

砂防調査用現場一面セン断試験機の 試作と崩壊調査への適用

海堀正博・佐々恭二

A New Handy Direct Shear Apparatus for the Sabo Field
Investigation and its application to Surface Failures

Masahiro KAIBORI, Kyoji SASSA

要 旨

1 m 前後の崩壊深をもつ表層崩壊の研究には、深さ方向の斜面土層の強度定数の変化を考慮して各深度ごとにその深度に相当する拘束圧の下で土の強度及び C , ϕ を求めることが必要である。ここでは 1 m 前後の土層厚に相当する応力条件下でも正確に強度特性を求めることのできる試験機を試作し、上述の考えに基づいて実際の崩壊現場で試験してみた。この試験機は、軽量で持ち運びが簡単なので、現場において斜面土層、試料、サンプリングの状況等を観察しながら試験一解析できるのが、最大の特徴である。地質が秩父古生層である岩倉、マサ土である比叡山において試験してみた結果、表層崩壊の現況によく合った結果が得られた。

1. 研究の目的

斜面の土の強度を調べるために従来より用いられている方法は、現場から非攪乱サンプルを取り出してセン断試験を行ない、強度を知る方法である。その時、ある斜面土層内のセン断特性を均質と仮定して、1つの C , ϕ でその土層の強度定数を代表させていたのが従来の方法であるが、我々の経験によれば、表層崩壊の機構を調べるときに、それでは問題があるように思われた。たとえば、ごく表層には植生、根茎が入っており、その下層も深度の違いによって風化の程度が異なっている。また過去の崩壊、侵食、推積などによる応力履歴の違いなども考え合わせると、風化土層内のセン断強度定数を1つの C , ϕ で代表させることは困難であると思われる。

そこで、斜面を掘削し、各深度ごとにそこにかかる垂直応力を載荷し、セン断強度を求めると共に、間ゲキ水圧の影響を判定するために、一定深度ごとに C , ϕ を求めることを考えた。このように斜面内の土の構造の差を考慮する場合、次の点に配慮せねばならない。つまり、同質のサンプルを数多く採取することが困難なので、試料及びサンプリングの状態を観察して、それをセン断試験の結果の考察に入れる必要があるということである。またこの時、現場でセン断試験、及びその結果の解析が行なえるならば、妥当と思われない結果が得られたときでも、すぐに再試験をすることで確認できる。また、そのことにより、試料の運搬途上で生じ得る攪乱を除去することもできる。こういうわけで、斜面の土の強度を適切に調べるために、持ち運びに便利な小型の現場試験機を試作してみた。この論文では、その試験機の紹介、及びそれを用いて行なった崩壊地の安定解析を紹介をする。

2. 試作した試験機の構造及びその特徴

試験機の構造は図1に示すとおり、鉄製の箱型の一面セン断試験機である。①の本体は⑮の仕切板で区分けされており、左側はセン断力測定、セン断変位量測定の部分、右側は試料及び試料箱収納部である。試料箱②、③はその大きさが、上箱③、下箱②とも $20 \times 20 \times 4.9 \text{ cm}$ であり、セン断時以外は④のネジで固定されている。試料箱のまわりには水を溜めることができ、この水で試料を飽和させるようになっている。⑯の上ブタを介して垂直荷重をかけ、下箱②をジャッキ⑦で押して、試料をセン断する。その時、上箱側でたわみ板⑥を介してセン断抵抗力の測定を行なう。次に試験機の特徴を箇条書きにしてみる。

