

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

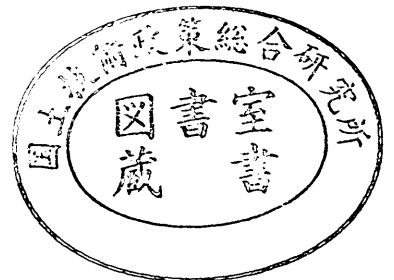
---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 33      NO. 4      Dec. 1994

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 1. ベーンせん断試験による 粘性土地盤の強度決定法

田中洋行\*  
田中政典\*\*

## 要 旨

我が国の7地点で行われたベーンせん断試験の結果を報告する。調査地点はいずれも海成粘性土が正規圧密状態で厚く堆積している。ベーン強度を圧密降伏応力で正規化した  $s_{a(0)}/p'$  の値は、塑性指数  $I_p$  の増加に伴って増大するとの報告が欧米の研究者によってなされている。しかし、今回行った調査によれば、我が国の粘性土の  $s_{a(0)}/p'$  は  $I_p$  によらず、0.25から0.35の値であることがわかった。 $s_{a(0)}$  を安定計算に用いる場合に、ベールムが提案した補正係数によって  $s_{a(0)}$  を低減する方法が知られている。一方、我が国では一軸圧縮試験から求められたせん断強度  $q_u/2$  を用いるのが普通であり、しかも  $I_p$  による強度補正は行っていない。両者の方法を比較した結果、ベールムの補正係数で計算されるせん断強度は、我が国のせん断強度をかなり過小評価することがわかった。

キーワード：塑性，せん断強度，原位置試験，安定解析，一軸圧縮試験，ベーンせん断試験

---

\* 土質部 地盤調査研究室長  
\*\* 土質部 地盤調査研究室研究官

## Determination of Undrained Shear Strength of Clayey Ground Measured by Vane Shear Tests

Hiroyuki TANAKA\* and Masanori TANAKA\*\*

### Synopsis

Field vane shear strength is presented for seven Japanese soft clays and compared with strength obtained from unconfined compressive test. It has been reported that the vane strength normalized with the consolidation yield pressure,  $s_u/p_c$  is dependent on plasticity index  $I_p$ . However, the  $s_u/p_c$  ratios obtained from the present study were generally constant with  $I_p$ , with values ranging from 0.25 to 0.35. Bjerrum's correction factor  $\mu$  is commonly used to determine the shear strength for stability analysis from the vane shear strength. The shear strength modified by method, however, was found to be considerably conservative for Japanese clays, when compared with the unconfined compressive strength that has been proved to provide an appropriate shear strength for practical use in Japan.

**Key Words** : plasticity, shear strength, site investigation, stability analysis, unconfined compressive test, vane shear test

---

\* Chief of Geotechnical Survey Laboratory, Geotechnical Engineering Division  
\*\* Member of Geotechnical Survey Laboratory, Geotechnical Engineering Division

## 目 次

要 旨 .....	1
1. ま え が き .....	5
2. 調査地点及び調査方法 .....	5
2.1 調査地点 .....	5
2.2 ベーンせん断試験 .....	6
2.3 一軸圧縮試験 .....	7
3. わが国のベーン強度 .....	7
3.1 せん断強度比と靱性指数の関係 .....	7
3.2 一軸圧縮試験との関係 .....	9
3.3 室内ベーン試験 .....	10
4. 設計強度としてのベーン強度 .....	11
4.1 設計に用いる強度 .....	11
4.2 Bjerrum の補正係数 .....	12
4.3 Bjerrum 法と $q_u$ 法の比較 .....	12
4.4 他の強度との比較 .....	13
5. Mesri の強度増加率 .....	15
5.1 Mesri の強度増加率 .....	15
5.2 関西空港の場合 .....	15
5.3 羽田空港の場合 .....	16
6. ま と め .....	16
参 考 文 献 .....	17

## 1. まえがき

粘性土の非排水せん断強度  $s_u$  (港湾の設計規準では  $c_u$  の記号を用いている) を求める場合に、我が国では一軸圧縮試験を行い、その試験から得られた圧縮強度  $q_u$  の  $1/2$  を  $s_u$  とするのが一般である。しかし、欧米では粘性土に対して一軸圧縮試験を行うことは希であり、また例えこの試験が行われたとしても、この試験から求められた  $s_u$  の信頼性は極めて低いとされている。 $q_u/2$  を  $s_u$  とすることに対する最大の批判は、一軸圧縮試験における供試体の残留間隙水圧の値が不明瞭であることである。サンプリングによって土要素が大気中に曝されていても、原位置の有効拘束圧に相当する負の間隙水圧が供試体内に保たれていれば、一軸圧縮試験は原位置の強度を再現することができる。しかしながら、土の性質やサンプリングの方法によって、サンプリング後の供試体の残留間隙水圧は異なるため、この結果測定される強度も異なることになる。このため、我が国では乱れの少ない供試体を得るために、サンプリング技術の向上に多大の努力を払ってきた。土質工学会では固定ピストン式シンウォールサンプリングの規準が制定され、この規準によるサンプリングによって軟弱粘性土の試料採取することが義務づけられている。通常の土質調査業務に対して、このような厳しいサンプリング方法を適用している国は、我が国を除いて極めて少ない。

一方、北欧を始めとして多くの国々では、粘性土の非排水せん断強度を求める方法としてベーンせん断試験が多用されている。しかしながら、このベーンせん断試験から求められた強度が、そのまま地盤の安定解析に用いられるわけではない。これまでの多くの研究によって、土のせん断強度は種々の要因に影響されることが明らかにされている。Bjerrum<sup>1)</sup> はベーンせん断試験における実験条件と実際の地盤との違いの中で、強度の異方性とせん断速度の違いが最も重要であることを指摘し、数多くの破壊事例から塑性指数  $I_p$  に関連付けた補正係数でベーン強度を補正することを提案した。

正規圧密、あるいはわずかに過圧密された軟弱な粘性土地盤に盛土を行う場合には、荷重を段階的に載荷する方法がよく行われる。これは、載荷によって地盤が圧密し、その結果強度が増加することを狙った方法である。この方法を採用する場合には、圧密による強度増加率の設定が重要となる。Mesri<sup>2)</sup> は Bjerrum がまとめたベーン強度と補正係数を使って、土の種類に拘らず圧密圧力に対する強度増加率  $s_u/p'$  は 0.22 となることを示した。

土の特性は堆積環境に大きく左右されることが知られ

ている。北欧や北米では、氷河期に陸地が厚い水で覆われていた。一方、我が国では一部の高山地帯を除いて、氷河の影響を受けてはいないとされている。このため、我が国の粘性土は一般に活性度が 1.0 以上と大きいものに対し、北欧や北米では粘土分が多いのにもかかわらず、 $I_p$  が小さな Lean clay と呼ばれる粘性土が分布している。このように、土の特性が我が国と大きく異なるので、北欧や北米で確立された経験式を適用する場合には十分注意する必要がある。例えば、我が国の段階載荷工法では、強度増加率を  $1/4$  から  $1/3$  の値が通常採用されており、Mesri が導いた 0.22 の強度増加率よりかなり大きな値が用いられている。しかしながら、近代の土質力学の基礎は北欧や北米などの地域で確立されたため、これらの地域で得られた経験式をあたかも真理のように教科書や各機関が定める設計規準に記載されている場合が多い。

我が国では、一軸圧縮試験が不可能な超軟弱な地盤を除いて、設計強度を求めるためのベーンせん断試験は行っていない。このため、実際の施工記録を基にした貴重な論文は基本となるせん断強度を一軸圧縮強度で表わしているため、このままでは国外の研究者や実務家が有効に使えない状態にある。

筆者らは、我が国の海成粘性土を対象としてベーンせん断試験を行い、一軸圧縮試験の結果と比較した。さらに、試料をサンプリングチューブに入ったままの状態ですべて室内ベーンせん断試験を行い、得られた強度を原位置のベーンせん断試験との比較を行った。また、ベーンせん断強度に対する Bjerrum の補正係数の適用性について調べたので報告する。なお、ここで報告する内容の一部はすでに文献<sup>3), 4), 5), 6)</sup> に発表されている。

## 2. 調査地点および調査方法

### 2.1 調査地点

本報告で用いるデータは、筆者らが 1990 から 1992 年にかけて行った地盤調査から得られたものである。調査地点を図-1 に、その特性を表-1 に整理した。調査地点の詳細は文献<sup>7)</sup> を参照されたいが、調査対象となった粘土層の特徴を記すと以下ようになる。

① 氷河期 (10,000 年前) 以後に堆積した海成粘性土である。

② 過去に現在の土被り圧より大きな応力履歴を受けていない正規圧密地盤である。しかし、表-1 に示すようにセメンテーションや二次圧密などの時間効果によって、圧密試験から得られる圧密降伏応力  $p'_v$  は原位置の有効土被り圧  $p'_v$  より大きい。

