بخش ۵

پی‌ها

Draft
PMO

فصل ۱- کلیات، داده‌ها و بررسی‌های ژئوتکنیکی

۱-۱- کلیات

۱-۱-۱- داده‌های ژئوتکنیکی همواره باید گردآوری و ثبت‌شده 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 تاریخچه‌ساختگاه می‌باشد. در این‌مجموعه، اطلاعات و شواهد ناشی‌از تغییرات زمین‌شناسی باید مدنظر قرار گیرد.

۱-۱-۲- بررسی‌های ژئوتکنیکی باید چنان برنامه‌ریزی شود که نیازمندی‌های ساخت و عملکرد سازه پیشنهادی را دربر گیرد. برنامه بررسی‌های ژئوتکنیکی باید به‌طور مداوم، با به‌دست آوردن اطلاعات تازه در خلال اجرای کار، مورد تجدید نظر قرار گیرد.

۱-۱-۳- بررسی‌های صحرایی 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 به‌آزمایش‌های اضافی و تکمیلی باید در گزارش ژئوتکنیک درج شود.

۱-۱-٤- روش‌های نمونه‌گیری، جابه‌جایی و انبار کردن نمونه‌ها باید گزارش شده و اثر به‌کارگیری آنها هنگام تفسیر نتایج آزمایش‌ها مد نظر قرار گیرد.

۱-۲- بررسی‌های ژئوتکنیکی

۱-۲-۱- بررسی‌های ژئوتکنیکی باید همه اطلاعات مربوط به‌شرایط لایه‌های مختلف خاک و آب زیرزمینی در ساختگاه و اطراف آن را که برای تعیین خصوصیات اساسی خاک، نابهنجاری‌های خاک، مقادیر قابل اعتماد مشخصه‌های خاک و پارامترهای مورد نیاز که در طراحی لازم است، فراهم نماید.

۱-۲-۲- بررسی‌های مورد نیاز معمولا 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 ۱-۲-۳ تا ۱-۲-۵ توضیح داده شده است.

۱-۲-۳- بررسی‌های مقدماتی

۱-۲-۳-۱- 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

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

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

۱-۲-۳-۲- در بررسی‌های مقدماتی باید به موارد زیر توجه شود:

الف) شناسایی میدانی

ب) توپوگرافی منطقه

ج) هیدروژئولوژی، به‌ویژه توزیع فشارهای آب حفره‌ای

د) بررسی ساختمان‌ها و حفاری‌های همجوار

هـ) نقشه‌ها و مدارک زمین‌شناسی مهندسی موجود

و) بررسی‌های پیشین انجام شده در محدوده مورد نظر

ز) عکس‌های هوایی

ح) نقشه‌های قدیمی

ط) لرزه‌خیزی منطقه

ی) اطلاعات دیگر برحسب شرایط و ویژگی‌های هر پروژه

۱-۲-٤- بررسی‌های طراحی

۱-۲-۴-۱- 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

ج) شناسایی مشکلاتی که احتمالا در طول فرایند ساخت بروز خواهد کرد

۱-۲-۴-۲- 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

ج) خواص تغییرشکل‌پذیری همه لایه‌های زمین

د) توزیع فشار حفره‌ای آب در نیمرخ زمین

هـ) شرایط تراوایی

و) تراکم‌پذیری زمین

ز) وجود خاک دستی، مواد زائد و گیاهی و یا مصالح غیرطبیعی مانند زباله

ح) احتمال خورندگی (مهاجم بودن) زمین و آب زیرزمینی

ط) امکان بهسازی زمین

ی) احتمال یخبندان

۱-۲-۴-۳- در بررسی‌های طراحی، به‌منظور اطمینان‌از شناسایی همه‌عوارض زمین‌شناسی سازندها، باید به‌موارد زیر توجه‌خاص شود:

الف) حفره‌ها، فضاهای خالی و قنات ها، انباره‌های فاضلاب و غیره.

ب) تغییر وضع سنگ، خاک یا مصالح پرکننده

ج) اثرات هیدروژئولوژی

د) گسل، درزه و سایر ناپیوستگی‌ها

هـ) توده‌های خزشی خاک و سنگ

و) خاک و سنگ‌های آماسی و رمبنده

۱-۲-۴-۴- در بررسی‌های طراحی برای شناسایی زمین معمولا ترکیبی از روش‌ها شامل گمانه‌زنی، آزمایش‌های برجا و آزمایش‌های آزمایشگاهی در برنامه کار قرار داده می‌شود. در انتخاب روش‌ها باید به‌ویژگی‌های زمین، به‌ابعاد و مشخصات پروژه توجه شود.

۱-۲-۴-۵- بررسی‌های طراحی باید حداقل تا عمق سازندهایی که بر طرح تاثیر گذارند انجام شود، به‌طوری‌که سازندهای پایین‌تر تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر رفتار سازه نداشته باشد.

۱-۲-۴-۶- فاصله بین نقاط اکتشافی و عمق اکتشاف باید براساس اطلاعات زمین‌شناسی محل، شرایط زمین، ابعاد ساختگاه و نوع سازه تعیین شود. معمولا ضوابط زیر در تعیین این پارامترها رعایت می‌شود:

الف) در مواردی‌که سازه سطح وسیعی را می‌پوشاند، نقاط اکتشافی باید حتی‌الامکان در یک شبکه قرار گیرند و فاصله بین آنها با توجه‌به عدم یکنواختی خاک انتخاب شود. در این موارد فاصله گمانه‌ها در زیر سطح اشغال بنا معمولا به‌طور متوسط ۲۰ متر در نظر گرفته می‌شود، ولی در مطالعات شناسایی مقدماتی ساختگاه می‌توان این‌فاصله را با نظر متخصص‌ژئوتکنیک بیشتر درنظر گرفت.

ب) برای پی‌های مجزا و نواری، عمق گمانه‌ها از تراز زیر پی معمولا 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. معمولا برای ارزیابی شرایط نشست و مشکلات احتمالی آب زیرزمینی، در تعدادی از نقاط اکتشافی باید عمق بیشتری مورد بررسی قرار گیرد.

ج) 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 معمولا برابر یا بزرگتر از عرض پی می‌باشد مگر آنکه در حین اکتشاف در عمق کمتری به بستر سنگی برخورد شود.

د) برای تشخیص نوع خاک به‌لحاظ ملاحظات مربوط به بارهای زلزله براساس 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.

هـ) 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 به‌ترازی 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.

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

ز) 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 به‌اندازه ضلع کوچک مستطیل محیط بر گروه شمع پایین‌تر از تراز نوک شمع‌ها گسترش داده شود.

۱-۲-۴-۷- 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.

۱-۲-۴-۸- 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 به‌تأیید مهندس ژئوتکنیک برسد.

۱-۲-۴-۹- 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

۱-۲-۵-۱- 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.

ج) 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

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

د) 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 خواص‌ژئوتکنیکی‌زمین، مانند اطلاعات شمع‌کوبی، باید ثبت و از آن برای تفسیر شرایط‌زمین استفاده شود.

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

(۳) اصول به‌کار 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 به‌آب 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 به‌نکات 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 جزر و مدی در ساحل

ج) مشخصه‌های جریان آب زیرزمینی و رژیم فشار حفره‌ای را می‌توان با «پیزومتر» به‌دست آورد، که ترجیحا 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.

د) 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.

هـ) 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.

و) 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- ارزیابی پارامترهای ژئوتکنیکی

۱-۳-۱- کلیات

۱-۳-۱-۱- خواص خاک، سنگ و توده‌های سنگی به‌وسیله پارامترهای ژئوتکنیکی به‌صورت کمی درآمده و در محاسبات طراحی به‌کار برده می‌شود. این پارامتر ها را باید از نتایج آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی و سایر داده‌های مربوطه به‌دست 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 به‌ارزیابی پارامترهای ژئوتکنیکی که در زیر آورده شده، تنها به آزمایش‌های آزمایشگاهی و صحرایی رایج اشاره شده است. آزمایش‌های دیگر را نیز می‌توان به کار برد، مشروط بر آنکه مناسب بودن آنها با ذکر تجربه‌های قبلی نشان داده شود.

۱-۳-۱-۲- به‌منظور تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی قابل اعتماد، موارد زیر باید مدنظر قرار گیرد:

الف) بسیاری از پارامترهای خاک ثابت واقعی نمی باشد، بلکه به عواملی از قبیل تراز تنش، نحوه تغییرشکل‌ها و غیره بستگی دارند.

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

ج) در برنامه آزمایش‌ها باید تعدادی کافی از هر آزمایش پیش‌بینی شود تا بتوان اندازه و دامنه تغییرات هر پارامتر موثر در طراحی را به‌دست آورد.

د) 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 پارامتر ها نیز باید مورد توجه قرار گیرد.

هـ) در صورت امکان باید نتایج آزمایش‌های بزرگ مقیاس صحرایی و اندازه‌گیری‌های با مقیاس واقعی از ساخت و سازها

مورد تحلیل قرار گیرد.

و) در صورت امکان باید همبستگی بین نتایج بیش از یک نوع آزمایش کنترل شود.

۱-۳-۲- شناسایی نوع و خواص خاک و سنگ

۱-۳-۲-۱- مشخصات و مواد تشکیل‌دهنده اصلی خاک یا سنگ باید قبل از تفسیر نتایج سایر آزمایش‌ها مشخص شوند.

۱-۳-۲-۲- مصالح باید بررسی نظری شده و براساس 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 ...

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

۱-۳-۲-۳- استانداردهای زیر در انجام آزمایش‌ها باید مورد استفاده قرار گیرد.

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

نام آزمایش	شماره استاندارد	
نفوذپذیری خاک دانه‌ای	–	*ASTM D2434*
درصد رطوبت	*ISIRI 7883*	*ASTM D2216*
دانه‌بندی و هیدرومتری	*ISIRI 7518,7828*	*ASTM D421,422*
حدود اتربرگ	*ISIRI 610,616*	*ASTM D4318*
چگالی دانه های خاک	*ISIRI 1686*	*ASTM D854*
طبقه‌بندی خاک	*ISIRI 7827*	*ASTM D2487*
تک‌محوری خاک	–	*ASTM D2166*
سه‌محوری *UU*	–	*ASTM D2850*
سه‌محوری *CU*	*ISIRI 8448*	*ASTM D4767*
برش مستقیم	–	*ASTM D3080*
خصوصیات تحکیم یک بعدی	*ISIRI 6932*	*ASTM D2435*
مقاومت نسبی آزمایشگاهی خاک متراکم شده (*C.B.R.*)	*ISIRI 1159*	*ASTM D1883*
نفوذ استاندارد (*S.P.T.*)	*ISIRI 8446*	*ASTM D1586*
تراکم آزمایشگاهی استاندارد	–	*ASTM D698*

علاوه بر استانداردهای آزمایش‌های فیزیکی ذکر شده می‌توان به آزمایش های تیپ مکانیک خاک (نشریه ۱۲۷ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی 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: γ_d، γ_s، γ_h و γ_{sat} برای

طراحی مشخص گردد.

– تغییرات طبیعی یا غیرطبیعی و لایه‌بندی طبقات باید در استفاده از آزمایش‌های تعیین وزن مخصوص مورد توجه قرار داده شود.

– وزن مخصوص برجای 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.

۱-۳-٤- دانسیته نسبی

– دانسیته نسبی، درجه تراکم یک خاک دانه‌ای (غیر چسبنده) را نسبت به‌شل‌ترین 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 برجای 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.

۱-۳-٥- درجه تراکم

– درجه تراکم خاک به‌صورت نسبی بین وزن مخصوص خشک آن به‌حداکثر وزن مخصوص خشک تعیین‌شده در آزمایش تراکم استاندارد تعریف می‌شود.

– آزمایش‌های‌تراکمی که معمولا به‌کار برده می‌شوند عبارتنداز روش‌استاندارد و روش‌اصلاح‌شده پروکتور که در آنها مقادیر انرژی تراکم متفاوت می‌باشد، آزمایش تراکم مقدار رطوبت نسبی بهینه را نیز به‌دست می‌دهد که این رطوبت حداکثر وزن مخصوص خشک خاک را برای مقدار انرژی تراکم مورد نظر مشخص می‌نماید.

۱-۳-٦- مقاومت برشی زهکشی‌نشده خاک‌های چسبنده

در ارزیابی مقاومت‌برشی زهکشی‌نشده، C_u، برای خاک‌های رسی و اشباع، تاثیر عوامل زیر به‌دلیل اهمیت زیاد باید درنظر 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 به‌نمونه‌های به‌دست‌آمده از گمانه‌ها

۱-۳-۶-۳- ناهمسانی مقاومت در جهات مختلف: به‌ویژه در رس با حالت خمیری پایین

۱-۳-۶-۴- ترک، بویژه در رس سخت: نتایج آزمایش‌ها ممکن است معرف مقاومت رس ترک‌خورده یا رس ترک‌نخورده بوده و هر یک از این دو قادر به کنترل رفتار رس در صحرا می باشد. 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 تغییرشکل‌های بزرگ: بیشتر انواع رس‌ها در تغییرشکل‌های بسیار بزرگ و بر روی سطوح لغزش، کاهش مقاومت نشان می‌دهند.

۱-۳-۶-۷- اثر زمان: دوره‌ای که یک‌خاک به‌طور موثر زهکشی‌نشده خواهد بود بستگی به‌تراوایی خاک، وجود آب آزاد و وضعیت هندسی محل دارد. برخی از انواع خاک در بارگذاری‌های بسیارکوتاه‌مدت، 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 به‌تئوری مورد استفاده برای محاسبه مقاومت بویژه 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 طولانی‌مدت می‌باشد، نکات زیر باید مدنظر 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 زهکشی‌نشده و با اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای به‌دست آید، باید دقت شود که نمونه‌ها کاملا اشباع شده باشد.

باید توجه داشت که معمولا مقدار ϕ' به‌دست 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

ج) سطح تغییر شکل برشی اعمال‌شده یا تنش برشی وارده. این تنش اغلب با مقاومت برشی گسیختگی سنجیده می‌شود.

د) تاریخچه تنش و کرنش

۱-۳-۸-۲- 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 به‌جهت تنش اصلی تحکیم

ب) اثر زمان و آهنگ ایجاد کرنش

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

د) همگنی بارگذاری

۱-۳-۸-۳- باید توجه داشت که تعیین سختی قابل اطمینان خاک از آزمایش‌های صحرایی و یا آزمایشگاهی بسیار دشوار است. بویژه در آزمایش آزمایشگاهی، اندازه‌گیری‌ها به‌علت دست‌خوردگی نمونه‌ها و سایرتاثیرات غالبا مقداری کمتر از سختی برجا را به‌دست می‌دهد. لذا توصیه می‌شود مشاهدات رفتاری ساخت و سازهای پیشین مورد توجه قرار گرفته و تحلیل شود.

۱-۳-۸-۴- در برخی موارد در تحلیل ارزیابی‌ها می‌توان رابطه تنش-کرنش خاک را در دامنه‌محدودی خطی یا لگاریتمی- خطی فرض کرد، ولی باید نسبت به نتایج آن احتیاط بیشتری در پیش گرفت، چرا که رفتار واقعی خاک معمولا به‌طور قابل ملاحظه‌ای غیر خطی می باشد.

۱-۳-۹- 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

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

د) اثر تغییرات تنش تحت بارگذاری پیشنهادی

باید توجه‌داشت که ارزیابی به‌عمل 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 به‌تغییرات احتمالی در تراوایی که در اثر افزایش تنش موثر در محل به‌وجود می‌آید توجه داشت. بعضا می‌توان تراوایی خاک را براساس اندازه دانه‌ها و توزیع آنها برآورد نمود.

۱-۳-۱۰- پارامترهای تحکیم

در ارزیابی تغییرشکل‌پذیری‌لایه‌های‌رسی و تعیین پارامترهای شاخص تراکم C_c و شاخص‌تورم C_s نکات زیر باید موردتوجه قرارگیرد.

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 نحوه‌اجرای آزمایش: روش بالابردن‌وزنه، کفشک یا مخروط، جرم‌وزنه، ارتفاع‌سقوط، قطر کیسینگ و میله‌ها و ...

ج) شرایط آب زیرزمینی

د) تاثیر فشار روباره

هـ) طبیعت زمین، به‌ویژه در مواردی که به‌قلوه‌سنگ یا شن درشت برخورد شود.

جزئیات انجام این آزمایش‌ها در *ISIRI 8446*، *ASTM D1586* یا دستورالعمل آزمایش نفوذ استاندارد (*S.P.T*) در مطالعات ژئوتکنیک (نشریه ۲۲۴ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی 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 به‌گونه‌ای 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 فروبری ضروری است.

ج) 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.

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

جزئیات انجام این آزمایش در دستورالعمل اندازه گیری سرعت نفوذ آب به خاک با روش استوانه (نشریه ۲۴۳ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی 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 به‌کار رفته برای نصب پرسیومتر در زمین

ب) منحنی‌هایی که شرایطدست‌خوردگی بیشتر از متوسط را نشان‌می‌دهد نباید مورد استفاده قرار گیرد.

ج) در مواردی که فشار در حین آزمایش به‌فشار 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 سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور) آورده شده است.

۱-۳-۱٤- پارامترهای مربوط به‌بارگذاری 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.

ج) 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 به‌برش 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.

۱-۳-۱٦- کیفیت و خواص سنگ و توده‌های سنگی

۱-۳-۱۶-۱- در ارزیابی کیفیت و خواص سنگ و توده‌های سنگی، باید بین رفتار مصالح سنگی به‌نحوی 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 به‌ویژگی‌های فاصله، جهت، بازشدگی دهانه، به‌هم‌پیوستگی یا تداوم، به‌هم‌فشردگی، زبری که شامل اثرات حرکات قبلی روی درزه‌هاست و نوع ماده پرکننده توجه داشت.

به‌علاوه در ارزیابی خواص‌سنگ باید میزان تنش‌های برجا، فشار آب و تغییرات آشکار خواص در لایه‌های مختلف‌آن را در نظر داشت.

۱-۳-۱۶-۲- 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 توده‌سنگ از قبیل مقاومت و سختی آن را می‌توان با استفاده از مفهوم رده‌بندی توده سنگ به‌صورتی که در تونل‌سازی به‌کار برده می‌شود، برآورد نمود.

۱-۳-۱۶-۳- حساسیت سنگ به‌آب 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 به‌نکات زیر توجه داشت:

الف) برخی‌از انواع سنگ‌متخلخل‌نرم به‌سرعت به خاک‌کم‌مقاومت تجزیه می‌شود، به‌ویژه اگر درمعرض هوازدگی قرار گیرند.

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

ج) برخی از انواع سنگ پس از بار برداری و قرار گرفتن در معرض هوا، به‌سبب جذب آب توسط کانی‌های رسی، به‌روشنی آماس می‌کند.

۱-۳-۱۶-۴- در ارزیابی مقاومت فشاری تک‌محوری و تغییرشکل‌پذیری مصالح سنگی، تاثیر عوامل زیر باید مدنظر قرار گیرد:

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

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

ج) تعداد نمونه آزمایش‌شده.

د) وضعیت هندسی نمونه‌های آزمایش‌شده.

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

و) طول مدت آزمایش و سرعت بارگذاری نمونه.

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

مقاومت فشاری تک‌محوری و تغییرشکل‌پذیری تحت فشار تک‌محوری عمدتا برای رده‌بندی و تعیین مشخصات سنگ سالم و یکپارچه به‌کار می‌رود. در این مورد به‌دستورالعمل آزمایش مقاومت فشاری تک‌محوری در استاندارد شماره ۱۴۴ تهیه شده توسط «استانداردهای مهندسی آب کشور» مراجعه شود.

۱-۳-۱۶-۵- در ارزیابی مقاومت برشی درزه‌های مصالح سنگی، تاثیر عوامل زیر باید مدنظر قرار گیرد:

الف) توجیه فضایی و یا نحوه قراردهی نمونه آزمایش با توجه به‌توده سنگ و بارهای وارده.

ب) جهت برش در آزمایش برش.

ج) تعداد نمونه آزمایش‌شده.

د) ابعاد منطقه گسیخته شده به‌برش.

هـ) شرایط فشار آب حفره‌ای.

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

صفحات‌برش معمولا بر صفحات‌سست در سنگ‌شامل‌درزه، صفحات‌لایه‌بندی، شیستوزیته، کلیواژ و یا فصل‌مشترک بین‌خاک و سنگ و یا بتن و سنگ، منطبق می‌باشد. مقاومت‌برشی اندازه‌گیری‌شده درزه‌ها عمدتا برای تحلیل تعادل‌حدی در توده‌سنگ به‌کار می‌رود.

۱-٤- 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 به‌طراحی‌های 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.

۱-٤-۱- 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 معمولا شامل اطلاعات جمع‌آوری‌شده از عوارض زمین‌شناسی و داده‌های وابسته به‌آن و اطلاعات به‌دست آمده از حفاری و مطالعات اکتشافی ساختگاه می‌باشد.

اطلاعات ژئوتکنیکی باید دربرگیرنده واقعیات همه بررسی‌های صحرایی و آزمایشگاهی و مستند سازی روش‌های به‌کاربرده شده در بررسی‌های آن باشد.

این بخش از گزارش معمولا 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.

ج) توضیحی درباره رده ژئوتکنیکی پیش‌بینی‌شده برای سازه.

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

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

و) انواع تجهیزات به‌کار رفته.

ز) اطلاعات نقشه‌برداری مربوط به‌مختصات مسطحاتی و تراز گمانه‌ها.

ح) اسامی همه مشاوران و پیمانکاران دست‌اندرکار.

اطلاعات مربوط به‌شناسایی کلی صحرایی منطقه پروژه با تاکید بر:

الف) شواهد وجود آب زیرزمینی

ب) رفتار سازه‌های مجاور ساختگاه حین عملیات اکتشافی، درصورت بروز موارد قابل‌ذکر

ج) رخنمون‌های موجود در کانال‌ها و گودبرداری‌های منطقه

د) وجود مناطق ناپایدار

هـ) مشکلات حین اجرای حفاری

و) وجود گسل یا گسلش

ز) تاریخچه ساختگاه

ح) زمین‌شناسی ساختگاه

ط) اطلاعات حاصل از عکس‌های هوایی قابل دسترس

ی) عوارض طبیعی و مصنوعی مشاهده شده در ساختگاه

ک) تجربیات ژئوتکنیکی محلی منطقه ساختگاه

ل) اطلاعات مربوط به‌لرزه‌خیزی ناحیه

م) اطلاعاتی درباره نوسان سطح آب زیرزمینی در گمانه‌ها در حین اجرای کار صحرایی و در پیزومترها بعد از تکمیل کار صحرایی.

ن) تهیه جدول مقادیر کار صحرایی و آزمایشگاهی و ارائه مشاهدات صحرایی که توسط افراد بخش نظارت صحرایی در خلال بررسی‌های زیر سطحی به‌عمل 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.

ع) دسته‌بندی و ارائه نتایج آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی به‌صورت پیوست‌های گزارش.

۱-٤-۲- بخش خدمات مهندسی ژئوتکنیکی

این بخش شامل ارزیابی اطلاعات ژئوتکنیکی و انتخاب پارامترهای طراحی براساس نتیجه‌گیری از ارزیابی‌های انجام شده و محاسبات مربوط به‌طراحی‌های 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 جزیی باشد، موضوع باید ذکر شود. چنانچه داده‌ها ناقص، نامربوط، ناکافی یا بدون دقت باشد باید به آن اشاره شده و به‌تناسب درباره آن اظهارنظر شود. روش‌های نمونه‌برداری، حمل و نقل و انبارداری باید در تفسیر نتایج مورد توجه قرار گیرد. هر نتیجه آزمایش غیرعادی باید به‌دقت 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 به‌حساب آورده شود.

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

د) ارائه اطلاعات مربوط به‌لرزه‌خیزی ساختگاه

هـ) انتخاب مقادیر پارامترهای طراحی ژئوتکنیکی

و) انجام محاسبات مورد نیاز و تهیه نقشه‌های طراحی ژئوتکنیکی

ز) اشاره به‌ردیف‌های نیازمند به‌بازنگری رفتارسنجی که در این‌صورت 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 به‌کار رفته.

ط) 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 تفاوت‌بین سازندهای‌مختلف باشد. توصیف‌تفصیلی همه سازندها شامل خواص فیزیکی، تراکم‌پذیری و مشخصات مقاومتی آنها و اظهارنظر 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 به‌وضوح در گزارش مشخص شوند. به‌علاوه پس از آنکه بازنگری‌های لازم در جریان اجرا انجام گردید، مراتب باید گزارش شود.

۵-۱- 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

ج) 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) به‌طورکلی، 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 مایلی 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.

$$q_a = \frac{1}{F_s}\left(\beta\gamma_1 B N_r + \gamma_2 D N_q\right) + \gamma_2 D \qquad (۱-۲-۲)$$

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

β: ضریب شکل پی

γ_1: وزن واحد حجم خاک زیر تراز پی (یا وزن واحد حجم غوطه ور در صورت غوطه وری) (kN/m^2)

B: کوچکترین عرض پی (m)

N_r و N_q: ضرایب ظرفیت باربری

γ_2: وزن واحد حجم خاک بالای تراز پی (یا وزن واحد حجم غوطه ور در صورت غوطه‌وری) (kN/m^2)

D: طول مدفون پی (m)

تفسیر

اگر بار وارد شده بر پی افزایش یابد، نشست پی متناسب با بار صورت می گیرد. زمانی که بار به مقدار کافی بزرگ می شود و به حد معینی می رسد، نشست ناگهان افزایش یافته و شکست برشی خاک اتفاق می افتد. 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 می گردد.

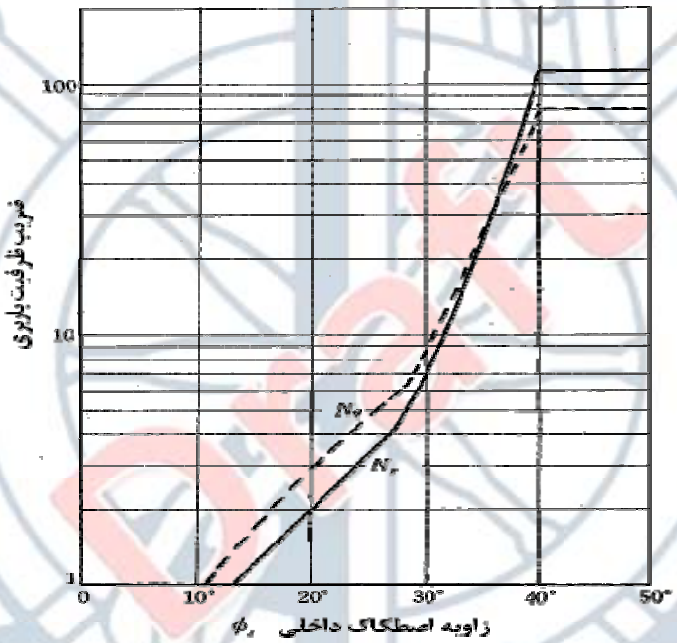
نکات فنی

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

جدول ۲-۲-۱- ضرایب شکل

شکل پی	مستطیل	دایره	مربع	پیوسته
β	۰/۵ ~ ۰/۱ B/L	۰/۳	۰/۴	۰/۵

L: طول پی مستطیلی و B: عرض پی مستطیلی



شکل ۲-۲-۱- رابطه بین ضرایب ظرفیت باربری و زاویه اصطکاک داخلی ϕ_d

۲) ظرفیت باربری مجاز روی زمین ماسه ای

به‌طور کلی در استفاده از رابطه ۲-۲-۱ برای محاسبه ظرفیت باربری پی روی زمین ماسه ای استفاده ضریب اطمینان کمتر از ۲/۵ در نظر گرفته نمی شود.

۲-۳- ظرفیت باربری پی روی زمین رسی

زمانی‌که مقاومت برشی زهکشی نشده خاک رسی نسبت به عمق خاک افزایش یابد، به‌طور استاندارد رابطه ۲-۳-۱ برای محاسبه ظرفیت باربری مجاز پی روی زمین رسی استفاده و ضریب اطمینان مناسب براساس خصوصیات سازه انتخاب می شود.

$$q_a = N_{c0}\left(i + n\frac{B}{L}\right)\frac{c_0}{F_s} + \gamma_2 D \qquad (۲-۳-۱)$$

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 (m)

L: طول پی (m)

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

F_s: ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری خاک رسی

γ_2: 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 به‌طور خطی افزایش می یابد، ظرفیت باربری پی باید براساس رابطه ای که اثر افزایش عمق را در نظر می گیرد محاسبه شود.

نکات فنی

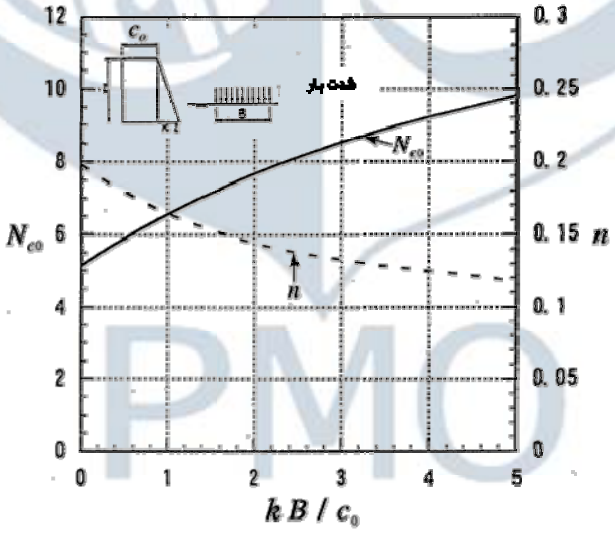
۱) ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری خاک رسی که مقاومت برشی آن با عمق افزایش می یابد

به‌طورکلی ضریب‌اطمینان ظرفیت‌باربری نباید کمتر از ۱/۵ باشد. زمانی‌که کوچکترین‌نشست یا تغییرمکان زمین به‌طور قابل ملاحظه‌ای کارآیی سازه را مختل کند (مثل پی‌جرثقیل داخل‌کشتی) ضریب‌اطمینان ظرفیت‌باربری ۲/۵ یا بیشتر درنظر گرفته می‌شود.

۲) رابطه قابل استفاده برای محاسبه ظرفیت باربری مجاز

رابطه ۲-۳-۲ را می توان برای محاسبه ظرفیت باربری مجاز خاک رسی در بازه $kB/c_0 \le 4$ برای پی های نواری استفاده نمود. kB/c_0 براساس ضرایب ظرفیت باربری در شکل ۲-۳-۱ ارائه شده است در حالی که k افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده در واحد عمق و سایر پارامترها همانند رابطه ۲-۳-۱ می باشند.

$$q_a = \frac{1}{F}\left(1.018kB + 5.14c_0\right) + \gamma_2 D \quad \left(kB/c_0 \le 4\right) \qquad (۲-۳-۲)$$



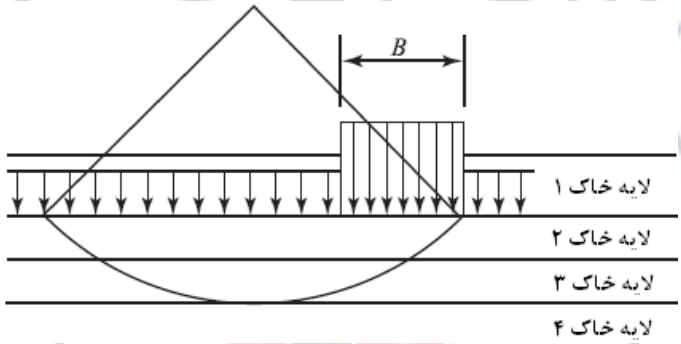
شکل ۲-۳-۱- ضریب ظرفیت باربری N_{c0} و ضریب شکل n برای خاک رسی که مقاومت آن با عمق افزایش می یابد

۲-٤- ظرفیت باربری خاک لایه لایه

هنگامی‌که 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 می شود.

نکات فنی

ظرفیت باربری خاک لایه لایه به طورکلی از روش کمان دایره محاسبه می شود. در این حالت فشار سربار در بالای تراز در پی به صورت سربار در شکل ۲-۴-۱ در نظر گرفته می شود. ضریب اطمینان برای کمان دایره ای که از ته کناره پی می گذرد از تحلیل کمان دایره روش تغییر داده شده *Fellenius* محاسبه می گردد. ضریب اطمینان نباید کمتر از ۱/۵ باشد. ضریب اطمینان در حالاتی ممکن است که نشست قابل ملاحظه به کارآیی سازه لطمه بزند (همانند پی جرثقیل) به ۲/۵ افزایش می یابد.



شکل ۲-٤-۱- روش تحلیل کمان دایره برای محاسبه ظرفیت باربری زمین با چند لایه خاک مختلف

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

$$q_a = \left(4 + 0.5\frac{B}{H}\right)\frac{c_u}{F} + \gamma_2 D \qquad (۱-۴-۲)$$

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

B: کوچکترین عرض پی (m)

H: ضخامت لایه رس (m)

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

γ_2: وزن واحد حجم خاک‌بالای تراز کف پی (یا وزن واحد حجم غوطه‌ور درصورت غوطه‌وری) (kN/m^2)

D: طول مدفون در خاک پی (m)

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 سازه های ثقلی وارد می شود، مورد استفاده قرار می گیرد. در این حالت تحلیل کمان دایره باید بر اساس روش ساده شده *Bishop* انجام گیرد. ضریب اطمینان مورد استفاده در رابطه زیر براساس خصوصیات سازه، مقادیر متناسب را به خود می گیرد.

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

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin\alpha + \frac{1}{R}\sum Ha} \sum \frac{(cb + W' \tan\phi)\sec\alpha}{1 + (\tan\alpha \tan\phi)/F_s} \qquad (۱-۵-۲)$$

که در آن:

F_s: ضریب اطمینان در مقابل شکست دایره ای مطابق با روش ساده شده *Bishop*

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

α: زاویه ای که ته قطعه لغزشی با صفحه افقی می سازد (درجه)

R: شعاع کمان دایره لغزش (m)

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

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

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

b: عرض قطعه لغزشی

W': وزن‌موثر قطعه‌لغزشی در واحدطول (مجموع‌وزن‌خاک و سربار) (وزن‌واحدحجم غوطه‌ور درصورت غوطه‌وری) (kN/m)

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

تفسیر

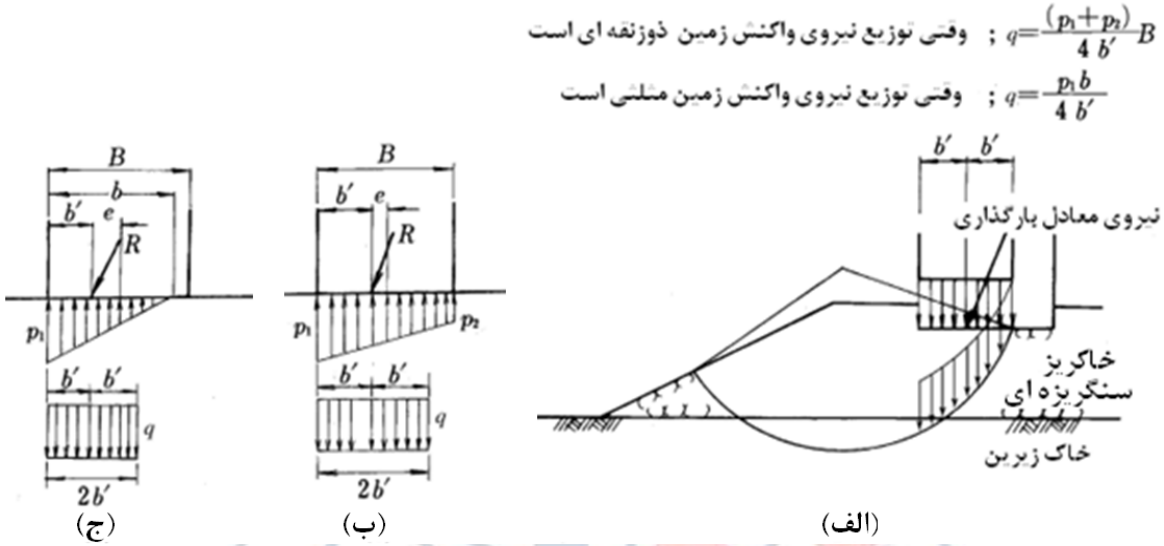
دیوارهای ساحلی و موج‌شکن‌های ثقلی تحت تاثیر نیروهای خارجی مانند وزن مرده، فشار خاک، نیروهای لرزه‌ای و موج بوده و ترکیب این نیروها معمولا یک نیروی خارج از مرکز و مایل را به وجود می‌آورد. بنابراین برای محاسبه ظرفیت باربری پی، باید تاثیرات نیروهای خارج از مرکز و مایل مد نظر قرار گیرد. بارهای خارج از مرکز و مایل به این معنا هستند که نسبت تمایل بار مساوی یا بزرگتر از ۰/۱ است. سازه های 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 براساس 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 موج شکن و دیوارهای ساحلی ثابت شده است.