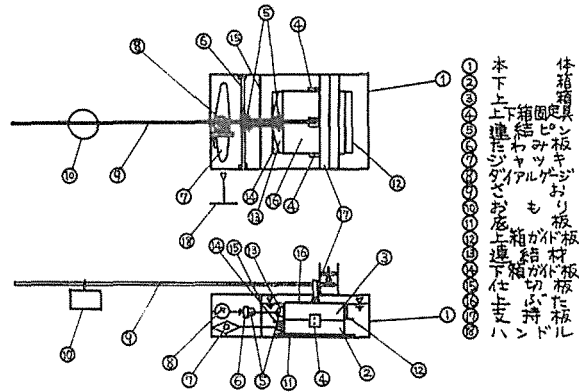


図1 試作した現場一面セン断試験機

- 1) 本体①がキャリングケースも兼ねており、さお⑨を取りはずし、⑩⑭を中に入れてフタをして普通のカバンのように持ち運べる。従って現場にて強度試験一解析が可能である。
- 2) 現場の状態 試料の状態 サンプリングの状況等を観察しながら、試験結果の解釈を行なえる。
- 3) 100 g/cm^2 より小さな拘束圧の下でも正確に試験できる。従って各深度ごとにその深度に見合った拘束圧の下での試験が可能である。
- 4) セン断中の試料の体積変化を拘束しないので、従来的一面セン断試験にありがちな異常な側面マサツは生じない。
- 5) 一般の原位置セン断試験と異なり、飽和試料でのセン断試験が可能である。
- 6) 試料箱が大きいので多少大きなレキ（直径 $d=2\sim 3 \text{ cm}$ くらいまで）が入っていても、試験が可能（従来はこの大きさのレキの影響が正確な強度の測定を妨げていた）。
- 7) 材質や厚みの異なるたわみ板を用いることにより、強度の測定範囲を変えられる。

3. 他の試験機との関係——標準砂を使った試験

試作した試験機が、従来用いられている直接セン断試験機との間でどのような関係にあるのかを見るために、標準砂を使って試験を行なった。ただし、試料の初期間ゲキ比は、 $e_0=0.65, 0.72, 0.75, 0.80$ の4種類、また垂直応力は現場の応力レベル及び筆者の以前の研究¹⁾の応力レベルの双方をカバーする意味で、 $\sigma=20\sim 400 \text{ g/cm}^2$ である。また試験条件は飽和・圧密排水・等圧条件である。試験結果を図2、図3に示した。図2は垂直応力 σ とその時のせん断抵抗力 τ_f の関係を表わしたもので、その傾きであるせん断抵抗角 ϕ と初期間ゲキ比 e_0 との関係を図3に示している。図3で、現場一面セン断試験結果は等体積一面セン断と単純セン断試験の中間に位置していることがわかる。この理由としては1つに、現場一面セン断試験は下箱移動型だが、試験中の体積変化が自由に起きようになっているため、以前問題にした¹⁾ような側面マサツが生じなかったことが考えられる。また、現場一面セン断試験の試料径が他の在来型に比べて

格段に大きいことも、側面マサツがゼロである単純せん断試験に近い特性を持つ理由の1つと考えられる。

以上のことから、この試験機は軽く、コンパクトで現場で試験でき、かつ通常のせん断試験機と同程度の信頼性を持つと考えられる。

4. 崩壊調査への適用

調査現場として取り上げたのは、京都市内にある岩倉(秩父古生層)の崩壊地及び比叡山(マサ土)の崩壊地である。

4-1 安定解析の方法

図4-1)に示すように、表面まで十分飽和した、傾斜角が θ の斜面において、深さ Z (地表面に垂直な方向の深さ)で、地表面に平行な $n-n$ 面を考える。ここでのせん断応力は $\tau = \gamma_s \cdot Z \sin \theta$ (ただし γ_s は飽和時の土の密度)、有効垂直応力は $\sigma = \gamma_b \cdot Z \cos \theta$ (ただし γ_b は浮力を考慮した土の密度で $\gamma_b = \gamma_s - 1$)である。せん断抵抗力は $\tau_f = c + \sigma \tan \phi$ で表わされるので、 $\tau = \tau_f$ とおくことにより、安全率1になるような傾斜角 θ を求めることができる。また図4-2)のように、土中の途中に水面がある場合について考える。この場合、水面上から地表までの土の含水状態については、便宜的に飽和度80%とする。このとき、深さ Z でのせん断応力 τ 、せん断抵抗力 τ_f

$$\tau = \{\gamma_{80} \cdot x + \gamma_s \cdot Z_1\} \cdot \sin \theta,$$

$$\tau_f = c(z) + \{\gamma_{80} \cdot x + \gamma_b \cdot Z_1\} \cdot \cos \theta \tan \phi(z)$$

である。安全率1となる条件は $\tau = \tau_f$ とおくことにより、次式から求められる。

$$\{\gamma_{80} \cdot x + \gamma_s \cdot Z_1\} \sin \theta = c(z) + \{\gamma_{80} \cdot x + \gamma_b \cdot Z_1\} \cdot \cos \theta \tan \phi(z)$$

