

締固めた砂および泥岩塊の動的変形特性

社 本 康 広
西 尾 伸 也

§ 1. はじめに

盛土・埋戻土のような人工地盤の動的変形特性を推定する場合、特徴的なことは人工地盤作成時に転圧等の締固めを行なう点と、地盤が地表に近い場合必ずしも飽和していないという点である。従来、このような人工地盤の動的変形特性の推定は、対象となる試料を締固め試験により推定した密度に詰めて作成した供試体の室内試験結果に基づいて行なってきた。しかし、Drnevich & Richart¹⁾, Afifi & Richart²⁾, Ladd³⁾らを始めとする数多くの研究者により、土の動的変形・強度特性は密度（相対密度）ばかりでなく供試体の作成法、せん断応力履歴、2次圧密等によって大きく変化することが指摘されている。このため、密度だけをパラメータとした実験によって、人工地盤の動的変形特性が正しく評価されているかどうかについては大きな疑問がある。また、不飽和土の動的変形特性については研究例がほとんどなく、飽和度がどのような影響を与えるかについては不明な点が多い。

本報告は、人工地盤の動的変形特性を明らかにするための第一歩として、埋戻土、盛土に比較的良く用いられることの多い砂および軟質泥岩地盤の掘削後の材料（以下、「泥岩塊」と呼ぶ）について、締固めエネルギー、含水比を変化させた供試体の室内の動的三軸試験を行なってその影響を調べたものである。なお、本研究を進めるに当たって、粒径の大きな試料の動的三軸試験も可能な空圧式の大形動的・静的三軸試験装置を開発したので、併せて報告する。

§ 2. 試験装置

本研究に用いた試験装置は、新たに開発した空圧式の大形動的三軸試験装置で、従来から良く見られる小型（5 cm ϕ , 10 cm h ）の空圧式動的三軸試験装置を大型化

したもので、系統図、仕様は図-1、表-1に示すとおりである。また、本試験装置の特徴は、次に示すとおりである。

(a) 圧力載荷機構が全て空圧式であるため、構造がシンプルである。

(b) 供試体の大きさが直径 30 cm、高さ 60 cm であり、フィル材のような粗粒材料の試験が可能である。

(c) 圧密中の体積変化は、2連の大型ビューレットにより排水量、排気量を分離して測定でき、動的・静的三軸試験中の体積変化は、三軸室内の水面の鉛直変化を浮子を利用した非接触型変位計により供試体外部で測定しているため、不飽和土であっても体積変化の測定が可能である。

(d) 三軸セル下部に位置する油圧ジャッキ (200 tonf) により、ひずみ制御で静的三軸試験の実施が可能である。

§ 3. 試料および試験結果

3.1 試料

試験に用いた試料は大磯砂と泥岩塊の2種類である。大磯砂は均等係数の小さい粒径のそろった細砂であり、泥岩塊は粒度配合の良い礫材料であるが、個々の泥岩塊を構成している土粒子はシルト質である。両者の土質定数および粒径加積曲線は表-2、図-2に示すとおりである。

3.2 試験方法

試験に用いた供試体は、大型突固め試験装置⁴⁾を用いて所定の条件で作成した後、三軸セルにセットし、等方応力状態で0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 kgf/cm²の荷重段階で所定の拘束圧まで荷重を増しながら等方圧密を行ない、供試体の間隙水圧が消散し体積変化が定常になったものを用いた。

試験は、拘束圧一定の両振りで、軸方向のみ一定荷重

三軸圧縮室	適用供試体寸法 耐横圧容量	$\phi 300 \times 600 \text{ mm}$ 10 kgf
大型空圧 アクチュエータ	出力	(静的) 4000 kgf (動的) 3500 kgf
空気水系制御装置	空気圧系	負荷範囲 圧力計測 0~10 kgf/cm ² ブルドン管圧力計 $\phi 100 \text{ mm}$ 0~10 kgf/cm ² 最小目盛 0.05 kgf/cm ²
体積変化系	体積変化計測	ビューレット 2500 ml $\times 2$ 最小目盛 10 ml
大型サイン 発生装置	出力 駆動周波数 駆動波形	(静的) 8 kgf/cm ² (動的) 8 kgf/cm ² 0.0001~1 Hz サイン, 台形, 三角波,
電気計測装置	垂直荷重検出器 垂直変位計 間隙水圧計 体積変化計	ひずみゲージ型 (10 tonf) 差動トランス型 (20 mm, 40 mm, 120 mm) ひずみゲージ型 (10 kgf/cm ²) 非接触変位計 (2000 ml)

表-1 空圧式大型動的三軸試験装置の仕様

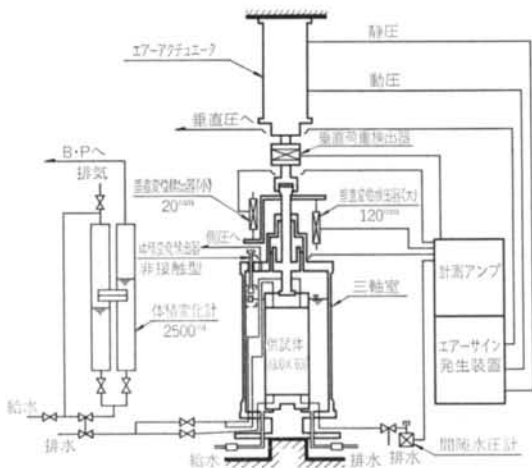


図-1 空圧式大型動的三軸試験装置系統図

で50回の繰返し載荷を行なった後、過剰間隙水圧を消散させ荷重を大きくして載荷を繰返す、いわゆるステージテストの形式で行なった。

ステージテスト終了後、同一の供試体を三軸セル下部

試 料		大 磯 砂	泥 岩 塊
粒 度 特 性	礫 分 (2 mm以上) (%)	0	53.7~74.6
	砂 分 (74~2000 μm) (%)	94.6	22.6~42.1
	シルト分 (5~74 μm) (%)	2.4	2.7~ 2.9
	粘土分 (5 μm 以下) (%)	1.2	0.1~ 0.3
コン シ シ ス 特 性	液性限界 W_L (%)	—	52.0~64.0
	塑性限界 W_p (%)	—	28.0~33.0
	塑性指数 I_p (%)	—	23.0~37.0
分 類	日本統一土質分類	SPU	CH
	三角座標表示法	S	F
土粒子の比重 G_s		2.70	2.63
相 対 密 度	最大乾燥密度 γ_{dmax} (t/ml)	1.559	—
	最小乾燥密度 γ_{dmin} (t/ml)	1.235	—
締 固 め 性	試験方法	JIS A 1210 1.16	大型締め 試験*
	最適含水比 W_{opt} (%)	14.0	47.3
	最大乾燥密度 γ_{dmax} (t/ml)	1.619	1.107

*大型締め装置を用い、ランマー 15 kgf、落下高 45 cm、締めエネルギー $5.6 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf/m}^3$ で実施した。

