

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

岩手大学 国際会員 ○大河原正文
 北海道大学大学院 国際会員 三田地利之

1. はじめに

せん断抵抗係数 $\tan \phi$ は、土のせん断特性を表すパラメータとして大変重要である。 $\tan \phi$ は、垂直応力の増減に対するせん断応力の増減率を表し、せん断強度の種類ごとにピーク強度には $\tan \phi_p$ 、完全軟化強度には $\tan \phi_s$ 、残留強度には $\tan \phi_r$ と表記される。ピーク強度とは過圧密粘土の最大せん断強さ、完全軟化強度とは繰り返し粘土を正規圧密して得られた最大せん断強さのことで、通常せん断強度といえどどちらか一方をさす。残留強度は大変位せん断後に得られる最小せん断強さで応力履歴やせん断速度の影響を受けないようである。Mitachi et al. (2003)¹⁾ によると、残留状態でのせん断抵抗係数 $\tan \phi_r$ が現在のところ最も真の値に近いと考えられているボルスレフのせん断抵抗係数 $\tan \phi_s$ に等しいとみており、 $\tan \phi_s = \tan \phi_r$ が正しいとすれば種々あるせん断強度のなかで残留強度こそが真のせん断強さと呼ぶに相応しい強度になる。ところで残留状態とは、大きなせん断変位を受けてせん断強度が定常値に収束した状態のことで、せん断面は粒子配向により一般に平滑になっている。このように残留状態でのせん断現象とは、巨視的には平らな面同士の摩擦現象と考えられるため、 $\tan \phi_r$ のメカニズムの解明には摩擦研究から得られた知見が有効と考えた。摩擦とは、「接触している二物体が相対的に運動し、または運動し始めるとき、その接触面で運動を妨げようとする向きに力の働く現象、またはその力」²⁾ と定義され、アモントン・クーロンの法則が実用的な摩擦条件のもとで成立する³⁾。この法則は、摩擦力を F 、垂直荷重を N とすると $F = \mu N$ と表され、 μ は見かけの接触面積にもすべり速度にも無関係であるというものである。 μ を摩擦係数といい摩擦の度合いを定量的に表すパラメータで、せん断現象が摩擦現象であるとするれば $\tan \phi$ 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。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みえる。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というのである(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するとともに摩擦係数 μ にされた説明がせん断抵抗係数 $\tan \phi$ にも適用できると考える。そこで本研究では、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、残留強度に対するアモントン・クーロンの法則の適用性の検証ならびに真実接触面の存在と垂直荷重との関係について検討した。

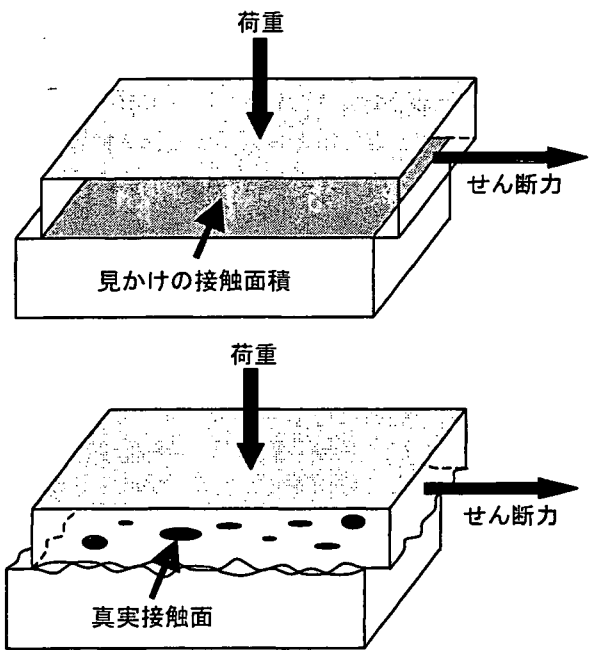


図1 見かけの接触面積と真実接触面(点)の概念図

表1 カオリンKHとクニピアFの各種物性値

		カオリンKH	クニピアF
塑性指数 I_p		$\cong 0$ ($w_p \cong w_L = 24.4\%$)	774.8 ($w_p \cong 117.2\%$, $w_L \cong 892.0\%$)
	CEC (cmol/kg)	9.2	105.4
膨潤性		無	有
$\tan \phi'_r$	乾燥	24.9°	19.0°
	湿潤	14.1°	2.3°

Relation between the coefficient of shear resistance at the residual state $\tan \phi'_r$ and the actual contact area of clay minerals.

OKAWARA Masafumi (Iwate University)

MITACHI Toshiyuki (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

2. 試料と各種物性値

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線回折分析より積層不正 *kaolinite* に同定され、石英などの他鉱物は検出されなかった。EPMAによる定量化学分析では、カオリナイトの構成元素である SiO_2 、 Al_2O_3 以外の元素はほとんど検出されず、僅かに FeO が0.2%検出されたにすぎない。カオリンKHの質量割合は $\text{SiO}_2=55.16\%$ 、 $\text{Al}_2\text{O}_3=44.84\%$ で理想化学組成($\text{SiO}_2=54.10\%$ 、 $\text{Al}_2\text{O}_3=45.90\%$)とほぼ同じであることから、X線回折分析結果とあわせてカオリンKHが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に両試料の各種物性値を示す。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。写真1は塑性限界 w_p (=液性限界 w_L) 状態のカオリンKHであるが半固体状と液状が共存していることがわかる。次に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。ちなみに *CEC* の最大値は 150cmol/kg 程度である。せん断強度についてはカオリンKHの $\tan \phi'$ 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 $\tan \phi'$ は極端に小さい。ここで乾燥試料とは粉末試料をそのまません断箱に詰めて大変位一面せん断試験を行った結果である。各種物性値よりクニピアFとカオリンKHが物理的・化学的性質において対極にあることがわかる。

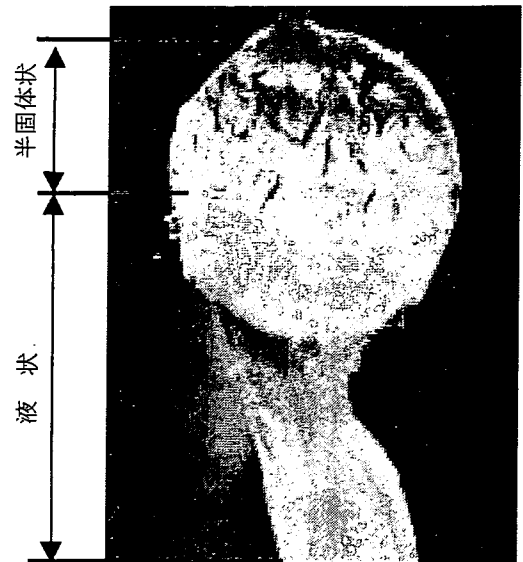


写真1 塑性限界(=液性限界)状態のカオリンKH

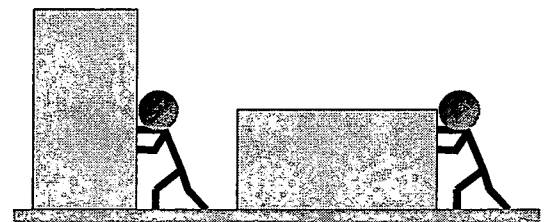


図2 見かけの接触面と摩擦との関係

3. せん断試験によるアモントン・クーロン則の適用性の検証

3. 1アモントン・クーロンの法則

アモントン・クーロンの法則は、一般的には比較的汚れの少ない固体表面に対して成立する経験則⁵⁾で、摩擦の極めて広い範囲で成り立つことから別名「摩擦の法則」と呼ばれる。

Amonton(1699)・Coulomb(1785)の法則

- ① 摩擦力は、接触面に加えられる垂直荷重に比例する。
- ② 摩擦力は見かけの接触面積には無関係である。
- ③ 摩擦力は、すべり速度には無関係である。
- ④ 静摩擦力は動摩擦力より大きい。

この法則によれば摩擦力は見かけの接触面積には無関係で「直方体を縦にしても横にしても摩擦力は同じ」⁴⁾ という実験事実によって裏付けられている。この実験は真実接触面の存在を証明する実験として大変重要である。

3. 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。実験では通常の湿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⁶⁾により行った。本装置は上せん断箱固定、下せん断箱が可動するタイプで、せん断箱寸法は長さ60cm、幅3cm、高さ4.5cmと細長い。試験ではせん断箱内部に角板を置くことでせん断面積(見かけの接触面積)を適宜変更した。見かけの接触面積は 180cm^2 (長さ60cm×奥行き3cm)、 60cm^2 (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、圧密打ち切りを3t法により判断しせん断を開始した。せん断変位は、見かけの接触面積 180cm^2 のとき最大水平変位=200mmまでとし、見かけの接触面積 60cm^2 のとき最大水平変位=60mmまでとした。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・湿潤試料ともに3kN(見かけの接触面積 180cm^2 のとき $\sigma_v=167\text{kPa}$ 、見かけの接触面積 60cm^2 のとき $\sigma_v=500\text{kPa}$)、クニピアFが乾燥試料が3kN、湿潤試料が0.54kN(見

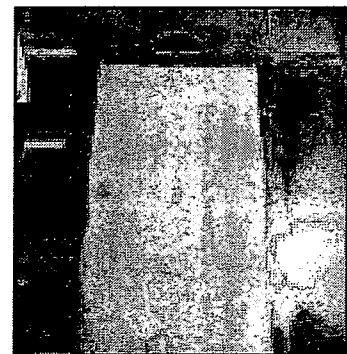


写真2 カオリンKH(乾燥)の残留状態せん断面

かけの接触面積 180cm^2 のとき $\sigma_v=30\text{kPa}$, 見かけの接触面積 60cm^2 のとき $\sigma_v=90\text{kPa}$ である。クニピア F の湿潤試料において垂直力が小さいのは, 大きな垂直力のもとでは圧密時にせん断面から多量の試料漏出が生じるためである。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。湿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

乾燥試料の試験後のせん断面を写真 2 に示す。粉末をそのまま入れただけの供試体であるが鏡肌を呈する平滑なせん断面が形成されている。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 とともに接触面積の大きい方 (180cm^2) 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, クニピア F とともに 35.3N で, 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) 供試体が全体の締め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。

