

斜面土を対象とした簡易現場せん断試験装置の開発

山本哲朗 (社会建設工学科)

鈴木素之 (社会建設工学科)

村上俊秀 (社会建設工学専攻)

三浦壹章 ((株) 広測コンサルタント)

芋岡敏彦 ((株) 広測コンサルタント)

Development of a new field shear test apparatus for slope soils

Tetsuro YAMAMOTO (Department of civil engineering)

Motoyuki SUZUKI (Department of civil engineering)

Toshihide MURAKAMI (Speciality of civil engineering)

Kazuaki MIURA (Hirosoku consultant Co.,Ltd)

Toshihiko IMOOKA (Hirosoku consultant Co.,Ltd)

A new field shear test apparatus was developed in order to obtain the strength parameters of slope soils. From the test result obtained on soils at 9 sites, the following conclusions were shown.(1)The shear strengths of undisturbed soil samples with an original grain size distribution could be determined using this apparatus.(2)The field shear behaviors of the soil samples were affected by heterogeneity.(3)The field shear tests gave smaller internal friction angle were and larger cohesion than the box shear tests.

Key words: Slope failure, Fine-grained soil, Field shear test, Box shear test, Strength parameter

1. はじめに

現場せん断試験は不攪乱試料の採取が困難な場合や粒径が大きいために原粒度のまま室内試験が行えない場合に実施される。従来の現場せん断試験機には個々の用途に対して様々な型のものがあり^{1)~6)}、その実施例はロックフィルダム建設など大規模土木工事で多く見られ^{1),2),4)~6)}、また、崩壊斜面の土質調査に用いられることもある³⁾。現場せん断試験は節理や亀裂などの地盤内の弱面部を含んだ供試体のせん断強度を直接測定できる原位試験として位置付けられるが、これまで地質的要因を考慮した斜面崩壊の機構解明にその有用性が十分に発揮されていない。

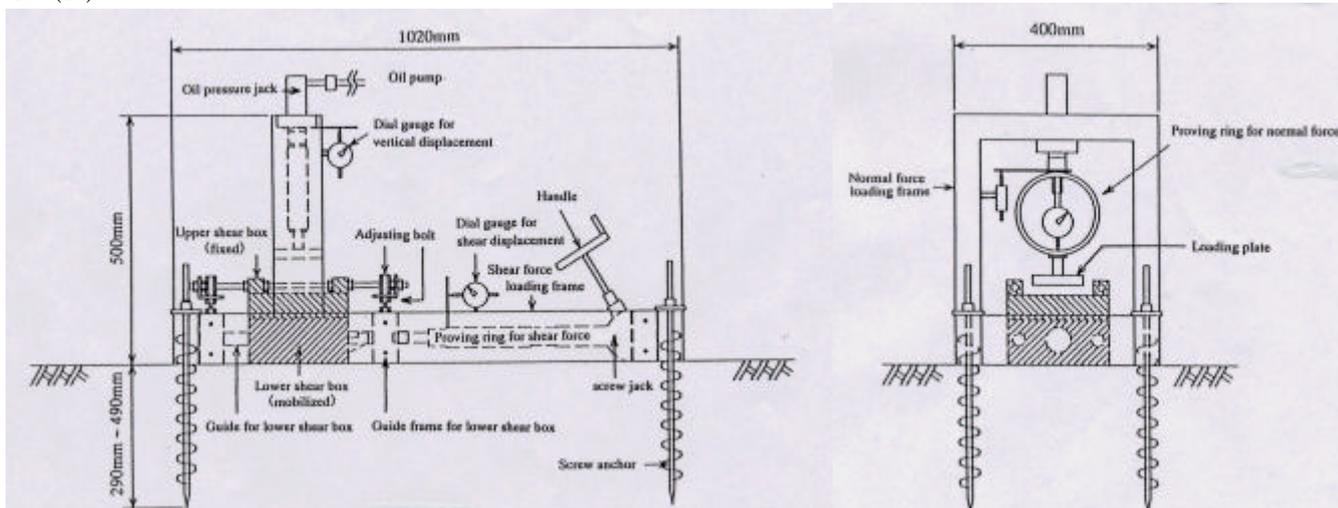
本研究では、このような現場せん断試験の現状を鑑みて、斜面表層土の強度定数を簡便に求めるために小型かつ

軽量な現場せん断試験装置を試作した。本文では、本試験装置の機構と試験方法の詳細を述べるとともに、これまでに実施した9地点の試験結果に基づいて現場せん断試験における土のせん断挙動を考察した。さらに、不攪乱試料を用いた一面せん断試験の結果と比較することにより、斜面土の強度定数を決定するせん断試験としての適用性についても検討した。

2. 試作した簡易現場せん断試験装置

(1) 試験装置の特徴

試験装置の試作に際し、対象土質は細粒土、設計思想は簡単な構造で、小型かつ軽量であり、高い剛性を有し、最大 392 kPa の垂直応力が載荷できることとした。Table 1 に試験装置の仕様を示す。試験装置



