

強度異方性を考慮した 三郡変成岩風化土の斜面安定解析

小山 泰正 (社会建設工学専攻)

山本 哲朗 (社会建設工学科)

鈴木 素之 (社会建設工学科)

原田 博 (日特建設㈱)

Slope Stability Analysis of Weathered Soil of Sangun Metamorphic Rock based on Strength Anisotropy Characteristic

Yasumasa KOYAMA (Graduate school of Civil Engineering)

Tetsuro YAMAMOTO (Department of Civil Engineering)

Motoyuki SUZUKI (Department of Civil Engineering)

Hiroshi HARADA (Nittoku Construction Co, Ltd.)

In considering slope stability with accuracy, strength anisotropy is one of most important factors. This paper describes slope stability analysis of weathered soil of Sangun metamorphic rock based on its strength anisotropy. Sangun metamorphic rocks have a variety of schistosity. Undisturbed soil samples were sheared at different angles of shear surface to schistosity in box shear test apparatus. Main conclusions are as follows. Firstly, as the angle of shear surface to the schistosity, the internal friction angle increases and cohesion decreases. Secondly, safety factor obtained from Bishop method is significantly affected by the strength anisotropy due to the schistosity.

Key Words : Sangun metamorphic rock, Box shear test, Undisturbed sample, Strength anisotropy, Slope stability

1. はじめに

山口県に広範に分布する三郡変成岩は泥質片岩、塩基性片岩、砂質片岩などの千枚岩ないし片岩類を主としており、これら岩石類およびその風化土はその特有の発達した片理面を有している。三郡変成岩風化土からなる斜面は切土により安定性を急激に喪失し、片理面をすべり面とする斜面崩壊が発生している。山口県内においては様々な形態の斜面崩壊の発生が報告されており^{1)~4)}、このことの理由の一つとして片理面の発達状況によって強度特性が大きく異なることが考えられる。このような現状から、片理面が由来となる強度異方性を考慮して斜面安定解析を行うことが工学的に大変重要である。

本文では、山口県宇部市において採取した塩基性片岩および泥質片岩の乱さない風化土に対して圧密・定圧一面せん断試験を行い、片理面に対するせん断面の角度を幾通りか変化させた場合の強度特性の変化につ

いて検討した。その結果に基づいて、片理面の発達した様々な斜面を想定し、強度異方性の考慮の有無による安全率の差を斜面高さおよび勾配の観点から検討した。

2. 三郡変成岩風化土の強度異方性

(1) 圧密・定圧一面せん断試験

a) 試料採取状況

山口県宇部市西岐波および小羽山においてそれぞれ塩基性片岩および泥質片岩の風化土を乱さない状態で採取した。本文では、それぞれの試料をSample-1およびSample-2と呼称する。Photos. 1(a)および(b)にそれぞれSample-1および2の試料状況を示す。両試料とも片理面が原地盤に対し水平に形成されている様子がわかる。



(a) Sample-1



(b) Sample-2

Photos. 1 Overview of undisturbed samples

Table 1 Physical properties of soil samples

Name of Sample	Type of rock	ρ_s (g/cm ³)	U_c	D_{max} (mm)	D_{50} (mm)	F_c (%)	$F_{c1.47}$ (%)	W_L (%)	W_P (%)	I_P	I_L	Classification of soil
Sample-1	Basic schist	2.757	-	11.7	0.009	95.1	35.2	53.4	22.7	30.7	0.46	CH
Sample-2	Pelitic schist	2.687	20.6	14.0	0.104	44.2	8.2	52.3	42.6	9.7	-1.49	SF-G

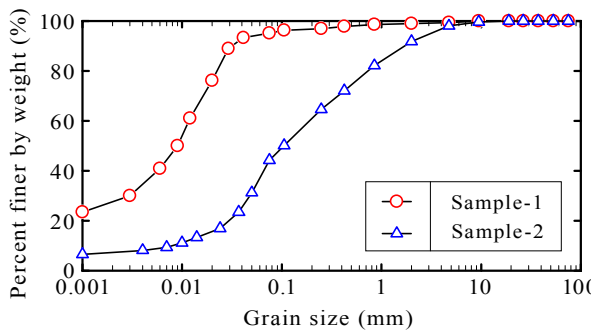
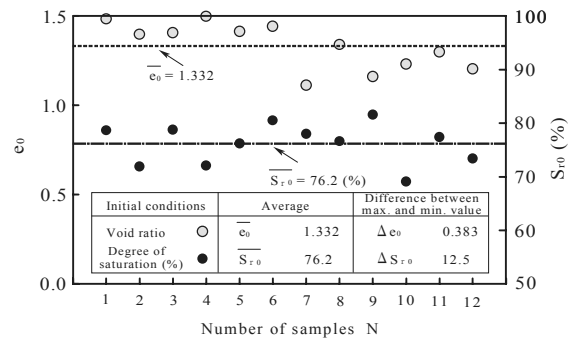


Fig. 1 Grain size distribution curves of soil samples



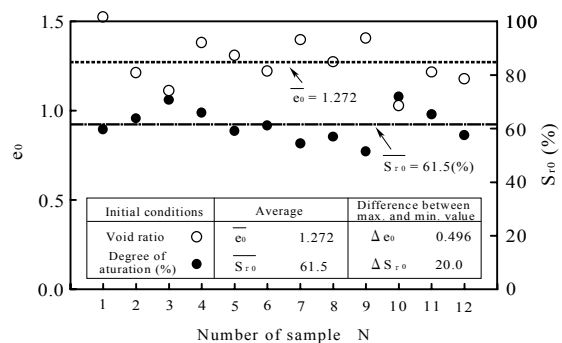
(a) Sample-1

b) 試験手順および試験ケース

圧密・定圧一面せん断試験で用いる供試体は片理面とせん断面のなす角度 α を 0° , 30° , 60° , 90° の4通りに変えて作製した。Sample-1の場合、垂直応力 $\sigma_N = 49, 98, 147$ kPa, Sample-2の場合、 $\sigma_N = 98, 147, 196$ kPaである。供試体を所定の σ_N の下で24時間圧密した後、せん断速度 0.02 mm/min, 最終せん断変位 7 mm, 非水浸の条件で圧密・定圧一面せん断試験を行った。また、試験時に供試体の乾燥を防ぐためせん断箱内に湿布を入れて風袋で覆った。なお、一面せん断試験は簡易定圧条件で実施し、ダイレイタンシーに起因する周面摩擦力によりせん断面に作用する垂直応力 σ_N は随時変化するので、 σ_N は周面摩擦力の影響を除去するため反力板側で測定した垂直力により真の σ_N を算出した。