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

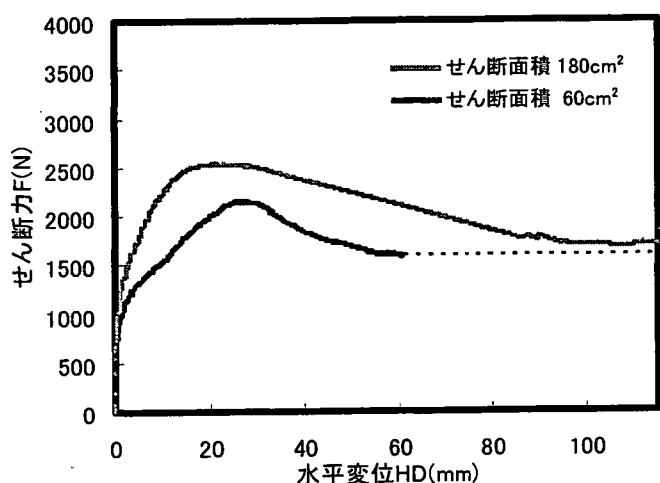


図 3 カオリン KH (乾燥) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

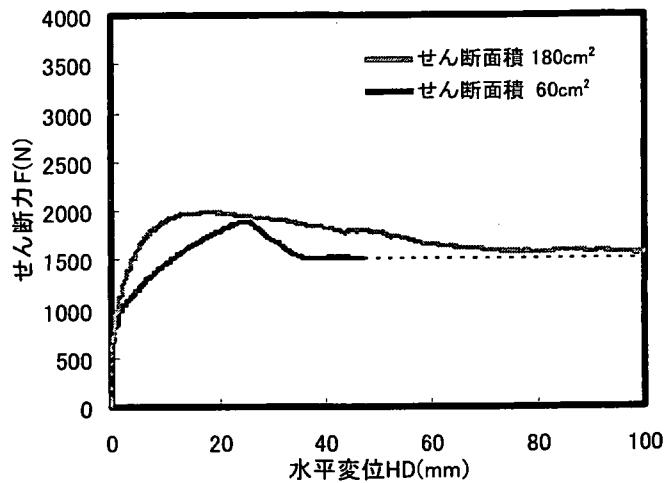


図 4 クニピア F (乾燥) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

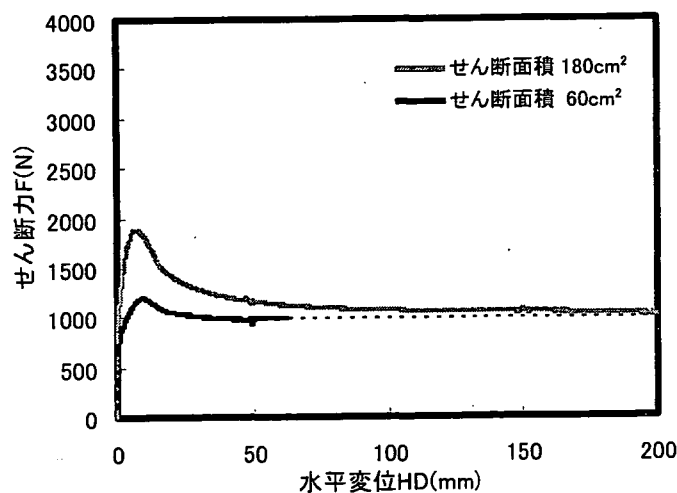


図 5 カオリン KH (湿潤) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

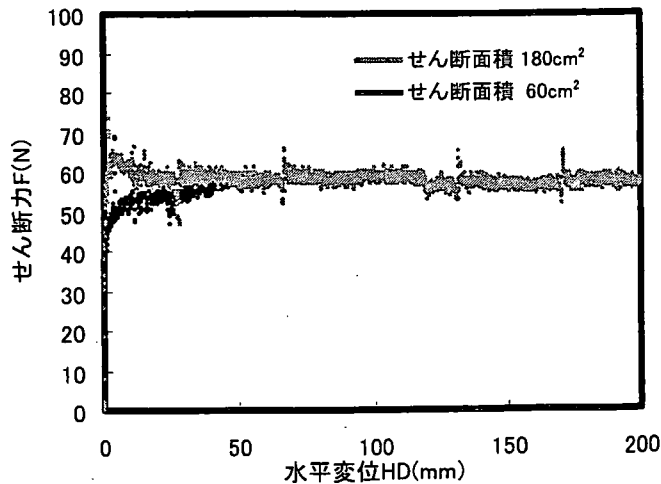


図 6 クニピア F (湿潤) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

4. 共焦点レーザー顕微鏡による真実接触面の直接観察

真実接触面の存在ならびに垂直応力と真実接触面積との関係を明らかにするため、共焦点レーザー顕微鏡によるせん断面の観察を行った。

4. 1 真実接触面の観察

(1) 観察方法

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。供試体がスライドグ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（図7）。共焦点レーザー顕微鏡（Confocal Laser Scan Microscope、写真3）とは、レーザーを対物レンズから走査し試料から反射した光ないし放出された蛍光を検出してコンピュータで画像化する顕微鏡である。CLSMの特徴は、ピンホールと呼ばれる絞りを利用して同一焦点（共焦点という）面だけの反射光、蛍光を検出することで任意の面の光学平面・断面像を得ることである（図8）。実験では、CLSMの焦点をスライドグラスとせん断面との接触部付近に合わせた。観察には反射光を利用し、観察条件はピンホール直径1.0mm、ゲイン値1000V、レーザー強度3%、画像スキャン平均化処理を5回とした。なお、乾燥試料は湿潤試料のようにスライドグラスにせん断面が張り付かなかつたため、せん断試験中のスライドグラス載せを断念し観察する際に試料を手で載せた。また、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。

(2) 観察結果

図9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ともにスライドグ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。図10は、これら反射像を輝度から三次元化したものである。粘土粒子が存在すると輝度が高くなることから画像は表面凹凸を近似している。図よりカオリンKHの表面は全体に粗く、その粗さは乾燥状態で顕著である。クニピアFは乾燥状態で凹凸が認められるものの湿潤状態ではほとんど認められず全体になめらかになっている。図11は、湿潤状態のカオリンKHのせん断面を手で動かしたときの様子であるが、黒い部分が形を変えず移動した。運動停止中の接触面が運動中も形態をさほど変化させないことを示している点で重要である。

共焦点レーザー顕微鏡観察より、乾燥試料、湿潤試料と

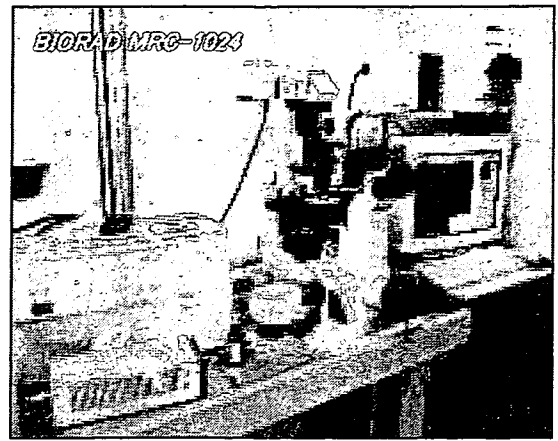


写真3 共焦点レーザー顕微鏡

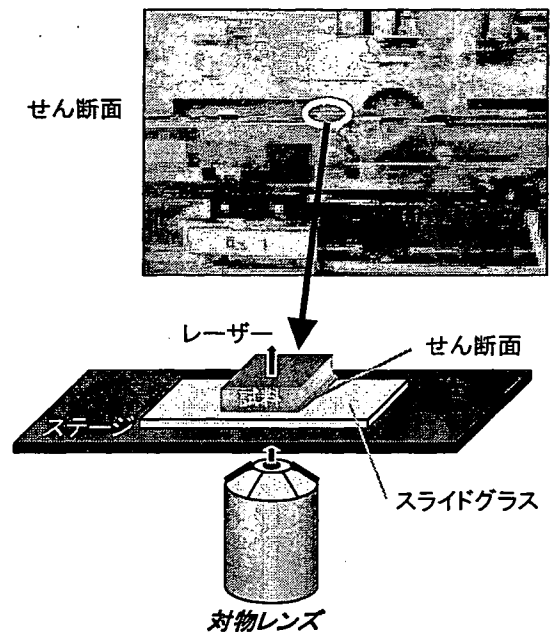


図7 共焦点レーザー顕微鏡による接触部の観察方法

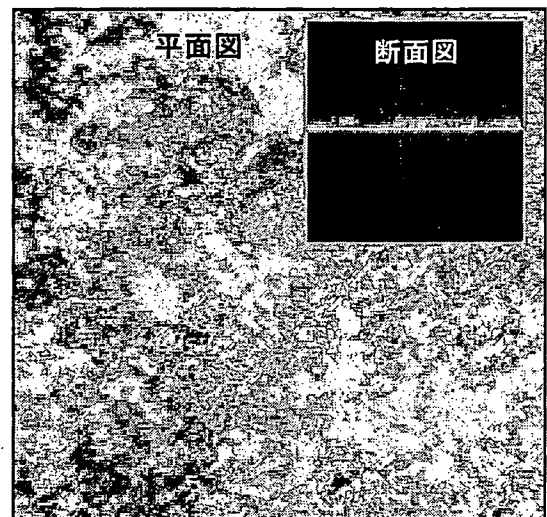


図8 反射像の例 (NSF 粘土のせん断面)

