

模型実験・材料実験・数値解析による砂地盤上の帯基礎の支持力の研究

Study into the Bearing Capacity of Strip Footing on Sand by Model Tests, Element Tests and Numerical Analyses

龍岡文夫 (たつおか ふみお)

東京大学教授 生産技術研究所

岡原美知夫 (おかはら みちお)

建設省土木研究所基礎研究室 室長

田中忠次 (たなか ただつぐ)

明治大学教授 農学部

Siddiquee, Mohamed S.A.

(シィディキー モハメッド)
東京大学大学院

1. はじめに

砂地盤上の直接基礎の支持力について論じる。図-1(a)に、図-1(b)の条件のもとでの支持力係数 N_T と $\phi = \arcsin \{(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)\}_{\max}$ の関係を示す。斜線帯は、極限釣合法・上解値法・応力特性曲線法による主要な二次元古典解の範囲である。これら古典解は実務設計で用いられている。一方実験データは、異なる基礎幅 B_0 で得られた N_T の測定値とその模型地盤内の圧力レベルで行った各種せん断試験による ϕ の値のセットである。同一の間隙比に対するデータ群は古典解では1点になるはずだが、実際は寸法効果 (B_0 の増加による N_T の低下) と異方性・せん断試験法依存性により複数の ϕ 値が存在

するために拡散している。また、例えば $\phi = 48^\circ$ (図-1(a)での点イ) を古典解に代入すると $N_T = 800$ 程度が算出されるが、 $B_0 = 50 \text{ cm}$ での実測値は100以下と言う矛盾もある。しかし、これらの矛盾は広く認識されていない。第一の理由は、実務では通常標準貫入試験での N 値を N 値 $\sim \phi$ 経験式に代入して砂の ϕ を推定するが、その値はせん断試験による正確な値よりもかなり小さいために、古典解による N_T の過大評価を打ち消していることである。更に、算定された支持力を安全率で除している。もう一つの理由は、模型実験・せん断試験・数値解析による系統的研究によってこの矛盾を明示したのは、木村ら⁴⁾ 以外にはほとんどないことである。

本報文は、空中落下法で作製した豊浦砂を用いて、この課題を(a)小型・大型模型実験 ($1g$, $B_0 = 2.5 \sim 50 \text{ cm}$) と遠心力载荷実験、(b)各種せん断試験とせん断層のメカニズムの研究、(c)ひずみ軟化とせん断層を考慮した有限要素法、によって行ってきた研究の結果のまとめである^{2), 3), 5)}。

