و جانبی شمع خصوصیات ارتجاعی دارند، می باشد. در شمع های زوج نشان داده شده در شکل (۵-۲۵)، نشست هر شمع در سر شمع متناسب با نیروی محوری وارد بر شمع و همچنین جابجایی جانبی متناسب با نیروی جانبی اعمال شده بر شمع می باشد. با این فرض، نیروهای محوری و جانبی وارد بر هر شمع از شمع های زوج با استفاده از روابط (۴-۳۳)، مشتق شده از شرایط تعادل نیرو و تطبیق جابجایی ها، قابل محاسبه است.

در اندیس های نشان داده شده در شکل (۵-۲۵)، «۱» برای شمع فشاری و «۲» برای شمع کششی وقتی تنها یک نیروی افقی عمل می کند، می باشند. مقادیر ذکر شده در جدول (۵-۱۱) برای ثابت های فنری سر شمع ها قابل استفاده هستند.



شکل ۵-۲۵- شمع های زوج با در نظر گرفتن مقاومت خاک ناشی از خمش حاصل از گشتاور خمشی شمع

$$\left. \begin{aligned}
 N_1 &= \frac{\check{S}_1}{U} \left\{ \begin{aligned}
 &[-\check{\gamma}_1 \cos n_1 + \check{\gamma}_2 \cos n_2 \cos(n_1 + n_2) + \check{S}_2 \sin n_2 \sin(n_1 + n_2)]V + \\
 &[-\check{\gamma}_1 \sin n_1 - \check{\gamma}_2 \sin n_2 \cos(n_1 + n_2) + \check{S}_2 \cos n_2 \sin(n_1 + n_2)]H
 \end{aligned} \right\} \\
 N_2 &= \frac{\check{S}_2}{U} \left\{ \begin{aligned}
 &[-\check{\gamma}_2 \cos n_2 + \check{\gamma}_1 \cos n_1 \cos(n_1 + n_2) + \check{S}_1 \sin n_1 \sin(n_1 + n_2)]V - \\
 &[-\check{\gamma}_2 \sin n_2 - \check{\gamma}_1 \sin n_1 \cos(n_1 + n_2) + \check{S}_1 \cos n_1 \sin(n_1 + n_2)]H
 \end{aligned} \right\} \\
 H_1 &= \frac{\check{\gamma}_1}{U} \left\{ \begin{aligned}
 &[-\check{S}_1 \sin n_1 - \check{S}_2 \sin n_2 \cos(n_1 + n_2) + \check{\gamma}_2 \cos n_2 \sin(n_1 + n_2)]V + \\
 &[\check{S}_1 \cos n_1 + \check{S}_2 \cos n_2 \cos(n_1 + n_2) + \check{\gamma}_2 \sin n_2 \sin(n_1 + n_2)]H
 \end{aligned} \right\} \\
 H_2 &= \frac{\check{\gamma}_2}{U} \left\{ \begin{aligned}
 &[\check{S}_2 \sin n_2 - \check{S}_1 \sin n_1 \cos(n_1 + n_2) + \check{\gamma}_1 \cos n_1 \sin(n_1 + n_2)]V + \\
 &[\check{S}_2 \cos n_2 + \check{S}_1 \cos n_1 \cos(n_1 + n_2) + \check{\gamma}_1 \sin n_1 \sin(n_1 + n_2)]H
 \end{aligned} \right\} \\
 U &= (\check{S}_1 + \check{S}_2)(\check{\gamma}_1 + \check{\gamma}_2) + (\check{S}_1 - \check{\gamma}_1)(\check{S}_2 - \check{\gamma}_2) \sin^2(n_1 + n_2)
 \end{aligned} \right\} \quad (۴-۳۳)$$

جابجایی افقی و قائم سر شمع از روابط (۴-۳۴) محاسبه می‌شود.

$$\left. \begin{aligned} u_1' = u_2' &= \frac{I}{U} \left\{ \left[\check{S}_1 \sin^2 \alpha_1 + \sim_1 \cos^2 \alpha_1 + \check{S}_2 \sin^2 \alpha_2 + \sim_2 \cos^2 \alpha_2 \right] V + \right. \\ &\left. \frac{1}{2} [(\sim_1 - \check{S}_1) \sin 2\alpha_1 + (\check{S}_2 - \sim_2) \sin 2\alpha_2] H \right\} \\ y_1' = y_2' &= \frac{I}{U} \left\{ \frac{1}{2} [(\sim_1 - \check{S}_1) \sin 2\alpha_1 + (\check{S}_2 - \sim_2) \sin 2\alpha_2] V + \right. \\ &\left. [\sim_1 \sin^2 \alpha_1 + \check{S}_1 \cos^2 \alpha_1 + \sim_2 \sin^2 \alpha_2 + \check{S}_2 \cos^2 \alpha_2] H \right\} \end{aligned} \right\} \quad (4-34)$$

که در آن:

N_1 و N_2 : نیروی محوری وارد بر هر شمع (نیروی فشاری با علامت + نشان داده می‌شود) (kN)

H_1 و H_2 : نیروی جانبی اعمال شده بر هر شمع (kN)

V : بار قائم بر هر جفت شمع‌های زوج (kN)

H : بار افقی بر هر جفت شمع‌های زوج (kN)

α_1 و α_2 : زوایای تمایل شمع‌ها (درجه)

μ_1 و μ_2 : ثابت‌های فنری محوری برای هر شمع (kN/m)

μ_1 و μ_2 : ثابت‌های فنری جانبی برای هر شمع (kN/m)

l_1 و l_2 : جابجایی قائم سر هر شمع (متر)

l_1 و l_2 : جابجایی افقی هر شمع (متر)

ضریب عکس‌العمل جانبی خاک k_{hi} را می‌توان از حاصل ضرب مقدار به‌دست آمده k_{hi} از بند (۳-ب) نکات فنی، مطرح شده در بند (۴-۳-۴) تخمین رفتار شمع با استفاده از روش‌های تحلیلی و عامل، به‌دست آمده از شکل (۵-۲۱) در رابطه با تمایل شمع‌ها به‌دست آورد.

جدول ۵-۱۱- ضرایب فنری سر شمع‌ها

$\check{S} = \frac{AE}{l+1}$	شمع‌های اتکایی		ثابت فنری محوری شمع ()
$\check{S} = \frac{2AE}{2l+1}$	خاک چسبنده	شمع‌های اصطکاکی	
$\check{S} = \frac{3AE}{3l+2l}$	خاک ماسه‌ای		
$\sim = 2EIS^3 = \frac{E_s}{2S}$	بدون سطح برهنه () = 0	شمع‌های لولائی	ثابت فنری جانبی شمع (μ)
$\sim = \frac{3EI}{\int_0^l \{u(S)\}^3 ds}$	با سطح برهنه () $\neq 0$		
$\sim = 4EIS^3 = \frac{E_s}{S}$	بدون سطح برهنه () = 0	شمع‌های سر ثابت	
$\sim = \frac{12EI}{\int_0^l \{u(S)\}^3 ds}$	با سطح برهنه () $\neq 0$		

نشانه‌های استفاده شده در جدول (۵-۱۱) به صورت زیر تعریف می‌گردند.

$$\{U(S)\} = \frac{(I+S)^3 + 0.5}{(S)^3}, \quad \{U(S)\} = \frac{(I+S)^3 + 2}{(S)^3}, \quad S = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}$$

که در آن:

l : طول مدفون شمع (متر)

: طول خارج از خاک شمع (متر)

E : ضرایب ارتجاعی یانگ برای مصالح شمع (kN/m^2)

A : مساحت سطح مقطع شمع (m^2)

I : ممان اینرسی شمع (m^4)

E_s : ضریب ارتجاعی خاک (kN/m^2) و $E_s = k_f B$

B : عرض شمع (متر)

k_f : ضریب افقی عکس‌العمل خاک (kN/m^3)

۴-۴- کلیات طراحی شمع

۴-۴-۱- تقسیم بار

- (۱) نیروهای قائم تنها باید توسط شمع‌ها تحمل شوند. هیچ‌گونه ظرفیت باربری برای خاکی که با کف سازه در تماس است برای سازه‌هایی که توسط شمع تحمل می‌شود، در نظر گرفته نمی‌شود.
- (۲) نیروهای افقی در اصل تنها توسط شمع‌ها تحمل می‌شوند ولی هنگامی که مقاومت کافی توسط فشار خاک روی قسمت مدفون به دست می‌آید، می‌توان فرض کرد این مقاومت نیز نیروی افقی را تحمل می‌کند.

نکات فنی

(۱) بارهای قائم

با مرور زمان ممکن است فاصله کوچکی بین کف سازه‌ای که توسط شمع تحمل می‌شود و خاک زیر آن، حتی اگر کف در تماس مستقیم با زمین ساخته شود، به وجود آید. بنابراین در جهت ایمنی، باید از ظرفیت باربری خاک زیر سازه صرف‌نظر کرد.

(۲) بارهای افقی

بارهای افقی در اصل باید صرفاً توسط شمع‌ها تحمل شوند. اگر مقاومت به سبب فشار غیر فعال خاک در مقابل قسمت مدفون سازه قابل پیش‌بینی باشد می‌توان این مقاومت را در نظر گرفت. ولی در هر حال، محاسبه این مقاومت دشوار می‌باشد. برای تعیین این که آیا فشار مقاوم خاک در پاسخ به تغییر مکان سر شمع در رابطه با ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع تا به حد نهایی خود می‌رسد راه ساده‌ای وجود ندارد. در بعضی موارد، اگر سازه تحت تاثیر فشار خاک مقاوم به دست

آمده از رابطه کولمب تغییر مکان یابد این تغییر مکان ممکن است باعث شکست خمشی شمع شود. وقتی که مقاومت حاصل از فشار مقاوم خاک در قسمت مدفون محاسبه می‌شود، این عوامل باید کاملاً در نظر گرفته شوند.

۴-۴-۲- توزیع بار

در یک پی، شمعها باید به‌گونه‌ای قرار گیرند که تا حد ممکن نیروهای افقی و قائم به‌طور یکسان به تک تک شمع‌ها وارد شود.

۴-۴-۳- فواصل بین مرکز شمع‌ها

هنگام تعیین فواصل بین مرکز شمع‌ها برای رانش آنها، باید قابلیت کار کردن، تغییر شکل زمین اطراف آنها و رفتار آنها به عنوان یک گروه شمع در نظر گرفته شوند.

۴-۴-۴- تنش مجاز برای مصالح شمع

تنش مجاز برای مصالح شمع باید با توجه به خصوصیات آن تعیین شود.

نکات فنی

(۱) مواد شمع

شمع‌های مورد استفاده در ساخت تاسیسات بندر و لنگرگاه، چوبی، بتنی یا فولادی می‌باشند. برای شمع‌های چوبی و فولادی به بخش مربوط، بخش ۳، بند (۶-۲) تنش مجاز برای چوب، و بخش ۳، بند (۲-۳) تنش‌های مجاز، مراجعه شود. تنش‌های مجاز برای بتن در بخش ۳، بند (۳-۳) طراحی بر اساس روش تنش مجاز، تعریف است. برای ساخت سازه‌هایی که توسط شمع‌های بتنی تحمل می‌شوند، شمع‌ها با مشکلاتی مانند رانش یا ساخت‌وساز زیر زمین روبرو می‌شوند که متفاوت از شرایط ساخت‌وساز سازه‌های بتنی دیگر است. بنابراین تنش‌های مجاز برای شمع‌های بتنی باید کمتر از تنش مجاز استفاده شده در طراحی سایر سازه‌های بتنی باشد.

(۲) تنش‌های مجاز برای شمع‌های بتنی

در جدول (۵-۱۲) فهرست مقادیر تنش مجاز برای شمع‌های بتنی ارائه شده است.

۴-۵- تغییر مکان جانبی

ارزیابی تغییر مکان جانبی بالای شمع‌ها باید با توجه به خصوصیات زیر انجام شود:

- سختی زمین
- سختی خمشی هر یک از شمع‌ها
- گیرداری شمع‌ها در سر شمع



- اثر گروهی شمع‌ها

- اثر رفت و برگشتی بارها و بارگذاری‌های دوره‌ای

جدول ۵-۱۲- تنش مجاز برای شمع‌های بتنی

تنش مجاز		نوع شمع		
مقدار	نوع			
۳۰٪ مقاومت استاندارد طراحی و نه بیشتر از 12 MN/m^2	تنش فشاری مجاز برای تعیین ظرفیت باربری محوری	شمع بتن مسلح (RC)	شمع پیش‌ساخته بتنی با نیروی گریز از مرکز	
طبق بخش ۳، بند (۲-۳) اصول طراحی بر اساس روش طراحی حالت حدی	سایر موارد			
۳۰٪ مقاومت استاندارد طراحی و نه بیشتر از 12 MN/m^2	تنش فشاری مجاز برای تعیین ظرفیت باربری محوری	شمع پیش‌تینده با مقاومت بالا (PHC)		
۳۰٪ مقاومت استاندارد طراحی و نه بیشتر از 12 MN/m^2	تنش فشاری خمشی مجاز			
برای نوع A: 3 MN/m^2 برای نوع B و C: 5 MN/m^2	تنش محوری کششی مجاز و تنش کششی خمشی مجاز			
۲۵٪ مقاومت استاندارد طراحی و نه بیشتر از 6 MN/m^2	تنش فشاری خمشی مجاز (شامل حالات با نیروی محوری)	شمع‌های ریخته شده در محل با دیواره خارجی		
۷۰٪ تنش مجاز برای بتن طبق بخش ۳، بند (۲-۳) اصول طراحی بر اساس روش طراحی حالت حدی	سایر موارد			
۲۰٪ مقاومت استاندارد طراحی و نه بیشتر از 5 MN/m^2	تنش فشاری خمشی مجاز (شامل حالات با نیروی محوری)	شمع‌های ریخته شده در محل بدون دیوار خارجی		
۵۰٪ تنش مجاز طبق بخش ۳، بند (۲-۳) اصول طراحی بر اساس روش طراحی حالت حدی	سایر موارد			
موارد فوق را می‌توان برای بارگذاری کوتاه‌مدت یا بررسی اثر زلزله تا ۱/۵ برابر افزایش داد.				

۴-۶- طراحی جزئیات

۴-۶-۱- بررسی بارهای حین ساخت

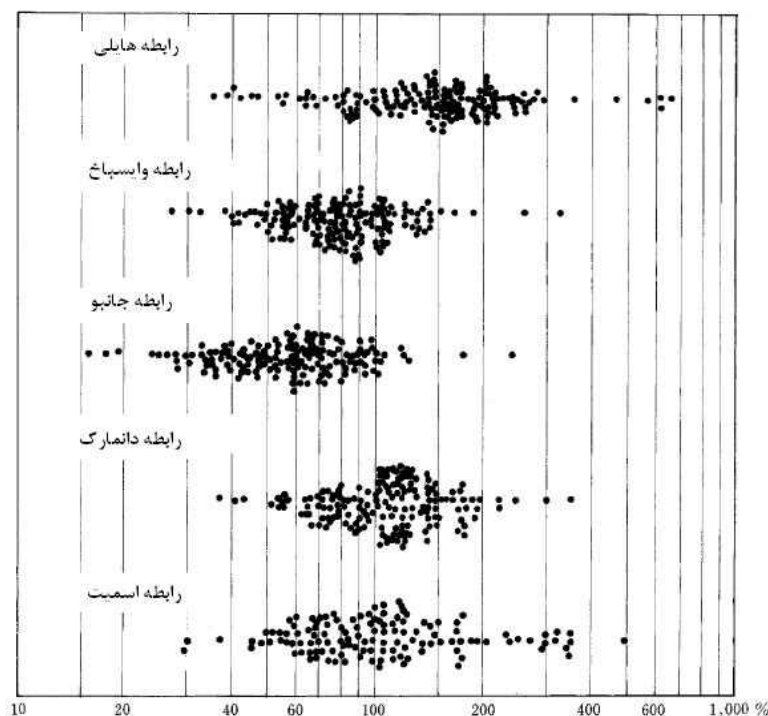
در طراحی شمع‌ها توصیه می‌گردد که علاوه بر بار پس از پایان ساخت و ساز، بار حین حمل و نقل، قرار گذاشتن و رانش شمع‌ها نیز بررسی شود.

نکات فنی

استفاده از روابط رانش شمع که برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی استاتیکی شمع از مقاومت نفوذ دینامیکی طراحی شده دشوار می‌باشند و تخمین ظرفیت باربری شمع با استفاده از روابط رانش بسیار ساده بوده ولی دقت چندانی ندارد. در شکل (۵-۲۶) تهیه شده توسط ساواگوشی، ظرفیت باربری نهایی به دست آمده از روابط رانش شمع برای شمع‌های فولادی با نتایج به دست آمده



از آزمایش‌های بارگذاری به صورت نسبت درصد (اولی به دومی) مقایسه شده‌اند و تفاوت‌های آشکار بین آن دو نشان داده شده است. هنگام رانش شمع در خاک‌های رسی، خاک اطراف دست‌خورده شده و اصطکاک جداره به طور موقت کاهش می‌یابد. بنابراین ظرفیت باربری نهایی را نمی‌توان از روی روابط رانش برآورد نمود. در خاک‌های ماسه‌ای، استفاده از روابط رانش شمع برای تخمین ظرفیت باربری نهایی شمع‌های اصطکاکی غیر دقیق می‌باشد.



شکل ۵-۲۶- توزیع نسبت‌های مقادیر تخمین زده شده با روابط رانش به نتایج آزمایش‌های بارگذاری

زمانی که تعداد قابل ملاحظه‌ای شمع در زمین تقریباً مشابه رانده می‌شود، روابط رانش شمع را می‌توان به عنوان مرجع برای تخمین تفاوت‌های نسبی ظرفیت باربری در هر شمع استفاده کرد. بنابراین استفاده از این روابط فقط به حوزه مدیریت ساخت و ساز محدود است. البته این روابط را می‌توان به عنوان مرجعی نیز برای تایید تفاوت‌های ظرفیت باربری شمع‌ها یا برای تمام کردن رانش هر شمع در حالی که همگی آنها تحت شرایط یکسان هستند، استفاده نمود.

رابطة هیلی پرکاربردترین رابطه رانش شمع بوده که توسط روابط (۴-۳۵) و (۴-۳۶) بیان می‌شود.

$$R_{du} S = e_f \left[F - F \frac{W_p (1 - e^2)}{W_H + W_p} \right] - \frac{R_{du} C_1}{2} - \frac{R_{du} C_2}{2} - \frac{R_{du} C_3}{2} \quad (4-35)$$

هر عبارت این رابطه به صورت زیر توضیح داده می‌شود: عبارت طرف چپ نماینده «کار لازم برای نفوذ شمع» است و چهار عبارت سمت راست به ترتیب نشانه «تلف ضربه»، «تلف مربوط به تغییر شکل شمع»، «تلف مربوط به تغییر شکل ارتجاعی زمین» و «تلف مربوط به اثر بالشتک» می‌باشند.



$$R_{du} = \frac{e_f F}{S + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \frac{W_H + e^2 W_p}{W_H + W_p} \quad (۳۶-۴)$$

که در آن:

R_{du} مقاومت رانش نهایی شمع (ظرفیت باربری نهایی دینامیک) (kN)

W_H : وزن چکش (kN)

W_p : وزن شمع (با در نظر گرفتن ملزومات روی سر شمع) (kN)

F : انرژی ضربه (kJ)

e_f کارایی چکش بین ۰/۶ تا ۱ بسته به نوع چکش

e ضریب برگشت ($e = 1$ در حالت کاملاً ارتجاعی و $e = 0$ در حالت کاملاً غیر ارتجاعی)

S : طول نهایی نفوذ شمع (متر)

C_1 : تغییر شکل ارتجاعی شمع (متر)

C_2 : تغییر شکل ارتجاعی زمین (متر)

C_3 : تغییر شکل ارتجاعی بالشتک سر شمع (متر)

بیشتر روابط رانش از جایگزینی C_1 ، C_2 ، C_3 ، e_f و e غیره در رابطه (۳۶-۴) با مقادیر مناسب به دست می‌آید. رابطه (۳۷-۴)

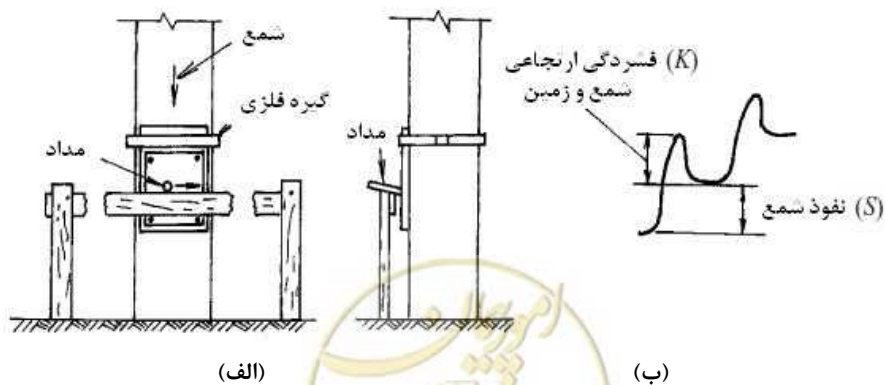
برای شمع‌های فولادی نسبتاً مناسب است. با فرض این که ضربه بین چکش و شمع ارتجاعی باشد (یعنی $e = 1$) رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$R_{du} = \frac{e_f F}{S + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \quad (۴-۳۷)$$

(۳۷)

جمله $C_1 + C_2 + C_3$ در رابطه بالا مجموع تغییر شکل‌های ارتجاعی شمع، زمین و بالشتک سر شمع می‌باشد. $C_1 + C_2$ معادل K

(برگشت اندازه‌گیری شده در سر شمع در آزمایش‌های رانش شمع) می‌باشد (شکل ۵-۲۷).



شکل ۵-۲۷ - اندازه‌گیری برگشت

برای شمع‌های فولادی تغییرشکل ارتجاعی C_1 حاکم است در حالیکه C_3 به مراتب کوچکتر است. بنابراین C_3 قابل اغماض بوده و رابطه زیر به دست خواهد آمد که با استفاده از آن، رابطه (۴-۳۸) حاصل می‌گردد.

$$C_1 + C_2 + C_3 \cong C_1 + C_2 = K$$

$$R_{du} = \frac{e_f F}{S + \frac{K}{2}} \quad (۴-۳۸)$$

که در آن:

R_{du} : ظرفیت باربری نهایی دینامیکی شمع (kN)

e_f : کارایی چکش (برای رابطه (۴-۳۸) از ۰/۵ استفاده می‌شود)

S : طول نفوذ شمع (سانتی‌متر)

چکش سقوطی: نفوذ متوسط با هر ضربه برای ۱۰ ~ ۵ ضربه نهایی (متر)

چکش‌های دیگر: نفوذ متوسط با هر ضربه برای ۲۰ ~ ۱۰ ضربه نهایی (متر)

K : برگشت (متر)

F : انرژی ضربه (kJ)

چکش سقوطی و چکش بخاری تک عمل: $F = W_H H$

چکش بخاری دو عمل: $F = (ap + W_H)H$

چکش دیزلی: $F = 2W_H H$

H : ارتفاع سقوط چکش (متر)

W_H : وزن چکش (kN)

x : مساحت سطح مقطع استوانه (m^2)

P : فشار بخار، فشار هوا (kN/m^2)

ظرفیت باربری مجاز R_{da} از تقسیم R_{du} بر ضریب اطمینان به دست می‌آید. بنابراین،

$$R_{da} = \frac{1}{3} R_{du} \quad (۴-۳۹)$$

۴-۶-۲- طراحی اتصال شمع و عرشه

اتصال شمع و عرشه باید به گونه‌ای طراحی شوند که ایمنی در مقابل تنش به وجود آمده در آن تضمین گردد.

تفسیر

تصمیم در مورد این که اتصالات بین سر شمع‌ها و عرشه باید به صورت اتصالات گیردار یا مفصلی طراحی شود آسان نیست چرا که هر کدام مزایا و معایب خود را دارند. در طراحی واقعی قضاوت بر مبنای فهم کامل عوامل زیر صورت می‌گیرد:



- (۱) در رابطه با پاسخ به نیروی قائم، تفاوتی بین درز گیردار و مفصلی مشاهده نمی‌شود. هنگامی که خمش باید در نظر گرفته شود اتصال گیردار ترجیح داده می‌شوند (طول خمش اتصالات گیردار کوتاهتر است).
- (۲) هنگامی که اتصال تحت اثر نیروی افقی قرار می‌گیرد، تغییر مکان افقی سر شمع در اتصال گیردار به مراتب کوچکتر از اتصال مفصلی است.
- (۳) هنگامی که نیروی افقی به یک اتصال گیردار وارد می‌شود، گشتاوری ثابت در سر شمع به وجود می‌آید.
- (۴) در حالت اتصال گیردار، گشتاور سر شمع بسته به چرخش سازه تغییر می‌کند.
- (۵) در تحلیل دینامیک اتصالات، تحلیل اتصالات مفصلی ساده‌تر و روشن‌تر از اتصالات گیردار است. ولی هنگام ساخت و ساز معمولی، استفاده از اتصالات مفصلی برای تمام اتصالات بین شمع و سازه دشوار می‌باشد.

۴-۶-۳- اتصالات شمع ها

- (۱) اتصالات شمع‌ها باید در مقابل بار حین ساخت و ساز و پس از اتمام آن امن باشد.
- (۲) اتصالات باید به گونه‌ای قرار گیرند که حاشیه کافی در مقاومت سطح مقطع وجود داشته باشد و به طور نسبی از خوردگی مصون باشند.

تفسیر

بسته به موقعیت اتصال، نیروهای وارده پس از اتمام ساخت و ساز یک سازه به مراتب از مقاومت کلی شمع‌ها کوچکتر است. ولی احتیاط برای تامین ایمنی اتصال در مقابل تنش حاصل از رانش شمع طی ساخت و ساز، افزایش بار در آینده و تنش‌های پیش‌بینی نشده در سطح مقطع اتصال لازم است.

۴-۶-۴- تغییر ضخامت صفحه و یا جنس شمع لوله‌ای فولادی

در صورت تغییر ضخامت یا جنس شمع‌های فولادی، باید به قابلیت کارکرد و توزیع مقطعی نیرو در شمع توجه کامل شود.

تفسیر

نیروی مقطعی یک شمع فولادی لوله‌ای با عمق تغییر می‌کند و زمانی که عمق نفوذ شمع زیاد می‌شود نیروی مقطعی به طور معمول کاهش می‌یابد. بنابراین ضخامت یا جنس شمع‌های لوله‌ای فولادی گاهی اوقات به دلایل اقتصادی تغییر داده خواهد شد.

