

は μ の一種ということになる。摩擦を取り扱う学問・技術分野であるトライボロジーでは、摩擦係数 μ が存在する理由、すなわち垂直力に摩擦力が比例する理由を次のように説明している¹⁾。「物体がある平滑な面で接触しているとき、接触している面は一見すると全面接触しているように見える。しかし実際には部分的に接触しているに過ぎず、そのため物体をずらしたときに生じる摩擦力は、この接触部分で発揮される摩擦力の総和となっている。ここで接触部分を「真実接触面（もしくは真実接触点）」といい、真実接触面積が垂直荷重の増加に伴い増えるため全体の摩擦力も大きくなる（図1）」。残留状態でのせん断現象が摩擦現象であるとするれば、アモントン・クーロンの法則が成立し、かつ摩擦係数 μ についての説明がせん断抵抗係数 $\tan \phi$ にも適用できると考えられる。そこで、残留状態でのせん断抵抗係数 $\tan \phi_r$ のメカニズムの解明を目的に、真実接触面の存在と垂直荷重との関係について行った検討結果²⁾を以下に示す。

2. 1 試料とその物性

試料は、高純度ベントナイトとして広く知られるクニピアF（クニミネ工業）と市販のカオリンKH（カナヤ興産）である。クニピアFは、膨潤性を有する *Smectite* を主成分とし不純物は1%未満である。カオリンKHはX線回折分析と定量化学分析から、不純物をほとんど含まない高純度 *kaolinite* であることが確認された。表1に両試料の物性を示す。クニピアFは塑性指数 I_p が極めて大きく、カオリンKHはほぼゼロである。電気化学的性質の指標となる陽イオン交換容量 *CEC* については、クニピアFは大きくカオリンKHは小さい。せん断強度についてはカオリンKHの $\tan \phi_r$ は大きく、クニピアFは小さい。とくにクニピアFの湿潤状態における $\tan \phi_r$ は極端に小さい。

2.2 真実接触面の検証実験

真実接触面の有無を確認するため、垂直力一定のまません断面の大きさだけを変えてせん断試験を行った。実験では通常の水潤供試体のほかに固体表面同士の摩擦現象が期待される乾燥試料での実験を行った。

(1) 試験方法

せん断試験は、残留状態に至るまでの大変位を一方向で与えることのできる大変位一面せん断試験装置³⁾により行った。せん断箱寸法は長さ60cm、幅3cm、高さ4.5cmで、見かけの接触面積は180cm²（長さ60cm×奥行き3cm）、60cm²（長さ20cm×奥行き3cm）の2種類である。試験条件は圧密定圧条件とし、見かけの接触面積180cm²のとき最大水平変位=200mmまで、見かけの接触面積60cm²のとき最大水平変位=60mmまでせん断した。せん断速度は0.5mm/minである。垂直力はカオリンKHが乾燥試料・水潤試料ともに3kN（見かけの接触面積180cm²のとき $\sigma_v=167$ kPa, 見かけの接触面積60cm²のとき $\sigma_v=500$ kPa）、クニピアFでは乾燥試料が3kN、水潤試料が0.54kN（見かけの接触面積180cm²のとき $\sigma_v=30$ kPa, 見かけの接触面積60cm²のとき $\sigma_v=90$ kPa）である。乾燥試料を用いた実験では、粉末をそのまません断箱に入れ供試体とした。水潤試料は粉末試料に脱気蒸留水を加えて練り混ぜた後、試料をセルに入れて30分間ほど脱気し、150kPaの圧密圧力で7日間予圧密したものを供試体サイズにカットしせん断箱に挿入した。

(2) 試験結果

図3～6は、各試料のせん断力-水平変位関係である。図より乾燥試料、湿潤試料ともに残留状態に至っていることがわかる。表2は各試験より得られた残留強度で、湿潤試料の残留値が面積の大きさによらずほぼ同じ値を示している。乾燥試料については、カオリン KH、クニピア Fともに接触面積の大きい方(180cm²)の残留値が若干大きい結果となった。両者の差はカオリン KHで35N、クニピア Fで49Nであり、粉末試料を用いたことで接触面積の大きい(垂直応力の小さい)供試体が全体の締まり具合が悪かったとみられる。しかし、この差は得られた残留強

表2 大変位一面せん断試験結果

		せん断面積 (見かけの接触面積)	
		60cm ²	180cm ²
乾燥	カオリンKH	1590.6 N	1625.9 N
	クニピアF	1509.2 N	1558.1 N
湿潤	カオリンKH	986.6 N	989.9 N
	クニピアF	57.8 N	57.1 N

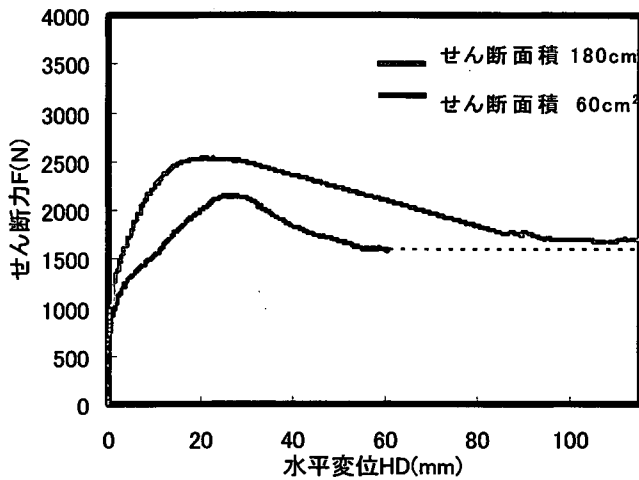


図2 カオリン KH (乾燥) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

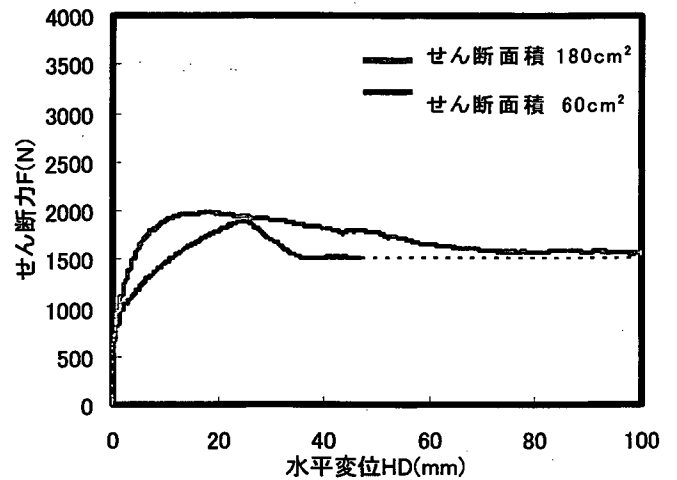


図3 クニピア F (乾燥) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

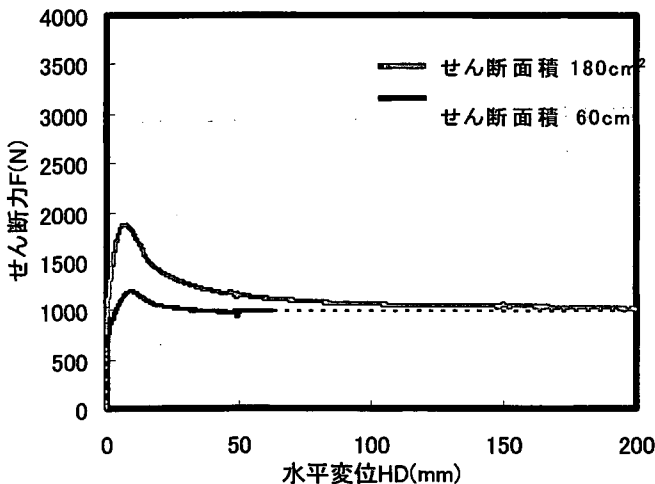


図4 カオリン KH (湿潤) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

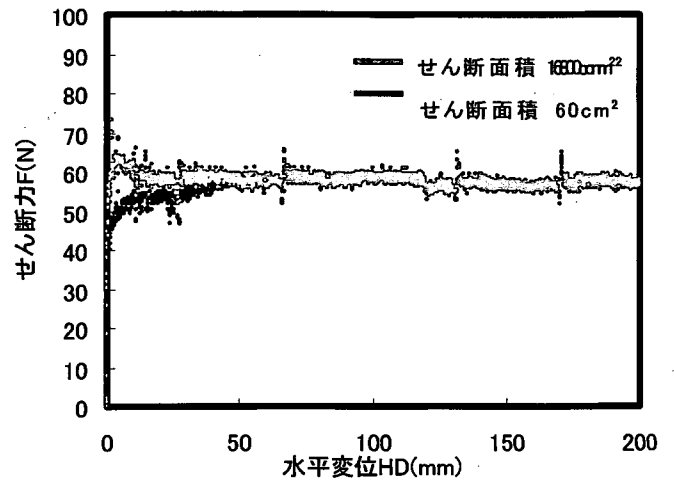


図5 クニピア F (湿潤) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

度の僅か2%にとどまり、粉末試料を用いたことを考えればほぼ同じ残留値が得られたと判断される。

2.3 真実接触面の観察

大変位一面せん断試験装置の下せん断箱にスライドグラスを取り付けて、大変位せ

ん断中のせん断面がそのまま載るようにした。供試体がスライドガラス上に載ったところでせん断箱から外し、共焦点レーザー顕微鏡（バイオラッド社，MRC-1024）による観察を行った。大変位せん断試験の試験条件は，圧密定圧条件とし，垂直応力 150kPa，せん断変位量 200mm，せん断速度 0.5mm/min である。

図 6 にカオリン KH，クニピア F の乾燥試料，湿潤試料の反射像を示す。白い部分は粘土粒子，黒い部分は空隙（乾燥試料）もしくは水（湿潤試料）である。カオリン KH，クニピア F とともにスライドガラスとせん断面との接触部に白い斑点状の模様が観察された。全面接触であれば真っ白な画像になるが，反射の異なる明暗の模様が分布していることから部分接触である。試料ごとにみると，カオリン KH は湿潤試料において平面的に接触している様子が認められる。一方，クニピア F は乾燥試料で白い斑点状の模様が観察されるのに対し湿潤試料では全体が真っ黒である。湿潤状態のクニピア F の断面像にはガラスとせん断面との間に水が存在している様子が映し出されている。

2.4 真実接触面積と垂直応力との関係

強化ガラスで試作したスライドガラスの上にせん断面を載せて垂直応力を载荷した。垂直応力の载荷には錘を用い，さらにガラスと供試体の接触部から排水できるようにせん断面の周囲に濾紙を敷いた。载荷された垂直応力は 50kPa，100kPa で，共焦点レーザー顕微鏡によりせん断面とスライドガラスとの接触部付近を直接観察した。

乾燥状態のカオリン KH とクニピア F に対し垂直応力を载荷した時の反射像を図 7，8 に示す。カオリン KH は，垂直応力を 50kPa から 100kPa へと増加させることで，写真

