

# 琉球大学学術リポジトリ

## 泥岩地帯自然斜面の安定と残留強度(農業工学科)

メタデータ	言語: 出版者: 琉球大学農学部 公開日: 2008-02-14 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 宜保, 清一, Gibo, Seiichi メールアドレス: 所属:
URL	<a href="http://hdl.handle.net/20.500.12000/4204">http://hdl.handle.net/20.500.12000/4204</a>

# 泥岩地帯自然斜面の安定と残留強度

宜 保 清 一\*

---

Seiichi GIBO : Residual strength and stability of natural slopes in Shimajiri mudstone

---

## I 緒 言

沖縄本島中南部の島尻層泥岩地帯の地すべり地は $10^{\circ}\sim 20^{\circ}$ の緩斜面を形成し、サトウキビ畑やすすきが原となっている (Photo. 1, 2)。そのような自然斜面においてホ場整備や道路取付けを行なう際、末端部の切取工が斜面の安定度にどのように影響するかについて調査・研究することは農地保全対策上重要である。

過去に地すべり調査・対策工が2, 3行なわれ<sup>3, 7~10, 18, 19)</sup>、通常のセン断試験結果を用いて安定解析を行なった場合、いずれもすべりは発生しないという結果になっている。そこで安全率を $F_s = 1$ とし、 $c' = 0$ の場合の $\phi'$ 、 $\phi' = 0$ の場合の $c'$ を求め、これによって $c'\sim\phi'$ 図を描き、それに地すべり土塊の一般強度 ( $c' = 0.5\sim 4\text{ t/m}^2$ ,  $\phi' = 5^{\circ}\sim 25^{\circ}$ ) の中で粘着力を $2\text{ t/m}^2$ 以下、内部摩擦角の値は理論的にすべり面の平均勾配以下であるといった手順で土塊強度の採用可能な値を限定しているのが現状である<sup>7~10, 16)</sup>。しかし、このような従来の方法では島尻層泥岩斜面における地すべり機構を解明しえない点が多くみられるので、Symons等<sup>13, 14, 17)</sup>と同様、本地帯における自然斜面の安定解析に残留強度を適用することが合理的であるとし、これを実証した。



Photo. 1. Landslide at Kudeken, Chinen-son

---

\*琉球大学農学部農業工学科

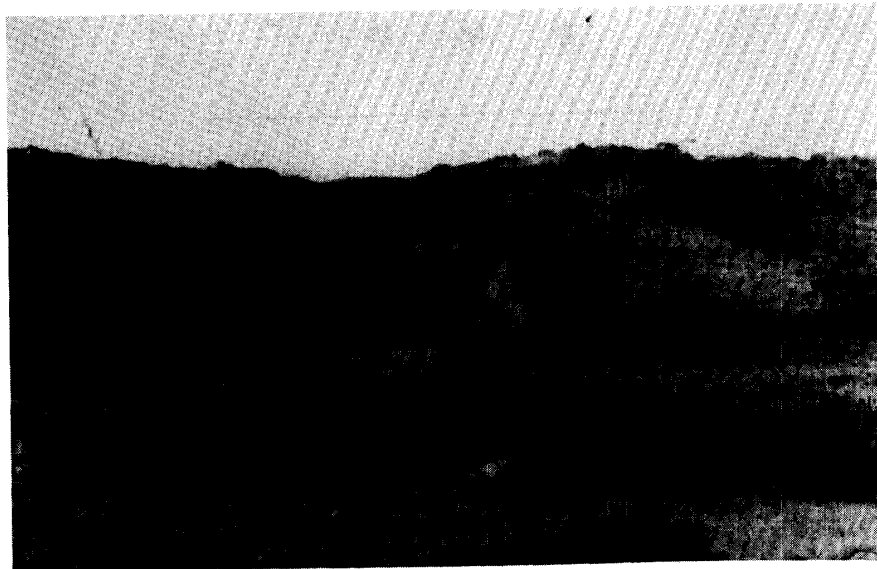


Photo. 2. Landslide at Gishi , Kochinda-son

## II 地すべり事例の概説

### 1. 高良地内地すべり(東風平村)

高良地内地すべりの縦断面を Fig. 1 に示す。地形、地質的に典型的な地すべり斜面である (Photo 3)。すなわち Fig. 2 (Case 1) のように緩斜面の背後地には島尻層の上に不整合に堆積した琉球石灰岩(層厚 30 ~ 50m) が帽子状に載っているため、下層の島尻層泥岩を不透水性基盤として空ゲキ