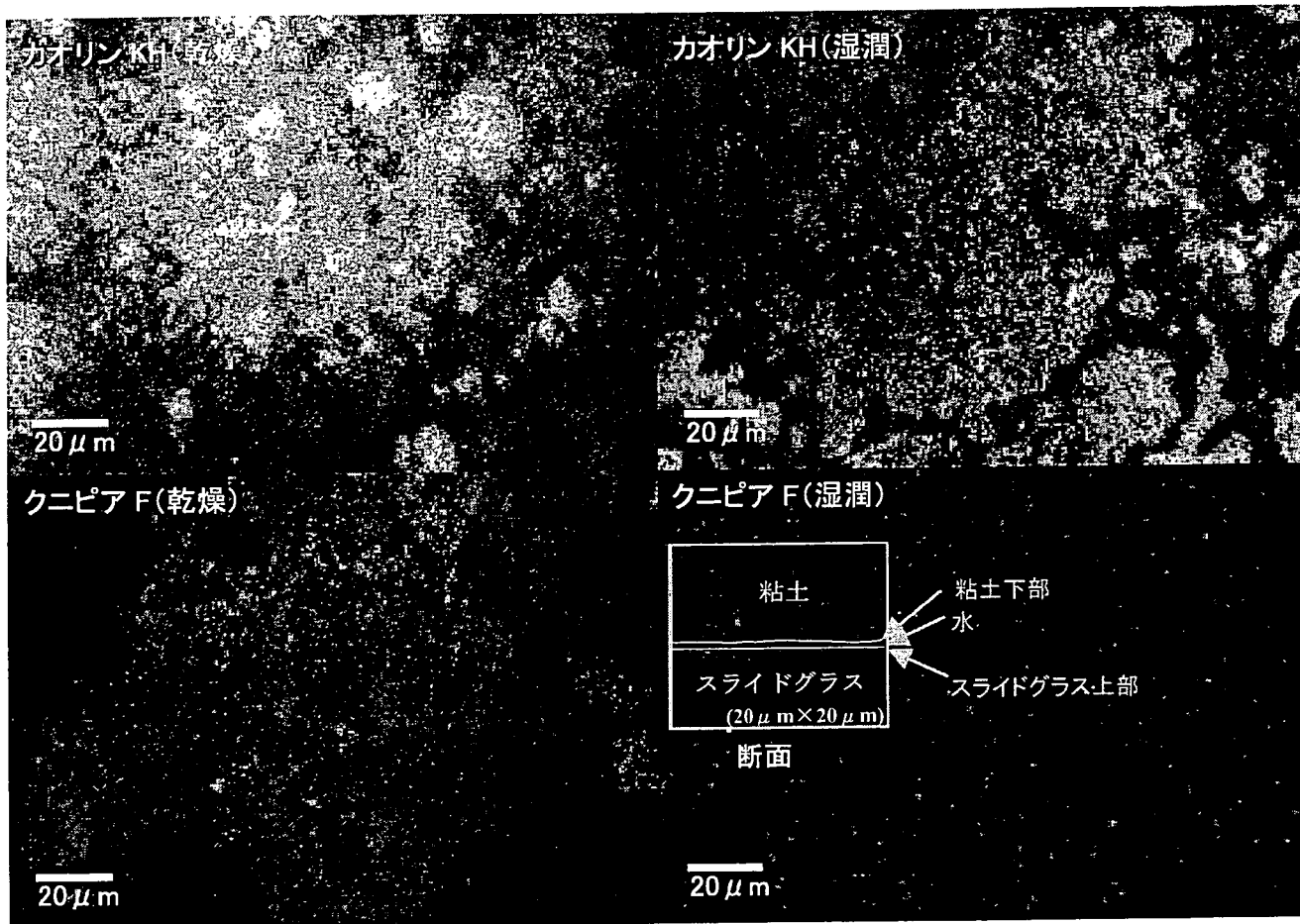


図9 カオリン KH, クニピア F の接触部付近の反射像

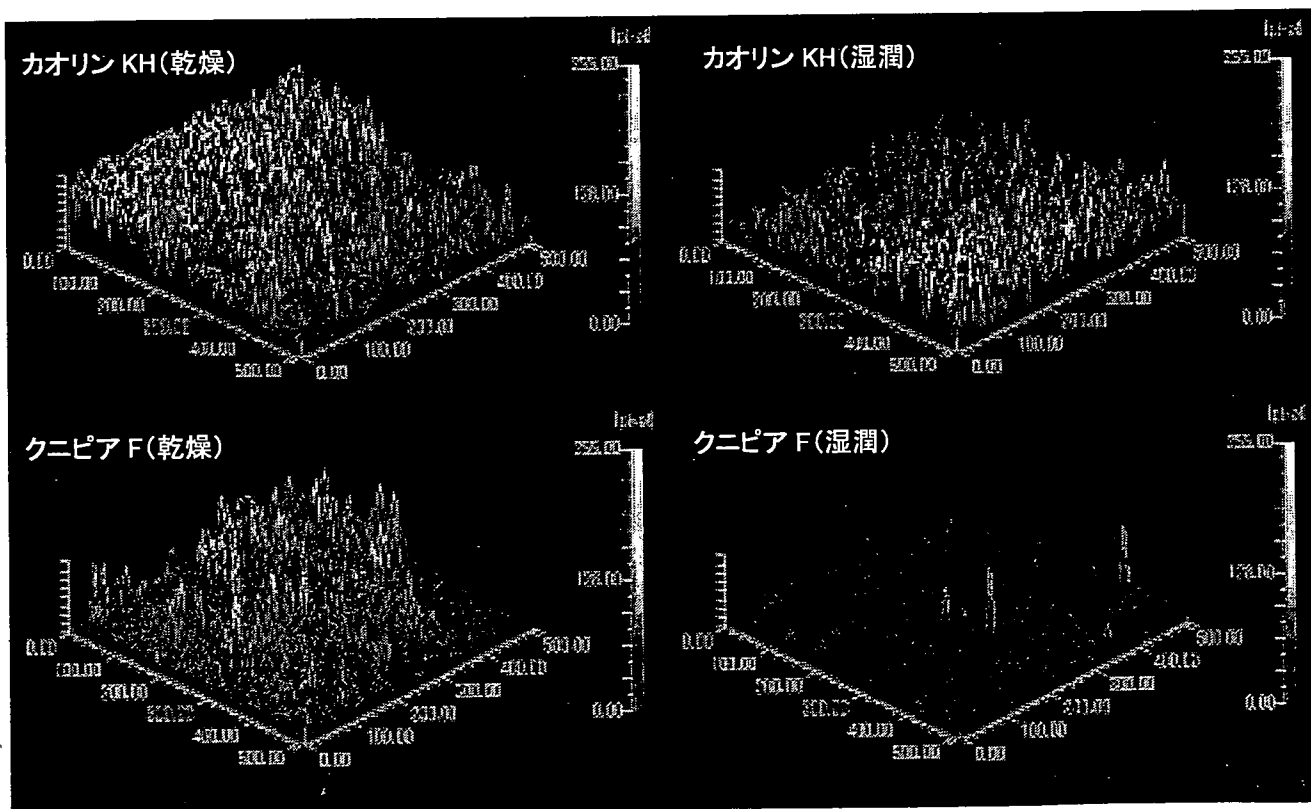


図10 カオリン KH, クニピア F の三次元輝度グラフ

もにスライドガラスとせん断面とは部分接触であり、いわゆる真実接触面の存在が確認された。

4. 2 真実接触面積と垂直応力との関係

(1) 実験方法

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(図12)。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。

(2) 実験結果

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13, 14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15, 16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様子が観察され、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現している。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。

表3に画像データを二値化し白色部分の全体に占める面積割合を算出した結果を示す。白色部分の面積増加は粘土粒子の接触面積すなわち真実接触面積の増加を意味する。表より、クニピアFの湿潤試料を除き全ての試料において垂直応力の増加に伴って白色部分の面積が増加している。

5. 考察

3. 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。本実験ではクニピアFとカオリンKHを使用した。NSF粘土(パイロフィライトと石英)においても同じ結果を得ている。アモントン・クーロンの法則は、物質の種類によらず固体のすべり摩擦に対して普遍的に成立

する法則で、残留強度について成立することは(残留強度は垂直荷重に比例、速度依存性をほとんど示さないなど他の法則も成立する)、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。

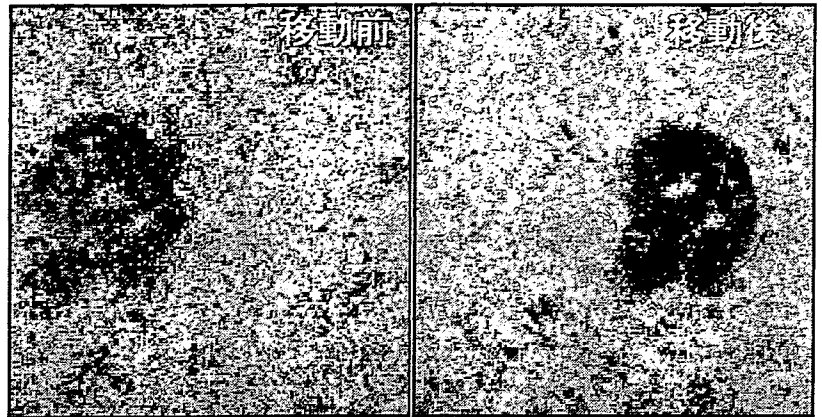
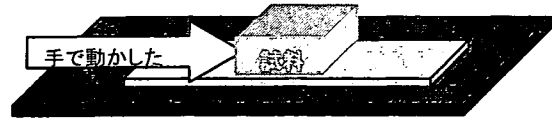


図11 カオリンKHの水平移動前後の反射像

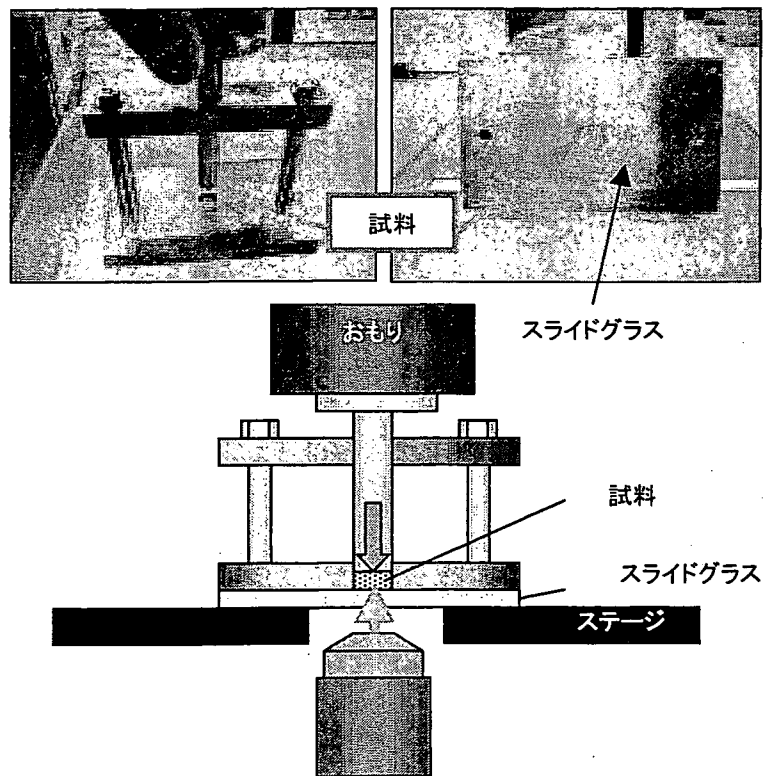


図12 おもりによる垂直応力の载荷方法

摩擦には運動の種類などにより種々の分類があり、残留状態でのせん断現象が摩擦のどの分類に相当するのか整理しておく必要がある。摩擦は、相対運動の有無によって「動摩擦(kinetic friction)」と「静摩擦(static friction)」に、相対運動の種類によって「すべり摩擦(sliding friction)」と「ころがり摩擦(rolling friction)」に、吸着分子の有無など面の清浄度に応じて「乾燥摩擦(dry friction)」と「潤滑摩擦(lubricating friction)」に分類されている。ここで残留強度が運動中に発揮される強度であるから運動の有無では「動摩擦」に、せん断とはすべりを生じさせることなので相対運動の種類では「すべり摩擦」に、さらに残留強度は、通常、湿潤試料を対象とするので面の清浄度については「潤滑摩擦」に分類される。したがって、本研究対象である残留状態でのせん断抵抗係数 $\tan \phi'$ について考察するにあたっては、厳密には“動摩擦+すべり摩擦+潤滑摩擦”に分類される摩擦現象に限定して考察しなければならない。

4. 共焦点レーザー顕微鏡観察から、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。これら実験結果は運動を停止した状態での観察結果であるが、図11に示されているように真実接触面は運動中も形態をほとんど変えないことから本研究において得られた結果はせん断中にも適用可能と考える。

以上より、残留状態におけるせん断抵抗係数 $\tan \phi'$ が存在する理由、すなわちなぜ垂直応力の増加に伴い残留強度が直線的に増加するのか？との問題について、「垂直応力に比例して真実接触面積が増加することがその主因である」と結論づける。では、なぜ真実接触面積が荷重に比例するのかという疑問が生じるが、これについては次のような説明がなされている⁷⁾。すなわち真実接触面積は見かけの接触面積に比べて非常に小さいので、そこでの圧力は非常に高く、弾性限界を越え塑性流動領域に達し、圧力は塑性流動圧力 P_m となっている。これは一定である。したがって、垂直応力 N と真実接触面積 A_r 、塑性流動圧力 P_m との間には $N=A_r P_m$ の関係が成り立ち真実接触面積は荷重に比例し摩擦力も荷重に比例する。

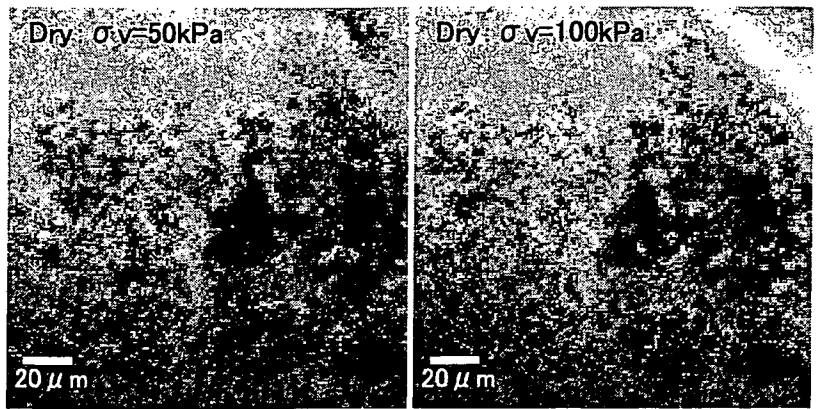


図13 カオリン KH(乾燥)の垂直応力載荷時の反射像

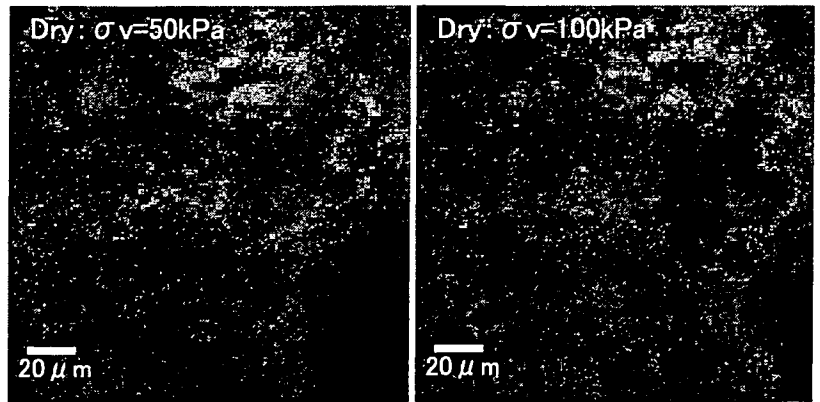


図14 クニピア F(乾燥)の垂直応力載荷時の反射像

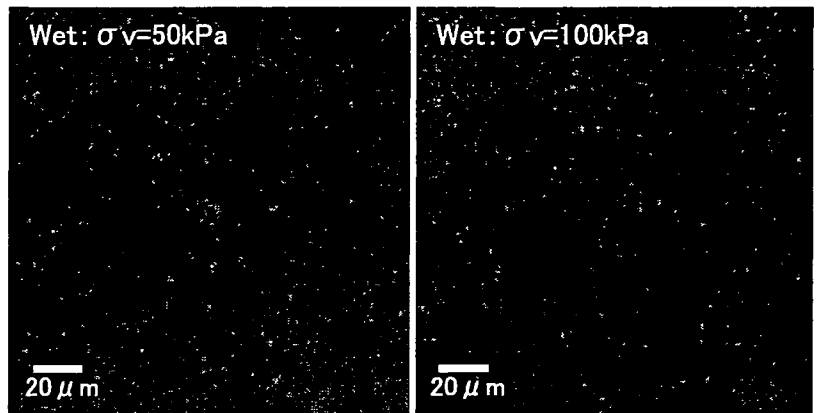
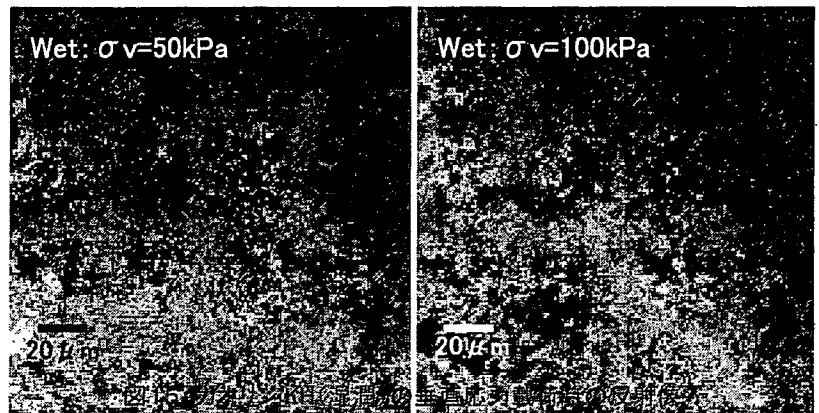