نکات فنی

- (۱) هنگام تغییر ضخامت جان یا جنس شمع لوله‌ای فولادی، مکان تغییر باید در عمقی باشد که نیروی مقطع ایجاد شده در شمع افزایش نمی‌یابد. دقت شود که این تغییر در صورتی که اصطکاک جداره منفی فعالی موجود باشد، مجاز نیست.



۲) جوش دادن شمع‌ها با ضخامت و مواد مختلف باید توسط جوش دور تا دور صورت گیرد. شکل مقطع جوش داده شده باید با آیین‌نامه جوش‌کاری ساختمانی ایران (نشریه شماره ۲۲۸ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی کشور) سازگاری داشته باشد.

۴-۶-۵- سایر ملاحظات احتیاطی در طراحی

نکات فنی

به‌طور کلی، در هنگام رانش شمع چنانچه تنش ضربه کمتر از تنش تسلیم شمع فولادی باشد، خطر خمش صفر است. کیشی‌ها و تاکانو رابطه (۴-۴۰) را برای بیان اثر ضخامت صفحه روی تنش تسلیم پیشنهاد کرده‌اند.

$$\frac{t_{py}}{t_y} = 0.69 + 2.2 \left(\frac{t}{r} \right) \quad (4-40)$$

که در آن:

t_{py} : تنش تسلیم شمع فولادی با در نظر گرفتن ضخامت صفحه (kN/m^2)

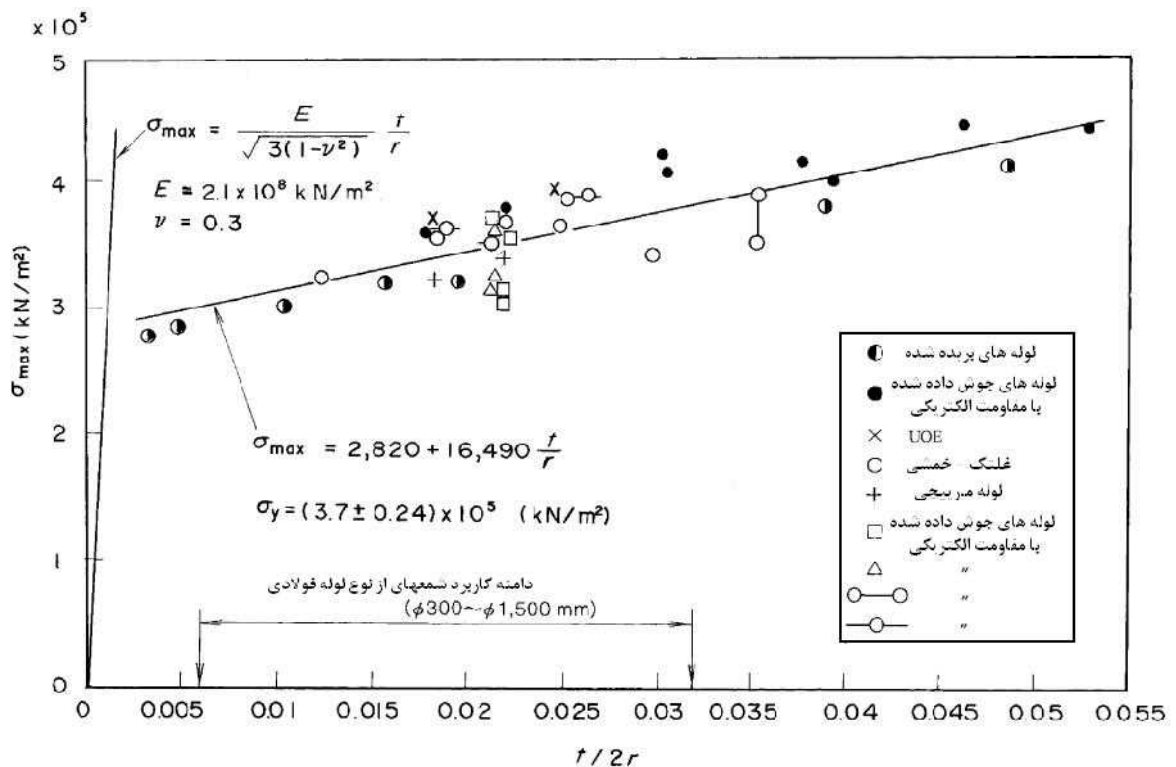
t_y : تنش تسلیم شمع فولادی در مقابل بار استاتیک (kN/m^2)

t : ضخامت شمع لوله‌ای فولادی (میلی‌متر)

r : شعاع شمع لوله‌ای (میلی‌متر)

در هر حالت، شمع لوله‌ای فولادی در خارج بازه نشان داده در شکل (۵-۲۸) نباید استفاده شود. اگر خطر خمش موجود باشد، لوله فولادی باید با نوارهای فولادی تقویت شود و یا لوله‌های ضخیم‌تر باید مورد استفاده قرار گیرد.





شکل ۵-۲۸- رابطه بین تنش خمش (σ_{max}) و نسبت ضخامت ورقه به قطر ($t/2r$)

۷-۴- آزمایش های بارگذاری شمع

۷-۴-۱- کلیات

۷-۴-۱-۱

- در صورت امکان توصیه می شود آزمایش های بارگذاری شمع ها در وضعیت های زیر به عمل آورده شود:
- در مواردی از نوع شمع و یا روش نصبی استفاده می شود که نتایج مطالعات یا تجربه فعلی بر روی آنها در خاک مشابه و یا شرایط بارگذاری مشابه در دست نمی باشد.
- در مواردی از سیستم شمعی استفاده می شود که تجربه اجرایی آن وجود ندارد.
- در مواردی شمع زیر اثر بارگذاری خاص قرار می گیرد که به لحاظ تئوری و تجربی اطمینان کافی در طراحی آن وجود ندارد.
- در مواردی که مشاهدات به عمل آمده در حین نصب شمع ها در محل از آنچه براساس تئوری و تجربه قبلی پیش بینی می شده تفاوت نامناسب قابل توجهی دارد و با بررسی های اضافی خاک نتوان دلایل آن را روشن کرد.



۲-۷-۴-۱

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

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

۳-۷-۴-۱

مدت زمان در نظر گرفته شده بین نصب شمع‌هایی آزمایشی و اجرای آزمایش‌ها باید به اندازه‌ای در نظر گرفته شود که شمع مقاومت سازه‌ای خود را به دست آورده باشد و فشار حفره‌ای آب در خاک به وضعیت اولیه خود بازگشته باشد.

۲-۷-۴-۲- آزمایش‌های بارگذاری استاتیک

۱-۲-۷-۴

روش آزمایش بارگذاری استاتیکی شمع باید با توجه به تعداد دفعات بارگذاری و مدت زمان آنها و کاربرد بارگذاری دوره‌ای، چنان باشد که از نتایج آن بتوان رفتار شمع به لحاظ تغییر شکل‌ها، خزش و چگونگی بازگشت تغییر شکل‌های ارتجاعی را استخراج نمود. علاوه بر آن در شمع‌های آزمایشی، بارگذاری باید تا حدی ادامه داده شود که براساس نتایج آن بتوان ظرفیت باربری نهایی شمع را پیش‌بینی نمود.

۲-۲-۷-۴

ابزار و تجهیزات اندازه‌گیری نیروها، تنش‌ها، کرنش‌ها و تغییر شکل‌ها باید قبل از انجام آزمایش کالیبره شده باشد.

۳-۲-۷-۴

آزمایش بارگذاری شمع‌ها در کشش معمولاً تا حد گسیختگی ادامه داده می‌شود. برون‌یابی نمودار بار- تغییر مکان معمولاً در آزمایش‌های کششی، مخصوصاً در موارد بارگذاری‌های کوتاه‌مدت، نباید انجام شود.

۴-۲-۷-۴

راستای نیروهای کششی یا فشاری در آزمایش شمع‌ها باید منطبق بر محور طولی آنها باشد.



۴-۷-۳- شمع های آزمایشی

۴-۷-۳-۱

تعداد شمع های مورد نیاز برای کنترل و تدقیق طراحی باید با توجه به نکات زیر در نظر گرفته شود:

الف) شرایط زمین و تغییرات آن در محدوده ساختگاه

ب) رده ژئوتکنیکی

پ) شواهد و مستندات قبلی موجود برای رفتار شمع های مشابه در ساختگاه های مشابه

ت) تعداد کل و نوع شمع مورد نیاز در طرح

۴-۷-۳-۲

شرایط زمین در ساختگاه باید به طور کامل مورد بررسی قرار داده شود. عمق گمانه های حفاری آزمایش باید به حدی

باشد که نسبت به این شرایط در اطراف و نوک شمع اطمینان کافی حاصل گردد. این بررسی ها باید تا عمق حداقل ۴

برابر قطر شمع زیر نوک شمع ادامه یابد. مگر آنکه در عمقی کمتر به سنگ سالم و یا خاک سخت برخورد شود.



فصل ۵

نشست پی



۵-۱- تنش در توده خاک

تنش ایجاد شده در توده خاک توسط بار وارد بر پی باید با فرض ارتجاعی بودن توده خاک تخمین زده شود. برای توزیع یکنواخت بار، تنش در توده خاک را می‌توان به صورت ساده با فرض این که تنش به طور خطی با عمق گسترش می‌یابد، تخمین زد.

تفسیر

هنگامی که سازه ساخته شده روی زمین حاشیه اطمینان کافی در مقابل شکست برشی خاک داشته باشد، توزیع تنش در توده خاک را می‌توان با فرض ارتجاعی بودن توده خاک تقریب زد. راه حل ارتجاعی به دست آمده از روش بوسینسک غالباً برای محاسبه تنش در توده خاک استفاده می‌شود. اساس راه حل بوسینسک این است که یک بار متمرکز قائم روی سطح یک محیط نیمه بینهایت ایزوتروپ و همگن عمل می‌کند. با استفاده از اصل برهم‌نهی، محاسبه توزیع تنش در توده خاک زیر یک بار خطی یا بار توزیع شده روی سطح زمین میسر است. علاوه بر این راه حل ارتجاعی، روش کیوگلر که فرض می‌کند تنش به طور خطی با عمق گسترش می‌یابد، برای تخمین تنش در توده خاک وقتی بار نواری یا بار مستطیلی روی زمین اثر می‌کند، قابل استفاده است.

۵-۲- نشست آنی

نشست آنی باید به وسیله تئوری ارتجاعی و استفاده از مقادیر مناسب ضریب ارتجاعی خاک تخمین زده شود.

تفسیر

نشست آنی بر خلاف نشست تحکیم که بعداً توضیح داده خواهد شد، توسط تغییر شکل برشی ایجاد شده و درست در لحظه بارگذاری اتفاق می‌افتد. نشست آنی خاک ماسه‌ای را می‌توان به عنوان نشست کل در نظر گرفت چرا که نشست تحکیمی دراز مدتی در طول زمان در کار نخواهد بود. از طرف دیگر نشست آنی خاک رسی توسط نشست از طریق تغییر شکل برشی زهکشی نشده و حرکت جانبی توسط جریان پلاستیک ایجاد می‌شود. گاهی اوقات در حالت خاک رس نرم، نشست آنی در طراحی قابل اغماض است چرا که از نشست تحکیمی کوچکتر خواهد بود.

برای محاسبه شکست آنی، خاک یک توده ارتجاعی در نظر گرفته شده و تئوری الاستیسیته با ضریب ارتجاعی E و ضریب پواسون استفاده می‌شود. از آن جا که E به طور قابل ملاحظه‌ای وابسته به کرنش خاک است، لازم است که E متناسب با کرنش واقعی که در توده خاک اتفاق می‌افتد، مورد استفاده قرار گیرد. به طور مثال کرنش ایجاد شده در خاک نرم با یک حاشیه ضریب اطمینان در مقابل شکست برشی در حدود 0.5% تا 1.5% است در حالی که این کرنش در مطالعه تغییر شکل زمین سفت هنگام خاک‌برداری یا حالت تغییر شکل پی، کمتر از 0.1% خواهد بود. رابطه بین مقدار کرنش و E در بخش ۲، بند (۱۱-۳-۱) ثابت‌های ارتجاعی، توصیف شده است.



۵-۳- نشست تحکیم

نشست پی که به دلیل تحکیم خاک به وجود می‌آید باید طبق دستورالعمل‌های توصیف‌شده در بخش ۲، بند (۱۱-۳-۲) مشخصات تحکیم، بررسی شود. پارامترهای طراحی باید با استفاده از روش‌های مناسب، بر اساس آزمایش‌های تحکیم تعیین شوند.

تفسیر

نشست ناشی از تحکیم بر اساس نتایج آزمایش تحکیم بر روی نمونه دست‌نخورده خاک چسبنده محاسبه می‌شود. نشست تحکیم نهایی، که مقدار نشست ناشی از اعمال بار پس از پایان تحکیم می‌باشد توسط مشخصات تراکم‌پذیری اسکلت خاک تعیین می‌شود و به‌طور مستقیم از نتایج آزمایش تحکیم قابل برآورد است. تغییرات نشست در زمان تا نشست نهایی پی بر اساس تئوری تحکیم محاسبه می‌شود.

نکات فنی

(۱) محاسبه نشست تحکیم نهایی پی

نشست تحکیم نهایی پی با استفاده از روش‌های توصیف شده در بخش ۲، بند (۱۱-۳-۲) مشخصات تحکیم، محاسبه می‌شود.

(۲) محاسبه رابطه نشست- زمان

نرخ نشست تحکیم از رابطه بین میزان متوسط تحکیم U و عامل زمان T که از تئوری تحکیم ترزاقی حاصل می‌شود، قابل محاسبه است. در این روش اتلاف فشار آب حفره‌ای اضافی به‌صورت رابطه مشتقات جزئی از نوع هدایت گرمایی بیان می‌شود. مقدار نشست $S(t)$ در زمان t از میزان متوسط تحکیم $U(t)$ از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

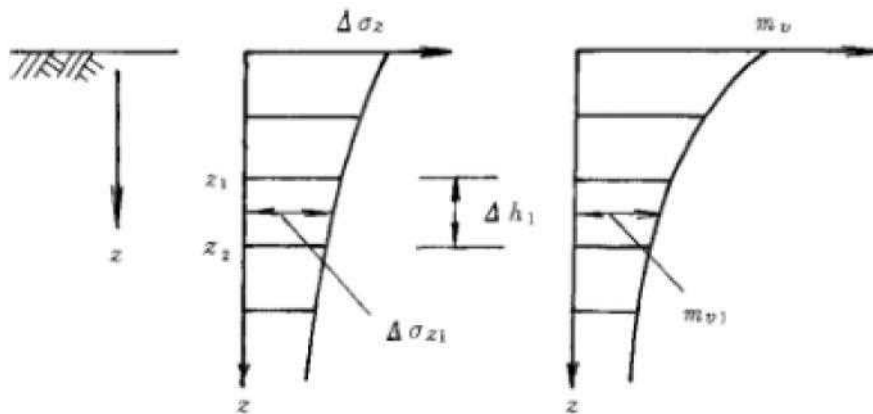
$$S(t) = S_0 U(t) \quad (۵-۱)$$

تحلیل عناصر محدود با مدل ویسکو الاستو پلاستیک (خمیری-کشسانی روان‌رو) برای خاک چسبنده را می‌توان برای تحلیل دقیق نشست تحکیم که غیر همگن بودن خصوصیات تحکیم، اثر وزن لایه خاک چسبنده، تغییرات مربوط به زمان در بار تحکیم و سایر عوامل را در نظر می‌گیرد، استفاده نمود.

(۳) نحوه تقسیم خاک چسبنده به لایه‌های متعدد

هنگام محاسبه نشست تحکیم نهایی، معمولاً لایه خاک چسبنده، همان‌طور که در شکل (۵-۲۹) نشان داده شده است، به چندین زیر لایه تقسیم می‌گردد. این بدان علت است که فشار تحکیم z و ضریب تراکم حجمی m_v با عمق تغییر می‌کنند. در روش m_v نشست تحکیم نهایی پی از رابطه (۵-۲) محاسبه می‌شود.





شکل ۵-۲۹ - محاسبه نشست تحکیمی

$$S_0 = \sum m_{\xi} U h \dagger_z \quad (۲-۵)$$

که در آن:

S_0 نشست تحکیم نهایی (متر)

z : افزایش در فشار تحکیم در وسط زیر لایه (kN/m^2)

m_v ضریب تراکم حجمی برای فشار تحکیم معادل $z/2 + z_0$ ، (m^2/kN) ، که z_0 اضافه ظرفیت فشار در وسط لایه قبل از تحکیم است.

h : ضخامت زیر لایه در لایه تحکیم یافتنی (متر)

از آنجا که m_v و z با افزایش عمق کاهش می‌یابند، تراکم در هر زیر لایه به تدریج با افزایش عمق کوچکتر می‌شود. ضخامت زیر لایه h معمولاً بین ۳ تا ۵ متر تنظیم می‌شود. باید در نظر داشت که وقتی h بسیار بزرگ شود، نشست تحکیمی خاک چسبنده نرم کمتر محاسبه خواهد شد، چرا که مقدار m_v در لایه سطحی بسیار بزرگ است و نشست کل را اداره می‌کند.

افزایش فشار تحکیم z در مرکز زیر لایه به وسیله توزیع تنش در عمق که در بند (۵-۱) تنش در توده خاک، توصیف شده است، محاسبه می‌گردد. عبارت z افزایش تنش در جهت قائم ناشی از بارگذاری می‌باشد. در خاک طبیعی، معمولاً فرض می‌شود که تحکیم مربوط به تنش بار سرباری موجود پایان یافته است.

علی‌رغم این که توزیع عکس‌العمل خاک در کف پی مشابه بار وارده به پی صلب نیست، پی صلب به‌طور یکنواخت نشست می‌کند و توزیع تنش در خاک زیرین در یک عمق معین مستقل از توزیع عکس‌العمل در قسمت دقیقاً زیر پی خواهد شد. بنابراین توزیع تنش قائم در خاک زیرین پی صلب را می‌توان تنها با در نظر گرفتن توزیع بار وارد بر کف پی تخمین زد.

(۴) ضریب تحکیم عمودی C_v و ضریب تحکیم افقی C_h

وقتی فشار آب حفره‌ای خاک در زمین حین تحکیم به‌صورت قائم حرکت کند، C_v به‌کار می‌رود، اما زمانی که زهکش‌های قائم مورد استفاده قرار گیرند، آب زهکشی شده از زمین فقط در جهت افقی حرکت می‌کند و ضریب تحکیم افقی C_h باید مورد استفاده قرار گیرد. مقدار C_h به‌دست آمده از آزمایش بر روی زمین حدود یک تا دو برابر مقدار C_v است. اما در حالت

طراحی، استفاده از c_v در زمانی که کاهش در c_h ناشی از تعبیه زهکش‌های قائم، خصوصیات غیرهمگن تحکیم و سایر موارد در نظر گرفته می‌شود، قابل قبول می‌باشد.

(۵) ضریب تحکیم C_v برای رس بیش تحکیم‌یافته

ضریب تحکیم رس برای رس بیش تحکیم‌یافته معمولاً بزرگتر از حالت تحکیم طبیعی می‌باشد. وقتی رس به‌طور آشکار در حالت بیش تحکیم‌یافته به نظر برسد، مقدار C_v مورد استفاده برای طراحی باید متناسب با فشار تحکیم متوسط در بین فشار سربار موثر و فشار نهایی پس از تحکیم باشد. ولی به‌جای محاسبه ساده C_v در فشار متوسط تحکیم، بهتر است از میانگین وزنی C_v با در نظر گرفتن نشست بر اساس منحنی e - $\log p$ به‌دست آمده از آزمایش‌های تحکیم استفاده شود.

(۶) نرخ نشست تحکیم در خاک غیر همگن

وقتی خاک از لایه‌های متفاوت با C_v های مختلف تشکیل شده است، نرخ نشست تحکیم به‌روش ضخامت معادل یا تحلیل‌های عددی مثل روش تفاضل محدود یا عناصر محدود تحلیل می‌شود. روش ضخامت معادل به عنوان یک روش ساده شده مورد استفاده قرار می‌گیرد و گاهی اوقات خطای قابل‌توجهی دارد. زمانی که خاک بسیار غیرهمگن بوده و یا وقتی برآورد دقیق لازم باشد استفاده از روش اجزا محدود توصیه می‌شود.

(۷) نشست به سبب تحکیم ثانویه

شکل منحنی نشست- زمان در آزمایش‌های تحکیم دراز مدت روی خاک چسبنده با تئوری تحکیم ترزاقی تا ۸۰٪ تحکیم همخوانی دارد. وقتی تحکیم از این سطح بگذرد، نشست با لگاریتم زمان به‌طور خطی افزایش می‌یابد که این بدان سبب است که در کنار تحکیم اولیه، که به سبب تحکیم به همراه از بین رفتن فشار آب حفره‌ای اضافی ایجاد شده در خاک چسبنده به خاطر بار تحکیم می‌باشد، تحکیم ثانویه وجود خواهد داشت که توسط مشخصات وابسته به زمان اسکلت خاک تحت اثر بار تحکیم ایجاد می‌شود.

نشست حاصل از تحکیم ثانویه به‌طور خاص در خاک‌هایی مثل خاک‌های آلی اتفاق می‌افتد. در خاک‌های آبرفتی رسی معمولی، فشار تحکیم ایجاد شده توسط بارگذاری معمولاً چندین بار بزرگتر از تنش تسلیم خاک است که در این شرایط نشست ناشی از تحکیم ثانویه به مراتب کوچکتر از تحکیم اولیه و در طراحی قابل صرف‌نظر است. اما هر چند ممکن است نشست ناشی از تحکیم اولیه کوچک باشد، اگر فشار تحکیم ایجاد شده توسط بارگذاری به‌طور قابل ملاحظه‌ای بزرگ‌تر از تنش تسلیم تحکیم نباشد، نشست به سبب تحکیم ثانویه به مرور زمان ادامه خواهد یافت که در این حالت نشست تحکیم ثانویه را باید در طراحی در نظر گرفت. نشست به سبب تحکیم ثانویه به‌طور کلی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$S_s = \frac{C_r}{1+e_0} h \cdot \log_{10}(t/t_0) \quad (۳-۵)$$

که در آن:

S_s : نشست ناشی از تحکیم ثانویه (متر)

C_r : ضریب تراکم ثانویه

t : زمان (روز)

t_0 : زمان شروع تحکیم ثانویه (روز)



h ضخامت لایه رس (متر)

ضریب تراکم ثانویه C از آزمایش‌های تحکیم متداول به دست می‌آید. C را می‌توان همچنین از روی رابطه بین C و C_c (نشانه تراکم) به طریق زیر تخمین زد.

$$C_r = (0.03 \sim 0.05)C_c \quad (۴-۵)$$

۴-۵- تغییر مکان جانبی

در دیوارهای ساحلی یا خاکریزهای ساخته شده روی رس نرم، باید اثر تغییر مکان جانبی به سبب تغییر شکل‌های برشی خاک را که اثر معکوس روی سازه دارد در نظر گرفت.

تفسیر

(۱) در دیوارهای ساحلی یا خاکریزهای ساخته شده روی رس نرم، بعضاً لازم است که جابجایی جانبی ایجاد شده توسط تغییر شکل‌های برشی زمین را برآورد نمود. جابجایی جانبی دو شکل به خود می‌گیرد که اولی جابجایی به همراه نشست بلافاصله پس از بارگذاری و دومی، تغییر مکان تدریجی به مرور زمان است. اگر بار به‌طور قابل توجهی از ظرفیت باربری نهایی زمین کوچک‌تر باشد، تغییر مکان جانبی که به همراه نشست آنی اتفاق می‌افتد را می‌توان با فرض زمین به عنوان توده ارتجاعی تخمین زد.

(۲) یک مشکل متداول در خاک نرم، ضریب اطمینان کم، در حدود $1/3$ می‌باشد در حالیکه تغییر مکان جانبی به صورت ترکیبی از تحکیم و تغییر شکل خزشی ناشی از تنش برشی زمین اتفاق می‌افتد. برای پیش‌بینی رخداد این تغییر مکان جانبی، روش‌های تجربی بر اساس تجارب قبلی توصیه می‌شوند. برنامه‌های کامپیوتری بر اساس عناصر محدود که مدل‌های الاستوپلاستیک یا ویسکو الاستوپلاستیک برای خاک رس به کار می‌برند، برای پیش‌بینی پیشرفت نشست و جزئیات تغییر شکل‌های جانبی با مرور زمان، به کار گرفته می‌شوند که بسته به اهمیت سازه باید روش مناسب محاسبه تغییر شکل جانبی انتخاب شود.

۵-۵- نشست غیرمتجانس

هنگام ساخت و ساز روی زمین رسی نرم، نشست غیرمتجانس نیز باید در نظر گرفته شود و تمهیدات کافی برای از بین بردن اثر نامطلوب آن پیش‌بینی گردد.

نکات فنی

یک روش ساده برای تخمین نشست غیرمتجانس در زمین‌های استحصال شده از دریا در مناطق بندری پیشنهاد شده است که زمین استحصال شده را به ۴ دسته تقسیم می‌کند:

(۱) زمین بیش از اندازه غیرهمگن

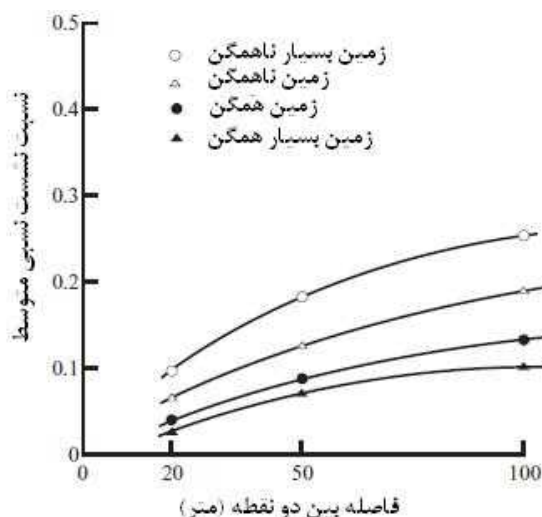


۲) زمین غیرهمگن

۳) زمین همگن

۴) زمین بیش از اندازه همگن

شکل (۵-۳۰) نسبت نشست غیرمتجانس متوسط برای هر نوع از این زمین‌های استحصال شده (نسبت متوسط نشست غیرمتجانس بین دو نقطه اختیاری به متوسط نشست کل زمین بازیافت شده) را نشان می‌دهد. به‌طور مثال، نسبت نشست غیرمتجانس میانگین برای دو نقطه که با هم ۵۰ متر فاصله دارند برای خاک غیرهمگن در حدود ۰/۱۲ است و بنابراین وقتی یک نشست کلی x سانتی‌متر در یک زمان مشخص پس از شروع اتفاق می‌افتد، نشست نسبی متوسطی که در فاصله ۵۰ متری اتفاق می‌افتد در حدود $x \cdot 0/12$ می‌باشد. هنگام استفاده از این روش برای طراحی واقعی، مقادیر شکل (۵-۳۰) باید برای دوره زمانی و ضخامت لایه‌ای که تحکیم می‌شود تصحیح شود.



