

三軸試験による不攪乱マサ土の強度・変形特性

柴田 徹・清水 正喜・都司 尚

STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS OF UNDISTURBED DECOMPOSED GRANITE SOIL BASED ON TRIAXIAL TESTS

By *Toru* SHIBATA, *Masayoshi* SHIMIZU and *Takashi* TSUJI

Synopsis

It is said that about 13% of the area of our country is covered with granite rock masses or decomposed granite soils. Granite has played a very important role as a foundation rock mass or as a construction material. The importance has increased and will increase more and more with increasing large scale construction works.

In order to investigate fundamental mechanical characteristics of decomposed granite soil, drained or undrained triaxial tests were performed on undisturbed samples. Some basic physical properties were also examined to identify the samples used.

A few of main results obtained are as follows:

- i) Heavily weathered clayey sample behaves mechanically like a sedimentary clay;
- ii) As to less weathered gravel or sand like samples, mechanical characteristics depend strongly on the degree of weathering, i.e., weathering reflects on the scatter of the results, on the increase in initial void ratio, consequently on the decrease in shear strength and the increase in compressibility;
- iii) Compressibility due to change in isotropic component of stress can be represented by the linear relation between e and $\log p$;
- iv) Volumetric strain due to dilatancy which can be evaluated by subtracting the volumetric strain due to isotropic stress component from the measured total volumetric strain correlates well to the confining stress; and
- v) Shear modulus increases with increasing confining stress but does not continue to increase for high values of confining stress.

1. 序 論

我が国の面積の13%強が花崗岩質であると言われている。従って、基礎岩盤あるいは建設材料として、花崗岩あるいはその風化残積土であるマサ土の役割は重要である¹⁾。その重要性は、建設工事の大規模化に伴って、ますます増大しつつあるといえる。その反面、いわゆるマサ土地帯における斜面災害等による被害も多く、防災の観点からも重要な土質材料である。

にもかかわらず、土質工学の分野において、マサ土は特殊土として扱われている。特殊性があるとすれば、一体どこにあるのか。それを明らかにすることは、本研究の目的のひとつでもあるが、ただ、不攪乱状態においてその力学特性を調べることが非常に困難であるため、力学特性が十分に明らかになっていないという現状を挙げることができよう。

マサ土は、一見固結状態にあっても、少しの攪乱作用を加えると砂のごとくバラバラと崩れる性質もっている。このような構造の不安定性は、勿論、風化現象と密接な関係がある。風化現象の機構あるいは対象

とするマサ土の風化の程度を知ることは非常に重要であり、それと工学的性質を結びつける努力も払われてきている。ただ、風化の程度がわかっても、それからすぐに力学的性質が定量的に知り得るわけではないので、風化した土を対象としなければならない土質工学の立場上、必然的に不攪乱試料による力学試験を実施する必要に迫られているといえる。

本研究の主たる目的は、不攪乱状態におけるマサ土の基本的な力学特性を明らかにすることである。マサ土の特殊性を追求するだけでなく、土質力学の従来の成果も利用すべく、他の土質材料(砂, 粘土, 軟岩等)の力学的性質と比較・検討を行う。さらに、有効応力の概念に基いた考察が行えるように、三軸試験を中心に実験を行う。

以下、本研究と関連した不攪乱試料の力学特性に関する従来の研究について簡単に振り返ってみる。

風化の程度を評価するための指標として、物理的性質を表わす種々の量が用いられている。青山ら²⁾は、強熱減量 (Ignission Loss), X線回折強度, 間隙率の鉛直分布を求め、それらの分布が互いに良い相関を示すことを指摘している。また、松尾と西田³⁾は、風化の指標として、長石比重を用いることを提案している。さらに、土粒子の見かけの比重, すなわち、土粒子内の空隙を残したまま測定された比重も有効な指標であると言われている⁴⁾。

先に触れたように、マサ土粒子の破砕性のために、粒度分布が測定方法により異なる結果になることは容易に予想できるが、一般に、マサ土の粒度分布の特徴として、粒度配合が良いと言われている⁵⁾。

不攪乱試料の力学的性質に関して、庄野ら⁶⁾は、内部まさつ面 ϕ_a が、風化の程度が強くなるにつれて低下するという結果を示している。不攪乱試料に対して、一面せん断試験も実施されている^{7)・8)}。

マサ土の透水性は、力学的特性であると同時に風化の程度を反映するといわれている。一般に、密度が大きくなるにつれて、透水性は低下する傾向にある^{9)・10)}。しかし、その反対の場合も認められる、つまり、風化が極端に進み、もはや粘土化した試料の透水性は、間隙率が大いにも拘らず著しく低下する。このような意味においても、透水性は内部構造を評価するうえで、ひとつの指標になり得ると思われる。

2. 試 料

2.1 不攪乱試料の採取

高松市南西約 20km の大規模な掘削現場において、不攪乱試料を採取した。採取地の位置と当地方の地質を **Fig. 1** に示す。同図から明らかなように、当地方の地質は、花崗せん緑岩であり、すぐ近くには、黒雲母花崗岩も見られる。試料を採取した現場での試料採取位置を **Fig. 2** に示す。図に示した A, B, C および D の 4ヶ所で試料を採取した。各個所の掘削工事が行われる前の土被りは、A, B, C, D の順にそれぞれ、約 0, 5, 10, 15m である。以下、試料名を試料 A, 試料 B, ……と付けることにする。

試料 A は、地表面の強風化土であり、見かけ上、ほぼ粘土化している。内径 14cm の塩ビ管を直接ハンマーで地中に押し込んで試料を採取した。ところどころ植生の根が混じっていたが、容易に管を押し込むことが出来た。

試料 B, C および D は、いわゆる「オニマサ」と呼ばれている、礫質のマサ土である。指先で容易に粒子が崩れ落ちる程度のものであった。まずはじめに、露出した地表面を約 30cm 程度削りとり、新鮮な面を露出させた。その後、ナイフエッジにより、注意深く削りとることにより、直径約 15cm, 高さ約 30cm の土塊に成形し、塩ビ管 (内径 18cm, 高さ 32cm) あるいは、木枠 (15×15×30cm) をかぶせ、枠と試料の隙間に石こうを流し込んで固結させた。

マサ土粒子の間に石こうが浸入しないことを予め確かめている。削りとられた土塊を **Photo 1** に、石こうを流し込んだ状態を **Photo 2** にそれぞれ示す。