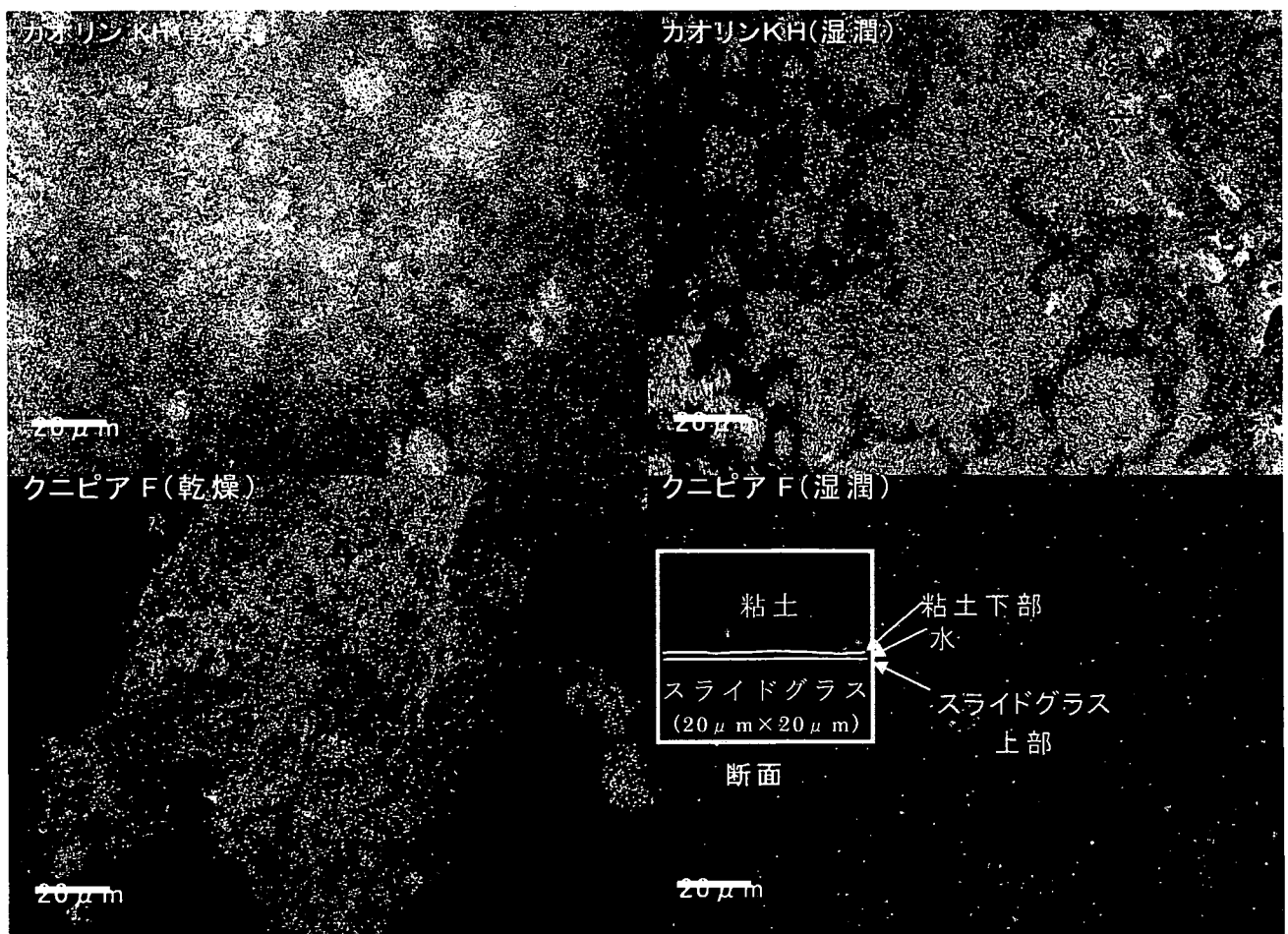


図 6 カオリン KH，クニピア F の接触部付近の反射像

右上に白い幅のある帯状のゾーンが出現している。さらに右下の空隙部分が少なくなっている様子がみられる。クニピアFはカオリン KH ほどの顕著な変化は認められないものの、垂直応力の増加に伴い右下の比較的広い空隙部分に白い斑点が出現していることがわかる。

図9、10に湿潤状態のカオリン KH とクニピア F を示す。カオリン KH は、反射の異なる明暗の模様が観察され、乾燥試料に比べ平面的に接触している様子が見てとれる。垂直応力の増加に伴い左上から右下へかけて斜めに白色の帯状部分が出てくる。クニピア F は全体に真っ黒で垂直応力の増加による変化は認められない。湿潤試料において黒色の部分は水の存在を示していることから、クニピア F は荷重増加による排水がほとんど認められない。

2.5 まとめ

アモントン・クーロン則の適用性の検証から、残留強度が見かけの接触面積とは無関係であることが確認された。アモントン・クーロンの法則が残留強度について成立することは、残留状態におけるせん断現象が本質的には摩擦現象であることを示している。

一方、真実接触面積と垂直応力との関係から、真実接触面の存在と垂直応力の増加に伴い真実接触面積が大きくなることが確認された。

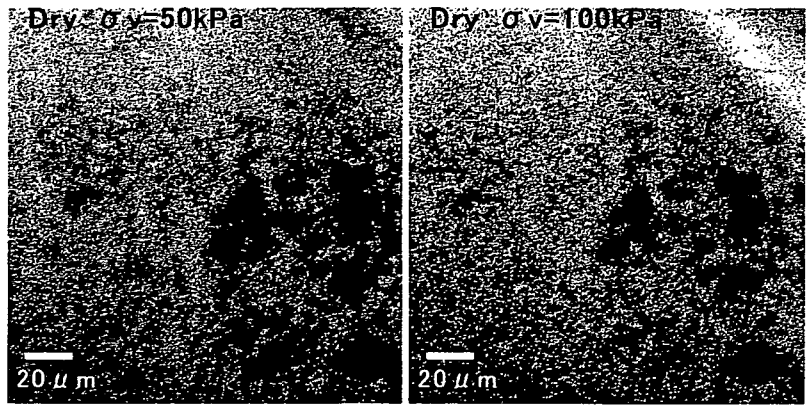


図7 カオリン KH(乾燥)の垂直応力載荷時の反射像

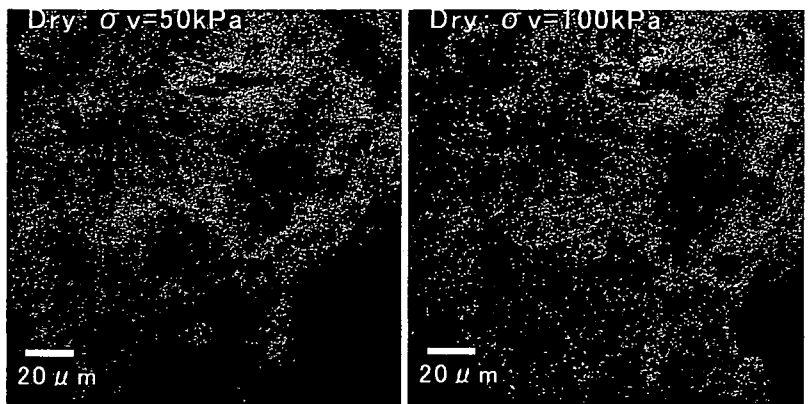


図8 クニピア F(乾燥)の垂直応力載荷時の反射像

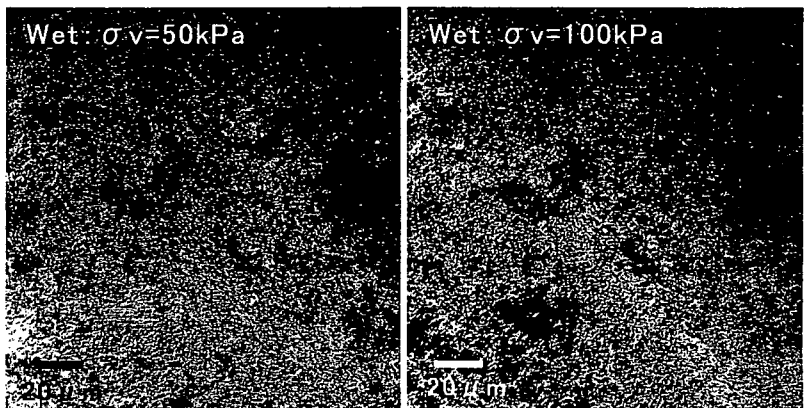


図9 カオリン KH(湿潤)の垂直応力載荷時の反射像

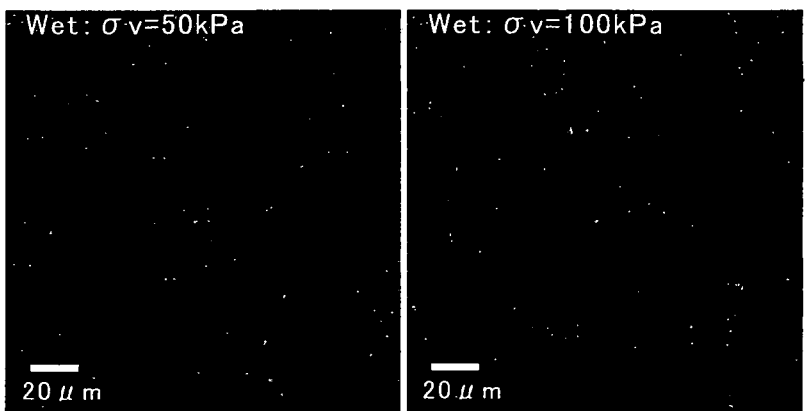


図10 クニピア F(湿潤)の垂直応力載荷時の反射像

3. ピーク・完全軟化・残留状態に対応する強度パラメータの相互関係

粘土の破壊は一般に Mohr-Coulomb の基準 $\tau = c + \sigma' \tan \phi$ に従うとされている。しかし、この式の (c, ϕ) は排水条件によって大きく変化することから、その値を示す際には試験時の排水条件を明示する意味で (c_{cu}, ϕ_{cu}) , (c', ϕ') のように必ず添字を付ける約束となっている。このことから明らかなように、通常のせん断試験から求まる (c, ϕ) はいわゆる“定数”ではない。これに対し Hvorslev⁴⁾ は排水条件によらない真の強度定数を追究した研究成果をもとに、以下の破壊基準を提案した。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= c_e + \sigma' \tan \phi_e \\ c_e &= \kappa \cdot \sigma'_e \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここで c_e, ϕ_e はそれぞれ有効粘着力、有効せん断抵抗角と定義され、 κ は粘着力係数、 σ'_e は等価圧密応力である。式(1)は土の破壊基準として最も基本的なものであり、 (c_e, ϕ_e) こそが真の土の強度定数と呼ぶにふさわしいと考えられている。しかし、これらの値を決定するための試験方法として容易に実施可能な方法が見つからなかったことから、従来この破壊基準は「実用的でない」として、研究目的以外には評価されることがなかった。

本文では、式(1)にならって粘土の破壊基準を次のように仮定する。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= c_g + \sigma' \tan \phi_e \\ c_g &= c_e + c_f = (\mu_e + \mu_f) \sigma'_e \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここで、 $\tan \phi_e$ は間隙比一定のもとで、破壊時に破壊面上に作用する有効垂直応力 σ' のみに依存するせん断抵抗を表す材料定数であり、粘土の応力履歴に依存しないもの

