

不攪乱試料を用いた支持力遠心実験と現場 載荷試験との比較

日下部治*・萩原敏行**・前田良刀***・
大内正敏****

レキ分を30~60%程度含む密なスコリア地盤で実施された大型載荷試験を、不攪乱試料を用いて遠心装置内で1/13.3の縮尺模型でできるだけ忠実に再現し、荷重・沈下挙動および破壊メカニズムについて直接比較を試みた。そして遠心実験は、降伏支持力を15%以内で安全側に予測し、弾性変形量を精度よく再現する結果が得られた。しかし、遠心模型は塑性変形量を過大に見積り、試料の粒子サイズが影響していることが示唆された。

Keywords : bearing capacity, centrifuge test, undisturbed gravely soil, scoria

1. ま え が き

砂・レキ地盤に対して支持力理論を設計実務に積極的に反映させるためには、乾燥砂を用いた理想状態での詳細な研究¹⁾と平行して、構造物基礎が設置される実地盤での載荷試験を実施し、その詳細な観察と実験結果の解析が必要であることを筆者らは感じてきた。前田・日下部らはシラス地盤での大型載荷試験²⁾を行い、さらに前田・日下部・大内は密なスコリア地盤の中のケーソン底部で大型載荷試験を実施し³⁾、その原位置載荷試験方法について整理を試みた⁴⁾。さらに、筆者らは載荷試験が実施された地点から採取された不攪乱試料を用いて、自然堆積砂レキ土の強度・変形に関する力学挙動を調べ、試料攪乱の影響も検討した⁵⁾。これら一連の研究は、実地盤での挙動の把握と理解には、要素挙動としての力学試験と、境界値問題としての載荷試験を一つのセットとしたデータの蓄積が、必須であるとの認識からである。しかしながら大型の原位置試験の実施には、多額の費用と長時間を要することも自明なことである。

近年地盤工学分野において遠心実験の利用が注目を浴び、多くの機関で遠心装置の導入が進んでいる。それは、遠心実験が地盤工学の基礎研究に有力な方法であるとの認識に加えて、実地盤挙動の予測の為に原位置試験の代替が遠心実験で可能ではないかとの期待からである。しかし遠心実験が、実構造物の挙動の定量的解明に利用されるにはいまだ未解決な多くの問題が存在している。

未解決な問題の一つは、模型地盤を如何に作成するかという基本的な問題である。地盤の力学的応答は、地盤

の過去の応力履歴・環境履歴によって形成された土の構造特性に大きく依存している⁶⁾。若い沖積粘土層に見られるように力学特性が主に自重応力履歴に起因する地盤では、実地盤が経た自重応力履歴を模型地盤内に忠実に付与すれば、模型地盤の応答はほぼ実地盤に近いことが期待できよう^{7), 8)}。しかし、構造物基礎が設置されるような堅固な砂・レキ地盤では、自重応力履歴以外の要因による土の構造が発達する可能性がある。スコリア地盤の例では、相対密度が100%を超える密な構造を有していた⁹⁾。このような場合、重力場実験のポアリング法のような低応力場における地盤作成方法では、実地盤の構造特性は再現できず、実地盤挙動の意味ある予測を遠心実験で実施するためには、何らかの方法で土の構造特性を模型地盤に反映させる必要がある。最も明瞭な選択肢としては、不攪乱試料を模型地盤に採用することであり、この選択肢が適切であるかとの疑問に対する説得力ある解答は、実地盤での試験と不攪乱試料を用いた縮尺模型遠心実験との直接比較によって得られるであろう。

不攪乱試料を用いた遠心実験の研究事例は、粘性土の安定問題に2, 3例をみるが⁹⁾⁻¹¹⁾、不攪乱粒状材料を対象にした例は、2次堆積シラス斜面上の載荷試験以外はないようである¹²⁾。そこでは、現場載荷試験と1/20の縮尺遠心模型との直接比較から、極限支持力・破壊メカニズムともに定量的一致を見たものの、破壊時沈下量は遠心実験が3倍程度大きい結果となり、試料の乱れが挙動の差異の一因として挙げられた。

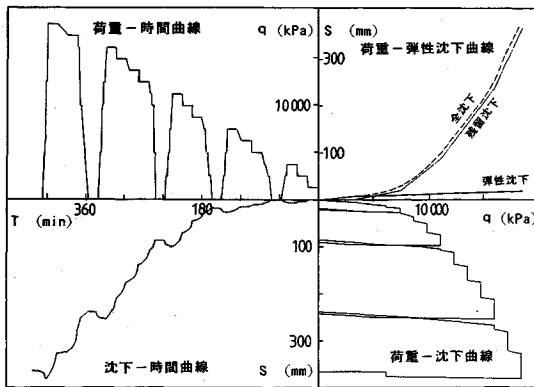
本研究は、密なスコリア地盤で実施された大型載荷試験を、遠心装置内で不攪乱試料を用いてできるだけ忠実に再現し、荷重・沈下挙動、破壊メカニズムについての直接比較を試み、併せて攪乱試料による実挙動の予測の可能性を探るため、攪乱試料を用いた模型地盤についても同様な実験を実施し、攪乱の影響について検討を加えたものである。

* 正会員 Ph. D. 広島大学教授 工学部第四類 (建設系)
(〒724 広島市鏡山1-4-1)

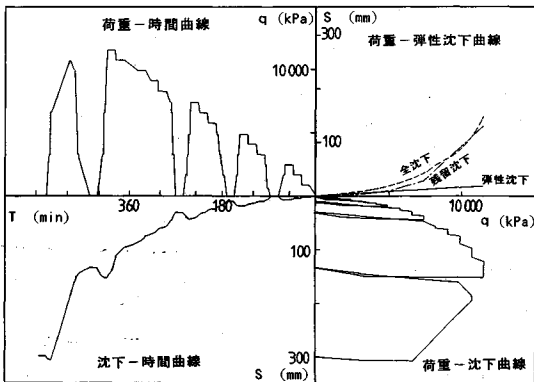
** 正会員 工修 群馬大学助手 工学部建設工学科

*** 正会員 工博 日本道路公団東京第一建設局厚木工事事務所工事長

**** 正会員 (株)白石 開発技術部課長



(a) 正方形



(b) 長方形 (L/B=3)

図-1 現場載荷試験結果

2. 現場載荷試験と不攪乱試料の概要

遠心実験との直接対比を行うために、現場載荷試験³⁾と不攪乱スコリアの挙動⁵⁾をここに簡単にまとめておく。

(1) 現場載荷試験

実験場所は東名足柄橋工事のP5ニューマチックケーソンの作業室内で実施した。試験位置の深さは-20 m (A地盤)、-23 m (B地盤)、-27 m (C地盤)の3つで、試験地盤は洪積世の箱根火山噴出物であるスコリア層で、換算N値が100~500と良く締まっていた。地下水位の深さは-10~-12 mで、試験地盤は全て地下水位以下であった。

