

## 低拘束圧下における砂質土の動的変形特性

### DYNAMIC DEFORMATION CHARACTERISTICS OF SANDY SOILS UNDER LOW CONFINING PRESSURE

奥村哲夫\*・成田国朝\*\*・大根義男\*\*\*

By Tetsuo OKUMURA, Kunitomo NARITA and Yoshio OHNE

Dynamic modulus of rigidity and damping coefficient of sandy soils under low confining pressures (less than around 20 kPa) were investigated in the present study. Series of cyclic simple shear tests in which horizontal inertia force is applied on the surface of the specimen by use of a shaking table apparatus were performed on Toyoura sand and a compacted sandy soil. Some features associated with deformation parameters such as their dependencies on confining pressure and shear strain amplitude were examined, and the results were compared with those of cyclic triaxial and torsional shear tests conducted under routine high confining pressures in order to discuss characteristic differences and correlation between parameters obtained in low and high stress ranges.

#### 1. ま え が き

近年、比較的低い拘束圧のもとでの土の動的変形特性（剛性率、減衰定数など）を議論する機会が多くなった。これは、地盤の表層付近に発生する液状化現象の解明、河川堤防やフィルダムなどの斜面表層部における地震時の安定性の検討、あるいは各種土質構造物の模型実験における実験模型の振動解析などを行う場合、欠くことのできない土の動的な基本的性質の1つであるからである。しかし、その基礎となる低拘束圧下の実験は実験精度の面で克服すべき問題点が多いため、動的な試験に限らず、静的な試験においても現在のところ実施例はきわめて少ない。

静的試験の事例としては、低拘束圧下の砂質土の強度特性を調べた Bell<sup>1)</sup>や龍岡ら<sup>2)</sup>の研究、あるいは液状化解析を対象として低拘束圧下の砂質土の繰返しせん断特性を調べた菊池ら<sup>3)</sup>の研究が挙げられる。いずれも三軸圧縮試験装置を用い、低拘束圧状態を扱ううえで、①各検出器の測定精度の向上、②供試体上下端面の摩擦軽減、

③供試体を囲むラバーメンブレン力の補正、さらに④供試体の自重効果などについて慎重な配慮がなされているが、実験装置や手法の面で改良すべき点はまだまだ多いようである。

上記の問題は三軸圧縮試験のような装置を用いる限り静的試験でも動的試験でも共通したことであるが、動的な試験の場合は①の問題がさらに深刻になる。たとえば、低拘束圧状態で、かつせん断ひずみのきわめて小さい範囲での剛性率の測定では、繰返し荷重を1 kPa単位で制御することが要求される。また動的試験では②～④のような問題を量的に議論することが一層困難となるほかに、礫を含んだ試料や締め固めた試料では端面整形の良否とか、メンブレンの変形や供試体へのくい込みによる影響など、不確定要素が倍加することが考えられる。このように低拘束圧下の動的物性値を求める試験として通常の三軸等の試験装置を用いる方法は、実験手法や測定精度の面で必ずしも有利でないという判断から、これまでの研究では低拘束圧用の実験装置を新たに開発したり、模型土槽の振動実験結果から物性値を割り出す方法などが試みられている。

時松・吉見<sup>4)</sup>は、構造物基礎の液状化模型実験の応答解析を行うために、有効鉛直応力0.78～3.3 kPaのきわめて低い拘束圧のもとで豊浦砂の剛性率と減衰定数を

\* 正会員 愛知工業大学講師 工学部土木工学科  
(〒470-03 豊田市八草町ハチ草1247)

\*\* 正会員 工博 愛知工業大学助教授(同上)

\*\*\* 正会員 工博 愛知工業大学教授(同上)

測定している。実験は振動台上の供試体土層上面に慣性力を与える単純せん断形式であり、実験結果として低拘束圧下の剛性率は従来の（高拘束圧の）実験結果から外挿により推定できることを示している。田中ら<sup>5)</sup>は同様な実験法により平均有効主応力1~11 kPaの範囲の動的変形定数を調べており、低拘束圧下では剛性率の拘束圧依存性が小さくなること、また、ひずみ依存性も拘束圧の影響を受けることなどを明らかにしている。しかし、この種の実験装置では供試体内のせん断ひずみ分布や供試体底部の土圧分布の不均一性など、実験上の問題点が少なくないことも併せて述べている。模型土槽の振動挙動から低拘束圧下の動的物性値を求めた例として、国生ら<sup>6)</sup>は厚さ1 mの砂地盤模型に対して、弾性波速度と一次固有振動モードの減衰振動を測定して物性値を割り出すことを試みている。そして、砂地盤模型の動的変形定数は著しいひずみ依存性を示すことや、剛性率は有効鉛直応力の平方根にほぼ比例して、地盤の下部ほど大きくなることなどを示している。また奥村ら<sup>7)</sup>は高さ1.5 mのフィルダム模型の振動挙動をせん断ばり振動とみなして剛性率や減衰定数を割り出し、低拘束圧下での締め固め土の動的物性値の特性を論じている。

以上のように低拘束圧下での土の動的物性値を調べる試みはすでに二、三なされており、それぞれ有益な資料を与えているが、実施例が少ないことや実験が系統的に行われていない面もあって、定性的にも定量的にも実際問題に供し得るほど議論は進展していないのが現状である。本研究は、2種類の砂質土について低拘束圧下の動的変形定数の特性を実験的に明らかにしようとするものである。このため小型振動台を用いた試験装置を新たに試作し、まず豊浦標準砂について種々のパラメーターを変化させた一連の実験を行い、低拘束圧状態での剛性率や減衰定数の拘束圧依存性やひずみ依存性などに関する基礎的実験を行った。また、これと同時に、通常対象とされる高拘束圧状態での繰返しせん断試験を実施し、低拘束圧と高拘束圧状態における動的物性値の特性の相違や、高拘束圧下の実験結果から低拘束圧下の物性値を推定することの可否などを論じた。また、細粒分を含む締め固めた砂質土に対して同様の実験を行い、標準砂のような clean sand との比較を通じて、細粒分を含む砂としての特性や締め固め時の先行圧縮の効果などについて若干の考察を加えた。

なお、本論文においては、通常の方法で行われる三軸圧縮試験の限界が20~30 kPaであること、あるいは一般に行われる模型実験は土柱高にして1~2 m程度であることなどから、20 kPaを拘束圧の一応の境界値と定め、これより低いものを低拘束圧、高いものを高拘束圧と称することとする。

## 2. 実験装置と実験方法

使用した実験装置は、小型振動台実験装置と一般に使用されている繰返し三軸およびねじりせん断試験装置である。低拘束圧の動的変形定数の測定は小型振動台実験装置により、高拘束圧の測定は繰返しせん断試験装置により行った。以下に実験装置の概要、実験方法および試料と実験内容を述べる。

