

厚生労働科学研究費補助金

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

平成 17～19 年度 総合研究報告書

主任研究者 三田地 利之

平成 20（2008）年 4 月

目次

I 総合研究報告

1. まえがき	3
2. 地盤強度の評価法の検討.....	5
2.1 地盤の引張り強度の評価法.....	5
2.1.1 はじめに	5
2.1.2 試験装置と試験方法.....	5
2.1.3 不飽和土の試験試料と実験条件.....	6
2.1.4 実験結果	7
2.1.5 飽和土についての試験結果.....	8
2.1.6 結論	9
2.2 残留強度の発生機構と地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法.....	10
2.2.1 はじめに	10
2.2.2 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.....	10
2.2.3 地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法.....	13
2.2.4 全自動繰返し一面せん断試験装置の開発.....	16
2.2.5 SPLICE 法の適用例	19
2.2.6 結 論	20
2.3 簡易静的コーン貫入試験装置の開発とその適用について.....	22
2.3.1 研究目的	22
2.3.2 研究方法	24
2.3.3 研究結果	25
2.3.4 健康危機情報.....	25
2.3.5 研究発表	26
2.3.6 知的財産権の出願・登録状況.....	26
3. 斜面変位等計測機器の試作.....	27
3.1 研究目的	27
3.2 研究方法	27
3.3 研究結果	28
3.3.1 高精度傾斜計の開発.....	28
3.3.2 室内模型斜面における斜面崩壊実験.....	29
3.3.3 遠心模型実験による斜面崩壊の再現.....	34
3.3.4 現場模型斜面における実物大実験.....	37
3.5 健康危機情報	41

4. 斜面の変位・崩壊の予測および危険性判定手法	43
4.1 降雨による地盤中の間隙水圧の挙動に関する遠心実験	43
4.2 降雨による斜面崩壊のメカニズムと破壊状況	44
4.3 降雨による斜面崩壊の予知	48
4.4 健康危機情報	48
5. 検知・警報システムの開発	49
5.1 研究目的	49
5.2 研究方法	49
5.2.1 検知・警報システムの試作・検討	49
5.2.2 警報発信レベル	51
5.3 研究結果	51
5.3.1 検知・警報システムの試作・検討	51
5.3.2 警報発信レベル	52
5.4 健康危機情報	55
5.5 研究発表	55
5.6 知的財産権の出願・登録状況	55
6. まとめ	56

II 研究成果の刊行に関する一覧表

III 研究成果の刊行物・別刷り

厚生労働科学研究費補助金（労働安全衛生総合研究事業）
（総合）研究報告書

1. まえがき

主任研究者 三田地利之 北海道大学 大学院 教授

斜面工事中の労働災害による死亡者数は年間約 100 名近くに達しているが、掘削工事においては斜面崩壊事故の発生頻度が高く、一度に数人が被災する重大な災害も多い。また建設工事現場以外においても、一般民家や道路に隣接する斜面が崩壊して災害となる斜面崩壊災害事例も毎年多数報告されている。新潟県中越地震はもとより、2004 年には台風に伴う豪雨が引金となって各地で斜面災害が発生した。

道路や民家わきなどの斜面の崩壊を防ぐために行われる工事は、そもそも崩壊の危険性が高い斜面を安定化するために行われるが、その工事中には急勾配で斜面を切土したり、斜面のすそを掘削することなどが必要となって、斜面が不安定になり崩壊の危険性が高まる。このため労働災害が後を絶たず、掘削工事における災害の半数近くを占めている。また工事は中小業者が施工することが多く、対策工を講じることなく作業員は命がけで工事に携わる状況が続いている。

これらの背景には、斜面崩壊災害は小規模な局所的崩壊において突発的に発生することから、発生箇所の特定、予測が極めて難しく、災害防止技術が十分には開発されていないことがある。こうした災害を減少させるには、的確な斜面の監視に基づいて崩壊の危険性を予測し、確実に警報を発し

て避難することができるような簡易かつ安価でしかも信頼性の高いシステムの開発・普及が不可欠である。

斜面崩壊災害の防止に関する研究は地盤工学の古くからのテーマであり、国内外において多数の研究の蓄積がなされている。しかしながらこれらの多くは、大規模な地すべりが主な対象であった。大規模な地すべりは長期的に推移することから計測実績も多く、最近では予測可能な事例も多くなっている。小規模で局所的な崩壊は、発生箇所の特定も極めて難しく、しかも突発的に発生するという特徴があることから、これまでは事前予測技術の開発研究が不十分なまま推移してきた。一方、近年の計測技術の急速な進歩を背景に、最新のセンサーを組み合わせ活用すれば、より安価で効果的な機器の開発の可能性があることが認識されてきた。

そこで本研究では、現場の状況に応じて崩壊可能性および崩壊モードならびに前兆現象が起こる箇所を解明し、計測データから崩壊の危険性を判定し、崩壊直前には確実に警報を発することの出来るシステムを開発し、さらに実際にシステムを試作して現場実験によって検証するところまでを研究目標にすえて次の 4 項目

1) 地盤強度の評価法の検討

- 2) 斜面変位等計測機器の試作
- 3) 斜面の変位・崩壊の予測および危険性
判定手法の検討
- 4) 検知・警報システムの検討

について平成17年度から3年間にわたって
研究を進めて来た。次章以降にその成果を
報告するものである。

2. 地盤強度の評価法の検討

主任研究者 三田地利之 北海道大学 大学院 教授

分担研究者 伊藤和也 独立行政法人労働安全衛生総合研究所 研究員

研究要旨：

現場の状況に応じて崩壊可能性および崩壊モードならびに前兆現象が起こる箇所を解明するための基礎となる地盤強度の評価法について検討し、室内試験による地盤の引張り強度の評価法および地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法についての提案を示した上で、現場で簡便に強度評価が可能なように工夫開発した簡易静的コーン貫入試験機の前位置試験結果を示し、十分に現場に適用可能であることを示した。

