

琉球大学学術リポジトリ

島尻層軟化泥岩の残留強度について(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	http://hdl.handle.net/20.500.12000/4203

島尻層軟化泥岩の残留強度について *

宜 保 清 一 **

Seiichi GIBO: Residual strength of softened
Shimajiri mudstone

I 緒 言

沖縄における農地保全上重要な課題となる泥岩斜面の安定問題には未解明な点が多いため、Skempton等¹³⁻¹⁵⁾と同様、安定解析に進行性破壊や完全軟化土の概念を導入することを考えた。実際、泥岩層で見られるテクトニックな破断面⁷⁾(自然分離面)は鏡肌を呈しており、残留強度に達していることが伺える¹⁸⁾。しかし島尻層泥岩について鏡肌が認められるほどの大変位を与えるセン断試験は行なわれておらず、また泥岩の軟化現象と残留強度の関係に関する知見も皆無であるため、すべり面付近の新鮮軟化泥岩と潜在すべり面となる自然分離面^{3, 16)}、完全軟化粘土について長期繰返しセン断試験を行ない、残留強度を求めた。

II 島尻層泥岩における自然分離面と軟化現象

構造運動を受けた部分の泥岩にはセン断破壊面の存在がみられるのみならず、地すべりでも層面方向にセン断されている (Photo. 1)。それらの泥岩はPhoto. 2, 3に示すように破断面を鏡肌が形成して



Photo. 1. Natural joint (Teruya, Haebaru-son)

* 本論文の一部は昭和53年度農業土木学会大会講演会において発表した。

** 琉球大学農学部農業工学科

琉球大学農学部学術報告 25 : 265 ~ 281 (1978)



Photo. 2. Slickenside of slip plane of soft mudstone
(Landslide at Takara, Kochinda-son)



Photo. 3. Fully-polished slickenside (Teruya, Haebaru-son)

いる。したがって、層面方向のすべり抵抗の弱いことと、節理の発達した弱面⁶⁾の組合せによって地すべりに対する安全率は非常に低くなる⁷⁾。

また島尻層泥岩地帯の地すべり多発地といわれる地形にはいずれも背後に小高い集水域(琉球石灰岩台地や島尻層の平坦地)が存在する。そしてその地下水が下方の斜面中を浸透するため、不透水性泥岩は浸透圧によって長期にわたる風化を受け、軟化現象をおこす。

軟化の進んだ地すべり斜面と泥岩固有の固結状態にある隣接地の非地すべり斜面の掘削切土面において同時に行なわれた硬度試験結果によると、ピン貫入量が、前者で27~42 cm、後で5~8 cmとなっており、軟化現象による硬度低下が顕著である(Table 1)。

高良地内地すべりと与那原テック地内地すべりにおいて、すべり面調査と試料採取のためにテストピットを掘削した。調査地点の土層断面はFig 1に示すようになり、基盤岩と風化土の間に高含水比の完全軟化薄層土(擦過粘土)¹⁹⁾がみられた(Photo. 4)。さらに高良地内地すべり斜面では上部より2.5 m深度の基盤泥岩に走行が斜面と平行になっている層理面(すべり面)が観察された。軟化泥岩なので鏡肌にはそれほど光沢はないが、完全軟化粘土薄層とともに弱面となっている。図には各層毎に密度と物理特性を併記してある。

Table 1. Softened condition of Shimajiri mudstone

Condition	softened		Non - softened	
Place	Takara, Kochinda-son Yonabaru- Tekku, Yonabaru-cho		Takara, Kochinda-son Gishi, Kochinda-son Gibo, Tomigusuku-son	
Depth from G.S.L (cm)	150	200	150	200
Natural water content (%)	30 - 34	29 - 33	23 - 27	20 - 25
Hardness (mm) *	10 - 21	11 - 26	25 - 31	31 - 33
Penetration (cm) **	30 - 40	27 - 42	8 - 10	7 - 8

* By Yamanaka - shiki

** By Drive - it - gun

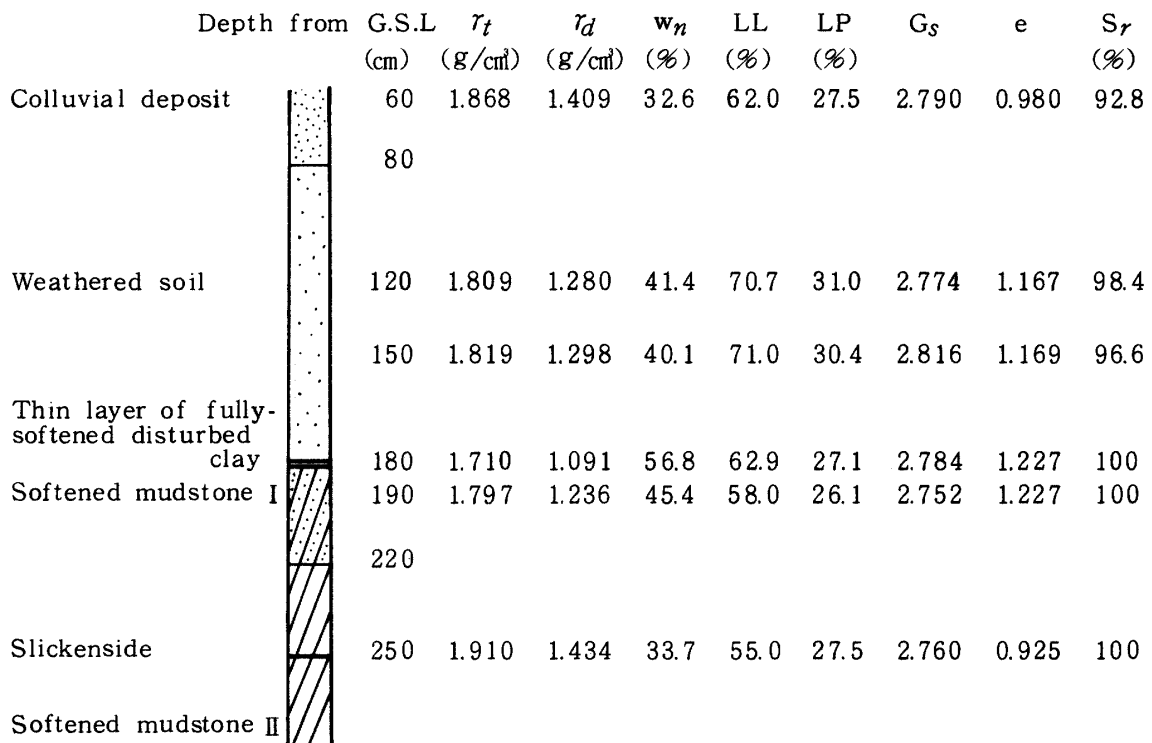


Fig. 1. A profile and soil properties after sliding

(a) Landslide at Takara, Kochinda- son

	Depth from G.S.L (cm)	r_t (g/cm ³)	r_d (g/cm ³)	w_n (%)	LL (%)	LP (%)	G_s	e	S_r (%)
Colluvial deposit	50	1.750	1.241	41.3	60.5	24.4	2.760	1.224	93.1
	90	1.836	1.355	35.5	60.5	24.0	2.750	1.030	94.8
Thin layer of fully-softened disturbed clay	150	—	—	46.0	59.5	24.5	2.770	—	—
Softened mudstone I	180								
Softened mudstone II	200	1.906	1.444	32.7	58.6	24.6	2.754	0.907	100

Fig. 1. (cont.)

