

締固めた土の動的変形特性に関する研究

奥村哲夫・成田国朝・大根義男

Study on Dynamic Deformation Characteristics of Compacted Soils

Tetsuo OKUMURA, Kunitomo NARITA
and Yoshio OHNE

Finite element dynamic response analysis has been the most practical and valuable tool for use in the examination of seismic stability of fill-type dams. To make FE-solutions more accurate and reliable, extensive studies are still required on the dynamic properties of embankment materials and foundation soils. In this paper, some discussions are given on the dynamic deformation characteristics, especially dynamic shear modulus of deformation, of compacted fill materials. An attempt is made to propose some useful formulae of estimating dynamic shear modulus through static shear strength.

Main results are summarized as follows: 1) Characteristics of dynamic shear modulus of compacted soils depend on the pre-compression effects. 2) Unconfined compressive strength can be a practically useful measure to represent these pre-compression effects. 3) Dynamic shear modulus of compacted soils can practically be estimated through their static shear strength.

1. はじめに

地盤や土構造物の地震応答を正確に予測するためには、応答解析手法の精度向上と同時に、土の動的変形特性（剛性率 G や減衰定数 h ）に関する測定・利用技術面での明確な議論が要求される場所である。後者については、既に様々な観点から議論が進められており、拘束圧・間隙比・ひずみ振幅などの影響因子を明らかにした研究¹⁾を始めとして、粘土・砂・礫など材料特性に着目した研究^{2,3)}や盛土内の初期せん断応力の影響を調べた研究⁴⁾、更に土質材料の非線形性を組み込むための応力・ひずみ関係の定式化を扱った研究⁵⁾など多々見られる。しかし、フィルダムなど盛土で扱われる締固めた土を対象とした研究は意外に進んでいない。

フィルダムの築堤材料のように転圧作業を繰り返して締固めた土は、転圧時の応力履歴に伴う粒子間結
土木工学科

合力の形成によって、土粒子骨格にある程度の構造強度を有すると言われている。本論文ではこれを先行圧縮効果と呼ぶが、締固めた土の各種の力学特性は締固め時の密度や含水比（飽和度）の他に、この先行圧縮効果にも影響されるので、clean sandや正規圧密粘土といった代表的試料の特性に基づいて議論するだけでは済まされない複雑な問題をかかえている。

ところで、近年、堤高100 m以上の大ダムの設計に際しては、有限要素法などによる動的応答解析を行ってダムの耐震性を確認することが行われている。このため、土質調査に当たって動的物性試験が不可欠な要素となるが、これを全ての構築材料に対して行うことは経済的にも技術的にもかなり困難を伴うことが少なくない。しかし、常時の安定性を確保するための静的圧縮試験は各ゾーン材料に対し綿密に実施されるので、静的強度と動的変形特性との

関係を調べて両者に相関が見出せれば、予備設計の段階で動的変形特性を概略推定する際の有用な資料になると考えられる。

以上の点を踏まえ、本論文では、まずアースフィルダムの築堤材料を対象として、締固めた土の動的変形定数の特性に関連する各種因子の影響を実験的に明らかにする。次に、動的変形定数と静的強度に共通する影響因子を分析しながら両者の関係を吟味し、ダムの予備設計などで簡便に剛性率や減衰定数を推定する場合の実用的な関係式を提案する。なお、動的変形特性のうち、減衰定数については別の機会に報告する。

2. 試料および実験方法

2.1 試料

実験に用いた試料は砂質土から粘性土に至る計10種類の試料である。図-1は試料の粒径加積曲線である。表-1に試料の物理的性質をまとめた。表中の土質区分は74 μ m以下の細粒分含有率による分類であり、本論文では便宜的に細粒分含有率20%以下を砂質土、20~40%を中間土、40%以上を粘性土と呼んで区別する。

表-1 試料の性質

試料番号	Gs	粒度組成				最大粒径(mm)	土質区分	Uc	LL (%)	PL (%)	IP
		粘土分 (%)	シルト分 (%)	砂分 (%)	レキ分 (%)						
A	2.666	10.0	58.0	32.0	0	2.0	粘性土	11	45.4	15.8	29.6
B	2.487	11.0	31.0	52.0	6.0	4.76	"	64	-	-	-
C	2.675	26.0	68.0	6.0	0	0.84	"	-	48.5	28.5	20.0
D	2.714	10.0	40.0	22.0	28.0	4.76	"	60	44.6	26.6	18.0
E	2.675	98.0	2.0	0	0	0.074	"	-	56.9	34.3	22.6
F	2.649	7.0	10.5	82.5	0	2.0	砂質土	37	NP	-	-
G	2.635	4.0	13.0	65.0	17.0	4.76	"	27	NP	-	-
H	2.638	4.0	5.5	90.5	0	2.0	"	5	NP	-	-
L	2.650	0	0	100.0	0	0.42	豊浦砂	1.4	NP	-	-
M	2.648	10.0	16.0	54.0	20.0	4.76	中間土	90	21.4	9.4	12.0

表-2 実験内容

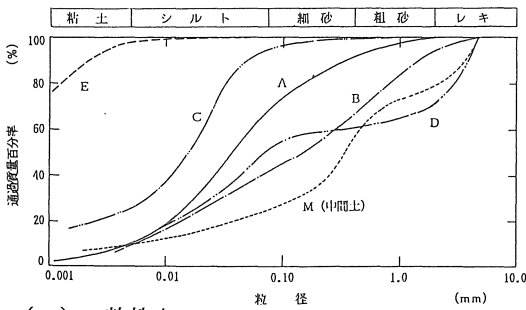
試料番号	供試体性状(平均値)			圧密・排水条件	σ_m' (kPa)	算出した載荷回数(回)	計算に用いたボアソン比
	w (%)	ρ_d (g/cm ³)	e (%)				
A	(wと ρ_d を7種類変化)			CU	98, 294, 490	30	0.45
B	23.9	1.468	0.694	86	CU	30	"
C	27.7	1.458	0.835	89	CU	98~686	20
D	16.1	1.576	0.722	61	UU	98, 294, 490	20
E	48.1	1.170	1.286	100	CU	98~588	20
F	(wと ρ_d を10種類変化)			CD	"	20	0.50
G	(wと ρ_d を4種類変化)			CU	98~686	20	"
H	19.1	1.657	0.592	85	CU	98, 294, 490	30
L	-	1.626	0.630	-	CU	49~490	10
M	(wと ρ_d を4種類変化)			CU	98, 294, 588	20	0.45

供試体は直径50mm、高さ100~125mmの円柱形である。供試体は、予め含水比調整した試料を三ッ割モールド内に5~6層に分割して入れ、各層が所定の密度になるように圧縮量を規定して準静的に締固めて作製した。

