



写真-9 岩盤の亀裂と崩壊側面の形状  
—表-1のC地区—

Photo 9 Crack in rock and the shape of the flank of collapse—C-Zone, Table 1—

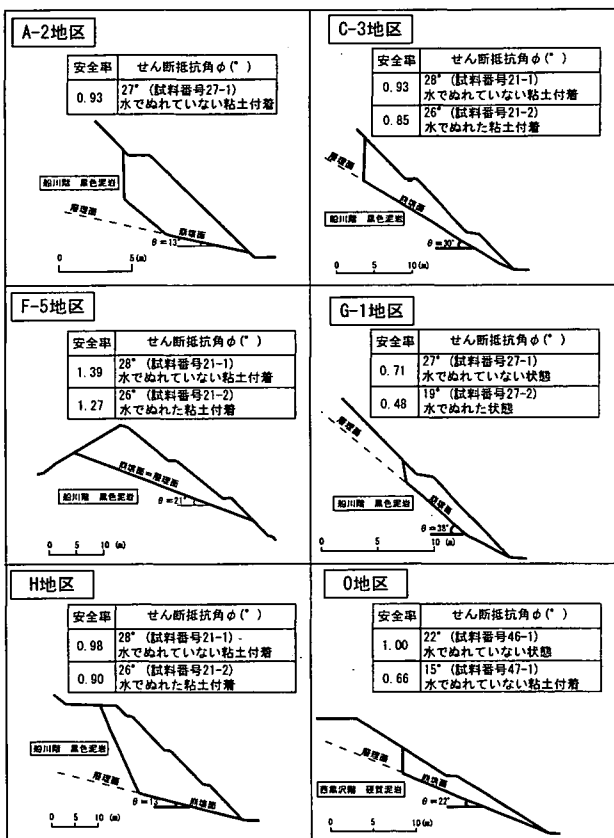


図-10 安定解析断面と安全率  
—地区名は表-1と同じ地区を表す—

Fig. 10 Stability analysis section and safety factor  
—Zone name is the same as that in the Table 1—

湧出があったことが確認されており、間隙水圧が崩壊に関与した可能性が高い。安定解析はこの水圧を考慮していないため、高い値を示したことが考えられる。

G-1地区は他の崩壊地区と比較して、すべり面の角度が38°と急な勾配を呈している。切土によって末端が開放された直後に崩壊しており、もともと安定度が小さかったと考えられる。

O地点の薄層粘土が付着した場合の安全率は  $F_s = 0.66$  と  $F_s = 1.00$  よりかなり小さい。しかし、粘土が付着しない場合の安全率は  $F_s = 1.00$  が示されている。そのため、一帯の安定度は  $F_s = 0.66 \sim 1.00$  の間と判断される。

他の3地区は、現地の状況を反映した安全率を示している。

以上より、簡易せん断試験によって測定されたせん断強度を用いた安定解析は現地の状況と矛盾していないことがわかる。

## 6. まとめ

軟岩切土法面勾配の多くは設計指針等による標準勾配を基準として決定されている。しかしながら、東北地方の新第三系堆積軟岩地帯では、標準勾配で切土された法面の初生的な岩盤崩壊が数多く発生している。

本研究では、崩壊事例を基に岩盤崩壊と不連続面に関する地質的素因や発生誘因に関する検討を行った。また、簡易せん断試験による新たな不連続面のせん断強度データを追加すると共に、測定されたせん断強度が切土法面の安定性評価に適用できるか否かを崩壊現場の安定解析によって検証した。

得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 東北地方・新第三系の軟岩切土法面での初生的な崩壊事例(42地点)のうち、27地点で明らかになっているすべり面角度は  $9^\circ \sim 38^\circ$  の範囲で、約90%は  $30^\circ$  以下となっている。このすべり面角度はいずれも設計指針等による標準法面勾配より小さい。
  - 2) 多くの初生的な岩盤崩壊は層理面、断層もしくは火山岩の貫入に伴って形成された破碎面、さらには過去の海底地すべりに伴うせん断面などの不連続面をすべり面として発生している。このほか、数地区において、切土後数ヶ月以上の時間を経て発生している岩盤崩壊は、中川・遠藤(2004)が報告しているようにスレーキングや膨潤などの岩盤自体の物性を素因として考えられる。誘因としては、雨水や融雪水による間隙水圧の作用や不連続面の強度低下等が考えられる。
  - 3) 不連続面の粘着力  $C$  は95%以上が  $10 \text{ kN/m}^2$  以下で、80%以上は  $5 \text{ kN/m}^2$  以下を示す。せん断抵抗角  $\phi$  の97%は  $40^\circ$  以下で、約50%は  $30^\circ$  以下である。水でぬれた状態あるいは粘土を挟在する黒色泥岩、鏡肌を有する軟質な凝灰岩などの  $\phi$  は  $20^\circ$  以下を示す場合も多い。
- これらの結果は、軟岩の標準勾配である  $1:0.5 \sim 1:1.2$  で切土された法面が、地層と傾斜方向が一致する流れ盤の場合、側面抵抗にもよるが容易に崩壊しうることを示唆している。
- 4) 簡易せん断試験の精度を確認するために行った室内せん断試験結果と簡易せん断試験結果によるせん断抵抗角  $\phi$  の差異は  $1 \sim 2^\circ$  である。また、軟質な凝灰岩のせん断抵抗角  $\phi$  は供試体作成時の変位により、 $5^\circ$  程度小さい値が示されている可能性がある。簡易せん

断試験によるせん断抵抗角を使用する場合の誤差範囲と判断される。

また, 簡易せん断試験は人力载荷であるため地層の層厚換算で5 m程度の荷重しか载荷できない。しかし, 崩壊事例の多くは5 m以内の層厚で崩壊していることから適用性は高いと考える。

- 5) 測定したせん断強度を用いて行った崩壊切土法面の安定解析結果では, 現場の安定度を反映した結果が得られており, 簡易せん断試験結果得られたせん断強度は切土法面の安定性評価に適用できる。

今後は, 黒色泥岩のスレーキングや岩盤膨張に伴う岩盤崩壊のメカニズムの解明や, 試験片の作成方法, せん断変位の測定などを考慮した簡易せん断試験器の改良を試み, さらに多くの不連続面のせん断強度を測定することを課題としたい。

## 謝 辞

本研究を行うにあたり, 奥山ボーリング株式会社調査設計部の和賀征樹氏, 齊藤啓氏の協力を得た。また, 本研究の一部は地盤工学会東北支部の研究助成金で実施したものである。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 阿部真郎・横山俊治 (1999): 斜面変動を支配する地層・岩石-凝灰岩-, 斜面地質に関する研究特別委員会編, 斜面地質学, 応用地質学会, pp. 28-30.  
 阿部真郎・森屋洋・盛合禎夫 (2001): グリーントフ地域の中新世, 珪質泥岩層におけるすべり面形成素因に関する考察, 第37回地すべり学会研究発表講演集, pp. 2447-2448.  
 阿部真郎・森屋洋・金子勝比古・米田哲朗 (2005): 東北地方における珪質泥岩層の異常堆積構造と地すべり, 地すべり, Vol. 41,

- No. 5, pp. 1-4.  
 Barton. N. R. (1973): Review of a new strength criterion for rock joint, Eng. Geol. Vol. 4, No. 4, pp. 287-332.  
 小松順一, 阿部真郎, 藤井登, 佐々木俊吉 (2002): 軟岩切土のり面の安定に影響するせん断面に関して, 第37回地盤工学会研究発表会講演集, pp. 1051-1052.  
 小松順一・村岡洋・阿部真郎・三田地利之 (2004): 軟岩切土のり面の安定に影響する不連続面とそのせん断強度の評価, 土と基礎, Vol. 52, No. 11, pp. 38-40.  
 Ladanyi, B. and Archambault, G. (1970): Simulation of the shear behavior of a jointed rock mass, Proc. 11th symposium on Rock Mechanics, AIME, pp. 105-125.  
 中川渉, 遠藤司 (2004): 神戸層群凝灰岩の切土掘削に伴う地盤変形と遅れ破壊, 地すべり, Vol. 41, No. 4, pp. 33-43.  
 日本道路協会 (1999): 道路土工-のり面工・斜面安定工指針, pp. 138.  
 Patton, F. D. (1966): Multiple Models of Shear Failure in Rock, proc. 1st Cong. ISRM (Lisbon), Vol. 1, pp. 509-513.  
 千葉則行 (1998): 第三紀層地すべりの地形・地質的要因-東北地方グリーンタフ地域を例として-, 地すべり, Vol. 34, No. 4, pp. 1-10.  
 矢野隆夫・青木一男・大西有三・大津宏泰・西山哲・水田潤一 (2002): 岩盤不連続面の表面形状を考慮したせん断強度式, 土木学会論文集No. 722/Ⅲ61, pp. 59-73.  
 山本哲朗・鈴木素之・村上俊秀・三浦壹章・芋岡敏彦 (1999): 斜面土を対象とした簡易現場せん断試験装置の開発, 山口大学工学部研究報告, vol. 50, No. 1, pp. 15-21.  
 山本哲朗・鈴木素之・原田博・宮内俊彦・寺山崇 (2000): 超簡易現場せん断試験による不連続面のせん断強度, 第39回地すべり学会研究発表講演集, pp. 365-366.  
 山本哲朗・鈴木素之・寺山崇・原田博 (2001a): 斜面崩壊の素因となる不連続面のせん断強度の評価方法, 土と基礎, 49-7, pp. 7-9.  
 山本哲朗・寺山崇・勝部安昭・鈴木素之・白石淳雄 (2001b): 不連続面が潜在する斜面の安定性評価-2001年6月梅雨前線に伴う集中豪雨による山口県内の斜面災害, 地すべり, Vol. 38, No. 3, pp. 116-123.  
 (原稿受付2004年8月5日, 原稿受理2005年2月7日)

## 粘性土を対象とした室内せん断試験の変遷と展望

Historical and Prospective View of Laboratory Shear Testing on Cohesive Soils

三田地 利 之 (みたち としゆき)

北海道大学大学院教授 工学研究科

## 1. はじめに

本稿の目的は、粘性土を主な対象として開発され発展してきた室内せん断試験の歴史を概観し、将来を展望することにあるが、最近約10年間の進展については昨年の本誌「講座」において詳細な紹介がなされている<sup>1)</sup>。したがって、ここではそれ以前におけるせん断試験の変遷を振り返り、実務におけるせん断試験の位置づけと現場への適用状況について述べたのち、将来展望を試みるものとする。

## 2. 室内せん断試験の変遷

## 2.1 せん断試験の目的

地盤工学においては、伝統的に地盤の変形と安定の問題を別個に扱ってきた。すなわち、変形を考えるときには等方弾性を仮定し、安定の問題では剛塑性体として設計している。弾(粘)塑性を基本とした構成モデルと有限要素法に代表される数値計算法により、変形から破壊までを一つの問題として解くアプローチも普及しつつあるが、実務の大半は前者の方法によっている。

したがって、設計に結びついたせん断試験の目的は、与えられた土試料の変形・強度特性を表すための土質パラメータを求めて地盤の変形解析や土圧、支持力、斜面安定等の安定解析に利用することである。試験の結果得られる土質パラメータは、試験方法(条件)の影響を受けない試料固有の定数であることが望ましいが、土の変形・強度特性に及ぼす影響要因は極めて多く、完全な構成モデルが存在しない現状では、土質パラメータの多くは少なからず試験方法の影響を受ける。歴史的に種々のタイプの試験方法が開発されて来たが、理論・実務両面からの要求を満足する万能のせん断試験方法は現在のところ存在しない。したがって、せん断試験の結果得られる土質パラメータを正しく現場問題に適用するには、試験方法・条件を統一するための試験基準が必要である。そして後述するように、設計体系とのバランスを勘案しながら適切なせん断試験方法を選択することが重要である。このように実務への適用を考える際に、試験基準の存在はきわめて重要であることから、本節では、まず、粘性土を主な対象として開発され発展してきた室内せん断試験の歴史を概観したのち、我が国におけるせん断試験規格・基準の制定状況を振り返ることとする。

## 2.2 せん断試験方法発展のあゆみ

室内せん断試験を分類すると、せん断面に垂直力とせん断力を直接作用させるせん断応力載荷型と、供試体の境界面を主応力面と規定し、主応力の大きさを制御して行う主応力載荷型せん断試験の二つのタイプに大別される<sup>2)</sup>。表-1はせん断試験方法の発展の歩みを大まかに整理したもので、表中にはせん断試験に関する我が国の規格・基準制定の状況も併せて示している。

