

# 港湾技研資料

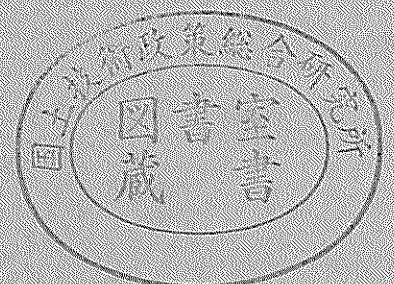
TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No.918      Sept.1998

一面せん断試験による洪積粘土地盤の強度変形特性の評価

土	田	孝
福	原	夫
渡	部	一
駒	澤	明

運輸省港湾技術研究所



## 目 次

要 旨 .....	3
1. はじめに .....	4
2. 一面せん断試験の特徴 .....	4
3. 一面せん断試験の方法と試験結果 .....	5
3.1 本研究で用いた一面せん断試験機 .....	5
3.2 試験の手順 .....	7
3.3 試料および試験結果 .....	9
4. 一面せん断試験と三軸試験の結果の比較 .....	14
4.1 強度の比較 .....	14
4.2 変形係数の比較 .....	14
5. 圧密圧力の増加による洪積粘土の強度変形特性の変化 .....	15
6. まとめ .....	17
参考文献 .....	18

# Evaluation of Strength - Deformation Characteristics of Pleistocene Clay by Direct Shear Test

Takashi TSUCHIDA\*  
Tetuo FUKUHARA\*\*  
Yoichi WATABE\*\*\*  
Hiroaki KOMAZAWA\*\*\*\*

## Synopsis

Pleistocene clay in Osaka Bay is known to have a structure due to the cementation or the secondary compression during the sedimentation process. In this study, the undrained strength of Pleistocene clay samples, the depths of which were from 40m to 200m in Osaka Bay, was studied by the Recompression method with direct shear test.

The following relationship was obtained between the rigidity  $G_{50}$  by direct shear and the secant modulus  $E_{50}$  by triaxial tests,

$$G_{50} = (0.20 \sim 0.50) E_{50}$$

The recompression method by the direct shear test is applicable for the evaluation of strength and deformation characteristics of the pleistocene clays.

**Key words** : direct shear test, Pleistocene Clay, shear strength, stability analysis

---

\* Head, Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

\*\* Soil Mechanics Laboratory

\*\*\* Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division

\*\*\*\* former trainee of Sacki Kensetsu Kogyo Corp.

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-44-5021 Fax : +81-468-44-4577 e-mail:tsuchida@phri.go.jp

# 一面せん断試験による洪積粘土地盤の強度変形特性の評価

土 田 孝\*  
福 原 哲 夫\*\*  
渡 部 要 一\*\*\*  
駒 澤 宏 明\*\*\*\*

## 要 旨

粘土地盤の強度変形特性を評価する方法として一面せん断試験がある。本研究は一面せん断試験の適用性の検討のため深度 50～120mから採取した洪積粘土の不覚乱試料を用い試験結果を三軸試験の結果と比較検討した、その結果次のようなことがわかった。

- 1)再圧縮法により洪積粘土地盤の非排水せん断強度を求めた結果、ひずみ速度 1.25%/分の一面せん断強度は、ひずみ速度0.1%/分である三軸試験結果の強度(三軸圧縮強度と三軸伸張強度の平均)の約95%であった。ひずみ速度効果を考慮すると一面せん断強度は三軸強度の90%未満であった。したがって、一面せん断強度は三軸強度よりも安全側であった。
- 2)一面せん断試験から求められる見かけの剛性率  $G_{50}$  と三軸圧縮試験や三軸伸張試験によって求められる変形係数  $E_{50}$  との関係は次式で表される。

$$G_{50} = (0.20 \sim 0.50) \times E_{50}$$

ポアソン比を 0.5 とすると  $G_{50} = 0.33 E_{50}$  となるが、平均的には弾性論から求められる関係に近い結果が得られており、一面せん断試験から得られる  $G_{50}$  が粘性土の変形係数として活用できることが確認された。

- 3)剛性率は一面せん断強度の約 100 倍であり、この関係は他の海性粘土のデータと一致している。
- 4)大阪湾泉州沖の洪積粘土は圧密圧力が圧密降伏応力を越えると、応力ひずみ関係は靱性から脆性に急速に変化する。年代効果による構造の影響は圧密圧力が  $p_c$  よりも約  $1.0\text{kgf/cm}^2$  越えるとほぼ消失するようである。
- 5)一面せん断試験において三軸試験の結果と同程度の精度の試験結果が得られたことより洪積粘土に対しても一面せん断試験は実用的な強度評価方法として使用できると考えられる。

キーワード：一面せん断試験、非排水せん断強さ、剛性率、洪積粘土

---

\*土質部土性研究室長

\*\*土性研究室

\*\*\*土質部主任研究官

\*\*\*\*土性研究室受託研修生 (前佐伯建設工業(株))

〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1

電話：0468-44-5021 Fax：0468-44-4577 e-mail:tsuchida@phri.go.jp

## 1. はじめに

粘性土地盤における設計せん断強度の決定には、原地盤から採取された不攪乱試料を用いて一軸圧縮試験を行い、一軸圧縮強度  $q_0$  の 1/2 の平均値をもって地盤の強度とする方法が広く用いられている。しかし、一軸圧縮強度は採取した試料の品質の影響を敏感に受けるため以下のような問題がある<sup>1)</sup>。

- ・平均値を設計値として用いるが、データのばらつきが大きいため、信頼性に欠ける。
- ・ボーリング及びサンプリングを実施する調査者の技術により試料の品質に差が生じ、試験結果に影響する可能性がある。
- ・低塑性の粘性土や大深度から採取した試料の場合には、拘束圧の解除や採取時のクラックの発生による強度低下が大きく本来の強度を過小に評価しやすい。

サンプリング時の乱れの影響を除去して信頼性の高い強度変形特性を求めるには、再圧縮法 (recompression) と称される試験法が有効である<sup>2)</sup>。再圧縮法においては、まず試料を原位置の有効土被り圧  $\sigma'_v$  と静止土圧係数  $K_0$  から求めた有効側圧  $\sigma'_h (=K_0 \cdot \sigma'_v)$  によって圧密し、圧密が終了して試料の有効応力状態を原位置の値と一致させた後にせん断を行う。半沢は試験手順を修正した再圧縮法により粘土地盤の強度を決定し安定解析に適用しているが、半沢の方法は修正ペーラム法と呼ばれている。修正ペーラム法は採取した試料を三軸試験機によって原位置の土被り圧まで  $K_0$  条件で圧密し、一次圧密終了後直ちに非排水圧縮せん断試験と非排水伸張せん断試験を行って両者の平均の強度を地盤の設計強度とするものである<sup>3)</sup>。

土田ら<sup>1), 4)</sup> は、我が国の代表的な海成粘土地盤において、現行の方法である一軸圧縮強度の平均値と修正ペーラム法による強度との比較を行い、次のような結果を示した。

- ・現行の一軸圧縮強度法によって求められる粘土地盤の強度は試料の品質の影響を敏感に受けるが、修正ペーラム法の強度は試料の品質によらず地盤の強度の評価値として適切な値を与えている。
- ・わが国の標準的なボーリングサンプリング方法で採取した試料においては、全体として一軸圧縮強度法の強度は修正ペーラム法の強度とほぼ一致する。しかし、何らかの原因で乱れが大きいときは地盤本来の強度を過小評価する場合があります、このような事例は実際に起こっていると考えられる。
- ・大深度から採取した試料の場合、現行の一軸圧縮強

度法は地盤の強度を過小に評価している可能性が高いので再圧縮法による強度評価が望ましい。

- ・一軸圧縮試験法の欠点を補い、粘土試料の品質と適切な強度の評価を行う方法として、一軸試験と三軸試験を併用した強度決定法を提案する。

以上の研究の中で、土田らは修正ペーラム法の試験手順が複雑で試験コストが大きいことを問題点として指摘し、三軸試験機を用いた実用的で信頼性の高い再圧縮法として簡易 CU 試験 (SCU) を提案している。この試験は、試料を  $K_0$  圧密する代わりに原位置での平均有効応力で等方圧密した後に非排水圧縮せん断試験を実施するものである。一方、半沢は、同様の観点から三軸試験のかわりに一面せん断試験によって再圧縮法の強度を求めることを提案している。後に述べるように、一面せん断試験は  $K_0$  圧密が容易であること、強度異方性に関して中立的な強度が得られること、修正ペーラム法よりも試験コストが小さいことなどの利点があり、粘土の実用的な強度評価法としての可能性が高いと考えられる。以上の観点から、本研究は、大阪湾の洪積粘土地盤を対象として一面せん断試験による強度の適用性に関する検討を行ったものである。

## 2. 一面せん断試験の特徴

図-1 にせん断試験の概念図を示す。一面せん断試験は、薄い柱状の供試体 (通常は高さ 2cm、直径 6cm) に垂直応力を加え、ある特定の面でせん断して、せん断応力-変位関係及び強度定数  $c$ 、 $\phi$  を求める試験であり、直接型せん断試験の一種である。せん断試験法としては古典的な試験法であるが、実用面では、いくつかの問題点が指摘されておりそれほど普及していないのが実状である。他の室内せん断試験と比較すると、一般的に一面せん断試験の長所として以下のことがあげられる。

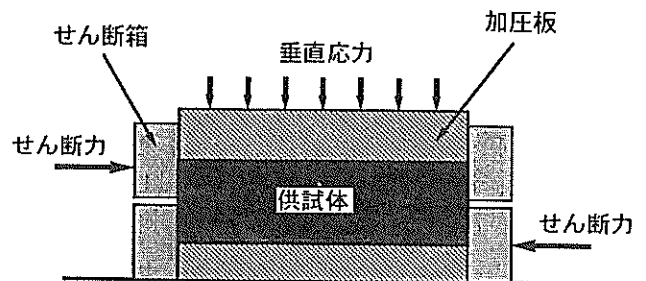


図-1 一面せん断試験概念図

- ・試験機の機構が簡単で試験も容易であり、せん断面を特定できる。
- ・小さな供試体を用いるため試料が少なくすむ。
- ・圧密に要する時間が少ないので、三軸試験に比べると試験時間が短い。
- ・原位置の圧密と同条件である  $K_0$  圧密が簡単にできる。