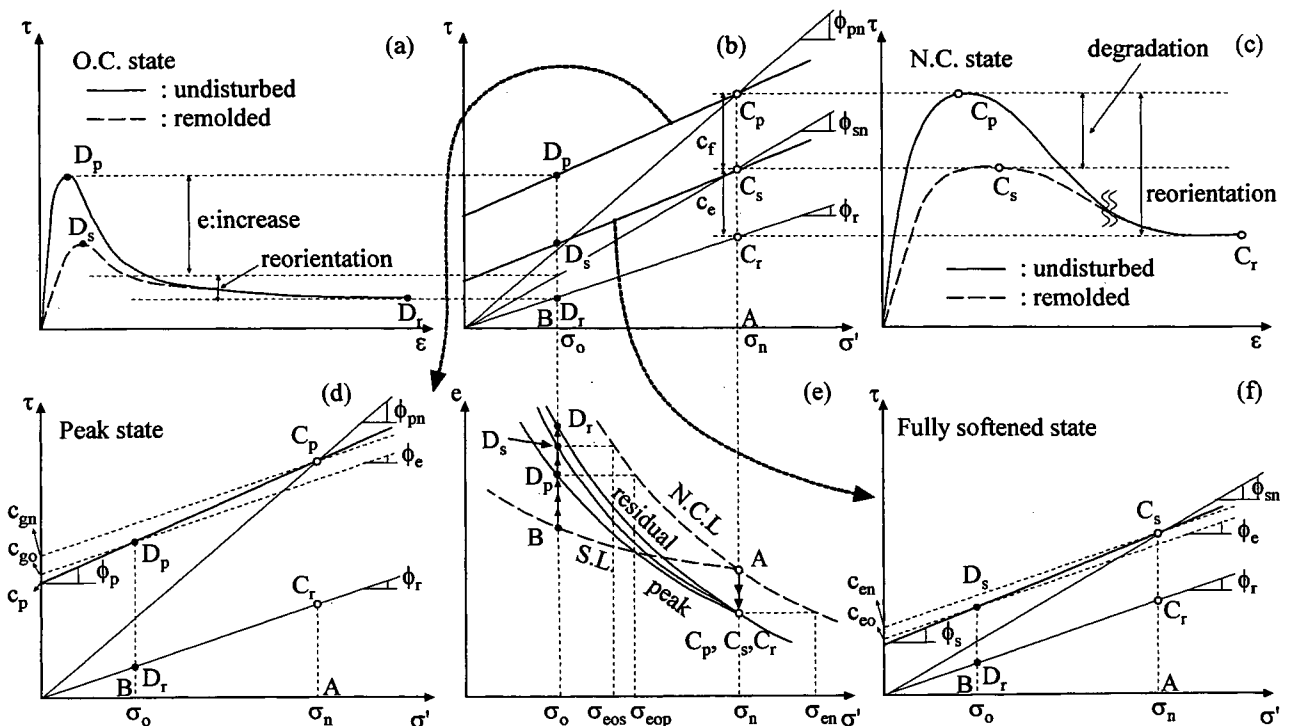


図 11 ピーク・完全軟化・残留状態に対応する強度パラメータの相互関係

と仮定する。 c_e は間隙比の変化に基づく強度成分を表し、等価圧密応力 σ'_e に比例 ($c_e = \mu_e \cdot \sigma'_e$) するものとする。 c_f は間隙比および有効垂直応力一定条件下での、ageing による構造の発達に基づく強度成分である。この成分は圧密降伏応力を越える応力の载荷によって消失することから、これも σ'_e に比例 ($c_f = \mu_f \cdot \sigma'_e$) するものと仮定する。本論文ではさらに単純化のために、 c_e と c_f の和すなわち c_g が σ'_e に比例 ($c_g = \mu \cdot \sigma'_e$; $\mu = \mu_e + \mu_f$) すると仮定している。なお、以下の説明における応力の記号で (') を省略しているが、すべて有効応力である。

図 11(a)~(f) は、有効垂直応力が σ_n (点 A) から σ_o (点 B) に減少した時の各 σ に対応する排水せん断強度 (定圧一面せん断状態を想定) が点 C および点 D で表されることを示している。ここで ϕ_{pn} , ϕ_{sn} は不攪乱および再構成の正規圧密粘土のピークおよび完全軟化状態に対応する有効せん断抵抗角である。点 C_p および点 D_p を通り $\tau = \sigma' \tan \phi_e$ の直線に平行に引いた直線は、図 11(d) においてそれぞれ切片 c_{gn} および c_{go} を持つ (式(2)参照)。完全軟化状態の場合も同様で図 11(f) のようである。

点 C_p および点 D_p を結ぶ破壊包絡線が直線であると仮定すると、ピーク状態強度に対応する図 11(d) の直線 $C_p D_p$ の傾き $\tan \phi_p$ は図 11 の記号を用いて次式のように表すことができる。

$$\begin{aligned} \tan \phi_p &= \frac{(c_{gn} + \sigma_n \tan \phi_e) - (c_{go} + \sigma_o \tan \phi_e)}{\sigma_n - \sigma_o} \\ &= \frac{\mu \left\{ (\sigma_{en} / \sigma_o) - (\sigma_{eop} / \sigma_o) \right\} + (OCR - 1) \tan \phi_e}{(OCR - 1)} \quad (3) \end{aligned}$$

ここで、過圧密比は $OCR = \sigma_n / \sigma_o$ で表され、 σ_n および σ_o に対応する等価圧密応力は σ_{en} および σ_{eop} で表される。

図 12 は σ_n 一定で圧密後排水せん断された時および σ_n で圧密後 σ_o まで除荷した後の排水せん断時の間隙比-有効応力関係をピーク・完全軟化・残留状態について示したものである。残留状態に対応する e - $\log \sigma'$ 線 (実線) が正規圧密線 (破線) に平行と仮定すると、次式が得られる。

$$\sigma_{en} / \sigma_n = (\sigma_{eop} / \sigma_n) OCR^{\lambda_p / \lambda} \quad (4)$$

また、図 12 で $\sigma' = 1$ (kPa) の時の正規圧密線および残留状態線上的間隙比をそれぞれ N および Γ

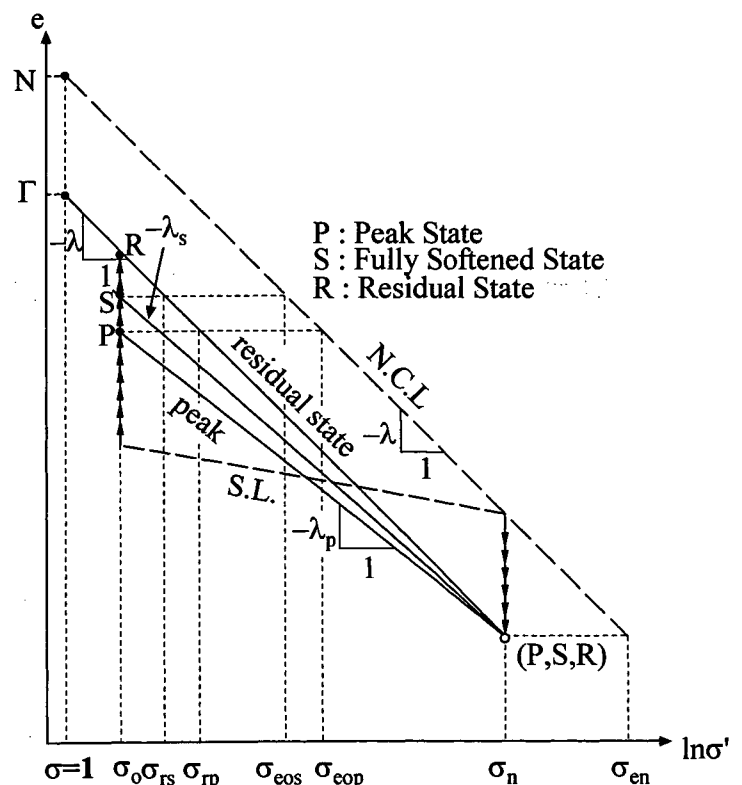


図 12 定圧一面せん断試験中の間隙比-有効応力関係

とすると次式が得られる。

$$\sigma_{en}/\sigma_n = \exp\{(N-\Gamma)/\lambda\} \quad (5)$$

(4), (5)式を (3) 式に代入すると, $\tan \phi_p$ は次式のように表すことができる。

$$\tan \phi_p = m_p \left\{ 1 - (OCR^{\Lambda_p} - 1)/(OCR - 1) \right\} + \tan \phi_e \quad (6)$$

ここで, m_p および Λ_p は以下のように表される。

$$m_p = \mu \cdot \exp\{(N-\Gamma)/\lambda\} \quad (7)$$

$$\Lambda_p = 1 - \lambda_p/\lambda \quad (8)$$

一方, 図 11 (d) で粘着切片 c_p は次式のように表され,

$$c_p = c_{gn} + \sigma_n (\tan \phi_e - \tan \phi_p) \quad (9)$$

これと式(2), (5), (6)を組み合わせると (10) 式が得られる。

$$c_p/\sigma_o = m_p \cdot OCR \cdot \left\{ (OCR^{\Lambda_p} - 1)/(OCR - 1) \right\} \quad (10)$$

誘導過程は省略するが, 完全軟化状態および残留状態に対応する強度パラメータを以下のように表現することができる¹²⁾。

$$\tan \phi_s = m_s \left\{ 1 - (OCR^{\Lambda_s} - 1)/(OCR - 1) \right\} + \tan \phi_e \quad (11)$$

$$c_s/\sigma_o = m_s \cdot OCR \cdot \left\{ (OCR^{\Lambda_s} - 1)/(OCR - 1) \right\} \quad (12)$$

および

$$\tan \phi_r = \tan \phi_e \quad (13)$$

$$c_r = 0 \quad (14)$$

(13)式に示すように, 残留状態のせん断抵抗角 ϕ_r は Hvorslev の有効せん断抵抗角 ϕ_e に一致する。

4. 地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法

4.1 概説

地すべり斜面の安定解析に用いる強度パラメータの妥当性は, 斜面の安定性の評価のみならず対策工の選定やその効果に大きな影響を与えるものであり, すべり面上で動員される強度パラメータの適切な設定は基本的かつ重要な問題である。実務におい

ては、後述のような理由から、安定解析に用いる強度パラメータの算定を土質試験によらず、ほとんど逆算法による $c'-\tan\phi'$ 図で決定しているのが現状である。治山技術基準(1987)では安定解析にせん断試験結果を用いない理由として、以下の諸点を挙げている。

- ① 安定解析に用いる c' 、 ϕ' はすべり面に沿う平均的な値でなければならない。
- ② 強度定数は位置によってばらつきが大きいので、1地点からの土質サンプルの試験値をもって全体を代表させることは困難である。
- ③ 強度定数はサンプリングに伴う乱れに強く影響されるが、ボーリング孔を利用して10数mの深度から乱されない土質サンプルを採取することは極めて困難。

上記のうち①は納得できるとして、②、③についてはいささか疑問がある。地すべり問題の多くの場合、対象とするすべり面付近の土は「すでにすべりが生じてせん断変形を受けている」という意味において相当に乱れている。むしろ、大きなせん断変形を受けて形成されたすべり面の土を如何にして採取するかが問題と考える。また、「同じ試料と見なし得ないもの」を一緒に扱っているか、もしくは試験装置・方法に問題がない限り、「強度定数」はばらつくはずがないと筆者は考えている。この基準が設けられた頃の土質試験の技術レベルでは上記のようなことがあり得たかも知れないが、近年の技術の進歩と試験基準の整備⁵⁾によって、事情は大きく変わっている。

逆算法によること自体には問題はなく、むしろ原位置における実大規模の実験ととらえて平均強度を算定する方法として有効と考えられるが、この際見かけの粘着力 c' (kPa)を $c'_0 \cong d$ (d : 地すべり土塊の厚さ(m))とする仮定を用いて $\tan\phi'$ を逆算し、これをすべり面上の平均的強度パラメータとしている(図13)。この方法の利点として一般に以下の2点が指摘されている。

- ① すべり面深度の判定が間違っていなければ、技術者によらず同一の粘着力が求められる。
- ② 道路災害等の緊急地すべり対策においては、対策工立案のスピードが問題とされるため、当面の斜面安定度に対する比較検討には便利である。

しかし、 $c'_0 \cong d$ とする仮定に理論的な根拠がないことは従来よりしばしば指摘されてきた(たとえば八木ら⁶⁾)。斉藤⁷⁾や山上ら⁸⁾らの提案はこの方法の難点を克服しようとするものであり、「現状安全率 F_0 を満足すべき強度パラメータが $c-\tan\phi$ 図において $F_s = F_0$ 直線上で変化すべきこと、現状すべり面の安全率 F_0 がその近傍のすべり面の中で最も小さい安全率であること」の2つの制約条件に基づいて c 、 ϕ の取り得る組み合わせ範囲を限定している。