歴史的にみると<sup>3)</sup>、最初のせん断試験は4cm角の長い供試体の中央に直角方向に荷重を加えて2面でせん断するものであった<sup>4)</sup>。その後、せん断の進行とともにせん断面の面積が変化するなどの欠点を解決すべくねじりせん断試験が開発された(Hvorslev<sup>5)</sup>)。さらに、SGIはメンブレンとリングの組み合わせで側面を拘束した単純せん断試験機を開発し(Kjellman<sup>6)</sup>)、その後NGIがこれをリングワイヤ入りのメンブレンを用いる方法に修正した<sup>7)</sup>。一方、Roscoe<sup>8)</sup>は剛板をヒンジで結合した形の単純せん断試験機を開発した。なお、1950年代前半には我が国鉄道省において、垂直応力の載荷可能な2面せん断試験機が用いられていたようである<sup>9)</sup>。

主応力載荷型試験の代表である三軸試験はほぼ同時期にドイツ・オランダ・アメリカ(たとえばHousel<sup>10)</sup>, Stanton & Hveem<sup>11)</sup>)で開発された。1962年にはBishop & Henkel<sup>12)</sup>の著書が出版され、三軸圧縮試験の方法に関する詳細な記述がなされて、技術者のみならず後続の研究者にとって、三軸試験のバイブル的存在となった。

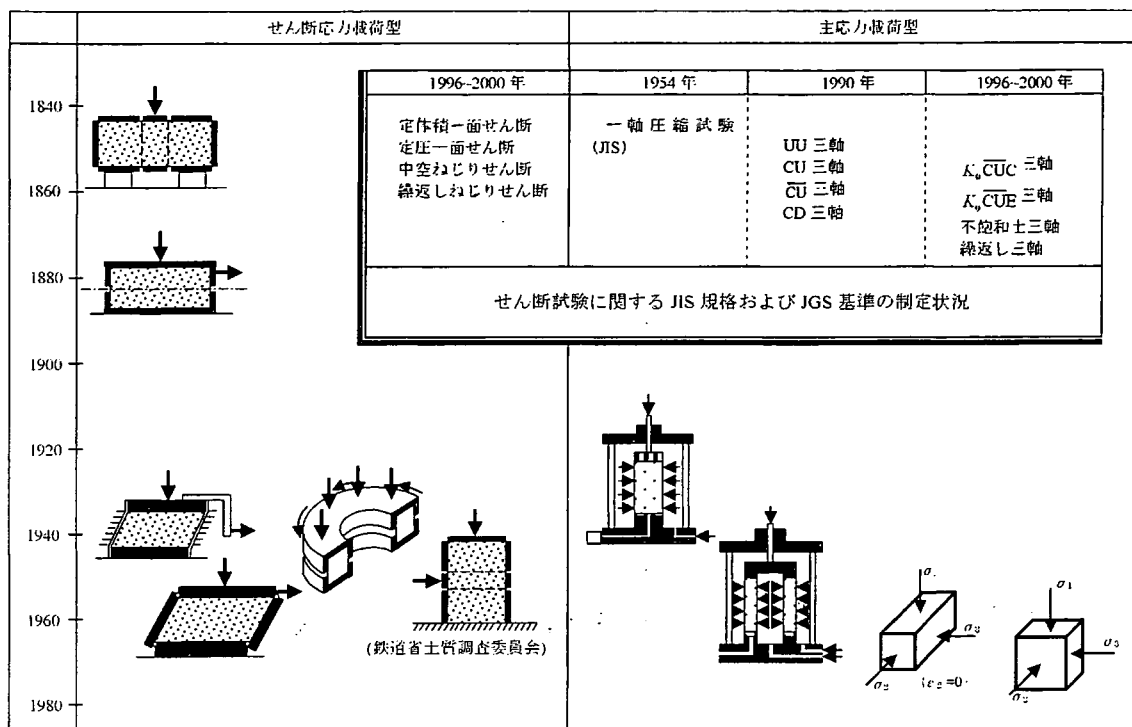
3主応力を独立に制御できる試験として、Kjellman<sup>6)</sup>は1936年に早くも立方体の供試体を用いた試験結果を報告している。中空円筒供試体を用いて内外圧と軸方向応力およびねじり力を与える試験の原型は拘束圧を与えない形のものがCooling & Smith<sup>13)</sup>あるいはGueze and Tan<sup>14)</sup>によって用いられ、その後中空円筒供試体は三軸セルの中に入れられて、拘束圧を載荷するようになった。

こうしてみると、1930年代から1950年頃までの間に、現在用いられているせん断試験機のほとんどすべてのタイプの原型がすでにできていたことになる。

## 2.3 我が国におけるせん断試験関係の規格・基準

地盤工学会(旧土質工学会)創立の2年後(1954年)には、透水試験や圧密試験とともに、一軸圧縮試験のJIS規格を制定している。これらの力学試験の規格は国家規格としては世界に先駆けたものだった<sup>15)</sup>ようであ

表一 せん断試験方法発展の歩みとせん断試験に関する JIS 規格および JGS 基準の制定状況



る。

その後せん断試験方法に関する研究が大いに発展し、その成果は、「土質試験法」<sup>16)</sup>やシンポジウム論文集<sup>17)</sup>等に紹介されている。この頃に開催された ASTM のシンポジウムで、室内せん断試験に関する現況報告がなされている<sup>18)</sup>。1979年には三軸圧縮試験方法に関する土質工学会基準案<sup>19)</sup>が作成されているが、基準制定までには至らなかった。理論的な厳密さ、明解さの追求と、試験方法の簡便さの要求を両立させることの難しさが主たる理由であったようである。その後1990年には長年の懸案事項であった、せん断試験関係基準が一挙に整備された<sup>20)</sup>。これを可能にしたのは、計測制御機器類の低廉化と高精度化によって、試験の自動化・省力化が図られるようになった<sup>21)</sup>ことが大きい。この流れに沿って、1990年から2000年の10年間にせん断試験の学会基準の整備に拍車がかかり、1規格16基準に膨れあがった<sup>2)</sup>。表一2はこのうち粘性土を対象とする試験法(供試体作製・設置に関する基準は除く)の規格・基準を整理したものである。特に最近は強度のみならず変形問題に対応する形での土質パラメータの提供が要求されるようになってきており、計測技術の急速な進歩と相まって変形特性を求めするための試験基準の整備が進んだ。また、古くから実用されていながら基準化に至らないまま経過してきた一面せん断試験の見直しが行われ<sup>22)</sup>、従来指摘されてきた試験結果のばらつきの原因を追究し、これを克服する方法を提示した上で、新規に2基準が制定されている。

土のせん断特性は周知のように、試料の飽和度、現場の排水条件、圧密時の応力条件(等方、異方、 $K_0$ )、せん断時の荷重モード(圧縮・伸張・単純せん断)や材料

異方性、中間主応力の大きさ、主応力軸回転の影響など多くの要因の影響を受ける。なかんずく排水条件の違いの影響は粘性土においてきわめて大きく、土のせん断強度を一つの定数で規定できない理由の典型である。これらの要因の影響を反映させた設計計算が可能ないように、地盤工学会では前述の各種試験基準を定めてきた。表一2はこれを一覧にして各試験の適用性を示したものである。表一2と対比してみれば、平面ひずみや三主応力制御型の試験を除くほとんどのタイプに対応した試験基準が整備されていることが分かる。選択肢がきわめて多いように見えるが、現場の排水条件、せん断モードを手がかりにし、さらに強度が目的か、変形特性(特に小ひずみレベルでの)かによって自ずと試験方法が絞り込まれることになり、この段階での技術的判断こそが地盤技術者の力の見せどころである。

以上のほか、すべての試験に共通の事項として、圧密時間の長さやせん断速度が強度のみならず変形特性にも影響を与えることから、各基準において選択の幅を与えている。なお、室内せん断試験によって地盤の強度パラメータを決定する際の前提は、乱れの少ない良好な試料が得られることである。したがって、試験に供される試料の品質評価がきわめて重要になる<sup>23)</sup>。表一2のせん断試験の中では、一軸試験がもっとも乱れの影響を受けやすい。このことを十分に認識した上で補正を施す<sup>24)</sup>ことを考えるか、それとも乱れの影響の少ない他の試験方法を選択するのも技術者の裁量の範囲にある。

### 3. 実務におけるせん断試験の位置づけと現場への適用上の問題

前述のように多様な条件に応えられるように各種の基

表一 せん断試験基準の分類と適用

試験の種類	主目的 <sup>(注1)</sup>	圧密条件 <sup>(注2)</sup>	せん断モード	図解
一軸圧縮試験	$q_u$	—	C	
三軸圧縮試験				
非圧密非排水(UU)三軸圧縮	$(c_u, \phi_u)$	—	C	
圧密非排水(CU)三軸圧縮	$s_d/p$	I	C	
圧密非排水(CU)三軸圧縮	$s_d/p, (c', \phi')$	I	C	
圧密排水(CD)三軸圧縮	$(c_u, \phi_u)$	I	C	
不飽和土の三軸圧縮	$(c_{uns}, \phi_{uns})$	I	C	
$K_0$ 圧密後の三軸				
$K_0$ 圧密非排水圧縮( $K_0$ CUC)	$s_d/p, (c', \phi')$	$K_0, A$	C	
$K_0$ 圧密非排水伸張( $K_0$ CUE)	$s_d/p, (c', \phi')$	$K_0, A$	E	
一面・ねじりせん断試験				
圧密定体積(CD)一面せん断	$s_d/p$	$K_0$	(SS)	
圧密定圧(CV)一面せん断	$(c_u, \phi_u)$	$K_0$	(SS)	
中空ねじりせん断試験 (CU&CD)	$\tau/\sigma'_v$	I, A	SS	
変形特性を求める試験				
繰返し(変形)三軸試験	$(E_{sv}, h)$	I, A	C&E	
繰返しねじりせん断試験	$(G_{sv}, h)$	I, A	SS	

注1) 応力-ひずみ関係を含む。なお、 $S_u$ : 非排水せん断強さ、 $p$ : 鉛直圧密応力。注2) I: 等方状態、A: 異方状態、 $K_0$ :  $K_0$ 状態。

準が整備されているが、実務においてせん断試験はどのように用いられてきたのだろうか？ 果たして役に立っているのだろうか？ この答えは設計マニュアルの内容にかかっていると筆者は考えている。1990年頃から2000年までの間にせん断試験法の基準化が急速に進んだが、建設工学上の設計規準類の中で設計用土質パラメータの決定法は現在どのように規定されているであろうか。結論から言えば、設計への反映においては、まだ発展途上にあると言って過言ではない。

たとえば、鉄道構造物設計標準<sup>25)</sup>においては、粘性土の場合、通常的设计では一軸圧縮強度によることになっている。そして、「大規模かつ重要な構造物などで詳細な検討を要する場合には、乱さない試料による三軸圧縮試験を実施するのがよい」と規定されている。港湾施設的设计基準<sup>26)</sup>ではどうだろうか？ 通常の港湾構造物の施工条件は、ほとんどの場合 UU 条件に該当することから、「粘性土のせん断強さは非排水条件において算定することを標準とする」と規定している。その上で、非排水せん断強さの求め方として、(1)一軸圧縮強度  $q_u$  の平均値、(2) $q_u$  と三軸 CU 強度の併用、(3)一面せん断強度、(4)原位置ベーン強度の四つの選択肢を示している。

以上は数少ない例であり、多くの設計基準・指針類では土質分類に応じて強度パラメータの目安が与えられている程度である。したがって、事前調査で三軸圧縮試験などが実施されていても、よほど重要な構造物の場合を除いて、試験結果が設計に反映される機会は少ないと言わざるを得ない。

1990年以前は、一軸圧縮試験以外にせん断試験に関する規格はもちろん学会基準も存在しなかったが、現在

は整理統合の必要性を感じるほどに選択肢が広がっている。筆者<sup>27)</sup>は7年前に『今後各種設計基準・指針類の中で、設計体系に適合するように試験方法を適切に選択すべきことが規定されるようになると期待されるから、目的と対象となる土および現場の排水条件に応じて、適切なせん断試験方法を選択する技術者の判断力がより強く要求されるようになるであろう』と書いたが、現状はそれほど進んでいないようにみえる。

なお、鉄道構造物設計標準、港湾施設的设计基準とともに性能設計の概念を導入して現在再び改訂中とのことである。たとえば港湾施設の新しい設計基準では、性能設計の概念を取り入れる中で、地盤パラメータの特性値を求める段階で用いられる補正係数の設定を通じて、せん断試験方法の違いによる影響が反映されることになる。こうなると、試験方法の選択がより重要性を増して来る。

ところで、表一2に示されている基準類の主目的はピーク強度を求めることにあるが、地すべり斜面の安定解析にはピークを過ぎた大変形ののちの残留状態でのせん断抵抗角  $\phi_r$  の評価が不可欠である。一面せん断試験と異なり、せん断中においてせん断面積が変化せず、しかも長いせん断ストロークが得られることから、リングせん断が残留強度の決定に有効であるとされてきた。しかし、不攪乱の試料を用いた試験の困難さ等の理由から、現実の対策工の設計にあたっては、せん断試験を実施することなく、いわゆる  $c=d$  ( $c$ :  $\text{kN/m}^2$ ,  $d$ : 地すべり土塊の最大層圧 (m)) の仮定を用いて、 $\phi$  を逆算する方法が用いられているのが実情<sup>28)</sup>である。