### (1) 小型振動台実験

小型振動台実験は薄い供試体土層を水平方向に加振することによって土層に繰返しせん断応力を与え、せん断ひずみの測定から剛性率と減衰定数を算出するものである。振動台の寸法は90 cm×60 cmであり、加振には油圧サーボ型の载荷装置を用いた。図-1は振動台上に設置した各種装置の概略を示している。①は供試体土層であり、振動台本体に剛結された下部鉄板⑩の上に載っている。②および③は非接触型変位計とその反射板である。変位計を下部鉄板、反射板を上部鉄板④にそれぞれ剛結することによって供試体の上下面間の相対水平変位が測定される。⑥および⑦は上部および下部鉄板に固定された加速度変換器であり、それぞれ供試体土層に作用する慣性力の算定と振動挙動や加振加速度値の監視に用いている。⑧は供試体土層の鉛直変位を測定するためのダイヤルゲージであり、荷重板⑤の表面の2か所に設置している。上部鉄板および下部鉄板には深さ約1.5 mmの歯形状の溝が設けてあり、加振時に鉄板と供試体の間でスリップが生じないようにしている。また、供試体の側面と側壁板⑪の間にはテフロンシートが挟んであり、両者の接触面に生ずる摩擦力の軽減を計っている。

供試体土層の形状は高さ40 mm、上部幅450 mm、下部幅580 mm、奥行260 mm、加振方向両端部の斜面勾配1:1.6とした。これは後述する予備実験の結果に基づいて決定したものである。

実験方法は、まず供試体土層表面に載せた上部鉄板に所要の鉛直荷重に相当する数の荷重板を剛結し、供試体土層の密度変化を測定する。この後、振動数7 Hz一定、波形は正弦波として加振加速度振幅一定の条件で約7秒

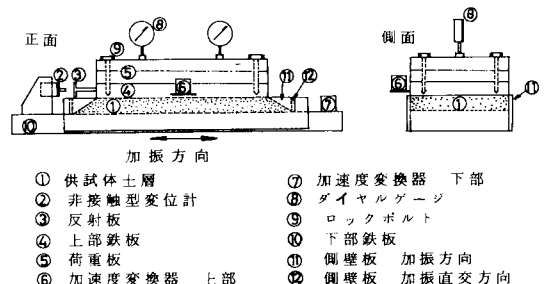


図-1 小型振動台実験装置の概略

間供試体を加振し、応答加速度、水平および鉛直変位を測定する。そして、加振加速度を数段階変化させて一連の実験とする。

動的変形定数は以下のようにして算出した(図-2)。

いま、任意時刻における供試体土層表面の応答加速度(加速度計⑥)が $\alpha_r$ と測定されたとすると、土層表面に作用する慣性力 $f_r$ は、荷重板と上部鉄板の質量を $M_m$ 、 $g$ を重力加速度として、 $f_r = M_m \cdot \alpha_r / g$ で与えられる。また、このとき土層底面に作用する慣性力 $f_b$ は、土層の質量を $M_s$ とし、土層内各点の応答加速度が近似的に上面での値 $\alpha_r$ に等しいと仮定すると、 $f_b = (M_m + M_s) \cdot \alpha_r / g$ となる。そこで、以下の整理では、供試体土層に作用する慣性力を $f_r$ と $f_b$ の平均値 $\bar{f} = (f_r + f_b) / 2$ とし、これを土層上面の面積 $A$ で除して、繰返しせん断応力を $\tau_a = \bar{f} / A$ で定義することにした。また、土層の鉛直応力は荷重板と上部鉄板の重量を土層上面の面積で除して定義した。 $\tau_a$ の算定で、土層上面の面積を用いたのは、平均慣性力 $\bar{f}$ が作用すると考えるべき土層中高部では応力状態が不明確なため、 $\tau_a$ と拘束圧を同じ面上で統一して定義するためである。

一方、任意時刻の平均的なせん断ひずみ $\gamma$ は土層上下端の相対変位 $\Delta l$ と土層の高さ $H$ の比、すなわち $\gamma = \Delta l / H$ で与えられる。したがって、剛性率 $G$ と減衰定数 $h$ は1周期の $\tau_a$ と $\gamma$ との関係を示す履歴曲線(図-2)から次式により定まる。

$$G = \frac{\tau'_a}{\gamma_{max}}, \quad h = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \dots\dots\dots (1)$$

土層内の拘束圧の指標となる平均有効主応力 $\sigma'_m$ は有効鉛直応力 $\sigma'_v$ から $\sigma'_m = (1 + 2K_0) \cdot \sigma'_v / 3$ の関係を用いて換算した。ここで静止土係数 $K_0$ は、豊浦砂の場合、供試体土層の間隙比の範囲( $e = 0.65 \sim 0.86$ )において内部摩擦角 $\phi'$ が $35^\circ \sim 40^\circ$ であるので、 $K_0 = 1 - \sin \phi'$ 関係を用いると $K_0 = 0.36 \sim 0.43$ 、したがって平均的には $K_0 = 0.4$ と考えられる。なお、この平均化に伴う $\sigma'_m$ 値の変動は約4%であり無視できる量と考えられる。

(2) 繰返し三軸およびねじりせん断試験

載荷方式は両装置ともに油圧サーボ型のものである。三軸圧縮試験の供試体は直径50mm、高さ125mmの円柱である。軸応力はセル内に設置した荷重変換器により、また軸変位は供試体と同径の荷重変換器受圧部と供試体上部のキャップの間に固定した非接触型変位計により測定している。一方、ねじりせん断試験では、外径100mm、内径60mm、高さ100mmの中空円筒供試体を用い、せん断応力はトルク変換器により、またせん断ひずみはセル内に固定した角度検出器によって測定している。

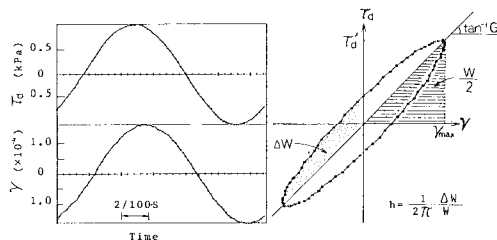


図-2 1周期の $\tau_a$ と $\gamma$ および履歴曲線

供試体への繰返し載荷の与え方は両実験とも小型振動台実験と共通しており、所定の拘束圧のもとで、1つの供試体に対し逐次ひずみ振幅を漸増させるステージテストとした。なお、1ステージの載荷回数は約50回、載荷方式は変位制御、波形は正弦波である。動的変形定数の算出は通常の方法で行っているが、三軸圧縮試験の整理において必要となるポアソン比はすべて0.4と仮定した。

三軸圧縮試験では低拘束圧の実験を一部行った。この場合、供試体への拘束圧の載荷において調圧弁を用いる通常の方法は精度的に無理がある。そこで、本実験では上下移動が可能な水槽を三軸室に連結し、所要の拘束圧に相当する圧力を供試体中心から水槽内の水面までの水柱高により与える方法を採用した。

