

深層砂地盤の破壊に至るまでの支持力特性

佐原 守 宮崎 祐助
秋野 矩之

Bearing Capacity Property to the Point of Failure in Deep Sandy Stratum

Mamoru Sahara Yusuke Miyazaki
Noriyuki Akino

Abstract

As buildings tend to be high and heavy, stratum to support such buildings requires great bearing capacity. Generally, stratum having such bearing capacity is located at great depth. It is therefore necessary for rational designs of super-heavy building foundations to make clear the bearing capacity property for determining failure under high confined pressure. The authors carried out static triaxial compression tests, model plate loading tests, and simulation analysis. The results were as follows: ① Expressions of the stress-strain relationships in consideration of the confined pressure effect were proposed based on the results of static triaxial compression tests. ② The load displacement relationships under high confined pressure were obtained by carrying out model plate loading tests. ③ It was verified that proposed expressions were useful to estimate the load displacement relationship under high confined pressure by comparing experimental test results and analytical results.

概要

建物の高層化に伴い、基礎の接地圧が増大し、建物を支持する地盤にも高い支持力が要求される傾向にある。一般に、高い支持力が期待できる地層は深部に位置することから、超重量建物の基礎を合理的に設計するためには、高い拘束圧下での地盤の支持力特性を把握する必要がある。高拘束圧下での、破壊に至るまでの地盤の支持力特性を明らかにするため、砂地盤を対象とした室内要素試験、模型実験、および数値解析を行った結果、以下の成果を得た。① 静的三軸圧縮試験結果に基づき、地盤の応力～ひずみ関係に及ぼす拘束圧の影響を把握し、評価式を提示した。② 模型平板載荷実験を実施し、高拘束圧下での荷重～変位性状を明らかにした。③ 提示した評価式に基づく解析手法を用いて、模型平板載荷実験のシミュレーション解析を行い、本評価式が高拘束圧下における支持力特性の予測に有用であることを確認した。

1. まえがき

近年、市街地の過密化に伴い、建物はより高層化し、基礎に作用する鉛直荷重が従来の値を越えるような、超重量建物の建設計画が予測されている。また、高鉛直荷重が作用する基礎を支持し得る地盤は、深層に堆積するケースが多いものと考えられる。このような基礎の設計を合理的に行うためには、深層地盤の強度性状のみならず、破壊に至るまでの変形状も精度良く予測する必要がある。

本報は、深層において高圧で拘束された地盤の破壊に至るまでの応力～ひずみ関係の評価式を提示し、この関係を組入れた解析手法を示すとともに、加圧土槽装置を利用した平板載荷実験結果によって評価式の精度を検証し、その妥当性を確認した結果をとりまとめたものであ

る。なお、ここでは深度 60 m 程度の地層を深層と考え、それ以浅の拘束圧 5.0, 3.0, 1.0 kgf/cm² を検討の対象とした。また、地盤は砂地盤を対象とした。

2. 深層砂地盤の応力～ひずみ関係

2.1 地盤の諸元と三軸圧縮試験装置

三軸圧縮試験に用いた供試体は、気乾状態の豊浦標準砂であり、空中落下法によって相対密度約 95% (間隙比 0.614) 程度に作製した。供試体の寸法は直径 50 mm, 高さ 100 mm, 載荷速度は 0.1%/分, 拘束圧は 5.0, 3.0, 1.0 kgf/cm² の 3 種類とした。

三軸圧縮試験装置の概要を、図-1 に示す。微小ひずみ (10⁻⁴ 程度以下) から破壊ひずみ (10⁻² 程度以上) に至るまでの軸ひずみを連続的に精度良く把握するために、微小ひずみから中程度のひずみ (10⁻⁴ から 10⁻² 程度) に対

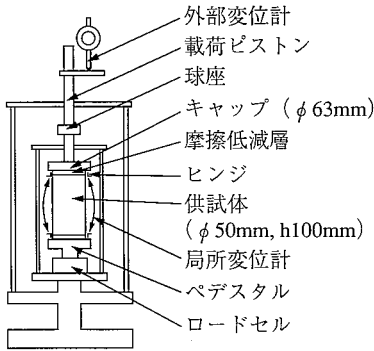
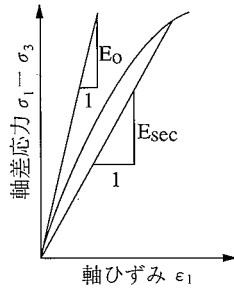