(a) Cross section (b) Vertical section
 Fig.1 (a), (b) Schematic diagram of new field shear test apparatus (1998)

Table 1 Specification of new field shear test apparatus (1998)

Parts	Measurements (mm) (length × width × height)	Mass (kg)
1 Upper shear box* ¹	200 × 200 × 40	11.0
2 Lower shear box* ²	200 × 200 × 100	25.3
3 Normal force loading system* ³	400 × 100 × 400	6.1
4 Shear force loading system* ⁴	1020 × 50 × 100	30.4
5 Guide frame for lower shear box	50 × 300 × 100	10.4
6 Screw anchor	610 (total length)	6.4
7 Oil pump	253 (total length)	5.0
		94.8

- * 1 : Fixed box
- * 2 : Mobilized box
- * 3 : Normal force loading frame, Oil pressure jack and Proving ring for normal force
- * 4 : Shear force loading frame, Screw jack and Proving ring for shear force

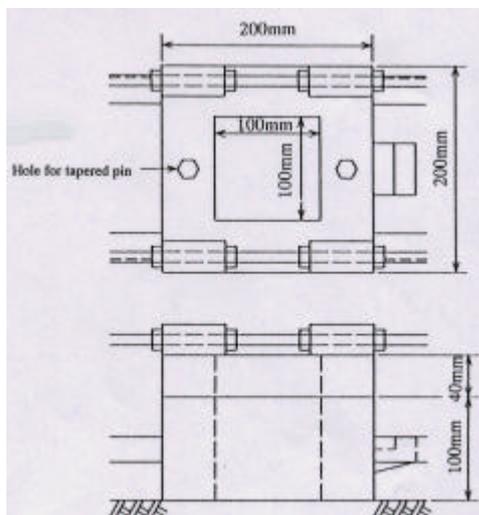


Fig.2 Essential features of dual shear box

はステンレス製で、総質量は約95 kg、寸法は長さ 102 cm × 幅 40 cm × 高さ 50 cm であり、現地で組立てる。Fig. 1(a) および(b)に試験装置の模式図を示す。Fig. 1(a)の斜線部に示すように、上部せん断箱は完全に固定され、下部せん断箱は水平方向にのみ移動するようにガイドされている。せん断中、上下せん断箱のすき間が一定に保持される機構になっている。せん断方式は二面せん断^{4),8)}を採用し、水平反力は装置自体で、垂直反力は地山に貫入した4本のスクリーアンカーで受け持つようにしている。せん断力はスクリージャッキで、垂直力は油圧ジャッキでそれぞれ載荷する。加圧板は加圧軸に剛結され、せん断中も傾斜しない。Fig. 2 にせん断箱の模式図を示す。供試体の形状は縦 10 cm × 横 10 cm × 高さ 14 cm の直方体である。せん断面は上部せん断箱と下部せん断箱との間および下部せん断箱と地山(原地盤)との間の二面であることに注意したい。先般制定された直接型せん断試験方法の学会基準⁷⁾では、垂直力測定用荷重計は、

定体積試験では加圧板側または反力板側のどちらかに、定圧試験では反力板側に設置することと規定しているが、本試験装置はこの要件を満たしていない。地山と供試体底面との間でせん断する現場せん断試験は、反力側に荷重計を設置するのは不可能なので、周面摩擦力測定用の荷重計を介して上部せん断箱を吊るすなどの工夫をしない限り、定圧試験でせん断面上の真の垂直応力を測定できない。現場せん断試験も室内の直接型せん断試験の基準に準拠することが本来理想であるが、経費、設備、労力、時間など現場の厳しい制約条件の下でこのことを実現するのは困難であると考え、本試験装置ではあえてこのことを無視している。

(2) 試験手順

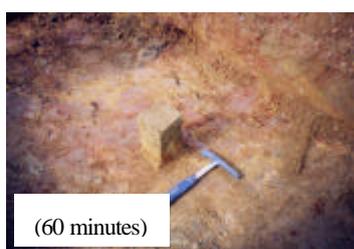
Photo.1(a) ~ (c) に試験手順を示す。写真中にはその作業終了時の経過時間を示す。手順：地山を平坦にした後、試料を切り出し、供試体に成形する(Photo.1(a)

