

## 粗粒材料のせん断強度と動的変形特性

### SHEAR STRENGTH AND DYNAMIC DEFORMATION CHARACTERISTICS OF GRAVELS

松本 徳久\*・安田 成夫\*\*・大久保 雅彦\*\*\*・木下 靖\*\*\*\*

By Norihisa MATSUMOTO, Nario YASUDA, Masahiko OHKUBO and Yasushi KINOSHITA

In order to investigate the shear strength and dynamic deformation characteristics of gravels, we carried out the torsional simple shear tests (TSS), triaxial compression tests (TC), cyclic torsional simple shear tests (CTSS) and cyclic triaxial tests (CTX).

The results obtained can be summarized as follows.

- 1) Shear strength in TSS and shear modulus in CTSS are larger than those in TC and CTX due to the influence of intermediate principal stress.
- 2) Shear modulus and damping ratio are expressed as a function of shear strain, void ratio and confining pressure.
- 3) Elastic moduli in monotonic loading test and those in cyclic loading test agree with each other in Toyoura sand and gravels.

*Keywords : gravels, torsional simple shear test, shear strength, shear modulus, damping ratio*

#### 1. まえがき

ロックフィルダムの築堤材料は、粗粒材料であるロック材料がその過半を占める。よって、粗粒材料のせん断強度および動的変形特性などの物性値を精度良く把握しておくことは、ロックフィルダムのより合理的、経済的な設計・施工法を確立するうえで重要である。そのためには、これら物性値は、より原位置に近い応力ひずみ状態のもとで求められることが望ましい。

原位置の応力ひずみ状態は、工学的に取り扱う場合以下のように単純化できよう、すなわち静的な場合、平面ひずみ状態（堤体の長手方向（ダム軸方向）のひずみがない）でかつ堤体中の主応力の方向が盛立面（水平）に対する種々変化している状態である。また、動的な場合は、地震による繰返し荷重によりせん断応力が増減し、主応力の方向が回転して、単純せん断変形（高さ方向の

せん断ひずみ分布が一様であるような変形）が繰り返されている状態である。

このような原位置の静的および動的な応力ひずみ状態は、それぞれねじり単純せん断試験および繰返しひずみ単純せん断試験により再現できるが、試験中に側方向のひずみが若干伴うので平面ひずみ状態は完全には再現できない。今まで砂の静的ねじりせん断試験については多くの研究者によってなされているが、Tatsuoka, *et al.*<sup>1)</sup>は、その変形性と強度を他の試験結果と比較し、あるいはMiura, *et al.*<sup>2)</sup>が変形性について主応力軸の回転と供試体の異方性の影響を検討している例がある。また、動的試験としては変形試験と液状化試験がなされている。しかしながら、ねじり単純せん断試験は供試体の作製が難しく、また粗粒材料を対象とする場合は試験が大がかりになるため、その試験例は少ない。そのため、粗粒材料のせん断強度は、構造が簡単であり、しかも比較的安定した結果が得られることから主として三軸圧縮試験で求められ、ロックフィルダムや人工島など粗粒材料の構造物の建設に伴い研究が積み重ねられてきている。また動的変形特性は渡辺<sup>3)</sup>や国生ら<sup>4)</sup>によって徐々に明かとなり、特に、国生ら<sup>4)</sup>は直径30cm、高さ60cmの大型繰返し三軸試験で $10^{-6}$ の微小ひずみを含めた広いひずみ範囲について変形特性を求めている。さらにHatana-

\* 正会員 工博 建設省土木研究所フィルダム研究室長  
(〒305 つくば市大字旭1番地)

\*\* 正会員 建設省土木研究所フィルダム研究室 主任研究員(同上)

\*\*\* 正会員 建設省土木研究所フィルダム研究室(同上)

\*\*\*\* 正会員 (株)建設技術研究所大阪支社技術第1部

(元・土木研究所部外研究員)

(〒541 大阪市中央区本町1-4-7)

ka, et al.<sup>5)</sup> は凍結採取した試料を用いて変形性のほかに非排水状態の動的強度についても研究を進めている。ところが、この試験は前に述べたように、主応力の方向を鉛直および水平に固定した状態で軸対称変形を生じさせる試験であり、その応力ひずみ状態は原位置とはかなり異なっている。

そこで、より原位置に対応した物性値を求めるために、粗粒材料を対象としてねじり単純せん断試験と繰返しひねじり単純せん断試験を実施した。また、これらの試験結果の位置づけを明確にするために従来法である三軸圧縮試験と繰返し三軸試験も実施した。ここでは、以下に示す項目を目的として、これら大別して 4 種類の試験結果に検討を加えたのでここに報告する。

- ① ねじり単純せん断試験と三軸圧縮試験の両試験から求まるせん断強度の相違点を把握する。
- ② より原位置に近い地震時の応力ひずみ状態を再現できる繰返しひねじり単純せん断試験により、粗粒材料の動的変形特性を明らかにする。
- ③ ②の結果を従来法である繰返し三軸試験による結果と比較し、両試験結果の相違点を整理する。
- ④  $\phi 30 \text{ cm} \times H 60 \text{ cm}$  の三軸供試体を用いて静的試験と動的試験との関連性を見出す。

