遠心自重圧密中の超軟弱粘土地盤の強度特性

田中洋輔¹・今井五郎²・片桐雅明³・西村正人⁴

¹正会員 工博 東亜建設工業 技術開発研究センター (〒230-0035 横浜市鶴見区安善町 1-3)

E-mail:yo_tanaka@toa-const.co.jp

²正会員 工博 横浜国立大学大学院 工学研究院 システムの創生部門 人もの空間のシステム分野 教授 (〒240-8501 横浜市保土ヶ谷区常盤台 79-5)

³正会員 工博 日建設計 中瀬土質研究所 (〒102-8117 東京都千代田区飯田橋 2-18-3)

⁴正会員 工修 日建設計 中瀬土質研究所 (〒102-8117 東京都千代田区飯田橋 2-18-3)

超軟弱粘土地盤の自重圧密中の強度特性を調べるために、遠心加速度場で自重圧密した模型粘土地盤に対してペーンせん断試験を行い、ペーンせん断強度と自重圧密解析より推定した有効応力および含水比との関係について検討した。その結果、自重圧密中の超軟弱粘土のせん断強度と含水比の間には、圧密の程度によらない固有な関係があることが分かった。また、遠心力除荷による応力解放が、自重圧密解析、ペーンせん断強度に及ぼす影響についても検討した。その結果、応力解放が解析結果に及ぼす影響は小さく、せん断強度と有効応力の関係については、等価有効応力を用いることで評価できることが分かった。

Key Words : *ultra soft clay, vane shear test, liquid limit, self-weight consolidation, consolidation degree*

1. はじめに

近年、東京国際空港¹⁾をはじめとする浚渫土による埋立地の開発が行われている。浚渫粘土によって埋め立てられた地盤は、液性限界をはるかに上回る含水比を有し、非常に軟弱である。このような超軟弱粘土地盤を早期に有効利用するために、圧密を促進する地盤改良を行う必要がある。

圧密促進の1つとしてパーチカルドレーン工法では、ドレーン材を打設する機械のトラフィカビリティを確保し、確実に打設することが要求される。その方法として、シートネット工法や固化材を用いた表層混合処理工法などの表層処理工がある。これらの表層処理工の設計では、超軟弱粘土地盤の表層部の強度特性が必要となる。すなわち、シートネット工法では、地盤の強度を参考にして補強材が選定され²⁾、表層混合処理工法においては、固化処理盤の改良強度および厚さを決定する上で、地盤強度が必要となる³⁾。

ポンプ浚渫された海底粘土により海面を埋め立てると、粘土粒子は海中を沈降して堆積していく。堆積した粘土は含水比が200~300%と液性限界以上の未圧密状態で自重によって長期に沈下が続く。そのため、表層処理工を適切に設計するためには、自重圧密中の

強度特性を簡便な方法で正確に把握することが重要となる。

液性限界以上の含水比を有する超軟弱粘土の強度特性を評価した代表例として、Inoue et al.⁴⁾、Tan et al.⁵⁾、Fakher et al.⁶⁾の研究が挙げられる。これらの研究では、様々な塑性の粘土に対して、液性限界で正規化した含水比あるいは液性指数を用いて、強度-含水比関係が整理され、粘土の違いによらない固有な関係が得られている。しかし、これらの研究では、練返し状態の強度特性であり、自重圧密中の粘土の強度-含水比関係について明確な議論が行われていない。

三笠⁷⁾は、液性限界付近の一般的な軟弱粘土に関して土骨格の構造が強度と含水比の関係に大きく影響することを示している。この構造が、少なからず超軟弱粘土地盤の強度-含水比関係に影響を与えと考えられ、練返し状態の強度特性をそのまま超軟弱粘土地盤の強度特性に当てはめることには問題がある。

セメンテーションによる超軟弱粘土地盤の強度の時間効果については、Zreik et al.^{8), 9)}、土田と湯¹⁰⁾が検討している。しかし、自重圧密中における有効応力と強度の関係が捉えられていない。

自重圧密を再現するための実物大の実験は、圧密終了までに長期間を要する。それに対して、遠心模型

実験は、実物に相当する応力を再現でき、圧密時間を短縮できる実験手法であり、粘土の自重圧密挙動を調べる実験手法として数多く行われている¹¹⁾。

遠心力载荷中に模型粘土地盤の強度分布を調べる方法として、以下の研究が報告されている。コーン貫入試験として Almada and Parry¹²⁾ の事例があり、ベーンせん断試験としては Davies and Parry¹³⁾ や Watson and Randolph¹⁴⁾ の研究がある。Davies and Parry¹³⁾ の研究によれば、含水比が液性限界以下の模型粘土地盤に対して、遠心力除荷後の重力場で得られたベーンせん断強度は、遠心力载荷中に得られた強度よりも小さく、遠心場の強度と比較して 50 % も低下することが述べられている。また、Watson and Randolph¹⁴⁾ の研究では、T-bar コーンとベーンせん断試験により、軟弱粘土の強度を測定している。しかし、いずれの研究も、含水比の変化や有効応力履歴に関して、詳細に議論されていない。