表-2 土質定数

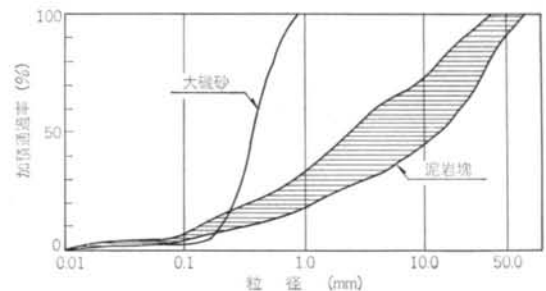


図-2 粒径加積曲線

に位置する油圧ジャッキ (200 tonf) を用いて、ひずみ速度一定 (0.1%/分) で静的三軸試験を併せて実施した。なお、試験は静的・動的とも砂は排水条件で、泥岩塊は非排水条件で行なった。

測定項目は、軸ひずみ、体積ひずみ、間隙水圧、軸荷重で、それぞれ差動トランス ($\pm 10 \text{ mm}$, 120 mm)、浮子を利用した非接触型変位計 (2000 ml)、ひずみゲージ型の間隙水圧計 (10 kgf/cm²)、ロードセル (10 tonf) を用いて行なった。

3.3 試験条件および結果

本報告では、砂および泥岩塊の動的変形特性におよぼす締固めエネルギー、含水比の影響を検討する目的で、表一3に示すように含水比4種、締固めエネルギー3種について拘束圧 $\sigma_0=2.0 \text{ kgf/cm}^2$ で試験を行なった。表中◎の条件では、拘束圧の影響を検討するため拘束圧を $1.0, 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ についても行なった。なお、今回検討した締固めエネルギー、含水比の詳細は次に示すとおりである。

(1) 締固めエネルギー

締固め試験における締固めエネルギーは、プロクターにより次式のように定義されている。

$$E = \frac{W_R \cdot H \cdot N_B \cdot L}{V} \quad (\text{m} \cdot \text{kgf/m}^3) \quad \cdots \cdots (1)$$

E : 締固めエネルギー

W_R : ランマー重量 (kgf)

H : ランマーの落下高さ (m)

N_B : 層当りの締固め回数

N : 層数

V : モールド容量 (供試体の体積) (m^3)

JIS A 1210 では、式(1)で定義された締固めエネルギーとして、 $E \div 5.6 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf/m}^3$ のものを標準値として定めている。本報告では、式(1)に従い締固めエネルギーが標準値の $\times 1, \times 1/2, \times 1/5$ となるように表一4に示す3種類を試験条件として選んだ。

(2) 含水比

締固め時の含水比としては、砂・泥岩塊ともに自然含水比 w_n , w_n より乾燥側の含水比2種類、および湿潤側1種類の計4種類を設定した。含水比調整は、供試体

	w_1	w_2	w_n	w_3
E_1	○	○	◎	○
$E_1 \times \frac{1}{2}$			◎	
$E_1 \times \frac{1}{5}$			○	

$$E_1 = 5.6 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf/m}^3$$

w_n : 自然含水比

$$w_1 < w_2 < w_n < w_3$$

表一3 試験条件

締固め エネルギー	ランマー重量 (kgf)	ランマー 落下高(m)	締固め 回数	層数	モールド 容 量
$E_1 = 5.6 \times 10^4$	15.0	0.45	59	6	0.0424
$\frac{E_1}{2} = 2.8 \times 10^4$	15.0	0.45	29	6	0.0424
$\frac{E_1}{5} = 1.1 \times 10^4$	15.0	0.45	12	6	0.0424

表一4 締固めエネルギー

の約2倍の試料をバットに入れ、乾燥側は含水比を測定しながら自然乾燥させ、湿潤側は所定の含水比を得るに必要な水を加えて2日間放置させることによって行なった。いずれの試料も、所定の含水比に達した後、一昼夜ビニールシートで覆い試料全体の含水比の均一性を確保した。

上述の条件で行なった砂および泥岩塊の試験結果一覧表を表一5、表一6に示す。表中の値は、左より供試体名、締固めエネルギー、拘束圧、乾燥密度、初期(圧密開始前)間隙比、初期含水比、試験前間隙比、試験前含水比、飽和度、 10^{-5} ひずみにおける等価せん断弾性定数、ポアソン比、有効内部摩擦角の順に示してある。

§ 4. 締固めた土の動的変形特性

土の動的性質を考える場合の静的性質との基本的な差異は、せん断応力の反転によって応力-ひずみ関係がヒステリシスを描くことである。図一3は、ヒステリシスループを模式的に示したものであるが、図中の直線ACの傾きを等価せん断弾性定数 G_{eq} と呼ぶ。また、ヒステリシスループのエネルギー損失は、次式に示すように弾性ひずみエネルギーとループ面積の比より求められる等価減衰定数 h_{eq} という形で表わす。

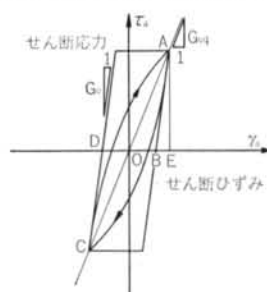
$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{\Delta AOE} \quad \cdots \cdots (2)$$

ΔW : ヒステリシスループの面積

このように、 G_{eq} と h_{eq} によってヒステリシスループの形状を表わすことができるため、せん断によるダイレタンシー効果を考えない通常の解析においては、この両者とポアソン比 ν を求めればよい。そこで、以下の検討はこれら3項目について行なうことにする。

4.1 初期せん断弾性定数

研究を進めるにあたり、予備検討として等価せん断弾



図一3 ヒステリシスループ模式図

Test No.	締固め エネルギー E	拘束圧 P_c (kgf/cm^2)	乾燥密度 γ_{ds} (t/m^3)	間隙比 e_i	含水比 W_i (%)	間隙比 e_0	含水比 W_0 (%)	飽和度 S_t (%)	初期せん断 弾性定数 $G_{10^{-3}}$ (kgf/cm^2)	ポアソン 比 ν	有効内部 摩擦角 $\phi' (^{\circ})$
S01	E_1	2.0	1.594	0.694	7.29	0.681	7.15	28.36	1300	—	—
S02	E_1	2.0	1.572	0.718	14.60	0.705	14.34	54.90	1420	0.211	41.5
S03	E_1	2.0	1.591	0.697	3.43	0.686	3.38	13.29	1630	0.158	42.2
S04	E_1	2.0	1.633	0.653	17.30	0.645	17.09	71.53	1320	0.165	42.9
S05	$E_1/2$	2.0	1.515	0.782	13.70	0.758	13.28	47.30	1270	0.187	39.4
S06	$E_1/5$	2.0	1.509	0.789	10.63	0.744	10.43	36.38	1100	0.193	38.0
S07	E_1	1.0	1.568	0.772	12.88	0.715	12.76	48.17	1030	0.235	41.2
S08	$E_1/2$	1.0	1.610	0.677	16.55	0.662	16.18	66.00	1000	0.205	41.7
S09	$E_1/2$	4.0	1.560	0.731	11.67	0.707	11.29	43.10	1690	0.125	—
S60	E_1	4.0	1.614	0.673	13.54	0.654	13.16	54.32	1880	0.151	—