2.1 地盤の引張り強度の評価法

2.1.1 はじめに

斜面崩壊は一般的に考えられる円弧すべりだけではなく、斜面崩壊前に法肩に引張りクラックが発生し、崩壊部の上部が剥離している状況も現場でよく見られる。すなわち、法肩に発生する引張りクラックとその地盤の引張り強度が深く関連していると考えられる。したがって、斜面の崩壊メカニズムを解明するには土の引張り強度を適切に評価することが重要と考えられるが、引張り強度を直接測るのは困難とされ、引張り強度に関する従来のほとんどの研究は改良した土や強度の大きい土を対象としている。本節では、飽和・不飽和両条件下の粘性土の引張り強度をより正確にかつ簡単に測ることを目指して独自に開発した試験装置と、それを用いて実施した試験の結果について

報告する。なお、飽和条件の実験には3種類の市販粘土を予圧密したものを用い、不飽和条件の試料としては関東ロームを用いた。本報では、引張り強度に影響する乾燥密度と含水比を変化させ関東ローム土の引張り強度を測定し、それを一軸圧縮強度およびサクションと比較した。

2.1.2 試験装置と試験方法

図-2.1.1～2 は本研究で開発した引張り試験装置を示している。引張りモールドは“8”の字の形をしている。このモールドの片側半分は固定で、半分は引張り方向に可動となっている。可動モールドの底面にはリニャローラーウェイを設置し、滑らかに真直ぐ動くようになっている。この装置では供試体の底面と上面の2カ所でサクシ

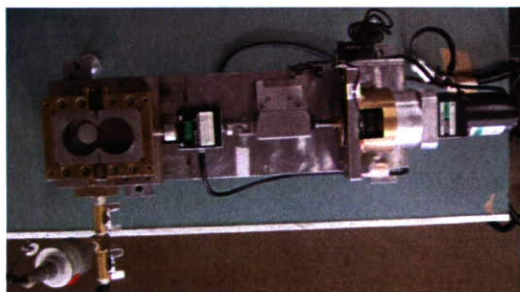


図-2.1.1 引張り試験装置全体図

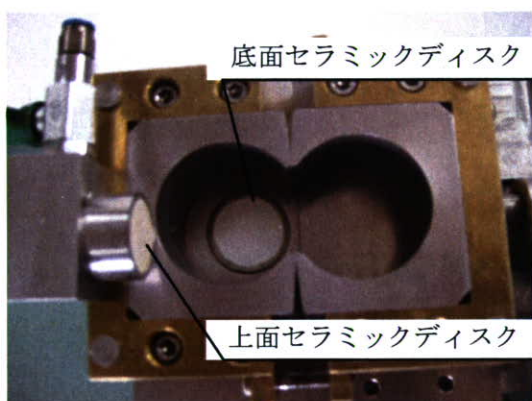


図-2.1.2 引張り試験装置モールド

ョンを測定できる。サクシジョンの測定にはセラミックディスクを使用し、水圧計を通して測る。図-2.1.2にあるように供試体をモールドに挿入する前に固定モールドの底面に直径 2.9cm のセラミックディスクを設置する。供試体上面でのサクシジョンの測定の場合は供試体をモールドに挿入後、直径 2.4cm のセラミックディスク（図-2.1.2）を 8 の字の供試体の上面中央部に接触させ、固定する。セラミックディスクの AEV は 240kPa である。供試体にセラミックディスクを接触させた後、底面と上面で測定しているサクシジョンの値が一定になるまで待つ。この一定のサクシジョンを初期サクシジョンとし、事前に設定した引張り速度 0.1mm/min で引張り試験を開始する。引張り試験中、引張りクラックは固定モールド

と可動モールドの接触部の幅の最も狭い中央部に現れる。この部分の幅は 3cm であり、モールド自体の高さは 5cm である。本研究では引張り破壊を生じる断面は平面と仮定し、断面積は 15cm² とする。可動モールドの横に接続するロードセルにて測定された引張り強さを引張り断面で割り、引張り強度を算出する。

一軸圧縮試験の場合は予圧密後の試料から高さ 10cm、直 15cm² 径 5cm の供試体を作成する。直径 4cm のセラミックディスクを底部に設置しサクシジョンを測定しながら、引張り試験と同じく初期サクシジョンになるまで待ち、速度 0.1mm/min で圧縮を開始する。また両試験において初期サクシジョンを測定するまでの間、供試体の乾燥を防ぐためにラップで空気との接触を防ぎ、さらにその周りを湿らせたタオルで覆った。

不飽和土の場合、あらかじめ含水比を調整し乾燥密度に合わせた所定の量をモールドの中に入れ、モールドの上にカラーを乗せる。その後モールドと同形の裁荷板で静的に締め固める。飽和土の場合は別の容器（内径はモールドと同じ形）で試料を圧密して作成し、その容器から試料を引張り試験装置のモールドに直接押し込み、ワイヤソーで切り離し、上面をあらためて整形する。

2.1.3 不飽和土の試験試料と実験条件

実験試料として、(独) 労働安全衛生総合研究所の敷地内から採取した関東ロームを使用した。これを自然乾燥した後、ゴムハンマーで軽く叩くことで粉碎し、2mm のふるいを通した試料を使用した。三種類の乾燥密度 (0.66、0.68、0.70/cm³) と 7 種類の含水比 (30、40、50、60、70、80、90%)