Photo. 3. Landslide at Takara , Kochinda-son

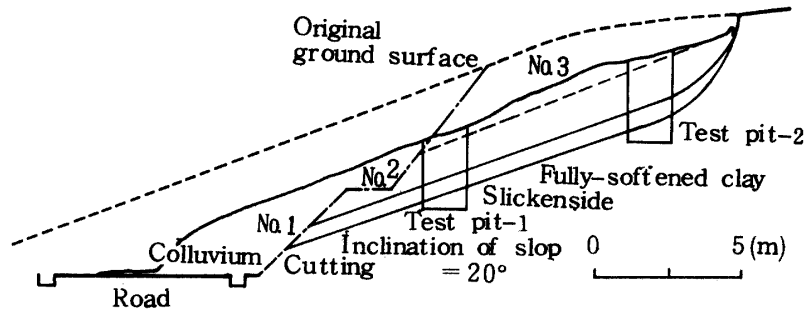


Fig. 1. Landslide at Takara, Kochinda-son

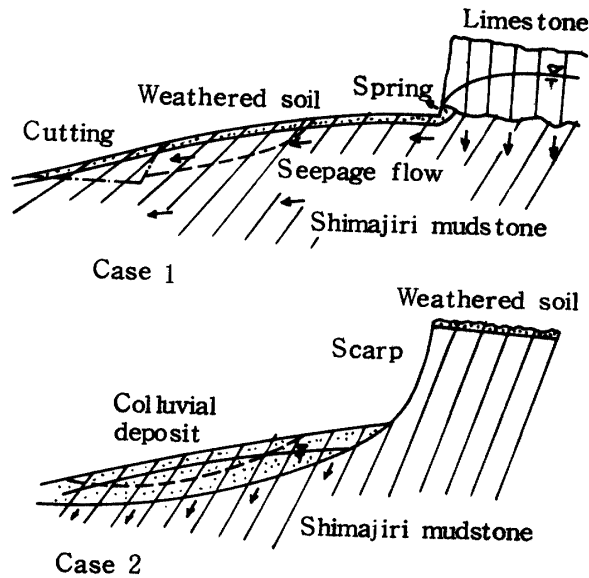


Fig. 2. Idealized sketch of typical sliding lay of the land

や空洞の多い石灰岩層が地下水を貯留するようになる<sup>6)</sup>。その一部は境界面から湧水となり、また一部は水頭差によって地質学的スケールでゆっくり泥岩中を垂直浸透する<sup>15)</sup>。そして特に走向が斜面の傾斜方向と一致しているところでは常時浸透水圧による強制的な風化を受けて泥岩は軟化現象をおこす。

当地区の地すべりはホ場整備に伴う道路の取付けの際斜面末端部を切取ったことが直接の誘因となっている。すべり面はテストピット、頭部の陥没および末端の舌部から決定した。またすべり前および切取り前の原地盤は Fig. 1. に示してある。

## 2. 親里地内地すべり (佐敷村)<sup>8,9)</sup>

親里地内地すべりの縦断面 (I), (II) を Fig. 3, 4 に示す。当地区では、その地形および地質に地すべり発生の素因を有する。すなわち地形的には緩傾斜地の平均勾配が  $7^{\circ} \sim 16^{\circ}$  程度で、その背後には  $30^{\circ} \sim 90^{\circ}$  の急崖があり、Fig. 2 の case 2 に相当する。地質的には当地区の基盤岩である泥岩および弱風化泥岩の上部を被う風化岩類および崩積土中にすべり面発生の可能性がある。すなわち中風化泥岩は岩質が比較的的良好で、地すべりが発生する可能性は比較的に少ないが、強風化泥岩は軟化しているため地

すべりの発生の可能性が大である。またこれらの風化岩の上部に分布するカク乱土や崩積土も地すべりの発生が懸念されるものである。特に上部の急崖から崩落する堆積土はすべり斜面に対して頭部載荷量となり、すべりの誘因として働いていると考えられる。