(b) Landslide at Yonabaru-Tekku, Yonabaru-cho

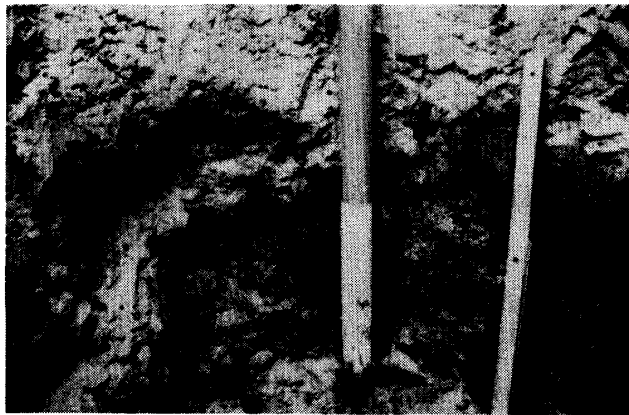


Photo. 4. Fully-softened disturbed clay

III 実験と結果

1. 新鮮軟化泥岩の長期繰返しせん断強さ^{5, 12)}

1) 試料と試験方法

深度 1.5 ~ 2.5 m 付近の軟化泥岩を、方向性を考慮しつつ、^{4, 10)} 20 ~ 30 cm 角に切出し採取し、圧密中の最大主応力面（層理面）に平行にせん断面がくるように、直径 6 cm、高さ 2 cm の円筒形に成形した。

層理面や節理に沿うすべりを想定して、試験は改良型一面せん断試験機を使用した。また Skempton の泥岩斜面の長期安定に関する提案¹²⁾に従って、繰返しせん断を行なって残留強度を求めた。この繰返

しセン断では水平変位が8mmで、セン断面上の間ゲキ水圧が十分消散するようなセン断速度 $\bar{v}_s = 0.0077$ mm/min を採用した。

2) 結果

$\tau_d/\sigma'_n \sim D$ 関係 与那原テック (与那原村), 玉城 (玉城村), 高良 (東風平村) 地内地すべりの新鮮軟化泥岩についての繰返しセン断試験結果をFig 2 に示す。5回セン断することによってセン断応力 τ_d は一定値に収れんするのでその最終値を残留強度とした。図からわかるように初回セン断は水平変位1~2mmで急峻なピーク (ピーク強度) を示すが, 2回以降ではわずかにピークが現われた後漸減し続けるが, 5回セン断ではほぼ落ち着く。この段階では, Photo. 5 のようにセン断破壊面が形成され, 鏡肌が確認された。

例えば, 有効垂直応力 $\sigma'_n = 3.0$ kg/cm² において与那原テック (2) と玉城はほぼ同じピーク強度を示し, 高良が最も低い値を示す。これは, 圧密降伏応力 P_y の大きさがピーク値に反映していると思われる。

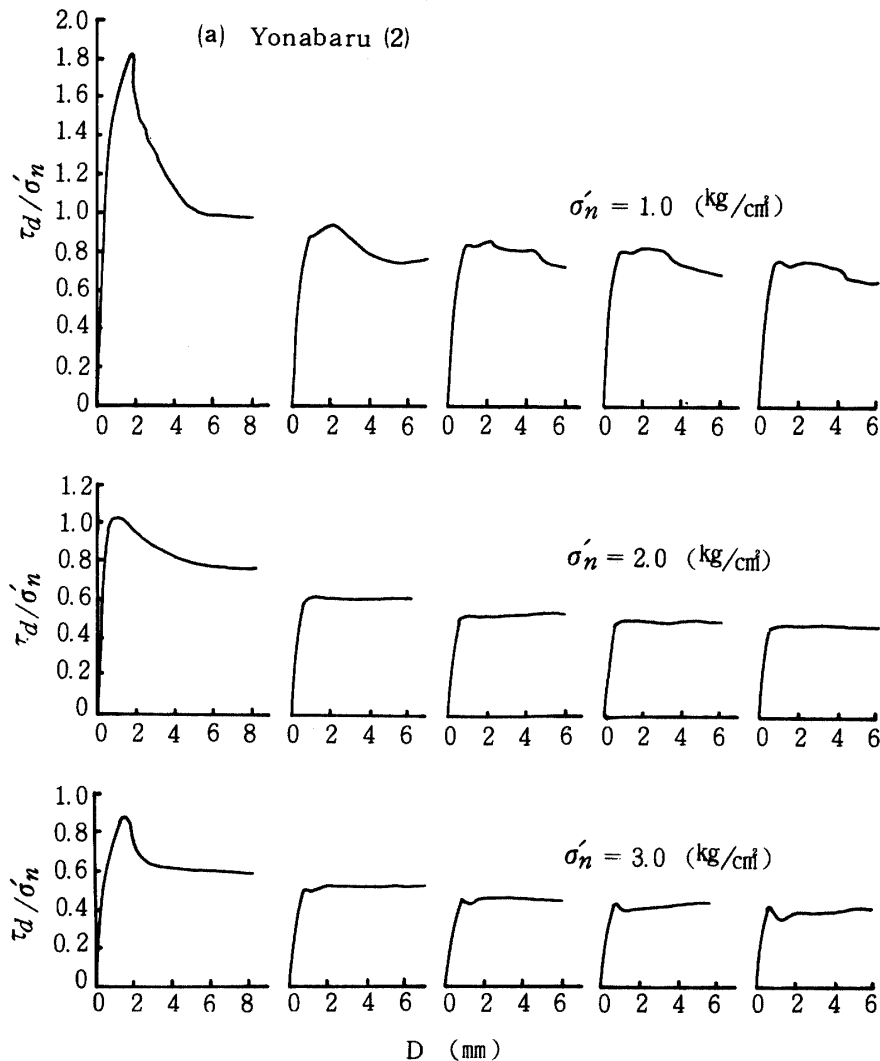


Fig. 2. Shear stress-displacement curves for intact softened mudstone for different value of normal stress

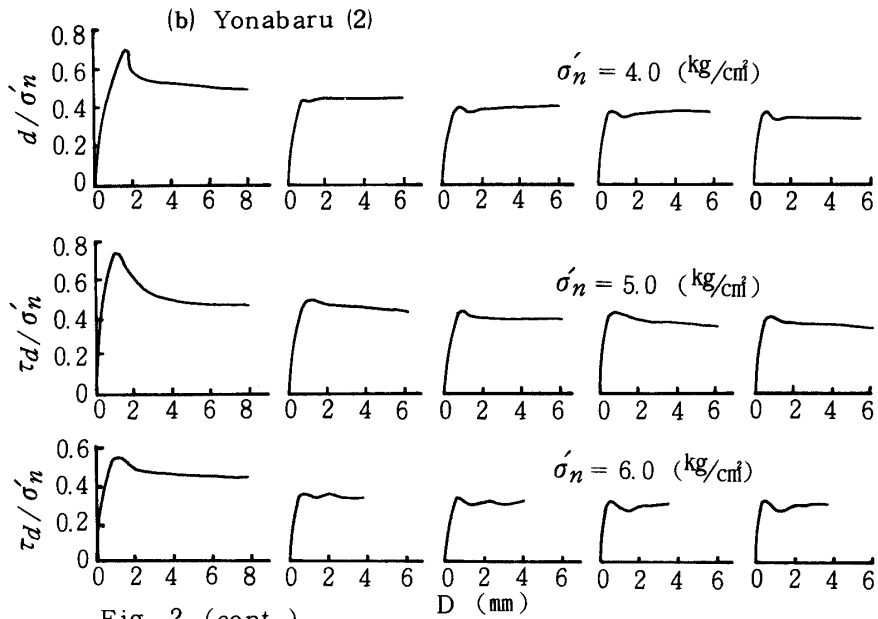


Fig. 2. (cont.)

