به نام آنکه جان را فکرت آموخت

دانشگاه مازندران
دانشکده فنی و مهندسی- گروه عمران-گرایش مکانیک
خاک وپی

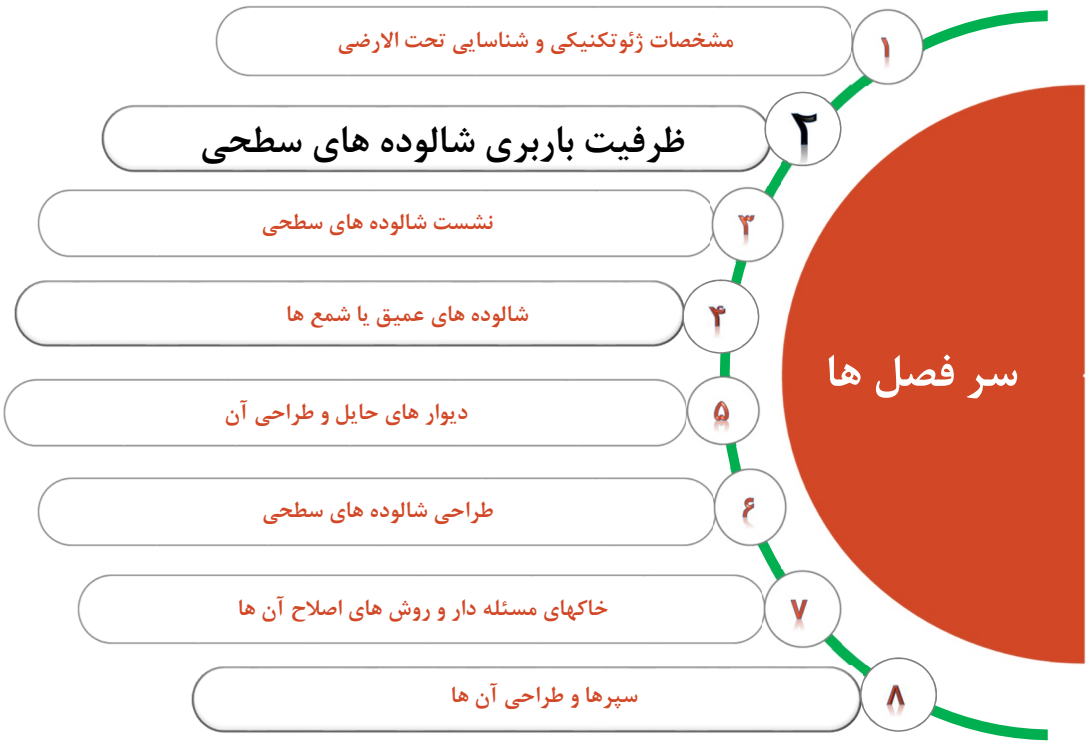
موضوع درس:

مهندسی پی (Foundation Engineering)

مدرس: علی عسگری (Ali Asgari)

نیمسال اول تحصیلی ۹۷-۹۶

مهندسی پی (Foundation Engineering)



ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

مقدمه

پی ها:

پی ها، یک عنصر واسطه ای هستند که کار انتقال بار از سازه های مهندسی را به زمین انجام می دهند. این سازه ها عبارتند از پل ها، ساختمان ها، مخازن، برجها، توربین های بادی، پی های مرتعش ماشین آلات و تجهیزات صنعتی، پایه های تابلو و یا هر سازه ای که می بایست با زمین مرتبط باشد. با استفاده از پی مناسب می توان بارهای وارده را از سازه ها را بدون گسیختگی برش خاک زیر پی(شالوده) و عدم بروز نشست های بیش از حد ، به زمین منتقل کند.

مهندس پی:

شخصی که به دلیل آموزش و تجربه کافی بتواند با استفاده از مهارت و قضاوت طراحی پی را به خوبی انجام دهد. قضاوت مهندسی در فرآیند طراحی بسیار اهمیت دارد.

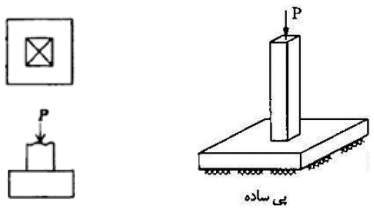
حداقل مراحل لازم در طراحی پی:

۱- تعیین موقعیت زمین و محل بار و بررسی خاک شناسی
۲- تشخیص مسائل ژئوتکنیکی(خاکهای مسئله دار) در صورت وجود و بررسی فیزیکی ساختمان زمین
۳- اکتشافات و آزمایشات صحرایی و آزمایشگاهی
۴- تعیین پارامترهای ضروری خاک با استفاده از نتایج آزمایش ها و اصول علمی و قضاوت مهندسی جهت طراحی (در این قسمت بهتر است با یک مهندس ژئوتکنیک خارج از پروژه مشورت گرفته شود).
۵-طراحی و تعیین نوع پی با استفاده از پارامترهای خاک

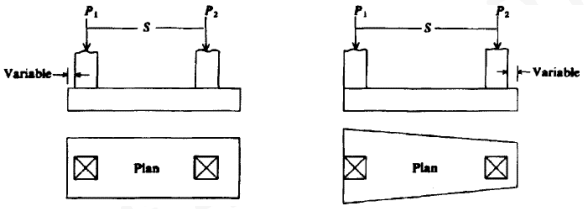
انواع پی ها:

۱- **شالوده های سطحی** نسبت عمق مدفون D_f به عرض شالوده B مطابق با نظر باولز کمتر از ۴ است $\frac{D_f}{B} \leq 4$:

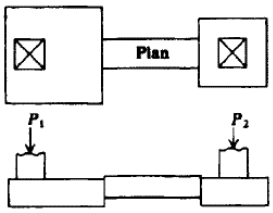
الف) شالوده منفرد(مربعی، مستطیلی و دایره‌ای) و پایه ها



ب) شالوده مرکب یا دوستونی (مستطیلی و ذوزنقه ای)



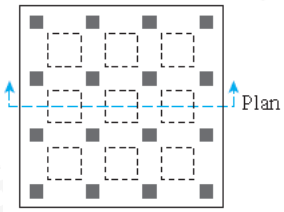
ج) شالوده با تیر رابط

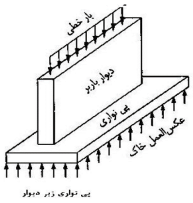


انواع پی ها:

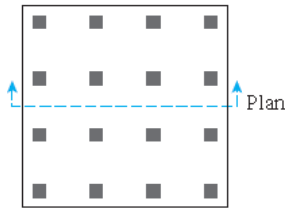
۱- ادامه ی شالوده های سطحی :

د) شالوده نواری

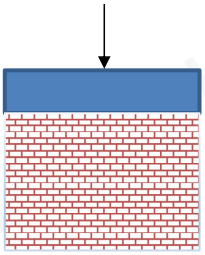




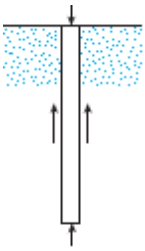
ه) شالوده گسترده یا رادیه

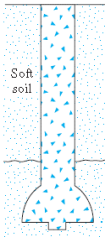


۲- شالوده های نیمه عمیق (پی‌ها با حفر چاهی) $4 \le \frac{D_f}{B} \le 10$



۳- شالوده های عمیق: شمع ها، پایه های عمیق و ستون سنگی: الف) شمع های شناور یا اصطکاکی، ب) شمع اتکائی و ج) پایه های عمیق یا صندوقه‌های عمیق





۴- سایر پی ها: دیوارها حائل و سپرها

چند نکته در مورد تقسیم بندی پی ها:

۱- تنش های فشاری مجاز بتن و فولاد به ترتیب ۱۰ و ۱۴۰ مگاپاسکال است، در صورتی که ظرفیت باربری خاک معمولا ۲۰۰ تا ۲۵۰ کیلوپاسکال است. بنابراین پی ها باید به گونه ای طراحی شود که توزیع بار بدرستی انجام پذیرد تا تنش ها در حد مجاز باقی بماند.

۲- شالوده های عمیق بارهای وارده را بیشتر بصورت قائم توزیع می کنند تا افقی.

۳- شالوده های ترکیبی رادیه –شمع نیز وجود دارد که ممکن است در برخی از موارد موجب اقتصادی شدن طرح شود.

۴- در انتخاب نوع پی باید این نکته را در نظر داشت که نوع و ابعاد آن به گونه ای باشد که علاوه بر تنش های(نکته ۱) نشست ها نیز در حد مجاز خود باشندکه در غیر این صورت باعث بروز مشکلاتی مانند گیر کردن درب و پنجره و ترک خوردگی دیوارها، کفهای ناهموار (شکم دادگی وشیب) می گردد.

۵- پی های تکی و منفرد فقط تحت بار یک ستون قرار می گیرد و در طراحی کاملا مستقل از باقی ستون های موجود در مجاورت خود هستند.

۶- در پی های نواری نسبت طول به عرض پی بزرگ تر از ۱۰ در نظر گرفته می شود. این نسبت در کارهای عملی ۵ فرض می شود. (در برنامه نویسی نیز ۵ فرض شود).

۷- اگر خاک زیر شالوده سست باشد و یا فواصل ستون ها خیلی نزدیک باشد در آن صورت از شالوده گسترده استفاده می شود.
۸- پی های عمیق را می توان از دیدگاه های جنس مصالح (بتنی، فلزی، چوبی و...)، نوع اجرا(کوبشی و بتن درجا) و شرایط تکیه گاهی (مفصلی و گیردار) و یا اندازه قطر شمع (شمع با قطر بسیار زیاد(Mono-pile)، قطر کوچک(Micro-pile) و شمع با ارتفاع زیاد تقسیم بندی کرد.
۹- ستون سنگی نوعی از پی عمیق است که با استفاده از مصالح مرغوب درشت دانه اجرا می شود که باعث بهبود در ظرفیت باربری در خاک های سست می شود.

الزامات کلی در طراحی پی ها:

۱- عناصر پی باید متناسب با سطح ایمینی تنش در خاک و محدودیت نشست ها در حد قابل قبول طراحی شوند. اکثر خرابی در سالهای اخیر ناشی از اضافه تنش ایجاد شده در خاک زیرین و به تناسب آن فروریزی جزئی یا گسیختگی موضعی سازه است.

۲- تنوع خاک در ترکیب با بارهای پیش بینی نشده مانند زمین لرزه می تواند باعث بروز مشکلاتی از نظر نشست منجر گردد که طراح باید یک کنترل کمی بر رووی آن داشته باشد.

۳- بدلیل فرآیند ساخت یا استقرار پی، ممکن است خصوصیات و پارامترهای به کار گرفته شده خاک (قبل از احداث) تغییر کرده باشدکه طراح باید از آن آگاهی کسب کند.

۴- ممکن است دو شرکت طراحی در طرح پی یک سازه به نقطه نظر مشترک از نظر ابعاد پی و یا حتی نوع پی برسند. ولی اینطور نیست که شرکت اول نوع پی را نواری و شرکت دوم آنر ا شمع پیشنهاد کرد.

۵- پی باید از عمق کافی برخوردار باشد تا از بیرون زدن مصالح زیر پی بصورت جانبی در شالوده ها و پی های گسترده جلوگیری شود.

۶-عمق پی باید زیر ناحیه تغییرات حجمی فصلی ناشی از یخبندان، ذوب یخ و رشد گیاهان باشد و معمولا در اکثر آیین نامه ها حداقل عمق پی (بسته به نوع محل) ذکر شده است. همچنین باید سطح آب زیرزمینی (GWT) مورد بررسی قرار گیرد که اگر تا بالای شالوده باشد باعث بالاآمدگی و یا شناوری شالوده می شود.

۷- در طراحی پی های بر روی خاک های مسئله دار مانند خاکهای منبسط شونده، باید ابتدا خاک را اصلاح کرد (دور کردن رطوبت یا ایزوله کردن رطوبتی این نوع خاک ها).

الزامات کلی در طراحی پی ها:

۸- از سیستم پی (مانند پی های اسکله، توربین های بادی، شمع های چوبی و فلزی در دریا) باید در مقابل خوردگی و فساد ناشی از موارد زیان آور موجود در خاک حفاظت کرد.

۹- سیستم پی طراحی شده باید قابلیت تغییر ابعاد بدلیل تغییرات ابعادی و هندسه در زمین مورد احداث را داشته باشد.

۱۰- پی باید قابلیت اجرا را داشته باشد و همچنین اجرا آن از نقطه نظر استانداردهای محلی محیط زیست بلامانع باشد.

ظرفیت باربری پی های سطحی:

خاک باید بدون آنکه دچار گسیختگی برش شود، توانایی تحمل بارهای ناشی از سازه مهندسی روی خود را داشته باشد ودر ضمن نشستهای حاصل در حد تحمل سازه باشد. در اینصورت ظرفیت باربری مجاز کل برابر است با:

$$\overline{q}_{\alpha} = \min\{q_{\alpha}, q_{s}\}$$

که در آن q_s ظرفیت باربری ناشی از نشست مجاز و q_α ظرفیت باربری مجاز ناشی از مقاومت برشی است.

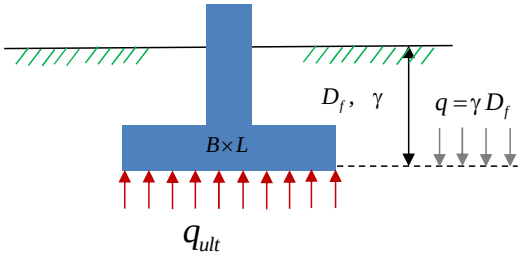
جهت محاسبه ظرفیت باربری مجاز از رابطه زیر استفاده می شود:

$$q_{\alpha} = \frac{q_{ult}}{\mathrm{FS}}$$

که در آن q_{ult} ظرفیت باربری حدی (ظرفیت باربری نهایی) خاک است که در این فصل به ارزیابی آن پرداخته می شود. همچنین FS ضریب اطمینان است.

ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

ظرفیت باربری مجاز خالص پی های سطحی:



معمولا ظرفیت باربری مجاز خالص را به دو صورت زیر تعیین می کنند:

$$q_{\alpha(net)}=\frac{q_{ult}-q}{FS}$$

محافظه کارانه : $q_{\alpha(net)}=\frac{q_{ult}}{FS}-q \quad ,q=\gamma D_f$

که در آن q تنش موثر در عمق مدفون شالوده (D_f) است.

انواع گسیختگی در پی های سطحی: سه نوع گسیختگی در خاک ها وجود دارد:

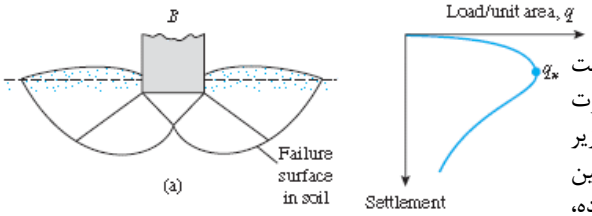
۱- گسیختگی برشی کلی (General Shear Failure)

۲-گسیختگی برشی موضعی یا محلی (Local Shear Failure)

گسیختگی برشی سوراخ کننده یا پانچ (Punching Shear Failure)

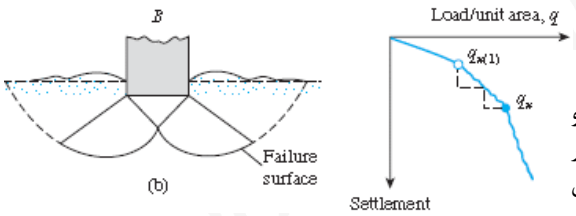
Ali Asgari, PhD in Geotechnics

انواع گسیختگی در پی های سطحی:



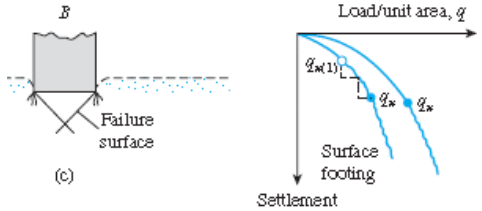
۱- گسیختگی برشی کلی (General Shear Failure)

این نوع گسیختگی در خاکهای ماسه ای متراکم و یا خاک رسی سخت که بار به تدریج بر شالوده وارده می شود، اتفاق می افتد. در اینصورت نشست شالوده افزایش می یابد و در یک نقطه مشخص وقتی فشار زیر شالوده مساوی با q_{ult} شود آنگاه سطح گسیختگی تا سطح زمین ادامه می یابد و در خاک های اطراف شالوده در اثر نشست خود شالوده، تورم رخ می دهد. ممکن است که سطح لغزش و دوران شالوده در یک طرف پی رخ دهد.