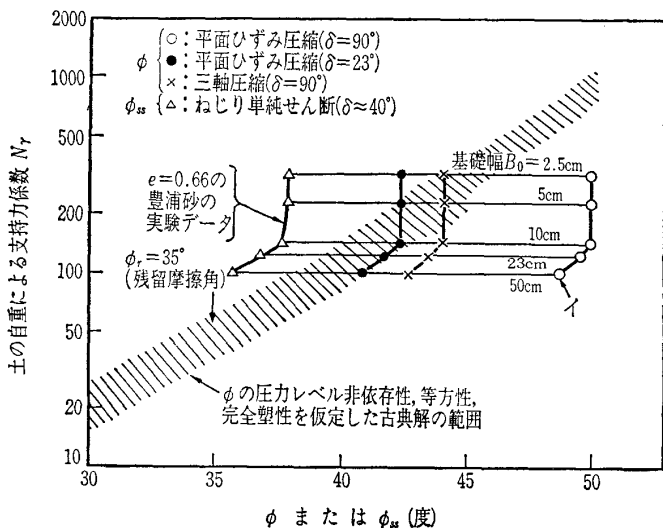


図-1(a) $N_T \sim \phi$ 関係 (古典解と実験結果)^{1)~3)}

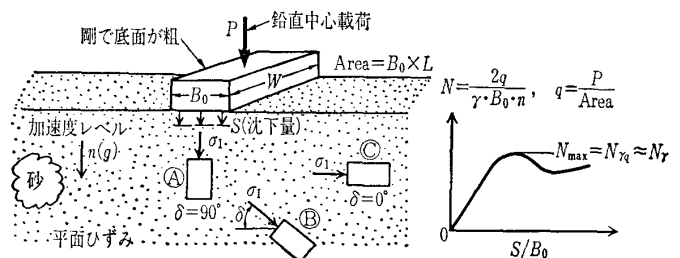


図-1(b) 説明のための模式図

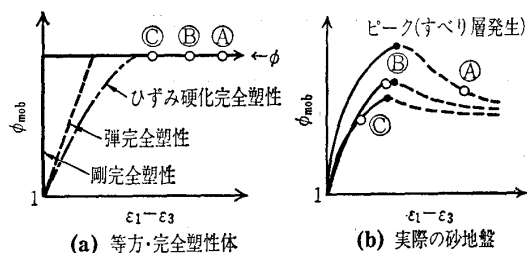


図-2 基礎荷重が最大時の地盤内応力状態

2. 古典解の位置づけ

古典解は唯一の物性値(ϕ)だけから解が得られるので、今後も実務で用いられ続けられよう。しかし、その立脚仮定と限界性を理解しないで用いると、非合理的な結果を得る場合がある。ほとんどの古典解での砂の物性に関する共通の仮定は、①完全塑性(ピーク強度到達後は強度は一定, 図-2(a)), ②変形強度特性の等方性, ③ ϕ の拘束圧非依存性, である。したがって、図-1(b)での要素A, B, Cで同一のピーク強度 ϕ が同時に発揮されることになる(図-2(a))。しかし、実際の砂は(特に密な砂では)ピーク強度発揮後にせん断層を発達させながらひずみ軟化する。したがって、潜在破壊面に沿ってピーク強度が同時には発揮されない(図-2(b))⁴⁾。更に、空中落下法で作製した砂地盤は(自然地盤も)、 σ_1 と堆積面とのなす角度 δ の変化により変形強度特性は変化する^{6),7)}。小田匡寛は支持力問題での強度異方性の重要性を示した⁸⁾。図-1(a)で、○印と●印のデータは平面ひずみ圧縮で $\delta=90$ 度と23度での ϕ を表すが、この差が強度異方性である。この2種の ϕ の平均値を古典解に代入して得られる N_r の値は、実測値よりも相当大きい(特に B_0 が大きいほど)。これは、図-2(b)に示す地盤破壊の進行性で説明されるべきである。

更に、 ϕ は拘束圧と試験法にも依存する。図-1(a)でも、三軸圧縮試験($\delta=90$ 度)による ϕ (ϕ_{tct})は平面ひずみ圧縮($\delta=90$ 度)による ϕ よりもかなり小さい。更に、単純せん断試験による断面上の摩擦角 $\phi_{ss}=\arctan(\tau/\sigma)_{max}$ は更に小さい²⁾。また、一面せん断試験での $\phi_{as}=\arctan(\tau/\sigma)_{max}$ は ϕ_{ss} よりも大きくて ϕ_{tct} に近くなる傾向がある。これは、剛な上下せん断箱間の開きが小さすぎて、ある厚さを持つせん断層の自由な発生発達を妨害するため

であろう。したがって、 ϕ_{ss} , ϕ_{as} , ϕ_{tct} を古典解に代入して得た N_r の理論値が模型実験による測定値と偶然一致したり、小型模型実験での測定値よりも小さくなり得る(図-1(a)参照)。したがって、このような比較からは「古典解は正しい⁹⁾、あるいは安全側である」と言う結論を当然導けない。

古典解は砂の物性と地盤破壊現象を過度に単純化している。しかし、強度異方性・ ϕ の圧力レベル依存性・地盤破壊の進行性を考慮して平面ひずみ圧縮($\delta=90$ 度)での ϕ と残留摩擦 ϕ_r の間の適切な値が決定できれば、古典解を用いても正しい支持力が得られる。この場合その ϕ の値は一種の指標値である。一方、 ϕ_r (図-1(a)の場合では35度)を古典解に用いる方法は、安全側であるが砂の締固め程度や密度の影響を考慮できず、不合理である。