軸応力を測定する荷重変換器は実際の使用状態で較正を行い精度上の確認を行っている。

(3) 試料と実験内容

実験に用いた試料は豊浦砂と細粒分を含む砂質土(以後、瀬戸砂と称する)の2種類である。瀬戸砂は日本統一分類でSMに属し、74 $\mu$ m以下の細粒土を約30%含んでいる。表-1に試料の物理的性質を示す。

表-2は実験内容をまとめたものである。豊浦砂に対する小型振動台実験の供試体土層は空気乾燥状態とし、繰返しせん断試験では実験中の体積変化をビューレットにより測定するため飽和状態とした。なお、飽和と不飽和の相違による測定値の差は、排水条件で行ったねじりせん断試験の結果によるときわめて小さいことが知られ

表-1 試料の物理的性質

	Gs	D <sub>10</sub> (mm)	Uc	最大粒径 (mm)	細粒分(74 $\mu$ m) 含有率(%)
豊浦砂	2.65	0.12	1.4	0.42	0
瀬戸砂	2.67	0.013	2.7	2.0	29

表-2 実験内容

試料	試験法	拘束圧の範囲 (kPa)	供試体性状	振動数 f (Hz)	圧密状態 OV/OY	算出した載荷 回数(回)
豊浦砂	振動台	$0.96 \sim 16.7$	空中落下( $e = 0.65, 0.74, 0.86$ )	7	$\approx 1.0$	10
	三軸圧縮	$0.96 \sim 490$	水中落下( $e = 0.82$ )	0.5	$= 1.0$	5
	ねじりせん断	$0.96 \sim 294$	水中落下( $e = 0.62$ )	1	$= 1.0$	10
瀬戸砂	振動台	$0.96 \sim 10.8$	総固め( $e = 0.87, w = 7.99\%$ )	7	$\approx 1.0$	10
	三軸圧縮	$0.96 \sim 294$	総固め( $e = 0.89, w = 8.11\%$ )	0.5	$= 1.0$	10

ている<sup>8)</sup>。一方、瀬戸砂の実験は不飽和状態 ( $S_r \approx 24\%$ ) で行った。以上の三軸およびねじりせん断試験では供試体の上下端のコックを開き、すべて排水条件としている。この場合、別途試験において供試体中心部における間隙圧を測定したところ、 $\gamma \approx 3 \times 10^{-3}$  以下では繰返し载荷による間隙圧の蓄積はないことを確認している。

豊浦砂の供試体作製は以下のようにして行った。小型振動台実験では、まず下部鉄板に図一1に示した⑪と⑫の側壁板を設置し、この中に豊浦砂を約10 cmの高さから均等に落下させる。この状態の土層をゆる詰め供試体と考える。これより密な供試体は、ゆる詰め供試体の表面を直径10 mmの突き棒で所定回数突いて作製する。次に、供試体土層上面に上部鉄板と荷重板を載せ、加振方向の側壁板を取り除いた後、供試体土層の両端を斜面に整形した。また、繰返し三軸およびねじりせん断試験においては、あらかじめ脱気水を入れた二ツ割モールド内にスプーンを用いて試料を流し込む方法により供試体を作製した。一方、瀬戸砂の供試体はいずれの実験も数層に分割し、所定の密度になるように締め固めて作製した。小型振動台実験では、側壁板を取り付けた下部鉄板上に含水比調整した試料を置き、直径20 mmの突き棒で均一密度となるように2層に分けて締め固めた。繰返し三軸試験では6層分割とし、各層の締め固めは1層当たりの圧縮量を一定として準静的に圧縮する方法をとった。この方法により均一密度の供試体が得られ、かつ供試体の両端面は端面整形を要しないほど平滑になった。

### 3. 豊浦砂の動的変形特性

#### (1) 小型振動台実験の特性

供試体土層の形状が台形であること、加振方向の両端には非拘束状態の斜面が存在することなどにより、測定値には種々の誤差が含まれることが考えられる。いずれも量的把握は困難であるが、後述の実験結果の特性を理解する意味で、考え得る影響因子や誤差の程度をここで述べておきたい。

① 側壁の摩擦 供試体土層側面と側壁板の接触面における摩擦を軽減する対策はとられているが、摩擦を完全に除去することは困難であり、この影響はひずみ量を低めに見積る結果となろう。

② 鉛直応力の不均一性 供試体土層の上面と底面で面積が異なるため、土層上の荷重を単純に面積で除した場合、底面での鉛直応力は上面に対し約20%低い。また、試料の自重による土層内部の鉛直応力の相違は上下面で約0.6 kPaである。これらの鉛直応力の不均一性に伴い、土層のひずみ分布も不均一となることが考えられる。なお、鉛直応力から平均主応力への換算に伴う

表一3 算定法の違いによる  $G$  の差

$\overline{\sigma}_v$ (kPa)	$G_T/\overline{\sigma}$	$G_B/\overline{\sigma}$	$G_B/\overline{\sigma}$
196	0.854	1.146	0.889
16.7	0.980	1.033	0.791

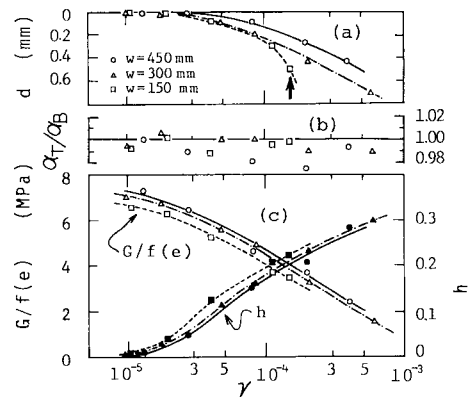
誤差は前述のように4%程度である。

③ 供試体上下面のスリップ 加振時においては供試体上面および底面と上部および下部鉄板の接触面においてスリップが生ずることが考えられる。この場合、測定されるひずみ量は実際より大きく、特に加振力の大きな場合に顕著に現われるものと考えられる。なお、この影響に対しても2.(1)で示した方法により一応の配慮はなされているが量的把握は困難であろう。

④ 剛性率の算定法の違い 剛性率の算出に当たって、本研究では平均化した慣性力  $\bar{f}$  が土層上面に沿って作用すると考えた。これによる  $G$  を  $\overline{G}$  としたとき、慣性力を単に  $f_T$  あるいは  $f_B$  とした場合の  $G(G_T, G_B)$  や、 $f_B$  の作用位置を土層底面とした場合の  $G(G_B)$  との差は、本研究で行った最小および最大の有効鉛直応力について求めると表一3のようになり、低い拘束圧で最大約15%程度である。

⑤ 供試体寸法の違い 供試体の上部幅  $W$  と高さ  $H$  の比  $W/H$  が小さな土層では、第1に、土層がローリングしやすくなって加振中に鉛直方向の加速度が誘発したり、鉛直応力が変動する現象が考えられる。この結果、土層に生ずるひずみが大きくなり、剛性率は低めの値を示すことが予想される。第2に、形状的に応力状態の不明確な斜面部の割合が高くなるので、 $W/H$  が大なるものより測定誤差が大きくなることが考えられる。

