

# 破碎性まさ土の低圧条件下におけるせん断特性

## SHEAR CHARACTERISTICS OF DECOMPOSED GRANITE SOIL COMPRESSIBLE UNDER LOW PRESSURE

鬼塚克忠\*・吉武茂樹\*\*

By Katsutada ONITSUKA and Shigeki YOSHITAKE

In order to investigate the particle crushing and shear characteristics of decomposed granite soil, consolidation tests and direct shear tests were carried out under unsoaked and soaked conditions. A new type of direct shear box with reduced friction was used to know the shear characteristics under low and moderate pressures. Using the strength parameter obtained from direct shear tests under both pressures, we calculated the safety factors of slopes. The results were summarized as follows: 1) Particle crushing of the soil due to the compression and the shear is considerable. 2) The failure line consists of two straight lines changing the slope at normal stress of  $\sigma = 20 \text{ kN/m}^2$  which correspond to the lower boundary of particle crushing region. 3) The degree of decrease in shear strength due to soaking is greater in the region of low pressures than at moderate pressures. 4) For shallow sliding failures, the safety factors under the low pressures is a little less than that under the moderate pressures.

*Keywords*: decomposed granite soil, direct shear test, low pressure, particle crushing, strength parameter

### 1. まえがき

土のせん断強度は作用している圧力の大きさで異なることは周知のとおりである。足立・深川ら<sup>1)</sup>は Fig. 1 に示すように、土質工学における圧力範囲と名称の関係は提案している。ところが、土のせん断強度については、そのほとんどが従来から、いわゆる通常の圧力範囲：49～294  $\text{kN/m}^2$  (0.50～3.00  $\text{kgf/cm}^2$ ) で議論されることが多かった。その結果として、明らかにされる土のせん断特性はその範囲の圧力下のものに限られるのではないかと思われる。しかしながら、自然斜面や切土・盛土の人工斜面の表層すべり問題を考える場合には、その土かぶり圧が非常に小さいことから、数  $\text{kN/m}^2$  (数 10  $\text{gf/cm}^2$ ) といったような低圧下での土のせん断特性の把握が必要であると考えられる。わが国における斜面の崩壊に関する報告<sup>2)</sup>によると、崩壊の厚さは平均で 1.6 m、最も多いのが 1.0 m～1.5 m である。このようにわが国ではすべり面の浅い表層剝離型の斜面崩壊が多い。この事実からも斜面の安定問題を論ずる場合には、かなり低

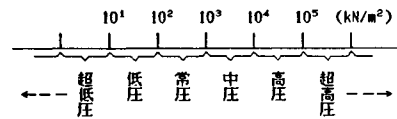


Fig. 1 Range and magnitude of pressures<sup>1)</sup>.

い圧力の下での地盤のせん断強度特性の把握が必要であることを示している。

最近では低拘束圧下における砂の挙動の研究例<sup>3),4)</sup>はいくらか見受けられる。龍岡ら<sup>4)</sup>が Ponce and Bell<sup>3)</sup>の試験結果を整理し直したのによると、拘束圧  $\sigma'_3$  が 9.8  $\text{kN/m}^2$  (0.1  $\text{kgf/cm}^2$ ) 以下では内部摩擦角は  $\sigma'_3$  の減少に伴って急激な増加を示している。しかし、龍岡ら<sup>5)</sup>の豊浦砂についての三軸圧縮試験によると内部摩擦角の値の拘束圧依存性は  $\sigma'_3$  が 49  $\text{kN/m}^2$  (0.5  $\text{kgf/cm}^2$ ) 以下では 1° 程度である。このように低拘束圧下の砂の挙動についてはいくつかの研究報告がある。しかしながら、実地盤を形成し表層すべりを多発しているまさ土について、低圧下でのせん断特性を扱った研究例<sup>5),6)</sup>はほとんどない。

まさ土は土粒子が脆弱で破碎しやすい材料であるので、まさ土の力学的特性に及ぼす粒子破碎の影響は大き

\* 正会員 工博 佐賀大学教授 理工学部土木工学科 (〒840 佐賀市本庄町一)

\*\* 正会員 佐賀大学助手 理工学部土木工学科 (同上)

いと思われる。本論文は、まずはじめに圧密による粒子破碎の程度を調べ、その試験結果よりまさ土の粒子破碎特性について考察する。続いて、乱さないまさ土と締め固めたまさ土および比較のために他の締め固め土について、改良した一面せん断試験機を用いて低圧域と通常の圧力域で一面せん断試験を実施し、せん断時における粒子破碎の影響および両圧力域でのせん断特性の違い、あるいは関連性について、また水浸の影響について明らかにする。これらの試験結果をもとに両圧力域での斜面安定解析例を示し、その安全率について検討および考察をするものである。

## 2. 試料, 供試体および試験方法

### (1) 試料および供試体

試験には佐賀市川久保で採取したまさ土を用いた。一面せん断試験ではまさ土と比較するために砂（豊浦標準砂）と市販の白色粘土（カオリン）を使用した。おのおのの物性は Table 1 に示すとおりである。まさ土を英文では Decomposed Granite Soil と表わすが本論文の図表では略称として Masa Soil を用いることにする。したがって、Decomposed Granite Soil と Masa Soil は同一物と考えてよい。乱さないまさ土は先端に Cutter を取り付けた CBR 用モールドを切土斜面に静かに押し込んで採取した。このモールド内の試料から削り出したものを乱さない供試体、所定の密度と含水比をもつように調整し静的に締め固めたものを締め固め供試体とした。供試体の大きさはともに直径 6 cm、厚さ 2 cm である。

Table 1 Soil properties.

