

## 室内試験・原位置試験結果の設計への反映

### 5. 沿岸開発 —軟弱粘性土地盤—

平 林 弘 (ひらばやし ひろし)

東亜建設工業技術研究開発センター 主席研究員

#### 5.1 はじめに

我が国の沿岸部には軟弱な海成粘性土が広い範囲で堆積している。このような軟弱な粘性土地盤上に盛土や堤体などの土構造物を構築したり、埋立や土地造成などを行なう際には、施工中に原地盤のすべり破壊を発生させないように留意しなければならない。また、施工中だけでなく施工完了後も継続する可能性がある沈下に対する適切な評価が必要となる。特に近年多く見られる大規模・急速施工が要求される場合は、この安定問題と沈下問題への対処が非常に重要である。

軟弱粘性土地盤が他の章で取り扱っている通常の地盤と異なる点は、せん断強度が非常に小さいということである。しかしながら、構造物を構築する際の地盤に対する安全率は1.3程度と非常に小さい値を採用している。コンクリートや鉄の場合は降伏点に対する安全率が3であり、しかも地盤の場合はピーク強度に対して安全率を設定していることを考えると、非常に小さな安全率を採用している。この理由は、元来地盤の強度が非常に小さいため、安全率の大小は建設コストに大きな影響を与えること、軟弱粘性土、特に海成粘性土地盤は比較的均一であること、また比較的質の高い不搅乱試料を採取することが可能であることが挙げられる。また、後で述べる全応力法による安全側の設計を採用しているためでもある。逆に言えば、このような地盤に対して経済的で安全な設計を行うためには、全応力法の正しい理解が不可欠となる。

原地盤が砂や砂礫であれば、土構造物の施工に伴って発生した過剰間隙水圧は短期間のうちに消散するが、原地盤が粘性土の場合は砂地盤と比べて透水係数が小さいために発生した過剰間隙水圧が消散するのにある程度の時間を必要とする(圧密)。そのため、粘性土地盤の場合、施工中あるいは施設の完成後に時々刻々と地盤の状態が変化する。よって、粘性土地盤では土構造物の荷重による原地盤の圧密に伴う地盤強度の増加や圧密度の変化をいかに速やかに、そして精度良く把握することが必要とされる。

施工開始前の設計段階において、原地盤の力学特性の把握をすることは当然であるが、施工段階の施工管理においても、必要に応じて隨時地盤状態を把握し、設計段階で予測した値と相違が生じる場合には、対策を考えるとともに、その要因を検討することが重要となる。本章

では、軟弱粘性土地盤上に土構造物を構築する際の安定問題と沈下問題への対応のうち、必要な室内試験及び原位置試験を用いた安定問題に対する土質定数の設定方法、及び原位置試験を中心とした施工中の地盤強度の把握方法について述べる。

#### 5.2 安定検討に必要な地盤強度

##### 5.2.1 圧密による強度増加

図-5.1は、自然堆積粘土の非排水せん断強さ( $s_u$ )と有効鉛直応力( $\sigma'_v$ )との関係、及びある增加応力( $\Delta\sigma$ )が作用した時の $s_u$ の変化を模式的に示したものである。点O→点Aは堆積過程を示しており、有効土被り圧( $\sigma_{vo}'$ )の増加に伴って $s_u$ が増加していく。一方、点A→点Bは年代効果を受けている過程で、 $\sigma_{vo}'$ 一定のままで $s_u$ が増加していく。一般に、自然堆積粘土は化学的結合作用や二次圧密作用といった年代効果を受けているため、原位置でのせん断強さは正規圧密状態でのせん断強さよりも大きな値となる。

図中の点O、点A、点Cを通る勾配が一定の線を正規圧密状態における強度増加線とよぶ。その勾配が強度増加率( $s_{un}/\sigma'_{vc}$ )である。年代効果を受けてこの線より上方の点Bにある粘土が、盛土などの増加荷重を受ける場合、 $\sigma'_v$ が $\sigma'_y$ に到達する点Cまでは非排水せん断強さ $s_u$ が増加しない。この $\sigma'_v$ が圧密試験における圧密降伏応力(教科書では先行圧密応力 $\sigma_c$ とも記載されている)である。 $\sigma'_v$ が $\sigma'_y$ に到達した後は、正規圧密状態の強度増加線上を推移して強度は増加していく。

安定検討を行うに当たって必要となる重要なパラメータは二つある。まずは点Bに相当する原位置での地盤強度、つまり「原位置非排水せん断強さ( $s_{uf}$ )」である。

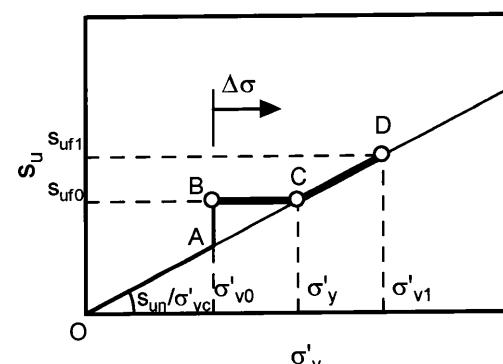


図-5.1 強度増加の概念

## 講 座

もう一つは、盛土などの増加荷重による圧密に伴う強度増加後の地盤強度を予測するのに必要な「正規圧密状態の強度増加率 ( $s_{un}/\sigma_{vc}'$ )」である ( $s_{uf}$ ,  $s_{un}$  の添え字 f と n はそれぞれ Field (原位置), Normal (正規) の意味)。軟弱な粘性土地盤上に土構造物を構築する際の設計及び施工においては、まずこの二つのパラメータを精度良く算出し、決定することが重要となる。

$$s_{uf} > s_{un} = s_{un}/\sigma_{vc}' \times \sigma_v \quad \dots \dots \dots \quad (5.1)$$

$$\sigma_v' = s_{uf} \div (s_{un}/\sigma_{vc}') \quad \dots \dots \dots \quad (5.2)$$

