

港湾技術研究所報告

REPORT OF PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

第5卷12号

Vol. 5 No. 12

(通巻第34号)

資料係
文献複写
禁持出

粘性土地盤の支持力……………中瀬明男

1966年6月

運輸省港湾技術研究所



粘性土地盤の支持力

目 次

	頁
1. ま え が き	1
2. 上載荷重を有する低い盛土の安定	
2.1 計算条件および計算方法	2
2.2 抵抗モーメント	2
2.3 スペリモーメント	6
2.4 安定解析	7
2.5 臨界円の位置	10
2.6 支持力係数図の使用例	12
2.7 粘性土の層厚が有限の場合の支持力係数	16
2.8 鉛直な側面を持つ盛土	21
2.9 破壊例の解析への適用	23
3. 長方形基礎の支持力	
3.1 概 要	24
3.2 円筒スペリ面上に働くせん断抵抗による抵抗モーメント	24
3.3 安定解析	26
3.4 スペリ円の大きさと位置	32
3.5 在来の支持力解との比較	34
3.6 粘性土の層厚に制限のある場合の長方形基礎の支持力	37
4. あとがき	41
付 図 粘性土の層厚に制限がある場合の低い盛土の支持力係数	43
付録一Ⅰ 傾斜荷重に対する連続基礎の支持力	52
付録一Ⅱ 地震時の連続基礎の支持力	53

Bearing Capacity of Cohesive Soil Stratum

Akio Nakase *
B. Sc., DIC

Synopsis

The $\phi_u=0$ analysis has been successfully used for the stability analysis of earth structures on cohesive soil stratum at or near end of construction. A design graph for low embankment with surcharge is compiled using circular slip surface by the $\phi_u=0$ analysis for the case when the undrained strength of soil increases linearly with depth. By applying to stability analysis of two case records, an accuracy of the graph is found to be satisfactory.

The same analysis is applied to the problem of bearing capacity of rectangular footing with assumption of cylindrical slip surface. The value of bearing capacity by the present analysis is found to be between those by Terzaghi and Skempton. The ultimate bearing capacity of strip footing for the case of inclined uniform loading and also for the case of earthquake is briefly described in the appendices.

* Chief of Soil Mechanics Laboratory, Soils Division.

粘性土地盤の支持力

中 瀬 明 男*

1. まえがき

地盤の支持力問題、すなわち地盤のせん断破壊に対する安定性の問題としては、フーティングに載荷し得る最大荷重強度を調べる基礎の支持力問題、斜面の極限傾度および極限高さを調べる斜面安定問題、さらに盛土荷重における極限的な荷重強度分布を調べる問題などがある。

飽和または飽和に近い粘性土地盤に載荷を行なう場合の安定解析としては、土の非排水強さ ($c_u, \phi_u=0$) を用いるいわゆる $\phi_u=0$ 法を適用すべきであるとされている。実さいに生じた4つの土構造物のスベリ破壊について、円形スベリ面を仮定した $\phi_u=0$ 法により安定解析を行なった結果、限界安全率は0.93~1.04の間にあり、極限平衡に対応する安全率として、 $F=1.0$ の規準が実用上成立することが確められた。また、土の非排水強さ

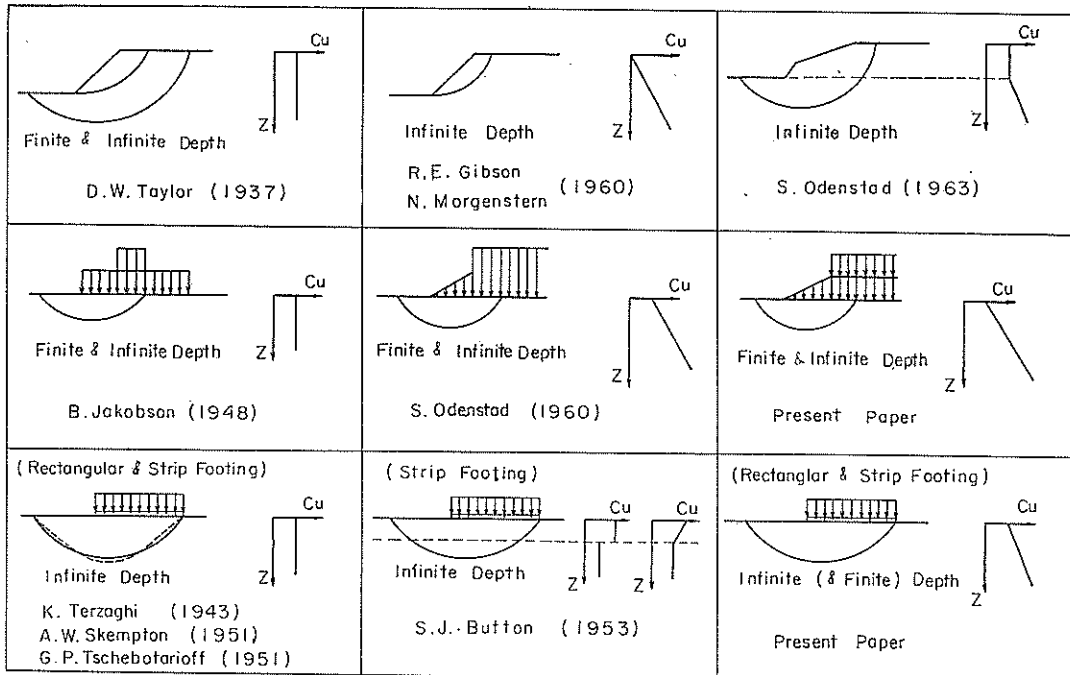
を一軸圧縮試験によって求める場合には、測定値にかなりのバラつきがあるが、上に示した $F=1.0$ の実用基準に対応する非排水強さとしては、測定値の平均を採るべきことも示された。

以上のような実用規準に従って $\phi_u=0$ 法による解析を行なえば、飽和または飽和に近い粘性土地盤に載荷を行なう場合の安定解析は、土質工学的には解決できる。しかし、実さい問題として安定計算はかなり手数のかかるものであって、実用上は条件を単純化した場合について、公式化または図表化したものを用いるのが便利である。

地盤の支持力問題については、これまでいくつかの研究成果が発表されている。これらのうち $\phi_u=0$ 法が適用できる場合の支持力の解が公式化または図表化されてい

* 土質部土性研究室長

** 港湾技術研究所英文報告No. 14. (予定)



図—1 これまでに解かれた $\phi_u=0$ 法による安定問題

ここに k は土についての定数であり、非排水強さの深さに対する増加割合を示すものである。土の非排水強さと有効鉛直土カブリ圧の比 $(c/p)_n$ と土の水中単位体積重量 γ' を用いると、 $k = (c/p)_n \cdot \gamma'$ となり、したがって k は単位体積重量と同じ次元を持つものである。

図-3 を参照して、スベリ円弧の C D 部分のせん断抵抗による、中心 O 点に関する抵抗モーメントを考えてみ

$$\begin{aligned} M_r \Big|_{\theta_1}^{\theta_2} &= \int_{\theta_1}^{\theta_2} (c_0 + kz) R^2 d\theta \\ &= \int_{\theta_1}^{\theta_2} \left\{ c_0 + kR (\cos\theta - \cos\alpha) \right\} R^2 d\theta \\ &= R^2 \left[c_0\theta + kR(\sin\theta - \theta\cos\alpha) \right]_{\theta_1}^{\theta_2} \quad (5) \end{aligned}$$

式 (5) による抵抗モーメントの表示は、サンドドレンなどによって局部的に土の強さが異なるような場合に便利に用いられる。式 (5) の第 2 項は非排水強さの深さ方向の増分 (kz) によるモーメントを表わすもので、 $(\sin\theta - \theta\cos\alpha)$ の数値はモーメント係数として出版されている。¹³⁾

スベリ円の全長 A B C D E についての抵抗モーメントは式 (5) に $\theta_1 = -\alpha$, $\theta_2 = +\alpha$ を代入すれば次式のように表わされる。

$$\begin{aligned} M_r &= 2 R^2 [c_0\alpha + kR (\sin\alpha - \alpha\cos\alpha)] \\ &= 2 \frac{l^2}{\sin\alpha} [c_0\alpha + k(l - h\alpha)] \\ \therefore R \sin\alpha &= l, \quad R \cos\alpha = h \end{aligned}$$

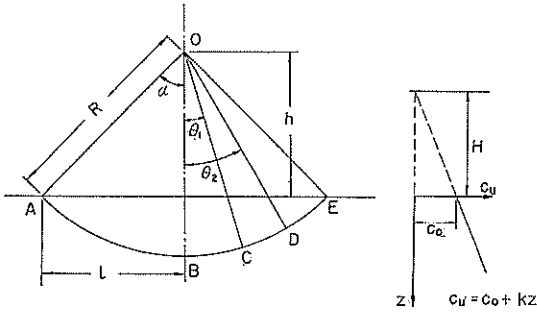


図-3 式 (5) - 式 (7) のキイ・スケッチ

る。ただし図面垂直方向には単位厚さを考えるものとする。

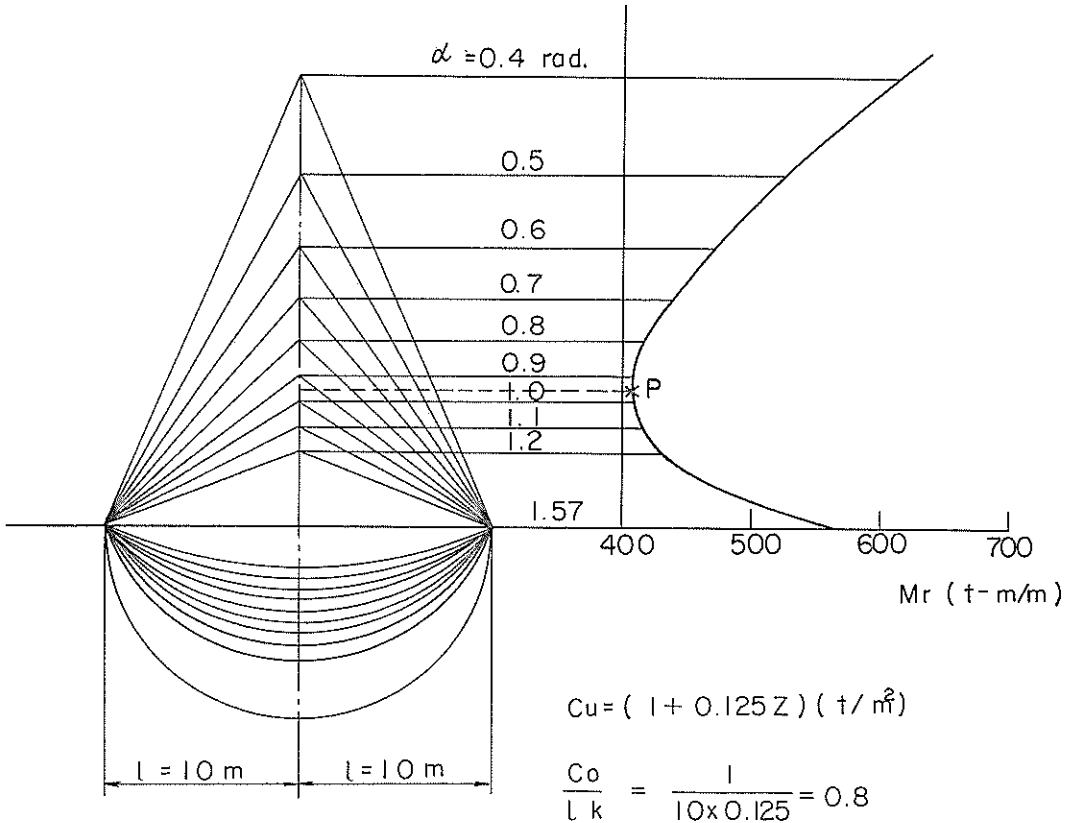


図-4 弦長一定なスベリ円における抵抗モーメントと頂角の関係

$$= 2kl^3 \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kl} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right)$$

$$= 2kl^3 f_1 \left(\alpha, \frac{c_0}{kl} \right) \quad (6)$$

ここに $\frac{c_0}{k}$ は図-3 に示す長さ H に相当するものであり、また

$$f_1 \left(\alpha, \frac{c_0}{kl} \right) = \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kl} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) \quad (7)$$

式(6)を用いれば、 c_0, k, l が与えられた場合、頂角 α と抵抗モーメントの値の関係を調べることができる。

1つの例を図-4 に示すが、頂角 α の異なるいくつかのスベリ円について抵抗モーメントの値を求めると、ある α の値に対して抵抗モーメントが最小となる。 c_0, k, l が与えられているので、抵抗モーメントの最小値は式

(6) および式(7) に示すように、 $f_1 \left(\alpha, \frac{c_0}{kl} \right)$ の最小値に対応することになる。

c_0, k, l すなわち c_0/kl の値を与えれば、 $f_1 \left(\alpha, \frac{c_0}{kl} \right)$ は α のみの関数となる。 $f_1 \left(\alpha, \frac{c_0}{kl} \right)$ の最小値は $\frac{\partial}{\partial \alpha} f_1 = 0$

の条件により求められ、その結果最小抵抗モーメントに対応するスベリ円の頂角 α と c_0, k, l の間には次の関係が存在することが分る。

$$\frac{c_0}{kl} = \frac{3(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha) - \alpha \sin \alpha \tan \alpha}{(\sin \alpha + \alpha \cos \alpha) \tan \alpha - 3\alpha \sin \alpha} \quad (8)$$

式(8) および(7) により、ある c_0/kl 値に対応する $f_1 \left(\alpha, \frac{c_0}{kl} \right)$ の最小値および頂角 α の関係が求められる。計算の結果を表-1 および図-5, 6 に示す。

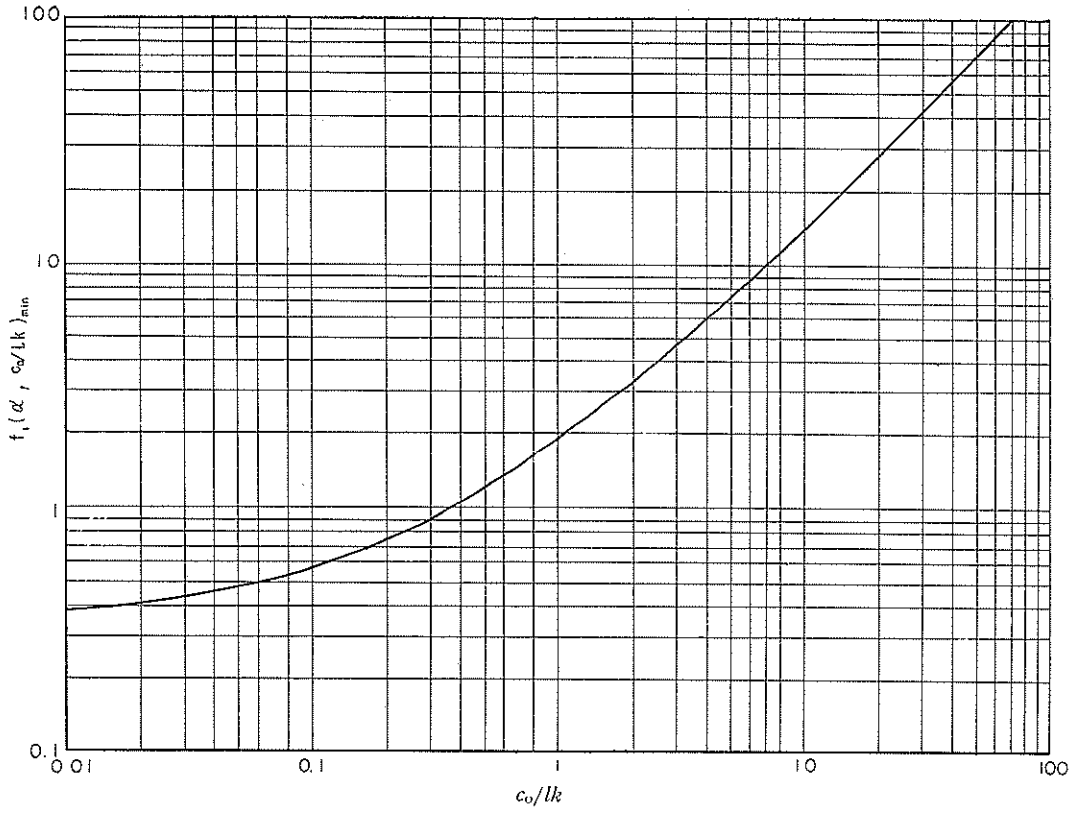
表-1 $f_1 \left(\alpha, \frac{c_0}{kl} \right)_{\min}$ と $\alpha, \left(\frac{c_0}{kl} \right)$ の関係

α	c_0/kl	$f_1 \left(\alpha, \frac{c_0}{kl} \right)_{\min}$
0	0	0.33333
0.10	0.00036	0.33823
0.15	0.00086	0.34216
0.20	0.00220	0.34989
0.25	0.00438	0.35967
0.30	0.00773	0.37213
0.35	0.01268	0.38790
0.40	0.01955	0.40708
0.45	0.02899	0.43064
0.50	0.04161	0.45926
0.55	0.05838	0.49427
0.60	0.08050	0.53723
0.65	0.10972	0.59052
0.70	0.14847	0.65747
0.75	0.20039	0.74299
0.80	0.27111	0.85486
0.85	0.36979	1.00565
0.90	0.51264	1.21770
0.95	0.73070	1.53376
1.00	1.09290	2.04896
1.05	1.78695	3.02223
1.10	3.57421	5.50421
1.125	6.14263	9.05661
1.15	16.99761	24.04452
1.16	48.67488	67.76431
1.163	106.61316	147.72300

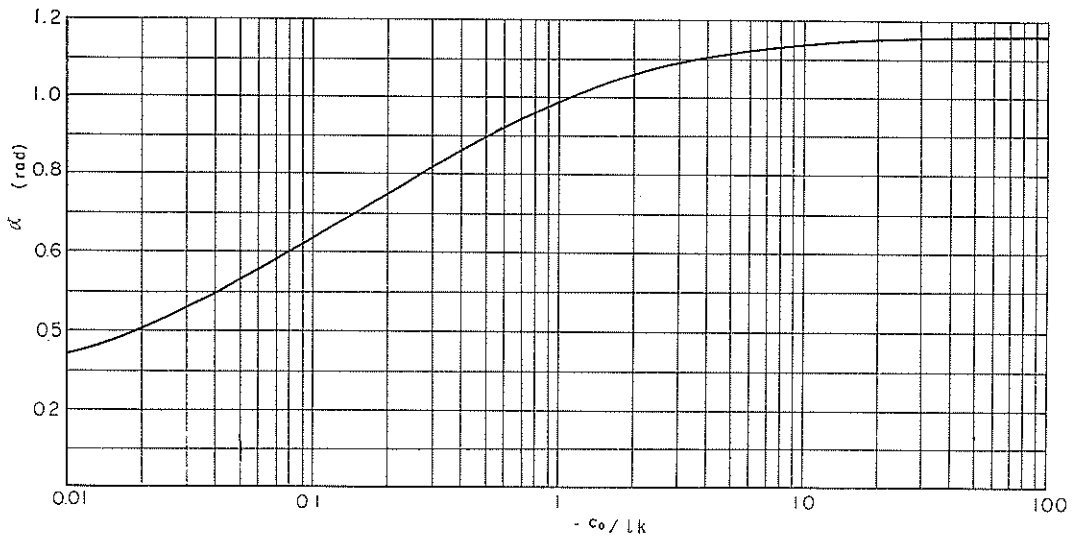
c_0/kl	$f_1 \left(\alpha, \frac{c_0}{kl} \right)_{\min}^*$	α^{**}
0	0.333	0
0.05	0.473	0.515
0.1	0.570	0.635
0.15	0.663	0.700
0.2	0.742	0.750
0.3	0.900	0.817
0.4	1.055	0.863
0.5	1.205	0.897
0.6	1.350	0.924
0.7	1.495	0.945
0.8	1.635	0.962
0.9	1.782	0.978
1.0	1.925	0.990
2.0	3.310	1.059
3.0	4.700	1.089
4.0	6.080	1.106
5.0	7.475	1.118
10.0	14.5	1.138
20.0	28.5	1.153
50.0	69.8	1.160
100.0	139	1.163

* : $f_1 \left(\alpha, \frac{c_0}{kl} \right)_{\min}$ と c_0/kl のプロットより

** : c_0/kl と α のプロットより



図—5 $f_1(\alpha, c_0/kl)_{\min}$ と c_0/kl の関係



図—6 $f_1(\alpha, c_0/kl)_{\min}$ に対応する頂角 α と c_0/kl の関係

表-1 または 図-5, 6 を用いれば, c_0/kl の値に対応する最小抵抗モーメントの値を直ちに求めることができる。図-4 に示す例においては $c_0/kl=0.8$ であり, 表-1 より $\alpha=0.962 \text{ rad}$, $f_1(\alpha, c_0/kl)_{\min}=1.635$ と求められるので, 式 (6) より

$$M_{r,\min}=2kl^3 \times 1.635 \\ =2 \times 0.125 \times 10^3 \times 1.635=408.8 (\text{t}^{\cdot}\text{m}/\text{m})$$

が直ちに求められる。

非排水強さ c_u が深さに無関係に一定, すなわち $k=0$ の場合, 式 (6) は

$$M_r=2l^2c_0 \frac{\alpha}{\sin^2\alpha}=2R^2\alpha c_0 \quad (9)$$

となり, l が与えられた場合の抵抗モーメントの最小値は

$$\frac{\partial}{\partial \alpha} M_r=2c_0l^2 \left(\frac{\sin\alpha-2\alpha\cos\alpha}{\sin^3\alpha} \right)=0$$

の条件より

$$\alpha=1.166 \text{ rad} (66^\circ 54')$$

$$M_{r,\min}=2.76l^2c_0 \quad \left. \vphantom{\alpha=1.166 \text{ rad}} \right\} (10)$$

が得られる。すなわち, $c_u=c_0$ の場合にはスベリ円の弦長 $2l$ が与えられれば, 最小抵抗モーメントは $2.76l^2c_0$ となる。対応するスベリ円の中心の高さ h は $l \cot \alpha=0.43l$ となることが分る。

一方 $c_u=kz$, すなわち, $c_0=0$ の場合には式 (7) より

$$f_1(\alpha, 0)=\frac{\alpha}{\sin^2\alpha} \left(\frac{1}{\alpha}-\cot\alpha \right)$$

となり, その最小値は $\alpha=0$ において $1/3$ となる。したがってスベリ円の弦長 $2l$ が与えられれば, その最小抵抗モーメントは

$$M_{r,\min}=\frac{2}{3} \cdot kl^3 \quad (11)$$

となる。

2.3 スベリモーメント

スベリモーメントを計算する場合には, 2・1 に述べたようにスベリ面と地盤表面の交点より発して盛土全体に及ぶ鉛直引張りキ裂を仮定している。

スベリモーメントを求めるさいに, スベリ円と盛土の幾何的關係を2つに分けて考えると便利である。すなわち, 図-7 に示すように, スベリ円の弦長 $2l$ が盛土の斜面の水平距離 x より大きいものと小さいものとの2つの場合である。

上載荷重のない場合には, 最小安全率を示すスベリ円すなわち臨界円は, 図-7 (a) に示すように, スベリ円の始終点とともに盛土斜面の外側にある場合に限ることがすでに示されている。¹⁰⁾

一方, 上載荷重のある場合に図-7 (b) のようなスベリ円について考えてみると, 計算の仮定上スベリモー

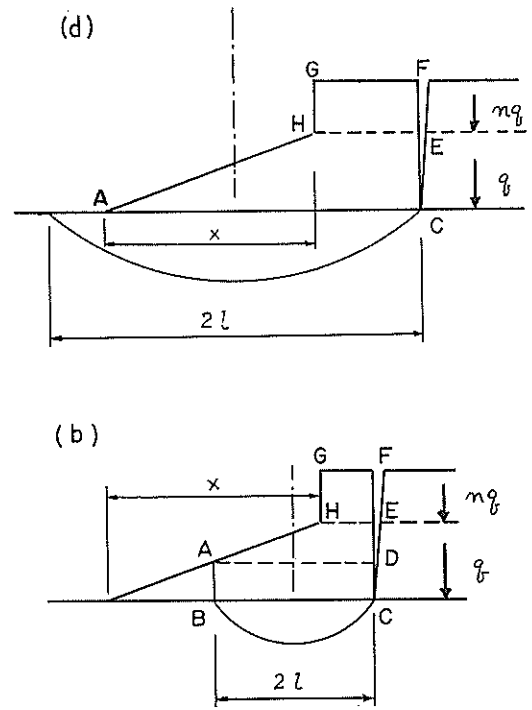


図-7 盛土とスベリ円の幾何的關係

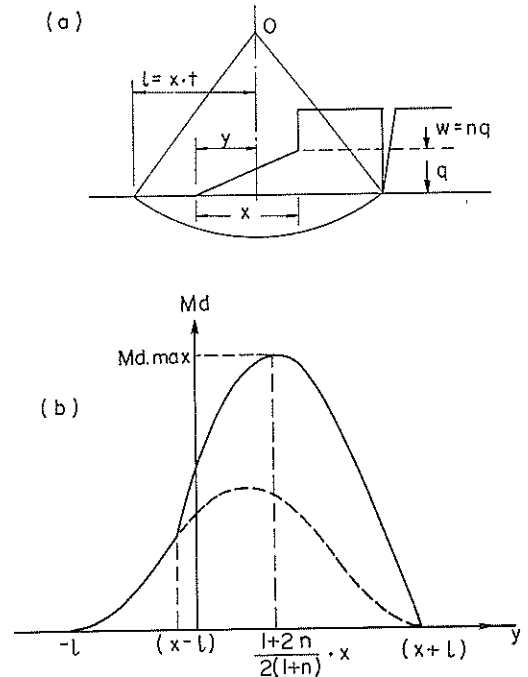


図-8 式(12)~式(14)のキイ・スケッチ

ントは土塊（上載荷重を含む）A D E F G Hの重量に対して求めることになる。すなわち、この場合には上載荷重と盛土荷重の比 n は $\overline{FE}/\overline{EC}$ ではなく $\overline{FE}/\overline{ED}$ となり計算条件で与えられる比 n より大きくなる。極限の状態においては $n \rightarrow \infty$, すなわち、荷重強度が nq で $x=0$ という場合まで安全率が低下することになる。

以上のことから、スベリ面としては 図-7 (a) に示すように、その始終点かとも盛土斜面の外側にあるものに限って解析することにする。

図-8 (a) を参照してスベリモーメント M_d は

$$M_d = \frac{q(1+n)}{2} (l-x+y) (l+x-y) + \frac{qx}{6} (2x-3y) \quad (12)$$

となる。与えられた弦長 ($2l$) を持つスベリ円について、そのスベリモーメントが最大となる円中心 O の位置は $\frac{\partial}{\partial y} M_d = 0$ の条件より次のように求められる。

$$y = \frac{1+2n}{2(1+n)} x \quad (13)$$

式 (13) の y を式 (12) に代入して、 M_d の最大値は次式のように示される。

$$M_{d, \max} = q \left[\frac{1+n}{2} l^2 - \frac{1+4n}{24(1+n)} x^2 \right] \quad (14)$$

スベリモーメントの影響線を 図-8 (b) に示す。

2.4 安定解析

盛土および上載荷重によるせん断応力に対して、地盤の土が τ なるせん断応力を発揮して釣合を保っているとすると、せん断応力とせん断強さ c_u の比、 $c_u/\tau = F$ をスベリに対する安全率という。円形スベリ面を仮定する場合、安全率 F は式 (1) に示したように、抵抗モーメントとスベリモーメントの比として求めることができる。すなわち 2 つのモーメント間には、

$$FM_d = M_r \quad (15)$$

の関係がある。

前項までにおいて、弦長が $2l$ なるスベリ円について、スベリ円の中心を移動せしめて、抵抗モーメントの最小値およびスベリモーメントの最大値を求め得ることを示した。したがって、 $2l$ なる弦長を持つスベリ円に対してはその最小安全率を求めることができる。しかし、与えられた地盤の強度条件および荷重に対しての最小安全率を有するスベリ円、すなわち与えられた条件における臨界円を求めるためには、スベリ円の弦長 $2l$ と盛土の幾何的条件との関連をつけなければならない。

式 (15) の M_r , M_d に式 (6) および式 (14) を代入して次式を得る。

$$Fq \left\{ \frac{1+n}{2} l^2 - \frac{1+4n}{24(1+n)} x^2 \right\} = 2kl^3 \cdot \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kl} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right)$$

スベリ円の弦長 $2l$ を、盛土斜面の水平長さ x と関連づけるために、 $l = t \cdot x$ とおけば、上式は次のようになる。 t は無次元の数である。

$$Fqx^2 \left\{ \frac{1+n}{2} t^2 - \frac{1+4n}{24(1+n)} \right\} = 2kt^3 x^3 \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \cdot \left(\frac{1}{t} \cdot \frac{c_0}{kx} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) \\ \therefore \frac{Fq}{k} = \frac{4t^3 x \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{1}{t} \cdot \frac{c_0}{kx} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right)}{(1+n) t^2 - \frac{1+4n}{12(1+n)}} \quad (16)$$

式 (16) の両辺を c_0/k で割って次式を得る。

$$\frac{Fq}{c_0} = \frac{4t^3 \left(\frac{kx}{c_0} \right) \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{1}{t} \cdot \frac{c_0}{kx} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right)}{(1+n) t^2 - \frac{1+4n}{12(1+n)}} \quad (17)$$

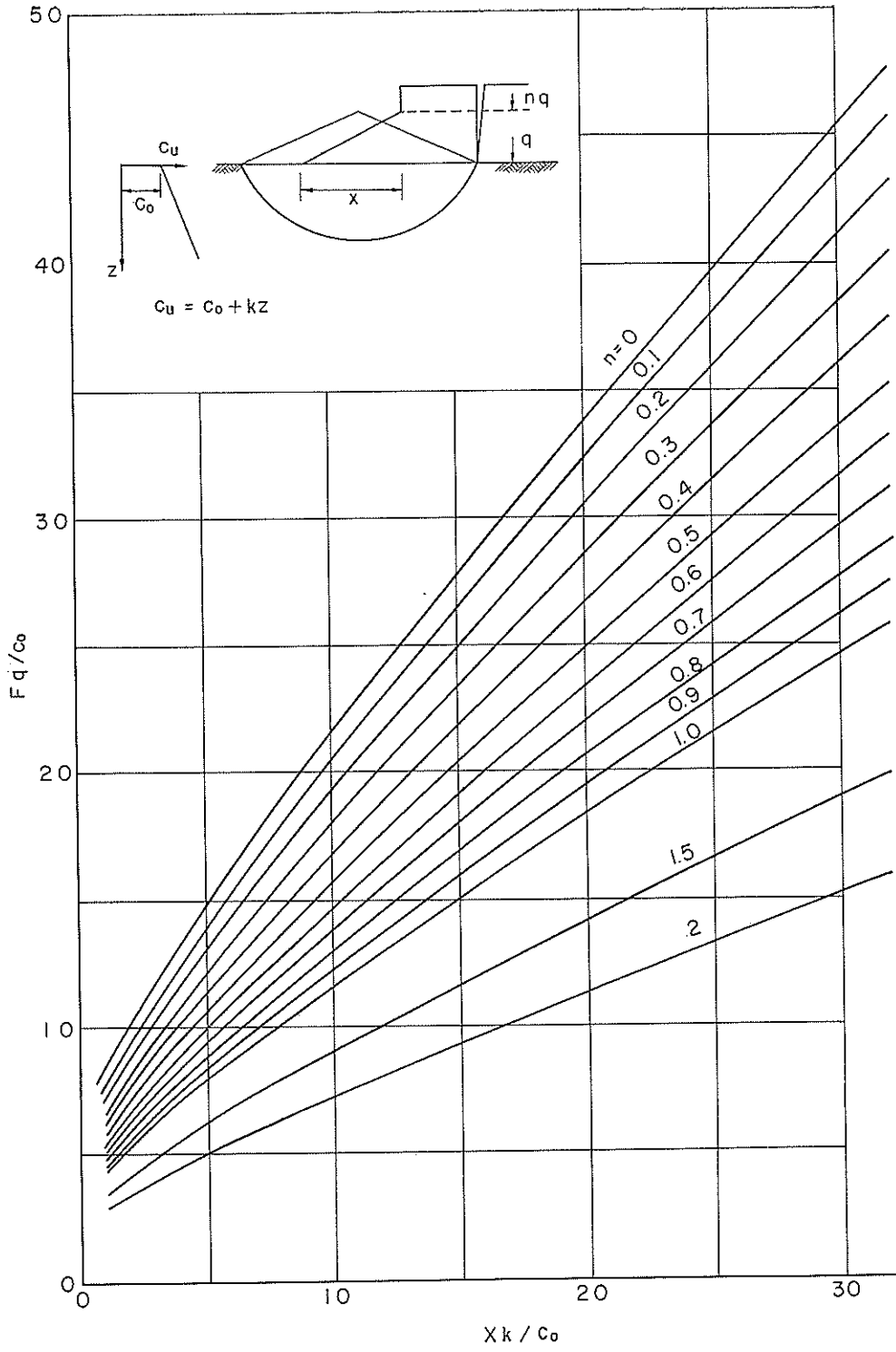
式 (17) の Fq/c_0 は、粘性土地盤の基礎の支持力問題における支持力係数 N_c に相当するものである。地盤の強度条件 c_0 , k , および盛土の条件 x , n , が与えられている場合には、式 (17) に示す支持力係数 $\left(\frac{Fq}{c_0} \right)$ は、スベリ円の頂角 α および弦長の係数 t との関数となる。式 (17) の右辺において α を含む項は、式 (7) に示した $f_1(\alpha, c_0/kl)$ であって、与えられた $\frac{c_0}{kl} = \frac{c_0}{ktx}$ に対する最小値および対応する α の値は表-1 および 図-5, 6 に示す通りである。したがって、支持力係数の最小値を求めるには、 $\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Fq}{c_0} \right) = 0$ の条件により最小支持力係数に対応する t 値を求め、この値より決まる $\frac{c_0}{kl} = \frac{c_0}{ktx}$ の値に対応する $f_1(\alpha, c_0/kl)$ を求めて式 (17) に代入すればよい。 $\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Fq}{c_0} \right) = 0$ の条件より次の関係を得る。

$$t^2 = \frac{1+4n}{12(1+n)^2} \left\{ 3 + \frac{2 \left(\frac{c_0}{tkx} \right)}{\frac{1}{\alpha} - \cot \alpha} \right\} \quad (18)$$