3. 平面ひずみ理論を検討する模型実験

この場合、砂箱(図-3)の側面のたわみと表面の摩擦角 ϕ_μ が極小である必要がある。しかし、 ϕ_μ が大きく砂箱幅/基礎幅比 W/B_0 が小さいと、 N_r を極めて過大評価する(図-4)。図-4で $\phi_\mu=0$ のデータは、シリコングリースとメンブレンを用いて摩擦を極力軽減^{11),12)}した上に、特別のロードセルを用いて基礎中央1/3にだけ加わる荷重だけを測定した場合である(図-3)。図-4以外で示す N_r の値は、このデータである。すなわち、不適切な模型実験で過大評価された N_r の値は古典解と似た値やより大きな値になり得る。したがって、それを信頼するとこの場合も「古典解は正しい、あるいは安全側である」と言う誤った結論が導かれてしまう。

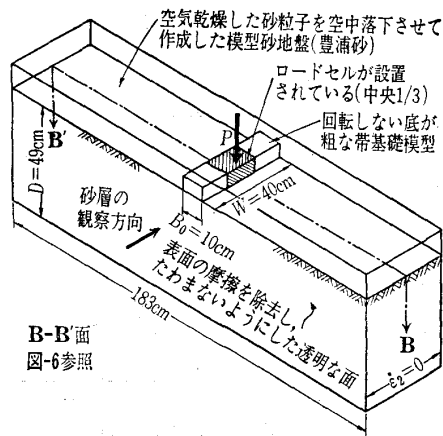
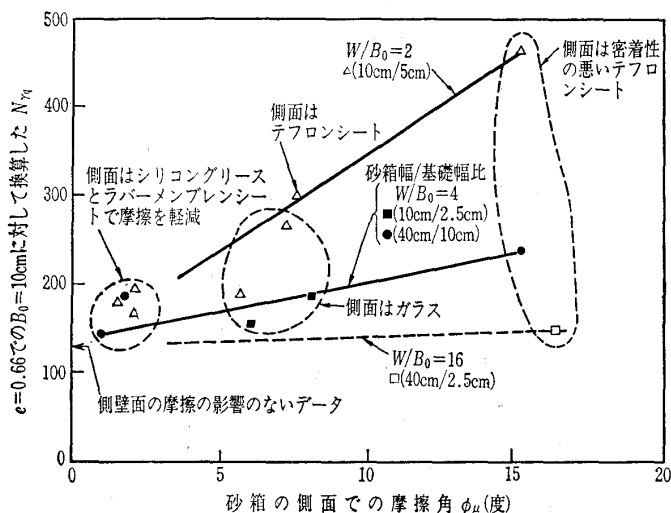


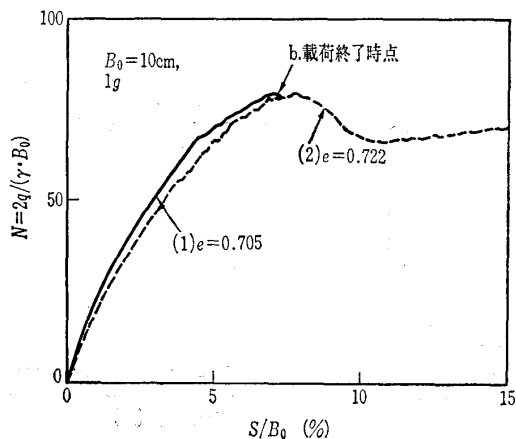
図-3 小型平面ひずみ砂箱¹⁰⁾



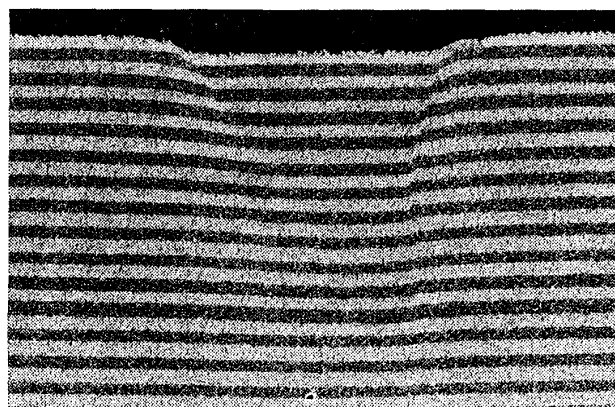
図—4 間隙比 0.66, $B_0=10$ cm の場合に換算した N_T と砂箱幅 W /基礎幅 B_0 と ϕ_μ との関係 (N_T は基礎全長 (W) で測定した荷重から求めた)