さらに、粘性土の非排水せん断強さを考える上で重要な点に強度の異方性とひずみ速度効果がある。

### 5.2.2 強度の異方性

図-5.2は、すべり面上で発揮される粘土のせん断強さを模式的に示したものである。図に示すように、変形モードによって発揮される強度が異なり、圧縮強さ ( $s_{u(c)}$ )、単純せん断強さ ( $s_{u(s)}$ ) 及び伸張強さ ( $s_{u(e)}$ ) によって代表される。これが強度の異方性とよばれるものであり、1960年代に膨大な実験的研究が行われ、次式に示す関係が得られている。

$$s_{u(c)} > s_{u(s)} > s_{u(e)} \quad \dots \dots \dots \quad (5.3)$$

$$s_{u(s)} = \frac{s_{u(c)} + s_{u(e)}}{2} \quad \dots \dots \dots \quad (5.4)$$

### 5.2.3 ひずみ速度依存性

図-5.3は、Hanzawa<sup>1)</sup>による東京湾、アラビア湾及びノルウェーの海成粘土を対象とした、異なるひずみ速度による三軸圧縮試験から得られた非排水せん断強さの変化を示したものである。通常、室内試験を実施する際のひずみ速度は10<sup>0</sup>~10<sup>-1</sup>/minであるが、実際の地盤が破壊するときのひずみ速度は10<sup>-2</sup>~10<sup>-3</sup>/minであると報告されているものが多い。したがって、粘性土の

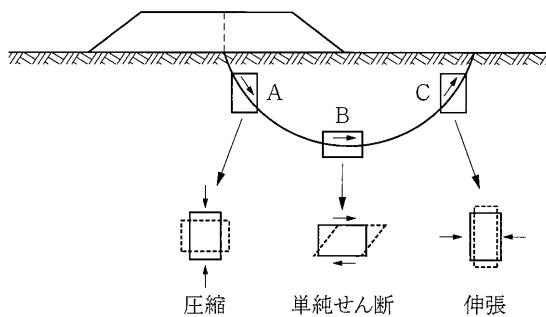


図-5.2 すべり面上で発揮される粘土のせん断強さ

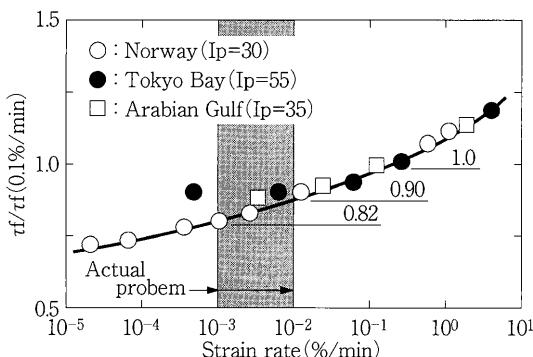


図-5.3 ひずみ速度の違いによるせん断強さの変化<sup>1)</sup>

非排水せん断強さにはひずみ速度依存性があることを考慮して、安定検討のための非排水せん断強さを決定する必要がある。

## 5.3 地盤強度の把握手法

### 5.3.1 室内試験による方法

室内試験では、地盤から採取した乱さない試料（不攪乱試料）を用いて、原位置にあった状態での非排水せん断強さ ( $s_{uf}$ ) を求める。「2. 強度と変形特性の評価—地盤—」でも述べているが、代表的な試験方法は次のとおりである。

#### (1) 一軸圧縮試験 (UCT)

日本国内では直径35 mm、高さ80 mmの供試体を用いることが一般的で、ひずみ速度1%/minでせん断するものである。得られた圧縮せん断強さ ( $q_u$ ) の1/2を非排水せん断強さ ( $s_{uf}=q_u/2$ ) としている。

日本国内で軟弱粘性土の非排水せん断強さを求める方法として一軸圧縮試験が一般的になった背景は、Nakase<sup>2),3)</sup>による研究が大きく寄与しているものと考えられる。この研究では1960年代の日本国内の港湾構造物の破壊事例を逆解析することにより、一軸圧縮強さ  $q_u$  の1/2を非排水せん断強さとして円弧すべり計算(修正フェレニウス法)を実施したところ、破壊事例を良く説明できること、そして得られた安全率が1 ( $F_s=1.0$ ) であったということが報告されている。よって、この  $q_u$  法と呼ばれる方法は、修正フェレニウス法という解析方法とセットになった逆解析から妥当性を見いだしたもので、理論的には、それ以上の『合理的』な根拠があるものではないことに留意する必要がある。

この試験には以下の三つの問題点が挙げられている。第1の点は、試料採取時の機械的乱れや応力解放による強度低下が生じることであり、しかもそれらはサンプリング技術や土性に依存するということである。第2の問題点としては、得られた  $q_u$  の値のばらつきが一般的に大きいということである。このばらつきの原因として、地盤の強度自体のばらつきと、第1の問題点として挙げた乱れの程度の差によるばらつきと考えられるが、両者を分離することは不可能である。第3の問題点として、Hanzawa<sup>1)</sup>は、海外では原位置ベーンせん断試験や非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験による方法が主流であり、一軸圧縮試験は国際的に見て一般的な方法ではないと指摘している。

土田<sup>4)</sup>は  $q_u/2$  をそのまま安定検討など設計に用いることができるためには、次の影響が結果的に相殺されるという仮定、いわゆる「ラッキーハーモニー」が必要であると指摘している。