c) 試料の物理的性質および供試体の初期状態量

Table 1 に両試料の諸物理定数および土質分類を、Fig. 1 に両試料の粒度曲線を示す。Sample-1 は高液性



(b) Sample-2

Fig. 2 Initial void ratio and degree of saturation of samples

限界粘土(CH)に分類され、細粒分が多く、比較的風化の進んだ土である。また、Sample-2は礫まじり細粒分質砂(SF-G)に分類され、土粒子の粒径範囲が広い。

Fig. 2(a)および(b)にそれぞれSample-1および2の乱

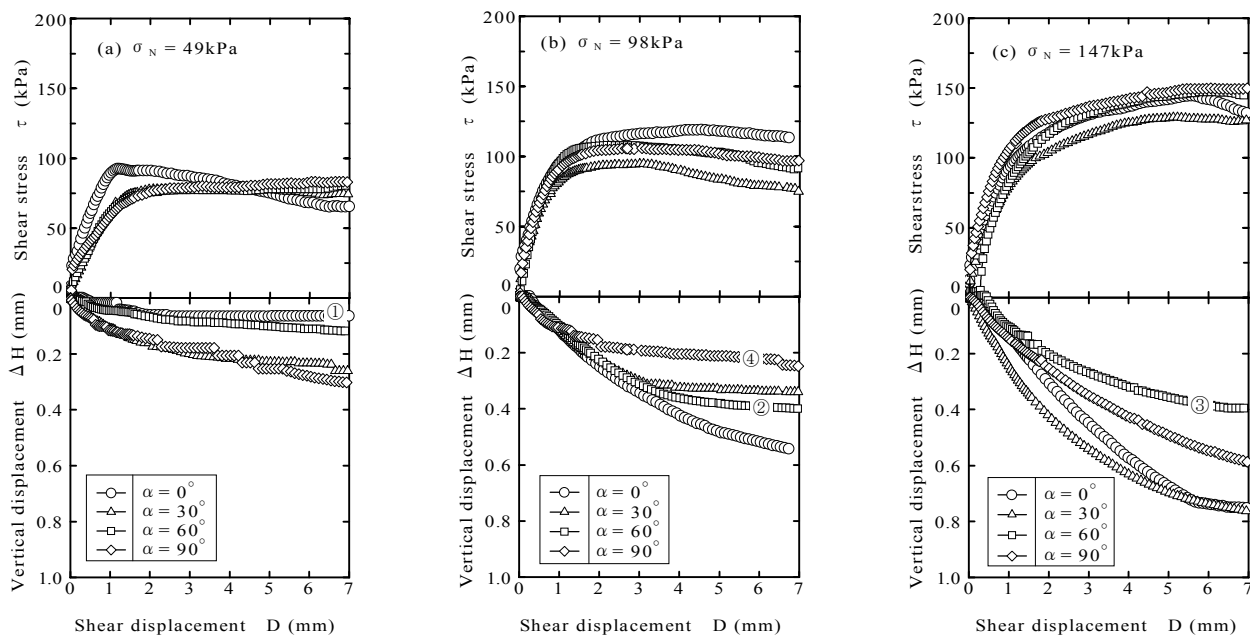


Fig. 3 Shear behavior of Sample-1

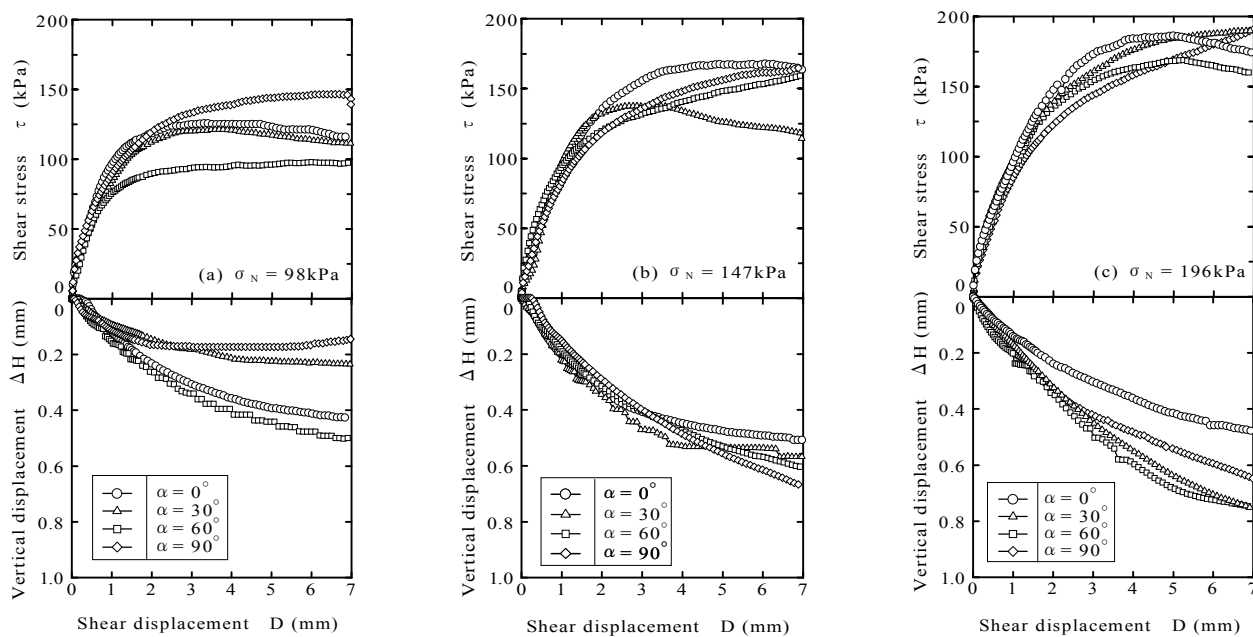


Fig. 4 Shear behavior of Sample-2

さない状態における初期状態量のばらつきを示す。図の左縦軸は初期間隙比 e_0 (記号: ●), 右縦軸は初期飽和度 S_{r0} (記号: ○), 横軸はサンプル数 N である。Sample-1 および2における初期間隙比 e_0 の平均値 \bar{e}_0 はそれぞれ 1.332 および 1.272 であり, 最大値と最小値の差 Δe_0 はそれぞれ 0.383 および 0.496 である。平均値からのばらつき $\Delta e_0 / \bar{e}_0$ はそれぞれ 0.29 および 0.39 である。また, Sample-1 および2における初期飽和度 S_{r0} の平均値 \bar{S}_{r0} はそれぞれ 76.2 および 61.5% であり, 最大値と最小値の差 ΔS_{r0} はそれぞれ 12.5 および 20.0% である。平均値からのばらつき $\Delta S_{r0} / \bar{S}_{r0}$ はそれぞれ 0.16 およ

び 0.33 である。Sample-2 の方がばらつきが大きいのは Sample-1 に比べ粒径範囲が広いためであると考えられる。

(2) 試験結果と考察

Fig. 3 および4にそれぞれ Sample-1 および2の場合におけるせん断応力 τ , せん断変位 D および垂直変位 ΔH の関係を示す。各図(a)~(c)は σ_N ごとにおいており, 図中の記号は α によって変えている。まず, Sample-1 に関して, $\sigma_N = 49$ kPa の場合, $\alpha = 0^\circ$ (記号: ○) を除いて τ - D 関係に α の影響はあまりみられない。