表-1 調査地点の特性

調査地点	深さ (m)	土質	w <sub>n</sub> (%)	I <sub>p</sub>	IL	OCR	s <sub>w</sub> <sup>1)</sup> (kPa)
久里浜 (KRM)	0-30	clay	50-100	40-75	0.6-0.8	1.2-1.4 <sup>2)</sup>	20-70
八郎潟 (HCG)	0-12	clay	150-210	100-150	0.7-0.9	1.0-1.2 <sup>3)</sup>	15-20
	12-25	clay	105-150	75-110	0.8-0.9	1.0-1.3 <sup>3)</sup>	15-30
	25-42	clay	50-100	80-85	0.6-0.8	1.2 <sup>2)</sup>	30-40
出雲 (IZM)	0-9	sand	70-110	65-110	0.5-0.8	1.0-1.2 <sup>3)</sup>	20-45
	9-32	clay					
桑名 (KWN)	0-10	sand	45-75	30-60	0.5-0.8	1.3-1.6 <sup>3)</sup>	50-85
	10-24	clay					
東扇島 (OGS)	0-5	sand	50-100	25-80	0.7-1.0	1.8-2.0 <sup>3)</sup>	15-60
	5-20	clay					
東雲 (SNM)	0-14	sand	50-75	20-40	0.6-0.9	1.4 <sup>3)</sup>	55-100
	14-25	clay					
玉野 (TMN)	0-14	clay	30-100	30-60	0.9-1.3	1.5-2.5 <sup>3)</sup>	15-30

注

- 1) 原位置ベーン試験で測定
- 2) 標準圧密試験
- 3) 定率ひずみ圧密試験

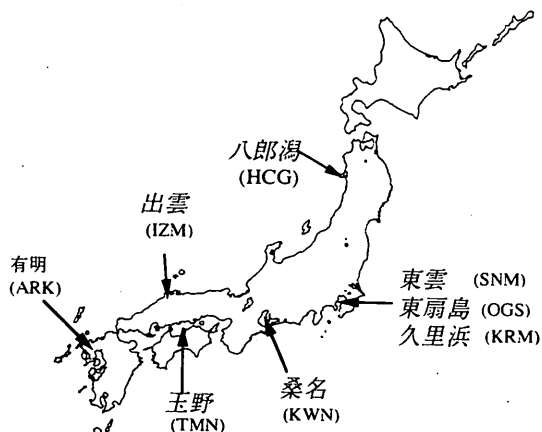


図-1 調査地点の位置

③ 東扇島と東雲を除いて、少なくとも数100年以上の間は $p'$ の大きな変化は生じていない。東扇島と東雲は20年から30年前の埋立によって土被り圧が増大したが、圧密試験や電気式静的コーン貫入試験の間隙水圧の消散試験から、これらの地点の圧密は終了していることが確かめられている。

## 2.2 ベーンせん断試験

### (1) 原位置試験

原位置で行ったベーンせん断試験は、ボーリング孔を必要としない挿入式である<sup>8)</sup>。ベーンロッドと地盤との摩擦をなくするために、ロッドは外管とベーンロッドから成る二重管構造となっている。ベーンの破損を防ぐためにベーンは鞘に格納されており、調査深度に達するとベーンは地中に押し出される。ベーンはステンレス製で、直径40mm、高さ80mmでベーンの厚さは1.5mmである。ベーンの回転速度は6°/minで行ったが、ベーンロッドのねじれの影響を受けて、調査深度が大きくなるとこの回転速度より実際の速度は多少遅くなる。ベーンせん断試験からせん断強度 $s_w$ は次式から求めた。

$$s_w = \frac{M}{\pi (D^2 H / 2 + D^3 / 6)} \quad (1)$$

ここに、 $M$ : 計測された最大トルク

$D$ : ベーンの直径

$H$ : ベーンの高さ

である。

### (2) 室内試験

原位置の他に室内でもベーン強度を求めた。試験は図-

2に示すように、試料がシンウォールチューブに入った状態でベーンを挿入して行った。試験を始めるに当たり、チューブによる拘束がどれくらい測定されるベーン強度に影響を与えるかを明らかにするために、直径15mmおよび20mmの2種類のベーンを用いて実験を行った。また、ベーンの挿入深さが浅すぎると、ベーン上端面のせん断力が充分発揮しない。逆に深すぎると、ベーンロッドと土との摩擦の影響が大きくなる。このため、ベーンの挿入深さも変えて、予備実験を行った。結果を図-3と4に示す。図-3に示すように、ベーンの大きさを変えると、回転角度とせん断抵抗の関係が多少変化するが、ピーク値はほぼ同じとみなすことができる。また、挿入深さを調べた実験では、挿入深さをベーンの高さ $H$ の1から3倍まで変化させたが、有意義な違いは認められることはできない(図-4)。これらの実験結果から、室内試験におけるベーンの大きさは直径15mm、高さ30mm、厚さは1mmとし、ベーンの挿入深さはチューブの先端からベーン上端面までの深さが4cm(1.25 $H$ )となる状態で行った。回転速度は原位置と同じ6°/minである。

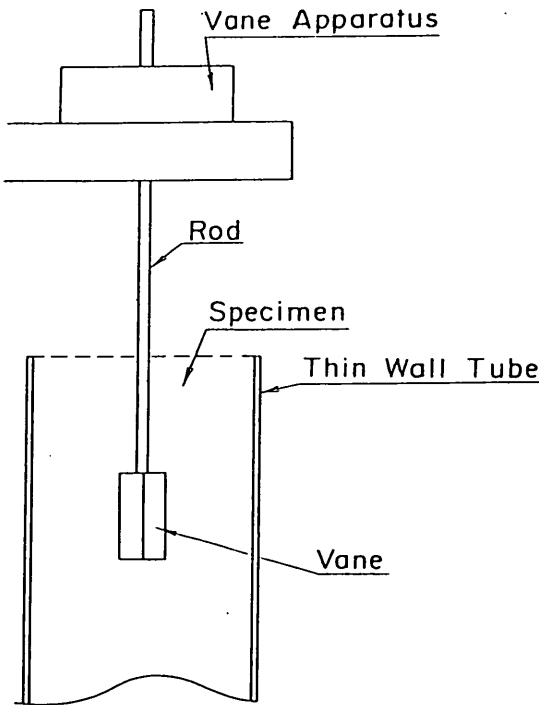


図-2 室内ベーン試験の概略図

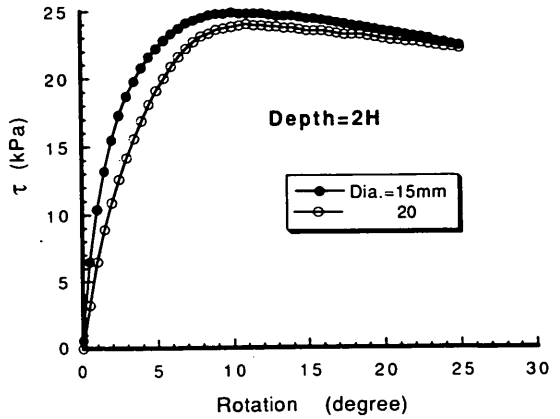


図-3 室内試験におけるベーンの寸法の影響

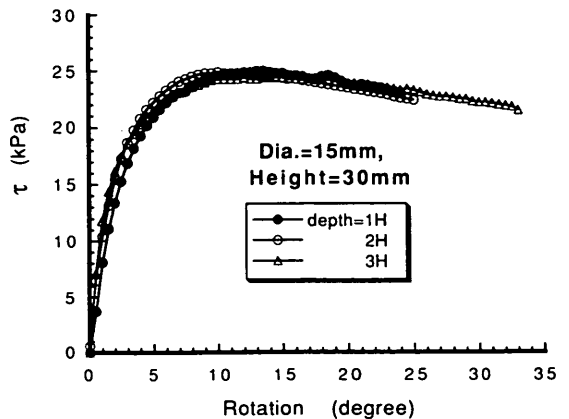


図-4 室内試験におけるベーンの挿入深さの影響

### 2.3 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は土質工学会の基準 JSF T 511-1990 に従って行った。供試体の寸法は直径35mm、高さ80mmであり、軸ひずみ速度は1%/minで行った。