載荷装置は、地盤面に薄く敷ならした固練りの早強セメントペーストの上に十分な剛性を有した鋼製フレームの載荷板を設置し、この上に油圧ジャッキを載せ、ジャッキ反力が数個の鋼製スペーサー、さらに作業室天井スラブにアンカーボルトで定着した反力桁を介して上方へ伝達される構造とした。ジャッキヘッドは許容傾斜角 ϕ の可傾式で、載荷点の固定度上はここがヒンジと見なせ、基礎底面から108~138 cm上に位置した。

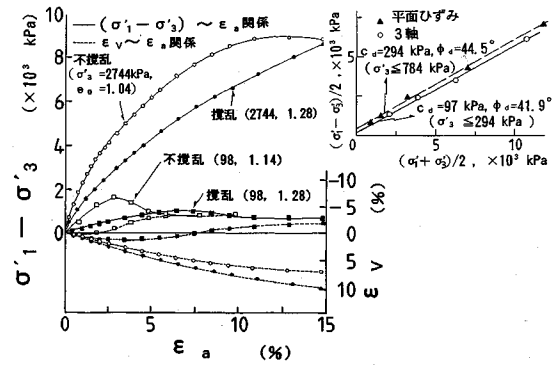


図-2 応力-ひずみ関係 (平面ひずみ圧縮試験)⁵⁾

載荷中の地下水位は、試験地盤に設けた釜場の水位を計測し、作業室の気圧を調整して試験地盤面と一致させたが、湛水したケースや、低くても極限荷重時で基礎幅の4~14%の深さに調節でき、地盤の飽和状態はほぼ確保された。

荷重の載荷はサイクル数が5、ステップ数が14~15の荷重制御方式で行い、荷重保持時間は処女荷重・0荷重で15分間、除荷・履歴荷重で2分間とし、荷重増減の載荷速度は、1ステップ当り1分間を標準とした。予備載荷は、第1段階荷重の1/2の一定荷重で急速繰返しにより残留沈下が生じなくなるまで行った。

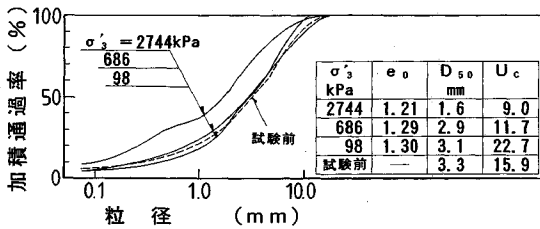
今回比較対象とした基礎幅が $B=40$ cm、長辺 (L) と短辺 (B) の長さの比 (L/B) が1と3の載荷試験結果を図-1に示す。

(2) スコリアの挙動

載荷試験に先立ち、載荷面より1 m上部で不攪乱試料をブロック (300 mm×300 mm×400 mm) で採取し、力学試験・遠心実験ともにこのブロック試料を用いた。

不攪乱状態でのスコリア (B地盤) の平均的な物理特性は、比重 $G_s=2.85$ 、乾燥密度 $\gamma_d=13.6$ kN/m³、間隙比 $e=1.05$ であり、粒度組成は、レキ分含有率 40.0% (最大粒径 $D_{max}=19$ mm)、砂分含有率 57.7% であり、細粒分含有率は 2.3% と少ない。また原地盤は、相対密度が 121% の密な状態で堆積している。

スコリアの不攪乱および攪乱試料について実施した平面ひずみ圧縮試験時の応力~ひずみ曲線 (B地盤、拘束圧 $\sigma'_3=98, 2744$ kPa) が図-2⁵⁾である。図から、不攪乱スコリアの応力~ひずみ関係には拘束圧依存性のあることが伺える。すなわち、 $\sigma'_3=98$ kPa では応力~ひずみ関係に明瞭なピークが見られるが、 $\sigma'_3=2744$ kPa では軸ひずみ 10% においても主応力差は漸増する傾向となる。ダイレイタンス特性も拘束圧により変化し、低圧では膨張、高圧では収縮傾向を示す。攪乱により変形係数が大きく劣化する事実も確認され、またモール円の包絡線からは 100 kPa 程度の粘着力が存在する。



図一三 三軸圧縮試験前後での粒度分布の比較⁵⁾

図一三は、不攪乱試料の三軸圧縮試験後に粒度分布を調べたもので、スコリアにはせん断履歴により粒子破碎が発生する。

このような特徴を持つスコリア自然堆積地盤を、縮尺遠心模型で再現する際の注目点は、模型内に実地盤の応力・ひずみ挙動を再現するには適切な応力レベルの一致が必要であること、それに伴う粒子破碎現象の確認をすること、最大粒径が26.5 mm、レキ分含有率50%程度を含む地盤における粒子サイズの影響を調べることで、さらに模型地盤の攪乱の影響を調べることである。

3. 遠心模型実験

(1) 遠心模型実験装置および試料容器

遠心実験は宇都宮大学工学部に設置されている有効半径1.18 mの遠心模型実験装置¹³⁾を用いて行い、模型地盤作成用試料容器は鋼製の直方体容器(内寸法299 mm×498 mm×262 mm)である。載荷システムは、ACモーター(0.1 kW)で駆動する最大載荷能力49 kNのジャッキを直接容器上部に固定する方式とし、現場載荷試験の載荷・除荷パターンの再現は、遠心外部の制御スイッチの切り替えによって行った。

(2) 模型地盤とその作成

模型地盤は、B地盤から採取された不攪乱ブロックを4箱用いて作成した。不攪乱地盤は、要素試験で採用した凍結方法⁵⁾を用い、地盤作成の手順は加水・凍結・成形・解凍の4段階で行った。具体的手順は以下のとおりである。①加水：不攪乱ブロックの入った木製外箱の上蓋を取り、試料底部外周に直径12 mm程度の排水孔を6箇所あけ、試料上面より噴霧器にて約8000 cc散水し、底部排水孔より漏水するのを確認し、上蓋を取り付け3時間放置する。②凍結：底部排水孔をシリコン充填材で塞ぎ、-20°Cに管理された冷凍庫に2日以上保存する。このとき凍結劣化を防ぐために試料上面をビニールシートで覆っておく。③成形：凍結試料を厚さ180 mm、奥行き200 mm、幅400 mmにダイヤモンドカッターで切断し、攪乱を極力小さくするために厚さ15 mmのベニヤ製の凹型試料出し入れ器に入れ、薄いビニールシートで覆った後冷凍庫で2日以上保存する。④解凍：載荷実験前日に、模型地盤を冷凍庫より取り出し寸

