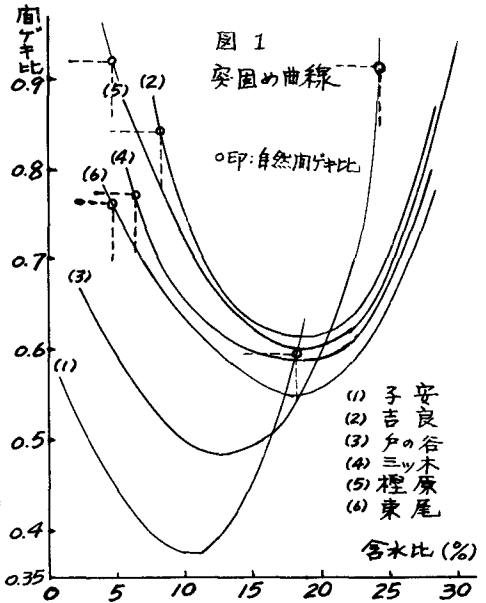


地すべり地における崩積層の土のせん断試験について

徳島大学工学部 正 員 小田英一
徳島大学大学院 学生員 ○盛山武彦

一般に地すべり地の崩積土は Thin wall sampler による土の採取は不可能に近い。そこで著者らはスべり面の地表面に現われた引張部分の露出した所とか、溪流により崩積層が浸蝕された所に露出した土塊を乱さないようにして採取し、含水比、見掛け比重を測定した。別に乱した土を多量にとり真比重を測定して自然間隙比を求めた。乱した土を用いて突固め試験を行ない、このときの含水比と間隙比の関係曲線を求め、これより自然間隙比と同一の間隙比となる突固め試験の含水比の値を求めて突固める。これにより実験室において現地と同一の密度をもち三軸圧縮試験のできる試料を作成した。各試料は徳島県の地すべり地の土で図1の6地区の土を使用した。



突固め試験の含水比～間隙比の関係、自然間隙比を図1に示す。次にこの様にして作成した土を容器の底部より水を浸透させ、下より上方に向かい空気を追出しつつ飽和させる。このような方法をとった理由は、地すべりを起こす時は土が水で飽和されるせん断強度が最小となるものと考えられるからである。この様にして作成された土試料のせん断試験としては三軸圧縮試験によった。試験法としては圧密排水法をとったが、歪制裏における載荷速度としては毎分1%にした。この測定結果より土の力学定数を決定して地すべり地の崩積土のせん断強度の特性を考察する。三軸試験結果より破壊時の全応力によるモールの応力円の共通接線を限界線として求めた粘着カと内部摩擦角を表に示す。次に力学定数の定義には要な諸要素を星野博士の説により次の様に決める。

σ_m : 正八面体直応力, τ_m : 正八面体せん断応力, σ_1 : 内部圧応力, V : 直応力の変化に対する変形係数, U : せん断応力の変化に対する変形係数, A_R : せん断抵抗エネルギー, A_N : 圧縮エネルギー, $\lambda^2 = A_R/A_N$, λ は弾性とは全く無関係な塑性に特有な定数である。 U_0 : $\sigma_m = \sigma_0$ のときのせん断に対する U の値, V_0 : $\sigma_m = \sigma_0$ のときの直応力に対する V の値, とすれば $\mu^2 = U_0/V_0$ は圧縮率となる。これよりポアソン比 $\nu = 1 - \mu^2 / (2 + \mu^2)$ となる。 ψ : 真の意味の内部摩擦角として, $\tau_m / \sigma_m = \lambda \mu = \tan \psi = \sqrt{2} \alpha$ ----- (1)
また C を真の粘着力とすると, $C = \sigma_0 \tan \psi$ ----- (2) として求める。 e : 単位体積当りの体積変化, d : 単位体積当りのせん断歪, σ_2 : 側圧, σ_v : 上下圧, $\xi = \sigma_v / 3 (\sigma_2 + \sigma_v)$ として,

$\mathcal{V} = \{ \sin^{-1} \alpha - \sin^{-1} (\alpha - \frac{1-\alpha^2}{\alpha} \xi) \} / \sqrt{1-\alpha^2}$ ----- (3) と定義する。 $\mathcal{E}_v$ を上下方向歪とすると,

$d = (3\mathcal{E}_v - e) / \sqrt{2}$ ----- (4) d と $\mathcal{V}$ との関係を図5～図10に示す。また三軸試験中の体積変化は

σ_m によるものであり、軸差応力はこれに参与しないから $\xi' = \sigma_2 / 3 \sigma_0$, $\mathcal{V} = \log(1 + \xi')$ として e と $\mathcal{V}$ との関係を図3～図4に示す。これらの関係より λ, μ を次式から求める。

$$\lambda^2 = \tan \psi \frac{d}{\frac{e}{\sigma}}$$

----- (5)

$$\mu = \frac{\tan \psi}{\lambda}$$

----- (6)