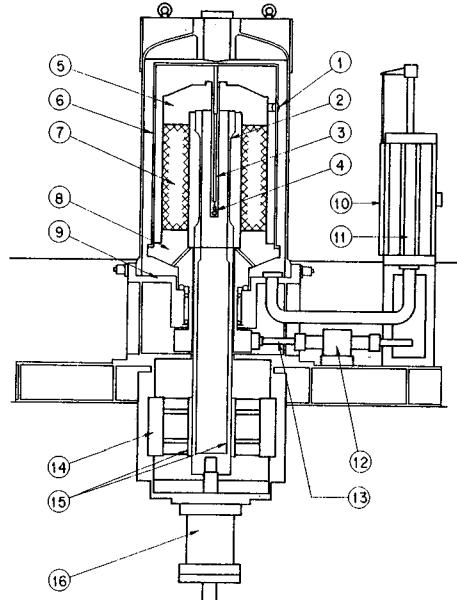
## 2. 試験方法

### (1) 試験装置

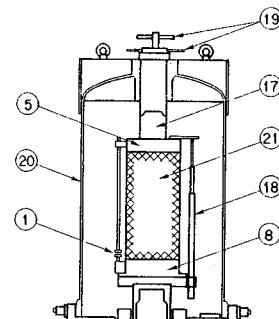
本試験に用いた試験装置は、粗粒材料を対象とした大型のせん断試験を行うために土木研究所フィルダム研究室において開発されたものであり、外径 80 cm、内径 40 cm、高さ 80 cm の中空円筒供試体を用いて静的なねじり単純せん断試験およびねじりせん断応力を最大 0.3 Hz の正弦波形によって与える繰返しひねじり単純せん断試験（以下、TSS：静的ねじり単純せん断試験、CTSS：繰返しひねじり単純せん断試験）を行うことができる。また、アタッチメントを交換することにより、直径 40 cm、高さ 80 cm の中実円柱供試体を用いて静的な三軸圧縮試験および軸方向応力を最大 0.3 Hz の正弦波形によって与える繰返し三軸試験（以下、TC：静的三軸圧縮試験、CTX：繰返し三軸試験）を行うことができる。試験装置の概略図を Fig. 1 に示す。試験時のねじりせん断応力-ひずみおよび軸方向応力-ひずみは、電気油圧サーボ方式により制御する方式を採用している。また試験時の各計測器からのアナログ信号はデジタル信号に変換し、パーソナルコンピュータを用いて記録し各物性値を計算している。

### (2) 試験材料

試験材料は、現在建設中の七ヶ宿ダム（東北地方建設局）の原石山より採取した石英安山岩で岩級区分では



(a) TSS and CTSS



(b) TC and CTX

- ① GAP SENSOR
- ② AXIAL LOAD AND TORQUE PICKUP
- ③ DISPLACEMENT TRANSDUCER
- ④ ROTARY DEGREE PICKUP
- ⑤ CAP
- ⑥ MEASUREMENT FRAME
- ⑦ HALLOW CYLINDRICAL SPECIMEN ( $\phi 80\text{-}40\text{cm} \times H 80\text{cm}$ )
- ⑧ PEDESTAL
- ⑨ CELL BOTTOM
- ⑩ OUTER VOLUME CHANGE PICKUP
- ⑪ CELL PRESSURE EQUIPMENT
- ⑫ TORQUE LOADING EQUIPMENT
- ⑬ TORQUE ARM
- ⑭ TORQUE REACTION
- ⑮ LOADING AND REACTION ROD
- ⑯ AXIAL LOADING EQUIPMENT
- ⑰ LOAD CELL
- ⑱ DISPLACEMENT TRANSDUCER
- ⑲ LORD CELL STOPPER
- ⑳ TRIAXIAL CELL
- ㉑ SPECIMEN ( $\phi 40\text{cm} \times H 80\text{cm}$ )

Fig. 1 Schematic diagram of apparatus.

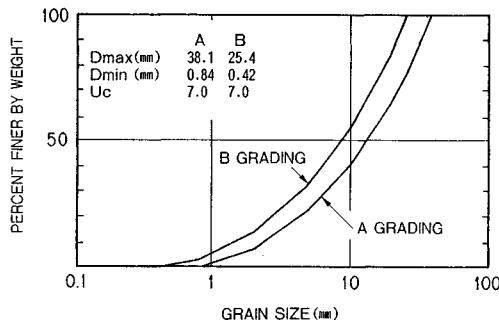


Fig. 2 Grain size distribution curves of A and B gradings.

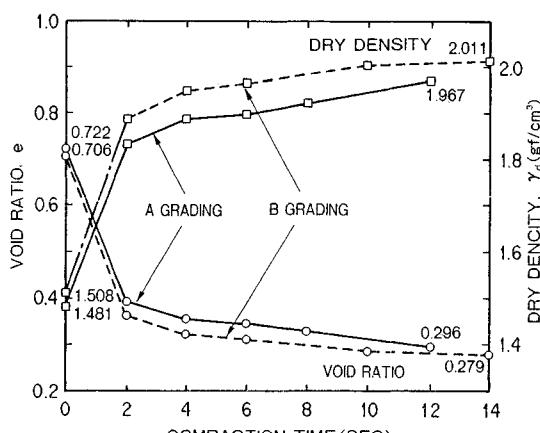


Fig. 3 Compaction test results.

CH～CMに分類される。試験粒度は、原粒度に対して相似粒度分布になるように調整した最大粒径  $D_{\max} = 38.1 \text{ mm}$  の A 粒度と  $D_{\max} = 25.4 \text{ mm}$  の B 粒度の 2 粒度を設定した。粒度分布曲線を Fig. 2 に示す。

Fig. 3 に当材料の締固め試験の結果を示す。図の縦軸は間隙比および乾燥密度、横軸は締固め時間である。締固め層数は 6 層で、各層 7 ヶ所それぞれ所定の時間締固めた。A 粒度と B 粒度を比較すると、全体的に細い粒度である B 粒度の方が締固まっている。

### (3) 試験手順ならびに試験ケース

供試体の作製は、締固め試験と同様 6 層締固めによって行った。一層ごとに Fig. 2 に示した試験粒度組成に調整した材料をハンドスコップによってモールド内に粒度が片寄らないように均等に巻き出し、電気ハンマ(950 打/分、自重 33 kgf) を用いて所定の密度に対応した高さとなるように締め固めた。

試験は、静的試験の場合、土質工学会基準<sup>6)</sup>に準拠して実施した。一方、繰返し試験は、ある拘束圧  $\sigma_c$  で圧密し、圧密完了後、同一の繰返し応力で 12 回載荷し、10 回目の応力-ひずみ関係をサンプリングしている。繰返し応力を段階的に大きくしてそのときの発生ひずみが

Table 1 Test cases.

	GRADING	VOID RATIO	$\sigma_1/\sigma_3$	CONFINING STRESS
MONOTONIC	A	0.42	1.0	2.0(kgf/cm <sup>2</sup> )
	B	0.47		4.0
	C	0.52		7.6(0.56)
CYCLIC	A	0.42	1.0	1.0
	B	0.47		2.0
	C	0.52		3.0
	D	0.42	1.5	
	E	0.42	2.0	
	F	0.42		
G	B	0.42	1.0	4.0
	H	0.52		

Note: A number in parenthesis is confining stress at triaxial compression test

$5 \times 10^{-4}$  付近まで達すると次の拘束圧段階へ進み、同様の操作を繰り返すかたちで実施した。

試験ケースは、Table 1 に示すように静的試験が TSS・TC のおのの 3 ケース、繰返し試験がおのの 8 ケースの全部で 22 ケースである。なお、材料はすべて気乾状態である。繰返し試験のケース A～C は間隙比の影響を、ケース D は 1 つのひずみで載荷周波数を 0.01 Hz から 0.2 Hz に段階的に変化させることによって載荷速度の影響を、ケース E, F は主応力比の影響を、ケース G, H は粒度分布の影響をそれぞれるために設定したケースである。また、静的弾性係数と動的弾性係数との関連性を見出すために  $\phi 30 \text{ cm} \times H 60 \text{ cm}$  の三軸供試体を用いた静的および繰返し試験を別途実施した。

