

密なスコリア層における大型三次元基礎の支持力特性

前田良刀*・日下部治**・大内正敏***

ニューマチックケーソン作業室内の密なスコリア層上で、ケーソン自重を利用した大型載荷試験を実施し、三次元直接基礎の支持力特性ならびに破壊性状を明らかにした。土の内部摩擦角 ϕ の異方性および応力依存性を考慮した拡張した Kötter 式を解き、試験結果を解析した。その結果、応力依存性によって極限支持力および破壊形状ともに説明し得ることを示した。これをもとに、 ϕ の応力依存性を簡便に考慮した支持力式を提案した。

Keywords : bearing capacity, shallow foundation, scale effect, scoria, caisson

1. 序 論

近年、基礎工の設計・施工においてより一層の経済化・効率化が求められており、道路橋示方書Ⅳ（日本道路協会、1990）の改定により設計実務では経験的な許容支持力度推定表の利用から、支持力公式を用いた支持力計算へと移行する動きがみられる。従来わが国の道路橋の直接基礎では過去の設計実績に基づき、 N 値から直接許容支持力値が設定される場合や、 N 値から経験的に得られた強度定数（粘性土は $\phi=0$ 、砂質土は $c=0$ とすることが多い）により支持力を計算することが多い。ただし、これらの値は土質試験により求められる土の強度定数 c 、 ϕ を用いて慣用の支持力公式から得られる値に対して、かなり小さいといわれている¹⁾。しかし、完全塑性理論に基づく支持力公式の適用性も万能ではなく、支持力予測の難しさが指摘されてきた。日下部²⁾は、これら慣用支持力公式の有効性に対する疑問は、支持力理論計算に凡用性があるのか、また複雑な地盤材料の特徴をどの程度反映できるかという2つの議論に分けられるとした。前者は基礎形状の三次元性、地盤の多層・傾斜、荷重の傾斜・偏心という境界条件に支持力理論が適用できるのかとの議論である。また後者は、実際の地盤材料の強度異方性・応力依存性の指摘にもかかわらず、地盤を単純なモデルに仮定していることに対するものである。さらに、地盤のある部分にひずみが局所的に集中し³⁾、徐々に破壊が進行していく進行性破壊現象も完全塑性支持力理論の適用性を難しくしている。

一方、土の要素試験、室内模型実験ならびに解析における近年の技術の進歩は著しく、支持力問題に関する

種々の現象が完全塑性理論を基本として説明できる段階となってきた。力学試験から得られるピーク強度に対応するせん断強度定数を用いた支持力計算値は、一般に実測値と一致せずかなり過大となること、さらに支持力係数 N_r が基礎幅により変化する寸法効果の存在などが、数多くの実験^{4)~7)}で確認されてきている。支持力係数の寸法効果は、1940年代からその現象が指摘され⁸⁾、de Beer⁹⁾が現実の基礎などで再確認してから広く認められるようになった。70年代に入ると遠心模型実験によってもこのことが再現できるようになり¹⁰⁾、 N_r の寸法効果は基礎形状によらず一般に認められることが示されるに至っている¹¹⁾。また、実務的立場から次式のように支持力公式を補正することも提案されている。

$$q_r = (1/2)\gamma BN_r \alpha \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 q_r : 帯基礎の極限支持力度、 γ : 土の単位体積重量、 B : 基礎幅、 B_0 : 基準となる基礎幅、 N_r : 支持力係数、 α : 補正係数で $\alpha = (B/B_0)^{-n}$ 、たとえば岡原⁷⁾は $n=0.2\sim 0.3$ を示し、白石¹²⁾は $n=0.2$ を提案している。

寸法効果の原因としては、①内部摩擦角の拘束圧依存性⁵⁾、②破壊の進行性⁴⁾、③基礎幅と土粒子径との関係などの3つであるとされている。龍岡¹³⁾、龍田¹⁴⁾は同一の材料を用いて作成された模型砂地盤における重力場および遠心模型実験結果の対比から、支持力実験における寸法効果の原因は上記3つの複合作用であるとした。

理論と実験の不一致の他の原因として、地盤強度の異方性も挙げられている。慣用支持力公式では地盤内の内部摩擦角 ϕ の等方性を仮定しているが、基礎が設置される地盤は自然の堆積過程や風化過程によって強度に異方性があることが多く、支持力値へ影響を及ぼす^{15)~17)}。寸法効果と地盤の異方性の両者の複合作用についての検討は、最近になってようやく行われるに至った¹¹⁾。

* 正会員 日本道路公団 東京第一建設局構造技術課長代理 (〒105 港区虎の門1-18-1 第10森ビル)

** 正会員 Ph.D. 広島大学教授 工学部第四類 (建設系)

*** 正会員 (株)白石 開発技術部課長代理

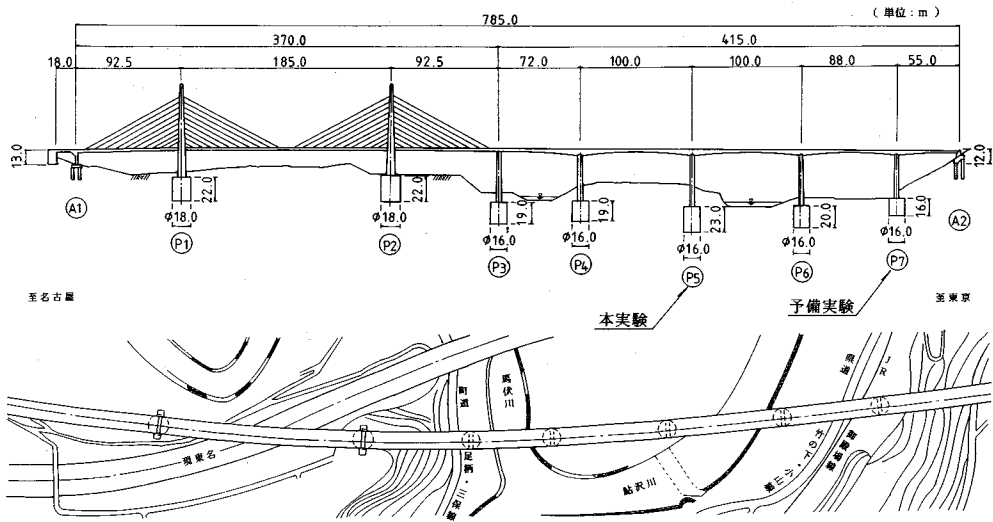


図-1 東名足柄橋一般図

しかし、現在までに支持力理論の有効性を検討した実験は、いずれも室内で作成された模型地盤か、実地盤であっても N 値の小さい地盤上での小規模支持力実験であり、信頼性の高い支持力推定法の確立には、実基礎を想定した密な地盤で高圧力下で地盤破壊が生じる大型支持力実験によるデータが不可欠と考えられる。

