

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

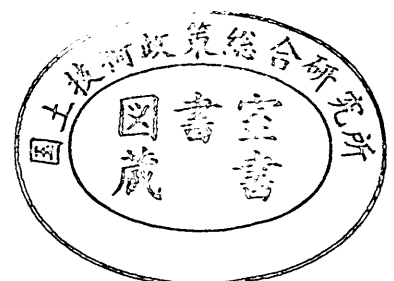
---

VOL. 37

NO. 2

June 1998

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第37巻 第2号 (Vol. 37, No. 2), 1998年6月 (June 1998)

## 目 次 (CONTENTS)

着底型杭状深層混合処理地盤の破壊挙動 .....北詰昌樹・山本浩司 .....	3
Stability of group column type DMM ground .....Masaki KITAZUME, Hiroshi YAMAMOTO	
ケーソンの安定性に及ぼす裏込めの効果 .....菊池喜昭・新舎 博・江口信也 .....	29
Effects of the back-filling to the stability of a caisson .....Yoshiaki KIKUCHI, Hiroshi SHINSHA, Shin-ya EGUCHI	
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 .....渡部要一・土田 孝・足立格一郎 .....	59
Undrained Shear Strength of Osaka Pleistocene Clay And Stability of Large Scale Seawall Structure .....Yoichi WATABE, Takashi TSUCHIDA, Kakuichiro ADACHI	
鋼管杭式棧橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察 .....横田 弘・竹鼻直人・南 兼一郎・高橋邦夫・川端規之 .....	75
Consideration of Design Seismic Coefficients of An Open Type Wharf Based on Dynamic Response Analyses .....Hiroshi YOKOTA, Naoto TAKEHANA, Ken'ichiro MINAMI, Kunio TAKAHASHI, Noriyuki KAWABATA	
信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第3報) ーレベル1, 2の設計法の適用性総括ー .....長尾 毅・大久保昇・川崎 進・林由木夫 .....	131
Evaluation of Safety of Breakwaters by the Reliability Based Design Method (3rd Report: Concluding the Applicability of Reliability Based Design Method) .....Takashi NAGAO, Noboru OKUBO, Susumu KAWASAKI, Yukio HAYASHI	
棧橋上部工の荷役機械荷重を考慮した疲労限界状態設計 .....長尾 毅・横田 弘・竹地晃一郎・川崎 進・大久保昇 .....	177
Fatigue Limit State Design Method for Superstructures of Open Type Wharves in view of Cargo Handling Machine Loads .....Takashi NAGAO, Hiroshi YOKOTA, Koichiro TAKECHI, Susumu KAWASAKI, Noboru OKUBO	

水中レーザー視認装置による画像化実験

……秋園純一・佐藤栄治・田中敏成・高橋義明・朝妻春和・小林 健・斎藤利貴 ……221

Imaging Experiments of Underwater Laser Viewing System

……Jun'ichi AKIZONO, Eiji SATO, Toshinari TANAKA, Yoshiaki TAKAHASHI,  
Harukazu ASATSUMA, Takeshi KOBAYASHI, Toshitaka SAITO

歩行式水中調査ロボットの開発

－（第4報）歩容及び軌道の実時間計画法－

……田中敏成・秋園純一・高橋英俊・佐藤栄治・鈴木健治・米田 完・  
金山 裕・Robert B. McGhee・竹内俱佳 ……259

Development of Aquatic walking Robot for Underwater Inspection

－（The 4th report）A Method of Real-time Gait, Trajectory and Path Planning－

……Toshinari TANAKA, Jun'ich AKIZONO, Hidetoshi TAKAHASHI, Eiji SATO, Kenji SUZUKI,  
Kan YONEDA, Yutaka KANAYAMA, Robert B. McGhee, Tomoyoshi TAKEUCHI

## 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

渡部 要一 \* · 土田 孝 \*\* · 足立 格一郎 \*\*\*

### 要 旨

洪積粘土のように堆積年代が古い粘土は、二次圧密やセメンテーションなどの年代効果を受け、正規圧密粘土に比べせん断特性が変化している。本研究では、大阪湾洪積粘土のせん断強度および変形特性を調べるために、 $K_0$ 圧密試験、求められた $K_0$ 値を用いた異方圧密非排水三軸圧縮・伸張試験を行い、不攪乱洪積粘土試料のせん断特性を調べた。また、実務においてより簡便で合理的に地盤の強度を求める方法として、土田らが提案している簡易CU試験の洪積粘土への適用性について検討した。加えて、三軸試験の結果から求められた地盤の強度を用いて大規模護岸構造物の安定性を検討した。主な結論は、以下のようにまとめられる。

- 1) 大深度の大阪湾洪積粘土は、弾性的な変形から急激に破壊へ移行する脆性的な粘土である。
- 2) 非排水せん断強度は、伸張強度の定義、試験方法により変化する。
- 3) 代表的な護岸形式について安定解析を行った結果によると、強度の定義の仕方により最小安全率を与えるすべり円弧が深度50mの洪積粘土層に達する場合があることがわかった。また、この場合の最小安全率は1.2から1.3の範囲にあり、すべりに対する余裕は大きくない。したがって、個々に断面の条件が少しずつ異なる実際の設計においては、洪積層を通過するすべりに対する安定性について十分検討する必要がある。

キーワード：三軸試験，洪積層，年代効果，せん断強さ，安定解析

---

\* 土質部 土性研究室  
\*\* 土質部 土性研究室長  
\*\*\* 芝浦工業大学工学部土木工学科教授  
横須賀市長瀬3-1-1 運輸省港湾技術研究所  
電話：0468-44-5021 FAX：0468-44-4577 E-mail：y-watabe@phri.go.jp

## Undrained Shear Strength of Osaka Pleistocene Clay And Stability of Large Scale Seawall Structure

**Yoichi WATABE\***

**Takashi TSUCHIDA\*\***

**Kakuichiro ADACHI\*\*\***

### 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 triaxial tests. The triaxial  $K_0$  consolidation test and anisotropic consolidated undrained compression and extension test (CAUC and CAUE) are conducted to investigate the shear strength and the shear modulus. It is also discussed that an applicability of *simplified CU test Procedure* proposed by Tsuchida et al.. Based on the shear strength - depth relationship, the stability of large scale seawall structure, which is to be constructed on the Pleistocene layer in the Kansai International Airport Project, is discussed.

**Key Words :** triaxial test, Pleistocene Clay, shear strength, stability analysis

---

\* Senior Research Engineer, Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

\*\* Head, Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

\*\*\* Professor, Department of Civil Engineering, Shibaura Institute of Technology

Port and Harbour Research Institute, 3-1-1 Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239  
Tel. 0468-44-5021 Fax. 0468-44-4577 E-mail y-watabe@phri.go.jp

## 目 次

1. はじめに .....	63
2. 粘性土地盤の強度決定法 .....	63
3. 粘土試料と試験方法 .....	65
3.1 大阪湾洪積粘土試料 .....	65
3.2 $K_0$ 圧密三軸試験 .....	66
3.3 異方圧密三軸圧縮伸張試験 .....	66
3.4 簡易CU試験 .....	66
4. 試験結果と考察 .....	66
5. 強度評価が安定解析に及ぼす影響 .....	71
5.1 護岸構造の解析断面 .....	71
5.2 解析結果と考察 .....	72
6. 結論 .....	73
あとがき .....	73
参考文献 .....	73

1. はじめに

本研究は、大阪湾における洪積粘土地盤の強度変形特性の評価方法を検討したものである。わが国の多くの沿岸域では、洪積粘土層は層厚10～30mの沖積層の下にある洪積砂礫層のさらに下に位置している。洪積粘土層は堆積年代が古いいため二次圧密やセメンテーションなどのいわゆる年代効果により発達した骨格構造を有しており、沖積粘土に比べて大きな強度をもっている。このため、過去の沿岸域の建設工事では洪積粘土層が支持層として扱われることも多く、その強度変形特性は、実用上それほど大きな問題とみなされていなかった。しかし、近年、沿岸域の構造物が大型化し建設地点が大水深化していることもあって、設計上また施工上から洪積粘土地盤の力学特性の評価が大きな問題となる場合が増加している。その代表的な事例が関西国際空港建設事業である。