## 3. 我が国のベーン強度

### 3.1 せん断強度比と塑性指数の関係

昔からベーンせん断試験から求められたせん断強度 $s_u$ は原位置の有効土被り圧 $p'$ で正規化した値 $s_u/p'$ で整理され、この値と塑性指数 $I_p$ との関係が実験的に求められてきた。この中で、有名な関係式に Skempton\* が正規圧密地盤に対して提案した(2)式がある。

$$s_u/p'_o = 0.11 + 0.0037I_p \quad (2)$$

(2)式を用いれば、有効土被り圧が容易に推定されるので、せん断試験を行わなくても  $s_u$  が求められる。事実、現行の港湾の基準を始めとして、我が国の設計基準では(2)式を用いて  $s_u$  を求める方法が推奨されている。

その後の研究によって、正規圧密地盤（正確には過去に現在の有効土被り圧  $p'$  より大きな応力履歴を受けていない地盤）といえども、セメンテーションや二次圧密などの年代効果によって、 $p'$  より大きな圧密降伏応力  $p'_c$  を示すことがわかってきた。また、強度もこのような年代効果によって増加することが明らかにされたため、 $s_u$  を  $p'_c$  よりも  $p'$  で正規化したほうが、年代効果を考慮できることがわかってきた。Larsson<sup>9)</sup> がまとめた  $s_w/p'_c$  の関係を図-5に示す。この図をみる限り Skempton が提案した式と同様に  $s_w/p'_c$  は  $I_p$  の増加ともない、増加していく傾向が認められる。

今回の試験で得られた結果を図-6に示す。図-6の  $p'_c$  は久里浜粘土を除いて定率ひずみ圧密試験 (Constant rate strain, CRS) から求められた値である。CRS試験はひずみ速度を0.02%/minで行った。久里浜粘土の  $p'_c$  は我が国で広く行われている標準圧密試験 (土質工学会基準 JSF T 411-1990) から求めた。  $p'_c$  はひずみ速度に大きく依存し、CRS試験から求められる  $p'_c$  は標準圧密試験から求められた値より大きいとき

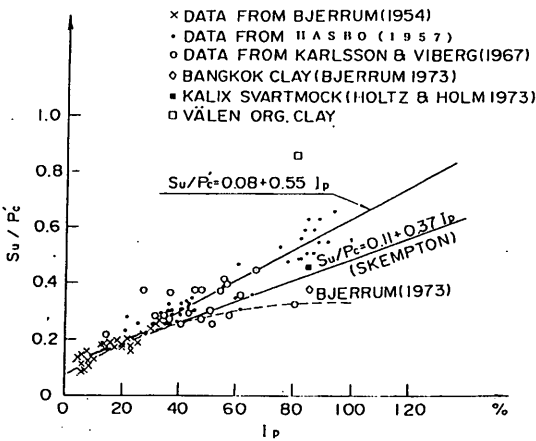


図-5 Larsson<sup>9)</sup> がまとめた  $s_u/p'_c$  と  $I_p$  の関係

\* 第一著者が D. Hight から聞いた話によれば、D. Hight が Skempton 本人から確認した話として「(2)式は一般に私 (Skempton) が提案したことになっているが、私はこの種の式を提案した覚えはない。」とのことである。

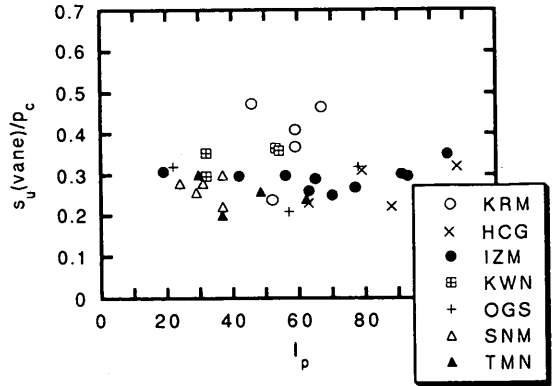


図-6 今回の実験で得られた  $s_u/p'_c$  と  $I_p$  の関係

れている。このため、図-6に示すように、久里浜粘土の  $p'_c$  は他の地域よりも小さく測定されたため、 $s_w/p'_c$  は大きい。

Larsson が示した図-5を注意深くみても、 $s_w/p'_c$  が  $I_p$  に依存していることを示すデータは、 $I_p$  が小さな場合には Bjerrum<sup>10)</sup> の、 $I_p$  が大きな場合には Hansbo<sup>11)</sup> のデータを引用していることがわかる。これらのデータは、いずれもスカンジナビア半島の粘性土である。Larsson が引用した Hansbo のオリジナルの文献<sup>11)</sup> に遡ってデータを調べてみると、Hansbo の求めた強度比は  $p'_c$  でなく  $p'$  で正規化されていることがわかる。また、Hansbo が対象とした地盤は深度とともに  $I_p$  が減少しており、従って  $I_p$  が大きな値を示すデータは地表面近くで測定されたものと推測される。地表面近くの粘性土は地下水の変動や乾燥などの影響を強く受けて過圧密になっていると考えられる。このため過圧密によって強度が増加し、その結果  $I_p$  の増大に伴い  $s_w/p'_c$  が大きくなる傾向を示したものと思われる。

図-7に Leroueil, 他<sup>12)</sup> がまとめた  $s_w/p'_c$  と  $I_p$  の関係を、今回のデータと併せて示す。ただし、前述したように今回の試験では、ほとんどの  $p'_c$  を CRS 試験から求めたのに対し、Leroueil, 他は我が国の標準圧密試験に相当する段階載荷試験から求めた。我が国の粘性土に対して、ひずみ速度を0.02%/minで行った CRS 試験から得られた  $p'_c$  は標準圧密試験から得られた  $p'_c$  の約1.2倍となることが、実験的に求められている<sup>13)</sup>。このため、図に示す我が国のデータは久里浜粘土を除いて CRS 試験から求められた  $p'_c$  を1.2で除して、標準圧密試験に対応した値とした。Leroueil, 他がまとめた  $s_w/p'_c$  と  $I_p$  の関係では、 $I_p$  が大きくなっても  $s_w/p'_c$  は一定の値を示していることがわかる。しかし、スカン



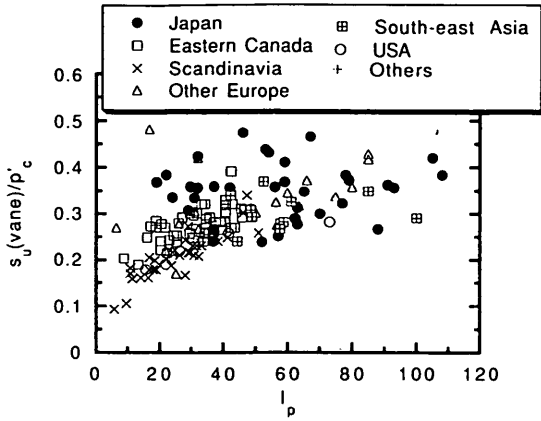


図-7 Leroueil, 他<sup>12)</sup>がまとめたデータと今回の試験で得られた強度比の比較

ジナピア半島ばかりではなく、東カナダで得られたデータでも  $I_p$  が小さいと、 $I_p$  の減少に伴い  $s_w/p'_c$  が減少している。しかし、我が国のデータではこのような傾向が認められず、 $I_p$  に対して強度比が一定である。すなわち、 $I_p$  が小さいと両者の  $s_w/p'_c$  が著しく異なる。

では、なぜ  $I_p$  の小さな粘性土では、図-7に示すように  $s_w/p'_c$  が地域によって大きく異なるのであろうか？ その理由として考えられるのが、粘土分を構成する粘土鉱物の違いである。運輸省港湾局が保有する土質データベースを用いた統計解析の結果によれば、我が国の港湾地域における砂分含有量によって  $I_p$  が決まると考えて良い<sup>10)</sup>。しかし、北欧やカナダなどの地域に分布している土は、 $I_p$  が小さいからといって砂の含有量が必ずしも大きいとは限らない。図-8に土粒子の粒径が  $5\mu\text{m}$  以下を粘土分として、粘土含有量と  $I_p$  との関係のみをみた。図からわかるように、スカンジナビア半島の代表的な土である Drammen 粘土<sup>15)</sup> の  $I_p$  と粘土分の関係、すなわち活性度は我が国の土と比べてはるかに小さいことがわかる。これは、Drammen などのような極北に近い地域では、氷河期に氷河が滑り降りる時に岩盤が削られて生じた Rock Flour と呼ばれる粒径的には粘土分に分類されるが、粘土鉱物を含まない細かい土粒子を大量に含んだ土が分布しているためである。

小川・松本<sup>16)</sup>は、我が国の港湾地域における土の特性の相関関係を求めたが、これによると我が国の土は  $I_p$  が小さいと砂分を多く含むので圧密係数  $c_c$  が增大するのが認められる。しかし、北欧の土の  $c_c$  は我が国の土と同じ  $I_p$  で比較すると、数オーダー小さい<sup>6)</sup>。これらの

