

斜面の安定性に影響を及ぼすスライス間面の土の強度定数の影響について

Influence of Strength Parameters of Interslice on Slope Stability Analysis

向谷 光彦 Mitsuhiko MUKAITANI (高松工業高等専門学校建設環境工学科)
 一之瀬恵美 Emi ICHINOSE (高松工業高等専門学校専攻科)
 矢田部龍一 Ryuichi YATABE (愛媛大学工学部)
 八木 則男 Norio YAGI (愛媛大学工学部)
 榎 明潔 Meiketsu ENOKI (鳥取大学工学部)

斜面安定解析は、あらゆる設計において用いられている数値解析手法である。しかし、設計において多くの手法が用いられており、その結果、ひとつの斜面でいくつもの安全率が提示されるといった混乱が生じる。この異なる安全率の原因は、スライス間面力の仮定やスライス間面の土の強度定数の相違に起因している。そこで、斜面のすべり土塊内部の土の強度定数とすべり面（層）の土の強度定数の相違が斜面の安定性の評価に及ぼす影響について検討した。つまり、実際問題への適用性の検討から、スライス間面の土の強度定数を考慮した斜面の調査、試験、解析の重要性についてまとめたものである。

キーワード：斜面安定，スライス間面，土の強度定数 c, ϕ (IGC : E-6, G-6)

1. はじめに

山岳部の道路拡幅など土質・地質条件の悪い地域での工事が増えるにつれ、切土・盛土に伴う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、斜面安定問題に限らず崩壊事例等、問題が発生した現場の資料は公表されることが少ないが、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にされることが望ましい。

ところで、斜面の安定性に影響を及ぼす要因は無数に考えられる。そのうち、斜面のすべり土塊内部の土の強度定数とすべり面（層）の土の強度定数の相違が斜面の安定性の評価に及ぼす影響について明らかにする必要があると思われる。

著者らは、切土に伴う大規模な斜面の変状が生じた事例に携わる機会を得た。第一番目の事例は、調査の結果、

斜面に平行な断層破砕帯が蛇紋岩体中に走っており、これをすべり面として崩壊が発生していることが明らかになった^{1)・2)}。すべり面は粘土化しているが、すべり土塊全体としては比較的多くの礫分を含んでいる。第二番目の事例は、日本で第一級の活断層である中央構造線直上の断層破砕帯に位置する地すべり地である。集水井の施工やボーリング調査の結果から、地質構造が複雑なこととすべり土塊の全体的な強度不足、および特に脆弱なすべり層粘性土の存在が明らかになった³⁾。

これらの場合、図-1に示す外部すべり面の土の強度定数よりスライス間面（内部すべり面）のそれの方が大きい。この場合、スライス間面で多くのエネルギー消散が起こるので結果として斜面の安全率は大きくなる。そこで、事例解析において、外部すべり面の土の強度定数とスライス間面の土の強度定数を試験により求め、それを用いて斜面の安定性を検討した。そして、スライス間面の強度定数が斜面の安定性に与える影響について考察を加えた結果について述べる。

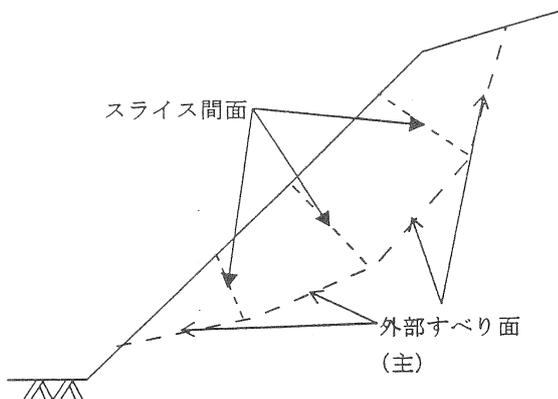


図-1 斜面安定におけるブロック群

2. 対象となる斜面の概況

2.1 下津地すべり地

第一の対象地は、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図-2に、変状の激しい No.2 測線の断面図を図-3に示す。図-2中で、●はボーリング実施地点を示す。変状を生じた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