一方、一面せん断試験の問題点としては以下の点が指摘されてきた。

- ・せん断が進むとせん断面の面積が変わるため応力計算の誤差や荷重の偏心がある。
- ・供試体が剛なせん断箱に納められているため、自由な変形が妨げられ、またせん断面の発生の自由度がない。
- ・上下せん断箱間の隙間の大きさが限られており、砂質土や粗粒土など試料の粒径が大きくなると、せん断帯の発生が制限される結果、過大な強度が求められる。
- ・ひずみの定義ができない。
- ・大型一面せん断試験において、装置の相違によりせん断強度の値にばらつきが大きい。
- ・供試体内の応力/ひずみ不均一であり、破壊がせん断箱のエッジから進行する。
- ・一般に、非排水せん断が難しく、間隙水圧が求められない。

以上の問題点の多くは古典的な一面せん断試験におけるせん断箱の設計のまずさが原因している。しかしながら、近年装置上の問題点を改良した試験装置が開発されて信頼のできるデータが多く発表されるようになり、平成9年には地盤工学会により一面せん断試験法の基準が新たに提案された<sup>12)</sup>。

図-2 は、軟弱地盤上の盛土の破壊を例にとって、すべり面上で発揮される土のせん断強度  $S_u$  を模式的に示したものである。図に示すようにすべり面上の位置によ

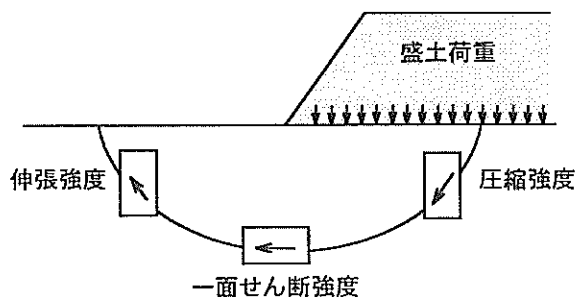


図-2 すべり面上で発揮されるせん断強度

って発揮されるせん断強度は圧縮、一面せん断、伸張の各モードによって代表され、同一の粘土であってもせん断モードにより非排水強度は異なっている。この特性を強度異方性と称し、一般には次式の関係がある。

$$\text{圧縮強度} > \text{一面せん断強度} > \text{伸張強度} \quad (1)$$

半沢は各種の粘土試料について一面せん断試験より得られる強度を三軸圧縮、三軸伸張強度と比較し、(2)式の関係があることを示した<sup>5)</sup>。

$$\text{一面せん断強度} \approx (\text{圧縮強度} + \text{伸張強度}) / 2 \quad (2)$$

(2)式は、一面せん断強度が強度異方性について平均的あるいは中立的な強度を与えていることを意味する。このことは異方性を考慮するため三軸圧縮強度と三軸伸張強度を求め平均した強度を採用する修正ペーラム法に比べ、大きな長所であるといえる。

地盤工学会基準によると、粘性土地盤の非排水せん断試験においては、見かけのせん断ひずみに関する速度を  $1\%/min$  とすることが提案されている。一般に粘土地盤の強度にはひずみ速度依存性があり、ひずみ速度が遅くなるにつれせん断強度は低下する。したがって、土質試験時と実際の破壊時でのひずみ速度の違いを考慮して設計せん断強度を決定する必要がある。実際の土構造物が破壊するときのひずみ速度は概ね  $0.01\%/min$  程度であると考えられ<sup>1)</sup>、試験時のひずみの約  $1/100$  となっている。半沢は、ひずみ速度を変化させて実施した一連の一面せん断試験の結果から、粘土の種類によらずひずみ速度依存効果に関する補正係数  $\mu$  が  $0.85$  であることを示し、設計せん断強度  $\tau$  を次式で求めることを提案している<sup>5)</sup>。

$$\tau^* = \mu \cdot \tau_{DS} = 0.85 \tau_{DS} \quad (3)$$

ここに、 $\tau_{DS}$  は、不攪乱粘土試料を有効土被り圧  $\sigma'_{v0}$  で一次圧密終了まで圧密し、 $0.25\text{mm}/min$  の変位速度で定体積一面せん断試験を行って求めた最大せん断強度である。

### 3. 一面せん断試験の方法と試験結果

#### 3.1 本研究で用いた一面せん断試験機

本研究で使用して一面せん断試験機は、H-II型と称される北海道大学工学部にて開発された試験機である<sup>6)</sup>。

この試験機は卓上型で(底板寸法 横 94cm、奥行 54cm、高さ 69cm)、軽量(約 70kg)であることを特徴とし、垂直圧力とせん断変位速度の調整は、独立した操作盤ユニットで行う。写真-1 に装置の全景を図-3 には装置の各部の名称を示した。図のように、試験機はせん断箱鉛直載荷装置、水平せん断装置、せん断箱移動装置、垂直力とせん断力を測定する荷重計、垂直変位と水平変位を測定する変位計から構成されている。以下に主な仕様を示す。

- ①供試体寸法：円柱形供試体で直径 60mm、高さ 20mm である。
- ②せん断箱：供試体を納めるせん断箱は、底盤、下箱及び上箱により構成される。底盤には供試体からの排水を可能とするためポーラスメタルが設置されている。供試体は上箱と下箱で2分され、上箱が固定で下箱が可動である。上箱はスペーサーによって上下せん断箱間の隙間が 0.2mm となるように固定する。
- ③鉛直載荷装置：ペロフラムシリンダーに空気圧を供給して載荷する方式であり、鉛直圧の範囲は 0.5～7kgf/cm<sup>2</sup> である。載荷板は直径 60mm で、供試体内

部からの排水が可能ないようにポーラスメタルを設置している。圧密を終了して等体積せん断を行う場合は、載荷板上部を定体積固定ナットにより上下に動かないように固定する。

- ④水平せん断装置：可変速モーターとスクリージャッキにより可動部である下箱をロードセルを介して一定速度で滑らかに変位させる機構である。下箱の移動はリニアローラウェイ方式を使用し(写真-2)、せん断速度は 0.00065～1.3mm/min の範囲で設定できる。
- ⑤荷重と変位の測定：鉛直荷重と水平荷重は高剛性ロードセル(容量 300kgf)で測定する。鉛直荷重測定用ロードセルは下箱の底部に取り付けられており、鉛直荷重 0～300kgf の測定範囲における変形量最大は 10 $\mu$ m であるので実用上定体積条件を満足している。また、せん断によって鉛直荷重の作用点が移動し偏心が生じてもロードセルの校正係数がほとんど変化しないため、下部せん断箱に回転モーメントが作用した状況下で鉛直荷重を正しく測定することが可能となっている。(写真-3)

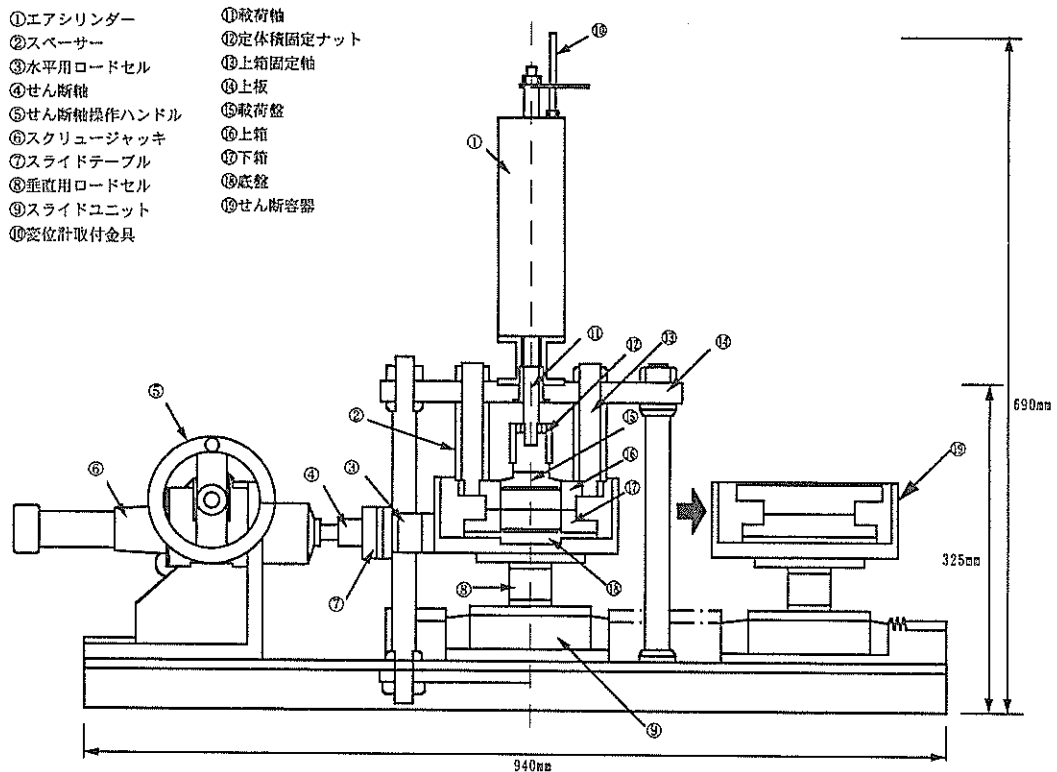


図-3 装置の説明

### 3.2 試験の手順

本研究では、不攪乱粘土試料を原位置の有効応力で一次的に圧密し、圧密終了に定体積一面せん断試験を行うことにより、非排水せん断強度を求めた。試験の手順は以下の通りである。

#### (1) 供試体の作成と設置

##### ① 供試体の作成

トリマーとワイヤーソー・ナイフを使って供試体の直径 60mm よりも 1~2mm 大きく成形し、試料をそのままカッターリング（直径 60mm、高さ 20mm）にて押し込む、カッターリングの内側にはシリコンオイルを薄く塗り供試体との摩擦を軽減する。カッターリングの両端から出ている試料を端面に沿ってワイヤーソーで切り落とし、直ナイフで平面に仕上げる。削り屑から代表的な試料を取り、含水比を測定する。

##### ② せん断箱の設置（写真-4）

せん断箱全体を鉛直載荷装置の横にスライドし、せん断箱の底盤、下箱をボルトで固定して、その上に上箱を位置合わせピンでセットする。このときに周面摩擦を低減するためせん断箱内面にシリコンオイルを薄く塗る。