添字 i は供試体作成時, 0 は三軸試験開始時の値であることを示す

$$E_1 = 5.6 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf/cm}^3$$

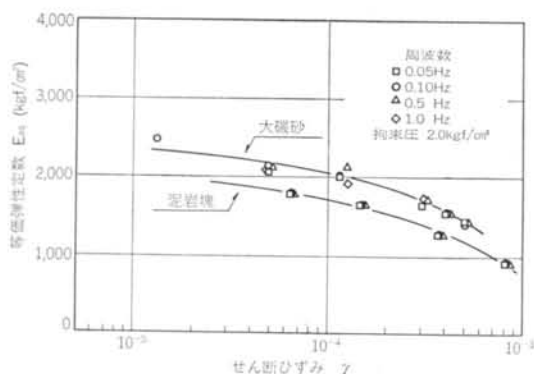
表—5 大磯砂の試験条件および結果

Test No.	締固め エネルギー E	拘束圧 P_c (kgf/cm^2)	乾燥密度 γ_{ds} (t/m^3)	間隙比 e_i	含水比 W_i (%)	間隙比 e_0	含水比 W_0 (%)	飽和度 S_t (%)	初期せん断 弾性定数 $G_{10^{-3}}$ (kgf/cm^2)	ポアソン 比 ν	有効内部 摩擦角 $\phi' (^{\circ})$
C01	E_1	2.0	1.119	1.339	47.72	1.270	46.72	93.3	800	0.252	—
C02	E_1	4.0	1.097	1.387	49.67	1.339	47.94	93.8	1290	0.252	40.1
C03	$E_1/2$	4.0	1.098	1.384	48.59	1.296	45.57	91.9	1230	0.273	40.1
C04	E_1	2.0	1.092	1.397	50.42	1.341	48.32	94.5	790	0.278	40.8
C05	$E_1/5$	2.0	1.021	1.564	49.72	1.488	47.29	83.2	665	0.254	—
C06	$E_1/2$	2.0	1.073	1.440	50.87	1.394	49.26	92.5	720	0.259	40.3
C07	E_1	1.0	1.099	1.382	51.47	1.324	49.24	97.5	540	0.314	41.2
C08	E_1	2.0	1.123	1.331	44.80	1.329	44.73	88.1	860	0.231	43.3
C09	E_1	2.0	1.021	1.564	56.33	1.380	49.30	94.3	800	0.367	43.8
C10	E_1	4.0	1.086	1.411	50.36	1.292	45.96	93.4	1215	0.312	—
C11	$E_1/2$	1.0	1.090	1.402	47.83	1.401	47.82	89.3	560	0.275	40.3
C12	E_1	2.0	1.122	1.333	41.74	1.331	41.68	82.0	990	0.247	43.8
C13	E	4.0	1.101	1.378	49.17	1.311	46.78	93.4	1990	0.265	—

添字 i は供試体作成時, 0 は三軸試験開始時の値であることを示す

$$E_1 = 5.6 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf/cm}^3$$

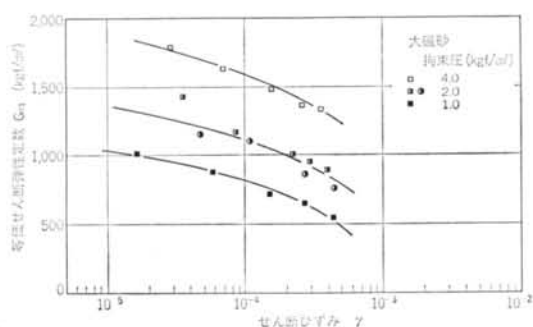
表—6 泥岩塊の試験条件および結果



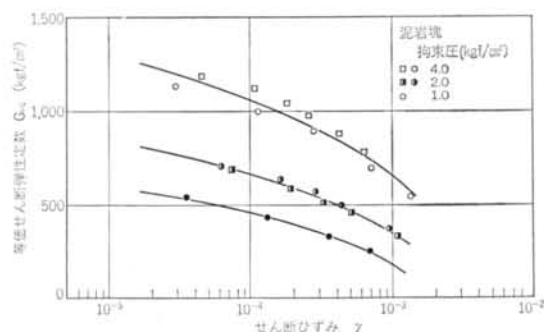
図—4 等価弾性定数と繰返し周波数の関係

性定数の周波数依存性に関する実験を行なった。図—4 は、砂および泥岩塊の供試体を 0.05~1.0 Hz に周波数を変化させて繰返しせん断を行なった場合の等価弾性定数 E_{eq} と、軸ひずみ ϵ_1 の関係を示したものである。従来の研究で、地震波の主要動の範囲と考えられる周波数 0.1~10.0 Hz の範囲では、土の等価せん断弾性定数や等価減衰定数は大きく変化しないことが知られているが、今回の試験に用いた砂および泥岩塊の変形特性も周波数に依存していないことが明らかである。この結果をふまえ、今回の試験は繰返しせん断試験の周波数を 0.1 Hz で行なった。

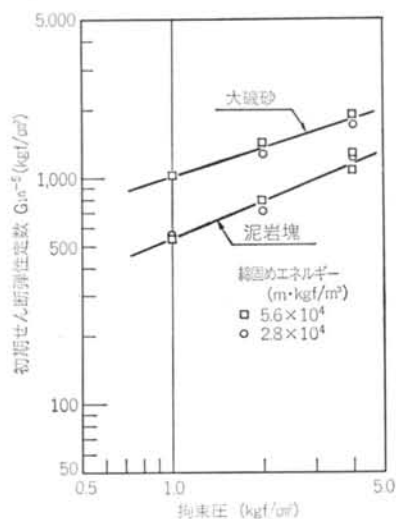
図—5, 6 は、拘束圧の異なる砂および泥岩塊の等価



図—5 大磯砂の等価せん断弾性定数と拘束圧の関係



図—6 泥岩塊の等価せん断弾性定数と拘束圧の関係

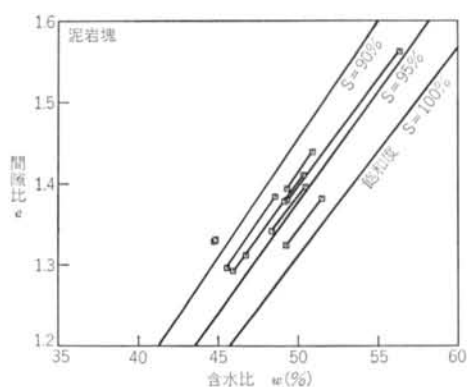


図—7 初期せん断弾性定数と拘束圧の関係

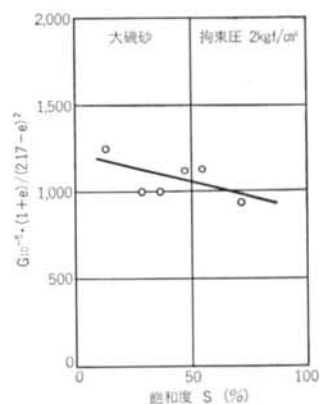
せん断弾性定数 G_{eq} とせん断ひずみ γ の関係を示したものである。いずれの場合も、拘束圧の増加に伴い等価せん断弾性定数が増加している。