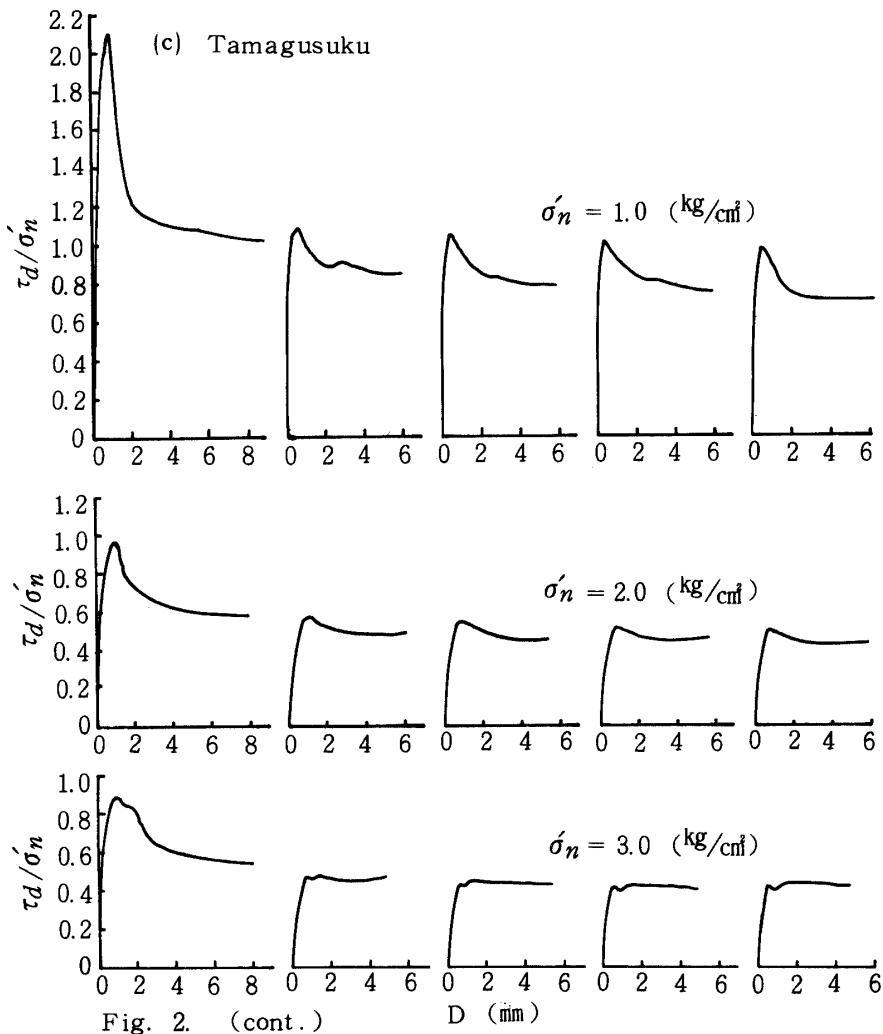


Fig. 2. (cont.)

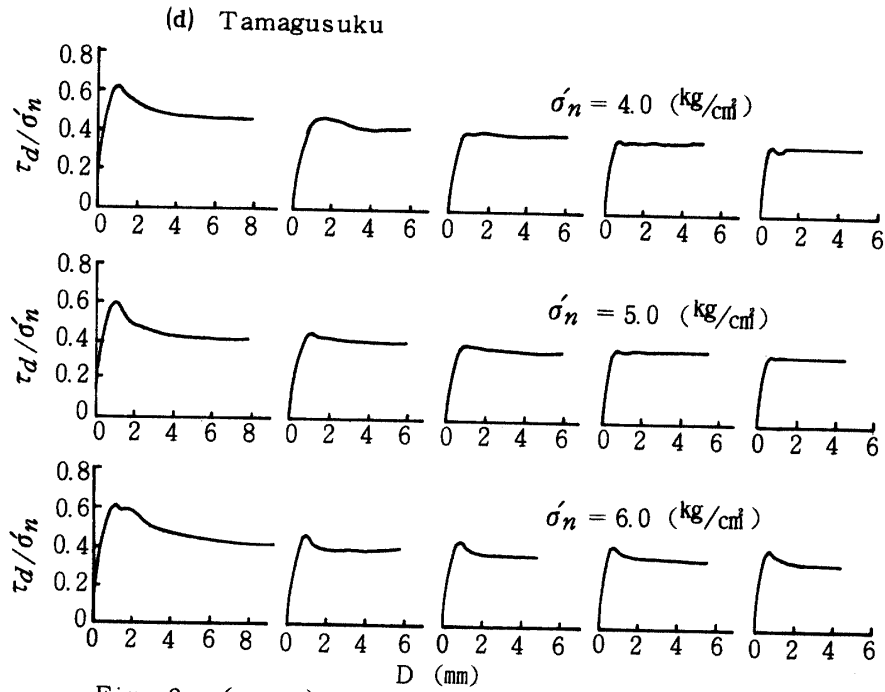


Fig. 2. (cont.)

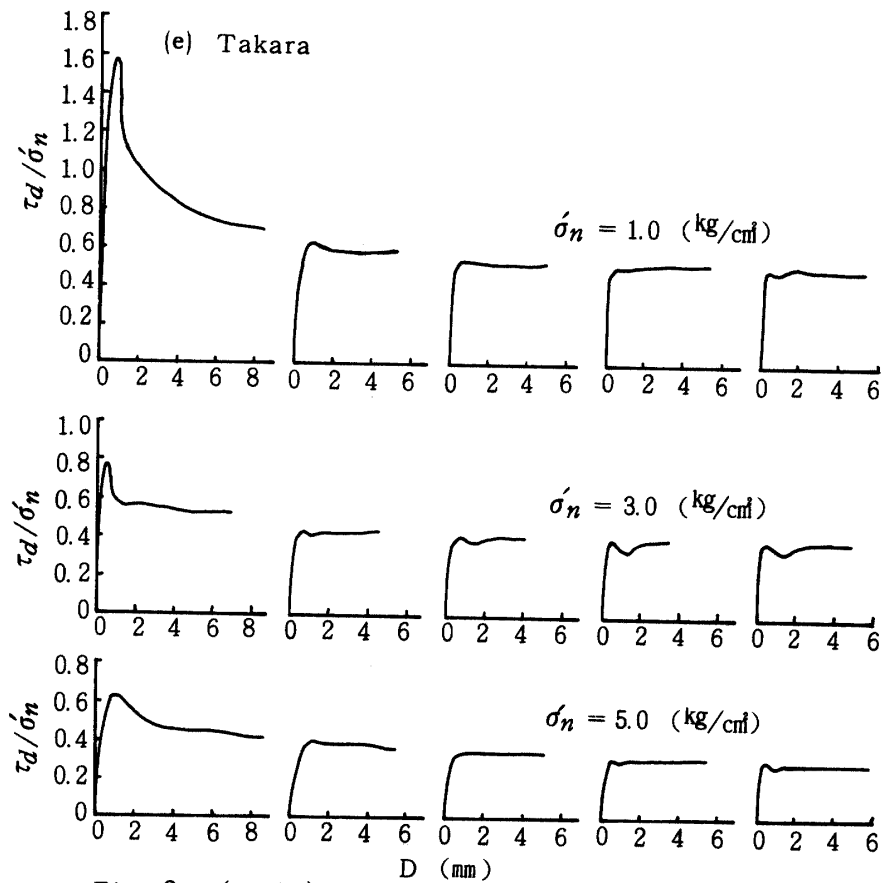


Fig. 2. (cont.)