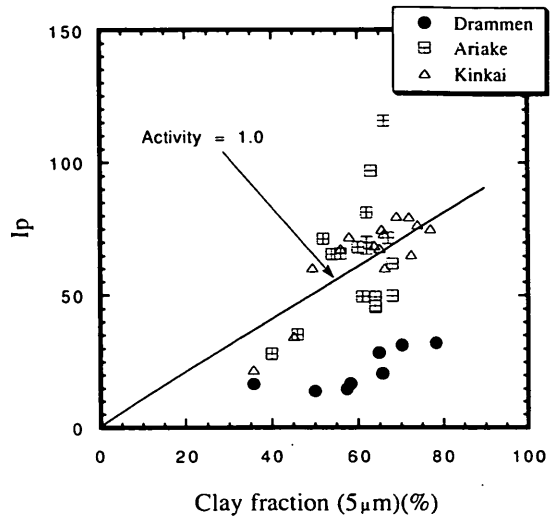


図-8 我が国の粘性土と Drammen 粘土の活性度

ことから、 $I_p$  が小さな場合に我が国と北欧や北米の土の  $s_w/p'_c$  が大きく異なる理由として、次のような推測が成り立つ。

$I_p$  の小さな土は圧縮性が小さいため、ベーンを挿入すると大きな過剰間隙水圧が発生する。我が国の  $I_p$  の小さな土では、ベーンの挿入によって発生した過剰間隙水圧は、透水係数が大きいため、すぐに消散しせん断強度の低下は生じない。一方、スカンジナビア半島などの Rock flour を含む土では透水係数が小さいために、ベーンの挿入によって生じた間隙水圧がすぐには消散しないため有効応力が減少し、その結果せん断強度が小さく測定されると考えられる。この推論は、La Rochelle<sup>17)</sup>らが報告しているように、ベーンの羽根の厚さが増大するとベーンの挿入による乱れによって、ベーン強度が著しく低下することと一致する。また、三軸試験から求められたせん断強度では、むしろ  $I_p$  の増加に対して  $s_w/p'_c$  が低下する実験事実とも符合する。

### 3.2 一軸圧縮試験との関係

1. で述べたように我が国では、非排水せん断強度は一軸圧縮強度  $q_u$  の  $1/2$  としている。従って、ベーンせん断試験から求められたせん断強度  $s_w$  と  $q_u/2$  を比べることは重要である。ここで注意する必要があるのは、 $q_u$  は採取された試料の品質の影響を最も強く受ける値であることである。その一例として、図-9に我が国で広く用いられている固定ピストン式サンプラーから得られた試料に対して行った  $q_u/2$  と、シェルビチューブと呼ばれるピストンのないオープンドライブサンプラーから

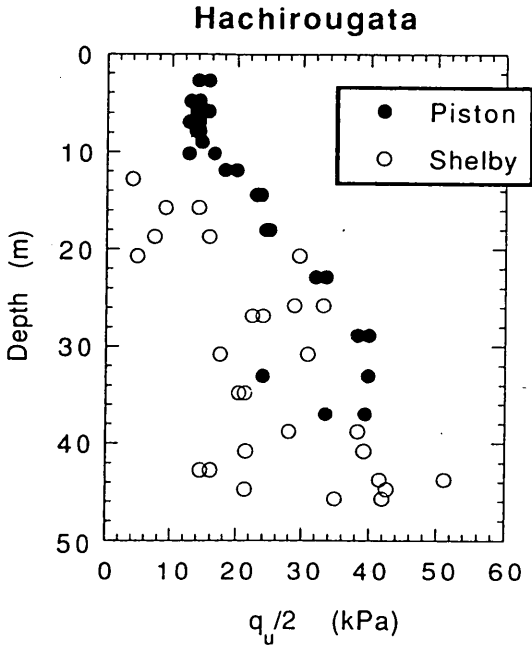


図-9 固定式ピストンサンプラーとシェルビーチューブで得られた試料の品質の違い

得られた  $q_u/2$  の比較を示す<sup>10)</sup>。図から、シェルビーチューブで得られた強度は、固定ピストン式サンプラーと比べて著しく強度が小さいのがわかる。すなわち、 $q_u$  値は試料の品質に大きく左右されるので、シェルビーチューブなどで採取された品質の悪い試料を用いたり、供試体の整形などの試験方法を雑に行えば、測定される  $q_u$  値が小さくなる。一方、ベーン試験では、曲がっているベーンロッドを使用するとベーンの回転軸が一定とならず遊星運動が生じたり、二重管を用いないで単管のロッドを用いるとロッドと地盤との摩擦が大きくなるため、これらの試験誤差に起因する要素は強度が大きめに測定する方向に作用する。従って、ベーンせん断試験と一軸圧縮試験を比較する場合に、両者の試験を雑に行えば行うほど、これらの試験から得られる強度の差は大きくなる。今回、ここに示す  $q_u/2$  はもちろん我が国の標準的な方法である固定ピストン式サンプラーから採取された供試体に対して行った。

ベーンせん断試験から求めた  $s_w$  と  $q_u/2$  の比を  $I_p$  に対して整理したのが図-10である。図から  $s_w/(q_u/2)$  は  $I_p$  に依存していることがわかる。すなわち、 $I_p$  が40より小さいと、ベーン強度の方が  $q_u/2$  より大きくなる。しかし、 $I_p$  が60付近で  $s_w/(q_u/2)$  が最低値を示した後、 $I_p$  が大きくなると  $s_w/(q_u/2)$  は再び大きくなる。ただ

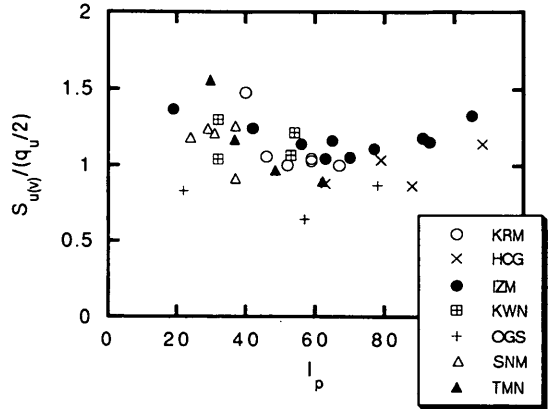


図-10 ベーンせん断強度と  $q_u/2$  の比較

し、我が国では  $I_p$  が80以上となる粘性土は希であり、今回行った調査でも  $I_p$  が80以上を示しているのは、出雲と八郎潟の上層の粘性土だけである。このため、このような  $I_p$  が大きな粘性土について、ベーン強度が  $q_u/2$  より大きくなるのが一般の傾向であるか否かについては、更なるデータの集積が必要である。しかし、 $I_p$  が小さくなると  $s_w/(q_u/2)$  が1より大きくなるのは、一軸圧縮試験では強度を過小に評価するためと思われる。すでに述べたように、我が国の粘性土は  $I_p$  が小さくなると砂分を多く含むため、透水係数が大きい。このため、供試体が大気圧に曝されると、供試体内の負の間隙水圧が減少し、その結果、小さな強度しか発揮できなくなると考えられる。このような  $I_p$  が小さな土は粘性土と砂質土の中間の性質を有することから中間土と呼ばれ、中瀬、他<sup>11)</sup>によって、一軸圧縮試験から求めた強度に対する補正方法が提案されている。

### 3.3 室内ベーン試験

前節で、 $q_u/2$  値は供試体の品質に大きく影響されることを示した。しかし、室内ベーン試験から得られた  $s_w$  は、図-11に示すように、サンプラーの違いによる差は殆ど認められない。図-9と-11に示す例は、いずれも八郎潟で得られた結果であるが、他の地点でもこれと同様な結果が得られている。室内ベーン試験で得られる強度が、なぜ供試体の品質に鈍感なのかに対する理由は、別な機会に譲りたいと思うが、簡単に記載すると以下の原因が挙げられる。

① 過去に行われた一軸圧縮試験による乱れの影響を調べた研究によれば、ピークに至るまでの応力~ひずみ曲線は試料の乱れの差によって大きな影響を受けるが、ピーク後の残留強度に対して試料の乱れの影響は小さい