図—7は、初期せん断弾性定数 (10^{-5} ひずみにおける等価せん断弾性定数) $G_{10^{-5}}$ と拘束圧 σ_0 との関係を示したものである。従来からいわれているとおり、両者の対数はほぼ直線で表わされる。

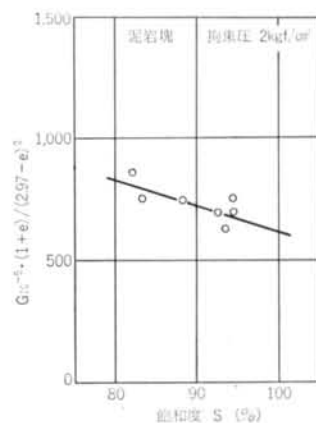
図—8は、泥岩塊供試体の圧密過程中的含水比 w と、



図—8 泥岩塊の圧密中の含水比と間隙比の変化

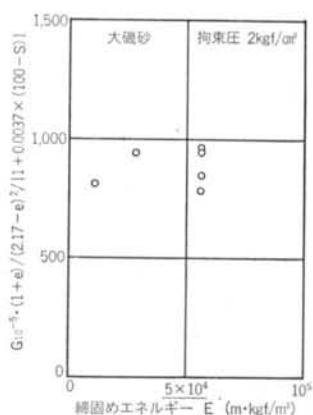


図—9 大磯砂の初期せん断弾性定数に与える飽和度の影響

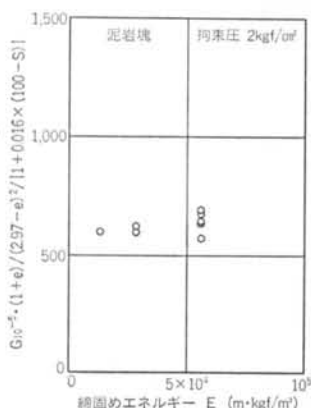


図—10 泥岩塊の初期せん断弾性定数に与える飽和度の影響

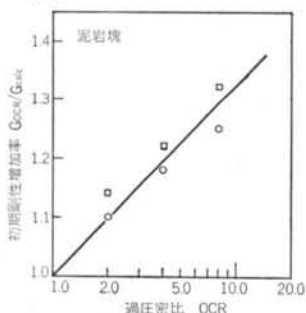
間隙比 e の変化を示したものである。図中に、飽和度90、95、100%の等飽和度線を示すが、圧密過程中的含水比、間隙比の変化はこれらの線と平行であり、圧密過程において飽和度は一定に保たれている。この理由から、供試体中の水分量を示すパラメータとして飽和度を用いることとした。



図—11 大磯砂の初期せん断弾性定数に与える締固めエネルギーの影響



図—12 泥岩塊の初期せん断弾性定数に与える締固めエネルギーの影響



図—13 泥岩塊の初期剛性増加率と過圧密比との関係

図—9, 10は、砂および泥岩塊の初期せん断弾性定数 $G_{10^{-3}}$ を、Hardin, Richart⁵⁾, 栗林等⁶⁾, Hardin, Black 等⁷⁾ によって提案されている間隙比の影響を示す次式によって補正した値と、飽和度の関係を示したものである。

$$f_1(e) = \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \quad (0.3 < e < 0.9) \quad \dots\dots(3)$$

$$f_2(e) = \frac{(2.97-e)^2}{1+e} \quad (0.6 < e < 1.5) \quad \dots\dots(4)$$

図から明らかなように、砂・泥岩塊のいずれも飽和度が小さいほど初期せん断弾性定数は大きいという傾向を持つ。拘束圧 $\sigma_0 = 2.0 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ のすべての供試体について、最小2乗法により直線回帰を行なうと次のように表わされる。

(大磯砂)

$$G_{10^{-3}}/f_1(e) = 890 \times \{1 + 0.0037 \times (100-S)\} \quad \dots\dots(5)$$

(泥岩塊)

$$G_{10^{-3}}/f_2(e) = 620 \times \{1 + 0.016 \times (100-S)\} \quad \dots\dots(6)$$

$G_{10^{-3}}$: 初期せん断弾性定数 (kgf/cm^2)

S : 飽和度 (%)

図—11, 12は、砂および泥岩塊の初期せん断弾性定数を、式(3), (4), (5), (6)によって間隙比および飽和度の影響を補正した値と、締固めエネルギーの値を比較したものである。供試体の違いによる初期せん断弾性定数のばらつきはあるが、締固めエネルギーの大きさによる有意な違いは認められない。このことは、締固めエネルギーによる初期せん断弾性定数の変化は、間隙比の変化として説明できることを示している。

以上の結果をまとめると、砂および泥岩塊の初期せん断弾性定数 $G_{10^{-3}}$ は、拘束圧、間隙比、飽和度の関数として次式のように表わされる。

$$\begin{aligned} \text{(大磯砂)} \quad G_{10^{-3}} &= 680 \times \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \{1 + 0.0037 \\ &\quad \times (100-S)\} \times \sigma_0^{0.376} \quad \dots\dots(7) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(泥岩塊)} \quad G_{10^{-3}} &= 450 \times \frac{(2.97-e)^2}{1+e} \{1 + 0.016 \\ &\quad \times (100-S)\} \times \sigma_0^{0.504} \quad \dots\dots(8) \end{aligned}$$

$G_{10^{-3}}$: 初期せん断弾性定数 (kgf/cm^2)

e : 間隙比

σ_0 : 拘束圧 (kgf/cm^2)

S : 飽和度 (%)

泥岩塊供試体 C10, C13 は、ステージテスト終了後拘束圧を 2.0, 1.0, 0.5 kgf/cm^2 に低下させて動的変形試験を行ない、過圧密比 (OCR) が初期せん断弾性定数に与える影響を調べた。