### 3. 静的試験結果

ここでは、従来法である TC と原位置の応力-ひずみ状態を再現できる TSS の両試験結果を比較し、試験法の違いが粗粒材料のせん断強度に及ぼす影響について検討した。

#### (1) 応力-ひずみ関係

Fig. 4 に TC から求まる軸差応力 ( $\sigma_a - \sigma_r$ )、体積ひず

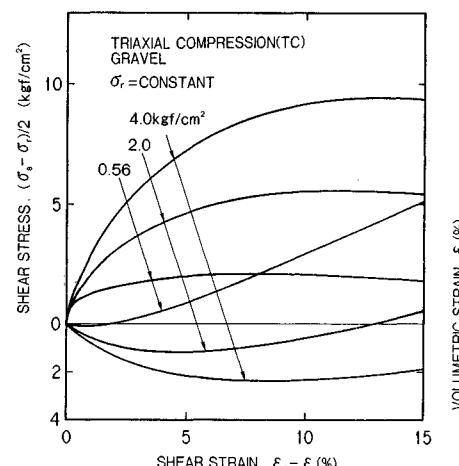


Fig. 4 Triaxial compression test (TC) results.

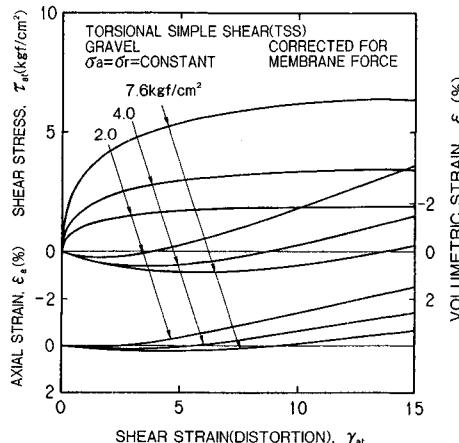


Fig. 5 Torsional simple shear test (TSS) results.

み  $\epsilon_v$  とせん断ひずみ ( $\epsilon_a - \epsilon_r$ ) の関係および Fig. 5 に示す TSS から求まるせん断応力  $\tau_{at}$ , 体積ひずみ  $\epsilon_v$ , 軸ひずみ  $\epsilon_a$  とせん断ひずみ  $\gamma_{at}$  の関係を示す。TC の場合, 圧縮試験であり軸方向応力, 側方向応力に対するメンブレン力は無視できるほど小さいために補正をしなかった。一方 TSS ではせん断応力のみ式 (1) を用いてメンブレン力の補正を行ったが, 破壊時応力は最大でも 3 % の減少であった。

$$\tau_{atm} = \frac{3 \cdot G_m \cdot t (R_o^2 \cdot \gamma_{mo} + R_i^2 \cdot \gamma_{mi})}{R_o^2 - R_i^2} \quad (1)$$

ここで,

$\tau_{atm}$ : メンブレン力によるせん断応力

$G_m$ : メンブレンのせん断弾性係数

$t$ : メンブレンの厚さ

$R_o, R_i$ : 供試体の外半径, 内半径

$\gamma_{mo}, \gamma_{mi}$ : 外半径, 内半径のせん断ひずみ

また, TC のせん断ひずみは体積ひずみ  $\epsilon_v$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  から式 (2) によって求めた。

$$(\epsilon_a - \epsilon_r) = \epsilon_a - 0.5 (\epsilon_v - \epsilon_a) = 0.5 (3 \epsilon_a - \epsilon_v) \quad (2)$$

ただし,  $\epsilon_r$  は半径方向ひずみ,  $\sigma_r = 0.56 \text{ kgf/cm}^2$  の TC のせん断ひずみは 2 % 以上ではポアソン比が 0.5 以上となるため正確ではなくなる。

Fig. 4 では横軸を式 (2) によりせん断ひずみで表わしているが, 通常の三軸試験結果の整理方法に準じて軸ひずみ  $\epsilon_a$  で表わすと, TC では 5~10 % の  $\epsilon_a$  で軸差応力のピークが明確に現われている。一方 TSS では, 小さいせん断ひずみ段階で最大強度に近い応力が現われ, その後せん断ひずみの増加に伴いせん断応力は単調に増加しながら最大強度に達し, ちょうど緩詰めの砂の場合に似た力学挙動を示している。

## (2) せん断強度

Fig. 6 に破壊時のせん断面に働くせん断応力  $\tau_f$  と直

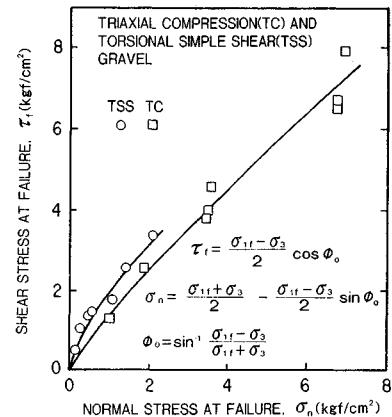


Fig. 6 Relationship of shear stress and normal stress at failure (TC and TSS).

応力  $\sigma_n$  の関係を示す。同図には今回と同じ石英安山岩を試験材料として用いた過去の試験結果<sup>7)</sup>も同時にプロットしている。

低拘束圧領域には TC よりも TSS の結果が集中しているが, これは, 試験機構の違いから TC よりも TSS の方がこの領域の  $\tau_f$  を容易に精度良く求められるためである。図中には, TC, TSS の結果を  $\tau_f = A \cdot (\sigma_n)^b$  で表わされる上に凸な曲線で近似している<sup>8)</sup>。なお, Fig. 6 において TC では  $A=1.41$ ,  $b=0.84$ , TSS では  $A=1.99$ ,  $b=0.68$  である。