関西国際空港は大阪湾泉州沖5kmの海上の埋立人工島に建設され、1994年9月に一期建設事業が完了し開港した。現在の空港は滑走路1本で運用されているため、沖合へ平行滑走路を増設することを中心とした二期建設事業が計画されており、1998年度内に着工される予定である。二期事業における埋立予定地は平均水深が19.5m(一期は18.0m)であり、海底の平均沖積層厚が24m(一期は18m)であって、一期事業以上に埋立層厚が増大し埋立荷重により発生する地盤内応力は、いっそう大きな深度にまで及ぶことになる。

関西国際空港一期建設工事では、埋立荷重による洪積粘土層の長期的な圧密沈下特性の予測が設計上大きな課題となったが、洪積粘土のせん断強度の評価に関してはそれほど大きな問題とならなかった。これは埋立護岸の安定解析において洪積粘土層を通過する深いすべりに対する安全率が設計上標準とされる1.3よりも十分に大きかったためである。しかしながら、埋立荷重が増加する二期建設工事においては護岸の安定に洪積粘土層の強度評価が大きく影響してくる可能性がある。

本研究では、関西国際空港二期事業のために採取された不攪乱試料を用いて一連の室内力学試験を実施し、洪積粘土地盤の強度変形特性の評価方法について検討を行った。さらに、得られた室内試験結果をもとに、関西国際空港二期建設事業で想定される埋立護岸の安定解析を行い、洪積粘土層の強度が護岸構造物の安定性に及ぼす影響について調べた。

2. 粘性土地盤の強度決定法

我が国では、不攪乱粘土試料を用いた一軸圧縮強度 $q_u$ を1/2倍した値の平均値をもって、非排水せん断強度として設計に用いることが多い。これは、一軸圧縮試験が容易かつ安価であることに加えて、我が国の粘土地盤の安定問題に対する適用事例によって、その信頼性が経験的に裏付けられているためである(Nakase<sup>1)</sup>。最近の田中ら<sup>2)</sup>の研究によると、一軸圧縮試験による強度評価は

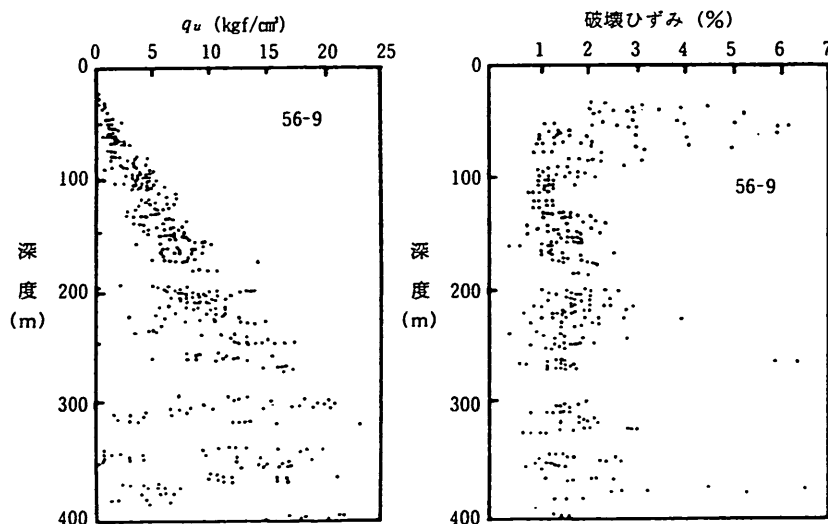


図-1 洪積粘土地盤の一軸圧縮強度と破壊ひずみ  
(関西国際空港一期事業におけるボーリング, No. 56-9)

海外の粘土に対しては適用できないこともあることが報告されている。

いわゆる不攪乱試料と称される土試料でも、サンプリング時の乱れの影響により強度や変形特性が変化することは避けられず、一般に一軸圧縮試験の結果はばらつきが大きい。特に、深度の大きい地中から採取された試料は、サンプリングの過程でクラックが発生し<sup>9)</sup>、通常の深度から採取される場合よりも強度を過小評価しやすい。図-1は、関西国際空港一期事業の調査で得られた一軸圧縮強度 $q_c$ とその破壊時のひずみ $\epsilon_1$ の一例である。図のように破壊ひずみはいずれも小さいが $q_c$ 値のばらつきは非常に大きく、クラック型乱れの特徴がよく表れている。このようなクラック型の乱れの影響を避けるには供試体に拘束圧を加える非圧密非排水三軸圧縮試験<sup>9)</sup>(UU試験)が有効であるが、供試体内部の有効応力が不明確であるため求められる強度の意味を正確に解釈することが難しいという問題がある<sup>9)</sup>。

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試験法としては、原位置の有効応力で圧密することにより試料の有効応力状態を原位置の状態と一致させてから強度を求める再圧縮(recompression)法が知られている。再圧縮法はノルウェー地盤工学研究所(NGI)のBerreとBjerrum<sup>9)</sup>によって提案された。採取された試料は、有効土被り圧 $\sigma'_v$ と、原位置で測定された静止土圧係数 $K_0$ によって決定される側圧 $\sigma'_h(=K_0 \cdot \sigma'_v)$ によって圧密される。BerreとBjerrumは、再圧縮の効果として原位置での応力状態を再現できサンプリング中に吸収された余分な水分を追出せることをあげている。通常の粘土地盤ではサンプリング時に試料内に正の間隙水圧が発生しているため、再圧縮法では試験時の供試体含水比が現場での含水比よりも低下する可能性がある。BerreとBjerrumは、自然粘土の強度は数百年あるいは数千年にわたる堆積過程で形成された構造(年代効果)によって主に決定されているので、含水比の低下による強度の過大評価はないとしているが、Jamiolkowskiら<sup>9)</sup>は年代効果に伴う構造の発達が顕著でない若い地盤の場合に再圧縮に伴う含水比の減少に起因する強度増加が大きくなり過ぎる可能性があることを指摘している。このように、再圧縮法を実際の設計に適用する場合には、土の特性について注意が必要であるといえ、実務レベル

ではそれほど普及しているとはいえない。

再圧縮法で求めた強度を実際の安定問題へ適用した事例は、Hanzawa<sup>9)</sup>によって報告されている。HanzawaはBerreとBjerrumの方法を拡張した方法を修正Bjerrum法として提案しているが、この方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 $K_0$ 圧密し、その後、圧縮せん断試験と伸張せん断試験を行って両者の平均の強度を地盤の強度として用いるものである。Hanzawaによると、修正Bjerrum法によって求められた強度は、複数のすべり破壊事例を非常に良好に説明している。

土田ら<sup>9),10)</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、次のような結論を示している。

- ・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)を提案した。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、圧密時間は120分、圧縮時のせん断速度は0.1%/分である。土田らは、強度異方性やせん断速度効果を考慮し、この条件で求められる簡易CU強度の75%を設計に用いる非排水せん断強度とすることを提案している<sup>9),10)</sup>。土田らの提案は



現行の一軸圧縮強度による強度評価法を見直そうというものであり、近年徐々に適用が試みられているものの、実務での適用事例はまだ少ないのが実状である。

本研究は二次圧密やセメンテーションなどの年代効果による構造を有すると考えられる洪積粘土に対して、再圧縮法による強度変形特性の評価を行ったものである。大阪湾泉州沖の深度30m～200mから採取した不攪乱洪積粘土試料について、修正Bjerrum法と簡易CU試験法による三軸試験を実施した。

