

砂地盤における円形及び帯基礎の支持力に関する研究

岡村未対*・竹村次朗**・木村 孟***

遠心模型実験装置を用いて、砂地盤上の円形及び帯基礎の支持力実験を行い、基礎の寸法、形状、根入れ深さ、並びに基礎幅に対する相対的な粒子寸法が支持力特性に及ぼす影響について詳細に調べ、また砂の内部摩擦角 ϕ' の応力依存性と異方性を考慮した滑り線解析を行った。実験により粒子寸法効果は帯基礎ではある程度現れるが、円形基礎ではほとんど現れないことがわかった。また計算より得られた基礎幅の増加に伴う支持力の減少傾向は実験結果と良く一致することを示した。

Keywords: bearing capacity, centrifuge model test, slip line method, sand, circular footing, strip footing, scale effect

1. 序 論

砂地盤の支持力は土質力学における古典的問題の一つであり、これまでに膨大な研究がなされ、議論の余地のない問題のように考えられるが、現在も多くの研究機関でこの問題に関する研究がなされている。確かに、土を等方的な完全剛塑性体と仮定するなら、2次元の剛な浅基礎の鉛直載荷条件に関する支持力の理論はほぼ完成されたものといえる。しかしながら、砂地盤の支持力は基礎の寸法、基礎形状、根入れ量、荷重の偏心量等の幾何条件や境界条件によって変わる上に、進行性破壊、砂の強度異方性等、土の複雑な力学特性の影響を強く受ける。このように砂の支持力は、その正確な予測の為に考慮しなくてはならない要因を多く有しているが、未だこれらの影響が完全には明らかにはなっていないため、今尚最新の研究テーマのひとつとなっている。

砂地盤の支持力に関する研究は実験的研究と解析的研究が常に補完しながら進められてきており、過去に行われた多くの模型実験の成果が支持力論の発展に大きく寄与してきた。1950年代から60年代に行われた多くの模型実験は、実物大実験と比較して、手軽でしかも地盤条件のコントロールが容易であるという理由から重力場での小型模型実験がほとんどであり、De Beer¹⁾が報告している基礎の形状係数に関する662個に及ぶ実験がその代表的な例である。小型模型実験結果を解釈する上で特に問題となるものに、砂地盤の支持力係数が基礎幅の増加と共に減少する、いわゆる基礎の寸法効果があり、実物の $1/n$ の重力場小型模型の挙動は、実物大の基礎の挙動とは直接対応したものとはならない。基礎の寸法効

果の原因は ϕ' の応力依存性²⁾、基礎幅の増加によって地盤の相対的な圧縮性が増すことによる地盤の進行性破壊³⁾⁻⁵⁾など土の力学特性が応力状態に依存することに起因するものとされている。従って小型模型地盤と実地盤との力学的な相似条件が満たされ、模型と実物の挙動が直接対応するものとなるためには、小型模型内の応力を実物と同様のものにするのが極めて重要となり、1970年代からの砂地盤に関する小型模型実験は、重力場実験に代わって力学的相似性を満足することができる遠心模型実験⁶⁾が主流となってきている。

遠心模型実験装置を用いた砂地盤の支持力に関する研究は、基礎の寸法効果^{7), 8)}、根入れ効果⁹⁾、形状効果¹⁰⁾、地盤の強度異方性¹¹⁾⁻¹³⁾、進行性破壊³⁾、偏心荷重¹⁴⁾等の影響を調べる目的で数多く行われている。しかし遠心模型もあくまで小型模型であるため、実物と同じ試料を用いると粒子寸法に関する相似則が満足されず、実物と模型で異なる挙動を示すことがある。このいわゆる粒子寸法効果は粒径が比較的大きな上で顕著になるものと考えられ、砂地盤に関する種々の問題に対して粒径の影響が議論されている。Ovesen¹⁵⁾は、円形基礎による遠心模型支持力実験の結果から、基礎幅と砂の平均粒径の比が30以上の範囲ではこの影響は無視できると報告しているが、Steenfelt¹⁶⁾は鋼棒で作製した模型地盤に対する載荷試験を行い、砂の粒径と基礎幅の比によって支持力係数 N_r が変化することを示している。またTatsuokaら¹⁷⁾は砂地盤上の帯基礎の支持力問題について重力場大型実験及び遠心模型実験を行い、遠心模型が重力場模型より大きな支持力を与えることを示している。この他にも粒子寸法効果について多くの実験、検討¹⁸⁾⁻²²⁾がなされているが、いずれの研究においても現状ではその影響に関して明確な結論を得るまでには至っていない。

これまでの砂地盤の支持力に関する主な解析的研究は、他の安定問題と同様に土を剛塑性体と仮定した上界、

* 学生員 工修 東京工業大学大学院 土木工学専攻
(〒152 目黒区大岡山2-12-1)

** 正会員 工博 東京工業大学助教授 土木工学科

*** 正会員 工博 東京工業大学教授 土木工学科

Table 1 Soil properties

	Toyoura sand	Fontainebleau sand
specific gravity G_s	2.640	2.644
average particle size $D_{50}(\text{mm})$	0.19	0.17
uniformity coefficient U_c	1.56	1.47
e_{max}	0.973	0.940
e_{min}	0.609	0.615

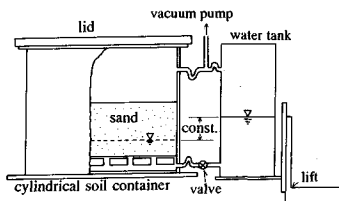


Fig.1 Setup used for saturating sand

下界法に代表される極限解析によるものや、重ね合わせを利用したTerzaghi²³⁾流の極限平衡法など塑性論に基づくものである。これらの方法に寸法効果の原因の一つと考えられる進行性破壊の現象を厳密に取り入れることは極めて困難であり、この問題は有限要素法を代表とする他の解析法²⁴⁾に委ねなければならない。しかしながら ϕ' の応力依存性や異方性については剛塑性論に基づく方法に取り入れることは可能であり、これによって支持力計算を行い、計算結果と実験結果を比較検討し、 ϕ' の応力依存性によって寸法効果を説明する試み¹⁰⁾がなされるようになってきている。

本研究では上述のごとくこれまでにかなりの研究成果が蓄積されているにもかかわらず、未だ統一的な結論を得るまでには至っていない砂地盤の支持力問題を取り上げ、そのなかで特に支持力特性に及ぼす基礎の寸法効果に着目し、支持力に影響する基礎形状や根入れ等の種々の要因と基礎幅の関係を調べると共に、粒子寸法効果についても検討することを目的として、密な砂地盤上の円形基礎、帯基礎の遠心模型支持力実験を行った。この他 ϕ' の応力依存性、異方性を考慮した滑り線解析を行い、滑り線解析の砂地盤の支持力問題への適用性を確認し、 ϕ' の応力依存性が基礎の寸法効果に与える影響についても詳細に検討した。

2. 遠心模型支持力実験

本研究では、密な砂地盤上の根入れの無い帯基礎及び円形基礎、並びに根入れを有する円形基礎の载荷試験を行った。

(1) 実験方法及び実験条件

a) 根入れの無い基礎：TS地盤、FBS地盤

実験に用いた試料はTable 1に示す物理特性を持つ豊浦標準砂及びFontainebleau Sandであり、前者では乾燥状態の模型地盤(TS地盤)を後者では飽和状態の模

