

固結したフィルダム基礎地盤の動的強度特性と 地震時安定性の評価

Undrained Cyclic Shear Strength and Seismic Stability of Cemented Sand Foundations of Embankment Dams

奥村 哲夫 ・ 成田 国朝 ・ 大根 義男

Tetsuo OKUMURA, Kunitomo NARITA and Yoshio OHNE

Fundamental characteristics of the dynamic shear strength of cemented sands, which are often encountered in the diluvial deposits, were investigated through series of cyclic triaxial tests on artificially cemented sands with different contents of Portland cement. By using presented experimental formulae together with some simple elastic stress calculation, a practically useful method of evaluating seismic stability of cemented sand foundations was proposed. Validity of the method was examined for an actual dam foundation.

Main results were summarized as follows: 1) Characteristics of the dynamic shear strength of cemented sands are similar as those of the static undrained strength of overconsolidated clays. 2) The unconfined compressive strength can be a practically useful measure to represent pseudo-overconsolidation effect of cemented sands. 3) Applicability of the proposed evaluating method of seismic stability was confirmed for an actual dam foundation. 4) Seismic shear failure in a dam foundation tends to develop under the toe of an earthfill slope, which is likely to cause an overall sliding failure of the fill.

1. はじめに

近年、フィルダムの基礎地盤として、第三紀や第四紀洪積世の砂質地盤が選定される機会が多くなった。この種の砂地盤は多くの場合、通常の手作業で不攪乱試料が容易に採取できる程度に固結しており、程度の差はあれ砂粒子の骨格に一定の構造強さを有している¹⁾。この骨格構造の強さは、主として砂粒子間に介在する微粒子が地質的年代を経て固結化(セメンテーション)したことによるものであるが、通常の応力履歴に伴う過圧密効果も相乗作用として主要な因子になっている。このような地盤上にダムを建設すれば、例えば地震時に土粒子の骨格構造が崩壊することによって地盤内に急激な沈下や間隙水圧の上昇が生じ、これが基礎や堤体の水理的破壊やせん断破壊の誘因になることが懸念される。

本論文は、固結砂の動的強度(非排水繰返し強度)
土木工学科

特性を実験的に明らかにすると共に、実験によって得られた強度推定式を用いた安定性の評価手法を提示して若干の解析を行い、セメンテーション効果を有するフィルダム基礎地盤の地震時安定性に関して考察を加えたものである。

2. 動的強度試験

2.1 試料および実験方法

動的強度に及ぼすセメンテーション効果の影響を系統的に調べるために、本研究では豊浦砂にセメントを混入して人工的に固結力を与える方法を採用した²⁾。供試体の作製は、まず、脱気水とポルトランドセメントを混合したセメントミルクに豊浦砂を投入し、十分攪拌して飽和状態のセメント混合砂試料を作製した。そして、これを水密性の供試体作製用モールド(直径50mm、高さ100mm)の中に入れ、水中養生

を行った。供試体の固結度はセメントミルクの濃度や養生時間によって調整した。また、固結力を持たない試料として豊浦砂のみを用いた供試体についても実験を行った。

表-1に実験に用いた各試料の物理的・力学的性質を示した。表より、 q_u 、 E_{s0} 、 p_y および c_d の値はセメントミルクの濃度や養生時間に比例して大きくなっており、これらの力学定数は供試体の固結度を表現する量であることが分かる。

実験に用いた装置は繰返し三軸試験機である。供試体への载荷は同振幅の軸応力 σ_a と側方応力 σ_r を位相差180度で交互に増減させる両振り方式とし、载荷周波数は0.1Hz一定とした。実験は初期応力状態を等方とした場合(等方圧密動的強度試験、以後IDテストと略す)と異方とした場合(異方圧密動的強度試験、以後ADテストと略す)の2ケースについて行った。初期有効拘束圧 σ_c' は98~490kPaの間で変化させ(バックプレッシャーは98kPa)、圧密時間は30分間とした。なお、初期せん断応力の影響を調べるADテストでは等方圧密終了後、排水状態、応力制御で9.8kPaごとに軸荷重を負荷し、所定のせん断応力に達したのち繰返し試験に移った。初期軸差応力 σ_s は、静的三軸圧縮試験から求めた破壊時の軸差応力 $(\sigma_a - \sigma_r)_f$ の5、10、20%を標準とした。

2.2 動的強度の判定

土の動的強度に関する現行の定義は、過剰間隙水圧やある一定のひずみ量に着目して行われている。これらの定義は、対象とする土構造物や地盤の破壊機構およびその重要度に応じ適宜検討し、適切な判断のもとで使い分けされるべきであるが、現段階では実務的レベルにおいて多くの問題点が残されている。例えば、緩く堆積した飽和状態のclean sand地盤では繰返しせん断応力の作用によって過剰間隙水圧が上昇し、有効応力がゼロになった時点で大変形を生じるので、過剰間隙水圧に着目して破壊(液状化)が定義される。しかし、固結した砂や密度が高い砂で構成されている地盤では有効応力がゼロの状態に至っても変形が極めて小さかったり、初期せん断応力の作用下では過剰間隙水圧の発生は抑制されるが変形(永久変形)が進行するなどの現象が見られ、clean sandのように初期液状化(有効応力=0)時点を一律に破壊と定めることは概念的に受け難