Sample	G <sub>s</sub>	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	W <sub>opt</sub> (%)	$\rho_{max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	Distribution (%)				Classification
						Gravel	Sand	Silt	Clay	
Masa Soil	2.71	35	25	—	—	24	66	6	4	S M
Toyoura Sand	2.63	NP	NP	—	—	—	100	—	—	S P
White Clay	2.71	50	25	25	1.488	—	—	40	60	C H

### (2) 粒子破碎量試験

粒子破碎量試験には 4.76 mm 以下の空気乾燥したまさ土を使用した。圧密試験の場合は分取器で分け、自然含水比になるように調整した試料を自然密度やゆる詰めになるように詰めて供試体を作成した。これを圧密試験機にセットし、非水浸および水浸条件で段階的に所定の荷重まで圧密した。圧密時間は乾燥収縮を極力少なくするよう配慮した結果おのおの 30 分間とした。せん断時の粒子破碎量を調べる試験では、落下法<sup>7)</sup>によって初期状態を調整した試料を分取器で分け、所定の密度と含水比になるように静的に締め固めて供試体を作成した。いずれの試験の場合も、試験終了後でいねいに供試体を取り出し含水比測定のために炉乾燥した。その後 74  $\mu$  f

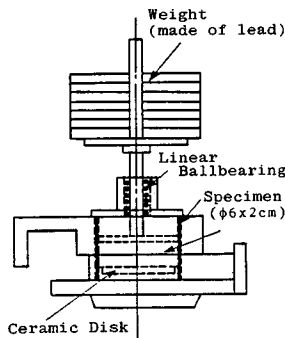


Fig. 2 Shear apparatus (front figure).

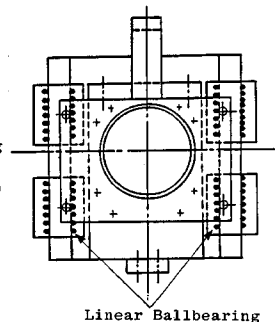


Fig. 3 Shear apparatus (plane figure).

るいで水洗いし炉乾燥後電動式ロータップ型振とう機によって正味 5 分間のふるい分け試験を行った。なお、供試体の大きさは両試験とも直径 6 cm、厚さ 2 cm である。

### (3) せん断試験

土のせん断強度を求める試験として一面せん断試験と三軸圧縮試験がある。一面せん断試験は試料が少なくすみ供試体が均一である。また、供試体が薄い円柱であるので乱さない土や締め固め土から供試体を削り出すのが比較的容易である。さらに試験の操作が簡単であり比較的短時間に数多くのデータを得ることができる、など多くのメリットがある。一方、欠点としては試験機の機構上避けることのできない摩擦の問題がある。

そこで摩擦を低減するために新しく製作したせん断箱を在来型の一面せん断試験機にセットして一面せん断試験を実施した。低圧によるせん断を行うので、圧密時およびせん断時の摩擦の影響をできるだけ取り除く必要がある。新しく製作したせん断箱は供試体と接する内面にはテフロン・ブロンズを張り、載荷装置部分 (Fig. 2) とせん断時にスライドする部分 (Fig. 3) にはボールベアリングを埋め込み摩擦の低減を行っている。また、改良型一面せん断試験機と同様にせん断過程に入る前に、調節ねじで上下せん断箱の間隔を所要の大きさに正しく保ってせん断するよう工夫してある。

一面せん断試験方法は圧密終了後、ただちにせん断する非水浸試験 (Unsoaked test) と圧密した後、せん断箱に給水して垂直変位が落ち着いてからせん断する水浸試験 (Soaked test) を乱さない供試体および締め固めた供試体について実施した。不飽和土であるので乾燥収縮の影響を少なくするように圧密時間は 30 分間程度とした。せん断速度は 0.5 mm/min である。よって、この試験より求める見掛けの粘着力とせん断抵抗角は排水条件の  $c_d$ ,  $\phi_d$  を意味している。垂直荷重は、低圧域として 1.96 kN/m<sup>2</sup> (0.02 kgf/cm<sup>2</sup>) ~ 17.6 kN/m<sup>2</sup> (0.18 kgf/cm<sup>2</sup>)、通常の圧力域で、19.6 kN/m<sup>2</sup> (0.20 kgf/cm<sup>2</sup>)

~294 kN/m<sup>2</sup> (3.00 kgf/cm<sup>2</sup>) としている。

低圧域と通常の圧力域での側面摩擦を次式<sup>8)</sup>に示す井上の考えに基づいて調べた。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi = c + \tau_a + \tau_{rf} + F_s$$

ここに

$\tau$  : 測定されたせん断強さ

$c$  : 粘着力

$\tau_a$  : ピーク時における体積変化に対する抵抗,  $\sigma \cdot (\Delta h / \Delta D)$  に等しい

$\tau_{rf}$  : 粒子間の摩擦抵抗, 残留強度で近似できる

$F_s$  : 側面摩擦

今回の試験からは計算上ほとんど摩擦の影響がないという結果が得られた。しかしながら、実際には摩擦が働いており低圧になるほどその影響も大きいと考えられる。一面せん断試験には摩擦等の問題も含んでいるが、上述したようなメリットを重要視して、得られた試験結果をそのまま用いることにした。

### 3. 粒子破碎特性

Fig. 4 は乱したまき土を自然状態の含水比と密度になるように調整し静的に締め固めたまき土の  $e$ - $\log p$  曲線 (非水浸試験) である。この曲線より求められた圧密降伏応力は  $p_c = 150 \text{ kN/m}^2$  (1.53 kgf/cm<sup>2</sup>) である。このまき土を締め固める前 (採取して空気乾燥後), 圧密リングに締め固めた後および 1254 kN/m<sup>2</sup> (12.8 kgf/cm<sup>2</sup>) の荷重で圧密後のそれぞれの粒度分布を示したのが Fig. 5 である。締め固めによって生じる粒子破碎は比較的少ないが、圧密によりかなり粒子破碎が生じることがわかる。次に、圧密荷重の増加に伴ってどの程度粒子破碎量が増えるかを調べるために、Fig. 6 に各ふるい通過量 (%) の増分 (締め固め後, 圧密前の粒度曲線を基準とする) を圧密荷重に対してプロットした。なお、同図には  $e$ - $\log p$  曲線も併せて示している。圧密荷重が大きくなるほど粒子破碎量が増加していることがわか

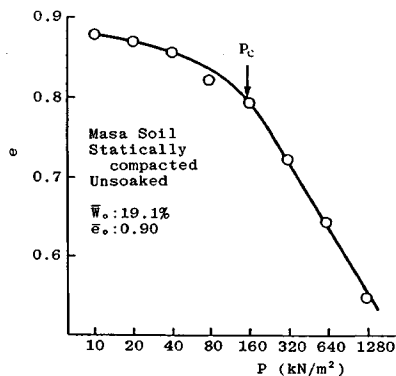


Fig. 4  $e$ - $\log p$  curve of compacted Masa soil.

