



جزوه مهندسی پی

دکتر مهدی مرادی

ویرایش چهارم- زمستان ۹۸

سرفصل درس

- ۱- روش‌های شناسایی خاک
- ۲- انواع پی‌ها و ظرفیت باربری خاک در پی‌های سطحی
- ۳- توزیع تنش و نشست در خاک
- ۴- طراحی پی‌های سطحی
- ۵- گودبرداری و روش‌های پایداری گودها
- ۶- دیوار حایل و شمع‌ها

منابع:

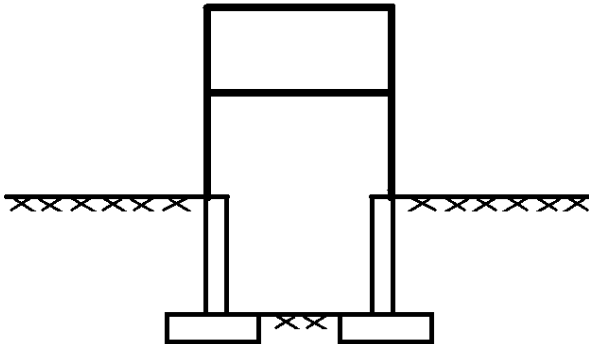
- ✓ اصول مهندسی ژئوتکنیک، جلد دوم، مهندسی پی، ترجمه‌ی شاپور طاحونی، تألیف براجم ام داس
- ✓ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، پی و پی‌سازی، ویرایش سوم ۱۳۹۲
- ✓ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، طراحی و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه، ویرایش دوم ۱۳۹۲
- ✓ آنالیز و طراحی سازه‌های بتن‌آرمه، دکتر کی نیا

فصل اول: روش‌های شناسایی خاک

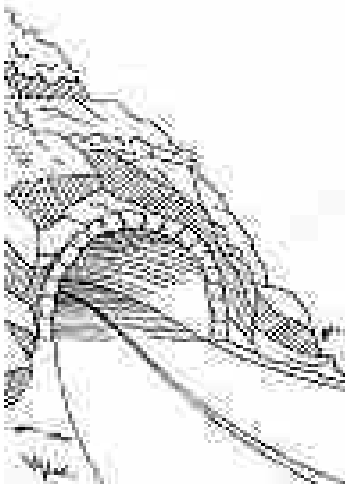
تعریف پی (بر اساس مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان): به مجموعه‌ای از سازه و خاک در تماس با آن اطلاق می‌شود که انتقال بار بین سازه و زمین از طریق آن صورت می‌گیرد (خاک موردنظر تحت تنش قابل توجهی است).

مثال: یک سازه به همراه دیوار حائل و فونداسیون آن مفروض است. پی سازه و

قسمت رو سازه آن را مشخص کنید؟



مثال ۲: برای یک تونل رو سازه و پی آن را مشخص کنید؟



آیا سازه‌ای وجود دارد که پی نداشته باشد؟

برای طراحی شالوده نیاز داریم تا از رفتار و طبیعت خاک زیر شالوده مطلع باشیم.

فرآیند شناسایی لایه‌های خاک زیر پی و تعیین مشخصات فیزیکی آن را شناسایی تحت‌الارضی می‌نامند.

اهداف شناسایی تحت‌الارضی:

۱- انتخاب نوع و عمق شالوده‌ای که برای سازه مناسب است.

۲- تخمین ظرفیت باربری پی

۳- تخمین نشست احتمالی سازه

۴- تعیین پتانسیل‌های مسئله‌ساز خاک از قبیل تورم، رمبندگی و غیره

۵- تعیین سطح آب زیر زمینی

۶- تعیین فشار جانبی خاک بر روی سازه‌هایی نظیر دیوار حائل، سازه نگهبان و غیره

۷- تعیین روش‌های اجرایی برای تغییر شرایط تحت‌الارضی

مطالعات تحت‌الارضی شامل مراحل زیر می‌شود:

۱- جمع‌آوری اطلاعات اولیه: بررسی بار تقریبی و فواصل ستون‌ها و کنترل محدودیت‌های آیین‌نامه‌های ملی، کنترل اطلاعات کلی خاک منطقه

بر اساس نقشه‌های زمین‌شناسی سازمان زمین‌شناسی و گزارش‌های زمین‌شناسی و ژئوتکنیک برای تأسیسات نزدیک محل پروژه

۲- بازدید محلی: در بازدید محلی به صورت چشمی اطلاعاتی از محل پروژه شامل وجود خاک دستی، وضعیت ترک‌ها و ناپایداری احتمالی شیب‌ها، وجود خاک نباتی و پوشش گیاهی، تعیین تراز آب زیرزمینی با بررسی تراز آب چاه‌های اطراف منطقه پروژه، بررسی گزارش آزمایش خاک ساختمان‌های مجاور و غیره

۳- عملیات شناسایی خاک شامل برداشت نمونه از طریق گمانه‌زنی در اعماق مختلف یا آزمایش‌های در جا گمانه: حفاری در زمین به منظور شناخت خواص مهندسی خاک است. حفاری می‌تواند به صورت دستی با رعایت مسائل فنی و ایمنی خاص یا با ماشین حفاری انجام شود.

مطابق مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان سازه‌هایی که کلیه شرایط بند ۷-۲-۲ (شرایط نیاز به عملیات گمانه‌زنی) را داشته باشند، نیاز به عملیات گمانه زنی ندارند و جمع‌آوری اطلاعات اولیه و بازدید محلی برای آن‌ها کافی است:

۷-۲-۲- شرایط عدم نیاز به عملیات گمانه‌زنی:

۱- داده‌های کافی از محدوده محل موردنظر و زمین‌های مشابه در دسترس باشد.

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

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

۴- مقدار گودبرداری کمتر از ۲ متر باشد.

۵- پروژه شامل تعداد زیادی ساختمان در کنار هم مانند شهرک نباشد.

۶- نوع زمین طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ از نوع ۱ یا ۲ نباشد.

۷- هیچ کدام از شرایط زیر وجود نداشته باشد:

الف- احتمال موجه شدن با خاک دستی

ب- احتمال مواجه شدن با خاک مسئله‌دار (متورم شونده، روانگرایی، رمبنده)

پ- سازه‌ای در مجاور محل ساخت که احتمال خسارت به آن وجود داشته باشد

ت- وجود گسل اصلی در نزدیکی محل پروژه

ث- مناطقی با سطح آب زیر زمینی بالا

پارامترهای مربوط به گمانه‌ها: الف- تعداد گمانه‌ها ب- عمق گمانه‌ها

تعداد گمانه‌ها با توجه به عوامل زیر تعیین می‌شوند:

۱- سطح پروژه ۲- نوع سازه از لحاظ اهمیت ۳- شرایط لایه‌بندی و یکنواختی خاک محل پروژه ۴- وجود گودبرداری و عمق آن

تعداد گمانه‌ها را می‌توان با استفاده از جداول مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان تعیین کرد.

عمق گمانه‌ها به‌طور خلاصه بر اساس مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان به صورت زیر تعیین می‌شود (برای جزئیات بیشتر به مبحث مراجعه شود):

- اگر نشست در طراحی پی تعیین کننده باشد، عمق گمانه باید بیشتر از عمقی باشد که در آن اضافه تنش حاصل از بار ساختمان به

۱- ۱۰ درصد تنش مؤثر زمین در آن عمق

۲- ۱۰ درصد اضافه تنش حاصل از بار ساختمان بر کف پی

باشد. به جای محاسبه این عمق می‌توان برای پی مربعی 2B تا 2.5B و برای پی نواری عمق 3B تا 4B را در نظر گرفت (B در ادامه تعریف می‌شود).

- اگر ظرفیت باربری زمین و گسیختگی برشی خاک زیر پی در طراحی تعیین کننده باشد. عمق گمانه باید بین B تا 1.5B در نظر گرفته شود. مقدار B عرض ساختمان یا پی است.

- فاصله لب‌به‌لب دو پی مجاور $<$ مجموع عرض آن دو پی $\Rightarrow$ عرض یک پی $B =$
- پی منفرد $\Rightarrow$ فاصله لب‌به‌لب دو پی مجاور $\geq$ مجموع عرض آن دو پی $\Rightarrow$ عرض کل ساختمان $B =$
- پی نواری $\Rightarrow$ فاصله لب‌به‌لب دو پی مجاور $< ۱,۵$ برابر مجموع عرض آن دو پی $\Rightarrow$ عرض یک پی $B =$
- پی گسترده $\Rightarrow$ عرض کل ساختمان $B =$ فاصله لب‌به‌لب دو پی مجاور $\geq ۱,۵$ برابر مجموع عرض آن دو پی $\Rightarrow$ عرض کل ساختمان $B =$

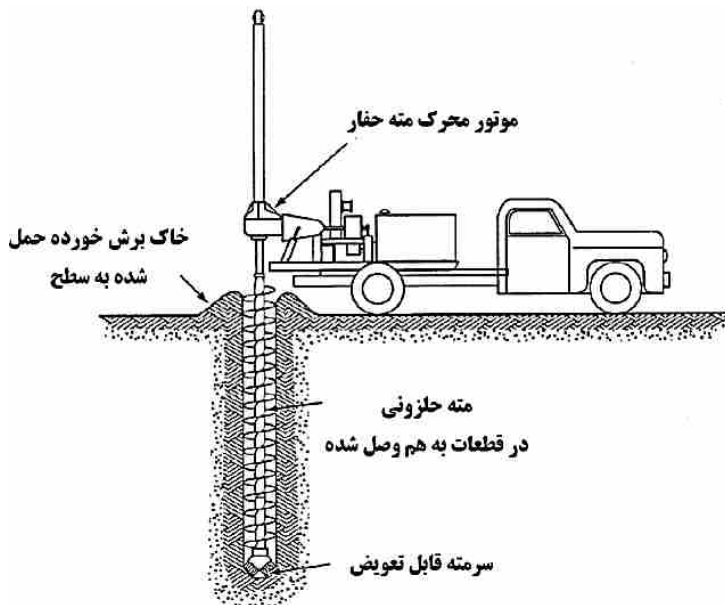
هدف از حفر گمانه تهیه‌ی نمونه خاک است. این نمونه‌ها با توجه به روش حفر گمانه می‌توانند به دو صورت دست‌خورده و دست‌نخورده باشند. از نمونه‌های دست‌خورده می‌توان برای آزمایش‌های زیر استفاده کرد:

- ۱- آزمایش دانه‌بندی ۲- آزمایش حدود مایع و خمیری ۳- چگالی دانه‌ها ۴- تعیین مواد آلی ۵- طبقه‌بندی خاک
- برای آزمایش‌های تحکیم یا مقاومت برشی نمی‌توان از نمونه‌های دست‌خورده استفاده کرد.

روش‌های گمانه‌زنی:

۱- حفر چاهک دستی

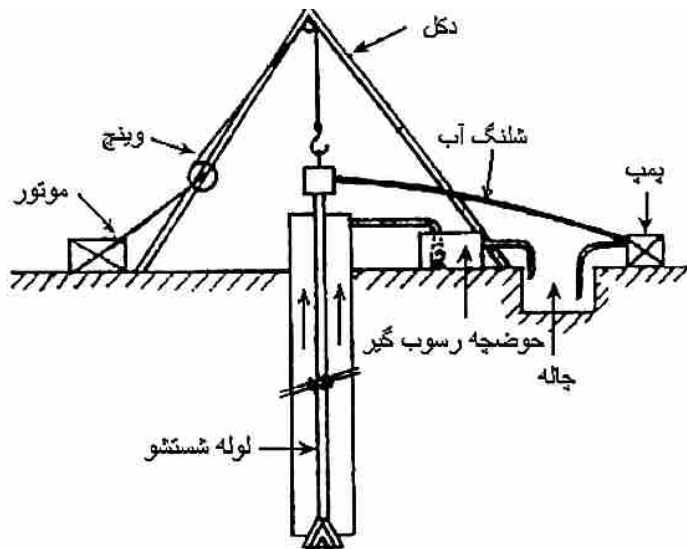
این چاهک‌ها معمولاً با عرضی حدود ۸۰ تا ۱۲۰ سانتی‌متر با عمقی حداکثر تا ۲۰ متر کنده می‌شوند. نمونه حاصل از آن‌ها دست‌خورده است و در اعماق مختلف به دست می‌آیند.



۲- گمانه‌زنی با مته مارپیچی:

نوع دستی آن ساده‌ترین روش گمانه‌زنی است و معمولاً تا عمق ۳ تا ۵ متر و برای سازه‌های سبک استفاده می‌شود. به علت ناپایداری جدارهای گمانه تنها در خاک‌های چسبنده مجاز است. اگر از موتور دیزلی در آن‌ها استفاده شود می‌توانند تا ۷۰ متر حفاری کنند. دو نوع توپر و توخالی دارند. نمونه‌ها در این نوع حفاری دست‌خورده هستند.





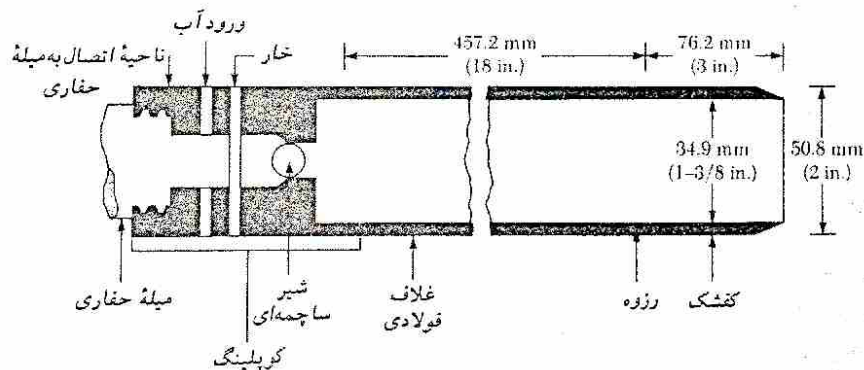
۳- گمانه زنی دورانی

گمانه زنی دورانی تکنیکی است که در آن سر مته با سرعت بالایی دوران کرده و خاک و سنگ موجود در سر مته را خرد و آسیاب کرده و به عمق نفوذ می کند. در انواع خاک ها استفاده از این روش قابل قبول است. در زمان نمونه گیری مته خارج شده و سر مته ای نمونه گیر به آن اضافه می شود. از مخلوط آب و بنتونیت برای جلوگیری از ریزش دیواره ها در این روش حفاری می توان استفاده کرد.

۴- حفاری ضربه ای:

در این روش با بلند کردن و رها کردن یک سر مته سنگین ته گمانه خرد شده و محصولات حفاری با تزریق آب به سطح زمین آورده می شود. این روش منسوخ شده است.

نمونه گیری با استفاده از نمونه گیر قاشقی (آزمایش SPT)



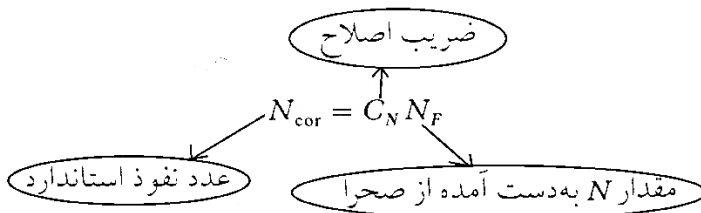
از نمونه گیر قاشقی برای اخذ نمونه دست خورده استفاده می شود. وقتی که گمانه به عمق مطلوبی رسید مته بیرون کشیده شده و نمونه گیر قاشقی به سر میله حفار متصل می شود و به ته گمانه فرستاده می شود. نمونه گیر با استفاده از ضربات چکشی به وزن ۶۲۲ نیوتن به صورت سقوط از ارتفاع ۷۵ سانتی متری انجام می شود. در سه مرحله نمونه گیر به ارتفاع ۱۵ سانتی متر باید در خاک نفوذ کند. تعداد ضربات لازم برای نفوذ دو مرحله ۱۵ سانتی متری پایانی اندازه گیری می شود و به عنوان نفوذ استاندارد اعلام می شود. بر اساس عدد نفوذ استاندارد می توان مقاومت فشاری محصور نشده خاک را محاسبه کرد.

ارتباط بین سفتی خاکهای رسی و عدد نفوذ استاندارد

عدد نفوذ استاندارد N	سفتی	مقاومت فشاری محدود نشده q_u (kN/m^2)
0-2	خیلی نرم	0-25
2-5	نرم	25-50
5-10	متوسط	50-100
10-20	سفت	100-200
20-30	خیلی سفت	200-400
> 30	سخت	> 400

برای مطالعه‌ی بیشتر:

در خاک‌های دانه‌ای عدد نفوذ به‌دست‌آمده از آزمایش باید اصلاح شود:



C_N بر اساس فشار مؤثر سربار خاک به دست می‌آید.

$$C_N = 9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v \text{ (kN/m}^2\text{)}}}$$

در خاک‌های ماسه‌ای علاوه بر مقاومت فشاری، می‌توان تراکم نسبی و زاویه اصطکاک داخلی خاک را نیز به‌صورت تقریبی بر اساس آزمایش SPT تعیین کرد:

زاویه اصطکاک تقریبی خاک ϕ (deg)	تراکم نسبی تقریبی D_r (%)	عدد نفوذ استاندارد N
26-30	0-5	0-5
28-35	5-30	5-10
35-42	30-60	10-30
38-46	60-95	30-50

تعیین سرعت موج برشی در خاک‌ها:

سرعت حرکت موج برشی به علت ایجاد یک ضربه در خاک را می‌توان به‌وسیله‌ی ثبت امواج درون چاه گمانه‌ها به نحو مؤثری تعیین کرد. برای این کار درون دو گمانه به فاصله‌ی 1 از هم می‌توان سرعت موج برشی را اندازه گرفت. در یکی از گمانه‌ها توسط یک میله ضربه‌ای قائم ایجاد می‌شود و در گمانه دیگر زمان رسیدن لرزش حاصل از ضربه تعیین می‌شود. بنابراین سرعت موج برشی برابر است با:

$$v_s = \frac{L}{t}$$

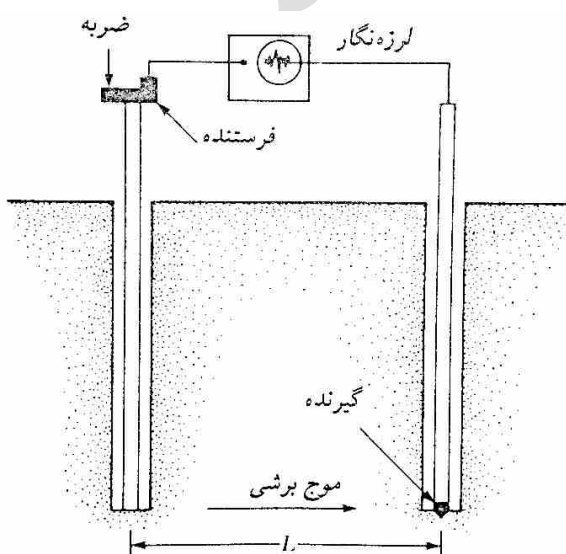
از سرعت موج برشی برای تعیین نوع خاک پروژه استفاده می‌شود و در مسائل مربوط به زلزله کاربرد دارد (آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰).

همچنین ضریب الاستیسیته برشی (مدول برشی G) نیز بر اساس سرعت موج برشی تعیین می‌شود.

$$G = \frac{v_s^2 \gamma}{g}$$

γ = وزن مخصوص خاک

g = شتاب ثقل زمین

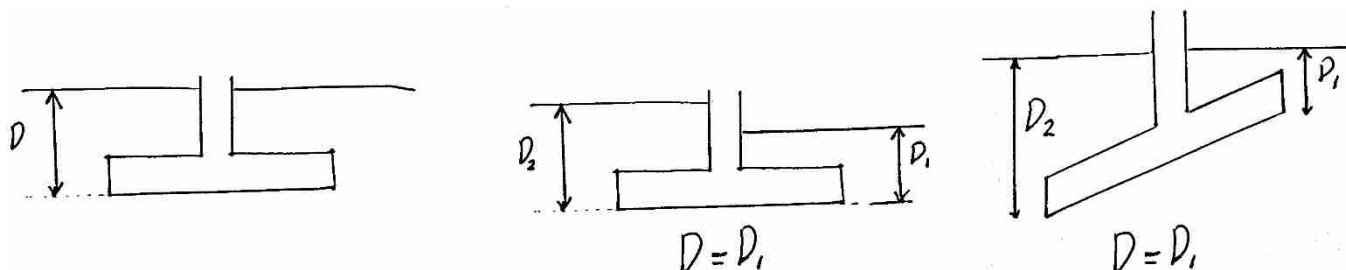


فصل دوم: انواع پی‌ها و ظرفیت باربری خاک در پی‌های سطحی

انواع پی‌ها:

تعریف عمق پی (بر اساس مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان):

کمترین فاصله شاغولی (عمودی) با تراز زیر پی را عمق پی (D) می‌نامند. این عمق در حالات مختلف مطابق شکل زیر تعیین می‌شود (این عمق در رابطه‌هایی که در ادامه درس بررسی می‌شود با عنوان عمق مدفون و به صورت D_f نمایش داده می‌شود):



مطابق مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان، پی‌ها بر اساس عمق و عرضشان به سه دسته تقسیم‌بندی می‌شوند:

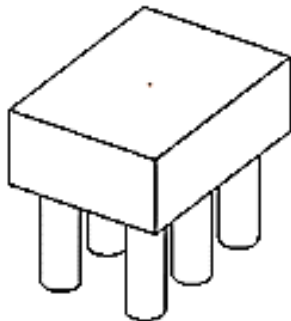
پی‌های سطحی:

به پی‌هایی گفته می‌شود که در عمق کم و نزدیک سطح زمین قرار دارند. در این پی‌ها عمق پی (D) کمتر از سه برابر عرض آن (B) است.