試料名	σ_0	ψ	ϕ	C	c	d/σ	e/σ	λ^2	μ^2	ν
子安	0.52	18°56'	18°55'	0.18	0.18	13×10 ⁻⁴	24×10 ⁻²	1.860	0.064	0.467
吉良	1.75	12°10'	12°19'	0.39	0.38	14.5×"	6.0×"	0.523	0.089	0.436
夕谷	0.80	17°47'	17°56'	0.26	0.25	16×"	2.9×"	1.770	0.058	0.457
三ツ木	0.89	17°02'	16°58'	0.27	0.28	14×"	3.0×"	1.425	0.066	0.452
榎原	0.93	15°57'	15°58'	0.27	0.27	13×"	3.25×"	1.146	0.072	0.449
東尾	0.56	16°44'	16°41'	0.17	0.17	10.5×"	2.50×"	1.266	0.071	0.449

以上の定義、計算式よりせん断強度の力学定数を上の表に示す。ニルによると、① ϕ と ψ とは、殆んど一致し、 c と C も殆んど一致している。ニルは星野氏の説によると $\phi=26^\circ$ 以下のときは、 $\tan \phi = \tan \psi$ となることより、 $\phi = \psi$ となることを示すもので地すべり地の土では内部摩擦角は真の意味の内部摩擦角となることがわかる。また慣用の粘着力と真の粘着力もほとんど一致するこがわかる。② λ と ϕ との関係を図示すると図11のようになり、 λ^2 の増加にともない直線的に ϕ が大となる。すなわち、圧縮エネルギーに対するせん断抵抗エネルギーが大となると、内部摩擦角も大となることを表わしていて、内部摩擦角は弾性と全く無関係な塑性に特有な定数で、地すべり土の破壊を考える際の主要な要因であることを示している。また本実験でも、間ゲキ比が大となると ϕ が直線的に小となることを示していた。以上のことは全応力でせん断試験結果を整理したときの ϕ についてであったが、有効応力について整理をすれば間隙水圧の影響がかなり入ってくるものと考えられる。すなわち、 τ_m/σ_m と d との関係曲線を描けば、C. P. Wroth⁽²⁾によると σ_2 の値如何にかかわらず一致すべきであるが、本実験では σ_2 の値が大となるほど $\tau_m/\sigma_m \sim d$ 曲線が下方に来て全部の曲線が一致しないことより σ_2 が大となると間隙水圧が大となることを示すものである。有効応力について以上の関係がどのようなになるかは今後研究する。③ σ_0 と c との関係を図示すると図12のようになり、内部圧力の σ_0 が大となれば粘着力 C が大となり、直線関係をなすことがわかる。すなわち、粘着力は地すべり地の土が過去にうけた内部圧力に支配されることがわかる。④地すべり地の土はポアッソン比がほとんど0.45くらいであって比較的流動的である。⑤粘土鉱物分析と対比してみると、子安のアロフエーン群の土はカオリンに近く結合力強く、せん断抵抗は比較的大であり、その他のものはイライト群に属し中位のせん断抵抗を示し、モンモリロナイト群の下名の土は $c=0$ 、 $\phi=10^\circ49'$ で非常にせん断抵抗が小であることを判明した。以上の5項が本実験の結論である。粘土鉱物関係の資料を提供して下さい。富山大学の藤本氏に感謝します。

参考文献：(1)土の力学における塑性の基本理論と三軸試験への適用；星野和，土学会論文集21号(1959，

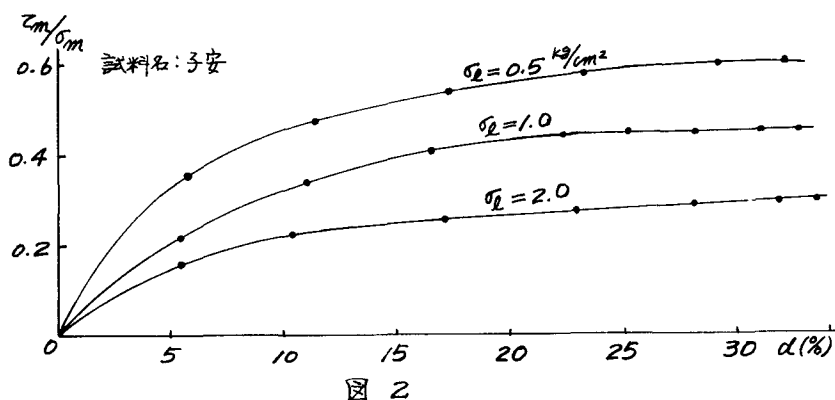


図 2

(2)

(2) C. P. Wroth; The Prediction of Shear Strains in Triaxial Tests on Normally Consolidated Clay; Proceedings of the 6th Int'l Conf. on Soil Mechanics & Foundation Eng., 1965.