宜保ら⁹⁾はせん断試験より得られるピーク、完全軟化および残留強度に対してSkempton¹⁰⁾の残留係数 R を導入して地すべりの形態に応じた平均強度パラメータを求める方法を提案している。また、小川¹¹⁾は再滑動型地すべりの場合、一度残留状態に達した地すべり面粘土が、間隙水圧の上昇によって過圧密状態へ移行するとし、この時の(c 、 ϕ)の算定法を提案している。

以上の背景のもと、本文では前述の理論を基礎として、現行の逆算法にせん断試験結果を組み入れた対策工設計用強度パラメータの決定法を示し、実際の地すべり現場に適用した例を示す。

4.2 せん断試験結果と逆算法の組み合わせによる設計用強度パラメータの決定法 (SPLICE 法)

そもそも地すべりに対する安定性の支配要因である土の強度は、地質構造的要素に加えて過去の応力履歴や個々の地点における土要素が受けているひずみの大きさに依存する。したがって、たとえば再滑動型地すべりを想定した場合、降雨などに基づく間隙水圧の上昇が有効応力の減少をもたらし、これがせん断抵抗の低下を招くことを想定すると、安定解析用強度パラメータはピークと残留強度の間で応力やひずみの変化に応じて変化すると考えられる。

第3章で示したように、筆者らはピークから完全軟化状態までの関係がOCR(過圧密比)の関数として表現されることを導いた¹²⁾。図14は前述の(6)および(10)式を用い、例として(8)式の Λ_p を $\Lambda_p = 0.1, 0.2$ に変化させた時の c_p', ϕ_p' の組み合わせの変化を示したものである。さらにこの関係を一般化して表現したのが図15である。破線BCは完全軟化から残留状態までの強度低下で、ひずみの関数となる。

そこで、すべり面付近から採取された不攪乱試料についてのせん断試験からピーク強度パラメータを求め、繰り返し予圧密粘土の繰返し一面せん断試験から完全軟化および残留状態の強度パラメータを得れば、3組の強度パラメータは

図15の曲線上にA,B,Cのようにプロットされるはずである。すなわち、曲線をABCの折れ線で近似することができる。したがって、具体的な手順として図16に示すように、試験結果をA,B,Cのようにプロットしてこれら3点を折れ線で結び、さらに現在の安全率 $F_s=F_0$ として安定計算式から得られた解析上の (c', ϕ') の取り得る組み合わせを示すPQ線との交点Eを求めれば、これが再活動に対する対策工設計用強度パラメータを与える。

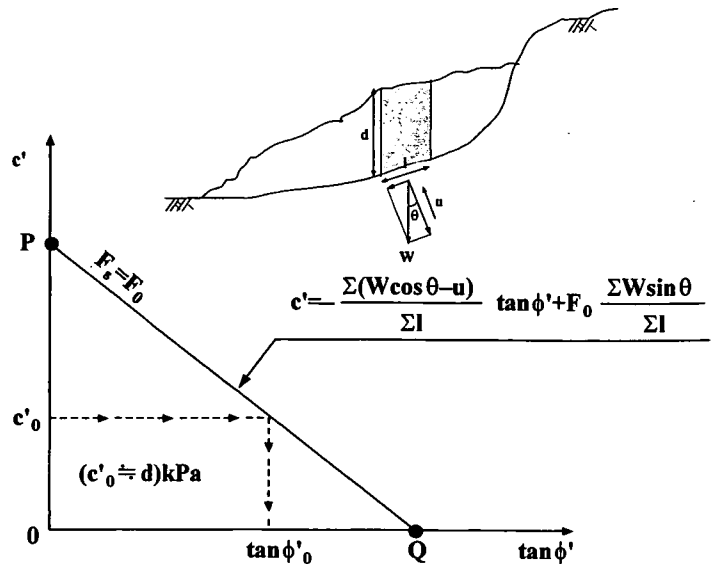


図13 逆算法による強度パラメータの決定法

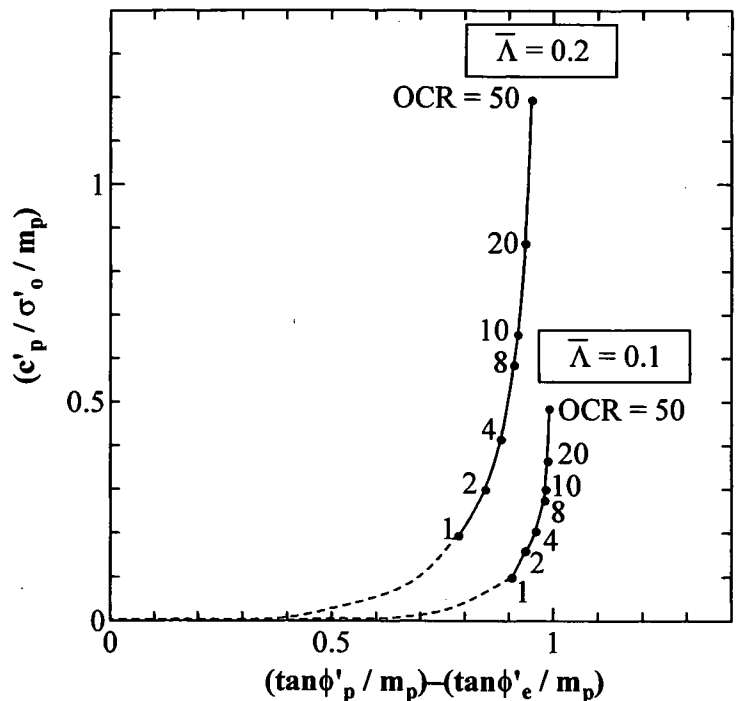


図14 OCRの関数としての強度パラメータの変化

この手順は室内せん断試験の結果と逆算法を結合 (splice) して対策工用の強度定数を決定する方法 (method for determining design Strength Parameters by Laboratory test and Inverse Calculation Engagement (SPLICE method)) として筆者らが提案してきたもの¹²⁾である。図16において実験値は多少の誤差を含んでいる可能性があるし、必ずしもすべり面上の真の強度を表していない可能性がある。それにしても、真値からの変動幅はたとえば図16中の網掛け部分のように限定され、図中の交点Eとして決定される設計用強度パラメータは明確な根拠に基づくものであり、 $c'_0 = d$ 法より信頼性の高いものと言える。

5. 全自動繰返し一面せん断試験装置の開発

5.1 全自動繰返し一面せん断試験装置

残留強度を求める試験としては従来リングせん断試験によるのが最善と考えられてきたが、供試体成形の困難さから不攪乱試料についての残留強度の決定は容易でないこと、上下リング間の隙間の設定に関して「試料漏れ」と「摩擦の発生」という、相反する問題を解決せねばならないという宿命を負っていること、さら

に試験装置が複雑で操作が容易でないことなどの問題を有している。そこで筆者らは、少ない試料で試験実施が容易かつ高精度の結果を得ることを目指して、せん断力の載荷にデジタルサーボモータを用いた全自動繰返し一面せん断試験装置 (Reversal Direct Box Shear test apparatus 以下、RDBS) を開発した¹³⁾。

RDBS 試験装置の模式図を図17に示す。本試験装置は、試験機本体、パーソナルコンピュータ、モータドライバボックスおよび各種測定機器から構成され、単調および繰返し一面せん断試験をコンピュータ自動制御の下で行うことができる。したがって、不攪乱試料を用いてピークおよび残留強度を、また繰返し予圧密した試料を用いて完全軟化および残留強度を一台の試験機で求めることができる。

この試験機の特徴は以下のようである。

- 1) 高精度デジタルサーボモータを採用することにより、コンピュータ制御の下で広範囲なせん断変位速度 (0.01~1.5mm/min) での高精度の単調せん断および繰返

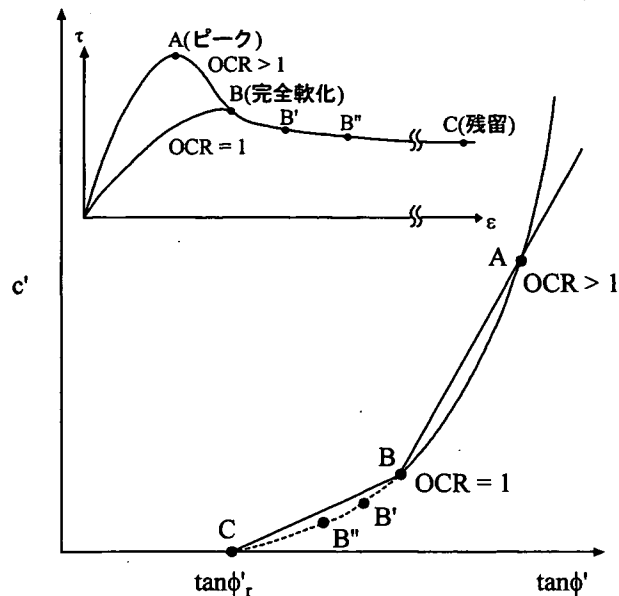


図15 OCRの関数としての強度パラメータの変化

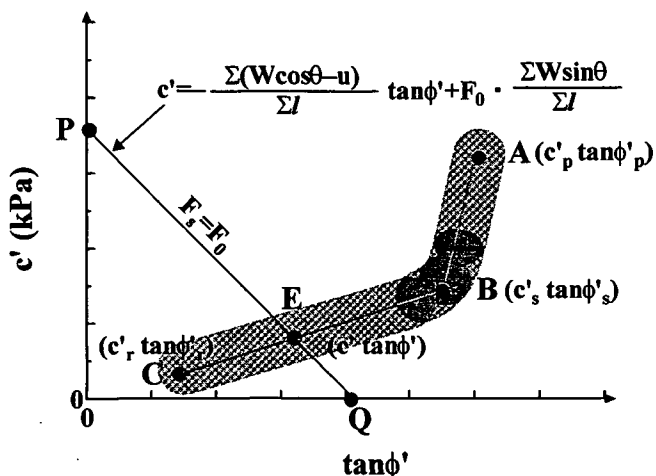
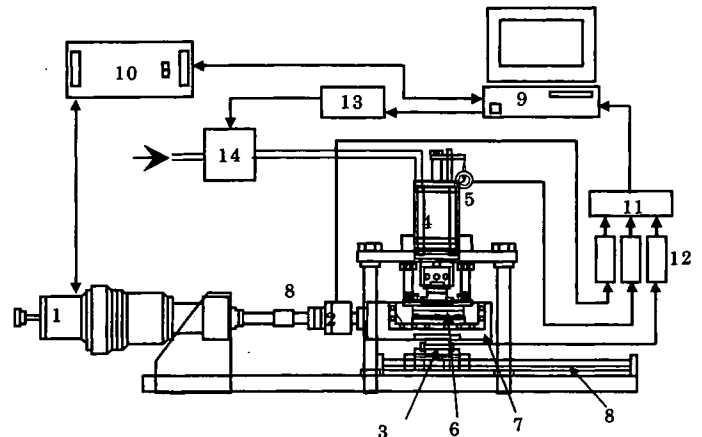


図16 設計用強度パラメータの決定法 (SPLICE法)

しせん断が全自動で行える。

- 2) 垂直力は電空変換機を介して空気圧をペロフラムシリンダーに載荷して発生（最大 800kPa）させ、下せん断箱の底部に取り付けられた高剛性ロードセル（容量 3kN）によって測定する。これによって、せん断箱内の周面摩擦の影響を受けることなく、高精度での垂直力の測定・制御が可能。
- 3) ギャップスペーサーを用いることにより上下せん断箱の間隔を任意に調節可能。
- 4) せん断力はリニアローラーウェイを介してデジタルサーボモータに連結されている圧縮・引張り両用のロードセルによって計測される。