さて, 両試験結果を比較すると,  $\sigma_n=0 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$  の範囲で平均  $\tau_f=0.5 \text{ kgf/cm}^2$  程度 TSS の方が強度が大きくなっている。このような差が生じた原因は, 異方性と中間主応力の影響と考えられる。小田らによれば, 砂のせん断強度は, 供試体の堆積面と  $\sigma$  の作用方向がなす角度  $\delta$  が, 30° のときに最小となり 90° で最大となる<sup>9)</sup>。また, 山田によれば, 中間主応力の大きさを表わすパラメーター  $b$  ( $= (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ ) が, 0 あるいは 1 のときに砂のせん断強度は最小となり  $0 < b < 1$  の範囲で最大となる<sup>10)</sup>。福島ら<sup>11)</sup>では中間主応力の影響が異方性の影響よりも大きく, TSS の  $\phi_0$  が TC よりも大きくなる。Fig. 7 は, Tatsuoka, et al.<sup>11)</sup>が行った豊浦標準砂の TC, 平面ひずみ圧縮試験(以下 PSC)に, TSS の結果を, 内部摩擦角  $\phi_0$  と破壊時の有効最小主応力  $\sigma_3$  の関係について整理したものに, 著者らの粗粒材料の結果を重ねてプロットしたものである。粗粒材料でも  $\phi_0$  は TSS の方が TC よりも大きい。粗粒材料と砂を比べると, 粗粒材料の  $\phi_0$  は, 全体的に砂の場合よりも大きく TSS と TC の傾向は砂と同様である。しかし, 粗粒材料における  $\phi_0$  の  $\sigma_3$  の依存性は砂に比べて大きくなっている。

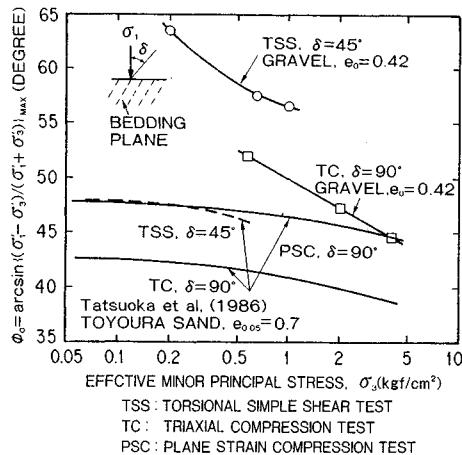


Fig. 7 Internal friction angle versus  $\sigma_3$  relationship of sands and gravels (TC, TSS and PSC).

#### 4. 繰返し試験結果

砂質土の動的物性値（せん断弾性係数  $G$  や減衰定数  $h$ ）に影響を及ぼす要因には、せん断ひずみ、間隙比、拘束圧等があることが、これまでの多くの研究結果から知られている<sup>[12], [13]</sup>。そこで粗粒材料についてもこれら要因に着目し、要因ごとに  $G$ ,  $h$  に対する影響度合いを整理し、動的変形特性を明らかにするものとする。なお、 $G$ ,  $h$  は地震時の応力ひずみ状態をより原位置に近い状態で再現していると考えられる CTSS により求めた値である。

粗粒材料のせん断弾性係数  $G$ 、減衰定数  $h$  は、従来、 $\gamma=10^{-4}$  以下では共振法、それ以上のひずみでは繰返し法によって求められていたために両試験法の接合点で物性値は必ずしも一致しなかった。微小なひずみから広いひずみ範囲にわたって粗粒材料の動的変形特性を求めたものとしては国生ら<sup>[1]</sup>の先駆的研究がある。本研究においても、高精度の微小変位計を導入したことにより、 $10^{-6}$  付近から  $5 \times 10^{-4}$  までの広いひずみ領域の物性値が繰返し法だけで連続的に得られるようになった。

a) 間隙比  $e$  の影響 Fig. 8 に、 $G$  と  $e$  の関係を示す。ただし、 $G$  は拘束圧の影響を除くために次項で述べる拘束圧の関数  $\sigma_c^{m,n}$  で除してある。同図には当材料を用いた既往の研究<sup>[4], [14], [15]</sup>において提案されている間隙比の関数  $\alpha = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$  の曲線を示しているが、いずれのひずみにおいても今回の結果はこの曲線付近にプロットされていることから、 $G$  に対する  $e$  の影響は、この関数  $\alpha$  で良好に説明できるといえよう。

一方、 $h$  と  $e$  の関係を Fig. 9 に示す。 $h$  も、 $G$  の場合と同様、拘束圧の関数  $\sigma_c^{m,n}$  で除してある。既往の研究では、粗粒材料の  $h$  に対する  $e$  の影響は、 $h$  自身の

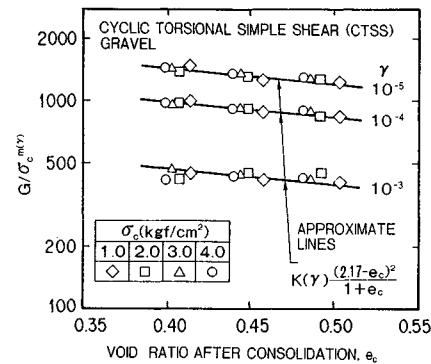


Fig. 8 Shear modulus versus void ratio relationship of gravels (CTSS).

測定値のばらつきもあり明確ではなかった<sup>[14], [15]</sup>。今回の結果では、 $e$  の増大に伴う  $h$  の増大は明らかであり、その増加の程度は  $\gamma$  が大きいほど顕著である。これは、 $e$  が大きい材料ほど変形しやすいため、その分エネルギーロスが大きくなることに起因しているものと考えられる。またこの傾向は、同図に示したように間隙比の関数  $\beta = 0.4 + 1.5 \cdot e$  の直線で良く説明できるようである。

b) 拘束圧  $\sigma_c$  の影響 Fig. 10 は、 $e$  の影響を除くため  $G$  を前述の  $e$  の関数  $\alpha$  で除した  $G/\alpha$  と  $\sigma_c$  の関係を、両対数グラフ上に示したものである。データは、 $\gamma$  ごとに切片  $K(\gamma)$ 、傾き  $m(\gamma)$  の直線上にプロットされており、そのときの相関係数  $R$  も 0.9 以上と大きい。よって粗粒材料の  $G$  は、広いひずみにわたって次式のように表わせる。

$$G = K(\gamma) \cdot \alpha \cdot \sigma_c^{m,n} \dots \dots \dots (3)$$

Fig. 11 は、 $G$  の場合と同様、 $h/\beta$  と  $\sigma_c$  の関係を示したものである。 $G$  と同様、 $h/\beta$  と  $\sigma_c$  の間には良好な直