شکل ۵-۳۰- رابطه بین فاصله متوسط و نسبت نشست غیرمتجانس متوسط در خاک استحصال شده

۵-۶- پی‌ها زیر اثر بارهای ارتعاشی

۵-۶-۱

پی‌هایی که زیر اثر بارهای ارتعاشی نظیر بار دینامیکی ماشین‌آلات صنعتی قرار می‌گیرند ممکن است دچار نشست‌های غیرمتعارف شده و یا ارتعاشات بیش از حد در سازه ایجاد کنند. در طراحی این پی‌ها باید اثر ارتعاشی این بارها و نکات مربوط به طراحی پی ماشین‌آلات در نظر گرفته شود.



۲-۶-۵

در طراحی این پی‌ها باید تمهیداتی پیش‌بینی شود که بین تواترهای سیستم پی- زمین و سیستم مرتعش‌کننده حالت تشدید پیش نیاید.

۵-۷- نشست شمع‌ها

۱-۷-۵

نشست شمع‌ها باید در حالت حدی بهره‌برداری محاسبه شده و با محدودیت‌های تعیین شده برای سازه مقایسه و کنترل گردد.

۲-۷-۵

محاسبه نشست شمع‌ها باید موارد زیر را شامل شود:

الف) نشست شمع‌های منفرد

ب) نشست اضافی ناشی از عملکرد گروه شمع‌ها



فصل ۶

پایداری شیب‌ها



۶-۱- کلیات

- (۱) پایداری شیب‌ها در مقابل شکست لغزشی ایجاد شده توسط وزن خود خاک یا سربار، باید به صورت دویعدی و به روش سطح لغزش دایره‌ای یا سطح لغزش صفحه‌ای تحلیل شود.
- (۲) تحلیل پایداری شیب باید با فرض ناپایدارترین شیب انجام گیرد.

تفسیر

(۱) کلیات

وقتی یک توده خاک در اثر وزن خود یا وزن سربار ناپایدار می‌شود، تحلیل پایداری شیب یک ضریب اطمینان در یک حالت تعادل حدی را محاسبه می‌نماید. روش‌های محاسباتی در تحلیل پایداری شیب را می‌توان برای مطالعه ظرفیت باربری پی‌ها نیز استفاده نمود چرا که این روش‌ها برای مطالعه پایداری توده خاک مناسب می‌باشند.

(۲) شکل سطح لغزش

الف) نوع شکل سطح لغزش

از نظر تئوری، شکل‌های سطح لغزش در تحلیل پایداری شیب، ترکیبی از صفحه‌ای، اسپیرال لگاریتمی، و کمان دایره می‌باشد. اما در عمل، سطح لغزش صفحه‌ای یا کمان دایره فرض می‌شود. وقتی یک لایه بسیار ضعیف وجود داشته باشد و سطح لغزش قرار باشد از آن بگذرد، آن سطح لغزش یا سطح لغزش مناسب دیگر ممکن است فرض شوند. یک سطح لغزش فرضی صفحه‌ای است که لغزش توده خاک در امتداد آن اتفاق می‌افتد. بنابراین یک سطح لغزش با خم‌های تیز یا انحنا که غیرطبیعی به نظر می‌رسد، نباید استفاده به کار رود.

ب) ناپایداری شیب در زمین ماسه‌ای

شکست لغزشی شیب ماسه‌ای خشک یا اشباع معمولاً به صورتی اتفاق می‌افتد که هنگام ریزش، زاویه شیب کاهش می‌یابد. بنابراین شکل آن بجای کمان دایره باید به صورت صفحه‌ای بوده و حتی اگر کمان دایره استفاده شود شکل آن به صفحه نزدیک‌تر است. زاویه خاک ماسه‌ای در حالت تعادل، زاویه استراحت نامیده می‌شود که معادل یک زاویه اصطکاک داخلی مربوط به درصد تخلخل ماسه درون شیب است. زاویه استراحت ماسه غیراشباع به علت چسبندگی ظاهری ناشی از کشش سطحی و آب منفذی در ماسه، بیشتر از ماسه خشک یا اشباع می‌باشد.

پ) ناپایداری شیب در زمین رسی

سطح شکست لغزش واقعی خاک رسی به کمان دایره نزدیک است و معمولاً لغزشی عمیق که شکست پایه نامیده می‌شود، اتفاق می‌افتد (در شیب ماسه‌ای، لغزش کم عمق و در سطح اتفاق می‌افتد).

تحلیل پایداری شیب معمولاً به صورت یک مساله دو بعدی طرح می‌شود و علی‌رغم این‌که سطح لغزش واقعی در شیب گسترده، شکل صفحه منحنی سه بعدی به خود می‌گیرد، تحلیل دو بعدی در جهت ایمنی می‌باشد. وقتی که پایداری به واسطه سربار روی یک گستره محدود کاهش می‌یابد باید مقاومت جانبی طرفین سطح شکست، استوانه‌ای در نظر گرفته شود.



۳) نیروهای خارجی در تحلیل پایداری شیب

عوامل مهم شکست لغزشی وزن خاک، سرباره، فشار آب و سایر موارد می‌باشد و می‌توان از بارهای تناوبی مانند زلزله، موج و مشابه آن نیز نام برد. چون مقاومت برشی خاک به زمان وابسته است، مسائل پایداری توده خاک به دو حالت تقسیم می‌شود. بارگذاری روی خاک در حالت تحکیم طبیعی و باربرداری توسط خاک‌برداری. حالت اول یک مساله پایداری کوتاه‌مدت و دومی درازمدت می‌باشد که باید در هر دو حالت مقاومت برشی که به‌طور مناسب ارزیابی شده است مورد استفاده قرار گیرد (به بخش ۲، بند (۱۱-۳-۳) خواص برشی، مراجعه شود).

نکات فنی

ضریب اطمینان در مسائل پایداری شیب عبارت از نسبت مقاومت برشی خاک به تنش برشی اعمال شده روی یک سطح لغزش فرضی می‌باشد. از آنجا که میزان ضریب اطمینان از یک صفحه لغزش فرضی به دیگری تغییر می‌کند، ضریب اطمینان در مقابل شکست لغزشی، کوچکترین ضریب اطمینان به‌دست آمده برای سطوح لغزش متفاوت تحت شرایط داده شده می‌باشد. به عنوان استاندارد، ضریب اطمینان تنش از $1/3$ تحت شرایط عادی برای مقاصد طراحی برای پایداری شیب لازم است. ولی ضریب اطمینان بین $1/1$ و $1/3$ برای طراحی در حالی که پارامترهای طراحی بسیار مطمئن باشند (بر اساس کارکرد شرایط خاک مشابه) و زمانی که ساخت‌وساز تحت نظارت و اندازه‌گیری دقیق تنش‌های خاک صورت می‌گیرد، قابل استفاده می‌باشد.

۶-۲- تحلیل شیب

۶-۲-۱- تحلیل شیب با بکارگیری روش صفحه لغزش دایروی

بر اساس خصوصیات خاک پایداری شیب باید توسط تحلیل کمان دایره با استفاده از روش تغییر یافته فلینیوس همان‌طور که در روابط زیر آمده است یا روش‌های مناسب دیگر مطابق با بند (۲-۵) ظرفیت باربری برای بارهای خارج از مرکز و مایل، بررسی شود. همان‌طور که در بالا ذکر شد، در تحلیل باید ضریب اطمینان با توجه به خصوصیات خاک و سازه مقدار مناسبی به خود گیرد.

$$F_s = \frac{R \sum (cl + W' \cos r \tan w)}{\sum Wx + \sum Ha} = \frac{\sum (cb + W' \cos^2 r \tan w) \sec r}{\sum W \sin r + \frac{1}{R} \sum Ha} \quad (1-6)$$

که در آن:

F_s : ضریب اطمینان در مقابل شکست لغزشی دایروی بر اساس روش اصلاح شده فلینیوس

R : شعاع دایره لغزشی (متر)

c : مقاومت برشی زهکشی نشده خاک چسبنده یا چسبندگی ظاهری خاک ماسه‌ای در شرایط زهکشی شده (kN/m^2)

l : طول قاعده یک قطعه (متر)



W : وزن موثر یک قطعه در واحد طول (وزن خاک + سربار: برای قسمت مغروق از وزن مخصوص اشباع استفاده شود)
(kN/m)

: زاویه قاعده قطعه با افق (درجه)

: برای خاک چسبنده یا زاویه اصطکاک داخلی خاک ماسه‌ای در شرایط زهکشی شده (درجه)

W : کل وزن قطعه در واحد طول (وزن خاک + وزن آب + سربار) (kN/m)

x : فاصله افقی بین مرکز ثقل قطعه و مرکز دایره لغزش (متر)

H : نیروی خارجی افقی که بر توده خاک درون دایره لغزش اثر می‌کند (نیروی آب، نیروی زلزله، نیروی موج یا غیره)
(kN/m)

a : طول بازوی افقی نیروی خارجی H نسبت به مرکز دایره لغزش (متر)

b : عرض قطعه (متر)

تفسیر

در تحلیل پایداری شیب، شکست لغزشی ممکن است در اثر وزن خود خاک، سربار، فشار آب، فشار موج، نیروی زلزله و غیره اتفاق بیفتد و مقاومت در برابر شکست لغزش عبارت است از مقاومت برشی خاک، وزن مقاوم و غیره. ضریب اطمینان در مقابل شکست لغزشی، به صورت نسبت مقاومت برشی خاک به تنش برشی اعمال شده روی یک سطح لغزش تعریف می‌شود. وقتی سطح لغزش دایره‌ای فرض شود، ضریب اطمینان به صورت نسبت گشتاور مقاوم به گشتاور واژگون کننده حول مرکز دایره لغزش تعریف می‌شود.

در روش قطعات برای تحلیل کمان دایره، توده خاک درون دایره لغزش به وسیله صفحات قائم به تعدادی قطعه تقسیم شده و تنش برشی و تنش مقاوم خاک در قاعده هر قطعه محاسبه می‌شود که با افزودن تنش‌ها در قطعه‌ها، ضریب اطمینان به دست می‌آید. در روش قطعات، برای تحلیل نیروها در حالت تعادل بین قطعات، شرط پایداری استاتیکی فرض می‌شود. روش‌های متعددی با توجه به فرضیات پیشنهاد شده است که معمولاً روش اصلاح شده فلنیوس و روش ساده شده Bishop در حالات متعددی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

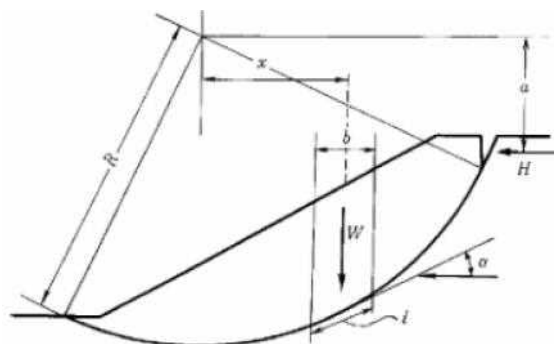
نکات فنی

(۱) روش تحلیل پایداری با استفاده از روش اصلاح شده فلنیوس

روش‌های محاسباتی متعددی برای روش قطعات پیشنهاد شده است که در فرضیات خود درباره نیروهای وارد بر صفحات قائم بین قطعات تفاوت دارند. روش اصلاح شده فلنیوس فرض می‌کند که جهت برآیند نیرویی که روی صفحات قائم بین قطعات عمل می‌کند، موازی با قاعده قطعه‌ها می‌باشد. این روش، به روش ساده شده یا روش Tschebotarioff معروف است. زمانیکه یک کمان دایره‌ای و قطعه به صورت نشان داده شده در شکل (۵-۳۱) باشد، ضریب اطمینان طبق روش اصلاح شده فلنیوس از رابطه (۶-۱) به دست می‌آید.



برای انجام تحلیل پایداری شیب قبل از هر چیز، مرکز دایره لغزش تنظیم می‌شود و از دوایری که این نقطه را به عنوان مرکز خود می‌گیرند، باید کمترین ضریب اطمینان حاصل شود که این ضریب اطمینان، ضریب اطمینان این نقطه مرکزی خواهد بود. ضرایب اطمینان برای سایر نقاط، به روش مشابه پیدا می‌شود. کوچکترین ضریب اطمینان به دست آمده به عنوان ضریب اطمینان در مقابل شکست شیب محسوب می‌شود.



شکل ۵-۳۱- تحلیل کمان دایره‌ای با استفاده از روش اصلاح شده فلنیوس

(۲) روش تحلیل پایداری با استفاده از روش Bishop

Bishop پیشنهاد نمود که رابطه‌ای با در نظر گرفتن تنش قائم و نیروی افقی روی صفحات قائم قطعات برای محاسبه ضریب اطمینان مورد استفاده قرار گیرد. در محاسبات معمول فرض می‌شود که نیروهای برشی قائم بین قطعات در حالت تعادل هستند. این روش که بسیار کاربرد دارد، روش ساده شده Bishop نامیده شده است. ضریب اطمینان با روش ساده شده Bishop (F_s) از رابطه (۲-۶) به دست می‌آید.

$$F_s = \frac{I}{\sum W \sin r + \frac{1}{R} \sum Ha} \sum \frac{(cb + W' \tan w) \sec r}{1 + (\tan r \tan w) / F_s} \quad (2-6)$$

که در آن:

F_s : ضریب اطمینان در مقابل شکست لغزشی دایروی بر اساس روش ساده شده Bishop

R : شعاع دایره لغزش (متر)

W' : وزن موثر هر قطعه در واحد طول (مجموع وزن خود خاک + سربار، برای قسمت غوطه‌ور از وزن حجم غوطه‌ور استفاده می‌شود) (kN/m)

W : وزن کل یک قطعه در واحد طول (مجموع وزن خود خاک، وزن آب و سربار) (kN/m)

b : عرض قطعه (متر)

: زاویه قاعده قطعه نسبت به افق (درجه)

x : مقاومت برشی زهکشی نشده خاک چسبنده یا چسبندگی ظاهری خاک ماسه‌ای زهکشی شده (kN/m^2)

: زاویه مقاومت برشی خاک ماسه‌ای در شرایط زهکشی شده (درجه) (برای خاک چسبنده: صفر)

H : نیروی خارجی افقی وارد بر توده خاک درون دایره لغزش (فشار آب، نیروی زلزله، نیروی موج و غیره) (kN/m)

a : طول بازوی نیروی افقی خارجی H نسبت به مرکز دایره لغزش (متر)

(۳) کاربرد روش‌های تحلیل پایداری

ضرایب اطمینان به دست آمده از روش اصلاح شده فلنیوس و روش ساده شده Bishop برای خاک چسبنده وقتی $= 0$ تشابه دارند ولی هنگامی که کمان دایروی، از لایه‌های خاک ماسه‌ای می‌گذرد متفاوت می‌باشند. روش اصلاح شده فلنیوس به طور معقولی رفتار واقعی شکست شیب را بر اساس نتایج تحلیل پایداری روی نمونه‌های تاریخی برای شکست شیب در حیطه بندر و لنگرگاه تشریح کرده و همچنین در خاک‌های ماسه‌ای ضریب اطمینانی در جهت ایمنی به دست می‌دهد. ولی هنگامی که خاک پی فقط از خاک ماسه‌ای لایه‌ای تشکیل شده باشد و یا زمانی که کمان دایروی از درون خاکی از لایه‌های ضخیم ماسه در بالا و خاک چسبنده در پایین می‌گذرد، روش اصلاح شده فلنیوس ضریب اطمینان را به خوبی تقریب نمی‌زند که در این شرایط روش ساده شده Bishop ضریب اطمینانی با دقت بیشتر به دست می‌دهد. بنابراین روش ساده شده Bishop به طور مشخص باید برای مسائل ظرفیت باربری خاکریزهای شنی که بارهای غیر مرکزی و مایل به آن وارد می‌شوند مورد استفاده قرار گیرد (به بند ۲-۵) ظرفیت باربری برای بارهای خارج از مرکز و مایل، مراجعه شود). روش ساده شده Bishop این عیب را دارد که ضریب اطمینان را در حالت اعمال سربار قائم روی لایه‌های خاک ماسه‌ای که به طور افقی قرار گرفته‌اند، بیش از حد واقعی تخمین می‌زند. در این حالت، روش محاسبه پایداری که نسبت نیروی قائم به افقی بین قطعات را $\frac{1}{3/5}$ برابر زاویه قاعده قطعه به افق فرض می‌کند، قابل استفاده است. ضریب اطمینان در این محاسبات با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \gamma + \frac{1}{R} \sum Ha} \sum \left\{ \frac{(ncb + W' \tan w) \sec r}{n + [\tan r - \tan(sr)](\tan w)/F} \right\} \quad (3-6)$$

در رابطه بالا $\tan(\)$ و $n = 1 + \tan$ پارامتر نسبت نیروی قائم به افقی که روی صفحات قائم قطعات اعمال می‌شود، تعریف می‌گردد و $= 1/3.5$ می‌باشد. سایر نمادها در رابطه (۲-۶) تعریف شده‌اند.

۲-۲-۶- تحلیل پایداری با فرض سطح لغزشی غیر از سطح لغزش کمان دایروی

علیرغم دستورالعمل‌های بیان شده در قسمت قبلی، وقتی که فرض سطح لغزشی غیر از کمان دایروی مناسب به نظر برسد، سطح لغزش صفحه‌ای یا ترکیبی فرض می‌شود.

نکات فنی

هنگام فرض سطح لغزش صفحه‌ای، ضریب اطمینان مقابل شکست لغزشی را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$F = \frac{\sum \{cl + (W' \cos r - H \sin r) \tan w\}}{\sin r \sum W' + \cos r \sum H} \quad (4-6)$$

که در آن:

F : ضریب اطمینان در مقابل شکست لغزشی

c : چسبندگی خاک (kN/m^2)



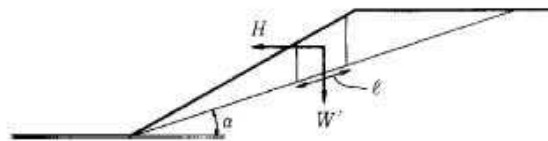
: زاویه اصطکاک داخلی خاک (درجه)

۱: طول قاعده هر قطعه (متر)

W' : وزن موثر هر قطعه در واحد طول (برای قسمت غوطه‌ور وزن واحد حجم غوطه‌ور استفاده شود) (kN/m)

: زاویه شیب قاعده قطعه (در حالت شکل (۳۲-۵) مثبت فرض شود) (درجه)

H نیروی خارجی افقی در واحد طول وارد بر شیب (فشار آب، نیروی زلزله، موج و غیره) (kN/m)



شکل ۳۲-۵- تحلیل پایداری شیب با سطح لغزشی صفحه‌ای

کمترین ضریب اطمینان در مقابل لغزش در شرایط عادی $1/2$ و در زمان زلزله $1/0$ در نظر گرفته می‌شود.



فصل ۷

روش‌های بهسازی خاک



۷-۱- کلیات

هنگام اجرای بهسازی خاک به عنوان راه مقابله با خاک سست، روش مناسب باید با توجه به خصوصیات خاک پی، نوع و مقیاس سازه، آسانی روش ساخت، عوامل اقتصادی، تاثیر محیط و غیره انتخاب شود.

۷-۲- روش جایگزینی

طراحی روش جایگزینی باید با توجه به پایداری در مقابل شکست لغزشی، نشست خاک و کارآیی جایگزینی صورت گیرد.

تفسیر

روش های جایگزینی به برداشت و جایگزینی و جابجایی اجباری تقسیم می شوند. در روش دوم، جابجایی اجباری توسط وزن خاک خاکریز، انفجار و روش تراکم ماسه ای انجام می گیرد.

نکات فنی

این بخش روش برداشت و جایگزینی را شامل شده و در ساخت و ساز دریایی متداول است.

۱) تحلیل پایداری

روش محاسبه پایداری و ضریب اطمینان برای تحلیل کمان دایروی در فصل ۶، پایداری شیب ها، توضیح داده شده است. برای محاسبه فشار خاک روی سپرهای فلزی یا مهاربندی داخل ناحیه تعویض شده، علاوه بر محاسبات متداول فشار خاک، تحلیلی مشتمل بر یک سطح لغزشی ترکیبی نیز لازم است. زمانی که تمامی لایه سست تعویض شود، ولی لایه باربر زیر ناحیه تعویض شده شیب دار باشد، باید پایداری در مقابل سطح لغزش ترکیبی که شامل شکست لغزشی در امتداد صفحه باربر است مورد بررسی واقع شود.

۲) بررسی نشست

وقتی خاک چسبنده در زیر خاک تعویض شده ماسه ای (در حالت تعویض بخشی از خاک یا گودبرداری در شیب) باقی می ماند، نشست تحکیم قابل پیش بینی است و باید اثر آن روی سازه بررسی گردد.

۳) ماسه جایگزین شده و زاویه اصطکاک داخلی

معمولا می توان زاویه اصطکاک داخلی ماسه تعویض شده را در حدود ۳۰ درجه فرض نمود، ولی مقدار آن به اندازه ذرات، توزیع اندازه، روش اجرا و ترتیب تعویض، زمان گذشته، سربار و غیره بستگی دارد. توجه به شرایط ماسه جایگزین شده لازم است چرا که در برخی موارد این ماسه بسیار شل می باشد.

۴) بررسی روانگرایی

روانگرایی باید بر اساس منحنی دانه بندی و مقدار N خاک جایگزین شده بررسی شود. اگر ارزیابی دشوار باشد، روانگرایی با استفاده از روش آزمایش سه محوری تناوبی (به بخش ۲، فصل ۱۳، روانگرایی، مراجعه شود) قابل بررسی است. وقتی



روانگرایی عامل اصلی در طراحی باشد، باید از همان مرحله انتخاب مواد برای تعویض آن را در نظر گرفت. اگر مقاومت کافی به صورت مقدار N قابل دسترسی نباشد، ماسه تعویض شده باید متراکم شود.

(۵) ماسه تعویض شده باید منحنی دانه‌بندی مناسب داشته و مقدار رس و لای آن کم باشد. معمولاً درصد مجاز ریزدانه کمتر از ۱۵٪ می‌باشد.

(۶) مقدار N ماسه جابجا شده، از اندازه ذرات و منحنی دانه‌بندی، روش اجرا و ترتیب تعویض، زمان گذشته، بار و غیره تاثیر می‌پذیرد بر اساس بعضی از مطالعات موردی، مقادیر N خاک ماسه‌ای تعویض شده در زمانی که در حجم زیاد ریخته می‌شود در حدود ۱۰ و وقتی توسط جام (باکت) خالی می‌شود در حدود ۵ می‌باشد. وقتی ماسه توسط پمپ گسترده می‌شود مقادیر N حتی کمتر از ۵ است. بعضی مطالعات موردی نشان می‌دهد که مقدار N برای ماسه شل با اعمال سربار و گذشت زمان افزایش یافته است (پس از دور ریختن ماسه تعویض شده، بعد از ریختن لایه سنگریزه‌ای و پس از قرار دادن صندوقه و غیره).

۷-۳- روش زهکشی قائم

۷-۳-۱- اصول طراحی

طراحی روش زهکشی قائم باید با توجه به افزایش مقاومت تا رسیدن به مقدار مورد نیاز، نشست مجاز برای سازه، مساحت و عمق ناحیه‌ای که باید بهسازی شود و سایر عوامل مشابه، انجام گیرد.

۷-۳-۲- تعیین ارتفاع و عرض خاکریز

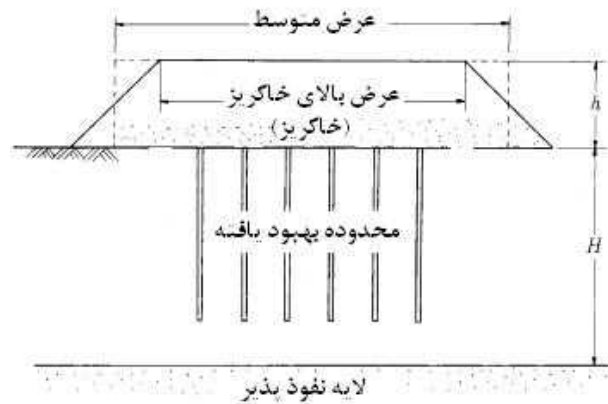
۷-۳-۲-۱- ارتفاع و عرض خاکریز مورد نیاز برای بهسازی خاک

ارتفاع و عرض خاکریز مورد نیاز بر اساس افزایش مقاومت مورد نیاز خاک برای پایداری سازه ای که قرار است روی آن بنا شود و همچنین نشست مجاز و اثر محیط پیرامون و سایر عوامل تعیین می‌شود.

تفسیر

معمولاً عرضی بیشتر از عرض مورد نیاز خاکریز برای بهسازی خاک در بالای خاکریز مطلوب است (شکل ۵-۳۳).





شکل ۵-۳۳- عرض خاک دستی برای روش زهکشی قائم

۷-۳-۲- طول و عرض مورد نیاز خاکریز برای پایداری آن

پایداری خاکریز باید از طریق تحلیل پایداری با استفاده از روش کمان دایروی یا سایر روش های مناسب بررسی شده و بر اساس آن ابعاد، ارتفاع و عرض خاکریز به دست آید.

نکات فنی

افزایش مقاومت خاک و نشست خاکریز را می توان از روابط (۱-۷) و (۲-۷) محاسبه نمود.

$$U_c = (U_c/U_p)(r \times h - p_c)U \quad (1-7)$$

$$S = m_v(r \times h - p_c)HU \quad (2-7)$$

که در آن:

h ارتفاع خاکریز (متر)

H ضخامت لایه رس (متر)

m_v ضریب تراکم حجمی (m^2/kN)

p_c فشار پیش تحکیم (kN/m^2)

S نشست (متر)

U : درجه تحکیم

: ضریب توزیع تنش (نسبت توزیع تنش قائم داخل خاک به فشار خاکریز)

: وزن واحد حجم موثر برای مواد خاکریز (kN/m^3)

c : افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده (kN/m^2)

c/p : نرخ افزایش مقاومت



از آنجا که سربار طی روش زهکشی قائم در چندین مرحله اعمال می‌شود، درجه تحکیم U جایگزین شده در روابط (۷-۱) و (۷-۲) در هر مرحله افزایش سربار متفاوت است. ولی افزایش مقاومت را می‌توان با فرض درجه تحکیم یکنواخت در حدود ۸۰٪ محاسبه کرد.