4. 地盤の破壊の進行性と粒子径効果

図—5 に示す実験(1)では、基礎荷重最大時で載荷を終了した。砂を湿らせてから図—3 での B-B' 中央断面を切り出して写真撮影をした(図—6¹⁰⁾)。基礎端からせん断層が明りように発生しているが、主動くさびをまだ形成していない。右側のせん断層をはさんだ位置での相対鉛直変位 Δh (図—7 中の挿入図参照) を、砂層中央断面(図—6 参照)上と砂箱側面のメンブレン上で測定した(図—7¹³⁾)。両者はほとんど同じであり、砂箱側面の摩擦が良く軽減されていたと言える。また、図—6 上で測定したせん断層に沿う方向の横ずれ量 ω (図—7 中の挿入図参照) は、地表から深いほど減少している。この ω の値を別途測定した動員された摩擦角 $\phi_{mob} \sim \omega$ 関係に代入して求めた ϕ_{mob} は残留値



図—5 $B_0=10$ cm での実験例¹⁰⁾

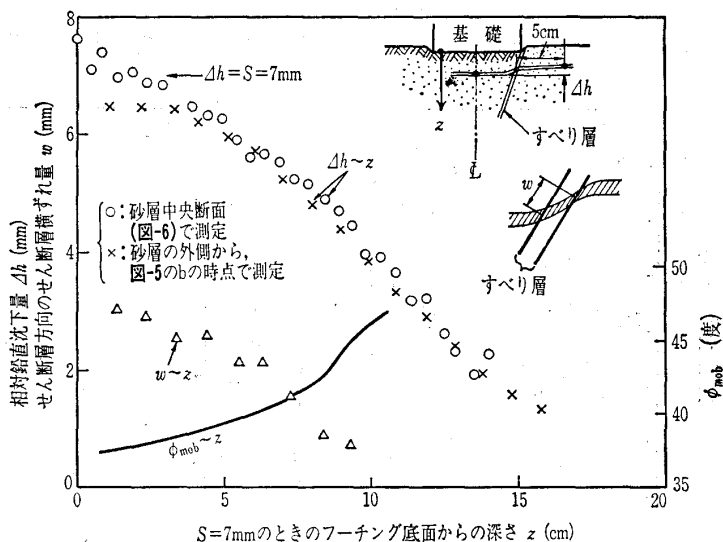


図—6 図—5 に示す実験(1)でのピーク基礎荷重時での中央断面(黒い水平帯は染色した豊浦砂)¹⁰⁾

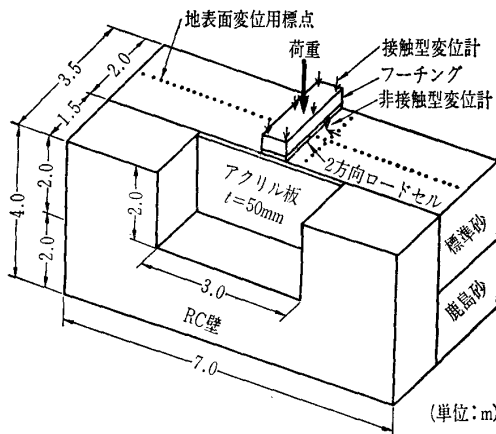
とピーク値の間にあり、決して一定ではない。

大型土槽(図—8, 口絵写真—1)は小型砂槽(図—3)と相似的に5倍大きく、また小型砂槽と側面摩擦除去法・模型基礎構造・砂層作製法を統一した。大型実験でも荷重最大時でせん断層が観察でき(口絵写真—2(a), S (沈下量)/ $B_0=16\%$ で主動くさびがようやく完成した(口絵写真—2(b))。図—9, 10は、同一の $B=B_0 \cdot$ 加速度レベル $n(g)$ での $1g$ 大型実験と遠心力実験^{2), 3), 14)} の比較である。 N_T と荷重最大時の沈下比 S_f/B_0 のいずれも遠心力実験の方がかなり大きい。図—11, 12は、図—9(a) に示す実験での最大荷重時の地盤内のひずみ分布である¹⁾。口絵写真—2(a)で見えるように、メンブレン上の格子点の変位を測定して、地盤内のひずみを求めた。