図-1 三軸圧縮試験装置の概要図



E_0 : 微小ひずみレベルにおける初期変形係数
 E_{sec} : 任意のひずみにおける割線変形係数

図-2 変形係数の定義

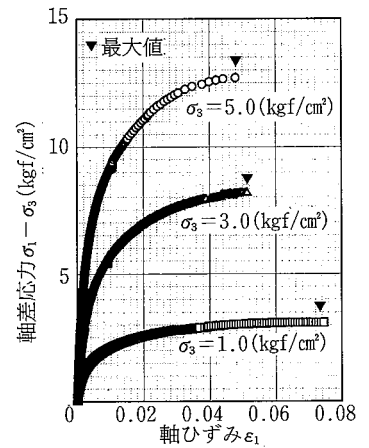


図-3 $\sigma_1 - \sigma_3 \sim \epsilon_1$ 関係

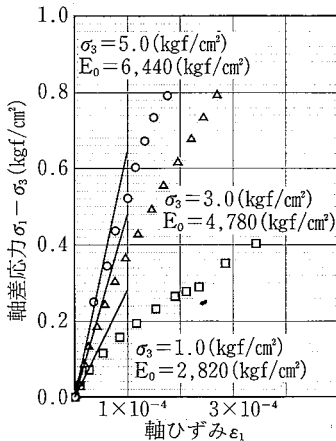


図-4 微小ひずみ領域における $\sigma_1 - \sigma_3 \sim \epsilon_1$ 関係

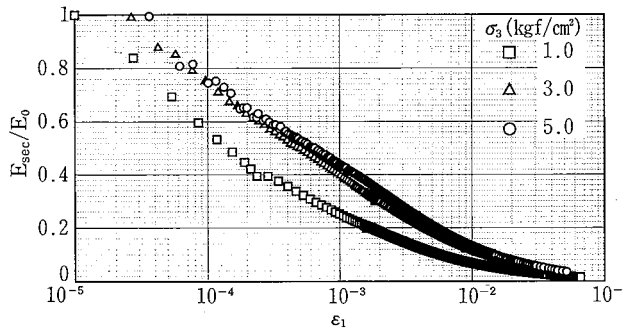


図-5 $E_{sec}/E_0 \sim \log_{10} \epsilon_1$ 関係

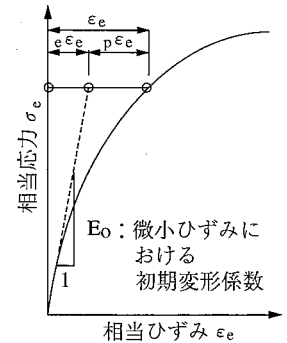


図-6 $\sigma_e \sim \epsilon_e$ 関係

しては局所変位計¹⁾を用い、中程度のひずみから破壊ひずみの計測には外部変位計を利用した。局所変位計は、図-1に示すように供試体の軸ひずみを直接計測可能な点に特徴がある。したがって、供試体上下端に生じた緩み層の圧縮やなじみの不完全さに起因する誤差の影響を除去することができる。

2.2 三軸圧縮試験結果

図-2に示すように、微小ひずみレベルにおける初期変形係数、任意のひずみにおける割線変形係数を、それぞれ E_0 , E_{sec} と表すものとする。三軸圧縮試験から得た軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) \sim 軸ひずみ ϵ_1 および $E_{sec}/E_0 \sim \log_{10} \epsilon_1$ の関係を図-3 \sim 図-5に示す。なお、これらの図では、最大軸差応力発生以降のデータを省略している。図-3から ($\sigma_1 - \sigma_3$) の最大値は拘束圧とともに増加すること、図-4から E_0 も拘束圧とともに増加することが確認できる。なお、 E_0 は ϵ_1 が $1 \times 10^{-5} \sim 4 \times 10^{-5}$ の微小ひずみレベルにおける初期変形係数であり、図-4中にその値を示す。図-5から、軸ひずみの増加に伴い E_{sec}/E_0 の値が減少する傾向と、拘束圧の増加とともに同一ひずみにおける E_{sec}/E_0 の値が漸増する傾向がよみ取れる。このような定性的傾向は、動的試験方法による実験結果²⁾とも符合する。

3. 応力 \sim ひずみ関係の評価手法

三軸圧縮試験結果から得た深層砂地盤の応力 \sim ひずみ関係を、以下に示す評価手法によって、弾塑性解析に組み込み、後述する加圧土槽装置による深層砂地盤の平板载荷実験の挙動解析に適用することとした。

