

蛇紋岩の風化粘性土に起因した切土のり面の崩壊に関する一考察

横田公忠¹・八木則男²・矢田部龍一³・砂子 一

1 正会員 愛媛大学助手 工学部(〒790 松山市文京町3)

2 正会員 工博 愛媛大学教授 工学部

3 正会員 愛媛大学助教授 工学部

4(株)浅川組 土木課長

蛇紋岩の風化した粘性土に起因した切土のり面の崩壊機構について検討した。対象とした切土のり面は変状発生後通常の対策工を施工したにも関わらず再度滑動し、追加の対策を余儀なくされた。すべり面の粘性土のせん断特性を調べた結果、残留状態で著しくせん断抵抗角が低下する性質を有していた。これから1次の対策工施工時に大変位を許し、すべり面の土のせん断抵抗角を低下させたことが、2次の対策工を行わざるをえなくなった理由であることが分かった。安定解析によりこの検討結果の妥当性を確認した。

Key Words: cut slope, serpentine, stability analysis, residual strength, clay mineral

1. まえがき

山岳部の道路拡幅など地質の悪いところでの工事が増えるにつれ、切土に伴うのり面崩壊事例が増えている。これは一つには事前調査にあまり多くの経費をかけられず、崩壊発生の予測が不十分であることによる。ところで、切土に伴う崩壊事例等、問題が発生した現場の資料は表にできることが少ないが、事例の積み重ねが今後の予測に役立つことを考えれば力学的な検討を行ったうえで公表されることが望ましい。本研究で対象としたのり面は変状発生後、通常の設計に基づいて対策工を施工してもかかわらず再度動き出し、追加の対策工を余儀なくされたという予期せぬ挙動を示した現場である。

本報告では蛇紋岩の風化した粘性土に起因した切土に伴うのり面崩壊事例と崩壊機構に関する検討結果を述べる。具体的には、切土に伴い発生した初生すべりの機構および追加の対策工が必要になった機構を解明するためにすべり面を形成している蛇紋岩の風化した粘性土のせん断試験を行い、ピークおよび残留状態での強度特性を明らかにしている。また、X線回折により、追加の対策工を行わざるを得なくなった要因の一つであるすべり面の粘性土の特異な強度特性に影響している鉱物の同定を行っている。さらに、せん断試験により求められた強度定数を用いて安定解析を行うことによりのり面崩壊の機構に関する検討を行っている。

2. 切土のり面の地形、地質、変状状況

対象地は和歌山県下津町に位置する道路新設工事に伴う切土のり面である。切土のり面の平面図をFig.1に、変状の激しいNo.2測線の断面図をFig.2に示す。変状を生じたのり面の規模は斜面長60m、幅120m、深さ12m程度である。平面図には地質の概要とボーリング孔の位置、測線、それと伸縮計の位置を併記してある。また、縦断面図には排水ボーリング、1次と2次のアンカー工、杭工も併記してある。

地質的には三波川帯に位置しており、本のり面付近には三波川変成岩類の泥質片岩、砂質片岩、珪質片岩、塩基性片岩を主とし、超塩基性片岩（蛇紋岩）を主体とするテクトニックブロックがレンズ状に分布する。超塩基性片岩は主として角礫状をなしているが、一部は断層破碎運動によるものか若しくは貫入時の破碎によるものかは不明であるが、1m程度の厚さで粘土化している。片岩類の走向は斜面方向に直交し、受け盤となっている。

本のり面付近には比較的広く蛇紋岩が分布している。しかも1m程度の厚さの蛇紋岩の粘土化した断層破碎帶がのり面に平行に存在している。すべりはこの粘土層で発生している。この破碎された層は比較的薄い上、また、切土前には地表に現れていたので事前踏査では発見できなかったものと思われる。

のり面崩壊の前兆は1992年8月24日に見られた。日雨量30mm、最大時間雨量15mmの降雨によりNo.2

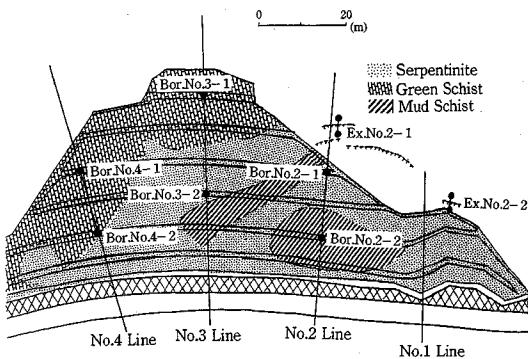


Fig.1 Plan of cut slope

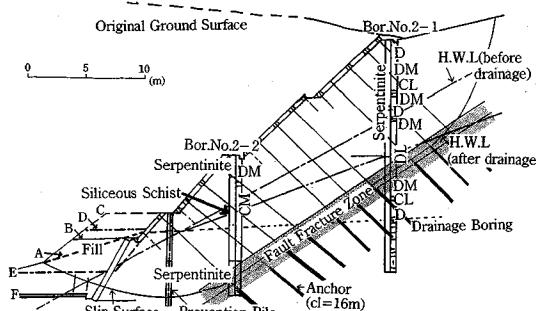


Fig.2 Vertical cross section of cut slope

測線右側ののり面で小さな表層崩壊が発生した。8月29日には亀裂が発見された。その時点では、図のAで示す断面まで切土していた。崩壊の拡大を防ぐために8月30, 31日に図のBで示す高さまで押さえ盛土が施工された。しかし、亀裂の拡大が止まらなかったので、9月22日から10月にかけてNo. 1測線下部に $H=300 \times 300$ mm, $L=12$ mの土留杭が施工された。