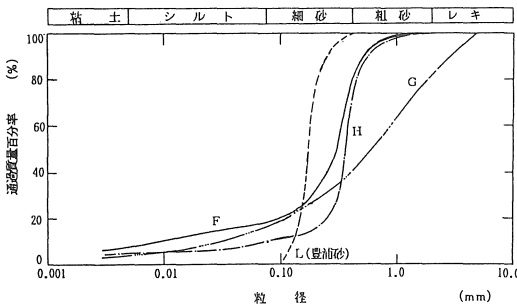
2.2 実験方法

実験に用いた装置は電気・油圧サーボ方式の繰返し三軸試験機である。軸荷重は三軸室内に設置した荷重変換器により、また軸変位はペDESTALと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。測定し得るせん断ひずみは検出器の精度上の制約により約 10^{-3} ~ 10^{-2} の範囲である。供試体への繰返し載荷は、所定の拘束圧の下で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の方式をとった。圧密および繰返し載荷時の拘束圧力は等方載荷とし、98~686kPaの間で3~5種類変化させて実験を行った。1ステージの載荷回数は約20~30回、また載荷方式は変位制御を標準とし、波形は1~2Hzの正弦波である。

表-2は実験内容をまとめたものである。圧密・排水条件は、粘性土の場合は各ステージ間で供試体上下端のコックを開き、繰返し載荷時に非排水状態とする圧密非排水試験(CUテスト)、砂質土では全ステージで排水状態とする圧密排水試験(CDテスト)を標準とした。



(a) 粘性土



(b) 砂質土

図-1 粒径加積曲線

3. 実験結果と考察

3.1 締固めた土の剛性率の特性

clean sandや正規圧密粘土の剛性率Gに影響を及ぼす主要な因子は平均有効主応力 σ'_m と間隙比eであり、またGと σ'_m については広い範囲のひずみレベルに対して両対数紙上で直線関係が存在し、実験式として次の形で表せることが一般に知られている⁶⁾。

$$G = A(Y) \cdot f(e) \cdot \sigma'_m m'(Y) \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 $A(Y)$ および $m'(Y)$ はせん断ひずみ Y の関数、 $f(e)$ は間隙比の影響を表す関数である。しかし、締固めた土の剛性率は締固めに関係した各種因子の影響を受けるので、clean sandや正規圧密粘土と異なる特性を示すものと考えられる。図-2はフィルダムのコア材として使用された粘性土(試料A)の剛性率Gとせん断ひずみ Y の関係を示した一例である。各供試体の密度と含水比は、図-3(a)の締固め曲線の点①、③、⑥に対応しており、初期含水比を一定に調整し、密度をD値(最大乾燥密度 $\rho_{d,max}$ との比率:百分率)

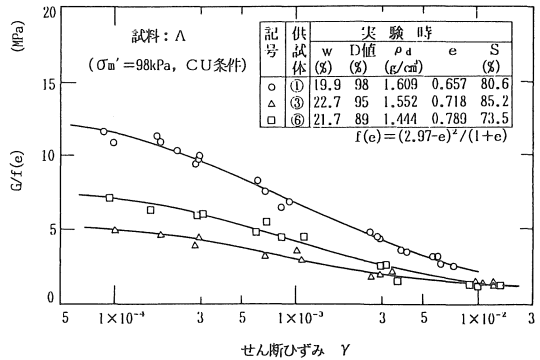
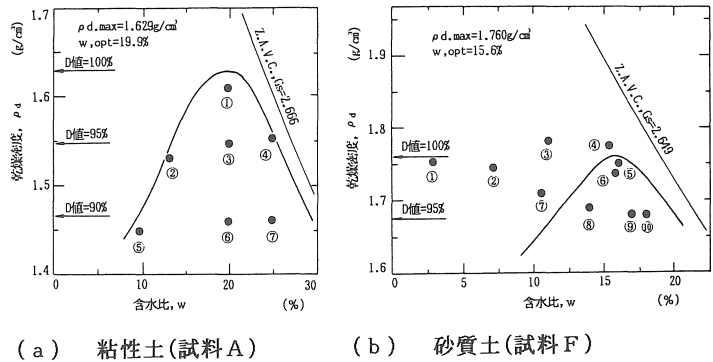


図-2 G/f(e)とせん断ひずみの関係



(a) 粘性土(試料A) (b) 砂質土(試料F)

図-3 供試体の密度と含水比の関係

で98,95,89%に変化させて締固めたものである。図-2において縦軸は、正規圧密粘土に対してよく用いられる $f(e) = (2.97 - e)^2 / (1 + e)$ でGを除いて間隙比(密度)の影響を補正した形で表示しているが、いずれのひずみレベルにおいてもG/f(e)の値は供試体ごとに明瞭に異なっており、締固め土にはf(e)補正が単純に適用できないことが分かる。すなわち、締固め土の場合は供試体作製時の先行圧縮効果(応力履歴による粒子間結合力の形成)があり、これが締固め時の含水比や締固めエネルギーによって多様に変化するため、強度や変形係数が密度と連動して一定の傾向で変動するとは考え難い。したがって、締固め土に対して式(1)のように密度の影響を分離した形で剛性率を表現するのは必ずしも適切ではない。このため、以下では、式(1)のf(e)を形式的に取り除いた

$$G = A'(Y) \cdot \sigma'_m m'(Y) \quad \text{----- (2)}$$

の式を用いて実験結果を整理し、両係数 $A'(Y)$ 、 $m'(Y)$ に与える各種要因の影響を調べることにする。

図-4は、粘性土(試料A)について剛性率Gと平均有効主応力 σ'_m との関係を示した一例であり、 $Y = 1 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-3}$ の範囲で式(2)の関係が成立することが確認される。同様の整理を試料Aの他の供試体の実験結果についても行い、各供試体の $A'(Y)$ および $m'(Y)$ とせん断ひずみ Y との関係をまとめたものが図-5である。いずれの供試体においても $A'(Y)$ は Y の増加とともに低下するが、 $m'(Y)$ は若干増加傾向を示すものの変動は極めて小さい。このような Y の増加に伴う $A'(Y)$ や $m'(Y)$ の変動傾向はclean sandや正規圧密粘土に見られる式(1)の $A(Y)$ 、 $m(Y)$ の変動傾向と対応しているが、各係数の絶対量は同一試料であっても締固め条件の違いによって大きく異なっているところに特徴がある。