表-1 試料の性質

試料	A	B	C	D	E
水とセメントの配合比(重量比)	1:0.13	1:0.22	1:0.28	1:0.32	1:0.28
養生時間 (時間)	24	24	24	24	48
比重 G_s	2.665	2.693	2.698	2.700	2.698
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.482	1.509	1.534	1.559	1.534
一軸圧縮強度 q_u (kPa)	24.5	43.1	69.6	82.3	151.9
変形係数 E_{s0} (MPa)	3.6	12.3	18.3	26.3	54.4
圧密降伏応力 p_y (kPa)	124	201	225	240	250
粘着力 c_d (kPa)	19.6	32.3	32.3	42.1	45.1
内部マサツ角 ϕ_d (度)	36.2	35.3	36.0	35.7	37.4

(豊浦砂: $G_s=2.645$, $U_c=1.4$, $d_{max}=0.42mm$)

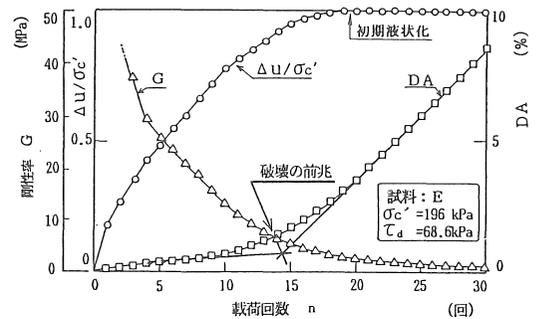


図-1 動的強度の定義 (IDテスト)

い。

フィルダムやその基礎地盤など、重要な水利構造物においては破局的な崩壊を防止しなければならない。このためには有効応力が減少したり、ひずみが増大して構造物に変兆が現われた場合、この状態を破壊と定義する必要がある。図-1はIDテストの载荷過程における過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_c'$ 、剛性率 G および両振幅軸ひずみ DA の相互関係を示した一例である。過剰間隙水圧の上昇に伴って DA は逐次増加し、剛性率は逆に減少するが、初期液状化前の剛性率がほぼ一定値に近づいた時点において DA 値は急激に増加している(図中矢印)。すなわち、この時点では土粒子の骨格構造が破壊またはこれに近い状態に達したと解釈することができる。そして実際の構造物を考えた場合、これらの状態は構造物に何らかの変兆が生じ、構造物の大変形や破壊に結びつく可能性が高い状態であると見なすことができる。

以上のことから、本研究においては、IDテストの場合は両振幅軸ひずみ DA 、ADテストの場合は軸ひずみの最大値 E_{max} に着目し、図-1に示したように、ひずみ(永久変形)が急増する前後の直線部分を延長した交点をもって供試体の破壊を定義した。

2.3 等方圧密動的強度試験 (IDテスト)の結果

図-2は繰返し載荷回数 $n=20$ 回で破壊する時の動的強度 τ_{dn} と初期有効拘束圧 σ'_c との関係を示したものである。豊浦砂と q_u の最も小さい試料Aの結果では、 $\tau_{dn} \sim \sigma'_c$ 関係が原点を通る直線となるが、試料B~Eの試験結果は $\sigma'_c = 390\text{kPa}$ 付近を折れ曲り点とする2本の直線で近似される。この特性は静的強度に対応して考えた場合、正規圧密・過圧密状態の下での飽和粘土の非排水強度 c_u と圧密圧 p の関係に類似している。したがって、本実験の場合は $\sigma'_c \approx 390\text{kPa}$ において砂の骨格構造が消失したと考えることができ、 $\sigma'_c \geq 390\text{kPa}$ を正規圧密状態、 $\sigma'_c < 390\text{kPa}$ を擬似過圧密状態と便宜的に呼ぶことができる。

図-3(a)は、擬似過圧密状態下の結果について τ_{dn} を σ'_c で除して正規化した動的強度比 $R (= \tau_{dn} / \sigma'_c)$ と擬似過圧密比 q_u / σ'_c との関係を示したものである。ここで、 q_u / σ'_c は土粒子骨格の構造強度と外圧縮応力の比率であるから、実際問題に対応して考えると、堤体荷重等の外圧による骨格強度の低下度合を表す指標とみなすことができる。すなわち、 q_u / σ'_c が大であれば動的強度特性に構造強度の影響がより強く反映されるし、逆に小であれば構造強度が消失する方向にあるので clean sandに近い特性を示すと考えられる。事実、 $q_u / \sigma'_c \rightarrow 0$ で豊浦砂の値に近づくことが図から知れる。また、 R と q_u / σ'_c の関係は試料(セメンテーション効果)の違いによらずほぼ直線関係にあることが分かる。すなわち、セメンテーションによって土粒子骨格に構造強度を有し、擬似過圧密状態にある砂の $R (= \tau_{dn} / \sigma'_c)$ は次式の形で表すことができる。