図-2は代表的な日本の沖積粘土を有効土被り圧まで圧密し、圧縮・伸張せん断試験を行ったときの応力～ひずみ曲線である(大阪湾沖積粘土の深さ22mの試料の試験結果をもとに描いている)。O'は試料が地盤内において異方状態で平衡を保っている状態を表している。図-2の例では、圧縮強度は小さい軸ひずみでピーク強度を発揮しているのに対し、伸張強度は軸ひずみが15%に達してもピーク強度を発揮していない。沖積粘土のような年代効果の影響をあまり受けていない粘土は、伸張ピーク強度はひずみが15%に達しても現れないことが多く、通常はひずみが15%のときの強度をもって伸張強度とすることが定められている。しかし、15%もの大きなひずみにおける強度を伸張強度として扱うことは、安定性を危険側に評価する可能性がある。そこで、本研究では伸張強度を設定するにあたり、ピーク強度もしくは軸ひずみ15%時の伸張強度に加えて、圧縮強度がピーク強度を発揮したときの軸ひずみ  $\epsilon_{fc}$  における伸張強度  $S_{ue}$  との2種類の強度を用いて安定解析を行い、すべり破壊時における伸張強度の定義の仕方が、安定解析結果にどの程度影

響を与えるかについても検討を行った。

### 3. 粘土試料と試験方法

#### 3.1 大阪湾洪積粘土試料

本研究で用いている試料は、関西国際空港二期工事の調査のために、1995年に大阪湾泉州沖より採取された不攪乱試料である。調査地点では、深さ400mに及ぶボーリングが行われた。平均水深は19.2mであり、沖積層厚は約25mである。大阪湾泉州沖海底地盤のサンプリング方法およびその諸特性については、堀江ら<sup>11)</sup>、石井ら<sup>12)</sup>、土田ら<sup>13)</sup>に詳しく報告されている。

粘性土地盤の非排水せん断強度を求めるにあたり、必要と思われる深度のサンプルを選出し、試験を行った。図-3に調査地点における液性限界、塑性限界、自然含水比の分布を示している。原地盤は粘土層と砂層が交互に堆積しているが、本研究では、安定解析の際にせん断強度の入力が要求される粘土層に着目して試験を行った。

一般に、土が一次的に正規圧密されている場合、 $K_0$ 値は一定であり、過去に大きな上載荷重を経験するなどの応力履歴があると $K_0$ 値は変化する。長時間を経て形成された自然地盤では、このほかに二次圧密や堆積中のセメンテーションなどの年代効果によって擬似過圧密状態にある場合が多く、これが $K_0$ 値に影響している可能性がある。Hanzawa<sup>7)</sup>は、せん断試験における強度の異方性について検討した結果から、年代効果による擬似過圧密地盤の場合、 $K_0$ 値は正規圧密の場合と等しいとしている。また、菊池ら<sup>14)</sup>によると、不攪乱試料を $K_0$ 圧密して測定

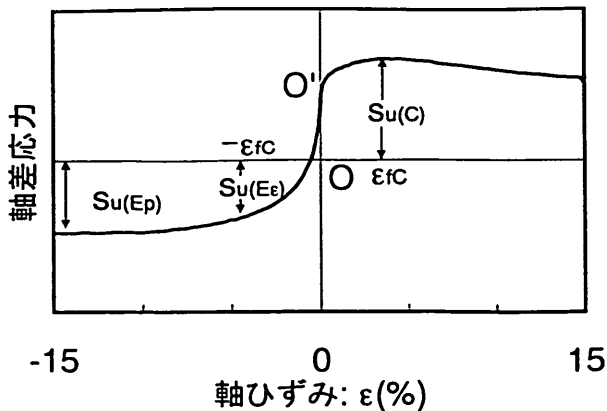


図-2 沖積粘土の典型的な応力～ひずみ曲線

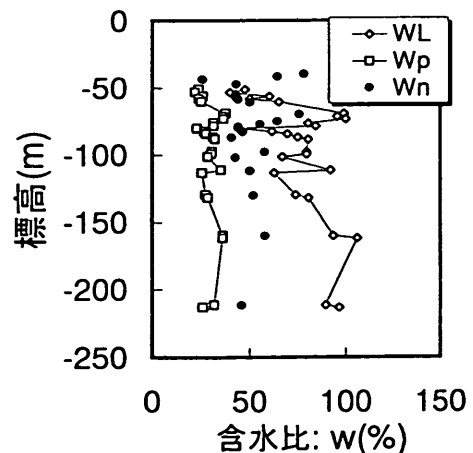


図-3 含水比とコンシステンシー特性

された $K_0$ 値は、過圧密領域で小さくなる傾向があり、これはドレーンペーパーを用いた場合のペーパーの吸排水量や $K_0$ 圧密試験開始時の初期等方圧密圧力の設定方法による影響と考えられている。圧密圧力が圧密降伏応力を越えて増加するとともに、 $K_0$ 値は徐々に大きくなり、十分な正規圧密状態になるとほぼ一定値となる。

本実験では、不攪乱試料を圧密降伏圧力を十分に越える圧密圧力まで圧密することによって、正規圧密粘土の $K_0$ 値を求めた。なお、三軸セルを用いた $K_0$ 圧密過程に関しては、菊池ら<sup>14)</sup>に詳しく示されている。

供試体は直径35mm、高さ80mmに成形したものをを用いた。供試体にドレーンペーパーを巻き、これをペDESTAL上に置き、キャップを載せ、側面をゴムスリーブで覆い、ゴムスリーブの両端部をキャップおよびペDESTALにOリングで締め付ける。なお、端面摩擦軽減のためにペDESTAL、キャップとの間には、シリコングリースを塗布した薄ゴム膜を敷き、供試体からの排水はドレーンペーパーによる側面排水によって行った。供試体設置後、供試体内部に背圧196kPa、三軸セルには、背圧に有効土被り圧( $\sigma'_{vo}$ )の1/6を加えた等方応力を作用させ、初期等方圧密(予備圧密)を行う。この状態をもって、 $K_0$ 圧密の場合の初期状態( $\sigma'_3=0\%$ )の基準となる供試体直径とした。

### 3.2 $K_0$ 圧密三軸試験

予備等方圧密終了後、供試体の側方ひずみが常に±0.05%以下となるように制御しながら、所定の圧密応力まで軸力を徐々に増加させ、 $K_0$ 圧密を行う。最終的な圧密軸応力は、試験機の容量により有効土被りの3~4倍とし、その大きさに応じて720~1440 minで増加させた。圧密の終了は、所定の応力状態に達してから過剰間隙水圧の消散をもって終了とした。

圧密終了後、排水バルブを閉じ、セル圧を一定とし、軸ひずみ速度0.1%/minで供試体を圧縮または伸張せん断した。

### 3.3 異方圧密非排水三軸圧縮・伸張試験

前述のように、自然粘土は長期間の堆積作用のため、年代効果により発達した構造を有するものが多い。 $K_0$ 圧密試験により求められた正規圧密状態の $K_0$ 値を用いて原

位置の土被り圧まで異方圧密することにより、構造をできるだけ破壊することなく、原位置の有効応力状態を三軸セル内で再現する。このような供試体に対してせん断試験を行うことにより、実際の地盤に対応した強度、せん断特性を得ることができる。

予備圧密終了後、 $K_0$ 圧密試験より求めた正規圧密状態での $K_0$ 値( $K_{0NC}$ )を用いて $\sigma'_1=\sigma'_{vo}$ 、 $\sigma'_3=K_{0NC}\cdot\sigma'_{vo}$ を最終的な圧密応力とし、720minで増加させ異方圧密した後、過剰間隙水圧の消散をもって圧密の終了とした。圧密終了後、排水バルブを閉じ、セル圧を一定に制御しながら、軸ひずみ速度0.1%/minで供試体を圧縮および伸張せん断した。なお、修正ペーラム法における標準的なせん断速度は0.01%/minであるが、本研究では試験を効率良く行うためにせん断速度は0.1%/minとしせん断速度の影響は補正していない。せん断速度効果の影響に関しては5章で考察することにする。また、土被り圧までの $K_0$ 圧密過程を個々の供試体について自動制御で実施すると $K_0$ 値がばらついてしまうので、あらかじめ対象とする粘土の $K_0$ 値を求めておき、その値を用いて供試体を異方圧密することによって原位置の有効応力状態を再現している。不攪乱粘土試料を用いた $K_0$ 圧密試験の結果にもとづいてこの地域の $K_0$ 値が0.5であると仮定した。