次に、飽和度の影響を調べるために、図-6に粘性土および砂質土の $A'(Y)$ および $m'(Y)$ と実験時(圧密後)の飽和度Sとの関係を $Y = 1 \times 10^{-3}$ の場合について示した。粘性土では、実験値はほぼ図中

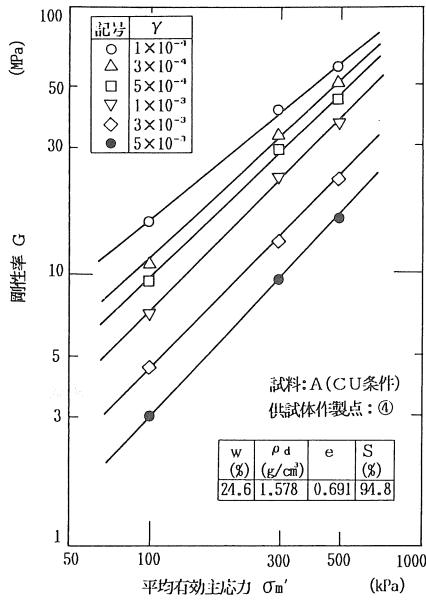


図-4 G ~ σ'_m 関係の一例

の砂質土の実験結果では、 $A'(Y)$ 、 $m'(Y)$ とも飽和度が高くなると若干低下する傾向が見られるが、全般的には砂質土の剛性率に対する飽和度の影響は小さいと言える。この点は岩崎ら⁶⁾もclean sandの実験で確めており、飽和状態と空気乾燥状態では式(1)の $A(Y)$ 、 $m(Y)$ がほとんど変わらないと述べている。

図-7は先行圧縮効果の影響を調べたものである。締固め時の先行圧縮の影響が一軸圧縮強度 q_u に反映されると考え、粘性土と砂質土について $A'(Y)$ および $m'(Y)$ を q_u との関係で整理している。粘性土の結果を見ると、 $m'(Y)$ および $A'(Y)$ は $q_u \rightarrow 0$ で正規圧密粘土(試料E)の $m'(Y) = 0.95$ および $A'(Y) = 12\text{MPa}$ にほぼ一致することが分かる。また、 q_u が大きくなると $A'(Y)$ は増加し、逆に $m'(Y)$ は低下傾向を示すが、これは粘土の過圧密領域におけるGの特性と対応させて考えることができる。すなわち、先行圧縮による粒子間結合力(q_u)

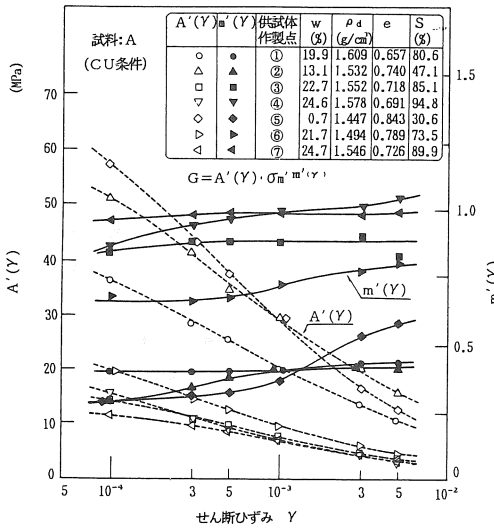
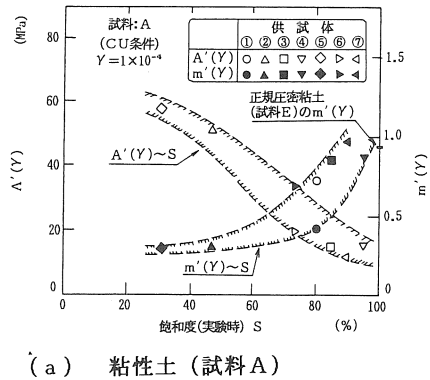
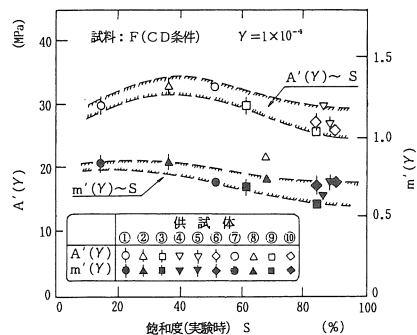


図-5 $A'(Y)$ 、 $m'(Y)$ とせん断ひずみの関係

の破線で囲まれた範囲に分布しており、締固め粘性土の $A'(Y)$ および $m'(Y)$ に対して飽和度の影響がかなり大きいことが分かる。また、 $m'(Y)$ の値は飽和度の上昇に伴って増大し、 $S \doteq 100\%$ で $m'(Y) \doteq 1$ 、すなわち完全飽和状態ではGが σ'_m に正比例して増加することになるが、この特性は同図に示した正規圧密粘土(試料E)に一致する。一方、(b)図



(a) 粘性土 (試料A)

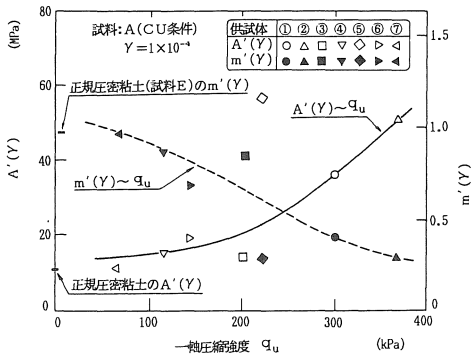


(b) 砂質土 (試料F)

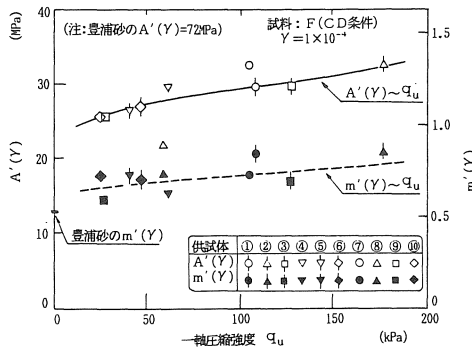
図-6 $A'(Y)$ 、 $m'(Y)$ と飽和度の関係

を圧密降伏応力とみなせば、 q_u が大きいほど過圧密領域の同一拘束圧(σ'_m)における強度(ここでは剛性率 G)は大きくなるが、その拘束圧依存性は逆に低下する傾向にある。

