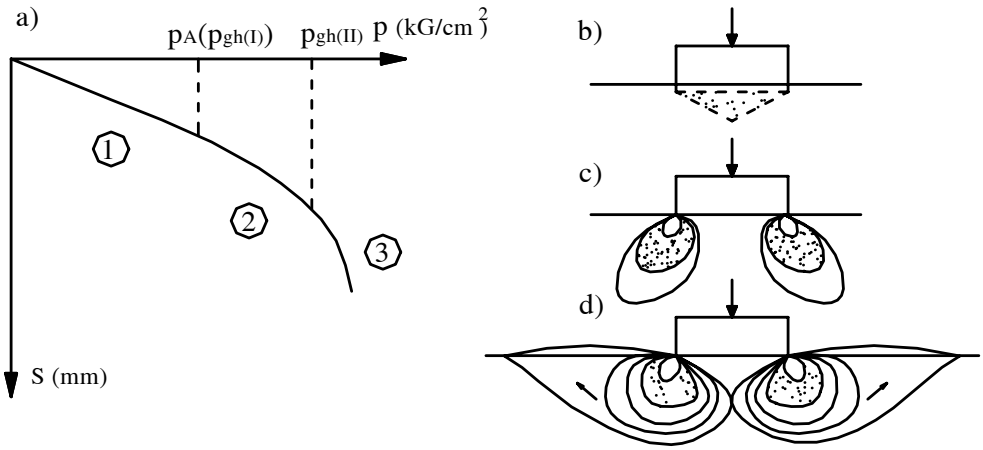
Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

§4. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN ĐẤT

Như ở mục (2.3.2.2) trong chương III đã trình bày ba giai đoạn làm việc của nền đất dưới tác dụng của tải trọng tăng dần (Hình IV - 14)

Đặc điểm của giai đoạn thứ nhất là giữa độ lún S của đất nền và tải trọng P có quan hệ gần như đường thẳng. Lúc này biến dạng của đất chủ yếu là biến dạng lún theo chiều thẳng đứng, do kết quả của sự giảm thể tích lỗ rỗng giữa các hạt đất. Giai đoạn này được gọi là giai đoạn nén chặt của đất.



Hình IV-14

Đặc điểm của giai đoạn thứ hai là, độ lún S tăng nhanh dần, giữa S và p không còn quan hệ đường thẳng nữa. Đất không những bị nén chặt mà còn xuất hiện hiện tượng trượt lên nhau giữa các hạt đất, sự trượt ban đầu thường xảy ra đối với những điểm ở mép móng, tại những nơi đó đất đã đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn, nghĩa là ứng suất pháp và ứng suất tiếp (ứng suất cắt) thỏa mãn điều kiện.

$$S = \tau_{gh} = \sigma.tg\varphi + c \qquad \text{(IV -28)}$$

Trong đó: φ,c - là góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất

τ_{gh}, σ - ứng suất tiếp và ứng suất pháp trên mặt phẳng được xét.

Nếu tiếp tục tăng p, sự trượt đó sẽ phát triển ra nhiều điểm rồi hình thành một vùng trượt. Vì vậy, giai đoạn thứ hai gọi là giai đoạn hình thành các vùng trượt cục bộ (Hình IV-14c).

Theo V.G.Berêzantev, ở đầu giai đoạn này dưới đáy móng bắt đầu hình thành một lõi đất hình nêm. Độ chặt của đất trong nêm lớn hơn ở vùng đất xung quanh.

Nếu tải trọng p tiếp tục tăng thì các vùng biến dạng dẻo sẽ lan rộng ra rồi nối liền với nhau, tạo nên một khu vực trong đó đất đã bị phá hoại (Hình IV-11d). Khu vực này được giới hạn bởi mặt trượt.

Khi tải trọng P bắt đầu lớn hơn trị số p_{gh}^{II} thì độ lún của móng tăng nhanh đột ngột. Nêm đất dính liền với đáy móng coi như một chỉnh thể và cùng với móng di chuyển xuống phía dưới. Cuối cùng đất trượt theo mặt trượt và trồi lên trên mặt, nền đất hoàn toàn bị phá hoại và mất khả năng chịu tải. Giai đoạn thứ ba xảy ra nhanh chóng và gọi là giai đoạn phá hoại nền.

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Hiện tượng đất trồi chỉ xảy ra đối với trường hợp móng nông đặt trên nền đất tương đối chặt. Còn đối với những trường hợp khác, như móng nông đặt trên nền đất dẻo mềm, đất xốp, móng sâu, v.v... thì lúc nền bị phá hoại, đất không trồi lên. Sự phá hoại của nền đất được thể hiện bằng những độ lún rất lớn.

Tải trọng giới hạn thứ nhất p^{I}_{gh} là tải trọng tương ứng với sự kết thúc của giai đoạn nén chặt và sự xuất hiện của vùng biến dạng dẻo. Còn tải trọng giới hạn thứ hai p^{II}_{gh} là tải trọng tương ứng với ranh giới giữa giai đoạn trượt cục bộ và giai đoạn phá hoại nền.

Có thể nhận xét rằng, về mặt cường độ thì tải trọng giới hạn thứ nhất p^{I}_{gh} là an toàn, vì cho tới khi p đạt tới giá trị số đó, đất nền vẫn ở trạng thái nén chặt, chưa chỗ nào bị phá hoại, độ lún của móng cũng tương đối nhỏ. Còn tính chất của tải trọng giới hạn thứ hai p^{II}_{gh} thì khác hẳn. Chỉ cần p lớn hơn trị số đó là nền đất sẽ nhanh chóng bị phá hoại, khả năng chịu tải của nó sẽ mất đi. Vì vậy p^{II}_{gh} chính là tải trọng phá hoại của nền đất hay còn gọi là tải trọng cực hạn.

Vì vậy, khi thiết kế các công trình, cần phải tính toán sao cho tải trọng của công trình truyền lên nền có một trị số nào đó phải nhỏ hơn trị số tải trọng cực hạn p^{II}_{gh} và lớn hơn một ít trị số của tải trọng giới hạn ban đầu (p^{I}_{gh}). Một tải trọng công trình như vậy thì nền có thể chịu được, có thể đảm bảo công trình hoạt động bình thường và lâu dài. *Tải trọng đó gọi là khả năng mang tải của nền đất hay còn gọi là sức chịu tải của nền.*

Về lý luận, có rất nhiều phương pháp khác nhau để xác định sức chịu tải của nền đất. Tuy vậy, tất cả các phương pháp đó có thể phân thành ba hướng giải quyết như sau:

- Hướng thứ nhất, bao gồm các phương pháp gần đúng, bằng cách giả thiết trước mặt trượt rồi từ đó xác định tải trọng cực hạn.

- Hướng thứ hai, là hướng dựa vào lý luận cân bằng giới hạn thuần túy để giải quyết vấn đề. Các phương pháp theo hướng này cũng xác định trị số tải trọng cực hạn.

- Hướng thứ ba, áp dụng lý thuyết của vật thể biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn để xác định tải trọng giới hạn ban đầu của nền đất. Sau đây, sẽ giới thiệu các phương pháp tính toán theo các hướng trên mà trong thực tế thường áp dụng.

4.1. Phương pháp tính toán dựa vào lý luận nền biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn (dựa vào sự phát triển cuả vùng biến dạng dẻo).

Như phần trên đã nói, sự biến dạng của nền đất chia làm ba giai đoạn; giai đoạn nén chặt, giai đoạn biến dạng trượt và giai đoạn phá hoại hoàn toàn. Trong giai đoạn trượt liên hệ giữa biến dạng và tải trọng không còn là tuyến tính nữa. Vì thế phương pháp tính toán này chỉ đúng khi đất nền còn nằm trong giai đoạn thứ nhất.

http://vietnam12h.com

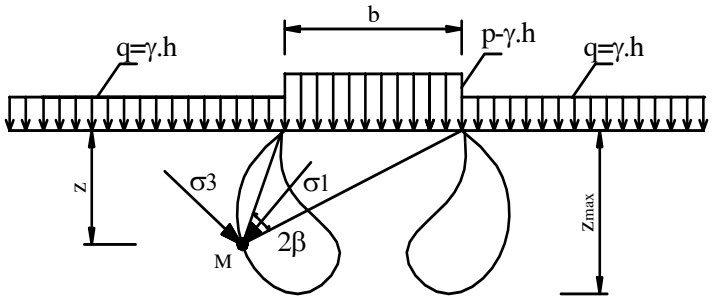
Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Và phương pháp tính toán này chỉ xác định được trị số tải trọng giới hạn ban đầu, rồi từ đó suy ra sức chịu tải của nền. Khi dùng phương pháp tính toán này cần chú ý tới hai giả thiết sau: Lực dính của đất được thay thế bằng áp lực tứ phía (gọi là áp lực dính) với cường độ $\sigma_\varepsilon \approx \frac{c}{tg\varphi}$ và hệ số áp lực hông ξ của đất bằng nhau theo mọi hướng và bằng 1 (vì trạng thái cân bằng giới hạn của đất tương ứng với trạng thái dẻo của vật rắn, cho nên hệ số nở hông μ thường lấy bằng 0,5 và như vậy hệ số áp lực hông $\xi = \frac{\mu}{1-\mu} = 1$.

4.1.1. Xác định ranh giới vùng biến dạng dẻo.

Nếu tại một điểm trong nền đất, ứng suất cắt vượt quá sức chống cắt của đất, thì đất tại điểm đó sẽ bị trượt và mất sức bền, nghĩa là điểm đó đã rơi vào trạng thái biến dạng dẻo. Nếu có nhiều điểm nằm trong trạng thái biến dạng dẻo, thì sẽ hình thành một vùng biến dạng dẻo. Vùng biến dạng dẻo thường xuất hiện đầu tiên dưới mép đáy móng, và phát triển rộng ra, cũng như xuống theo chiều sâu khi tải trọng p tăng dần. Có thể nhận xét rằng, những điểm nằm ngoài vùng này thì hoàn toàn ổn định, những điểm nằm trong vùng này thì hoàn toàn mất ổn định, còn những điểm nằm trên đường biên giới của vùng biến dạng dẻo thì ở trạng thái cân bằng giới hạn. Như vậy, chiều sâu của vùng biến dạng dẻo có liên quan đến tải trọng ngoài tác dụng.

Xét trường hợp tải trọng phân bố đều p tác dụng trên hình băng có chiều rộng b (hình IV-15). Tải trọng q = γh là tải trọng quy đổi của lớp đất từ đáy móng trở lên (h là độ sâu đặt móng, γ là dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất).



Hình IV-15: Sơ đồ tác dụng của tải trọng hình băng

Tại một điểm M ở độ sâu z kể từ đáy móng, ứng suất thẳng đứng σ_z^{bt} do trọng lượng bản thân đất gây nên tính theo công thức:

$$\sigma_z^{bt} = \gamma (h + z) \qquad \text{(IV - 29)}$$

Như trong chương II đã biết, ứng suất chính do tải trọng ngoài gây ra tại điểm M xác định theo công thức:

$$\sigma_{1,3} = \frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) \qquad \text{(IV - 30)}$$

Trong đó: 2β - Góc nhìn đáy móng từ M.

Như vậy kể cả trọng lượng bản thân của đất, thì các ứng suất chính tại M được xác định theo công thức sau đây:

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

$$\left.\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{p-\gamma.h}{\pi}.\ (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma.(h+z)\\ \sigma_3 &= \frac{p-\gamma.h}{\pi}.\ (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma.(h+z)\end{aligned}\right\} \qquad \text{(IV -31)}$$

Nếu điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn thì σ_1 và σ_3 phải thoả mãn điều kiện (IV - 23) tức là:

$$\frac{1}{\cos\varphi}.\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} - tg\varphi.\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} = c \qquad \text{(IV- 32)}$$

Thay trị số σ_1 và σ_3 ở công thức (IV - 31) vào điều kiện cân bằng giới hạn (IV - 32) ta được:

$$\frac{p-\gamma h}{\pi}\sin 2\beta - \sin\varphi\left(\frac{p-\gamma h}{\pi}2\beta + \gamma.h + \gamma.z\right) = c.\cos\varphi \qquad \text{(IV-33)}$$

hoặc: $$z = \frac{p-\gamma.h}{\pi.\gamma}\left(\frac{\sin 2\beta}{\sin\varphi} - 2\beta\right) - h - \frac{c}{\gamma}\cot g\varphi \qquad \text{(IV - 34)}$$

Phương trình (IV - 34) cho trị số độ sâu z của điểm M bất kỳ nằm trên đường ranh giới của vùng biến dạng dẻo. Độ sâu z là hàm số của góc nhìn 2β. Muốn tìm chiều sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo thì phải dựa theo phương pháp tìm cực trị của hàm số xuất phát từ điều kiện $\frac{dz}{d\beta} = 0$, ta có:

$$\frac{dz}{d\beta} = \frac{p-\gamma h}{\pi.\gamma}.2\left(\frac{\cos 2\beta}{\sin\varphi} - 1\right) = 0 \qquad \text{(IV - 35)}$$

Từ đó ta giải được: $$2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi \qquad \text{(IV - 36)}$$

Do vậy, chiều sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo được xác định theo công thức :

$$z_{max} = \frac{p-\gamma.h}{\pi\gamma}.\left(\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}\right) - h - \frac{c}{\gamma}\cot g\varphi \qquad \text{(IV - 37)}$$