10月に入ってNo. 2測線のボーリング孔におけるパイプひずみ計の観測により10 mを越える深度に確定すべり面が観測され、深層舟底型地すべりであることが確認された。そこで、追加の2次押さえ盛土が10月19日から22日にかけて図のCの高さまで施工され、さらに10月23日から $H=350 \times 350$ mm, $L=16$ mのアンカー付き押さえ杭工が施工されたのを始め、アンカー工と排水ボーリング工が施工され、必要安全率を確保するよう努められた。なお、すべり面深度10~13 m程度に対して杭長16 mと根入長は十分取ってある。

Fig.3に変状が発生してから11月までの累積変位量と地下水位、それと降雨量の関係を示す。図には対策工の施工時期も記してある。地下水位のボーリングNo.の後に示す数字はボーリング孔の掘削深度(m)である。これから地下水位は降雨量と相関が強く、降雨に伴う地下水位の上昇速度は比較的速いことがわかる。また、地

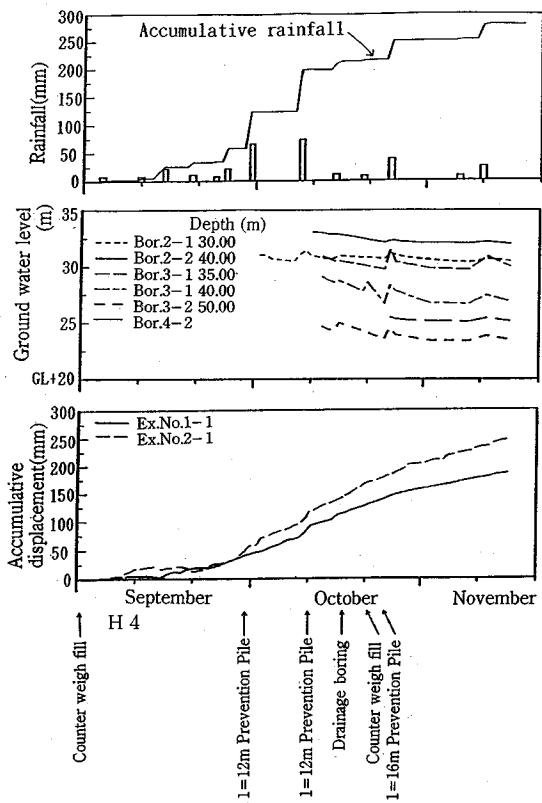


Fig.3 Changes of accumulative displacement, ground water level and rainfall

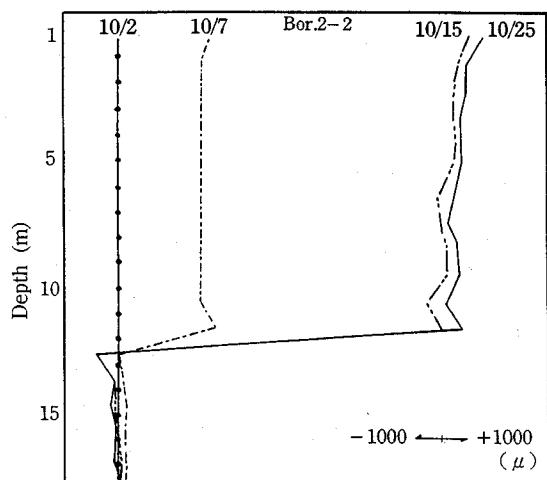


Fig.4 Observations by strain gauge type inclinometer

下水位の増加に伴って移動速度も若干大きくなっている。地下水位は切土のり面の地表からの深度で示している。何れも地下水位が深いが、これは地質調査用の深いボーリング孔を用いて観測していることも影響している。

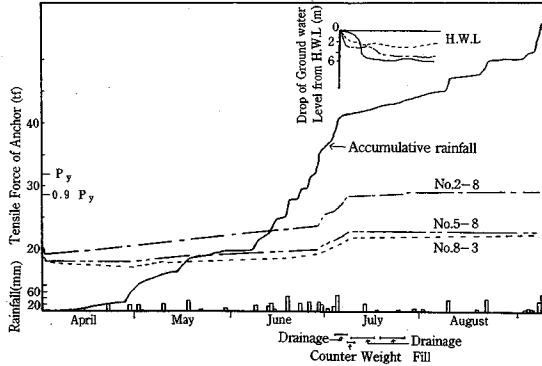


Fig.5 Changes of tensile force of anchor, ground water level and accumulative rainfall

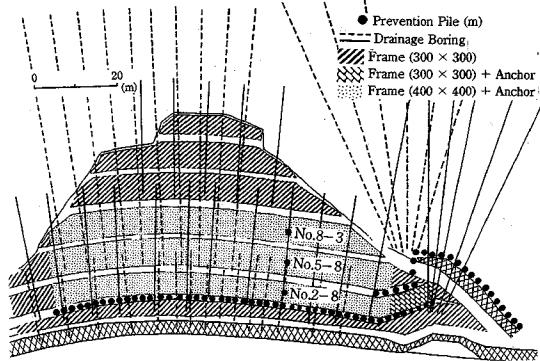


Fig.6 Outline of countermeasures to cut slope

すべりはのり面右側のNo.2測線を含む小ブロックで発生し、順次のり面全体に進展していった。No.1測線とNo.2測線の間は元々谷地形をしているせいもあって地下水の供給が多いところであり、常時地下水の滲みだしがみられる。