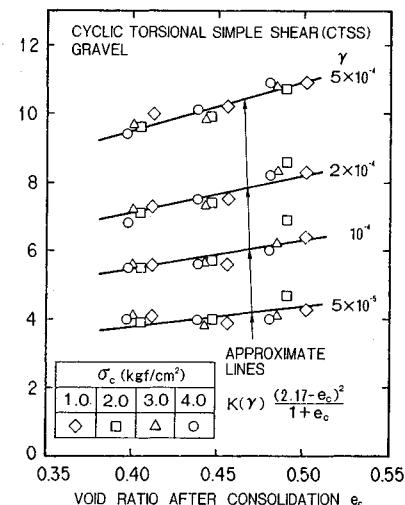
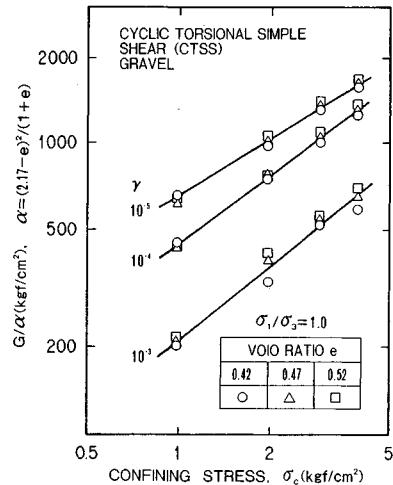


Fig. 9 Damping ratio versus void ratio relationship of gravels (CTSS).



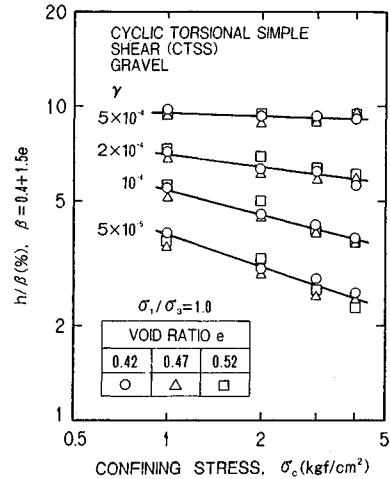
**Fig. 10** Shear modulus versus confining stress relationship of gravels (CTSS).

線関係が成立していることから、 $n$ に関しては、次式のように表わし得ると考えられる。

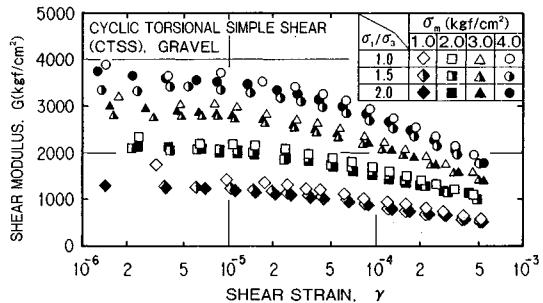
c) 圧密主応力比  $\sigma_1/\sigma_3$  の影響 Fig. 12 に、圧密主応力比を 1.0, 1.5, 2.0 としたときの  $G \sim \log \gamma$  関係を示す。ただし、平均主応力  $\sigma_m$  ( $= (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ ) の大きさは、 $\sigma_1/\sigma_3$  が変化しても一定としている。試験結果は、 $\sigma_m$  の大きさごとに  $G$  は分離され、 $\sigma_1/\sigma_3$  は 1 のときに大きいようであるが、試験結果のばらつきを考慮すると、 $\sigma_1/\sigma_3 = 1 \sim 2$  の範囲では、 $G$  に対する  $\sigma_1/\sigma_3$  の影響は小さいものとみなせる。また、 $h$  についても、同様の結果であった。ところで、原位置における  $\sigma_1/\sigma_3$  は約 2.0 である。よって、上述の結果は、平均主応力の大きさを原位置と合わせておけば、室内試験では等方圧密の下で  $G, h$  を求めて差し支えないことを意味する。

d) 粒度分布の影響 Fig. 13 は、A 粒度試料と B 粒度試料の  $\log G/\alpha \sim \log \sigma_c$  関係を比較したものである。同一ひずみで比較すると B 粒度の結果（実線）は、A 粒度の結果（破線）に対して平行によそ 2 割減した位置にある。つまり、粒径の小さい方が  $G$  値そのものは小さくなるが、拘束圧に対する依存度合いは、粒径が異なっても同じである。これは、A 粒度の最小、最大間隙比は B 粒度に比べて大きいために、同じ間隙比を設定した場合、A 粒度の相対密度が小さく、B 粒度よりも緩詰めの状態となる。そのためにせん断弾性係数も小さくなつたと考えられる。また、 $h$ についても、粒度の違いによる影響はみられなかつた。

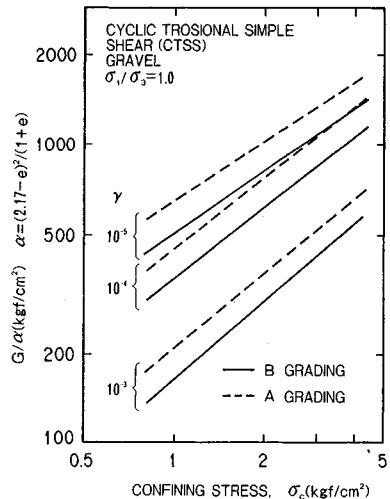
e) 載荷速度の影響 ケース D では、載荷速度の影響をみるために、繰返し載荷周波数を 0.01, 0.05, 0.1, 0.2 Hz の 4 種類設定し、試験を行ったが、0.01~0.2



**Fig.11** Damping ratio versus confining stress relationship of gravels (CTSS).



**Fig. 12** Effects of principal stress ratio of gravels (CTSS).



**Fig. 13** Effects of grading of specimen (CTSS).

Hz の範囲では、 $G$ ,  $h$  とともに、その影響はなかった。

f)せん断弾性係数  $G$  と減衰定数  $h$  の関係 最後に、 $G$  と  $h$  の関係について述べる。Hardin と Drnevich<sup>16)</sup> は、土の  $G-h$  関係について、次式を導い

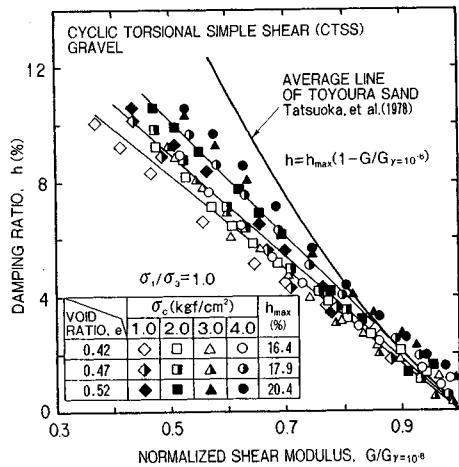


Fig. 14 Damping ratio versus  $G/G_{\gamma=10^{-6}}$  relationship of gravels (CTSS).