一方、図-7(b)の砂質土では、 $A'(Y)$ 、 $m'(Y)$ とも q_u の増加に伴って若干増加するが、粘性土のような大きな変動は認められない。この理由として以下の要因が考えられる。すなわち、i) 締固めに伴う土粒子相互の結合が微粒子を介在した形でなされるものとする、砂質土では先行圧縮による結合力がもともと小さいと考えられる。事実、図-3のように締固め条件を同程度に変化させたにもかかわらず、砂質土の q_u 値は粘性土の半分程度にしか達していない。ii) 粒状体の強度・変形特性は拘束圧に大きく支配されるので、砂質土では先行圧縮効果が顕著に現われない。なお、図-7(b)では $q_u \rightarrow 0$ に対する $m'(Y)$ が豊浦砂の結果にほぼ近い値を示しており、clean sandのように粒子間結合力を有



(a) 粘性土



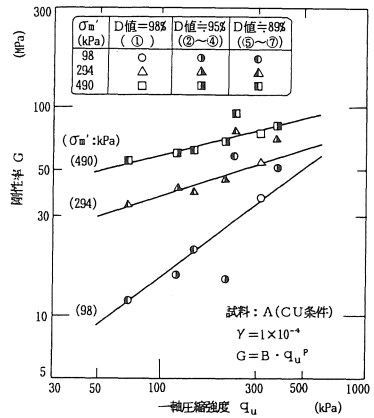
(b) 砂質土

図-7 $A'(Y)$ 、 $m'(Y)$ と一軸圧縮強度の関係

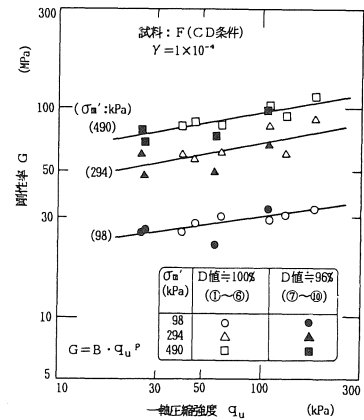
しない砂試料では $m'(Y) \approx 0.5$ としてよいようである。

上記 i)、ii)をもう少し詳しく調べるために、 q_u に対して G の値を直接プロットした結果を図-8に示す($Y=1 \times 10^{-4}$)。これによると、粘性土の $\sigma'_m = 98 \text{ kPa}$ の実験値に若干のバラツキが認められるが、両試料において $G \sim q_u$ 関係は供試体の締固め条件の違いによらず両対数紙上で直線関係にある。すなわち、拘束圧が同じであれば締固め条件が違う①~⑦のデータが同一直線上にプロットされる。したがってこれらは拘束圧 σ'_m ごとに次式で整理することができる。

$$G = B \cdot q_u^P \quad \text{-----} \quad (3)$$



(a) 粘性土 (試料 A)



(b) 砂質土 (試料 F)

図-8 剛性率と一軸圧縮強度の関係

表-3は図-8の直線近似における係数Bとpの値をまとめたものである。表から明らかなように、砂質土のp値は粘性土と比較して小さく、かつ拘束圧によらずほぼ一定であり拘束圧に比べて先行圧縮の影響が相対的にかなり小さい。一方、粘性土の場合は拘束圧の大きさによって先行圧縮の効き方が大きく異なっており、 σ'_m が小さいときはp値が大きく、先行圧縮効果(q_u)が剛性率に鋭敏に反映するのに対し、 σ'_m が大きい範囲では粒子構造が消失するためか、先行圧縮の効果が低減する傾向がある。

表-3 pおよびBの値($Y=1 \times 10^{-4}$)

$(G=B \cdot q_u^p)$

試料	P B (kgf/cm ²)	平均有効主応力 σ'_m (kgf/cm ²)				
		1	2	3	4	5
粘性土 (試料A)	P	0.77	-	0.35	-	0.27
	B	150	-	370	-	590
砂質土 (試料F)	P	0.16	-	0.19	-	0.19
	B	300	-	690	-	960

(1 kgf/cm²=98kPa)

3.2 静的強度と剛性率の関係

剛性率に影響を及ぼす拘束圧や間隙比などの各種の因子は、静的な強度特性を支配する要因にもなり得る。したがって、剛性率と静的強度に共通して影響を及ぼす因子を考慮して剛性率と静的強度を関連づけて整理すれば、両者の関係は各種因子の影響を含まない形で表現することができ、実用的にも有用な関係式が得られるものと考えられる。以下に剛性率と静的強度に関わる各種因子の影響を調べながら両者の関係を整理し、関係式の適用性について二、三の考察を加える。

(1) clean sand と正規圧密粘土

前述のように、clean sandや正規圧密粘土の剛性率Gに影響を及ぼす主要な因子は平均有効主応力 σ'_m と間隙比eである。これら σ'_m やeは静的な強度・変形特性を支配する主要因でもあり、またその影響の仕方は静的・動的にかかわらず共通した面があるので、Gを静的強度の関数として整理することが可能と思われる。

図-9は、飽和状態の豊浦砂および正規圧密粘土

(試料E)の同一拘束圧における剛性率Gと静的強度 τ_{sf} との関係を、せん断ひずみ γ をパラメータとして示したものである。ここで、 τ_{sf} は静的三軸圧縮試験で得られる圧縮強さ $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の1/2の値としている。両試料ともGと τ_{sf} との間に両対数紙上での比例関係が認められ、 $G \sim \tau_{sf}$ 関係は次式で表すことができる。

$$G = k(Y) \cdot \tau_{sf}^{n(Y)} \quad (4)$$

ここに、 $k(Y)$ は各ひずみレベルごとの直線の $\tau_{sf} = 1 \text{ kgf/cm}^2$ 線における値、 $n(Y)$ は直線の勾配である。

原ら⁷⁾は原位置の速度検層試験結果から、粘性土の微小ひずみ領域($Y \cong 1 \times 10^{-6}$)における剛性率 G_0 と非排水せん断強度 S_u との関係式として、 $G_0 = 516 S_u^{1.012}$ を与えている。また、赤司ら⁸⁾は繰返し三軸試験によって各種材料の G_0 と τ_{sf} の関係を求め、粒度や一軸圧縮強度など材料の物理・力学特性の違いによらず $G_0 = 480 \tau_{sf}^{0.85}$ で与えられることを提案した。本実験の図-9の整理における $G \sim \tau_{sf}$ 関係は、 $Y = 1 \times 10^{-4}$ に対して、豊浦砂では $G = 260 \cdot \tau_{sf}^{0.84}$ 、正規圧密粘土では $G = 120 \cdot \tau_{sf}^{1.11}$ となる。本実験と原らや赤司らの研究では対象とするひずみレベルが異なるので、直接比較することはできないが、式(4)の $k(Y)$ に相当する係数はひずみレベルによってかなり大きく変動して