$$R = a_1 \cdot (q_u / \sigma'_c) + b_1 \quad \text{----- (1)}$$

図-3(b)は正規圧密状態下の結果を R と q_u との関係で示したものである。 q_u (セメンテーション効果)の増大に伴って R が比例的に大きくなり、次式の関係が得られる。

$$R = a_2 \cdot q_u + b_2 \quad \text{----- (2)}$$

2.4 異方圧密動的強度試験 (ADテスト)の結果

図-4はADテストを行った全試料について、初期せん断応力作用下の τ_{dn} を $(\tau_{dn})_a$ 、等方力状態 ($\tau_s = 0$) の τ_{dn} を $(\tau_{dn})_i$ とし、その比 $R_s = (\tau_{dn})_a / (\tau_{dn})_i$ と $\eta_s (= \tau_s / \tau_{cy}$ 、 τ_s は初期せん断応力、 τ_{cy} は繰返しせん断応力) との関係 σ'_c

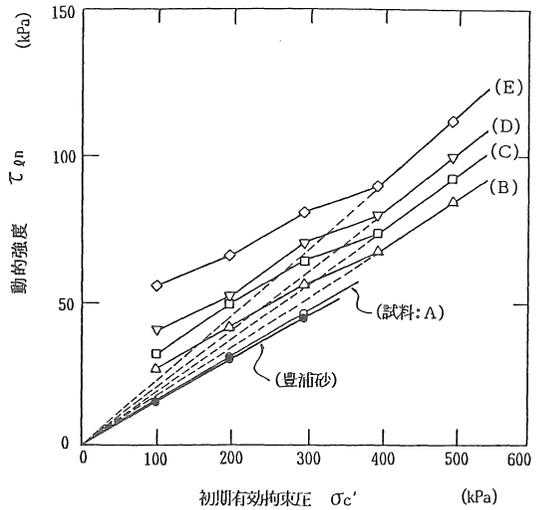
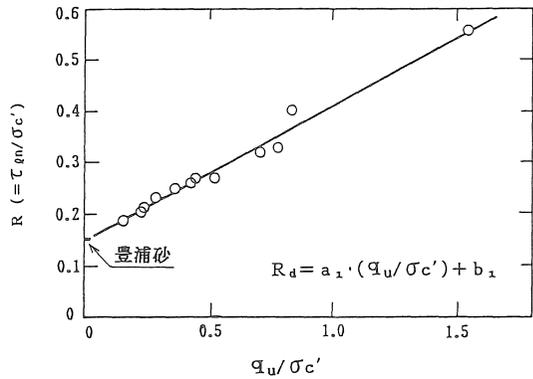
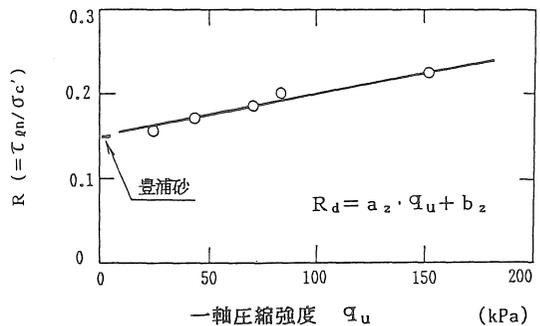


図-2 動的強度と拘束圧の関係



(a) $R \sim q_u / \sigma'_c$ (擬似過圧密)



(b) $R \sim q_u$ (正規圧密)

図-3 R と q_u / σ'_c および q_u との関係

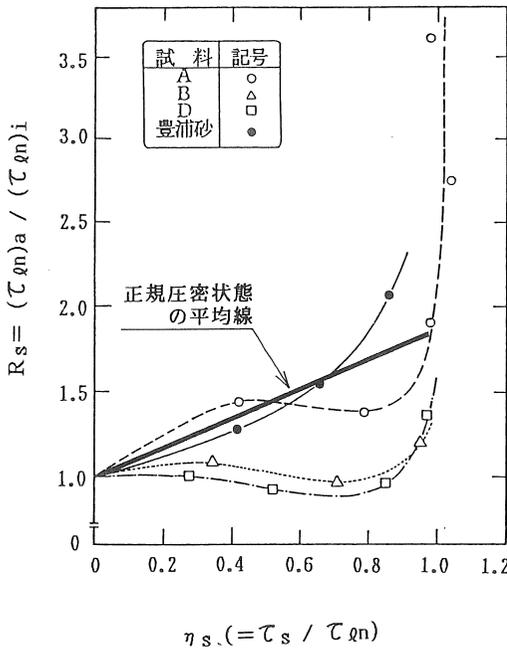


図-4 R_sとη_sの関係 (n=20回)

