地盤と建設
Vol.17, No.1, 1999

試作現場せん断試験機による斜面土のせん断強度測定

Determination of shear strength of soils by a newly developed field shear test apparatus

山本哲朗　Tetsuro YAMAMOTO　（山口大学工学部）
鈴木素之　Motoyuki SUZUKI　（山口大学工学部）
村上俊秀　Toshihide MURAKAMI　（山口大学大学院）
三浦壹章　Kazuaki MIURA　（（株）広測コンサルタント）
芋岡敏彦　Toshihiko IMOOKA　（（株）広測コンサルタント）

現場せん断試験は地盤内に潜在する節理や亀裂などの弱面部を含んだ供試体のせん断強度を直接測定することができる．本研究では，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機を試作し，土質および地質状況が異なる山口および広島両県の６つの地点で試験を実施した．その結果，本試験機は種々の土質の強度定数の決定に十分適用できることが明らかになった．

キーワード：斜面崩壊，表層土，現場せん断試験，一面せん断試験，強度定数
（IGC:D-6）

１．はじめに

現場せん断試験は不撹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用いられ[1),2),4)~6)]，崩壊斜面の土質調査に用いられることもある[3)]．従来の試験機の多くは工費，設備，労力，作業時間など厳しい現場の制限条件を必ずしも十分に満足するものではない[1)~5)]．このことから，実務での使用に耐えうるよう設計された試験機の実用化は重要である．また，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置試験と位置付けられるが，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機を試作した．本文では，試験機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６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，不撹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．試作した現場せん断試験機

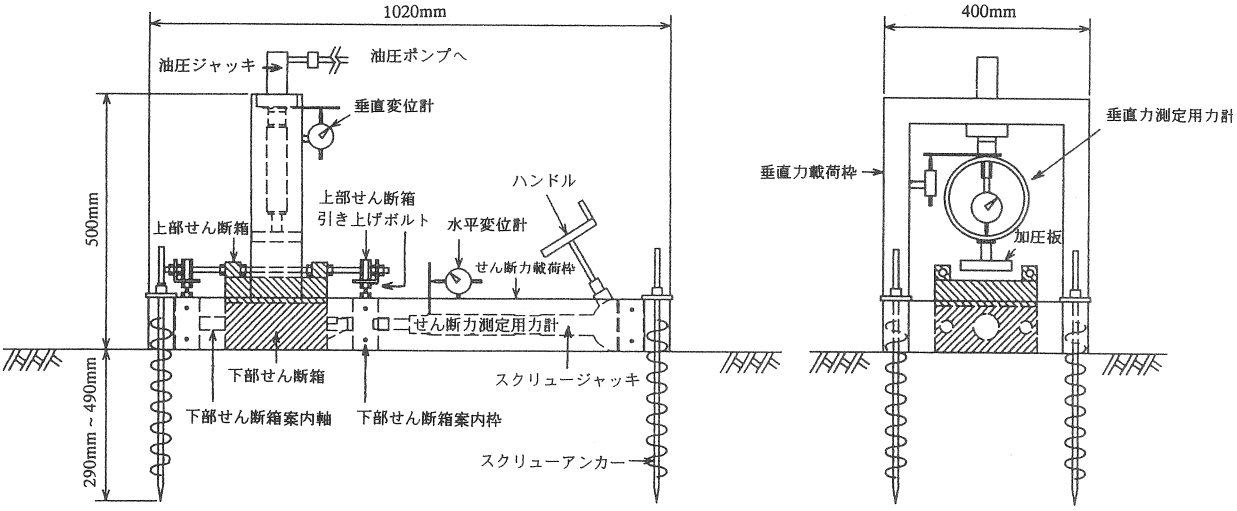
(1) 試験機の特徴

試験機の試作に際し，対象土質は細粒土，設計思想は①簡単な構造で，②小型かつ軽量であり，③高い剛性を有し，④最大 392 kPa の垂直応力が載荷できることとした．**表-1** に試験機の仕様を示す．試験機はステンレス製で，総質量は約 105 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．**図-1**(a)および(b)に試験機の模式図を示す．**図-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

