

III-386

自然堆積の不攪乱・攪乱砂質土試料を用いた支持力遠心実験

群馬大学工学部 正会員 萩原 敏行 (株)日本基礎技術 正会員 関 晴夫
 広島大学工学部 正会員 日下部 治 株式会社 白石 正会員 大内 正敏
 九州共立大学 正会員 前田 良刀

1. はじめに

筆者らは、早川河口砂地盤上で実施された直接基礎の現場載荷試験との直接比較を、遠心実験装置を用いた早川河口砂の不攪乱ブロックによる縮尺模型実験により行った結果について報告した¹⁾。本論文では、引き続き同一の材料を用いた攪乱地盤上で支持力遠心実験を行い、先に実施した不攪乱地盤の実験結果との比較より、自然堆積地盤の支持力・変形挙動に及ぼす攪乱の影響、支持力係数の寸法効果について検討した。

2. 支持力遠心実験の概要

実験に用いた試料は、小田原市早川河口より採取した自然堆積砂²⁾で、その物理・力学特性は表-1に示す通りである。実験は、 $B=0.4$ mの正方形基礎で行われた現場試験³⁾との直接比較、ならびに基礎の寸法効果を調べる目的で、不攪乱・攪乱地盤について実施した(表-2)。模型フーチングは $3\text{ cm} \times 3\text{ cm}$ の寸法で行い、また重力場、33.3G、50Gの攪乱地盤のケースは、模型地盤は乾燥試料を用いたポアリング法により、不攪乱地盤と同一な密度となるように調整して作成し、他は飽和条件とした。この他の実験方法の詳細は、文献¹⁾に示す通りである。

表-1 試料の物性値

G s	2.76
D_{50} (mm)	0.17
U_c	1.73
細粒分 (%)	2.1
e_{max}	1.36
e_{min}	0.85
三軸試験 ²⁾ c' (kN/m ²)	5.0
ϕ' (°)	47.7

3. 実験結果と考察

表-2 実験ケースの一覧

実験ケース	地盤条件	遠心加速度 (G)	支持力係数 N_{cr}	q_r 時沈下比 S_f/B	地盤反力係数 $K_v (\times 10^3 \text{ kN/m}^2)$ (初期)
IU-1	不攪乱	1.0	1888	0.07	235.20
IU-2	不攪乱	13.3	534	0.23	17.20
IU-3	不攪乱	33.3	214	0.26	11.70
IU-4	不攪乱	50.0	190	0.18	17.60
HD-1	攪乱	1.0	559	0.09	58.80
HD-2	攪乱	13.3	314	0.29	7.37
HD-3	攪乱	33.3	182	0.26	8.80
HD-4	攪乱	50.0	181	0.16	17.60

図-1は、不攪乱地盤の実験で得られた荷重-沈下曲線を攪乱地盤の結果と比較したものである。13.3 Gでは、不攪乱地盤の結果は、攪乱地盤に比べて初期勾配、支持力とも大きく明確な違いが認められる。これに対して、50 Gでは、不攪乱・攪乱地盤ともほぼ同様な曲線形状となっており、遠心加速度すなわち圧力レベルが増大するにつれて、不攪乱地盤と攪乱地盤の差異は次第に減少していることがわかる。このこと

は、荷重-沈下曲線から攪乱地盤に対する不攪乱地盤の初期勾配 (K_v)、支持力係数 (N_{cr}) の比を換算基礎幅に対してプロットした図-2からも明らかである。すなわち、圧力レベルが増大するにつれて、不攪乱地盤の全支持力に占める粘着力成分の割合が減少してくるためと解釈される。

図-3は、早川河口砂の三軸圧縮試験の攪乱による劣化について、初期接線係数 (K_i)、最大主応力差 (q_{max}) の結果を攪乱試料に対する不攪乱試料の比として、拘束圧との関係として示したものである。 K_i の劣化の程度は、圧力レベルの増加とともに減少している。また、攪乱による劣化は、強度に比べて変形係数の方がより大きく、高い圧力レベルまで残り、これは、図-2の支持力実験の結果からも同様に見られる特徴である。図-3には、 $\sigma'_s = 1/10 q_r$ (q_r : 極限支持力) と

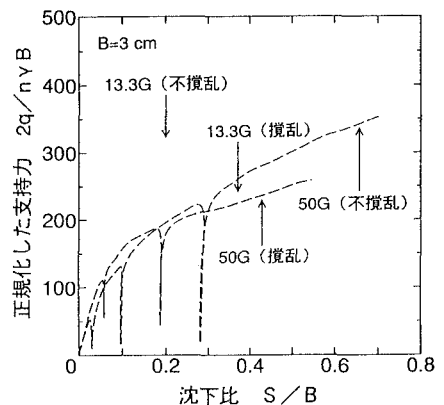


図-1 荷重-沈下曲線

仮定して⁴⁾、支持力実験の初期勾配の結果も併せて示した。
要素の初期接線係数の劣化の程度はマスに比べてやや大きい
が、圧力レベルの増加とともに低減する傾向は近似している。

