مدرسان شریف

فصل اول

«شناسایی پارامترهای خاک»

مقدمه

برای طراحی پی، گام اول شناخت پارامترهای خاک است. بدین منظور انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی و صحرایی در این خصوص لازم است. هدف از عملیات اکتشافی که به آن شناسایی‌های زیرزمینی گفته می‌شود شامل پایداری و مناسب بودن محل پروژه جهت اجرای آن، بررسی امکان اجرای طرح فنی و اقتصادی مناسب و نیز آماده شدن جهت مقابله با مشکلات احتمالی در حین اجرای پروژه می‌باشد.

اطلاعات مورد نیاز جهت شناسایی محل

۱ـ اطلاعاتی جهت تعیین نوع پی لازم (سطحی یا عمیق).

۲ـ اطلاعاتی که به مشاور ژئوتکنیک امکان می‌دهد تا ظرفیت باربری مجاز پی را پیشنهاد کند.

۳ـ آزمون‌ها و یا اطلاعات آزمایشگاهی کافی جهت برآورد نشست.

۴ـ موقعیت سطح آب زیرزمینی در محل پروژه.

۵ـ اطلاعاتی که امکان شناسایی و حل مشکلات ساختمانی را فراهم می‌کند؛ مانند خشک‌سازی و یا حفاری در سنگ و غیره

۶ـ شناسایی مشکلات بالقوه محیطی و حل آن‌ها.

در صورتی که تمام شرایط مندرج در بند ۷ـ۲ـ۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران (ویرایش سال ۱۳۹۲) برقرار باشد، نیاز به انجام عملیات گمانه‌زنی نمی‌باشد و جمع‌آوری اطلاعات و بازدید محلی کفایت می‌کند. این شرایط به قرار زیر است:

۱ـ داده‌های کافی از محدوده محل موردنظر و زمین‌های با سازند زمین‌شناسی مشابه در دسترس باشند.

۲ـ ساختمان موردنظر با اهمیت کم یا با اهمیت متوسط با حداکثر ۴ طبقه باشد.

۳ـ ساختمان موردنظر با مساحت اشغال کمتر از ۳۰۰ مترمربع باشد.

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

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

۶ـ نوع زمین طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (استاندارد ۲۸۰۰) از نوع ۱و۲ نباشد.

۷ـ هیچ‌کدام از شرایط ذیل نیز وجود نداشته باشد:

الف ـ احتمال مواجه شدن با خاک دستی در محل ساخت.

ب ـ احتمال مواجه شدن با خاک‌های مسأله‌دار (مانند خاک‌های متورم شونده، خاک‌های با پتانسیل روانگرایی و خاک‌های رمبنده).

پ ـ سازه‌ای در مجاور محل موردنظر که احتمال خسارت به آن وجود دارد.

ت ـ محل موردنظر در منطقه خرد شده گسل اصلی واقع شده باشد.

ث ـ مناطقی با سطح آب زیرزمینی بالا (براساس بررسی‌های محلی).

لازم به ذکر است حتی اگر فقط یکی از شرط‌های مندرج در بند ۷ـ۲ـ۲ برقرار نباشد، آنگاه لازم است شناسایی‌های ژئوتکنیکی در محل موردنظر انجام گیرد.

در عملیات شناسایی، مراحل زیر انجام می‌شود:

۱ـ جمع‌آوری اطلاعات موجود مانند پلان محل پروژه، نوع، اندازه و نیز اهمیت سازه‌ای که قرار است احداث گردد، وضعیت بارهای وارده، گزارش‌های ژئوتکنیکی موجود، نقشه‌های توپوگرافی، عکس‌های هوایی، نقشه‌های زمین‌شناسی و تمامی اطلاعات مرتبط با محل پروژه.

۲ـ بازدید از محل پروژه و گرفتن اطلاعات محلی و مقایسه اطلاعات موجود با وضعیت فعلی محل.

۳ـ انجام شناسایی‌های زیرزمینی به منظور دسترسی به ساختار زمین‌شناسی خاک، وضعیت آب زیرزمینی، انجام آزمایش‌های صحرایی، تهیه نمونه‌های دست‌خورده و دست‌نخورده به منظور انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی.

۴ـ تهیه گزارش ژئوتکنیک شامل وضعیت لایه‌ها، موقعیت آب زیرزمینی، نتایج آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی، ارائه پیشنهادات در صورت مواجهه با موارد خاص، توصیه گودبرداری ایمن، تعیین وضعیت باربری خاک، بررسی و محاسبه نشست و ... .

خاک‌های مسأله‌دار (از نظر تورم، واگرایی و روانگرایی)

منظور از **تورم** خاک، تورم در اثر جذب آب می‌باشد. خاک‌های متورم شونده خاک‌هایی هستند که در اثر افزایش رطوبت، تغییر حجم افزایشی قابل توجهی از خود بروز می‌دهند. در واقع می‌توان گفت که خاک‌های قابل تورم در جهت کاملاً مخالف با عمل تحکیم عمل می‌کنند، یعنی این خاک‌ها به جای از دست دادن آب و کاهش حجم، آب را جذب کرده و افزایش حجم پیدا می‌کنند. پدیدهٔ تورم پدیده‌ای برگشت‌پذیر است، یعنی خاک بعد از کم شدن رطوبت، منقبض می‌شود، ضمن این‌که کانی‌های رس نقش مهمی را در مقدار تورم ایفا می‌کنند. پتانسیل تورم کانی‌های رس بستگی به ساختمان تودهٔ رس، ساختمان شبکه بلوری و ظرفیت تبادل کاتیون هم دارد. مونتموریلونیت از پتانسیل تورم بالاتری نسبت به سایر کانی‌های رس برخوردار بوده و به دنبال آن، ایلیت قرار دارد. کائولینیت حداقل فعالیت از لحاظ تورم را داراست. یک فکر رایج آن است که فقط رس‌های حاوی مونتموریلونیت متورم شونده هستند که این فکر اشتباه است، زیرا اگر چه این نوع رس‌ها تورم بیشتری بروز می‌دهند، ولی سایر کانی‌های رسی، مخصوصاً ایلیت هم می‌توانند موجب تورم شوند. PH خاک‌های متورم شونده معمولاً بالاست. اندازه‌گیری تورم در آزمایشگاه معمولاً به وسیله دستگاه تحکیم انجام می‌شود. اساس کار آن است که نمونه خاک پس از قرارگیری در دستگاه تحکیم در معرض آب واقع شده و در اثر جذب آب متورم می‌شود، آن‌گاه با توجه به روش انتخاب شده، فشار یا درصد تورم تعیین می‌گردد.

خاک‌های ریزدانه خاصی در طبیعت وجود دارند که به محض تماس یافتن با آب، به سرعت شسته می‌شوند. این خاک‌ها که عموماً از نوع رس هستند، در صورت قرار گرفتن در معرض جریان آب، حتی اگر سرعت جریان آب کم باشد، به سهولت شسته می‌شوند و فرسایش می‌یابند. خاک‌های مذکور به خاک‌های **واگرا** موسومند. این پدیده را با توجه به خصوصیات خاک‌های رسی می‌توان به شرح زیر توجیه کرد:

بین ذرات خاک‌های رسی نیروهای دافعه و جاذبه وجود دارد. نیروهای جاذبه عمدتاً از نوع واندروالسی هستند و نیروهای دافعه از وجود لایهٔ دو گانه در اطراف ذرات کانی‌های رسی به سهولت از یکدیگر دور شده با نیروی کمی که می‌تواند ناشی از حرکت بسیار آرام باشد، به حرکت در می‌آیند، در صورتی که در خاک‌های رسی غیر واگرا، نحوهٔ فرسایش به گونه‌ای دیگر است. در این خاک‌ها، بر اثر تماس خاک با آب، نیروی جاذبهٔ بین ذرات از بین نمی‌رود و برای فرسایش و شسته شدن آن‌ها لازم است سرعت جریان آب به قدر کافی زیاد باشد.

مثال۱: کدام یک از عبارات زیر نادرست است؟

۱) دلیل تورم خاک، جذب رطوبت می‌باشد.

۲) پدیده تورم، پدیده‌ای برگشت‌پذیر است.

۳) خاک‌های قابل تورم در جهت تحکیم عمل می‌کنند.

۴) مونتموریلونیت از پتانسیل تورم بالاتری نسبت به سایر کانی‌های رسی برخوردار است.

☑ **پاسخ:** گزینه «۳» خاک‌های قابل تورم در جهت کاملاً مخالف با عمل تحکیم عمل می‌کنند، یعنی با جذب آب، افزایش حجم پیدا می‌کنند.

مثال۲: کدام یک از عبارات زیر صحیح است؟

۱) کائولینیت حداکثر فعالیت را از نظر تورم داراست.

۲) PH خاک‌های متورم شونده معمولاً بالا است.

۳) اندازه‌گیری تورم در آزمایشگاه توسط آزمایش مقاومت برشی انجام می‌شود.

۴) خاک رس در اثر از دست دادن رطوبت، متورم می‌شود.

☑ **پاسخ:** گزینه «۲» کائولینیت حداقل فعالیت را از نظر تورم داراست. اندازه‌گیری تورم در آزمایشگاه توسط آزمایش تحکیم صورت می‌گیرد. خاک رس در اثر از دست دادن رطوبت، منقبض می‌شود.

خاک‌های سست اشباع از جمله ماسه (که در ادامه به آنها بیشتر اشاره خواهد شد) در صورتی که تحت اثر ارتعاش (مانند زلزله) قرار گیرند، ممکن است شبیه گل مایع ناگهان به شکل سیال درآیند که این پدیده، **روانگرایی** نامیده می‌شود. برای درک بهتر این پدیده می‌توان این گونه بیان کرد که تنش مؤثر عبارت است از: $\sigma' = \sigma - u$

مقاومت برشی خاک عبارت است از: $\tau = \sigma' \tan\phi' + c'$

از آنجا که خاک‌هایی که دچار روانگرایی می‌شوند، عموماً فاقد چسبندگی هستند $(c' = \circ)$، لذا داریم: $\tau = \sigma' \tan\phi'$

حال اگر در اثر ارتعاش (مانند زلزله)، فشار آب حفره‌ای تا حدی افزایش یابد که برابر تنش کل گردد، داریم: $\sigma = u \Rightarrow \sigma' = \sigma - u = \circ$

در نتیجه مقاومت برشی خاک برابر صفر خواهد شد: $\tau = \sigma' \tan\phi' = \circ$

بنابراین روانگرایی رخ خواهد داد. بر این اساس می‌توان گفت در هنگام وقوع بارهای دینامیکی ناشی از زلزله، خاک‌های ماسه‌ای شل و اشباع موجود در منطقه، تمایل به متراکم شدن و در نتیجه کاهش حجم دارند. اگر این خاک‌ها نتوانند به سرعت زهکشی شوند، در اثر تقلیل ضریب نفوذپذیری و افزایش تدریجی فشار آب منفذی، مقدار تنش مؤثر کاهش زیادی می‌یابد. تحت این شرایط چون مقاومت برشی خاک دانه‌ای با توجه به رابطه $\tau = \sigma' \tan\phi'$ مستقیماً با تنش مؤثر آن در ارتباط است؛ در این حالت، مدول ارتجاعی و مقاومت برشی خاک شدیداً کاهش یافته و ممکن است به از بین رفتن مقاومت برشی خاک نیز بیانجامد و در نتیجه خاک مانند یک مایع غلیظ رفتار کرده و به حالت روان در می‌آید.

در زمین‌هایی که مستعد روانگرایی می‌باشند، باید احتمال ناپایداری، حرکت نسبی ژئوتکنیکی، گسترش جانبی و یا کاهش ظرفیت باربری شالوده و یا وقوع نشست‌های زیاد از حد بررسی شود و در صورت نیاز، با استفاده از روش‌های مناسب بهسازی خاک، نسبت به ایمنی شالوده ساختمان، اطمینان حاصل شود.

زمین‌هایی مستعد روانگرایی شناخته می‌شوند که حداقل دارای یکی از شرایط زیر باشند:

۱ـ سابقه روانگرایی در آن‌ها مشاهده شده باشد.

۲ـ زمین‌هایی که از نوع **خاک ماسه‌ای با تراکم کم**، اعم از تمیز یا رس‌دار با مقدار رس کم‌تر از ۲۰درصد یا دارای لای و شن بوده و تراز سطح آب زیرزمینی در آن‌ها نسبت به سطح زمین کم‌تر از حدود ۱۰متر باشد.

ماسه با تراکم کم به ماسه‌ای اطلاق می‌شود که عدد ضربه استاندارد آن در آزمایش نفوذ استاندارد، کمتر از ۲۰باشد. از عوارض عمده روانگرایی می‌توان به کاهش یا فقدان باربری خاک، ناپایداری دیوارهای ساحلی، وقوع جریان‌های خاکی لغزشی، گسترش جانبی، جوشش ماسه، ایجاد شکاف در زمین و نیز ترک‌ها و شکست‌های سطحی اشاره نمود.

برای کاهش خطر روانگرایی می‌توان از روش‌های ژئوتکنیکی و سازه‌ای استفاده نمود:

الف ـ کاهش خطر روانگرایی توسط روش‌های ژئوتکنیکی:

۱ـ گودبرداری و تعویض خاک‌های مستعد برای روانگرایی

۱.گودبرداری و تراکم خاک موجود طبق اصول فنی۲. گودبرداری و تراکم خاک‌های بهبود یافته با مواد افزودنی۳. گودبرداری خاک موجود و جایگزینی آن با خاک غیر روانگرا با تراکم مناسب

۲ـ متراکم نمودن خاک‌های موجود

۱. با استفاده از غلتک‌های ارتعاشی۲. با استفاده از شمع‌های تراکمی ۳. با استفاده از تزریق تراکمی ۴. با استفاده از تراکم دینامیکی

۳ـ تغییر ماهیت خاک محل از طریق تزریق

۱. اختلاط خاک‌های موجود با مواد افزودنی از قبیل آهک، خاکسترهای آتشفشانی و سیمان

۲. مسلح نمودن خاک موجود با استفاده از ستون‌های سنگی جهت بهبود باربری و سهولت در زهکشی

۴ـ زهکشی

۱. ایجاد زهکش‌های قائم با استفاده از چاه‌های سنگی، شنی یا ماسه‌ای۲. استفاده از شمع‌کوبی جهت بهسازی و پر نمودن داخل آن با مصالح مناسب زهکشی

۳. پائین بردن سطح آب زیرزمینی توسط پمپاژ و غیر اشباع نمودن خاک مستعد روانگرایی

ب ـ کاهش خطر روانگرایی توسط روش‌های سازه‌ای:

۱. استفاده از پی‌های شبکه‌ای ۲. استفاده از پی‌های گسترده۳. استفاده از پی‌های عمیق و عبور از لایه روانگرا و اتکا به خاک و یا سنگ مناسب

فصل دوم

«پی‌های سطحی»

بخش‌هایی از سازه و خاک در تماس با سازه که انتقال بار از طریق آن بین سازه و زمین انجام می‌گیرد، پی نامیده می‌شود. از سوی دیگر می‌توان شالوده را بخش بتنی واقع در زیر ستون یا دیوار نامید که از طریق آن بار از سازه به زمین منتقل می‌شود.

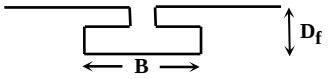
یک پی زمانی دارای عملکرد صحیح است که ۲ شرط زیر در آن برآورده شده باشد:

۱ـ خاک زیر شالوده دچار گسیختگی برشی نشود.۲ـ نشست‌های ایجاد شده بیشتر از مقادیر مجاز نباشد.

انواع پی

براساس آنچه که در مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان ایران بیان شده است می‌توان پی‌ها را به صورت زیر تقسیم‌بندی نمود:

۱ـ پی سطحی (Shallow Foundation): در این پی، نسبت $\frac{D_f}{B}$ کوچکتر یا مساوی ۳ می‌باشد.



B: عرض پی و D_f: عمق مدفون پی نسبت به خاک مجاور است.

اگر $\frac{D_f}{B} \le (۳)$ $\Rightarrow$ پی سطحی

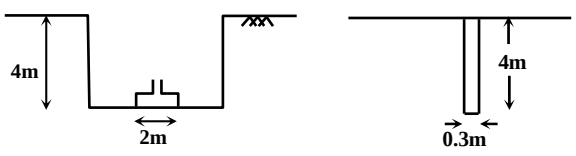
۲ـ پی نیمه عمیق (Pier Foundation): در این پی، نسبت $\frac{D_f}{B}$ بین ۳ و ۱۰ قرار دارد.

اگر $۳ < \frac{D_f}{B} < ۱۰$ $\Rightarrow$ پی نیمه‌عمیق

۳ـ پی عمیق (Deep Foundation): در این پی، نسبت $\frac{D_f}{B}$ مساوی یا بزرگتر از ۱۰ می‌باشد.

اگر $۱۰ \le \frac{D_f}{B}$ $\Rightarrow$ پی عمیق

مثال۱: براساس تقسیم‌بندی گفته شده، پی‌های زیر در چه گروهی قرار می‌گیرند؟



(الف) (ب)

پاسخ:

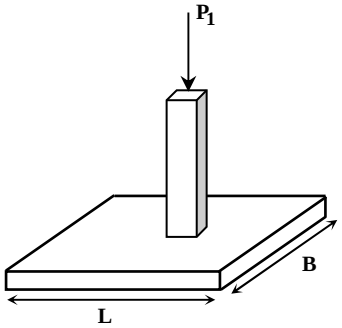
در حالت الف: پی سطحی $\Rightarrow$ $\frac{D_f}{B} = \frac{۰}{۲} = ۰$

در حالت ب: پی عمیق $\Rightarrow$ $\frac{D_f}{B} = \frac{۴}{۰/۳} > ۱۰$

توجه کنید که در حالت الف، فونداسیون روی سطح زمین قرار گرفته است و بنابراین عمق مدفون پی برابر صفر می‌باشد.

نکته۱: در صورتی‌که جنس خاک در نزدیکی سطح زمین مناسب باشد، استفاده که از پی سطحی که در عمق کم و نزدیک سطح زمین اجرا می‌شود، به لحاظ اقتصادی به صرفه‌تر است.