Giải phương trình (IV - 37) theo p sẽ được công thức xác định tải trọng p_{max} tương ứng sự phát triển của vùng biến dạng dẻo tới độ sâu z_{max}:

$$p_{Zmax} = \frac{\pi.\gamma}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}\left(z_{max} + h + \frac{c}{\gamma}\cot g\varphi\right) + h\gamma \qquad \text{(IV - 38)}$$

4.1.2 Xác định tải trọng giới hạn ban đầu (p_A):

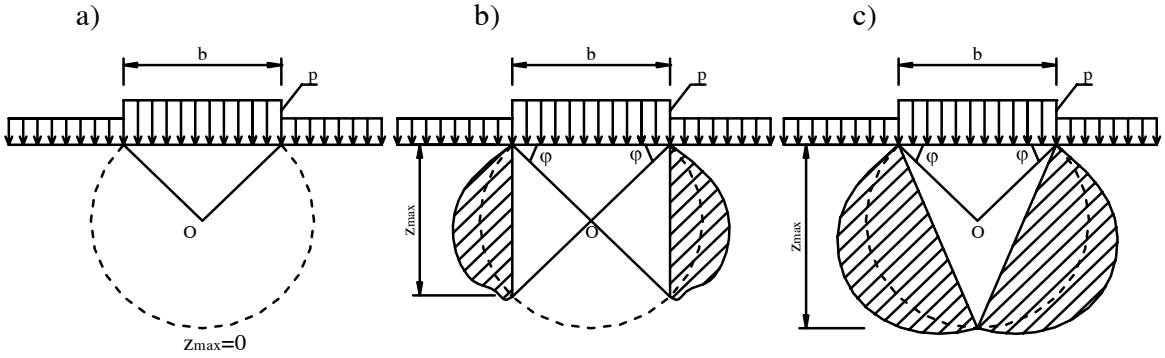
N.P.Puzureski (năm 1929) là người đầu tiên giải bài toán nêu trên và đã áp dụng để tính tải trọng p_A tương ứng với $z_{max} = 0$, tức là khi vùng biến dạng dẻo chỉ vừa mới bắt đầu xuất hiện ở hai mép đáy móng:

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

$$p_A = \gamma.h.\frac{\cot g\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi.c.ctg\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \qquad \text{(IV - 39)}$$

Tải trọng P_A tính theo công thức (IV - 39) là tải trọng rất an toàn, vì vùng biến dạng dẻo vừa mới bắt đầu phát sinh, nền đất hoàn toàn có khả năng chịu tải. Thực tế cho thấy rằng, nếu lấy tải trọng giới hạn ban đầu p^I_{gh} ứng với p_A thì quá thiên về an toàn, cho nên một số tác giả khác đề nghị "nới" thêm phạm vi phát triển của vùng biến dạng dẻo.



Hình IV-16: Các quy định khác nhau về mức độ phát triển của vùng biến dạng dẻo: a) theo N. P. Puzurêvxki; b) theo N. N. Maxlov ; c) theo I. V. Yaropolxki

Từ lời giải tìm ra z_{max} có thể thấy rằng, khi các vùng biến dạng dẻo dần dần phát triển, thì điểm đáy của vùng biến dạng dẻo đó (tương ứng với z_{max}) chạy trên một vòng tròn quỹ tích đi qua 2 mép của đáy móng với một góc nhìn $2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi$ Hình (IV-16a).

Theo N.N. Maslov đề nghị lấy $z_{max} = b.tg\varphi$ và quy định này có nghĩa là không cho phép vùng biến dạng dẻo lan vào phạm vi bao gồm giữa hai đường thẳng đứng đi qua mép đáy móng (Hình IV-16b), và tải trọng p_{Zmax} lúc này sẽ xác định theo công thức:

$$p_{Zmax} = \frac{\pi\gamma(b.tg\varphi + h + \frac{c}{\gamma.tg\varphi})}{\cot g\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma.h \qquad \text{(IV-40)}$$

I.V.Yaropolxki cho vùng biến dạng dẻo phát triển tới độ sâu lớn nhất với

$z_{max} = \frac{b}{2}.\cot g\varphi(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ và tải trọng p_{Zmax} tương ứng:

$$p_{Zmax} = \frac{\pi\gamma\left[\frac{b}{2}.\cot g(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) + h + \frac{c}{\gamma.tg\varphi}\right]}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma.h \qquad \text{(IV-41)}$$

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Lúc này các vùng biến dạng dẻo đã nối liền với nhau, vì vậy tải trọng xác định theo công thức của Yaropolxki tương ứng với với trạng thái của nền đất bắt đầu mất ổn định. Có thể coi đó là tải trọng giới hạn p_{gh}^{II}, tức là tải trọng giới hạn của nền. Còn tải trọng xác định theo công thức N.N.Maslov có thể coi là tải trọng cho phép.

Nhìn chung, các phương pháp dựa vào lý luận nền biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cần bằng giới hạn, đều có một khuyết điểm chung, vì bản thân chứa đựng mâu thuẫn: Khi đã hình thành vùng biến dạng dẻo thì nền không còn là môi trường biến dạng tuyến tính nữa và việc dùng các công thức của lý thuyết đàn hồi để tính ứng suất trở nên không hợp lý. Do đó kết quả tính toán chỉ gần đúng. Sự chênh lệch càng lớn nếu các vùng biến dạng dẻo càng phát triển rộng.

Ngoài ra, cũng còn nhiều ý kiến phê phán giả thiết hệ số áp lực hông $\xi=1$ là không hợp lý. Một số tác giả như: V.A.Florin, M.V.Malusev, v.v... đã xét trường hợp $\xi \leq 1$. Gorbunov - Poxađov còn xét tới cả ảnh hưởng của tính nhám của đáy móng đối với hình dạng các vùng biến dạng dẻo.

Tuy vậy, nếu các vùng biến dạng dẻo đó rất nhỏ, có thể coi như không đáng kể, và căn cứ vào mức độ chính xác yêu cầu của công trình thực tế, thì điều giả định rằng, đất là nửa không gian biến dạng tuyến tính có thể chấp nhận được.

Như vậy trong tính toán thiết kế công trình, tuỳ thuộc vào quy mô, tầm quan trọng của công trình mà người thiết kế sẽ chọn một trị số z_{max} thích hợp.

Theo tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình TCXD 45-78 ở nước ta, việc tính toán nền đất theo trạng thái giới hạn thứ hai chỉ thực hiện được khi trong đất chưa xuất hiện biến dạng dẻo, hoặc các khu vực biến dạng dẻo còn rất nhỏ. Người ta qui định rằng nếu độ sâu phát triển của khu vực biến dạng dẻo không quá 1/4 chiều rộng b của đáy móng băng, thì biến dạng của nền có thể kiểm tra theo công thức tính lún của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính. Có nghĩa là, khi tính toán biến dạng của nền theo công thức tính lún của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính, khi áp lực trung bình tác dụng lên nền ở dưới đáy móng do tải trọng ngoài gây ra, không được vượt quá áp lực tiêu chuẩn $R_{tc}(t/m^2)$ tác dụng lên nền tính theo công thức:

$$R_{tc} = \frac{m_1.m_2}{K_{tc}}.P_{b/4} = \frac{m_1.m_2}{K_{tc}}\left[\frac{\pi.\gamma}{\cot g\varphi + \varphi - \pi/2}\left(b/4 + h + \frac{c}{\gamma}\cot g\varphi\right) + \gamma h\right] \quad \text{(IV-42)}$$

Để tiện việc sử dụng và xét đến ảnh hưởng của tầng hầm, R_{tc} được viết dưới dạng sau:

$$R_{tc} = \frac{m_1 m_2}{K_{tc}}.\left(A.b.\gamma + B.h.\gamma' + D.c^{tc} - \gamma'.h_0\right) \quad \text{(IV-43)}$$

Trong đó:

m_1, m_2 - lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình có tác dụng qua lại với nền lấy theo bảng (IV-1).

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

K_{tc} - hệ số tin cậy, tuỳ thuộc vào phương pháp xác định các đặc trưng tính toán của đất.

- Khi dựa vào các kết quả thí nghiệm trực tiếp các mẫu đất tại nơi xây dựng thì $K_{tc} = 1$, nếu theo tài liệu gián tiếp, dùng các bảng dựa vào kết quả thống kê thì $K_{tc} = 1,1$.

b - cạnh bé (bề rộng) của đáy móng (m);

h - chiều sâu đặt móng;

γ', γ - trọng lượng thể tích đất nằm phía trên và dưới chiều sâu đặt móng (t/m^3)

c_{tc} - trị tính toán của lực dính đơn vị của đất nằm trực tiếp dưới đáy móng (t/m^2);

$h_0 = h - h_{td}$: chiều sâu đến nền tầng hầm (m), khi không có tầng hầm lấy bằng không.

$h_{t.d}$ - chiều sâu đặt móng tính đổi kể từ nền tầng hầm bên trong nhà có tầng hầm, tính theo công thức:

$$h_{td} = h_1 - h_2 . \frac{\gamma_{kc}}{\gamma} \qquad \text{(IV-44)}$$

h_1 - chiều dày lớp đất ở phía trên đáy móng (m)

h_2 - chiều dày của kết cấu sàn tầng hầm

γ_{kc} - Trị tính toán trung bình của trọng lượng thể tích của kết cấu sàn tầng hầm (t/m^3).

Bảng IV- 1: Trị số của m_1, m_2

Loại đất	Hệ số	Hệ số m_2 đối với nhà và công trình có sơ đồ kết cấu cứng với tỷ số giữa chiều dài của	
Đất hòn lớn có chất nhớt là cát và đất sét, không kể đất phấn và bụi	1,4	≥4	≤1,5
		1,2	1,4
Cát mịn : - Khô và ít ẩm	1,3	1,1	1,3
- No nước	1,2	1,1	1,3
Cát bụi : - Khô và ít ẩm	1,2	1,0	1,2
- No nước	1,1	1,0	1,2
Đất hòn lớn có chất nhét là sét và đất sét có độ sệt B ≤ 0,5	1,2	1,0	1,1
Như trên có độ sệt B > 0,5	1,1	1,0	1,0

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

$$A = \frac{0,25\pi}{\cot g\varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi/2} \quad \text{(IV - 45a)}$$

$$B = 1 + \frac{\pi}{\cot g\varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi/2} \quad \text{(IV - 45b)}$$

$$D = \frac{\pi \cot g\varphi^{tc}}{\cot g\varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi/2} \quad \text{(IV - 45c)}$$

Trong đó: φ^{tc}: góc ma sát trong tiêu chuẩn của đất nền tại đáy móng.

Các trị số A, B và D là hàm phụ thuộc vào góc φ^{tc}, tra bảng (IV-2).

Bảng IV - 2: Trị số A, B và D

Trị số tiêu chuẩn của góc (góc ma sát trong φ^{tc} (o)	A	B	D
0	0,00	1,00	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,10	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5,00
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,05	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,80
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,50	12,77
44	3,37	14,48	13,96
45	3,66	15,64	14,64

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Ví dụ IV - 1: xác định áp lực tiêu chuẩn dưới đáy móng hình băng rộng 1,6m; đặt sâu 1,2m trên nền đất á sét có $\gamma = 1,98$ t/m^3; $\varphi^{tc} = 24^0$ và $C^{tc} = 0,16$ kG/cm^2; độ sệt B =0,3?

Trình tự tính toán như sau: Căn cứ vào loại đất tra bảng (IV-1) ta được m_1=1,2 và m_2=1,1

Căn cứ vào trị số của $\varphi^{tc} = 24^0$ có thể tra trong bảng (IV - 2) để tìm A, B và D; A = 0,72; B = 3,87; D = 6,45 và K_{tc}=1,1.

Theo công thức (IV - 43) có thể tính được R^{tc}:

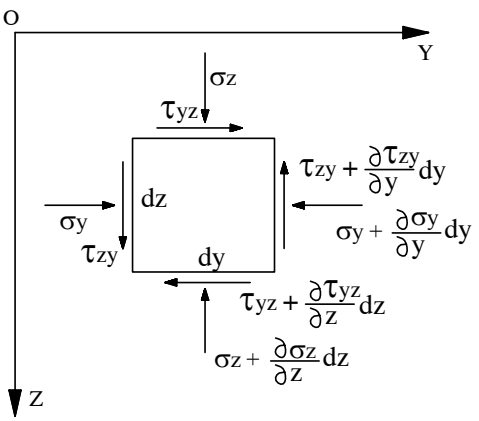
$$R^{tc} = \frac{1,2x1,1}{1,1}\left[(0,72.1,6 + 3,87.1,2).1,98 + 6,45.1,6\right] = 26,068T/m^2$$

4.2 Phương pháp tính toán dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn:

Tính toán sức chịu tải của nền đất dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn là nhằm đảm bảo độ bền và tính ổn định của nền đất. Việc tính toán này trước hết dùng lý thuyết cân bằng giới hạn, để xác định tải trọng giới hạn (p_{gh}) gây phá hoại nền hoàn toàn, rồi sau đó chia tải trọng giới hạn cho hệ số an toàn K > 1, ta sẽ nhận được trị số sức chịu tải của nền:

$$[p] = \frac{p_{gh}}{K} \qquad \text{(IV-46)}$$

Như đã biết, khi đất tại một điểm đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn thì ở đó sẽ xảy ra hiện tượng trượt cục bộ . Nếu tải trọng tác dụng tăng lên dần thì hiện tượng trượt cục bộ cũng phát triển, các mặt trượt cục bộ sẽ nối tiếp nhau, dần dần tạo thành những mặt trượt liên tục trong vùng đất ở trạng thái cân bằng giới hạn. Khi phân tích tình hình trạng thái ứng suất tại một điểm trong đất, đã đi đến một nhận xét rằng các mặt trượt hợp với phương của ứng suất chính lớn nhất một góc bằng $\pm(45^0 - \varphi/2)$. Mặt khác cần chú ý rằng, phương của ứng suất chính tại mỗi điểm trong đất cũng thay đổi tuỳ theo vị trí của điểm đó. Như vậy với những điều kiện biên khác nhau, mặt trượt cũng sẽ có hình dạng khác nhau. Nghĩa là vị trí và hình dáng của mặt trượt là do điều kiện của mỗi bài toán cụ thể quyết định mà không thể tự giả thiết trước mặt trượt. Hơn nữa, khi tải trọng đã vượt quá tải trọng giới hạn ban đầu thì giữa ứng suất và biến dạng không còn tuân theo liên hệ bậc nhất nữa, cho nên đến lúc này không thể dùng các công thức của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính để giải quyết bài toán được.