#### 4. 最新の計測・制御技術と今後の展望

土の構成モデルに関する研究およびコンピュータを駆

使した解析技術の発展とともに、強度のみならず変形問題に対応する形での土質パラメータ提供の必要性が叫ばれて久しい。研究面でのこの分野での近年の進展はめざましいものがあり、計測・制御の高精度化・自動化が格段に進んだ。その様子について、昨年4月から9月にわたって連載された本誌「講座」において詳しい紹介がなされている<sup>1)</sup>。すなわち、最新のサーボモータやダイレクトドライブモータの導入による高精度の繰返し載荷や任意のひずみ履歴の制御によって、微小ひずみから大ひずみレベルに至る過程での各種変形係数が容易に求められるようになったこと。また、供試体の局所ひずみの測定技術、サクションの測定を伴う不飽和土のせん断試験、ベンダーエレメントの導入によるせん断弾性係数の測定、供試体のひずみ分布の画像解析技術などが、それらの技術の応用によって得られた成果（たとえば、年代効果、異方性、ポアソン比の評価、不飽和土のせん断挙動、時間依存性挙動）などとともに紹介されている。

一方で、これらの技術に支えられて変形特性を求めするための試験基準の整備が進んで来ている。繰返し変形特性を求めするための三軸試験および中空ねじり試験はその例である。表-2に示すせん断試験基準の多くは1980年代から90年代の技術を背景にしたものであるが、上述のような最新技術を取り入れることにより、既存の試験基準が大幅に高精度化されることは疑いない。

## 5. 展 望

上述のように、最新の技術の導入により高精度でかつ全自動の計測・制御が低コストで可能になった。これをうけて、実務につながる試験基準の関係では以下のようなことが考えられる。

1) たとえば $K_0 \overline{CUC}$ や $K_0 \overline{CUE}$ と $\overline{CU}$ 三軸圧縮試験を一つの基準にするなどの、現行基準の整理統合。

2) 現行の各基準で要求している（特に変位に関する）計測・制御精度を向上させることによる、小ひずみ域での変形特性評価の規定。

3) 試験基準が高精度化するほど、試験結果への試料の初期状態の影響度が相対的に増大するから、試料の品質評価指標の確立が重要。

一方、研究面においては、

1) 変形・強度特性に及ぼす異方性、年代効果、さらにはひずみ速度の影響やクリープなどの時間効果等々、従来からの課題について、高精度の計測・制御技術や可視化技術の応用<sup>30)</sup>による新たな挑戦に加えて、

2) 最新の各種分析技術を駆使した、粘土鉱物と水が関わる界面物理化学現象の解明を通して、粘土の真の強度定数とは何か？あるいは粘土の残留状態せん断抵抗角の意味は何か？といった基本問題に関するブレークスルーがあるかも知れない。

## 参 考 文 献

- 1) 講座，地盤材料の室内せん断試験の基礎から応用まで，土と基礎，Vol. 53, No. 4～9, 2005.
- 2) 地盤工学会編：土質試験の方法と解説（第一回改訂版），2000.
- 3) Sowers, G. F., Strength Testing of Soils, ASTM STP 361, pp. 3～21, 1965.
- 4) Collin, A., Experimental Investigation on Sliding of Clay Slopes, Paris, 1846.
- 5) Hvorslev, M. J., in Proc., ASTM, Vol. 39, pp. 999～1022, 1939.
- 6) Kjellman, W., Géotechnique, Vol. 2, No. 3, pp. 225～235, 1951.
- 7) Bjerrum, I. and Landva, A., Géotechnique, Vol. 16, No. 1, pp. 1～20, 1966.
- 8) Roscoe, K. H., in Proceedings, 3rd Int. Conf. on SMFE, Zurich, Vol. 1, p. 186, 1953.
- 9) 斎藤迪孝：直接剪断試験，土と基礎，Vol. 9, No. 3, pp. 63～68, 1955.
- 10) Housel, W. S., in Proc., ASTM, Vol. 36, Part II, pp. 426～468, 1936.
- 11) Stanton, T. E. and Hveem, F. N., in Proc., 14th Annual Meeting of the Highway Research Bulletin, Vol. 14, Part II, pp. 14～54, 1934.
- 12) Bishop, A. W. and Henkel, D. J., The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, 2nd ed., Arnold, London, 1962.
- 13) Cooling, L. F. and Smith, D. B., Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol. 3, pp. 333～343, 1935.
- 14) Gueze, E. C. W. A and Tan, T. T., in Proc. 2nd Int. Congress on Rheology Harrison, Ed., Oxford, 1953.
- 15) 三木五三郎：土質工学20年のあゆみ—試験法一，土と基礎，Vol. 17, No. 2, pp. 28～30, 1969.
- 16) 土質工学会編：土質試験法（第一回改訂版），1969.
- 17) 第20回土質工学シンポジウム—軸および三軸圧縮試験法とその応用—：土質工学会，1975.
- 18) Saada, A. S. and Townsend, F. C., State of the Art: Laboratory Strength Testing of Soils, ASTM STP 740, pp. 7～77, 1980.
- 19) 土質工学会編：土質試験法（第二回改訂版），1979.
- 20) 土質工学会編：土質試験の方法と解説，1990.
- 21) 三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集：土質工学会，1991.
- 22) 直接型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：土質工学会，1995.
- 23) Tanaka, H. (2000): Sample quality of cohesive soils: lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen, Soils and Foundations, Vol. 40, No. 4, 57～74.
- 24) Mitachi, T. Kudoh, Y. and Tsushima, M.: Estimation of In-situ Undrained Strength of Soft Soil Deposits by Use of Unconfined Compression Test with Suction Measurement, Soils and Foundations, Vol. 41, No. 5, pp. 61～71, 2001.
- 25) 鉄道構造物等設計標準・同解説—基礎構造物・抗土圧構造物一，丸善，1997.
- 26) 日本港湾協会：港湾の施設に関する技術上の基準・同解説，1999.
- 27) 三田地利之：地盤工学50年の歩みと展望—土質試験法一，土と基礎，Vol. 47, No. 11, pp. 34～37, 1999.
- 28) 日本地すべり学会東北支部：地すべり安定解析用強度決定法，2001.
- 29) Otani, J. and Obara, Y.: X-ray CT for Geomaterials; Soils, Concrete, Rocks, A. A. Balkema, 2004.

(原稿受理 2005.11.10)

## MEASUREMENT OF SOIL TENSILE STRENGTH AND FACTORS AFFECTING ITS MEASUREMENTS

SURENDRA BAHADUR TAMRAKAR<sup>i)</sup>, TOSHIYUKI MITACHI<sup>ii)</sup> and YASUO TOYOSAWA<sup>iii)</sup>

### ABSTRACT

This paper describes the tensile strength measured for three kinds of statically compacted unsaturated soils; mixtures of clay ~ silt ~ sand, Narita-sand and Kanto loam. Specimens were directly prepared either under controlled compaction stress or under controlled dry density by statically compacting them within the tensile mold of the apparatus. Image analysis was done to show the normality of tensile force to the tensile failure plane. Tensile strengths ( $q_t$ ) were compared with the unconfined compressive strengths ( $q_u$ ) for silt ~ sand mixture, clay ~ sand mixture, clay ~ silt mixture and Narita sand, respectively. Increment in tensile strength (also  $q_u/q_t$  ratio) with the increase in the percentage and decrease in the size of finer soils could be seen. Effects of number of compaction layers and tensile pulling rates on the  $q_t$  were also examined. Increase in the tensile strength with the increase in the number of compaction layers was observed; and it was suggested to prepare the unsaturated compacted specimen by 3 to 4 layers compaction. Increase in tensile strength of 0.3 kPa and 0.003 kPa per one cycle of logarithm of tensile pulling rate was observed for clay ~ sand-4 (1:3) and clay ~ sand-5 (3:1) for the pulling rate of 0.01 to 1.0 mm/min.

**Key words:** compacted soil, rate effect, tensile strength, test equipment (IGC: D6/D9)

### INTRODUCTION

Most of the vertical slopes get failed with the development of tensile crack on the top of the slope. Also, many earth dams, embankments, pavements, etc. where soil layers are compacted, are failed due to the development of tensile cracks. Prediction of probable position and depth of tensile crack is necessary to protect the property and loss of lives of workers at the construction site. In order to explain the position and depth of tensile crack, an accurate measurement of tensile strength of soil is necessary. Very few researches (e.g., Suzuki et al., 1998; Yao et al., 2002; Ono et al., 2003) have been made to measure the tensile strength of soils having lower tensile values. Recently, Nahlawi et al. (2004) and Tamrakar et al. (2005a) have introduced a new tensile strength measuring apparatus which measures the tensile strength directly. One developed by Nahlawi et al. (2004) could be mainly used for compacted clayey and stiff soils only whereas the one developed by Tamrakar et al. (2005a) seems to be easy to use and simple to handle and could be used for both compacted unsaturated and highly saturated soils.

Tamrakar et al. (2005a, b) measured the maximum tensile strength of Kanto loam around 50~60% of water content and showed the ratio of  $q_u/q_t$  around 12.5 which varied with the water content. They also showed the effect

of the amount of finer particles and their size on tensile strength. Possible measurement of tensile strength for saturated NSF clay was also shown. Jung et al. (2001) had conducted tensile tests for dry and wet rock specimens, and mentioned about the strain rate effect. Nahlawi et al. (2004) had mentioned about the change in tensile displacement rate while tensile pulling was done at the constant speed depending upon the stiffness of the test specimen. But the research on the effect of tensile pulling rate on soil has not been carried out yet.

In this paper, tensile apparatus (type-A tensile mold) developed by Tamrakar et al. (2005a) was used and the normality of tensile pulling force in respect with tensile failure surface was shown by carrying out image analysis. Also, the effect of the number of compaction layers and tensile pulling rate on the tensile strength of compacted specimens of clay and clay ~ sand mixtures is explained. In addition, unconfined compression tests were also performed and their values were compared with tensile strength.

### TEST EQUIPMENT

Tensile test apparatus shown in Photo 1 consists of horizontal platform upon which apparatus box having two halves; fixed box and movable box, is placed. Inside this box, two tensile molds are placed. The inner shape of

<sup>i)</sup> Researcher, Laboratory of soil mechanics, Graduate School of Engineering, Hokkaido University, Japan (tamrakar@eng.hokudai.ac.jp).

<sup>ii)</sup> Professor, Laboratory of soil mechanics, Graduate School of Engineering, Hokkaido University, Japan.

<sup>iii)</sup> Visiting Prof., Construction Safety Division, Japan National Institute of Occupational Safety and Health, Japan.

The manuscript for this paper was received for review on November 16, 2006; approved on May 29, 2007.

Written discussions on this paper should be submitted before May 1, 2008 to the Japanese Geotechnical Society, 4-38-2, Sengoku, Bunkyo-ku, Tokyo 112-0011, Japan. Upon request the closing date may be extended one month.

a mold is like "C" structure and it holds the specimen. Two molds are screwed to the apparatus boxes separately. One box of the apparatus is fixed to the horizontal platform while the other box can move freely on the horizontal platform. To reduce the friction, linear sliding rollers are placed between the movable box and platform. Movable box is pulled away in horizontal direction until the soil specimen fails in tension with tensile crack appearing at the middle of the specimen where two halves of the mold is attached. A load cell placed between the movable box and motor axis measures the tensile load. This tensile load divided by the area of the tensile crack perpendicular to horizontal pulling direction gives the tensile stress. The minimum width at the constricted section of the mold is 3 cm and the depth is 5 cm. The apparatus box along with the mold and platform can be completely separated from the motor for preparing the specimen before the test. Compacted soil specimen is prepared within this mold by direct static compression. Once the specimen is ready within the mold for the test, then it is connected to motor shaft.

**SPECIMEN PREPARATION**

Mixtures of NSF-clay~CFP-silt and Toyoura-sand (clay~silt~sand), Narita sand, and Kanto loam were taken as test materials. NSF-clay is commercially available clay which consists of Pyrophyllite, CFP-silt (100) is crushed form of Silica sand, and Toyoura sand which was formerly standard sand in Japan is also commercially available. Narita sand and Kanto loam soils were sampled from Toke excavation site of Chiba prefecture, Japan. Grain size distribution curves and index properties for these soils are shown in Table 1 and Fig. 1. Narita sand used here is classified as SF. Now onwards, NSF-clay, CFP-silt and Toyoura sand are represented by clay, silt and sand, respectively.