### 3.4 簡易CU試験

予備圧密後、圧密応力 $\sigma'_1=(2/3)\sigma'_{vo}$ 、 $\sigma'_3=(2/3)\sigma'_{vo}$ まで60minで増加させ、等方圧密を行う。過剰間隙水圧の消散をもって圧密の終了とした。この圧密圧力は、 $K_0$ 圧密試験より得られた $K_0$ 値( $K_0=0.5$ )から $\sigma'_3=0.5\sigma'_1$ として求められる平均有効応力 $p'=(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3=(2/3)\sigma'_{vo}$ に相当している。圧密終了後、排水バルブを閉じ、セル圧を一定に制御しながら、軸ひずみ速度0.1%/minで供試体を圧縮した。

## 4. 試験結果と考察

図-4は、大阪湾泉州沖の標高-40m(海底下21m)の沖積粘土と、標高72m(海底下53m)の洪積粘土を十分な正規圧密領域まで $K_0$ 圧密したときの $K_0$ 値( $=\sigma'_3/\sigma'_1$ )を、鉛直方向有効土被り圧 $\sigma'_{vo}$ で正規化した圧密圧力に対してプロットしたものである。比較的堆積年代が若い沖積粘土は、圧密圧力が有効土被り圧に達しない過圧密領域に

において $K_0$ 値がいったん減少するが、その後圧密圧力とともに増加し、有効土被り圧付近で $K_0$ 値は約0.5で一定(= $K_{0nc}$ )になる。これに対し堆積年代が古い洪積粘土の場合は、過圧密領域での $K_0$ 値の減少が大きく、有効土被り圧付近で最小値を示した後増加に転じ、 $\sigma'_{v0}$ の約2倍の圧力の時に $K_0$ 値が一定になった。このような挙動の違いは、堆積年代が古い洪積粘土が年代効果によって形成された骨格構造をもつためと考えられる。年代効果の影響が除去された正規圧密状態での $K_0$ 値が約0.5であったことから、本研究ではこの値を原位置での $K_0$ 値と考え、以下の修正ペーラム法では、 $K_0$ を一定に保つ異方圧密によって原位置での有効応力状態を再現した。

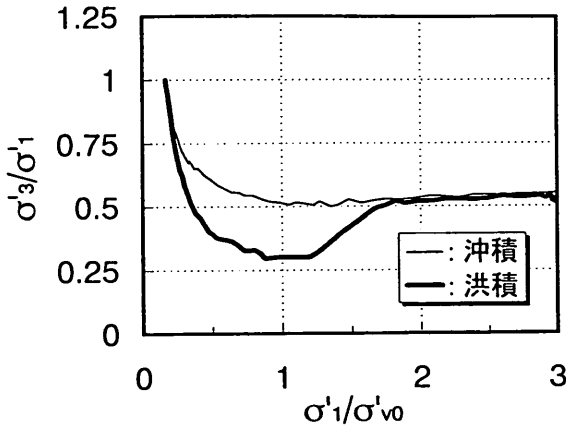


図-4 圧密圧力と $K_0$ 値の関係

図-5 (a), (b)は、ほぼ同じ深度の洪積粘土(標高約-74m, 海底下約55m)を $\sigma'_{v0}$ の3倍まで $K_0$ 圧密した正規圧密粘土と、 $K_0=0.5$ で $\sigma'_{v0}$ まで異方圧密した原位置応力の粘土のせん断試験の結果を、(a)応力～ひずみ曲線、(b)有効応力経路により比較したものである。正規圧密状態の粘土は、圧縮側ではせん断開始後すぐに降伏して弾性域から塑性域へと移行し、降伏後ひずみの増加とともに強度は徐々に減少している。一方、 $K_0=0.5$ で原位置の応力状態を再現した粘土は、降伏までの弾性域が正規圧密粘土に比べて長く、平均圧密圧力 $p'_0$ に対してより大きなピーク強度を発揮し、降伏後は正規圧密粘土の強度に近くように急激に減少している。また、伸張側では、正規圧密粘土はひずみ15%以内でピーク強度を持たないひずみ硬化型の挙動であるのに対し、原位置応力の粘土は弾性的な挙動を示した後ピーク強度を発揮し、ひずみの増

加とともに強度が徐々に減少するひずみ軟化型の挙動を示している。このようなせん断挙動の違いは、せん断破壊のモードの違いにも現れている。年代効果のある洪積粘土は降伏時に圧縮側ではすべり線、伸張側ではネッキングを伴って破壊するが、正規圧密粘土は一様に変形し局所的な破壊は見られなかった。このように、年代効果の影響による発達した骨格構造により、粘土のせん断特性が、延性的な挙動から脆性的な挙動に変化していることがわかる。

図-6は深度ごとの応力～ひずみ関係の変化を表している。図の縦軸はせん断開始時の平均有効応力 $p'_0$ で正規化してある。図の縦軸はせん断開始時の平均有効応力 $p'_0$ で正規化してある。比較のために $K_0$ 状態で正規圧密にした試料の応力～ひずみ関係も示している。正規圧密された試料は、圧縮では軸ひずみが1.0～1.5%のときに $q/p'_0 \approx 1$ 程度でピークが現れひずみの増加とともに軸差応力は僅かずつ減少する。また、伸張側ではピークは現れずにひず

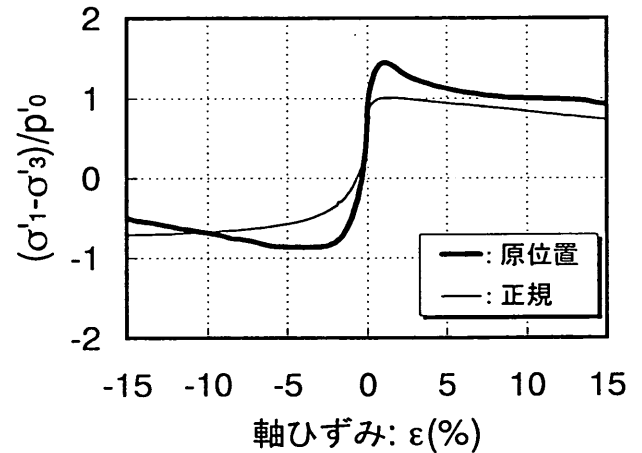


図-5 (a) 応力ひずみ曲線

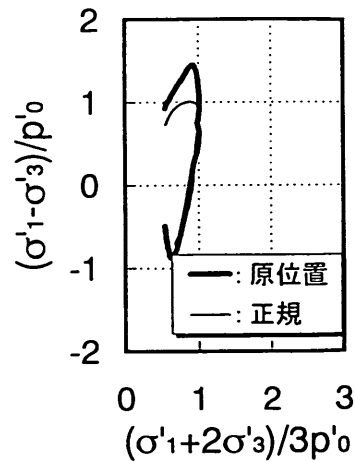


図-5 (b) 有効応力経路

みの増加とともに強度が増加している。これに対して原位置の有効応力状態で再圧縮した後の応力ひずみ関係は、圧縮において深度が大きくなって堆積年代が古いものほどピークが明瞭でブリットルな傾向を示し、伸張ではこの傾向がさらに顕著にみられる。