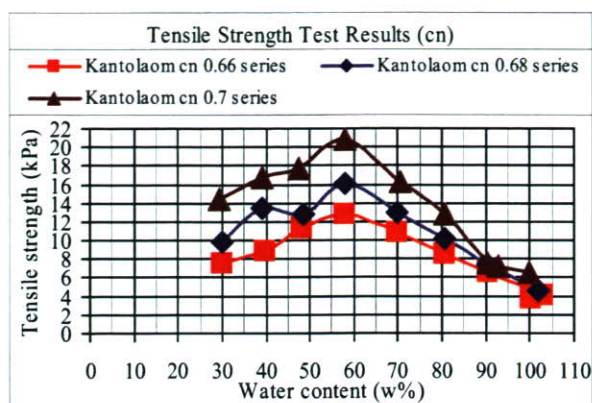


図-2.1.3 含水比、乾燥密度の違いによる引張強度

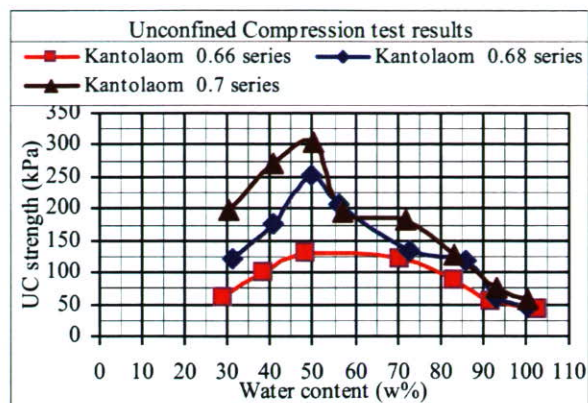


図-2.1.4 含水比、乾燥密度の違いによる一軸圧縮強度

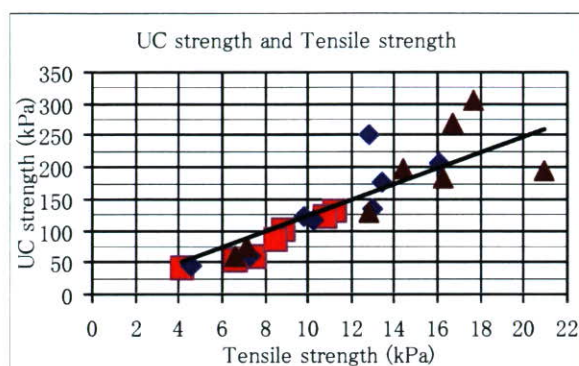


図-2.1.5 一軸圧縮と引張強度の関係

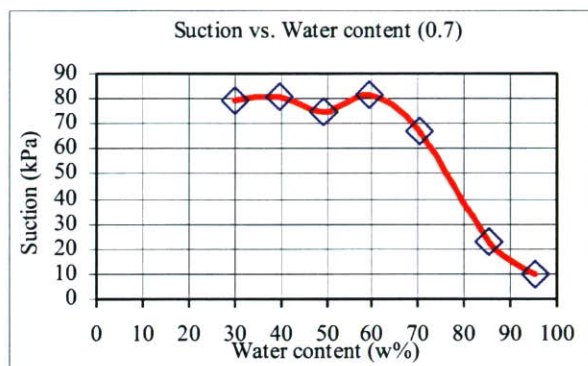


図-2.1.6 サクション測定結果

の組み合わせで試料を作成した。供試体はすべて一層で静的に締め固めた。引張試験の場合は変位速度を 0.33mm/sec とし、一軸圧縮試験の場合はひずみ速度を $1\%/min$ とした。初期サクションの測定は、試料を乾燥密度 0.7g/cm^3 と一定とし、含水比のみを変えて行った。

2.1.4 実験結果

乾燥密度をパラメーターとした含水比と引張り強度の関係を図-2.1.3に示す。乾燥側から含水比が増大するにつれ引張り強度も徐々に増大し、含水比が50から60%のあたりで最大になり、その後再び減少する傾向が見られた。含水比が90から100%にお

いて、引張強度はほぼ同じであった。図-2.1.3によると乾燥密度が高くなるにつれ引張強度も増大するが、含水比が高くなると（すなわち飽和土に近づく）引張強度はほぼ同じ値となり乾燥密度の影響が少なくなった。図-2.1.4に一軸圧縮強度と含水比の関係を示す。図-2.1.3の引張強度の場合とほぼ同じ傾向をみせている。乾燥側では密度によって一軸圧縮強度の差が大きく飽和側ではその差が小さくなっている。引張強度と一軸圧縮強度の関係を図-2.1.5に示す。低含水比の領域では少しばらつくが、全体的には一軸圧縮強度が引張強度の約12.5倍になっている。図-2.1.6に乾燥密度 0.7g/cm^3 の試料について測定した初期サク

クションの値を示している。図から分かるように含水比が 60%以上と高くなるにつれサクションが急激に減少する傾向が見られる。含水比が 30%~60%ではサクションがほぼ一定となった。サクションと強度を比較すると（図-2.1.3, 4, 6）含水比 60%以上の範囲ではサクションの増大とともに（含水比が）強度も増大するが、含水比 30%~60%の範囲ではサクションは一定ながら含水比の増大につれて強度もわずかに増大している。

2.1.5 飽和土についての試験結果

市販の笠岡粘土、藤の森粘土、NSF clay の練り返し飽和試料を予圧密して行った試

験結果を以下に示す。

図-2.1.7 は引張り試験開始前のサクションと時間の関係の測定例を示している。図-2.1.8 は、引張り試験中の変位に対する引張り応力とサクションの変化の例を示したものである。これから、引張り応力の最大値（引張り強度）とサクションの最大値は必ずしも一致しないことがわかる。同様に一軸圧縮試験の場合の挙動を図-2.1.9~10 に示す。一軸圧縮強度とサクションの最大値も必ずしも一致しないことがわかる。つぎに、各試料について引張り強度および一軸圧縮強度を発揮する変位（またはひずみ）のときのサクションの値を予圧密応力に対してプロットしてみると（図-2.1.11）、ど