本来の強度より低下（過小評価）する要因

- 試料採取時の乱れ
- 軸対称条件と平面ひずみ条件の違い

本来の強度より増加（過大評価）する要因

- 強度の異方性
- せん断速度

- すべり面の角度を $45^\circ$ と仮定
  - 地盤の進行性破壊

## (2) 再圧縮法による試験

再圧縮(Recompression)法とは、供試体を不攪乱試料が採取された時の地盤応力状態に戻すために有効土被り圧で圧密してからせん断試験を実施する方法である。圧密することによって、試料採取時の機械的乱れや応力解放による乱れが原因で減少した供試体内の残留有効応力を原位置と同じ状態に回復させることで、強度低下の影響を極力排除しようとするものである。

再圧縮法は Bjerrum<sup>5)</sup>によって最初に提案されたものである。再圧縮法の問題点としてまず指摘されることは、試料を圧密する際に体積変化（間隙比の低下）によって強度増加が発生する可能性である。すなわち、乱れの大きな試料ほど残留有効応力が減少するので、再圧密することによって間隙比が減少し、その結果強度を過大に評価するのではないかという指摘である。この点について、Berre と Bjerrum<sup>6)</sup>は、乱れによって生じる数百年数千年の堆積期間によって出来上がった粘土構造の破壊による強度低下の方が、再圧縮に伴う含水比低下による強度増加より影響が大きいとしている。また、Jamiolkowskia<sup>7)</sup>は非排水せん断強さを的確に評価するには、間隙比の低下による強度増加より、破壊された構造が再構築されることの方が重要であるとして、再圧縮法は年代効果を受けた粘土に対しては有効であるが、正規圧密粘土に対しての適用は疑問があると述べている。これは、施工前の自然堆積地盤に対しては再圧縮法は適用できるものの、施工中の圧密途上にある地盤に対して適用できないということを示唆しているものである。

粘性土の非排水強さを考える上では強度の異方性の影響についても考慮しなければならない。そのためには、再圧縮法による圧縮・単純せん断・伸張試験を行う必要があるが、(5.4)式に示すように、単純せん断試験による強度がこれら三試験の代表値になるので、室内試験として適している。しかし、単純せん断試験は名前に反して“単純な”試験ではなく、試験実施の面で多くの難しさがある。Hanzawa ら<sup>8)</sup>は、直接せん断試験のひとつである一面せん断試験から得られる強度は実質上単純せん断試験から得られる数値と同じであることを示している。

再圧縮法による一面せん断試験（DST）とは、直径60 mm、高さ20 mmの供試体を原位置の有効土被り圧で圧密させ、圧密終了後に供試体の体積変化を生じさせないまま一定の体積状態下で一面せん断試験を行うものである。一面せん断中には垂直応力が圧密終了時の直応力から増減するが、有効応力の観点からは定体積条件と非排水条件は等価であるので、垂直応力の増減量が非排水試験時の過剰間隙水圧に相当すると解釈できる<sup>9)</sup>。したがって、得られた最大せん断応力が非排水せん断強さとなる。

この方法では、一面せん断試験では排水をコントロールすることは構造上不可能であること、また、せん断箱

を介して強制的にせん断を行うということから、供試体変形及び応力分布が不均一となることが課題として挙げられる。一方、一面せん断試験は三軸圧縮試験と比較して、①操作が簡単である、②せん断面上の直応力とせん断強さの関係を直接求めることができる、③変形状態が実際の地盤と同じ（平面ひずみ）である、④Ko 圧密・膨張が自動的に達成される、⑤供試体が直径60 mm、高さ20 mm のため、サンドシームや貝殻片を多量に含む場合でも不搅乱試料から均一な試料を選びやすい、などの利点がある。

さらに、土田により提案された簡易三軸圧縮試験とよばれるものがある<sup>4)</sup>。これは、直径35 mm、高さ80 mmを標準とした円柱供試体を用い、原位置の平均土被り圧力で120分間等方圧密し、その後0.1%/minのせん断速度で非排水圧縮せん断試験を実施するものである。

### 5.3.2 原位置試験による方法

日本国内では一軸圧縮試験から求まる一軸圧縮強さ( $q_u$ )の $1/2$ の値( $q_u/2$ )を用いて原位置の非排水せん断強さとすることが大多数であり、非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験や再圧縮非排水三軸試験結果を用いることはまれである。これら室内試験から求めるためには、ボーリングを実施して不攪乱試料を採取し、その試料を用いて試験を実施しなければならないため、調査開始から設計に必要となる土質定数を決定するまでにはある程度の期間が必要となる。また、サンプリング、試料輸送、試料抜出し及び供試体成形時の機械的乱れや人為的な乱れ、応力解放の影響によって強度低下が生じ、本来の強度が得られない可能性がある。

一方、原位置試験は室内試験と比較して、短時間で結果が得られること、乱れや応力解放による影響が少ないことが利点である。よって、原位置試験の利点を活かして原位置非排水せん断強さを精度良く把握できれば、合理的な設計に寄与するだけでなく、調査・設計の期間短縮を図ることも可能となり、実務の観点からは魅力的である。

(1) 原位置ベーンせん断試験 (FVT)