図—11では、平均ひずみを定義する要素寸法を

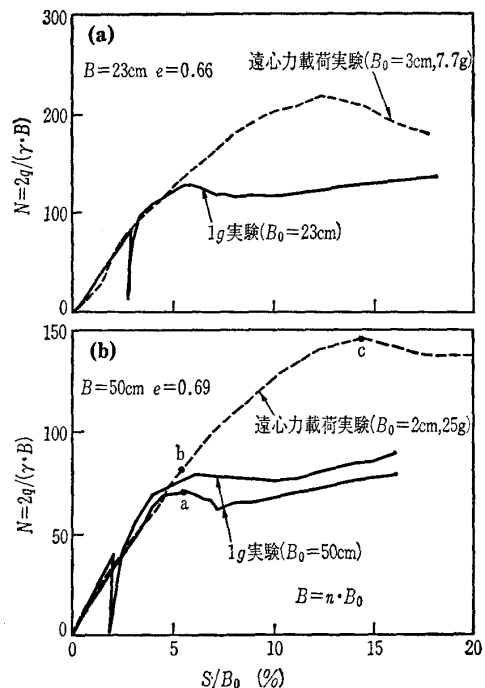


図—7 図—6 の右側せん断層を挟む地盤の鉛直方向ずれ量 Δh 、せん断層に沿う横ずれ量 ω 、 ϕ_{mob} と地盤深さ z の関係¹³⁾



図—8 大型平面ひずみ模型砂槽 (建設省土研)¹⁴

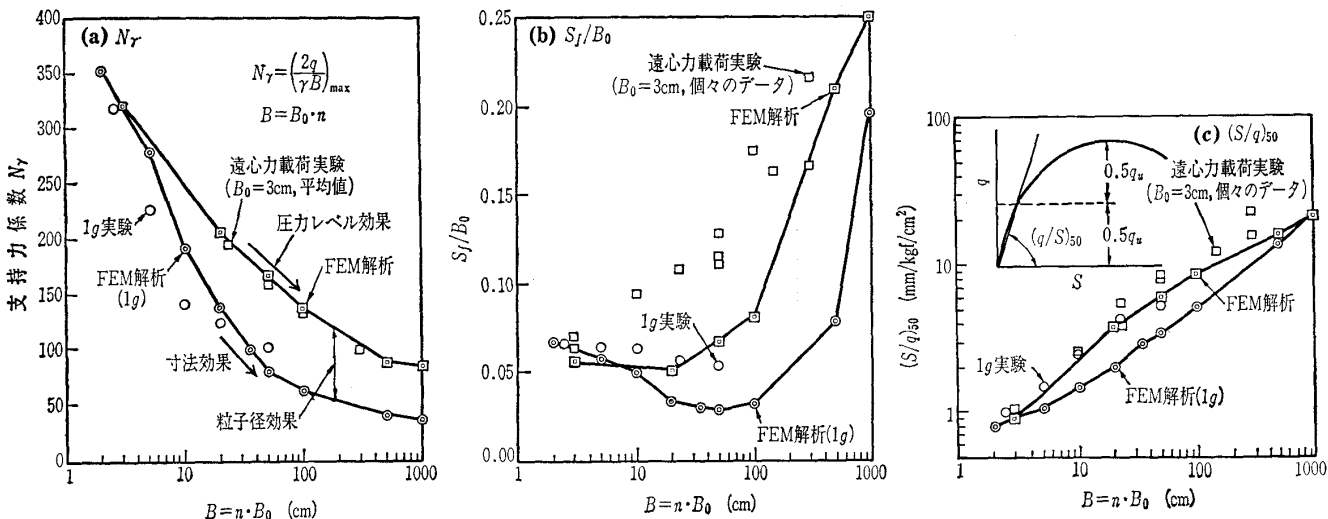
$B_0/6$ に統一したので、仮に平均粒径 (D_{50})/ B_0 の影響がなければひずみの最大値は S_f/B_0 が大きい遠心力実験の方が大きくなるはずである。しかし、実際は逆に遠心力実験の方がせん断層周辺へのひずみの集中度が低い。したがって、同一の沈下比 S/B_0 に対しては遠心力実験の方がひずみの集中度は相当低い。また、せん断層の幅は D_{50} の約10~20倍であり B_0 に独立であると考えて、せん断層周辺のひずみを直接比較するために図—12では同一の要素寸法 (1cm×1cm) を用いた。この図の方が、1g 実験と遠心力載荷実験でのせん断層への変形の集中度の差が良く分かる。また図—9 (b) で、1g 実験での最大荷重点 a と遠心力実験での同一の S/B_0 での点 b では、当然沈下量 S は全く異なる (1.1 mm 対 28 mm)。したがって、基礎端近くのせん断層では横ずれ量 ω と S が比例すると仮定すると (図—7 参照)、同一の S/B_0 でも基礎端付近のせん断層では ω が全く異なることになる。更に、遠心力実験で最大