۲-گسیختگی برشی موضعی یا محلی (Local Shear Failure)

این نوع گسیختگی در خاکهای ماسه ای یا خاک رسی با تراکم و سفتی متوسط رخ می دهد. میزان بالازدگی خاک اطراف شالوده کمتر از حالت قبلی است. این نوعی گسیختگی بصورت مرحله ای رخ می دهد.



۳- گسیختگی برشی سوراخ کننده یا پانچ (Punching Shear Failure)

این نوع گسیختگی در خاکهای نسبتا شل و همرا با نشست قابل توجهی رخ می دهد. گسیختگی از این نوع مثل حالت قبل بصورت ناگهانی نیست و صفحات لغزش کاملا تعریق شده نیستند.

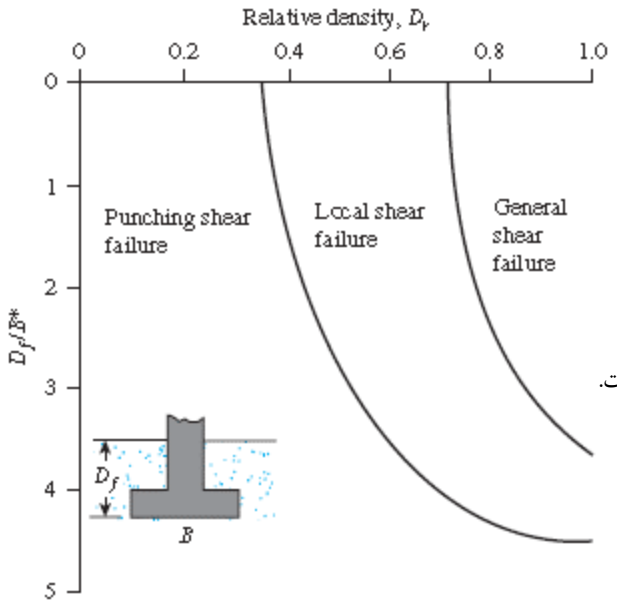
ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

سوال: چگونه می توان فهمید که نوع گسیختگی کدام است؟

بر پایه نتایج تجربی وسیک (Vesic, 1973) با دانستن تراکم خاک (D_r) و ابعاد شالوده در خاک های ماسه ای می توان نوع گسیختگی آنرا مطابق با شکل زیر تعیین کرد.

$$B^* = \frac{2BL}{B+L}, \quad L \geq B$$

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$



e : ضریب تخلخل فعلی

e_{max} و e_{min} : بیشینه و کمینه ضریب تخلخل

D_f: عمق مدفون شالوده

B و L: عرض و طول شالوده

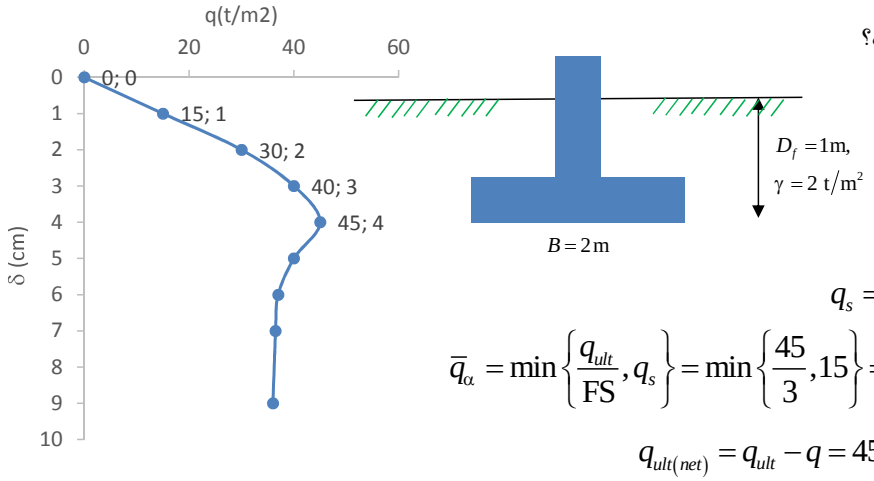
نکته: برای شالوده های مربعی و دایره ای $B^* = B = D$ است.

مثال: در شکل زیر منحنی تنش- نشست برای یک شالوده مربعی به ضلع ۲ متر نشان داده شده است. مطلوبست:

الف) تعیین ظرفیت باربری ماکزیمم پی و نوع گسیختگی آن

ب) در صورتی که نشست مجازپی برابر با ۲ سانتیمتر باشد و ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی خاک برابر با ۳باشد، حداکثر بار مجاز وارد بر شالوده چند تن است؟

ج) ظرفیت باربری نهایی و مجاز خالص چند تن بر متر مربع است؟



حل: الف) با توجه به نوع شکل منحنی تنش- نشست گسیختگی کلی است و $q_{max} = 45$ t/m^2 است.

ب)

$$q_s = 30\,\text{t/m}^2$$

$$\bar{q}_\alpha = \min\left\{\frac{q_{ult}}{FS}, q_s\right\} = \min\left\{\frac{45}{3}, 15\right\} = 15\,\text{t/m}^2, \quad P_\alpha = 15\times 2\times 2 = 60\,\text{ton}$$

ج)

$$q_{ult(net)} = q_{ult} - q = 45 - \gamma D_f = 43\,\text{t/m}^2$$

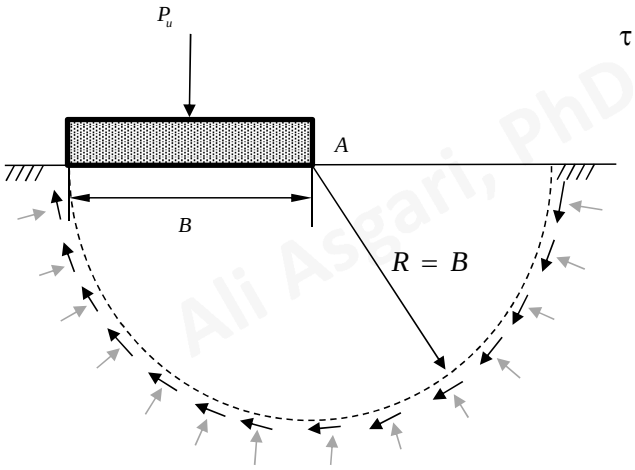
$$q_{\alpha(net)} = \frac{q_{ult} - q}{FS} = \frac{45-2}{3} = 14.33\,\text{t/m}^2$$

محافظه کارانه : $q_{\alpha(net)} = \frac{q_{ult}}{FS} - q = 15 - 2 = 13\,\text{t/m}^2$

بار مربوط به فرو ریختن با استفاده از تعادل حدی: روابط ظرفیت باربری بطور عمومی با استفاده از روش تحلیلی به نام تعادل حدی بدست می آیند.گام های حل از این روش به صورت زیر است:
۱- انتخاب سطح گسیختگی قابل قبول ۲- تعیین نیروهای وارده بر سطح گسیختگی و تعیین نیروهای مقاوم ۳- استفاده از معادلات تعادل استاتیکی

مثال: یک شالوده نواری به عرض B در سطح یک خاک چسبنده رس اشباع و همگن با مقاومت زهکشی نشده S_u مطابق شکل زیر قرار گرفته است. در این صورت با فرض و انتخاب سازو کار سطح گسیختگی مناسب ظرفیت باربری را بدست آورید.
الف) فرض می شود که سطح گسیختگی با دوران حول نقطه A رخ می‌دهد به طوریکه سطح گسیختگی یک نیم دایره ای به شعاع B خواهد بود.

حل:الف)



$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c = S_u$$

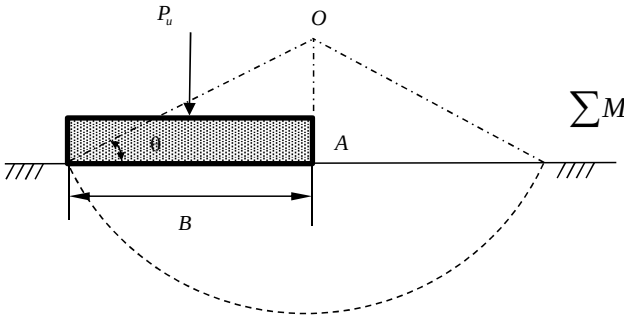
با صرف نظر کردن از وزن خاک و لنگرگیری حول نقطه A داریم:

$$\sum M_A = 0 \;\Rightarrow\; P_u \times \frac{B}{2} - \pi B S_u \times B = 0 \;\Rightarrow\; P_u = 6.28 B S_u$$

بار مربوط به فرو ریختن با استفاده از تعادل حدی: روابط ظرفیت باربری بطور عمومی با استفاده از روش تحلیلی به نام تعادل حدی بدست می آیند.گام های حل از این روش به صورت زیر است:
۱- انتخاب سطح گسیختگی قابل قبول ۲- تعیین نیروهای وارده بر سطح گسیختگی و تعیین نیروهای مقاوم ۳- استفاده از معادلات تعادل استاتیکی

مثال: یک شالوده نواری به عرض B در سطح یک خاک چسبنده رس اشباع و همگن با مقاومت زهکشی نشده S_u مطابق شکل زیر قرار گرفته است. در این صورت با فرض و انتخاب سازو کار سطح گسیختگی مناسب ظرفیت باربری را بدست آورید.
ب) فرض شود که گسیختگی حول نقطه O در بالای شالوده باشد و شعاع گسیختگی R باشد، آنگاه داریم:

حل:ب) مجموع لنگر حول نقطه O را برابر با صفر قرار می‌دهیم:



$$\sum M_O = 0, \qquad q_{ult} \times B \times \frac{B}{2} = Cu(\pi - 2\theta)R^2 \xrightarrow{B=R\cos\theta} q_{ult} = \frac{2Cu(\pi - 2\theta)}{\cos^2\theta}$$

برای اینکه ظرفیت باربری کمینه شوده باید نسبت به θ مشتق می گیریم. بنابراین داریم:

$$\frac{\partial q_{ult}}{\partial \theta} = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial q_{ult}}{\partial \theta} = 2Cu\frac{-2\cos^2\theta + 2(\pi - 2\theta)\cos\theta\sin\theta}{\cos^4\theta} = 0$$

$$\Rightarrow \quad (\pi - 2\theta)\sin\theta - \cos\theta = 0 \quad \Rightarrow \quad \theta = 0.405 \text{ rad} = 23.218^\circ$$

ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

بار مربوط به فرو ریختن با استفاده از تعادل حدی: روابط ظرفیت باربری بطور عمومی با استفاده از روش تحلیلی به نام تعادل حدی بدست می آیند.گام های حل از این روش به صورت زیر است:

۱- انتخاب سطح گسیختگی قابل قبول ۲- تعیین نیروهای وارده بر سطح گسیختگی و تعیین نیروهای مقاوم ۳- استفاده از معادلات تعادل استاتیکی

مثال: یک شالوده نواری به عرض B در سطح یک خاک چسبنده رس اشباع و همگن با مقاومت زهکشی نشده S_uمطابق شکل زیر قرار گرفته است. در این صورت با فرض و انتخاب سازو کار سطح گسیختگی مناسبف ظرفیت باربری را بدست آورید.

ج) وقتی نیروی P به قطعه یک وارد شود، تنش $\sigma_{1,1} = q_{ult}$ خواهد بود. فرو رفتن شالوده در خاک موجب جابجایی خاک در سمت راست خط OY می شود و این به ایجاد اصل حداکثر بصورت افقی به روی قطعه دوم منجر می گردد.

حل:ج) اگر زاویه اصطکاک داخلی خاک صفر فرض شود

$$\sigma_{3,1} = \sigma_{1,2}$$

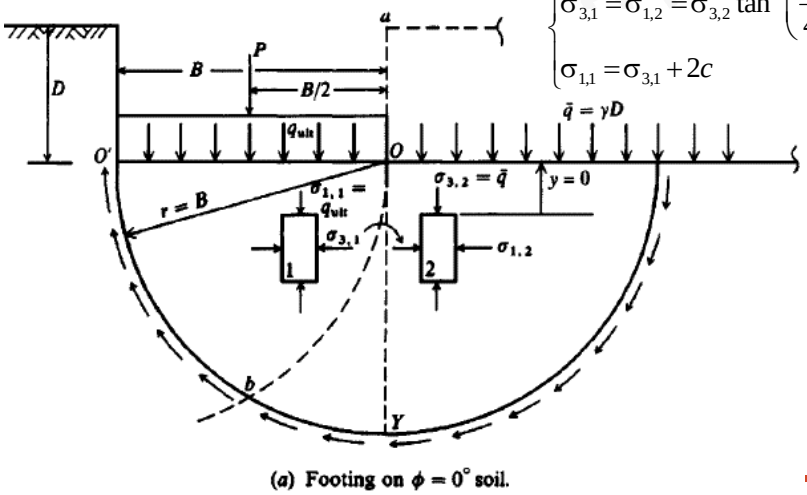
آنگاه داریم:

$$\begin{cases} \sigma_{3,1} = \sigma_{1,2} = \sigma_{3,2}\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right) + 2c\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right) = \sigma_{3,2} + 2c \\ \sigma_{1,1} = \sigma_{3,1} + 2c \end{cases} \Rightarrow q_{ult} = \sigma_{1,1} = \sigma_{3,2} + 4c$$

$$\sigma_{3,2} = \bar{q} + w$$

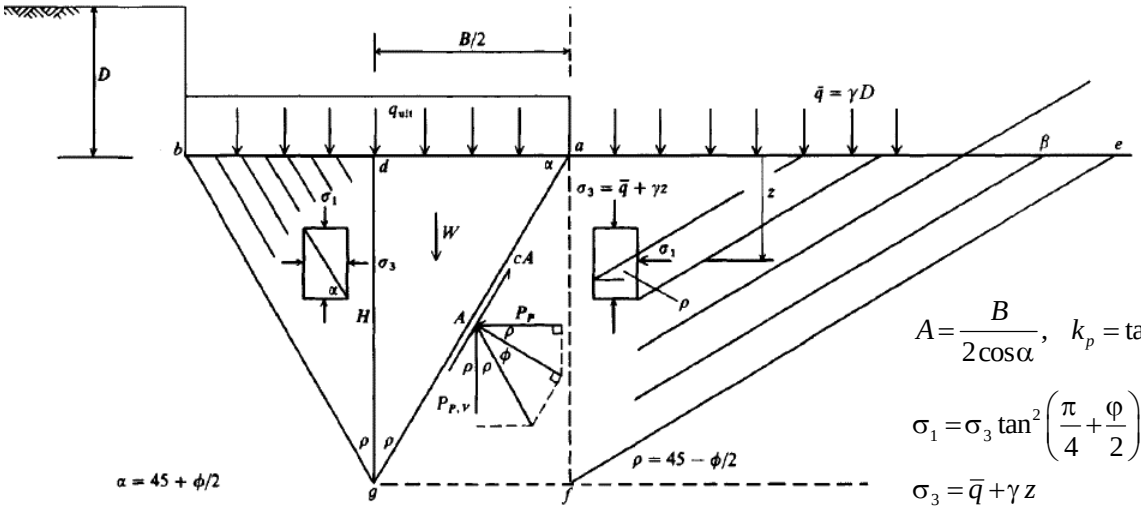
اگر از وزن w صرفنظر شود آنگاه داریم:

$$q_{ult} = 4c + \sigma_{3,2} = 4c + \bar{q} = 4c + \gamma D_f$$



(a) Footing on $\phi = 0°$ soil.