- | | |
|------------------|-----------------|
| 1 デジタルサーボモータ | 8 高精度リニアローラーウェイ |
| 2 せん断力測定用ロードセル | 9 パーソナルコンピュータセル |
| 3 垂直力測定用高剛性ロードセル | 10 ドライバーボックス |
| 4 ペロフラムシリンダー | 11 A/D ボード |
| 5 垂直変位測定用ダイヤルゲージ | 12 ストレインアンプ |
| | 13 D/A ボード |

図 17 全自動繰返し一面せん断試験装置

- 5) せん断箱は正方形(60mm×60mm)

と円形(直径 60mm)の 2 種類の供試体断面で、厚さ 40mm までの供試体の試験が可能。

- 6) せん断箱のせん断面部分および浸水箱の側面がアクリル製であるために、せん断中にせん断面の状態を外部から確認できる。

5.2 繰返し一面せん断 (RDBS) 試験概要

本試験では、水平変位 6mm でせん断応力の載荷方向を逆転させて最初の位置に戻った後、反対方向に 6 mm せん断したのち再び反転するといった動作を自動的に繰返す。図 18 は、このように実施された RDBS 試験から得られる水平変位～せん断応力関係の一例を示したものである。

また、図 19 は、同じ実験についての累積水平変位とせん断応力の関係である。繰返し予圧密試料について、正規圧密定圧状態でせん断を開始するとせん断応力が徐々に増加し、ある値で最大値をとる。これが完全軟化強度 (τ_s) に対応する。その後繰

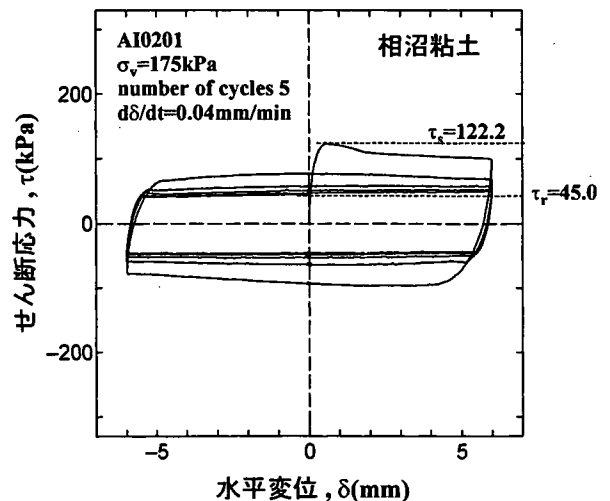


図 18 せん断応力(τ)～水平変位(δ)関係の例

返しせん断を続けるとせん断応力がほぼ一定値に収束し、その後ほとんど同じ経路をたどるが、繰返し最終回で水平変位が原点にもどったときのせん断応力を残留強度 (τ_r) と定義する。図 20 は、垂直応力を変えて実施した繰返し一面せん断試験結果より得られる、完全軟化強度、残留強度のプロットの例である。それぞれのプロット点を

結ぶ直線の縦軸切片と傾きとから、完全軟化状態、残留状態に対応する強度パラメータ (c'_s, ϕ'_s) および (c'_r, ϕ'_r) が得られる。

5.3 多段载荷せん断試験

前節で示した試験方法の実用化のためには、試験に要する時間を短縮しかつ少量の試料で強度パラメータを精度よく求められる方法の確立が必要である。

筆者らは従来、各垂直応力での試験毎に、それぞれ異なる供試体を使用して残留状態強度パラメータ c'_r, ϕ'_r の評価を行ってきた。

しかし、粘土の残留強度が圧密履歴に依存しない¹⁴⁾ ことから、一つの供試体で段階的に垂直応力を変えてせん断試験を行うことにより、少ない試料で c'_r, ϕ'_r を決定できると考えられる。そこで一つの供試体について、まず所定の垂直応力のもとで繰り返しせん断を行い、せん断終了後垂直応力を変化させて新たな垂直応力の下で再び繰り返しせん断を行う、といった多段载荷せん断試験を行い、適切な残留強度が得られるかどうかの確認実験を行なった。

図 21 は NSF-clay について除荷方向の多段载荷せん断試験の結果を示したもので、400kPa の垂直応力の下で圧密ののちせん断速度 0.02mm/min で繰り返しせん断（繰り返し回数 5 回）を行い、所定の応力まで除荷して再び繰り返しせん断（繰り返し回数 3 回）を行ったものである。図 21 より、除荷後のせん断試験のせん断抵抗はせん断開始時からほぼ一定値を保っていることがわかる。

表 3 はこの結果を、供試体を変えて行った従来の試験結果（せん断速度 0.02mm/min, 繰り返し回数 5 回）と比較したものである。垂直応力 300kPa ~ 50kPa での試験において、多段载荷せん断試験の τ_r が若干低めの値を示していることが分る。

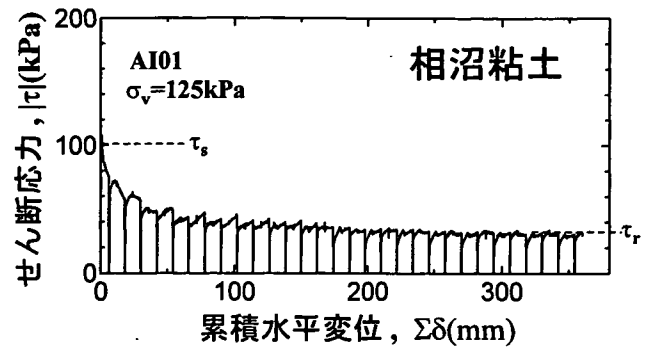


図 19 せん断応力～累積水平変位関係の例

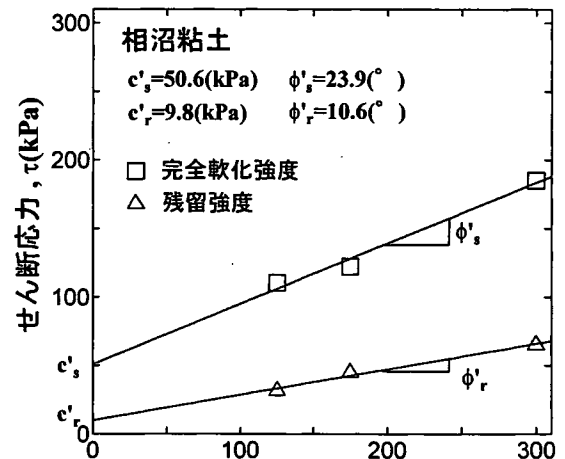


図 20 せん断垂直応力垂直応力関係の例

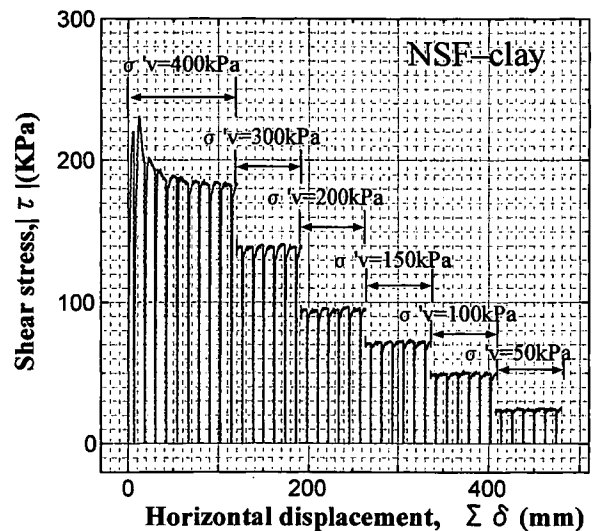


図 21 せん断抵抗～累積変位関係

表 3 試験方法による残留強度比較

σ'_v (kPa)	従来の試験 τ_r (kPa)	多段载荷試験 除荷方向: τ_r (kPa)
400	181.7	183.2
300	140.4	138.5
200	99	94.4
150	74.6	71.3
100	50.3	49.3
50	27	24.5

井川泥岩（秋田）について、NSF-clayと同様の条件で行なった多段載荷せん断試験のせん断抵抗～累積変位関係を示したのが図22である。図21と同様の傾向が見られる。

6. SPLICE 法の適用例

新しく開発した繰り返し一面せん断（RDBS）試験装置を用いて求めた、ピーク・完全軟化・残留状態における強度パラメータを 4.2 で提案した SPLICE 法に適用し、3箇所地すべり現場の対策工設計用強度パラメータを算定した例を以下に示す。

なお、前述の図16中のPQ線はいわゆる簡便法によるものであるが、この方法に基づく対策工は極めて不経済な施工につながるから早急に改めるべきとする提言もある。しかし、PQ線の内容は異なっても（Bishop法、Janbu法など解析方法に対応してPQ線は異なる緩曲線となる）、

SPLICE法の手順は共通であるので、以下では簡便法の場合を例に説明する。

(1) A-地すべり

地すべり現場の計測等によって得られた諸数値を円弧すべりの安全率の式（図13の式）に代入することによって現状安全率 $F_s=1.0$ に対する (c', ϕ') の取り得る組み合わせは図23の直線PQの式として、 $c' = -130 \tan \phi' + 39$ (kPa) で表される。不攪乱状態で採取された粘土-A についての RDBS 試験による実験値をプロットし直線で結んだものと、上述のPQ線の交点により $c' = 13.0$ kPa, $\phi' = 11.3^\circ$ が得られる（図23）。この結果はA-粘土の残留状態における強度パラメータ ($c'_r = 14.9$ kPa, $\phi'_r = 11.2^\circ$) とほぼ等しく、A-地すべりにおけるすべり面上の粘土は残留状態に近い状態にあったといえる。また、この地すべりの場合、すべり土塊の最大層厚(d)から $c'_0 = d$ として得られる $c'_0 = 15.0$ kPa, $\phi' = 9.8^\circ$ が SPLICE 法による設計用強度パラメータと近似する結果となった。

(2) B-地すべり

現状安全率 $F_s=1.0$ として簡便法を適用して (c', ϕ') の取り得る組み合わせを求めると、図24の直線PQの式として、 $c' = -62.0 \tan \phi' + 32.6$ (kPa) で表される。図中の (c'_s, ϕ'_s) , (c'_r, ϕ'_r) はB-粘土の繰り返し予圧密試料についての RDBS 試験から得られた完全軟化および残留状態の強度パラメータに対応する。ピーク強度パラメータ (c'_p, ϕ'_p) はすべり面近傍から採取した不攪乱試料についての試験結果によるものである。提案

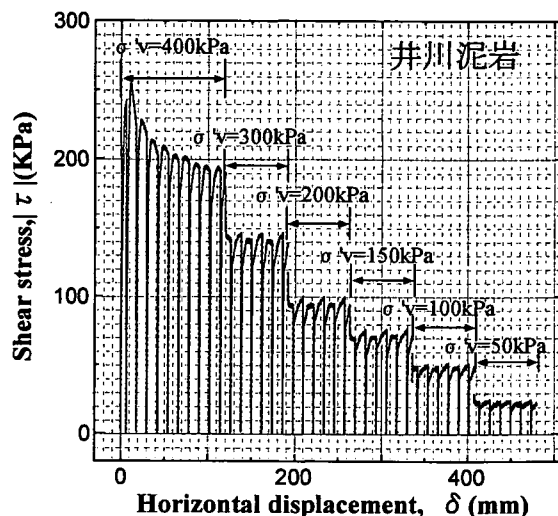


図22. せん断抵抗～累積変位関係

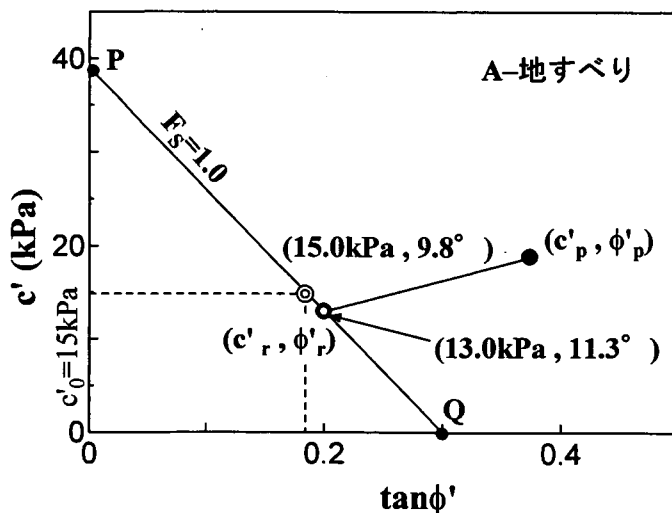


図23 SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定(A-地すべり)