図—9 1g 模型実験と遠心力載荷実験の比較^{1), 3), 14)}

荷重点 c でも沈下量は 3 mm であるので、 $\omega/S < 0.5$ とすると (図—7), $\omega < 1.5$ mm となる。 $\omega >$ 約 3 mm で残留状態になる^{2), 3)} ので、この遠心力実験で最大荷重点では残留状態になっている箇所は無いことになる。一方、1g 実験では点 a で $\omega \gg$ 約 3 mm であり、残留状態にあるせん断層の部分の長いことになる。要するに、同一の S/B_0 でも 1g 実験と遠心力実験では破壊時の地盤内の応力状態は異なり、遠心力実験の方が (または D_{50}/B_0 が大きいほど) 地盤破壊が進行的でなくなり、支持力 N_f と破壊時沈下量 S_f/B_0 は大きくなる。

図—10に示すような1g 実験での B_0 の変化による N_f と S_f/B_0 の変化 (寸法効果) に対して、同一



図—10 1g 実験と遠心力載荷実験 ($B_0=3$ cm) の比較 (模型実験および有限要素法解析)^{2), 3), 15)}

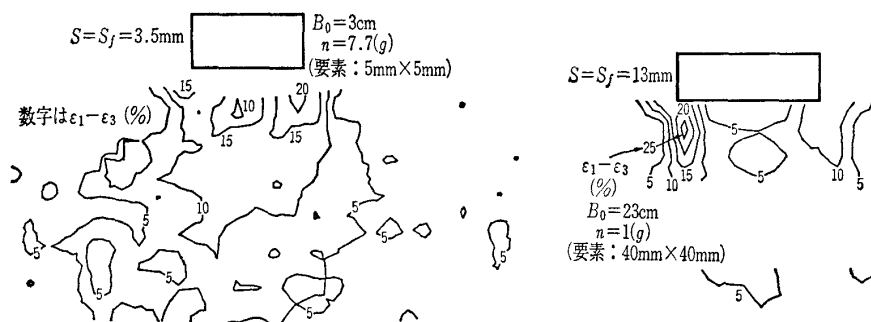


図-11 1g 実験 (1g, $B_0=23$ cm) と遠心力载荷試験 (7.7g, $B_0=3$ cm) のピーク基礎荷重での $\epsilon_1-\epsilon_3$ 分布の比較: 要素寸法 = $B_0/6^{1)}$