انواع پی‌های سطحی



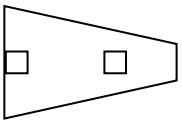
پی منفرد

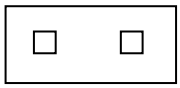
۱ـ پی‌های منفرد: به شالوده‌ای که حامل بار تنها یک ستون باشد شالوده منفرد می‌گویند. این پی‌ها معمولاً از یک دال مستطیلی، مربعی یا دایره‌ای تشکیل شده‌اند و می‌تواند شامل انواع بتنی غیرمسلح، بتن مسلح معمولی و غیره باشد.

در حالتی که نیروهای جانبی مانند زلزله وجود داشته باشد، پی‌ها توسط شناژ به یکدیگر متصل می‌شوند. شناژ باعث افزایش صلبیت جانبی می‌شود و نقش آن جلوگیری از حرکت نسبی جانبی پی‌های منفرد مجاور یکدیگر می‌باشد. شناژ به صورت کششی و بر اساس ۱۰ درصد بزرگترین بار ستون‌های مجاور طراحی می‌شود و از این رو نقشی در جلوگیری از نشست نامتقارن ندارد.

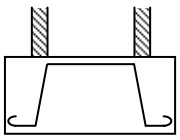
۲ـ پی‌های دو ستونی: اگر دو ستون به هم نزدیک باشند (به‌نحوی که فاصله پی‌های منفرد آن‌ها کمتر از نصف فاصله دو ستون گردد)، اقتصادی و مناسب است که از پی دو ستونی استفاده گردد. کاربرد اصلی این نوع پی در مواردی است که نمی‌توان یک ستون را به‌طور مرکزی بر روی پی منفرد قرار داد؛ مانند پی ستون‌های کناری (در نوار مرزی ساختمان در زمین‌های محدود).

پی دو ستونی می‌تواند به‌صورت مستطیلی و یا ذوزنقه‌ای باشد. این پی‌ها به نحوی طرح می‌گردند که مرکز هندسی آن‌ها بر نقطه اثر برآیند بارهای وارده منطبق باشد. راه دیگر مقابله با خروج از مرکزیت ستون کناری، اتصال آن توسط یک تیر قوی به پی داخلی مجاور می‌باشد که چنین پی‌ای را پی باسکولی می‌گویند. این‌کار ممکن است برای جلوگیری از نشست نامساوی ستون‌ها مورد توجه قرار گیرد.


پی ذوزنقه‌ای دو ستونی

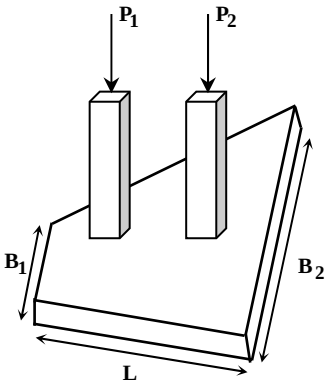

پی مستطیلی دو ستونی

در ادامه‌ی این فصل نحوه‌ی طراحی طول و عرض این نوع پی‌ها توضیح داده می‌شود.

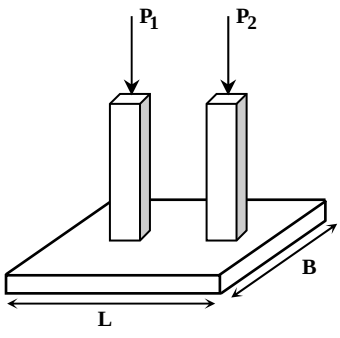


اگر پی دو ستونه صلب باشد و برآیند بار دو ستون به مرکز سطح پی منطبق گردد، در این صورت توزیع فشار در زیر پی یکنواخت خواهد شد. این مورد در تعیین طول و عرض پی‌های دو ستونه به کار می‌رود. در پی‌های دو ستونه، وسط دو ستون، پی دارای خمش منفی است و لذا باید میلگردها در بالای پی قرار گیرند ولی در زیر ستون‌ها چون لنگر خمشی مثبت است و میلگردها در پایین پی قرار می‌گیرند، از این رو تعدادی از میلگردها را می‌توان خم کرد.

توجه داشته باشید که در پی باسکولی، میلگرد بیشتر از بتن به کار می‌رود و تیر میانی باید صلب باشد و بتواند لنگر را منتقل کند، برخی مواقع، ارتفاع تیر میانی از ارتفاع پی هم بیشتر می‌شود.

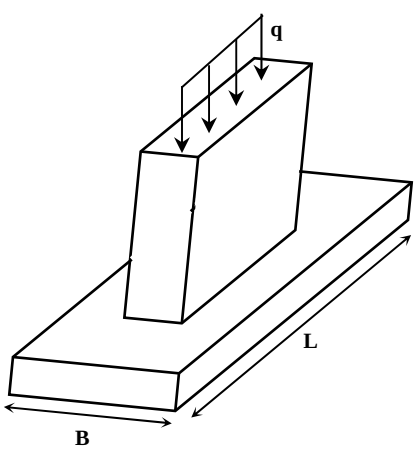


پی دو ستونه ذوزنقه‌ای

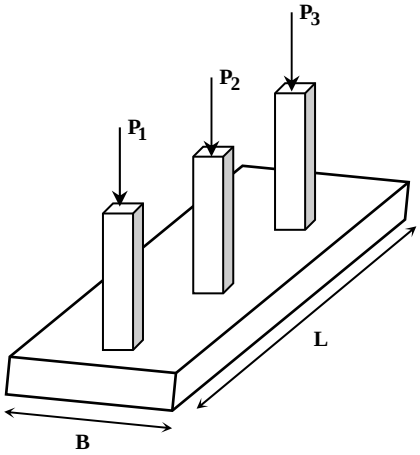


پی دو ستونه مستطیلی

۳ـ پی نواری: با اتصال پی‌های ستون‌های یک ردیف و یا برای پی زیر یک دیوار باربر، پی نواری ایجاد می‌شود که نسبت طول به عرض آن بسیار زیاد است. معمولاً پی‌هایی که در آن‌ها نسبت طول به عرض آن‌ها بزرگتر از ۴ تا ۵ باشد، به عنوان پی نواری در نظر گرفته می‌شوند. در بعضی منابع $\frac{L}{B} \geq ۱۰$ را به عنوان پی نواری در نظر گرفته‌اند.



پی نواری



پی نواری

۴ـ پی شبکه‌ای: به لحاظ اقتصادی (کاهش هزینه قالب‌بندی) گاهی مقرون به صرفه است که پی‌های یک ردیف در هم ادغام و پی به‌صورت نواری اجرا شود. چنانچه این نوارها در هر دو امتداد عمود بر هم قرار گیرند، پی شبکه‌ای به وجود می‌آید. عملکرد این پی‌ها مرکب بوده و متفاوت از عملکرد پی‌های منفردی است که توسط کلاف به یکدیگر متصل می‌شوند. به طور کلی کلاف‌ها نقشی در جلوگیری از نشست پی‌های منفرد ندارند زیرا قادر به تحمل برش و لنگر نیستند و تنها صلبیت جانبی سازه را افزایش می‌دهند.

۵ـ پی گسترده: اگر زمین زیر پی آنقدر سست باشد و بار وارده از طرف سازه به قدری زیاد باشد که سطح پوشیده شده توسط پی‌های منفرد بیش از نصف سطح زیربنا گردد، در این‌صورت استفاده از پی گسترده مقرون به صرفه است. پی گسترده شامل یک دال یکپارچه است که کلیه بارهای سازه ناشی از ستون‌ها و دیوارها را تحمل می‌کند.

این نوع پی موجب توزیع نسبتاً یکنواخت تنش و جلوگیری از تمرکز آن در زیر بارهای سنگین و موضعی می‌شود و همچنین تنش‌های وارده بر خاک را کاهش می‌دهد. لذا در کاهش نشست نامساوی بسیار مؤثر است.

در اینجا باید به این مطلب اشاره کرد که با توجه به مصرف بالای بتن و آرماتور در این نوع پی، اقتصادی بودن این گزینه باید به دقت بررسی شود.

۶ ـ پی‌های پوسته‌ای: این نوع پی‌ها، بار را به‌واسطه شکل و نه به سبب جرم و حجم خود به زمین منتقل می‌کنند و معمولاً به عنوان پی برج‌های خیلی بلند یا برج‌های خنک‌کننده به‌کار می‌روند.

مثال۲: در چه مواردی از پی گسترده استفاده می‌شود؟

۱) به منظور کاهش نشست نامساوی
۲) در صورت وجود بارهای سنگین و موضعی
۳) در صورت سست بودن خاک زیر پی
۴) تمامی موارد فوق

☑ **پاسخ:** گزینه «۴» در تمامی موارد اشاره شده از پی گسترده استفاده می‌شود.

مثال۳: کدام‌یک از دلایل زیر باعث استفاده از پی گسترده می‌شود؟

۱) کاهش نشست کل و نشست نامتقارن
۲) کاهش تنش وارده از سازه به خاک زیر آن
۳) کاهش تنش وارده و کاهش نشست نامتقارن
۴) موارد ۱و ۲

☑ **پاسخ:** گزینه «۴»

مثال۴: نقش کلاف (شناژ) در پی‌های منفرد چیست؟

۱) جلوگیری از نشست نامتقارن پی‌ها
۲) کنترل برش
۳) کنترل خمش
۴) جلوگیری از حرکت نسبی جانبی پی‌های مجاور

☑ **پاسخ:** گزینه «۴» شناژ در پی‌های منفرد نقش جلوگیری از حرکت جانبی نسبی پی‌های مجاور یکدیگر را بر عهده دارد.

مثال۵: در مورد شناژ کدام گزینه صحیح است؟

۱) شناژ عضوی خمشی بوده و برای مقابله با نشست نامتقارن کاربرد دارد.

۲) شناژ عضوی فشاری بوده و برای کاهش فشارهای وارده از طرف سازه به خاک کاربرد دارد.

۳) شناژ عضوی کششی بوده و براساس ۱۰ درصد بار بزرگترین ستون مجاور طراحی می‌شود.

۴) شناژ عضوی کششی بوده و براساس ۵ درصد بزرگترین بار ستون‌های مجاور طراحی می‌شود.

☑ **پاسخ:** گزینه «۳»

ملاحظات عمق یخبندان در پی‌سازی

یخبندان در مناطقی رخ می‌دهد که آب در خاک وجود داشته باشد و لایه‌های سطحی در مجاورت دمای انجماد قرار گیرند. وقوع یخزدگی در خاک، تورم و بالا آمدن سطح زمین را به دنبال دارد که در عمل باید کف پی را در زیر عمق یخبندان قرار داد.

پدیده ذوب یخ موجب تغییر ظرفیت باربری خاک می‌گردد. وقتی که آب یخ می‌بندد، حجم آن افزایش می‌یابد و معمولاً افزایش حجم یخزدگی آب در حدود ۱۰% بوده و برای خاکی با درجه پوکی حدود ۴۰%، تورمی به میزان ۴% در اثر یخزدگی را موجب می‌شود. این پدیده ممکن است جابه‌جایی سطح زمین تا حدود ۵۰mm (۲ اینچ) را به دنبال داشته باشد. اگرچه چنین مقدار تورمی قابل توجه است ولی نسبتاً یکنواخت بوده و معمولاً خسارات کمی را به‌دنبال دارد. در حالت بالا بودن سطح آب زیرزمینی و در نتیجه عمل مویینگی، آب به ناحیه یخبندان وارد شده و در نتیجه سردی هوا لنزهای یخی تشکیل می‌شود که این پدیده ممکن است مقدار تورمی حتی تا ۳۰۰mm (۱ فوت) و به‌صورت غیریکنواخت را به‌دنبال داشته باشد. وقوع این پدیده می‌تواند خسارات جدی به سازه‌ها و روسازی‌ها وارد کند. بدترین وضعیت در بهار اتفاق می‌افتد که با گرم شدن هوا، یخ‌ها در سطح زمین ذوب می‌شوند. آب بجا مانده در خاک در نتیجه ذوب یخ، بیش از مقداری است که در حالت اولیه در آن وجود داشته و با وجود لنزهای یخی در عمق‌های پایین‌تر، امکان زهکشی فراهم نبوده و حالت کاملاً اشباع در خاک به وجود می‌آید که باعث افت شدید ظرفیت باربری می‌شود. این وضعیت موجب صدمه جدی به روسازی راه‌ها و باند فرودگاه‌ها و پی‌های سطحی می‌شود. زمانی‌که همه یخ‌ها ذوب شد، آب اضافی زهکشی شده و تا حدودی مقاومت خاک بازیافت می‌شود.

خاک‌های با چسبندگی کم که دارای درصد زیادی ذرات هم‌اندازه لای باشند، مستعد یخزدگی‌اند. خاک‌های عمده مستعد یخزدگی عبارتند از لای‌های با خاصیت خمیری کم و زیاد (ML, MH)، ماسه لای‌دار (SM) و نیز رس‌های با خاصیت خمیری کم $(ML-CL, CL)$. در شن‌های تمیز (GW) به دلیل ارتفاع کم مویینگی و نیز رس‌ها به‌دلیل نفوذپذیری پایین و انتقال مقدار کم آب، نسبت به دیگر خاک‌ها کمتر در معرض یخزدگی هستند.

عمق یخزدگی در خاک‌ها به عوامل متعددی بستگی دارد؛ مانند دمای هوای زیر صفر و مدت زمان استمرار دمای زیر صفر، پوشش زمین، رسانایی گرمایی خاک، نفوذپذیری خاک و درصد رطوبت. جهت مقابله با آثار یخزدگی می‌توان اقدامات زیر را انجام داد:

۱ـ تعویض خاک‌های مستعد یخزدگی با خاک‌های غیرحساس به یخزدگی مثل: ماسه‌های متوسط تا درشت تمیز و شن‌های تمیز (البته اگر این مصالح در دسترس باشند).

۲ـ تزریق آهک یا سیمان در خاک و کاهش نفوذپذیری

۳ـ محدود نمودن اندرکنش سطح آب زیرزمینی و محدوده یخبندان با عواملی چون زهکشی یا ایجاد لایه نفوذناپذیر مثل رس یا آسفالت

۴ـ استفاده از یک لایه مواد عایق حرارت در سطح، مثل فوم

۵ـ کاربرد روش مرسوم: استقرار کف پی در پایین‌تر از عمق یخبندان

تغییرات عمق یخبندان نسبت به درجه حرارت (رهایی، ۱۳۷۷)

حداقل درجه حرارت	$t > -5°c$	$-5°c \geq t > -10°c$	$t \leq -10°c$
حداقل عمق یخبندان (سانتی‌متر)	۶۰	۸۰	۱۰۰

مثال۶: یخبندان در چه مناطقی رخ می‌دهد؟

۱) زمانی که آب در خاک وجود داشته باشد.

۲) زمانی که لایه‌های سطحی در مجاورت دمای انجماد قرار گیرد.

۳) زمانی که ذوب یخ وجود داشته باشد.

۴) موارد ۱ و ۲

☑ **پاسخ:** گزینه «۴» در مواردی که آب در خاک وجود داشته و لایه‌های سطحی در مجاورت دمای انجماد قرار گیرند، احتمال یخبندان وجود دارد.

مثال۷: کدام‌یک از خاک‌های زیر در معرض خطر یخ‌زدگی قرار ندارند؟

۱) CL ۲) MH ۳) SM ۴) GW

☑ **پاسخ:** گزینه «۴» خاک‌های شنی به علت ارتفاع کم موئینگی، کمتر در معرض خطر یخ‌زدگی هستند.

مثال۸: کدام‌یک از خاک‌های زیر در معرض یخ‌زدگی قرار دارند؟

۱) ML-CL ۲) MH و ML ۳) CH ۴) موارد ۱و ۲

☑ **پاسخ:** گزینه «۴» خاک رس به علت نفوذپذیری کمی که دارد نسبت به پدیده یخ‌زدگی در معرض خطر کمتری قرار دارد.

مثال۹: عمق یخ‌زدگی بستگی به چه عواملی دارد؟

۱) دمای هوای زیر صفر و مدت زمان استمرار آن
۲) نفوذپذیری و درصد رطوبت خاک
۳) پوشش زمین و رسانایی گرمایی خاک
۴) همه موارد

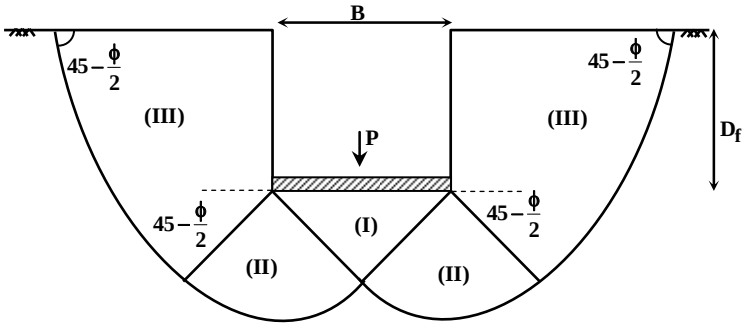
☑ **پاسخ:** گزینه «۴» یخ‌زدگی به تمامی موارد اشاره شده بستگی دارد.

مثال۱۰: کدام‌یک از راهکارهای زیر به منظور مقابله با آثار یخ‌زدگی در نظرگرفته نمی شود؟

۱) تعویض خاک‌های مستعد یخ‌زدگی
۲) کاهش نفوذپذیری خاک
۳) استفاده از مواد عایق حرارت در سطح
۴) استقرار بالای پی در پایین‌تر از تراز عمق یخبندان

☑ **پاسخ:** گزینه «۴» به منظور مقابله با یخبندان، کف پی پایین‌تر از تراز عمق یخبندان مستقر می‌گردد.

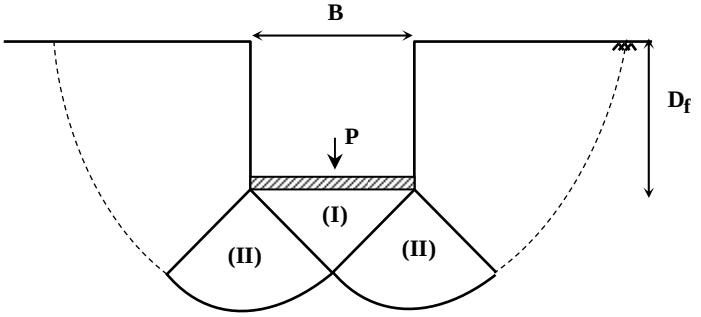
انواع گسیختگی برشی خاک زیر پی



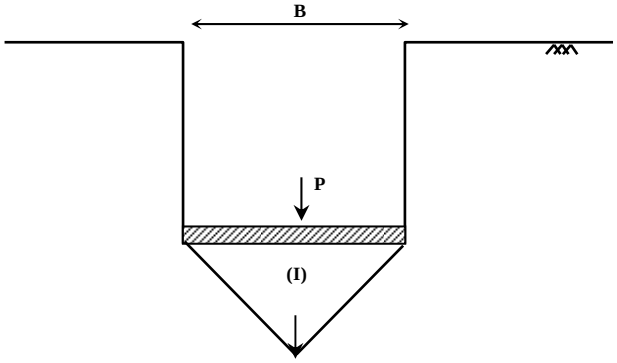
در صورتی‌که خاک زیر پی از نوع رس سفت یا ماسه متراکم باشد، گسیختگی پی منفرد از نوع **گسیختگی برشی کلی** خواهد بود. در این وضعیت، سطح گسیختگی تا سطح خاک اطراف پی گسترش پیدا می‌کند و در نتیجه برآمدن خاک اطراف پی، پی دچار ناپایداری می‌گردد. این نوع گسیختگی به‌صورت ناگهانی انجام می‌شود.