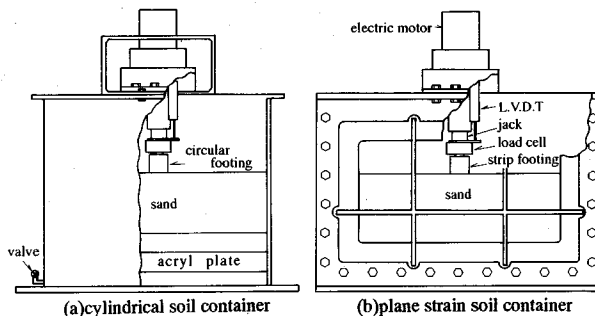


Fig.2 Test setup

型地盤(FBS地盤)を作成した。両試料とも空中ポアリング法により地盤を作成し、後者の場合ポアリング後Fig.1に示すように容器内を -700 mmHg に減圧し、水供給タンクと地盤内水面との間に15 cmのヘッド差を保ちながら容器底面からゆっくりと水を浸透させ、地盤全体を飽和させた。尚、地盤の間隙比はそれぞれ0.66(相対密度 $D_r \approx 86\%$)、0.65($D_r \approx 89\%$)である。FBS地盤では、水の浸透前後の容器の総重量を測定し、その差から地盤中の水の重量を求めた結果、地盤の飽和度は92~100%であった。ただし地盤中の水の重量には $\pm 200 \text{ g}$ 程度測定誤差が含まれており、これによって飽和度にも2%以下の誤差が計算上含まれている。帯基礎の载荷試験に用いた容器は寸寸が幅50 cm、奥行き15 cm、深さ35 cmの2次元鋼製容器である。また円形基礎の载荷試験には内径45.5 cm、深さ40 cmの円筒容器を用いた。模型砂地盤の層厚は、帯基礎の場合は基礎幅の5倍以上、円形基礎の場合は基礎直径の3.5倍以上とした。

Fig.2は容器に载荷ジャッキ、模型基礎、変位計測用のL.V.D.Tを取付ることにより組み上げた载荷システムである。これを遠心模型実験装置に搭載し、所定の遠心加速度の下で、载荷ジャッキに剛結した円形または帯基礎を1 mm/minの変位制御方式で地盤に貫入する。実験では幅3, 4 cmの2種類の帯基礎、及び直径3, 4, 5.66, 6 cmの4種類の円形基礎を用いた。実験条件はTable 2, 3に示す通りである。TS地盤の場合、遠心加速度を1~70 gと変化させ、原型基礎幅が3~210 cmの帯基礎(Table 2(a))、3~226.4 cmの円形基礎の载荷試験(Table 2(b))を行った。一方FBS地盤の場合、3種の円形基礎を用い、それぞれの基礎で遠心加速度を変化させ原型基礎直径がすべて160 cmとなる一連の载荷試験、いわゆる modelling of models (Table 3)を行った。

b) 根入れを持つ円形基礎：TD地盤

根入れのある模型地盤(TD地盤)の作成に用いた試料は豊浦標準砂であり、a)と同様に空中ポアリングにより所定の厚さの砂層を作り、その上に円形基礎を設置し、さらに試料を空中ポアリングして所定の根入れを持

Table 2 Test conditions and results for TS ground

(a)strip footings

footing breadth B(cm)	centrifugal acceleration n(g)	void ratio e	$\gamma' B$ (kPa)	N_y	normalized initial slope $q_i/\gamma' s_i$
3	1	0.646	0.470	604	2810
4	1	0.667	0.617	596	2610
3	15	0.650	7.06	306	1610
3	30	0.648	14.1	262	1050
3	40	0.647	18.8	246	976
4	40	0.650	18.8	234	940
4	40	0.656	25.0	209	905
3	70	0.657	32.8	200	616

(b)circular footings

footing breadth B(cm)	centrifugal acceleration n(g)	void ratio e	$\gamma' B$ (kPa)	N_y	normalized initial slope $q_i/\gamma' s_i$
3	1	0.664	0.470	298	3730
4	1	0.650	0.627	300	3700
6	1	0.649	0.941	291	3620
3	30	0.661	14.0	203	1410
3	40	0.654	18.8	167	1120
3	40	0.668	18.6	171	1180
4	30	0.644	18.9	176	1220
5.66	21.2	0.654	18.8	178	1230
4	40	0.647	25.2	163	1100
4	40	0.666	24.9	159	1060
5.66	40	0.669	35.1	149	990

Table 3 Test conditions and results for FBS ground

footing breadth B(cm)	centrifugal acceleration n(g)	void ratio e	$\gamma' B$ (kPa)	degree of saturation (%)	N_y	normalized initial slope $q_i/\gamma' s_i$
3	53.2	0.644	15.7	96	176	1210
3	53.2	0.650	15.6	97	194	1770
3	53.2	0.650	15.6	94	184	1580
4	39.9	0.657	15.5	98	180	1240
5.66	28.2	0.653	15.6	92	176	1160
5.66	28.2	0.656	15.5	100	178	1600
5.66	28.2	0.654	15.6	95	199	1720
5.66	28.2	0.650	15.6	98	182	1320

Table 4 Test conditions and results for TD ground

footing breadth B(cm)	centrifugal acceleration n(g)	depth of embedment D(cm)	$p_0/\gamma' B$	void ratio e	$\gamma' B$ (kPa)	N_{yq}	normalized initial slope $q_i/\gamma' s_i$
6	1	6	1	0.650	0.941	728	5260
2	25	2	1	0.657	7.84	525	2750
4	12.5	4	1	0.657	7.84	580	2920
4	25	4	1	0.650	15.7	490	2510
4	25	--	* 1	0.656	15.6	520	2660
4	37.5	4	1	0.662	23.3	463	2080
6	25	6	1	0.656	23.4	--	2500
3	66.7	3	1	0.652	31.4	383	1960
3	66.7	3	1	0.652	31.4	370	1560
6	1	12	2	0.655	0.941	1330	6800
2	25	4	2	0.650	7.84	790	4000
2	25	--	* 2	0.656	7.84	815	3330
4	25	8	2	0.656	15.6	805	3390
2	75	4	2	0.653	23.5	579	2600
4	37.5	8	2	0.652	23.5	565	2970

