

## فصل ۳:

# ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی بدون خروج از مرکزیت

جزوه درس مهندسی پی (کارشناسی عمران)

استاد: عبدالمتین ستایش

@ME2CH

WWW.ME2CH.ROZBLOG.COM

# فهرست مطالب فصل سوم:

مقدمه	۱-۳
انواع گسیختگی های خاک در بار نهایی	۲-۳
نشست در بار نهایی	۳-۳
نظریه ظرفیت باربری ترزاقی	۴-۳
نظریه ظرفیت باربری ترزاقی برای گسیختگی برشی موضعی	۵-۳
روابط اصلاح شده ظرفیت باربری	۶-۳
کلیاتی در رابطه با معادلات ضرایب ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی	۷-۳
تاثیر اثرات مقیاسی در ظرفیت باربری	۸-۳
تاثیر سفره آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی	۹-۳
نکات تکمیلی در مورد ظرفیت باربری نهایی خاک ها	۱۰-۳
ظرفیت باربری مجاز (ایمن)	۱۱-۳
منابع و مراجع	۱۲-۳

## ۱-۳ | مقدمه

در طی پنجاه سال گذشته تئوری های ظرفیت باربری متعددی برای تخمین ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی پیشنهاد شده است. در این فصل بعضی از نتایج مهم توسعه یافته تا به امروز به طور مختصر مورد بحث قرار می گیرند. همچنین فرض می شود که خاک زیر فونداسیون تا عمق بسیار زیادی امتداد یافته و فونداسیون در معرض بار قائمی قرار دارد که بر مرکز سطح آن وارد شده و هیچ گونه خروج از مرکزیتی ایجاد نمی نماید. ترزاقی<sup>۱</sup> فونداسیون های سطحی را فونداسیونی تعریف نمود که عمق استقرار آن یا همان  $D_f$  کوچکتر یا مساوی عرض آن  $B$  باشد ( $D_f/B \leq 1$ ). البته تحقیقات بعدی نشان دادند که نسبت  $D_f/B$  در فونداسیون های سطحی می تواند به بزرگی ۳ تا ۴ باشد.

## ۲-۳ | انواع گسیختگی های خاک در بار نهایی

بسته به عوامل متعددی که مهمترین آنها تراکم یا سفتی و عمق استقرار فونداسیون هستند، سه نوع گسیختگی برشی در خاک فونداسیون می تواند رخ دهد که عبارتند از:

۱. گسیختگی برشی کلی<sup>۲</sup>
۲. گسیختگی برشی موضعی<sup>۳</sup>
۳. گسیختگی برشی سوراخ کننده<sup>۴</sup>

آشنایی با طبیعت گسیختگی برشی خاک فونداسیون برای ما دارای اهمیت زیادی است زیرا بسته به وضعیت و نوع گسیختگی برشی خاک، روابط مورد استفاده برای تخمین ظرفیت باربری خاک متفاوت خواهد بود. در این بخش هر یک از این نوع گسیختگی ها را مورد بررسی قرار می دهیم.

### ۳-۲-الف: گسیختگی برشی کلی

شکل ۳-۱-الف فونداسیونی سطحی با عرض  $B$  را نشان می دهد که در عمق  $D_f$  نسبت به سطح زمین بر روی ماسه متراکم (یا خاک رسی سخت) قرار گرفته است. اگر این فونداسیون در معرض بار  $Q$  که به تدریج افزایش می یابد قرار گیرد، بار واحد سطح  $q = Q/A$  (که  $A$  برابر مساحت فونداسیون می باشد) افزایش یافته و فونداسیون متحمل نشست های بیشتری خواهد شد. اگر در نشستگی برابر با  $S = S_{II}$  مقدار بار  $q$  برابر  $q_{II}$  گردد خاک زیر فونداسیون دچار گسیختگی برشی نهایی خواهد شد. سطح گسیختگی خاک در شکل ۳-۱-الف و دیاگرام  $q$  در برابر  $S$  در شکل ۳-۱-ب نشان داده شده است. این نوع

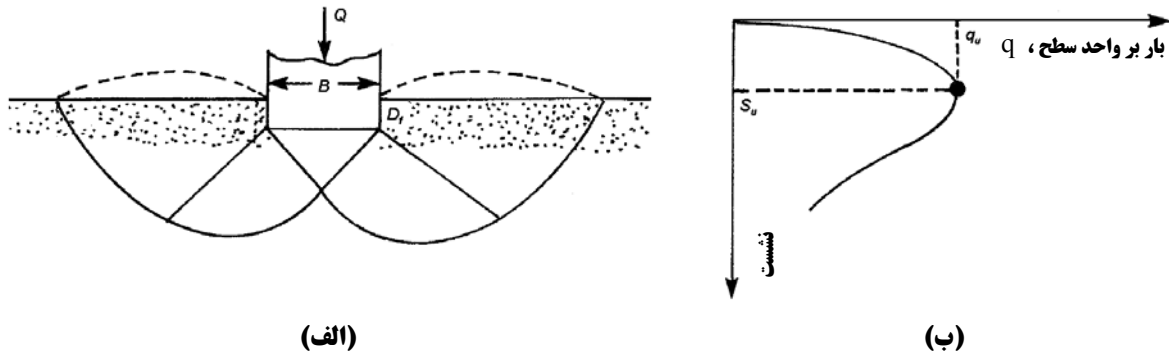
<sup>1</sup> Karl Von Terzaghi (1883-1963)

<sup>2</sup> General shear failure

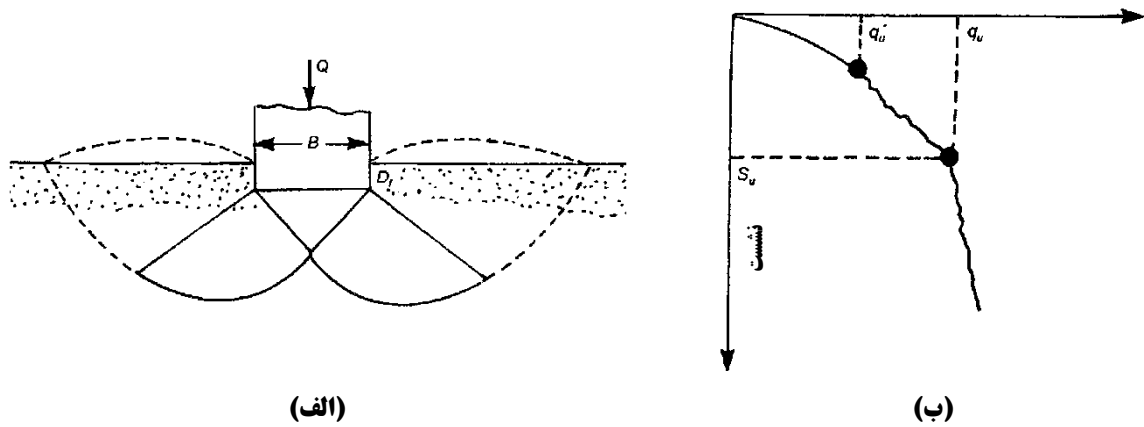
<sup>3</sup> Local shear failure

<sup>4</sup> Punching shear failure

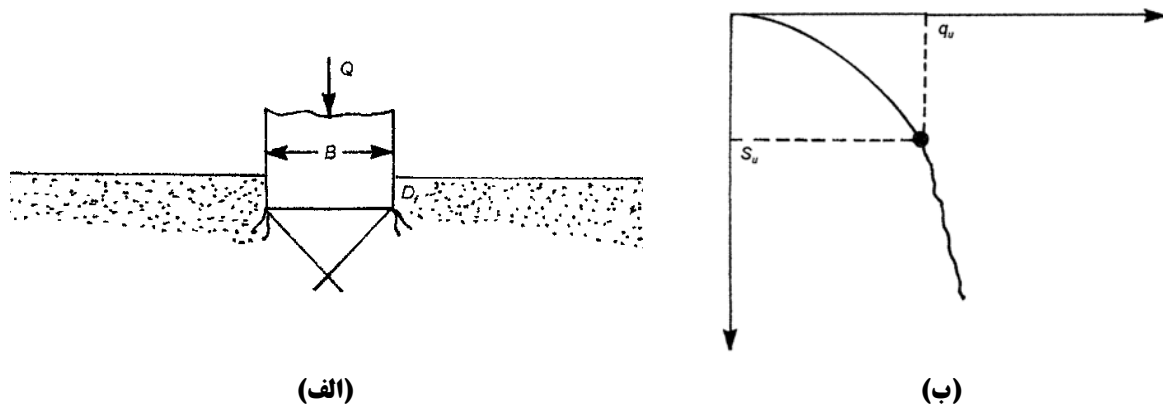
گسیختگی، گسیختگی برشی کلی و  $q_u$  ظرفیت باربری نهایی<sup>۱</sup> نامیده می شود. توجه شود که در این نوع گسیختگی، مقدار حداکثر (پیک)  $q = q_u$  را به طور واضح در دیاگرام بار - نشست می توان مشاهده نمود. در شکل ۳-۴ نیز گسیختگی برشی کلی که در عمل در زیر یک سیلو به وقوع پیوسته است را مشاهده می نمایید.



شکل ۳-۱ گسیختگی برشی کلی در خاک



شکل ۳-۲ گسیختگی برشی موضعی در خاک



شکل ۳-۳ گسیختگی برشی سوراخ کننده در خاک

<sup>۱</sup> Ultimate bearing capacity



شکل ۳-۴ گسیختگی برشی عمومی

#### بعضی از مشخصه های گسیختگی برشی عمومی فونداسیون عبارتند از:

- یک سطح گسیختگی ممتد و مشخص بین لبه فونداسیون و سطح زمین تشکیل می شود.
- خاک های متراکم و سفت (صفت متراکم معمولاً برای خاک های دانه ای و سفت برای خاک های ریزدانه به کار گرفته می شود) که تراکم پذیری کمی دارند متحمل این گونه گسیختگی می شوند.
- برآمدگی (تورم) ناشی از توده خاک برش خورده در مجاورت فونداسیون قابل مشاهده است.
- گسیختگی با کج شدن فونداسیون همراه است.
- گسیختگی ناگهانی و فاجعه بار است.
- ابتدا در لبه فونداسیون حالت تعادل پلاستیک به وقوع پیوسته و به تدریج به سمت پایین و بیرون گسترش می یابد.
- در خاک های با زاویه اصطکاک داخلی بالا ( $\phi > 36^\circ$ ) و عدد نفوذ استاندارد بزرگ ( $N > 30$ ) و تراکم نسبی بزرگ ( $D_r > 70\%$ ) گسیختگی برشی کلی در کرنش های کوچک ( $< 5\%$ ) رخ می دهد.
- مقدار حداکثر (پیک) در روی منحنی فشار-نشست ( $q-s$ ) به راحتی قابل مشاهده است.