本論文では、ニューマチックケーソン作業室内の密なスコリア層上での大型載荷試験を実施し、自然地盤における三次元直接基礎の支持力特性ならびに破壊性状を示した。さらに、不攪乱試料の力学試験結果を入力データとし、土の内部摩擦角の異方性および応力依存性を考慮した拡張した Kötter 式を解き、載荷試験結果を解析した。その結果、応力依存性によって極限支持力および破壊形状がともに説明し得ることを示した。またこれを基に、 ϕ の応力依存性を簡便に考慮した支持力式を提案した¹⁸⁾。

2. 載荷試験位置の決定とその地盤状態

(1) 試験位置の決定

拡幅工事中(昭和61年~平成3年)の東名高速道路は、郡心から約100km地点の静岡県駿東郡小山町にて、増設車線が現高速道路を斜めに横過する(図-1)。この区間の橋梁、東名足柄橋はPC3径間連続斜張橋とPC5径間連続ラーメンから成る。載荷試験は下記の利点を生かし、このP5橋脚のニューマチックケーソン基礎の作業室内で行うことにした。

①直接基礎の支持層として適している均一で密なスコリア層が厚く堆積しており、ケーソンを掘削沈下させれば、各掘削段階で同種の試験地盤条件にて多ケースの実験が可能となる。②作業室スラブを反力壁とし、ケーソン

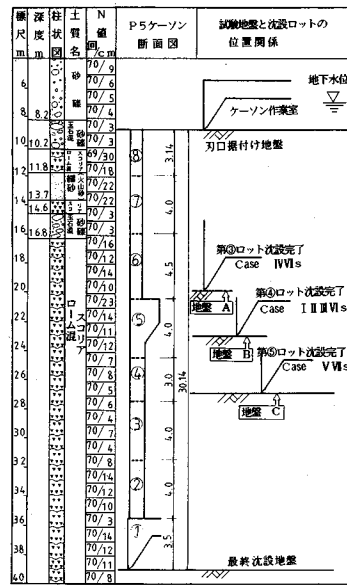


図-2 P5ケーソンの土質柱状図

ン自重(ケーソン躯体重量+函内水-浮力)を反力に利用できるため、試験費用を節約できる。③掘削作業が休止する躯体構築中に載荷試験が実施できるため、本工事の進捗にもほとんど支障がない。

試験地盤は、ケーソンの第3~第5ロットが沈設完了するA~Cの3地盤とした(図-2)。

(2) 試験位置の地盤状態

試験位置は富士山と箱根火山の境界部に位置し、周辺の地質は基盤岩が第三紀の足柄層群で、これらを洪積世の箱根火山噴出物、その上位に富士火山噴出物の泥流堆積物が覆っている。箱根火山噴出物の中には、ローム混

表一 土質試験項目・数量一覧表

物理試験	試験数量 (ケース)	力学試験	試験数量 (ケース)
比重試験	22	一軸圧縮試験	2
含水量試験	16	三軸圧縮試験	91
粒度試験	77	平面ひずみ圧縮試験	20
現場密度試験	10	等方圧密膨脹試験	8
最小密度試験	3	中型繰返し圧密試験	8
最大密度試験	3	透水試験	1

表二 試験地盤の物理特性

地盤	比重 Gs	間隙比 e	相対密度 Dr (%)	単位重量 γsat (tf/m ³)	礫分 含有率 (%)	細粒分 含有率 (%)
A	2.79	1.23	137.5	1.81	44.3	7.0
B	2.85	1.05	120.8	1.90	40.0	2.3
C	2.78	1.21	127.1	1.81	65.3	3.7
Ave.	2.81	1.17	128.5	1.84	49.9	4.3

りスコリアを主体とし部分的に火山砂、転石などを伴う白旗ローム層が分布しており、これが試験地盤となる。

試験地盤(A~C地盤)の標準貫入試験結果はいずれも70回以上を示し、換算N値で100~500と非常に良く締まっている。堆積性状は、火山活動による堆積物の供給が不連続で供給方向も変化することから、堆積面の走向がN70°EからN57°Wまで、また傾斜が5°~30°の間で変化するのが試験時に確認された。

現地の既往地盤調査から把握されたスコリアの諸元は、日本統一土質分類からS-M(シルト混り砂)ないし[S-F](細粒分混り砂)に分類される。JFT法から透水係数は 3.2×10^{-3} cm/s、プレシオメータ試験から降伏圧力、極限圧力が59.8, 71.1 kgf/cm²、変形係数が860 kgf/cm²が得られている¹⁸⁾。

3. 土質試験

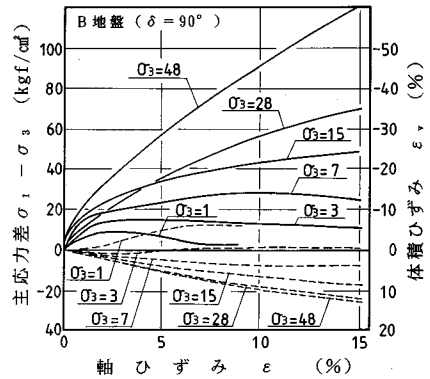
本載荷試験に関連して実施した物理試験および力学試験を表一に示す。

(1) サンプルングおよび供試体成形

サンプルングは、30×30×40 cmのブロックを人力により切り出して木箱におさめる方法を採用し、ケーソンの掘削沈下時に各試験地盤面中央に掘り残した高さ約80 cmの地山から20個ほど採取した。力学試験用の円柱ならびに角柱供試体の成形は、サンプルングブロックを凍結させ、凍結状態のままダイヤモンドコアクッターでコアリングないし切り出す方法を用いた。凍結の影響を三軸CD試験で比較した結果、有意な差は認められなかった¹⁸⁾。

(2) 試験方法

三軸および平面ひずみ圧縮試験(CD条件)は、スコリアの強度異方性、応力依存性を確認するため、供試体と水平面とのなす角度 δ をコアリング時に6通りに調整し、圧力範囲は予想される地盤内の破壊時圧力を包含するように、側圧(有効応力)は $\sigma_3 = 0.2 \sim 48.0$