Hình IV-17: Sơ đồ ứng suất tác dụng đối với phân tố đất trong trường hợp bài toán phẳng.

Nguyên lý của phương pháp tính toán dựa theo lý thuyết cân bằng giới hạn là, xét trạng thái cân bằng tĩnh và cân bằng giới hạn của một phân tố đất, dựa vào việc giải hệ các phương trình vi phân cân bằng tĩnh và điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm, xét trạng thái

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

ứng suất tại các điểm trong vùng trượt. Do đó có thể xác định hình dạng mặt trượt một cách chặt chẽ và tìm ra tải trọng giới hạn.

Trong trường hợp bài toán phẳng, hãy xét một phân tố đất có chứa điểm M trong hệ trục tọa độ vuông góc y,z, chiều phương của Oz hướng theo chiều tác dụng của trọng lượng (Hình IV-17). Phân tố đất có cạnh dy và dz, chịu tác dụng của σ_y, σ_z, τ_{yz} và trọng lượng bản thân.

Trạng thái cân bằng của phân tố đất được biểu thị bởi hai phương trình cân bằng tĩnh và một phương trình cân bằng giới hạn sau đây:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = \gamma \qquad \text{(IV - 47a)}$$

$$\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \qquad \text{(IV - 47b)}$$

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4.\tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c.\cot g\varphi)^2} = \sin^2\varphi \qquad \text{(IV - 47c)}$$

Với các điều kiện biên cụ thể, giải hệ phương trình trên với ẩn số cho phép xác định được tải trọng giới hạn và dạng đường trượt.

Hệ phương trình cân bằng trên đây do F.Kotter đề ra lần đầu tiên, từ năm 1903, nhưng chưa có phương pháp chung để giải.

4.2.1 Phương pháp của Prandtl - Rankine - Reisner:

Với quan điểm, tải trọng công trình truyền xuống nền đất rất lớn mà kích thước của móng lại bé. Do đó sự ảnh hưởng của trọng lượng bản thân đất đến hình dạng đường trượt và trị số của tải trọng giới hạn là không đáng kể, khi đó có thể bỏ qua ảnh hưởng của trọng lượng bản thân đất (γ=0) để đơn giản hoá bài toán.

H. Ressner (1925) đã dùng lời giải của W.Rankine và L.Prandtl để giải bài toán sau đây (Hình IV-18). Trên đoạn AB chịu tác dụng tải trọng thẳng đứng với cường độ p, yêu cầu dựng mạng lưới đường trượt, xác định trạng thái ứng suất của nền và tải trọng hông thẳng đứng q để thoã mãn điều kiện nền nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn. Kết quả của lời giải có thể chia nền đất thành ba vùng (Hình IV-18). Vùng I nằm ngay dưới đoạn AB, theo lời giải của W.Rankine thì khi nền đất bị mất ổn định, đất bị đẩy từ trên xuống vùng này được gọi là vùng áp lực chủ động. Kết quả thu được hai họ đường trượt làm với đường thẳng đứng một góc (π/4-φ/2). Tại vùng III, khi nền bị mất ổn định, đất trong vùng bị đẩy từ dưới lên trên do $\sigma_y > \sigma_z$ (vùng áp lực bị động), theo lời giải của của W.Rankine thu được hai họ đường trượt làm với đường thẳng đứng một góc (π/4+φ/2).

Tại vùng II: Năm 1920 L.Prandtl đã giải bài toán này với điều kiện γ = 0, tức là coi đất như không có trọng lượng. Tải trọng giới hạn thẳng đứng xác định theo công thức của L. Prandtl có dạng:

$$p_{gh} = (q + c.\cot g\varphi).\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}.e^{\pi.tg\varphi} - c.\cot g\varphi \qquad \text{(IV - 48)}$$

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Trong đó: φ,c- Là góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất;

q - là tải trọng hông;

e - cơ số logarit tự nhiên.

Công thức trên có thể viết gọn là:

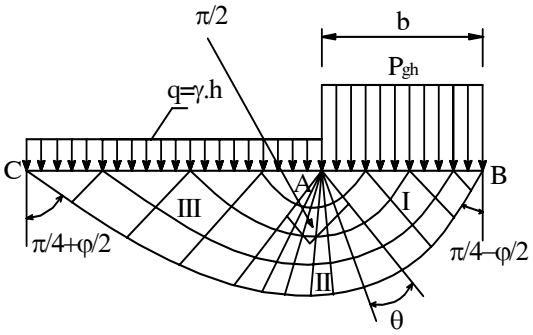
$$p_{gh} = N_q.q + N_c.c \qquad \text{(IV - 49)}$$

Trong đó: $N_q = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}.e^{\pi.tg\varphi}$

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

Theo lời giải của L.Prandtl, đường trượt có dạng như hình (IV - 18). Trong vùng II họ đường trượt bao gồm, họ đường trượt thứ I là những đường xoắn Logarit có điểm cực tại mép móng và xác định theo phương trình:

$r = r_0 . e^{\theta tg\varphi}$, Còn họ đường trượt thứ II là những đoạn thẳng xuất phát từ điểm A.

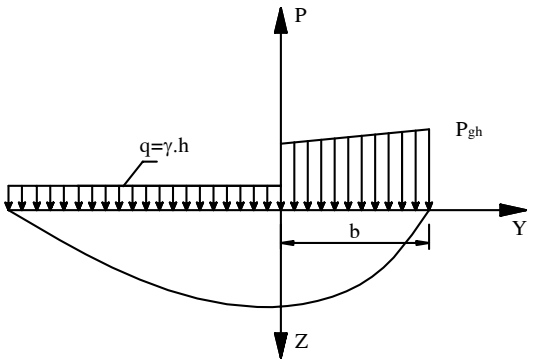


Hình IV-18

Năm 1938, Novôtvxev đã phát triển cách giải của L.Prandtl để giải quyết trường hợp tải trọng nghiêng.

4.2.2. Phương pháp V.V.Xôcôlovxki:

Năm 1942, V.V.Xôcôlovski là người đầu tiên ứng dụng phương phương pháp số để giải gần đúng hệ phương trình vi phân trên của F.Kotter cho bài toán phẳng có xét đến trọng lượng bản thân của đất (γ≠0). Đây là sự đóng góp vô cùng to lớn trong việc phát triển và vận dụng lý thuyết cân bằng giới hạn, để nghiên cứu, đánh giá sự ổn định của nền đất, của các mái dốc và tính toán áp lực đất lên tường chắn.



Hình IV-19

Để tiện sử dụng V.V.Xôcôlovxki đã tính cho các trường hợp khác nhau và trình bày kết quả dưới dạng các bảng tính sẵn.

Công thức của V.V.Xôcôlovxki chỉ dùng được cho các móng đặt nông ($\frac{h}{b}$<0,5) vì lúc đó có thể thay lớp đất trong phạm vi độ sâu đặt móng h bằng tải trọng bên q = γh. Sau đây là các trường hợp thường gặp:

a: nền đất chịu tải trọng thẳng đứng, lệch tâm (Hình IV - 19)

Tải trọng giới hạn trong trường hợp này được tính theo công thức sau:

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

$$p_{gh} = p_T .(c + q.tg\varphi) + q \qquad \text{(IV - 50)}$$

Trong đó:

p_T : hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào Y_T và φ, tra bảng (IV-3)

$$Y_T = \frac{\gamma}{q.tg\varphi + c}.\ y \quad \text{Với:} \quad 0 \le y \le b \qquad \text{(IV - 51)}$$

Từ công thức (IV-50), ta suy ra các trường hợp đặc biệt sau:

+ Khi móng đặt trên mặt đất dính (h=0, c≠0) thì:

$$p_{gh} = p_t .c \qquad \text{(IV — 52)}$$

Trong đó: p_T phụ thuộc vào $Y_T = \frac{\gamma}{c}.y$

Khi móng đặt trên đất cát (c=0, q≠ 0, h/b< 0.5)

$$p_{gh} = q(p_T .tg\varphi + 1) \qquad \text{(IV - 53)}$$

Trong đó: $p_T = \frac{\gamma}{q.tg\varphi}.\ y$

Bảng IV- 3: Trị số của p_T

φ(độ) / Y_T	**5**	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**
0	6,49	8,34	11,0	14,8	20,7	30,1	46,1	75,3
0,5	7,73	0,02	12,5	17,9	27,0	43,0	73,8	139
1,0	6,95	9,64	13,8	20,6	32,3	53,9	97,1	193
1,5	7,17	10,20	15,1	20,1	37,3	64,0	119	243
2,0	7,38	10,80	16,2	25,4	41,9	73,6	140	292
2,5	7,56	11,30	17,3	27,7	46,4	82,9	160	339
9,0	7,77	11,80	18,4	29,8	50,8	91,8	179	386
3,5	7,96	12,30	19,4	31,9	55,0	101,0	199	432
4,0	8,15	12,80	20,5	34,0	59,2	109	218	478
4,5	8,33	13,20	21,4	36,0	63,8	118	237	523
5,0	8,50	13,70	22,4	38,0	67,3	127	256	568
5,5	8,67	14,10	23,3	39,9	71,3	135	275	613
6,0	8,84	14,50	24,3	41,8	75,3	143	293	658

Ví dụ IV - 2: Xác định biểu đồ tải trọng giới hạn đối với trường hợp đất nền có γ = 1,9t/m^3; φ = 25^0 và c = 5 T/m^2; móng rộng 4m, đặt sâu 1,8 m?

Trình tự tính toán như sau:

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Vì tải trọng giới hạn có biểu đồ hình thang nên chỉ cần tính trị số của cường độ tải trọng đó tại hai mép móng, tức là khi y = 0 và y = 4m.

Trong trường hợp này:

$$q = \gamma \cdot h = 1,9 \cdot 1,8 = 3,42 \text{ T/m}^2$$

Với: y = 0 và $Y_T = 0$; tra bảng (IV - 3) được p_T=20,7; do đó:

$$p_{gh} = 20,7 \cdot (5 + 3,42 \cdot 0,465) + 3,42 = 139,6 \text{ T/m}^2$$

Với y = 4 ta có: và $Y_T = \dfrac{1,9}{3,42 \cdot 0,465 + 5} \cdot 4 = 1,15$; tra bảng (IV - 3) và dùng phép nội suy, ta được: $p_T = 33,8$

Do đó:

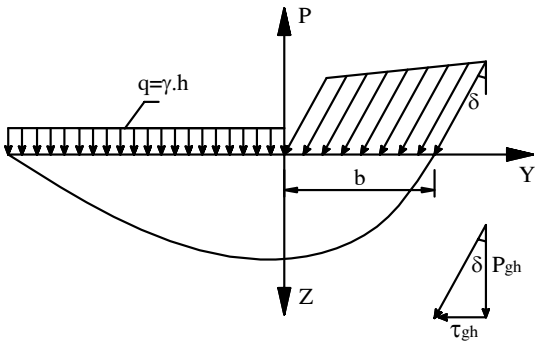
$$p_{gh} = 33,8 \cdot (5 + 3,42 \cdot 0,465) + 3,42 = 225,8 \text{ T/m}^2$$

b. Nền đất chịu tải trọng nghiêng, lệch tâm (hình IV - 20):

Thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn (p_{gh}) trong trường hợp này được xác định như sau:

$$p_{gh} = N_\gamma.\gamma.y + N_q.\gamma.h + N_c.c \qquad \text{(IV - 54)}$$

Trong đó: N_γ, N_q, N_c- các hệ số sức chịu tải của đất phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của đất và góc nghiêng δ của tải trọng, lấy theo bảng (IV - 4).