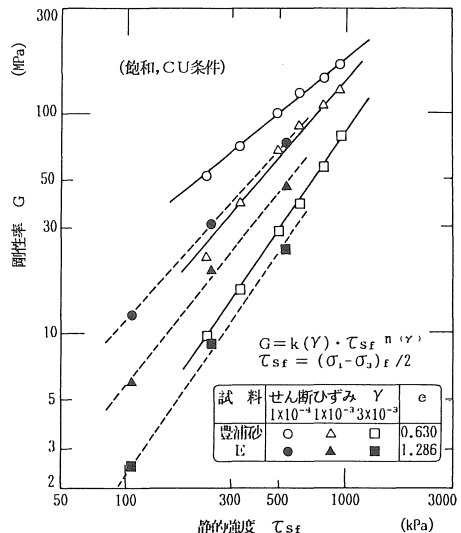


図-9 剛性率と静的強度の関係

おり、 $G \sim \tau_{sf}$ 関係にひずみの影響が大きく現われることが予想される。一方、ベキ乗数 n (γ) の値はひずみレベルによる変動が小さく、かつ材料特性の違いも顕著に現われていない。したがって、clean sand や正規圧密粘土に対しては $n(\gamma) = 1.0 \pm 0.15$ 程度の範囲で考えてよいと思われる。

(2) 過圧密効果の影響

3.1で述べたように、締固め土は先行圧縮効果によって粒子間に結合力(骨格強度)を有している。したがって、この種の土は応力状態に応じて、見掛け上過圧密粘土と類似の特性を示すものと考えられる。そこで、以下では過圧密状態下での G と τ_{sf} の基本的関係を明らかにするため、応力履歴を与えた粘土の特性を調べることにする。

過圧密履歴を受けた粘土の剛性率 $G(o)$ と正規圧密粘土の剛性率 $G(n)$ の関係については次式が既に提案されている⁹⁾。

$$G(o) = (OCR)^K \cdot G(n) \quad \text{----- (5)}$$

ここに、OCRは過圧密比で、定数Kは塑性指数 I_p の大きい粘土ほど大きな値をとり、微小ひずみレベル ($\gamma \approx 10^{-6}$) では $0 \sim 0.5$ の範囲にあることが知られている。図-10の○、△および□印は粘土(試料E)の剛性率比 $G(o)/G(n)$ とOCRとの関係を示したものであり、 $\gamma = 1 \times 10^{-3} \sim 3 \times 10^{-3}$ の範囲において両者は両対数紙上で比例関係にある。直線の傾きである定数Kはひずみレベルによって若干変化するが、図示の範囲では平均的に $K \approx 0.8$ とみなすことができる。

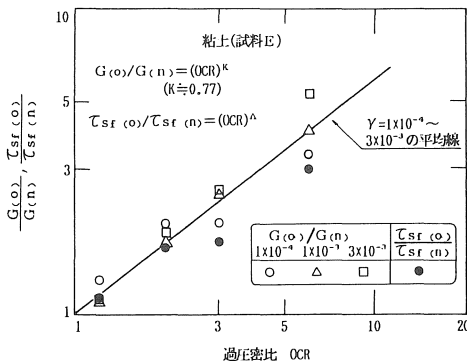


図-10 $G(o)/G(n)$ および $\tau_{sf(o)}/\tau_{sf(n)}$ と過圧密比の関係

一方、飽和粘土の静的非排水強度 ($\tau_{sf} = C_u$) については、過圧密の $\tau_{sf(o)}$ と正規圧密の $\tau_{sf(n)}$ の間に式(5)と同形の

$$\tau_{sf(o)} = (OCR)^\Lambda \cdot \tau_{sf(n)} \quad \text{----- (6)}$$

が提案されている。 Λ の値は粘土の種類によって異なり、約 $0.8 \sim 0.9$ の範囲にあると言われている¹⁰⁾。式(5)と式(6)から次式が得られる。

$$(G/\tau_{sf})_o = (OCR)^{K-\Lambda} \cdot (G/\tau_{sf})_n \quad \text{-- (7)}$$

図-10の●印は試料Eに対して $\tau_{sf(o)}/\tau_{sf(n)} \sim OCR$ 関係を整理したものである。 $G(o)/G(n) \sim OCR$ 関係との対応をみると、 $\tau_{sf(o)}/\tau_{sf(n)} \sim OCR$ 関係が若干低めの結果を与えているようであるが、実験値のバラツキを考慮すれば双方の関係は概略一致し、 $K \approx \Lambda$ とみなしてよいであろう。したがって、式(7)で $(OCR)^{K-\Lambda} \approx 1$ となり、過圧密および正規圧密状態における G/τ_{sf} 値がほぼ一致することになる。すなわち、 G を τ_{sf} との関係で整理すれば、応力履歴の影響を見掛け上除去することができる。

試料Eについて正規圧密および過圧密供試体の $G \sim \tau_{sf}$ 関係を同一図中にプロットした結果を図-11に示すが、両者はひずみレベルごとに良く対応しており、上記のことが確認される。なお、Hardin⁹⁾によると、本実験に用いた粘土の塑性指数 $I_p \approx 23$ に対する式(5)のK値は約 0.2 ($\gamma \approx 10^{-6}$) であ

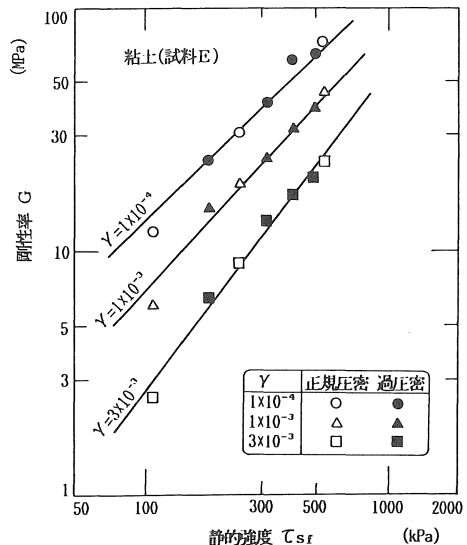


図-11 粘土の剛性率と静的強度の関係

り、本実験($Y=10^{-3} \sim 3 \times 10^{-3}$)の平均値 $K \approx 0.8$ と比べかなり小さい。すなわち、 K の値はひずみレベルの大きさによってかなり変動することを示唆している。事実、本実験の図-10の結果から各ひずみレベルに対する K 値を求め、 $Y=10^{-6}$ に対応する K 値を外挿推定すると $K \approx 0.3$ となり、Hardinらの結果に近い値を得る。