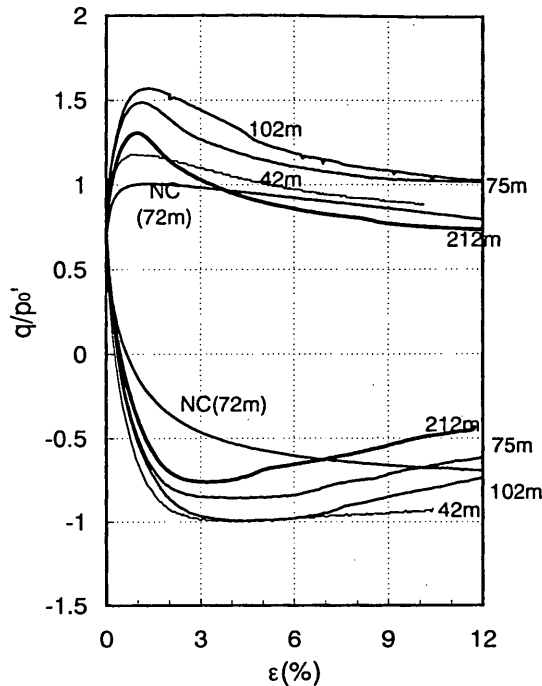


図-6 深度による応力～ひずみ関係の違い

図-7 (a), (b)は、異方圧密非排水三軸せん断試験によるせん断強度を深度方向にプロットしたものである。本研究では、2通りの伸張強度の定義を行っており、図-7 (a)には伸張ピークもしくは軸ひずみ15%時をもって定義した場合、図-7 (b)には圧縮ピーク時の軸ひずみの時点での伸張強度をもって定義した場合の結果を示している。なお、図中AVEは圧縮強度 $s_{u(c)}$ と伸張強度 $s_{u(e)}$ の平均強度であり、0.75SCUは簡易CU試験による強度を0.75倍したものである。計測されたせん断強度は、深さ方向に強度が直線的に増加する傾向が見られ、これは、地殻変動などが無い安定した堆積過程を経てきたことを示している。

図-8は供試体の異方性を圧縮強度と伸張強度の比で表したものであり、ピーク強度をもって伸張強度を定義した場合には約0.6～0.7の範囲に、圧縮強度と同じひずみレベルで伸張強度を定義した場合には0.3～0.5の範囲にあって、いずれも深度方向の変化は認められなかった。

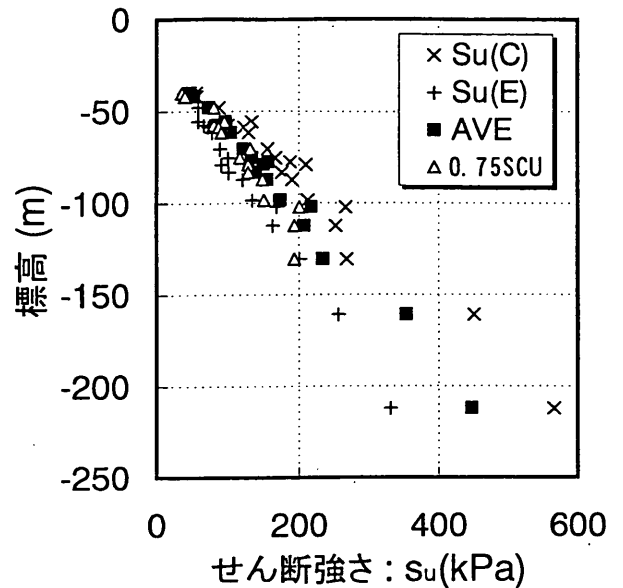


図-7 (a) 非排水せん断強度の深度分布 (伸張強度は最大伸張強度)

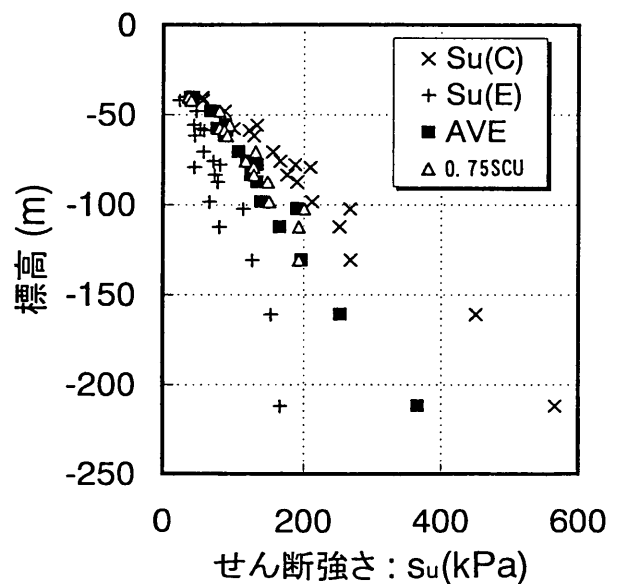


図-7 (b) 非排水せん断強度の深度分布 (伸張強度は圧縮強度ピーク時の軸ひずみにおける強度)

東京湾の沖積粘土および大阪湾沖積粘土、洪積粘土について異方性を調べた結果でもピーク強度で定義した強度比は0.6～0.8であったが<sup>9)</sup>、深度の大きい洪積粘土についても強度比はほぼ同様であった。このように強度比から見た異方性に関しては、堆積年代の影響は特にみられないといえる。

図-9には圧縮と伸張の平均強度 $s_v$ の有効土被り圧 $\sigma'_v$ に対する増加率 $s_v/\sigma'_v$ と塑性指数 $I_p$ の関係を示した。

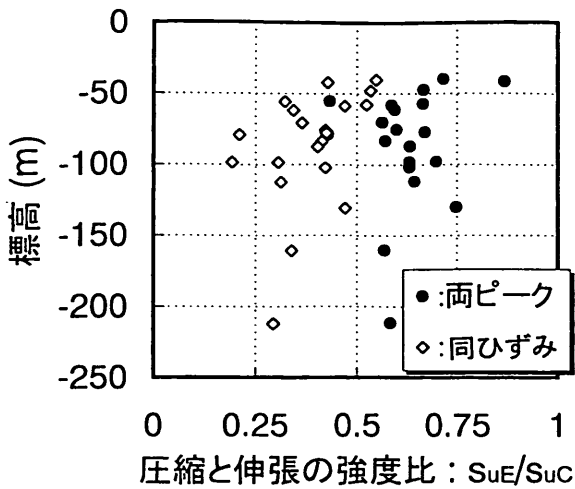


図-8 圧縮強度と伸張強度の比

図のように $s_u/\sigma'_{vo}$ は、ほぼ0.3~0.5の範囲にあって塑性指数の増加とともにやや小さくなる傾向を示している。圧密試験の結果によると、洪積粘土地盤の過圧密比OCRは深度によらず1.25~1.30の範囲にあった。そこでOCRを1.3として $s_u/\sigma'_{vo}$ をOCRで除すことにより正規圧密粘土のときの強度増加率に換算すると、ピーク強度をもって伸張強度を定義した場合には約0.29、圧縮強度と同じひずみレベルで伸張強度を定義した場合には約0.25となった。Mesri<sup>19)</sup>は、北アメリカやヨーロッパの多くの粘土地盤で正規圧密状態の強度増加率が0.22であることを指摘したが、田中ら<sup>10)</sup>はわが国の粘性土地盤においては0.25から0.35の範囲にあることを報告している(ピーク強度の場合)。本研究の試験結果はほぼ田中らによるわが国の海成粘土の結果と一致しているようである。

図-10は、異方圧密非排水三軸せん断試験の圧縮と伸張の平均強度と、簡易CU試験から求められるせん断

強度(簡易CU強度を0.75倍した値, 0.75SCU)との関係である。平均強度は上に述べた伸張強度の2通りの定義により求められている。ピーク強度により伸張強度を求めた場合は0.75SCUよりも10%程度小さくなるが、圧縮ピークを発生したひずみの時点での伸張強度をもって定義した場合には0.75SCUより10%程度大きくなっている。再圧縮時の伸張強度としてピーク強度をとるか、圧縮最大強度と同じひずみの強度をとるかは難しい問題である。破壊がおこったときにすべり面に沿って同じレベルのひずみが発生すると考えるならば、圧縮伸張両者のひずみ量を一致すべきであるが、軸対称応力条件の三軸試験における軸差応力-軸ひずみ関係から圧縮破壊時と同じひずみの伸張強度を求めると、原位置では平面ひずみ条件なので伸張強度を過小に評価する傾向がある<sup>9),10)</sup>したがって、両ピークの強度では危険側、同ひずみの強度では安全側の評価となるのである。