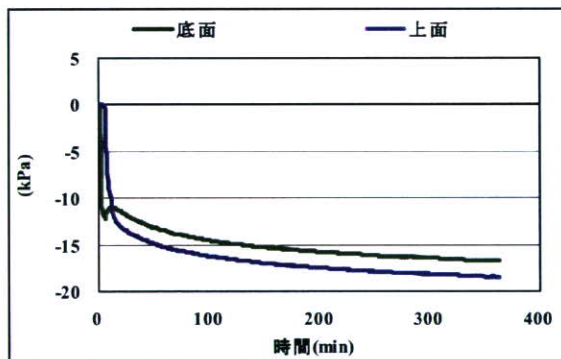


図-2.1.7 引張り試験開始前のサクションー時間関係 (NSF clay 予圧密応力 100kPa)

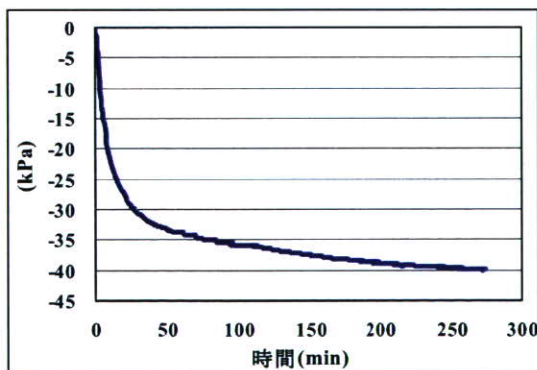


図-2.1.9 一軸圧縮試験開始前のサクションー時間関係 (NSF clay 予圧密応力 200kPa)

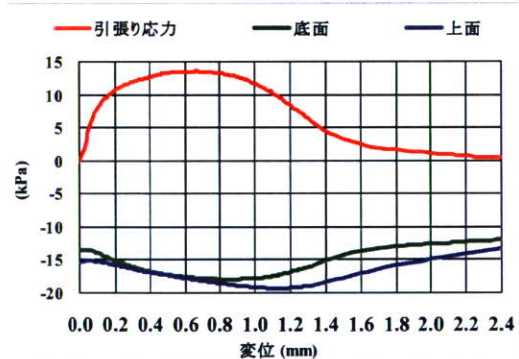


図-2.1.8 引張り応力、サクションー変位関係 (NSF clay 予圧密応力 100kPa)

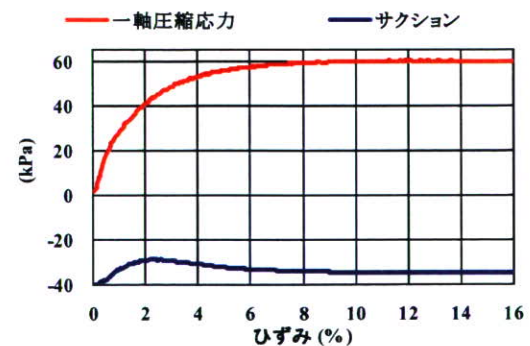


図-2.1.10 一軸圧縮応力、サクションーひずみ関係 (NSF clay 予圧密応力 200kPa)

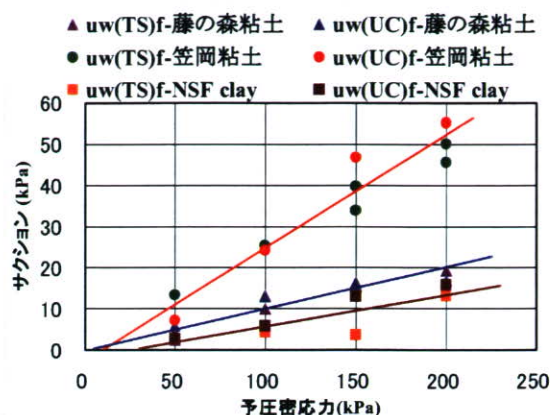


図-2. 1. 11 予圧密応力に対するサクシオン

の試料においてもサクシオンは引張り試験と圧縮試験でほぼ一致するとみてよさそうである。図-2. 1. 12 に引張りおよび圧縮強度と予圧密応力の関係を示す。図から分かるように笠岡粘土、藤の森粘土、NSF clay いずれにおいても引張り強度、一軸圧縮強度ともに予圧密応力に比例して大きくなる。さらに、一軸圧縮強度と引張り強度の比は笠岡粘土では 3.3 倍、藤の森粘土では 3.4 倍、NSF clay で 2.8 倍になっていることがわかる。

2. 1. 6 結論

- 1) 新しく開発した引張試験装置を用い、含水比と乾燥密度を変化させて不飽和状態の関東ロームの引張強度を測定した結果、一軸圧縮強度は引張強度の約 12 倍であった。
- 2) 不飽和土の引張強度と含水比の関係は一軸圧縮強度の変化と同様の傾向を示すことがわかった。
- 3) 飽和土についての引張り強度または一軸圧縮強度の最大値を発揮する変位と