در خاک‌های نیمه‌سست یا نیمه متراکم، **گسیختگی برشی موضعی** صورت می‌گیرد که در آن، خاک به‌طور سریع و ناگهانی دچار گسیختگی نمی‌شود و همچنین سطح گسیختگی تا سطح زمین امتداد نخواهد یافت.

ابتدا گوه گسیختگی مثلثی شکل I تشکیل می‌شود، سپس ناحیه منحنی شکل II در اطراف گوه مثلثی شکل ایجاد می‌شود که تقریباً یک ناحیه انتقالی است و در ادامه ناحیه III که ناحیه مقاوم (رانکین) نامیده می‌شود، تشکیل می‌گردد. این نوع گسیختگی، عمومی‌ترین حالت گسیختگی است که در ادامه مطالب به آن پرداخته می‌شود. در این حالت، تنها نواحی I و II تشکیل می‌شود.



در خاک‌های رسی نرم و خاک‌های ماسه‌ای سست، گسیختگی سوراخ‌کننده (پانچ) رخ می‌دهد که در این وضعیت پی و گوه خاک زیر آن در خاک فرو می‌روند.



به عبارت دیگر پس از تشکیل ناحیه مثلثی شکل I، خاک زیر پی سوراخ می‌شود و نواحی II و III تشکیل نمی‌شود، یعنی این نواحی در برابر سوراخ شدن خاک توسط پی از خود مقاومتی نشان نمی‌دهند.

توجه کنید با متراکم شدن خاک، گسیختگی از سوراخ‌کننده به سمت گسیختگی برشی موضعی و سرانجام گسیختگی برشی کلی تغییر می‌یابد.

معمولاً در زمین‌هایی که گسیختگی موضعی دارند پی‌سازی صورت نمی‌گیرد، به جز زمانی که اجباری در آن وجود داشته باشد که در این صورت باید بر روی پارامترهای مقاومت برشی خاک اصلاحات مقابل صورت گیرد:

$$c' = \frac{2}{3}c \qquad \phi' = \tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\phi)$$

گسیختگی سوراخ کننده در زمین‌های بسیار سست که وضعیتی مشابه لجن دارند رخ می‌دهد. در چنین زمین‌هایی نشست بسیار زیاد است و روی آن‌ها پی ساخته نمی‌شود مگر آن که به وسیله پی‌های عمیق (شمع‌ها)، بار از این لایه‌های سست به لایه‌های محکم زیرین انتقال داده شود یا توسط عملیات تراکم، دانسیته نسبی و تراکم خاک افزایش یابد.

در گسیختگی کلی، تحمل نهایی خاک با کمی نشست فعال می‌شود؛ ولی در گسیختگی موضعی، این تحمل و باربری با نشست بیشتر فعال می‌گردد.

برای پی‌های عمیق عموما برای انواع خاک‌ها، وقوع گسیختگی از نوع سوراخ‌کننده بیشتر احتمال دارد.

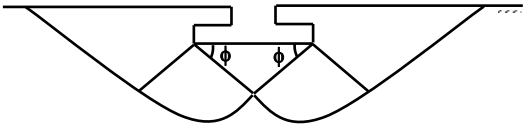
روابط ارائه شده توسط ترزاقی برای پی‌های سطحی در حالت گسیختگی کلی به صورت زیر است:

$q_{ult} = cN_c + \bar{q}N_q + ۰/۵\gamma BN_\gamma$	پی نواری
$q_{ult} = ۱/۳cN_c + \bar{q}N_q + ۰/۴\gamma BN_\gamma$	پی مربعی
$q_{ult} = ۱/۳cN_c + \bar{q}N_q + ۰/۳\gamma BN_\gamma$	پی دایره‌ای
$q_{ult} = (۱+۰/۳\frac{B}{L})cN_c + \bar{q}N_q + ۰/۵\gamma(۱-۰/۲\frac{B}{L})BN_\gamma$	پی مستطیلی

در روابط بالا، q_{ult} حداکثر تنش قابل تحمل در خاک زیر پی است که در این شرایط، خاک در آستانه گسیختگی قرار دارد.

برای حالت وقوع گسیختگی از نوع موضعی و سوراخ‌کننده، ترزاقی پیشنهاد کرده است که در روابط فوق به جای c' و ϕ' از مقادیر $\frac{2}{3}c'$ و $\tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\phi')$ استفاده شود.

از مقاومت برشی خاک بالای تراز کف پی صرف‌نظر کرد و آن را به عنوان سربار در نظر گرفت. همچنین میرهوف در تکمیل رابطه ترزاقی، مقاومت برشی خاک بالای تراز کف پی را با فرض ادامه خط گسیختگی تا سطح زمین در نظرگرفت.



وسیک و هنسن علاوه بر اصلاحات میرهوف و لحاظ کردن انواع شکل‌های پی، آثار شیب پی و شیب زمین را نیز در روابط وارد نمودند.

با افزایش چسبندگی خاک، ظرفیت باربری خاک افزایش می‌یابد. تغییرات ضرایب ظرفیت باربری N_c، N_q و N_γ با زاویه اصطکاک داخلی خاک به‌صورت افزایشی بوده و بنابراین با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، ظرفیت باربری خاک زیر پی افزایش خواهد یافت. افزایش عمق پی باعث افزایش جمله سربار و در نتیجه افزایش ظرفیت باربری خاک زیر پی می‌گردد.

مدرسان شریف

فصل سوم

«فشار جانبی خاک»

مقدمه

مسائل مربوط به گودبرداری‌ها و طراحی دیوارهای حائل در بخش فشار جانبی خاک مورد بررسی قرار می‌گیرد. در حقیقت فشار جانبی خاک، بارگذاری مربوط به دیوارهای حائل را مشخص می‌کند. بسته به وضعیت حرکت دیوار نسبت به خاک پشت آن ۳ حالت مختلف وجود دارد:

الف ـ فشار جانبی در حالت سکون (at Rest) ، ب ـ فشار جانبی در حالت محرک (Active) ، ج ـ فشار جانبی در حالت مقاوم (Passive)

نکته۱: در حالت سکون، دیوار و خاک پشت آن نسبت به یکدیگر حرکتی ندارند یا دیوار حائل به نحوی مهار شده است که از تغییر مکان افقی یا دوران آن جلوگیری شده است. در این وضعیت ضریب فشار جانبی خاک با $k_\circ$ نشان داده می‌شود.

ضریب فشار جانبی حالت سکون در خاک‌های مختلف

مقدار $k_\circ$ در خاکهای مختلف به صورت زیر تعیین می‌شود:

۱ـ خاک دانه‌ای (ماسه) با تراکم عادی

$$k_\circ = ۱ - \sin\phi'$$

۲ـ خاک دانه‌ای (ماسه) متراکم

$$k_\circ = ۱ - \sin\phi' + ۵/۵\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d\min}} - ۱\right)$$

۳ـ رس عادی تحکیم یافته (NC)

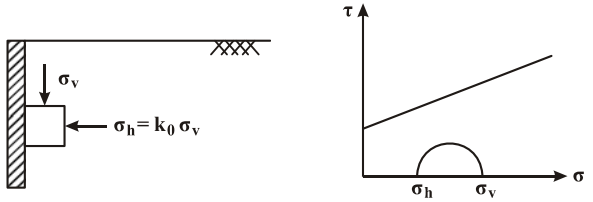
$$\begin{cases} k_\circ = ۰/۹۵ - \sin\phi' \\ \quad \text{یا} \\ k_\circ = ۰/۴ + ۰/۰۰۷(PI) & ۰ \le PI < ۴۰ \\ k_\circ = ۰/۶۴ + ۰/۰۰۱(PI) & PI \ge ۴۰ \end{cases}$$

۴ـ رس بیش تحکیم یافته

$$k_{\circ(OC)} = k_{\circ(NC)}\sqrt{OCR}$$

یادآوری: OCR نسبت بیش تحکیمی (Over Consolidation Ratio) می‌باشد. در خاک رس عادی تحکیم یافته $OCR = ۱$ و در خاکهای پیش تحکیم یافته $OCR > ۱$ می‌باشد و با بیش تحکیم یافته‌تر شدن خاک، OCR از عدد یک فاصله بیشتری خواهد گرفت.

توجه شود در حالت سکون، فاصله بین تنش‌های قائم و افقی خاک پشت دیوار کم است، بر این اساس دایره موهر مربوط به المان خاک کوچک می‌باشد و به خط گسیختگی موهر ـ کولمب نمی‌رسد. بنابراین خاک گسیخته نشده و لغزشی در آن ایجاد نمی‌شود.



به نکات زیر در مورد ضریب رانش سکون دقت شود:

۱ـ ضریب رانش سکون $(k_\circ)$ با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک کاهش می‌یابد.

۲ـ در خاکهای رسی هر چه خاصیت خمیری خاک **(PI)** و یا درجه تحکیم خاک **(OCR)** بیشتر باشد، $k_\circ$ نیز افزایش می‌یابد.

۳ـ در ماسه‌های غیر متراکم و در رس‌های عادی تحکیم یافته، $k_\circ$ همواره کوچکتر از ۱ است. اما در ماسه‌های با تراکم بالا و رس‌های بیش تحکیم یافته ممکن است $k_\circ$ از ۱ بیشتر شود.

مثال۱: ضریب رانش افقی نمونه خاکی از رس با زاویه اصطکاک ۳۰° درجه در کدام حالت بزرگتر از یک می‌باشد؟

الف ـ اگر بیش تحکیم یافته با $OCR \geq 2$ باشد. **ب ـ اگر بیش تحکیم یافته با $OCR \geq 9$ باشد.**

☑ **پاسخ:** ضریب رانش افقی خاک رس عادی تحکیم یافته از رابطه روبرو به دست می‌آید: $k_{\circ(NC)} = 0/95 - \sin\phi' = 0/95 - \sin 30 = 0/45$

ضریب رانش افقی خاک رس بیش تحکیم یافته برابر است با: $k_{\circ(OC)} = k_{\circ(NC)}\sqrt{OCR}$

در حالت الف داریم: $OCR = 2 \rightarrow k_{\circ(OC)} = 0/45 \times \sqrt{2} = 0/64$

در حالت ب داریم: $OCR = 9 \rightarrow k_{\circ(OC)} = 0/45 \times \sqrt{9} = 1/35$

بنابراین مشاهده می‌شود در این نمونه خاک رس در حالتی که $OCR \geq 9$ باشد، ضریب رانش افقی $(k_\circ)$ از یک بیشتر خواهد بود.

◆ ◆ ◆ ◆

مثال۲: $k_\circ$ خاک براساس تئوری الاستیسیته در صورتی که رفتار لایه خاک، الاستیک در نظر گرفته شود را محاسبه کنید.

☑ **پاسخ:** طبق قانون هوک، کرنش افقی در راستای x برابر است با: $\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu\frac{\sigma_y}{E} - \nu\frac{\sigma_z}{E}$

در صورتی که خاک در حالت سکون قرار داشته باشد، داریم:

$$\varepsilon_x = 0 \qquad \sigma_x = \sigma_h \qquad \sigma_y = \sigma_h \qquad \sigma_z = \sigma_v$$

بنابراین داریم: $\varepsilon_x = 0 = \frac{\sigma_h}{E} - \nu\frac{\sigma_h}{E} - \nu\frac{\sigma_v}{E} \Rightarrow \sigma_h = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)\sigma_v$

با توجه به رابطه $\sigma_h = k_\circ\sigma_v$ می‌توان گفت که: $k_\circ = \frac{\nu}{1-\nu}$

تنش افقی خاک در حالت سکون

در حالتی که دیوار نسبت به خاک پشت دیوار تقریباً هیچ حرکتی ندارد، می‌توان خاک را در حالت سکون در نظر گرفت. مثالی از این حالت می‌تواند دیوارهای زیرزمین باشد که انتهای آنها به سقف متکی هستند.

تنش افقی کل وارد بر دیوار از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\boxed{\sigma_h = k_\circ\sigma'_v + u}$$

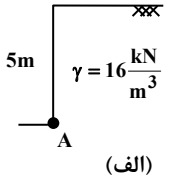
در این رابطه، σ_h: تنش افقی کل ؛ σ'_v: تنش مؤثر قائم ؛ $k_\circ$: ضریب فشار جانبی حالت سکون و u : فشار آب حفره‌ای می‌باشد.

یادآوری: از آنجا که فشار آب حفره‌ای همواره عمود بر سطح عمل می‌کند، بنابراین u بر روی دیوار قائم به صورت افقی عمل می‌کند، در نتیجه نیازی به ضریب فشار جانبی نمی‌باشد. به عبارت دیگر از آنجا که فشار آب در تمام جهات یکسان است، ضریب فشار جانبی برای آب برابر یک می‌باشد.

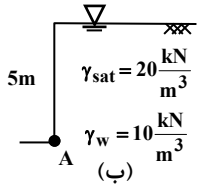
کل فشاور جانبی وارد بر دیوار حائل ناشی از عوامل زیر است:

الف ـ فشار ناشی از تنش مؤثر در اثر وزن خاک $(k_\circ\gamma' H)$ ب ـ فشار ناشی از فشار هیدروستاتیک $(\gamma_\omega H)$ پ ـ فشار ناشی از فشار سربار $(k_\circ q)$

مثال۳: اگر ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون برابر ۰/۵ باشد، تنش افقی در ارتفاع دیوار برای ۲ حالت زیر چقدر است؟



(الف)



(ب)

الف) $\sigma_h = \sigma'_v k_\circ = (۵\times۱۶)\times ۰/۵ = ۴۰\frac{kN}{m^۲}$

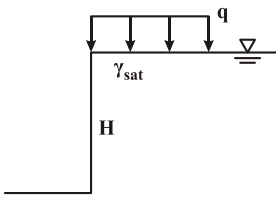
ب) $\sigma_h = k_\circ\sigma'_v + u = ۰/۵\times[(۲۰-۱۰)\times۵]+۵\times۱۰ = ۰/۵\times۵۰+۵۰ = ۲۵+۵۰ = ۷۵\frac{kN}{m^۲}$

مشاهده می‌شود که در حالت (الف) که نشان دهنده حالت خشک می‌باشد، تنش افقی مؤثر و کل با یکدیگر برابر است و در حالت (ب) که حالت اشباع را نشان می‌دهد، تنش افقی مؤثر $(k_\circ\sigma'_v)$ با فشار آب حفره‌ای (u) جمع می‌شود تا تنش افقی کل به دست آید.

نیروی افقی وارد بر واحد طول دیوار در حالت سکون

برای محاسبه نیروی افقی کافی است سطح زیر نمودار تنش محاسبه گردد.

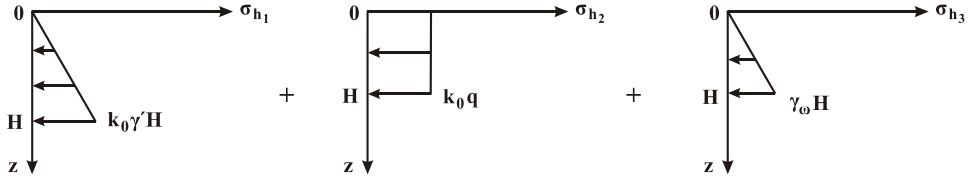
فرض کنید که در این حالت سطح آب بر سطح زمین منطبق است و سربار نیز در سطح زمین اعمال شده است.



$$\sigma_h = \sigma_{h_۱} + \sigma_{h_۲} + \sigma_{h_۳} = k_\circ\sigma'_v + k_\circ q + \gamma_\omega H = k_\circ(\gamma' H) + k_\circ q + \gamma_\omega H$$

که $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_\omega$ وزن مخصوص غوطه‌وری خاک است.

کل نیروی افقی وارد بر دیوار شامل سطح زیر نمودار تنش است.



$$P = P_۱ + P_۲ + P_۳ = \frac{۱}{۲}(H)(k_\circ\gamma' H) + (H)(k_\circ q) + \frac{۱}{۲}(H)(\gamma_\omega H)$$

$$P = \frac{۱}{۲}k_\circ\gamma' H^۲ + k_\circ qH + \frac{۱}{۲}\gamma_\omega H^۲$$

توجه شود در حالتی که دیوار حائل نیز وجود نداشته باشد، شرایط سکون بر لایه خاک معمولی حاکم خواهد بود. به عبارت دیگر، تنش‌های افقی براساس حالت سکون و با استفاده از ضریب فشار جانبی حالت سکون $(k_\circ)$ محاسبه می‌شوند. همچنین در آزمایش تحکیم یک بعدی نیز، به دلیل وجود حلقه صلب فلزی دور تا دور نمونه، از تغییر شکل جانبی نمونه رس جلوگیری می‌شود، بنابراین در این حالت نیز وضعیت خاک در حالت سکون در نظر گرفته می‌شود. بر این اساس تنش کل افقی وارد بر نمونه از رابطه مقابل به دست می‌آید: $\sigma_h = k_\circ\sigma'_v + u$

مثال۴: در مثال ۳ برای حالت (الف) و (ب) نیروی افقی وارد بر واحد طول دیوار را به دست آورید.