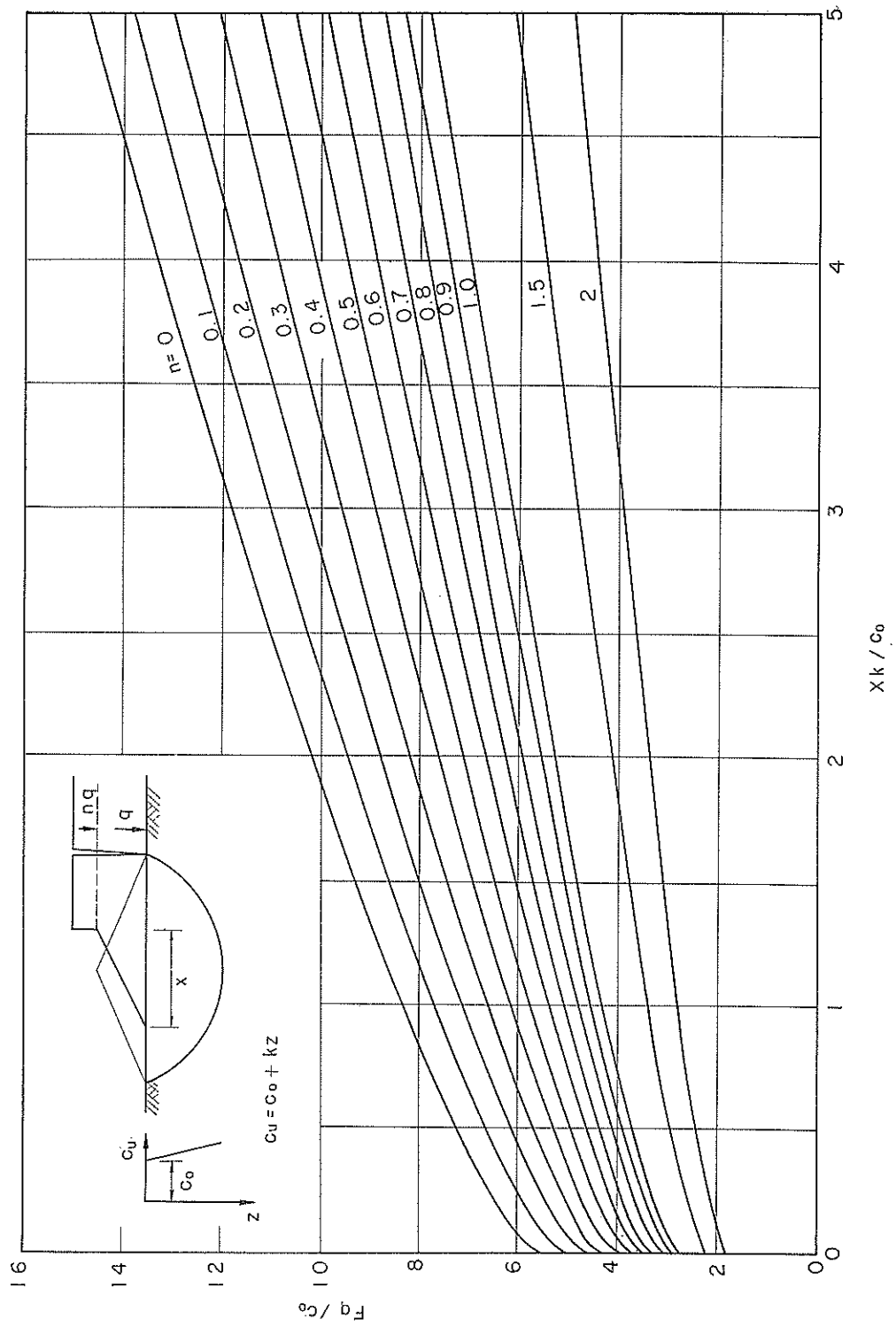
式 (18) の右辺は α と t との両項を含んでいるが、 t の値にかかわらず最小抵抗モーメントのための条件として、 $c_0/tkx = c_0/kl$ と α との間には 図-6 に示すような固有な関係がある。したがって、式 (18) より t 値を計算するためには、 α 値とそれに対応して 図-6 に示される (c_0/tkx) の値を右辺に代入すればよい。

式 (17) に示す支持力係数は前に述べたように

$$\frac{Fq}{c_0} = \frac{4t^3 \left(\frac{kx}{c_0} \right)}{(1+n) t^2 - \frac{1+4n}{12(1+n)}} \cdot f_1 \left(\alpha, \frac{c_0}{tkx} \right) \quad (19)$$



図—9 上載荷重を有する低い盛土に対する支持力係数 (その1)



図—10 上載荷重を有する低い盛土に対する支持力係数 (その2)

と書き直すことができる。この支持力係数の最小値を計算するには、ある α 値に対して上に示したように式(18)により t 値を求め、さらにこの計算に用いた $\left(\frac{c_0}{tkx}\right)$ 値に対応する $f_1\left(\alpha, \frac{c_0}{kl}\right)_{\min}$ の値を図-5より求め、そのおのを式(19)に代入すればよい。

以上の計算結果として、支持力係数 $\frac{Fq}{c_0}$ と $\frac{xk}{c_0}$ の関係を、 n 値をパラメーターとして図-9および図-10に示す。

非排水強さが深さに関係なく一定、すなわち $c_u = c_0$ 、 $k=0$ の場合には、式(10)および式(14)より支持力係数として次式を得る。

$$Fq \left\{ \frac{1+n}{2} l^2 - \frac{1+4n}{24(1+n)} x^2 \right\} = 2.76 l^2 c_0$$

$$\frac{Fq}{c_0} = \frac{2.76 l^2}{\frac{1+n}{2} l^2 - \frac{1+4n}{24(1+n)} x^2}$$

$$= \frac{5.52}{(1+n) \left\{ 1 - \frac{1+4n}{12(1+n)^2} \cdot \frac{1}{l^2} \right\}} \quad (20)$$

式(20)によれば、 $c_u = c_0$ の場合には、 $\frac{Fq}{c_0}$ は t 値の増大と共に減少し、その最小値は $t \rightarrow \infty$ において

$$\frac{Fq}{c_0} = \frac{5.52}{1+n} \quad (21)$$

となる。すなわち、この場合にはスベリ円の大きさに制限がないため、無限大のスベリ円に対応して $\frac{5.52}{1+n}$ の値となる。この値は、鉛直な斜面を持つ、荷重強度 $(1+n)q$ の盛土に対する支持力係数と考えることもできる。 $c_u = c_0$ の場合には、スベリ円が計算上無限大の大きさとなるため、盛土斜面部分の重量は無視し得ることになるが、いいかえれば、この場合の支持力係数は斜面の水平長さ x に無関係ということになる。

$c_u = kz$ 、すなわち $c_0 = 0$ の場合の支持力係数は、式(11)および式(14)より次式のように表わされる。

$$Fq \left\{ \frac{1+n}{2} l^2 - \frac{1+4n}{24(1+n)} x^2 \right\} = -\frac{2}{3} k l^3$$

$$\frac{Fq}{k} = \frac{4}{3} \frac{l^3}{(1+n) l^2 - \frac{1}{12} \frac{1+4n}{(1+n)} x^2}$$

$$= \frac{4}{3} \frac{l^3 x}{(1+n) l^2 - \frac{1}{12} \frac{1+4n}{1+n} x^2} \quad (22)$$

$\frac{Fq}{k}$ の最小値を求めるための条件 $\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Fq}{k} \right) = 0$ より

$$l^2 = \frac{1+4n}{4(1+n)^2} \quad (23)$$

を得る。上式の l を式(22)に代入して次式を得る。

$$\frac{Fq}{k} = \frac{\sqrt{1+4n}}{(1+n)^2} x \quad (24)$$

ただし、この場合には $\alpha = 0$ となり、円形スベリ面の極限の場合となる。

2.5 臨界円の位置

前節に示した安定解析において、支持力係数 $\frac{Fq}{c_0}$ に対応するスベリ円、すなわち与えられた条件において最小の安全率を有する臨界円の位置を調べてみよう。臨界円の位置を定めるのに必要な諸量 t 、 α 、 y は支持力係数を求める過程においてすでに求められている。

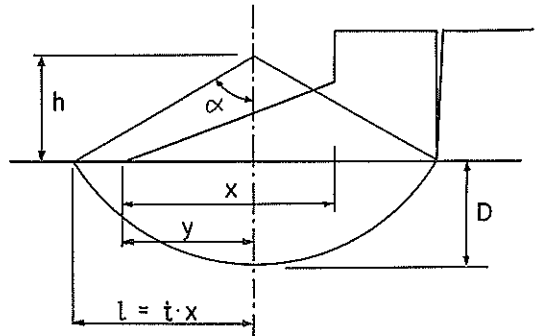


図-11 スベリ円の位置および形

スベリ円の大きさは、図-11に示すように弦長 $2l$ と頂角 α で定まる。弦長の半分 l については、前節の解析において斜面の水平長さ x との間に、 $l = tx$ とおいてあるので、パラメーター t の値について調べればよい。臨界円に対応する t の値は式(18)で与えられているが、この式は頂角 α をも含んでいる。前に述べたように、この t と α の両者は c_0 、 k 、 x 、 n の一組の値に対して、抵抗モーメントを最小にするという条件、すなわち式(8)によって固有な関係がある。したがって、 t と α は式(8)と式(18)によって次のように関係づけられるものである。

$$\frac{c_0}{tkx} = \frac{3(\sin\alpha - \alpha\cos\alpha) - \alpha\sin\alpha\tan\alpha}{(\sin\alpha + \alpha\cos\alpha)\tan\alpha - 3\alpha\sin\alpha} \quad (25 a)$$

$$t^2 = \frac{1+4n}{12(1+n)^2} \left\{ 3 + \frac{2\left(-\frac{c_0}{tkx}\right)}{\frac{1}{\alpha} - \cot\alpha} \right\} \quad (25 b)$$

式(25 a)によって、与えられた一組の値 c_0 、 k 、 n に対して α と (c_0/tkx) の関係が分り、これによって式(25 b)より t の値が求められる。 $\alpha \sim c_0/tkx \sim t$ の関係が求められれば、これより $\alpha \sim kx/c_0$ 、 $t \sim kx/c_0$ の関係が求められる。上載荷重の係数 n をパラメーターとしたこれらの関係を図-12および図-13に示す。

図-12に示すように $\frac{xk}{c_0} \rightarrow 0$ に対して $t \rightarrow \infty$ となるが、これは前節に述べたように $c_u = c_0 = \text{const}$ の場合には理論上無限大のスベリ円となることによるものである。またこの解析においては $2l > x$ という仮定があるため、

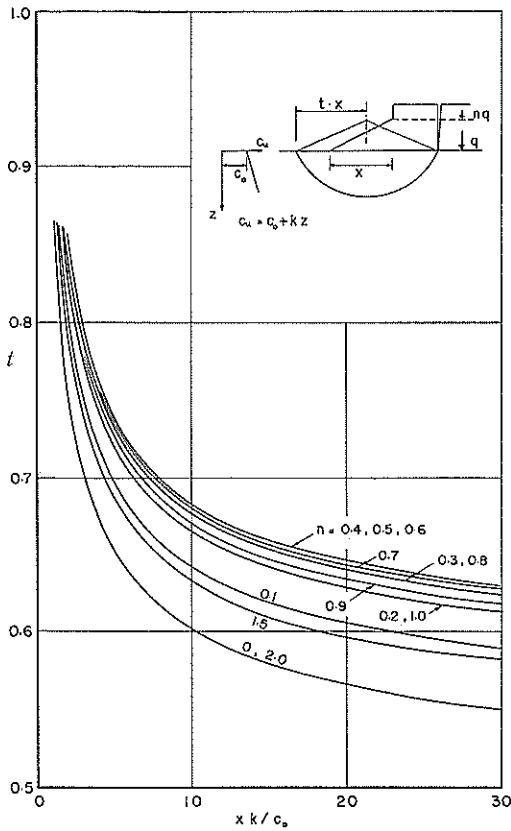


図-12 (a) t と xk/c_0 の関係

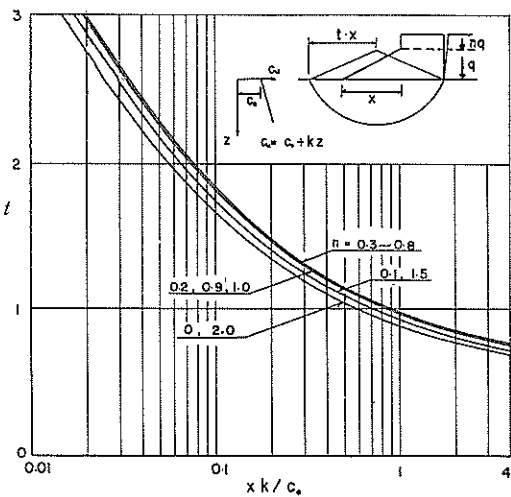


図-12 (b) t と xk/c_0 の関係

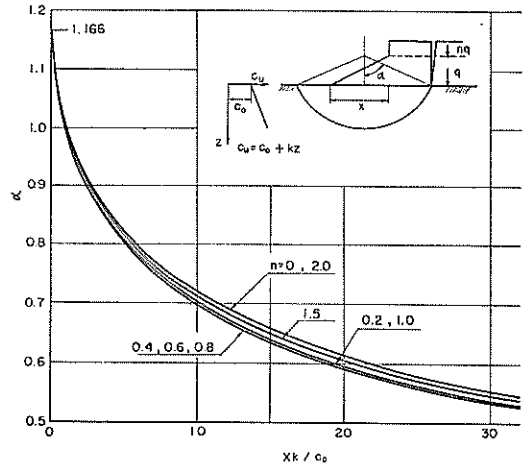


図-13 α と xk/c_0 の関係

$t \geq 0.5$ となる。頂角 α については、 $\frac{xk}{c_0} \rightarrow 0$ 、すなわち $c_u = c_0 = \text{const}$ の場合には n 値にかかわらず $\alpha = 1.166 \text{ rad.}$ となり、 $\frac{xk}{c_0} \rightarrow \infty$ 、すなわち $c_u = kz$ 、 $c_0 = 0$ の場合には $\alpha \rightarrow 0$ となる。

スベリ面の位置を定めるには、スベリ円の中心位置を知る必要がある。スベリ円の中心位置は、スベリモーメント最大の条件より、式 (13) によって次のように与えられている。(図-11参照)

$$y = \frac{1+2n}{2(1+n)} x$$

上載荷重の無い場合には $n=0$ より $y = \frac{x}{2}$ となる。すなわち、この場合にはスベリ円の中心は盛土斜面の中央を通る鉛直線上にある。 $n \rightarrow \infty$ に対して $y=x$ となるが、これは極限の状態、すなわち盛土斜面が鉛直である場合には、スベリ円中心が盛土の端を通る鉛直線にあることを示すものである。

またスベリ円の中心の地表面よりの高さ h は、図-11より

$$h = l \cot \alpha = t \cdot x \cdot \cot \alpha$$

となるので、 t および α の値を知れば h/x 値が求められる。 n 値をパラメーターとした h/x と xk/c_0 の関係を図-14に示す。

スベリ円の頂角と弦長が与えられれば、図-11を参照して、スベリ円の深さ D は次のように表わされる。

$$D = l \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} = tx \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} \quad (26 \text{ a})$$

$$\therefore \frac{Dk}{c_0} = \left(\frac{ktx}{c_0} \right) \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} \quad (26 \text{ b})$$

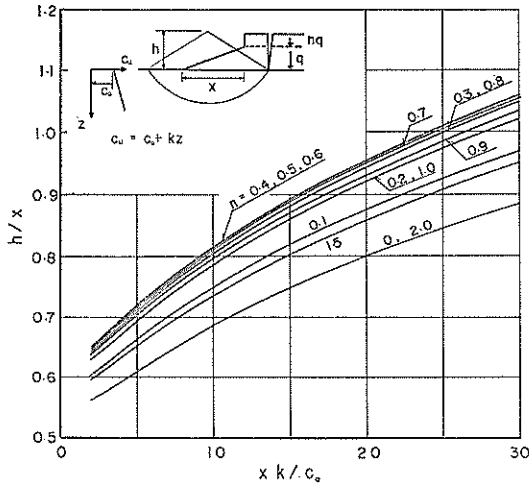


図-14 (a) h/x と xk/c_0 の関係

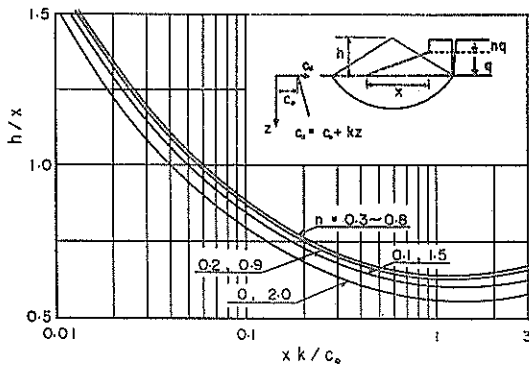


図-14 (b) h/x と xk/c_0 の関係

α と $\left(\frac{hkx}{c_0}\right)$ の関係は式 (25 a) により与えられ、 t は式 (25 b) で与えられるので、式 (26 b) により $\frac{Dk}{c_0} \sim \frac{xk}{c_0}$ の関係が求められる。 n 値をパラメーターとした $\frac{Dk}{c_0}$ と $\frac{xk}{c_0}$ の関係を図-15に示す。

$c_u = c_0, k=0$ の場合には、スベリ面の大きさが理論上無限大となるので、深さ D も無限大となる。 $c_u = kz, c_0 = 0$ の場合には $\alpha = 0$ となり、スベリ円の極限状態として平面スベリということになり、理論上 $D = 0$ となる。

2.6 支持力係数図の使用例

(例-1) 図-16に示す盛土の高さを $h=5\text{m}$ とする。 $F=1.3$ とするために必要な盛土斜面の水平長さを求めよ。

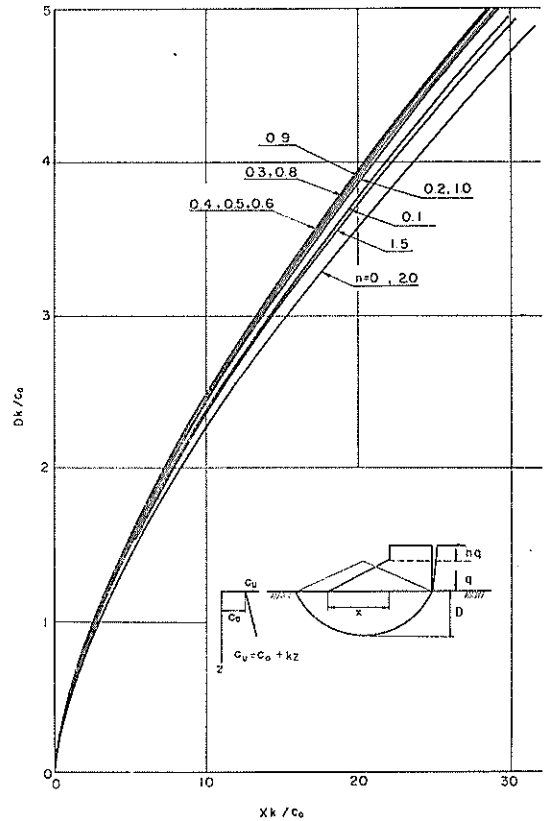
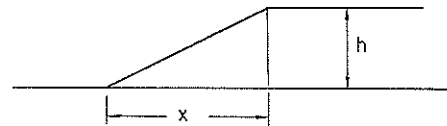


図-15 Dk/c_0 と xk/c_0 の関係



$$c_u = (1.5 + 0.15Z) \quad t/\text{m}^2$$

$$\text{Bulk density of fill } \gamma = 1.8 \quad \text{t/m}^3$$

図-16 (例-1) ~ (例-3) のキイ・スケッチ

盛土の荷重強度： $q = 1.8 \text{ t/m}^3 \times 5\text{m} = 9 \text{ t/m}^2$

$$\frac{Fq}{c_0} = 1.3 \times 9 \text{ t/m}^2 \div 1.5 \text{ t/m}^2 = 7.8$$

図-10において $\frac{Fq}{c_0} = 7.8$ に相当する $\frac{xk}{c_0}$ は、 $n=0$ の場合に対して、0.75である。

$$\therefore \frac{xk}{c_0} = 0.75 \quad \therefore x = \frac{0.75 \times 1.5}{0.15} = 7.5\text{m}$$

以上により $x=7.5\text{m}$ であればスベリに対する安全率は1.3である。

(例-2) 図-16に示す盛土において、 $h=7\text{m}$ 、 $x=10\text{m}$ とする。スベリに対する安全率を求めよ。

$$q=1.8\text{ t/m}^3 \times 7\text{m}=12.6\text{ t/m}^2$$

$$\frac{xk}{c_0}=10\text{m} \times 0.15\text{ t/m}^3 + 1.5\text{ t/m}^2=1$$

図-10における $n=0$ の曲線より、 $\frac{xk}{c_0}=1$ に対応する Fq/c_0 は8.3である。

$$\therefore \frac{Fq}{c_0}=8.3 \quad \therefore F=8.3 \times 1.5\text{ t/m}^2 + 12.6\text{ t/m}^2 = 0.99$$

故に安全率は $F=0.99$ である。

(例-3) 図-16に示す盛土の高さおよび斜面の水平長を $h=5\text{m}$ 、 $x=10\text{m}$ とする。荷重強度 2.7 t/m^2 の上載荷重を載荷した場合の安全率を求めよ。

$$q=1.8\text{ t/m}^3 \times 5\text{m}=9\text{ t/m}^2$$

$$n=2.7\text{ t/m}^2 \div 9\text{ t/m}^2=0.3$$

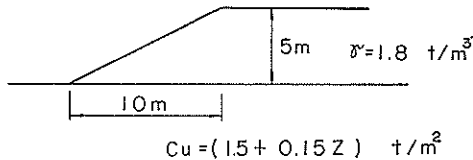
$$\frac{xk}{c_0}=10\text{m} \times 0.15\text{ t/m}^3 + 1.5\text{ t/m}^2=1$$

図-10において、 $n=0.3$ の曲線より $\frac{xk}{c_0}=1$ に対応する $\frac{Fq}{c_0}$ は6.6である。したがって、スベリに対する安全率

率は $\frac{Fq}{c_0}=6.6$ より、

$$F=6.6 \times 1.5\text{ t/m}^2 \div 9\text{ t/m}^2=1.10$$

(a)



(b)

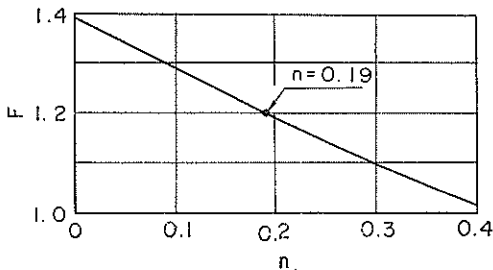


図-17 (例-4)

(例-4) 図-17(a)に示す盛土および地盤条件において、安全率を1.2以上とするための上載荷重強度を求めよ。

$$\frac{xk}{c_0}=10\text{m} \times 0.15\text{ t/m}^3 + 1.5\text{ t/m}^2=1$$

$$q=1.8\text{ t/m}^3 \times 5\text{m}=9\text{ t/m}^2$$

図-10より、種々の n 値に対して、 $\frac{xk}{c_0}=1$ に対応する $\frac{Fq}{c_0}$ 値を読み、安全率 F を求めると次のようになる。

n	Fq/c_0	F
0	8.35	1.39
0.1	7.72	1.29
0.2	7.12	1.19
0.3	6.60	1.10
0.4	6.14	1.02

図-17(b)に示すように n 値に対して F 値をプロットして、 $F=1.2$ に対応する n 値を求めると $n=0.19$ となる。

したがって、 $F=1.2$ とするためには、上載荷重強度 w は、

$$w \leq nq = 0.19 \times 9\text{ t/m}^2 = 1.7\text{ t/m}^2$$

故に上載荷重強度は 1.7 t/m^2 以下とすべきである。

(例-5) 図-18(a)において実線で示すような荷重盛土のスベリに対する安全率を求めよ。

この場合の盛土斜面は図-18に示すように折線となっているので、支持力係数図表を用いるためには、これを同等な単純な斜面で置換えなければならない。そこで図中点線で示すような3つの単純斜面について検討してみよう。この場合、

$$q=1.5\text{ t/m}^3 \times 4\text{m}=6\text{ t/m}^2$$

$$n=2\text{ t/m}^2 \div 6\text{ t/m}^2=0.33$$

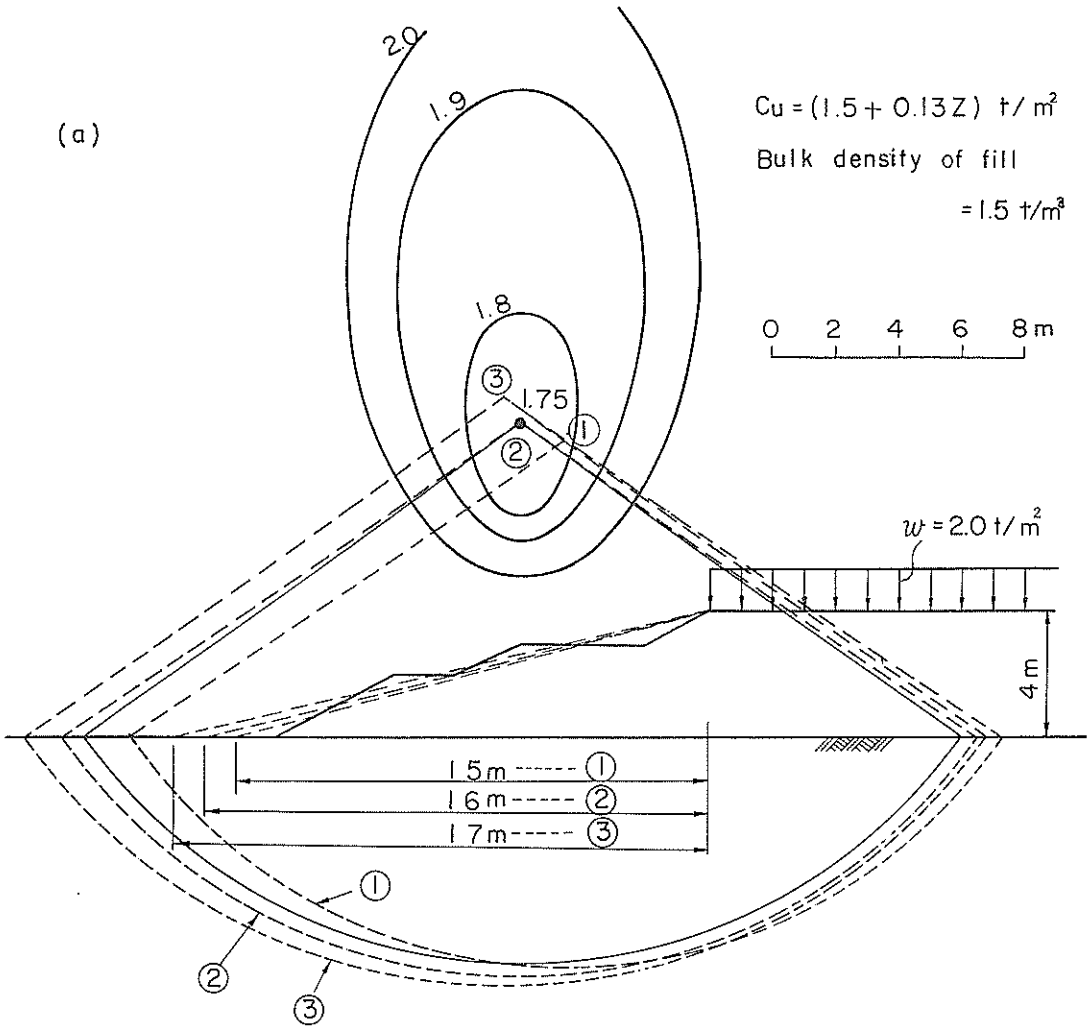
$$\frac{xk}{c_0} = \frac{0.13\text{ t/m}^3}{1.5\text{ t/m}^2} x = 0.0867x = 1.30 \dots x = 15\text{m} \dots \textcircled{1}$$

$$1.39 \dots x = 16\text{m} \dots \textcircled{2}$$

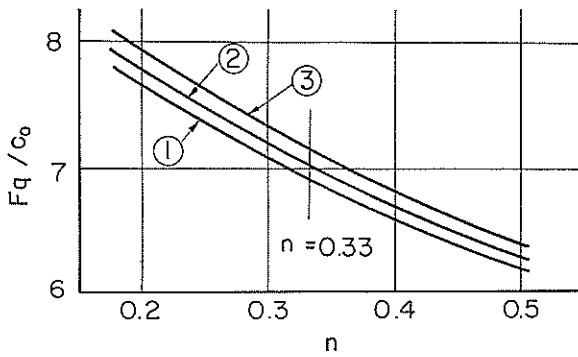
$$1.47 \dots x = 17\text{m} \dots \textcircled{3}$$

3つの場合について $n=0.33$ に対応する $\frac{Fq}{c_0}$ の値を求めるため、図-10において $n=0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ の4つの場合について $\frac{Fq}{c_0}$ 値を読み、それ等をおのおの場合について n に対してプロットしたものを図-18(b)に示す。この結果より $x=15\text{m}, 16\text{m}, 17\text{m}$ に対して安全率 F はおのおの、1.73, 1.76, 1.79となる。以上の計算を表-2に示す。

(a)



(b)



Case	F
①	1.73
②	1.76
③	1.79

图—18 (例—5)

