

斜面地盤における剛基礎の支持力

(The Bearing Capacity of Rigid Foundations for Inclined Ground Surface)

勝 見 雅* (Tadashi Katsumi)
森 本 正 和** (Masakazu Morimoto)

キーワード：浅い基礎／荷重／基礎／載荷試験／支持力／すべり面／模型実験
IGC： E3

1. 緒 言

構造物の基礎は種々な制約により必ずしも水平地表面を有する地盤上に設けられるとは限らず、斜面地盤上に基礎を設ける場合もしばしば見受けられる。斜面地盤の支持力に関しては Drucker¹⁾, Chen²⁾, Meyerhof³⁾, 山口⁴⁾, 林⁵⁾ らの研究がある。

Drucker は土の破壊規準の検討から出発し、極限定理を用いて土の塑性力学的な検討を行い、斜面ののり肩上の端点近くに分布荷重が作用した場合について支持力を求めようとしている。Chen は上、下限定理を用い、土の極限解析の基礎理論を広範に展開し、その応用例として帯状基礎を対象に、基礎が直接のっている部分の地盤は水平で、基礎端から左右両側に同じ傾斜角をもった傾斜地盤（基礎中心線に対し左右対称）の支持力をその地盤の傾斜角 β をパラメーターにとり土の内部摩擦角 ϕ に対する図を提示している。一方、Meyerhof は基礎底面があらう帯状基礎がのり面とのり肩上にあり、若干根入れがある場合に対して、傾斜角 β と支持力係数 N_{cq} , N_{rq} の関係を求めようとしている。山口らは遠心荷重装置による斜面上にある基礎の支持力実験を行い、Kötter 式による解との比較、すなわち支持力係数 N_r と傾斜角、支持力低下率と傾斜角、すべり線の比較などを行っている。また、林は斜面端に荷重された場合に限り、Sokolovski の方法によって傾斜荷重も含めた斜面地盤の支持力を検討しようとしている。斜面上の基礎の支持力を扱ったものとしては以上のような研究があるが、しかしこのような場合の支持力を正しく評価する方法は現在のところいまだほとんど確立されるに至っていない。

そこで、著者ら^{6)~8)} は斜面上に設けられた剛基礎の極限支持力を土塊論を用いた水平地盤を対象にした

Terzaghi の支持力公式を斜面地盤に適用拡張して求め、これらによる計算図表を作成し提示した。更に、模型地盤による支持力実験を行い、上記算定式による計算結果との比較検討なども試みたので、これらに関して次節以降に記述する。

2. 斜面地盤における支持力公式の誘導

1. でも述べたように、ここでは水平地表面を有する地盤に対する基礎底面があらう場合の Terzaghi の全般せん断破壊を対象とした支持力に関する理論を、斜面地盤に適用拡張した支持力公式を誘導する。

この理論の展開に先立ち図-1 のような斜面上の基礎を想定した場合、次に述べる仮定が満足されたときに初めて Terzaghi の理論が適用できるものである。この仮定は同図の II' より下側の部分に作用する荷重 P が基礎を介して地盤に荷重されたとき、地盤の斜面下方向に地盤の傾斜角を i として、 $F = P \sin i$ なる大きさの基礎をすべらそうとする力と同図の矢印で示す基礎直下の土をその両端方向へ押し出そうとするせん断応力 τ が働く。今ここで基礎底面と土との間の摩擦角を δ とおけば、基礎がすべりを起こさないためには、

$$P \cos i \tan \delta > P \sin i \quad (1)$$

すなわち、 $\tan \delta > \tan i$ なる関係が満足されなければならない。更に土を押し出す τ に抵抗するための条件として著者らの 1 人が求めている⁹⁾ ように、基礎直下の接地圧 σ_z と τ との関係により、

$$\mu_{\max} = \left(\frac{\tau}{\sigma_z} \right)_{\max} \quad (2)$$

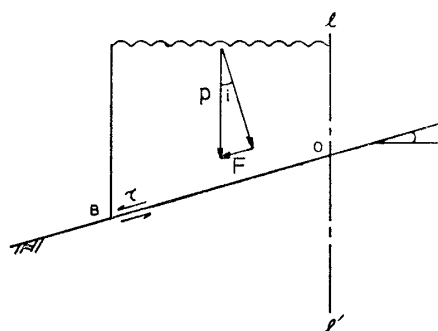


図-1 Forces acting on inclined ground

* 鳥取大学工学部土木工学科 教授（鳥取市湖山町南 4-101）

** 鳥取県土木部

・この論文に対するディスカッションは昭和56年10月1日までに投稿下さい。

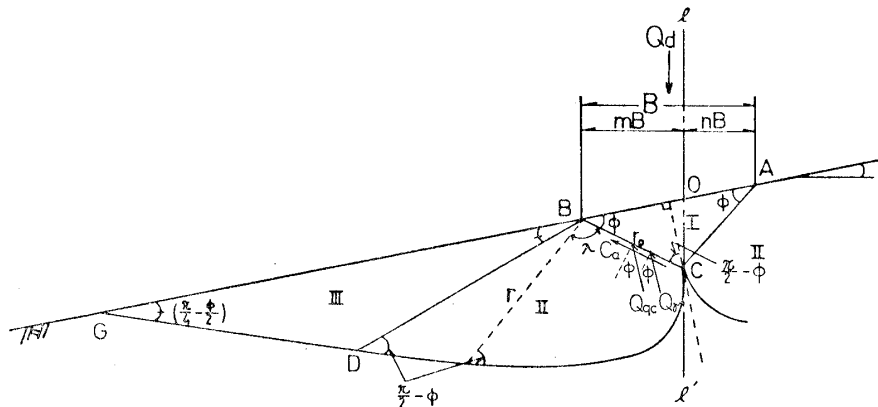


図-2 Sketch of slip lines

で与えられる摩擦係数 $\mu_{\max}$ も同時に考慮されねばならず、結局、

$$\tan \delta > \tan i + \mu_{\max} \quad (3)$$

を満たす δ を基礎とその直下の土の間に期待できるほど基礎底面が十分にあら場合以下に理論が成立するとするものである。

このような前提のもとに、斜面地盤のすべり線の概形を図-2 のように考えた。この場合速度場の考えより基礎が沈めば直下に動き、また二等辺三角形の正当性はある程度写真-1 (後掲) よりいえそうである。この場合合同図に示すように、すべり線 $\widehat{CD}$ は初期動径 $\overline{BC} = r_0$ とはさみ角 λ とで $r = r_0 \cdot \exp(\lambda \tan \phi)$ なる対数螺旋線の性質より決定されるが、他のすべり線と $(\pi/2 - \phi)$ で交わるためくさび角 $\angle OBC$ は ϕ となり、同様に斜面上側のくさび角 $\angle OAC$ も ϕ とならなければならない。今までは極限支持力を求めるに際し、安全側という理由だけで基礎底面中心を通る鉛直線より斜面下の部分を考えていた^{6)~8)} が、このようにすると、くさび角が斜面下と上では異なり、上記したことから好ましい仮定とはいえない。そこで、ここでは今までの問題点を是正し、すべり線に関連する速度場を考えて、すべり線の概形を図-2 のように考え、同図の一点鎖線 II' より下側の部分の土塊に作用する力の釣合いより、極限支持力を求めることにした。ここに II' は基礎幅 B を $m:n$ に内分する線となり図の幾何学的性質により、

$$m = \frac{1}{2}(1 + \tan \phi \tan i), \quad n = \frac{1}{2}(1 - \tan \phi \tan i) \quad (4)$$