Hình IV-20

Thành phần nằm ngang τ_{gh} của tải trọng giới hạn xác định theo công thức:

$$\tau_{gh} = p_{gh} \cdot tg\delta \qquad \text{(IV - 55)}$$

Biểu đồ tải trọng tính theo công thức (IV - 54) có dạng hình thang, các trị số của p_{gh} tại điểm y = 0 và y = b được tính như sau (b: chiều rộng của móng hình băng)

$$\left.\begin{aligned} p_{gh_{(y=0)}} &= N_q.\gamma.h + N_c.c \\ p_{gh_{(y=b)}} &= p_{gh_{(y=0)}} + N_\gamma.\gamma.b \end{aligned}\right\} \qquad \text{IV - 56}$$

Hai thành phần thẳng đứng và nằm ngang của tổng hợp lực tải trọng giới hạn xác định theo các công thức sau đây:

$$\left.\begin{aligned} p_{gh} &= \frac{1}{2}.(p_{gh(y=0)} + p_{gh(y=b)}).b \\ \tau_{gh} &= p_{gh}.tg\delta \end{aligned}\right\} \qquad \text{IV - 57}$$

Đối với trường hợp tải trọng lệch tâm như ở trên (cả hai trường hợp a và b) thực ra nếu muốn tính toán sức chịu tải của nền cho chặt chẽ thì không những chỉ kiểm tra trị số p_{gh} và p, mà còn phải kiểm tra cả điểm đặt của tải trọng nữa (điểm đặt của p_{gh} phải trùng với điểm đặt của p do tải trọng ngoài tác dụng. Nhưng theo lời

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

giải của V.V.Xôcolovxki thì tải trọng giới hạn p_{gh} chỉ có một điểm đặt nhất định với độ lệch tâm e_{gh}:

$$e_{gh} = \frac{b}{3} \cdot \left[\frac{2.p_{gh(y=b)} + p_{gh(y=0)}}{p_{gh(y=b)} + p_{gh(y=0)}} - \frac{3}{2} \right] \qquad \text{(IV-58)}$$

Thực tế thì điểm đặt của p và p_{gh} rất có thể không trùng nhau, như vậy việc kiểm toán theo công thức (IV - 46) cũng không chính xác lắm. Trong trường hợp đó có thể dùng phương pháp có tính quy ước để giải quyết.

Ví dụ IV - 3: Kiểm tra ổn định của nền đất cát có $\gamma = 1,8$ t/m^3; $\varphi = 30^0$ dưới một móng hình băng có chiều rộng bằng 6m, đặt sâu 1,5. Tải trọng tính toán có điểm đặt cách trung điểm đáy móng một đoạn e = 0,5m và gồm hai thành phần: Thành phần thẳng đứng P = 150 T/m, thành phần nằm ngang T = 26,5 T/m.

Trình tự tính toán như sau:

- Tính góc nghiêng của tải trọng tính toán:

$$\delta = arctg\frac{T}{P} = \frac{26,5}{150} = 0,176 = 10^0$$

- Xác định tải trọng giới hạn theo góc nghiêng δ, Căn cứ vào trị số φ và δ, có thể xác định trị số của các hệ số tính toán theo bảng (IV-4):

$$N_q = 12,90 \quad ; \quad N_\gamma = 7,64$$

- Dùng công thức (IV-58) để tính trị số thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn $p_{gh(y=0)}$ và $p_{gh(y=b)}$ tại hai mép cạnh đáy móng.

$$p_{gh(y=0)} = 12,90 \times 1,8 \times 1,5 = 34,8 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$p_{gh(y=b)} = 12,90 \times 1,8 \times 1,5 + 7,64 \times 1,80 \times 6 = 117,3 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Hợp lực p_{gh} của hai thành phần thẳng đứng xác định như sau:

$$P_{gh} = \frac{34,8 + 117,3}{2}.6 = 456,3 \text{ (T/m)}$$

- Tính độ lệch tâm của tải trọng giới hạn theo công thức (IV-60)

$$e_{gh} = \frac{6}{3}\left(\frac{2.117,3 + 34,8}{117,3 + 34,8} - \frac{3}{2} \right) = 0,54m$$

Như vậy, độ lệch tâm tính toán và độ lệch tâm giới hạn gần bằng nhau, có thể so sánh P_{gh} và P theo K:

$$K = \frac{P_{gh}}{P} = \frac{456,3}{150} = 3,04$$

Bảng IV-4: Trị số của N_q, N_c và N_γ

φ / δ		5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_q	1,57	2,47	3,94	6,40	10,70	18,4	33,30	64,20	134,50

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

	N_c N_γ	6,49 0,17	8,34 0,56	11,0 1,4	14,90 3,16	20,7 6,92	30,2 15,32	46,20 35,16	75,30 86,46	133,50 236,30
5	N_q N_c N_γ	1,24 2,72 0,09	2,46 6,56 0,38	3,44 9,12 0,99	5,56 12,52 2,31	9,17 17,50 5,02	15,60 25,40 11,10	27,90 38,40 24,38	52,70 61,60 61,38	96,40 95,40 163,30
10	N_q N_c N_γ		1,50 2,84 0,17	2,84 6,88 0,62	4,65 10,00 1,51	7,65 14,30 3,42	12,90 20,60 7,64	22,80 31,10 17,40	42,40 49,30 41,78	85,10 84,10 109,50
15	N_q N_c N_γ			1,77 2,94 0,25	3,64 7,27 0,89	6,13 11,00 2,15	10,40 16,20 4,93	18,10 24,50 11,34	33,30 38,50 27,61	65,40 64,40 70,58
20	N_q N_c N_γ				2,09 3,00 0,32	4,58 7,68 1,19	7,97 21,10 2,92	13,90 18,50 6,91	25,40 29,10 16,41	49,20 48,20 43,00
25	N_q N_c N_γ					2,41 3,03 0,38	5,67 8,09 1,50	10,20 13,20 3,84	18,70 21,10 9,58	26,75 35,75 24,86
30	N_q N_c N_γ						2,75 3,02 0,43	8,94 8,49 1,84	13,10 14,40 4,96	25,40 24,40 13,31
35	N_q N_c N_γ							3,08 2,97 0,47	8,43 8,86 2,21	16,72 15,72 6,41
40	N_q N_c N_γ								3,42 2,88 0,49	10,15 9,15 2,60
45	N_q N_c N_γ									3,78 2,70 0,50

4.2.3. Phương pháp Bêrêzantxev.

V.G.Bêrêzantxev áp dụng phương pháp của V.V.Xôcôlovxki để xác định tải trọng giới hạn phân bố đều (thực chất là trị số trung bình cường độ tải trọng giới hạn) khi lực tác dụng đúng tâm, đối với cả trường hợp bài toán phẳng và bài toán không gian.

Điểm tiến bộ trong phương pháp này là việc xét tới hiện tượng thực tế tồn tại nêm đất dưới đáy móng. Trong nhiều công trình nghiên cứu bằng thí nghiệm nén đất tác giả đã quan sát thấy sự hình thành của nêm đất này. Đó là một bộ phận của đất nền dính liền với đáy móng như một thể thống nhất. Sự hình thành của nêm đất có thể giải thích như sau: Khi móng lún, nó có khuynh hướng làm chuyển dịch đất sang hai bên. Nhưng vì giữa đáy móng và đất có ma sát, cũng như trong đất có ma sát và lực dính nên có một phần đất không di chuyển được. Cho nên khối đất đó dính liền với móng và ngày càng bị ép chặt vào thành nêm đất. Nêm đất hình thành do nhiều yếu tố như: độ nhám của móng, độ sâu của móng, độ chặt của đất, tính chất của tải trọng,v.v... trong đó chủ yếu là do sự ma sát giữa đáy móng và đất nền, cũng như tính ma sát và dính kết giữa các hạt đất. Hình dạng của nêm đất gần giống như hình tam giác cân với cạnh đáy là chiều rộng đáy móng, góc ở đỉnh thường có trị số khoảng 60^0-90^0. Trong phạm vi của nêm, đất bị nén chặt hơn đất ở xung quanh.

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Nhiều công trình nghiên cứu chứng tỏ rằng, nêm đất có tác dụng làm tăng sức chịu tải của nền đất.

V.G.Bêrêzantxev đã dự trên nhiều nghiên cứu thực nghiệm kết hợp phương pháp của V.V.Xôcôlovxki để tính toán và đã đưa ra được những đường trượt tương đối đơn giản nhưng xấp xỉ như những đường trượt xác định bằng tính toán đồng thời đưa ra lời giải thực dụng để xác định được tải trọng giới hạn của nền đất cho cả bài toán phẳng và bài toán không gian.

a) Trường hợp móng nông:

Qua thí nghiệm thấy rằng đối với móng nông ($\frac{h}{b} < 0{,}5$), đất nền bị phá hoại theo kiểu đất bị trượt và trồi lên mặt.

* *Bài toán phẳng:* các đường trượt có dạng như hình (IV-21)

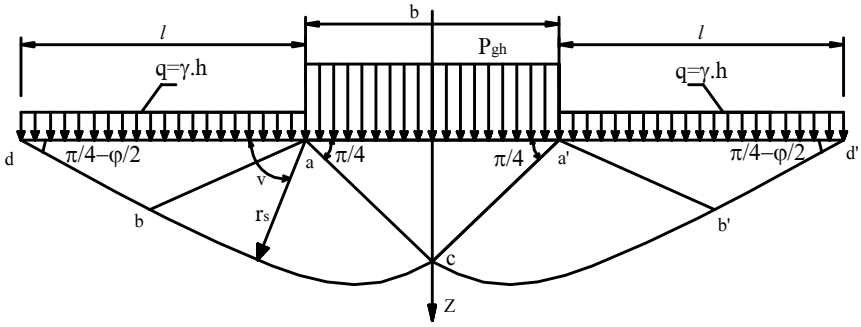
Nêm đất có dạng hình tam giác cân, hai góc ở đáy bằng $\frac{\pi}{4}$ trong khu vực abc và a'b'c', họ đường trượt thứ nhất bao gồm các đường thẳng xuất phát từ a và a', họ đường trượt thứ hai là những cung của đường xoắn lôgarít có phương trình:

$$r_s = \frac{b}{\sqrt{2}} . e^{(\frac{3\pi}{4} - \nu).tg\frac{3}{4}\varphi} \qquad \text{(IV-59)}$$

Trong đó: ν - góc quét của r_s so với ad.

Đoạn db và d'b' hợp với đường nằm ngang một góc bằng $(45^o - \varphi/2)$

Sau khi giải hệ phương trình vi phân cân bằng giới hạn đối với từng đoạn, sẽ xác định được trạng thái ứng suất lần lượt tại d, b, a và c (cũng như vậy, đối với d', b' và a') do đó tính được trị số ứng suất pháp và tiếp tại a, c và a'. Giả thiết rằng ứng suất giữa các điểm a, c và a', c phân bố theo đường thẳng và coi nêm đất như một vật rắn ở trạng thái cân bằng tĩnh học dưới tác dụng của tải trọng giới hạn $p_{gh}.b$, trọng lượng nêm đất và các ứng suất trên hai cạnh ac và a'c, V.G.Bêrêzantxev đã tìm được công thức xác định tải trọng giới hạn trung bình p_{gh}:



Hình IV-21: Sơ đồ tính toán đối với trường hợp bài toán phẳng, móng nông.

$$p_{gh} = A_0.\gamma.b + B_0.q + C_0.c \qquad \text{(IV-60)}$$

trong đó: $q = \gamma.h$

A_0, B_0, C_0 - các hệ số của sức chịu tải, tra ở bảng (IV-5) phụ thuộc vào φ.

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Bảng (IV-5): Trị số của A_0, B_0 và C_0

φ (độ) / Hệ số	16	18	20	22	24	26	30	32	34	36	38	40	42	44	46
A_0	1,7	2,3	3,0	3,8	4,9	6,8	10,8	14,3	39,8	26,2	37,4	50,1	77,3	10,3	159,6
B_0	4,4	5,3	6,5	8	9,8	12,3	19,3	24,7	32,6	32,6	54,8	72	98,7	137,2	195
C_0	11,7	13,2	15,1	17,2	19,8	23,2	31,5	38	47	47	70	84,7	108,8	141,2	187,5

Ví dụ IV-4. Xác định tải trọng giới hạn của nền đất dưới đáy móng cứng hình băng rộng 4m, đặt sâu 1,5m, nền đất là á sét có $\gamma = 1,8$ T/m^3, $\varphi = 22^0$, $c = 1$ T/m^2.

Trình tự tính toán:

Với $\varphi = 22^0$, tra bảng (IV-5) được các trị số $A_0 = 3,8$; $B_0 = 8,0$ và $C_0 = 17,2$.