表-2 例-5 の計算 (図18参照)

	case 1	case 2	case 3	
x	15m	16m	17m	
xk/c_0	1.30	1.39	1.47	
Fq/c_0	$n=0.2$	7.68	7.80	7.95
	$n=0.3$	7.09	7.21	7.35
	$n=0.4$	6.60	6.70	6.80
	$n=0.5$	6.20	6.30	6.40
	$n=0.33$	6.90	7.03	7.16
F	1.73	1.76	1.79	
t	0.92	0.91	0.90	
$l=tx$	13.8m	14.6m	15.3m	
$y = \frac{1+2n}{2(1+n)}x$	9.4m	10.0m	10.6m	
c_0/lk	0.84	0.79	0.75	
α	0.97rad	0.96rad	0.95rad	
h/x	0.635	0.636	0.638	
h	9.53m	10.18m	10.85m	

一方、与えられた斜面を持つ盛土に対して、手計算を行った結果、図-18(a)に示すような安全率の等値線が求められ、最小安全率は $F=1.75$ となった。図-18(a)に実線で示すスベリ円は、この場合の臨界円である。なお点線で示した3つのスベリ円は、 $x=15m, 16m, 17m$ 、の単純斜面を考えた場合に、図-12、図-13および図-14などより決まる臨界円である。

図-18(a)に示すように、 $x=16m$ の単純斜面の場合には、安全率の値も臨界円の位置もともに手計算の結果と実用上一致する。

$x=16m$ とした単純斜面の場合には、斜面部分の断面積が与えられた斜面の断面積と等しい。したがって図-18(a)に示すように単純斜面でない場合には、これと等しい断面積を持つ単純斜面に置換えることによって支持力係数図表を使用することができるであろう。

(例-6) これまでの解析においては、地盤の強度が一樣であると仮定していた。サンドドレーン打設の場合のように局部的に地盤強度が異なっている場合の支持力係数図表の適用性について調べてみよう。

図-19(a)は盛土斜面の下部で地盤強度が異なる場合を示している。前節までに述べた解析においては、地盤強度は一樣でなければならず、図-19に示すような場合には、(A)、(B) 2つの強度特性がある1つの等価強度特性で置換えてやる必要がある。式(13)に示されるように、上載荷重のない盛土に対しては、臨界円の中心

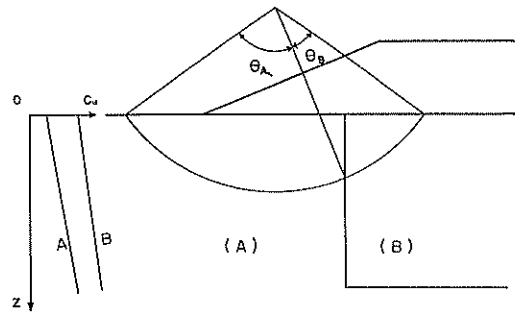


図-19(a) 強度分布の異なる領域の存在する場合

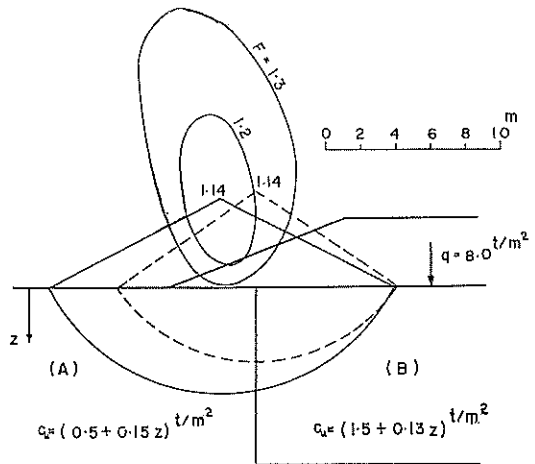


図-19(b) 強度分布の異なる領域の存在する場合

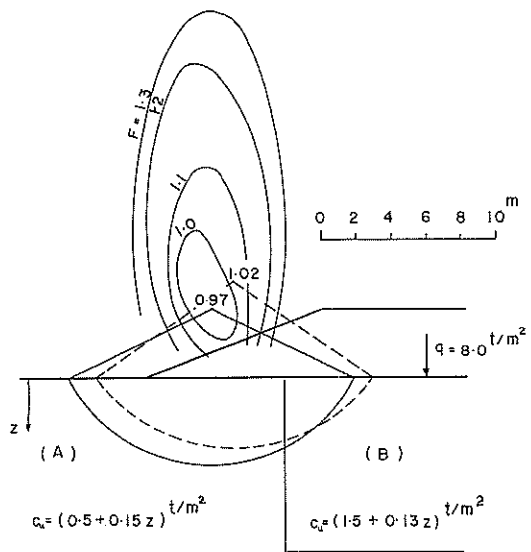


図-19(c) 強度分布の異なる領域の存在する場合

心は常に斜面中央を通る鉛直線上にある。したがって等価強度特性を求める一方法としては、図—19 (a) を参照して地盤強度が一樣に (A) である場合と、(B) である場合のおののおについて 図—12~14 より臨界円を描き、強度特性を示す定数 c_0 と k を頂角 $\Delta\theta_A$, $\Delta\theta_B$ の比によって合成するということが考えられる。

すなわち (A), (B) の地盤強度を

$$(A) \dots\dots c_u = c_{0A} + k_{Az}$$

$$(B) \dots\dots c_u = c_{0B} + k_{Bz}$$

とし、地盤強度が一樣に $c_u = c_{0A} + k_{Az}$ であるとしたときの頂角を $\Delta\theta_A$, $\Delta\theta_B$ とすると、等価強度定数 \bar{c}_0 , \bar{k} は

$$\bar{c}_{0A} = \frac{c_{0A} \cdot \Delta\theta_A + c_{0B} \Delta\theta_B}{\Delta\theta_A + \Delta\theta_B}$$

$$\bar{k}_A = \frac{k_A \Delta\theta_A + k_B \Delta\theta_B}{\Delta\theta_A + \Delta\theta_B}$$

とする。同様なことを地盤強度が一樣に $c_u = c_{0B} + k_{Bz}$ である場合にも行なって、 \bar{c}_{0B} と \bar{k}_B を求める。そして等価強度特性としては、上の2つの場合の平均として、

$$\bar{c}_0 = \frac{1}{2} (\bar{c}_{0A} + \bar{c}_{0B})$$

$$k = \frac{1}{2} (\bar{k}_A + \bar{k}_B)$$

とし、支持力係数図表を用いるためには、

$$\bar{c}_u = \bar{c}_0 + \bar{k}z$$

と考えるのである。

図—19 (b) は盛土斜面中央を境として強度特性が異なっている場合である。この場合には $\Delta\theta_A = \Delta\theta_B$ となるので、 $\bar{c}_0 = \frac{1}{2} (c_{0A} + c_{0B})$, $\bar{k} = \frac{1}{2} (k_A + k_B)$ となる。以上のようにして、

$$\bar{c}_u = (1.0 + 0.14z) \text{ t/m}^2$$

として支持力係数図表より求めた安全率は、 $F = 1.14$ であり、それに対応する臨界円を点線で示す。一方、この場合の手計算の結果は図に示すように $F = 1.14$ と同じであるが、臨界円は実線で示すように支持力係数図表によるものと異なっている。

図—19 (c) は強度特性の境界がさらに盛土肩の方に偏っている場合を示す。この場合には

$$c_{0A} = 0.82 \quad k_A = 0.144$$

$$c_{0B} = 0.86 \quad k_B = 0.143$$

$$c_0 = 0.84 \quad k = 0.1435$$

となる。このようにして求めた安全率は $F = 1.02$ となり臨界円は点線で示したようになる。一方手計算による安

全率は $F = 0.96$ であり臨界円は同図中に実線で示してある。

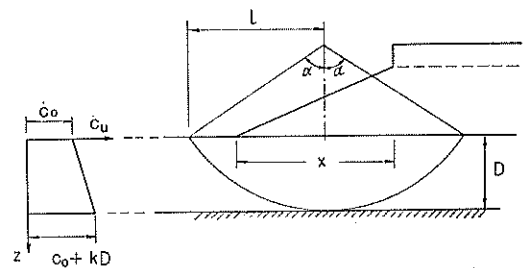
図—19 (b) (c) の何れの場合にも、実さいの臨界円の中心位置は、斜面中央より左方に偏っている。したがって上に示した等価強度特性の求め方においては、 \bar{c}_0 , \bar{k} の何れに対しても c_{0B} , k_B の比率が過大であるといえよう。したがって、図—19 (c) の場合には、 \bar{c}_0 を過大評価し \bar{k} を過小評価していることになる。

しかし以上の例から考えて、強度特性の境界が式(13)に示す位置に近ければ、以上のような等価強度特性の考え方をういて近似的に安全率を求めることができるといえよう。

2.7 粘性土の層厚に制限がある場合の支持力係数

前節までに述べた解析においては、粘性土層の厚さに制限がなく、如何なる大きさのスベリ面も発生し得るものと仮定している。しかし、粘性土層の下に硬い砂礫層または岩盤などが存在する場合には、スベリ面の発生は粘性土層内に限られる。このように粘性土層の厚さに制限のある場合の支持力係数を調べてみよう。粘性土層厚が小さい場合には、平面スベリが発生することも考えられるので、円形スベリ面と平面スベリの2つの場合について考えてみる。

(1) 円形スベリ面を考える場合

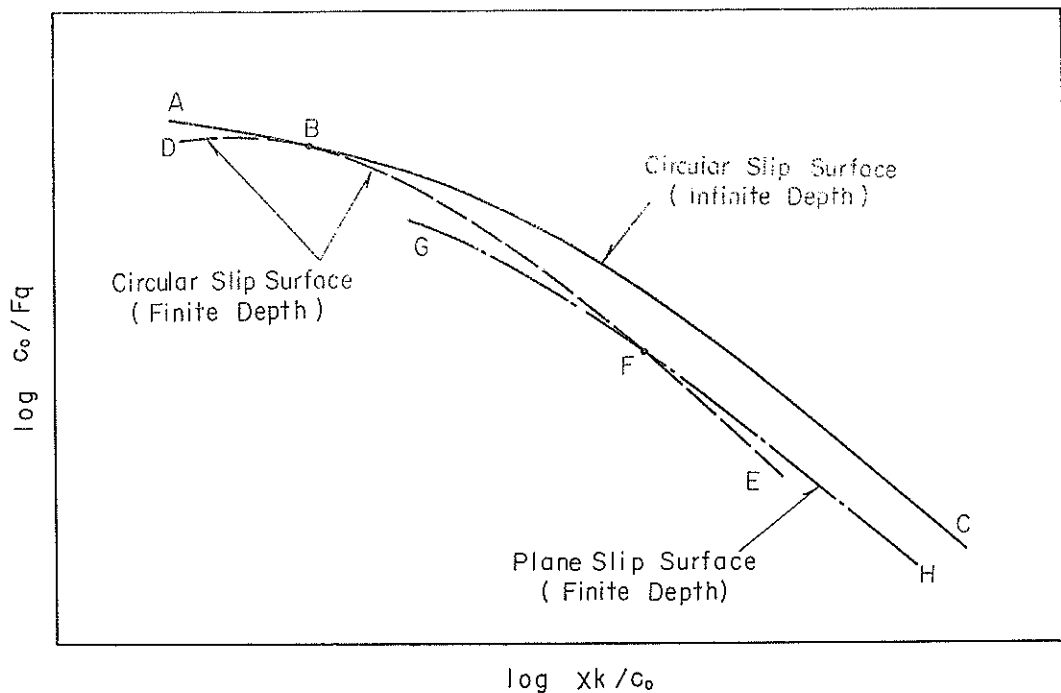


図—20 粘性土の層厚に制限がある場合の円形スベリ

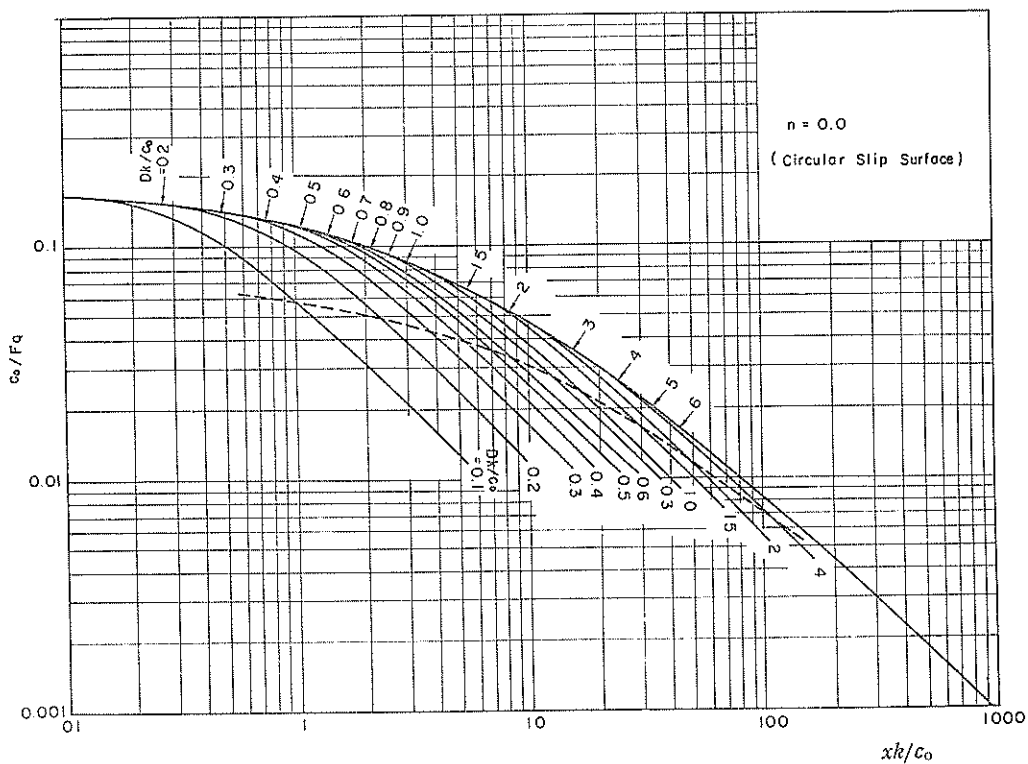
図—20に示すように、地表面下Dなる深さに岩盤などが存在する場合について、粘性土層下端に接するスベリ円を考える。この場合の抵抗モーメントおよびスベリモーメントは、おののお式(6)および式(14)で与えられるが、スベリ円が粘性土層下端に接するという条件

$$l = D \frac{\sin \alpha}{1 - \cos \alpha}$$

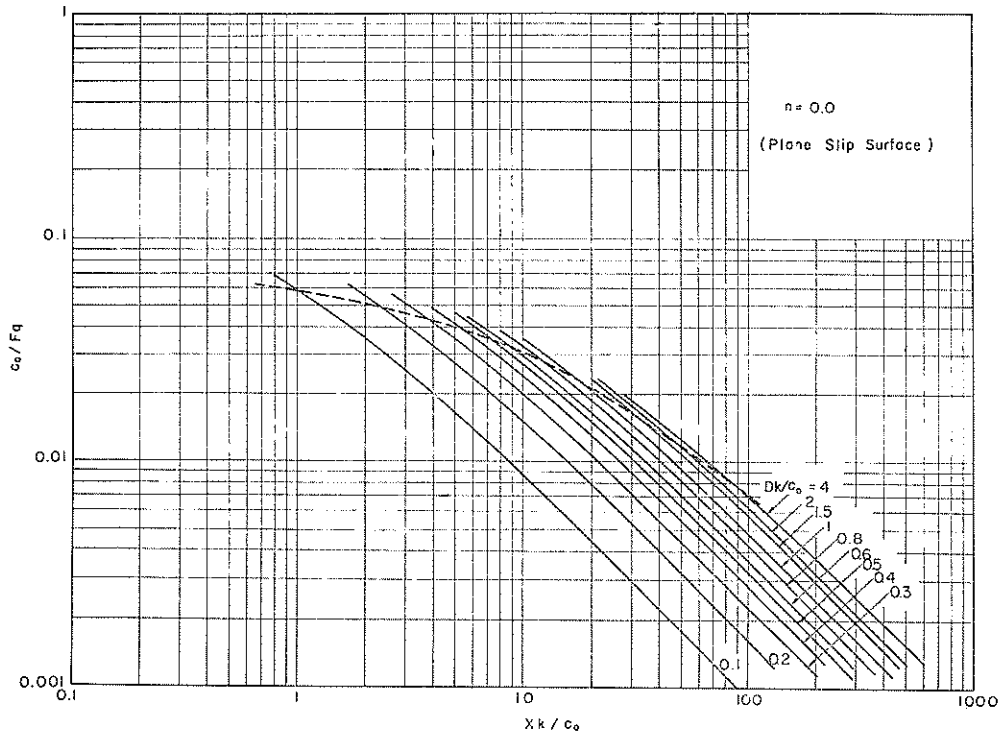
を代入して書き直して次式を得る。



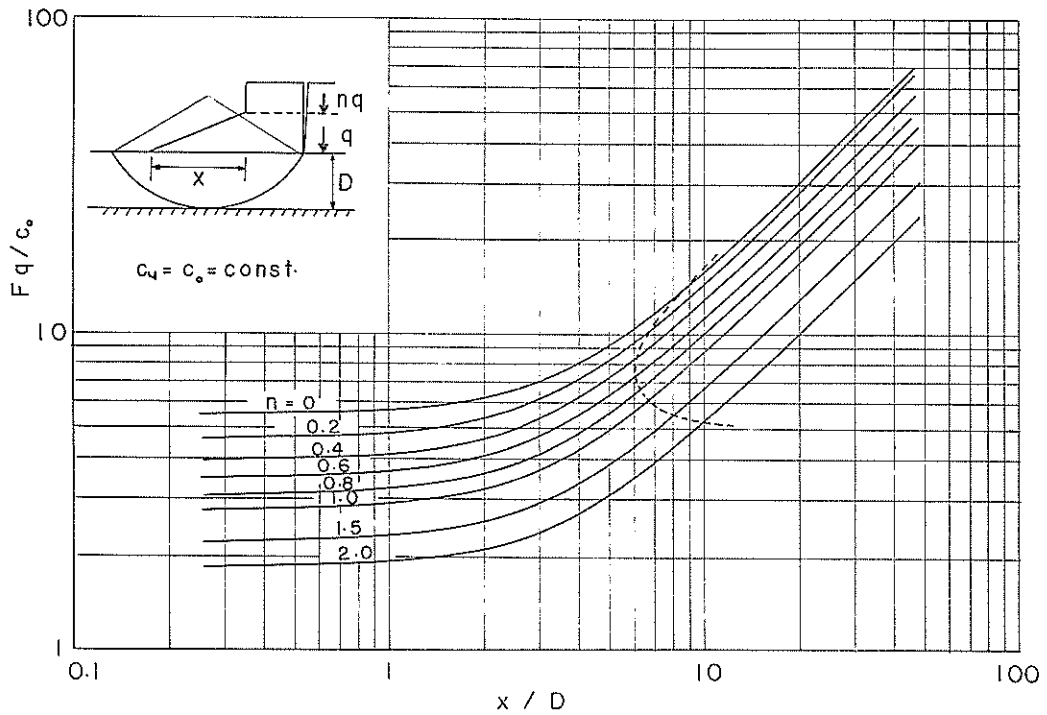
図—22 粘性土の層厚に制限がある場合の c_0/Fq と xk/c_0 の関係



図—23 粘性土の層厚に制限がある場合の c_0/Fq と xk/c_0 の関係 (円形スベリ)



図—24 粘性土の層厚に制限がある場合の c_u/F_q と xk/c_o の関係 (平面スベリ)



図—25 $c_u = \text{const}$ なる粘性土の層厚に制限がある場合の支持力係数 (円形スベリ)

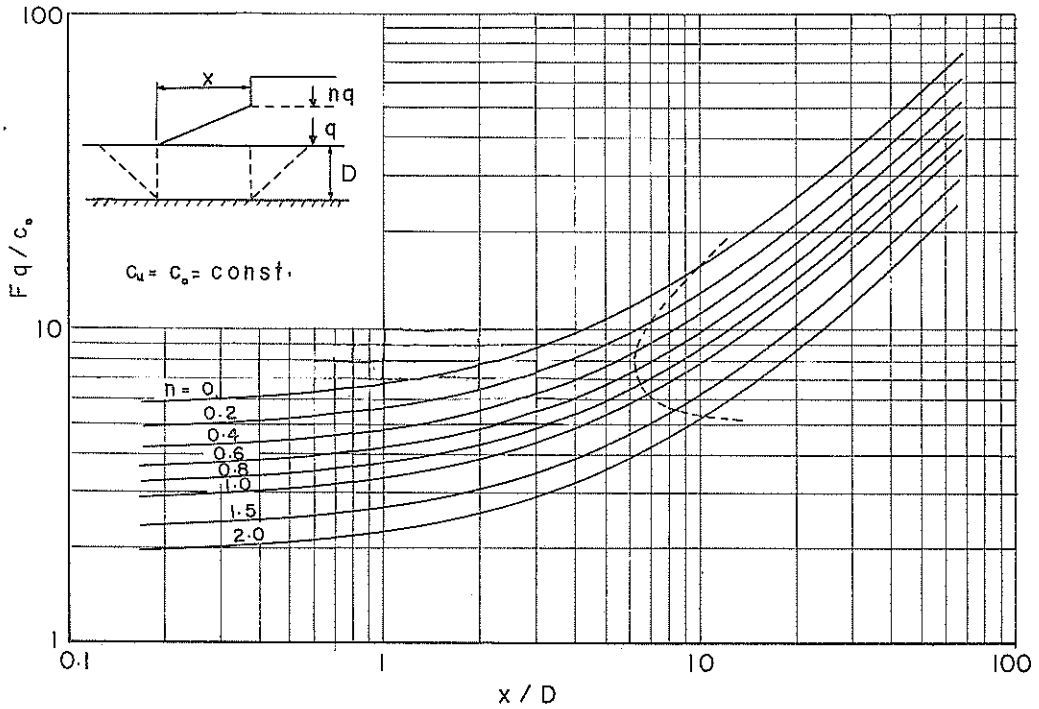


図-26 $c_u = \text{const}$ なる粘性土の層厚に制限がある場合の支持力係数 (平面スベリ)

めたが、その両者の関係を調べてみよう。

図-22はある1つの n 値に対して支持力係数の逆数 $\frac{c_o}{Fq}$ と $\frac{xk}{c_o}$ の関係を図式的に示したものである。図において実線ABCは粘性土層厚に制限のない場合、すなわち図-9に示した $\frac{Fq}{c_o}$ と $\frac{xk}{c_o}$ の関係を示すものである。破線DBFEは(1)に述べた場合、すなわち粘性土層の下端に接する円形スベリ面を仮定した場合の $\frac{c_o}{Fq}$ と $\frac{xk}{c_o}$ の関係を示している。この場合には粘性土層の下端に接するスベリ円を考えているので、ある場合には層厚の制限のない場合の臨界円と一致する。この両者の一致する場合は、図-22のB点であり、実線ABCは種々の層厚に対する曲線DBFEの包絡線ということになる。曲線ABと曲線DBを比較すると、同じ $\frac{xk}{c_o}$ 値に対して曲線ABの方が小さい安全率を与えることになり、したがって破線DBFEのうちDBは考える必要がない。

図-22に示す鎖線GFHは、平面スベリを考えた場合の $\frac{c_o}{Fq}$ と $\frac{xk}{c_o}$ の関係を示すものである。図より分るように、この鎖線は円形スベリ面を仮定した場合を示す破線と交差している。上に述べたように、同じ $\frac{xk}{c_o}$ に対して $\frac{c_o}{Fq}$ の値の大きい方が安全率が小さいことになるので、鎖線GFHのうちGF部分は考える必要がない。

上載荷重のない盛土 ($n=0$) について、粘性土の層厚に制限のある場合の支持力係数の値を図-23および図-24に示す。図-23中の破線は、図-22に示したF点の軌跡であって、円形スベリ面を仮定する場合にはこの破線より上の領域の値を用いる。図-24は平面スベリを考えた場合であるが、同図中の破線は図-23のものと同じものである。したがって、この破線より下の領域においては、平面スベリを考えた方が、小さい安全率を与えることになる。

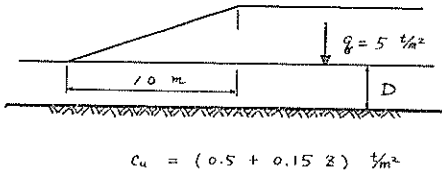
なお上載荷重を有する盛土の場合については、 $n=0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5, 2.0$ の7つの値に対して、図-23, 24と同様な支持力係数図を、付図として巻末に示す。

非排水強さが一定、すなわち $c_u = c_o, k=0$ の場合の支持力係数 $\frac{Fq}{c_o}$ と $\left(\frac{x}{D}\right)$ の関係を図-25, 図-26に示す。これらの図に示す破線は、円形スベリおよび平面スベリを仮定した場合の支持力係数の一致する点の軌跡である。したがって、この破線より左側では円形スベリ面による支持力係数を用い、右側では平面スベリによる値を用いるべきである。

(計算例)

図-27(a)に示す盛土のスベリ破壊に対する安全率と

(a)



(b)

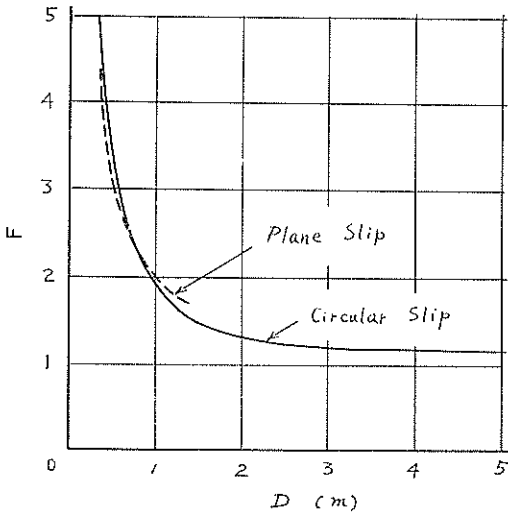


図-27 粘性土の層厚に制限がある場合の計算例

粘性土の層厚の関係を調べてみよう。

まず粘性土の層厚に制限のない場合については、図-10より $F=1.18$ となる。このときの臨界円の深さ D は図-15より $D=3.33^m$ となる。したがって粘性土の層厚が $D \geq 3.33^m$ であれば安全率は層厚に関係なく 1.18 となる。

層厚が $D < 3.33^m$ の場合の安全率は、図-23および図-24より求められる。この場合の計算過程を表-3に示す。図-27 (b) は粘性土層厚と安全率の関係を示したものである。図より分るように層厚が 0.8^m の場合には円形スベリ面による安全率と平面スベリによるものが等しくなる。 $D < 0.8^m$ では平面スベリの場合の方が安全率が小さくなり、 $D > 0.8^m$ では円形スベリの場合の安全率の方が小さい。

2.8 鉛直な側面を持つ盛土

前節までに述べた解析は、盛土端部が斜面となってい

表-3 2.7 (3) の例の計算 (図27参照)

$$\frac{kx}{c_0} = 0.15^t/m^3 \times 10^m + 0.5^t/m^2 = 3 \quad n=0$$

図-10より $\frac{Fq}{c_0} = 11.8$

$$F = 11.8 \times 0.5^t/m^2 + 5^t/m^2 = 1.18$$

図-15より $\frac{Dk}{c_0} = 1$

$$D = 0.5^t/m^2 \rightarrow 0.15^t/m^3 = 3.33^m$$

$\frac{Dk}{c_0}$	D	円形スベリ *		平面スベリ**	
		c_0/Fq	F	c_0/Fq	F
0.1	0.333 ^m	0.0204	4.90	0.0252	3.97
0.2	0.667	0.0385	2.60	0.0410	2.44
0.3	1.000	0.0525	1.90	0.0510	1.96
0.4	1.333	0.0640	1.56		
0.5	1.667	0.0720	1.39		
0.6	2.000	0.0770	1.30		
0.8	2.667	0.0835	1.20		
1.0	3.333	0.0850	1.18		

* 図 23 より

** 図 24 より

る場合、すなわち $x > 0$ の場合についてのものである。極端な場合として $x=0$ 、すなわち鉛直な側面を持つ盛土について考えてみよう。

$x=0$ の条件を有する盛土は一般的ではない。しかし岸壁のように鉛直壁を有してその両側で荷重が異なるような場合に、スベリ破壊に対する安全率を略算するためには支持力係数図が必要となる。

これまでに示した支持力係数図においては、 $\frac{Fk}{c_0}$ をパラメーター $\left(\frac{xk}{c_0}\right)$ の関数として表わしている。 $x=0$ の場合には $\frac{xk}{c_0} = 0$ となる。まえに 2.4 において、 $c_u = c_0$ 、 $k=0$ すなわち、 $\frac{xk}{c_0} = 0$ の場合の支持力係数の検討を行なった。 $k=0$ の場合には、支持力係数は斜面長さ x に無関係となり、臨界円の弦長を示すパラメーター t は無限大となることも示した。

$x=0$ の場合には、その抵抗モーメントおよびスベリモーメントは、式 (6) および式 (14) より次のようになる。

$$M_r = 2k^3 \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kl} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) \quad (35)$$

$$M_d = \frac{q}{2} l^2$$

ただしこの場合には上載荷重という考え方をする必要がないので式 (14) の $(1+m)q$ を q と書き直してある。またスベリ円の中心は常に盛土端を通る鉛直線上にある。極限平衡の条件, $FM_d = M_r$ より次式を得る。

$$\frac{Fq}{c_0} = 4 \left(\frac{k}{c_0} \right) l \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kl} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) \quad (36)$$

式 (36) に示す $\frac{Fq}{c_0}$ の最小値は式(9), 式(10)により, $\alpha = 1.166 \text{ rad}, l = 0$ の条件において 5.52 となる。すなわち無限小のスベリ円が臨界円となり, $c_u = c_0$ の場合の支持力係数と等しくなる。

このことから, $x = 0$ の場合にはスベリ円の深さの制限が必要になることが分る。すなわち生じ得るスベリの最小深さを定めてやる必要がある。矢板岸壁などの場合には, 矢板壁を横切るスベリは生じないと考えられている。すなわちこの場合には, 矢板壁下端が最小スベリ深さを示すことになる。式 (35) から分るように, 抵抗モーメントはスベリ円の弦長の 3 乗に比例し, スベリモーメントの方は弦長の 2 乗に比例するので, スベリ円が大きくなる程安全率は大きくなる。したがってスベリ面の最小深さを決めれば, その深さに対応するスベ

リ円によって支持力係数の最小値が決まるのである。

スベリ円の最小深さを D とすると, 図-28 に示すように

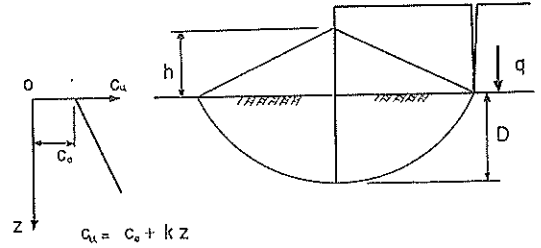


図-28 鉛直な側面を持つ盛土

$$l = D \frac{\sin \alpha}{1 - \cos \alpha}$$

の関係が成立つ。これを式 (36) に代入して次式を得る。

$$\frac{Fq}{c_0} = \frac{4}{\sin^2 \alpha} \left\{ \alpha + \left(\frac{kD}{c_0} \right) \frac{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}{1 - \cos \alpha} \right\} \quad (37)$$