図三 三軸圧縮試験の応力~ひずみ曲線

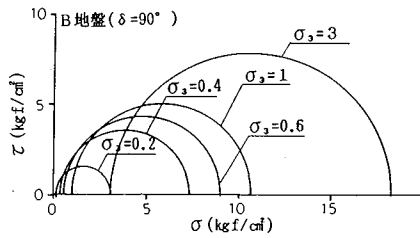
kgf/cm²の9段階にて実施した^{19),20)}。供試体の寸法は、最大試料粒径10~25 mmを考慮し、三軸が直径100 mm、高さ200 mm、平面ひずみが σ_1 方向200 mm、 σ_2 方向80 mm、 σ_3 方向100 mmとした。

供試体は0.2 kgf/cm²の負圧を加えた状態で解凍を行い、その後、セルを組み立て0.2 kgf/cm²の拘束圧を加えてから、炭酸ガスと脱気水を循環させ背圧を2.0 kgf/cm²負荷することによって供試体を飽和させた。所定の側圧で60分等方圧密を行い、軸ひずみ速度0.2%/minで圧縮試験を行った。なお、せん断速度の決定にあたっては比較試験を実施し、十分排水条件が満足されることを確認した。

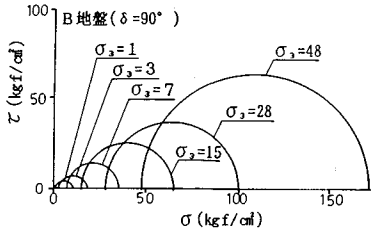
(3) 試験結果

各試験地盤の平均的な物理特性は表二に示すとおりである。図三は、B地盤試料の三軸圧縮試験の応力~ひずみ曲線である。側圧が3.0 kgf/cm²以下の範囲では軸差応力に明瞭なピークがみられ、側圧が15.0 kgf/cm²以上になると軸ひずみが15%に達しても明瞭なピークが得られなかったため、ひずみ15%時を破壊として取り扱った。側圧が7.0 kgf/cm²以上では、負のダイレイタンス特性を示す。また、側圧が小さいほどピーク時の軸ひずみは小さく、膨張しながらひずみ軟化を示し、軸差応力および体積ひずみの変化がない残留強度状態に至る。平面ひずみ圧縮試験でも同様な結果が得られたが、側圧が8.0 kgf/cm²までは軸差応力に明瞭なピークが観察された。

図四は、三軸圧縮試験で得られた破壊時のモールの応力円である。破壊包絡線は上に凸な形状を示し、内部摩擦角 ϕ_d の応力依存性が伺える。また、一軸圧縮強度が $q_u = 4 \sim 7$ kgf/cm²を示すことおよびサンプルングや試験掘で掘削面が十分自立していたことなどから、スコリアは粘着力 c_d を有しているようである。表三は、側圧の範囲を明瞭なピークを示す3.0 kgf/cm²以下と全体とに分け、それぞれのモール・クーロンの破壊線を求め



(a) $\sigma_3 = 0.2 \sim 3.0 \text{ kgf/cm}^2$



(b) $\sigma_3 = 1.0 \sim 48.0 \text{ kgf/cm}^2$

図-4 三軸圧縮試験の破壊時のモール円

表-3 側圧別の強度定数

角度	$\delta = 90^\circ$				$\delta = 0^\circ$			
	低圧部 $\sigma_3 = 0.2 \sim 3.0$		全体 $\sigma_3 = 0.2 \sim 48.0$		低圧部 $\sigma_3 = 0.2 \sim 3.0$		全体 $\sigma_3 = 0.2 \sim 48.0$	
側圧 (kgf/cm ²)	c_a	ϕ_a	c_a	ϕ_a	c_a	ϕ_a	c_a	ϕ_a
A地盤	1.17	39.7	1.98	33.1	0.52	46.1	2.72	32.2
B地盤	0.99	41.9	1.95	33.3	1.28	42.7	2.88	33.7
C地盤	0.85	41.9	1.79	33.7	1.65	36.3	2.91	33.7
平均	1.00	41.2	1.91	33.4	1.15	41.7	2.84	33.2

た結果である。スコリアの粘着力は、低圧部の破壊線から得られる 1.0 kgf/cm^2 前後が妥当と考えられる。

三軸圧縮試験から求めた一点法 ($c_a = 0$ と仮定) による内部摩擦角 ϕ' と供試体の角度 δ との関係を図-5に示す。特に著しい異方性は認められず、 $\phi(\delta_{90})/\phi(\delta_0)$ で $0.94 \sim 1.03$ の値となった。平面ひずみ圧縮試験においても同様な結果が得られた。

図-6に、三軸および平面ひずみ圧縮試験で得られた一点法による ϕ' を示した。低圧部では従来からいわれている ϕ'_s (平面ひずみ) $= 1.1 \phi'_t$ (三軸) の関係が成り立つが、側圧の増加とともにその差は減少し、高圧部ではほとんど一致している。

4. 載荷試験

(1) 試験概要

試験の最大載荷荷重はケーソンの自重により決定される。載荷板寸法は、隣接するP7ケーソンで予備実験を行い、この結果をもとにA,B地盤の極限支持力を推定し決定した。C地盤については、A地盤の載荷実験結果から載荷板寸法を決定した。表-4に載荷試験の一覧を、図-7に試験位置の平面図を示す。

載荷装置は、載荷板を鋼製としこの上にジャッキを載

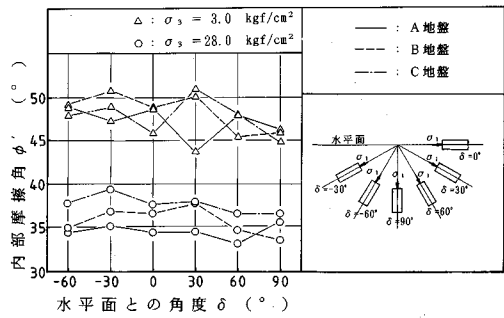


図-5 三軸圧縮試験における強度異方性

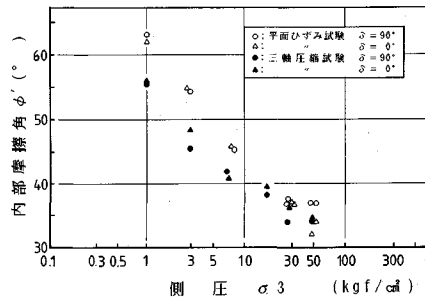


図-6 平面ひずみと三軸圧縮試験との比較

表-4 載荷試験ケース一覧表

試験地盤	載荷CASE	載荷板寸法 B × L × H (m)	ジャッキ台数・能力 (tf) (台) (tf)
A	VII s	0.30 × 0.30 × 0.30	350 × 1 = 350
	IV	0.70 × 0.70 × 0.60	650 × 3 = 1950
B	VI s	0.30 × 0.30 × 0.30	350 × 1 = 350
	I	0.40 × 0.40 × 0.40	650 × 1 = 650
	II	0.40 × 1.20 × 0.50	650 × 2 = 1300
	III	0.40 × 2.00 × 0.50	650 × 3 = 1950
C	VII s	0.30 × 0.30 × 0.30	350 × 1 = 350
	V	1.30 × 1.30 × 0.50	650 × 3 = 1950