2.2 三軸試験供試体の成形

試料 A の三軸試験用供試体は、通常の粘土供試体の作成方法と同じく、トリマーとワイヤーソーを用い

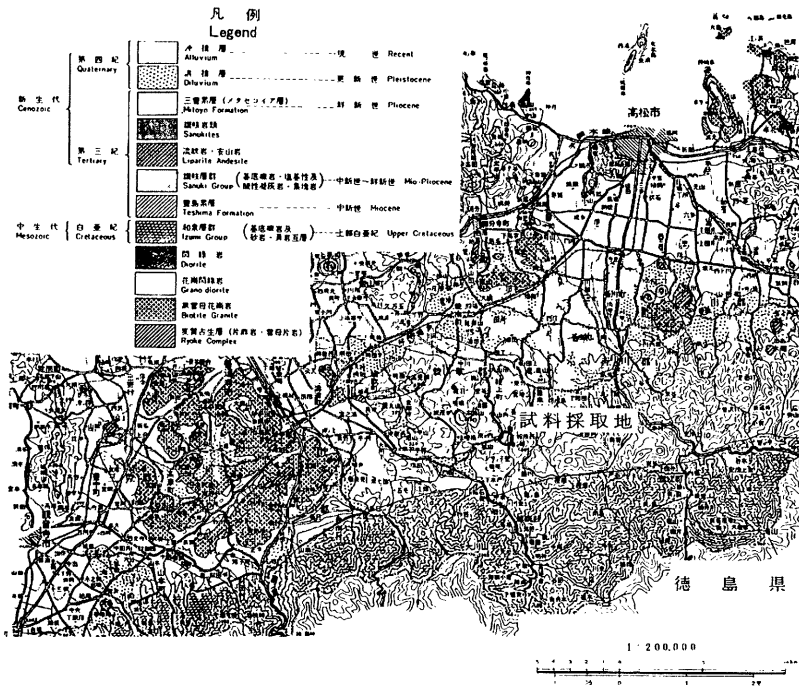


Fig. 1 Geological condition of the site for sampling.

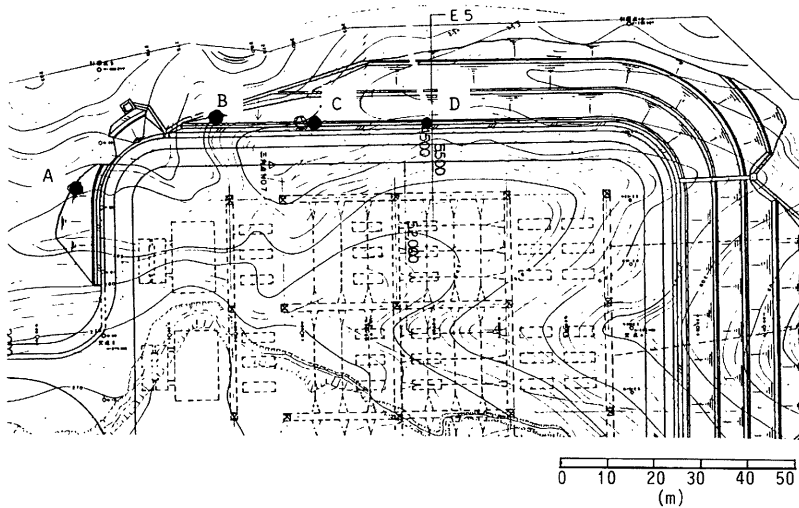


Fig. 2 Field for sampling.



Photo. 1 Soil masses scraped.



Photo. 2 Block samples covered with a tube of vinyl chloride.

て、直径 3.56 cm、高さ 8 cm の円柱に仕上げた。植生の根の混入のため、成形面には、多少の凹凸が残った。

礫質試料（試料B, C, D）の供試体は次のように作製した。実験室に持ち帰った試料を、杵ごと水中にてサクションを作用させて飽和度を高めた。その際、試料上端面の右この部分に直径 1 mm 程度の小孔を数個あけておくことにより、試料内部の空気を外に出した。飽和度は90%以上に高めることが出来た。

飽和した試料を、冷凍庫内で凍結させた。凍結したブロックをさらにドライアイスで冷却し温度を下げた後に、Photo 3 に示すディスクカッターで 4×4×10 (cm) の角柱に成形した。ひとつの三軸供試体を Photo 4 に示す。

試料BおよびCの切断面の写真を Photo. 5 (a), (b) に示す。この写真からわかるように、試料Bには、節理状の不連続線がほぼ直角を成して入っていた。一方、試料CおよびDにはそのような不連続線は見られなかった。また、試料Cは試料BやDに比べて全体に黒く、黒雲母花崗岩に近いと思われた。既に述べたように、各試料の採取位置は、20 m 程度しか離れていなかったにも拘らず、このように内部構造に差が見られたことは非常に興味深い。それと同時に、同じ名前を付した試料でも、供試体によって内部構造に違いがあることも予想され、後述する力学試験結果のバラつきの一因となったと思われる。

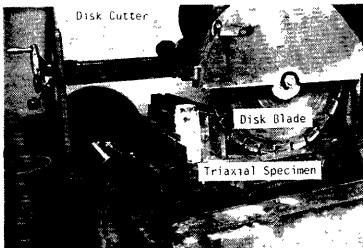


Photo. 3 Disk cutter.

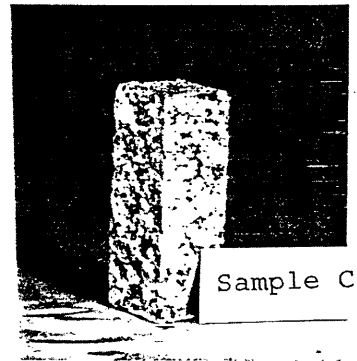


Photo. 4 Representative specimen for triaxial test.

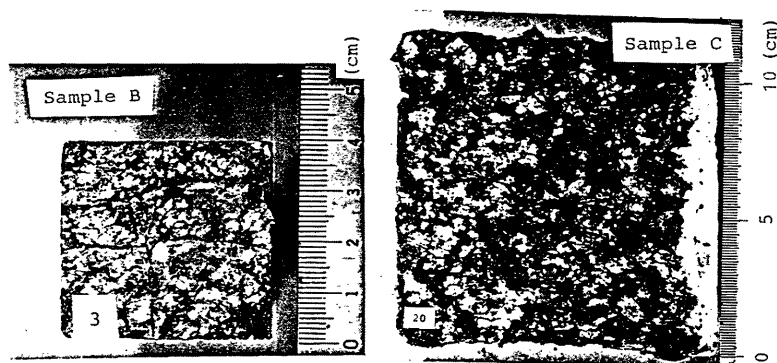


Photo. 5 Cross section appeared by cutting with a disk cutter.
(a) Sample B (b) Sample C

試料間の内部構造の差に着目しつつ、力学試験の結果を考察する。

2.3 試料の物理的性質

一般に、花崗岩風化土と分類される上においても、その母岩の種類、従って試料の産地、風化の程度、地質学的な変遷過程により種々のタイプが存在することは周知の点である。したがって、用いた試料の同定を行ううえで物理試験を実施することが不可欠であろう。ここでは、比較的容易な試験に限って実施した。

(1) 粒度特性

上質材料を特徴づける上で、粒度は最も重要な要因のひとつであろう。ところが、マサ土の場合、先に触れたように、粒度測定そのものの意味が曖昧である。ここでは、粒径分布の一応の目安を知るという意味で、粒度分析を行った。

粒径の予備調整は一切行わないで、不攪乱状態で切り出した試料を水中に浸し、手で軽くもみほぐす程度

Table 1 Physical properties of samples.