نکات فنی

۱) تحلیل ظرفیت باربری با روش کمان دایره براساس روش ساده شده *Bishop* تحلیل از طریق کمان دایره براساس روش ساده شده *Bishop* دقیق تر از تحلیل براساس روش ساده شده فلنیوس است (به جز مواردی که بار قائم روی خاک لایه لایه افقی اعمال می‌شود). بنابراین، این روش برای شرایط بار خارج از مرکز و مایل به کار می‌رود. همان طور که در شکل ۲-۵-۱-الف نشان داده شده است نقطه شروع سطح لغزش به طور قرینه در حدود نقطه اثر برآیند نیروها بر یکی از گوشه های پی که به نقطه اثر نیرو نزدیک تر است تنظیم شده است. در این حالت، نیروی قائم موثر بر خاکریز سنگریزه‌ای به یک بار یکنواخت که روی عرض $2b'$

(شکل ۲-۵-۱-ب و ج) گسترده است، تبدیل می‌شود. فرض می گردد نیروی افقی به زیر سازه وارد می شود. هنگام محاسبه ظرفیت باربری طی زلزله، فرض می شود که نیروی لرزه ای روی خاکریز سنگریزه ای و زمین وارد نمی شود.



شکل ۲-۵-۱- تحلیل ظرفیت باربری برای بارهای خارج از مرکز و مایل

۲) ضریب اطمینان همانند سایر موارد تحلیل کمان دایره ضریب اطمینان به‌صورت نسبت گشتاور مقاوم ناشی از مقاومت برشی به گشتاور لغزشی ناشی از نیروهای خارجی و وزن خاک بیان می گردد. 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 ۲-۵-۱ خلاصه شده است.

جدول ۲-۵-۱- ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری بارهای خارج از مرکز و مایل (روش کمان دایره ساده شده *Bishop*)

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

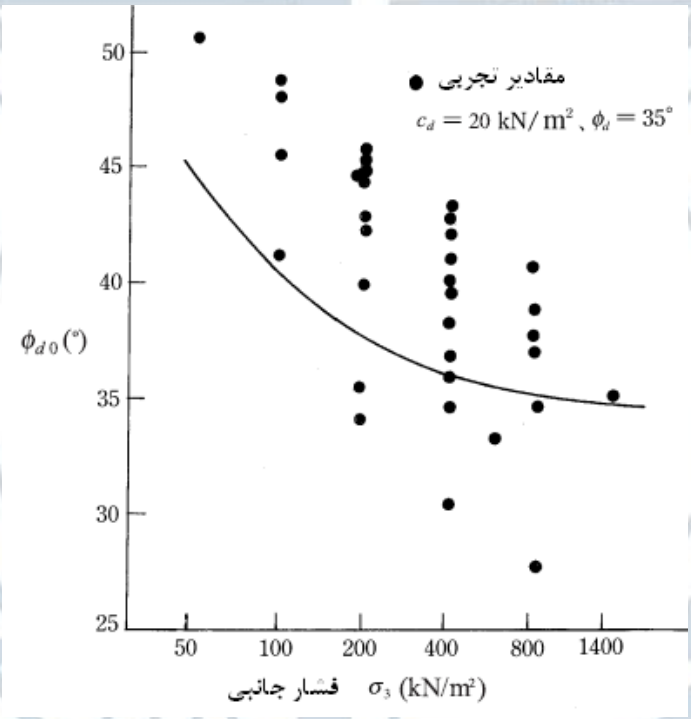
۳) پارامترهای مقاومتی برای مصالح خاکریز و زمین پی

الف) مصالح خاکریز

مدل‌سازی 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 تقریبا معادل نتایج به‌دست‌آمده روی مواد با دانه‌بندی‌مشابه و ضریب‌یکنواختی‌یکسان است. بنابراین، آزمایش‌های سه‌محوری فشاری با استفاده از نمونه‌های با دانه‌بندی مشابه باید انجام شود تا پارامترهای مقاومتی سنگریزه به طور دقیق مشخص گردد. اگر آزمایش های مقاومتی صورت نگیرد مقادیر ۲۰ kN/m^2 برای چسبندگی ظاهری c_d و ۳۵درجه برای اصطکاک داخلی ϕ_d به عنوان مقادیر پارامترهای مقاومتی سنگریزه هایی که عموما در ساخت و ساز بندری به کار می رود، مورد استفاده قرار می گیرند.

مقادیر استاندارد بالا از روی نتایج محافظه‌کارانه آزمایش های سه محوری فشاری در مقیاس بزرگ روی سنگ خرد شده و تحلیل ظرفیت باربری موج شکن ها و دیوارهای ساحلی موجود به دست آمده است. شایان ذکر است که پارامتر مقاومتی چسبندگی $c_d=20$ kN/m^2 با در نظر گرفتن زاویه اصطکاک داخلی ϕ_d خرده سنگ به سبب فشار محفظی، چسبندگی ظاهری می باشد.

شکل ۲-۵-۲ نتایج آزمایش سه محوری فشاری بر روی نمونه‌های مختلف خرده سنگ و سنگریزه را نشان می‌دهد. در این شکل مشاهده می شود زمانی‌که فشار محفظی افزایش یابد، ϕ_{d0} به‌سبب خردشدن‌ذرات‌کاهش می‌یابد. خط‌ممتد در شکل، نمایانگر مقادیر تحت فرضیات چسبندگی‌ظاهری $c_d=20\ kN/m^2$ و اصطکاک‌داخلی $\phi_d=35^\circ$ بوده و در اینجا بستگی ϕ_{d0} به فشار محفظی با در نظر گرفتن چسبندگی ظاهری به خوبی تعریف شده است.



شکل۲-۵-۲- رابطه بین ϕ_{d0} و فشار محفظی جانبی σ_3

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

ب) زمین پی

پی های تحت اثر بارهای خارج از مرکز و مایل اغلب باعث شکست لغزشی سطحی می شوند. در این موارد، تحلیل مقاومت نزدیک به سطح زمین پی اهمیت به سزایی دارد.

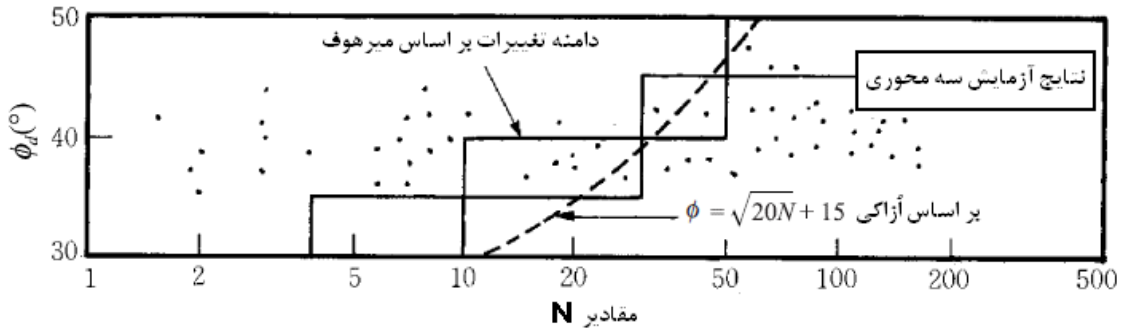
اگر خاک پی ماسه‌ای باشد، زاویه اصطکاک ϕ_d به طور معمول از روی N (عدد SPT) تخمین زده می‌شود. روابط تخمین که تا به امروز استفاده می شود، در زمین ماسه ای کم عمق مقدار ϕ_d را کمتر از واقعیت تخمین می زند زیرا که هیچ اصلاحی برای بار سربار در محل در نظر گرفته نشده است. شکل ۲-۵-۳ یک مطالعه مقایسه ای بین روابط پیشنهادی قبلی و نتایج آزمایش های سه محوری فشاری بر روی خاک ماسه ای را ارائه می دهد. حتی برای زمانی که مقدار N کمتر از ۱۰ باشد زاویه اصطکاک داخلی ۴۰

به‌دست 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. براساس تحلیل ظرفیت باربری سازه هایی کـه در گذشـته آسیب دیده اند، مقادیر زیر به عنوان مقادیر استاندارد ϕ_d برای خاک پی مورد استفاده قرار می گیرد:

$\phi_d = 40^\circ \rightarrow$ خاک شنی با مقدار N کمتر از ۱۰

$\phi_d = 45^\circ \rightarrow$ خاک شنی با مقدار N بیشتر از ۱۰

اگر زمین از خاک‌چسبنده تشکیل‌شده باشد، می‌توان مقاومت را از روش **بخش ۲**، بند **۱۱-۳-۳- خواص برشی** تعیین کرد.



شکل ۲-۵-۳- رابطه بین مقادیر N و ϕ_d حاصل از آزمایش های سه محوری روی نمونه های ماسه دست نخورده

۲-۶- گسیختگی ناشی از لغزش

۲-۶-۱- در پی‌هایی که زیر اثر بارهای مورب نسبت به‌کف 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:

$$H < S + E_p \qquad (۲-۶-۱)$$

که در آن:

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

S: نیروی‌برشی‌مقاوم‌موجودبین‌سطح‌زیرین پی و خاک که با استفاده ازضوابط‌بند **۲-۶-۲** محاسبه‌می‌شود

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 به‌شرح زیر محاسبه می‌شوند:

الف) خاک در شرایط زهکشی‌شده:

$$S = Q' \tan\delta \qquad (۲-۶-۲)$$

که در آن:

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

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

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

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

ب) خاک در شرایط زهکشی نشده:

$$S = A'C_u \qquad (۳-۶-۲)$$

که در آن:

A': مساحت موثر سطح زیرین پی

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

$$S \le 0.4Q \qquad (۴-۶-۲)$$

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.

۲-٦-۳- 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 به‌میزان این حرکت نسبی دارد. توصیه می‌شود در محاسبه E_p در هیچ حالت مقدار K_p بیشتر از ۵۰٪ مقدار تعیین‌شده آن، منظور نگردد.

۲-٦-٤- در مواردی که پی بر روی خاک‌های رسی واقع است، باید باربری محدوده‌ای که دارای نوسان آب‌های زیرزمین فصلی است و همچنین امکان انقباض رس در لبه قائم پی در نظر گرفته شود.

۲-٦-۵- در کاربری رابطه فوق باید نسبت به‌عدم جابه‌جایی خاک جلوی پی در اثر فرسایش و یا دخالت‌های انسانی، اطمینان حاصل کرد. به‌عبارت دیگر باید اطمینان حاصل گردد که نیروی مقاومت E_p در طول عمر سازه از بین نمی‌رود.

۲-٦-٦- ملاحظات لرزه‌ای

درطراحی پی‌هایی که زیر اثر بارهای ناشی از زلزله قرار می‌گیرند رعایت‌ملاحظات زیر درتعیین ظرفیت‌باربری‌مجاز پی R الزامی است.

الف) احتمال‌کاهش مقاومت و سختی‌خاک زیر اثر بارهای‌لرزه‌ای بایدبررسی‌شود و پارامترهای ژئوتکنیکی خاک که در محاسبه R به‌کار برده می‌شوند با توجه به‌این احتمال در نظر گرفته شوند. لازم است به‌این نکته توجه شود که کاهش مقاومت و سختی خاک ممکن است حتی در تراز تغییرشکل‌های نسبی کوچک هم آغاز شوند.

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

ج) خاک‌های رسی حساس در جریان زلزله ممکن است دچار کاهش مقاومت برشی شوند. این احتمال باید بررسی شود.

د) خاک‌های غیرچسبنده در جریان زلزله ممکن است در معرض افزایش فشار آب حفره‌ای قرار گیرند. این افزایش فشار باید در مقاومت‌زهکشی‌نشده کوتاه‌مدت و یا با درنظر گرفتن اثر افزایش فشار آب‌حفره‌ای در تحلیل با تنش‌موثر، مورد توجه قرار گیرد.

هـ) در خاک‌های ماسه‌ای اشباع کم‌تراکم باید احتمال وقوع روانگرایی، با انجام آزمایش‌های برجا و آزمایشگاهی، بررسی شود و در صورت احتمال وقوع روانگرایی نسبت به‌انتقال بار به‌لایه‌های 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.

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

Draft
PMO

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 روش‌های مناسب و نوع سازه، روش ساخت و شرایط خاک تعیین شود.

تفسیر

۱) ظرفیت کاربری مجاز قائم برای پی های عمیق

به‌طورکلی، ظرفیت باربری مجاز پی عمیق به‌صورت مجموع ظرفیت باربری مجاز جانبی پی و ظرفیت باربری مجاز انتهایی پی بیان می گردد (رابطه ۳-۲-۱). ولی برای محاسبه مقدار تغییر شکل سازه باید تغییر شکل پی عمیق باید با در نظر گرفتن خاکی که مانند فنر عمل می کند تخمین زده شود.

$$q_a = q_{a1} + \Delta q_a \qquad (۳-۲-۱)$$

که در آن:

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

q_{a1}: ظرفیت باربری مجاز انتهایی پی (kN/m^2) (به بندهای **۳-۲- ظرفیت باربری روی زمین ماسه ای** و **۳-۳- ظرفیت باربری پی روی زمین رسی** مراجعه شود)

Δq_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 دست‌خورده 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 ۳-۲-۲ برای محاسبه افزایش ظرفیت باربری مجاز ناشی از مقاومت اصطکاکی جداره در زمین ماسه‌ای استفاده می‌شود.

$$\Delta q_a = \frac{1}{F}\left(1+\frac{B}{L}\right)\frac{D^2}{B} K_a \gamma_2 \mu \qquad (۳-۲-۲)$$

که در آن:

F: ضریب اطمینان (همان مقدار که برای q_{a1} استفاده می شود)

K_a: ضریب رانش محرک فشار خاک ($\delta = 0^\circ$) (**بخش۲، فصل ۱۴- فشار خاک و فشار آب**)

γ_2: وزن واحدحجم خاک بالای تراز کف پی (یا درصورت غوطه‌وری، وزن واحدحجم غوطه‌ور) (kN/m^3)

D: طول مدفون در خاک پی (m)

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

B: عرض پی (m)

L: طول پی (m)

در رابطه ۳-۲-۲ افزایش ظرفیت باربری مجاز Δq_a از تقسیم کل مقاومت اصطکاکی بر مساحت انتهای پی و ضریب‌اطمینان حاصل می‌گردد. مقاومت‌اصطکاکی کل، به‌صورت حاصل‌ضرب مقاومت‌اصطکاکی متوسط جانبی $\bar{f}$ در طول مدفون در خاک پی D و کل سطح تماس بین خاک ماسه ای و جدار پی محاسبه می گردد.

رابطه ۳-۲-۳ به طور کلی برای محاسبه مقاومت اصطکاکی متوسط جانبی $\bar{f}$ مربوط به طول D به کار می‌رود.

$$\bar{f} = \frac{1}{D}\int_o^D \gamma z K_a \mu dz = \frac{1}{2} K_a \gamma D \mu \qquad (۳-۲-۳)$$

زاویه اصطکاک بین جدار پی و خاک ماسه ای نباید از زاویه اصطکاک داخلی خاک ϕ بزرگتر باشد و در حالت خاک ماسه ای و بتن نمی توان $\phi(2/3)$ در نظر گرفت.

۲) مقاومت چسبندگی جدار پی در زمین رسی

رابطه ۳-۲-۴ را می توان برای محاسبه افزایش ظرفیت باربری مجاز به سبب مقاومت جدار پی در خاک رسی استفاده نمود.

$$\Delta q_a = \frac{2}{F}\left(1 + \frac{B}{L}\right)\frac{D_c}{B}\overline{c_a} \qquad (۳-۲-۴)$$

که در آن:

$\overline{c_a}$: 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 (m)

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

به همین علت چسبندگی‌متوسط $\overline{c_a}$ در رابطه ۳-۲-۴ به‌مقادیر متوسط مدفون زیر تراز آب‌زیرزمینی اشاره می‌کند. برای مقادیر تجربی چسبندگی متوسط $\overline{c_a}$ به جدول ۳-۲-۱ مراجعه شود.

جدول ۳-۲-۱- چسبندگی متوسط (kN/m^2)

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

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

۳) ضریب اطمینان

ضریب‌اطمینان برای لحاظ‌نمودن در روابط ۳-۲-۲ و ۳-۲-۴ باید ۲/۵ یا بزرگتر (برای سازه‌های مهم) و ۱/۵ یا بزرگتر برای سایر

سازه‌ها باشد.

۳-۳- ظرفیت باربری جانبی

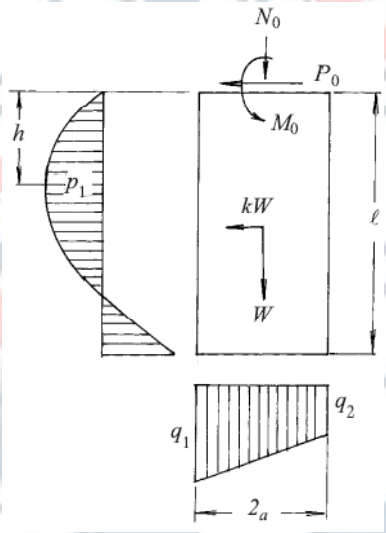
ظرفیت باربری جانبی پی عمیق باید با در نظر گرفتن شرایط زمین، خصوصیات سازه و روش ساخت تعیین گردد.

تفسیر

ظرفیت باربری جانبی پی عمیق توسط مولفه افقی عکس العمل بستر بر روی جداره و مولفه قائم عکس العمل بستر در کف پی کنترل می شود.

نکات فنی

۱) هنگامی‌که نیروی برآیند در کف پی در داخل هسته مرکزی عمل کند (هنگامی‌که خروج از مرکز بودن کل نیرویی که در کف پی عمل می‌کند در فاصله $\frac{۱}{۶}$ عرض پی از محور مرکزی پی باشد) و توزیع افقی و قائم عکس‌العمل خاک به‌صورت شکل ۳-۳-۱ باشد، بیشترین عکس العمل افقی خاک p_1 و بیشترین عکس العمل قائم خاک q_1 را می توان با در نظر گرفتن یک مقدار مناسب ضریب اطمینان برای فشار مقاوم خاک و ظرفیت باربری نهایی برآورد نمود.



شکل ۳-۳-۱- وقتی برآیند در داخل هسته مرکزی عمل می کند

۲) فرض مربوط به توزیع عکس العمل خاک

توزیع افقی عکس‌العمل خاک در شکل ۳-۳-۱ را می توان به‌صورت یک سهمی درجه دو با مقدار صفر در سطح زمین در نظر گرفت. این فرض معادل رابطه‌ای مانند رابطه ۳-۳-۱ بین تغییرمکان افقی y و فشار عکس‌العمل خاک P در زمانی که پی به عنوان یک توده صلب دوران کند، می باشد.

$$p = Kxy \qquad (۱-۳-۳)$$

که در آن:

p: عکس العمل خاک (kN/m^2)

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

x: عمق (m)

y: تغییر مکان افقی در عمق x (m)

برای عکس‌العمل قائم خاک یک توزیع خطی در نظر گرفته شده است. بنابراین زمانی‌که نیروی موجود در کف پی در داخل هسته عمل کند، توزیع تنش همان‌طورکه در شکل ۳-۳-۱ نشان داده شده است، ذوزنقه‌ای می‌باشد.

۳) زمانی که برآیند نیروها در کف پی درون هسته عمل می کند

شرایطی که تحت آن نیروی برآیند در کف پی درون هسته عمل می کند در رابطه ۳-۳-۲ بیان شده است.

$$\frac{N_0 + w_1 l}{A} \geq \frac{3aK'\left(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0\right)}{b\left(l^3 + 24\alpha K' a^3\right)} \qquad (۲-۳-۳)$$

در این حالت بیشترین عکس العمل افقی خاک p_1 (kN/m^2) و بیشترین عکس العمل قائم خاک q_1 (kN/m^2) به ترتیب از روی روابط ۳-۳-۳ و ۳-۳-۴ به دست می آید.

$$p_1 = \frac{3\left[kw_1 l^4 + 3P_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8\alpha K' a^3\left(kw_1 l + P_0\right)\right]^2}{4bl^3\left(l^3 + 24\alpha K' a^3\right)\left(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0\right)} \qquad (۳-۳-۳)$$

$$q_1 = \frac{N_0 + w_1 l}{A} + \frac{3\alpha K'\left(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0\right)}{b\left(l^3 + 24\alpha K' a^3\right)} \qquad (۴-۳-۳)$$

در زمان مطالعه ظرفیت‌باربری جانبی پی‌عمیق، مقادیر به‌دست آمده p_1 و q_1 از روابط ۳-۳-۳ و ۳-۳-۴ باید روابط ۳-۳-۵ و ۳-۳-۶ را ارضا نماید.

$$p_1 \leq \frac{1}{F} p_p \qquad (۵-۳-۳)$$

$$q_1 \leq q_a \qquad (۶-۳-۳)$$

که در آنها:

l: طول مدفون (m)

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

$2a$: حداکثر طول (m)

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 ۳-۳-۱ مراجعه شود)

w_1: وزن پی عمیق در واحد عمق (kN/m)

α: ضریبی که برای شکل کف در نظر گرفته می‌شود (برای مستطیل $\alpha = 1$ و برای دایره $\alpha = 0.588$)

p_p: بیشترین فشار مقاوم خاک در عمق h (kN/m^2) (به **بخش۲، فصل۱۴- فشار خاک و فشار آب** مراجعه گردد)

h: عمقی که در آن عکس العمل افقی خاک بیشترین می گردد (m) (رابطه ۳-۳-۷)

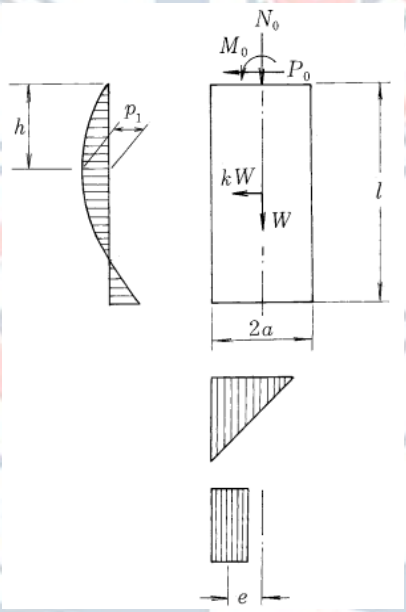
q_a: ظرفیت باربری قائم در تراز کف (kN/m^2) (رابطه ۳-۲-۱)

F: ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری افقی

$$h = \frac{kw_1 l^4 + 3P_0 l^3 + 4M_0 l^2 + 8\alpha K' a^3 (kw_1 l + P_0)}{2l(kw_1 l^2 + 4P_0 l + 6M_0)} \qquad (۳-۳-۷)$$

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 ۳-۳-۲ 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 ۳-۳-۸ به دست می آید.



شکل ۳-۳-۲- زمانی که نیروی برآیند درون هسته مرکزی عمل نمی کند

$$p_1 = \frac{3(kWl + 4M_0 - 4N_0 e - 4We + 3P_0 l)^2}{4bl^2(kWl + 6M_0 - 6N_0 e - 6We + 4P_0 l)} \qquad (۳-۳-۸)$$

مقدار p_1 حاصل از رابطه ۳-۳-۸ باید در رابطه ۳-۳-۵ صدق کند. در این‌حالت h از رابطه ۳-۳-۹ به‌دست می‌آید.

$$h = \frac{l(kWl + 4M_0 - 4N_0 e - 4We + 3P_0 l)}{2(kWl + 6M_0 - 6N_0 e - 6We + 4P_0 l)} \qquad (۳-۳-۹)$$

که در آن:

h: عمقی که در آن عکس العمل افقی خاک بیشترین می شود (m) (شکل ۳-۳-۲)

W: وزن مرده پی (kN)

e: خروج از مرکزیت (m)

فاصله e همان طوری که در شکل ۳-۳-۲ نشان داده شده است تعریف می شود. اگر مقطع کف پـی مسـتطیل بـا طـول $2a$ (m) و عرض $2b$ (m) باشد مقدار e توسط رابطه ۳-۳-۱۰ محاسبه می شود.

$$e = a - \frac{W + N_0}{4bq_a} \qquad (۱۰-۳-۳)$$

اگر کف پی دایره باشد، می‌توان کف پی را به‌صورت مستطیلی با طول $2a$ و عرض $2b$ با تعاریف زیر درنظر گرفت.

$$\left.\begin{aligned} 2a &= \frac{\pi}{3}D \\ 2b &= \frac{3}{4}D \end{aligned}\right\} \qquad (۱۱-۳-۳)$$

که در آن:

D: قطر دایره (m)

در این صورت، ظرفیت باربری افقی را می توان به‌صورتی 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 می شود.

Draft
PMO

فصل ٤- ظرفیت باربری شمع ها

٤-١- ظرفیت باربری محوری مجاز شمع

٤-١-١- کلیات

ظرفیت باربری محوری مجاز شمع ها باید براساس 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 می شود.

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 شمع ها
۵) اصطکاک جداره منفی جداره شمع ها
۶) بررسی بالا آمدگی شمع ها
۷) نشست شمع ها

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 می توان در طراحی پی های شمعی مورد استفاده قرار داد.

۲) ظرفیت باربری شمع‌ها، به طور قابل ملاحظه‌ای از روش اجرا و ساخت شمع ها تاثیر می پذیرد. بنابراین قبل از شروع عملیات ساخت، شمع آزمایشی رانده شده و پارامترهای طراحی با مطالعات مختلف تایید می گردد.

۳) گروه‌شمع، مجموعه‌ای از شمع‌ها است که در آن ظرفیت‌باربری و تغییرشکل هرشمع از دیگری تاثیر می‌پذیرد.

٤-١-٢- ظرفیت باربری محوری مجاز استاندارد

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

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 می گیرد. ضریب اطمینان باید مقادیری را به خود گیرد که امنیت شمع ها 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 ۴-۱-۱ دستورالعملی کلی برای مقادیر کمینه ضریب اطمینان ارائه می دهد که براساس اصول زیر پیشنهاد شده اند:

الف) کمترین مقدار ضریب اطمینان ۲/۵ در شرایط عادی بدین معناست که ضریب اطمینان در مقابل پدیده شکست‌نهایی

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 عموما به‌طور تدریجی افزایش می‌یابد.

۲) چنانچه تغییر شکل های دائمی زمین بعد از زلزله ماندگار به نظر برسد مطالعات بیشتری لازم خواهد بود. در رابطه با خصوصیات دینامیکی خاک، موارد مجهول زیادی وجود دارد. بنابراین بعید به نظر می رسد 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 زلزله های قبلی، روانگرایی در لایه ماسه‌ای شل رخ داده و ظرفیت باربری را به طور قابل ملاحظه ای کاهش داده است. شمع های اصطکاکی به راحتی تحت تاثیر این پدیده قرار می گیرند. بنابراین ضریب اطمینان شمع های اصطکاکی حین زلزله باید بیش از مقادیر آن برای شمع های اتکایی باشد.

۳) اگر مقادیر ضریب اطمینان در جدول ۴-۱-۱ مورد استفاده قرار گیرد، سازه های معمولی بندر و لنگرگاه تحت شرایط عادی طراحی ایمن خواهد بود. برای سازه های مهم یا حیاتی، ضریب اطمینان بیشتر مورد استفاده قرار می گیرد. از سوی دیگر می توان با تکیه بر تحقیقات کافی یا قضاوت محافظه‌کارانه ضرایب اطمینان کمتری را مورد استفاده قرار داد. به طور مثال وقتی مطالعات دقیق روی خاک صورت گرفته، آزمایش های بارگذاری انجام شده و رفتار تخمین زده شده شمع با نتایج مشاهده شده بر روی سازه های 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 ٤-١-١- دستورالعمل برای مقادیر کمینه ضریب اطمینان

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

٤-١-٣- ظرفیت باربری محوری نهایی تک شمع

برای محاسبه ظرفیت باربری محوری نهایی یک شمع، انجام آزمایش های بارگذاری در محل مطلوب است. اگر انجام این آزمایش‌ها دشوار باشد، ظرفیت باربری محوری نهایی شمع را می توان 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 آزمایش‌های بارگذاری محوری مطلوب و منطقی‌ترین روش برای تخمین‌ظرفیت باربری مجاز برای طراحی می‌باشد در بعضی موارد، به‌دلیل محدودیت‌های اقتصادی و کوتاهی زمان ساخت، انجام آزمایش بارگذاری قبل از طراحی دشوار می‌باشد. 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 براین اساس تعیین می‌گردد، انجام آزمایش‌های بارگذاری در مراحل اولیه ساخت برای تایید ظرفیت باربری مجاز که در طراحی استفاده شده، ضروری به نظر می‌رسد.

٤-١-٤- تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی به روش آزمایش های بارگذاری

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

تفسیر

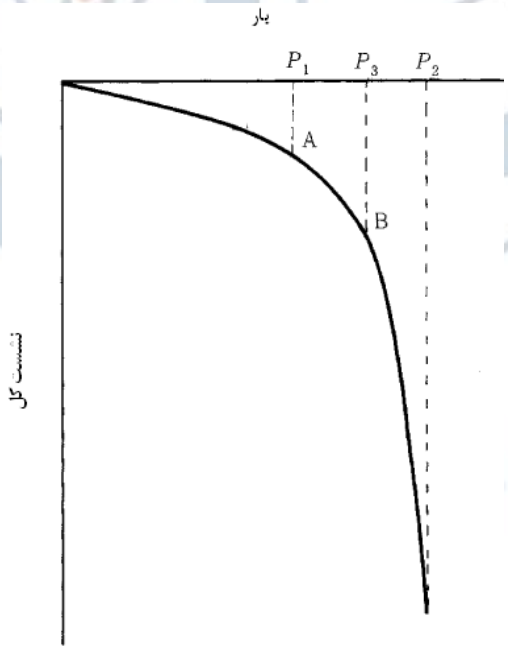
آزمایش‌های بارگذاری شمع یک آزمایش تمام مقیاس بوده که می‌توان به وسیله آن ظرفیت باربری نهایی را تعیین کرد. اما در آزمایش‌های بارگذاری، شرایط بارگذاری از لحاظ تعداد شمع‌ها و زمان بارگذاری با شرایط بارگذاری واقعی متفاوت است.

نکات فنی

۱) بار تسلیم بار نهایی

رابطه بین بار و نشست کل به وسیله بارگذاری استاتیک در شکل ۴-۱-۱ نشان داده شده است. بار تسلیم توسط P_1 در نقطه A جایی‌که انحنای کم اولیه پرشیب می شود و منحنی بیشینه انحنا را دارد و بار نهایی توسط P_2 در جایی که منحنی بار- نشست قائم می‌شود نشان داده شده است.

شمع هایی که در خاک ماسه ای کار گذاشته شده اند معمولا به این بار نمی رسند. در این حالت بار نهایی ممکن است به‌صورت 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 ٤-١-١- بار تسلیم و بار نهایی

۲) بار نهایی

به دلیل محدودیت ظرفیت ماشین آلات، تعیین بار نهایی بوسیله آزمایش های بارگذاری همواره میسر نمی باشد. در این موارد بار نهایی، ۱/۲ برابر بار تسلیم به دست آمده از روی آزمایش های بارگذاری فرض می شود. اگر در هنگام بارگذاری تسلیم اتفاق نیافتد، بار نهایی، ۱/۲ 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.

٤-۱-۵- تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی با روابط ظرفیت باربری استاتیک

شرایط زمین و شمع، روش ساخت و محدودیت های رابطه به هنگام تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی بار با روابط ظرفیت باربری استاتیک حائز اهمیت می باشد.

نکات فنی

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

الف) شمع کوبیده شده توسط چکش

(۱) رابطه ۴-۱-۱ را می توان برای تخمین ظرفیت باری نهایی شمع رانده شده در خاک ماسه ای توسط چکش به کار برد.

$$R_u = 300NA_p + 2\overline{N}A_s \qquad (۴-۱-۱)$$

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

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

مقدار N از رابطه ۴-۱-۲ به دست خواهد آمد.

$$N = \frac{N_1 + \overline{N_2}}{2} \qquad (۴-۱-۲)$$

که در آن:

N_1: مقدار عدد N در نوک شمع

$\overline{N_2}$: 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 شمع هایی که در زمین هایی با مقادیر N بیش از ۵۰ رانده شده‌اند، احتیاط لازم است، چرا که این مقادیر خیلی قابل‌اعتماد نیستند. به علاوه باید بررسی شود که آیا می‌توان در این زمین‌های سخت از جمله اول رابطه به طور مستقیم استفاده کرد.

(۲) رابطه ۴-۱-۳ را می‌توان برای تخمین ظرفیت باربری نهایی شمع رانده شده در خاک رسی توسط چکش استفاده کرد:

$$R_u = 8c_p A_p + \overline{c_a} A_s \qquad (۴-۱-۳)$$

که در آن:

c_p: چسبندگی در نوک شمع (kN/m^2)

$\overline{c_a}$: چسبندگی متوسط برای کل طول مدفون شمع (kN/m^2)

مقدار چسبندگی را می توان به شرح زیر محاسبه کرد:

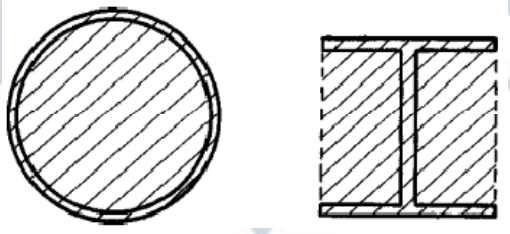
$$\left.\begin{array}{ll} c_a = c & c \le 100\,kN/m^2 \\ c_a = 100\,kN/m^2 & c > 100\,kN/m^2 \end{array}\right\} \qquad (۴-۱-۴)$$

در اینجا توجه کافی به خصوصیات زمین، شرایط شمع و مقادیر به دست 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 لرزه ای (چکش لرزه ای)، با افزایش ظرفیت این ماشین آلات در سال های اخیر به طور فزاینده ای برای راندن شمع ها متداول است. از آن جا که اصول این روش متفاوت از روش راندن چکشی است ظرفیت باربری باید دقیقا تخمین زده شود. هنگام استفاده از این روش، زمین باید از طریق راندن شمع متراکم گردد (به جای استفاده از روش لرزه ای برای رانش نهایی) یا این که آزمایش های بارگذاری قائم انجام تا خصوصیات ظرفیت باربری زمین مورد نظر تایید شود.

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

۲) حتی اگر کفشک در انتهای شمع موجود نباشد، می توان مساحت باربر انتهای شمع فولادی را همان گونه که در شکل ۴-۱-۲ 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 لوله ای یا H شکل داخل ناحیه درونی شمع می شود. (تا زمانی که اصطکاک داخلی بین خاک و دیواره شمع فولادی معادل مقاومت انتهای شمع می شود). این تعادل مانع داخل شدن خاک شده و همان اثر بسته شدن سطح انتهایی شمع را دارد. اما در حالتی که قطر شمع رانده شده بزرگ باشد، سطح کاملا مسدود نخواهد شد و بررسی نسبت مسدود شدن ضروری به نظر می رسد.