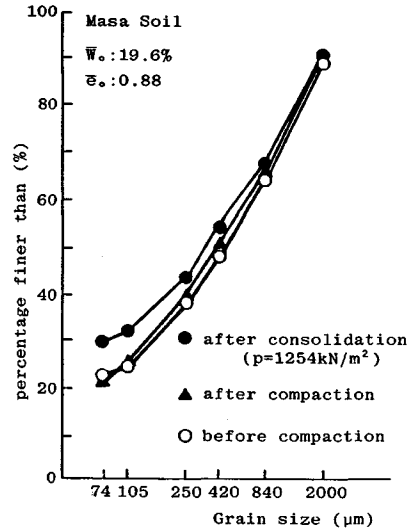


Fig. 5 Effect of compaction and consolidation on particle breakage.

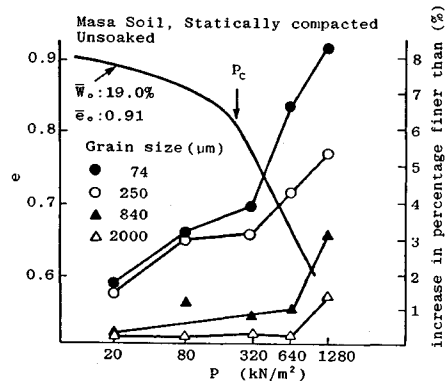


Fig. 6  $e$ - $\log p$  curve and increase in percentage finer than each size due to consolidation.

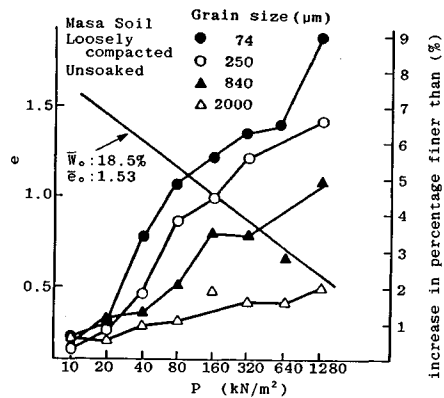


Fig. 7  $e$ - $\log p$  curve and increase in percentage finer than each size due to consolidation.

る。圧密降伏応力（締め固め時の圧力にほぼ等しい）を超えると粒子破砕曲線の傾きが急増している。圧密降伏応力を境にして全般的に粒子破砕量は急増するものと予想したが、大体そのような傾向にあるといえる。そこで、正規圧密領域における粒子破砕の進行を調べるために、できるかぎり緩く締め固めた供試体についても同様の試験を実施した。Fig. 7に示すように、粒子破砕量は  $p=19.6 \text{ kN/m}^2$  ( $0.20 \text{ kgf/cm}^2$ ) 以降ほぼ単調に増加していることがわかる。ここで、 $p=19.6 \text{ kN/m}^2$  ( $0.20 \text{ kgf/cm}^2$ ) は供試体作成時において負荷された圧縮応力であり、この先行応力が粒子破砕曲線に出現したものと考えられる。自然状態と同じ初期含水比・密度をもつように締め固めたものを水浸して圧密試験を行った結果を Fig. 8に示す。粒子破砕量は非水浸試験のもと大差ない。しかしながら、 $e-\log p$  曲線に明確な圧密降伏応力が現われているにもかかわらず粒子破砕曲線はほぼ直線的に増加している。これは水浸によりせん断強度が減少したために土構造が弱化し圧密降伏応力以前、つまり過圧密領域においても粒子破砕が進行しているためと考えられる。

粒子破砕は1つ1つの土粒子が圧密圧力や垂直応力の大きさによって個々に壊れていくのではなく、土粒子間相互の摩擦によって土粒子の表面部分が削りとられて粒径が小さくなっていくような形で進行していくものと思

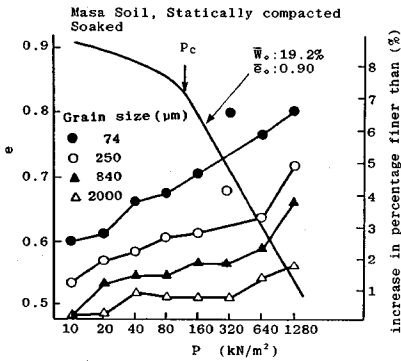


Fig. 8  $e-\log p$  curve and increase in percentage finer than each size due to consolidation.

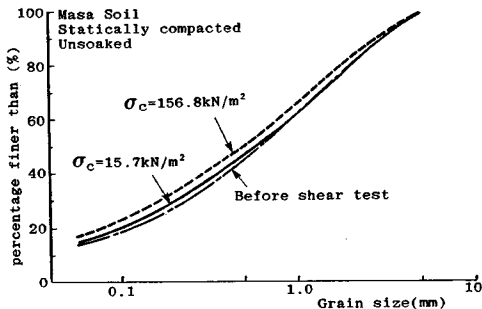


Fig. 9 Grain size accumulation curves after shear test.

われる。

次に、まさ土のせん断時における粒子破砕について考察する。まさ土粒子は内部構造が複雑なうえ粒径・粒度の違いによって破砕性にかかなりの差があると思われる。そこで、気乾燥した試料の初期状態を調整し、静的に締め固めて供試体を作成し、非水浸せん断試験を実施した。低圧および通常の圧力域におけるせん断試験後の粒度分布を示すと Fig. 9 (破線： $\sigma_c=156.8 \text{ kN/m}^2$  ( $1.60 \text{ kgf/cm}^2$ ), 実線： $\sigma_c=15.7 \text{ kN/m}^2$  ( $0.16 \text{ kgf/cm}^2$ )) のようになる。垂直応力の大きいものほど粒子破砕が生じていることがわかる。Fig. 10には粒子破砕の程度を表わす量として、特に  $74 \mu\text{m}$  ふるい通過量に着目し、垂直応力との関係を示している。低圧域より通常の圧力域の方が  $74 \mu\text{m}$  ふるい通過量が増加している。Fig. 10よりわかるように垂直応力  $\sigma_c=19.6 \text{ kN/m}^2$  ( $0.20 \text{ kgf/cm}^2$ ) 付近を境にして垂直応力の増加につれて粒子破砕の割合が増大しているといえる。

まさ土では垂直応力が  $19.6 \text{ kN/m}^2$  ( $0.20 \text{ kgf/cm}^2$ ) 程度でもせん断時に粒子破砕が生じていることが理解できる。

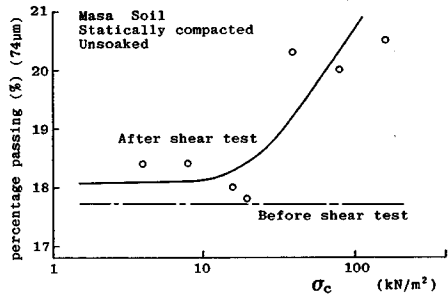


Fig. 10 Percentage passing ( $74 \mu\text{m}$ ) and normal stress.