Sample Name		A	B	C	D
Sampling Depth (GL m)		0	5	10	15
Mineral Composition (%)	quartz	—	53.10	48.45	—
	feldspar	—	22.08	22.84	—
	colored minerals	—	24.82	28.71	—
Specific Gravity of Soil Grains	A	2.635	2.585	2.599	—
	B	2.638	2.640	2.681	—
Initial Void Ratio	average	1.070	0.515	0.387	0.399
	standard deviation	0.0748	0.0351	0.0245	0.0132
Grain Size Distribution	D_{10} (μm)	5	135	100	—
	D_{60} (μm)	115	2850	2200	—
	D_{60}/D_{10}	23	21	22	—

にしてふるい分けを行った。74 μ 通過試料は、沈降分析を行った。得られた粒径積曲線を Fig. 3 に示す。また粒度指標 (D₁₀, D₆₀, 均等係数) を Table 1 に記した。なお、試料Aに関しては、「土質試験法」¹⁰⁾の規定する方法により、細粒土として分析を行った。マサ土の均等係数は、風化度が進むにつれて大きくなると言われているが¹¹⁾、ここではそのような傾向は見られない (Table 1 参照)。

(2) 比重試験

土粒子の比重もその測定の方法により値が異なる。ここでは、「土質試験法」¹⁰⁾による比重試験 A と同 B により行った。比重Aは、一種の見かけの比重と考えられ、土粒子内空隙も土粒子実質と見なす方法であり、一方、比重Bは、土粒子内の空隙を空隙として評価できる真の比重に近い。結果は、Table 1 に示す。いずれの試料においても、比重BがAに比べて大きい。同表の結果を見る限り、比重Bは、試料Cで最も大きく、試料B、試料Aの順に小さくなっている。一方、比重Aは、試料Aにおいて最も大きい、これは風化の過程で生じた土粒子内空隙が、さらに風化が進行し粒子が細粒化するにつれてなくなっていくためと思われる。このように極端に風化が進んだものでは、比重は測定の方法による差が出てこない。

(3) 初期間隙比

三軸試験に用いた供試体の初期間隙比 e_i の算定は次式により行った：

$$e_i = \frac{V_t - W_s / (G_s \gamma_w)}{W_s / G_s \gamma_w} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 γ_w は 20°C (実験室室温) における水の単位体積重量； G_s は 20°C の水に対する土粒子比重 B； W_s は供試体の乾燥重量； V_t は凍結状態における供試体の全体積。

氷点下における土粒子の比重は測定していないので、上式では、土粒子および水の凍結膨張は考慮されていない。Table 1 に結果を示したが、間隙比は試料Aにおいて最も大きく、次いでBが大きい。試料C、Dの間隙比の差はあまりない。また、この結果の特徴は、試料Aを除いて間隙比が非常に小さいことである。乱さない状態において、風化が極端に進んでない礫質マサ土は、その土粒子間のかみ合わせとも呼ぶべき相互のつながりが緊密であることを想像させる。

(4) 鉱物組成

花崗岩風化土は、一次鉱物として、長石、石英、有色鉱物を含んでいる。一次鉱物組成を、「土質試験法」¹⁰⁾の方法により決定した。まず、磁気分離法により、磁性を帯びた有色鉱物の分離を行い、残りの試料を重液分離の方法により長石と石英に分離した。結果は、Table 1 に示す通りであるが、三種の鉱物組成で比較すると、大阪生駒のマサ土³⁾に近いことがわかる。

3. 力学試験の方法と結果

3.1 実験手法の概要

以下に述べる実験はすべて不攪乱試料について行ったものである。各試料と行った実験を Table 2 に示す。

試料Aに対して、標準圧密試験と圧密非排水三軸圧縮試験を行った。非排水試験は、0.02%/

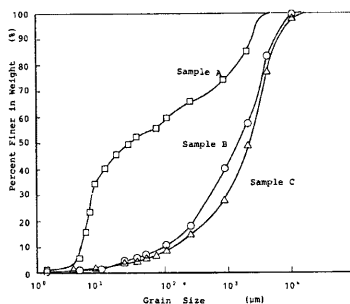


Fig. 3 Grain size distribution curves.

Table 2 List of mechanical tests.

		Sample(s)
Permeability Tests		C
Oedometer Tests		A
Triaxial Tests	Drained	B, C
	Consolidation Undrained	A, B, D

分の軸ひずみ速度で行い、196kPaのバックプレッシャーを作用させた。

試料 B, C, D に対しては、排水あるいは、圧密非排水三軸圧縮試験を行った。いずれもひずみ制御だったが、排水試験は、軸ひずみ速度 0.007%/分 の値を採用した。この速さは、Bishop & Henkel¹²⁾ の方法により決定した。非排水試験は、490kPa のバックプレッシャーを用い、軸ひずみ速度 0.05%/分 で行った。

さらに、試料 C に対して、透水試験を実施した。三軸試験用供試体の高さを半分にしたものを円筒形の透水試験容器に入れ、容器と試料の間隙をパラフィンで埋めて、変水位透水試験を行った。透水試験の直前に再度サクションを作用させて飽和度を高めた。また、鉛直方向の透水性と水平方向の透水性を測定し、透水性に関する異方性について調べた。

3.2 力学試験の結果

(1) 強風化マサ土 (試料 A)

Fig. 4 に間隙比と圧密圧力の対数の関係を示す。

処女圧縮曲線には、明瞭な折れ点が見られないが、これは、この試料が堆積土でなく風化残積土であるために、先行圧密圧力が存在していないか、または、地表面近くの試料であるために、現位置で既に十分の攪乱を受けているためと思われる。除荷・再載荷時の $e \sim \log p$ 関係は、可逆的性質を有しており、通常の堆積土で現われる性質と何ら変るところがない。

同図より、圧縮指数 C_c 、膨潤指数 C_s 、および再圧縮指数 C_r を決定し、結果を Table 3 に示した。これらの値を見る限り、通常の堆積粘土のそれと大差ないと言える。

Fig. 5 (a) および (b) に、圧密非排水試験結果を示す。応力-ひずみ関係 (Fig. 5 (a)) および有効応力径

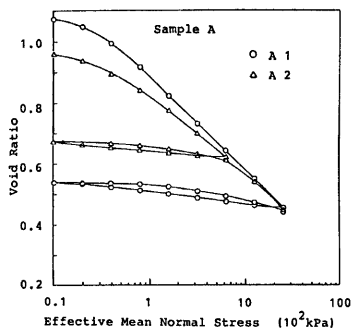


Fig. 4 Void ratio vs. log. of vertical pressure. (Oedometer tests on Sample A)

Table 3 One dimensional compressibility of Sample A.