Table 2 Test result obtained from 9 sites

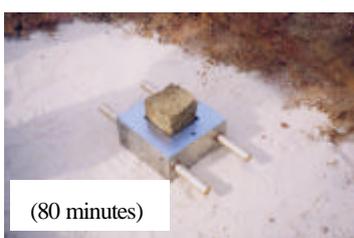
Site	s (g/cm ³)	W_L (%)	W_P (%)	I_p	F_{day} (%)	F_c (%)	D_{50} (mm)	D_{max} (mm)	Soil classification	Country rock	α_F ($^{\circ}$)	$C_{\alpha F}$ (kPa)	α_L ($^{\circ}$)	$C_{\alpha L}$ (kPa)
A ^{*1}	2.677	36.9	33.8	3.1	10.2	55.5	0.043	9.5	ML	Serpentinite	20.1	52.3	25.3	36.4
B ^{*1}	2.631	33.7	27.3	6.4	17.8	64.2	0.016	6.4	ML	Porphyrite	36.4	14.6	39.1	17.0
C-1 ^{*1}	2.679	40.7	31.1	9.6	23.0	69.8	0.032	8.0	ML	Sand stone	34.7	61.0	26.6	30.0
C-2 ^{*1}	2.679	40.7	31.1	9.6	23.0	69.8	0.032	8.0	ML	Sand stone	21.7	61.6	-	-
C-2 ^{*2}	2.679	40.7	31.1	9.6	23.0	69.8	0.032	8.0	ML	Sand stone	34.7	21.6	-	-
D ^{*1}	2.799	53.7	33.8	19.9	17.0	64.6	0.023	5.4	CL	Pelitic schis, Granitic	11.0	63.5	11.0	63.5
E-1 ^{*1}	2.710	34.3	27.8	6.5	9.8	44.4	0.066	14.3	ML	Pelitic schist	18.9	64.5	24.7	54.0
E-1 ^{*2}	2.710	34.3	27.8	6.5	9.8	44.4	0.066	14.3	ML	Pelitic schist	19.3	63.0	29.2	6.3
E-2 ^{*1}	2.701	31.4	25.1	6.3	9.8	48.5	0.047	9.5	ML	Pelitic schist	34.6	35.0	27.5	25.0
E-2 ^{*2}	2.701	31.4	25.1	6.3	9.8	48.5	0.047	9.5	ML	Pelitic schist	20.9	58.1	38.4	34.3
E-3 ^{*1}	2.698	32.5	27.5	5.0	7.0	43.4	0.065	6.3	ML	Pelitic schist	35.1	54.9	29.8	48.6
E-4 ^{*1}	2.699	33.8	28.7	5.1	9.9	40.3	0.073	10.6	ML	Pelitic schist	25.9	44.2	30.1	60.0
E-5 ^{*1}	2.625	-	-	-	5.6	11.3	0.550	9.8	ML	Granitic	30.7	27.1	35.0	9.4
F ^{*1}	2.653	40.6	23.3	17.3	37.5	42.5	0.010	14.4	CL	Pelitic schist	25.2	0.0	32.1	3.7
G ^{*1}	2.719	50.8	26.4	24.4	37.5	35.1	0.010	23.7	CH	Basalt	20.0	24.2	-	-
H ^{*1}	2.617	31.7	27.0	4.7	3.0	8.6	1.010	10.9	SM	Granitic	31.9	41.9	-	-
H ^{*2}	2.617	31.7	27.0	4.7	3.0	8.6	1.010	10.9	SM	Granitic	11.4	58.2	-	-
I-1 ^{*2}	2.654	-	-	-	4.8	15.7	0.255	7.8	SM	Granodiorite	13.5	23.0	8.3	28.4
I-2 ^{*1}	2.639	-	-	-	4.0	16.0	0.280	6.4	SM	Granodiorite	29.2	33.3	41.3	10.2
I-3 ^{*1}	2.644	-	-	-	4.0	13.5	0.280	9.9	SM	Granodiorite	29.7	44.1	-	-

*1 Unsubmerged

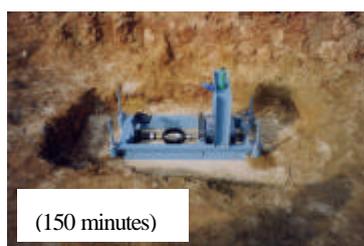
*2 Submerged



(a) Cutting of sample



(b) Installation of lower shear box



(c) Completing an assemblage of apparatus

Photos.1 (a) ~ (c) Test procedure (Site A)



(a) Site A



(b) Site B

Photos.2 (a) , (b) Outlook of two sites



(a) Site A



(b) Site B

Photos.3 (a) , (b) Initial conditions of specimens

参照). 手順 : 装置設置場所の周辺に豊浦砂を敷き、水平にならず (Photo.1(b) 参照). 供試体がせん断箱の中空部を通るように下部せん断箱から順に組立てる. 供試体は所定の寸法より若干小さめに仕上げている. 供試体とせん断箱の間には土の削り屑を充填する. 手順 : せん断力載荷装置, 下部せん断箱案内装置, 垂直力載荷装置の順に組み立てる. スクリューアンカーを地盤に貫入させて装置を四隅で固定する (Photo.1(c) 参照). 手順 : 地山の土被り圧を考慮して設定した垂直応力 (通常 49 ~ 196 kPa の範囲) の下で 30 分間供試体を圧密する. 手順 : 上下部せん断箱に隙間 (1.0 mm) を開けてせん断変位速度 (1.0 mm/min.) でせん断変位 15 mm までせん断する. なお, 試験時間は地盤の状況にもよるが, 作業人員が 4 人で 1 供試体あたり約 2 ~ 3 時間である.