#### 4. せん断特性

##### (1) せん断応力・垂直変位と水平変位の関係

Fig. 11には垂直応力が  $1.96 \text{ kN/m}^2$  ( $0.02 \text{ kgf/cm}^2$ ) と  $196 \text{ kN/m}^2$  ( $2.00 \text{ kgf/cm}^2$ ) の場合（まさ土、乱さない供試体、非水浸）のせん断応力・垂直変位と水平変位の関係を示している。このまさ土の圧密試験から求めた圧密降伏応力はおおよそ  $p_c \approx 240 \text{ kN/m}^2$  ( $2.45 \text{ kgf/cm}^2$ ) あり、これをもとに過圧密比を求めると同図の実線は  $\text{OCR}=1.2$ 、破線は  $\text{OCR}=120$  となる。乱さないまさ土では、低圧域および通常の圧力域ともに小さな水平変位でせん断応力の明確なピークが現われ、その後急激に減少する、いわゆる脆性的な破壊を示している。乱さない供試体の場合、応力-変位曲線は低圧域、通常の圧力域ともほぼ同様の傾向を示している。ピークに達してか

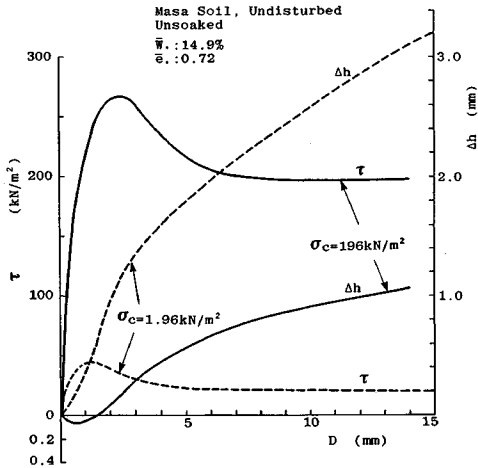


Fig. 11 Effect of magnitude of normal stress on stress-displacement curve.

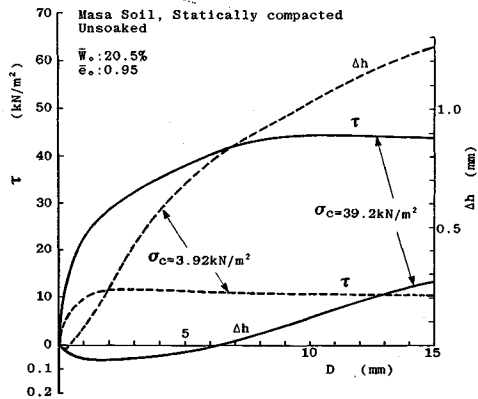


Fig. 12 Effect of magnitude of normal stress on stress-displacement curve.

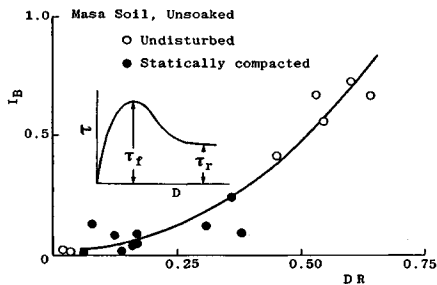


Fig. 13 Brittleness  $I_b$  and dilatancy rate  $DR$ .

らのせん断応力の減少の割合は低圧域の方が大きい。

Fig. 12には垂直応力が  $3.92 \text{ kN/m}^2$  ( $0.04 \text{ kgf/cm}^2$ ) と  $39.2 \text{ kN/m}^2$  ( $0.40 \text{ kgf/cm}^2$ ) の場合(まさ土, 締め固め, 非水浸)のそれを示している。締め固めたまさ土の場合, 低圧域では, 水平変位の小さなところでピーク強度に達し, その後はせん断応力の減少もほとんどなくほぼ一定

の応力状態になる。一方, 通常の圧力域ではせん断応力は水平変位の増加に伴い徐々に増大していき, 変位がかなり大きくなるとほぼ一定になる延性的な破壊を示している。このように締め固め土では, 乱れによる土の固結力の減少, あるいは締め固め時の粒子破碎の影響等により明確なせん断応力のピークはみられなくなる。他方, 三軸圧縮試験では不攪乱供試体と突固め供試体(不攪乱供試体と同じ初期間隙比をもつ)とを比較すると, ピーク強度にそれほどの違いはないが, ピーク強度での軸ひずみあるいは体積変化には大きな差がみられるという報告<sup>9), 10)</sup>がある。八木ら<sup>9)</sup>は不攪乱供試体は突固め供試体に比べて間隙個々の面積の大きいものが多いので, 三軸圧縮試験ではより大きな間隙がせん断初期につぶれやすく, したがって, せん断初期に大きな体積圧縮を生じ, また応力-ひずみ曲線の立ち上がりも小さいとしている。これらの試験結果と著者らの試験結果とでは, まさ土の種類, 初期間隙比, 試料の採取方法および供試体の作成方法等が異なっており単純に比較するのは難しいと思われる。一方, 西田ら<sup>11)</sup>の乱さないまさ土の一面せん断試験結果によると, 風化度の違いはあるにせよほぼ本試験結果と同様な傾向が得られている。

次に垂直変位についてみると, 乱さない供試体, 締め固めた供試体ともに低圧域のものほど体積膨張が著しい。低圧域の垂直変位は通常の圧力域のものとは異なり, せん断応力が一定になっても水平変位の増加とともに漸増している。その理由については今のところ不明である。低圧下においては体積膨張性の増大が少なからずせん断強度に影響を及ぼしている。