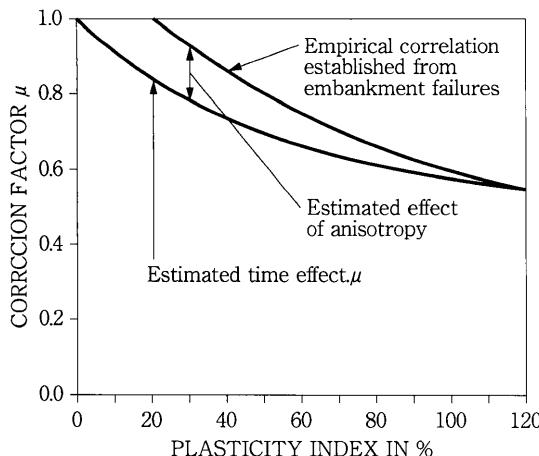
Bjerrum<sup>5)</sup>は、軟弱地盤上に構築された盛土の破壊事例から破壊時の地盤のせん断強さを逆算し、原位置ベンせん断強さと比較した。ベンせん断試験結果を直接用いるとせん断強さを過大に評価していることから、ベンせん断強さに関する補正值 ( $\mu$ ) を用いた式(5.6)を地盤のせん断強さとして提案した。なお、 $\mu$  は図一5.4に示すように速度効果に対する補正と異方性を考慮した補正からなり、塑性指數  $I_p$  に依存したものが提案されている。

ここで、 $s_{u(mob)}$ ：安定検討用の地盤強さ

$s_u$  : ベーンせん断強さ

一方、我が国ではベーンせん断強さと一軸圧縮強さから得られたせん断強さはほとんど一致していることから、田中<sup>10)</sup>は、低塑性の土を除いてベーンせん断試験結果をそのまま安定計算に用いて問題ないとしている。

## 講 座

図—5.4 Bjerrumによる補正係数<sup>5)</sup>

## (2) 電気式コーン貫入試験 (CPT)

先端角60°のコーンを20 mm/s±5 mm/sの一定速度で地盤内へ貫入させて、測定コーン貫入抵抗( $q_c$ )、間隙水圧( $u_d$ )及び周面摩擦( $f_s$ )を深度方向へ連続的に計測するものである。電気式コーン貫入試験からは地盤強度を直接求めることができないため、得られた $q_c$ から補正コーン貫入抵抗( $q_t$ )を求め、さらに $q_t$ から全土被り圧( $\sigma_{vo}$ )を減じた実効コーン貫入抵抗( $q_t - \sigma_{vo}$ )を算出し、コーン係数( $N_{kt}$ )を介することによって次式から非排水せん断強さ( $s_{uf}$ )を推定することになる。

$$s_{uf} = (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt} \quad \dots \dots \dots (5.7)$$

ここで、 $\sigma_{vo}$ : 全土被り圧

$N_{kt}$ はCPTと室内試験から求めた多くのデータから経験的に求められている。田中ら<sup>11)</sup>は $N_{kt}$ は $I_p$ によらず、一軸圧縮試験では8~16、原位置ペーンせん断試験では9~14の値であると報告している。一軸圧縮試験であれ、原位置ペーンせん断試験であれ、平均値として12が得られており、原位置非排水せん断強さが必要な場合には、 $N_{kt}=12$ を用いることで概算値を算出することが可能である。

CPTを用いて土層判別や支持層確認などを行う際には、必ずしも高精度の計測値は必要でない。しかし、試験結果を設計等に用いる際には、計測値の精度が要求される。田中ら<sup>12)</sup>は、CPT計測値は温度変化の影響を強く受けることを示し、温度変化を考慮した試験方法を提案している。また、平林ら<sup>13)</sup>、松岡ら<sup>14)</sup>は、地盤内温度が $N_{kt}$ に及ぼす影響について検討を行い、温度補正を行わない測定値から得られた $N_{kt}$ は一定値を示さないが、温度補正を行った場合の $N_{kt}$ は一定値を示すことを報告している。したがって、CPTから $N_{kt}$ を介して非排水せん断強さ $s_{uf}$ を算出するにあたり、測定値に及ぼす温度変化の影響を考慮する必要性があるということに留意しなければならない。

## 5.4 ACCESS法

## 5.4.1 ACCESS (Advanced Construction Control for Earthwork on Soft Soils) 法

Hanzawa<sup>15)</sup>は、①地盤のローカル性に左右されず、ど

のような地盤にも適用できること、②誰でも容易に、かつ納得の上使用できること、③調査から設計、そして施工管理までを一貫した手法に基づいて行うという考えに基づき、電気式コーン貫入試験と一面せん断試験を主体とした調査・設計を行い、施工管理は電気式コーン貫入試験で行う方法を提案した。

一面せん断試験と電気式コーン貫入試験を主体とした調査・設計・施工管理法について、簡単にその流れを次に示し、フローを図—5.5に示す。

- 1) 施工区域内全域においてCPTを実施し、土層構成と実効コーン貫入抵抗( $q_t - \sigma_{vo}$ )を把握する。
- 2) 代表的な地点で不搅乱試料を採取する。
- 3) 採取した全試料に対して再圧縮法による圧密定体積一面せん断試験(DST)を実施して、原位置非排水せん断強さ( $s_{uf(DST)}$ )を求める。また、代表的な試料に対して正規圧密状態における強度増加率( $s_{un(DST)} / \sigma_{vc'}$ )を求めるためのDSTを実施する。
- 4) DSTから得られた $s_{uf(DST)}$ からひずみ速度依存性を考慮した安定解析用の設計用せん断強さ( $s_{u(mob)}$ )を求める。
- 5)  $q_t - \sigma_{vo}$ と $s_{u(mob)}$ との関係をコーン係数( $N_{kt}$ )を用いて、 $q_t - \sigma_{vo} = N_{kt} \cdot s_{u(mob)}$ の形で表す。
- 6) 採取した不搅乱試料を用いて、定ひずみ速度圧密試験(CRST)を実施し、 $C_c$ 、 $p_c$ 、 $c_v$ などの圧密定数を決定する。
- 7)  $s_{u(mob)}$ 、 $p_c$ 、 $C_c$ 、 $c_v$ を用いて設計を実施する。
- 8) 施工管理として施工開始後のある時期に地盤強度の発現状況を確認するためにCPTを実施し、計測される $q_c$ から実効コーン貫入抵抗 $q_t - \sigma_{vo} - \Delta\sigma$ を求める。この時点における $s_{u(mob)}$ 、 $\sigma_y'$ 及び圧密度( $U$ )は、次式によって表される。