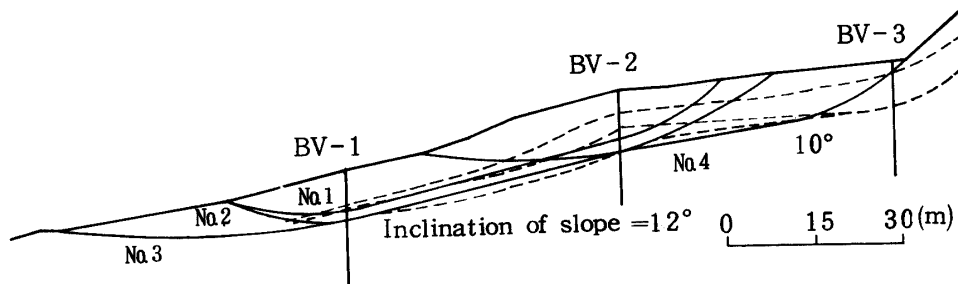


Fig. 3. Landslide at Shinzato I, Sashiki-son

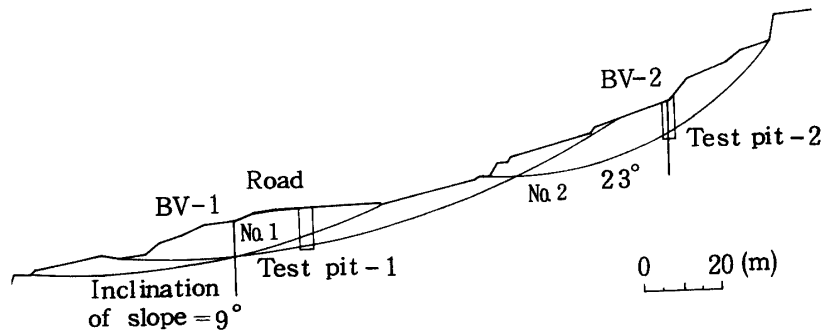


Fig. 4. Landslide at Shinzato II, Sashiki-son

### 3. 安里地内地すべり (中城村)<sup>10)</sup>

地すべりの縦断面図を Fig. 5 に示す。県道 35 号線舗装面には円弧状のキ裂が発生しており、道路盛土脚部にもキ裂、陥没地がみられる。そして斜面末端部はたえず沢水により洗掘され、侵食されている。本すべりの道路部は盛土による荷重増のためすべりが誘発されたようである。なおすべり面は想定すべり面である。

中城湾に面する当地区一帯は段丘状の地形を呈している。この中で一段突出した丘陵～急崖地では高良地区同様琉球石灰岩が分布している。比高 20～50 m 程度の急崖では崩壊が多発しており、これより沖積低地までの間は傾斜 20° 以下の比較的緩斜面を形成している。

地質的には、基盤岩の島尻層泥岩よりなり、一部砂層の薄層を狭む。新鮮部は塊状で多少軟化しており、露頭は風化し、キ裂が多く、弱体化している。層理面は水平に近いが、若干波状のうねりがみられる。基盤上の被覆層は崩積土 (地すべり土塊や農耕土を含む) で、褐灰～青灰色の粘性土である。

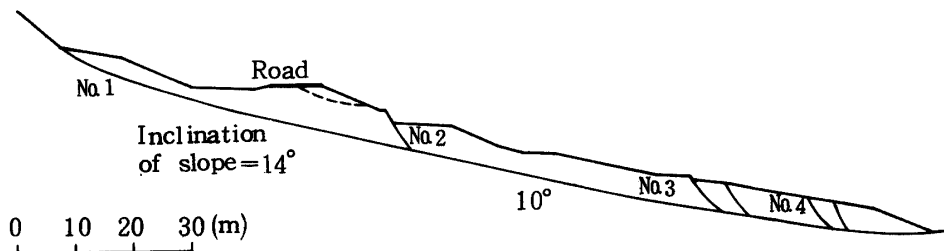


Fig. 5. Landslide at Asato, Nakagusuku-son

当地区内では、大小34個の地すべりが推定され、そのほとんどが旧地すべりと考えられるが、中にはキ裂や陥没等からして現在活動中のものもある。しかし大きく一度にすべるものは少なく、降雨時等に少しずつ小ブロックで移動するもので、タイプとしては基盤が浅く、表層すべりと考えられる。

4. 与那原テック地すべり（与那原町<sup>10)</sup>

Fig. 6 に示す与那原テック地すべりは、現在活動中で、滑落崖が約1.5 m、斜面下方部には圧縮キ裂を生じており、典型的な表層地すべりである（Photo. 4）。与那原の南部、丘陵地に位置する与那原テックは急傾斜面部に造成したものである。全体的に馬テイ型を示す地形をなし、その山頂面は中城村の段丘面にはほぼ対比される。急崖の下方の緩斜面は遊園地として利用されているが、現在著しくすべっているのはロープウェイ沿いの盛土部を中心とする斜面である。