せん断箱を鉛直載荷装置の下にスライドさせ、上板より上箱固定ロッド3本を入れて上箱にねじ込むことによって上箱の位置を定める。載荷板をせん断箱の中に下ろしロードセルの値から摩擦がないことを確認する。

##### ③ 供試体の設置（写真-5）

上箱の固定ロッドをはずし、再びせん断箱を鉛直載荷装置の横にスライドさせる。供試体が入ったカッターリングをせん断箱上にセットし、供試体押入具で供試体をせん断箱の中に押し込む。なお、ポーラスメタルに土粒子が侵入して目詰まりをおこすことを防止するため、供試体の両端面はろ紙をセットする。

#### (2) 圧密過程

① せん断箱を鉛直載荷装置の下にスライドさせ、上板より上箱固定ロッド3本を入れて上箱にねじ込み上箱を固定する。この状態でせん断容器の位置が中心に支持されている（写真-6）。

② 隙間設定用スペーサを上板と上箱の間にセットし上箱固定ロッドに取り付ける。この時点では上箱の上に乗っているだけの状態である（写真-7）。

③ 垂直及び水平変位測定用変位計を取り付ける。

④ 所定の圧密応力（原位置の有効土被り圧）に相当する垂直力を素早く載荷して圧密を開始する。圧密中は経過時間、圧密量を適切な時間間隔で記録する。

本実験では 1 秒間隔で 20 データ取り、次に 5 秒間隔で 20 データ、10 秒間隔で 18 データ、30 秒間隔で終了まで記録を取った。

⑤ 圧密中の経過時間と圧密量より、時間を対数とした時間-圧密曲線を描く。圧密は一時圧密終了後、圧密速度が小さくなったところで終了する。

#### (3) 上下隙間の設定

① 上下せん断箱の位置合わせピンを取り外し、上箱固定ロッド3本のボルトを締めて、上箱を吊り上げる。スペーサーによって上箱と下箱の隙間が 0.2mm に設定される（写真-8）。

上下せん断箱の間隔の影響についてプラダンらは砂に対してスペーシングが強度に与える影響について、それぞれの砂の粒径に対し安定領域が存在しスペーシングがこの領域より小さい場合はせん断層の自由な発達が妨げられるため強度は見かけより大きくなり、スペーシングが安定領域より大きくなると砂がせん断箱の隙間からこぼれるため強度は見かけ上低下すると報告している<sup>7)</sup>。粘性土の場合、平均粒径の 20 倍としても 0.2mm 以下となり問題はないといわれている。

② せん断中供試体体積を一定に保つため垂直変位が生じないように載荷板上部の定体積固定ナットをセットし載荷板を固定する。このとき空気圧はゼロに下げる（写真-9）。

#### (4) せん断過程

① 水平せん断装置のクラッチを入れせん断を開始する。本実験では、せん断速度を 0.25mm/min とした。半沢は、せん断速度 0.25mm/min で試験を行い、ひずみ速度依存性について一面せん断強度に補正係数をかけ安定解析用せん断強度を求めていることから、本試験においても比較のため同じせん断速度とした（写真-10）。

② せん断中はせん断変位、せん断力、垂直力を適切な間隔で記録する。本実験では 1 秒間隔で 20 データ次に 10 秒間隔で 20 データ、30 秒間隔で終了まで記録を取った。