#### ۳-۲-ب: گسیختگی برشی موضعی

اگر فونداسیون نشان داده شده در شکل ۳-۱-الف بر روی لایه ای ماسه ای با تراکم متوسط یا خاک رسی با قوام متوسط قرار گرفته باشد (شکل ۳-۲-الف) دیاگرام  $q$  در برابر  $S$  مشابه شکل ۳-۲-ب خواهد بود. توجه شود که مقدار  $q$  به همراه نشست تا مقدار  $q = q_u$  افزایش می یابد که این بار، بار گسیختگی اولیه<sup>۱</sup> نامیده می شود. در این زمان سطح گسیختگی توسعه یافته، مشابه سطح نشان داده شده توسط خطوط ممتد در شکل ۳-۲-الف خواهد بود. اگر بار فونداسیون باز هم افزایش یابد، شیب دیاگرام بار - نشست تند تر و نامنظم تر شده و به تدریج سطح گسیختگی خاک به سمت بیرون و بالا (که در شکل ۳-۲-ب با خط چین نشان داده شده است) پیشرفت می نماید. هنگامی که  $q$  برابر با  $q_u$  می شود (ظرفیت باربری نهایی) سطح گسیختگی به سطح زمین می رسد. پس از این بار، دیاگرام  $q$  در برابر  $S$  تقریباً شکل خطی به خود می - گیرد و بار حداکثر هرگز مشاهده نمی شود. این نوع گسیختگی ظرفیت باربری، گسیختگی برشی موضعی نامیده می شود.

<sup>۱</sup> First failure load

**بعضی از مشخصه های گسیختگی برشی موضعی عبارتند از:**

- فشردگی قابل ملاحظه در زیر فونداسیون و توسعه جزئی تعادل پلاستیک قابل مشاهده است.
- گسیختگی ناگهانی نبوده و فونداسیون کج نمی شود.
- سطح گسیختگی به سطح زمین نمی رسد و تورم اندکی در خاک اطراف فونداسیون مشاهده می شود.
- سطح گسیختگی به خوبی قابل تشخیص نیست.
- گسیختگی با نشست زیاد همراه است.
- در روی منحنی فشار-نشست (q-s) مقدار حداکثر وجود ندارد.
- در خاک های با زاویه اصطکاک داخلی متوسط ( $\phi < 28^\circ$ ) و عدد نفوذ استاندارد کم ( $N < 25$ ) و تراکم نسبی پایین ( $D_r > 20\%$ ) گسیختگی برشی کلی در کرنش های نسبتاً بزرگ (20% تا 10%) رخ می دهد.

**۳-۲-پ: گسیختگی برشی سوراخ کننده**

شکل ۲-۳ الف همان فونداسیون را بر روی ماسه شل یا خاک رسی نرم نشان می دهد. در این حالت، دیاگرام بار-نشست مشابه شکل ۲-۳ ب خواهد بود و مقدار حداکثر بار بر واحد سطح، q هرگز مشاهده نمی شود. ظرفیت باربری نهایی  $q_u$  به عنوان نقطه ای تعریف می شود که در آن نسبت  $\Delta S/\Delta q$  بیشترین مقدار را اختیار نموده و پس از آن ثابت می ماند. این نوع گسیختگی خاک، گسیختگی برشی سوراخ کننده نامیده می شود. در این حالت سطح گسیختگی هرگز تا سطح زمین امتداد نمی یابد.

**بعضی از مشخصه های گسیختگی برشی سوراخ کننده عبارتند از:**

- این نوع گسیختگی در خاک های با تراکم پذیری بالا رخ می دهد.
  - تورم خاک در اطراف فونداسیون وجود ندارد.
  - گسیختگی با نشست بسیار زیاد همراه است.
  - در منحنی q-s، نشست پیوسته بدون افزایش در میزان فشار q رخ می دهد.
- تفاوت های پایه بین گسیختگی برشی عمومی و گسیختگی برشی سوراخ کننده و موضعی در جدول ۳-۱ فهرست شده اند.

**جدول ۳-۱ تفاوت بین گسیختگی برشی عمومی و سوراخ کننده**

گسیختگی برشی عمومی	گسیختگی موضعی و سوراخ کننده
در خاک های متراکم و سفت رخ می دهد	در خاک های شل و نرم رخ می دهد
$\phi > 36^\circ, N > 30, D_r > 70\%, C_u > 100\text{kPa}$	$\phi > 28^\circ, N < 5, D_r < 20\%, C_u < 50\text{kPa}$
در کرنش های کوچک ایجاد می شود (< 5%)	در کرنش های بزرگ ایجاد می شود (> 20%)
مقدار حداکثر در منحنی q-s وجود دارد	در منحنی q-s مقدار حداکثر وجود ندارد
در همسایگی فونداسیون خاک متورم می شود.	در همسایگی فونداسیون خاک متروم شده و بالآمدگی مشاهده نمی شود.
محدوده گسترش دستخوردگی در سطح زمین وسیع است.	محدوده گسترش دستخوردگی در سطح زمین بسیار کوچک است.
در شالوده های سطح مشاهده می شود.	در شالوده های عمیق مشاهده می شود.
نشست کم وجود دارد ولی فونداسیون کج می شود.	نشست قابل ملاحظه ای ایجاد می شود.

طبیعت گسیختگی خاک در بار نهایی تابعی از عوامل متعددی از جمله مقاومت و تراکم پذیری نسبی خاک، نسبت عمق ( $D_f$ ) به عرض فونداسیون ( $B$ ) و نسبت عرض به طول ( $B/L$ ) فونداسیون می باشد. این مسئله به طور صریح توسط وسیک که آزمایش های گسترده ای بر روی مدل های آزمایشگاهی در ماسه به انجام رسانده، توضیح داده شده است. خلاصه ای از یافته های وسیک با اندکی تفاوت در شکل ۳-۵ نشان داده شده است. در این شکل  $D_f$  تراکم نسبی ماسه بوده و شعاع هیدرولیکی فونداسیون  $R$  به صورت زیر تعریف می شود:

$$R = \frac{A}{P} \quad (۱-۳)$$

پارامترهای این رابطه عبارتند از:

$$A = \text{مساحت فونداسیون} = B \times L$$

$$P = \text{محیط فونداسیون} = 2(B+L)$$

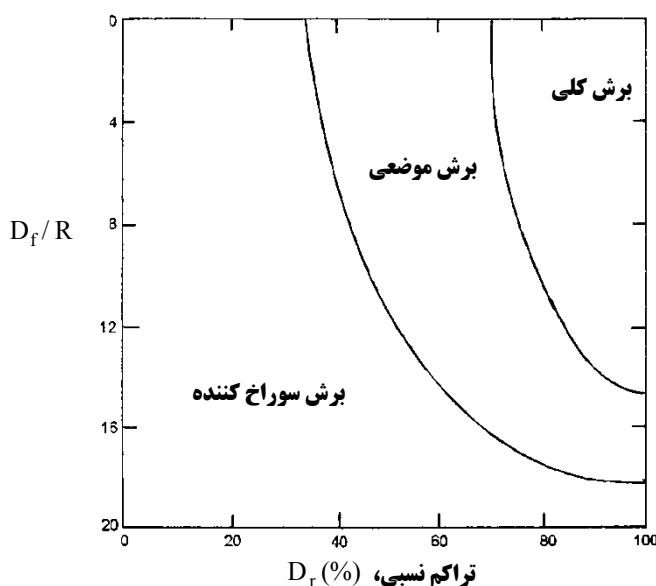
بنابراین ،

$$R = \frac{BL}{2(B+L)} \quad (۲-۳)$$

در یک فونداسیون مربع شکل داریم  $B=L$  ، بنابراین:

$$R = \frac{B}{4} \quad (۳-۳)$$

با توجه به شکل ۲-۵ می توان مشاهده نمود که زمانی که تقریباً  $D_f/R \geq 18$  ، گسیختگی برشی سوراخ کننده در تمام موارد بدون توجه به تراکم نسبی ماسه رخ خواهد داد.



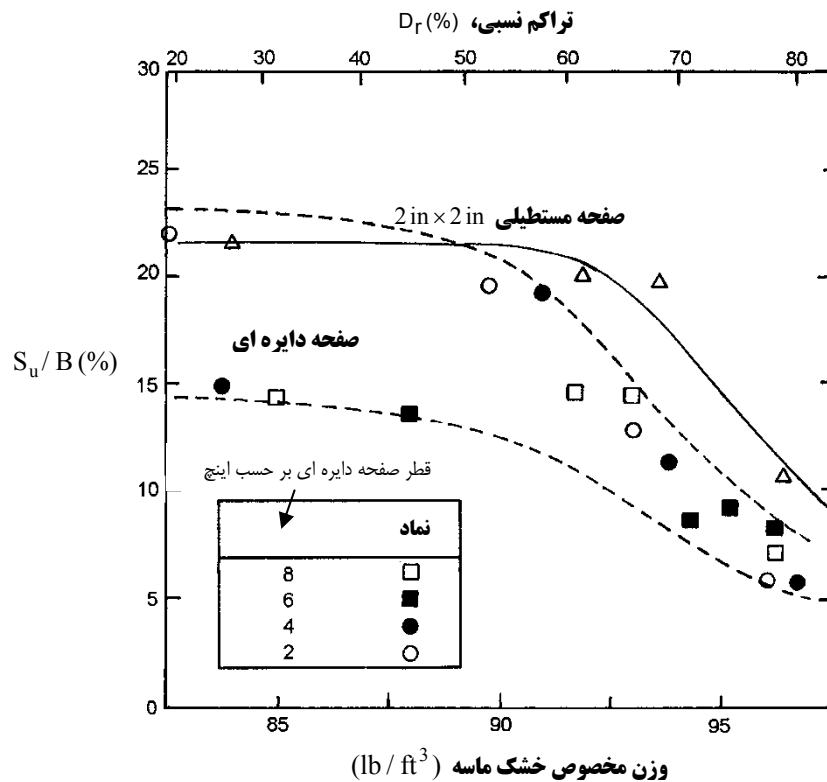
شکل ۳-۵ طبیعت گسیختگی در خاک با توجه به تراکم نسبی ماسه ( $D_r$ ) و نسبت  $D_f/R$

### ۳-۳ نشست در بار نهایی

میزان نشست فونداسیون در بار نهایی  $S_u$ ، کاملاً متغییر بوده و به عوامل متعددی بستگی دارد. با استفاده از نتایج آزمایشات انجام یافته بر روی مدل های آزمایشگاهی فونداسیون های سطحی ( $D_f/B=0$ ) در خاک ماسه ای که توسط وسیک ارائه شده و در قالب شکل ۳-۶ نمایش داده شده اند، می توان درک بهتری از این مسئله داشت. با توجه به این شکل می توان مشاهده نمود که برای یک فونداسیون مشخص، کاهش تراکم نسبی ماسه باعث افزایش نشست در بار نهایی می گردد.

بر مبنای نتایج آزمایشات آزمایشگاهی و محلی، محدوده تقریبی مقادیر  $S_u$  در انواع مختلف خاک ها در جدول زیر ارائه شده است.