法によって得られた $c'=11.2\text{kPa}$, $\phi'=18.7^\circ$ はピーク強度パラメータの実験値とほとんど一致していた。

(3) C-地すべり

地すべり現場から得られる情報を基に、主断面に関する現状安全率 $F_s=0.95$ として簡便法を適用して (c', ϕ') の取り得る組み合わせを求めると、直線式として、 $c' = -87 \tan \phi' + 36(\text{kPa})$ で表される。地すべり面から最も近い位置で採取した粘土 C の実験結果を用い、SPLICE 法で得られた設計用強度パラメータは図 25(a) に示すように $c'=25.1\text{kPa}$, $\phi'=7.0^\circ$ である。この結果は $c'_0=d$ 法によって得られる $c'_0=18.1\text{kPa}$, $\phi'=11.5^\circ$ と大幅に異なっている (図 25(a))。この現場では $c'_0=d$ 法によって得られた $c'_0=18.1\text{kPa}$, $\phi'=11.5^\circ$ を用いて目標安全率 1.2 として対策工を実施した結果、新たな地すべりが生じた。したがって、 $c'_0=d$ 法で決定された強度パラメータは適切な値でなかったことになる。この結果を受けて、新たな滑動土塊について SPLICE 法によって強度パラメータを求めると、図 25(b) に示すように $c'=19.8\text{kPa}$, $\phi'=6.9^\circ$ が得られる。これらの強度パラメータは、新しいすべり面に対する対策工設計にあたって改めて $c'_0=d$ 法を適用して決められた $c'=20.60\text{kPa}$, $\phi'=6.37^\circ$ と結果的に極めて近い値であった。

7. 結論

- 1) 粘土の残留状態強度についてアモントン・クーロン則が成立することから、残留状態におけるせん断現象が本質的に摩擦現象であることを確認した。
- 2) 残留状態に至った粘土供試体につ

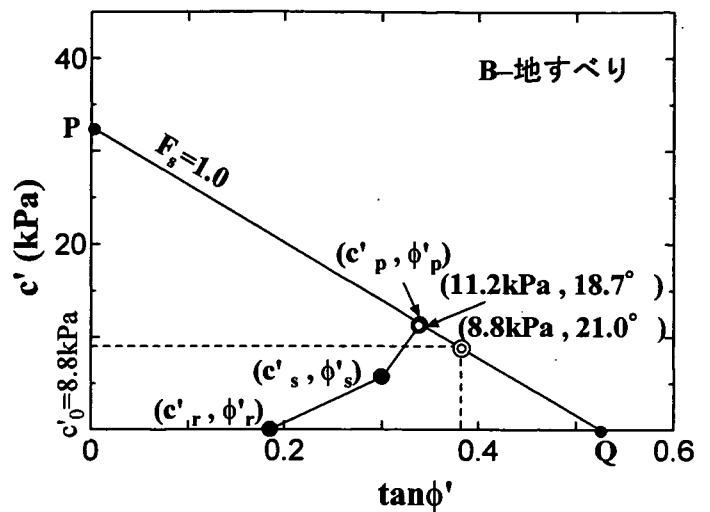


図 24 SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定(B-地すべり)

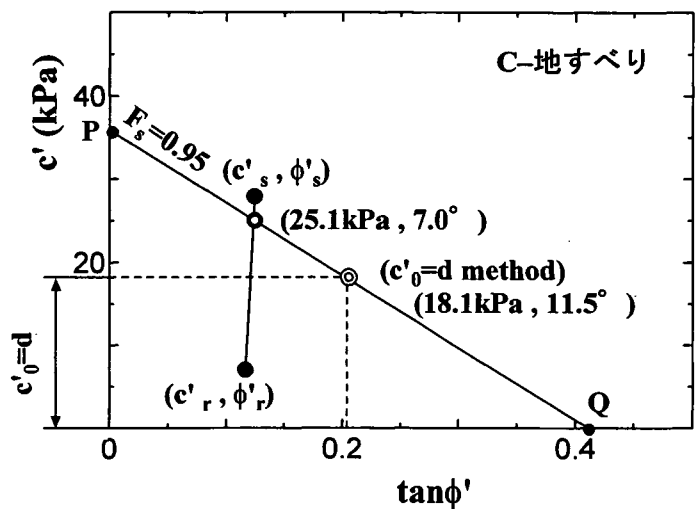


図 25(a) SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定(C-地すべり)

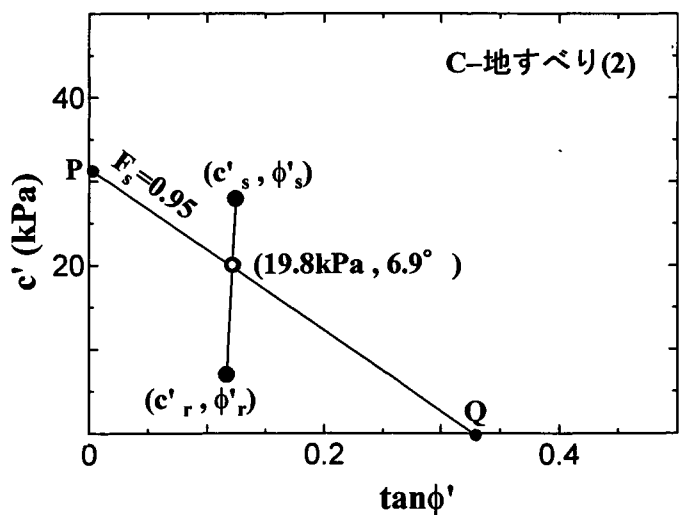


図 25(b) SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定(C-地すべり)

いての共焦点レーザー顕微鏡による観察から、真実接触面の存在と、垂直応力の増加に伴う真実接触面の増大を確認した。

- 3) 残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r は Hvorslev の破壊基準における「真の強度定数」に相当する有効せん断抵抗角 ϕ'_v に等しい。
- 4) Hvorslev の破壊基準に基づいて、ピーク・完全軟化・残留状態に対応する強度パラメータ相互の関係を導いた。
- 5) 上記 4) の関係を基礎として、逆算法による $c' - \tan \phi'$ 図とせん断試験結果を結びつける (splice) ことによる地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法 (SPLICE 法) を提案した。
- 6) ピーク・完全軟化・残留状態の強度を精度よく求めるための試験装置として、繰り返し一面せん断 (RDBS) 試験装置を開発し、実務上の便を考慮した試験方法を提案した。
- 7) RDBS 試験装置によって得られた試験結果を SPLICE 法に適用し、3箇所の地すべり現場の対策工設計用強度パラメータを算定した例を示した。

<参考文献>

- 1) トライボロジー学会編：トライボロジー辞典，養賢堂，338p.，1995
- 2) 大河原正文，三田地 利之：粘土の残留状態におけるせん断抵抗係数 $\tan \phi'_r$ と真実接触面積との関係，地盤工学会北海道支部技術報告集第 46 号，pp.107-114，2006.
- 3) 辻広成，大河原正文：粘土の残留状態再現用大変位一面せん断試験装置の試作，土木学会東北支部技術研究発表会講演概要，pp.308-309，2001.
- 4) Hvorslev, M. J. : Physical components of the shear strength of saturated clays, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 169-273, 1960.
- 5) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，第1回改訂版，2000.
- 6) 八木則男・矢田部龍一・石井朋紀・榎明潔：強度定数のばらつきを考慮した地すべり地の安定性の検討，土木学会論文集，No. 523/III-32, 59-67, 1995.
- 7) 斉藤迪孝：円形すべり面での c, ϕ 逆算の一方法，第9回土質工学研究発表会講演集，pp. 601-604, 1974.
- 8) 山上拓男，植田康宏：地すべり地強度定数の新しい逆算法 (I)，地すべり，Vol. 21, No. 2, pp. 16-21, 1984.
- 9) 宜保清一，武居有恒，小波蔵政良：平均すべり面強度定数の算定方法について，地すべり，Vol. 20, No. 4, pp. 1-6, 1984.
- 10) Skempton, A.W.: Long-Term Stability of Slopes, Geotechnique, Vol.14, No. 2, pp. 75-102, 1964.
- 11) 小川正二：地すべり斜面の安定解析における土のせん断強さの考え方，基礎工，pp. 18-23, 1985.
- 12) T. Mitachi et al. : Determination of Strength Parameters for Landslide Slope Stability Analysis by Laboratory Test and Inverse Calculation Engagement, 地すべり学会誌, Vol40, No. 2, pp. 150-116, 2003
- 13) 三田地 利之・九田敬行・大河原正文：全自動繰り返し一面せん断試験装置の開発と安定解析用強度パラメータの決定，第39回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp. 265-268, 2000.
- 14) 石橋正弘・三田地 利之・九田敬行：粘性土の残留状態せん断抵抗角に及ぼす諸要因の影響，第37回地盤工学研究発表会講演集，pp. 229-230, 2002.

遠心力载荷実験による砂質土の斜面崩壊の再現

遠心模型実験 斜面安定 砂質土

北海道大学大学院 学生会員 〇笠 間 太 樹
北海道大学大学院 国際会員 田 中 洋 行
独立行政法人・産業安全研究所 国際会員 S.B.Tamrakar
独立行政法人・産業安全研究所 国際会員 豊 澤 康 男

1.はじめに

掘削工事中における斜面崩壊によって年間30~40件の死亡災害が発生している。このうち、約半数が法面関連の工事中に発生しており、その中でも特に法尻掘削後の床均し中や擁壁工の型枠作業中に多いことがわかっている。これら掘削工事中に発生する災害から現場作業員を守る為に、斜面崩壊の事前予知は必要不可欠である。

本研究は2.で後述する「実大実験による法面掘削に起因する斜面崩壊の前兆現象の検討」¹⁾を、遠心模型実験において再現したものである。遠心模型実験では、実大実験よりも時間と労力を大幅に短縮できるので、斜面崩壊予知技術の開発に貢献できると期待できる。具体的には、一定の遠心力場で掘削装置を用いて斜面の掘削を行い、斜面法肩に設置した変位計の経時変化と崩壊の様子を観察する。更に、同じ試料を用いて一面せん断試験から強度定数を求め、崩壊時の斜面安定解析を行った。

2.実大実験による前兆現象の検討

実大模型を用いて、高さ 2.2m、角度 60° の斜面を作成し、段階的に法尻部を掘削することで斜面を不安定化させ、崩壊に至るまでの変形挙動を観測した。計測箇所は Fig.1 に示すように、斜面部 (S1-S6) にレーザー変位計と傾斜計を、法肩部 (H1、VI-2) にレーザー変位計とLVDT を取り付けた。実験結果を Fig.2 に示す。これにより法尻を段階的に掘削していくと、それに応じて法肩と斜面部が初期は緩やかに沈下し、崩壊直前には急激に沈下することが確認できた。

3.実験装置

- i) 遠心模型実験装置…実験に用いたのは、回転半径 2.38m、最大遠心加速度 100G の非対称ビーム型遠心模型実験装置である。
- ii) 掘削装置(Fig.3)…遠心模型実験装置内の模型土槽に取り付けることで、遠心力载荷中に遠隔操作によって模型地盤の掘削が可能である。操作は制御室のPCから手動で行う。