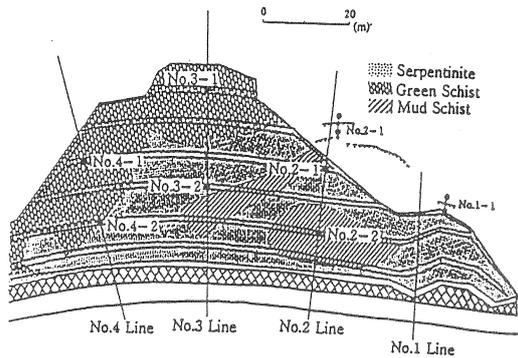


図-2 下津地すべり地の平面図

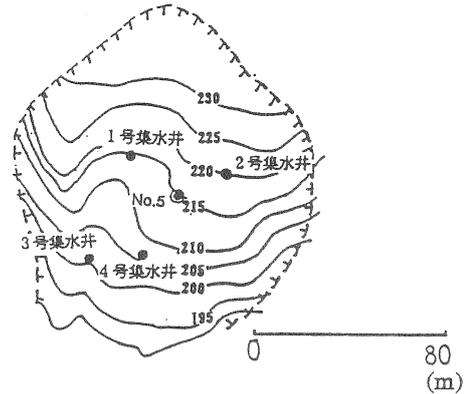


図-4 粒野地すべり地の平面図

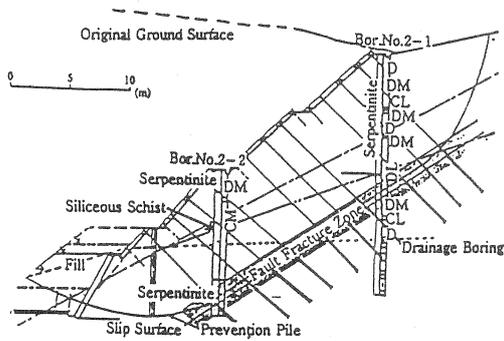


図-3 下津地すべり地の縦断面図 (No.2 line)

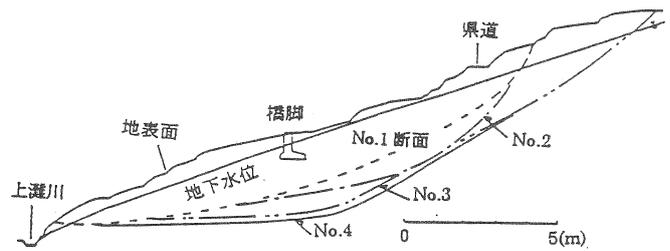


図-5 粒野地すべり地の縦断面図

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。

2. 2 粒野地すべり地

第二の対象地は、愛媛県双海町の中央構造線直上の断層破碎帯に位置し、構造改善局指定の地すべり防止区域内にある。本地すべり地内に高速道路建設のため、トンネル掘削および道路橋基礎が施工されつつある。図-4には平面図を、図-5には道路橋直下部の断面図をそれぞれ示す。図-4の平面図中にも記入してあるが、斜面の安定性向上のための対策工として4基の集水井が施工された。そこで、集水井掘削時に得られた地盤情報とボーリング試料に対する各種室内試験により得られた情報