۷-۳-۳- طراحی شمع‌های زهکش

در طراحی شمع‌های زهکش، فرآیند تحکیم با در نظر گرفتن فواصل شمع‌های زهکش، قطر شمع‌های زهکش، و شرایط زهکشی در بالا و زیر لایه رس و همچنین خصوصیات مصالح زهکش و لایه گسترده ماسه‌ای (لایه ماسه‌ای گسترده در بالای زهکش‌ها) و ضخامت آن محاسبه می‌شود.

۷-۳-۳-۱- شمع‌های زهکش و لایه گسترده ماسه‌ای

شمع‌های زهکش و لایه گسترده ماسه‌ای باید ظرفیت زهکشی لازم را داشته باشد.

نکات فنی

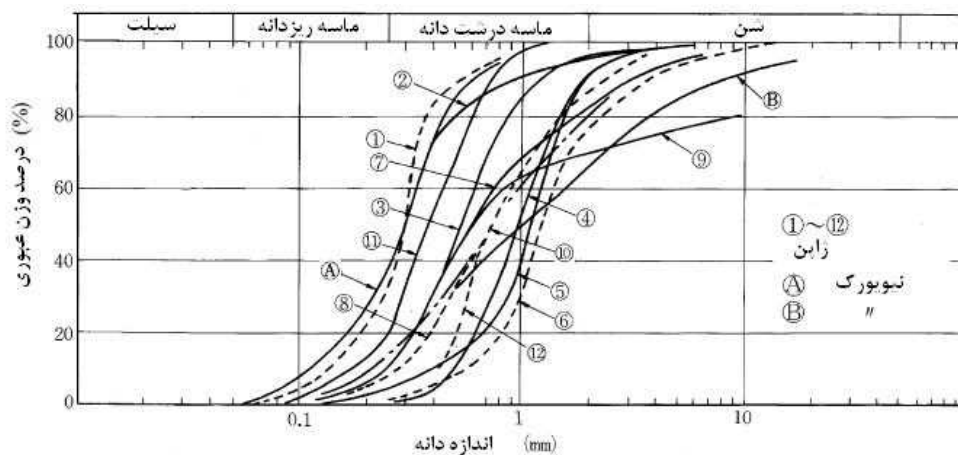
۱) نرخ تحکیم و قطر شمع زهکش

نرخ تحکیم تقریباً متناسب با قطر شمع زهکش و به طور معکوس متناسب با مربع فواصل شمع‌های زهکش می‌باشد. به طور کلی مصالح شمع‌های زهکش را می‌توان با استفاده از شمع‌های ماسه‌ای با قطرهای کوچکتر و فواصل کمتر به جای استفاده از شمع‌های بزرگتر با فواصل بیشتر کاهش داد. ولی شمع زهکش با قطر کوچک به راحتی توسط ذرات ریز دچار گرفتگی شده و در اثر تغییرات شکل ناشی از سربار می‌شکند. بنا به مطالعات موردی، قطر تقریباً ۴۰ سانتی‌متر ترجیح داده می‌شود در حالیکه قطر تقریباً بین ۳۰ تا ۵۰ سانتی‌متر متغیر است. روش فابری- پکد (زهکش‌های بسته‌بندی شده) که در آن شمع‌های ماسه‌ای که توسط ژئوتکستایل پوشانده شده و قطری در حدود ۱۲ سانتی‌متر دارند معمولاً برای خاک‌های بی‌نهایت نرم استفاده شده و معمولاً ۴ شمع ماسه‌ای با هم توسط یک ماشین رانش شمع کوچک کار گذاشته می‌شود. در کارهای دریایی فابری- پکد با قطر ۴۰ سانتی‌متر و بیشتر برای بهسازی خاک بی‌اندازه نرم مورد استفاده واقع می‌شود.

۲) ماسه استفاده شده برای شمع ماسه‌ای

ماسه استفاده شده برای شمع ماسه‌ای باید نفوذپذیری بالا داشته باشد و اندازه ذرات آن امکان گرفتگی با ذرات رس را کاهش دهد. توزیع اندازه ذرات ماسه استفاده شده در کارهای قبلی در شکل (۵-۳۴) نشان داده شده است. ماسه با کمی ذرات ریز بیشتر نیز در سال‌های اخیر مورد استفاده قرار گرفته است.





شکل ۵-۳۴- نمونه ماسه استفاده شده در شمع ماسه‌ای

۳) مصالح برای زهکش‌های پلاستیکی

علاوه بر شمع‌های ماسه‌ای گاهی اوقات زهکش‌هایی با موادی پلاستیکی مورد استفاده قرار می‌گیرند که در طراحی این زهکش‌ها، مصالح زهکش با نوع معادل ماسه که نفوذپذیری مصالح پلاستیکی مورد استفاده را دارد، جایگزین می‌شود. با مدنظر قرار دادن ضریب اطمینانی بالاتر از ضریب اطمینان مورد استفاده، در طراحی فرض می‌شود که یک زهکش پلاستیکی با عرض ۱۰ سانتی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر معادل یک شمع ماسه‌ای با قطر ۵ سانتی‌متر می‌باشد. زمانی که ظرفیت زهکشی پایین باشد، کاهش تحکیم بخصوص در انتهای زهکش قائم یعنی زیر لایه تحکیم قابل پیش‌بینی خواهد بود.

۴) لایه گسترده ماسه‌ای

ضخامت لایه گسترده ماسه‌ای معمولاً بین ۱ تا ۱/۵ متر و برای کارهای زمینی ۵٪ تا ۱ متر در نظر گرفته می‌شود. یک لایه گسترده ماسه ضخیم ممکن است مشکلاتی حین اجرای زهکش قائم ایجاد کند در حالی که ممکن است یک لایه گسترده نازک، نفوذپذیری خود را به خاطر نفوذ خاک رسی از دست بدهد. وقتی ظرفیت زهکشی لایه گسترده ماسه‌ای کم باشد، ممکن است تاخیری در تحکیم در اثر از بین رفتن سربار آبی در زهکش‌ها رخ دهد. در این موارد تاخیر در تحکیم در اطراف مرکز ناحیه‌ای که با لایه گسترده ماسه‌ای پوشانده شده بیشتر قابل توجه است. بنابراین مصالح لایه گسترده ماسه باید نفوذپذیری بالا داشته باشند. در موردی که تاخیر در اثر نفوذپذیری کم لایه گسترده ماسه یا مساحت زیاد ناحیه بهسازی خاک قابل پیش‌بینی باشد، روش‌های تقریبی برای ارزیابی تاخیر به کار گرفته می‌شود.

۷-۳-۲- فواصل شمع‌های زهکش

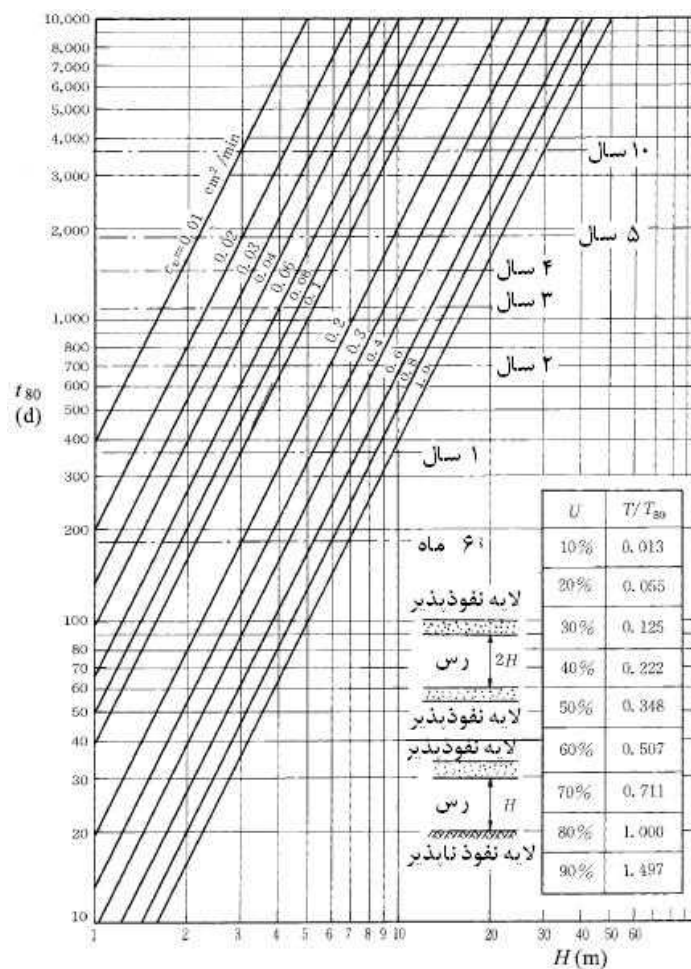
فواصل شمع‌های زهکش باید به گونه‌ای تعیین شود که در زمان مورد نظر ساخت و ساز درجه تحکیم مورد نیاز حاصل شود.



نکات فنی

(۱) کلیات

روش زهکش قائم وقتی استفاده می‌شود که نرخ تحکیم یک بعدی با روش پیش بارگذاری به دلیل محدودیت زمانی طول ساخت‌وساز بسیار کم است. شکل (۵-۳۵) رابطه بین زمان تحکیم (روز) t_{80} و فاصله زهکشی H (متر) و ضریب تحکیم c_v (cm^2/min) که برای شرایط تحکیم ۸۰٪ لایه رسی برای روش پیش بارگذاری یا روش تحکیم خلاء بدون زهکش قائم محاسبه می‌شود را نشان می‌دهد.



شکل ۵-۳۵- روزهای لازم برای ۸۰٪ تحکیم در لایه رس

(۲) تعیین فواصل زهکش‌ها

فواصل شمع‌های زهکش باید به وسیله شکل (۵-۳۶) و رابطه (۷-۳) تعیین شود. اگر فواصل کوچک باشد تحکیم به خاطر دست‌خوردگی لایه رس به واسطه رانش شمع زهکش و یا غیره به تاخیر خواهد افتاد.

$$D = SnD_w$$

(۷-۳)



که در آن:

D : فواصل شمع های زهکش (سانتی متر)

: فاکتور (برای الگوی چهارخانه $= 0.886$ ، فاکتور برای الگوی مثلثی $= 0.952$)

n : نسبت قطر D_e/D_w (از شکل (۵-۳۶) خوانده می شود)

D_e : قطر موثر ناحیه زهکش (متر)

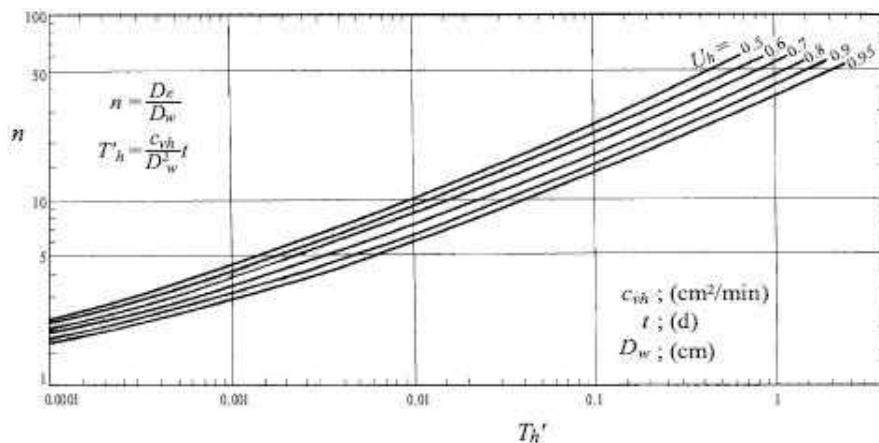
D_w : قطر شمع زهکش (متر)

T_h' : پارامتر مشابه عامل زمان ($T_h' = c_{vh} t / D_w^2$)

c_{vh} : ضریب تحکیم افقی (cm^2/min)

t : زمان تحکیم (دقیقه)

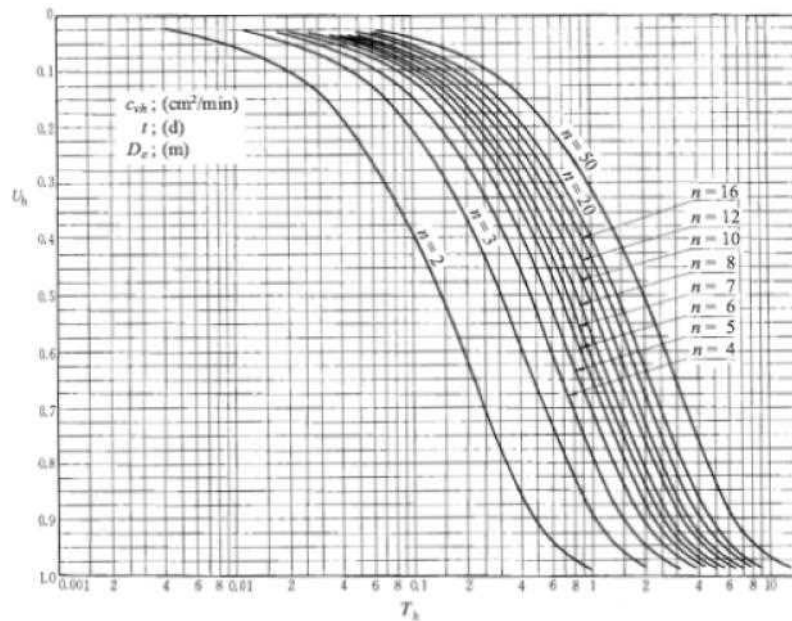
توجه: زمان t در شکل (۵-۳۶) و (۵-۳۷) بر حسب روز هستند.



شکل ۵-۳۶- نمودار محاسبه n

(۳) محاسبه درجه تحکیم

بعد از تعیین فواصل شمع های زهکش، مقدار دقیق درجه تحکیم U_h از روابط (۷-۴) و (۷-۵) و شکل (۵-۳۷) قابل محاسبه است.



شکل ۵-۳۷- نمودار محاسبه تحکیم افقی

$$T_h = \frac{c_{vh} t}{D_e^2} \quad (۴-۷)$$

$$n = \frac{D_e}{D_w} \quad (۵-۷)$$

که در آن:

T_h : عامل افقی زمان تحکیم

c_{vh} : ضریب تحکیم افقی (cm^2/min)

t : زمان گذشته از شروع تحکیم (دقیقه)

D_e : قطر دوم ناحیه زهکش (سانتی‌متر)

D_w : قطر شمع زهکش (سانتی‌متر)

(۴) قطر موثر

قطر موثر ناحیه زهکشی D_e قطر دایره معادلی است که مساحت یکسانی با خاک در حال زهکشی دارد. رابطه بین D_e و فواصل شمع‌های زهکش D به صورت زیر است:

$$D_e = 1.128D \quad \text{برای الگوی مربعی}$$

$$D_e = 1.050D \quad \text{برای الگوی مثلثی}$$



۷-۴- روش اختلاط عمیق

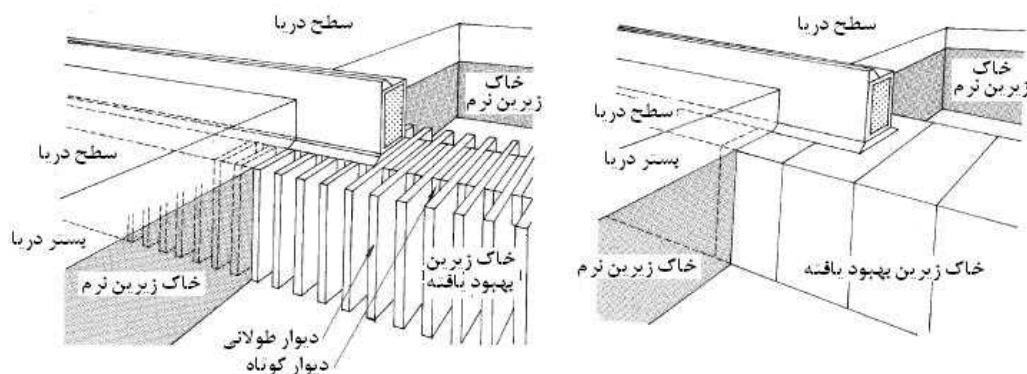
۷-۴-۱- اصول طراحی

۷-۴-۱-۱- حوزه کاربرد

- (۱) روش طراحی ذکر شده در این جا برای بهسازی خاک زیرین سازه های ثقیل مثل موج شکن، دیوار ساحلی و خاکریز استفاده می شود.
- (۲) روش طراحی باید برای عملیات بهسازی نوع بلوک و نوع دیوار اعمال گردد.

تفسیر

- (۱) در روش اختلاط عمیق توضیح داده شده در این قسمت ها خاک محلی در عمق با سیمان مخلوط می شود.
- (۲) پروژه های مقیاس بزرگ بهسازی خاک برای بندر و لنگرگاه ها به روش اختلاط عمیق برای خاک زیر صندوقه، موج شکن، دیوار ساحلی و خاکریز استفاده شده و برای سایر سازه ها، کاربرد خیلی کمی وجود دارد. بنابراین در این جا دامنه کار به این پروژه ها محدود شده است.
- (۳) هنگام استفاده از روش اختلاط عمیق برای سازه های بندر و لنگرگاه، یک سازه زیر خاکی صلب با روی هم قرار گرفتن ستون های پایدار شده خاک که توسط ماشین های اختلاط بهسازی شده است، شکل داده می شود. الگوی بهسازی با توجه به عرشه، یا خصوصیات خاک زیرین انتخاب می شود. انواع متفاوت بهسازی بلوکی یا دیواری نشان داده در شکل (۵-۳۸)
- الگوهای متداول بهسازی خاک در بندر و لنگرگاه ها می باشد. در این قسمت، این دو الگو بررسی می شوند.
- (۴) روش بهسازی نوع دیواری کوتاه و بلند تشکیل شده است (شکل ۵-۳۸-ب). مبنای اصلی طراحی این است: S دیوارهای بلند برای انتقال نیروهای خارجی به دیوارهای سفت و دیوارهای کوتاه برای افزایش یکنواختی زمین بهسازی شده می باشد.



ب) بهسازی به شکل دیوار

الف) بهسازی به شکل بلوک

شکل ۵-۳۸- نمونه هایی از الگوهای بهسازی در روش اختلاط عمیق



۷-۴-۱-۲- مفهوم اساسی

طراحی برای بهسازی خاک زیرین باید به روش اختلاط عمیق با بررسی پایداری خارجی، پایداری داخلی و تغییر مکان جسم پایدار شده صورت گیرد.

تفسیر

(۱) واژه‌شناسی

تعاریف واژه‌های اساسی به شرح ذیل است:

خاک پایدار شده: خاکی که به وسیله روش اختلاط عمیق بهسازی شده است.

توده پایدار شده: یک نوع سازه زیرزمینی که از خاک پایدار شده تشکیل شده است (در بهسازی دیواری شکل این توده شامل خاک اصلی بین دیوارهای بلند نیز می‌شود).

سیستم خاک زیرین بهسازی شده: یک سیستم شامل خاک زیرین بهسازی شده و سازه فوقانی بین صفحات قائم گذرنده از پاشنه و پنجه خاک زیرین

پایداری خارجی: بررسی پایداری وقتی توده پایدار شده و سازه فوقانی به عنوان یک واحد و توده عمل می‌کند.

پایداری داخلی: بررسی شکست داخلی درون توده پایدار شده در شرایطی که ایمنی پایداری خارجی فراهم شده است.

نوع ثابت: بهسازی خاک زیرین برای کل لایه نرم به گونه‌ای انجام می‌شود که توده پایدار شده در روی لایه باربر قرار گرفته و نیروهای خارجی به طور مستقیم به آنجا انتقال می‌یابند.

نوع معلق: بهسازی خاک در لایه نرم به گونه‌ای متوقف شده است که توده پایدار شده به لایه باربر نمی‌رسد ولی در بالای خاک زیرین نرم قرار می‌گیرد.

(۲) به طور کلی خاک بهسازی شده توسط روش اختلاط عمیق، مقاومت بسیار بالا و مدول الاستیسیته بالا دارد و در مقایسه با خاک غیربهسازی شده در شکست، کرنش بسیار کوچک از خود نشان می‌دهد. بنابراین یک قطعه خاک تثبیت شده می‌تواند نوعی سازه زیرزمینی تلقی شود. به همین دلیل، تحلیل پایداری باید با توجه به پایداری به عنوان یک سازه واحد (پایداری خارجی)، مقاومت خود توده پایدار شده (پایداری داخلی) و نشست، جابجایی افقی و واژگونی توده پایدار شده به عنوان یک جسم صلب انجام گیرد.

۷-۴-۲- فرضیات برای ابعاد توده پایدار شده

۷-۴-۲-۱- طراحی مخلوط برای خاک پایدار شده

تناسب مخلوط خاک و سیمان برای خاک پایدار شده باید در روش‌های اختلاط آزمایشگاهی یا آزمایش‌های در محل

به دست آورده شود.



۷-۴-۲-۲- تنش مجاز توده پایدار شده

تنش مجاز توده پایدار شده باید برای بررسی پایداری داخلی به طور مناسب تعیین گردد.

نکات فنی

(۱) تنش فشاری مجاز c_a از رابطه (۶-۷) بر اساس مقاومت فشاری تک محوری به دست می‌آید.

$$\dagger_{ca} = \frac{1}{F} \gamma_{sx} \overline{q_{uf}} \quad (6-7)$$

که در آن:

c_a : تنش فشاری مجاز (kN/m^2)

F : ضریب اطمینان برای مصالح

: فاکتور برای سطح مقطع موثر ستون خاک پایدار شده

: ضریب اعتبار برای همپوشانی

: ضریب تصحیح برای پراکندگی مقاومت

$\overline{q_{uf}}$: متوسط مقاومت فشاری تک محوری در خاک پایدار شده در محل (kN/m^2)

(۲) تنش های ایجاد شده در توده پایدار شده باید از تنش فشاری مجاز c_a ، تنش برشی مجاز a و تنش کششی مجاز ta که از روابط زیر به دست می‌آیند کمتر باشد.

$$\dagger_a = \frac{1}{2} \dagger_{ca} \quad (7-7)$$

$$\dagger_{ta} = 0.15 \dagger_{ca} \leq 200 kN/m^2 \quad (8-7)$$

(۳) در طراحی، توده پایدار شده به صورت یک سازه صلب با مقاومت همگن فرض می‌شود. در مطالعات میدانی، ممکن است توده ناهمگن، بسته به عملیات ماشین‌های ساخت‌وساز و روش‌های همپوشانی ستون‌های پایدار برای تشکیل توده پایدار شده، به وجود آید. ضریب اطمینان و سایر عوامل نشان داده شده در رابطه (۶-۷) ضرایب کاهش مربوط به ناهمگن بودن خاک زیرین بهسازی شده نسبت به فرض همگن بودن خاک زیرین در رابطه با مقاومت را نشان می‌دهند.

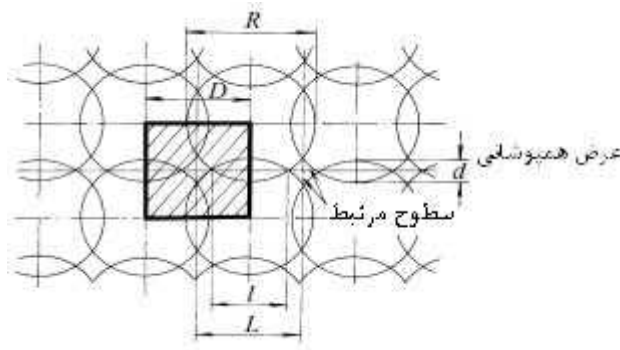
الف) ضریب اطمینان برای مواد (F)

از آنجا که تنش فشاری مجاز c_a بر اساس مقاومت فشاری تک محوری تعریف می‌شود، باید ضریب اطمینان مناسبی را برای در نظر گرفتن اثر خزش و بارگذاری متناوب، اهمیت سازه، نوع بارگذاری، روش محاسبات طراحی، و میزان اعتماد به مواد در نظر گرفت. در کارهای گذشته این ضریب اطمینان در شرایط عادی ۳ و در حالت زلزله ۲ در نظر گرفته شده است.

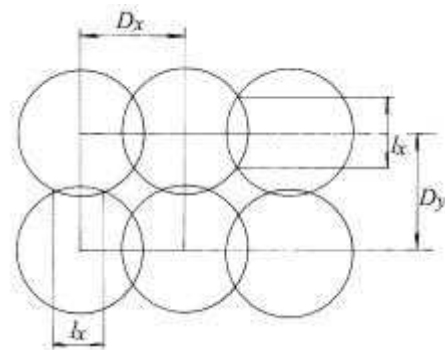
ب) فاکتور سطح مقطع موثر ستون خاک پایدار شده ()

هنگام پایدارسازی توسط ماشین اختلاط عمیق (DM) با چندین تیغه، سطح مقطع توده پایدار شده از گروهی از دوایر همان‌طور که در شکل (۵-۳۹) نشان داده شده است تشکیل می‌گردد. در بهسازی‌های از نوع بلوکی و دیواری، ستون‌های پایدار سازنده با یکدیگر همپوشانی پیدا می‌کنند تا توده پایدار شده نشان داده شده در شکل (۵-۴۰) را

شکل دهند. در این دو حالت، طول دو قسمت وابسته در امتداد خط همپوشانی کوچکتر از سایر خطوط است. عامل سطح مقطع موثر ستون خاک پایدار برای تصحیح این قسمت بهسازی نشده تعریف می‌گردد.



شکل ۵-۴۰- سطوح مرتبط



شکل ۵-۳۹- عرض موثر ویژه برای ماشین اختلاط عمیق

(ب) ضریب اعتبار همپوشانی ()

یک قسمت همپوشانی توسط ارتباط ستون پایدار شده تازه با قبلی ایجاد می‌شود، بنابراین دقت در اجرا و کاهش در مقاومت باید مد نظر قرار گیرد. ضریب اعتبار همپوشانی نسبت مقاومت تست هم‌پوشانده شده به خاک پایدار شده بوده و به فواصل زمانی همپوشانی، ظرفیت اختلاط ماشین و روش فراهم کردن عامل پایدار کننده و سایر عوامل بستگی دارد. عامل بین ۰/۸ تا ۰/۹ در نظر گرفته می‌شود.