せ、ジャッキ反力は反力桁を介してケーソンの作業室天井スラブに伝達される構造とした(写真-1)。載荷板と地盤の相対剛性は、断面形状を弾性床上の梁モデルで検討して十分大きくした。載荷板は底面が粗となるよう、試験地盤面に硬練りの早強セメントペーストを薄く敷きならしてから設置した。

荷重の載荷は3サイクル9ステップを基本とし、荷重制御方式とした。荷重保持時間は、処女荷重・ゼロ荷重で15分間、除荷・履歴荷重で2分間とした。載荷により発生する過剰間隙水圧がほぼ完全に消散する時間は1分以内であることを、間隙水圧と土の構造骨格との連成解析CRISP(限界状態土質力学パッケージ, 東海大学出版会, 1989年)で事前に確認した。したがって、本載荷試験は排水条件下で行われたと判断される。

計測は載荷板変位量・載荷荷重のほか、作業室内の地下水水位および地中変位を測定した。地下水水位は試験地盤に設けた釜場の水位を測定し、作業室の気圧を調整し試

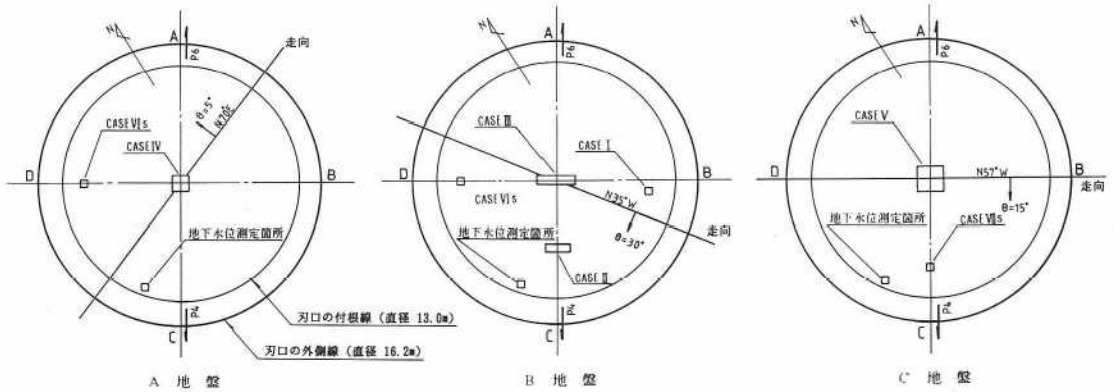


図-7 試験位置平面図



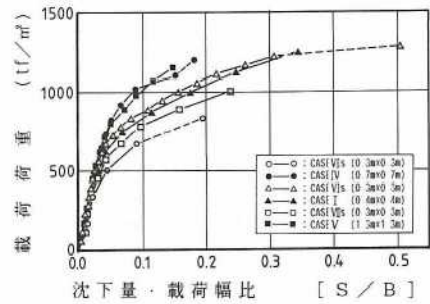
写真-1 載荷試験装置 (CASE III)

表-5 降伏・極限支持力一覧表

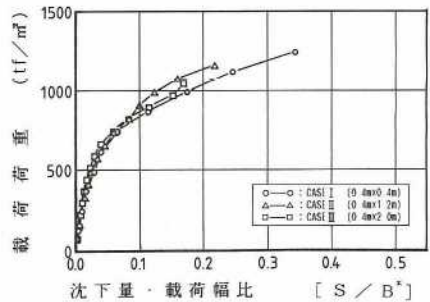
試験地盤	載荷CASE	降伏支持力 q_y (tf/m ²)	極限支持力 q_f (tf/m ²)	支持力比 q_f / q_y
A	VII s	430.0	833.3	1.94
	IV	780.0	1193.9	1.53
B	VI s	600.0	1277.8	2.13
	II	550.0	1166.7	2.12
	I III	770.0 680.0	1250.0 1050.0	1.62 1.54
C	VII s	630.0	1000.0	1.59
	V	532.5	1166.4	2.19

験地盤面と一致させた。また地中変位は、塩化ビニル管 (水道管 VP, 呼び径 13 mm) の外側に二対のひずみゲージを貼付けたパイプひずみ計により測定した。設置は試験地盤を削孔 (直径 35 mm) して埋設し、パイプの上端から懸濁型水ガラス系薬液 (LW-1) を注入して孔底部から周囲の空隙を充填し、パイプと地盤を確実に密着させた。荷重制御や計測は、地上まで油圧ホース・中継コードを延長し、モニターテレビで装置の変状を監視しながら計測室より遠隔操作した。試験地盤表面のクラックや変位量は、目視により観察、計測した。

載荷試験終了後、ケーソンの掘削沈下と並行して載荷板直下を試掘し、破壊性状の把握に努めた。すべり面確認のため、試験地盤には事前に数本の標尺杭を削孔 (直径 30 mm) し、白色の半懸濁型水ガラス系薬液 (エス



(a) 正方形載荷板



(b) 長方形載荷板

図-8 荷重～沈下曲線

タイト-SG1) で充填した。なお、これら薬液は試験地盤と同等の一軸圧縮強度になるよう配合した。

(2) 試験結果

a) 荷重沈下曲線

載荷試験 8 ケースの終了パターンは、次の 3 通りに分けられた。

- ① 載荷荷重を保持できず試験を終了 (②③のケース以外)
- ② 載荷板が地面に埋没し試験を終了 (ケース I, VII s)
- ③ 計画最大荷重まで載荷し試験を終了 (ケース V)