図16 クニピア F(湿潤)の垂直応力載荷時の反射像

6. まとめ

本研究では、残留状態でのせん断抵抗係数 $\tan \phi'$ のメカニズムの解明を目的に、残留強度へのアモントン・クーロンの法則の適用性の検証ならびに真実接触面の存在と垂直荷重との関係について検討した。以下に得られた知見を示す。

- (1) 粘土の残留強度は垂直荷重に比例し見かけの接触面積とは無関係である（アモントン・クーロンの法則が成立する）。
- (2) 残留状態でのせん断面とガラス界面において真実接触面の存在が確認された。
- (3) 真実接触面積は垂直応力の増加に伴い大きくなる。
- (4) (1), (2), (3) より、 $\tan \phi'$ とは垂直応力の増加（もしくは減少）に伴い真実接触面積が増減することに起因する強度パラメータであると考えられる。
- (5) 湿潤状態のクニピアFではせん断面とガラスとの界面に水が存在し、この水は垂直応力の増加によってほとんど排水されない。

表3 二値化処理による白色部分の面積割合

		垂直応力 (kPa)		
		0	50	100
湿潤	クニピアF	<1%	<1%	<1%
	カオリンKH	35.76%	46.56%	53.60%
乾燥	クニピアF	6.02%	22.39%	24.12%
	カオリンKH	50.00%	60.20%	65.16%

謝辞

北海道大学大学院理学研究科の川端和重教授には共焦点レーザー顕微鏡による接触面の観察方法をご教示いただいた。大変位一面せん断試験結果は岩手大学大学院 池田飛鳥君によるものである。心から感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) Mitachi, T., Kuda, T., Okawara, M. and Ishibashi, M., Determination of strength parameters for landslide slope stability analysis by laboratory test inverse calculation engagement, Journal of the Japan Landslide Soc., vol. 40, No. 2, pp. 105-116, 2003.
- 2) 広辞苑[理], 三省堂
- 3) トライボロジー辞典 トライボロジー学会編, 養賢堂, 338p., 1995
- 4) 加藤孝久, 益子正文 共著: トライボロジーの基礎, 191p., 培風館, 2004.
- 5) 山本雄二, 兼田楨宏 共著: トライボロジー, 理工学社, 249p., 1998.
- 6) 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.
- 7) 松川宏: 特集「摩擦研究の最先端とその応用」, 表面科学, pp. 1-13, 2003.

遠心場における不飽和地盤の挙動

北海道大学大学院○学生会員 阿部 篤史
 北海道大学大学院 学生会員 笠間 太樹
 北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
 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 正会員 工藤 豊

1.はじめに

豪雨による地盤の災害には不飽和地盤における水分移動が大きく関わっている。豪雨に対する斜面の防災対策には、補強により斜面の耐力を向上させるハード的な方法と、斜面の崩壊を予知して危険区域への進入を規制するソフト的な方法とがある。また、雨量と斜面の不安定化とは密接な関係があると考えられていることから、ソフト的な防災対策として雨量を指標とした規制方法が広く用いられている。このソフト的な対策には、より精度の高い予測が求められているが、そのためには降雨時の土中水の挙動を把握して斜面の崩壊危険度の推移を的確に評価する必要がある¹⁾²⁾。予測方法を確立するためには大規模な模型地盤を作成し、実験することが望ましいが、それには大きな時間とコストを必要とする。小規模な地盤に対して遠心模型実験が可能であれば、時間とコストを短縮して豪雨時の地盤挙動に大きく貢献することが出来る。本研究では、散水実験を遠心模型実験に適用することで不飽和地盤の降雨による土中水の挙動を調べることが目的である。具体的には、設定した飽和度で地盤を作成し、遠心場において各点に設置した間隙水圧計から水圧を測定することによって散水による水分の移動を観測する。地下水位よりも上にある地盤では負の間隙水圧つまりサクションが働いており、遠心場においてこのサクションを計測することも本研究の目的である。

本報告では、遠心模型実験装置を用いて、散水しない平面地盤、散水を行った平面地盤と斜面地盤の実験結果を報告する。

2.実験概要

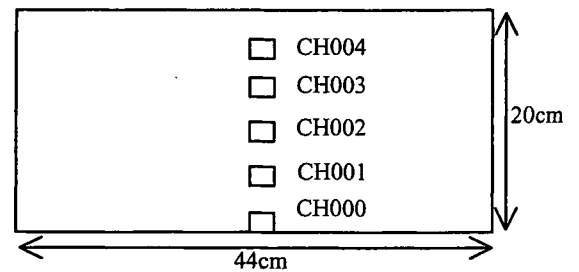
平面地盤と斜面地盤の模式図を図-1に示す。各実験の地盤材料には土粒子密度 2.62g/cm^3 の豊浦砂を用いた。豊浦砂は地盤の研究に広く用いられており、透水性がよく水分移動が確認しやすいという利点を持っている。実務において、砂質材料によって盛土斜面は形成されることはほとんどないが、本研究では水分保持曲線や透水係数などの諸定数が報告されている豊浦砂を用いて実験を行った。

各実験とも飽和度50%となるように所定の量の水と豊浦砂を混ぜ合わせ、5層に分けて突き固めた。この突き固めによって間隙比が0.8の地盤が作成される。斜面の形成は、突き固めた後、所定の角度まで削り出した。模型土槽内は密閉構造であり、散水すると地下水面が上昇する。平面地盤では底面から地表面まで4cm毎に間隙水圧計を設置し、斜面地盤では法肩、法面、法先の底面にそれぞれ間隙水圧計を設置した。

以上のように作成した模型地盤に遠心加速度を与え、所定の遠心加速度に到達し間隙水圧計の値がほぼ一定となったところで、散水を開始した。散水強度と遠心加速度の実験条件を表-1に示す。

平面地盤

□：間隙水圧計 奥行き 19cm



斜面地盤

□：間隙水圧計
 奥行き 20cm

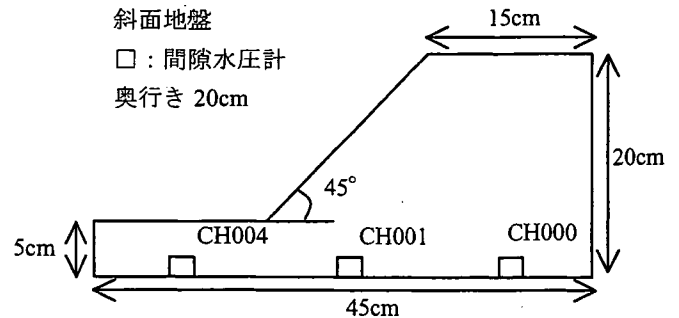


図-1 模型地盤の模式図

Mechanism of unsaturated ground under the Centrifugal field

Atsushi ABE (Graduate Student, Hokkaido University)
 Taiki KASAMA (Graduate Student, ditto)
 Hiroyuki TANAKA (Associate Professor, ditto)
 Toshiyuki MITACHI (Professor, Graduate School of engineering, ditto)
 Yutaka KUDOH (Research Engineer, ditto)

3. 実験装置

本研究で用いた遠心模型実験装置は最大積載質量 150kg, 有効回転半径 1.5m, 最大遠心加速度 150G($R=1.5m$)である。一方のプラットホームに模型土槽 ($W45 \times D20 \times H40cm$) を載せ, もう一方には同質量のカウンターウェイトを載せる。CCD カメラの画像はスリップリングを介して送られ, 計測機器類のデータはワイヤレスデータロガーにより制御室に伝送される。間隙水圧計には SSK 社の P306A-1, P306A-5 を用いた。散水は給水装置を用いて行っている。遠心模型実験装置の模型土槽の蓋にはノズルが 3 つ設置されており, ノズルには霧のいけうち社の小噴量形充円錐ノズルを用いた。給水装置の散水量は L/min で設定し, 土槽断面積で除すことによって散水強度を算出している。

4. 実験結果

1) 平面地盤(散水なし)

図-2 に飽和度 50% で作成した平面地盤で散水を行わなかった遠心模型実験の結果を示す。横軸には各点の間隙水圧計から測定された値を, 縦軸には平面地盤の深さを示している。10G 毎に段階的に遠心加速度を上げて各遠心加速度に到達し, 水圧が一定となった点をプロットした。間隙水圧計の位置を変化させた実験を 3 回行い, 計測箇所が重複した部分についてはそれらの平均をグラフにプロットした。縦軸の 0 は地表面を表しており, 20 は地盤底部つまり地表面から深さ 20cm を表している。遠心実験後, 地盤中に含まれている水分が完全に下方に移動すると考えると地盤の飽和度は 50% なので, 地下水面は 10cm の位置となる。しかし後で述べるように, サクションによって地下水面より上の地盤の含水比は完全には 0 とならないこと, 地下水面より下は空気が混在するので必ずしも飽和となっていない。したがって, 図に示すように地表面から約 8cm 付近に地下水面が見られた。地下水面は地下水面より上の間隙水圧計はほぼ 0 を示しており, 今回の実験では負の間隙水圧つまりサクションを計測することはできなかった。今後, サクションを計測するためには計測方法や間隙水圧計について検討する必要があると思われる。

図-3 に遠心実験後 5cm 毎に計測した含水比から算出した飽和度を示す。横軸には飽和度 $S_r(\%)$ を, 縦軸には地盤深さ(cm) を表している。3 つの実験で多少バラツキがあるものの, 飽和度は地表面付近では約 15%, 水面上部では約 40%, 水面下部では約 60%, 地盤底部では約 80% に変化している。これは地下水面 8cm を境に極端に飽和度が変化することはなく, 緩やかに飽和度が変化していることを示している。

図-4 は, 地下水面より下の地盤でプロットされた間隙水圧の勾配から算出した, 水の単位体積質量 ρ_w の値を示している。飽和状態であれば地下水面より下の間隙水圧の分布は静水圧分布となり $\rho_w=1.0(g/cm^3)$ となる。地下水面より下の地盤は飽和していると予想していたが, 遠心加速度が高ければ高いほど $\rho_w=1.0$ に近づいているが, 50G に達しても $\rho_w=1.0$ となることはない。 $\rho_w=1.0$ とならない原因として, 地下水位下部の地盤中に空隙が存在していることが挙げられる。初期飽和度 50% で存在していた空気がすべて水に置き換えられていないので, 地下水位下部の水圧の分布

表-1 実験条件

平面地盤			斜面地盤		
遠心加速度 G	散水強度 r		遠心加速度 G	散水強度 r	
	cm/s/cm ²	mm/h		cm/s/cm ²	mm/h
50G	0.0010	36	10G	0.0028	100
50G	0.0020	72	10G	0.0056	200
50G	0.0028	100	10G	0.0139	500
50G	0.0060	215			