地質的には、急崖付近が島尻層泥岩よりなり、下部の緩斜面は崩積土（泥岩の切土からなる盛土材を含む）で被われている。



Photo. 4. Landslide at Yonabaru-Tekku, Yonabaru-cho

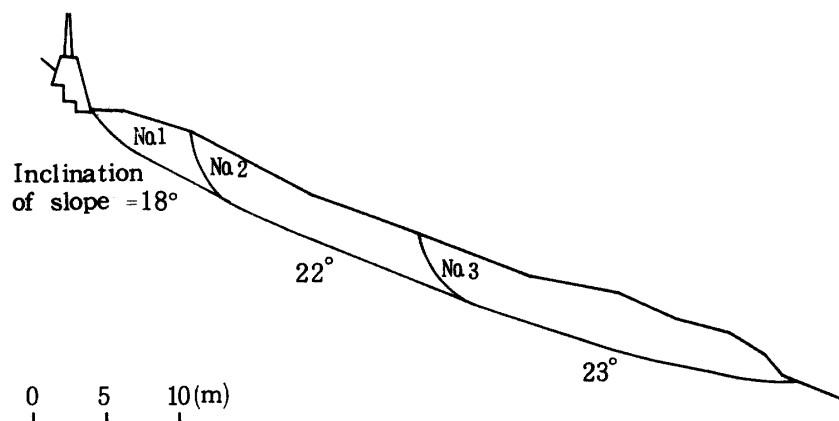


Fig. 6. Landslide at Yonabaru-Tekku, Yonabaru-cho

III 安定解析

1. 各地すべりの  $c' - \tan \phi'$  関係

一般になだらかな地すべり斜面の安定度を検討する場合は単純円弧すべりを仮定するか、複合すべり面を仮定し、それに地形的要因を付加してスライス分割を行ない、次式によってすべり土塊のバランス計算を行なう (Petterssonの方法)<sup>16,20)</sup>。

$$F_s = \frac{\sum c' \ell + \sum (W \cos \theta - U) \tan \phi'}{\sum W \sin \theta} \quad (1)$$

ここに、 $F_s$  : 安全率  $W$  : スライス部分の土の重量、 $\ell$  : スライスのすべり面を切る弧の長さ、 $\theta$  : スライスとすべり面の傾斜角度、 $U$  : スライスに働く間ゲキ水圧の合力、 $c'$  : 粘着力、 $\phi'$  : 内部摩擦角

いま、飽和時(地表面まで地下水位が上昇)にすべり移動が起こるためにはどの程度のせん断強度であればよいかを求めるため、 $F_s = 1$  と仮定して各すべり断面について  $c' - \tan \phi'$  計算を行なった結果を Fig. 7(a~e) に示す。

高良地内地すべりと与那原テック地すべりにおいて  $c' = 0$  の時  $\tan \phi'$  が大きめに求められ、親里地内(II)地すべりにおいて  $\tan \phi' \approx 0$  の時  $c'$  が  $2.5 \text{ t/m}^2$  前後になっている。

与那原, 玉城, 高良地内地すべりのすべり面付近の新鮮泥岩, 分離面および完全軟化粘土についてのせん断試験結果<sup>4)</sup>から, 泥岩斜面のすべり面に働く平均せん断強度定数の摩擦角が  $\bar{\phi}' = 15^\circ \sim 20^\circ$  の範囲にあるとして, 粘着力  $\bar{c}'$  値を Fig. 7(a~e) から読みとり, Table 1 に示す。それによると, 粘着力はすべて  $\bar{c}' = 0 \sim 1.3 \text{ t/m}^2$  の範囲にあり, 室内試験からえられるピーク強度定数に比べてかなり小さく, むしろ節理等の自然分離面や完全軟化試料の強度に近いことがわかる。

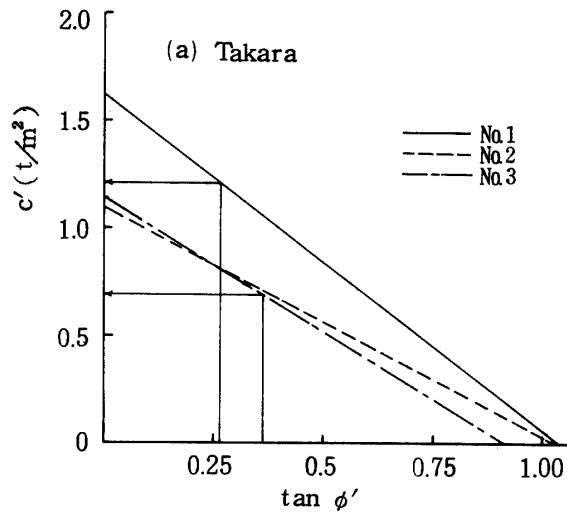


Fig. 7-a.  $c' - \tan \phi'$  diagram

( Ground water level = ground surface level ,  
 $r_{sat} = 1.85 \text{ t/m}^3$  ,  $U = A \cdot r_w$  ,  $A$  : area of slice )

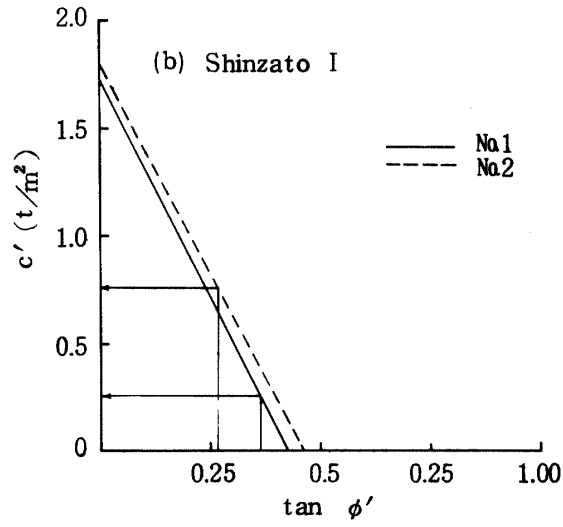


Fig. 7-b.( cont. )