③ せん断はせん断変位 7mm まで行う。

④ せん断終了後、供試体をせん断箱から取り出し、せん断面の様子などを観察し、供試体全体を取り出して炉乾燥供試体重量  $m_s$  を測定する。（写真-11）



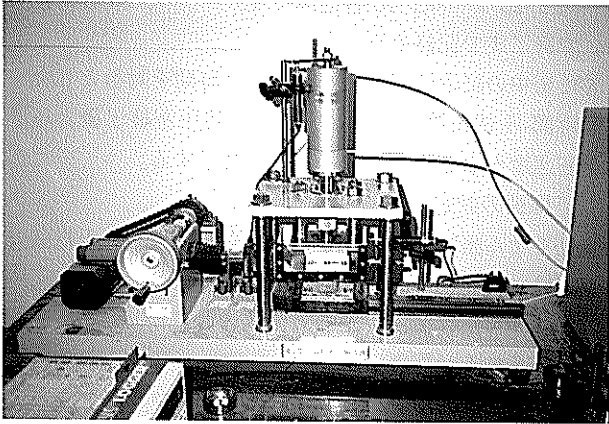


写真-1 一面せん断試験装置全景

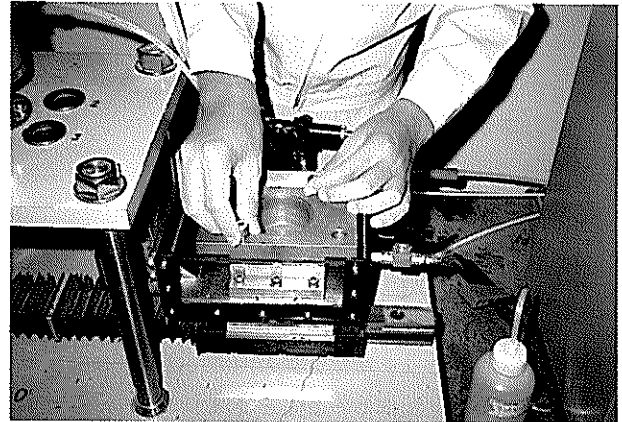


写真-4 せん断箱の設置

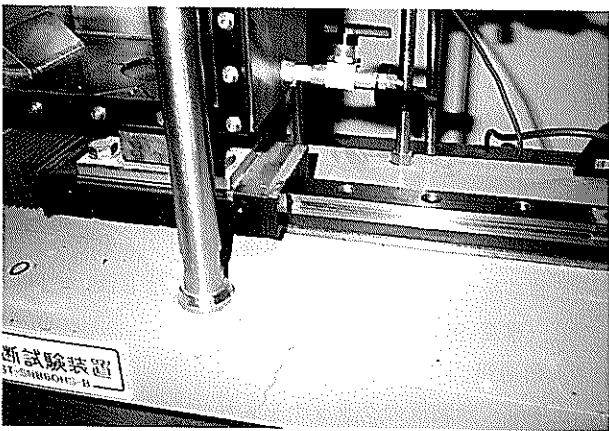


写真-2 リニアローラ方式

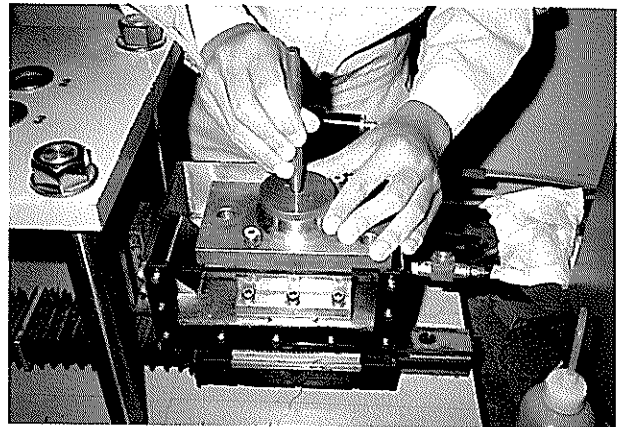


写真-5 供試体の設置

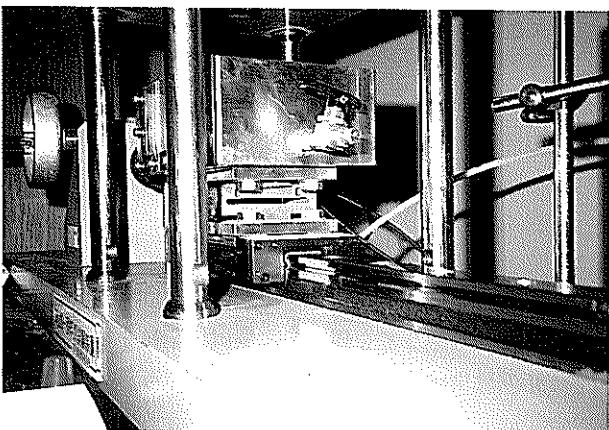


写真-3 高剛性ロードセル

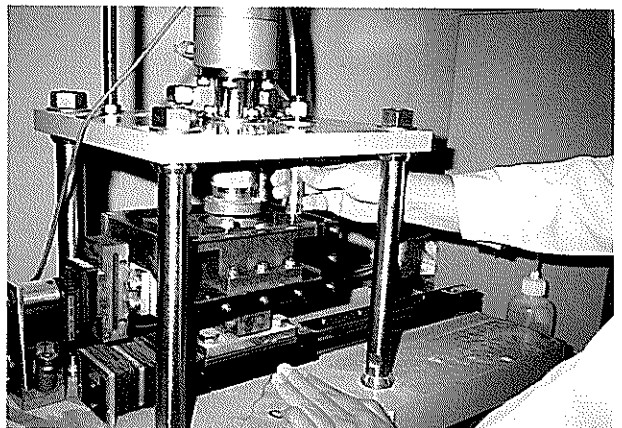


写真-6 せん断容器の固定

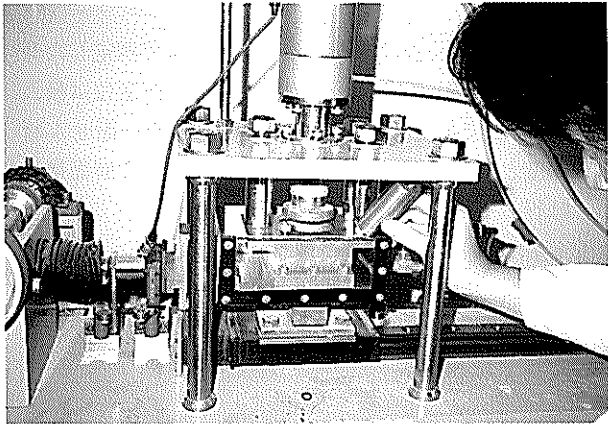


写真-7 隙間設定用スペンサーの設置

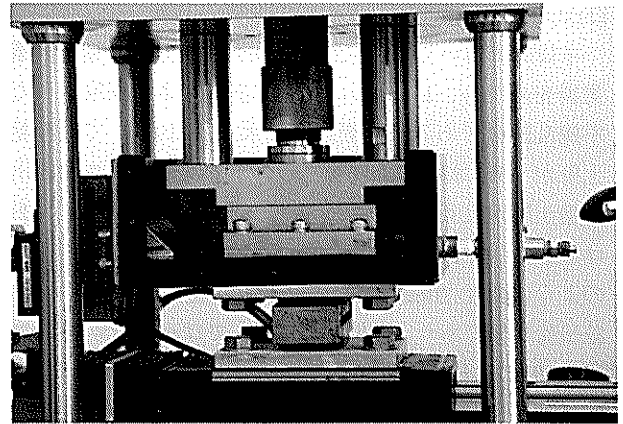


写真-10 せん断中のせん断箱

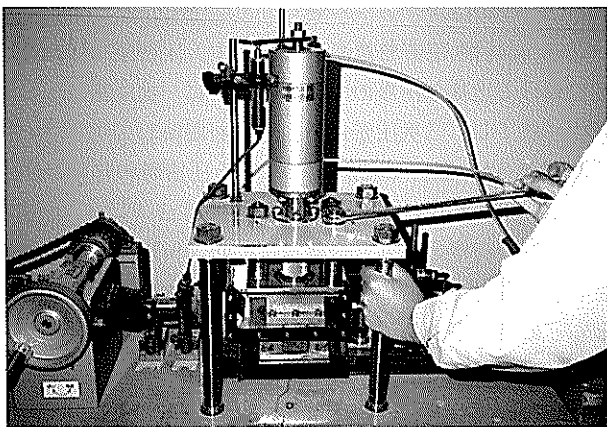


写真-8 上下箱隙間設定

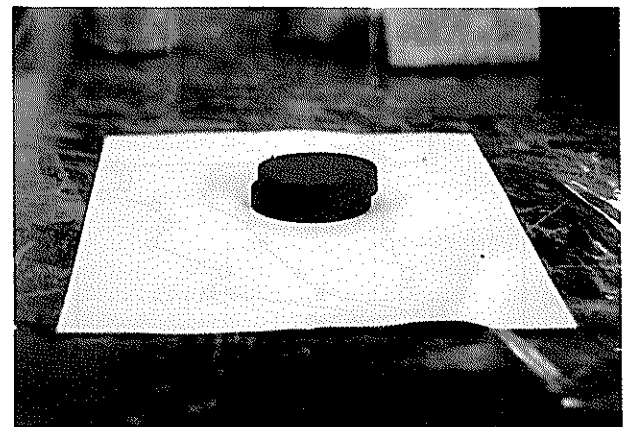


写真-11 せん断後の供試体

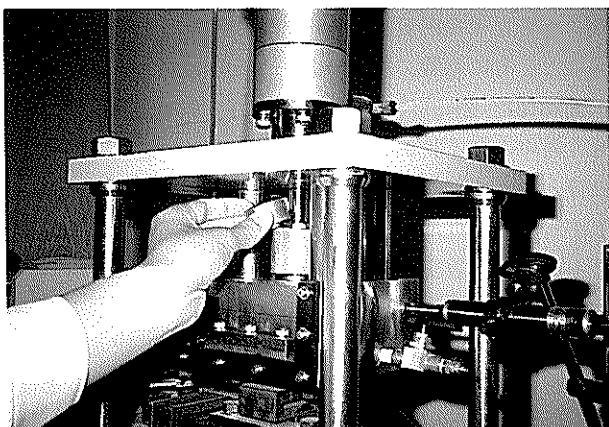


写真-9 定体積固定ナット設置

### 3.3 試料および試験結果

#### (1) 試料

本研究で用いている試料は、関西国際空港二期建設事業調査のため、1996年に大阪湾泉州沖より採取された不攪乱試料である。調査地点の水深は19.2mで沖積粘土層が25m堆積しており、その下に洪積砂レキ層と洪積粘土層が交互に堆積している。図-4は調査地点における液性限界、塑性限界、自然含水比の分布である。図のように深度20m~45mまでは液性限界が60%以下の低塑性粘土であり、深度45m~60mでは液性限界が80%~120%の洪積粘土層となっている。本研究では、深度20.9mから82.3mから採取した不攪乱試料を用い、17個の供試体について一面せん断試験を実施した。

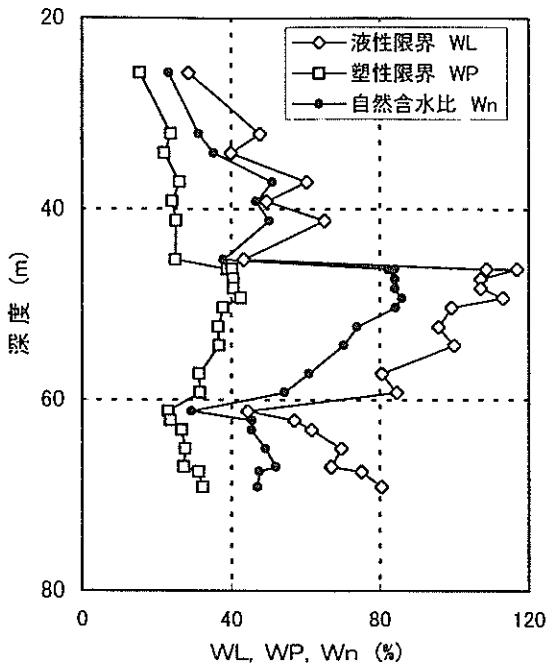


図-4 含水比分布

#### (2) 試験結果の整理

試験結果の整理は、以下のような手順で行った。

- ① 供試体の初期状態：試験前の供試体初期含水比  $\omega_0$  (%)、湿潤密度  $\rho_{10}$  ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )、実質高さ  $H_s$  (cm) を算定する。
- ② 圧密過程：横軸を時間  $t$  (min) の対数、縦軸を圧密量  $\Delta H$  (mm) にとり、 $\log t - \Delta H$  曲線を描く。圧密時間は約20分としたが、いずれの場合も3t法により一次圧密終了が確認された。
- ③ せん断過程：各せん断変位  $d$  (mm) に対するせん断応力  $\tau$  ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )、垂直応力  $\sigma$  ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) を次式で算定する。

$$\tau = S/A \quad (4)$$

$$\sigma = N/A \quad (5)$$

ここに  $S$ 、 $N$  はそれぞれロードセルで測定したせん断力 (kgf) と鉛直力 (kgf) である。せん断変位は最大7mmまで加え、この間の  $\tau$  の最大値を一面せん断強度とした。なお、せん断変形にともなう断面補正は行っていない。

#### (3) 試験結果

表-1に、試験結果の一覧をまとめて示した。なお、ここでのせん断ひずみ  $\gamma$  は、次式で求められる見かけのせん断ひずみである。

$$\gamma = \Delta d / H_0 \quad (6)$$

ここに、 $\Delta d$ ：一面せん断強度/2までに生じた水平変位  
 $H_0$ ：圧密終了後の供試体高さ

図-5に時間-圧密曲線の一例を示す。圧密圧力は原位における土被り圧なので、図のように一次圧密は1分以内に終了し、二次圧密による沈下が継続して生じている。図-6は今回行った試験における圧密時の体積ひずみ量  $\epsilon_v$  のヒストグラムである。再圧縮法では  $\epsilon_v$  が試料の品質の指標となり、一般に  $\epsilon_v$  が4%以内であれば良好な品質とされている<sup>1)</sup>。今回の試験結果をみるとほとんどの試料が4%以下であり、品質は良好と判断できる。

図-7(a)~図-7(f)は定体積せん断中のせん断応力とせん断変位の関係である。図のようにほとんどの試料においてせん断変位1.0mm以内でピーク強度が現れており、深度50m以深では0.6mm付近で最大せん断力が現れている。残留状態の強度はピーク強度の60%~70%であり、小さなせん断変位でピーク強度に達した後、変位の増加とともに急激に強度が低下することがわかる。

図-8(a)~図-8(f)は、せん断応力-垂直応力関係で、せん断中のダイレタンシー特性を表している。図のようにほとんどの試料においてせん断応力はまっすぐに立ち上がって破壊点に達しており、破壊前の挙動は弾性的である。ピーク強度に達した後は直応力が減少し、負のダイレタンシー特性を示す。

図-9(a)、図-9(b)には、比較のため、再圧密した大阪湾沖積粘土の一面せん断試験結果を示した。いずれの試料も圧密圧力  $2.0 \text{ kgf}/\text{cm}^2$  で圧密し、圧密後に膨張させて過圧密比を1から8まで変化させている。図-9(a)をみるといずれの過圧密比でも2.0mm以上のせん断変位でピーク強度に達しておりピーク強度と残留強度の差はあ

まりみられない。また、図-9(b)のダイレイタンスー特性をみると、過圧密比が2以下の場合せん断の初期から負のダイレイタンスーがはっきりと表れている。この

ように、大阪湾洪積粘土の強度変形特性は再圧密した粘土と明らかに異なっている。

表-1 試験結果一覧

深度 (m)	一面せん断強度 $\tau$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	破壊時のせん断変位 $\Delta H$ (mm)	破壊時のせん断ひずみ $\gamma$ (%)	圧密による体積ひずみ量 $\epsilon_v$ (%)	圧密による沈下量 $\Delta d$ (mm)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	自然含水比 (%)
20.90	0.43	1.08	5.41	4.60	0.92	27.00	15.80	22.40
24.75	1.01	0.89	4.46	2.90	0.58	28.60	15.50	23.30
28.70	0.80	2.55	12.74	2.50	0.50	47.60	23.90	31.30
36.37	0.94	0.85	4.25	1.40	0.28	39.90	22.10	35.30
38.40	0.78	0.96	4.81	2.85	0.57	60.30	26.20	51.00
39.40	0.90	0.59	2.94	2.35	0.47	49.40	24.20	46.70
42.40	0.91	0.83	4.15	2.45	0.49	65.10	25.20	50.20
42.97	0.92	2.29	11.47	6.20	1.24	43.30	25.10	37.90
51.37	1.33	0.53	2.66	1.65	0.33	99.20	37.80	84.20
52.98	1.34	0.46	2.29	2.25	0.45	95.70	36.40	73.90
56.40	1.19	0.69	3.47	2.10	0.42	80.50	31.40	60.90
58.40	1.22	0.51	2.54	2.05	0.41	84.40	31.60	54.20
59.90	1.31	0.67	3.33	1.95	0.39	44.30	23.10	29.30
64.20	1.26	0.59	2.97	1.95	0.39	69.60	27.60	49.15
68.20	1.43	0.65	3.26	1.75	0.35	75.00	31.20	47.50
80.87	1.44	0.60	2.98	3.05	0.61	71.50	27.20	
82.87	2.24	0.57	2.86	1.40	0.28	62.10	25.60	