$$s_{uf(DST)} = (q_t - \sigma_{vo} - \Delta\sigma) / N_{kt} \quad \dots \dots \dots (5.8)$$

$$\sigma_y' = (q_t - \sigma_{vo} - \Delta\sigma) / N_{kt} \div s_{un(DST)} / \sigma_{vc'} \quad \dots \dots \dots (5.9)$$

$$s_{u(mob)} = 0.85(q_t - \sigma_{vo} - \Delta\sigma) / N_{kt} \quad \dots \dots \dots (5.10)$$

$$U = (\sigma_y' - \sigma_{vo'}) / \Delta\sigma \quad \dots \dots \dots (5.11)$$

ここで、 $\Delta\sigma$ : 盛土や埋立による増加荷重

- 9) CPTから得られた数値と設計時に予測した数値との比較を行い、圧密に伴う地盤強度増加が想定どおりであるか否かを確認したり、得られた数値を用いて安定解析を実施することによって、次施工の着手判断や予測値との相違の要因検討などを行う。

## 5.4.2 室内試験方法

## (1) 圧密定体積一面せん断試験(DST)

施工開始前の地盤から採取された不搅乱試料全数に対して、有効土被り圧で一次圧密が終了するまで圧密後、変位速度0.25 mm/minで定体積せん断を行う。この試験から得られた最大せん断応力を原位置非排水せん断強さとする。得られた原位置非排水せん断強さに対して、室内試験と実地盤のひずみ速度の違いを考慮した係数0.85を乗じて設計用せん断強さを算出する。係数0.85は図—5.3に示す室内試験と実地盤の破壊時のひずみ速度の違いに関するせん断強さの変化率0.82~0.9の平均値

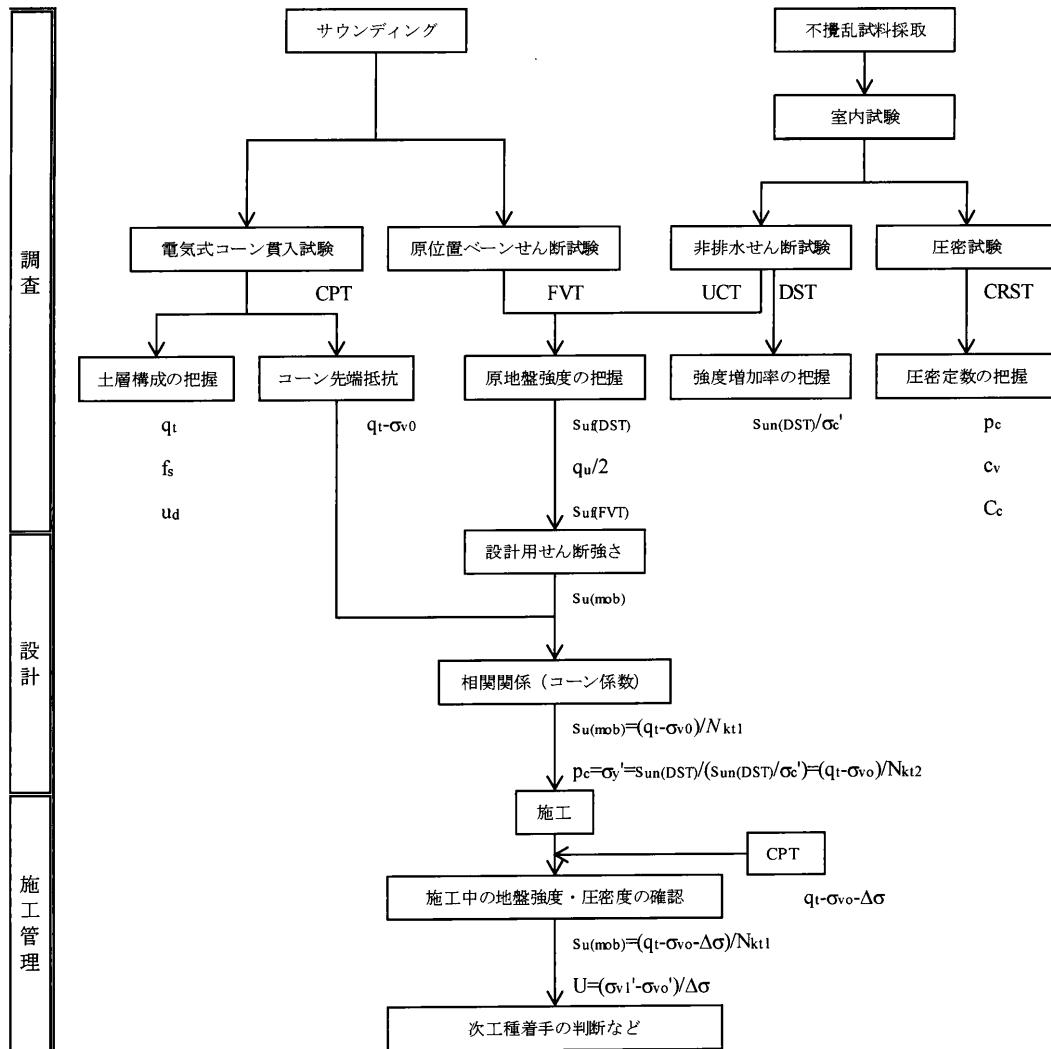


図-5.5 ACCESS 法フロー

である。

$$S_{u(mob)} = 0.85 \cdot S_{uf(DST)} \quad \dots \dots \dots \quad (5.12)$$

一方、正規圧密状態における強度増加率を求めるために、採取した不攪乱試料のうち代表的な試料に対して、有効土被り圧の少なくとも3倍以上の異なる3圧密圧力で一次圧密が終了するまで圧密した後、変位速度0.25mm/minで定体積せん断を行う。