=98kPaについて整理したものである。図より、η_sの増加に伴うR_s値の変化は固結度が高い試料ほど小さくなることが知れる。特に試料BおよびDのR_s値はη_s≦0.9以下の範囲において±5%程度の変動が認められるがほぼ1.0となっている。したがって、セメンテーション効果によって擬似過圧密状態にある砂の動的強度は、η_s<0.9の範囲に対して、IDテストの結果をそのまま用いて推定できると言える。これに対し、セメンテーション効果の低い正規圧密状態にある砂(試料A)では、初期せん断応力τ_sの負荷によって動的強度が増大するので、clean sandと同様にτ_sの影響を考慮して強度推定を行う必要がある。本実験試料についてはτ_sによる強度増加が図中の太い実線で概略評価される。なお、η_s>0.9の場合のR_s値は急激な増加傾向を示し、特にη_s=1.0の場合破壊は生じないと見なすことができる。

3. フィルダム基礎地盤の地震時安定性の評価

3.1 安定性の評価法

前項で提案した動的強度の推定式を用いてフィルダム基礎地盤の地震時安定性を検討する方法を以下

に手順に従って述べる。

①: 過去の地震記録から地盤表面加速度を推定し、地震により地盤内の各位置に発生する繰返しせん断応力比L(=τ_d/σ_v'、τ_dは繰返しせん断応力、σ_v'は有効上載圧)を求める。これには、例えば、岩崎ら³⁾が提案した次式が有用である。

$$L = \tau_d / \sigma_v' = r_d \cdot (\rho \cdot z \cdot \alpha_{max} / g) / \sigma_v' \quad (3)$$

ここに、ρは飽和地盤の密度、α_{max}は地盤表面に作用する最大加速度、gは重力加速度、r_dは地盤の弾性的性質に起因した深さ方向の低減係数でありr_d=1-0.015・z(z:m)で与えられる。

②: 同一位置における動的強度比R(=τ_{qn}/σ_v'、τ_{qn}は動的強度)を推定式から求める。この場合、地盤内の応力状態によって用いる強度推定式が異なるため、平均有効主応力σ_m'と地盤の先行圧密応力p_c値の大小を判定して正規圧密状態か否かを識別し、それぞれの状態に対応して式(1)および式(2)を用いて動的強度比Rを算出する。なお、正規圧密状態の場合は初期せん断応力τ_sによる強度増加を考慮する必要があり、これには図-4の太い実線の関係式;

$$R_s = 1 + r \cdot \eta_s \quad (4)$$

を用いる。ここに、rは平均線の勾配であり、実験結果ではr≒0.8である。

式(1)および(2)を用いて動的強度比Rの値を求めるためには、いずれも一軸圧縮強度q_uの値が必要となる。砂質土のq_u、変形係数E_{s0}および標準貫入試験のN値の間には次式^{4),5)}の関係が提案されており、これによってN値からq_u値を推定することができる。

$$q_u = 0.0083 \cdot E_{s0} \quad (5)$$

$$E_{s0} = 5000 + 430 \cdot N \quad (6)$$

(q_u, E_{s0}:kPa)

③: ②で求めた動的強度比Rと①で求めた繰返しせん断応力比Lの比をとって動的破壊に対する安全率F_Lを次式で算出する。

$$F_L = R/L \quad (7)$$

④: 各位置のF_L値がF_L≦1であれば動的破壊の可能性は高く、F_L>1なら可能性は低いと見なす。そして、地盤全体のF_L値分布をもとにフィルダム基礎地盤の地震時安定性に関して検討を行う。

なお、RやLの算出に際しては堤体荷重作用下での地盤内の初期有効上載圧σ_v'や初期せん断応力

τ_s の値を予め求めておく必要がある。これには FEM 解析が最も有効であるが、ここでは更に簡便な取扱いとして半無限地盤の弾性応力解を用いる方法を提案する。すなわち、堤体を一樣厚さの土層に分割し、各層の荷重が地表面に一樣帯荷重として作用する場合の Boussinesq 解を重合させることによって初期応力状態を概算するのである。

3. 2 実ダム基礎地盤の解析

図-5 に示すような第四紀洪積世砂地盤上に建設された実ダムを例にとり、固結力を有する基礎地盤の地震時安定性を上述の評価手法に基づいて検討する。

(1) 実ダムの概要および解析条件

本ダムは堤高 52 m のゾーン型アースフィルダムであり、ロームを用いた遮水コア部(ゾーン I)、砂質土を材料とする下流シェル部(ゾーン II)およびゾーン I の保護と力学的安定を目的とした風化泥岩のゾーン III で構成されている。堤体のすべり破壊に対する安全率 F_s は、震度 0.2 に対し $F_s = 1.57$ であるが、堤体や基礎地盤の破壊に対して十分な安全性を確保するために、高さ 30 m のカウンターウエイトが設けられている。