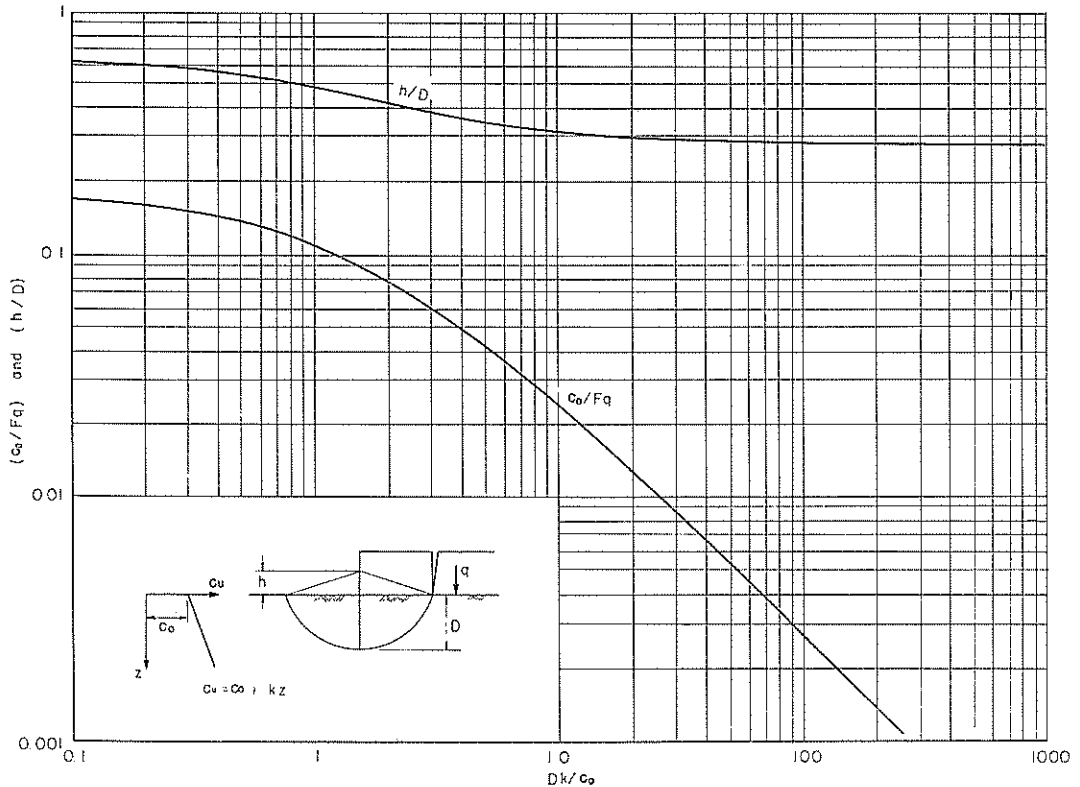


図-29 鉛直な側面を持つ盛土における Dk/c_0 と c_0/Fq および h/D の関係

式 (37) の $\frac{Fq}{c_0}$ の最小値を求めるための条件 $\frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{Fq}{c_0} \right) = 0$ より次の関係を得る。

$$\frac{kD}{c_0} = \frac{(1 - \cos \alpha)(2\alpha \cos \alpha - \sin \alpha)}{\alpha \sin^2 \alpha - (1 + 3 \cos \alpha)(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha)} \quad (38)$$

したがって式 (38) より α と $\frac{kD}{c_0}$ の関係を求め、両者を式 (37) に代入すれば支持力係数が求められる。式(38)において $\frac{kD}{c_0} \geq 0$ の条件を充たす頂角 α は 1.166 rad ~ 1.348 rad. の間にある。

支持力係数の逆数 $\frac{c_0}{Fq}$ と $\frac{Dk}{c_0}$ の関係を図-29に示す。またこの図には臨界円の位置を知るために、地表面よりスベリ円の中心までの距離 h と D との比も $\frac{Dk}{c_0}$ に対してプロットしてある。図-28を参照して h は次のように表わされる。

$$h = D \frac{\cos \alpha}{1 - \cos \alpha}$$

2.9 破壊例の解析への適用

(1) Thessaloniki の海中盛土のスベリ破壊¹⁵⁾

北部ギリシャの Thessaloniki 市近くの海岸において、セメントプラントの一部として海中に施工された盛土がスベリ破壊を生じた。水深は最大 2.8m であった。天端巾 7.5m の盛土を延長 490m 施工したときに、先端部 100m がスベったものである。海底より 15m までの間は、粘土層となっており $w = 65\% \sim 70\%$, $w_L = 70\% \sim 80\%$, $w_p = 30\%$ と報告されている。

海底粘土のせん断強さは、一軸圧縮試験およびペーセン断試験結果より

$$c_u = (0.6 + 0.04 z) \text{ t/m}^2$$

と報告されている。ただし z は海底面より下方に測る。

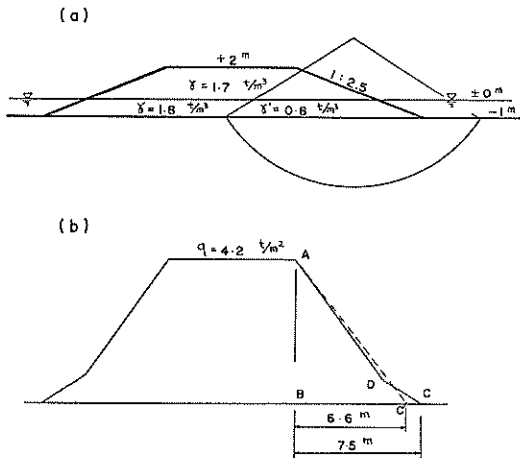


図-30 Thessaloniki の海中盛土

盛土の断面および、盛土荷重強度図を図-30に示す。盛土材料の単位体積重量の値は報告されていないので、水面上で $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ 、水面下で $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ ($\gamma' = 0.8 \text{ t/m}^3$) と仮定した。

盛土の斜面長 x としては、図-30 (b) に示すように多少の修正をして、 $x = 6.6\text{m}$ と仮定した。

以上の値より

$$\frac{xk}{c_0} = \frac{6.6 \times 0.04}{0.6} = 0.44$$

図-10の $n=0$ の場合より $xk/c_0 = 0.44$ に対応する

$$\frac{Fq}{c_0} \text{ 値は } \frac{Fq}{c_0} = 7.1$$

したがって

$$F = \frac{7.1 \times 0.6}{4.2} = 1.01$$

となる。この安全率の値はスベリ破壊の発生をよく説明している。

図-30 (a) に示すスベリ円は、図-12~14より求めた臨界円である。

(2) Gosport における盛土のスベリ破壊¹⁶⁾

Gosport 港における盛土が1942年にスベリ破壊を生じた。この盛土は1910年に造られたものであるが沈下が甚

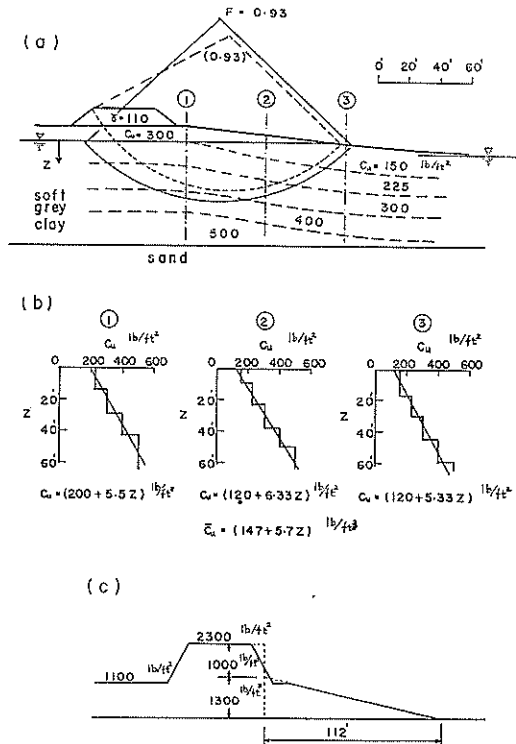


図-31 Gosport の盛土

しかつたため、押さえの礫をおいて造り直したものである。海底から約 65 ft は軟弱な粘土となっており、その下部は砂層である。この粘土は、 $w=56\%$ 、 $w_L=80\%$ 、 $w_p=30\%$ と報告されている。

Skempton の報告による盛土断面を図-31(a)に示す。図のように与えられた非排水強さを図-31(b)に示すように整理し直して、スベリ領域内の粘土の平均的 $c_u \sim z$ の関係として

$$\bar{c}_u = (147 + 5.7z) \text{ lb/ft}^2$$

を決めた。ここに z は ft で測る。

図-31(c) は盛土荷重強度を示したものである。図中点線で示すような修正を行なって、上載荷重のある盛土と考えることにする。したがって、この盛土について安定係数図を用いるための数値は次のようになる。

$$\begin{aligned} q &= 1300 \text{ lb/ft}^2 \\ w &= 1000 \text{ lb/ft}^2 \\ n &= w/q = 0.77 \\ x &= 112 \text{ ft} \\ c_o &= 147 \text{ lb/ft}^2 \quad k = 5.7 \text{ lb/ft}^3 \\ \frac{xk}{c_o} &= \frac{112 \times 5.7}{147} = 4.3 \end{aligned}$$

図-10より

$$\frac{Fq}{c_o} = 8.3 \quad \therefore F = \frac{8.3 \times 147}{1300} = 0.93$$

図-12~15より求めた臨界円の位置は、図-31(a)に実線で示してある。なお Skempton は、通常の円形スベリ面による安定解析を行ない、同じく $F_{\min} = 0.93$ の答を得ている。Skempton の求めた臨界円の位置を図-31(a)に点線で示す。

3 長方形基礎の支持力

3.1 概 要

粘性土地盤上の基礎の支持力は一般に次式で表わされる。

$$p = \frac{c_u}{F} N_c + \gamma D \quad (39)$$

ここに

p : 許容支持力 (t/m^2)

N_c : 支持力係数

c_u : 土の非排水強さ (t/m^2)

F : 安全率

γ : 基礎底面より上の地盤の単位体積重量 (t/m^3)

D : 基礎の根入れ深さ (m)

支持力係数 N_c の値については、Prandtl¹⁷⁾、Terzaghi²⁾、Tschebotarioff⁵⁾、Meyerhof¹⁸⁾、などによって研究されて来ている。しかしこれらはすべて土の非排水強さが一定という仮定に基づいており、一様でない非排水強さを仮定したものとしては、図-1に示したように Button⁶⁾の解があるのみである。

ここに示す基礎の支持力は、土の非排水強さが深さに對して直線的に増大する場合の長方形基礎の支持力である。基礎に加わる荷重は等分布鉛直荷重とする。仮定するスベリ面は長方形の1長辺と2つの短辺を含む円筒面とする。円筒スベリ面を考える場合には両端部の抵抗の扱い方に問題がある。Tschebotarioff は円筒スベリ面を仮定しているが、実さいに地表面に現われるスベリ面の形は長方形と楕円との中間的なもの¹⁹⁾のようである。三次元問題としてスベリ面を考える場合に、沢口は回転楕円面または球面についての抵抗モーメントの算定方法を報告している。しかしこのような回転二次曲面を仮定するためには、実さいのスベリ面の観察記録が少なく、特定の形を決定する根拠が薄い。したがって、解析の簡単さをも考えて、ここでは円筒スベリ面を考えることにする。

基礎の支持力は式(39)の形で表わされるが、この式の右辺第2項は土カブリ圧であって、基礎底面に加わる正味の荷重を求めるための項である。以下に示す解析においてはすべて地表面に置かれた基礎を考える。

基礎が根入れを有する場合には、基礎底面を地表面と考え、その面より上方の地盤については押さえ荷重としての効果のみを考え、その中に生ずるスベリ面は無視することとする。したがって、以下に述べる基礎の支持力は、いわゆる浅い基礎の場合に限る。

3.2 円筒スベリ面上に働くせん断抵抗による抵抗モーメント

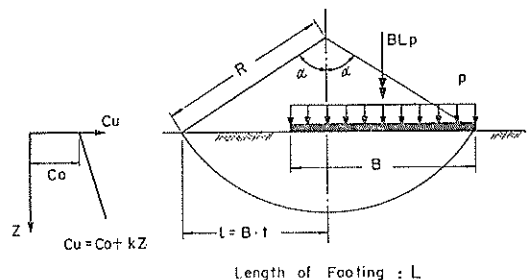


図-32 等分布鉛直荷重を受ける基礎

考える基礎の断面を図-32に示す。基礎は巾 B 、長さ

Lとし、スベリ面は必ず基礎の端より発するものとする。土の非排水強さは第2章に述べたものと同様、 c_0 および h で表わされるものとする。

抵抗モーメントとしては、円筒周面上に働くセン断抵抗による部分 M_{r1} と、両端面上に働くセン断抵抗による部分 M_{r2} とに分けて考えてみる。

円筒周面上に働くセン断抵抗による抵抗モーメント M_{r1} は式(6)より次のように表わされる。

$$M_{r1} = 2kL^3 \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kl} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) \quad (40)$$

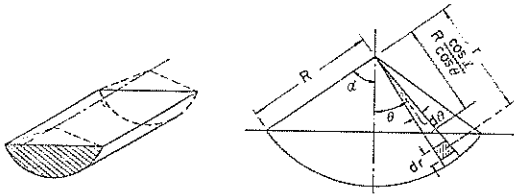


図-33 式(41)~式(43)のキイ・スケッチ

図-33を参照して、円筒端面上のエレメントに働くセン断抵抗による抵抗モーメント dM_{r2} は一般に次のように表わされる。

$$dM_{r2} = r (r d\theta dr) c_u \quad (41)$$

しかし、円筒形スベリ面を仮定すること自体が抵抗モーメントを多少過大評価することになると思われることもあって、セン断抵抗の働き方について、動径に比例的な効率(可働率)を考えることにする。この考え方はTschebotarioffが基礎の支持力を求めるさいにも用いたものであるが、土の応力~ヒズミ関係を線形とすると、発揮されるセン断抵抗はスベリにおける変形量、すなわちスベリ円の中心よりの距離に比例的になるとする考え方である。このような効率を考えることにより、 dM_{r2} は次式のようなになる。

$$\begin{aligned} dM_{r2} &= r (r d\theta dr) c_u \frac{r}{R} \\ &= \frac{r^3}{R} \{c_0 + k(r \cos \theta - R \cos \alpha)\} d\theta dr \\ &= \frac{r^3}{R} \{c_0 - kR \cos \alpha + k r \cos \theta\} d\theta dr \quad (42) \end{aligned}$$

したがって円筒端部のセン断抵抗による抵抗モーメントは、式(42)を全端面積について積分し、基礎の2つの端面について求めると次のようになる。²¹⁾

$$M_{r2} = 4 \int_0^\alpha \int_{R \frac{\cos \alpha}{\cos \theta}}^R \frac{r^3}{R} \{c_0 - kR \cos \alpha + k r \cos \theta\} d\theta dr$$

$$\begin{aligned} &= \frac{R^3}{5} \left[\frac{5}{3} c_0 \{3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha)\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{kR}{3} \{12 \sin \alpha - 15 \alpha \cos \alpha + \sin \alpha \cos^2 \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha)\} \right] \\ &\quad \dots \dots \dots (43)^* \end{aligned}$$

したがって全抵抗モーメント M_r は

$$\begin{aligned} M_r &= M_{r1} + M_{r2} \\ &= 2kL^3 \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kl} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) \\ &\quad + \frac{R^3}{5} \left[\frac{5}{3} c_0 \{3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha)\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{kR}{3} \{12 \sin \alpha - 15 \alpha \cos \alpha + \sin \alpha \cos^2 \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha)\} \right] \end{aligned}$$

(註) *

セン断抵抗の値に効率を考えない場合には M_{r2} は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} M_{r2} &= 4R^3 \left[\frac{c_0}{6} \left\{ 2\alpha - \sin \alpha \cos \alpha - \cos^3 \alpha \ln \left| \tan \left(\frac{\alpha}{2} + \frac{\pi}{4} \right) \right| \right\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{kR}{24} \left\{ 6 \sin \alpha - 8 \alpha \cos \alpha + \sin \alpha \cos^2 \alpha + \cos^4 \alpha \cdot \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \ln \left| \tan \left(\frac{\alpha}{2} + \frac{\pi}{4} \right) \right| \right\} \right] \end{aligned}$$

となる。さらに、 $R = l / \sin \alpha$ の関係を代入して整理すると、抵抗モーメントは次のように表わされる。

$$\begin{aligned} M_r &= k^2 l^3 \frac{1}{\sin^3 \alpha} \left[2\alpha \sin \alpha \left(\frac{c_0}{kl} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) \right. \\ &\quad + \frac{1}{3} \left(\frac{l}{L} \right) \left(\frac{c_0}{kl} \right) \{3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha)\} \\ &\quad \left. + \frac{1}{15} \left(\frac{l}{L} \right) \{12 - 15 \alpha \cot \alpha + \cos^2 \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha)\} \right] \\ &= k^2 l^3 f_2 \left(\frac{l}{L}, \frac{c_0}{kl}, \alpha \right) \quad \dots \dots (44) \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} f_2 \left(\frac{l}{L}, \frac{c_0}{kl}, \alpha \right) &= \frac{1}{\sin^3 \alpha} \left[2\alpha \sin \alpha \left(\frac{c_0}{kl} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) \right. \\ &\quad + \frac{1}{3} \left(\frac{l}{L} \right) \left(\frac{c_0}{kl} \right) \{3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha)\} \\ &\quad \left. + \frac{1}{15} \left(\frac{l}{L} \right) \{12 - 15 \alpha \cot \alpha + \cos^2 \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha)\} \right] \dots (45) \end{aligned}$$

第2章で述べた二次元の場合と同様に、スベリ面の長さ、すなわち基礎の長さL、スベリ円の弦長2l、および地盤の強度を示すパラメーター、 c_0 、 h が与えられた場合の抵抗モーメントの大きさは、 $f_2 \left(\frac{l}{L}, \frac{c_0}{kl}, \alpha \right)$ の大きさによって決まる。したがって、この場合最小モーメントは $f_2 \left(\frac{l}{L}, \frac{c_0}{kl}, \alpha \right)$ の最小値によって決まる。 $\frac{\partial}{\partial \alpha} \cdot f_2 \left(\frac{l}{L}, \frac{c_0}{kl}, \alpha \right) = 0$ の条件より次の関係を得る。

$$\frac{c_0}{kl} = \frac{M_5 + \frac{l}{L} \left(\frac{1}{10} M_1 - M_4 \right)}{M_6 + \frac{l}{L} \left(M_3 - \frac{1}{2} M_2 \right)} \quad \dots\dots(46)$$

ここに

$$M_1 = 12 - 15\alpha \cot \alpha + \cos^2 \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha)$$

$$M_2 = 3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha)$$

$$M_3 = \frac{2}{3} \tan \alpha \left\{ 1 - \cos^2 \alpha (1 - 2\sin^2 \alpha) \right\}$$

$$M_4 = \frac{1}{30} \left\{ \frac{15(\alpha - \sin \alpha \cos \alpha)}{\sin \alpha \cos \alpha} - 2\sin^2 \alpha (1 + 4\cos^2 \alpha) \right\}$$

$$M_5 = 3(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha) - \alpha \sin \alpha \tan \alpha$$

$$M_6 = (\sin \alpha + \alpha \cos \alpha) \tan \alpha - 3\alpha \sin \alpha$$

したがって、 (l/L) 、 α の一組の値に対して式(46)より c_0/kl を計算しそれらを式(45)に代入すれば、 $f_2\left(\frac{l}{L}, \frac{c_0}{kl}, \alpha\right)$ の最小値が求められ、したがって最小抵抗モーメントを求めることができる。

3.3 安定解析

図-32を参照して、スベリモーメントは次のように表わされる。

$$M_d = BLp \left(l - \frac{B}{2} \right) \quad \dots\dots(47)$$

スベリ円の弦長 $2l$ をフーティング巾との比として $l = Bt$ とし、これを用いて式(44)および式(47)を書き直すとき次のようになる。

$$M_r = kB^3 L \frac{t^3}{\sin^2 \alpha} \left[2\alpha \sin \alpha \left(\frac{c_0}{kB} \frac{1}{t} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{c_0}{kB} \right) \left\{ 3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\} + \frac{1}{15} t \left(\frac{B}{L} \right) \left\{ 12 - 15\alpha \cot \alpha + \cos^2 \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\} \right] \quad (48)$$

$$M_d = B^2 L p \left(t - \frac{1}{2} \right) \quad \dots\dots(49)$$

極限平衡の条件、 $FM_d = M_r$ 、に式(48)と式(49)を代入して次の関係を得る。

$$\begin{aligned} \frac{Fp}{c_0} &= 2 \left(\frac{kB}{c_0} \right) \frac{1}{\sin^2 \alpha} \frac{t^3}{t - \frac{1}{2}} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{c_0}{kB} \right) \frac{1}{t} M_5 + M_7 \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{30} \left(\frac{B}{L} \right) t M_1 + \frac{1}{6} \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{c_0}{kB} \right) M_2 \right\} \\ &= 2 \left(\frac{kl}{c_0} \right) \frac{1}{\sin^2 \alpha} \frac{t^2}{t - \frac{1}{2}} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{c_0}{kl} \right) M_5 + M_7 \right. \\ &\quad \left. + \left(\frac{l}{L} \right) \left\{ \frac{1}{30} M_1 + \frac{1}{6} \left(\frac{c_0}{kl} \right) M_2 \right\} \right] \dots\dots(50) \end{aligned}$$

ここに

$$M_7 = \sin \alpha - \alpha \cos \alpha$$

$$M_8 = 2\alpha \sin \alpha$$

であり、 M_1 、 M_2 は式(46)におけるものと同じである。

さて基礎の形および地盤の強度特性、すなわち L 、 B 、 c_0 、 k が与えられた場合、式(50)の $\frac{Fp}{c_0}$ は t と α の関数となる。

式(46)によって、スベリ円の弦長 l が与えられれば、最小抵抗モーメントに対応する頂角 α とパラメーター $\frac{c_0}{kl}$ の関係が分っている。したがって、 $\frac{Fp}{c_0}$ の最小値を求めるためには式(50)の $\frac{Fp}{c_0}$ と l 、すなわち $\frac{Fp}{c_0}$ と t の関係を調べればよい。 t の関数としての $\frac{Fp}{c_0}$ の最小値を求めるための条件、 $\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Fp}{c_0} \right) = 0$ より、次の関係を得る。

$$t = \frac{\left(\frac{c_0}{kl} \right) M_5 + 3M_7 + \frac{2}{15} \left(\frac{l}{L} \right) M_1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l}{L} \right) \left(\frac{c_0}{kl} \right) M_2}{\left(\frac{c_0}{kl} \right) M_5 + 4M_7 + \frac{1}{5} \left(\frac{l}{L} \right) M_1 + \frac{2}{3} \left(\frac{l}{L} \right) \left(\frac{c_0}{kl} \right) M_2} \quad (51)$$

ここに、 $M_1 \sim M_8$ は式(46)、(50)におけるものと同じものである。

以上の解析により、 (l/L) 、 c_0 、 k の一組の値に対して、ある頂角 α に対応する $\frac{c_0}{kl}$ を式(46)より求め、次にこの α と $\frac{c_0}{kl}$ を式(51)に代入して t を求めれば、それらを式(50)に代入することによって、 $\frac{Fp}{c_0}$ の最小値を求めることができる。 t の値が求められているので、 $l = Bt$ の関係によって、 $\frac{c_0}{kB}$ 、 $\frac{B}{L}$ の値も求めることができる。1例として、 $\frac{l}{L} = 0.2$ の場合の $\frac{Fp}{c_0}$ の最小値すなわち支持力係数および B/L 、 α 、 t とパラメーター $\frac{Bk}{c_0}$ の関係を図-34に示す。

支持力係数を求める問題において、与えられる条件は基礎の形、 L 、 B および地盤の強度条件 c_0 、 k である。したがって、以上のようにして求めた支持力係数を、基礎の形状によって決定するためには、パラメーター l/L の代わりに B/L を用いなければならない。スベリ円の弦長 $2l$ は与えられるものではないからである。

図-34に示すように、 $\left(\frac{B}{L} \right)$ は常に $\left(\frac{l}{L} \right)$ より大きい。これは平面的にみて、臨界円の中心軸の位置が基礎より外に出ることはないことを示している。図-34に示すようなある $\left(\frac{l}{L} \right)$ 値における $\frac{Fp}{c_0}$ 、 $\frac{B}{L}$ 、 $\frac{Bk}{c_0}$ の関係より、1つの $\frac{Bk}{c_0}$ 値における $\frac{Fp}{c_0}$ と $\frac{B}{L}$ の関係を求め、他の $\left(\frac{l}{L} \right)$ 値に対する結果と共に図-35のようにプロットすると、ある $\frac{Bk}{c_0}$ 値における $\frac{Fp}{c_0}$ と $\frac{B}{L}$ の関係

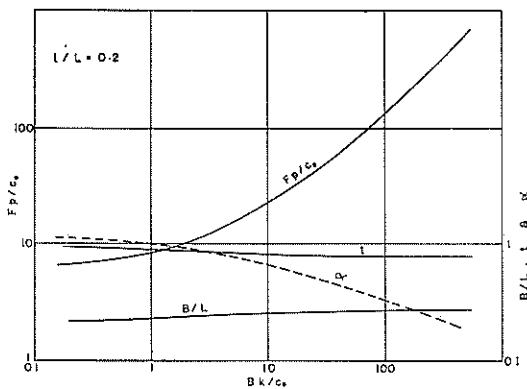


図-34 支持力係数, B/L , t , α と Bk/c_0 の関係 ($l/L=0.2$)

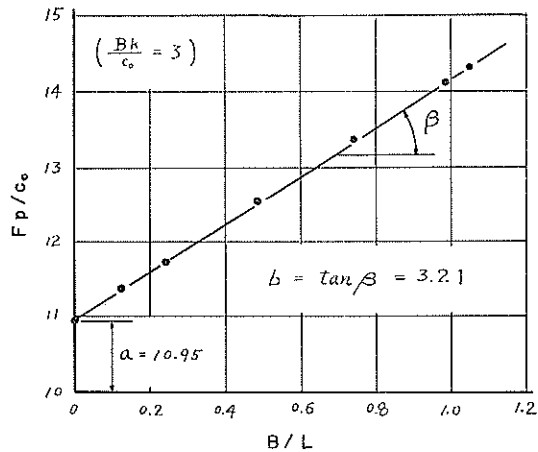


図-35 Fp/c_0 と B/L の関係の一例

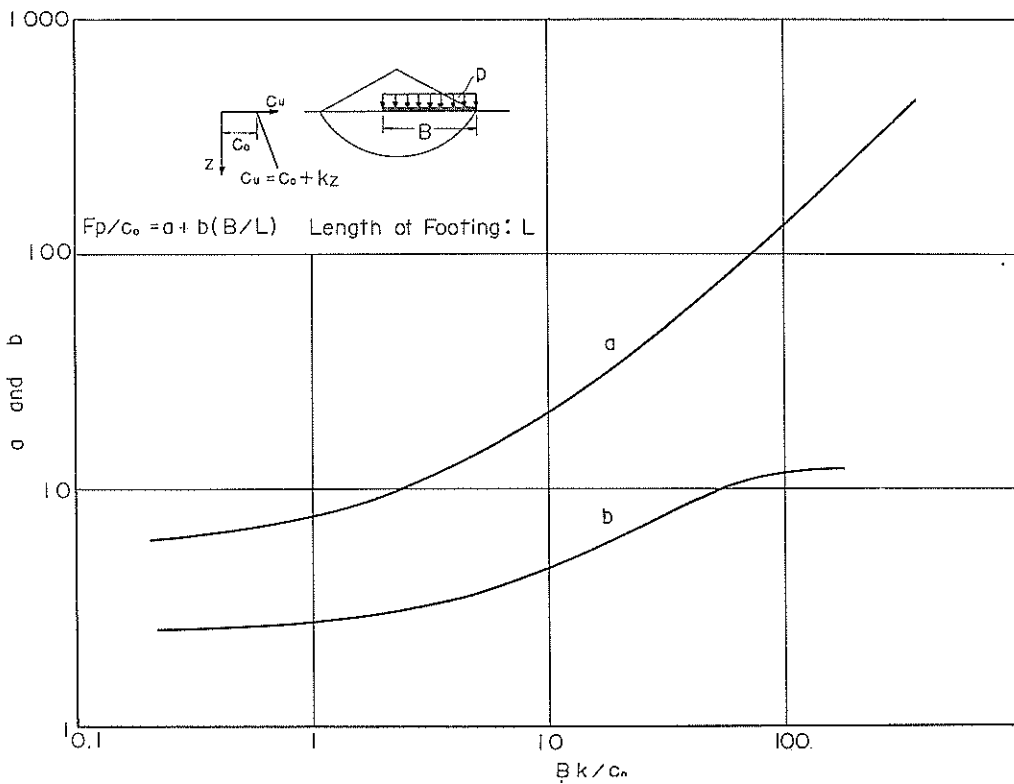


図-36 支持力式の係数 a , b

が分る。このようにして、支持力係数 $\frac{Fp}{c_0}$ を形状比 $\frac{B}{L}$ の関数として

$$\frac{Fp}{c_0} = a + b\left(\frac{B}{L}\right) \quad (52)$$

と表わすことができるが、係数, a , b は共にパラメー

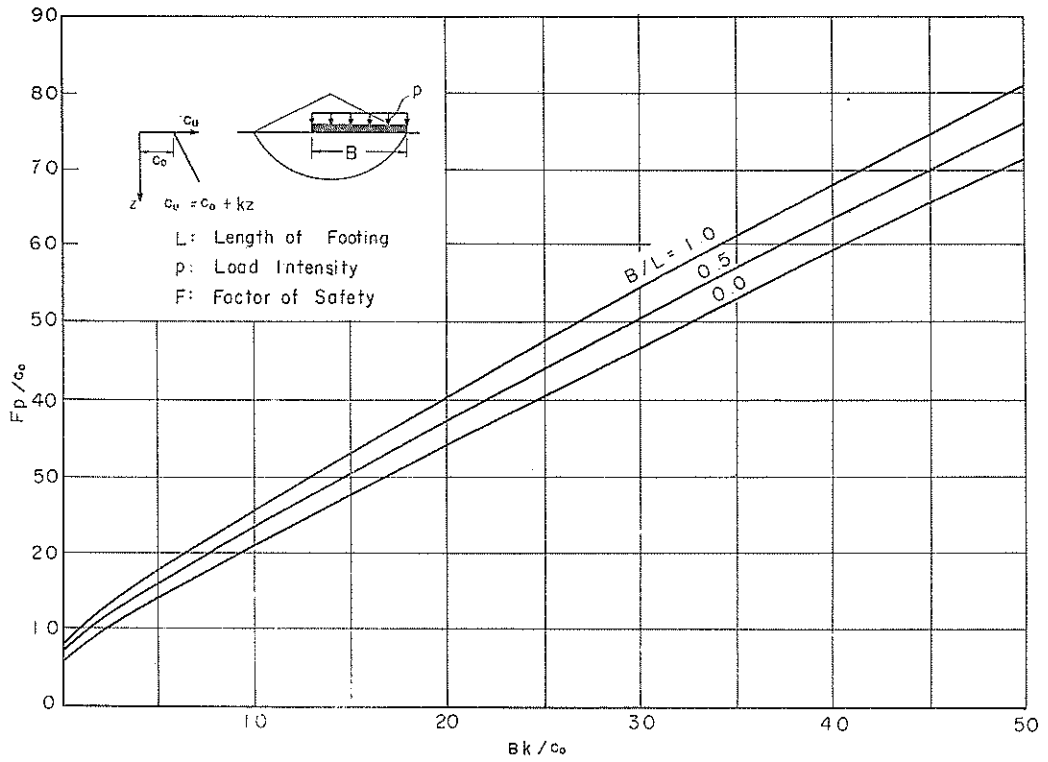
ター $\left(\frac{Bk}{c_0}\right)$ の関数となる。図-35に示したような操作によって求めた係数 a , b の値を図-36に示す。 $\frac{B}{L} = 0$ は連続基礎の場合に相当し, $\frac{B}{L} = 1$ は正方形基礎に相当する。

