

砂の動的変形特性に及ぼす応力状態の影響

建設省土木研究所 正員 栗林栄一・龍岡文夫 学生員 堀内俊一
建設省建築研究所 正員 〇岩崎敏男

1. 緒言

共振法土質試験機を用いて、セン断ひずみ $\gamma = 10^{-5} \sim 10^{-4}$ 程度の砂のセン断変形係数、履歴減衰係数を測定した結果を報告する。試験装置の概要、測定原理については、既に報告した。(岩崎、龍岡、堀内(1974, a, b))

2. 実験方法

高さ25cm, 外径10cm, 内径6cmの中空洞筒供試体の下部を固定して、上部で強制ねじりセン断力を加えることによって、供試体をねじり振動させ、その共振振動数等からセン断変形係数 G 、自由振動の対数減衰率から履歴減衰係数 η を求める。又、軸方向応力 σ_a 、側方方向応力 σ_r は独立に制御できるから、異方応力状態を作ることができる。今回の実験で用いたのは次の2種の砂である。(下表)

応力状態は、 $\sigma_a/\sigma_r = \sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ と

2.0 の応力経路と、平均主応力 $p =$

	G_s	D_{50}	D_{60}	U_c	e_{max}	e_{min}
豊浦砂	2641	0.12mm	0.145mm	1.21	0.953	0.686
浅間山砂	2695	0.16	0.38	2.37	0.961	0.484

($\sigma_a + 2\sigma_r$)/3 一定の応力経路の3種である。測定では、まず所定の応力状態で入力を固定し、振動数を操作することによって共振状態を作り、共振振動数 f_r 、セン断ひずみ振幅等を測定する。ついで、共振状態において入力を瞬間的に切り、対数減衰率 Δt を求める。次にねじり入力を増加させて同様の測定を、 $\gamma = 2 \times 10^{-4}$ 程度まで繰り返す。次に別の応力状態を作り、上記と同様の操作を繰り返す。一つ

の供試体で、 p 、間隙比 e 、 γ を、それぞれ独立に変化させるのは困難であるので、ある所定の p 、 e 、 γ に対する G 、 Δt を求めるのに次の方法をとった。

(1) ある応力状態での $G \sim \gamma$ 、 $\Delta t \sim \gamma$ 曲線から $\gamma = 10^{-5}$ 、 $\gamma = 10^{-4}$ に相当する G 、 Δt の値を求める。

(2) 一つの供試体についても、実験中に間隙比 e は若干変る。一方、Hardin and Black(1965)によると、オタワ砂で $\gamma < 10^{-4}$ に対して、 G 、 p を kg/cm^2 単位であらわして、

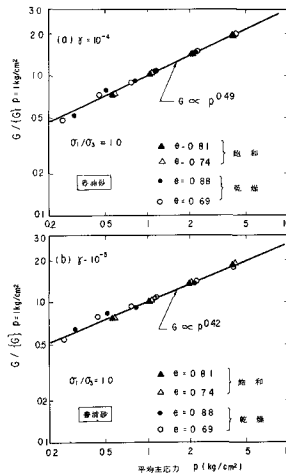


図-2 $G/(G_s p)_{p=1 \text{ 時}} \sim p$ 関係

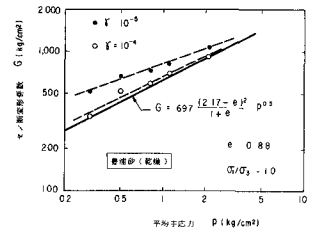


図-1 $G \sim p$ 関係

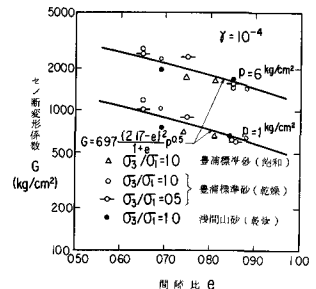


図-3 $G \sim e$ 関係

$$G = 697 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.5} \quad (1)$$

が成り立つ。(1)式は次に示す様に、今回の実験に対しても適用できた。そこで、一つの供試体で間隙比が変化するのを考慮に入れて、平均間隙比を定め、これに対する G を、 $G \propto \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$ に比例するものとして、換算して求める。実際のこの換算での補正量は最大で2%程度の小さいものである。