本研究では、遠心力载荷中または遠心力除荷後に模型地盤に対してベーンせん断試験を実施し、自重圧密中の超軟弱粘土地盤の強度、有効応力、含水比の関係について、以下の順に沿って検討していく。

a) 自重圧密解析による含水比、有効応力の推定

圧密中の地盤内部の含水比や有効応力を推定するために、自重圧密解析を実施し、地盤内部の含水比と有効応力の変化を推定する。その際、遠心力除荷に伴う応力解放による地盤の膨張が、解析パラメータの決定に及ぼす影響を考慮する。

b) 遠心場および重力場で得られたベーンせん断強度の比較

遠心力载荷中および遠心力除荷後の重力場上で得られたベーンせん断強度、含水比、有効応力との関係について比較・検討する。その際、遠心場から重力場に戻した時の応力解放の影響を吟味し、その評価方法についても検討する。

c) 自重圧密中のベーンせん断強度と有効応力および含水比の関係

a), b) の検討結果に基づき、自重圧密中のベーンせん断強度、有効応力、含水比の関係を整理し、強度と圧密度の対応関係について再整理する。

2. 試料と実験条件

(1) 試料

実験では、浚渫粘土により埋め立てられた地盤から採取した 2 種類の海成粘土試料を用い、各試料の各物性値を表-1 に示す。本文では、液性限界が大きい試料を H 試料、小さいものを L 試料と称する。

表-1 海成粘土の物理特性

試料	土粒子密度 ρ_s (g/cm)	液性限界 w_L (%)	塑性指数 I_p
H 試料	2.642	79	47
L 試料	2.660	51	23

表-2 各種実験条件

ケース	圧密度 U_s (%)	圧密時間 (day)	間隙 水圧 測定	ベーンせん 断試験	
				30g	1g
H-100	100	1.5	○	×	○
H-80	80	0.4	○	×	○
H-50	50	0.1	○	×	○
L-100	100	0.6	×	○	○
L-65	65	0.2	×	○	○

(2) 実験条件

自重圧密中の地盤の強度を調べるため、遠心力载荷を圧密途中で終了させるケースを実施した。一次圧密が終了する沈下量を基準として、各ケースの沈下量および圧密時間を設定した。なお、一次圧密の終了の判定は、3 t 法¹⁵⁾による方法に準じた 2 t 法に従った。

実験条件を表-2 に示す。各実験ケース名の H, L は試料名を示し、 U_s は遠心力载荷終了時の沈下量に関する圧密度を示す。遠心加速度を 30 g とし、H 試料では、遠心自重圧密中の間隙水圧を測定した。ベーンせん断試験は、H 試料では、遠心力载荷終了後の重力場 (1 g) で、L 試料では、遠心力载荷中の 30 g 場および遠心力载荷終了後の 1 g 場で実施した。

3. 実験装置と方法

(1) 実験装置

遠心模型実験に用いたアルミ製矩形容器およびベーンせん断試験装置を図-1 に示す。

容器の内寸法は、幅 800 mm、高さ 400 mm、奥行き 250 mm であり、容器前面はガラス板となっている。

地盤内部の間隙水圧、地盤の表面変位を測定するために、間隙水圧計ならびにレーザー変位計を、図-1 および図-2 に示すように容器内部に設置した。レーザー変位計を用いた測定では、Itoh et al.¹⁶⁾ の方法に従い、水面のゆれの影響を除去するため、矩形アクリルケースを図-1 に示すように水没させて、泥面高さを直接測定した。レーザー変位計の精度は 0.2 mm である。間隙水圧計の精度は 0.1 kPa であり、水圧計を接着剤により固定した。なお、図-2 中の容器底面から 103 mm 上に位置する間隙水圧計は、静水圧を測定するためのものである。

図-1 実験装置の全体

容器上部にベーンせん断試験装置が設置してあり、容器前面に対して左右方向に水平移動および、垂直方向に貫入・引抜きができる。ベーンせん断試験では、装置内部のモーターによりベーンロッドを回転させ、ひずみゲージ式の小型トルク計によりベーンのトルクを測定した。トルク計の容量は、30 N・cm であり、0.03 N・cm の精度を有する。ベーンブレードは、図-3 に示す2種類（4×2，2×1）を用意した。

(2) 実験方法

実験は、以下の順序で行った。

- 準備
- 遠心自重圧密試験
- ベーンせん断試験
- 含水比分布測定

以下に実験方法の詳細を説明する。

a) 準備

試料に人工海水（ $\rho = 1.024 \text{ g/cm}^3$ ）を加えて、初期含水比 w_0 を $3w_L$ となるように調整した。なお、含水比は塩分補正¹⁷⁾している。