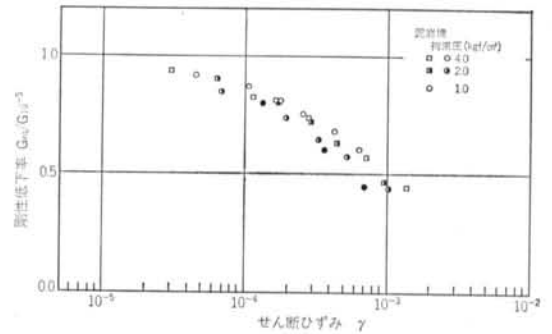
図—13は、初期せん断弾性定数を式(7), (8)で除した値 G_{OCR}/G_{eate} と、過圧密比を比較したものである。図から明らかなように、 G_{OCR}/G_{eate} と過圧密比の対数は、正規圧密状態 (OCR=1.0) で $G_{OCR}/G_{eate}=1.0$ となる直線で表わすことができる。最小2乗法により、(OCR, G_{OCR}/G_{eate})=(1, 1)を通る直線として近似すると次式のように表わせる。

$$\frac{G_{OCR}}{G_{calc}} = 1 + 0.33 \log_{10}(OCR) \quad \dots\dots(9)$$

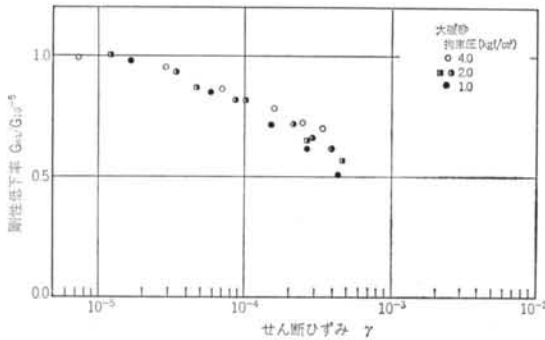
4.2 等価せん断弾性定数および等価減衰定数のひずみ依存性

図一14～19は、拘束圧、飽和度、締固めエネルギーの異なる砂および泥岩塊の剛性低下率（等価せん断弾性定数 G_{eq} を初期せん断弾性定数 $G_{10^{-5}}$ で除した値）と、せん断ひずみ γ の関係を示したものである。砂・泥岩塊のいずれも、剛性低下率に与える影響は拘束圧が最も大きく、飽和度、締固めエネルギーの影響は無視できる程度である。また、いずれの試料も拘束圧が減少するにつれて剛性低下の割合は大きくなっているが、この傾向は従