図-4は、支持力係数 N_{cy} と換算基礎幅との関係を、既
往の豊浦砂地盤の帯基礎による実験結果⁵⁾とともに示してい
る。 N_{cy} の低減傾向を直線で近似すると以下ようになる。
現場試験： $N_{cy} = 32860 \cdot B^{-1.000}$ 、
不攪乱： $N_{cy} = 3670 \cdot B^{-0.578}$ 、攪乱： $N_{cy} = 689 \cdot B^{-0.274}$
豊浦砂： $N_{cy} = 640 \cdot B^{-0.304}$ （岡原ら、1988）⁵⁾

不攪乱地盤の N_{cy} は、攪乱地盤や豊浦砂地盤の結果に比べ
て大きく、現場試験結果と同様に N_{cy} の基礎幅に対する減少
傾向、すなわち寸法効果の程度も著しいことがわかる。攪乱
地盤と不攪乱地盤との相違は、攪乱地盤の作成方法から粘着
力成分であると考えられる。従って、不攪乱地盤の N_{cy} の勾
配が大きいことは粘着力が影響していると解釈される。一方、
基礎幅すなわち圧力レベルの増大につれて、不攪乱地盤の結
果は次第に攪乱地盤の実験結果に近づいており、 $B=200$ cm付
近での不攪乱地盤の N_{cy} は攪乱地盤の値にほぼ一致している。
以上から、不攪乱地盤の粘着力成分の支持力値に及ぼす影響
は、応力レベルの増加とともに低減し、これは要素挙動の結果
とも対応することが示唆される。

4. まとめ

早川河口砂の不攪乱・攪乱地盤の支持力遠心実験の比較か
ら、不攪乱地盤の支持力係数の寸法効果には、内部摩擦角の
拘束圧依存性に加えて粘着力も影響していることが示された。
また、攪乱による劣化は、強度に比べて変形係数の方がより
大きく、高い圧力レベルまで存在することが、三軸圧縮試験、
支持力実験結果より認められた。

なお本研究の一部は、文部省科学研究費補助金（研究題目
：構造特性に着目した自然堆積砂レキ地盤の力学的特性に関
する基礎的研究、奨励研究(A)、No. 05750465、研究代表者：
萩原 敏行）の援助を受けたことを付記する。

【参考文献】1) 萩原ら：不攪乱砂質土試料を用いた支持力遠
心実験と現場載荷試験との比較，第29回土質工学研究発表会，
1994. 2) 萩原ら：構造特性に着目した不攪乱早川河口砂の
強度・変形特性，土木学会論文集，No. 487/Ⅲ-26, pp. 119-128，
1994. 3) 大内ら：堆積砂地盤上の直接基礎載荷試験に見ら
れるせん断層の発達と粒子破碎，土木学会論文集，No. 487/Ⅲ
-26, pp. 207-216, 1994. 4) 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. 5) 岡原ら：支持力の寸法効果に関する遠心模
型実験，第43回土木学会年次講演会，pp. 250-251, 1988.