4.遠心模型実験

1) 実験方法…実験は以下の手順で行った。試料は実大実験と同じ川砂を用いた。

[供試体締め固め]→[斜面形成]→[遠心装置内に設置・固定]→[遠心力载荷]→[掘削]→[斜面崩壊]

模型土槽作製は、1層を 200kPa で 3 分間締め固め、これを 15 層繰り返して地盤高さ 25cm にする。また、すべり面が確認しやすいように 1 層毎に粉末状のカオリンを撒く。その後、予め決められた斜面形状となるように地盤を切り出す。更に土槽前方ガラス面に 1cm×1cm のメッシュ入りのメンブレンを貼り付け、掘削時の目安にする。メンブレンと土槽の間にはグリースを薄く塗ることで、土槽と地盤の摩擦を少なくする。遠心装置内に設置した後、斜面法肩部に設置した 4 つの変位計の推移を見ながら遠心加速度を徐々に上げていく。所定の遠心加速度に達したところで、予め定めておいた掘削箇所に従って、大規模な斜面崩壊が発生するまで掘削を行う。

2) 実験条件

実験は斜面傾斜角と遠心加速度を変えて計 5 パターン (50° /6G、50° /10G、60° /6G、60° /10G、70° /6G、以降それぞれを 50A、50B、60A、60B、70A と呼ぶ) で行った。地盤の間隙比は 0.81 前後、含水比は 7.5% 前後であった。

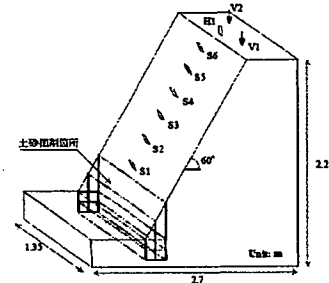


Fig.1 test model

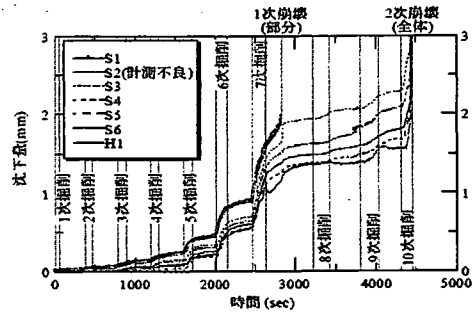


Fig.2 settlement measurement

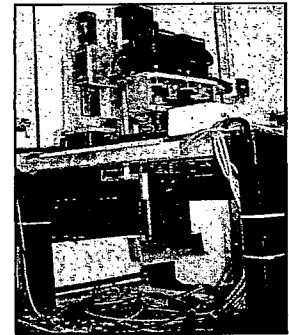


Fig.3 in-flight excavator

3)実験結果

Fig.4 に実験で得られた変位計と遠心加速度の経時変化を 50A、60B を例にとって示す。変位計は模型地盤の法肩部に設置し、斜面からそれぞれ 2cm(1ch)、5cm(2ch)、8cm(3ch)、11.5cm(4ch)の位置にある。ここで 60B の実験結果に注目すると、掘削につれて法肩部が緩やかに沈下していくことがよく観察できる。特に③部の掘削後、1ch、2ch において大きく沈下を続け、約 1 分後に大規模な崩壊を起こしたことがわかる。50A、50B、70A の場合も変化は微小であるが、同様の傾向が見られた。ただし、60A のみだけが掘削中の変位は少なく、突然大規模な崩壊を起こすという他と異なる挙動を示し、斜面崩壊の前兆が顕著に現れなかった。斜面崩壊の形状は全て円弧状で、50B~70A は斜面先破壊、50A のみ斜面内破壊であった。

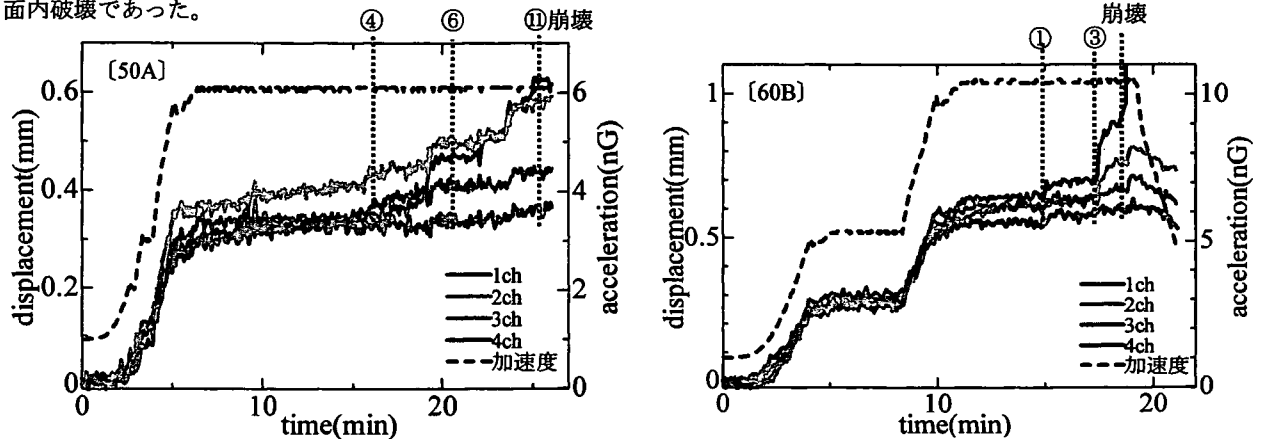


Fig.4 displacement and acceleration vs. time

5.一面せん断試験

供試体は遠心模型実験と同様の条件 (200kPa、3min、4 層) で締め固めて作製した。圧密過程は、50kPa、100kPa、150kPa、200kPa で圧密し、打ち切りは 3t 法によって判断した。せん断過程は、定圧条件下において、せん断変位速度 0.2mm/min で行った。実験結果 (せん断強さ-垂直応力) を Fig.5 に示す。この実験結果から、最小二乗法により強度定数 c 、 ϕ をそれぞれ、 $c=2.09\text{kPa}$ 、 $\phi=37^\circ$ とした。ただし、破壊包絡線の取り方によっては c の値が 1~3kPa まで変化する。

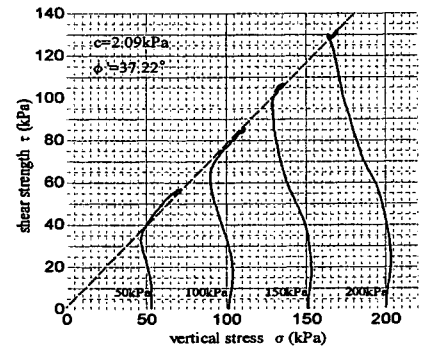


Fig.5 shear strength vs. vertical stress

6.斜面安定解析

1)解析条件…遠心模型実験で得られた斜面崩壊直前の断面形状と、一面せん断試験によって得られた c 、 ϕ の値を用いて、斜面安定解析を行った。地盤定数を湿潤密度 $\rho_f=14.98\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $c=2.09\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi=37^\circ$ として、計 5 回の遠心模型実験で崩壊直前の斜面の最小安全率を求めた。

2)解析結果…最小安全率はそれぞれ、50A⇒1.680、50B⇒1.183、60A⇒1.248、60B⇒1.075、70A⇒1.194 となった。

7.結論

1)遠心模型実験：変位計の経時変化に注目すると、斜面に近い 1ch、2ch が大きく変位した後に、大規模な崩壊が起きるといふ実大実験と同様の傾向が見られた。より斜面に近い法肩部で変位を計測すれば、大規模な斜面崩壊を事前に予測できる可能性が高いと言える。更に、斜面に傾斜計やレーザー変位計等を取り付け、その変化を観測すれば、その精度を上げることも期待できる。よって、掘削装置を用いた遠心模型実験は十分な再現性を持つといえよう。

2)斜面安定解析：最小安全率について比べてみると、50A のみ 1.68 と高い安全率を示したが、他の 4 ケースについては 1.1 前後と、ほぼ妥当と言える値を得られた。従って遠心模型実験の結果の妥当性を評価できた。50A の結果が他と比べて高い原因として、4.3) で述べたように斜面のすべり面が法肩部までいたらず、斜面内破壊したことが考えられる。更に掘削を進めて大規模な斜面崩壊を生じさせれば、その時の斜面安全率が 1 に近づいたのではないかと推測される。

《謝辞》

本研究は、厚生労働科学研究費 (労働安全衛生総合研究事業) 「斜面崩壊による労働災害防止に関する研究」の補助を受けて実施されました。記して謝意を表します。

《参考文献》

1)S.B.Tamrakar, 豊澤康男ら：実大実験による法面掘削に起因する斜面崩壊の前兆現象の検討, 安全工学シンポジウム vol.35, pp.319~322, 2005.

不攪乱・再構成試料による地すべり粘土の強度パラメータ算定例

地すべり 一面せん断試験 残留強さ

北海道大学大学院 学生会員○梅谷 晋平
株式会社ドーコン 正会員 高橋 秀彰
北海道大学大学院 国際会員 三田地利之
北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
北海道大学 齋藤 和彦

1. はじめに

筆者らはこれまで、地すべり面付近からの採取試料を用いたせん断試験結果を逆算法と結びつけることによる地すべり対策工設計用の強度パラメータ決定法を提案¹⁾するとともに、操作が簡単で精度の高いせん断試験結果を得る目的でコンピュータ制御による全自動繰り返し一面せん断試験装置を開発した²⁾。さらにこの装置を用いて不攪乱、再構成の試料について各種の試験例を積み重ねるとともに、せん断時間短縮のために繰り返しせん断途中でせん断速度を速めることや、少量の試料で強度パラメータを求めることを目的とした多段載荷繰り返しせん断試験などを試みて来た³⁾。

一連の研究の中で、昨年度は地すべり対策工の施工現場における集水井から採取した不攪乱および再構成試料について繰り返し一面せん断試験を実施した。その結果、現地のすべり面に極力一致させて行った不攪乱試料の残留せん断抵抗角 $\phi'(\tau=7.7^\circ)$ に対して再構成試料の $\phi'(\tau=22.4^\circ)$ と比べて大きな違いが見られた。この原因を詳細に検討した結果、不攪乱試料のせん断面近傍の最大粒径0.05mmに対し、再構成試料のせん断面の最大粒径が0.1~0.2mmと異なっていたことが判明した⁴⁾。

そこで、これを教訓に本研究では前報⁴⁾と同一地区の異なる地すべり地点の集水井から採取した不攪乱および再構成試料について、再構成試料の作製方法に特に留意して実験を行い、両試験から得られる強度パラメータの比較を行った。

2. 試料および試験方法

(1) 試料

北海道夕張市富野地区の地すべり現場で施工された集水井内から不攪乱試料を採取した。周辺の地質は古第三紀の幌内層である。幌内層は暗灰色を呈す泥岩で、ほとんど塊状であるがところどころに凝灰岩層を挟む。現場は地すべりが多発する地域であり、対象とする地すべり(以下Aブロック地すべり)は長さ約170m、幅約180m、深さ約15mの規模で生じており、その土塊には凝灰岩薄層が狭在している。泥岩と凝灰岩との境界部分、および凝灰岩薄層内ですべり面が存在しており、すべり面には鏡肌が見られる。不攪乱試料は、集水井施工時にすべり面以下まで掘り下げてすべり面を確認した後、すべり面を含むようブロックサンプリングにより採取した一辺約30cmの立方体ブロックである。再構成試料はすべり面付近の粘土層から採取した不攪乱試料に蒸留水を加えスラリー状にした後、425 μ mフルイを通過したスラリー試料を予圧密して作製した。試料の指数的性質および粒度組成はTable 1の通りである。