図一3は上記⑤の影響を調べた予備実験の結果である。試料には豊浦砂を用い、有効鉛直応力  $\sigma'_v = 3.9$  kPa、供試体土層高さ  $H = 4$  cm として、上部幅  $W$  を3種類変えて実験を行った。(a) 図はせん断ひずみ振幅  $\gamma$  と、



図一3 供試体寸法の違いと動的変形係数

そのひずみレベルまでのステージテストにおいて土層表面に発生した累積沈下量  $d$  の関係である。土層の累積沈下はひずみの増加に伴って進行しており、この進行度は  $W$  の小さい土層ほど著しく現われている。  $W = 150 \text{ mm}$  の土層では  $\gamma = 10^{-4}$  付近から沈下の進行が急激になり、これより大きなひずみレベルでは無拘束状態の斜面表層部に土粒子の移動が生じたので、測定の限界は図中の矢印までとなる。(b) 図は加振加速度  $a_B$  と応答加速度  $a_T$  の比を示している。これによると土層寸法やせん断ひずみ振幅の違いに関係なく  $a_T/a_B$  の値は 0.98 から 1.01 の範囲に分布しており、土層内の加速度分布はほぼ一様と考えられる。また、このことは前述の供試体上下面のスリップによる影響がほぼ無視できることを裏付けているとも考えられる。(c) 図は剛性率  $G$  および減衰定数  $h$  と  $\gamma$  の関係を示している。ただし、 $G$  の値は間隙比の違いによる影響を除去するために、従来の関係式(後述の式(2))を用いて補正している。図によると、 $W$  が小なるほど  $G$  の値は小さく、逆に  $h$  の値は大きくなるが、 $W$  が 300 mm 程度以上であればほぼ同じ値に収束すると考えてよいようである。以上の予備実験の結果に基づいて、本実験では  $W = 450 \text{ mm}$ ,  $H = 40 \text{ mm}$  の供試体土層を用いることとした。

さて、図-4 は豊浦砂に対して行った低拘束圧実験の結果の一例(平均間隙比  $\bar{e} = 0.861$ )であり、 $G \sim \gamma$  および  $h \sim \gamma$  の関係を拘束圧をパラメータとしてまとめて示している。図で明らかなように、 $\gamma = 10^{-5} \sim 10^{-3}$  範囲で測定値は比較的良好に整っており、 $G$  および  $h$  のひずみや拘束圧依存性は定性的には従来の高拘束圧の結果に一致している。なお、使用した変位検出器の精度から考えると限界の測定範囲は  $\gamma = 6 \times 10^{-6} \sim 2 \times 10^{-2}$  程度であるが、 $\gamma \geq 10^{-3}$  以上では前述の斜面表層部の土粒子の移動の影響によって実験値の信頼性が薄れるので測定から除外している。以下、剛性率  $G$  および減衰定数  $h$ 、それぞれに対して実験結果を整理し考察をまとめることにする。

(2) 剛性率

a) 間隙比の影響

図-5 はひずみ振幅をパラメータとして、剛性率と間隙比  $e$  の関係を平均有効主応力  $\sigma'_m = 2.94$  および  $5.88 \text{ kPa}$  に対して示したものである。図中の曲線は砂の剛性率に対して従来から提案されている間隙比の影響を表わす関数  $f(e)$  であり、実線は式(2)、破線は式(3)を表わしている<sup>9),10)</sup>。

$$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \dots\dots\dots (2)$$

$$f(e) = \frac{7 - 3e}{1 + e} \dots\dots\dots (3)$$

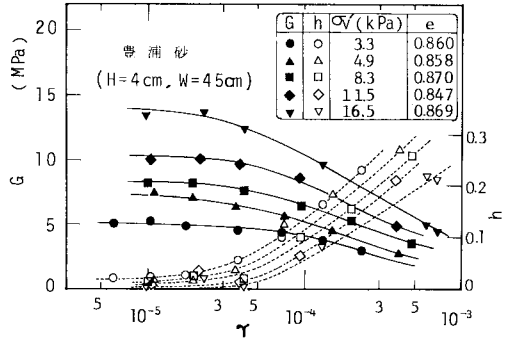


図-4 小型振動台実験結果の代表例

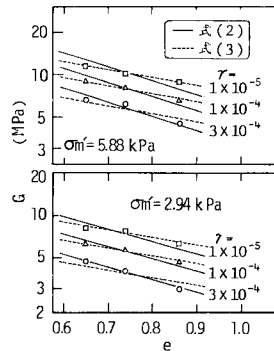


図-5 G と e の関係

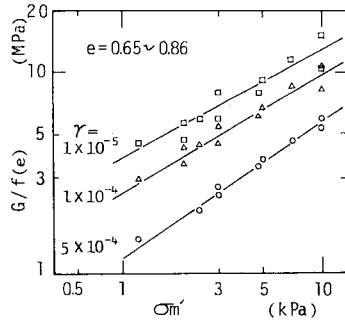


図-6 G/f(e) と  $\sigma'_m$  の関係

図より、実験値は2つの関数形の傾向にほぼ近似しているとみなすことができ、したがって低拘束圧状態においても、剛性率に対する間隙比の影響は従来の提案式をそのまま拡張して補正できることがわかる。

b) 拘束圧依存性

図-6 は低拘束圧下の剛性率に及ぼす拘束圧の影響を3種のひずみ振幅をパラメータにとって調べた結果である。ここで縦軸は供試体の間隙比の違いによる影響を取り除くために、 $G$  を式(2)で除して補正した値をとっている。図を見ると、剛性率は  $\sigma'_m$  の増加に伴って増大しており、おのおののひずみ振幅における  $G/f(e)$  と  $\sigma'_m$  の関係は両対数紙上で直線関係にあることがわかる。

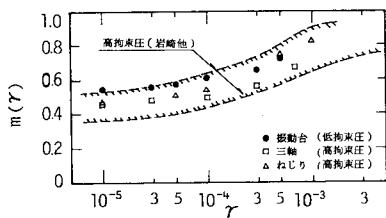


図-7  $m(\gamma)$  と  $\gamma$  の関係

ただし、直線の傾きはひずみレベルによって異なるので、これを  $m(\gamma)$  とすると、結局、 $\sigma'_m \approx 1 \sim 10$  kPa の低拘束圧範囲でも、 $G$  と  $\sigma'_m$  および  $\gamma$  の間には従来提案されている次式の関係が定められる。

$$G = A(\gamma) \cdot f(e) \cdot \sigma'_m{}^{m(\gamma)} \dots \dots \dots (4)$$

式(4)における指数  $m(\gamma)$  の値は、clean sand の場合、図-7の破線内に分布することが知られている<sup>11)</sup>。本研究による結果を同図にプロットすると三軸やねじりせん断試験による高拘束圧の結果(□および△印)は破線で囲まれる範囲のほぼ中央に分布し、小型振動台実験による低拘束圧の結果(●印)は上側破線の境界付近に分布する。このように低拘束圧と高拘束圧の  $m(\gamma)$  の値は多少の差があるがほぼ一致すると考えてよく、剛性率に対する拘束圧の影響の仕方は  $\sigma'_m \approx 1 \sim 500$  kPa の範囲でさほど変わらないと判断される。