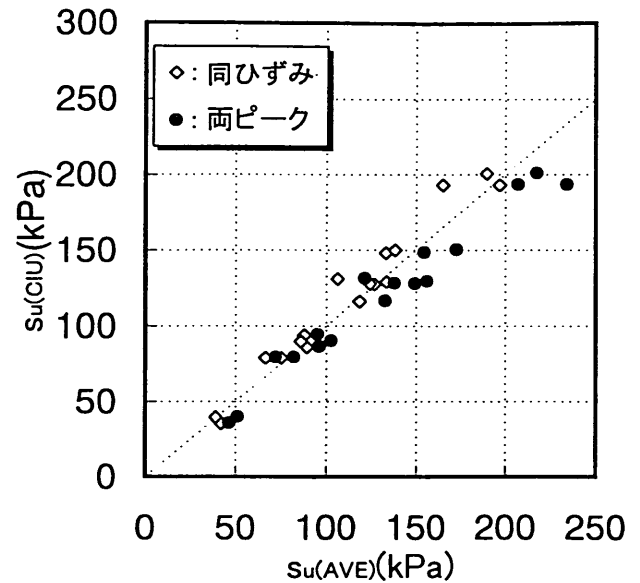


図-10 圧縮強度、伸張強度の平均と簡易CU強度の75%との比較

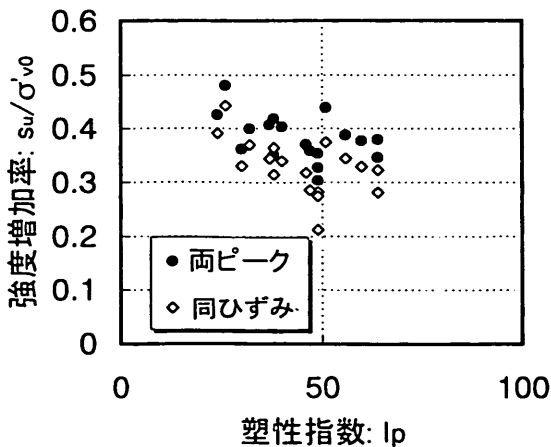


図-9 強度増加率と塑性指数の関係

図-11は深さ方向の強度増加率を、原点を通る(地盤表面で強度ゼロ)回帰直線で示したものである。異方圧密試料について、2つの伸張強度の定義に基づいた平均強度(それぞれ $AVE_{(peak)}$ および $AVE_{(strain)}$ として示す)、0.75倍した簡易CU強度(0.75SCU)を示している。図よりいずれの強度もほぼ深度と高い相関をもって直線的に増加し

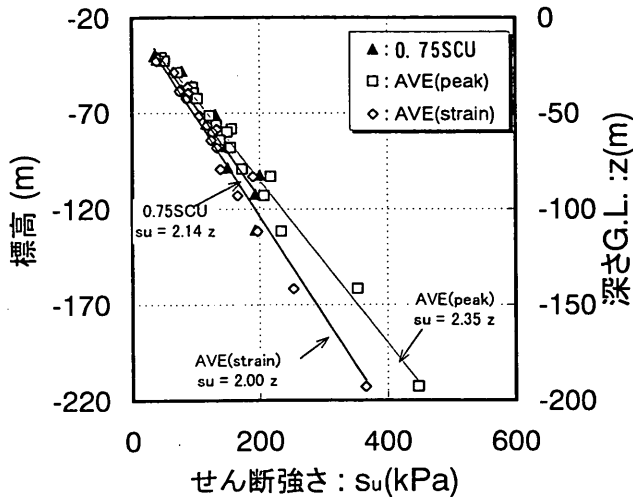


図-1 1 深度と非排水せん断強度の関係

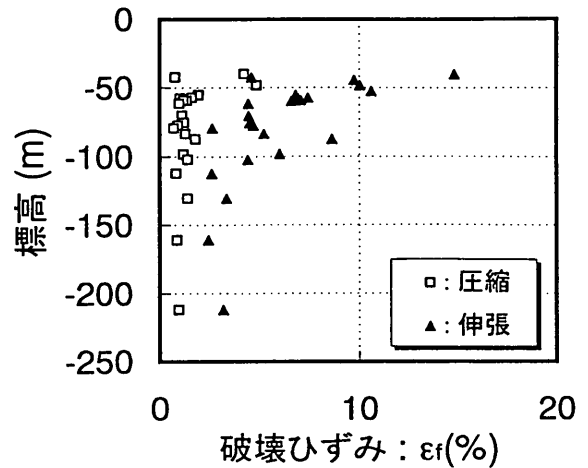


図-1 2 破壊ひずみの深度分布

ており、きわめて一様性の高い地盤であるといえる。異方圧密により原位置の応力状態を再現した粘土の強度増加率 $s_u/\sigma'_{vo}$ は、伸張ピーク強度を用いた場合は0.34、圧縮ピーク時のひずみレベルでの伸張強度を用いた場合は0.29、また0.75倍した簡易CU強度0.31であった。なお、有効土被圧 $\sigma'_{vo}$ は粘土の有効単位体積重量を $\sigma' = 6.9 \text{ kN/m}^3$ として計算している。

伸張強度の定義の仕方によって強度増加率は変化するが、0.75倍した簡易CU試験の結果はちょうど両者の中間的な値である。ばらつきの指標となる変動係数(回帰式から求められる強度 $s_u^*$ と試験値 $s_u$ より求められる $(s_u^* - s_u)/s_u^*$ の標準偏差)を求めると、AVE(peak)では0.077、AVE(strain)では0.101、0.75SCUでは0.143であった。一般に、我が国の沖積粘土に対する一軸圧縮試験の変動係数は0.15~0.25であるが、図-1に示すように深度の大きい地盤ではばらつきがさらに大きく変動係数が0.4以上となる場合もある(例えば渡部ら<sup>17)</sup>)。このように、再圧縮法によって求められた強度のばらつきは一軸圧縮強度に比べはるかに小さく、信頼性の高い土質定数が得られているといえる。

図-1 2には、 $K_0$ 値を仮定した異方圧密非排水三軸せん断試験による破壊ひずみを深度方向にまとめて示した。圧縮破壊ひずみ $\epsilon_{rc}$ は沖積層ではばらつくが、洪積層では深度によらず1%前後の値である。一方、伸張破壊ひずみ $\epsilon_{re}$ は沖積層で10~15%であり、洪積層では深度方向に徐々に減少していき、標高約100m(海底下約80m)以深では3~4%となる。

図-1 3は、 $K_0$ 値を仮定した異方圧密非排水三軸せん断試験による $E_{50}$ と、簡易CU試験による $E_{50}$ を深度方向にプロットしたものである。ここで $E_{50}$ は割線弾性係数であり、異方圧密終了時の軸差応力 $q_0$ と軸差応力の最大値 $q_{max}$ 、軸差応力が $(q_0 + q_{max})/2$ のときの軸ひずみ $\epsilon_{50}$ より次式によって求めた。

$$E_{50} = (q_0 + q_{max}) / (2 \epsilon_{50}) \quad (1)$$

異方圧密非排水三軸せん断試験により得られた $E_{50}$ は圧縮、伸張共にほぼ等しい値を示しているが、これは $E_{50}$ を求める際に対象となるピーク強度の50%強度までの範囲において、圧縮と伸張、両者ともがほぼ等しい変形係数を有していることを意味している。なお、 $E_{50}$ を求める際の軸ひずみ $\epsilon_{50}$ は、圧縮側で0.15~0.2%、伸張側で0.4~0.5%である、再圧縮法により原位置の有効応力状態を再現してから求められる $E_{50}$ は地盤の変形特性を精度よく表していると考えられるが、標高-20mを基準とする深度 $z$ (m)と $E_{50}$ (kPa)の関係を求めるとほぼせん断開始直後の特に弾性的な挙動を示す領域のみが $E_{50} = 850z$ となった。図-1 1に示す強度と深度の関係より $E_{50}$ と非排水強度 $s_u$ の関係を求めると次式のようなになる。