調整した試料を、初期高さが約 70 mm となるように容器に投入した。これは、地盤の表層部分の性状を調べることを目的として、30 g の遠心加速度場で層厚約 2 m の原型に対応する。なお、容器底面は非排水となっている。試料投入後、海水を張り、ベーン貫入装置を容器に取り付けた後、容器全体を遠心力载荷装置のプラットフォームに設置し、遠心力载荷まで、半日程度放置した。

図-2 間隙水圧計の配置高さ

図-3 ベーンブレードの寸法

b) 遠心自重圧密試験

遠心加速度 30 g で表-2 の条件に従い、遠心自重圧密を行った。なお、試験中の海水の蒸発を考慮し、静水圧を測定し、水位の変化分だけ間隙水圧を補正した。

c) ベーンせん断試験

遠心力载荷中のベーンせん断試験は、経過時間に応じて異なる水平位置を適宜選択し、ベーンブレード中心深度が表層より 15 mm（表層側）および底面より 15 mm（底面側）の各深度で実施した。2×1 ベーンを使用し、回転速度は 24 °/min である。ベーン貫入速度は 0.2 mm/sec で、所定の深さに貫入後、ただちに試験を実施した。

遠心力除荷後の重力場でのベーンせん断試験は、表層より 10 mm 下から底面より 10 mm 上の範囲にベーンブレードが位置するように任意の深さで実施した。ベーンブレードは、2×1 と 4×2 のものを用い、ベーンの回転速度は 24 °/min とした。ベーンせん断試験は、遠心力除荷から 4 時間後に実施した。なお、図-4 は、L-100 の予備実験において、30 g 場から遠心力を除荷し 1 g 場へ推移している過程での模型地盤の膨張量を示したものである。図中の時間軸は 30 g からの遠心力除荷開始時間を 0 とし、5 分程度で 1 g（回転終了）となり、その後 1 g のままである。これより遠心力除荷後 3 時間までの膨張量は全膨張量の 95% に到達していることが確認できる。

2 種類のベーンブレードを用いたベーン抵抗 τ は、測定されたトルク M より、Cadling and Odenstad¹⁸⁾ が示した次式から算出した。ただし、 α は、ベーン端面

図-4 遠心力除荷過程における地盤の膨張量
(予備実験, L-100)

図-5 試料採取機の概要

上のせん断応力分布を長方形分布と仮定し、 $\alpha = 1/3$ とした。

$$\tau = \frac{2M}{\pi(D^2H + \alpha D^3)} \quad (1)$$

D, H : ベーンブレードの直径, 高さ

α : ベーン端面上のせん断応力分布形状で決まる係数

d) 含水比分布測定

ベーンせん断試験終了後、地盤内の含水比分布を測定した。地盤内の数地点より、ミニチュアサンプラーにより試料を採取した。サンプラーを試料取出し機に設置し、スライスカッター (図-5 参照) を用いて、試料を深度別に採取し、含水比を測定した。スライスの厚さは、模型地盤の層厚に応じて 3~5 mm とした。

4. 応力解放を考慮した自重圧密解析

自重圧密中の模型粘土地盤内部の有効応力, 含水比を推定することを目的として, 自重圧密解析を行った。

図-6 事後解析によるパラメータの方法 (Nishimura et al.²¹⁾)

自重圧密解析では, Yamauchi et al.¹⁹⁾が示した方法に従い, 実験から得られる地盤内の含水比分布および沈下曲線に基づいて, 事後解析により圧縮特性および圧密速度に関する圧密パラメータを決定する。その際, 遠心力除荷による応力解放が圧密パラメータの決定に及ぼす影響についても検討した。

なお, 圧縮特性は, 一般的に用いられている $e - \log \sigma'_v$ 関係ではなく, 体積比 f を用いた $\log f - \log \sigma'_v$ 関係とした。これは, 浚渫粘土により埋め立てられた超軟弱粘土地盤の $\log f - \log \sigma'_v$ 関係の相関性が $e - \log \sigma'_v$ 関係よりも高いためであり, 既往の研究²⁰⁾でも $\log f - \log \sigma'_v$ 関係が使われている。

(1) パラメータの決定方法

事後解析によるパラメータの決定方法として, Yamauchi et al.¹⁹⁾の方法を用いた Nishimura et al.²¹⁾が示した方法に従った。以下, 図-6 を用いてその方法を示す。

まず, 自重圧密が終了した地盤の含水比分布に一致するように, $\log f - \log \sigma'_v$ 関係のパラメータ $X1, Y1$ を決定する (図-6 (a), (b) 参照)。その際, 模型地盤の実質高さ h_s を含水比分布より算定しておく。次に, 実測した沈下曲線に一致するような $\log c_v - \log \sigma'_v$ 関係のパラメータ $X2, Y2$ を試行錯誤のうえ決定する (図-6 (c), (d) 参照)。