極限支持力は、それぞれ以下のように決定した。①の場合は保持できなかった最終の載荷荷重を、②の場合は

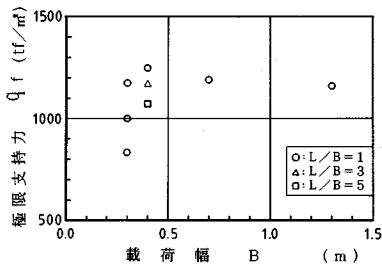


図-9 極限支持力と載荷幅との関係

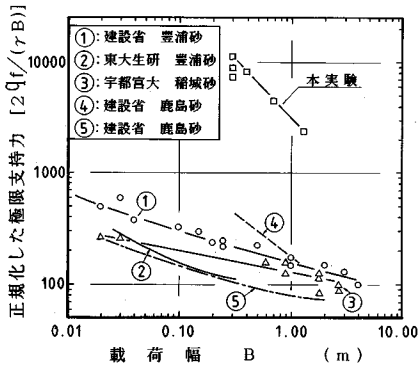
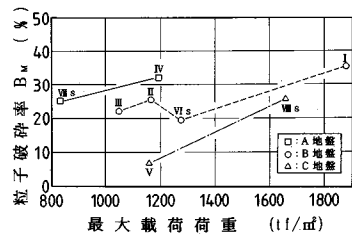


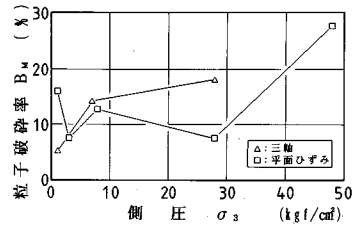
図-10 正規化した極限支持力と載荷幅との関係

載荷荷重と沈下量の関係において直線を示し始める点の荷重を極限支持力とした。③の場合は Weibull 分布曲線により極限支持力を推定した²¹⁾。表-5 に載荷試験で得られた降伏および極限支持力を示す。図-8 に正方形および長方形載荷板が極限支持力に至るまでの荷重~沈下比関係を示した。破線は荷重を 15 分間保持できなかった載荷データを表している。沈下量は載荷幅で無次元化しており、長方形載荷板は換算載荷幅 B^* ($B^* = \sqrt{A}$, A : 載荷面積) を用いている。正方形載荷板の初期割線勾配はほぼ等しく、その後載荷幅が小さいほど割線勾配はいくらか減少する。長方形載荷板は換算載荷幅により無次元化すると、3 ケースともほぼ同じ挙動を示す。これは高圧部では三軸および平面ひずみ圧縮試験のせん断強度に差がみられず変形拘束の効果が減少していたのと同様、高圧の載荷荷重においては基礎の形状すなわち長辺と短辺長の比 (以下、 L/B) が荷重~沈下比関係に与える影響の小さいことを示したと考える。

図-9 は、極限支持力と載荷幅との関係である。小型載荷板では局所的な地盤変化に影響されやすいため、 $B = 0.3 \text{ m}$ の 3 ケースはばらついているが、これを除くと正方形載荷板の極限支持力は載荷幅の増加に伴いわずかに減少する。長方形載荷板の極限支持力は、 L/B が大きくなると減少し、 $L/B=1$ の極限支持力は $L/B=5$ の約 1.2 倍となった。この値は、Terzaghi が示した粘着力項の形状係数 1.2²²⁾ と等しく、スコリアの粘着力の存



(a) 載荷試験



(b) 力学試験

図-11 粒子破砕率 B_M

在が示唆された。図-10 には $\gamma B/2$ で正規化された正方形載荷板の極限支持力と載荷幅の関係を示した。既往の実験結果^{6), 7), 11)} とともに示した。④のデータを除く既往データは、粘着力のない乾燥砂についての模型実験結果である。本実験の載荷幅の増加に伴う正規化極限支持力の低下は、水締めした鹿島砂のデータ④と同様、粘着力の存在によると考えられ、 N_c の応力依存性の検討が必要と認められた。

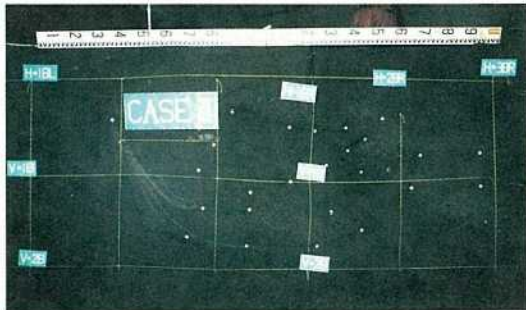
b) 地盤の破壊性状

スコリアの内部摩擦角の応力依存性は、載荷による粒子破砕が一因をなすと考えられ、試掘時に載荷板直下の試料を採取し粒度試験を行った。粒径 4.75 mm 未満の粒子を対象に Marsal の方法²³⁾ で粒子破砕率 B_M を算出し、各ケースの最大載荷荷重との関係を図-11 に示した。各地盤では載荷荷重の大きいほど B_M も大きい。 B_M が特に大きいケース I (写真-2), IV の載荷板直下は、暗褐色のスコリアが光沢を帯び明るい色調に変化していた。なお、図には力学試験の供試体から算出した粒子破砕率 (B 地盤) も示したが、側圧の増加に伴い粒子破砕が顕著になっている。

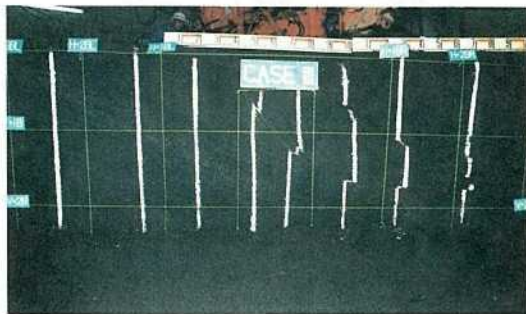
長方形載荷板ではすべり土塊は、載荷板端から発する灰色に変色したすべり面 (以下、せん断帯という) が、受働領域の変色していないすべり面 (以下すべり線という) に連続して形成されている (写真-3, 4)。なお、スコリア層はぬいぐるみ用針が貫入しないが、せん断帯は 10 mm ほど刺さり細粒化している。正方形載荷板では受働領域のすべり線ないし載荷板端から放射状に発した (写真-2) せん断帯のみで、それらは連続せず明瞭な主動くさびを形成していない。長方形載荷板で明瞭な



写真—2 試掘断面 (CASE I)



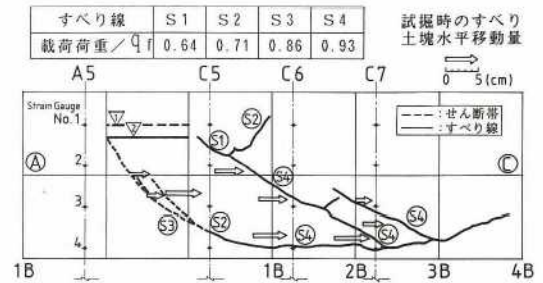
写真—3 試掘断面 (CASE II)