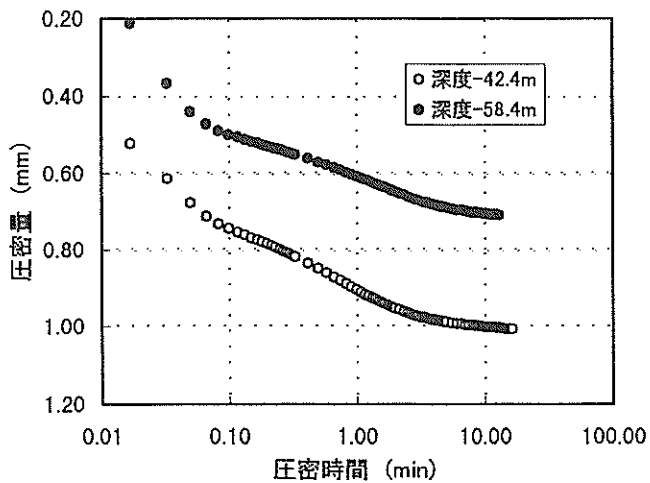


図-5 圧密時間と圧密量の関係

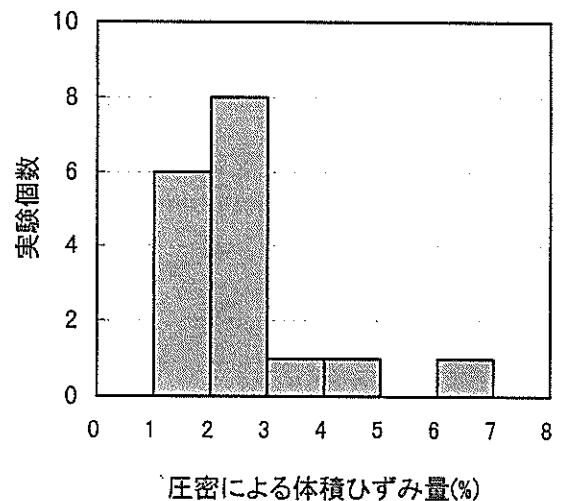


図-6 体積ひずみ量の分布

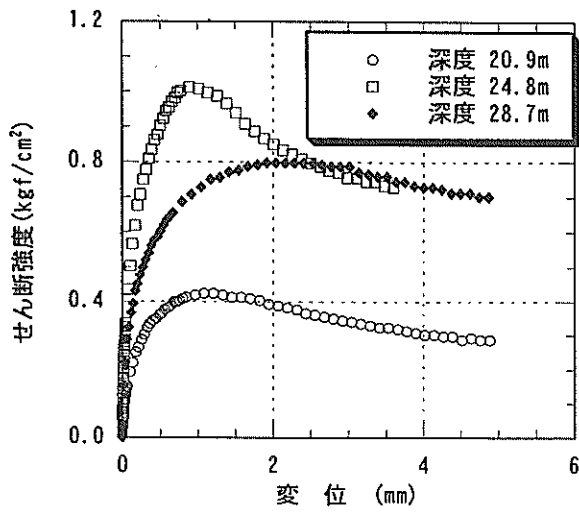


図-7(a) せん断強度と変位の関係

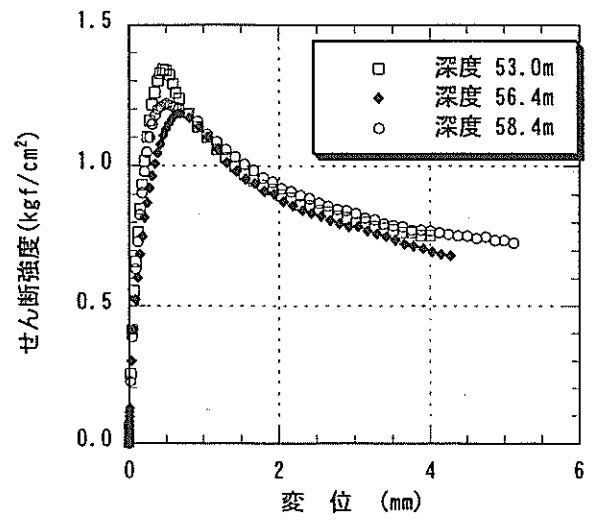


図-7(d) せん断強度と変位の関係

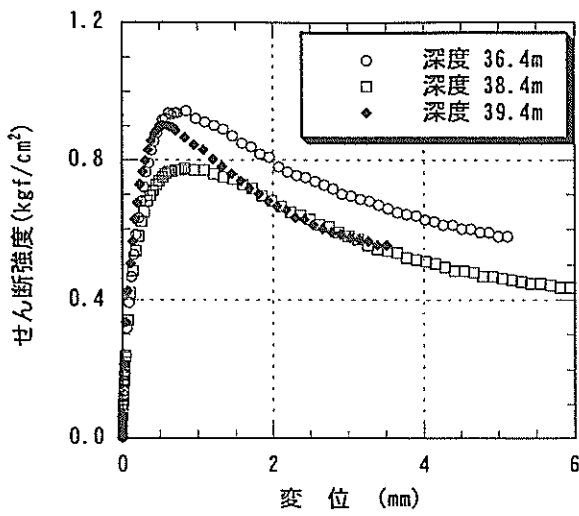


図-7(b) せん断強度と変位の関係

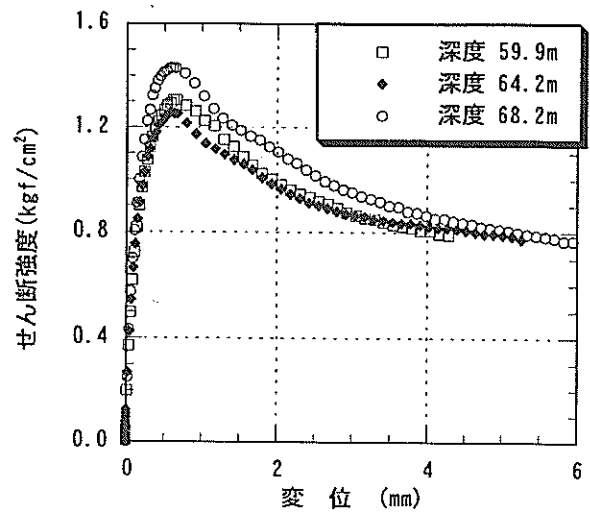


図-7(e) せん断強度と変位の関係

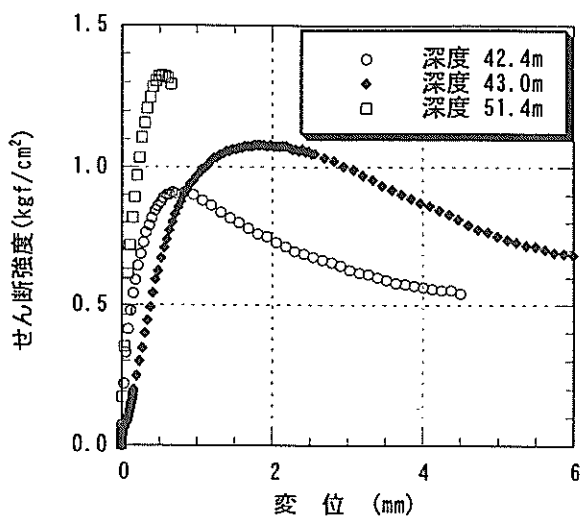


図-7(c) せん断強度と変位の関係

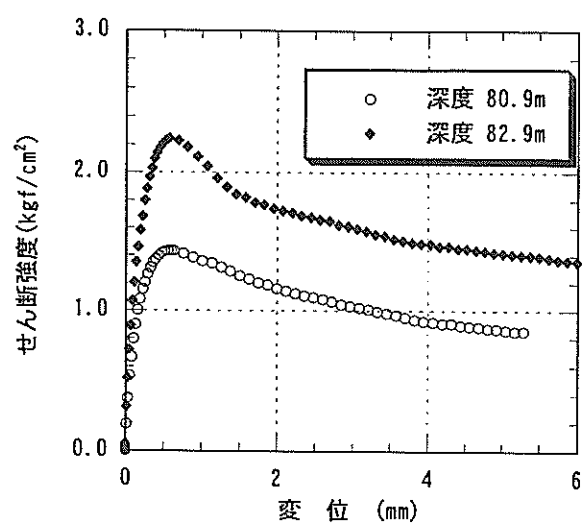


図-7(f) せん断強度と変位の関係

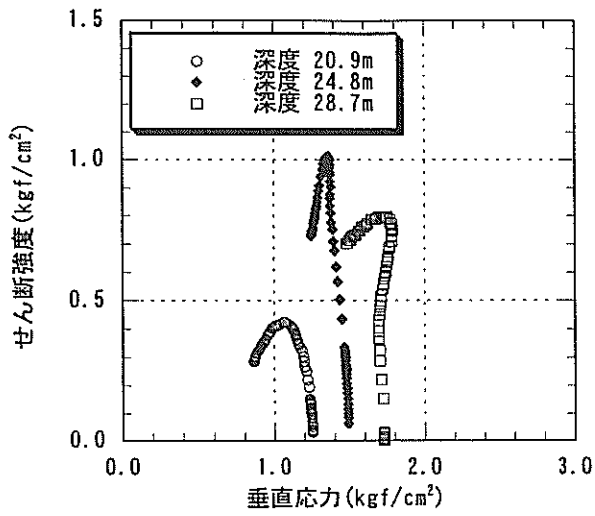


図-8(a) せん断応力と垂直応力の関係

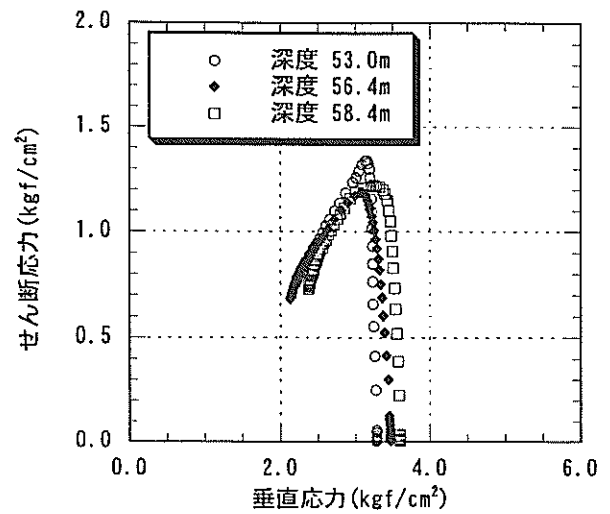


図-8(d) せん断応力と垂直応力の関係

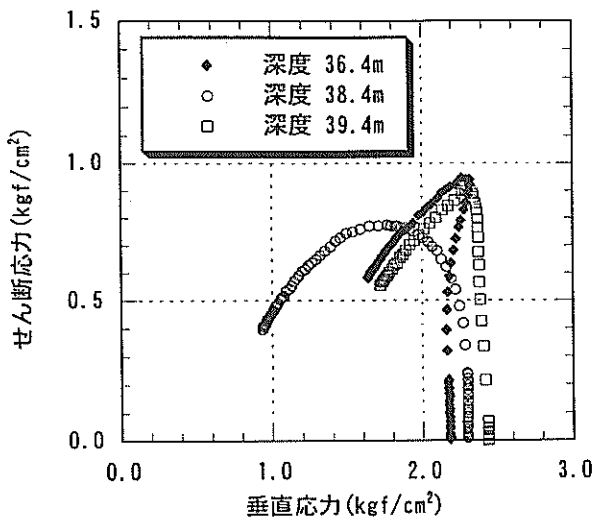


図-8(b) せん断応力と垂直応力の関係

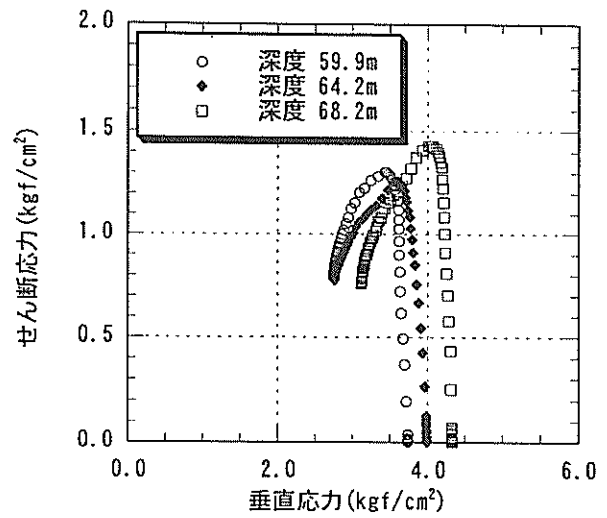


図-8(e) せん断応力と垂直応力の関係

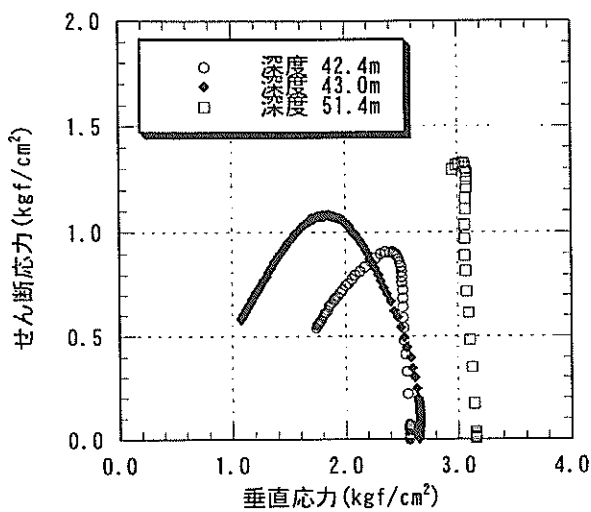


図-8(c) せん断応力と垂直応力の関係

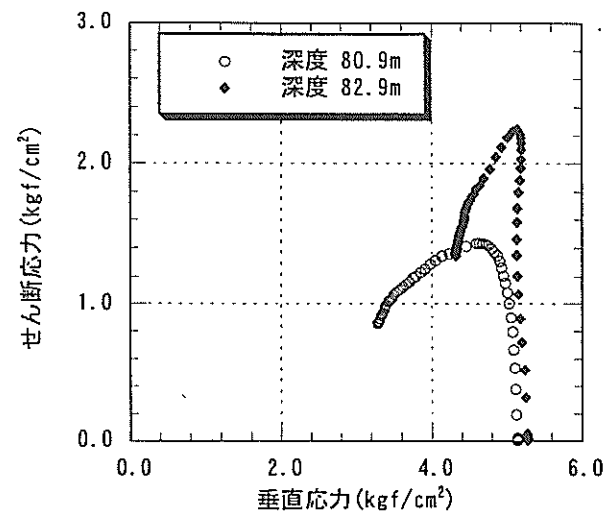


図-8(f) せん断応力と垂直応力の関係

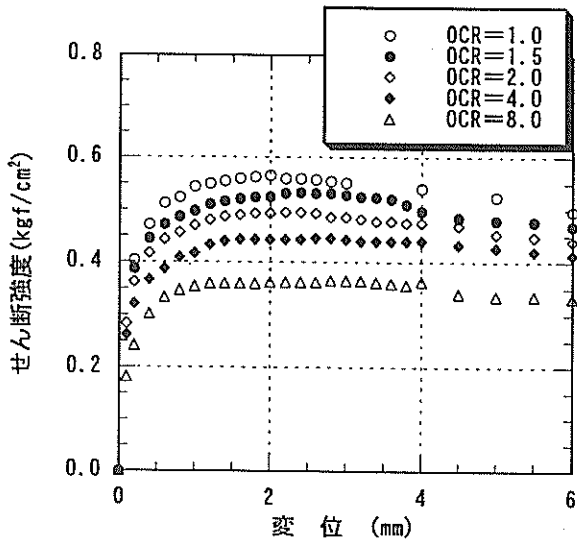


図-9(a) 大阪湾沖積粘土 せん断強度と変位の関係

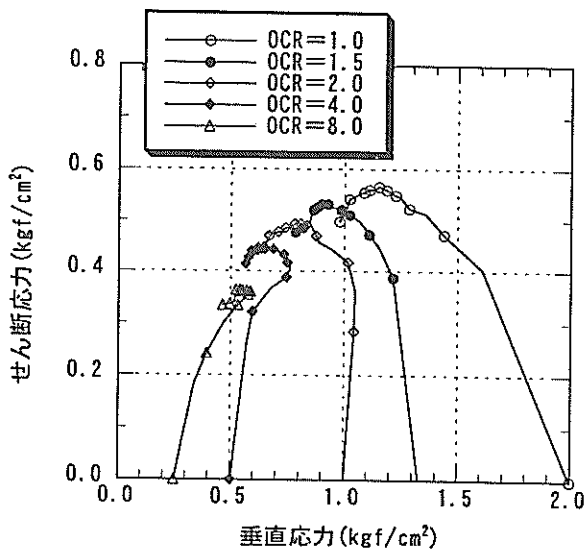


図-9(b) 大阪湾沖積粘土 せん断応力と垂直応力の関係

#### 4. 一面せん断試験と三軸試験の結果の比較

本研究で用いた大阪湾沖積粘土試料に関しては、渡部らにより三軸試験による再圧縮法の強度・変形特性が報告されている<sup>8)</sup>。ここでは、渡部らによる結果との比較を行う。

##### 4.1 強度の比較

一面せん断試験と三軸試験より求めたせん断強度の深度分布図を図-10に示す。比較に使用したデータは $K_0$