図-8は小型振動台実験により測定された剛性率の値を比較・検討するために、本研究と他の機関で得られた低拘束圧および高拘束圧の実験結果をまとめて示したものである。図は  $G/f(e) \sim \sigma'_m$  関係を整理したものであり、ひずみ振幅は⑥および⑦の実験を除きすべて  $\gamma = 1 \times 10^{-5}$  である。①および②、③は、それぞれ本研究における低拘束圧および高拘束圧の実験結果であり、他は他機関の結果である。試料は豊浦砂もしくは豊浦砂に近い砂で、実験装置や整理の仕方はそれぞれの研究で異なっている。また、拘束圧が鉛直応力で与えられている⑤、⑥および⑧の結果は  $K_0 = 0.4$  と仮定して  $\sigma'_m = (1 + 2K_0) \cdot \sigma'_v / 3$  により平均有効主応力に換算している。図より、高拘束圧下で求められた②から④の剛性率は大体一致した値を示しているのに対し、低拘束圧下の結果はそれぞれの研究において大きく異なっており、また個々の研究に着目した場合、実験値のばらつきも高拘束圧の結果に比べ非常に大きくなっている。さらに、本研究による①の結果と②あるいは③の結果を比較すると、高拘束圧と低拘束圧で実験値の整合性がみられず、 $\sigma'_m = 10$  kPa 付近においては約2倍の段差が現われている。この段差は他のひずみレベルにおいても同程度に認められていることから、結果的には式(4)の係数  $A(\gamma)$  が高拘束圧と低拘束圧の境界で絶対値に不連続を生じてい

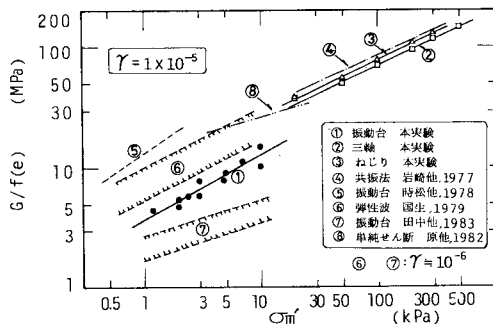


図-8  $G/f(e)$  と  $\sigma'_m$  の関係

ることになる。

これらの原因としては、前項で述べた種々の要因による影響が考えられるが、本実験の場合、仮にこれらを補正したとしても図のような2倍の差がすべて解消されるとは考えにくい。したがって、ほかに考え得るのは、実験装置が異なることによる供試体内の応力状態やせん断機構の相違、これに伴う拘束応力や繰返しせん断応力の算出方法の相違などである。たとえば、三軸およびねじりせん断試験と小型振動台実験では、圧密時の応力状態が異なっている。従来の高拘束圧下の実験結果<sup>12)</sup>によれば、圧密時の応力状態の相違は実験結果にあまり影響しないようであるが、低応力状態でも同様のことがいえるか否かは現時点では判断しがたい。また、小型振動台実験では剛性率の算出が間接的で、かつ仮定を含むので、三軸やねじりせん断試験と比べて不確定要素が入りやすいことも否定できないであろう。

c) ひずみ依存性

図-9は高拘束圧および低拘束圧実験で得られた  $G \sim \gamma$  関係を代表的な平均有効主応力  $\sigma'_m$  について示したものである。ここで縦軸は  $\gamma = 1 \times 10^{-5}$  の  $G(G_{\gamma=10^{-5}})$  で正規化した値をとっている。本研究における  $\sigma'_m = 1.18$  と  $5$  kPa の低拘束圧実験の結果、および  $\sigma'_m = 98$  と  $294$  kPa の高拘束圧実験の結果は、それぞれ図中の実線で

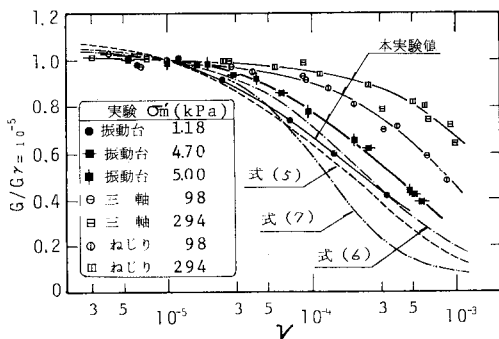


図-9  $G/G_{\gamma=10^{-5}}$  と  $\gamma$  の関係

近似することができる。これらの実線は平均有効主応力が小さくなるほど図上で左下に移動しており、低い拘束圧ほど小さなひずみレベルで  $G$  の低下が著しく現われることが知れる。図中の破線、一点鎖線および二点鎖線で示した曲線は、高拘束範囲の実験で求められた下式により  $\sigma'_m = 4.9 \text{ kPa}$  に対して外挿推定したものである。

• 岩崎ら<sup>11)</sup>

$$\frac{G}{G_{\gamma=10^{-6}}} = \left( \frac{G}{G_{\gamma=10^{-6}}} \right)_{\sigma'_m=1} \cdot \sigma'_m{}^{m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})} \dots\dots\dots (5)$$

• 柴田ら<sup>10)</sup>

$$\frac{G}{G_{\gamma=10^{-6}}} = \frac{1}{1 + 1000(\gamma/\sqrt{\sigma'_m})} \dots\dots\dots (6)$$

• Sherif ら<sup>13)</sup>

$\gamma < 3 \times 10^{-4}$  に対して

$$G = 2.8\phi \left( \frac{\sigma'_m}{0.0703} \right)^{1.167\gamma+0.5} \cdot 40(0.205)^\gamma \cdot 0.0703 \dots\dots\dots (7 \cdot a)$$

$\gamma \geq 3 \times 10^{-4}$  に対して

$$G = 2.8\phi \left( \frac{\sigma'_m}{0.0703} \right)^{0.85} \cdot (100\gamma)^{-0.6} \cdot 0.0703 \dots\dots\dots (7 \cdot b)$$

ただし、式中の  $\sigma'_m$  は  $\text{kgf/cm}^2$  の単位であり ( $1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$ )、 $\phi$  は内部摩擦角の平均値として  $37^\circ$  を用いた。本実験値と外挿による結果を比べると、岩崎あるいは柴田によるものが関数形、値とも比較的合うように思

