クラストを有する軟弱地盤の支持力について

ON THE BEARING CAPACITY OF SOFT CLAY WITH A SURFACE CRUST

中瀬 明男*・木村 孟**・竹村 次郎***・萩原 敏行****

By Akio NAKASE, Tsutomu KIMURA, Jiroh TAKEMURA and Toshiyuki HAGIWARA

In order to investigate the bearing capacity of a strip footing on soft clay with a surface crust and the deformations, a series of loading tests was performed. Model clay layers were made by combining consolidation on the lab floor with centrifuge consolidation. Based on observations in the experiments, an upper bound mechanism was proposed. As a result, it was found that the bearing capacity tends to increase with an increase in the strength of the crust and the deformations concentrate along the boundary between the crust and the underlying clay layer. It was also found that the proposed failure mechanism could give a reasonable prediction of the bearing capacity for this type of soils.

Keywords : soft clay, crust, model test, bearing capacity, upper bound

1. ま え が き

一般に、正規圧密状態の粘性土地盤では、非排水せん断強度 c_u が深さとともにほぼ直線的に増加する¹⁾。しかし大陸棚付近の海成粘土地盤の中には、海水準の変動や地表面からの乾燥により、地盤表層部のある深さまでが drying crust²⁾ となっていることが多い。このクラスト層内では、毛管上昇により負圧が生じ、強度が大きくなっている。その層厚は、気象条件、地下水の位置などの要因に依存するが、4 m 以内のものがほとんどである。図—1 は、このような地盤の一例としてカナダの Champlain Sea Clay³⁾ の深さ方向の強度分布について LaRoche の結果の一部を引用したものである。地盤表面下約 2 m まで c_u が深さとともに急激に減少しており、地盤表層部の強度分布は、正規圧密地盤と比べて著しく異なっている。

また、近年わが国では浅層混合処理工法により、軟弱

図—1 クラスト地盤の一例 (LaRoche et al., 1974)

地盤の表層部分を固化する工法が試みられ、その部分の強度を定量的に評価する必要に迫られている。

このようなクラストを有する地盤の支持力問題についての研究は、二層地盤問題として扱われている。Button⁴⁾、Chen⁵⁾、Vesic⁶⁾ らはこの問題を円弧すべり法により解析し、また Purushothamaraj, P. ら⁷⁾ は、Prandtl-Terzaghi mechanism⁸⁾ を修正したメカニズムを考えて解析し、 c 、 ϕ 、 γ についてまとめた二層地盤

* 正会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科
(〒152 目黒区大岡山 2-12-1)

** 正会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科
(同上)

*** 正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科
(同上)

**** 正会員 工修 宇都宮大学助手 工学部土木工学科
(〒321 宇都宮市石井町 2753)

を対象とした支持力図表を示している．Brown and Meyerhof⁹⁾は，重力場において強度の異なる二層地盤上で支持力実験を行い，Buttonの解析値が過大な結果を与えることを指摘し，その原因を地盤の進行性破壊にあると結論している．しかし，いずれの研究でも地盤の深さ方向の強度増加は考慮されておらず，実際地盤の問題を解くまでには至っていない．

近年この種の問題を遠心力载荷装置を用いて実験的に取り扱おうとする試みがなされている．わが国では，東京工業大学のグループによって，遠心力载荷装置により正規圧密地盤を作成する手法が開発され，支持力問題，盛土の安定問題についての一連の実験が行われている^{10), 11)}．またケンブリッジ大学においてはDavies¹²⁾やAlmeida and Parry¹³⁾は，表層部が過圧密でそれ以降は正規圧密状態となっているような地盤を遠心力载荷装置を用いて作成し，盛土の安定実験を行っている．彼らは，まずカオリン粘土の上にGault clayを置き，重力場において予備圧密を行い，その後遠心力場で圧密するという方法で地盤を作成した．しかしこの地盤では，表層の過圧密部分の地盤の最大強度は表層直下付近の強度と比較してせいぜい1.5倍以内のもので，図—1に例として示したように実際に経験するような表層強度の大きい場合についてはまだ試みられていない．