( G. W. L. = G. S. L. ,  $r_{sat} = 1.80 t/m^3$ ,  $U = A \cdot r_w$  )

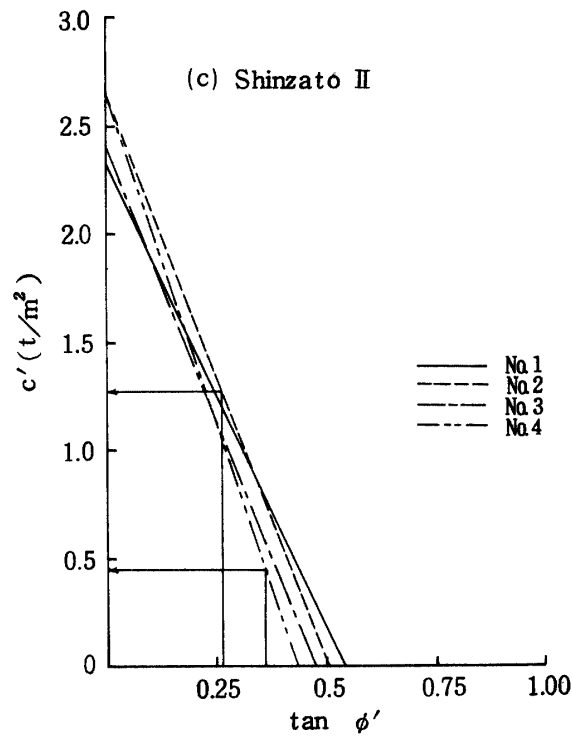


Fig. 7-c.( cont. )

( G. W. L. = G. S. L. ,  $r_{sat} = 1.80 t/m^3$ ,  $U = A \cdot r_w$  )



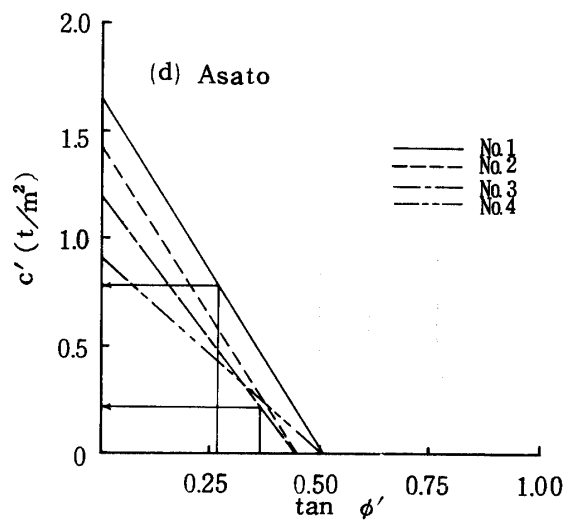


Fig. 7-d. ( cont. )

( G. W. L. = G. W. L. ,  $r_{\text{sat}} = 1.80 \text{ t/m}^3$  ,  $U = A \cdot r_w$  )

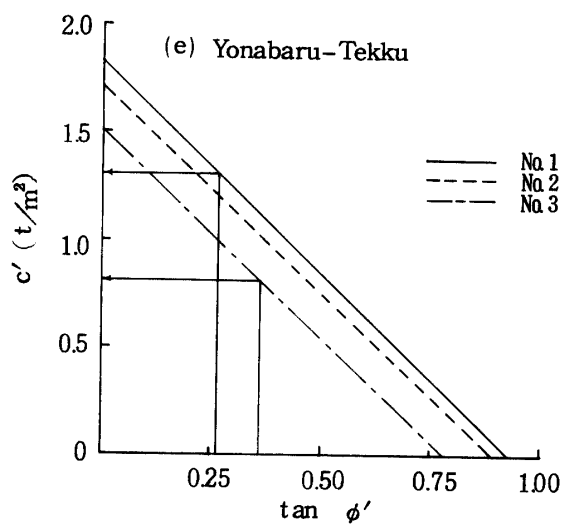


Fig. 7-e. ( cont. )

( G. W. L. = G. S. L. ,  $r_{\text{sat}} = 1.80 \text{ t/m}^3$  ,  $U = A \cdot r_w$  )

Table 1. Values of average cohesion  $\bar{c}'$  (t/m<sup>2</sup>) from stability analysis of the landslides assuming  $F_s = 1$  and  $\bar{\phi}' = 15^\circ$  and  $20^\circ$