$\left(\frac{D}{B} \leq 3\right)$ این پی‌ها شامل انواع منفرد، نواری، شبکه‌ای و گسترده می‌شوند. جنس پی ممکن است سنگی، بتنی یا بتن‌آرمه باشد.

پی‌های عمیق یا شمع‌ها:

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



پی‌های نیمه عمیق:

به پی‌هایی گفته می‌شود که در حد فاصله بین پی‌های سطحی و عمیق قرار گیرند. این پی‌ها را می‌توان در جهت اطمینان بر اساس مقررات

پی‌های سطحی طراحی کرد. $\left(3 < \frac{D}{B} < 10\right)$

طبقه‌بندی پی‌ها بر اساس مصالح:

- ۱- پی‌های با مصالح بنایی (مثل شفته‌آهک)
- ۲- پی‌های بتنی (پی بتن مسلح و پی بتن غیرمسلح)
- ۳- پی فلزی (شمع فلزی)
- ۴- پی چوبی (شمع چوبی)

تقسیم‌بندی پی‌های سطحی:

- ۱- پی منفرد یا تک: این پی‌ها بار یک ستون را تحمل می‌کنند.

۲- پی مرکب: بار دو ستون را تحمل می‌کنند.

$$\frac{L}{B} < 5$$

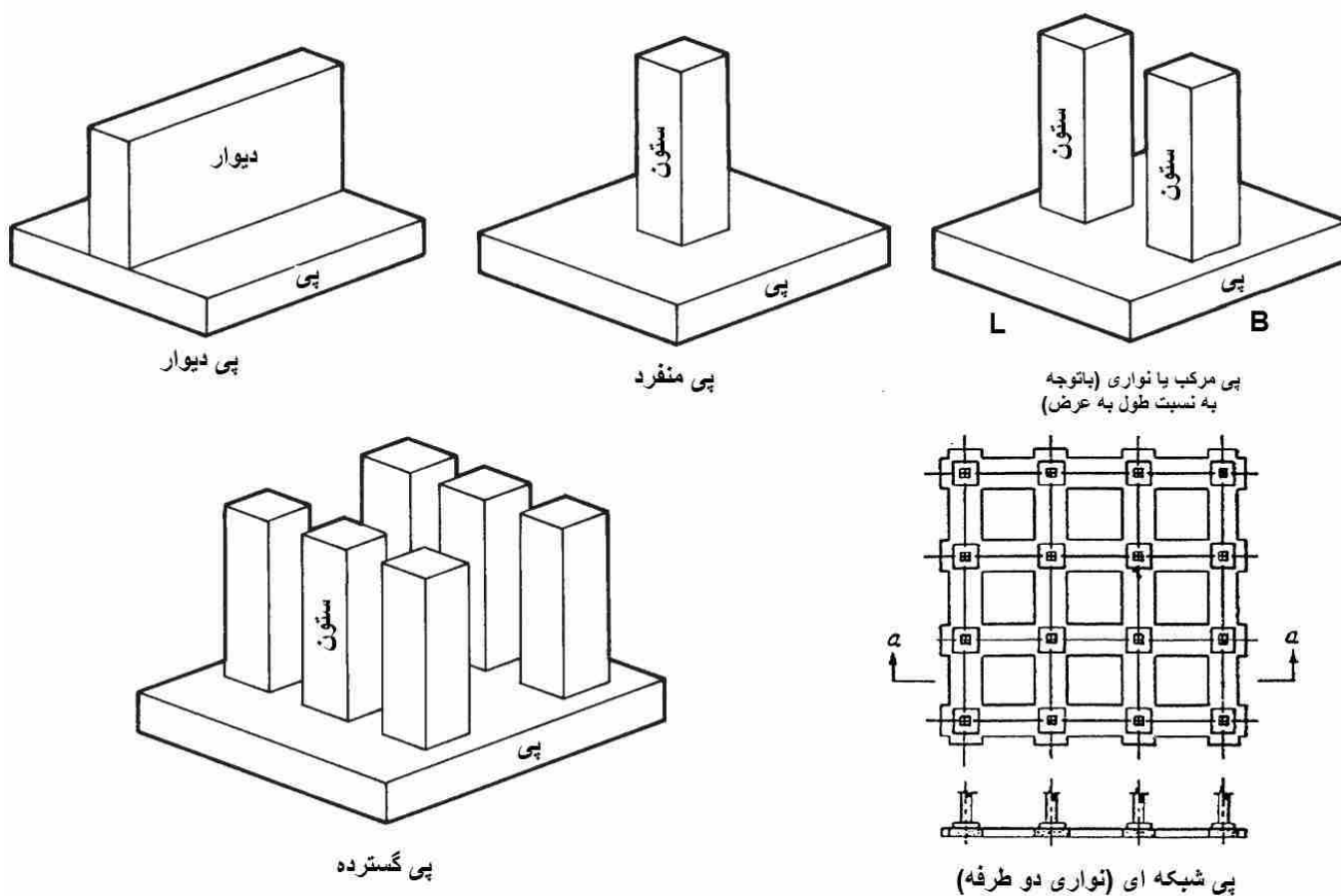
۳- پی نواری: بار یک محور از ستون‌ها را تحمل می‌کند (دو و بیشتر)

$$\frac{L}{B} \geq 5$$

۴- پی دیوار: بار یک دیوار را به‌طور مستقیم تحمل می‌کند (مثل پی متصل به دیوار برشی)

۵- پی شبکه‌ای (نواری دوطرفه)

۶- پی گسترده



معمولاً پی‌های تک تا ضخامت ۱ متر اقتصادی‌ترین هستند. در دو صورت این پی‌ها به پی‌های نواری یا مرکب تبدیل می‌شوند:

۱- اگر فاصله ستون‌ها نزدیک به هم باشد

۲- اگر ظرفیت باربری خاک کم باشد.

عوامل مؤثر در انتخاب نوع و سیستم پی سازه:

۱- اقتصادی بودن

۲- ظرفیت باربری خاک

۳- نوع و شدت بار

۴- مسائل متفرقه‌ای همچون زمان بهره‌برداری، طول عمر سازه، تراز سطح آب زیرزمینی و عمق یخبندان

ظرفیت باربری خاک برای پی‌های سطحی:

حداکثر تنش‌ی که یک شالوده می‌تواند به خاک زیر آن وارد کند را ظرفیت باربری شالوده می‌نامند.

یک شالوده سطحی زمانی عملکرد مناسب دارد که:

۱- گسیختگی برشی در خاک زیر شالوده رخ ندهد.

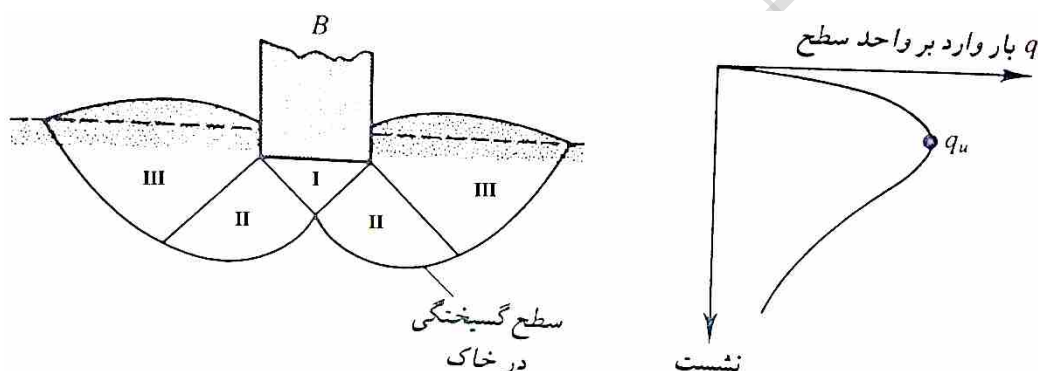
۲- نشست‌های بیشتر از مقدار مجاز زیر شالوده رخ ندهد.

انواع گسیختگی برشی زیر پی:

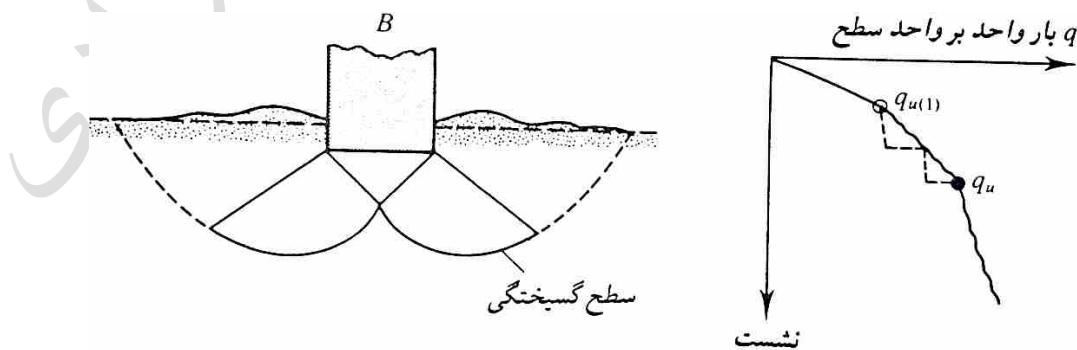
با توجه به نوع خاک زیر پی سه حالت برای گسیختگی برشی زیر پی اتفاق می‌افتد:

۱- گسیختگی کلی:

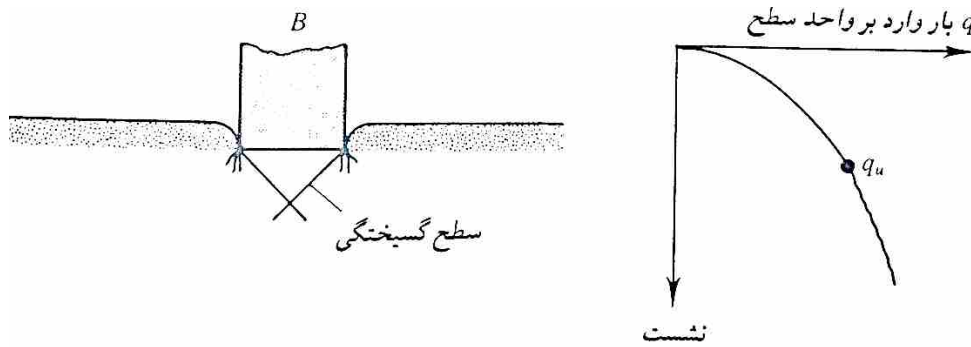
یک شالوده نواری متکی بر خاک ماسه‌ای متراکم یا چسبنده سفت را در نظر بگیرید. با افزایش بار پی، نشست به تدریج افزایش می‌یابد و در یک نقطه مشخص کاهش باربری شدیدی (گسیختگی) در پی اتفاق می‌افتد و سطح گسیختگی تا زمین ادامه می‌یابد. حداکثر تنش‌ی را که پی به خاک وارد می‌کند را ظرفیت باربری پی می‌نامند.

**۲- گسیختگی موضعی:**

اگر پی روی خاک رسی و یا ماسه‌ای با تراکم متوسط باشد. در این شرایط با افزایش بار، شالوده به تدریج نشست می‌کند، اما در فشاری برابر با $q_{u(1)}$ نشست شالوده همراه با پرش ناگهانی خواهد بود. پس از تشکیل دو ناحیه اول توسعه ناحیه سوم تا سطح زمین نیاز به نشست قابل توجهی دارد. باری که در آن سطح گسیختگی به زمین می‌رسد را q_u می‌نامند و $q_{u(1)}$ بار گسیختگی اولیه است. توجه شود که در این حالت هیچ گونه قله‌ای وجود ندارد.

**۳- گسیختگی برش سوراخ کننده:**

اگر شالوده بر خاک شل متکی باشد سطح گسیختگی تا زمین ادامه نمی‌یابد و پس از رسیدن به ظرفیت نهایی برشی q_u نمودار با شیب تند و خطی ادامه می‌یابد و سازه نشست می‌کند.



عوامل تأثیرگذار بر مقاومت برشی خاک زیر پی:

۱- نوع خاک ۲- تراکم خاک ۳- مقاومت برشی خاک ۴- ابعاد پی

نکته: ظرفیت باربری پی‌های سطحی تحت بار قائم در حالت برشی کلی بیشترین بوده و در حالت برش موضعی کاهش یافته و نهایتاً در حالت برش سوراخ‌کننده به کمترین مقدار می‌رسد. علت آن هم کاهش سطوح برش خورده خاک در حالات مختلف است.

تعیین ظرفیت باربری نهایی خاک:

چهار نظریه مختلف ارائه شده در این بخش بررسی می‌شوند. این نظریه‌ها شامل نظریه‌های ترزاقی، مایرهوف، هنس و وسیک هستند.

الف) نظریه ظرفیت باربری ترزاقی:

ترزاقی با فرض موارد زیر رابطه‌ای برای ظرفیت باربری خاک زیر پی ارائه کرد.

۱- شالوده یا فونداسیون به صورت نواری است

۲- عمق مدفون کمتر از عرض پی است $D_f \leq B$

۳- مقاومت برشی سربار بالاتر از سطح پی در جهت محافظه‌کاری صفر است

۴- خاک بالای پی سرباری معادل $q = \gamma D_f$ را اعمال می‌کند. (γ وزن مخصوص خاک است)

۵- معیار شکست خاک معیار مور کلمب است.

۶- گسیختگی در حالت کلی اتفاق می‌افتد.

۷- بارهای وارده به پی به صورت قائم وارد می‌شوند.

رابطه گسیختگی ترزاقی به صورت زیر است.

$$q_u = \underbrace{CN_c}_{\text{چسبندگی}} + \underbrace{qN_q}_{\text{سربار خاک}} + \underbrace{\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma}_{\text{عرض پی}} ; q = \gamma D_f$$

در رابطه فوق، C چسبندگی خاک، γ وزن مخصوص خاک، q بار سربار و B عرض پی است.

N_c ، N_q و N_γ ضرایب ظرفیت باربری خاک هستند که فقط تابعی از زاویه اصطکاک داخلی ϕ هستند.

K_{py} ضریب فشار مقاوم خاک است و خود رابطه‌ای بر اساس زاویه اصطکاک داخلی خاک دارد.

برای تعیین N_c ، N_q و N_γ می‌توان از نمودارهای صفحه ۱۵۳ کتاب طاحونی یا برگه‌های پیوست جزوه استفاده کرد.

با توجه به رابطه ترزاقی می‌توان گفت:

۱- هرچه عمق پی بیشتر باشد جمله سربار خاک بیشتر شده در نتیجه ظرفیت باربری خاک افزایش می‌یابد (ناحیه III بزرگ‌تر می‌شود)

۲- هرچقدر عرض پی بیشتر باشد جمله مربوط به عرض پی بیشتر شده و ظرفیت باربری خاک افزایش می‌یابد (ناحیه I و II و III بزرگ‌تر

می‌شوند)

۳- افزایش چسبندگی خاک سبب افزایش جمله چسبندگی می‌شود.

۴- افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک باعث افزایش کلیه ضرایب مقاومتی می‌شود (N ها).

رابطه ترزاقی برای پی‌های مربعی و دایره‌ای به صورت زیر اصلاح می‌شود:

$$q_u = 1.3CN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (B = \text{قطر دایره})$$

$$q_u = 1.3CN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (B = \text{بعد شالوده})$$

ظرفیت باربری پی برای حالتی که برش خاک به صورت موضعی باشد:

$$q_u = \frac{2}{3}CN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad \text{نواری}$$

$$q_u = 0.867CN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad (B = \text{قطر دایره})$$

$$q_u = 0.867CN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad (B = \text{بعد شالوده})$$

برای محاسبه N'_c ، N'_q و N'_γ به جای ϕ باید مقدار $\phi' = \tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\phi)$ را در روابط معرفی شده برای N_c ، N_q و N_γ قرارداد. از جداول پیوست جزوه نیز می‌توان استفاده کرد.

ظرفیت باربری نهایی خالص خاک:

با فرض اینکه اختلاف وزن مخصوص شالوده و خاک ناچیز باشد ظرفیت باربری خالص خاک زیر پی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$q_{net(u)} = q_u - q$$

در این حالت نیازی به در نظر گرفتن بار خاک سربار در طراحی ساختمان نداریم و کار کمی راحت تر می‌شود.

تعیین ظرفیت باربری مجاز خاک:

ظرفیت باربری مجاز خاک از تقسیم ظرفیت باربری نهایی خاک به ضریب اطمینان مربوط به دست می‌آید.

$$\text{ظرفیت باربری نهایی خاک} = \frac{\text{ظرفیت باربری نهایی خاک}}{\text{ضریب اطمینان}}$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{F.S}$$

برخی از مهندسان ترجیح می‌دهند که ضریب اطمینان را به صورت زیر اعمال کنند:

$$\text{ظرفیت باربری نهایی خالص} = \frac{\text{ظرفیت باربری نهایی خالص}}{\text{ضریب اطمینان}} = \text{افزایش تنش خالص مجاز روی خاک}$$

توجه شود در این حالت نیازی به در نظر گرفتن سربار خاک وجود ندارد.

مثال) یک شالوده مربعی به ابعاد 1.5×1.5 متر را در نظر بگیرید. خاکی که شالوده در آن قرار دارد دارای مشخصات زیر است. با در نظر گرفتن ضریب اطمینان ۴ بار کلی مجاز شالوده را تعیین کنید (عمق شالوده ۱ متر است، فرض شود که گسیختگی در حالت کلی است).

$$\phi = 20^\circ \quad C = 15.2 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma = 17.8 \text{ kN/m}^3$$

مثال قبل را با فرض گسیختگی موضعی محاسبه کنید:

ظرفیت کلی باربری خاک (روش مایرهورف)

رابطه این روش به صورت زیر است:

$$q_u = \underbrace{CN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci}}_{\text{چسبندگی}} + \underbrace{q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi}}_{\text{سر بار}} + \underbrace{\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}}_{\text{عرض پی}}$$

در رابطه فوق

↔ ضرایب شکل $F_{\gamma s}$ و F_{qs} ، F_{cs}

↔ ضرایب عمق $F_{\gamma d}$ و F_{qd} ، F_{cd}

↔ ضرایب شیب بار $F_{\gamma i}$ و F_{qi} ، F_{ci}

↔ ضرایب ظرفیت باربری N_γ و N_q ، N_c

نکته در کلیه روش‌های مایرهورف، وسیک و هسنن از روابط بالا استفاده می‌شود و حتی مقدار مربوط به N_c ، N_q یکی بوده و تنها N_γ متفاوت است.

$$N_q = \tan^2(45 + \frac{\varphi}{2}) e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \quad \text{مایر هوف}$$

$$N_{\gamma} = 1.5(N_q - 1) \tan\varphi \quad \text{هنسن}$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan\varphi \quad \text{وسیک}$$

مقدار ضرایب F و ضرایب ظرفیت باربری (N ها) را می‌توان از جداول پیوست جزوه محاسبه کرد.

مثال) شالوده مربع به ابعاد 1×1 متر با عمق 0.7 متر است و بار وارده بر آن با محور قائم زاویه 20° درجه می‌سازد. این شالوده با ضریب اطمینان ۳ چه باری را تحمل می‌کند؟ (روش وسیک)

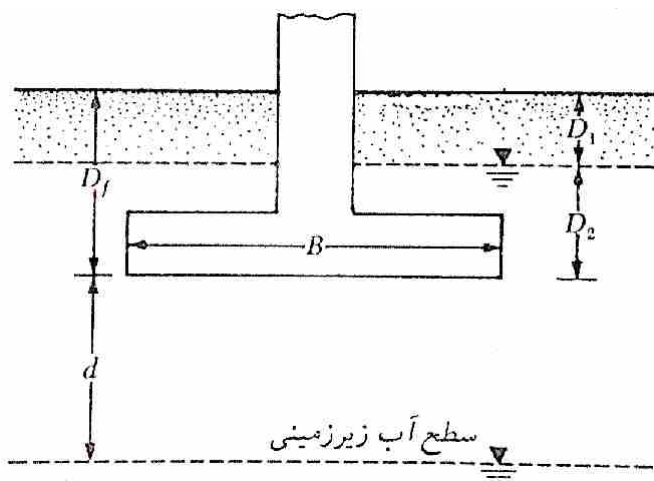
$$\varphi = 30^\circ \quad c = 0 \quad \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

در مثال قبل اگر قرار باشد بار ستون وارده به پی ۱۵۰ کیلو نیوتن باشد با ضریب اطمینان ۳ ابعاد پی لازم را تعیین کنید؟

اصلاح ظرفیت به علت آب زیرزمینی:

حالت ۱: اگر سطح آب زیرزمینی در ارتفاع D_1 باشد وقتی که $0 \leq D_1 \leq D_f$ باشد مقدار q به صورت زیر اصلاح می شود:

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$



در رابطه فوق γ_{sat} وزن مخصوص اشباع خاک است و γ_w وزن مخصوص آب است.

مقدار γ نیز در روابط با وزن مخصوص موثر خاک $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ جایگزین می شود

حالت ۲: اگر سطح آب زیر زمینی با فاصله d از زیر پی قرار داشته باشد و $0 \leq d \leq B$ باشد آنگاه:

$$q = \gamma D_f$$

اما γ با مقدار زیر جایگزین می شود:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma')$$

حالت ۳: اگر $d > B$ باشد نیازی به در نظر گرفتن اثر آب زیرزمینی نیست.