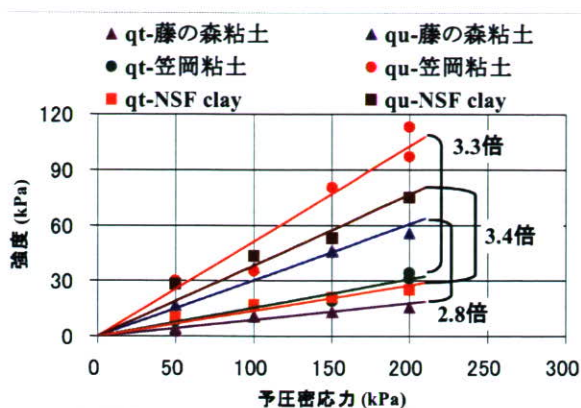


図-2. 1. 12 予圧密応力に対する強度

試験中のサクシオンのピーク時の変位（またはひずみ）は必ずしも一致しない。

- 4) 飽和土の引張り試験、一軸圧縮試験の破壊時のサクシオンはほぼ一致する。
- 5) 引張り強度と一軸圧縮強度の比を定量的に評価すると、笠岡粘土で 3.3 倍、藤の森粘土で 3.4 倍、NSF clay で 2.8 倍であった。

参考文献

- 1) Tamrakar, S. B., Toyosawa, Y., Mitachi, T. and Itoh, K. : Tensile strength of compacted and saturated soils using newly developed tensile strength measuring apparatus, S&F 45(6), pp.103-111, 2005.
- 2) Tamrakar, S. B., Mitachi, T. and Toyosawa, Y. : Measurement of soil tensile strength and factors affecting its measurements, S&F, 47(5), pp.911-918, 2007.

2.2 残留強度の発生機構と地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法

2.2.1 はじめに

地すべり対策工の選定やその効果判定の根幹をなす安定解析において、採用される強度パラメータ (c, ϕ) の妥当性は、解析の信頼性に関わる大きな要素である。一方、地すべりは、活動し始めの小さな変位から数 m に及ぶ大きな変位まで、様々なひずみレベルを有することから、安定解析に適用されるべきせん断強度は、すべり面構成土のひずみ軟化レベルに応じて、ピークから完全軟化を経て残留状態に至るまでの値のどこかに存在すると考えられる。一般に c, ϕ は排水条件等々の試験条件によって異なるものであり、いわゆる“定数”とはいえないことから、本文では“強度パラメータ”と呼ぶことにしている。

さて、本文では、まず残留状態におけるせん断抵抗角 $\tan \phi'_r$ の意味を考えた上で、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について考察し、さらに地すべり対策工設計用強度パラメータの決定方法について議論する。

2.2.2 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 Hvorslev¹⁾ 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) 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

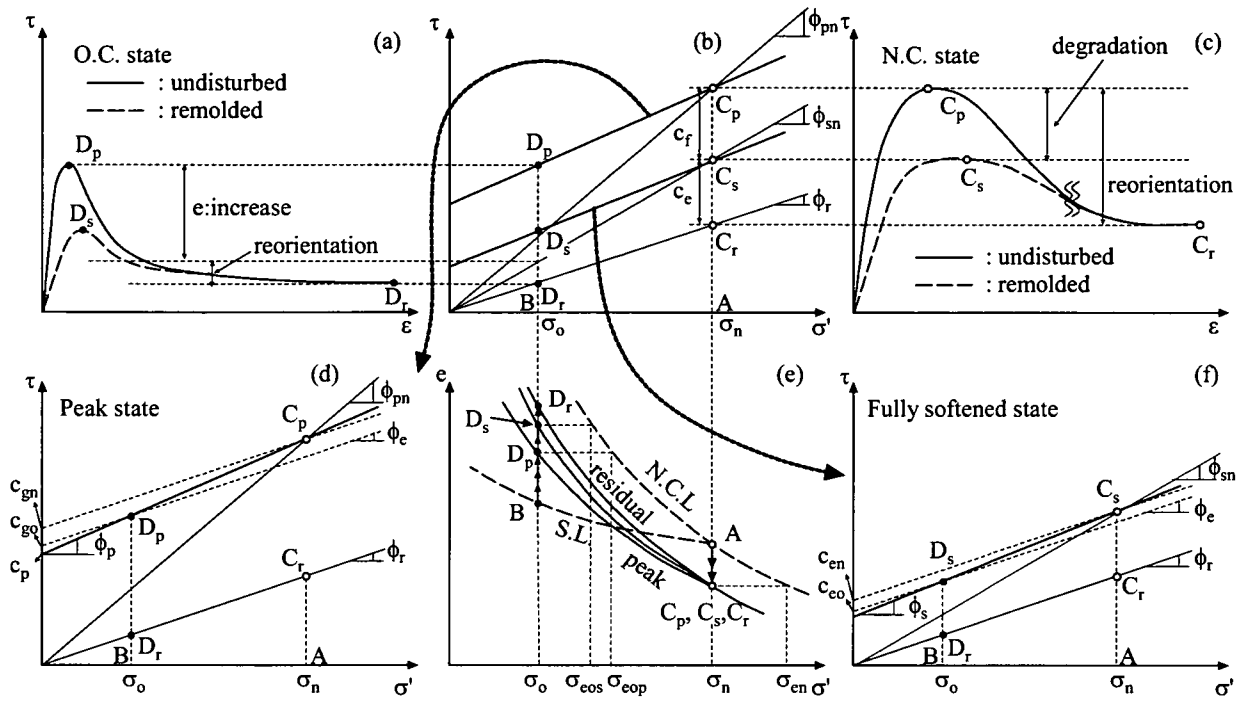


図-2.2.1 ピーク・完全軟化・残留状態に対応する強度パラメータの相互関係

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-2.2.1(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-2.2.1(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-2.2.1(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-2.2.1(d)の直線 $C_p D_p$ の傾き $\tan \phi_p$ は図-2.2.1の記号を用いて次式のように表すことができる。