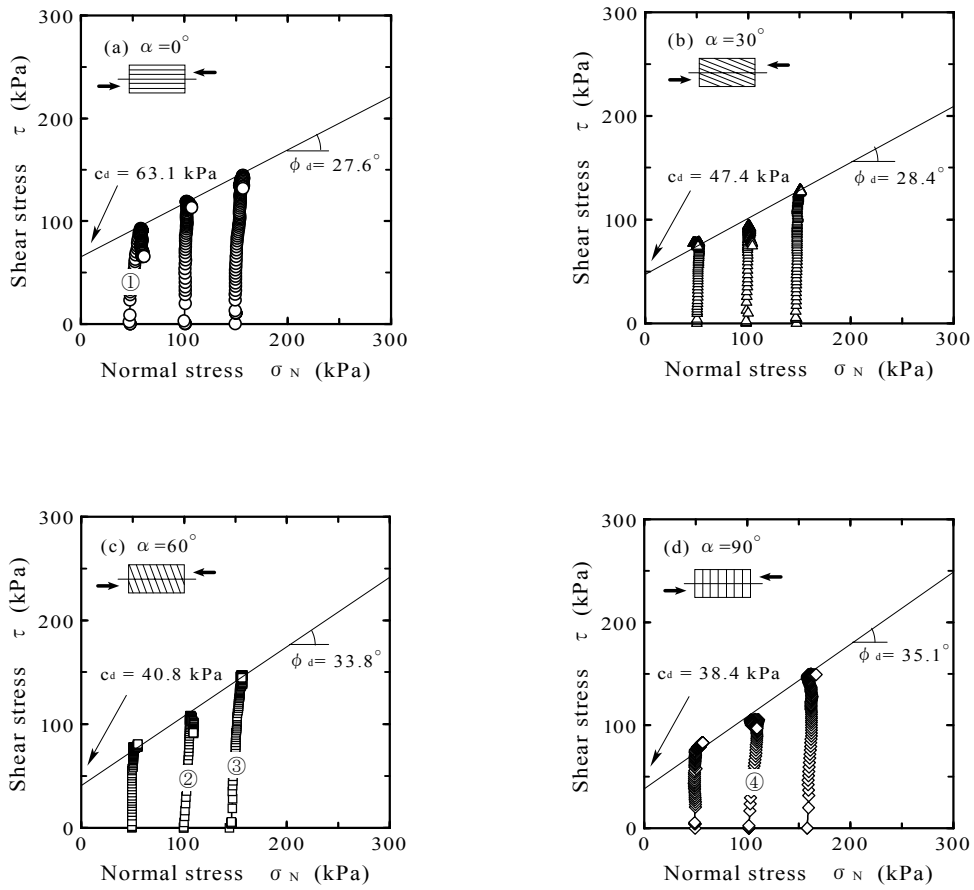


Fig. 5 Stress paths of Sample-1

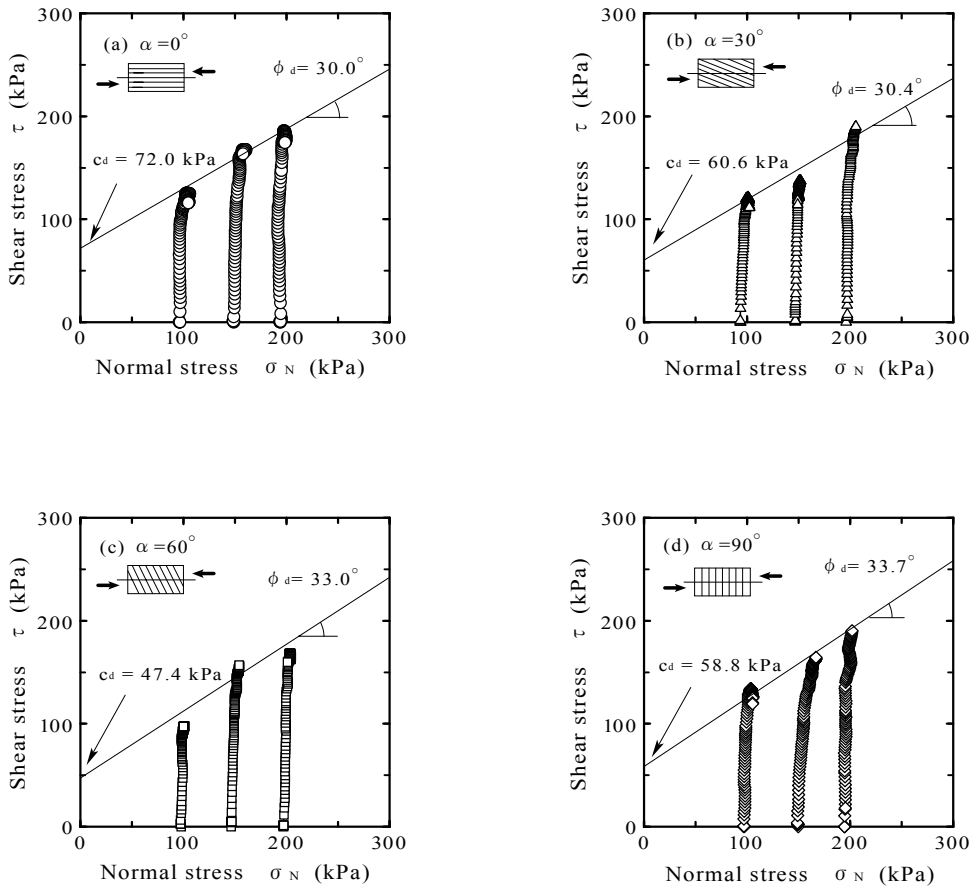


Fig. 6 Stress paths of Sample-2

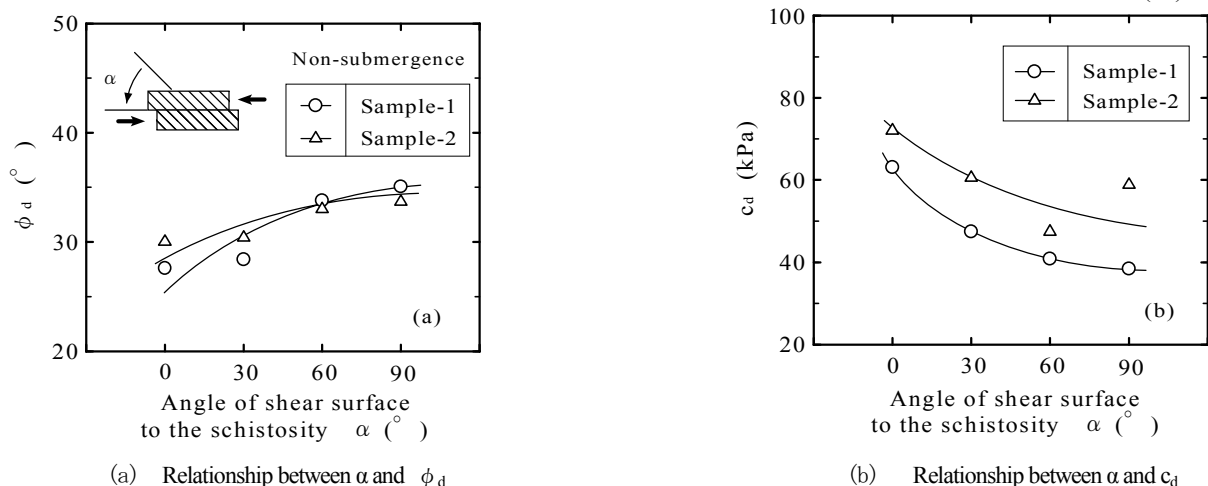


Fig. 7 Relationship between α and strength parameters

Table 2 Coefficients of Eqs.(1), (2)

Sample Name	$\phi_d(\alpha)$			$c_d(\alpha)$		
	A	B	C	D	E	F
Sample-1	-0.001	0.198	25.51	0.004	-0.602	62.86
Sample-2	-0.001	0.191	28.51	0.002	-0.448	72.73

ΔH -D 関係では若干ばらつきがみられるが、これは不攪乱試料が元々有する不均一性が原因として考えられる。一方、 $\sigma_N = 98$ kPa および 147 kPa の場合、 τ -D- ΔH 関係において、 α が大きくなるほど、 τ は大きくなり、その一方で ΔH は小さくなる傾向がみられる。Sample-2 に関して、 τ -D 関係では α が大きくなるほど、ピーク強度の発現に遅れがみられる。 ΔH -D 関係においても α の影響が見られる。 $\sigma_N = 98$ kPa における $\alpha = 30^\circ, 90^\circ$ の場合、 ΔH の実測値が他と比較して小さいのは不攪乱試料による不均一性のためと考えられる。

Fig. 5 および 6 にそれぞれ Sample-1 および 2 の場合における τ と σ_N の関係を示す。各図(a)~(d)は α ごとにわけており、図中に各 α に対応する強度定数 ϕ_d および c_d を示している。Sample-1 に関して、Fig. 5(a), (c) および (d) に示す応力経路①~④をみると、せん断に伴って σ_N が若干増加する傾向にある。このことは Fig. 3 における①~④の τ -D- ΔH 関係において、各 σ_N の下で ΔH -D 関係の実測値は小さく、ダイレイタンスはほぼ定常状態になっていることから類推される。Sample-2 の場合、Fig. 6(d) における $\sigma_N = 147$ kPa の曲線はせん断に伴う σ_N の増加がみられたが、これは不攪乱試料による不均一性が考えられる。