法・重量を測定し、試料出し入れ器に入れたまま遠心試料容器内にセットする。容器側壁と模型地盤の隙間(31 mm)は湿潤した豊浦砂を突き棒で相対密度 $D_r=90\%$ 程度になるまで締固める。その後試料が十分解凍するよう12時間以上実験室内に放置する。

攪乱地盤は、不攪乱地盤作成の残りの試料を使用し、攪乱操作は、要素試験で用いた方法⁵⁾を用いた。模型地盤作成手順は先に述べた4段階の手順の前に締固め段階が付与されるだけで、以後の手順は不攪乱地盤と同様である。⑤締固め：木製箱(200 mm×200 mm×400 mm)の中で一層30 mmで5層に分けて締固める。締固め方法は先に要素試験で行った方法と同じくした。すなわち、木製の板を試料表面に置き、その上からハンドバイブレーターで一層当たり10分間の振動を加える方法で行い、現場の不攪乱地盤(B地盤)の平均値に近い乾燥単位体積重量 $\gamma_d=13.5 \text{ kN/m}^3$ を得た。

(3) 遠心模型実験

遠心模型実験に用いた模型フーチングは、30 mm厚の鋼製で地盤剛性に比べ十分剛性が高い。フーチング底面は、セメントペーストを薄く塗布して、現場試験と同様に十分粗な条件となるようにした。荷重伝達方式は、フーチングの回転を許すヒンジ結合とし、載荷点の高さはフーチング底面より50 mmの位置で、現場試験の条件の1/22~1/28縮尺になっている。

実験手順は不攪乱・攪乱地盤共に同様に以下の通りである。まず試料容器の下部から2時間通水を行い、地盤の飽和状態を高めた後、試料容器を遠心アームに取り付ける。その後、載荷システムをセットし、模型地盤表面を水で満す。遠心アームを約4分間で13.3 Gまで加速し、15分間同一Gを保持し、模型地盤内が平衡状態に達するのを待って載荷実験を開始した。その際、水深は模型地盤表面中央で地表面に一致するように保持した。

載荷過程は、現場試験に従い載荷・荷重保持・除荷のパターンを必要回数繰り返す。破壊荷重が得られるまでか、あるいは変位量が25 mmに達するまで載荷を継続し実験を終了とした。載荷パターンの時間縮尺は $1/n^2$ 則に従い決定した¹⁴⁾。すなわち、現場試験の初期載荷・除荷パターンから載荷速度4.0 mm/min、載荷保持時間5 sec、除荷速度4.0 mm/minの変位制御方式とした。なお、装置全体のなじみを確保するための予備載荷過程は、現場試験では第1サイクル第1段載荷の1/2の小さな荷重にて地盤へ影響を及ぼさぬよう実施したが、装置が小規模な遠心実験ではこれを省略した。

載荷実験終了後は、写真撮影および地盤表面・すべり面の目視観察、計測を行い、同時に粒度分布・含水比・単位体積重量の測定を実施した。

(4) 実験ケース

載荷実験は、B地盤で行われた現場試験の正方形(B

表-1 実験条件およびケースの一覧表

実験ケース	L/B	γd (kN/m^3)	D50 (mm)	Dmax (mm)	レキ分 (%)
US-1	3	12.80	2.90	19.0	59.2
US-2	1	12.97	3.40	19.0	76.0
US-3	3	13.80	2.20	19.0	53.0
US-4	1	13.93	2.90	19.0	60.4
US-5	3	12.10	1.17	19.0	33.3
US-6	1	13.85	0.95	19.0	27.2
US-7	3	13.80	0.95	19.0	17.3
DS-1	3	13.23	1.20	19.0	26.7
DS-2	1	13.60	1.00	19.0	26.9
DS-3	3	13.74	0.80	19.0	27.9
DS-4	1	13.42	1.15	19.0	23.8
現場(B)	1	13.63	1.40	26.5	40.0
	3		1.17		

注) US: 不撓乱 DS: 撓乱

=40 cm, L/B=1) および長方形 (L/B=3) 基礎の2ケースの直接比較を目標として、不撓乱地盤7ケースを実施した。さらに模型地盤の撓乱の影響を定量的に把握するために、撓乱地盤についても載荷実験を4ケース行い、計11回の実験を行った。なおここで、実験の再現性を確認するため、同一条件のケースを少なくとも2回以上実施するよう計画した。すべてのケースの実験条件、および試料性状を表-1にまとめた。

遠心実験の模型フーチングサイズは、試料容器の平面寸法に対して予想破壊領域が容器境界に到達しないように考慮し、正方形では30 mm×30 mm、長方形では30 mm×90 mmに決定した。遠心加速度は、換算基礎幅が現場試験の基礎寸法に等しくなるよう13.3 Gとした。なお、遠心加速度13.3 Gの回転半径は、模型地盤表面から35 mmの深さの位置、すなわちフーチングの貫入に伴い生じる破壊領域のほぼ中心付近に対応する。

4. 遠心実験と現場試験との直接比較

ここでは、2.で示した現場載荷試験結果(図-1)と遠心実験(不撓乱地盤)結果を、図-1の第二象限(荷重～全沈下曲線)、第一象限(荷重～弾性沈下曲線)および第四象限(沈下～時間曲線)について直接比較する。そして破壊メカニズムについての比較の後、不撓乱地盤・撓乱地盤の両遠心実験結果の比較を示す。

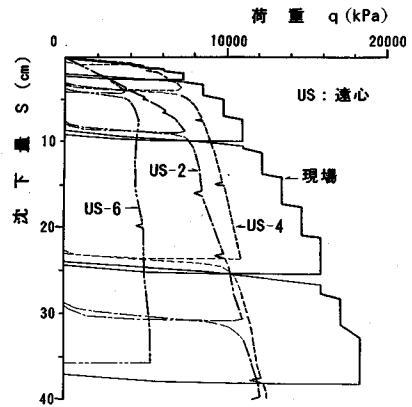
(1) 荷重-沈下曲線(図-1: 第二象限)

図-4は、荷重～全沈下量の直接比較を示したものである。図から直ちに知られることは、現場試験に比べて遠心実験では、①初期地盤反力係数が小さいこと、および②極限支持力値が小さいことの2点である。この事実は、基礎の形状には依らないようである。

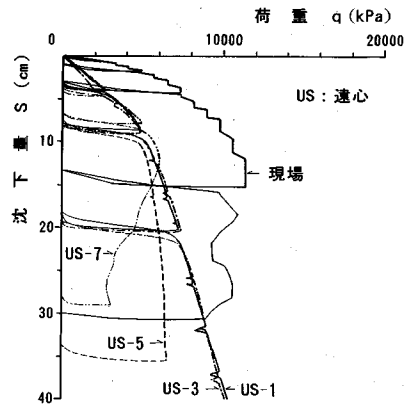
以下それぞれの定量的比較においては、遠心実験の中で類似の挙動を示したUS-2,4(正方形), US-1,3(長方形)のデータに基づき行うこととし、遠心実験間の挙動のバラツキについては後に再び議論する。

a) 初期地盤反力係数について

荷重～沈下曲線の初期地盤反力係数を遠心実験(遠)