表—4(1) 長方形基礎の支持力係数

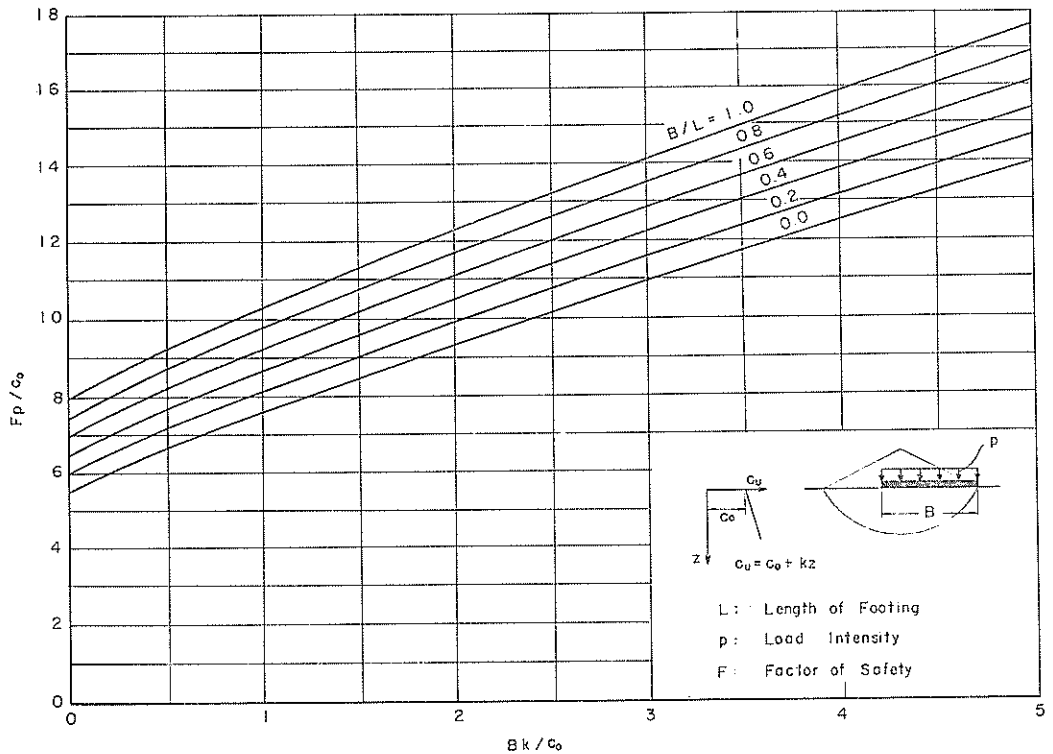
B/L Bk/c ₀	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0	5.52	5.76	6.01	6.25	6.49	6.74	6.98	7.22	7.46	7.71	7.95
0.1	5.77	6.02	6.26	6.51	6.76	7.01	7.25	7.50	7.75	7.99	8.24
0.2	6.01	6.26	6.51	6.76	7.01	7.26	7.51	7.76	8.01	8.26	8.51
0.3	6.22	6.47	6.73	6.98	7.23	7.49	7.74	7.99	8.24	8.50	8.75
0.4	6.43	6.69	6.94	7.20	7.45	7.71	7.97	8.22	8.48	8.73	8.99
0.5	6.63	6.89	7.15	7.41	7.67	7.93	8.18	8.44	8.70	8.96	9.22
0.6	6.82	7.08	7.34	7.61	7.87	8.13	8.39	8.65	8.92	9.18	9.44
0.7	7.01	7.28	7.54	7.81	8.07	8.34	8.60	8.87	9.13	9.40	9.66
0.8	7.19	7.46	7.73	7.99	8.26	8.53	8.80	9.07	9.33	9.60	9.87
0.9	7.37	7.64	7.91	8.18	8.45	8.73	9.00	9.27	9.54	9.81	10.08
1.0	7.55	7.82	8.10	8.37	8.64	8.92	9.19	9.46	9.73	10.01	10.28
1.5	8.46	8.75	9.03	9.32	9.60	9.89	10.18	10.46	10.75	11.03	11.32
2.0	9.31	9.61	9.91	10.21	10.51	10.81	11.10	11.40	11.70	12.00	12.30
2.5	10.14	10.45	10.76	11.07	11.38	11.69	12.00	12.31	12.62	12.93	13.24
3.0	10.95	11.27	11.59	11.91	12.23	12.56	12.88	13.20	13.52	13.84	14.16
3.5	11.75	12.08	12.41	12.75	13.08	13.41	13.74	14.07	14.41	14.74	15.07
4.0	12.52	12.86	13.26	13.55	13.89	14.23	14.57	14.91	15.26	15.60	15.94
4.5	13.27	13.62	13.98	14.33	14.68	15.04	15.39	15.74	16.09	16.45	16.80
5.0	14.01	14.37	14.74	15.10	15.46	15.83	16.19	16.55	16.91	17.28	17.64
5.5	14.74	15.11	15.49	15.86	16.24	16.61	16.98	17.36	17.73	18.11	18.48
6.0	15.46	15.84	16.23	16.61	17.00	17.38	17.76	18.15	18.53	18.92	19.30
6.5	16.18	16.58	16.97	17.37	17.76	18.16	18.55	18.95	19.34	19.74	20.13
7.0	16.89	17.30	17.70	18.11	18.51	18.92	19.32	19.73	20.13	20.54	20.94
7.5	17.60	18.02	18.43	18.85	19.26	19.68	20.10	20.51	20.93	21.34	21.76
8.0	18.30	18.73	19.15	19.58	20.00	20.43	20.86	21.28	21.71	22.13	22.56
8.5	19.00	19.44	19.87	20.31	20.74	21.18	21.62	22.05	22.49	22.92	23.36
9.0	19.69	20.14	20.58	21.03	21.47	21.92	22.37	22.81	23.26	23.70	24.15
9.5	20.38	20.84	21.29	21.75	22.20	22.66	23.11	23.57	24.02	24.48	24.93
10.0	21.07	21.53	22.00	22.46	22.93	23.39	23.85	24.32	24.78	25.25	25.71

表 4 (2) 長方形基礎の支持力係数

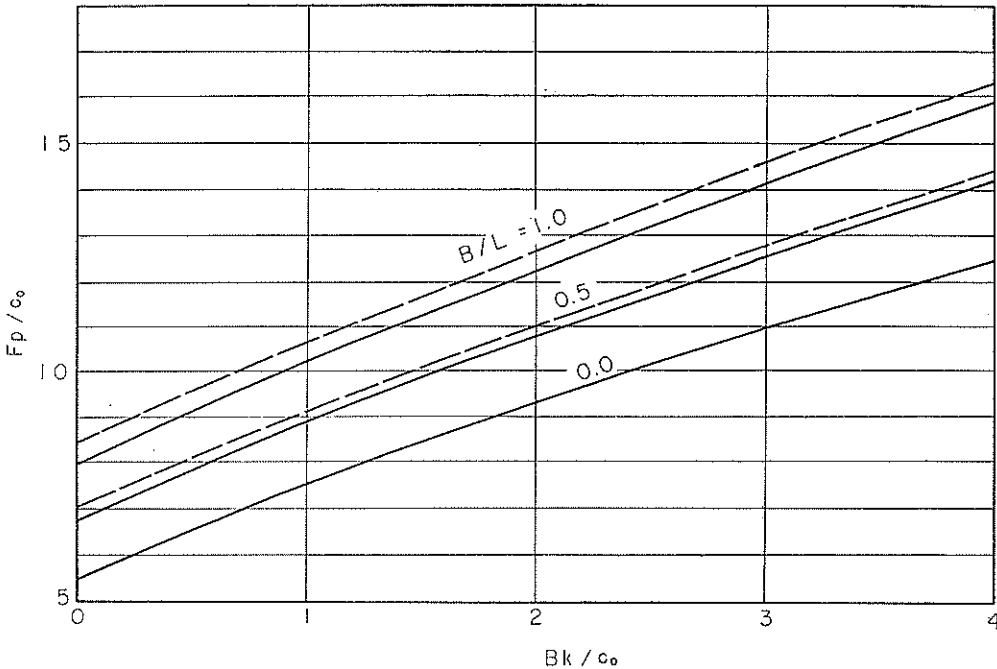
B/L Bk/c ₀	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
10	21.07	21.53	22.00	22.46	22.93	23.39	23.85	24.32	24.78	25.25	25.71
11	22.42	22.90	23.38	23.87	24.35	24.83	25.31	25.79	26.28	26.76	27.24
12	23.77	24.27	24.77	25.27	25.77	26.27	26.77	27.27	27.77	28.27	28.77
13	25.11	25.63	26.14	26.66	27.18	27.70	28.21	28.73	29.25	29.76	30.28
14	26.45	26.98	27.52	28.05	28.59	29.12	29.65	30.19	30.72	31.26	31.79
15	27.78	28.33	28.83	29.43	29.98	30.53	31.08	31.63	32.18	32.73	33.28
16	29.10	29.67	30.23	30.80	31.36	31.93	32.50	33.06	33.63	34.19	34.76
17	30.41	30.99	31.57	32.15	32.73	33.32	33.90	34.48	35.06	35.64	36.22
18	31.70	32.30	32.89	33.49	34.08	34.68	35.28	35.87	36.47	37.06	37.66
19	32.98	33.59	34.20	34.81	35.42	36.04	36.65	37.26	37.83	38.48	39.09
20	34.25	34.88	35.50	36.13	36.75	37.38	38.00	38.63	39.25	39.88	40.50
25	40.7	41.4	42.1	42.8	43.5	44.2	44.8	45.5	46.2	46.9	47.6
30	46.7	47.5	48.2	49.0	49.7	50.5	51.2	52.0	52.7	53.5	54.2
35	53.0	53.8	54.6	55.4	56.2	57.1	57.9	58.7	59.5	60.3	61.1
40	59.2	60.1	60.9	61.8	62.7	63.5	64.4	65.3	66.1	67.0	67.9
45	65.5	66.4	67.3	68.3	69.2	70.1	71.0	71.9	72.8	73.8	74.7
50	71.6	72.6	73.5	74.5	75.4	76.4	77.4	78.3	79.3	80.3	81.2
55	77.7	78.7	79.7	80.7	81.7	82.7	83.7	84.7	85.7	86.7	87.7
60	83.8	84.8	85.9	86.9	87.9	89.0	90.0	91.0	92.0	93.1	94.1
65	89.6	90.7	91.7	92.8	93.8	94.9	95.9	97.0	98.0	99.1	100.1
70	96.0	97.1	98.1	99.2	100.3	101.4	102.4	103.5	104.6	105.7	106.7
75	101.9	103.0	104.1	105.2	106.3	107.3	108.4	109.5	110.6	111.7	112.8
80	107.8	108.9	110.0	111.1	112.2	113.3	114.4	115.5	116.6	117.7	118.8
85	113.6	114.7	115.8	116.9	118.1	119.2	120.3	121.4	122.5	123.6	124.8
90	119.4	120.5	121.7	122.8	123.9	125.0	126.2	127.3	128.4	129.5	130.7
95	125.2	126.3	127.5	128.6	129.7	130.9	132.0	133.1	134.3	135.4	136.6
100	131.0	132.1	133.8	134.4	135.6	136.7	137.9	139.0	140.1	141.3	142.4
105	136.8	138.0	139.1	140.3	141.4	142.6	143.7	144.9	146.0	147.2	148.3
110	142.6	143.8	144.9	146.1	147.2	148.4	149.6	150.7	151.9	153.0	154.2



図—37 長方形基礎の支持力係数(その1)



図—38 長方形基礎の支持力係数(その2)



図—39 セン断抵抗における効率と支持力係数の関係

以上のようにして求めた支持力係数 $\frac{Fp}{c_0}$ の値を表—4 に示す。また基礎の形状比 (B/L) をパラメーターとした $\frac{Fp}{c_0}$ と $\frac{Bk}{c_0}$ の関係を図—37 および 図—38 に示す。

円筒スベリ面端部に働くセン断抵抗について、効率を考えずに一様にセン断強さが発揮されると仮定した場合には、当然支持力係数も大きくなる。図—39 に両者の比較を示す。同図中実線で示した支持力係数は図—37, 38 と同じく効率を考えたものであり、破線で示したものは円筒端面に一様にセン断強さが働くとは定した場合の支持力係数である。

$c_u = c_0$, $k = 0$ の場合には抵抗モーメントは式 (44) により次のように表わされる。

$$M_r = \beta L \cdot \frac{1}{\sin^3 \alpha} \left[2 \left(\frac{c_0}{l} \right) \alpha \sin \alpha + \frac{1}{3} \left(\frac{l}{L} \right) \left(\frac{c_0}{l} \right) \cdot \left\{ 3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\} \right] \quad (53)$$

与えられた L , l , c_0 に対して最小の抵抗モーメントを得るための条件、 $\frac{\partial}{\partial \alpha} M_r = 0$ より次の関係を得る。

$$\frac{l}{L} = \frac{2 \tan \alpha (\sin \alpha + \alpha \cos \alpha) - 6 \alpha \sin \alpha}{3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) - \frac{4}{3} \tan \alpha \left\{ \frac{1 - \cos^2 \alpha}{1 - 2\sin^2 \alpha} \right\}} \quad (54)$$

スベリモーメントは式 (49) で表わされるが、極限平衡の条件 $FM_d = M_r$ より次式を得る。

$$\begin{aligned} \frac{Fp}{c_0} &= \frac{1}{\sin^3 \alpha} \frac{t^2}{t - \frac{1}{2}} \left[2\alpha \sin \alpha + \frac{t}{3} \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \left\{ 3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\} \right] \\ &= \frac{1}{\sin^3 \alpha} \frac{t^2}{t - \frac{1}{2}} \left[2\alpha \sin \alpha + \frac{1}{3} \left(\frac{l}{L} \right) \cdot \left\{ 3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\} \right] \quad (55) \end{aligned}$$

前と同様に、 $\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Fp}{c_0} \right) = 0$ の条件より $\frac{Fp}{c_0}$ の最小値に対応する弦長、すなわち t の値は次のようになる。

$$t = \frac{2\alpha \sin \alpha + \frac{1}{2} \left(\frac{l}{L} \right) \left\{ 3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\}}{2\alpha \sin \alpha + \frac{2}{3} \left(\frac{l}{L} \right) \left\{ 3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\}} \quad (56)$$

これは式 (51) において $kl/c_0 = 0$ とおいた場合に等しい。したがって、頂角 α の値に対して式 (54) より $\left(\frac{l}{L} \right)$ 値を計算し、この α と $\left(\frac{l}{L} \right)$ 値より式 (56) によって t の値を計算し、これ等を式 (55) に代入することによって $\frac{Fp}{c_0}$ の最小値、すなわち支持力係数を求めることができる。

前と同様に $\frac{Fp}{c_0}$ と $\frac{B}{L}$ の関係を求めると、次のようになる。

$$\frac{Fp}{c_0} = 5.52 + 2.43 \left(\frac{B}{L}\right) = 5.52 \left\{ 1 + 0.44 \left(\frac{B}{L}\right) \right\} \quad (57)$$

式(57)は Tschebotarioff の支持力公式において根入れ深さが $D=0$ の場合に相当する。 $c_u=c_0$, $k=0$ の場合については、いくつかの支持力公式が提唱されているが、地表面にある基礎に対する支持力係数を比較して示したものが図-40である。

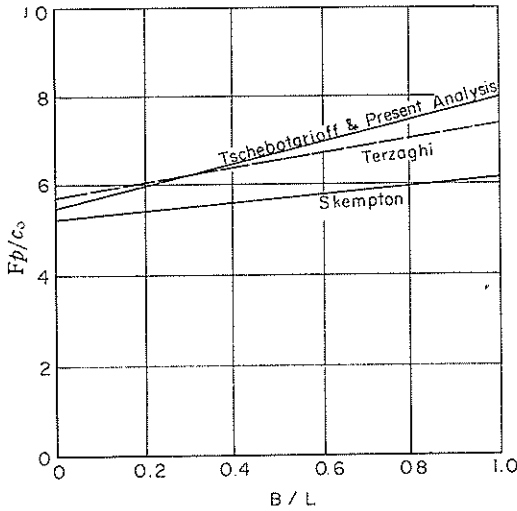


図-40 $c_u = \text{const}$ の場合の長方形基礎の支持力係数の比較

$c_u = kz$, $c_0 = 0$ の場合について、まずその抵抗モーメントを考えてみよう。円筒周面上のせん断抵抗による抵抗モーメントは式(40)の M_{r1} で表わされるが、 $\frac{c_0}{kl} = 0$ の場合には 2・2 で述べたように、 M_{r1} は $\alpha = 0$ で最小になり、その値は

$$M_{r1-\min} = \frac{2}{3} kL^3$$

となる。一方、円筒端面に働くせん断抵抗による抵抗モーメント M_{r2} は、頂角 α の減少と共に単調減少し、 $\alpha = 0$ において $M_{r2} = 0$ となる。したがって、この場合の抵抗モーメントは、 $\alpha = 0$ において最小となり、その値は

$$M_{r-\min} = \frac{2}{3} kL^3 \quad (58)$$

となる。

一方、スベリモーメントは式(47)で表わされるから、極限平衡の条件、 $FM_d = M_r$ より次の式を得る。

$$\frac{Fp}{k} = \frac{2}{3} \cdot \frac{l^3}{B \left(l - \frac{B}{2} \right)}$$

$l = Bt$ の関係を用いて

$$\frac{Fp}{k} = \frac{2}{3} B \frac{l^3}{t - \frac{1}{2}} \quad (59)$$

さらに、 $\frac{Fp}{k}$ の最小値を求めるための条件 $\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Fp}{k} \right) = 0$ より次式を得る。

$$t = \frac{3}{4}$$

したがって、 $\frac{Fp}{k}$ の最小値は、 $\alpha = 0$, $t = \frac{3}{4}$ において次のようになる。

$$\frac{Fp}{k} = 1.125 B \quad (60)$$

または、

$$p = 1.125 B \frac{k}{F} \quad (61)$$

すなわち、 $c_u = kz$, $c_0 = 0$ の場合には、基礎の支持力は形状比 B/L に関係なく、基礎の最小巾 B と、非排水強さの増加割合 k によって決まることが分る。

3.4 スベリ円の大きさと位置

前節に述べた支持力係数に対応するスベリ円の位置と大きさを調べてみよう。スベリ円の位置と大きさは、スベリ円中心の位置、頂角およびスベリ円の深さを知れば求められる。すなわち、図-41に示すように、 t , α , D を知る必要がある。

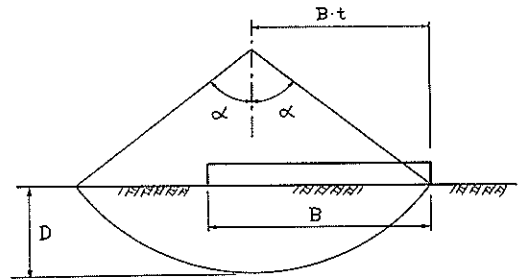


図-41 スベリ円の大きさと位置

t および α については、支持力係数を求める過程において、図-34に示すような形で与えられている。これらの値を支持力係数を求めた場合と同様に (B/L) および $\left(\frac{Bk}{c_0} \right)$ に対して整理した結果を図-42, 43に示す。さらに、 t と α の値より計算したスベリ面の深さ D と基礎巾 B の比を図-44に示す。

スベリ円の中心位置は、 $\frac{B}{L} = 0$ 、すなわち連続基礎において $c_u = c_0$ の場合には、基礎の端を通る鉛直線上にあるが、 $\frac{Bk}{c_0}$ 値が大きくなり、また B/L 値が大きくな

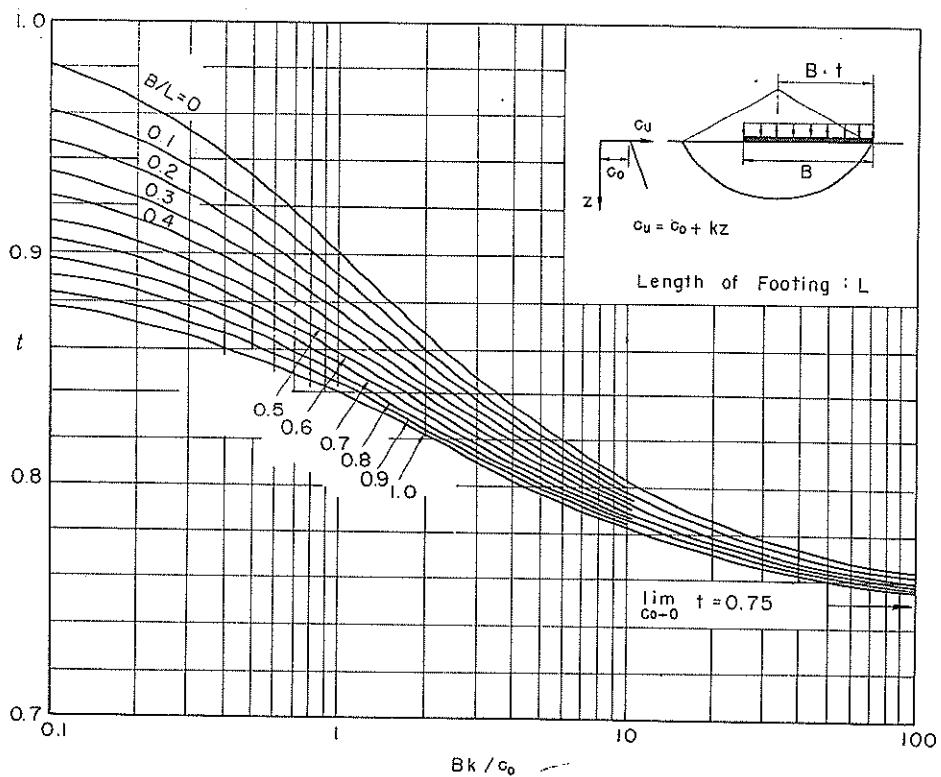


図-42 t と Bk/c_0 の関係

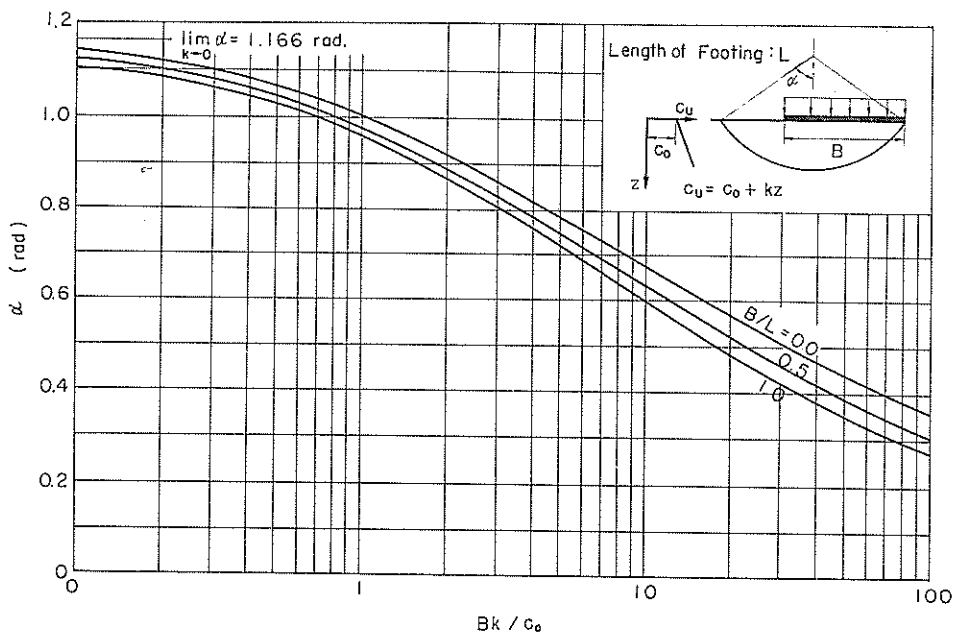


図-43 頂角 α と Bk/c_0 の関係

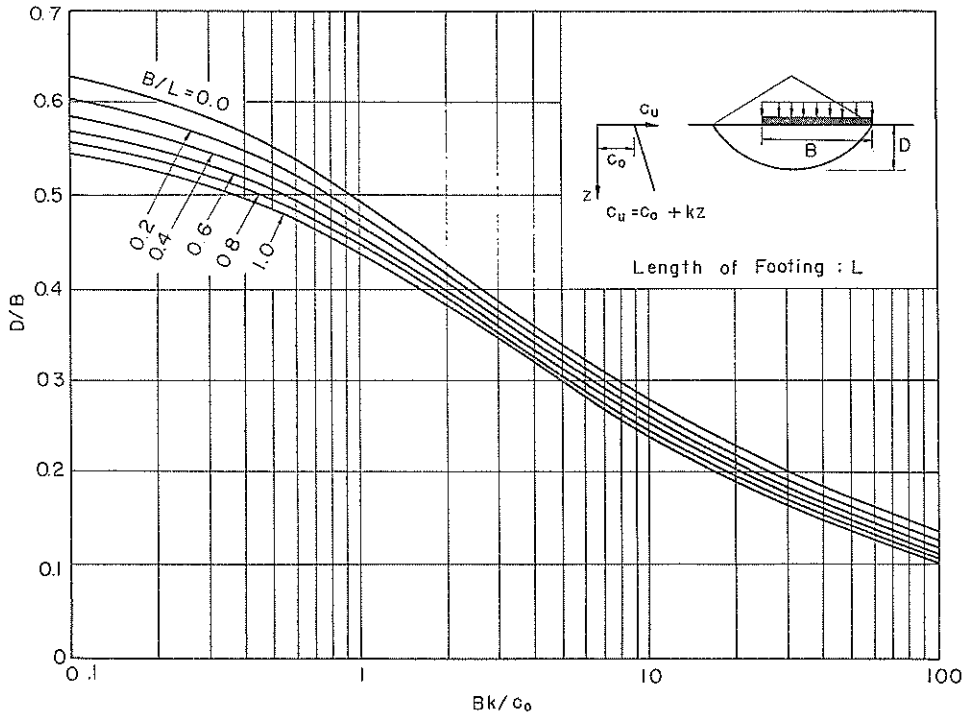


図-44 D/B と Bk/c₀ の関係

るに従って基礎の中心に近づく。c_u=kz, c₀=0 の場合にはスベリ円の中心は基礎端より0.75Bの位置になる。

頂角αについては、 $\frac{B}{L}=0$, c_u=c₀ の場合には1.166 rad (66°54′)と最大値を示し、B/L値の増大および $\frac{Bk}{c_0}$ 値の増大にともなって減少する。c_u=kz, c₀=0 の場合には、 $\frac{B}{L}$ 値に無関係にα=0となる。これは円形スベリの極限の場合に当り、平面スベリとなる。

スベリ円の深さDと基礎巾Bの比は、 $\frac{B}{L}=0$, c_u=c₀ k=0 の場合に最大となり、 $\frac{D}{B}=0.659$ となる。 $\frac{B}{L}$ 値の増大および $\frac{Bk}{c_0}$ 値の増大にともなって $\frac{D}{B}$ 値は減少し、

c_u=kz, c₀=0 の場合には、 $\frac{B}{L}$ 値に無関係に、D=0となる。

c_u=c₀, k=0 の場合の t, α, $\frac{D}{B}$ の値と $\frac{B}{L}$ の関係を図-45に示す。

3・5 在来の支持力解との比較

在来の基礎の支持力の解においては、Button⁶⁾の解を除いては、いずれもc_u=c₀=一定という仮定を用いてい

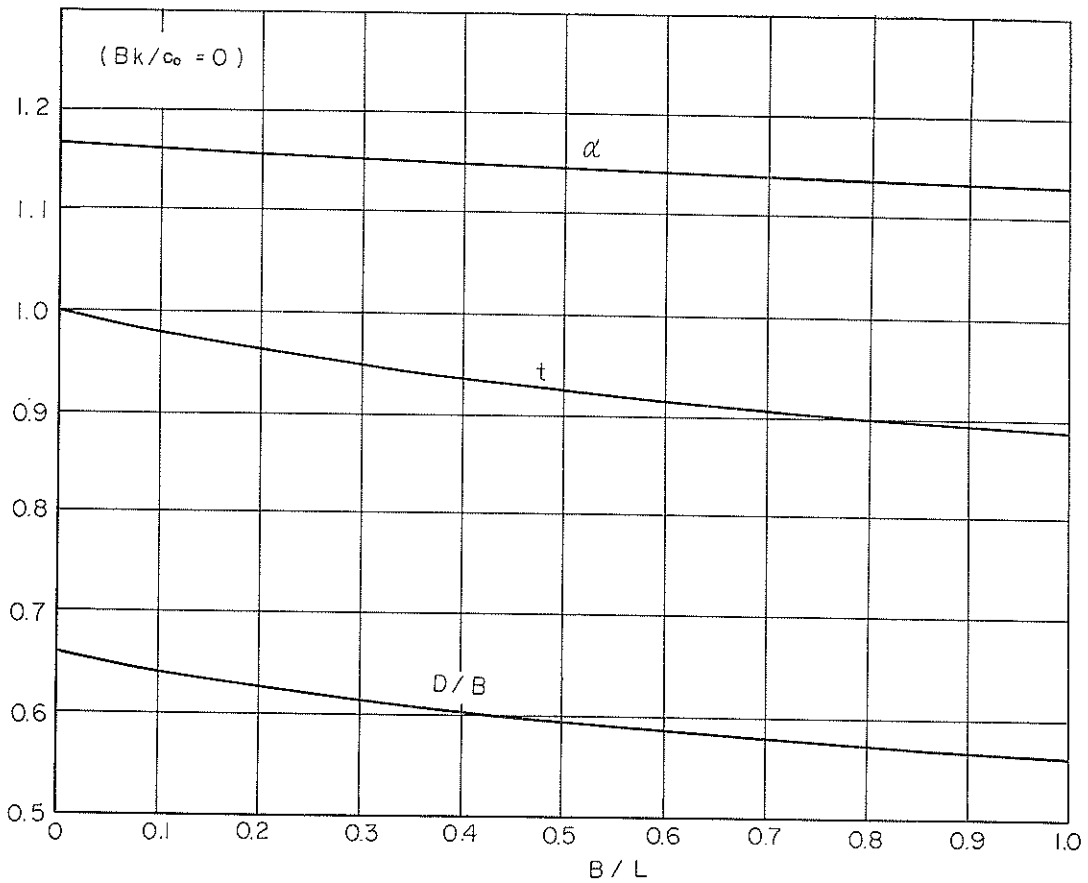
る。c_u値が深さ方向に一定でない場合の実用的取扱い法として、Peck²⁾等は基礎底面から基礎の最小巾Bに等しい深さまでの間の平均的強さを以て、一様な等価強さとすることを提唱している。c₀が深さに対して直線的に増大している場合には、 $z = \frac{B}{2}$ におけるc₀値、すなわち $\bar{c} = c_0 + k\left(\frac{B}{2}\right)$ を用いて、一定なc₀値と考え支持力を計算するものである。⁴⁾

また Skempton⁴⁾は、基礎の最小巾をBとした場合に約 $\frac{2}{3}B$ の深さまでのc_u値が、その区間のc_uの平均値より±50%以上変化していない場合には、その平均値を用いればよいとしている。すなわち、 $\bar{c} = c_0 + k\left(\frac{B}{3}\right)$ を等価強さとするものである。Skemptonのこの提案は、c_u=c₀+kzの直線分布では $\frac{kB}{c_0} \leq 3$ の場合に当る。

$\frac{kB}{c_0} > 3$ の場合については述べていない。

Peck等の方法はTerzaghi²⁾の支持力論による支持力係数を用いるもので、その支持力は次のように表わされる。

$$p = 5.71 \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) \frac{\bar{c}}{F}$$



図—45 $c_u = c_0, k = 0$ の場合の $t, \alpha, D/B$ と B/L の関係

$$= 5.71 \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) \frac{1}{F} \left(c_0 + k \frac{B}{2} \right) \quad (62)$$

$$\therefore \frac{Fp}{c_0} = 5.71 \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) \left(1 + \frac{1}{2} \frac{kB}{c_0} \right) \quad (63)$$

また Skempton の支持力公式より次の式を得る。

$$p = 5.00 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \frac{\bar{c}}{F}$$

$$= 5.00 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \frac{1}{F} \left(c_0 + k \frac{B}{3} \right) \quad (64)$$

$$\therefore \frac{Fp}{c_0} = 5.00 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \left(1 + \frac{1}{3} \frac{kB}{c_0} \right) \quad (65)$$

式 (63) および式 (65) に示されるような在来の支持力公式に基づく $\left(\frac{Fp}{c_0} \right)$ 値を、図—37, 38 および表—4 に示す本解析に基づく $\left(\frac{Fp}{c_0} \right)$ に対する比で示したものが表—5 および図—46 である。図—46 には $\frac{B}{L} = 0, 0.5$ および 1.0 の 3 つの場合を示してある。図よりわかるように、Terzaghi の支持力公式と Peck 等の方法を組み合わせたものは、一般的に本解析による支持力よりも大きい。

一方 Skempton の提唱した方法は本解析による値よりわずかに小さい $\frac{Fp}{c_0}$ 値を与えるが、 $\frac{kB}{c_0}$ 値が大きくなると反対に本解析による値よりも大きい支持力を与えることになる。しかし前にも述べたように $\frac{kB}{c_0} > 3$ の場合は Skempton の提唱範囲外となっている。

本解析に示した解においては、 c_u 値の特性を表わすパラメーター、 c_0, k を直接用いて支持力を得るようになっていた。したがって等価強さ \bar{c} を考える必要はないが、在来の解の場合と比較するために、 \bar{c} に相当する深さ \bar{z} について調べてみよう。