となることが分かる。なお、基礎幅 B を $m:n$ に内分することを可視的に確認するために実験を行ったので、これについては 5. において述べる。

しからば図-2 において領域 I と II の境界面 $\overline{BC}$ を擁壁面と考え、裏込め土重量に相当する受働土圧を Q_r 、すべり面に作用する粘着抵抗と押え荷重に基づく合成受働土圧を Q_{qc} 、 $\overline{BC}$ 面上に作用する付着力を $C_a (\equiv c \overline{BC})$ とすれば、極限支持力 Q_d は $\triangle OBC$ に関する力の釣合

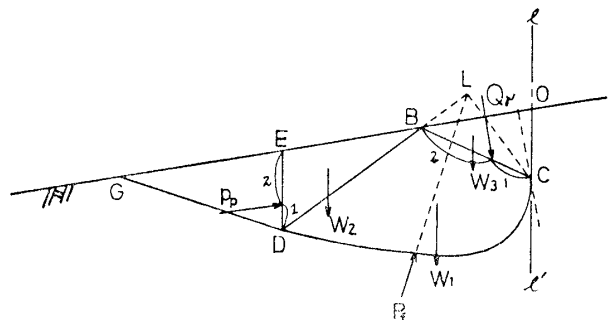
いより次式で書ける。

$$Q_d = \frac{1}{m} (Q_{qc} + Q_r) \cos i + \frac{1}{m} \cdot \frac{cB}{2} \cdot \frac{\sin(\phi - i)}{\cos i \cos \phi} - \frac{r_2 B^2}{4} \cdot \frac{\tan \phi}{\cos^2 i} \quad (5)$$

ここに、 i : 傾斜地盤面の傾斜角、 B : 基礎の幅、 c , ϕ , r_2 : それぞれ土の粘着力、内部摩擦角、単位体積重量。なお、基礎中心線 II' より斜面上についても計算した結果式 (5) の $m \rightarrow n$, $i \rightarrow -i$ となり全体としてやや大きく導かれた。更に、 Q_r , Q_{qc} に関してはつぎのようにして求める。

まず、 Q_r を求める。図-3 に示した $\overline{BD}$ 上またはその延長上に極 L をもち $\overline{LC} = r_0$ を初期動径とする対数螺旋線をすべり線 $\widehat{CD}$ の近似形状とする。このとき同図に示した力、すなわち裏込め土重量に相当する受働土圧 Q_r , ∇LCD に相当する自重 W_1 , $\triangle BDE$ に相当する自重 W_2 , $\triangle LBC$ に相当する自重 W_3 , $\overline{DE}$ 面上の Rankine の受働土圧 P_p 、およびすべり面上の摩擦反力 P_f の五つが土塊 $BCDE$ に作用しており、これらの力の極 L に関するモーメントの釣合い関係から導いた次の式 (6) を用いて Q_r を求めることができる。

$$Q_r = \frac{\nabla LCD \cdot L_{L1} + \triangle BDE \cdot L_{L2} - \triangle LBC \cdot L_{L3} + \frac{1}{2} \overline{DE}^2 \cdot K_p I_{Vp} \cos i}{\left\{ \frac{2mB}{3} \cdot \frac{\cos \phi}{\cos(\phi - i)} - \overline{LB} \cdot \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right\}} \cdot r_2 \quad (6)$$

図-3 Diagram illustrating method of calculating Q_r

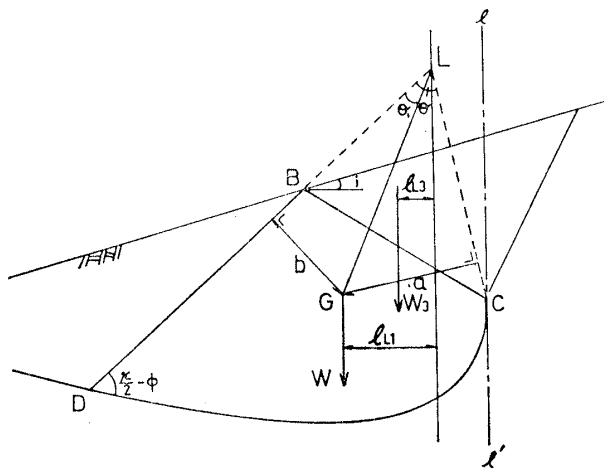
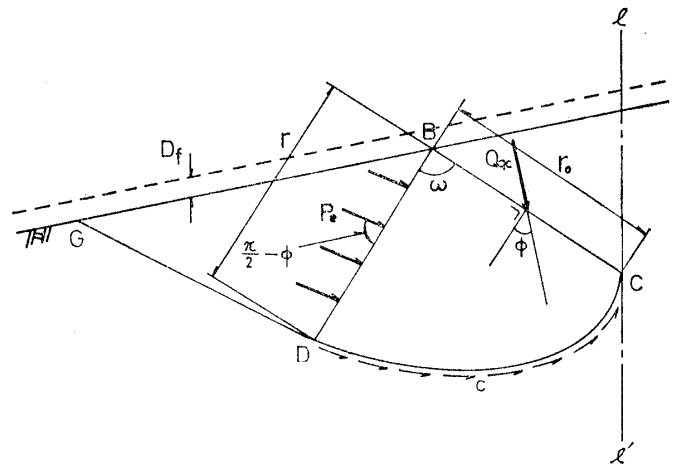


図-4 Geometrical characteristics of a log spiral

実際には極Lを $\overline{BD}$ あるいはその延長上で色々移動させて試行的に求めた Q_r の最小値が求める Q_r である。ここに、 K_P : 受働土圧係数、 l_{L1} , l_{L2} , l_{L3} : 極Lからそれぞれ W_1 , W_2 , W_3 の作用線までの水平距離、 l_{vp} : 極Lから P_p の作用線までの垂直距離を表し、それぞれ図3, 4の記号を用いて次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} K_P &= \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \\ l_{L1} &= \frac{b}{\sin \theta_1} \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - i - \theta_1 \right) \\ l_{L2} &= \frac{1}{3} (2r + \overline{LB}) \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} + i \right) \\ l_{L3} &= \frac{2}{3} \left\{ \overline{LB} \cdot \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} + i \right) - \frac{mB}{2} \right\} \\ l_{vp} &= \frac{1}{3} (2r + \overline{LB}) \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (6)'$$