われる。

剛性率のひずみ依存性に及ぼす拘束圧の影響をより明瞭に表わすために、あるひずみ振幅における  $G$  の低下割合を  $\sigma'_m$  との関係で整理したのが図-10である。縦軸には  $G$  の変化が著しく現われるひずみレベルに着目して、 $\gamma = 1 \times 10^{-4}$  および  $\gamma = 5 \times 10^{-4}$  の  $G$  の値と  $\gamma = 1 \times 10^{-5}$  の  $G$  の値の比、 $G_1^* = G_{\gamma=1 \times 10^{-4}} / G_{\gamma=1 \times 10^{-5}}$  および  $G_2^* = G_{\gamma=5 \times 10^{-4}} / G_{\gamma=1 \times 10^{-5}}$  を、横軸には  $\log \sigma'_m$  をとっている。図によると、 $G_1^*$  および  $G_2^*$  と  $\sigma'_m$  の関係は、低拘束圧範囲でばらつきが幾分大きいのが、高拘束圧から低拘束圧まで太い実線で示すように連続した1本の曲線で近似できることが知れる。すなわち、 $G$  の低下割合を表わす  $G_1^*$  や  $G_2^*$  に関しては、図-8に示したような低拘束圧と高拘束圧の境界での段差は認められない。このことは、 $G \sim \gamma$  関係を表わす式(4)の係数  $A(\gamma)$  の関数形が両拘束圧範囲間で連続的に変化し、外挿推定が可能であることを示唆するものである。

図中の3本の曲線は前述の実験式(5)~(7)によるものであり、低拘束圧領域まで拡張した部分は破線で示している。本実験値と柴田らの結果を比較すると、高拘束圧範囲では合致しているが、低拘束圧範囲では  $\sigma'_m$  の低下とともに差が大きくなり、 $\sigma'_m = 1 \text{ kPa}$  においては  $G_1^*$  および  $G_2^*$  の差が0.2程度となっている。また、岩崎らの結果に対しては傾向的によく合っている。

(3) 減衰定数

a) 間隙比の影響

砂質土の減衰定数  $h$  に強く影響を及ぼす要因は拘束圧とひずみ振幅であり、間隙比はほとんど影響しないことが従来の研究成果で判明している。図-11は小型振動台実験の結果について、 $h$  と  $e$  の関係をひずみ振幅をパラメーターにとって調べた一例である。これによると、 $\gamma$  の各値において、 $h$  はほぼ一定値となり、低拘束圧下においても減衰定数は間隙比の影響を受けないといえる。

b) 拘束圧依存性

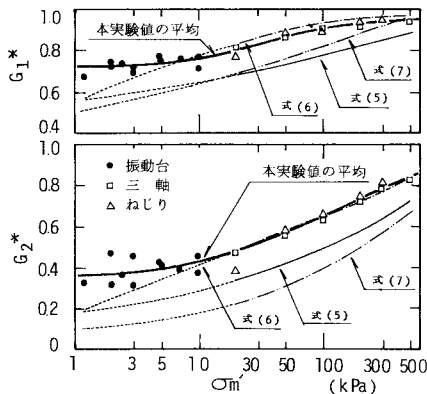


図-10  $G_1^*$  および  $G_2^*$  と  $\sigma'_m$  の関係

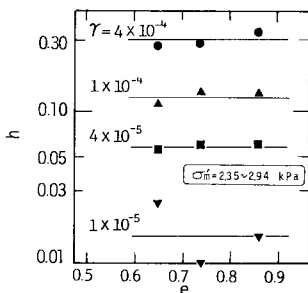


図-11  $h$  と  $e$  の関係

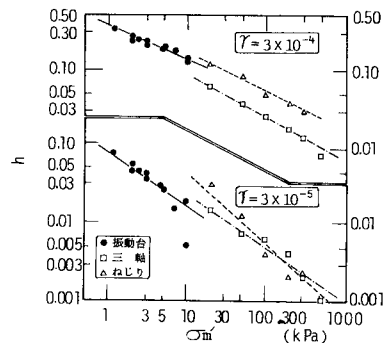


図-12  $h$  と  $\sigma'_m$  の関係

図-12は代表的なせん断ひずみ振幅に対して、低拘束圧実験と高拘束圧実験における  $h$  と  $\sigma'_m$  の関係を示したものである。実線、一点鎖線および破線は、それぞれ小型振動台、繰返し三軸およびねじりせん断試験の結果の近似線である。図で明らかなように、低拘束圧下の実験値も高拘束圧下の結果と同様に、各ひずみレベルにおいて  $h$  と  $\sigma'_m$  の間には両対数紙上で比例関係が認められる。

龍岡ら<sup>14)</sup>は高拘束圧下の実験に基づいて、 $\gamma=10^{-6}\sim 10^{-2}$ の範囲の砂質土の減衰定数が次式で表示できることを提案した。

$$h = h_0(\gamma) \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}}\right)^{n(\gamma)} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $h_0(\gamma)$ は基準となる拘束圧  $\sigma'_{m0}$  に対する  $h$  の値、 $n(\gamma)$ は拘束圧のべき乗数であり、両者とも  $\gamma$  の関数である。図-13は  $n(\gamma)\sim\gamma$  関係を示したものであり、破線は豊浦砂に対する龍岡らの結果、一点鎖線はHardin<sup>15)</sup>の結果である。本研究の実験値は図中の各記号で示しているが、 $\gamma=3\times 10^{-5}$  付近のひずみの小さいところでは測定値のばらつきが大きく図には示していない。図より、小型振動台実験により得られた低拘束圧下の  $n(\gamma)$  の値は破線あるいは一点鎖線に近く、本研究の高拘束圧の実験結果(□△印)と比較すると、 $\gamma\div 10^{-4}$  で約0.2程度の差が生じていることが知れる。

c) ひずみ依存性

図-14は3種類の拘束圧に対する小型振動台実験、

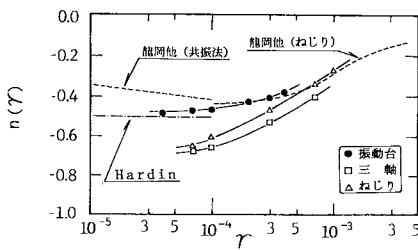


図-13  $n(\gamma)$  と  $\gamma$  の関係

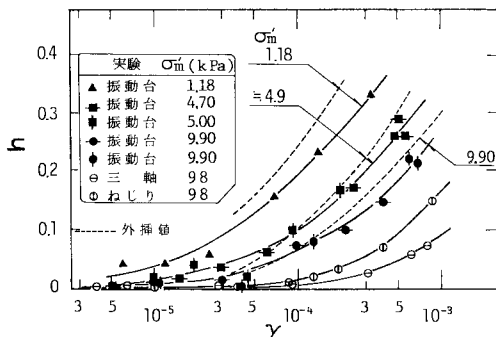


図-14  $h$  と  $\gamma$  の関係

および  $\sigma'_m=98$  kPa の繰返しせん断試験における  $h\sim\gamma$  関係を示したものである。実線は各実験結果の近似線であり、高拘束圧の実験では同一条件の供試体でも実験方法によってかなりの差がみられること、低拘束圧実験では拘束圧の低下とともに  $h$  の値が著しく増加することなどが知れる。