本ダムの基礎地盤は新世代第四紀の洪積層である。洪積層は泥岩層を挟んで上部と下部の砂層に大別でき、いずれの層も常時飽和状態にある。上部砂層は中砂～細砂で構成されており、N 値はほぼ 50 以上と良く締まった砂層であり、また、下部砂層は非常に良く締まった中砂である。地盤調査の結果によると、これらの砂層地盤の先行圧密応力 p_c は、概略 400～500 kPa あるいはそれ以上と推定される。泥岩層はシルト質砂～砂質泥岩に分類されるダムサイト

唯一の不透水層であり、層厚 = 2～5 m、N 値 = 12～47、透水係数 $k = 10^{-5} \sim 10^{-6}$ cm/sec である。

計算は図-5 の上流側をモデル化した断面について行う。この場合、地盤の複雑な構成を単純化するため泥岩層は無視し、基礎地盤としての砂層を層厚 50 m で飽和状態、その N 値を深度に関係なく $N = 50$ と仮定する。地盤表面に与える最大加速度 α_{max} は、実地震(1987年千葉県東方沖地震、 $M = 6.7$ 、震央距離 29 km)において観測された基礎盤での水平最大加速度値 $\alpha_{max} = 260$ gal と比べ若干大きい、これにほぼ対応する値として $\alpha_{max} = 300$ gal とする。また上部の堤体には等価な加速度 α として $\alpha = 0.65 \cdot \alpha_{max} = 200$ gal を静的に与え、弾性解を用いて慣性力の影響を考慮する。カウンターウエイトがある場合は、その上面を地表面とみなして同様の計算を行う。基礎地盤および堤体の密度は $\rho_{sat} = 1.78$ および 1.69 g/cm³ とする。砂地盤の先行圧密応力 p_c は、 $p_c \geq 400 \sim 500$ kPa であるから、本ダムの場合は地盤内全域を過圧密状態として計算することになる。ここで式(1)の強度推定式の係数 a_1 および b_1 は以下のように推定される。

図-6 は実ダムの基礎地盤から採取した不攪乱試料(S1～S5)に対する動的強度試験結果を $R \sim \sigma_u / \sigma_c'$ 関係で整理したものであり、各試料ごとに実験値は破線の直線で近似される。なお、図は繰返し载荷回数 $n = 5$ 回に対する結果であるが、これは Seed ら⁶⁾ が提案した $M \sim n$ 関係に基づいて定めた外挿値であり、ほぼ $M = 6.7$ に対応する。図には比較の意味で図-3(a)に述べたセメント混合砂の $n = 5$ 回の結果も示した。これによると、各直線の勾配すなわち式(1)の a_1 値は、不攪乱試料で 0.45 程度のもものが多く、セメント混合砂の $a_1 = 0.32$ と大差ないことが分かる。一方、不攪乱試料の b_1 値は 0.22～

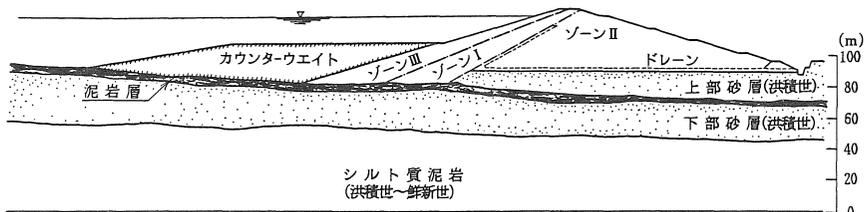


図-5 堤体および基礎地盤の縦断面図

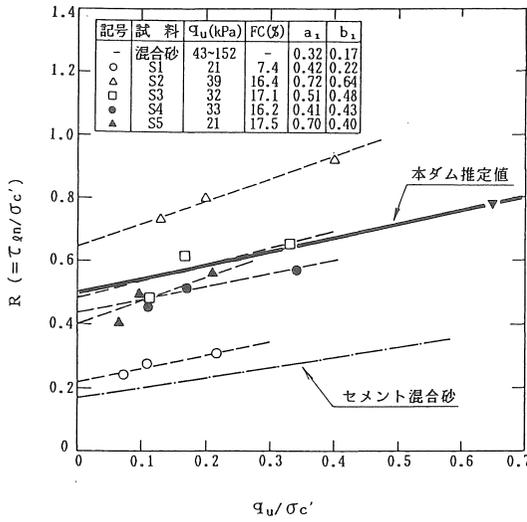


図-6 不攪乱試料の $R \sim q_u/\sigma'_c$ 関係
($n=5$ 回, $\sigma'_c=98 \sim 294$ kPa)

0.64とセメント混合砂($b_1=0.17$)をかなり上回りがかつ試料間の差も大きく現われている。これは粒度の違いなど材料特性や長期の堆積過程で生じた応力履歴等による影響と考えられる。さて、本ダム基礎地盤に対しては不攪乱試料に対し1つの実験値(▼印)が得られている。そこで、▼点を通り他の不攪乱試料のほぼ平均的な勾配となるような実線の関係式を描き、その係数 $a_1=0.42$, $b_1=0.5$ を以下の解析に用いることとした。