$\frac{S_u}{B}$ (%)	$\frac{D_f}{B}$	خاک
۱۲ تا ۱۵	صفر	ماسه
۲۸ تا ۳۵	بزرگ	ماسه
۸ تا ۱۴	صفر	رس
۲۰ تا ۲۵	بزرگ	رس



شکل ۳-۶ تغییرات  $S_u/B$  برای فونداسیون سطحی در روی ماسه (وسیک)

### ۴-۳ | نظریه ظرفیت باربری ترزاقی

در سال ۱۹۲۱ پراندل نتایج مطالعات خود را در ارتباط با نفوذ یک جسم صلب در داخل یک مصالح نرمتر منتشر ساخت. ترزاقی در سال ۱۹۴۸ تئوری گسیختگی خمیری پراندل را توسعه داده و نظریه معروفی برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی یک فونداسیون نواری صلب با سطح زیر بر روی خاک همگن که تا عمق بسیار زیاد امتداد می یابد پیشنهاد نمود که تا به امروز مقبولیت بسیاری یافته است. همانطور که بیان شد، ترزاقی فونداسیون سطحی را فونداسیونی تعریف نمود که عمق استقرار آن  $D_f$  برابر یا کوچکتر از عرض آن  $B$  باشد. سطح گسیختگی در خاک تحت بار نهایی (یعنی  $q_u$ ) در واحد سطح فونداسیون) چنانکه در این روش توسط ترزاقی فرض شده در شکل ۳-۷ نشان داده شده است. با مراجعه به شکل ۳-۷ نواحی گسیختگی خاک زیر فونداسیون را می توان به سه ناحیه اصلی تقسیم نمود که عبارتند از:



۱. ناحیه abc. ناحیه مثلثی الاستیک بلافاصله در زیر فونداسیون. زاویه وجوه ac و bc گوه با افق برابر است با  $\alpha = \phi$  (زاویه اصطکاک خاک).
۲. ناحیه bcf. این ناحیه، ناحیه برشی شعاعی پراوتل نامیده می شود.
۳. ناحیه bfg. این ناحیه، ناحیه مقاوم (پاسیو) رانکین نام دارد. سطوح لغزش در این ناحیه زوایای  $(45 - \frac{\phi}{2}) \pm$  با افق می سازد.

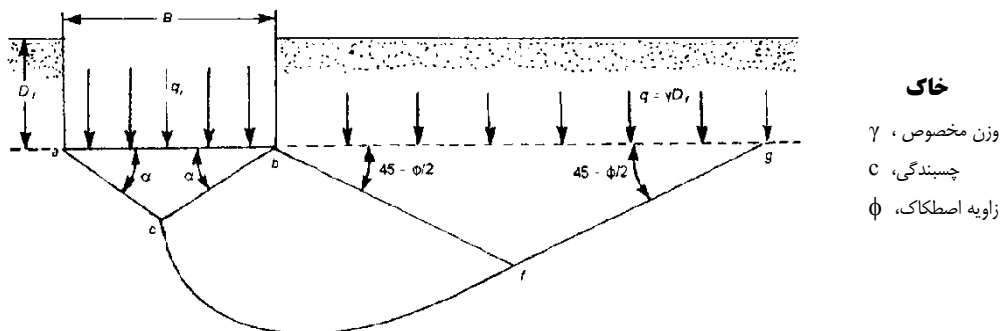
توجه نمایید که ناحیه برشی شعاعی پراوتل و ناحیه مقاوم رانکین در سمت چپ ناحیه الاستیک مثلثی abc نیز وجود دارد ولی در شکل ۷-۳ نشان داده نشده است. خط cf کمان اسپیرال لگاریتمی است که توسط رابطه زیر تعریف می شود:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (۴-۳)$$

خطوط bf و fg خطوطی مستقیم می باشند. خط fg در واقع تا سطح زمین امتداد می یابد ولی ترازاقی فرض نمود که خاک قرار گرفته در بالای تراز کف فونداسیون را می توان با سرباری به بزرگی  $q = \gamma D_f$  جایگزین نمود.

با استفاده از اصول تعادل، ترازاقی بار نهایی واحد سطح فونداسیون نواری (یعنی همان ظرفیت باربری نهایی  $q_u$ ) برای خاکی با چسبندگی، اصطکاک و وزن مشخص را به صورت زیر پیشنهاد نمود:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (۵-۳)$$



شکل ۷-۳ سطح کسینتی در بار نهایی در فونداسیون نواری صلب زیر چنانکه توسط ترازاقی فرض شده است

که در رابطه فوق  $N_c$ ،  $N_q$  و  $N_\gamma$  ضرایب ظرفیت باربری هستند و

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (۶-۳)$$

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (۷-۳)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} K_p \gamma \tan^2 \phi - \frac{\tan \phi}{2} \quad (۸-۳)$$

به طور نظری هنگامی که نسبت  $B/L$  برابر صفر است (یعنی هنگامی که  $L = \infty$ ) خاک زیر فونداسیون حالت کرنش مسطح خواهد داشت ولی در اکثر موارد عملی هنگامی که  $L/B > 5$  باشد، تئوری کرنش مسطح نتایج نسبتاً خوبی به دست می دهد.

آشنایی با فرضیات به کار رفته در هر یک از نظریه های ظرفیت باربری برای ما دارای اهمیت است زیرا در عمل باید با محدودیت های هر رابطه آشنا باشیم تا با توجه به شرایط موجود و قضاوت مهندسی از مناسب ترین رابطه استفاده نماییم. بعضی از فرضیات به کار رفته در نظریه ظرفیت باربری ترازقی عبارتند از:



### فرضیات نظریه ظرفیت باربری ترازقی:

- خاک همگن و همسانگرد و متراکم است (گسیختگی از نوع برشی عمومی است)
- مقاومت برشی خاک توسط معیار موهر کولمب بیان می شود.
- فونداسیون نواری بوده و دارای سطح زیر است. به عبارت دیگر مسئله از نوع دو بعدی بوده و حالت کرنش صفحه ای وجود دارد.
- ناحیه مثلثی الاستیک دارای وجوه صاف بوده که زاویه  $\phi$  نسبت به افق می سازد.
- خاک بالای تراز کف فونداسیون با سرباری به بزرگی  $q = \gamma D_f$  جایگزین شده و از مقاومت برشی خاک در این سطح صرف نظر شده است.
- روش برهمنهی معتبر است.
- تراز آب زیرزمینی وجود ندارد.
- بار به صورت قائم و بر مرکز سطح فونداسیون وارد می شود (خروج از مرکزیت وجود ندارد).
- فونداسیون و زمین افقی هستند.
- تعادل حدی به طور همزمان در تمام نقاط خاک به جود می آید به عبارت دیگر مقاومت برشی کامل در یک زمان در تمام نقاط بوجود می آید.
- فشار مقاوم (پاسیو) سه مولفه دارد:  $P_{pC}$  ایجاد شده در اثر چسبندگی،  $P_{pq}$  ایجاد شده در اثر سربار و  $P_{py}$  ایجاد شده در اثر وزن ناحیه برشی.

تغییرات ضرایب ظرفیت باربری با زاویه اصطکاک خاک  $\phi$  که توسط معادلات (۲-۶)، (۲-۷) و (۲-۸) بیان شدند در جدول ۲-۲ ارائه شده است. مقادیر مربوط به  $N_\gamma$  توسط کومبوژکار بدست آمده اند.

**جدول ۲-۲ ضرایب ظرفیت باربری ترازقی**

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.10	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

### ۳-۴-الف: اثر شکل فونداسیون

یکی از عواملی که بر ظرفیت باربری فونداسیون ها تاثیر گذار است، شکل فونداسیون است. رابطه ظرفیت باربری ترزاقی بر مبنای شکل فونداسیون نواری ارائه شده است. به عبارت دیگر از این رابطه تنها می توان برای تعیین ظرفیت برابری فونداسیون های نواری استفاده نمود. برای فونداسیون هایی که در پلان شکلی مستطیلی یا دایره ای دارند در بار نهایی حالت کرنش مسطح در خاک وجود نخواهد داشت. ترزاقی و دیگر محققین بر مبنای یافته های تجربی، روابط زیر را برای تعیین ظرفیت باربری فونداسیون های دایره ای، مربع و مستطیلی ارائه نمودند:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \text{فونداسیون مربعی (B} \times \text{B)} \quad (9-3)$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad \text{فونداسیون دایره ای (B = قطر)} \quad (10-3)$$

$$q_u = (1 + 0.3\frac{B}{L})cN_c + qN_q + (1 - 0.2\frac{B}{L}) \times 0.5\gamma BN_\gamma \quad \text{فونداسیون مستطیلی (B} \times \text{L)} \quad (11-3)$$

### ۳-۵ | نظریه ظرفیت باربری ترزاقی برای گسیختگی برشی موضعی

همانطور که می دانیم رابطه ظرفیت باربری ترزاقی با فرض گسیختگی برشی کلی در خاک بدست آمده است در صورتی که خاک های نسبتاً شل و نرم معمولاً متحمل گسیختگی برشی موضعی یا سوراخ شونده می شوند. برای گسیختگی برشی موضعی در خاک، ترزاقی روابط زیر را پیشنهاد نمود:

$$q'_u = c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad \text{فونداسیون های نواری (B/L = 0)} \quad (12-3)$$

$$q'_u = 1.3c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad \text{فونداسیون مربعی (B} \times \text{B)} \quad (13-3)$$

$$q'_u = 1.3c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad \text{فونداسیون دایره ای (B = قطر)} \quad (14-3)$$

$$q_u = (1 + 0.3\frac{B}{L})c'N'_c + qN'_q + (1 - 0.2\frac{B}{L}) \times 0.5\gamma BN'_\gamma \quad \text{فونداسیون مستطیلی (B} \times \text{L)} \quad (15-3)$$

به طوریکه  $N'_c$ ،  $N'_q$  و  $N'_\gamma$  ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده و  $c' = \frac{2}{3}c$  می باشد.

ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده را می توان با جایگزینی  $\phi' = \tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\phi)$  به جای  $\phi$  در معادلات (۳-۶)، (۳-۷) و (۳-۸) بدست آورد. تغییرات  $N'_c$ ،  $N'_q$  و  $N'_\gamma$  با  $\phi$  در جدول ۳-۲ نشان داده شده اند.

وسیک روش زیر را برای محاسبه  $\phi'$  جهت تخمین  $N'_c$  و  $N'_q$  برای فونداسیون های قرار گرفته بر روی ماسه پیشنهاد نموده است:

$$\phi' = \tan^{-1}(k \tan \phi) \quad (16-2)$$

$$k = 0.67 + D_r - 0.75 D_r^2 \quad \text{برای } (0 \leq D_r \leq 0.67) \quad (17-2)$$

در این رابطه  $D_r$  تراکم نسبی ماسه می باشد. به عبارت دیگر در روش وسیک نوع گسیختگی برشی تابعی از تراکم نسبی است.