(a) 正方形 (L/B=1)



(b) 長方形 (L/B=3)

図-4 荷重-全沈下量曲線

と現場試験(現)の比で比較すると正方形基礎では、遠/現=0.23 (US-2), 0.98 (US-4), 長方形基礎では、遠/現=0.19 (US-1), 0.17 (US-3)となる。また、除荷・再載荷の勾配は、正方形基礎では、遠/現=0.27~1.89 (除荷), 遠/現=0.72~1.39 (再載荷), 長方形基礎では、遠/現=1.32~2.63 (除荷), 遠/現=0.85~1.16 (再載荷)の範囲となった。

遠心実験から得られた初期地盤反力係数は、極めて良く一致したUS-4を除き基礎形状に依らず現場試験の値の1/4~1/6程度と極めて小さい。この過小評価は遠心実験で予備載荷を省略したこととの関連が考えられるが、その影響を定量的に検討する現場データは今回得られなかった。しかし、再載荷時の地盤反力係数は現場試験結果と±40%程度の差異に留まっている。このことは、今回の遠心実験では地盤の弾性変形挙動はほぼ再現しているものの、塑性変形に関する相似性が低いことを示している。

b) 降伏・極限支持力について

降伏支持力および極限支持力の定量比較を行ったのが、表-2である。ここで降伏支持力・極限支持力の決

表一2 降伏支持力, 極限支持力一覧表

実験ケース	降伏支持力 q_y (kPa)	qy時沈下 S_y/B	極限支持力 q_f (kPa)	qf時沈下 S_f/B
正方形(L/B=1)				
現場	7 546	0.076	12 250	0.345
US-2	6 762(0.90)	0.183(2.41)	8 330(0.68)	0.395(1.06)
US-4	6 958(0.92)	0.080(1.05)	9 310(0.76)	0.275(0.80)
US-6	4 214(0.56)	0.140(1.84)	4 574(0.37)	0.180(0.52)
長方形(L/B=3)				
現場	5 390	0.057	11 434	0.381
US-1	4 606(0.85)	0.240(4.21)	5 989(0.52)	0.335(0.88)
US-3	4 802(0.89)	0.213(3.74)	6 968(0.61)	0.450(1.18)
US-5	4 704(0.87)	0.210(3.68)	5 586(0.49)	0.375(0.98)
US-7	4 655(0.86)	0.180(3.16)	6 006(0.53)	0.300(0.79)

注) () 内数値は(遠心実験)/(現場試験)の比を表す。

定法は、現場試験と同じくした。すなわち降伏支持力は、荷重強度(q)と沈下量(S)の関係を両対数グラフにプロットし、初期の直線部分と後半部の直線部分をそれぞれ延長しその交点の荷重値とし、ピーク荷重を示さない場合の極限支持力の決定は、荷重～沈下曲線の後半部に直線を示し始める荷重とした。

いずれも遠心実験の値は現場試験より小さく、降伏支持力で最大15%小さく、極限支持力値は現場試験の50~75%となり、遠心実験は小さな値を与えている。これは、乾燥豊浦砂を用いた大型載荷実験と対応する遠心実験の比較実験⁵⁾結果をもとに、基礎幅と粒子サイズの比の支持力への影響として指摘された「実際の砂を用いた遠心実験による支持力は、現実を過大評価している」¹⁾との警告とは反対の結果である。また遠心実験と現場試験の一致度は、初期地盤反力係数の過小評価に比べると支持力値では比較的良好な結果となっている。

表一2では降伏支持力時、極限支持力時の沈下量・基礎幅比(S_y/B , S_f/B)も比較した。基礎の沈下量は、降伏支持力時では、初期地盤反力係数でも良い一致を示したUS-4のケースを除くと、遠心結果の方が現場試験に比べて2~4倍と大きく、その傾向は長方形基礎で著しい結果となった。極限支持力時では遠心実験と現場試験の比が0.80~1.18と、比較的良好一致した。

c) 遠心実験のパラツキ

遠心実験は、同一条件で2回以上実施したが、以下のようなパラツキを示した。

初期地盤反力係数は、正方形で(98~430)×10³ kN/m², 長方形で(60~69)×10³ kN/m²であり、再載荷時の直線部の地盤反力係数は、正方形で(38~79)×10⁴ kN/m², 長方形で(33~43)×10⁴ kN/m²である。降伏支持力は正方形で4 200~7 000 kPa, 長方形で4 600~4 800 kPaであり、極限支持力は正方形で4 600~9 300 kPa, 長方形で5 600~7 000 kPaである。

明らかに挙動の異なるUS-6を除くと降伏支持力のパラツキは極めて小さいが、極限支持力、地盤反力係数の二つの指標でパラツキが認められた。その傾向は正方形基礎で著しく、載荷面積が3倍の長方形基礎ではパラツキは減少している。この事実は、縮尺模型を用いる場合、

実地盤の局所的なパラツキが存在すると、それが模型実験結果に大きく影響されるが、それは載荷面積が大きくなると減少する傾向があることを示唆している。遠心実験において縮尺模型挙動が、実地盤の代表的挙動となるには大きな模型地盤が必要な所以である。さらに、再載荷時の地盤反力係数のパラツキが正方形・長方形ともに初期地盤反力係数のそれより小さいことは、模型地盤の地表面近傍の不均一性・大粒径の存在、ベディングエラーが初期挙動に敏感に影響することの表れである。なお、B地盤の間隙比の変動係数は8%⁵⁾であり、US-5を除いた遠心不攪乱試料6ケースの間隙比は、平均値から標準偏差の±1.3倍の範囲に全て入っていた。

(2) 弾性沈下(図一1:第一象限)

図一1の第一象限の現場試験の荷重と弾性沈下の関係を、遠心実験と比較した結果が図一5である。

図から明らかなように、正方形、長方形ともに弾性沈下は降伏支持力を超えても極めて良い一致を示している反面、残留沈下は大きく異なり、現場試験と遠心実験とでは、地盤内の塑性ひずみの発達に差異があることが明らかである。

残留沈下が急増する応力点は、正方形、長方形基礎ともに降伏支持力 q_0 の近傍である。

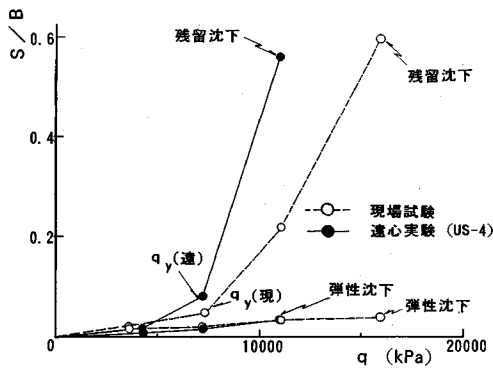
(3) 沈下-時間(図一1:第三象限)