に基づく地盤工学的検討を行った結果について述べるものである。

本調査地において、地質的に以下の特徴が明らかにされている⁴⁾。

①和泉層群にあたる土塊は、比較的大規模な地すべりによって形成されていると考えられる。

②和泉層群の礫中には、多量の方解石が含まれる層がある。

③和泉層群の土塊は、深層風化していると考えられる。

④地すべり土塊は、地層区分から全体的に砂礫が卓越した状態で、N値が10～20程度を示す。

3. 地すべり土塊を形成する土の強度特性

3. 1 試料および試験方法

下津地すべり地の試料は、図-2、3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

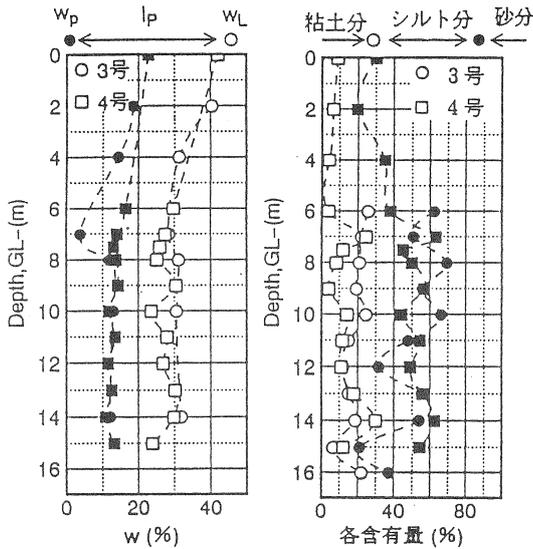


図-6 粒野地すべり地の深度と含水比の関係
図-7 粒野地すべり地の深度と粒度の関係

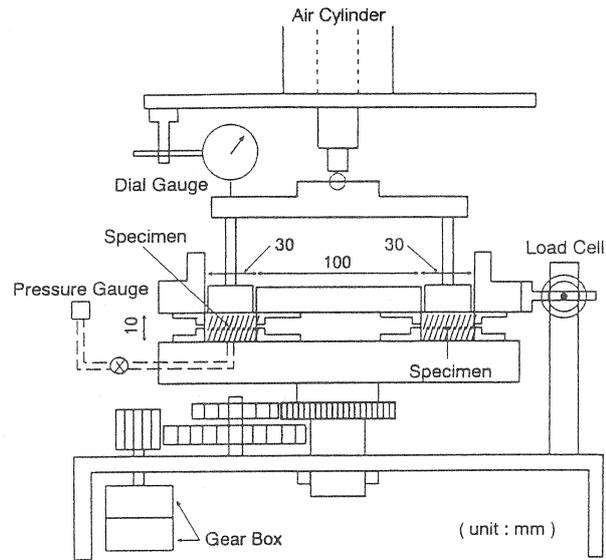


図-8 一面せん断型リングせん断試験機の概略図

表-1 試料の物性値 (下津地すべり地)

Sample No.	w_L (%)	w_P (%)	I_p	G_s	gradation (%)			
					clay	silt	sand	gravel
S-1	28.3	16.4	11.9	2.83	5.6	36.0	56.3	2.1
S2-1	28.4	9.4	19.0	2.64	13.3	37.8	32.1	16.8
S2-2	32.6	15.9	16.7	2.67	13.6	40.7	28.2	17.5
S-3	22.1	12.2	9.9	2.93	15.5	35.6	36.3	12.6
S-4	40.1	14.8	25.3	2.61	9.3	26.2	61.3	3.2
S-5	31.6	14.6	17.0	2.74	11.8	15.0	51.8	21.4
Bor. 2-1	39.6	16.9	22.7	2.81	8.5	35.4	37.8	18.3
Bor. 2-2	42.0	18.0	24.0	2.74	4.1	55.4	27.9	12.6
Bor. 4-2	32.9	16.5	16.4	2.68	2.6	42.9	43.7	10.8

表-2 試料の物性値 (粒野地すべり地)

Boring No.	深度 (m)	w_L (%)	w_P (%)	I_p	G_s	gradation (%)			ϕ' (°)	ϕ_r (°)
						<2 μm	2-74 μm	74 μm <		
2	8.5	24.4	10.9	13.5	2.65	14.7	31.0	54.3	28.3	27.9
2	14.5	22.8	11.9	10.9	2.69	7.9	35.3	56.8	29.2	27.7
2	20.5	-	-	-	2.94	10.0	40.7	49.3	-	22.7
5	18.0	29.1	12.7	16.4	2.65	12.5	41.6	45.9	33.1	31.6
5	27.5	30.5	13.6	16.9	2.64	18.2	43.3	38.5	24.5	22.3

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。すべり層については、地中変位観測により同定されたものである。試料の物性ならびに粒度を表-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。

また、粒野地すべり地の試料は、図-4に示す平面図の3、4号集水井の掘削時にブロックサンプリングした試料と、2号および4号集水井底面からボーリングコアを採取した No.2.4 と No.5 は通常のボーリング試料である。表-2は No.2.4 および 5 の物性試験結果、図-6、7は3、4号集水井の物性試験結果を示す。 I_p は 5 ~

20 程度で、下津地すべり地の試料と同様に低塑性の土であることが分かる。

行ったせん断試験は、次のようである。

①【ピーク強度に対応する強度定数を求めるための試験】：ピーク強度は圧密非排水三軸圧縮試験ならびに一面せん断試験により求めた。圧密非排水三軸圧縮試験の供試体は、 $\phi=50\text{mm}$ 、 $h=100\text{mm}$ である。載荷速度は 0.044mm/min ($0.044\%/min$) 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 $\phi=60\text{mm}$ で、供試体の高さは 20mm である。変位速度は 0.014mm/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