ついで Q_{qc} を求める。この Q_{qc} は図-5に示したBC上の1/2点に作用している。この場合には点Bを極とする対数らせん $\widehat{CD}$ を考え、この領域BCDに働く力のモーメントの釣合いを考えればよい。土塊BCDに働く力はまず $\widehat{CD}$ 上の摩擦反力があるが、この力の作用線は極Bを通るので同点の周りのモーメントには直接関係しない。

図-5 Diagram illustrating method of calculating Q_{qc}

い。よって $\widehat{CD}$ 上の粘着力 c と $\overline{BD}$ 上のRankine状態に関するせん断抵抗応力 p_e を考えればよい。この p_e はサーチャージ r , D_f , $\overline{GD}$ 上の粘着抵抗を考慮したもので、次式で表される。

$$p_e = c + \frac{r_1 D_f \cdot \cos \phi \cos i}{1 - \sin \phi} \quad (7)$$

図-6において点Aに関するモーメントの釣合いより、

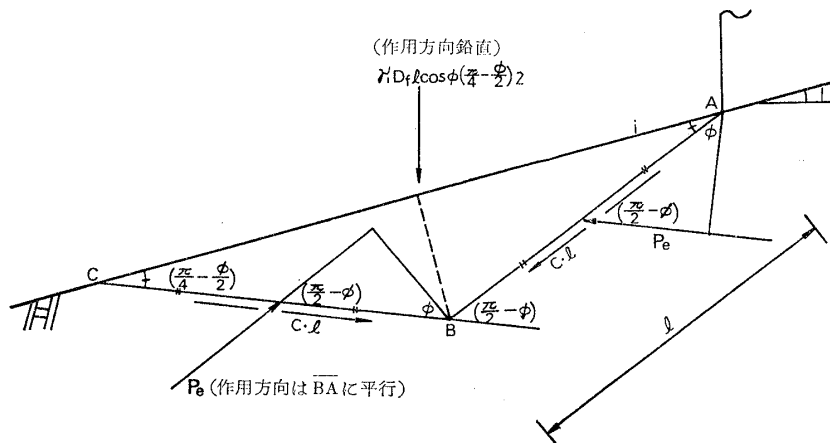
$$P_e = \frac{c \cdot l^2 \cdot \cos \phi + 2 \cdot l^2 \cdot \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) r_1 D_f \cdot \cos i}{l \cdot \cos \phi}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) &= \frac{1 + \sin \phi}{2} \\ \frac{1 + \sin \phi}{\cos \phi} &= \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \end{aligned} \right.$$

なるゆえ式(7)がでてくる。

更に、対数らせんの幾何学的性質を用い、 $\omega = 3\pi/4 - \phi/2$ として点Bの周りのモーメントの釣合いより Q_{qc} は次式で書ける。

$$Q_{qc} = c \cdot \frac{mB}{\cos(\phi - i) \sin \phi} \{ (1 + \sin \phi) \exp(2\omega \tan \phi) - 1 \} + r_1 D_f \cdot \frac{mB \cos \phi \cos i}{(1 - \sin \phi) \cos(\phi - i)} \exp(2\omega \tan \phi) \quad (8)$$

図-6 Diagram illustrating method of P_e

よって、斜面地盤を対象とした全般せん断破壊で基礎底面があらわい場合の支持力係数 iN_c , iN_r , iN_q は式(6), 式(8)を式(5)に代入して整理することにより次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} iN_c &= \frac{\cos i}{\cos(\phi-i) \sin \phi} \{ (1 + \sin \phi) \exp(2\omega \tan \phi) - 1 \} \\ &\quad + \tan(\phi-i) \\ iN_r &= \frac{2}{B^2} \left(\frac{Q_r}{r_2} \cdot \frac{\cos i}{m} - \frac{B^2}{4} \cdot \frac{\tan \phi}{\cos^2 i} \right) \\ iN_q &= \frac{\cos \phi \cos^2 i}{(1 - \sin \phi) \cos(\phi-i)} \exp(2\omega \tan \phi) \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式(9)は当然 $\phi \neq 0$ を対象としたものであり、 $\phi=0$ のときは次の式(10)より各支持力係数を算出しなければならない。

$$\left. \begin{aligned} iN_c &= \left(1 + \frac{3}{2} \pi \right) - \tan i \\ iN_r &= 0, \quad iN_q = \cos i \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

もちろん、この場合の極限支持力は α , β を基礎の形状

係数として次式より算出することができる。

$$q_d \left(\equiv \frac{Q_d}{B} \right) = \alpha c_i N_c + \beta \frac{r_2 B}{2} iN_r + r_1 D_f iN_q \quad (11)$$

一方、局所せん断破壊に対しては、Terzaghi と同様 $\tan \Phi = (2/3) \tan \phi$ から決定される Φ を式(9)の ϕ に適用し、しかるのち、 $c \rightarrow (2/3)c$ として式(11)より極限支持力を算出することができよう。

3. 支持力係数の計算結果とその考察

表-1 は斜面地盤の傾斜角 $i=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$ に対して、それぞれ土の内部摩擦角 ϕ を $0^\circ \sim 40^\circ$ まで 5° 間隔に変化させて、前節で導いた式(9), (10)を用いて計算を行い、斜面地盤に対する支持力係数 iN_c, iN_r, iN_q を求めた値を表示したものである。また各支持力係数を縦軸に、斜面地盤の傾斜角 i を横軸にとり、土の内部摩擦角 ϕ をパラメーターとして片対数紙上に図示したものが図-7 である。同図によると傾斜角 i の増加とともにほぼ直線的に減少し、各支持力係数の対数 $\log N$ が傾斜

表-1 Theoretical values

ϕ (degree)	iN_c					iN_r					iN_q				
	i (degree)					i (degree)					i (degree)				
	0	5	10	15	20	0	5	10	15	20	0	5	10	15	20
0	5.71	5.62	5.53	5.44	5.34	0	0	0	0	0	1.00	0.996	0.985	0.966	0.940
5	7.34	7.19	7.05	6.91	6.76	0.144	0.0558	0	0	0	1.64	1.62	1.59	1.55	1.50
10	9.60	9.37	9.14	8.92	8.68	0.559	0.402	0.213	0	0	2.69	2.64	2.57	2.48	2.38
15	12.9	12.5	12.1	11.7	11.4	1.52	1.23	0.924	0.534	0	4.45	4.33	4.18	4.01	3.81
20	17.7	17.1	16.5	15.9	15.3	3.64	3.08	2.52	1.93	1.15	7.44	7.18	6.88	6.55	6.17
25	25.1	24.1	23.1	22.1	21.2	8.34	7.23	6.13	5.03	3.88	12.7	12.2	11.6	10.9	10.2
30	37.2	35.3	33.6	32.0	30.4	19.1	16.7	14.5	12.3	10.1	22.5	21.3	20.1	18.8	17.4
35	57.8	54.3	51.2	48.4	45.7	45.4	39.9	34.9	30.1	25.4	41.4	38.9	36.3	33.7	31.0
40	95.7	89.0	83.2	77.9	73.0	115	101	88.8	77.2	66.4	81.3	75.4	69.7	64.1	58.5