本研究は，実際にみられるような強度の大きいクラストを有する地盤を，重力場における圧密と遠心力場における圧密を組み合わせで作成し，表層のクラスト強度が地盤の支持力・変形特性に及ぼす影響を検討したものである．さらに，実験により得られた破壊形状を参考にして，破壊メカニズムを設定した上界値計算ならびに複合円弧すべり計算を行い，実験結果との比較を行った．

2. 遠心力実験

(1) 応力履歴

クラストを有する実際の地盤での深さ方向の強度分布は，表層部がdrying crust状態となっているため，図—1に示されるような特異な分布形状をしている．本研究においてはこのような地盤の第一近似として，図—2に示すように表層のクラスト内の強度 c_u は，深さとともに直線的に減少し，クラスト下においては深さとともに c_u が直線的に増加する正規圧密状態の強度分布の形状をもつモデル地盤を考えた．

模型地盤の作成方法¹⁴⁾は，以下のような手順で行った．まず，表層となるクラスト部分を作成するために重力場において，図—3 (a) に示すように，容器の下端から含水比100 %のスラリー状に練り返した粘土試料を投入し，一層当たり10 mmの厚さで4層に分けて，圧密圧力を段階的に減少させて予備圧密を行った．層ご

との圧密を90 % 圧密終了まで行い，第4層目の圧密終了後，その上に粘土スラリーを置き19.6 kPaで予備圧密を行った．後に示す実験におけるクラスト部分およびその下の重力場における予備圧密圧力の値は，表—1に示す．予備圧密終了後試料容器を上下に反転し，容器の下端にある予備圧密圧力の大きい部分が地盤表層となるようにした．その後，クラスト下の正規圧密部分を作成するために，遠心力载荷装置により自重圧密を行った．

クラスト部分の強度分布の推定は，図—4に示すような圧密と膨潤による c_u の変化の関係¹⁵⁾を用いて行った．

いま予備圧密圧力を p'_a ，遠心圧密終了時における有効土被り圧を σ'_a とすれば，クラスト部分の強度 c_{ua} は，
$$c_{ua} = (c_u/\sigma'_v)_c p'_a - (c_u/\sigma'_v)_s (p'_a - \sigma'_a) \cdots \cdots (1)$$
 となる．ただし，ここでは地盤の非排水強度増加率 $(c_u/\sigma'_v)_c$ を一定とし，膨潤に伴う強度減少の割合 $(c_u/\sigma'_v)_s$ も一定であると仮定した．また，クラスト下

図—2 モデル地盤

図—3 応力履歴

表—1 重力場の予備圧密圧力分布
(単位: kPa)

	ケ-3a	ケ-3b,c	ケ-3d,e	ケ-3f	ケ-3g
第1層P1	39.2	98.0	196.0	274.4	196.0
第2層P2	39.2	78.4	156.8	196.0	156.8
第3層P3	39.2	58.8	117.6	137.2	117.6
第4層P4	39.2	39.2	78.4	78.4	78.4
第5層P5	39.2	19.6	19.6	19.6	19.6

図-4 圧密と膨潤による c_u の変化

の正規圧密部分の強度 $c_{u\beta}$ は、遠心圧密終了時における有効土被り圧を σ'_β であるとする、

$$c_{u\beta} = (C_u / \sigma'_\beta) \sigma'_\beta \dots \dots \dots (2)$$

となる。以上より、遠心圧密終了時における模型地盤の各深度における c_u の分布形状は、おおむね図-3 (b) のようになる。すなわち、地盤の表層のある深さまでは c_u が直線的に減少し、それ以深においては c_u が直線的に増加するような分布である。

(2) 実験装置および条件

実験に用いた試料は、塑性指数が60の川崎粘土に豊浦標準砂とこれの砕砂を混合した調整砂(重量比2:1の割合で調整)を混入して作成した試料で、これを川崎粘土 M 20 とよぶものとした。調整砂の M 20 中に占める混合重量比は約60%である。表-2は、川崎粘土 M 20 の主な物理的性質を示したものである。

また図-5は、同じ試料について行った三軸圧縮試験結果より得られた c_u と、鉛直有効土被り圧 σ'_v の関係を示したものである。三軸圧縮試験は、 CK_0U 試験と K_0 圧密し K_0 膨潤した後に行う圧縮試験 (CK_0RK_0U 試験)を行った。その結果、非排水強度増加率 $(c_u / \sigma'_v)_c = 0.390$ 、膨潤による強度低下率 $(c_u / \sigma'_v)_s = 0.127$ が得られた。これらの値を式(1)、(2)に代入して、後に模型地盤の強度分布を推定した。