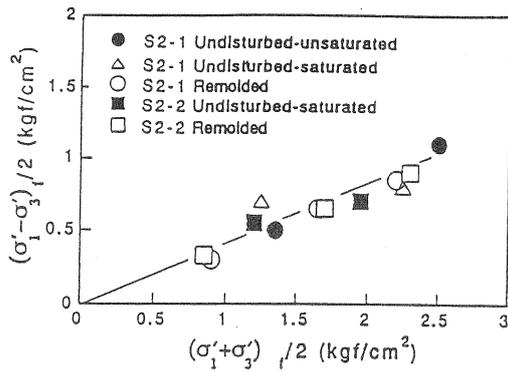


図-9 三軸圧縮試験による破壊強度線（下津）

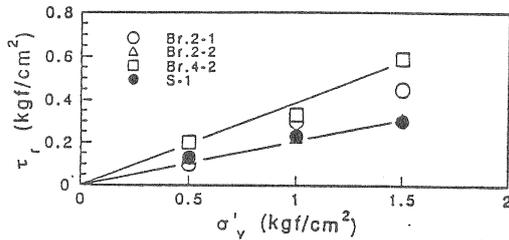


図-10 一面せん断型リングせん断試験による残留強度線（下津地すべり地）

表-3 せん断試験結果の一覧（下津地すべり地）

Sample No.	φ' (°)	φd (°)	φr (°)	
			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	—

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、繰り返し再圧密試料は420 μmのふるいを通過したものを純水で繰り返した後、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】：残留強度は一面せん断型ならびに単純せん断型リングせん断試験により求めた。リングせん断試験機の詳細は参考文献に示すが⁵⁾、一面せん断型リング試験機のせん断箱の外径は16cm、内径は10cmで、試料の初期高さは約2cmであり、図-8にその概略図を示す。単純せん断型リングのせん断箱の外径は10cm、内径は8cmで、試料の初期高さは約1cm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0.0446°/minで、それ以降は0.446°/minで試験した。

試験は繰り返し再圧密試料に対してのみ行っている。

3. 2 せん断試験結果

下津地すべり地のブロックサンプリングした試料 S-1 と S2-1 および S2-2 の不飽和および飽和状態のなかで乱試料と繰り返し再圧密試料に対する三軸試験結果を図-9に示す。三軸試験では不かく乱と繰り返し、飽和と不飽和で強度定数に大きな違いは認められない。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表-3に示す。図中<>内は、不かく乱試料の礫分に対するピーク強度である。これからφ'は21°～28°とばらつきはあるが、ピーク強度が比較的小さなせん断抵抗角であることを示している。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。一面せん断型リングせん断試験による残留強度線を図-10に示す。三軸およびリングせん断試験とも破壊強度線は原点を通る直線で示される。また、得られた強度定数の一覧を表-3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φrは8°～20°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ピーク強度から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。

次に、粒野地すべり地のせん断試験結果を表-2中に示す。これらから、φ'は22°～32°、φrは27°～29°であり、ピーク強度から残留強度への低下はほとんど見られない。したがって、強度定数の相対的に小さい層を主すべり面とするいくつかのすべり面を仮定し安定性を評価することが、地すべり地の現状を把握することにつながると考えられる。ただし、本調査地は表-2にあるようにシルト含有率が40～80%であり、和泉層群を有する地すべり地と比較すると細流化が進んでいると考えられる。これは、本調査地が中央構造線直上にあり、すべり層付近の土が断層運動による砕破作用を受けたためであると考えられる。

本研究では、平常時しか取り扱っていないが、兵庫県南部地震では震源近くの野島断層が数メートルのオーダーで動いたことや、活断層は同じ地点が何度も動くことが地質・地形学の面からかなり明らかにされている。下津および粒野地すべり地の安定性に及ぼす断層およびその履歴の影響は、強度定数の低下や粒子砕破であった。このように、断層運動によって影響を受ける要因・特性があるパターンや地域ごと明らかにされれば、地盤工学的な意義が深まるものと考えられる。