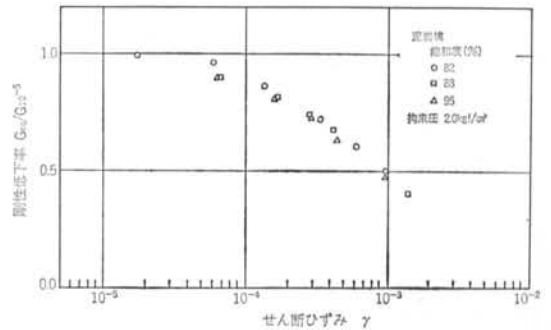
来より研究されている攪乱した砂や粘性土の結果⁸⁾と一



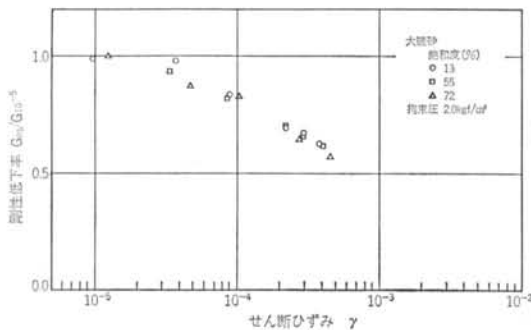
図一17 泥岩塊の剛性低下率と拘束圧の関係



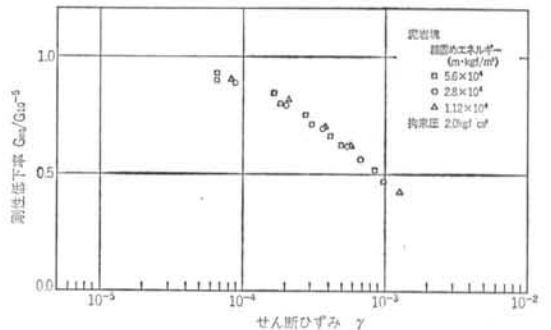
図一14 大磯砂の剛性低下率と拘束圧の関係



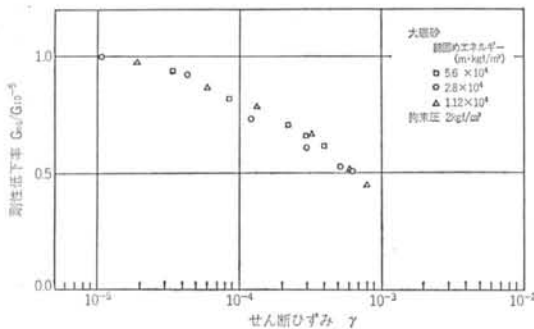
図一18 泥岩塊の剛性低下率と飽和度の関係



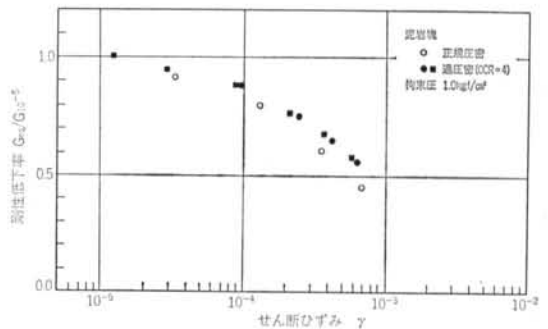
図一15 大磯砂の剛性低下率と飽和度の関係



図一19 泥岩塊の剛性低下率と締固めエネルギーの関係



図一16 大磯砂の剛性低下率と締固めエネルギーの関係



図一20 泥岩塊の剛性低下率と過圧密比の関係

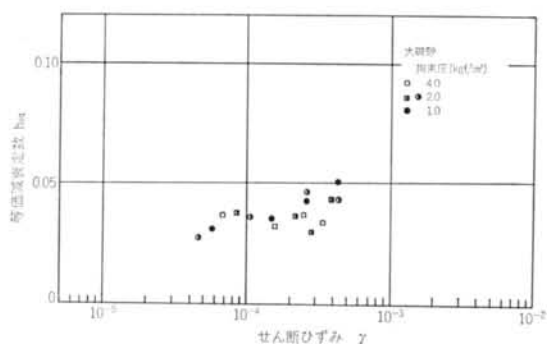


図-21 大磯砂の等価減衰定数と拘束圧の関係

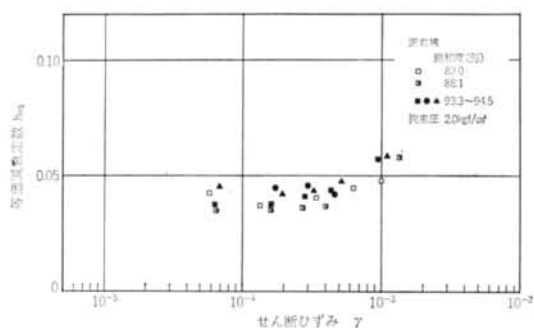


図-25 泥岩塊の等価減衰定数と飽和度の関係

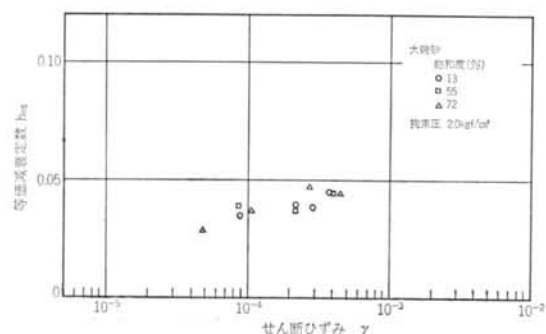


図-22 大磯砂の等価減衰定数と飽和度の関係

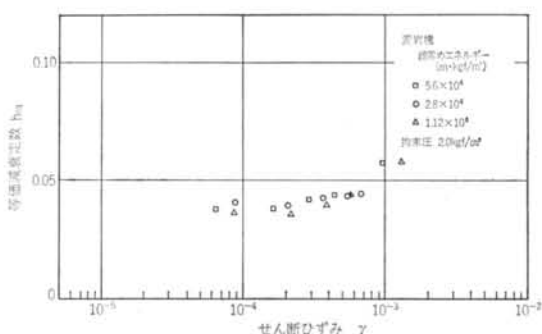


図-26 泥岩塊の等価減衰定数と締固めエネルギーの関係

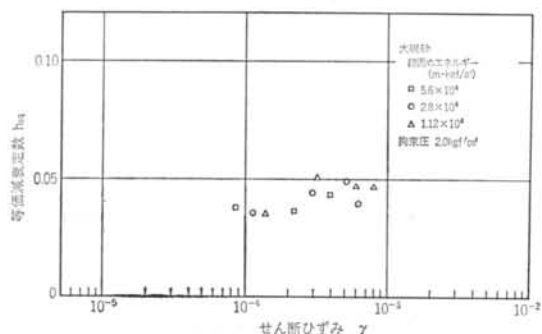


図-23 大磯砂の等価減衰定数と締固めエネルギーの関係

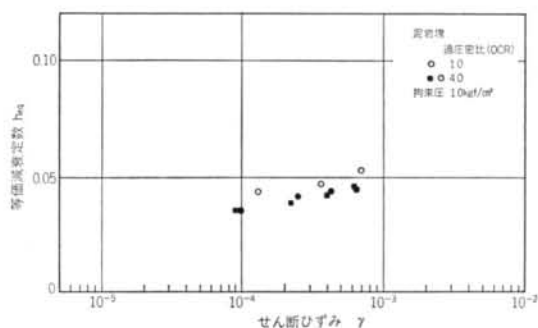


図-27 泥岩塊の等価減衰定数と過圧密比の関係

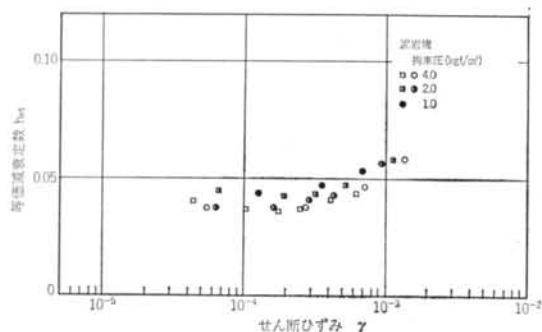


図-24 泥岩塊の等価減衰定数と拘束圧の関係

致している。

図-20は、過圧密な泥岩塊供試体 ($OCR=4.0$) と正規圧密な供試体の剛性低下率とせん断ひずみの関係を示したものである。同一の拘束圧であっても、過圧密な供試体は剛性低下が少なく、過圧密によって初期せん断弾性定数ばかりでなく剛性低下率も変化していることが分かる。

図-21~26は、拘束圧、飽和度、締固めエネルギーの異なる砂および泥岩塊の等価減衰定数 h_{eq} とせん断ひずみ γ の関係を示したものである。砂は、拘束圧、飽和度、締固めエネルギーのいずれについても顕著な影響は見られない。泥岩塊は、拘束圧が大きくなるにつれて等

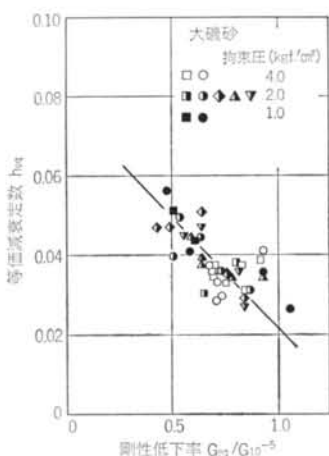


図-28 大磯砂の等価減衰定数と剛性低下率の関係

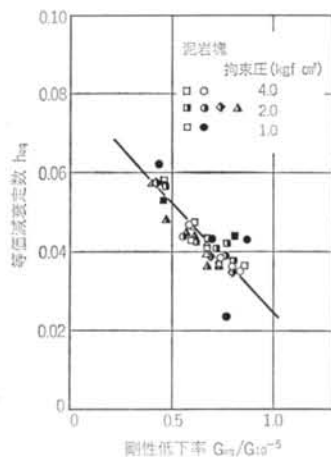


図-29 泥岩塊の等価減衰定数と剛性低下率の関係

価減衰定数は小さくなる傾向にあるが、締固めエネルギー、飽和度については顕著な影響は見られない。

図-27は、過圧密な泥岩塊供試体($OCR=4.0$)と正規圧密な供試体の等価減衰定数と、せん断ひずみの関係を示したものである。過圧密な供試体は、正規圧密な供試体に比べ等価減衰定数は小さい。

以上のように、剛性低下率および等価減衰定数は砂、泥岩塊のいずれも拘束圧に最も大きく依存し、飽和度や締固めエネルギーは顕著な影響を示さない。また、泥岩塊については過圧密度によって初期せん断弾性定数ばかりでなく、剛性低下率や等価減衰定数も変化している。

龍岡等⁹⁾、筆者等¹⁰⁾の研究により、砂およびシルトについて、等価減衰定数 h_{eq} と剛性低下率 $G_{eq}/G_{10^{-5}}$ の関係は拘束圧、間隙比、応力履歴によって変化せず、一つの直線で近似できる関係のあることが指摘されている。