(ت) ضریب تصحیح برای پراکندگی مقاومت ()

خاک پایدار شده در محل دارای پراکندگی زیاد مقاومت فشاری تک محوری می‌باشد. ضریب تصحیح برای پراکندگی مقاومت، این پراکندگی مقاومت را در نظر می‌گیرد.

(۴) مقاومت خاک پایدار شده در محل و در آزمایشگاه

متوسط مقاومت فشاری تک محوری خاک پایدار شده در محل $\overline{q_{uf}}$ را می‌توان به مقاومت فشاری تک محوری خاک پایدار شده در آزمایشگاه $\overline{q_{uf}}$ به صورت زیر ربط داد.

$$\dagger_{ca} = \frac{1}{F} \Gamma S X \overline{q_{uf}} \quad (9-7)$$

ضریب تصحیح را می‌توان در کارهای دریایی معادل ۱ در نظر گرفت، ولی این مقدار را می‌توان با آزمایش‌های در محل معلوم کرد.

(۵) مقادیر فاکتورهای استفاده شده در طراحی را باید با در نظر گرفتن شرایطی که در آن این فاکتورها در رابطه نزدیک با یکدیگر هستند، معلوم کرد. بنابر کارهای انجام شده در گذشته، نسبت بین تنش فشاری مجاز در محل به مقاومت

آزمایشگاهی بین $\frac{1}{6}$ تا $\frac{1}{10}$ (با در نظر گرفتن تمامی عوامل) در نظر گرفته می‌شود.

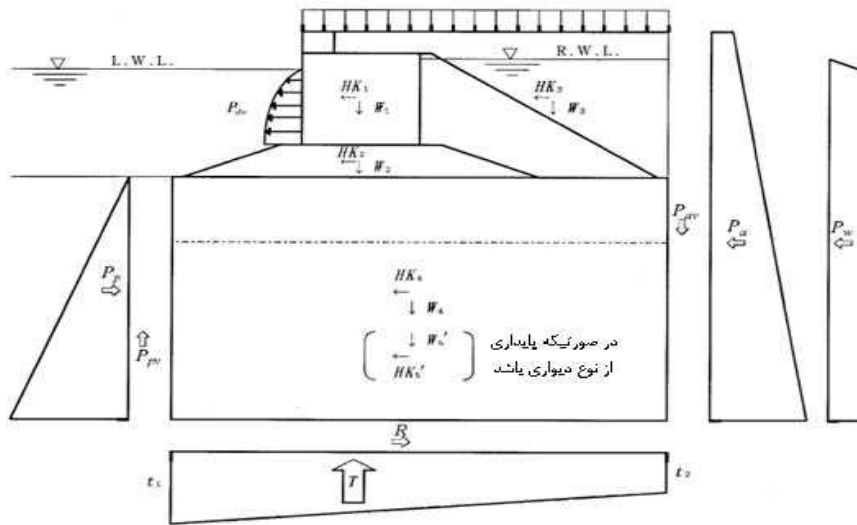


۷-۴-۳- محاسبه نیروهای خارجی

نیروهای خارجی وارد بر توده پایدار شده باید به طور مناسب، برای پایداری خارجی و داخلی و تغییر مکان توده پایدار شده تعیین شوند.

نکات فنی

(۱) شکل (۵-۴۱) منحنی طرح کلی نیروهای خارجی وارد بر توده پایدار شده را در حالت یک دیوار ساحلی ثقلی نشان می‌دهد.



شکل ۵-۴۱- نیروهای خارجی وارد شونده بر توده پایدار شده

در شکل (۵-۴۱):

P_a : برآیند فشار خاک در واحد طول وارده بر صفحه قائم وجه محرک (kN/m)

P_{av} : برآیند قائم چسبندگی در واحد طول وارده بر صفحه قائم وجه محرک (kN/m)

P_w : برآیند فشار آب باقیمانده در واحد طول (kN/m)

P_p : برآیند فشار خاک در واحد طول وارده بر صفحه قائم وجه مقاوم (kN/m)

P_{pv} : برآیند چسبندگی قائم در واحد طول وارده بر صفحه قائم وجه مقاوم (kN/m)

P_{dw} : برآیند فشار آب دینامیکی حین زلزله (kN/m)

R : مقاومت برشی در واحد طول وارده بر کف توده پایدار شده (kN/m)

T : نیروی عکس‌العمل در واحد طول وارده بر کف توده پایدار شده (kN/m)

t_1 و t_2 : فشار عکس‌العمل در طول، پنجه و پاشنه توده پایدار شده (kN/m)

W_1 : وزن در واحد طول برای سازه فوقانی (سربار، سازه فوقانی و غیره) (kN/m)

HK_1 : نیروی اینرسی زلزله در واحد طول وارده بر سازه (kN/m)

W_2 : وزن واحد طول برای بخش سنگ‌ریزی شده (kN/m)

HK_2 : نیروی اینرسی زلزله در واحد طول وارد بر بخش سنگ‌ریزی شده (kN/m)

W_3 : وزن واحد طول برای خاک پشت دیوار (همراه سربار) (kN/m)

HK_3 : نیروی اینرسی زلزله در واحد طول برای خاک پشت دیوار (kN/m)

W_4 : وزن واحد طول برای توده پایدار شده (kN/m)

HK_4 : نیروی اینرسی زلزله در واحد طول وارده بر توده پایدار شده (kN/m)

نیروهای خارجی زیر فقط در حالت نوع بهسازی دیواری در نظر گرفته می‌شوند:

W_5 : نیروی موثر در واحد طول برای خاک بهسازی نشده بین دیوارهای طویل (kN/m)

HK_5 : نیروی اینرسی زلزله در واحد طول وارد بر خاک بهسازی نشده بین دیوارهای طویل (kN/m)

۲) از آنجا که نوع دیواری توده پایدار شده شامل خاک غیر بهسازی شده نیز می‌باشد، نیروهای خارجی را باید به صورت مجزا روی خاک بهسازی نشده و خاک پایدار شده با توجه به مورد تحت مطالعه تعیین کرد.

۳) برای تحلیل پایداری خارجی، P_a و P_p به عنوان فشار خاک محرک و مقاوم به صورتی که در بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، توصیف شد، تعیین می‌گردند. برای تحلیل روی پایداری داخلی، P_a بیانگر فشار محرک خاک است و P_p را باید در محدوده فشار مقاوم تا فشار خاک در حال سکون با توجه به پایداری خارجی، تعیین کرد.

۴) از آزمایش‌های قبلی مشخص شده است که چسبندگی روی صفحات قائم و جوانب محرک و مقاوم توده پایدار شده عمل می‌کند. در حالت خاک ریزی پشت دیوار، اصطکاک جداره منفی به واسطه نشست تحکیم خاک بهسازی شده و روی صفحه قائم وجه محرک توده پایدار شده به سمت پایین عمل می‌کند. بنابراین چسبندگی‌های توصیف شده در بالا برای شرایط عادی قابل بررسی هستند.

ولی در حالت دیگر، برای شرایط زلزله، P_{av} و P_{pv} در جهت مطلوب برای تحلیل در پایداری‌های خارجی و داخلی عمل می‌کنند چرا که در جهت ایمنی فرض شده است که نیروی اینرسی زلزله توده پایدار شده و فشار خاک زلزله همزمان حین زلزله عمل می‌کنند.

جهت ارزیابی نیروی‌های خارجی برای روانگرایی خاک زیرین حین زلزله، فشار آب دینامیکی حین زلزله در نظر گرفته می‌شود. ارزیابی فشار آب دینامیکی در بخش ۲، بند (۱۴-۴-۲) فشار دینامیک آب در هنگام زلزله، توضیح داده شده است.

۷-۵- روش خاک بهسازی شده کم وزن

۷-۵-۱- اصول روش خاک بهسازی شده کم وزن

دستورالعمل‌های این قسمت برای طراحی به روش خاک بهسازی شده کم وزن، قابل اجرا می‌باشد.

تفسیر

روش خاک بهسازی شده کم‌وزن عبارت است از تولید خاک زیرین پایدار و کم وزن با اضافه کردن عوامل سبک ساز و عوامل سخت ساز به خاک در حالت دوغابی خاک لایروبی شده یا خارج شده در محل ساخت و ساز و سپس استفاده از این مخلوط برای



خاک ریزی یا پشته ریزی. هنگام استفاده از کف هوا به عنوان سبک ساز، «خاک بهسازی شده با کف» نامیده می شود. و هنگامی که EPS (پلی سیترو ل پر حجم) استفاده می شود این خاک، «خاک بهسازی شده با گلوله های پلاستیکی» نامیده می شود. خاک بهسازی شده کم وزن خصوصیات زیر را دارد:

(۱) وزن آن در حدود $\frac{1}{2}$ ماسه معمولی در هوا و $\frac{1}{5}$ آن در آب دریا می باشد. سبک بودن آن می تواند مانع لغزش زمین در خاکریز یا پشته ریزی شود.

(۲) به سبب وزن کم و مقاومت بالای آن، فشار خاک حین زلزله کاهش خواهد یافت که این امر سبب ایجاد سازه و یا زمین استحصال شده با مقاومت بالا در مقابل زلزله می شود.

(۳) می توان از خاک لایروبی شده که معمولا به عنوان ضایعات در بندر و لنگرگاه ها ایجاد می شود یا ضایعات تولید شده هنگام عملیات ساخت و ساز زمینی، استفاده نمود. بنابراین با استفاده از خاک بهسازی شده کم وزن می توان ضایعات خاکی را در سایت های دفن زباله و ضایعات کاهش داد.

۷-۵-۲- مفاهیم بنیادی طراحی

خاک کم وزن بهسازی شده که خاکی سبک و از نظر ژئوتکنیکی پایدار می باشد باید با روش های طراحی برای سازه های خاکی که در فصل ۲ تا فصل ۶، توصیف شده، سازگاری داشته باشد.

تفسیر

جدا از آزمایش های اختلاط، روش طراحی برای خاک بهسازی شده کم وزن همانند سایر سازه های خاکی می باشد.

نکات فنی

خصوصیات خاک بهسازی شده کم وزن، باید توسط آزمایش های آزمایشگاهی ارزیابی شده، شرایط محیطی و ساخت و ساز در محل را در نظر گیرد. این خاک را می توان به صورت زیر ارزیابی کرد:

(۱) وزن واحد حجم

وزن واحد حجم γ را می توان در بازه ۶ تا ۱۵ (kN/m^3) با تغییر مواد سبک کننده و آب تنظیم کرد. برای کاربرد در تاسیسات بندر و لنگرگاه، ساخت و ریختن آن ممکن است دشوار باشد و چنانچه وزن واحد کمتر از آب دریا باشد، خطر تعلیق در حالت بالا آمدن آب دریا پیش بینی می شود. بنابراین معمولا از مقادیر وزن واحد حجم زیر برای طراحی استفاده می شود:

$$\gamma_t = 12 \text{ kN/m}^3 \quad \text{زیر سطح آب:}$$

$$\gamma_t = 10 \text{ kN/m}^3 \quad \text{در هوا:}$$

در طراحی مخلوط باید به این واقعیت توجه نمود که وزن واحد حجم خاک بهسازی شده کم وزن تا حد زیادی به شرایط محیط بویژه شدت فشار هیدرواستاتیک بعد و قبل از ریخته شدن بستگی دارد.



(۲) مقاومت برشی

مقاومت استاتیک خاک بهسازی شده کم وزن عمدتاً ناشی از مقاومت برشی حاصل از سخت‌کننده‌های سیمانی می‌باشد. خاک بهسازی شده کم‌وزن با مقاومتی در بازه ۱۰۰ تا ۵۰۰ (kN/m^2) بر حسب مقاومت فشاری تک محوری قابل استفاده است. با اضافه کردن کف هوا یا EPS، افزایش مقاومت با توجه به افزایش فشار دورگیر قابل انتظار نیست، اما مقاومت باقیمانده در حدود ۷۰٪ مقاومت حداکثر می‌باشد. ضریب اطمینان F تعریف شده به صورت نسبت مقاومت آزمایشگاهی به مقاومت طراحی معمولاً بین ۲ و ۳ تنظیم می‌شود.

(۳) تنش تسلیم تحکیمی

تنش تسلیم تحکیمی p_y از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$p_y = 1.4 q_u \quad (10-7)$$

(۴) ضریب اصطکاک

با فرض این که خاک بهسازی شده کم وزن یک توده خاک صلب باشد، برای تحلیل پایداری خارجی معمولاً مقادیر زیر به عنوان ضریب اصطکاک بین خاک بهسازی شده کم وزن و ماسه (یا سنگریزه) انتخاب می‌شود:

$$\sim = 0.55 \sim 0.6 \quad \text{خاک ماسه‌ای بهسازی شده کم وزن:}$$

$$\sim = 0.75 \sim 0.8 \quad \text{خاک سنگریزه‌ای بهسازی شده کم وزن:}$$

(۵) مدول تغییر شکل E_{50}

اگر آزمایش روی نمونه‌های دقیق و با اندازه‌گیری دقیق تغییر شکل‌ها انجام شود، مدول E_{50} از روی آزمایش را می‌توان به عنوان مدول طراحی به کار برد و اگر انجام این آزمایش‌ها میسر نباشد، مدول را می‌توان از روی مقاومت فشاری تک محوری q_u به وسیله رابطه زیر تخمین زد:

$$E_{50} = (100 \sim 200) q_u \quad (11-7)$$

مدول تغییر شکل نشان داده شده در بالا منطبق با سطح کرنشی معادل ۰/۵ تا ۰/۲ درصد می‌باشد.

(۶) ضریب پواسون

ضریب پواسون خاک بهسازی شده کم وزن بسته به سطح تنش و حالت قبل و بعد از رسیدن به مقاومت حداکثر تغییر می‌کند. وقتی سربار کمتر از تنش تسلیم تحکیم آن باشد مقادیر متوسط زیر قابل استفاده هستند.

$$= 0/1 \quad \text{خاک بهسازی شده با کف:}$$

$$= 0/15 \quad \text{خاک بهسازی شده با گلوله پلاستیکی:}$$

(۷) مشخصات دینامیکی

مدول برشی G ، ضریب میرایی d ، وابستگی کرنش G و h و ضریب پواسون مورد استفاده در تحلیل دینامیکی باید از آزمایش‌های آزمایشگاهی به دست آید و آنها را می‌توان از روی روابط بین مقاومت فشاری تک محوری و نتایج آزمایش‌های انتشار صوتی به صورت ساده تخمین زد.



هنگام محاسبه فشار محرک خاک بهسازی شده کم وزن تحت شرایط عادی و زلزله، روش بند (۷-۸) فشار محرک خاک مواد ژئوتکنیکی سفت شده، به کار گرفته می شود.

۷-۵-۳- طراحی مخلوط برای خاک بهسازی شده

- (۱) طراحی مخلوط باید برای به دست آوردن مقاومت و وزن مخصوص لازم در محل صورت گیرد.
- (۲) نوع مواد سخت کننده و عوامل سبک کننده پس از تایید قابلیت کارکرد توسط آزمایش تعیین می گردد.

۷-۵-۴- بررسی محدوده بهسازی

محدوده‌ای که قرار است توسط خاک بهسازی شده کم وزن پر شود باید به روش مناسب با در نظر گرفتن نوع سازه‌ای که قرار است در آن ساخته شود و شرایط نیروهای خارجی و پایداری سازه و خاک زیرین به عنوان یک واحد تعیین گردد.

تفسیر

حدود ناحیه‌ای که باید توسط خاک بهسازی شده کم وزن پر شود معمولاً به درجه سبکی مطلوب بستگی دارد. یعنی زمانی که روش برای کنترل نشست یا جابجایی جانبی استفاده می شود، این ناحیه از شرایط مجاز برای نشست یا جابجایی تعیین می شود. برای تامین پایداری، از شرایط پایداری شیب تعیین شده و برای کاهش فشار خاک، از شرایط لازم برای کاهش فشار خاک تعیین می شود.

۷-۵-۵- آزمایش تایید قابلیت کارکرد

وقتی تجربه ساخت و ساز قبلی به عنوان مرجع موجود نباشد و یا زمانی که اجرا تحت شرایط ویژه انجام می شود، آزمایش‌هایی برای تایید قابلیت کارکرد قبل از اجرا لازم خواهد بود.

۷-۶- روش جایگزینی با مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای

۷-۶-۱- اصول طراحی

وقتی مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای به عنوان خاک‌ریزی پشت دیوار برای دیوار ساحلی، خاکریز یا پوشش سطحی برای خاک زیرین نرم استفاده می شوند، خصوصیات این مواد باید به تناسب مورد، مورد توجه قرار گیرند.

تفسیر

مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای، موادی دانه‌ای دارای خصوصیات نهفته هیدرولیکی که در ماسه طبیعی دیده نمی شود می باشد و به مرور زمان سفت شوند و پایدارکننده هستند. هنگام مقایسه حالت دانه‌ای با حالت سفت‌شونده، حالت دانه‌ای شرایط طراحی



ناپایداری را ارائه می‌دهد. بعضی مواقع، حالت سفت شونده ممکن است برای پایداری سازه بحرانی شود که بررسی مناسب برای هر حالت ضروری می‌باشد.

۷-۶-۲- خصوصیات فیزیکی مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای

هنگام استفاده از مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای، باید خواص فیزیکی آنها از قبل مورد ارزیابی قرار گیرد.

تفسیر

مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای هنگام خروج از کارخانه به صورت موادی مشابه ماسه درشت بوده که خصوصیات مهم فیزیکی آن وزن واحد حجم کم و آبداری نهفته آن می‌باشد.

نکات فنی

(۱) منحنی دانه‌بندی

اندازه ذره مواد دانه‌ای سرباره کوره‌ای ۴/۷۵ میلی‌متر یا کمتر بوده و ذرات ریز آن بی‌نهایت ریز است. منحنی دانه‌بندی آن به صورت بد دانه‌بندی شده یا تک اندازه، اکثراً در محدوده ماسه درشت با ضریب یکنواختی ۲/۵ تا ۴/۲ و ضریب انحنای ۰/۹ تا ۱/۴، می‌باشد.

(۲) وزن واحد حجم

مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای سبک‌تر از ماسه طبیعی بوده و درون ذرات آن حباب‌های هوا موجود است و در صد تخلخل بالای آن به سبب شکل زاویه‌دار و دانه‌بندی تک اندازه ذرات آن می‌باشد. بنابر سوابق گذشته، وزن مخصوص تر این مواد بین ۸ تا ۱۳ (kN/m^3) و وزن مخصوص غوطه‌ور در حدود $7 kN/m^3$ می‌باشد.

(۳) نفوذپذیری

ضریب نفوذپذیری در حالت دانه‌ای به نسبت تخلخل بستگی داشته و به طور کلی این ضریب ۰/۱ تا ۱/۰ (cm/s) می‌باشد که با سفت‌شدگی کاهش یافته و به $0.01 cm/s$ می‌رسد.

(۴) قابلیت فشردگی

از تغییرات وابسته به زمان فشردگی مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای مورد استفاده برای خاک‌ریزی، پشته‌ریزی یا پوشش سطحی می‌توان صرف نظر نمود.

(۵) زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی

در حالت دانه‌ای، چسبندگی قابل صرف نظر بوده و زاویه اصطکاک داخلی در این حالت ۳۵ درجه یا بیشتر خواهد بود. مقاومت برشی با سفت شدن افزایش می‌یابد.

(۶) روانگرایی در هنگام زلزله

وقتی مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای به عنوان خاکریز پشت دیوار استفاده شود، سفت شدن آن ممکن است تا ۶ ماه به خاطر خصوصیات هیدرولیک نهفته آن به طول انجامد وقتی سفت شدن قابل پیش‌بینی باشد از روانگرایی آن می‌توان صرف نظر



کرد. اما خطر روانگرایی برای مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای که هنوز مستحکم نشده باشد وجود دارد. در این حالت، احتمال روان‌گرایی باید بررسی شده، و مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای مثل هر مواد دانه‌ای دیگری بهسازی شوند.

۷-۷-۷- روش پیش اختلاط

۷-۷-۷-۱- اصول طراحی

۷-۷-۷-۱-۱- حیطه کاربرد

روش طراحی توصیف شده در این بخش برای خاک زیرین بهسازی شده به روش پیش اختلاط به منظور کاهش فشار خاک و روانگرایی کاربرد دارد.

تفسیر

(۱) معنای واژه‌های مورد استفاده در این روش به شرح ذیل است:

خاک بهسازی شده: خاکی که به کمک پایدارکننده‌ها بهسازی شده است.

خاک زیرین بهسازی شده: فضای زیرین که توسط خاک بهسازی شده پر شده است.

ناحیه بهسازی: ناحیه خاک زیرین بهسازی شده به روش پیش اختلاط.

درصد پایدارکننده: نسبت وزنی پایدارکننده به وزن خشک مواد و ماده مادر (خاک) که به صورت درصدی بیان می‌شود.

کاهش فشار خاک: معیارهای طراحی شده برای کاهش فشار در مقابل دیوار (فشار خاک محرک) تحت شرایط عادی و زلزله.

(۲) در روش پیش اختلاط، پایدارکننده و مواد ضد جدا شدن به خاک اضافه شده و پس از مخلوط شدن برای خاک‌ریزی استفاده می‌شود. سپس خاک بهسازی شده زیر آب قرار می‌گیرد تا خاک زیرین پایدار را پدید آورد. بهسازی خاک زیرین به این شکل است که پایدارکننده سیمانی، با استفاده از جامدسازی شیمیایی بین خاک و پایدارکننده، به خاک چسبندگی می‌دهد. این روش را می‌توان برای خاکریز پشت دیوارهای ساحلی و خاکریزها، پرکردن دیواره‌های گابیونی، تعویض خاک پس از گودبرداری محدوده پایه و پرسازی مجدد استفاده کرد.

(۳) ماسه و خاک‌های ماسه‌ای را می‌توان به این روش بهسازی نمود، گرچه در مورد رس‌ها این روش کاربرد ندارد و این بدان سبب است که خصوصیات مکانیکی خاک بهسازی شده بسته به خاک مادر بسیار متفاوت خواهد بود.

(۴) این روش علاوه بر کاهش فشار خاک و جلوگیری از روانگرایی، برای بهسازی مقاومت لازم خاک برای ساخت و ساز تاسیسات روی زمین‌های استحصال شده نیز استفاده می‌شود که در این حالت، مقاومت خاک بهسازی شده باید به طور مناسب بررسی شود.



۷-۷-۱-۲- ملاحظات طراحی

- (۱) در طراحی بهسازی خاک زیرین به روش پیش اختلاط، مقاومت مورد نیاز خاک بهسازی شده، درصد پایدارکننده و محدوده بهسازی شده باید به طور مناسب تعیین شوند.
- (۲) هنگام ارزیابی اثر کاهش فشار زمین، یا بررسی پایداری خاک زیرین در مقابل شکست لغزش دایره‌ای و غیره، خاک بهسازی شده به صورت مواد c - در نظر گرفته شوند.
- (۳) خاک زیرین بهسازی شده ممکن است هنگام زلزله به صورت یک جسم صلب بلغزد، زیرا خاک زیرین بهسازی شده صلبیتی قابل ملاحظه‌تر و بزرگتر نسبت به خاک‌های بهسازی نشده اطراف دارد. بنابراین هنگام تعیین ناحیه بهسازی، پایداری در مقابل شکست لغزش خاک زیرین و سازه‌های فوقانی (کل پایداری) نیز باید بررسی شود.

۷-۷-۲- مطالعات ابتدایی

خصوصیات خاک مورد استفاده در روش پیش اختلاط باید با استفاده از مطالعات و آزمایش‌های مختلف به روش مناسب ارزیابی شود.

تفسیر

- (۱) مطالعات اولیه و آزمایش‌ها باید شامل آزمایش چگالی ذرات، درصد آب، دانه‌بندی، بیشینه و کمینه چگالی خاک مورد استفاده برای پر کردن و مطالعات بر سابقه مشخصات خاک و آزمایش‌های میدانی روی خاک استحصال شده اطراف باشد.
- (۲) درصد آب و درصد ریزدانه خاک برای خاک‌ریزی، بر مقاومت خاک بهسازی شده پس از اختلاط و انتخاب روش اختلاط آن با پایدارکننده تاثیر دارد.
- (۳) چگالی خاک بهسازی شده بعد از خاک‌ریزی باید از قبل و به طور مناسب تخمین زده شود زیرا چگالی اثر عمده‌ای بر نتایج آزمایش‌ها در آزمایش‌های اختلاط آزمایشگاهی دارد.

۷-۷-۳- تعیین مقاومت خاک بهسازی شده

مقاومت خاک بهسازی شده باید به گونه‌ای تعیین شود که اثر بهسازی مورد نیاز را با توجه به منظور و شرایط این روش به دست دهد.

تفسیر

- (۱) به منظور کاهش فشار خاک، چسبندگی خاک بهسازی شده C باید به گونه‌ای تعیین گردد که فشار خاک به مقادیر لازم کاهش داده شود.
- (۲) برای جلوگیری از روانگرایی مقاومت خاک بهسازی شده باید به گونه‌ای تعیین شود که خاک بهسازی شده روانگرا نشود.



نکات فنی

(۱) رابطه معناداری بین مقاومت روانگرایی و مقاومت فشاری تک محوری در خاک بهسازی شده وجود دارد. نشان داده شده است که خاک بهسازی شده با مقاومت فشاری تک محوری 100 kN/m^2 یا بیشتر روانگرا نخواهد شد. بنابراین وقتی هدف جلوگیری از روانگرایی باشد، مقاومت فشاری تک محوری باید برابر 100 kN/m^2 تنظیم شود. وقتی مقاومت فشاری تک محوری کمتر از 100 kN/m^2 تنظیم شود، آزمایش سه محوری چرخه‌ای (سیکلینگ) برای تایید این که خاک روان نخواهد شد لازم می‌باشد.

(۲) در تعیین چسبندگی خاک بهسازی شده، ابتدا زاویه اصطکاک داخلی خاک تخمین زده شده و سپس چسبندگی از روی محاسبات معکوس با توجه به رابطه فشار خاک با در نظر گرفتن چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی با فشار خاک کاهش داده شده مقصد و زاویه اصطکاک داخلی تخمین زده شده تعیین می‌شود.