مقایسه روش‌های مختلف محاسبه ظرفیت باربری خاک زیر پی:

روش ترزاقی: روش محافظه کارانه‌ای است و تنها برای بارهای قائم کاربرد دارد، بار وارده در این روش بدون زاویه، بدون لنگر و بدون خروج از مرکزیت است. این رابطه برای پی‌های مستطیلی کاربرد ندارد.

روش مایرهوف: برای کلیه اشکال پی کاربرد دارد. بار می‌تواند زاویه داشته باشد و یا با لنگر وارد شود و همچنین خروج از مرکزیت داشته باشد. پی در این حالت نمی‌تواند نسبت به افق شیبی داشته باشد.

روش هنس و وسیک: برای کلیه اشکال کاربرد دارد، بار می‌تواند زاویه داشته باشد، همراه با لنگر وارد شود یا برون‌محور باشد. پی در این حالت می‌تواند نسبت به افق زاویه داشته باشد، اگرچه این حالت طبق مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان مجاز نیست.

در بخش ۷-۴-۳-۱ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان توصیه‌هایی برای انتخاب روابط مناسب ارائه شده است اما استفاده از هر یک از روش‌های فوق با توجه به شرایط پی را مجاز می‌داند. اثر آب زیر زمینی نیز طبق این مبحث باید در نظر گرفته شود.

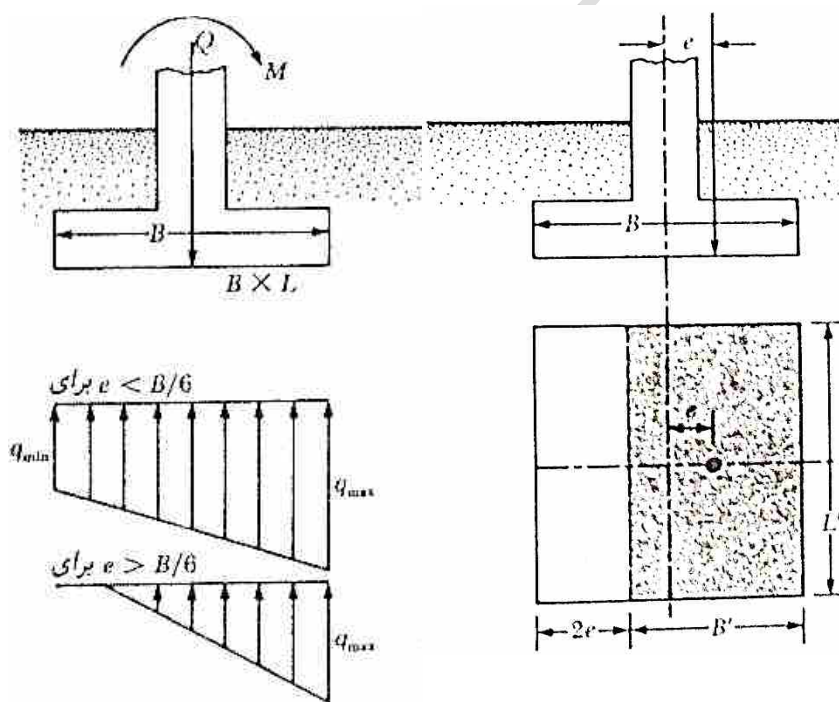
ظرفیت باربری شالوده‌ها با بار برون‌محوری (روش مایرهوف):

در بسیاری از موارد عملی شالوده علاوه بر بار محوری تحت تأثیر لنگر (برون‌محوری بار) است. در این حالت با در نظر گرفتن توزیع تنش خطی زیر پی، حداقل و حداکثر تنش زیر پی با استفاده از روابط مقاومت مصالح قابل محاسبه است:

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

برون‌محوری بار را می‌توان به سادگی با تقسیم لنگر بر بار عمودی به دست آورد. به عبارت دیگر اگر بار را با برون‌محوری محاسبه شده روی پی قرار دهیم همان لنگر را ایجاد می‌کند: $e = \frac{M}{Q}$



روابط تنش حداکثر و حداقل را می‌توان بر اساس برون‌محوری نیز نوشت:

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

اگر مقدار برون‌محوری بار روی یک پی مستطیلی بیشتر از یک‌ششم عرض پی شود ($e > \frac{B}{6}$) طبق روابط مقاومت مصالح تنش کششی ایجاد می‌شود. می‌دانیم که خاک توانایی تحمل تنش‌های کششی را ندارد. بنابراین در نواحی تنش کششی، تنش همانند شکل بالا صفر می‌شود. متعاقباً از روابط فوق برای تعیین تنش حداکثر نمی‌توان استفاده کرد و تنش حداکثر از رابطه زیر محاسبه می‌شود (تنش حداقل صفر است).

$$q_{\max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)}$$

لازم به ذکر است که بر اساس روابط بالا تنش‌های موجود محاسبه می‌شوند. طبق جدول ۵-۴-۷ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان برای برخی از خاک‌ها مقدار تنش حداکثر را باید با مقدار مجاز کنترل کرد و برای برخی دیگر با میانگین تنش وارده بر کف پی کنترل می‌شود.

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

نوع خاک / نوع پی	دانه‌ای	صرفاً چسبنده
صلب	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز < تنش حداکثر
انعطاف‌پذیر	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط	ظرفیت باربری مجاز < تنش متوسط

محاسبه ظرفیت باربری مجاز در پی‌های با بار برون‌محور:

برای این پی‌ها در ابتدا ابعاد پی به صورت زیر اصلاح می‌شود

$$B' = B - 2e$$

$$L' = L - 2e'$$

این روابط برای حالتی است که پی تحت خمش دو محور باشد. e' برون‌محوری بار در جهت عمود بر صفحه است. باید توجه داشت که طول کوچک‌تر به دست آمده از روابط فوق B' است. ظرفیت باربری از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

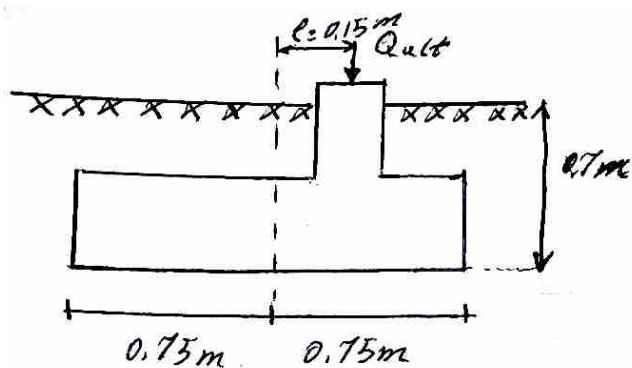
$$q_u' = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

در رابطه فوق برای تعیین ضرایب N و F از همان روابط قبلی استفاده می‌شود. اما برای F_{qs} ، F_{cs} و $F_{\gamma s}$ از طول و عرض اصلاح شده و برای F_{qd} ، F_{cd} و $F_{\gamma d}$ از ابعاد واقعی پی استفاده می‌شود.

ظرفیت باربری نهایی پی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$Q_{ult} = q_u' B' L'$$

(مثال) یک شالوده مربعی با برون‌محوری یک‌طرفه نشان داده شده است. مطلوب است تعیین بار نهایی پی (Q_{ult})؟ (از روش وسیک استفاده شود)



$$B = L = 1.5 \text{ m}, \gamma = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\phi = 30^\circ, c = 0, D_f = 0.7 \text{ m}$$

$$c = 0 \Rightarrow q'_u = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q = 0.7 \times 18 = 12.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}, \phi = 30^\circ \xrightarrow[\text{تقریب}]{\text{جدول}} N_q = 18.4, N_\gamma = 22.4$$

$$B' = 1.5 - 2 \times 0.15 = 1.2 \text{ m}, L' = 1.5 \text{ m}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi = 1 + \left(\frac{1.2}{1.5} \right) \tan 30^\circ = 1.462, \frac{D_f}{B} = \frac{0.7}{1.5} \leq 1 \Rightarrow$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 - \frac{0.289 \times 0.7}{1.5} = 1.135$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B'}{L'} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.2}{1.5} \right) = 0.68, F_{\gamma d} = 1.0$$

$$q'_u = 12.6 \times 18.4 \times 1.462 \times 1.135 + \frac{1}{2} \times 18 \times 1.2 \times 22.4 \times 0.68 \times 1$$

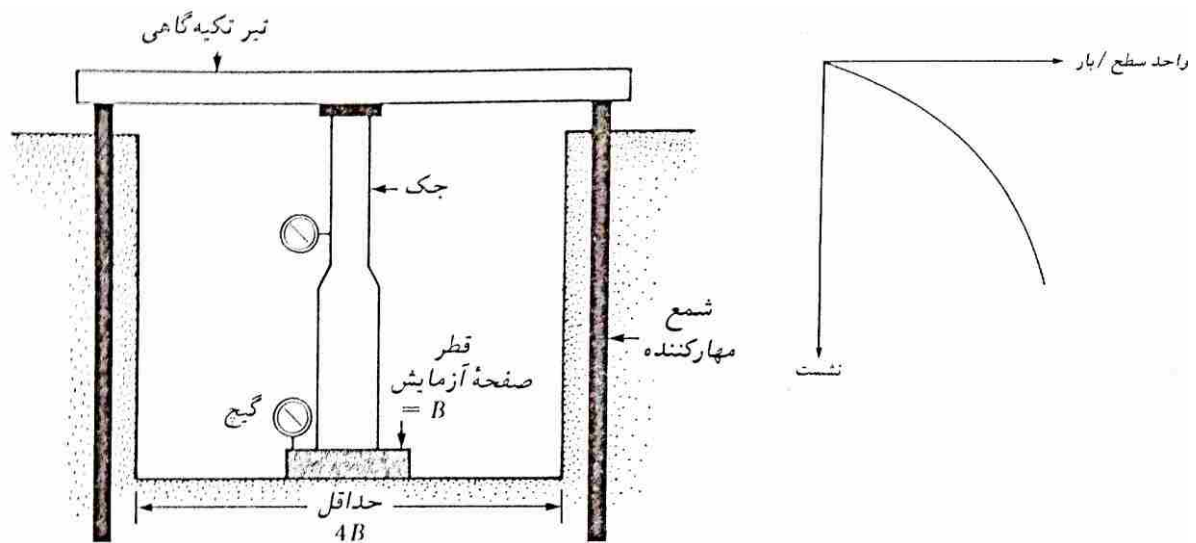
$$q'_u = 384.3 + 164.5 = 549.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{ult} = B' \times L' \times q'_u = 1.2 \times 1.5 \times 549.2 = 988 \text{ kN}$$

برای مطالعه‌ی بیشتر:

آزمایش بارگذاری صفحه:

بر اساس این آزمایش می‌توان به نحو مؤثری ظرفیت باربری نهایی و مجاز را محاسبه کرد. در این آزمایش ابتدا یک گودال به عمق مؤثر پی D_f و چهار برابر صفحه آزمایش (صفحه آزمایش معمولاً دایره‌ای و در بعضی موارد مربعی است) کنده می‌شود. به وسیله یک جک بر صفحه با گام‌هایی برابر با یک‌چهارم تا یک‌پنجم بار نهایی پیش‌بینی شده بارگذاری می‌شود. در هر گام بارگذاری یک ساعت بار حفظ می‌شود و در طول فرآیند نمودار بارگذاری و نشست پی با استفاده از گیج‌های اندازه‌گیری تعیین می‌شود. آزمایش تا لحظه گسیختگی یا نشست ۲۵ میلی‌متر ادامه می‌یابد. ظرفیت باربری نهایی پی به سادگی با توجه به بار گسیختگی یا نشست مجاز قابل محاسبه است. برای جزئیات بیشتر به صفحه ۲۴۰ کتاب مراجعه شود.



نشست در خاک: } آنی (الاستیک)
اولیه
تحکیم
ثانویه

نشست آنی شالوده بلافاصله بعد از احداث شالوده رخ می‌دهد. اما نشست تحکیم یک نشست تابع زمان است. همان‌طور که در مکانیک خاک گفته شد، علت وقوع این نشست خروج آب حفره‌ای میان حفرات خاک به علت اضافه فشار تحمیل شده بر خاک است. نشست کلی یک شالوده شامل مجموع نشست آنی و نشست تحکیم است.

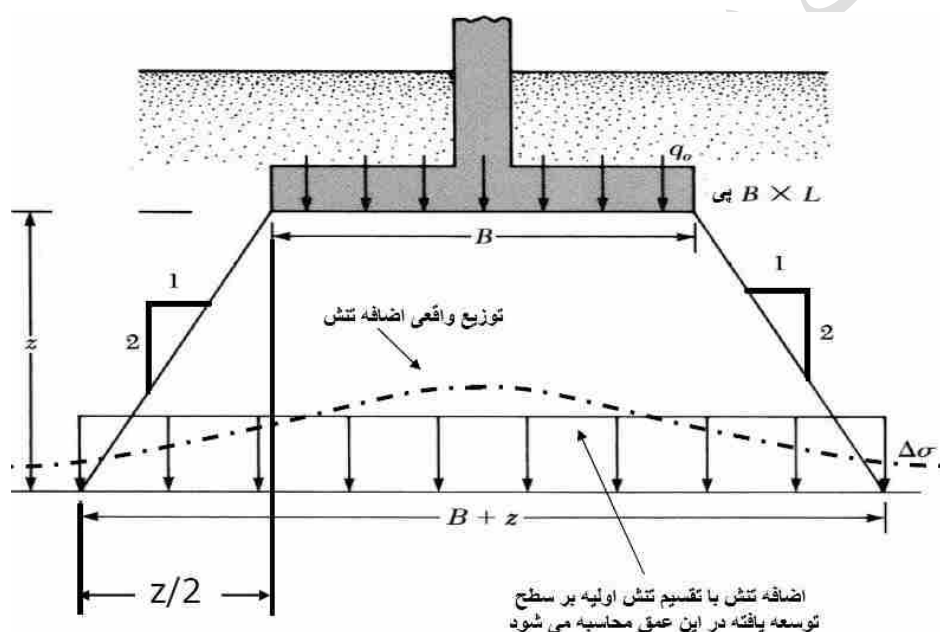
نشست کلی و نشست نامساوی پی باید مقادیر کنترل شده‌ای (مجاز) داشته باشند (مقادیر مجاز در بند ۷-۴-۴-۱ عنوان شده است) برای تعیین نشست خاک زیر پی ابتدا نیاز است چگونگی توزیع اضافه تنش ناشی از سربار پی در عمق خاک مشخص شود. بر اساس تئوری‌های مختلفی می‌توان این توزیع تنش در خاک را در نظر گرفت. این تئوری‌ها برای خاک‌های یکنواخت و غیریکنواخت و بر اساس تئوری الاستیسیته معرفی شدند:

(الف) روش بوسینسک (ب) روش نیومارک (ج) روش فیدوم (د) روش قائم به ۱ افقی

روش ۲ قائم به ۱ افقی:

یک روش تقریبی برای محاسبه افزایش تنش در عمق خاک است. این روش برای پی‌های انعطاف‌پذیر مناسب است. در این روش فرض می‌شود سطح تنش از زیر پی با شیب ۲ قائم به ۱ افقی توسعه یابد.

بر اساس این روش در پی‌های مستطیلی افزایش تنش در عمق Z



$$\Delta\sigma = \frac{q_0 \times B \times L}{(B + Z) \times (L + Z)}$$

نشست آنی:

در حالت کلی این نشست از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_{av}$$

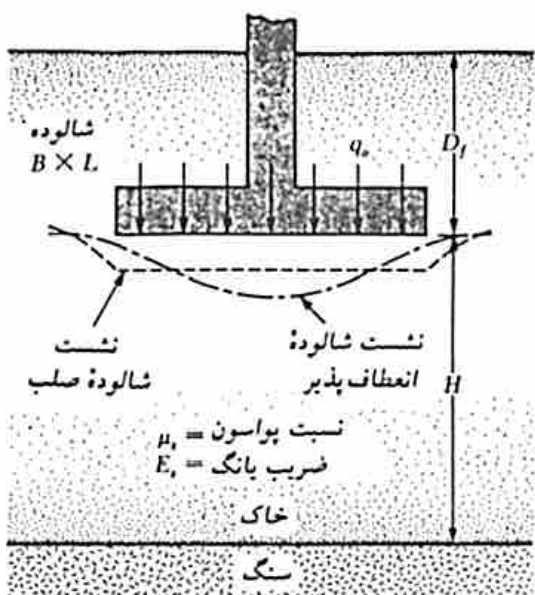
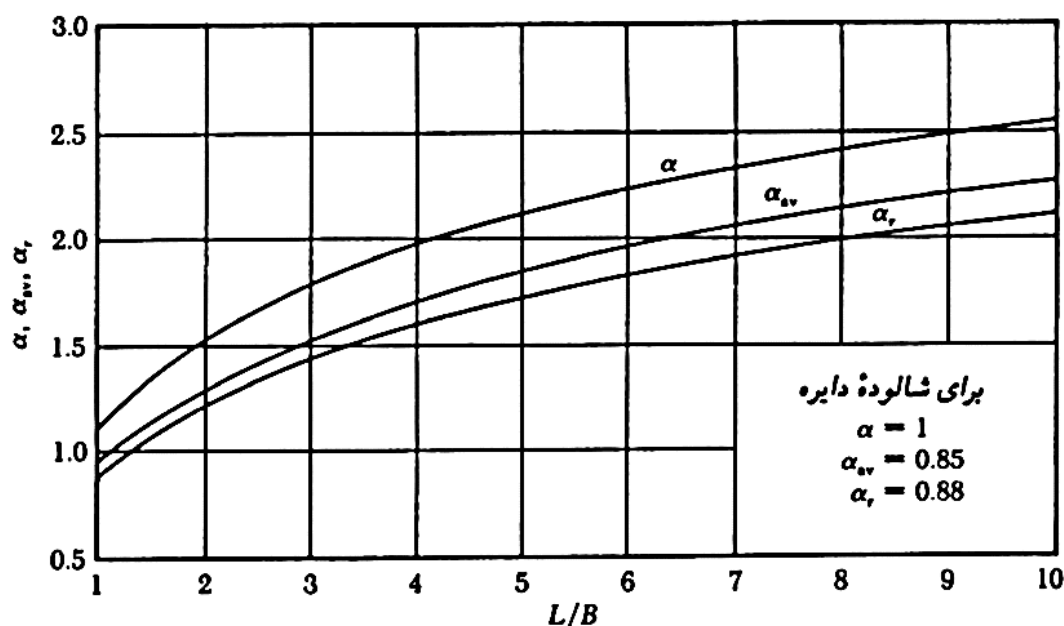
نشست آنی متوسط یک شالوده انعطاف‌پذیر

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

نشست آنی متوسط یک شالوده صلب

در رابطه فوق B عرض پی، q_0 تنش در زیر پی، μ_s ضریب پواسن و E_s مدول الاستیسیته خاک است.

α_r و α_{av} در شکل ۳-۲۳ کتاب ارائه شده است و بر اساس نسبت طول به عرض پی محاسبه می شود.



پی صلب پی است که در اثر بارگذاری روی آن شکل خود را حفظ کند و انحنای زیادی در آن ایجاد نشود. اما پی انعطاف پذیر با اعمال بار روی آن تغییر شکل زیادی می دهد. نحوه تشخیص این پی ها در فصول بعد معرفی می شود. همان طور که در بخش قبل مشاهده کردیم مقدار تنش در عمق خاک متغیر است. بنابراین برای محاسبه نشست زیر پی باید از کرنش ها انتگرال گرفت. در روابط فوق فرض شده عمق خاک زیر پی بی نهایت باشد. نشست از انتگرال کرنش از عمق $z=0$ تا $z=\infty$ محاسبه شده است. شایان ذکر است که اگر عمق لایه خاک زیر پی بزرگ تر از $2B$ تا $3B$ باشد، نشست واقعی تفاوت چندانی با مقادیر محاسبه شده از رابطه معرفی شده نخواهد داشت. در روابط معرفی شده D_f برابر صفر در نظر گرفته شده است. هرچه مقدار D_f افزایش یابد نشست الاستیک کوچک تر می شود.

نکته: معمولاً نشست ارتجاعی در خاک های غیر چسبنده نسبت به خاک های چسبنده بزرگ تر است، در نتیجه نشست ارتجاعی بیشتر برای این نوع خاک ها در نظر گرفته می شود.

اشمترتن بر اساس آزمایش نفوذ (SPT) مقدار ضریب الاستیسیته خاک های ماسه ای را به صورت زیر پیشنهاد کرده است:

$$E_s = 766N \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

در این رابطه N عدد نفوذ است.

ضریب الاستیسیته (E_s) خاک های ری عادی تحکیم یافته $250 C$ تا $500 C$ است.

ضریب الاستیسیته (E_s) خاک های ری پیش تحکیم یافته $750 C$ تا $1000 C$ است.

در جدول ۳-۶ کتاب مقادیر تجربی برای E_s و μ_s برای انواع خاک ها معرفی شده است.

نشست تحکیم:

نشست تحکیم، یک نشست تابع زمان است و در خاک‌های رسی اشباع که تحت افزایش تنش به علت احداث پی قرار می‌گیرند اتفاق می‌افتد. این نشست شامل نشست تحکیم اولیه و نشست تحکیم ثانویه است.

نشست تحکیم اولیه: به علت خروج آب از بین دانه‌های خاک (اشباع) با اعمال فشار صورت می‌گیرد. به علت خروج آب حجم خاک کاهش می‌یابد و در نتیجه در خاک نشست ایجاد می‌شود. این نشست در خاک‌های ریز دانه و چسبنده عمده نشست خاک‌ها است.

نشست تحکیم ثانویه: پس از تحکیم اولیه اتفاق می‌افتد. علت آن تداوم بارگذاری و تغییر شکل‌های مربوط به دانه‌های جامد خاک است. این نوع نشست را می‌توان معادل خزش در بتن در نظر گرفت. مقدار این نشست معمولاً ناچیز است.