Fig. 7(a) および (b) にそれぞれ α と ϕ_d および c_d の関係を示す。両試料とも、 α が大きくなると、 ϕ_d は大きくなり、その一方で c_d は小さくなる傾向にある。Sample-1 および 2 の場合の $\alpha = 0^\circ$ と 90° における ϕ_d の差はそれぞれ約 7.5° および約 3.7° 、 c_d の差は約

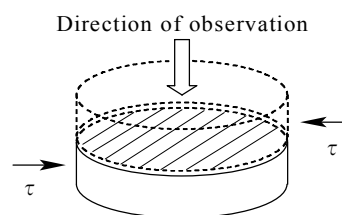


Fig. 8 Photography condition

20 kPa および約 14 kPa である。 α を大きくすると、せん断強度の発現は粘着成分から摩擦成分へと移行するようである。 α と ϕ_d および c_d の関係を定式化したものをそれぞれ式(1)および(2)に示す。Table 2 には式(1)における係数 A, B, C, 式(2)における係数 D, E, F の値を示している。

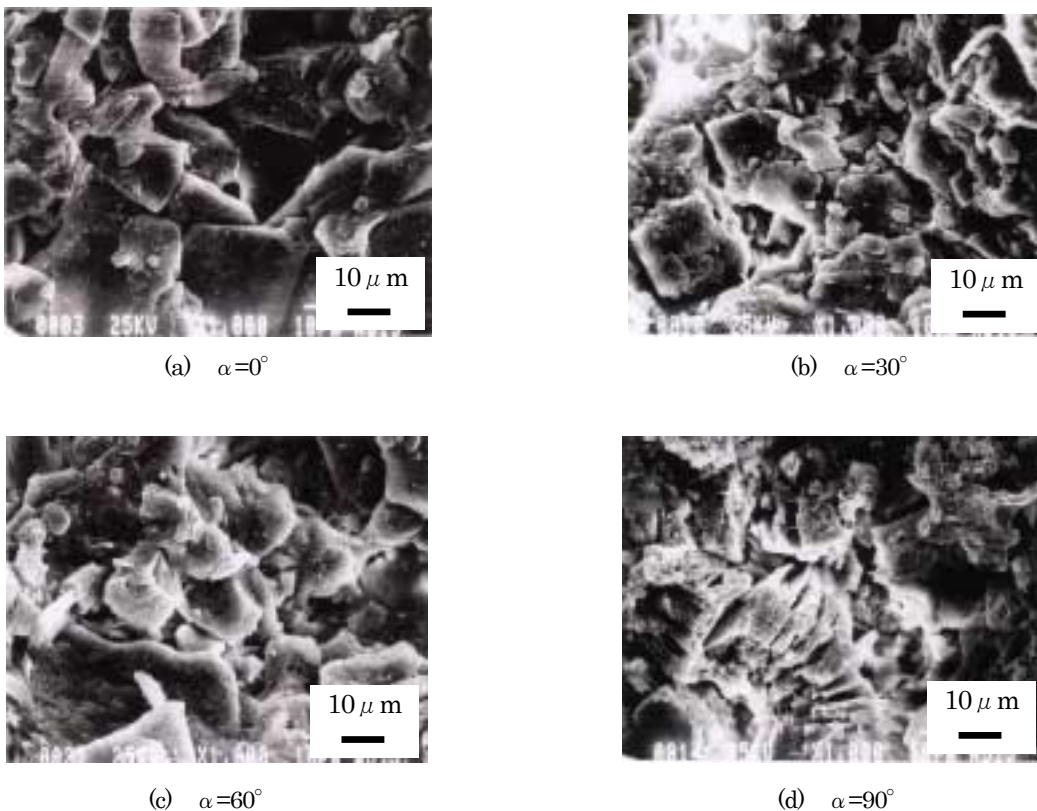
$$\phi_d(\alpha) = A\alpha^2 + B\alpha + C \tag{1}$$

$$c_d(\alpha) = D\alpha^2 + E\alpha + F \tag{2}$$

以上のことより、片理面とせん断面のなす角度 α は強度特性を大きく変化させる。

(3) 走査型電子顕微鏡 (SEM) による土粒子構造の観察

Photos. 2 に Sample-2 の試験後のせん断面の土粒子構造を示す。 $\sigma_N = 147$ kPa の試料を使用した。SEM の倍率は 1000 倍とし、撮影方向は Fig. 8 に示すようにせん断面に対して垂直方向とした。各図(a)~(d)はそれぞれ $\alpha = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ の場合である。 $\alpha = 0^\circ$ の場合、せん断面の土粒子が水平に整然と並んでいる。逆に $\alpha = 90^\circ$ の場合せん断面の土粒子が垂直に配列し



Photos. 2 Microstructure of soil particle on shear surface

ていることがわかる。このことから、強度異方性の原因として、三郡変成岩の片理構造に由来する土粒子の配向構造の違いが考えられる。

3. 強度異方性を考慮した斜面安定解析

三郡変成岩風化土の強度異方性について検討した結果、片理構造が由来する土粒子の骨格構造によってすべり面で発揮される強度特性が著しく異なることが明らかになった。本章では、片理面が原地盤に対して水平に発達する斜面モデルを仮定し、斜面の安全率に及ぼす強度異方性の影響について検討する。

(1) 典型的な斜面崩壊事例

山口県下での三郡変成岩からなる切土斜面にみられる典型的な斜面崩壊の事例として複合すべりを考える。まず斜面下端部において片理面が弱面となり先行して崩壊が発生し、それに伴い斜面全体のせん断抵抗が低下し、片理に沿って上方部へ大規模な平面すべりや円弧すべりに波及する^{1)~4)}。本モデルでは簡単のためにすべり面は斜面先端部を通る円弧で表すことにした。