地盤の応力 \cdot ひずみは、それぞれ相当応力 σ_e \cdot 相当ひずみ ϵ_e で表現する。一般応力場の $\sigma_e \cdot \epsilon_e$ は、それぞれ地盤要素内の各応力成分および各ひずみ成分から(1)式によって与えられる。また、 ϵ_e は図-6に示すように、相当弾性ひずみ ϵ_e と相当塑性ひずみ $p\epsilon_e$ の和から成る。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_e &= \frac{(\sqrt{2}/2) \times \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2}}{+(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \\ \epsilon_e &= \frac{[\sqrt{2}/2(1+\nu)] \times \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2}}{+(\epsilon_z - \epsilon_x)^2 + 1.5(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} \end{aligned} \right\} \dots(1)$$

$= \epsilon_e \epsilon_e + p\epsilon_e \quad \nu$: ポアソン比

σ_e と ϵ_e は、弾性 \cdot 弾塑性のいかんに関わらず、(2)式で示す単純な関係式で表される³⁾。

$$\sigma_e = E_s \cdot \epsilon_e \quad (E_s : \text{変形係数}) \dots\dots\dots(2)$$

この変形係数 E_s を相当ひずみ ϵ_e の関数として、以下の評価式で表現することとする。

$$E_s = E_0 (\epsilon_e / 10^{-m})^{-n} \dots\dots\dots(3)$$

表-1 最小二乗法によって決定した評価式の定数および相関係数

拘束圧 σ_3 (kgf/cm ²)		5.0	3.0	1.0	
評価式	mn 式	m	3.81	3.70	3.95
		n	0.48	0.57	0.61
		相関係数	0.969	0.979	0.982
ab 式	a	165.2	237.3	375.6	
	b	0.69	0.74	0.71	
	相関係数	0.995	0.997	0.996	
データ数		293	454	605	

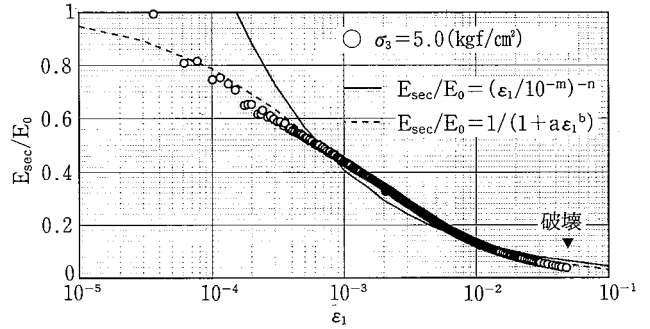


図-7 評価式と三軸圧縮試験結果 ($\sigma_3=5.0$ kgf/cm²)

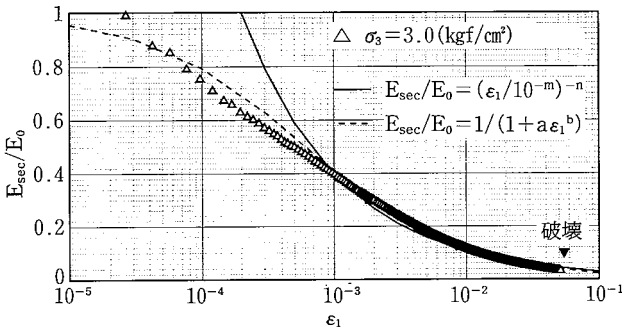


図-8 評価式と三軸圧縮試験結果 ($\sigma_3=3.0$ kgf/cm²)

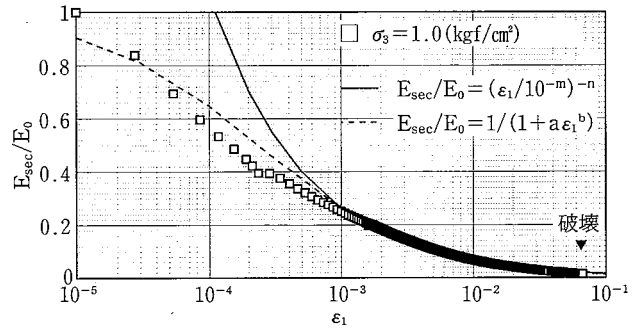


図-9 評価式と三軸圧縮試験結果 ($\sigma_3=1.0$ kgf/cm²)

$$E_s = E_0 / (1 + a \cdot \epsilon_e^b) \dots\dots\dots(4)$$

E_0 : 微小ひずみレベルにおける初期変形係数
 m, n, a, b : 非線形性状を表す定数

(3)式は、過去に著者等の一人が、地盤・建物の浮上り・沈下実測値に基づいて提案した評価式^{(4),(5)}を、汎用化させたものである。(3)式の適用範囲は $\epsilon_e \geq 10^{-m}$ であり、 $\epsilon_e < 10^{-m}$ の場合は $E_s = E_0$ として取扱う。(4)式は、本質的には Ramberg-Osgood 式と等価であるが、同式がせん断弾性係数とせん断ひずみを結び付けているのに対して、(4)式は変形係数と相当ひずみを結び付けている。以後、(3)、(4)式を mn 式、ab 式と略記する。