$\bar{\phi}'$		15°	20°
Takara	No. 1	0.80	0.68
	2	0.80	0.70
	3	1.20	1.05
Shinzato I	No. 1	0.64	0.24
	2	0.76	0.38
Shinzato II	No. 1	1.18	0.74
	2	1.24	0.70
	3	1.04	0.50
	4	1.02	0.40
Asato	No. 1	0.76	0.44
	2	0.56	0.24
	3	0.46	0.22
	4	0.44	0.26
Yonabaru	No. 1	1.30	1.00
	2	1.20	1.10
	3	1.00	0.80

2. 進行性破壊と残留率

実際のすべり面近傍から採取された新鮮泥岩試料についてのセン断試験結果を用いて安定解析すると、 $F_s > 2$  になり、地すべりのおこった理由を説明できないために残留強度の概念が出された。それは大体次のような考え方に基づいている<sup>2,6,11)</sup>。

例えば、河川における流水侵食や切取り等によって斜面の脚部が削られる場合、この部分に局部的に応力集中が起こるため、まずこの付近にすべり面が発生する（その結果、その部分はピーク強度  $\tau_f$  から残留強度  $\tau_r$  に低下する）。次に、それまでそこに作用していた応力が周辺に伝播する結果、周辺部分も局部的に応力集中を受けてセン断され、時間の経過とともに次第にすべり面が発達する。そしてついにはすべり面の何割かが残留強度まで低下すると、すべり面全体に対する平均セン断強度が、セン断応力と等しくなると（ $F_s = 1$ ）、すべり出し、いわゆる進行性破壊の現象を起こす。

一般に、泥岩は無層理のものが多いが、島尻層泥岩の構造はしばしば地殻変動を受けて、褶曲、節理、断層を容しており、その節理の傾斜が地形の斜面に対して同じ向きである場合を流れ盤といい、自然斜面ではその勾配が緩やかになっている。このような斜面においては、前述した進行性破壊現象と多少異なり、想定すべり面中で節理部分がすでに残留強度近くまで低下し、他の残部は新鮮な状態のままであってピーク強度が働いていると考えると、川の侵食や掘削によって斜面脚部が除去され、遂には安全率が1以下となって、すべりが発生するものと解釈できる。

またすべり面全体が地層面、節理および断層等のテクトニックな分離面や旧すべり面に沿ってすべる場合でも、すべり面の粗・滑の程度によって残留強度への低下率は当然異なる<sup>20)</sup>。

すべり面全体のうち残留強度まで低下した部分の割合をRとすれば、平均セン断強度  $\bar{\tau}$  は次式で表わ

される。

$$\bar{\tau} = R\tau_r + (1-R)\tau_f \quad (2)$$

すなわち

$$R = (\tau_f - \bar{\tau}) / (\tau_f - \tau_r) \quad (3)$$

ここでRは残留係数(Residual factor)と呼ばれる。<sup>11)</sup>

### 3. 平均せん断強度と残留強度

高良地内地すべりの場合について述べる。すべり後の現地形において、すべり面は平均2.5mの深さにあり、斜面にはほぼ平行になっている。測定されたすべり土塊の長さは22mであり、すべり時の地下水位は地表面まで上昇したとし、平均飽和単位体積重量に  $\gamma_{sat} = 1850 \text{ t/m}^3$  を用いた。

すべり面付近から採取した試料の繰返しせん断試験結果<sup>4)</sup> からすでにピーク強度定数  $c_{df} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi_{df} = 20^\circ$  と残留強度定数  $c_{dr} = 0$ ,  $\phi_{dr} = 17^\circ$  をえているので、安定解析にピーク強度を適用した場合には  $F_s = 0.33$  となるが、すべり時には  $F_s = 1.0$  なので、実際と矛盾するため、いますべり面に作用する平均強度を次式によって求める。

$$\bar{\tau} = F_s \cdot \Sigma W \sin \theta / \Sigma l \quad (4)$$

ここで  $\Sigma W \sin \theta = 25.9 \text{ t/m}$ ,  $\Sigma l = 22.6 \text{ m}$  を与えると、平均ピーク強度が  $\tau_f = 10.9 \times 25.9 / 22.6 = 1.244 \text{ kg/cm}^2$ , 平均残留強度が  $\bar{\tau}_r = 0.33 \times 25.9 / 22.6 = 0.038 \text{ kg/cm}^2$ , 実際すべり時の平均せん断強度が  $\bar{\tau} = 1.0 \times 25.9 / 22.6 = 0.114 \text{ kg/cm}^2$  となるため、残留係数は(3)式から  $R = (1.244 - 0.114) / (1.244 - 0.038) = 0.94$  となり、平均粘着力と摩擦角は  $\bar{c} = R c_{dr} + (1-R) c_{df}$ ,  $\bar{\phi}' = R \phi_{dr} + (1-R) \phi_{df}$  から、それぞれ  $\bar{c} = 0.072 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\bar{\phi}' = 17.2^\circ$  となる。