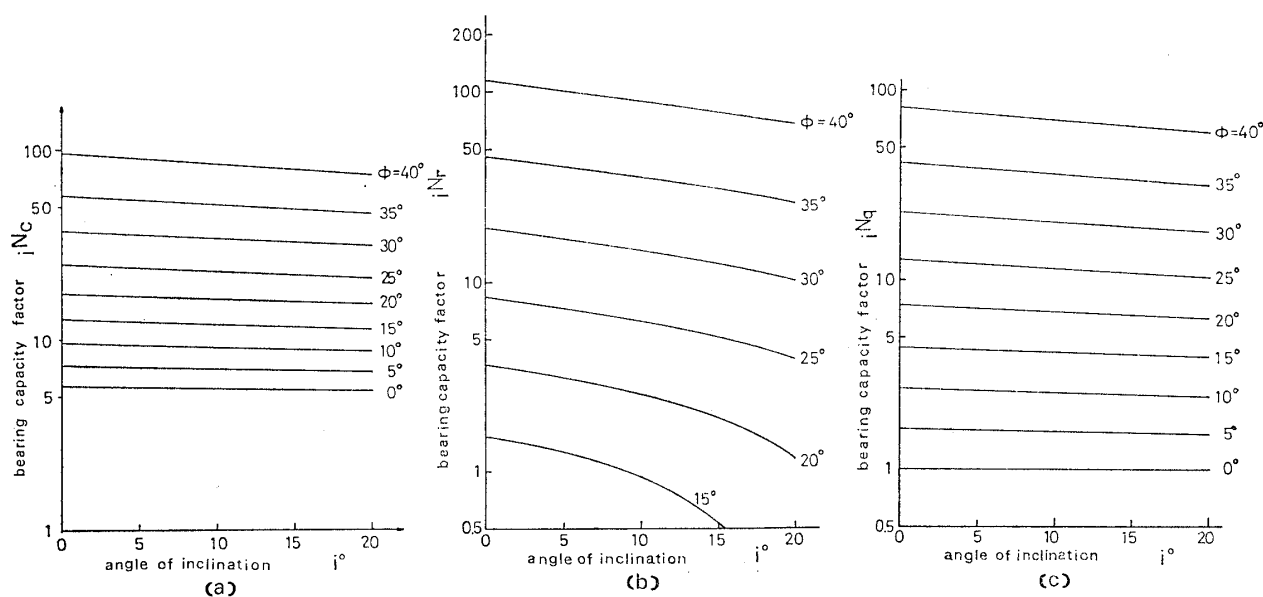


図-7 Relationships between angle of inclination i and bearing capacity factors iN_c, iN_r, iN_q

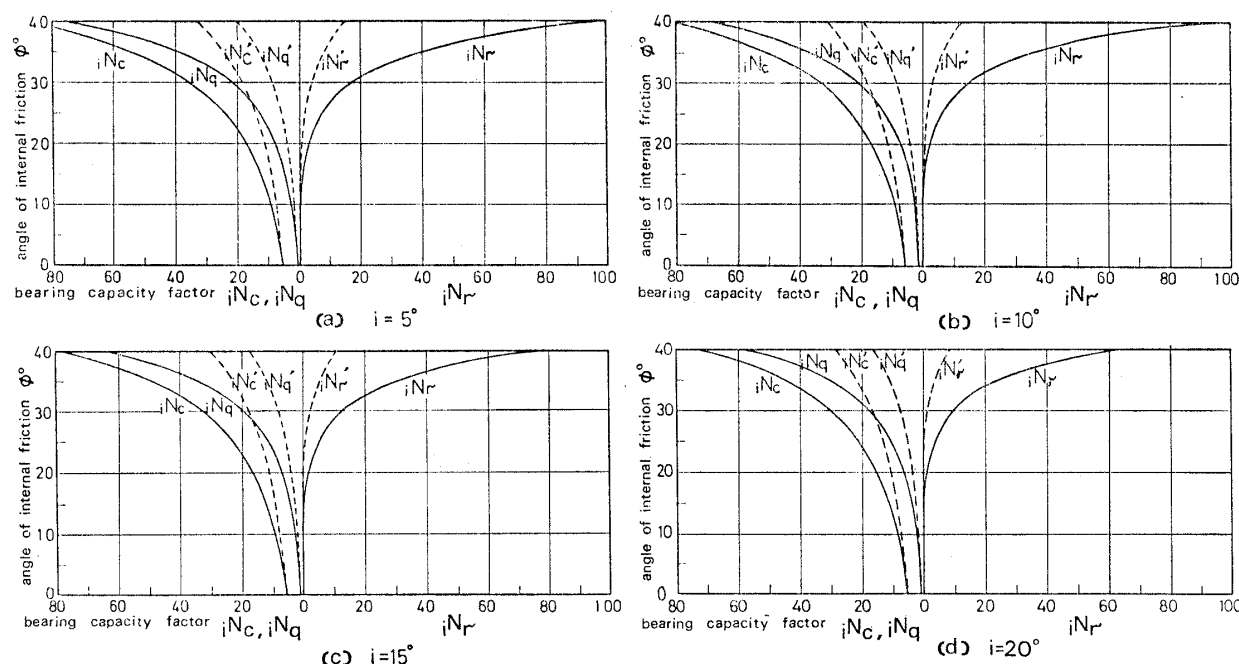


図-8 Relationships between bearing capacity factors iN_c , iN_r , iN_q and angle of internal friction ϕ

角 i に比例して減少する傾向がみられる。

更に、縦軸に ϕ 、横軸に各支持力係数を取り、 i をパラメーターとして表したのが 図-8 の実線である。これらの図によると ϕ が大きくなるほど曲線の傾きは小さくなり、各支持力係数値の増大量が激増していることが分かる。このことは $i=0^\circ$ に対し Terzaghi が提示している図¹⁰⁾ と全く同様の傾向を示している。また $i=0^\circ$ で Terzaghi が局部せん断破壊の場合に示しているものにならって、 $\tan \Phi = (2/3) \tan \phi$ から決定される Φ を式 (9) の ϕ に用いて計算した局部せん断破壊の場合に対する各支持力係数の値をも同図中に点線で示してある。