一方、三軸圧縮試験での相当応力 σ_e ・相当ひずみ ϵ_e は、それぞれ以下の仮定を用いることによって軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ・軸ひずみ ϵ_1 で表すことができる。

- ① 三軸供試体端面に、せん断応力・せん断ひずみは発生しない。
- ② ポアソン比 ν は、 $\nu = -\epsilon_x/\epsilon_z = -\epsilon_y/\epsilon_z$ なる関係が成立する。

①の仮定を用いるために、テフロンシートとシリコングリスの互層から成る摩擦低減層を、図-1に示すように供試体の上下端面に配し、軸ひずみが大きくなった際に、端面に作用するせん断応力の低減に努めた。

これらの仮定①、②を(1)式にあてはめることによって、 $\sigma_e = \sigma_1 - \sigma_3$ 、 $\epsilon_e = \epsilon_1$ なる関係を得る。したがって、一般応力場における(2)~(4)式は、三軸圧縮試験では(5)~(7)式で表せる。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = E_{sec} \cdot \epsilon_1 \dots\dots\dots(5)$$

$$E_{sec} = E_0 (\epsilon_1 / 10^{-m})^{-n} \dots\dots\dots(6)$$

$$E_{sec} = E_0 / (1 + a \cdot \epsilon_1^b) \dots\dots\dots(7)$$

なお、記号 E_0 、 E_{sec} 、 $\sigma_1 - \sigma_3$ 、 ϵ_1 は、それぞれ図-2中に示した記号に対応している。図-5に示した三軸圧縮試験結果を、これらの評価式(6)、(7)を用いて最小二乗法で近似した。

三軸圧縮試験結果から、最小二乗法によって決定した両評価式中の定数、およびその際の相関係数を表-1に示す。相関係数は、0.969~0.997の間にあり、いずれの場合も相関性は良好と言える。両評価式による近似結果を、図-7~図-9に示す。

mn 式 の概念図を図-10に示す。式中の m の値は、弾性限界ひずみの指数の絶対値である。m の値が大きい場合は弾性限界ひずみが小さく、逆に、m の値が小さい場合は弾性限界ひずみが大きくなる性質を表す。n の値は、任意のひずみにおける E_{sec}/E_0 の大きさを示す値である。特殊な場合として、 $n=0$ の場合は完全弾性体、 $n \rightarrow \infty$ では弾完全塑性体を表す。表-1では、m と拘束圧の明確な関連性は見られない。この理由は、全体的な広範囲にわたる応力~ひずみ関係の近似に主眼を置いているために、微小ひずみレベルにおける近似精度が必ずしも十分でないことにあると考えられる。なお、n の値は拘束圧が大きくなるほど小さくなる傾向にある。

ab 式 の概念図を図-11に示す。式中の a の値は、軸ひずみの大小の値を表す。 $E_{sec}/E_0 = 0.5$ に対応する軸ひずみを $_{0.5}\epsilon_1$ とすると、a が大きくなるほど $_{0.5}\epsilon_1$ は小さく、逆に、a が小さくなるほど $_{0.5}\epsilon_1$ は大きくなる。b の値は、任意のひずみにおける変形係数の低減率に関与する値である。なお、 $b=0$ の場合は完全弾性体、 $b \rightarrow \infty$ では弾完全

塑性体を表す。表-1によれば、 b の値は拘束圧と明確な相関性は見られず0.69~0.74の間にあるのに対して、 a の値は拘束圧が大きくなるほど小さくなる傾向にある。

4. 加圧土槽装置による深層砂地盤の平板載荷実験

4.1 地盤の諸元と実験装置の概要

加圧土槽装置は、図-12に示すように深層地盤の応力状態を再現するため、三軸圧縮試験機の機構を応用している。土槽は、高さ1m・直径1mの円柱体であり、載荷板の初期位置は、土槽中央部の最下端である。また、載荷方向は鉛直上向きとした。この理由は、装置の機構を単純化できることと、深層部において地盤の自重による支持力への影響は地盤の拘束圧の大きさに比べて小さく、貫入の上下方向による差を無視できることによる。加圧土槽の主要性能を、表-2に示す。土槽の円周部はゴム膜で囲み、ゴム膜の外側から水圧を加える。載荷板は直径5cmの円形で、最大変位量は18cm、載荷板に作用させ得る最大荷重度は250 kgf/cm² (約5 tf) である。