(۳) بر اساس نتایج آزمایش‌های سه محوری فشاری تحکیم‌یافته و زهکشی شده روی خاک بهسازی شده با درصد پایدارکننده کمتر از ۱۰٪، زاویه اصطکاک داخلی خاک بهسازی شده برابر یا کمی بزرگتر از خاک بهسازی نشده است. بنابراین زاویه اصطکاک داخلی خاک بهسازی نشده را می‌توان برای ایمنی طراحی همانند خاک بهسازی نشده فرض کرد.

(۴) زاویه اصطکاک داخلی را می‌توان از روی آزمایش‌های سه محوری فشاری تحکیم‌یافته و زهکشی شده بر اساس چگالی پیش فرض و فشار سربار موجود پس از خاک‌ریزی به دست آورد. زاویه اصطکاک داخلی مورد استفاده در طراحی معمولاً ۵ تا ۱۰ درجه کمتر از مقدار به دست آمده از آزمایش در نظر گرفته می‌شود. بدون انجام آزمایش‌های سه محوری، این زاویه را می‌توان از مقدار ضربات SPT زده شده در خاک زیرین پس از خاک‌ریزی به دست آورد (توجه شود که باید مقدار N خاک بهسازی نشده استفاده شود).

۷-۷-۴- طراحی مخلوط خاک بهسازی شده

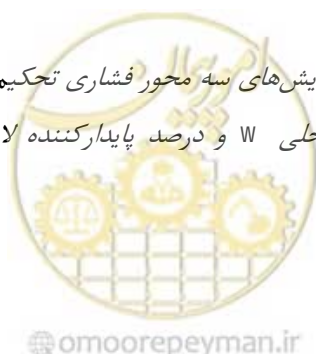
تناسب مخلوط خاک بهسازی شده باید توسط آزمایش‌های مخلوط مناسب آزمایشگاهی تعیین شود. کاهش مقاومت باید به این علت که مقاومت در محل ممکن است کمتر از مقدار آزمایشگاهی باشد، در نظر گرفته شود.

تفسیر

هدف آزمایش‌های آزمایشگاهی مخلوط به دست آوردن رابطه بین مقاومت خاک بهسازی شده و درصد پایدارکننده و تعیین درصد پایدارکننده به صورتی که مقاومت لازم برای خاک بهسازی شده تامین گردد، می‌باشد. رابطه بین مقاومت بهسازی شده و درصد پایدارکننده به طور قابل ملاحظه‌ای از نوع خاک و چگالی آن تاثیر می‌پذیرد. بنابراین شرایط آزمایش آزمایشگاهی مخلوط حتی المقدور باید مشابه شرایط محلی باشد.

نکات فنی

(۱) به منظور کاهش فشار خاک، انجام آزمایش‌های سه محوری فشاری تحکیم‌یافته و زهکشی شده برای به دست آوردن رابطه بین چسبندگی C، زاویه اصطکاک داخلی ϕ و درصد پایدارکننده لازم است. به منظور جلوگیری از روانگرایی، باید



آزمایش‌های فشاری تک محوری برای به دست آوردن رابطه بین مقاومت فشاری تک محوری و درصد پایدارکننده انجام شود.

(۲) بسیار مهم است که تفاوت بین مقاومت در محل و مقاومت آزمایشگاهی هنگام تنظیم فاکتور افزایش برای طراحی مخلوط در محل در نظر گرفته شود. بنابر تجارب گذشته، مقاومت آزمایشگاهی بزرگتر از مقاومت در محل بوده و عامل افزایش $2/2$ تا $1/1 =$ که به صورت نسبت مقاومت فشاری تک محوری آزمایشگاهی به محلی تعریف می‌شود، به کار می‌رود.

۷-۷-۵- بررسی محدوده بهسازی

ناحیه‌ای که باید توسط روش پیش اختلاط بهسازی شود، باید با توجه به نوع سازه‌ای که قرار است روی آن ساخته شود، مقادیر نیروهای خارجی و همچنین پایداری سازه و خاک زیرین به عنوان یک مجموعه مورد بررسی واقع شود.

تفسیر

- (۱) به منظور کاهش فشار خاک، محدوده ناحیه بهسازی باید به گونه‌ای تعیین شود که فشار خاک بهسازی شده وارد بر سازه به مقدار کافی کوچک باشد تا پایداری سازه را تامین کند.
- (۲) برای جلوگیری از روانگرایی، محدوده ناحیه بهسازی باید به گونه‌ای تعیین شود که روانگرایی در خاک زیرین بهسازی نشده مجاور، پایداری سازه را به خطر نیاندازد.

نکات فنی

- (۱) شکل (۵-۴۲) نیروهای خارجی و مقاوم وارد بر سازه و خاک زیرین بهسازی شده را هنگامی که خاک بهسازی نشده پشت خاک بهسازی شده روانگرا نشده است نشان داده و شکل (۵-۴۳) نیروهای خارجی حین روانگرایی را نشان می‌دهد.
- (۲) به منظور کاهش فشار خاک و یا جلوگیری از روانگرایی، باید لغزش حین زلزله برای خاک بهسازی شده زیرین و سازه مطالعه شود. همچنین پایداری در مقابل شکست لغزشی دایره‌ای برای خاک زیرین و سازه باید به عنوان یک مجموعه واحد مورد بررسی قرار گیرد.

الف) مطالعه لغزش حین زلزله

لغزش حین زلزله، به دلیل خطر لغزش خاک بهسازی شده مانند یک جسم صلب، مطالعه شود. در این حالت ضریب اطمینان در مقابل لغزش حین زلزله باید از $1/0$ بزرگتر باشد و ضریب اصطکاک در کف خاک بهسازی شده باید $0/6$ باشد.

وقتی لایه زیر خاک بهسازی شده چسبنده باشد، چسبندگی خاک در آن لایه برای ارزیابی مقاومت لغزشی در کف خاک بهسازی شده مورد استفاده قرار می‌گیرد. برآیند فشار خاک از رابطه (۷-۱۲) برای محاسبه ضریب اطمینان برای لغزش در زمانی که خاک بهسازی نشده روانگرا نشده است به دست می‌آید که این رابطه نشانگر حالت ساده‌ای است که سطح آب باقیمانده در آن در سطح زمین می‌باشد. وقتی خاک بهسازی نشده مجاور خاک بهسازی شده، روانگرا می‌شود، فشار مایع از خاک زیرین روان شده روی خاک بهسازی شده، به سمت بالا حرکت می‌کند (اگر شکل خاک بهسازی شده به گونه‌ای باشد که در شکل (۵-۴۲) نشان داده شده است)، که این موضوع وزن موثر خاک بهسازی

شده را کاهش می‌دهد. شکل هندسی خاک بهسازی شده در شکل (۴۲-۵) در مقایسه با فرم داده شده در شکل (۴۳-۵) از نظر شکست لغزشی بحرانی‌تر است. وقتی سطح آب باقیمانده زیر سطح زمین باشد و خاک بهسازی نشده روان گردد، لایه‌های خاک بالای سطح باقیمانده آب تا سطح زمین به علت افزایش فشار آب حفره‌ای اضافی از لایه‌های زیرین، باید به عنوان خاک روان شده در نظر گرفته شود.

(۱) زمانی که در خاک بهسازی نشده زیرین روانگرایی رخ نمی‌دهد.

با تعریف جهت مثبت نیروهای خارجی و مقاوم به صورت نشان داده شده در شکل (۴۲-۵)، ضریب اطمینان F برای لغزش از رابطه (۱۲-۷) محاسبه می‌شود.

$$F_s = \frac{R_1 + R_2 + P_{w1}}{H_1 + H_2 + P_h + P_{w2} + P_{w3}} \quad (12-7)$$

که در آن:

$$P_{w1} = (1/2) \gamma_w h_1^2$$

$$P_{w2} = (7/12) k \gamma_w h_1^2$$

$$P_{w3} = (1/2) \gamma_w h_2^2$$

$$H_1 = kW_1$$

$$H_2 = kW_2$$

$$P_h = (1/2) K_a \gamma h_2^2 \cos(u + \epsilon) / \cos \epsilon$$

$$P_v = -P_h \tan(u + \epsilon)$$

$$R_1 = f_1 W_1'$$

$$R_2 = f_2 (W_2' - P_v) \quad (\text{زمانی که لایه زیر خاک بهسازی شده، خاک ماسه‌ای باشد})$$

$$R_2 = c l_{bc} \quad (\text{زمانی که لایه زیر خاک بهسازی شده، خاک چسبنده باشد})$$

γ_w : وزن واحد حجم آب دریا (kN/m^3)

k : وزن واحد حجم غوطه‌ور خاک بهسازی نشده (kN/m^3)

K_a : ضریب زلزله

K_a : ضریب فشار محرک خاک برای خاک بهسازی نشده حین زلزله

h_1 : ارتفاع سطح آب از کف دریا در جلوی سازه (متر)

h_2 : ارتفاع سطح آب باقیمانده از کف دریا (متر) (سطح آب باقیمانده در شکل (۴۲-۵) برای سادگی در سطح خاک

زیرین در نظر گرفته می‌شود)

: زاویه اصطکاک بین دیوار و خاک زیرین بهسازی شده و بهسازی نشده (cd) (درجه)

: زاویه پشت خاک زیرین بهسازی شده (cd) نسبت به قائم (درجه) (مثبت برای خلاف حرکت عقربه ساعت؛

در شکل (۴۲-۵) منفی است)

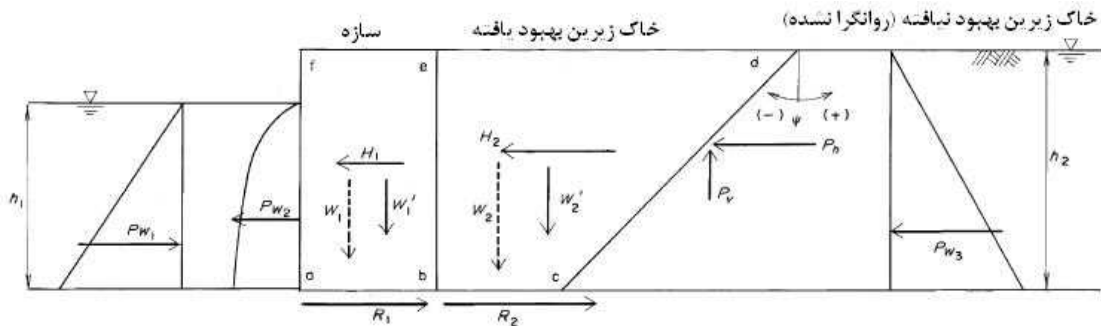


f_1 : ضریب اصطکاک در کف سازه

f_2 : ضریب اصطکاک در کف خاک بهسازی شده ($= 0.6$)

C : چسبندگی خاک چسبنده زیر خاک بهسازی شده (kN/m^2)

t_{bc} : طول کف خاک بهسازی شده (bc) (متر)



شکل ۵-۴۲- نیروهای خارجی وقتی خاک بهسازی نشده روانگرا نمی‌شود (کاهش فشار خاک)

که در آن:

H_1 : نیروی زلزله وارده بر سازه $(abef)$ (kN/m)

H_2 : نیروی زلزله وارده بر خاک زیرین بهسازی شده $(bcde)$ (kN/m)

P_{w1} : فشار آب استاتیکی وارد بر جلوی سازه (af) (kN/m)

P_{w2} : فشار آب دینامیکی وارد بر جلوی سازه (af) (kN/m)

P_{w3} : فشار آب استاتیکی وارد بر پشت خاک زیرین بهسازی شده (cd) (kN/m)

P_{H1} : مولفه افقی نیروی برآیند فشار محرک خاک در هنگام زلزله برای خاک بهسازی نشده وارد شده بر پشت خاک بهسازی شده (cd) (kN/m)

P_V : مولفه قائم نیروی برآیند فشار محرک خاک در هنگام زلزله برای خاک بهسازی نشده وارد شده بر پشت خاک بهسازی شده (cd) (kN/m)

W_1 و W_2 : وزن سازه $(abef)$ و خاک بهسازی شده $bcde$ (شناوری به علت نیروی فشار استاتیک در نظر گرفته نشده است) (kN/m)

W_1 و W_2 : وزن موثر سازه $(abef)$ و خاک بهسازی شده $(bcde)$ (با در نظر گرفتن شناوری) (kN/m)

R_1 : اصطکاک مقاوم در کف سازه (ab) (kN/m)

R_2 : اصطکاک مقاوم در کف خاک بهسازی شده (bc) (kN/m)

(۲) زمانی که خاک بهسازی نشده روانگرا می‌شود.

با تعریف جهت مثبت نیروهای خارجی و مقاومت به صورت نشان داده شده در شکل (۵-۴۳)، ضریب اطمینان F_s در مقابل لغزش از رابطه (۷-۱۳) محاسبه می‌شود.



زمانی که در خاک بهسازی نشده پشت خاک بهسازی شده روانگرایی رخ دهد، فشارهای استاتیکی و دینامیکی خاک بهسازی نشده روی پشت خاک بهسازی شده، همان طوری که در شکل (۴۳-۵) نشان داده شده است وارد می شود. فشار استاتیکی از افزودن فشار استاتیک آب به فشار خاک با ضریب فشار خاک $1/0$ محاسبه می شود. فشار دینامیکی با استفاده از رابطه (۱۴-۱۵) و (۱۴-۱۶) از بخش ۲، بند (۴-۴) فشار دینامیک آب در هنگام زلزله، محاسبه می گردد. وزن واحد حجم آب در روابط (۱۴-۱۵) و (۱۴-۱۶) باید با وزن واحد حجم اشباع جایگزین شود.

$$F_s = \frac{R_1 + R_2 + P_{w1}}{H_1 + H_2 + P_h + P_{w2}} \quad (13-7)$$

که در آن:

$$P_{w1} = (1/2) \gamma_w h_1^2$$

$$P_{w2} = (7/12) k \gamma_w h_1^2$$

$$H_1 = kW_1$$

$$H_2 = kW_2$$

$$P_h = (1/2) \gamma h_2^2 + (7/12) k \gamma h_2^2$$

$$P_v = P_h \tan \epsilon$$

$$R_1 = f_1 W_1'$$

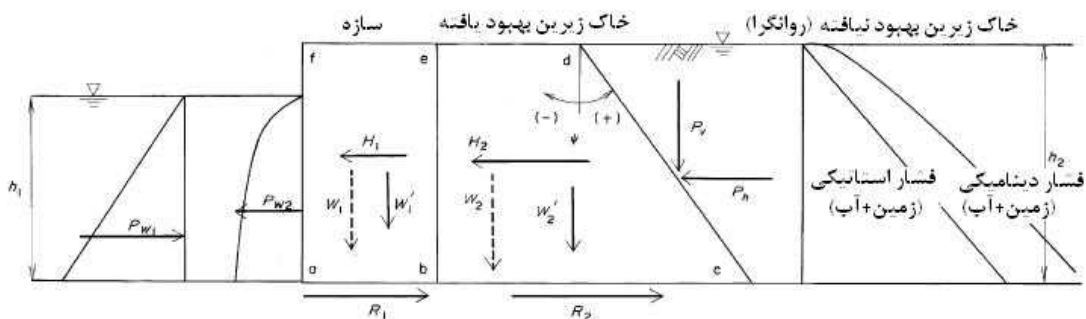
$$R_2 = f_2 \left\{ W_2' + \left[P_v - (1/2) \gamma_w h_2^2 \tan \epsilon \right] \right\} \quad (\text{زمانی که لایه زیر خاک بهسازی شده، خاک ماسه ای باشد})$$

$$R_2 = c l_{bc} \quad (\text{زمانی که لایه زیر خاک بهسازی شده، خاک چسبنده باشد})$$

: زاویه پشت زمین بهسازی شده (cd) نسبت به افق (درجه) (مثبت در جهت خلاف حرکت عقربه ساعت؛ علامت

در شکل (۴۳-۵) مثبت است)

سایر نشانه ها همانند حالت (۱) هستند.



شکل ۴۳-۵ - نیروهای خارجی زمانی که خاک بهسازی شده روانگرا می شود (جلوگیری از روانگرایی)

که در آن:

H_1 نیروی زلزله وارده بر سازه ($abef$) (kN/m)

H_2 نیروی زلزله وارده بر خاک زیرین بهسازی شده ($bcde$) (kN/m)



P_{w1} : فشار آب استاتیکی وارد بر جلوی سازه (kN/m)

P_{w2} : فشار آب دینامیکی وارد بر جلوی سازه (kN/m)

P_H : مولفه افقی بر آینه نیروهای حاصل از فشار استاتیکی و دینامیکی خاک روانگرا شده که پشت خاک بهسازی شده زیرین عمل می‌کند (cd) (kN/m)

P_V : مولفه عمودی بر آینه نیروهای حاصل از فشار استاتیکی و دینامیکی خاک روانگرا شده که پشت خاک بهسازی شده زیرین عمل می‌کند (cd) (kN/m)

W_1 و W_2 : وزن سازه ($abef$) و وزن خاک بهسازی شده زیرین ($bcde$) (شناوری به علت نیروی فشار استاتیک در نظر گرفته نشده است) (kN/m)

W_1 و W_2 : وزن موثر سازه ($abef$) و خاک بهسازی شده ($bcde$) (با در نظر گرفتن شناوری) (kN/m)

R_1 : اصطکاک مقاوم در کف سازه (ab) (kN/m)

R_2 : اصطکاک مقاوم در کف خاک بهسازی شده (bc) (kN/m)

ب) مطالعه پایداری در مقابل شکست لغزشی دایره‌ای

پایداری در مقابل شکست لغزشی دایره‌ای باید طبق بند (۶-۲-۱) تحلیل شیب با بکارگیری روش صفحه لغزش دایره‌ای، صورت گیرد.

۷-۸- فشار محرک خاک مواد ژئوتکنیکی سفت شده

۷-۸-۱- گستره کاربرد

این بخش اصول طراحی برای محاسبات فشار محرک خاک به هنگام استفاده از مواد ژئوتکنیکی که به وسیله پایدارکننده‌هایی مانند سیمان سفت می‌شود را بررسی می‌نماید.

مواد ژئوتکنیکی سفت شده بررسی شده در این بخش شامل موادی که به طور طبیعی سخت می‌شوند و موادی که به طور مصنوعی با استفاده از سیمان یا پایدارکننده‌های دیگر سخت می‌شوند می‌باشد. فهرستی از موادی که تا به امروز تولید شده در ذیل ارائه شده است و انواع این مواد در آینده افزایش خواهد یافت.

(۱) خاک پیش مخلوط شده (خاک بهسازی شده به روش پیش اختلاط)

(۲) خاک بهسازی شده کم وزن

(۳) خاک مخلوط شده با سیمان (غیر از دو مورد بالا)

(۴) خاکستر زغال سنگ سخت شده

(۵) خاکستر زغال سنگ خود سخت‌شونده

(۶) مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای استفاده شده در حالت سفت شده



۷-۸-۲- فشار محرک خاک

۷-۸-۲-۱- خطوط کلی

نکات فنی

- (۱) هنگام استفاده از مواد ژئوتکنیکی سفت شده، خصوصیات مواد و حرکت زلزله باید به طور دقیق برای محاسبات فشار خاک روی سازه بررسی شود.
- (۲) در محاسبه فشار محرک خاک حین زلزله، می‌توان بطور عمومی از روش ضریب زلزله استفاده کرد. وقتی مطالعه دقیق فشار خاک حین زلزله ضروری باشد، روش تحلیل پاسخ و سایر روش‌های مشابه قابل استفاده خواهد بود. روش‌های محاسباتی فشار خاک با استفاده از ضریب زلزله و با در نظر گرفتن خصوصیات مواد در این بخش توضیح داده شده است.
- (۳) به طور کلی، وقتی مواد ژئوتکنیکی سفت شده دارای چسبندگی زیاد باشند، روانگرایی در خاک بهسازی شده در نظر گرفته نمی‌شود. اگر مقاومت فشاری تک محوری q_u بیش از ۵۰ تا ۱۰۰ (kN/m^2) باشد می‌توان از ایجاد فشار حفره‌ای اضافی آب درون خاک بهسازی شده زیرین در حین زلزله صرف‌نظر کرد، هر چند این موضوع به بزرگای نیروهای زلزله نیز بستگی دارد.

۷-۸-۲-۲- پارامترهای مقاومت

نکات فنی

روش‌های تعیین پارامترهای مقاومت برای مواد ژئوتکنیکی به نوع مواد مصرفی بستگی دارد. چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی باید با توجه به خصوصیات مواد مصرفی تعیین شوند به طور کلی خاک بهسازی شده به روش اختلاط عمیق، و خاک بهسازی شده کم وزن و خاکستر زغال سنگ سفت شده مواد چسبنده می‌باشند. خاک پیش مخلوط شده، هم چسبندگی و هم زاویه اصطکاک داخلی دارد. مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای، خاک دانه‌ای محسوب می‌شود که دارای زاویه اصطکاک داخلی است ولی در مواردی که سفت شدن به خوبی انجام گیرد، می‌توان برای آن چسبندگی نیز در نظر گرفت.

۷-۸-۲-۳- محاسبه فشار فعال خاک

نکات فنی

- (۱) به طور کلی، فشار خاک را می‌توان با توجه به تمهیدات بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، ارزیابی نمود. اصول محاسبات فشار خاک را می‌توان همان اصول مونونابه- آکابه در نظر گرفت. در این روش، فشار خاک از طریق تعادل نیروها با توجه به اصل کولن برای فشار خاک و با در نظر گرفتن این نکته که خاک زیرین به هنگام شکست شکل گوه به خود می‌گیرد، محاسبه می‌شود.
- (۲) اگر چه عوامل زیادی در رابطه با فشار خاک حین زلزله بویژه در خاک اشباع مجهول باقی مانده است، از اصول فشار خاک بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، مورد استفاده قرار گرفته تاکنون، نتایج قابل قبول حاصل شده است.



۳) برای موادی که هم زاویه اصطکاک داخلی و هم چسبندگی C دارند، از رابطه (۷-۱۴) که از بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، برگرفته شده است می‌توان استفاده کرد (شکل ۵-۴۴).

$$P_{ai} = \left\{ \begin{aligned} & \left(\frac{(\sum \chi_i h_i) \cos(\mathbb{E} - S)}{\cos \mathbb{E}} + w \right) \frac{\sin(\alpha_i - \omega_i + \eta) \cos(\mathbb{E} - \alpha_i)}{\cos \eta \cos(\mathbb{E} - \alpha_i + \omega_i + u) \sin(\alpha_i - S)} \\ & - \frac{c_i \cos(\mathbb{E} - \alpha_i) \cos \omega_i}{\cos(\mathbb{E} - \alpha_i + \omega_i + u) \sin(\alpha_i - S)} \\ & 2' \alpha_i = \mathbb{E} + \omega_i - \alpha_i + 90^\circ \\ & \alpha_i = \tan^{-1} \frac{B_i C_i + A_i \sqrt{B_i^2 - A_i^2 + C_i^2}}{B_i^2 - A_i^2} \\ & A_i = \sin(u + S + \eta) \\ & B_i = \sin(\mathbb{E} + \omega_i + u - S) \cos \eta - [\sin(\mathbb{E} - \omega_i + \eta) \cos(u + S)] \\ & \quad + \frac{2c_i \cos(\mathbb{E} - S) \cos \omega_i \cos(u + S) \cos \eta}{\frac{(\sum \chi_i h_i) \cos(\mathbb{E} - S)}{2 \cos \mathbb{E}} + w} \\ & C_i = \sin(\mathbb{E} + \omega_i + u - S) \sin \eta + [\sin(\mathbb{E} - \omega_i + \eta) \sin(u + S)] \\ & \quad - \frac{2c_i \cos(\mathbb{E} - S) \cos \omega_i \sin(u + S) \cos \eta}{\frac{(\sum \chi_i h_i) \cos(\mathbb{E} - S)}{2 \cos \mathbb{E}} + w} \end{aligned} \right. \quad (14-7)$$

که در آن:

P_{ai} : فشار محرک خاک وارده بر دیوار توسط لایه i (kN/m^2)

c_i : چسبندگی خاک در لایه i (kN/m^2)

α_i : زاویه اصطکاک داخلی در لایه i (درجه)

η : وزن واحد حجم لایه خاک i (kN/m^3)

h_i : ضخامت لایه i (متر)

: زاویه دیوار نسبت به قائم (درجه)

: زاویه سطح زمین نسبت به افق (درجه)

: زاویه اصطکاک دیوار (درجه)

α_i : زاویه سطح شکست لایه i با افق (درجه)

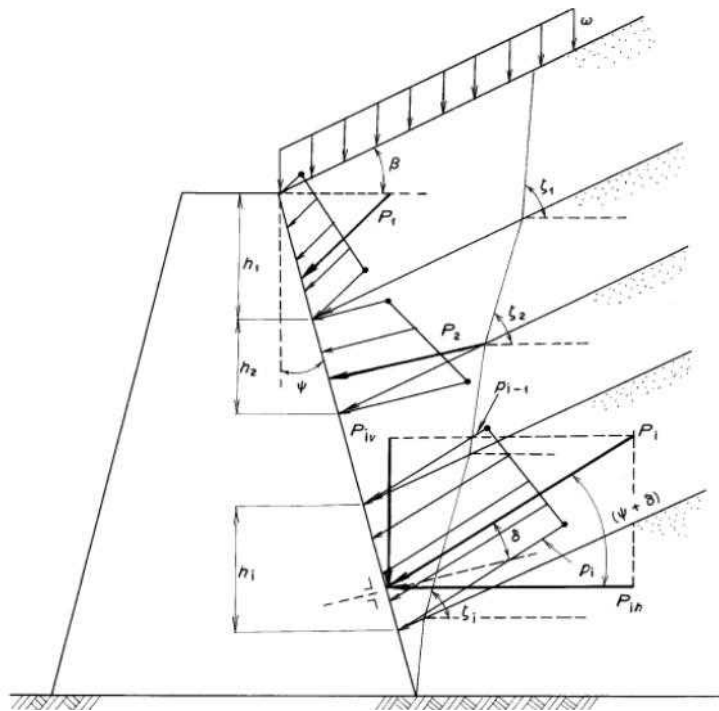
w : سربار در واحد مساحت سطح زمین (kN/m^2)

: زاویه برآیند زلزله (درجه)، $k = \tan^{-1} k$ یا $k = \tan^{-1} k$

k : ضریب زلزله

k : ضریب ظاهری زلزله





شکل ۵-۴۴- فشار خاک

۴) رابطه (۷-۱۴) نوع گسترش یافته رابطه اکابه می باشد. این گسترش به دشواری روابطی که اکابه برای تعادل این نیروها حل نمود نمی باشد. به هر صورت وقتی که خاک کاملاً دانه‌ای بدون چسبندگی یا کاملاً چسبنده بدون زاویه اصطکاک داخلی باشد، این روابط با بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، همخوانی دارند.