Sample Name	Initial Void Ratio	Degree of Saturation	C_c	C_r	C_s
A1	1.100	85.65%	0.34	0.044	0.031
A2	1.020	96.81%	0.31	0.032	0.028

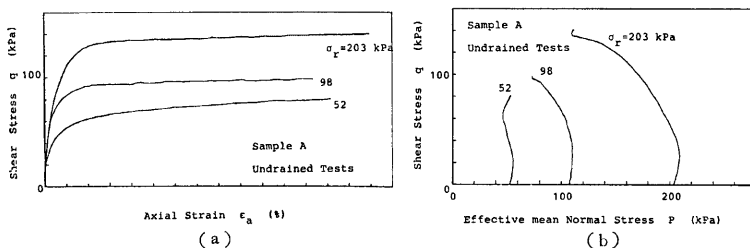


Fig. 5 Results of consolidated undrained shear tests on Sample A.
(a) Shear stress vs. axial strain.
(b) Effective stress paths.

路 (Fig. 5 (b)) はともに顕著な圧密圧力依存性を示していることがわかる。とくに、有効応力径路特性として、圧密圧力の大きい場合に正規圧密粘土のように正の間隙水圧が大きく発生している、圧密圧力の小さい場合には、過圧密粘土のように間隙水圧の発生は小さいことがわかる。これらの点からも、通常の堆積粘土の挙動と本質的に差はないと言える。なお、同図より決定した強度定数は、 $\phi' = 29.1^\circ$ 、 $c' = 8.8 \text{ kPa}$ であった。

(2) 礫質マサ土 (試料 B, C, D)

a. 透水試験 (試料 C)

Darcy の法則が成り立ち、透水係数を決定することができた。Fig. 6 は、透水係数と乾燥密度の関係を示したものである。透水係数の乾燥密度依存性は顕著でなく、たとえば網干ら⁹⁾の結果と異っている。ただ、透水係数の大きさに関しては、網干ら⁹⁾や庄野ら⁶⁾の示した、明神マサのそれと近い。水平方向と鉛直方向の透水係数の違いは見られず、透水性に関する異方性は、この試料に関する限りないと言える。

b. 排水三軸試験 (試料 B, C)

Fig. 7 (a) および (b) に、排水試験によるせん断応力 q (軸差応力: $\sigma_a - \sigma_r$) と軸ひずみ ϵ_a の関係を示した。拘束圧依存性は、試料 B (Fig. 7 (a)), 試料 C (Fig. 7 (b)) のいずれにも見られるが、両試料の間で顕著な挙動の差が見られる。試料 C では、拘束圧の大きい場合に、応力-ひずみ関係は、ひずみ硬化-軟化型を示し、拘束圧が小さくなると軟化の程度が小さくなっている。また、ピーク強度が出現する軸ひずみの大きさは、ばらつきはあるが、約 7~12% であって、拘束圧との明瞭な相関性は見られない。堆積軟岩の場合¹³⁾や豊浦砂の場合¹⁴⁾には、拘束圧が小さいほどピーク時のひずみが小さくなり、マサ土と異なる点である。一方、試料 B では、ひずみ軟化の挙動は、最も拘束圧の大きい B37 ($\sigma_r = 2942 \text{ kPa}$) の結果を除いて、見られていない。とくに、B25 も $\sigma_r = 2942 \text{ kPa}$ であるにも拘らず、全く軟化の傾向を示していない。このように、ピークが明瞭に現われない挙動は、緩い砂の挙動と似ている。試料 C においてピークが見られたことは、密な砂の挙動との類似点と考えられよう。

実際、Table 1 に既に記したように、試料 B の間隙比は、試料 C に比べて大きい。さらに、この挙動の差は、切断面観察により明らかになった内部構造の差 (Photo 5 (a), (b)) をも反映しているものと思われる。

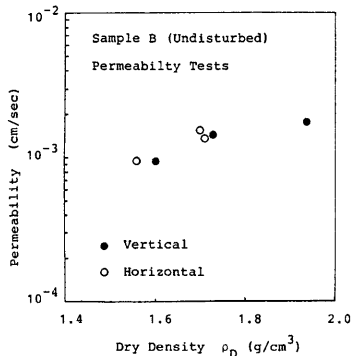


Fig. 6 Permeability coefficient vs. dry density.

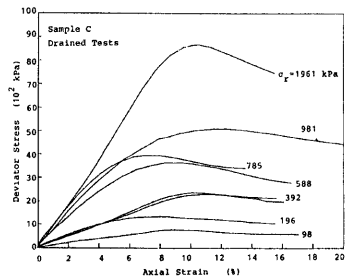
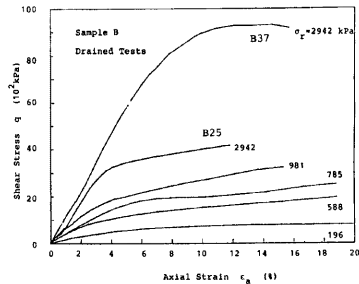


Fig. 7 Relations between shear stress and axial strain of drained triaxial tests.

(a) Sample B (b) Sample C

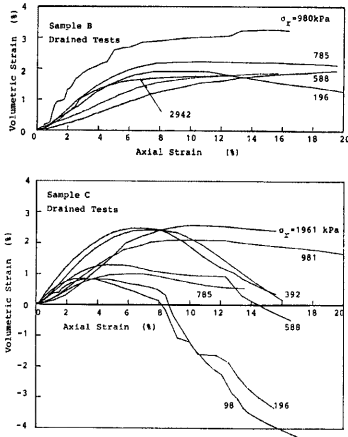


Fig. 8 Relations between volumetric strain and axial strain.
(a) Sample B (b) Sample C

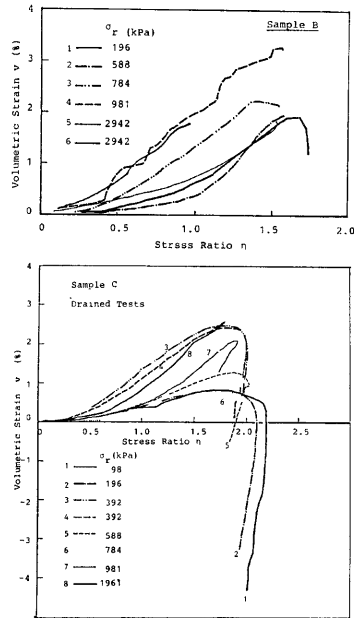


Fig. 9 Relations between volumetric strain and stress ratio.
(a) Sample B (b) Sample C

試料B, Cに共通して, q - ϵ_a 関係の初期の立ち上り部分は, 直線的になっており, その直線関係が消える応力レベルは, 拘束圧に依存しているようである。詳しい考察は行わないが, 弾-塑性の性質の一端が見られていて, 興味深い。

Fig. 8 (a) および (b) に, 体積ひずみと軸ひずみの関係を, Fig. 9 (a) および (b) に体積ひずみと応力比の関係をそれぞれ示す。あまり明瞭ではないが, これらの関係は拘束圧に依存しているようである。凡その傾向として, せん断の初期には, いずれの拘束圧でも, 体積は圧縮し, その圧縮傾向は, 拘束圧が小さいほど小さい。試料Cにおいては, 拘束圧が小さい場合には, ひずみの進行とともに体積は膨張に転じているが, 試料Bでは, 拘束圧が小さい場合にも, 体積が膨張することはないようである。Fig. 7 において, 試料による挙動の差を指摘したが, このように体積ひずみの挙動にも違いがある。この傾向も, 砂の密度の大小による一般的傾向と矛盾していない。