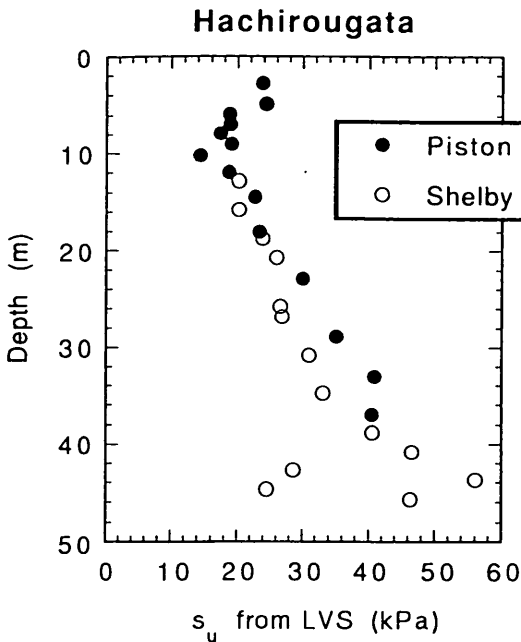


図-11 固定式ピストンサンプラーとシェルビーチューブで採取された試料に対する室内ベーンせん断試験の結果

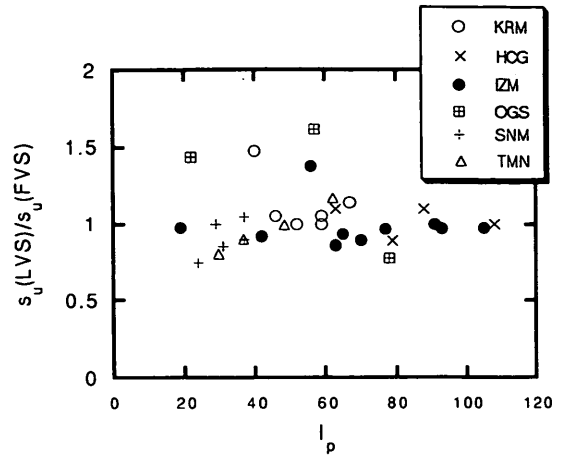


図-12 原位置と室内のベーンせん断試験から得られた強度の比較

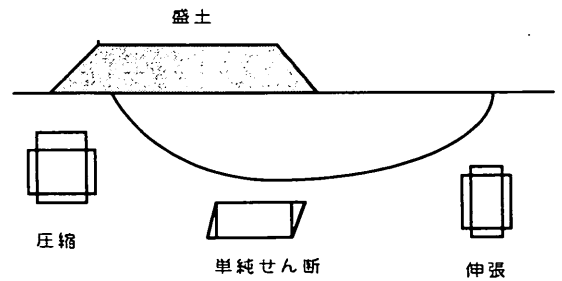


図-13 地盤の応力条件に適したせん断試験

とされている。ベーン試験では進行性破壊が顕著であることが、室内試験での破壊面の観察や数値解析結果から明らかにされている。従って、室内ベーン試験の方が試料の品質に鈍感であることが理解できる。

② 試料の品質が悪いと負の残留間隙水圧が小さい、すなわち膨張による強度低下が生じると考えられる。しかし、品質の悪い試料といえども、供試体がサンプリングチューブ内にあると、供試体が整形され大気に曝された時と比べて、多少なりとも大きな残留間隙水圧がまだ残っていると思われる。このため、室内ベーン試験では応力解放による影響が小さいと考えられる。

図-12に室内ベーン試験と原位置ベーン試験から得られた強度の比を  $I_p$  に対してプロットしてみる。なお、図に示す室内試験の結果は全て固定ピストン式サンプラーに対して行ったものである。図から、両者の比はほぼ1.0であることがわかり、室内試験では原位置の土被り圧が載荷されていない状態でベーンが回転するにも拘らず、原位置と同じ強度が発揮している。

#### 4. 設計強度としてのベーン強度

##### 4.1 設計に用いる強度

本論文のテーマであるベーンせん断試験や一軸圧縮試

験に限らず、一般に室内あるいは原位置試験から地盤の安定計算に必要な強度を直接求めることはできない。これは、これらの試験条件、例えば応力・ひずみや排水の条件が必ずしも現地のそれと一致していないからである。図-13に示すように、盛土直下の応力状態は圧縮試験、またのり尻付近では伸張試験、その中間では単純せん断試験の応力条件に近いとされている。土は異方性が大きな材料であるため、試験方法によって強度が著しく異なる。例えば、我が国の正規圧密された粘性土に対して行った三軸試験の結果によれば、伸張強度と圧縮強度の比は0.6から0.8と報告されている<sup>20)</sup>。この比の値と基礎の安定計算に用いられている通常の安全率  $F$  が1.3であることを考えると、いかに強度の異方性が大きいことがわかる。従って、地盤の強度を精度よく推定する場合には、図-13に示したような滑り面を設定し、その応力条件にそった試験をする必要がある。

土のせん断強度を考える場合にもう一つ重要な要素は、せん断速度の影響である。土質工学会の一軸圧縮試験の

基準では軸ひずみ速度が1%/minと規定されているが、実際の地盤が破壊する時のひずみ速度は数オーダー遅いと言われている。粘性土の非排水せん断強度に対するひずみ速度の影響は5~8%/サイクル程度とされているので、この要素も無視できない。

1.で述べたように、我が国は昔から非排水せん断強度を $q_u/2$ として、この値を設計強度としてきた。しかし、 $q_u$ による設計方法( $q_u$ 法)は上述した強度の異方性やせん断速度の影響などの研究成果を基に確立したわけではない。土の強度を支配するこれらの要因が明らかにされてきたのは、 $q_u$ による設計方法が確立されてからである。この点が、液状化などの比較的新しい時期に確立された設計方法と大きく異なる。しかし、 $q_u/2$ 値をせん断強度としても滑り破壊などの事故が生じていないため、 $q_u$ 法が我が国に限定すれば現在でも標準的な設計方法となっている。従って、 $q_u$ 法に関する今までの研究の方向は、サンプリング時の乱れ、有効拘束圧の減少、強度の異方性、せん断速度の影響などの種々の因子が明らかにすることに主眼に置き、好運にもこれらの要因がうまくバランスしているとの立場にたっている<sup>20)</sup>。しかし、ベーン強度を用いた設計では、 $q_u$ 法とは違って土の異方性やせん断速度の影響を考慮した方法が用いられており、この中で有名なのが Bjerrum<sup>1)</sup>が提案した補正方法である。

4.2 Bjerrumの補正係数

Bjerrumは強度の異方性とせん断速度の影響に注目して、ベーン強度に対する補正係数を提案した。彼は多くの室内実験から $I_p$ が小さくなると強度の異方性が大きくなること、逆に $I_p$ が大きくなるとせん断速度に対する影響が大きくなることを明らかにした。また、試験盛土や実際の破壊事例から、破壊時に地盤で発揮した強度を逆解析によって求め、ベーンせん断試験から求めた強度を比較し、図-14に示すように、この比を $I_p$ によって整理した。この補正係数は、室内試験から求めた強度の異方性とせん断速度の影響の要因を組み合わせたものとよく一致することを確認した。これが Bjerrumの補正係数 $\mu$ と呼ばれるもので、ベーン試験を用いている国々では、この係数が採用されている。

4.3 Bjerrum法と $q_u$ 法の比較

Bjerrumの補正係数の考え方(Bjerrum法)と、我が国で広く用いられている $q_u$ 法を比較するために、これらの方法から求められる強度を比較してみた。すなわち、ベーンせん断試験によって測定された強度 $s_w$ を $\mu$ で補正した値 $\mu s_w$ と、 $q_u$ 法では強度を補正しないので、 $q_u/2$ 値とを比較した。もし、両者の方法が実質的に一

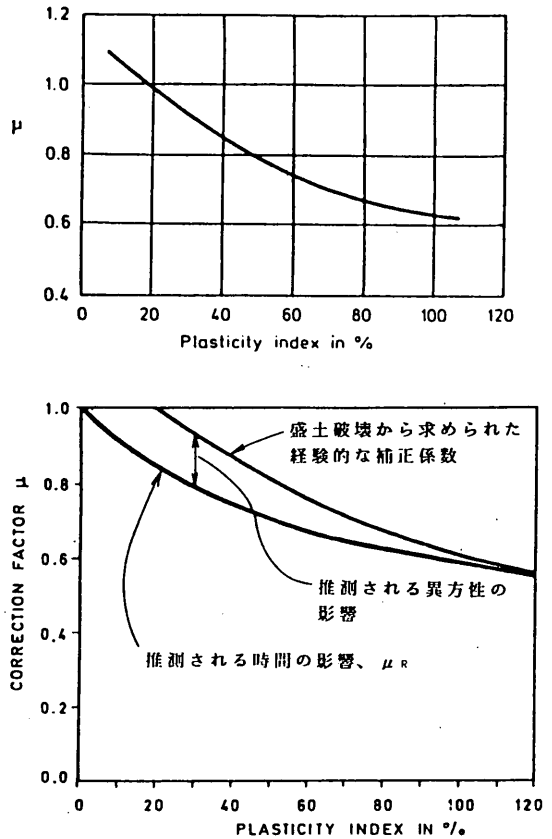


図-14 Bjerrum<sup>1)</sup>の補正係数

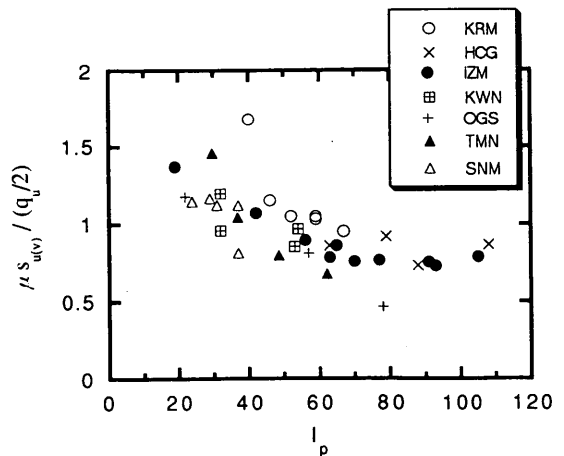


図-15 Bjerrum法と $q_u$ 法との比較

致していれば、 $(\mu s_w / q_u / 2)$ 比は1.0となるはずである。 $(\mu s_w / q_u / 2)$ 比を $I_p$ に対して整理した結果を図-15