*lead shot surcharge

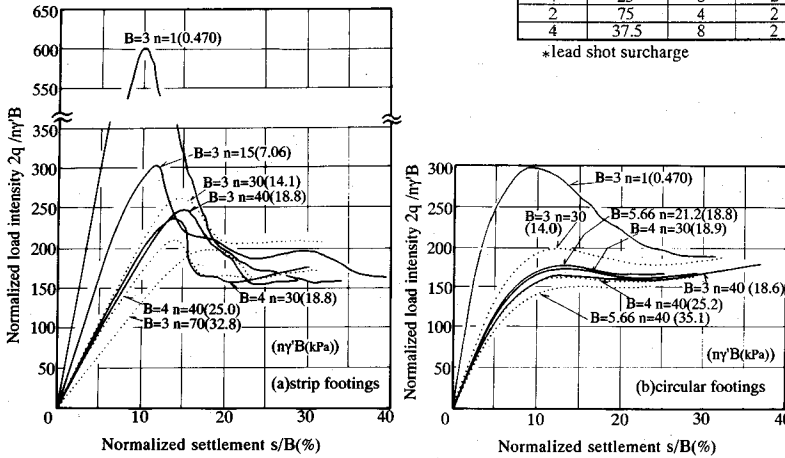


Fig.4 Normalized load intensity-settlement curves for TS ground

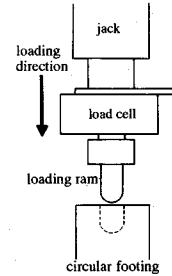


Fig.3 Condition of joint between loading ram and circular footing for TD ground

つ基礎を有する模型地盤を作成した。この他、砂の代わりに基礎底面レベルでの土被圧 p_0 に相当するサーチャージを鉛散弾により付与した模型地盤も作成した。載荷方式はa) とほぼ同様であるが、Fig.3に示すようにロードセルに剛結した載荷棒を基礎のガイドに沿って押し込むことにより、基礎が回転しないようにした。実験条件はTable 4に示す通りであり、直径2, 3, 4, 6 cmの模型円形基礎を用い、基礎幅、遠心加速度を変化させ、 p_0 を遠心加速度場での地盤の有効単位体積重量 $\gamma' B$ と基礎直径 B で無次元化した換算根入れ比 $p_0/\gamma' B$ が1と2の実験を行った。ここで n は遠心加速度と重力加速度の比、 γ' は重力場での地盤の有効単位体積重量である。

基礎の根入れがある場合、ない場合とも模型地盤作成時には、地盤表面が水平になるように細心の注意を払っ

てポアリングを行ったが、地盤表面には若干の凸凹が残った。Rad & Tumay²⁵⁾は、砂のポアリングによって作成した地盤の密度に影響する主な要因が砂の落下高さ、単位面積単位時間当たりの落下重量であることを報告しており、本実験での試料のポアリングも、単位時間当たりの砂の落下重量、落下高さを一定に保って行った。Table 2~4に示した間隙比は試料の重量と地盤の層厚の実測値から求めたものである。試料重量の測定誤差は ± 5 g程度であるので、これによる間隙比の変化は0.1%以下であるが、層厚の測定誤差は ± 1 mm程度で、これによる間隙比の変化は2.6%程度となり間隙比のばらつきは主に層厚の測定誤差によるものと考えられる。尚、Table 2~4に示した遠心加速度は、基礎底面から $B/2$ の深さの地点を遠心有効半径と設定して求めた値である。また模型基礎底面には試料を接着剤で貼り付け

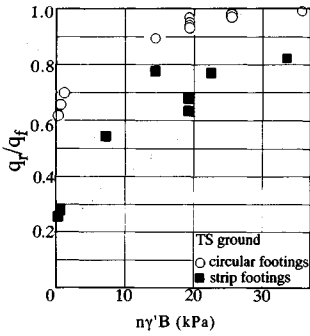


Fig. 5 Relationship between q_r/q_f and $n\gamma'B$

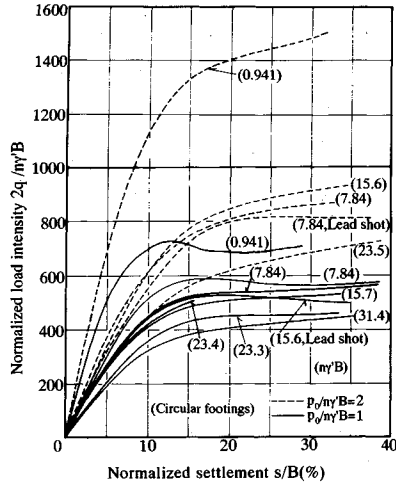


Fig. 6 Normalized load intensity-settlement curves for TD ground

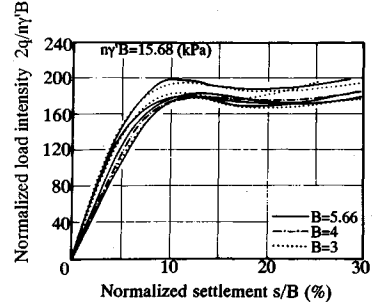


Fig. 7 Normalized load intensity-settlement curves for FBS ground

ており、底面の条件は完全粗である。

(2) 実験結果及び考察

a) 荷重-沈下挙動

TS地盤すなわち豊浦標準砂で作成した地盤の表面基礎の荷重試験から得られた荷重強度-沈下曲線を Fig. 4 に示す。ここで縦軸は荷重強度 q を遠心加速度場での地盤の有効単位体積重量 $n\gamma'$ と基礎幅または基礎直径 B で無次元化した $2q_f/n\gamma'B$ であり、横軸は沈下量 s を B で無次元化したものである。また図中の括弧内には各実験の換算基礎幅 $n\gamma'B$ を示してある。この応力の次元を持つ換算基礎幅の増加と共に曲線の初期勾配すなわち初期地盤反力係数及び極限支持力が減少しており、明確な寸法効果が現れている。いずれの荷重強度-沈下曲線も荷重強度のピークを持っており、このピーク時の荷重強度 q_f に対するピーク後の荷重強度の最小値、すなわち残留強度 q_r の比と換算基礎幅の関係を Fig. 5 に示す。帯基礎、円形基礎共に換算基礎幅の増加に伴って q_r/q_f は増大し、ピーク後の荷重強度の低下は小さくなり、地盤の破壊形態が全般せん断破壊から局所せん断破壊へと移行して行くことがわかる。また円形基礎のピーク後の強度低下は帯基礎に比べるとかなり小さい。

Fig. 6 は根入れまたは地盤表面にサーチャージを有する基礎 (TD 地盤) の荷重試験から得られた、無次元化した荷重強度-沈下曲線である。図中の実線及び破線はそれぞれ換算根入れ比 $p_0/n\gamma'B$ が 2 及び 1 の結果であり、 $p_0/n\gamma'B=1$ のケースでは、換算基礎幅が小さい場合の曲線はピークを持っているもののピーク後の荷重強度の減少は小さく、また根入れの無い円形基礎に比べてピーク時の沈下量 (s_f/B) が大きくなっている。一方 $p_0/n\gamma'B=2$ のケースでは換算基礎幅が小さい場合の曲線においてもピークは見られず、破壊のモードが局所

せん断破壊となっていることがわかる。同一の換算根入れ比の根入れを持つケースと、鉛散弾によるサーチャージを持つケースを比較すると、 $s/B \geq 20\%$ の荷重前半では、ほとんど差はみられないが、荷重後半 ($s/B \geq 20\%$) では鉛散弾サーチャージのケースで荷重強度が減少しているのに対し根入れのケースでは荷重強度が増加し続けている。沈下量が大きくなり受働域にまで変形が及ぶと、荷重-沈下挙動に根入れ部の砂の影響が現れると考えられる。このように換算根入れ比が 1~2 という浅基礎の範囲でも、根入れ部の試料のせん断抵抗が荷重-沈下挙動に及ぼす影響はあるものの、沈下比が 20% と大きくなった所から明確になることを考えると、実用上この差は無視し得ると言える。