مثال بعدی: یک شالوده نواری به عرض B به صورت شکل زیر تحت تنش q_{ult} در نظر بگیرید. عمق مدفون پی برابر با D است. در صورتی که زاویه اصطکاک داخلی خاک برابر با φ و چسبندگی آن c و مدل گسیختگی به صورت گوه فرض شود، مطلوبست تخمین ظرفیت باربری نهایی شالوده؟



حل:

$$P_{ult} = q_{ult} \times B,$$

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2},$$

$$\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2},\ H = \frac{B}{2}\tan\alpha$$

$$A = \frac{B}{2\cos\alpha},\quad k_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right),\quad k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right) + 2c\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right),$$

$$\sigma_3 = \bar{q} + \gamma z$$

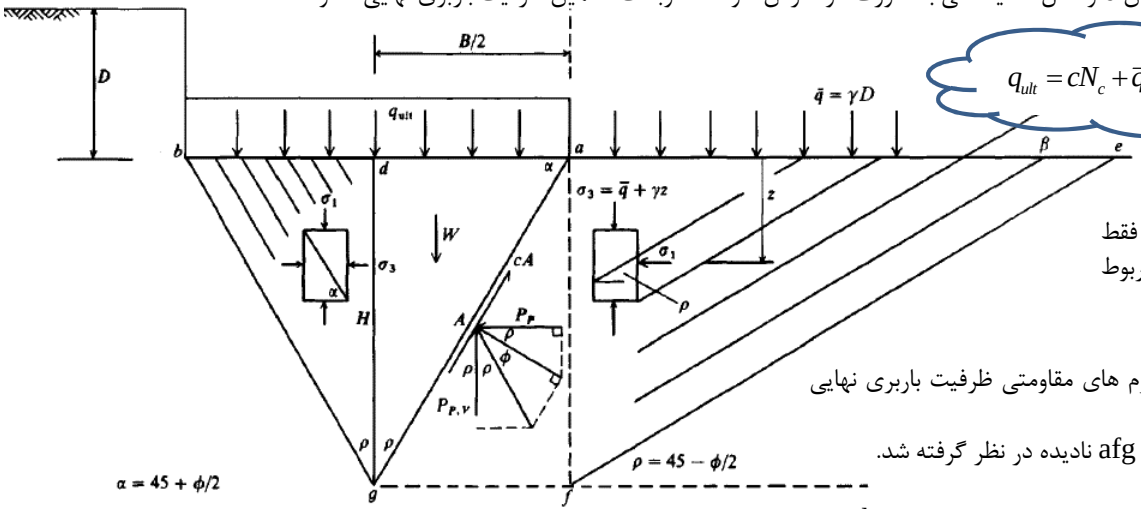
$$P_p = \int_0^H \sigma_1 dz = \int_0^H \left\{(\bar{q}+\gamma z)\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right) + 2c\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\right\} dz \Rightarrow P_p = \frac{\gamma H^2}{2}k_p + \bar{q}Hk_p + 2cH\sqrt{k_p}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow q_{ult}\times\frac{B}{2} + \frac{\gamma B}{2}\frac{H}{2} - cA\cos\rho - \frac{P_p}{\cos^2\rho\cos\varphi} = 0 \Rightarrow q_{ult} = c\left(\frac{2k_p}{\cos^2\rho\cos\varphi} + \sqrt{k_p}\right) + \bar{q}\frac{k_p\sqrt{k_p}}{\cos^2\rho\cos\varphi} + \frac{\gamma B}{2}\left(\frac{k_p^2}{2\cos^2\rho\cos\varphi} - \frac{\sqrt{k_p}}{2}\right)$$

$$q_{ult} = cN_c + \bar{q}N_q + \frac{\gamma B}{2}N_\gamma$$

ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

مثال بعدی: یک شالوده نواری به عرض B به صورت شکل زیر تحت تنش q_{ult} در نظر بگیرید. عمق مدفون پی برابر با D است. در صورتی که زاویه اصطکاک داخلی خاک برابر با φ و چسبندگی آن c و مدل گسیختگی به صورت گوه فرض شود، مطلوبست تخمین ظرفیت باربری نهایی شالوده؟



$$q_{ult} = cN_c + \bar{q}N_q + \frac{\gamma B}{2}N_\gamma$$

N_c: ترم یا ضریب چسبندگی

N_q: ترم یا ضریب عمق

N_γ: ترم یا ضریب شکل که همگی فقط به زاویه اصطکاک داخلی خاک مربوط است.

چند نکته:

۱- بدلیل در نظر نگرفتن برخی از ترم های مقاومتی ظرفیت باربری نهایی دست پایین تخمین زده می شود.

۲- در محاسبه ظرفیت باربری منطقه afg نادیده در نظر گرفته شد.

۳- شکل بلوک agfe که یک منطقه مقاوم در برابر حرکت گوه bag است، بصورت یک شکل تقریبی در نظر گرفته شد. در نظرگرفتن شکل مارپیچی اسپیرال لگاریتمی بجای خط راست gf بهتر است.

۴-مقاومت برشی در قسمتek در نظر گرفته نشده است، بنابراین باید از ضریب اصلاحی عمق استفاده شود.

۵- ظرفیت باربری برای پی نواری است. در صورتی که شکل شالوده مربعی، مستطیلی یا دایره ای باشد باید اصلاحاتی انجام شود.

۶- اگر بار وارده از q_{ult} انحراف داشته باشد باید ضریب شیب (میل) بار را در نظر گرفت.

با توجه به محدودیت گفته شده ظرفیت باربری به روش تعادل حدی چندان مناسب نیست. برای اطلاعات بیشتر به مرجع Jumikis سال۱۹۶۲ رجوع کنید.

نکته دیگر: روش های که در مورد ظرفیت باربری وجود دارد بصورت یک تخمین است. روش های آزمایشگاهی مدل شده و آزمایشهای سانتریفیوژ هم علاوه بر هزینه بالا نتایج قابل اعتمادی نمی دهند.

انواع روشهای متداول تخمینی ظرفیت باربری پی های سطحی:

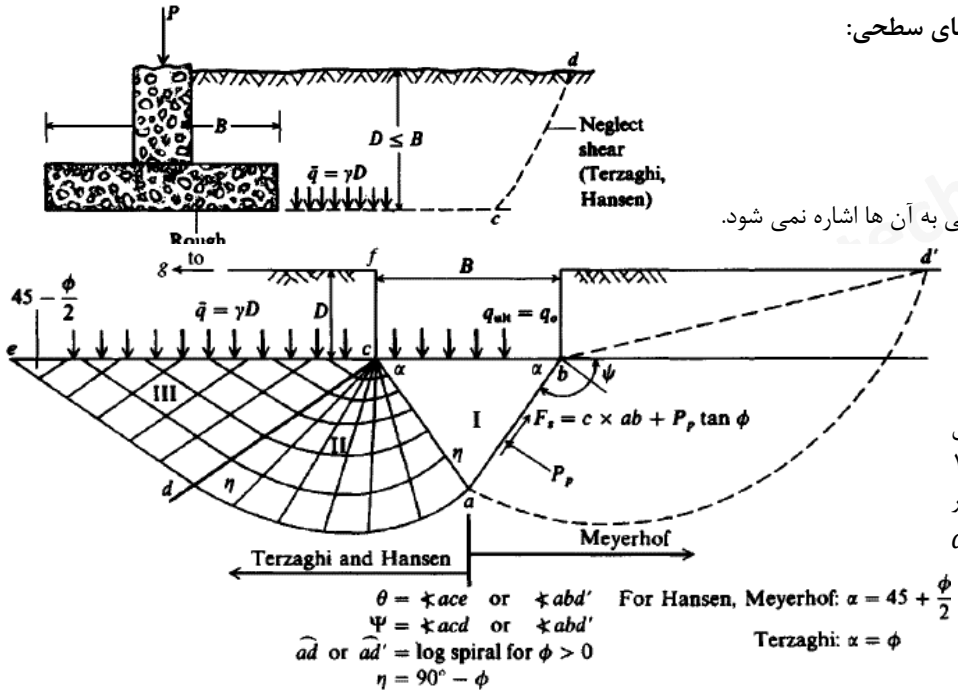
۱- روش ترزاقی (Terzaghi, 1943)

۲- روش میرهوف (Meyerhof, 1951-1963)

۳- روش هنسن (Hansen, 1970)

۴- روش وسیک (Vesic, 1973-1975)

روشهای بیشتری نیز وجود دارد که بدلیل محدودیت زمانی به آن ها اشاره نمی شود.



I: ناحیه گوه

II: ناحیه انتقالی

III: ناحیه مقاوم

۱- روش ترزاقی (Terzaghi, 1943):

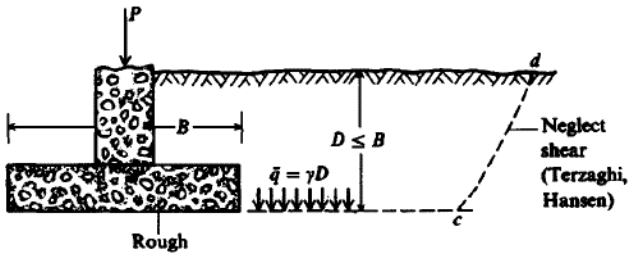
ایده سطح گسیختگی در روبرو ابتدا توسط پرانتل (Prandtle, 1920) مطرح گردید و در سال ۱۹۴۳ توسط ترزاقی اصلاح گردید. مقدار α در روش ترزاقی برابر با φ است در صورتی که در اکثر روشها $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ است.

$$q_{ult} = cN_cS_c + \bar{q}N_q + \frac{\gamma B}{2}N_\gamma S_\gamma$$

ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

۱- روش ترزاقی (Terzaghi, 1943):

ایده سطح گسیختگی در روبرو ابتدا توسط پرانتل (Prandtle, 1920) مطرح گردید و در سال ۱۹۴۳ توسط ترزاقی اصلاح گردید. مقدار α در روش ترزاقی برابر با φ است در صورتی که در اکثر روش ها $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ است.



$$q_{ult} = cN_cS_c + \bar{q}N_q + \frac{\gamma B}{2}N_\gamma S_\gamma$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2}-\varphi\right)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)},$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\varphi,$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\varphi}{2}\left(\frac{k_{p\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1\right)$$

شکل شالوده	S_c	S_γ
نواری	1	1
دایره ای	1.3	0.6
مستطیلی یا مربعی	$1 + 0.3\frac{B}{L}$	$1 - 0.2\frac{B}{L}$

ϕ, deg	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5.7*	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

*$N_c = 1.5\pi + 1$. [See Terzaghi (1943), p. 127.]

محدودیت و معایب روش ترزاقی:

۱- برای پی های سطحی با $\frac{D}{B} < 1$ کاربردی است.

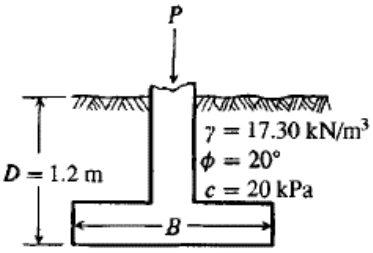
۲- از مقاومت برشی خاک بالای سطح شالوده صرفنظر شده است.

۳-در روش ترزاقی α برابر با φ فرض شده است در صورتی که سایر پژوهشگران برابر با $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ فرض کردند.

۴- بستر شالوده همواره زبر فرض شده است.

۵- در زمین های شیبدار و شالوده های شیب دار و همچنین بار مایل کاربردی نیست.

مثال: ظرفیت باربری مجاز شالودی مربعی با عرض ۱.۵ متر را با استفاده از دو روش تعادل حدی و ترزاقی تعیین کنید. (ضریب اطمینان را ۳ در نظر بگیرید).



حل: روش تعادل حدی

$$q_{ult} = c\left(\frac{2k_p}{\cos^2\rho\cos\varphi} + \sqrt{k_p}\right) + \bar{q}\frac{k_p\sqrt{k_p}}{\cos^2\rho\cos\varphi} + \frac{\gamma B}{2}\left(\frac{k_p^2}{2\cos^2\rho\cos\varphi} - \frac{\sqrt{k_p}}{2}\right)$$

$$q_{ult} = 20\left(\frac{2\tan^2(55^\circ)}{\cos^2(35^\circ)\cos 20^\circ} + \tan(55^\circ)\right) + \bar{q}\frac{\tan^3(55^\circ)}{\cos^2(35^\circ)\cos 20^\circ} + \frac{17.3\times 1.5}{2}\left(\frac{\tan^4(55^\circ)}{2\cos^2(35^\circ)\cos 20^\circ} - \frac{\tan(55^\circ)}{2}\right)$$

$$= \frac{20(7.9) + 1.2(17.3)(4.6) + (17.3)(1.5)(1.3)}{3} = 95.25\,\text{kPa}$$

حل: روش ترزاقی

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2}-\varphi\right)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)} = 7.4, \qquad N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\varphi = 17.7, \qquad N_\gamma = \frac{\tan\varphi}{2}\left(\frac{k_{p\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1\right) = 5$$

$$q_{ult} = cN_cS_c + \bar{q}N_q + \frac{\gamma B}{2}N_\gamma S_\gamma = 20(17.7)(1.3) + 1.2(17.3)(7.4) + 0.5(17.3)(1.5)(5)(0.8) = 665.7\,\text{kPa} \qquad q_\alpha = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{665.7}{3} = 221.9\,\text{kPa}$$

همانطور که گفته شد روش تعادل حدی خیلی محافظه کارانه است و عملا در کارهای اجرایی کاربردی ندارد. هر چند اگر اصلاحات ضریب شکل هم بر آن اعمال شود بازهم خیلی محافظه کارانه است.

ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

ملاحظات مهم در برآورد ظرفیت باربری از هر روش:

۱- وقتی گسیختگی پی به صورت موضعی رخ دهد بجای φ و c واقعی خاک از φ_m و c_m مطابق فرمول زیر استفاده می شود. $c_m = \frac{2}{3}c, \quad \tan\varphi_m = \frac{2}{3}\tan\varphi$

۲- اگر زاویه اصطکاک داخلی خاک از نتایج آزمایش سه محوره (φ_{tri}) بدست آمده باشد در برخی از موارد نیاز به اصلاح است. اگر $\varphi_{tri} > 34^\circ$ و $\frac{L}{B} > 2$ برقرار باشد باید بصورت زیر اصلاح شود. توجه شود که میزان اصلاحی نباید بیشتر از 5° شود.