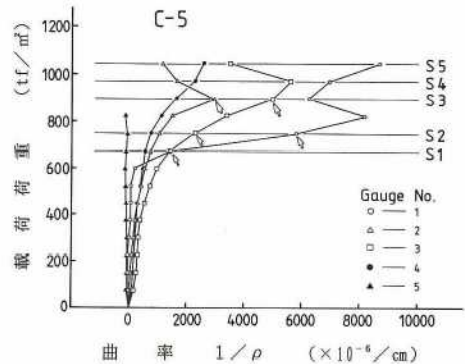
写真—4 試掘断面 (CASE III)

すべり面が観察されたのは、載荷形状が帯基礎に近づく
と地盤の変形が拘束された二次元状態になり、せん断変
形が一方に集中しやすくなるためであろう。またすべ
り土塊も大きくなり、最大は $L/B=5$ のケースで鉛直方
向に $1.5B$ 、水平方向に $4B$ 以上となった (図—12)。

すべり面は、その性状から2つに区分された。粒子破
砕により変色した密実な載荷点近傍のせん断帯と、針を
50 mm 以上容易に貫入できるほど緩み、色調の変化も
ない載荷点から遠く離れたすべり線である。すべり面上
での体積変化と粒子破碎の状況は、三軸圧縮試験と同様
な挙動を示す。すなわち、拘束圧が小さいと粒子破碎も
ほとんどなく正のダイレイタンスで緩み、拘束圧が大き
いと粒子破碎が顕著となり負のダイレイタンスで体



図—12 破壊パターン推定図 (CASE III)



図—13 パイプひずみ計の荷重～曲率関係 (CASE III)

積が収縮する。

観察されたせん断帯の厚さは2~4 mmで、載荷前試
料の平均粒径 D_{50} (1.0~1.4 mm) の4倍、載荷後試料
の平均粒径 (0.5~1.2 mm) と比較しても8倍で、これ
は通常10~20倍といわれている値より小さい。観察さ
れたせん断帯の厚さが小さいのは、粒子の破壊が伴った
ためと考えられる。

ケース III は、地盤の進行性破壊をパイプひずみ計で計
測したが、図—13に図—12に示す C5 パイプの曲率の
変化を、各ひずみゲージについて荷重段階ごとに示した。
図中の矢印はパイプ曲率が大きく変化した荷重段階を表
し、このときゲージ近傍の地盤にすべり面が発生したと
考えた。各パイプひずみ計の曲率変化から、観察すべ
り面の発生順序を推定した結果、すべり面 S1 がまず発生
し、順次 S4 まで進行することが示された。極限支持力
の93%の荷重段階で、受働領域のすべり面が完成しつ
つある。また図—12には標尺杭の試験終了時のずれか
ら推定したすべり土塊の側方移動量も示したが、土塊が
極限荷重時に一挙にはなく、徐々にすべり出すのが示
唆される。図中の ∇ は極限支持力時の沈下量を、 ∇ は
試験終了時の沈下量を表している。

5. 解 析

力学試験から本スコリアは異方性は強くないものの、

内部摩擦角に応力依存性が認められ、中～高拘束圧になると軸ひずみが15%に達してもピーク強度を示さずひずみ軟化しないことが知られた。1000 tf/m²前後の極限支持力を得た大型載荷試験からは、すべり面性状が力学試験の体積変化と拘束圧の関係にみられたせん断特性とよく対応し、さらにすべり面は載荷板端から進行的に発生し、極限荷重時に地盤の全体的なすべり破壊に至ることが観察された。模型実験においてはすべり面上で発揮される土のせん断強度が、極限荷重時の応力レベルやひずみレベルに依存し寸法効果が生じる。しかし、本試験地盤のようにかなり堅固な地盤においては対応する圧力レベルも高くなるため、ひずみ依存性の影響が小さく極限荷重時に地盤の全面的な塑性化を仮定する完全塑性論の様相が容認されると考えられた。したがって、このような地盤では応力依存性を考慮したKötter式を解く特性曲線法(すべり線法)が適用され得ると考えた。

(1) 解析手法

強度の異方性および応力依存性を内部摩擦角φの中に取り入れた拡張されたKötter方程式を導き、平面ひずみおよび軸対称条件下で数値解析を行った。基礎底面の境界条件は、完全滑および完全粗の2つの条件に対応可能である。基礎底面が完全粗の場合は、基礎直下に水平面と45°+φ/2の角度をなす三角形および円錐状の剛体くさびが形成されると仮定し、そのくさびに作用する力の釣合いにより支持力を求めている。なお、軸対称に関して中間主応力はHarr-Von Karmanの仮定を用いてσ₂=σ₃とした。強度の異方性の影響については木村ら¹⁵⁾の提案する楕円近似の表現式を採用し、応力依存性については、de Beer⁹⁾の提案による平均主応力の対数と内部摩擦角の関係を次式により与えた。

$$\phi_d = \phi_{d0} - A \log(\sigma_m / \sigma_{m0}) \dots \dots \dots (2)$$

ここに、Aは応力依存性の度合いを示すパラメーターで、現在までの報告では0.03から0.1(rad)程度を示すようである。数値解析精度は既往の解析結果と検討し、本数値解は差が1%以内に納まり、有効性を確認してある。

(2) 解析結果

a) 入力土質定数

解析に用いる入力土質定数は以下のように決定した。本試験地盤では土質試験結果から、異方性が強くないことを考慮し、まず側圧σ₃が0.2~3.0 kgf/cm²までのすべての切り出し角度δの供試体を用いた最小二乗法により、粘着力c_dを1.08 kgf/cm²、応力依存を示さない初期内部摩擦角φ_{d0}を42.4°と決定した。次に、τ-σグラフ上の切片の値c_dから側圧が3.0 kgf/cm²を越えるモール円に接線を引き、一点法で各側圧ごとのφ_dを定めた。そのφ_dを破壊時の平均主応力σ_mの対数に対してプロットし、その直線の傾きから応力依存性のパラメーターAの値を決定した(図-14)。応力依存が生じ