図-6は、試料容器内に載荷システム、計測器を組み込んだ載荷時における実験システムの様子を示したものである。試料容器の内寸法は、長さ500mm、幅150mm、高さ350mmである。容器本体は剛性構造となっており、容器正面には観察用の強化ガラスが取り付けられている。また、ウォーターポンプグリース¹⁶⁾を、容器壁面に十分に塗り粘土と容器壁面との間に生ずる摩擦を軽減した。

遠心力場での自重圧密中は、地盤表面に取り付けた変位計で地表面の沈下量を、また地盤内に埋め込んだ間隙

水圧計(Druck社製)により間隙水圧を計測した。遠心圧密は各ケースとも約20時間行った。圧密打ち切りの判断基準は、時間-表面沈下量関係を $\sqrt{t}$ 法で整理して90%圧密が終了したと、および間隙水圧が静水圧に近い値まで消散したことの2点によった。

地盤への載荷は、直流モーターと貫入ジャッキを用いてフーチングを変位制御方式で下降させるという方法で行った。載荷中は、フーチングに加わる力をロードセルで、沈下量は変位計で測定した。また、地盤の観測断面にあらかじめ15mm間隔に光学ターゲットを格子状に埋め込み、実験中に写真撮影を行った。

本実験は、平面ひずみ条件で行った。Ko and Davidson¹⁷⁾は砂の支持力実験を行い、平面ひずみ条件とするためには中間主応力方向のひずみを0.1%以下にする必要のあることを報告している。今回、容器前面の強化ガラスの中央部のたわみを両端固定のはりとして計算すると中間主応力方向に生ずる最大ひずみは0.07%となり、本実験は平面ひずみ条件を満足しているものと判断した。

載荷は、非排水急速載荷となるように載荷速度を0.1mm/sとして行った。載荷用のフーチングは、その底面が長方形の形状をしたアルミニウム製のものを使い、粗な条件となるように厚さ2mmのポーラスストーンを底

図-5 c_u - σ'_v 関係

図-6 実験システム

表-2 川崎粘土 M 20 の主な物理的性質

液性限界(%)	36.2	砂 分 (X)	61.7
塑性限界(%)	16.1	シルト分 (X)	26.1
塑性指数	20.1	粘土分(<5μ)(X)	12.2
比 重	2.68	粘土分(<2μ)(X)	8.1

面に貼り付けた。フーチング幅 B は 50 mm のものを基本とし、比較のために 80 mm のものも用いた。

模型地盤として、図-2 に示されるような強度分布を有するものを想定した。模型地盤の全土層厚は 160 mm とし、 $h=40$ mm、 $k=0.323$ kPa/mm、 $c_{u2}=15$ kPa で一定とし、クラスト部分の強度勾配を変化させて実験を行った。各実験ケースでの強度比 c_{u1}/c_{u2} は、ケース a が 1、ケース b, c が 2、ケース d, e, g が 4、ケース f が 6 であり、またフーチング幅は、ケース g が 80 mm のほかはすべて 50 mm である。実験はすべて遠心力加速度 100 g の下で行った。したがって模型はプロトタイプに換算すると、表層 4 m のクラスト下に厚さ 12 m 軟弱層を有する地盤表面に対する、幅 5 m の帯基礎載荷に相当する。

3. 実験結果

(1) 地盤強度

今回作成した地盤は、重力場において多段階に分けた予備圧密や試料容器反転のため、地盤の作成まで圧密除荷を何回か繰り返し受けている。このため、地盤の応力履歴は複雑になっているものと予想される。しかしながら、表層のクラスト部分を過圧密地盤、その下は正規圧密地盤であると単純化して、測定した含水比より推定した地盤の強度分布は、コーン貫入試験結果より得られた強度分布とほぼ同様の傾向が認められた^[8]。

図-7 は、 $c_{u1}/c_{u2}=4$ の場合について、図-5 の結果を用いて式 (1)、(2) より推定した地盤強度の分布を示したものである。ここで横軸は、各深度における c_u 値をその最小値 $c_{u\min}$ で基準化した値を示し、縦軸は、各深さを $c_{u\min}$ をとる深さ $z_{\min}$ で基準化した値を示している。図中には、Davies^[12]、Almeida^[13] の実験結果も合せて示している。 $z/z_{\min}>1$ の部分では、推定値において、推定値は Davies らの結果に比べると、地表