地盤は気乾状態の豊浦標準砂であり、地盤の作製方法は空中落下法である。地盤の相対密度は約93~98% (間隙比 $e=0.614\sim0.607$) であり、ほぼ最密な状態に近い。

加圧土槽内に作成した砂地盤の微小ひずみレベルにおけるせん断弾性係数と拘束圧の関係、S波速度の計測結果に基づいて調査した⁶⁾。本計測結果に基づく拘束圧 σ_3 とせん断弾性係数 G の関係を、図-13に示す。図-13から本計測結果から得た実験式は、おおむね既往の実験式⁷⁾と同等なものであることがわかる。

図-14に、本実験式から評価した弾性係数と静的三軸圧縮試験結果による弾性係数を比較して示す。なお、せん断弾性係数を弾性係数に換算する際のポアソン比は、微小ひずみ領域の排水条件の砂質土で一般的に用いられている値(0.3~0.4)⁸⁾とした。同図から、静的三軸圧縮試験によって評価した弾性係数の値は、弾性波試験による値にほぼ等しいことがわかる。

4.2 実験方法

載荷方法は繰返し載荷とし、図-15に示すような載荷サイクルとした。各荷重段階間の載荷・除荷時間は約1分程度、荷重保持時間は処女荷重・0荷重時を15分、履歴内荷重時を3分とした。3種類の拘束圧(5.0, 3.0, 1.0 kgf/cm²) に対して、各3回の計9回の載荷実験を行った。実験ケース名を表-3に示す。

4.3 実験結果

加圧土槽装置による深層砂地盤の平板載荷実験から得た荷重度~変位量(P~S)曲線を、全てのケースとりまとめて図-17に示す。なお、以後全てのP~S曲線図では、処女載荷時のみを表示し、除荷・再載荷時の表示は省略している。また、図中に示す実験ケース名は、全て表-3に対応している。図-17から、地盤の拘束圧が高まるほど、同一変位量時の荷重度は大きく、載荷初期勾配も大きくなることわかる。

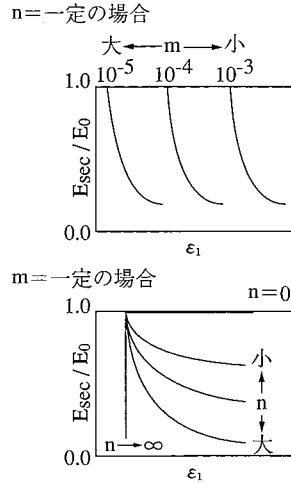


図-10 mn 式 の概念図

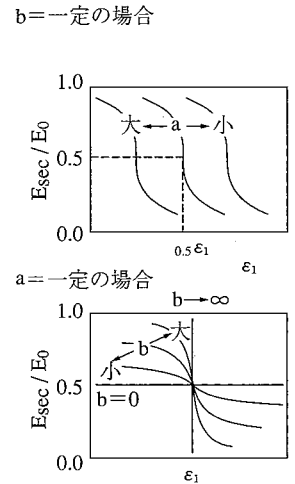


図-11 ab 式 の概念図

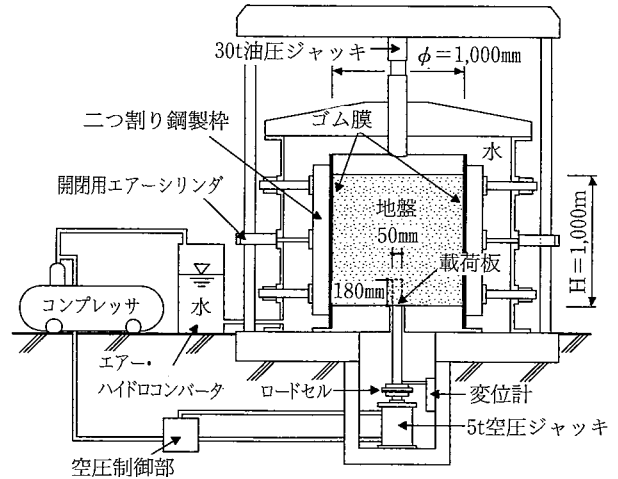


図-12 加圧土槽装置の概要図

表-2 加圧土槽装置の主要性能

土槽寸法	直径 100 cm 高さ 100 cm	
拘束圧	側圧 (水圧)	最大 5.0 kgf/cm ²
	鉛直圧 (水圧+油圧)	最大 8.0 kgf/cm ²