Fig.4にパイプひずみ計によるBor. No.2-2の観測結果を示す。1m厚さで明瞭なすべりが発生していることがわかるが、ひずみゲージを1mピッチで設置していることから、すべり層の厚さは1mよりは薄い。また、本のり面の変状は激しく、パイプひずみ計設置後、2週間から20日でひずみが1万 μ を越え、約1ヶ月で測定不能になっている。

ところで、通常ののり面対策工事に際しては、押さえ盛土等によりのり面の変状を押さえながら対策工事を行うことによりのり面の変状を極力少なくするのが普通である。しかし、本現場では、変状発生時に所定の断面(Fig.2のF面)まで切り下げられていなかったことと道路開通までの工期に制約があったことから逆巻きで所定の断面まで切土を順次行っている。12月9日には図のDまで、1月14日には図のBまで、3月4日にはEまで掘削し、3月10日から15日にかけて所定の位置(F)まで最終の掘削をした。何れの掘削時にも変位速度が大きくなってしまい、特にEの掘削時には掘削面の崩壊を伴い、また、最終の切土時にはNo.4測線に亀裂が発生している。4月始めにはアンカーに所定の緊張力(2割のレラクゼーションを考えて20t前後の緊張力を与えたが、結果的には1割程度のレラクゼーションしか起こらず、充分設計値を上回る緊張力が作用している)が与えられ、動態観測用のアンカーにはロードセルが設置されて、全ての対策工を終了している。

工事完成時には通常の設計法で求めた安全率が必要安全率を満たしていたにもかかわらずFig.5に示すようにアンカーに設置していた軸力計に僅かの変状の継続がみられ、1993年6月の梅雨の豪雨を引き金として加速し

ていった。No.2-8のアンカーの軸力は $0.9 P_y$ と降伏直前の値を示し、その他のアンカーも放置すれば2週間足らずで危険になることが予想された。なお、 P_y はアンカーの降伏荷重である。この場合の対策工としては緊急の押さえ盛土工が最も効果的であるが、押さえ盛土を施工すれば通行止めをしなければならない。道路を閉鎖すると多大な経済的損失を生じるので通行止めをしなくても良い工法が検討された。しかし、アンカーが破断し始めれば大惨事を招く恐れも心配されたので結局道路を閉鎖し緊急の押さえ盛土工が施工された。また、本すべり面の土は水浸による強度低下が激しいことがせん断試験により分かっていたので表面排水工が念入りに行われた。結果的には、この押さえ盛土工が効果を發揮し、Fig.5に示すようにアンカー軸力の増加は完全に止まり、崩壊を免れた。応急の対策工で何とか切り抜けることができた実例である。その後、追加のアンカー工と水抜き工が施工され、現在は安定を保っている。なお、安全率の算定には水抜き工による地下水位の低下も考慮すべく多数の水抜きボーリングが施工され、アンカーの緊張力と地下水位の低下により所定の安全率が確保されるようしている。水抜き工の効果はFig.5に示した地下水位の経日変化をみると明確で、3~7m程度の地下水位の低下を示している。なお、地下水位観測はすべり面深度の観測孔を用い、図中の地下水位の変化は排水工対策時の地下水位を基準として、そこからの低下量で示してある。

Fig.6に対策工(のり枠工、アンカー工、排水ボーリング工、抑止杭工)全体の概要を示す。なお、Fig.6にはFig.5に示したアンカー軸力の測定位置を併記してある。なお、全体の不足抗力は49.14 tf/mであり、アンカー付き押さえ杭工で20 tf/m、下段法枠アンカー工で27.87 tf/m、中段・上段法枠アンカー工で46.27 tf/mの荷重分配をしている。

以上、簡単にのり面の変状状況と対策工の概要を説明

Table 1 Physical properties and grain size distribution

Sample No.	L.L. (%)	P.L. (%)	I _p	G _s	grain size distribution (%)		
					Clay	Silt	Sand [Gravel]
S-1	28.3	16.4	11.9	2.83	5.6	36.0	56.3
S2-1	28.4	9.4	19.0	2.64	13.3	37.8	32.1
S2-2	32.6	15.9	16.7	2.67	13.6	40.7	28.2
S-3	22.1	12.2	9.9	2.93	15.5	35.6	36.3
S-4	40.1	14.8	25.3	2.61	9.3	26.2	61.3
S-5	31.6	14.6	17.0	2.74	11.8	15.0	51.8
Bor. 2-1	39.6	16.9	22.7	2.81	8.5	35.4	37.8
Bor. 2-2	42.0	18.0	24.0	2.74	4.1	55.4	27.9
Bor. 4-2	32.9	16.5	16.4	2.68	2.6	42.9	43.7
							10.8