(2) 簡易 Bishop 法による斜面安定解析⁵⁾

一般の斜面安定問題を考える際には分割法がよく用いられ、円弧すべりでない場合の安定解析にも適用できるのが特徴である。分割法には Fellenius 法、Bishop

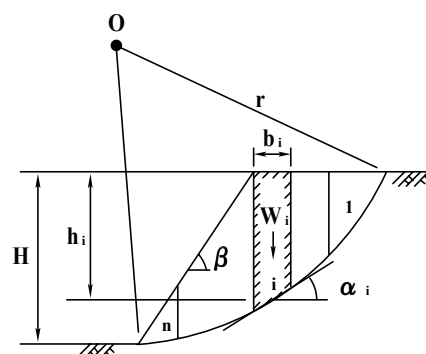


Fig. 9 Model of circular slip

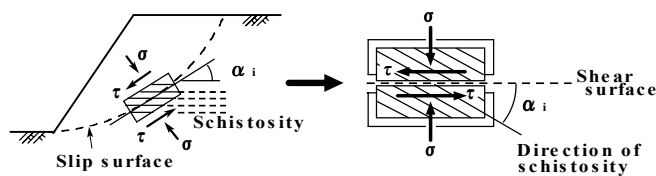


Fig. 10 Meaning of α_i in in-situ and laboratory

法、Janbu 法および Spencer 法などがあり、円弧すべりに限って言えば、簡易 Bishop 法の安全率は Spencer 法や Janbu 法の安全率に近い値をとる。そのため本文では、計算手続きの平易さと精度の面から簡易 Bishop 法による解析を採用することにした。

Table 3 Example of Calculation sheet by Bishop method

(a) Calculation sheet 1

n	b _i (m)	H _i (m)	α _i (°)	m _α		F _s			1st value		2nd value		3rd value		4th value	
				tan φ tan α _i	W _i (kN)	Δ = W _i tan φ _i +c _i b _i	W _i sin α _i (kN)	F _s =2.0		F _s =2.78		F _s =2.91		F _s =2.93		
								m _α	Δ/m _α	m _α	Δ/m _α	m _α	Δ/m _α	m _α	Δ/m _α	
1	2.0	3.20	64.7	1.01	101.70	172.02	91.95	0.64	267.79	0.58	295.67	0.58	299.14	0.58	299.14	
2	2.0	6.19	44.7	0.52	196.72	217.26	145.53	0.85	255.92	0.80	271.78	0.79	273.68	0.79	273.68	
3	2.5	6.87	33.7	0.32	272.91	284.44	151.42	0.96	295.05	0.93	306.88	0.92	308.26	0.92	308.26	
4	2.5	5.65	20.4	0.18	224.45	261.36	78.41	1.02	256.20	1.00	262.21	0.99	262.90	0.99	262.90	
5	2.5	3.79	8.30	0.07	150.56	226.18	21.66	1.02	220.92	1.01	223.01	1.01	223.25	1.01	223.25	
6	2.5	-3.54	-3.50	-0.03	-140.43	87.64	8.66	0.98	89.12	0.99	88.74	0.99	88.70	0.99	88.70	

Σ = 497.63 Σ = 1384.98 Σ = 1448.30 Σ = 1455.94 Σ = 1455.94

Case of Sample-1 (α = 0°)

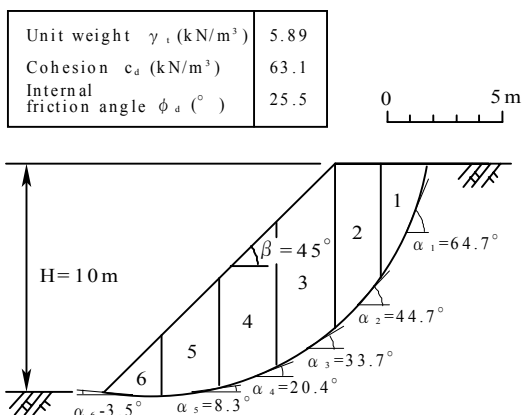


Fig. 11 Sectoin used as Example of slope analysis

(b) Calculation sheet 2

	$F_s = \frac{\sum \Delta m_\alpha}{\sum W_i \sin \alpha_i}$
Initial value	F _s =2.00
1st value	F _s =1384.98/497.63=2.78
2nd value	F _s =1448.30/497.63=2.91
3rd value	F _s =1455.94/497.63=2.93
4th value	F _s =1455.94/497.63=2.93

式(3)中の φ_d(α_i)に式(1), 式(4)中の c_d(α_i)に式(2)を代入し, Table 2 に示す係数をそれぞれ式中に代入することで Sample-1 および 2 の安全率を求める. 強度異方性を考慮する場合の安全率は α_i にそれぞれのスライスにおける底面の角度 α_i を代入し, F_s(α_i)と表すことにする. 強度異方性を考慮しない場合の安全率は, すべてのスライスに対して α_i=0° の φ_dおよび c_dを代入し求め, F_s(0)と表す.

a) 解析方法⁶⁾

Fig. 9 に任意断面における円弧すべりの模式図を示す. r は円弧すべりの半径, その中心点を 0 とする. すべり面上に上載する土塊を n 個のスライスに分割する. 右から数えて i 番目のスライスに注目すると, b_i は幅, h_i は高さ, W_i は土塊重量 (W_i=γ_tb_ih_i) である. なお, γ_t は湿潤単位体積重量であり, Sample-1 および 2 の場合それぞれ γ_t = 15.89 および 14.98 (kN/m³) である. この値は一面せん断試験の供試体作成時に測定した γ_t の平均値でもある. α_i は各スライスの底面の角度であり, Fig. 10 に示す片理面とせん断面のなす角度 α に対応する. ここで円弧すべりの場合, すべり線に沿って α_i が大きく変化することに注意を要する. また, 一面せん断試験においては, 単純せん断試験とは異なり, 供試体における片理面の順目と逆目の差異はないことにも注意をする. 簡易 Bishop 法では安定計算に以下のような式(3)および(4)を用いる.