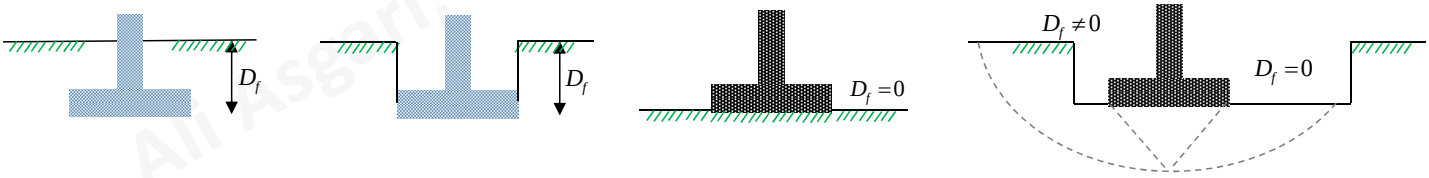
$$\varphi = \varphi_{ps} = 1.5\varphi_{tri} - 17^\circ$$

۳- اگر عرض شالوده بزرگتر از دو شود ($B \geq 2$) آنگاه جمله ترم عمق($0.5\gamma B N_\gamma$) در محاسبه ظرفیت باربری بصورت نامحدودی افزایش می یابد که در اینصورت باید از ضریب کاهنده r_γ استفاده شود.

$$q_{ult} = \ldots + 0.5\gamma B N_\gamma \ldots r_\gamma \qquad \begin{cases} \text{if } B > 2\text{m}(\text{or } 6\text{ft}) \Rightarrow r_\gamma = 1 - 0.25\log\left(\frac{B}{k}\right), & \begin{cases} k = 2 & \text{for SI} \\ k = 6 & \text{for Fps} \end{cases} \\ \text{if } B \leq 2\text{m}(\text{or } 6\text{ft}) \Rightarrow r_\gamma = 1 \end{cases}$$

۴- جمله چسبندگی در خاک چسبنده غالب دارد.

۵- جمله عمق در خاک های دانه ای حالت غالب دارد. تنها یک عمق مدفون D_f کوچک افزایش قابل توجهی در مقدار ظرفیت باربری نهایی q_{ult} شالوده دارد. بنابراین در احداث شالوده سطحی در خاک های دانه ای حتما کمی گودبرداری شود.

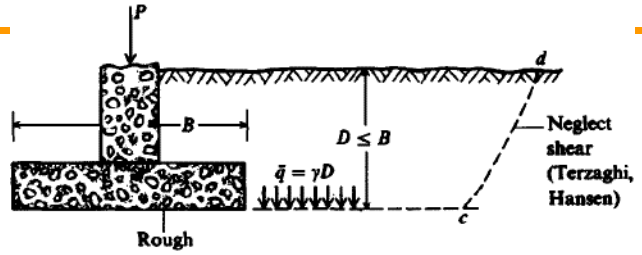


۶- جمله ترم عمق($0.5\gamma B N_\gamma$) در هر دو خاک برای $B \leq 3-4$ مقدار کمی تاثیر دارد و حتی در کارهای عملی می توان از اثر آن صرفنظر کرد.

۷- سعی شود شالوده بر روی خاک غیر چسبنده قرار نگیرد.

۸- پی نباید بر روی خاک سست قرار گیرد. قبل از قرار دادن شالوده بر روی این نوع خاک ها باید این نوع خاکها را با روش های موجود متراکم کرد.

۹- در عمل برای تخمین ظرفیت باربری باید حداقل از دو روش استفاده شود. اگر اختلاف زیاد داشتند باید از روش سومی استفاده شود و در نهایت از یک روش میانگین گیری ظرفیت باربری مجاز محاسبه شود.



$$q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c + \bar{q} N_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

۲- روش میرهوف (Mayerhof, 1951-1963):

فرضیات این روش:

۱- بستر شالوده همواره زبر فرض شده است.

۲- از مقاومت برشی خاک بالای سطح شالوده صرفنظر نشده است.

۳-در این روش α برابر با $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ فرض شده است.

۵- اثر شیب زمین های و شالوده های شیب دار را در نظر نگرفت ولی اثر بار مایل را منظور کرد.

$$N_q = e^{\pi\tan\varphi}\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right), \qquad N_c = (N_q - 1)\cot\varphi, \qquad N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\varphi)$$

ضرایب عمق پی

$$\begin{cases} d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p}\frac{D}{B} & \text{for all } \varphi \\ d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p}\frac{D}{B} & \varphi \geq 10^\circ \\ d_q = d_\gamma = 1 & \varphi = 0^\circ \\ d_q, d_\gamma & \text{Interpolation} \quad 0 < \varphi < 10^\circ \end{cases}$$

درونیابی خطی

ضرایب شکل پی

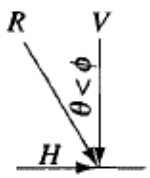
$$\begin{cases} S_c = 1 + 0.2k_p\frac{B}{L} & \text{for all } \varphi \\ S_q = S_\gamma = 1 + 0.1k_p\frac{B}{L} & \varphi \geq 10^\circ \\ S_q = S_\gamma = 1 & \varphi = 0^\circ \\ S_q, S_\gamma & \text{Interpolation} \quad 0 < \varphi < 10^\circ \end{cases}$$

درونیابی خطی

ضرایب میل بار

$$\begin{cases} i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\theta}{\pi}\right)^2 = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90}\right)^2 & \text{for all } \varphi \\ i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 & \varphi > 0 \\ i_\gamma = 0 & \varphi = 0 \end{cases}$$

Inclination:



۲- روش میرهوف (Mayerhof, 1951-1963):

نکته اول: اگر بارها با زاویه نسبت به امتداد قائم در جهت طول پی باشد ضرایب شیب بار بصورت زیر تغییر می کند:

$$i_c=\cos\theta\left(1-\left(1-\frac{c_\alpha}{c(\pi+2)}\right)\sin\theta\right),\quad c_\alpha=\left(\frac{1}{2}\sim\frac{2}{3}\right)c$$

$$i_q=i_\gamma=\cos\theta\left(1-\frac{\sin\theta}{\sin\varphi}\right)$$

نکته دوم: اگر لنگری بر شالوده وارد شود آنگاه برای محاسبه ظرفیت باربری به دو صورت می توان عمل کرد.

روش اول: مقدار ظرفیت باربری را از روابط اشاره شده بدست می آوریم و سپس با ضریب کاهشی اثر لنگر را لحاظ می کنیم:

$$R_{eB}=\begin{cases}1-\dfrac{2e_B}{B} & \text{for clay}\\ 1-\sqrt{\dfrac{e_B}{B}} & \text{for sand}\end{cases}\qquad \frac{e_B}{B}\le 0.3,\quad e_B=\frac{M_B}{V}$$

$$q_{ult}{}_{\text{کاهش یافته}}=q_{ult}{}_{\text{محاسبه شده}}\times R_e$$

روش دوم: در این روش فقط در روابط ضرایب شکل و رابطه اصلی مایرهوف بجای B از B' که برابر با مقدار زیر است استفاده می شود::

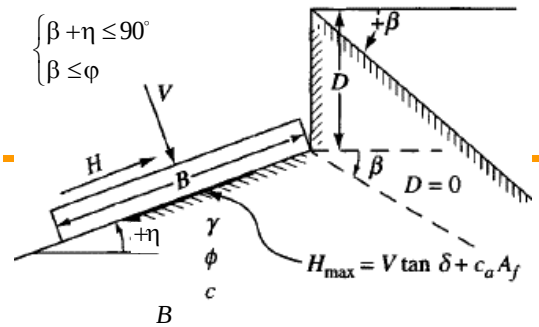
$$B'=B-2e_B,\qquad e_B=\frac{M_B}{V}$$

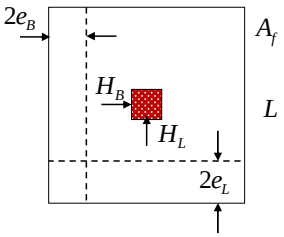
$$q_{ult}=cN_cS_cd_ci_c+\bar{q}N_qS_qd_qi_q+\frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

ضرایب شکل پی

$$\begin{cases}S_c=1+0.2k_p\dfrac{B'}{L'} & \text{for all }\varphi\\ S_q=S_\gamma=1+0.1k_p\dfrac{B'}{L'} & \varphi\ge 10^\circ\\ S_q=S_\gamma=1 & \varphi=0^\circ\\ S_q,\ S_\gamma & \text{Interpolation}\quad 0<\varphi<10^\circ\end{cases}$$

$$\begin{cases}\beta+\eta\le 90^\circ\\ \beta\le\varphi\end{cases}$$





$$A_f=B'L'$$

$$B'=B-2e_B,\quad e_B=\frac{M_B}{V}$$

$$L'=L-2e_L,\quad e_L=\frac{M_L}{V}$$

$$\delta=(0.5\sim 1)\varphi$$

$$c_\alpha=(0.6\sim 1)c$$

ضرایب شکل پی

$$\begin{cases}S_\gamma=1-0.4\dfrac{B'}{L'}\ge 0.6\\ S_q=1+\dfrac{B'}{L'}\sin\varphi\\ S_c=1 \quad \text{for strip foundatin}\\ S_c=1+\dfrac{N_q}{N_c}\dfrac{B'}{L'} \quad \text{others}\\ S'_c=0.2\dfrac{B'}{L'},\ \varphi=0\end{cases}$$

ضرایب عمق پی

$$\begin{cases}d_\gamma=1 & \text{for all }\varphi\\ d_c=1+0.4k\\ d_q=1+2\tan\varphi(1-\sin\varphi)^2k\\ d'_c=0.4k & \varphi=0^\circ\\ k=\begin{cases}D/B, & D/B\le 1\\ \tan^{-1}D/B, & D/B\ge 1\end{cases}\end{cases}$$

۳- روش هنسن (Hansen, 1970):

هنسن یک رابطه عمومی ترین نسبت به روش میرهوف ارائه کرد.

$$q_{ult}=cN_cS_cd_ci_cg_cb_c+\bar{q}N_qS_qd_qi_qg_qb_q+\frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

$$\text{if }\varphi=0\Rightarrow q_{ult}=5.14c_u(1+S'_c+d'_c-i'_c-b'_c-g'_c)+\bar{q}$$

$$N_q=e^{\pi\tan\varphi}\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right),\qquad N_c=(N_q-1)\cot\varphi,\qquad N_\gamma=1.5(N_q-1)\tan\varphi$$

ضرایب زمین شیبدار

$$\begin{cases}g_q=g_\gamma=(1-0.5\tan\beta)^5\\ g_c=1-\dfrac{2\beta}{\pi+2}=1-\dfrac{\beta^\circ}{147} & \varphi>0\\ g'_c=\dfrac{2\beta}{\pi+2} & \varphi=0\end{cases}$$

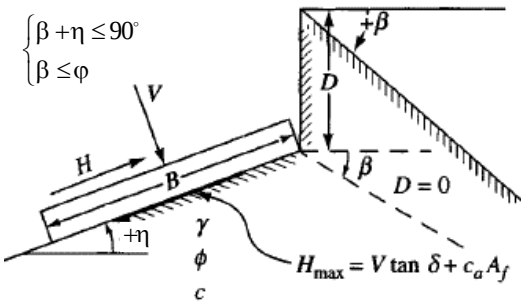
ضرایب میل بار

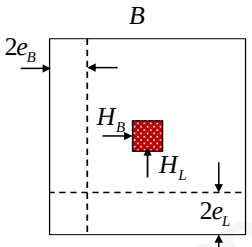
$$\begin{cases}i_q=\left(1-\dfrac{0.5H_i}{V+A_fc_\alpha\cot\varphi}\right)^{\alpha_1}\\ i_\gamma=\left(1-\dfrac{(0.7-\eta^\circ/450)H_i}{V+A_fc_\alpha\cot\varphi}\right)^{\alpha_2}\\ i_c=i_q-\dfrac{1-i_q}{N_q-1} & \varphi>0\\ i'_c=0.5-0.5\sqrt{1-\dfrac{H_i}{A_fc_\alpha}} & \varphi=0\\ 2\le\alpha_1,\alpha_2\le 5,\quad \alpha_1,\alpha_2\approx 3.5\end{cases}$$

ضرایب شالوده شیبدار

$$\begin{cases}b_q=e^{-2\eta\tan\varphi}\\ b_\gamma=e^{-2.7\eta\tan\varphi}\\ b_c=1-\dfrac{2\eta}{\pi+2} & \varphi>0\\ b'_c=\dfrac{2\eta}{\pi+2}=\dfrac{\eta^\circ}{147} & \varphi=0\end{cases}$$

کنترل در مقابل لغزش برای همه روش ها:





$$H_{max}=V\tan\delta+c_\alpha A_f$$
$$H_u=\sqrt{H_B^2+H_L^2},\qquad \frac{H_{max}}{H_u}\ge FS\quad OK$$

شالوده دو جهته: در صورت وجود نیروی برشی H_i در هر دو جهت در پای ستون (H_L و H_B) بغیر ضرایب شکل در روش هنسن، بقیه ضرایب از همان روابط قبلی استفاده می شود. اگر بخواهیم ظرفیت باربری در جهت B را محاسبه کنیم تمام پارامترها اندیس B می گیرند و اگر بخواهیم در جهت L طولی ظرفیت باربری را محاسبه کنیم جای B و Lدر فرمولهای قبلی عوض می شود و تمام پارامتر ها اندیس L می گیرند. در نهایت ظرفیت باربری نهایی کمینه مقدار ظرفیت نهایی بدست آمده از دو جهت Lو B است.