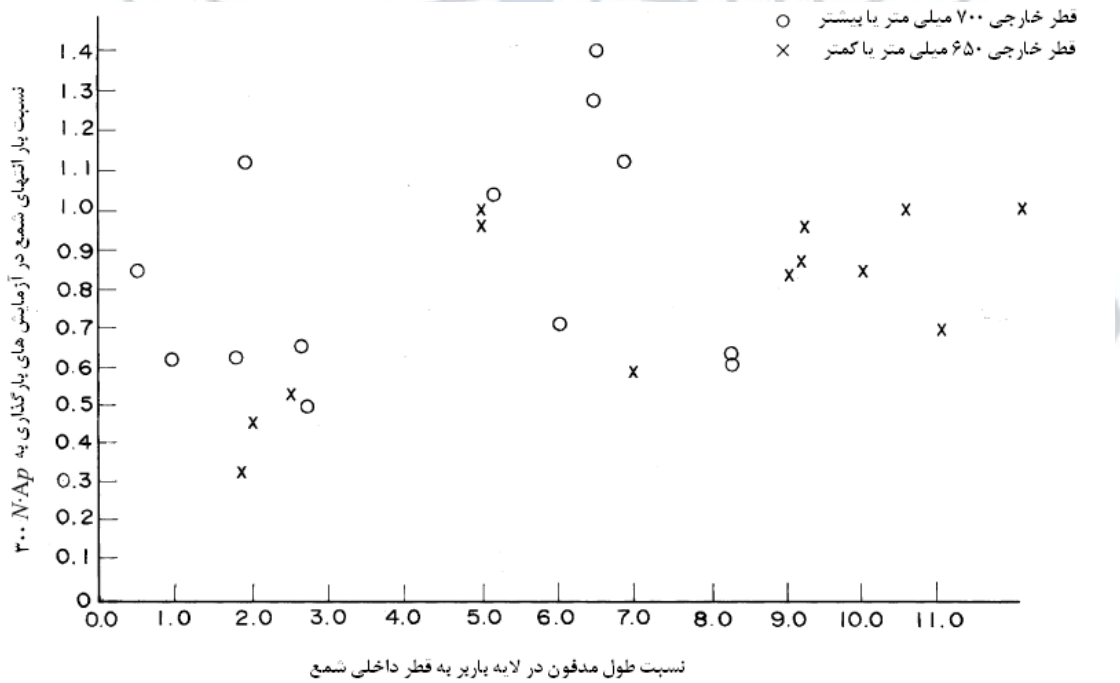
شکل ٤-۱-۲- سطح باربر شمع های فولادی

۳) نسبت مسدود بودن سطح

نسبت مسدود بودن سطح را نمی توان به‌سادگی از روی قطر یا عرض شمع تعیین کرد. این نسبت همچنین به طول نفوذ شمع، مشخصات زمین و نحوه اجرا بستگی دارد. بر اساس داده های قبلی، زمانی که قطر شمع لوله‌ای فولادی از ۶۰ سانتی‌متر کمتر یا کوچکترین عرض شمع H شکل فولادی کمتر از ۴۰ سانتی متر است، این نسبت را می توان 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 روش های تحلیلی دشوار می باشد. در شکل ۴-۱-۳ مقادیر نسبت سطح مسدود پیشنهادی ارائه شده است. در این شکل شمع‌های با قطر ۱۱۱۷/۶ میلی متر یا کوچکتر نشان داده شده اند و در محاسبه نسبت سطح مسدود با استفاده از رابطه ۴-۱-۱ فرض‌شده که جمله اول، ظرفیت‌باربری انتهای شمع در حالت مسدود بودن کامل را نشان می‌دهد. طبق شکل، نسبت مسدود بودن سطح بین ۳۰ تا ۱۴۰ درصد تغییر می کند. این بدان معناست که این نسبت را نمی توان تنها از روی قطر شمع فولادی لوله ای یا نسبت طول مدفون پی به ضخامت لایه باربر یا مشخصات خاک لایه باربر به دست آورد.

در سال های اخیر شمع‌های لوله فولادی با قطر ۱۱۰۰ میلی متر یا بیشتر بسیار متداول شده اند، اما داده ای در مورد نسبت سطح مسدود بودن این شمع ها موجود نبوده و بنابراین این مقادیر مجهول می باشد. از آن جا که نسبت مسدود بودن سطح از روش اجرا و شرایط زمین تاثیر می پذیرد، آزمایش‌های بارگذاری ضروری است.



شکل ٤-١-٣- اثر انسداد شمع با انتهای باز

۴) ظرفیت باربری سنگ نرم

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

$$R_u = 5q_u A_p \qquad (۵-۱-۴)$$

مقادیر q_u، بسته به پیشرفت ترک های طبیعی زمین، باید به $\frac{۱}{۲}$ یا $\frac{۱}{۳}$ مقادیر اندازه گرفته شده کاهش داده شود. مقدار q_u در هیچ حالت از $2\times10^4\ kN/m^2$ بزرگتر نمی باشد.

٤-١-٦- مطالعه تنش فشاری مصالح شمع

ظرفیت باربری محوری مجاز شمع نباید از مقدار حاصل‌ضرب سطح مقطع موثر شمع در تنش فشاری مجاز مصالح شمع که در بند **٤-١-١- کلیات** به آن اشاره شد، بیشتر باشد.

٤-١-٧- کاهش ظرفیت باربری به سبب درزها

١) جوش‌دادن شمع‌ها به‌هم چنانچه ضروری باشد، باید تحت نظر افراد ذی‌صلاح صورت گرفته و اعتبار درزها طی بازرسی تایید شود.
٢) اگر درزها به‌حدکافی قابل اطمینان هستند، کاهش ظرفیت باربری محوری مجاز بواسطه وجود درز ضروری نیست.

نکات فنی

١) زمانی که شمع ها جوش داده می شوند 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 می شود.
٢) معمولا جوش‌کاری دایره‌ای در محل با استفاده از روش نیمه‌اتوماتیک برای جوش‌دادن شمع‌های لوله‌ای فلزی مورد استفاده در حیطه کاری بندر و لنگرگاه به‌کار 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.
٣) مفاد مربوط به درزها در بند **٤-٦-٣- اتصالات شمع‌ها** بررسی شده است.

٤-١-٨- کاهش ظرفیت باربری متاثر از ضریب لاغری

برای شمع های 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

١) این دستورالعمل مبتنی بر این واقعیت است که مایل شدن شمع ها حین اجرا، ظرفیت باربری آن ها را کاهش می دهد. اگر آزمایش های بارگذاری انجام شود ظرفیت باربری نهایی و ضرورت کاهش آن به خاطر دقت اجرا معین می گردد. در این حالت کاهش به سبب نسبت لاغری ضروری به نظر نمی رسد.
٢) هنگام کاهش ظرفیت باربری به‌خاطر نسبت لاغری شمع ها، مقادیر زیر به عنوان مرجع قابل استفاده می‌باشد:

الف) برای شمع غیر فولادی

$$\alpha = \begin{cases} 0 & : l/d \le 60 \\ \dfrac{l}{d} - 60 & : l/d > 60 \end{cases} \qquad (٤-١-٦)$$

ب) برای شمع های فولادی

$$\alpha = \begin{cases} 0 & : l/d \le 120 \\ \dfrac{l}{2d} - 60 & : l/d > 120 \end{cases} \qquad (٤-١-٧)$$

که در آن:

α: نسبت کاهش (٪)

l: طول شمع (m)

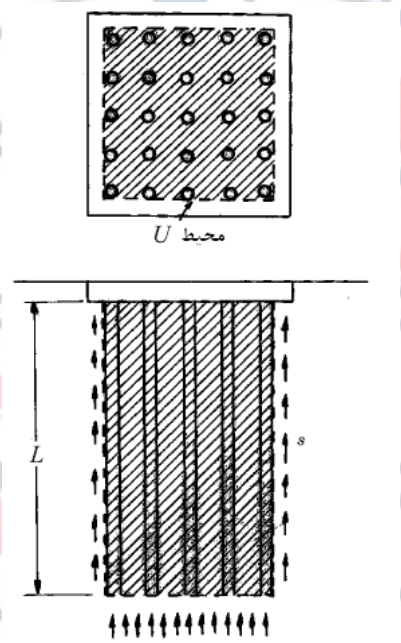
d: قطر شمع (m)

٤-١-٩- ظرفیت باربری گروه شمع

زمانی که گروه شمع مورد بررسی قرار می‌گیرد، ظرفیت باربری گروه شمع را می‌توان به‌صورت یک پی عمیق که همانند یک پوشش سطحی خارجی ترین شمع های گروه را در بر گرفته است بررسی نمود.

نکات فنی

ترزاقی و پک بیان نموده اند که شکست یک گروه شمع نه به معنای شکست تک تک شمع ها، 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 ۴-۱-۴، وقتی فاصله بین شمع‌ها کم است، به‌عنوان یک واحد منفرد کار می‌کند. ظرفیت‌باربری نهایی گروه شمع در این حالت توسط رابطه ۴-۱-۸ بیان می شود.



شکل ٤-١-٤- پی با گروه شمع

$$R_{gu} = q_d A_g + \bar{s} U L \qquad (۴-۱-۸)$$

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 ماسه ای** و **۲-۳- ظرفیت باربری پی روی زمین رسی** مراجعه شود)

A_g: مساحت انتهای بلوک گروه شمع ها (m^2)

U: محیط بلوک گروه شمع ها (m)

L: طول شمع ها (m)

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

ظرفیت باربری مجاز هر شمع به‌صورت زیر بیان می شود:

$$R_a = \left\{\frac{1}{F}\left(R_{gu} - \gamma'_2 A_g L\right)\right\}\frac{1}{n} \qquad (۹-۱-۴)$$

که در آن:

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

γ'_2: متوسط وزن واحدحجم کل بلوک شامل شمع‌ها و خاک (kN/m^3) (متوسط وزن واحدحجم در زیر تراز آب زیرزمینی به‌صورت غوطه‌ور (با درنظرگرفتن شناوری) و بالای‌آن وزن واحدحجم‌مرطوب محاسبه می‌شود)

n: تعداد شمع ها در گروه

F: ضریب اطمینان (به بند **٤-١-٢- ظرفیت باربری محوری مجاز استاندارد** مراجعه شود)

در حالت خاک چسبنده، رابطه ۴-۱-۹ با ۴-۱-۱۰ قابل جایگزینی است که در آن c چسبندگی و $\gamma'_2 \approx \gamma_2$ (γ_2: میانگین وزن واحد حجم خاک در تراز بالای نوک شمع) می باشد.

$$R_a = \frac{1}{nF}\left\{\left(5.7cA_g\left(1+0.3\frac{B}{B_1}\right)+cUL-\gamma_2 A_g L\right)\right\} \qquad (۱۰-۱-۴)$$

که در آن:

B: عرض بلوک گروه شمع (m)

B_1: طول بلوک گروه شمع (m)

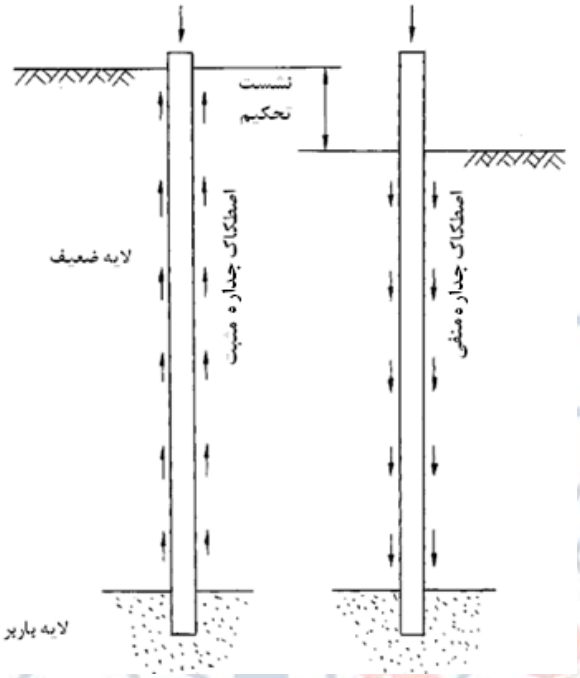
وقتی از ظرفیت باربری مجاز هر شمع در گروه استفاده شود از ظرفیت باربری مجاز تک شمع یا ظرفیت باربری مجاز در مقابل شکست بلوک (داده شده در رابطه ۴-۱-۹ یا ۴-۱-۱۰) کمتر می باشد. حد بالایی فواصل بین ردیف شمع ها که فرض بالا برای آن به‌کار گرفته می شود را نمی توان تعریف کرد و بر اساس خصوصیات زمین و آرایش شمع ها تغییر می کند.

٤-١-١٠- بررسی اصطکاک جداره منفی

اگر شمع های اتکایی در لایه ای با قابلیت تحکیم نفوذ کند، اصطکاک جداره منفی در ظرفیت باربری محوری مجاز شمع در نظر گرفته می شود.

تفسیر

هنگامی که شمع از یک لایه رسی نرم عبور می کند تا به لایه باربر برسد، نیروی اصطکاک لایه نرم ابتدا به سمت بالا عمل می کند و قسمتی از بار وارد بر شمع را تحمل می کند. هنگامی که لایه رس نرم تحکیم می شود، خود شمع چون توسط لایه باربر تحمل می‌شود به سختی نشست می‌کند، در این حالت جهت اصطکاک تغییر می‌کند (شکل ۴-۱-۵). نیروی اصطکاک روی محیط شمع در این حالت دیگر نیروی وارد بر شمع را تحمل نمی‌کند بلکه برعکس به یک نیروی به سمت پایین تبدیل شده و نیروی سربار زیادی بر شمع وارد می‌کند. این نیروی اصطکاک که به‌سمت پایین روی سطح شمع عمل می‌کند اصطکاک جداره‌منفی یا اصطکاک منفی نامیده می‌شود.



(ب) (الف)

شکل ٤-١-٥- اصطکاک جداره منفی

نکات فنی

۱) علی‌رغم این که مقدار واقعی اصطکاک جداره منفی کاملا معلوم نیست، مقادیر بیشینه آن از رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$R_{nf,\max} = \varphi L_2 \overline{f_s} \qquad (۴-۱-۱۱)$$

که در آن:

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

φ: پیرامون شمع (محیط سطح مسدود در حالت شمع H شکل فولادی) (m)

L_2: طول شمع در لایه ای که تحکیم می شود (m)

$\overline{f_s}$: مقدار متوسط اصطکاک منفی در لایه تحکیم شونده (kN/m^2)

۲) در رابطه بالا $\overline{f_s}$ در خاک‌رسی گاهی اوقات معادل $q_u/2$ در نظر گرفته می‌شود. اگر یک لایه ماسه‌ای بین لایه‌های تحکیم شونده وجود داشته باشد یا یک لایه ماسه ای روی لایه تحکیم شونده قرار داشته باشد، ضخامت لایه ماسه باید در L_2 در نظر گرفته شود. اصطکاک منفی در لایه ماسه ای بعضا برای $\overline{f_s}$ در نظر گرفته می‌شود. بیشترین اصطکاک جداره منفی در این حالات از رابطه ۴-۱-۱۲ به دست می‌آید:

$$R_{nf,\max} = \left(2\overline{N}_{s2} L_{s2} + \frac{\overline{q}_u L_c}{2}\right)\varphi \qquad (۴-۱-۱۲)$$

که در آن:

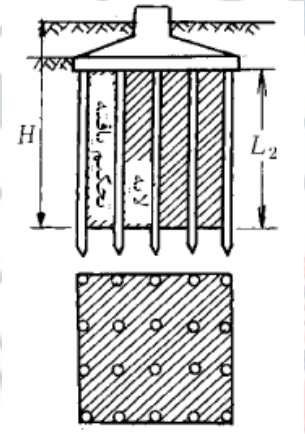
L_{s2}: ضخامت لایه ماسه که در L_2 در نظر گرفته شده (m)

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

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

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

۳) درحالت گروه‌شمع، مقاومت اصطکاک منفی را می‌توان با فرض گروه‌شمع به‌عنوان یک پی عمیق محاسبه کرد. اصطکاک جداره منفی در این حالت از تقسیم این مقادیر بر تعداد شمع‌های گروه به دست می‌آید (شکل ۴-۱-۶):



شکل ٤-١-٦- اصطکاک جداره در گروه شمع ها

$$R_{nf,\max}=\frac{\bar{s}UH+A_g\gamma L_2}{n} \qquad (۱۳-۱-۴)$$

که در آن:

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

U: محیط گروه شمع (m)

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

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

A_g: مساحت ته گروه شمع (m^2)

γ: وزن واحد حجم در بازه L_2 (kN/m^2)

n: تعداد شمع ها در گروه شمع

روابط ۴-۱-۱۱ و ۴-۱-۱۲ بیشینه اصطکاک جداره منفی را ارائه می کند. مقدار واقعی از میزان نشست تحکیم و سرعت آن، مشخصات خزشی لایه رس نرم و مشخصات تغییر شکل لایه باربر تاثیر می پذیرد.

۴) در ارزیابی تاثیر اصطکاک جداره منفی هنگام محاسبه ظرفیت باربری محوری مجاز شمع، اطمینان کامل وجود ندارد. در یک‌روش، اثر اصطکاک منفی با بررسی این موضوع که آیا نیرویی که به سرشمع وارد می‌شود 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 ۴-۱-۱۴ و ۴-۱-۱۵ باید ارضا گردد و همچنین ضریب اطمینان مورد نیاز برای بارهای معمولی تامین شود.

$$R_a \le \frac{1}{1.2} R_p - R_{nf,\max} \qquad (۱۴-۱-۴)$$

$$R_a \le \sigma_f A_e - R_{nf,\max} \qquad (۱۵-۱-۴)$$

که در آن:

R_a: بار محوری مجاز (معمولی) (kN)

R_p: ظرفیت باربری انتهای شمع (مقدار نهایی) (kN)

$R_{nf,max}$: بیشینه اصطکاک جداره منفی (kN) (مقدار کوچکتر از دو مقدار به‌دست آمده برای تک‌شمع یا گروه شمع)

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

A_e: سطح مقطع موثر شمع (m^2)

مقدار ظرفیت باربری R_p را می‌توان معادل $300NA_p$ در نظر گرفت (رابطه ۴-۱-۱). اگر شمع به لایه باربر نفوذ کرده باشد، اصطکاک جداره منفی لایه باربر ممکن است در ظرفیت باربری انتهایی محسوب شود (شکل ۴-۱-۷).

$$R_p = 300NA_p + 2\overline{N}_{s1}L_{s1}\varphi \qquad (۱۶-۱-۴)$$

که در آن:

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

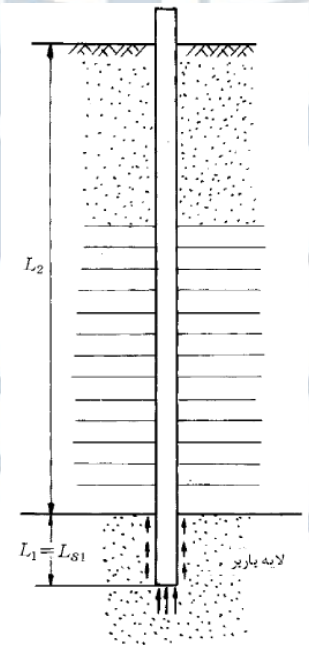
N: مقدار N خاک در تراز نوک شمع

A_p: مساحت سر شمع (m^2)

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

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

φ: پیرامون شمع (m)



شکل ٤-۱-۷- ظرفیت باربری اتکایی

٤-١-١١- بالاآمدگی

در ارزیابی اثر بالاآمدگی، یا نیروهای به‌سمت بالا، که در طول بدنه‌شمع ایجاد می‌شوند، عموما حرکت زمین باید به‌عنوان یک عامل در نظر گرفته شود. بالاآمدگی زمین می‌تواند ناشی از باربرداری، حفاری، یخبندان و یا فروبردن 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.

بالاآمدگی ممکن است در طول زمان ساخت، قبل از بارگذاری شمع‌ها توسط سازه، رخ دهد و ممکن است منجر به‌زیرفشار غیرقابل قبول و یا شکست سازه‌ای شمع‌ها گردد.

٤-١-١٢- بررسی نشست شمع ها

ظرفیت باربری محوری مجاز شمع ها باید به گونه ای تعیین شود که نشست برآورد شده برای سر شمع از نشست مجاز عرشه قرار گرفته بر شمع تجاوز نکند.

٤-٢- مقاومت کششی مجاز شمع ها

٤-٢-١- کلیات

مقاومت کششی مجاز استاندارد شمع ها باید از تخمین بیشینه مقاومت کششی توسط روشی مطمئن و تقسیم آن بر ضریب اطمینان مناسب به دست 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 می گردد.

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

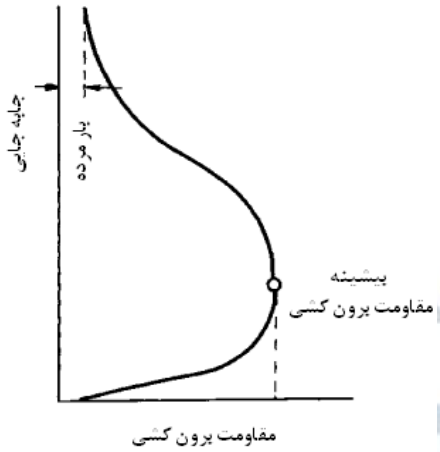
مقاومت کششی مجاز استاندارد شمع در ابتدا از تقسیم بیشینه مقاومت کششی تک شمع بر ضریب اطمینان مناسب به‌دست می‌آید. سپس مقاومت کششی مجاز شمع براساس تنش در مصالح شمع، اثر درزها، اثر گروه شمع و جابجایی به سمت بالا ارزیابی می‌گردد. در این جا «بیشینه مقاومت کششی» به معنای بیشترین مقدار کشش نشان داده شده در شکل ۴-۲-۱ می باشد. 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 می ماند. احتیاط در تشخیص اندازه بار حداکثر و بار نهایی لازم است.

٤-٢-٢- مقاومت کششی مجاز استاندارد

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

نکات فنی

۱) جدول ۴-۲-۱ کمترین مقادیر ضرایب اطمینان انتخابی در موقع محاسبه مقاومت کششی مجاز از روی بیشترین مقاومت کششی شمع را ارائه می دهد.



شکل ٤-۲-۱- بیشینه مقاومت برون کشی

جدول ٤-۲-۱- راهنمایی برای حداقل مقادیر ضریب اطمینان

شرایط عادی	۳/۰
حین زلزله	۲/۵

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 ماسه ای 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 می کند. 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. هنگامی‌که وزن مرده شمع نسبتا کم باشد، از آن صرف نظر می‌شود. اگر قطر شمع زیاد باشد، خاک درون شمع لزوما 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 می آید

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut1} - w_p}{F} \qquad (۱-۲-۴)$$

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

$$R_{at} = W_p + \frac{R_{ut2}}{F} \qquad (۲-۲-۴)$$

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 براساس داده های معتبر حاصل از مطالعات شناسایی خاک و آزمایش های کششی و همچنین استفاده از روش های مطمئن ارزیابی) قابل تخمین باشد، می توان ضریب اطمینان را کاهش داد.

٤-۲-۳- بیشینه مقاومت کششی برای تک شمع

بیشینه مقاومت کششی برای تک شمع از روی نتایج آزمایش های کششی به دست می آید.

تفسیر

برخلاف ظرفیت باربری محوری، داده های چندانی برای مقاومت کششی موجود نبوده و تخمین غیر مستقیم مخاطره‌آمیز است. بنابراین انجام آزمایش‌های کششی برای محاسبه بیشینه مقاومت‌کششی شمع ضروری می‌باشد. اما به هر حال، برای خاک‌های چسبنده نسبتا نرم فرض می شود که، اصطکاک جداره هنگام رانش شمع معادل اصطکاک جداره در هنگام کشش است. بنابراین مقاومت کششی بیشینه را می توان از روی آزمایش بارگذاری (در حالت رانش) و روابط ظرفیت باربری استاتیک به دست آورد.

نکات فنی

۱) برای تخمین مقاومت کششی بیشینه می‌توان از روابط ظرفیت باربری استاتیک در بند **٤-۱-۵- تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی با روابط ظرفیت باربری استاتیک** استفاده نمود. در این حالت ظرفیت باربری انتهایی در عبارت اول روابط ۴-۱-۱ و ۴-۱-۳ قابل اغماض است. بنابراین برای شمع های رانده شده توسط چکش، روابط زیر قابل استفاده می باشد.

الف) خاک ماسه ای

$$R_{ut} = 2\overline{N}A_s \qquad (۳-۲-۴)$$

ب) خاک رسی

$$R_{ut} = \overline{c_a}A_s \qquad (۴-۲-۴)$$

که در آن:

R_{ut}: بیشینه مقاومت کششی شمع (kN)

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

A_s: کل سطح جانبی شمع (m^2)

$\overline{c_a}$: چسبندگی متوسط برای کل طول مدفون شمع (kN/m^2) (به بند **٤-۱-۵- تخمین ظرفیت باربری محوری نهایی با روابط ظرفیت باربری استاتیک** مراجعه شود).

۲) از رابطه ترزاقی در بعضی موارد به‌عنوان رابطه ظرفیت باربری استاتیک برای تخمین حداکثر مقاومت‌کششی شمع استفاده می‌شود (رابطه ۴-۲-۵). در این حالت مقادیر به‌دست آمده از روابط ۴-۲-۳ و ۴-۲-۴ و مقدار به دست آمده از رابطه ترزاقی باید مورد مقایسه قرار گرفته و مناسب ترین مقدار انتخاب شود.

$$R_{ut} = R_f = \varphi l\overline{f_s} \qquad (۵-۲-۴)$$

$$\overline{f_s} = \frac{\sum (c_{ai} + K_s q_i \mu) l_i}{L} \qquad (۶-۲-۴)$$

که در آن:

R_{ut}: بیشینه مقاومت کششی شمع (kN)

R_f: اصطکاک جداره شمع (kN)

φ: پیرامون شمع (m)

L: طول مدفون شمع (m)

$\overline{f_s}$: شدت اصطکاک جداره متوسط (kN/m^2)

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

K_s: ضریب عکس العمل 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 (m)

برای c_a و μ به بند **٤-١-٥- 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 معمولا مقداری بین ۰/۷ تا ۰/۳ (نزدیک به ضریب فشار خاک در حالت سکون) به کار می رود.

٤-٢-٤- 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.

٤-٢-٥- ملاحظات ضروری در بدست آوردن مقاومت کششی مجاز شمع ها

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

۱) در حالت شمع‌های چند تکه از مقاومت‌کششی شمع در زیر درز اتصال صرفنظر شود. اگر اجرای‌درز در شمع‌های فولادی با کیفیتی عالی‌باشد، می‌توان مقاومت‌کششی این‌قسمت را بعد از درنظرگرفتن مقاومت‌کششی‌مجاز درزهای اتصال و تاییداعتبار آن، منظور نمود.

۲) در حالت گروه‌شمع، مقاومت کششی باید برای یک بلوک‌منفرد با در نظرگرفتن 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 می شود، در نظر گرفته شود.

٤-٣- ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع

٤-٣-١- کلیات

ظرفیت باربری مجاز جانبی شمع باید از روی رفتار شمع وقتی تحت اثر بار جانبی قرار می گیرد، 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 می آید. اما برای ظرفیت باربری جانبی، مقدار مجاز آن به طور مستقیم از رفتار شمع بدون اشاره به ظرفیت باربری نهایی محاسبه می شود.

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

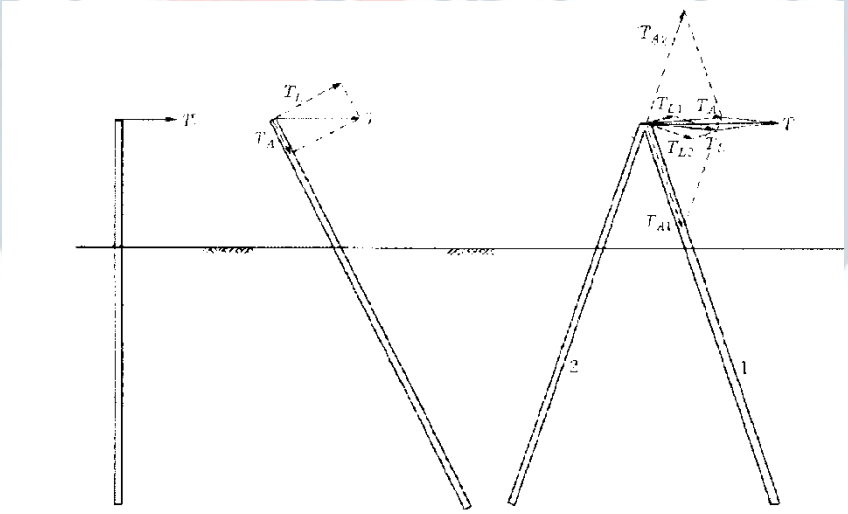
۱) طول مدفون شمع

طول مدفون شمع که منجر به مقاومت موثر در مقابل نیروهای خارجی می شود طول موثر نامیده می شود.

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 می شود.

۲) شمع های تحت تاثیر نیروی جانبی

مقاومت شمع در مقابل نیروی جانبی (افقی یا نیروی خارجی تقریبا افقی) مقاومت جانبی نامیده شده و در سه رده طبقه بندی شده است (شکل ۴-۳-۱).



شکل ٤-۳-۱- شمع های 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 ساده ترین مقاومت جانبی بوده و مقاومت جانبی شمع نامیده می شود.

ب) زمانی که شمع مایل تحت اثر نیروی افقی باشد

در این حالت، بخشی از نیروی خارجی توسط مقاومت محوری تحمل می شود. نسبت بین مقاومت جانبی و محوری توسط

زاویه انحراف شمع تعیین می‌شود. بنابراین ظرفیت باربری باید به مقاومت‌جانبی و مقاومت محوری تقسیم‌شده و جداگانه ارزیابی شود.

ج) زمانی که شمع های زوج تحت تاثیر نیروی افقی باشد

شمع‌های‌زوج، ترکیبی‌از دو یا تعدادبیشتری از شمع با محورهای‌متفاوت می‌باشد. ساده‌ترین این شمع‌ها در شکل ۴-۳-۱-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 معمولا صرف نظر شده و در عوض تنها مقاومت محوری مد نظر قرار می گیرد.

در شمع های زوج، محاسبه جابجایی سر شمع دشوار است. در این رابطه روش‌های متعددی پیشنهاد شده که هیچکدام برای محاسبه جابجایی سر شمع کافی به نظر نمی رسد. (به **نکات فنی** بند **٤-٣-٦- ظرفیت باربری جانبی شمع‌های زوج** مراجعه شود). اما از آن‌جا که جابجایی شمع‌های زوج از جابجایی تک شمع بسیار کوچک تر است، جابجایی به ندرت مشکل ساز خواهد بود.

٤-٣-٢- تخمین ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع

ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع باید بر اساس آزمایش های بارگذاری، روش های تحلیلی و روش های ترکیبی محاسبه شود.

٤-٣-٣- برآورد رفتار شمع با استفاده از آزمایش بارگذاری

وقتی آزمایش بار برای برآورد رفتار شمع تحت اثر نیروی جانبی انجام می شود، 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 می شود ظرفیت باربری مجاز را می توان از آزمایش‌های بارگذاری و از روش زیر به دست آورد. چون منحنی بار- جابجایی سر شمع در آزمایش بارگذاری جانبی از ابتدا انحنا به خود می گیرد. یافتن بار تسلیم یا بار نهایی از روی این منحنی دشوار می باشد. (مگر برای شمع های کوتاه). این بدان علت است که شمع با طول مدفون زیاد، تحت اثر پدیده شکست زمین در مقیاس کوچک و پیش رونده (و نه شکست کامل) قرار می گیرد. 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 می دهد.

به‌علاوه تنش خمشی مربوط به این ظرفیت باربری مجاز نیز باید مورد بررسی قرار گیرد. وقتی که باری معادل ظرفیت باربری مجاز اعمال می شود، تنش خمشی ایجاد شده در شمع نباید از تنش خمشی مجاز مصالح شمع بیشتر باشد (به بند **٤-٤-٤- 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 می توان به عنوان بار واژگونی در نظر گرفت.

٤-٣-٤- تخمین رفتار شمع با استفاده از روش های 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

روش های 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 می تواند به طور دقیق رفتار واقعی تک شمع را بیان کند. روش چانگ زمانی استفاده می شود که تفاوتی در نتیجه به دست آمده از دو روش پیش بینی نشود.

نکات فنی

۱) رابطه ابتدایی برای تیر روی پی ارتجاعی

رابطه ۴-۳-۱ رابطه ابتدایی برای تخمین تحلیلی رفتار شمع به عنوان یک تیر روی پی ارتجاعی می باشد.

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} = -P = -pB \qquad (۱-۳-۴)$$

که در آن:

EI: سختی خمشی شمع $(kN.m^2)$

x: عمق تا سطح زمین (m)

y: جابجایی شمع در عمق x (m)

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

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

B: عرض شمع (m)

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 رابطه۴-۳-۲ برای توصیف رابطه عکس‌العمل خاک و جابجایی شمع استفاده می‌کند.

$$p = kx^m y^{0.5} \qquad (۲-۳-۴)$$

که در آن:

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

m: شاخص صفر یا یک

۲) روش *PHRI*

الف) مشخصات روش *PHRI*

در روش *PHRI*، زمین به نوع S و نوع C طبقه بندی شده و رابطه بین عکس العمل خاک و جابجایی شمع برای هر نوع خاک، طبق رابطه ۴-۳-۳ و ۴-۳-۴ فرض می شود.

خاک نوع S : $p = k_s x y^{0.5}$ (۳-۳-۴)

خاک نوع C : $p = k_c y^{0.5}$ (۴-۳-۴)

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_s و k_c از روی نتایج آزمایش‌بارگذاری و مطالعات‌خاک صورت می‌گیرد.

در روش *PHRI*، رابطه غیرخطی بین p و y توسط روابط داده شده ۴-۳-۳ و ۴-۳-۴ معرفی می‌گردد. تا شرایط واقعی عکس‌العمل خاک را نشان دهد. بنابراین راه تحلیل تحت یک شرایط منفرد بدون استفاده از روش‌های عددی قابل دسترسی نبوده و اصل جمع آثار قوا قابل استفاده نمی باشد. نتایج بسیاری از آزمایش های در مقیاس بزرگ نشان داده است که این روش رفتار شمع را بهتر از روش های متداول تخمین می زند، در اینجا توضیح داده شده است که برای این که شمع طویل محسوب شود، طول شمع باید حداقل l_{m1} ۱/۵ باشد (l_{m1}: عمق اولین نقطه صفر ممان خمشی در روش *PHRI*).

ب) ثابت های مقاومت جانبی خاک

دو نوع خاک در روش *PHRI* به طور زیر تعریف می شود.

(۱) خاک نوع S

(۱) رابطه بین p-y به‌صورت $p=k_s\,xy^{0.5}$ تعریف شده است (رابطه ۴-۳-۳)

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

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

(۲) خاک نوع c

(۱) رابطه بین p-y به‌صورت $p=k_c y^{0.5}$ تعریف می شود (رابطه ۴-۳-۴)

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

(۳) نمونه های واقعی این خاک: خاک ماسه ای با سطح متراکم شده و خاک رسی بسیار بیش تحکیم یافته

همان‌طور که در شکل ۴-۳-۲ نشان داده شده است، در خاک نوع S، رابطه بین نمو $\overline{N}$ از مقدار N در هر متر عمق با مقاومت جانبی k_s به دست می‌آید. حتی اگر منحنی تغییرات مقدار N با عمق در سطح زمین به صفر ختم نشود. افزایش $\overline{N}$ را می توان از روی میانگین گرادیان مقدار N از نقطه صفر در سطح زمین به دست آورد. در خاک نوع C رابطه بین k_c و مقدار N از شکل ۴-۳-۳ به دست آمده است که در این روش، مقدار مناسب k_s و k_c را می توان از روی توزیع مقدار N با عمق تعیین کرد.

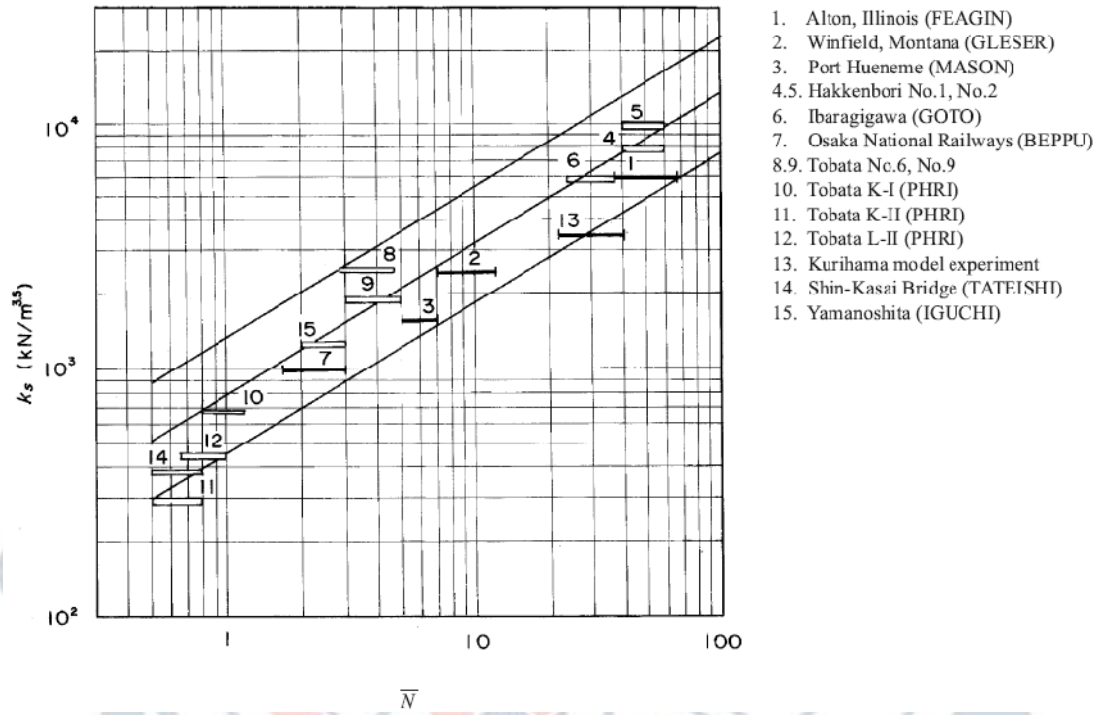
ج) تخمین ثابت های مقاومت جانبی از آزمایش بارگذاری

از تخمین ثابت‌های مقاومت‌جانبی از روی مقدار N فقط مقادیری‌تقریبی به‌دست می‌آید و لازم‌است آزمایش بارگذاری برای به‌دست آوردن مقادیر دقیق انجام گیرد. ثابت های k_s و k_c از روی شرایط زمین قابل تعیین هستند و برخلاف 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.