(3) 図-1の様に、 G と p をプロットして、所定の γ の値での、所定の p の値に対する G の値を読みとる。

3. 実験結果

図-1で分る様に、(1)式は $\gamma = 10^{-4}$ に対してはほぼあてはまっているが、 $\gamma = 10^{-5}$ に対しては、 p が小さくなる程 G を過小評価する。この傾向は全ての実験で見られた。これは、 $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ での G の値と他の p での G の値の比、 $G/\{G\}_{p=1 \text{ kg/cm}^2}$ と p の関係を示した図-2で分る様に、 $\gamma = 10^{-4}$ では G はほぼ $p^{0.5}$ に比例すると言えるが、 $\gamma = 10^{-5}$ では、 $p^{0.42}$ に比例しているためである。

図-3は、 G に関する実験結果をまとめたものであるが、今回の実験の範囲では、(1)式は、応力比 $\sigma_1/\sigma_3 = 1 \sim 2$ の範囲で、飽和・乾燥の違い、砂の種類によらず、 $\gamma = 10^{-4}$ に対する近似式として十分あてはまる。(1)式を用いて、 $\gamma = 10^{-4}$ 以上の γ の値に対する G の値を求めるには、 G の γ に対する変化率を求めなければならない。

図-4には、 $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ の場合の $\gamma = 10^{-6}$ での G の値、 $\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ とある γ での G の比の γ に対する変化率を示してあるが、 $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ の γ に対する変化率は、飽和・乾燥、間隙比、応力比、砂の種類にはあまりよらない様であり、このことは他の p の値に対しても成り立つ。図-5には、一つの供試体での $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ と γ の関係がプロットしてあるが、図-1, 2から予想される様に、 p が小さいとき程、 G の γ に対する変化率は大きくなる。

図-6には、このようにして得られた $G/\{G\}_{\gamma=10^{-5}}$ と γ の関係の平均曲線と、Drnevich and Richart (1970)からのデータと、Seed and Idriss (1970)に示されている平均曲線を示してある。図から G の γ に対する変化率は、 p の値によってかなり大きく変化する。Seed and Idrissの平均曲線は、 $p = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ 前後での変化率を示している様である。従って、かなり深い地盤や高い土構造物などの地震応答解析を行う場合には、上記の事実を考慮して、拘束圧の低い上層部での G の γ の増加に対する減少率は、深部の場合より、かなり大きくとらなければならぬと言えよう。

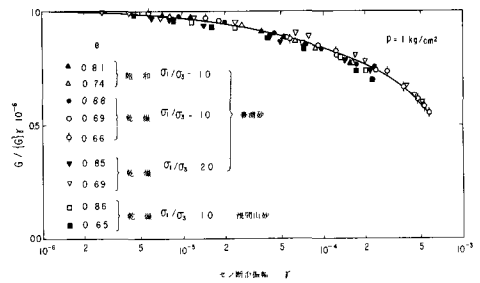


図-4 $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係

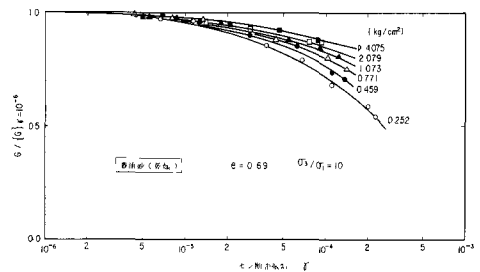


図-5 $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係

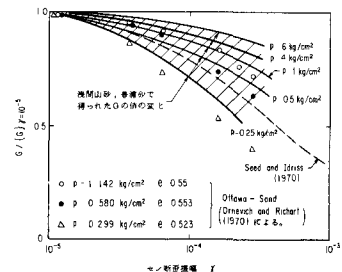


図-6 $G/\{G\}_{\gamma=10^{-5}} \sim \gamma$ 関係

図-7は、図-5のと同じ供試体での履歴減衰係数 η の γ に対する変化率を示したものであり、 η も p の値の影響を大きく受ける。ここで、供試体-加振器系の対数減衰率 Δ_t と、砂の履歴減衰係数 η との間には、供試体-加振器系の固有周期、次数によらず、 $\eta = \frac{1}{2\pi} \Delta_t$ の関係がある。図-8には、 $p = 0.5, 2.0$ での η の値を示してあるが、豊浦砂に関しては、 η は乾燥・飽和の違い、間隙比によらないと言え、又、Seed and Idriss (1970)の示した減衰係数の平均曲線よりも、かなり低い値となっている。一方、Hardin (1965)は、オタワ砂での実験式として、 $\gamma = 10^{-5} \sim 10^{-6}$, $p = 0.244 \sim 1.46 \text{ kg/cm}^2$ で、 p を kg/cm^2 単位であらわして、