表-1　現場せん断試験機（1998）の仕様

部品名	寸法（mm）（縦×横×高さ）	質量（kg）
上部せん断箱＊1	200×200×40	11.0
下部せん断箱＊2	200×200×100	25.3
垂直力載荷装置＊3	400×100×400	16.1
せん断力載荷装置＊4	1020×50×100	30.4
下部せん断箱案内枠	50×300×100	10.4
スクリューアンカー	全長　610	6.4
油圧ポンプ	全長　253	5.0
		計 104.6

＊１：固定箱
＊２：可動箱
＊３：垂直力載荷枠，油圧ジャッキおよび垂直力測定用力計から構成
＊４：せん断力載荷枠，スクリュージャッキおよびせん断力測定用力計から構成



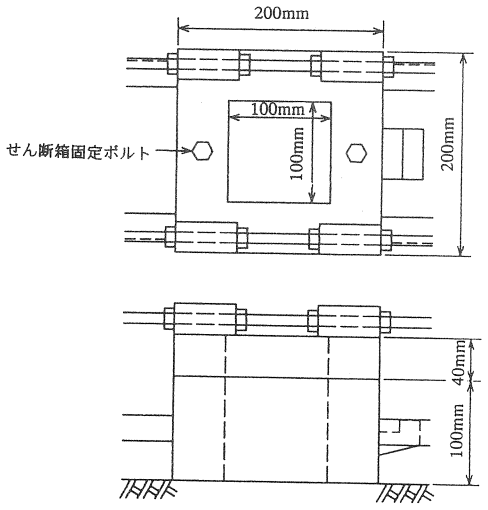
(a) 装置側面図　　(b) 装置正面図

図-1　現場せん断試験機(1998)の概要（模式図）

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本のスクリューアンカーで受け持つようにしている．せん断力はスクリュージャッキで，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．**図-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，本試験機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，前述の経費，設備，労力，作業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，本試験機ではあえてこのことを無視している．

(2) 試験手順

写真-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①：地山を平坦にした後，試料を切り出し，供試体に成形する（**写真-1**(a)参照）．手順②：装置設置場所の周辺に豊浦砂を敷き，水平にならす（**写真-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ある．供試体とせん断箱の間には土の削り屑を充填する．手順③：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（**写真-1**(c)参照）．手順④：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⑤：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．



せん断箱（縦 200mm×横 200mm×高さ 140mm）
上部せん断箱：固定
下部せん断箱：可動（案内装置付）

図-2　せん断箱の構造（模式図）

(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．本試験機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]．

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

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

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 7)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．

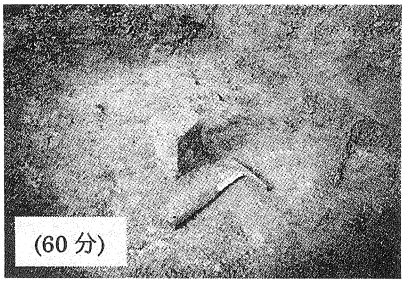
3．斜面土に対する現場せん断試験の適用例

(1) 試験結果の一覧

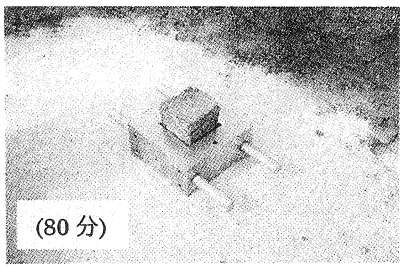
表-2 に試験結果の一覧を示す．現場せん断試験は山口県内の５地点（**表-2** の地点Ａ，Ｃ～Ｆ）および広島県内の 1 地点（**表-2** の地点Ｂ）の計６地点で実施した．また，同地点で同時に採取した不撹乱試料に対して圧密定圧一面せん断試験も実施した．いずれの試験も自然状態（非水浸状態）で実施した．**表-2** に両試験から得られた強度定数を各地点の土試料の物理的性質とともに示している．なお，物理試験に用いた試料は現場せん断試験の実施地点の近傍で採取したものである．

(2) 現場せん断試験の状況

写真-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土斜面である．**写真-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，**写真-2**(b)の地点Ｂの土質はひん