$=0.5$ を仮定した異方圧密三軸非排水圧縮・伸張試験である、ひずみ速度  $0.1\%/min$  で実施。一面せん断試験より求められた強度は圧縮強度に対し約  $72\%$ 、伸張強度に対し約  $129\%$  となっており圧縮と伸張の間に位置しているが比較的伸張よりの強度を示している。また、一面せん断試験のデータおよび三軸試験のデータの変動係数を求めると一面せん断試験では  $0.097$ 、三軸試験(圧縮試験)では  $0.088$ 、(伸張試験)  $0.074$  となり、あまりばらつきも無く、強度増加率が深度方向に一様であることから地殻変動などのない安定した堆積過程を経てきた地盤であることが両試験のデータからいえる。

図-11は、一面せん断試験より求めたせん断強度と三軸試験より得られた圧縮強度と伸張強度の平均値とを比較したものである。図のように、両者にはほぼ一定の関係があるが全体として、一面せん断強度は三軸試験(圧縮と伸張の平均)の約  $95\%$  のせん断強度となっている。一面せん断試験のせん断速度が  $0.25mm/min$ (見かけのせん断ひずみに関するせん断速度は  $0.25mm/20mm = 1.25\%/min$ ) であるのに対し三軸試験のせん断速度は軸ひずみに関して  $0.1\%/min$  と異なっている。ひずみ速度依存性についての補正を(3)式で示した半沢<sup>5)</sup>による速度補正と同様の考え方で行うと一面せん断強度をさらに  $6 \sim 8\%$  減少させて三軸試験の強度と比較する必要がある。すなわち、関西国際空港の沖積粘土試料の一面せん断強度は、沖積粘土試料の場合のように圧縮強度と伸張強度の平均と一致せず、平均よりもさらに  $10\%$  強小さい強度となっている。この原因としてはこの地域の沖積粘土が脆性的な応力-ひずみ挙動を示すため、破壊の進行性の影響が大きかったことが考えられる。

##### 4.2 変形係数の比較

一面せん断試験ではせん断変形がせん断面に集中するので、せん断ひずみの定義は難しいとされている。しかし、(5)次式で得られる $\gamma$ を見かけのせん断ひずみと定義するとせん断剛性率  $G_{50}$  を(7)式により計算することができる。

$$G_{50} = (\text{一面せん断強度} \times 0.5) / \gamma_{50} \quad (7)$$

$\gamma_{50}$ : 一面せん断強度/2までに生じた見かけのせん断ひずみ

従来、一面せん断試験は強度試験を求める試験と位置づけられ  $G_{50}$  の意味は明らかになっていなかった。Tangら<sup>9)</sup> は一面せん断試験より得られる見かけのせん断弾性係数  $G_{50}$  と三軸試験(圧縮、伸張)から得られた変形係