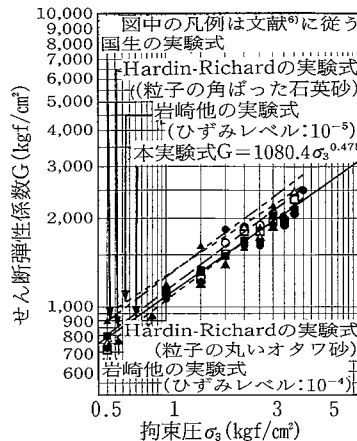


図-13 $\sigma_3 \sim G$ 関係

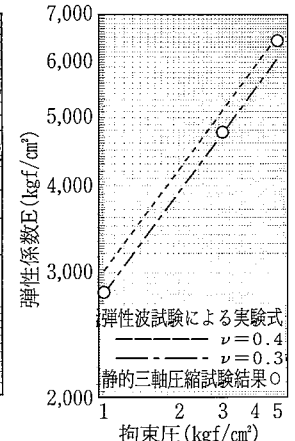


図-14 $\sigma_3 \sim E$ 関係

表-3 平板载荷実験の実験ケース名

拘束圧 σ_3 (kgf/cm ²)	5.0	3.0	1.0
実験ケース名	p5-1	p3-1	p1-1
	p5-2	p3-2	p1-2
	p5-3	p3-3	p1-3

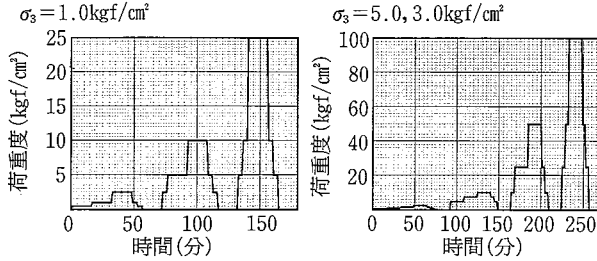


図-15 载荷サイクル

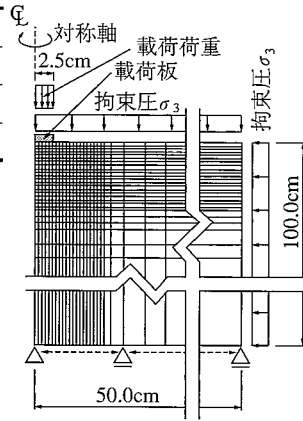


図-16 要素分割図

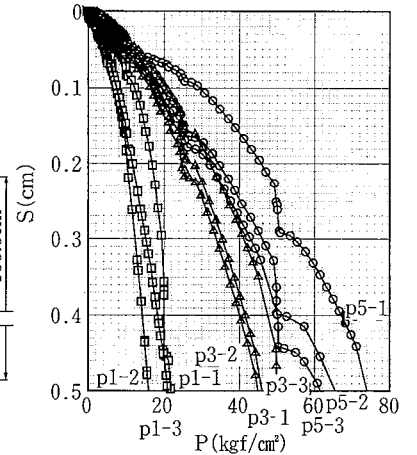


図-17 P~S 曲線 (実験結果)

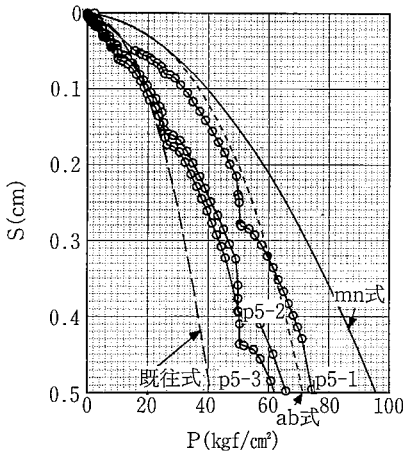


図-18 P~S 曲線 (実験結果と解析結果, $\sigma_3 = 5.0 \text{ kgf/cm}^2$)

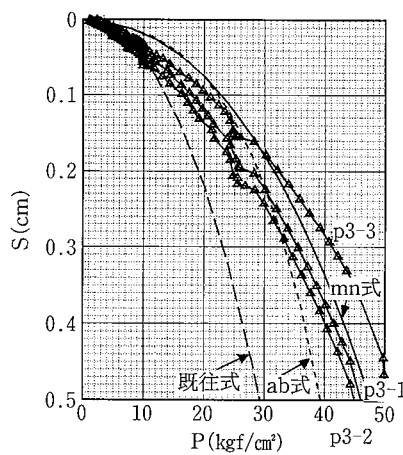


図-19 P~S 曲線 (実験結果と解析結果, $\sigma_3 = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$)