ここで注意したい点は, Fig. 8 または 9 の挙動にあまり整然とした拘束圧依存性が見られていないことである。これは, 同じ試料であっても, 供試体間での間隙比の違いが大きいことや, また, 内部構造が異なるためであろうと推察される。初期間隙比と圧縮性およびダイレタンスーとの関係については, 節を改めて詳しく考察を加えることにする。

c. 非排水三軸試験 (試料B, D)

試料BおよびDの圧密非排水三軸試験の結果を, Fig. 10 (a), (b) および Fig. 11 (a), (b) に示した。Fig. 10 (a) および (b) からわかるように, せん断応力 q と軸ひずみの関係は, 試料B (Fig. 10 (a)) および試料D (Fig. 10 (b)) とともに単調な凸の曲線になっていない。試料Bの応力-ひずみ曲線は, ピークをもた

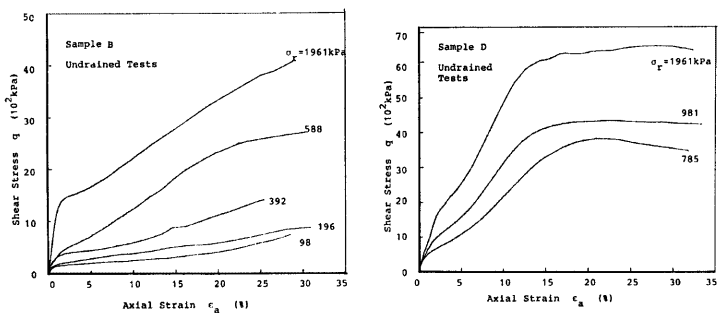


Fig. 10 Shear stress vs. axial strain; Consolidated Undrained shear tests.
(a) Sample B (b) Sample D

ず、せん断応力はひずみの増加に対して増加しつづけている。この挙動は、排水試験においても見られたことは既に指摘した (Fig. 7 (a))。一方、試料 D (Fig. 10 (b)) は、ピークをもち、かつ拘束圧の大きい場合には、ピーク強度がひずみのかなり大きい範囲で一定に保たれていることがわかる。

Fig. 11 (a) および (b) に示した有効応力径路に関しては、試料の違いによる挙動の相違は顕著でない。ただ、試料 D (Fig. 11 (b)) において、ピーク強度に達した後有効応力径路は急に折れ曲り、下方に向っているのに対して、試料 B (Fig. 11 (a)) においては、試験終了点まで有効応力径路は直線的に伸びている。これらの図より、いずれの試料に対しても有効応力径路の拘束圧依存性が顕著に読みとれる。すなわち、拘束圧 σ_r が小さい場合には、平均有効垂直応力 p は、試験中減少することなく増加の傾向を示すが、拘束圧が大きい場合には、せん断の初期からある点まで p が減少し、その後 p は増加している。この p の変化挙動はダイラテンシー挙動を反映したものであるが、ダイラテンシー挙動については、後述する。

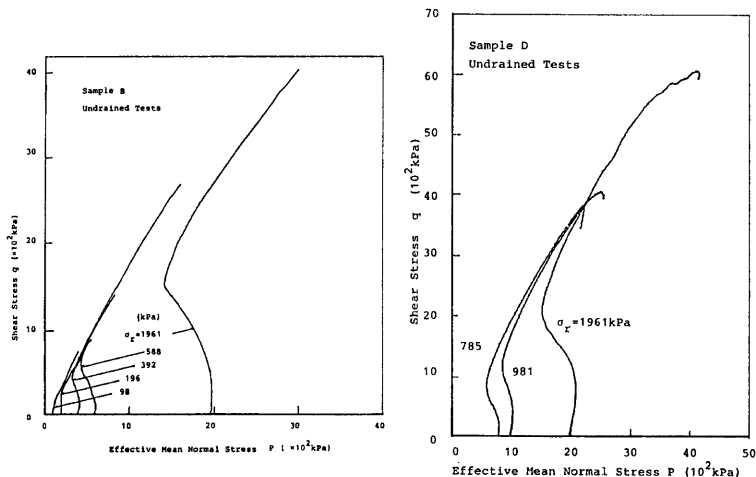


Fig. 11 Effective stress paths.
(a) Sample B (b) Sample D

4. 考 察

本章では、礫質マサ土試料（試料B, C, D）の力学試験の結果に関する二、三の考察を行う。

4.1 強度特性

Fig. 12 に、礫質マサ土の破壊時の有効応力状態を示した。ここで、破壊時とは、せん断応力-軸ひずみ関係において、明瞭なピーク強度が見られた場合にはピーク時を、一方、ピークがみられない場合には、試験終了時を意味している。

同図より、どの試料に対しても、有効応力に関する粘着力の成分 c' はゼロであること、有効応力に関する内部摩擦角 ϕ' は、試料C, Dに対して約 48° 、試料Bに対して約 38° ということがわかる。 ϕ' の相違は、前節で述べた変形挙動の差と関連しているが、それらも含めて、試料の内部構造あるいは初期間隙比の差に因るものであると考えられる。すなわち、試料Bにおいて観察された節理状の不連続面は、せん断強度の低下をもたらすと思われる。

さらに、試料Bの ϕ' が他試料に比べて小さいという点に加え、試料Bの結果にはばらつきが多い。これは、上に述べた節理状不連続面が供試体内部で不均一に分布していることと、ある方向性をもって分布しているためと考えられる。たとえば、Fig. 7 (a) を参照して、Test No. B25 と B37 を比較すると、両者とも同じ拘束圧の下で試験されたにも拘らず、B25 の強度がかなり小さい。実験時の供試体の観察によれば、Test No. B25 においては、破壊付近においてすべり面が現われたのに対して、B37 においては現れず、供試体は樽型を示した。このことは、B25 の供試体の中に、せん断抵抗に不利となる角度に節理面が入っていたことを想像させる。同様の例は、Test No. B28 (Fig. 10 (a)) においても見ることができる。

以上の議論から明らかなように、マサ土の強度の評価は容易でなく、あるマサ土の構造物に関連した強度を特定の試料から推定することは非常に危険であると言える。強度評価は、広い範囲から採取した試料に基づいて慎重に行う必要がある。

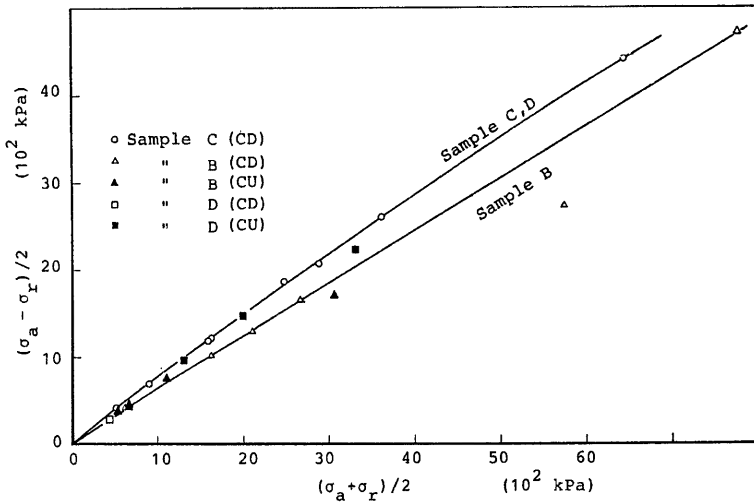


Fig. 12. Effective stress states at failure for Samples B, C and D.