図-7 地盤の強度分布

は Davies らの結果とほぼ同様の傾向を示しており、この部分において地盤は正規圧密状態となっていることがうかがえる。また、 $z/z_{\min}<1$ の地盤表層部分において、推定値は Davies らの結果に比べると、地表面近くで 2 倍以上となっている。したがって、本実験による手法により正規圧密地盤の表層部に大きい強度を有する地盤が、ほぼ作成されたものと推定される。

ただし、今回の実験は平面ひずみ条件で行ったが、計算に用いた非排水強度増加率 $(c_u/\sigma'_v)_c$ の値は、 CK_0U 試験より得られた値 0.390 をそのまま用い、平面ひずみに対しての補正は行っていない。また、実験に用いた試料川崎粘土 M 20 は塑性指数が 20 と低塑性であるために、粘土の異方性の影響があると考えられるが、今回の結果では異方性の影響については考慮していない。

(2) 荷重沈下挙動

図-8 は、載荷実験より得られた荷重強度 q と沈下量 s との関係を示したものである。極限支持力 q_u の決定は、その曲線に明確なピーク値のあるものはそのピーク値とし、ケース a のように明確なピークのないものは、荷重強度 q と沈下量 s を両対数グラフ上に描いた $\log p\text{-}\log s$ 曲線より決定する De Beer^[19] の方法を採用した。ここで、ケース b と c、およびケース d と e は地盤条件を同一として実験を行ったものである。両組ともほぼ同様な曲線形状および支持力値を示しており、実験の再現性は満足できるものと判断した。

$c_{u1}/c_{u2}=1$ すなわちクラスト強度がクラスト下端強度に等しく一定であるケース a を本実験における基準として考えると、次のことがわかる。まず、 c_{u1}/c_{u2} が増大するにつれてケース a に比した q_u の値は順次増大しており、クラストの存在ならびにその強度の増加による支持力値の増大が認められる。 c_{u1}/c_{u2} が等しく載荷幅の異なるケース d ($B=50$ mm) とケース g ($B=80$ mm)

図-8 荷重沈下曲線

図—9 変位ベクトル

写真—1 破壊時の状況 (ケース b)

を比べると、曲線形状および q_u の値に大差は認められない。また、曲線形状の特徴として c_{u1}/c_{u2} の増加につれて曲線の初期接線弾性係数が増大し、曲線のピーク値も明確に現われている。これらのことより、表層のクラストの強度分布は、極限支持力に影響を及ぼし、また初期の曲線形状にも影響を及ぼしているものといえる。

(3) 地盤変形

図—9 は、地盤表面に埋め込んだターゲットを载荷中の写真撮影により追跡することにより得られた、ケース a ($c_{u1}/c_{u2}=1$) とケース b ($c_{u1}/c_{u2}=2$) の破壊時における変位ベクトルを示したものである。写真—1 は、ケース b について 100 g の遠心力場における载荷後の破壊時の状況を示したものである。ケース a の地盤の変形は、深さ 30 mm 以内の浅い位置で生じている。ケース b では、変形は深さ 40 mm 付近において、フーチング中央部より外側へ向かって水平方向に卓越しており、地盤の変形領域はケース a よりも広範囲にわたっている。対象地盤の強度分布は、深さ 40 mm 付近で強度が最弱で急変している。表層のクラスト強度が大きいケース b の変形は、深い地盤内にまで及んでいる。また、ケース d, e, g ($c_{u1}/c_{u2}=4$)、ケース f ($c_{u1}/c_{u2}=6$) の場合にも、クラスト強度が増大するにつれて地盤の変形領域は、ケース a に比べ下方に及んでいるが、クラストを有する場合には、クラスト下端部において水平方向に卓越した変形を示す特徴をもつ。以上より、 c_{u1}/c_{u2} が 6 程度までは、地盤の変形に表層のクラストが大きく影響することがわかる。