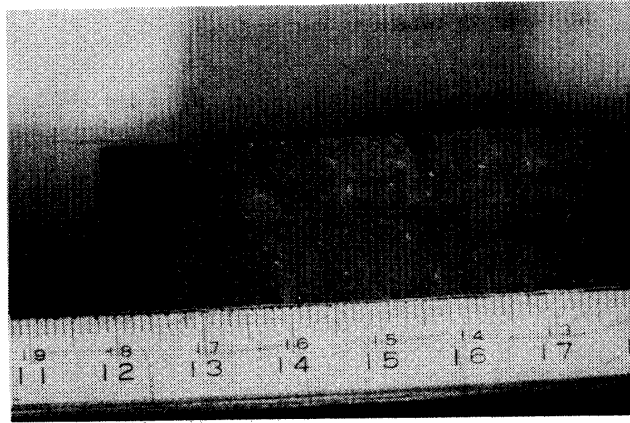


Photo. 5. Cross-section of specimen after fifth-time shearing

$\tau_d \sim \sigma'_n$ 関係 長期繰返しせん断のピーク値と残留値でプロットしたのが Fig. 3 である。これは軟化度の異なる与那原テック地内地すべり泥岩試料 (1: 深度 1.5 m, 2: 深度 2 m) について示したものである。ピーク強度線は低垂直応力領域で、過圧密粘土特有の曲線形状を示すが、軟化の程度 (P_y の大小) によって多少異なる。残留強度線においても $\sigma'_n = 0 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で τ_{dr} はやや大きくなるが、力計の誤差を考慮し、Townsend²⁰⁾等に従い、零を通る包絡線を引いた¹²⁾。これは玉城や高良試料においても同様である。ピーク強度から残留強度への低下率を示すブリドル指数¹⁾は試料(1)で $I_B = 46\%$ 、(2)で $I_B = 64\%$ ($\sigma'_n = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合)を示す。

Fig. 4 は、玉城試料についての結果であるが、 $I_B = 70\%$ でかなりの強度低下がみられる。次の高良試料も合わせて考えると、軟化度の進んでいないかたい泥岩ほどブリドル指数は大きくなっているようである。

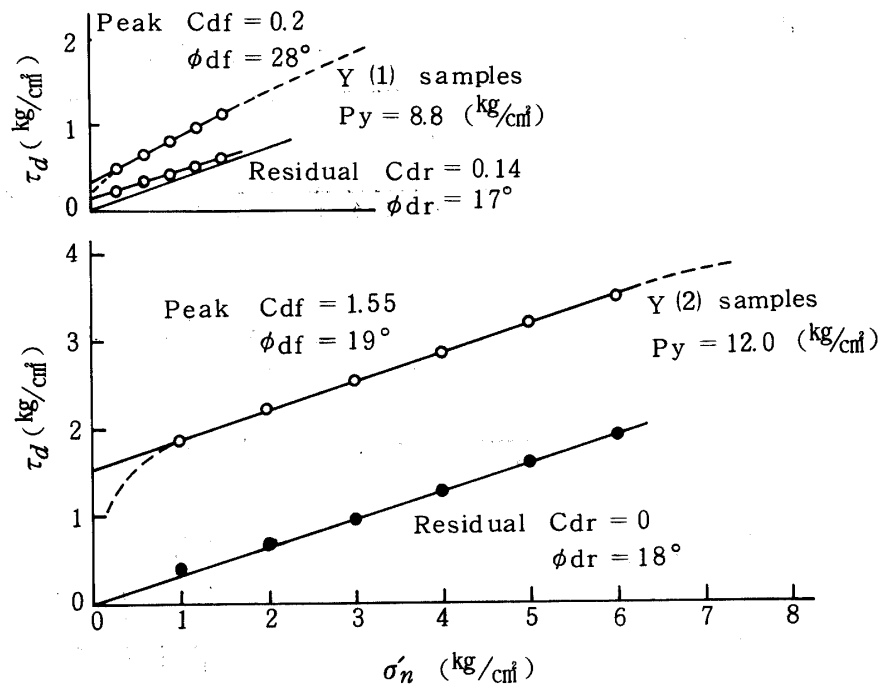


Fig. 3. Shear strength of intact softened mudstone from Yonabaru-Tekku

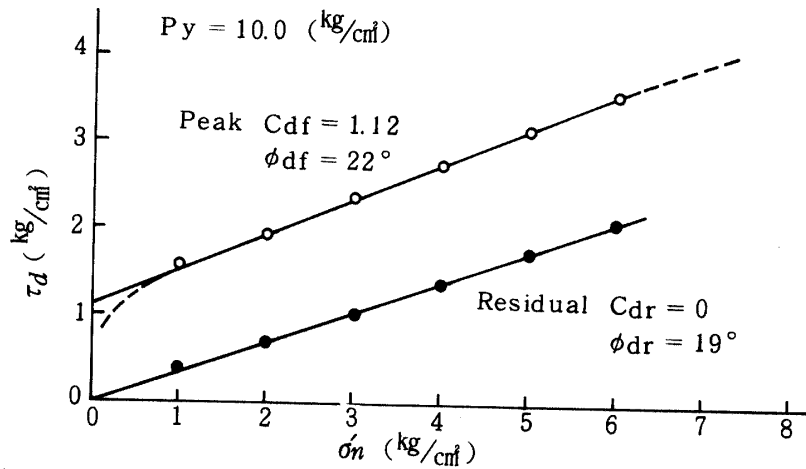


Fig. 4. Shear strength of intact softened mudstone from Tamagusuku

e~P 曲線とピーク・残留強度の関係 Fig. 5 は、高良地内地すべり土のピーク強度と残留強度の包絡線、圧密試験結果の e~P 曲線および完全軟化粘土の正規圧密せん断試験結果を示す。圧密特性とせん断強度の関係を調べる際にはその粘土試料が過圧密状態にあるか正規圧密状態にあるかによって異なった考え方をする必要がある。すなわちこれら軟化泥岩が過圧密の範囲の応力領域にあるか正規圧密の応力領域にあるかによってせん断特性は異なる。完全軟化試料を練返さないようにせん断箱に詰め、垂直応力で圧密が終了するまで圧密する場合は各応力領域に対して正規圧密の状態にあるため一義的に強度線は決まる。