図-28、29は、砂および泥岩塊全供試体の剛性低下率 $G_{eq}/G_{10^{-5}}$ と、等価減衰定数 h_{eq} の関係を示したもので

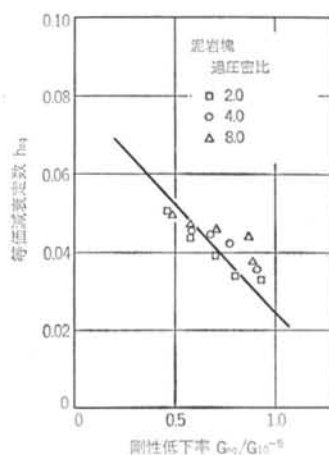


図-30 過圧密比の異なる泥岩塊の等価減衰定数と剛性低下率の関係

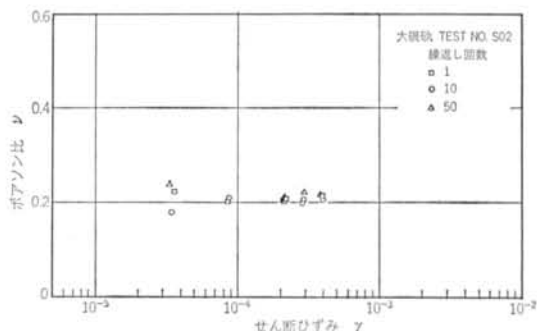


図-31 大磯砂のポアソン比とせん断ひずみの関係

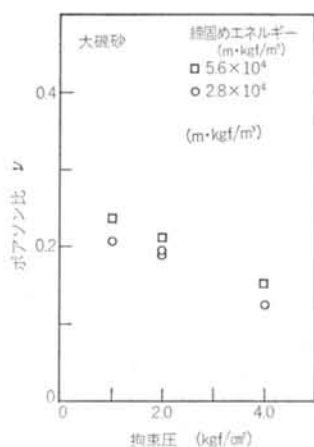
ある。値のばらつきはあるが、砂・泥岩塊とも拘束圧、締固めエネルギー、飽和度によらずほぼ直線で表わすことができる。図-30は、過圧密比の異なる泥岩塊の結果を同様に示したものである。図中の直線は、図-29に示した直線と同一のものであるが、図-30の関係も良く対応しており、過圧密比の変化にも両者の関係は影響を受けていない。

このように、等価減衰定数 h_{eq} と剛性低下率 $G_{eq}/G_{10^{-5}}$ の関係は、今回行なった試験条件の範囲では砂・泥岩塊共に変化せず、かなり不変的な関係であることが分かる。

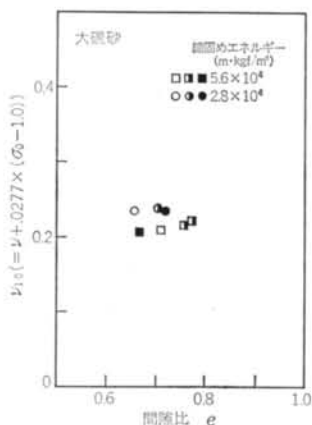
4.3 ポアソン比

図-31は、砂のポアソン比 ν とせん断ひずみの関係を示す典型的な例である。試験を行なったひずみの範囲 ($5 \times 10^{-5} < \gamma < 10^{-3}$) では、ポアソン比の値はひずみの大きさに依らずほぼ一定である。

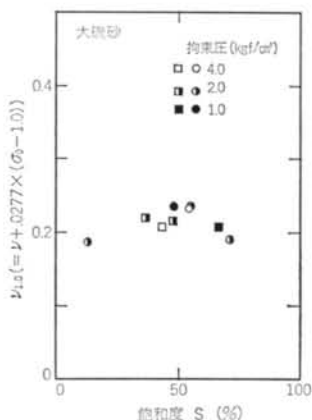
図-32は、砂供試体のポアソン比と拘束圧の関係を示したものである。拘束圧 σ_0 が $1.0 \sim 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲では、ポアソン比と拘束圧の間にほぼ直線で示される関



図—32 大磯砂のポアソン比と拘束圧の関係



図—33 大磯砂のポアソン比と間隙比の関係

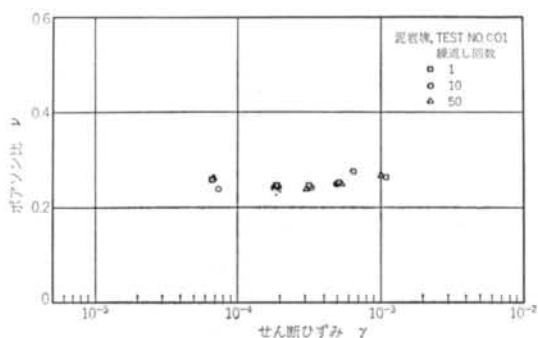


図—34 大磯砂のポアソン比と飽和度の関係

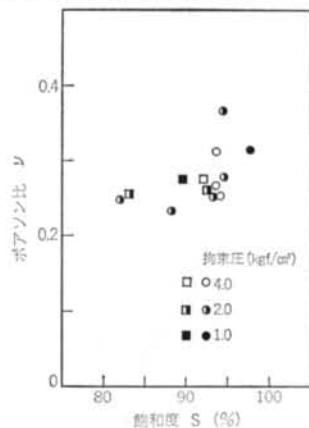
係がある。拘束圧とポアソン比の関係を最小2乗法により直線で近似すると、次式のように表わされる。

$$\nu = 0.250 - 0.027 \times \sigma_0 \quad (1.0 \leq \sigma_0 \leq 4.0) \quad \dots (11)$$

ν : ポアソン比



図—35 泥岩塊のポアソン比とせん断ひずみの関係



図—36 泥岩塊のポアソン比と飽和度の関係

σ_0 : 拘束圧 (kgf/cm²)

図—33, 34は、拘束圧の影響を次式に基づき補正したポアソン比 $\nu_{1.0}$ と、間隙比 e 、飽和度 S を比較したものである。

$$\nu_{1.0} = \nu + 0.277 \times (\sigma_0 - 1) \quad \dots (12)$$

$\nu_{1.0}$: 拘束圧が 1kgf/cm² の場合に換算したポアソン比

図から、ポアソン比は間隙比や飽和度とはあまり相関がないことが分かる。

図—35は、泥岩塊のポアソン比 ν とせん断ひずみ γ の関係を示す典型的な例である。試験条件は砂と異なり非排水条件下で行なっているが、砂の場合と同様今回試験を行なったひずみの範囲 ($5 \times 10^{-5} < \gamma < 10^{-3}$) では、ポアソン比の値はひずみの大きさに依らずほぼ一定である。

図—36は、今回試験を行なった泥岩塊のすべての供試体の飽和度 S と、ポアソン比 ν の関係を示したものである。図から明らかなように、ポアソン比の値は拘束圧や締固めエネルギーには大きく依存せず、飽和度に大きく依存している。ポアソン比の値は、飽和度95%未満ではあまり大きな変化はないが、飽和度95%を超えると急激に増大している。

非排水条件下では、土の飽和度が変化すると土の体積圧縮特性が変化し、ポアソン比が変化することは予想されるが、以下に土を土粒子の骨格と水と空気からなる多孔質体と考えて、飽和度がポアソン比に与える影響について検討する。

土の骨格部分と間隙水、間隙空気をそれぞれ添字 b , w , p で表わすと次式が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta V}{V} &= C_b \Delta \sigma'_m \\ \frac{\Delta V_p}{n_p V} &= C_p \Delta U_p \\ \frac{\Delta V_w}{n_w V} &= C_w \Delta U_w \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (12)$$

V : 土要素の体積 (= 土の骨格の体積)

C_b, C_p, C_w : 土の骨格, 空気, 水の体積圧縮係数

σ'_m : 有効平均主応力

$\Delta U_p, \Delta U_w$: 間隙空気圧, 間隙水圧

n_p, n_w : 空気と水の間隙率

有効応力と全応力の関係式は、Bishop の提案式¹¹⁾を用いて次のように仮定する。

$$\Delta \sigma_m = \Delta \sigma'_m + (1-X) \cdot \Delta U_p + X \cdot \Delta U_w \quad \dots\dots (13)$$