(a)試料の切り出し



(b)せん断箱の据え付け

(c)試験機の組立て完了

写真-1　試験手順（地点Ａ）

表-2　試験結果の一覧

地点番号	ρ_s (g/cm³)	W_L (%)	W_P (%)	I_P	F_{clay} (%)	F_c (%)	D_{50} (mm)	D_{max} (mm)	土質分類	岩種	ϕ_{dF} *1 (°)	c_{dF} *2 (kPa)	ϕ_{dL} *3 (°)	c_{dL} *4 (kPa)
A	2.677	36.9	33.8	3.1	10.2	65.8	0.043	9.5	ML	蛇紋岩	20.1	52.3	25.3	36.4
B	2.631	33.7	27.3	6.4	17.8	82.0	0.016	6.4	ML	ひん岩	21.8	35.0	39.1	17.0
C	2.679	40.7	31.1	9.6	23.0	92.8	0.032	8.0	ML	砂岩	34.7	61.0	26.6	30.0
D-1	2.699	33.8	28.7	5.1	9.9	50.2	0.073	10.6	ML	泥質片岩	25.9	44.2	30.1	60.0
D-2	2.625	−	−	−	5.6	16.9	0.550	9.8	SM	花崗岩	30.7	27.1	35.0	9.4
E	2.653	40.6	23.3	17.3	37.5	80.0	0.010	14.4	CL	泥質片岩	25.2	0.0	32.1	3.7
F-1	2.639	−	−	−	4.0	20.4	0.280	6.4	SM	花崗閃緑岩	29.2	33.3	41.3	10.2
F-2	2.644	−	−	−	4.0	17.4	0.280	9.9	SM	花崗閃緑岩	29.7	44.1	43.4	33.9

*1　ϕ_{dF}：現場せん断試験による内部摩擦角
*2　c_{dF}：現場せん断試験による粘着力
*3　ϕ_{dL}：一面せん断試験による内部摩擦角
*4　c_{dL}：一面せん断試験による粘着力

岩が風化したシルト質土である．**写真-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 γ_t および飽和度 S_r のばらつきは，地点Ａの場合には Δw_0=8.0 %，$\Delta\gamma_t$=0.111 g/cm^3，ΔS_r=14.9 %，地点Ｂの場合には Δw_0=0.7 %，$\Delta\gamma_t$=0.259 g/cm^3，ΔS_r=22.8 %であり，地盤の不均一性が定量的にわかる．

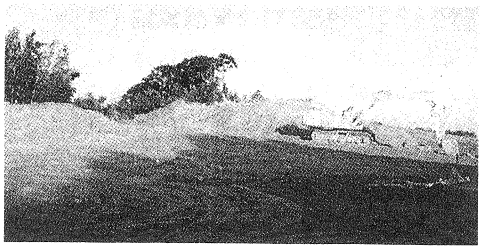
(3) 現場せん断試験における土のせん断挙動

図-3(a)および(b)にそれぞれ地点Ａのせん断応力 τ～せん断変位Ｄおよび垂直変位ΔＨ～せん断変位Ｄの関係を示す．まず，**図-3**(a)より σ_N=49 kPa の場合，τはＤの増加に伴って増加しており，Ｄ=7 mm 程度で最大値を示している．σ_N=98 kPa および 147 kPa の場合でも同様な挙動を示しているが，σ_N=196 kPa の場合には明確な最大値はみられない．全体として，τ～Ｄ曲線は σ_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，**図-3**(b)よりΔＨ～Ｄ曲線はいずれも負のダイレイタンシーを示している．σ_N=49 kPa の場合を除いて，σ_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．

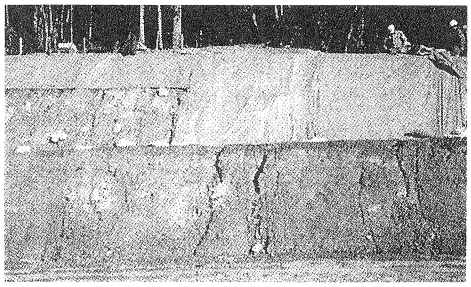
図-4(a)および(b)にそれぞれ地点Ｂのせん断応力 τ～せん断変位Ｄおよび垂直変位ΔＨ～せん断変位Ｄの関係を示す．まず，地点Ｂの圧密後の間隙比 e_C を整理すると，σ_N＝49kPa，98kPa，147kPa の順に e_C=0.686，0.821，1.076 となり，圧密応力の大小関係が圧密後の間隙比のそれと対応しない．**図-4**(a)の τ～Ｄ関係はいずれも**図-3**(a)と同様に単調増加の挙動を示しているが，ここで注目すべきことは σ_N=98 kPa および σ_N=147 kPa の τ～Ｄ曲線に差異がみられないことである．このことの理由として，①σ_N=147 kPa の試験のとき，せん断箱で指定されるせん断面が供試体の弱面を拾った可能性があること，②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，**図-4**(b)よりΔＨ～Ｄ曲線はいずれも**図-3**(b)と同様に，負のダイレイタンシー挙動を示しているが，σ_N=98 kPa のΔＨ～Ｄ曲線が σ_N=49 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シー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 σ_Nの大きさの順にそれぞれ 9.57 %，8.75 %，20.4 %である．