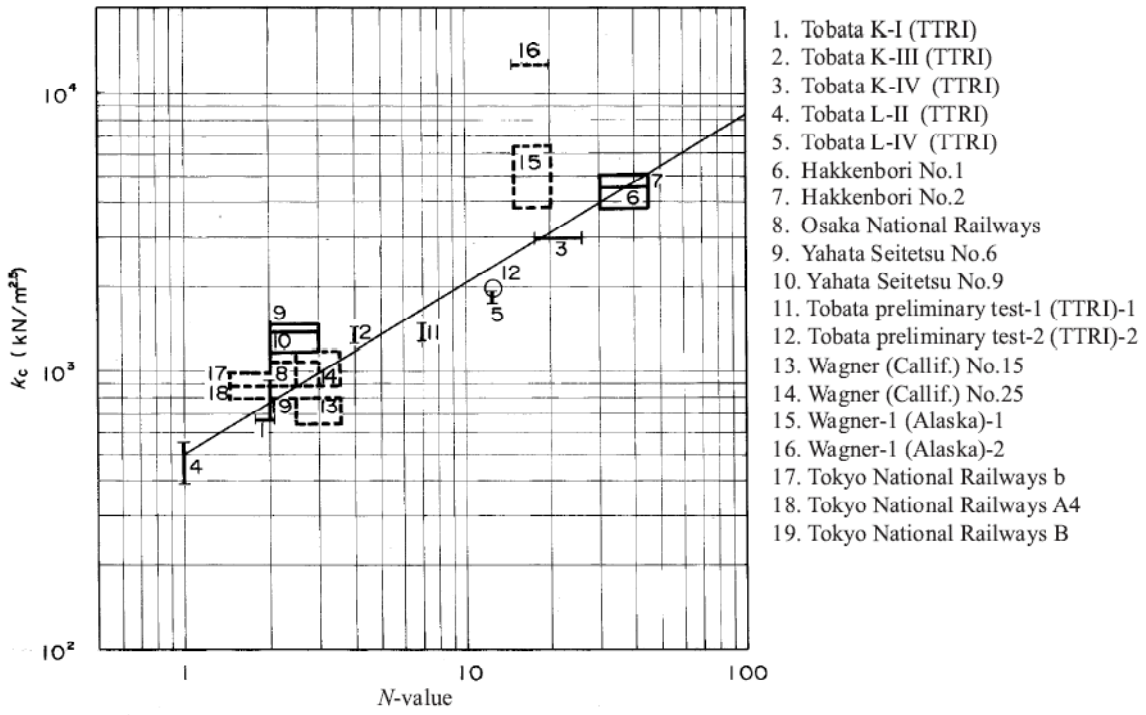
د) اثر عرض شمع

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 y نداشته باشد. راه دوم که توسط ترزاقی پیشنهاد شده است این است که فرض شود مقدار p مربوط به یک y به طور معکوس با B در رابطه است. شی نوهارا، کوبو و ساواگوچی یک آزمایش مدل روی رابطه بین مقدار k_s در

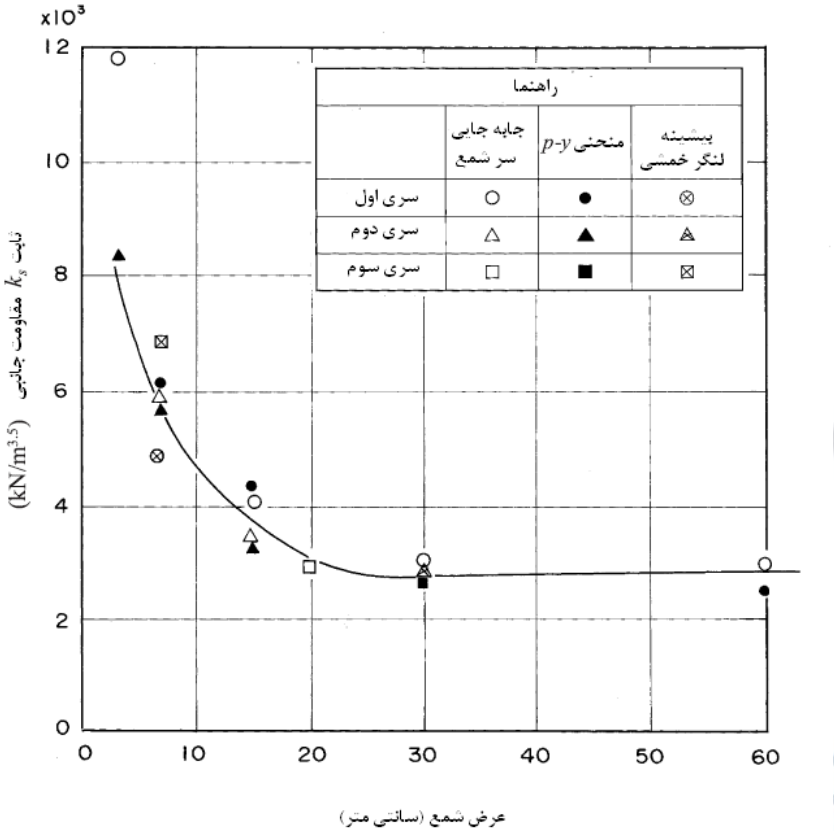
خاک ماسه ای (روش *PHRI*) و B انجام دادند که نتایج این آزمایش‌ها در شکل ۴-۳-۴ نشان داده شده است. و به نظر می رسد ترکیبی از هر دو تئوری مذکور را به این ترتیب تایید می کند که روش اول وقتی صادق است که عرض شمع B به طور قابل ملاحظه ای بزرگ باشد. بر اساس این نتایج، تصمیم گرفته شد که اثر عرض شمع B در روش *PHRI* مدنظر قرار نگیرد.



شکل ٤-۳-۲- رابطه بین $\overline{N}$ و k_s



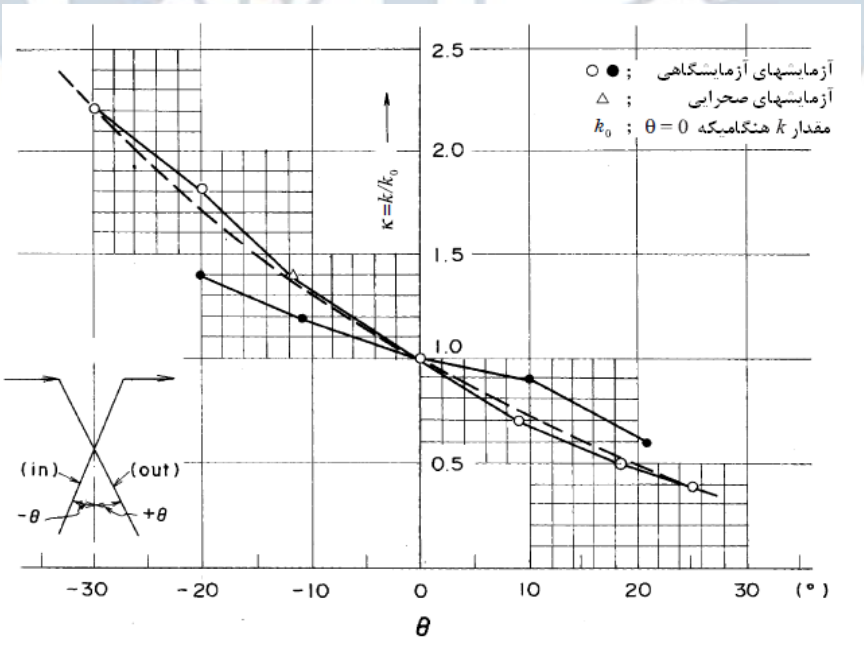
شکل ٤-۳-۳- رابطه بین مقدار N و k_c



شکل ٤-۳-٤- رابطه بین k_s و عرض شمع

هـ) اثر تمایل شمع

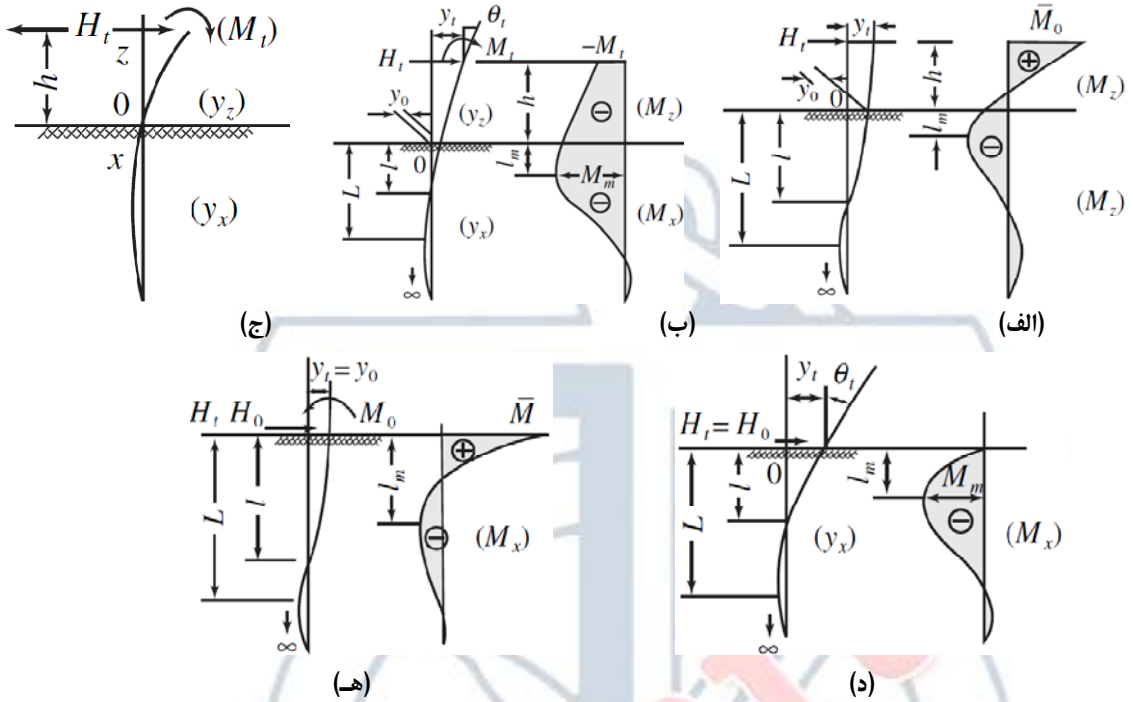
برای شمع های مایل، رابطه بین زاویه تمایل شمع و نسبت ثابت مقاومت کششی شمع مایل به شمع قائم از شکل ۴-۳-۵ به دست می آید.



شکل ٤-۳-٥- رابطه بین زاویه تمایل شمع و نسبت κ

جدول ۴-۳-۱- محاسبات برای شمع با طول نیمه نامحدود اگر k ثابت باشد

روابط دیفرانسیلی منحنی تغییر مکان و شرح علامتها (شکل ۴-۳-۶-الف)	بخش‌های خارجی: $EI\frac{d^4y_z}{dz^4}=0$ بخش‌های مدفون: $EI\frac{d^4y_x}{dx^4}+Bk_hy_x=0$	H_t: نیروی جانبی وارد به سر شمع (kN) M_t: ممان‌نیروی‌خارجی وارد به سرشمع $(kN.m)$ B: قطر شمع (m) و EI: صلبیت خمشی $(kN.m^2)$	k_h: ضریب واکنش بستر افقی $(kN.m^3)$ h : ارتفاع سر شمع بالای زمین (m) $\beta=\sqrt[4]{Bk_h/4EI}\ \ (m^{-1})$ و $h_0=h+\frac{M_t}{H_t}$
موقعیت‌شمع	بالا آمده از سطح زمین $(h\neq0)$		مدفون درون زمین $(h=0)$
شکل منحنی تغییر مکان و خمش	(۱) سیستم اصلی (شکل ۴-۳-۶-ب)	(۲) اگر سر شمع نچرخد (شکل ۴-۳-۶-ج)	(۳) سیستم اصلی (اما $M_t=0$) (شکل ۴-۳-۶-د)	(۴) اگر سر شمع نچرخد (شکل ۴-۳-۶-هـ)
منحنی تغییر مکان y	$y_z=y_t-\theta_tz+\frac{M_t}{2EI}z^2+\frac{H_t}{6EI}z^3$ $y_x=\frac{H_t}{2EI\beta^3}e^{-\beta x}\left[(1+\beta h_0)\cos\beta x-\beta h_0\sin\beta x\right]$	$y_z=y_t-\frac{(1+\beta h)H_t}{4EI\beta}z^2+\frac{H_t}{6EI}z^3$ $y_x=\frac{H_t}{4EI\beta^3}e^{-\beta x}\left[(1+\beta h)\cos\beta x+(1-\beta h)\sin\beta x\right]$	$y_x=\frac{H_t}{2EI\beta^3}e^{-\beta x}\cos\beta x$ ، (اگر $M_t\neq0$ روابط بخش (۱) با فرض $h_0=M_t/H_t$ استفاده شود که برای روابط زیر هم صادق است)	$y_x=\frac{H_t}{4EI\beta^3}e^{-\beta x}(\cos\beta x+\sin\beta x)$
تغییر مکان سر شمع y_t	$y_t=\frac{(1+\beta h_0)^3+0.5}{3EI\beta^3}H_t+\frac{(1+\beta h_0)^2}{2EI\beta^2}M_t$	$y_t=\frac{(1+\beta h)^3+2}{12EI\beta^3}H_t=\frac{H_t}{K_1}$	$y_t=\frac{H_t}{2EI\beta^3}=\frac{2\beta H_t}{Bk_h}$	$y_t=\frac{H_t}{4EI\beta^3}=\frac{\beta H_t}{Bk_h}$
تغییر مکان در سطح زمین y_0	$y_0=\frac{(1+\beta h_0)}{2EI\beta^3}H_t$	$y_0=\frac{(1+\beta h)}{4EI\beta^3}H_t$	$y_0=y_t$	$y_0=y_t$
انحراف سر شمع θ_t	$\theta_t=\frac{(1+\beta h_0)^2}{2EI\beta^2}H_t+\frac{(1+\beta h_0)}{EI\beta}M_t$	$\theta_t=0$	$\theta_t=\frac{H_t}{2EI\beta^2}$	$\theta_t=0$
ممان خمشی اجزای شمع M	$M_z=-M_t-H_tz$ $M_x=-\frac{H_t}{\beta}e^{-\beta x}\left[\beta h_0\cos\beta x+(1+\beta h_0)\sin\beta x\right]$	$M_z=\frac{H_t}{2\beta}(1+\beta h-2\beta z)$ $M_x=\frac{H_t}{2\beta}e^{-\beta x}\left[(1-\beta h)\cos\beta x-(1+\beta h)\sin\beta x\right]$	$M_x=\frac{H_t}{\beta}e^{-\beta x}\sin\beta x$	$M_x=\frac{H_t}{2\beta}e^{-\beta x}(\cos\beta x-\sin\beta x)$
مقاومت برشی اجزای شمع S	$S_z=-H_t$ $S_x=-H_te^{-\beta x}\left[\cos\beta x-(1+2\beta h_0)\sin\beta x\right]$	$S_z=-H_t$ $S_x=-H_te^{-\beta x}\left[\cos\beta x-\beta h\sin\beta x\right]$	$S_x=-H_te^{-\beta x}\left[\cos\beta x-\sin\beta x\right]$	$S_x=-H_te^{-\beta x}\cos\beta x$
ممان خمشی سر شمع $\overline{M_0}$	$\overline{M_0}=-M_t$	$\overline{M_0}=\frac{(1+\beta h)}{2\beta}H_t=\frac{K_2}{K_1}H_t$	$\overline{M_0}=0$	$\overline{M_0}=\frac{H_t}{2\beta}$
بیشینه‌ممان‌خمشی اجزای مدفون $M_{s,max}$	$M_{s,\max}=-\frac{H_t}{2\beta}\sqrt{(1+2\beta h_0)^2+1}.\exp(-\beta l_m)$	$M_{s,\max}=-\frac{H_t}{2\beta}\sqrt{1+(\beta h)^2}.\exp(-\beta l_m)$	$M_{s,\max}=-0.3224\frac{H_t}{\beta}$	$M_{s,\max}=-0.2079\frac{H_t}{\beta}$
عمقی دارای بیشینه‌ممان خمشی l_m	$l_m=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h_0}$	$l_m=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{\beta h}$	$l_m=\frac{\pi}{4\beta}=\frac{0.7854}{\beta}$	$l_m=\frac{\pi}{2\beta}=\frac{1.5708}{\beta}$
عمق اولین نقطه پایدار l_0	$l_0=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1+\beta h_0}{\beta h_0}$	$l_0=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{\beta h+1}{\beta h-1}$	$l_0=\frac{\pi}{2\beta}=\frac{1.5708}{\beta}$	$l_0=\frac{3\pi}{4\beta}=\frac{2.3562}{\beta}$
عمق‌نقطه با زاویه تغییرمکان صفر L	$L=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\left[-(1+2\beta h_0)\right]$	$L=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}(-\beta h)$	$L=\frac{3\pi}{4\beta}=\frac{2.3562}{\beta}$	$L=\frac{\pi}{\beta}=\frac{3.1416}{\beta}$



شکل ٤-۳-٦- شکل های مربوط به جدول ٤-۳-۱

۳) روش چانگ

الف) رابطه محاسباتی

با استفاده از ضریب ارتجاعی خاک $E_s=Bk_h$، روابط ارتجاعی شمع ها به‌صورت زیر قابل بیان است.

$$\left.\begin{array}{ll} \text{بخش بیرونی}: EI\dfrac{d^4y_1}{dx^4}=0 & (0\ge x\ge -h) \\ \text{بخش مدفون}: EI\dfrac{d^4y_2}{dx^4}+Bk_hy_2=0 & (x\ge 0) \end{array}\right\} \quad (۵-۳-۴)$$

با محاسبه این راه حل های عمومی (Bk_h ثابت می باشد) و در نظر گرفتن شرایط حدی راه حل برای شمع های نیمه نامحدود از نظر طول به‌دست می آید (جدول ۴-۳-۱). بر اساس کارهای یوکومایا، شمع های با طول محدود نیز به روش مشابه شمع های نامحدود قابل تحلیل هستند به شرطی که $BL\ge\pi$ باشد. اگر طول از این کوتاه تر باشد، شمع باید به عنوان شمع با طول محدود مورد بررسی قرار گیرد. منحنی هایی نیز برای ساده سازی این فرآیند موجود می باشد.

ب) تخمین k_h در روش چانگ

(۱) پیشنهاد ترزاقی

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

(۱) در حالت خاک رسی

$$k_h=\frac{0.2}{B}\bar{k}_{h1} \quad (۶-۳-۴)$$

$$E_s=Bk_h=0.2\bar{k}_{h1} \quad (۷-۳-۴)$$

که در آن:

k_h: ضریب عکس العمل جانبی خاک (kN/m^3)

B: عرض شمع (m)

$\bar{k}_{h1}$: مقدار از جدول ۴-۳-۲

(۲) در حالت خاک ماسه ای

$$k_h = \frac{x}{B} n_h \qquad (۸-۳-۴)$$

$$E_s = Bk_h = n_h x \qquad (۹-۳-۴)$$

که در آن:

x: عمق (m)

B: عرض شمع (m)

n_h: مقدار از جدول ۴-۳-۳

در خاک ماسه ای، E_s تابعی از عمق بوده و بنابراین به طور مستقیم قابل استفاده در روش چانگ نیست. در این حالت، چانگ بیان می کند که E_s، یک سوم مقدار E_s در عمق l_{y1} (عمق اولین نقطه تغییرمکان صفر) فرض شود. l_{y1} خود تابعی از E_s است و محاسبات تکراری باید انجام شود تا مقدار E_s به دست آید. یوکویاما روش محاسبه بدون تکرار را توضیح می‌دهد، ترزاقی نیز فرض می‌کند k_h با عرض‌شمع B رابطه معکوس دارد که این موضوع در روابط ۴-۳-۶ و ۴-۳-۸ نشان داده شده است. طبق سایر نظرات پیشنهادی k_h و عرض شمع ارتباطی با هم ندارند.

جدول ٤-۳-۲- ضریب عکس العمل 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 ٤-۳-۳- مقادیر n_h

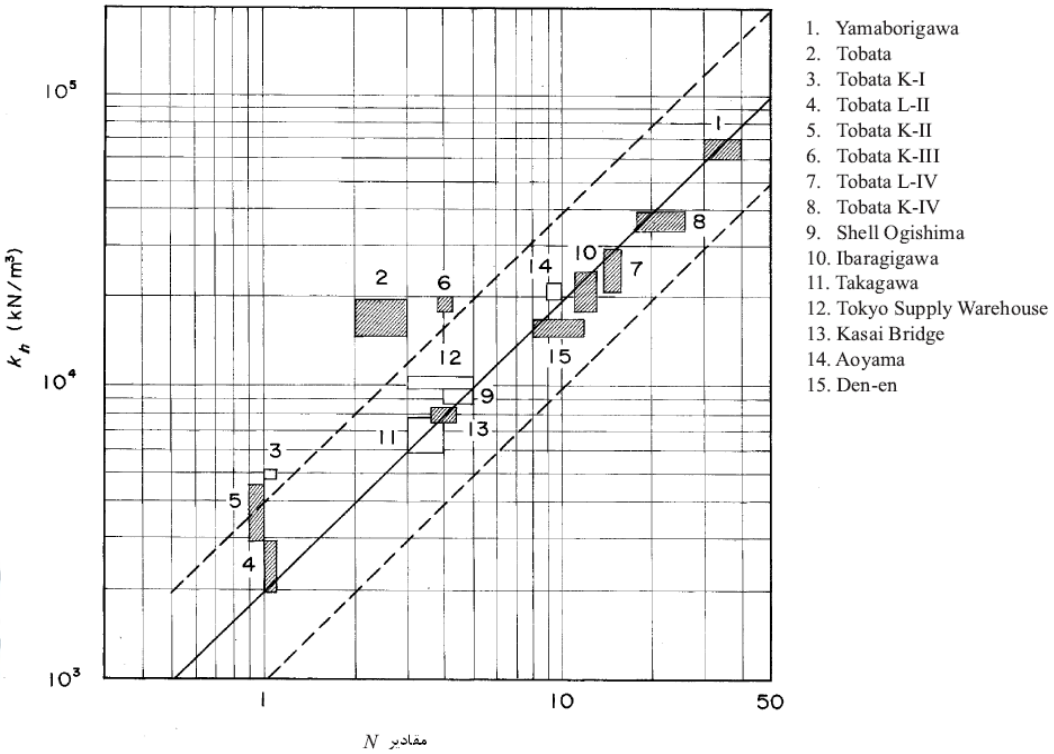
چگالی نسبی ماسه	متراکم	متوسط	شل
n_h برای ماسه خشک یا تر (kN/m^3)	۱۷۶۰۰	۶۶۰۰	۲۲۰۰
n_h برای ماسه غوطه ور (kN/m^3)	۱۰۸۰۰	۴۴۰۰	۱۳۰۰

(۲) پیشنهاد یوکویاما

یوکویاما نتایج آزمایش بارگذاری جانبی بر روی شمع های فولادی را جمع آوری و k_h را به طور معکوس محاسبه کرده است. در شکل ۴-۳-۷ رابطه بین این مقادیر و میانگین مقادیر N در عمق تا β^{-1} از سطح زمین نشان داده شده است.

در این حالت $E_s=k_hB$ برای هر دو خاک ماسه‌ای و رسی درحالی‌که k_h از B تاثیر نمی‌پذیرد معتبر فرض شده است. هر چند مقدار k_h

از روش معکوس محاسبه شده (از داده های موجود) با افزایش بار، کاهش می یابد، شکل ۴-۳-۷ مقادیر k_h مربوط به باری که در آن تنش خمشی مواد فولادی به ۱۰۰ تا ۱۵۰ MN/m^2 می رسد را نشان می دهد. این نمودار را می توان در مواردی که E_s از شرایط خاک بدون انجام آزمایش بارگذاری در محل قابل تخمین است، استفاده کرد.



شکل ٤-۳-۷- k_h محاسبه شده از آزمایش بارگذاری افقی روی شمع‌ها

٤-۳-۵- در نظر گرفتن اثر گروه شمع

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

نکات فنی

وقتی فواصل شمع های رانده شده از مقادیر جدول ۴-۳-۴ فراتر رود، اثر گروه شمع روی ظرفیت باربری جانبی تک شمع قابل اغماض است. در جدول زیر T به معنی «در جهت عمود بر نیروی خارجی» و L به معنی «در جهت نیروی خارجی» است.

جدول ٤-۳-٤- کمترین فاصله شمع برای ظرفیت باربری جانبی تک شمع

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

٤-۳-٦- ظرفیت باربری جانبی شمع های زوج

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

تفسیر

۱) توزیع افقی نیرو در پی با ترکیب شمع های قائم و زوج

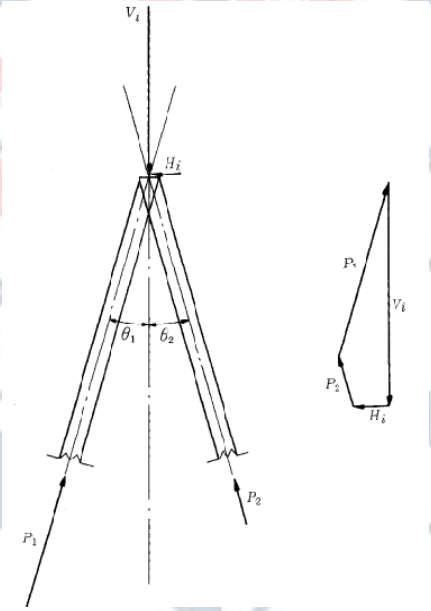
اگر نیرویی افقی بر پی با ترکیب شمع های قائم و زوج اثر کند، نیروی تحمل شده توسط شمع قائم به مراتب کم تر از نیروی تحمل شده توسط شمع زوج در شرایط تغییر مکان افقی مشابه است و می‌توان فرض کرد تمام نیروی افقی توسط شمع زوج تحمل می‌شود.

۲) ظرفیت باربری جانبی شمع های زوج

دو گروه روش های محاسباتی برای ظرفیت باربری جانبی شمع های زوج، موجود است. گروه اول تنها مقاومت حاصل از ظرفیت باربری محوری هر شمع را در نظر می گیرد. گروه دوم مقاومت حاصل از ظرفیت باربری محوری در شمع، ظرفیت باربری جانبی هر شمع و مقاومت خمشی هر شمع را در نظر می گیرد.

نکات فنی

۱) هنگام تخمین ظرفیت‌باربری‌جانبی شمع‌های زوج تنها با درنظرگرفتن ظرفیت‌باربری‌محوری (وقتی نیروی مقاومت تنها توسط ظرفیت‌باربری‌محوری تحمل می‌شود) (شکل ۴-۳-۸)، تنها نیروهای خارجی افقی و قائم که بر سر هر دو شمع وارد می شوند به نیروهای‌محوری هر شمع تبدیل می‌گردند. این بدان معناست که نیروی عمل‌کننده در جهت‌محوری هر شمع باید از ظرفیت باربری محوری مجاز (یا مقاومت‌کششی مجاز) کمتر باشد. نیروی‌محوری از رابطه ۴-۳-۱۰ یا روش‌گرافیکی شکل ۴-۳-۸ به دست می‌آید.



شکل ٤-۳-۸- نیروهای محوری شمع های زوج

$$\left.\begin{aligned} P_1 &= \frac{V_i \sin\theta_2 + H_i \cos\theta_2}{\sin(\theta_1+\theta_2)} \\ P_2 &= \frac{V_i \sin\theta_1 - H_i \cos\theta_1}{\sin(\theta_1+\theta_2)} \end{aligned}\right\} \qquad (۱۰-۳-۴)$$

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 شمع های زوج (kN)

H_i: نیروی خارجی افقی شمع های زوج (kN)

۲) تخمین ظرفیت باربری جانبی شمع های 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) محاسبه‌مقاومت‌نهایی شمع‌های‌زوج با این‌شرط‌که ظرفیت‌باربری‌محوری و جانبی خصوصیات الاستوپلاستیک نشان‌دهد.

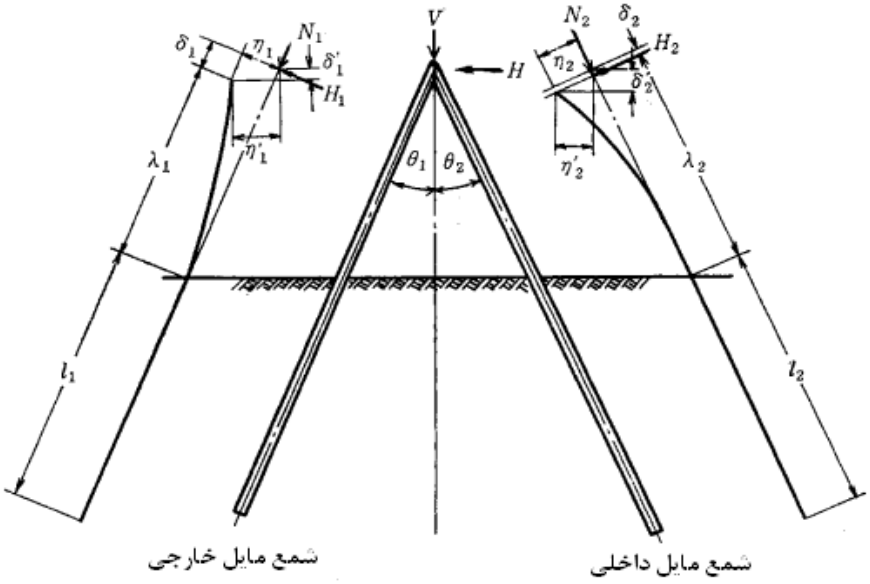
۳) محاسبه بار و جابجایی در سرشمع، یا نشست و جابجایی به سمت بالای شمع بر اساس روابط تجربی

۴) استفاده از نتایج آزمایش بارگذاری روی تک شمع

۵) فرض این‌که حالت تسلیم هر شمع به نوبت اتفاق می‌افتد و مقاومت تسلیم هر عضو بعد از آن تا زمانی‌که مقاومت شمع‌های 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، می‌باشد. در شمع‌های زوج نشان داده شده در شکل ۴-۳-۹، نشست هر شمع در سرشمع 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 ۴-۳-۱۱، مشتق شده از شرایط تعادل نیرو و تطبیق جابجایی ها، قابل محاسبه است.

در اندیس های نشان داده شده در شکل ۴-۳-۹، «۱» برای شمع فشاری و «۲» برای شمع کششی وقتی تنها یک نیروی افقی عمل می کند، می باشند. مقادیر ذکر شده در جدول ۴-۳-۵ برای ثابت های فنری سرشمع‌ها قابل استفاده هستند.



شکل ٤-۳-۹- شمع های زوج با در نظر گرفتن مقاومت خاک ناشی از خمش حاصل از گشتاور خمشی شمع

$$\left.\begin{aligned}
N_1 &= \frac{\omega_1}{\Delta}\left\{\begin{aligned}&[\mu_1\cos\theta_1+\mu_2\cos\theta_2\cos(\theta_1+\theta_2)+\omega_2\sin\theta_2\sin(\theta_1+\theta_2)]V+\\&[\mu_1\sin\theta_1-\mu_2\sin\theta_2\cos(\theta_1+\theta_2)+\omega_2\cos\theta_2\sin(\theta_1+\theta_2)]H\end{aligned}\right\}\\
N_2 &= \frac{\omega_2}{\Delta}\left\{\begin{aligned}&[\mu_2\cos\theta_2+\mu_1\cos\theta_1\cos(\theta_1+\theta_2)+\omega_1\sin\theta_1\sin(\theta_1+\theta_2)]V-\\&[\mu_2\sin\theta_2-\mu_1\sin\theta_1\cos(\theta_1+\theta_2)+\omega_1\cos\theta_1\sin(\theta_1+\theta_2)]H\end{aligned}\right\}\\
H_1 &= \frac{\mu_1}{\Delta}\left\{\begin{aligned}&-[\omega_1\sin\theta_1-\omega_2\sin\theta_2\cos(\theta_1+\theta_2)+\mu_2\cos\theta_2\sin(\theta_1+\theta_2)]V+\\&[\omega_1\cos\theta_1+\omega_2\cos\theta_2\cos(\theta_1+\theta_2)+\mu_2\sin\theta_2\sin(\theta_1+\theta_2)]H\end{aligned}\right\}\\
H_2 &= \frac{\mu_2}{\Delta}\left\{\begin{aligned}&[\omega_2\sin\theta_2-\omega_1\sin\theta_1\cos(\theta_1+\theta_2)+\mu_1\cos\theta_1\sin(\theta_1+\theta_2)]V+\\&[\omega_2\cos\theta_2+\omega_1\cos\theta_1\cos(\theta_1+\theta_2)+\mu_1\sin\theta_1\sin(\theta_1+\theta_2)]H\end{aligned}\right\}\\
\Delta &= (\omega_1+\omega_2)(\mu_1+\mu_2)+(\omega_1-\mu_1)(\omega_2-\mu_2)\sin^2(\theta_1+\theta_2)
\end{aligned}\right\} \qquad (۱۱-۳-۴)$$

جابجایی افقی و قائم سرشمع از روابط ۴-۳-۱۲ محاسبه می شود.

$$\left.\begin{aligned}
\delta_1' = \delta_2' &= \frac{1}{\Delta}\left\{\begin{aligned}&[\omega_1\sin^2\theta_1+\mu_1\cos^2\theta_1+\omega_2\sin^2\theta_2+\mu_2\cos^2\theta_2]V+\\&\frac{1}{2}[(\mu_1-\omega_1)\sin 2\theta_1+(\omega_2-\mu_2)\sin 2\theta_2]H\end{aligned}\right\}\\
\eta_1' = \eta_2' &= \frac{1}{\Delta}\left\{\begin{aligned}&\frac{1}{2}[(\mu_1-\omega_1)\sin 2\theta_1+(\omega_2-\mu_2)\sin 2\theta_2]V+\\&[\mu_1\sin^2\theta_1+\omega_1\cos^2\theta_1+\mu_2\sin^2\theta_2+\omega_2\cos^2\theta_2]H\end{aligned}\right\}
\end{aligned}\right\} \qquad (۱۲-۳-۴)$$

که در آن:

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

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

V: بار قائم بر هر جفت شمع های زوج (kN)

H: بار افقی بر هر جفت شمع های زوج (kN)

θ_1 و θ_2: زوایای تمایل شمع ها (درجه)

ω_1 و ω_2: ثابت های فنری محوری برای هر شمع (kN/m)

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

δ_1' و δ_2': جابجایی قائم سر هر شمع (m)

η_1' و η_2': جابجایی افقی هر شمع (m)

ضریب عکس العمل جانبی خاک k_h را می توان از حاصل ضرب مقدار به دست آمده k_h از بند **۳- ب نکات فنی** مطرح شده در بند **٤-۳-٤- تخمین رفتار شمع با استفاده از روش‌های تحلیلی** و عامل به دست‌آمده از شکل ۴-۳-۵ در رابطه با تمایل شمع‌ها به دست آورد.

جدول ٤-۳-۵- ضرایب فنری سر شمع ها

ثابت فنری محوری شمع (ω)	شمع های اتکایی		$\omega = \frac{AE}{\lambda + l}$
	شمع های اصطکاکی	خاک چسبنده	$\omega = \frac{2AE}{2\lambda + l}$
		خاک ماسه ای	$\omega = \frac{3AE}{3\lambda + 2l}$
ثابت فنری جانبی شمع (μ)	شمع های لولائی	بدون سطح برهنه ($\lambda = 0$)	$\mu = 2EI\beta^3 = \frac{E_s}{2\beta}$
		با سطح برهنه ($\lambda \neq 0$)	$\mu = \frac{3EI}{\lambda^3 \varphi_\Delta(\beta\lambda)}$
	شمع های سر ثابت	بدون سطح برهنه ($\lambda = 0$)	$\mu = 4EI\beta^3 = \frac{E_s}{\beta}$
		با سطح برهنه ($\lambda \neq 0$)	$\mu = \frac{12EI}{\lambda^3 \overline{\varphi}_\Delta(\beta\lambda)}$

نشانه‌های استفاده شده در جدول ۴-۳-۵ به صورت زیر تعریف می گردند.

$$\varphi_\Delta(\beta\lambda) = \frac{(1+\beta\lambda)^3 + 0.5}{(\beta\lambda)^3} \quad , \quad \overline{\varphi}_\Delta(\beta\lambda) = \frac{(1+\beta\lambda)^3 + 2}{(\beta\lambda)^3} \quad , \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}$$

که در آن:

l: طول مدفون شمع (m)

λ : طول خارج از خاک شمع (m)

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 $E_s = k_h B$

B: عرض شمع (m)

k_h: ضریب افقی عکس العمل خاک (kN/m^3)

٤-٤- کلیات طراحی شمع

٤-٤-١- 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 می شود، در نظر گرفته نمی شود.