Theo công thức (IV-62)

$$p_{gh} = 3,8.1,8.4 + 8.1,8.1,5 + 17,2.1 = 66,1 \text{ T/m}^2$$

**Bài toán không gian:* Đối với móng tròn đặt nông, sơ đồ tính toán có dạng như hình (IV-22).

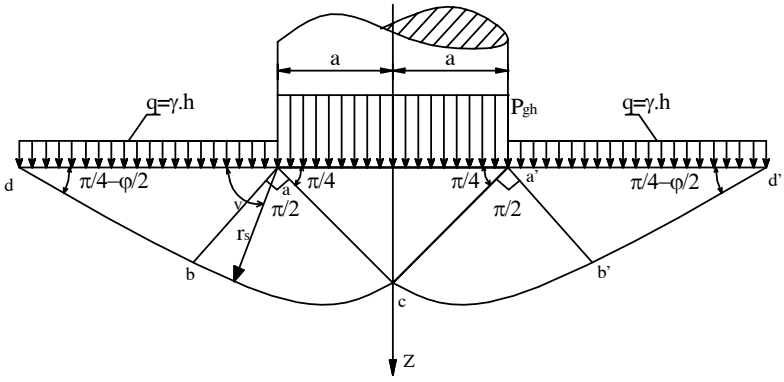
Nếu cắt móng bằng một mặt phẳng thẳng đứng đi qua tâm đáy móng thì thấy nêm đất có hình tam giác cân với góc đáy bằng 45^o. Đường trượt cũng chia làm hai đoạn khác nhau. Đoạn db và d'b' là các đoạn thẳng nghiêng một góc bằng $(\pi/4 - \varphi/2)$ so với đường nằm ngang. Các góc bac và b'dc đều là góc vuông. Đoạn bc và b'c là những đường xoắn lôgarít có phương trình:

$$r_s = \frac{a\sqrt{2}}{\cos\frac{\varphi}{2}} . e^{\left(\frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2} - \nu\right).tg.\frac{\varphi}{2}} \qquad \text{(IV-61)}$$

trong đó: a - bán kính mặt đáy móng

ν - góc quét của r_s so với ab

Sau khi giải hệ phương trình vi phân cân bằng giới hạn đối với từng đoạn và giải phương trình cân bằng tĩnh của nêm đất như đối với bài toán phẳng, sẽ tìm được công thức tính toán tải trọng giới hạn trung bình của nền đất dưới đáy móng tròn đặt nông.



Hình IV-22: Sơ đồ tính toán đối với trường hợp bài toán không gian, móng tròn đặt nông.

$$p_{gh} = A_k.\gamma.a + B_k .q + C_k.c \qquad \text{(IV-62)}$$

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Trong đó: A_k, B_k và C_k - các hệ số sức chịu tải, tra ở bảng (IV-6) phụ thuộc vào φ.

Đối với móng có đáy là hình vuông V.G.Bêrêzantxev đề nghị áp dụng công thức (IV-62) một cách gần đúng như sau:

$$p_{gh} = A_k.\gamma.\frac{b}{2} + B_k.q + C_k.c \qquad \text{(IV-63)}$$

Trong đó: b - là cạnh của đáy móng

Bảng IV-6: Trị số của A_k, B_k và C_k

φ (độ) / Hệ số	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
Ak	4,1	5,7	7,3	9,9	14	18,9	25,3	34,6	48,8	69,2	97,2	142,5	126
Bk	5,5	6,5	8,5	10,8	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185
Ck	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	36,4	45	55,4	71,5	93,6	120	161	219

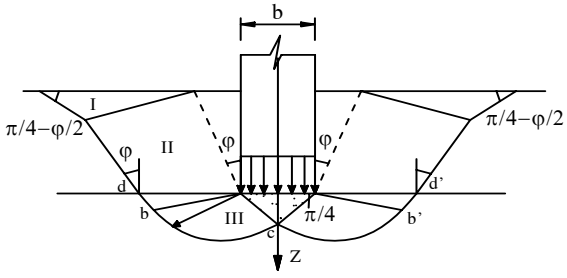
b. Trường hợp móng sâu vừa (0,5 < h/b < 2)

Đối với nền đất tương đối chặt (đủ để cho khi nền bị phá hoại thì đất trồi lên mặt) những thí nghiệm đã chứng tỏ rằng, nếu độ sâu đặt móng tương ứng h/b tăng dần thì hình dạng của đường trượt cũng thay đổi, đường trượt là những đường cong đi lên phía mặt đất theo độ dốc lớn, chứ không thoải như trường hợp móng nông. Chỉ tới khi gần mặt đất thì mới có một đoạn thoải và cuối cùng gặp mặt đất dưới một góc bằng $(\pi/4 - \varphi/2)$ (trường hợp bài toán phẳng, hình IV-23a). Lớp đất trong phạm vi đặt móng tương đối dày, cho nên không thể dùng phương pháp đơn giản thay tác dụng của nó bằng một tải trọng phân bố đều q = γ.h như trước được. Qua nghiên cứu các tác giả đều thấy rằng, ứng suất tác dụng trên mặt Oy không phải là thẳng đứng mà là nghiêng. Đó là tác dụng qua lại giữa các lớp đất phía trên và phía dưới đáy móng. Chính vì vậy mà hình dạng đường trượt phía dưới đáy móng cũng thay đổi so với trường hợp móng nông (V.G.Bêrêzantxev và V.A.Iarotsenco)

* *Bài toán phẳng:* Sơ đồ tính toán như hình (IV-23a). Công thức tính toán có dạng:

$$p_{gh} = A.\gamma.b \qquad \text{(IV-64)}$$

Trong đó: A - hệ số tải trọng, phụ thuộc vào φ và h/b, tra trong bảng (IV-7).



Hình IV-23a

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

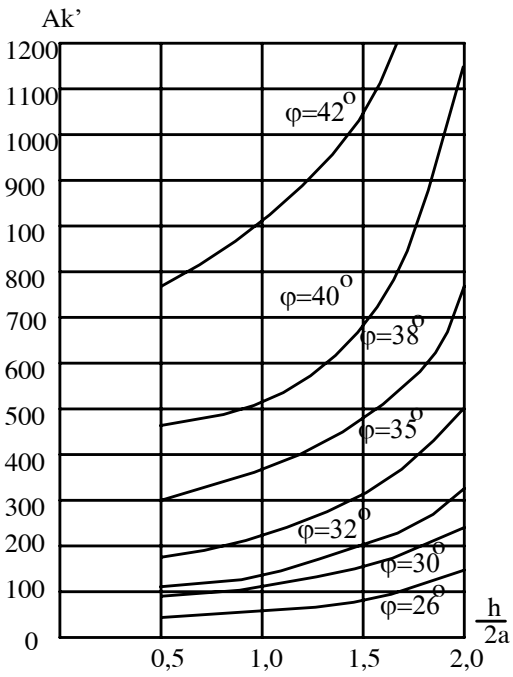
Bảng IV-7: Trị số của A

φ (độ) / h/b	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46
0,5	14	17,5	22,5	29,2	41,7	52,7	72	98,5	137	200	285
1,0	21,3	29,4	34,8	45,2	59	79,5	105,3	146,2	204	295	412
2,0	36,3	48,5	58,9	76,2	99	138	177	242	331	472	667

* *Bài toán không gian:* Cùng với phương pháp trên, V.G.Bêrêzantxev đã giải quyết trường hợp móng tròn có đường kính đáy móng bằng 2a. Tải trọng giới hạn tính theo công thức sau:

$$p_{gh} = A'_k .\gamma.a \qquad \text{(IV-65)}$$

Trong đó: A'_k - hệ số sức chịu tải lấy theo biểu đồ (hình IV-23b)



Hình IV-23b: Biểu đồ xác định

Ví dụ IV-5:

Cũng với nền đất á sét như ví dụ IV-5, tính tải trọng giới hạn đối với trường hợp một móng có đáy là hình vuông, có cạnh bằng 4m, đặt sâu 1,5m.

Trình tự tính toán như sau:

Với $\varphi = 22^0$ theo bảng (IV-6), $A_k = 9,9$; $B_k = 10,8$; $C_k = 24,6$.

Theo công thức (IV-63):

$$p_{gh} = 9,9.1,8.\frac{4}{2} + 10,8.1,8.1,5 + 24,6.2$$

$$p_{gh} = 89,6 \ (T/m^2)$$

Ví dụ IV-6 : Đất nền là cát mịn có $\gamma = 1,9$ t/m^3 và $\varphi = 30^0$

Tính sức chịu tải giới hạn của nền đất dưới đáy móng băng rộng 6m, đặt sâu 12m.

Trình tự tính toán như sau:

- Đây là trường hợp bài toán phẳng với $\frac{h}{b} = \frac{12}{6} = 2$; Tra bảng (IV-7) với $\varphi = 30^0$

được A = 58,9, do đó: $p_{gh} = A.\gamma.b = 58,9.1,9.6 = 672 \ (T/m^2)$

Ví dụ IV-7: Với điều kiện địa chất như ví dụ (IV-6). Tính sức chịu tải giới hạn của nền đất dưới một móng tròn có đường kính bằng 6m, đặt sâu 12m.

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

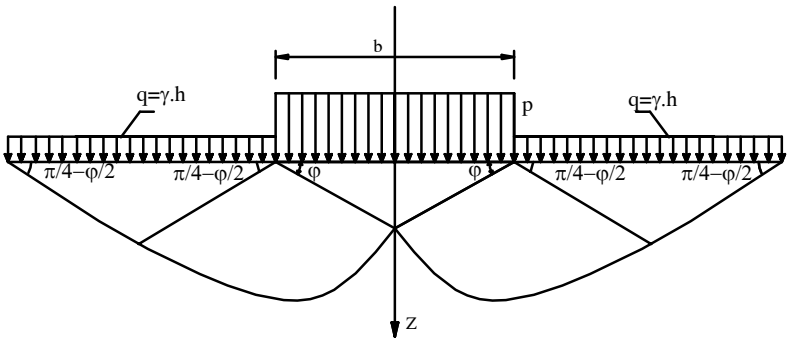
Trình tự tính toán như sau:

Đây là trường hợp bài toán không gian. Trị số của độ sâu đặt móng tương đối $\frac{h}{2a} = 2$; Tra biểu đồ (IV-23) được $A'_k = 240$.

Theo công thức (IV-65): $p_{gh} = 240.1{,}9.\frac{6}{2} = 1.370\ (T/m^2)$

4.2.4. Phương pháp K.Terzaghi:

Sơ đồ tính toán của K.Terzaghi là vẫn dùng những đường trượt như ở trường hợp $\gamma = 0$, đồng thời có chú ý đến sự tồn tại của nêm đất mà K.Terzaghi giả thiết là hình tam giác cân với góc ở đáy bằng φ cho phù hợp với các kết quả của thí nghiệm nén (hình IV-25). Nêm đất phải khắc phục áp lực bị động của đất trong khu vực cân bằng giới hạn ở hai bên và dính kết chặt với đáy móng, các mặt trượt trong vùng (II) và (III) được xác định tương tự như trong phương pháp của Reisner.



Hình IV-24: Sơ đồ tính toán đối với bài toán phẳng của K.Terzaghi

Trên cơ sở nhận định như vậy, K.Terzaghi đã đưa ra công thức tính tải trọng giới hạn ở trường hợp bài toán phẳng như sau:

$$p_{gh} = N_\gamma.\frac{\gamma.b}{2} + N_q.\gamma.h + N_c.c \qquad \text{(IV-66)}$$

Trong đó: N_γ, N_q và N_c - Các hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào góc ma sát φ và tính theo biểu đồ(hình IV-25).

Ngoài ra K.Terzaghi còn đưa ra các hệ số kinh nghiệm vào công thức (IV-66) để tính tải trọng giới hạn trong trường hợp bài toán không gian.

- Đối với móng vuông có cạnh là b:

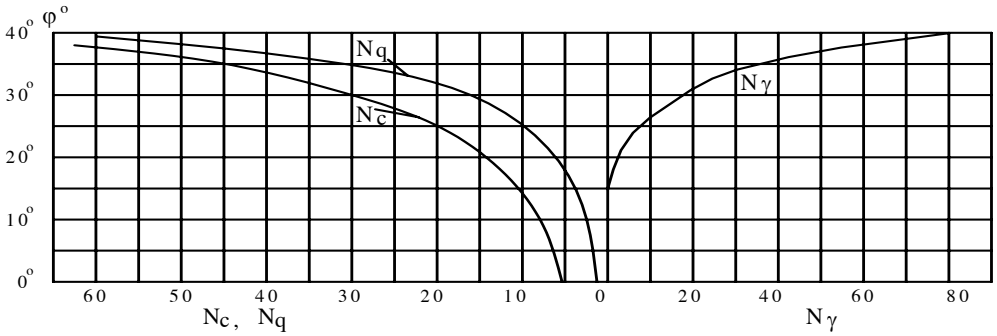
$$p_{gh} = 0{,}4.N_\gamma.\gamma.b + N_q.\gamma.h + 1{,}3N_c.c \qquad \text{(IV-67)}$$

- Đối với móng tròn có bán kính R:

$$p_{gh} = 0{,}6.N_\gamma.\gamma.R + N_q.\gamma h + 1{,}3.N_c.c \qquad \text{(IV-68)}$$

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam



Hình IV-25: Biểu đồ để tra N_γ, N_q và N_c

Ví dụ IV-8 : Tính sức chịu tải của nền đất á sét có γ =1,8 (t/m^3), φ = 22^0, c = 1 (T/m^2) dưới tác dụng của móng hình băng có bề rộng là 4m, đặt sâu 1,5m.

Trình tự tính toán như sau:

Với $\varphi = 22^0$ tra đồ thị (IV-25) được: $N_\gamma = 6$; $N_q = 8$ và $N_c = 19$.