図において a 点は高良試料の圧密降伏応力を示し、 $P_y = 10.4 \text{ kg/cm}^2$ である。過圧密領域においてピーク強度線は湾曲を呈し、 σ'_n が P_y に近づくとつれて曲線はゆるやかになる。 $\phi_{Np} = 23^\circ$ は完全軟化粘土の正規圧密せん断試験結果をピーク値で整理したものであり、 $\phi_{Nr} = 19^\circ$ は 1 回せん断の最終値 ($D = 8 \text{ mm}$) で整理したものであるが、Skempton が 1977 年に発表した¹⁴⁾ 完全軟化粘土 (Fully-softened clay) のせん断強度と同様、残留強度の $\phi_{dr} = 17^\circ$ よりも幾分か大きめである。

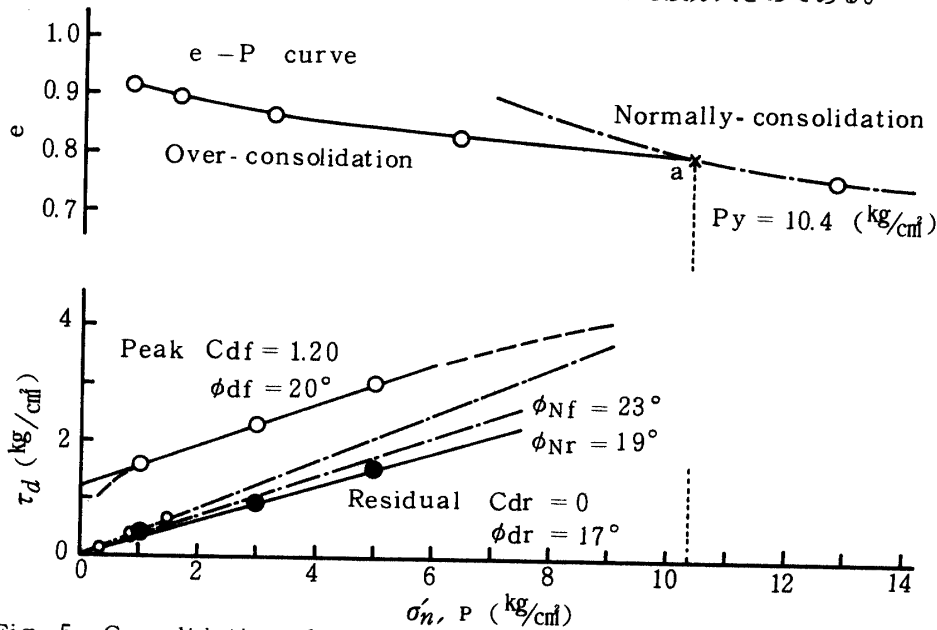


Fig. 5. Consolidation characteristics and shear strength of intact mudstone and fully-softened disturbed clay from Takara

2. 自然分離面のせん断強さ^{3,5,16,17)}

1) 試料および試験方法

一般に地すべりや崩壊(流れ盤)現場で見られる泥岩の分離面(節理等)には0.5~2mm程度の薄い粘土膜が認められる。そして切土ノリ面におけるような降雨時の急速なすべりでは一時的にwater filmの発生が考えられ、水の影響は無視できない(Photo. 6)。そこで分離面上部供試体に小穴を設け、その面に水が浸入できるように實際を想定して試験を行なった。なお試料は玉城の崩壊斜面から採取したものである。



Photo. 6. Joint surface after slump
(Tokashiki, Tomigusuku-son)

2) 結果

これは破壊面が完全に発達したすべり面に沿うせん断なので、わずかなピークの出現の後一定値へ収れんする。 $\sigma'_n = 0.3 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ に対する $\tau_d \sim D$ 関係と包路線をFig. 6, 7に示す。残留強度定数 $\phi_{dr} = 17^\circ$ は新鮮泥岩の繰返しせん断による定数 $\phi_{dr} = 19^\circ$ より一段と小さくなるが、Barbara粘土³⁾の $\phi_{dr} = 15.5^\circ$ よりも大きい。このように流れ盤的な崩壊では分離面の残留強度が支配的であると思われる。

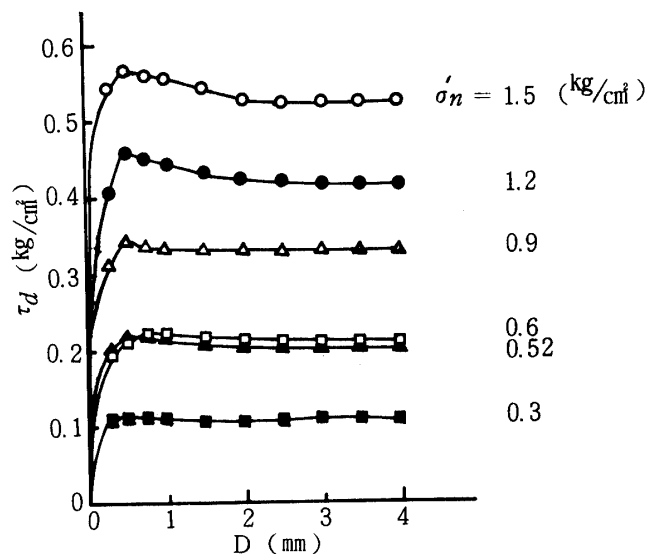


Fig. 6. Shear stress- displacement curves for natural joints from Tamagusuku

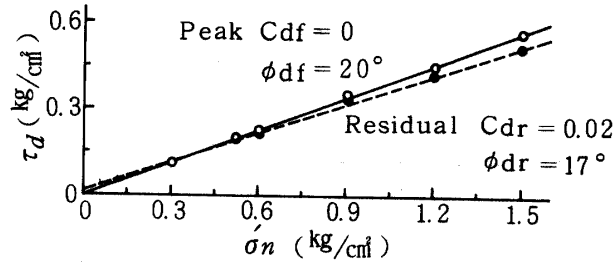


Fig. 7. Residual strength along natural joints from Tamagusuku

3. 作成分離面のセン断強さ

1) 試料及び試験方法

深層部の節理等の分離面におけるすべりは比較的大きな土カブリ圧の下での大変位なので、すべり面には光沢のある鏡肌が形成され、ほとんど外水の影響がおよばない状態で長期的なすべりがおこっていることが考えられる。したがって、残留強度を求めるには新鮮な泥岩に切断面を施し、所定の垂直応力のもとでその作成セン断面の破碎物質が安定するまでセン断する必要がある。なお供試土として与那原テック試料を使用した。

2) 結果

$\tau_d \sim D$ の関係を Fig. 8 に示す。わずかな変位によってピークを生じるが、さらに変位させることによりセン断応力は一定値に近づく。本試験では、1~2 回程度のセン断でほとんど残留強度に到達する。繰返しセン断は長時間を要するので残留強度を直接、短期間に得ようとする場合、この分離面による方法は有効である⁸⁾。

Fig. 9 に $\tau_d \sim \sigma_n$ 関係を示す。残留強度定数は $Cdr = 0$ 、 $\phi_{dr} = 15^\circ$ となり、新鮮泥岩についての繰返しセン断で得た値より幾分小さくなる。これは作成分離面が全くのフラット面であるに対し、繰返しセン断ではセン断破壊面が多少の凹凸を形成しているため、わずかながらセン断抵抗の増大をまねいている。なお、残留強度の状態では泥岩供試体の分離面に介在した破碎物質の含水比は不カク乱部分に比べて 1.4~3.0 倍もあると報告されている²¹⁾が、本実験では、含水比測定中にセン断面付近の切削薄片が水分変化をおこしたため成功していない。