地盤の c_u 値が $c_u = c_1 + k_1 z$ で表わされる場合、ある B/L 値に対応して、図—37, 38 より支持力係数 N_{e1} が得られたとする。すなわち、この場合の支持力 p_1 は

$$p_1 = N_{e1} \frac{c_1}{F}$$

となる。等価強さ \bar{c} を考えるということは、 $c_u = \bar{c} = \text{const}$ とすることであるから、このように考えた場合

表一五 在来の支持力解との比較

Terzaghi - Peck et al :-

$$\frac{Fp}{c_0} = 5.71 \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{1}{2} \frac{kB}{c_0}\right)$$

B/L \ kB/c ₀	kB/c ₀					
	0	2	4	6	8	10
0	5.71	11.42	17.13	22.84	28.55	34.26
	(1.034)	(1.227)	(1.368)	(1.477)	(1.560)	(1.626)
0.5	6.57	13.14	19.71	26.28	32.85	39.42
	(0.974)	(1.225)	(1.385)	(1.512)	(1.608)	(1.685)
1.0	7.42	14.84	22.26	29.68	37.10	44.52
	(0.933)	(1.207)	(1.396)	(1.538)	(1.645)	(1.732)

Skempton

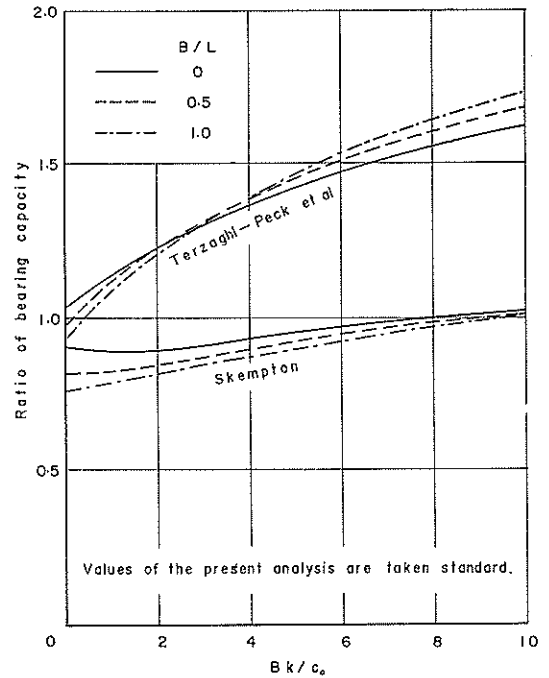
$$\frac{Fp}{c_0} = 5.0 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{1}{3} \frac{kB}{c_0}\right)$$

B/L \ kB/c ₀	kB/c ₀					
	0	2	4	6	8	10
0	5.0	8.34	11.67	15.00	18.33	21.67
	(0.906)	(0.896)	(0.932)	(0.970)	(1.002)	(1.028)
0.5	5.5	9.17	12.83	16.50	20.17	23.83
	(0.816)	(0.848)	(0.902)	(0.949)	(0.987)	(1.019)
1.0	6.0	10.00	14.00	18.00	22.00	26.00
	(0.755)	(0.813)	(0.878)	(0.933)	(0.975)	(1.011)

本論文の解 (表4, 図37, 38, 参照)

B/L \ kB/c ₀	kB/c ₀					
	0	2	4	6	8	10
0	5.52	9.31	12.52	15.46	18.30	21.07
0.5	6.74	10.81	14.23	17.38	20.43	23.39
1.0	7.95	12.30	15.94	19.30	22.56	25.71

() 内の数字は, 本論文の解の値に対する比。



図一四六 $k=0$ の場合の在来の支持力係数との比較

の支持力は, 同じ B/L 値に対して $\frac{kB}{c_0} = 0$ ($\because k=0$) に対応する支持力係数 N_c を用いて

$$p = N_c \frac{\bar{c}}{F}$$

と表わされる。上の2つの支持力は等しくなければならぬゆえ, 次のようになる。

$$N_c \frac{\bar{c}}{F} = N_c c_1 \frac{c_1}{F}$$

$$\therefore \bar{c} = \frac{N_c c_1}{N_c} c_1$$

等価強さ \bar{c} に対応する深さを \bar{z} とすると,

$\bar{c} = c_1 + k_1 \bar{z}$ となるから, 次の関係を得る。

$$c_1 + k_1 \bar{z} = \frac{N_c c_1}{N_c} c_1$$

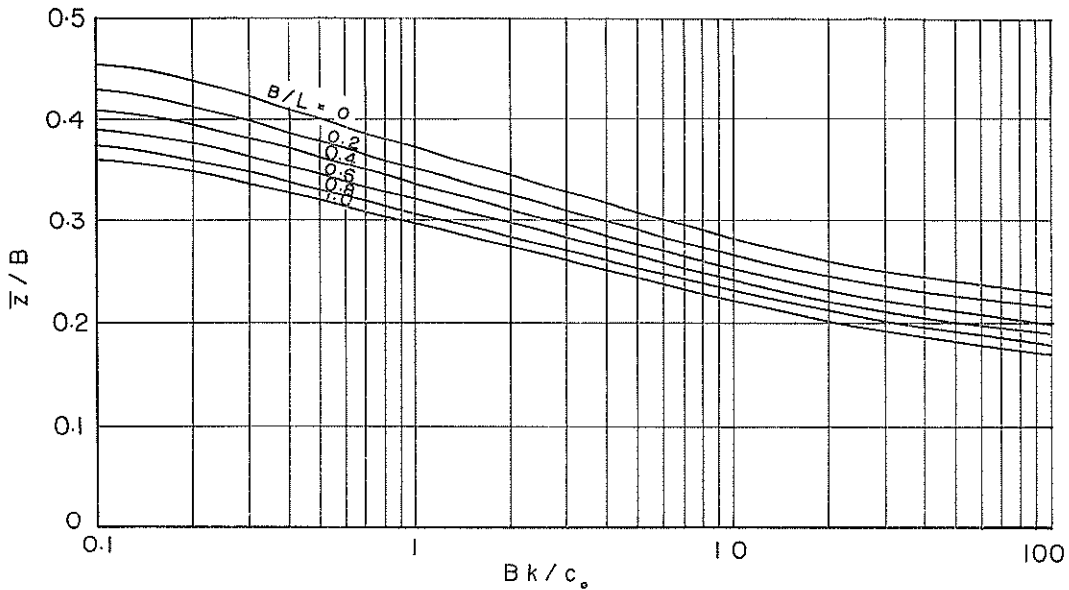
$$\bar{z} = \frac{c_1}{k_1} \left(\frac{N_c c_1}{N_c} - 1 \right)$$

$$\therefore \frac{\bar{z}}{B} = \frac{c_1}{k_1 B} \left(\frac{N_c c_1}{N_c} - 1 \right) \quad (66)$$

式 (66) による \bar{z}/B の値を図一四七に示す。

在来の支持力算定方法と同様にして支持力を求めるには, 支持力係数として式 (57), すなわち

$$N_c = 5.52 \left(1 + 0.44 \frac{B}{L}\right)$$

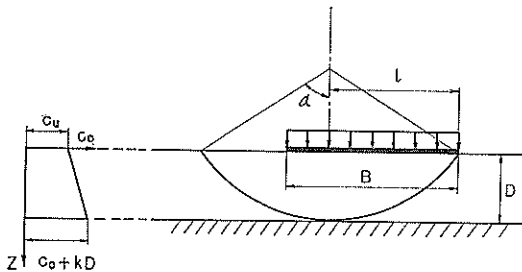


図—47 z/B と Bk/c_0 の関係

を用い、等価強さとして、図—47に示す z における c_u 値を用いばよい。図—47よりわかるように、本解析の結果によれば、等価強さに対応する深さ z は、 B/L および $\frac{kB}{c_0}$ の値によって変化する。これは B/L および、 $\frac{kB}{c_0}$ の値の変化に対応して、臨界円の位置が異なることによるものである。

3.6 粘性土の層厚に制限のある場合の長方形基礎の支持力

粘性土の層厚が前節までに述べた臨界円の深さより小さい場合には、臨界円の大きさが異なり、したがって支持力も異なってくる。



図—48 粘性土の層厚に制限がある場合

図—48を参照して、粘性土の層厚が D である場合の支持力を求めてみよう。スベリモーメントおよび抵抗

モーメントは、おのおの式(47) および式(44) で与えられるが、スベリ円の深さが D であるという条件 $l = D \sin \alpha / (1 - \cos \alpha)$ を代入して書き直すと次のようになる。

$$M_d = BL\phi \left(l - \frac{B}{2} \right) = B^2 L \phi \left(\frac{D}{B} \frac{\sin \alpha}{1 - \cos \alpha} - \frac{1}{2} \right) \quad (67)$$

$$M_r = k l^3 L \frac{1}{\sin^3 \alpha} \left[2\alpha \sin \alpha \left(\frac{c_0}{kl} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{l}{L} \right) \left(\frac{c_0}{kl} \right) \left\{ 3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\} + \frac{1}{15} \left(\frac{l}{L} \right) \left\{ 12 - 15\alpha \cot \alpha + \cos^2 \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\} \right] \\ = kLD^3 \frac{1}{(1 - \cos \alpha)^3} \left[2\alpha \sin \alpha \left(\frac{c_0}{kD} \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{D}{L} \right) \left(\frac{c_0}{kD} \right) \left\{ 3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\} + \frac{1}{15} \left(\frac{D}{L} \right) \frac{\sin \alpha}{1 - \cos \alpha} \left\{ 12 - 15\alpha \cot \alpha + \cos^2 \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\} \right] \quad (68)$$

極限平衡の条件、 $FM_d = M_r$ より次式を得る。

$$\frac{F\phi}{c_0} = \left(\frac{kD}{c_0} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \frac{1}{\left(\frac{D}{B} \right) \sin \alpha (1 - \cos \alpha)^2 - \frac{1}{2} (1 - \cos \alpha)^3} \\ \left[2 \left(\frac{c_0}{kD} \right) \alpha (1 - \cos \alpha) + 2(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha) + \frac{1}{3} \left(\frac{D}{L} \right) \left(\frac{c_0}{kD} \right) \left\{ 3\alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2\cos^2 \alpha) \right\} \right]$$

$$+ \frac{1}{15} \left(\frac{D}{L} \right) \frac{\sin \alpha}{1 - \cos \alpha} \left[12 - 15 \alpha \cot \alpha + \cos^2 \alpha \cdot (1 + 2 \cos^2 \alpha) \right] \quad (69)$$

式 (69) において、 c_0 、 k 、 L 、 B および D が既知であるとするとき $\frac{Fp}{c_0}$ は頂角 α の関数となる。

$\frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{Fp}{c_0} \right) = 0$ の条件より次式を得る。

$$\frac{D}{B} = \frac{\sin \alpha (3 \sin \alpha - 2 \alpha \cos \alpha - \alpha) + \left(\frac{c_0}{kD} \right) M'_1 + \left(\frac{D}{L} \right) \left(\frac{c_0}{kD} \right) M'_3 + \left(\frac{D}{L} \right) M'_5}{2 \sin \alpha (2 + 3 \cos \alpha) - 2 \alpha (1 + 2 \cos \alpha + 2 \cos^2 \alpha) + \left(\frac{c_0}{kD} \right) M'_2 + \left(\frac{D}{L} \right) \left(\frac{c_0}{kD} \right) M'_4 + \left(\frac{D}{L} \right) M'_6} \quad (70)$$

ここに

$$M'_1 = (1 - \cos \alpha) (2 \alpha \sin \alpha + \cos \alpha - 1)$$

$$M'_2 = 2(1 - \cos \alpha) (\alpha + 2 \alpha \cos \alpha - \sin \alpha)$$

$$M'_3 = \frac{1}{2} \sin \alpha \left\{ 3 \alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha) \right\} - \frac{2}{3} (1 - \cos \alpha) \left\{ 1 - \cos^2 \alpha (1 - \sin^2 \alpha) \right\}$$

$$M'_4 = \frac{1}{3} (2 + 3 \cos \alpha) \left\{ 3 \alpha - \sin \alpha \cos \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha) \right\} - \frac{4}{3} \sin \alpha \left\{ 1 - \cos^2 \alpha (1 - 2 \sin^2 \alpha) \right\}$$

$$M'_5 = \frac{1}{30} (4 + 3 \cos \alpha) \left\{ 12 - 15 \alpha \cot \alpha + \cos^2 \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha) \right\} - \frac{1}{30} \left\{ \frac{15 (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha)}{\sin \alpha} - 2 \sin^2 \alpha \cos \alpha (1 + 4 \cos^2 \alpha) \right\}$$

$$M'_6 = \frac{1}{5} \frac{\sin \alpha (1 + \cos \alpha)}{1 - \cos \alpha} \left\{ 12 - 15 \alpha \cot \alpha + \cos^2 \alpha (1 + 2 \cos^2 \alpha) \right\} - \frac{1}{15} \frac{\sin \alpha}{1 - \cos \alpha} \left\{ \frac{15 (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha)}{\sin \alpha} - 2 \sin^2 \alpha \cos \alpha (1 + 4 \cos^2 \alpha) \right\}$$

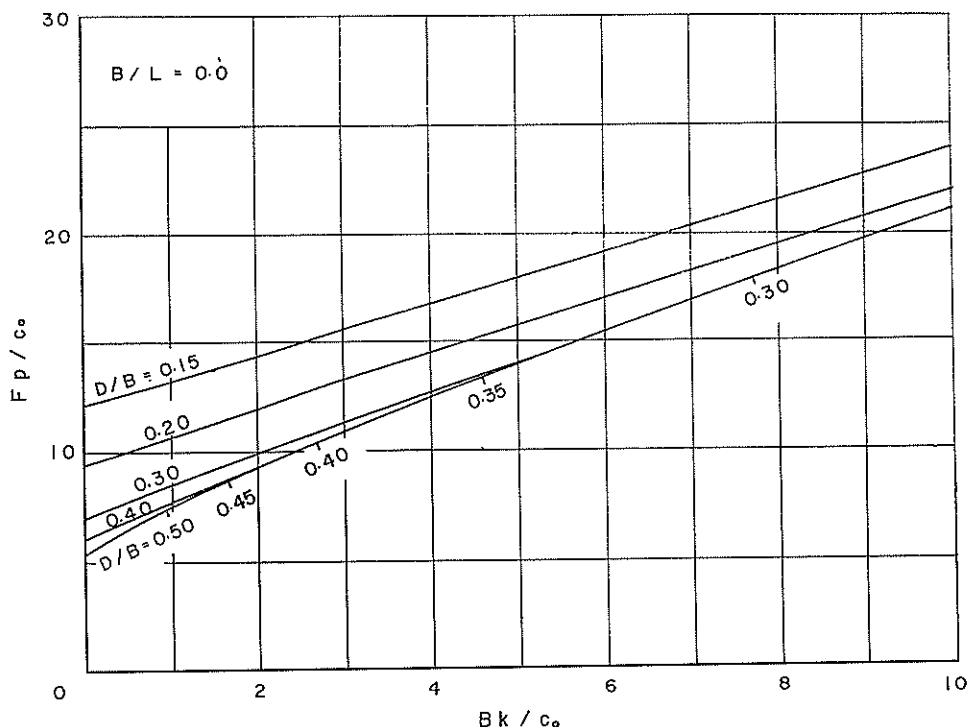


図-49 (a) 粘性土の層厚に制限がある場合の支持力係数

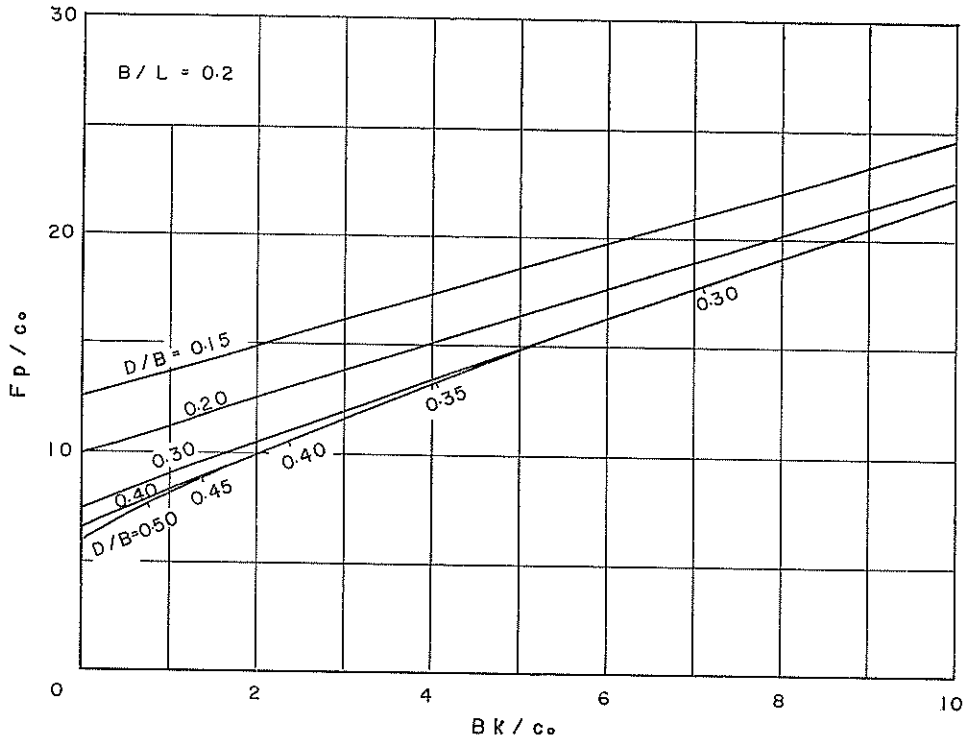


図-49 (b) 粘性土の層厚に制限がある場合の支持力係数

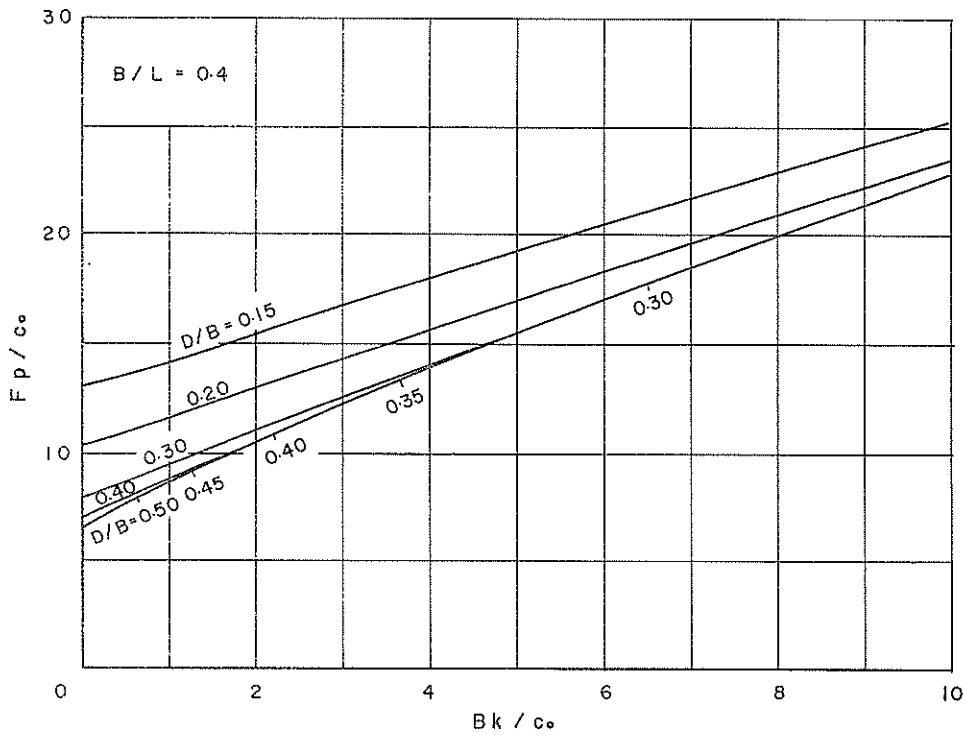
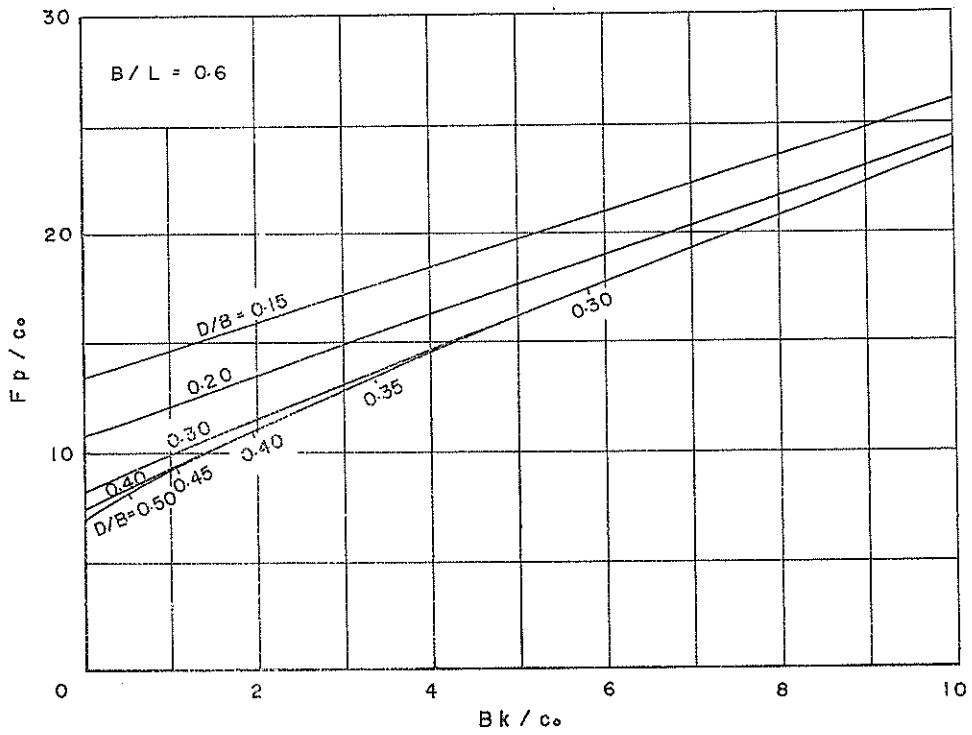
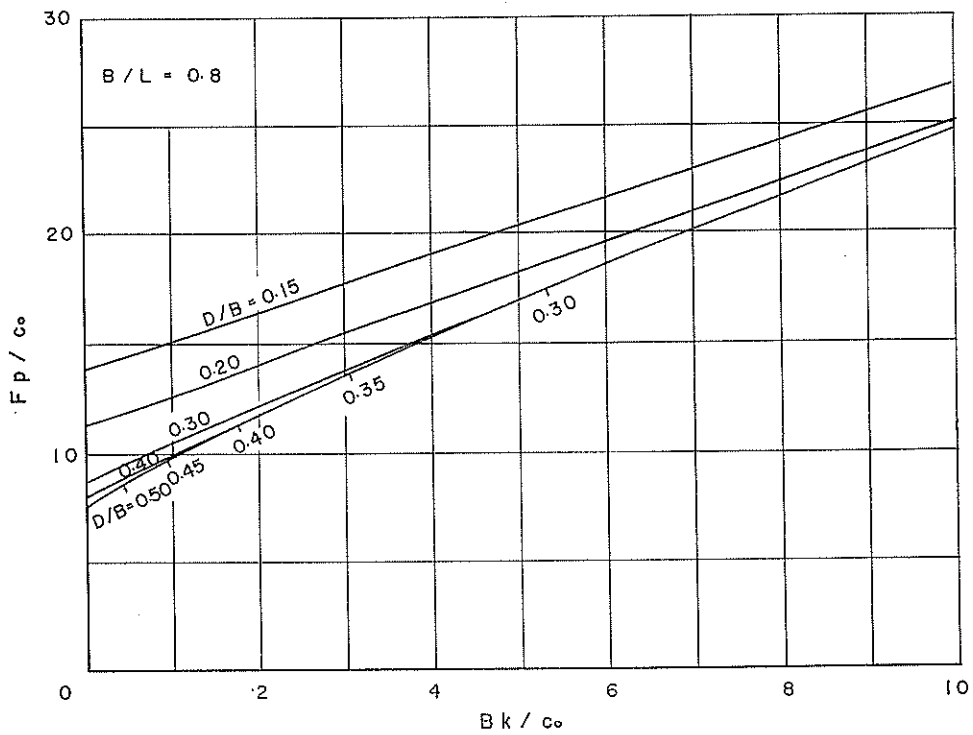


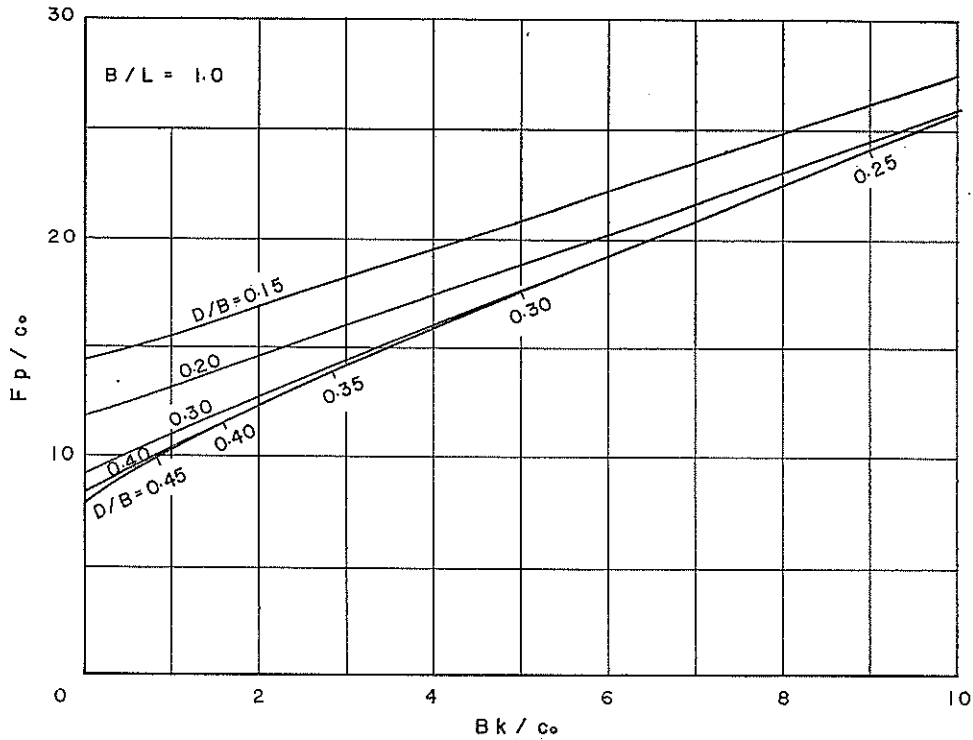
図-49 (c) 粘性土の層厚に制限がある場合の支持力係数



図—49 (d) 粘性土の層厚に制限がある場合の支持力係数



図—49 (e) 粘性土の層厚に制限がある場合の支持力係数



図—49 (f) 粘性土の層厚に制限がある場合の支持力係数

すなわち、 $\left(\frac{c_0}{kD}\right)$, $\left(\frac{D}{L}\right)$, α の一組の値に対して、式 (70) より $\left(\frac{D}{B}\right)$ 値を計算し、それらを式 (69) に代入して $\left(\frac{Fp}{c_0}\right)$ の最小値、すなわち支持力係数を求めることができる。粘性土の層厚に制限のある場合の基礎の支持力係数を図—49に示す。

4. あとがき

本編第2章に示した盛土の安定係数は、実さいの破壊例に適用して、ある程度実用性のあることが確かめられている。しかし、基礎の支持力については、著者の知る限りでは、現在のところ適用すべき実例がない。現在の支持力論はスベリ破壊にのみ着目しているため、適用性を確かめるためには、実さいの破壊例を用いて照査しなければならない。

本編に示した解析では、実さいの状態に近づけるために、深さに対して増大する非排水強さを考えている。このような地盤は実験室内で再現させることが難かしく、実用性の照査のためには実さいの地盤におけるスベリ破

壊の例をまたねばならない。このような事情は在来の支持力の解についても同様であると思われる。

本編に示した数値計算はかなり煩雑なものであり、電子計算機の利用が必要であった。電子計算機を利用する計算は、すべて港務技術研究所土質部、紙山一雄技官が担当した。原稿調整の労をとっていただいた横山淑子技官とあわせて深く感謝する。

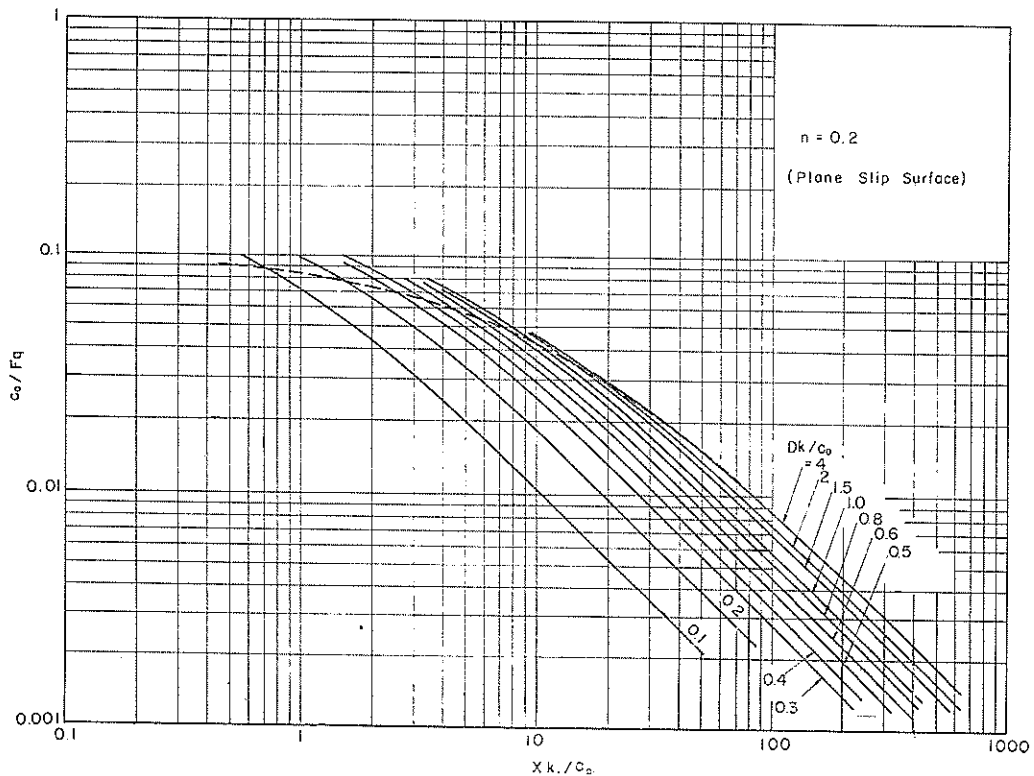
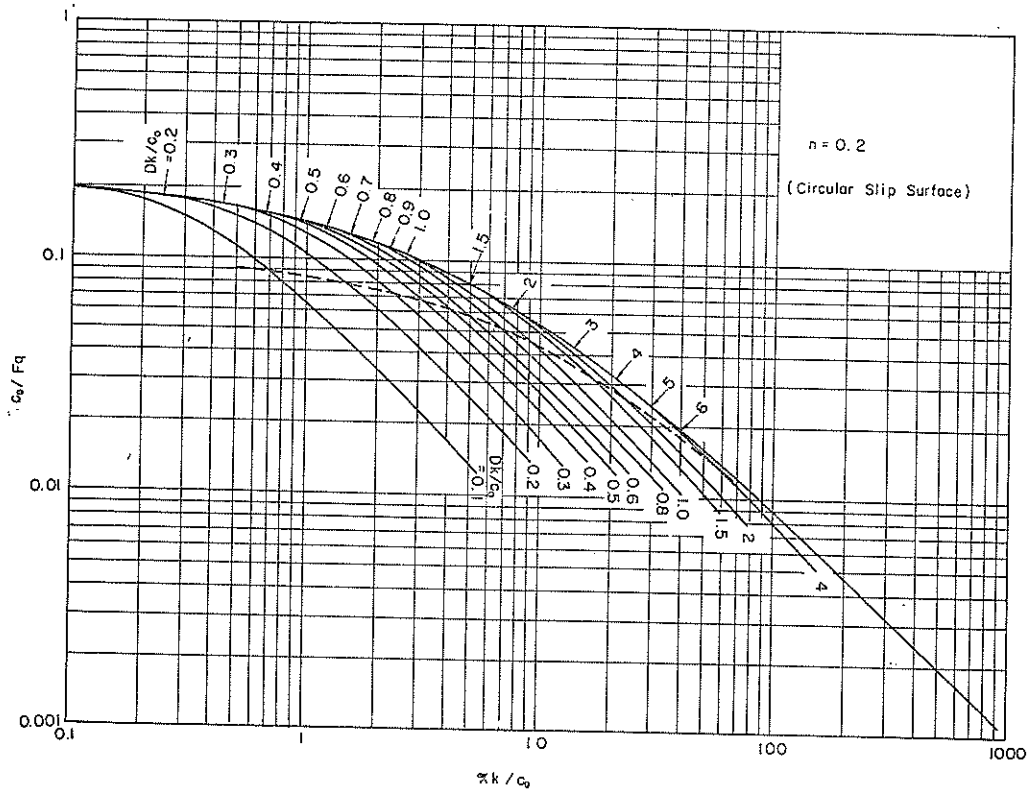
文 献