ضرایب شکل پی

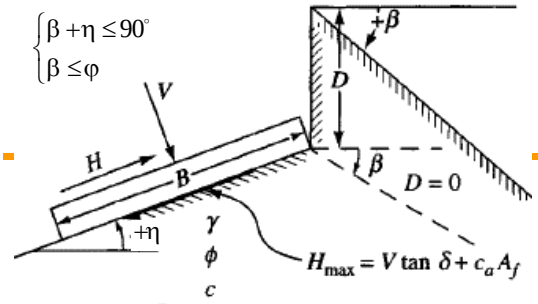
$$S_{\gamma,B}=1-0.4\frac{B'}{L'}\frac{i_{\gamma,B}}{i_{\gamma,L}}\ge 0.6$$
$$S_{q,B}=1+\frac{B'}{L'}\sin\varphi\times i_{q,B}$$
$$S_{c,B}=1+\frac{N_q}{N_c}\frac{B'}{L'}i_{c,B}$$
$$S'_{c,B}=0.2\frac{B'}{L'}i'_{c,B},\ \varphi=0$$

$$S_{\gamma,L}=1-0.4\frac{L'}{B'}\frac{i_{\gamma,L}}{i_{\gamma,B}}\ge 0.6$$
$$S_{q,L}=1+\frac{L'}{B'}\sin\varphi\times i_{q,L}$$
$$S_{c,L}=1+\frac{N_q}{N_c}\frac{L'}{B'}i_{c,L}$$
$$S'_{c,L}=0.2\frac{L'}{B'}i'_{c,L},\ \varphi=0$$

$$q_{ult,B}=cN_cS_{c,B}d_{c,B}i_{c,B}g_{c,B}b_{c,B}+\bar{q}N_qS_{q,B}d_{q,B}i_{q,B}g_{q,B}b_{q,B}+0.5\gamma B'N_\gamma S_{\gamma,B}d_{\gamma,B}i_{\gamma,B}g_{\gamma,B}b_{\gamma,B}$$
$$q_{ult,L}=cN_cS_{c,L}d_{c,L}i_{c,L}g_{c,L}b_{c,L}+\bar{q}N_qS_{q,L}d_{q,L}i_{q,L}g_{q,L}b_{q,L}+0.5\gamma L'N_\gamma S_{\gamma,L}d_{\gamma,L}i_{\gamma,L}g_{\gamma,L}b_{\gamma,L}$$

$$q_{ult}=\min\left\{q_{ult,B},q_{ult,L}\right\}$$

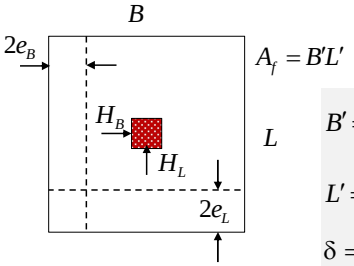
مطالعه ای بر برنامه ی نوشته شده در برآورد ظرفیت باربری شالوده دو جهته به روش هنسن



۴- روش وسیک (Vesic, 1973-1975):

معادله ظرفیت باربری از روش وسیک مشابه روش هنسن است. ضرایب عمق مثل روش هنسن است.

$$N_q=e^{\pi\tan\varphi}\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right),\qquad N_c=\left(N_q-1\right)\cot\varphi,\qquad N_\gamma=2\left(N_q+1\right)\tan\varphi$$



$$B'=B-2e_B,\qquad e_B=\frac{M_B}{V}$$
$$L'=L-2e_L,\qquad e_L=\frac{M_L}{V}$$
$$\delta=(0.5\sim 1)\varphi$$
$$c_\alpha=(0.6\sim 1)c$$

ضرایب شکل پی

$$S_\gamma=1-0.4\frac{B}{L}\ge 0.6$$
$$S_q=1+\frac{B}{L}\tan\varphi$$
$$S_c=1\quad \text{for strip foundatin}$$
$$S_c=1+\frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}\quad \text{others}$$

ضرایب زمین شیبدار

$$g_q=g_\gamma=\left(1-\tan\beta\right)^2$$
$$g_c=i_q-\frac{1-i_q}{5.14\tan\varphi}\qquad \varphi>0$$
$$g'_c=\frac{\beta}{5.14}\qquad \varphi=0$$

ضرایب میل بار

$$i_q=\left(1-\frac{H_i}{V+A_fc_\alpha\cot\varphi}\right)^m$$
$$i_\gamma=\left(1-\frac{H_i}{V+A_fc_\alpha\cot\varphi}\right)^{m+1}$$
$$i_c=i_q-\frac{1-i_q}{N_q-1}\qquad \varphi>0$$
$$i'_c=1-\frac{mH_i}{A_fc_\alpha N_c}\qquad \varphi=0$$

اگر نیروی برشی فقط موازی با B باشد.

$$m=m_B=\frac{2+B/L}{1+B/L},\qquad H_i=H_B$$

اگر نیروی برشی فقط موازی با L باشد.

$$m=m_L=\frac{2+L/B}{1+L/B},\qquad H_i=H_L$$

اگر نیروی برشی در دو امتداد باشد.

$$m=\sqrt{m_B^2+m_L^2}$$

ضرایب شالوده شیبدار

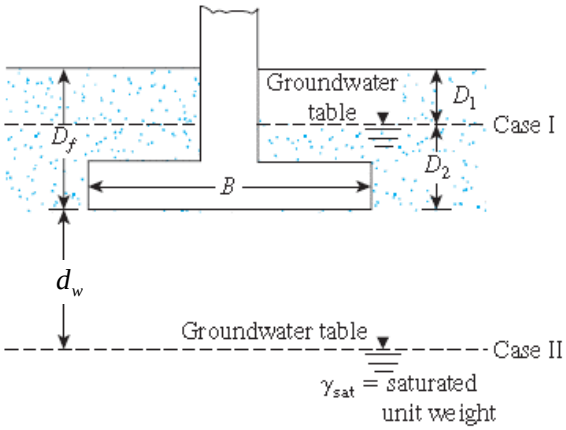
$$b_\gamma=b_q=\left(1-\eta\tan\varphi\right)^2$$
$$b_c=1-\frac{2\beta}{5.14\tan\varphi}\qquad \varphi>0$$
$$b'_c=g'_c\quad \varphi=0$$

مطالعه ای بر برنامه ی نوشته شده در برآورد ظرفیت باربری شالوده دو جهته به روش وسیک

ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

سوال: کدام روش برای تخمین ظرفیت باربری پی مناسب تر است؟

پاسخ: روش ترزاقی برای خاکهای چسبنده و $\frac{D}{B} < 1$ مناسب است و یک تخمین سریع و آسان در مقایسه با دیگر روش هاست.. البته این روش برای شالوده ها با لنگر و نیروی افقی و یا شالوده و پی کج شده مناسب نیست. روش های میرهوف، وسیک و هنسن تقریبا برای هر وضعیتی قابل کاربرد هست و به ویژه روش های وسیک و هنسن برای محاسبه ظرفیت باربری شالوده های عمیق $\frac{D}{B} > 1$ نیز قابل استفاده است.



تاثیر سفره آب زیر زمینی بر روی ظرفیت باربری شالوده:
بسته به موقعیت سطح آب زیر زمینی سه حالت پیش می آید.

حالت اول:
اگر سطح آب زیرزمینی بالاتر از سطح شالوده باشد در رابطه ظرفیت باربری به جای γ از γ' و بجای $\bar{q}$ از $\gamma D_1 + \gamma' D_2$ استفاده می شود

$$q_{ult} = cN_cS_c \ldots + \underbrace{\bar{q}}_{\gamma D_1 + \gamma' D_2} N_qS_q \ldots + 0.5 \underbrace{\gamma}_{\gamma_{sat} - \gamma_w} B'N_\gamma S_\gamma \ldots$$

$$\Rightarrow \quad q_{ult} = cN_cS_c \ldots + (\gamma D_1 + \gamma' D_2) N_qS_q \ldots + 0.5\gamma' B'N_\gamma S_\gamma \ldots$$

حالت دوم:
اگر $d > H$ باشد آنگاه هیچ تاثیری در مقدار ظرفیت باربری ندارد. مقدار H برابر است با:

$$\begin{cases} H = B & \text{Terghazi Method} \\ H = \frac{B}{2}\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Others} \end{cases}$$

حالت سوم:
اگر $0 \le d \le H$ باشد آنگاه فقط به جای γ از γ_e استفاده می شود

$$\begin{cases} \gamma_e = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma'), & H = B \quad \text{Terghazi Method} \\ \gamma_e = (2H - d_w)\frac{d_w^2}{H^2}\gamma + \frac{\gamma'}{H^2}(H - d_w)^2, & H = \frac{B}{2}\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Others} \end{cases}$$

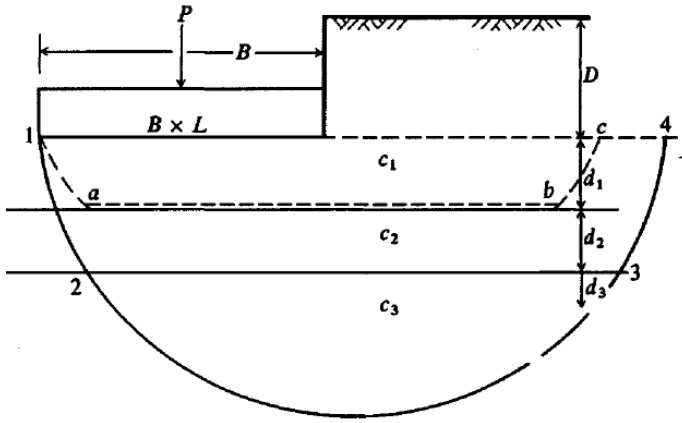
$$q_{ult} = cN_cS_c \ldots + \gamma D_f N_qS_q \ldots + 0.5\gamma_e B'N_\gamma S_\gamma \ldots$$

ظرفیت باربری شالوده های مستقر بر خاک های لایه ای:
معمولا سه حالت پیش می آید:

حالت اول:
شالوده احداث شده بر روی خاکهای لایه ای رسی الف) رس ضعیف بر روی رس قوی تر
ب) رس قوی تر بر روی رس ضعیف تر

حالت دوم:
شالوده احداث شده بر روی خاک های لایه ای $c - \varphi$ دار

حالت سوم:
شالوده احداث شده بر روی خاک های دو لایه (رس بر روی ماسه یا ماسه بر روی رس)



$$H = \frac{B}{2}\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

روش گام به گام برای تعیین ظرفیت باربری حالت اول:
گام اول: ابتدا ارتفاع موثر را از رابطه مقابل محاسبه می کنیم:
اگر $d_1 < H$ باشد آنگاه خاک دو لایه ای عمل می کند.

گام دوم: مقدار $C_R = \frac{c_2}{c_1}$ را محاسبه می کنیم.

- اگر $C_R \le 0.7$ شود، آنگاه داریم:

$$C_R \le 0.7 \Rightarrow \begin{cases} N_{c,s} = \frac{1.5d_1}{B} + 5.14C_R \le 5.14 & \text{برای شالوده نواری با عرض } B \\ N_{c,B} = \frac{3d_1}{B} + 6.05C_R \le 6.05 & \text{برای شالوده دایره ای با قطر } B \end{cases}$$

- اگر $0.7 < C_R \le 1$ شود، آنگاه روابط بالا ۱۰٪ کاهش می یابد و داریم:

$$0.7 < C_R \le 1 \Rightarrow \begin{cases} N_{c,s} = 0.9\left(\frac{1.5d_1}{B} + 5.14C_R\right) & \text{برای شالوده نواری با عرض } B \\ N_{c,B} = 0.9\left(\frac{3d_1}{B} + 6.05C_R\right) & \text{برای شالوده دایره ای با قطر } B \end{cases}$$

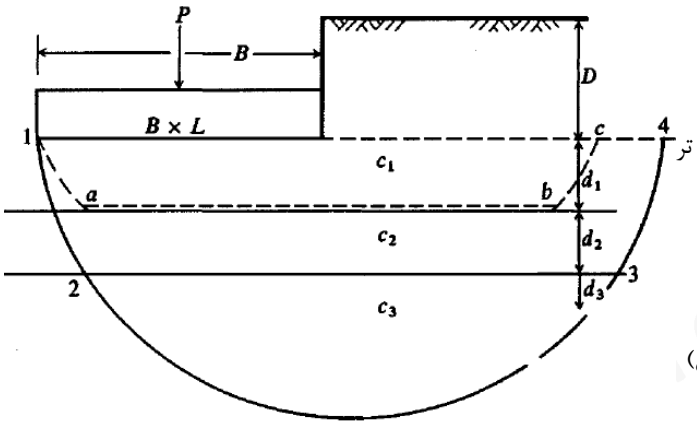
ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

ظرفیت باربری شالوده های مستقر بر خاک های لایه ای:
معمولا سه حالت پیش می آید:

حالت اول:
شالوده احداث شده بر روی خاکهای لایه ای رسی الف) رس ضعیف بر روی رس قوی تر
ب) رس قوی تر بر روی رس ضعیف تر

حالت دوم:
شالوده احداث شده بر روی خاک های لایه ای $c-\varphi$ دار

حالت سوم:
شالوده احداث شده بر روی خاک های دو لایه (رس بر روی ماسه یا ماسه بر روی رس)



روش گام به گام برای تعیین ظرفیت باربری حالت اول:
گام اول: ابتدا ارتفاع موثر را از رابطه مقابل محاسبه می کنیم:

$$H=\frac{B}{2}\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$$

اگر $d_1 < H$ باشد آنگاه خاک دو لایه ای عمل می کند.

گام دوم: مقدار $C_R=\frac{c_2}{c_1}$ را محاسبه می کنیم.

- اگر $C_R \le 0.7$ شود، آنگاه داریم:

$$C_R \le 0.7 \Rightarrow \begin{cases} N_{c,s}=\dfrac{1.5d_1}{B}+5.14C_R \le 5.14 & B \text{ برای شالوده نواری با عرض} \\ N_{c,B}=\dfrac{3d_1}{B}+6.05C_R \le 6.05 & B \text{ برای شالوده دایره ای با قطر} \end{cases}$$

- اگر $0.7 < C_R \le 1$ شود، آنگاه روابط بالا ۱۰٪ کاهش می یابد و داریم:

$$0.7 < C_R \le 1 \Rightarrow \begin{cases} N_{c,s}=0.9\left(\dfrac{1.5d_1}{B}+5.14C_R\right) & B \text{ برای شالوده نواری با عرض} \\ N_{c,B}=0.9\left(\dfrac{3d_1}{B}+6.05C_R\right) & B \text{ برای شالوده دایره ای با قطر} \end{cases}$$

ظرفیت باربری شالوده های مستقر بر خاک های لایه ای:
معمولا سه حالت پیش می آید:

روش گام به گام برای تعیین ظرفیت باربری حالت اول:
گام اول: ابتدا ارتفاع موثر را از رابطه مقابل محاسبه می کنیم:

$$H=\frac{B}{2}\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$$

اگر $d_1 < H$ باشد آنگاه خاک دو لایه ای عمل می کند.

گام دوم: مقدار $C_R=\frac{c_2}{c_1}$ را محاسبه می کنیم.

- اگر $C_R \le 0.7$ شود، آنگاه داریم:

$$C_R \le 0.7 \Rightarrow \begin{cases} N_{c,s}=\dfrac{1.5d_1}{B}+5.14C_R \le 5.14 & B \text{ برای شالوده نواری با عرض} \\ N_{c,B}=\dfrac{3d_1}{B}+6.05C_R \le 6.05 & B \text{ برای شالوده دایره ای با قطر} \end{cases}$$

- اگر $0.7 < C_R \le 1$ شود، آنگاه روابط بالا ۱۰٪ کاهش می یابد و داریم:

$$0.7 < C_R \le 1 \Rightarrow \begin{cases} N_{c,s}=0.9\left(\dfrac{1.5d_1}{B}+5.14C_R\right) & B \text{ برای شالوده نواری با عرض} \\ N_{c,B}=0.9\left(\dfrac{3d_1}{B}+6.05C_R\right) & B \text{ برای شالوده دایره ای با قطر} \end{cases}$$

- اگر $C_R > 1$ شود، آنگاه داریم:

$$C_R > 1 \Rightarrow \begin{cases} N_{c,s}=\dfrac{1.1B^2+13.248Bd_1+34.28d_1^2}{1.6Bd_1+8.28d_1^2} & B \text{ برای شالوده نواری با عرض} \\ N_{c,B}=\dfrac{0.4356B^2+10Bd_1+51d_1^2}{0.99Bd_1+10.1d_1^2} & B \text{ برای شالوده دایره ای با قطر} \end{cases}$$

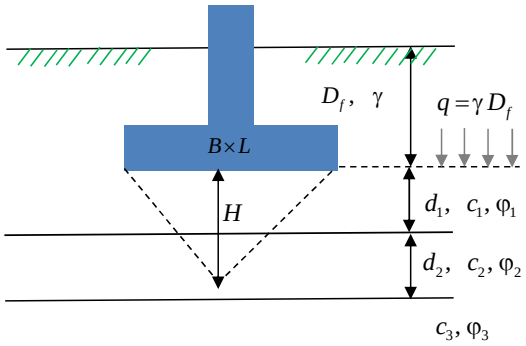
گام سوم: برای محاسبه مقدار q_{ult} بجای N_c در روابط قبلی از $N_{c,s}$ یا $N_{c,B}$ استفاده می شود.

نکته: اگر لایه بالایی خیلی ضعیف باشد آنگاه ممکن است برش پانچ رخ دهد، بنابراین می توان گودبرداری کرد و به لایه قوی تر رسید و یا از روش های اصلاح خاک، خاک سست را اصلاح کرد.

ظرفیت باربری شالوده های مستقر بر خاک های لایه ای:

معمولا سه حالت پیش می آید:

روش گام به گام برای تعیین ظرفیت باربری حالت دوم:



گام اول: ابتدا ارتفاع موثر را از رابطه مقابل محاسبه می کنیم:

$$H=\frac{B}{2}\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi_1}{2}\right)$$

اگر $d_1 < H$ باشد آنگاه خاک دو لایه ای عمل می کند.