図中の破線は、高拘束圧の実験結果から低拘束圧下の減衰定数を外挿で求めた結果である。外挿には式(8)を用い、 $\sigma'_{m0}$ は98 kPaとし、 $h_0(\gamma)$  および  $n(\gamma)$  は小型振動台実験と載荷回数の等しいねじりせん断試験の結果を採用した。図から明らかなように、外挿値と実験値の差は大きく掛け離れておらず、減衰定数に関しては外挿が可能であるように考えられる。

4. 瀬戸砂の剛性率と減衰定数

図-15は小型振動台実験から求めた瀬戸砂の  $G\sim\gamma$  および  $h\sim\gamma$  関係である。剛性率に対するひずみあるいは拘束圧依存性は定性的には通常の結果に一致している。しかし、減衰定数は  $\gamma\div 3\times 10^{-4}$  以下で拘束圧の違いによる  $h$  の差は認められず、図中の斜線で示した範囲に分布している。また、繰返し三軸圧縮試験 ( $\sigma'_m=4.9\sim 294$  kPa) の減衰定数もこれと同様の傾向を示し、実験値は図中の2本の点線の範囲内にある。このように減衰定数については、三軸と小型振動台の実験結果の整合性もなく、やや測定精度が悪いように思われるので、以下は剛性率の特性についてのみ検討を加えることとす

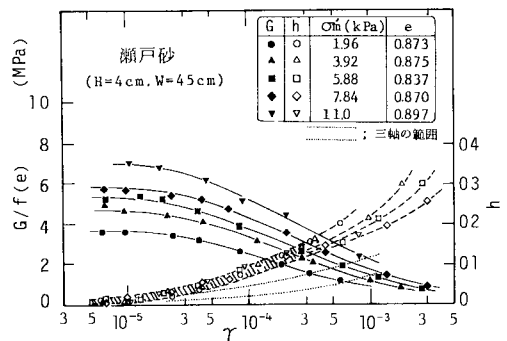


図-15  $G$  および  $h$  と  $\gamma$  の関係 (瀬戸砂)

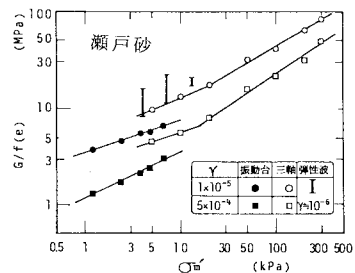


図-16  $G/f(e)\sim\sigma'_m$  関係



る。

(1) 拘束圧依存性

図一16は小型振動台実験、繰返し三軸圧縮試験および模型堤体に対する弾性波速度測定により得られた剛性率の拘束圧依存性を示したものである。実線は代表的に選んだ2種類のひずみレベル、 $\gamma=1 \times 10^{-5}$ と $\gamma=5 \times 10^{-4}$ に対する小型振動台と繰返し三軸圧縮試験の $G/f(e) \sim \sigma'_m$ 関係の近似線である。また弾性波速度測定による結果は、瀬戸砂を用いて作製した堤高1.5m、堤長5m、斜面勾配1:2.0の模型堤体に対するものであり、 $G$ の値はせん断波速度 $V_s$ と堤体の密度 $\rho$ より $G = \rho V_s^2$ として求めた。

図から、1) 瀬戸砂の実験でも、豊浦砂と同様に繰返し三軸圧縮試験と小型振動台実験の結果に段差が認められ、後者の $G$ がかなり小さめに出ること、2) 高拘束圧範囲と低拘束圧範囲で $G \sim \sigma'_m$ 関係の勾配が異なり、低拘束圧下では相対的に拘束圧依存度が小さくなること、などが知れる。上記1)については豊浦砂で述べたように種々の要因が考えられるが、瀬戸砂では供試体の作製方法の違いやその均一性なども実験結果に影響する重要な要因と考えられる。上記2)については次のように考えられる。

一般に締め固めた土は、締め固め時の先行圧縮によって粘土の圧密効果に類似した先行応力を有し、先行応力前後の力学的特性は粘土の過圧密および正規圧密領域の

特性と傾向的に対応するといわれている<sup>16)</sup>。図の三軸圧縮試験の結果で明瞭なように、本実験結果は $\sigma'_m = 20$  kPa付近で直線の勾配が変化しているが、上のことを考えると、この現象は「 $\sigma'_m = 20$  kPa付近に先行応力が存在し、これより小さな拘束圧の範囲では供試体が過圧密状態にあって安定した骨格構造を保持するため、 $G$ の拘束圧依存度が小さくなる」と解釈できる。図一17は、これを説明する参考資料として、粘性土の正規圧密および過圧密領域での $G$ の特性を低拘束圧実験で調べた結果である。図によると、圧密圧力に等しい拘束圧のもとで行った正規圧密の実験(○□印)では、 $G/f(e) \sim \sigma'_v$ 関係が両対数紙上で直線になり、拘束圧依存度(式(4)の $m(\gamma)$ )がほぼ一定である。この特性は、豊浦砂のような clean sand において $m(\gamma)$ の値が低拘束圧範囲と高拘束圧範囲でほとんど変わらないことと対応していると考えられる。一方、図の矢印で示す圧力で圧密を完了したのち拘束圧を低下させて行った過圧密の実験(●■印)では、 $G$ の値が正規圧密状態に比べてかなり大きくなるのが知れる。したがって、締め固めた先行応力がこの圧密圧力に対応するものと考えれば、先行応力より低い拘束圧範囲で $G$ の拘束圧依存度が低下するという上記の解釈が説明できることになる。

(2) ひずみ依存性

図一18は代表的な拘束圧に対して $G \sim \gamma$ 関係を示したものである。ただし、縦軸は豊浦砂の場合と同様に $G/G_{\gamma=10^{-5}}$ で表わしている。図で明らかなように、低拘束圧範囲では小さなひずみレベルから $G$ の低下が顕著であり、豊浦砂と同様な傾向がみられる。ただし、それぞれの拘束圧範囲で、 $G \sim \gamma$ 関係は拘束圧にあまり影響を受けないことが特徴的である。これが締め固め土に特有の性質であるか否かについては判断しにくい。豊浦砂と異なり $G \sim \gamma$ 関係の形( $A(\gamma)$ の関数形)が低拘束圧と高拘束圧とで連続しない点は、図一16における $G \sim \sigma'_m$ 関係の不連続性と何らかの関係があるものと想像される。