プロトタイプに換算した載荷時の沈下量と時間の関係を、正方形、長方形両基礎について現場試験と遠心実験と比較すると図一6のようになる。

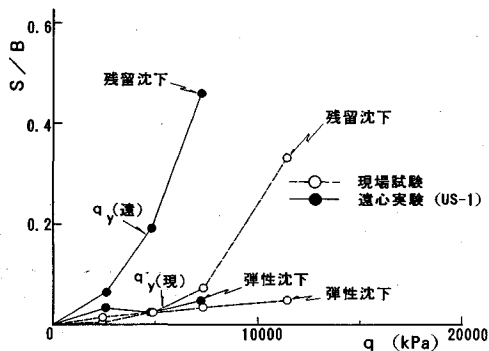
今回の遠心実験での載荷速度は、現場試験で得られた沈下～時間関係の初期直線部分の結果を合わせるように決定しその後も同一としたため、現場試験の第3回目までの繰返し載荷の荷重レベルまでは、現場試験と遠心実験の対応関係は良好であるが、それ以後の後半部では一致していない。それは荷重制御方式の現場試験では、破壊荷重に近づき沈下が急速に進行し、変位に関する載荷速度が初期に比べて速くなるためである。すなわち、載荷後半部では、遠心模型実験の方がより排水載荷条件に近いことになっている。先に述べたように現場試験および遠心実験は、両者とも十分排水条件を保持していると考えられ、載荷速度の影響は小さいと予想される。もし影響が残っている場合は、密な粒状土のせん断強度は排水強度の方が非排水強度より小さくなるため、遠心実験は支持力を小さめに評価する方向の要因となっていることになる。本実験では、沈下速度が現場試験とほぼ忠実に対応しているのは、正方形基礎の場合、現場試験の降伏支持力の1.15倍、長方形基礎の場合1.35倍までの部分である。

(4) 破壊メカニズム

載荷実験終了後、試料容器内から注意深く試料取り出し器ごと実験地盤を取り出して、地盤正面からストレー



(a) 正方形 (L/B=1)



(b) 長方形 (L/B=3)

図-5 荷重-弾性沈下関係

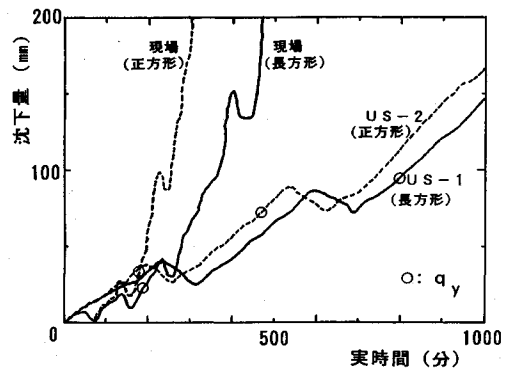


図-6 プロトタイプでの沈下-時間関係の比較

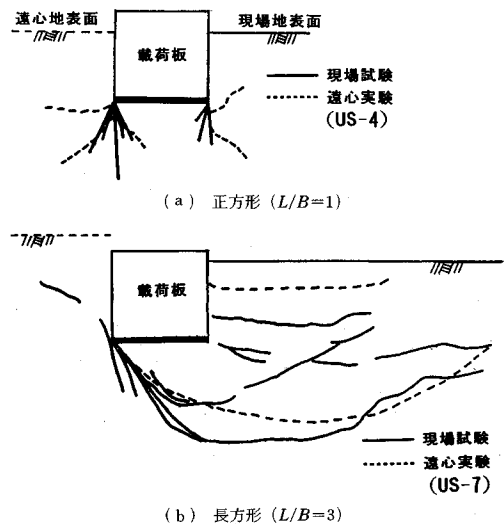


図-7 すべり形状の比較

トエッジを用いて中央断面を切り出して破壊メカニズムの観察を行った。観察は目視と現場試験でも実施したマチ針を刺して容易に入る部分を連ねてすべり線を確認する方法³⁾で行った。

地盤断面のすべり形状を現場試験と遠心実験(正方形: US-4, 長方形: US-7)で比較すると図-7のようになる。

正方形基礎の場合、現場試験は明瞭な主動くさびを形成しておらず、遠心実験でもフーチング端から生じるすべり線が放射状に伸びていた。しかし、現場試験で観察された色調の変化を伴う明瞭なすべり線³⁾は、遠心模型中には確認できなかった。

長方形基礎の現場試験では、フーチング端から発する灰色に変色したせん断帯が受働域のすべり線に連続し、明確なすべり線が観察された。ピーク荷重の現れた US-7 ではフーチング端から両側に伸びたすべり線が認められ、その形状は現場試験結果に近い。

(5) 現場試験と遠心実験結果の差異

いままで現場試験と遠心実験の直接比較を試みた結果、今回の遠心実験では以下の点で現場試験と一致あるいは差異が認められた。

① 初期地盤反力係数が 1/4~1/6 と現場より極めて小さく、再載荷時の地盤反力係数は現場試験の 70~140%

となった。② 弾性変形量は降伏支持力を超えてもかなり精度良く一致する。③ 降伏支持力は 10~15%、極限支持力は 25~50% 安全側に予測し、その時の沈下量・基礎幅比は降伏支持力で 1~4 倍と大きく、極限支持力ではほぼ等しい。

さらに次の事実も認められた。

④ 基礎断面積の小さい正方形基礎の方が、実験間のバラツキが大きい。⑤ 推定破壊メカニズムは定性的一致は見られたが、正方形基礎では明確なすべり線の発生は確認されなかった。

この現場試験と遠心実験の差異の主な理由は、模型地盤の乱れ、模型と現場の基礎幅と粒子サイズの比、境界条件の差異、の3点に帰せられると考えられる。

a) 地盤の乱れ

模型地盤は、サンプリングに伴い異方応力状態からほぼ等方応力状態に至り、その後遠心場で再び異方応力状態に達すると考えられる。要素試験の結果からは理想試料から完全試料への応力変化に伴う強度の劣化は小さい

とされ¹⁶⁾、また不攪乱スコリアについて凍結・融解の応力~ひずみ関係への影響も小さいことを確認している⁵⁾。したがって模型地盤の乱れは、試料採取・運搬時、模型地盤作成時の機械的乱れによるものが主なものと考えられるが、その定量化は難しい。ほぼ同様な実験手法で行われたシラスの遠心実験結果では、初期地盤反力係数は現場実験の1/3程度であり、今回のような1/4~1/6の低下は乱れですべて説明できそうにはない。