☑ **پاسخ:** حالت الف:

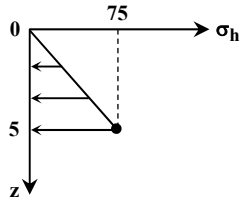
$$\underline{z=۰}\rightarrow\sigma'_v = \gamma H = ۰$$

$$\underline{z=۵m}\rightarrow\sigma'_v = \gamma H = ۱۶\times۵ = ۸۰\frac{kN}{m^۳}\rightarrow\sigma_h = k_\circ\sigma'_v = ۰/۵\times۸۰ = ۴۰\frac{kN}{m^۲}$$

$$P_h = \text{سطح زیر نمودار تنش} = \frac{۱}{۲}\times\text{ارتفاع}\times\text{قاعده} = \frac{۱}{۲}H(\gamma H k_\circ) = \frac{۱}{۲}\gamma H^۲ k_\circ = \frac{۱}{۲}\times۱۶\times۵^۲\times۰/۵ = ۱۰۰\frac{kN}{m}$$

توجه شود که P_h که در این حالت به دست آمده است، نیرو در واحد طول دیوار است لذا واحد آن $\frac{kN}{m}$ می‌باشد.

حالت ب:



$$\underline{z=۰}\ :\ \sigma'_v = ۰\quad ,u = ۰\Rightarrow\sigma_h = ۰$$

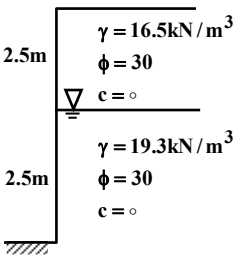
$$\underline{z=۵m}\ :\ \sigma'_v = ۵\times(۲۰-۱۰) = ۵۰\frac{kN}{m^۲}\ ,\ u = ۵\times۱۰ = ۵۰\frac{kN}{m^۲}$$

$$\Rightarrow\sigma_h = k_\circ\sigma'_v + u = ۰/۵\times۵۰+۵۰ = ۷۵\frac{kN}{m^۲}$$

P_h = سطح زیر نمودار تنش= نیروی وارد بر واحد طول دیوار $= \frac{1}{2}H(k_\circ\sigma'_v + u) = \frac{1}{2}H(k_\circ\sigma'_v + \gamma_w H) = \frac{1}{2}k_\circ\gamma' H^2 + \frac{1}{2}\gamma_w H^2$

$$= \frac{1}{2}\times 0/5\times(20-10)\times 5^2 + \frac{1}{2}\times 10\times 5^2 = 187/5\ \frac{kN}{m}$$

مثال۵: در دیوار نشان داده شده در شکل زیر نیروی جانبی خاک در حالت سکون در واحد طول دیوار را به دست آورید.



پاسخ : چون خاک دانه‌ای است بنابراین داریم:

$$k_\circ = 1-\sin\phi = 1-\sin 30^\circ = 1-0/5 = 0/5$$

در ارتفاع‌های مختلف فشار جانبی خاک را محاسبه می‌کنیم:

$\underline{z=\circ}$: $\sigma'_v = \circ$, $u = \circ$ $\Rightarrow \sigma_h = \circ$

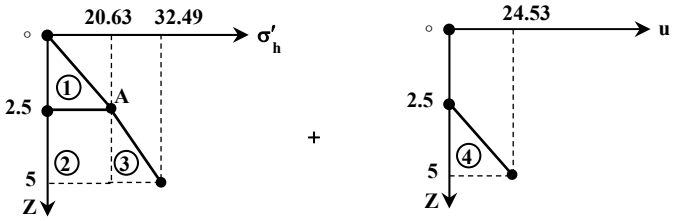
$\underline{z=2/5m}$: $\sigma'_v = 16/5\times 2/5 = 41/25\frac{kN}{m^2}$, $u = \circ$

$$\sigma'_h = k_\circ\sigma'_v = \circ/5\times 41/25 = 20/63\ \frac{kN}{m^2}$$

$\underline{z=5m}$: $\sigma'_v = 2/5\times 16/5 + 2/5\times(19/3-9/81) = 64/98\frac{kN}{m^2}$

$$u = 2/5\times 9/81 = 24/53\frac{kN}{m^2} \quad ; \quad \sigma'_h = k_\circ\sigma'_v = \circ/5\times 64/98 = 32/49\ \frac{kN}{m^2}$$

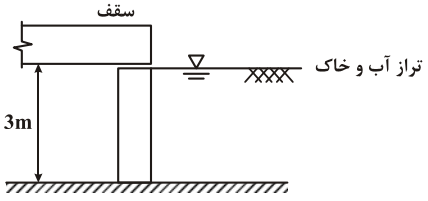
در اینجا برای سادگی مقادیر فشار آب حفره‌ای جداگانه حساب شده و در نموداری جدا رسم شده و در نهایت نیروی وارد بر واحد طول دیوار محاسبه می‌گردد:



مقدار نیروی وارد بر واحد طول دیوار مجموع سطوح (۱) تا (۴) می‌باشد:

$$P_a = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 = \frac{1}{2}\times 2/5\times 20/63 + 20/63\times 2/5 + \frac{1}{2}\times 2/5\times(32/49-20/63) + \frac{1}{2}\times 2/5\times 24/53 = 122/85\frac{kN}{m}$$

مثال۶: دیوار حائل در زیرزمین یک بنا استفاده شده است. بالای دیوار به سقف تکیه دارد. فشار جانبی در پای دیوار چند کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع است؟ $k_a = 0/33$ ، $k_\circ = 0/5$ ، $\gamma = 2\frac{gr}{cm^3}$



۱) ۰/۴۵

۲) ۰/۶

۳) ۰/۴

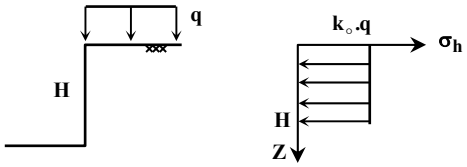
۴) ۰/۲

پاسخ: گزینه «۱» از آنجا که بالای دیوار به سقف تکیه دارد لذا خاک در حالت سکون قرار دارد.

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = k_\circ\sigma'_v + \gamma_\omega H$$

$$\sigma_h = \circ/5(\gamma_{sat}-\gamma_\omega)H + \gamma_\omega H = \circ/5(2-1)\times 300 + 1\times 300 = 450\frac{gr}{cm^2} = \circ/45\frac{kg}{cm^2}$$

فشار جانبی ناشی از سربار



فشار جانبی ناشی از سربار q در ارتفاع دیوار ثابت است و توزیع آن به صورت مستطیلی است. مقدار این فشار برابر است با:

$$\sigma_h = k_\circ q$$

نیروی کل ناشی از فشار جانبی برابر با مساحت مستطیل می‌شود، بنابراین داریم:

$$P = \text{عرض} \times \text{طول} = H(k_\circ q) = k_\circ qH$$

محل برآیند اثر این نیرو بر دیوار در ارتفاع $\frac{H}{۲}$ از دیوار قرار دارد.

نکته۲: همان‌طور که مشاهده می‌شود فشار جانبی در هر نقطه مجموع ۳ قسمت زیر است:

الف ـ فشار جانبی ناشی از وزن خاک ، ب ـ فشار جانبی ناشی از وزن سربار ، ج ـ فشار جانبی ناشی از فشار آب حفره‌ای

یادآوری: در محاسبه تنش مؤثر، اگر سطح آب زیرزمینی باعث اشباع شدن خاک شود از وزن مخصوص غوطه وری $(\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w)$ استفاده می‌گردد. در شرایط غیر اشباع از وزن مخصوص طبیعی خاک استفاده می‌شود.

به این نکات توجه داشته باشید:

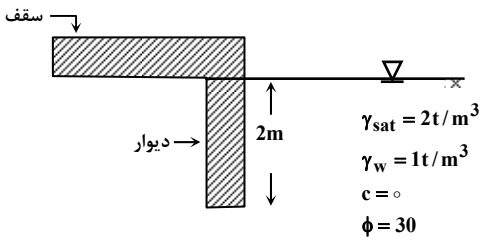
۱ـ اگر سطح آب زیر زمینی در ۲ طرف دیوار بالا بیاید (به مقدار یکسان) از اثر فشار آب بر دیوار صرف‌نظر می‌شود.

۲ـ فشار جانبی ناشی از وزن خاک در هر عمق، به تنش مؤثر در آن نقطه بستگی دارد. توزیع فشار در ارتفاع دیوار به صورت خطی و مثلثی شکل می‌باشد.

۳ـ توزیع فشار آب حفره‌ای در ارتفاع دیوار نیز به صورت خطی و مثلثی شکل می‌باشد. مجدداً یادآوری می‌شود که فشار هیدروستاتیک آب در تمامی جهت‌ها یکسان می‌باشد.

۴ـ در حالتی که دیوار به سقف زیرزمین متصل باشد، شرایط فشار جانبی سکون برقرار می‌باشد و از ضریب $k_\circ$ در محاسبه فشار جانبی خاک استفاده می‌شود.

مثال۷: دیوار حائل صلب شکل زیر برای زیرزمین ساختمانی احداث می‌گردد. در صورتی که بالای دیوار به سقف متصل باشد، مقدار نیروی جانبی وارد بر دیوار را به دست آورید.



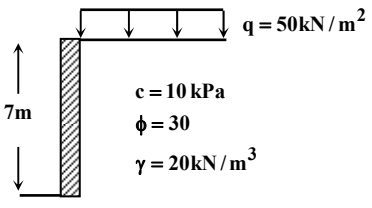
☑ پاسخ :

$$k_\circ = ۱ - \sin\phi = ۱ - \sin ۳۰^\circ = ۱ - ۰/۵ = ۰/۵$$

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = k_\circ \sigma'_v + u = k_\circ(\gamma' H) + \gamma_w H = ۰/۵ \times [(۲-۱)\times ۲] + ۱ \times ۲ = ۱ + ۲ = ۳\frac{t}{m^۲} \qquad P_h = \frac{۱}{۲}\sigma_h H = \frac{۱}{۲} \times ۳ \times ۲ = ۳\frac{t}{m}$$

◆ ◆ ◆ ◆

مثال۸: در شکل زیر دیوار نگهبان در برابر هرگونه حرکت جانبی به طور کامل مقید شده است. تنش جانبی وارد بر دیوار در عمق ۳ متری دیوار را به دست آورید.



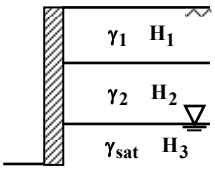
☑ پاسخ :

$$k_\circ = ۱ - \sin\phi = ۱ - \sin ۳۰^\circ = ۱ - ۰/۵ = ۰/۵$$

$$\sigma_h = k_\circ[q + \sigma'_v] = ۰/۵[۵۰ + ۲۰ \times ۳] = ۵۵kPa$$

◆ ◆ ◆ ◆

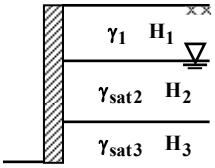
مثال۹: فشار جانبی خاک در پایین دیوار حائل در صورتی که دیوار هیچ گونه تغییر شکلی اعم از دوران یا انتقال نداشته باشد را محاسبه کنید. مقادیر زاویه اصطکاک را در هر ۳ لایه یکسان در نظر بگیرید.



☑ پاسخ :

$$\sigma_h = k_\circ(\gamma_۱ H_۱ + \gamma_۲ H_۲ + (\gamma_{sat} - \gamma_w)H_۳) + \gamma_w H_۳$$

مثال۱۰: در صورتی که سطح آب زیر زمینی در مسأله قبل به صورت نشان داده شده در شکل، بالا بیاید فشار جانبی خاک را به دست آورید.



☑ **پاسخ :**

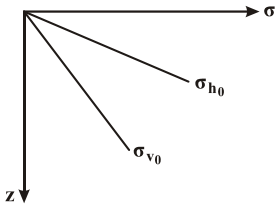
$$\sigma_h = k_\circ\left[\gamma_1 H_1 + (\gamma_{sat2} - \gamma_w)H_2 + (\gamma_{sat3} - \gamma_w)H_3\right] + (H_2 + H_3)\gamma_w$$

مثال۱۱: نیروی جانبی کل وارد بر دیوار متناسب است با:

۱) مجذور عمق ترک نخورده خاک
۲) مجذور عمق ترک خورده خاک
۳) مجذور عمق خاک
۴) بسته به شرایط می‌تواند هر یک از سه مورد باشد.

☑ **پاسخ:** گزینه «۳» از آنجا که $P_\circ = \frac{1}{2}k_\circ\gamma H^2$ می‌باشد، لذا نیروی جانبی کل وارد بر دیوار متناسب با مجذور عمق خاک است.

مثال۱۲: نمودارهای زیر برای کدام‌یک از خاک‌ها می‌باشند؟ $\sigma_{v_\circ}$ نشان‌دهنده تنش قائم و $\sigma_{h_\circ}$ تنش افقی در حالت سکون می‌باشد.



۱) ماسه سست
۲) ماسه نیمه متراکم
۳) رس عادی تحکیم یافته
۴) رس بیش تحکیم یافته

☑ **پاسخ:** گزینه «۴» همانطور که از نمودار پیداست، داریم:

$$\sigma_{h_\circ} > \sigma_{v_\circ} \Rightarrow k_\circ\sigma_{v_\circ} > \sigma_{v_\circ} \Rightarrow k_\circ > 1$$

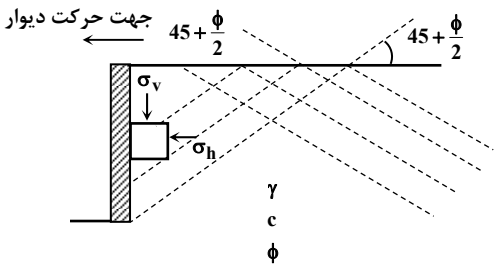
حالت $k_\circ > 1$ برای ماسه متراکم و رس بیش تحکیم یافته برقرار است.

مثال۱۳: برای تعیین $k_\circ$ از کدام آزمایش زیر نمی‌توان استفاده کرد؟

۱) آزمایش سه محوری در حالت کلی
۲) با استفاده از نشانه خمیری خاک
۳) با استفاده از نتایج آزمایش فشارسنج
۴) با استفاده از رابطه هوک

☑ **پاسخ:** گزینه «۱» تنها در صورتی می‌توان از آزمایش سه محوری برای تعیین $k_\circ$ استفاده کرد که تغییر مکان جانبی نمونه صفر باشد.

فشار محرک (Active) رانکین خاک



در صورتی که دیوار از خاک دور شود، فشار خاک در پشت دیوار نسبت به حالت سکون کاهش می‌یابد. در شکل مقابل سطوح گسیختگی خاک با امتداد افق نشان داده شده است.

نکته۳: سطوح گسیختگی در حالت محرک رانکین با افق زاویه $45 + \frac{\phi}{2}$ می‌سازد.

مثال۱۴: در خاک پشت یک دیوار حائل که در شرایط محرک قرار دارد،پس از مدتی گسیختگی رخ می‌دهد، زاویه سطوح گسیختگی با افق برابر ۶۰ درجه برآورد شده است، زاویه اصطکاک داخلی خاک را تعیین کنید.

☑ **پاسخ :** با توجه به نکته گفته شده داریم:

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2}$$

در نتیجه زاویه اصطکاک داخلی برابر است با:

$$60 = 45 + \frac{\phi}{2} \Rightarrow \phi = 30^\circ$$

نکته۴: در شرایط محرک، تنش اصلی حداکثر (σ_1) برابر تنش قائم (σ_v) می‌باشد: $\sigma_1 = \sigma_v$

در شرایط محرک، تنش اصلی حداقل (σ_3) برابر تنش افقی ($\sigma_h = \sigma_a$) می‌باشد: $\sigma_3 = \sigma_h = \sigma_a$

برای محاسبه فشار محرک رانکین به ترتیب زیر عمل می‌شود. رابطه زیر بین تنشهای اصلی حداکثر و حداقل و c و ϕ خاک برقرار است:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c\tan(45 + \frac{\phi}{2})$$

بر اساس نکات مطرح شده داریم:

$$\sigma_v = \sigma_a \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c\tan(45 + \frac{\phi}{2})$$

از آنجا که در شرایط محرک (Active) فشار افقی را به دست می‌آوریم، در نتیجه به جای σ_h مقدار σ_a بازنویسی شده است که همان فشار جانبی محرک خاک است. در رابطه بالا مجهول، σ_a است، بنابراین رابطه را به صورت زیر می‌نویسیم:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_v}{\tan^2(45 + \frac{\phi}{2})} - \frac{(2c)\tan(45 + \frac{\phi}{2})}{\tan^2(45 + \frac{\phi}{2})} \Rightarrow \sigma_a = \frac{\sigma_v}{\tan^2(45 + \frac{\phi}{2})} - \frac{2c}{\tan(45 + \frac{\phi}{2})}$$

$$\boxed{\sigma_a = \sigma_v \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) - (2c)\tan(45 - \frac{\phi}{2})}$$

مقدار ضریب فشار جانبی محرک رانکین از رابطه زیر به دست می‌آید:

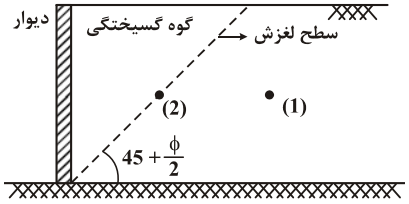
$$\boxed{k_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})}$$

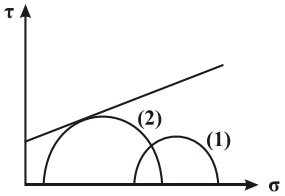
بنابراین رابطه را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\boxed{\sigma_a = \sigma_v k_a - 2c\sqrt{k_a}}$$

توجه شود که با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، مقدار k_a کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر با افزایش تراکم خاک، رانش فعال خاک کاهش می‌یابد. در نتیجه رابطه روبرو برقرار است: $k_a < k_\circ$

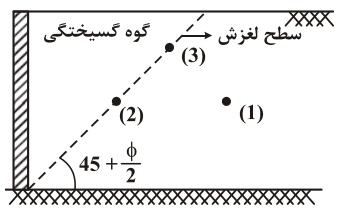
مثال۱۵: در مورد وضعیت خاک در حالت محرک در نقاط ۱و۲ چه می‌توان گفت؟

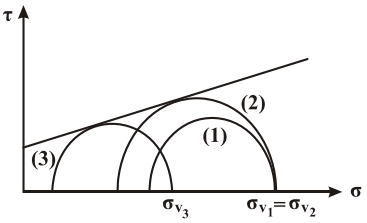




☑ **پاسخ:** از آنجا که نقطه (۱) در داخل گوه گسیختگی قرار ندارد؛ بنابراین دایره موهر آن بر خط گسیختگی مماس نمی‌باشد، در نتیجه در نقطه (۱) خاک گسیخته نمی‌شود. در مورد نقطه (۲)، چون روی سطح لغزش قرار دارد، پس در آستانه گسیختگی می‌باشد.