گام دوم: مقدار c و φ اصلاح شده را از روابط زیر محاسبه می کنیم.

$$\left\{\varphi=\frac{d_1\varphi_1+(H-d_1)\varphi_2}{H},\quad c=\frac{d_1c_1+(H-d_1)c_2}{H}\right\},\qquad d_1<H<d_1+d_2$$

در حالت کلی اگر خاک n لایه ای و $d_1+d_2\ldots+d_{n-1}<H<d_1+d_2\ldots+d_n$ باشد، مقدار c و φ اصلاح شده را از روابط زیر محاسبه می کنیم.

$$\varphi=\frac{d_1\varphi_1+d_2\varphi_2+\ldots+\{H-(d_1+d_2+\ldots d_{n-1})\}\varphi_n}{H},$$

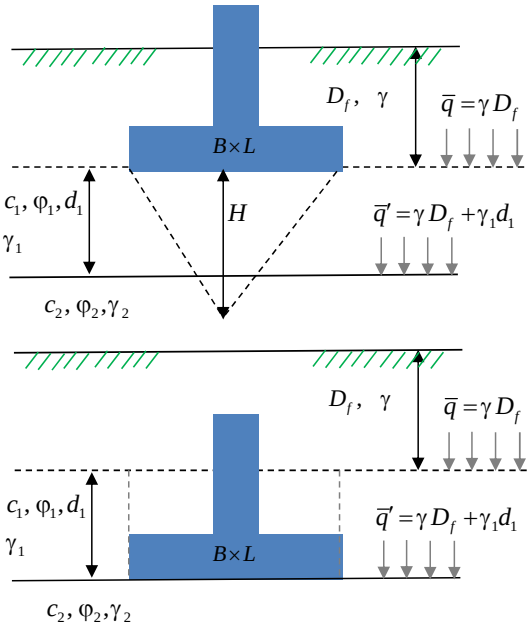
$$c=\frac{d_1c_1+d_2c_2+\{H-(d_1+d_2+\ldots d_{n-1})\}c_n}{H},$$

گام سوم: برای محاسبه مقدار q_{ult} از یکی از روش های ترزاقی، میرهوف، وسیک و هنسن مقدار c و φ اصلاح شده استفاده می شود.

نکته: اگر لایه ی بالایی ضعیف باشد آنگاه باید امکان رخداد برش پانچ چک شود.

روش گام به گام برای تعیین ظرفیت باربری حالت سوم:

شالوده احداث شده بر روی خاک های دو لایه (رس بر روی ماسه یا ماسه بر روی رس)



گام اول: ابتدا ارتفاع موثر را از رابطه مقابل محاسبه می کنیم:

$$H=\frac{B}{2}\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi_1}{2}\right)$$

اگر $d_1 < H$ باشد آنگاه خاک دو لایه ای عمل می کند.

گام دوم: تعیین ظرفیت باربری برای خاک لایه بالایی(q_{ult1}) با مشخصات c_1 و φ_1 را از یکی از روش ها ترزاقی، میرهوف، وسیک و یا هنسن.

گام سوم: محاسبه محیط و مساحت شالوده و همچنین محاسبه تنش موثر در راستای زیر شالوده و حدفصل مشترک لایه اول و دوم:

$$\begin{cases}p=\pi D, & A=\pi D^2/4 \quad \text{برای شالوده دایره ای}\\ p=2B+2L, & A=B\times L \quad \text{برای شالوده مستطیلی}\end{cases}$$

$$\bar{q}=\gamma D_f,\qquad \bar{q}'=\gamma D_f+\gamma_1 d_1$$

گام چهارم: در این گام فرض می شود که لایه بالایی خاک توسط شالوده پانچ می شود. در نتیجه شالوده بر روی خاک لایه دوم مانند شکل روبرو قرار می گیرید. در این صورت ظرفیت باربری برای خاک لایه پایینی(q''_{ult}) با مشخصات c_2 و φ_2 و عمق مدفون D_f+d_1 را از یکی از روش ها ترزاقی، میرهوف، وسیک و یا هنسن تعیین می کنیم.

گام پنجم: محاسبه (q'_{ult}) از رابطه مقابل:

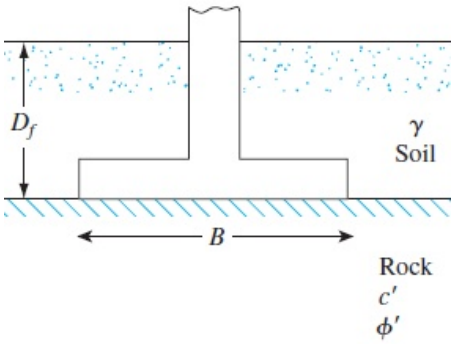
$$q'_{ult}=q''_{ult}+\frac{pk_sP'_v\tan\delta}{A}+\frac{pd_1c_\alpha}{A}\le q_{ult},\qquad P'_v=\bar{q}d_1+\int_0^{d_1}\gamma_1 z dz$$

گام ششم: محاسبه ظرفیت باربری نهایی:

$$k_s=\frac{k_a+k_0+k_p}{3},k_a=\frac{1}{k_p}=\tan^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right),\ \delta=(0.5-1)\varphi,\ \ c_\alpha=(0.6-1)c$$

$$\boxed{q_{ult}=\min\{q_{ult1},q'_{ult}\}}$$

ظرفیت باربری شالوده های مستقر بر روی سنگ (Bowles, 1996):



ظرفیت باربری شالوده بر روی سنگ مانند روش هایی که قبلا شده است با این تغییر که ضرایب ظرفیت باربری را از روابط مقابل محاسبه می کنیم:

$$N_c = 5\tan^4\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_q = \tan^6\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

مقاومت تک محوره محصور نشده برای سنگ ها:

مقاومت تک محوره سنگ مطابق جدول مقابل می توانند رنج وسیعی داشته باشد که همان ظرفیت باربری سنگ در حالت محصور نشده را نشان می دهد و از رابطه زیر پیروی می کند:

$$q_{uc} = 2c'\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right)$$

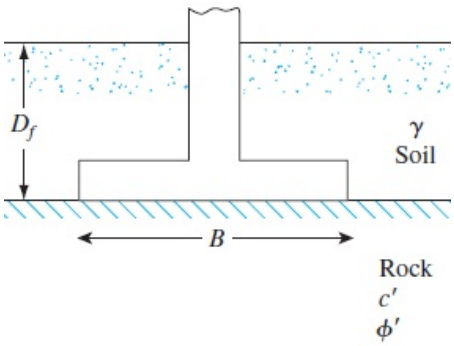
Rock type	q_{uc} MN/m²	q_{uc} kip/in²	ϕ' (deg)
Granite	65–250	9.5–36	45–55
Limestone	30–150	4–22	35–45
Sandstone	25–130	3.5–19	30–45
Shale	5–40	0.75–6	15–30

- روابط اشاره شده برای ظرفیت باربری نهایی سنگ سالم(intact rock) و بدون درز است و برای محاسبه ظرفیت نهایی با توجه به مقدار RQD سنگ اصلاح می شود:

$$q_{u(\text{modified})} = q_u\,(RQD)^2$$

- ظرفیت مجاز باربری سنگ نباید از مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن استفاده شده در شالوده بیشتر فرض شود.

مثالی از ظرفیت باربری شالوده های مستقر بر روی سنگ:



با رجوع به شکل مقابل، ظرفیت باربری مجاز شالوده مربعی بر روی سنگ سیلت را با مشخصات داده شده به کمک رابطه ترزاقی تعیین کنید؟

$$B = 2.5\,m,\quad D_f = 2\,m,\quad \gamma_{soil} = 17\,kN/m^3,$$
$$c' = 32\,MN/m^2,\ \varphi' = 31^\circ,\ \gamma_{rock} = 25\,kN/m^3,$$
$$RQD = 50\%,\quad f'_c = 30\,MN/m^2,\quad FS = 4.$$

حل مثال:

$$q_u = c'S_cN_c + \gamma_{soil}D_fN_q + 0.5\gamma_{rock}BS_\gamma N_\gamma$$

$$N_c = 5\tan^4\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right) = 5\tan^4\left(45+\frac{31}{2}\right) = 48.8$$

$$N_q = \tan^6\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right) = \tan^6\left(45+\frac{31}{2}\right) = 30.5$$

$$N_\gamma = N_q + 1 = 40.5$$

$$q_u = \left(32\times10^3\,kN/m^2\right)\times1.3\times48.8 + 17\times2\times30.5 + 0.5\times25\times2.5\times0.8\times31.5 = 2031900\,kN/m^2 \approx 2032\,MN/m^2$$

- روابط اشاره شده برای ظرفیت باربری نهایی سنگ سالم(intact rock) و بدون درز است و برای محاسبه ظرفیت نهایی با توجه به مقدار RQD سنگ اصلاح می شود:

$$q_{u(\text{modified})} = q_u\,(RQD)^2 = 2032(0.5)^2 = 508\,MN/m^2$$

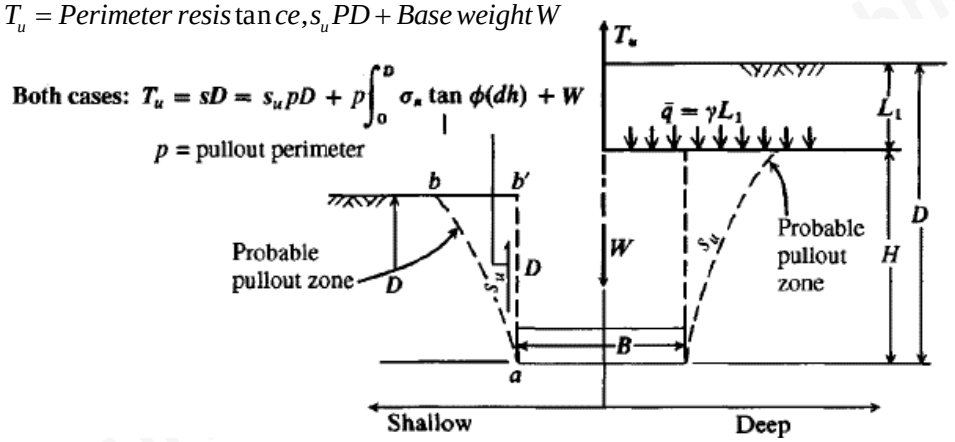
- ظرفیت مجاز باربری سنگ نباید از مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن استفاده شده در شالوده بیشتر فرض شود.

$$q_{all} = \frac{q_{u(\text{modified})}}{FS} = \frac{508}{4} = 127\,MN/m^2 > f'_c = 30\,MN/m^2 \Rightarrow q_{all} = 30\,MN/m^2$$

ظرفیت باربری شالوده ها تحت بار بالابرنده (uplift) و یا نیروی کششی((Meyerhof and Adams (1968):

ممکن است شالوده بسته به نوع کاربری آن تحت بارهای کششی قرار گیرد که در اینصورت برآورد ظرفیت کششی شالوده ضروری است. بطور کلی مطابق با شکل زیر ظرفیت کششی شالوده برابر با مجموع وزن شالوده و وزن موثر خاک روی آن به اضافه مقاومت برشی محیطی در سطح مقطع احتمالی برشی:

$$T_u = Perimeter\ resis\tan ce, s_u PD + Base\ weight\ W$$



H = approximate limiting depth of footing failure zone and is confined by a surcharge pressure of $\bar{q} = \gamma L_1$
Obtain $H/B = f(\phi)$ from table following Eq. (4-26).

■ **روابط برای شالوده سطحی و عمیق:**

$$T_u = \pi B s_u H + s_f \pi B\gamma\left(2D - H\right)\frac{D^2}{2}K_u \tan(\varphi) + W$$ شالوده دایره ای شکل

$$T_u = 2s_u H\left(B + L\right) + \gamma H\left(2D - H\right)\left(2s_f B + L - B\right)K_u \tan(\varphi) + W$$ شالوده مستطیلی شکل

$$s_f = 1 + mH/B \le s_{f\max}$$ ضریب اصطکاک جانبی (side friction factor)

$D = H$ for shallow footings, $D > H$ for deep footings

ظرفیت باربری شالوده ها تحت بار بالابرنده (uplift) و یا نیروی کششی((Meyerhof and Adams (1968):

جدول زیر برای تعیین H بکار می رود. توضیح اینکه اگر مقدار H از D بزرگتر و یا برابر آن شود مقدار H را برابر با D در نظر می گیریم و اگر مقدار H کوچکتر از D شود در اینصورت هر یک از مقدار را محاسبه و در فرمول اسلاید قبل جایگذاری می کنیم.

ϕ =		20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
Limiting	H/B	2.5	3	4	5	7	9	11
	m	0.05	0.10	0.15	0.25	0.35	0.50	0.60
Maximum	s_f	1.12	1.30	1.60	2.25	4.45	5.50	7.60

■ **قرمول هایی متفاوت برای تعیین ضریب جانبی خاک K_u :**

$$K_u = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = K_p,\quad K_u = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \sqrt{K_p}$$

$$K_u = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = K_a,\quad K_u = 0.65 + 0.5\varphi\,(in\ radians)$$

$$K_u = 1 - \sin\varphi = K_0$$

معمولا برای تعیین K_u از متوسط گیری روابط مقابل استفاده می شود.

■ **ظرفیت کششی مجاز شالوده:**

$$T_{all} = \frac{T_u}{FS}$$

مثالی از ظرفیت کششی شالوده:

ظرفیت مجاز کششی شالوده بتنی به وزن مخصوص $23.6\ kN/m^3$ و ابعاد $1.2 \times 1.2 \times 0.6$ m واقع در عمق 1.8 m خاکی با مشخصات $\gamma = 17.29\ kN/m^3, s_u = 20kPa, \varphi' = 20°$، را تعیین کنید؟ ضریب اطمینان را ۲.۵ فرض کنید.