4. 安定解析

4. 1 スライス間面の土の強度定数を考慮した安定解析

安定解析に際しては、図-1に示した外部すべり面の土の強度定数だけでなく、スライス間面における強度定数の影響も考える必要がある³⁾。それは以下の理由によ

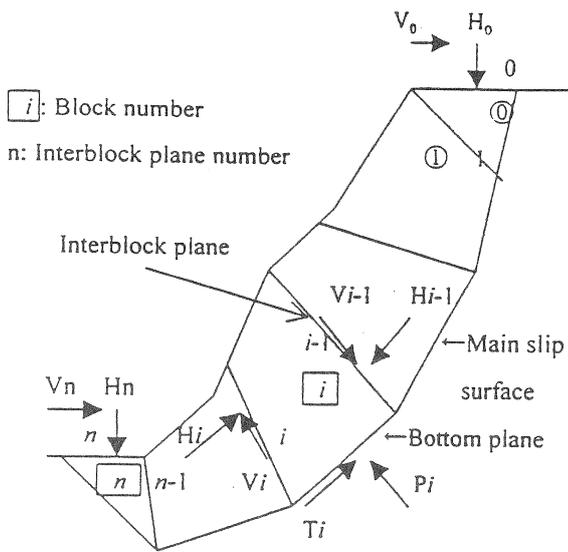


図-11 GLEMにおける斜面安定のブロック群

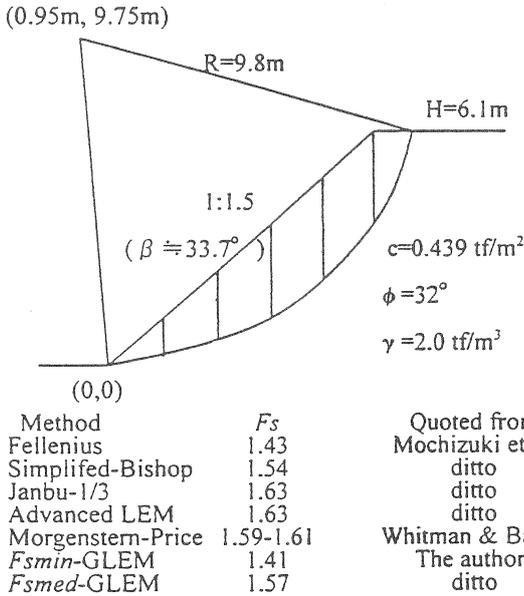


図-12 いくつかの斜面安定解析法による安全率の比較

る。

外部すべり面上で土塊が移動するためにはスライス間面でも土塊の相対的な移動が必要である。スライス間面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、消費エネルギーはスライス間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スライス間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。図-11は斜面安定問題におけるGLEMのブロック群である。GLEMの詳細は参考文献⁴⁾に示すが、従来の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

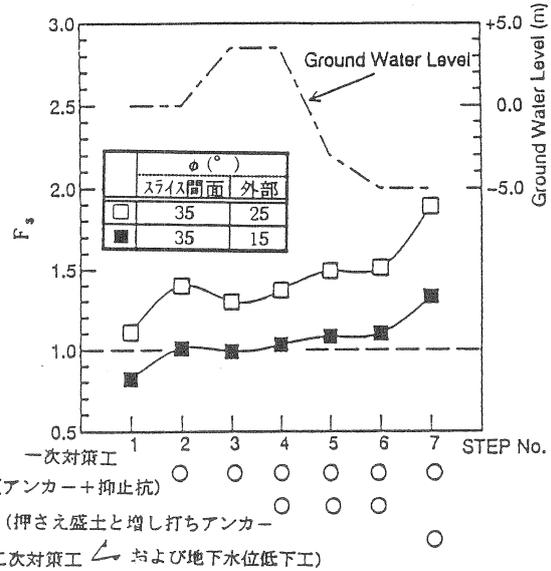


図-13 安定解析結果と対策工の関係 (下津地すべり地)

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および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。

GLEMで対象としている斜面安定解析において、3つの安全率を定義している。いま、スライス間面の安全率を F_{si} 、主すべり面 (スライス底面) の安全率を F_s としたとき、 $F_{si} = \infty$ の場合の主すべり面の安全率を F_{smin} 、 $F_s = F_{si}$ の場合の主すべり面の安全率を F_{smed} 、 $F_{si} = 1.0$ の場合の主すべり面の安全率を F_{smax} とする。実際、スライス間面の安全率は $F_s \leq F_{si} \leq \infty$ の範囲に存在すると考えるのが妥当であると考えられるので、有用な安全率は F_{smin} と F_{smed} である。