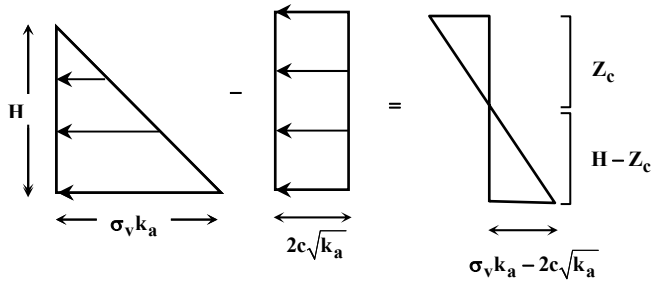
مثال۱۶: در مورد وضعیت خاک در حالت محرک در نقاط ۱، ۲ و ۳ چه می‌توان گفت؟



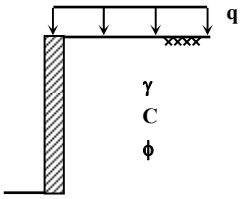


☑ **پاسخ:** مانند سؤال قبل، در نقطه (۱) گسیختگی خاک اتفاق نمی‌افتد. اما در نقطه‌های (۲)و (۳) که روی سطح لغزش و گسیختگی قرار دارند، دایره موهر آن‌ها مماس بر خط گسیختگی است و گسیختگی رخ می‌دهد. از سوی دیگر از آنجا که نقطه (۲) نسبت به نقطه (۳) در عمق بیشتری قرار دارد، بنابراین تنش‌های قائم و افقی آن بیشتر می‌باشد. همچنین به محل قرارگیری نقاط (۱) و (۲) توجه شود که هر دو در عمق مشابه قرار دارند در نتیجه تنش‌های قائم یکسانی $(\sigma_v = \gamma H)$ دارند.

نمودار توزیع فشار محرک خاک در ارتفاع دیوار به صورت زیر می‌باشد:



همانطور که در رابطه $\sigma_a = \sigma_v k_a - ۲c\sqrt{k_a}$ مشاهده می‌شود، این رابطه دارای ۲ جمله است. جمله اول که نشان دهنده وزن خاک است، دارای توزیع مثلثی می‌باشد. در جمله دوم، در ضخامت یک لایه خاک، مقدار c ثابت است. از سوی دیگر در همان لایه مقدار ϕ و در نتیجه $\sqrt{k_a}$ نیز ثابت خواهد بود. در نتیجه $۲c\sqrt{k_a}$ برای یک لایه خاک مقدار ثابتی را دارد و بنابراین توزیع یکنواخت مستطیلی برای آن نشان داده شده است. همانطور که مشخص است قسمت بالای نمودار سمت راست که با z_c نشان داده شده است بیانگر این مطلب است که در این بخش، خاک تحت کشش قرار گرفته است چرا که تنش کششی در خاک باعث ایجاد ترک در امتداد سطح تماس با دیوار می‌شود. به این عمق z_c، عمق ترک کششی گفته می‌شود. برای محاسبه عمق ترک کششی $\sigma_a = ۰$ در نظر گرفته می‌شود:



$$\sigma_a = ۰$$
$$\sigma_a = \sigma_v k_a - ۲c\sqrt{k_a}$$
$$\sigma_a = (q + \gamma z_c)k_a - ۲c\sqrt{k_a}$$

در رابطه بالا حالت کلی در نظر گرفته شده است که سربار هم به شدت q در کنار گود اعمال می‌شود. در این رابطه z_c به معنای عمقی است که باعث صفر شدن تنش افقی (σ_a) می‌شود. بنابراین داریم:

$$۰ = (q + \gamma z_c)k_a - ۲c\sqrt{k_a}$$
$$(q + \gamma z_c)k_a = ۲c\sqrt{k_a}$$
$$q + \gamma z_c = \frac{۲c\sqrt{k_a}}{k_a} = \frac{۲c}{\sqrt{k_a}} \quad ; \quad \gamma z_c = \frac{۲c}{\sqrt{k_a}} - q \Rightarrow \boxed{z_c = \frac{۲c}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma}}$$

در حالت رس اشباع $(\phi_u = ۰)$، عمق ترک کششی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$۰ = (q + \gamma_{sat} z_c)k_a - ۲c_a\sqrt{k_a}$$
$$k_a = \tan^۲(۴۵ - \frac{\phi_u}{۲}) = ۱ \Rightarrow z_c = \frac{۲c_u}{\gamma_{sat}} - \frac{q}{\gamma_{sat}}$$

نکته۵: در صورتی که سربار در کنار دیوار وجود نداشته باشد $(q = ۰)$ و خاک از جنس شن، ماسه، سیلت غیر آلی و رس عادی تحکیم یافته باشد $(c = ۰)$، عمق ترک کششی برابر صفر خواهد بود.

مثال۱۷: در صورتی که در شرایط خاصی از یک خاکریز چسبنده، عمق ترک کششی برابر $\frac{q}{\gamma}$ گردد، مقدار چسبندگی خاک را به دست آورید.

☑ **پاسخ :**

$$z_c = \frac{q}{\gamma} = \frac{۲c}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \qquad \frac{۲q}{\gamma} = \frac{۲c}{\gamma\sqrt{k_a}} \Rightarrow c = q\sqrt{k_a}$$

نکته۶: ضریب فشار جانبی خاک در حالت محرک رانکین برابر است با:

$$k_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

در تئوری رانکین فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:

۱) سطح خاک پشت دیوار افقی فرض می‌گردد.۲) دیوار به صورت قائم در نظر گرفته می‌شود.۳) بین دیوار و خاک، اصطکاک وجود ندارد.

نیروی محرک رانکین در واحد طول دیوار قبل از وقوع ترک کششی

در حالتی که خاک پشت دیوار دچار ترک کششی نشود، نیروی محرک رانکین را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$P_a =$ سطح زیر منحنی مستطیلی شکل ـ سطح زیر منحنی مثلثی شکل

$$= \frac{1}{2}H(k_a\sigma_v) - H(2c\sqrt{k_a}) = \frac{1}{2}H(k_a\gamma H) - H(2c\sqrt{k_a}) = \frac{1}{2}k_a\gamma H^2 - 2cH\sqrt{k_a}$$

مثال۱۸: در یک دیوار حائل ۶ متری، خاکی با $\gamma = 17/4 \frac{kN}{m^3}$ و $\phi = 26^\circ$ و $c = 14/36 \frac{kN}{m^2}$ مورد محافظت قرار می‌گیرد. نیروی محرک رانکین در واحد طول دیوار قبل از وقوع ترک کششی را به دست آورید.

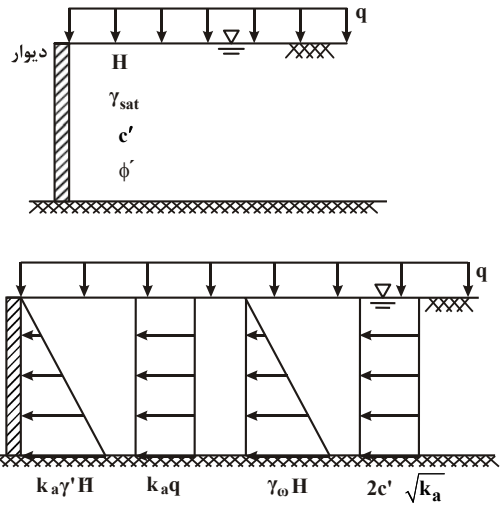
☑ **پاسخ :**

$$k_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45 - \frac{26}{2}) = \tan^2(45 - 13) = 0/39$$

$$p_a = \frac{1}{2}k_a\gamma H^2 - 2cH\sqrt{k_a} = \frac{1}{2}\times 0/39 \times 17/4 \times 6^2 - 2\times 14/36 \times 6 \times \sqrt{0/39} = 14/54 \frac{kN}{m}$$

◆ ◆ ◆ ◆

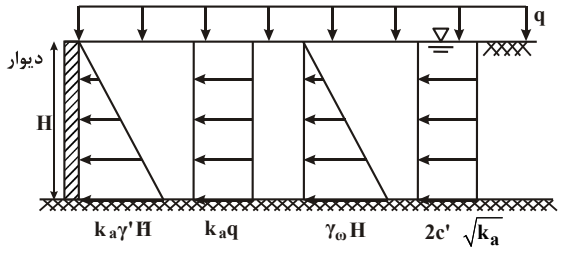
مثال۱۹: نمودارهای فشار وارد بر دیوار حائل نشان داده شده در شکل در حالت محرک را ترسیم کرده و نیروهای وارد بر دیوار را محاسبه کنید.



☑ **پاسخ:**

$$\sigma_a = \sigma_{a_1} + \sigma_{a_2} + \sigma_{a_3} + \sigma_{a_4} = k_a\gamma' H + k_a q + \gamma_\omega H - 2c'\sqrt{k_a}$$

همان‌طور که ملاحظه می‌شود توزیع فشار ناشی از وزن خاک و فشار هیدروستاتیک به صورت خطی بوده و با افزایش عمق، افزایش می‌یابد. اما توزیع فشار سربار و نیز چسبندگی (برای حالتی که چسبندگی در کل ارتفاع یکسان باشد) به صورت ثابت است و از سوی دیگر اثر چسبندگی به صورت کششی روی دیوار ظاهر می‌شود.



نیروهای وارد بر دیوار قبل از وقوع ترک کششی عبارتند از:

$$P_a = P_{a_1} + P_{a_2} + P_{a_3} + P_{a_4}$$

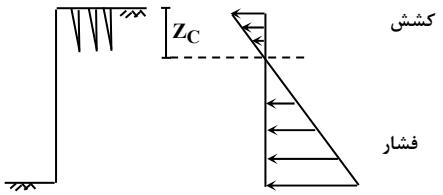
$$= \frac{1}{2}(H)(k_a\gamma' H) + (H)(k_a q) + \frac{1}{2}(H)(\gamma_\omega H) - (H)(2c'\sqrt{k_a}) = \frac{1}{2}k_a\gamma' H^2 + k_a qH + \frac{1}{2}\gamma_\omega H^2 - 2c'H\sqrt{k_a}$$

همان‌طور که در مثال زیر نشان داده شده، فشار جانبی وارد بر دیوار در حالت محرک شامل چهار بخش است:

الف ـ فشار جانبی ناشی از وزن خاک با احتساب وزن مخصوص غوطه‌وری خاک $(k_a\gamma' H)$ ب ـ فشار جانبی ناشی از سربار $(k_a q)$

پ ـ فشار هیدروستاتیک ناشی از آب $(\gamma_\omega H)$ ت ـ فشار ناشی از چسبندگی خاک که اثر کاهشی دارد $(-2c'\sqrt{k_a})$

نیروی محرک رانکین در واحد طول دیوار بعد از وقوع ترک کششی



بعد از وقوع ترک کششی، نیروی وارد بر دیوار ناشی از فشار موجود بین عمق Z_C تا H می‌باشد. به عبارت دیگر در محاسبه نیروی وارد بر واحد طول دیوار از شکل سمت راست (مثلث واقع شده در محدوده $H-Z_C$) استفاده می‌شود:

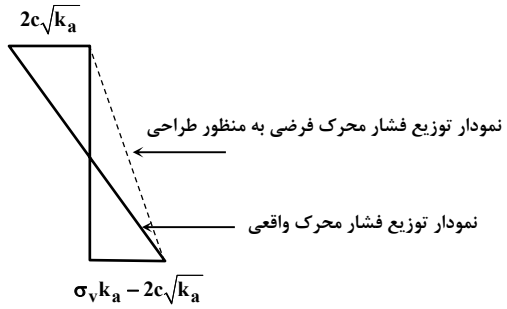
$$P_a=\frac{۱}{۲}(H-Z)(\gamma Hk_a-۲c\sqrt{k_a})=\frac{۱}{۲}\left[H-(\frac{۲c}{\gamma\sqrt{k_a}})\right](\gamma Hk_a-۲c\sqrt{k_a})$$

مثال۲۰: مسأله ۱۸ را درصورت وقوع ترک کششی حل کنید.

$$P_a=\frac{۱}{۲}(H-Z)(\gamma Hk_a-۲c\sqrt{k_a})=\frac{۱}{۲}\left[H-(\frac{۲c}{\gamma\sqrt{k_a}})\right](\gamma Hk_a-۲c\sqrt{k_a})$$

$$=\frac{۱}{۲}\left(۶-\frac{۲\times۱۴/۳۶}{۱۷/۴\sqrt{۰/۳۹}}\right)(۱۷/۴\times۶\times۰/۳۹-۲\times۱۴/۳۶\sqrt{۰/۳۹})=۳۸/۲۵\frac{kN}{m}$$

نیروی محرک رانکین در واحد طول دیوار به منظور طراحی



به منظور طراحی از آنجا که عموماً خاک نزدیک سطح زمین فاقد چسبندگی است، لذا در قسمت فوقانی از چسبندگی صرف‌نظر می‌شود و از این رو نمودار توزیع تنش به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

در نتیجه نیروی محرک وارد بر واحد طول دیوار از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$Pa=\frac{۱}{۲}H(\sigma_v k_a-۲c\sqrt{k_a})=\frac{۱}{۲}H(\gamma Hk_a-۲c\sqrt{k_a})=\frac{۱}{۲}k_a\gamma H^۲-cH\sqrt{k_a}$$

مقایسه نیروی محرک در حالت فرضی و نیز نیروی محرک در حالت قبل از وقوع ترک کششی نشان می‌دهد که در حالت فرضی به میزان $cH\sqrt{k_a}$ نیروها بیشتر برآورد می‌شود و در نتیجه به صورت محافظه‌کارانه عمل می‌شود.

حالت فرضی $P_a=\frac{۱}{۲}k_a\gamma H^۲-cH\sqrt{k_a}$ قبل از وقوع ترک کششی $P_a=\frac{۱}{۲}k_a\gamma H^۲-۲cH\sqrt{k_a}$

شرایط محرک زمانی ایجاد می‌شود که دیوار تغییر مکان جانبی کافی به سمت خارج از خاک پشت خود داشته باشد. مقدار تغییر مکان لازم به صورت زیر است:

برای خاکریز دانه‌ای $\Rightarrow$ تغییر مکان لازم $=(۰/۰۰۱-۰/۰۰۴)H$

برای خاکریز چسبنده $\Rightarrow$ تغییر مکان لازم $=(۰/۰۱-۰/۰۴)H$

به موارد زیر حتماً دقت شود:

۱ـ مقدار تغییر مکان لازم تابع ارتفاع دیوار و نوع خاک است. این تغییر مکان در خاک‌های ریزدانه و سست بیش از خاک‌های درشت دانه و متراکم است.

۲ـ تنش افقی در حالت فعال (active) به صورت روبرو می‌باشد:

حالت کلی $\sigma_a=\gamma zk_a-۲c\sqrt{k_a}$

در خاک‌های دانه‌ای $(c=۰)$ $\sigma_a=\gamma zk_a$

در خاک‌های چسبنده $(\phi=۰)$ $\sigma_a=\gamma z-۲c$

۳ـ در صورتی که ترک‌های کششی از آب پر شده باشد، رانش اضافی ایجاد خواهد شد که مقدار نیروی آن از رابطه مقابل به دست می‌آید: $p_w=\frac{۱}{۲}\gamma_w z_c^۲$

مثال۲۱: در صورتی که در مثال ۲۰، ترک‌های کششی از آب پر شود چه نیروی اضافی به گود اعمال می‌گردد؟

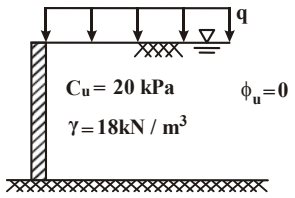
☑ پاسخ:

$$z_c=\frac{۲c}{\gamma\sqrt{k_a}}=\frac{۲\times۱۴/۳۶}{۱۷/۴\sqrt{۰/۳۹}}=۲/۶۴m$$

در نتیجه داریم:

$$p_w=\frac{۱}{۲}\gamma_w z_c^۲=\frac{۱}{۲}\times۹/۸۱\times۲/۶۴^۲=۳۴/۱۹\frac{kN}{m^۲}$$

مثال۲۲: در شکل زیر حداقل مقدار q را طوری به دست آورید تا ترک کششی در پشت دیوار ایجاد نشود.



☑ **پاسخ:** از آنجا که خاک رس در حالت زهکشی نشده در نظر گرفته شده است لذا داریم:

$$\phi_u = ۰ \Rightarrow k_a = \tan^۲(۴۵ - \frac{\phi_u}{۲}) = ۱ \qquad z_c = \frac{۲c_u}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} = ۰ \Rightarrow \frac{۲\times۲۰}{۱} - \frac{q}{۱} = ۰ \rightarrow q = ۴۰\,kPa$$

◆ ◆ ◆ ◆

مثال۲۳: سپری فلزی در خاک ماسه‌ای با زاویه اصطکاک داخلی $\phi = ۲۵^\circ$ قرار دارد. اگر پس از مدتی، ارتفاع خاک M برابر شود، نیروی رانش جانبی خاک چند برابر خواهد شد؟

☑ **پاسخ:** در حالت اول داریم:

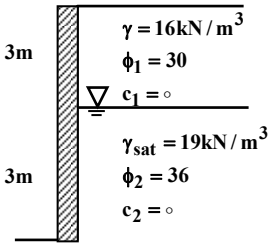
$$P_{a_۱} = \frac{۱}{۲}(H)(\gamma H k_a) - ۲c\sqrt{k_a} = \frac{۱}{۲}k_a\gamma H^۲$$

در حالت دوم داریم:

$$P_{a_۲} = \frac{۱}{۲}(MH)(\gamma MH k_a) = \frac{۱}{۲}k_a\gamma(MH)^۲ \qquad \frac{P_{a_۲}}{P_{a_۱}} = \frac{\frac{۱}{۲}k_a\gamma(MH)^۲}{\frac{۱}{۲}k_a\gamma H^۲} = M^۲$$

◆ ◆ ◆ ◆

مثال۲۴: با توجه به شکل مقابل و با فرض ایجاد حالت محرک، نیروی وارد بر واحد طول دیوار و نیز محل اثر برآیند آن را تعیین کنید.