۵) فشار خاک و زاویه سطح شکست برای هر لایه خاک با خصوصیات مختلف، باید در حالی که توزیع فشار خاک و خط شکست در هر لایه به صورت خطی در نظر گرفته می شود محاسبه گردد. در بعضی مواقع درون هر لایه خاک، فشار خاک و خط شکست زمانی که برای زیر لایه‌های مجزا محاسبه می شود، به صورت منحنی در می آید که این موضوع متضاد فرض اصلی اکابه مبنی بر خطی بودن لغزش بر اساس فشار خاک کولن می باشد.

۶) هنگام استفاده از رابطه بالا، باید وجود ترک با در نظر گرفتن خصوصیات مواد ژئوتکنیکی مورد استفاده را مد نظر قرار داد.

۷-۸-۲-۴- حالت ناحیه محدود بهسازی

نکات فنی

۱) هنگامی که مساحت ناحیه بهسازی توسط مواد ژئوتکنیکی سخت شده محدود بوده و رابطه مونونابه- اکابه به راحتی قابل استفاده نباشد، فشار خاک باید توسط روش مناسبی که اجازه دهد اثر ناحیه بهسازی شده تعیین شود، ارزیابی گردد. وقتی ناحیه بهسازی شده محدود باشد، می توان به وسیله روش قطعات آن را ارزیابی نمود. در این روش برای محاسبه فشار خاک، سطح لغزشی، پشت یک سازه فرض می شود و توده خاک ساندویچ شده بین سطح لغزش و سطح دیوار به وسیله صفحات قائم به قطعاتی تقسیم شده و فشار خاک از تعادل نیروها بین وزن، شناوری، نیروی برشی در امتداد سطح لغزش و

نیروی زلزله مربوط به هر قطعه محاسبه می‌شود. علی‌رغم اینکه صفحه شکست اصلی خاک زیرین کاملاً واقعی نیست این روش را در نبود روش‌های مناسب دیگر می‌توان به کار برد.

(۲) خصوصیات محاسبات فشار خاک با استفاده از روش قطعات در این جا توضیح داده می‌شود:

(الف) در خاک زیرین نیمه بینهایت و چند لایه، فشار خاک به دست آمده از این روش تقریباً با بخش ۲، فصل ۱۴، فشار خاک و فشار آب، مطابقت دارد.

(ب) در خاک محدود چند لایه، فشار خاک محاسبه شده با اصل مونونابه- اکابه برای فشارخاک مطابقت دارد.

(پ) وقتی خاک زیرین دانه‌ای باشد، زاویه اصطکاک دیوار ۱۵ درجه در نظر گرفته می‌شود. وقتی خاک زیرین چسبنده باشد این زاویه صفر است.

(ت) نقطه اثر برآیند فشار خاک قابل محاسبه نیست. بنابراین روش زیر برای تعیین این نقطه اثر استفاده می‌شود:

(۱) برآیند فشار خاک در دو نقطه در امتداد دیوار که فاصله آن‌ها به میزان کافی کوچک باشد به دست می‌آید.

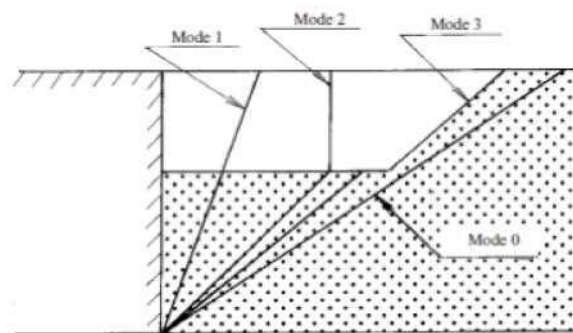
(۲) شدت فشار خاک بین دو نقطه با تقسیم اختلاف دو برآیند فشار خاک بر فاصله دو نقطه به دست می‌آید.

(۳) فرآیند ۱ و ۲ برای کل ارتفاع دیواره تکرار شده و بنابراین توزیع فشار خاک به دست می‌آید.

(۴) نقطه اثر نیرو از روی توزیع فشار خاک محاسبه می‌شود.

(ت) در بعضی مواقع شکل (مود) شکست در زمان محاسبه توزیع فشار خاک در جهت قائم با شکل شکست برای محاسبه برآیند فشار خاک به عنوان یک واحد در تضاد است. در این حالت برای تعیین توزیع فشار خاک استفاده شده در طراحی، دقت لازم است.

(ث) با روش قطعات سه حالت شکست بررسی می‌شود (شکل ۵-۴۵).



شکل ۵-۴۵- سه حالت شکست در روش قطعه

حالت ۱: وقتی سطح لغزش یکنواخت در کل خاکریز پشت دیوار تشکیل می‌شود (حالت مقاومت برشی).

حالت ۲: وقتی ترک‌های به سمت پایین تا کف لایه خاک سفت شده به وجود می‌آید (حالت شکست ترک).

حالت ۳: وقتی صفحه گسیختگی در امتداد گوشه خط محدوده سفت شدن ایجاد می‌شود (حالت مقاومت اصطکاکی)

تذکر: در حالت ۱ در صورتی که سطح گسیختگی از توده سخت شده نمی‌گذرد، به آن حالت صفر گفته می‌شود.



ج) توزیع فشار خاک با فرض این که اختلاف بین برآیند فشارهای خاک در اعماق مجاور، فشار خاک مربوط به آن عمق می باشد محاسبه می گردد.

۷-۹- روش تراکم توسط شمع ماسه‌ای

۷-۹-۱ اصول طراحی

طراحی تراکم توسط شمع ماسه‌ای برای متراکم کردن خاک ماسه‌ای باید به طور مناسب پس از مطالعه خصوصیات خاک زیرین، روش‌های ساخت‌وساز و مطالعه سوابق ساخت‌وسازهای پیشین و نتایج آزمایش‌های انجام شده صورت پذیرد.

نکات فنی

۱) منظور از بهسازی

منظور از بهسازی خاک ماسه‌ای شل (الف) افزایش مقاومت در مقابل روانگرایی (ب) کاهش نشست (پ) بهبود پایداری شیب یا ظرفیت باربری می باشد.

۲) تراکم لایه عمیق

لرزاندن یا متراکم کردن از سطح زمین معمولاً برای متراکم کردن لایه‌های عمیق ماسه‌ای موثر نبوده و روش بهسازی مورد استفاده معمولاً راندن شمع‌های ماسه‌ای یا شنی و میله‌های لرزان در لایه عمیق ماسه‌ای شل می باشد.

۷-۹-۲ حجم ماسه مورد نیاز

طراحی حجم ماسه مورد نیاز باید به طور مناسب با در نظر گرفتن خصوصیات خاک زیرین، چگالی مورد نیاز و مقادیر N صورت گیرد.

نکات فنی

۱) ماسه مورد نیاز از رابطه زیر به دست می آید.

$$v = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \quad (15-7)$$

که در آن:

e درصد تخلخل طراحی خاک بهسازی شده (بین شمع‌های ماسه‌ای)

e_0 درصد تخلخل خاک اصلی

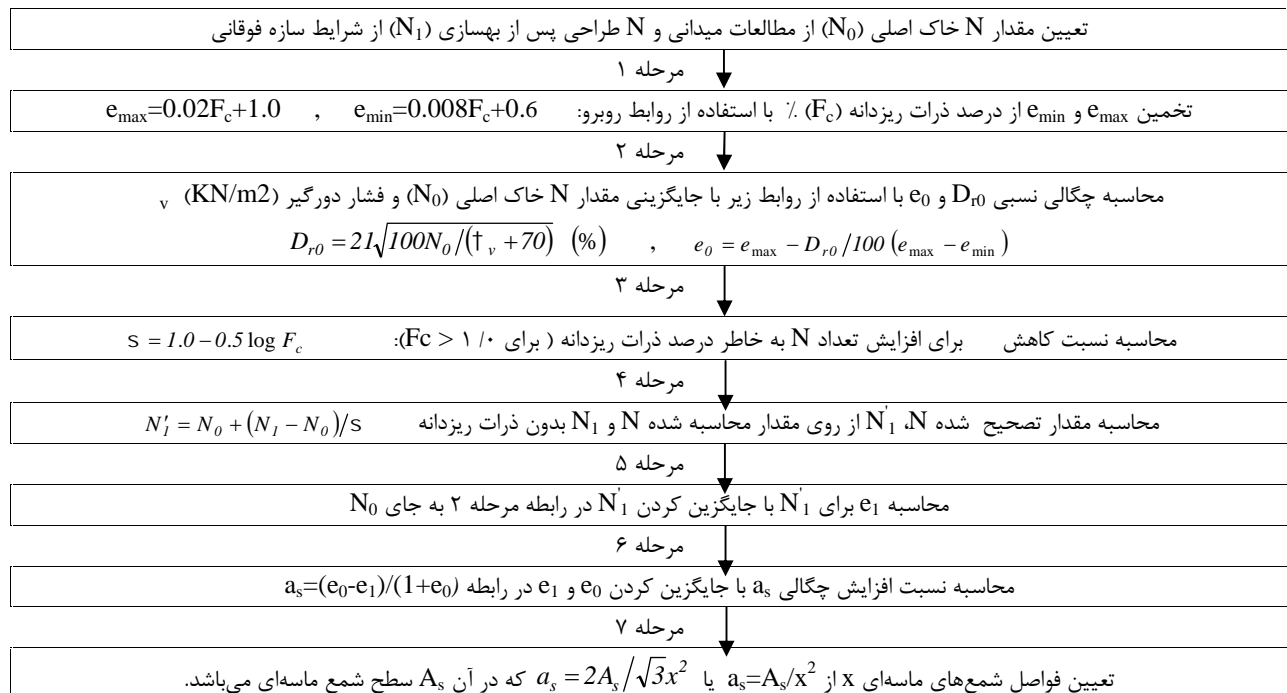
v حجم ماسه مورد نیاز در واحد حجم خاک اولیه (m^3/m^3)

۲) مقدار N پس از بهسازی، به میزان قابل توجهی از مقدار N خاک اصلی و حجم ماسه استفاده شده و همچنین منحنی دانه‌بندی خاک اصلی و فشار سربار تاثیر می پذیرد. به طور خاص اثر بهسازی ممکن است در خاک زیرین با افزایش درصد

ذرات ریزدانه کوچکتر از $m-75$ (F_c) کاهش یابد. بنابراین نسبت کاهش ناشی از درصد ذرات ریزدانه باید در طراحی بر اساس شکل (۵-۴۶) در نظر گرفته شود.

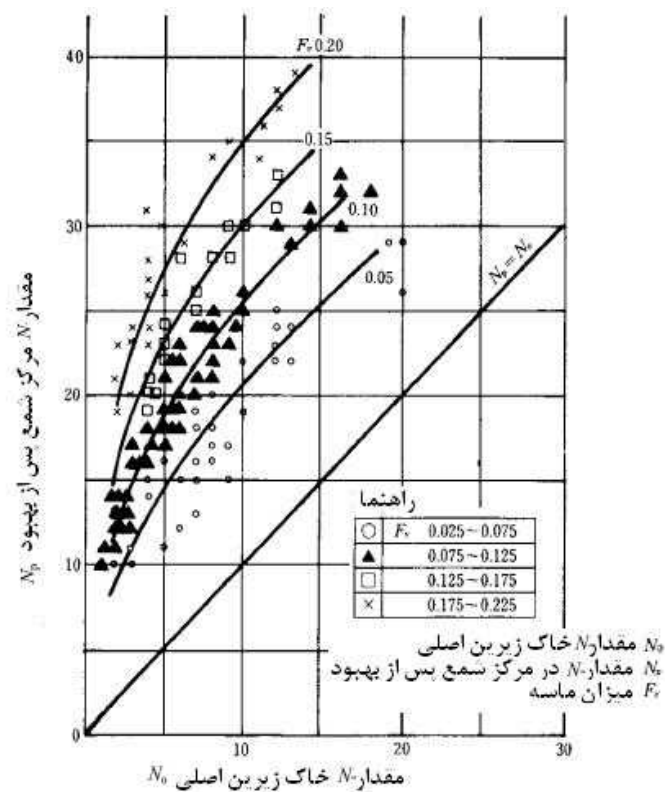
۳) طراحی برای تراکم خاک ماسه‌ای شل به روش لرزه‌ای را می‌توان بر اساس سوابق موارد مشابه انجام داد. طراحی برای سایر روش‌های تراکم به صورت مشابه در صورت در دسترس بودن داده میسر است.

۴) برای بهسازی خاک زیرین ماسه‌ای شل که حاوی ۲۰٪ یا کمتر ذرات ریزدانه باشد نرخ ماسه مصرفی (F_v) را می‌توان از سوابق گذشته روی مقادیر N خاک اصلی و مقدار N مورد نیاز محاسبه نمود که رابطه بین مقادیر N خاک اصلی (N_0) و مقادیر آن برای زمین بهسازی شده در وسط شمع ماسه‌ای (N_p) با پارامتر نرخ ماسه مصرفی F_v در شکل (۵-۴۷) نشان داده شده است. به طور مشابه مقادیر N خاک بهسازی شده در مکان میانی بین شمع ماسه‌ای (N_1) در شکل (۵-۴۸) نشان داده شده است. این نمودارها از روی بررسی مطالعات موردی بر ساخت‌وسازهای زمینی به دست آمده است.

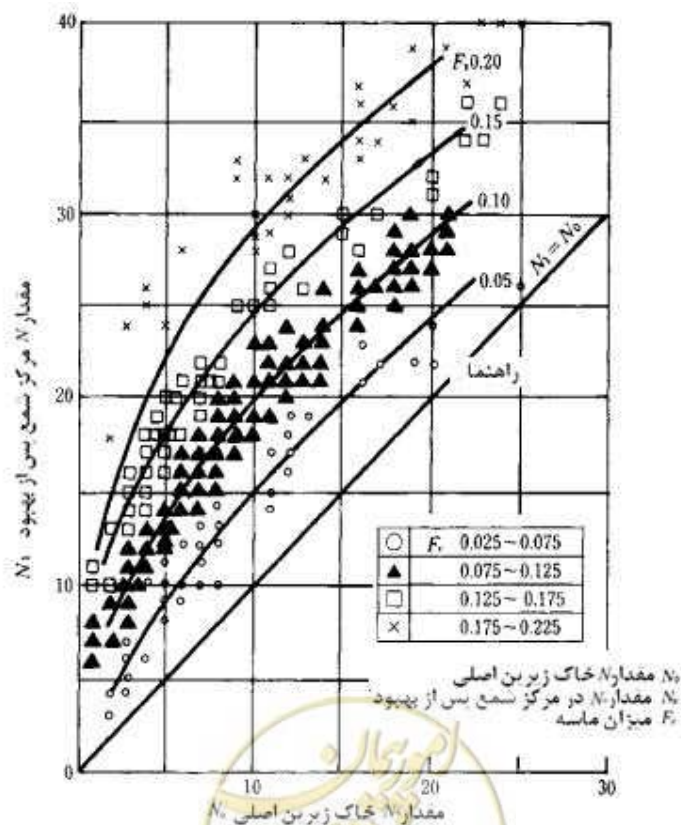


شکل ۵-۴۶- فرآیند طراحی برای روش تراکم توسط شمع ماسه‌ای





شکل ۵-۴۷- رابطه بین مقادیر N خاک زیرین اصلی (N_0) و مقادیر N در مرکز شمع پس از بهسازی (N_p) (ذرات ریزدانه کمتر از ۰.۲٪)



شکل ۵-۴۸- رابطه بین مقادیر N خاک زیرین اصلی (N_0) و مقادیر N در مکان میانی پس از بهسازی (N_1) (ذرات ریزدانه کمتر از ۰.۲٪)

۷-۹-۳- طراحی بر اساس اجرای آزمایشی

وقتی سوابق قابل اعتماد قبلی موجود نبوده و یا زمانی که درصد لای خاک زیاد باشد، باید قبل از طراحی بهسازی خاک ماسه‌ای اجرای آزمایشی انجام شود. اجرای آزمایشی باید با توجه و درک کامل از درجه تراکم مورد نیاز محاسبه شده توسط نسبت تخلخل، قابلیت کارکرد واقعی و سایر عوامل صورت گیرد.

۷-۱۰- روش تراکم متوسط شمع ماسه‌ای (برای خاک‌های چسبنده)

۷-۱۰-۱- اصول طراحی

۷-۱۰-۱-۱- گستره کاربرد

روش توصیف شده در این بخش، برای بهسازی خاک زیرین چسبنده زیر سازه‌های ثقلی مثل موج‌شکن، دیوار ساحلی و خاکریز مناسب است.

۷-۱۰-۱-۲- مفاهیم پایه

خاک بهسازی شده به روش تراکم متوسط شمع ماسه‌ای یک خاک ترکیبی از رانش شمع ماسه‌ای درون خاک چسبنده نرم است. بنابراین طراحی باید با در نظر گرفتن ترکیب طبیعی خاک زیرین و اثر اجرا روی آن صورت گیرد.

۷-۱۰-۲- مقاومت و نفوذپذیری شمع‌های ماسه‌ای

شمع‌های ماسه‌ای باید دارای مقاومت و نفوذپذیری مناسب باشند.

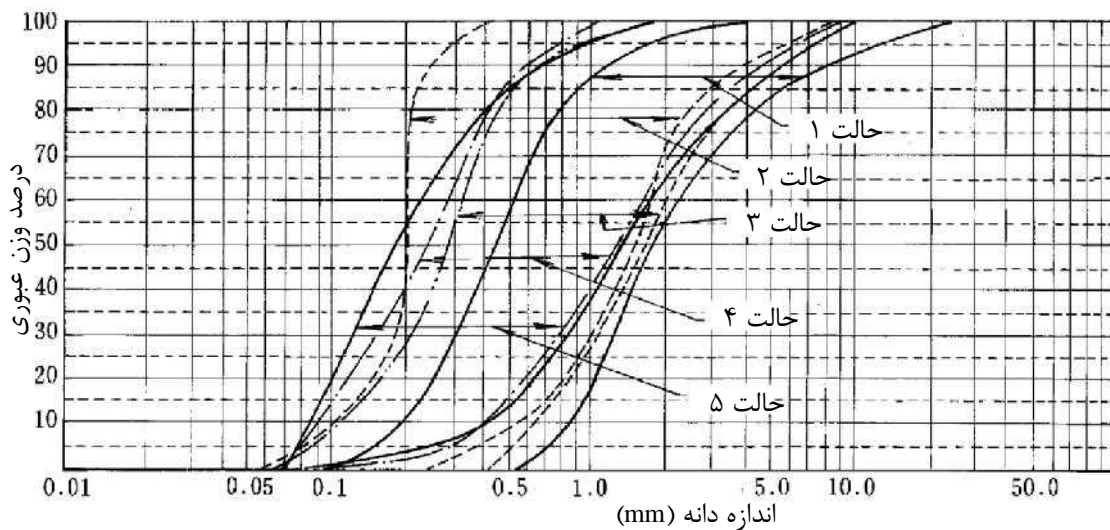
تفسیر

مواد شمع ماسه‌ای باید نفوذپذیری بالا، درصد ذرات ریزدانه کم (کمتر از $m \sim 75$)، دانه‌بندی خوب، قابلیت تراکم و مقاومت خوب و قابلیت آسان خارج شدن از جداره را در هنگام اجرا داشته باشد. وقتی قرار باشد شمع‌های ماسه‌ای با نسبت مساحت تعویض کوچک به عنوان شمع‌های زهکش برای شتاب دادن به تحکیم خاک رس عمل کنند، نفوذپذیری شمع ماسه‌ای و جلوگیری در گرفتگی در آنها اهمیت دارد. الزامات نفوذپذیری در حالتی که نسبت مساحت تعویض بزرگ باشد، اهمیت نسبتاً کمتری دارد و بنابراین مواد شمع ماسه‌ای باید با توجه به نسبت مساحت جابجایی و منظور بهسازی انتخاب شود.

نکات فنی

هیچ نوع مشخصاتی برای مواد مورد استفاده در شمع‌های ماسه‌ای موجود نبوده و هر نوع ماسه که در اطراف محل اجرا یافت شود و شرایط ذکر شده در تفسیر را ارضا نماید از نظر اقتصادی قابل استفاده است و شکل (۵-۴۹) چند نمونه از ماسه به کار رفته در گذشته را نشان می‌دهد. اخیراً ماسه با ذرات ریزدانه اندکی بیشتر نیز مورد استفاده قرار گرفته است.





شکل ۵-۴۹- نمونه های منحنی دانه بندی برای ماسه استفاده شده در تراکم با شمع ماسه ای

۷-۱۰-۳- مقاومت برشی خاک بهسازی شده

مقاومت برشی خاک بهسازی شده باید متناسب با روش تحلیل پایداری و نسبت سطح جایگزین تعیین شود.

نکات فنی

(۱) رابطه مقاومت برشی خاک زیرین بهسازی شده

چندین رابطه برای محاسبه مقاومت برشی خاک بهسازی شده که از شمع ماسه ای و خاک چسبنده تشکیل شده، پیشنهاد گردیده است که رابطه (۷-۱۶) بیشتر از همه مورد استفاده قرار می گیرد (بدون در نظر گرفتن نسبت مساحت تعویض) (به شکل (۵-۵۰) مراجعه شود).

$$\dagger = (I - a_s)(c_0 + kz + U\dagger_z - \sim_c Uc/UpU) + (\chi_s z + \sim_s U\dagger_z) a_s \tan w_s \cos^2 \mu \quad (7-16)$$

که در آن:

a_s نسبت مساحت تعویض شمع ماسه ای (مساحت سطح مقطع شمع ماسه ای تقسیم بر مساحت سطح مقطع موثر بهسازی شده با شمع ماسه ای)

c_0 مقاومت برشی زهکشی نشده در $z=0$ (kN/m^2)

$c_0 + kz$ مقاومت برشی زهکشی نشده رس در خاک طبیعی (kN/m^2)

k نرخ افزایش در مقاومت برشی با عمق (kN/m^3)

n نسبت مشارکت تنش ($n = U\dagger_s / U\dagger_c$)

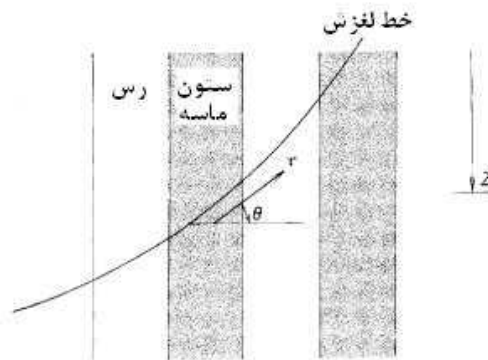
U : درجه تحکیم متوسط

z : مختصات قائم (متر)

: مقاومتی برشی متوسط خاک بهسازی شده واقع در سطح لغزش (kN/m^2)

μ_s : ضریب تمرکز تنش در شمع ماسه ای ($\sim_s = U\dagger_s / U\dagger_z = n / [I + (n - I)a_s]$)

- μ_c : ضریب کاهش تنش در بخش رسی ($\mu_c = U\tau_c / U\tau_z = I/[I+(n-I)a_s]$)
- s : وزن واحد حجم شمع ماسه‌ای (وزن واحد حجم موثر زیر سطح آب زیرزمینی) (kN/m^3)
- c : وزن واحد حجم خاک چسبنده (یا وزن واحد حجم و تزویر سطح آب زیرزمینی) (kN/m^3)
- s : زاویه اصطکاک داخلی ماسه درون شمع (درجه)
- s : زاویه خط لغزش با افق (درجه)
- z : میانگین افزایش تنش قائم حاصل از نیروهای خارجی در سطح لغزش (kN/m^2)
- s : میانگین افزایش تنش قائم حاصل از نیروهای خارجی در شمع ماسه‌ای در سطح لغزش (kN/m^2)
- c : میانگین افزایش تنش قائم حاصل از نیروهای خارجی در بخش‌های رسی بین شمع‌های ماسه‌ای در سطح لغزش (kN/m^2)
- c/p : نسبت افزایش مقاومت خاک چسبنده در خاک زیرین اصلی



شکل ۵-۵- مقاومت برشی در مخلوط خاک

۲) پارامترهای طراحی

پارامترهای طراحی مورد استفاده قرار گرفته در رابطه (۷-۱۶) تا حدودی در مطالعات موردی گذشته متغیر بوده است که باید توسط بررسی مقاومت خاک اصلی، ضریب اطمینان، روش‌های محاسباتی (به بند (۷-۱۰-۴) تحلیل پایداری، مراجعه شود) و سرعت ساخت‌وساز تعیین شود. مقادیر زیر، مقادیر استاندارد نسبت مشارکت تنش و زاویه اصطکاک داخلی که از مطالعات موردی روی طراحی‌های قبلی و سوابق ساخت‌وسازهای قبلی و رابطه (۷-۱۶) به دست آمده است، می‌باشد.

زمانی که a_s مساوی یا بیشتر از ۰/۷ باشد، عبارت اول طرف راست رابطه (۷-۱۶) قابل صرف‌نظر کردن است، یا اینکه ناحیه بهسازی شده اغلب به عنوان یک خاک ماسه‌ای یکنواخت با 30° در نظر گرفته می‌شود.

$$a_s \leq 0.4: n = 3, w_s = 30^\circ$$

$$0.4 \leq a_s \leq 0.7: n = 2, w_s = 30^\circ$$

$$a_s \geq 0.7: n = 1, w_s = 35^\circ$$



۷-۱۰-۴- تحلیل پایداری

تحلیل پایداری شیب باید توسط تحلیل مناسب صفحه لغزش دایره‌ای، با در نظر گرفتن سوابق اجرایی قبلی انجام پذیرد.

تفسیر

روش اصلاح شده فلنیوس معمولاً برای تحلیل سطح لغزش دایره‌ای و ارزیابی پایداری خاک بهسازی شده توسط شمع ماسه‌ای استفاده می‌شود. در این روش، خاک زیرین و سازه فوقانی به یک سری قطعات تقسیم شده و تنش قائم روی صفحه لغزش بدون در نظر گرفتن نیروی وارده بر صفحات قائم قطعات محاسبه می‌شود. یعنی فرض می‌شود تنها نیروهای خارجی وارد بر قطعات در تنش قائم روی صفحات لغزش سهمی دارند که در این قسمت، این روش «روش قطعات» نامیده می‌شود. در خاک واقعی، تنش حاصل از نیروهای خارجی تا اندازه‌ای توزیع خواهد شد که برای در نظر گرفتن اثر این توزیع تنش در تحلیل پایداری با استفاده از سطح لغزش دایره‌ای، افزایش تنش قائم σ_v در یک نقطه دلخواه روی سطح لغزش را می‌توان با استفاده از رابطه بوسینسک به دست آورد که بنابراین برای استفاده در روش فلنیوس اصلاح شده، اعمال می‌گردد. در اینجا، این روش «روش توزیع تنش» نامیده می‌شود. هر دو روش قطعات یا روش توزیع تنش برای تحلیل پایداری خاک بهسازی شده توسط تراکم با شمع ماسه‌ای قابل استفاده است.