道路を被っている崩積土を Fig. 1 のように元の切土ノリ面まで除去した場合のすべり土塊の安定度について検討してみると、ピーク強度に対して  $F_s = 11.3$ , 残留強度に対して  $F_s = 0.30$  となる。さらに(4)式を用いて  $\bar{\tau}_f$ ,  $\bar{\tau}_r$ ,  $\bar{\tau}$  を計算した結果、それぞれ  $1.239$ ,  $0.033$ ,  $0.110 \text{ kg/cm}^2$  となり、また  $R = 0.94$  となるため  $\bar{c} = 0.072 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\bar{\phi}' = 17.2^\circ$  をえる。これは舌部を除去したことがすべり土塊の力関係に多少変化を与えているものの、残留係数には影響をおよぼしていないことがわかる。

次に原地形の初期すべりについて考えてみよう。地形は泥岩斜面特有の緩やかな斜面を形成していたが、道路の取付工事において破線まで斜面先を切取ったようである。安定解析にピーク強度を適用すると  $F_s = 7.8$  となり、残留強度を適用すると  $F_s = 0.29$  となる。(4)式によって  $\bar{\tau}_f$ ,  $\bar{\tau}_r$ ,  $\bar{\tau}$  を計算すると、 $1.259 \text{ kg/cm}^2$ ,  $0.048 \text{ kg/cm}^2$ ,  $0.16 \text{ kg/cm}^2$  となるため  $R = 0.91$  をえる。結局、初期すべりですべり面に働く強度定数は  $\bar{c} = 0.113 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\bar{\phi}' = 17.3^\circ$  となる。

すべり面が完全軟化の状態にあるとして<sup>12)</sup>、擦過粘土のせん断試験結果  $c_{Nf} = c_{Nr} = 0$ ,  $\phi_{Nf} = 23^\circ$ ,  $\phi_{Nr} = 19^\circ$  をすべり後の現地形と初期すべりに適用し、安全率を計算すると

	原地形	初期すべり
$\phi_{Nf} = 23^\circ$ に対して	$F_s = 0.46$	$F_s = 0.41$
$\phi_{Nr} = 19^\circ$ に対して	$F_s = 0.37$	$F_s = 0.33$

をえる。これらは上記の残留内部摩擦角を適用した場合の安全率より幾分大きい、限界状態を想定すると、むしろ小さすぎる値である。

概して、泥岩斜面におけるような浅層すべりでは、粘着力成分の方が摩擦成分に比べてすべり抵抗に寄与する割合が大きい、粘着力成分は直接安全率に大きく影響する。

例えば、 $F_s = 1$ ,  $\phi_{Nr} = 19^\circ$  とし、現地形から算出した粘着力  $c_{Nr} = 0.07 \text{ kg/cm}^2$  はすべり線の短かい事例に対する値であって層厚に対して長いすべり線の場合はさらに小さくなる。

このように、完全軟化粘土における粘着力の有無(正規圧密粘土では粘着力を零としているが)も残

留係数の概念と並んで泥岩斜面の地すべり機構を解明する上で重要である。

#### IV 結 論

泥岩斜面地すべりについての安定解析から以下のような2, 3の結果がえられた。

- (1) ピーク強度定数を用いて安定解析を行なった場合  $F_s = 7 \sim 11$  となり, 実際と矛盾する。
- (2) 飽和時にすべりが発生する時, 如何程のせん断強度であればよいかを求めるために作成した  $c' - \tan \phi'$  図に, 実験からえられた  $\bar{\phi}' = 15^\circ \sim 20^\circ$  を適用した場合  $\bar{c}' = 0 \sim 0.130 \text{ kg/cm}^2$  をえる。
- (3) 高良地内地すべりの安定解析は, 新鮮泥岩の強度定数  $c_{df} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi_{df} = 20^\circ$ ,  $c_{dr} = 0$ ,  $\phi_{dr} = 17^\circ$  を適用し, すべり面に作用する平均せん断強度を求めた。すなわちすべり後の現地形で  $R = 0.94$ ,  $\bar{c}' = 0.072 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\bar{\phi}' = 17.2^\circ$ , 現地形の初期すべりで  $R = 0.91$ ,  $\bar{c}' = 0.113 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\bar{\phi}' = 17.3^\circ$  となる。

このようにすべり面に働く平均せん断強度はピーク値よりも残留値に近いことがわかる。したがって既存面すべりばかりでなく, 初期すべりにおいても進行性破壊<sup>1,2)</sup>や完全軟化土の概念と残留強度を導入して安定解析を行なう必要がある。