۲) نیروهای افقی در اصل تنها توسط شمع ها تحمل می شوند ولی هنگامی که مقاومت کافی توسط فشار خاک روی قسمت مدفون به دست می آید، می توان فرض کرد این مقاومت نیز نیروی افقی را تحمل می کند.

نکات فنی

۱) بارهای قائم

با مرور زمان ممکن است فاصله کوچکی بین کف سازه ای که توسط شمع تحمل می شود و خاک زیر آن، حتی اگر کف در تماس

مستقیم با زمین ساخته شود، به‌وجود آید. بنابراین در جهت ایمنی، باید از ظرفیت باربری خاک زیر سازه صرف نظر کرد.

۲) بارهای افقی

بارهای افقی در اصل باید صرفا توسط شمع ها تحمل شوند. اگر مقاومت به سبب فشار غیر فعال خاک در مقابل قسمت مدفون سازه قابل پیش بینی باشد می توان این مقاومت را در نظر گرفت. ولی در هر حال، محاسبه این مقاومت دشوار می باشد. برای تعیین این که آیا فشار مقاوم خاک در پاسخ به تغییرمکان سرشمع در رابطه با ظرفیت باربری جانبی مجاز شمع تا به حد نهایی خود می رسد 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 کاملا در نظر گرفته شوند.

٤-٤-٢- توزیع بار

در یک پی، شمعها باید به گونه ای قرار گیرند که تا حد ممکن نیروهای افقی و قائم به طور یکسان به تک‌تک شمع‌ها وارد شود.

٤-٤-٣- فواصل بین مرکز شمع ها

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

٤-٤-٤- 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، **بخش۳**، بند**٦-٢- تنش مجاز برای چوب** و **بخش۳**، بند**۲-۳- تنش های مجاز** مراجعه شود. تنش‌های مجاز برای بتن در **بخش۳**، بند**۳-۳- طراحی براساس روش تنش مجاز** تعریف است.

برای ساخت سازه‌هایی که توسط شمع‌های بتنی تحمل می‌شوند، شمع‌ها با مشکلاتی مانند رانش یا ساخت و ساز زیرزمین روبرو می‌شوند که متفاوت از شرایط ساخت و ساز سازه های بتنی دیگر است. بنابراین تنش های مجاز برای شمع های بتنی باید کمتر از تنش مجاز استفاده شده در طراحی سایر سازه های بتنی باشد.

۲) تنش های مجاز برای شمع های بتنی

در جدول ۴-۴-۱ فهرست مقادیر تنش مجاز برای شمع های بتنی ارائه شده است.

٤-٥- تغییر مکان جانبی

ارزیابی تغییرمکان جانبی بالای شمع‌ها باید با توجه به‌خصوصیات زیر انجام شود:

- سختی زمین
- سختی خمشی هریک از شمع‌ها
- گیرداری شمع‌ها در سر شمع

- اثر گروهی شمع‌ها
- اثر رفت و برگشتی بارها و بارگذاری‌های دوره‌ای

جدول ٤-٤-١- تنش مجاز برای شمع های بتنی

نوع شمع			تنش مجاز	
			نوع	مقدار
شمع بتنی	شمع پیش ساخته بتنی با نیروی گریز از مرکز	شمع بتن مسلح (RC)	تنش فشاری مجاز برای تعیین ظرفیت باربری محوری	۳۰٪ مقاومت استاندارد طراحی و نه بیشتر از $12 MN/m^2$
			سایر موارد	طبق **بخش۳**، بند **۳-۲- اصول طراحی بر اساس روش طراحی حالت حدی**
		شمع پیش تنیده با مقاومت بالا (PHC)	تنش فشاری مجاز برای تعیین ظرفیت باربری محوری	۳۰٪ مقاومت استاندارد طراحی و نه بیشتر از $12 MN/m^2$
			تنش فشاری خمشی مجاز	۳۰٪ مقاومت استاندارد و طراحی و نه بیشتر از $12 MN/m^2$
			تنش محوری کششی مجاز و تنش کششی خمشی مجاز	برای نوع A: $3/0\ MN/m^2$ برای نوع B و C: $5/0\ MN/m^2$
	شمع‌های ریخته شده در محل با دیواره خارجی		تنش فشاری خمشی مجاز (شامل حالات با نیروی-محوری)	۲۵٪ مقاومت استاندارد طراحی و نه بیشتر از $6/0\ MN/m^2$
			سایر موارد	۷۰٪ تنش‌مجاز برای‌بتن طبق **بخش۳**، بند **۳-۲- اصول‌طراحی بر اساس روش‌طراحی حالت حدی**
	شمع‌های ریخته شده در محل بدون دیوار خارجی		تنش فشاری خمشی مجاز (شامل حالات با نیروی-محوری)	۲۰٪ مقاومت استاندارد طراحی و نه بیشتر از $5/0\ MN/m^2$
			سایر موارد	۵۰٪ تنش مجاز طبق **بخش۳**، بند **۳-۲- اصول طراحی بر اساس روش طراحی حالت حدی**
موارد فوق را می توان برای بارگذاری کوتاه مدت یا بررسی اثر زلزله تا ۱/۵ برابر افزایش داد.				

٤-٦- طراحی جزئیات

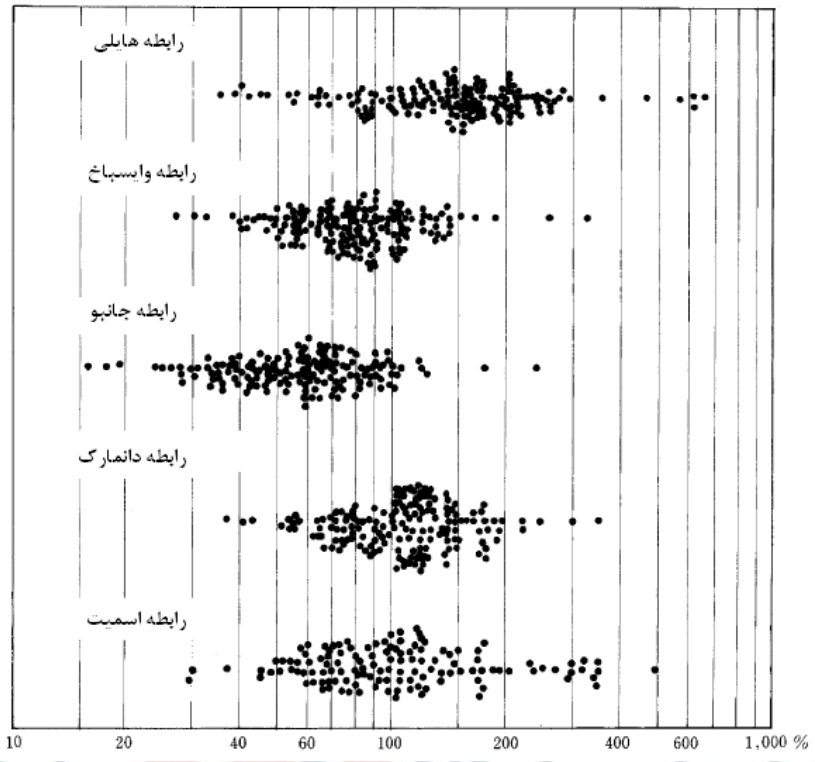
٤-٦-١- بررسی بارهای حین ساخت

در طراحی شمع ها توصیه می گردد که علاوه بر بار پس از پایان ساخت و ساز، بار حین حمل و نقل، قرار گذاشتن و رانش شمع ها 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 ۴-۶-۱ تهیه شده توسط ساواگوشی، ظرفیت باربری نهایی به دست آمده از روابط رانش شمع برای شمع های فولادی با نتایج به دست آمده از آزمایش‌های بارگذاری به‌صورت نسبت درصد (اولی به دومی) مقایسه شده اند و تفاوت های آشکار بین آن دو نشان داده شده است. هنگام رانش شمع در خاک های رسی، خاک اطراف دست خورده شده و اصطکاک جداره به‌طور موقت کاهش می یابد. بنابراین

ظرفیت باربری نهایی را نمی‌توان از روی روابطرانش برآورد نمود. در خاک‌های ماسه‌ای، استفاده از روابط رانش‌شمع برای تخمین ظرفیت باربری نهایی شمع‌های اصطکاکی غیر دقیق می باشد.



شکل ٤-٦-١- توزیع نسبت های مقادیر تخمین زده شده با روابط رانش به نتایج آزمایش های بارگذاری

زمانی که تعداد قابل ملاحظه ای شمع در زمین تقریبا مشابه رانده می شود، روابط رانش شمع را می توان به عنوان مرجع برای تخمین تفاوت های 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 می توان به عنوان مرجعی نیز برای تایید تفاوت های ظرفیت باربری شمع ها یا برای تمام کردن رانش هر شمع در حالی که همگی آنها تحت شرایط یکسان هستند، استفاده نمود.

رابطه هیلی پرکاربردترین رابطه رانش شمع بوده که توسط روابط ۴-۶-۱ و ۴-۶-۲ بیان می شود.

$$R_{du}S = e_f\left[F - F\frac{W_p\left(1-e^2\right)}{W_H+W_p}\right] - \frac{R_{du}C_1}{2} - \frac{R_{du}C_2}{2} - \frac{R_{du}C_3}{2} \qquad (۱-۶-۴)$$

هر عبارت این رابطه به‌صورت زیر توضیح داده می شود: 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» می باشند.

$$R_{du} = \frac{e_f F}{S + \dfrac{C_1+C_2+C_3}{2}} \frac{W_H + e^2 W_p}{W_H + W_p} \qquad (۲-۶-۴)$$

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 سرشمع) (kN)

F: انرژی ضربه (kJ)

e_f:کارآیی چکش بین ۰/۶ تا ۱ بسته به نوع چکش

e: ضریب برگشت (e=۱ در حالت کاملا ارتجاعی و e=۰ در حالت کاملا غیر ارتجاعی)

S: طول نهایی نفوذ شمع (m)

C_1: تغییر شکل ارتجاعی شمع (m)

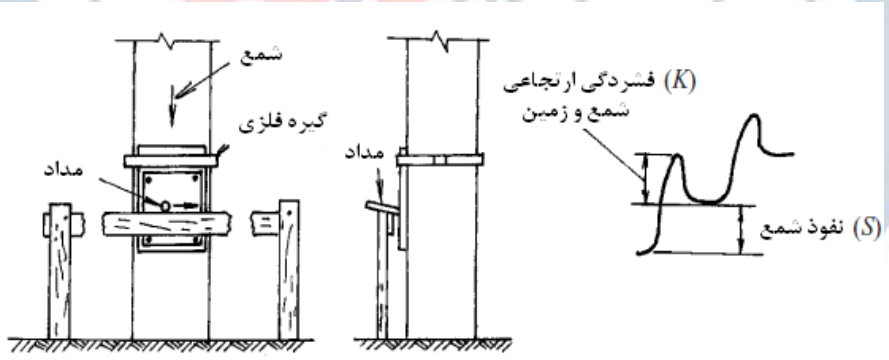
C_2: تغییر شکل ارتجاعی زمین (m)

C_3: تغییر شکل ارتجاعی بالشتک سر شمع (m)

بیشتر روابطرانش از جایگزینی C_1، C_2، C_3، e_f، e و غیره در رابطه ۴-۶-۲ با مقادیرمناسب به‌دست می‌آید. رابطه ۴-۶-۳ برای شمع‌های فولادی نسبتا مناسب است. با فرض این‌که ضربه بین چکش و شمع ارتجاعی باشد (یعنی e=۱) رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$R_{du} = \frac{e_f F}{S + \frac{C_1 + C_2 + C_3}{2}} \qquad (۴-۶-۳)$$

جمله $C_1+C_2+C_3$ در رابطه بالا مجموع تغییر شکل های ارتجاعی شمع، زمین و بالشتک سر شمع می باشد. C_1+C_2 معادل K (برگشت اندازه گیری شده در سرشمع در آزمایش های رانش شمع) می باشد (شکل ۴-۶-۲).



شکل ٤-٦-٢- اندازه گیری برگشت

برای شمع های فولادی تغییر شکل 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 ۴-۶-۴ حاصل می گردد.

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

$$R_{du} = \frac{e_f F}{S + \frac{K}{2}} \qquad (۴-۶-۴)$$

که در آن:

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

e_f: کارآیی چکش (برای رابطه ۴-۶-۴ از ۰/۵ استفاده می شود)

S: طول نفوذ شمع (cm)

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

چکش های دیگر: نفوذ متوسط با هر ضربه برای ۲۰ ~ ۱۰ ضربه نهایی (m)

K: برگشت (m)

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 (m)

W_H: وزن چکش (kN)

a: 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 می آید. بنابراین،

$$R_{da}=\frac{1}{3}R_{du} \qquad (۵-۶-۴)$$

٤-٦-٢- طراحی اتصال شمع و عرشه

اتصال شمع و عرشه باید به گونه ای طراحی شوند که ایمنی در مقابل تنش به‌وجود آمده در آن تضمین گردد.

تفسیر

تصمیم در مورد این که اتصالات بین سر شمع ها و عرشه باید به‌صورت 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 می گیرد:

۱) در رابطه با پاسخ به نیروی قائم، تفاوتی بین درز گیردار و مفصلی مشاهده نمی شود. هنگامی که خمش باید در نظر گرفته شود اتصال گیردار ترجیح داده می شوند (طول خمش اتصالات گیردار کوتاهتر است).

۲) هنگامی که اتصال تحت اثر نیروی افقی قرار می گیرد، تغییر مکان افقی سر شمع در اتصال گیردار به مراتب کوچکتر از اتصال مفصلی است.

۳) هنگامی‌که نیروی افقی به یک اتصال گیردار وارد می‌شود، گشتاوری ثابت در سرشمع به‌وجود می‌آید.

۴) در حالت اتصال گیردار، گشتاور سر شمع بسته به چرخش سازه تغییر می کند.

۵) در تحلیل دینامیک اتصالات، تحلیل اتصالات مفصلی ساده تر و روشن تر از اتصالات گیردار است. ولی هنگام ساخت و ساز معمولی، استفاده از اتصالات مفصلی برای تمام اتصالات بین شمع و سازه دشوار می‌باشد.

٤-٦-٣- اتصالات شمع ها

۱) اتصالات شمع ها باید در مقابل بار حین ساخت و ساز و پس از اتمام آن امن باشد.

۲) اتصالات باید به‌گونه‌ای قرار گیرند که حاشیه‌کافی در مقاومت‌سطح‌مقطع وجود داشته‌باشد و به‌طور 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 شمع ها کوچکتر است. ولی احتیاط برای تأمین ایمنی اتصال در مقابل تنش حاصل از رانش شمع طی ساخت و ساز، افزایش بار در آینده و تنش های پیش بینی نشده در سطح مقطع اتصال لازم است.

٤-٦-٤- تغییر ضخامت صفحه و یا جنس شمع لوله ای 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 لوله ای با عمق تغییر می کند و زمانی که عمق نفوذ شمع زیاد می شود نیروی مقطعی به طور معمول کاهش می یابد. بنابراین ضخامت یا جنس شمع های لوله ای فولادی گاهی اوقات به دلایل اقتصادی تغییر داده خواهد شد.

نکات فنی

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

۲) جوش‌دادن شمع‌ها با ضخامت و مواد مختلف باید توسط جوش دور تا دور صورت گیرد. شکل‌مقطع جوش‌داده شده باید با آیین‌نامه جوش‌کاری ساختمانی ایران (نشریه شماره ۲۲۸ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور) سازگاری داشته باشد.

٤-٦-٥- سایر ملاحظات احتیاطی در طراحی

نکات فنی

به‌طورکلی، در هنگام رانش شمع چنانچه تنش ضربه کمتر از تنش تسلیم شمع فولادی باشد، خطر خمش صفر است. کیشی دا و تاکانو رابطه ۴-۶-۶ را برای بیان اثر ضخامت صفحه روی تنش تسلیم پیشنهاد کرده اند.

$$\frac{\sigma_{py}}{\sigma_y} = 0.69 + 2.2\left(\frac{t}{r}\right) \qquad (۴-۶-۶)$$

که در آن:

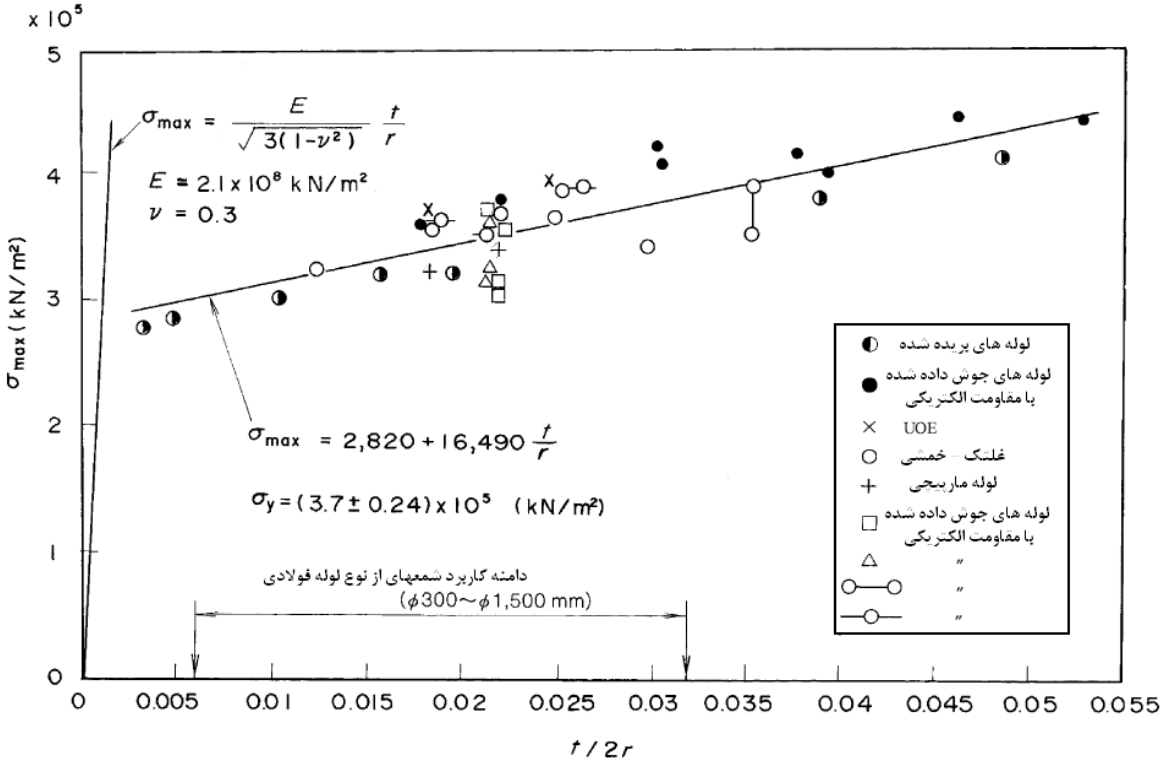
σ_{py}: تنش تسلیم شمع فولادی با در نظر گرفتن ضخامت صفحه (kN/m^2)

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

t: ضخامت شمع لوله ای فولادی (mm)

r: شعاع شمع لوله ای (mm)

در هر حالت، شمع لوله ای فولادی در خارج بازه نشان داده در شکل ۴-۶-۳ 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 ٤-٦-٣- رابطه بین تنش خمش (σ_{max}) و نسبت ضخامت ورقه به قطر ($t/2r$)

٤-٧- آزمایش‌های بارگذاری شمع

٤-٧-١- کلیات

۴-۷-۱-۱- در صورت امکان توصیه می‌شود آزمایش‌های بارگذاری شمع‌ها در وضعیت‌های زیر به‌عمل آورده شود:

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

– در مواردی از سیستم شمعی استفاده می‌شود که تجربه اجرایی آن وجود ندارد.

– در مواردی شمع زیر اثر بارگذاری‌خاص قرار می‌گیرد که به‌لحاظ تئوری و تجربی اطمینان‌کافی در طراحی‌آن وجود ندارد.

– در مواردی که مشاهدات به‌عمل‌آمده در حین نصب شمع‌ها در محل از آنچه براساس تئوری و تجربه قبلی پیش‌بینی-می‌شده تفاوت نامناسب قابل‌توجهی دارد و با بررسی‌های اضافی‌خاک نتوان دلایل آن را روشن‌کرد.

۴-۷-۱-۲- چنانچه تنها یک آزمایش بارگذاری انجام می‌شود، محل آن باید در جایی پیش‌بینی شود که خاک نامناسب‌ترین شرایط را دارد. در غیر این‌صورت این‌موضوع باید در پارامترهای خاک مربوط به‌تعیین ظرفیت باربری شمع به‌نحو 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.

۴-۷-۱-۳- مدت زمان در نظر گرفته شده بین نصب شمع‌هایی آزمایشی و اجرای آزمایش‌ها باید به‌اندازه‌ای در نظر گرفته شود که شمع مقاومت سازه‌ای خود را به‌دست آورده باشد و فشار حفره‌ای آب در خاک به‌وضعیت اولیه خود بازگشته باشد.

٤-۷-۲- آزمایش‌های بارگذاری استاتیک

۴-۷-۲-۱- روش آزمایش بارگذاری استاتیکی شمع باید با توجه به‌تعداد دفعات بارگذاری و مدت زمان آنها و کاربرد بارگذاری دوره‌ای، چنان باشد که از نتایج آن بتوان رفتار شمع به‌لحاظ تغییرشکل‌ها، خزش و چگونگی بازگشت تغییرشکل‌های 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.

۴-۷-۲-۲- ابزار و تجهیزات اندازه‌گیری نیروها، تنش‌ها، کرنش‌ها و تغییرشکل‌ها باید قبل از انجام آزمایش کالیبره شده باشد.

۴-۷-۲-۳- آزمایش بارگذاری شمع ها در کشش معمولا تا حد گسیختگی ادامه داده می شود. برون یابی نمودار بار- تغییرمکان معمولا در آزمایش‌های کششی، مخصوصا در موارد بارگذاری‌های کوتاه مدت، نباید انجام شود.

۴-۷-۲-۴- راستای نیروهای کششی یا فشاری در آزمایش شمع‌ها باید منطبق بر محور طولی آنها باشد.

٤-۷-۳- شمع‌های آزمایشی

۴-۷-۳-۱- تعداد شمع‌های مورد نیاز برای کنترل و تدقیق طراحی باید با توجه به‌نکات زیر در نظر گرفته شود:

الف) شرایط زمین و تغییرات آن در محدوده ساختگاه

ب) رده ژئوتکنیکی

ج) شواهد و مستندات قبلی موجود برای رفتار شمع‌های مشابه در ساختگاه‌های مشابه

د) تعداد کل و نوع شمع مورد نیاز در طرح

۴-۷-۳-۲- شرایط زمین در ساختگاه باید به‌طور کامل مورد بررسی قرار داده شود. عمق گمانه‌های حفاری آزمایش باید به‌حدی باشد که نسبت به‌این شرایط در اطراف و نوک شمع اطمینان کافی حاصل گردد. این بررسی‌ها باید تا عمق حداقل ۴ برابر قطر شمع زیر نوک شمع ادامه یابد. مگر آنکه در عمقی کمتر به‌سنگ 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 به‌صورت ساده با فرض این که تنش به طور خطی با عمق گسترش می یابد، 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 می توان با فرض ارتجاعی بودن توده خاک تقریب زد.

راه حل ارتجاعی به دست آمده از روش بوسینسک غالبا برای محاسبه تنش در توده خاک استفاده می شود. اساس راه حل بوسینسک این است که یک بار متمرکز قائم روی سطح یک محیط نیمه بینهایت ایزوتروپ و همگن عمل می کند. با استفاده از اصل بر هم نهی، 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 می کند تنش به طور خطی با عمق گسترش می یابد، برای تخمین تنش در توده خاک وقتی بار نواری یا بار مستطیلی روی زمین اثر می کند، 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 برخلاف نشست تحکیم که بعدا توضیح داده خواهد شد، توسط تغییر شکل برشی ایجاد شده و درست در لحظه بارگذاری اتفاق می‌افتد. نشست آنی خاک ماسه‌ای را می توان 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 توده‌ارتجاعی در نظر گرفته‌شده و تئوری الاستیسیته با ضریب ارتجاعی E و ضریب پواسون ν استفاده می‌شود. از آن‌جا که E به‌طور 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 ۰/۵٪ تا ۱/۵٪ است درحالی‌که این کرنش در مطالعه تغییرشکل زمین سفت هنگام خاک‌برداری یا حالت تغییر شکل پی، کمتر از ۰/۱٪ خواهد بود. رابطه بین مقدار کرنش و E در **بخش۲**، بند **۱۱-۳-۱- ثابت‌های ارتجاعی** توصیف شده است.

۵-۳- نشست تحکیم

نشست پی که به‌دلیل تحکیم خاک به‌وجود می‌آید باید طبق دستورالعمل‌های توصیف‌شده در **بخش۲**، بند **۱۱-۳-۲- مشخصات تحکیم**، بررسی‌شود. پارامترهای طراحی باید با استفاده از روش‌های‌مناسب، براساس آزمایش‌های‌تحکیم تعیین‌شوند.

تفسیر

نشست ناشی از تحکیم براساس 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 می باشد توسط مشخصات تراکم پذیری اسکلت خاک تعیین می شود و به طور 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

نشست‌تحکیم نهایی پی با استفاده از روش‌های توصیف شده در **بخش۲**، بند **۱۱-۳-۲- مشخصات تحکیم**، محاسبه می‌شود.

۲) محاسبه رابطه نشست- زمان

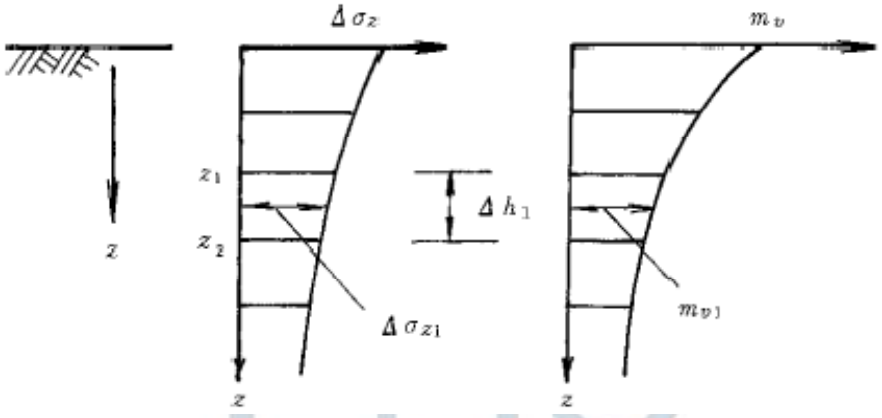
نرخ نشست‌تحکیم از رابطه بین میزان متوسط‌تحکیم U و عامل‌زمان T که از تئوری تحکیم‌ترزاقی حاصل می‌شود، قابل محاسبه است. در این روش اتلاف فشار آب حفره ای اضافی به صورت رابطه مشتقات جزئی از نوع هدایت گرمایی بیان می شود. مقدار نشست $S(t)$ در زمان t از میزان متوسط تحکیم $U(t)$ از رابطه زیر به دست می آید:

$$S(t)=S_0U(t) \qquad (۱-۳-۵)$$

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 می گیرد، استفاده نمود.

۳) نحوه تقسیم خاک چسبنده به لایه های متعدد

هنگام محاسبه نشست تحکیم نهایی، معمولا لایه خاک چسبنده، همان طور که در شکل ۵-۳-۱ نشان داده شده است، به چندین زیر لایه تقسیم می گردد. این بدان علت است که فشار تحکیم $\Delta\sigma_z$ و ضریب تراکم حجمی m_v با عمق تغییر می کنند. در روش m_v، نشست تحکیم نهایی پی از رابطه ۵-۳-۲ محاسبه می شود.



شکل ۵-۳-۱- محاسبه نشست تحکیمی

$$S_0=\sum m_v\Delta h\sigma_z \qquad (۲-۳-۵)$$

که در آن:

S_0: نشست تحکیم نهایی (m)

$\Delta\sigma_z$: افزایش در فشار تحکیم در وسط زیر لایه (kN/m^2)

m_v: ضریب تراکم حجمی برای فشار تحکیم معادل $\sigma_{z0} + \Delta\sigma_z/2$، (m^2/kN)، که σ_{z0} اضافه ظرفیت فشار در وسط لایه قبل از تحکیم است.

Δh: ضخامت زیر لایه در لایه تحکیم یافتنی (m)

از آنجا که m_v و $\Delta\sigma_z$ با افزایش عمق کاهش می یابند، تراکم در هر زیر لایه به تدریج با افزایش عمق کوچکتر می‌شود. ضخامت زیر لایه Δh معمولا بین ۳ تا ۵ متر تنظیم می شود. باید در نظر داشت که وقتی Δh 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 می کند.

افزایش فشار تحکیم $\Delta\sigma_z$ در مرکز زیر لایه به‌وسیله توزیع تنش در عمق که در بند **۵-۱- تنش در توده خاک** توصیف شده است، محاسبه می گردد. عبارت $\Delta\sigma_z$ افزایش تنش در جهت قائم ناشی از بارگذاری می باشد. در خاک طبیعی، معمولا فرض می‌شود که تحکیم مربوط به تنش بار سرباری موجود پایان یافته است.

علی‌رغم این که توزیع عکس العمل خاک در کف پی مشابه بار وارده به پی صلب نیست، پی صلب به طور یکنواخت نشست می کند و توزیع تنش در خاک زیرین در یک عمق معین مستقل از توزیع عکس‌العمل در قسمت دقیقا زیر پی خواهد شد. بنابراین توزیع تنش قائم در خاک زیرین پی صلب را می توان 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 به کار می رود، 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 به دست آمده از آزمایش بر روی زمین حدود یک تا دو برابر مقدار c_v است. اما در حالت طراحی، استفاده از $c_h \approx c_v$ در زمانی که کاهش در c_h ناشی از تعبیه زهکش‌های قائم، خصوصیات غیر همگن تحکیم و سایر موارد در نظر گرفته می‌شود، قابل قبول می‌باشد.

۵) ضریب تحکیم c_v برای رس بیش تحکیم یافته

ضریب‌تحکیم رس برای رس بیش تحکیم یافته معمولا بزرگتر از حالت تحکیم طبیعی می‌باشد. وقتی رس به طور آشکار در حالت بیش تحکیم یافته به‌نظر 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 به جای محاسبه ساده c_v در فشار متوسط تحکیم، بهتر است از میانگین وزنی c_v با در نظر گرفتن نشست بر اساس منحنی $e\text{-}\log p$ به دست آمده از آزمایش‌های تحکیم استفاده شود.

۶) نرخ نشست تحکیم در خاک غیر همگن

وقتی‌خاک از لایه‌های متفاوت با c_v های مختلف تشکیل‌شده است، نرخ نشست‌تحکیم به‌روش ضخامت معادل یا تحلیل‌های عددی مثل روش تفاضل محدود یا عناصر محدود تحلیل می شود. روش ضخامت معادل به عنوان یک روش ساده شده مورد استفاده قرار می‌گیرد و گاهی اوقات خطای قابل توجهی دارد. زمانی که خاک بسیار غیرهمگن بوده و یا وقتی برآورد دقیق لازم باشد استفاده از روش اجزا محدود توصیه می شود.

۷) نشست به سبب تحکیم ثانویه

شکل منحنی نشست- زمان در آزمایش های 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 می شود.

نشست حاصل از تحکیم ثانویه به طور خاص در خاک هایی مثل خاک های آلی اتفاق می افتد. در خاک های آبرفتی رسی معمولی، فشار تحکیم ایجاد شده توسط بارگذاری معمولا 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 به طور قابل ملاحظه ای بزرگ تر 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 به طور کلی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1+e_0} h.\log_{10}(t/t_0) \qquad (۳-۳-۵)$$

که در آن:

S_s: نشست ناشی از تحکیم ثانویه (m)

C_α: ضریب تراکم ثانویه

t: زمان (روز)

t_0: زمان شروع تحکیم ثانویه (روز)

h: ضخامت لایه رس (m)

ضریب تراکم ثانویه C_α از آزمایش های تحکیم متداول به دست می آید. C_α را می توان همچنین از روی رابطه بین C_α و C_c (نشانه تراکم) به طریق زیر تخمین زد.

$$C_\alpha = (0.03 \sim 0.05) C_c \qquad (۴-۳-۵)$$

۵-٤- تغییر مکان جانبی

در دیوارهای ساحلی یا خاکریزهای ساخته‌شده 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 ساخته‌شده روی رس نرم، بعضا لازم است که جابجایی جانبی ایجاد شده توسط تغییرشکل‌های برشی زمین را برآورد نمود. جابجایی جانبی دو شکل به خود می گیرد که اولی جابجایی به همراه نشست بلافاصله پس از بارگذاری و دومی، تغییر مکان تدریجی به مرور زمان است. اگر بار به طور قابل توجهی از ظرفیت باربری نهایی زمین کوچک تر باشد، تغییر مکان جانبی که به همراه نشست آنی اتفاق می افتد را می توان با فرض زمین به عنوان توده ارتجاعی تخمین زد.

۲) یک مشکل متداول در خاک نرم، ضریب اطمینان کم، در حدود ۱/۳ می باشد در حالیکه تغییر مکان جانبی به صورت ترکیبی از

تحکیم و تغییر شکل خزشی ناشی از تنش برشی زمین اتفاق می افتد. برای پیش بینی رخداد این تغییر مکان جانبی، روش های تجربی بر اساس تجارب قبلی توصیه می شوند. برنامه های کامپیوتری بر اساس عناصر محدود که مدل های الاستوپلاستیک یا ویسکو الاستو پلاستیک برای خاک رس به کار می برند، برای پیش بینی پیشرفت نشست و جزئیات تغییر شکل های جانبی با مرور زمان، به کار گرفته می شوند که بسته به اهمیت سازه باید روش مناسب محاسبه تغییر شکل جانبی انتخاب شود.

۵-۵- نشست غیر متجانس

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

نکات فنی

یک روش ساده برای تخمین نشست غیر متجانس در زمین های استحصال شده از دریا در مناطق بندری پیشنهاد شده است که زمین استحصال شده را به ۴ دسته تقسیم می کند:

۱) زمین بیش از اندازه غیر همگن

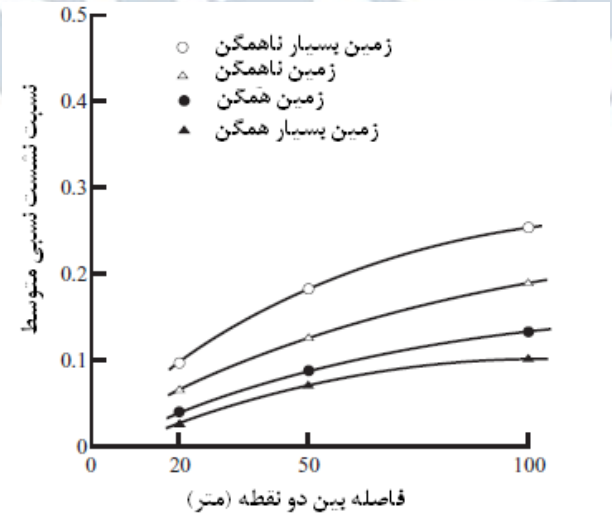
۲) زمین غیر همگن

۳) زمین همگن

۴) زمین بیش از اندازه همگن

شکل ۵-۵-۱ نسبت نشست غیر متجانس متوسط برای هر نوع از این زمین های استحصال شده (نسبت متوسط نشست غیر متجانس بین دو نقطه اختیاری به متوسط نشست کل زمین بازیافت شده) را نشان می دهد.

به طور مثال، نسبت نشست غیر متجانس میانگین برای دو نقطه که با هم ۵۰ متر فاصله دارند برای خاک غیر همگن در حدود ۰/۱۲ است و بنابراین وقتی یک نشست کلی x سانتی متر در یک زمان مشخص پس از شروع اتفاق می افتد، نشست نسبی متوسطی که در فاصله ۵۰ متری اتفاق می افتد در حدود $0/12x$ می باشد. هنگام استفاده از این روش برای طراحی واقعی، مقادیر شکل ۵-۵-۱ باید برای دوره زمانی و ضخامت لایه ای که تحکیم می شود تصحیح شود.



شکل ۵-۵-۱- رابطه بین فاصله متوسط و نسبت نشست غیر متجانس متوسط در خاک استحصال شده

۵-٦- پی‌ها زیر اثر بارهای ارتعاشی

۵-٦-۱- پی‌هایی که زیر اثر بارهای ارتعاشی نظیر بار دینامیکی ماشین‌آلات صنعتی قرار می‌گیرند ممکن است دچار نشست‌های غیر متعارف شده و یا ارتعاشات بیش از حد در سازه ایجاد کنند. در طراحی این پی‌ها باید اثر ارتعاشی این بارها و نکات مربوط به‌طراحی پی ماشین‌آلات در نظر گرفته شود.