つまり、あらかじめ θ の決っている斜面では、安全率1となる地下水深さ x を求めることができる。

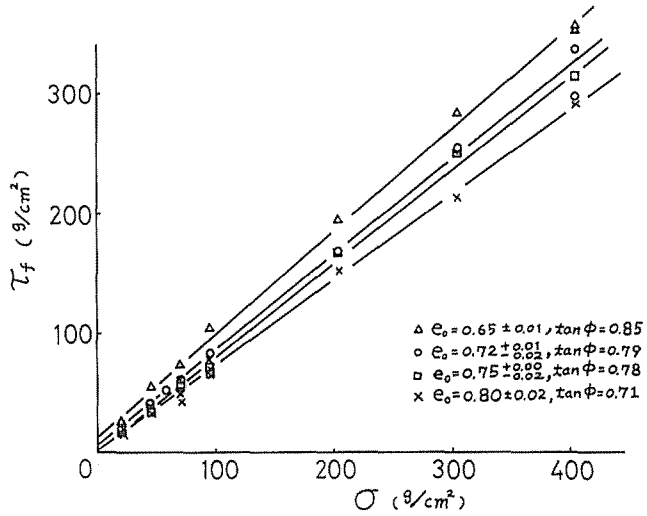


図2 標準砂を使った試験結果(現場一面せん断試験機による)

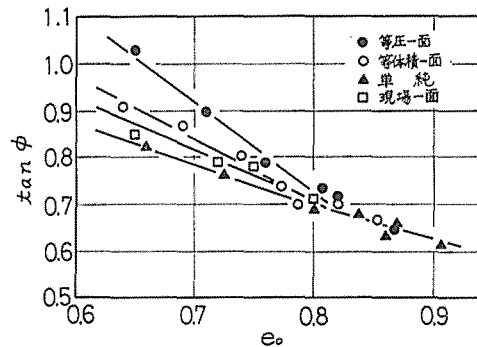


図3 標準砂のせん断試験結果(e_0 : 初期間ゲキ比)

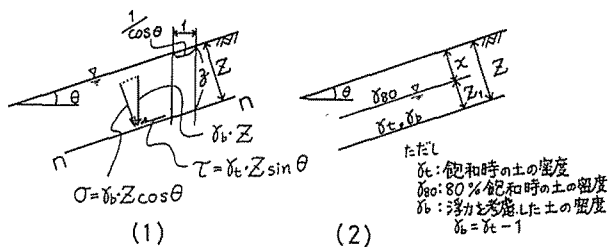


図4 (1) 地表面に水面がある場合
(2) 土中の途中に水面がある場合

たてL
 γ_s : 飽和時の土の密度
 γ_{80} : 80%飽和時の土の密度
 γ_b : 浮力を考慮した土の密度
 $\gamma_b = \gamma_s - 1$

4-2 古生層の崩壊地での試験

崩壊地の全景を図5に示す。この岩倉地区は、京都北部を広くおおっている秩父古生層に属し、岩の種類は、多くの細かい節理を伴った頁岩である。一般にマサ土地域に比べると古生層の地域では崩壊が少なく、実際この崩壊地以外には、崩壊らしきものは見当らない。この岩倉の崩壊は、昭和47年夏の大雨の時生じたもので、図からもわかる様に典型的な土石流跡を呈しており、源頭部は巾が広く(約15m)、流送部は岩樋状で巾が狭く(2~5m)、しかも岩盤が露出している。堆砂域は、扇状地を形成しており、扇端は小さな川に達している。傾斜は源頭部が35°~40°、流送域が25°~35°、堆砂域が20°以下となっている。

崩壊のプロセスは定かではないが、図の測点6-8で最初の崩壊が起こり、続いて8-10部分が崩れ、途中の表土を樹木ごと押し流していったものと思われる。源頭部での崩壊深度は0.6~1m、流送域での侵食深は1~2mである。崩壊長は、斜距離で源頭部が約50m、流送部が約90m、堆砂域が約40mである。この崩壊地の源頭部左岸側(図△印)において、現場強度試験を実施した。