したが、本現場は1回目の対策工施工後も僅かの変状が継続し、梅雨の豪雨を引き金として加速して追加の対策工を行わざるを得なかったところに特徴がある。

3. すべり面を形成する蛇紋岩の風化した粘性土の強度特性

一般的に変状を生じたのり面の対策工の設計は、逆算法で強度定数を求め、それを用いて1.2程度の所定の安全率を満たすように行っている。それに基づき対策工が施工されたのり面は殆どが安定を保っている。しかし、本切土のり面は対策工後も変状が継続した。本切土のり面の対策工の設計に当たっては通常の逆算法や設計安全率を用いており、設計法の問題とは考えにくい。また、Fig.5からわかるようにアンカーには所定の緊張力が作用している。地下水位も排水ボーリングの効果で低下しており、設計高水位を越えてはいない。したがって、設計時に検討した通りの対策工の効果が発揮されていると考えられ、対策工の問題とも考えにくい。

本現場が通常ののり面対策と異なるのは対策工終了時までにかなりの変位を許しているということである。変位を許したのは、工期の関係で地山を完全に止めるための時間的余裕がなかったことによる。大変形状態では土の性質によっては強度低下の激しいものがあることが知られている¹⁾。通常と異なる挙動を示した本のり面の崩壊機構を解明するためには、すべり面の粘性土の大変形状態における強度特性を調べることが必要である。

(1) 試料ならびに試験方法

試料はFig.1に示すボーリング孔の内、3箇所のコアとNo.2測線からNo.1測線の末端部付近に現れていたすべり面の露頭から採取した。露頭からの試料は何れも不かく乱状態で、数m間隔で5箇所からブロックを採取した。ボーリングコアから採取した試料も全て確定すべり層部分のものである。試料の物性ならびに粒度をTable 1に示す。塑性指数I_pは10~30程度と非常に低塑性である。また、粒度分布をみるとシルト分と砂分が卓越しており、かなり細粒化している。

行ったせん断試験は次のようにある。

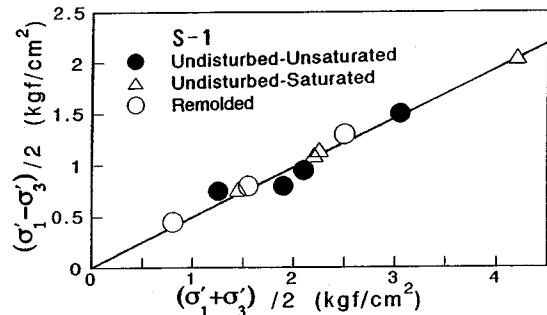


Fig.7 Failure line by triaxial tests

1) ピーク強度に対応する強度定数を求めるための試験…圧密非排水三軸圧縮試験ならびに一面せん断試験

圧密非排水三軸圧縮試験の供試体の大きさは、 $\phi 50$ mmで、 $h 100$ mmである。載荷速度は0.044 mm/minで、飽和試料に対する間隙水圧係数のB値は0.95以上である。

一面せん断試験機は在来型のものを用い、せん断箱の大きさは $\phi 60$ mmで、供試体の高さは20 mmである。変位速度は0.014 mm/minである。

三軸試験、一面せん断試験とも不かく乱ならびに練り返し再圧密試料に対して試験を行った。不かく乱供試体はブロックサンプリングした試料から切り出し、自然含水状態ならびに飽和状態の2種類の含水状態で試験を行っている。また、練り返し再圧密試料は420 μm の篩を通過したものと純水で練り返した後、予圧密したものである。

2) 残留強度に対応する強度定数を求めるための試験…一面せん断型ならびに単純せん断型リングせん断試験

リングせん断試験機は詳細は参考文献に示すが^{21,31}、一面せん断型リング試験機のせん断箱の外径は16 cm、内径は10 cmで、試料の初期高さは約2 cmであり、単純せん断型リングのせん断箱の外径は10 cm、内径は8 cmで、試料の初期高さは約1 cmである。リングせん断の速度はピーク強度に達して強度低下し始めるまでは0.04463°/minで、それ以降は0.4463°/minで試験した。試験は練り返し再圧密試料に対してのみ行っている。

3) 水浸による強度低下を調べるための試験…一面せん断試験ならびに単純せん断型リングせん断試験

用いた試験機は一面せん断試験機と単純せん断型リングせん断試験機である。試験方法は前述した通りである。供試体の作成は420 μm の篩を通過した気乾試料を静的に圧縮して作成しており、そのままで或いは水浸させてせん断試験を行った。