جدول ۳-۳ ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده ترازاقی -  $N'_c$ ،  $N'_q$  و  $N'_\gamma$

$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	17	10.47	3.13	0.76	34	23.72	11.67	7.22
1	5.90	1.07	0.005	18	10.90	3.36	0.88	35	25.18	12.75	8.35
2	6.10	1.14	0.02	19	11.36	3.61	1.03	36	26.77	13.97	9.41
3	6.30	1.22	0.04	20	11.85	3.88	1.12	37	28.51	15.32	10.90
4	6.51	1.30	0.055	21	12.37	4.17	1.35	38	30.43	16.85	12.75
5	6.74	1.39	0.074	22	12.92	4.48	1.55	39	32.53	18.56	14.71
6	6.97	1.49	0.10	23	13.51	4.82	1.74	40	34.87	20.50	17.22
7	7.22	1.59	0.128	24	14.14	5.20	1.97	41	37.45	22.70	19.75
8	7.47	1.70	0.16	25	14.80	5.60	2.25	42	40.33	25.21	22.50
9	7.74	1.82	0.20	26	15.53	6.05	2.59	43	43.54	28.06	26.25
10	8.02	1.94	0.24	27	16.03	6.54	2.88	44	47.13	31.34	30.40
11	8.32	2.08	0.30	28	17.13	7.07	3.29	45	51.17	35.11	36.00
12	8.63	2.22	0.35	29	18.03	7.66	3.76	46	55.73	39.48	41.70
13	8.96	2.38	0.42	30	18.99	8.31	4.39	47	60.91	44.54	49.30
14	9.31	2.55	0.48	31	20.03	9.03	4.83	48	66.80	50.46	59.25
15	9.67	2.73	0.57	32	21.16	9.82	5.51	49	73.55	57.41	71.45
16	10.06	2.92	0.67	33	22.39	10.69	6.32	50	81.31	65.60	85.75

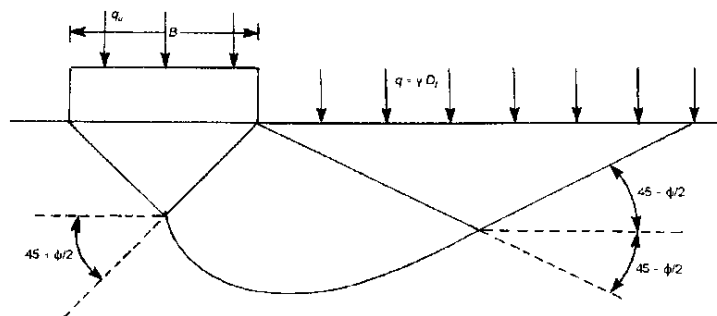
با توجه به اینکه روش پیشنهادی ترازاقی محافظه کارانه بوده و از طرف دیگر روش وسیک حاشیه اطمینان کمی در نظر گرفته است، چنانچه زاویه اصطکاک داخلی خاک  $28^\circ \leq \phi \leq 36^\circ$  باشد، می توان از درون یابی خطی برای تعیین مقادیر ضرایب ظرفیت باربری استفاده نمود. حالت های مختلف ضرایب ظرفیت باربری در جدول ۳-۴ نشان داده شده است. به این محدوده تغییرات زاویه اصطکاک خاک، ناحیه مختلط نیز می گویند زیرا نوع گسیختگی برشی خاک در این حالت مشخص نیست.

جدول ۳-۴ ضرایب ظرفیت باربری فونداسیون برای شرایط گسیختگی برشی عمومی، برشی و مختلط

گسیختگی برشی موضعی	ناحیه مختلط	گسیختگی برشی عمومی
$\phi < 28^\circ$	$28^\circ \leq \phi \leq 36^\circ$	$\phi > 36^\circ$
$N'_c, N'_q, N'_\gamma$	$N_c^m, N_q^m, N_\gamma^m$	$N_c, N_q, N_\gamma$

### ۳-۶ روابط اصلاح شده ظرفیت باربری

از زمان یافته های بنیادی ترازاقی تا به امروز مطالعات تجربی بسیاری برای تخمین ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی به انجام رسیده است. بر مبنای این مطالعات مشخص شده است که فرض ترازاقی در رابطه با سطح گسیختگی در خاک در بار نهایی اساساً صحیح است اما زاویه  $\alpha$  که وجوه ac و bc در گوه شکل ۳-۷ با افق می سازد به زاویه  $45 + \phi/2$  نزدیک تر است تا به  $\phi$ . در این حالت طبیعت سطح گسیختگی در خاک همانند شکل ۳-۸ خواهد بود.



شکل ۳-۷ سطح گسیختگی اصلاح شده خاک در بار نهایی برای فونداسیون سطحی

مایرهوف در سال ۱۹۵۱ با اصلاح بعضی از فرضیات ترزاقی، نظریه ای برای تخمین ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی زیر و فونداسیون های عمیق پیشنهاد نمود که در آن اثر شکل و مقاومت برشی خاک بالای تراز کف پی با فرض ادامه خط گسیختگی تا سطح زمین در افزایش ظرفیت باربری نهایی در نظر گرفته شده است. این اصلاحات به صورت ضرایب شکل و عمق در معادله پایه ظرفیت باربری به صورت زیر اعمال می شوند:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \quad (۱۸-۳)$$

چنانکه داریم:

$$N_c, N_q, N_\gamma = \text{ضرایب ظرفیت باربری}$$

$$B = \text{عرض فونداسیون}$$

$$\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s} = \text{ضرایب شکل}$$

$$\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d} = \text{ضرایب عمق}$$

امروزه رابطه فوق کاربرد زیادی در طراحی فونداسیون های سطحی دارد. ضرایب ظرفیت باربری مایرهوف را می توان به صورت زیر تقریب زد:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (۱۹-۳)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (۲۰-۳)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi) \quad (۲۱-۳)$$

مقادیر عددی ضرایب  $N_c$  و  $N_q$  و  $N_\gamma$  بر حسب زاویه اصطکاک خاک در جدول ۳-۵ ارائه شده است. پس از مایرهوف، هانسن (Hansen, 1968) و وسیک (Vesic, 1973) نیز با انجام تحلیل های مختلف و بررسی آثار دیگر محققین ضرایبی برای تعیین ظرفیت باربری نهایی خاک پیشنهاد نمودند که این ضرایب به همراه ضرایب شکل و عمق مایرهوف در جدول ۳-۶ ارائه شده است.

جدول ۳-۵ ضرایب ظرفیت باربری مایرهوف -  $N_c, N_q$  و  $N_\gamma$

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.73
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

جدول ۳-۶ ضرایب شکل، عمق و ظرفیت باربری هانسن و وسیک

مرجع	رابطه	ضریب
مایرهورف	$\lambda_{cs} = 1 + 0.2(B/L) \tan^2(45 + \phi/2)$ $\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1(B/L) \tan^2(45 + \phi/2)$	شکل
هانسن و وسیک و دبیر	$\lambda_{cs} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$ $\lambda_{qs} = 1 + (B/L) \tan \phi$ $\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4(B/L)$ <p>توجه: برای محاسبه مقادیر <math>N_q</math> و <math>N_c</math> از همان ضرایب مایرهورف استفاده نمایید.</p>	
مایرهورف	$\lambda_{cd} = 1 + 0.2(D_f/B) \tan(45 + \phi/2)$ $\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1(D_f/B) \tan(45 + \phi/2)$	عمق
هانسن و وسیک	<p>برای <math>D_f/B \leq 1</math>:</p> $\lambda_{cd} = 1 + 0.4(D_f/B)$ $\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 (D_f/B)$ $\lambda_{\gamma d} = 1$ <p>برای <math>D_f/B &gt; 1</math>:</p> $\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1}(D_f/B)$ $\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(D_f/B)$ $\lambda_{\gamma d} = 1$ <p>توجه: <math>\tan^{-1}(D_f/B)</math> بر حسب رادیان می باشد</p>	
هانسن و وسیک (مثل مایرهورف)	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ $N_q = e^{\pi \tan \phi} \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$	ظرفیت باربری
هانسن	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$	
وسیک	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$	

توجه شود که تعدادی از ضرایب فوق مشابه بوده و در تعدادی دیگر به خصوص ضریب  $N_\gamma$  اختلاف نظر زیادی وجود دارد که علت آن را در بخش بعد بررسی خواهیم نمود.

### ۷-۳ | کلیاتی در رابطه با معادلات ضرایب ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی

تا به این لحظه مهندسیین ژئوتکنیک، روش برهنه‌ی را به عنوان ابزاری مناسب برای تخمین ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های زیر سطحی پذیرفته اند. برای فونداسیون های نواری زبر، طبیعت گسیختگی خاک چنانچه در شکل ۳-۹ نشان داده شده است نیز مقبولیت زیادی یافته است. همچنین معادلات رایسنر و پرانتل برای محاسبه  $N_c$  و  $N_q$  که همانند روابط ارائه شده توسط مایرهورف می باشند نیز تا به امروز به طور گسترده ای برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی مورد استفاده قرار گرفته اند.

ولی تا کنون اختلاف نظرها و مباحثات زیادی در رابطه با مقادیر  $N_\gamma$  وجود داشته است. هانسن رابطه ای تقریبی برای  $N_\gamma$  به صورت زیر پیشنهاد نموده است:

$$N_\gamma = 1.5 N_c \tan^2 \phi = 1.5(N_q - 1) \tan \phi \quad (22-3)$$

در معادله پیشین، رابطه ارائه شده برای  $N_c$  و  $N_q$  همان روابطی هستند که با استفاده از راه حل پرائنل بدست می آیند. کاکوت و کریزل<sup>۱</sup> فرض نمودند که گوه خاک مثلثی الاستیک در زیر یک فونداسیون زبر نواری همانند شکل ۳-۹ می باشد. با انتگرال گیری از معادله دیفرانسیل بوزینسک این محققین مقادیر عددی مختلفی برای  $N_\gamma$  متناظر با مقادیر مختلف زاویه اصطکاک خاک  $\phi$  ارائه نمودند. وسیک مقادیر ارائه شده توسط این محققین را با استفاده از رابطه زیر تقریب زده است:

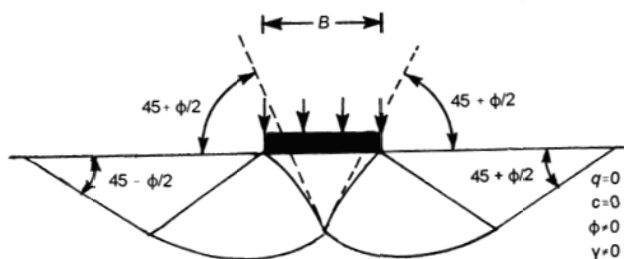
$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (23-3)$$

چنانکه  $N_q$  توسط معادله (۳-۲۰) بدست می آید.

معادله (۳-۲۳) خطایی کمتر از ۵ درصد به ازاء  $20^\circ < \phi < 40^\circ$  در مقایسه با حل دقیق حاصل می نماید. لوندگرن و مورتسن برای بعضی موارد خاص، روش هایی عددی (با استفاده از تئوری پلاستیسیته) برای محاسبه دقیق خطوط گسیختگی و همچنین ضریب ظرفیت باربری ( $N_\gamma$ ) ارائه نمودند. شکل ۳-۹ طبیعت خطوط گسیختگی برای این حالت را نشان می دهد. چن نیز راه حلی برای محاسبه  $N_\gamma$  ارائه داد که در آن از قضیه حد بالای تحلیل حدی پیشنهاد شده توسط دراگر و پراگر استفاده نمود. بیارز و همکاران نیز رابطه زیر را برای  $N_\gamma$  پیشنهاد نمودند:

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \phi \quad (24-3)$$

مقایسه ای از مقادیر  $N_\gamma$  که توسط مایرهوف، ترزاقی، کاکوت و کریزل و هانسن پیشنهاد شده اند در جدول ۳-۷ نشان داده شده است. در شکل ۳-۱۰ نیز مقادیر  $N_\gamma$  بدست آمده از نظریه های مختلف با یکدیگر مقایسه شده اند.