۵-٦-۲- 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

۵-۷-۱- نشست شمع‌ها باید در حالت‌حدی‌بهره‌برداری محاسبه‌شده و با محدودیت‌های تعیین‌شده برای‌سازه مقایسه و کنترل گردد.

۵-۷-۲- محاسبه نشست شمع‌ها باید موارد زیر را شامل شود:

الف) نشست شمع‌های منفرد

ب) نشست اضافی ناشی از عملکرد گروه شمع‌ها

Draft
PMO

فصل ٦- پایداری شیب‌ها

٦-١- کلیات

١) پایداری شیب ها در مقابل شکست لغزشی ایجاد شده توسط وزن خود خاک یا سربار، باید به‌صورت دو بعدی و به روش سطح لغزش دایره ای یا سطح لغزش صفحه ای تحلیل شود.

٢) تحلیل پایداری شیب باید با فرض ناپایدارترین شیب انجام گیرد.

تفسیر

١) 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 پی ها نیز استفاده نمود چرا که این روش ها برای مطالعه پایداری توده خاک مناسب می‌باشند.

٢) شکل سطح لغزش

الف) نوع شکل سطح لغزش

از نظر تئوری، شکل‌های سطح‌لغزش در تحلیل پایداری‌شیب، ترکیبی از صفحه‌ای، اسپیرال‌لگاریتمی، و کمان‌دایره می‌باشد. اما در عمل، سطح لغزش صفحه‌ای یا کمان‌دایره فرض می‌شود. وقتی یک‌لایه 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 غیر طبیعی به نظر می‌رسد، نباید استفاده به‌کار رود.

ب) ناپایداری شیب در زمین ماسه ای

شکست‌لغزشی شیب ماسه‌ای خشک یا اشباع معمولا به‌صورتی اتفاق می‌افتدکه هنگام‌ریزش، زاویه شیب کاهش می‌یابد. بنابراین شکل آن بجای کمان‌دایره باید به‌صورت صفحه‌ای بوده و حتی اگر کمان‌دایره استفاده شود شکل آن به صفحه نزدیک‌تر است. زاویه خاک ماسه‌ای درحالت تعادل، زاویه استراحت نامیده می‌شود که معادل یک زاویه‌اصطکاک‌داخلی مربوط به درصد تخلخل ماسه درون شیب است. زاویه استراحت ماسه غیراشباع به‌علت چسبندگی ظاهری ناشی از کشش سطحی و آب منفذی در ماسه، بیشتر از ماسه خشک یا اشباع می‌باشد.

ج) ناپایداری شیب در زمین رسی

سطح شکست لغزش واقعی خاک رسی به کمان دایره نزدیک است و معمولا لغزشی عمیق که شکست پایه نامیده می‌شود، اتفاق می افتد (در شیب ماسه ای، لغزش کم عمق و در سطح اتفاق می افتد).

تحلیل پایداری شیب معمولا به‌صورت یک مساله دو بعدی طرح می شود و علی‌رغم این که سطح لغزش واقعی در شیب گسترده، شکل صفحه منحنی سه بعدی به خود می گیرد، تحلیل دو بعدی در جهت ایمنی می باشد. وقتی که پایداری به واسطه سربار روی یک گستره محدود کاهش می یابد باید مقاومت جانبی طرفین سطح شکست، استوانه ای در نظر گرفته شود.

۳) نیروهای خارجی در تحلیل پایداری شیب

عوامل مهم شکست لغزشی وزن‌خاک، سربار، فشار آب و سایر موارد می‌باشد و می‌توان از بارهای تناوبی مانند زلزله، موج و مشابه آن نیز نام برد. چون مقاومت‌برشی خاک به‌زمان وابسته است، مسائل پایداری توده‌خاک به دو حالت تقسیم می‌شود. بارگذاری روی خاک در حالت تحکیم طبیعی و باربرداری توسط خاک‌برداری. حالت اول یک مساله پایداری کوتاه مدت و دومی دراز مدت می‌باشد که باید در هر دو حالت مقاومت‌برشی که به‌طور مناسب ارزیابی شده است مورد استفاده قرار گیرد (به **بخش۲**، 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 می باشد. 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 می باشد. به عنوان استاندارد، ضریب اطمینان تنش از ۱/۳ تحت شرایط عادی برای مقاصد طراحی برای پایداری شیب لازم است. ولی ضریب اطمینان بین ۱/۱ و ۱/۳ برای طراحی در حالی که پارامترهای طراحی بسیار مطمئن باشند (بر اساس کارکرد شرایط خاک مشابه) و زمانی که ساخت و ساز تحت نظارت و اندازه گیری دقیق تنش های خاک صورت می گیرد، قابل استفاده می باشد.

٦-۲- تحلیل شیب

٦-۲-۱- 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 فلنیوس همان طور که در روابط زیر آمده است یا روش های مناسب دیگر مطابق با بند **۲-۵- ظرفیت باربری برای بارهای خارج از مرکز و مایل**، بررسی شود. در تحلیل همان طور که در بالا ذکر شد، در تحلیل باید ضریب اطمینان با توجه به خصوصیات خاک و سازه مقدار مناسبی به خود گیرد.

$$F_s = \frac{R\sum\left(cl + W'\cos\alpha\tan\phi\right)}{\sum Wx + \sum Ha} = \frac{\sum\left(cb + W'\cos^2\alpha\tan\phi\right)\sec\alpha}{\sum W\sin\alpha + \frac{1}{R}\sum Ha} \qquad (۱-۲-۶)$$

که در آن:

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

R: شعاع دایره لغزشی (m)

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

l: طول قاعده یک قطعه (m)

W': وزن‌موثر یک‌قطعه در واحدطول (وزن‌خاک + سربار: برای قسمت‌مغروق از وزن‌مخصوص‌اشباع استفاده شود) (kN/m)

α: زاویه قاعده قطعه با افق (درجه)

ϕ: برای خاک چسبنده یا زاویه اصطکاک داخلی خاک ماسه ای 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 (m)

H: نیروی‌خارجی افقی که بر توده‌خاک درون دایره لغزش اثر می‌کند (نیروی‌آب، نیروی زلزله، نیروی موج یا غیره) (kN/m)

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

b: عرض قطعه (m)

تفسیر

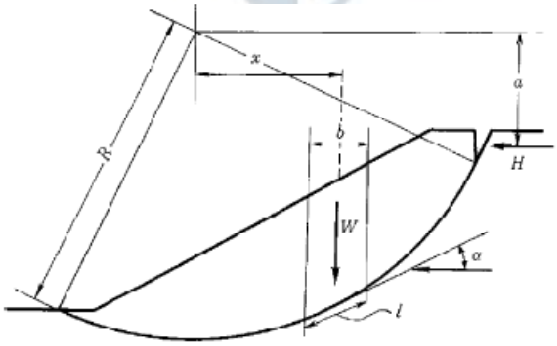
در تحلیل پایداری شیب، شکست لغزشی ممکن است در اثر وزن خود خاک، سربار، فشار آب، فشار موج، نیروی زلزله و غیره اتفاق بیفتد و مقاومت در برابر شکست لغزش عبارت است از مقاومت برشی خاک، وزن مقاوم و غیره. ضریب اطمینان در مقابل شکست لغزشی، به صورت نسبت مقاومت برشی خاک به تنش برشی اعمال شده روی یک سطح لغزش تعریف می شود. وقتی سطح لغزش دایره ای فرض شود، ضریب اطمینان به‌صورت نسبت گشتاور مقاوم به گشتاور واژگون کننده حول مرکز دایره لغزش تعریف می شود. در روش‌قطعات برای تحلیل کمان‌دایره، توده‌خاک درون دایره لغزش به‌وسیله صفحات‌قائم به تعدادی قطعه تقسیم‌شده و تنش برشی و تنش‌مقاوم‌خاک در قاعده هرقطعه محاسبه می‌شود که با افزودن‌تنش‌ها در قطعه‌ها، ضریب‌اطمینان به‌دست می‌آید. در روش‌قطعات، برای تحلیل نیروها در حالت تعادل بین قطعات، شرط پایداری‌استاتیکی فرض می‌شود. روش‌های متعددی با توجه به فرضیات پیشنهاد شده‌است که معمولا روش اصلاح‌شده فلنیوس و روش ساده‌شده *Bishop* در حالات‌متعددی 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 صفحات‌قائم بین قطعات تفاوت دارند. روش اصلاح‌شده فلنیوس فرض می‌کند که جهت برآیند نیرویی که روی صفحات‌قائم بین قطعات عمل می‌کند، موازی با قاعده قطعه ها می باشد. این روش، به روش ساده شده یا روش *Tschebotarioff* معروف است. زمانیکه یک کمان دایروی و قطعه به‌صورت نشان داده شده در شکل ۶-۲-۱ باشد، ضریب اطمینان طبق روش اصلاح شده فلنیوس از رابطه ۶-۲-۱ به‌دست می‌آید.

برای انجام‌تحلیل پایداری‌شیب قبل‌از هر چیز، مرکز دایره‌لغزش تنظیم‌می‌شود و از دوایری‌که این‌نقطه را به‌عنوان 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 می شود. کوچکترین ضریب اطمینان به دست آمده به عنوان ضریب اطمینان در مقابل شکست شیب محسوب می شود.



شکل ٦-٢-١- تحلیل کمان دایره ای با استفاده از روش اصلاح شده فلنیوس

۲) روش تحلیل پایداری با استفاده از روش *Bishop*

Bishop پیشنهاد نمود که رابطه ای 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 می شود 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* (Fs) از رابطه ۶-۲-۲ به دست می آید.

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin\alpha + \frac{1}{R}\sum Ha} \sum \frac{(cb + W' \tan\phi)\sec\alpha}{1 + (\tan\alpha \tan\phi)/F_s} \qquad (۶-۲-۲)$$

که در آن:

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

R: شعاع دایره لغزش (m)

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

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

b: عرض قطعه (m)

α: زاویه قاعده قطعه نسبت به افق (درجه)

c: مقاومت‌برشی زهکشی‌نشده خاک‌چسبنده یا چسبندگی‌ظاهری خاک ماسه‌ای زهکشی‌شده (kN/m^2)

ϕ: زاویه مقاومت برشی خاک ماسه ای در شرایط زهکشی شده (درجه) (برای خاک چسبنده: صفر)

H: نیروی‌خارجی‌افقی‌واردبرتوده‌خاک درون‌دایره‌لغزش (فشارآب، نیروی‌زلزله، نیروی‌موج و غیره) (kN/m)

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

۳) کاربرد روش های تحلیل پایداری

ضرایب اطمینان به دست آمده از روش اصلاح شده فلنیوس و روش ساده شده *Bishop* برای خاک چسبنده وقتی $\phi = 0$ تشابه دارند ولی هنگامی که کمان دایروی، از لایه های خاک ماسه ای می گذرد متفاوت می باشند. روش اصلاح شده فلنیوس به طور معقولی رفتار واقعی شکست شیب را بر اساس نتایج تحلیل پایداری روی نمونه های تاریخی برای شکست شیب در حیطه بندر و لنگرگاه تشریح کرده و همچنین در خاک های ماسه ای ضریب اطمینانی در جهت ایمنی به دست می دهد.

ولی هنگامی‌که خاک پی فقط از خاک ماسه‌ای لایه‌ای تشکیل شده باشد و یا زمانی که کمان دایروی از درون خاکی از لایه های ضخیم ماسه در بالا و خاک چسبنده در پایین می‌گذرد، روش اصلاح شده فلنیوس ضریب اطمینان را به خوبی تقریب نمی زند که در این شرایط روش ساده شده *Bishop* ضریب اطمینانی با دقت بیشتر به‌دست می‌دهد. بنابراین روش ساده شده *Bishop* به‌طور مشخص باید برای مسائل ظرفیت‌باربری خاکریزهای شنی که بارهای غیرمرکزی و مایل به‌آن 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 لایه های خاک ماسه ای که به طور افقی قرار گرفته اند، بیش از حد واقعی

تخمین می زند. در این حالت، روش محاسبه پایداری که نسبت نیروی قائم به افقی بین قطعات را $\frac{۱}{۳/۵}$ برابر زاویه قاعده قطعه بـه افق فرض می کند، قابل استفاده است. ضریب اطمینان در این محاسبات با استفاده از رابطه زیر به دست می آید:

$$F=\frac{1}{\sum W\sin\alpha+\frac{1}{R}\sum Ha}\sum\left\{\frac{(ncb+W'\tan\phi)\sec\alpha}{n+[\tan\alpha-\tan(\beta\alpha)](\tan\phi)/F}\right\} \qquad (۳-۲-۶)$$

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

٦-۲-۲- تحلیل پایداری با فرض سطح لغزشی غیر از سطح لغزش کمان دایروی

علیرغم دستورالعمل های بیان شده در قسمت قبلی، وقتی که فرض سطح لغزشی غیر از کمان دایروی مناسب به نظر برسـد، سـطح لغزش صفحه ای یا ترکیبی فرض می شود.

نکات فنی

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

$$F=\frac{\sum\{cl+(W'\cos\alpha-H\sin\alpha)\tan\phi\}}{\sin\alpha\sum W'+\cos\alpha\sum H} \qquad (۴-۲-۶)$$

که در آن:

F: ضریب اطمینان در مقابل شکست لغزشی

c: چسبندگی خاک (kN/m^2)

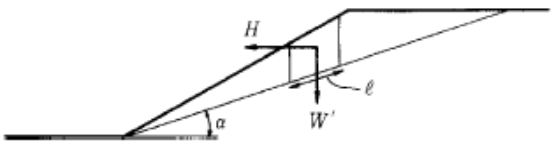
ϕ: زاویه اصطکاک داخلی خاک (درجه)

l: طول قاعده هر قطعه (m)

W': وزن‌موثر هرقطعه در واحدطول (برای قسمت‌غوطه‌ور وزن‌واحد حجم غوطه‌ور استفاده شود) (kN/m)

α: زاویه شیب قاعده قطعه (در حالت شکل ۶-۲-۲ مثبت فرض شود) (درجه)

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



شکل ٦-۲-۲- تحلیل پایداری شیب با سطح لغزشی صفحه ای

کمترین ضریب اطمینان در مقابل لغزش در شرایط عادی ۱/۲ و در زمان زلزله ۱/۰ در نظر گرفته می شود.

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

روش‌های 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 ٦- پایداری شیب‌ها** توضیح داده شده است.

برای محاسبه فشار خاک روی سپرهای فلزی یا مهاربندی داخل ناحیه تعویض‌شده، علاوه بر محاسبات متداول فشار خاک، تحلیلی مشتمل بر یک سطح لغزشی ترکیبی نیز لازم است. زمانی‌که تمامی لایه سست تعویض شود، ولی لایه باربر زیر ناحیه تعویض شده شیب‌دار باشد، باید پایداری در مقابل سطح‌لغزش 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 می‌ماند، 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 **بخش۲، 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 به‌صورت مقدار N قابل دسترسی نباشد، ماسه تعویض شده باید متراکم شود.

۵) ماسه‌تعویض‌شده باید منحنی‌دانه‌بندی‌مناسب‌داشته و مقدار رس‌ولای‌آن کم‌باشد. معمولا درصدمجاز ریزدانه کمتر از ۱۵٪ می‌باشد.

۶) مقدار N ماسه جابجا شده، از اندازه ذرات و منحنی دانه بندی، روش اجرا و ترتیب تعویض، زمان گذشته، بار و غیره تاثیر می پذیرد

بر اساس بعضی از مطالعات موردی، مقادیر N خاک ماسه ای تعویض شده در زمانی که در حجم زیاد ریخته می شود در حدود ۱۰ و وقتی توسط جام (باکت) خالی می شود در حدود ۵ می باشد. وقتی ماسه توسط پمپ گسترده می شود مقادیر N' حتی کمتر از ۵ است. بعضی مطالعات موردی نشان می دهد 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 سنگریزه ای و پس از قرار دادن صندوقه و غیره).

۷-۳- روش زهکشی قائم

۷-۳-۱- اصول طراحی

طراحی روش زهکشی‌قائم باید با توجه‌به 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.

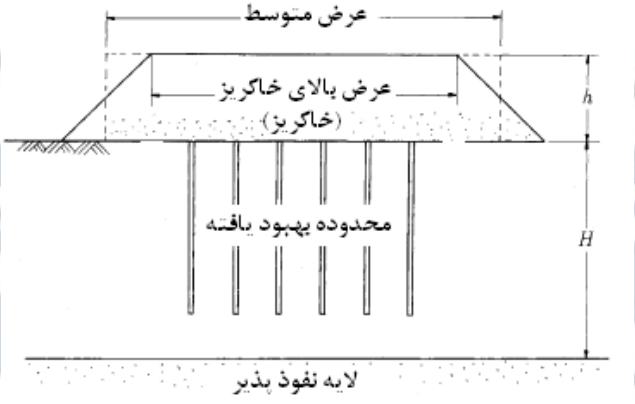
۷-۳-۲- تعیین ارتفاع و عرض خاکریز

[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 هم چنین نشست مجاز و اثر محیط پیرامون و سایر عوامل تعیین می شود.

تفسیر

معمولا عرضی بیشتر از عرض مورد نیاز خاکریز برای بهسازی خاک در بالای خاکریز مطلوب است (شکل ۷-۳-۱).



شکل ۷-۳-۱- عرض خاک دستی برای روش زهکشی قائم

[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 ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ محاسبه نمود.

$$\Delta c = (\Delta c/\Delta p)(\alpha\gamma' h - p_c)U \qquad (۷-۳-۱)$$

$$S = m_v(\alpha\gamma' h - p_c)HU \qquad (۲-۳-۷)$$

که در آن:

h: ارتفاع خاکریز (m)

H: ضخامت لایه رس (m)

m_v: ضریب تراکم حجمی (m^2/kN)

p_c: فشار پیش تحکیم (kN/m^2)

S: نشست (m)

U: درجه تحکیم

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

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

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

$\Delta c / \Delta p$: نرخ افزایش مقاومت

از آنجاکه سربار طی روش زهکشی قائم در چندین مرحله اعمال می‌شود، درجه تحکیم U جایگزین‌شده در روابط ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ در هر مرحله افزایش‌سربار متفاوت است. ولی افزایش مقاومت را می‌توان با فرض درجه تحکیم یکنواخت در حدود ۸۰٪ محاسبه کرد.

۷-۳-۳- طراحی شمع های زهکش

در طراحی شمع های زهکش، فرآیند تحکیم با در نظر گرفتن فواصل شمع های زهکش، قطر شمع های زهکش، و شرایط زهکشی در بالا و زیر لایه رس و همچنین خصوصیات مصالح زهکش و لایه گسترده ماسه ای (لایه ماسه ای گسترده در بالای زهکش‌ها) و ضخامت آن محاسبه می شود.

[۱] شمع های زهکش و لایه گسترده ماسه ای

شمع های زهکش و لایه گسترده ماسه ای باید ظرفیت زهکشی لازم را داشته باشد.

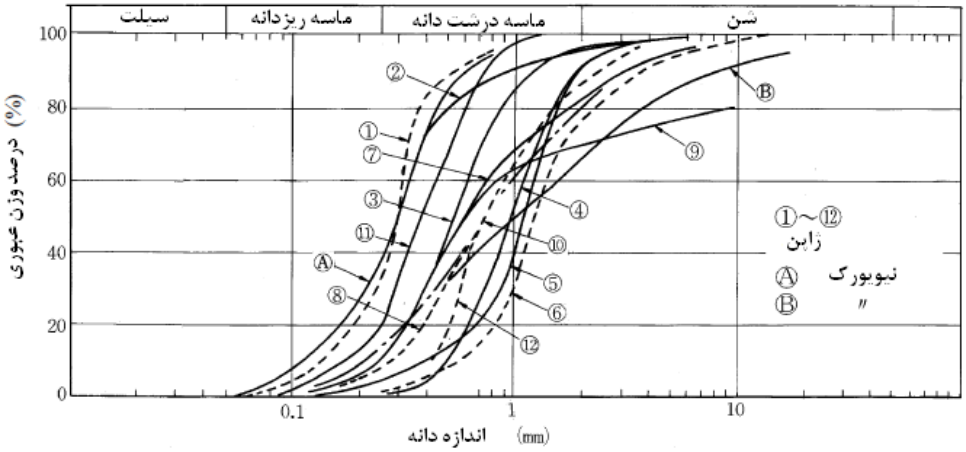
نکات فنی

۱) نرخ تحکیم و قطر شمع زهکش

نرخ‌تحکیم تقریبا متناسب با قطر شمع زهکش و به‌طور معکوس متناسب با مربع‌فواصل شمع‌های‌زهکش 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 تقریبا ۴۰ سانتی متر ترجیح داده می شود در حالیکه قطر تقریبا بین ۳۰ تا ۵۰ سانتی‌متر متغیر است. روش فابری- پکد (زهکش‌های بسته بندی شده) که در آن شمع های ماسه ای که توسط ژئوتکستایل پوشانده شده و قطری در حدود ۱۲ سانتی‌متر دارند معمولا برای خاک های بی نهایت نرم استفاده شده و معمولا ۴ شمع ماسه‌ای با هم توسط یک ماشین رانش شمع کوچک کار گذاشته می شود. در کارهای دریایی فابری- پکد با قطر ۴۰ سانتی متر و بیشتر برای بهسازی خاک بی اندازه نرم مورد استفاده واقع می شود.

۲) ماسه استفاده شده برای شمع ماسه ای

ماسه استفاده شده برای شمع ماسه ای 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 ۷-۳-۲ نشان داده‌شده است. ماسه با کمی ذرات‌ریز بیشتر نیز در سال‌های اخیر مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل ۷-۳-۲- نمونه ماسه استفاده شده در شمع ماسه ای

۳) مصالح برای زهکش های 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 مصالح‌پلاستیکی مورد استفاده را دارد، جایگزین می‌شود. با مدنظر قرار دادن ضریب اطمینانی بالاتر از ضریب‌اطمینان مورد استفاده، در طراحی فرض می‌شود که یک زهکش پلاستیکی با عرض ۱۰ سانتی متر و ضخامت ۵ میلی‌متر معادل یک شمع ماسه‌ای با قطر ۵ سانتی متر می‌باشد. زمانی‌که ظرفیت زهکشی پایین باشد، کاهش تحکیم بخصوص در انتهای زهکش قائم یعنی زیر لایه تحکیم قابل پیش بینی خواهد بود.

۴) لایه گسترده ماسه ای

ضخامت لایه گسترده ماسه‌ای معمولا بین ۱ تا ۱/۵ متر و برای کارهای زمینی ۰/۵ تا ۱ متر درنظرگرفته می‌شود. یک لایه گسترده ماسه ضخیم ممکن است مشکلاتی حین اجرای زهکش قائم ایجاد کند در حالی‌که ممکن است یک لایه گسترده نازک، نفوذپذیری خود را به خاطر نفوذ خاک رسی از دست بدهد. وقتی ظرفیت زهکشی لایه گسترده ماسه ای کم باشد، ممکن است تاخیری در تحکیم در اثر از بین رفتن سربار آبی در زهکش ها رخ دهد. در این موارد تاخیر در تحکیم در اطراف مرکز ناحیه ای که با لایه گسترده ماسه ای 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 پیش بینی باشد، روش‌های تقریبی برای ارزیابی تاخیر به کار گرفته می شود.

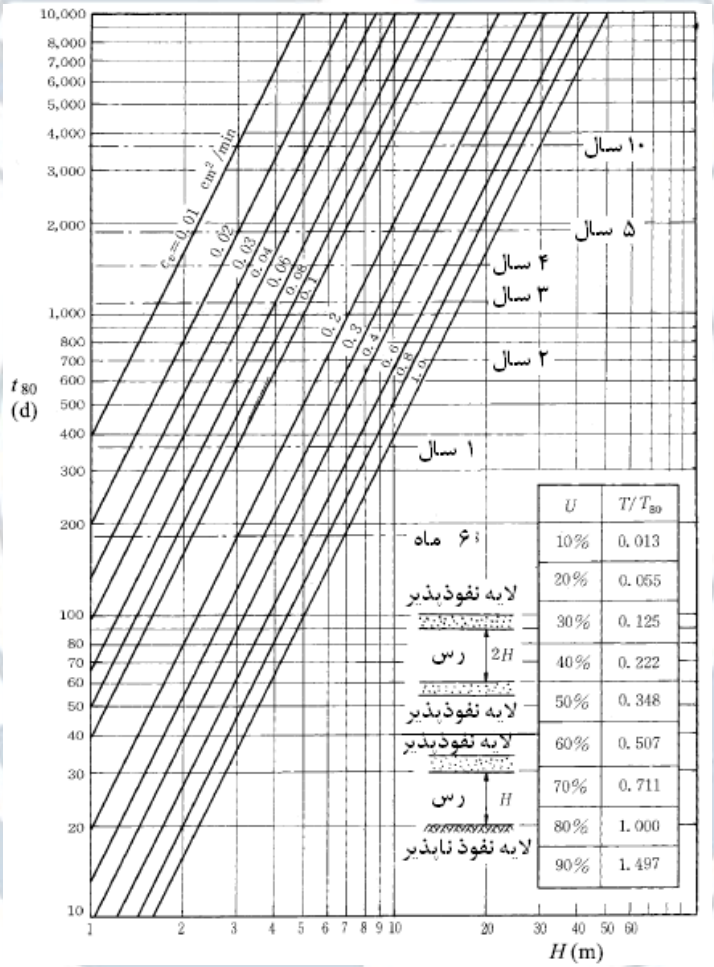
[۲] فواصل شمع های زهکش

فواصل شمع های 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 یک‌بعدی با روش پیش‌بارگذاری به‌دلیل محدودیت زمانی طول ساخت و ساز بسیار کم است. شکل ۷-۳-۳ رابطه بین زمان‌تحکیم (روز) t_{80} و فاصله‌زهکشی H (متر) و ضریب‌تحکیم 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 ۷-۳-۳- روزهای لازم برای ۸۰٪ تحکیم در لایه رس

۲) تعیین فواصل زهکش ها

فواصل شمع های زهکش باید به‌وسیله شکل ۷-۳-۴ و رابطه ۷-۳-۳ تعیین شود. اگر فواصل کوچک باشد تحکیم به خاطر دست خوردگی لایه رس به واسطه رانش شمع زهکش و یا غیره به تاخیر خواهد افتاد.

$$D = \beta n D_w \qquad (۷-۳-۳)$$

که در آن:

D: فواصل شمع های زهکش (cm)

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

n: نسبت قطر D_e/D_w (از شکل ۷-۳-۴ خوانده می شود)

D_e: قطر موثر ناحیه زهکش (m)

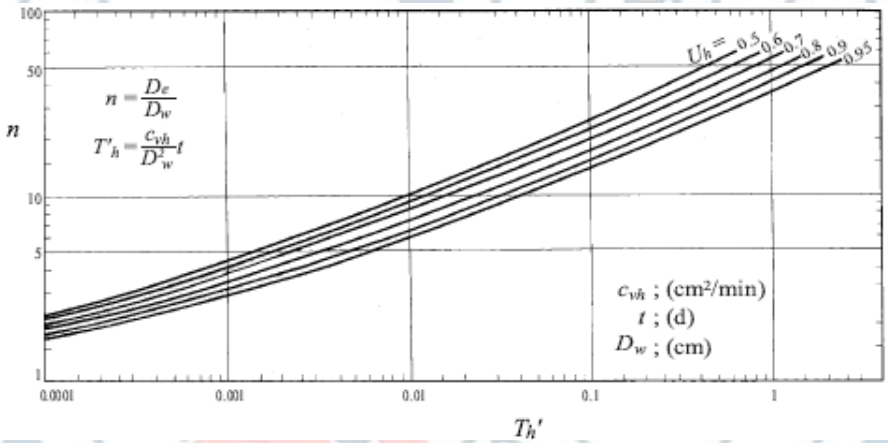
D_w: قطر شمع زهکش (m)

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

c_{vh}: ضریب تحکیم افقی (cm^2/min)

t: زمان تحکیم (min)

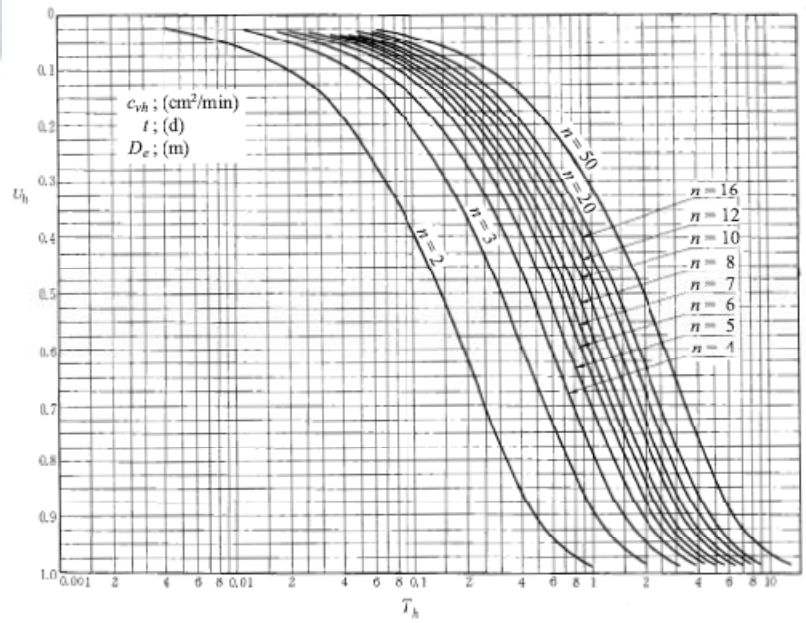
توجه: زمان t در شکل ۷-۳-۴ و ۷-۳-۵ بر حسب روز هستند.



شکل ۷-۳-٤- نمودار محاسبه n

۳) محاسبه درجه تحکیم

بعد از تعیین فواصل شمع‌های زهکش، مقدار دقیق درجه‌تحکیم U_h از روابط ۷-۳-۴ و ۷-۳-۵ و شکل ۷-۳-۵ قابل محاسبه است.



شکل ۷-۳-۵- نمودار محاسبه تحکیم افقی

$$T_h = \frac{c_{vh} t}{D_e^{\,2}} \qquad (۴-۳-۷)$$

$$n = \frac{D_e}{D_w} \qquad (۵-۳-۷)$$

که در آن:

T_h: عامل افقی زمان تحکیم

c_{vh}: ضریب تحکیم افقی (cm^2/min)

t: زمان گذشته از شروع تحکیم (min)

D_e: قطر دوم ناحیه زهکش (cm)

D_w: قطر شمع زهکش (cm)

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:

برای الگوی مربعی: $D_e = 1.128\,D$

برای الگوی مثلثی: $D_e = 1.050\,D$

۷-٤- روش اختلاط عمیق

۷-٤-۱- اصول طراحی

[۱] حوزه کاربرد

(۱) روش طراحی ذکرشده در این‌جا برای بهسازی خاک زیرین سازه‌های ثقلی مثل موج‌شکن، دیوارساحلی و خاکریز استفاده می‌شود.

(۲) روش طراحی باید برای عملیات بهسازی نوع بلوک و نوع دیوار اعمال گردد.

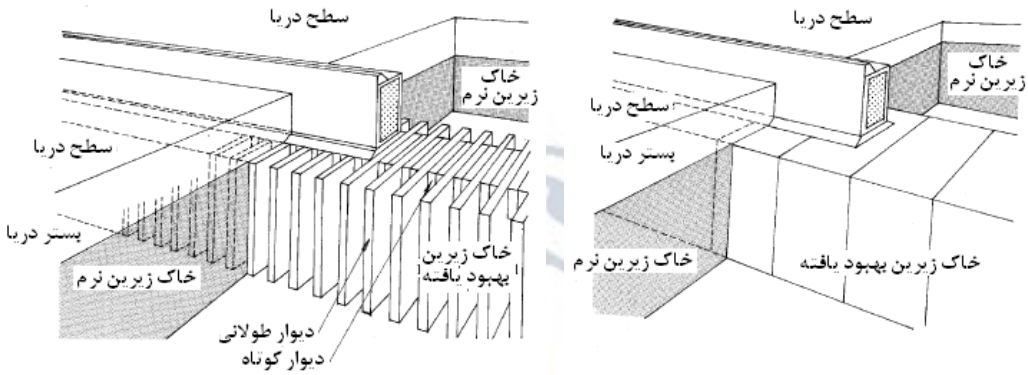
تفسیر

۱) در روش اختلاط عمیق توضیح داده شده در این قسمت ها خاک محلی در عمق با سیمان مخلوط می شود.

۲) پروژه‌های مقیاس‌بزرگ بهسازی‌خاک برای بنادر و لنگرگاه‌ها به‌روش اختلاط‌عمیق برای‌خاک زیر صندوقه، موج‌شکن، دیوارساحلی و خاکریز استفاده‌شده و برای سایر سازه‌ها، کاربرد خیلی‌کمی وجود دارد. بنابراین در این‌جا دامنه کار به‌این پروژه ها محدود شده است.

۳) هنگام استفاده از روش اختلاط عمیق برای سازه های بندر و لنگرگاه، یک سازه زیرخاکی صلب با روی هم قرار گرفتن ستون‌های 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 ۷-۴-۱ الگوهای متداول بهسازی خاک در بنادر و لنگرگاه ها می‌باشد. در این قسمت، این دو الگو بررسی می شوند.

۴) روش بهسازی نوع دیواری کوتاه و بلند تشکیل شده است (شکل ۷-۴-۱-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.



الف) بهسازی به شکل بلوک **ب) بهسازی به شکل دیوار**

شکل ۷-٤-۱- نمونه هایی از الگوهای بهسازی در روش اختلاط عمیق

[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) واژه شناسی

تعاریف واژه های 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 می شود).

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

پایداری‌خارجی: بررسی‌پایداری وقتی توده‌پایدارشده و سازه‌فوقانی به‌عنوان یک‌واحد و توده عمل می‌کند.

پایداری‌داخلی: 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 گونه ای انجام می شود که توده پایدار شده در روی لایه باربر قرار گرفته و نیروهای خارجی به طور مستقیم به آنجا انتقال می یابند.

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

۲) به طور کلی خاک بهسازی شده توسط روش اختلاط عمیق، مقاومت بسیار بالا و مدول الاستیسیته بالا دارد و در مقایسه با خاک غیر بهسازی شده در شکست، کرنش بسیار کوچک از خود نشان می‌دهد. بنابراین یک قطعه خاک تثبیت شده می تواند 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.

۷-٤-۲- فرضیات برای ابعاد توده پایدار شده

[۱] طراحی مخلوط برای خاک پایدار شده

تناسب مخلوط خاک و سیمان برای خاک پایدارشده باید در روش‌های اختلاط‌آزمایشگاهی یا آزمایش‌های درمحل به‌دست آورده شود.

[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 σ_{ca} از رابطه ۷-۴-۱ براساس مقاومت فشاری تک محوری به دست می آید.

$$\sigma_{ca} = \frac{1}{F}\alpha\beta\gamma\overline{q_{uf}} \qquad (۷-۴-۱)$$

که در آن:

σ_{ca}: تنش فشاری مجاز (kN/m^2)

F: ضریب اطمینان برای مصالح

α: فاکتور برای سطح مقطع موثر ستون خاک پایدار شده

β: ضریب اعتبار برای همپوشانی

γ: 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 σ_{ca}، تنش برشی مجاز τ_a و تنش کششی مجاز σ_{ta} که از روابط زیر به دست می آیند کمتر باشد.

$$\tau_a = \frac{1}{2}\sigma_{ca} \qquad (۷-۴-۲)$$

$$\sigma_{ta} = 0.15\sigma_{ca} \le 200kN/m^2 \qquad (۷-۴-۳)$$

۳) در طراحی، توده پایدارشده به‌صورت یک سازه‌صلب با مقاومت‌همگن فرض می‌شود. در مطالعات‌میدانی، ممکن‌است توده ناهمگن، بسته به عملیات ماشین های ساخت و ساز و روش های همپوشانی ستون های پایدار برای تشکیل توده پایدار شده، به‌وجود آید. ضریب اطمینان و سایر عوامل نشان داده شده در رابطه ۷-۴-۱ ضرایب کاهش مربوط به ناهمگن بودن خاک زیرین بهسازی شده نسبت به فرض همگن بودن خاک زیرین در رابطه با مقاومت را نشان می دهند.

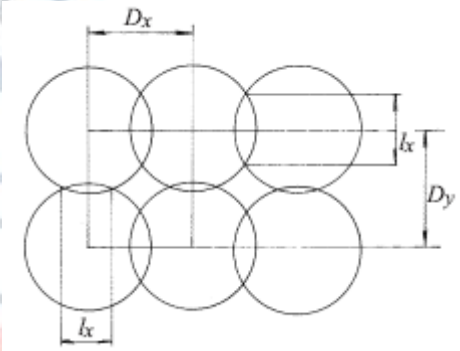
الف) ضریب اطمینان برای مواد (F)

از آنجا که تنش فشاری مجاز σ_{ca} بر اساس مقاومت فشاری تک محوری تعریف می شود، 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.