4. クラストを有する軟弱地盤の支持力特性

(1) 計 算

図—10 破壊メカニズム

a) 上界値計算

実験より観察された破壊形状をもとに破壊メカニズムを図—10 に示すように設定し、上界値計算を行った。すなわち、フーチング直下の主働くさび abc、水平面に動く剛体域 bcd および二等辺三角形で表わせた受働領域 bde で構成されるメカニズムを考えた。最終的な支持力式²⁰⁾を示すと以下のようになる。

$$\frac{q_u}{c_{u1}} \leq 2 \left(\frac{1}{\sin 2\alpha} + \frac{1}{\sin 2\beta} \right) + \frac{c_{u2}}{c_{u1}} \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \beta} \right) - \frac{(c_{u1} - c_{u2}) B}{4 c_{u1} h} \left(\frac{2 \tan \alpha}{\sin 2\beta} + \frac{1}{\cos^2 \alpha} \right) \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{q_u}{c_{u1}} \leq \frac{1}{B} \left(\frac{2}{\tan \alpha \cos 2\beta} + \frac{1}{\sin^2 \beta} \right) \left\{ \left(2 c_{u2} + k \left(\frac{B}{2} \tan \alpha + h \right) \right) \left(\frac{B}{2} \tan \alpha - h \right) / c_{u1} + 8 \left(1 - \frac{c_{u1} - c_{u2}}{h c_{u1}} \right) \right\} \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 α, β は、メカニズムを最適化するためのパラメーターでラジアン単位である。式 (3) は、すべり線 cd がクラスト内部にある場合、式 (4) は、すべり線 cd がクラスト下にある場合である。計算では、それぞれの場合について最小値を求め、そのうちの小さい方を上界値とした。なお h および k の値は、実験結果に対応した値として $h=40$ mm, $k=0.323$ kPa/mm で一定な値として計算した。

表—3 に、各実験ケースについての上界値計算結果を示した。上界値は、フーチング幅 B が 50 mm の場合には、 $\alpha=58^\circ$ 、 B が 80 mm の場合には $\alpha=45^\circ$ の位置にお

表—3 上界値計算の結果

TEST CASE	α (°)	β (°)	上界値 (kPa)
ケースa	58.0	54.7	79.5
ケースb	58.0	52.3	109.7
ケースc	58.0	52.3	109.7
ケースd	58.0	49.8	165.2
ケースe	58.0	49.8	165.2
ケースf	58.0	49.8	224.9
ケースg	45.0	49.8	162.8

いて最小値を取っている。これは、いずれも水平方向のすべり線 cd がクラストの下端部分を横切る場合、すなわち $h = (B/2) \tan \alpha$ の場合に相当する。ケース a ($c_{u1}/c_{u2} = 1$) を除けば上界値と実験値との差は最大で 20 % 程度という結果を得た。

ケース a は、正規圧密地盤に近い地盤形状を有しており、今回仮定したメカニズムよりも、Prandtl タイプのメカニズム⁵⁾ が適当であると考えられる。したがって、

図—11 複合円弧すべり計算の破壊メカニズム

図—12 実験値と計算値の比較

表—4 支持力値の比較

TEST CASE	C_{u1}/C_{u2}	実験値 (kPa)	上界値 (kPa)	複合円弧解 (kPa)
ケースa	1.0	43.0	79.5	77.6
ケースb	2.0	109.0	109.7	106.7
ケースc	2.0	104.0	109.7	106.7
ケースd	4.0	156.0	165.2	160.2
ケースe	4.0	146.0	165.2	160.2
ケースf	6.0	189.0	224.9	215.3
ケースg	4.0	150.0	162.8	155.2

図—13 $q_u/q_f - c_{u1}/c_{u2}$

図—10の破壊メカニズムは、 c_{u1}/c_{u2} が 2~4 程度のクラストの強度分布を有するものに対して適用できるものと考えられる。さらに実験により破壊メカニズムを正しく捉えることができるならば、そのメカニズムに従った上界値計算によってかなり精度のよい推定が行えると考えている。

b) 複合円弧すべり計算

実験結果ならびに上界値計算結果から、本実験で対象とした地盤の破壊特徴として、クラスト下端の強度の最弱部分において、水平方向の変位が卓越することがわかった。そこで実務で使われている円弧すべり法による解法が、本ケースにも適用できるか否かについて検討した。