に示す。図からわかるように、 $(\mu s_w/q_u/2)$  比は  $I_p$  に依存し、 $I_p$  が 40 以下であると  $(\mu s_w/q_u/2)$  比は 1.0 より大きくなる。すなわち、 $q_u$  法は Bjerrum 法と比べて強度を過小評価することになる。これはすでに述べたように、 $I_p$  が小さいと砂分を多く含むために供試体内の残留間隙水圧が小さくなり、一軸圧縮試験では強度が小さく測定されるためと考えられる。一方、 $I_p$  が 50 を越えると逆に  $(\mu s_w/q_u/2)$  比は 1.0 より小さくなる。すなわち、Bjerrum 法が正しい強度が求められるとすると、 $q_u$  法は過大な強度を与えることになり、一軸圧縮試験から強度を設定して建設された構造物は破壊することになる。しかし、今までに数多くの施設を  $q_u$  法で設計・建設されてきたが、少なくとも港湾施設に限ってみると、幸いなことに破壊の報告はない。また、現在の  $q_u$  法による設計手法は危険であるので見直そうという動きもない。従って、我が国の  $I_p$  が大きな粘性土地盤に対して Bjerrum の方法は過小な強度を与えると結論づけることができる。

しかし、ここで考えなくてはならない重要な要素に安全率  $F_s$  がある。重要度によって異なるが、我が国の港湾構造物に対して概ね 1.3 の安全率が採用されている。図-15 をみると、 $I_p$  が 50 以上の場合には  $(\mu s_w/q_u/2)$  比はおおよそ 0.75 であり、 $F_s$  を 1.3 とした場合の逆数  $1/F_s = 0.77$  にほぼ近い値となる。そこで、本来は  $q_u$  法では強度が過大に評価されるが、幸いにも安全率によってこの危険が回避されていたという考え方が成り立つ。しかし、 $F_s$  には強度に対する安全率も含んでいると思われるが、 $F_s$  の主要な構成要因は波や地震などの外力の不確実性、土の単位体積重量の測定や円弧すべり計算などの解析における誤差などである。例えば、Bjerrum 法によってせん断強度を決めたとしても、上記の不確実性に対応するために 1.0 より大きい何らかの  $F_s$  値は必要なはずである。

#### 4.4 他の強度との比較

すでに述べたように、Bjerrum の補正係数は試験盛土、あるいは実際の破壊事例に基づいたものであり、多くのデータは北欧や北米で得られたものである。これらの場所では、地表面から数 m の地層は乾燥の影響を受けて強度のばらつきが大きく、原位置や室内試験による強度定数の設定が難しい。試験盛土で注意しなければならないのは、試験盛土の規模である。費用の点から試験盛土の場合では、どうしても規模が小さくなりがちである。このため、乾燥の影響を受けていない対象とする均質な下部の粘性土層にすべり面が発生せずに、上部でおきる場合が多い。仮に、下部の均一な粘土層に滑り面の下端

が到達したとしても、上部の風化層の強度をいくらに設定するかによって、対象とする下部の粘性土の強度が計算上いくらでも変わる。

一方、実際の構造物が破壊した場合には、その規模が大きくなればなるほど、その事実を公にすることは難しい。例えばそれが公にされ原因追求のための調査が行われたとしても、種々の要因が複雑に絡み合うのが普通であり、特定の原因、例えばせん断強度の過大に設定したと報告するのは難しい。本報告では Bjerrum が行ったような破壊事例を用いないで、他の室内試験の結果を用いて、Bjerrum 法と  $q_u$  法について更に考えてみたい。

すでに述べたように土は強度の異方性が大きいので、図-13 に示したように応力状態によって試験方法を変える必要がある。しかし、地盤全体のせん断強度を表わす方法として、原位置の有効土被り圧で  $K_v$  圧密した後、圧縮、単純せん断、伸張試験から得られたせん断強度  $s_{uc}$ ,  $s_{uc}$ ,  $s_w$  の平均強度  $1/3 (s_{uc} + s_{uc} + s_w)$  とする考え方がある<sup>21)</sup>。さらに、単純せん断試験から求められた  $s_w$  は  $s_{uc}$  と  $s_w$  の平均値  $1/2 (s_{uc} + s_w)$  にほぼ一致することが実験的に知られている<sup>22)</sup>。従って、強度の異方性を考慮するためには、地盤のせん断強度を  $1/2 (s_{uc} + s_w)$  とすれば良いことになる。 $1/2 (s_{uc} + s_w)$  と  $s_w$  との比が Bjerrum が提案した強度の異方性を補正する係数  $\mu_A$  に対応する (図-14)。結果を図-16 に示す。実験によって得られた  $0.5 (s_{uc} + s_w) / s_w$  は  $I_p$  の増加によって増加する傾向にあり、Bjerrum の  $\mu_A$  とは逆の傾向にある。

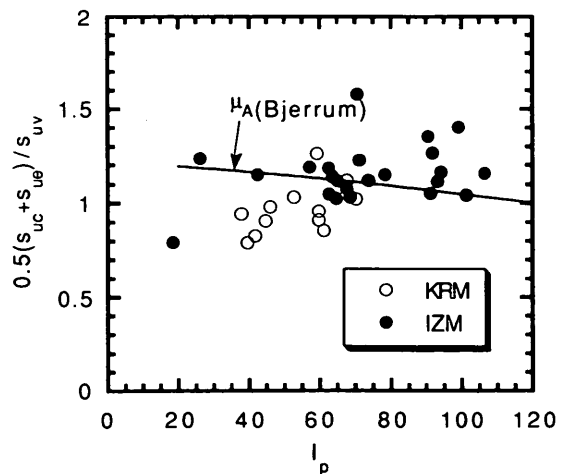


図-16 三軸試験から求めた平均強度とベーン強度の比較

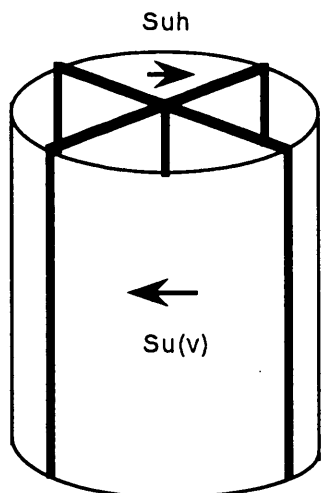


図 - 17 ベーンせん断試験における強度の発現

ベーンによる地盤の破壊メカニズムを考えると、図-17に示すように、ベーンの側面に発揮する抵抗力は地盤の鉛直面のせん断強度  $s_{u(v)}$  に相当する。一方、ベーンの両端面に生じる抵抗力は地盤の水平面に対するせん断強度  $s_{u(h)}$  に対応する。ここで、2.2の(1)式に示したベーン強度を求めた式と同様に、上端面に発揮するせん断強度は半径によらず一定であると仮定し、またベーンの高さと直径の比  $H/D$  が2のベーンを使用したと仮定すると(3)式が得られる。

$$M = \pi D^3 (s_{u(v)} + s_{u(h)}/6) \quad (3)$$

すなわち、 $H = 2D$  の通常のベーンを用いると、ベーン試験では、 $s_{u(v)}$  が支配的で  $s_{u(h)}$  の影響は小さいことがわかる。従って、ベーン試験から求められるせん断強度は、実用上鉛直面で発揮する  $s_{u(v)}$  である。 $s_{u(h)}$  を求めるために三笠式直接せん断試験を用いて水平面におけるせん断抵抗を求めた。試験は  $p'$  で10分間圧密した後(一次圧密は終了している)、 $0.25 \text{ mm/min}$  の変位速度で等体積せん断を行った<sup>20)</sup>。ベーン強度を  $s_{u(v)}$ 、直接せん断試験から求めた強度を  $s_{u(h)}$  として、両試験から求められた強度比  $s_{u(h)}/s_{u(v)}$  を図-18に示す。また、同じ図に  $\mu_A$  と  $I_p$  との関係の根拠となった Bjerrum が実験で求めた関係を実線で示す。今回行った実験では、 $s_{u(h)}/s_{u(v)}$  は  $I_p$  に対して一定、あるいはわずかに増加する傾向にあり Bjerrum の関係とは異なる。すでに述べたように、北欧や北米の  $s_{u(h)}/p'$  は我が国で得られた値と比べて著しく小さい(図-7)。この原因として、透水係数の違いを取り上げて、両者のベーン強度が異なることを説明した。しかし、図-18を見ると、スカジナ