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

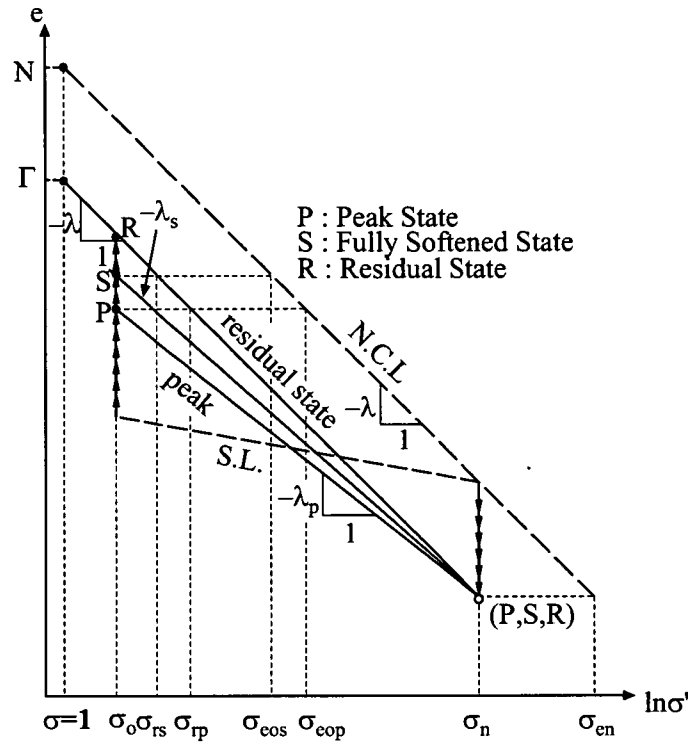


図-2.2.2 定圧一面せん断試験中の間隙比－有効応力関係

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-2.2.2 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-2.2.2 で $\sigma' = 1$ (kPa) の時の正規圧密線および残留状態線上の間隙比をそれぞれ N および Γ 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-2.2.1(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²⁾。

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

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

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。

2.2.3 地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法

(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ため、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

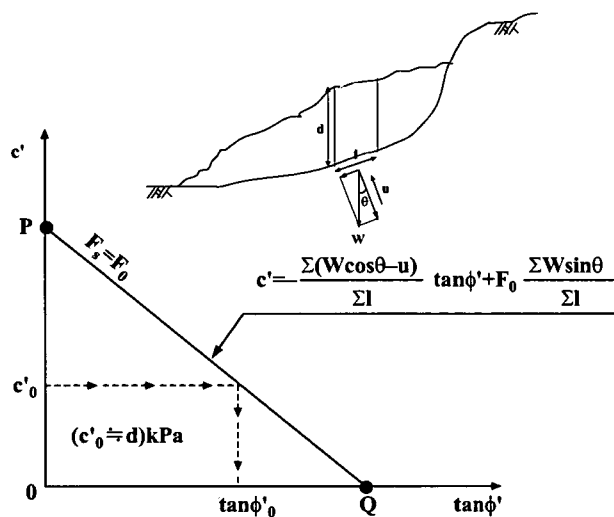


図-2.2.3 逆算法による強度パラメータの決定法

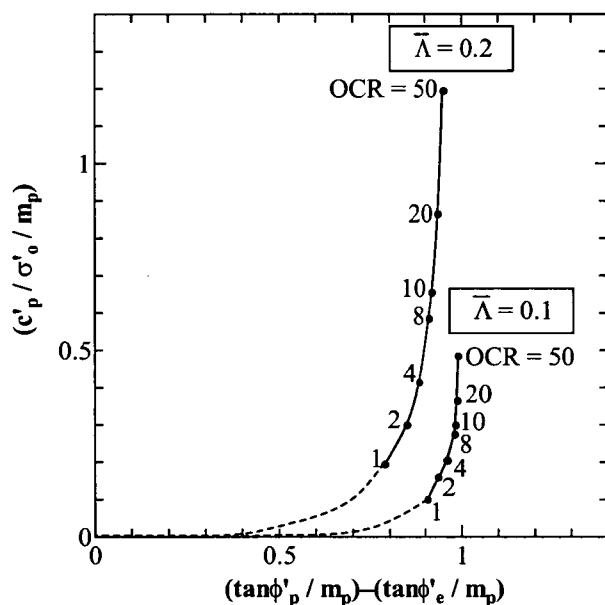


図-2.2.4 OCRの関数としての強度パラメータの変化

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³⁾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 $c'_0 \doteq d$ (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-2.2.3)。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、 $c'_0 \doteq d$ とする仮定に理論的な根拠がないことは従来しばしば指摘されてきた^{4)~6)}。