Theo công thức (IV-66):

$$p_{gh} = 6.\frac{1,8.4}{2} + 8.1,8.1,5 + 19.1 = 62,2 \ \ (T/m^2)$$

4.2.5. Phương pháp P.Đ.Evđôkimov - C.C. Goluskevit:

P.Đ.Evđôkimov và Goluskevit đã dùng phương pháp vẽ để tính tải trọng giới hạn hình băng tác dụng trên nền đất đồng nhất. Phương pháp này thường được dùng trong các công trình thuỷ lợi. Nội dung của phương pháp P.Đ.Evđôkimov là để xác định tải trọng giới hạn, P.Đ.Evđôkimov cũng dùng các đường trượt của trường hợp γ = 0, nhưng trong quá trình tính toán thì vẫn xét tới trọng lượng của đất ở các khu vực trượt (tức là chỉ tính đến tổng hợp lực của trọng lượng đất ở từng khu vực, chứ không xét đến trọng lượng đất như là những lực thể tích). Khi đất nền ở trạng thái giới hạn, phạm vi vùng trượt bao gồm 3 khu vực (hình IV-26), trong đó khu vực I, tức là khu vực chủ động, biểu thị bởi tam giác ABE. Đoạn mặt trượt AB phẳng nghiêng với mặt nền một góc là ν, trị số góc nghiêng ν này phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của đất nền và góc lệch δ của hợp lực tổng tải trọng công trình (R_{gh}) so với phương thẳng đứng.

Trị số của góc ν có thể xác định theo công thức sau:

$$\nu = 0,5\ [\arccos(\frac{\sin\delta}{\sin\varphi}) + \varphi - \delta] \qquad \text{(IV-69)}$$

Trị số của góc ABE bằng $\frac{\pi}{2} - \varphi$. Biết được góc này sẽ vẽ được khu vực I. Nếu biết bề rộng đáy móng là b thì sẽ tính được độ dài của AB và EB.

Khu vực II, tức là khu vực quá độ, có dạng hình quạt EBC, trong đó đường BC là đường xoắn lôgarit với phương trình:

$$\overline{EC} = r = r_0 . e^{\theta.tg\varphi} = \overline{EB}. e^{\theta.tg\varphi} \qquad \text{(IV-70)}$$

Trong đó : $\theta = 45^o - \varphi/2 + \nu$ (IV-71)

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Từ E kẻ EC làm với mặt phẳng ED một góc $\mu=(45^o-\varphi/2)$, như vậy điểm C được xác định, tương tự từ C kẻ đường thẳng làm với mặt phẳng nằm ngang tại đáy móng một góc $\mu=(45^o-\varphi/2)$, điểm giao cắt đó là điểm D, như vậy kích thước khu vực III đã xác định.

Khu vực III, tức là khi vực bị động, biểu thị bởi tam giác cân CDE, có hai góc đáy là CDE = CED = $(45^o-\varphi/2)=\mu$.

Từ đó, sẽ có góc BEA được ký hiệu là α và tính theo biểu thức sau:

$$\alpha = \frac{\pi}{2} + \varphi - \nu \qquad \text{(IV-72)}$$

Lực dính của đất được xét bằng cách cho một áp lực phụ thêm tác dụng vuông góc với nền và có trị số bằng $\sigma_\varepsilon = c/tg\varphi$

Trọng lượng đất trong các khu vực I, II và III được ký hiệu là P_1, P_2 và P_3 và tính theo các công thức sau đây:

$$p_1 = 0{,}5.\gamma.b.r_0.\sin\alpha \qquad \text{(IV-111a)}$$

$$p_2 = \frac{r^2 - r_0^2}{4.tg\varphi}.\gamma \qquad \text{(IV-111b)}$$

$$p_3 = 0{,}5.\gamma.r^2.\cos\varphi \qquad \text{(IV-111c)}$$

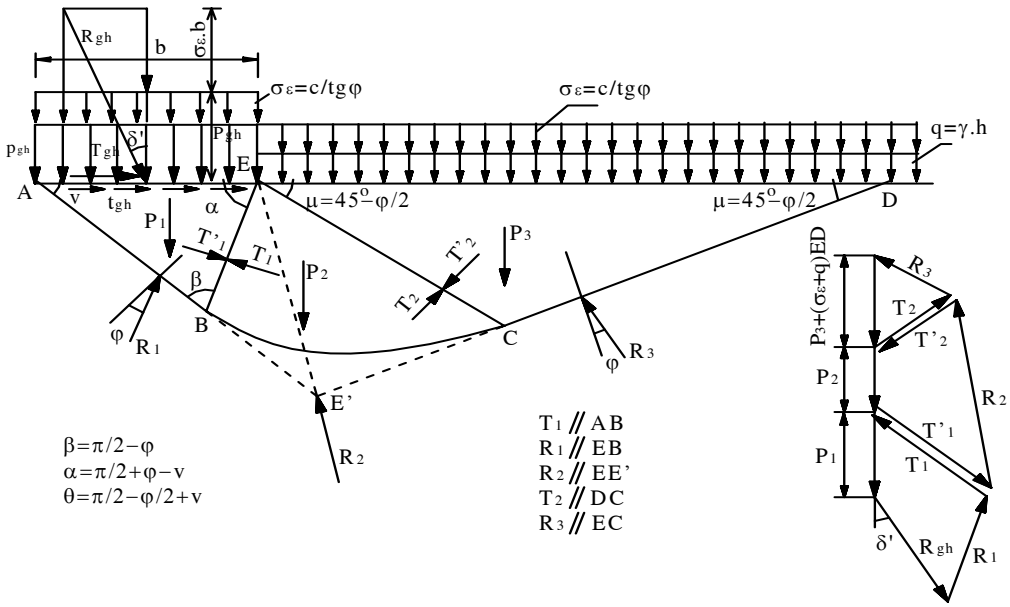
Các đại lượng có dạng e^x, trong các công thức trên được tính theo bảng (IV-8).

Các lực tác dụng lên khối đất trượt bao gồm tải trọng giới hạn p_{gh}, tải trọng tương đương σ_ε, trọng lượng đất P_1, P_2, P_3 các phản lực R_1, R_2, R_3 và khi xét từng khối đất riêng biệt, thì còn các phản lực T_1, T_2. Khi đất ở trạng thái cân bằng giới hạn, các lực R_1, R_3 và T_1, T_2 làm với pháp tuyến của mặt tác dụng một góc bằng φ. Phản lực R_2 được xem như tác dụng trên đoạn EE', trong đó EE' là giao điểm của AB và DC. Các vùng đất trượt được coi như những khối vật thể rắn.

Vẽ đa giác lực, điều kiện để khối trượt ABCDE cân bằng là đa giác lực phải khép kín. Việc xét sự cân bằng của toàn khối và vẽ đa giác lực cho toàn hệ được thực hiện bằng cách lần lượt xét cân bằng và vẽ đa giác lực cho từng khu I, II, III nối tiếp nhau bắt đầu từ khu III đến khu II và khu I. Kết quả thể hiện trên hình (IV-26).

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam



Hình IV-26 : Sơ đồ tính toán theo phương pháp P.Đ.Evđôkimov-C.C.Goluskevit

Phương pháp này có thể được sử dụng theo hai trường hợp khác nhau:

-Nếu tải trọng thiết kế p đã biết trước, tức là góc nghiêng δ đã biết, từ đó có thể tính được tải trọng giới hạn p_{gh}, rồi kiểm tra hệ số an toàn theo điều kiện (IV-46).

Tải trọng p_{gh} tìm được bằng cách vẽ đa giác lực (hình IV-26), thành phần thẳng đứng và thành phần nằm ngang của tải trọng giới hạn xác định theo công thức:

$$p_{gh} = \frac{R_{gh}}{b}\cos\delta - \sigma_{\varepsilon} \qquad \text{(IV-74.a)}$$

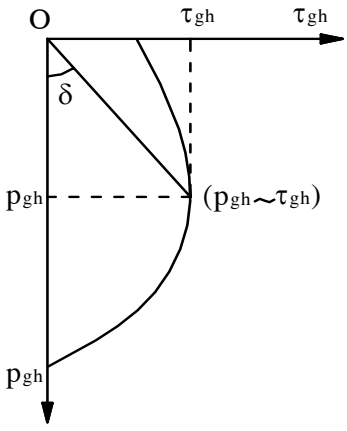
$$\tau_{gh} = \frac{R_{gh}}{b}.\sin\delta \qquad \text{(IV-74.b)}$$

Trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm thì dùng bề rộng móng hữu hiệu (b') thay cho bề rộng toàn bộ móng (b):

$$b' = b - 2e \qquad \text{(IV-75)}$$

Trong đó e là độ lệch tâm của tải trọng.

- Nếu tải trọng chưa biết, tức là góc δ cũng chưa biết thì không thể làm như cách trên được. Lúc này giả định một loạt các trị số δ, rồi dùng phương pháp nói trên để tìm p_{gh} và τ_{gh}, sau đó dựng đường cong quan hệ $\tau_{gh} = f(P_{gh})$ như hình (IV-27). Sau khi thiết kế công trình và đã có trị số của tải trọng thiết kế p và τ sẽ xác định được điểm M trên đồ thị đó. Nếu M nằm đúng trên đường cong $\tau = f(p)$ thì đất nền ở trạng thái cân bằng giới hạn (hệ số an toàn $K_t = 1$), điểm M ở phía trong đường cong thì đất nền ổn định. Ngoài ra nếu có trị số của tải trọng thẳng đứng p thì có thể dùng đường cong đó để tìm tải trọng giới hạn nằm ngang τ_{gh} lúc đó coi $p = p_{gh}$. Cũng có thể làm ngược lại, bằng cách xuất



Hình IV-27

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

phát từ tải trọng nằm ngang τ để tìm tải trọng giới hạn thẳng đứng p_{gh} lúc đó tải trọng τ được coi như tải trọng giới hạn.

Để thuận tiện trong tính toán sức chịu tải của nền khi thiết kế công trình thuỷ, tải trọng giới hạn có thể xác định dựa vào công thức giải tích tính p_{gh}, được thành lập trên cơ sở đa giác lực ở hình (IV-26).

Thành phần thẳng đứng của tải trọng được xác định theo công thức sau:

$$p_{gh(y)} = N_\gamma.\gamma.y + N_q.q + N_c.c \qquad \text{(IV-76)}$$

Thành phần tiếp tuyến với đáy móng:

$$\tau_{(x)gh} = p_{gh(y)}.tg\delta \qquad \text{(IV-77)}$$

Trong đó: q= γh - Tải trọng hông

$0 \le y \le b$ toạ độ của điểm cần tính

N_γ, N_q, N_c - Các hệ số tải trọng giới hạn phụ thuộc vào góc φ và δ tra theo bảng (IV - 9).

γ, φ, c - là dung trọng, góc ma sát trong và lực dính của đất nền

b - bề rộng móng

Khi gặp trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm thì bề rộng móng được chọn là bề rộng móng hữu hiệu (b'): b' = b - 2e; trong đó e là độ lệch tâm của tải trọng.

Như vậy, để xác định được sức chịu tải của nền đất đối với các công trình thuỷ, cần phải tiến hành các bước sau đây:

- Giả sử nhiều giá trị của góc δ: (δ = 0; δ = 0,14; δ = 0,34; δ = 0,94).
- Với mỗi trị số δ, tính các cặp trị số p_{gh}, τ_{gh}, theo công thức (IV- 76, IV-77).
- Vẽ đường cong quan hệ p_{gh} - τ_{gh} như hình (IV - 27).

- -Cặp giá trị p_{gh} và τ_{gh} của điểm nào đó trên đường congvới góc δ đúng bằng với góc nghiêng của tải trọng thực tế công trình, thì cặp giá trị đó chính là tải trọng giới hạn cần tìm.

- Dựa vào điều kiện (IV - 46) sẽ nhận được trị số sức chịu tải hoặc kiểm tra độ bền vững và tính ổn định của nền đất.