(4) 現場せん断試験における土の強度特性

図-5(a)～(h)に**表-2** に示す各地点のせん断強度 τ_f～垂直応力 σ_Nの関係を示す．図中に破壊包絡線を示しているが，ϕ_{dF} 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**図-5**(a)では ϕ_{dF}=20.1° および c_{dF}=52.3 kPa が得られ，地点Ｂの**図-5**(b)では ϕ_{dF}=21.8° および c_{dF}=35.0kPa が得られる．この場合には，σ_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破壊包絡線を決定した．現在までのデータをみるかぎり，全体として土の種類に関わらず内部摩擦角は 20.1°～34.7° であり，粘着力は 0.0 kPa～61.0 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①不飽和状態で，②過圧密状態で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，いずれの供試体も相当な③セメンテーションを保持していると推察される．以上の結果を総合すると，試作した現場せん断試験機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．このことは今後の重要な検討課題である．

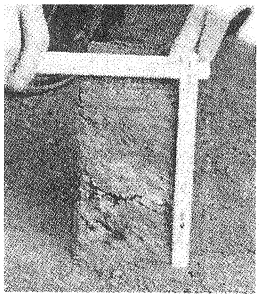


(a) 地点Ａ

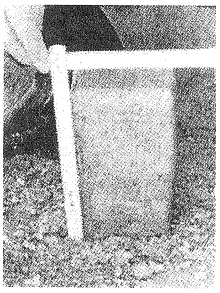


(b) 地点Ｂ

写真-2　試験現場の状況

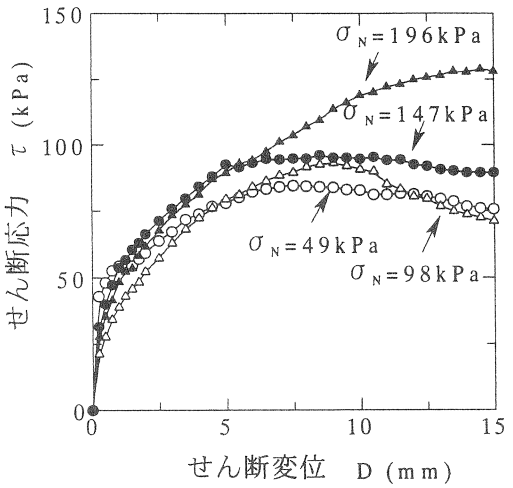


(a) 地点Ａ

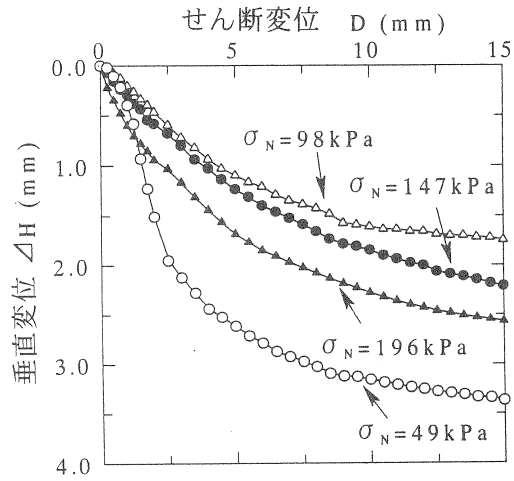


(b) 地点Ｂ

写真-3　供試体の初期状態

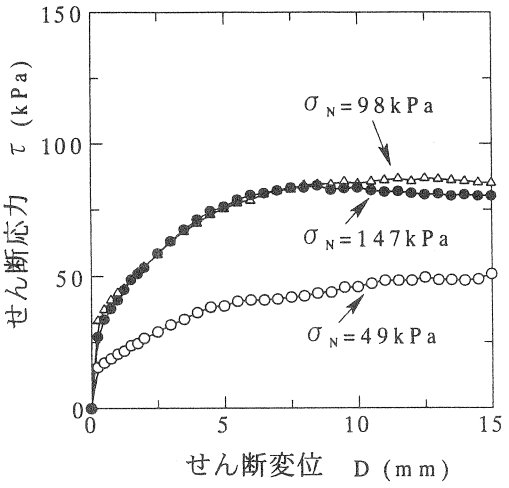


(a) τ～D 関係

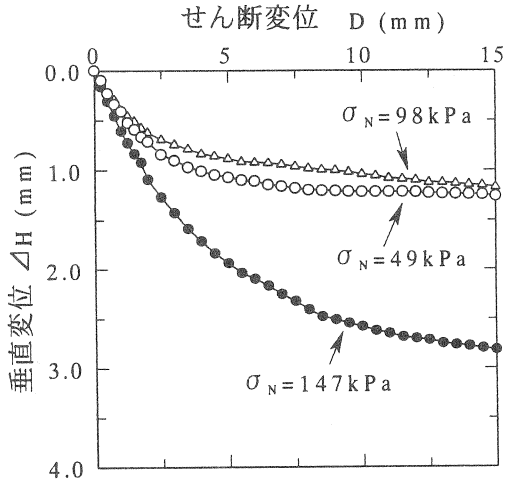


(b) ⊿H～D 関係

図-3 せん断応力～垂直変位～せん変位関係（地点A）



(a) τ～D 関係



(b) ⊿H～D 関係

図-4 せん断応力～垂直変位～せん変位関係（地点B）

(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．図-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みるかぎり，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．ただし，一面せん断試験のみならず現場せん断試験にも試験の適用限界として最大粒径の制限がある[7]．したがって，ここで議論した強度定数の値は過大に測定されている懸念があることに注意したい．