(3) 試験結果の整理法

試験の測定項目はせん断力, 垂直力, せん断変位および垂直変位である. 本試験装置のせん断機構は二面せん断なので, せん断応力および垂直応力はそれぞれ次の式 (1) および (2) から求める⁸⁾.

$$S = S / (2 \cdot A) \quad (1)$$

$$N = N / A \quad (2)$$

ここに, S : せん断力, N : 垂直力, A : 供試体の断面積である. なお, せん断は, 文献 1) を参考にして供試体断面積の減少率が 15% となるせん断変位 15mm まで実施し, せん断強度はせん断応力とせん断変位の関係における実測値の最大値と定義した.

3. 斜面土に対する現場せん断試験の適用例

(1) 試験結果の一覧

Table 2 に試験結果の一覧を示す. 現場せん断試験は山口県内の 8 地点 (Table 2 の地点 A, C ~ I) および広島県内の 1 地点 (Table 2 の地点 B) の計 9 地点で実施した. また, 同地点で同時に採取した不攪乱試料に対して圧密定圧一面せん断試験も実施した. Table 2 に両試験から得られた強度定数を各地点の土試料の物理的性質とともに示している. なお, 現場せん断試験の結果のなかには降雨時に実施したもの, あるいは, 供試体を人為的に水浸させて実施したものがある. これらを区別するための注を表の枠外に記している.

(2) 現場せん断試験の状況

Photo.2(a) および (b) に代表的な試験現場として地点 A および B の状況を示す. いずれも道路工事に伴う切り土斜面である. Photo.2(a) の地点 A の土質は蛇紋岩が風

化したシルト質土であり, Photo.2(b) の地点 B の土質はひん岩が風化したシルト質土である. Photo.3(a) および (b) にそれぞれ地点 A および B における供試体の初期状態を示す. 試料には多くの節理や亀裂など構造上の弱面となりうる不連続面が観察された. 試料の切り出しは, 地点 A では比較的容易であったが 地点 B では直径 50 mm 以上の礫が地中に点在しており, それらを避けるように細心の注意を払ったため実験が難航した. ちなみに, 供試体の初期状態における含水比 w_0 , 湿潤密度 ρ_t および飽和度 S_r のばらつきは, 地点 A の場合には $w_0=8.0\%$, $\rho_t=0.111 \text{ g/cm}^3$, $S_r=14.9\%$, 地点 B の場合には $w_0=0.7\%$, $\rho_t=0.259 \text{ g/cm}^3$, $S_r=22.8\%$ であり, 地盤の不均一性が定量的にわかる.

(3) 現場せん断試験における土のせん断挙動

Fig.3(a) および (b) にそれぞれ地点 A のせん断応力 \sim せん断変位 D および垂直変位 $H \sim$ せん断変位 D の関係を示す. まず, Fig.3(a) より $N=49 \text{ kPa}$ の場合, H は D の増加に伴って増加しており, $D=7 \text{ mm}$ 程度で最大値を示している. $N=98 \text{ kPa}$ および 147 kPa の場合でも同様な挙動を示しているが, $N=196 \text{ kPa}$ の場合には明確な最大値はみられない. 全体として, $H \sim D$ 曲線は N の大きさの順に並んでおり, 室内試験の挙動に似た傾向を示している. ついで, Fig.3(b) より $H \sim D$ 曲線はいずれも負のダイレイタンスを示している. $N=49 \text{ kPa}$ の場合を除いて, N の大きさの順に並んでおり, これも室内試験の挙動に似た傾向を示している.

Fig.4(a) および (b) にはそれぞれ地点 B のせん断応力 \sim せん断変位 D および垂直変位 $H \sim$ せん断変位 D の関係を示す. まず, 地点 B の圧密後の間隙比 e_c を整理すると, N の大きさの順に $e_c=0.686, 0.821, 1.076$ となり, 圧密応力によって供試体の不均一性は除去できない. Fig.4(a) の $H \sim D$ 関係はいずれも Fig.3(a) と同様に単調増加の挙動を示しているが, ここで注目すべきことは $N=98 \text{ kPa}$ および $N=147 \text{ kPa}$ の $H \sim D$ 曲線に差異がみられないことである. このことの原因として, $N=147 \text{ kPa}$ の試験のとき, せん断箱で指定されるせん断断面が供試体の弱面を拾った可能性があること, 不均一性の度合いが強い供試体ほど進行性破壊の影響が強く表れる可能性があることが考えられる. ついで, Fig.4(b) より $H \sim D$ 曲線はいずれも Fig.3(b) と同様に, 負のダイレイタンス挙動を示しているが, $N=98 \text{ kPa}$ の $H \sim D$ 曲線が $N=49 \text{ kPa}$ のそれよりも若干上方にある. 二面せん断試験ではダイレイタンスの影響が大きいことが知られているが⁴⁾, 圧密後の供試体高さに対するせん断に伴う垂直変位の変化は N の大きさの順にそれぞれ 9.57%, 8.75%, 20.4% である.