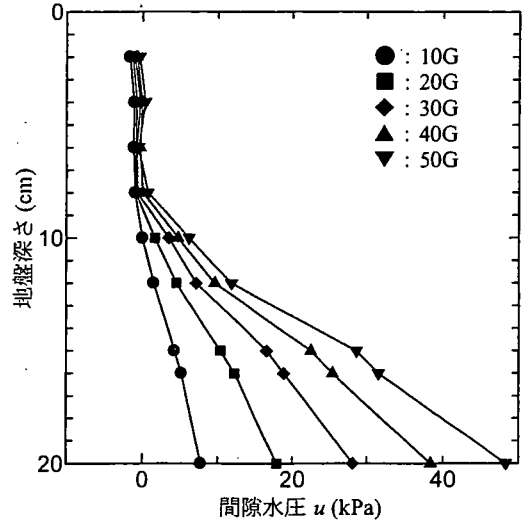


図-2 地盤深さ～間隙水圧関係

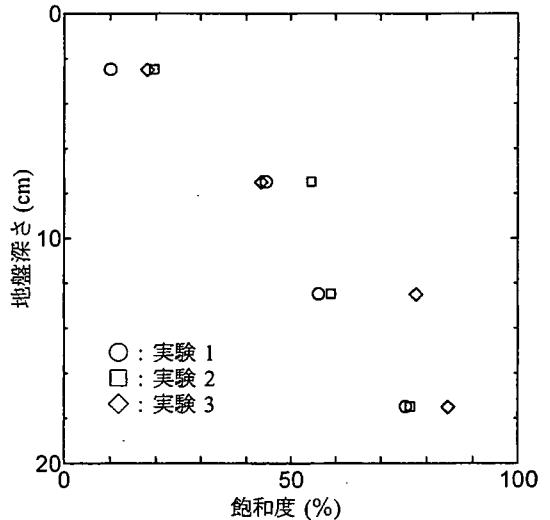


図-3 地盤深さ～飽和度関係

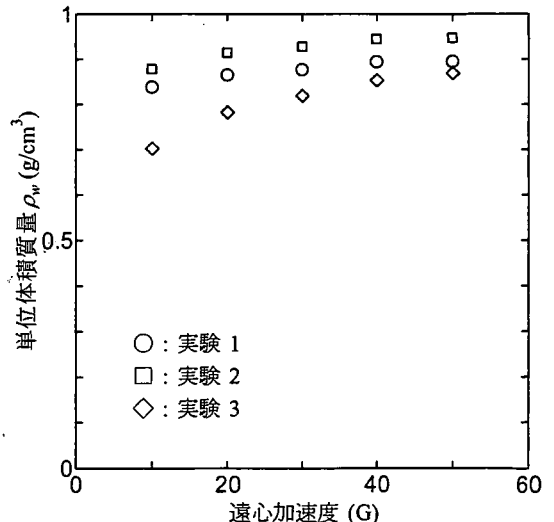


図-4 地盤深さ～飽和度関係

が静水圧分布にならないと思われる。一方、図-3で示されているように、地下水面より上部の地盤は飽和度0とはなっていない。これは土粒子が水分を吸着し、遠心加速度を与えられたとしても完全に離れない水分が存在していると思われる。

2) 平面地盤(散水あり)

図-5に、平面地盤で得られた散水開始からの水圧の経時変化を散水強度別に示す。横軸は散水開始からの経過時間sを、縦軸には散水開始を0kPaとした時の水圧の変化量 Δu を計測位置毎に示している。経過時間は散水が停止するまでをプロットしている。

散水強度 $r = 0.0010 \text{ cm/s/cm}^2$ の場合を見てみると、CH004は1000s経過してから水圧が上昇している。これは地下水面がCH004の位置まで上昇したことを示しており、CH003とCH004の水圧が上昇した時間の差 Δt は計測位置間を地下水面が上昇するのに要した時間であると考えられる。グラフより Δt は約800sなので、散水強度 $r = 0.0010 \text{ cm/s/cm}^2$ では単位面積あたり $0.8 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$ の水がこの地盤に散水されたことになる。また、計測位置間隔は4.0cmなので単位面積あたり $0.8 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$ の水で地下水位を4.0cm上昇させたことになる。ここで、模型地盤は間隙比0.8、飽和度50%になるよう作成されたので、単位体積当たりの空隙は次式で与えられる

$$\frac{e \cdot Sr}{1+e} = \frac{0.8 \times 0.5}{1+0.8} = 0.22 \quad (1)$$

これは $0.8 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$ の水分に対して

$$\frac{0.8 \left(\frac{\text{cm}^3}{\text{cm}^2} \right)}{0.22} = 3.6(\text{cm}) \quad (2)$$

と算出されるので地下水位上昇4.0cmはほぼ妥当だと考えられる。

次に、散水強度 $r = 0.0028 \text{ cm/s/cm}^2$ の場合を見てみると、 $\Delta t = 280 \text{ s}$ と読み取れる。この時単位面積当たりに散水された水分量は $0.784 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$ であるから上式を用いて計算すると、

$$\frac{0.784 \left(\frac{\text{cm}^3}{\text{cm}^2} \right)}{0.22} = 3.56(\text{cm}) \quad (3)$$

これより、散水強度 $r = 0.0028 \text{ cm/s/cm}^2$ の場合についても地下水位上昇4.0cmは妥当であると考えられる。

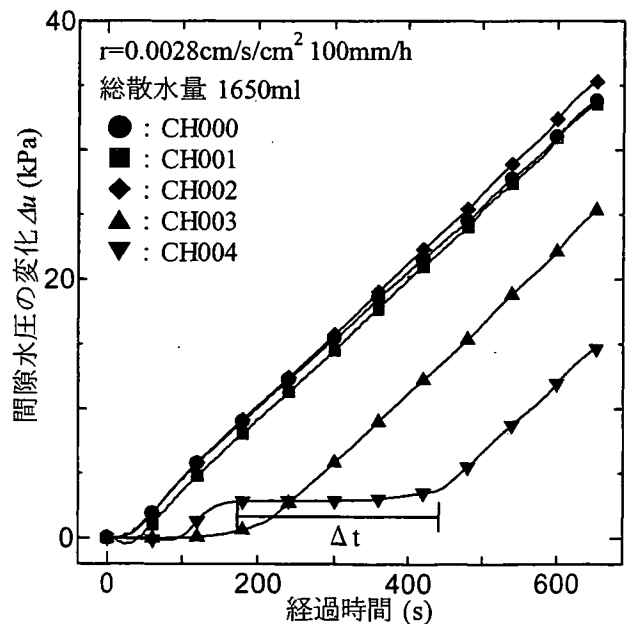
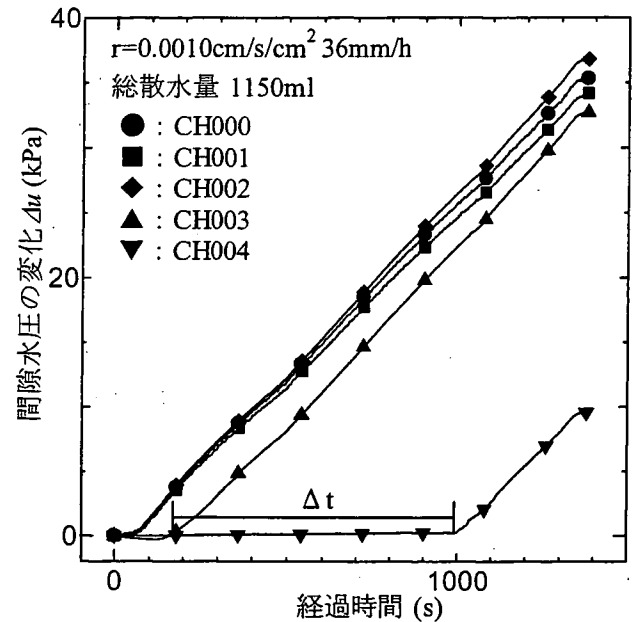


図-5 間隙水圧の変化～経過時間関係

3) 斜面地盤(散水あり)

図-6 に、斜面地盤で得られた散水開始からの水圧の経時変化を散水強度別に示す。平面地盤と同じように縦軸の水圧の変化量 Δu は散水開始を 0kPa とした時の変化量を、横軸には経過時間を示している。散水前に法先部分では水面が確認された。

散水強度 $r=0.0139\text{cm/s/cm}^2$ のグラフは他の 2 つのグラフに比べて大きく異なる。すなわち、散水強度 $r=0.0058\text{cm/s/cm}^2$ 以下であれば間隙水圧計の位置に関わらず、水位は一定に上昇していることを示している。一方、散水強度 $r=0.0139\text{cm/s/cm}^2$ の場合には法肩の方が法先より水位が高いことを示している。例えば、散水後 100s 後では、両者の差は 5kPa にもなる。

図-7 は散水強度 $r=0.0139\text{cm/s/cm}^2$ で行った、散水を開始してから 100s 後と 200s 後の模型地盤内の地下水位の様子を表している。

上述 2) 平面地盤(散水あり)で示したように、地盤内では単位体積当たりの空隙が小さいので、同じ散水量でも急速に水位が上昇する。一方法先ではすでに述べたように水面となっていたので、水位の上昇は遅い。したがって、法肩と法面では散水によって地下水面の違いが生ずることになる。しかし、散水強度が小さいと、散水による水位上昇速度より水分移動による水位変化が大きくなるので、結果的に散水強度 $r=0.0058\text{cm/s/cm}^2$ 以下では法面・法肩に関わらず、水位は一定に上昇したと考えられる。図-7 に示すように、散水後 200s 後では地下水位が平衡状態になる傾向にあり、これは地盤内の透水係数が飽和度の上昇によって大きくなったと考えられる。

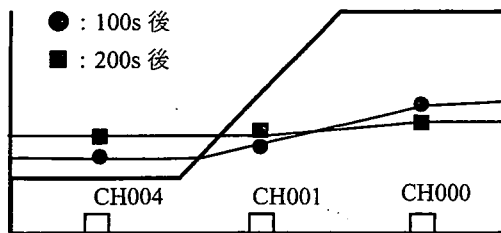


図-7 地下水位上昇の様子

5. おわりに

降雨にともない変化する地盤内の水分の挙動について、遠心模型実験装置を用いた散水実験結果を示した。サクシヨンの計測については計測機器を新たに製作し、引き続き遠心場でのサクシヨン計測を行う予定である。

《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) 太田直之：模型盛土を用いた散水実験による水位特性，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.2119～2120，2004。