4. 模型実験による支持力の測定

4.1 試料および実験装置

2.において誘導した斜面地盤に対する支持力算定式の妥当性を検討するために砂質土および粘性土地盤を作製し模型実験を行った。まず、砂質土地盤の作製にあたっては鳥取砂丘砂を用いた。この砂の物理定数は比重 $G_s = 2.67$ 、有効径 $D_{10} = 0.32$ mm、均等係数 $U_c = 2.16$ で、実験には 2 mm ふり通過分のみ使用した。粘性土地盤の作製にあたっては市販の粘土 9 号（日本フェロー K. K. 製）を用いており、実験に先立ち自然含水比 $w \approx 4\%$ の粘土塊をボールミルで最大粒径 1 mm まで粉碎し所定の含水比に調整しやすいよう便をはかっておいた。この粘土のもつ物理定数は比重 $G_s = 2.68$ 、液性限界 $w_L = 116.08\%$ 、塑性限界 $w_P = 41.24\%$ 、塑性指数 $I_p = 74.84\%$ であった。また実験に供した土槽、載荷装置は粘土地盤用の載荷板を径が 50 mm の底面に 20° まで 5° 間隔に傾斜をつけたもので、それに合わせ土槽も 280×280

$\times 300$ mm の大きさに縮小し作業時間の軽減をはかったが、砂地盤については載荷板の径は 100 mm で既に発表したものと同一である^{6)~8)}。

4.2 模型地盤の作製および実験方法

砂地盤については、鳥取砂丘砂を十分に自然乾燥させ（含水比 $w \approx 0.5\%$ ）締固め後の単位体積重量 $\gamma_t \approx 1.69$ g/cm³ (1.66×10^4 N/m³) になるよう 1 層 5 cm 分ずつ計量、土槽に入れ突き棒と木づちで締め固め、これと同じ作業を 6 回繰り返すことにより砂地盤としたが、3 層目以後は少しずつ表面に傾斜をつけ最終的に 図-9 のような所定の傾斜を有する地盤に作製した。こうした状態での強度定数を小型三軸圧縮試験機 (WYKEHAM FARRANCE ENG. LTD. SLOUGH ENGLAND) により測定したところ、粘着力 $c_u \approx 7$ g/cm² (6.86×10^2 Pa)、内部摩擦角 $\phi_u \approx 36.3^\circ$ であった。またこのときの間隙比 $e \approx 0.58$ であった。更に基礎底面があらわい状態にするた

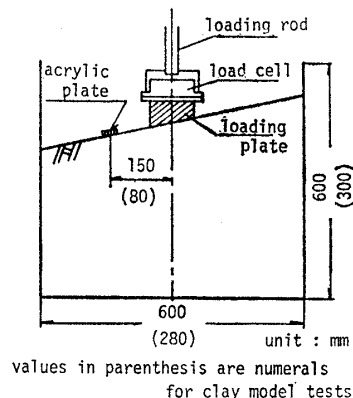


図-9 Test setup and loading apparatus for model bearing capacity test

めに載荷板底面にサンドペーパーを貼付した。

粘土地盤の作製にあたっては、さきの粉碎済みの粘土に最適含水比付近と思われる含水比 $w \approx 30\%$ の状態となるよう水を加えソイルミキサー（圓井製作所 K. K. 製 QRT-30 型）を用いて練り混ぜ、その際塊状になったうちの粒径がおよそ 5 mm 以下のものだけを単位体積重量 $\gamma_t \approx 1.56 \text{ g/cm}^3$ ($1.53 \times 10^4 \text{ N/m}^3$) となるよう 1 層分ずつ計量しランマーで締め固めた。その後の作業は砂地盤と同様 3 層目から表面に傾斜をつけたが、地盤作製完了後表面をビニールで覆い、水分が蒸発するのを防ぎながら約 3 日間養生したのち実験に供した。この状態での地盤の強度定数 c, ϕ の測定は試料の最大粒径が 5 mm のものも若干あり、少し大きいので小型の三軸圧縮試験機では十分な精度で測定することは無理と判断し、大型の三軸圧縮試験機、すなわち、テスト試料の径 100 mm（圓井製作所 K. K. 製、電気油圧式サーボ方式、振動三軸圧縮試験機）を使用して測定したところ、 $c_u \approx 0.8 \text{ kg/cm}^2$ ($7.85 \times 10^4 \text{ Pa}$)、 $\phi_u \approx 11^\circ$ が得られた。またこの場合の基礎底面には、接着剤で 2~3 mm の碎石を付着させてあらい状態とした。

ついで、載荷実験では載荷棒の中心線上に図-9 にみたように荷重測定用のロードセル（砂地盤 $i=0^\circ, 5^\circ$ および粘土地盤では 500 kg 用 A34667, 新興通信工業 K. K. 製、砂地盤 $i=10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$ では 60 kg 用 CLP-60 K, 東京測器研究所製）を取り付けた載荷板を設置し手動で載荷ジャッキのハンドルを回転させることにより載荷棒を降下させ、荷重をロードセルを介し地盤に伝達させた。地盤の沈下量は載荷板の沈下量をもって表し、荷重はロードセルに静ひずみ測定器（共和電業製、SM-60-AT）を直結させこれにより読み取られるひずみ量に所定の較正係数を乗じて求めた。また荷重漸増による地表面の動きの変化を観測するために、砂地盤では載荷棒中心線より斜面下 15 cm の地表面の点において、また粘土地盤では同じく 8 cm の地表面の点において、すべり防止のために裏面にサンドペーパーを貼付した $20 \times 20 \text{ mm}$ のアクリル板を地表面におき、そのアクリル板の盛上がり量を $1/1000 \text{ mm}$ の精度のダイヤルゲージで測定し、この値を地表面のその点の盛上がり量とみなした。

載荷方法は砂地盤については貫入速度一定 (1 mm/min) のひずみ制御法と応力を一定の割合で増加させていく応力制御法の 2 法を、粘土地盤についてはひずみ制御法のみを採用した。応力制御法の 1 段階の荷重は予想されるその地盤の極限支持力の $1/20$ の大きさの荷重を目安とした。