Before preparing the specimens, at first, tensile molds were fixed into the apparatus box and screwing was done between the movable box and apparatus horizontal plate so that movable box would be fixed. To reduce the friction between the specimen and the inner wall of the tensile mold, thin film of grease was applied over its inner surfaces. After the completion of compaction of specimens into the tensile mold, load cell was set up towards the pulling side of mold box. Finally, the screws which were fixed to prevent the movement of movable box of

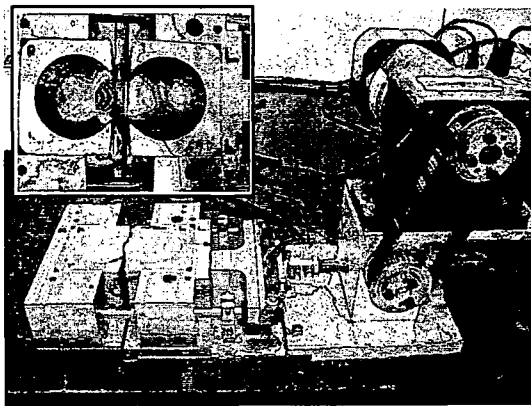


Photo 1. Tensile stress apparatus

Table 1. Index properties

Materials	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>P</sub> (%)	$\rho_{dmax}$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_{dmin}$ g/cm <sup>3</sup>
Kanto loam	2.65	143.5	74.6		
NSF-clay	2.78	55.1	30.6		
silt (CFP-100)	2.66			1.59	1.17
Toyouura sand	2.64			1.65	1.34
Narita sand	2.61				

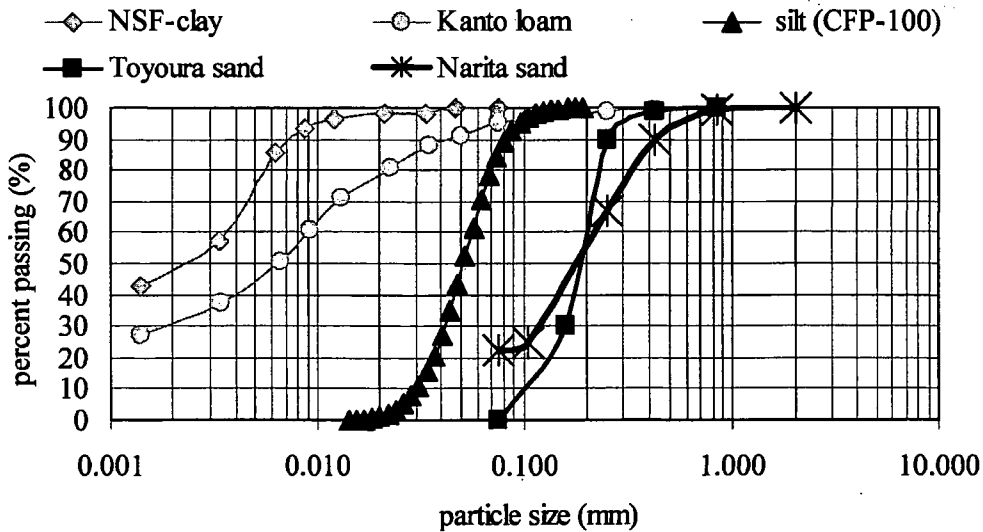


Fig. 1. Grain size distribution curves



Table 2. Reference tests and  $q_u/q_t$  ratio for mixtures

(w = 10%, H = 5 cm, one-layer compaction, tensile pulling rate = 0.34 mm/min)						
Dry density	NSF-clay	CFP-silt	Toyoura sand	$q_u$	$q_t$	$q_u/q_t$
(g/cm <sup>3</sup> )	%	%	%	(kPa)	(kPa)	
1.5	40	—	60	55.9	6.6	8.4
	50	—	50	74.4	7.8	9.5
	60	—	40	79.1	8.6	9.2
1.5	25	75	—	64.3	6.9	9.3
	40	60	—	100	8.4	11.9
	50	50	—	97.8	8.5	11.5
	60	40	—	132.2	10.3	12.9
	75	25	—	182.2	11.7	15.5
1.4	—	25	75	6.6	1.4	4.6
	—	40	60	12.9	2.2	6
	—	50	50	16.4	2.7	6.1
	—	60	40	18.7	3	6.2
	—	70	30	26.7	3.9	6.9
1.5	33.3	33.3	33.3	50.3	5.9	8.6

the apparatus were un-screwed.

Before making specimens, materials were thoroughly mixed with required distilled water and kept in an air tight container so that water was uniformly distributed throughout the materials. Specimens were prepared either under controlled dry density or under controlled compaction stress conditions. To determine the desired compaction stress as well as dry density (or wet density), stress-density tests were carried out separately in advance. Once the compacting stress or dry density was fixed, then in both conditions, specimens were prepared by directly and statically compressing the prerequisite amount of soil kept within the tensile mold of the apparatus. In case of one layer compaction, whole amount of soil was used at once whereas in multi-layer compaction, the prerequisite amount of one layer was divided by the total number of compaction layers and under each compaction layer, such divided amount of soil was added and compressed. Statically loading system with bellofram cylinder was used for compression. Collar was generally placed over the tensile mold to prevent falling out of soil specimens from the tensile mold. Effect of density on the tensile strength was already discussed by Tamrakar et al. (2005a). So, here in this research, only one density was chosen for each group of tests. The samples of clay ~ silt, clay ~ sand and silt ~ sand mixtures shown in Table 2 were made by mixing the materials at different proportions under controlled dry density with one layer compaction. Here the water content (w) for all the specimens was fixed to 10%. Narita sand specimens shown in Table 3 were prepared under controlled compaction stress with one layer compaction. Water content of the test specimen was maintained at around 26% to approximate the field

Table 3.  $q_u/q_t$  for compacted Narita sand

Compressive stress	w*	$q_u$	w**	$q_t$ ***	$\phi_u/q_t$
kPa	%	kPa	%	kPa	
50	26.8	8	26	1.4	5.7
100	26.2	11	26	1.42	7.7
193	26.3	15.4	25.8	1.87	9.4

\* for  $q_u$  test

\*\* for  $q_t$  test

\*\*\* reference tests

condition. Similarly, in Table 4, Kanto loam, clay ~ sand mixtures and Narita sand other than those shown in Tables 2 and 3 are shown. Number of compaction layers and pulling rates were varied according to the type of the tests as shown in Table 4. To compare the tensile strength with unconfined compression strength, specimens for the materials shown in Tables 2 and 3, unconfined compressive tests were carried out. For this, test specimens were prepared either under controlled dry density or under controlled compaction stress with one-layer static compaction by using bellofram cylinder. Other conditions such as dry density and water content were kept at the same condition as those for tensile test specimens shown in Tables 2 and 3.

#### TESTING CONDITIONS

Tests in which specimen thickness was maintained at 5 cm with one-layer compaction and pulled under 0.34 mm/min tensile pulling rate, were considered as reference

Table 4. Test materials and test conditions

Specimens	Mixing ratio by weight	w %	Controlled			Conditions
			dry density ( $\rho_d$ ) g/cm <sup>3</sup>	Compressive stress kPa	$\rho_d^{(**)}$ g/cm <sup>3</sup>	
Kanto loam		85.0		200	0.58	No. of layers <sup>1,(*)</sup>
clay ~ sand-1	3:1	10.3	1.5			No. of layers <sup>1,(*)</sup>
clay ~ sand-2	1:3	8.2		200	1.48	No. of layers <sup>2,(*)</sup>
clay ~ sand-3	3:1	7.0		200	1.26	No. of layers <sup>2,(*)</sup>
Narita sand-1		28.3		50	1.19	No. of layers <sup>2,(*)</sup>
Narita sand-2		26.0		100	1.19	No. of layers <sup>3,(*)</sup>
Narita sand-3		25.3		193	1.28	No. of layers <sup>1,(*)</sup>
clay ~ sand-4	1:3	8.2		200	1.5	Pulling rate <sup>(a),4</sup>
clay ~ sand-5	3:1	6.2		200	1.28	Pulling rate <sup>(a),4</sup>

<sup>1</sup>one, two and four layer-compaction, <sup>2</sup>one, two, three and four layer-compaction, <sup>3</sup>one, three and four layer-compaction, <sup>4</sup>four layer-compaction  
<sup>(a)</sup>0.01, 0.14 and 1.10 mm/min, <sup>(\*)</sup>0.34 mm/min, <sup>(\*\*)</sup>targetted dry density

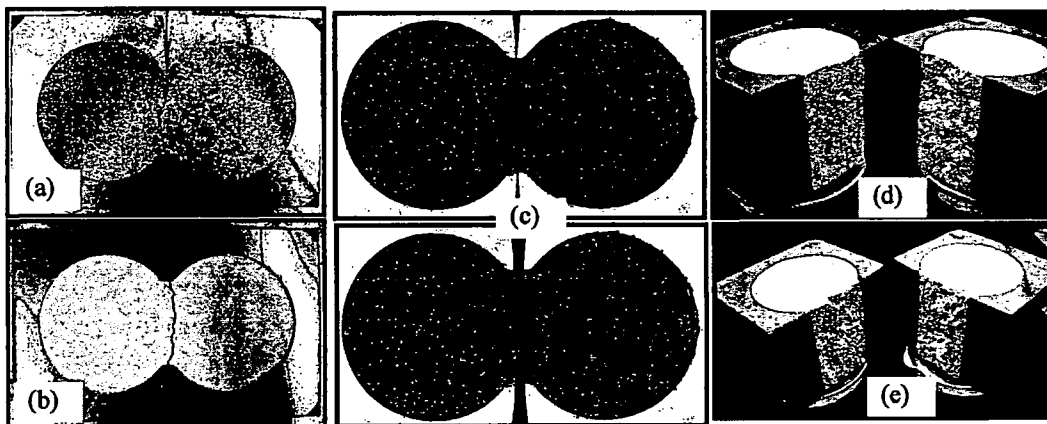


Photo 2. Tensile tests (a) for clay ~ sand-4 (after), (b) for clay ~ sand-5 (after), (c) for Narita sand-1 (before and after), (d) failure plane for clay ~ silt ~ sand (1:1:1) and (e) for failure plane clay ~ sand (1:3)

tests. Test specimens for the materials shown in Tables 2 and 3 were reference tests. To check the effect of number of compaction layers and tensile pulling rates, specimens shown in Table 4 were used. In case of the test where the effect of number of compaction layers was investigated, 5 cm thick specimens was prepared by compacting the predetermined amount of test materials with 1, 2, 3 and/or 4 layers (Table 4). Similarly, for the investigation of the effect of tensile pulling rate, 5 cm thick specimens prepared with four layer compactations were used and they were pulled under 0.01, 0.14 and 1.10 mm/min (Table 4). Unconfined compression test specimens, 5 cm in diameter and 10 cm in height, were prepared using ordinary splitting mold. Unconfined compression tests were conducted at constant displacement rate of 0.1 mm/min.

## RESULTS AND DISCUSSIONS

Photos 2(a) and (b) showed the photographs after the

tensile failure for clay ~ sand-4 and 5. Almost straight tensile failure crack could be seen. In Photo 2(c), photographs before and after the tensile test for Narita sand (compacted under 50 kPa) was shown. Here also, almost straight tensile crack along with target points was seen. In Photos 2(d) and (e), failure planes (tensile crack plane) after the tests for clay ~ silt ~ sand (1:1:1) and clay ~ sand (1:3) were shown. In both cases, clear and smooth failure surfaces could be seen.