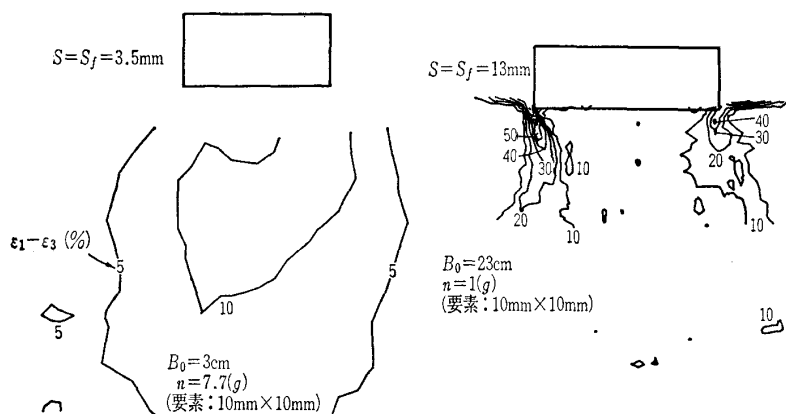


図-12 図-11と同様な比較¹⁾: 要素寸法 = 1 cm

の砂と B_0 を用いた遠心力実験での加速度レベル n の変化による N_r と S_f/B_0 の変化を圧力レベル効果と呼べ、同一の B ($B_0 \cdot n$) で 1g 実験と遠心力実験の間の D_{50}/B_0 の相違による N_r と S_f/B_0 の差を粒子径効果と呼べる。すなわち、「寸法効果 = 圧力レベル効果 + 粒子効果」である¹⁶⁾。なお、遠心力実験で粒子径効果がないと言う報告もあるが¹⁶⁾、それらの実験での D_{50}/B_0 の変化幅は十分ではない。以上のことから、大型実基礎の支持力を遠心力実験で再現するには、原地盤の砂とマクロ的な変形強度特性が同一で粒径が小さい砂を用いて D_{50}/B_0 を同一にする方法が有力と思われる。なお、最大荷重/2の荷重での $(S/q)_{50}$ は 1g 実験と遠心力実験の間であまり差がない (図-10(c))。これは、この荷重段階ではせん断層がまた未発達なのであろう。

5. せん断層の発生・発達を考慮した数値解析

田中^{5),17)}が開発した非関連流れ則 (ダイレイタンシー角 $\nu < \phi$) を考慮した非線形有限要素法 (動的緩和法) を用いて模型実験を解析した。まず、砂の変

形強度特性の種々の仮定の影響を調べた (図-13: a~e)^{2),5),15)}。

(a) 古典解と同様に、 ϕ の圧力レベル依存性・強度異方性・ひずみ軟化を考慮せず、低圧の平面ひずみ圧縮試験 ($\delta=90$ 度) による $\phi=48$ 度を用いた。したがって、 N の最大値は N_r の Terzaghi (テルツァーギ) 解に漸近した。

(b) 上記ケースに ϕ の圧力レベル依存性を考慮した。

(c) 上記ケースに強度異方性を考慮した。

ケース a, b, c では砂は完全塑性体なので、破壊面全長でピーク強度が発揮された時点で基礎荷重が最大になり、それまでの基礎沈下量が非常に大きい。

(d) 上記ケースにひずみ軟化を考慮した。すべての要素の応力~平均ひずみ関係は、せん断層内の

応力~ひずみ関係と等しいと仮定した。要素寸法がせん断層幅より大きいので、ひずみ軟化の程度と地盤破壊の進行性を過小評価するため、過大な支持力が得られた。

(e) 上記ケースにせん断層特性を取り入れた。「各有限要素の応力~平均ひずみ関係」は「その要素と同じ寸法の供試体を用いた平面ひずみ圧縮試験で得られた応力~平均ひずみ関係」に等しいと仮定した

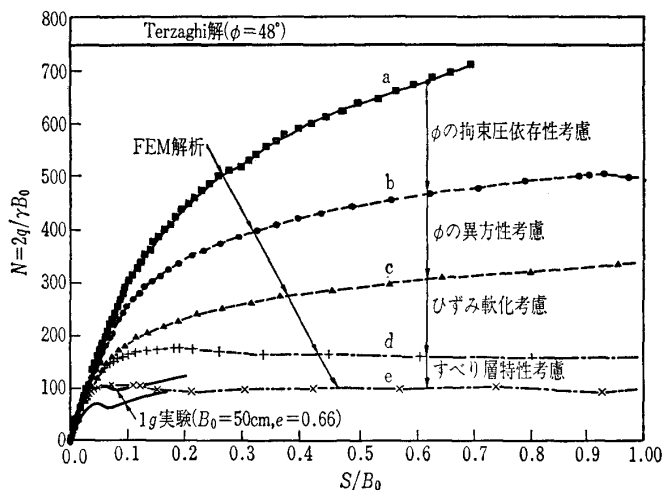


図-13 有限要素法解析での砂の変形、強度特性に関する異なる仮定の影響^{2),5),15)}

ので、要素寸法/ B_0 が大きいほど要素内の平均ひずみの軟化の程度が大きい。このケースで初めて、実験結果を良く再現できた。更に、図—10に示す1g実験と遠心力実験結果を解析した。すべての解析で B_0 に対して同一の要素分割パターンを用いたので、 D_{50}/B_0 の増加による粒子径効果は要素寸法/ D_{50} の減少に伴うひずみ軟化の程度の減少で表現される。図—10を見ると、本解析法は実験結果および寸法効果・圧力レベル効果・粒子径効果を良く再現している。ただし、沈下量のより正確な算定には解析法の改善が必要である。