FBS 地盤に対する荷重試験より得られた、無次元化した荷重強度-沈下曲線を Fig. 7 に示す。FBS 地盤に対しては、原型寸法が同じとなるように模型寸法と遠心加速度を変化させた一連の支持力実験により modelling of models を行っており、ここでの原型は直径 160 cm の円形基礎である。多少のばらつきはあるものの、荷重-沈下曲線に模型基礎幅の違いによる差はなく、原型の寸法が同じであれば模型基礎幅が異なってもほぼ同一の荷重-沈下関係が得られることがわかる。

b) 極限支持力

Fig. 8 は、Fig. 4、Fig. 6 の荷重強度-沈下曲線のピーク時の荷重強度、すなわち極限支持力 q_f と式 (1) から求めた支持力係数 N_f 及び N_{fq} を換算基礎幅に対してプロットしたものである。ただし曲線にピークを持たないケースでは、荷重初期の直線部と降伏後に現れる直線部をそれぞれ延長し、交わった点の荷重強度をもって q_f とした。

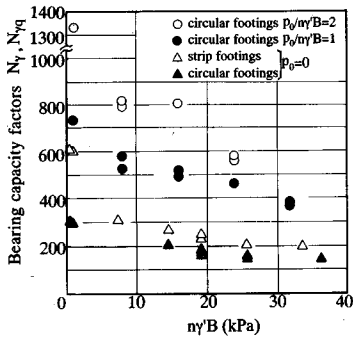


Fig. 8 Relationship between bearing capacity factors (N_r , N_{rq}) and $n\gamma'B$

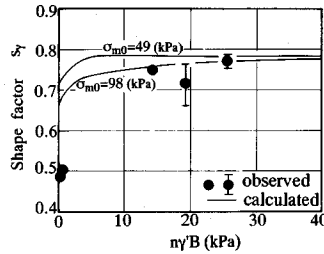


Fig. 9 Relationship between shape factor (s_r) and $n\gamma'B$

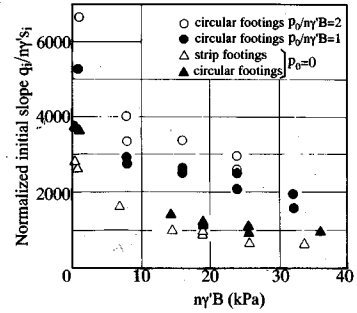


Fig. 10 Relationship between normalized initial slope and $n\gamma'B$

$$N_r = \frac{2q_f}{n\gamma'B} \quad (p_0=0) \dots\dots\dots(1-i)$$

$$N_{rq} = \frac{2q_f}{n\gamma'B} \quad (p_0 \neq 0) \dots\dots\dots(1-ii)$$

既往の支持力実験結果と同様（例えば⁷⁾）換算基礎幅が増加するに従って N_r 及び N_{rq} が減少する寸法効果が帯基礎、円形基礎共にみられ、帯基礎に対する実験を行った $p_0=0$ の場合には N_r の値は帯基礎の方が大きくなっており、この傾向も既往の研究結果^{1),10)}と同様のものとなっている。

Vasić²⁶⁾ は、砂地盤上の円形基礎の支持力を、砂地盤上の帯基礎の支持力に s_r を乗じることによって表した。ここで s_r は円形基礎と帯基礎の支持力係数 N_r の比を示す形状係数であり、これまでの研究成果では $s_r=0.6$ とするものが多い^{23),26)}。Fig. 9 は TS 地盤に対する載荷試験から得られた s_r と換算基礎幅の関係である。今回の実験の範囲では形状係数 s_r は重力場模型で 0.5 と小さな値となったが、換算基礎幅が 14 kPa より大きい遠心模型では 0.7~0.8 とほぼ一定値となる。これよりこれまでに用いられている $s_r=0.6$ は基礎直径が数 cm 程度の非常に小さな場合には合理的な支持力値を与えるが、それ以上では若干安全側の支持力値を与えることになることがわかる。

c) 地盤反力係数

TS 地盤に対する載荷試験及び根入れのある円形基礎の載荷試験より得られた初期地盤反力係数と換算基礎幅 $n\gamma'B$ の関係を Fig. 10 に示す。一般に初期地盤反力係数は載荷初期における荷重強度 q_i と沈下量 s_i の比であるが、縮尺模型では、無次元化した荷重強度-沈下曲線が実物のそれと同一であっても q_i/s_i は縮尺比すなわち n に比例する量となるため、ここでも初期地盤反力係数として $n\gamma'$ で無次元化した、 $q_i/n\gamma's_i$ を用いている。基礎幅が増加すると基礎直下の応力も増大し、地盤の圧縮性が増加するため無次元化した初期地盤反力係数にも支持力係数 N_r , N_{rq} と同様に、基礎幅の増加と共にその値

が減少する寸法効果がみられ、木村ら⁷⁾の帯基礎についての結果と同様のもとなっている。 $p_0=0$ のケースで基礎の形状に着目すると、初期地盤反力係数は円形基礎の方が帯基礎よりも大きくなっており、弾性的な挙動が卓越すると考えられる載荷初期と、極限支持力となる沈下時、すなわち塑性的な挙動が卓越する時点では、基礎形状による違いは全く異なったものとなると言える。

d) 寸法効果（粒子寸法効果）

砂地盤の支持力値に影響するほとんどの要因は、実物と遠心模型の間で相似則が満足されるが、実物と同じ試料を用いる限り粒子寸法についての相似則は満たされない。このことによる影響すなわち粒子寸法効果は遠心模型と実物の支持力値に以下のような差を生じさせると考えられている。すなわち遠心模型を用いると応力状態は実物とほぼ等しくなるが基礎幅に対する相対的な粒子サイズは実物より大きくなり、粒子サイズの影響を受けるせん断帯の厚さも基礎幅に対して相対的に大きくなる。その結果縮尺比 n が大きくなり、遠心模型の基礎幅が小さくなるほど模型と実物とで相対的なせん断帯の厚さの違いが大きくなり、模型から得られる支持力値は実物と比べ大きなものとなる。

この粒子寸法効果の程度を調べることを目的に本研究で行った modelling of models の結果を Fig. 11 に示す。帯基礎では B が大きくなると N_r が減少しており、粒子寸法効果が見られるが、実験に用いた試料容器が小さいために変化させ得る B の範囲も狭く、また実験回数も少ないのでその程度を明らかにするまでには至っていない。Fig. 12 は龍岡ら²⁷⁾が行った、密な豊浦標準砂の地盤上の帯基礎の支持力実験結果であり、図中の破線は幅 3~5 cm の模型基礎を用い、遠心加速度を変化させて行った実験、また実線は重力場にて基礎幅を変化させて行った実験の結果を示している。 $nB \leq 20$ cm の範囲で、遠心模型実験ではほとんど寸法効果がないのに対し、重力場実験では N_r が減少する寸法効果がみられ、一方 $nB \geq 20$ cm ではこの両者の関係が逆転しており、また