(2) 繰り返し一面せん断試験

試験には本研究室で開発したH-III型繰り返し一面せん断試験機を用いた。両面排水条件で圧密後、定圧繰り返し一面せん断試験を行った。試験条件は、片振幅6mm、せん断繰り返し回数10回、上下せん断箱間隔は0.2mm、せん断速度は繰り返し初回および最終回は0.02mm/min、繰り返し途中は1.0mm/minとした。なお供試体は直径60mm、高さ20mmである。不攪乱試料を用いる場合には、すべり面が供試体中央高さに位置するように成型し、繰り返し一面せん断試験におけるせん断面に一致させるように留意した。また、上記の定圧繰り返し一面せん断試験終了後に、多段載荷せん断試験を行っている。すなわち、一つの供試体からより多くのデータを得るために、定圧条件で繰り返しせん断した後、垂直応力を400kPa、300kPa、200kPaと各段階で繰り返しせん断を行い、垂直応力を除荷する方向で多段階の繰り返しせん断を行うものである。

3. 繰り返し一面せん断試験結果

Fig.1は不攪乱試料についての繰り返し一面せん断試験結果のせん断応力 (τ) ~垂直応力 (δ) 関係の典型的な例を示したものである。(a)図では繰り返しせん断一回目の τ ~ δ 関係とそれ以降の繰り返しせん断における

Table 1 Index properties

	不攪乱試料	再構成試料
細 礫 分 (%)	0.6	0.0
粗 砂 分 (%)	1.4	0.0
中 砂 分 (%)	3.5	1.8
細 砂 分 (%)	8.8	16.4
シルト 分 (%)	30.1	27.9
粘 土 分 (%)	55.6	54.0
土粒子密度 2.71g/cm ³		
液性限界 88.3% 塑性指数 61.6		

Determination of strength parameters of landslide clay Shinpei UMETANI, Toshiyuki MITACHI, Hiroyuki TANAKA,
by using undisturbed and reconstituted samples

Kazuhiko SAITO (Hokkaido Univ.)
Hideaki TAKAHASHI (Docon Co., Ltd.)

$\tau \sim \delta$ 関係にほとんど差が見られず、 τ_p と τ_r の差が小さい。実際の地すべりでは、過去に大きなせん断変位を経験しているため粒子構造が破壊され、粒子の再配向がほぼ完了していると考えられるため、(a)図のような $\tau \sim \delta$ 関係を示す場合は、鏡肌面でせん断が行われたケースと考えられる。一方、(b)図では初回のせん断で大きなせん断応力を示したのち、2回目以降はせん断応力が徐々に減少しており、 τ_p と τ_r の差が大きい。(b)図のような $\tau \sim \delta$ 関係を示す場合は、すべり面粘土内でせん断は行われているが鏡肌面と試験位置が完全には一致していないと考えられる。Fig.2(a)における“ピーク状態”のプロット点は多段階荷せん断試験の初回のせん断におけるピーク値を示したもので、 $\sigma'_v=200\text{kPa}$ に対応する点(○)の供試体は現地の鏡肌面の強度を現していないと判断できるため、現地の鏡肌面の強度として $\sigma'_v=300,400\text{kPa}$ に対応する点(□,△)からピーク強度パラメータを算出した。また同図に示すように、多段階荷せん断試験における各応力段階での残留強度はよい再現性を示している。

同図中の Fig.2(b)は再構成試料に対する試験結果であり、図中に示した残留状態の強度パラメータは不攪乱試料のそれ(Fig.2(a))と近似した値を示している。これはすべり面のごく近傍の試料を用いることが出来たことによるものと考えられる。

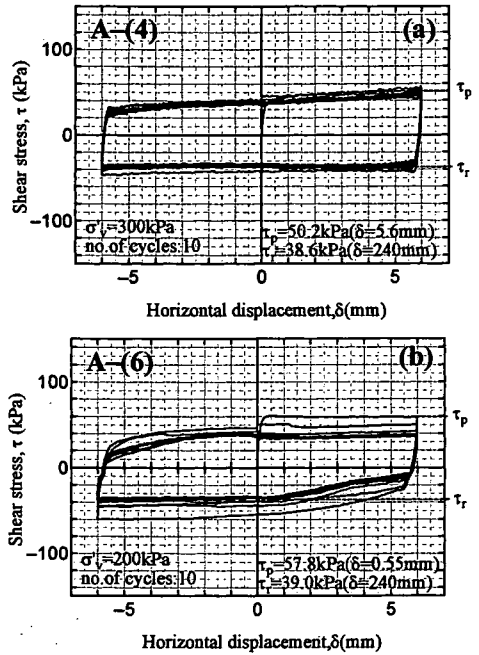


Fig.1 (a),(b) $\tau \sim \delta$ relationship

4. おわりに

古第三紀泥岩分布域の地すべり現場の集水井内で採取された試料に対する繰返し一面せん断試験の結果から以下の知見を得た。

- (1) 不攪乱試料による繰返し一面せん断試験結果では、多段階荷一面せん断試験により精度よくすべり面粘土の残留強度パラメータを把握することが可能であった。
- (2) 不攪乱試料による試験は、ピーク強度はバラツキが大きく、その意味合いは曖昧であるが、現地のすべり面強度もしくはすべり面粘土のピーク強度を大まかに把握することができ、かつすべり面粘土の残留強度を直接求めることが可能であることから、設計用強度パラメータの決定に際しては貴重な情報となりうる。
- (3) 再構成試料による試験ではバラツキの少ない結果が得られるが、強度パラメータの決定に際しては、試料がすべり面粘土の強度を反映していることを確認することが重要であり、そのためにはすべり面観察に基づき試料採取をすべり面の極近傍に限定すること、すべり面粘土および採取試料の物性を把握し評価すること、不攪乱試料の残留強度との比較を行うことが重要である。

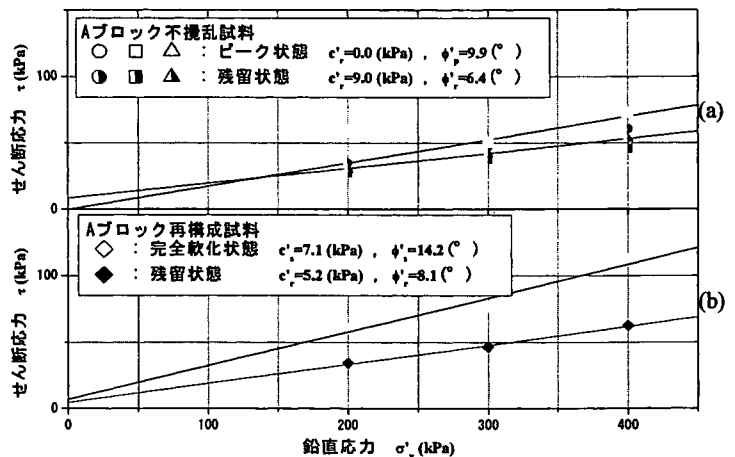


Fig.2 (a), (b) Strength parameters

【参考文献】

- 1) Mitachi, T. et al.: Determination of strength parameter for landslide slope stability analysis by laboratory test and inverse calculation engagement, 地すべり学会誌, Vol.40, No.2, pp.150-116, 2003.
- 2) 三田地, 九田, 大河原: 全自動繰返し一面せん断試験装置の開発と安定解析用強度パラメータの決定, 第 39 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.265-268, 2000.
- 3) 三田地, 鷲: 多段階荷繰返し一面せん断試験による粘土の残留強度評価, 第 43 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.263-266, 2004
- 4) 梅谷, 鷲, 高橋, 三田地, : 繰返し一面せん断試験に基づく残留強度パラメータ評価方法の検討, 第 44 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.139-142, 2005

すべり面観察結果とせん断試験結果に基づく地すべり強度定数の評価

地すべり 強度定数 一面せん断試験

株式会社ドーコン 正会員 ○高橋 秀彰
木崎 健治
北海道大学大学院 国際会員 三田地利之
北海道大学大学院 学生会員 梅谷 晋平
株式会社ドーコン 正会員 鈴木 俊司
株式会社ドーコン 雨宮 浩樹

1. はじめに

近年、試験基準の整備などにより、地すべり安定解析に用いる設計強度定数の決定にせん断試験結果を用いた事例¹⁾が数多く報告されている。すべり面のせん断試験結果から設計強度定数を決定するにあたっては、試験により得られるピーク、完全軟化、残留強度の評価を明確にすることが重要である。すべり面のせん断試験結果の評価するにあたり、試料採取時のすべり面観察結果や各種物理試験結果などからすべり面の特性を評価することが有効であると考えた。本論では、古第三紀泥岩分布域において、粘土化した泥岩をすべり面とする風化岩地すべりと、粘土化した凝灰岩の薄層をすべり面とする崩積土地すべりの2つの地すべりについて、集水井施工時に一連のすべり面観察とすべり面の試料採取を実施し、採取した不攪乱および再構成試料を用いた繰返し一面せん断試験結果とすべり面観察結果等によるすべり面の評価から地すべりの設計強度定数の検討を行った事例を報告する。

2. 地すべり概要とすべり面の特徴

調査地は北海道夕張市富野地区で、地質は古第三紀の幌内層である。幌内層は暗灰色を呈す泥岩で、ほとんど塊状であるが、ところどころに凝灰岩層を挟む。今回検討に用いた2つの地すべりブロックの概要とすべり面の特徴を以下に記す。

1) Aブロック

Aブロックは長さ約170m、幅約180m、深さ約15mの崩積土すべりである。すべり面には約20cmの凝灰岩層を伴い、すべり面上には鏡肌やスリッケンが認められる。地すべり土塊は分化が進み、複数の小ブロックに分割され、内部を構成する泥岩は凝灰質で粘土化しやすい性質をもつ。

すべり面付近の岩相は上部から礫混じり粘土(泥岩)→粘土化凝灰岩→すべり面粘土→破碎岩(凝灰岩)→破碎岩(泥岩)の様に変化する(図-1)。すべり面粘土の粒度分布については80%前後が粘土・シルトで構成されており、その上下部の粘土化凝灰岩についてもほぼ同様の粒度構成となっている。このような粘土～シルトを主体とする部分(以下地すべり粘土層)は厚さ約20cmに及ぶ。地すべり粘土層内部ではスメクタイト含有率も高く、全体に40%前後の値を示す(図-1)。Aブロックでは、すべり面を挟む部分での深度方向の粒度分布、構成粘土鉱物はほぼ均一である。

2) Cブロック

Cブロックは長さ約230m、幅約120m、深さ約30mの風化岩すべりである。すべり面付近には凝灰岩は認められず、すべり面は泥岩内部に薄い粘土層を伴って出現する。地すべり土塊内部は破碎されているものの、強風化部を除くと、本来の岩盤の構造がほぼ保存されている。

すべり面粘土の上位には厚さ数cm～50cmの砂・細礫混じり粘土層が認められるが、その粒度分布については40%前後の砂分・礫分で構成されている(図-2)。粘土～シルトを主体とする地すべり粘土層の厚さはわずか数mm程度で、粘土分を構成する粘土鉱物の種類も上下部とは異なっている。Cブロックでは、すべり面を挟む部分での深度方向の粒度分布、構成粘土鉱物は非常に不均一である。

3. 強度定数の評価

繰返し一面せん断試験結果を表-1に示す。不攪乱試料については、多段荷重繰返し一面せん断試験により残留強度パラメータを求め、ピーク強度パラメータはパラツキのある中から現地の鏡肌を呈す面の強度を現すと考えられるものを採用した²⁾。

2ブロックの残留強度パラメータを比較すると、Aブロックでは不攪乱試料と再構成試料の値が一致したのに対し、Cブロックでは再構成試料は高い値を示し、不攪乱試料とは一致しない結果となった。すべり面観察結果において、Aブロックではすべり面上部にすべり面粘土と非常に類似した物性(粒度・スメクタイト含有率)を持つ粘土が深度方向