試験は次の手順で行なった。①所定深度でサンプルを切り出す。(深さは約10cmごと、ただし、深さの測定は鉛直下向きに行なった:z)。②試験機本体にセットする。(垂直荷重は、現場

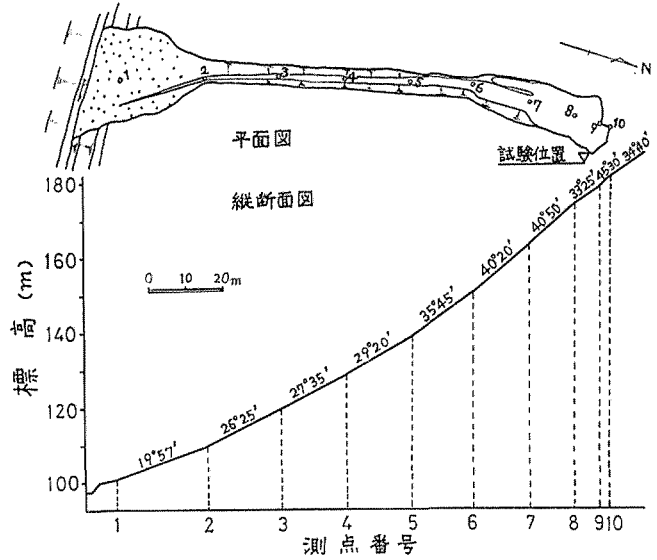


図5 岩倉崩壊地の全景図

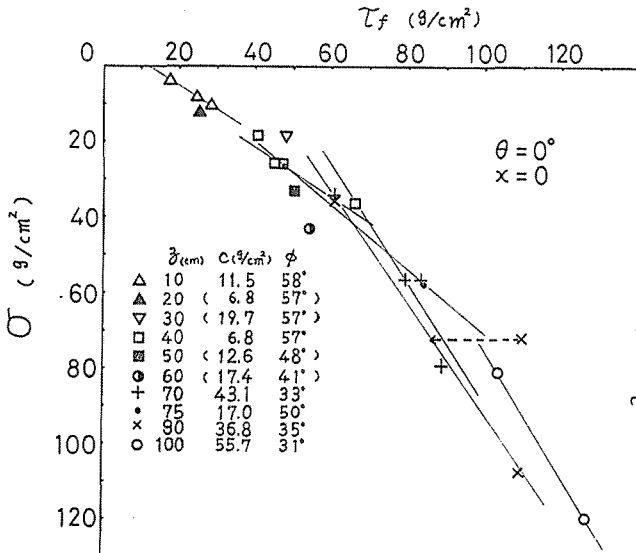


図6 岩倉崩壊地での現場一面せん断試験結果 (地表面に水面があると仮定している)