(2) 応力解放を考慮した $\log f - \log \sigma'_v$ 関係の修正

遠心力除荷後の 1 g 場で測定した含水比分布から

図-7 圧縮曲線の補正方法

直接 $\log f - \log \sigma'_v$ 関係のパラメータを決定する方法では、遠心力除荷、すなわち応力解放による地盤の膨張を考慮していない。そのため、遠心力除荷直前の遠心場に対応する解析結果は、実測含水比よりも小さいと考えられる。そこで、応力解放による地盤の膨張に伴う含水比変化を考慮した $\log f - \log \sigma'_v$ 関係を導き、応力解放を考慮しない場合のそれとの比較を行った。以下、図-7 を用いてその方法を示す。

まず、応力解放を考慮しない事後解析で得られた $\log f - \log \sigma'_v$ 関係（図-7 の点線）上の状態点 C (σ'_{vC} , f_C) を設定する。この $\log f - \log \sigma'_v$ 関係の傾きを C_s^* とすると、 C_s^* は $\log f - \log \sigma'_v$ 関係の式 $f = X1 \times \sigma'^{Y1}$ の $-Y1$ に等しい。次に、応力解放後の有効応力 σ'_{vB} を、重力場と遠心場の有効応力比 $\sigma'_{vB} / \sigma'_{vC}$ より求め、状態点 B (σ'_{vB} , f_B) を決定する。有効応力比は過圧密比に相当し、H-100, L-100 に関しては、過剰間隙水圧が完全に消散しているため、遠心加速度の 30 とする。それ以外のケースの有効応力比は、解析より得られた遠心力除荷直前の地盤内部の有効応力分布と、実測の含水比分布より算出した遠心力除荷後の有効応力分布から地盤内の深度ごとに計算する。

応力解放による膨張量 Δr は、膨張指数 C_s^* と有効応力比から与え、応力解放前の状態点 A (σ'_{vA} , f_A) は点 C から f の変化分 Δf だけ $\log f - \log \sigma'_v$ 関係を下方に修正する（図-7 の実線）。なお、 $\log f - \log \sigma'_v$ 関係を修正するにあたり C_s^* は変化しないものとした。

(3) C_s^* の決定方法

模型地盤内部を要素に分割し、各要素の実質高さを h_{si} 、その要素の体積比を f_i とした場合、模型地盤の層厚 h は次式となる。

$$h = \sum f_i \cdot h_{si} \quad (2)$$

模型地盤のある要素 i が、膨張に伴い図-7 中の A 点から B 点に移るとき、AB 線の関係は $f = X3 \times \sigma'^{-C_s^*}$ ($X3$ は定数) とすると、要素 i の体積比の変化量 Δf_i は以下の式となる。

$$\begin{aligned} \Delta f_i &= f_{Bi} - f_{Ai} \\ &= f_{Bi} (1 - f_{Ai} / f_{Bi}) \\ &= f_{Bi} \left(1 - \left(\sigma'_{vAi} / \sigma'_{vBi} \right)^{-C_s^*} \right) \end{aligned} \quad (3)$$

また、要素 i の膨張量 Δr_i は次式より求まる。

$$\Delta r_i = \Delta f_i \cdot h_{si} \quad (4)$$

式(2), (3), (4)より、模型地盤の膨張量 Δr と C_s^* との間には、以下の関係が成り立つ。

$$\begin{aligned} \Delta r &= \sum \Delta f_i \cdot h_{si} \\ &= \sum f_{Bi} \cdot h_{si} \left(1 - \left(\sigma'_{vAi} / \sigma'_{vBi} \right)^{-C_s^*} \right) \end{aligned} \quad (5)$$

式(5)より、模型地盤の実測の Δr に一致するような C_s^* を一義的に決定できる。

以下、L-100 の場合の C_s^* を算定し、 C_s^* / C_c^* を求めた例を示す。圧密終了直後の層厚が 53 mm、 h_s が 17.1 mm であった。また $\sigma'_{vA} / \sigma'_{vB}$ は、圧密が終了しているので 30 とし、膨張量 Δr が 1 mm であった。層厚を 25 の要素に分割し、含水比分布より得られた各要素の f_i より Δr を計算し、 $\Delta r = 1$ mm を満足する C_s^* を試行錯誤のうえ求めたところ、 $C_s^* = 5.45 \times 10^2$ となった。この粘土の C_c^* が 0.109 であったので、 C_s^* / C_c^* は 20 となる。

(4) 応力解放の考慮の有無が解析結果に与える影響

図-8 および図-9 は、H-100, L-100 の $\log f - \log \sigma'_v$ 関係および地盤深度方向の含水比分布を示す。両図には遠心力除荷を考慮しない場合、考慮した場合の解析結果を示してある。なお、 $\log f - \log \sigma'_v$ 関係の修正に用いる C_s^* は、H-100, L-100 とともに $C_s^* = C_c^* / 20$ とした。遠心力除荷を考慮することによる体積比ならびに含水比の減少量は、H 試料の場合、含水比にして最大 3 % と地盤全体の平均含水比と比較して非常に小さい。こ