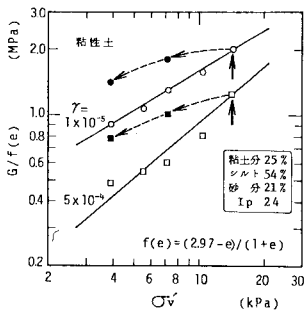
5. 結 論

本研究で得られた結果を要約すると以下のようになる。

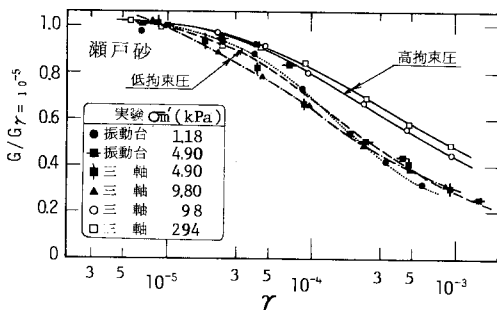
(1) 本研究で用いた小型振動台実験装置では、平均有効主応力1~10kPaの低い拘束圧範囲で動的変形定数の測定が可能である。

(2) 剛性率 $G$ に対する間隙比の補正は、低拘束圧下でも従来の式(2)あるいは式(3)が適用できる。

(3) 低拘束圧下の $G$ の拘束圧依存性に対しても従来の式(4)の形が成立する。そして豊浦砂に対しては指数 $m(\gamma)$ の値が高拘束圧と低拘束圧でほぼ一致する。



図一17 粘性土の $G/f(e) \sim \sigma'_v$ 関係



図一18  $G/G_{\gamma=10^{-5}}$ と $\gamma$ の関係

(4) しかし、係数  $A(\gamma)$  については、同じひずみレベルで比較した場合、高拘束圧(三軸、ねじりせん断)と低拘束圧(小型振動台)の境界(約 20 kPa)で絶対値に大きな段差がみられた。これには種々の要因が考えられるが、実験装置が異なることによる供試体内の応力状態やせん断機構の相違、あるいは拘束応力や繰返しせん断応力の算出方法の相違なども大きな要因になると考えられる。

(5)  $G$  のひずみ依存性 ( $A(\gamma)$  の関数形) については高拘束圧と低拘束圧で様相が急激に変化することはなく、全般的に低拘束圧下ではひずみ依存性が顕著であり、小さなひずみレベルから  $G$  が低下する傾向がみられた。

(6) 豊浦砂の減衰定数  $h$  についても定性的には従来の高拘束圧下の実験結果と大差なく、その値は間隙比によらず式(8)の形で整理できる。

(7) また、高拘束圧と低拘束圧で式(8)の係数  $h_0(\gamma)$  や指数  $n(\gamma)$  の値に極端な変化がみられず、 $h$  に関しては高拘束圧の実験結果をそのまま外挿して低拘束圧の値を推定できることが示された。

(8) 細粒分を含む締め固めた砂質土では、締め固め時の先行圧縮によって粘土の過圧密に類似した影響が現われる。すなわち、低拘束圧範囲(過圧密領域)と高拘束圧範囲(正規圧密領域)では  $G$  の拘束圧依存性が異なり、ある拘束圧を境として低拘束圧範囲では  $G$  の拘束圧依存度が急激に小さくなる傾向がみられた。

(9) このように高拘束圧と低拘束圧では  $G$  の拘束圧依存性が明らかに異なるが、それぞれの拘束圧範囲では拘束圧依存度が一定の関係を有しているの、何らかの補正を考えれば高拘束圧の結果から低拘束圧の  $G$  を外挿することは可能と思われる。

以上、本研究では低拘束圧下の砂質土の動的変形定数について、主要な因子に着目してその影響の仕方や程度を調べ、あわせて従来の高拘束圧下の実験結果と比較して外挿の可否等を論じた。本研究で用いた実験装置は新たに試作したものであり、測定方法や原理はこれまでに開発されたものと異なっている。このため 3.(1)に挙げた測定誤差に関する各種要因の影響度や供試体内の応力、ひずみ分布の不均一性の影響、あるいは繰返しせん断応力の見積り誤差などに関しては必ずしもチェックが十分とはいえない。たとえば、上記(4)で述べた段差の問題については種々の要因が考えられるが、現段階ではこれを定量的に考察するまでに至っていない。これらの点については、今後、装置の改良を含め徐々に解決したい。

#### 参 考 文 献

1) Ponce, V. M. and Bell, J. M. : Shear strength of sand at

- extremely low pressures, Proc. of ASCE, Vol. 97, No. SM4, pp. 625~638, 1971.
- 2) 龍岡文夫・福島伸二・生原 修：低圧下における砂の三軸圧縮試験と模型支持力実験，土と基礎，Vol. 32, No. 2, pp. 57~63, 1984.
- 3) 菊池喜昭・石原研而・金谷 守：低拘束圧下の砂の変形強度特性について，土木学会第 37 回年次学術講演会講演概要集，Ⅲ，pp. 41~42, 1982.
- 4) 時松孝次・吉見吉昭：地震時の砂地盤における間ゲキ水圧の上昇と消散，第 5 回日本地震工学シンポジウム講演集，pp. 609~616, 1978.
- 5) 田中芳行・杉本三千雄・畑中宗憲・諸橋一彦・桑原文夫：低拘束圧下の砂の動力学的特性(その 2)，土木学会第 38 回年次学術講演会講演概要集，Ⅲ，pp. 343~344, 1983.
- 6) 国生剛治・岩橋敏広：軟弱地盤の非線形振動特性についての模型振動実験と解析，土木学会論文報告集，No. 285, pp. 57~67, 1979.
- 7) 奥村哲夫・成田国朝・大根義男・土屋好輝：低応力下の土の動的変形特性について(その 3)，第 19 回土質工学研究発表会講演集，2 の 1, pp. 573~574, 1984.
- 8) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Yoshida, S., Fukushima, S. and Sudo, H. : Shear modulus and damping by drained tests on clean sand specimens reconstituted by various methods, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 1, pp. 39~54, 1979.
- 9) Richart, F. E., Hall, J. R. and Wood, R. D. : Vibrations of soils and foundations, Prentice-Hall, Inc.
- 10) 柴田 徹・Soelarno, D. S. : 繰返し荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性，土木学会論文報告集，No. 239, pp. 57~65, 1975.
- 11) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. : Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, pp. 39~56, 1978.
- 12) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Fukushima, S. and Sudo, H. : Stress conditions and stress histories affecting shear modulus and damping of sand under cyclic loading, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 2, pp. 29~43, 1979.
- 13) Sherif, M. A. and Ishibashi, I. : Dynamic shear moduli for dry sands, Proc. of ASCE, Vol. 102, No. GT11, pp. 1171~1184, 1976.
- 14) Tatsuoka, F., Iwasaki, T. and Takagi, Y. : Hysteretic damping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 2, pp. 25~40, 1978.
- 15) Hardin, B. O. : The nature of damping in soils, Proc. of ASCE, Vol. 91, No. SM1, pp. 63~97, 1965.
- 16) 成田国朝・奥村哲夫・大根義男・堀 幸二：締め固め土の先行応力と強度特性について，第 19 回土質工学研究発表会講演集，2 の 1, pp. 405~406, 1984.
- 17) 原 昭夫・清田芳治：低載応力下における砂のせん断変形特性に関する研究，第 17 回土質工学研究発表会講演集，pp. 1637~1640, 1982.

(1984. 10. 19・受付)