このように、ひずみレベルが小さい範囲では、 K の値が Y によって変化することを考慮して、式(7)の形で過圧密と正規圧密の対応を考える必要が生じるが、 $Y > 10^{-4}$ の中～大ひずみ領域では概略的に $(G/\tau_{sf})_o \approx (G/\tau_{sf})_n$ としてよいように思われる。

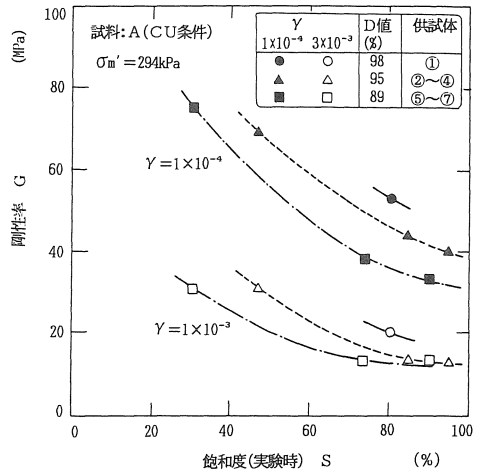
(3) 締固め効果の影響

図-12は、図-6(a)に示した粘性土(試料A)の各供試体の $\sigma'_m = 294\text{kPa}$ における実験結果を整理し直したものであり、(a)図は $Y=1 \times 10^{-4}$ および 1×10^{-3} に対する剛性率 G と飽和度 S の関係、(b)図は静的強度 τ_{sf} と S の関係である。図中の実線、破線および一点鎖線はそれぞれ D 値 $\approx 98\%$ 、 95% および 89% の供試体の結果を平均化したものである。両図を比較して見ると、飽和度の変化に対する G と τ_{sf} の変動傾向は類似しており、また密度(D 値)の影響も同じように現われていることが分かる。このように、 G と τ_{sf} に及ぼす飽和度や密度の影響の仕方が似かよっていることから、 G を τ_{sf} と関係づけて整理すれば、これらの因子の影響は見掛け上除去することができる。

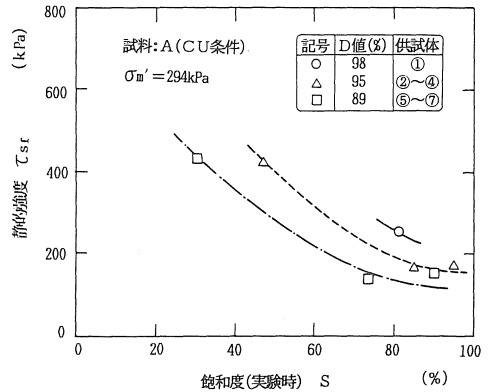
図-13は、粘性土(試料A)および砂質土(試料F)の結果を G と τ_{sf} の関係で整理し直したものである。実験値はほぼ近似線上に集まっており、 $G \sim \tau_{sf}$ 関係に飽和度や密度の影響が現われないことが分かる。また、 $G \sim \tau_{sf}$ 関係で整理すれば拘束圧や供試体作製時の先行圧縮効果の影響も考えなくてよい。すなわち、図-8に示したように、先行圧縮に伴う粒子間結合力(構造強度)を表す一軸圧縮強度 q_u は、供試体の締固め条件の違いによらず同じ拘束圧に対し一定の関係で G に影響するが、類似の傾向が図-14の $\tau_{sf} \sim q_u$ 関係にも認められる。図-14の関係を

$$\tau_{sf} = B' \cdot q_u^p \quad \text{----- (8)}$$

で表して、粘性土(試料A)および砂質土(試料F)について係数 B' および p の値をまとめると表-4の



(a) 剛性率と飽和度



(b) 静的強度と飽和度

図-12 剛性率および静的強度と飽和度の関係

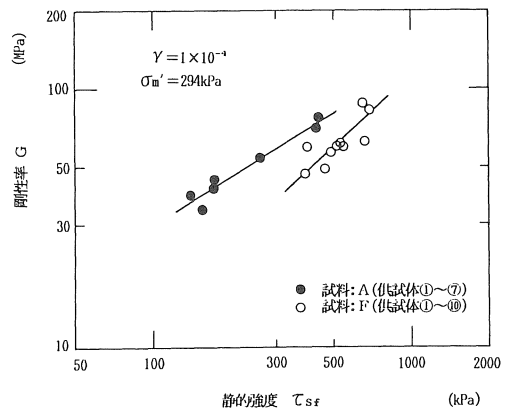


図-13 剛性率と静的強度の関係

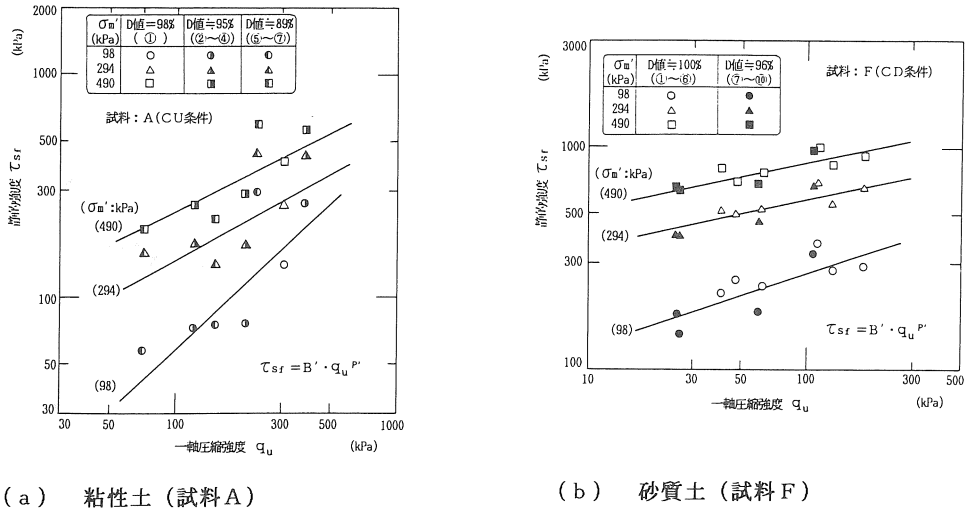


図-14 静的強度と一軸圧縮強度の関係

表-4 p'およびB'の値

($\tau_{sf} = B' \cdot q_u^{p'}$, $G = B \cdot q_u^p$)

試料	p', B' p-p', B/B'	平均有効主応力 σ_m' (kgf/cm ²)				
		1	2	3	4	5
粘性土 (試料A)	p'	0.94	-	0.55	-	0.49
	B' (kgf/cm ²)	0.58	-	1.45	-	2.40
砂質土 (試料F)	p'	0.33	-	0.22	-	0.22
	B' (kgf/cm ²)	2.70	-	5.80	-	8.50
粘性土 (試料A)	p-p'	-0.17	-	-0.20	-	-0.22
	B/B'	259	-	255	-	246
砂質土 (試料F)	p-p'	-0.17	-	-0.03	-	-0.03
	B/B'	111	-	119	-	113