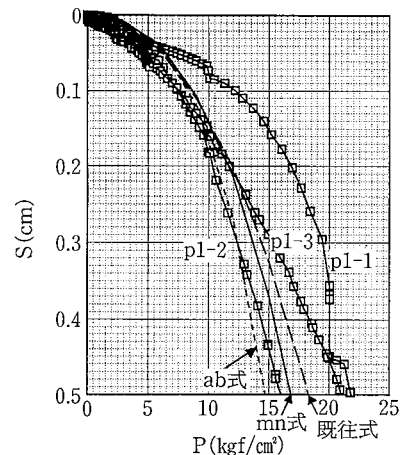


図-20 P~S 曲線 (実験結果と解析結果, $\sigma_3 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$)

5. 解析方法

加圧土槽装置による深層砂地盤の平板载荷実験挙動に対する数値解析を、弾塑性 F.E.M.による軸対称問題として取扱った。

要素分割図は図-16に示すとおりで、要素数・節点数は1603,1686である。加圧土槽装置内の地盤応力状態から、図-16に示すような応力境界条件を与え、その後载荷板に段階的に所定の荷重度を作用させた。1段階あたりに作用させる荷重増分量は、各拘束圧5.0, 3.0, 1.0 kgf/cm²に対して、それぞれ 5.0, 4.0, 3.0 kgf/cm²とした。

弾塑性解析には、汎用解析プログラム ABAQUS⁹⁾を用い、3章で提示した評価式によって相当応力と相当塑性ひずみの関係をモデル化した。

6. 実験結果と解析結果の比較・検討

6.1 荷重度~変位量 (P~S) 曲線

実験結果と解析結果による P~S 曲線の比較を、各拘束圧別にそれぞれ図-18~図-20に示す。なお、これら

の図中には、地盤・建物の浮上り・沈下実測値に基づく既往の評価式^{4),5)} (以後、既往式と略記)による解析結果も併記している。なお、既往式は、mn式において $m = 4.0$, $n = 0.55$, E_0 を $0.8E_0$ に置換したものと等価である。

実験結果に対する各評価式の適用性をみると、拘束圧の高い $\sigma_3 = 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は ab 式の、 $\sigma_3 = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ では ab 式および mn 式の適用性が高い。拘束圧の低い $\sigma_3 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は、mn 式および既往式の適用性が高い。既往式は、地盤・建物の浮上り・沈下実測値に基づいている。すなわち、建物荷重が作用する床付け深度は10数 m 以浅程度であり、地盤に作用している拘束圧が約 1 kgf/cm^2 程度の条件下で評価した式である。このような理由から、既往式の適用性は、拘束圧が比較的小さな範囲で高く、拘束圧が大きい範囲で低くなるものと考えられる。

6.2 粒子破碎分布と相当塑性ひずみ分布の関係

拘束圧 1.0 kgf/cm^2 の载荷実験 (実験ケース名 p1-3) は、载荷板の荷重度を 70 kgf/cm^2 、変位量を载荷板の直径の3.5倍まで载荷した。実験終了後、载荷板周辺地盤か

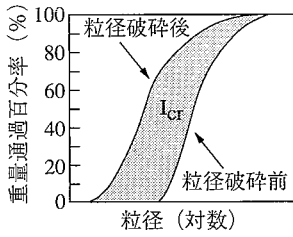


図-21 粒子破碎量 I_{cr} の定義

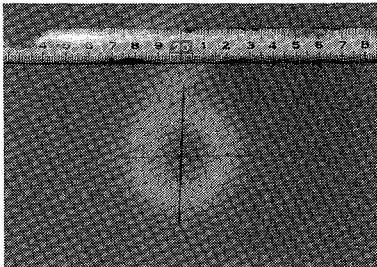


写真-1 粒子破碎状況

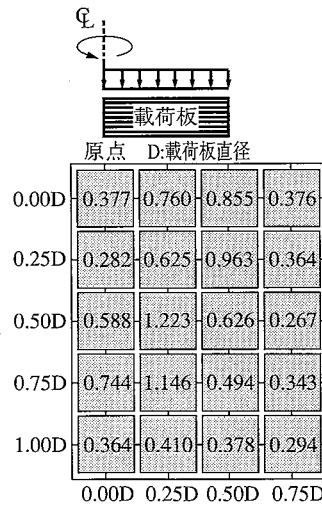


図-22 I_{cr} の分布状況

($\sigma_3 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$,
 $P_{max} = 70 \text{ kgf/cm}^2$)