شکل ۳-۸ طبیعت خطوط گسیختگی در خاک زیر فونداسیون نواری - استفاده از تئوری پلاستیسیته برای محاسبه  $N_\gamma$

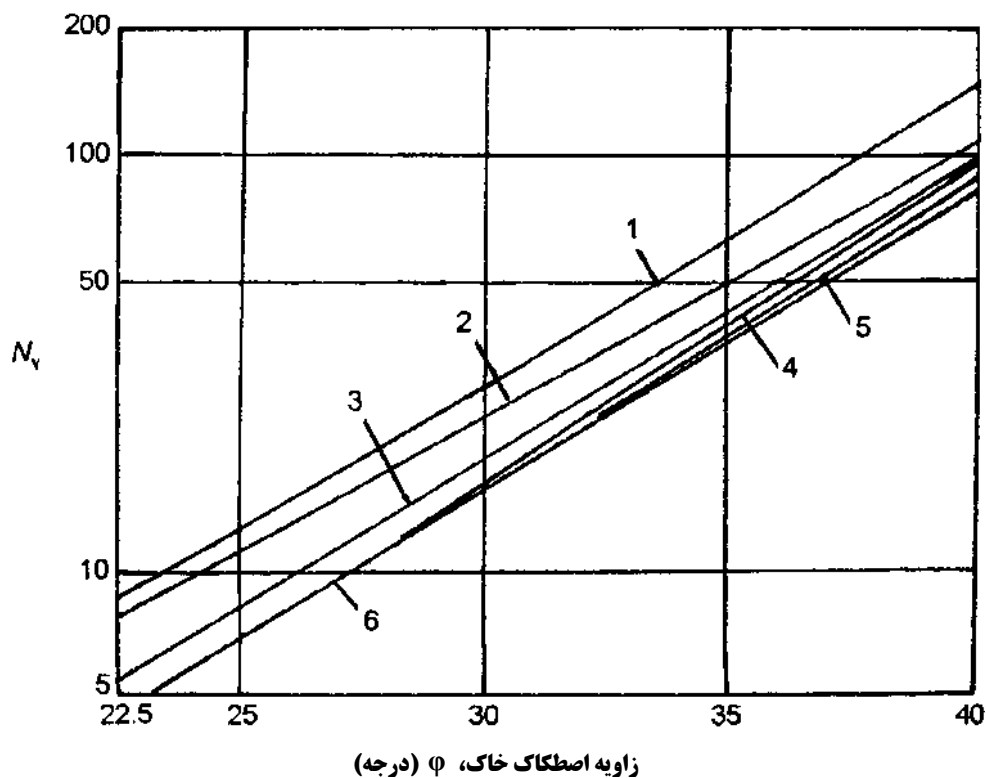
دلیل اصلی این مسئله که نظریه های مختلفی برای محاسبه  $N_\gamma$  مطرح شده اند و همچنین فقدان همبستگی این تئوری ها با مقادیر تجربی، مشکل بودن انتخاب یک مقدار مشخصه برای زاویه اصطکاک خاک به منظور محاسبه ظرفیت باربری می باشد. پارامتر  $\phi$  بستگی به عوامل بسیاری دارد که بعضی از آن ها عبارتند از حالت تنش اصلی میانگین، ناهمسانگردی زاویه اصطکاک و انحناء پوش گسیختگی موهر-کولمب. اینگرا و باچر<sup>۲</sup> روش های نظری محاسبه  $N_\gamma$  را با نتایج بدست آمده از آزمایشات انجام یافته توسط محققین مختلف برای فونداسیون های با نسبت عرض به طول  $L/B=1$  و  $L/B=6$  مقایسه نمودند. طبق این تحقیق مشخص شد زمانیکه زاویه اصطکاک های بدست آمده در دستگاه سه محوری برای محاسبه مقادیر تجربی  $N_\gamma$  به کار گرفته می شوند، مقدار آن ها به میزان قابل توجهی بزرگتر از مقادیر بدست آمده نظری می باشد.

<sup>1</sup> Caquot and Kerisel

<sup>2</sup> Ingra and Baecher

جدول ۳-۷ مقایسه مقادیر  $N_{\gamma}$

$\phi$	ترزاقی	مایر هوف	وسیک	هانسن	$\phi$	ترزاقی	مایر هوف	وسیک	هانسن
0	0.00	0.00	0.00	0.00	23	6.00	4.82	8.20	4.88
1	0.01	0.002	0.07	0.00	24	7.08	5.72	9.44	5.75
2	0.04	0.01	0.15	0.01	25	8.34	6.77	10.88	6.76
3	0.06	0.02	0.24	0.02	26	9.84	8.00	12.54	7.94
4	0.10	0.04	0.34	0.05	27	11.60	9.46	14.47	9.32
5	0.14	0.07	0.45	0.07	28	13.70	11.19	16.72	10.94
6	0.20	0.11	0.57	0.11	29	16.18	13.24	19.34	12.84
7	0.27	0.15	0.71	0.16	30	19.13	15.67	22.40	15.07
8	0.35	0.21	0.86	0.22	31	22.65	18.56	25.99	17.69
9	0.44	0.28	1.03	0.30	32	26.87	22.02	30.22	20.79
10	0.56	0.37	1.22	0.39	33	31.94	26.17	35.19	24.44
11	0.69	0.47	1.44	0.50	34	38.04	31.15	41.06	28.77
12	0.85	0.60	1.69	0.63	35	45.41	37.15	48.03	33.92
13	1.04	0.74	1.97	0.78	36	54.36	44.43	56.31	40.05
14	1.26	0.92	2.29	0.97	37	65.27	53.27	66.19	47.38
15	1.52	1.13	2.65	1.18	38	78.61	64.07	78.03	56.17
16	1.82	1.38	3.06	1.43	39	95.03	77.73	92.25	66.75
17	2.18	1.66	3.53	1.73	40	115.31	93.69	109.41	79.54
18	2.59	2.00	4.07	2.08	41	140.51	113.99	130.22	95.05
19	3.07	2.40	4.68	2.48	42	171.99	139.32	155.55	113.95
20	3.64	2.87	5.39	2.95	43	211.56	171.14	186.54	137.10
21	4.31	3.42	6.20	3.50	44	261.60	211.41	224.64	165.58
22	5.09	4.07	7.13	4.13	45	325.34	262.74	271.76	200.81



شکل ۳-۱۰ مقایسه ضریب ظرفیت باربری  $N_{\gamma}$  (توجه: منحنی ۱- چن، منحنی ۲- وسیک، منحنی ۳- ترزاقی، منحنی ۴- مایر هوف، منحنی ۵- لوندگرن و مورتنسن، منحنی ۶- هانسن)



در قسمت قبل پیشنهاد شد که از زاویه اصطکاک بدست آمده تحت شرایط کرنش سطح  $\phi_p$  به جای  $\phi_t$  برای محاسبه ظرفیت باربری استفاده شود. با استفاده از این یافته، وسیک این مسئله را مطرح نمود که احتمالاً این موضوع می تواند توجیهی برای اختلاف بین نتایج نظری و تجربی در فونداسیون های مستطیلی طویل فراهم نماید. البته این یافته کمکی در تفسیر نتایج بدست آمده در فونداسیون های مربعی و دایره ای نمی نماید. کو و داویدسون<sup>۱</sup> نیز بیان نمود که در صورت استفاده از زوایای اصطکاک بدست آمده از شرایط کرنش سطح در روابط معمول محاسبه ظرفیت باربری، مقادیر ظرفیت باربری فونداسیون های سطحی زبر در ماسه متراکم می تواند تا مقدار بسیار زیادی دست بالا بدست آید. برای جلوگیری از مباحثه بیشتر مایرهورف رابطه زیر را پیشنهاد نمود:

$$\phi = \left[ 1.1 - 0.1 \left( \frac{B}{L} \right) \right] \phi_t \quad (25-3)$$

$\phi_t =$  زاویه اصطکاک در آزمایش سه محوری

### ۳-۸ | تاثیر اثرات مقیاسی در ظرفیت باربری

مسئله تخمین ظرفیت باربری نهایی چنانچه اثرات مقیاسی را نیز در نظر بگیریم باز هم پیچیده تر خواهد شد. نظریه اثرات مقیاسی که در سال های اخیر مورد توجه زیادی قرار گرفته است بیان می دارد که با افزایش ابعاد فونداسیون، ظرفیت باربری نهایی کاهش می یابد. این مسئله در خاک های درشت دانه بارز تر است. مقدار  $N_\gamma$  در ابتدا با افزایش  $B$  کاهش یافته و در مقادیر بزرگتر  $B$  تقریباً ثابت می ماند. کاهش  $N_\gamma$  در فونداسیون های بزرگتر در نهایت می تواند باعث کاهش چشمگیر ظرفیت باربری نهایی شود که می تواند به یکی از دلایل زیر باشد:

۱. برای فونداسیون های با ابعاد بزرگ، گسیختگی در راستای خطوط لغزش در خاک پیشرونده است و مقاومت برشی بسیج شده متوسط (و همچنین  $\phi$ ) در راستای خط لغزش با افزایش  $B$  کاهش می یابد.
۲. نواحی ضعیفی در خاک زیر فونداسیون وجود دارند.
۳. انحناء پوش موهر-کولمب

در نهایت تعدادی از محققین مثل وسیک و دبیر (De Beer, 1964) ضریب کاهش به صورت زیر برای این کاهش ظرفیت باربری در نظر گرفته اند. این ضریب برای عرض های بزرگتر از ۲ متر در جمله سوم ظرفیت باربری اعمال می شود.

$$\lambda_{\gamma r} = 1 - 0.25 \text{Log} \left( \frac{B}{2} \right) \quad B \geq 2m \quad (26-3)$$

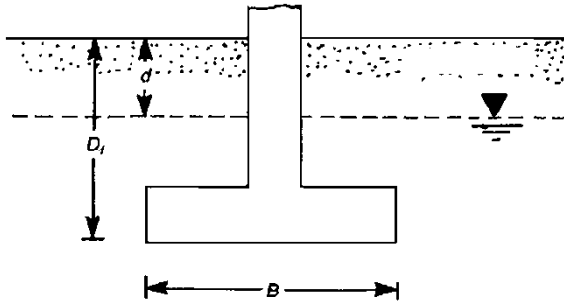
بدین ترتیب پس از اعمال ضریب فوق معادله عمومی ظرفیت باربری برای فونداسیون های با عرض بیش از ۲ متر به صورت زیر قابل بیان خواهد بود:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5\gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \lambda_{\gamma r} \quad (27-3)$$

البته در عمل طراحان کمتر از ضریب فوق استفاده می نمایند زیرا استفاده از آن باعث طراحی های محافظه کارانه تری می شود.