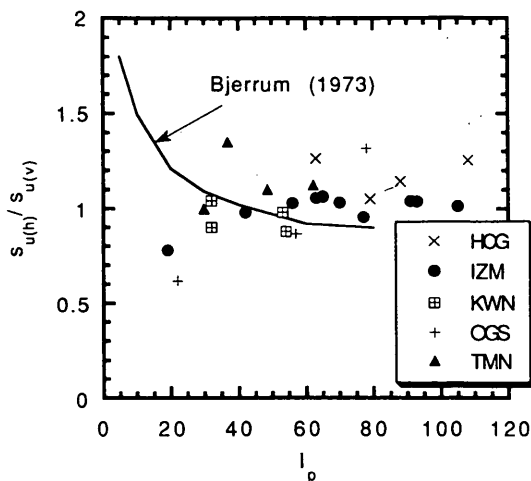


図 - 18 ベーンせん断試験と直接せん断試験から求めた強度の異方性

ビアと我が国とは異方性が大きく違うことがわかり、この要因もベーン強度の違いを説明する上で重要であると考えられる。

一方、せん断速度の影響であるが、今回の試験ではこれに関する試験は行っていないので、Hanzawa と Tanaka<sup>22)</sup> が行った我が国の粘性土の実験結果を図-19に示す。縦軸には、 $\dot{\epsilon}$  が100倍異なった時のせん断強度の比較により、Bjerrum のせん断速度の補正係数  $\mu_R$  に対応するとしている。図からわかるように、彼らが行った実験の範囲内では、せん断速度の影響は  $I_p$  に対して一定であることがわかり、決して  $I_p$  に対して減少しているようには見えない。

以上、Bjerrum の補正係数  $\mu$  に対して、異方性とせん断速度の影響を表す係数  $\mu_A$  と  $\mu_R$  に分けて、室内試験による検討を行った。この結果、スカジナ

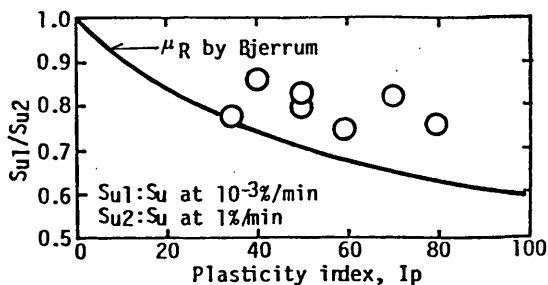


図 - 19 せん断ひずみ速度の影響と  $I_p$  の関係

れた関係と本研究で得られた関係とは大きく違うことがわかり、このことから Bjerrum の補正係数を、そのまま我が国に適用できないことがわかる。

### 5. 強度増加率

#### 5.1 Mesri の強度増加率<sup>2)</sup>

サンドドレーンなどのパーティカルドレーンを行った後にプレローディングによって粘性土地盤の強度を増加する方法が、我が国では広く採用されている。この工法では圧密による強度増加率が重要な要素となるが、我が国では経験的に1/4あるいは1/3が用いられている。

一方、Mesri は Bjerrum の  $s_w$  と  $I_p$  の関係、および補正係数  $\mu$  の関係を用いて、地盤に発揮する強度増加率  $s_{w,ob}/p'_c$  は 0.22 であると提案した。この 0.22 を導いた過程は文献<sup>2)</sup>に詳しいが、要約すると図-20 のようになる。ベーンせん断試験から求められた強度  $s_w$  を原

置の有効土盛り圧  $p'_c$  (圧密降伏応力  $p'_c$  ではない) で正規化した  $s_w/p'_c$  は  $I_p$  と図-20(a)に示す関係にある。また、正規圧密地盤といえども、堆積年代が古い (old) 粘土は二次圧密によって  $p'_c$  が  $p'_c$  より大きくなり、 $I_p$  が増大するにつれその割合が大きくなる (図-20(b))。また、図-14に示す補正係数  $\mu$  を用いると、Young clay の  $\mu s_w/p'_c = s_{w,ob}/p'_c$  は  $I_p$  に対してほぼ一定となり、その値は 0.22 となる。従って、プレローディング工法のように載荷して圧密が終了した後すぐに次段階に進むような場合の地盤の状態は Young clay に相当し、強度増加率を 0.22 としなければならないことになる。しかし、すでに述べたように我が国では実際の設計では強度増加率を 1/4 から 1/3 としていることが多い。すでに明らかにしたように、我が国の  $s_w/p'_c$  と  $I_p$  の関係は Bjerrum が求めた図-20(a)に示す関係とは異なり、また Bjerrum の補正係数も我が国には適用できない。従って、Bjerrum が求めた関係を基本として導いた Young clay に対する Mesri の強度増加率も我が国には適用できない。以下に、Mesri の強度増加率より高い値を用いた施工例を紹介する。

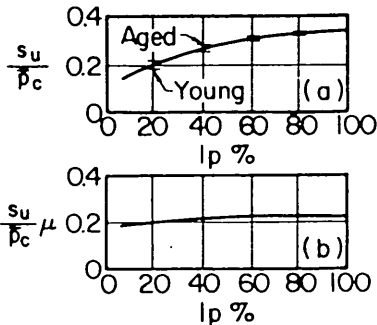
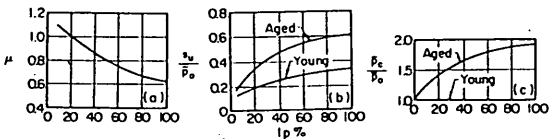


図-20 Mesri が  $s_{w,ob}/p'_c = 0.22$  を導いた図<sup>2)</sup>

#### 5.2 関西空港の場合

関西空港の人工島では、護岸の建設に段階載荷工法が採用された。代表的な護岸の断面を図-21に示す。この場所の土質条件や施工方法については、今までに多くの論文が発表され、今回本論文で紹介する事例も、前田<sup>20)</sup>がまとめたものを参考にしている。地盤改良の対象となったのは海底面から堆積している厚さ約 20m の沖積粘性土層である。護岸の下は直径 40cm のサンドドレーンを 2.0m の正方形配置で改良し、また護岸で囲まれた中は 2.5m の正方形配置で改良した。施工は、まずサンドドレーンの敷砂を撒いた後、サンドドレーンを打設した。各段階の載荷が終了した後、当初の設計通りに強度が増加しているかどうかを確認するために、各載荷段階

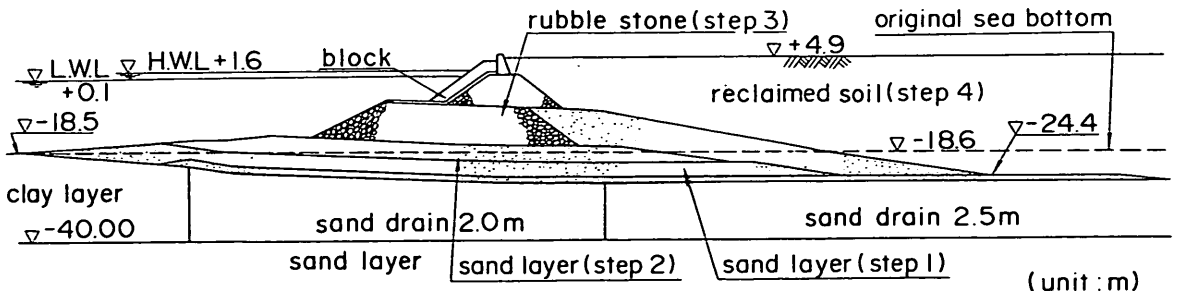


図-21 関西空港における代表的な護岸断面図

ごとにチェックボーリングを行った。その結果を図-22に示す。設計では圧密による強度増加率を0.3としたが、図に示すように  $q_u/2$  は  $p'_c$  に対して当初の設計通りに増加しているのがわかる。 $q_u/2$  が真のせん断強度を表わしている ( $s_{mob}$  に対応している) かは別として、このタイプの護岸の総延長は8,600mにも及んだが、滑り破壊などの事故は生じなかったことから、圧密による真の強度増加率が0.3以上であったことを示している。