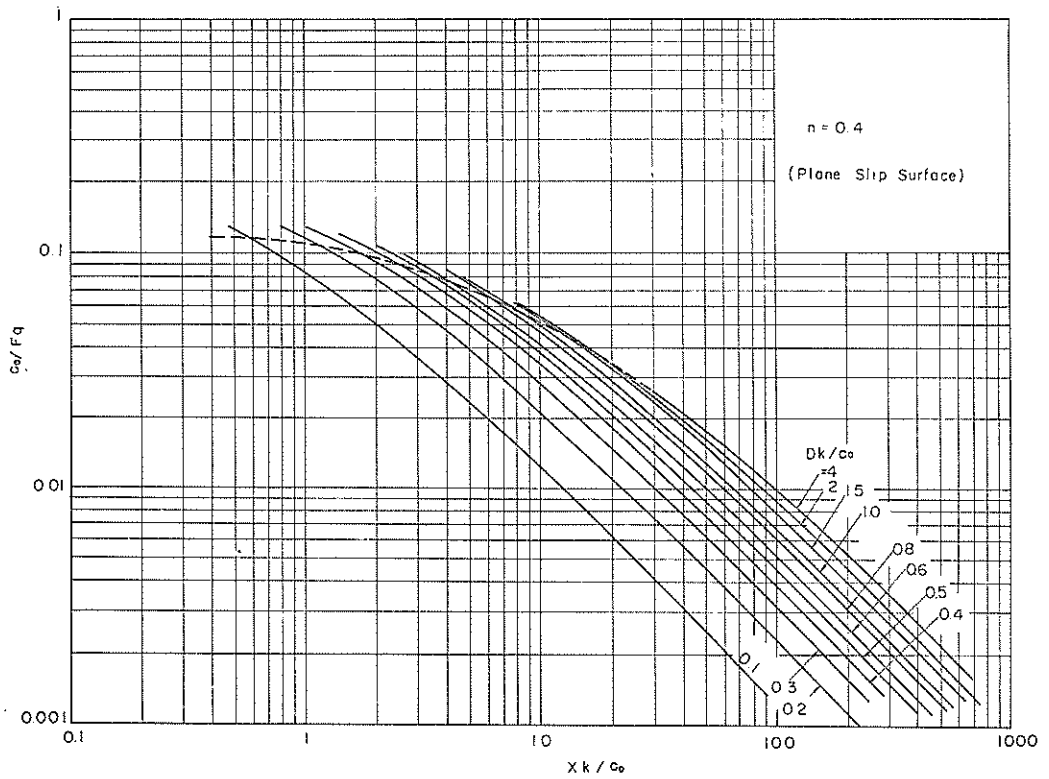
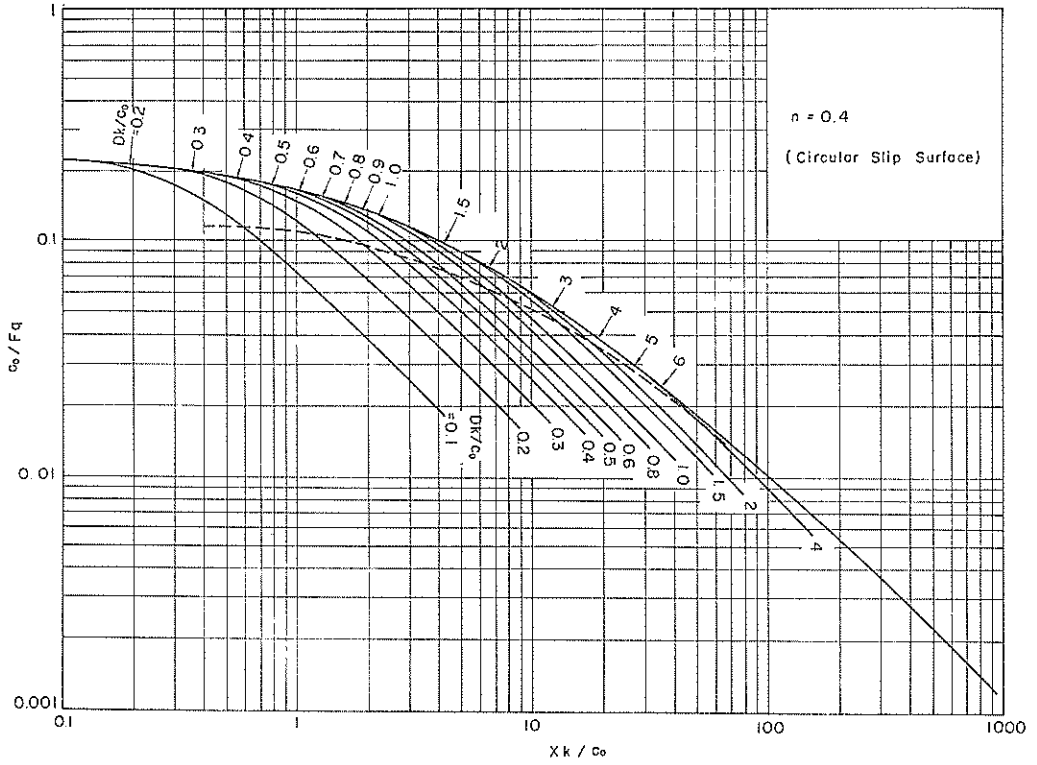
- 1) Taylor, D. W., (1937), Stability of Earth Slopes, Jour. Boston Soc. Civil Eng., Vol. 24, No.3, p.337-386.
- 2) Terzaghi, K., (1943), Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, p.120-130.
- 3) Jakobson, B., (1948), The Design of Embankment on Soft Clays, Geotechnique, Vol. 1 No.2, p.80-90.
- 4) Skempton, A. W., (1951), The bearing capacity of clays, Building Research Congress, London,

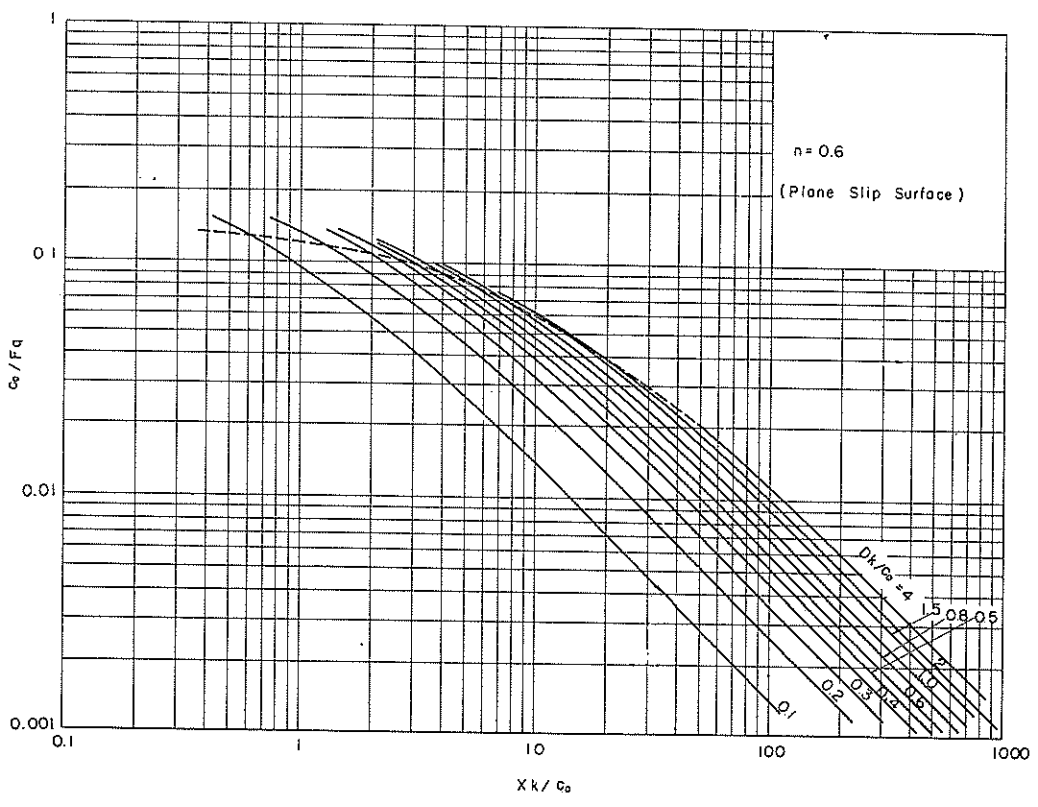
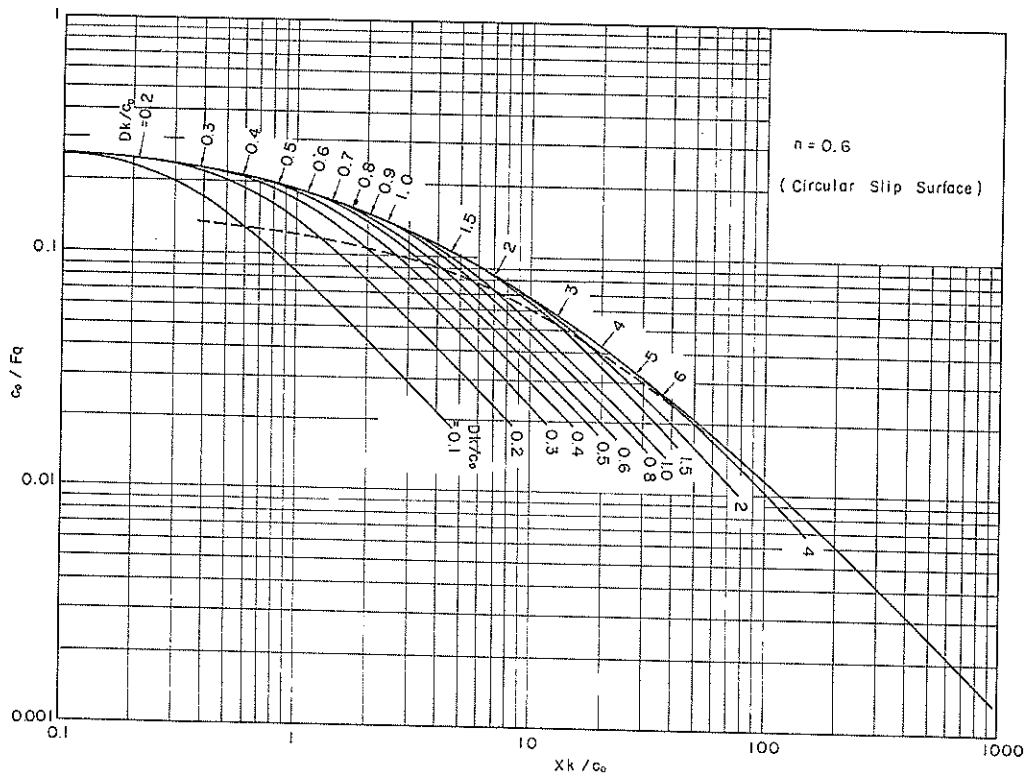
- Papers, Division 1, Part 3, p.180-189.
- 5) Tschebotarioff, G. P., (1951), Soil Mechanics, Foundations, And Earth Structures, McGraw-Hill, p.221-226.
 - 6) Button, S. J., (1953), The Bearing Capacity of Footings on a Two-Layer Cohesive Subsoil, Proc. 3rd Int. Conf. S.M.F.E., Vol. 1. p.332-335.
 - 7) Gibson, R. E., and N. Morgenstern, (1962), A Note on the Stability of Cuttings in Normally Consolidated Clays, Geotechnique, Vol. 12, No.3, p.212-216.
 - 8) Odenstad, S., (1960), Ground Bearing Pressure and Supporting Banks in Cohesive Soil, Jour. Vag-och. Vattenbyggaren, Stockholm, No.2, p.60-62. (in Swedish)
 - 9) Odenstad, S., (1963), Correspondence, Geotechnique, Vol.13, No.2, p.166-170.
 - 10) Nakase, A., (1963), Contribution to the Bearing Capacity of Soil Stratum, Rept. Port and Harbour Technical Research Inst. No.4.
 - 11) Bishop, A. W. and L. Bjerrum, (1960), The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems, Proc. Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, p.465-466.
 - 12) Scott, R. F., (1963), Principles of Soil Mechanics, Addison-Wesley, p.431.
 - 13) 石井靖丸, (1959), 軟弱地盤工法, 技報堂, p.137-234.
 - 14) Skempton, A. W., (1948), The $\phi = 0$ Analysis of Stability and Its Theoretical Basis, Proc. 2nd Int. Conf. S.M.F.E., Vol. 1. p.72-78
 - 15) Stamatopoulos A. C. and P. C. Kotzias, (1965), Construction and Performance of an Embankment in the Sea on Soft Clay, Proc. 6th Int. Conf. S.M.F.E., Vol. 2, p.566-570.
 - 16) Skempton, A. W., (1948), The Geotechnical Properties of Deep Stratum of Post-Glacial Clay at Gosport, Proc. 2nd Int. Conf. S. M. F. E., Vol. 1, p.145-150.
 - 17) *loc. cit.* 12) p.418.
 - 18) Meyerhof, G. G., (1951), The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, Vol.2, p.301-332.
 - 19) Skempton, A. W., (1962), Lecture at Imperial College.
 - 20) Sawaguchi, M., (1966), Evaluation of Resisting Moment Against Sliding as Rotating Mass, Rept. Port and Harbour Research Inst., No. 11, p.1-12.
 - 21) 奥村樹郎, (1963), 円筒スベリ面の側面抵抗計算式, 土と基礎, Vol. 11, No.10, p.27-30.
 - 22) Peck, R. B., W. E. Hanson and T. H. Thornburn, (1953), Foundation Engineering, John Wiley, p.252.

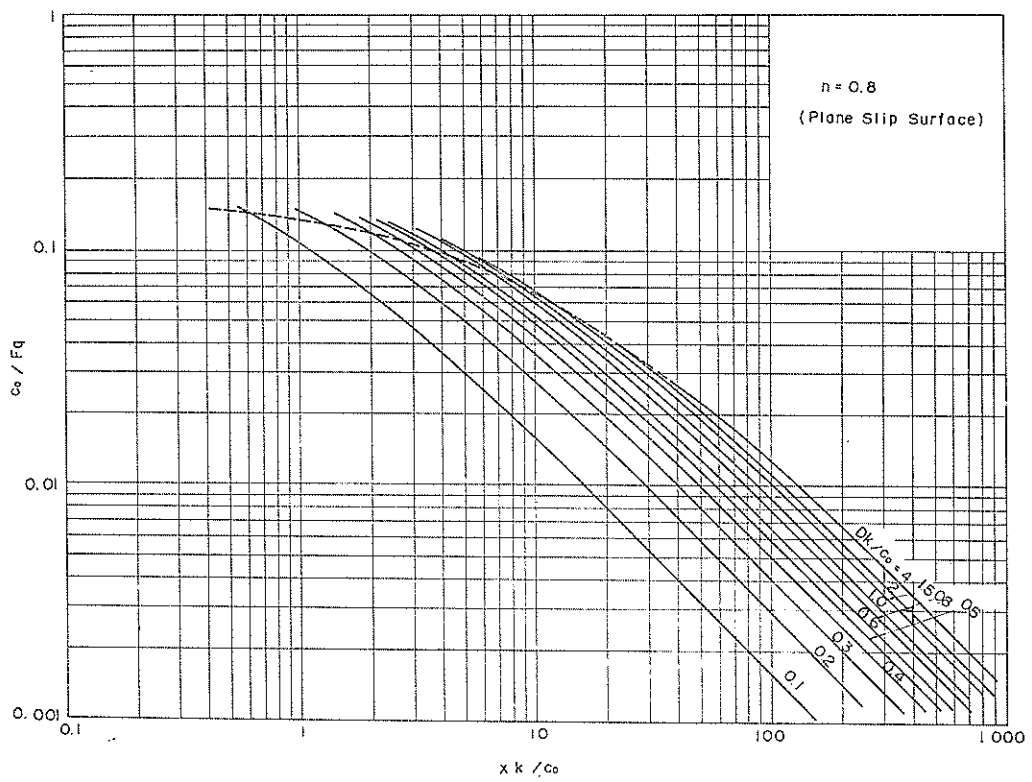
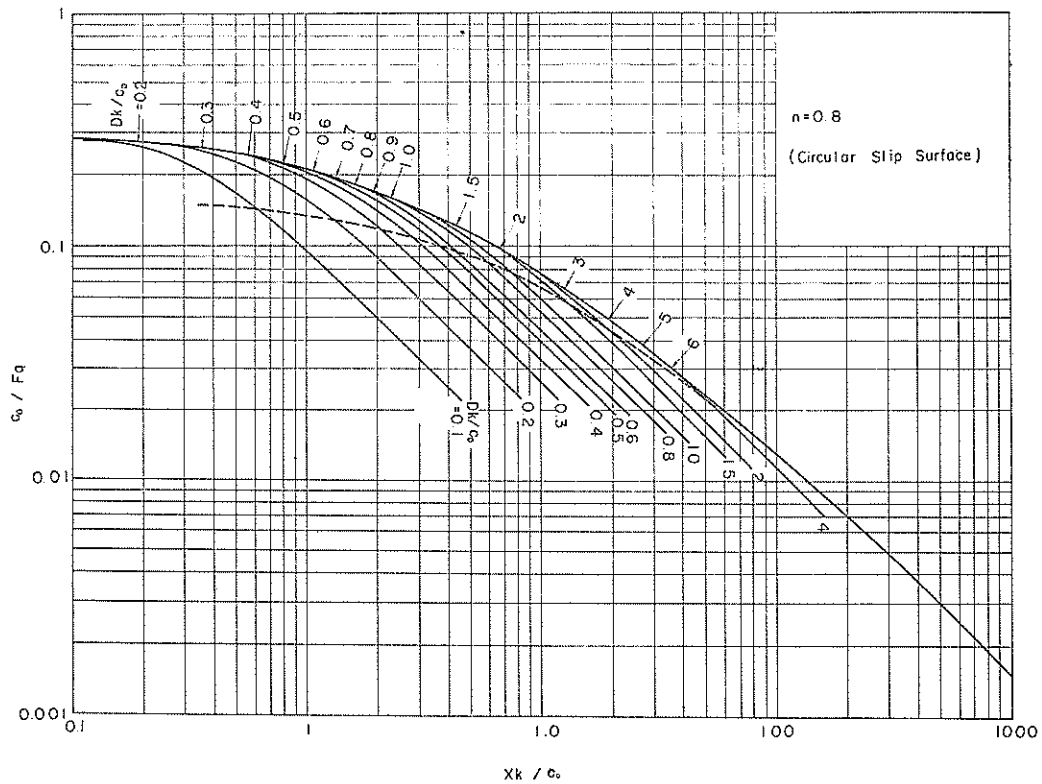
付 図

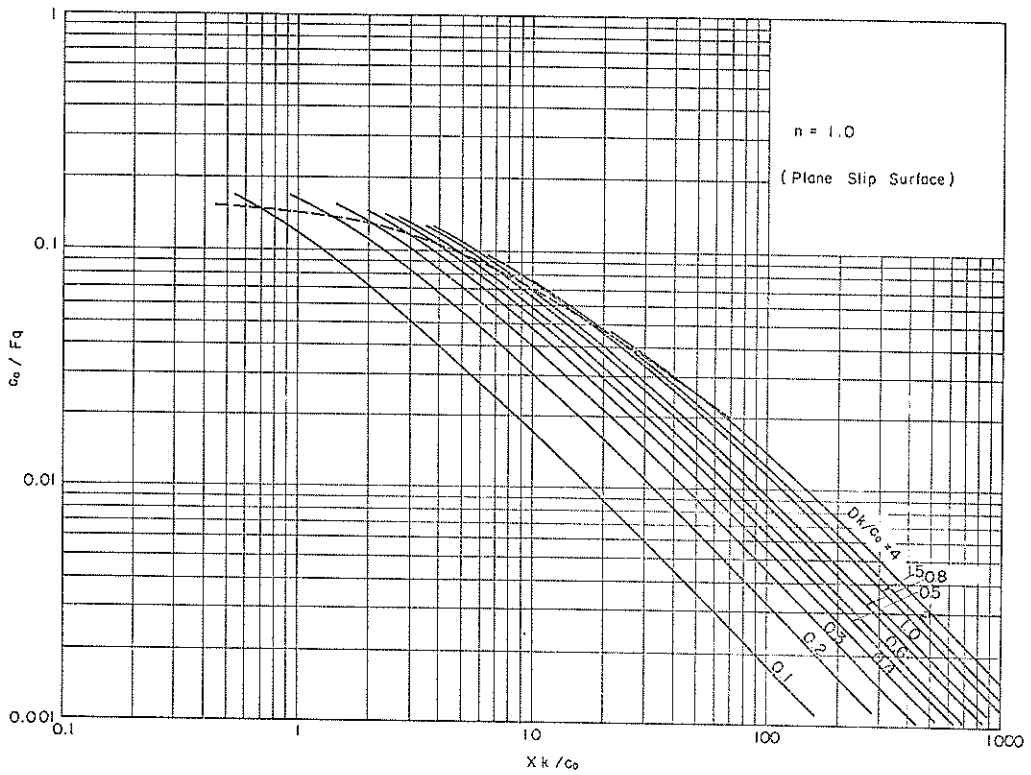
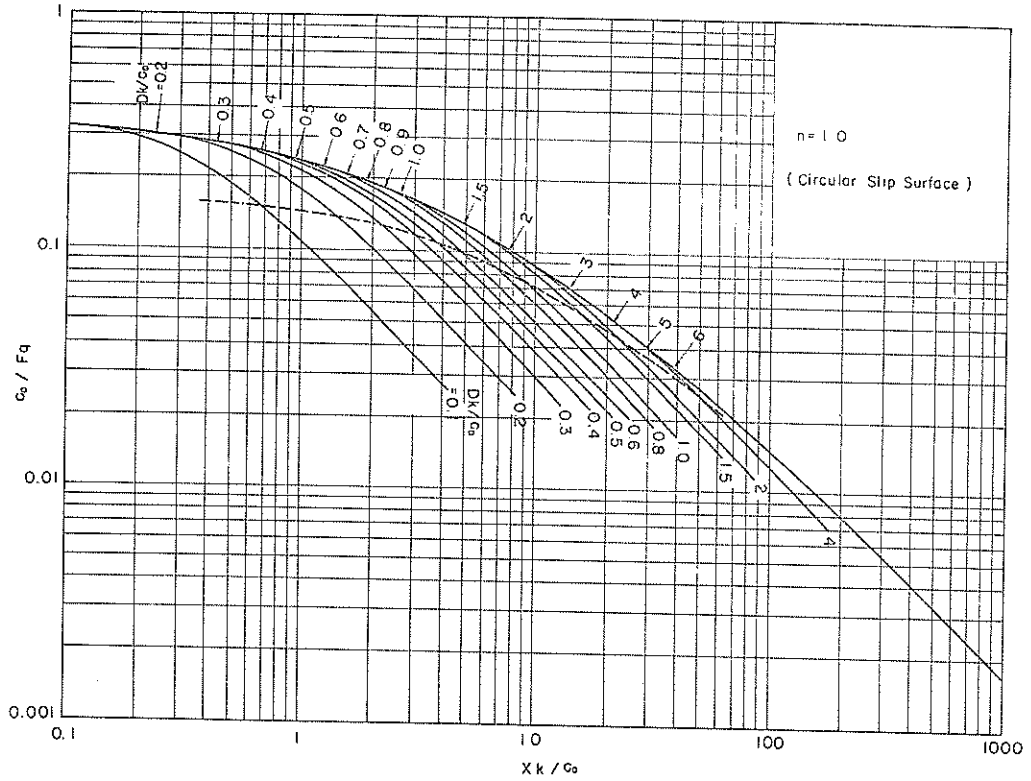
粘性土の層厚に制限がある場合の低い
盛土の支持力係数

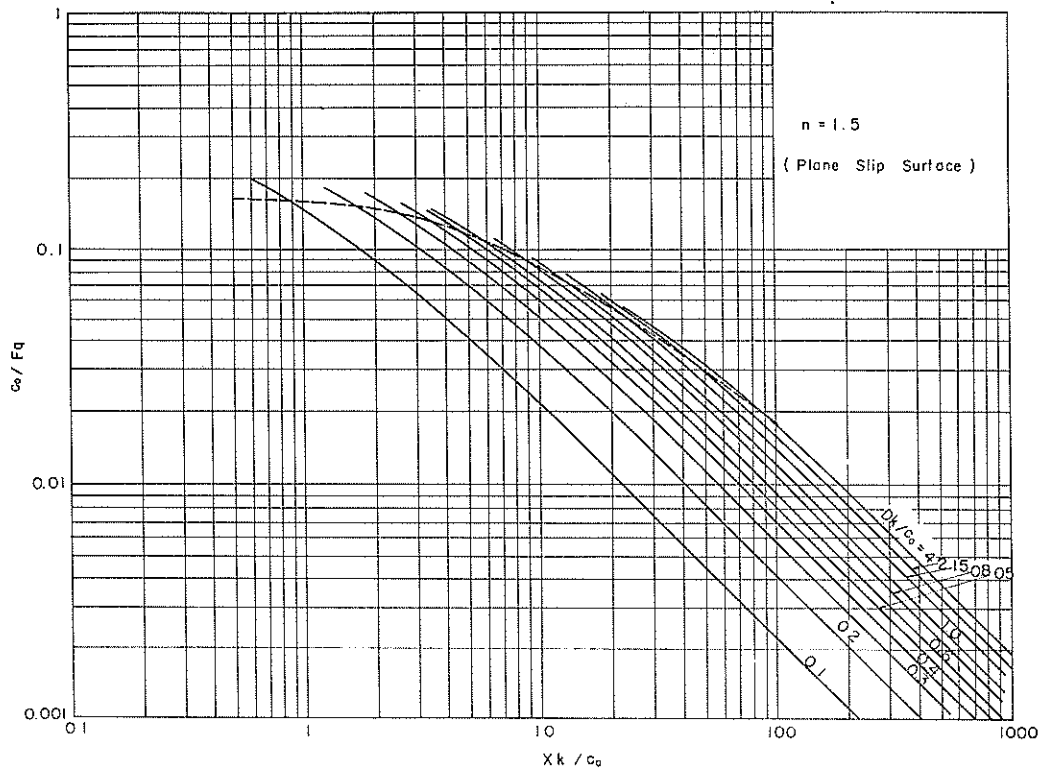
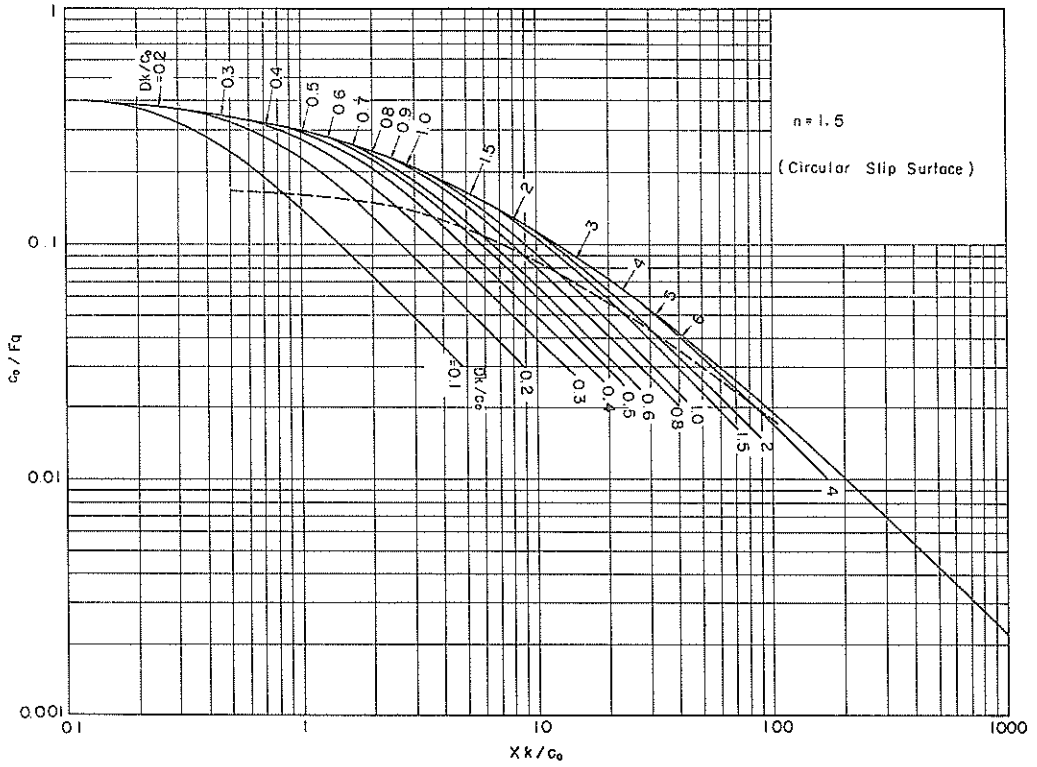