$$E_{50} = (360 \sim 420) s_u \quad (2)$$

(2)式の関係は、竹中<sup>18)</sup>が高塑性の海成粘土の初期弾性係数 $E_i$ と一軸圧縮強度 $q_u$ から求められる非排水せん断強

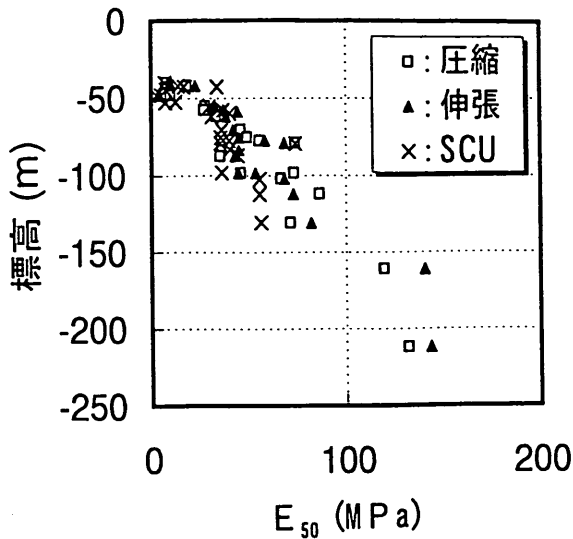


図-13 変形係数 $E_{50}$ の深度分布

度との関係として示し、実務でも用いられている次式、

$$E_i = 210 s_i \quad (3)$$

に比べると、同一の強度に対して変形係数は約2倍となっている。

簡易CU試験により得られた $E_{50}$ は、原位置応力状態を再現し圧縮あるいは伸張した時の $E_{50}$ と比べ、ばらつきがやや大きく全体として20%程度小さくなっている。簡易CU試験は、原位置の平均有効圧密圧力で等方圧密しているが、鉛直方向に関しては原位置の有効圧密圧力の2/3の圧密圧力になっていることが、 $E_{50}$ が若干小さい値となる原因と考えられる。しかし、簡易CU試験による $E_{50}$ は、一軸圧縮試験から求められる $E_{50}$ に比べるとはるかにばら

つきが小さいので(通常、一軸圧縮試験から求められる $E_{50}$ のばらつきは $q_c$ のばらつきよりも大きい)、地盤の変形解析を行う上での信頼性の高い土質定数であるといえる。

## 5. 強度評価が安定解析に及ぼす影響

### 5.1 護岸構造の解析断面

関西国際空港における代表的な護岸構造(緩傾斜護岸)を二期地区の水深、地盤条件のもとで構築した場合を想定し、修正フェレニウス法の円弧すべりによる安定解析を行った。図-14はその断面図を模式的に表したものである。

土層番号1から5までは盛土であり、1は埋立土、2はコンクリート、4は捨石、3、5は盛砂である。土層番号6-9までは沖積粘性土であり、6は地盤改良されないで、深度方向粘着力増加率を1.5kPa/mと設定した。7はドレーンによる地盤改良が行われるが盛土荷重はそれほど大きくないため圧密が十分に進行していないとして粘着力49kPaとし、深度方向の粘着力増加率を1.5kPa/mとした。8、9についてはドレーンによる地盤改良が行われ、さらに盛土荷重が大きいので十分に圧密したとして粘着力118kPaとした。10は洪積砂層でせん断抵抗角を35度とした。

11は洪積粘性土であり、海面下50~100mが本研究において実験を行った洪積粘土層である。試験結果から強度定数をまとめると、圧縮・伸張強度の平均から得られた強度増加率 $s_u/\sigma_{vo}$ は0.34。圧縮強度とその破壊ひずみと同じひずみの時の伸張強度との平均から得られた強度増加率は0.29である。これらはせん断速度0.1%/minでの強度であるので、0.01%/min相当の強度に補正するため0.94

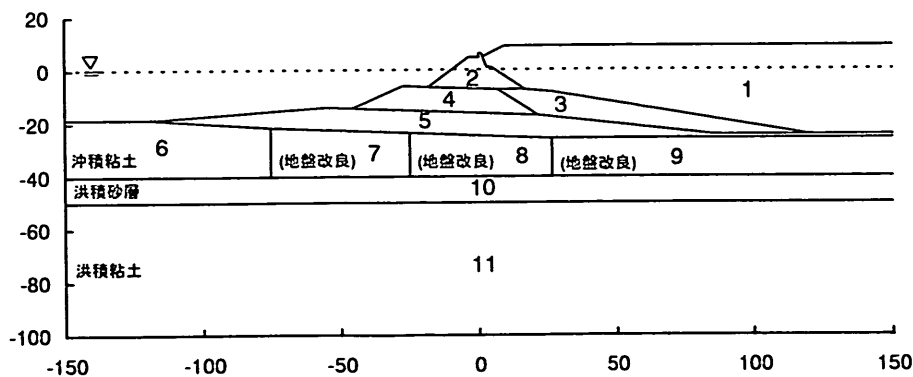


図-14 安定解析に用いた断面図

を乗じるとそれぞれ0.32, 0.27になる。また、簡易CU強度の75%から得られた強度増加率は0.31とした(図-11)。

これらの結果から11層の深度方向の強度増加率を0.22~0.36の範囲で変化させ、これらの値が安定解析結果に与える影響を検討した。なお、これらの強度を、深度1mごとの強度増加率 $\Delta s_u/\Delta z$ で示すと「両ピーク」は2.3kPa/m、「同ひずみ」は2.0kPa/m、「簡易CU」は2.1kPa/mであり、計算した範囲は1.5~2.5kPa/mに相当する。単位体積重量(湿潤重量)は、粘土は16.9kN/m<sup>3</sup>、砂や礫は19.6kN/m<sup>3</sup>、コンクリートは21.6kN/m<sup>3</sup>とした。

### 5.2 解析結果と考察

図-15は、強度増加率 $s_u/\sigma'_{v0}$ に対する最小安全率(Fs)と最小安全率を与えるすべり円弧の最深部通過点の深度である。なお、試験方法の違いあるいは伸張強度の定義の仕方がFsの変化に与える影響を調べるために、 $s_u/\sigma'_{v0}$ は0.22~0.36( $\Delta s_u/\Delta z$ に換算すると1.5~2.5kPa/m)の範囲で解析している。図-15より $s_u/\sigma'_{v0}$ が0.32以上の場合は最小安全率Fsが約1.29で一定となっているが、これは最小安全率を与えるすべり円弧が沖積層内にあり洪積粘土層に達しないためである。一方、 $s_u/\sigma'_{v0}$ が0.32未満のとき、最小安全率は洪積粘土層を通過する円弧で決まるので、Fsは1.27以下となり $s_u/\sigma'_{v0}$ とともに直線的に変化している。なお、 $s_u/\sigma'_{v0}=0.32$ を境にして最小安全率を与えるすべり円弧の通過点が大きく異なるのは、沖積層と洪積層の間に洪積砂層が存在するためである。砂層の強度が大きいため、すべり円弧の最深部通過点は砂層内を避けるように、すなわち砂層内を通過する円弧の長さをできるだけ短くするように不連続に変化し、 $s_u/\sigma'_{v0}$ の変化に

よって洪積層から沖積層に入る。

図-16は、三軸試験から求めた強度を用いた場合の最小安全率を与えるすべり円弧を示したものである。 $s_{u(peak)}$ は圧縮・伸張それぞれのピーク強度を平均した強度を用いており、最小安全率を与えるすべり円弧は沖積層内のみを通り、洪積層には達しない。一方、 $s_{u(min)}$ は圧縮ピーク強度とそのときのひずみにおける伸張強度を平均した強度を、また、 $s_{u(SCU)}$ は簡易CU試験より求められた強度をそれぞれ用いている。これらの解析結果では、最小安全率を与えるすべり円弧は洪積層内にまで達した。

護岸構造物の安定解析において最小安全率を与える円弧が深度50m以深の洪積粘土層を通過するケースは関西空港一期工事でもみられず、わが国の沿岸域の建設事業としては非常にまれといってよい。また、図-16の断面ではいずれの場合も護岸の安定性を確保できる1.2以