4.3 実験結果およびその考察

図-10 は典型的な荷重-沈下曲線の 1 例を傾斜角 i をパラメーターとして示したものである。

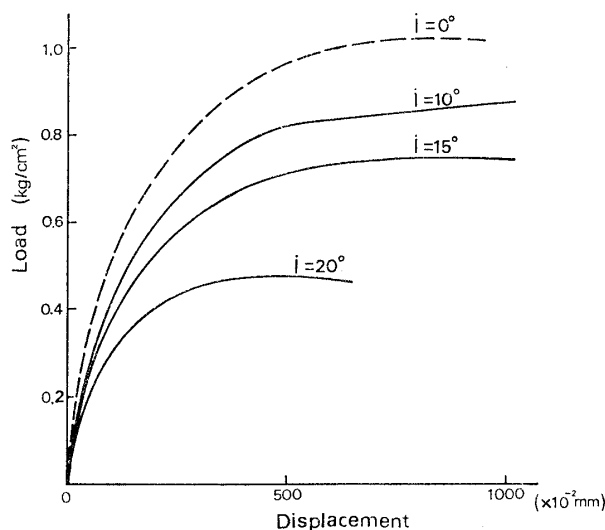


図-10 A typical of load-displacement

比較のために支持力算定式、式(11)に円形基礎の場合の形状係数 $\alpha=1.3$, $\beta=0.6$ を用いて求めた全せん断破壊のときの極限支持力と実験により得られた極限支持力とをまず砂地盤について図-11 に示す。なお同図中の実験値には約 5 回の実験で得られた極限支持力の上限、下限の値とそれらの範囲、ならびに平均値を○、●印で示した。理論式中の支持力係数 iN としてはこのとき $\phi \approx 36.3^\circ$ であったので、この値を用いて理論式、式(9)によって計算を行った。図中には局部せん断破壊に対する算定値は $i=0^\circ$ においても $q_d = 0.21 \text{ kg/cm}^2$ ($2.06 \times 10^4 \text{ Pa}$) とかなり下回るものとなるため割愛した。Chen¹¹⁾ は水平地盤の支持力だけについて無次元量である $G = \gamma \cdot B/2c$ (G : 自重パラメーター) と q_d/c の関係から極限支持力を与える図を示している。この G の値が小さい地盤は粘着力が、大なる地盤は土の自重が支配的に影響を及ぼす特性をもつものである。今回の砂丘砂の自重パラメーターは $G = 1.69 \times 10 / (2 \times 7) \approx 1.21$ となり、同図より

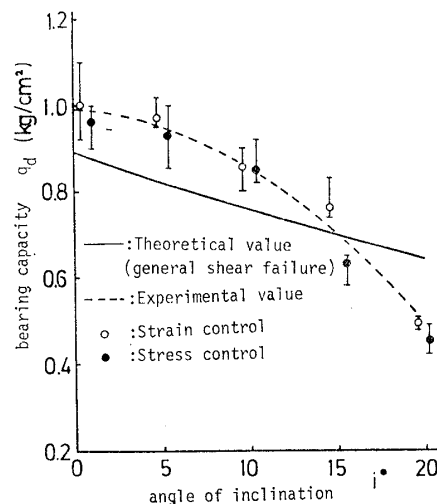


図-11 Relationships between theoretical and experimental values (sand)

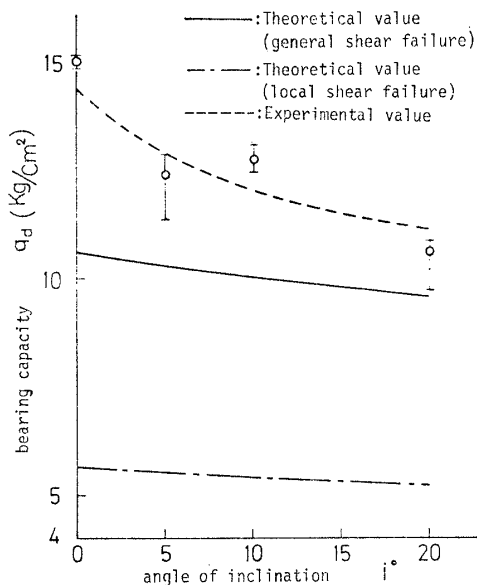


図-12 Relationships between theoretical and experimental values (clay)

q_d/c を読み取れば $q_d/c \cong 130$, よって $q_d = 130 \times 7 = 910 \text{ g/cm}^2 = 0.91 \text{ kg/cm}^2$ ($8.92 \times 10^4 \text{ Pa}$) となる。これを図-11 の $i=0^\circ$ の q_d にプロットすれば実験結果が多少上回るものの非常によい対応を示していることが分かる。また三笠ら¹²⁾も水平砂地盤で 1.0 kg/cm^2 ($9.8 \times 10^4 \text{ Pa}$) の q_d を得たと報告している。

次に粘土地盤で得られた極限支持力について砂地盤の場合と同様、理論値と実験値をあわせ図-12 に示した。なお、このときの理論値には内部摩擦角 $\phi = 11^\circ$ に対応する支持力係数を計算し、この結果より極限支持力を求めたものを、実験値には約3回の実験により得られた極限支持力の上限、下限の値とそれらの範囲、ならびに平均値を○印で示した。これについては砂地盤の場合とほとんど同じ傾向である。一方、局部せん断破壊として計算した値は実験値に比べかなり小さな値である。更にこの場合の $i=0^\circ$ の水平地盤の自重パラメーターは $G = 1.56 \times 5 / (2 \times 800) \cong 0.005$ となり、前出の Chen の図表では $0.01 \leq G \leq 10$ の範囲しか示されていないが、 $G < 0.02$ では q_d/c がほとんど一定であるので $G = 0.01$ の場合に等しいものとして q_d/c を求めると $q_d/c \cong 9.0$ となっ

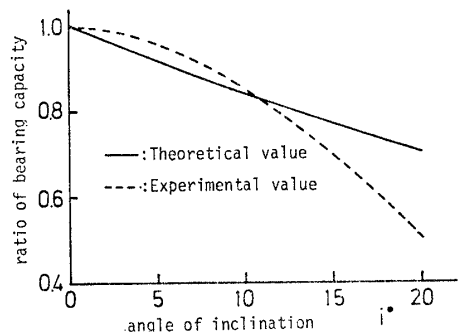


図-13 Rate of decrease of bearing capacity (sand)

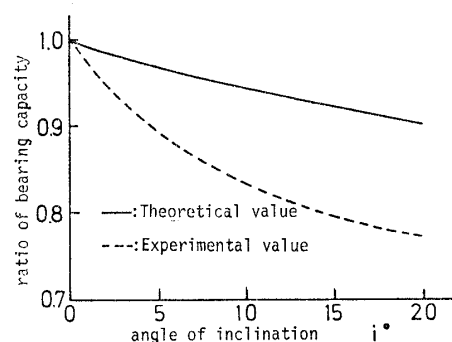


図-14 Rate of decrease of bearing capacity (clay)

た。よって $q_d \cong 800 \times 9 = 7200 \text{ g/cm}^2 = 7.2 \text{ kg/cm}^2$ ($7.06 \times 10^5 \text{ Pa}$) となり、著者らの求めた理論値 10.61 kg/cm^2 ($1.04 \times 10^6 \text{ Pa}$) に比べ 30% ほど小さい値が得られた。

更に、全般せん断破壊の場合の理論値と実験値を平滑化して図-11, 12 に点線で表したもののについて、水平地盤すなわち $i=0^\circ$ のときの極限支持力を 1.0 として各斜面地盤の傾斜角による支持力減少率を求めた。図-13 が砂地盤、図-14 が粘土地盤についてのものである。