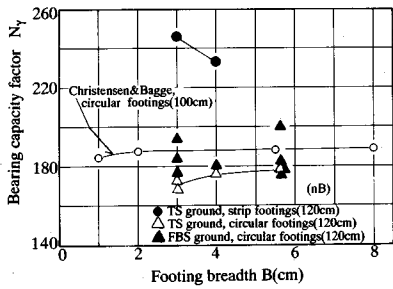


Fig.11 Results of modelling of models

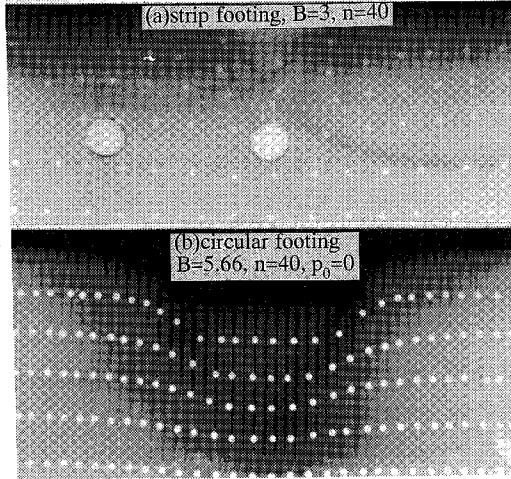


Photo.1 Radiographs taken after loading tests

両者とも重力場で行った $nB=5$ cm の支持力を比較するとかなりの差がある。このように遠心模型実験と重力場実験で、試料容器等の実験器具の違いが実験結果に影響しているものと考えられ、実線と破線の差がただちに粒子寸法効果の影響そのものであると断定することはできない。しかしながら帯基礎に関しては、龍岡ら²⁷⁾が重力場実験と遠心模型実験に対しその変形挙動を詳細に観測した結果、両者にはせん断帯の発達状況に明かな差が見られ、これがどの程度支持力値に影響するかの評価は今後の研究課題となるだろう。

一方 Fig.11 に示す円形基礎の結果に着目すると、FBS 地盤、TS 地盤のいずれにおいても、基礎幅が変化しても N_r はほとんど変化していないことがわかる。また図中に併記した、Christensen & Bagge²⁸⁾ によって行われた B を比較的広範囲に渡って変化させた実験の結果でも、 N_r はほぼ一定の値となっており、円形基礎では相対的な粒子寸法の大きさが支持力値に与える影響は非常に小さいと言える。

Photo.1 は TS 地盤の載荷終了後の X 線写真である。ここで円形基礎の X 線写真は実験終了後容器下部から地

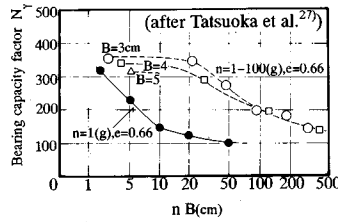


Fig.12 Comparison of bearing capacity factor obtained from centrifuge tests with lg tests

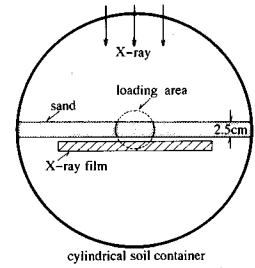


Fig.13 X-ray film set behind thin sand wall trimmed after loading test with circular footing

盤中にゆっくりと水を浸透させ、さらに水を地盤中から抜き、地盤を不飽和状態にし、見掛けの粘着力を持たせた後 Fig.13 に示すように厚さ 2.5 cm の壁状に地盤を切り出しその背後に X 線フィルムを配置して撮影したものである。これらの写真で地盤中の黒い部分は著しいせん断変形を受け、体積膨張を起し密度が低下した部分である。帯基礎では明確な滑り線、すなわちせん断帯が形成され不連続面を伴う破壊のモードとなっているが、円形基礎では体積膨張を起す領域は一つの面に集中せず、連続的なせん断変形による破壊が起きていることがわかる。この破壊モードの差、すなわち明確なせん断帯の発生の有無が前述の支持力に及ぼす粒子寸法効果の差の原因と考えられる。また載荷初期においては帯基礎による載荷でも地盤内に明確なせん断帯が形成されないことから、荷重-沈下関係に及ぼす粒子寸法効果は小さいものと考えられ、龍岡ら²⁷⁾の結果からもこのことが確認できる。従って今回の実験から得られた初期地盤反力係数はほぼ原型のものを再現していると考えられる。しかし帯基礎の場合は粒子寸法効果のために、遠心模型に比べその原型の支持力は小さくなると考えられるので、 s_r は Fig.9 に示した値よりもさらに大きくなる可能性があり、今後粒子寸法効果についての定量的な研究と共に s_r の値の評価には実物大の実験を含め更なる検討が必要であると言える。

3. 滑り線解析法による支持力計算

(1) 計算方法

Hettler & Gudehus²⁹⁾ は、計算に用いる内部摩擦角 ϕ' を基礎幅によって変化させ、極限平衡法による支持力計算を行い、実験結果と比較することによって N_r の寸法効果を ϕ' の応力依存性のみで説明できるとしている。また Kusakabe ら¹⁰⁾、小田ら¹³⁾ は ϕ' の応力依存性及び異方性を考慮した、拡張した Kötter 式を用いて支持力計算を行い、計算結果が遠心模型実験から得られた N_r の寸法効果をよく説明することを示した。本研究でも ϕ' の応力依存性が N_r の寸法効果に及ぼす影響に着目

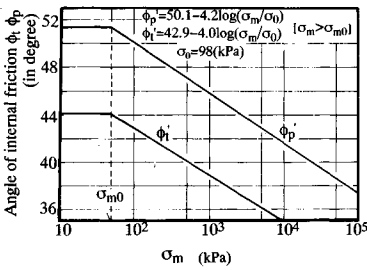


Fig. 14 Stress dependency of ϕ' adopted in bearing capacity calculation

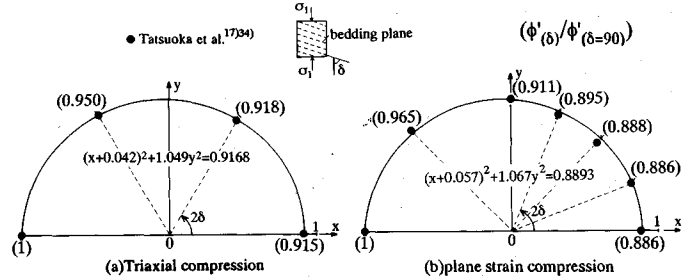


Fig. 15 Anisotropy of ϕ' adopted in bearing capacity calculation

し、応力依存性及び異方性を取り入れた、拡張した Kötter 式を用いて支持力計算を行い、この結果と実験結果との比較検討を行った。

まず平面歪条件での、 ϕ' の応力依存性及び異方性を考慮した拡張した Kötter 式を、力の釣合式とモール・クーロンの破壊規準式から Oda & Koishikawa³⁰⁾ と同様にして導いた。また軸対称条件についても同様にして Kötter 式を導いたが、力の釣合式には円周応力 σ_θ を最小主応力 σ_3 に等しいとする、いわゆる Kármán-Haar の仮定を用いて不静定応力となる σ_θ を消去した。