今回は支持力も過小評価する結果となった。内部摩擦角は乱れは敏感ではない⁵⁾が、粘着力は乱れに敏感でその劣化が支持力値に大きく影響することが想像される。これは4.(6)の攪乱地盤の実験結果との比較で再び触れるが、現場試験と遠心実験における支持力の大小関係は、乾燥砂を用いた摩擦成分のみを有する模型実験の議論から直ちに、粘着力成分を有する自然堆積砂レキも含めた形で一般的な結論を導くのは注意が必要である。

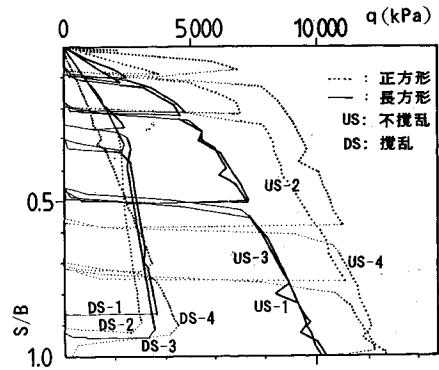
b) 基礎幅と粒子サイズ

塑性変形が、粒子骨格の再配列と粒子の回転を伴うものであれば、粒子サイズが大きいほど強度発現までの塑性変形量は当然大きいと予想される。これは遠心実験だけの問題ではなく、縮尺模型を用いる場合すべてに共通の事項である。

乾燥砂を用いた模型実験からは、粒子サイズの影響は「小さい」と「無視しえない」との対立する意見が存在している。25~75倍の範囲に基礎幅と粒子サイズの比を変化させた遠心実験では影響が少ないとの報告¹⁷⁾があり、乱した豊浦砂を用いた岡原ら¹⁵⁾のデータも重力場と遠心場では初期地盤反力係数値に差はなく、森影ら¹⁸⁾もレキ分を含まない $D_{50}=0.31$ mm の稲城砂で直径8~30 mm の円形基礎を60 G の遠心載荷実験を行い、 $B/D_{50}=100$ 以上なら初期地盤反力係数に差異がないデータを示している。

1/3に初期地盤反力係数が低下した不攪乱シラスの場合、 $D_{max}=9.52$ mm、 $D_{50}=0.2\sim0.3$ mm 程度¹⁹⁾で、 $B/D_{max}=3.15$ 、 $B/D_{50}=100\sim150$ である。これに比べ、今回の不攪乱スコリアでは、 $D_{max}=19$ mm、 $D_{50}=0.95\sim3.40$ mm であり、正方形基礎の場合は $B/D_{max}=1.58$ 、 $B/D_{50}=9\sim32$ と、基礎幅と粒子サイズとの比は不攪乱シラスの場合の約1/6程度となっている。さらに今回用いたスコリアはレキ分含有率が平均46.6%もあった。それ故、模型基礎幅と粒子サイズとの比の小ささも遠心実験が塑性変形を大きめにした要因であろう。この粒子サイズの影響は、降伏支持力時の沈下量が遠心模型で極めて大きい結果とも符合する。

この基礎幅と粒子サイズとの比は、ベディングエラーとしても影響する。正方形基礎の場合、初期地盤反力係数に4倍のバラツキが観測されたものの、再載荷時の地盤反力係数のバラツキは高々2倍に留まっていることに



図—8 荷重-沈下曲線 (不攪乱地盤と攪乱地盤の比較)

も現れている。さらに長方形基礎の方がバラツキが小さいことは、基礎寸法あるいは基礎面積と粒子面積との比の大きい方がバラツキが小さいことと関連していると解釈されよう。

以上を考え合わせると、今回の基礎幅と粒子サイズとの比=9~32は実験結果に無視しえない影響を与えたものと判断される。

c) 境界条件の差

実験では模型地盤を遠心試料容器挿入時の操作上のため、基礎長軸方向は31 mmの締め固めた豊浦砂を用いた。そのせん断強度は不攪乱スコリアよりも小さく、弱層の存在となった可能性はある。事実、長方形基礎で一番小さな極限支持力を示したUS-5の場合、豊浦砂方向へのクラックの発生が観測された。側方拘束力の不足が、初期地盤反力係数の過小評価の一因である可能性は残る。

また、極限支持力が長方形基礎では約50%と正方形基礎に比べ過小評価の程度が強いことも、長方形基礎の場合、境界条件の影響を受けていたと判断させる理由になっている。

また、現場と遠心との載荷システムの差も、荷重~沈下挙動、極限支持力に敏感に影響する。これは遠心実験が常に過小評価となる必然性はないが、境界条件の差異の中にも含まれるものであろう。

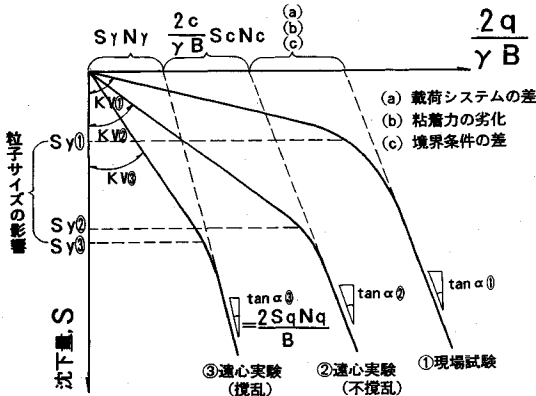
(6) 攪乱の影響

現場試験と不攪乱地盤を用いた遠心実験とで差異が見られ、その理由の一つに、模型地盤の乱れ、すなわち実物と模型地盤とで土の構造特性が変わっている可能性を指摘した。ここで他の要因をすべて同一とし、攪乱による構造特性のみの差異を調べるために実施した攪乱地盤と不攪乱地盤の遠心実験同士の比較を行う。

攪乱地盤実験で得られた荷重~沈下曲線を不攪乱地盤の結果と比較したものが図—8である。ここにおいても、現場試験と不攪乱地盤遠心実験との差異と同様、攪乱地盤結果は、不攪乱地盤結果に比べ、(1)初期地盤反力

表一三 降伏支持力, 極限支持力一覧表 (攪乱地盤)

実験ケース	降伏支持力 q _y (kPa)	q _y 時沈下 S _y /B	極限支持力 q _f (kPa)	q _f 時沈下 S _f /B
正方形 (L/B=1)				
DS-2	2 058	0.250	2 286	0.350
DS-4	—	—	—	—
長方形 (L/B=3)				
DS-1	2 303	0.300	2 646	0.400
DS-3	2 450	0.270	2 614	0.337



図一四 荷重-沈下曲線の模式図

係数は小さく、(2) 極限支持力が小さいことが知られる。

ここで特徴的なのは、異なる挙動を示した DS-4 を除いて初期地盤反力係数が 1/3~1/5 と小さいこと、再載荷時の地盤反力係数、および降伏時の沈下量がほぼ同じであること、支持力値 (表一三) が 1/2~1/4 と大きく違うことである。