Fig. 13には Bishop<sup>12)</sup>が提案した脆性指数(Brittleness index):  $I_b = (\tau_f - \tau_r) / \tau_f$  (ここで  $\tau_f$ : ピーク強度,  $\tau_r$ : 残留強度)と垂直変位-水平変位曲線の傾きのダイレイタンスーレート  $DR = (\Delta h / \Delta D)_f$  の関係を示している。低圧域のものほどダイレイタンスーレートが大きく, 脆性指数も大となる。また乱さない土の方が締め固め土より  $DR, I_b$  ともに大きい。

## (2) 最大せん断応力と垂直応力の関係

Fig. 14はまさ土(締め固め, 非水浸), Fig. 15にはカオリン(締め固め, 非水浸)と豊浦砂(締め固め, 非水浸)の垂直応力  $\sigma_c$  とピーク強度  $\tau_f$  の関係を示している。まさ土では破壊線の傾きは低圧から圧力域の増大につれて減少傾向にある。一方, カオリンや豊浦砂では圧力域の大小の違いに関係なく1つの直線で両者の関係を表わすことができる。Fig. 9およびFig. 10に示したように, まさ土では圧力域の大きいものほどせん断による粒子破碎量は大きい。このことから, 試料の違いによって破壊線の形状が異なる原因としては粒子破碎の影響が1つの要因ではないかと考えられる。三浦ら<sup>13)</sup>の標準砂について

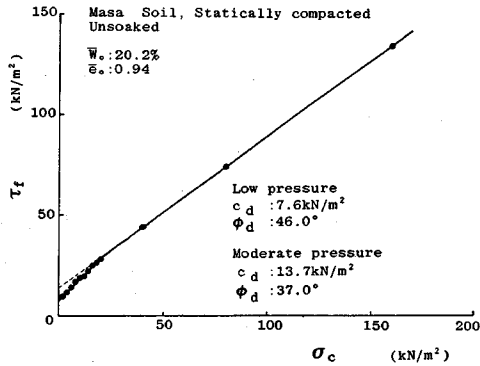


Fig. 14 Failure envelope of Masa soil.

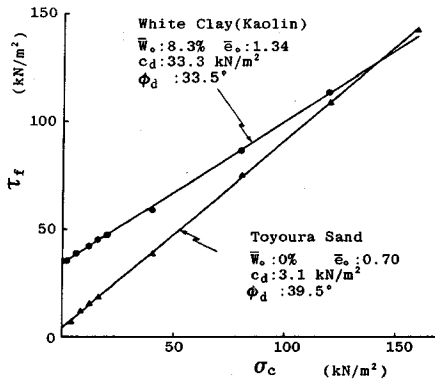


Fig. 15 Failure envelope of White clay and Toyoura sand.

Table 2 Strength parameter under low pressures.

Sample		Cohesion $C_d$ (kN/cm <sup>2</sup> )		Angle of shearing resistance $\phi_d$ (°)	
		Unsoaked	Soaked	Unsoaked	Soaked
Masa Soil (Kavakubo)	Undisturbed	39.2	6.4	67.0	47.5
	Compacted	7.6	3.6	46.0	37.5
Toyouira Sand	Compacted	3.1	—	39.5	—
White Clay	Compacted	33.3	—	33.5	—

Table 3 Strength parameter under moderate pressures.

Sample		Cohesion $C_d$ (kN/cm <sup>2</sup> )		Angle of shearing resistance $\phi_d$ (°)	
		Unsoaked	Soaked	Unsoaked	Soaked
Masa Soil (Kavakubo)	Undisturbed	76.6	48.0	27.5	24.5
	Compacted	13.7	4.2	37.0	34.0
Toyouira Sand	Compacted	3.1	—	39.5	—
White Clay	Compacted	33.3	—	33.5	—

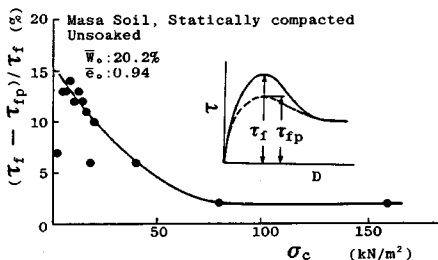


Fig. 16 Effect of dilatancy on shear strength.

の三軸圧縮試験結果によると拘束圧が2450 kN/m<sup>2</sup> (25.00 kgf/cm<sup>2</sup>) 以下では標準砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響はほとんどないと報告している。今回実施した試験での垂直応力は最大で294 kN/m<sup>2</sup> (3.00 kgf/cm<sup>2</sup>) であり、この程度の圧力ではカオリンや砂が粒子破碎をほとんど起こさないこと、逆にまさ土は粒子が破碎しやすい材料<sup>14), 15)</sup>であることを考え合わせるとこの結果は説明がつく。

各試料について強度定数  $c_d$ ,  $\phi_d$  を求めてまとめてみると Table 2, 3 のようになる。まさ土の場合には、圧力域の違いによって強度定数にかなりの違いがみられ、特に粘着力の差が大きい。乱さないまさ土では、試料は不均質で粗い粒子もかなり含まれる。このため粒子破碎の影響が少ない低圧域では、 $\phi_d$  の値はかなり大きくなる。(1) で求めたように低圧条件下におけるせん断では体積膨張性が著しく、このことが少なからずせん断強度に影響を及ぼしている。そこで、Taylor の式を用いダイレイタンスー補正を行い、 $(\tau_f - \tau_{fp}) / \tau_f$  ( $\tau_f$ : ピーク強度,  $\tau_{fp}$ : Taylor の式を用いたダイレイタンスー補正後の強度) と垂直応力の関係を示すと Fig. 16 のようになる。ダイレイタンスーのせん断強度に及ぼす影響は低圧域の方が通常の圧力域よりも大きいことがわかる。すなわち、低圧域で10%、通常の圧力域で2%程度ダイレイタンスーによってせん断強度が変化している。しかし、破壊線の形状はダイレイタンスー補正を行っても変わらない。すなわち、まさ土は破壊線が折れ曲がり、カオリンや豊浦砂では1つの直線になる。

強度定数  $c_d$ ,  $\phi_d$  に及ぼすダイレイタンスーの影響はせん断抵抗角  $\phi_d$  よりも見掛けの粘着力  $c_d$  の方が大きいようである。低圧および通常の圧力域ともにせん断抵抗角  $\phi_d$  はダイレイタンスー補正を行ってもほとんど変わらない。しかしながら、見掛けの粘着力  $c_d$  はダイレイタンスー補正によってかなり減少する。その減少の割合は低圧域の方が大きく、ほぼ20%である。