ている。

$$h = h_{max} \cdot (1 - G/G_{max}) \quad (5)$$

これは、 $G-h$  関係が、 $\gamma$ 、 $\sigma_c$ 、 $e$  等によらない一義的なものであることを意味する。Fig. 14 は、ケース A～C の全データの  $h-G/G_{max}$  関係をプロットしたものである。ただし、 $G_{max}$  は、収束値とみなされる  $\gamma = 2 \times 10^{-6}$  のときの  $G$  とした。いずれのケースも  $\gamma$ 、 $\sigma_c$  の大小に無関係に、データは細い帯状に直線的に分布しており、相関も良い。よって粗粒材料についても式 (5) が成立する。砂質土の場合、 $h_{max}$  も  $e$  によらず一義的に決まるとしている<sup>17)</sup>が<sup>5)</sup>、粗粒材料の場合、 $h$  は  $e$  の影響を受けるため、各ケースごとに求めた  $h_{max}$  (回帰直線の傾き) は、間隙比が大きいほど大きくなっている。また、粗粒材料の  $h_{max}$  は豊浦砂のそれに比べて小さくなる傾向にある。なお、主応力比や粒度の影響は、この関係には現われなかった。

### (3) CTSS 結果と CTX 結果の比較

ここでは、前述の CTSS の結果を従来法である CTX の結果と比較し、試験法の違いがもたらす動的物性値の相違点について整理するものとする。

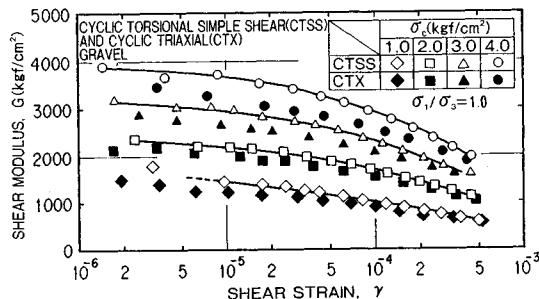


Fig. 15 Shear modulus versus shear strain relationship of gravels (CTX and CTSS).

a) せん断弾性係数  $G$  Fig. 15 に CTSS、CTX 両試験から求まった  $e_0=0.42$  (ケース A) のときの  $G$  のせん断ひずみ依存曲線を示す。CTX の  $G$  およびせん断ひずみ  $\gamma$  はボアソン比  $\nu$  を介して弾性係数  $E$ 、軸ひずみ  $\epsilon_a$  および体積ひずみ  $\epsilon_v$  より式 (6) から求めた。

$$\left. \begin{aligned} G &= \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \\ \gamma &= (1 + \nu) \cdot \epsilon_a \\ \nu &= 0.5 \cdot \left( 1 - \frac{\epsilon_v}{\epsilon_a} \right) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

いずれの拘束圧においても CTSS で求まった  $G$  の方が大きく両者の差は拘束圧が大きいほど大きくなっている。比率にすると、全拘束圧、全ひずみにわたって (CTX の  $G$ )/(CTSS の  $G$ ) は約 0.9 である。なお、別の間隙比についても両試験を実施しているが、同様の傾向であった。このような差が生じた原因是、強度と変形性という違いはあるが両者の間に正の相関関係があることを考え合わせれば、静的強度の場合と同じく中間主応力がその原因となっているものと考えられる。

b) 減衰定数  $h$  Fig. 16 に  $h$  のせん断ひずみ依存曲線を示す。 $h$  は、CTSS で求まった方が大きく、その差は  $\gamma$  が大きくなるほど大きい。CTSS の  $h$  は  $\sigma_c=1.0$  kgf/cm<sup>2</sup> 以外は CTX に比べてひずみの増加に対する増加の割合が大きい。

c) ひずみ依存曲線 Fig. 17 に本実験で得られたせん断弾性係数  $G$  のひずみ依存曲線の平均値を他の研究結果と合わせて示す。Matsumoto, et al.<sup>18)</sup> は角礫材を用いた  $\phi 30$  cm × H 60 cm の CTX を、Hatanaka, et al.<sup>5)</sup> および社本ら<sup>19)</sup>は攪乱した砂礫を材料として同じ寸法の供試体を用い CTX を実施した。Seed, et al.<sup>20)</sup> の平均ひずみ依存曲線はアースダム・ロックフィルダム材料である円礫材、角礫材から求めたものである。Hyynes, et al.<sup>21)</sup> は Folsom ダムの円礫材から求めている。日本の研究者によって求められたひずみ依存曲線はほぼ

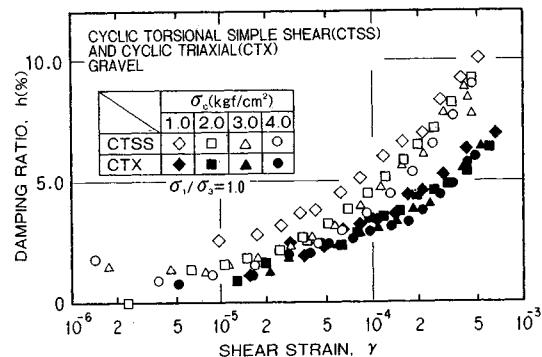
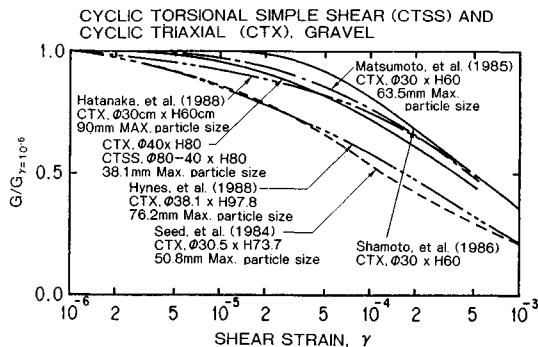


Fig. 16 Damping ratio versus shear strain relationship of gravels (CTX and CTSS).