図-12は、数種の安定解析手法で求められた安全率の比較である。これより、いくつかの手法の安全率については F_{smin} と F_{smed} の範囲にあるが、 F_{smed} よりも大きい安全率を与えるものもみられる。これは、スライス間面の仮定や側面力の作用点の位置が異なることに起因していると思われる。

4. 2 下津地すべり地における対策工の施工と安全率の変化

図-13に対策工の施工と安全率の変化に関する解析結果を示す。ここで、スライス間面の強度定数については、主すべり面と比較して相対的に変位が小さく、地層の性状から礫分のせん断抵抗力を発揮していると考えられるものとして、 $\phi = 35^\circ$ を採用した。図中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。なお、図中には地下水位についても併記してある。

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

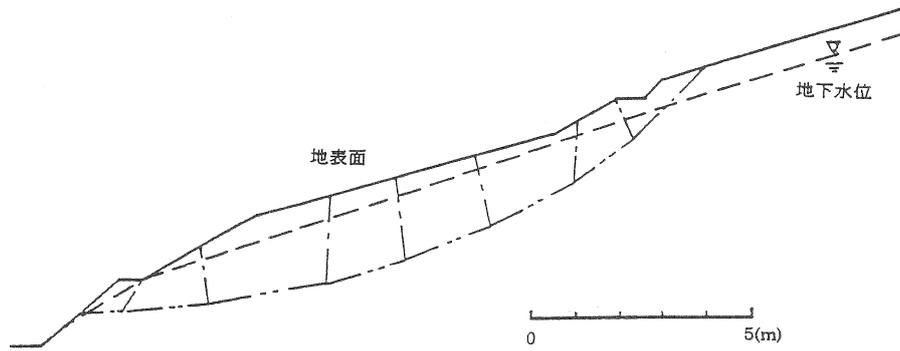


図-14 安定解析結果（粒野地すべり地，No.1 断面）

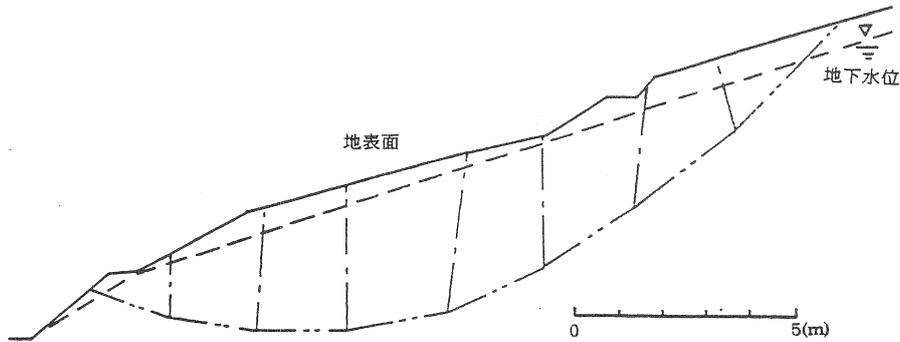


図-15 安定解析結果（粒野地すべり地，No.4 断面）

表-4 安全率の一覧（粒野地すべり地）

ϕ (°) ※)			No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
外部すべり面	スライス間面					
30	30	Fsmin	1.41	1.18	1.61	1.10
		Fsmed	1.47	1.31	1.73	1.23
25	30	Fsmin	1.11	0.95	1.30	0.91
		Fsmed	1.17	1.08	1.40	1.08

※) $c=0$, $\gamma=1.8\text{tf/m}^3$

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ピーク強度の平均値である25°

を用いると安全率が1.1程度であり、残留強度の平均値である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いないことから、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砕あるいは貫入時に受けた破

砕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、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。また、間隙水圧や強度定数もすべり面上での場所的ならばつきが大きいと思われ、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も事実である。