 図-8 $\log f - \log \sigma'_v$ 関係の実測値と解析結果

図-9 含水比分布の実測値と解析結果

の含水比の差は、実際の含水比測定の実験誤差よりも小さく、膨張が $\log f - \log \sigma'_v$ 関係に与える影響は非常に小さいと判断できる。

(5) 解析結果と実測値との比較

図-10 は H-100, L-100 の沈下曲線、図-11 は、H-100 の過剰間隙水圧挙動の実測値と解析結果である。図-11 の過剰間隙水圧は水圧測定位置の固定点での値であり、解析値は固定点の座標を拾い出したものである。なお両図の解析に用いた $\log f - \log \sigma'_v$ 関係は、応力解放を考慮しない場合のものである。両図より、実測の挙動を表現できているといえる。

図-12 は、全ケースの含水比分布と実測値と解析結果を示したものである。また解析結果に関しては、応力解放を考慮した場合と、そうでない場合の結果を併せて示している。実測値と解析結果を比較すると、H-50 と L-65 に関して差が生じている。しかし、含水比分布の実測値は面的に数箇所測定された結果の平

図-10 沈下曲線の実測値と解析結果

図-11 自重圧密中の過剰間隙水圧挙動 (H-100)

図-12 自重圧密中の地盤内の含水比の実測値と解析結果の比較 (H 試料, L 試料)

均値であり、解析結果が実測値のばらつきの範囲内に位置する。このことから、解析結果は実験の挙動を十分表現できていると判断した。なお、未圧密状態において含水比のばらつきが大きい理由は、遠心力载荷中に発生する海水面の波浪などが作用して、わずかではあろうが発生するせん断応力が影響したものと考えられるが、これを証明するデータはない。

事後解析で得られた $\log f - \log \sigma'_v$ 関係および $\log c_v - \log \sigma'_v$ 関係のパラメータの値を表-3 に示す。圧密

表-3 自重圧密解析に用いた圧密パラメータ

試料	$f-\sigma_v'$ 関係	$c_v-\sigma_v'$ 関係
H 試料	$f=4.65\sigma_v'^{-0.143}$	$c_v=35\sigma_v'^{-0.15}$
L 試料	$f=3.40\sigma_v'^{-0.109}$	$c_v=90\sigma_v'^{-0.30}$

単位・・・ σ_v' : kPa, c_v : cm²/day

途中で打ち切った各ケースは h_s , w_0 などの初期条件が若干異なるので、それぞれ初期条件と $U_s=100\%$ の事後解析から求めた圧密パラメータ ($\log f-\log \sigma_v'$ 関係および $\log c_v-\log \sigma_v'$ 関係) を用いて、それぞれのケースに対する自重圧密解析を行い、地盤内部の有効応力, 含水比を推定する。

5. 遠心力载荷中と遠心力除荷後の超軟弱粘土地盤の強度の評価

L-100, L-65 の実験結果に基づいて、遠心力载荷中に実施したベーンせん断強度 τ_v と遠心力载荷後に重力場で得られた τ_v の違いについて検討する。さらに、重力場で得られた強度に対して、等価有効応力を計算し、強度特性に関して再整理を行う。これ以降、遠心力载荷中のベーンせん断試験を「遠心場試験」、遠心力除荷後の重力場に戻って行ったベーンせん断試験を「重力場試験」と呼ぶ。

(1) 自重圧密中のベーンせん断強度, 有効応力, 含水比の対応関係

表-3 に示したパラメータを用いて、L 試料の自重圧密中の含水比および有効応力の等時曲線を求めた結果を図-13 に示す。なお、自重圧密解析では、1 g 場での試料投入直後からの挙動をシミュレートしたが、図中には 30 g 場に達した時点以降の挙動を示した。この 30 g に達した時点の沈下量に関する圧密度は 5% であった。

図-14 は、L-100, L-65 の自重圧密中の経過時間に対するベーンブレードの回転位置を示す。図-14 のベーン回転位置の τ_v に対応する w , σ_v' は、図-13 の含水比分布, 有効応力分布の等時曲線を当てはめることにより推定できる。 w はベーン回転位置の上下端間平均含水比とした²²⁾。また、 σ_v' はベーン回転の中心位置の σ_v' とした。

(2) ベーン試験中の挙動

図-15 は L-100 の「遠心場試験」と「重力場試験」におけるベーン抵抗の変化を示したものである。どちらも 2×1 ベーンを使用し、ベーン中心位置が底面から 15 mm の場合のデータである。両者を比較すると、

図-13 自重圧密中の地盤内の有効応力および含水比の変化 (L 試料—解析結果)

図-14 自重圧密中のベーンの回転位置 (L 試料)

図-15 ベーン試験中の回転挙動の代表例 (L-100)

遠心場の結果が重力場より大きいことがわかる。また、重力場の結果では、ピーク到達後のベーン抵抗の低下の度合いが、遠心場の結果と比較して大きい。この挙動の違いの原因は、遠心力除荷による有効土被り圧の違いとそれに伴う含水比の違いであると考えられる。これ以降、ベーン抵抗のピークをベーンせん断強度 τ_v と定義する。