(1 kgf/cm² = 98kPa)

上段の結果を得る。表から、拘束圧 σ_m' に対する B' や p' の変動は、表-3の B 、 p と傾向的に一致することが分かる。また、式(3)と式(8)から

$$(G/\tau_{sf}) = (B/B') \cdot q_u^{p-p'} \quad \text{----- (9)}$$

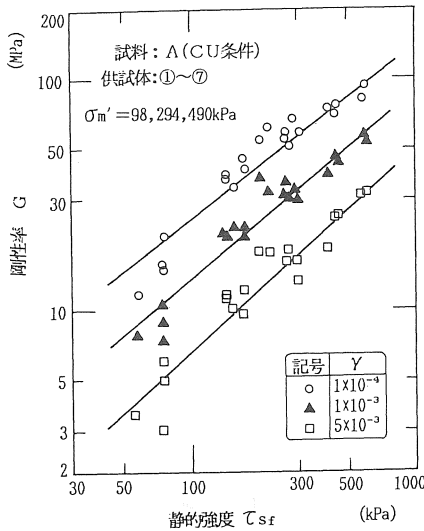
となるが、上式の係数 B/B' は表の下段に示したように、拘束圧に関係なくそれぞれの試料でほぼ一定である。したがって、 B/B' は拘束圧の影響が取り除かれた試料に特有の性質を表す定数と考えてよいであろう。一方、ベキ定数については、 p' と p に最大0.2程度の差が見られており、 $G \sim \tau_{sf}$ 関係から q_u (先行圧縮) の影響を完全に取り除くことはできない。しかし、締固めによる構造強度として実際に対象とする q_u の範囲は図-14を参照すれば $q_u =$

0.2~4.0kgf/cm²程度であり、この範囲では $p-p' \cong -0.2$ とみれば $q_u^{p-p'} \cong 0.7 \sim 1.3$ である。すなわち、式(9)で $q_u^{p-p'} \cong 1$ とみなしても、その誤差は最大±30%であり、実用的には許容し得る範囲と考えられる。

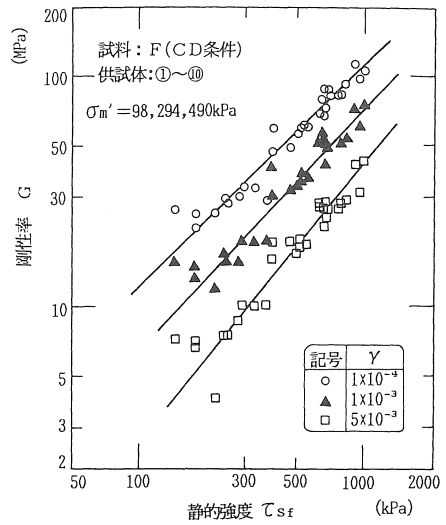
以上の総括として、粘性土(試料A)および砂質土(試料F)の $G \sim \tau_{sf}$ 関係を両対数紙上にプロットして整理すると、図-15(a)および(b)の関係が得られる。図から明らかのように、両試料における剛性率 G と静的強度 τ_{sf} との関係は、飽和度、密度、拘束圧および先行圧縮効果の違いによらず各ひずみレベルにおいて比例関係にあり、そのバラツキ誤差も許容し得る程度に収まっている。したがって締固めた土に対しても剛性率 G の表示式として式(4)がかなり有用であると考えられる。

3.3 土質の違いと $G \sim \tau_{sf}$ 関係

以上の議論から、剛性率 G および静的強度 τ_{sf} にかかわる各種因子の類似性を利用して G を τ_{sf} と関連づけて整理すれば、これらの影響を見掛け上考慮しなくてよいことが分かった。したがって、式(4)の $k(Y)$ 、 $n(Y)$ は粒度の違いなど材料の物理的特性、すなわち土質のみによって異なると考えられる。そこで、以下では $G \sim \tau_{sf}$ 関係における土質の影響を調べることにする。



(a) 粘性土 (試料A)



(b) 砂質土 (試料F)

図-15 剛性率と静的強度の関係

図-16は、すべての砂質土および粘性土の剛性率Gと静的強度 τ_{sf} との関係を表わす典型的なひずみレベルごとに整理したものである。図を見ると、ひずみレベルの大きい $Y = 5 \times 10^{-3}$ では砂質土と粘性土の差はほとんど認められないが、 $Y = 1 \times 10^{-4}$ および $Y = 1 \times 10^{-3}$ では粘性土の結果が全体的に砂質土の上側にプロットされ、 $G \sim \tau_{sf}$ 関係に粒度など材料特性の相違が若干認められる。ひずみレベルが大きいと $G \sim \tau_{sf}$ 関係に土質の違いが認められないことについては、図-17の一軸圧縮試験結果が参考になると思われる。すなわち、同図は対象とする粘性土および砂質土の幾つかの試料について $E_{s0} \sim q_u$ 関係をまとめたものであるが、土質によらずほぼ一定の関係を示すことが分かる。

図-16から知れるように、 $G \sim \tau_{sf}$ 関係に及ぼす粒度など材料特性の影響はそれほど大きなものでなく、また実験値のバラツキを考えると、実用的には粒度など材料特性の相違をあまり考慮しなくてよいように考えられる。

図-18はこれまでの総括として、図-16の $G \sim \tau_{sf}$ 関係から求めた $k(Y)$ および $n(Y)$ の値とせん断ひずみ Y との関係を示したものである、実線は粘性土と砂質土の平均線を表している。

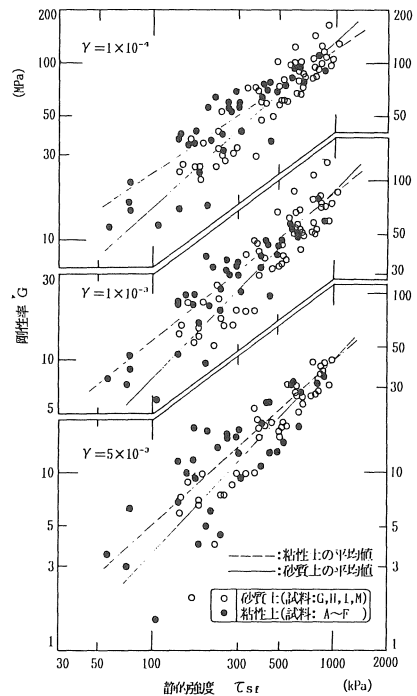


図-16 剛性率と静的強度の関係
(全砂質土, 全粘性土)