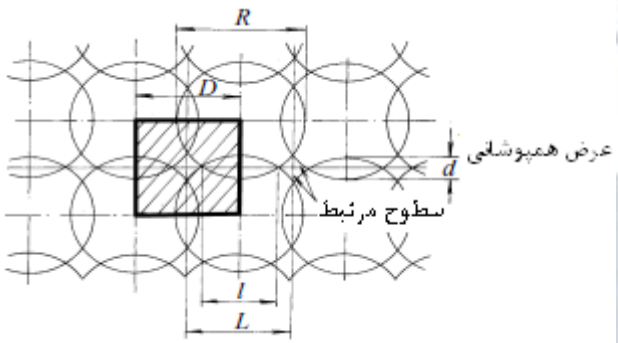
ب) فاکتور سطح مقطع موثر ستون خاک پایدار شده (α)

هنگام پایدارسازی توسط ماشین اختلاط عمیق (DM) با چندین تیغه، سطح مقطع توده پایدار شده از گروهی از دوایر همان

طور که در شکل ۷-۴-۲ نشان داده شده است تشکیل می گردد. در بهسازی های از نوع بلوکی و دیواری، ستون های پایدار سازنده با یکدیگر همپوشانی پیدا می کنند تا توده پایدار شده نشان داده شده در شکل ۷-۴-۳ 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 α برای تصحیح این قسمت بهسازی نشده تعریف می‌گردد.



شکل ۷-٤-۲- عرض‌موثرویژه برای‌ماشین‌اختلاط‌عمیق



شکل ۷-٤-۳- سطوح مرتبط

ج) ضریب اعتبار همپوشانی (β)

یک قسمت همپوشانی توسط ارتباط ستون پایدارشده تازه با قبلی ایجاد می‌شود، بنابراین دقت در اجرا و کاهش در مقاومت باید مدنظر 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 β بین ۰/۸ تا ۰/۹ در نظر گرفته می شود.

د) ضریب تصحیح برای پراکندگی مقاومت (γ)

خاک پایدار شده در محل دارای پراکندگی زیاد مقاومت فشاری تک محوری می باشد. 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 می توان به مقاومت فشاری تک محوری خاک پایدار شده در آزمایشگاه $\overline{q_{ul}}$ به‌صورت زیر ربط داد.

$$\sigma_{ca} = \frac{1}{F}\alpha\beta\gamma\overline{q_{uf}} \qquad (۴-۴-۷)$$

ضریب‌تصحیح λ را می‌توان در کارهای دریایی معادل ۱ در نظر گرفت، ولی این مقدار را می‌توان با آزمایش‌های درمحل معلوم کرد.

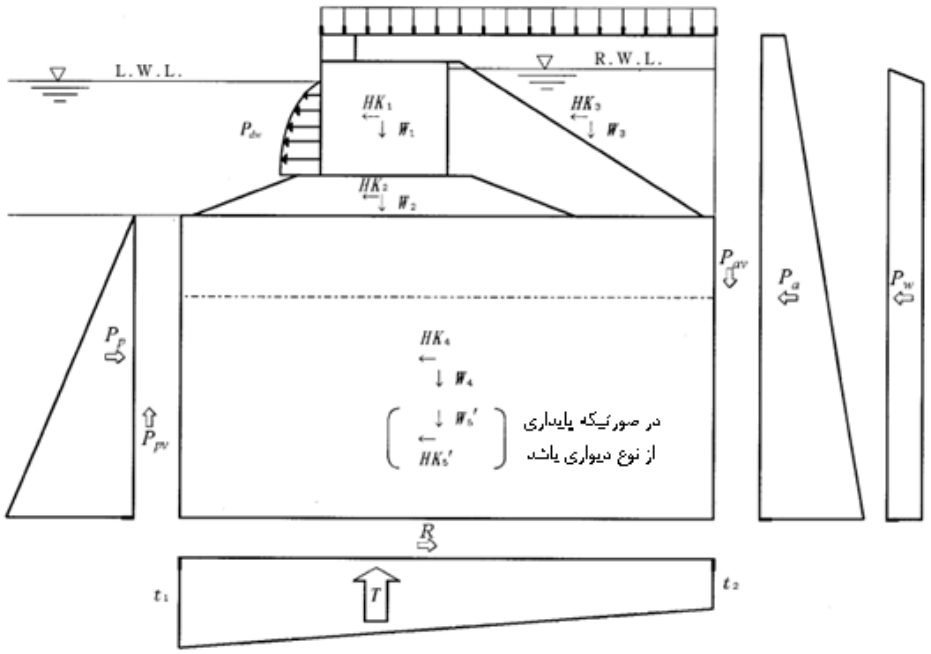
۵) مقادیر فاکتورهای استفاده شده در طراحی را باید با در نظر گرفتن شرایطی که در آن این فاکتورها در رابطه نزدیک با یکدیگر هستند، معلوم کرد. بنابر کارهای انجام شده در گذشته، نسبت بین تنش فشاری مجاز در محل به مقاومت آزمایشگاهی بین $\frac{۱}{۶}$ تا $\frac{۱}{۱۰}$ (با در نظر گرفتن تمامی عوامل) در نظر گرفته می شود.

۷-٤-۳- محاسبه نیروهای خارجی

نیروهای‌خارجی 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 ۷-۴-۴ منحنی طرح کلی نیروهای خارجی وارد بر توده پایدار شده را در حالت یک دیوار ساحلی ثقلی نشان می دهد.



شکل ۷-٤-٤- نیروهای خارجی وارد شونده بر توده پایدار شده

در شکل ۷-۴-۴:

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 عکس العمل در واحد طول وارده بر کف توده پایدار شده (kN/m)

t_1 و t_2: فشار عکس العمل 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 می شوند:

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 می باشد، نیروهای خارجی را باید به‌صورت 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 به‌عنوان فشار خاک محرک و مقاوم به‌صورتی که در **بخش۲، فصل ١٤- فشار خاک و فشار آب** توصیف شد، تعیین می گردند. 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 آزمایش های قبلی مشخص شده است که چسبندگی روی صفحات قائم و جوانب محرک و مقاوم توده پایدار شده عمل می‌کند. در حالت خاک‌ریزی 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 پایداری های خارجی و داخلی عمل می کنند 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 نیروی های خارجی برای روانگرایی خاک زیرین حین زلزله، فشار آب دینامیکی حین زلزله در نظر گرفته می شود. ارزیابی فشار آب دینامیکی در **بخش۲**، بند **١٤-٤-٢- 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

دستورالعمل های این قسمت برای طراحی به روش خاک بهسازی شده کم وزن، قابل اجرا می باشد.

تفسیر

روش خاک بهسازی شده کم وزن 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 خاک‌ریزی 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 سیترول پرحجم) 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 $\frac{۱}{۲}$ ماسه معمولی در هوا و $\frac{۱}{۵}$ آن در آب دریا می باشد. سبک بودن آن می تواند مانع لغزش زمین در خاکریز یا پشته‌ریزی 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) می‌توان از خاک لایروبی شده که معمولا به عنوان ضایعات در بنادر و لنگرگاه‌ها ایجاد می‌شود یا ضایعات تولید شده هنگام عملیات ساخت و ساز زمینی، استفاده نمود. بنابراین با استفاده از خاک بهسازی شده کم وزن می‌توان ضایعات خاکی را در سایت‌های دفن زباله و ضایعات کاهش داد.

۷-۵-۲- مفاهیم بنیادی طراحی

خاک‌کم‌وزن بهسازی شده که خاکی‌سبک و ازنظر ژئوتکنیکی پایدار، می‌باشد باید با روش‌های‌طراحی برای سازه‌های خاکی‌که‌در **فصل ۲** تا **فصل ٦** توصیف‌شده، سازگاری داشته باشد.

تفسیر

جدا از آزمایش‌های اختلاط، روش طراحی برای خاک بهسازی شده کم وزن همانند سایر سازه های خاکی می‌باشد.

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 به‌صورت زیر ارزیابی کرد:

۱) وزن واحد حجم

وزن واحدحجم λ_t را می‌توان در بازه ۶ تا ۱۵ (kN/m^3) با تغییر مواد سبک‌کننده و آب تنظیم‌کرد. 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:

زیر سطح آب: $\lambda_t = 12 kN/m^3$

در هوا: $\lambda_t = 10 kN/m^3$

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 بهسازی‌شده کم‌وزن عمدتا ناشی از مقاومت‌برشی حاصل از سخت‌کننده‌های سیمانی می‌باشد. خاک بهسازی شده کم‌وزن با مقاومتی در بازه ۱۰۰ تا ۵۰۰ (kN/m^2) برحسب مقاومت‌فشاری تک‌محوری قابل استفاده است. با اضافه‌کردن کف هوا یا *EPS*، افزایش مقاومت با توجه به افزایش فشار دورگیر قابل انتظار نیست، اما مقاومت باقیمانده در حدود ۷۰٪ مقاومت حداکثر می‌باشد. ضریب‌اطمینان F تعریف‌شده به‌صورت نسبت مقاومت آزمایشگاهی به‌مقاومت طراحی معمولا بین ۲ و ۳ تنظیم می‌شود.

۳) تنش تسلیم تحکیمی

تنش تسلیم تحکیمی p_y از رابطه زیر به دست می آید:

$$p_y = 1.4 q_u \qquad (۱-۵-۷)$$

۴) ضریب اصطکاک

با فرض این که خاک بهسازی شده کم وزن یک توده خاک صلب باشد، برای تحلیل پایداری خارجی معمولا مقادیر زیر به عنوان ضریب اصطکاک بین خاک بهسازی شده کم وزن و ماسه (یا سنگریزه) انتخاب می شود:

خاک ماسه ای بهسازی شده کم وزن: $\mu = 0.55 \sim 0.6$

خاک سنگریزه ای بهسازی شده کم وزن: $\mu = 0.75 \sim 0.8$

۵) مدول تغییر شکل E_{50}

اگر آزمایش‌روی نمونه‌های دقیق و با اندازه‌گیری‌دقیق تغییرشکل‌ها انجام شود، مدول E_{50} از روی‌آزمایش را می‌توان به‌عنوان مدول طراحی به کار برد و اگر انجام این آزمایش ها میسر نباشد، مدول را می توان از روی مقاومت فشاری تک محوری q_u به وسیله رابطه زیر تخمین زد:

$$E_{50} = (100 \sim 200) q_u \qquad (۲-۵-۷)$$

مدول تغییر شکل نشان داده شده در بالا منطبق با سطح کرنشی معادل ۰/۰۵ تا ۰/۲ درصد می باشد.

۶) ضریب پواسون υ

ضریب پواسون خاک بهسازی شده کم وزن بسته به سطح تنش و حالت قبل و بعد از رسیدن به مقاومت حداکثر تغییر می کند. وقتی سربار کمتر از تنش تسلیم تحکیم آن باشد مقادیر متوسط زیر قابل استفاده هستند.

خاک بهسازی شده با کف: υ=۰/۱

خاک بهسازی شده با گلوله پلاستیکی: υ=۰/۱۵

۷) مشخصات دینامیکی

مدول‌برشی G، ضریب‌میرایی h، وابستگی‌کرنش G و h و ضریب‌پواسون υ مورد استفاده در تحلیل‌دینامیکی باید از آزمایش‌های آزمایشگاهی به‌دست آید و آنها را می‌توان از روی روابط بین مقاومت فشاری تک محوری و نتایج آزمایشهای انتشار صوتی به صورت ساده تخمین زد.

هنگام‌محاسبه فشارمحرک‌خاک بهسازی شده کم‌وزن تحت شرایط‌عادی 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 می‌گردد.

۷-۵-٤- بررسی محدوده بهسازی

محدوده‌ای که قرار است توسط خاک بهسازی شده کم وزن پر شود باید به‌روش 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 ناحیه ای که باید توسط خاک بهسازی شده کم وزن پر شود معمولا به درجه سبکی مطلوب بستگی دارد. یعنی زمانی که روش

برای کنترل نشست یا جابجایی جانبی استفاده می‌شود، این ناحیه از شرایط مجاز برای نشست یا جابجایی تعیین می‌شود. 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 مـی شـود، آزمـایش هـایی برای تایید قابلیت کارکرد قبل از اجرا لازم خواهد بود.

۷-٦- روش جایگزینی با مواد دانه ای سربار کوره ای

۷-٦-۱- اصول طراحی

وقتی مواد دانه ای سربار کوره ای به عنوان خاک‌ریزی پشت دیوار برای دیوار ساحلی، خاکریز یا پوشش سطحی برای خـاک زیـرین نرم استفاده می شوند، خصوصیات این مواد باید به تناسب مورد، مورد توجه قرار گیرند.

تفسیر

مواد دانه‌ای سربارکوره‌ای، موادی دانه‌ای دارای خصوصیات‌نهفته هیدرولیکی که در ماسه‌طبیعی دیده نمی‌شود می‌باشد و به‌مرور زمان سفت‌شونده و پایدارکننده هستند. هنگام مقایسه حالت دانه‌ای با حالت سفت‌شونده، حالت دانه‌ای شرایط طراحی ناپایدارتـری را ارائـه می‌دهد. بعضی‌مواقع، حالت‌سفت‌شونده ممکن‌است برای پایداری‌سازه بحرانی شود که بررسی‌مناسب برای هر حالت ضروری می‌باشد.

۷-٦-۲- خصوصیات فیزیکی مواد دانه ای سربار کوره ای

هنگام استفاده از مواد دانه ای سربار کوره ای، باید خواص فیزیکی آنها از قبل مورد ارزیابی قرار گیرد.

تفسیر

مواد دانه ای سربار کوره ای هنگام خروج از کارخانه به صورت موادی مشابه ماسه درشت بوده که خصوصیات مهم فیزیکـی آن وزن واحد حجم کم و آبداری نهفته آن می باشد.

نکات فنی

۱) منحنی دانه بندی

اندازه ذره مواد دانه‌ای سرباره کوره‌ای ۴/۷۵ میلی‌متر یا کمتر بوده و ذرات ریز آن بی‌نهایت ریز است. منحنی دانه‌بندی آن به‌صـورت بد دانه‌بندی‌شده یا تک اندازه، اکثرا 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 دانه ای سربار کوره ای سبک تر از ماسه طبیعی بوده و درون ذرات آن حباب‌های هوا موجود است و در صد تخلخل بالای آن به سبب شکل زاویه دار و دانه بندی تک اندازه ذرات آن می باشد. بنابر سوابق گذشـته، وزن مخصـوص تـر ایـن مـواد بـین ۸ تـا ۱۳ (kN/m^3) و وزن مخصوص غوطه‌ور در حدود ۷ kN/m^3 می باشد.

۳) نفوذپذیری

ضریب نفوذپذیری در حالت دانه‌ای به نسبت تخلخل بستگی داشته و به طور کلی این ضریب ۰/۱ تـا ۱/۰ (cm/s) مـی‌باشـد کـه بـا سفت‌شدگی کاهش یافته و به ۰/۰۱ cm/s می رسد.

۴) قابلیت فشردگی

از تغییرات وابسته‌به زمان فشردگی مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای مورد استفاده برای خاک ریزی، پشته ریزی یا پوشش سطحی می‌توان صرف نظر نمود.

۵) زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی

در حالت دانه ای، چسبندگی قابل صرف نظر بوده و زاویه اصطکاک داخلی در این حالت ۳۵ درجه یا بیشتر خواهد بود. مقاومت برشی با سفت شدن افزایش می یابد.

۶) روانگرایی در هنگام زلزله

وقتی مواد دانه‌ای سربار کوره‌ای به‌عنوان 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 پیش بینی باشد از روانگرایی آن می‌توان صرف نظر کرد. اما خطر روانگرایی برای مواد دانه ای سربار کوره ای که هنوز مستحکم نشده باشد وجود دارد. در این حالت، احتمال روان گرایی باید بررسی شده، و مواد دانه ای سربار کوره ای مثل هر مواد دانه ای دیگری بهسازی شوند.

۷-۷- روش پیش اختلاط

۷-۷-۱- اصول طراحی

[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 واژه های مورد استفاده در این روش به شرح ذیل است:

خاک بهسازی شده: خاکی که به کمک پایدار کننده ها 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 پایدار کننده: نسبت وزنی پایدار کننده به وزن خشک مواد و ماده مادر(خاک) که به‌صورت درصدی بیان می‌شود.

کاهش فشار خاک: معیارهای طراحی‌شده برای کاهش فشار در مقابل دیوار (فشار خاک محرک) تحت‌شرایط عادی و زلزله

۲) در روش پیش‌اختلاط، پایدارکننده و مواد ضد جداشدن به‌خاک اضافه‌شده و پس از مخلوط‌شدن برای خاک‌ریزی استفاده می‌شود. سپس خاک بهسازی‌شده زیر آب قرار می‌گیرد تا خاک‌زیرین پایدار را پدید آورد. بهسازی‌خاک‌زیرین به‌این‌شکل است که پایدارکننده سیمانی، با استفاده از جامدسازی شیمیایی بین خاک و پایدارکننده، به‌خاک چسبندگی می‌دهد. این‌روش را می‌توان برای خاکریز پشت دیوارهای‌ساحلی و خاکریزها، پرکردن دیواره‌های گابیونی، تعویض‌خاک پس از گودبرداری محدوده‌پایه و پر سازی مجدد استفاده کرد.

۳) ماسه و خاک های ماسه ای را می توان به این روش بهسازی نمود، گرچه در مورد رس ها 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 زمین های استحصال شده نیز استفاده می شود که در این حالت، مقاومت خاک بهسازی شده باید به طور مناسب بررسی شود.

[۲] ملاحظات طراحی

۱) در طراحی بهسازی خاک زیرین به روش پیش اختلاط، مقاومت مورد نیاز خاک بهسازی شده، درصد پایدار کننده 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 دایره ای و غیره، خاک بهسازی شده به صورت مواد $c-\phi$ 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 ملاحظه تر و بزرگتر نسبت به خاک های بهسازی نشده اطراف دارد. بنابراین هنگام تعیین ناحیه بهسازی، پایداری در مقابل شکست لغزش خاک زیرین و سازه های 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 آزمایش های مختلف به روش مناسب ارزیابی شود.

تفسیر

۱) مطالعات اولیه و آزمایش ها باید شامل آزمایش چگالی ذرات، درصد آب، دانه بندی، بیشینه و کمینه چگالی خاک مورد استفاده برای پر کردن و مطالعات بر سابقه مشخصات خاک و آزمایش های میدانی روی خاک استحصال شده اطراف باشد.

۲) درصد آب و درصد ریز دانه خاک برای خاک ریزی، 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 عمده ای بر نتایج آزمایش‌ها در آزمایش های اختلاط آزمایشگاهی دارد.

۷-۷-۳- تعیین مقاومت خاک بهسازی شده

مقاومت خاک بهسازی شده باید به‌گونه‌ای تعیین شود که اثر بهسازی مورد نیاز را با توجه به منظور و شرایط این روش به دست دهد.

تفسیر

۱) به‌منظور کاهش‌فشارخاک، چسبندگی‌خاک بهسازی‌شده c باید به‌گونه‌ای تعیین گردد که فشار خاک به‌مقادیر لازم کاهش‌داده شود.

۲) برای جلوگیری از روانگرایی مقاومت خاک بهسازی شده باید به گونه ای تعیین شود که خاک بهسازی شده روانگرا نشود.

نکات فنی

۱) رابطه معنا داری 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 ۱۰۰ kN/m^2 یا بیشتر روانگرا نخواهد شد. بنابراین وقتی هدف جلوگیری از روانگرایی باشد، مقاومت فشاری تک محوری باید برابر ۱۰۰ kN/m^2 تنظیم شود. وقتی مقاومت فشاری تک محوری کمتر از ۱۰۰ kN/m^2 تنظیم شود، آزمایش سه محوری چرخه ای (سیکلیک) برای تایید این که خاک روان نخواهد شد لازم می باشد.

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 ϕ تعیین می شود.

۳) براساس نتایج آزمایش‌های سه‌محوری فشاری تحکیم‌یافته و زهکشی‌شده 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 زاویه‌اصطکاک‌داخلی خاک بهسازی نشده را می‌توان برای ایمنی‌طراحی همانند خاک بهسازی نشده فرض کرد.

۴) زاویه اصطکاک داخلی را می‌توان از روی آزمایش‌های سه‌محوری فشاری تحکیم‌یافته و زهکشی‌شده بر اساس چگالی پیش فرض و فشار سربار موجود پس از خاک‌ریزی به‌دست آورد. زاویه اصطکاک داخلی ϕ مورد استفاده در طراحی معمولا ۵ تا ۱۰ درجه کمتر از مقدار به دست آمده از آزمایش در نظر گرفته می‌شود. بدون انجام آزمایش های سه محوری، این زاویه را می توان 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).

۷-۷-٤- طراحی مخلوط خاک بهسازی شده

تناسب مخلوط خاک بهسازی شده باید توسط آزمایش های 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 پایدار کننده و تعیین درصد پایدارکننده به‌صورتی‌که مقاومت لازم برای خاک بهسازی شده تامین گردد، می باشد. رابطه بین مقاومت بهسازی شده و درصد پایدارکننده به‌طور قابل ملاحظه‌ای از نوع خاک و چگالی آن تاثیر می‌پذیرد. بنابراین شرایط آزمایش آزمایشگاهی مخلوط حتی‌المقدور باید مشابه شرایط محلی باشد.

نکات فنی

۱) به منظور کاهش فشار خاک، انجام آزمایش های سه محور فشاری تحکیم یافته و زهکشی شده برای به دست آوردن رابطه بین چسبندگی c، زاویه اصطکاک داخلی ϕ و درصد پایدار کننده لازم است. به منظور جلوگیری از روانگرایی، باید آزمایش های فشاری تک محوری برای به دست آوردن رابطه بین مقاومت فشاری تک محوری و درصد پایدار کننده 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 ۲/۲ تا ۱/۱ =α که به‌صورت نسبت مقاومت فشاری تک محوری آزمایشگاهی به محلی تعریف می‌شود، به کار می رود.

۷-۷-۵- بررسی محدوده بهسازی

ناحیه ای که باید توسط روش پیش اختلاط بهسازی شود، باید با توجه به نوع سازه ای 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 گونه ای 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 گونه ای تعیین شود که روانگرایی در خاک زیرین بهسازی نشده

مجاور، پایداری سازه را به خطر نیاندازد.

نکات فنی

۱) شکل۷-۷-۱ نیروهای خارجی و مقاوم وارد بر سازه و خاک زیرین بهسازی شده را هنگامی‌که خاک بهسازی نشده پشت خاک بهسازی شده روانگرا نشده است نشان داده و شکل ۷-۷-۲ نیروهای خارجی حین روانگرایی را نشان می‌دهد.

۲) به‌منظور کاهش فشارخاک و یا جلوگیری از روانگرایی، باید لغزش حین زلزله برای خاک بهسازی‌شده زیرین و سازه مطالعه شود. همچنین پایداری در مقابل شکست‌لغزشی دایره‌ای برای خاک زیرین و سازه باید به‌عنوان 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 ۱/۰ بزرگتر باشد و ضریب اصطکاک در کف خاک بهسازی شده باید ۰/۶ 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 می گیرد. برآیند فشار خاک از رابطه ۷-۷-۱ برای محاسبه ضریب اطمینان برای لغزش در زمانی که خاک بهسازی نشده روانگرا نشده است به‌دست می‌آید که این‌رابطه نشانگر حالت ساده‌ای است که سطح آب باقیمانده در آن در سطح‌زمین می‌باشد.

وقتی خاک بهسازی نشده مجاور خاک بهسازی شده، روانگرا می شود، فشار مایع از خاک زیرین روان شده روی خاک بهسازی شده، به سمت بالا حرکت می کند (اگر شکل خاک بهسازی شده به گونه ای باشد که در شکل ۷-۷-۱ نشان داده شده است)، که این موضوع وزن موثر خاک بهسازی شده را کاهش می دهد. شکل هندسی خاک بهسازی شده در شکل ۷-۷-۱ در مقایسه با فرم داده شده در شکل ۷-۷-۲ از نظر شکست لغزشی بحرانی تر است. وقتی سطح آب باقیمانده زیر سطح زمین باشد و خاک بهسازی نشده روان گردد، لایه های خاک بالای سطح باقیمانده آب تا سطح زمین به علت افزایش فشار آب حفره ای اضافی از لایه های زیرین، باید به عنوان خاک روان شده در نظر گرفته شود.

(۱) زمانی که در خاک بهسازی نشده زیرین روانگرایی رخ نمی دهد.

با تعریف جهت مثبت نیروهای خارجی و مقاوم به‌صورت نشان‌داده‌شده در شکل۷-۷-۱، ضریب اطمینانF برای لغزش از رابطه ۷-۷-۱ محاسبه می شود.

$$F_s = \frac{R_1 + R_2 + P_{w1}}{H_1 + H_2 + P_h + P_{w2} + P_{w3}} \qquad (۱-۷-۷)$$

که در آن:

$$P_{w1} = (1/2)\gamma_w h_1^2$$
$$P_{w2} = (7/12)k\gamma_w h_1^2$$
$$P_{w3} = (1/2)\gamma_w h_2^2$$
$$H_1 = kW_1$$
$$H_2 = kW_2$$
$$P_h = (1/2)K_a\gamma' h_2^2 \cos(\delta+\psi)/\cos\psi$$
$$P_v = -P_h \tan(\delta+\psi)$$

$$R_1 = f_1 W_1'$$

$$R_2 = f_2\left(W_2' - P_v\right)$$ (زمانی که لایه زیر خاک بهسازی شده، خاک ماسه ای باشد)

$$R_2 = cl_{bc}$$ (زمانی که لایه زیر خاک بهسازی شده، خاک چسبنده باشد)

γ_w: وزن واحد حجم آب دریا (kN/m^3)

γ': وزن واحد حجم غوطه ور خاک بهسازی نشده (kN/m^3)

k: 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 (m)

h_2: ارتفاع سطح آب باقیمانده از کف دریا (m) (سطح آب باقیمانده در شکل ۷-۲-۱ برای سادگی در سطح خاک زیرین در نظر گرفته می شود)

δ: زاویه اصطکاک بین دیوار و خاک زیرین بهسازی شده و بهسازی نشده (cd) (درجه)

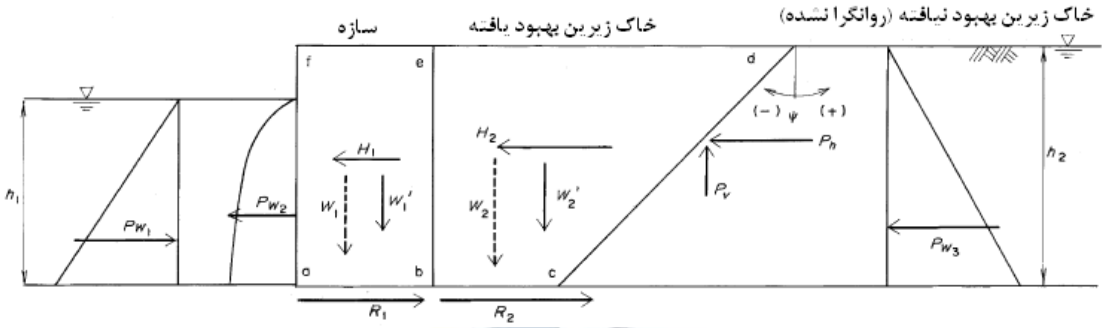
ψ: زاویه پشت خاک زیرین بهسازی شده (cd) نسبت به قائم (درجه) (مثبت برای خلاف حرکت عقربه ساعت؛ ψ در شکل ۷-۷-۱ منفی است)

f_1: ضریب اصطکاک در کف سازه

f_2: ضریب اصطکاک در کف خاک بهسازی شده (= ۰/۶)

c: چسبندگی خاک چسبنده زیر خاک بهسازی شده (kN/m^2)

l_{bc}: طول کف خاک بهسازی شده (bc) (m)



شکل ۷-۷-۱- نیروهای خارجی وقتی خاک بهسازی نشده روانگرا نمی شود (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_h: مولفه افقی نیروی بر آیند 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 بر آیند 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: وزن‌سازه $(abef)$ و خاک‌بهسازی‌شده $bcde$ (شناوری‌به‌علت‌نیروی‌فشار استاتیک درنظرگرفته‌نشده‌است)(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 می شود.

با تعریف جهت مثبت نیروهای خارجی و مقاومت به‌صورت نشان داده شده در شکل ۷-۷-۲، ضریب اطمینان F_s در مقابل لغزش از رابطه ۷-۷-۲ محاسبه می شود.

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، همان‌طوری‌که در شکل ۷-۷-۲ نشان داده شده است وارد می‌شود. فشار استاتیکی از افزودن فشار استاتیک آب به فشار خاک با ضریب فشار خاک ۱/۰ محاسبه می‌شود. فشار دینامیکی با استفاده از رابطه ۱۴-۴-۱ و ۱۴-۴-۲ از **بخش ۲**، بند **۱۴-٤-۲- فشار دینامیک آب در هنگام زلزله** محاسبه می‌گردد. وزن واحدحجم آب در روابط۱۴-۴-۱ و ۱۴-۴-۲ باید با وزن واحد حجم اشباع جایگزین شود.

$$F_s = \frac{R_1 + R_2 + P_{w1}}{H_1 + H_2 + P_h + P_{w2}} \qquad (۷-۷-۲)$$

که در آن:

$$P_{w1} = (1/2)\gamma_w h_1^{\,2}$$

$$P_{w2} = (7/12)k\gamma_w h_1^{\,2}$$

$$H_1 = kW_1$$

$$H_2 = kW_2$$

$$P_h = (1/2)\gamma h_2^{\,2} + (7/12)k\gamma h_2^{\,2}$$

$$P_v = P_h \tan\psi$$

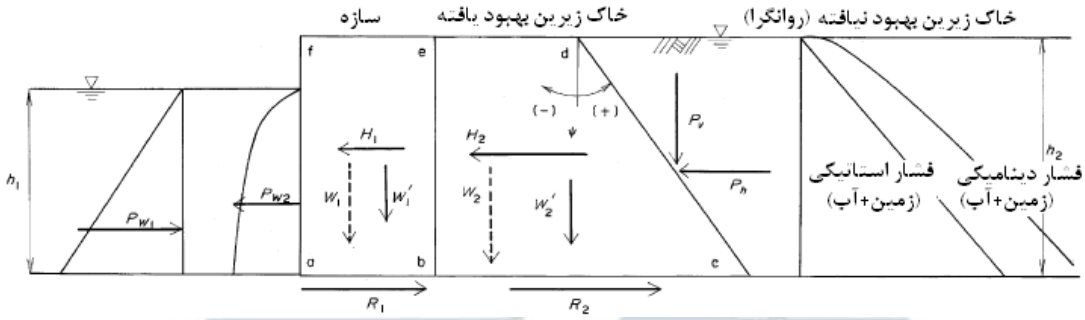
$$R_1 = f_1 W_1'$$

$$R_2 = f_2\left\{W_2' + \left[P_v - (1/2)\gamma_w h_2^{\,2}\tan\psi\right]\right\} \quad \text{(زمانی که لایه زیر خاک بهسازی شده، خاک ماسه ای باشد)}$$

$$R_2 = cl_{bc} \quad \text{(زمانی که لایه زیر خاک بهسازی شده، خاک چسبنده باشد)}$$

ψ: زاویه پشت زمین بهسازی شده (cd) نسبت به افق (درجه) (مثبت در جهت خلاف حرکت عقربه ساعت؛ علامت ψ در شکل ۷-۷-۲ مثبت است)

سایر نشانه ها همانند حالت (۱) هستند.



شکل ۷-۷-۲- 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 آیند نیروهای حاصل از فشار استاتیکی و دینامیکی خاک روانگرا شده که پشت خاک بهسازی شده زیرین عمل می کند (cd) (kN/m)

P_v: مولفه عمودی برآیند 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 دایره ای

پایداری در مقابل شکست لغزشی دایره ای باید طبق بند **۶-۲-۱- تحلیل شیب با بکارگیری روش صفحه لغزش دایروی** 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 پایدار کننده هایی مانند سیمان سفت می شود را بررسی می نماید.

مواد ژئوتکنیکی سفت شده بررسی شده در این بخش شامل موادی که به طور طبیعی سخت می شوند و موادی که به طور مصنوعی با استفاده از سیمان یا پایدار کننده های دیگر سخت می شوند می باشد. 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 سخت شونده

۶) مواد دانه ای سربار کوره ای استفاده شده در حالت سفت شده

۷-۸-۲- فشار محرک خاک

[۱] خطوط کلی

نکات فنی

۱) هنگام استفاده از مواد ژئوتکنیکی سفت شده، خصوصیات مواد و حرکت زلزله باید به‌طور دقیق برای محاسبات فشار خاک روی سازه بررسی شود.

۲) در محاسبه فشار محرک خاک حین زلزله، می‌توان بطور عمومی از روش‌ضریب‌زلزله استفاده کرد. وقتی مطالعه دقیق فشارخاک حین زلزله ضروری باشد، روش‌تحلیل‌پاسخ و سایر روش‌های مشابه قابل‌استفاده خواهد بود. روش‌های محاسباتی فشارخاک با استفاده از ضریب‌زلزله و با درنظرگرفتن خصوصیات‌مواد در این بخش توضیح داده شده است.

۳) به‌طورکلی، 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 می توان از ایجاد فشار حفره ای اضافی آب درون خاک بهسازی شده زیرین در حین زلزله صرفنظر کرد، هر چند این موضوع به بزرگای نیروهای زلزله نیز بستگی دارد.

[۲] پارامترهای مقاومت

نکات فنی

روش‌های تعیین پارامترهای مقاومت برای مواد ژئوتکنیکی به نوع‌مواد 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 زغال‌سنگ 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 سفت‌شدن به‌خوبی انجام گیرد، می‌توان برای آن چسبندگی نیز در نظر گرفت.

[۳] محاسبه فشار فعال خاک

نکات فنی

۱) به‌طورکلی، فشار خاک را می‌توان با توجه به تمهیدات **بخش۲، فصل ۱۴- فشار خاک و فشار آب** ارزیابی نمود. اصول محاسبات فشار خاک را می‌توان همان اصول مونونابه- اکابه در نظر گرفت. در این‌روش، فشار خاک از طریق تعادل نیروها با توجه به اصل کولن برای فشارخاک و با درنظرگرفتن این نکته که خاک‌زیرین به هنگام شکست شکل گوه به خود می‌گیرد، محاسبه می‌شود.