(2) 試験結果

ブロックサンプリングした試料S-1とS2-1それと

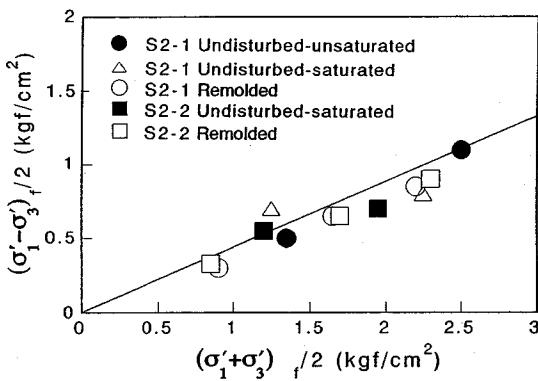


Fig.8 Failure line by triaxial tests

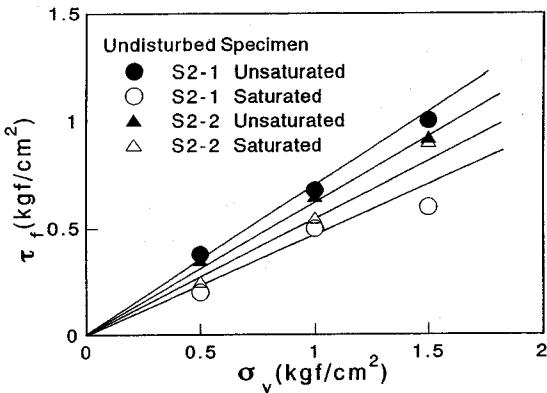


Fig.9 Failure line by box shear tests

Table 2 Angle of shear resistance obtained by various shear tests

Sample No.	ϕ' (°)	ϕ_d (°)	ϕ_r (°)	
			Box	Simple
S-1	27.3		14.2	
S2-1	23.4	24.3 (34.9)	8.4	20.7
S2-2	22.6	28.7 (33.8)		12.4
S-3	21.0		13.2	
S-4	23.2		9.4	
S-5	21.4		8.8	
Bor. 2-1	25.6		13.2	
Bor. 2-2	24.1		12.7	
Bor. 4-2	28.2		20.1	

S2-2 の不飽和および飽和状態の不かく乱試料と練り返し再圧密試料に対する三軸試験結果を Fig.7, 8 に示す。また、ブロックサンプリングした S2-1 と S2-2 の不飽和および飽和状態の不かく乱試料に対する一面せん断試験結果を Fig.9 に示す。

三軸試験では不かく乱と練り返し、飽和と不飽和で強度定数に大きな違いは認められない。一面せん断試験では不かく乱の不飽和と飽和状態の強度を比べると若干不

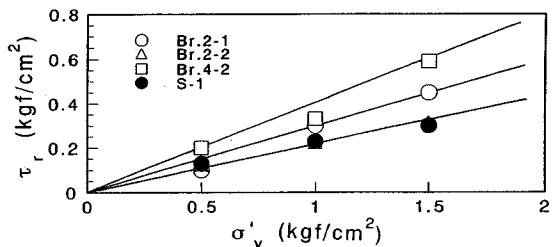


Fig.10 Residual strength line by box shear type ring shear tests

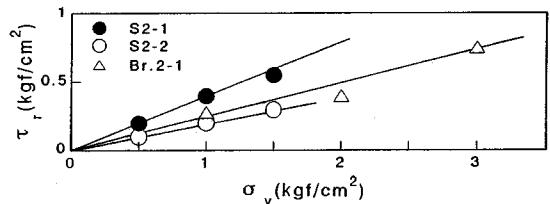


Fig.11 Residual strength line by simple shear type ring shear tests

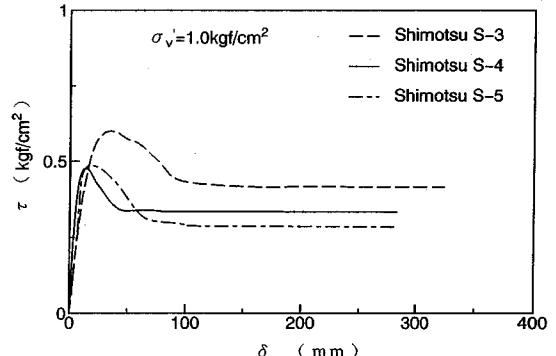


Fig.12 Relation between shear strength and displacement

飽和状態のものの方が大きい。この両者の違いは供試体の違いによるのか、若しくは試験機によるのか詳しい理由はわからない。飽和試料に対する三軸試験と一面せん断試験結果を比べると一面せん断試験によるものの方が少しせん断抵抗角が大きいようである。これは試料に礫分が含まれるためであると思われる。

ボーリングコアから採取した試料に対するせん断試験結果も含めて強度定数の一覧を Table 2 に示す。これから ϕ' は $21^\circ \sim 28^\circ$ とばらつきはあるが、比較的小なせん断抵抗角を示している。これが切土に伴う初生のすべりを誘発した原因の一つであると思われる。なお、 ϕ_d は一面せん断試験より求めた排水状態でのせん断抵抗角であり、() 内のものは不飽和状態、() のついてないものは飽和状態での値である。

一面せん断型および単純せん断型リングせん断試験に

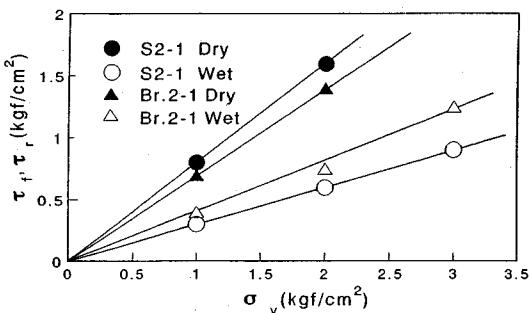


Fig.13 Influence of soak on failure line by box shear tests

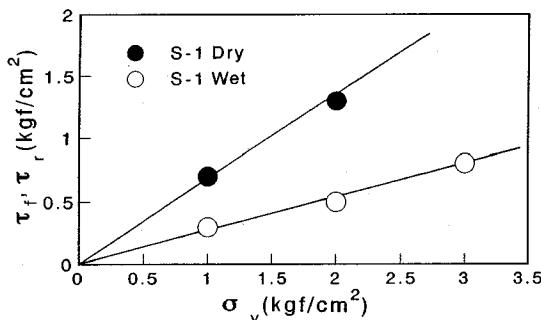


Fig.14 Influence of soak on failure line by simple shear tests

による残留強度線をそれぞれ Fig.10, 11 に示す。また、リングせん断試験によるせん断強度とリングの中心での変位量の関係を Fig.12 に示す。三軸およびリングせん断試験とも強度線は原点を通る直線で示され、残留強度に達するに要する変位量は比較的小さい。得られた強度定数の一覧を Table 2 に併記してある。これからばらつきはあるが、残留強度に対するせん断抵抗角 ϕ_r は $8^\circ \sim 20^\circ$ 程度と ϕ' と比べてかなり小さいことが分かる。すべり層を形成している粘性土の残留強度への低下割合が大きいことが対策工後のすべりの主要因の一つとなっていると考えられる。