As shown in Photo 2(c), 15 target points were marked on the surface of the specimen (3 rows and 5 columns) before the start of the test and photographs were taken before, during and after the test. Relative movements of target points along *X* and *Y* directions in respect with the photo before the start of the test were then compared. Here, movement along *X* direction represents the movement of tensile mold along tensile pulling direction. In contrary, movement along *Y* direction represents the movement perpendicular to tensile pulling direction. Dis-

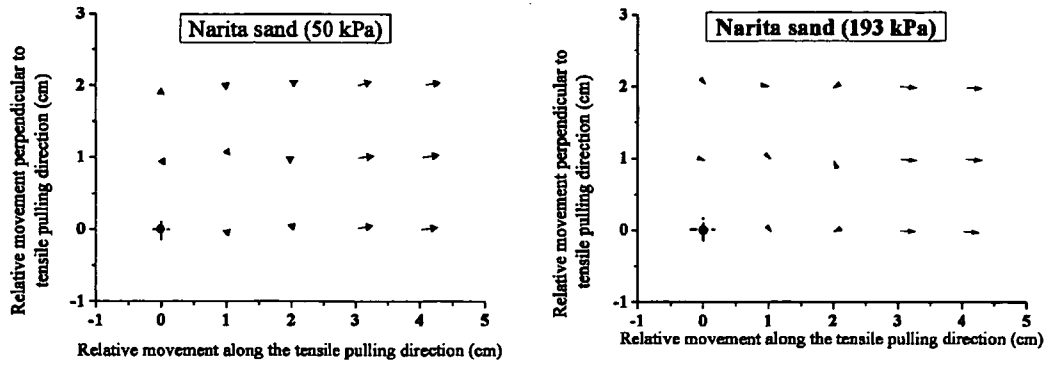


Fig. 2. Movements of points during tensile pulling for Narita sand

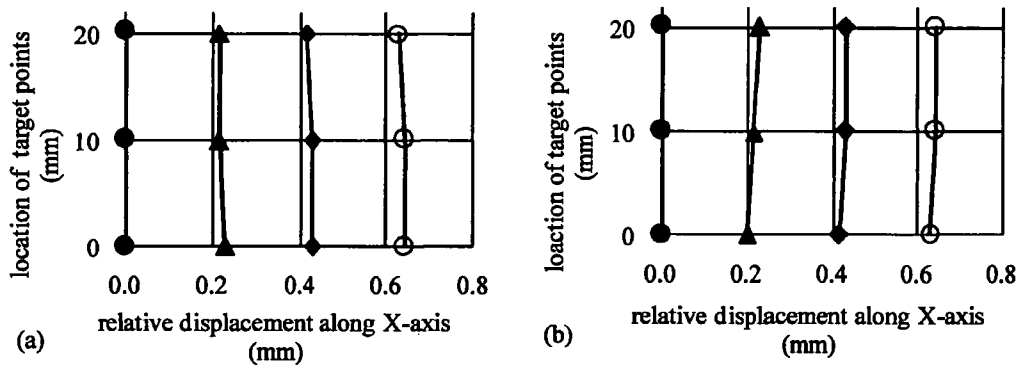


Fig. 3. Displacement of target points during pulling (a) 4th column points and (b) 5th column points

tance between each target points at the beginning is 1 cm. Here, the target point of the first column and first row is considered as reference point. Relative movements of all other target points along and perpendicular to tensile pulling direction are then made with this reference point. In Fig. 2, relative direction and amount of movement after the test for Narita sand specimens compacted under 50 and 193 kPa are shown. Almost no movement was seen for the target points of the first three columns. Target points on the 3rd column lie on the mid portion of the specimen. To locate the target points during image analysis is difficult for these mid points. But targets of 4th and 5th columns showed large movement in both specimens shown in Fig. 2. Relative displacement along *X*-axis observed for 4th and 5th column target points located at *Y* = 0, 10 and 20 mm after the completion of tests were almost straight, showing the movement of movable tensile mold perpendicular to tensile failure plane. In addition, both the columns move similar amount of displacement.

In Fig. 3, relative displacements for target points of 4th and 5th columns are shown with the progress of the tensile pulling for the Narita sand compacted under 193 kPa. In case of Narita sand, the maximum tensile stress (tensile strength,  $q_t$ ) occurred around 0.1 mm displacement. As the displacements shown in Fig. 3 started from 0.2 mm, the data observed were after the peak tensile stress. For the reference of tensile pulling positions, tensile stress vs.

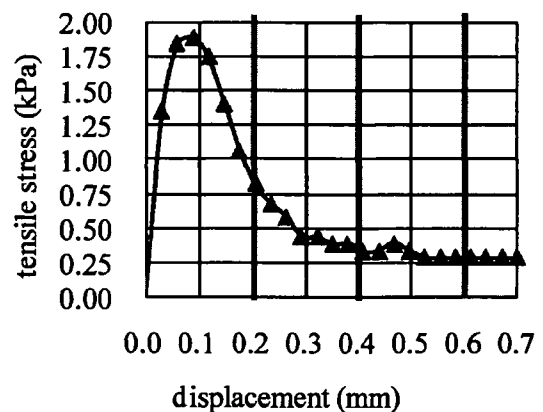


Fig. 4. Tensile stress vs. displacement curve for Narita sand (193 kPa)

displacement curve shown in Fig. 4 could be seen. (In this paper, tensile stress values are shown as positive). Unfortunately, data before the peak strength (tensile strength) could not be obtained. All the lines joining the target points for each step of movement shown in Fig. 3 are not perfectly straight lines. Little deviation in the points might have occurred during positioning the target points for image data. In overall, the directions of movement of target points of 4th and 5th columns are almost perpendicular to tensile plane. Hence, it could be said the tensile force measured with this apparatus acts perpendicularly

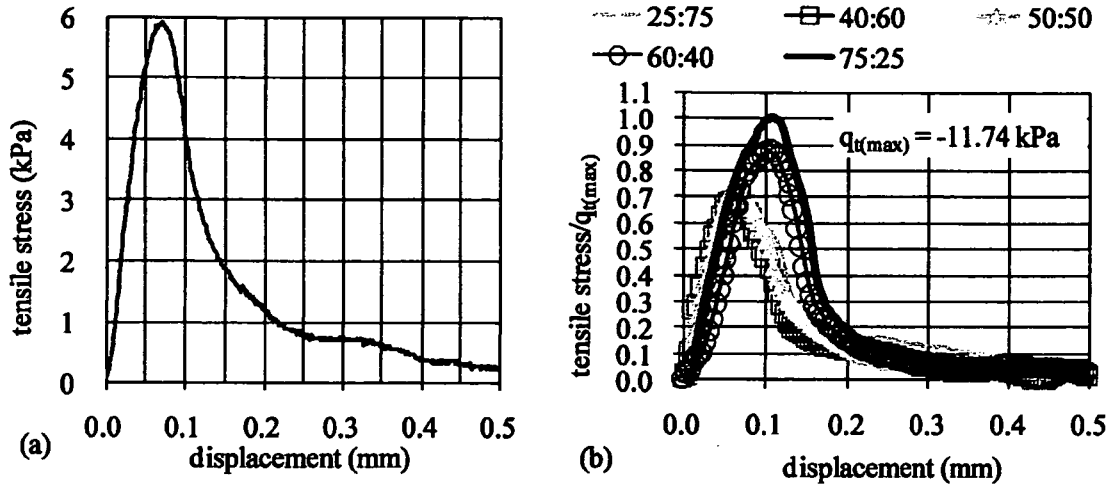


Fig. 5. Tensile stress vs. displacement curves (a) clay-silt-sand mixture and (b) clay-silt mixture

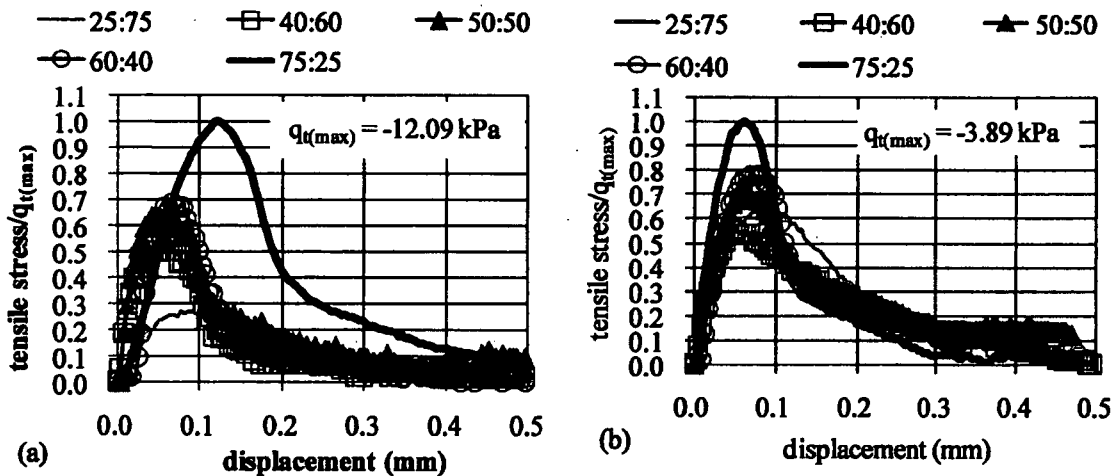


Fig. 6. Tensile stress vs. displacement curves (a) clay-sand mixture and (b) silt-sand mixture

on the tensile failure plane.

Tensile stress vs. displacement curves obtained for the mixtures of clay-silt-sand (1:1:1) was shown in Fig. 5(a) as a typical example. In Figs. 5(b), 6(a) and 6(b), normalized tensile stress (tensile stress/ $q_{t(max)}$ ) vs. displacement curves for different mixtures of clay, silt and sand were shown. Here,  $q_{t(max)}$  represents the maximum tensile strength in that group of mixture. Normalization of tensile stress with  $q_{t(max)}$  in each group was done so that the effect of finer particles in each group as well as among the different groups could be compared. In addition, relative tensile strengths could be seen. In each figure clear peaks for tensile stress could be seen. In average, tensile peak values lied within the displacement range of 0.05 to 0.15 mm. By the way, peak values of unconfined compressive strength,  $q_u$  lied within the displacement range of 1 to 2 mm (not shown).

In Tables 2 and 3,  $q_u$  and  $q_t$  measured for different mixtures and Narita sand were shown. Comparing the ratio

of  $q_u$  and  $q_t$ , it was found that the ratio  $q_u/q_t$  varied from 4.6~6.9, 6.5~10.9, 9.3~15.5 and 5.7~9.4 for silt-sand mixture, clay-sand mixture, clay-silt mixture and Narita sand, respectively. In Fig. 7, effect of finer particles on tensile strength ( $q_t$ ) and strength ratio ( $q_u/q_t$ ) are shown. Increment in  $q_t$  and strength ratio ( $q_u/q_t$ ) with the increase in the percentage of fines and decrease in the size of finer soil particles in the soils could be seen. Similar trend of increment in tensile strength with the increase in percentage and size of finer particles had been shown by Tamrakar et al. (2005b). Increment in the tensile strength with the increase in the clay fraction was also shown by Barzegar et al. (1995).

The effect of the number of layers of compaction on tensile strength is shown in Fig. 8. Increment in tensile strength with the increase in the number of compaction layers could be seen except for some specimens like clay-sand-1, clay-sand-2 and Narita sand-2 where no increment was observed. But the overall trend of tensile

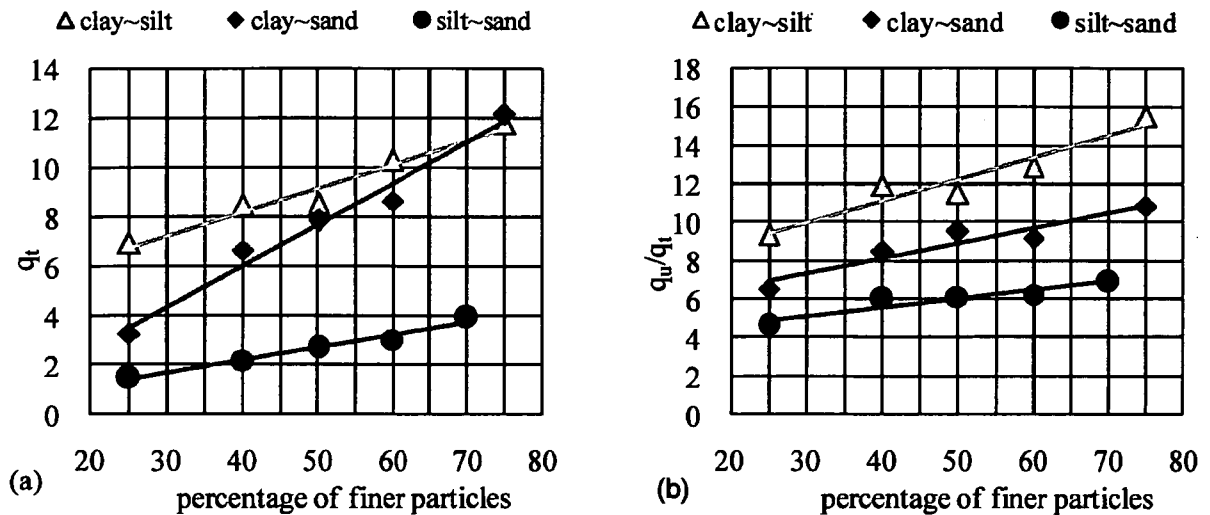


Fig. 7. Effect of percentage of finer particles (a) on tensile strength and (b) strength ratio

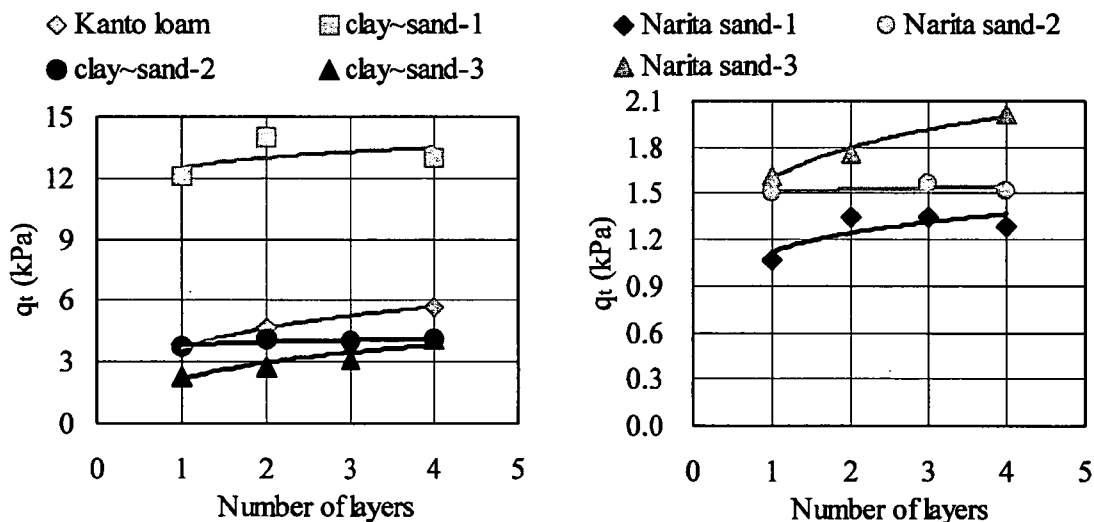


Fig. 8. Effect of number of compaction layers on tensile strength

strength increment with the number of compaction layers was in asymptotic manner. Therefore, in order to reduce the effect of number of compaction layers on tensile strength measurement, it is suggested that the unsaturated compacted specimens be prepared with three or more layers of compaction.