図—11 は、仮定した円弧すべり計算の破壊メカニズムを示したものである。このメカニズムは、2つの円弧と直線によるすべり線を組み合わせた複合円弧すべり²¹⁾を想定したものである。計算は、安全率が 1 となる場合の支持力の最小値を求める方法で行った。計算結果は図—13 に示すようになり、最小値は、いずれの場合も水平方向のすべり線長さ l がゼロの場合にとるという結果を得た。

(2) 実験値との比較

図—12 は、ケース b について支持力値が最小となる破壊メカニズムを、破壊時の変位ベクトル上に描いたものである。実験の変位ベクトルの向きと上界値計算の破壊メカニズムの各領域の速度ベクトルの方向はよく一致しており、また破壊メカニズム外のところでは地盤の変形は小さい。したがって図—10の破壊メカニズムは、実験で観察された地盤の変形性状を精度よく捉えているといえよう。

表—4 および図—13 は、 c_{u1}/c_{u2} の違いによる支持力値の変化についてまとめたものである。図の縦軸は、実験および解析より得られた支持力値 q_u を Davis and Booker²²⁾ により与えられた地表面の c_u がゼロの正規圧密地盤の厳密解 q_f で基準化したものである。 c_{u1}/c_{u2} が 4 以内までの範囲では、上界値および複合円弧すべり法による計算結果と実験結果は、ほぼ一致した傾向を示しており、この範囲内ではクラストを有する地盤の支持力は、計算結果から予測することができるものと考えられる。

しかしながら c_{u1}/c_{u2} が 6 以上となると、計算結果は実験値を過大に評価している傾向がみられる。これは、実験では c_{u1}/c_{u2} が大きくなるにつれて、地盤の破壊領域が深さ方向に拡大する傾向が現われて、破壊メカニズムが異なってくるためと思われる。上界値と実験値の差が、 c_{u1}/c_{u2} の増大につれて大きくなるのはこのためと考えられる。また c_{u1}/c_{u2} が 1 の場合には、計算値は実

図-14 $N_{c1} (q_u/c_{u1}) - h/B$ 図-15 $N_{c2} (q_u/c_{u2}) - c_{u1}/c_{u2}$

験値の約2倍の値を取っている。これは、解析ではクラスト内の強度を c_{u2} で一定として計算しているが、実験では地表面付近では厳密には強度は c_{u2} ではなく、膨潤による影響を受けてそれより小さい値となっているためと思われる。

図-13は $h/B=0.8$ という条件での c_{u1}/c_{u2} に対する支持力の変化を示した結果であり、図-14には、 c_{u1}/c_{u2} が4の場合の h/B と支持力係数 $N_{c1} (q_u/c_{u1})$ の関係を実験値と計算値の双方について示した。図中の実線は、複合円弧すべり計算より得られた結果を示している。計算結果によれば、 N_{c1} の値は h/B が0.4程度以下になると急激に増大し、また h/B が0.9を超えるとやや増加する傾向がある。しかしながら、 h/B が0.5から0.8の範囲では N_{c1} は h/B の値によらないという結果となっており、この範囲では図-13の結果を用いてもよいといえよう。

図-15は、 h/B が0.5, 0.8, 1.0における c_{u1}/c_{u2} と支持力係数 $N_{c2} (q_u/c_{u2})$ の関係を複合円弧すべり計算により求めたものである。ここで、例題として図-1

のような強度分布を有する地盤の支持力値について考えてみる。図-1から、 $c_{u1}=40$ (kPa), $c_{u2}=10$ (kPa), $h=2$ (m) と読み取ることができる。もしも B が4 m であるならば $h/B=0.5$ となり、図-15から $c_{u1}/c_{u2}=4$ におけるこのときの N_{c2} の値は10.6と求まる。よって地盤の支持力値 q は $q=10.6 \times 10=106$ (kPa) となる。一方、表層部のクラスト部分の強度を無視した正規圧密地盤の支持力値を Davis and Booker の式より推定すると約1/5の $q=23$ (kPa) が得られ、クラスト部分の支持力への寄与が大きいことがわかる。

5. 結 論

今回行ったクラストを有する粘性土地盤についての支持力実験ならびに解析結果より、以下のことが知られた。

(1) 遠心力载荷装置を用いた圧密による今回の手法により、Almeidaの作成した地盤と比べて、より強い強度を地盤表層部に有するような粘性土地盤を、実験室内において作成することができた。