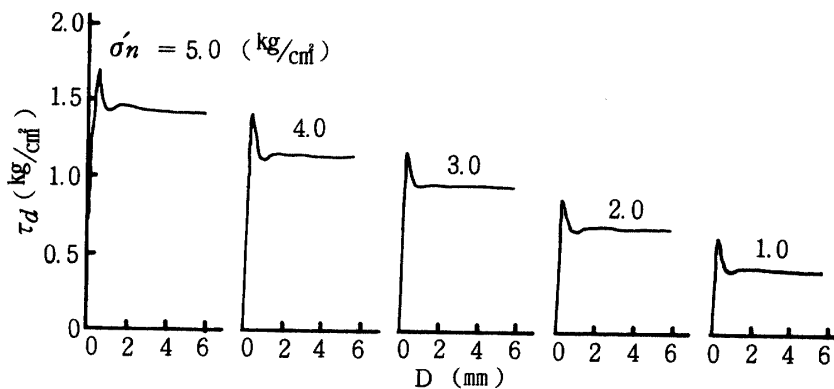


Fig. 8. Shear stress-displacement curves for pre-cut planes of specimen from Yonabaru-Tekku

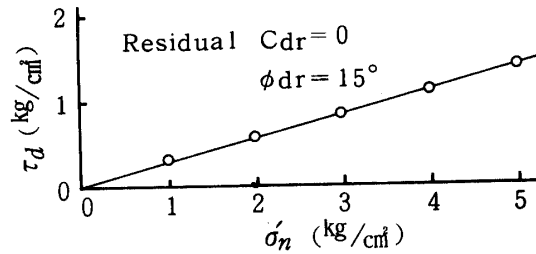


Fig. 9. Residual strength along pre-cut planes of specimen from Yonabaru-Tekku

4. セン断速度と残留強度

作成分離面を用いて $\sigma_n = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の下で行なった時間効果試験結果によると、各セン断速度 \bar{v}_s に対して最終強度 τ_u をプロットした場合、Fig. 10 に示すように、 \bar{v}_s が小さくなるにしたがってセン断面に発生する過剰間ゲキ水圧も漸減する。そして最終的には時間のレオロジー成分が零になるため最終強度は残留強度と一致する。島尻層泥岩では、分離面のセン断速度は $\bar{v}_s = 0.0077 \text{ mm/min}$ で十分長期強度に達しているといえる。なお Bishop 等¹⁾ の行なった New ring shear tests においても、残留強度を求めるのに $\bar{v}_s = 0.0076 \text{ mm/min}$ を使用し、過剰間ゲキ水圧が十分消失するとしている。

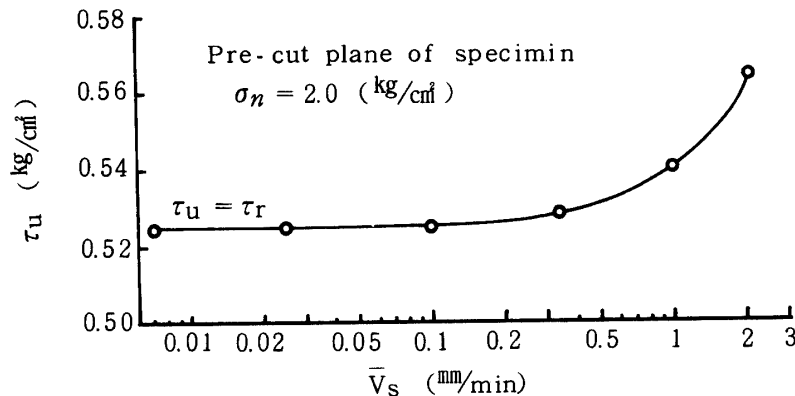


Fig. 10. Relation between ultimate shear strength and rate of shear

IV 考 察

$I_B \sim \sigma'_n$ の関係 ブリドル指数 I_B と σ'_n の間には Bishop 等の結果¹⁾ と同様曲線関係がある。 I_B は各試料の圧密降伏応力 P_y の大きさ (泥岩の軟化度) を直接反映し、 $\sigma'_n = 1 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ の範囲の応力領域で 80 ~ 50% 前後まで低下する (Fig. 11)。

$I_B \sim P_y/\sigma'_n$ の関係 島尻層軟化泥岩において I_B と P_y/σ'_n の間には、 $I_B = 44.2 \log P_y/\sigma'_n + 32.5$ の関係式が成り立つ (Fig. 12)。

一般に過圧密比 n_p は生成過程における最大圧密荷重 (先行圧力) と有効垂直応力の比で表わされるが、圧密試験から得られる圧密降伏応力は、その泥岩が軟化現象をおこしている場合実際の先行圧力よりかなり小さく現われる (もちろん、泥岩の固結が先行圧力による圧密結果なのか、堆積土特有の長期にわたる続成作用²⁾ によるものなのか定かではないが)。したがって、個々の $e \sim P$ 曲線から得られる圧密降伏応力を島尻層泥岩の先行圧力とみなすことは妥当ではない。そしてセン断強度は直接的には圧密降伏応力を反映しているものとしたため、 n_p の表示を避け、 P_y/σ'_n との関係を示した。