計算では、基礎直下に底角 $45^\circ + \phi'/2$ の主働さびを仮定し、根入れの無いケースでは計算の安定のために基礎幅 B の $1/100$ の根入れ深さに相当するサーチャージ圧を与えた。一方根入れのあるケースでは、根入れ部の地盤のせん断力を無視し、根入れによる基礎底面レベルでの鉛直有効土被圧に相当するサーチャージ圧が地盤表面に作用しているものとして計算を行った。尚、計算で仮定した ϕ' の応力依存性、異方性は以下に示す通りである。すなわち、

a) ϕ' の応力依存性

Vesic & Clough³¹⁾ は、式 (2) のように ϕ' が平均主応力の対数に比例して減少する形で ϕ' の応力依存性を表したが、Kusakabe ら¹⁰⁾ もこの形式の応力依存性を用いて支持力計算を行っている。

$$\phi'_{i,p} = \phi'_0 - A \log_{10}(\sigma_m/\sigma_0) \dots\dots\dots (2)$$

A: 定数, $\sigma_0 = 98 \text{ kPa}$, $\sigma_m = (\sigma_{1f} + \sigma_{3f})/2$,

$\phi'_0 = \phi'$ at $\sigma_m = 98 \text{ kPa}$

σ_{1f} , σ_{3f} : 破壊時の最大及び最小主応力

ϕ'_i , ϕ'_p : 三軸及び平面歪試験から求めた内部摩擦角

藤井³²⁾は模型地盤とほぼ同様の、間隙比約 0.65 の豊浦標準砂に対して σ_m が比較的大きな範囲で三軸圧縮試験及び平面歪圧縮試験を行ったが、その結果も式 (2) と同様のもとなっている。一方、Fukushima & Tatsuoka³³⁾, Tatsuoka ら³⁴⁾は拘束圧の非常に小さな範囲で、 ϕ' は一定値となり、 $e \approx 0.65$ の豊浦標準砂の試料に対する平面歪試験の場合、この範囲はおおよそ $\sigma_m < 90 \text{ kPa}$ 程度である¹⁷⁾と報告している。そこで Fig. 14 に示

すように ϕ'_p , ϕ'_i は $\sigma_m \leq \sigma_{m0}$ の範囲では一定、それ以上では式 (2) で表される応力依存性を持つものとした。ここで ϕ'_0 と A は藤井の結果に基づいて Fig. 14 に示す値とし、 σ_{m0} が 49 kPa 及び 98 kPa の場合について計算を行った。ただし帯基礎の計算には平面歪圧縮試験の結果より決定した内部摩擦角 ϕ'_p を用い、円形基礎の計算には三軸圧縮試験より決定した内部摩擦角 ϕ'_i を用いた。

b) ϕ' の異方性

Tatsuoka ら^{17), 34)}は最大主応力方向と砂の堆積面のなす角度 δ を変化させた平面歪圧縮試験及び三軸圧縮試験を行い、 ϕ' に強い異方性があることを示している。これによると平面歪圧縮試験では $\delta = 90^\circ$, $\delta = 23^\circ$ 付近で ϕ' が最大、最小となり、一方三軸圧縮試験では $\delta = 90^\circ$ で ϕ' が最大値をとり、 δ の減少と共に減少し δ が $30^\circ \sim 0^\circ$ ではほぼ一定値となる。木村¹¹⁾は ϕ' の異方性を、中心が原点と一致する楕円によって表し、これを用いて滑り線解析を行っている。この異方性の表現方法では $\delta = 90^\circ$ で ϕ' 最大、 $\delta = 0^\circ$ で最小となり、 δ の減少に伴い ϕ' が単調に減少するため、彼らも認めているように平面歪圧縮試験の結果のごとく極小値を持つ異方性を表現することができない。そこで本研究ではこの問題点を解決するために、 ϕ' の異方性を Fig. 15 に示すような楕円で表示し計算に用いた。この楕円表示は Davis & Christian³⁵⁾が粘土の非排水強度の異方性を表すのに用いた楕円と同種のものであり、楕円の中心が原点からややずれた x 軸上に位置している。ある δ における ϕ' の $\delta = 90^\circ$ の ϕ' に対する比 $\phi'(\delta)/\phi'(\delta=90)$ が座標原点を中心に x 軸から反時計回りに 2δ の角度をなす直線の原点から楕円までの距離で与えられる。図中に式が与えられている計算に用いた楕円は、Tatsuoka ら^{17), 34)}の実験値を用いて最小自乗法により求めた。その結果 $\delta = 90^\circ$ で ϕ' が最大で、 δ の減少と共に ϕ' も減少し、平面歪及び三軸圧縮条件とも $\delta = 8 \sim 9^\circ$ で極小値を持つものとなり、極小値を与える δ については表示式と実験値の間に若干差が認められるが、全体的には両者の相関は高く良く近似できている。

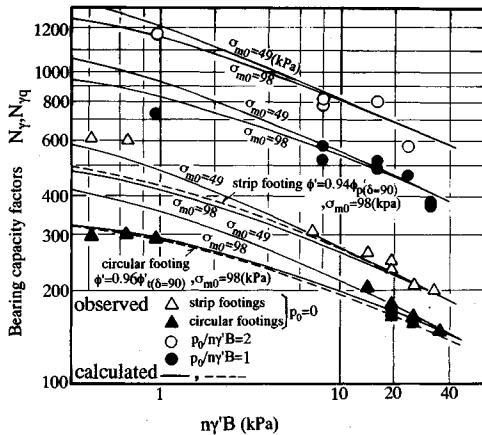


Fig.16 Comparison of observed and calculated bearing capacity factors

(2) 計算結果及び考察

以上に示した ϕ' の応力依存性、異方性を考慮した滑り線解析を行ったが、以下に支持力値、形状係数、根入れ効果を取り上げ、これらの寸法効果すなわち換算基礎幅との関係に特に着目して結果の考察を行う。

a) 支持力値

計算により得られた N_r , N_{rq} と換算基礎幅の関係を実験結果と共に Fig.16 に示す。帯基礎で $\sigma_{m0} = 98$ kPa とした計算結果は $n\gamma'B$ が小さい範囲で実験値を過小評価し、一方 $p_0 = 0$ の円形基礎で $\sigma_{m0} = 49$ kPa とした計算結果は $n\gamma'B$ が小さい範囲で実験値よりも大きくなっており、計算値が σ_{m0} に大きく影響を受ける結果となっているが、根入れを持つケース、 $p_0 = 0$ のケースとも $n\gamma'B$ が大きなケースの計算結果は $n\gamma'B$ の増加による N_r 及び N_{rq} の減少傾向を捉えており、その値も実験値と良く合っている。 p_0 及び $n\gamma'B$ が小さい場合には地盤内の応力レベルが低く、地盤内の平均主応力が σ_{m0} よりも小さくなる領域が広いために σ_{m0} の値が N_r に与える影響は大きい。が、 $p_0/n\gamma'B$ 及び $n\gamma'B$ の増加と共に地盤内の応力レベルが高くなるため、 σ_{m0} の値の影響は小さくなり、 $p_0 = 0$ の場合でも $n\gamma'B \geq 40$ kPa では σ_{m0} による差はほとんどなくなる。

今回は ϕ' の異方性を楕円表示して計算に取り入れたが、式 (3)のごとく $\delta = 90^\circ$ と $\delta = 0^\circ$ の ϕ' の平均値を用いた計算を $p_0 = 0$ の場合について行った。

$$\left. \begin{aligned} \phi'_p &= 0.94 \cdot \phi'_{p(\delta=90)} \quad (\text{帯基礎}) \\ \phi'_t &= 0.96 \cdot \phi'_{t(\delta=90)} \quad (\text{円形基礎}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ちなみに、原点から楕円までの距離を $2\delta = 0$ から 180° まで積分して求めた ϕ' の全体的な平均値は

$$\left. \begin{aligned} \phi'_p &= 0.93 \cdot \phi'_{p(\delta=90)} \quad (\text{帯基礎}) \\ \phi'_t &= 0.95 \cdot \phi'_{t(\delta=90)} \quad (\text{円形基礎}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3')$$