(2) 計算結果

$p_c=500$ kPa一定として、まず、カウンターウエイトがない場合の F_L 値分布を求めると図-7(a)に示すようになる。 $F_L=1.5 \sim 2.5$ の部分が斜面先下方に現われるが、 $F_L < 1.5$ の領域は全くなく、破壊に対して十分安全であることが分かる。次に、カウンターウエイトの効果を検討するため、カウンターウエイトの厚さを半分の15mおよび実際と同じ30mとした場合の F_L 値の変化を調べ同図(b)および(c)に示した。図から、当然の結果ではあるが、カウンターウエイトが厚いほど F_L の低い領域は減少することが分かる。実際の状態に対応する(c)図を見ると、地盤内全域で F_L 値が2.5以上となっており、破壊の危険性は全くないと言える。

先に述べたように、本ダムは1987年に発生した千

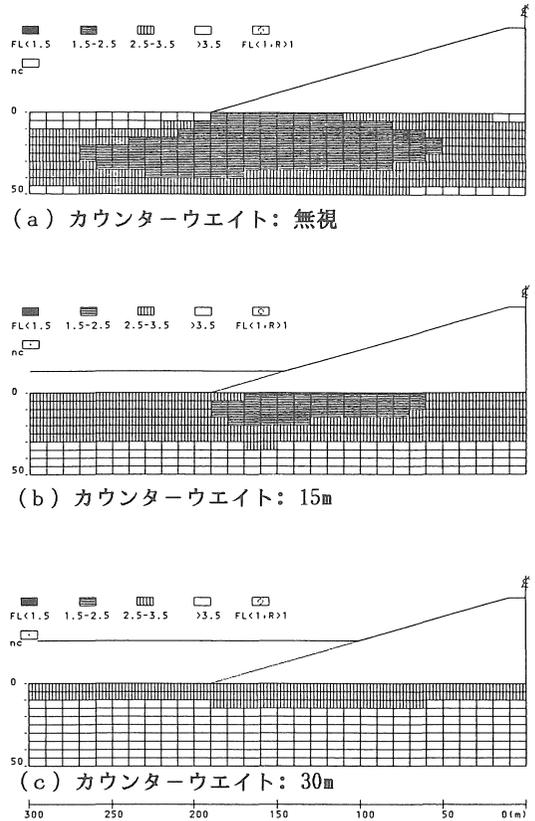


図-7 実ダム基礎地盤の計算結果 ($p_c=500$ kPa)

葉県東方沖地震の際、基礎地盤において水平加速度約260galを記録したが基礎地盤には何らの変状も生じなかった⁷⁾。上述の計算結果は概略的な加速度値および簡易的な手法によって得られたものであるが実地震時のダム基礎地盤の状況を概略説明しているように考えられる。

基礎地盤のセメンテーション効果が地震時安定性に及ぼす影響をもう少し詳しく検討するため、他の条件や数値は同じにして、地盤の先行圧密応力 p_c だけを実際よりかなり低下させて F_L 値分布の変動を調べてみた。図-8は図-7(a)のカウンターウエイトがない場合について、 $p_c=100$ および300kPaとして求めた F_L 値分布である。 p_c 値を小さく設定したため、地盤内には平均垂直応力 σ'_m が p_c 値を上回る正規圧密状態になる部分が生じるので、図ではこれをメッシュ内に点を記して区別している。これらの図を見較べると、 p_c 値が大きくなるほど

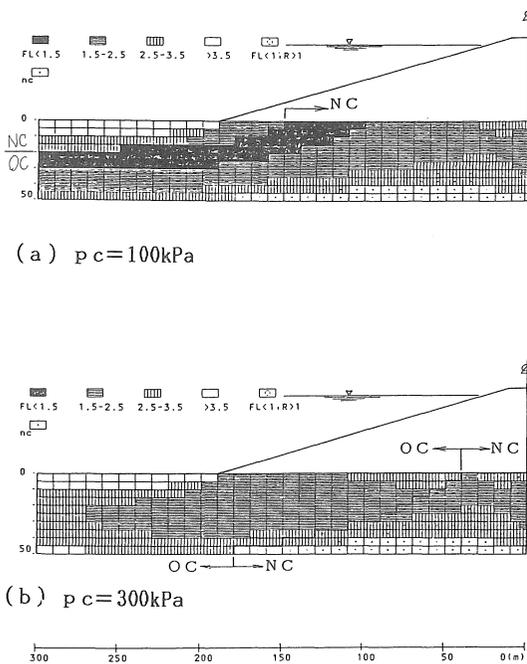


図-8 p_cの違いとF_L値分布

擬似過圧密領域が拡大し、F_L値が全般的に増加する様子がうかがわれる。なお、正規圧密状態に対しては式(2)から動的強度が決定されるが、本ダムの不攪乱試料については正規圧密状態の実験が行われていないので、係数a₂およびb₂についてはセメント混合砂の値(a₂=0.00065、b₂=0.5)を代用した。