## (2) 定ひずみ速度圧密試験 (CRST)

ひずみ速度0.02%/minで所定の圧密圧力まで載荷を続け、圧密沈下予測に必要なパラメータ ( $C_c$ ,  $p_c$ ,  $c_v$ など)を得る。

定ひずみ速度圧密試験は段階載荷による圧密試験と比較して、試験期間が短い（約10日に対して1~2日程度）、連続した応力-ひずみ関係が得られるために圧密降伏応力付近での圧密特性を詳細に把握可能、試験の自動化が容易であることが特徴である。二次圧密に関する情報が得られないという欠点があるが、迅速に精度良いパラメータが得られるという利点がある。この短期間で結果が得られるという点は、実務において非常に重要となる。

## 5.5 ACCESS 法適用事例

ここで、ACCESS 法によって施工途中の地盤強度と

圧密度を確認し、施工管理手法の妥当性を示すことで、  
当初4ヶ月必要とされていた施工途中の圧密放置期間  
を3ヶ月に短縮できた事例を示す。

本工事では水深20 m にある層厚約25 m の沖積粘性土地盤上に緩傾斜石積み護岸を築造するため、直径400 mm のサンドドレンによって沖積粘性土の地盤改良を行った。設計では、所定の強度発現を待つために、施工途中に4ヶ月の圧密放置期間が2回予定されていた。

### (1) 事前調査

まず、施工開始前に原地盤の初期地盤強度を確認するために、事前調査として沖積粘性土を調査対象に電気式コーン貫入試験（CPT）、原位置ベーンせん断試験（FVT）及び不攪乱試料採取を行い、採取した不攪乱試料を用いて圧密定体積一面せん断試験（DST）、一軸圧縮試験（UCT）及び簡易三軸圧縮試験（CIU）を実施した。それぞれの試験から得られた原位置非排水せん断強さ（ $s_{uf(DST)}$ ,  $q_u/2$ ,  $s_{uf(CIU)}$ ,  $s_{uf(FVT)}$ ）に対してひずみ速度の違いや強度の異方性を考慮した設計用せん断強度（ $s_{u(mob)}$ ）を求める。

$$\begin{aligned} s_{u(\text{mob})} &= 0.85 \cdot s_{uf(\text{DST})} \\ &= q_u / 2 \\ &= 0.75 \cdot s_{uf(\text{CIU})} \end{aligned}$$

講 座

図-5.6に示すように、一面せん断試験のばらつきは最も少なく、一軸圧縮試験の結果はやや大きい傾向が見られる。そして、 $s_{u(\text{mob})}$  と  $q_t - \sigma_{vo}$  との関係はコーン係数 ( $N_{kt}$ ) が 9~15 の範囲にあり、次式で表すことができる。

$$s_{u(mob)} = (q_t - \sigma_{v_0}) / 12 \quad \dots \dots \dots \quad (5.14)$$

また、同時に実施した一面せん断試験による正規圧密状態の強度増加率から、この地盤の平均的な正規圧密状態の強度増加率は、

$$s_{\text{un}}/\sigma_{\text{vc}}' = (s_{\text{un(DST)}}/\sigma_{\text{vc}}') \times 0.85 \approx 0.3 \quad \dots \dots \dots \quad (5.15)$$

が得られている。

## (2) 施工中調査

緩傾斜石積み護岸の施工層厚が7.5 m になった時点で第1回目、層厚18 m で第2回目の圧密放置期間が設定されており、それぞれ圧密放置後3ヶ月及び4ヶ月経過した時点でCPTを実施して、地盤強度の発現状況を

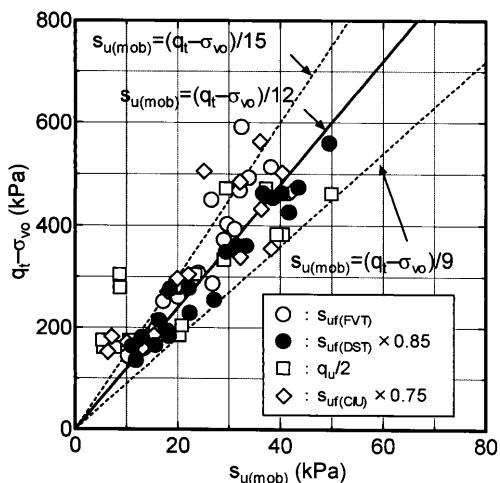


図-5.6  $s_{u(\text{mob})}$  と  $q_t = \sigma_{\text{yo}}$  との関係

確認した。このときの  $s_{u(mob)}$  は盛土施工による増加応力 ( $\Delta\sigma$ ) を用いて次式により算出することができる。

$$s_{u(mob)} = (q_t - \sigma_{v_0} - \Delta\sigma) / 12 \quad \dots \dots \dots \quad (5.16)$$

各調査段階で実施したCPTから得られた $s_{u(mob)}$ の深度分布を図-5.7に示す。盛土荷重の増加に伴い $s_{u(mob)}$ が増加していることが分かる。さらには圧密放置期間中のCPT実施時期の違い、つまりは同一荷重下で圧密の進行に伴って $s_{u(mob)}$ が増加している状況も明確に把握できる。

一方、事前調査での CRST や DST の結果に基づいて、それぞれの時点での地盤強度を予測した結果を図中に破線で示している。各調査段階とも CPT から算出される  $s_u(mob)$  と予測値とがよく一致していることが分かる。