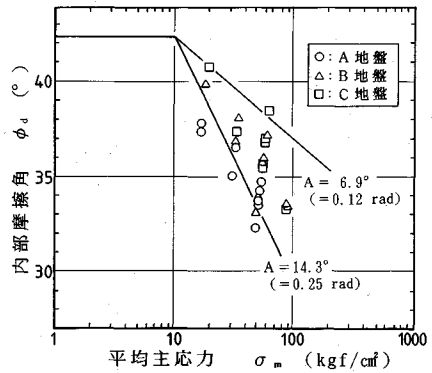
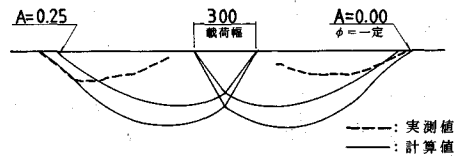


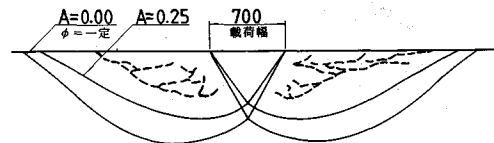
図-14 試験地盤のφの応力依存性

表-6 極限支持力の実験値と計算値との比較

試験地盤	載荷CASE	実験値 (tf/m ²)	パラメータA(rad)と計算値(tf/m ²)		
			A=0.12	A=0.25	A=0.00
A	Ⅶs-Ⅳ	833.3 1193.9	1956.4 1976.7	1232.0 1239.1	2228.5 2240.3
	Ⅵs-Ⅰ	1277.8 1250.0	1956.4 1961.5	1232.0 1233.8	2429.6 2433.4
C	Ⅶs-V	1000.0 1166.4	1956.4 2015.7	1232.0 1251.9	2213.7 2261.7



(a) CASE Ⅶs



(b) CASE Ⅵs

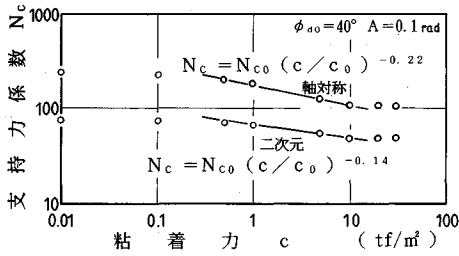
図-15 すべり線の実測値と計算値との比較

始める平均主応力σ_{m0}を10.0 kgf/cm²とすると、データはA=0.12~0.25 radの範囲となった。

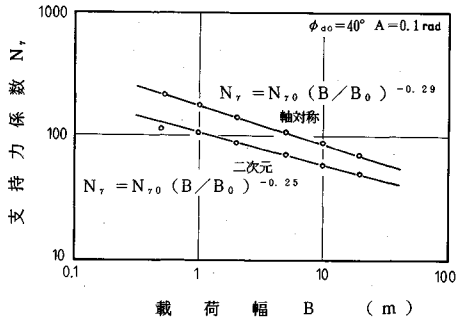
b) 実験値との比較

解析は正方形載荷板の載荷試験6ケースを対象とし、基礎幅と同じ直径をもつ底面が粗な円形基礎として解析した。極限支持力の計算値と実験値の比較を表-6に示す。試験地盤を応力依存のない地盤(A=0.0 rad)と仮定すると、計算値の1.9~2.7倍となる。応力依存性を考慮した計算値ではAの上限値A=0.25 radとすると、ケースⅦsおよびⅥsを除いてほぼ10%以内の精度で極限支持力を推定することがわかる。

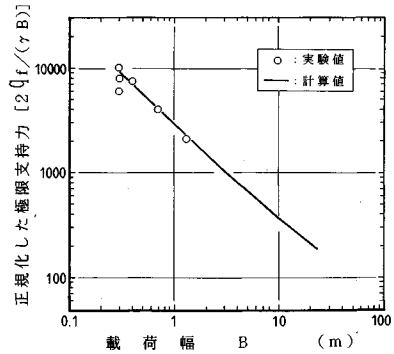
ケースⅦsおよびⅣsについて、すべり面の比較を行った結果を図-15に示す。観察されたすべり面は、応力



図一16 支持力係数 N_c と粘着力 c の関係



図一17 支持力係数 N_r と載荷幅 B の関係



図一18 提案式による試算結果

依存性を考慮しない場合に比べてきわめて小さく、応力依存性を考慮した場合のすべり面に近い。以上、応力依存性を考慮する解析によって実験事実をほぼ説明できることが明らかとなった。

c) 応力依存性を考慮した支持力式

本解析により支持力係数の応力依存性を検討した。土の自重を無視し、初期内部摩擦角を 40° とし砂の応力依存性を安全側に考慮して $A=0.1 \text{ rad}$ とすると、求まる支持力係数 N_c は基礎幅に無関係であるが、粘着力 c による支持力と地盤の圧力レベルの変化によって N_c も変化する(図一16)。 N_c は二次元、軸対称ともに $c < 0.5 \text{ tf/m}^2$ 、 $c > 10.0 \text{ tf/m}^2$ の範囲では大きく変化しないが、その間では c 、 N_c を両対数でとるとほぼ直線で近似される。直線の勾配 α は二次元で約 0.15、基礎底面下で応力の集中する軸対称で約 0.25 となる。また $\gamma = 1.0 \text{ tf/m}^3$ 、 $\phi_{ao} = 40^\circ$ 、 $A = 0.1$ として求めた支持力係数 N_r と基礎幅の関係を示したのが図一17である。ただし、取束計算の安定上 $c = 0.01 \text{ tf/m}^2$ としている。これより従来の砂の模型実験結果^{7), 11)}と同様に直線で近似でき、直線の勾配 β も約 0.3 で従来の実験事実とほぼ一致する。

ここで、支持力係数の重ね合わせの仮定にならえば、支持力係数の応力依存性を考慮した支持力式として次式が提案される。

$$q_f = S_c c N_{c0} (c/c_0)^{-\alpha} + (1/2) S_r \gamma B N_{r0} (B/B_0)^{-\beta} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 S_c 、 S_r は形状係数であり、 α 、 β の値は応力依

存性が大きい場合を想定し、 $\alpha = 0.3$ 、 $\beta = 0.3$ とする。また、 c_0 、 B_0 の値は実務面を考慮し、重力系単位を用いた基準値として $c_0 = 1.0 \text{ tf/m}^2$ 、 $B_0 = 1.0 \text{ m}$ とする。

正方形基礎の極限支持力を式(3)に試験地盤の三軸試験のデータを代入して求め、正規化して載荷試験結果とともに図一18に示した。支持力係数は道路橋示方書IVに示された設計値を、また形状係数は今回の解析から得られた支持力係数比(図一16、図一17から算出)を用いた。なお、本解析から得られた形状係数の値は従来からいわれているよりかなり大きな値となり、Meyerhof²⁵⁾が示した値に近い。また、形状係数の寸法効果は実験によっても認められており¹¹⁾、土質試験の条件を含めた形状係数の決定は今後の研究課題である。なお、本解析手法によって乾燥砂上円形基礎の遠心模型実験結果も、精度良く説明し得ることを別途確認している²⁶⁾。