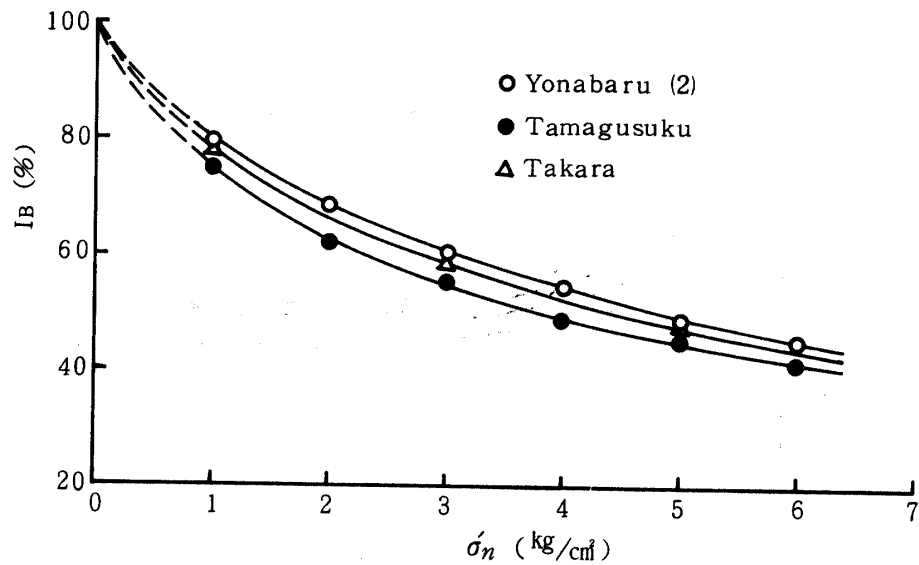


Fig. 11. Variation in brittleness index with σ'_n for softened mudstone

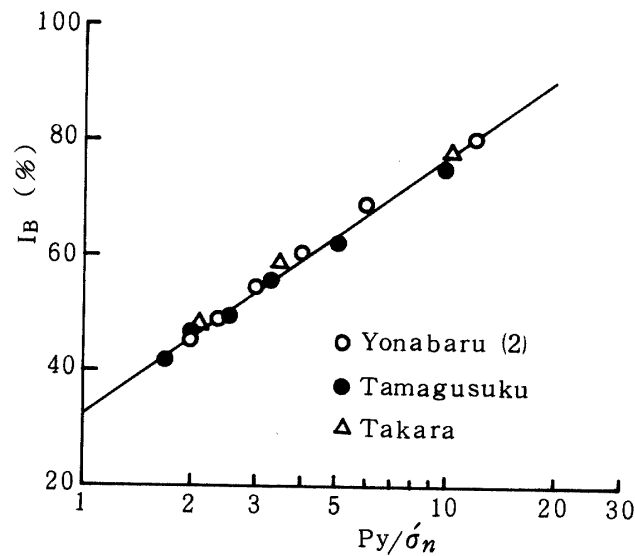


Fig. 12. Relation between brittleness index and P_y/σ'_n

$\tau_{dr}/\sigma'_n \sim \sigma'_n$ の関係 低垂直応力領域において多少高めの τ_{dr} 値が得られているので、今 $\tau_{dr} = C_{dr} + \sigma'_n \tan \phi_{dr}$ と $C_{dr} \doteq 0$ から $\tau_{dr}/\sigma'_n = \tan \phi_{dr}$ として、 σ'_n との関係を探った。Fig 13 によると Bishop 等や¹⁾ Noble⁹⁾ と同様、 $\sigma'_n = 1 \sim 2 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で曲線形状を示す。しかし Townsend 等に²⁰⁾ によると、この τ_{dr}/σ'_n 曲線の特異性には疑問があり、 ϕ_{dr} は σ'_n の領域とは無関係に一定であるとしていること、および活動中のすべりにおいては $C = 0$ という概念に従い、零を通る強度線を引いて C_{dr} と ϕ_{dr} を決定した。

$\phi_r \sim$ 粘土分の関係 Fig. 14 は各地の過圧密粘土と正規圧密粘土の残留内部摩擦角を粘土分 (2 μ 以下の粒子の重量パーセント) に対してプロットしたものである¹²⁾。Skempton の見解によると、 ϕ_r (または ϕ_{dr}) は粘土の圧密状態 (過圧密であるか正規圧密であるか) によっては著しい差異が認められず、むしろ粘土粒子の含有量の増加につれて減少する傾向にあるといわれる。いま、島尻層泥岩の粘土

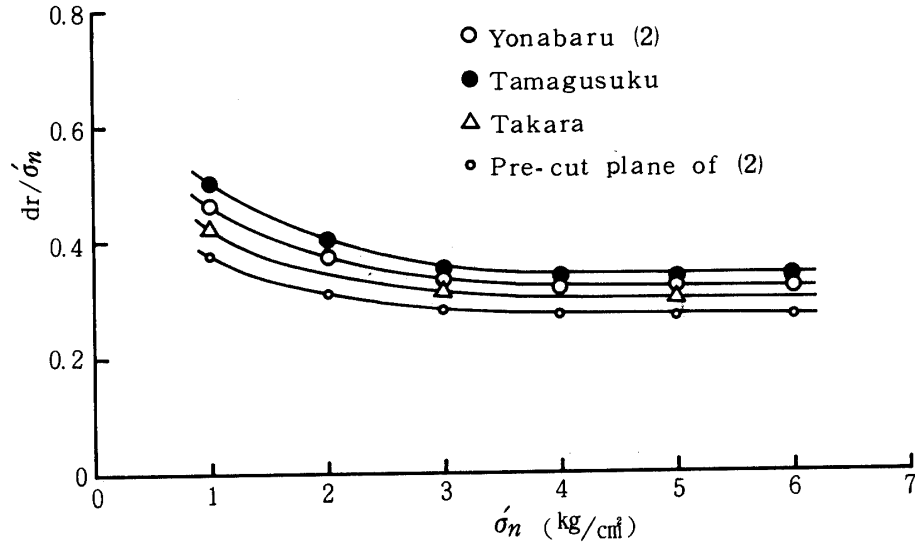


Fig. 13. Variation in residual strength with σ_n for softened mudstone

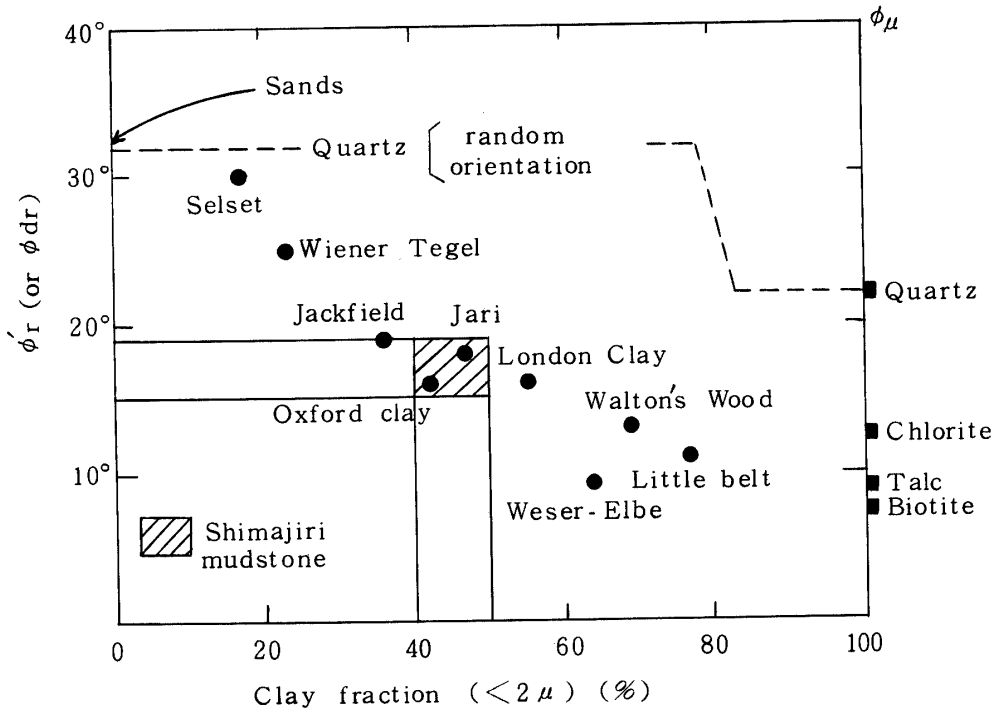


Fig. 14. Decrease in ϕ_r with increasing clay fraction

分を45~50%前後、 ϕ_r を15~19°の範囲にあるとして図上にプロットしてみると、島尻層泥岩はOxford Clay, Jari, Jackfield, London Clayの過圧密粘土と類似している。

τ_{dr}/σ_n の關係 これらの關係を片対数紙にプロットし (Fig. 15), Simonsの結果¹¹⁾と比較した場合、曲線の形状はOslo Clayと同様 P_y/σ_n の増加と共に増加傾向を示すが、 τ_{dr}/σ_n 値はWeald ClayやLondon Clayの結果に近い。両対数紙においてはやや直線關係を示すようである。