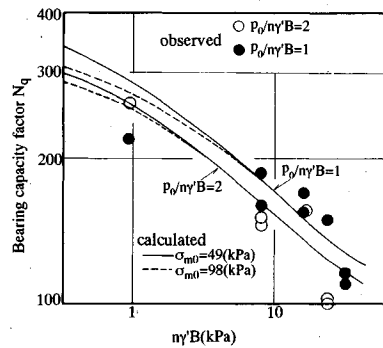


Fig.17 Relationship between bearing capacity factor N_q and $n\gamma'B$

となり、これと式 (3) の差は ϕ'_p , ϕ'_t とも約 1% であり、 $\delta = 0^\circ$ と $\delta = 90^\circ$ における ϕ' の平均値は全体的な平均値とそれほど差がない。

ϕ' の平均値を用いた計算結果を Fig.16 に破線で示すが、 $\delta = 90^\circ$ と $\delta = 0^\circ$ の平均的な ϕ' を用いても異方性を考慮した計算とほぼ同様の結果が得られた。これより工学上は、 $\phi'_{(\delta=90)}$ と $\phi'_{(\delta=0)}$ の差が今回の試料程度またはそれ以下であれば ϕ' の異方性をより厳密に表現しなくても、応力依存性さえ考慮すれば平均的な ϕ' を用いて十分な精度で支持力を評価できると言える。

b) 形状係数 s_r

Fig.15 の楕円表示で異方性を取り入れた計算結果から求めた形状係数 s_r を Fig.9 に実線で示す。計算での破壊領域に占める低拘束圧領域の割合は換算基礎幅が小さい範囲では大きいので σ_{m0} の値によって s_r に差がみられるが、換算基礎幅が大きくなると低拘束圧領域が小さくなり σ_{m0} による差は小さくなる。また軸対称条件である円形基礎の方が帯基礎よりも滑り線領域に占める低拘束圧領域の割合が大きいため、 σ_{m0} の支持力値に与える影響は大きく、 σ_{m0} を小さくすることによる支持力の増分が大きくなり、結果として σ_{m0} が小さいほど s_r は大きくなる。また換算基礎幅の増加により s_r は増加し、その傾向は特に換算基礎幅が小さい範囲で顕著となっている。これは平面歪条件では軸対称条件より B が小さくなるうちから σ_{m0} を超える領域の全滑り線領域に占める割合が大きくなるので、 ϕ' の応力依存性が帯基礎で円形基礎に比べて大きく現れるためと考えられる。計算値 $s_r = 0.67 \sim 0.8$ は実験値より若干大きくなるが、実験結果の傾向をある程度捉えたものとなっている。

c) 根入れ効果

Terzaghi²³⁾ の支持力公式によると、サーチャージ圧 p_0 を持つ砂地盤の支持力は式 (4) で与えられる。

$$q_r = p_0 \cdot N_q + \frac{\gamma B}{2} N_r \dots\dots\dots (4)$$

N_q : 上載圧に関する支持力係数

今回の支持力計算結果は式 (1-ii) で表されるように無次元化されたものであり、根入れのある基礎については自重項と上載圧項の両方を含むものである。そこで式 (4) の γ を $n\gamma'$ とし、式 (4) を変形した式 (5) により N_q を求めた。

$$\frac{2p_0}{n\gamma'B} N_q = \frac{2q_f}{n\gamma'B} - N_r \dots \dots \dots (5)$$

ここで N_r は $p_0=0$ の場合の値であるが、一般に滑り線解析の結果では重ね合わせは成立しないので、式 (5) から求まる N_q は $\gamma'=0$ の場合の N_q の厳密解とは異なったものとなる。Fig.17 は式 (5) によって求まる N_q と換算基礎幅の関係を示したものである。ここでも N_q に及ぼす σ_{mo} の影響は、地盤内の応力レベルの小さな $p_0/n\gamma'B=1$ のケースに顕著に現れている。応力レベルが高い $p_0/n\gamma'B=2$ の場合、 $p_0/n\gamma'B=1$ より ϕ' が小さくなるために N_q は小さいが、換算基礎幅の増加に伴う N_q の減少割合は両者でほとんど差がなく、 $n\gamma'B \geq 3$ kPa の範囲では両者の N_q の比はほぼ一定となる。

円形基礎の載荷による地盤内の変形は、基礎直下の主働域では三軸圧縮状態に近く、受働域では平面歪状態に近いものとなるのに対し、今回の円形基礎の計算では三軸圧縮試験から得られた内部摩擦角 ϕ'_i を用いており、鶴飼³⁶⁾が指摘している中間主応力が場所によって変化することによる影響を考慮したものとなっていない。さらに実際の地盤の破壊が進行的であり、荷重のピーク時に地盤内で同時に ϕ' が発揮されていないことなど、今回の計算での仮定と実地盤の現象にはギャップがあることは否定できない。しかしながら前述した実験結果と計算結果との比較により浅い円形基礎及び根入れの無い帯基礎の支持力特性と基礎幅との関係は、今回の計算方法によって十分精度良く評価できると言える。

4. 結 論

本研究で行った密な砂地盤上の帯基礎及び円形基礎の支持力実験、並びに滑り線解析を用いた支持力計算より以下の結論を得た。

- ① 密な砂地盤の荷重強度-沈下曲線は、換算基礎幅 $n\gamma'B$ 、換算根入れ比 $p_0/n\gamma'B$ が小さいほど、また円形基礎よりも帯基礎において明確なピークを示す。円形基礎の場合、 $p_0/n\gamma'B$ が 2 以上では $n\gamma'B$ によらず曲線にピークは現れず、局所せん断的な破壊形態をとる。
- ② 基礎の形状や根入れの有無にかかわらず、支持力係数 N_r 、 N_{rq} 及び無次元化した初期地盤反力係数 $q_i/n\gamma'_i s_i$ は基礎寸法の影響を受け、 $n\gamma'B$ の増加に伴って減少する。
- ③ 根入れのない基礎の支持力係数 N_r は帯基礎の方が大きく、 $q_i/n\gamma'_i s_i$ は円形基礎の方が大きい。
- ④ 砂地盤上の円形基礎の形状係数 s_r は換算基礎幅

$n\gamma'B$ の増加と共に増大し、 $n\gamma'B \geq 14$ kPa の範囲では 0.7~0.8 程度の値となる。

- ⑤ 今回の実験及び既往の実験における modelling of models の結果から、帯基礎の支持力には粒子寸法効果が現れるが、円形基礎の場合、支持力に及ぼす粒子寸法の影響は非常に小さいと判断できる。これは両者の変形パターンの違いによるものと考えられる。
- ⑥ また ϕ' の応力依存性、異方性を考慮した滑り線解析によって得られる支持力値は、 $p_0/n\gamma'B$ 及び $n\gamma'B$ が小さい範囲では ϕ' の上限値を決める σ_{mo} によって変化するが、 $p_0/n\gamma'B$ 及び $n\gamma'B$ の増加と共に σ_{mo} が計算結果に及ぼす影響は小さくなる。この σ_{mo} の影響が小さな、 $p_0/n\gamma'B$ 及び $n\gamma'B$ が大きな範囲では、計算結果は実験結果と良い対応を示すことより、 N_r の寸法効果がほぼ ϕ' の応力依存性によるものであると言える。
- ⑦ 堆積面と最大主応力方向とがなす角 δ が 0 と 90° の場合の ϕ' の平均値を用いることにより、異方性の効果を工学的に十分な精度で評価することができる。
- ⑧ N_{rq} と N_r の差から求めた上載圧に関する支持力係数 N_q にも換算基礎幅の増加と共にその値が減少する寸法効果がみられる。 N_q は換算根入れ比が大きいほど小さく、換算基礎幅の増加に伴う N_q の減少割合は換算根入れ比が 1 と 2 でほぼ同じものとなる。