ところで、地盤内のF_L値分布を見ると、いずれの地盤においても、ダム軸から遠ざかるほどF_L値は低下しており、斜面先にF_L値の小さい領域が集中する傾向が見られる。特に、p_c=100kPaの場合は、斜面先付近および池敷下の基礎地盤でF_L<1.5の正規圧密状態の領域が現われ、破壊の危険性が極めて高いことが分かる。築堤前の地盤の過圧密領域は、(a)図ではz<20m、(b)図ではz<70~80mと推定されるが、堤体荷重の作用によって堤敷下では過圧密状態から正規圧密状態に変化するため、骨格構造の崩壊に伴う構造強度の低下によって地盤破壊の可能性が高まることが予想される。しかし、図に見られるように堤敷下方のF_L値は実際には比較的大きな値を示しており破壊の可能性は低い。これは堤体荷重の载荷によって固結力は消失する傾向に

あるが、逆に拘束効果に伴う強度増加が大きくなるため、相対的に安定した状態になるのである。一方、初期せん断応力が比較的大きい斜面先下方の位置では、初期せん断応力による強度増加があるにも拘わらず相対的にはF_L値が低くなり、地震時にはこの領域が破壊して堤体斜面部のすべり破壊の危険性が高まると考えられる。

4. 固結地盤の動的破壊形態に関する模型実験

前節の検討で固結力を有するフィルダム基礎地盤の地震時破壊は、斜面先下方の位置で発生する可能性が高いことが明らかとなった。この評価方法の信頼性を確認するためには実験や実測によって得られた結果との比較・検討が必要であると考えられる。このことから、clean sand(珪砂)にセメントを混入して作製した固結地盤の振動実験を行い、地盤の破壊形態を観察して評価計算との対応性を調べた。

4.1 実験概要

使用した珪砂は、粒径範囲0.074~0.84mm、均等係数U_c≒2であり、豊浦砂より若干粗粒の砂である。

図-9は振動台上に作製した模型地盤の概略図である。模型地盤を作製する剛性容器の寸法は幅98cm、高さ35cm、奥行28.5cmであり、前面が透明で外部から加振時の変形が観察できるようになっている。模型地盤の作製は、地盤の密度が均一で、かつ完全飽和の状態にするため以下の方法を採用した。

①: 砂に所要量のセメントを混入して乾燥状態のセメント混合砂を準備する。

②: 高さ20cm一定の下に混合砂を自由落下させ剛性容器内に詰める。この途中の所定の高さにおいて、加振時の模型地盤の変位量を測定するためのマーカ―や間隙水圧計を設置する。

③: 乾燥状態の模型地盤の作製が完了した後(高さ30cm)、地盤底部から脱気水を徐々に浸透させて模型地盤全体を飽和化する。

④: 15時間養生して土粒子に固結力を与える。

表-2に模型地盤の物理的・力学的性質を示した。なお、表には固結地盤と比較するために行ったセメントを混入しない未固結地盤の物性も示している。表から、両地盤の間隙比や密度はほぼ一致していることが分かる。また、固結地盤の一軸圧縮強度q_uは非常に小さく、q_u=7kPaである。

実験は地盤表面に載荷板(幅12.5cm、奥行26.5cm)

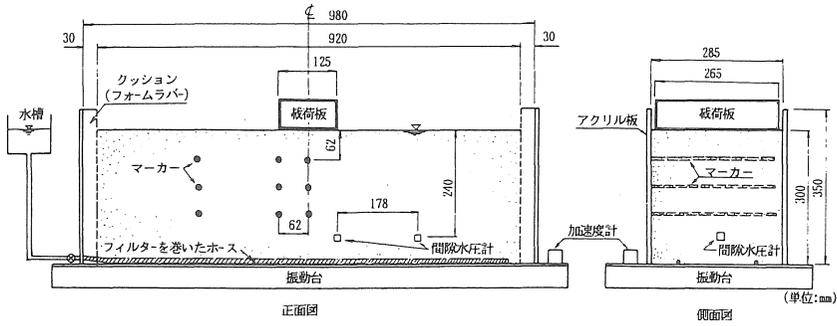


図-9 模型実験の概略

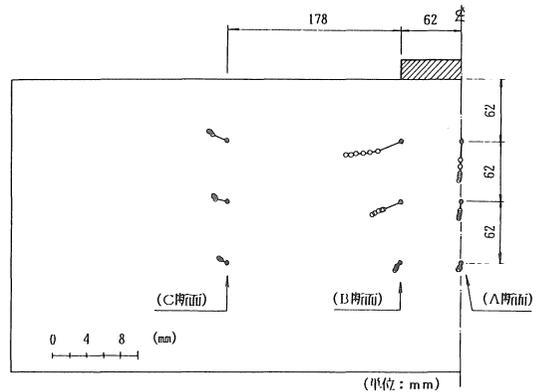
表-2 模型地盤の性質

	固結地盤	未固結地盤
セメントの混合割合	3%	-
比重 G_s	2.66	2.64
間隙比 e	0.84	0.89
飽和密度 ρ_{sat} (g/cm ³)	1.90	1.87
一軸圧縮強度 q_u (kPa)	7	-