☑ **پاسخ :** ابتدا ضرایب فشار جانبی محرک رانکین محاسبه می‌گردد:

$$k_{a_۱} = \tan^۲(۴۵ - \frac{\phi_۱}{۲}) = \tan^۲(۴۵ - \frac{۳۰}{۲}) = \frac{۱}{۳}$$

$$k_{a_۲} = \tan^۲(۴۵ - \frac{\phi_۲}{۲}) = \tan^۲(۴۵ - \frac{۳۶}{۲}) = ۰/۲۶$$

در ادامه در ارتفاع‌های مختلف مقادیر σ'_a محاسبه می‌شود:

$$\underline{z = ۰} \quad : \ \sigma'_v = ۰ \Rightarrow \sigma'_a = \sigma'_v k_a - ۲c\sqrt{k_a} = ۰ \qquad \underline{z = ۳m} \ : \ \sigma'_v = ۳\times۱۶ = ۴۸\frac{kN}{m^۲}$$

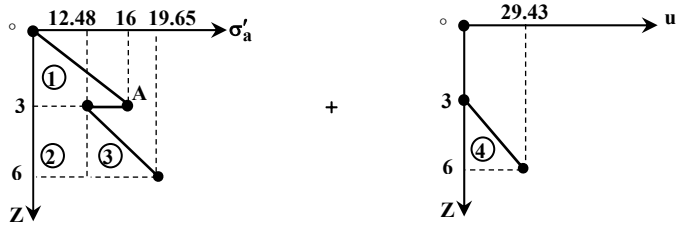
در عمق ۳ متر باید به این نکته توجه نمود که چون در لایه بالا و پایین مقادیر k_a متفاوت می‌باشد، بنابراین مقدار σ'_a متفاوت خواهد بود.

برای لایه بالایی: $\sigma'_a = \sigma'_v k_{a_۱} - ۲c\sqrt{k_{a_۱}} = ۴۸\times\frac{۱}{۳} - ۰ = ۱۶\frac{kN}{m^۲}$

برای لایه پایینی: $\sigma'_a = \sigma'_v k_{a_۲} - ۲c\sqrt{k_{a_۲}} = ۴۸\times۰/۲۶ - ۰ = ۱۲/۴۸\frac{kN}{m^۲}$

$$\underline{z = ۶m}: \ \sigma'_v = ۳\times۱۶ + ۳\times(۱۹ - ۹/۸۱) = ۷۵/۵۷\frac{kN}{m^۲} \Rightarrow \sigma'_a = \sigma'_v k_{a_۲} - ۲c\sqrt{k_{a_۲}} = ۷۵/۵۷\times۰/۲۶ = ۱۹/۶۵\frac{kN}{m^۲}$$

حال فشار آب حفره‌ای در ارتفاع پشت دیوار محاسبه می‌گردد:



$$\underline{z = ۰} \quad : \quad u = ۰$$

$$\underline{z = ۳m}: \quad u = ۰$$

$$\underline{z = ۶m}: \quad u = ۳\times۹/۸۱ = ۲۹/۴۳\frac{kN}{m^۲}$$

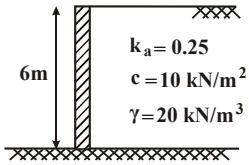
مقدار نیروی وارد بر واحد طول دیوار برابر سطح زیر منحنی‌های فشار می‌باشد:

$$P_a = A_۱ + A_۲ + A_۳ + A_۴ = \frac{۱}{۲}\times ۳\times ۱۶ + ۳\times ۱۲/۴۸ + \frac{۱}{۲}\times ۳\times (۱۹/۶۵ - ۱۲/۴۸) + \frac{۱}{۲}\times ۳\times ۲۹/۴۳ = ۱۱۶/۳۵\,\frac{kN}{m}$$

برای محاسبه محل تأثیر نیروی برآیند نسبت به پای گود، لنگرگیری می‌شود:

$$p_a \times \overline{z} = A_۱\left(\frac{۳}{۳}+۳\right) + A_۲\times\left(\frac{۳}{۲}\right) + A_۳\times\left(\frac{۳}{۳}\right) + A_۴\times\left(\frac{۳}{۳}\right) \Rightarrow \overline{z} = ۱/۷۸m$$

مثال۲۵: در اثر وقوع ترک کششی، نیروی وارد بر دیوار روبه‌رو چگونه تغییر می‌کند؟



۱) ۲۵% کاهش می‌یابد.

۲) ۲۵% افزایش می‌یابد.

۳) ۳۳% کاهش می‌یابد.

۴) ۳۳% افزایش می‌یابد.

☑ **پاسخ:** گزینه «۴»

P_a قبل از وقوع ترک کششی $= \frac{۱}{۲}\gamma H^۲ k_a - ۲cH\sqrt{k_a} = \frac{۱}{۲}(۲۰)(۶)^۲(۰/۲۵) - ۲(۱۰)(۶)\sqrt{۰/۲۵} = ۳۰\,kPa$

عمق ترک کششی $Z_c = \frac{۲c}{\gamma\sqrt{k_a}} = \frac{۲\times ۱۰}{۲۰\sqrt{۰/۲۵}} = ۲m$

P_a بعد از وقوع ترک کششی $= \frac{۱}{۲}(H - Z_c)(\gamma H k_a - ۲c\sqrt{k_a}) = \frac{۱}{۲}(۶-۲)(۲۰\times ۶\times ۰/۲۵ - ۲\times ۱۰\sqrt{۰/۲۵}) = ۴۰\,kPa$

اختلاف $= ۴۰ - ۳۰ = ۱۰\,kPa$ درصد افزایش $= \frac{۱۰}{۳۰} = \%۳۳$

محاسبه عمق پایدار گود

عمق پایدار گود عمقی است که برای گودبرداری در آن ناحیه، نیازی به اجرای سازه نگهبان نمی‌باشد و خاک در آن قسمت به خودی خود پایدار است. برای محاسبه عمق پایدار گود از برابر صفر قرار دادن p_a استفاده می‌شود:

$$p_a = \frac{۱}{۲}\gamma H^۲ k_a + Hqk_a - ۲cH\sqrt{k_a}$$

عمقی که باعث صفر شدن p_a گردد، عمق پایدار گود (H_s) در نظر گرفته می‌شود:

$$۰ = \frac{۱}{۲}\gamma H_s^۲ k_a + H_s qk_a - ۲cH_s\sqrt{k_a}$$

با فرض $H_s \neq ۰$ داریم:

$$۰ = \frac{۱}{۲}\gamma H_s k_a + qk_a - ۲c\sqrt{k_a}$$

$$\frac{۴c\sqrt{k_a}}{\gamma k_a} - \frac{۲qk_a}{\gamma k_a} = H_s \Rightarrow \boxed{H_s = \frac{۴c}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{۲q}{\gamma}}$$

$$۲c\sqrt{k_a} - qk_a = \frac{۱}{۲}\gamma H_s K_a$$

در محاسبه عمق پایدار گود نکات زیر را در نظر داشته باشید.

۱ـ در خاک‌هایی که $c = ۰$ است عمق پایدار گود وجود ندارد؛ یعنی در چنین خاک‌هایی سازه نگهبان باید حتماً اجرا گردد. توصیه می‌شود در مواردی که تراوش پایدار به داخل گود وجود دارد از عمق پایدار گود صرف‌نظر شده و از زیر پی همسایه (یا کف معبر، بسته به مورد) سازه نگهبان اجرا شود.

۲ـ مقایسه عمق پایدار گود و عمق ترک کششی نشان می‌دهد که: عمق پایدار گود = ۲ × عمق ترک کششی

۳ـ با فرض در نظر گرفتن ضریب اطمینان داریم:

$$\boxed{H_s = \frac{۱}{SF}\left(\frac{۴c}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{۲q}{\gamma}\right)}$$

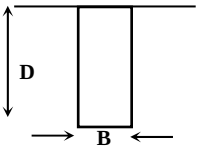
فصل چهارم

«پی‌های عمیق (شمع‌ها) و پایه‌های عمیق»

مقدمه

شمع‌ها اعضای سازه‌ای و یا ستونهای زیرزمینی نسبتاً بلندی هستند که برای انتقال بارهای سازه از میان لایه‌های خاک با ظرفیت باربری کم و یا نشست زیاد به خاک‌های سخت و محکم با ظرفیت باربری زیاد در عمق‌های بیشتر و یا بر روی سنگ بستر بکار می‌روند. اگر نسبت طول به قطر پی بیش از ۱۰ باشد، به آن پی شمعی یا پی عمیق گفته می‌شود. انتقال نیرو در شمع‌ها از طریق اصطکاک جداره و باربری نوک شمع انجام می‌شود. با توجه به عمق‌های معمول، سطح جانبی پی‌های عمیق (شمع‌ها) نسبت به سطح انتهایی آنها قابل ملاحظه است. لازم به ذکر است پی‌های عمیق نسبت به پی‌های سطحی با اطمینان بالاتری نیروهای جانبی، کششی و نیز برکنش را تحمل می‌نمایند.

مثال۱: کدام یک از انواع زیر جزء شمع‌ها محسوب می‌شوند؟



۱) $\frac{D}{B} \le ۴-۵$ ۲) $۴-۵ < \frac{D}{B} < ۱۰$

۳) $\frac{D}{B} > ۱۰$ ۴) هیچ‌کدام

☑ **پاسخ:** گزینه «۳» با توجه به آنچه بیان شد در صورتی که $\frac{D}{B} > ۱۰$ باشد، پی موردنظر شمع نامیده می‌شود.

شمع‌ها در صورت مناسب نبودن ظرفیت باربری زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند. محدودیت عمده شمع‌ها هزینه بالای آنها می‌باشد.

موارد کاربرد شمع‌ها

عدم حضور خاک با مقاومت بالا در نزدیکی سطح زمین، مقاومت در برابر نیروهای بسیار زیاد بالا برنده (Uplift) در سازه‌های دریایی و یا در خاک‌های معمولی، پایداری سازه در برابر بارها و نیروهای افقی در خاکهای کم مقاومت، پایداری سازه مستقر بر روی خاکریزهای بلند در حال تحکیم، بالا بودن سطح آب زیرزمینی و غیر اقتصادی و غیر اجرایی بودن استفاده از پی سطحی، زمانی که مجبور به احداث سازه در منطقه‌ای با خاک قابل تورم باشیم، می‌توانیم از شمع استفاده کنیم. این خاک‌ها در اثر افزایش یا کاهش میزان رطوبت، متورم می‌گردند. در این صورت، شمع‌هایی که از لایه قابل تورم عبور کرده و وارد لایه پایدار گردند، باید مد نظر قرار گیرند. وجود مسأله آب شستگی و فرسایش در محل پایه‌های پل‌ها، ایجاد مقاومت در برابر عوامل ناپایداری مانند لغزش، واژگونی، خروج از مرکزیت پی برای سازه‌های بلند مانند برجها و دیوارها که در معرض بارهای جانبی قرار دارند. احتمال حفاری در آینده در مجاورت پروژه موجود، به عنوان پی ماشین‌آلات تا با احاطه خاک بین شمع‌ها، خطرهای تشدید بر اثر فرکانس محرک ماشین‌آلات و یا بارهای دینامیکی اطراف، دامنه جابجایی‌ها به حداقل ممکن و مجاز تقلیل داده شود. تأمین پایداری سازه‌های دریایی و ابنیه کنار ساحل که در خطر برخورد امواج و نیروهای دینامیکی قرار دارند. در صورت وجود بارهای قائم و افقی بسیار بزرگ و متمرکز در سازه، جهت کنترل نمودن نشست سازه، جهت کنترل نشست غیر متقارن سازه، جهت تراکم خاک‌های دانه‌ای سست توسط کوبش شمع.

انواع شمع‌ها

شمع‌ها از نظر جنس مصالح به انواع زیر تقسیم می‌شوند:

شمع‌های چوبی، شمع‌های فولادی، شمع‌های بتنی، شمع‌های مرکب

در مواقعی از شمع‌های با مصالح سنگی نیز استفاده می‌گردد. در ادامه به توصیف شمع‌های مذکور پرداخته می‌شود.

۱ـ شمع‌های چوبی

حداکثر طول این شمع‌ها مابین ۱۰ تا ۲۰ متر می‌باشد. چوب مورد استفاده باید مستقیم، فاقد درز و ترک و نیز سالم باشد. در هیچ حالتی قطر نوک شمع نباید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد. این شمع‌ها نمی‌توانند تنش‌های حاصل از کوبیده شدن در لایه‌های سفت را تحمل کنند. برای جلوگیری از آسیب رسیدن به بالای شمع در حین کوبیدن، می‌توان از سرپوش‌های فولادی استفاده نمود. از وصله شمع‌های چوبی باید اجتناب نمود به خصوص زمانی که شمع نیروی کششی یا جانبی تحمل می‌کند. تنش مجاز آنها در حدود ۴۰الی ۶۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع می‌باشد. ظرفیت باربری در حدود ۱۰الی ۵۰ تن می‌باشد. American Society of Civil Engineering (ASCE) (انجمن مهندسی عمران آمریکا) شمع‌های چوبی را به سه دسته تقسیم می‌کند:

۱ـ شمع‌های نوع ۱: این نوع شمع بارهای سنگین را تحمل می‌کند. حداقل قطر سر این نوع شمع ، ۳۵۰ میلیمتر می‌باشد.

۲ـ شمع‌های نوع ۲: این نوع شمع بارهای متوسط را تحمل می‌کند. حداقل قطر سر این نوع شمع، ۳۰۵ تا ۳۳۰ میلیمتر می‌باشد.

۳ـ شمع‌های نوع ۳: این نوع شمع برای کارهای ساختمانی موقت مورد استفاده قرار می‌گیرد. حداقل قطر سر این نوع شمع، ۳۰۵ میلیمتر می‌باشد.

مثال۲: کدام یک از موارد زیر نادرست است؟

۱) در هیچ حالت نباید قطر شمع‌های چوبی کمتر از ۳۰ سانتی‌متر باشد.

۲) زمانی که شمع تحت نیروی کششی یا بار جانبی قرار دارد باید از وصله آنها خودداری نمود.

۳) برای جلوگیری از آسیب دیدن بالای شمع‌های چوبی از سرپوش فولادی استفاده می‌شود.

۴) شمع‌های چوبی مناسب کوبش در لایه‌های سفت نیستند.

☑ **پاسخ:** گزینه «۱» قطر نوک شمع‌های چوبی نباید کمتر از ۱۵ سانتیمتر باشد.

مزایای شمع‌های چوبی عبارتند از:

۱ـ اقتصادی بودن ۲ـ استفاده در کارهای موقت ۳ـ سهولت حمل و نقل ۴ـ مقاوم در مقابل فساد (برای شمع‌های همیشه غوطه‌ور)

معایب شمع‌های چوبی عبارتند از:

۱ـ فساد در بالای تراز آب ۲ـ خرابی سریع در اثر تناوب تر و خشک شدن ۳ـ ایجاد صدمه در شرایط کوبیدن سخت ۴ـ ظرفیت باربری کم ۵ـ کاهش ظرفیت باربری بعد از وصله

مثال۳: کدام یک از موارد زیر از مزایای شمع‌های چوبی نمی‌باشد؟

۱) سهولت حمل و نقل ۲) ظرفیت باربری بالا ۳) اقتصادی بودن ۴) مقاوم در برابر فساد

☑ **پاسخ:** گزینه «۲» ظرفیت باربری پایین شمع‌های چوبی از جمله معایب و محدودیت‌های چنین شمع‌هایی به شمار می‌رود.

۲ـ شمع‌های فولادی

انواع معمول شمع‌های فولادی، شمع‌های لوله‌ای و شمع‌های H شکل هستند. در بسیاری از حالات، شمع‌های لوله‌ای بعد از کوبیده شدن با بتن پر می‌شوند. در صورتی که طول مورد نیاز شمع بزرگتر از طول یک شاخه باشد، شمع‌های فولادی را به وسیله جوش و یا پرچ به یکدیگر وصله می‌کنند. زمانی که احتمال لایه سخت مانند شن متراکم و یا سنگ نرم وجود دارد، در نوک شمع فولادی از کفشک استفاده می‌شود. طول معمول شمع‌های فولادی در حدود ۱۵ الی ۳۵ متر می‌باشد.

ظرفیت باربری این شمع‌ها در حدود ۴۰الی ۱۴۰تن و تنش مجاز آنها مابین ۶۰۰الی ۸۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است.

با توجه به سطح صاف این شمع‌ها، در صورت نشست خاک اطراف، اثر اصطکاک منفی ناچیز خواهد بود. در مورد اصطکاک منفی در ادامه بحث خواهد شد.

در زمین‌های باتلاقی، خاکهای نباتی، مناطق ساحلی و نیز سایر خاکهای خورنده، املاح و آب می‌توانند به شمع‌های فولادی آسیب برسانند و ایجاد خوردگی نمایند. برای جلوگیری از این مسأله می‌توان از پوشش اپوکسی، پوشش بتن و یا حفاظت کاتدی استفاده نمود.

ظرفیت مجاز سازه‌ای شمع‌های فولادی از رابطه مقابل به دست می‌آید: $Q_{all} = A_s\sigma_{all}$

در این رابطه، Q_{all}:ظرفیت مجاز سازه‌ای؛ A_s: سطح مقطع نیمرخ فولادی شمع و σ_{all}: تنش مجاز فولاد می‌باشد.

مزایای شمع‌های فولادی عبارتند از:

۱ـ سهولت حمل و نقل۲ـ امکان افزایش طول با وصله۳ـ قدرت نفوذ در زمین‌های سخت یا سنگ نرم۴ـ ظرفیت باربری بالا۵ـ جابجایی کم۶ـ مقاومت در برابر ضربات چکش۷ـ مقاومت بالا در برابر بارهای افقی و کمانش

معایب شمع‌های فولادی عبارتند از:

۱ـ اقتصادی نبودن به دلیل هزینه زیاد۲ـ ایجاد سروصدا در هنگام کوبش۳ـ خوردگی۴ـ کمانش شمع‌های H در کوبیدن به لایه سخت۵ـ کاهش مقطع در مناطق مهاجم و خورنده

نکته۱: به منظور مقابله با مشکل خوردگی در محیط‌های اسیدی، از پوشش بتنی یا حفاظت کاتدی استفاده می‌شود.

مثال۴: کدام یک از موارد زیر از مزایای شمع‌های فولادی به شمار نمی‌رود؟

۱) کمانش در هنگام کوبش به لایه سخت ۲) جابجایی کم

۳) سهولت حمل و نقل ۴) ظرفیت باربری بالا

☑ **پاسخ:** گزینه «۱» این مورد از معایب شمع‌های فولادی است.