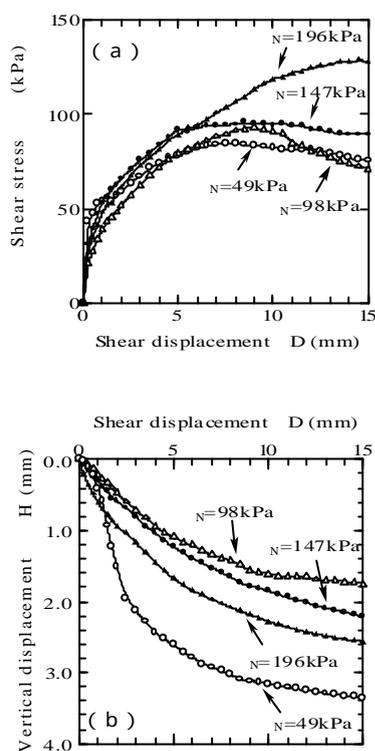


Fig. 3 Typical relationships of shear displacement, shear stress and vertical displacement (Site A)

(4) 現場せん断試験における土の強度特性

Figs. 5(a) ~ (p)に Table 2 に示す各地点のせん断強度 τ_f ~ 垂直応力 N の関係を示す．図中に破壊包絡線を示しているが， ϕ_f および c_{df} はそれぞれ現場せん断試験による内部摩擦角および粘着力である．地点 A の Figs. 5(a) では $\phi_f = 20.1^\circ$ および $c_{df} = 52.3$ kPa が得られ，地点 B の Figs. 5(b) では $\phi_f = 36.4^\circ$ および $c_{df} = 14.6$ kPa が得られる．この場合には， $N = 147$ kPa の試験結果を 3. (3) で述べた τ ~ D 曲線の特異性を考慮して除外して破壊包絡線を決定した．このほか，Figs. 5(d), (f), (g) および (m) には水浸および非水浸条件における強度定数を示している．4 地点のデータを見るかぎり，両条件の間には明瞭な差異はみられない．現在までのデータを見るかぎり，全体として土の種類，水浸および非水浸に関わらず内部摩擦角は $11^\circ \sim 36^\circ$ であり，粘着力は 0 kPa ~ 65 kPa である．特に粘着力がこのような大きな値が得られた理由として，供試体が不飽和状態で，過圧密状態あることを考えれば，不自然なことではない．さらに，試料成形時の観察からいづれの供試体も相当なセメンテーションを保持していると考えられる．以上の結果を総合すると，試作した現場せん断試験装置により種々の土の強度定数を決定することができる．ただし，せん断面上の真の垂直応力が測定できない現場せん断試験では，強度定数がダイレイタンシー特性により過小もしくは過大評価される．この

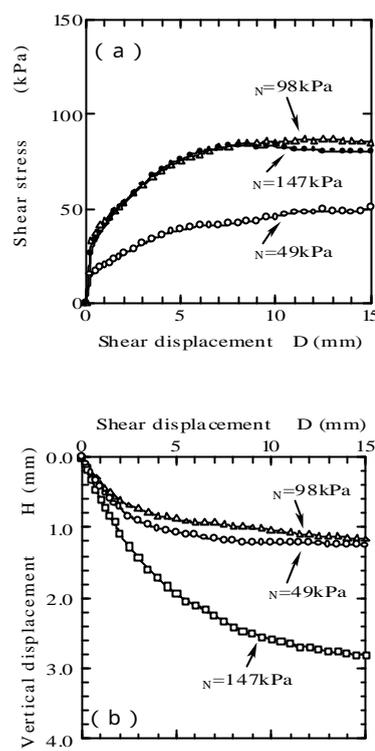


Fig. 4 Typical relationships of shear displacement, shear stress and vertical displacement (Site B)