نشست تحکیم از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

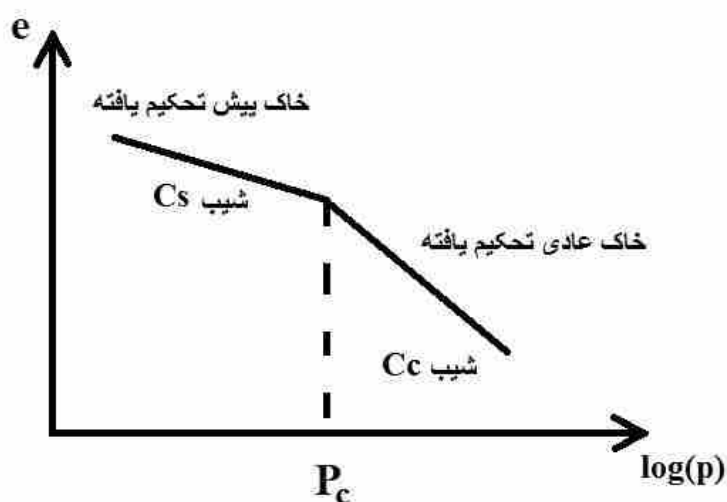
$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_c$$

e_0 : تخلخل اولیه، S_c : نشست تحکیم، H_c : ارتفاع اولیه لایه خاک رسی

Δe مقدار کاهش تخلخل خاک در اثر بارگذاری است. مقدار Δe را با توجه به مقدار تنش در خاک می‌توان محاسبه کرد.

Δe تابعی از ΔP است $\rightarrow \Delta e = f(\Delta P)$

متغیری به نام فشار پیش تحکیم بر مقدار Δe مؤثر است. فشار پیش تحکیم فشاری است که در گذشته به آن رسیده است. اگر بر خاکی تنشی کمتر از فشار پیش تحکیم وارد شود، با اعمال این تنش نشست کمتری در خاک ایجاد می‌شود (یا به عبارتی دیگر سرعت رشد نشست در مقابل بارگذاری کم خواهد بود) و بالعکس. این پدیده در نمودار زیر نیز قابل مشاهده است.



با توجه به نمودار فوق رابطه نشست تحکیم در حالات مختلف به صورت زیر تعریف می‌شود:

الف) برای رس پیش تحکیم یافته: $P_0 + \Delta P_{av} \leq P_c$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P_{av}}{P_0}$$

ب) برای رس عادی تحکیم یافته: $P_0 \geq P_c$

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P_{av}}{P_0}$$

ج) برای رس پیش تحکیم یافته زمانی که $P_0 \leq P_c \leq P_0 + \Delta P_{av}$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{P_c}{P_0} + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P_{av}}{P_c}$$

در روابط فوق

P_0 : فشار مؤثر متوسط روی لایه رسی قبل از احداث شالوده است

ΔP_{av} : مقدار افزایش فشار متوسط روی ماسه رسی به علت احداث شالوده است
 P_c : فشار پیش تحکیم، C_c : نشانه فشرده‌گی، C_s : نشانه تورم و H_c : ضخامت لایه رسی است

توجه شود که افزایش فشار ΔP در لایه رسی در عمق ثابت نیست. مقدار ΔP با افزایش عمق کاهش می‌یابد. افزایش متوسط فشار را می‌توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$\Delta P_{av} = \frac{1}{6} (\Delta P_t + 4\Delta P_m + \Delta P_b)$$

مقادیر تغییرات فشار در خاک را می‌توان با استفاده از روش ۲ قائم به ۱ افقی محاسبه کرد.

مقادیر C_c و C_s در خاک‌ها:

این مقادیر از آزمایش تحکیم محاسبه می‌شوند. اما می‌توان از روابط تقریبی زیر نیز استفاده کرد:

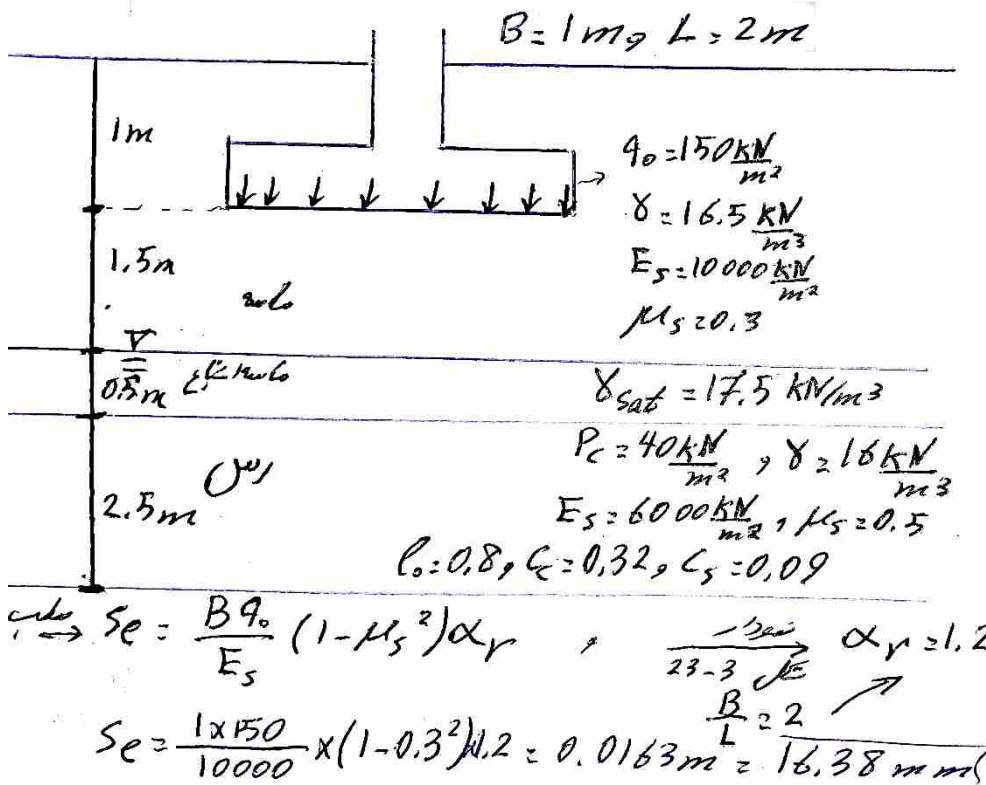
$$C_c = 0.009 (LL - 10) \rightarrow \text{اسکمپتون 1944}$$

$$C_s = 0.0463 \left(\frac{LL}{100} \right) G_s \rightarrow \text{ناگراج و مورتی 1985}$$

$$\frac{C_c}{5} < C_s < \frac{C_c}{4}$$

LL حد روانی (یا حد مایع) است. G_s : چگالی دانه‌های خاک است.

مثال) شالوده‌ای با طول ۲ متر و عرض ۱ متر در شکل زیر نشان داده شده است. نشست کل شالوده را محاسبه کنید؟ (فرض شود شالوده صلب باشد)



رس در عمق دو متر واقع شده است.
 $(Z \geq 2B)$ در نتیجه تاثیر کمی
 بر نشست الاستیک خاک می‌گذارد.
 بنابراین برای محاسبه نشست
 الاستیک تنها ماسه را در نظر می
 گیریم.

نشست تحکیم فقط باید برای رس محاسبه شود. ابتدا کنترل می کنیم که از کدام رابطه باید استفاده شود:

$$P_o = 2.5 \times 16.5 + 0.5 \times (17.5 - 9.81) + 1.25 \times (16 - 9.81) = 52.84 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_o > P_{c_{روبرو}} = 40 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \text{رس عادی تحکیم یافته است}$$

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_{av}}{P_o}$$

پس از رابطه‌ی روبرو استفاده می شود:

$$\Delta P = \frac{q_o \times B \times L}{(B + Z)(L + Z)} \quad \begin{matrix} Z = 2 \rightarrow \text{در پایین لایه رس} \\ Z = 3.5 \rightarrow \text{در وسط لایه رس} \\ Z = 4.5 \rightarrow \text{در پایین لایه رس} \end{matrix}$$

محاسبه‌ی ΔP به روش ۲ قائم به یک افقی

$$\Delta P_e = \frac{150 \times 1 \times 2}{(1 + 2)(2 + 2)} = 25 \frac{kN}{m^2}, \quad \Delta P_m = \frac{150 \times 1 \times 2}{(1 + 3.25)(2 + 3.25)} = 13.45 \frac{kN}{m^2}$$

$$\Delta P_b = \frac{150 \times 1 \times 2}{(1 + 4.5)(2 + 4.5)} = 8.39 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \Delta P_{av} = \frac{1}{6} (25 + 4 \times 13.45 + 8.39) = 14.53 \frac{kN}{m^2}$$

$$S_c = \frac{0.32 \times 2.5}{1 + 0.8} \log \left(\frac{52.84 + 14.53}{52.84} \right) = 0.0469 m = 46.9 mm$$

$$S_T = S_e + S_c = 16.38 + 46.9 = 63.28 mm < S_{ALL}$$

$$\xrightarrow[\text{نسبت معیار}]{\text{حدود فاکتور}} S_{ALL} = 65 mm \quad OK$$

اصول طراحی پی های بتن مسلح (مطابق آیین نامه بتن ایران - مبحث نهم مقررات ملی ساختمان):

مطابق آیین نامه بتن ایران برای طراحی سازه های بتن مسلح باید از روش طراحی در حالت های حدی استفاده کرد. حالت حدی به شرایطی گفته می شوند که اگر تمام یا بخشی از اعضای ساختمان به هر یک از آن حالات برسند، قادر به انجام وظایف خود نیستند. بنابراین مطابق این روش ضرایب ایمنی برای ساختمان باید به گونه ای در نظر گرفته شود که تحت شرایط بارگذاری محتمل سازه به هیچ یک از حالات حدی نرسد.

حالات حدی به دو بخش تقسیم می شوند:

۱- حالت حد نهایی:

این حالت در ارتباط با ظرفیت حداکثر ساختمان تعریف شده که گذر از آن باعث ناپایداری بخشی یا تمام اجزای ساختمان می شود.

۲- حالت حد بهره برداری:

گذر از این حالت قابلیت بهره برداری مناسب از بنا را از بین می برد. مانند حالات حدی تغییر شکل بیش از اندازه (که موجب ترس ساکنین و از بین رفتن نازک کاری می شود) یا بوجود آمدن ترک های بزرگ در سازه

ضرایب ایمنی

بر اساس روش حالات حدی دو نوع ضریب ایمنی برای سازه در نظر گرفته می شود:

الف) ضرایب ایمنی تشدید بارها

این ضرایب با γ_f نشان داده می شوند و مقدار آنها به میزان عدم اطمینان در برآورد بارها بستگی دارد و معمولاً اثر افزایشی دارند.

این ضرایب در ترکیب بارها استفاده می شوند.

جدول ۹-۱۳-۲ ترکیبات بارگذاری در حالت حدی نهایی

شرایط	ترکیب بار مینا
در شرایطی که اثر بار زنده در هر یک از ترکیبات بارگذاری کاهش دهنده است این آثار معادل صفر منظور می‌گردد.	$1/25 D + 1/5 (L, S, R)$
	$D + 1/2 (L, S, R) + 1/2 (0.7 E, W)$
	$0.85 D + 1/2 (0.7 E, W)$
	$1/25 D + 1/5 (L, S, R) + 1/5 (0.7 E, W) + 1/5 (H, 0.8 F)$
	$0.85 D + 1/5 (H, 0.8 F)$
ترکیب بارهای شامل بار سیل	
	$D + 1/2 (L, S, R) + 1/2 (0.7 E, W) + 2/0 F_a$
	$0.85 D + 1/2 (0.7 E, W) + 2 F_a$
ترکیب بارهای شامل بار یخ جوی	
	$D + 1/2 (L, S, R) + D_i + 1/2 (W_i)$
	$0.85 D + D_i + 1/2 (W_i)$
ترکیب بارهای خودگرستی	
ترکیب بارهای مورد نیاز تنها به این دو ترکیب بار محدود نمی‌شود و در برخی مواقع قضاوت مهندسی نیز لازم است یکبار برده شود. به عنوان مثال زمانیکه مقدار بار زنده بام و یا بار یخ قابل توجه باشد و احتمال دارد بطور همزمان با بارهای خود گرستی بر ساختمان وارد شود، اثر آنها نیز باید منظور گردد. طراحی باید بر اساس ترکیب باری انجام شود که بیشترین اثر نامطلوب را ایجاد می‌کند.	$D + 1/2 (L, S, R) + T$
	$1/25 D + 1/5 T$

 F_a = بار سیل H = فشار رانشی و وزن خاک L = بار زنده R = بار باران S = بار برف W_w = بار باد D = بار مرده D_i = وزن یخ E = بار زلزله F = فشار و وزن مایعات W_i = بار باد وارد بر یخ W_w = بار نهایی در واحد طول یا واحد سطح

ضرایب بار برای حالت بهره‌برداری برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

(ب) ضرایب ایمنی برای کاهش مقاومت مصالح

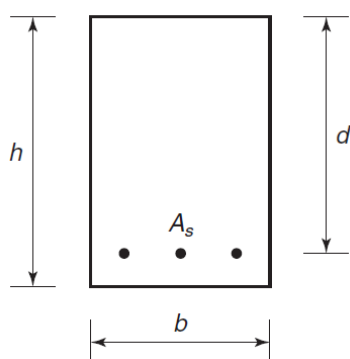
۹-۱۳-۱۰-۲ برای محاسبه نیروی مقاوم S_r ، مقادیر مقاومت‌های مشخصه بتن و فولاد در ضرایب

ایمنی جزئی به شرح (الف) تا (ج) این بند، ضرب می‌شوند:

الف) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در مقاطعات درجا $\phi_c = 0.65$ ب) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در مقاطعات پیش‌ساخته $\phi_c = 0.7$ ج) ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد $\phi_s = 0.85$

یادآوری طراحی تیرهای بتن مسلح در برابر خمش:

همانطور که در درس سازه های بتن ۱ مشاهده شد، برای تعیین لنگر مقاوم یک مقطع مستطیلی از رابطه زیر استفاده می شود:



$$M_r = \phi_s \rho b d^2 f_y \left(1 - \rho \frac{\phi_s f_y}{2 \phi_c \alpha_1 f_c}\right)$$

f_y تنش تسلیم میلگردها

f_c مقاومت فشاری بتن

d عمق موثر مقطع (فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح میلگردها است)

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$$

در رابطه فوق ρ نسبت آرماتور خمشی است و به صورت زیر تعریف می شود:

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

مقدار فولاد مقطع (مطابق الزامات آیین نامه بتن ایران) باید از فولاد حداقل مقطع بیشتر باشد و همچنین برای دستیابی به مقطعی

انعطاف پذیر از مقدار حداکثر فولاد مقطع بیشتر باشد، بر این اساس داریم:

$$\max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) \leq \rho = \frac{A_s}{b d} \leq \min(\rho_b, 0.025)$$

در رابطه فوق

$$\rho_b = \frac{\alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c}{\phi_s f_y} \times \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{f_y}{2 \times 10^5}}$$

توزیع تنش زیر پی:

توزیع تنش رو به بالای خاک (عکس العمل خاک) در زیر پی (فشار رو به بالای عکس العمل زمین) تابع نوع خاک و سختی پی می باشد و یکنواخت نمی باشد.

اثر صلبیت:

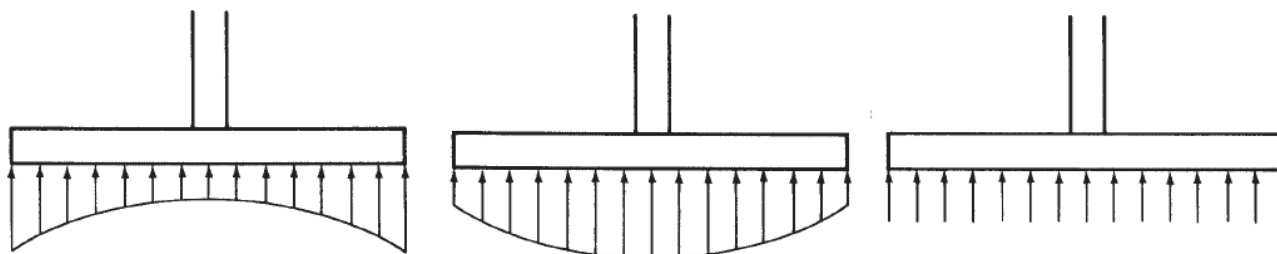
در صورتی که صلبیت پی نسبت به خاک و بار وارده کم باشد توزیع تنش زیر یکنواخت نیست. برای کنترل و محاسبه چنین پی هایی از روش های عددی (نرم افزار های مخصوص طراحی پی) استفاده می شود. کنترل صلبیت پی ها معمولاً برای پی های تک مطرح نیست و فرض می شود که این پی ها صلب هستند.

اثر نوع خاک

با توجه به نوع خاک زیر پی صلب دو حالت زیر اتفاق می افتد:

خاک درشت دانه (ماسه ای): فشار در مرکز شالوده بیشتر و در محیط خارجی آن کمتر خواهد بود. این پدیده ناشی از حرکت جزئی دانه های خاک واقع در اطراف شالوده به سمت خارج (ناحیه بدون فشار) می باشد. دانه های محبوس شده واقع در مرکز شالوده به علت دورگیری اطراف آن فاقد چنین حرکتی می باشند. در نتیجه فشار در مرکز شالوده متمرکز شده و بزرگتر است.

خاک ریز دانه (رس) چسبنده: توزیع فشار عکس حالت قبل می شود. بدین معنی که در لبه های شالوده فشار زیادتر از مرکز آن است علت آن است که در خاکهای رسی، خاک در وسط پی به سمت پایین تغییر شکل داده و بنابراین تنش در وسط پی تا حدی آزاد می شود در حالیکه در کناره ها به دلیل وجود مقاومت برشی در رس فشار افزایش می یابد.



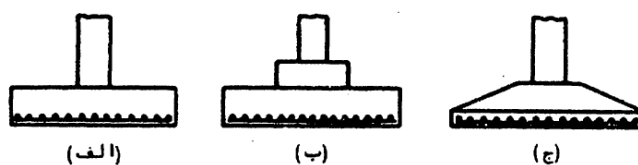
توزیع تنش زیر پی در خاک چسبنده

توزیع تنش زیر پی در خاک دانه ای

توزیع یکنواخت تنش زیر پی

معمولا برای سادگی محاسبات، و اثرات محدود در نظر گرفتن این توزیع تنش های در طراحی پی ها، از توزیع تنش غیر یکنواخت فوق می توان صرف نظر می کنند و توزیع تنش زیر پی را به صورت یکنواخت در نظر می گیرند (آیین نامه بتن ایران).

طراحی پی های منفرد (تک) بتن مسلح:



(الف)

(ب)

(ج)

انواع پی های منفرد

مراحل طراحی پی منفرد:

۱- تعیین ابعاد پی:

ابعاد پی با توجه به بار بهره برداری بدون ضریب تعیین می شود. این ابعاد باید به اندازه ای باشد که تنش زیر پی از تنش مجاز q_a تجاوز نکند. از آنجا که خاک زیر پی باید وزن پی و نیز وزن خاک ریز احتمالی روی پی را نیز تحمل کند، همانطور که در فصل قبل گفته شد، باید از تنش مجاز خالص خاک استفاده کرد.

$$q_a = \frac{q_u - \gamma_c D_c - \gamma_s D_s}{F.S}$$

برای ساده تر شدن محاسبات و با توجه به اینکه در این مرحله عمق پی را نداریم معمولا فرض می شود وزن مخصوص یکسان برای بتن و خاک داریم و از رابطه زیر استفاده می شود.

$$q_a = \frac{q_u - \gamma D_f}{F.S}$$

γ وزن مخصوص خاک

D_f عمق قرار گیری پی

$F.S$ ضریب اطمینان که معمولا برابر با ۳ در نظر گرفته می شود.