Effect of tensile pulling rate on tensile strength is shown in Fig. 9 for clay~sand-4 and clay~sand-5. Tensile pulling rates varied from 0.01, 0.14 and 1.10 mm/min. During the test, the whole apparatus along with the test specimen was covered by the plastic box to keep the water content of the specimen constant to prevent any change in suction value. As shown in the figure, it was observed that with the increase in the tensile pulling rate, there was an increase in the tensile strength and the slope of tensile strength versus logarithm of pulling rate is about 0.3 kPa for clay~sand-4 (1:3) and 0.003 kPa for clay~sand-5 (3:1). Also, from the graph, it could be seen

that the increment is higher for the mixture having lower amount of finer particles (clay~sand-4 (1:3)) than that having higher amount of finer particles (clay~sand-5 (3:1)). Jung et al. (2001) had conducted Brazillian tests for some rocks and showed similar trend of increment in tensile strength with the increase in strain rate.

### CONCLUSIONS

From the tests conducted, the following points can be concluded;

1. Clear and sharp peaks observed in tensile stress vs. displacement plots showed the possibility of measuring tensile strength with this apparatus.
2. Image analysis done for the photographs taken during the test showed that the movable tensile mold of the apparatus moved in perpendicular direction to tensile failure plane or tensile crack. Comparing the

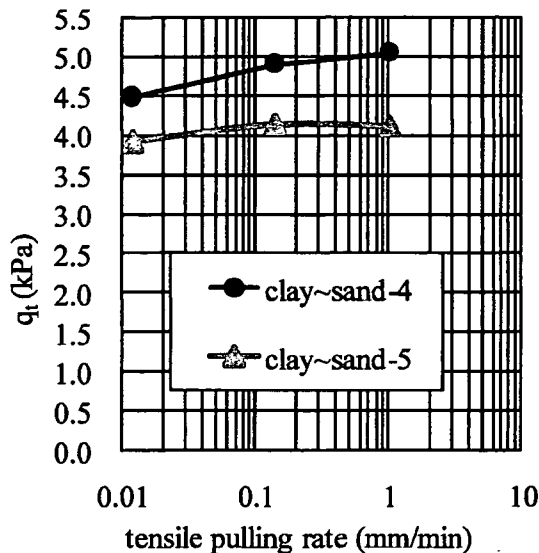


Fig. 9. Effect of tensile pulling rate on tensile strength (under controlled pressure)

movement of target points drawn on the specimen surface, clear movement of one half of the specimen could be observed.

- Ratio of unconfined compression strength and tensile strength obtained for different unsaturated compacted specimens varied from 4.6~6.9, 6.5~10.9, 9.3~15.5 and 5.7~9.4 for silt~sand mixture, clay~sand mixture, clay~silt mixture and Narita sand, respectively. Increment in tensile strength (also  $q_u/q_t$  ratio) with the increase in the percentage and decrease in the size of finer soil particles in the soils could also be observed.
- Effect of number of layers of compaction (one-layer, two-layer, three-layer and four-layer) on tensile strength was also studied. With the increase in the number of compaction layers, there is increase in tensile strength. Hence it is suggested to prepare the unsaturated compacted specimen by 3 to 4 layers of compaction.

- Effect of tensile pulling rate on tensile strength was studied and it was found that with the increase in tensile pulling rate, there is increment in tensile strength of 0.3 kPa and 0.003 kPa per one cycle of logarithm of pulling rate for clay~sand-4 and clay~sand-5 for the range of 0.01 to 1.0 mm/min, showing larger increment for soil having lower amount of finer particles that having larger amount.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

This research is carried out under the Health and Labor Sciences Research Grants of Ministry of Health, Labor and Welfare, Japan.

#### REFERENCES

- Barzegar, A. R., Oades, J. M., Rengasamy, P. and Murray, R. S. (1995): Tensile strength of dry, remoulded soils as affected by properties of the clay fraction, *Geoderma*, 16, 93-108.
- Jung, W. J., Ogata, Y., Wada, Y., Seto, M., Katusyama, K. and Ogawa, T. (2001): Effects of water saturation and strain rate on the tensile strength of rocks under dynamic load, *Journal of Geotechnical Engineering*, JSCE, 673(III-54), 53-59 (in Japanese).
- Nahlawi, H., Chakrabarti, S. and Kodikara, J. (2004): A direct tensile strength testing method for unsaturated geomaterials, *Geotechnical Testing Journal*, 27(4), 356-361.
- Ono, N., Mochizuki, A., Kurosaki, H. and Ueno, K. (2003): Trial tests with compressive and tensile strength measuring apparatus, *58th Annual Meeting of Japanese Society of Civil Engineers*, 337-338 (in Japanese).
- Suzuki, T., Umei, T. and Sunaga, F. (1998): A research on the tensile strength of cement treated soils, *53rd Annual Meeting of Japanese Society of Civil Engineers*, JSCE, 600-601 (in Japanese).
- Tamrakar, S. B., Toyosawa, Y., Mitachi, T. and Itoh, K. (2005a): Tensile strength of compacted and saturated soils using newly developed tensile strength measuring apparatus, *Soils and Foundations*, 45(6), 103-111.
- Tamrakar, S. B., Mitachi, T., Toyosawa, Y. and Itoh, K. (2005b): Development of a new soil tensile strength test apparatus, *Proc. Geo-Frontiers 2005, Geotechnical Special Publication 138 (CD-ROM) Site Characterization and Modeling*, ASCE, Reston, Va.
- Yao, S., Masui, T. and Ito, A. (2002): The relationship between tensile strength and the state of water in Kaolin clay, *47th Symposium on Geotechnical Symposium*, 127-132 (in Japanese).

# 地盤調査に求められている課題

## —信頼設計に基づいた地盤定数の設定—

Requirements for Site Investigation

—Derivation of Geotechnical Parameters Based on Reliability Design—

田中洋行 (たなか ひろゆき)

北海道大学大学院准教授 工学研究科

### 1. はじめに

我が国の構造物の設計法が、従来の仕様規定から性能規定による信頼設計に移行しつつある。地盤工学会においても基礎設計における原則 (JGS4001)<sup>1)</sup>が設定された。長年地盤調査を行ってきた筆者としては、地盤を確率論に基づいた材料として捉えることに、多少抵抗があるというのが正直な感想である。しかしながら、信頼設計に基づく限界状態設計方法が世の中の大きな流れであり、地盤だけが旧態依然の設計方法にしがみつくわけにはいかないことも理解している。したがって、地盤調査の分野においても、信頼設計を念頭においた調査方法を早急に整備する必要がある。

筆者が日本側のオブザーバーとして参加しているヨーロッパ規格 (CEN) においても、この流れを受けて例えばサンプリングの規格 (案) では、試料の品質を従来の「乱れた」、「乱れない」との表現から、クラス1から5に分け、サンプリング方法もこのクラスに対応したカテゴリー1から3に分類している。また、静的コーン貫入試験 (CPT) においても、測定値の精度を地盤種別や測定値の使用目的によってクラス1から5までに分類している。

しかしながら、本城<sup>2)</sup>が指摘しているように、信頼設計の原則は、品質が管理された鋼やコンクリートといった材料を対象とした分野で確立されたため、このままの状態では地盤へ適用すると多くの問題が生じる。地盤は自然が造ったものであり、特性を把握する場合にも堆積環境などの自然の摂理を十分に考慮する必要がある。例えば、鋼などの人工材料と地盤の特性のバラツキの性質は基本的に異なる<sup>3)</sup>。さらに、地盤特有の問題として、試料の乱れに代表されるように試験者によって測定値が大きく異なることが挙げられる。事情をよく知らない他の分野からは、試験者によるバラツキは「試験方法の基準化の未整備」、「試験者への不十分な教育」、ひどいのは「手抜き」によるものと指摘される。さらに我が国では、設計定数の決定と基礎を設計する技術者は異なるのが一般であり、後者は必ずしも地盤の専門家でないことが多い。このような状況で、基礎の設計に信頼設計を導入すると、大きな混乱や問題が生じると考えられる。

本稿では、2. に示す四つの事例、すなわち粘性土、中

間土、砂質地盤を例にとって、強度定数の決定について考えてみる。また、最近では、人的なバラツキを少なくするために、現在電気式静的コーン貫入試験 (CPT) が大きな注目を浴びている。この試験は、ほぼ連続的に地盤の特性を把握できるので、信頼設計に適した試験方法である。筆者も CPT を積極的に使用すべきとの意見を持っている。しかし、CPT にも多くの問題点があることを指摘したい。

### 2. 事例

#### 2.1 サンプリング方法

我が国では、非排水せん断強さ ( $s_u$ ) を求める方法として伝統的に一軸圧縮試験を用いてきた。一軸試験の最大の欠点は、強度が試料の品質に大きく左右されることである。

図1は、世界中で使用されている代表的なサンプラー6種類を用いて、九州有明で行った比較試験結果を示したものである。サンプラーの詳細は他の文献<sup>4)</sup>に譲るが、同一オペレーターによって試料を採取したにもかかわらず、強度が著しく異なるのがわかる。ここで用いたサンプラーの仕様は CEN のカテゴリー1の基準をすべて満足している。つまり、力学試験に適した試料を採取できることが認証されたサンプラーである。また、

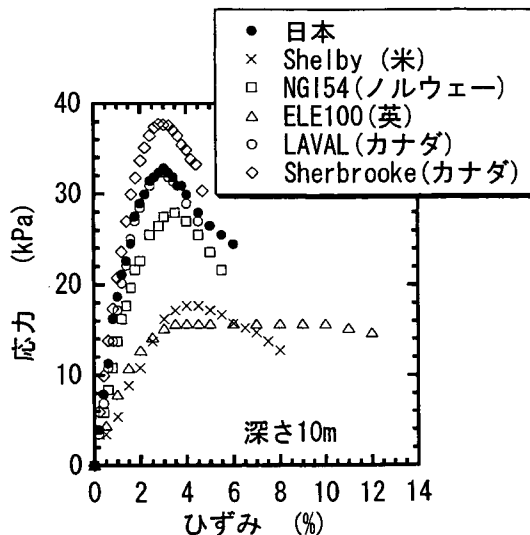


図1 各種サンプラーで採取された試料の一軸試験結果

世界的に「不攪乱試料」を採取するために一般に用いられているのは、Shelby チューブであることに留意していただきたい。我が国のサンプラーは、最も品質が良い試料を採取できるとの評判を得ている Sherbrooke と Laval サンプラーと同等である。これらのサンプラーは、サンプリングコストが高いため、研究用や特別なプロジェクトだけに用いられている。日本のサンプラーは、通常の地盤調査で用いられているサンプラーの中でも抜群の性能を有している。

### 2.2 オペレーターの影響

試料の品質はサンプラーなどの道具も大事であるが、オペレーターの力量にも大きく左右される。これが、地盤の信頼性設計を行う上で最大の障害と考えられる。図-2 は比較的均一と考えられる海上の粘性土を対象とした地盤調査の結果である。一軸圧縮強さ ( $q_u$ ) の値にかなりのバラツキが認められるが、サンプリングを行ったチーム (図の A から G) ごとにデータを見てみると、 $q_u$  が小さいのは常に同じチーム (D) であることがわかる。地盤調査会社が提出した報告書には、チームの違いを考慮せずに、設計強度を最小自乗法で機械的に深度方向に引いていた。このようなデータを下にして、高度な解析を行っても何の意味を持たないのはいうまでもない。

地盤調査技術者の質をある程度の水準以上にするため、全国地質調査業協会連合会 (全地連) では、地質調査技士の試験制度を設けている。しかしながら、連合会の HP にも書いているように、その重点はボーリングなどのハードから、周辺の知識の充実などのソフトに移行しつつある。ちなみに、ボーリングに関する CEN の規格案では、オペレーターの試験は現場で行う実地試験の採用を考えている。