ことは今後の重要な検討課題である．

(5) 一面せん断試験結果との比較

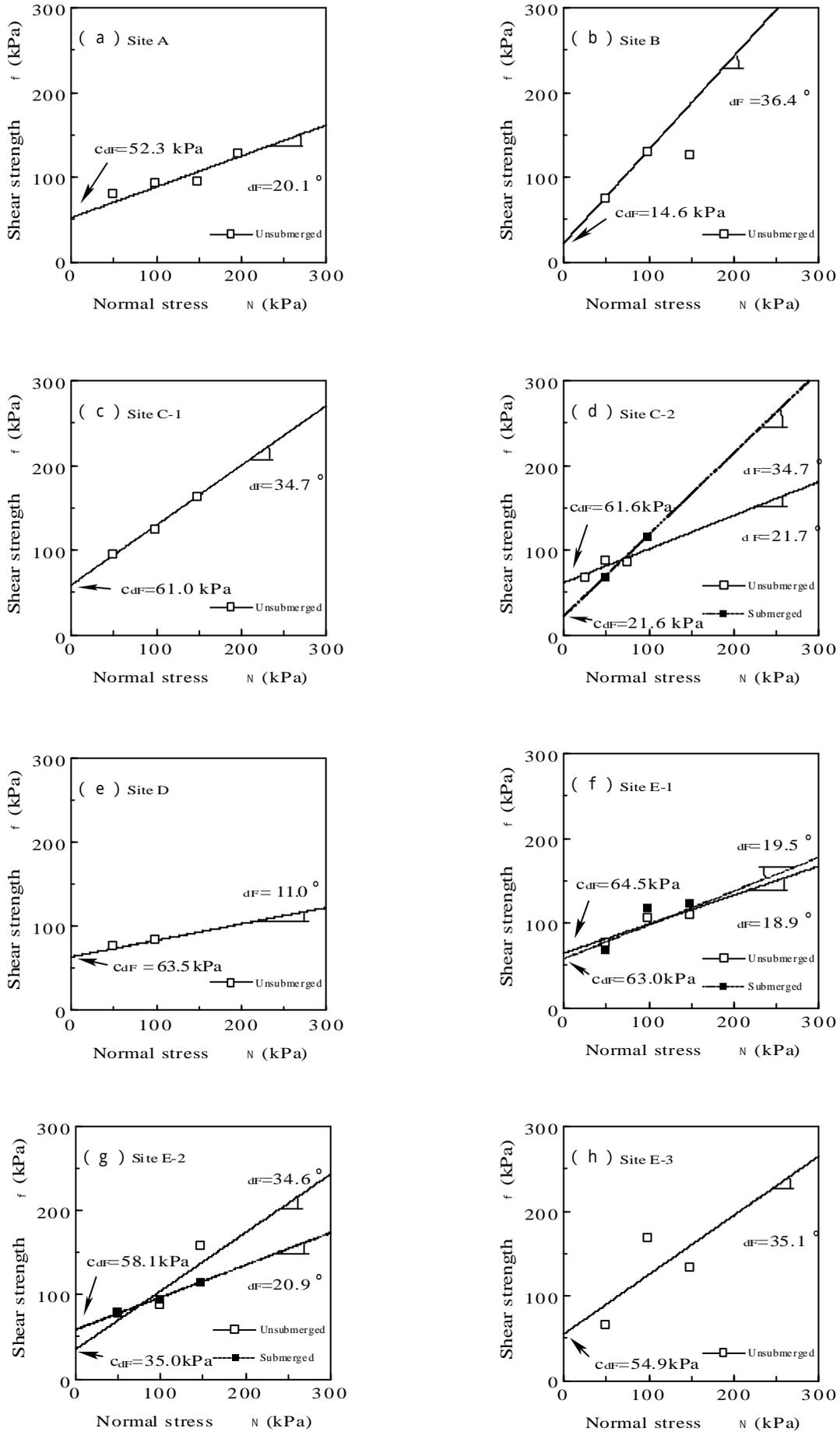
現場せん断試験結果の妥当性を検証するために，前述したとおりそれと同じ試験条件下で直径 6cm , 高さ 2cm の供試体に対して一面せん断試験を実施した．Figs. 6(a) および (b) にそれぞれ現場せん断試験と一面せん断試験による内部摩擦角および粘着力の比較を示す． ϕ_{dl} および c_{dl} はそれぞれ一面せん断試験の内部摩擦角および粘着力である．現在までのデータを見るかぎり，内部摩擦角に関しては現場せん断試験の方が一面せん断試験よりも小さく与え，その一方，粘着力に関しては現場せん断試験の方が一面せん断試験よりも大きく与えるようである．供試体の寸法やせん断機構が異なる試験装置から得られた強度定数を直接比較することには議論があるが，現場せん断試験による強度定数は概ね妥当な値であると考えられる．