حل مثال: از جدول داریم: $\varphi' = 20^\circ \Leftarrow H/B = 2.5 \Leftarrow D = 1.8m, H = 2.5\times 1.2 = 3m \Leftarrow D < H$ پس شالوده سطحی است. در این صورت H را برابر با D در نظر می گیریم.

$$T_u = 2s_u D(B+L) + \gamma D^2 (2s_f B + L - B) K_u \tan(\varphi) + W$$

$$s_f = 1 + m\,D/B = 1 + 0.05 \times \frac{1.8}{1.2} = 1.075 \le s_{f\max} = 1.12$$

$$K_u = \tan^2\left(45 + \frac{20}{2}\right) = K_p = 2.04,\ K_u = \sqrt{K_p} = 1.43,\ K_u = K_a = \frac{1}{K_p} = 0.5,\ K_u = 0.65 + 0.5\varphi = 0.82,\ K_u = 1 - \sin 20^\circ = 0.66$$

$$K_u = \frac{2.04 + 1.43 + 0.5 + 0.82 + 0.66}{5} = 1.09$$

$$W = W_{concrete} + W_{soil} = 1.2(1.2)(0.6)(23.6) + 1.2(1.2)(1.8 - 0.6)(17.29) = 50.3\,kN$$

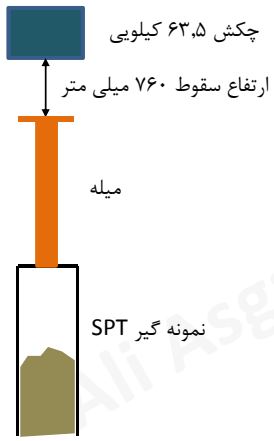
$$T_u = 2(20)(1.8)(1.2+1.2) + 17.29(1.8)^2 (2\times(1.075)\times 1.2 + 1.2 - 1.2)(1.09)\tan(20^\circ) + 50.3 = 280.3\,kN$$

$$T_{all} = \frac{T_u}{FS} = \frac{280.3}{2.5} = 112.17\,kN$$

تعیین ظرفیت باربری از طریق آزمایشات صحرایی:

۱- روش نفوذ استاندارد **SPT** ۲- روش نفوذ مخروط **CPT** ۳- روش بارگذاری صفحه

۱- روش نفوذ استاندارد SPT: این آزمایش در سال ۱۹۲۷ ابداع شد و یکی از متداول ترین آزمایش برای بدست آوردن اطلاعات زیرسطحی در خشکی و ساحل است. ۸۵ تا ۹۰ درصد پی های معمول در آمریکا با استفاده از نتایج این آزمایش طراحی می شوند. این آزمایش در سال ۱۹۵۸ تحت کد ASTM D 1586 استاندارد شده است. و شامل موارد زیر است:



الف) کوبیدن نمونه گیر استوانه ای شکافدار استاندارد به عمق نفوذ ۴۵ سانتی متر در خاک کف گمانه

ب) ابتدا با چکش ۶۳.۵ کیلویی با ارتفاع سقوط ۷۶ سانتی متر می کوبیم تا ۱۵ سانتی متر نمونه گیر در خاک فرو رود، سپس تعداد ضربات لازم برای کوبیدن نمونه گیر شکافدار استاندارد به عمق نفوذ ۳۰ سانتی متر بقیه در خاک کف گمانه را عدد SPT (N) می گویند.

تذکر: اگر تعداد کل ضربات به ۱۰۰ تا برسد و یا در هر ۱۵ سانتی متر به ۵۰ عدد برسد و یا در ۱۰ ضربه متوالی هیچ نفوذی نکند، آزمایش متوقف می شود.

محاسبه انرژی ورودی و انتقالی در آزمایش SPT:

$$E_{in} = \frac{1}{2}mv^2 = \frac{1}{2}m(2gh) = Wh = 63.5\times 9.81\times 0.762 = 474.5\,j$$

بازده $E_r = \dfrac{E_\alpha \text{ انرژی واقعی انتقال یافته از چکش به نمونه}}{E_{in} \text{ انرژی ورودی}} \times 100$

سوال: آیا همه انرژی وارده به نمونه وارد می شود؟ خیر، درصدی از انرژی وارد از طریق میله ها، طناب و قرقره متصل به چکش، نمونه گیرو قطر گمانه تلف می شود.

آدرس وب سایت فیلم آموزشی بالایی
https://m.youtube.com/watch?v=p6rh3pxcs40

آدرس وب سایت فیلم آموزشی پایینی
https://www.youtube.com/watch?v=FmI7LWA809U

ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

Country	Hammer for η_1: Average energy ratio E_r — Donut R-P	Donut Trip	Safety R-P	Safety Trip/Auto	Remarks
United States/ North America	45	—	70–80	80–100	R-P = Rope-pulley or cathead $\eta_1 = E_r/E_{rb} = E_r/70$ For U.S. trip/auto w/E_r = 80 η_1 = 80/70 = 1.14
Japan	67	78	—	—	
United Kingdom	—	—	50	60	
China	50	60	—	—	

Rod length correction η_2			Remarks
Length	> 10 m	η_2 = 1.00	N is too high for L < 10 m
	6–10	= 0.95	
	4–6	= 0.85	
	0–4	= 0.75	

Sampler correction η_3			Remarks
	Without liner	η_3 = 1.00	Base value
With liner:	Dense sand, clay	= 0.80	N is too high with liner
	Loose sand	= 0.90	

Borehole diameter correction η_4			Remarks
Hole diameter:†	60–120 mm	η_4 = 1.00	Base value; N is too small when there is an oversize hole
	150 mm	= 1.05	
	200 mm	= 1.15	

اصلاح عدد SPT :

اصلاح عدد SPT از رابطه زیر تعیین می شود:

$$N'_{70} = C'_N \times N \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4,$$

$$C'_N = \sqrt{\frac{95.76}{\sigma'_0\,(\text{kPa})}}$$

که در آن σ'_0 تنش موثر در محل نمونه گیری است.

η_i ها بسته به طول میله ها، نوع سیستم طناب و قرقره متصل به چکش، نمونه گیر و قطر گمانه از جدول روبرو تعیین می شوند.

نکته :

حاصلضرب نسبت انرژی در تعداد ضربات در هر خاکی مقداری ثابت است:

$$E_{r1}N_1 = E_{r2}N_2$$

مثال: در آزمایش نفوذ استاندارد **SPT** تعدادضربه خام برابر با ۲۰ است و طول میله ۱۲ متر و قطر گمانه بدون غلاف ۱۵ سانتی متر است. از چکشی با ایمنی $E_r = 80$استفاده شده است. اگر فشار موثر در ناحیه نمونه گیری بربر با ۲۰۵ کیلوپاسکال باشد و نمونه از نوع ماسه متراکم باشد مطلوبست تعیین عددSPT اصلاح شده استاندارد N'_{70} و N'_{60} ؟

$$C'_N = \sqrt{\frac{95.76}{\sigma'_0(\text{kPa})}} = \sqrt{\frac{95.76}{205}} = 0.68, \quad \eta_1 = 1.14,\ \eta_2 = 1,\ \eta_3 = 1,\ \eta_4 = 1.05,$$

$$N'_{70} = C'_N \times N \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4 = 0.68 \times 20 \times 1.14 \times 1 \times 1 \times 1.05 = 16$$

$$E_{r1}N_1 = E_{r2}N_2 \ \Rightarrow\ 70\% \times N'_{70} = 60\% \times N'_{60} \ \Rightarrow\ N'_{60} = \frac{70}{60} \times N'_{70} = \frac{70}{60} \times 16 = 19 \ \Rightarrow\ N'_{60} = 19$$

تعیین ظرفیت باربری از طریق آزمایش SPT :
ظرفیت باربری بر مبنای نشست مجاز ۲۵ میلی متر یا ۱ اینچ محاسبه می شود:

$$\begin{cases} q_{net} = \dfrac{N}{F_1} k_d \left(\dfrac{S_e}{F_5}\right) & B \le F_4 \\ q_{net} = \dfrac{N}{F_2}\left(\dfrac{B+F_3}{B}\right)^2 k_d \left(\dfrac{S_e}{F_5}\right) & B > F_4 \end{cases}$$

$$k_d = 1 + \frac{D_f}{3B} < 1.33$$

	$N = N_{55}$		$N = N'_{70}$	
	SI	Fps	SI	Fps
F_1	0.05	2.5	0.04	2.0
F_2	0.08	4	0.06	3.2
F_3	0.3	1	0.3	1
F_4	1.2	4	1.2	4
F_5	25	1	25	1
B	m	ft	m	ft
S_e	mm	in	mm	in
D_f	m	ft	m	ft
q_{net}	kPa	Kip/ft²	kPa	Kip/ft²

نکته: برای تعیین ظرفیت باربری مجاز باید بجای نشست S_e در روابط بالا مقدار مجاز آن یعنی ۲۵ میلی متر یا ۱ اینچ قرار می گیرد.

ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

همبستگی پارامترهای دیگر با عدد SPT: در آزمایش نفوذ استاندارد **SPT** علاوه بر تعیین ظرفیت باربری می توان وزن مخصوص خاک γ ، زاویه اصطکاک داخلی خاک φ ، تراکم نسبی D_r ، مقاومت زهکشی نشده c_u و مدول تنش-کرنش E_s و... برآورد کرد.

برخی از روابط همبستگی آزمایش SPT:
روابط زیادی وجود دارد که در اینجا به چند مورد اشاره می شود:

Shioi and Fukui (1982) $\varphi = \sqrt{18N'_{70}} + 15$

$\varphi = 0.36N'_{70} + 27$

$\varphi = 4.5N'_{70} + 20(\text{in general})$

Hatanaka and %Uchida (1996) $\varphi = \sqrt{20N'_{60}} + 20$

Mayne and Kemper (1988) $OCR = 0.193\left(\dfrac{N_{60}}{\sigma'_0}\right)^{0.689}$

Kulhawy and Mayne (1990) $OCR = 0.58\dfrac{N_{60}p_a}{\sigma'_0}, \quad p_a = 100\,\text{kPa}$

Mayne (1990) $\dfrac{E_s}{p_a} = \alpha N_{60}, \quad \alpha = \begin{cases} 5 & \text{sand with fines} \\ 10 & \text{clean NC sand} \\ 15 & \text{clean OC sand} \end{cases}$

Hara, et al. (1971) $\dfrac{c_u}{p_a} = 0.29N_{60}^{0.72},$

Meyerhof (1957) $D_r = \left(\dfrac{N_{60}}{17 + 24\sigma'_0/p_a}\right)^{0.5},$

Meyerhof (1959) $\varphi = 28 + 0.15D_r\%$

Skempton (1986) $D_r = \left(\dfrac{N_{60}}{32 + 0.288\sigma'_0}\right)^{0.5},$

Yoshida et al. (1988) $D_r = C_0\sigma'^{-C_1}_0 N_{60}^{C_2}, \quad C_0 = 25,\ C_1 = 0.12,\ C_2 = 0.46$

مقدار عدد SPT در طراحی ها:

در محاسبه عدد SPT در طراحی ها از میانگین وزنی عددهای SPT در محدوده $\frac{B}{2}$ بالای شالوده و $2B$ از زیر شالوده استفاده می شود:

$$N_{av} = \frac{\sum N'_{70i} z_i}{\sum z_i}$$

مشخصات ژئوتکنیکی و شناسایی تحت الارضی(Subsoil Exploration)

نمونه ای از گزارش و لوگ حفاری:

Boring Log

Name of the Project: Two-story apartment building

Location: Johnson & Olive St. Date of Boring: March 2, 2005

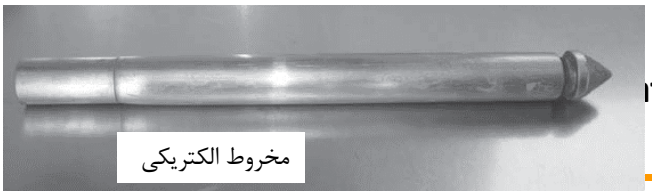
Boring No. 3 Type of Boring: Hollow-stem auger Ground Elevation: 60.8 m

Soil description	Depth (m)	Soil sample type and number	N_{60}	w_n (%)	Comments
Light brown clay (fill)					
Silty sand (SM)	1–2	SS-1	9	8.2	
▽G.W.T. 3.5 m	3–4	SS-2	12	17.6	LL = 38, PI = 11
Light gray clayey silt (ML)	5	ST-1		20.4	LL = 36, q_u = 112 kN/m^2
	6	SS-3	11	20.6	
Sand with some gravel (SP)	7				
End of boring @ 8 m	8	SS-4	27	9	

N_{60} = standard penetration number
w_n = natural moisture content
LL = liquid limit; PI = plasticity index
q_u = unconfined compression strength
SS = split-spoon sample; ST = Shelby tube sample

Groundwater table observed after one week of drilling

Ali Asgari, PhD in Geotechnics


مخروط الکتریکی

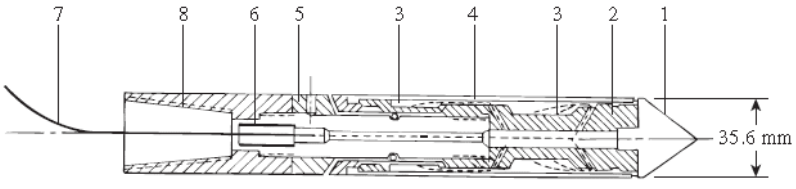
ظرفیت باربری شالوده های سطحی(tions

تعیین ظرفیت باربری از طریق آزمایشات صحرایی:

۱- روش نفوذ استاندارد SPT ۲- روش نفوذ مخروط CPT ۳- روش بارگذاری صفحه

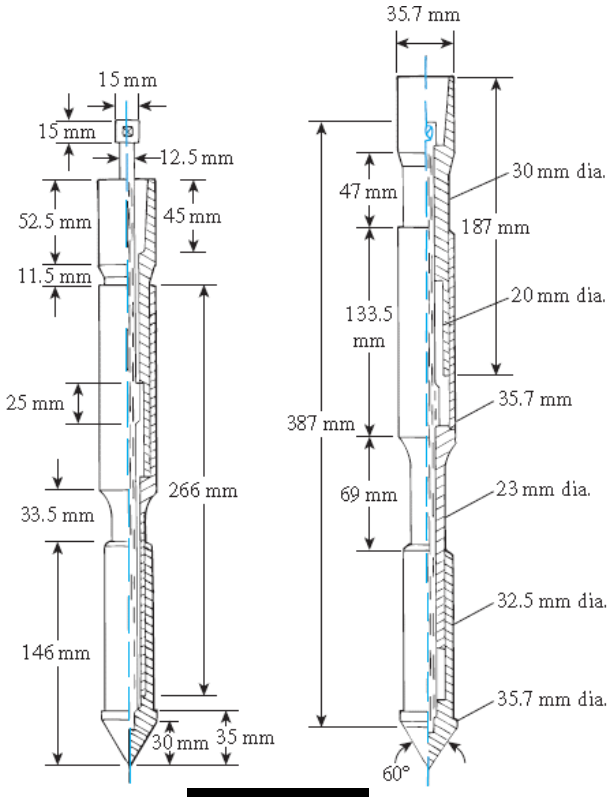
۲- روش نفوذ مخروط CPT (ASTM D-3441 & D-5778): دستگاه این آزمایش اولین بار توسط هلندی ها در سال ۱۹۳۰ ابداع شده است. آزمایش SPT برای همه نوع خاک ها کاربردی است در صورتیکه آزمایش CPT برای محیط هایی با مصالح ماسه‌ای (نهشته های ماسه ای ریز تا متوسط) و ریزدانه(رس و لای نرم) قابل انجام است. در این آزمایش نوک مخروط با سرعت ۱۰-۲۰ میلیمتر بر ثانیه در زمین نفوذ می کند و امکان ثبت فشار در نوک (q_c) و جدار مخروط (q_s) وجود دارد. انواع مخروط اندازه گیری به دو صورت زیر است:

- سیستم های مکانیکی ASTM-D3441
- سیستم های الکتریکی و الکتروتکنیکی ASTM-D5778



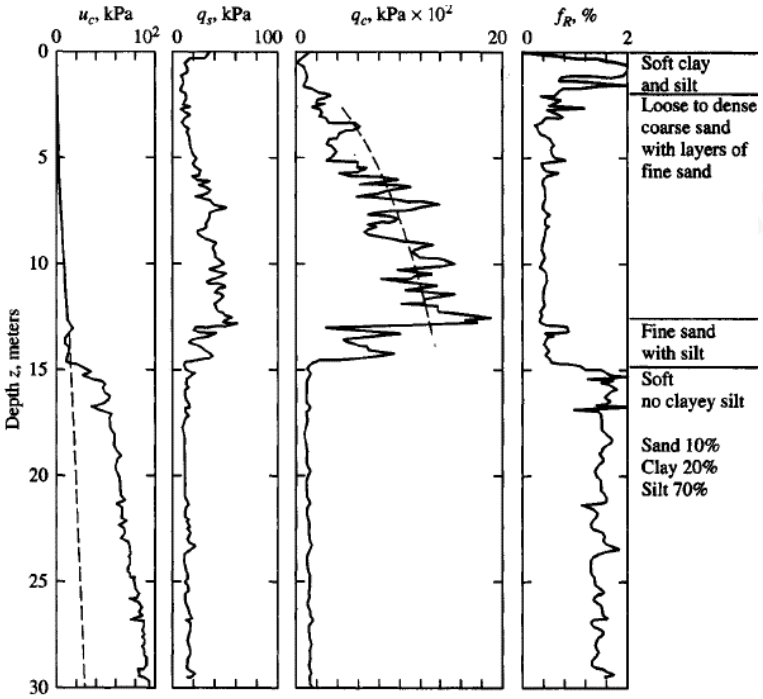
1 Conical point (10 cm^2)
2 Load cell
3 Strain gauges
4 Friction sleeve (150 cm^2)
5 Adjustment ring
6 Waterproof bushing
7 Cable
8 Connection with rods