コーン貫入試験による消散試験も実施した。消散試験とは、コーン貫入試験器の貫入を中断して深度を一定に保持したままで間隙水圧の経時変化を測定する試験である。コーン貫入試験器を貫入することにより発生した過剰間隙水圧が一定になるまで放置し、一定となった数値をもって地盤内の水圧とする。この水圧消散試験で得た過剰間隙水圧から算出した圧密度 ( $U$ ) も図中に実測値として併せて示している。CPT を実施して得られる実効コーン貫入抵抗 ( $q_t - \sigma_{vo} - \Delta\sigma$ ) から算出される  $U$  と消散試験から得られる  $U$  とは良い一致を示している。

これらのことから、施工開始前の地盤から得られた  $N_{kt}$  を用いることで、施工途中においても CPT によって、盛土荷重による圧密に伴い増加した地盤強度を精度良く評価できること、さらには圧密度も算出することができることを確認した。この結果に基づき、圧密放置後 3 ヶ月経過した時点で CPT を実施し、算出される地盤強度が予測計算値と等しく、次施工着手に必要な値が確保出来ている場合は、当初 4 ヶ月必要とされていた圧

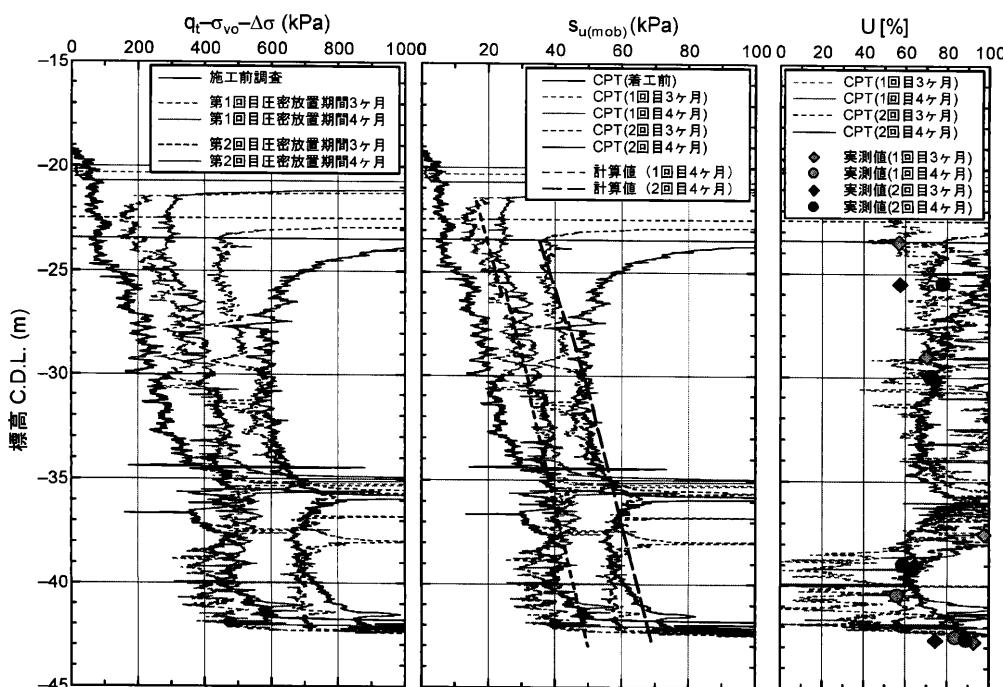


図-5.7 施工途中での CPT 調査結果

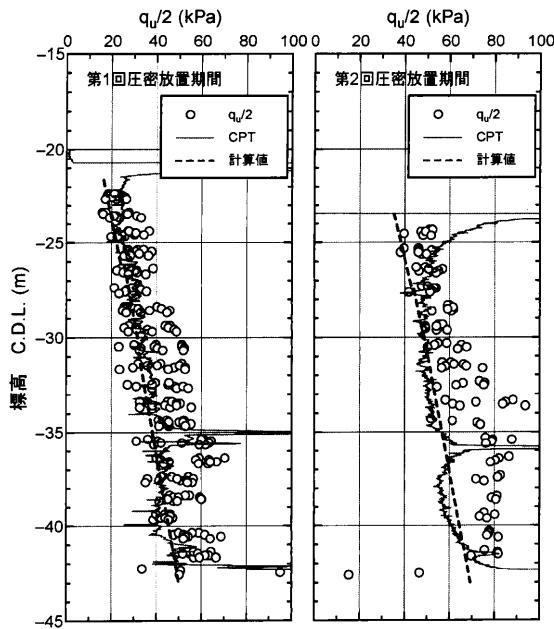


図-5.8 一軸圧縮試験による地盤強度

密放置期間を短縮することが可能となった。

### (3) 一軸圧縮試験結果

上述したように CPT による地盤強度の確認手法の妥当性を検証した際、各圧密放置期間 4 ヶ月経過した時点で、地盤強度の発現状況を確認するためにチェックボーリングも実施しており、採取された不攪乱試料を用いて一軸圧縮試験を行っている。 $q_u/2$ 、CPT から求めた  $s_{u(mob)}$  及び予測計算値との関係を図-5.8 に示す。