۲) اگرچه عوامل زیادی در رابطه با فشار خاک حین زلزله بویژه در خاک اشباع مجهول باقی مانده است، از اصول فشار خاک

بخش۲، 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 ۷-۸-۱ که از **بخش۲، فصل ۱۴- فشار خاک و فشار آب** برگرفته شده است می توان استفاده کرد (شکل ۷-۸-۱).

$$
\left.
\begin{aligned}
p_{ai} &= \left\{\frac{(\sum\gamma_i h_i)\cos(\psi-\beta)}{\cos\psi}+w\right\}\frac{\sin(\zeta_i-\phi_i+\theta)\cos(\psi-\zeta_i)}{\cos\theta\cos(\psi-\zeta_i+\phi_i+\delta)\sin(\zeta_i-\beta)} \\
&\quad -\frac{c_i\cos(\psi-\zeta_i)\cos\phi_i}{\cos(\psi-\zeta_i+\phi_i+\delta)\sin(\zeta_i-\beta)} \\
2\zeta_i &= \psi+\phi_i-\mu_i+90^\circ \\
\mu_i &= \tan^{-1}\frac{B_iC_i+A_i\sqrt{B_i^{\,2}-A_i^{\,2}+C_i^{\,2}}}{B_i^{\,2}-A_i^{\,2}} \\
A_i &= \sin(\delta+\beta+\theta) \\
B_i &= \sin(\psi+\phi_i+\delta-\beta)\cos\theta-[\sin(\psi-\phi_i+\theta)\cos(\delta+\beta)] \\
&\quad +\frac{2c_i\cos(\psi-\beta)\cos\phi_i\cos(\delta+\beta)\cos\theta}{\frac{(\sum\gamma_i h_i)\cos(\psi-\beta)}{2\cos\psi}+w} \\
C_i &= \sin(\psi+\phi_i+\delta-\beta)\sin\theta+[\sin(\psi-\phi_i+\theta)\sin(\delta+\beta)] \\
&\quad -\frac{2c_i\cos(\psi-\beta)\cos\phi_i\sin(\delta+\beta)\cos\theta}{\frac{(\sum\gamma_i h_i)\cos(\psi-\beta)}{2\cos\psi}+w}
\end{aligned}
\right\} \qquad (۱-۸-۷)
$$

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)

ϕ_i: زاویه اصطکاک داخلی در لایه i (درجه)

γ_i: وزن واحد حجم لایه خاک i (kN/m^3)

h_i: ضخامت لایه i (m)

ψ: زاویه دیوار نسبت به قائم (درجه)

β: زاویه سطح زمین نسبت به افق (درجه)

δ: زاویه اصطکاک دیوار (درجه)

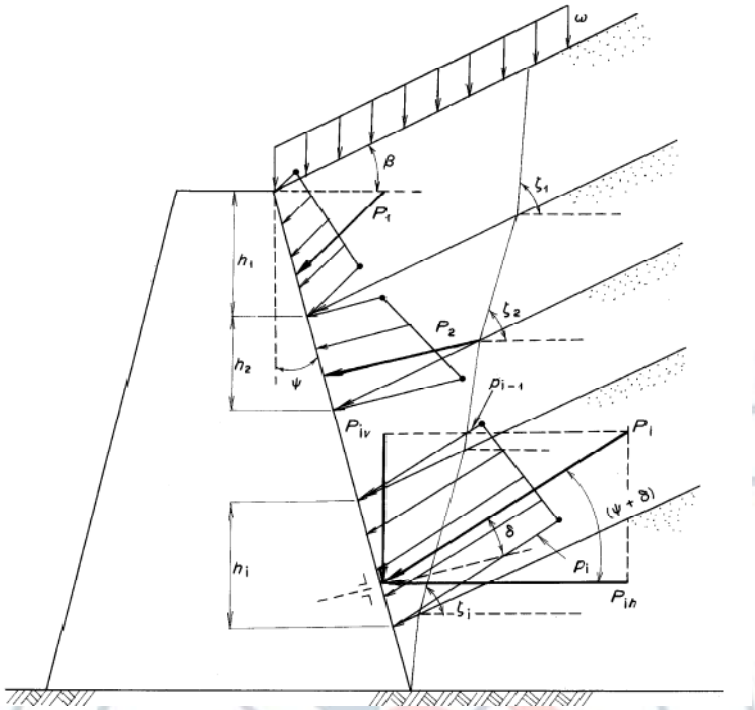
ζ_i: زاویه سطح شکست لایه i با افق (درجه)

w: سربار در واحد مساحت سطح زمین (kN/m^2)

θ: زاویه برآیند زلزله (درجه)، $\theta=\tan^{-1}k'$ یا $\theta=\tan^{-1}k$

k: ضریب زلزله

k': ضریب ظاهری زلزله



شکل ۷-۸-۱- فشار خاک

۴) رابطه ۷-۸-۱ نوع گسترش یافته رابطه اکابه می‌باشد. این گسترش به دشواری روابطی که اکابه برای تعادل این نیروها حل نمود نمی‌باشد. به هر صورت وقتی که خاک کاملا دانه ای بدون چسبندگی یا کاملا چسبنده بدون زاویه اصطکاک داخلی باشد، این روابط با **بخش۲، فصل ١٤- فشار خاک و آب** همخوانی دارند.

۵) فشار خاک و زاویه سطح شکست برای هر لایه خاک با خصوصیات مختلف، باید درحالی‌که توزیع فشار خاک و خط شکست در هر لایه به‌صورت خطی در نظر گرفته می‌شود محاسبه گردد. در بعضی مواقع درون هر لایه خاک، فشار خاک و خط شکست زمانی که برای زیرلایه‌های مجزا محاسبه می‌شود، به‌صورت منحنی در می‌آید که این موضوع متضاد فرض اصلی اکابه مبنی بر خطی بودن لغزش بر اساس فشار خاک کولن می‌باشد.

۶) هنگام استفاده از رابطه بالا، باید وجود ترک با در نظر گرفتن خصوصیات مواد ژئوتکنیکی مورد استفاده را مد نظر قرار داد.

[٤] حالت ناحیه محدود بهسازی

نکات فنی

۱) هنگامی‌که مساحت ناحیه بهسازی توسط موادژئوتکنیکی سخت‌شده 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 کاملا 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 می شود:

الف) در خاک زیرین نیمه‌بینهایت و چند لایه، فشار خاک به‌دست‌آمده از این روش تقریبا بـا **بخش۲، فصل ۱۴- فشار خاک و فشار آب** مطابقت دارد.

ب) در خاک محدود چندلایه، فشار خاک محاسبه‌شده با اصل مونونابه- اکابه برای فشارخاک مطابقت دارد.

ج) وقتی خاک زیرین دانه ای باشد، زاویه اصطکاک دیوار ۱۵ درجه در نظر گرفته می شود. وقتی خاک زیرین چسبنده باشد این زاویه صفر است.

د) نقطه‌اثر برآیندفشارخاک‌قابل‌محاسبه نیست. بنابراین روش‌زیر برای‌تعیین این‌نقطه‌اثر استفاده می‌شود:

(۱) برآیند فشار خاک در دو نقطه در امتداد دیوار که فاصله آن‌ها به‌میزان کافی کوچک باشد به‌دست می‌آید.

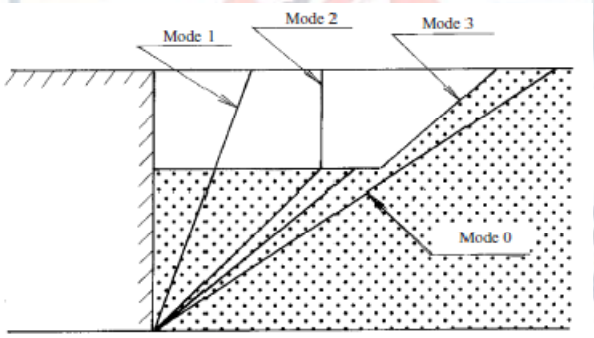
(۲) شدت فشار خاک بین دو نقطه با تقسیم اختلاف دو برآیند فشار خاک بر فاصله دو نقطه به دست می‌آید.

(۳) فرآیند ۱ و ۲ برای کل ارتفاع دیواره تکرار شده و بنابراین توزیع فشار خاک به دست می آید.

(۴) نقطه اثر نیرو از روی توزیع فشار خاک محاسبه می شود.

هـ) در بعضی مواقع شکل (مود) شکست در زمان محاسبه توزیع فشار خاک در جهت‌قائم با شکل‌شکست بـرای محاسـبه برآیند فشار خاک به‌عنوان یک واحد در تضاد است. در این‌حالت برای تعیین توزیع فشارخاک استفاده‌شده در طراحی، دقت لازم است.

و) با روش قطعات سه حالت شکست بررسی می شود (شکل ۷-۸-۲).



شکل ۷-۸-۲- سه حالت شکست در روش قطعه

حالت۱: وقتی سطح لغزش یکنواخت در کل خاکریز پشت دیوار تشکیل می‌شود (حالت مقاومت برشی).

حالت۲: وقتی ترک‌های به‌سمت پایین تا کف لایه‌خاک سفت‌شده به‌وجود می‌آید (حالت شکست ترک).

حالت۳: وقتی صفحه گسیختگی در امتداد گوشه خط محدوده سفت شدن ایجاد می شود (حالت مقاومت اصطکاکی)

تذکر: در حالت ۱ در صورتی‌که سطح گسیختگی از توده سخت شده نمی گذرد، به آن حالت صفر گفته می‌شود.

ز) توزیع فشار خاک با فرض این که اختلاف بین برآیند فشارهای خاک در اعماق مجاور، فشار خاک مربـوط بـه آن عمـق می باشد محاسبه می‌گردد.

۷-۹- روش تراکم توسط شمع ماسه ای

۷-۹-۱- اصول طراحی

طراحی تراکم توسط شمع ماسه ای برای متراکم کردن خاک ماسه ای باید به طور مناسب پس از مطالعه خصوصیات خـاک زیـرین، روش‌های ساخت و ساز و مطالعه سوابق ساخت و سازهای پیشین و نتایج آزمایش های انجام شده صورت پذیرد.

نکات فنی

۱) منظور از بهسازی

منظور از بهسازی خاک ماسه ای شل (الف) افزایش مقاومت در مقابل روانگرایی (ب) کاهش نشست (ج) بهبود پایداری شیب یا ظرفیت باربری می باشد.

۲) تراکم لایه عمیق

لرزاندن یا متراکم‌کردن از سطح زمین معمولا برای متراکم‌کردن لایه‌های عمیق ماسه‌ای موثر نبوده و روش بهسازی مورد استفاده معمولا راندن شمع های ماسه ای یا شنی و میله های لرزان در لایه عمیق ماسه ای شل می‌باشد.

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 موردنیاز از رابطه زیر به دست می آید.

$$v=\frac{e_0-e}{1+e_0} \qquad (۷-۹-۱)$$

که در آن:

e: درصد تخلخل طراحی خاک بهسازی شده (بین شمع های ماسه ای)

e_0: درصد تخلخل خاک اصلی

v: حجم ماسه موردنیاز در واحد حجم خاک اولیه (m^3/m^3)

۲) مقدار N پس از بهسازی، به‌میزان قابل‌توجهی از مقدار N خاک‌اصلی و حجم‌ماسه استفاده شده و همچنین منحنی‌دانه‌بندی‌خاک اصلی و فشار سربار تاثیر می پذیرد. به‌طور خاص اثر بهسازی ممکن است در خاک زیرین با افزایش درصد ذرات ریزدانه کوچکتر از $75\mu m$ (F_c) کاهش یابد. بنابراین نسبت کاهش β ناشی از درصد ذرات ریزدانه باید در طراحی بر اساس شکل ۷-۹-۱ در نظر گرفته شود.

۳) طراحی برای تراکم خاک ماسه‌ای شل به‌روش لرزه‌ای را می‌توان بر اساس سوابق موارد مشابه انجام داد. طراحی برای سایر روش‌های تراکم به‌صورت 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 $F_v(=v)$ 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 ۷-۹-۲ نشان داده شده است. به طور مشابه مقادیر N خاک بهسازی شده در مکان میانی بین شمع ماسه‌ای (N_1) در شکل ۷-۹-۳ نشان داده شده‌است. این نمودارها از روی بررسی مطالعات موردی بر ساخت و سازهای زمینی به دست آمده است.

تعیین مقدار N خاک اصلی (N_0) از مطالعات میدانی و N طراحی پس از بهسازی (N_1) از شرایط سازه فوقانی

مرحله ۱

تخمین e_{max} و e_{min} از درصد ذرات ریزدانه (F_c) ٪ با استفاده از روابط روبرو: $e_{min}=0.008F_c+0.6$, $e_{max}=0.02F_c+1.0$

مرحله ۲

محاسبه چگالی نسبی D_{r0} و e_0 با استفاده از روابط زیر با جایگزینی مقدار N خاک اصلی (N_0) و فشار دورگیر σ_v (KN/m^2)

$$D_{r0} = 21\sqrt{100N_0/(\sigma_v+70)}\ \ (\%) \quad , \quad e_0 = e_{\max} - D_{r0}/100\,(e_{\max} - e_{\min})$$

مرحله ۳

محاسبه نسبت کاهش β برای افزایش تعداد N به خاطر درصد ذرات ریزدانه (برای F_c >۱۰٪): $\beta = 1.0 - 0.5\log F_c$

مرحله ۴

محاسبه مقدار تصحیح شده N، N'_1 از روی مقدار محاسبه شده N و N_1 بدون ذرات ریزدانه $N'_1 = N_0 + (N_1 - N_0)/\beta$

مرحله ۵

محاسبه e_1 برای N'_1 با جایگزین کردن N'_1 در رابطه مرحله ۲ به جای N_0

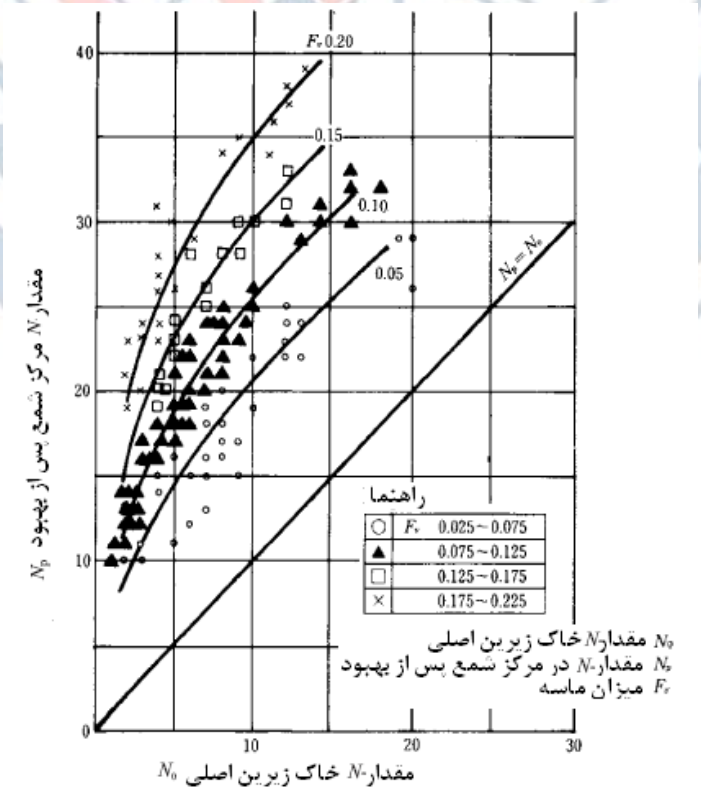
مرحله ۶

محاسبه نسبت افزایش چگالی a_s با جایگزین کردن e_0 و e_1 در رابطه $a_s=(e_0-e_1)/(1+e_0)$

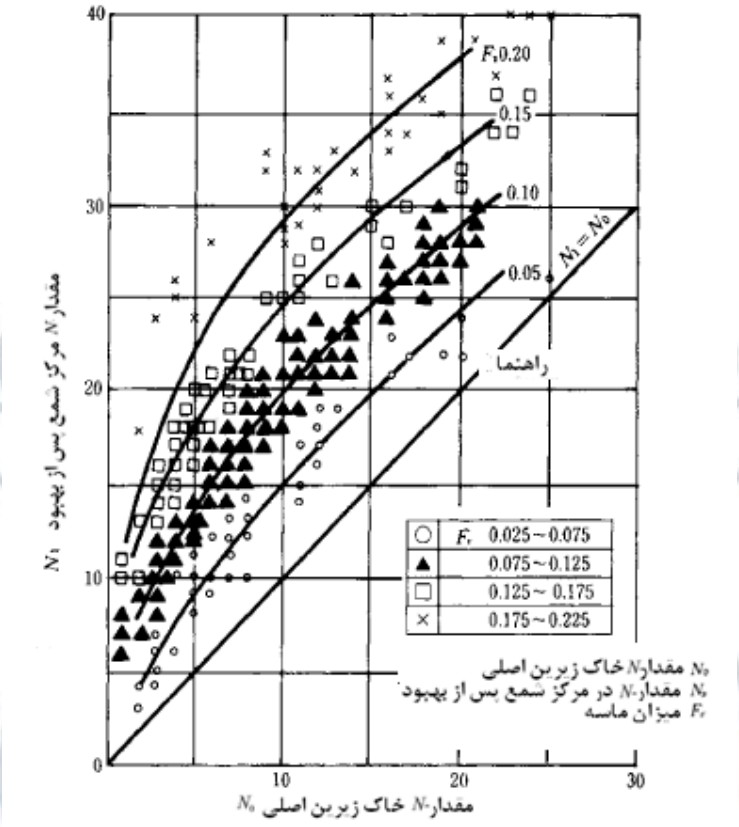
مرحله ۷

تعیین فواصل شمع های ماسه ای x از $a_s=A_s/x^2$ یا $a_s = 2A_s/\sqrt{3}x^2$ که در آن A_s سطح شمع ماسه ای می باشد.

شکل ۷-۹-۱- فرآیند طراحی برای روش تراکم توسط شمع ماسه ای



شکل ۷-۹-۲- رابطه بین مقادیر N خاک زیرین اصلی (N_0) و مقادیر N در مرکز شمع پس از بهسازی (N_P) (ذرات ریزدانه کمتر از ۲۰٪)



شکل ۷-۹-۳- رابطه بین مقادیر N خاک زیرین اصلی (N_0) و مقادیر N در مکان میانی پس از بهسازی (N_1) (ذرات ریزدانه کمتر از ۲۰٪)

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 ماسه ای 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 ماسه ای (برای خاک های چسبنده)

۷-۱۰-۱- اصول طراحی

[۱] گستره کاربرد

روش‌توصیف‌شده در این‌بخش، برای‌بهسازی‌خاک‌زیرین‌چسبنده زیر سازه‌های‌ثقلی مثل موج‌شکن، دیوارساحلی و خاکریز مناسب‌است.

[۲] مفاهیم پایه

خاک بهسازی شده به‌روش تراکم متوسط شمع ماسه‌ای یک خاک ترکیبی از رانش شمع ماسه‌ای درون خاک چسبنده نرم است. بنابراین طراحی باید با در نظرگرفتن ترکیب طبیعی خاک‌زیرین و اثر اجرا روی‌آن صورت‌گیرد.

۷-۱۰-۲- مقاومت و نفوذپذیری شمع های ماسه ای

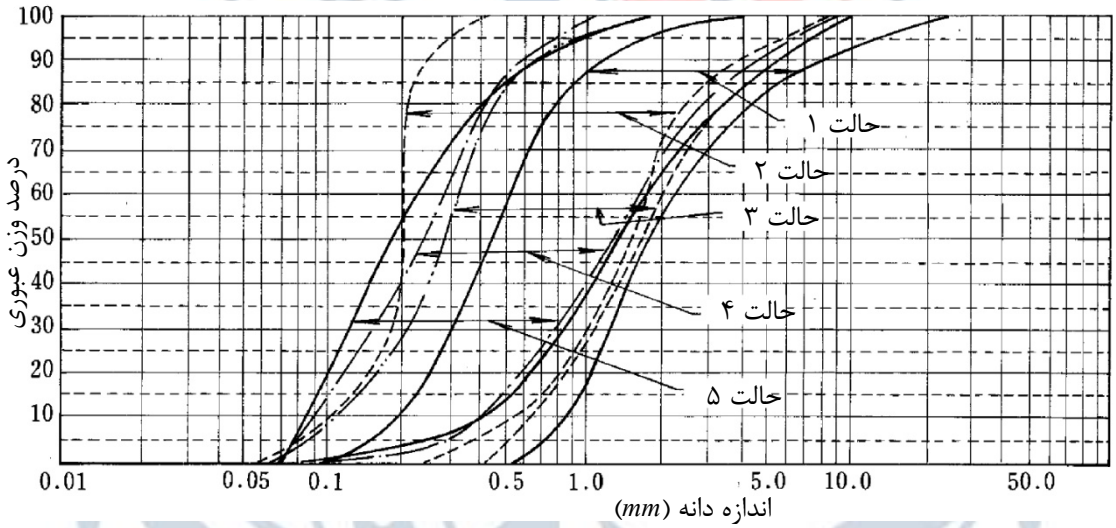
شمع های ماسه ای باید دارای مقاومت و نفوذپذیری مناسب باشند.

تفسیر

مواد شمع ماسه‌ای باید نفوذپذیری بالا، درصد ذرات ریزدانه کم (کمتر از $75\,\mu m$)، دانه بندی خوب، قابلیت تراکم و مقاومت خوب و قابلیت آسان خارج شدن از جداره را در هنگام اجرا داشته باشد. وقتی قرار باشد شمع های ماسه‌ای با نسبت مساحت تعویض کوچک به عنوان شمع های زهکش برای شتاب دادن به تحکیم خاک رس عمل کنند، نفوذ پذیری شمع ماسه ای و جلوگیری در گرفتگی در آنها اهمیت دارد. الزامات نفوذپذیری در حالتی که نسبت مساحت تعویض بزرگ باشد، اهمیت نسبتا کمتری دارد و بنابراین مواد شمع ماسه ای باید با توجه به نسبت مساحت جابجایی و منظور بهسازی انتخاب شود.

نکات فنی

هیچ نوع مشخصاتی برای مواد مورد استفاده در شمع های ماسه ای 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 ۷-۱۰-۱ چند نمونه از ماسه به کار رفته در گذشته را نشان می‌دهد. اخیرا ماسه با ذرات ریزدانه اندکی بیشتر نیز مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل ۷-۱۰-۱- 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 مقاومت‌برشی‌خاک بهسازی‌شده که از شمع ماسه‌ای و خاک‌چسبنده تشکیل‌شده، پیشنهادگردیده است که رابطه ۷-۱۰-۱ بیشتر از همه مورداستفاده قرار می‌گیرد (بدون درنظرگرفتن نسبت مساحت‌تعویض) (به‌شکل ۷-۱۰-۲ مراجعه شود).

$$\tau = (1-a_s)(c_0 + kz + \Delta\sigma_z \mu_c \Delta c/\Delta pU) + (\gamma_s z + \mu_s \Delta\sigma_z) a_s \tan\phi_s \cos^2\theta \qquad (۷-۱۰-۱)$$

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 $(n = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_c)$

U: درجه تحکیم متوسط

z: مختصات قائم (m)

τ: مقاومتی برشی متوسط خاک بهسازی شده واقع در سطح لغزش (kN/m^2)

μ_s: ضریب تمرکز تنش در شمع ماسه ای $(\mu_s = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_z = n/[1+(n-1)a_s])$

μ_c: ضریب کاهش تنش در بخش رسی $(\mu_c = \Delta\sigma_c / \Delta\sigma_z = 1/[1+(n-1)a_s])$

γ_s: وزن واحد حجم شمع ماسه ای (وزن واحد حجم موثر زیر سطح آب زیرزمینی) (kN/m^3)

γ_c: وزن واحد حجم خاک چسبنده (یا وزن واحد حجم و تزویر سطح آب زیرزمینی) (kN/m^3)

ϕ_s: زاویه اصطکاک داخلی ماسه درون شمع (درجه)

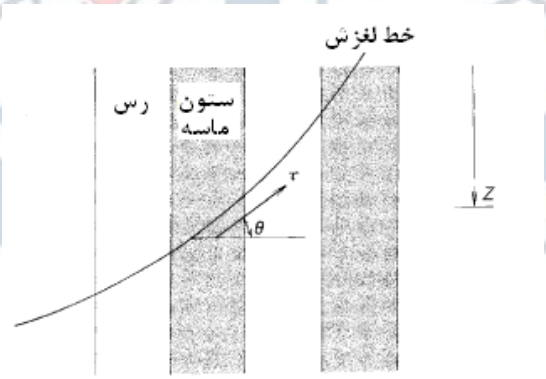
θ: زاویه خط لغزش با افق (درجه)

$\Delta\sigma_z$: میانگین افزایش تنش قائم حاصل از نیروهای خارجی در سطح لغزش (kN/m^2)

$\Delta\sigma_s$: میانگین افزایش تنش قائم حاصل از نیروهای خارجی در شمع ماسه ای در سطح لغزش (kN/m^2)

$\Delta\sigma_c$: میانگین‌افزایش تنش‌قائم حاصل‌از نیروهای‌خارجی در بخش‌های‌رسی بین‌شمع‌های‌ماسه‌ای در سطح‌لغزش(kN/m^2)

$\Delta c / \Delta p$: نسبت افزایش مقاومت خاک چسبنده در خاک زیرین اصلی



شکل ۷-۱۰-۲- مقاومت برشی در مخلوط خاک

۲) پارامترهای طراحی

پارامترهای طراحی مورد استفاده قرار گرفته در رابطه ۷-۱۰-۱ تا حدودی در مطالعات موردی گذشته متغیر بوده است که باید توسط بررسی مقاومت خاک‌اصلی، ضریب اطمینان، روش های محاسباتی (به بند **۷-۱۰-٤- تحلیل پایداری** مراجعه شود) و سرعت ساخت و ساز تعیین شود. مقادیر زیر، مقادیر استاندارد نسبت مشارکت تنش و زاویه اصطکاک داخلی که از مطالعات موردی روی طراحی‌های قبلی و سوابق ساخت و سازهای قبلی و رابطه ۷-۱۰-۱ به دست آمده است، می باشد.

زمانی که a_s مساوی یا بیشتر از ۰/۷ باشد، عبارت اول طرف راست رابطه ۷-۱۰-۱ قابل صرفنظر کردن است، یا اینکه ناحیه بهسازی شده اغلب به عنوان یک خاک ماسه ای یکنواخت با $\phi = 30^\circ$ در نظر گرفته می شود.

$$a_s \le 0.4 : \; n = 3, \; \phi_s = 30^\circ$$
$$0.4 \le a_s \le 0.7 : \; n = 2, \; \phi_s = 30^\circ$$
$$a_s \ge 0.7 : \; n = 1, \; \phi_s = 35^\circ$$

۷-۱۰-٤- تحلیل پایداری

تحلیل‌پایداری شیب باید توسط تحلیل‌مناسب صفحه‌لغزش‌دایره‌ای، با درنظرگرفتن سوابق‌اجرایی قبلی انجام‌پذیرد.

تفسیر

روش اصلاح شده فلنیوس معمولا برای تحلیل سطح لغزش دایره‌ای و ارزیابی پایداری خاک بهسازی شده توسط شمع ماسه‌ای استفاده می‌شود. در این‌روش، خاک‌زیرین و سازه فوقانی به یک سری قطعات تقسیم‌شده و تنش‌قائم روی صفحه لغزش بدون در نظر گرفتن نیروی وارده بر صفحات قائم قطعات محاسبه می شود. یعنی فرض می‌شود تنها نیروهای خارجی وارد بر قطعات در تنش قائم روی صفحات لغزش قطعات 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 $\Delta\sigma_z$ 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 می گردد. در اینجا، این روش «روش توزیع تنش» نامیده می شود. 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 ۷-۱۰-۱ 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 می شود.

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 داده های موجود در طراحی‌های قبلی و سوابق ساخت و ساز 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 ماسه ای به روش مشابه زهکش ماسه ای با در نظر گرفتن دو نکته زیر قابل محاسبه است. در طراحی روش زهکش ماسه ای، قطر و فاصله شمع های ماسه ای (در تراکم با شمع های ماسه ای این مورد به صورت نسبت مساحت تعویض، تعریف شده است) را می توان با طول دوره ساخت و ساز و صرفنظر کردن از اثر شمع ماسه ای در پایداری خاک تعیین نمود. در طراحی روش تراکم با شمع ماسه ای 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 به‌سزا داشته و تحکیم معمولا، در

یک مدت زمان کوتاه صورت می گیرد. 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 شمع های ماسه ای در روش تراکم با شمع ماسه ای، تغییر کند.

نکات فنی

۱) محاسبات تحکیم

نشست نهایی خاک بهسازی شده S_f و نشست نهایی خاک زیرین اصلی S_{f0} به‌وسیله روابط زیر قابل محاسبه است.

$$S_f = \varepsilon_z H = \beta S_{0f} \qquad (۲-۱۰-۷)$$

$$S_{0f} = m_v \Delta p H \qquad (۳-۱۰-۷)$$

که در آن:

H: ضخامت لایه تحکیم (m)

m_v: ضریب تراکم حجمی خاک زیرین (m^2/kN)

β: نسبت نشست خاک بهسازی شده به خاک اصلی: $\beta = S_f / S_{0f}$

ε_z: کرنش قائم

Δp: 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 ماسه ای 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 β.

ج) محاسبه رابطه بین زمان و نشست. افزایش مقاومت برشی رس بین شمع های ماسه ای ناشی از تحکیم، Δc از رابطه زیر به دست می آید (همان طوری که در اولین عبارت سمت راست رابطه ۷-۱۰-۱ نشان داده شده است):

$$\Delta c = \Delta\sigma_z \mu_c (\Delta c / \Delta p) U \qquad (۴-۱۰-۷)$$

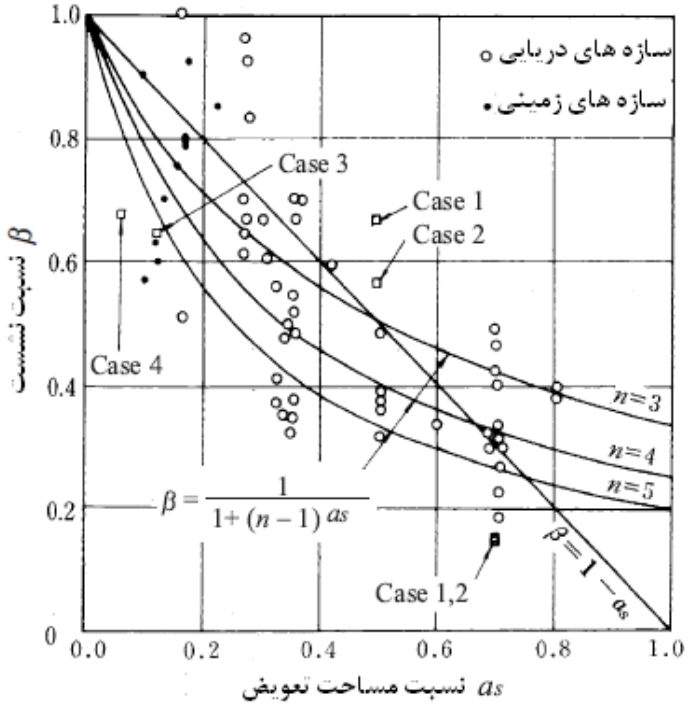
در محاسبه، باید تصحیحی برای ضریب تحکیم به دست آمده از آزمایش های تحکیم و انتخاب مناسب نسبت نشست β و ضریب کاهش تنش μ_c با توجه به سوابق گذشته در نظر گرفت.

۲) مقایسه بین نشست محاسبه شده و اندازه گیری های میدانی

نشست‌نهایی خاک بهسازی‌شده از ضرب نشست‌نهایی پیش‌بینی‌شده خاک اصلی در نسبت‌نشست β مطابق رابطه ۷-۱۰-۲ به دست می‌آید. نسبت نشست نهایی β معمولا به صورت مشابه ضریب کاهش تنش μ_c نشان داده می‌شود. شکل ۷-۱۰-۳ مقایسه بین نسبت شکست محاسبه‌شده و داده‌های اندازه‌گیری شده در محل را نشان می‌دهد. مقدار β از اندازه گیری های در محل که روی نمودار رفته به‌دست می‌آید و به صورت نسبت نشست نهایی خاک بهسازی شده (که توسط تقریب رابطه زمان- نشست با منحنی هیپربولیک تخمین زده می شود) به مقدار محاسبه شده برای نشست نهایی خاک اصلی تعریف می شود.

شکل همچنین نشان می دهد که نسبت نشست $\beta = 1 - a_s$ برای موارد با نسبت مساحت تعویض بالا نیز قابل استفاده می باشد. 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 اندازه گیری شده بـه مقـادیر تخمـین زده شده از نسبت مشارکت تنش ۴=n نزدیک است.



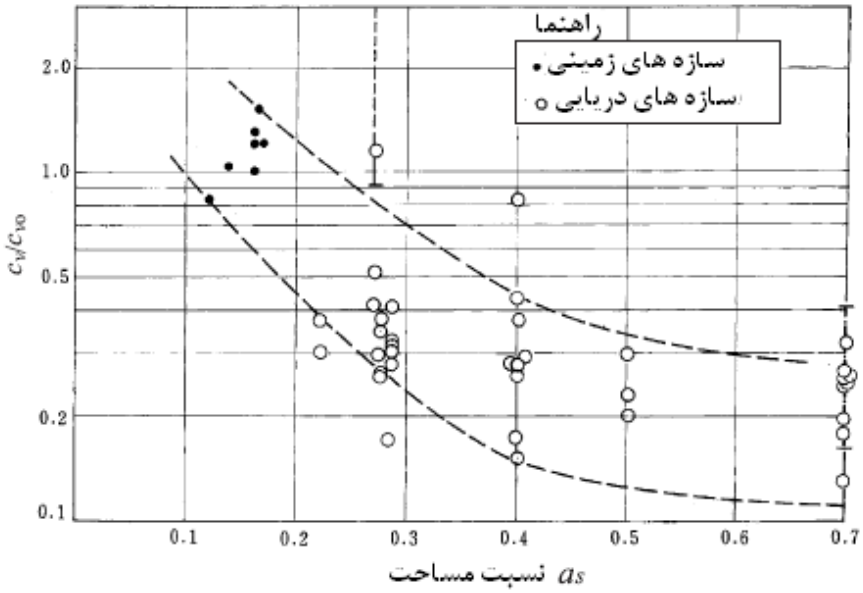
شکل ۷-۱۰-۳- رابطه بین نسبت نشست و نسبت مساحت تعویض

۳) مقایسه بین زمان تحکیم محاسبه شده و اندازه گیری شده

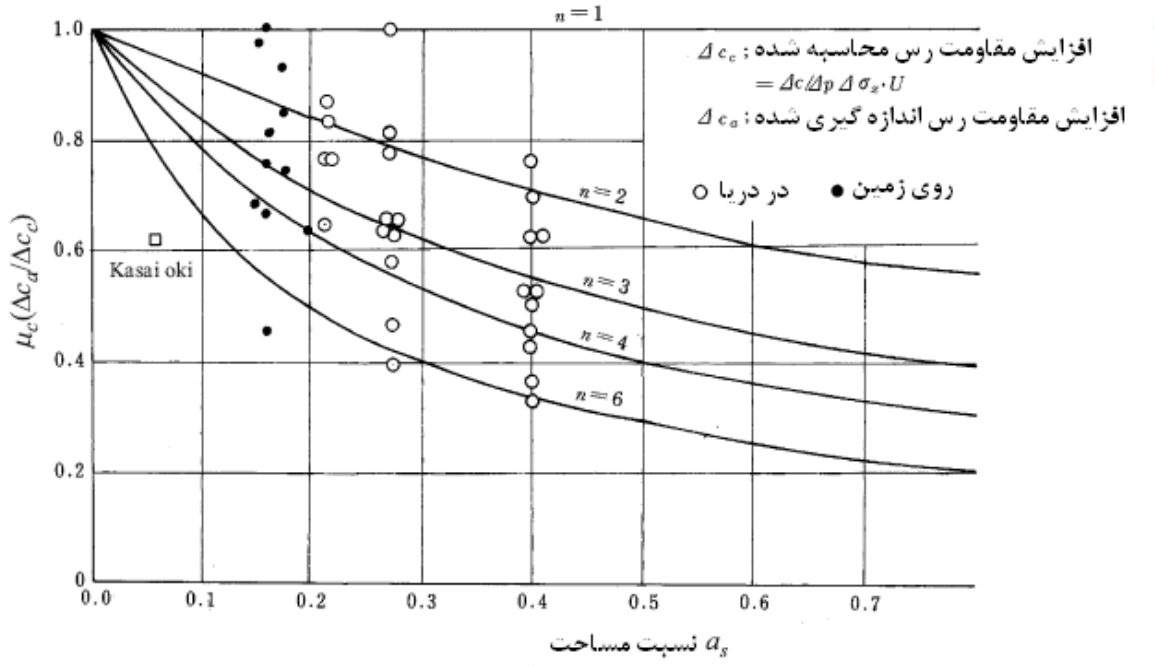
نرخ تحکیم خاک‌زیرین بهسازی‌شده با روش تراکم توسط شمع ماسه‌ای در مقایسه با پیش بینی رابطه بارن میل به تاخیر دارد. شکل ۷-۱۰-۴ بر اساس داده‌های ساخت‌وسازهای قبلی، ضریب‌تحکیم را به‌عنوان پارامتر عمده در تاخیر در تحکیم نشان می‌دهد. در ایـن شکل c_v ضریب تحکیم حاصل از تحلیل برگشتی از اندازه‌گیری‌های حقیقی روابط زمان- نشست و c_{v0} ضریب تحکیم به‌دست آمـده از آزمایش‌های آزمایشگاهی می‌باشد. می‌توان مشاهده کرد که تاخیر زمانی تحکیم با افزایش نسبت مساحت تعویض افزایش می یابد.

۴) مقایسه بین افزایش مقاومت محاسبه شده و واقعی

افزایش مقاومت رس بین شمع‌های ماسه‌ای، Δc از رابطه ۷-۱۰-۴ به‌دست می آید. شکل ۷-۱۰-۵ مقایسه بـین افـزایش مقاومـت محاسبه‌شده و واقعی را نشان می‌دهد و μ_c از روی افزایش اندازه گیری‌شده مقاومت‌رس، بین شمع‌های ماسه ای به‌دسـت مـی‌آیـد. مقدار اندازه‌گیری‌شده $\mu_c = \Delta c_a / \Delta c_c$ از افزایش اندازه‌گیری‌شده مقاومت‌رس Δc_a در خاک‌بهسازی‌شده توسط روش‌تراکم با شمع ماسه‌ای و افزایش محاسبه‌شده مقاومت‌رس $\Delta c_c = [\Delta\sigma_z (\Delta c / \Delta p) U]$ در خاک‌اصلی به‌دست می‌آید. اکثر داده‌های‌اندازه‌گیری‌های محلی نزدیک منحنی‌های با نسبت مشارکت تنش n معادل ۳ و ۴ قرار می گیرند.



شکل ۷-۱۰-٤- تاخیر در تحکیم خاک زیرین بهسازی شده به روش تراکم با شمع ماسه ای



شکل ۷-۱۰-۵- افزایش مقاومت رس بین شمع های ماسه ای در خاک بهسازی شده