Bảng IV-8: Trị số e^x với $x = \theta.tg\varphi$

X	e^x	x	e^x	x	e^x	x	e^x
0,00	1,0000	0,40	1,4918	0,75	2,1170	1,10	3,0042
01	1,0101	41	1,5068	76	2,1383	11	3,0344
02	1,0202	42	1,5220	77	2,1598	12	3,0649
03	1,0305	43	1,5373	78	2,1815	13	3,0957
04	1,0408	44	1,5527	79	2,2034	14	3,1268
0,05	10513	0,45	1,5683	0,80	2,2255	1,15	3,1582
06	1,0618	46	1,5841	81	2,2479	16	3,1899
07	1,0725	47	1,6000	82	2,2705	17	3,2220
08	1,0833	48	1,6161	83	2,2933	18	3,2544
09	1,0942	49	1,6323	84	2,3164	19	3,2871

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

0,10	1,1052	0,50	1,6487	0,85	2,3396	1,20	3,3201
11	1,1163	51	1,6653	86	2,3632	21	2,3535
12	1,1275	52	1,6820	87	2,3869	22	3,3872
13	1,1388	53	1,6989	88	2,4109	23	3,4212
14	1,1503	54	1,7160	89	2,4351	24	3,4556
0,15	1,1618	0,55	1,7333	0,90	2,4596	1,25	3,4903
16	1,1735	56	1,7507	91	2,4843	26	3,5254
17	1,1853	57	1,7683	92	2,5093	27	3,5609
18	1,1972	58	1,7860	93	2,5345	28	3,5966
19	1,2092	59	1,8040	94	2,5600	29	3,6328
0,20	1,2214	0,60	1,8221	0,95	2,5857	1,30	3,6693
21	1,2337	61	1,8404	96	2,6117	31	3,7062
22	1,2461	62	1,8589	97	2,6379	32	3,7434
23	1,2586	63	1,8776	98	2,6645	33	3,7810
24	1,2712	64	1,8965	99	2,6912	34	3,8190
0,25	1,2840	0,65	1,9155	1,00	2,7183	1,35	3,8574
26	1,2969	66	1,9348	01	2,7456	36	3,8962
27	1,3100	67	1,9542	02	2,7732	37	3,9354
28	1,3231	68	1,9739	03	2,8011	38	3,9749
29	1,3364	69	1,9937	04	2,8292	39	4,0149
0,30	1,3499	0,70	2,0138	1,05	2,8577	1,40	4,0552
31	1,3634	71	2,0340	06	2,8864	41	4,0960
32	1,3771	72	2,0544	07	2,9154	42	4,1371
33	1,3910	73	2,0751	08	2,9447	43	4,1787
34	1,4049	74	2,0959	09	2,9743	44	4,2207
0,35	1,4191	0,75	2,1170	1,10	3,0042	1,45	4,2631
36	1,4333					46	4,3060
37	1,4477					47	4,3492
38	1,4623					48	4,3929
39	1,4770					49	4,4371
0,40	1,4918					1,50	4,4817

Bảng IV-9. Hệ số tải trọng giới hạn N_γ, N_C, N_q theo phương pháp Evđokimov-Goluskevit

φ(⁰)	Hệ số	δ (tính theo φ)					
		0	0,1φ	0,3φ	0,5φ	0,7φ	0,9φ
8	N_γ	0,4089	0,3984	0,3598	0,3037	0,2340	0,1485
	N_C	14,643	14,399	13,855	13,218	12,440	11,356
	N_q	2,0580	2,0237	1,9473	1,8577	1,7484	1,5960
10	N_γ	0,5968	0,5742	0,5070	0,4184	0,3145	0,1929
	N_C	14,016	13,715	13,052	12,288	11,374	10,133
	N_q	2,4714	2,4184	2,3014	2,1667	2,0056	1,7866
12	N_γ	0,8407	0,8001	0,6914	0,5578	0,4084	0,2417
	N_C	13,989	13,617	12,807	11,891	10,818	9,3988
	N_q	2,7935	2,8945	2,7223	2,5276	2,2995	1,9978

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

14	N_γ	1,1584	1,0908	0,9227	0,7274	0,5182	0,2951
	N_C	14,381	13,921	12,930	11,831	10,571	8,9502
	N_q	3,5857	3,4708	3,2240	2,9500	2,6357	2,2316
16	N_γ	1,5732	1,4660	1,2136	0,9340	0,6465	0,3537
	N_C	15,118	14,547	13,335	12,016	10,536	8,6856
	N_q	4,3351	4,1713	3,8238	3,4458	3,0210	2,4905
18	N_γ	2,1179	1,9527	1,5809	1,1867	0,7971	0,4181
	N_C	16,182	15,471	13,985	12,398	10,660	8,5492
	N_q	5,2577	5,0269	4,5440	4,0285	3,4635	2,7778
20	N_γ	2,8368	2,5872	2,0465	1,4965	0,9740	0,4889
	N_C	17,583	16,697	18,870	12,959	10,915	8,5081
	N_q	6,3996	6,0772	5,4122	4,7169	3,9728	3,0967
22	N_γ	3,7915	3,4188	2,6395	1,8779	1,1826	0,5669
	N_C	19,358	18,250	15,998	13,693	11,287	8,5420
	N_q	7,8211	7,3773	6,4634	5,5323	4,5602	3,4512
24	N_γ	5,0700	4,5173	3,3998	2,3499	1,4293	0,6530
	N_C	21,570	20,178	17,392	14,605	11,769	8,6381
	N_q	9,6036	8,9836	7,7435	6,5026	5,2401	3,8459
26	N_γ	6,7963	5,9796	4,3805	2,9368	1,7224	0,7483
	N_C	24,305	22,548	19,090	15,709	12,362	8,7881
	N_q	11,855	10,998	9,3107	7,6621	6,0295	4,2863
28	N_γ	9,1494	7,9429	5,6548	3,6709	2,0720	0,8541
	N_C	27,684	25,455	21,141	17,029	13,069	8,9870
	N_q	14,720	13,538	11,241	9,0545	6,9490	4,7785
30	N_γ	12,394	10,608	7,3255	4,5958	2,4911	0,7919
	N_C	31,872	29,027	23,619	18,596	13,900	9,2321
	N_q	18,402	16,754	13,637	10,738	8,0253	5,3302
32	N_γ	16,922	14,264	9,5362	5,7696	2,9966	1,1034
	N_C	37,092	33,435	26,616	20,454	14,868	9,5222
	N_q	23,178	20,893	16,632	12,781	9,2906	5,9502
36	N_γ	32,530	26,507	16,492	9,2122	4,3588	1,4170
	N_C	51,963	45,776	34,706	25,281	17,290	10,240
	N_q	37,754	33,258	25,215	18,367	12,562	7,4400
40	N_γ	66,014	51,714	29,605	15,093	6,4272	1,8186
	N_C	76,506	65,611	47,007	32,200	20,552	11,159
	N_q	61,196	55,504	39,444	27,019	17,245	9,3633

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Ví dụ IV-9: Cho một móng công trình có chiều rộng b = 10m, đặt trên nên đất dính đồng nhất, có góc ma sát trong $\varphi = 10^0$, lực dính đơn vị c = 0,1 (kG/cm^2), trọng lượng thể tích đẩy nổi $\gamma_{đn}$ = 1 (t/m^3). Móng chịu tải trọng đúng tâm, thẳng đứng P = 120 T/m. Xác định hệ số an toàn ổn định, cho biết mực nước trong nền ngang mực nước đáy móng.

Trình tự tính toán như sau:

Dùng phương pháp đồ giải mặt trượt của P.Đ.Evđôkimov - Goluskevit để tính p_{gh} một đơn vị chiều dài để tính.

- Tính các góc của mặt trượt trong trường hợp tải trọng đứng giới hạn ($\delta = 0$):

$$\nu = \alpha = 45^0 + \frac{\varphi}{2} = 45^0 + \frac{10^0}{2} = 50^0$$

$$\theta = 45^0 - \varphi/2 + \nu = 45^0 - 10/2 + 50 = 90^0 = 1{,}57 \text{(radian)}$$

- Tính các cạnh của khối trượt:

$$r_0 = \overline{EB} = b.\frac{\sin\nu}{\cos\varphi} = 10.\frac{\sin 50^0}{\cos 10^0} = 10.\frac{0{,}766}{0{,}984} = 7{,}8m$$

$$r = r_0.e^{\theta tg\varphi} = 7{,}8.e^{1{,}57.tg10^0} = 7{,}8.e^{1{,}57.0{,}176} = 7{,}8.1{,}31 = 10{,}25m$$

$$\overline{ED} = 2.r.\cos\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) = 2.10{,}25.\cos 40^0 = 2.10{,}25.0{,}766 = 15{,}7m$$

Dựa vào các số liệu nêu trên, có thể xây dựng được hệ thống mặt trượt như hình (IV-28).

Tính các lực: $P_1 = 0{,}5.\gamma_{dn}.b.r_0.\sin\alpha = 0{,}5.1.10.7{,}8.\sin 50^0 = 29{,}87$ (T/m)

$$P_2 = \gamma_{đn}.\frac{r^2 - r_0^2}{4.tg\varphi} = 1.\frac{10{,}25^2 - 7{,}8^2}{4.tg10^0} = 62{,}8 \text{ (T/m)}$$

$$P_3 = 0{,}5.\gamma_{đn}.r^2.\cos\varphi = 0{,}5.1.10{,}25^2.\cos 10^0 = 51{,}7 \text{ (T/m)}$$

$$P_3.\sigma_\varepsilon = P_3 + \overline{\sigma_\varepsilon}.\overline{ED} = 51{,}7 \pm \frac{1}{tg10^0}.15{,}7 = 141 \text{ (T/m)}$$

Tính đại lượng phụ:

$$\beta = \text{arctg}\frac{e^{\theta tg\varphi - \cos\theta}}{\sin\theta} + \alpha - \varphi = \text{arctg}\frac{e^{0{,}276 - \cos 90^0}}{\sin 90^0} + 50^0 - 10^0 = 92^0{,}48'$$

Dựa vào các đại lượng trên để vẽ đa giác lực như hình (IV-28) ta tìm được $P_{gh} = \overline{dg} = 214$ (T/m).

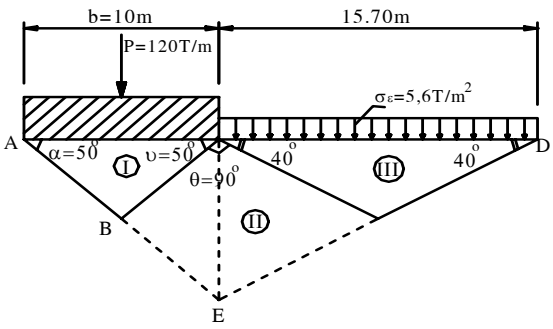
Suy ra : $$P_{gh} = \overline{dg} - \sigma_\varepsilon.b = 214 - \frac{1}{tg10^0}.10 = 214 - 56{,}7 = 157{,}3 \text{ (T/m)}$$

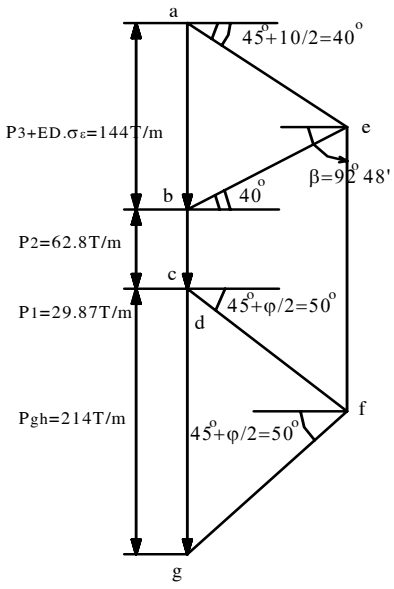
Hệ số an toàn ổn định K_t là:

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

$$K_t = \frac{P_{gh}}{P} = \frac{157,3}{120} = 1,31$$





Hình IV-28

4.2.6 Phương pháp của J.Brinch Hansen:

Trường hợp nền đất đồng nhất, ở trạng thái ổn định, móng có đáy phẳng, trị số phụ tải ở các phía của móng không khác nhau nhiều quá 25%, thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn được tính theo công thức bán kinh nghiệm của J.Brinch Hansen mà TCXD45-78 giới thiệu là:

$$p_{gh} = A_1.b.\gamma_I + B_1.\gamma_I'.h + D_1.c \qquad \text{(IV-78)}$$

Tải trọng giới hạn ngang:

$$\tau_{gh} = p_{gh}.tg\delta \qquad \text{(IV-79)}$$

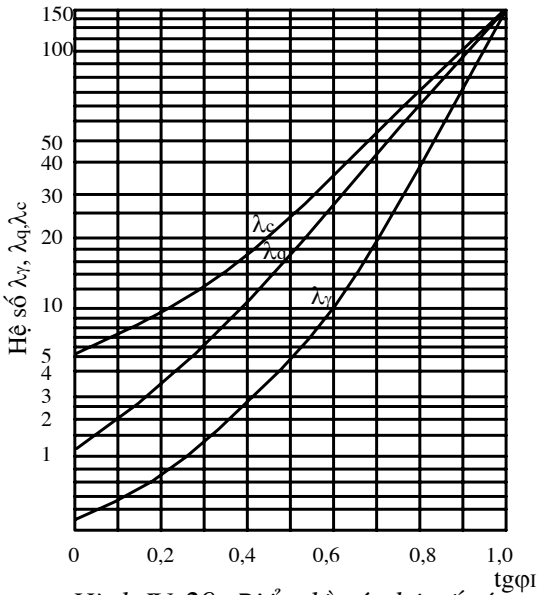
Trong đó: A_1, B_1, D_1 - các hệ số không thứ nguyên, xác định theo công thức:

$$A_1 = \lambda_\gamma .i_\gamma.n_\gamma \qquad \text{(IV-80)}$$

$$B_1 = \lambda_q.i_q.n_q \qquad \text{(IV-81)}$$

$$D_1 = \lambda_c.i_c.n_c \qquad \text{(IV-82)}$$

λ_γ , λ_q và λ_c : Các hệ số sức chịu tải, phụ thuộc góc ma sát trong φ_1 của đất nền; tra theo biểu đồ hình (IV-29).



Hình IV-29: Biểu đồ các hệ số sức chịu tải.

i_γ, i_q và i_c - Các hệ số ảnh hưởng góc

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

nghiêng của tải trọng phụ thuộc vào góc ma sát trong φ, của đất nền và góc nghiêng δ của tổng hợp lực các tải trọng tại mức đáy móng tra theo biểu đồ (hình IV-30).