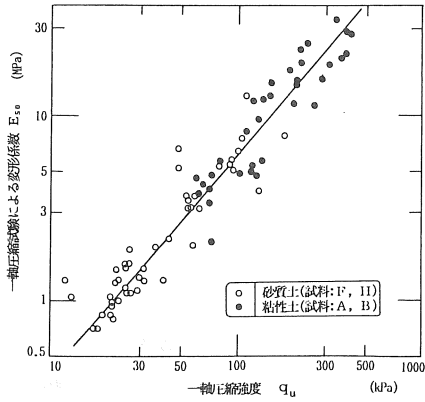


図-17 一軸圧縮試験による変形係数 E_{s0} と一軸圧縮強度の関係

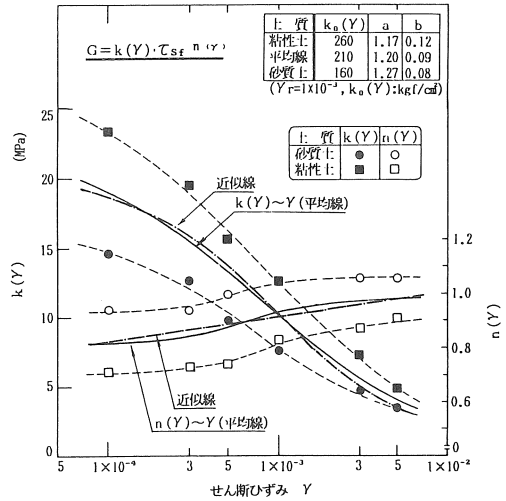


図-18 $k(Y)$, $n(Y)$ とせん断ひずみの関係

実際面での使用を考慮して、 $k(Y)$ および $n(Y)$ の平均線を次式の形で近似すると同図に示した一点鎖線のようになる。 $k(Y)$ は Hardin-Drnevich が提案した応力・ひずみ関係の双曲線による近似式と同形の

$$k(Y)/k_0(Y) = 1 / (1 + Y/Y_r) \quad \text{--- (10)}$$

で表したものである。ここに、 $k_0(Y)$ は微小ひずみ時の $k(Y)$ 、 Y_r は $k(Y)/k_0(Y)$ が $1/2$ に低下したときのせん断ひずみである。図中の近似線は中間的なひずみレベルとして $Y = 1 \times 10^{-3}$ を基準に考えることとして、 $Y_r = 1 \times 10^{-3}$ として求めたものである。また $Y = 1 \times 10^{-3}$ で $k(Y)$ が約 105 kgf/cm^2 であるから $k_0(Y)$ は 210 kgf/cm^2 となる。 $n(Y)$ は片対数紙上で直線近似したもので、次式の形で与えられる。

$$n(Y) = a + b \cdot \log Y \quad \text{----- (11)}$$

ここに、 a および b は $a = 1.2$ 、 $b = 0.094$ である。近似線と平均線を比較してみると大差はなく、式(10)や式(11)を用いて $k(Y)$ や $n(Y)$ を近似することが可能である。なお、同図の枠内に示した数値は、粘性土および砂質土の各係数の値をまとめたものである。

4. まとめ

本論文では、締固めた土の動的変形定数の特性、各種因子の影響の仕方および静的強度との関連性について調べた。ここで解明された内容を要約すると次のようになる。

(1) 締固めた粘性土の剛性率 G は飽和度や先行圧縮の影響を大きく受ける。先行圧縮の効き方は拘束圧 σ'_m の大きさによって異なり、 σ'_m が小さい時は先行圧縮効果が剛性率に鋭敏に反映するのに対し、 σ'_m が大きい範囲では粒子構造の破壊によってその効果が低減する。

(2) これに対し、砂質土では先行圧縮による結合力がもともと小さく、また強度・変形特性が拘束圧に支配されるため、粘性土と比較して先行圧縮の影響が相対的に小さい。

(3) clean sand や正規圧密粘土の剛性率 G に対する拘束圧や間隙比の影響の仕方、および粘土の G に対する応力履歴(過圧密履歴)の影響の仕方は静的強度特性と類似しており、 G は静的強度で s_f の関数として式(4)すなわち、 $G = k(Y) \tau_{sf} n(Y)$ の形で表すことができる。

(4) 締固めた土においても G を静的強度との関係で整理すれば、飽和度や密度および先行圧縮効果の影響を取り除くことができ、 G の表示式として式(4)の適用が有効である。

(5) 各種因子の影響を取り除いた後の締固めた土の $G \sim s_f$ 関係には粒度などの材料特性の影響のみが現われる。しかし材料特性の影響はそれほど大きなものではないので、予備設計などで剛性率を簡便に推定するために図-18の関係は有用と考えられる。

参考文献

- 1) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972): "Shear modulus and damping in soils : measurement and parameter effects," *Jour. of SMF Div., ASCE*, Vol. 98, No. SM6, pp. 603~624.
- 2) Iwasaki, T. and Tatsuoka, (1977): " Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands," *Soils and Foundations*, Vol. 17, No. 3, pp. 19~35.
- 3) 安田成夫・松本徳久・大久保雅彦(1986): 粗粒材料の動的変形特性, 「第21回土質工学研究発表会講演集」, pp. 513~514.
- 4) 内田一徳・長谷川高士(1981): アースフィルダム築堤材料の動的変形特性の定量化- 初期せん断を受けた土の動的特性(Ⅲ)-, 「農業土木学会論文集」, 94号, pp. 72~81.
- 5) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972): "Shear modulus and damping in soils : design equations and curves," *Jour. of SMF Div., ASCE*, Vol. 98, No. SM7, pp. 667~692.
- 6) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978): "Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading," *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 1, pp. 39~56.
- 7) Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S and Banno, T. (1974): "Shear modulus and shear strength of cohesive soils," *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 3, pp. 1~12.
- 8) 赤司六哉・永津忠治・江藤義孝・川畑清一郎・溝上建(1985): 地盤材料の動的変形特性と静的せん断強度の相関性について, 「第20回土質工学研究発表会講演集」, pp. 543~546.
- 9) Hardin, B.O. and Black, W.L. (1969): "Closure to vibration modulus of normally consolidated clay," *Jour. of SMF Div., ASCE*, Vol. 95, No. SM6, pp. 1531~1537.
- 10) 三田地利之(1975): 粘性土の三軸圧縮試験における応力履歴の影響について, 「第20回土質工学シンポジウム」, pp. 71~78.

(受理 平成2年3月20日)