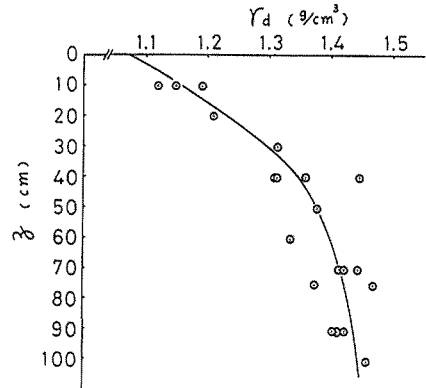


図7 岩倉崩壊地の深度(z)と乾燥密度(γ_d)の関係

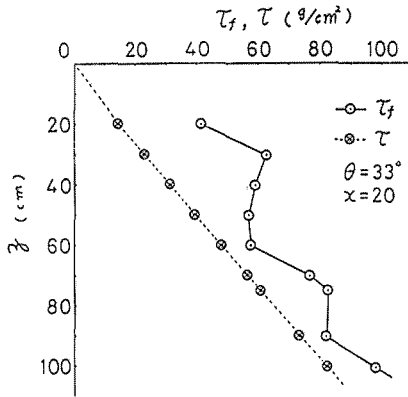


図8-1-1

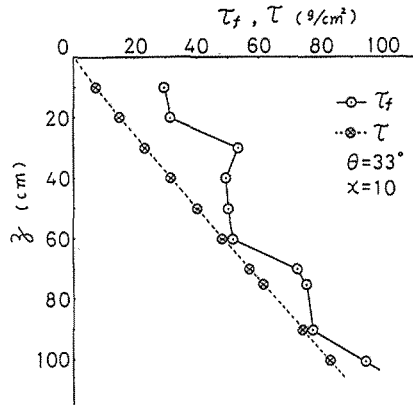


図8-1-2

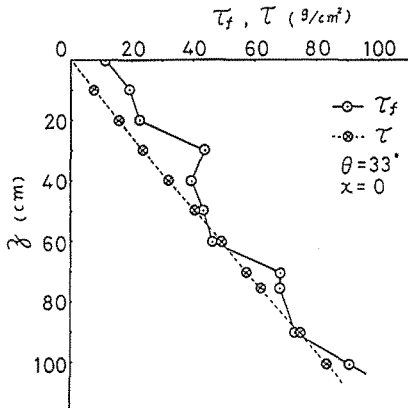


図8-1-3

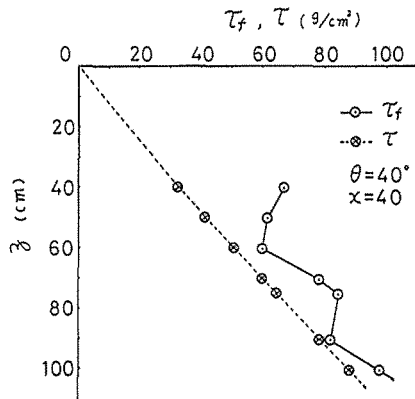


図8-2-1

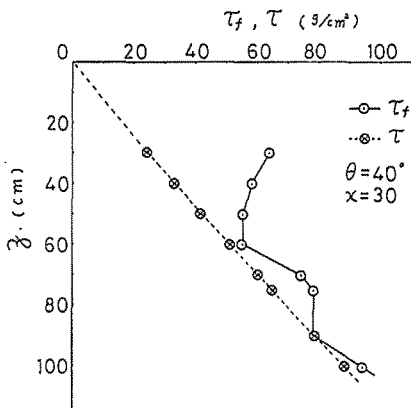


図8-2-2

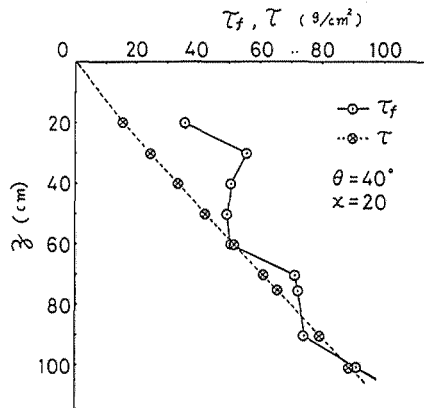


図8-2-3

図8 地下水位変化に伴うせん断力 (τ) とせん断抵抗力 (τf) の関係 (岩倉)

で受けていたのと同じ大きさ，約0.5倍の大きさ，約1.5倍の大きさの3種）③飽和条件でセン断し，そのときのセン断抵抗力を測定する。

ひとつの深度から3つずつのサンプルを取り， c ， ϕ を求めることにより，深さ方向の土層構造の差による強度特性の差を求めた。従来，斜面の安定解析の際の強度定数としては，ひとつの斜面を，ひとつの c ， ϕ 値で代表させてきた。これは，ほぼ均質とみなせる土層内（たとえば人工斜面）で崩壊が起こる場合の安定解析の際には，問題は少ないと思われるが，1m 前後の崩壊深をもつ表層崩壊の際には適当ではないと思われる。それは，植生，根茎，風化の影響のため，表層付近では深度方向の土構造の変化がかなり著しいからである。従って，表層崩壊の安定問題を取り扱うとき，できる限り各深度ごとに， c ， ϕ を求めることが必要であると思われる。このようなわけで筆者らは，新しく試作した現場一面セン断試験機を使って，各深度ごとの c ， ϕ を求めることにした。

さて，試験結果を $\sigma - \tau_f$ 関係として図6に示した。参考のために $z - \gamma_d$ (乾燥密度) の関係も

図7にあげておく。これらをもとに安定解析を行なう。傾斜角 θ としては，試験箇所付近の値 33° ， 40° を取ることにする。地下水面の位置の上昇につれての τ ， τ_f の変化を，図8に示した。この図から， $\theta = 33^\circ$ のときには，地下水面の位置が地表付近にまで上昇したとき， $\theta = 40^\circ$ のときには，地下水面の位置が30cm 付近にまで上昇したとき，深さ90cm の部分から崩れることがわかる。この結果は先に概説したこの崩壊地の状況と極めてよく合っているとされる。