2) 阿知波秀彦：降雨後の盛土内水位の減少過程に関する実験的評価，39 回地盤工学研究発表会，pp.2121～2122，2004

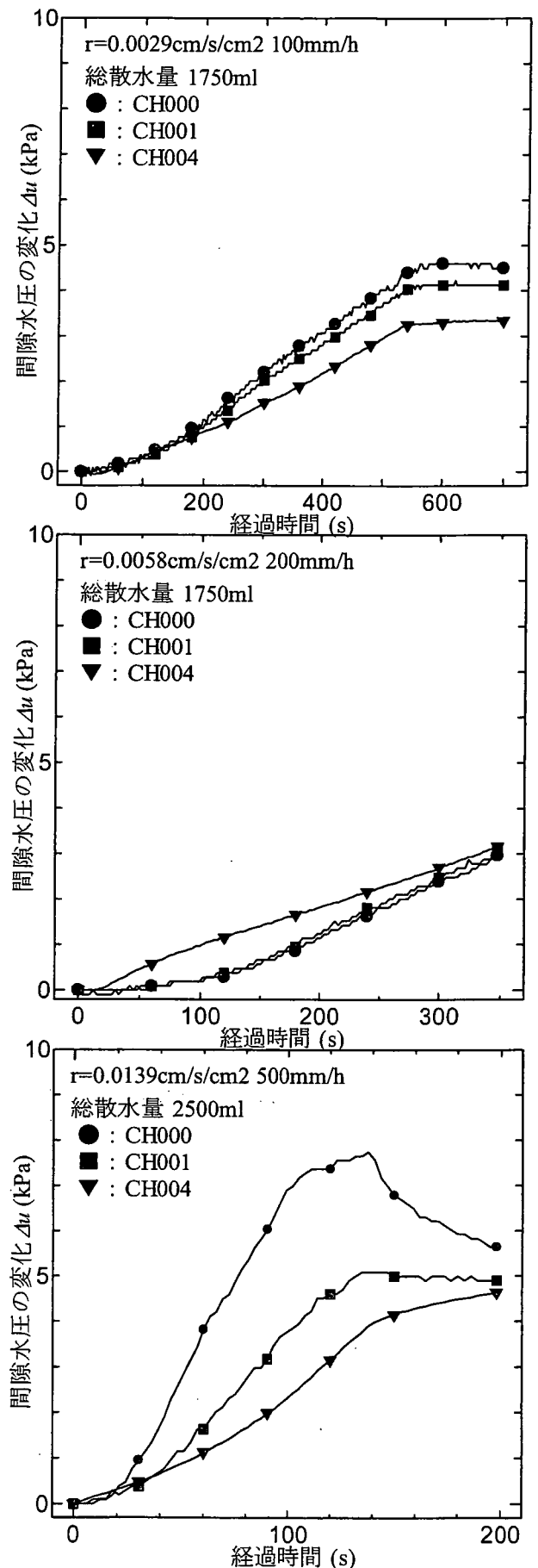


図-6 間隙水圧の変化～経過時間関係

北海道大学大学院 ○学生会員 梅谷晋平
(株)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

1. はじめに

地すべり対策工の設計に際し、従来せん断試験結果に基づく強度パラメータが用いられる機会はきわめて限られていた。この原因には、せん断試験結果の信頼性が低いとする誤解に基づく部分が少なからずあると考えられる。しかし、近年の技術進歩と試験基準の整備によって事情は変わっており、室内試験結果を取り入れた地すべり対策工設計用の強度パラメータ決定法も提案されている¹⁾。

本文は、地すべり対策工の施工現場から採取した不攪乱試料および再構成試料を用いて、繰返し一面せん断試験機により求めた強度パラメータの評価方法について述べる。

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、本文ではすべり面のタイプが異なる二つの地すべりブロックについて報告する。Aブロックは長さ約170m、幅約180m、深さ約15mの規模で地すべりが生じており、その土塊には凝灰岩薄層が狭在している。すべり面が発生しているのは泥岩と凝灰岩との境界で、すべり面粘土の厚さは約5mmである。また、Bブロックは長さ約230m、幅約120m、深さ約30mの規模であり、凝灰岩は少なく、すべり面は泥岩層内で生じており、すべり面粘土の厚さは約10mmである。両ブロックともすべり面は鏡肌を呈している。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にブロックサンプリングにより採取した。試料は一辺約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フルイを通過した試料を予圧密して作製した。

(2) 繰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、せん断繰返し回数10回、上下せん断箱間隔は0.2mm、せん断速度は繰返し初回および最終回は0.02mm/min、繰返し途中は1.0mm/minとした。なお供試体は直径60mm、高さ20mm(再構成試料はAブロックでは20mm、Bブロックでは30mm)の円盤状のものを用いた。

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。多段載荷せん断試験とは、一つの供試体からより多くのデータを得るために、所定の圧密応力で圧密後、定圧条件で繰返しせん断した後、垂直応力を400kPa、300kPa、200kPaと各段階で繰返しせん断を行い、一つの供試体について、垂直応力を除荷する方向で多段階の繰返しせん断を行う試験方法である。

3. 試験結果

Fig.1にAブロック不攪乱試料の残留強度と垂直応力の関係を示す。8個の供試体について試験を行ったが、かなりのばらつきが見られた。この原因として、実際の地すべり面とせん断試験のせん断面が一致していたケースと、ずれてせん断したケースが存在し、このことがせん断強度に大きく影響を及ぼしたと考えられる。そこで、本来の地すべり現場における強度パラメータを求めるにあたっては、地すべり面とせん断試験のせん断面が一致したケースの試験結果を用いるのが妥当である。したがって、せん断面が一致

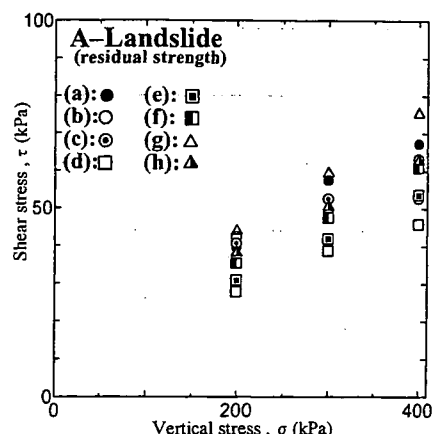


Fig.1 $\tau \sim \sigma$ relationship

したかどうかを判断する必要がある。

Fig.2 と Fig.3 に水平変位とせん断強度の関係を示す。この二つの試験結果は Fig.1 中の (d)、(g) である。まずは Fig.3 では試験開始直後に急激なせん断応力の増加が見られた後、水平変位が増加するに伴って大幅にせん断応力が減少している。しかし、Fig.2 では試験開始直後にこのようなせん断応力の急激な増加は見られず、せん断応力はそれほど大きく変化しなかった。

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、粒子は再配向がほぼ完了している。そのため不攪乱試料から得られるせん断応力の挙動は Fig.2 のようなタイプと考えられる。したがって、Fig.2 のようなせん断挙動を示す場合がすべり面とせん断試験のせん断面が一致したケースであり、Fig.3 のような場合は、すべり面とは異なった面でせん断をしたものと判断できる。この判断は、試験後の供試体を目視による観察とも一致した。この結果、(d)と(e)がすべり面とせん断面が一致したケースと判断し、A ブロックの強度パラメータをこれらの試料より得られた結果より決定した。B ブロックについても同様の手順で評価した。結果を Table.1 に示す。

上記のようにすべり面とせん断面が一致したケースを選択し、ピーク強度パラメータを A ブロックで求めてみた。この結果、A ブロックの不攪乱試料においてピーク強度パラメータの粘着力 c'_p が負の値を示した。当然粘着力が負になることはありえない。この原因として、決定に用いたデータが二つしかなかったことが考えられる。もう一つの原因は、本試験では最大せん断応力をピーク強度として取り扱ったが、地すべりは過去にせん断を受けているため、試験で得られた結果はピーク状態と残留状態の間の値を示していると考えられる。したがって、ほぼ同じ場所から試料を採取しているものの、試料によってはピーク状態に近い値を示すものや、残留状態に近い値を示すものがあり、このような負の値を示す原因になったのではないかと考えられる。

再構成試料から得られた残留状態強度パラメータは、Table.1 に示すように A、B ブロックともに不攪乱試料の値よりも大きな値となった。このことは供試体の粒径の違いが大きく影響したものと考えられる。地すべりの強度定数を求める場合には不攪乱と再構成試料を用いるのがデータの精度を高めるためにも重要であると考えられる。しかし、不攪乱試料は採取が困難であり、現場によっては再構成試料でしか室内試験ができない場合も考えられる。その場合、今回の試験結果のように不攪乱と再構成試料から得られたデータが大きく異なる時には、設計に用いることはできない。したがって、再構成試料の試験結果から不攪乱試料の値を高い精度で再現できるような、再構成試料の作成方法の確立が必要である。

Table.1 Strength parameters

		ピーク強度		残留強度	
		c'_p (kPa)	ϕ'_p (°)	c'_r (kPa)	ϕ'_r (°)
A-Landslide	不攪乱試料	(-14.5)	(12.2)	8.8	5.9
	再構成試料			11.9	8.7
B-landsliide	不攪乱試料	7.1	17.6	12.6	7.7
	再構成試料			6.4	22.4

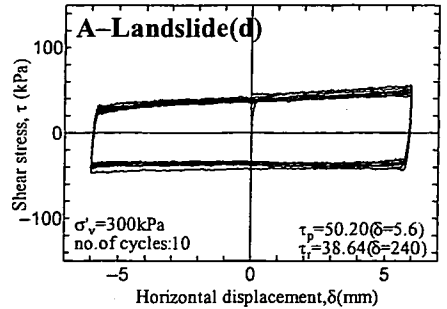


Fig.2 $\tau \sim \delta$ relationship

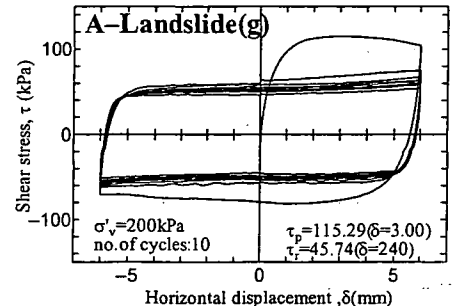


Fig.3 $\tau \sim \delta$ relationship

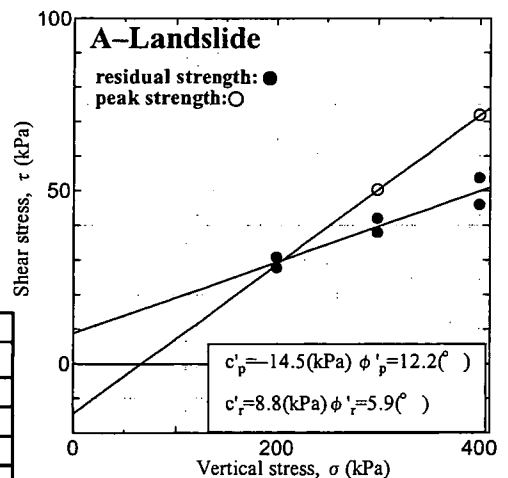


Fig.4 $\tau \sim \sigma$ relationship

4. まとめ

- 1) 実際のすべり面と一面せん断試験のせん断面が一致しているかの判断は、ピーク強度の発現の様子や、ピーク強度と残留強度の大きさを比べること、また試験後の供試体の観察により行なえる。
- 2) 不攪乱試料から得られる最大せん断強度はピーク強度として強度パラメータの決定に用いているが、過去に起きた地すべりによってせん断を受けているため、ピーク強度が小さめに出ると考えられる。
- 3) A、B 両ブロックの不攪乱試料から得られた試験結果と再構成試料から得られた試験結果に整合性が見られなかった。再現性のある再構成試料の作製方法の確立が必要である。

【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, Vol.40, No.2, 2003.

遠心力载荷試験による砂質土斜面崩壊のメカニズムについての研究

北海道大学大学院○学生会員 笠 間 太 樹

独立行政法人・産業安全研究所 正 会 員 S.B.Tamrakar

独立行政法人・産業安全研究所 正 会 員 豊 澤 康 男

1.はじめに

掘削工事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に発生しており、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。

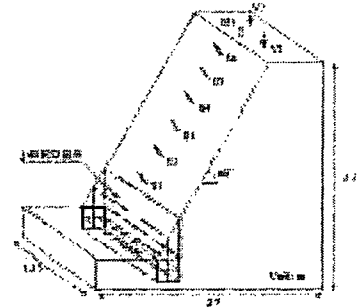


Fig.1 test model

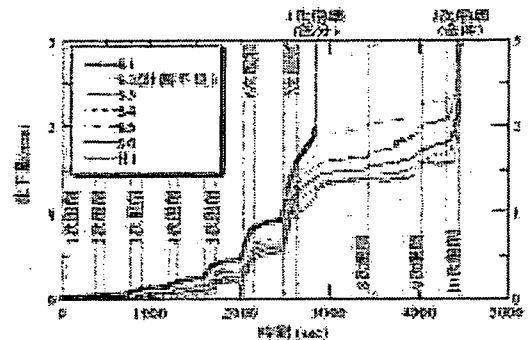


Fig.2 settlement measurement

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、V1~2)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。法尻を段階的に掘削していくと、それに応じて変位が計測されていることが確認できた。

3.実験装置

i) 遠心模型実験装置 (Fig.3) …実験に用いたのは、非対称ビーム型遠心模型実験装置である。使用したプラットフォームは静的側で、回転半径は2.38m、最大遠心加速度は100Gである。

ii) 掘削装置 (Fig.4) …遠心模型実験装置のプラットフォーム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。運転は制御室のPCによって行い、手動もしくはプログラムによって操作する事が可能である。