最後に本研究に当り, 沖縄総合事務局農林水産部の黒川睦生氏と53年度卒業の伊芸隆・九反田浩人の両君(現・県農林水産部)の御協力と52年度文部省科研費の援助があったことを付記し謝意を表します。

#### 参 考 文 献

1. Bishop, A. W. 1967 Progressive failure—with special reference to the mechanism causing it, Proc. Geotech. Conf., Oslo, 2: 142~150
2. Bjerrum, L. 1967 Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales, Proc. ASCE, 93(SM5): 1~49
3. 藤川武信, 上原方正, 新城俊也, 高山昌照 1974 沖縄島尻層における地すべりと斜面崩壊の一特性, 第11回災害科学総合シンポジウム, 32~33
4. 宜保清一 1978 島尻層軟化泥岩の残留強度について, 琉球大学農学部学術報告, 25: 265~281
5. 小西泰次郎, 木野義人, 野間泰二, 井上正文 1969 沖縄の水資源(2)—沖縄本島南部の水理地質一, 地質ニュース, 184: 1~9
6. 仲野良紀 1970 ヨーロッパ(主としてイギリス)における地すべり研究について(1), 地すべり, 6(3): 18~25
7. 沖縄県土木部河川課 1972 沖縄県本島中南部地区地すべり地及び急傾斜地調査報告書
8. \_\_\_\_\_ 1974 佐敷村新里地内地すべり調査報告書
9. \_\_\_\_\_ 1975 佐敷村新里地内地すべり対策工事及び調査報告書
10. 沖縄総合事務局農林水産部土地改良課 1976 農地地すべり防止対策工法解析報告書
11. Skempton, A. W. 1964 Long term stability of clay slopes, Geotechnique, 14: 77~101
12. \_\_\_\_\_ 1970 First-time slides in overconsolidated clays, Geotechnique, 20(3): 320~324
13. \_\_\_\_\_ 1977 Slope stability of cuttings in Brown London Clay,

- Special Lecture given to 9th I.C. S.M.F.E. , Tokyo, 25~34
14. Symons, I. F. 1968 The application of residual shear strength to the design of cuttings in overconsolidated fissured clay, Ministry of Transport RRL Report LR 227, Crowthorne, 1~14
  15. 田中 茂 1973 自然斜面における浸透流の取扱い, 土と基礎, 186: 27~34
  16. 谷口敏雄, 藤原明敏 1970 地すべり調査と解析, p120, 東京, 理工図書
  17. Turnbull, W. J. and M. J. Hvorslev 1967 Special problems in slope stability, Proc. ASCE, 93(SM4): 499~528
  18. 上原方正 1974 第三紀島尻層における地すべり・崩壊について, 琉球大学理工学部紀要工学編, 7: 103~117
  19. \_\_\_\_\_ 1977 沖縄における地盤災害とその対策に関する研究, p208~265, 沖縄, 琉球大学理工学部土木工学教室
  20. ザルバ・メンツル/松尾新一郎訳 1974 地すべりとその対策, p89, 152, 東京, 鹿島出版会

### Summary

The results obtained are as follows:

1. When the slips are analysed using the peak strength parameters, the calculated factor of safety is  $F_s = 7 \sim 11$ .

2. The estimated value of effective cohesion is  $\bar{c}' = 0 \sim 0.130 \text{ kg/cm}^2$ . This value is obtained from the  $c' - \tan \phi'$  diagrams made by the stability analysis of five landslides, using  $\bar{\phi}' = 15 \sim 20^\circ$  obtained from the present shear test.

3. According to the stability analysis of the slope after sliding and that of the original slope, results obtained from the Takara landslide show as follows: The factor of safety is 10.9 for the slope after sliding and 7.8 for the original slope when the peak strength is applied to the stability analysis. On the other hand the factor of safety is 0.6 for the slope after sliding and 0.29 for the original slope when the residual strength is applied. Since the correct factor of safety is 1.0 at the failure, the residual factor  $R = 0.94$  corresponding to the factor (of safety) gives  $\bar{c}' = 0.072 \text{ kg/cm}^2$  and  $\bar{\phi}' = 17.2^\circ$  for the slope after sliding. The value  $R = 0.91$  for the original slope gives  $\bar{c}' = 0.113 \text{ kg/cm}^2$  and  $\bar{\phi}' = 17.3^\circ$ .

As mentioned above, the analysis of the forces acting on the slip surface shows that average shear strength is rather close to the residual and fully-softened strength than the peak strength. Therefore, it is necessary to analyse the stability of natural slopes in softened Shimajiri mudstone by using the mechanism of progressive failure, and residual and fully-softened strength.