نکات فنی

در مطالعات موردی که در آن رابطه (۷-۱۶) استفاده شده است، ضریب اطمینانی برابر ۱/۲ تا ۱/۴ انتخاب شده است که در بررسی پایداری طی اجرا نیز همین ضریب اطمینان انتخاب می‌شود. مقدار محاسبه شده ضریب اطمینان تا حد زیادی به پارامترهای مقاومت برشی و رابطه انتخاب شده وابسته می‌باشد، بنابراین ترکیب یک رابطه محاسباتی و پارامترهای طراحی باید از طریق مطالعه داده‌های موجود در طراحی‌های قبلی و سوابق ساخت‌وساز به طور مناسب تعیین شود.

۷-۱۰-۵- مطالعه تحکیم

تحکیم خاک بهسازی شده باید با توجه به خصوصیات خاک ترکیبی مطالعه شود.

تفسیر

تحکیم خاک بهسازی شده توسط روش تراکم با شمع ماسه‌ای به روش مشابه زهکش ماسه‌ای با در نظر گرفتن دو نکته زیر قابل محاسبه است. در طراحی روش زهکش ماسه‌ای، قطر و فاصله شمع‌های ماسه‌ای (در تراکم با شمع‌های ماسه‌ای این مورد به صورت نسبت مساحت تعویض، تعریف شده است) را می‌توان با طول دوره ساخت‌وساز و صرف‌نظر کردن از اثر شمع ماسه‌ای در پایداری خاک تعیین نمود. در طراحی روش تراکم با شمع ماسه‌ای ارزیابی تحکیم خاک بهسازی شده پس از تعیین نسبت مساحت تعویض با تحلیل پایداری، انجام می‌گیرد، زیرا نسبت مساحت تعویض در پایداری خاک زیرین سهم به سزا داشته و تحکیم معمولاً،



در یک مدت زمان کوتاه صورت می‌گیرد. نکته دیگر این است که نشست زمین ممکن است کاهش یافته و نرخ تحکیم در مقایسه با روش زهکش ماسه‌ای به دلیل تمرکز تنش در شمع‌های ماسه‌ای در روش تراکم با شمع ماسه‌ای، تغییر کند.

نکات فنی

(۱) محاسبات تحکیم

نشست نهایی خاک بهسازی شده S_f و نشست نهایی خاک زیرین اصلی S_{f0} به وسیله روابط زیر قابل محاسبه است.

$$S_f = v_z H = s S_{0f} \quad (17-7)$$

$$S_{0f} = m_v U_p H \quad (18-7)$$

که در آن:

H ضخامت لایه تحکیم (متر)

m_v ضریب تراکم حجمی خاک زیرین (m^2/kN)

نسبت نشست خاک بهسازی شده به خاک اصلی: S_f / S_{0f}

z : کرنش قائم

p : فشار تحکیم میانگین (kN/m^2)

تحکیم خاک بهسازی شده به روش زیر قابل محاسبه است:

الف) محاسبه رابطه بین درجه تحکیم و زمان طی شده از روش توصیف شده در بند (۷-۳) روش زهکشی قائم برای قطر، فاصله و آرایش شمع ماسه‌ای، به دست آمده از نسبت مساحت تعویض تعیین شده از تحلیل پایداری.

ب) محاسبه نشست نهایی خاک بهسازی شده با ضرب نشست نهایی محاسبه شده خاک اصلی در نسبت نشست .

پ) محاسبه رابطه بین زمان و نشست. افزایش مقاومت برشی رس بین شمع‌های ماسه‌ای ناشی از تحکیم، c از رابطه زیر به دست می‌آید (همان طوری که در اولین عبارت سمت راست رابطه (۷-۱۶) نشان داده شده است):

$$Uc = Ut_z - c (Uc/U_p)U \quad (19-7)$$

در محاسبه، باید تصحیحی برای ضریب تحکیم به دست آمده از آزمایش‌های تحکیم و انتخاب مناسب نسبت نشست

و ضریب کاهش تنش μ_c با توجه به سوابق گذشته در نظر گرفت.

(۲) مقایسه بین نشست محاسبه شده و اندازه‌گیری‌های میدانی

نشست نهایی خاک بهسازی شده از ضرب نشست نهایی پیش‌بینی شده خاک اصلی در نسبت نشست مطابق

رابطه (۷-۱۷) به دست می‌آید. نسبت نشست نهایی معمولاً به صورت مشابه ضریب کاهش تنش μ_c نشان داده

می‌شود. شکل (۵-۵) مقایسه بین نسبت شکست محاسبه شده و داده‌های اندازه‌گیری شده در محل را نشان می‌دهد.

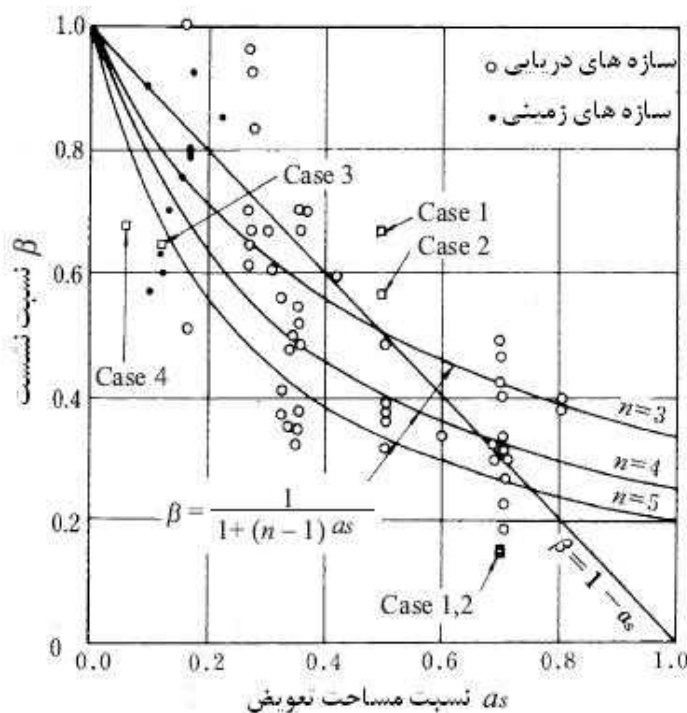
مقدار از اندازه‌گیری‌های در محل که روی نمودار رفته به دست می‌آید و به صورت نسبت نشست نهایی خاک بهسازی

شده (که توسط تقریب رابطه زمان- نشست با منحنی هیپربولیک تخمین زده می‌شود) به مقدار محاسبه شده برای نشست

نهایی خاک اصلی تعریف می‌شود.



شکل همچنین نشان می‌دهد که نسبت نشست $S = 1 - a_s$ برای موارد با نسبت مساحت تعویض بالا نیز قابل استفاده می‌باشد. در این شکل می‌توان مشاهده کرد که کاهش نشست به سبب بهسازی خاک قابل توجه است و این اثر از نسبت مساحت تعویض تاثیر می‌پذیرد. علی‌رغم این که پراکندگی زیادی در مقادیر اندازه گیری شده وجود دارد، نشست اندازه‌گیری شده به مقادیر تخمین زده شده از نسبت مشارکت تنش $n = 4$ نزدیک است.



شکل ۵-۵۱- رابطه بین نسبت نشست و نسبت مساحت تعویض

۳) مقایسه بین زمان تحکیم محاسبه شده و اندازه‌گیری شده

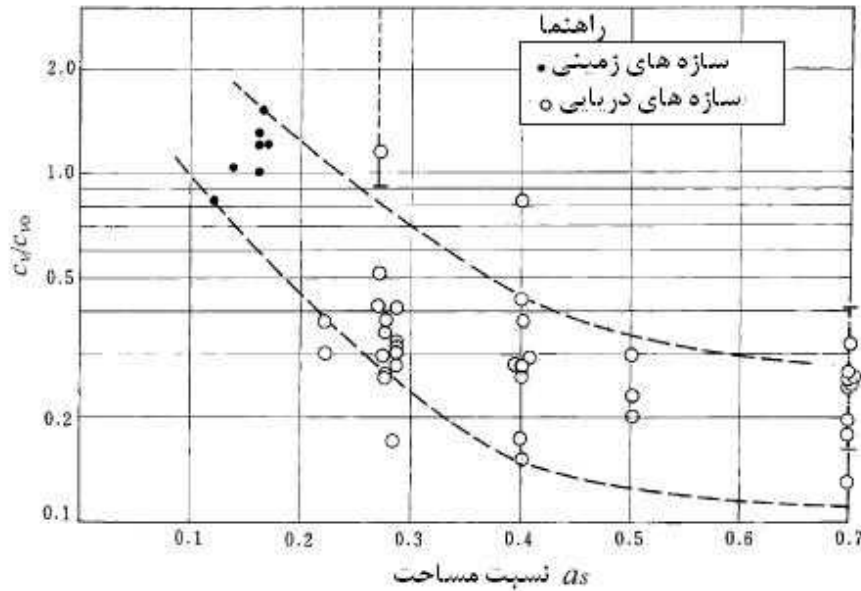
نرخ تحکیم خاک زیرین بهسازی شده با روش تراکم توسط شمع ماسه‌ای در مقایسه با پیش‌بینی رابطه بارن میل به تاخیر دارد. شکل (۵-۵۲) بر اساس داده‌های ساخت‌وسازهای قبلی، ضریب تحکیم را به عنوان پارامتر عمده در تاخیر در تحکیم نشان می‌دهد. در این شکل C_v ضریب تحکیم حاصل از تحلیل برگشتی از اندازه‌گیری‌های حقیقی روابط زمان-نشست و C_{v0} ضریب تحکیم به دست آمده از آزمایش‌های آزمایشگاهی می‌باشد. می‌توان مشاهده کرد که تاخیر زمانی تحکیم با افزایش نسبت مساحت تعویض افزایش می‌یابد.

۴) مقایسه بین افزایش مقاومت محاسبه شده و واقعی

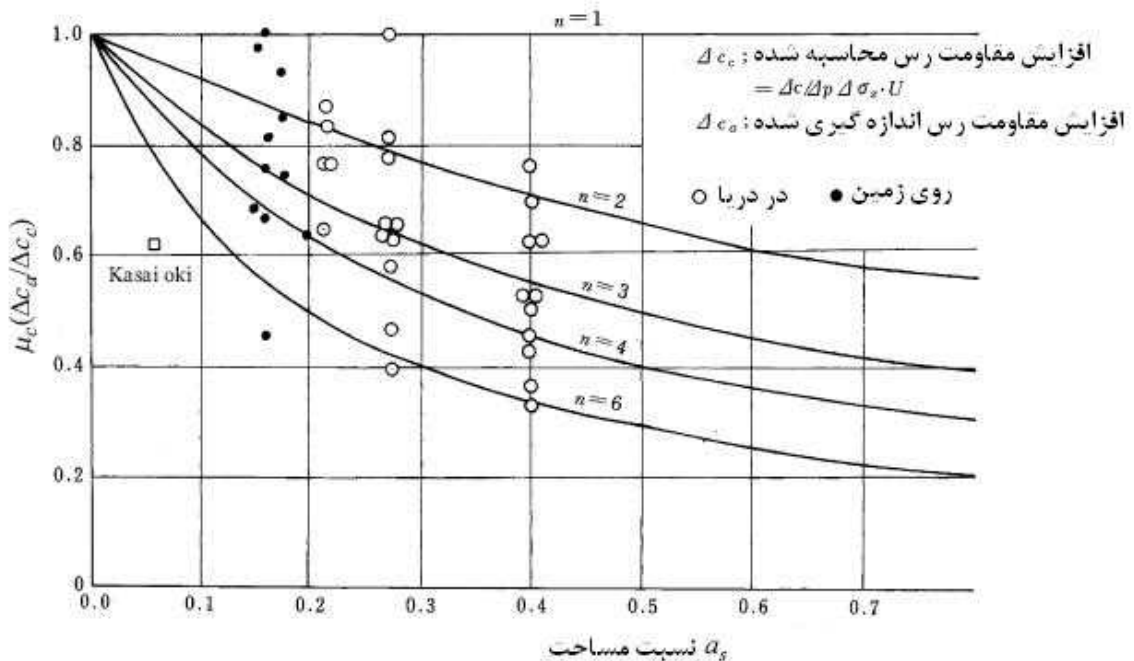
افزایش مقاومت رس بین شمع‌های ماسه‌ای، c از رابطه (۷-۱۹) به دست می‌آید. شکل (۵-۵۳) مقایسه بین افزایش مقاومت محاسبه‌شده و واقعی را نشان می‌دهد و μ_c از روی افزایش اندازه‌گیری شده مقاومت رس، بین شمع‌های ماسه‌ای به دست می‌آید. مقدار اندازه‌گیری شده $c_c = c_a / \mu_c$ از افزایش اندازه‌گیری شده مقاومت رس c_a در خاک بهسازی شده توسط روش تراکم با شمع ماسه‌ای و افزایش محاسبه شده مقاومت رس $c_c = [z(c/p)U]$ در خاک اصلی



به دست می‌آید. اکثر داده‌های اندازه‌گیری‌های محلی نزدیک منحنی‌های با نسبت مشارکت تنش n معادل ۳ و ۴ قرار می‌گیرند.



شکل ۵-۵۲- تاخیر در تحکیم خاک زیرین بهسازی شده به روش تراکم با شمع ماسه‌ای



شکل ۵-۵۳- افزایش مقاومت رس بین شمع‌های ماسه‌ای در خاک بهسازی شده



مراجع



- 1-Hakuju YAMAGUCHI: "Soil Merchanics (New Editon)", Chapter9 Bearing Capacity, GIHOUDOU, 1985, pp. 273-274 (in Japanese).
- 2-Masaki KOBAYASHI, Masaaki TERASHI, Kunio TAKAHASHI, Kenjiro NAKASHIMA, Hiraku ODANI: "A new method for calculating the bearing capacity of rubble mounds", Rept. of PHRI, Vol. 26, No. 2, 1987 (in Japanese).
- 3-Yoshihiro SHOJI: "Study on shearing properties of rubble with large scale triaxial compression test". Rept. of PHRI, Vol. 22, No.4, 1983 (in Japanese).
- 4-Jun-ichi MIZUKAMI, Masaki KOBAYASHI. "Strength characteristics of rubble by large scale triaxial compressin test", Tech. Note of PHRI, No. 699, 1991 (in Japanese).
- 5-Kunio TAKAHASHI, Masatoshi SAWAGUCHI: "Experimental study on the lateral resistance of a well" Rept. of PHRI, Vol.16, No. 4, 1977, pp.3-34 (in Japanese).
- 6-Shoichi KITAJIMA, Shusaku KAKIZAKI, Yoshio HANAKI, Toshiko TAHARA: "On the axial bearing capacity of single Piles", Tech. Note of PHRI, No. 36, 1967 (in Japanese).
- 7-Kunio TAKAHASHI: "Behavior of single piles in subsiding ground", Tech. Note of PHRI, No. 533, 1985, 17p. (in Japanese).
- 8-Terzaghi, K., Peck, R. B., and Mesri, G.: "Soil Mechanics in Engineering Practice (Third Edition)", John Wiley, 1995, pp.435-436.
- 9-Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H.: "Foundation Engineering", John Wiley, 1953, p. 260.
- 10-Transportation Tech. Res. Inst. and Yahata Steel: "Study on Lateral Resistance of H-shaped Piles", 1963, pp.345-353 (in Japanese).
- 11-Koichi KUBO: "A new method for the estimation of lateral resistance of piles", Rept. of PHRI, Vol. 2, No. 3, 1964, pp. 1-37(in Japanese).
- 12-Masatoshi SAWAGUCHI: "Soil constants for piles", Rept. of PHRI, Vol. 7, No. 2, 1968, p. 551 (in Japanese).
- 13-Terzaghi, K.: "Evaluation of coefficient of subgrade reaction", Geotechnique, Vol. 5, No. 4, 1955, pp. 316-319.
- 14-Yukimitu YOKOYAMA: "Calculation Methods and Examples for Pile Structures", SANKAIDO, 1977, pp. 193-197 (in Japanese).
- 15-Yoshinori AOKI: "Design of coupled batter piles subject to horizontal forces", Tsuchi-to-Kiso, Vol. 18, No. 8, 1970, pp. 27-32 (in Japanese).
- 16-Muneaki SEGAWA, Toyohiro UCHIDA, Takeo KATAYAMA: "Design of coupled batter piles (part 2) - two batter piles hinged at their tops -", Tech. Note of PHRI, No. 110, 1970, pp. 1-14 (in Japanese).
- 17-Masatoshi SAWAGUCHI: "Experimental investigation on the horizontal resistance of coupled piles", Rept. of PHRI, Vol. 9, No. 1, 1970, pp. 11-13 (in Japanese).
- 18-Hoityker T.,: "Design of Pile Foundations", SYOKOKUSYA, 1978, pp. 37-41. (Translated in Japanese).
- 19-Chellis, R. D.: "Pile Foundations", McGraw-Hill, 1961, pp. 29-32.s
- 20-Koichi AKAI: "Bearing Capacity and Settlement of Soils", Sankai-do, 1964 (in Japanese).
- 21-Masaki KOBAYASHI, Junichi MIZUKAMI, Takashi TSUCHIDA: "Estimation method of horizontal coefficient of consolidation for cohesive soils", Rept. of PHRI Vol. 29, No. 2, 1990 (in Japanese).
- 22-Akio NAKASE, Masaki KOBAYASHI, Akio KANECHIKA: "Consolidation parameters of overconsolidated clays", Rept. of PHRI, Vol. 12, No. 1, 1973, pp. 123-139 (in Japanese).



- 23-L.A. Palmer and P. P. Brown: "Settlement analysis for areas of continuing subsidence", Proc. 4th. Int. Conf. S. M. F. E., Vol.1, 1957, pp. 395-398
- 24-R.L. Schiffman and R. E. Gibson: "Consolidation of nonhomogeneous clay layers", Journal of S. M. F. E., ASCE, Vol. 90, No. SM5, 1964, pp. 1-30
- 25-Masaki KOBAYASHI: "Numerical analysis of one-dimensional consolidation problems", Rept. of PHRI, Vol. 21, No. 1, 1982 (in Japanese).
- 26-Masaki KOBAYASHI: "Finite element analysis of the effectiveness of sand drains", Rept. of PHRI, Vol. 30, No. 2, 1991 (in Japanese).
- 27-Mesri, G.: "Coefficient of secondary compression", Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM1, 1973, pp. 123-137.
- 28-Yasuo KASUGAI, Ken-ichiro MINAMI, Hiroyuki TANAKA: "The prediction of the lateral flow of port and harbor structures", Tech. Note of PHRI, No. 726, 1992 (in Japanese).
- 29-Takashi TSUCHIDA, Kenji ONO: "Evaluation of differential settlements with numerical simulation and its application to airport pavement design", Rept. of PHRI, Vol. 27, No. 4, 1988 (in Japanese).
- 30-R. F. Scott: "Principles of soil mechanics", Addison Wesley, 1972, p. 431.
- 31-Takashi TSUCHIDA, Tang YIXIN: "The optimum safety factor for stability analyses of harbor structures by use of the circular arc ship method", Rept. of PHRI, Vol. 35, No. 1, 1996 (in Japanese).
- 32-Akio NAKASE: "The $\phi = 0$ analysis of stability and unconfined compressive strength", Soils and Foundations, Vol. 7, No. 2, 1967, pp. 33-50.
- 33-A. W. Bishop: "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", Geotechnique, Vol. 5 No. 1, 1955, pp. 7-17.
- 34-Kenji NOMURA, Yoshinobu HAYAFUJI, Fumiaki NAGATOMO: "Comparison between Bishop's method and Tschebotarioff's method in slope stability analysis", Rept. of PHRI, Vol. 7, No. 4, 1968, pp. 133-175 (in Japanese).
- 35-Japanese Geotechnical Society: "Countermeasures for Soft Ground . Investigation, Design and Execution," 1988, pp. 317-321 (in Japanese).
- 36-Hiroyuki TANAKA, Kazumi OHTA, Takahide MARUYAMA: "Performance of vertical drains for soft and ununiform soils", Rept. of PHRI, Vol. 30, No. 2, 1991, pp. 211-227 (in Japanese).
- 37-Masaaki TERASHI, Hiroyuki TANAKA, Tsukasa MITSUMOTO, Yuji NIIDOME, Sadakichi HONDA: "Fundamental properties of lime and cement treated soils (2nd Report)", Rept. of PHRI, Vol. 19, No. 1, 1980, pp. 33-62 (in Japanese).
- 38-Masaaki TERASHI, Masaki Kitazume, Takeshi NAKAMURA: "External forces acting on a stiff soil mass improved by DMM", Rept. of PHRI, Vol. 27, No. 2, 1988, pp. 147-184 (in Japanese).
- 39-Masaki KITAZUME: "Model and analytical studies on stability of improved ground by deep mixing method", Tech. Note of PHRI, No. 774, 1994, 73p. (in Japanese).
- 40-Takashi TSUCHIDA, Yuji YOKOYAMA, Jun-ichi MIZUKAMI, Kazuya SHIMIZU, Jutarō KASAI: "Field test of lightweight geomaterials for harbor structures", Tech. Note of PHRI, No. 833, 1996 (in Japanese).
- 41-Takashi TSUCHIDA, Jutarō KASAI, Jun-ichi MIZUKAMI, Yuji YOKOYAMA, Kazunori TSUCHIDA: "Effect of curing condition on mechanical properties of lightweight soils", Tech. Note of PHRI, No. 834, 1996 (in Japanese).
- 42-Takashi TSUCHIDA, Koji NAGAI, Masayuki YUKAWA, Takao KISHIDA, Minoru YAMAMOTO: "Properties of lightweight soil used for backfill of pier", Tech. Note of PHRI, No. 835, 1996 (in Japanese).

- 43-Yi Xin TANG, Takashi TSUCHIDA, Daisuke TAKEUCHI, Masataka KAGAMIDA, Noboru NISHIDA: “Mechanical properties of light-weight tested by triaxial apparatus”, Tech. Note of PHRI, No. 845, 1996 (in Japanese).
- 44-Takashi TSUCHIDA, Yoshiaki KIKUCHI, Tetsuo FUKUHARA, Takeo WAKO, Kazuhiro YAMAMURA: “Slice method for earth pressure analysis and its application to lightweight fill”, Tech. Note of PHRI, No. 924, 1999 (in Japanese).
- 45-Yoshiaki KIKUCHI, Kunio TAKAHASHI: “Change of mechanical characteristics of the granulated blast furnace slag according to age”, Tech. Note of PHRI, No. 915, 1998, 26p. (in Japanese).
- 46-Sabro OKABE: “General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam”, Journal of J.S.C.E. Vol. 10 No. 6, 1924, pp. 1277-1323.
- 47-Katsumi KANDA, Masaki TERASHI: “Practical equation for the composite ground improved by sand compaction pile method”, Tech. Note of PHRI, No. 669, 1990, pp. 1-52 (in Japanese).
- 48- “Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan” , Port and Harbour Research Institute , Ministry of Transport, Tokyo, Japan,1999.



Abstract

This volume, which is the 5th part of the Coastal Structures Design Manual, shall be applied to design matters of Geotechnical and foundations of ports and harbors, reviewed in seven chapters.

The first chapter, General, introduces the design of ports and harbor facilities, appropriate types of foundations shall be selected by taking account of the importance of structure and soil conditions of ground. The second chapter, Bearing Capacity of Shallow Foundations, discusses when the embedded length of a foundation is less than the smallest width of the foundation. The foundation shall be analyzed in principle as a shallow foundation. This chapter mentions bearing capacity of foundation on sandy ground, clayey ground, multilayered ground, and eccentric and inclined loads. The third chapter, Bearing Capacity of Deep Foundations, discusses when the embedded length of a foundation is larger than the smallest width of the foundation. The foundation shall be examined in principle as a deep foundation. This chapter mentions vertical bearing capacity and lateral bearing capacity. The fourth chapter, Bearing Capacity of Pile Foundations, introduces allowable axial bearing capacity of piles, standard allowable axial bearing capacity, ultimate axial bearing capacity of single piles, bearing capacity of pile group, allowable pulling resistance of piles, standard allowable pulling resistance, maximum pulling resistance of single pile, allowable lateral bearing capacity of piles, pile design in general, detailed design and etc. The fifth chapter, Settlement of Foundations, discusses stress in soil mass, immediate settlement, consolidation settlement, lateral displacement and differential settlements. The sixth chapter, Stability of Slopes, mentions stability analysis using circular slip surface method and stability analysis assuming slip surface other than circular arc slip surface. Finally seventh chapter, Soil Improvement Methods, discusses replacement method, vertical drain method, deep mixing method, lightweight treated soil method, and replacement method with granulated blast furnace slag, premixing method, active earth pressure of solidified geotechnical materials, sand compaction pile method for sandy subsoil and sand compaction pile method for cohesive subsoil.





Islamic Republic of Iran

Vice presidency for Strategic Planning and Supervision

Coastal Structures Design Manual

Part 5: Foundations

No. 634

Vice presidency for Strategic Planning and
Supervision

Office of Deputy for Strategic Supervision
Department of Technical Affairs
Nezamfanni.ir

Ministry of Road and Urban Development
Port and Maritime Organization

Deputy of Development and Equipping of Ports
Department of Coasts and Ports Engineering

<http://coastseng.pmo.ir>



این نشریه

با عنوان دستورالعمل طراحی سازه‌های ساحلی [پی‌ها] شامل هفت فصل است.

کلیات، داده‌ها و بررسی‌های ژئوتکنیکی، ظرفیت باربری پی‌های سطحی، ظرفیت باربری پی‌های عمیق، ظرفیت باربری شمع‌ها، نشست پی، پایداری شیب‌ها، و روش‌های بهسازی خاک، فصل‌های مختلف نشریه را تشکیل می‌دهند.

دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر لازم است از این نشریه به عنوان دستورالعمل در طراحی سازه‌های ساحلی استفاده نمایند.