ابعاد پی باید به اندازه ای باشد که تنش های ایجاد شده در زیر پی به علت بارهای وارده از تنش مجاز خالص تجاوز نکند. توجه شود که در این حالت تنها از جمع بارهای مرده و زنده بدون ضریب استفاده می شود:

$$A_{\text{لازم}} = \frac{DL + LL}{q_a}$$

در صورت وجود بار لرزه ای می توان مقدار q_a را در $1/33$ ضرب نمود.
ممکن است ابعاد پی موجود باشد. در این شرایط تنش زیر پی به علت بارگذاری (q_1) مطابق با رابطه ی زیر محاسبه می شود و کنترل می شود که آیا این تنش کمتر از مقدار مجاز است یا خیر:

$$q_1 = \frac{DL + LL}{A} \leq q_a$$

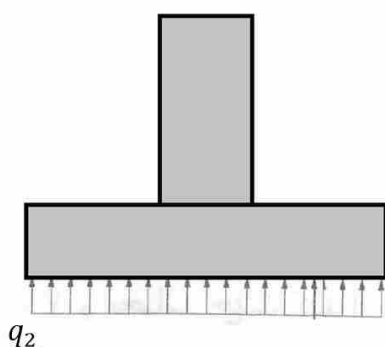
نکته: طراحی پی شبیه دالهاست. رفتار پی کاملاً شبیه یک دال تخت است که بر روی یک تکیه گاه (ستون) قرار دارد. بنابراین اصول و ضوابط طراحی دالها مانند ضوابط مربوط به خمش، برش و انتقال لنگر در پی نیز قابل استفاده است.
نکته:

۲- **تعیین ضخامت پی:** ضخامت با توجه به بار برشی ضریبدار وارد بر پی تعیین می شود.
با توجه به بارهای وارده بر پی، بار یکنواخت عمل کننده در کف پی به صورت زیر حساب می شود

$$q_2 = \frac{1.25DL + 1.5LL}{A}$$

با در نظر گرفتن اثر زلزله یا باد

$$q_2 = \frac{DL + 1.2LL + 1.2(0.7E \text{ یا } W)}{A}$$

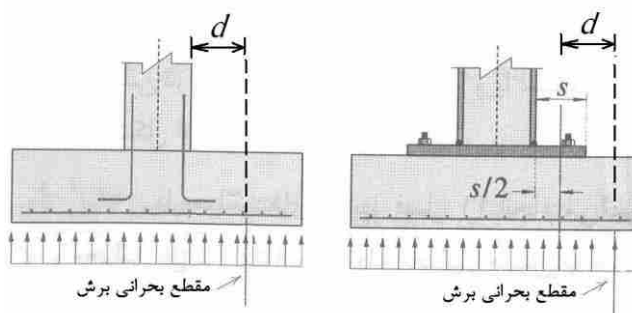
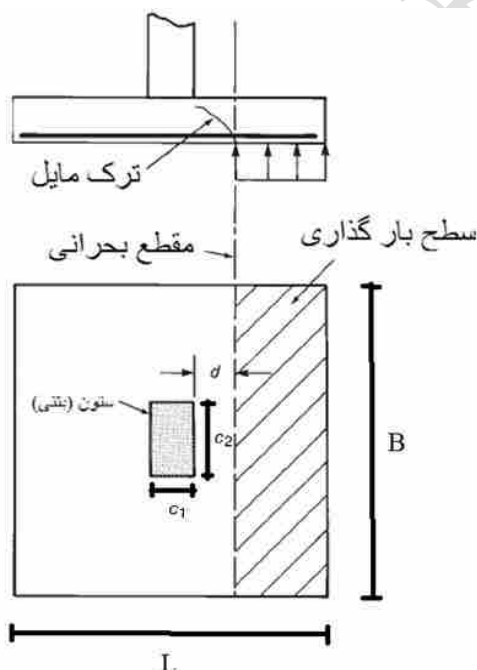


دو نوع برش باید بررسی شود. معمولاً ضخامت طوری تعیین می شود که برای تحمل برش نیاز به آرماتور برشی نباشد. در این حالت پی با ضخامت زیاد طراحی می شود که موجب صلب پی رفتار آن و تنش زیر پی یکنواخت می شود.

الف- برش یک طرفه یا تیر عریض

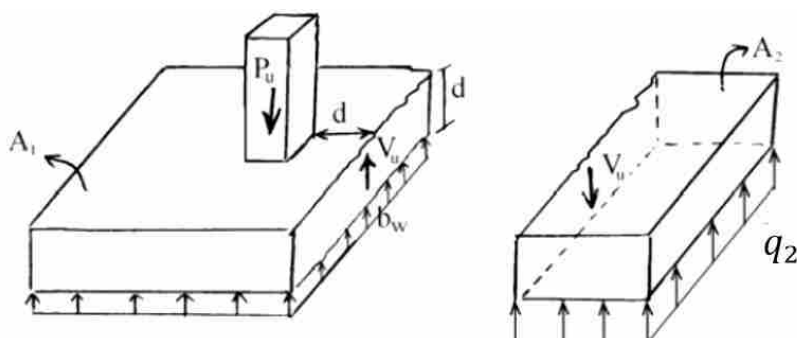
در این حالت فرض می شود پی مانند تیری عمل می کند که از پایین تحت بارگذاری فشار خاک قرار گرفته و ستون متصل به پی مشابه تکیه گاه عمل می کنند. در این حالت تیر باید نیرویی برشی را در تمام عرض خود تحمل کند. مقطع بحرانی که مقاومت برشی شالوده باید در آن کنترل شود به صورت صفحه ای عمود بر دال به فاصله d از لبه سطح اثر بار متمرکز است.

بر این اساس مقطع بحرانی برای ستون های فلزی و بتنی به صورت زیر تعیین می شود:



پس با توجه به شکل روبرو نیروی برش در اثر بارهای خارجی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$V_u = q_2 \times B \times \left(\frac{L - c_1}{2} - d \right)$$



مطابق با مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان، مقدار نیروی مقاوم برشی بتن مقطع از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$V_c = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}b_wd$$

در رابطه فوق به جای b_w باید از عرض پی (B) استفاده کرد

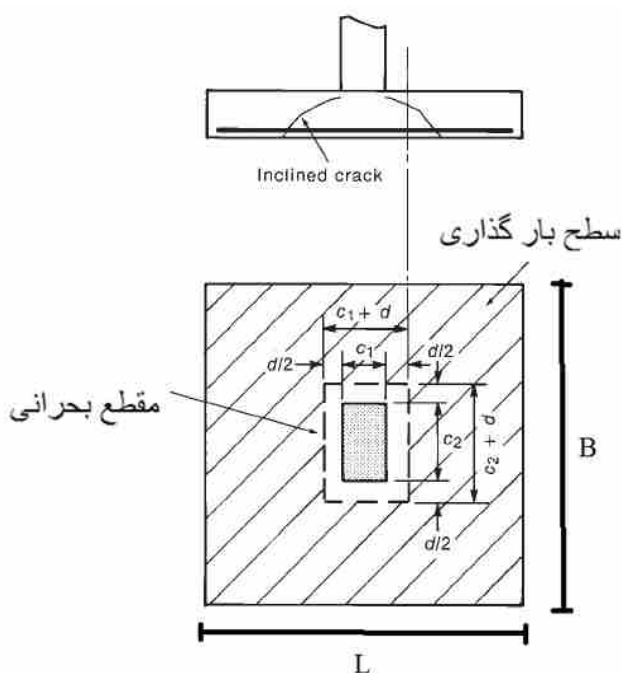
d عمق موثر پی (فاصله مرکز آرماتورها تا رویه ی پی) بر حسب میلیمتر

f_c مقاومت فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال

ϕ_c ضریب کاهش مقاومت بتن برابر با ۰.۶۵

نیروی مقاوم برشی باید از نیروی برشی وارده بیشتر باشد $V_c \geq V_u$

نکته: توجه شود که کنترل برش تیر عریض برای جهت دیگر پی نیز می تواند کنترل شود. در صورتی که ستون مربعی باشد همواره حالت فوق بحرانی تر خواهد بود.



ب) برش دو طرفه یا پانچینگ

در این حالت پی نیروی برشی وارده در اثر بارگذاری را در ناحیه ای به ابعاد $\frac{d}{2}$ حول ستون باید تحمل کند.

پس با توجه به شکل روبرو نیروی برش در اثر بارهای خارجی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$V_u = q_2 \times (L \times B - [C_1 + d] \times [C_2 + d])$$

مطابق با مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان، مقدار نیروی مقاوم برشی بتن مقطع باید از سه رابطه زیر محاسبه و کمترین مقدار حاصل در نظر گرفته شود:

$$V_c = \min \begin{cases} (1 + \frac{2}{\beta_c})(0.2\phi_c\sqrt{f_c})b_0d \\ 2(0.2\phi_c\sqrt{f_c})b_0d \\ (\frac{\alpha_s d}{b_0} + 1)(0.2\phi_c\sqrt{f_c})b_0d \end{cases}$$

در روابط فوق:

b_0 محیط مقطع بحرانی است (برای حالت فوق

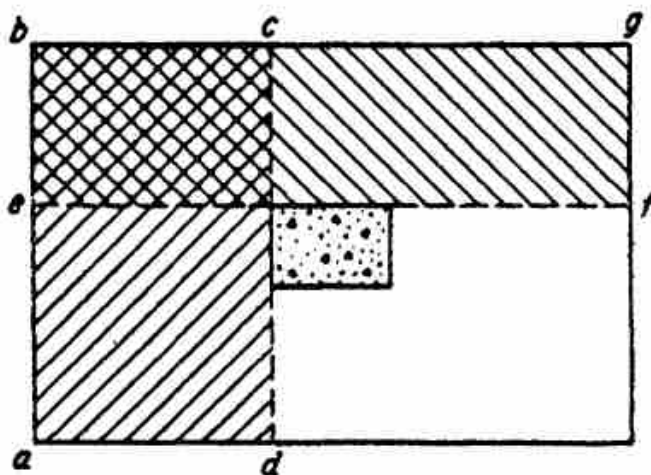
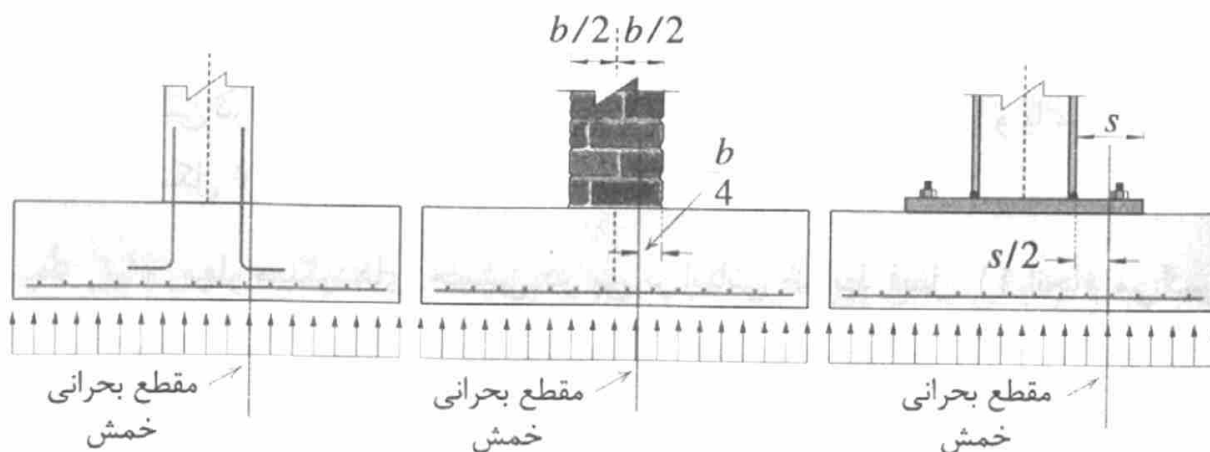
$$b_0 = 2 \times ((C_1 + d) + (C_2 + d))$$

β_c نسبت ضلع بزرگ به کوچک ستون ($\beta_c = \frac{C_2}{C_1}$)

α_s ضریبی است که برای ستون در وسط پی برابر با ۲۰ برای ستون در کنار پی برابر ۱۵ و برای ستون در گوشه پی برابر ۱۰ است. در این حالت نیز باید $V_c \geq V_u$ که بر اساس آن یک عمق برای پی تخمین زده می شود. d های بدست آمده از دو حالت بحرانی برش مقایسه شده و بیشترین مقدار آنها به عنوان عمق موثر پی در نظر گرفته می شود. ضخامت شالوده نباید کمتر از ۲۵۰ میلیمتر باشد.

۳- تعیین آرماتور خمشی

پی های منفرد برای لنگر خمشی در هر دو راستا طراحی شوند. لنگر خمشی هر مقطع بر اساس تنش زیر پی به صورت استاتیکی محاسبه می شود. برای پی نگه داری شده توسط ستون بتنی مقطع بحرانی خمش در بر ستون فرض می شود. اما در پی نگه دارنده ستون فلزی مقطع بحرانی در حد واسط ستون و صفحه زیر ستون در نظر گرفته می شود.



لنگر بخش cd برابر است با لنگر ناشی از فشاری Q_2 بر ناحیه $abcd$ و بر اساس آن آرماتورهای خمشی عمود بر مقطع مذکور بدست می آید. به این ترتیب تنش Q_2 روی سطح $befg$ حول محور $e-f$ لنگر خمشی وارد می کند که بر اساس آن آرماتورهای خمشی این مقطع تعیین می شود. پس از محاسبه مقدار لنگر لازم در هر مقطع، آرماتورهای خمشی لازم همانند تیرها با استفاده از رابطه زیر محاسبه می شوند:

$$M_r = \phi_s \rho b d^2 f_y \left(1 - \rho \frac{\phi_s f_y}{2 \phi_c \alpha_1 f_c} \right)$$

توجه شود در رابطه فوق b طول یا عرض پی با توجه به حالت در نظر گرفته شده است.

در شالوده ها قطر میلگرد نباید کمتر از ۱۰ میلیمتر و فاصله بین آنها نباید کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

بند ۹-۲۰-۸-۱: حداقل نسبت آرماتور (آرماتورهای حرارتی) به سطح مقطع کل بتنی در شالوده ها با عمق کمتر مساوی ۱۰۰۰ میلیمتر برای فولاد با تنش تسلیم ۳۴۰ مگاپاسکال (S340) و برای فولاد S400 برابر ۰,۰۰۱۸ و برای فولاد S500 برابر ۰,۰۰۱۵ است (برای ضخامت های دیگر به بند ۹-۲۰-۸ مبحث ۹ مراجعه شود).

آرماتور خمشی برای پی مربعی به صورت یکنواخت در عرض پی توزیع می شود. در طراحی خمشی اگرچه مقدار لنگر یکسان است اما d میلگرد ها در دو طرف به اندازه یک آرماتور متفاوت است که برای سادگی می توان مقدار کمتر را برای دو طرف در نظر گرفت. در پی های مستطیلی در جهت بلند میلگردها یکنواخت توزیع می شوند، اما در جهت کوتاه چون حداکثر انحنا زیر ستون رخ می دهد، سطح بیشتری از آرماتورها به یک نوار مرکزی اختصاص داده می شود.

مقدار آرماتورهایی که از رابطه زیر به دست می آید باید در عرضی به اندازه طول کوچکتر پی زیر ستون توزیع شود:

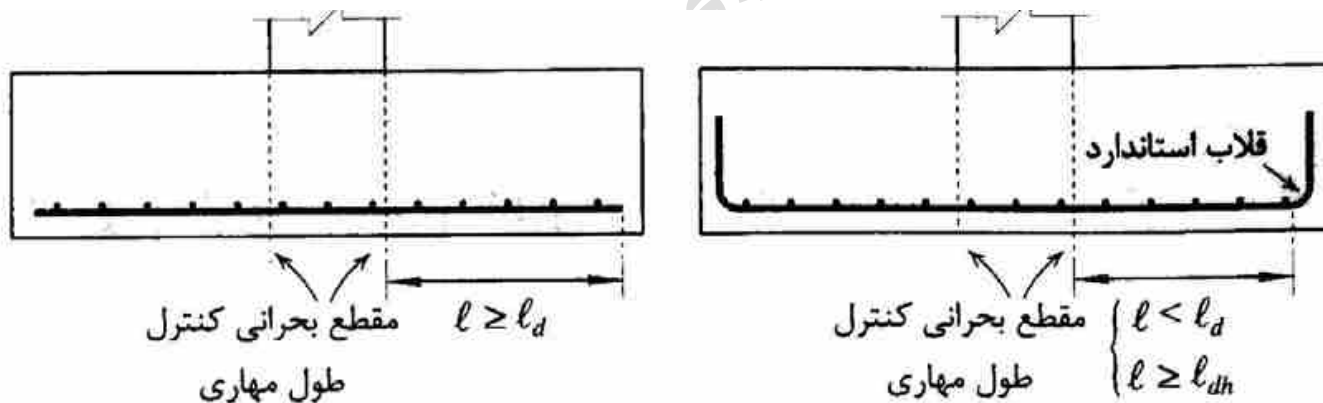
$$\frac{\bar{A}_{رما\ تور\ در\ نوار\ به\ عرض\ B}}{\bar{A}_{کل\ رما\ تور\ در\ جهت\ کوتاه}} = \frac{2}{\beta + 1}$$

β نسبت بعد بزرگ به کوچک پی است.

نکته: برای ستون های با مقطع دایروی، مقطع بحرانی با در نظر گرفتن مربعی هم سطح با آنها در نظر گرفته می شود.

۴- مهار میلگردها:

مهار میلگردهای خمشی در پی باید بر اساس ضوابط مهار میلگردها باشد. مقطع بحرانی جهت کنترل طول مهاری میلگردهای خمشی، مقطع بحرانی خمش به صورت نشان داده شده در شکل های صفحات قبل است. در صورت تأمین طول مهاری میلگردهای خمشی از مقطع بحرانی نیازی به استفاده از قلاب استاندارد در انتهای میلگردهای طولی پی نیست. در غیر این صورت جهت تأمین طول مهاری میلگردهای خمشی می توان از قلاب استاندارد و یا مهار مکانیکی در سر میلگردهای خمشی استفاده نمود.



l_d طول مهاری لازم برای میلگرد تحت کشش

l_{dh} طول گیرایی میلگرد منتهی به قلاب استاندارد

$$M_r = \phi_s \rho b d^2 f_y \left(1 - \rho \frac{\phi_s f_y}{2 \phi_c \alpha_1 f_c} \right)$$

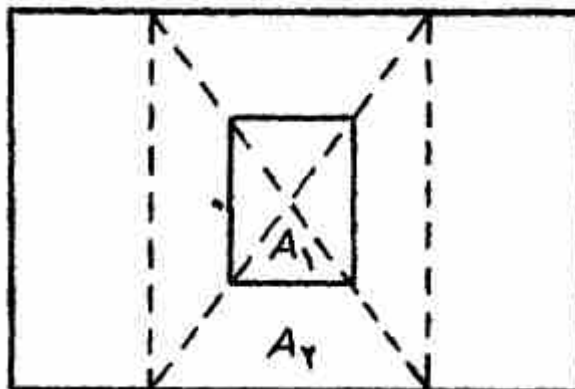
۵- انتقال تنش در پای ستون:

مطابق آیین نامه کلیه نیروهای محل اتصال ستون (محل اتصال ستون و پی) باید به پی منتقل شود. در صورت وجود نیروی کششی این نیرو باید توسط آرماتورهای مهار شده نظیر میلگردهای اصلی ستون یا آرماتورهای انتظار منتقل شود. اما نیروی فشاری مستقیماً از طریق تنش های تکیه گاهی منتقل می شود.

تنش تکیه گاهی اسمی که ستون می تواند تحمل کند برابر $0.85f_c$ است. اما بتن پی می تواند تنش بیشتری را تحمل کند. چون بتن اطراف ستون برای پی اتکای جانبی ایجاد می کند، برای همین بار بیشتری تحمل می کند (۹-۱۴-۱۰).

$0.85f_c\alpha_b$ = تنش تکیه گاهی برای پی

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$



A_1 سطح مقطع ستون است و A_2 مساحتی از پی که هم مرکز و مشابه ستون است

اگر مقاومت تکیه گاهی ستون یا پی کمتر از بار ضریب دار ستون باشد باید این اختلاف با آرماتور تامین شود. برای این منظور می توان آرماتور ستون را به داخل پی ادامه داد یا آرماتور انتظار در هنگام بتن ریزی پی داخل آن تعبیه نمود. به طوری که قسمتی از آن از سطح پی بالاتر باشد. حداقل مقدار آرماتور انتظار ۰.۵ درصد سطح مقطع ستون در محل پی است (۹-۲۰-۶). قطر آرماتورهای انتظار باید از قطر میلگردهای طولی ستون بیشتر باشد و به اندازه ی طول مهاری داخل پی و در بالای پی در طولی برابر با طول وصله پوششی در فشار قرار داده شود (در صورت کشش، مقادیر برای کشش مد نظر است). کنترل تنش تکیه گاهی زمانی لازم است که مقاومت بتن ستون از پی بیشتر باشد. در صورت یکسان بودن مقاومت تنش های تکیه گاهی در ستون کنترل می شود.

۶- محدود کردن حرکت نسبی شالوده ها (۹-۲۰-۷):

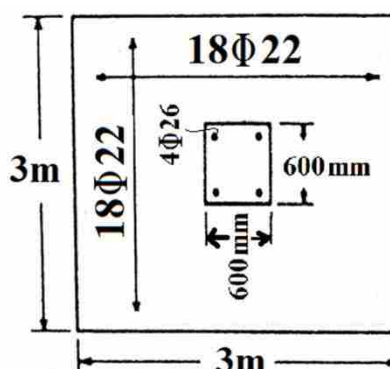
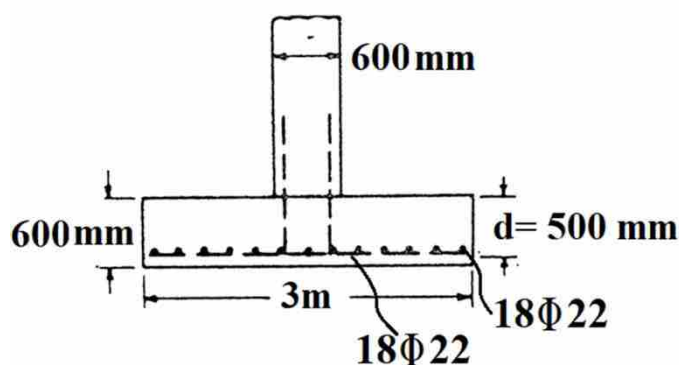
شالوده های جدا از هم در یک ساختمان باید در دو امتداد ترجیحا عمود بر هم به وسیله ی کلاف رابط به هم متصل شود (در ساختمان های یک طبقه می توان از این کار صرف نظر کرد).

کلاف های مرتبط کننده شالوده ها باید حداقل ۱۰ درصد از بزرگترین نیروی کششی ستون های طرفین را تحمل کند حداقل بعد کلاف ۳۰۰ میلیمتر است.

کلاف باید حداقل ۴ عدد میلگرد طولی به قطر ۱۴ میلیمتر داشته باشد. این میلگردها باید توسط میلگرد عرضی ۸ در فواصل ۲۵۰ میلیمتری به هم از یکدیگر قرار گیرند.