圧密放置期間中における一軸圧縮試験の結果は、全体的には CPT の傾向と似通ってはいるものの、ばらつき具合が大きい。しかも、1 回目の圧密放置期間中の調査では予測強度に対して若干ではあるがやや大きめの傾向を示しているのに対し、第 2 回目の調査では、 $q_u/2$  と CPT 及び予測強度とを比較すると、特に標高 -30 m 以深において  $q_u/2$  がかなり大きな状態である。この 2 回目の調査で得られた強度に相違が見られる要因としては、不攪乱試料を採取したボーリング孔と CPT を実施した位置が異なることが原因でサンドドレンと調査位置との距離関係に違いがあること、一軸圧縮試験で指摘されている「ラッキーハーモニー」が崩れた可能性などが考えられる。乱れの影響を極力低減するための試験方法として、再圧縮法が有効であることは既に述べているが、圧密途上にある地盤に対しては再圧縮法は適用できない。再圧縮法により地盤強度を把握するためには、地盤の応力状態を再現する必要がある。しかし、圧密途上の地盤の有効応力状態を実測により確認することは事実上不可能であり、地盤の応力状態を再現できないためである。

一軸圧縮試験による結果のみを用いて地盤強度を判断する場合には、ばらつきの中での平均値を求めることがある。そして、実際に試験で得られた地盤強度の値が概ね予測とおり、又は予測以上の数値が得られていれば安全側なので良いとされることが多い。まさに、第 2 回目の圧密放置期間中の調査結果のように予測値と比較し

て実測値がかなり大きい場合は、何の疑問もなく問題なしと判断されてしまう危険性がある。しかし、この一軸圧縮試験による調査結果のみから得られた地盤強度を用いて安定検討を行い、次工種着手判断を行う場合、本来の地盤強度を過大評価することになり、検討結果を信じて施工を進めてしまうと取り返しのつかないことになってしまう。

一軸圧縮試験のばらつきの要因としては、試料採取による応力解放、試験実施までの機械的な乱れ、土性などが指摘されているが、地盤状態の把握精度という面からはこのようにばらついた一軸圧縮試験の結果に基づいて施工管理を行い、地盤の安定性を判断することは大きなリスクである。

一方、CPT を実施しても直接的に地盤強度や圧密度を計測することは出来ないが、再圧縮法による室内試験を実施して精度良い設計用せん断強さを算出し、 $N_{kt}$  を介すことによって CPT から信頼性が高い地盤強度を把握できることになる。しかも、CPT では深度方向に連続したデータが得られる特徴を有するため、局所的に強度が小さい箇所など、地盤内強度分布の変化状況も容易に把握できる。さらには、不攪乱試料を採取して室内試験を実施するのと比較すると、調査実施から必要な地盤定数を得るまでに短時間で済むという利点があるので、施工途中に地盤状態を確認し、それをすぐに施工に反映させる必要があるときには非常に有効な手段である。

## 5.6 さいごに

本章では、軟弱粘性土地盤上に土構造物を構築する際の安定問題への対応について、室内試験及び原位置試験を用いた安定問題に対する土質定数の設定方法、及び CPT を中心とし室内試験を併用した施工中の地盤強度を把握する手法について述べた。我が国では設計・施工管理に一軸圧縮試験による強度評価を行う方法が一般的である。CPT を施工管理に活用したプロジェクトや案件として、最近では羽田空港 D 滑走路建設工事があるものの、まだまだ積極的に活用されているとは言えない状況である。今後は、高い信頼性が求められる設計に対して、必要な地盤定数を短時間のうちに精度良く得ることが可能な CPT が、調査・設計・施工管理の各過程において、一般的に用いられるようになることを望むものである。

## 参考文献

- 1) Hanzawa, H.: A New Approach to Determine Soil Parameters Free from Regional Variations in Soil Behaviour and Technical Quality, Soil and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 71~84, 1992.
- 2) Nakase, A.: Contribution to the  $\phi_u=0$  Analysis of Stability, 運輸省港湾技術研究所, 土質部資料, No. 1, 1966.
- 3) Nakase, A.: The  $\phi_u=0$  Analysis of Stability and Unconfined Compression Strength, Soils and Foundations, Vol. 7, No. 2, pp. 33~45, 1967.
- 4) 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, 運輸省港湾技術研究所, 港湾技研資料,

## 講 座

- No. 688, 1990.
- 5) Bjerrum, L.: Embankment on Soft Ground, ASCE, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette, Vol. 2, pp. 1~54, 1972.
  - 6) Berre, T. and Bjerrum, L.: Shear Strength of Normally Consolidated Clays, Proceedings of 8th ICSMFE, Vol. 1, pp. 39~49, 1973.
  - 7) Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancelotta, R.: New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils, Proceedings of 11th ICSMFE, Vol. 1, pp. 57~153, 1985.
  - 8) Hanzawa, H., Nutt, N., Lunne, T., Tang, Y. X. and Long, M.: A Comparative Study between the NGI Direct Simple Shear Apparatus and the Mikasa Direct Shear Apparatus, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 1, pp. 47~58, 2007.
  - 9) 三笠正人：新型一面セン断試験機について、土木学会第15回年次学術講演会概要集, pp. 45~48, 1960.
  - 10) 田中洋行 (討議), 太田秀樹・西原 晃・飯塚 敦・杉江茂彦 (回答)：“自然堆積土に対するペーンせん断試験結果の解釈”への討議・回答, 土木学会論文集, No. 517/III-31, pp. 209~215, 1995.
  - 11) 田中洋行・田中政典：電気式静的コーン貫入およびダイラトメーター試験を用いた地盤調査方法, 港湾技研資料, No. 837, 1996.
  - 12) 田中政典・渡部要一・富田龍三・酒井幸雄：温度変化に伴うCPT値の変化, 第41回地盤工学研究発表会, pp. 191~192, 2006.
  - 13) 平林 弘・田中洋行・大森慎哉：地盤内温度がCPT計測値に及ぼす影響, 第44回地盤工学研究発表会, pp. 63~64, 2009.
  - 14) 松岡達也・平林弘・西田浩太・田中洋行：地中内温度がコーン係数に及ぼす影響, 土木学会第65回年次学術講演会, pp. 333~334, 2010.