$$F_s(\alpha_i) = \frac{\sum [(W_i \tan \phi_d(\alpha_i) + c_d(\alpha_i) b_i) / m_\alpha]}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (3)$$

$$m_\alpha = \left(1 + \frac{\tan \phi_d(\alpha_i) \tan \alpha_i}{F_s} \right) \cos \alpha_i \quad (4)$$

ここで, 式(3)および(4)の Bishop の式について説明する. 式(3)の分子には m_αなる項があり, これには未知数である F_s(α_i)が式(4)の形で含まれているため, まず F_s(α_i)に適当な値を仮定して式(4)の右辺を計算し, 求めた F_s(α_i)を再び右辺に用いて同じ計算を繰り返す逐次反復計算を行う. 代表的な計算例として, Fig. 11 に斜面高さ H=10m, 斜面勾配 β=45° の斜面における円弧すべりを仮定したモデル図を, Table 3(a)および(b)にそのモデルに対する安定解析結果を示す. 安定解析で用いる土質定数は Sample-1 の場合を想定しており, 必要な値は図中に示している. この場合には強度異方性を考慮しないものとして α_i=0° における c および φ を用いている. Table 3(a)にそれぞれのスライスにおける b_i, h_i, α_iを入力し, 第1近似として網掛部分に適当な F_sを代入することで自動的に第4近似まで計算され, Table 3(b)において安全率 F_sが求まる. この場合, 第1近似で F_s=2.00 と仮定して計算を開始し, 第3および第4近似で F_s=2.93 に収束した.

b) 最小安全率 (F_s)_{min} の決定法

最小安全率 (F_s)_{min} の決定法を示す. まず Fig. 12 に示すように 2 m 間隔の格子状の点を多数選び, それらを

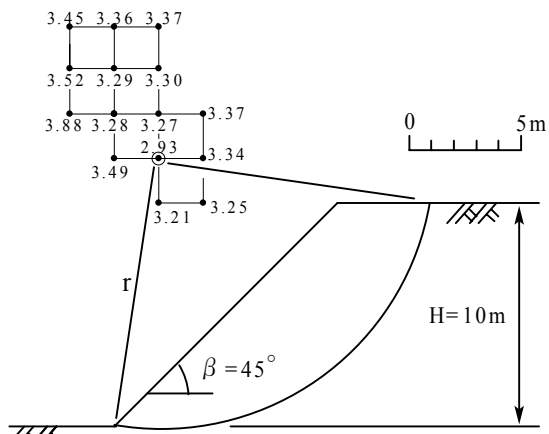
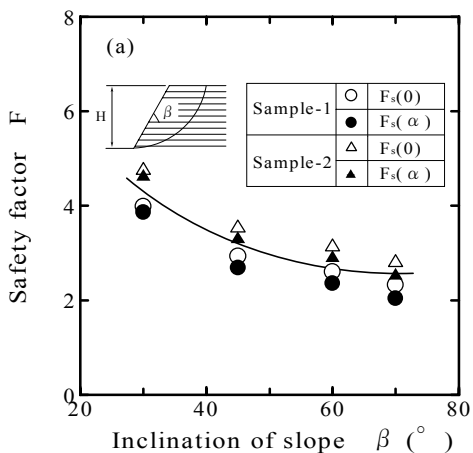


Fig. 12 Method of decision on minimum safety factor

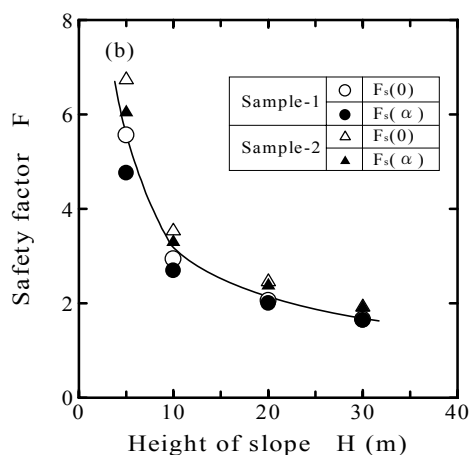
円弧の中心点0とし斜面先端部を通るすべり面をつくる. それぞれのすべり面に対して簡易 Bishop 法を用いて安定解析を行い, 得られた安全率 F_s をその円弧の中心点0に書き込んでいく. これらの安全率の中で最小のものをその断面に対する最小安全率 $(F_s)_{\min}$ と決定する. この場合, 二重丸で示した点を中心とした円弧がその断面に対する $(F_s)_{\min}$ を与え, その値は図に示すように $(F_s)_{\min} = 2.93$ である.

c) 解析条件

斜面内に存在する片理構造は, 用いた試料と同様, 水平面に対し平行に片理面が発達しているものとする. 既往の研究により, 山口県内における崩壊斜面の規模は斜面長さ $L = 6.4 \sim 62$ m, 斜面勾配は $\beta = 33 \sim 62^\circ$ 程度であることから³⁾, 解析条件として $\beta = 45^\circ$ に固定し, 斜面高さ H を 5, 10, 20, 30 m の4通りに変化させ, また, $H = 10$ m に固定し, 斜面勾配 β を $30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 70^\circ$ の4通りに変化させる.