مخروط الکتریکی



Collapsed مخروط مکانیکی Extended

نتایج آزمایش نفوذ مخروط CPT: همانطور که اشاره شد امکان ثبت فشار در نوک (q_c) و جدار مخروط (q_s) وجود دارد که معمولا به صورت شکل زیر است. همچنین نسبت مقاومت تنشی جدار به مقاومت نوک را ضریب اصطکاک می گویند و از رابطه زیر تعیین می شود.



$$R_f = f_R = \frac{\text{مقاومت تنشی جدار}}{\text{مقاومت تنشی نوک}} = \frac{q_s}{q_c}$$

چند نکته:

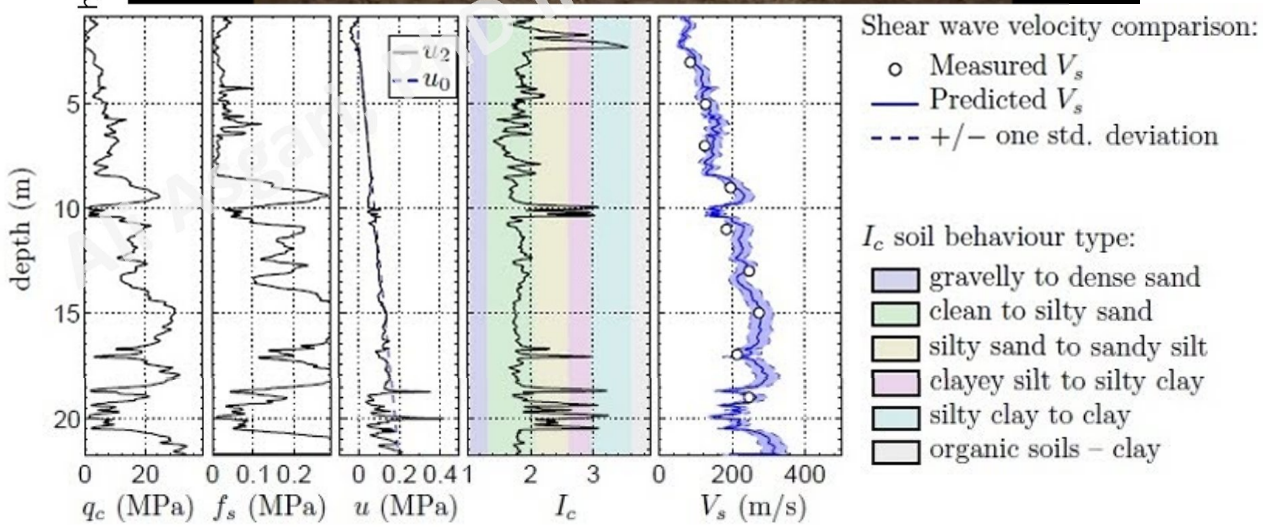
CPTu : امروزه اکثر آزمایش نفوذ مخروط مجهز به فشارسنج آب حفره ای است که در فرآیند آزمایش علاوه بر تنش مقاوم جانبی و نوک، اضافه فشار آب حفره ای را در هر عمق ثبت می کند.

SCPTu: این دستگاه را نفوذ مخروط لرزه ای می نامند که علاوه بر پارامترها فوق قادر به ثبت سرعت موج برشی در خاک است.

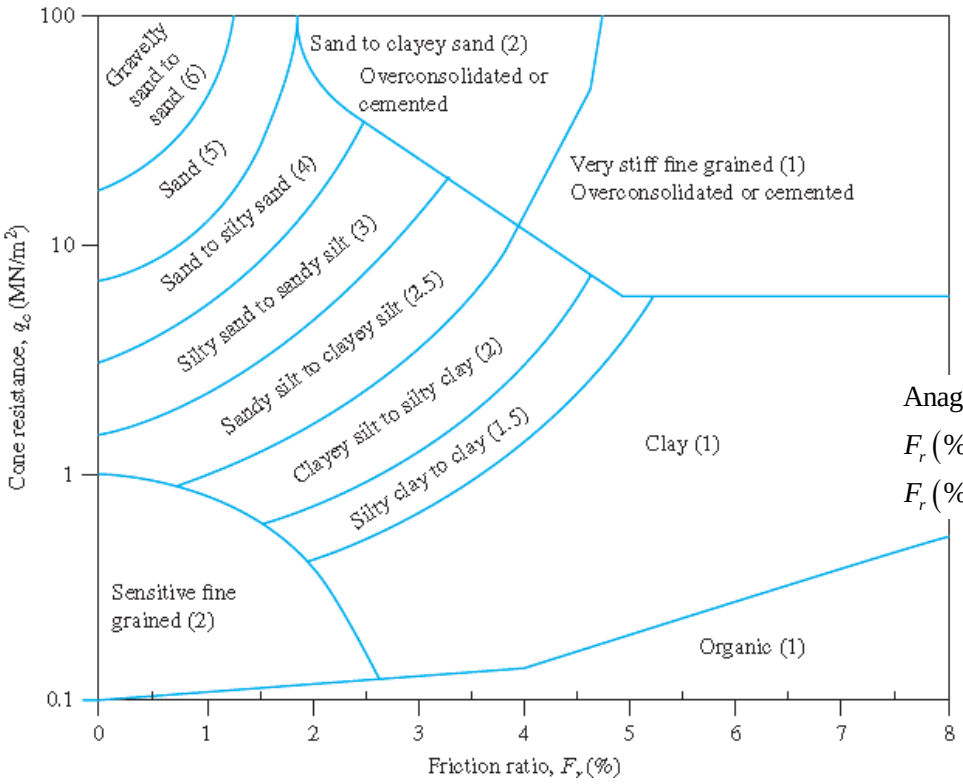
CPT Push Sampler: دستگاه را نفوذ مخروط معمولی قادر به نمونه گیری نیست اما این نوع از مخروط می تواند نمونه گیری کند. برای اطلاعات بیشتر لطفا کلیپ اساید بعد را ببینید.

آدرس وب سایت فیلم آموزشی

https://m.youtube.com/watch?v=0YWbIWerbvE



ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)



همبستگی پارامترها با آزمایش CPT: ظرفیت باربری q_{ult}، تعیین نام و نوع خاک، مقاومت برشی زهکشی نشده c_u، نشانه خمیری I_p، ضریب پیش تحکیم OCR، درصد تراکم D_r، زاویه اصطکاک داخلی خاک φ و قطر متوسط که ۵۰٪ دانه ها از آن کوچکترند D_{50} از آزمایش CPT تعیین می شود.

$$R_f = f_R = \frac{\text{مقاومت تنشی جدار}}{\text{مقاومت تنشی نوک}} = \frac{q_s}{q_c}$$

Anagnostopoulos et al.(2003)

$F_r(\%) = 1.45 - 1.36 \log D_{50}$ electric cone

$F_r(\%) = 0.7811 - 1.611 \log D_{50}$ mechanical cone

Lancellotta(1983)

&Jamiolkowski et al.(1985)

$$D_r(\%) = A + B \log_{10}\left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_0}}\right)$$

$A = -98, \quad B = 66$

ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

همبستگی پارامترها با آزمایش CPT:

Kulhawy and Mayne(1990)

$$\varphi = \tan^{-1}\left[0.1 + 0.38 \log\left(\frac{q_c}{\sigma'_0}\right)\right]$$

Ricceri et al.(2002)

$$\varphi = \tan^{-1}\left[0.38 + 0.27 \log\left(\frac{q_c}{\sigma'_0}\right)\right] \text{ for ML and SP-SM}$$

$$\frac{\left(\frac{q_c}{p_a}\right)}{N_{60}} = cD_{50}^{\alpha}, \quad p_a = 100\,\text{kPa}$$

Investigator		c	a
Burland and Burbidge (1985)	Upper limit	15.49	0.33
	Lower limit	4.9	0.32
Robertson and Campanella (1983)	Upper limit	10	0.26
	Lower limit	5.75	0.31
Kulhawy and Mayne (1990)		5.44	0.26
Anagnostopoulos et al. (2003)		7.64	0.26

Anagnostopoulos et al.(2003)

$c_u = \frac{q_c - \sigma_0}{17.2}$ electric cone, $c_u = \frac{q_c - \sigma_0}{18.9}$ mechanical cone

Mayne and Kemper(1988)

$$OCR = 0.37\left(\frac{q_c - \sigma_0}{\sigma'_0}\right)^{1.01}, \quad \sigma'_0: \text{effective stress}, \ \sigma_0: \text{total stress}$$

Schmertmann,(1978)

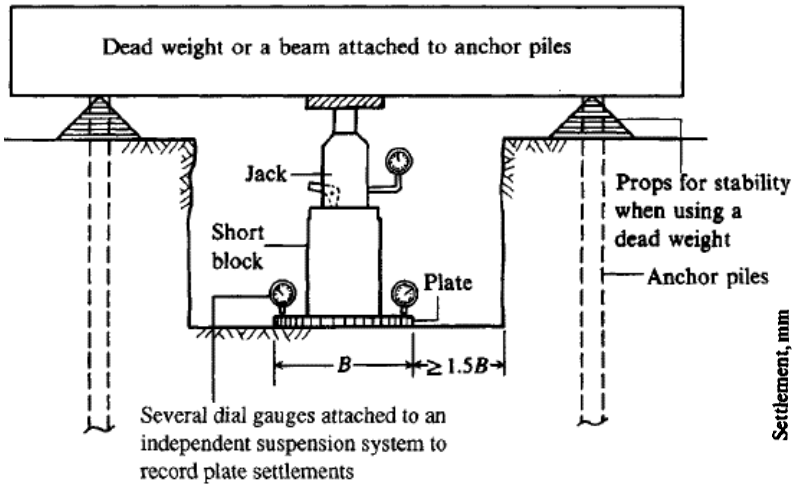
for cohesionless soil $\begin{cases} q_{ult}\left(\text{kg/cm}^2\right) = 28 - 0.0052\left(300 - q_c\right)^{1.5} & \text{strip} \\ q_{ult}\left(\text{kg/cm}^2\right) = 48 - 0.009\left(300 - q_c\right)^{1.5} & \text{square} \end{cases}$,

for caly soil $\begin{cases} q_{ult}\left(\text{kg/cm}^2\right) = 2 - 0.28q_c & \text{strip} \\ q_{ult}\left(\text{kg/cm}^2\right) = 5 - 0.34q_c & \text{square} \end{cases}$

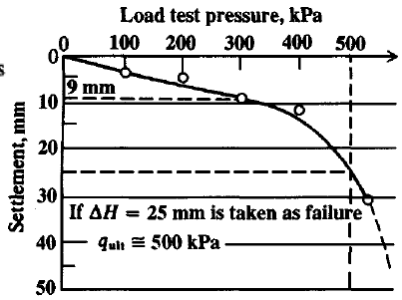
تعیین ظرفیت باربری از طریق آزمایشات صحرایی:

۱- روش نفوذ استاندارد SPT ۲- روش نفوذ مخروط CPT ۳- روش بارگذاری صفحه

۳- روش بارگذاری صفحه Plate Load Test (ASTM D 1194): ظرفیت باربری نهایی و یا مجاز بر مبنای نشست از این آزمایش قابل تعیین است. ورق این آزمایش معمولا از جنس فولاد است و ضخامت آن معمولا ۲۵ میلیمتر است. به دو صورت دایره ای به قطر ۱۵۰ تا ۷۶۲ میلی متر و مربعی در ابعادهای ۱۲ تا ۲۴ اینچی متغییر هستند. برای انجام این آزمایش گودالی حداقل به قطر چهار برابر قطر ورق و عمق آن به اندازه عمق مدفون شالوده اصلی حفر می کنیم. ورق را در وسط گودال قرار داده و سپس در هر گام به اندازه تا بار نهایی تخمینی بارگذاری می کنیم و در هر مرحله از بارگذاری مقدار نشست را از گیج قرائت می کنیم. سپس منحنی تنش-نشست را رسم می کنیم تا مقدار ظرفیت نهایی را تعیین کنیم. با تعیین ظرفیت نهایی ورق، بسته به نوع خاک می توان ظرفیت باربری نهایی شالوده اصلی را از روابط زیر تعیین کرد:



$$\begin{cases} q_{ultF} = q_{ultP}\dfrac{B_F}{B_P},\ S_F = S_P\left(\dfrac{2B_F}{B_F+B_P}\right)^2 & \text{for sandy soil} \\ q_{ultF} = q_{ultP},\ S_F = S_P\dfrac{B_F}{B_P} & \text{for clayey soil} \end{cases}$$



محدودیت ها:

الف) اثر تغییرات لایه ها و سطح آب زیرزمینی در نظر گرفته نمی شود. ب) اثرات عمق تا حدودی نادیده در نظر گرفته می شود. ج) افزایش عرض اثرات غیرخطی دارد نه خطی

ظرفیت باربری شالوده های سطحی(Bearing Capacity of Foundations)

روش هوسل(Housel (1929) and Williams (1929)) برای تعیین ظرفیت باربری:

محاسبه ظرفیت باربری از این روش نیاز به انجام دوبار آزمایش بارگذاری صفحه با اندازه صفحات مختلف دارد و باید گامهای زیر انجام شود:

گام ۱) تشکیل دستگاه معادلات روبرو که در آن A_1 و A_2 به ترتیب مساحت های صفحه آزمایش اول و دوم و p_1 و p_2 به ترتیب محیط های صفحه آزمایش اول و دوم و Q_1 و Q_2 ظرفیت باربری به ترتیب مساحت های صفحه آزمایش اول و دوم است.

$$\begin{cases} Q_1 = A_1 m + p_1 n \\ Q_2 = A_2 m + p_2 n \end{cases}$$

گام ۲) تعیین m و n از دستگاه معادلات بالا

گام ۳) تعیین ظرفیت باربری شالوده اصلی Q_0 از رابطه روبرو:

$$Q_0 = A_0 m + p_0 n$$

که در آن A_0 و p_0 به ترتیب مساحت و محیط شالوده و Q_0 ظرفیت باربری شالوده است.

مثال:

نتایج زیر از دو آزمایش بارگذاری صفحه با اندازه صفحات مختلف است مطلوبست تعیین ظرفیت باربری شالوده مربعی به ضلع ۳ متر؟

شماره آزمایش	B (m)	Q_0(kN)	$A_2(m^2)$	p_1(m)
1	0.45 × 0.45	30.4	0.45 × 0.45 = 0.2025	4 × 0.45 = 1.8
2	0.6 × 0.6	45.1	0.6 × 0.6 = 0.36	4 × 0.6 = 2.4

$$\begin{cases} 30.4 = 0.2025m + 1.8n \\ 45.1 = 0.36m + 2.4n \end{cases} \qquad m = 50.83,\quad n = 11.17 \qquad Q_0 = (3\times3)\times50.83 + (4\times3)\times11.17 = 591.5\,\text{kN}$$