(6) 現場せん断強度の考え方

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

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

ここに，e_f：破壊時の間隙比，σ_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

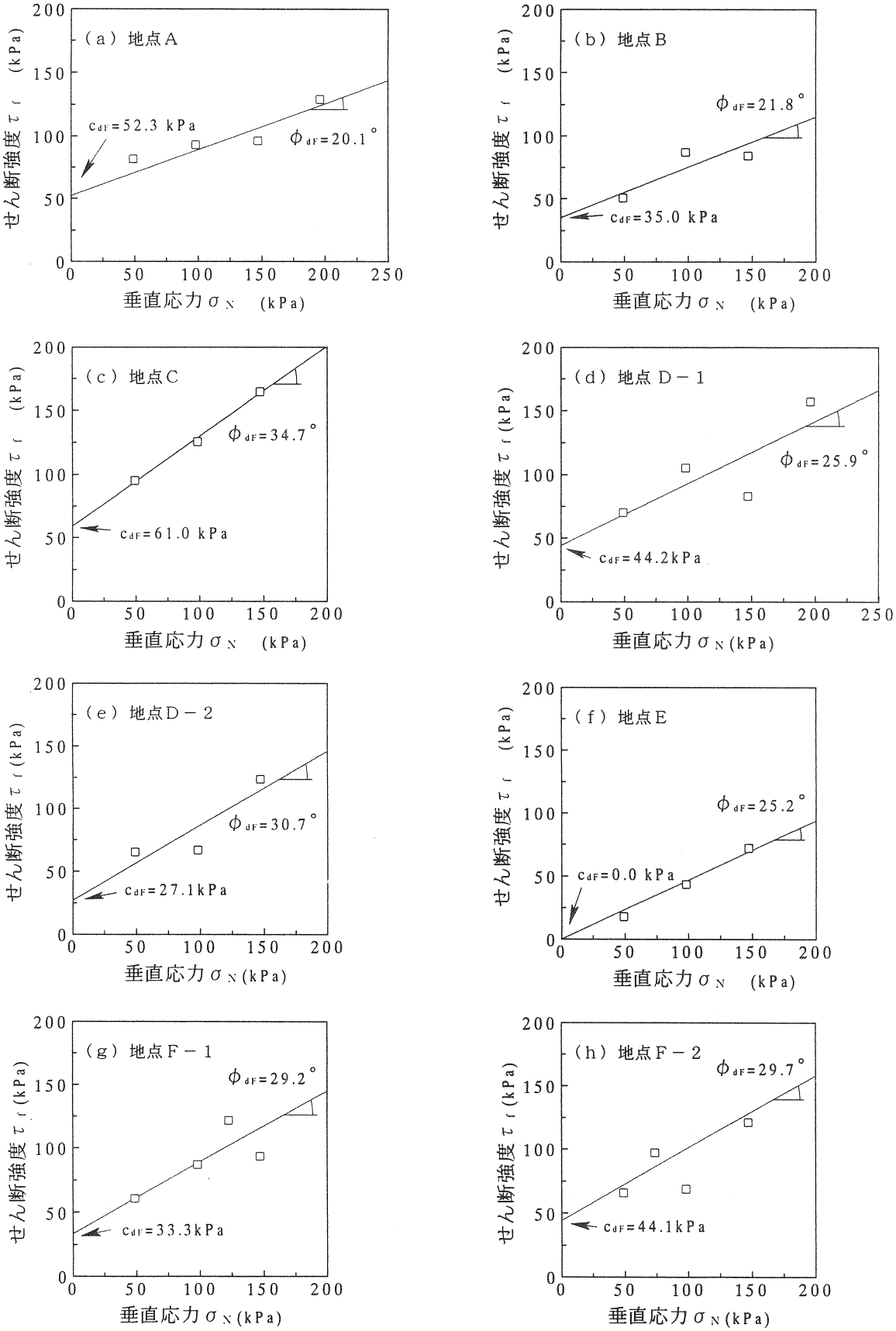


図-5　せん断強度と垂直応力の関係

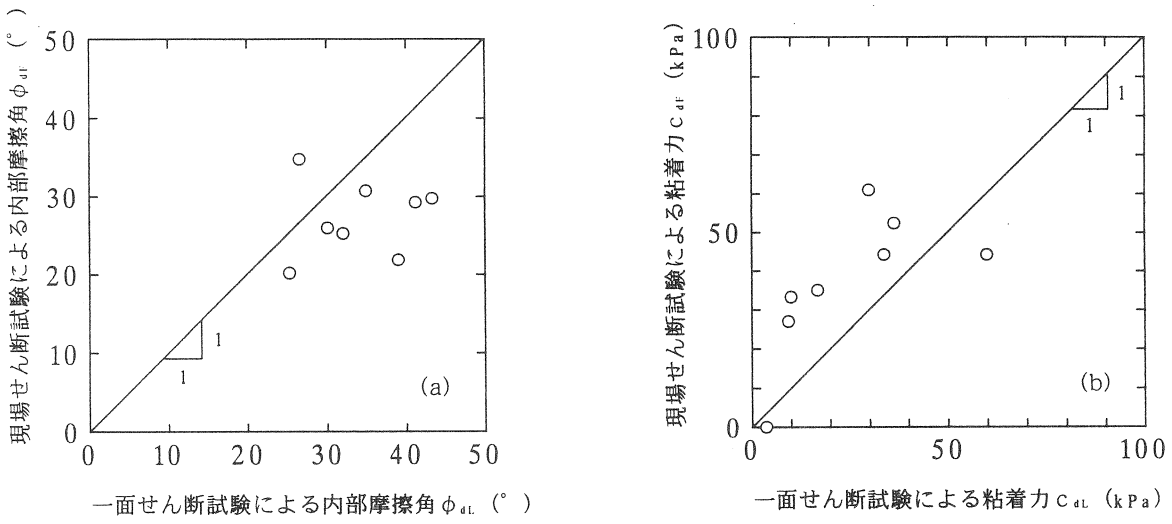


図-6　現場せん断試験と一面せん断試験による強度定数の比較

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) 試作した現場せん断試験機を用いて，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従来の試験機よりも簡単かつ迅速に概ね決定できる．

(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，また，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傾向がみられた．

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 信氏には試験機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/Ⅲ-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Ⅳ（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：二面セン断試験について，第 11 回土質工学シンポジウム論文集，pp.101-104，1966.

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，pp.323－326，1999.