4. 3 粒野地すべり地におけるすべり面と安全率の関係

3. 2の結果から、スライス間面の強度定数を 30° 、外部すべり面の強度定数を 25° 、 30° とし、図-5の断面図中にも併記してある No.1-4 の断面に対して安定解析を行った。図-14、15は、それらの安定解析結果の内 No.1 および No.4 断面に対する最小化すべり面である。これらの安定解析では外部すべり面を固定させて、スライス間面を変化させることにより最小の安全率を検索している。地下水水位は、ボーリング削孔時に観測された地下水水位である。表-4 は、No.1 ~ No.4 断面に対する安全率の一覧である。これらの結果から、 F_{smin} と F_{emed} の相違について、0.04 ~ 0.17 程度の差異がみられ、スライス間面の強度定数の設定、スライス間面の角度の変化が、最小の安全率を与える外部すべり面形状に影響を及ぼしていることが分かる。また、いずれの強度定数の組み合わせでも No.4 断面の安全率が小さいことが分かる。現在の粒野地すべり地は、数 mm/月のオーダーですべり土塊が移動していることを考慮すると現況の安全率が 1.0 付近であると考えられるのが妥当と思われる。したがって、No.4 断面に対する対策工の検討を行えば、最も安全側の設計を行うことが可能であると考えられる。このように、強度定数と検討されるべきいくつかの断面から、現況を説明できる安全率を相対的に選択できることが可能であることを示した。ただし、降雨による地下水水位上昇と移動量の関係やすべり面付近の土のクリープ特性といった全てのパラメーターを考慮したわけでない。そこで、このような重要構造物を構築する地すべり地に

は継続的に移動量、地下水水位等を観測することが望ましいと考えられる。

5. まとめ

スライス間面の土の強度定数をせん断試験結果に反映させ、正しく導入できる安定解析法の提案を行った。しかし、常に外部すべり面とスライス間面の土の強度定数が異なっているわけではない。また、多くの現場では、N値を用いて c 、 ϕ を逆算しているなど問題点も多い。そこで、工学的な汎用性の観点から、スライス間面の土の強度定数を考慮すべき標準的な断面・ケースや、ボーリング柱状図およびデータベース化による地域特性の把握などが今後の課題と考えられる。

謝辞 本研究を行うにあたり関係者には試料採取や計測で大変お世話になった。実験と解析に際しては多くの愛媛大学大学院修了生、卒業生、高松工業高等専門学校卒業生諸氏にお世話になったことを記して感謝いたします。本研究の一部は、平成 11 年度高松工業高等専門学校教育研究助成会「四国地方の斜面災害発生機構に関する基礎的研究」、学術審議会科学研究費補助金奨励研究(A)「地方都市における地下空間情報の活用に関する研究」、南海育英会教育研究助成「高松平野における地中埋設物の耐震性評価に関する研究」を使用した。記して謝意を表する次第である。

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, 榎明潔: 破碎帯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) 矢田部龍一, 八木則男, 榎明潔, 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.
- 4) M. Enoki, N. Yagi and R. Yatabe: Generalized Slice Method for Slope Stability Analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 2, pp.1-14, 1990.
- 5) 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, *土木学会論文報告集*, No.523/III-32, pp.59-67, 1995.
- 6) 八木則男, 矢田部龍一, 石井朋紀: 土の残留強度からみた地すべり地の安定性の検討, *土質工学会, 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.291-296, 1995.
- 7) Bishop, A.W.: A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, *Geotechnique*, Vol.21, No.4, pp. 273-328, 1971.
- 8) 中森克己: 地すべり粘土の強度測定, *土質工学会四国支部, 地質と斜面崩壊に関するシンポジウム発表*

論文集, pp.119-122, 1990.

- 9) 佐野彰, 三田地利之, 澁谷啓: 地すべり面強度定数決定のための軟岩用繰り返し一面せん断試験機の開発, 地すべり, 第31巻, 第2号, pp.41-45, 1994.
- 10) 真弓孝之, 山崎孝成, 須藤充: くり返し一面せん断試験による土質定数の評価, 第34回地すべり学会研究発表講演集, pp.355-358, 1995.
- 11) Lupini, J.F., Skinner, A.E. and Varghan, P.R.: The drained residual strength of cohesive soils, *Geotechnique*, Vol.31, No.2, pp.181-213, 1971.
- 12) Gibo, S., Egashira, A.E. and Ohtsubo, M.: Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, No.3, pp.671-674, 1987.
- 13) 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, 土質工学会, 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.
- 14) 八木則男, 矢田部龍一, 二神治, 榎明潔, 石井朋紀, 向谷光彦, 萩田高秀: 粘性土の残留強度特性, 第45回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集, pp.466-467, 1993.
- 15) 勇野喜正裕, 連保政英, 鷹野雅博, 八木沢孝哉: 直接リングせん断試験法の破断面近傍における間隙水圧挙動の検証結果について, 土質工学会, 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.283-290, 1995.