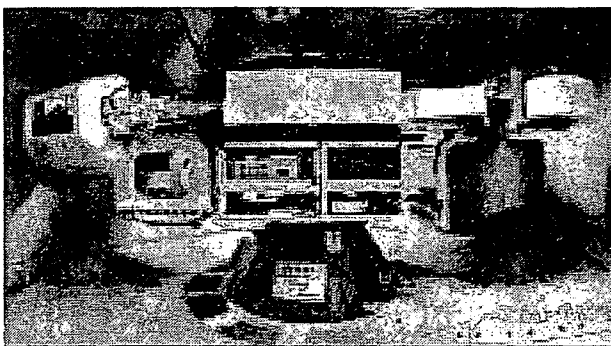


Fig.3 centrifuge model test equipment

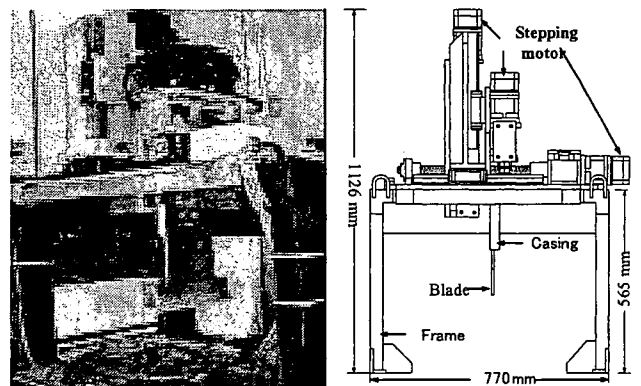


Fig.4 in-flight excavator

4.遠心模型実験

1)試料

実大実験と同じ川砂を用いた。密度試験によって求められた ρ_s は 2.763g/cm^3 であった。

2)実験手順

実験は次の手順で行った。[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]

締め固め方法は、1層につき川砂 22.5kg を 200kPa で3分間締め固める。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。更に地盤前面に $1\text{cm}\times 1\text{cm}$ 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、予め決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。

3)実験条件

実験は斜面傾斜角 ($50^\circ \cdot 60^\circ \cdot 70^\circ$) と遠心加速度 ($6\text{G} \cdot 10\text{G}$) を変えて計5回 (それぞれ 50A、50B、60A、60B、70A とする) 行った。各実験条件と含水比を Table1 に示す。

4)実験結果

実験で得られた、変位計と遠心加速度の経時変化と、掘削箇所と崩壊発生箇所を示した斜面断面図を Fig.5 に示す。

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、CH1・CH2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。同様に 70A でも②部の掘削後に CH1 の大きな変位が観測され、その後に大規模な崩壊に至っている。50A・50B 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。

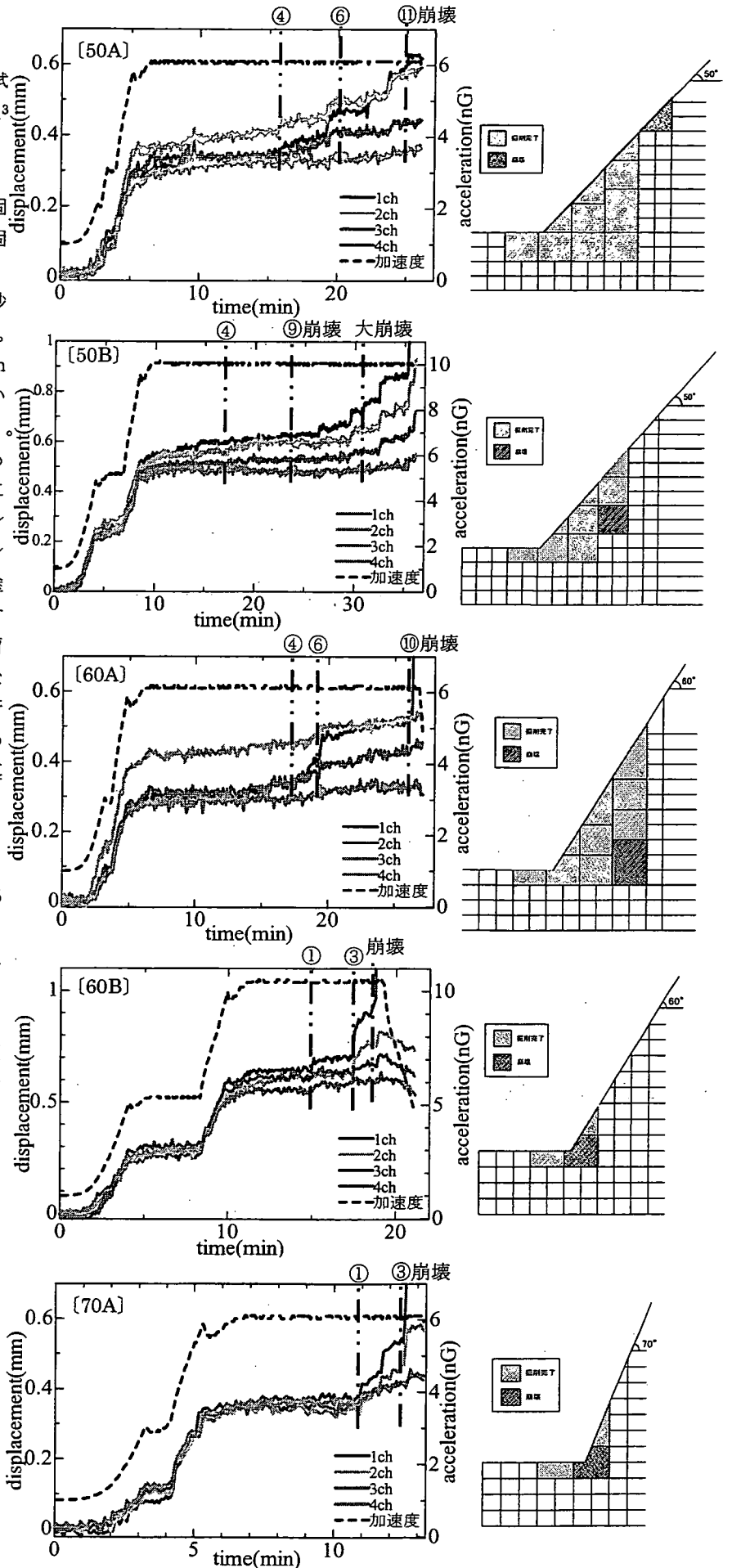


Fig.5 displacement vs. time // steps of excavation

斜面崩壊の形状は、全て円弧状であった。ただし 50A のみ、斜面崩壊が法肩まで達していなかった。一例として 50B の崩壊前、崩壊後の写真を Fig.6 に示す。

Table1 each conditions of tests

	50A	50B	60A	60B	70A
Slope angle(°)	50	50	60	60	70
Acceleration (G)	6	10	6	10	6
Wet density (g/cm ³)	1.516	1.527	1.535	1.527	1.527
Void Ratio	0.82	0.81	0.80	0.81	0.81
Avg. water content(%)	7.46	7.30	8.04	7.37	8.11
covered	No	Yes	No	No	Yes

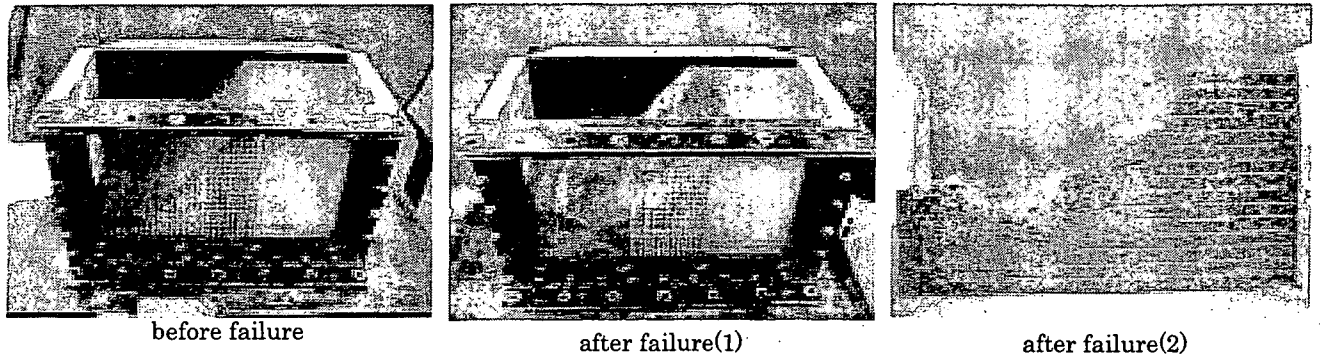


Fig.6 test of models

5.一面せん断試験

供試体作成は遠心模型実験と同様の条件 (200kPa・3min・4層) で締め固めた。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 (せん断応力・せん断変位、せん断強さ・垂直応力) を Fig.7~8 に示す。この実験結果から、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。

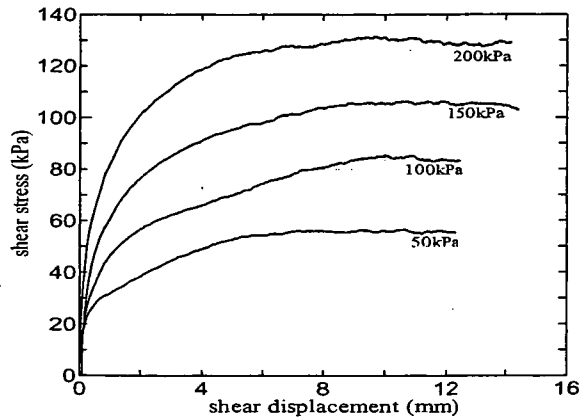


Fig.7 shear stress vs. shear displacement

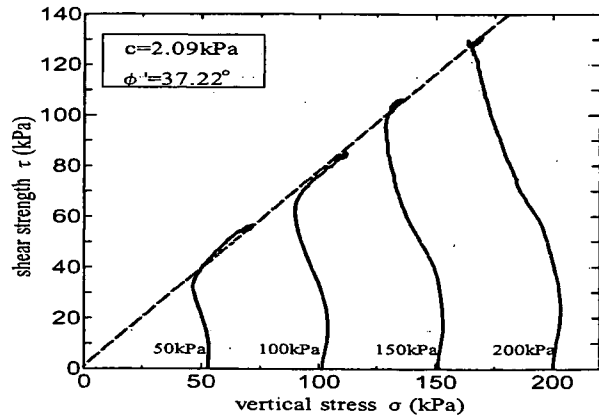


Fig.8 shear strength vs. vertical stress

6.斜面安定解析

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 $\rho=14.98\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $c=2.09\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi=37^\circ$ とし、遠心模型実験 5 回の実験それぞれの最小安全率を求めた。解析結果を Fig.9~13、Table2 に示す。