一面せん断試験機ならびに単純せん断型リングせん断試験機により強度定数に与える水浸の影響を調べた結果、極端に強度が低下したものを見出された。試料はブロックサンプリング試料 S-1 である。一面せん断試験、単純せん断型リングせん断試験とも気乾試料では ϕ_d が 40° 前後もあるが、水浸させた試料では ϕ_d は 20° 近くまで低下し、 ϕ_r は 16° まで低下している。水浸による極端な強度低下の理由は分からぬが、この粘性土は水浸状態になれば極端に強度が低下するので、のり面の安定には地表水および地下水の排水工が不可欠である。

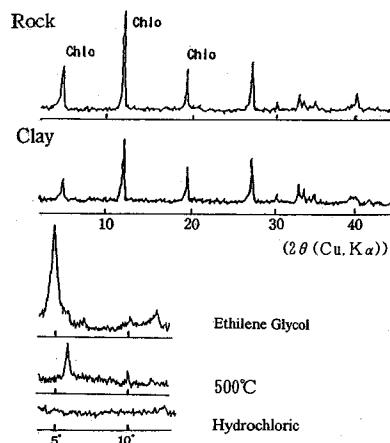


Fig.15 X-ray diffraction pattern

Table 3 Clay minerals analyzed by X-ray diffraction

Sample No.	Chry	Anti	Chlo	Talc	Mont	Fel	note
S-1	-	-	*	-	-	-	Clay
S2-1	+	-	-	-	*	-	Clay
S2-2	-	+	-	-	*	-	Clay
S-3	-	-	-	-	*	-	Clay
S-4	-	-	-	-	*	-	Clay
S-5	*	-	-	-	*	-	Clay
Bor.2-1	-	*	-	-	-	-	Clay
Bor.2-2	-	*	-	-	-	-	Clay
Bor.4-1	-	*	-	-	-	-	Clay
Bor.4-2	-	*	-	-	-	-	Clay
S-6	-	*	-	-	-	-	Rock
S-7	-	*	-	-	-	-	Rock
Bor.3-1	*	-	-	-	-	-	Gravel
Bor.3-2	*	-	-	-	-	-	Gravel

Main Component, +Secondary, -Little
Chry:Chrysotile Anti:Antigorite
Chlo:Chlorite Mont:Montmorillonite
Fel:Felspars

4. すべり面を形成する風化蛇紋岩の鉱物特性

前章の各種のせん断試験結果からすべりを起こした蛇紋岩の風化した粘性土のピーク強度に関するせん断抵抗角が比較的小さく、また、残留強度への低下もかなり著しいことが明らかになった。その理由を検討するためにX線回折による鉱物分析を行った。

(1) X線回折

構成鉱物の同定のためにX線回折を行った。測定条件は30 kV, 15 mAで、ターゲットにCu, フィルターはNiを使用した。走査速度は1°/minで行った。試験は粉末法で行った。X線回折は無処理、500°C加熱処理、エチレングリコール処理、塩酸処理した試料に対して行った。

(2) 分析結果

回折図の一例をFig.15に示す。Fig.15をみるとエチレングリコール処理により14 Åのピークが移動せず、酸処理によってブルーサイト部分の溶出により原子面間隔が狭まり、7 Åのピークが不明瞭になっていることか

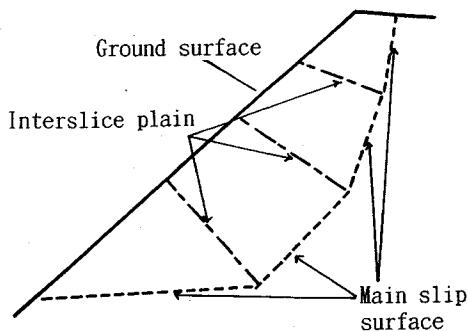


Fig.16 Description of inter slip surface and main slip surface

らクロライトと考えられる。そして、約500°Cの加熱処理によりピークの移動が生じていることからこのクロライトは膨張性を持つと考えられる⁴⁾。他の分析結果も併せてTable 3に得られた鉱物の一覧を示す。表は塊状(Bor. 3-1および3-2の試料は礫状)のものと粘土状のものに大きく分けて示してある。

塊状蛇紋岩はアンティゴライトが主成分で、クリソタイルとクロライト等を若干含んでいる。

粘土状試料ではモンモリロナイトが主成分であるものと膨張性クロライトが主成分であるものがある。その他、アンティゴライトやクリソタイルが含まれている。これから、本地区のすべり面となった蛇紋岩の風化・変質した粘性土の小さな ϕ' や ϕ はモンモリロナイトと膨張性クロライトの影響によるものと考えられる。