<sup>1</sup> Ko and Davidson

### ۹-۳ | تأثیر سفره آب زیرزمینی بر ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های سطحی



در بخش های پیشین فرض بر این بود که سفره آب زیر زمینی در زیر سطح گسیختگی قرار دارد ولی اگر سفره آب زیر زمینی در نزدیکی فونداسیون باشد، جملات  $q$  و  $\gamma$  در معادله عمومی ظرفیت باربری باید اصلاح شوند. چنانچه مطابق شکل روبرو  $d$  تراز سفره آب زیر زمینی نسبت به سطح زمین باشد، حالت های زیر می توانند رخ دهند:



**حالت I**  $d = 0$

در حالت  $d=0$ ، جمله  $q = \gamma D_f$  باید به  $q = \gamma' D_f$  ( $\gamma' =$  وزن واحد حجم موثر خاک) تغییر داده شود. همچنین  $\gamma$  در جمله سوم باید با  $\gamma'$  جایگزین گردد.



**حالت II**  $0 < d \leq D_f$

در این حالت  $q$  برابر خواهد بود با  $\gamma d + (D_f - d)\gamma'$  و  $\gamma$  در جمله سوم باید به  $\gamma'$  تغییر داده شود.



**حالت III**  $D_f < d \leq D_f + B$

در این حالت سفره آب در زیر فونداسیون قرار دارد. در چنین حالتی  $q = \gamma D_f$  و  $\gamma$  در جمله سوم باید با وزن واحد حجم میانگین خاک  $\bar{\gamma}$  جایگزین شود به عبارتی،

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \left( \frac{d - D_f}{B} \right) (\gamma - \gamma') \quad (۲۸-۳)$$



**حالت IV**  $d > D_f + B$

برای حالت  $d > D_f + B$ ،  $q = \gamma D_f$  و  $\gamma$  در جمله سوم تغییر نمی نماید و این بدین معنی است که سفره آب زیرزمینی تأثیری در ظرفیت باربری نهایی ندارد.

### ۱۰-۳ | نکات تکمیلی در مورد ظرفیت باربری نهایی خاک ها

در قسمت های قبلی به بررسی مسئله ظرفیت باربری نهایی خاک ها پرداخته و مهمترین نظریه های موجود در این زمینه را مورد بررسی قرار دادیم. در این قسمت قصد داریم نکات عمومی و تکمیلی دیگری که در تعیین ظرفیت باربری خاک ها موثرند را بررسی نماییم.

۱. تغییرات ضرایب ظرفیت باربری  $N_c, N_q, N_\gamma$  با زاویه اصطکاک داخلی خاک به صورت نمایی و صعودی بوده و لذا با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک توان باربری به مقدار زیادی افزایش می یابد. باید توجه داشت که برونیابی خطی به خصوص برای  $\phi$  های بزرگتر از  $30^\circ$  درجه موجب خطاهای نسبتاً بزرگی می شود که لازم است مقادیر ضرایب فوق را مستقیماً از فرمول یا گراف های مربوط بدست آورد. کریزک (Krizek) روابط تجربی ساده ای برای تخمین ضرایب ظرفیت باربری ترازقی  $N_c, N_q$  و  $N_\gamma$  با حداکثر اختلاف  $15\%$  ارائه داده است که عبارتند از:

$$N_c = \frac{228 + 4.3\phi}{40 - \phi} \quad (29-3)$$

$$N_q = \frac{40 + 5\phi}{40 - \phi} \quad (30-3)$$

$$N_\gamma = \frac{6\phi}{40 - \phi} \quad (31-3)$$

که در این رابطه  $\phi$  زاویه اصطکاک خاک بر حسب درجه می باشد.

معادلات فوق برای  $\phi$  های بین  $0^\circ$  تا  $35^\circ$  درجه معتبر می باشد. بنابراین با جایگزینی این معادلات در معادله ظرفیت باربری ترازقی نتیجه می شود:

$$q_u = \frac{(228 + 4.3\phi)c + (40 + 5\phi)q + 3\phi\gamma B}{40 - \phi} \quad (\text{برای } \phi = 0^\circ \text{ تا } \phi = 35^\circ) \quad (32-3)$$

۲. برای در نظر گرفتن اثر تراز آب زیرزمینی در کاهش ظرفیت باربری خاک روش ساده شده دیگری نیز وجود دارد که در آن ضرایب کاهشده ای بر جملات دوم و سوم ظرفیت باربری به صورت زیر اعمال می شود:

$$\lambda_{q_w} = 0.5 + 0.5 \left( \frac{d}{D_f} \right) \leq 1 \quad (33-3)$$

$$\lambda_{\gamma_w} = 0.5 + 0.5 \left( \frac{d}{1.5B_f + D_f} \right) \leq 1 \quad (34-3)$$

که در معادلات فوق  $d$  عمق تراز آب زیرزمینی نسبت به سطح خاک است. توجه شود که جمله اول نه تابع وزن مخصوص خاک است و نه تنش موثر. بنابراین ضریبی بر آن اعمال نمی شود. در این حالت معادله عمومی ظرفیت باربری در صورت حضور تراز آب زیرزمینی را به صورت زیر می توان نوشت:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} \lambda_{q_w} + 0.5\gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma_s} \lambda_{\gamma_d} \lambda_{\gamma_w} \lambda_{\gamma_r} \quad (35-3)$$

۳. محدوده گستره گسیختگی معمولاً در حوالی  $0.5B \tan \phi$  و یا  $0.5B \tan (45 + 0.5\phi)$  بوده که معمولاً محدوده  $B$  تا  $1.5B$  را شامل می شود. در صورت وجود لایه های ضعیف تر در مجاور زیر پی و محدوده اثر تنش (حدوداً  $2B$  تا  $4B$ ) باید طراحی را با دقت و قضاوت مهندسی مناسب صورت داد.

۴. چنانچه مکانیزم گسیختگی از نوع برشی موضعی باشد،  $N_q$  را برای روش های جدیدتر می توان به قرار زیر انتخاب نمود:

$$N_q = (1 + \tan \phi') e^{\tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (36-3)$$

۵. خاک در طبیعت ناهمگن و غیریکنواخت می باشد لذا ممکن است خاک های مختلفی با  $c$  و  $\phi$  های متفاوت در زیر فونداسیون داشته باشیم. چنانچه ضخامت بعضی از لایه ها کم و قابل اغماض باشد باید فقط اثر لایه های ضخیم و موثر را در محاسبات در نظر بگیریم ولی در غیر اینصورت باید از میانگین وزن دار پارامترهای  $c$  و  $\phi$  در محدوده تاثیر زیر فونداسیون (حدوده  $B$  تا  $1.5B$  زیر فونداسیون) به صورت زیر استفاده شود:

$$c_{avg} = \frac{c_1 H_1 + c_2 H_2 + \dots + c_n H_n}{H_1 + H_2 + \dots + H_n} \quad (37-3)$$

$$\phi_{avg} = \arctan \left[ \frac{H_1 \cdot \tan \phi_1 + H_2 \cdot \tan \phi_2 + \dots + H_n \tan \phi_n}{H_1 + H_2 + \dots + H_n} \right] \quad (38-3)$$

البته روش فوق آسانترین و ساده ترین روش جهت تخمین ظرفیت باربری خاک های لایه لایه می باشد. برای سازه های با اهمیت از تحلیل های نسبتاً دقیق تر استفاده می شود. همچنین در حالت وجود دو لایه خاک در زیر محدوده تاثیر گسیختگی فونداسیون و قرار داشتن لایه مقاومت تر در بالا با ضخامت کم باید در تعیین توان باربری دقت لازم را جهت احتساب ویژگی های لایه زیرین ضعیف تر ولی ضخیم تر به عمل آورد.

۶. عموماً توان باربری را می توان با تحلیل تنش های کلی و تحلیل تنش های موثر به دست آورد. روش تنش های کلی عموماً برای خاک های ریزدانه در حالت زهکش نشده کاربرد داشته و از  $\phi_u$  و  $c_u$  در رابطه پایه توان باربری استفاده می شود. برای حالت زهکشی شده (خاک های درشت دانه) و برای خاک های ریزدانه در درازمدت از پارامترهای  $\phi'$  و  $c'$  که همان پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده هستند در روابط استفاده می شود. برای خاک های رسی در حالت زهکش نشده،  $\phi_u = 0$  بوده و پارامتر مقاومت برشی زهکشی نشده  $c_u$  یا  $S_u$  از آزمایش تک محوری، برش پره ای، پنترومتر جیبی و یا سه محوری UU به دست می آید.

در این حالت داریم:

$$N_q = 1, N_\gamma = 0$$

و برای رابطه توان باربری پایه در حالت زهکش نشده با اعمال ضرایب شکل و عمق داریم:

$$q_{ult} = S_u N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q = (1 + 0.2 \frac{B}{L})(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}) S_u N_c + q$$

### ۱۱-۳ | ظرفیت باربری مجاز (ایمن)

برای اینکه فونداسیون عملکرد مطلوبی داشته باشد، باید مطمئن شد که بار واحد سطح فونداسیون از یک مقدار حدی تجاوز ننموده و باعث گسیختگی برشی در خاک نمی شود. این مقدار حدی ظرفیت باربری مجاز (ایمن)،  $q_{all}$  می باشد. با در نظر گرفتن ظرفیت باربری نهایی و عدم قطعیت های موجود در تخمین و ارزیابی پارامترهای مقاومت برشی خاک، ظرفیت باربری مجاز،  $q_{all}$  را می توان به صورت زیر تعریف نمود:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} \quad (3-39)$$

معمولاً ضریب اطمینانی در محدوده ۳ تا ۴ اختیار می گردد. البته بر مبنای شرایط نشست حدی، عوامل دیگری نیز وجود دارند که باید در محاسبه ظرفیت باربری مجاز در نظر گرفته شوند. نشست کل فونداسیون،  $S_t$  مجموع نشست های زیر می باشد:

- ۱ نشست آنی یا الاستیک<sup>۱</sup>،  $S$  و
- ۲ نشست تحکیمی اولیه و ثانویه لایه رسی<sup>۲</sup>،  $S_c$  (قرار گرفته در زیر سطح آب زیر زمینی) در صورتی که این لایه در عمق نزدیک به فونداسیون قرار داشته باشد.

اکثر آیین نامه های ساختمانی، محدوده نشست های مجازی برای ساختمان تعیین می نمایند که ممکن است بسیار کمتر از نشست بدست آمده متناظر با  $q_{all}$  طبق رابطه (۳-۴) باشد. بنابراین ظرفیت باربری متناظر با نشست مجاز نیز باید در نظر گرفته شود. این مسئله در فصول چهارم و پنجم مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

علاوه بر تعریف فوق که مهمترین تعریف ظرفیت باربری مجاز فونداسیون است، تعاریف دیگری نیز برای ظرفیت باربری مجاز وجود دارد که در ادامه به بررسی آنها می پردازیم:

#### • ظرفیت باربری مجاز خالص:

ظرفیت باربری مجاز خالص، بار نهایی واحد سطح فونداسیون است که خاک می تواند علاوه بر وزن فونداسیون و فشار ناشی از خاک های اطراف تحمل نماید. اگر اختلاف بین وزن واحد حجم بتن فونداسیون و وزن واحد حجم خاک اطراف را در نظر نگیریم، آنگاه:

$$q_{u(net)} = q_u - q \quad (3-40)$$

چنان که  $q = \gamma D_f$  و  $q_{u(net)}$  ظرفیت باربری نهایی خالص خاک است. حال ظرفیت باربری مجاز خالص را به صورت زیر می توان تعریف نمود:

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS} \quad (3-41)$$

استفاده از ضریب اطمینان ۳ تا ۴ در معادله پیشین به طور کلی رضایت بخش خواهد بود.