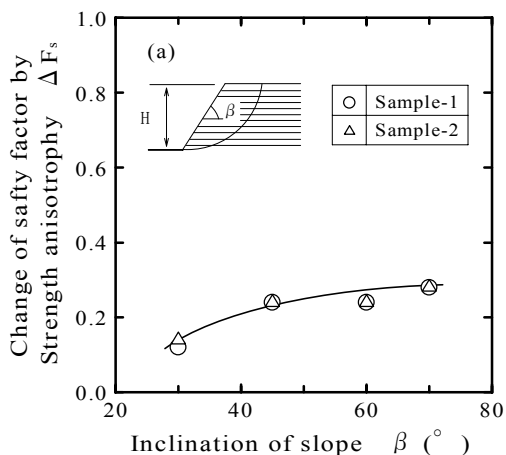


(a) Relationship between safety factor and inclination of slope

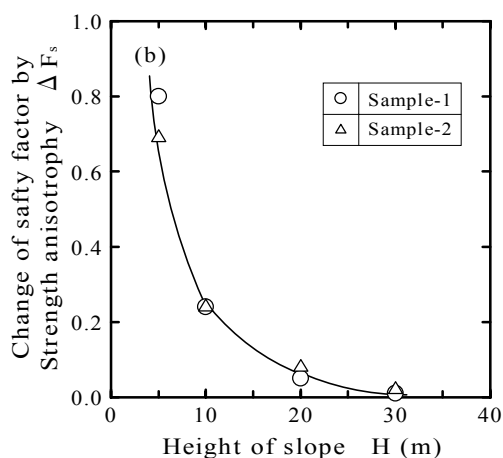


(b) Relationship between safety factor and height of slope

Fig. 13 Relationship between safety factor and slope dimension



(a) Relationship between ΔF_s and inclination of slope



(b) Relationship between ΔF_s and height of slope

Fig. 14 Relationship between ΔF_s and slope dimension

(3) 解析結果および考察

Fig. 13(a)および(b)に斜面形状が安全率に与える影響について検討した結果を示す. 斜面勾配 β および斜面高さ H を横軸に, 安全率 F_s を縦軸にとり, $F_s(\alpha_i)$ と $F_s(0)$ の両方について示している. いずれの場合においても, 斜面高さ H が高くなるほど, また斜面勾配 β が小さくなるほど, 安全率 F_s は小さくなる傾向にある.

Fig. 14(a)および(b)に強度異方性が安全率に与える影響について検討した結果を示す. それぞれ斜面勾配 β および斜面高さ H を横軸に, 強度異方性による安全率の変化量 ΔF を縦軸にとる. ΔF は以下のような式で表される.

$$\Delta F = F_s(\alpha_i) - F_s(0) \quad (5)$$

すべての解析結果に共通して, 強度異方性を考慮しない場合の安全率は, 考慮する場合に比べ過大評価をしており, 合理的で経済的な切土設計をする上で, 片理構造に起因する強度異方性を考慮する必要がある. また斜面高さが低くなるほど, 斜面勾配が大きくなるほど, 強度異方性の影響は大きくなる. 斜面高さに関しては安全率に対する感度が大きく, とくに $H=5\text{ m}$ の斜面では強度異方性による安全率の差は0.8にもなる. 逆に $H=30\text{ m}$ を超える斜面については強度異方性による安全率の差はほとんどない.

4. 結論

三郡変成岩風化土からなる斜面に関して, 片理構造により異なる強度特性を発揮することがわかった. 本文では, 斜面形状の変化に伴い強度異方性が安全率にどのように影響するかを調べ, 片理構造が由来する強度異方性を考慮した斜面安定問題を検討した. 以下にその知見を示す.

- 1) 塩基性片岩および泥質片岩風化土の両試料とも, 片理面が原地盤の水平面に対し平行に発達していた.
- 2) 塩基性片岩および泥質片岩風化土における乱さない状態での初期間隙比および初期飽和度について調べたところ, 泥質片岩風化土の方がばらつきが大きく, その理由は塩基性片岩風化土に比べ粒径範囲が広いためである.
- 3) 両試料とも片理面とせん断面のなす角度 α の変化に伴いピーク強度およびダイレイタンスは大きく異なり, とくに泥質片岩風化土の場合, α が高くなるにつれピーク強度の発現に遅れがみられた.
- 4) 両試料とも α が大きくなると, 内部摩擦角 ϕ_d は

高く, 逆に粘着力 c_d は低くなる傾向にあった.

- 5) いずれの試料においても, 斜面高さが高くなるほど, また斜面勾配が大きくなるほど, 安全率は小さくなる傾向にある.
- 6) 強度異方性を考慮しない場合の安全率は, 考慮する場合に比べ過大評価をしており, 合理的, 経済的な切土設計をするには片理構造に起因する強度異方性を考慮する必要がある.
- 7) 斜面高さが低くなるほど, また斜面勾配が大きくなるほど, 安全率に及ぼす強度異方性の影響は大きくなる.

謝辞: 本研究を遂行する上で, 本研究室学生・国司光博氏にはご助力をいただいた. ここに記して, 深く感謝の意を表す次第である.

参考文献

- 1) 山本哲朗・高本直邦・鶴田和成・瀬原洋一: 三郡変成帯における切土のり面の豪雨時崩壊について—山口県宇部市の場合(その3)—, 第34回地すべり学会研究発表講演集, pp. 389~392, 1995.
- 2) 山本哲朗・鈴木素之・松本直・国広清己: 花崗岩の貫入を受けた三郡変成岩からなる切土斜面の崩壊, 土と基礎, vol. 47, No. 8, pp. 27~29, 1999.
- 3) 山本哲朗・大原資生・西村祐二郎・瀬原洋一: 山口県下の三郡変成岩からなる切土斜面にみられる豪雨時崩壊の特徴, 地盤工学会論文報告集, vol. 36, No. 1, pp. 123~132, 1996.
- 4) 山本哲朗・鈴木素之・宮内俊彦・植野泰史: 三郡変成岩からなる切土斜面の豪雨時崩壊, 土と基礎, vol. 47, No. 8, pp. 29~31, 1999.
- 5) 地盤工学会編: 地盤工学ハンドブック, pp. 158~179, 1999.
- 6) 石原研而: 土質工学, pp. 273~283, 1998.

(平成14年8月30日受理)