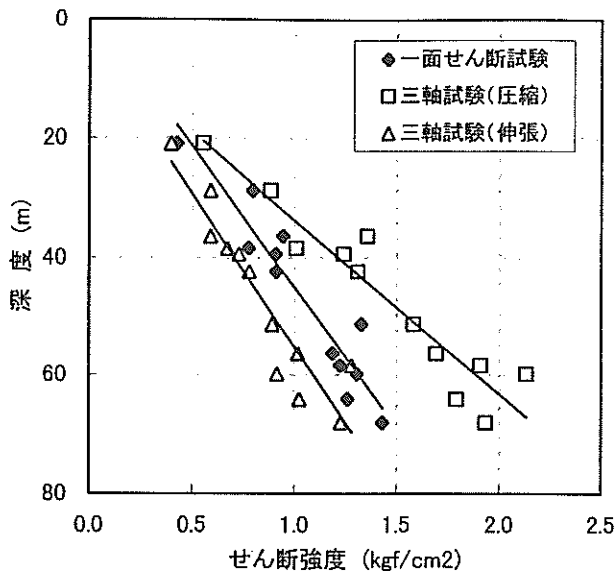


図-10 一面せん断試験と三軸試験から得られた強度の深度分布図

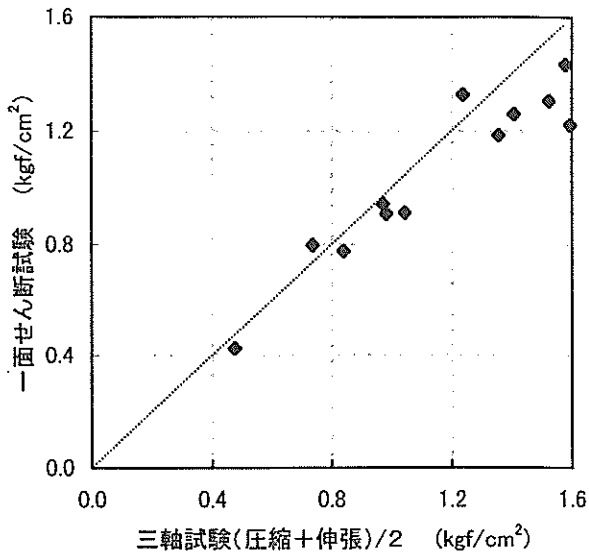


図-11 一面せん断強度と三軸試験結果の比較

数  $E_{50}$  と間に一定の関係があることを示し、 $G_{50}$  が変形特性を示す定数として利用できることを示した。そこで、ここでは渡部らが三軸試験によって求めた  $E_{50}$  との比較を行った<sup>8)</sup>。図-12 は  $E_{50}$  と  $G_{50}$  の比較である。

図-12 をみると、多少ばらつきはあるが次式の関係がみられる。

$$G_{50} = (0.20 \sim 0.50) \times E_{50} \quad (8)$$

ポアソン比  $\nu$  を 0.5 とすると弾性論より  $G = 0.5E/(1 + \nu)$  であるので、 $G_{50} = 0.33 E_{50}$  となるが、図-12 をみると、平均的には弾性論から求められる関係に近い結果が得られている。したがって、今回の結果からも一面せん断試験から得られる  $G_{50}$  が粘性土の変形係数として活用できることが確認された。

また、平林ら<sup>10)</sup> により報告されている各国の代表的な海成粘土の塑性指数と  $G_{50}/\tau$  の関係に本試験で求められた値をプロットすると図-13 のようになる。この図より  $G_{50}$  と塑性指数の関係は他の不攪乱海成粘土の場合と同様であり  $I_p = 30 \sim 60$  の範囲で  $G_{50}$  と一面せん断強度  $\tau$  の比は約 100 であった。

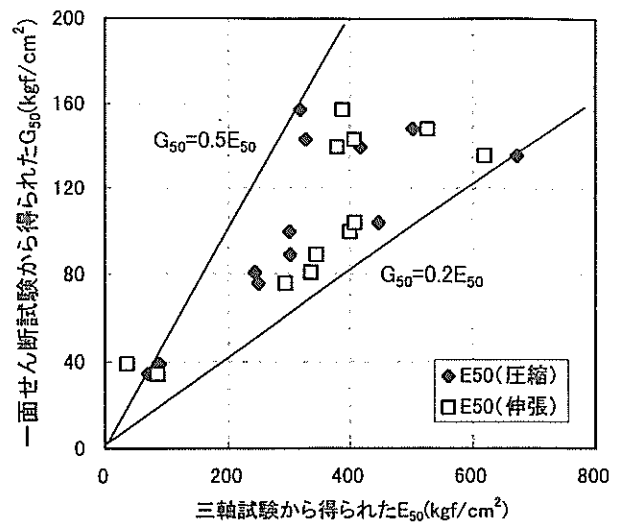


図-12 せん断弾性係数の比較

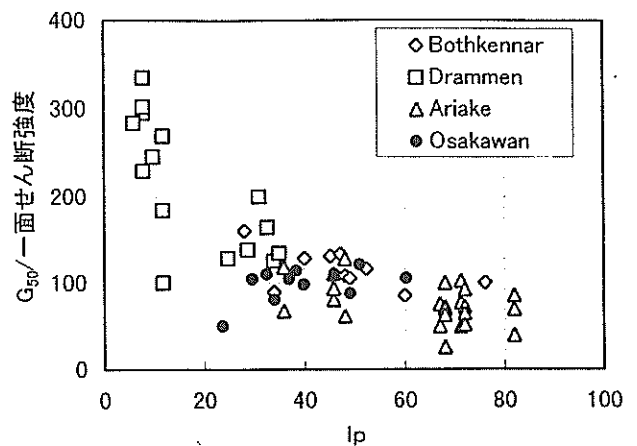


図-13  $I_p$  と  $G_{50}/\tau$  の関係



## 5. 圧密圧力の増加による洪積粘土の強度変形特性の変化

洪積粘土の圧密に伴う強度増加特性を検討するために定体積一面せん断試験を実施した。粘土地盤上の盛土の築造においては、盛土基礎地盤のすべり破壊、圧密沈下や側方流動などの地盤変状などの問題が生じる。このうち施工時最も注意を払うのが基礎地盤のすべり破壊である、施工規模が大きく盛土施工が長期にわたって行われる場合、盛土荷重による圧密変形は地盤沈下を生じさせるが、その結果として地盤内のせん断強度の増加をもたらす、一方せん断変形が大きくなりせん断力がせん断強度を超えるとすべり破壊を生じる。このように地盤内の圧密の進行状態とそれに伴うせん断強度の増加量を把握することは重要である。

試験試料は大阪湾泉州沖の洪積粘土を使い、原位置の有効土被り圧に有効土被り圧の1.2~3.0倍の圧力を加え圧密させ一次圧密が終了し圧密速度が十分小さくなったところでせん断試験を行った。その他の試験方法は前記の試験と同じである。

図-14(a)~(c)、図-15(a)~(c)にせん断応力-せん断変位曲線、せん断応力-垂直応力図曲線を示す。図-14より0.8kgf/cm<sup>2</sup>圧密荷重増加まではほぼ同じ曲線を描き、小さな変位の時点でピーク強度に達し、その後変位の増加とともに急激に強度が低下している、+3.2kgf/cm<sup>2</sup>の圧密荷重増加になるとピークに達した後強度は徐々に減少していることがわかる。

図-16に圧密荷重増加によるせん断応力の変化を示す。一次圧密過程における強度増加量は有効応力の増加量に比例することが認められているが、図-16より圧密荷重増加分が約1kgf/cm<sup>2</sup>以上の増加でせん断応力が増加していることがわかる。本試験で用いた試料、深度39.4m、56.4m、62.5mの圧密降伏応力 $p_c$ は3.1kgf/cm<sup>2</sup>、4.1kgf/cm<sup>2</sup>、5.4kgf/cm<sup>2</sup>であり、有効土被り圧は約2.4kgf/cm<sup>2</sup>、3.5kgf/cm<sup>2</sup>、4.1kgf/cm<sup>2</sup>であるので過圧密比( $p_c/\sigma_{v0}$ )は約1.2~1.3であり、強度増加のない0~1.2kgf/cm<sup>2</sup>までの範囲が過圧密領域、それ以降は正規圧密領域といえる。大阪湾泉州沖の洪積粘土においては年代効果によって形成された発達した骨格構造を持つておていることが確認されていることから<sup>81)</sup>この試料は年代効果による疑似過圧密状態にあり、圧密圧力が $p_c$ よりもほぼ1.0kgf/cm<sup>2</sup>を越えると年代効果の影響は消失するようである。これらの結果は、三軸試験においても同様に得られている<sup>11)</sup>。