 図-16 τ_v - w 関係 (L試料)

 図-17 τ_v - σ'_v 関係 (L試料)

(3) ペーンセン断強度－含水比の関係

図-16 は、L-100, L-65 に対して「遠心場試験」および「重力場試験」の圧密度の違いを含めたすべての τ_v - w 関係である。遠心場と重力場との違い、圧密度の違いによらずユニークな τ_v - w 関係が得られている。すなわち、試料の応力状態や圧密の程度によらず、 τ_v - w 関係は超軟弱な粘土において固有なものであることが分かる。実験結果をべき乗関数で近似し、図中に示した。この近似曲線は、実測の τ_v - w 関係の領域をカバーしていることが分かる。

(4) ペーンセン断強度－有効応力の関係

図-17 に、L 試料の全ケースにおける τ_v - σ'_v 関係を示す。ただし、「重力場試験」の σ'_v は遠心力除荷直前の値である。「遠心場試験」と「重力場試験」の結果を比較すると、「重力場試験」の結果は、同じ σ'_v に対して「遠心場試験」のそれより強度が小さい値となった。図中の実線と破線は、「遠心場試験」、「重力場試験」の τ_v - σ'_v 関係をそれぞれ近似したものであ

 図-18 等価有効応力 $\sigma'_{R'}$ の算出方法

る。近似直線の傾き τ_v/σ'_v を比較すると、「重力場試験」の τ_v/σ'_v は 0.26, 「遠心場試験」の τ_v/σ'_v は 0.30 となり、0.04 のずれが生じていることがわかる。

(5) 膨張過程を考慮したペーンセン断強度

(4) で述べたように、「遠心場試験」と「重力場試験」の τ_v - σ'_v 関係に違いが生じた。これは、前章でも述べたが、遠心力除荷時の応力解放の影響であると考えられる。応力解放により地盤は膨張し、地盤内部の含水比が若干増加することで、地盤内部の強度が低下すると考えられる。本項では、重力場で得られた τ_v - σ'_v 関係を正当に評価するため、等価有効応力 $\sigma'_{R'}$ の考えを用いて、 τ_v - σ'_v 関係を再検討する。

等価有効応力を求める方法を、図-18 を用いて以下に説明する。まず、応力解放後の地盤内部の任意の体積比 f に対する有効応力 σ'_v を求め、点 $Q (\sigma'_Q, f_Q)$ を定める。点 Q は、遠心力載荷終了直前の応力状態点 $P (\sigma'_P, f_P)$ から応力解放による膨張後の状態点である。次に、点 Q から、 σ'_v 軸に平行に延長した線と $\log f$ - $\log \sigma'_v$ 関係の交点、点 $R (f_R, \sigma'_{R'})$ を求める。この時の $\sigma'_{R'}$ が、等価有効応力となる。以降、 $\sigma'_{R'}$ を有効応力、 $\sigma'_{R'}$ を等価有効応力とする。なお、 $\log f$ - $\log \sigma'_v$ 関係内の C_c^* は、4. で得られたものを用い、 C_s^* は C_c^* の 1/20 とした。

図-19 は、L 試料に対して重力場の τ_v - $\sigma'_{R'}$ 関係と遠心場の τ_v - $\sigma'_{R'}$ 関係を比較したものである。図中の実線は、 τ_v - $\sigma'_{R'}$ 関係の近似直線 $\tau_v = 0.30 \sigma'_{R'}$ である。遠心場と重力場に関係なく、 τ_v - $\sigma'_{R'}$ 関係が τ_v - $\sigma'_{R'}$ 関係にほぼ一致し、近似曲線に近い位置にあることがわかる。

同様に、H 試料に関しても等価有効応力を適用し、 τ_v - σ'_v 関係を整理した。図-20 は、H 試料のすべての遠心場試験ケースの τ_v - $\sigma'_{R'}$ 関係を示す。 τ_v - $\sigma'_{R'}$ 関

 図-19 等価有効応力を適用した τ_v - σ_v 関係 (L 試料)

 図-21 τ_v - w/w_L 関係 (H 試料, L 試料)

 図-20 等価有効応力を適用した τ_v - σ_v 関係 (H 試料)

 図-22 自重圧密中の U_ε , U_p , U_τ の変化 (L 試料)

係がほぼ線形であることがわかる。なお、H 試料の τ_v - σ'_{vR} 関係の傾き τ_v/σ'_{vR} は、0.42 と大きい値ではあるが、柴田²³⁾が示した結果の範囲にある。

以上より、ベーンセン断強度を有効応力で整理するにあたり、遠心力除荷後の重力場で得られた τ_v に等価有効応力 σ'_{vR} を τ_v - σ'_v 関係に適用することが有効であるといえる。