(6) 現場せん断強度の考え方

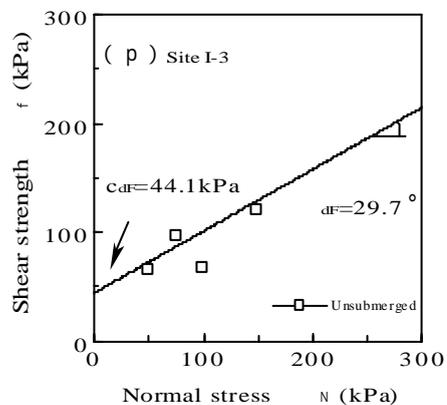
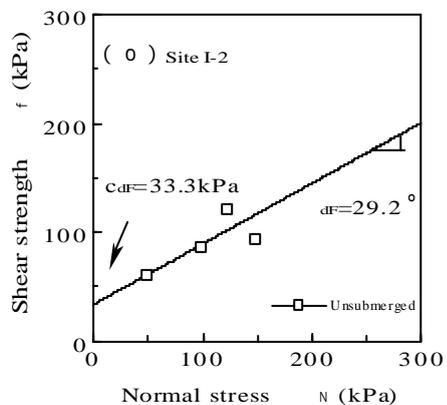
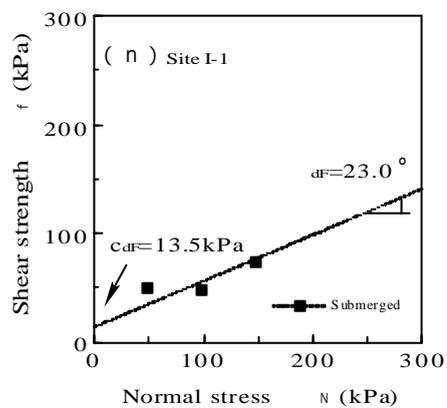
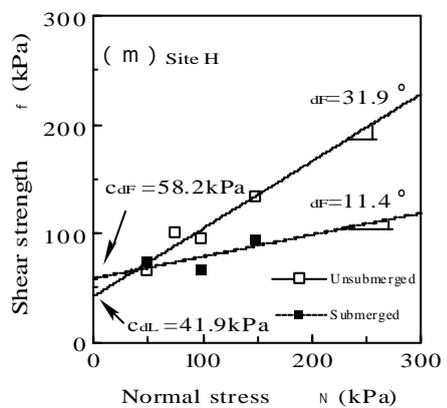
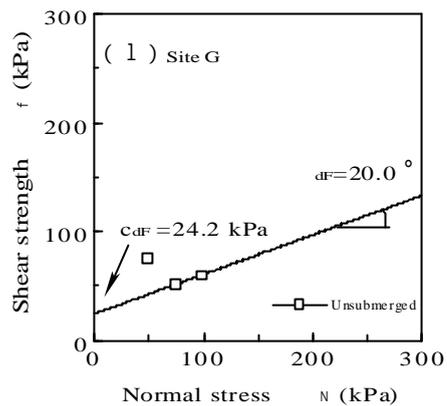
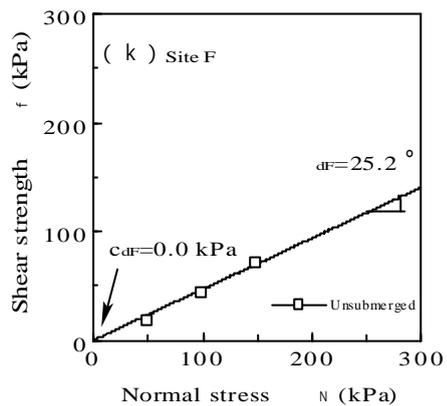
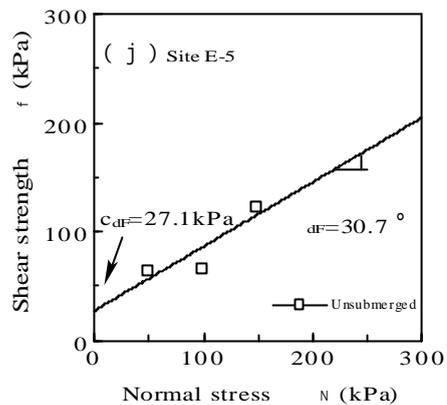
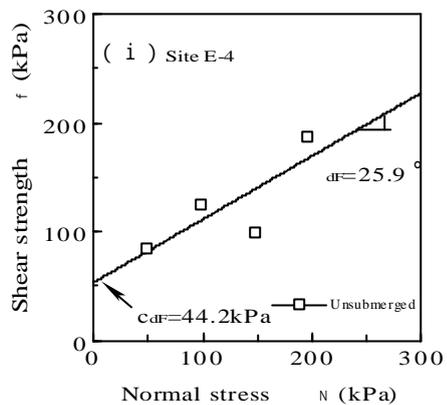
現場せん断強度 $(\tau_f)_{in-situ}$ を理論的に整理すると，次の式(3)で表されると考える．