CEN の規格と同様に、サンプリング技術の力量によって技術者をクラス分けすることも考えられるが、図-2 に示すように (例えば D グループ)、いつも品質の悪い試料を採取しているわけではない。このことはサンプラーについても当てはまり、例えば Shelby チューブが常に悪い試料を採取しているわけではない。したがって、サンプリング方法 (人間も含む) をクラスに分類し、このクラスによって補正係数を決めると、場合によっては算出された地盤定数は過大になり、危険側の数値を与える。

### 2.3 不適切な試験方法

次に、試料の品質の問題ではなく、不適切な試験方法によって  $s_u$  を評価した例を示す (図-3)。このサイトも海上で、上層は正規圧密の粘性土で、図に示すように  $q_u/2$  が深さ方向に直線的に増加していくのがわかる。しかし、深さが 18 m を過ぎたあたりから  $q_u/2$  が減少し、またバラツキも大きくなる。これは、この深度から粘土分が減少し、いわゆる「中間土」となるためである。一軸圧縮強度から地盤の  $s_u$  を求めて良いとの理論的背景は、拘束圧がない大気圧の下でも、原位置の有効拘束圧に相当する負の間隙水圧 (残留有効応力) が残留しているためである。しかし、粗粒分が多くなり、透水係数

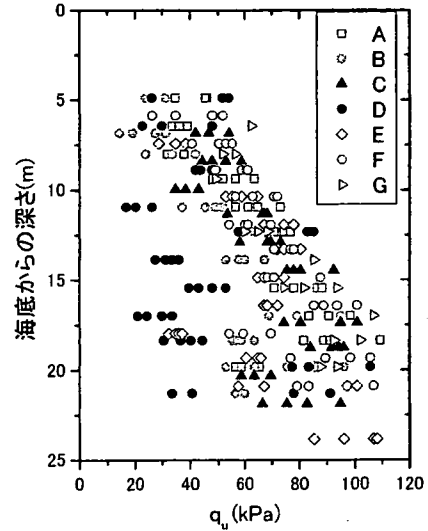


図-2 オペレーターの違いによる試料の品質

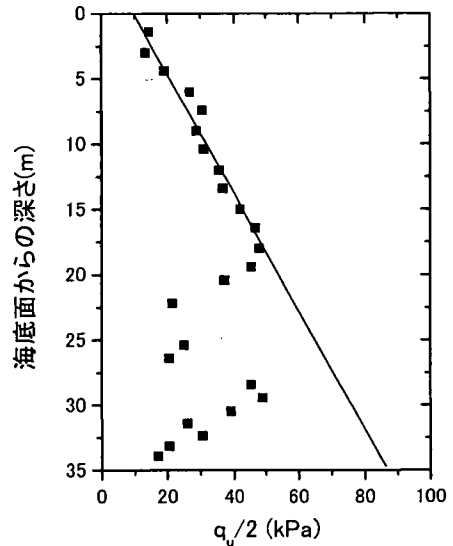


図-3 中間土を一軸圧縮試験によって評価した例

が大きくなると、サンプリング方法に細心の注意を払っても、試料を大気圧の下にさらすと、残留有効応力は極端に低下する。その結果、有効拘束圧が減少し、 $q_u$  も小さくなる。したがって、このような地盤に対して、一軸圧縮試験によって  $s_u$  を求めること自体が問題となる。図-3 は原位置の強度のバラツキではなく、供試体内の残留有効応力の大小によるバラツキを示している。もちろん、このような地盤に対して  $\phi_u = 0$  の適用性も議論となる。

図-3 に示した例は、筆者らがサンプリングを行い、一軸圧縮試験も実施した。通常の粘性土と考えられる 17 m より浅い深度の  $q_u$  と図-2 の  $q_u$  とを比較すると、図-2 の方がバラツキが大きいことがわかる。これは、筆者らが行ったサンプリング方法が良いわけではなく、試験方法が異なるためである。筆者らが行った試験は、できるだけ試験結果のバラツキを少なくするために、貝殻やクラックの入った試料は使わないで、いわゆる「きれいな」試料を選んで行っている。一方、図-2 に見られるように商業ベースで行われる試験は、機械的に供試



体を選択し（例えばサンプリングチューブの指定された場所）試験が行われる。統計学的に見れば、後者の方法は無作為にサンプルが抽出されたことになり、正しい試験方法であるかもしれない。しかし、試料の乱れ、あるいは貝殻などの異物が混入した供試体から計測された値は、何の意味をもたないと思われる。しかしながら、一般に行われている商業ベースの試験で、誰がどのように供試体を選択し、その品質を判断することは非常に難しい。筆者らは、サクシオンやベンダーエレメントによるせん断波速度によって試料の品質を客観的に評価する研究を進めている<sup>5)</sup>。従来用いられている評価方法は、一軸圧縮試験での破壊ひずみや圧密試験における原位置の有効土被り圧を載荷した時の体積変化などである。しかし、これらの方法は、試験をした後に試料の品質が評価されるので、すでに供試体が存在しない。サクシオンやせん断波速度は供試体を破壊しない非破壊試験なので、本試験を実施する前に試料の品質を評価することができる。しかし、実際の調査ですべての試料に対して、このような試験を行うのは非現実的であると言わざるを得ない。

仮に試料の品質が事前に判断でき、そして試料が試験に適していないと判断された場合には、試験を行っていないので、その分の費用は受け取れない。現状の発注形態では、満足した試料を採取されていないとの理由で、試料採取の費用も払われないことも考えられる。したがって、多少品質に難があったとしても、試験を実施しているのが現実のようである。

#### 2.4 地盤の特性

最後の例として、標準貫入試験から求めた  $N$  値の結果を示す（図-4）。この調査では、100 m 四方の地盤を対象として、11地点とかなり密な間隔で地盤調査を行った。図中の黒丸は、筆者らが調査に立ち会った  $N$  値である。当時は現在ほどハンマーの自動落下装置が普及してはいるが、コーンブリー法と呼ばれる方法でハンマーを落下するのが主流であった。筆者らが立ち会った

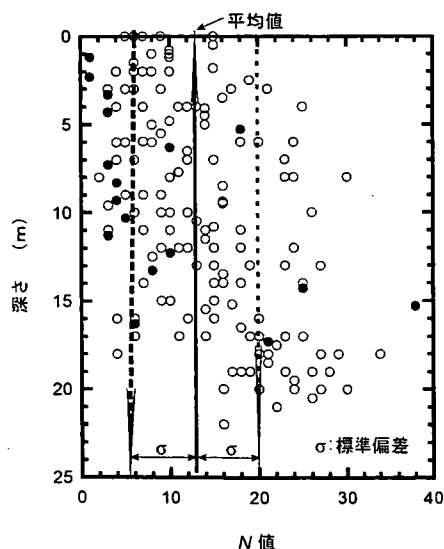


図-4 11地点で得られた  $N$  値

調査は、「トンビ」法でハンマーを落下したことを確認している。したがって、黒丸が他の  $N$  値より多少小さな傾向にあるのは、落下エネルギーの違いによるものと思われる。この地盤の  $N$  値は深さ方向に一定であると考えて、 $N$  値の頻度分布をとると（図-5）、きれいな対数正規分布となる。これらの値から、確率に基づいた地盤値を設定できるかもしれない。

図-6 に CPT による先端抵抗 ( $q_t$ ) を示す。図から  $q_t$  が大きな深度と、小さな深度が層状となっていることがわかる。図は省略するが、小さな  $q_t$  を示すところは細粒分を多く含む箇所であることが、CPT による間隙水圧の値からわかった。したがって、この地盤は図-4 に示すように  $N$  値が均一にばらついている地盤ではなくて、粗粒分が多い土と、細粒分が多い土とが層状になった地盤として捉えるべきである。Uzielli<sup>3)</sup> が指摘しているように、地質的な考察なしに数値だけで地盤をモデル化するのは非常に危険である。

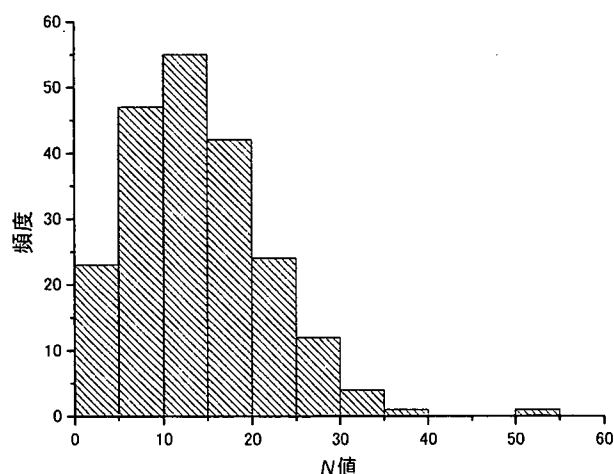


図-5  $N$  値のヒストグラム

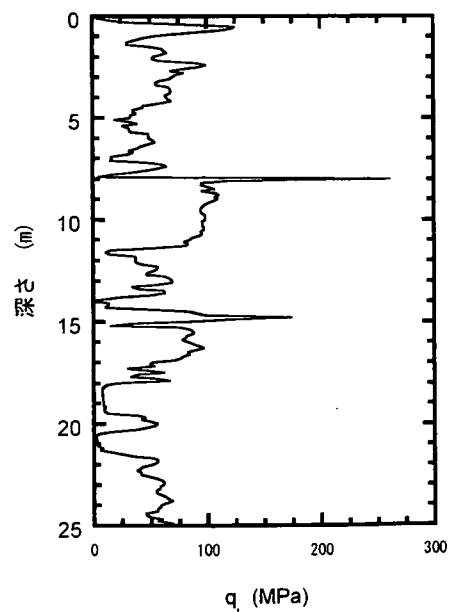


図-6 CPT による地盤調査結果

### 3. 静的コーン貫入試験

従来の  $N$  値と  $q_u$  に代わる地盤特性を把握する方法として、静的コーン貫入試験 (CPT) が注目を集めている。この方法は、従来の方法と比べて個人誤差が極めて少ないこと (実際は異なるが、これについては後で述べる) と、従来の方法で得られるデータがポイントであるのに対して、深さ方向にはほぼ連続的であることが最大のメリットである。したがって、信頼設計を行うためには理想的な調査方法と考えられる。しかし、CPT も万能な試験方法ではない。現在、CEN あるいは ISO として投票中の規格案では、一番精度の高いクラス 1 でも  $q_t$  の精度は 35 kPa である。この値は、規格を遵守する場合には厳しいが、設計に使う場合には不十分な精度である。軟弱地盤用の CPT の容量は 20 MPa から 30 MPa であるので、35 kPa の精度を保つことは現在のテクノロジーからみて、比較的容易と思われる (容量に対して約 1/1000 の精度)。問題なのは、温度変化によって原点がシフトすることである。例えば、真夏の場合では外気温は 30°C 以上となり、一方北海道では地中の温度は 10°C 前後である。大気中で原点をとってから、コーンを貫入すると、コーンの温度は徐々に下がっていき、測定された値は貫入抵抗と温度ドリフトとが混ざった状態で測定される。CEN の規格では、貫入前と貫入後の無負荷の状態を義務づけているが、その差が補償されている精度以内、すなわち、クラス 1 の場合には 35 kPa 以下でなくてはならない。これは、かなり厳しい規定である。一方、設計上の観点からは満足できる精度ではない。例えば、コーン係数 ( $N_{kt}$ ) を 10 として、土被り圧の影響を無視すると、 $s_u$  の精度は 3.5 kPa となる。軟弱地盤では、 $s_u$  は 20 から 50 kPa であるので、CPT は対象とする  $s_u$  の 1/10 程度しか精度を有していないことになる。これでは、とても信頼設計に使える代物ではない。さらに、 $q_t$  から  $s_u$  に変換するためには、 $q_t - \sigma_{vo}$  (ここに  $\sigma_{vo}$  は全応力で表した土被り圧) とする必要があるが、 $\sigma_{vo}$  の精度が問題となる。筆者らは、これに対処する方法としてボールコーンの使用を勧めている。詳細は他の文献<sup>6),7)</sup>に譲るが、既往のコーンの先端を大きな断面のボールに取り替えることにより、 $q_t$  の精度が向上するとともに、背後にも土圧が作用するので  $\sigma_{vo}$  の影響をほぼ無視することができる。

一方、砂質土に CPT を使った場合、貫入能力の不足が問題となる。現状の CPT の貫入装置では、 $N$  値がせいぜい 20 程度の地盤しか調査することができないので、我が国のような地震国で問題となる液状化の有無を判断するには、残念ながら現在の CPT では対処できない。このため、貫入能力が大きな装置が出現しているが、高度に土地が利用された我が国では、欧米で用いられている大型の貫入車の導入は極めて難しい。また、測定できる地盤の堅さも今後ますます増大するものと思われる。