(3) 水浸による影響

まず、初めに不飽和土の水浸によるせん断強度低下の要因について考察すると次のようになる。

土粒子接触点にメニスカスが存在する不飽和土が一軸方向のもとでつり合っているとすると不飽和土の有効応力は Bishop によって次式のように示されている。

$$\sigma' = \sigma - u = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\sigma'$ : 有効垂直応力,  $\sigma$ : 全垂直応力,  $u$ : 等価間隙圧,  $u_a$ : 間隙空気圧,  $u_w$ : 間隙水圧,  $\chi$ : 飽和度  $S_r = 100\%$  で1,  $S_r = 0\%$  で0となる係数

ここで有効応力の増分  $\chi(u_a - u_w) = p$  をサクシジョンによる粒子間圧縮力、また  $u_a = 0$  のときの  $p$  の値、-

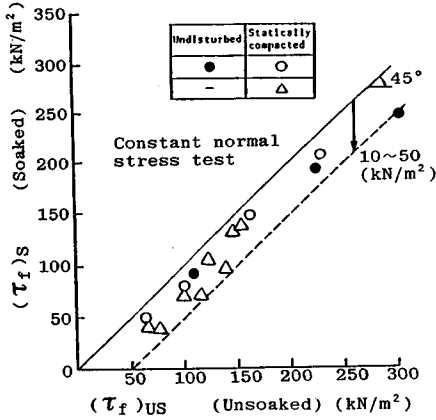


Fig. 17 Shearing strength of soaked and unsoaked specimens.

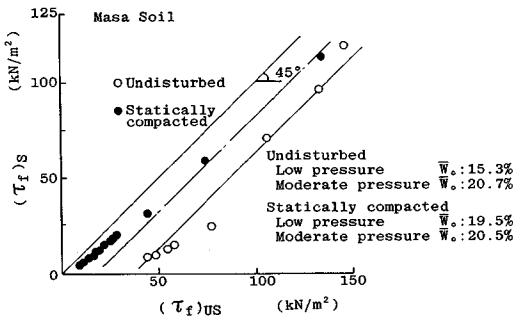


Fig. 18 Shearing strength of soaked and unsoaked specimens.

$\chi \cdot u_w = p^*$  を毛管水による粒子間圧縮力と名付ける。一般に間隙空気圧は大気圧に通じているので  $u_a = 0$  であるから

$$\sigma' = \sigma + \chi(-u_w) = \sigma + p^* \dots (2)$$

不飽和状態（非水浸時）のせん断強度は

$$\tau_f = c' + (\sigma + p^*) \cdot \tan \phi' \dots (3)$$

となる。いま強度定数  $c'$ 、 $\phi'$  は含水条件に関係なく一定であると仮定する。水浸するとメニスカス、すなわち毛管水による粒子間圧縮力は消失するので、水浸後のせん断強度は

$$(\tau_f)_s = c' + \sigma \cdot \tan \phi' \dots (4)$$

となる。この値は非水浸時のせん断強度（式（3））に比べて少なくとも  $p^* \cdot \tan \phi'$  だけは小さくなっている。これが不飽和土の水浸によるせん断強度の低下であり、垂直応力  $\sigma$  には無関係である。まさ土について水浸による影響を示すと Fig. 17<sup>16)</sup>、Fig. 18 のようになる。水浸すると非水浸に比べて強度はかなり減少する。しかし、その低下の度合いは圧密、せん断時の垂直応力にはほぼ無関係である。

水浸によるせん断強度の低下率は次式で表わせる。

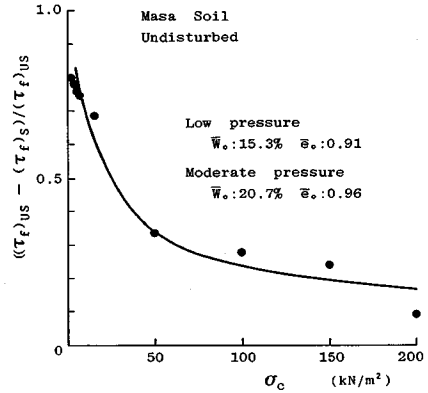


Fig. 19 Effect of normal stress on ratio of strength decrease.

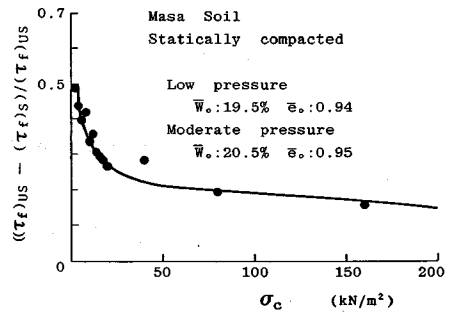


Fig. 20 Effect of normal stress on ratio of strength decrease.

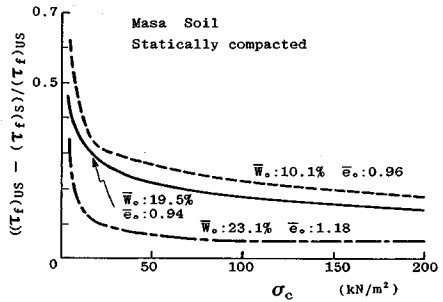


Fig. 21 Effect of initial water content and normal stress on ratio of strength decrease.

$$\frac{(\tau_f)_{US} - (\tau_f)_S}{(\tau_f)_{US}} = \frac{\tau_f - (\tau_f)_S}{\tau_f} = \frac{p^* \cdot \tan \phi'}{c' + (\sigma + p^*) \cdot \tan \phi'} \dots (5)$$

Fig. 18 に示したまさ土の水浸による強度低下率と垂直応力との関係は Fig. 19 (乱さないまさ土)、Fig. 20 (締め固めたまさ土) のようになる。通常の圧力域では低下率はほぼ一定であるが、低圧になるにつれて大きくなっており、垂直応力が  $19.6 \text{ kN/m}^2$  ( $0.20 \text{ kgf/cm}^2$ ) 以下になると水浸による強度低下率は急激である。また、初期含水比の異なる締め固めたまさ土について水浸による強度低下率の違いを調べたのが Fig. 21 である。初期含