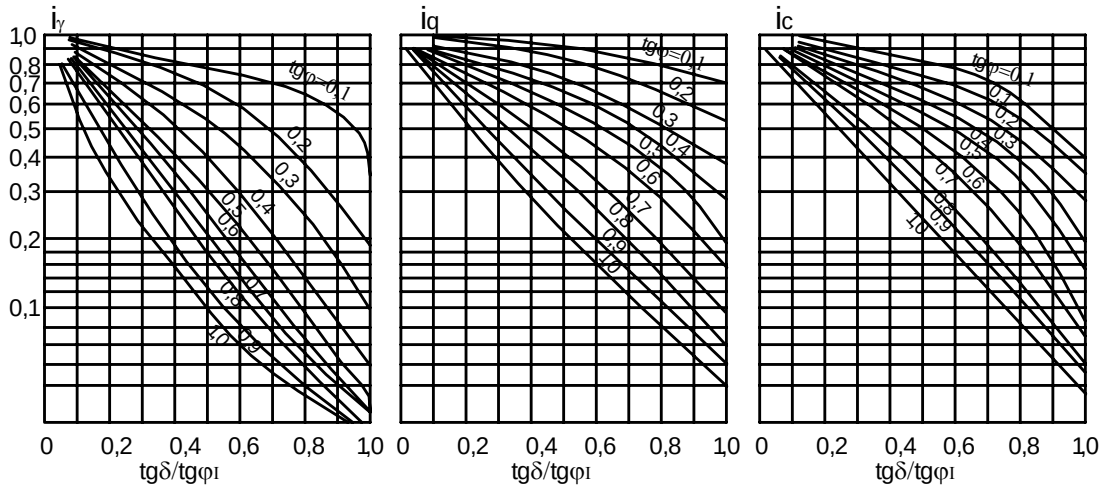
n_γ, n_q và n_c - Các hệ số ảnh hưởng của tỷ số cạnh đáy móng hình chữ nhật:

$$n_\gamma = 1 + 0{,}25/n; \quad n_q = 1 + 1{,}5/n; \quad n_c = 1 + 0{,}3/n; \; n = l/b \qquad \text{(IV-83)}$$

l, b - chiều dài và chiều rộng của móng, trường hợp tải trọng tác dụng lệch tâm lấy l'/b' với l', b, tính theo công thức (IV-75).

γ_I, γ'_I - trọng lượng thể tích của đất ở dưới và ở trên mặt đáy móng.

c, h - lực dính đơn vị của đất và chiều sâu đặt móng.



Hình IV-30: Biểu đồ các hệ số góc nghiêng tải trọng

Đối với các công trình cầu cống: Theo quy phạm CH-200-62 của Liên Xô (nay là cộng hoà Liên bang Nga). Khi kiểm tra cường độ của nền theo trạng thái giới hạn thứ nhất thì dùng các công thức của Berzanxev cho các nền đất cát khi góc nghiêng giữa tổng hợp các tải trọng và đường thẳng đứng nhỏ hơn 5^0 ($\delta < 5^0$), còn khi góc nghiêng đó lớn hơn 5^0 thì dùng công thức tính toán của V.V Xôcolovski.

Song song với việc dùng các công thức của lý thuyết cân bằng giới hạn nói trên, khi chưa có đủ các đặc trưng tính toán của đất (γ và φ), hoặc đối với đất dính, thường dùng công thức kinh nghiệm để xác định sức chịu tải tính toán R (chống nén) của đất nền (T/m^2) như sau:

$$R = 1{,}2\{R'.[1+K_1 (b-2)] + K_2.\gamma'(h-3)\} \qquad \text{(IV-84)}$$

Trong đó: R'- sức chịu tải qui ước của đất lấy theo bảng (IV-10, IV-11 và IV-12);

b - chiều rộng hoặc đường kính của đáy móng (m); khi b>6 thì vẫn lấy b= 6m;

h - độ sâu đặt móng (m);

γ' - trọng lượng thể tích trung bình của đất ở phía trên đáy móng (t/m^3);

γ_i - trọng lượng thể tích (t/m^3) của lớp đất có chiều dày h_i (m) trong phạm vi độ sâu đặt móng.

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

K_1 và K_2 - các hệ số lấy ở bảng (IV-13)

Bảng IV-10: Trị số R' (kG/cm²) của đất sét.

Tên loại đất	Hệ số rỗng	Đô sệt B						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Á cát, với A < 5	0,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-
	0,7	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-	-
Á sét, với 10 ≤A≤15	0,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
	0,7	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-
Sét với A>20	0,5	6,0	4,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5
	0,6	5,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,5

Ở đây: A - chỉ số dẻo : khi trị số A nằm trong khoảng 5-10 và 15-20 thì lấy trị số R' trung bình giữa Á cát và Á sét, cũng như giữa Á sét và sét. Đối với sét cứng (B<0), trị số R' được xác định theo kết quả thí nghiệm [$R' = 1,5R_n$]

R_n - cường độ phá hoại của mẫu đất khi bị nén theo một trục.

Bảng IV-11 :Trị số R' (kG/cm²) của đất cát trong nền đất.

Tên đất và độ ẩm	Trạng thái của đất	
	Chặt	Chặt vừa
- Cát sỏi và cát thô (không phụ thuộc độ ẩm)	4,5	3,5
- Cát vừa + hơi ẩm	4,0	3,0
+ rất ẩm, bão hòa nước	3,5	2,5
- Cát mịn + hơi ẩm	3,0	2,0
+ rất ẩm, bão hòa nước	2,5	1,5
- Cát bụi + hơi ẩm	2,5	2,0
+ rất ẩm	2,0	1,5
+ bão hòa nước	1,5	1,0

Bảng IV-12: Trị số R' (kG/cm²) của đất vụn thô.

Tên đất	R'
- Đá dăm (cuội) có cát lấp đầy các lỗ rỗng	6,0-10,0
- Đá dăm (sỏi) từ những mảnh vụn của đá kết tinh	5,0-8,0
- Đá dăm (sỏi) từ những mảnh vụn của đá trầm tích	3,0-5,0

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

Bảng IV-13: Trị số K_1 và K_2.

Tên loại đất	K_1 (m^{-1})	K_2
- Cuội, sỏi, cát sỏi, cát thô, cát vừa	0,10	0,30
- Cát mịn	0,08	0,25
- Cát bụi, á cát	0,06	0,20
- Á sét, sét cứng và nửa cứng	0,04	0,20
- Á sét, sét dẻo và dẻo mềm	0,02	0,15

Nếu móng đặt tại nơi có nước mặt thì trị số của R được cộng thêm với số hạng $0,1H_1$ (kG/cm^2), trong đó H_1 là chiều sâu kể từ mực nước thấp nhất tới đáy sông.

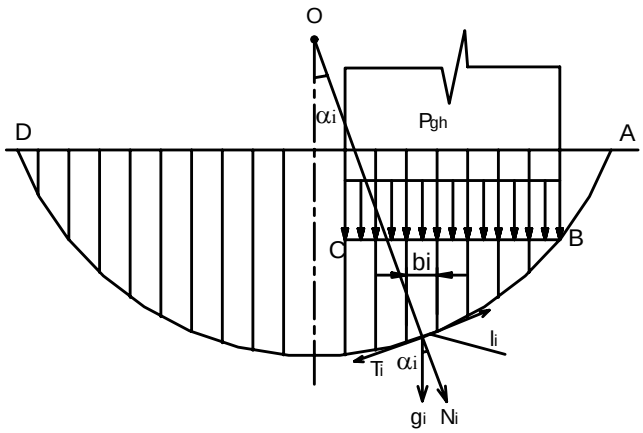
4.3. Phương pháp tính toán dựa vào giả thiết trước mặt trượt .

Khi nền đất phá hoại, đất trượt theo một mặt trượt nhất định. Hiện tượng này đã được nhiều người nhận thấy từ lâu. Nhưng vấn đề xác định mặt trượt một cách chính xác, là một vấn đề hết sức khó khăn và phức tạp, cho nên trước đây một số tác giả đã giả định trước mặt trượt là những mặt gãy khúc (phương pháp của X.I.Belzetxki, N.M Gerxêvanov, Packer, v.v...), rồi từ điều kiện cân bằng tĩnh của khối đất nằm trong phạm vi giới hạn bởi mặt trượt để tìm ra tải trọng giới hạn của đất nền, và xác định sự ổn định của công trình .

Tất nhiên, điều giả định đó không phù hợp với thực tế, cho nên sau này có nhiều tác giả đã đề ra phương pháp tính toán dựa vào giả thiết trước mặt trượt là mặt hình trụ tròn (phương pháp của Petecxon; H.Kreg W.Fellenius, v.v...) được thừa nhận là đáng tin cậy hơn và được dùng chính thức trong các quy trình, quy phạm thiết kế nền móng công trình.

Nội dung chủ yếu của các phương pháp mặt trượt hình trụ tròn là dùng cách "mò dần" xác định được mặt trượt nguy hiểm nhất, tức là tìm hệ số ổn định trượt của khối đất dưới đáy móng có hệ số ổn định nhỏ nhất.

Muốn thế, từ một điểm O bất kỳ lấy làm tâm, vẽ một cung tròn đi qua mép đáy móng (hình IV-31). Chia khối đất trượt thành nhiều mảnh nhỏ thẳng đứng có chiều rộng là b. Tải trọng đáy móng được quy ra trọng lượng đất tương ứng.



Hình IV-31: Sơ đồ tính toán theo phương pháp mặt trượt hình trụ tròn.

Tất cả các lực tác dụng trên một mảnh đất đều truyền xuống mặt trượt như trên hình (IV-31) đã biểu thị.

Lực $T_i = G_i.\sin\alpha_i$ làm cho mảnh đất trượt trên mặt trượt (G_i là lực tác dụng trên mảnh đất thứ i)

Lực chống trượt xác định theo công thức:

http://vietnam12h.com

Công ty Hóa Chất Xây Dựng Phương Nam

$$S_i = N_i.tg\varphi_1 + c_i\Delta l_i = G_i\cos\alpha_i.tg\varphi_i + c_i\Delta l_i \qquad \text{(IV-85)}$$

Trong đó: φ_i - góc ma sát trong của đất trong phạm vi cung trượt Δl_i tương ứng với mảnh thứ i;

c_i - lực dính đơn vị của đất trong phạm vi cung trượt Δl_i;

Δl_i - chiều dài cung trượt tương ứng với mảnh thứ i;

α_i - góc tạo bởi đường thẳng đi qua điểm giữa của cung trượt Δl_i tới tâm O và đường thẳng đứng.

Như vậy, hệ số ổn định của nền là tỷ số giữa mô men chống trượt và mô men gây trượt, được xác định như sau:

$$K = \frac{M_g}{M_t} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} G_i \cos\alpha_i .tg\varphi_i + \sum_{i=1}^{i=n} c_i .\Delta l_i}{\sum_{i=1}^{i=n} G_i .\sin\alpha_i} \qquad \text{(IV-86)}$$

Bằng phương pháp "mò dần" tính toán nhiều cung trượt để tìm được mặt trượt nguy hiểm nhất, tức là lúc ấy K có trị số nhỏ nhất (K_{min}). Sau đó so sánh K_{min} với hệ số cho phép (thường lấy từ 1,2-1,5). Nếu K_{min} nhỏ hơn trị số cho phép tức là trường hợp không an toàn, cần thiết kế lại.

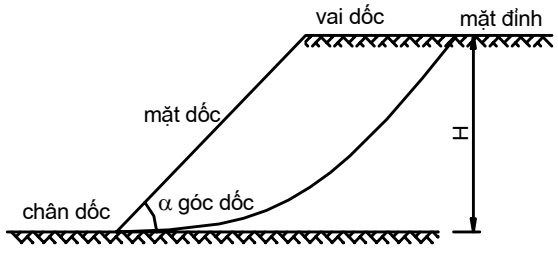
Từ đó, có thể nhận thấy rằng, phương pháp tính toán cung trượt hình trụ tròn, đã trình bày ở trên không xác định được tải trọng giới hạn, cũng không xác định được mặt trượt tương ứng với trạng thái giới hạn, tức là không thể cho biết được vị trí của mặt trượt có thể xảy ra. Cho nên, cả phương pháp tính toán và hệ số ổn định K cũng chỉ có tính qui ước mà thôi. Muốn xác định được tải trọng giới hạn thì phải tìm được hệ số ổn định trượt $K_{min} = 1$, để thực hiện được việc này cũng rất phức tạp.

§5 ỔN ĐỊNH CỦA MÁI DỐC

Mái dốc là một khối đất có một mặt giới hạn là mặt dốc (hình IV-32). Mái dốc được hình thành hoặc do tác dụng tự nhiên (sườn núi, bờ sông, bờ hồ v.v...) hoặc do tác dụng nhân tạo (ta luy nền đường đất đào, đất đắp, hố móng, kênh đào, thân đập đất, đê, v.v...)

Một trong những dạng phá hoại ổn định mái dốc là hiện tượng đất trượt (gọi tắt là hiện tượng trượt) Trượt là sự chuyển động của khối đất trên sườn dốc dưới tác dụng của trọng lực. Đó chính là một hiện tượng địa chất công trình động lực gây nhiều tổn thất và nguy hại cho tất cả các công trình xây dựng trên sườn dốc.

Các yếu tố gây mất ổn định cho mái dốc thường là do tải trọng ngoài, trọng lượng bản thân của đất, áp lực nước lỗ rỗng, lực động đất và các yếu tố khác. Tham gia giữ cho mái dốc ổn định là lực dính và ma sát trong của đất. Cũng cần lưu



Hình IV-32

http://vietnam12h.com