مثال (۱) پی مربعی با ضلع ۳ متر مطابق با شکل زیر مفروض است. این پی بار ستونی به ابعاد 600×600 میلیمتر را تحمل می کند با فرض بار مرده برابر با ۱۵۰۰ kN و بار زنده ۸۰۰ kN و ظرفیت نهایی خاک ۱ مگاپاسکال ابعاد، ضخامت و میلگردهای آن را

کنترل نمایید.



$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$D_f = 1.5 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 17 \frac{kN}{m^3}, D.L: 1500kN, L.L: 800kN, f_c = 25MPa, F_y = 300MPa, q_u = 1MPa, F.S: 3$$

۱- کنترل ابعاد پی:

$$q_d = \frac{1 - \overbrace{1500 \times 17}^{mm} \times 10^{-6}}{3} = 0.325 MPa >_{OK}, q_1 = \frac{DL+LL}{A} = \frac{1500 \times 10^3 + 800 \times 10^3}{3000 \times 3000} = 0.256 MPa$$

۲- کنترل عمق موثر پی (d):

$$q_2 = \frac{1.25DL + 1.5LL}{A} = \frac{1.25 \times 1500 \times 10^3 + 1.5 \times 800 \times 10^3}{3000 \times 3000} = 0.3417 MPa \leq \frac{N}{mm^2}$$

تنش مروری
زیاده

۱-۲- کنترل برش یک طرفه:

$$V_u = q_2 \times B \times \left(\frac{L - c_1}{2} - d_1 \right) = 0.3417 \times 3000 \times \left(\frac{3000 - 600}{2} - 500 \right) = 717570 N$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d_1 = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 3000 \times 500 = 975000 N >_{OK} V_u = 717570 N$$

۲-۲- کنترل برش دو طرفه (پانچ):

$$V_u = q_2 (BL - (c_1 + d_2) + (c_2 + d_2)) = 0.3417 (3000^2 - (600 + 500)^2) = 2,661,843 N$$

$$V_c = \min \begin{cases} \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) b_o d \\ 2 (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) b_o d \\ \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1\right) (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) b_o d \end{cases}$$

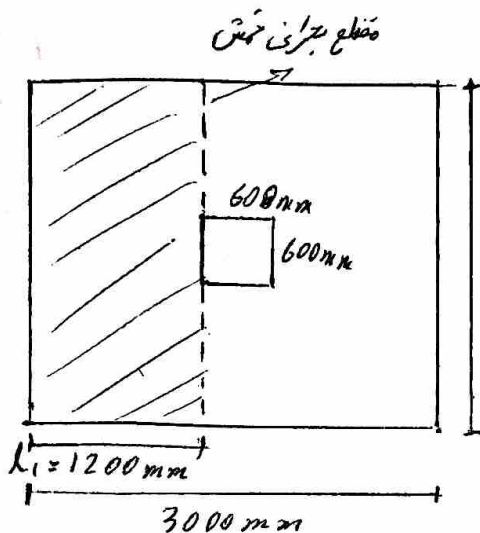
$$b_o = 2 \times [(c_1 + d_2) + (c_2 + d_2)] = 2 \times 2 \times (600 + 500) = 4400$$

$$\beta_c = \frac{c_2}{c_1} = \frac{600}{600} = 1, \quad \alpha_s = 20 \text{ ستون مربع}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 4400 \times 500 &= 4,290,000 N \\ 2 \times 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 4400 \times 500 &= 2,860,000 N \\ \left(\frac{20 \times 500}{4400} + 1\right) \times 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 4400 \times 500 &= 4,680,000 N \end{aligned} \right.$$

$$\rightarrow V_c = 2.86 \times 10^6 N >_{OK} V_u = 2.661 \times 10^6 N$$

۳- کنترل میلگردهای خمشی:



$$M_u = \frac{l_1 \times B \times q_2 \times \frac{l_1}{2}}{\text{بازوی تکر} \quad \text{نیر می متورکز}}$$

$$M_u = 1200 \times 3000 \times 0.3417 \times \frac{1200}{2} = 7.38 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\rho_{\text{موردی}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{18 \times \left(\frac{22}{2}\right)^2 \times 3.14}{500 \times 3000} = 0.00456$$

$$M_r > M_u$$

$$M_r = \phi_s \rho b d^2 f_y (1 - \rho \frac{\phi_s f_y}{2 \phi_c \alpha_1 f_c}) \quad \alpha_1 = 0.85 - 0.0015 \times 25 = 0.8125$$

$$M_r = 0.85 \times 0.00456 \times 3000 \times 500^2 \times 300 \times \left(1 - \frac{0.0046 \times 0.85 \times 300}{2 \times 0.65 \times 0.8125 \times 25}\right) = 8.33 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$M_r = 8.33 \times 10^8 \text{ N.mm} > M_u = 7.38 \times 10^8 \text{ N.mm} \quad \text{میلگردها خمشی مناسب هستند} \quad \text{ok}$$

مقایسه با میلگردهای حداقل مجاز

مثال ۲) پی مربع شکل منفردی تحت بار ستونی با بار مرده ۸۹۰ کیلو نیوتن و بار زنده ی ۷۲۰ کیلو نیوتن قرار دارد. مقاومت نهایی خاک ۰.۶۲ مگاپاسکال محاسبه شده است. مقاومت فشاری بتن ستون و پی نیز به ترتیب ۲۵ و ۲۰ مگاپاسکال است. کف پی ۱.۲ متر زیر زمین قرار دارد و خاکیزی با وزن مخصوص ۱۶ کیلو نیوتن بر متر مکعب روی آن انجام شده است. همچنین تنش جاری شدن میلگردها ۳۰۰ مگا پاسکال است. ابعاد و میلگردهای مورد نیاز این پی را طراحی کنید. (ضریب اطمینان را برابر ۳ در نظر بگیرید، ابعاد ستون ۴۰۰×۴۰۰ میلی متر است)

محاسبه ی تنش مجاز و ابعاد پی:

$$q_a = \frac{0.62 - 1200 \times 16 \times 10^{-6}}{3} = 0.2002 \text{ N}$$

$$A = \frac{DL + LL}{q_a} = \frac{890 \times 10^3 + 720 \times 10^3}{0.2002} = 8.042 \times 10^6 \text{ mm}^2 \xrightarrow{\text{مربعی}} B = L = \sqrt{A} = \sqrt{8.042 \times 10^6}$$

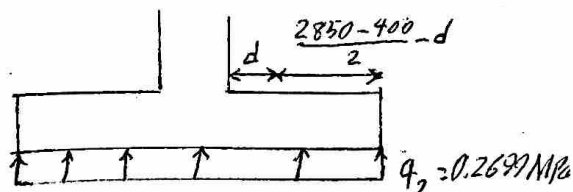
$$\Rightarrow B = 2835 \text{ mm} \approx 2850 \text{ mm}$$

محاسبه ی عمق موثر پی، ابتدا تنش ضریب دار زیر پی محاسبه می شود:

$$q_2 = \frac{1.25 DL + 1.5 LL}{B \times L} = \frac{1.25 \times 890 \times 10^3 + 1.5 \times 720 \times 10^3}{2850 \times 2850} = 0.2699 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

محاسبه ی عمق موثر پی بر اساس برش یک طرفه

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} B d = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{20} \times 2850 d_1 = 1658.9 d_1$$



$$V_u = q_2 \times B \times \left(\frac{L - c_1}{2} - d_1 \right)$$

$$V_u = 0.2699 \times 2850 \times \left(\frac{2850 - 400}{2} - d_1 \right)$$

$$V_u = 769.2 (1225 - d_1)$$

برای ترین حالت $V_u = V_c \rightarrow 769.2 (1225 - d_1) = 1656.9 d_1$

$$\Rightarrow 942270 - 24261 d_1 = 0 \Rightarrow d_1 = 388 \text{ mm}$$

محاسبه‌ی عمق موثر پی بر اساس برش دو طرفه

$$V_u = 0.2699 \times (2850^2 - (400 + d_2)^2)$$

$$V_c = \min \begin{cases} \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) b_o d \\ 2 (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) b_o d \\ \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1\right) (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) b_o d \end{cases}$$

$b_o = 2 [(c_1 + d_1) + (c_2 + d_2)] = 4 \times (400 + d_2)$
 $\beta_c = \frac{c_2}{c_1} = \frac{400}{400} = 1$
 $\alpha_s \rightarrow \alpha_s = 20$

نکته: چون مقدار d مشخص نیست، V_c به طور کامل قابل محاسبه نمی باشد. بنابراین بهتر است که ضرایبی که در رابطه‌ی فوق زیر آنها خط کشیده شده است مقایسه شوند. با این حال نیز رابطه‌ی سوم قابل محاسبه نیست (چون به عمق موثر بستگی دارد). بنابراین این رابطه در پایان کار پس از محاسبه‌ی d_2 کنترل می‌شود:

$$V_c = \min \begin{cases} \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) b_o d \\ 2 (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) b_o d \\ \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1\right) (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) b_o d \end{cases}$$

بنابراین رابطه‌ی وسطی کنترل کننده است

بعداً کنترل می‌شود

پس همان رابطه‌ی دوم کنترل کننده است.

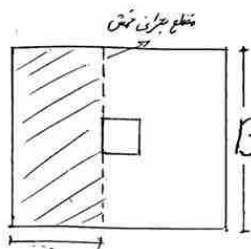
برای ترین حالت $V_u = V_c \Rightarrow 0.2699 \times (2850^2 - (400 + d_2)^2) = 2 \times (0.2 \times 0.65 \times \sqrt{20}) \times 4 \times (400 + d_2) d_2$

$$\rightarrow d_2 = 483 \text{ mm} \quad \xrightarrow{\text{کنترل ضریب}} \frac{20 \times 483}{4(400 + 483)} + 1 = 3.734 > 2$$

$$d = \max(d_1, d_2) = \max(388, 483) = 483 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

$$H = 500 + \left(1.5 \times \frac{\text{قطر میلگرد}}{\sim 100 \text{ mm}} + \text{کاورش} \right) = 600 \text{ mm}$$

محاسبه ی میلگردهای خمشی پی:



$$l_o = \frac{2850 - 400}{2} = 1225 \text{ mm}$$

$$M_u = l_o \times B \times q_{uz} \times \frac{l_o}{2} = 1225 \times 2850 \times 0.2699 \times \frac{1225}{2} = 5.77 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\xrightarrow[\text{حالت}]{\text{جران ترین}} M_u = M_r \quad \alpha_1 = 0.85 - 0.0015 \times 20 = 0.82$$

$$5.77 \times 10^8 = 0.85 \rho \times 2850 \times 500^2 \times 300 \times \left(1 - \rho \frac{0.85 \times 300}{2 \times 0.65 \times 0.82 \times 20}\right)$$

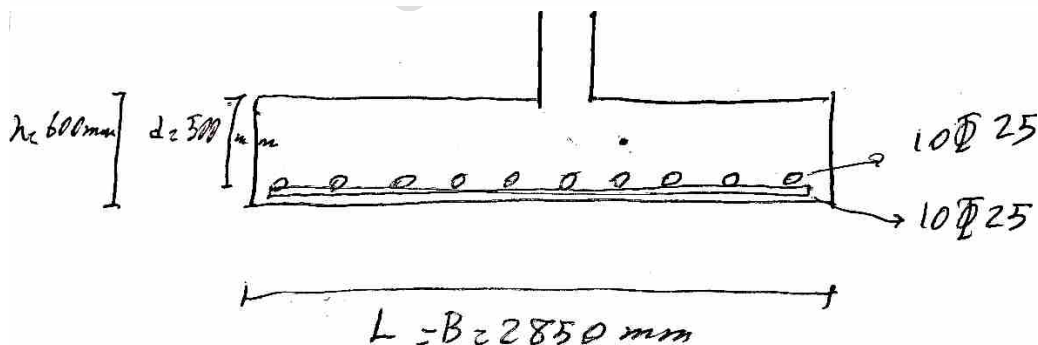
$$3.1758 \times 10^{-3} = \rho - 11.96 \rho^2 \rightarrow \begin{cases} \rho_1 = 0.0803 & \text{مقدار بیش از حد مجاز است} \\ \rho_2 = 3.307 \times 10^{-3} & \checkmark \end{cases}$$

$$A_s = \rho b d \rightarrow A_s = 3.307 \times 10^{-3} \times 2850 \times 500 = 4713 \text{ mm}^2$$

$$\xrightarrow{5340} A_{min} = 0.002 \times 2850 \times 600 = 3420 \text{ mm}^2 \quad \begin{matrix} A_s = 4713 \text{ mm}^2 \\ \text{ok} \end{matrix}$$

$$\text{use } \Phi 25 \Rightarrow n = \frac{4713}{\left(\frac{25}{2}\right)^2 \times 3.14} = 9.6 \rightarrow \text{use } 10 \Phi 25$$

$$s = \frac{2850 - 2 \times 75}{(10 - 1)} = 300 \text{ mm} \quad 100 < s = 300 < 350 \quad \text{ok}$$



تعریف گود (طبق فهرست بهاء ابنیه): گود به محلی تلقی می شود که پس از خاکبرداری و رسیدن به رقوم نهایی از همه جهت پایین تر از زمین طبیعی قرار گرفته و عمق متوسط آن کمتر از ۶۰ سانتی متر نباشد.

انواع گود برداری

الف) گود برداری حفاظت نشده یا مهار بندی نشده (گودبرداری در زمین نامحدود): پایداری شیبها یا جداره قائم گودبرداری ها در خاکهای چسبنده بدون هیچگونه مهاربندی، توسط شرایط مکانیکی خاک تامین می شود.

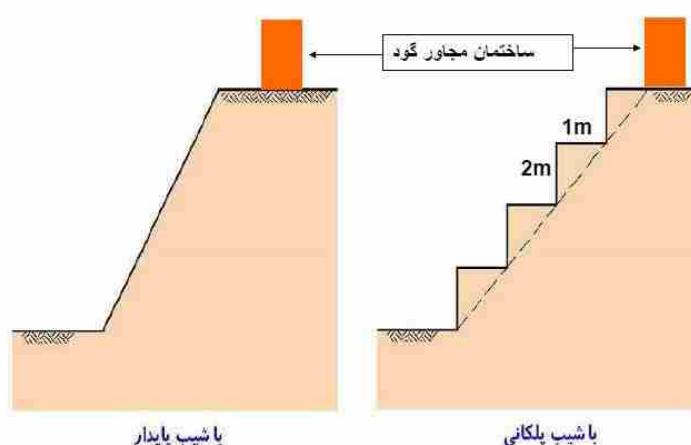
ب) گود برداری حفاظت شده یا مهار بندی شده (گودبرداری در زمین محدود)

موارد مهم در بررسی پایداری گود

- نوع ساختار و بافت لایه های خاک
- پارامترهای مقاومت برشی خاک
- ارتفاع یا عمق و عرض گودبرداری
- شرایط آب زیرزمینی و آبهای سطحی
- وجود یا عدم وجود سازه در نواحی مجاور گود و نحوه ساخت و ساز آنها
- وضعیت سربارهای موجود در کناره گود از قبیل ترافیک خیابانها و غیره
- کوتاه مدت یا بلند مدت بودن دوران استفاده از گود



نوع خاک	اندازه زاویه به درجه	شیب بر حسب نسبت	شیب بر حسب درصد
زمین های دچ	۵°	حدود $\frac{1}{11}$	حدود ۱۰
زمین های سفت	۱۰°	حدود $\frac{1}{6}$	حدود ۲۰
زمین های متوسط	۳۰°	حدود $\frac{2}{3}$	حدود ۷۰
زمین های ماسه ای	۴۵°	$\frac{1}{1}$	۱۰۰
زمین های سست و خاک دستی	بیشتر از ۴۵°	—	—



گود برداری حفاظت شده یا مهار بندی شده (گودبرداری در زمین محدود)

در این نوع گودبرداری از سازه ای به صورت موقت یا دائم به نام سازه نگهبان به منظور جلوگیری از ریزش ترانشه و تبعات منفی ناشی از خاکبرداری استفاده می شود.

سازه های نگهبان به سازه هایی اطلاق می شود که برای نگهداری خاک، مصالح مشابه یا آب به کار برده می شود. این سازه ها شامل انواع دیوارها و سیستم های نگهبان هستند که در آنها عناصر سازه ای با خاک یا سنگ ترکیب می شوند. (مبحث هفتم)

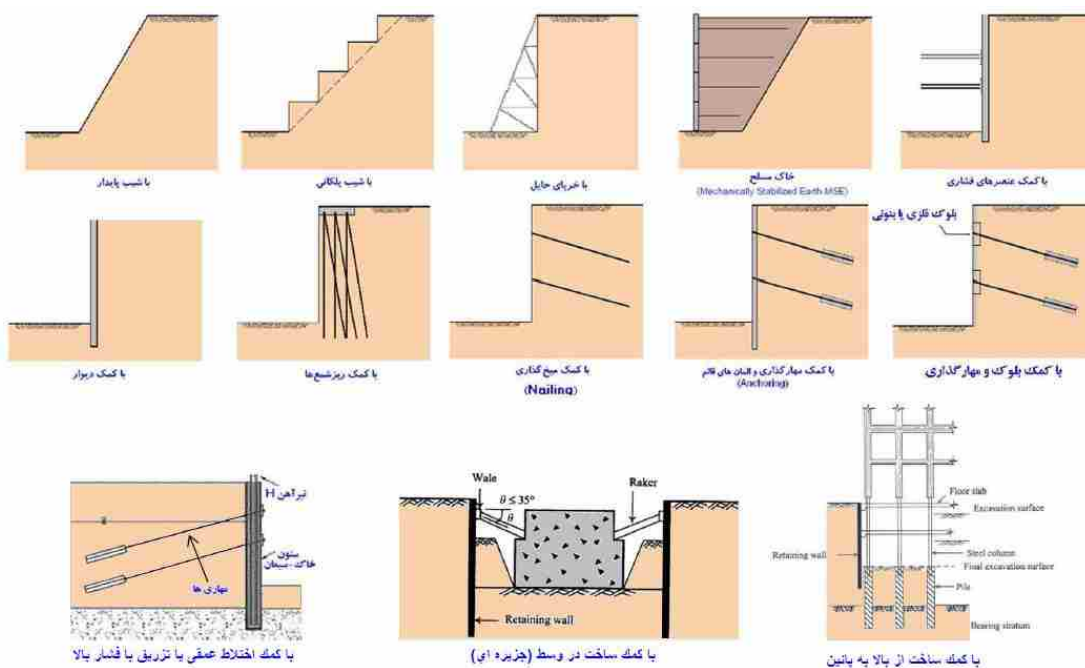
اهداف اصلی ایمن سازی جداره های گود با استفاده از سازه های نگهبان عبارتند از :

- حفظ جان انسانهای خارج و داخل گود
- حفظ اموال خارج و داخل گود
- فراهم آوردن شرایط امن و مطمئن برای اجرای کار

زمان اجرای سازه های نگهبان

- در خاکهای بسیار سست ، سیستم های نگهدارنده باید قبل از شروع عملیات گودبرداری احداث شوند. شمعها و چاه های نگهدارنده بتنی در مجاورت گود ، دیوارهای جداکننده ، سپرهای فلزی (در صورت امکان استفاده و کوبیدن آنها) از این نوع سیستمها هستند.
- در خاکهای با پایداری نسبی خوب می توان سیستمهای نگهدارنده را همراه با انجام گودبرداری ، به صورت گام به گام ، احداث نمود.

انواع سازه های نگهبان



۱- دیوارهای نگهبان وزنی

- این گروه دیوارهای سنگی یا بتنی ساده یا بتن آرمه یا بدون پشتبند ، همراه با شالوده های نواری یا بدون پاشنه اند که وزن آنها به تنهایی یا همراه با توده خاک یا سنگ نقش اصلی در نگهداری مصالح نگه داشته شده را به عهده دارند. این دیوارها شامل : دیوارهای وزنی بتنی با ضخامت ثابت یا متغییر در ارتفاع ، دیوارهای حایل بتن آرمه ، دیوارهای حایل پشت بند دار و غیره می باشند.

۲-۱- سپر کوبی

سپر ها عموماً از پروفیل های فلزی با مقاطع متنوع ساخته می شوند که در طی مراحل زیر اجرا میشود:

- در پیرامون محل گود سپر کوبی انجام می شود .
- خاکبرداری تا حدی که پایداری گود به خطر نیافتد انجام می شود .
- تیرافقی (کمرکش) سپرها اجرا و سپر به طور جانبی مهار می گردد .
- اجرای مرحله بعدی عملیات خاکبرداری



مزایا :

- (۱) سرعت اجرای کار بسیار زیاد است.
 - (۲) درجه ایمنی کار بسیار زیاد است.
 - (۳) برای اجرای کانالها ، به ویژه با طولهای زیاد ، بسیار مناسب است.
- معایب :

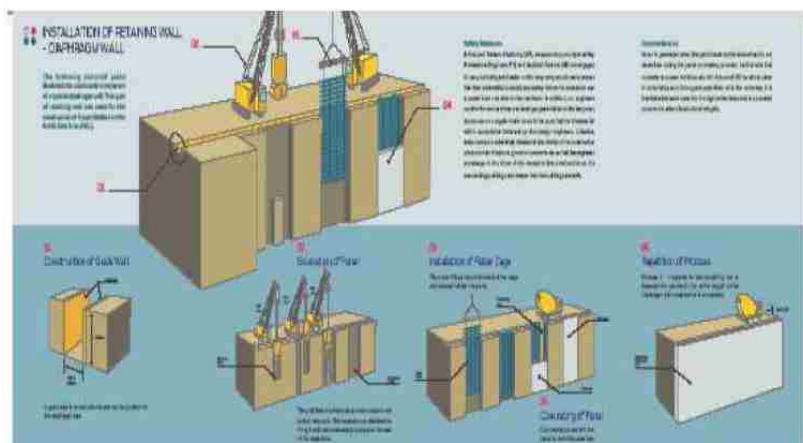
- (۱) در این روش به دستگاههای سپرکوبی ، که به هر حال یک دستگاه ویژه است نیاز است.
- (۲) این روش به نیروهای با تخصص بالاتر نسبت به روشهای ساده تر نیاز است.
- (۳) دستگاههای سپرکوب به جای کافی برای اجرای کار نیاز دارند.
- (۴) این روش برای عرضهای کم مناسب تر است.