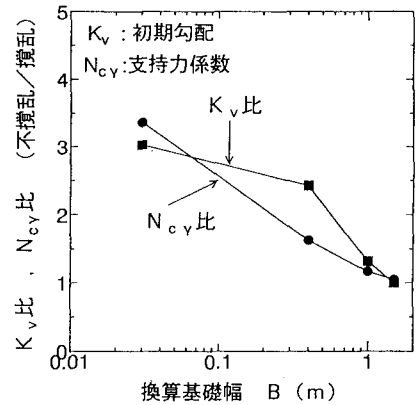


図-2 攪乱による劣化と換算基礎幅の関係

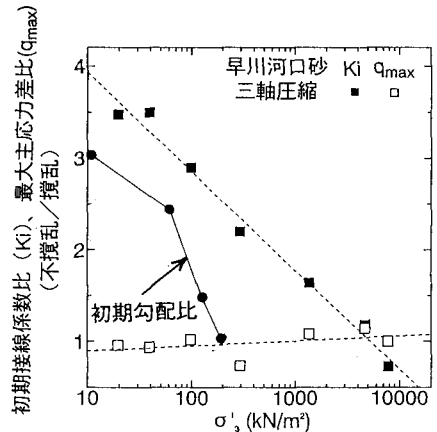


図-3 攪乱による劣化と拘束圧の関係

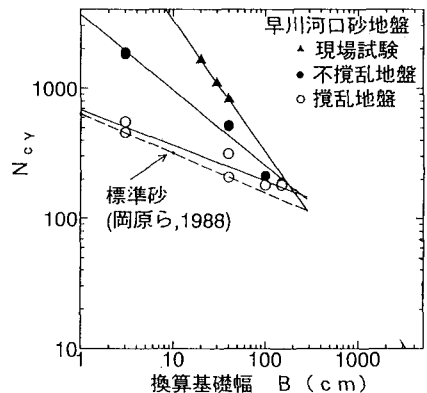


図-4 支持力係数と換算基礎幅の関係

III-387

過圧密粘土の遠心支持力実験

東洋建設(株) 鳴尾研究所 正員 濱田 雅美

" 正員 三宅 達夫

" 正員 加藤 泰寛

1. はじめに

自然の過圧密粘土地盤の支持力特性を遠心模型実験により再現するためには、その材料特性の再現と共に、地盤の応力状態、特に K_0 値の制御等多くの課題が残されている。本研究では、自然地盤の支持力特性を遠心場において実際に近い再現を目的としている。今回は、その第1段階として、不攪乱過圧密粘土、リモールド過圧密粘土およびセメンテーションを考慮するため微量のセメントを添加したリモールド過圧密粘土について遠心支持力実験により支持力特性の比較検討を行った。

2. 実験方法

実験に用いた試料は、神戸市西部の丘陵地で採取した不攪乱粘土であり、表-1にその特性を示す。模型地盤の作製は以下の手順で行った。採取した不攪乱粘土の場合(ケースA-1、2)、縦52cm×幅15cm×深さ30cmのブロック状に整形し容器に入れた後、隙間に石膏を注入し作成した。一方、採取粘土をリモールドした場合(ケースB-1)、試料を含水比 $\omega=80\%$ に調整した後、圧密試験結果より得た e - $\log P$ 曲線より概算した圧密圧力($P=5.5 \text{ kgf/cm}^2$)で再圧密することで地盤の再現を試みた。またリモールドした粘土を $\omega=80\%$ に調整した後、普通ポルトランドセメントを湿潤重量比2%の割合で混合した試料(ケースC-1)においても先と同じ圧密圧力で再圧密し地盤を作製した。本実験は図-1に示すように、遠心加速度50Gで幅5.0cm、奥行き15.0cmの長方形模型基礎を鉛直方向に変位制御で載荷して行った。なお、地盤のすべり線を観察するため不攪乱試料にはワニを、リモールド試料にはターゲットを1cm間隔で埋め込んだ。

3. 実験結果および考察

図-2、3は荷重を接地面積で除した載荷圧 q と沈下量 S の関係であり、それぞれ不攪乱試料、リモールド試料およびセメント混合リモールド試料における関係を示す。ケースA-1は沈下量 S が5mmの時点で除荷・再載荷をしたケースである。図-2より、ケースA-1は一旦除荷した後も載荷圧 q と沈下量 S の関係は、載荷開始の曲線にほぼ一致している。また、ケースA-1、A-2では初期の直線と後半部の直線の交点を極限支持力と定義すると、極限支持力までの荷重-沈下曲線はほぼ一致しているが、極限支持力を越えるとそれぞれの曲線に大きな違いがでてくる。図-3より、リモールド試料の極限支持力は、不攪乱試料の1/2以下の値であり、セメントを混合したリモールド試料においても極限支持力は、不攪乱試料の7割程度の値である。また、遠心実験終了後の試料で行った一軸圧縮試験結果は表-2に示すように極限支持力と同様、不攪乱試料の7割程度の値である。本実験結果における極限支持力は、各ケースともに支持力解 $q_c=5.14 C_u=2.57 q_u$ を上界値として若干低い値を示している。また、荷重-沈下曲線における初期の直線部の傾きは、各実験ケースによってそれぞれ異なり、変形特性も異なる結果を得た。一方、実験後供試体の間隙比分布を図-4に示す。図-4より、リモールド再圧密試料の間隙比分布は、やや大きいものの不攪乱試料とほぼ一致しているが、セメントを混合したリモールド試料は、他のケースと比較すると間隙比は非常に大きい。図-5に各ケースの実験終了後におけるすべ

表-1 採取試料の特性

比重 G_s	2.674
液性限界 W_L	39.50
塑性限界 W_P	18.47
塑性指数 I_P	21.03
圧縮指数 C_c	0.041

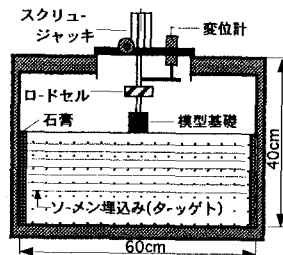


図-1 実験装置

表-2 一軸圧縮試験結果

ケース	試料	$q_u (\text{kgf/cm}^2)$
A-1	不攪乱	5.348
A-2	不攪乱	5.100
B-1	リモールド	2.542
C-1	リモールド	3.310