**Fig. 17**  $G/G_{\gamma=10^{-6}}$  versus shear strain relationship of gravels.

一致していると考えられるが、Seed と Hynes の曲線と比較して  $1 \times 10^{-4}$  のせん断ひずみで約 30 % 大きい。

減衰定数  $h$  のひずみ依存曲線は、Fig. 18 に示すように  $1 \times 10^{-5} \sim 5 \times 10^{-4}$  のひずみ範囲において  $\phi 40 \text{ cm} \times H 80 \text{ cm}$  以外はすべて同じ傾向にある。しかし、Seed と Hynes の  $h$  は、他に比べてひずみの増加に伴う増加が大きい。なお、減衰定数  $h$  は実際には帯状の分布となるがここでは平均値で示している。

## 5. 静的試験結果と繰返し試験結果の関連性

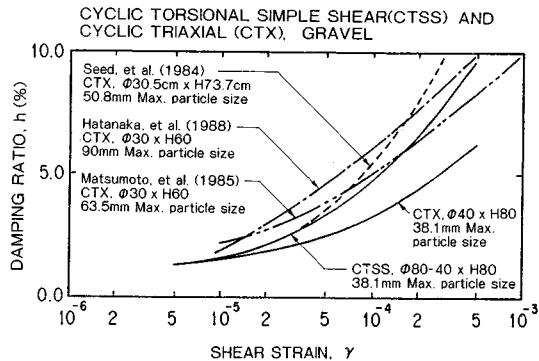
静的試験は弾性領域から破壊に至るまでの塑性領域 ( $\varepsilon_a=0\sim0.15$ ) を対象とした試験であり、一方、動的試験は微小ひずみ領域 ( $\varepsilon_a=10^{-6}\sim10^{-3}$ ) における試験であることから、静的試験は繰返し試験をも含んだ試験といえなくはない。したがって、両試験がラップしているひずみ領域において両試験の関連性が見出せれば、静的試験だけでその材料の動的物性値をも推定できるという試験の単純化につながる。そこで、粗粒材料の微小ひずみ領域における変形性に着目して両試験結果を比較した。

### (1) 両試験の変形性の関係

Kondner<sup>22)</sup>は、静的試験で得られる非線形材料の応力-ひずみ曲線（Fig. 19 参照）は、次式に示す双曲線で近似し得るとしている。

ここで、 $a$ ,  $b$  は材料の種類、ひずみの速さ等によって決まる定数である。

一方, Hardin・Drnevich<sup>16)</sup>は、同材料の繰返し試験から得られる応力ひずみ関係をモデル化する際、骨格曲線 (Fig. 19 参照) に先ほどの Kondner の双曲線を適用している。したがって、Fig. 19 に示すように静的、繰返し試験のそれぞれから求まる初期弾性係数  $E_0$  とあるひずみ  $\varepsilon_A$  における弾性係数  $E_A$  は、ともに両試験で一致するものと予想される。ここではこの  $E_0$ ,  $E_A$  について両試験結果を比較した。



**Fig. 18** Damping ratio versus shear strain relationship of gravels.

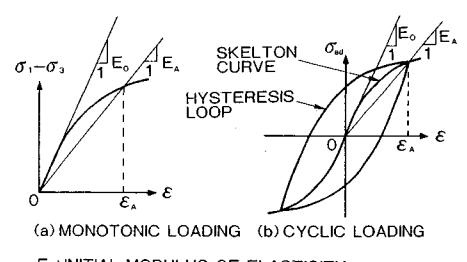
## (2) 比較結果

乾燥砂の場合、ダイレイタンシーを伴うようなひずみレベル ( $10^{-3}$  以上) のとき、繰返しによって供試体が締め固まり繰返し回数 (応力履歴) の増加に伴い  $E$  や  $G$  は増加する<sup>13)</sup>。本報告の繰返し試験の場合、ひずみは最大でも  $5 \times 10^{-4}$  程度であるため、試験前後の間隙比の変化量は 0.01 未満と小さく、繰返しによる供試体の締め固まりは  $E$  や  $G$  に影響を及ぼすほどではない。よって、繰返し試験においても静的試験と同様、材料は応力履歴を受けていないとみなされる。

そこで静的試験のデータサンプル数を多くし(1/500秒に1個),豊浦標準砂を用いて同様の試験を実施した.その結果をFig.20に示す.

$\varepsilon_3=10^{-6}$  のときの静的試験結果は、前述の初期弾性係数  $E_0$  であり、 $\varepsilon_a/(\sigma_1-\sigma_3)$  と  $\varepsilon_a$  の関係をプロットしたときに得られる直線の切片から求めたものである。サンプル数を増やしたことにより静的試験から求めた  $E$  は  $\varepsilon_a=2 \times 10^{-6}$  の微小ひずみ領域まで得られており、 $\sigma_c=2,4 \text{ kgf/cm}^2$  とともに静的、繰返しの両試験から得られた  $E$  は  $2 \times 10^{-6} < \varepsilon_a < 5 \times 10^{-5}$  の範囲で一致している。

次に粗粒材料について同様の試験を行った結果が Fig. 21 である。いずれの拘束圧においても、軸ひずみ  $\epsilon_a$  が小さいところでは、静的試験結果と繰返し試験結果は良く一致している。



$E_a$ : MODULUS OF ELASTICITY AT AXIAL STRAIN  $\epsilon_a$

**Fig. 19** Stress-strain relationship.

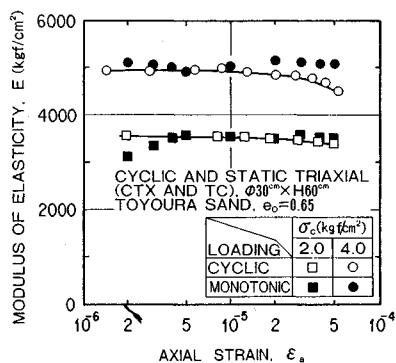


Fig. 20 Comparisons of monotonic and cyclic loading tests of Toyoura sand (CTX and TC).

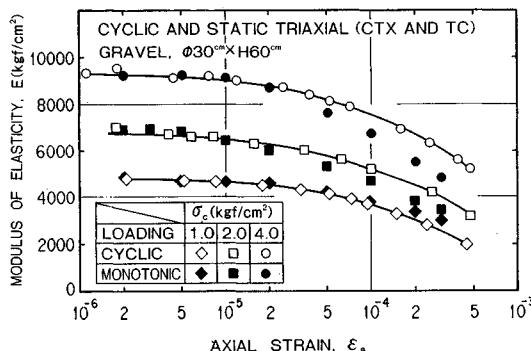


Fig. 21 Comparisons of monotonic and cyclic loading tests of gravels (CTX and TC).