به نکات زیر توجه شود:

۱ـ لازم است پس از تعیین ظرفیت مجاز باربری شمع بر اساس مشخصات ژئوتکنیکی، ظرفیت باربری با ظرفیت باربری مجاز سازه ای (Q_{all}) نیز کنترل گردد.

۲ـ اصطکاک جانبی شمع‌های فولادی به دلیل سطح صاف آنها در مقایسه با سایر شمع‌ها کمتر است.

۳ـ شمع با مقطع لوله ای بیشتر در خاک رس کاربرد دارد.

۴ـ شمع فولادی با مقطع دایره یا مربعی در خاکهای ماسه ای سست با عمق نفوذ کم بیشترین کارایی را دارد.

۵ـ شمع فولادی با مقطع H در خاکهای متراکم و سفت و نیز خاکهای سست با عمق نفوذ زیاد کاربرد دارد.

۳ـ شمع‌های بتنی

این شمع‌ها به دو صورت مورد استفاده قرار می‌گیرند:

شمع‌های پیش ساخته (precast piles) : میلگردهای مورد استفاده به منظور مقاوم نمودن شمع در مقابل خمش ایجاد شده در هنگام حمل و نقل، بلند کردن و نیز افزایش مقاومت فشاری می‌باشد. این شمع‌ها در طول مورد نظر ساخته شده و تحت شرایط مرطوب عمل آورده می‌شوند تا به مقاومت مد نظر برسند و سپس به محل، منتقل می‌گردند. این شمع‌ها را می‌توان توسط کابل‌های پیش تنیدگی پر مقاومت، به صورت پیش تنیده درآورد. طول معمول این شمع‌ها ۱۵ الی ۳۵ متر، ظرفیت باربری آنها ۴۰ الی ۴۰۰ تن است. مقاومت $= (0/3 - 0/4)f'_c$

شمع‌های درجاریز (cast in situ piles): در سایت مورد نظر، توسط ماشین یا توسط انسان، چاهی حفاری می‌گردد و سپس قفسه آرماتورها درون چاه قرار داده می‌شود و داخل آن توسط بتن پر می‌شود. طول معمول این شمع‌ها ۱۵ الی ۳۰ متر و ظرفیت باربری آنها ۳۰ الی ۳۰۰ تن می‌باشد.

مقاومت $= (0/25 - 0/3)f'_c$

شمع‌های درجاریز به دو دسته با غلاف و بدون غلاف تقسیم می‌شوند:

در اجرای شمع‌های درجاریز غلافدار (cased) یک لوله فولادی به زمین کوبیده شده و پس از رسیدن به عمق مورد نظر، مصالح داخلی آن خالی شده و داخل لوله توسط بتن پر می‌شود. برای سر پهن کردن شمع (ایجاد پدستال) پس از ریختن مقداری بتن در نوک شمع، با رها نمودن وزنه از ارتفاع، آن را می‌کوبند تا پهن گردد.

در اجرای شمع‌های درجاریز بدون غلاف (uncased) ابتدا غلاف در زمین کوبیده می‌شود و سپس همزمان با بتن‌ریزی در داخل غلاف، غلاف به آرامی به بیرون کشیده می‌شود.

ظرفیت باربری مجاز شمع درجاریز غلافدار برابر است با: $Q_{all} = A_s f_s + A_c f_c$

ظرفیت باربری مجاز شمع درجاریز بدون غلاف برابر است با: $Q_{all} = A_c f_c$

در روابط بالا، Q_{all}: ظرفیت باربری مجاز سازه‌ای؛ A_s: سطح مقطع فولاد؛ A_c: سطح مقطع بتن؛ f_s: تنش مجاز فولاد و f_c: تنش مجاز بتن می‌باشد.

شمع‌های بتنی پیش ساخته

مزایای این شمع‌ها عبارتند از: ۱ـ قابل استفاده در شرایط کوبش سخت ۲ـ مقاوم در برابر خوردگی ۳ـ یکپارچه بودن با روسازه بتنی ۴ـ ظرفیت بالا ۵ـ کنترل کیفیت مناسب

معایب این شمع‌ها عبارتند از: ۱ـ عدم امکان افزایش طول شمع ۲ـ دشوار بودن حمل و نقل ۳ـ هزینه اولیه بالا

مثال۵: کدام یک از موارد زیر از مزایای شمع‌های بتنی پیش ساخته نمی‌باشد؟

۱) مقاوم در برابر خوردگی ۲) حمل و نقل آسان ۳) ظرفیت باربری بالا ۴) قابل استفاده در شرایط کوبش سخت

☑ **پاسخ:** گزینه «۲» حمل و نقل دشوار چنین شمع‌هایی از جمله محدودیتهای شمع‌های بتنی پیش‌ساخته می‌باشد.

شمع‌های بتنی در جای غلافدار

مزایای این شمع‌ها عبارتند از:

۱ـ اقتصادی بودن نسبی ۲ـ امکان افزایش طول شمع ۳ـ امکان بازدید قبل از بتن ریزی

معایب این شمع‌ها عبارتند از:

۱ـ مشکل ایجاد وصله بعد از بتن‌ریزی ۲ـ احتمال صدمه دیدن غلاف در حین عملیات کوبش

شمع‌های بتنی در جای بدون غلاف

مزایای این شمع‌ها عبارتند از:

۱ـ اقتصادی بودن نسبی ۲ـ امکان قطع در هر تراز

معایب این شمع‌ها عبارتند از:

۱ـ ایجاد خلل و فرج در بتن ۲ـ مشکل ایجاد وصله بعد از بتن‌ریزی ۳ـ ریزش جدار محل اجرای شمع و ضرورت استفاده از گل حفاری ۴ـ مشکلات بتن‌ریزی در کنترل کیفیت به خصوص وقتی سطح آب بالا باشد.

مثال۶: ایجاد خلل و فرج در بتن از معایب کدام یک از شمع‌های زیر است؟

۱) شمع بتنی پیش ساخته ۲) شمع بتنی درجاریز غلافدار ۳) شمع بتنی درجاریز بدون غلاف ۴) شمع فولادی

☑ **پاسخ:** گزینه «۳» این مشکل در شمع بتنی درجاریز بدون غلاف می‌تواند بوجود آید.

۴ـ شمع‌های مرکب

در این نوع شمع‌ها قسمت‌های بالایی و پایینی شمع از دو مصالح مختلف مانند فولاد و بتن یا چوب و بتن ساخته می‌شود. شمع‌های مختلط چوب و بتن دارای قسمت پایینی چوبی می‌باشند که به طور همیشگی در سفره آب زیرزمینی قرار دارد و قسمت بالایی آن از جنس بتن است. به علت مشکل ایجاد وصله در محل تلاقی دو مصالح، شمع‌های مختلط کاربرد وسیعی ندارند.

انواع پی‌های عمیق

همان طور که مشاهده شد می‌توان شمع‌ها را از نظر جنس به شمع‌های چوبی، فولادی، بتنی و مختلط تقسیم‌بندی نمود. از سوی دیگر شمع‌ها را می‌توان از نظر باربری به شمع‌های اتکایی (متکی بر نوک) و اصطکاکی تقسیم نمود که در ادامه به آنها پرداخته خواهد شد. شمع‌ها را می‌توان از نظر نحوه اجرا به گروه‌های زیر تقسیم‌بندی کرد:

شمع‌های جابجایی: در این نوع شمع‌ها، خاک اطراف شمع جابجا شده اما برداشته نمی‌شود و در این حالت، شمع با فشار به درون توده خاک فرو رفته و خاک را به اطراف می‌راند. در این شرایط، در خاک مجاور دیواره شمع، تنش‌های بسیار زیادی پدید آمده و خاک به شدت دست خورده می‌شود.

شمع‌های کوبیده شده: که معمولاً قطری کمتر از ۷۵ سانتیمتر دارند، به کمک شمع کوب در خاک کوبیده می‌شوند و تفاوت آن با سایر شمع‌های جابجایی در این است که به کمک نیروهای دینامیکی در خاک فرو میروند. این شمع‌ها شامل سیستم‌های پیش ساخته بتنی، چوبی و فلزی می‌باشد.

شمع‌های راندنی ـ پر کردنی: مشتمل بر فرو بردن یک لوله در زمین با حفاری و پر کردن داخل آن با بتن می‌باشد.

شمع‌های فشرده شده: از بتن یا فولاد ساخته شده و با فشار استاتیکی در خاک فرو می‌روند.

شمع‌های متراکم شده: شامل حفر چاه، ریختن بتن با نسبت آب بهینه و سپس متراکم‌سازی بتن در زمین توسط کوبنده‌ها می‌باشد.

شمع‌های مته‌ای: که به کمک مته حفاری چاهک و یا گمانه انجام شده و در حین بیرون کشیدن مته، ملات و یا بتن به عمق تزریق می‌شود.

شمع‌های حفر شده: در این حالت ابتدا در زمین چاهی کنده شده و خاک آن برداشته می‌شود و سپس چاه از بتن پر می‌شود. در این گروه از شمع‌ها پس از کندن چاه، بدون آنکه در خاک مجاور شمع جابجایی پدید آید، خاک مجاور شمع نسبتاً دست نخورده باقی می‌ماند و تنها در جایی که خاک مجاور شمع از نوع ماسه شل باشد، کمی سست می‌شود. در این وضعیت بسته به مورد و نوع خاک، برای جلوگیری از ریزش دیواره چاه از یک لوله توخالی فلزی با مقطع دایره و به ضخامت حدود ۱ سانتیمتر استفاده می‌شود.

در خاک‌های رسی می‌توان پاشنه شمع را به شکل پایه قیفی درآورد تا شمع دارای سطح اتکای بیشتری بوده و بتواند بار بسیار زیادی را تحمل نماید که در این حالت تنشهای بسیار زیادی در انتهای شمع پدید آمده و نشست شمع به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. شمع‌های حفر شده معمولا دارای پهنای بیش از ۷۵سانتیمتر می‌باشند.

کیسون‌ها: یا پایه‌های عمیق که شامل شمع‌های درجا با قطر زیاد و یا فروبردن لوله‌ها یا جعبه‌های توخالی در زمین و پر کردن فضای داخل آن با بتن می‌باشد.

مهارها: که شامل انواع ریزشمع‌ها جهت پایدار نمودن پی‌های سطحی در مقابله با نیروهای برکنش می‌باشد.

نکات کلی

شمع‌های کوبیدنی موجب تراکم و بهسازی به ویژه در خاک‌های دانه‌ای سست شده و اصطکاک جداری آنها نیز به علت درگیری و قفل و بست مناسب با خاک اطراف قابل توجه است.

شمع کوبی ممکن است موجب صدمه به سازه‌های مجاور و تورم خاکهای اطراف گردد.

در خاک‌های ماسه‌ای و سیلتی از نوع سست تا متوسط به لحاظ تراکمی، توأم با بالا بودن سطح آب زیرزمینی استفاده از کوبش شمع کم دردسر بوده زیرا حفاری و ریختن شمع‌ها مشکلات اجرایی را دربر داشته و استفاده از گل حفاری و یا قالب جهت جلوگیری از ریزش را ضروری می‌سازد.

شمع‌های حفاری ـ ریختنی از نوع شمع بدون جابجایی و یا جابجایی کم بوده و لذا اصطکاک جداری و حتی مقاومت کف آنها در مقایسه با شمع‌های کوبیدنی کمتر است. مشکل قطر و اندازه شمع مطرح نبوده و اگر لایه سخت و سنگ بستر در اعماق سطحی‌تر واقع باشند، بکارگیری چنین شمعی با مقاومت انتهایی بسیار مطلوب می‌باشد. اگرچه حفاری، به خصوص در خاکهای دانه‌ای ریز و در زیر سطح آب با معضلات اجرایی توأم می‌باشد، ولی اجرای اینگونه شمع‌ها عوارض و اثرگذاری کمتری را در محیط اطراف نسبت به شمع‌های کوبیدنی به دنبال دارد.

شمع‌هایی که به روش کوبیدنی یا راندنی اجرا می‌شوند، موجب تغییر فشار آب منفذی در اطراف شمع می‌گردند. چنانچه خاک قابلیت فشردگی بر اثر برش را داشته باشد، فشار آب منفذی بالا خواهد رفت.

کوبش شمع در خاک ریزدانه باعث می‌شود تا در کوتاه مدت، مقاومت نوک شمع افزایش یافته و مقاومت جداره کاهش یابد.

کوبش شمع در خاک ریزدانه باعث می‌شود تا در دراز مدت از مقاومت نوک کاسته شده و مقاومت جداره افزایش یابد.

کاهش تدریجی فشار آب منفذی موجب افزایش ظرفیت باربری شمع نسبت به زمان می‌گردد. به این خاصیت، گیرش خاک (soil set) گفته می‌شود. در چنین شرایطی مقاومت شمع در انتهای کوبش اولیه کمتر از مقاومت آن در کوبش مجدد خواهد بود. چنانچه عکس این پدیده اتفاق افتد به آن رها شدن خاک (Relaxation) گفته می‌شود و در شرایطی ایجاد می‌شود که خاک بر اثر برش تمایل به افزایش حجم داشته باشد.

دلیل رفتار متفاوت کوتاه مدت و درازمدت خاک‌های ریزدانه، تحکیم خاک اطراف شمع می‌باشد.

کوبش شمع باعث افزایش فشار آب حفره‌ای در محدوده‌ای تقریبی تا ۱/۵ برابر قطر شمع می‌گردد.

تمایل به افزایش حجم موجب کاهش فشار منفذی در انتهای کوبش شده و بنابراین در انتهای کوبیدن اولیه نسبت به مدتی بعد از آن و در کوبش مجدد بالاتر خواهد بود.

کوبیدن شمع‌های پیش ساخته در خاک‌های دانه‌ای باعث افزایش تراکم می‌شود که نتیجه آن افزایش اصطکاک خاک دانه‌ای خواهد بود. از سوی دیگر در خاک‌های ریز دانه به علت نفوذپذیری کم آن، در اثر کوبش شمع، فشار آب حفره‌ای افزایش یافته و در نتیجه خصوصیات مقاومتی خاک از جمله چسبندگی خاک‌های ریزدانه تحکیم یافته کاهش می‌یابد.

ظرفیت باربری شمع‌ها در رس‌های نرم با گذشت زمان افزایش می‌یابد که اکثر این سفت‌شدگی طی ۱ تا ۳ ماه روی می‌دهد، ولی شمع‌های HP طی زمان طولانی‌تری به این وضعیت می‌رسند.

با توجه به اینکه اغلب در مواقعی نیاز به اجرای شمع است که خاک بستر از نوع رس و لای نرم یا ماسه با تراکم پایین باشد، بنابراین بیشتر پدیده گیرش نسبت به زمان مطرح خواهد شد. مشاهدات تجربی نشان می‌دهد که بازیابی مقاومت از دست رفته بر اثر شمع‌کوبی به مدت زمان قابل توجهی نیازمند است که در این خصوص جهت بارگذاری بر روی شمع در خاک‌های ریزدانه دوره زمانی ۶ الی ۸ هفته‌ای توصیه می‌شود.

شمع‌های کوبیده شده در توده خاک همواره باعث شکل‌گیری مجدد خاک در ناحیه مجاور شمع می‌شوند (در حدود ۳ تا ۵ برابر قطر شمع). در این وضعیت پارامترهای مقاومت برشی زهکشی نشده خاک ایجاد می‌شوند، البته چنانچه درجه اشباع پائین باشد و یا ضریب نفوذپذیری نسبتاً بالا باشد، مقادیر این پارامترها می‌توانند به مقادیر زهکشی شده نزدیک شوند.

کوبش شمع در لایه درشت دانه متراکم باعث کاهش تراکم می‌گردد ولی اگر خاک درشت دانه، سست باشد، کوبش شمع باعث افزایش تراکم خاک می‌شود.

کوبش شمع در خاک‌های دانه‌ای باعث ایجاد شعاع تراکم در حدود ۱/۵ تا ۳ برابر قطر شمع در اطراف شمع و به عمق تقریبی ۰/۷۵ تا ۱/۲۵ قطر شمع می‌گردد.

کوبش شمع در خاک‌های دانه‌ای سست باعث افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک می‌گردد.

کوبش شمع در خاک‌های دانه‌ای سست باعث افزایش ظرفیت باربری شمع می‌گردد.

بارگذاری روی شمع

۱ـ بارهای محوری: الف ـ بارهای فشاری: از طریق عکس‌العمل نوک و جداری در اطراف شمع تحمل می‌شود. ب ـ بارهای کششی: با عکس‌العمل جداری و وزن شمع تامین می‌شود.

۲ـ بارهای جانبی: الف ـ نیروهای افقی ب ـ لنگر وارده

جابجایی لازم در کف شمع جهت بسیج شدن کامل مقاومت انتهایی به میزان قابل ملاحظه‌ای بیشتر از جابجایی لازم برای فعال شدن مقاومت اصطکاکی است.

مقدار جابجایی لازم برای شمع‌های با قطر بزرگتر نسبت به شمع‌های با قطر کوچکتر بیشتر است.

مقدار جابجایی لازم برای شمع‌های کوبیدنی در مقایسه با شمع‌های ریختنی بیشتر است؛ زیرا آنها در هنگام کوبیدن، خاک را متراکم نموده و در واقع حالت پیش بارگذاری و پیش فشردگی در خاک ایجاد می‌شود.

در صورتی که شمع بلند باشد و نوک شمع در تماس با لایه سخت باشد، مقاومت نوک از اهمیت بیشتری برخوردار است و مقاومت اصطکاکی نیز در نظر گرفته می‌شود. اگر شمع کوتاه باشد و نوک آن در تماس با لایه سخت باشد، فقط مقاومت نوک شمع حائز اهمیت می‌باشد. در صورتیکه نوک شمع با لایه سخت برخورد نداشته باشد تنها مقاومت اصطکاکی مهم است. به عبارت دیگر چه شمع کوتاه و چه بلند باشد، در صورتیکه نوک شمع در تماس با لایه سخت نباشد. فقط مقاومت اصطکاکی شمع در نظر گرفته خواهد شد.

در جایی که شمع‌ها در چاه‌های از پیش حفر شده اجرا شوند، حالت خاک تقریباً در همان حالت شرایط موجود (زهکشی شده یا تحکیم یافته زهکشی نشده) باقی خواهد ماند. در این حالت احتمال از بین رفتن چسبندگی در محل انفصال بتن خیس و خاک وجود دارد، اما این کمبود با افزایش اندکی در قطر شمع جبران خواهد شد، در این صورت خاک اطراف شمع با هیدراته شدن سیمان بخشی از بدنه شمع خواهد شد. کاهش $k_{\circ}$ ناشی از انبساط خاک به سمت داخل حفره شمع می‌تواند به واسطه فشار جانبی ناشی از بتن تر که دانسیته‌ای بزرگ‌تر از خاک دارد تا حدودی جبران شود.