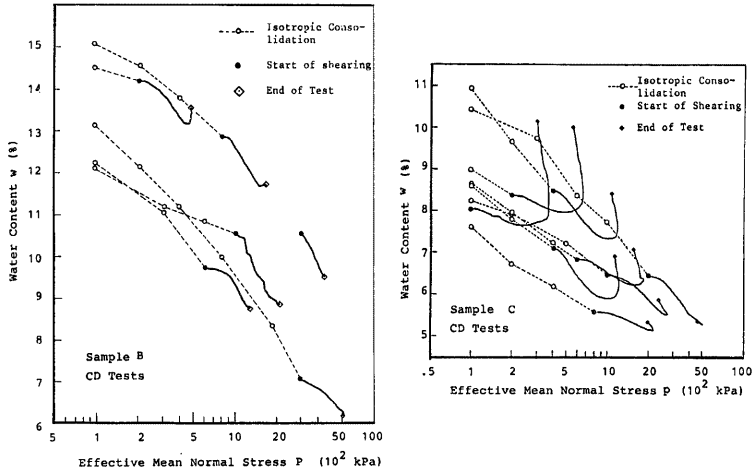


Fig. 13 Change in water content during drained triaxial shear tests.
(a) Sample B (b) Sample C

4.2 体積変化挙動

(1) 排水試験中の圧密による体積変化

排水試験中の含水比 w の変化と平均有効応力 p の関係を Fig. 13 (a), (b) に示した。点線は、せん断に先立つ等方圧密の過程を、実線はせん断試験の過程を表わしている。試料Bに対してもCに対しても、どの供試体の挙動も傾向的には同じであるので、Test No. C27 の場合を代表としてとりあげることにする (Fig. 14)。Fig. 14 において、点Iと点Sの間は等方圧縮の過程を表わし、せん断応力が作用しているのは、SCDPE と記された部分である。点Sはせん断の開始を、点Pはせん断応力のピークを、そして点Eで実験が終了していることを表わす。この図より、つぎのことが観察される：

- (i) $w \sim \log p$ 関係は等方圧縮の過程で直線的である；
- (ii) せん断応力が作用してからも、点Cから点Dに至る間において $w \sim \log p$ 関係に直線性がみられる；
- (iii) w が $\log p$ に対して減少していく程度は、点Dを越えるあたりから小さくなり、破壊点Pの近くの点において w は増加しはじめる；
- (iv) p またはせん断応力 q のピークを過ぎると、 w の増加する傾向は顕著になる；そして
- (v) せん断開始からある部分 (SC間) において、 w の変化は、その前あるいは後の部分に比べて小さい。

上記(i)より、等方圧縮過程における含水比の変化は次式で表現できる。

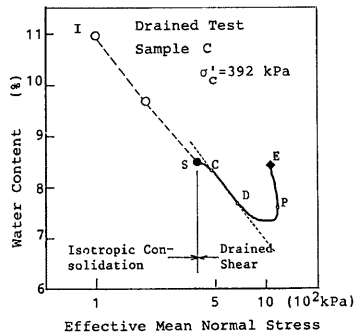


Fig. 14 Typical example of change in water content during drained triaxial shear test. (Sample C; Test No. C27)

$$dw = -\lambda d \log p \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 λ は点IとSとの間の直線部分の勾配である。上記(1)の観察より、この式は、せん断応力の作用している CD の部分にも適用できる。したがって、点CからDに至る間の体積変化は、等方応力成分の変化のみによって生じていて、ダイラテンシーは点D以後生じ始める、と仮定できよう。

点SとCとの間の、含水比の変化が小さい部分については、排水が完全に行われていなかったのではないかと推察される。ひずみ制御による試験であるので、せん断の初期における q または p の増加がその後の部分に比べて急であるため、 p の増加に対応して本来発生すべき体積圧縮が遅れたと考えられる。ひずみ速度は、Bishop & Henkel⁽²⁾の方法によって決定したが、同方法では、せん断開始から破壊までの総時間を推定できるが、完全な排水条件を満たすための最小のひずみ速度は求められない。

以上のことから、Fig. 14 において、点D以前にはダイラテンシーは生じていない、と仮定することは妥当であろう。

(2) 等方応力の変化による圧縮性

等方応力の変化によって生ずる体積圧縮の程度を、(2) 式中の係数 λ によって評価できる。Fig. 15 には、 λ を初期間隙比に対してプロットしている。Fig. 13 から想像されるように、 λ は拘束圧 σ_r に若干依存すると考えられたので、試料Bおよび試料Cの供試体のうち、同じ σ_r のもとでせん断されたものだけを取り出して、比較している。この図から、試料Bの圧縮指数 λ は試料Cに比べて大きいことがわかるが、これは、試料Bの初期間隙比が試料Cのそれに比べて大きいことと関係があろう。試料Bの λ は、試料Cの約3倍程度である。初期間隙比の差と同様、両試料間の内部構造の違いも無関係ではあるまい。

(3) ダイラテンシーによる体積変化

上に述べたように、Fig. 14 において点D以降の体積変化には等方応力の変化によるものとダイラテンシーによるものが含まれている。体積変化の両成分を分離するために、ピークまでの即ち p が増加するときの含水比の変化を次式で表わす：

$$dw_{\text{dilatancy}} = dw_{\text{total}} - dw_{\text{eq}(2)} \quad \dots\dots\dots(3a)$$

側圧一定の排水三軸試験では、せん断応力がピークを過ぎると平均有効応力 p も減少する。 p が減少するときの体積変化挙動は、Fig. 16 の等方圧縮-除荷試験の結果から調べることができる。同図によれば、除荷に伴う含水比の変化はわずかであり、これを無視しても差し支えない程度である。したがって、ピークせん断抵抗が発揮されて以後、 p が減少する間のダイラテンシーによる体積変化は、次式で与えられる：

$$dw_{\text{dilatancy}} = dw_{\text{total}} \quad \dots\dots\dots(3b)$$

式(2)および式(3)を用いて、せん断中のダイラテンシーによる体積ひずみ（以下これを v_D と記す）を計算できる。Fig. 17 に、 v_D とせん断ひずみ ϵ の関係を示した。この図より、 v_D と ϵ の間に、第一近似として直線関係が見られるが、その

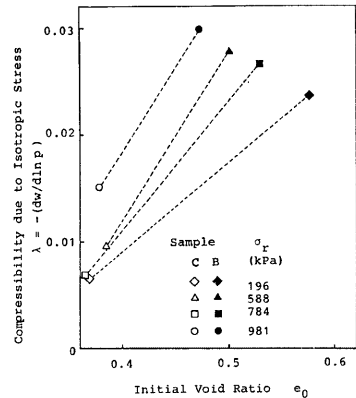


Fig. 15 Compressibility due to change in isotropic component of stress vs. initial void ratio.