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。

(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

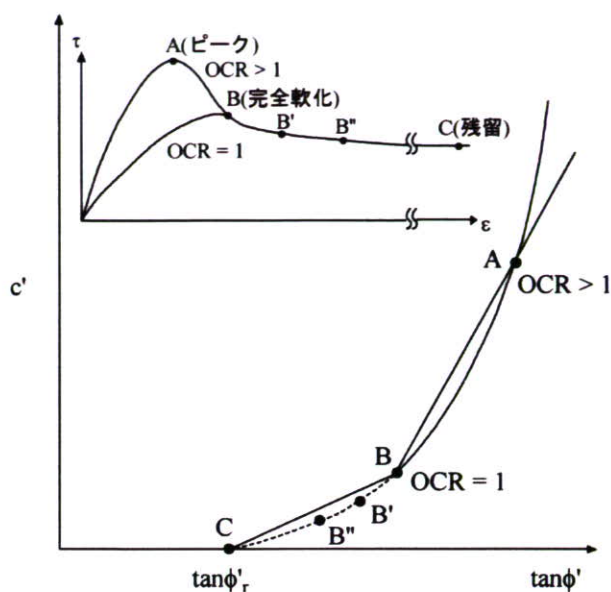


図-2.2.5 OCRの関数としての強度パラメータの変化

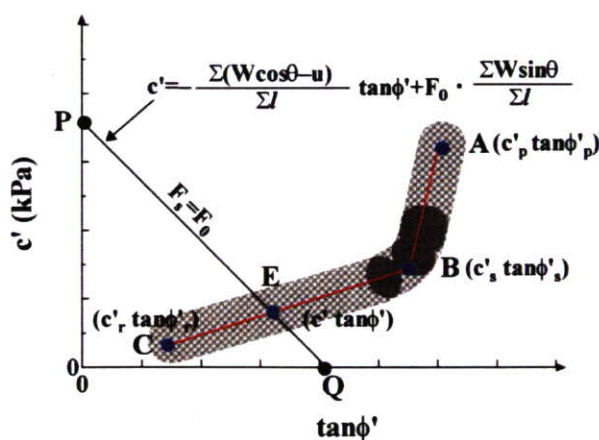


図-2.2.6 設計用強度パラメータの決定法 (SPLICE 法)

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す、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。

前節で示したように、本文ではピークか

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。

図-2.2.4 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-2.2.5 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-2.2.5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-2.2.6 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。

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-2.2.6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

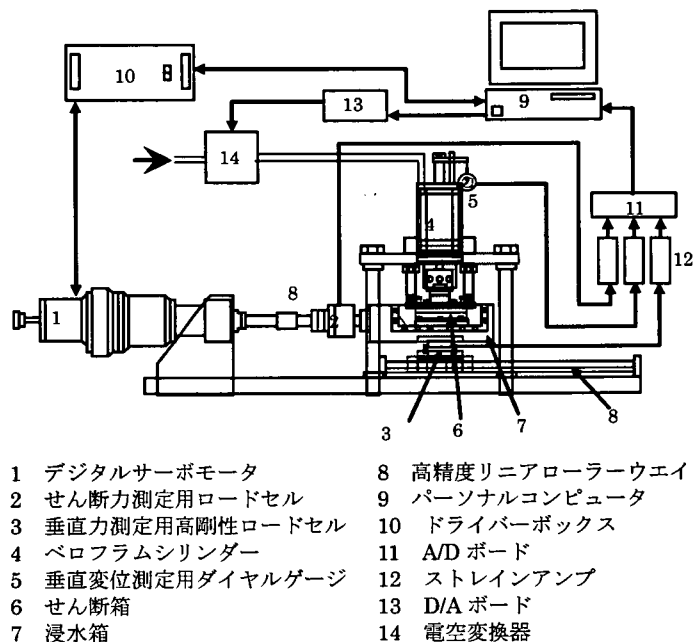


図-2.2.7 全自動繰返し一面せん断試験装置

ば図-2.2.6 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、 $c'_0 \div d$ 法より信頼性の高いものと言える。

2.2.4 全自動繰返し一面せん断試験装置の開発

(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ィジタ

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⁷⁾。

RDBS 試験装置の模式図を図-2.2.7 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、モータードライバー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なものである。

- 1) 高精度ディ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ベロフラムシリンダーに载荷して発生（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。
- 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。

(2) 繰り返し一面せん断 (RDBS) 試験概要

本試験では、水平変位 6mm でせん断応力の载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り返す。図-2.2.8 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-2.2.9 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。繰り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。その後繰り返しせん断を続けるとせん断応力がほぼ

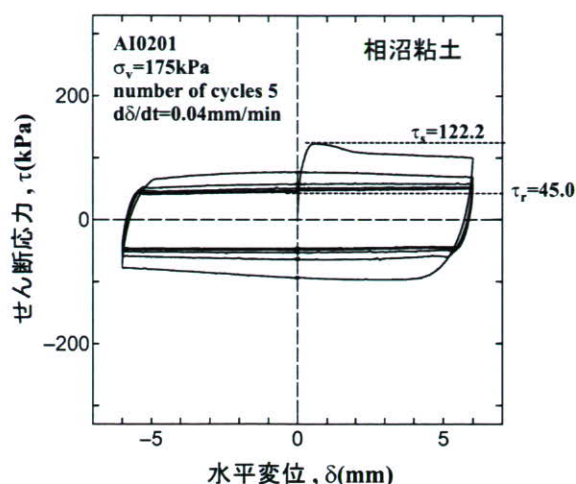


図-2.2.7 せん断応力(τ)～水平変位(δ)関係の例

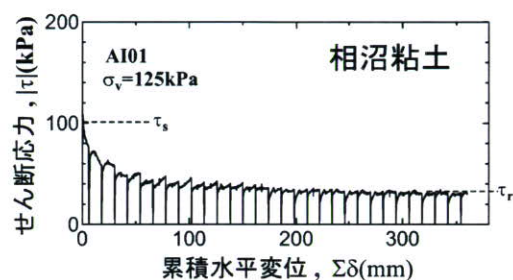


図-2.2.9 せん断応力～累積水平変位関係の例

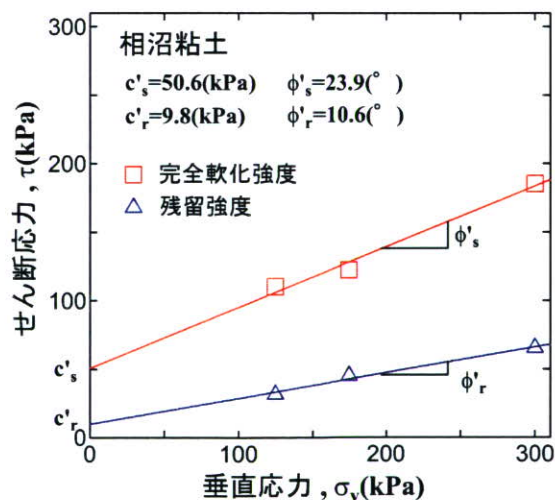


図-2.2.10 せん断応力～垂直応力関係の例

一定値に収束し、その後ほとんど同じ経路をたどるが、繰り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-2.2.10は、垂直応力を変えて実施した繰返し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。