$$(\tau_f)_{in-situ} = F(e_f, \tau_f', x) \quad (3)$$

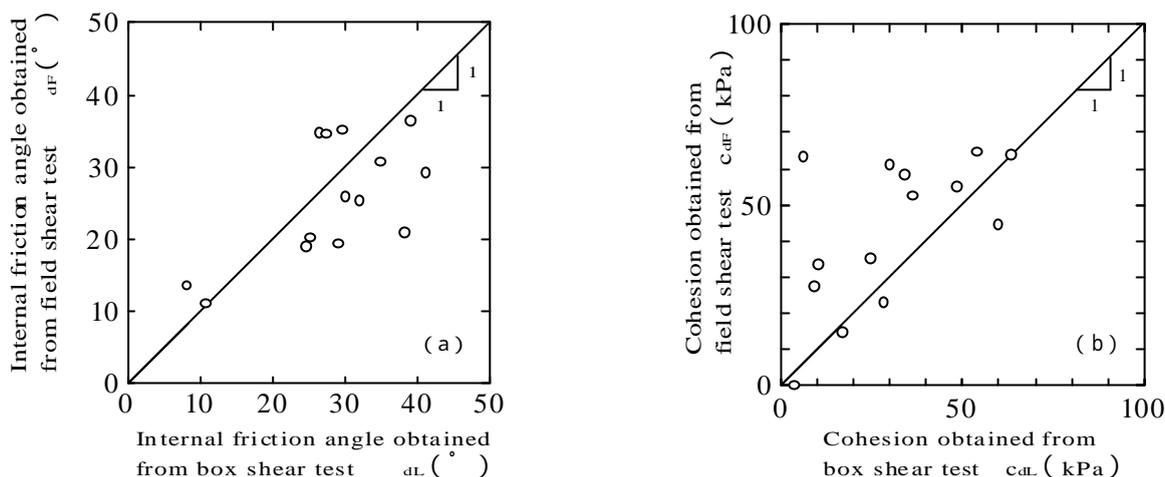
ここに， e_f : 破壊時の間隙比， τ_f' : 破壊時の有効応力， x : 現場せん断試験に特有な因子である． x は供試体の



Figs.5 (a) ~ (h) Relationships between shear strength and normal stress



Figs.5 (i) ~ (p) Relationships between shear strength and normal stress



Figs.6 (a), (b) Comparisons between internal friction angle and cohesion obtained from field and box shear tests

定量的および定性的な不均一性と考えられ、そのパラメータとして、前者にはたとえば含水比や飽和度のばらつき、後者にはたとえば節理、亀裂が挙げられる。前述のように、現場せん断試験には後者のような弱面部を含んだ供試体のせん断強度を直接決定できるという利点がある。実際においても、三郡変成岩地帯では斜面内の変質した弱面上ですべりが発生することが最近明らかになっている⁹⁾。今後、供試体内部の節理、亀裂など弱面の位置、形状、厚さの影響を明らかにした上で、現場せん断試験方法を確立することが重要である。

4. 結論

本研究で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 試作した簡易現場せん断試験装置を用いて、原位置の土粒子構造を保持した状態で土のせん断強度および強度定数を決定できる。
- (2) 現場せん断試験から得られる土のせん断挙動は個々の供試体の不均一性の影響を受ける。
- (3) 内部摩擦角に関しては、現場せん断試験の方が室内一面せん断試験よりも小さく与える。その一方、粘着力に関しては、現場せん断試験の方が室内一面せん断試験よりも大きく与えるようである。

謝辞

山口県土木建築部ならびに日本道路公団、宇部興産コンサルタント(株)、応用地質(株)、サンヨーコンサルタント(株)、(株)清和、常盤地下工業(株)の関係各位には貴重な時間をさいて試験現場を提供していただいたばかりでなく、多くの温かいご配慮をいただいた。また、(有)中原鉄工所・中原 信氏には試験装置の製作で大変お世話になった。そして、当研究室の植野泰史氏、佛崎龍司

氏、松尾 晃氏、宮内俊彦氏、葛城裕司氏、寺山崇氏および兵頭英樹氏には試験の実施で多大な助力をいただいた。ここに記して、以上の方々に深甚なる謝意を表す次第である。

参考文献

- 1) Bishop, A. W.: The strength of soils as engineering materials, *Geotechnique*, Vol.16, pp.89-130, 1966.
- 2) 高田直俊, 木下哲生: 新しい現場直接せん断試験法, *土と基礎*, Vol.29, No.8, pp.29-32, 1981.
- 3) 佐々恭二, 海堀正博: 斜面崩壊調査用現場一面せん断試験機の試作と他の直接せん断試験機との比較, 第17回土質工学研究発表会発表講演集, pp.1441-1444, 1982.
- 4) 川上 浩, 遠藤健二, 斎藤嘉徳, 阿部廣史: 礫質土斜面での原位置せん断試験, *土と基礎*, Vol.31, No.2, pp.27-31, 1983.
- 5) 植下 協, 大東憲二, 李 弘揆, 中村吉男: 現場受動土圧型せん断試験の試み, *土木学会論文集*, No.481/-25, pp.69-75, 1993.
- 6) Matsuoka, H. and Liu, S.: Simplified direct shear test on granular materials and its application to rockfill materials, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.275-284, 1998.
- 7) 地盤工学会編: 新規制定地盤工学会基準・同解説(1997年度版)土の圧密定圧一面せん断試験方法, 1997.
- 8) 須藤清次: 二面せん断試験について, 第11回土質工学シンポジウム論文集, pp.101-104, 1956.
- 9) 山本哲朗, 鈴木素之, 福岡正人, 瀬原洋一, 原田 博: 風化地山の不連続面に見られる光沢のある黒色薄層土の2,3の性質, 第38回地すべり学会研究発表講演集, 1999(投稿中).

(平成11年7月28日受理)