نکته۲: اتصال سر شمع به کلاهک می‌تواند به صورت گیردار یا مفصلی باشد. در صورت عدم وجود کلاهک، سر شمع به صورت آزاد خواهد بود.

اتصال گیردار عموماً در شمع‌های خمشی مطرح می‌باشد و در شمع‌های تحت بار محوری، اتصال مفصلی در نظر گرفته می‌شود.

کلاهک بتنی را می‌توان به صورت صلب یا انعطاف‌پذیر طراحی نمود که عموماً جهت توزیع مناسب‌تر بارها و عملکرد بهتر شمع‌ها، کلاهک را به صورت صلب در نظر می‌گیرند. حداقل ضخامت کلاهک ۳۰ سانتیمتر توصیه می‌گردد. به صورت تخمینی در صورتی که فاصله متوسط شمع‌ها از یکدیگر برابر L باشد، ضخامت $\frac{L}{۲/۵}$ جهت تأمین صلبیت کلاهک لازم می‌باشد. در صورتی که فاصله بین شمع‌ها زیاد باشد می‌توان کلاهک را با ضخامت متغیر در نظر گرفت.

مثال۷: کوبش شمع در خاک‌های دانه‌ای زاویه اصطکاک داخلی خاک را در چه حدودی می‌تواند افزایش دهد؟

۱) حدود۳ درجه ۲) حدود ۱۰درجه ۳) حدود ۱۵ درجه ۴) حدود ۳۰ درجه

☑ **پاسخ:** گزینه «۳» با کوبش شمع در خاک‌های دانه‌ای، افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک در حدود ۱۵ درجه می‌باشد.

مثال۸: کدام عبارت در مورد شمع‌های کوبشی صحیح است؟

۱) در کوتاه مدت در خاک‌های ریزدانه، مقاومت جداری اندک و مقاومت نوک زیاد است.

۲) در بلند مدت در خاک‌های ریزدانه، مقاومت جداری اندک و مقاومت نوک زیاد است.

۳) در کوتاه مدت در خاک‌های ریزدانه مقاومت جداری زیاد و مقاومت نوک اندک است.

۴) در بلندمدت درخاک‌های ریزدانه مقاومت جداری زیاد و مقاومت نوک زیاد است.

☑ **پاسخ:** گزینه «۱» در شمع‌های کوبشی رفتار کوتاه مدت و بلند مدت شمع متفاوت است. در کوتاه مدت مقاومت جداری اندک و مقاومت نوک زیاد است و در بلندمدت رفتار بر عکس است.

مثال۹: حداقل جابجایی جهت فعال شدن مقاومت اصطکاکی جداره چقدر است؟

۱) کمتر از ۵ میلیمتر ۲) بین ۵ تا ۱۰میلیمتر ۳) بین ۱۰ تا ۱۵ میلیمتر ۴) بین ۱۵ تا ۲۰ میلیمتر

☑ **پاسخ:** گزینه «۲» حداقل جابجایی لازم جهت فعال شدن مقاومت اصطکاکی شمع بین ۵ تا ۱۰ میلیمتر می‌باشد.

مثال۱۰: کدام عبارت صحیح است؟

۱) کوبش شمع در لایه درشت دانه متراکم باعث افزایش تراکم و در لایه درشت دانه سست باعث افزایش تراکم می‌شود.

۲) کوبش شمع در لایه درشت دانه متراکم باعث کاهش تراکم و در لایه درشت دانه سست باعث کاهش تراکم می‌شود.

۳) کوبش شمع در لایه درشت دانه متراکم باعث کاهش تراکم و در لایه درشت دانه سست باعث افزایش تراکم می‌شود.

۴) کوبش شمع در لایه درشت دانه متراکم باعث افزایش تراکم و در لایه درشت دانه سست باعث کاهش تراکم می‌شود.

☑ **پاسخ:** گزینه «۳» کوبش شمع در خاک درشت‌دانه متراکم باعث کاهش تراکم و در خاک درشت دانه سست باعث افزایش تراکم می‌شود.

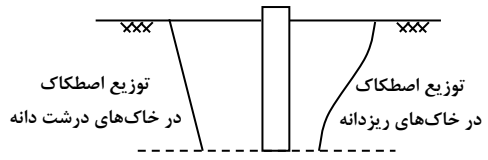
مکانیسم انتقال بار

شمع‌ها به صورت اتکایی یا اصطکاکی و یا ترکیبی از این ۲ حالت، بار را به زمین منتقل می‌کنند. همان طور که اشاره شد در صورتی که جابجایی نسبی بین شمع و خاک اطراف آن بین ۵ تا ۱۰میلیمتر باشد، بدون توجه به طول و یا اندازه شمع، مقاومت اصطکاکی در جداره شمع (Q_s) ایجاد می‌گردد. همچنین زمانی مقاومت نوک شمع (Q_p) حاصل خواهد شد که جابجایی در نوک شمع به میزان ۱۰ تا ۲۵ درصد قطر شمع صورت گرفته باشد. همانطور که این بحث نشان می‌دهد میزان جابجایی لازم برای ایجاد مقاومت اصطکاکی بسیار کمتر از میزان جابجایی لازم برای ایجاد مقاومت اتکایی در نوک شمع می‌باشد.

با توجه به مکانیسم انتقال بار به خاک، شمع‌ها را به دو گروه کلی شمع‌های اتکایی و شمع‌های اصطکاکی (شمع شناور) تقسیم می‌کنند. لازم به ذکر است که در مواردی از شمع برای کوبش لایه‌های دانه‌ای سست استفاده می‌گردد که نتیجه آن رسیدن به تراکم بهتر در سطح خاک و اصلاح خاک است که به این دسته از شمع‌ها، شمع‌های تراکمی گفته می‌شود. جهت محاسبه طول شمع‌های تراکمی باید به عمق لازم برای عملیات تراکم، تراکم خاک قبل از اجرای شمع و نیز تراکم مورد نیاز پس از کوبش شمع توجه نمود.

در شمع‌های منفرد اگر اصطکاک جدار از ۸۰% ظرفیت باربری نهایی شمع بیشتر باشد، شمع اصطکاکی و در غیر این صورت، شمع با تحمل انتهایی (اتکایی) نامیده می‌شود. اگر از مقاومت نوک شمع صرف‌نظر گردد، شمع به نام شمع شناور نامیده می‌شود.

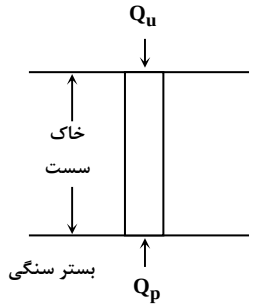
نحوهٔ انتقال اصطکاک جداری شمع به خاک مجاور به نوع خاک بستگی دارد. در خاک‌های ریزدانه، انتقال بار به صورت غیر خطی می‌باشد و با عمق کاهش می‌یابد. در خاک‌های درشت‌دانه انتقال بار با عمق تقریباً خطی است به طوری‌که بارهای بیشتر در بالای شمع و بارهای کمتر در پایین شمع می‌باشد.



جهت فعال شدن اصطکاک جدار و مقاومت انتهایی شمع، مقداری حرکت برای شمع ضروری می‌باشد، به نحوی که نتایج آزمایش‌های صحرایی بیان می‌دارد که جهت فعال شدن کامل اصطکاک جدار شمع نیاز به جابه‌جایی قائم حدود ۵ تا ۱۰ میلی‌متر می‌باشد. جابه‌جایی‌های قائم و افقی به مقاومت خاک بستگی دارد و مستقل از طول و نیز قطر شمع می‌باشد. در شمع‌های کوبیده شده، مقاومت انتهایی شمع وقتی فعال می‌گردد که جابه‌جایی قائم حدود ۱۰% قطر نوک شمع باشد. همچنین برای شمع‌هایی که پس از حفاری نصب می‌شوند، مقدار جابه‌جایی قائم حدود ۳۰% قطر نوک شمع لازم خواهد بود. باید توجه گردد که اصطکاک جداری کامل و نیز ظرفیت کامل انتهایی شمع با یک تغییر مکان فعال نمی‌گردد.

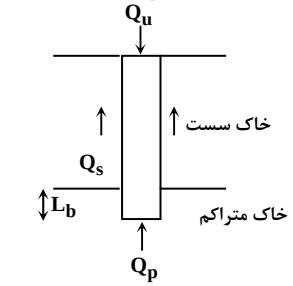
نکته قابل ذکر این است که جهت افزایش بار مجاز شمع‌های شناور می‌توان طول و قطر شمع را افزایش داد اما افزایش طول، اقتصادی‌تر می‌باشد.

الف ـ شمع اتکایی: در صورتیکه لایه متراکم و یا بستر سنگی در عمقی قابل قبول از سطح زمین قرار داشته باشد عموماً طول شمع را تا رسیدن به لایه مذکور ادامه می‌دهند. در این شرایط، ظرفیت باربری نهایی برابر ظرفیت باربری لایه سنگی خواهد بود و مقاومت شمع از طریق نوک شمع و به صورت اتکایی محاسبه می‌گردد. در این حالت طول شمع را به راحتی می‌توان برابر طول مورد نظر تا رسیدن به بستر سنگی در نظر گرفت.



در صورتیکه بستر سنگی وجود نداشته باشد و به جای آن لایه ای سخت و محکم وجود داشته باشد، شمع باید در داخل لایه متراکم امتداد داشته باشد. به عبارت دیگر در شمع اتکایی لازم است شمع تا چند برابر قطر آن در داخل خاک متراکم نفوذ نماید تا عملکرد اتکایی داشته باشد. باید توجه داشت این مسأله ربطی به روش محاسبه مقاومت نوک شمع ندارد.

$$Q_u = Q_p$$



در این حالت ظرفیت باربری نهایی برابر مجموع ظرفیت باربری نوک و اصطکاکی خواهد بود.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

در رابطه بالا، Q_u: ظرفیت باربری نهایی شمع؛ Q_p: ظرفیت باربری نوک شمع و Q_s: ظرفیت باربری اصطکاکی شمع می‌باشند.

مثال۱۱: در صورتی که لایه انتهایی خاک، متراکم و صلب باشد، همانند لایه ماسه‌ای یا شنی متراکم، کدام عبارت زیر صحیح است؟

۱) به علت عدم امکان جابجایی شمع و بسیج نشدن مقاومت اصطکاکی $Q_u=Q_p$ می‌باشد.

۲) ظرفیت باربری نهایی برابر است با: $Q_u=Q_p+Q_s$

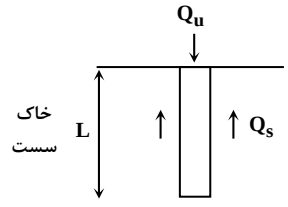
۳) شمع به صورت شناور عمل می‌کند:$Q_u=Q_s$

۴) به نوع طراحی شمع بستگی دارد.

☑ **پاسخ:** گزینه «۱» همان‌طور که اشاره شد در حالتی که بستر سنگی یا متراکم و صلب وجود داشته باشد، بار عمدتاً از طریق نوک شمع به خاک منتقل خواهد شد.

◆ ◆ ◆ ◆

ب ـ شمع اصطکاکی (شمع شناور)



در صورتیکه بستر سنگی و یا لایه متراکم در عمق زیادی قرار داشته باشد، استفاده از شمع اتکایی اقتصادی نخواهد بود. در چنین شرایطی شمع به صورت اصطکاکی (شناور) در نظر گرفته شده و قسمت اعظم بار توسط اصطکاک جداره شمع تحمل می‌گردد. با توجه به ناچیز بودن ظرفیت باربری نوک شمع (Q_p) ظرفیت باربری نهایی به صورت روبرو در نظر گرفته می‌شود:

$$Q_u = Q_s$$

شمع‌های اصطکاکی دارای قطر و طول بزرگی هستند تا بتوانند بار را از طریق اصطکاک بدنه خود به خاک اطراف منتقل نمایند.

شمع‌ها را می‌توان به ۲ دسته کلی شمع‌های **با جابجایی (با جابجایی زیاد)** و **شمع‌های بدون جابجایی (با جابجایی کم)** تقسیم‌بندی نمود. آنچه که بر این تقسیم‌بندی تأثیر می‌گذارد نوع اجرای شمع و نیز نوع شمع می‌باشد. شمع‌های کوبیده شده بتنی و نیز شمع‌های کوبیده شده فولادی لوله‌ای با انتهای بسته به علت اعمال نیروهای رانشی به خاک اطراف و نیز حجم قابل توجه خود، از جمله شمع‌های با جابجایی زیاد می‌باشند. این نوع شمع‌ها به علت اعمال

نیروهای رانشی به خاک باعث متراکم شدن خاک اطراف شمع می‌گردند. از سوی دیگر شمع‌های فولادی H شکل به علت حجم کم خود، جابجایی‌های کمی را در خاک اطراف ایجاد می‌کنند. شمع‌های درجاریز بتنی از جمله شمع‌های بدون جابجایی می‌باشند. این نوع شمع‌ها فشار جانبی اندکی به خاک اطراف خود منتقل می‌نمایند. توجه گردد که منظور از جابجایی در این قسمت، جابجایی خاک اطراف شمع است.

مثال۱۲: کدام‌یک از شمع‌های زیر بیشترین تاثیر را بر خاک اطراف خود از لحاظ تغییرات تنش می‌گذارند؟

۱) شمع‌های H شکل ۲) شمع بتنی درجاریز ۳) شمع بتنی پیش ساخته ۴) تفاوتی ندارند

☑ **پاسخ:** گزینه «۳» شمع‌های H شکل و بتنی درجاریز تغییرات کمی در تنش‌های محیط اطراف بوجود می‌آورند، حال آن که شمع بتنی پیش ساخته بیشترین تغییرات تنش را در خاک اطراف شمع ایجاد خواهد نمود.

توجه شود که میکروپایل‌ها (ریز شمع‌ها) مانند شمع‌های تراکمی دارای مکانیسم انتقال باری متفاوت از شمع‌های اصطکاکی و اتکایی هستند. این شمع‌ها دارای طول و قطر کم بوده و برای تراکم لایه‌های سطحی خاک‌های دانه‌ای و نیز افزایش ظرفیت باربری خاک‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. ریز شمع‌ها دارای قطر ۵ تا ۱۰ سانتیمتر و طول ۵ الی ۱۰ متر می‌باشند و عموماً به صورت درجاریز در محل اجرا می‌شوند. بدین منظور چاه به صورت قائم یا مورب حفاری شده و در ادامه ملات سیمان با فشار در آن تزریق می‌گردد. به دلیل قطر کم ریز شمع‌ها، مقاومت نوک قابل صرف‌نظر بوده و لذا باربری به صورت اصطکاکی (جانبی) صورت می‌گیرد. عمده نیروهای موجود در ریز شمع‌ها به صورت کششی و فشاری هستند.

نکته۳: در صورتی که احتمال تغییر سطح آب زیرزمینی در منطقه وجود داشته باشد باید به نشست تحکیمی و نیز اصطکاک منفی توجه نمود.

نکته۴: در صورتی که شمع تحت فشار جانبی باشد باید قطر شمع‌ها بزرگتر یا مساوی ۸۰ سانتیمتر در نظر گرفته شوند.

ظرفیت باربری شمع‌ها

ظرفیت باربری نهایی شمع را می‌توان مجموع ظرفیت باربری نوک شمع و ظرفیت باربری اصطکاک جلدی شمع در نظر گرفت:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Q_u: ظرفیت باربری نهایی — Q_p: ظرفیت باربری نوک — Q_s: ظرفیت باربری اصطکاکی

ظرفیت باربری نوک شمع

ظرفیت باربری نوک شمع بر اساس خصوصیات وزنی ـ حجمی خاک نوک شمع تعیین می‌گردد. اگرچه شمع‌ها، شالوده‌های عمیق هستند اما ظرفیت باربری آنها را می‌توان با رابطه‌ای مشابه رابطه باربری پی‌های سطحی با ضرایب باربری متفاوت بیان نمود. از آنجا که عرض شمع D کوچک است، می‌توان ظرفیت باربری نوک شمع را به صورت روبرو بیان کرد: $\gamma D N_\gamma \approx 0 \rightarrow Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q' N_q^*)$

در این رابطه، c: چسبندگی خاکی است که نوک شمع بر آن قرار گرفته است و q': تنش مؤثر قائم در تراز نوک شمع و D عرض نوک شمع می‌باشد. باید توجه نمود که چون هدف، تعیین ظرفیت باربری نوک شمع است بنابراین در رابطه بالا باید از چسبندگی خاک قرار گرفته در نوک شمع استفاده نمود.

یادآوری: تنش مؤثر قائم از رابطه مقابل به دست می‌آید: $\sigma'_v = q' = z(\gamma_{sat} - \gamma_w) = z\gamma'$ = وزن مخصوص غوطه‌وری × عمق لایه

مقاومت باربری شمعی که در خاک ماسه‌ای کوبیده می‌شود، اساساً به تراکم نسبی ماسه بستگی دارد. پس از جابجایی و لرزش خاک در حین کوبش شمع در خاک ماسه‌ای سست، معمولاً تراکم نسبی خاک اطراف شمع افزایش یافته و مقاومت باربری زمین افزایش می‌یابد. در این شرایط در عمل مقاومت باربری بیش از مقدار نظری است.

رابطه ظرفیت باربری نوک برای شمع‌های کوبیده شده و ریخته شده در ماسه تفاوتی با یکدیگر ندارد که در ادامه به آن اشاره می‌شود.

الف ـ ظرفیت باربری نوک (روش میرهوف)

در این روش ظرفیت باربری نوک یک شمع کوبیده شده در لایه ماسه‌ای با عمق فرو رفته شمع در لایه باربر افزایش پیدا می‌کند و در نسبت عمقی بحرانی (L_b/D) به مقدار حداکثر خود می‌رسد. در یک خاک همگن، L_b برابر طول واقعی مدفون شمع یعنی L می‌باشد. اما در خاک‌های غیرهمگن که خاک ضعیف بر روی خاک قوی قرار دارد، این طول از طول واقعی مدفون شمع کوچکتر است. در این حالت L_b طول نفوذ در لایه باربر است.