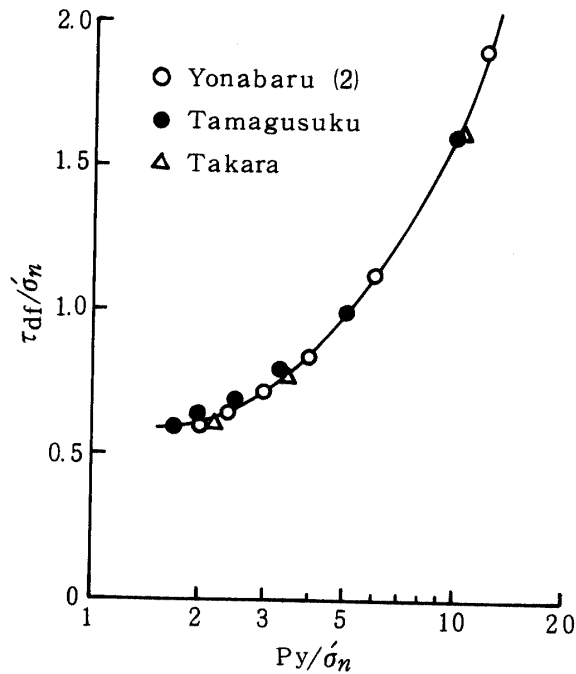


Fig. 15. Relation between τ_{df}/σ'_n and P_y/σ'_n

V 結 論

- (1) すべり面付近の新鮮軟化泥岩の圧密降伏応力は $P_y = 10 \text{ kg/cm}^2$ 前後にある。
- (2) 軟化泥岩の繰返しせん断試験結果からピーク強度定数は $C_{df} = 1.20 \sim 1.55 \text{ kg/cm}^2$, $\phi_{df} = 19 \sim 22^\circ$, 残留強度定数は $C_{dr} = 0$, $\phi_{dr} = 17 \sim 19^\circ$ の範囲にある。
- (3) せん断破壊面が十分発達した自然分離面では $C_{dr} = 0$, $\phi_{dr} = 17^\circ$, 作成分離面では $C_{dr} = 0$, $\phi_{dr} = 15^\circ$ となる。
- (4) 軟化泥岩のブリトル指数は, $\sigma'_n = 1 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ に対しおよそ $I_B = 80 \sim 50\%$ となり, P_y/σ'_n との関係では $I_B = 44.2 \log P_y/\sigma'_n + 32.5$ が成り立つ。
- (5) 完全軟化粘土の正規圧密せん断から得られた $\phi_{Nf} = 23^\circ$, $\phi_{Nr} = 19^\circ$ は分離面で求めた ϕ_{dr} よりも大きめである。

参 考 文 献

1. Bishop, A. W., G. E. Green, V. K. Garga, A. Andersen, and J. D. Brown 1971 A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, *Geotechnique*, **21** (4): 273~328
2. Bjerrum, L. 1967 Progressive failure in slopes of over-consolidated plastic clay and clay shales, *Proc. ASCE*, **93** (SM5): 1~49
3. Calabresi, G. and G. Mantredini 1973 Shear strength characteristics of the jointed clay of S. Barbara, *Geotechnique*, **23** (2): 233~244
4. Duncan, J. M. and H. B. Seed 1966 anisotropy and stress reorientation in

- clays, Proc. ASCE, **92** (SM5) : 21~50
5. Esu, F and G. Calabresi 1969 Slope stability in an overconsolidated Clay, Proc. 7th I. C. S. M. F. E., Mexico, **2** : 555~563
 6. Jaeger, J. C. / 飯田汲事訳 1968 弾性・破壊・流動論, 共立全書, 165~169
 7. 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
 8. 西垣好彦 1977 大阪層群における破碎帯スベリ例, 土と基礎, **25**(2) : 57~62
 9. Noble, H. L. 1973 Residual strength and landslides in clay and shale, Proc. ASCE, **99** (SM9) : 705~719
 10. 新城俊也 1976 島尻層泥岩の強度異方性, 琉球大学農学部学術報告, **23** : 255~267
 11. Simons, N. E. 1960 The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo clay, Res. Conf. Shear strength of Cohesive soils, Colorado, 747~763
 12. Skempton, A. W. 1964 Long-term stability of clay slopes, Geotechnique, London, England, **14**(2) : 77~101
 13. _____ 1970 First-time slides in overconsolidated clays, Geotechnique **20**(3) : 320~324
 14. _____ 1977 Slope stability of cuttings in Brown London Clay, Special Lecture given to 9th I. C. S. M. F. E., Tokyo, 25~34
 15. _____ and J. N. Hutchinson 1969 Stability of natural slopes and embankment foundations, Proc. 7th I. C. S. M. F. E., State of-the-art Volume, Mexico, 291~340
 16. _____ and D. J. Petley 1967 The strength along structural discontinuities in stiff clays, Proc. Geotech. Conf., Oslo, **2** : 29~46
 17. _____, R. L. Schuster and D. J. Petley 1969 Joints and fissures in the London Clay at Wraybury and Edgware, Geotechnique, **19** : 205~217
 18. St. John, B. J., G. F. Sowers and CH. E. Weaver 1969 Slickenside in residual soils and their engineering significance, Proc. 7th I. C. S. M. F. E., Mexico, **2** : 591~597
 19. 玉田文吾 1974 地すべり面の力学的性質と土質試験法について(2), 地すべり, **11**(1) : 37~40
 20. Townsend, F. C. and P. A. Gilbert 1973 Tests to measure residual strengths of some clay shales, Proc. ASCE, **99** (SM9) : 267~271
 21. 吉中竜之進, 安発智生 1976 泥岩の物理的性質と分離面のせん断強さ, 第13回自然災害総合シンポジウム講演論文集, 177~180

Summary

Drained shear tests were performed with shear box on intact softened mudstone, fully-softened clay, natural joint, and specimen with pre-cut plane.

The following results have been obtained:

1. The consolidation yield stress of intact softened mudstone is about 10 kg/cm^2 .
2. Residual strength was determined with the common procedure of reversal shear tests. After 5-cycle shear tests no further reduction of strength occurred in the intact softened mudstone. Consequently the tests were not carried further than 5-cycles.
3. The shear tests on the intact softened mudstone show the peak strength parameters of $C_{df} = 1.20 - 1.55 \text{ kg/cm}^2$ and $\phi_{df} = 19 - 22^\circ$, and the residual strength parameters of $C_{dr} = 0$ and $\phi_{dr} = 17 - 19^\circ$.
4. The displacement necessary to reach the residual strength along natural joint and pre-cut plane of specimen is smaller than that of intact sample: a single cycle of reversal shear test is sufficient to reduce the strength to a value very near to the residual one.
5. The shear tests on the natural joint and the specimen with pre-cut plane show the residual strength parameters of $C_{dr} = 0$ and $\phi_{dr} = 17^\circ$, and $C_{dr} = 0$ and $\phi_{dr} = 15^\circ$, respectively.
6. The brittleness index of the intact softened mudstone ranges from 0.8 to 0.5 as σ'_n changes from 1 to 5 kg/cm^2 , and the index is related to P_y/σ'_n as follows:

$$I_B = 44.2 \log P_y/\sigma'_n + 32.5.$$
7. The friction angles of fully-softened clay are slightly larger than those along the joint and pre-cut plane.