(2) クラストを有する地盤の変形挙動は、正規圧密地盤とは異なる。すなわち、変形は主にクラスト内で発生し、特にクラスト下端において水平方向変位が卓越する。

(3) 観測された地盤変形に基づいて設定した破壊メカニズムに対して上界値計算を行った結果、実測された極限支持力値を20%以内の精度で予測することができた。

(4) h/B が0.5~0.8の範囲であれば、 c_{u1}/c_{u2} が4以下のクラストを有する粘性土地盤の支持力値は、本論文で示した上界値計算または複合円弧法で推定してよいようである。

参 考 文 献

- 1) Nakase, A. : Bearing capacity of rectangular footings on clay of strength increasing linearly with depth, Soils and Foundations, Vol. 21, No. 4, pp. 101~108, 1981.
- 2) Terzaghi, K. : Influence of geological factors on the engineering properties of sediments, Economic Geology, 50, pp. 557~618, 1955.
- 3) LaRochelle, P., Trak, B., Tavenas, F. and Roy, M. : Failure of a test embankment on a sensitive Champlain clay deposit, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, pp. 142~164, 1974.
- 4) Button, S. J. : The Bearing Capacity of Footing on a Two-Layer Cohesive Subsoil, Proc. 3rd International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 332~335, 1953.
- 5) Chen, W. F. : Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier Scientific Publishing Company, 1975.
- 6) Vesic, A. S. : Bearing Capacity of Shallow Foundations, in Foundation Engineering Handbook, Winter-

- korn and Fang, eds, Van Nostrand Reinhold Company, New York, N. Y., 1975.
- 7) Purushothamaraj, P., Ramiah, B. K. and Rao, K. N. V. : Bearing Capacity of Strip Footings in Two Layered Cohesive-friction Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, pp. 32~45, 1974.
 - 8) Terzaghi, K. : Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sons, New York, N. Y., 1948.
 - 9) Brown, J. D. and Meyerhof, G. G. : Experimental study of bearing capacity in layered clays, Proc. 7th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, pp. 45~51, 1969.
 - 10) 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.
 - 11) Nakase, A., Kusakabe, O. and Wong, S. F. : Centrifuge Model Tests on Bearing Capacity of Clay, Geotechnical Journal, Vol. 110, pp. 1749~1765, 1984.
 - 12) Davies, M. C. R. : Centrifuge modelling of embankments on clay foundations, Ph.D. thesis, University of Cambridge, 1981.
 - 13) Almeida, M. S. S. and Parry, R. H. G. : Penetrometer apparatus for use in the centrifuge during flight, Proc. Symposium on the application of centrifuge modelling to Geotechnical Design, pp. 47~64, 1984.
 - 14) Nakase, A., Kimura, T., Saitoh, K., Takemura, J. and Hagiwara, T. : Behaviour of soft clay with a surface crust Proc. 8th Asian Regional Conference on SMFE, 1987. (to appear)
 - 15) 中瀬明男・小林正樹・勝野 克：圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化, 港湾技術研究所報告, Vol. 8, No. 4, pp. 103~143, 1969.
 - 16) Mair, R. J. : Centrifugal Modelling of Tunnel Construction in Soft Clay, Ph.D. thesis, University of Cambridge, 1979.
 - 17) Ko, H. Y. and Davidson, L. W. : Bearing Capacities of Footings in Plane Strain, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM 1, pp. 1~23, 1973.
 - 18) 池田直太・萩原敏行・斉藤邦夫・木村 孟：クラストを有する正規圧密地盤の作成, 第21回土質工学研究発表会, pp. 1190~1120, 1986.
 - 19) De Beer, E. E. : Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand, Geotechnique, Vol. 20, No. 4, pp. 387~441, 1970.
 - 20) 萩原敏行：クラストを有する粘性土地盤の支持力・変形に関する研究, 東京工業大学修士論文, 1986.
 - 21) 土質工学会編, 土質工学ハンドブック, pp. 241, 1982.
 - 22) Davis, E. H. and Booker, J. R. : The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays, Geotechnique, Vol. 23, No. 4, pp. 551~563, 1973.

(1986. 12. 5・受付)