参 考 文 献

- 1) De Beer, E.E. : Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand, Geotechnique, Vol.20, No.4, pp.387~411, 1970.
- 2) De Beer, E.E. : Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand, Proc. Symp. Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, pp.15~34, 1965.
- 3) Rowe, P.W. : Progressive failure and strength of a sand mass, Proc. 7th ICSMFE, Vol.1, pp.341~350, 1969.
- 4) De Beer, E.E. : The scale effect on the phenomenon of progressive rupture in cohesionless soils, Proc. 6th ICSMFE, Vol.2, pp.13~17, 1965.
- 5) Yamaguchi, H., Kimura, T. and Fuji-i, N. : On the influence of progressive failure on the bearing capacity of shallow foundations in dense sand, Soils and Foundations, Vol.16, No.4, pp.11~22, 1976.
- 6) Mikasa, M. and Takata, N. : Significance of centrifugal model test in soil mechanics, Proc. 8th ICSMFE, Vol.1, pp.273~278, 1973.
- 7) 木村孟・藤井斉明・斉藤邦夫・日下部治 : 砂中の浅基礎の支持力に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 319, pp. 97~104, 1982 年.
- 8) Yamaguchi, H., Kimura, T. and Fujii, N. : On the scale effect of footings in dense sand, Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.795~798, 1977.
- 9) Pu, J. and Ko, H.Y. : Experimental determination of bearing capacity in sand by centrifuge footing tests,

- Centrifuge 88, pp.293~299, Balkema, 1988.
- 10) Kusakabe, O., Yamaguchi, H. and Morikage, A. : Experiment and analysis on the scale effect of N_r for circular and rectangular footings, Centrifuge 91, pp.179~186, Balkema, 1991.
 - 11) 木村孟・斉藤邦夫・日下部治・司代明：砂地盤の支持力ならびに変形性状に対する異方性の影響について，土木学会論文報告集，No.319，pp.105~113，1982年.
 - 12) Kimura, T., Kusakabe, O. and Saitoh, K. : Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge, Geotechnique, Vol.35, No.1, pp.33~45, 1985.
 - 13) 小田匡寛・古戸幸博：浅い基礎の支持力問題における進行性破壊の意味，土木学会論文報告集，No.321，pp.113~122，1982年.
 - 14) Larsen, P. and Ovesen, N.K. : Bearing capacity of square footings on sand, Proc. 12th ICSMFE, Vol.3, pp.2077~2080, 1989.
 - 15) Ovesen, N.K. : The scaling law relationship-Panel-discussion, Proc. 7th ERCICSMFE, Vol.4, pp.319~323, 1979.
 - 16) Steenfelt, J.S. : Scale effect on bearing capacity factor N_r , Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.749~752, 1977.
 - 17) Tatsuoka, F., et al. : Discussion on influence of the foundation width on the bearing capacity factor by Hettler & Gudehus (1988), Soils and Foundations, Vol.29, No.4, pp.146~154, 1989.
 - 18) Ovesen, N.K. : Centrifugal testing applied to bearing capacity problems of footings on sand, Geotechnique, Vol.25, No.2, pp.394~401, 1975.
 - 19) 谷和夫・龍岡文雄・森浩樹：砂地盤上の帯基礎の支持力への圧力レベルと模型サイズの影響，第22回土質工学研究発表会，pp.1091~1094，1987年.
 - 20) Fuglsang, L. and Ovesen, N.K. : The application of the theory of modeling to centrifuge studies, Centrifuge 88, pp.119~138, Balkema, 1988.
 - 21) Bolton, M.D. and Lau, C.K. : Scale effects in the bearing capacity of granular soils, Proc. 12th ICSMFE, Vol.1, pp.895~898, 1989.
 - 22) Goodings, D.J. and Gillette, D.R. : Grain and model size effects in centrifuge models of granular slope instability, Centrifuge 91, pp.582~590, Balkema, 1991.
 - 23) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and sons, 1943.
 - 24) Tatsuoka, F., et al. : Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, Proc. Geotechnical Engineering Congress, ASCE, Vol.2, pp.788~802, 1991.
 - 25) Rad, N.S. and Tumay, M.T. : Factors affecting sand specimen preparation by raining, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.10, No.1, pp.31~37, 1987.
 - 26) Vasic, A.S. : Analysis of ultimate loads of shallow foundation, Journal of SMFE div., ASCE, Vol.99, No. SM1, pp.45~73, 1973.
 - 27) 龍岡文夫ら：砂地盤の支持力問題におけるせん断強度・実験値・設計計算式の関係，第34回土質工学シンポジウム発表講演集，pp.17~22，1989年.
 - 28) Christensen, S.N. and Bagge, G. : Centrifugal testing on the bearing capacity of circular footings on the surface of sand, Dialog, 20th anniversary of the Danish Engineering Academy, Copenhagen, 1977.
 - 29) Hettler, A. and Gudehus, G. : Influence of the foundation width on the bearing capacity factor, Soils and Foundations, Vol.28, No.4, pp.81~92, 1988.
 - 30) Oda, M. and Koishikawa, I. : Effect of strength anisotropy on bearing capacity of shallow footing in a dense sand, Soils and Foundations, Vol.19, No.3, pp.15~28, 1979.
 - 31) Vesic, A.S. and Clough, G.W. : Behavior of granular materials under high stresses, Journal of SMFE div., Vol.94, No.SM3, pp.661~688, 1968.
 - 32) 藤井斉明：遠心載荷装置による浅基礎の支持力機構に関する研究，東京工業大学学位論文，1976年.
 - 33) Fukushima, S. and Tatsuoka, F. : Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures, Soils and Foundations, Vol.24, No.4, pp.30~48, 1984.
 - 34) Tatsuoka, F., et al. : Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp.65~84, 1986.
 - 35) Davis, E.H. and Christian, J.T. : Bearing capacity anisotropic cohesive soil, Journal of SMFE div., ASCE, Vol.7, No.SM5, pp.769~783, 1971.
 - 36) 鶴飼恵三：砂地盤上の円形基礎の支持力に関する剛塑性解析，土質工学学会論文報告集，Vol.27，No.4，pp.204~207，1987年.

(1992.5.20 受付)

A STUDY ON BEARING CAPACITIES OF SHALLOW FOOTINGS ON SAND

Mitsu OKAMURA, Jiro TAKEMURA and Tsutomu KIMURA

A series of centrifuge model tests were conducted to investigate the influence of the size, shape and the depth of embedment of footings, and the ratio of grain size to footing breadth on the bearing capacity of dense sand. Strip and circular model footings were used in the tests. Bearing capacity analyses were also carried out by solving the Kötter's equations in which the stress dependency and anisotropy of the internal friction angle ϕ' were taken into account. It is found that the effect of the ratio of grain size is negligible for circular footings, while for strip footings the ratio has a substantial effect. The calculated bearing capacities are in reasonable agreement with the tests results. It is confirmed that the scale effect of shallow footings on the bearing capacities are mainly caused by stress dependency of ϕ' .