### 5.3 羽田空港の場合

羽田空港 (東京国際空港) では、1985年から増大する航空需要に対処するため、また騒音問題の解決を計るために空港を沖合に移転する工事が進められている。この地域は、東京湾の航路浚渫や下水処理場から発生した汚泥によって埋め立てられた処分場である。このため、将来の沈下の低減や盛土・掘削の際の安定のために、大量のパーティカルドレーンが打設された (田中, 他<sup>25)</sup>)。ドレーン打設後の強度増加の様子を図-23に示す。ドレーン打設前は、自重圧密がまだ終了していないので、 $q_u/2$  は小さい。しかし、ドレーン打設後、圧密が進むと強度が増加し、図に示す例では打設後3カ月たつと、 $q_u/2$  は  $\gamma'z$  (ここに、 $\gamma'$  は水中単位体積重量、 $z$  は深さ) の0.3以上となっているのがわかる。この地域では、もちろん  $q_u$  法によって盛土・掘削、あるいは地下構造物の設計を行っており、ここでもまた強度の設定にともなう問題は報告されていない。従って、この地盤においても、強度増加率は0.3以上であったと考えられる。

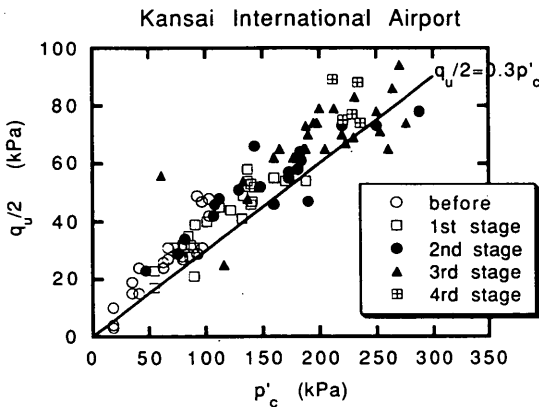


図-22 チェックボーリングから得られた  $p'_c$  と  $q_u/2$  の関係

### 6. まとめ

我が国の海成粘性土を対象として、ベーンせん断試験を行い、室内試験から得られたせん断強度と比較した。得られた主な結論は、以下の通りである。

- ① ベーン強度と圧密降伏応力の比  $s_w/p'_c$  は、北欧や北米で行われた調査によれば、 $I_p$  とともに増大するとされている。しかし、今回の調査によれば、我が国の粘性土の  $s_w/p'_c$  は  $I_p$  に対して一定であり、その値は0.25から0.35の範囲にある。
- ② 試料がサンプリングチューブ内に入った状態で室内ベーンせん断試験を実施した。このような試験から得られた強度は、試料の乱れの影響を受けない。
- ③ 上記の室内ベーン試験で得られた強度は原位置で行ったベーン強度とほぼ一致する。
- ④ ベーン強度と一軸圧縮試験から求められた  $q_u/2$  との比は  $I_p$  に多少影響されるが、その値は0.9から1.3であり、ベーン強度の方が若干大きい。
- ⑤ Bjerrum のベーン強度に対する補正係数の考え方を我が国に適用すると、 $I_p$  が大きな土のせん断強度をかなり過小に評価する。
- ⑥ Mesri は弱齢粘性土の強度増加率を  $I_p$  によらず0.22としたが、我が国の実際の工事では1/4や1/3の値を採用している。この違いが生じた原因として、Mesri は北欧や北米などの氷河の影響を強く受けた土に対する関係を基にして強度増加率を導いたためと考えられる。

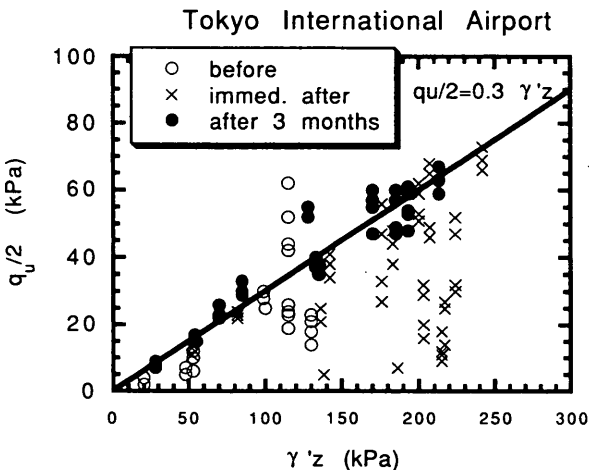


図-23 羽田空港におけるパーティカルドレーン打設前と後のせん断強度の変化



参 考 文 献

- 1) Bjerrum, L. : Problems of soil mechanics in unstable soils, Proc. of 8th *ICSMFE*, Vol. 3, pp. 111-159, 1973.
- 2) Mesri, G. : New design procedure for stability of soft clays, Discussion, *ASCE*, GT4, Vol. 101, pp. 409-412, 1975.
- 3) 田中洋行・田中政典・半沢秀郎：一軸圧縮強度とベーンせん断強度の関係, 平成4年度サンプリングシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 93-98, 1992.
- 4) 田中洋行：ベーンせん断試験で測定された強度定数, 第28回土質工学研究発表講演集, pp. 781-784, 1993.
- 5) Tanaka, H. and Tanaka, M. : Vane shear strength of Japanese Marine Clay, Proc. of 11th Southeast Asian Geotechnical Conf., pp. 233-238, 1993.
- 6) Tanaka, H. : Vane shear strength of Japanese marine clays and applicability of Bjerrum's correction factor, *Soils and Foundations*, Vol. 34, No. 3, pp. 39-48, 1994.
- 7) 田中洋行・榊原基生・後藤健二・鈴木耕司・深沢健：我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性, 港研報告, Vol. 31, No. 4, pp. 61-92, 1992.
- 8) 半沢秀郎・深谷建雄・堀江宏保・柳瀬重靖：多目的原位置試験機の開発とその利用法, 土と基礎, Vol. 37, No. 7, pp. 35-40, 1989.
- 9) Larsson, R. : Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clay, *Canadian Geotechnique*, Vol. 17, pp. 591-602, 1980.
- 10) Bjerrum, L. : Geotechnical properties of Norwegian marine clays, *Geotechnique*, Vol. 4, pp. 49-69, 1954.
- 11) Hanbo, S. : A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test, Proc. of Royal Swedish Geotechnical Institute, No. 4, 1957.
- 12) Leroueil, S., Magnan, J. P. and Tavenas, F. : Embankments on soft clays, Ellis Horwood, 1990.
- 13) 水上純一・本屋敷雅茂：定ひずみ速度圧密試験による圧密降伏応力の検討, 第28回土質工学研究発表講演集, pp. 491-420, 1993.
- 14) 田中洋行・榊原基生：港湾地域における土の一次性質の統計解析, 港研資料, No. 719, 1991.
- 15) 田中洋行・田中政典・半沢秀郎・Lunne, T. : Drammen 粘土の非排水せん断強度特性, 第29回土質工学研究発表講演集, pp. 575-576, 1994.
- 16) 小川富美子・松本一明：港湾地域における土の工学的諸係数の相関性, 港研報告, Vol. 17, No. 3, pp. 3-89, 1978.
- 17) La Rochelle, Roy, M. and Tavenas, F. : Field measurements of cohesion in Champlain clays, Proc. of *ICSMFE*, Vol. 1.1, pp. 229-236, 1973.
- 18) 田中洋行・榊原基生・榎田和徳・本屋敷雅茂・深沢健：低品質粘性土試料のせん断強度評価, 第27回土質工学研究発表講演集, pp. 659-662, 1992.
- 19) 中瀬明男・勝野克・小林正樹：砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ, 港研報告, Vol. 11, No. 4, pp. 83-102.
- 20) 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, 港研資料, No. 688, 1990.
- 21) Aas, G., Lacasse, S., Lunne, T. and Hoeg, K. : Use of in situ tests for foundation design on clay, *ASCE Spec. Conf. In Situ' 86. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, pp. 1-30, 1986.
- 22) Hanzawa, H. and Tanaka, H. : Normalized undrained strength of clay in the normally consolidated state and in the field, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1, pp. 132-148, 1992.
- 23) 湯怡新・鈴木耕司・半沢秀郎・田中洋行：各種サンブラーで得られた不攪乱粘土の一面せん断試験における挙動, 第29回土質工学研究発表講演集, pp. 643-646, 1994.
- 24) 前田進：サンドドレーンを用いた大規模沖合人工島の急速建設技術に関する研究, 九州大学学位請求論文.
- 25) 田中洋行・太田一己・丸山隆英：プラスチックボードドレーンで改良された不均一地盤の沈下特性, 港研報告, Vol. 30, No. 2, pp. 211-227, 1991.