5. 2次元模型土槽による破壊機構の観察

5.1 実験の概要

2.において、水平地盤に対する Terzaghi の支持力理論を適用して斜面地盤の支持力理論を考えたが、この際に著者らはくさび角 $\xi = \phi$ とし、基礎幅 B を $m:n$ (式(4)参照) に内分する線上に頂点をもつ二等辺三角形を仮定して理論を誘導したが、このことを実験的観察により確かめることを目的として2次元土槽による実験を実施した。すなわち、図-15 に示すような両側面にアクリル板を用いた2次元土槽により載荷試験を行い砂粒子の移動を開放写真撮影でとらえることを試みた。このとき

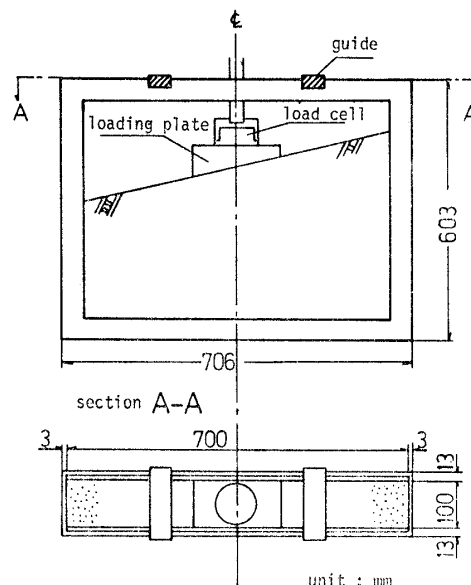


図-15 Test setup and loading apparatus for two-dimensional bearing capacity test

に用いた地盤は 4. の支持力実験に供したと同じ鳥取砂丘砂を試料として土槽に入れ締め固めて作製した。このときの間隙比は $e \cong 0.60$ であった。2 次元土槽で大切なことは平面ひずみ状態を極力満足させるということである。予備実験で载荷に伴い土槽の幅が横方向にふくることが認められたので、土槽上部にガイドを取り付けそれを極力防いだ。そして次のような 3 種類の実験を行った。a) 水平地盤で基礎底面があら場合、b) 水平地盤で基礎底面がなめらかな場合、c) 斜面地盤で基礎底面があら場合。この場合 a), c) にはサンドペーパーを、b) にはガラス板をそれぞれ基礎底面に貼付しその状態として、また载荷は 1 mm/min のひずみ制御法を採用した。

この実験の目的は砂粒子の移動を観測することにあるが、極限支持力時と考えられるときは 4. の支持力実験から沈下量が大体 10 mm のときと考えられた。そこで 10 分間の開放写真を土槽側面 80 cm の距離から撮影した。10 分間の開放であるから実験室内の明るさには細心の注意を払った。

5.2 実験結果およびその考察

写真-1 は図-2 に示す著者らが 2. で提案した基礎があらいときの斜面地盤上の基礎の土くさびを求めようとして 2 次元土槽により载荷実験を行い、砂粒子の移動を開放写真撮影でとらえたものである。同写真によると斜面下側において基礎直下の砂は鉛直方向よりもやや斜めに向いて動いているが、これは基礎底面のあらさが十分でなかったというよりもむしろ斜面地盤では斜面下の部分が最初にすべりを起こすということを示すもので、支持力算定においてもこの部分を対象にすべきだということを暗示しており、著者らのとった手法が是認されることを証明している。斜面上側では砂は鉛直に動いているので、上側から土くさび角の ξ を測れば $\xi \cong 40^\circ$ を得、これより斜面下側も同じ大きさのくさび角が発達していると考えれば結局、同写真に示した $\triangle ABC$ のような土

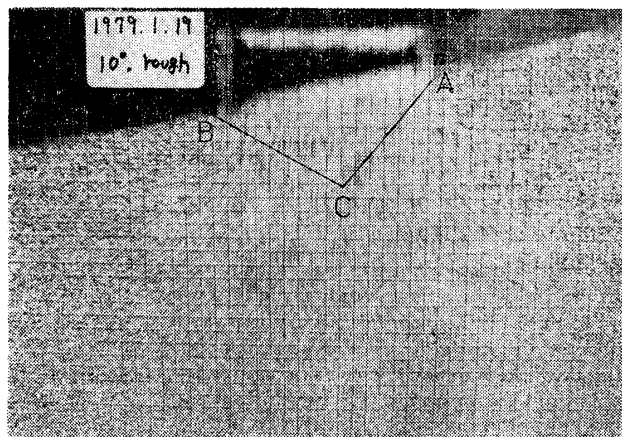


写真-1 Result of open photograph

くさびが生じているものと考えられる。4. の支持力実験と同一の砂丘砂をほとんど同一の間隙比になるよう締め固めたこの 2 次元砂地盤の内部摩擦角 ϕ_p は三軸圧縮試験で求めた内部摩擦角 ϕ_t よりも幾分大きいとされている¹⁶⁾。いま $\phi = \phi_t \cong 36.3^\circ$ であったので $\phi_p \cong 40^\circ$ とすればくさび角 $\xi \cong 40^\circ$ となる。よって自重を考慮したときの Prandtl type のくさび角は Terzaghi が述べているように $\xi \cong \phi$ といえそうである。次に同写真に示した頂点 C から鉛直に線を引き、この線が基礎幅 B をいかほどに内分しているのかを調べた。その結果、 $m : n \cong 0.579 : 0.421$ となり、またこのときの内部摩擦角 ϕ を 40° 、傾斜角 i を 10° として式(4)から計算すると $m : n = 0.574 : 0.426$ となりほぼ一致する。以上からして著者らの最初の仮定は満足されるものと思われる。

6. 結 言

本文では以上のように、斜面地盤における剛基礎の支持力に関して、水平地盤上の浅基礎について 2 次元帯状基礎の立場から土塊論により論述した Terzaghi の支持力理論を斜面地盤に拡張させ、2. でそれらの理論式の誘導、つづいて 3. においてはそれらによる計算結果について述べてきた。更に 4. では 2. で誘導した支持力算定式の妥当性を検討する目的で行った模型実験により得られた結果に考察を加え、最後に 5. では開放写真撮影により土くさびの状態をとらえたので、これらもあわせて紹介してきた。本研究において得られた成果は少ないが、それらの主なるものを要約すると次のようである。

(1) Terzaghi の水平地盤についての支持力理論を斜面地盤に拡張して求めた支持力算定式による計算結果は砂および粘性土を用いた模型実験結果とよく対応し妥当なものであると考えられる。

(2) (1) で述べた Terzaghi の理論を斜面地盤に適用するとき基礎幅 B を $m : n$ に内分する鉛直線より下側の部分の土塊に作用する力の釣合いより支持力を求め、このときのくさび角 $\xi = \phi$ と仮定した。これら設けた仮定は 5. の 2 次元土槽による開放写真撮影で砂粒子の移動をとらえた結果からは是認された。