なお、一定の ϕ に対してダイレイタンシー角 ν が小さいほど小さい支持力が得られた^{6), 17)}。これは、関連流れ則 $\phi = \nu$ を仮定する上解値法が、この点でも支持力を過大評価していることを示唆している。

6. ま と め

未解明な点の多い砂地盤の支持力問題の研究には、模型実験が役に立つことを示した。また実基礎の支持力の推定法として、次の三つの方法を議論した。

(a) 現在実務で用いられている簡便法①： N 値から ϕ を過小評価して推定し古典解を用いる。今後、本報文で議論した各種の原因の影響を考慮した指標値としての ϕ の推定精度を向上させる必要がある。

(b) 簡便法②：不攪乱試料を用いたせん断試験から ϕ を求めて、古典解を用いる。試験値の ϕ に基づくが、試料の乱れの影響・強度異方性等各種要因を考慮して適切な指標値 ϕ を推定する必要がある。

(c) 詳細法：適切な地盤調査・室内試験により、地盤材料のせん断層特性を含む変形強度特性を全面的に把握し、模型実験で検証された有限要素法で予測する(図—13のケースe)。限定された現場試験・室内試験から解析に必要な上記情報が推定できれば、大型プロジェクトの実務で用いられる可能性がある。

謝辞：本研究には、非常に多数の方々に参加していただいた。末筆ながら心から感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 森本 励：砂地盤の基礎の支持力の寸法効果について、東京大学修士論文、1990。
- 2) Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T. and Siddiquee, M.S.A.: Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, Proc. Geotech. Engrng Congress 1991, ASCE Geotech. Special Publication, No. 27, pp. 788~802, 1991.
- 3) 龍岡文夫：室内せん断試験・原位置地盤調査・安定解析・模型実験・実構造物の挙動の関連について—砂地盤上の基礎の支持力問題を例にして—、わかりやすい土質力学原論(第一回改訂版)、土質工学会、pp. 51~107, 1992.
- 4) Kimura, T., Kusakabe, O. and Saitoh, K.: Geotechnical model test of bearing capacity problems in a centrifuge, Geotechnique 35, pp. 35~45, 1985.
- 5) 田中忠次：有限要素法による変形・安定解析(主として砂質土を対象にして)、わかりやすい土質力学原論(第一回改訂版)、土質工学会、pp. 109~154, 1992.
- 6) 龍岡文夫・プラダン, T.B.S.・林 煥群・堀井宣幸：各種のせん断試験による砂の内部摩擦角、土と基礎, Vol. 35, No. 12, pp. 55~60, 1987.
- 7) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S.: Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 1, pp. 65~85, 1986.
- 8) Oda, M. and Koishikawa, I.: Effect of strength anisotropy in bearing capacity of shallow footing in a dense sand, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 3 : pp. 15~28, 1979.
- 9) Meyerhof, G.G.: Ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique 2, pp. 301~332, 1950.
- 10) 谷 和夫：砂地盤上の浅い基礎の支持力機構、東京大学修士論文、1986.
- 11) Tatsuoka, F., Molemkamp, F., Torii, T. and Hino, T.: Behaviour of lubrication layers in element tests, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 1, pp. 13~128, 1984.
- 12) Tatsuoka, F. and Haibara, O.: Shear resistance between sand and smooth or lubricated surfaces, Soils and Foundations, No. 25, No. 1, pp. 89~98, 1985.
- 13) 吉田健治：砂地盤上の浅い基礎の支持力特性、東京大学修士論文、1988.
- 14) 岡原美知夫・高木章次・森 浩樹・小池信一・龍田昌毅・龍岡文夫・森本 励：浅い基礎の支持力に関する大型2次元実験(その1)、第24回土質工学研究発表会発表講演集、pp. 1239~1242, 1989.
- 15) Siddiquee, M.S.A.: Finite element analysis of settlement and bearing capacity of footing on sand, 東京大学修士論文、1991.
- 16) Ovesen, N.K.: The use of physical models in design, Proc. 7th European Conf. on SMFE, Brighton, 4 : pp. 749~752, 1979.
- 17) 田中忠次：せん断帯を含むひずみ軟化構成モデルと地盤の崩壊荷重解析、第22回土質工学研究発表会発表講演集、pp. 1081~1084, 1987.

(原稿受理 1992. 2. 3)