(3) 多段載荷せん断試験

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⁸⁾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返しせん断を行う、といった多段載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-2.2.11はNSF-clayについて除荷方向の多段載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ちせん断速度0.02mm/minで繰返しせん断（繰返し回数5回）を行い、所定の応力まで除荷して再び繰返しせん断（繰返し回数3回）を行ったものである。図-2.2.11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。

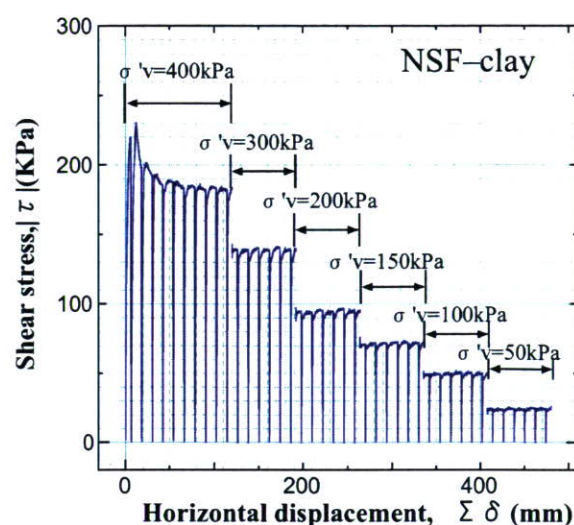


図-2.2.11 せん断抵抗～累積変位関係

表-2.2.1 試験方法による残留強度比較

σ'_v (kPa)	従来の試験 τ_r (kPa)	多段載荷試験 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

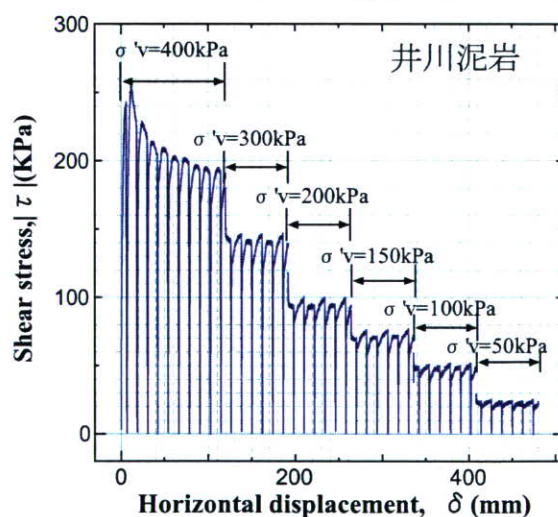


図-2.2.12 せん断抵抗～累積変位関係

ことがわかる。

表-2.2.1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、多段載荷せん断試験の τ_r が若干低めの値を示していることが分る。

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-2.2.12である。図-2.2.11と同様の傾向が見られる。

2.2.5 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2.2.3の(2)で提案した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以下に示す。

なお、前述の図-2.2.3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-2.2.3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-2.2.13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

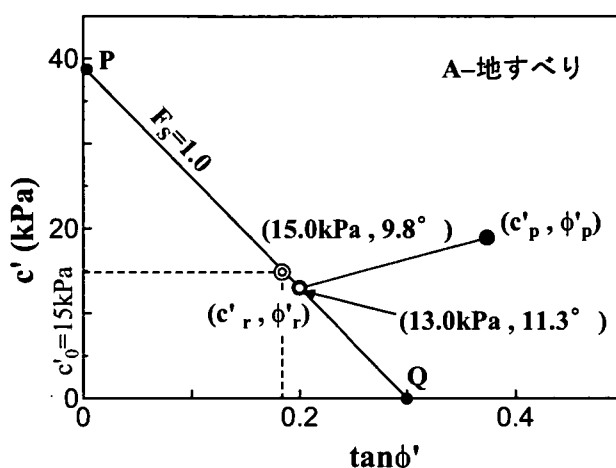


図-2.2.13 SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定 (A-地すべり)

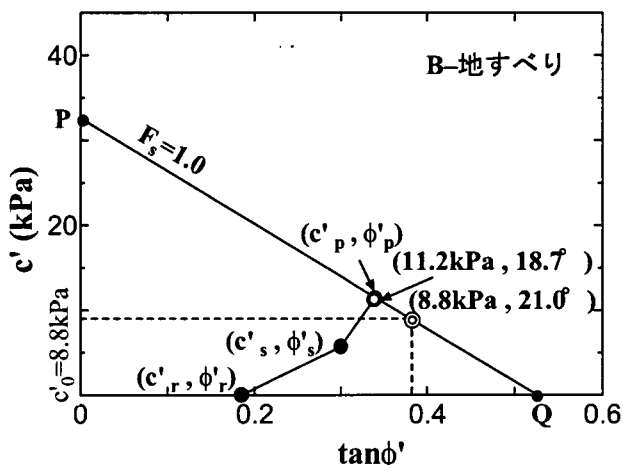


図-2.2.14 SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定 (B-地すべり)

り $c'=13.0\text{kPa}$, $\phi'=11.3^\circ$ が得られる（図-2.2.13）。この結果は A-粘土の残留状態における強度パラメータ ($c'_r=14.9\text{kPa}$, $\phi'_r=11.2^\circ$) 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 $c'_0=15.0\text{kPa}$, $\phi'=9.8^\circ$ 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。