(3) 粘着力による支持力と自重による支持力を別々に計算しその結果をあつて加えあわせたものは最初から両者を考慮して計算したものよりも若干小さく結局安全側の値を与える¹⁷⁾という水平地盤に対する考えがこの場合にも適用できるものとするれば、著者らが斜面地盤について前者の方法で求めた支持力係数は実用上十分意義があるものと思われる。なおこれらの支持力係数は簡単に求められないので水平地盤を対象に作られた Terzaghi の図¹⁰⁾にならって実用設計に簡便に使用できること

を目的に非常に簡単な計算図表を作成し、提示することができた。

(4) 今回の模型実験の結果によると、極限支持力 q_d と降伏支持力 q_y の比すなわち q_d/q_y は通常用いられる 1.5 ではなく、これより小さく 1.1 前後の値であることが認められた。

(5) 基礎直下のすべり線をとらえるのに開放写真撮影を行ったが、その他の研究における土粒子の移動追跡のためにもこの方法は有効であるものと期待される。

本研究においては上記したような成果を取めることができたが、特に実験的な研究に対してはこの種の実験が多く実施されより多くの資料が集積されることが望まれる。

謝 辞

数値計算の多くは鳥取大学工学部電子計算機 TOSBAC-3040/MODEL-21, 同大型電子計算機 HITAC M-150 によったことを付記するとともに、模型実験は当時の鳥取大学工学部土木工学科 学生 森 秀伴¹⁷⁾氏 (現在セントラルコンサルタント K. K. 勤務), 柏原正一¹⁸⁾氏 (現在 K. K. 長谷川工務店勤務), 森野久栄氏 (現在鳥取大学大学院学生), 吉元 明¹⁹⁾氏 (現在 K. K. 浅野工事勤務) に負うところが大きく、その他同土質研究室の各位の協力を得た。あわせて深甚なる謝意を表する次第である。

記 号 説 明

- B = 基礎幅
 c, ϕ, r_z = それぞれ土の粘着力, 内部摩擦角, 単位体積重量
 c_u, ϕ_u = 非排水条件下のそれぞれ土の粘着力, 内部摩擦角
 $C_a = \overline{BC}$ 面上に作用する付着力
 e = 間隙比
 F = 基礎をすべらそうとする力
 G = 自重パラメーター
 $G_s, D_{10}, U_e, w, w_L, w_P, I_p$ = それぞれ土の比重, 有効径, 均等係数, 含水比, 液性限界, 塑性指数
 i = 地盤の傾斜角
 K_p = 受働土圧係数
 l_{vp} = 極 L から P_p の作用線までの垂直距離
 l_{L1}, l_{L2}, l_{L3} = 極 L からそれぞれ W_1, W_2, W_3 の作用線までの水平距離
 iN_o, iN_r, iN_q = 支持力係数
 P_p = 図-3 の DE 面上の Rankine の受働土圧
 P_f = すべり面上の摩擦反力
 P_e = 図-5 の BD 上の Rankine 状態に関するせん断抵抗応力
 Q_T = 真込め土重量に相当する受働土圧
 Q_{qe} = すべり面上に作用する粘着抵抗と押え荷重に基づく合成受働土圧
 Q_d = 極限支持力
 q_d = 単位体積当たりの極限支持力
 q_y = 単位面積当たりの降伏支持力
 W_1, W_2, W_3 = それぞれ図-3 の ∇ LCD に相当する自重, $\triangle BDE$ に相当する自重, $\triangle LBC$ に相当する自重

- α, β = 基礎の形状係数
 γ_t = 単位体積重量
 δ = 基礎底面と土との間の摩擦角
 μ_{max} = 最大摩擦係数
 ξ = くさび角
 σ_z = 基礎直下の接地圧
 τ = せん断力

参 考 文 献

- Drucker, D. C. (1953): "Limit analysis of two and three dimensional soil mechanics problems," Journal of the Mechanics and Physics of Solids, Vol. 1, pp. 217-226.
- Chen, W. F. (1969): "Soil mechanics and theorems of limit analysis," Proc. of ASCE, Vol. 95, SM 2, 6450, pp. 493-518, March.
- Meyerhof, G. G. (1957): "The ultimate bearing capacity of foundations on slopes," Proc. of 4th, ICSMFE, pp. 384-386.
- 塩入正敏・山口柏樹・木村 孟 (1976): 遠心載荷装置による斜面上の支持力について, 「土木学会第 31 回年次学術講演会講演概要集」, III-205, p. 365.
- 林 義信 (1977): 斜面上の基礎の支持力について, 「第 12 回土質工学研究発表会発表講演集」, 161, pp. 627-630.
- 勝見 雅・藤村 尚・森 秀伴 (1976): 斜面地盤を対象とした基礎の支持力について, 「土木学会第 31 回年次学術講演会講演概要集」, III-203, pp. 362-363.
- 勝見 雅・藤村 尚・森本正和 (1977): 斜面地盤における剛基礎の支持力について, 「土木学会第 32 回年次学術講演会講演概要集」, III-174, pp. 317-318.
- 勝見 雅・木山英郎・森本正和 (1978): 斜面地盤における剛基礎の支持力に関する研究, 「第 13 回土質工学研究発表会発表講演集」, 189, pp. 753-756.
- 勝見 雅 (1976): 中間主応力に注目した円形剛基礎の支持力に関する研究, 「土木学会論文報告集」, 第 252 号, pp. 73-85.
- Terzaghi, K. (1943): Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, p. 125, Fig. 38.
- Chen, W. F. (1975): Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier Scientific Publishing Company, New York, pp. 211-294.
- 三笠正人・平林 孝・磯野 昭 (1967): 遠心力装置による模型支持力実験 (第 2 報), 「第 22 回土木学会講演概要集」, III-28. 1-4.
- 土質工学会 (1965): 「土質工学ハンドブック」, 技報堂, pp. 475-478.
- 吉成元伸 (1975): 載荷試験から支持力を判定するうえでの問題点, 「土と基礎」, Vol. 23, No. 7, pp. 27-33.
- Ko, H. Y. and Davidson, L. W. (1973): "Bearing capacity of footings in plane strain," Proc. of ASCE, Vol. 99, SM 1, 9. 496, pp. 1-23, Jan.
- 山口柏樹・木村 孟・寺師昌明 (1968): 極限支持力の厳密解について, 「第 3 回土質工学研究発表会講演集」, II-15, pp. 333-338.
- 森 秀伴 (1976): 斜面地盤を対象とした円形剛基礎の支持力について, 「鳥取大学工学部土木工学科卒業論文」, pp. 1-23.
- 柏原正一 (1978): 斜面地盤における剛基礎の支持力について, 「鳥取大学工学部土木工学科卒業論文」, pp. 1-26.
- 吉元 明 (1979): 斜面地盤における剛基礎の支持力について, 「鳥取大学工学部土木工学科卒業論文」, pp. 1-30.

(原稿受付, 1979. 11. 12)