したがって、これらの結果をみると静的試験によって求まる弾性係数  $E$  から繰返し試験の  $E$  をある程度推定できそうである。

## 6. 結 論

ロックフィルダムの築堤材料の過半を占める粗粒材料を対象として、TSS および TC を実施し、両試験から求まるせん断強度を比較した。また、同材料に対して、より原位置に近い地震時の応力-ひずみ状態を再現できる CTSS と従来法である CTX を実施し、前者の試験結果から粗粒材料の動的変形特性を把握すると同時に、両試験結果を比較し試験法の違いがもたらす動的物性値の相違点を明らかにした。さらに、試験の単純化を目的として三軸供試体を用いた静的試験と繰返し試験の関連性について検討した。得られた結果を要約して以下に示す。

(1) 静的試験で得られる応力-ひずみ曲線の形状は、TSS と TC で異なり、TSS のそれは、明確なピークが現われない。これは、破壊形態の違いによるものである。また、せん断強度  $\tau_f$  は、両試験ともに  $\tau_f = A \cdot (\sigma_0)^b$  という式で表現でき、中間主応力の影響により TSS の  $\tau_f$  の方が TC の  $\tau_f$  よりも大きくなる。これは、低拘束圧領

域にも成り立ち、TC ではこの領域の  $\tau_f$  を精度良く求めにくいので、この領域を省いた TC の結果から上式を用いてこの領域の  $\tau_f$  を推定しても設計上は安全側となり差し支えないことを意味する。

(2) CTSS の結果をもとに、粗粒材料の動的物性値  $G, h$  を、それらに影響を及ぼすと考えられる要因ごとに整理したが、各種要因の中でも、 $\gamma, \sigma_c, e$  の影響が大きく、粗粒材料の  $G, h$  は、砂質土に準じて次のように表わし得る。

$$G = K(\gamma) \cdot \alpha \cdot \sigma_c^{m(r)} \quad \alpha = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$$

$$h = L(\gamma) \cdot \beta \cdot \sigma_c^{n(r)} \quad \beta = (0.4 + 1.5 \cdot e)$$

砂質土の場合と異なるところは、 $h$  が  $e$  の関数となっている点である。ただし、関数  $\beta$  は今回の結果から提案したものであり、その汎用性の有無については今後の検証が必要である。なお、粗粒材料の  $G, h$  はほぼ同じ相対密度の砂質土に比べて絶対値が大きく、 $\gamma$  の増加に伴う  $G, h$  の変化は砂質土よりも小さいひずみから起こり始める。また、 $G$  と  $h$  の間には良好な相関関係があり、Hardin・Drnevich が提案した次式が成立する。

$$h = h_{\max} \cdot (1 - G/G_{\max})$$

(3) CTSS と CTX の結果を比較したところ、 $G, h$  とともに同一条件の下では CTSS から求まる方が大きくなる。 $G$  の差は、中間主応力の影響によるものと考えられる。

(4) 微小ひずみ領域における変形性に着目して、豊浦標準砂と粗粒材料の静的および繰返し試験結果を比較したところ、両試験で得られた弾性係数はよく一致した。この結果から、静的試験から動的物性値をある程度推定できると考えられる。

## 参 考 文 献

- 1) Tatsuoka, F., Sonoda, S., Hara, K., Fukushima, S. and Pradhan, T. B. S. : Failure and deformation of sand in torsional shear, Vol. 26, No. 4, Soils and Foundations, JSSMFE, pp. 79~97, 1986.
- 2) Miura, K., Miura, S. and Toki, S. : Deformation behavior of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 1, JSSMFE, pp. 36~52, 1986.
- 3) 渡辺啓行：碎石の動的せん断弾性係数、減衰比ならびに動的ポアソン比に関するパリニアモデルによる考察、電力中央研究所報告, No. 377020, 1978.
- 4) 国生剛治・江刺靖生・桜井彰雄：広いひずみ範囲における粗粒材料の動的変形特性と減衰特性、電力中央研究所報告, No. 380002, 1980.
- 5) Hatanaka, M., Suzuki, Y., Kawasaki, T. and Endo, M. : Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed gravel, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 4, JSSMFE, pp. 57~68, 1988.
- 6) 土質工学会：土質試験法, pp. 495~522, 1979.

- 7) 松本徳久・安田成夫・大久保雅彦：粗粒材料のせん断変形の相違による静的強度・変形への影響，第22回土質工学研究発表会，pp.499～500，1987.
- 8) 松本徳久・渡辺和夫：ロック材料のせん断強度，土と基礎，Vol.35，No.12，pp.49～54，1987.
- 9) 小田国寛・西寿三男：砂の強度異方性，第13回土質工学研究発表会，pp.389～392，1978.
- 10) 山田恭央：三次元応力状態におけるゆるい砂の変形特性，東京大学博士論文，p.595，1980.
- 11) 福島伸二・龍岡文夫・木下効志：ねじり単純せん断試験における砂とガラスビーズの強度の拘束圧依存性，第16回土質工学研究発表会，pp.501～504，1981.
- 12) 龍岡文夫・足立紀尚：新体系土木工学18，土の力学（Ⅲ）圧密・せん断・動的解析，技報堂出版，pp.195～256，1979.
- 13) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976.
- 14) 松本徳久・渡辺和夫・大野一昭：大型せん断試験装置を用いた標準砂とロック材料の動的変形特性試験，建設省土木研究所資料，第2132号，1984.
- 15) 松本徳久・安田成夫・境野典夫：大型繰返し三軸試験機を用いた粗粒材料の動的物性試験，建設省土木研究所資料，第2146号，1984.
- 16) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. : Shear modulus and damping in soils; Design equations and curves, Jour. of SMFD, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667～692, 1972.
- 17) Tatsuoka, F., Iwasaki, T. and Takagi, Y. : Hystetretic damping of sands and its relation to shear modulus, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 2, pp. 25～40, June, 1978.
- 18) Matsumoto, N., Yasuda, N. and Ohkubo, M. : Behaviors of a rockfill dam during earthquakes, The 17th Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, 1985.
- 19) 村本康広・西尾伸也・馬場幸吉ほか：凍結採取された不攪乱砂礫試料の動的強度変形特性，粗粒材料の変形・強度特性とその試験法に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.89～94，1986.
- 20) Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K. : Moduli and damping factors for Dynamic Analysis of Cohesionless soils, Report No. EERC 84-14, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, Ca., 1984.
- 21) Hynes, M.E., Wahl, R.E., Donaghe, R.T. and Tsuchida, T. : Seismic stability evaluation of Folsom Dam and reservoir project, Report No. 4 Mormon Island auxiliary dam-phase I, Technical report GL-87-14, Department of the Army, WES, Corps of Engineers, 1988.
- 22) Kondner, R.L. : Hyperbolic Stress-strain Response; Cohesive Soils, Proc. ASCE, Vol. 89, No. SM1, pp. 115～143, 1963.

(1989.9.7・受付)