5. 安定解析に基づくのり面変状の検討

(1) 解析方法と解析条件

すべり層は蛇紋岩の風化した粘性土に形成されているが、すべり土塊の大半は三波川結晶片岩からなっている。この土塊は岩級区分ではD級に分類され、多くの礫を含んでおり、すべり層を形成している蛇紋岩の粘土層の強度定数よりかなり大きいことが予想される。このような場合、安定解析に際してはFig.16に示す外部すべり面の土の強度定数だけでなく、内部すべり面を形成する強度定数の影響も考える必要がある⁵⁾。それは以下の理由による。

外部すべり面上で土塊が移動するためには内部すべり面間でも土塊の相対的な移動が必要である。内部すべり面間で相対的な移動が生じれば、その間面でエネルギーが消費されるが、消費エネルギーは内部すべり面のせん断抵抗角に左右されるからである。

そこで、安定解析に際しては内部すべり面の強度定数も考慮できる一般化された極限平衡法(GLEM)を用いた。GLEM法の詳細は参考文献⁶⁾に示すが、従来の

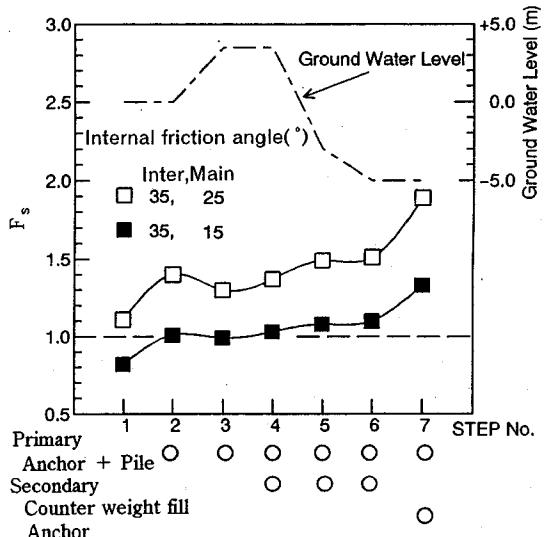


Fig.17 Result of stability analyses

スライス分割法に見られたブロック間力に関する種々の仮定は用いておらず、ブロック底面だけでなくブロック間面でも安全率を定義することにより力学的に合理的な斜面安定解析法となっている。本法は任意形状のすべり面を扱うことができ、また、従来のスライス分割法のような台形スライス分割だけでなく、任意の三角形または四角形で分割することが可能であり、さらに斜面問題と土圧問題それと支持力問題を同一の定式化で扱うことが可能であるという特徴も持つ。

外部すべり面のせん断抵抗角 ϕ' としては前章の試験結果をもとに平均的な値として25°と15°を、また、内部すべり面のせん断抵抗角 ϕ_d は三軸試験により求めた35°を用いた。外部すべり面の25°は初生のすべりに対するせん断抵抗角であり、15°は大変形を受けた後の再滑動に対してのせん断抵抗角として考えている。

以下、一次対策工(アンカー+抑止杭)と二次対策工(押さえ盛土と増し打ちアンカーおよび地下水位低下工)およびその間の外部すべり面のせん断抵抗角の低下に伴う安全率の変化を求めた。検討断面はFig.2に示したもの用いた。また、二次対策工の押さえ盛土の高さは図中Bのレベルであり、抑止杭による抑止力の算定にはBromsの方法を用いている。乾燥密度 γ_d は2.0 gf/cm³とし、ブロック分割は鉛直に10個のスライスとした。なお、以下の解析は設計に用いた強度定数(逆算による)や安定解析法、抑止杭の抑止力の算定法等と若干異なっている。

(2) 安定解析結果

Fig.17に解析結果を示す。図には切土に伴う変状発

生時点から一次、二次の各種対策工の施工とその間の地下水位の変動に伴う安全率の変化を順次示してある。

第1段階は切土により変状が発生した時であり、第2段階はアンカー工と抑止杭を施工した段階を、第3段階は第一次対策工施工後、地下水位が3m上昇した時の安全率を、第4段階は押さえ盛土によりのり面の変状を止めた時を、第5、6段階は水抜き孔の施工により順次地下水位が下がった時点での安全率を、第7段階は追加のアンカー工を施工した時点での安全率を示す。なお、地下水位の3m上昇は観測期間中の最高水位に対応している。

切土に伴って変状が発生した時点では、外部すべり面のせん断抵抗角として 25° を用いると安全率が1.1程度であり、 15° を用いると0.8程度である。これから本切土のり面は初生すべりを起こしていることが推測される。本現場が地すべり地形を呈してはいないことからも初生すべりの確率が高い。すべり面となった蛇紋岩層は粘土化しているが、これは地すべり移動によるすべり面粘土ではなく断層運動に伴う破碎あるいは貫入時に受けた破碎とそれに続く地下水の豊富な環境下での風化・変質によるものと思われる。

第一次の対策工施工後、外部すべり面のせん断抵抗角を 25° とすると、安全率は1.4足らずになり、その後地下水位が上昇しても安全率は1.0よりかなり大きい。それに対して 15° とすると安全率は1.0前後となり、二次の対策工が必要となった経緯をよく説明していると思われる。今回の解析結果から見る限りでは、すべり層の土の強度定数の低下が二次すべりの主要因の一つとなったと考えることは妥当であると思われる。