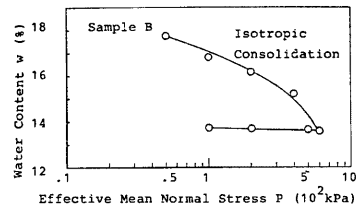


Fig. 16 Result of a isotropic compression-rebound test.

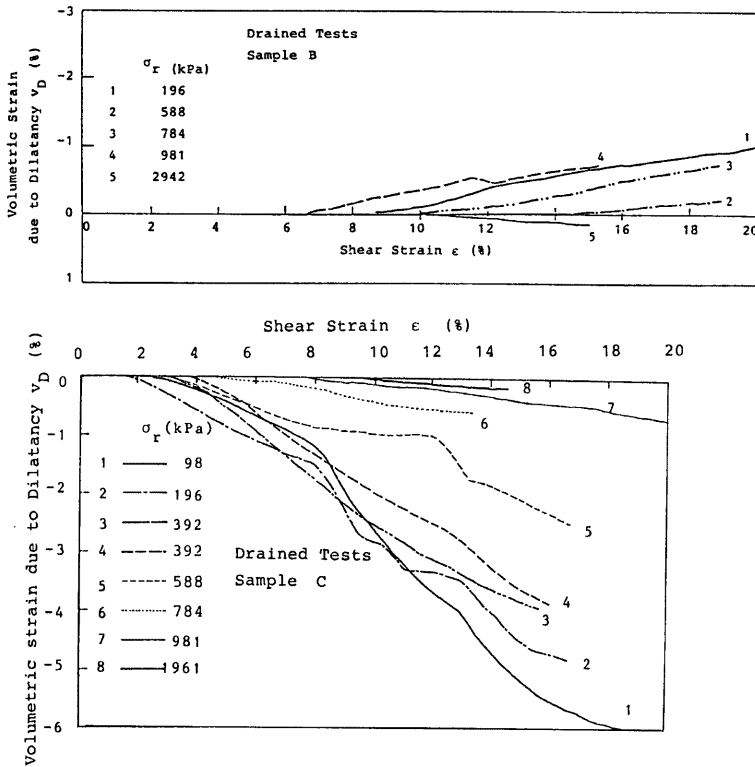


Fig. 17 Volumetric strain due to dilatancy vs. shear strain.

直線の勾配 $R(=-dv_D/d\varepsilon)$ は、ダイレタンスー特性を評価する上でのひとつの指標と考えられる。ダイレタンスー速度 R と拘束圧の関係を Fig. 18 において調べた。同図では R を σ_r の対数に対してプロットした。試料BとCとで異なる直線関係が見られ、同じ拘束圧に対して R を比較すると、試料Cにおいて大きいことがわかる。また、拘束圧が大きくなると各試料について R は負になり、すなわち負のダイレタンスーが発生し、さらに、 σ_r が 3000 kPa 程度になると両試料に対する傾向線は一致することが予想される。言い方を換えれば、拘束圧が大きくなれば、ダイレタンスー挙動の試料間の差が消失する。初期の内部構造がダイレタンスー特性に与える影響は、拘束圧が大きくなることにより、なくなっていく。

Fig. 18 においてみられた、ダイレタンスーに及ぼす拘束圧の効果は、通常、堆積粘土や砂において見られるものと同じである。すなわち、砂や粘土においては、間隙比が同じであれば、拘束圧の小さいときほどダイレイトする性質が顕著であることよく対応している。

さて、Fig. 19 に v_D と応力比 $\eta(=q/p)$ の関係を示した。拘束圧の低い場合には、ピーク応力比が達せられる以前にかなりの体積変化が見られ、高拘束圧の場合には、 v_D は小さく、とくに、拘束圧が 1961 kPa や 981 kPa 程度になると、ダイレタンスーはピーク以前には生じていないことがわかる。

Fig. 17 や Fig. 19 の結果を、全体積ひずみを表わした Fig. 8 や Fig. 9 と比較してみると、ダイレタン

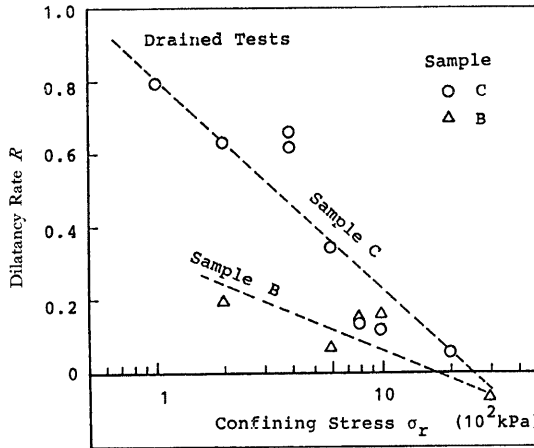


Fig. 18 Dilatancy rate vs. confining stress.

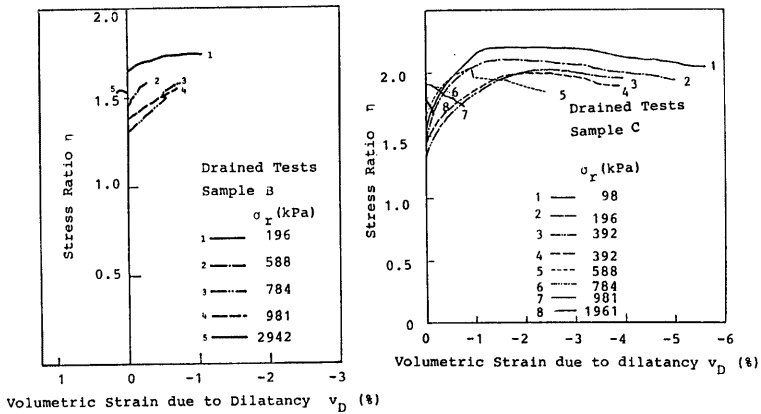
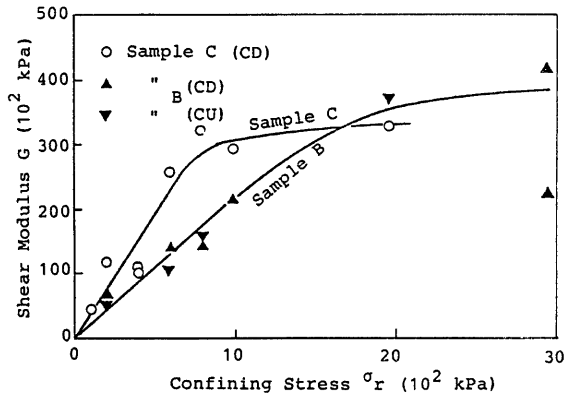


Fig. 19 Volumetric strain due to dilatancy vs. stress ratio.
(a) Sample B (b) Sample C

シーで整理すれば拘束圧との相関性が非常によく表現できていることがわかる。これは、Fig. 15 からわかるように、等方応力の変化による体積変化が、同じ試料について初期間隙比が同じでも、ばらつきがあって、それを全体積ひずみから差し引いて求められた v_D には、そのばらつきが除かれているからであろう。

4.3 せん断定数

せん断応力 q と軸ひずみ ϵ_a の関係 (Fig. 7 および Fig. 10) において、既に指摘したように、せん断の初期において直線的な部分が見られた。せん断応力 q とせん断ひずみ ϵ の関係 (図省略) にも、同様の直線部分が存在し、その勾配 $4q/3d\epsilon$ は、いわゆる、せん断定数 G を与える。本来、 G は、弾性体に対して定義さ

Fig. 20 Shear modulus G vs. effective confining stress.