水比の小さいものほど低下が大きく、低圧域になるほど急激である。

低圧域の方が水浸による強度低下率が大きい理由については式(5)で説明できる。すなわち、 $p^* \cdot \tan \phi'$ はFig. 17, Fig. 18に示したように垂直応力の大きさ( $\sigma$ )の大小)に無関係にほぼ一定であり、式(5)の値は垂直応力 $\sigma$ が小さいほど大きくなる。垂直応力 $\sigma$ の値が小さいほど、 $((\tau_p)_{us} - (\tau_p)_s) / ((\tau_p)_{us})$ の値は大きい。よって、低圧になるほどせん断強度の低下率は大きい。

次に、強度定数  $c_a$ ,  $\phi_a$  に及ぼす水浸の影響についてみると、Table 2, 3に示す水浸後のこれらの値は非水浸に比べてかなり小さくなっている。一般に、水浸による  $c_a$ ,  $\phi_a$  の低下率は低圧域のものほど大きいようである。それゆえ、表層剝離型の崩壊を多発しているまさ土<sup>18)</sup>実地盤における地表下1~2(m)付近の表層部分では、雨水等による浸水の影響がかなり大きいと考えられる。

5. 強度定数  $c_a$ ,  $\phi_a$  の変化を考慮した斜面の安定計算

土の強度定数  $c_a$ ,  $\phi_a$  はせん断過程において一定値ではなく水平変位(ひずみ)の増加に伴って変化する。すなわち水平変位の増加に伴って発現される強度定数  $c_a$ ,  $\phi_a$  は垂直応力と各水平変位ごとのせん断応力の直線近似によって決定できる。よって水平変位をパラメーターとして土の強度定数  $c_a$ ,  $\phi_a$  の発現過程を表わすことができる<sup>19), 20)</sup>。

実際の盛土や切土斜面内の応力とひずみの分布は一樣ではないので、これらの安定問題を考察する場合(進行性破壊を考慮)にはひずみの大きさに応じた強度定数を用いる方が望ましいのではないかと考えられる。すなわち、斜面内において応力が集中し、大きなひずみを生じている部分には残留状態から得られた強度定数を用いるべきではないと思われる。しかしながら、本報告は低圧および通常の圧力域における強度特性の違い、あるいは関連性を主目的としているのでこの点についての検討は別の機会に譲りたい。本論文では便宜上すべり面上の各点が一様に変位すると仮定し、この変位に応じた強度定数  $c_a$ ,  $\phi_a$  を用いて安全率を算出し、低圧域および通常の圧力域で得られた強度定数を用いた場合の安全率の変化を考察した。

Fig. 22は斜面勾配を一定とし、すべり層厚の違いによる安全率の変化を水平変位に対してプロットしたものである。なお、同図にはピーク強度の  $c_a$ ,  $\phi_a$  より求めた安全率を一点鎖線で付記している。乱さないまさ土の場合、すべり層厚が浅くなるほど安全率は明確なピークを示し、せん断変位が大きくなればかなり小さくなる。

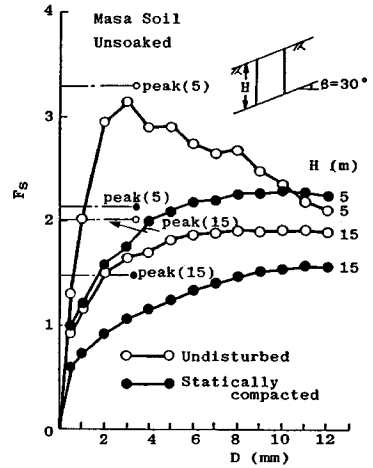


Fig. 22 Variation of safety factor of infinite slope with shear displacement.

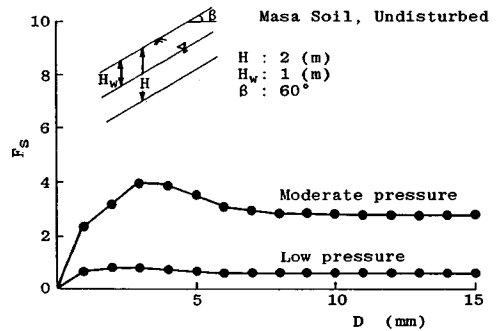


Fig. 23 Effect of horizontal displacement D and magnitude of pressure on safety factor  $F_s$ .

このようにすべり層厚が浅い場合は進行性破壊が生じることを意味しており、残留状態における安全率をも考慮する必要があると思われる。静的に締め固めたまさ土では安全率はせん断変位とともに漸増する。以上のことは有限斜面(円弧すべり)の場合も同様である。

Fig. 23は斜面を無限長斜面、すべり面の深さ(H)は地表下2.0(m)、その傾き( $\beta$ )は60度、地表面から深さ  $H_w=1.0$  (m) に地表面と平行な浸潤面をもつ定常浸透流が存在すると仮定し、Fig. 19に示した乱さないまさ土の試験結果の値を用いて計算した安全率と水平変位の関係を示している。図より明らかなように、低圧下で得られた値を用いた安全率の方が通常の圧力域のものを用いた場合よりもかなり小さくなっており、安全率が1.0を下回っている。Fig. 23のような斜面を考えた場合には、土かぶり圧に応じた圧力範囲、すなわち低圧域で得られた強度定数  $c_a$ ,  $\phi_a$  を用いないと安全率が過大に見積もる可能性があることを示している。4.(2)で述べたように低圧域と通常の圧力域では強度定数、特



に粘着力に違いが出てくる。浅層すべりの安定問題では低圧下における見掛けの粘着力の影響がきわめて大きい。

斜面の安定解析を行う場合には、せん断変位の増加に伴う強度定数の変化、すべり層の厚さ、斜面勾配等が複雑に関係しており問題点も多い。しかしながら、すべり層厚が小さく勾配が急な斜面を考えた場合には、低圧下で得られる強度定数を用いた安全率は小さい。ゆえに、低圧下における土の強度定数を用いた安定計算の方がより合理的と考えられる。

## 6. ま と め

乱さないまさ土および締め固めたまさ土について圧密試験、一面せん断試験を行い粒子破碎特性および低圧域と通常の圧力域でのせん断特性の違いや関連性、また、両圧力域でのせん断特性に及ぼす水浸の影響を明らかにした。さらにせん断試験より得られた結果を用いて斜面の安定解析を行い、低圧域および通常の圧力域における斜面の安全率について考察した。