($\therefore X$ は 0 ~ 1 の変数)

$\alpha = \Delta U_p / \Delta U_w$, $\beta = (1-X)\alpha + X$ と置き、式(12)を式(13)へ代入し整理すると次のようになる。

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_m &= \Delta \sigma'_m + \beta \Delta U_w = \Delta \sigma'_m + \frac{\beta C_b}{\alpha n_p C_p + n_w C_w} \Delta \sigma'_m \\ &= \Delta \sigma'_m \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\alpha} \cdot \frac{C_b}{n_p C_p} \right) \quad \dots\dots (14) \end{aligned}$$

したがって、体積弾性係数 K は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} K &= \frac{\Delta \sigma_m}{\varepsilon_v} = \frac{\Delta \sigma'_m}{\varepsilon_v} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\alpha} \cdot \frac{C_b}{n_p C_p} \right) \\ &= K_b \cdot \left(1 + a \cdot \frac{1+e}{e} \cdot \frac{P_a}{1-S} \right) \quad \dots\dots (15) \\ (\therefore a &= \beta C_b / \alpha) \end{aligned}$$

K : 見掛けの体積弾性係数

K_b : 骨格の体積弾性係数 $\left(= \frac{2(1+\nu_b)}{3(1-2\nu_b)} \cdot G \right)$

e : 間隙比

S : 飽和度

P_a : 気体の状態圧 (バックプレッシャー + 1.0) (kgf/cm^2)

ここで、土を等方弾性体であると考え、ポアソン比 ν は次式のように表わせる。

$$\begin{aligned} \nu &= \frac{1}{2} \cdot \frac{3-2G/K}{3+G/K} \\ \frac{G}{K} &= \frac{G_b}{K} = \frac{3(1-2\nu_b)}{2(1+\nu_b)} \cdot \frac{1}{1+a \cdot (1+e)/e \cdot P_a/(1-S)} \quad \dots\dots (16) \end{aligned}$$

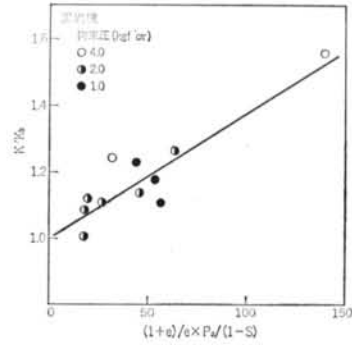


図-37 見掛けの体積弾性係数の増加率

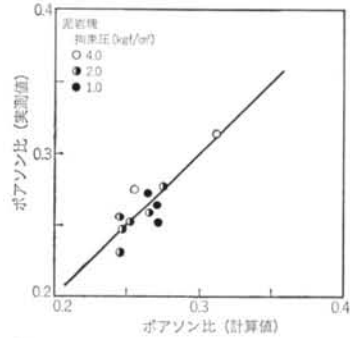


図-38 ポアソン比の計算値と実測値の比較

図-37は、骨格のポアソン (非排水条件下でのポアソン比) を図-36より $\nu_b = 0.225$ と仮定して求めた骨格の体積弾性係数 K_b と見掛けの体積弾性係数 K の比と、式(15)の右辺係数 a を持つ既知量 $(1+e)/e \cdot P_a/(1-S)$ の関係を示したものである。式(15)が示すように、両者の関係は 1.0 を切片とする直線として表わされる。

図-38は、式(16)に基づいて求めたポアソン比 ν_{calc} と実測値を比較したものである。両者は良く一致しており、非排水条件下での飽和度の異なる供試体の見掛け上のポアソン比の差異は、土を土粒子骨格、間隙水、間隙空気の 3 層からなる多孔質体と考えることによって導かれた式(16)によって良く表現することができる。

§ 5. 結論

締固めた砂および泥岩塊の大型動的三軸試験により、以下のことが明らかになった。

(1) 締固めた砂および泥岩塊の初期せん断弾性定数 $G_{10^{-5}}$ (10^{-5} ひずみにおける等価せん断弾性定数) は、拘束圧 σ_0 、飽和度 S 、間隙比 e の関数として表わされ、今回試験を行なった大磯砂および泥岩塊は式(7)、(8)によって表わされる。また、過圧密比の異なる泥岩塊の供試体

では間隙比の変化では表わせない変化があり、過圧密比の対数と初期せん断弾性定数の増加率の間には直線関係がある。

(2)剛性低下率(等価せん断弾性定数 G_{eq} を初期せん断弾性定数 $G_{10^{-3}}$ で除した値)および等価減衰定数 h_{eq} のひずみ依存性は拘束圧と過圧密比によって変化するが、両者の関係は拘束圧、過圧密比によっても変化せず、一つの直線で表わすことができる。

(3)排水条件下の砂のポアソン比は、拘束圧に最も大きく依存し、拘束圧が $1.0 \sim 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲ではポアソン比と拘束圧にはほぼ直線関係がある。

(4)非排水条件下での泥岩塊のポアソン比は飽和度に最も大きく依存し、その関係は土を土粒子骨格、水、空気の3相からなる多孔質体と考えて求めた式(10)と良く一致する。

＜参考文献＞

- 1) V.P.Drnevich & F.E. Richart: "Dynamic Prospecting of Dry Sand" Proc. of ASCE, Vol. 96, SM 2 (1970) pp. 453~469
- 2) S.S.Affi & F.E. Richart: "Stress-History Effects on Shear Modulus of Soils" Soils and Foundations, Vol. 13, No. 1 (1973) pp. 77~95
- 3) R.S.Ladd: "Specimen Preparation and Liquefaction of Sands" Proc. of ASCE, Vol. 100, GT 10 (1974) pp. 1180~1184
- 4) 宮本, 玉置: "泥岩塊の工学的性質に関する実験的研究(その1) 大型突固め試験による締固め特性" 第17回土質工学研究発表会講演集(1982年) pp. 1309~1312
- 5) B.O.Hardin & F.E.Richart: "Elastic Wave Velocities in Granular Soils" Proc. of ASCE, Vol. 89, SM 1(1963) pp. 33~65
- 6) 栗林栄一, 岩崎敏男, 龍岡文夫, 堀内俊一: "土の動的変形特性—共振法土質試験機による測定" 土木研究所資料 912 号 (1974年)
- 7) B.O.Hardin & W.L.Black: "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay" Proc. of ASCE, Vol. 94, SM 2 (1968) pp. 353~369
- 8) 石原研而: "土質動力学の基礎" 鹿島出版会 (1976年)
- 9) F.Tatsuoka et al.: "Shear Modulus and Damping by Drimed Test on Clear Sand Specimens Reconstituted by Various Method" Soils and Foundations, Vol. 19, No. 1 (1979) pp. 39~54
- 10) 社本: "現位置の等価せん断弾性定数と等価減衰定数の推定法" 第16回土質工学研究発表会講演集(1980年) pp. 689~692
- 11) A. W. Bishop & G. E. Blight: "Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils" Geotechnique, Vol. 13, No. 3 (1963) pp. 177~197