(6) ベーンセン断強度-正規化含水比の関係

図-21 に H 試料, L 試料の τ_v - w/w_L 関係をまとめて示す。 w/w_L は正規化含水比であり、含水比を液性限界で正規化したものである。図には、初期含水比 $w_0 = 3w_L$ より重力場で自重圧密した模型地盤で得られたベーンセン断強度の結果を併せて示す。図中の実線および破線は、H 試料および L 試料の τ_v - w/w_L 関係をべき乗関数により近似した曲線である。H 試料, L 試料の近似曲線はほぼ一致した。 w/w_L を用いることで、試料の違いによらないユニークな関係が得られることがわかる。なお、 τ_v - w/w_L の関係において除荷の影響がほとんどない原因は、膨張指数 C_s^* が小さいためであり、除荷による含水比の変化がせん断強度に及

ぼす影響度が、有効応力 σ'_v の変化よりも小さいためと考えられる。

(7) 圧密度とベーンセン断強度の関係

軟弱地盤の圧密による強度増加を推定する方法として、圧密度を用いる方法がある。圧密度は 2 種類あり、ひずみの圧密度 U_ε と応力の圧密度 U_p である。それぞれの地盤の局所圧密度は、次式で定義される。

$$U_\varepsilon = \frac{f_0 - f}{f_0 - f_1} \quad (6)$$

$$U_p = \frac{\sigma'_v - \sigma'_{v0}}{\sigma'_{v1} - \sigma'_{v0}} \quad (7)$$

式(6), (7)中の f_0 , f , f_1 は圧密前, 圧密中, 圧密後の体積比, σ'_{v0} , σ'_v , σ'_{v1} は圧密前, 圧密中, 圧密後の有効応力である。

以上の圧密度に加え、地盤の強度の局所圧密度 U_τ を次式で定義する。

$$U_a = \frac{\tau_v - \tau_{v0}}{\tau_{v1} - \tau_{v0}} \quad (8)$$

式(8)中の τ_{v0} , τ_v , τ_{v1} は圧密前, 圧密中, 圧密後のせん断強度である。

L-100 および L-65 の実験結果に U_c を適用し, 圧密度 U_c と応力の圧密度 U_p との対応関係を検証した。

図-22 に, 実験ケース L-100 および L-65 の地盤底面から 15 mm の地点の U_c , U_p , U_c の経時変化を示す。

U_c は, 遠心場上の τ_v の実測値と, 圧密開始前と圧密終了時の τ_{v0} , τ_{v1} から式(8)より求め, U_c および U_p は, 自重圧密解析により求めたものである。 U_c の変化が, U_p の変化に対応していることがわかる。すなわち, 自重圧密中の強度増加は, 有効応力の増加に対応しており, 強度の増加量を予測する場合は, U_c ではなく U_p で考えるのが望ましく, 三笠²⁴⁾が指摘した通りとなっている。

6. まとめ

自重圧密中の超軟弱粘土の強度特性を調べるため, 遠心力载荷により自重圧密した模型粘土地盤に対してベーンせん断試験を行い, 自重圧密解析と併せて, ベーンせん断強度, 含水比, 有効応力の関係を調べた。その際, 遠心力除荷による応力解放に着目し, 自重圧密解析における圧縮特性, ならびにベーンせん断強度への影響について検討した。また, 自重圧密中の圧密度と強度との関係についても検討した。以下に結論を示す。

- (1) 自重圧密解析において, 遠心場からの応力解放による膨張を考慮し, 含水比分布, 沈下曲線, 間隙水圧分布の実測値と一致するような解析パラメータが得られた。その際, 応力解放によるパラメータ決定に及ぼす影響は, 実験誤差と比較して非常に小さいものであった。
- (2) 遠心力载荷後に重力場で得られた τ_v は, 等価有効応力を用いて整理することで, 遠心場で得られた $\tau_v - \sigma'_v$ 関係と同等な関係が得られる。応力解放を考慮せず, すなわち等価有効応力を用いない場合, $\tau_v - \sigma'_v$ 関係の傾き τ_v / σ'_v が小さくなった。
- (3) 自重圧密中および応力解放後の超軟弱粘土の τ_v と w の間には, 圧密の程度によらない固有な関係があることが分かり, w/w_L を用いることで, H 試料および L 試料の塑性の違いによらず, 超軟弱粘土地盤においては固有な関係が得られる。また,