۲-۲- روش دیواره دیافراگمی

در این روش ابتدا به کمک دستگاههای حفاری ویژه محل دیوار نگهبان حفر می شود. سپس به طور همزمان محل حفر شده با گل بتونیت و سیمان پر می شود تا از ریزش خاک دیوار محل حفر شده جلوگیری شود. سپس قفسه آرماتورهای نگهبان را ، که از قبل ساخته و آماده شده اند را در داخل محل حفر شده دیوار قرار داده و بتن ریزی انجام می شود. بتن مصرفی معمولاً از نوع بتن روان و با کارایی زیاد است. دیواره دیافراگمی به صورت پیش ساخته نیز اجرا می شوند.

مزایای روش دیافراگمی

➤ دیوار دیافراگمی هم به عنوان سازه نگهبان گود رفتار می کند و هم در حین بهره برداری از آن به عنوان دیوار حایل استفاده می شود.



- دیوار دیافراگمی به ویژه برای حفاریها و گودهای با طول زیاد مناسب است.
- سرعت اجرای کار بسیار زیاد است.
- درجه ایمنی کار بسیار زیاد است.

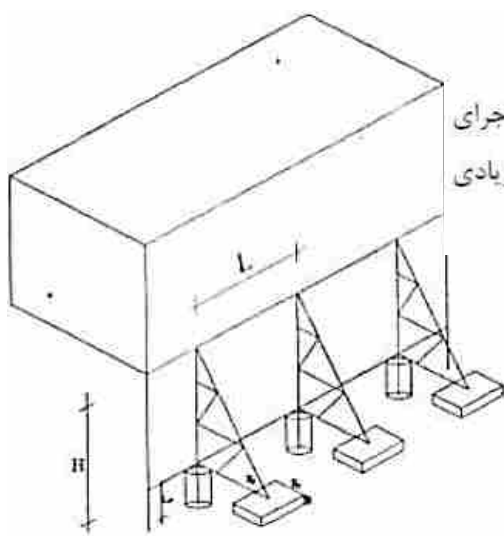
معایب روش دیافراگمی

- در احجام کم ، هزینه اجرای کار بسیار زیاد است ، ولی در احجام زیاد هزینه کلی اجرای کار می تواند از روشهای ساده تر کمتر نیز باشد.

- در این روش ، دستگاههای حفاری مربوطه نیاز به فضای کار زیادتری دارند و در صورتی که از نظر فضای دو طرف دیواره محدودیت وجود داشته باشد ، اجرای کار ناممکن خواهد بود و یا اینکه به سختی صورت می گیرد.
- در این روش به دستگاه حفاری ویژه نیاز است.
- در این روش به نیروهای با تخصص بالا برای کار با دستگاههای مورد نظر و سایر موارد نیاز است.

۳- روش خربایی

این روش یکی از مناسبترین و متداولترین روشهای اجرای سازه نگهبان در مناطق شهری است. اجرای آن ساده بوده و نیاز به تجهیزات و تخصص بالایی ندارد. و درعین حال قابلیت انعطاف زیادی از نظر اجرا و شرایط مختلف دارد.

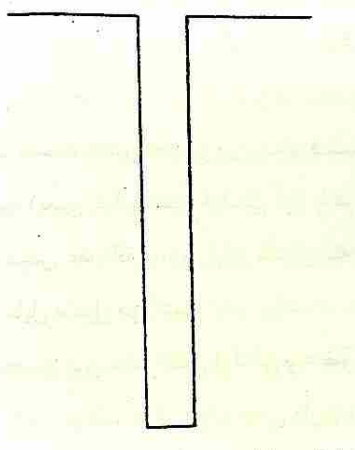


۱- حفر چاههایی در امتداد اعضای قائم هر یک از خرابها ؛ طول این چاهها برابر با عمق گود بعلاوه اضافه طول شمع است. قطر محاسباتی در نظر گرفته شده برابر با ۸۰ سانتیمتر است که به دلیل بتن ریزی در مجاورت مستقیم خاک ، آن را درعمل در حدود ۱ متر اجرا می کنند.

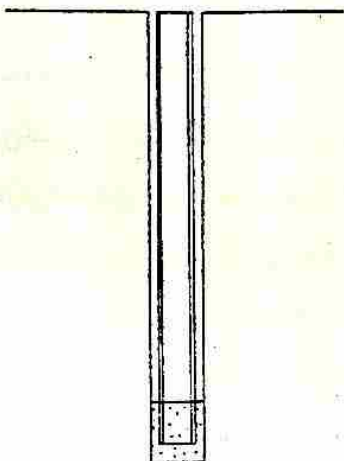
۲- قفسه آرماتورهای قرار داده می شود و به انتهای عضو خربایی چند شاخک وصل شده و بتن ریزی می شود

۳- در این مرحله پس از نصب عضو قائم ، گودبرداری با شیب مطمئنی شروع می شود. این شیب ایمن بر اساس مطالعات مکانیک خاک و تئوریهای مربوطه به دست می آید.

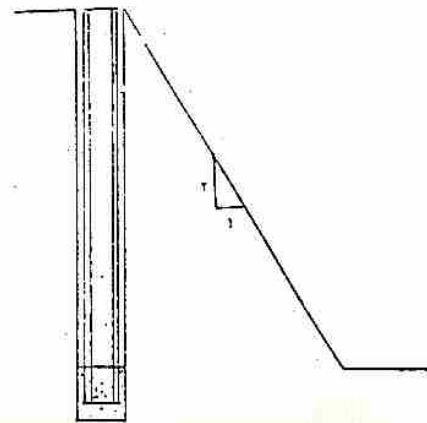
۴- سپس فونداسیون پای عضو مایل را آماده کرده و پس از قالب بندی و آرماتور بندی و نصب کف ستون و بولتهای آن بتن ریزی انجام می شود



مرحله ۱



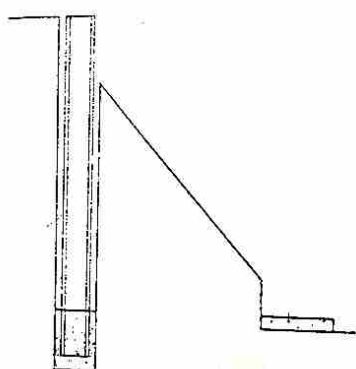
مرحله ۲



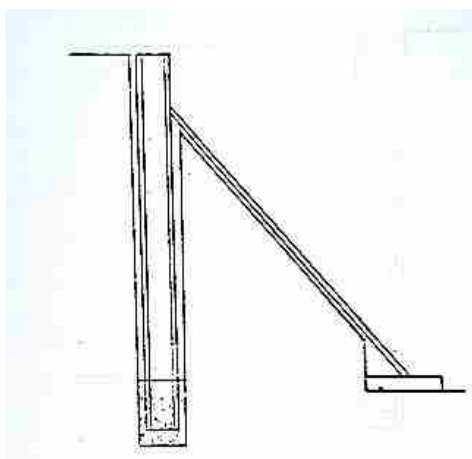
مرحله ۳

۵- در این مرحله مطابق نقشه های اجرایی ، عضو مایل را از سویی به ورق کف ستون فونداسیون سازه نگهبان و از سوی دیگر به عضو قائم خریا متصل می کنند.

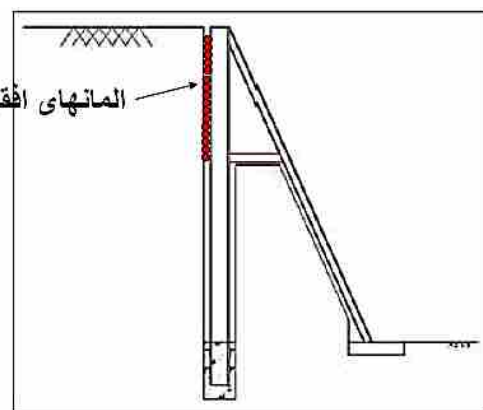
۶- در این مرحله خاک قسمت مثلثی محصور بین عضو قائم ، عضو مایل و اولین عضو افقی خریا (یعنی عضو افقی فوقانی آن) در سرتاسر طول دیواره برداشته می شود. سپس عضو افقی مزبور از سویی به عضو قائم و از سوی دیگر به عضو مایل متصل می شود



مرحله ۴



مرحله ۵



مرحله ۶

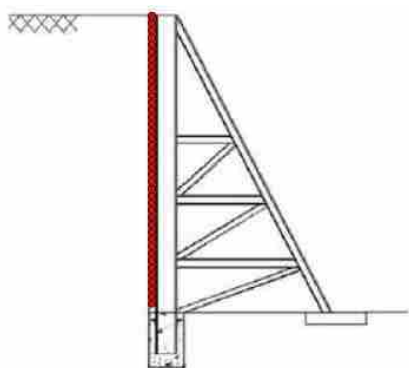
در گام (یا گامهای) بعد ، عملیات خاکبرداری و نصب اعضای افقی و قطری مرحله به مرحله انجام می شود تا در نهایت خریا اجرا شود.

مزایا و معایب سازه نگهبان خریایی

مزایا

- برای عموم گودهای واقع در مناطق شهری مناسب است.
- از نظر اجرا در شرایط مختلف ، قابلیت انعطاف پذیری زیادی دارد.
- امکان استفاده مجدد از خریا وجود دارد.
- ساده است و به تخصص و دستگاههای خاص نیازی ندارد.

معایب



- سرعت اجرا ، در مقایسه با روشهای پیشرفته تر نسبتاً کمتر است.
- خرپا جاگیرند.
- احتمال الزامی بودن برداشتن بخشی از خاک با روشهای دستی وجود دارد.

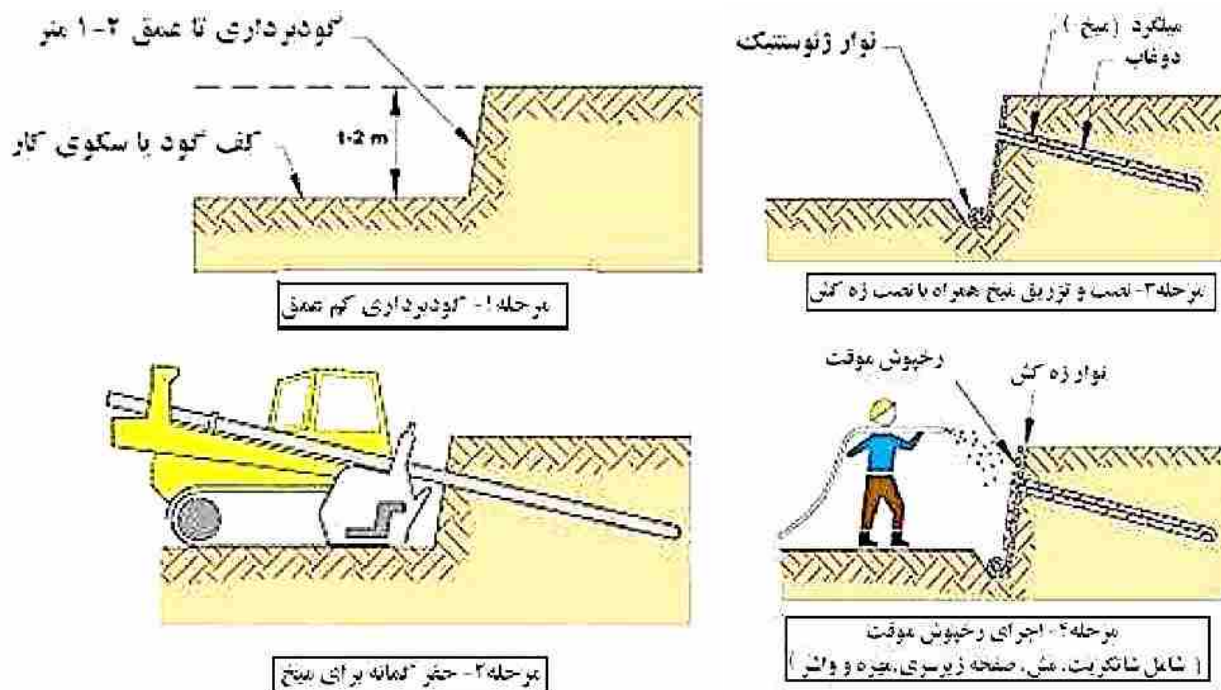
۴- روش مهار متقابل

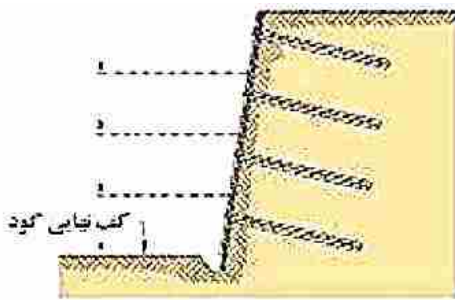
در این روش ، برای مهار حرکت و رانش خاک ، با استفاده از تمهیداتی خاص ، از خود خاکهای دیواره کمک گرفته می شود. این روش مشابه روش خرپایی است. با این تفاوت که شمع های به صورت متقابل مهار می شوند.

۵- سازه نگهبان دوخت به پشت (Nailing)

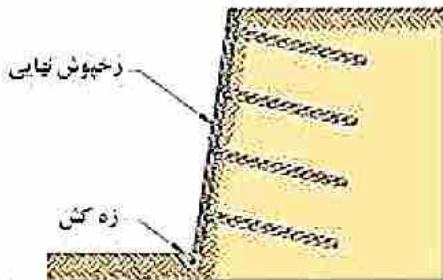
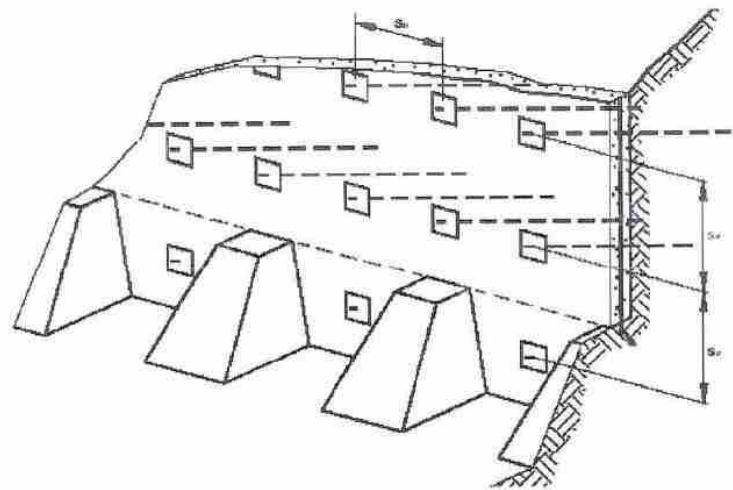
- در این روش ، برای مهار حرکت و رانش خاک ، با استفاده از تمهیداتی خاص ، از خود خاکهای دیواره کمک گرفته می شود.
- در این روش نیازی به پروفیل فلزی نیست و پایداری دیواره گود توسط Nail یا Anchore فراهم می شود. مراحل این روش به صورت زیر است:

- اجرای مرحله به مرحله حفاری از بالا به پایین گود
- اجرای Nail یا Anchore با توجه به شرایط پروژه و طراحی انجام شده در هر مرحله حفاری
- قرار دادن شبکه میلگرد روی خاک و اجرای شاتکریت و پوشش سطح دیواره گود در هر مرحله حفاری
- حفاری مرحله بعدی و تکرار مراحل فوق





مرحله ۱- اجرای توکازهای پله های بعدی

مرحله ۲- اجرای رخپوش نیایی
(در نمودارهای دانه ای) همراه با اجرای زه کش پنجه

خاکبرداری شطرنجی و اجرای سیستم مهار

مزایای

- مشخصات مکانیکی خاک بر اثر تزریق بتن درون چاهکها بهبود می یابد. لذا بر اثر این امر علاوه بر کمک گرفتن از خاک اطراف جداره برای مهار رانش خاک، میزان رانش خاک نیز بر اثر بهبود مشخصات مکانیکی خاک کاهش می یابد.
- سازه نگهبان در داخل گود جاگیر نیست.
- از خاک موجود برای مهار دیواره گود استفاده می شود.

معایب

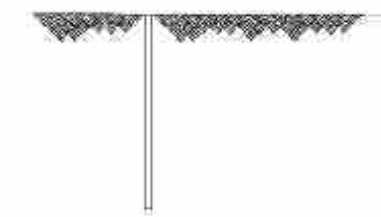
- تجاوز به ملک مجاور
- به دلیل ضرورت اجرای عملیات به صورت مرحله به مرحله، به زمان زیادی نیاز دارد.
- در احجام کوچک هزینه ی زیادی دارد.
- به دستگاه های خاصی نیاز دارد.
- دانش فنی خاصی را نیاز دارد.

۶- سازه نگهبان دوخت به پشت با مهار (Anchore)

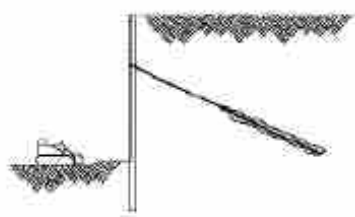
این روش تشابه زیادی با روش مهارسازی **Nailing** دارد. در هر مرحله به کمک دستگاههای حفاری ویژه چاهکهایی افقی یا مایل در بدنه دیواره گود حفر می شود. سپس درون این چاهکها کابلهای پیش تنیدگی قرار داده شده و با تزریق بتن در انتهای چاهک این کابلها کاملاً در خاک مهار می شوند. در مرحله بعد کابلهای مزبور به کمک جکهای ویژه ای کشیده شده و انتهای بیرون آمده کابل بر روی سطح جداره گود مهار می گردند. سپس به درون چاهکهای مزبور بتن تزریق می شود. پس از سخت شدن و کسب مقاومت کافی

آن می توان کابلها را از جک آزاد کرد. این کار موجب می شود که نیروی پیش تنیدگی موجود در کابل خاک را فشرده سازد. عمق گودبرداری در هر مرحله بستگی به نوع خاک و فاصله بین چاهکها دارد. ولی معمولاً بین ۲ تا ۳ متر در نظر گرفته می شود.

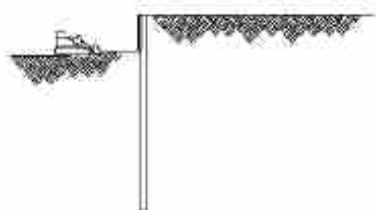
در روش آنکراژ با اعمال پیش کشیدگی در کابل و به تبع آن بوجود آمدن پیش تنیدگی در توده خاک، علاوه بر آنکه مقاومت خاک بدلیل بوجود آمدن تنش محدود کننده افزایش می یابد، تغییر شکل های ناشی از گودبرداری در ساختمانهای مجاور به نحو قابل ملاحظه ای کاهش یافته و کنترل شده تر خواهد شد. روش آنکراژ بر هزینه تر از روش نیلینگ می باشد و همین دلیل امروزه در بسیاری از پروژه ها از روش همراه و در کنار روش نیلینگ استفاده می گردد تا از مزایای هر دو روش به تناسب استفاده شود.