<sup>1</sup> Elastic or immediate settlement

<sup>2</sup> Primary and secondary consolidation settlement

• **ظرفیت باربری مجاز نسبت به گسیختگی برشی،  $q_{all (shear)}$**

در این حالت یک ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی  $FS_{(shear)}$  که می تواند در محدوده  $1/3$  تا  $1/6$  باشد انتخاب می گردد. برای محاسبه  $q_{all (shear)}$  می توان به صورت زیر عمل نمود:

۱. چسبندگی تعدیل یافته،  $c_d$  و زاویه اصطکاک تعدیل یافته  $\phi_d$  را به صورت زیر بدست آورید:

$$c_d = \frac{c}{FS_{(shear)}} \quad (42-3)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left[ \frac{\tan \phi}{FS_{(shear)}} \right] \quad (43-3)$$

۲. حال می توان ظرفیت باربری های نهایی کل و خالص را نسبت به گسیختگی برشی به صورت زیر محاسبه نمود:

$$q_{all (shear) - gross} = c_d N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \quad (44-3)$$

$$q_{all (shear) - net} = q_{all (shear) - gross} - q = c_d N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q (N_q - 1) \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} \quad (45-3)$$


به طوری که  $N_c$ ،  $N_q$  و  $N_\gamma$  = ضرایب ظرفیت باربری هستند که با استفاده از زاویه اصطکاک تعدیل یافته  $\phi_d$  بدست آمده اند.

**مثال ۱-۳** 

فونداسیون سطحی دارای عرض  $0.6 \text{ m}$  و طول  $1.2 \text{ m}$  می باشد. عمق استقرار فونداسیون برابر است با  $D_f = 0.6 \text{ m}$ . پارامترهای خاک زیر فونداسیون عبارتند از:  $\phi = 25^\circ$ ،  $c = 48 \text{ kN/m}^2$ ،  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ . با استفاده از معادلات خواسته شده، ظرفیت باربری نهایی فونداسیون را محاسبه نمایید.

۱.  $N_c$  پیشنهادی پرانتل،  $N_q$  پیشنهادی رایسنر،  $N_\gamma$  پیشنهادی وسیک و ضرایب شکل و عمق پیشنهادی هانسن.

۲.  $N_c$ ،  $N_q$  و  $N_\gamma$  پیشنهادی مایرهورف و ضرایب شکل و عمق پیشنهادی مایرهورف.

**حل مسئله** 

با استفاده از معادله (۳-۳۰) داریم:

$$q_u = c N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

(۱) توجه شود که ضرایب پیشنهادی پرانتل و رایسنر همان ضرایبی هستند که مایرهورف از آنها استفاده نمود بنابراین با استفاده از جدول ۳-۵ به ازاء  $\phi = 25^\circ$ ،  $N_c = 20.72$  و  $N_q = 10.66$  بدست می آیند. همچنین با استفاده از جدول ۳-۷ برای  $\phi = 25^\circ$ ، مقدار  $N_\gamma$  وسیک برابر  $10.88$  بدست آمده و ضرایب شکل هانسن به صورت زیر محاسبه می گردند:

$$\lambda_{cs} = 1 + \left( \frac{N_q}{N_c} \right) \left( \frac{B}{L} \right) = 1 + \left( \frac{10.66}{20.72} \right) \left( \frac{0.6}{1.2} \right) = 1.257$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \tan \phi = 1 + \left( \frac{0.6}{1.2} \right) \tan 25 = 1.233$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left( \frac{B}{L} \right) = 1 - 0.4 \left( \frac{0.6}{1.2} \right) = 0.8$$

ضرایب عمق هانسن به صورت زیر می باشند:

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \left( \frac{D_f}{B} \right) = 1 + 0.4 \left( \frac{0.6}{0.6} \right) = 1.4$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left( \frac{D_f}{B} \right) = 1 + 2 (\tan 25) (1 - \sin 25)^2 \left( \frac{0.6}{0.6} \right) = 1.155$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

بنابراین:

$$q_u = (48)(20.72)(1.257)(1.4) + (0.6)(18)(10.66)(1.233)(1.155) + \frac{1}{2}(18)(0.6)(10.88)(0.8)(1) \\ = 1750.2 + 163.96 + 47 \approx 1961 \text{ kN/m}^2$$

(۲) با رجوع به جدول ۳-۵ به ازاء  $\phi = 25^\circ$ ،  $N_c = 20.72$  و  $N_q = 10.66$  و  $N_\gamma = 6.77$  بدست می آیند. حال با رجوع به جدول ۳-۷ ضرایب شکل و عمق مایهوف به صورت زیر خواهند بود:

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left( \frac{B}{L} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.2 \left( \frac{0.6}{1.2} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{25}{2} \right) = 1.246$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1 \left( \frac{B}{L} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \left( \frac{0.6}{1.2} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{25}{2} \right) = 1.123$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \left( \frac{D_f}{B} \right) \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.2 \left( \frac{0.6}{0.6} \right) \tan \left( 45 + \frac{25}{2} \right) = 1.314$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left( \frac{D_f}{B} \right) \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \left( \frac{0.6}{0.6} \right) \tan \left( 45 + \frac{25}{2} \right) = 1.157$$

بنابراین:

$$q_u = 48 \times 20.72 \times 1.246 \times 1.314 + 0.6 \times 18 \times 10.66 \times 1.123 \times 1.157 \\ + \frac{1}{2} \times 18 \times 0.6 \times 6.77 \times 1.123 \times 1.157 = 1628.3 + 149.6 + 47.7 = 1825.6 \text{ kN/m}^2$$

### مثال ۳-۲

با رجوع به مسأله ۳-۱ الف موارد زیر را بدست آورید:

الف. ظرفیت باربری مجاز کل. فرض نمایید  $FS = 4$

ب. ظرفیت باربری مجاز خالص. فرض نمایید  $FS = 4$

ج. ظرفیت باربری مجاز کل و خالص نسبت به گسیختگی برشی. فرض نمایید  $FS_{(shear)} = 1.5$

### حل مسئله

الف. با توجه به مثال ۳-۱ الف،  $q_u = 1961 \text{ kN/m}^2$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1961}{4} \approx 490 \text{ kN/m}^2$$

ب.

$$q_{all(net)} = \frac{q_u - q}{FS} = \frac{1961 - 0.6 \times 18}{4} \approx 488 \text{ kN/m}^2$$

ج.

$$c_d = \frac{c}{FS_{(shear)}} = \frac{48}{1.5} = 32 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left[ \frac{\tan \phi}{FS_{(shear)}} \right] = \tan^{-1} \left( \frac{\tan 25}{1.5} \right) = 17.3^\circ$$

به ازاء  $\phi = 17.3^\circ$ ،  $N_c = 12.5$ ،  $N_q = 4.8$  (جدول ۳-۵) و  $N_\gamma = 3.6$  (جدول ۳-۶)،

$$\lambda_{cs} = 1 + \left( \frac{N_q}{N_c} \right) \left( \frac{B}{L} \right) = 1 + \left( \frac{4.8}{12.5} \right) \left( \frac{0.6}{1.2} \right) = 1.192$$

$$\lambda_{qs} = 1 + \left( \frac{B}{L} \right) \tan \phi_d = 1 + \left( \frac{0.6}{1.2} \right) \tan 17.3 = 1.156$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left( \frac{B}{L} \right) = 1 - 0.4 \left( \frac{0.6}{1.2} \right) = 0.8$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.4 \left( \frac{D_f}{B} \right) = 1 + 0.4 \left( \frac{0.6}{0.6} \right) = 1.4$$

$$\lambda_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

$$= 1 + (2)(\tan 17.3)(1 - \sin 17.3) \left( \frac{0.6}{0.6} \right) = 1.308$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

با استفاده از معادله (۳-۴۰)،


$$q_{\text{all}(shear)\text{-gross}} = c_d N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

$$= (32)(12.5)(1.192)(1.4) + (0.6)(18)(4.8)(1.156) \times (1.308) + \frac{1}{2}(18)(0.6)(3.6)(0.8)(1)$$

$$667.5 + 78.4 + 15.6 = 761.5 \text{ kN/m}^2$$

با استفاده از معادله (۳-۴۱)

$$q_{\text{all}(shear)\text{-net}} = 761.5 - q = 761.5 - (0.6)(18) \approx 750.7 \text{ kN/m}^2$$

**مثال:** 

نشان دهید که در فونداسیون های نواری قرار گرفته در روی رس اشباع، ظرفیت باربری مجاز خالص تقریباً برابر با مقاومت فشاری تک محوره رس است. (در ضرایب شکل و عمق مایرهورف استفاده نمایید)

**حل مسئله:** 

در رس اشباع داریم:

$$c = c_u$$



$$\phi = \phi_u = 0 \rightarrow \begin{cases} N_c = 5.14 \\ N_q = 1 \\ N_\gamma = 0 \end{cases}$$

با جایگزینی ضرایب فوق در معادله عمومی ظرفیت باربری مایهوف داریم:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d} = 5.14c_u \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q\lambda_{qs} \lambda_{qd}$$

در فونداسیون های نواری ضرایب شکل برابر یک بوده و ضرایب عمق مایهوف نیز برابر است با:

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$$

$$\lambda_{cd} = 1 + 0.2 \frac{D_f}{B}$$

بنابراین معادله اصلاح شده ظرفیت باربری نهایی فونداسیون های نواری قرار گرفته در روی رس اشباع به صورت زیر خواهد بود:

$$q_u = 5.14c_u \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right) + \gamma D_f$$

با توجه به رابطه ظرفیت باربری خالص داریم:

$$q_{net} = q_u - \gamma D_f = 5.14c_u \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right)$$

چنانچه ضریب اطمینان را ۳ در نظر بگیریم و همچنین با توجه به اینکه  $c_u = \frac{S_u}{2}$  (مقاومت تک محوری رس اشباع) می باشد داریم:

$$q_{net(all)} = \frac{5.14}{3} \times \frac{S_u}{2} \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B}\right)$$

در اکثر فونداسیون های نواری عمق استقرار فونداسیون کمتر از عرض آن است به عبارت دیگر  $\frac{D_f}{B} \leq 1$ . چنانچه  $\frac{D_f}{B} = 1$  در نظر بگیریم آنگاه با جایگذاری در معادله فوق داریم:

$$q_{net(all)} = \frac{5.14 \times 1.2}{6} S_u \approx S_u$$

### مثال:

برای یک فونداسیون نواری با پارامترهای زیر، ظرفیت باربری مجاز  $q_{all}$  برای واحد سطح فونداسیون را با استفاده از نظریه ظرفیت باربری ترزاقی و ضریب اطمینان ۳ محاسبه نمایید. برای تمام حالات فرض کنید که گسیختگی برشی کلی رخ می دهد.