(1) 圧密による粒子破碎はかなり大きい。圧密降伏応力(締め固め時の圧力にほぼ等しい)を超えると粒子破碎量は増加する。特に  $250\ \mu\text{m}$  以下の粒子の増加が著しい。粒子破碎特性に及ぼす水浸の影響は現段階では明確ではない。

(2) せん断時の粒子破碎量は垂直応力  $\sigma_c$  が  $19.6\ \text{kN/m}^2$  ( $0.20\ \text{kgf/cm}^2$ ) より大きくなると増大する。すなわち通常の圧力域の方が低圧域よりも粒子破碎量は大きい。この粒子破碎量の違いがせん断強度特性に影響を及ぼしているものと思われる。

(3) 垂直応力  $\sigma_c$  とピーク強度  $\tau_p$  の関係から得られる破壊線は、まさ土の場合、 $\sigma_c = 19.6\ \text{kN/m}^2$  ( $0.20\ \text{kgf/cm}^2$ ) 付近で折れ曲がる。すなわち、破壊線の傾きは低圧から通常の圧力域へと圧力の増大につれて減少傾向にある。一方、カオリンや砂では低圧および通常の圧力域に関係なく1つの直線になる。

(4) まさ土のような粒子破碎性に富む材料では、低圧および通常の圧力域とでは強度定数  $c_a$ 、 $\phi_a$  の値が異なる。低圧域では  $\phi_a$  が大きく、 $c_a$  が小さい。特に、粘着力  $c_a$  の差が大きい。

(5) 水浸による強度低下率は低圧になるほど大きく急激である。また、初期含水比の違いによっても強度低下率が異なる。すなわち、初期含水比の小さいものほど低下率は大きい。

(6) 乱さないまさ土ではすべり層厚が小さくなると安全率は明確なピークを示し、せん断変位が増すと安全率は小さくなる。浅層すべりの場合、進行性破壊が生じることが意味している。

(7) すべり層厚が小さく勾配が急な斜面の場合には、低圧域から得られた強度定数  $c_a$ 、 $\phi_a$  を用いて安定計算を行う方が安全率は小さくなり、より合理的である。

(8) 以上のことから、自然斜面、切土斜面や盛土の表層すべりの安定問題を取り扱う場合には、水浸による強度低下を考慮した低圧条件下における強度特性の把握と考察が必要である。

謝 辞：中野和久君(昭和61年3月卒業)ならびに島田文章君(昭和62年3月卒業)にはまさ土の粒子破碎特性とせん断特性の試験を担当していただきました。ここに深く謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 足立紀尚・深川良一：高圧、低圧下における土の挙動、土と基礎、Vol. 32, No. 2, pp. 5-9, 1984.
- 2) 奥園誠之、ほか3名：土砂災害の予知と対策、4、崩壊(その1)、土と基礎、Vol. 31, No. 11, pp. 89-96, 1983.
- 3) Ponce, V. M. and Bell, J. M. : Shear strength of sand at extremely low pressures, Journal of the SMFE, ASCE, SM 4, pp. 625-638, 1971.
- 4) 龍岡文夫・福島伸二・生原 修：低圧下における三軸圧縮試験と模型支持力試験、土と基礎、Vol. 32, No. 2, pp. 57-64, 1984.
- 5) 吉武茂樹・鬼塚克忠：超低圧下における土のせん断特性、昭和60年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集、pp. 364-365, 1986.
- 6) 吉武茂樹・鬼塚克忠：低圧下における不飽和土のせん断特性、第21回土質工学研究発表会、pp. 277-278, 1986.
- 7) 土質試験法：第7編 特殊土の試験、第3章 まさ土、p. 7-3-12, 1984.
- 8) 井上広胤：砂の直接せん断に関する研究、土木学会論文報告集、No. 101, pp. 15-24, 1964.
- 9) 八木則男・矢田部龍一：不攪乱まさ土のせん断特性と微視的考察、土木学会論文報告集、No. 364, pp. 133-141, 1985.
- 10) 村田秀一・安福規之・浦口泰弘：乱さないまさ土供試体のせん断強度特性、第19回土質工学研究発表会講演集、pp. 497-498, 1984.
- 11) 西田一彦・青山千彰・中山義久：乱さない不飽和まさ土のせん断強度特性、第16回土質工学研究発表会講演集、pp. 533-536, 1981.
- 12) Bishop, A. W. et al. : A new ring apparatus and its application to the measurement of residual strength, Géotechnique, Vol. 21, No. 4, pp. 273-328, 1971.
- 13) 三浦哲彦・山内豊聡：高拘束圧における標準砂の排水せん断特性について、土木学会論文報告集、No. 193, pp. 69-79, 1971.
- 14) 松尾新一郎・福本武明：マサ土の破碎性に影響する諸要因、土質工学会論文報告集、Vol. 16, No. 4, pp. 87-92, 1976.
- 15) 松尾新一郎・福本武明：マサ土の風化と破碎性の関係、土質工学会論文報告集、Vol. 17, No. 4, pp. 99-106, 1977.

- 16) 鬼塚克忠・吉武茂樹：佐賀県のみさ土の工学的特性，低平地防災技術研究会報告，No. 3，佐賀大学理工学部土木・建設工学科，pp. 55～78，1986.
- 17) Onitsuka, K. and Yoshitake, S. : Influence of initial water content and soaking on compressibility and shear strength of decomposed granite soil, Symposium on environmental geotechnics and problematic soils and rocks, AIT, Bangkok, pp. 911～930, 1985.
- 18) 網干寿夫：自然斜面および切土の安定性，風化花崗岩とみさ土の工学的性質とその応用，土質基礎工学ライブラリー，16，pp. 273～275，1979.
- 19) 鬼塚克忠・吉武茂樹：せん断ひずみの進行に伴う強度定数の変化，佐賀大学理工学部集報，No. 13，pp. 23～29，1985.
- 20) 鬼塚克忠・吉武茂樹：せん断変形に伴う強度定数  $c$ 、 $\phi$  の変化に関する考察，土木学会論文報告集，No. 382，Ⅲ-7，pp. 265～268，1987.

(1988. 1. 11・受付)