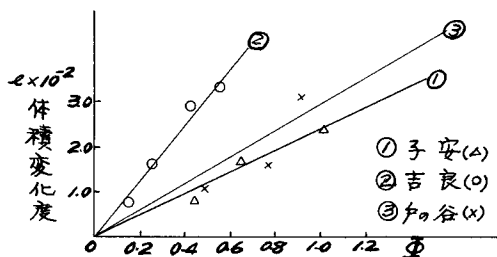


図 3

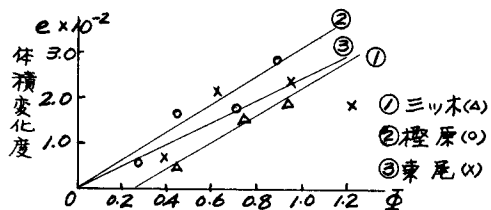


図 4

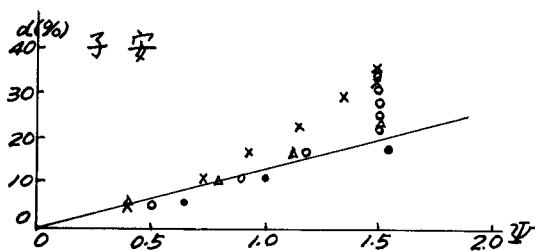


図 5

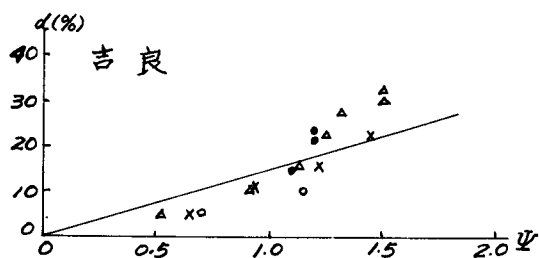


図 6

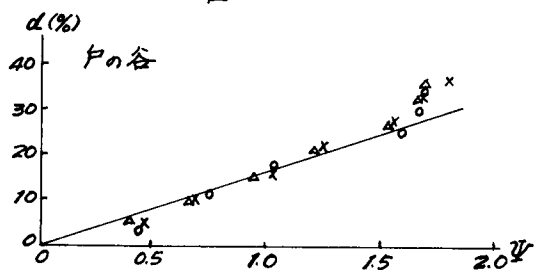


図 7

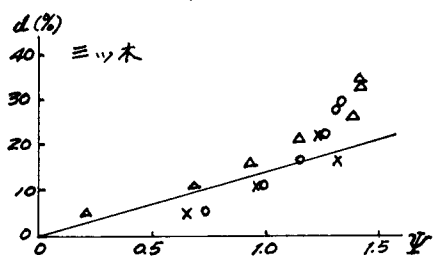


図 8

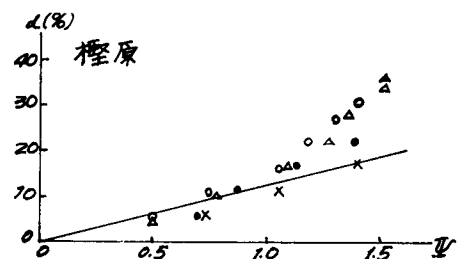


図 9

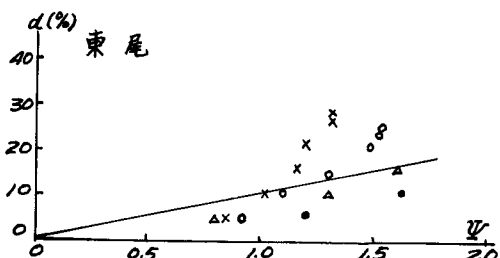


図 10

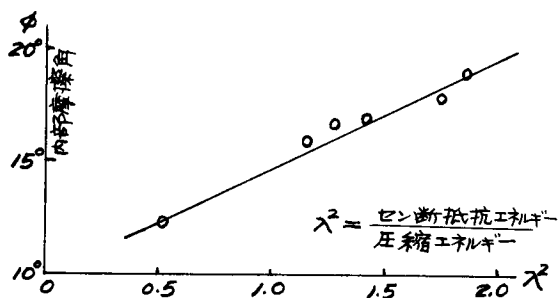


図 11

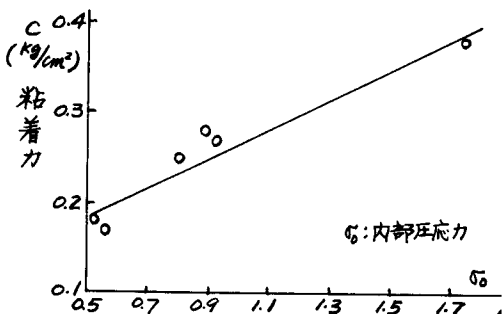


図 12