不攪乱地盤と攪乱地盤の実験条件は、地盤作成時の攪乱操作以外は同一と考えられるので、これらの差異の原因は、土の構造の変化と考えられよう。

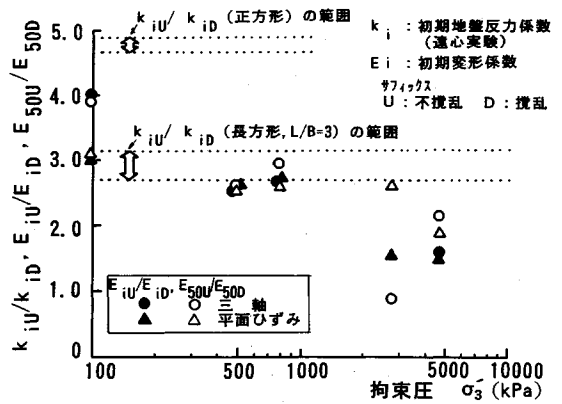
5. 遠心実験の適用性について

今まで検討してきた結果に基づき、遠心実験が大型実物試験の代用となりうるかを検討してみる。

今回一連の現場試験、不攪乱地盤遠心実験、および攪乱地盤遠心実験から得られた荷重~沈下曲線を模式的に描くと図一四のようになる。そして支持力値、地盤反力値ともに、

攪乱地盤遠心実験 < 不攪乱地盤遠心実験 < 現場試験の大小関係になる結果となった。

不攪乱地盤と攪乱地盤との遠心実験同士の差異は、実験方法・模型地盤作成方法から考えて応力条件・変形条件・載荷条件は同一とみなされ、この両者の差異は直接、攪乱に伴う地盤の構造の変化 (変形係数の劣化と粘着力の喪失) としてよいであろう。したがって、正規化された極限支持力の式はそれぞれ、



図一五 変形係数, 地盤反力係数の比較

不攪乱地盤: $2q/\gamma B = (2S_c c N_c / \gamma B)$

$$+ (2S_q S N_q / B) + S_r N_r \dots \dots \dots (1)$$

攪乱地盤: $2q/\gamma B = (2S_q S N_q / B) + S_r N_r \dots \dots \dots (2)$

と書き表されよう。ここで S_c, S_q, S_r は形状係数、 B は基礎幅、 S は根入れ深さ (沈下量) である。

これに基づき不攪乱と攪乱の差異を支持力から整理すると図一四に示すように理解される。すなわち、攪乱地盤から得られる無次元表示された荷重~沈下曲線③から $S_r N_r, S_q N_q$ が図のようにもとまる。そして、不攪乱地盤では、 $\tan \alpha_{\text{②}} = \tan \alpha_{\text{③}}$ として $S_c c N_c$ だけ平行移動した荷重~沈下曲線②が予想される。事実、図一四はその考えの合理性の一端を示唆している。ただしここでは粘着力成分、摩擦成分のひずみ依存性は考慮していない。

初期地盤反力係数の差は土の骨格構造の変化、要素試験での変形係数の劣化として捉えられよう。図一五は平面ひずみおよび三軸圧縮試験から得られた初期変形係数 E_i および変形係数 E_{50} の不攪乱試料と攪乱試料の比と拘束応力の関係である。図中には支持力遠心実験から得られた初期地盤反力係数値の比も示してある。このように両者の比はほぼ同程度であることがわかる。

このことは、降伏支持力時の沈下量がほぼ同程度であることに注意すれば、攪乱地盤遠心実験と、不攪乱・攪乱試料を用いた要素試験から不攪乱遠心実験が大略推測ができる可能性を示している。すなわち遠心実験から荷重~沈下曲線③を求め、初期地盤反力係数を $KV_{\text{②}} = (E_{iU}/E_{iD})KV_{\text{③}}$ と補正し、降伏沈下量を $S_{y\text{②}} = S_{y\text{③}}$ とし、後半部はそのまま③を平行移動させればよい。

つぎに実地盤と不攪乱地盤遠心実験との差異は、何に起因するのであろうか。原地盤の極限支持力は、不攪乱地盤と同じく (1) 式で与えられるが、酸化、応力解放など地盤の乱れで c の値が異なると予想される。また鉛直支持力は、小さい水平荷重やモーメント荷重に極めて敏感である²⁰⁾。すなわち荷重~沈下曲線①と②の違いは、 c の劣化と載荷条件の差も含めた境界条件の差および基

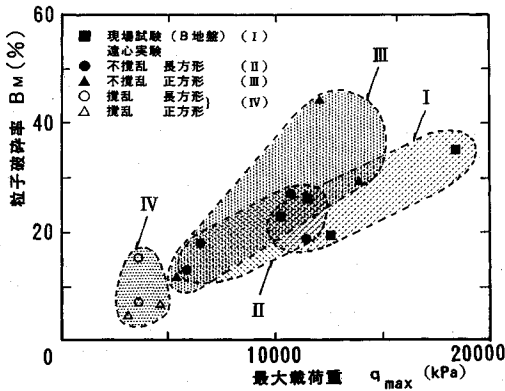


図-11 最大載荷重と粒子破砕率との関係

破壊幅と粒子サイズとの比の差が主要因であると結論づけられよう。これについては4.でも論じたが、これら定量的評価は現在の所研究段階²¹⁾であり、荷重～沈下曲線②から①への補正の根拠は見つかっていないようである。

スコリアは、せん断破壊につれ粒子破砕が認められている。最後にこのことについて述べて置く。上述した載荷条件・地盤条件の差異によって得られる荷重～沈下関係は変化し、地盤内に作用される最大応力レベルも地盤の支持力の大小関係に従う。その必然的な結果として、粒子破砕現象も変化する。載荷による粒子破砕の程度を調べるために、フーチング直下試料と十分離れた位置での試料の粒度分布を比較し、Marsalの方法²²⁾で粒子破砕率 B_M を算出し、これと最大載荷重との関係をプロットしたものが図-11である。荷重レベルと粒子破砕率とはほぼ直線関係が存在するようであり、遠心実験により、現場試験のフーチング直下で生じた粒子破砕の事実は再現されたものの、破砕の程度は、地盤の支持力に依存し、実物と模型とで支持力の一致が得られないと粒子破砕の程度も一致しないことが明らかとなった。

以上いくつかの差異の要因の可能性を指摘しながら、遠心実験の適用性について考えてみた。今回対象とした最大レキ径が20 mm程度を含むやや固結した粒状材料からなる地盤を支持地盤とするケースは、決して希ではない。これを直径3 m程度の小型遠心装置で、不攪乱試料を用いて1/13.3の縮尺で遠心実験を行った結果、地盤の乱れ・境界条件の差異・粒子サイズの影響の問題が浮き彫りにされ、原位置試験の代替としての遠心実験の適用性の範囲の存在が示唆された。したがって、さらに大きな縮尺(n)と高い遠心加速度を用いた実験は、少なくとも粒状材料からなる地盤については、遠心実験の実地盤への直接適用は十分なる注意が必要であると判断される。