$\gamma = 16.8 \text{ kN/m}^3$	$c = 14 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 28^\circ$	$D_f = 0.7 \text{ m}$	$B = 0.8 \text{ m}$	(الف)
$\gamma = 18.2 \text{ kN/m}^3$	$c = 14.2 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 20^\circ$	$D_f = 0.5 \text{ m}$	$B = 1.2 \text{ m}$	(ب)
$\gamma = 16.98 \text{ kN/m}^3$	$c_u = 35.9 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 0^\circ$	$D_f = 0.62 \text{ m}$	$B = 9.62 \text{ m}$	(پ)
$\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$	$c = 0$	$\phi = 40^\circ$	$D_f = 3 \text{ m}$	$B = 3.5 \text{ m}$	(ت)
$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	$c_u = 48 \text{ kN/m}^2$	$\phi = 0$	$D_f = 0.6 \text{ m}$	$B = 0.8 \text{ m}$	(ث)

### حل مسئله:

با توجه به رابطه ظرفیت باربری ترازقی  $q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\lambda BN_\gamma$  داریم:

(الف)

$$\phi = 28^\circ \rightarrow N_c = 31.61, N_q = 17.81, N_\gamma = 13.7$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3} \left[ (14)(31.61) + (0.7 \times 16.8)(17.81) + \frac{1}{2}(16)(0.8)(13.7) \right] = 248 \text{ kN/m}^2$$

(ب)

$$\phi = 20^\circ \rightarrow N_c = 17.69, N_q = 7.44, N_\gamma = 3.64$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3} \left[ (14.2)(17.69) + (0.5 \times 18.2)(7.44) + \frac{1}{2}(18.2)(1.2)(3.64) \right] = 119.6 \text{ kN/m}^2$$

(پ)

$$\phi = 0 \rightarrow N_c = 5.7, N_q = 1, N_\gamma = 0$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{FS} [c_u N_c + q] = \frac{1}{3} [35.9 \times 5.7 + 0.62 \times 16.98] = 71.72 \text{ kN/m}^2$$

(ت)

$$\phi = 40 \rightarrow N_q = 81.27, N_\gamma = 115.31$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3} \left[ (3 \times 19.2)(81.27) + \frac{1}{2}(19.2)(3.5)(115.31) \right] = 2851.856 \text{ kN/m}^2$$

(ث)

$$\phi = 0 \rightarrow N_c = 5.7, N_q = 1, N_\gamma = 0$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3} [(48)(5.7) + (0.6)(18)] = 94.8 \text{ kN/m}^2$$

### مثال:

یک فونداسیون نواری صلب به عرض ۱ متر در عمق ۰/۷ متر نسبت به سطح زمین قرار گرفته است. ظرفیت باربری مجاز خاک را با استفاده از نظریه ظرفیت باربری ترازقی با در نظر داشتن ضریب اطمینان ۳ برای حالات زیر محاسبه نمایید.

(الف) ماسه با تراکم متوسط و زاویه اصطکاک زهکشی شده  $\phi = 30^\circ$

(ب) ماسه متراکم با زاویه اصطکاک زهکشی شده  $\phi = 38^\circ$

حل (الف) در این حالت گسیختگی از نوع برشی کلی یا عمومی خواهد بود.

$$c = 0 \rightarrow q_u = qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$\phi = 0 \rightarrow N_q = 61.55, N_\gamma = 78.61$$

$$q_u = 0.7 \times 18.6 \times 61.55 + 0.5 \times 18.6 \times 1 \times 78.61 = 1532.454 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{1532.454}{3} = 510.8 \text{ kN/m}^2 = 5.1 \text{ kg/cm}^2$$

حل (ب) ماسه با تراکم متوسط

در این حالت چون ماسه غیر مترکم است گسیختگی از نوع موضعی خواهد بود.

$$q'_u = qN'_q + 0.5\gamma BN'_\gamma$$

با استفاده از جدول مربوط به ضرایب اصلاح شده یا با استفاده از رابطه  $\phi' = \arctan(0.67\phi)$  داریم:

$$N'_q = 8.31$$

$$N'_\gamma = 4.39$$

$$q'_u = 0.7 \times 18.6 \times 8.31 + 0.5 \times 18.6 \times 1 \times 4.39 = 149 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{\text{all}} = \frac{149}{3} = 49.67 = 0.49 \text{ kg/cm}^2$$

با توجه به ظرفیت باربری های بدست آمده در حالت های (الف) و (ب) می توان مشاهده نمود که تعیین صحیح پارامترهای مقاومت برشی خاک و تشخیص نوع گسیختگی تاثیر قابل ملاحظه ای در مقدار ظرفیت باربری تخمین زده شده خاک دارد.

$$\frac{q_u}{q'_u} = \frac{510.8}{49.67} = 10.28$$

### مثال:

فونداسیونی نواری به عرض  $B = 1.4 \text{ m}$  در سطح خاکی ماسه ای با زاویه اصطکاک  $\phi = 36^\circ$  قرار گرفته است. مطلوب است محاسبه ظرفیت باربری خاک با استفاده از نظریه های ظرفیت باربری ترزاقی و مایرهورف.  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

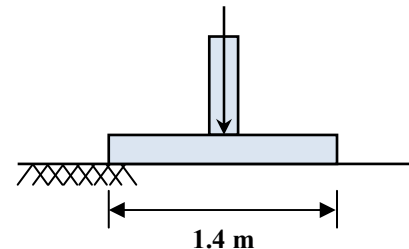
حل: با توجه به رابطه ظرفیت باربری ترزاقی داریم:

$$q_u = CN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$c = 0, q = 0 \rightarrow q_u = 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$\phi = 36^\circ \rightarrow N_\gamma = 54.36$$

$$q_u = 0.5\gamma BN_\gamma = 0.5 \times 19 \times 1.4 \times 54.36 = 723 \text{ kN/m}^2$$



رابطه عمومی ظرفیت باربری مایرهورف به صورت زیر است:

$$q_u = CN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

$$c = 0, q = 0 \rightarrow q_u = 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

فونداسیون نواری  $\rightarrow \lambda_{\gamma s} = 1$

$$D_f = 0 \rightarrow \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left( \frac{D_f}{B} \right) \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1$$

فونداسیون قرار گرفته در سطح  $= 1$

$$\rightarrow q_u = 0.5\gamma BN_\gamma$$

$$\phi = 36^\circ = 44.43 \rightarrow q_u = 0.5 \times 19 \times 1.4 \times 44.43 = 591 \text{ kN/m}^2 = 5.91 \text{ kg/cm}^2$$

### مثال:

مسئله قبل را برای حالتی حل نمایید که عمق استقرار فونداسیون  $D_f = 1\text{m}$  می باشد.

حل:

برای رابطه ترزاقی داریم:

$$\phi = 36^\circ \rightarrow N_q = 47.16, N_\gamma = 54.36$$

$$q_u = qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma = 1 \times 19 \times 47.16 + 0.5 \times 19 \times 1.4 \times 54.36 = 1619 \text{ kN/m}^2 = 16.19 \text{ kg/cm}^2$$

ظرفیت باربری مایهوف:

$$q_u = qN_q \lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma d}$$

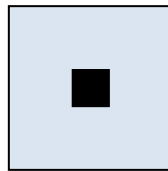
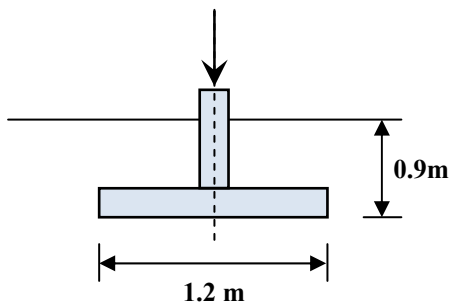
$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1 \left( \frac{D_f}{B} \right) \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \left( \frac{1}{1.4} \right) \tan \left( 45 + \frac{36}{2} \right) = 1.14$$

$$\phi = 36^\circ \rightarrow N_q = 37.75, N_\gamma = 44.43$$

$$q_u = 1 \times 19 \times 37.75 \times 1.14 + 0.5 \times 19 \times 1.4 \times 44.43 \times 1.14 = 817.66 + 673.67 = 1491.33 \text{ kN/m}^2 = 14.91 \text{ kg/cm}^2$$

### مثال:

نمای یک فونداسیون مربع به ابعاد  $1.2\text{m} \times 1.2\text{m}$  در شکل زیر نشان داده شده است. مطلوب است تعیین بار مجاز کلی  $Q_{all}$  قابل حمل توسط فونداسیون با استفاده از رابطه ظرفیت باربری ترزاقی. (FS=3)



$$\gamma = 17.6 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$c = 9.8 \text{ kN/m}^3$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$\phi = 20^\circ \rightarrow N_c = 17.96, N_q = 7.44, N_\gamma = 3.64$$

$$q_u = (1.3)(9.8)(17.96) + (0.9)(17.6)(7.44) + (0.4)(17.6)(1.2)(3.64) = 374 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{374}{3} = 124.67 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{all} = q_{all} \times A = 124.67 \times 1.2 \times 1.2 = 179.52 \text{ kN}$$

### مثال:

مطلوب است محاسبه ظرفیت باربری نهایی خالص یک فونداسیون مستطیل شکل به ابعاد  $2\text{m} \times 4\text{m}$  در عمق ۲ متری در خاک رس اشباع با  $c_u = 15 \text{ kPa}$ . از رابطه ظرفیت باربری مایهوف استفاده نمایید.

حل:

$$q_u = cN_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + qN_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + 0.5\gamma BN_\gamma \lambda_{\gamma s} \lambda_{\gamma d}$$

$$\phi = 0 \rightarrow N_c = 5.14, N_q = 1, N_\gamma = 0$$

$$\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left( \frac{B}{L} \right)$$

$$\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1$$

$$\lambda_{\gamma s} = 1 + 0.2 \left( \frac{D_f}{B} \right)$$

$$\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$$

$$q_u = 5.14c_u \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \left( 1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) + q$$

$$q_{net} = q_u - q = 5.14c_u \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \left( 1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) = (5.14)(15) \left( 1 + 0.2 \times \frac{2}{4} \right) \left( 1 + 0.2 \times \frac{2}{2} \right) = 101.772 \text{ kN/m}^2 \approx 1 \text{ kg/cm}^2$$



منابع و مراجع | ۱۲-۳

۱. فونداسیون های سطحی، ظرفیت باربری و نشست، تألیف: برآجا ام. داس، ترجمه: عبدالمتمین ستایش.
۲. مهندسی پی، طراحی و اجرا، تألیف: دکتر ابوالفضل اسلام، نشریه شماره ک-۴۳۷ چاپ اول، ۱۳۸۵.
3. Bearing capacity of soils, S. K. Prasad., S. J. College of Engineering, Mysore
4. Bowles, J. E. (1977) "Foundation Analysis and Design", Mc Graw Hill Publications, New York.
5. Das, B. M. (2007) "Principles of Foundation Engineering", Thomson India Edition, New Delhi.
6. Shallow Foundations., Robert E. Kimmerling., Geotechnical Engineering Circular No. 6., FHWA-SA-02-054., September 2002.

**www.ams.ir**



**نکات و یادداشت ها**

A series of horizontal lines for taking notes, starting with a solid black line and followed by several dashed lines, ending with a solid black line at the bottom.