自重圧密中の超軟弱粘土地盤の強度増加は, 応力の圧密度に対応していることが, 実験的に確認できた。

謝辞: この実験・研究を行うにあたり, 日建設計中瀬土質研究所に多大なる協力を得た。ここに, その感謝の意を示す。

参考文献

- 1) 馬場孝博, 早田修一, 横田弘: 東京国際空港沖合展開事業—地盤改良および仮設工事—, 土と基礎, Vol.39, No.5, pp.11-17, 1991.
- 2) 斜面・盛土補強土工法技術総覧編集委員会: 斜面・盛土補強土工法技術総覧, 第10章, 地盤の補強, pp. 435-488, 1995.
- 3) セメント協会編: セメント系固化材による地盤改良マニュアル, 技報堂, 1985.
- 4) Inoue, T., Tan, T.S. and Lee, S.L.: An investigation of shear strength of slurry clay, *Soils and Foundations*, Vol. 30, No.4, pp.1-10, 1990.
- 5) Tan, T.S., Goh, T.C., Karunaratne, G.P., Inoue, T. and Lee, S.L.: Yield stress measurement by a penetration method, *Canadian Geotech. Journal*, Vol.28, pp.517-822, 1991.
- 6) Fakher, A., Jones, C.J.F.P. and Clarke, B.G.: Yield stress of super soft clays, *J. Geotech. and geoenv. eng. Div., ASCE*, Vol.125, No.6, pp.499-509, 2000.
- 7) 三笠正人: 粘性土の状態図について. 付: 鋭敏比と液性指数の名称を変えること, 土木学会第22回年次学術講演会, pp.60-63, 1967.
- 8) Zreik, D.A., Germaine, J.T. and Ladd, C.C.: Undrained strength of ultra-weak cohesive soils: relationship between water content and effective stress, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.3, pp.117-128, 1997.
- 9) Zreik, D.A., Germaine, J.T. and Ladd, C.C.: Effect of aging and stress history on the undrained strength of ultra-weak cohesive soils. *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.31-39, 1998.
- 10) 土田孝, 湯怡新: 粘性土のセメンテーションによる強度発現メカニズム, 港湾技術研究所報告, 第38巻, 第2号, pp. 99-128, 1999.
- 11) 三笠正人, 高田直俊, 望月秋利: 遠心力を利用した土構造物の模型実験, 土と基礎, Vol.28, No.5, pp.15-28, 1980.
- 12) Almada, M. and Parry, R.: Penetrometer apparatus for use in the centrifuge during flight, *Proc. of Symp.*

- Application of Centrifuge Modeling to Geotech. Design*, pp.47-66, 1984.
- 13) Davies, M.C.R. and Parry, R.H.G.: Determining the shear strength of clay cakes in the centrifuge using a vane, *Geotechnique*, Vol.32, No.1, pp.59-62, 1982.
  - 14) Watson, P.G. and Randolph, M.F.: Torsional vane and plate load tests, *Proc. of Centrifuge 98*, Vol.1, pp.167-172, 1988.
  - 15) (社)地盤工学会：土の三軸圧縮試験，土質試験の方法と解説-第一回改訂版-，pp.441-562，2000.
  - 16) Itoh, H., Katagiri, M., Saitoh, K. and Terashi, M.: Self-weight consolidation behavior of fluid clay, *Proc. of Centrifuge 98*, Vol.1, pp.181-184, 1998.
  - 17) Imai, G., Tsuruya, K. and Yano, K.: A treatment of salinity in water content determination of very soft clays, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.3, pp.84-89, 1979.
  - 18) Cadling, L. and Odenstad, S.: The vane borer an apparatus for determining the shear strength of clay soils directly in the ground, *Proc. of S.G.I.*, 1950.
  - 19) Yamauchi, H., Imai, G., Watanabe, K. and Ogata, K.: Sedimentation-consolidation analyses of pump-dredged cohesive soils, *Proc. of Int. Conf. on Geotech. Eng. for Coastal Engineering (Geo-coast '91)*, Vol.1, pp.129-134, 1991.
  - 20) 矢野弘一郎：浚渫粘土による軟弱埋立地盤の性状とその予測，土木学会論文集，No.364/III-4，pp.1-14，1985.
  - 21) Nishimura, M., Katagiri, M., Terashi, M. and Saitoh, K.: Determination of consolidation parameters for clay sludge by centrifuge, *Proc. of Int. Symp. on Coastal Geotech. Eng in Practice*, Vol.1, pp.95-100, 2000.
  - 22) Tanaka, Y., Imai, G. and Katagiri, M.: Application of vane shear test to clay sediment consolidated by centrifuge, *Proc. of Int. Symp. on Physical Modeling of Geotech. Eng.*, Vol.1, pp.237-242, 2002.
  - 23) 柴田徹：飽和粘土の強度増加率について，第20回土質工学シンポジウム論文集，pp.7-11，1967.
  - 24) 三笠正人：軟弱粘土の圧密－新圧密理論とその応用－，鹿島出版会，pp.16，1963.

(2004.9.14 受付)

SHEAR STRENGTH CHARACTERISTICS OF ULTRA SOFT CLAY GROUND USING CENTRIFUGE

Yosuke TANAKA, Goro IMAI, Masaaki KATAGIRI and Masato NISHIMURA

This paper describes the vane shear strength characteristics of ultra soft clay ground during self-weight consolidation in centrifugal flight. A series of vane shear tests is carried out in the laboratory floor after centrifugal flight. An effect of stress relief in the process from centrifugal field to gravity field on the shear strength is also discussed.

As a conclusion, the relationship between vane shear strength and water content of its part of clay ground is unique during the self-weight consolidation. Applying the equivalent effective stress to the test results of laboratory floor, the relationship between vane shear strength and effective stress is equivalent to that of centrifugal field.