$$\Delta_t = \frac{\pi}{5} \gamma^{0.2} p^{-0.5} \quad (2)$$

を示した。図-9で、実験結果と(2)式と比較してあるが、 $\gamma = 10^{-5}$ で、 $p = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ を越えたと、実験値は(2)式と若干ずれてくるが、 $p < 1.5 \text{ kg/cm}^2$ での $\gamma = 10^{-5}$ の場合、および $\gamma = 10^{-4}$ の場合では、今回の実験結果は(2)式であらわせる様である。

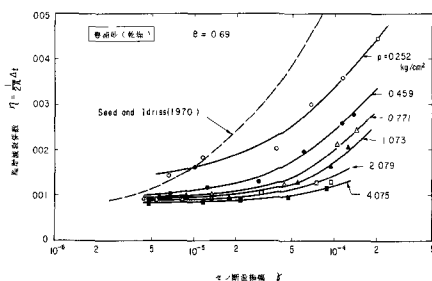


図-7 $\eta - \gamma$ 関係

以上では、応力比 $\sigma_1/\sigma_3 = 1 \sim 2$ での実験結果を示したが、更に広範囲での応力比 σ_1/σ_3 の、 G , Δ_t の値の変化を調べるために、図-10に示した応力経路での実験を行った。 p は平均主応力、 q は偏差応力 $=\sigma_a - \sigma_r$ である。試験は、平均主応力が 2 kg/cm^2 で一定になる様に制御したが、結果的には、厳密に一定値とはならなかったし、間隙比も実験中若干変化したので、 $p = 2.0 \text{ kg/cm}^2$, $e = 0.69$ に対するの換算値を、2で述べた方法と、 G は p に比例するという考え方で求めた。図-11には、偏差歪 $\epsilon_a - \epsilon_r$ (ϵ_a : 軸方向歪, ϵ_r : 側方向歪)と、体積歪 $v = \epsilon_a + 2\epsilon_r$ が示してあり、図-12, 13には G , Δ_t と応力比 q/p の関係が示してある。 q/p を増加している途中では、応力比 $q/p = 0.0 \sim 1.0$ ($\sigma_1/\sigma_3 = 1.0 \sim 2.5$)の範囲では、平均主応力が一定ならば、 G と Δ_t は、ほぼ一定である。しかし、 q/p 値が1.0を越え、 $\epsilon_a - \epsilon_r$ が増加しはじめ、正のダイレイタンスも大きくなってくると、 G は減少しはじめ、 Δ_t は増加しはじめる。次に除荷(q/p 減)してゆくと、 G は応力比の値によらないでほぼ一定値であるが、 Δ_t は若干減少する。更に、 $q/p = 0.0$ ($\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$)に戻しても、 G と Δ_t は初期の値には戻らない。このことは、 G と Δ_t は、応力比の変化そのものによって変化するのではなく、供試体がせん断されることによって、内部構造に何らかの変化が生じ、そのことによって同一の p, e, γ に対しても、 G, Δ_t の値が変化することを示しているであろう。図-14には、浅間山砂での $p = 3 \text{ kg/cm}^2$ の実験

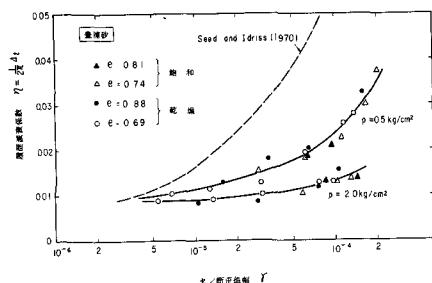


図-8 $\eta - \gamma$ 関係

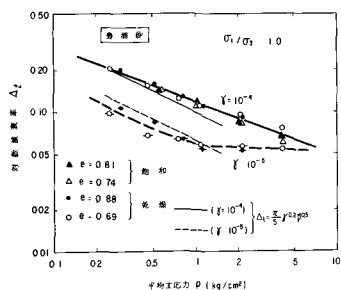


図-9 $\Delta_t - p$ 関係

結果を示してあるが、図-12の場合と同様に、 G の $\sigma_3/p=1.0$ からの急な減りがみられる。

4. 結論

(1) 応力比 $\sigma_1/\sigma_3=1 \sim 2.5$ の範囲では、 $\gamma=10^{-4}$ での G の値の近似式として、今回の実験の範囲では、砂の種類、応力比、乾燥・飽和の違いによらずに、(1)式を用いる。