6. 結 論

本研究から得た結論は以下のとおりである。

- (1) 実ケーソンを利用した大型基礎載荷実験の手法を確立した。
- (2) 得られた極限支持力は、 ϕ の応力依存性を考慮した Kötter 解で精度よく説明された。
- (3) N_c および N_r の応力依存性を含めた形で、実用支持力式を提案した。

ただし、(3) は土質試験を行った強度定数より支持力を推定する場合の評価方法を提案したもので、従来のように N 値と c 、 ϕ の関係を使って支持力を計算するような経験的な手法については、もともとそれ自体が安全側であり本論文の対象外である。また、ひずみ軟化が強い土に対しての適用には注意を要する。

なお、三浦ら²⁷⁾は本載荷試験結果をもとに FEM 解析から本提案式とも整合する手法を提案しており、今後幅広い地盤条件下でそれらの有効性の検討が望まれる。

最後に、本研究を行うにあたりご指導頂いた東京工業

大学 木村 孟教授, 山口大学 村田秀一教授, FEM 解析にご協力頂いた北海道大学 三浦均也講師に深く感謝致します。また, 拡張した Kötter 式による解析については, 修士論文の一環として研究に参加した元・宇都宮大学院生の河合伸由氏の協力に感謝する次第です。

参 考 文 献

- 1) 前田良刀：改訂のポイントおよび設計計算例⑤直接基礎の設計, 基礎工, Vol.18, No.5, pp.28~32, 1990年.
- 2) 日下部治：第2章 予測できるか支持力の限界(極限支持力の理論), 支持力入門, 土質工学会, 1990年.
- 3) 岡二三生・龍岡文夫・市川康明：第二回粒状体の局所化と分岐の数値解析法に関する国際ワークショップ資料457-1, 土と基礎, Vol.38, No.2, 1990年.
- 4) 木村 孟・藤井齊昭・齊藤邦夫・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, 第319号, 3月号, pp.97~104, 1982年.
- 5) 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, 第321号, 5月号, pp.113~122, 1982年.
- 6) 谷 和夫・龍岡文夫・森 浩樹：砂地盤上の模型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.
- 7) 岡原美知夫・高木章次・小幡 宏・森 浩樹・龍田昌毅：支持力の寸法効果に関する遠心模型実験, 土木学会第43回年次学術講演会, pp.250~251, 1988年.
- 8) Golder, H.Q. : The ultimate bearing pressure of rectangular footings, Journal of Institution for Civil Engineers, Vol.17, pp.161~174, 1941.
- 9) de Beer, E.E. : The scale effect in transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations, Geotechnique, London, England, Vol.13, No.1, pp.39~75, 1963.
- 10) 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.
- 11) 森影篤史・日下部治・山口柏樹・小林利雄：乾燥砂上の3次元基礎の支持力遠心実験, 第25回土質工学研究発表会, pp.1273~1276, 1990年.
- 12) Shiraishi, S. : Variation of bearing capacity factors of dense sand accessed by model loading tests, Soils and Foundations, Vol.30, No.1, 1990.
- 13) Tatsuoka, F. et al. : Influence of the foundation width on

the bearing capacity factor, Soils and Foundations, Vol.29, No.4, pp.146~154, 1989.

- 14) 龍田昌毅・龍岡文夫・谷 和夫・森本 励・岡原美知夫・森 浩樹・高木章次・小幡 宏・小池信一・山田勝彦：砂地盤上の浅い基礎の大型支持力実験, 土木学会第44回年次学術講演会, pp.802~807, 1989年.
- 15) 木村 孟・齊藤邦夫・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, 第319号, 3月号, 1982年.
- 16) 今泉繁良・山口柏樹：分割法による地盤の支持力計算法, 土質工学会論文報告集, Vol.26, No.2, 1986年.
- 17) 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, 1979.
- 18) 日本道路公団：大型三次元直接基礎の支持力に関する研究報告書, 1990年.
- 19) 太田哲司・大内正敏・浅井寿光・萩原敏行：スコリア層の堆積性状と力学特性, 第25回土質工学研究発表会, pp.551~554, 1990年.
- 20) 菅 浩一・上原精治・萩原敏行・半田博之：乱さないスコリアの平面ひずみ圧縮試験, 第25回土質工学研究発表会, pp.547~550, 1990年.
- 21) 宇都一馬・冬木 衛・桜井 学：杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工, Vol.10, No.9, pp.21~30, 1982年.
- 22) 日下部治・前田良刀：直接基礎の支持力理論と設計上の留意点, 基礎工, Vol.16, No.9, pp.15~24, 1988年.
- 23) 石井武美：粒子破碎の表示尺度のもつ物理的意義, 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.4, 1989年.
- 24) 日下部治・前田良刀・白石俊多・河合伸由：拡張したKötter式を用いた大型3次元基礎の載荷試験の解析, 第25回土質工学研究発表会, pp.1243~1246, 1990年.
- 25) Meyerhof, G.G. : Application of plasticity and generalized stress-strain in geotechnical engineering, Proc. Symp. Limit Equilibrium, Plasticity and Generalized Stress-Strain Application in Geotechnical Engineering, Eds. Young, R.N. and Selig, E.T., ASCE, 1980.
- 26) Kusakabe, O., Yamaguchi, H. and Morikage, A. : Experiment and analysis on the scale effect of N_f for circular and rectangular footings, International Conference Centrifuge, 1991. (登載決定)
- 27) 三浦均也・上野勝利・前田良刀：砂地盤直接基礎の簡易極限支持力推定法, 土木学会第45回年次学術講演会, pp.1018~1019, 1990年.

(1990.7.13 受付)

LARGE SCALE IN-SITU LOADING TESTS OF SQUARE, RECTANGULAR FOOTINGS ON A DENSE SCORIA

Yoshito MAEDA, Osamu KUSAKABE and Masatoshi OHUCHI

A series of large scale loading tests of square and rectangular footings on a naturally deposited dense scoria has been conducted in a pneumatic caisson. A set of stress characteristic equations incorporating both stress dependency and anisotropy of friction angle has been derived and solved to interpret the experimental data. Parameters required were determined from triaxial and plane strain compression tests on the undisturbed scoria. A close matching has been obtained between the experiments and the predictions with stress dependency of friction angle being taken into account. A new practical bearing capacity formula has been proposed.