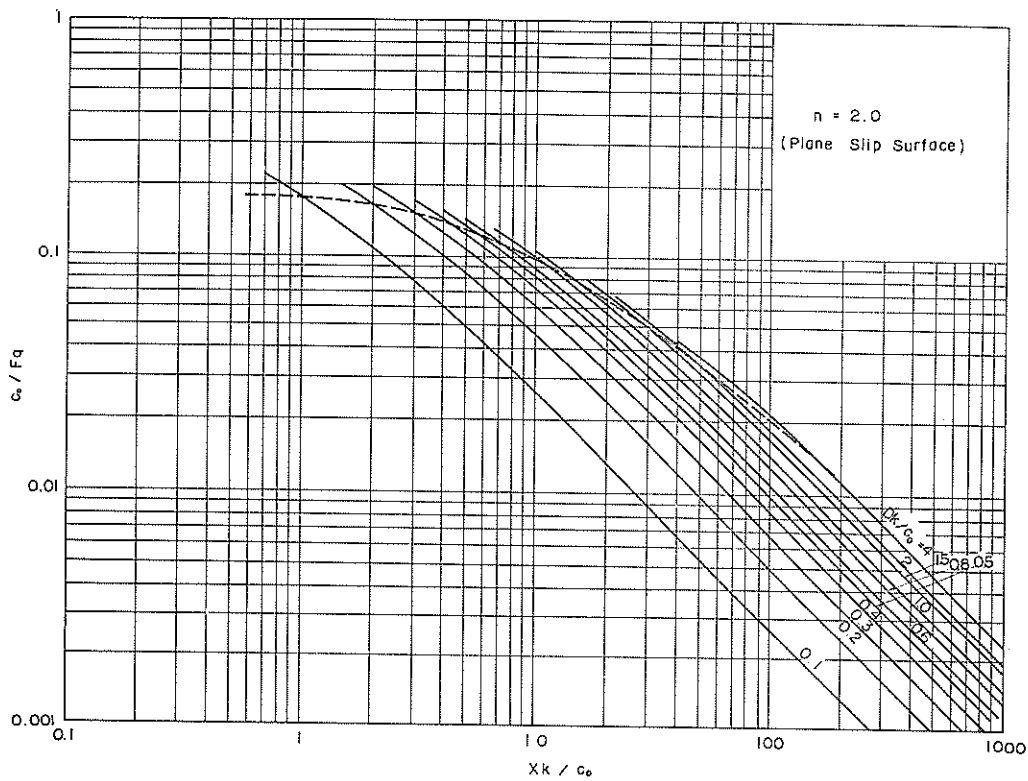
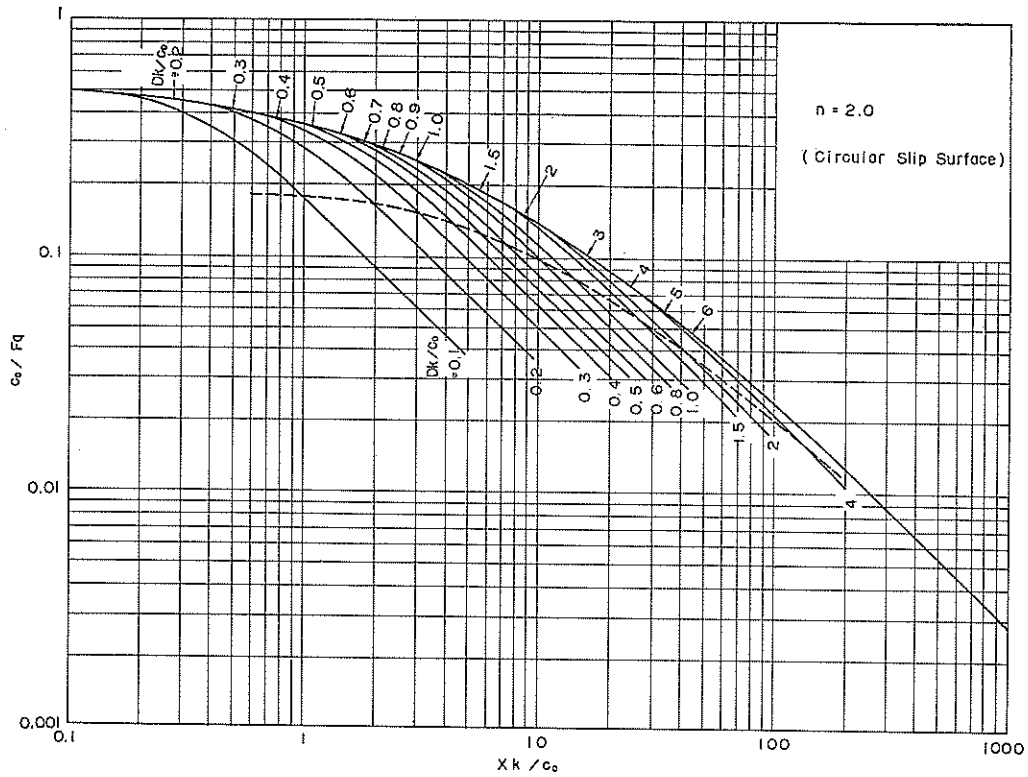






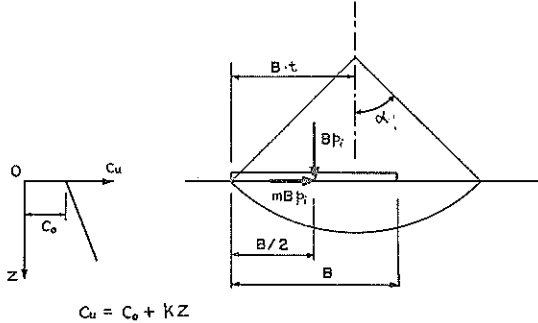






付録一 I 傾斜荷重に対する連続基礎の支持力

連続基礎に等分布傾斜荷重の加わる場合の支持力は、本文で述べたのと同様の方法で求めることができる。非排水強さ c_u は深さに対して直線的に増加するものとする。基礎の底面に加わる荷重強度としては、長さ方向の単位長に対して基礎の中央に加わる鉛直成分 Bp_1 と、基礎底面に平行に加わる水平成分 mBp_1 の 2つを考える。解析の条件を図付一 1 に示す。



図付一 1 式(付一 1)および式(付一 2)のキスケッチ

図付一 1 を参照して、スベリモーメントおよび抵抗モーメントは次のように表わされる。

$$M_l = Bp_1 \left(Bt - \frac{B^2}{2} \right) + mBp_1 Bt \cot \alpha$$

$$= p_1 B^2 \left\{ \left(t - \frac{1}{2} \right) + mt \cot \alpha \right\} \quad (\text{付一 1})$$

$$M_r = 2k(Bt)^3 \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kBt} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) \quad (\text{付一 2})$$

極限平衡の条件、 $FM_l = M_r$ より

$$\frac{Fp_1}{c_0} = \frac{2 \left(\frac{kB}{c_0} \right)^3 \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kBt} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right)}{\left(t - \frac{1}{2} \right) + mt \cot \alpha} \quad (\text{付一 3})$$

式(付一 3)は本文の式(50)において、 $\frac{B}{L} = 0$ とおき、分母に水平成分のための項 $mt \cot \alpha$ を加えたものである。

基礎に加わる水平荷重成分が、基礎底面と地盤表面の間に発揮される抵抗力よりも大きくなれば、基礎は地表面に沿って水平にスベることになる。基礎底面と地盤表面の接触面における抵抗力として、地表面における土の非排水強さ c_0 が全部発揮されると仮定すると、地表面に沿うスベリの発生しないための条件は次のように表わされる。

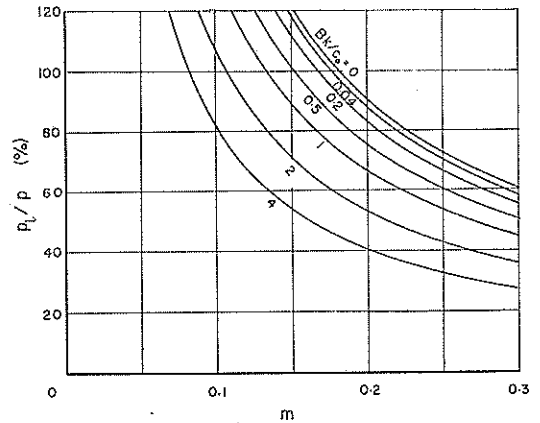
$$mp_1 B \leq c_0 B / F$$

$$\therefore \frac{Fp_1}{c_0} \leq \frac{1}{m} \quad (\text{付一 4})$$

本文表一 4 および図一 37, 38 に示す $\frac{Fp_1}{c_0}$ の値を N_v とすると、式(付一 4)による支持力係数と鉛直等分布荷重に対する支持力係数の比は次のようになる

$$\left(\frac{Fp_1}{c_0} \right) / \left(\frac{Fp_1}{c_0} \right) = \frac{1}{mN_v} \quad (\text{付一 5})$$

式(付一 5)に示す支持力係数の比を $\frac{Bk}{c_0}$ をパラメータとして m に対してプロットしたものを図付一 2 に示す。



図付一 2 表面スベリにおける鉛直荷重強度と鉛直等分布荷重に対する極限支持力の比

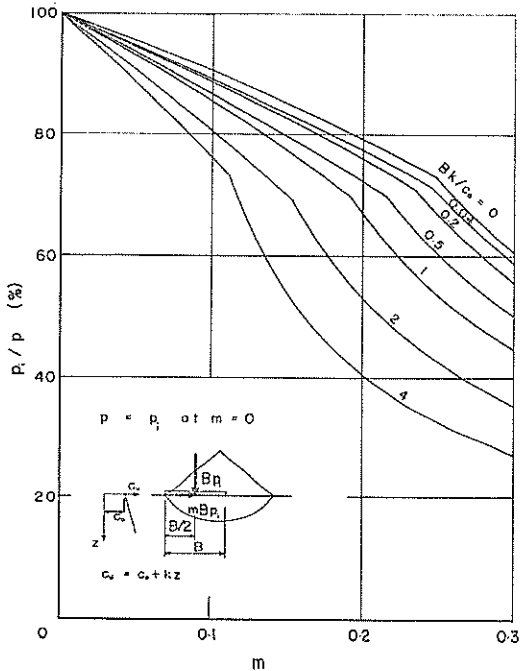
円形スベリ面を考えた場合の、等分布傾斜荷重に対する支持力係数は式(付一 3)で示されている。 c_0, k, B, m の値が既知である場合には、式(付一 3)の $\frac{Fp_1}{c_0}$ は t と α の関数となり、その最小値は $\frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{Fp_1}{c_0} \right) = 0$,

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Fp_1}{c_0} \right) = 0 \text{ の条件から求められる。}$$

$$\frac{Bk}{c_0} \text{ および } m \text{ が与えられた場合の } \frac{Fp_1}{c_0} \text{ の最小値,}$$

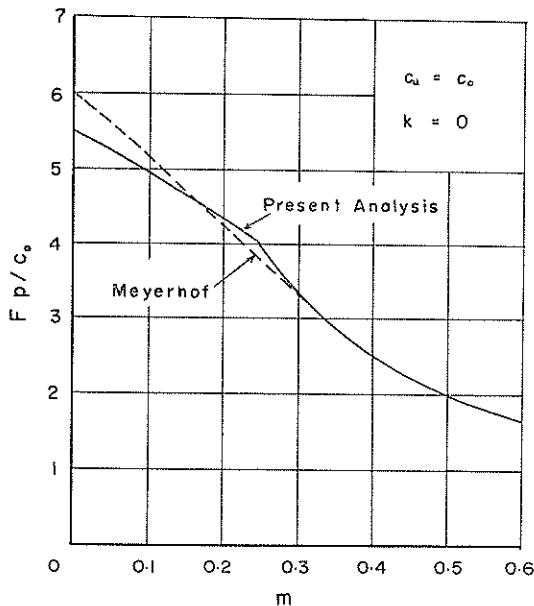
すなわち等分布傾斜荷重に対する支持力係数を、等分布鉛直荷重に対する支持力係数に対する比で表わしたものを図付一 3 に示す。図より分かるように、 m が大きくなると地表面に沿うスベリが生ずることになり、図付一 2 に示した関係に移行する。

Meyerhof は、その広範な支持力論の中で、等分布傾斜荷重に対する支持力を解いている。Meyerhof の取り扱ったのは、 $c_u = c_0, k = 0$ の場合のみであるが、理論解と模型実験結果とがよく一致を示したと報告している。 $c_u = c_0, k = 0$ の場合について、Meyerhof および本解析による支持力係数を m に対してプロットしたものを



図付—3 等分布傾斜荷重と等分布鉛直荷重に対する連続基礎の極限支持力の比

図付—4 に示す。図に示すように、この2つの解による支持力係数は実用上一致しているといえよう。



図付—4 等分布傾斜荷重に対する連続基礎の支持力係数

文 献

- 付—1) Meyerhof, G. G., (1953), The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, Proc. 3rd Int. Conf. S. M. F. E., Vol. 4, p. 24

付録—II 地震時の連続基礎の支持力

(I) まえがき

地震時の土の安定問題には未解決の要素が多く、土質力学的に確立された解または設計法はない。土木構造物のうち、港湾構造物は法線を境として荷重に大きな差があることが多いため、地震の被害がもっとも著しいものといえよう。したがって、この場合には地震時の安定性を検討することがもっとも大切とされているが、現在港湾構造物の耐震設計法としては、慣例的に震度法が採用されている。

震度法とは、地震時に動的に加わると想像される付加的な力を、静的な付加力で置換えるものである。この付加的な力すなわち地震力としては、考える物体の質量に地震の加速度を乗じたものとする。実さいには、設計にさいして想定した地震加速度（普通は水平成分のみを考える）の重力の加速度に対する比を、考える物体の全重量に乗じて地震力を求める。地震加速度の重力加速度に対する比を震度という。

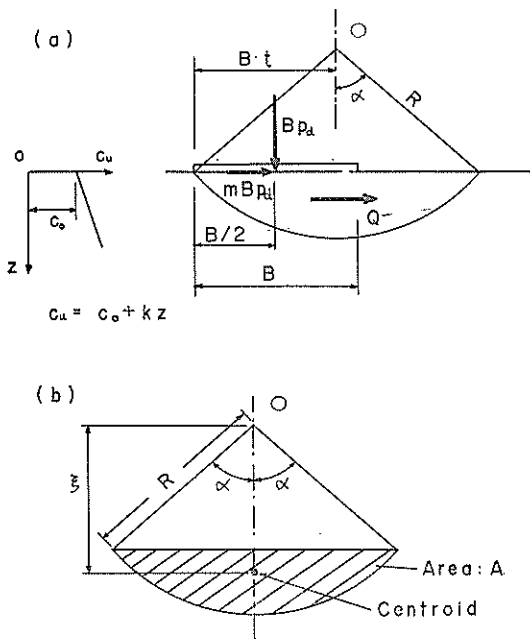
これまでに提案された地震時の安定問題の解としては、倉田による斜面安定係数^{付—2)}、岡本による砂地盤の支持力^{付—3)}、Oddie and Humphreys による Bishop 法の拡張^{付—4)}などがあるが、これ等はいずれも震度法の考え方に基づいたものである。

一般に粘性土地盤は、地震に対しては砂質土よりも抵抗性が大きいと思われる。地震時に粘性土地盤上にある構造物が、地盤中にスベリ面の発生を伴って破壊したという例は、著者の知る限りでは報告されていない。しかし、実さいの設計においては個々の場合に応じて、円形スベリ面を仮定する安定解析に対して震度法を適用していることが多い。このような場合の解析結果についての評価は、通常は責任技術者の一般的判断の中でのみ行なわれ、常時の安定解析における程の信頼性は認められていないようである。

以下に示す解析は、等分布鉛直荷重を受ける連続基礎に対して、震度法を適用した場合の支持力係数の変化の様子を調べようという目的で行なわれたものである。

(2) 計 算

荷重強度 p_0 なる等分布鉛直荷重を受ける連続基礎の断面を図付—5 (a) に示す。水平震度 m なる地震を考



図付-5 式(付-6)～式(付-9)のキスケツチ

えた場合、基礎の単位長さ当りに加わる地震力は、基礎底面に水平に加わる力 mBp_a 、およびスベリ円内の土塊に加わる力 Q である。地震力 Q は、図付-5 (b) にハッチして示した欠円部分の面積を A とすると次のように表わされる。

$$Q = m\gamma A \quad (\text{付-6})$$

ここに、 γ は土の単位体積重量(土と水の全重量を考慮)である。この地震力 Q が欠円部分の重心に集中力として働くと考えると、スベリ円中心 O に関して Q の作るモーメントは図付-5 を参照して次のようになる。

$$\begin{aligned} \Delta M_d &= Q\bar{x} \\ &= (m\gamma A) \frac{(2R\sin\alpha)^3}{12A} \\ &= \frac{2}{3} m\gamma (Bt)^3 \end{aligned} \quad (\text{付-7})$$

ここに \bar{x} は欠円の重心とスベリ円中心の間の距離である。

本文第3章と同様の考え方に従って、スベリモーメントおよび抵抗モーメントは次のように表わされる。

$$\begin{aligned} M_d &= Bp_d \left(Bt - \frac{B}{2} \right) + mBp_d \cdot Bt \cot \alpha \\ &\quad + \frac{2}{3} m\gamma (Bt)^3 \end{aligned} \quad (\text{付-8})$$

$$M_r = 2k(Bt)^3 \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kBt} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) \quad (\text{付-9})$$

強度常数、 c_0 および k はすでに安全率で割ったものと

仮定し、極限平衡の条件、 $M_d = M_r$ より次式を得る。

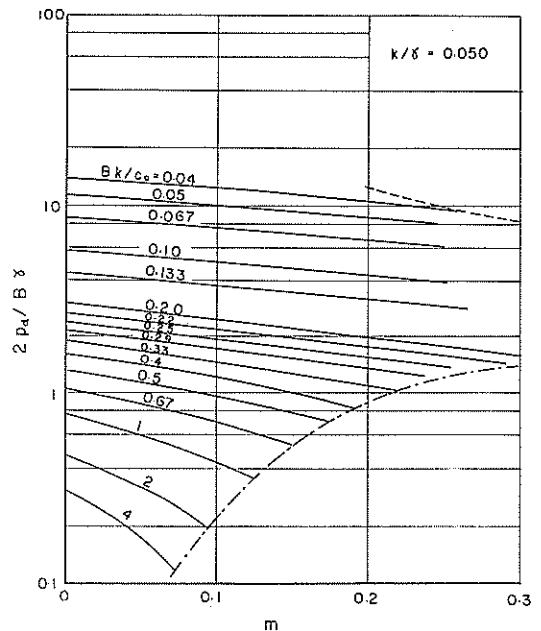
$$\begin{aligned} B^2 p_d \left\{ \left(t - \frac{1}{2} \right) + mt \cot \alpha \right\} + \frac{2}{3} m\gamma B^3 t^3 \\ = 2k B^3 t^3 \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kBt} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) \\ p_d = \frac{2k B t^3 \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kBt} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) - \frac{2}{3} m\gamma B t^3}{\left(t - \frac{1}{2} \right) + mt \cot \alpha} \\ = \frac{2B\gamma t^3 \left\{ \left(\frac{k}{\gamma} \right) \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kBt} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) - \frac{m}{3} \right\}}{\left(t - \frac{1}{2} \right) + mt \cot \alpha} \end{aligned} \quad (\text{付-10})$$

または

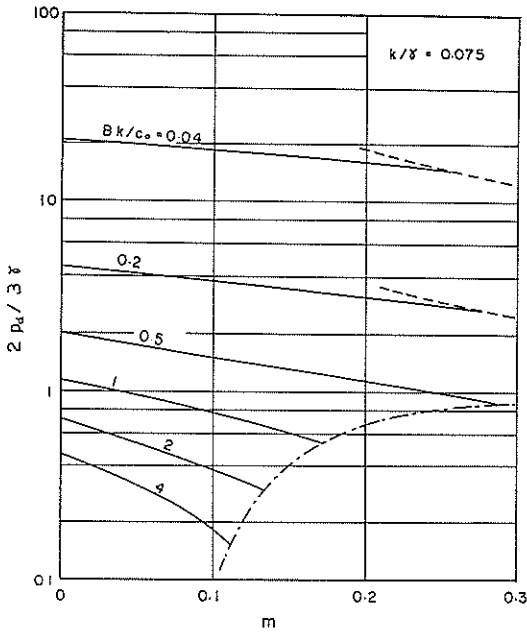
$$\frac{p_d}{B\gamma} = \frac{2t^3 \left\{ \left(\frac{k}{\gamma} \right) \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} \left(\frac{c_0}{kBt} + \frac{1}{\alpha} - \cot \alpha \right) - \frac{m}{3} \right\}}{\left(t - \frac{1}{2} \right) + mt \cot \alpha} \quad (\text{付-11})$$

c_0 、 k 、 γ 、 m 、 B の値が既知であれば、式(付-11)の $p_d/B\gamma$ は α と t の関数となる。したがって、 $\frac{\partial}{\partial \alpha} (p_d/B\gamma)$

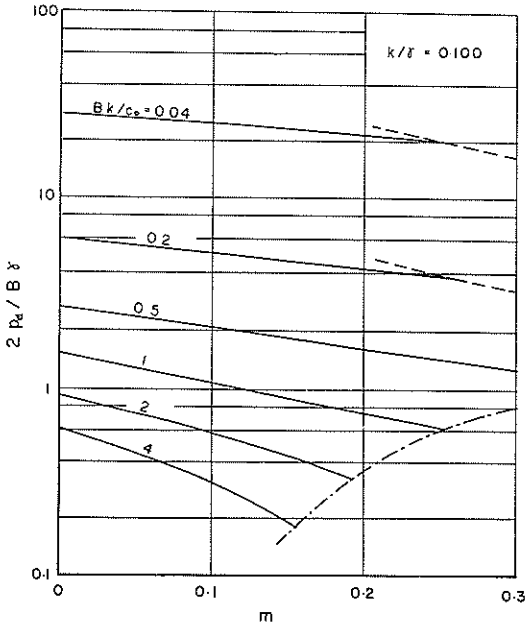
$= 0$ 、 $\frac{\partial}{\partial t} (p_d/B\gamma) = 0$ の条件より $p_d/B\gamma$ の最小値が求められる。 $\left(\frac{k}{\gamma} \right) = 0.05$ 、 0.075 および 0.10 の3つの場合について計算した $p_d/B\gamma$ の最小値を図付-6 に示す。



図付-6(a) 地震時の連続基礎の極限支持力と震度の関係



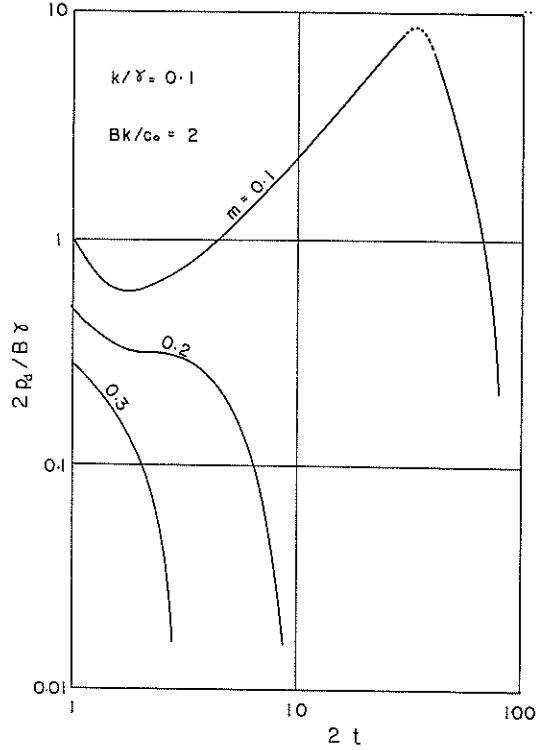
図付—6(b) 地震時の連続基礎の極限支持力と震度の関係



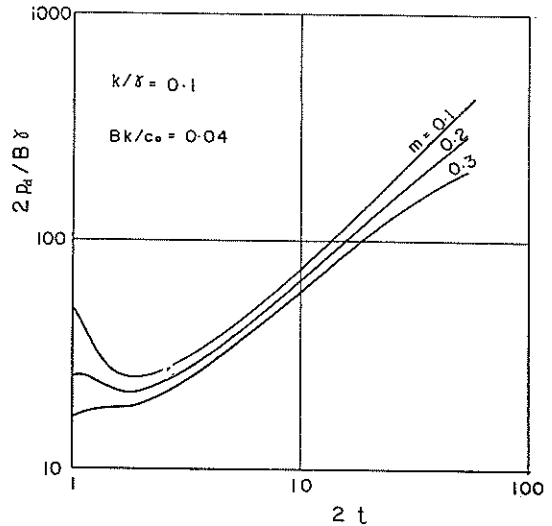
図付—6(c) 地震時の連続基礎の極限支持力と震度の関係

図付—6に示すように、 $p_a/B\gamma$ は m の増大に伴って減少するが、 m がある値を超えると付録 I に述べた表面スベリの条件が成立する。図中点線は表面スベリの状態を示すものである。また、ある Bk/c_0 値に対して m がある

程度以上大きくなると、 $p_a/B\gamma$ の値は負となる。これは土塊に働く地震力によるスベリモーメントが土のせん断抵抗による抵抗モーメントより大きくなることを意味する。図付—6に示す鎖線は、 $p_a/B\gamma \geq 0$ の限界を示したものである。



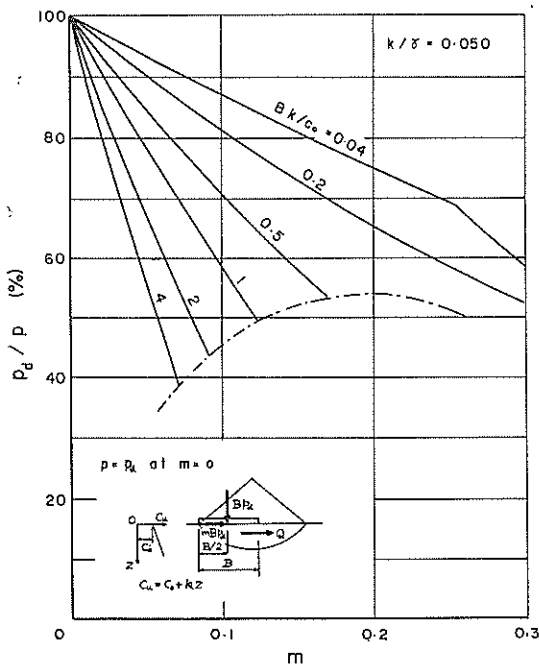
図付—7(a) 地震時の支持力とスベリ円の弦長の関係



図付—7(b) 地震時の支持力とスベリ円の弦長の関係

$\left(\frac{k}{r}\right) = 0.1$ の場合に、 $m = 0.1, 0.2, 0.3$ に対して計算した $2(p_d/Br)$ の最小値とスベリ円の弦長の大きさ t の関係を図付一七に示す。たとえば、 $\frac{Bk}{c_0} = 2$ の場合に、 $m = 0.2$ および 0.3 に対しては、 $t = 0.5$ 、すなわち表面スベリが最小の (p_d/Br) を与えるが、 $m = 0.1$ に対しては $t = 0.8$ で一度 (p_d/Br) の極小値が表われたのち $t \rightarrow \infty$ で再び (p_d/Br) は減少する。図付一六に示した (p_d/Br) はこのような場合には、最初に現われる極小値を以てその m に対する (p_d/Br) と考えたものである。

図付一六に示した (p_d/Br) を常時の (p/Br) に対する比として表わしたものを図付一八に示す。



図付一八(a) 地震時および常時の連続基礎の支持力の比

対応する常時の支持力係数を N_v とすると、

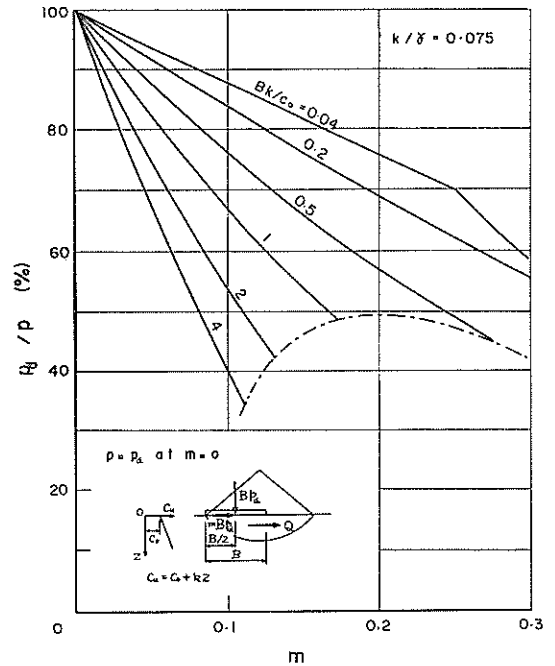
$$\frac{Fp}{c_0} = N_v$$

この場合、安全率 F は c_0 の中に含まれていると考えて

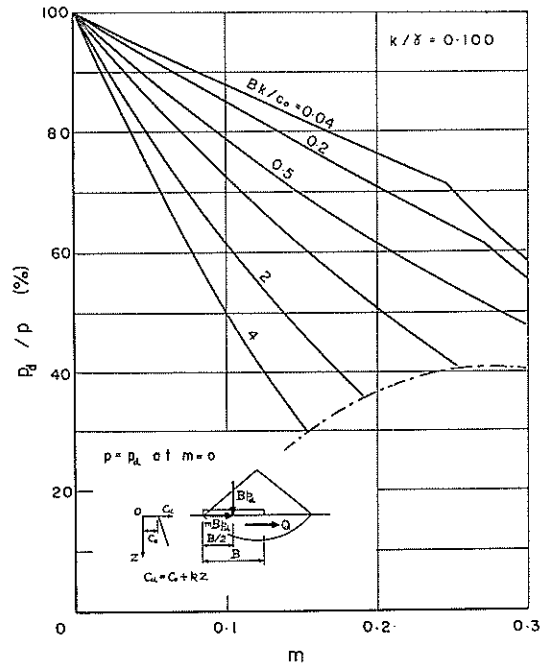
$$\frac{p}{c_0} = N_v$$

$$\frac{p}{Br} = \frac{N_v c_0}{Br} = N_v \left(\frac{c_0}{Bk} \right) \cdot \left(\frac{k}{r} \right) \quad (\text{付一12})$$

となる。図付一八に示す (p_d/p) は、式(付一11)の (p_d/Br) の最小値と式(付一12)の (p/Br) の比を示したものである。



図付一八(b) 地震時および常時の連続基礎の支持力の比



図付一八(c) 地震時および常時の連続基礎の支持力の比

(3) 考察

以上に示したものは本文に示した支持力の解析方法と震度法を組み合わせたものである。(2)に示したように、

震度が大きくなると土塊に働く地震力のみでスベリ破壊が生ずることになる。また、 $c_u=c_0$ 、 $k=0$ の場合には、地震力 Q によるモーメントがスベリ円の弦長の3乗に比例し、抵抗モーメントは弦長の2乗に比例することから、 $m>0$ であればある程度以上の大きさのスベリ面について必ず $(k_u/By) < 0$ となることになる。

このように、土塊に働く地震力のみで地盤にスベリ破壊が生じたという明瞭な実例はない。さらに粘性土地盤中における地震加速度の大きさや分布についての信頼すべき測定結果がない。したがって、現在の段階においては、以上の計算は単に $\phi_u=0$ 法による円形スベリの解析と震度法を機械的に組み合わせた結果と考えるに止めたい。

文 献

- 付一 2) 倉田宗章, (1953),
地震時の Stability Number について
土木学会誌, Vol. 38, No.11, p.481-485.
- 付一 3) 岡本舜三, (1956),
Bearing capacity of sandy soil and lateral
earth pressure during earthquakes, Proc. 1st
World Conf. Earthquake Eng, 27, 1-16.
- 付一 4) Oddie, M. F. and J. D. Humphreys, (1961),
Correspondence to Geotechnique, Vol. 11,
No.4, p.354-356.

記 号 表

A	スベリ円の作る欠円の面積	p_u	等分布傾斜荷重を受ける基礎の極限支持力の鉛直成分
a, b	支持力式の係数	P_A	主動土圧合力
B	長方形基礎の巾	P_P	受働土圧合力
c, c_u	土の非排水強さ	q	盛土の荷重強度
c_o	地表面における c_u 値	Q	スベリ円内の土塊に働く地震力
\bar{c}_u	等価 c_u 値, または c_u の平均値	r	円の半径
\bar{c}_o	等価 c_o 値, または c_o の平均値	R	スベリ円の半径
d	土塊および上載荷重の重心とスベリ円中心の間の水平距離	t	$l/x, l/B$
D	スベリ円の深さ, 粘性土の層厚, または基礎の根入れ深さ	T	平面スベリ面に沿つて働く抵抗力
F	安全率	N_v	等分布鉛直荷重に対する基礎の支持力係数
h	スベリ円中心と地表面の間の鉛直距離	w	上載荷重強度, または含水比
k	c_u の深さに対する増加割合	w_L	液性限界
\bar{k}	等価 k 値, または k の平均値	w_P	塑性限界
l	スベリ円の作る欠円の弦長の半分	W	土塊または上載荷重の重量
L	長方形基礎の長さ	x	盛土斜面の水平長さ
m	震度, または傾斜荷重における荷重水平成分の鉛直成分に対する比	y	盛土の斜面先とスベリ円中心の間の水平距離
M_d	スベリモーメント	z	地表面よりの深さ
M_r	抵抗モーメント	\bar{z}	等価強さ \bar{c}_u に対応する深さ
n	w/q	α	スベリ円の作る扇形の頂角
N_o	支持力係数	γ	土の全単位体積重量
p	有効鉛直土カブリ圧, 等分布鉛直荷重の荷重強度, または基礎の許容支持力	γ'	土の水中単位体積重量
p_u	等分布鉛直荷重を受ける基礎の地震時の極限支持力	θ	角度
		ξ	欠円の図心と円の中心の間の距離
		π	円周率
		τ	せん断応力
		ϕ_u	土のせん断抵抗角 (非圧密非排水試験より)

(昭和41年6月30日受付)

港湾技術研究所報告 第5卷12号

1966年6月

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 誠文堂印刷工業株式会社
川崎市刈宿531-2