4-3 マサ土の崩壊地での試験

マサ土の崩壊地としては，表層崩壊跡が到るところで見られる比叡山音羽川上流を選んだ。京都府治山調査図によれば，この音羽川流域には大小186ヶ所の崩壊があり，その傾斜角 θ は $34^\circ \sim 45^\circ$ が比較的多い(図9)。ここでは林道付近にある，ゆるやかな未崩壊斜面で試験を行なった。

試験結果を $\sigma - \tau_f$ 関係として図10に示す。参考のために $Z - \gamma_d$ の関係を図11に示す(ここでは深さを地表面に垂直な方向ではかった: Z)。これらをもとにこの土層構造のまま傾斜が変化したとして安定解析を行

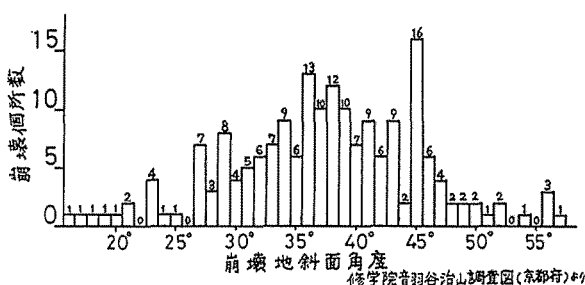


図9 崩壊地斜面角度と個所数の関係(比叡山)

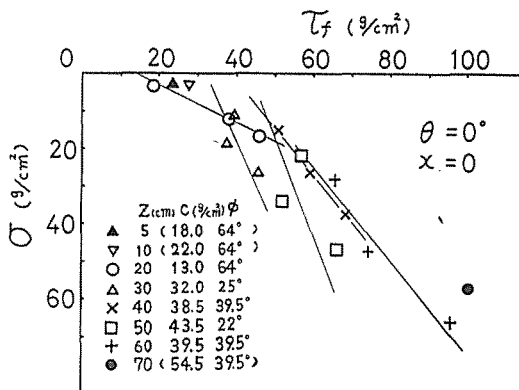


図10 比叡山崩壊での現場一面セン断試験結果 (地表面に水面があると仮定している)

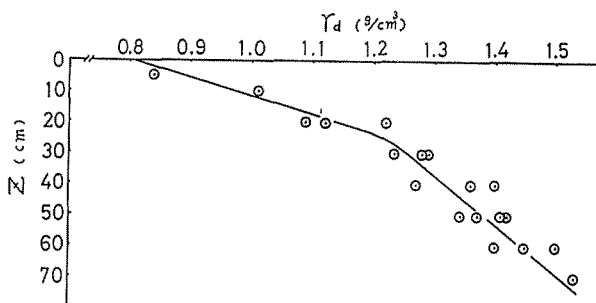


図11 比叡山崩壊地の深度 (Z) と乾燥密度 (γ_d) の関係

なってみる。傾斜角 θ としては $\theta=50^\circ, 45^\circ, 40^\circ$ を取ることにする。地下水面の位置の上昇につれての τ, τ_f の変化を図12に示した。この図から、 $\theta=40^\circ$ のときには、地下水面の位置が地表付近にまで上昇したとき、 $\theta=45^\circ$ のときには、地下水面の位置が20 cm にまで上昇したとき、 $\theta=50^\circ$ のときには地下水面の位置が40 cmにまで上昇したとき、深さ50 cm（地表面に垂直方向の深さ）の部分から崩れることがわかる。

一方、図9では $35^\circ \sim 40^\circ$ の所でもかなりの崩壊が発生しているが、これは若干の過剰間ゲキ水圧が発生した場合、あるいは水面が斜面と平行でない場合（特にパイピングが生じた場合）などと思われる。また 30° 以下のものは崩落土砂の堆積部の裸地が空中写真から作製された図9に含まれているためと推定される。