(2) G の γ に対する変化率は、砂の種類、間隙比、応力比、飽和・乾燥の違いによるものよりも、平均主応力による違いの方がはるかに大きい。

(3) 対数減衰率 Δ_t は、(2)式でほぼあわせる。豊浦砂では、 Δ_t は間隙比、飽和・乾燥の違いによって変らないが、平均主応力の大きさによって大きく変わる。

(4) 応力比 $\sigma_3/p=0 \sim 1.0$ ($\sigma_1/\sigma_3=1 \sim 2.5$)の間では、平均主応力が一定ならば G 、 Δ_t の値は一定だが、応力比 σ_3/p ($\sigma_1/\sigma_3=2.5$)を越えると、載荷時には(σ_3 増加時には) G は減り、 Δ_t は増加する。その後、応力を除荷しても、初期の値に戻らない。

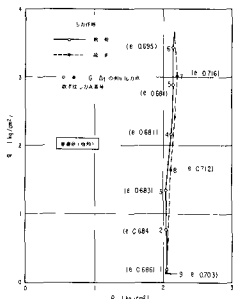


図-10 p-定応力経路

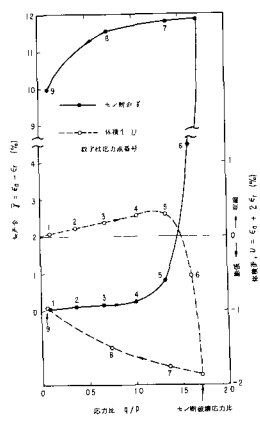


図-11. $G_a - G_r \sim \sigma_3/p$
 $v \sim \sigma_3/p$

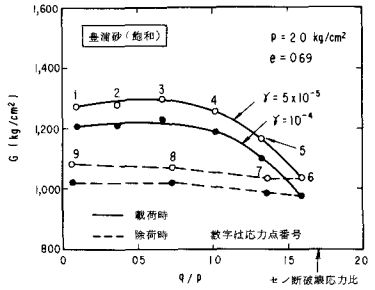


図-12. $G \sim \sigma_3/p$ (豊浦砂)

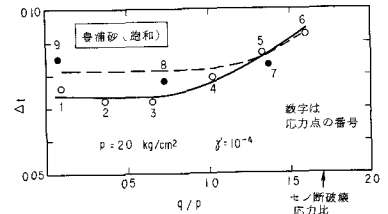


図-13. $\Delta_t \sim \sigma_3/p$ (豊浦砂)

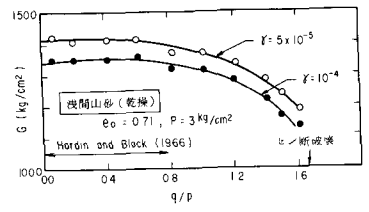


図-14 $G \sim q/p$ 関係 (浅間山砂)

参考文献

Drnevich and Richart (1970), "Dynamic Prestraining of Dry Sand," ASCE, Vol. 96, No. SM2, March
 Hardin (1965), "The Nature of Damping in Sand," ASCE, Vol. 91, SM1, Jan.
 Hardin and Black (1966), "Sand Stiffness under Various Triaxial Stresses," ASCE, Vol. 92, No. SM2.
 岩崎・龍岡・堀内 (1974. a) "砂質資料の動的変形係数の一測定法," 土木学会第一回関東支部研究発表会概要集.
 岩崎・龍岡・堀内 (1974. b), "共振法土質試験機による土の動的変形係数," 土質工学会第9回研究発表会概要集
 Seed and Idriss (1970), "Shear Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis," Report No. EERC 70-10 Dec., College of Eng. Univ. of Calif., Berkeley