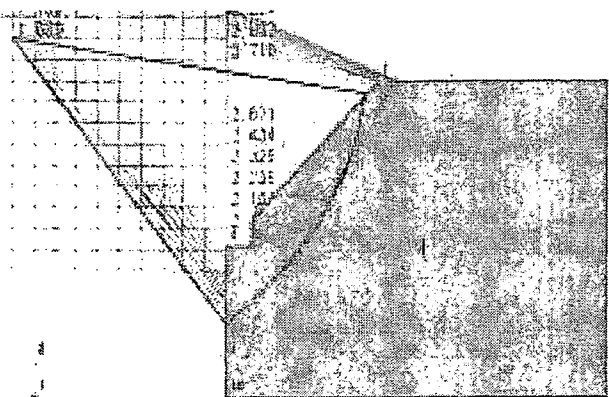


Fig.9 50A

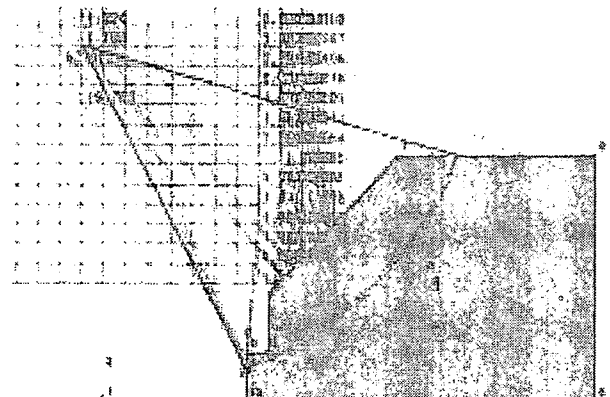


Fig.10 50B

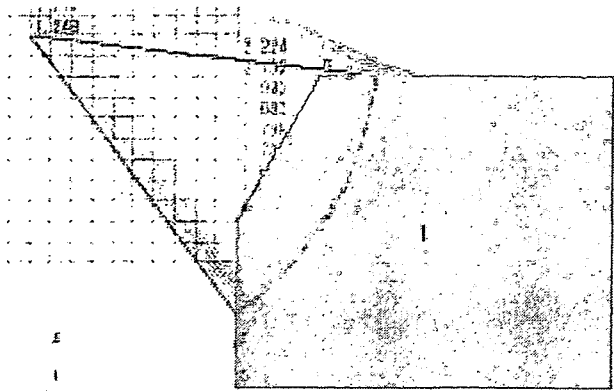


Fig.11 60A

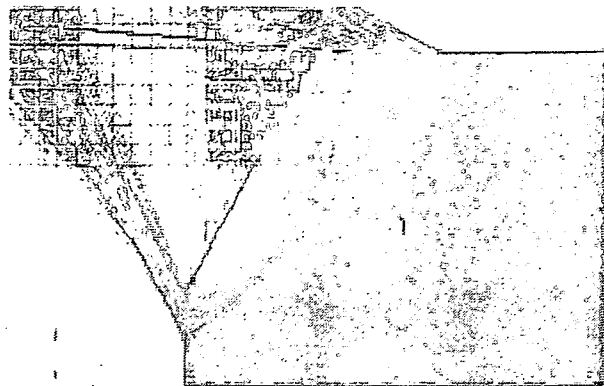


Fig.12 60B

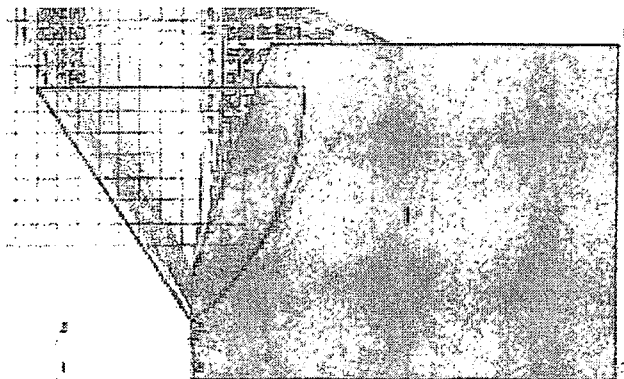


Fig.13 70A

Table2 minimum safety factor

	safety factor
50A	1.680
50B	1.183
60A	1.248
60B	1.075
70A	1.194

8.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 ch1、ch2 が大きく変位した後に、大規模な崩壊が起きる傾向が見られた。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する可能性が高い。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。
- 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 の結果についてだが、Fig.12 のように、斜面のすべり面が法肩部までいたらなかったことが要因の一つとして考えられる。更に掘削を進めて大規模な斜面崩壊を起こせば、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

繰り返し一面せん断試験に基づく強度パラメータに及ぼす諸要因の検討

北海道大学大学院 ○学生会員 梅谷 晋平
(株)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

1. はじめに

地すべり対策工の設計に際し、従来せん断試験結果に基づく強度パラメータが用いられる機会はきわめて限られていた。この原因には、強度定数が試料の採取位置によってばらつくものと認識されてきたことやせん断試験結果の信頼性が低いとする誤解、設計指針類に室内せん断試験結果を用いるように規定されていないことなどから $c'_0 = d$ (c'_0 : 地すべり面上で発揮されると想定される粘着力(kN/m^2), d : 地すべり土塊の最大層厚(m))とする仮定を併用した逆算法(以下 $c = d$ 法)が地すべり対策工設計に用いられている。しかし、近年の技術進歩と試験基準の整備によって事情は変わってきており、室内試験結果を取り入れた地すべり対策工設計用の強度パラメータ決定法も提案されており、筆者の一人は室内試験結果を逆算法と結びつけた強度パラメータの決定法(以下 SPLICE 法と略記)¹⁾を提案している。このような背景から筆者らは、各種状態強度パラメータに影響を及ぼす諸要因の検討、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について研究を進めてきた。

本論文では、これまで積み重ねてきた強度パラメータに及ぼす諸要因の検討結果やそこから得られた問題点を挙げるとともに、新たに得られた地すべり試料の結果を加え、現状でせん断試験結果から得られる情報を基に決定される設計強度定数と従来の方法とを比較考察し報告する。

2. 強度パラメータに影響を及ぼす要因

2.1 残留状態せん断抵抗角に及ぼすせん断速度の影響

残留強度に及ぼすせん断速度の影響についてこれまで種々の研究が行われ、粘土によってせん断速度の変化に伴い残留強度が増加・減少・不変なものがあると報告されている。これまでの研究成果^{2), 3)}によれば、残留強度が速度の影響を受けるメカニズムは不明だが、その増減の割合は非常に小さなものであり実際の現場で生じている地すべり速度の範囲(0.001mm/min~0.35mm/min)⁴⁾においては無視できる程度で、極端に早い速度でなければ残留強度に及ぼす影響は少ないとしている。この考えを基に、後述のようにピーク強度を測定する初回と残留強度を測定する最終回を除き、せん断速度を早めることによって試験期間の大幅な短縮を可能にしている。

2.2 応力履歴の影響

正規圧密および過圧密状態の粘土試料のピーク時のせん断抵抗力を比較すると、過圧密状態にある試料が大きな値を示すことは知られていたが、残留状態での強度への影響については確認されていなかった。残留状態でのせん断面付近の粘土は長期間のせん断により粒子構造が破壊、再配向されるため応力履歴による影響が解消されているという考えから、伊藤ら³⁾は3種類の試料を用いて正規圧密状態、過圧密状態のせん断抵抗と累積変移関係について調べた結果、残留強度は応力履歴の影響を受けないことが分かった。このことより、後述する多段載荷せん断試験を提案している。

2.3 残留状態せん断抵抗角に及ぼす粒度組成、スメクタイト含有量の影響

1) 粒度組成について

残留状態におけるせん断は粘土粒子表面間あるいは粒子表面-水との摩擦現象と考えられることから、伊藤ら³⁾は粘土分含有量、シルト分含有量、砂分含有量と残留状態せん断抵抗角 ϕ'_r との関係を調べた。その結果、粘土分含有量が増加すると若干のばらつきはあるものの ϕ'_r は減少傾向にあるとしている。粘土分含有量と ϕ'_r との関係については第5章にて後述する。一方、シルト分含有量、砂分含有量についても同様に傾向を調べたがともに相関性は乏しかった。

2) スメクタイト含有量について

スメクタイトは膨潤性粘土鉱物であり地すべり粘土によく含まれていることが知られている。山崎らの研究⁴⁾によれば、リングせん断試験機を用いたモンモリロナイト・イライト混合試料より、モンモリロナイトの残留強度に支配されたすべり面の構造特性として、すべり面構成粒子による定向配列挙動のみならず、すべり面へモンモリロナイトが滲出・

Factors affecting strength parameters based on the reversal direct box shear tests

S.Umetani (Graduate student, Hokkaido University), H.Takahashi (Docon Co.,Ltd) and T.Mitachi (Graduate school of Engineering, Hokkaido University)

凝集するメカニズムによって残留強度への強度低下が生じる可能性がある」と指摘し、モンモリロナイト含有量が約30%を超えると、モンモリロナイトに支配された値を示すと報告している。スメクタイト含有量と残留状態せん断抵抗角 ϕ' との関係を調べた結果については第6章で述べる。

2.4 残留状態強度線の湾曲化に及ぼす応力レベルの影響

粘土のせん断抵抗力はせん断面に作用する垂直応力と比例関係にあることが知られている。しかし、残留状態強度線については、その湾曲性についてしばしば指摘がされている。この原因として、大変位せん断を受けてせん断抵抗力が収束した状態において、高い応力域でのせん断におけるせん断面では、粒子配向度が低い応力域でのせん断におけるせん断面に比べて進んでおり、せん断面で発揮されるせん断抵抗力が低くなるのが原因だと考えられている。このような背景から伊藤ら^{2),3)}は、数種の地すべり試料を用いて各応力レベル(30~50kPa、200~400kPa、30~400kPa)での強度パラメータを決定した。一般に残留状態での粘着力は存在しないとされているが、伊藤らの実験結果によれば高応力域の結果に基づいて強度パラメータを決定すると粘着力が存在し、逆に低応力域の結果からは粘着力はほぼ無いという結果を得ることが分かった。これらをまとめると、応力レベルの違いによるせん断面の粒子配向度の違いにより残留状態強度線が湾曲化する可能性があるため、現場の地すべりの土被りが薄い場合においては残留状態強度パラメータの扱いに注意が必要である。

3. 繰り返し一面せん断試験概要

2.1 および 2.2 の結果を受けて、本研究ではまず、両面排水の下、圧密速度 2.0kPa/min(除荷時は1.0kPa/min)で所定の圧密応力まで圧密し、3t法により圧密を打ち切っている。圧密後、せん断過程に入り、片振幅 6mm(繰り返し回数1回で累積変位 24mm)で計 10回(累積変位で 240mm)せん断している。1回目と 10回目のせん断速度を 0.02mm/min、2~9回目のせん断速度を 1.0mm/minとしている。なお上下せん断箱の間隔を 0.2mm、供試体は高さ 20mm、直径 60mmの円盤状に成型したものを使用している。また、全ての試験において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せん断試験を行う⁹⁾。多段載荷せん断試験とは、まず上記の繰り返し一面せん断試験で 10回のせん断を行った後、垂直応力を 400kPaまで載荷して繰り返しせん断し、さらに 300kPaまで除荷して繰り返しせん断、同様に 200kPaまで除荷して繰り返しせん断というように 1つの供試体について、垂直応力を除荷する方向で(このようにすれば応力履歴の影響を受けない)多段階の繰り返しせん断を行う試験である。

4. 試料説明

今回用いた試料は以下の 3 地すべり試料である。Table 1 に粒度分布、スメクタイト含有量を、Table 2 に繰り返し一面せん断試験、多段載荷せん断試験から決定した試料毎の強度パラメータを示す。C 地すべり試料のピーク状態強度パラメータは供試体ごとで得られた値が過度にばらついたため決定に至っていない。

① A・B 地すべり

夕張市富野地区の異なる二つの地すべりから試料採取した。現場周辺の地質は古第三紀の泥岩(幌内層)が分布し、多数の地すべりが存在する。A 地すべりは長さ約 170m、幅約 180m、深さ 15m の崩積土すべりで、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岩質で粘土化しやすい性質をもつ。B 地すべりは長さ約 230m、幅約 120m、深さ約 30m の風化岩

Table 1 Index properties

	A地すべり		B地すべり		C地すべり	
	不攪乱試料	再構成試料	不攪乱試料	再構成試料	不攪乱試料	再構成試料
礫分 (%)	0.6	0.0	0.8	0.0	8.0	0.0
粗砂分 (%)	1.4	0.0	2.3	0.0	6.1	0.0
中砂、細砂分 (%)	12.3	18.1	9.5	14.6	21.9	4.2
シルト分 (%)	30.1	27.9	0.1	23.1	26.7	10.3
粘土分 (%)	55.6	54.0	87.3	62.3	37.2	75.5
スメクタイト含有量 (%)	42.5	37.1	24.2	16.8	10.0	14.3

Table 2 Strength parameters

		A地すべり		B地すべり		C地すべり	
		c'(kPa)	ϕ' (°)	c'(kPa)	ϕ' (°)	c'(kPa)	ϕ' (°)
不攪乱試料	ピーク強度	0.0	9.9	13.9	11.4		
	残留強度	9.0	6.4	9.2	7.4	0.0	12.1
再構成試料	完全軟化強度	7.1	14.2	8.0	24.7	0.0	15.7
	残留強度	5.2	8.1	6.4	22.4	8.3	9.1