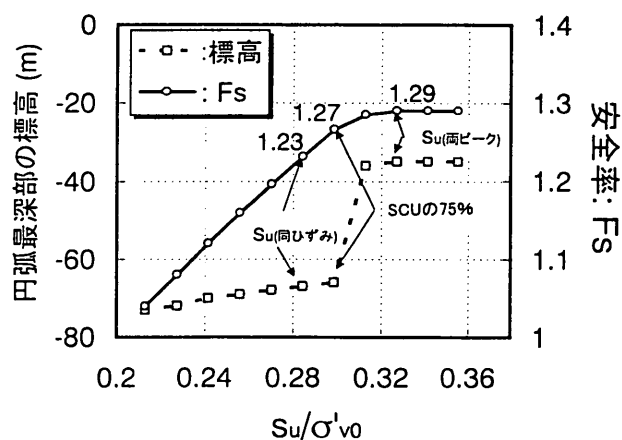


図-15 洪積粘土地盤の強度と最小安全率、すべり円深度の関係

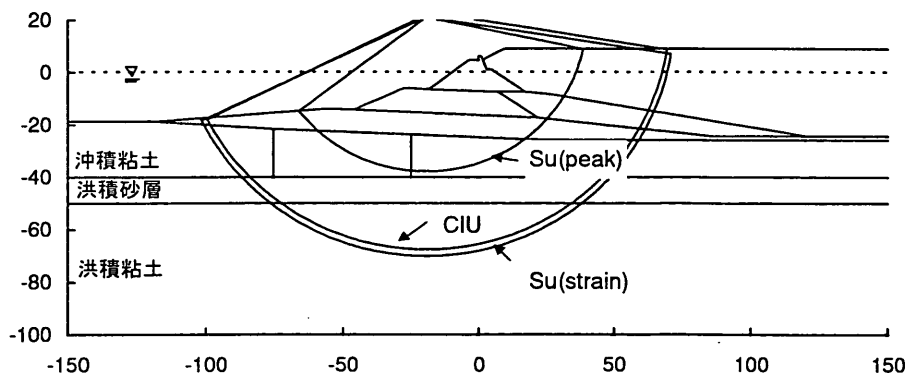


図-16 最小安全率を与える円弧の例



上の安全率が得られているが、安全率に関する余裕はそれほど大きくないので、実際の設計では、個々の護岸断面において洪積層内を通るすべり円弧に対して十分な検討を行なう必要がある。また、施工中は護岸の挙動を観測しその安定性を確認しながら埋立工事を進めることが必要である。

## 6. 結論

関西国際空港二期事業においては、沖積粘土層の下部に位置する洪積粘土層の力学特性の評価が設計上重要となっている。本研究は三軸試験器を用いた再圧縮法を適用し、年代効果による構造の影響を有する洪積粘土の強度変形特性について検討を行ったものである。

大阪湾泉州沖より採取された深さ約200mまでの不攪乱洪積粘土試料を用い、原位置の $K_0$ 値が正規圧密状態の $K_0$ 値( $K_{0nc}=0.5$ )であると仮定して、異方圧密非排水三軸試験および簡易CU試験を行った。一連の試験結果より、以下の結論が得られた。

- 1)大阪湾洪積粘土は深さ方向に強度が直線的に増加する傾向が見られ、強度の変動係数は小さい。このことから、過去に特筆すべき応力履歴を受けていないことが推定される。
- 2)大深度の大阪湾洪積粘土は、弾性的な変形から急激に破壊へ移行する脆性的な粘土である。
- 3)標高約-100m(海底面下約80m)以深の試料では、伸張強度に明確なピークが現れた。その破壊ひずみは3~4%である。
- 4)大阪湾洪積粘土は年代効果によって擬似的な過圧密状態にあり、その影響は $K_0$ 圧密時の挙動、およびせん断時の挙動に現れる。特にせん断時、要素は一様に変形せず、明瞭なすべり線を伴って破壊する。
- 5)圧縮と伸張強度の平均で設計強度 $s_u$ を定義する場合、強度増加率 $s_u/\sigma'_{vc}$ は伸張強度の定義の仕方により異なり、伸張強度を軸ひずみ15%以内での最大強度と定義すると0.34(せん断速度補正をすると0.32)、圧縮強度がピークの時と同ひずみでの強度と定義すると0.28(0.27)となった。また、簡易CU試験の75%の強度から求めた強度増加率は0.31であった。

6)洪積粘土の場合、異方圧密非排水三軸せん断試験により得られる $E_{50}$ は、圧縮、伸張ともにほぼ同じ値となる。

7)簡易CU試験は洪積粘土に対しても、簡便かつ短時間で地盤の強度を求められる有用な試験法である。また、簡易CU試験から求められる変形係数 $E_{50}$ は、異方圧密非排水試験における値よりもやや小さな値とはなるものの、地盤の変形特性を検討するのに十分な精度の値が得られている。

三軸試験から得られた強度を用いて関西国際空港二期事業における緩傾斜護岸の想定断面を対象として安定解析を行った。この結果、伸張強度の定義の仕方により最小安全率を与えるすべり円弧の通過点が、深度50m程度の洪積層にまで達する可能性があることがわかった。計算された安全率は1.2~1.3の範囲にありすべりに対しては安定と考えられるが、安全率に大きな余裕はないので実際の設計では個々の断面において洪積層内を通るすべり円弧に対しても十分な検討を行なう必要がある。さらに、施工中は護岸の挙動を観測して安定性を確認しながら埋立工事を進めることが望ましい。

## あとがき

本研究は、運輸省港湾技術研究所と芝浦工業大学との共同研究「年代効果を有する洪積粘土の力学特性に関する研究」の一環として実施された。卒業研究として本研究に参加した元芝浦工業大学生、小杉由希子氏、田代義之氏は、短い期間にもかかわらず非常に熱心に三軸実験および解析に取り組み、本研究に大きく貢献された。ここに記して深く感謝の意を表します。

(1998年3月31日受付)

## 参考文献

- 1)Nakase, A. : The  $\phi=0$  analysis of stability and unconfined compression strength, *Soils and Foundations*, Vol.7, No.2, pp.33-45,1967.
- 2)田中洋行, 田中政典, Hamouche, K.K.: 海外の粘土に対する一軸圧縮試験の適用性, 第41回地盤工学シンポジウム, pp.61-66,1997.
- 3)Tanaka, H. and Tanaka, M. : Applicability of unconfined compression test to European clays, *Proc. of the 14th*

- International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1997.
- 4) Tsuchida, T. and Tanaka, H. : Evaluation of strength of soft clay deposits, -A review of unconfined compression strength of clay-, *Report of Port and Harbour Research Institute*, Vol.34, No.1, pp.3-37, 1995.
- 5) 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.
- 6) Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, T. T. and Lancellota, R. : New developments in field and laboratory testing of soils, State of the Art Report, *Proc. of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.57-153, 1985.
- 7) 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.
- 8) 土質工学会 : 土質試験法, 1989.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 堀江宏保, 善功企, 石井一郎, 松本一明 : 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質 (その1) ボーリングおよびサンプリング, 港湾技術資料, No.498, pp.5-45, 1984.
- 12) 石井一郎, 小川富美子, 善功企: 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質 (その2) 物理的性質・圧密特性・透水性, 港湾技術資料, No.498, pp.47-86., 1984.
- 13) 土田孝, 菊池喜昭, 中島謙二郎, 小林正樹 : 大阪湾泉州沖海底粘土の工学的性質 (その3) 静的せん断特性, 港湾技術資料, No.498, pp.87-114, 1984.
- 14) 菊池喜昭, 土田孝, 中島謙二郎 : 三軸試験機による粘性土の静止土圧係数の測定, 港湾技術資料, No.577, 1984.
- 15) Mesri: New design procedure for stability of soft clays, Discussion, ASCE, GT4, Vol.101, pp.409-412, 1975.
- 16) 田中洋行, 田中政典 : ペーンせん断試験による粘性土地盤の強度決定法, 港湾技術研究所報告, 第33巻, 第4号, pp.1-17, 1994.
- 17) 渡部要一, 小杉由希子, 田代義之, 土田孝 : 大阪湾沖積粘土の不攪乱試料の品質と一軸せん断特性, 第32回地盤工学研究発表会講演集, pp.593-594, 1997.
- 18) 竹中準之介 : 一軸圧縮試験, 土質調査試験結果の解釈適用例, 土質工学ライブラリー4, 土質工学会, 1968年, pp.155-190.