れた量である。いま、前節の議論を参考にして、少くとも $q \sim \varepsilon$ 関係が直線的になる部分においては、ダイレタンシーが生じないことを考慮すると、ここで求められる G は、弾性定数としての意味をもつと考えられよう。

Fig. 20 に、 G と拘束圧 σ_r の関係を示す。この図において、試料 B に対する傾向線と C に対するそれと、2つの曲線が存在することがわかる。両曲線に共通に見られる特徴として、 σ_r が比較的小さいところ(1000 kPa 以下)では、 G は σ_r とともに増加するが、 σ_r が大きくなると G は増加しつづけるのではなくある一定値に収束する傾向が見られる。

一般に、 σ_r が大きくなれば、試料の密度は大きくなって、 G もまた密度とともに増加するだろうと予想される。ところが、 σ_r がある程度以上大きくなれば、密度の増加はそれ程期待できない。さらに、マサ土において特徴的なことであるが、 σ_r の増加とともに、粒子破碎が無視できなくなる。このように、拘束圧が増加しても密度は増加せず粒子破碎が卓越するため、 G の増加は期待できないことになる。粒子破碎の効果については、本研究の枠を越えているのでこれ以上は触れない。今後の課題とした。

最後に、 G の限界値の存在は、足立と小川¹³⁾ によって堆積軟岩の場合にも予想されていることを付け加えておく。

5. 結 論

花崗岩風化土(マサ土)の基本的な力学特性を明らかにする目的で、乱さない試料について排水または非排水三軸圧縮試験を実施した。力学試験に先立って、種々の物理試験も行った。ここでは、力学試験の結果得られた主な知見をまとめておく。

- 1) 地盤の表層部から採取された強風化マサ土(試料 A)は、物理的性質はもとより、力学的性質も堆積粘土とよく類似している。
- 2) 風化が進行中の礫質マサ土(試料 B, C, D)については、風化の程度が初期の間隙比と内部構造に反映されていると考えられ、とくに、間隙比が他に比べて大きく、節理面を有していた試料 B は、強度において他より小さく、等方応力による圧縮性は他より大きい。
- 3) いずれの礫質マサ土においても、等方応力成分の変化による体積変化特性は、含水比と平均有効応力の対数の直線関係で表わされる。その勾配(圧縮指数)は、間隙比が大きいとき大きい。
- 4) 全体積ひずみから、等方応力の変化による成分を引いてダイレタンシーによる体積変化を評価したが、

ダイレタンスーによる体積ひずみ成分は、せん断ひずみと直線的な関係にあつて、その勾配（ダイレタンスー速度 R ）をダイレタンスー特性を表わすパラメータと考えた。 R は、拘束圧の対数と直線的な関係になり、拘束圧が増大するにつれ小さくなることがわかつた。

- 5) せん断応力～せん断ひずみの関係は、せん断の初期において直線的になつたが、その部分の勾配からせん断定数 G を決定し、拘束圧との関係を調べた。その結果、拘束圧が 1000kPa 以下では、拘束圧の増加とともに G も増加するが、拘束圧がそれ以上に大きくなつても、 G は増加しないという傾向が見られた。

以上の実験的研究を通じて、マサ土試料の不均一性が印象に残つた。その不均一性に起因する種々のばらつきは、たとえば同一試料（同一ブロックサンプル）から作成した供試体間にも見られたが、個々の供試体の初期間隙比を考慮するとある程度整合性のある結果が得られたと思われる。また、ダイレタンスー特性を排水試験の結果のみから考察したが、非排水試験の結果も考慮する必要がある。今後の課題である。

謝 辞

不攪乱試料の採取に際して、(財)大阪土質試験所、(株)四国電力の方々にお世話になつた。ここに心より謝意を表する次第である。三軸供試体の成形にあつて、京都大学工学部資源工学教室斎藤敏明先生には、ディスクカッターの使用その他で便宜を計つていただいた。また、成形作業その他に際し、本研究所地盤災害部門 八嶋厚助手、大学院生 下河内隆文君、実験観測には、本研究所同部門清水博樹技官のお世話になつた。ここに謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会編：風化花崗岩とまき土の工学的性質とその応用、土質基礎工学ライブラリー、土質工学会、昭和54、pp. 3-5.
- 2) 青山千彰ら：「間げき分布からみた不かく乱マサ土の土構造」、第12回土質工学研究発表会講演集、昭和52、pp. 149-152.
- 3) Matsuo, S. and Nishida, K.: "Physical and chemical properties of the decomposed granite soil grains", Soils and Foundations, 1968, Vol. 3, No. 4, pp. 10-20.
- 4) Nishida, K. and Matsuo, S.: "The properties of decomposed granite soil and their influence on permeability", Soils and Foundations, 1970, Vol. 10, No. 1, pp. 93-105.
- 5) 1)に同じ、p. 179.
- 6) 庄野久人ら：「乱さない風化花崗岩試料の特性について」、土と基礎、第23巻、昭50、pp. 19-24.
- 7) Onodera, T. et al.: "Shear strength of undisturbed samples of decomposed granite soil," Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, 1976, pp. 17-26.
- 8) 西田一彦・青山千彰：「乱さない不飽和まき土のせん断強度特性」、土と基礎、第29巻、昭56、pp. 35-40.
- 9) 網干寿夫ら：「マサ土斜面崩壊の予測と危険個所の類型化に関する基礎的研究」、文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告、昭51、pp. 37-55.
- 10) 土質工学会編：土質試験法、土質工学会、昭53.
- 11) 西田一彦：「マサ土の工学的性質について」、土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集、昭38、pp. 180-190.
- 12) Bishop, A. W. and Henkel, D. J.: The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. 1st Ed., London, Edward Arnold Ltd., 1957, pp. 81-82.
- 13) 足立紀尚・小川豊和：「堆積軟岩の力学特性と破壊規準」、土木学会論文報告集、No. 295, 昭54, pp. 51-63.
- 14) 三浦哲彦・山内豊聡：「高拘束圧下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, 昭46, pp. 69-79.