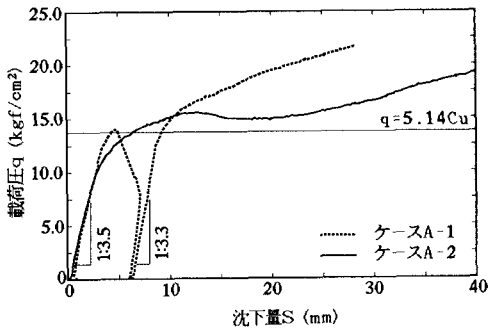


図-2 荷重-沈下曲線（不攪乱試料）

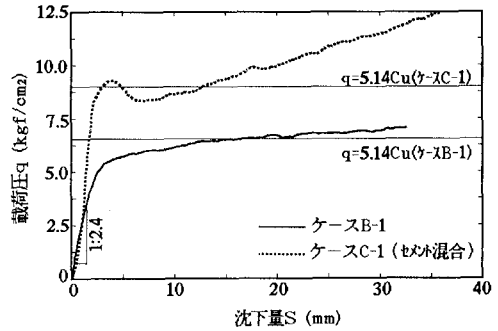


図-3 荷重-沈下曲線（リモールド試料）

り線の位置を示す。すべり線は基礎底部両端より地盤下方向に伸びて発生しており、リモールドしたケースにおいても、同じ傾向のすべり線が発生した。一方、セメント混合リモールド試料の場合は、基礎底部両端より地盤下方向にも発生してはいるが、すべり面領域は比較的小さく、逆に上方向に明確なすべり線が発生した。これらの結果より、リモールドし再圧密することでは、圧密試験結果から間隙比分布はある程度一致させることは可能であるが、不攪乱試料の支持力はうまく再現できなかった。また今回、繰り返しの地盤強度の低下を補うために、セメントを混合する方法を試みたが、支持力特性に関してセメント混合量、間隙比、圧密圧力の影響については更に検討する必要がある。

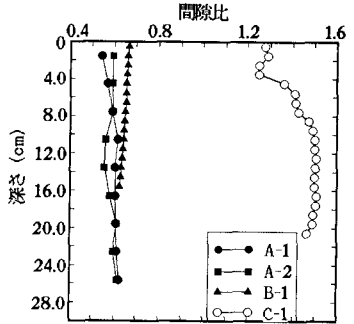
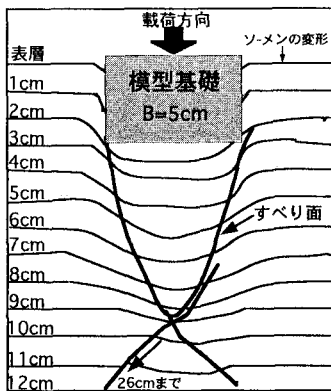
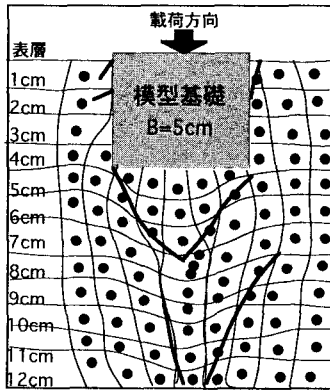


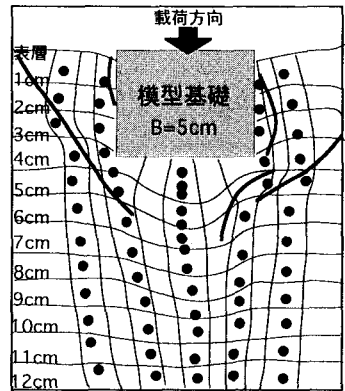
図-4 間隙比分布



（ケースA-1）



（ケースB-1）



（ケースC-1）

図-5 すべり線発生状況

4. まとめ

今回は不攪乱試料とリモールド試料の支持力特性の比較検討を行ったが、結果としてリモールドした場合には、土粒子間の結合力が破壊され、地盤が軟弱化し不攪乱試料と同程度の地盤強度が得られなかった。これより、セメント混合試料を用いて、圧密試験、三軸試験からセメント混合量に対する地盤の間隙比分布と応力状態の関係を明確にし、地盤の再現性を高めなければならない。不攪乱試料の場合においても力学的性質は実地盤と同じでも、応力条件が異なるため、更に検討していく予定である。また、リモールドした粘土を高温の水中で圧密させることでセメンテーションを促進させる方法も検討中である。¹⁾

<参考文献> 1) 土田 孝 三軸試験による自然粘性土の強度決定法に関する研究 港湾技術資料No. 688, 1990