なお、安定解析により得られる安全率の値そのものにはいくつかの問題点がある。安定解析法の精度の問題と間隙水圧それとすべり面の強度定数の問題等である。実際、数ケースの斜面に対して各種安定解析法により安全率を求めた結果、得られた安全率の最大値と最小値では0.1~0.2程度の相違があった⁶⁾。また、間隙水圧や強度定数もすべり面上での場所的なばらつきが大きい⁷⁾と思われ、数点の観測結果や試験結果で全体を代表することには疑問が残る。したがって、今回の解析値の全てが正しいというのは早計であるが、せん断抵抗角の低下を考えれば、対策工後の変状の発生を説明できるということにも事実である。

6. あとがき

本論文で扱った事例は、切土に伴い変状を生じたのり面である。特徴的なことは通常の設計に基づき対策工を施工したにも関わらず、豪雨等の直接的な引き金なしに再滑動を示したところにある。機構の解明のためにすべ

り層を形成している土の鉱物分析やせん断試験を行い、また、安定解析を行った。得られた結果は次のようである。

- すべりはレンズ状に貫入している蛇紋岩の風化・変質した粘性土層で発生している。粘性土層の有効応力基準によるせん断抵抗角はかなり小さく、これが初生のすべりの主要因の一つとなっている。なお、このすべり層は変状発生後のボーリング調査および切土の露頭で確認されたものであり、切土前には地表に明瞭な粘土化した露頭が露出していないことから事前の通常の踏査では発見が困難であったと思われる。
- すべり層の粘性土に対するせん断試験の結果、残留強度への強度低下が非常に激しいことが明らかになった。本切土のり面は工期の関係で対策工の施工時に大変形を与えることとすべり層の粘性土の強度定数が大変形状態ではかなり小さくなる性質があることが相俟つて、二次の対策を余儀なくされたと考えられる。また、水浸時の強度低下が激しいことから表面水と地下水の排水工が効果的であると思われる。
- すべり層を形成している蛇紋岩の風化した粘性土の構成鉱物は、X線回折の結果、モンモリロナイトが主成分のものと膨張性クロライトが主成分のものがあり、その他アンティゴライト、クリソタイル、タルクといった蛇紋石鉱物を含むことが明らかになった。すべり層の粘性土の強度特性にはモンモリロナイトや膨張性クロライトの影響が強く現れていると思われる。
- せん断試験より求めたピークおよび残留強度に対する強度定数を用いて安定解析を行った結果、変状発生から二次の対策を行って安定するまでの経過を十分説明できた。これから本切土のり面の機構解明のためには、大変形状態における土の強度定数の低下を考慮しなければならないことが確認された。

以上検討してきたことから本切土のり面の崩壊にはすべり面を形成している蛇紋岩の風化した粘性土の強度特性が大きく影響していることが明らかであり、また、予期しない事態が発生したにも関わらず的確な追加の対策工が施工されたと結論できる。

本研究を行うにあたり下津町役場の担当者ならびに(株)日特建設白石邦幸副長には試料採取や計測で大変お世話になった。また、鳥取大学工学部榎明潔教授と京都大学防災研究所佐々恭二教授には貴重な討議を戴いた。実験と解析に際しては愛媛大学大学院修了生青山健氏(現復建調査設計(株))ならびに愛媛大学卒業生長谷川勝喜氏(現(株)基礎地盤コンサルタント)にお世話になった。なお、本研究の一部は(財)砂防・地すべり技術センターの研究開発助成金と(社)土木学会中国四国支部の研究助成金を使用した。記して感謝いたします。

参考文献

- 1) Skempton, A. W. : Long-term stability of clay slopes, *Geotechnique*, No.2, pp.77-102, 1964.
- 2) 矢田部龍一, 八木則男, 櫻明潔 : 破碎帶地すべり地の粘性土のリングせん断特性, 土木学会論文集, 第436号/III-16, pp. 93-101, 1991.
- 3) 八木則男, 矢田部龍一, 向谷光彦 : 粘性土の残留強度に及ぼすすべり面の拘束条件の影響, 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, pp. 263-268, 1995.
- 4) 下田右 : 粘土鉱物研究法, 養賢堂, pp. 199-203, 1985.
- 5) 矢田部龍一, 八木則男, 櫻明潔, 向谷光彦 : 斜面の安定性に与える内部すべり面の土の強度定数の影響, 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp. 1248-1249, 1993.
- 6) M. Enoki, N. Yagi & R. Yatabe : Generalized Slice Method for Slope Stability Analysis, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.2, pp.1-14, 1990.
- 7) 八木則男, 矢田部龍一, 石井朋紀, 櫻明潔 : 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, 土木学会論文報告集投稿中.

(1995.4.5 受付)

CONSIDERATION ON FAILURE OF CUT SLOPE OF WEATHERED SERPENTINE CLAY

Kinutada YOKOTA, Norio YAGI, Ryuichi YATABE
and Hajime SUNAGO

The failure of the cut slope of weathered serpentinite clay occurred. Therefore, the appropriate counterworks were conducted but the failure again occurred. In this paper, the mechanism and the cause of this failure are clarified considering the peak shear strength and the residual one obtained from the ring shear test. The main reason of the failure is that the difference between the peak and the residual strengths of this serpentinite clay whose main minerals are a montmorillonite and a clorite is so large. The result of the stability analysis by the Generalized Limit Equilibrium Method using the both strength explains the mechanism of this failure.