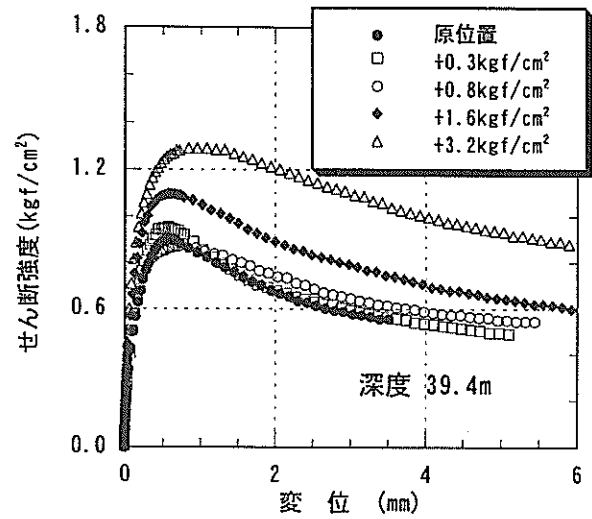


図-14(a) 圧密荷重増加のせん断強度と変位の関係

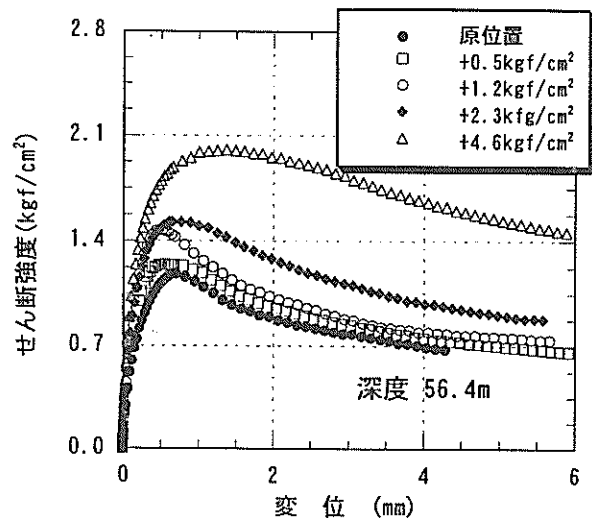


図-14(b) 圧密荷重増加のせん断強度と変位の関係

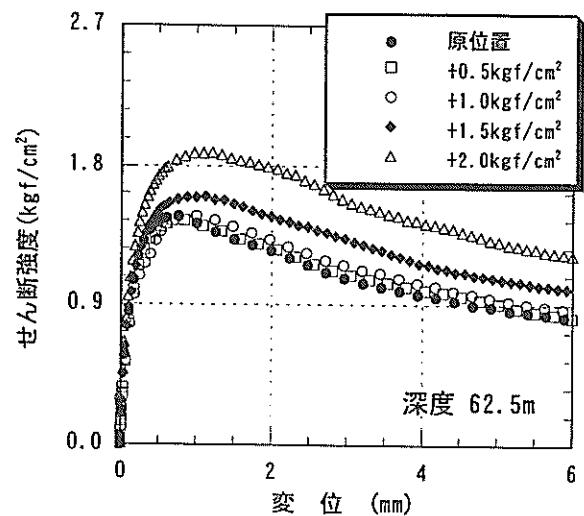


図-14(c) 圧密荷重増加のせん断強度と変位の関係

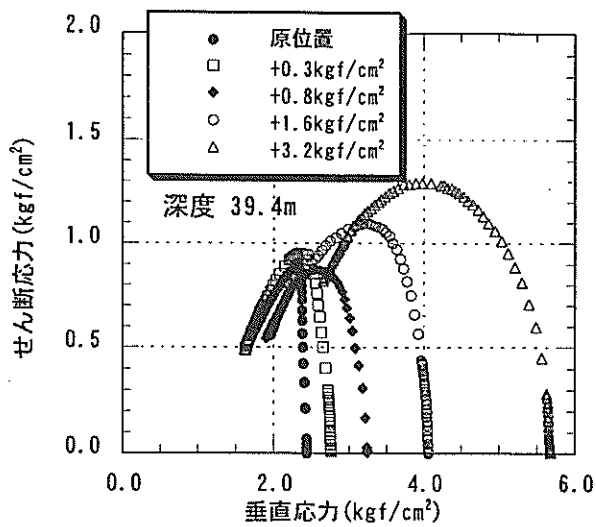


図-15(a) 圧密荷重増加によるせん断応力と垂直応力の関係

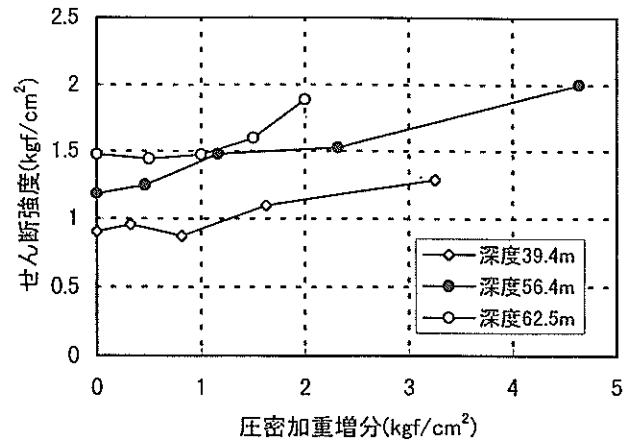


図-16 圧密加重増分とせん断強度の関係

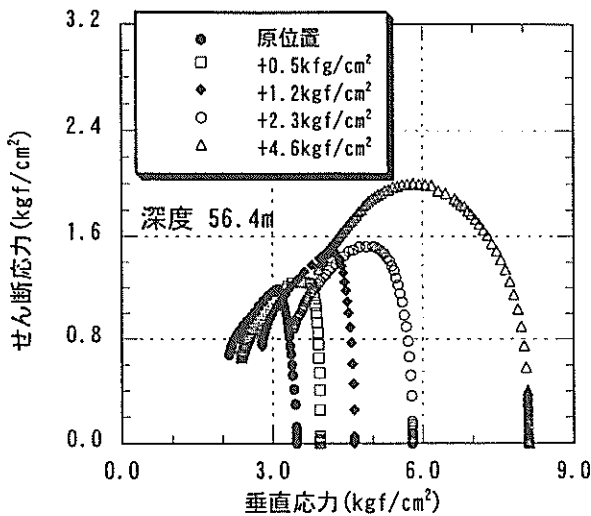


図-15(b) 圧密荷重増加によるせん断応力と垂直応力の関係

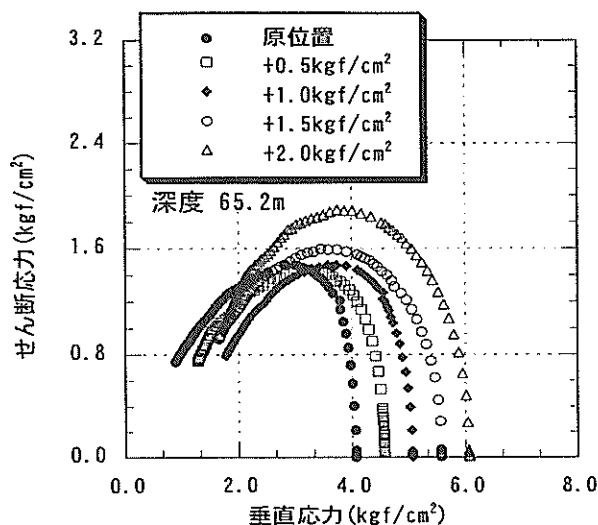


図-15(c) 圧密荷重増加によるせん断応力と垂直応力の関係

## 6. まとめ

粘土地盤の強度変形特性を評価する方法として一面せん断試験がある。本研究は一面せん断試験の適用性の検討のため深度-50~-120mから採取した不攪乱試料を用い試験結果を三軸試験と比較検討した、その結果次のようなことがわかった。

- 1)再圧縮法により洪積粘土地盤の非排水せん断強度を求めた結果、ひずみ速度 1.25mm/min の一面せん断強度は、ひずみ速度 0.1%/分である三軸試験結果(三軸圧縮強度と三軸伸張強度の平均値)の約 95%であった。ひずみ速度効果を考慮すると一面せん断強度は三軸強度の 90%未満であった。したがって、一面せん断強度は三軸強度よりも安全側であった。
- 2)一面せん断試験から求められる見掛けの剛性率  $G_{50}$  と三軸圧縮試験や三軸伸張試験によって求められる変形係数  $E_{50}$  との関係は次式で表される。

$$G_{50} = (0.20 \sim 0.50) \times E_{50}$$

ポアソン比を 0.5 とすると  $G_{50} = 0.33E_{50}$  となるが、平均的には弾性論から求められる関係に近い結果が得られており、一面せん断試験から得られる  $G_{50}$  が粘性土の変形係数として活用できることが確認された。

- 3)剛性率は一面せん断強度の約 100 倍の値であり、この関係は他の海性粘土のデータと一致している。
- 4)今回用いた大阪湾洪積粘土では、再圧縮法により求められた応力ひずみ関係は、堆積中に形成された構造の影響を示していると考えられる。しかし、土被り圧よりも 1.0kgf/cm<sup>2</sup>以上大きい圧力で圧密することにより、

・応力ひずみ関係は急速に構造の影響のない正規化された関係に移行する傾向がある。すなわち、年代効果による構造の影響は圧密圧力が  $p_c$  をわずかに越えることにより急速に消失するようである。

5) 一面せん断試験において三軸試験の結果と同程度の精度の試験結果が得られたことにより、大深度の洪積粘土に対しても一面せん断試験は実用的な強度評価方法として使用できると考えられる。

(1998年6月30日受付)

## 参考文献

- 1) 土田孝：三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究、港湾技研資料 No.688、1990.
- 2) Berre, T. and Bjerrum, L.: Shear strength of normally consolidated clays, Proc. of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.39-49, 1973.
- 3) Hanzawa, H. : Undrained strength characteristics of allubial marine clays and their application to short term stability problems, Thesis of Dr. Eng. University of Tokyo, 1982.
- 4) 土田孝、水上純一、及川研、森好生：一軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法、港湾技術研究報告、Vol.28、No.3、pp.81-145、1989.
- 5) 半沢秀夫：地盤安定解析に用いる強度上定数の決定法、土質工学会関西支部「現場技術者のための土質工学」講習会①地盤のせん断破壊と変形、大阪、1993.9
- 6) 渋谷啓・三田地利之・高田増男：粘性土の一面せん断試験機に関するいくつかの提案、直接型せん断試験の適用に関するシンポジウム発表論文集、p127～134、1995.
- 7) プラダン テージ、藤谷雅義、中丸宗一郎：一面せん断試験と他のせん断試験による砂の強度の比較、直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集、p159-166、1995
- 8) 渡部要一・土田孝・足立格一郎：大阪湾洪積粘土の三軸せん断特性と大型護岸構造物の安定性、港湾技術研究所報告、第38巻第2号、1998、6月
- 9) Y.X.Tang, H.Hanzawa sand K.Yasuhara: Direct Shear and Direct Simple Shear Test Results on Japanese Marine Clay, Proc., The international Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol.1, pp.107-112, 1994

10) 平林弘・浅田英幸・岸田隆夫・半沢秀郎・鈴木耕司：有明、Drammen および Bothkennar 粘土の一面せん断強度、第30回土質工学会研究発表会講演集、pp651-654、1995年7月

11) 土田孝・福原哲夫・駒沢宏明・酒井克裕・永野哲：圧密による大阪湾泉州沖・洪積粘土の強度変形特性の変化について、第33回地盤工学会研究発表会講演集、pp587-588、1998年7月

12) 地盤工学会：新規制定地盤工学会基準・同解説Ⅳ、「土の圧密定体積一面せん断試験法」、「土の圧密定圧一面せん断試験法」、地盤工学会、pp15-54、1997年9月

## 謝辞

本研究で用いた一面せん断試験機の導入と検定・整備は、土質部水上純一主任研究官と平成7年度土性研究室受託研修生岡崎圭哉（株シアテック）氏によって行なわれた。ここに記して深く感謝の意を表します。

港湾技研資料 No. 918

1998・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 (有)つばさ印刷技研

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1998) by P.H.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。