したがって、堅い地盤には、CPT を静的貫入ではなくて動的貫入の導入を考えるべきである。精密機械は振動に弱いが高テク日本の技術によれば何とかできるのではないかと考えている。

### 4. さいごに

上記に示したように、従来の  $q_u$  や  $N$  値に代わる方法として、CPT を信頼設計に使うためには、数々の解決すべき問題点がある。しかしながら、筆者はあえて CPT を今後の地盤調査の中心的な方法にする必要があると考えている。その最大の理由は、メカニズムが比較的単純であることと模型実験に対応できるからである。

既往の研究によって、 $N$  値を支配する要因が明らかにされている。しかしながら、 $N$  値が例えば  $\phi$ 、ダイレイタンシー、剛性率などがどのように寄与しているかは、残念ながら未だ明らかになっていない。CPT も同様に、何によって先端抵抗値を支配するかは未だ明確ではないが、境界条件が標準貫入試験 (SPT) と比べて簡単なので、数値解析によってある程度明らかにできる。また、SPT と比べて CPT はチャンバー試験などの実験も行いやすい。

もう一つの利点は模型実験に適していることが挙げられる。すでに述べたように発注の形態が仕様規定から性能規定に大きく変更し、これに従い性能が満足しているか否かを照査する必要がますます増大するものと思われる。この照査方法において、小さな模型でも相似則を満足した遠心力模型実験が有望である。問題は、模型地盤と実地盤をどのように関連づけるかである。遠心力を載荷しながらミニチュア標準貫入試験による  $N$  値の測定は非現実的であり、CPT による方法が現実的である。

### 参 考 文 献

- 1) 地盤工学会基準 JGS4001-2004: 「性能設計概念に基づいた基礎構造物に関する設計原則」, 2004.
- 2) 本城勇介: 地盤構造物の設計論と設計コード, 第39回地盤工学研究発表会 展望講演, 2004.
- 3) Uzielli, M., Lacasse, S. & Nadim, F.: Soil variability analysis for geotechnical practice, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Tan, Phoon Hight & Leroueil (eds.), Vol. 3, pp. 1653~1752, 2007.
- 4) Tanaka, H.: Sample quality of cohesive soils: lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen, Soils and Foundations, Vol. 40, No. 4, pp. 57~74, 2000.
- 5) 西田浩太・松田圭大・田中洋行・三田地利之・林 宏親・深沢 健・中村明教: ベンダーエレメント試験による試料の品質評価, 第41回地盤工学研究発表会, pp. 269-270, 2006.
- 6) 中村明教・深沢 健・田中洋行・西田浩太・上本真也・富田龍三: T-bar, ball 貫入試験を用いた軟弱地盤調査事例, 第41回地盤工学研究発表会, pp. 181~182, 2006.
- 7) 田中洋行・西田浩太・深沢 健・中村明教: 浚渫粘性土で埋め立てられた地盤の原位置試験による圧密度の把握, 土と基礎, 地盤工学会, Vol. 54, No. 7, pp. 25~27, 2006.

(原稿受理 2007.8.6)

# 半導体加速度センサーを利用した 高精度傾斜計による斜面崩壊予知の検討†

豊澤 康 男\*1 伊藤 和 也\*1 Tamrakar S. B.\*2 三田地 利 之\*2  
国見 敬\*3 西條 敦 志\*3 大久保 智 美\*3

建設工事中の斜面崩壊による労働災害は、中小規模工事での被災がほとんどを占めている。これらの背景には、中小規模工事に対応した労働災害防止技術の開発の立ち遅れや、経費に余裕のない中小規模工事においても利用可能な簡易で廉価な計測・警報装置が十分に整備されていないことがある。そのため本研究では、経費に余裕のない中小規模工事にも利用可能なより廉価な計測システムの製作を目的として、半導体加速度センサーを利用した高精度傾斜計の開発および試作を行った。本報では、高精度傾斜計の概要を紹介するとともに、高さ 2.2m の室内斜面模型の崩壊実験に基づき、高精度傾斜計による斜面崩壊直前予知の可能性および最適な設置位置等について検証を行った結果を報告する。

キーワード: 斜面崩壊, 傾斜計, 崩壊予測, 労働災害, 模型実験

## 1 はじめに

掘削工事における土砂崩壊災害によって年間 30 件前後の死亡災害が発生している<sup>1)</sup>。このうち約半数近くが斜面関連の工事中に発生している災害である。これらの工事では、工事が完了すれば安定な構造となるものの、その施工過程において十分な対策が取られずに不安定な斜面の下で作業が行われていることがある。災害の調査・分析結果<sup>2)</sup>によると、斜面崩壊による労働災害は、地山・法面掘削中に被災するケースと掘削後に切取った斜面の近くで行う作業中に被災するケースがほぼ同程度にのぼる。切取った斜面の近くで行う作業中の被災例としては、例えば、図 1 の概念図に示すように擁壁と地山との狭い場所で行う型枠の組立・解体作業での災害がある。当作業では斜面崩壊が発生すると逃げ場が無いために逃げ遅れて被災する事例が数多く報告されている。

このような災害の背景には、急勾配に切土掘削したために不安定化している法面付近で作業をしなければならない施工方法の欠点が指摘できる。こうした災害を防止するためには作業者が被災することのないような安全な施工方法とすることが第一義的に重要である。

安全な施工方法を策定するためには、切土掘削した斜面が安定か不安定かを工学的に判定する必要がある。しかしながら、安定な切り斜面の高さや勾配、土留め工の設置位置・強度、長大斜面における土圧の算定法など、現在の地盤工学・岩盤力学等の知見をもってしても斜面安定問題はまだまだ完全には解明されたとは言えない現状である。

人工的に作成される鋼やコンクリートと比べて、切土掘削工事の対象となる地盤は、地殻変動や浸食・堆積と

いった自然現象の履歴や、さらには盛土工事等の人工的な工事の履歴を受けてきたことが考えられ、通常の地盤調査などでは地質状態を十分には把握しきれないこともある。こうした地盤情報の不確実性のため、地盤工学の分野では、計測や観察によって地盤の挙動を見極めながら施工することの重要性が古くから指摘されてきた<sup>4)</sup>。

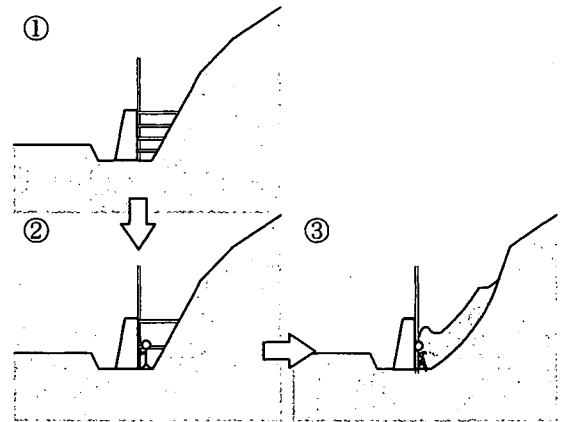


図 1 型枠の解体中の労働災害の概念図

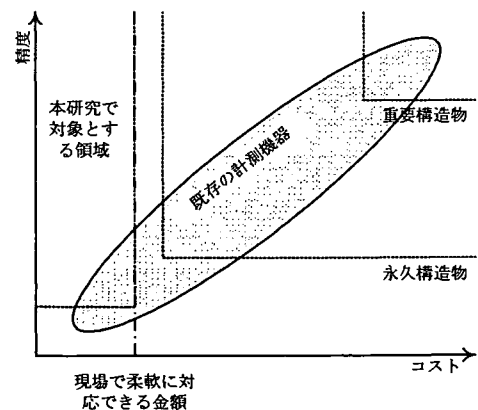


図 2 土木・建築構造物における計測施工でのコストと精度の概念図

† 原稿受理 2008 年 3 月 15 日

\*1 労働安全衛生総合研究所建設安全研究グループ\*2 北海道大学

\*3 曙プレーキ工業株式会社

連絡先: 〒204-0024 東京都清瀬市梅園 1-4-6

労働安全衛生総合研究所建設安全研究グループ 豊澤康男\*1

E-mail: toyosawa@s.jniosh.go.jp

Terzaghi and Peck によって提唱された観測施工 (Observational Procedure) は、軟弱地盤を対象として発達してきたが、最近では、設計理論・計測技術の高度化によって、土木・建築の大プロジェクト工事において動態観測や情報化施工として利用されている<sup>5)</sup>。

土木・建築構造物における計測施工や常時計測を行う場合の計測機器 (システム) のコストと精度の関係の概念図を図2に示す。ここで、重要構造物とは、構造物が破損・損壊・倒壊すると社会的に重大な損失や甚大な被害を生じうる構造物を指す。従来の計測施工は、このような重要構造物での大規模な崩壊を対象とするものが主であり計測実績も多い。本研究で対象とする領域は、経費に余裕のない中小規模工事でも現場で採用できる程度のコストでかつ高精度の計測システムである。この領域の研究は十分とは言えない現状である。

小規模な崩壊であっても、斜面崩壊が発生する前には、地盤内部では応力が発生し、それに伴い変形が発生していることが考えられる。崩壊前に斜面上の小石などがパラパラと落ちてきたり、地中の植物の根が切れる音が聞こえたりするなど崩壊前に地盤が徐々に変形していることを示すものである。

このような地盤内の応力の発生や地盤変形を捉える方法としては、従来、地盤の変形を計測する方法が一般的であった。代表的な計測機器としては、不動点と斜面内の点との2点間に鋼線を張り、その伸縮距離の変化を計測する「地すべり計」がある。この計測方法は実績も多く有効であるが、不動点ごと斜面崩壊が発生する場合は崩壊を検知出来ないおそれがあることや、崩壊規模が推定できないときは不動点と計測箇所の距離が長くなるため設置が大がかりとなるという欠点もあった。

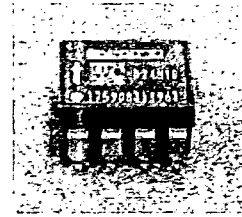
これに対して、「高精度傾斜計」は、単体で計測可能であることに特色がある。崩壊を検知しようとする斜面内に一個計測機器を設置すれば、それだけで測定を開始できる。さらに、複数本を設置すれば面的な広がりの変形の状態を把握できる可能性がある。

このようなことから本研究では、低コストで高精度な動態観測・崩壊予知システムとして、半導体型加速度センサーを利用した高精度傾斜計に着目した。本報では、はじめに高精度傾斜計の概要と特徴を紹介するとともに高さ2.2mの室内模型斜面の崩壊実験において高精度傾斜計の斜面崩壊直前予知の可能性および最適な設置位置について検証を行った結果を報告する。

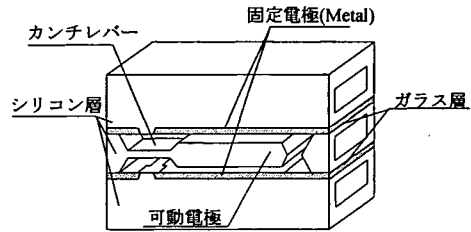
2 高精度傾斜計の性能・構造

1) 半導体型加速度センサー<sup>6)</sup>

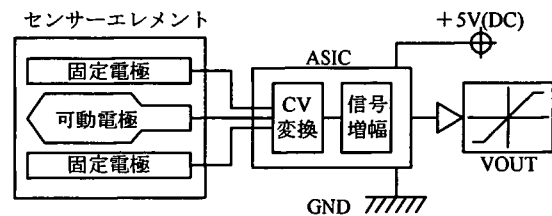
高精度傾斜計の基幹となるセンサーエレメントの外観、構造図および回路図を図3に示す。本センサーエレメントは、3層のシリコンとガラスを陽極接合したものである。センサーエレメントが傾斜することにより、中央層のフレームに取り付けられたカンチレバー可動電極と上下の固定電極部間の距離が変化し、静電容量が変化する。その静電容量を電圧に変換させてその加速度を検出する



(a) 外観 (ICパッケージタイプ)



(b) 構造図



(c) 回路図

図3 センサーエレメント (曙ブレーキ工業株式会社製)

表1 センサー性能

項目	内容
方式	静電容量式
角度計測の精度	分解能: 0.01度
測定限界角	±20度
使用温度範囲	-20~+60度



写真1 ICパッケージタイプのX・Y傾斜計

ものである。加速度センサーの傾斜計としての性能を表1に示す。本センサーは、曙ブレーキ工業株式会社が自動車の車両制御システムとして10年以上前に開発したものであり、自動車内部の過酷な環境での耐久性は概ね保証されている<sup>6)</sup>。センサーエレメント自体は、大量生産されており、コストを低く抑える可能性があるといった特徴も兼ね備えている。また、計測システムにより温度補正を行っており高精度な傾斜角度を算出することができる。