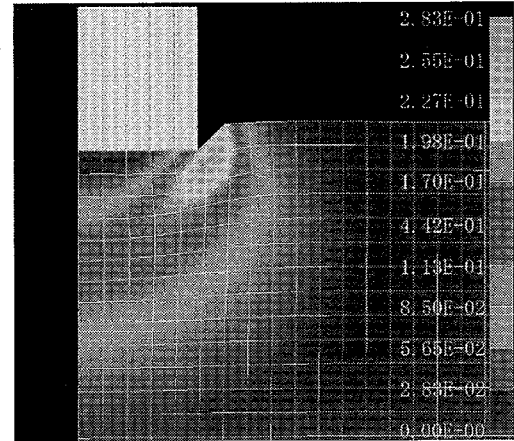


図-23 相当塑性ひずみの分布状況

ら採取した試料の粒度分布結果に基づき、粒子破碎量の分布状況を調査し、解析結果による相当塑性ひずみの分布状況と比較した。粒子破碎を定量的に表す尺度は、粒子破碎量 I_{cr} ¹⁰⁾を用いることとした。なお、 I_{cr} は図-21に示す斜線部の面積に比例する量である。この I_{cr} の分布状況を図-22に示す。また、荷板変位量が荷板直径の10%時の解析結果による相当塑性ひずみ p_e 分布状況を、図-23に示す。図-22、図-23によれば、 I_{cr} の大きくなる分布形状と、 p_e の大きくなる分布形状は、ともに荷板外縁を含む円錐形をしており、両者は良く対応している。荷板から、荷板直径の1/2離れた深度における粒子破碎状況を、写真-1に示す。図-22、23に示す粒子破碎の著しい領域は、写真-1において環状の白く写っている領域にもほぼ対応していることがわかる。

7. 結論

高压で拘束された砂地盤を対象として、破壊に至るまでの支持力特性を検討した結果、以下の結論を得た。

- ① 砂の変形係数のひずみレベル依存性は、拘束圧が低い場合大きく、逆に、拘束圧が高まると小さくなることを、静的三軸圧縮試験結果から明らかにした。
- ② 模型平板荷重実験結果から、高拘束下における荷重度～変位量性状は、拘束圧が高まるとともに同一変位量時の荷重度が大きくなることを確認した。
- ③ 高拘束圧下における荷重度～変位量性状を、表現し得る砂の変形係数の評価式を提示した。
- ④ 提示した評価式による弾塑性 F.E.M.解析手法が、高拘束圧下における支持力特性の予測手法として有用であることを検証した。また、荷板近傍の地盤が破壊した際に生じる粒子破碎の著しい領域は、解析結果の相当

塑性ひずみの分布状況で把握可能である。

参考文献

- 1) Goto, S. Tatsuoka, F. et al.: A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soil and Foundations, vol. 31, No. 1 p.169~180, (1991)
- 2) 石原研而：土質力学の基礎, 鹿島出版会, p.144~146, (1976)
- 3) Н. И. Бэзэр-Хофф：弾性・塑性論 (佐藤常三訳), 現代工学社, p.100~105, p.304~308, (1974)
- 4) 秋野矩之：地盤の剛性評価と建物の沈下予測—建築物の即時沈下予測方法(その1)—, 日本建築学会構造系論文報告集, Vol. 412, p.109~119, (1990)
- 5) 秋野矩之：杭基礎の弾塑性沈下解析—建築物の即時沈下予測方法(その2)—, 日本建築学会構造系論文報告集, Vol. 442, p.79~89, (1992)
- 6) 佐原 守, 秋野矩之：深層地盤の基礎先端部の沈下性状(その1：砂地盤の微小変形時における弾性係数の拘束圧依存性), 第30回土質工学研究発表会講演集, p.1313~1314, (1995)
- 7) 佐々木 康, 岩崎敏男：[講座] 地震応答解析のための土の動的性質(2. 土の動的性質), 土と基礎, vol.33, No. 11, p.85~91, (1985)
- 8) 土質工学会：「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性—試験法・調査法および結果の適用—」に関するシンポジウム, p.2~3, p.31~32, (1994)
- 9) ABAQUS THEORY MANUAL Ver 5.2, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., (1992)
- 10) 高野昭信, 岸田英明：砂地盤中の Non-displacement Pile 先端部地盤の破壊機構, 日本建築学会論文報告集, Vol. 285, p.51~60, (1979)