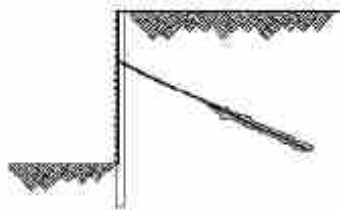
STEP 1: Install soldier beam



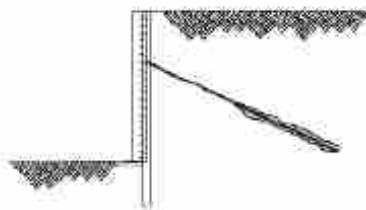
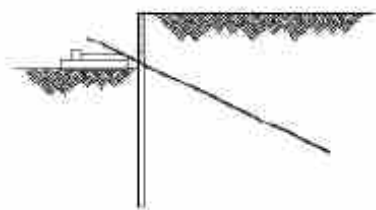
STEP 4: Complete excavation



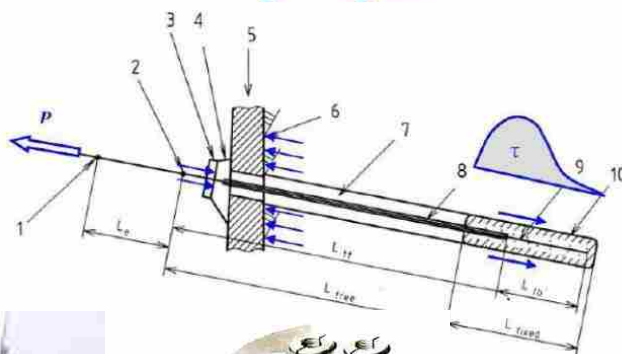
STEP 2: Excavate and install lagging



STEP 5: Install headed studs and prefabricated drainage



عملکرد آنکر

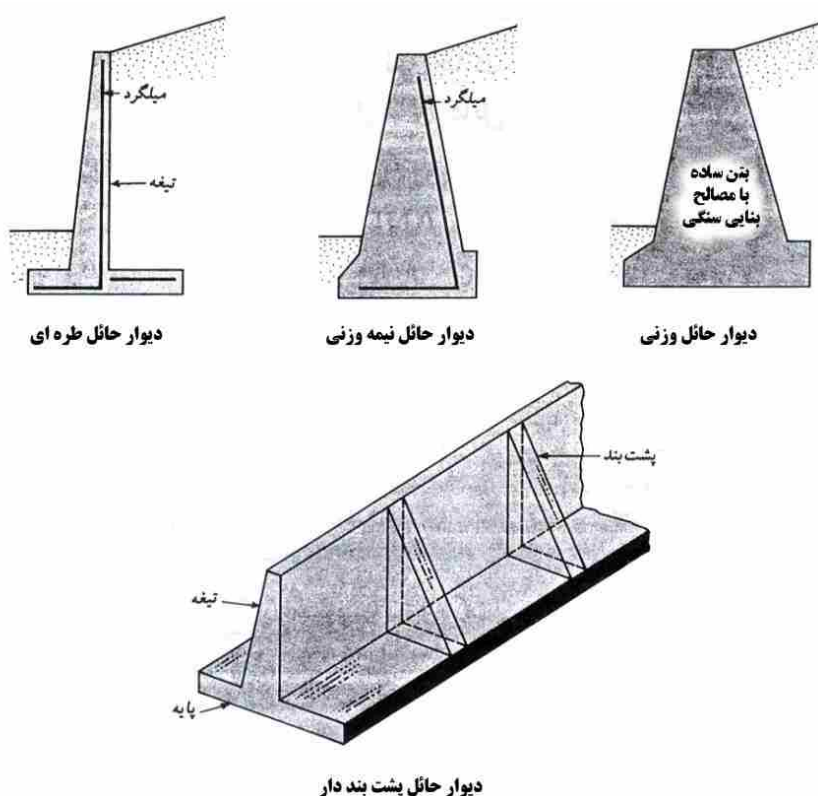


دیوار حایل:

دیوار حایل دیواری است که برای تحمل نیروی جانبی ناشی از خاک استفاده می‌شود. این نیرو معمولاً به صورت عمود بر صفحه‌ی دیوارها وارد می‌شود. این نوع دیوارها هر جا که نیاز به تکیه‌گاه جانبی برای جدار خاک باشد استفاده می‌شود. بنابراین این دیوارها در ساختمان سازی، پلسازی، راهسازی و غیره کاربرد دارد.

انواع دیوار حایل:

۱. **دیوار حایل وزنی:** این دیوارها از بتن بدون میلگرد و مصالح بنایی ساخته می‌شوند. این دیوارها به صورت تعادلی و وزنی نیروهای جانبی را تحمل می‌کنند.
۲. **دیوار حایل نیمه وزنی:** دیوارهای نیمه وزنی با افزودن میلگردهایی در بخش کششی دیوارهای وزنی و کاستن ابعاد این دیوارها به دست می‌آیند.
۳. **دیوار حایل طره‌ای:** این دیوارها از بتن مسلح ساخته می‌شوند و به صورت خمشی نیروهای وارده را تحمل می‌کنند. ارتفاع اقتصادی این دیوارها ۶ تا ۸ متر است.
۴. **دیوار حایل پشت بند دار:** مشابه دیوارهای حایل طره‌ای هستند با این اختلاف که در فواصل منظم دارای پشت‌بندهایی عمود بر تیغه دیوار می‌باشند. پشت‌بندها باعث تقویت باربری دیوارها می‌شود.



طراحی دیوارهای حایل

طراحی دیوارهای حایل شامل دو مرحله است.

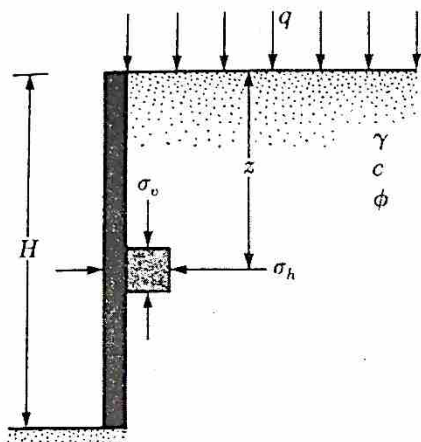
- تعیین فشار جانبی خاک و کنترل پایداری کلی (شامل کنترل در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری خاک زیر شالوده)
- طراحی اجزای دیوار (تعیین ضخامت و مقدار میلگردها)

تعیین فشار جانبی خاک ها در حالت سکون:

در درس مکانیک خاک ۲ با چگونگی محاسبه تنش فشاری عمودی خاک آشنا شدیم. به عنوان مثال در صورت وجود سربار q مطابق شکل زیر، تنش فشاری عمودی در خاک به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\sigma_v = q + \gamma z$$

در این رابطه γ وزن مخصوص خاک و z عمق خاک است.



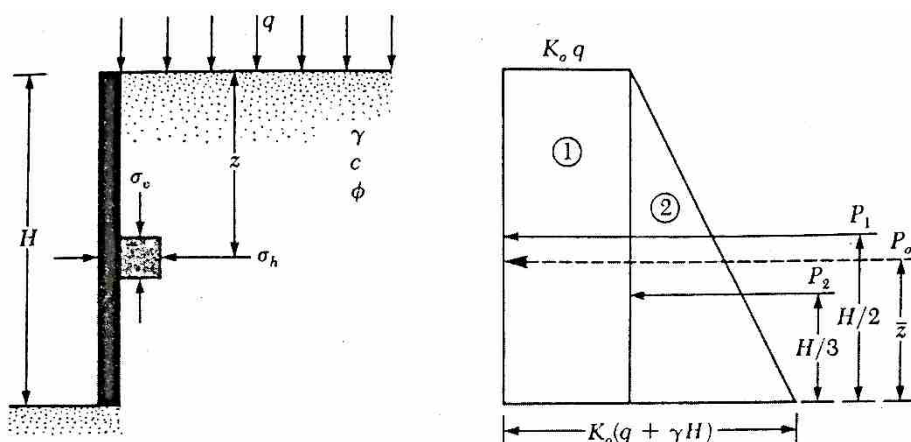
در صورتی که دیوار حایل حرکتی به سمت جلو یا پشت نداشته باشد (یعنی کرنش افقی صفر باشد)، فشار جانبی خاک با استفاده از رابطه‌ی زیر بر حسب فشار عمودی محاسبه می‌شود:

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

K_0 ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون است. این ضریب با توجه به نوع خاک به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$K_0 =$	خاک چسبنده	خاک رسی عادی تحکیم یافته	$K_0 = 0.95 - \sin \phi$	ϕ = زاویه اصطکاک داخلی خاک OCR = نسبت پیش تحکیم γ_d = وزن مخصوص خشک ماسه γ_{dmin} = حداقل وزن مخصوص خشک ماسه
		خاک رس پیش تحکیم یافته	$K_0 = (0.95 - \sin \phi) \times \sqrt{OCR}$	
	خاک دانه‌ای	ماسه شل و معمولی	$K_0 = 1 - \sin \phi$	
		ماسه متراکم	$K_0 = 1 - \sin \phi + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmin}} - 1 \right) \times 5.5$	

نمودار فشار جانبی خاک خشک در حالت سکون بر اساس روابط ارائه شده برای دیوار شکل زیر ترسیم شده است.



نیروی جانبی و محل اعمال آن را می‌توان با استفاده از روابط زیر محاسبه کرد:

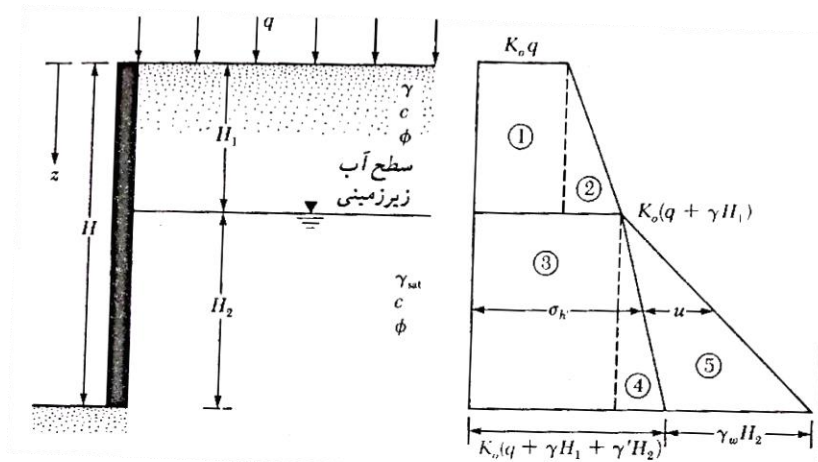
$$P_0 = P_1 + P_2 = qK_0H + \frac{1}{2}\gamma H^2K_0$$

P_1 مساحت مستطیل و P_2 مساحت مثلث

با لنگر گیری نسبت به پای دیوار نقطه‌ای اثر برآیند نیروی P_0 به دست می‌آید.

$$\bar{z} = \frac{P_1 \left(\frac{H}{2}\right) + P_2 \left(\frac{H}{3}\right)}{P_0}$$

اگر سطح آب زیر زمینی در عمق $H_1 < H$ قرار داشته باشد، نمودار توزیع نیروی فشاری مطابق شکل زیر اصلاح می‌شود. توجه شود که در زیر سطح آب زیر زمینی، فشار عمودی موثر $(\sigma'_v = q + \gamma'z)$ در نظر گرفته می‌شود $(\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w)$. نمودار توزیع تنش جانبی خاک در شکل زیر ترسیم شده است.



مطابق شکل

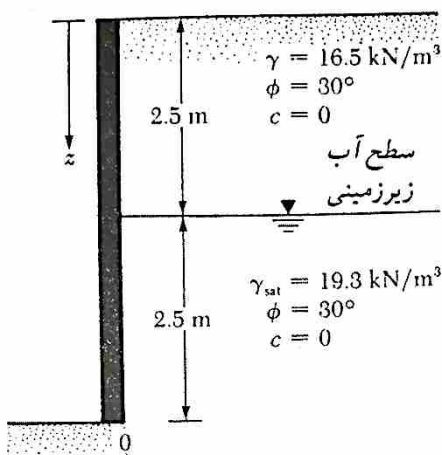
$$\begin{aligned} z = 0 &\rightarrow \sigma'_h = K_0 \sigma'_v = K_0 q \\ z = H_1 &\rightarrow \sigma'_h = K_0 \sigma'_v = K_0 (q + \gamma H_1) \\ z = H &\rightarrow \sigma'_h = K_0 \sigma'_v = K_0 (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \end{aligned}$$

در این روابط تنش موثر جانبی است. برای تعیین فشار جانبی، فشار هیدرواستاتیک آب نیز به صورت در زیر سطح آب زیر زمینی باید در نظر گرفته شود. با جمع مساحت نمودار فشار می‌توان نیروی کل وارد بر واحد طول دیوار را تعیین کرد:

$$\begin{aligned} P_0 &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \\ P_0 &= K_0 q H_1 + \frac{1}{2} K_0 \gamma H_1^2 + K_0 (q + \gamma H_1) H_2 + \frac{1}{2} K_0 \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \end{aligned}$$

مثال) در دیوار حایل شکل زیر فشار جانبی وارد بر واحد طول دیوار و محل برآیند آن را مشخص کنید؟

با توجه به اینکه $c=0$ است، خاک ماسه ای است.



$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

$$\text{At } z = 0, \sigma'_v = 0; \sigma'_h = 0$$

$$\text{At } z = 2.5 \text{ m, } \sigma'_v = (16.5)(2.5) = 41.25 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v = (0.5)(41.25) = 20.63 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } z = 5 \text{ m, } \sigma'_v = (16.5)(2.5) + (19.3 - 9.81)2.5 = 64.98 \text{ kN/m}^2;$$

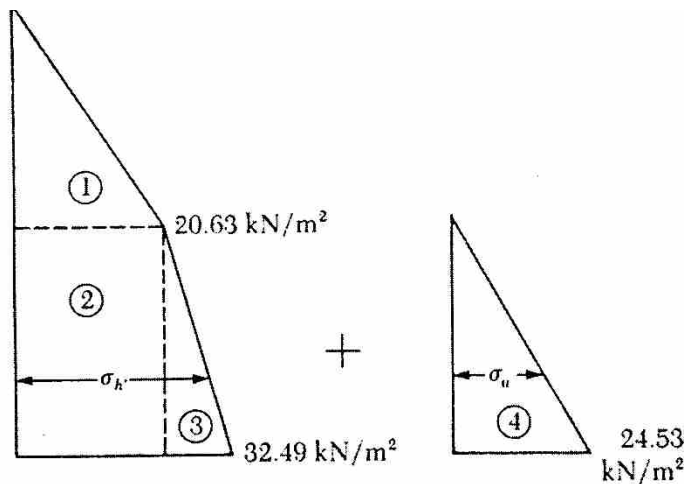
$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v = (0.5)(64.98) = 32.49 \text{ kN/m}^2$$

مقدار تنش هیدرو استاتیک در $z=2.5$ صفر است و در $z=5$ به صورت زیر محاسبه

می‌شود:

$$u = \gamma_w(2.5) = (9.81)(2.5) = 24.53 \text{ kN/m}^2$$

بر این اساس نمودار توزیع تنش جانبی برای دیوار به صورت زیر است:



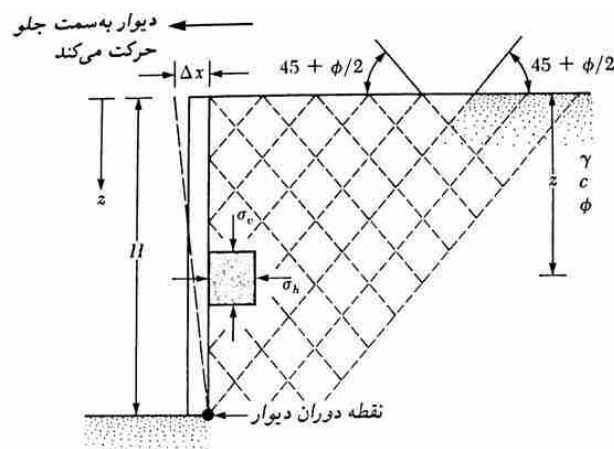
$$\begin{aligned}
 P_o &= \text{سطح 1} + \text{سطح 2} + \text{سطح 3} + \text{سطح 4} \\
 &= \frac{1}{2}(2.5)(20.63) + (2.5)(20.63) + \frac{1}{2}(2.5)(32.49 - 20.63) \\
 &\quad + \frac{1}{2}(2.5)(24.53) = 122.85 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

محل تأثیر برآیند فشار از پای دیوار (نقطه O) برابر است با:

$$\begin{aligned}
 \bar{z} &= \frac{(\text{Area 1})\left(2.5 + \frac{2.5}{3}\right) + (\text{Area 2})\left(\frac{2.5}{2}\right) + (\text{Area 3} + \text{Area 4})\left(\frac{2.5}{3}\right)}{P_o} \\
 &= \frac{(25.788)(3.33) + (51.575)(1.25) + (14.825 + 30.663)(0.833)}{122.85} \\
 &= \frac{85.87 + 64.47 + 37.89}{122.85} = 1.53 \text{ m}
 \end{aligned}$$

تعیین فشار جانبی خاک ها در حالت محرک رانکین:

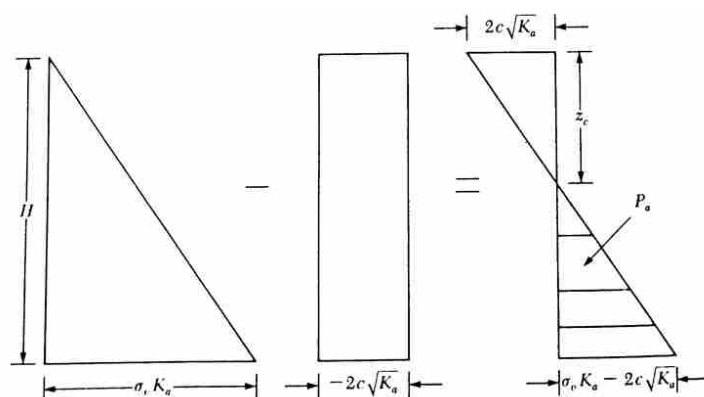
فشاری که در بخش‌های گذشته بررسی شد مربوط به حالتی می‌شد که دیوار هیچگونه تغییر مکان جانبی نسبت به خاک نداشت. در صورتی که دیوار مطابق شکل زیر به اندازه‌ی Δx به سمت جلو حرکت کند، فشار خاک پشت دیوار نسبت به حالت سکون کاهش خواهد یافت.



مقدار فشار جانبی رانکین محرک در عمق با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود. در این رابطه $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$ ضریب فشار محرک است.

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

تغییرات فشار محرک در ارتفاع برای دیوار شکل فوق به صورت زیر نمایش داده شده است.



لازم به تذکر است که در عمق $z=0$ فشار خاک منفی است. در صورتی که خاک چسبنده باشد تاحدی می‌تواند این تنش‌های کششی را تحمل کند و ترک نخورد. در این صورت نیروی فشاری وارده بر دیوار با استفاده از رابطه‌ی زیر قابل محاسبه است.

$$P_a = \int_0^H \sigma_a dz = \int_0^H \gamma z \cdot K_a dz - \int_0^H 2c\sqrt{K_a} dz = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a}$$

در صورتی که خاک نتواند تنش کششی ایجاد شده در آن را تحمل کند (چسبندگی کم) در ناحیه کششی ترک می‌خورد و هیچ تنش را به صورت کششی تحمل نمی‌کند. در این شرایط فقط بخش مثلی فشاری باقی می‌ماند و مقدار نیروی جانبی دیوار با استفاده از رابطه‌ی زیر مشخص می‌شود:

$$P_a = \frac{1}{2} (H - z_c)(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) \quad z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

نکته: شرایط فشار محرک زمانی به وجود می‌آید که دیوار تغییر مکان جانبی کافی به سمت خارج را داشته باشد. مقدار تغییر مکان لازم برای خاک‌های ماسه‌ای $0.001H$ تا $0.004H$ و برای خاک‌های چسبنده $0.01H$ تا $0.04H$ است.

مثال) یک دیوار حایل به ارتفاع ۶ متر در مقابل خاکی با وزن مخصوص $17.4 \frac{kN}{m^3}$ ، زاویه اصطکاک 26° درجه و چسبندگی $14.36 \frac{kN}{m^2}$ احداث شده است. الف) نیروی محرک رانکین برای واحد طول دیوار را قبل و بعد از وقوع ترک محاسبه کنید. ب) محل تاثیر نیروی محرک رانکین را برای این دیوار مشخص کنید؟

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} \quad K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{26}{2}\right) = 0.39$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 17.4 \times 6^2 \times 0.39 - 2 \times 14.36 \times 6 \times \sqrt{0.39} = 122.15 - 107.61 = 14.54 \text{ kN/m}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow P_a \bar{z} + 122.15 \times \frac{6}{3} - 107.61 \times \frac{6}{2} = 0$$

$$\bar{z} = \frac{122.15 \times \frac{6}{3} - 107.61 \times \frac{6}{2}}{-14.54} = 5.4 \text{ m}$$

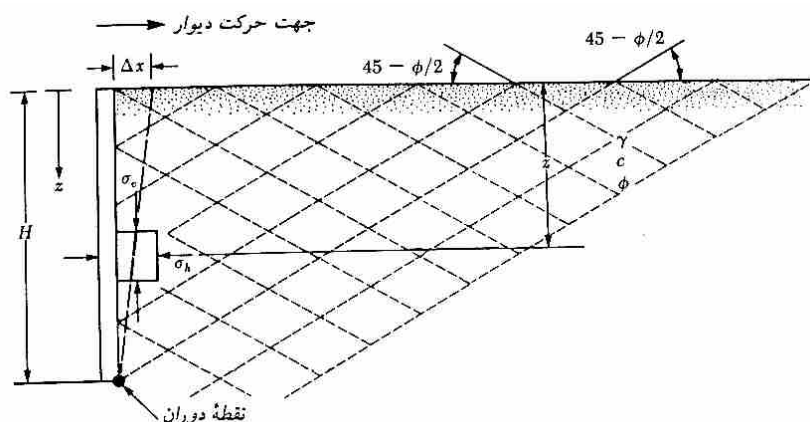
$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 14.36}{17.4 \times \sqrt{0.39}} = 2.64 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{1}{2} (H - z_c)(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) = \frac{1}{2} (6 - 2.64)(17.4 \times 6 \times 0.39 - 2 \times 14.36 \times \sqrt{0.39}) = 38.25 \frac{kN}{m}$$

$$\bar{z} = \frac{6 - 2.64}{3} = 1.12 \text{ m}$$

فشار مقاوم رانکین

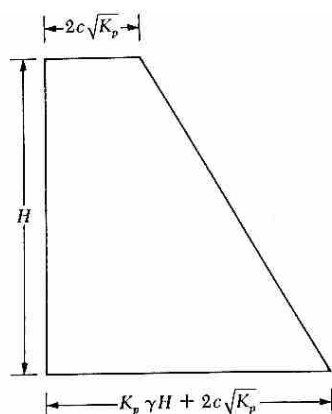
اگر مطابق شکل دیوار به اندازه Δx به طرف خاک رانده شود، تغییری در تنش قائم به وجود نخواهد آمد. اما فشار جانبی افزایش پیدا می‌کند.



مقدار فشار جانبی رانکین مقاوم در عمق با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود. در این رابطه $K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ ضریب فشار مقاوم است.

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

تغییرات فشار مقاوم در ارتفاع برای دیوار شکل فوق به صورت زیر نمایش داده شده است.



با محاسبه‌ی سطح زیر نمودار، نیروی فشاری وارده بر دیوار با استفاده از رابطه‌ی زیر قابل محاسبه است.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p}$$