6. 結 論

密なスコリア地盤での大型現場載荷試験を縮尺模型でシミュレートするために、不攪乱試料、攪乱試料を用いて一連の遠心実験を行い、現場試験との直接比較を試みた。遠心実験の実地盤への適用性について同様の直接比較実験結果の蓄積が望まれるが、今回の実験からは以下のような知見を得た。

(1) 不攪乱模型地盤を用いた遠心実験は、降伏支持力値を15%以内の精度で安全側に予測し、初期地盤反力係数を1/4程度に小さく、再載荷時地盤反力係数はほぼ正しく見積もった。また、降伏支持力までは弾性変形量を精度良く予測したが、塑性変形量は過大に見積もった。

(2) 破壊メカニズムについては、現場試験・遠心実験との間に定性的一致がみられた。

(3) 塑性変形量の過大評価は、今回用いた基礎幅と粒子サイズとの比、 $B/D_{50}=9\sim32$ の小ささによることが示唆された。

(4) スコリアの粒子破砕現象が、遠心実験でも再現されたが、破砕の程度は地盤に作用される最大荷重とほぼ比例し、支持力予測と粒子破砕程度予測には強い相互関連が存在することが示された。

(5) 攪乱地盤と不攪乱地盤との遠心実験比較から、初期地盤反力係数の劣化は、要素試験での変形係数の劣化とほぼ同程度であった。

謝辞：本研究では、東京工業大学 木村 孟教授に有益なご助言を、宇都宮大学 横山幸満教授・上野勝利助手には遠心実験実施についてご配慮を頂いた。また住友建設技術研究所 上原精治氏には試料作成についてご協力頂いた。以上の方々にお礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 龍岡文夫・森本勲・谷和夫・岡原美知夫・高木章次・森浩樹・龍田昌毅：農業土木技術者のための最新土質工学(その8)―試験結果の解釈と理論・解析との関連性(砂地盤上の基礎の支持力問題の例)―，農業土木学会誌，Vol. 58, No. 2, pp. 201~209, 1990年。
- 2) 毛戸秀幸・前田良刀・上原精治・日下部治：しらす斜面上の段切り基礎の大型模型載荷実験，土木学会論文集，No. 397/Ⅲ-9, pp. 75~84, 1988年。
- 3) 前田良刀・日下部治・大内正敏：密なスコリア層における大型三次元基礎の支持力特性，土木学会論文集，No. 430/Ⅲ-15, pp. 97~106, 1991年。
- 4) 大内正敏・日下部治・前田良刀：ニューマチックケーソン内の載荷試験の経験と破壊機構の観察，土木学会論文集，No. 448/Ⅲ-19, pp. 141~150, 1992年。
- 5) 日下部治・前田良刀・大内正敏・萩原敏行：不攪乱スコリアの強度・変形特性と攪乱の影響，土木学会論文集，No. 439/Ⅲ-17, pp. 69~78, 1991年。

- 6) Leroueil, S. and Vaughan, P.R. : The general and congruent effects of structures in natural soils and weak rocks, *Geotechnique*, 40, No.3, pp.467~488, 1990.
- 7) Kimura, T., Kusakabe, O., Takemura, J. and Saitoh, K. : Preparation of a normally consolidated clay stratum in a centrifuge, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.4, pp.71~83, 1984.
- 8) 中瀬明男・木村 孟・竹村次朗・萩原敏行：クラストを有する軟弱地盤の支持力について，土木学会論文集，No.382/Ⅲ-7，pp.237~244，1987年。
- 9) Lyndon, A. and Schofield, A.N. : Centrifugal model of a short-term failure in London clay, *Geotechnique*, 20, No.4, pp.440~442, 1970.
- 10) Lyndon, A. and Schofield, A.N. : Centrifugal model tests of the Lodalén landslide, *Canadian Geotechnical Journal*, 5, pp.1~13, 1978.
- 11) Goodings, D.J. : Centrifugal modelling of slope failures, Ph.D. Thesis, Cambridge University, 1979.
- 12) Fujii, N., Kusakabe, O., Keto, H. and Maeda, Y. : Bearing capacity of a footing with an even base on slope ; Direct comparison of prototype and centrifuge model behaviour, *Centrifuge' 88*, pp.301~306, 1988.
- 13) Kusakabe, O., Yamaguchi, H. and Morikage, A. : Experiment and analysis on the scale effect of N_v for circular and rectangular footings, *Centrifuge' 91*, pp.179~186, 1991.
- 14) 高田直俊・日下部治：講座 遠心模型実験 3. 原理，土と基礎，Vol.35, No.12, pp.89~94, 1987年。
- 15) 岡原美知夫・高木章次・小幡宏・森浩樹・小池信・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，pp.1239~1242，1989年。
- 16) Nakase, A., Kusakabe, O. and Nomura, H. : A method for correcting undrained shear strength for sample disturbance, *Soils and Foundations*, Vol.25, No.1, pp.52~64, 1985.
- 17) Mikasa, M. and Takada, N. : Significant of centrifuge model test in soil mechanics, *Proceedings of 8th ICSMFE*, Vol.1, pp.273~278, 1973.
- 18) 森影篤史・日下部治・山口柏樹・小林利雄：乾燥砂上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。
- 19) 龍岡文夫・黄景川・上原精治・前田良刀：不攪乱二次堆積しらすの平面ひずみ圧縮試験，土と基礎，Vol.36, No.4, pp.57~62，1988年。
- 20) Georgiadis, M. and Butterfield, R. : Displacements of footings on sand under eccentric and inclined loads, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.25, No.2, pp.199~212, 1988.
- 21) 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ー資料457-，土と基礎，Vol.38, No.2，1990年。
- 22) 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。
(1992.1.31 受付)

CENTRIFUGE MODELING OF IN-SITU LOADING TESTS USING UNDISTURBED SCORIA SAMPLES

Osamu KUSAKABE, Toshiyuki HAGIWARA, Yoshito MAEDA and Masatoshi OHUCHI

A series of centrifuge tests with a reduced model by factor of 1/13.3 was performed using undisturbed block samples of scoria, containing gravel size particles to attempt direct comparisons with large-scale in-situ loading tests. It was found that centrifuge models predicted yield loads to be 85~93% of corresponding prototypes, and elastic deformations close to the prototypes. It was also seen that in the models, clear slip lines were not developed, and settlements at yield load were much larger than those in prototype. It was inferred that the two observations may be due to particle size effect.