以上古生層、マサ土、いずれの地域においても、試作した本試験機を用いて、各深度ごとにその強度及び c, ϕ を求め、それに基づいて安定解析を行なえばほぼ現地の斜面崩壊の現況と合致することがわかる。

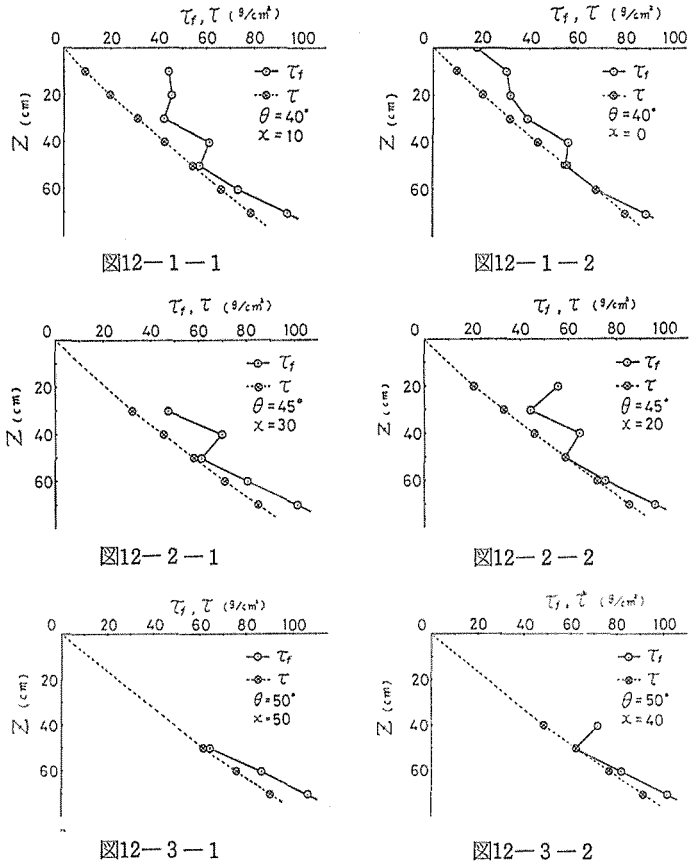


図12 セン断力 (τ) とセン断抵抗力 (τ_f) の関係 (比叡山)

結 論

1 m 前後の崩壊深を持つ表層崩壊については、根系の影響や風化の程度の違いの影響が大きく、従来用いられてきたように崩壊土層を均質と仮定して、1つの代表的な c, ϕ を求めて安定解析を行うことは無理があると考えられる。そこでこの研究では斜面土層の各深度毎に、その深度に対応する拘束圧を与えて土の強度と c, ϕ を求めて解析を行った。またサンプリング、運搬、供試体整形時のかく乱を最小限にすることと、現場の状況を見ながら試験し、考察できるように現場で試験できる試験機を製作し試験を行った。その結果、本文にある如く、 c, ϕ 密度とも深さによって大きく変化し、崩壊土層が均質とみなせないこと及びこの試験機、この手法を用いた安定解析が斜面表層の安定度の推定に妥当な値を与えるものであることが認められた。

最後に本研究を行なうにあたり、実験、調査に多大な御助力をいただいた滋賀県土木部の高橋国男氏、及びいろいろと御助言をいただいた武居有恒先生、小橋澄治先生に心から感謝の意を表

します。

引用文献

- 1) 海堀正博他：等圧一面・等体積一面・単純セン断試験によって求まる砂の内部マサツ角 ϕ の違いについて，砂防学会研究発表会概要集，昭和55年度，1980

Résumé

In researches of surface failures sliding at about one meter depth, it is necessary to take the variation of shear strength factors with depth into consideration and analyse the slope stability by measuring shear strength at each depth under the confining pressure corresponding to the depth.

We designed a new handy direct shear apparatus suitable for low normal stresses as that of about one meter depth, and applied it to some actual surface failures on the basis of the mentioned-above idea.

This apparatus is very compact and light in weight, therefore, we can take it in field and test soils observing the situations of soil layers, sampling and samples, which are very important for researches of unhomogeneous natural slopes.

The analyses of slope stability in use of this apparatus gave appropriate results to both of a surface failure in the Iwakura district of Kyoto (Chichibu paleozoic groups) and surface failures in Mt. Hiei (weathered granite).