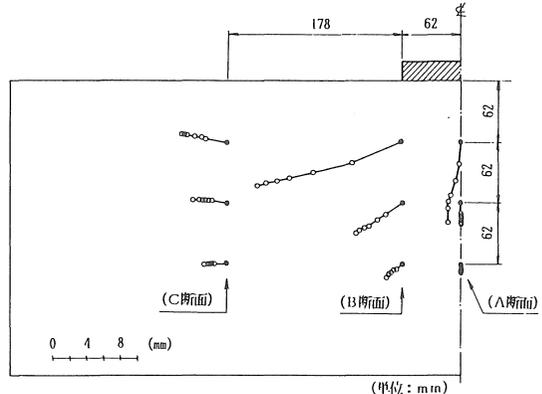
を載せた状態で、油圧サーボ機構を用いて振動数 $f = 8\text{Hz}$ の正弦波で加振して行った。載荷板の重量は、固結地盤の場合約200kgf、未固結地盤では約60kgfである。加振時間は60秒とし、加振中に地盤内に設置したマーカの移動を5秒間隔で写真撮影し、後にノギスを用いて変位量を読み取った。

4.2 実験結果と考察

地盤表面圧力 $\Delta P \approx 60\text{kPa}$ 、加振加速度 $\alpha \approx 220\text{gal}$ 一定のもとで行った固結地盤の加振時変位量を図-10(a)に示した。図のプロットは10秒間隔で読み取った値である。図から各位置の変形の進行度合いは加振初期の10秒間に著しく現われることが分かる。また、変形の進行方向は、載荷板下方のA断面では主に鉛直方向、載荷板端部のB断面の浅い部分では水平方向への変形が卓越し、さらに、載荷板から離れたC断面では上向きの変形が生じていることが分かる。一方、同図(b)は未固結地盤の結果である。変形の方法は固結地盤にほぼ一致している。しかし、固結地盤に比べて ΔP が小さいにも拘わらず ($\Delta P = 18\text{kPa}$) 変形量は、はるかに大きい値を示している。



(a) 固結地盤 (地盤表面応力 $\Delta P = 60\text{kPa}$)



(b) 未固結地盤 (地盤表面応力 $\Delta P = 18\text{kPa}$)

図-10 模型地盤の加振時変位量 ($\alpha \approx 220\text{gal}$)

加振時の過剰間隙水圧は測定値の信頼性が低いので示していない。したがって模型地盤の破壊が液化化によるものであると断言できないが、これらの実験を前節と同一の手法によって計算し、動的破壊に

対する安全率 F_L の分布を調べると図-11に示す結果が得られる。表-3は解析条件を示している。繰返しせん断応力の深さ方向の低減は無視し、また地盤の強度 R_d は $\sigma'_c=98\text{kPa}$ のもとで一軸圧縮強度 q_u を2種類に変化させて行った繰返し三軸試験の結果を用いた。図-12は $R_d \sim q_u$ 関係を示しており、固結地盤($q_u=7\text{kPa}$)では $R_d \doteq 0.20$ 、未固結地盤では $R_d \doteq 0.18$ となる。なお、 R_d の補正は $C_1=0.64$ 、他は全て1.0としている。また固結地盤の場合、載荷板下方では過圧密と正規圧密領域を判定して粒子間結合力の低下に伴う R_d 値の低減を行う必要があるが、本試料の q_u 値は非常に小さいため p_c 値を測定することは困難である。このため全領域で $R_d=0.20$ 一定とした。

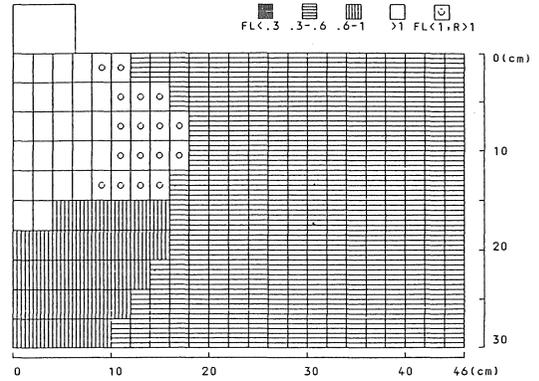
図-11(a)は固結地盤の結果である。載荷板下方の F_L 値は他の位置に比べて拘束効果の影響が反映されて高い値を示している。○印のある各要素内では F_L 値が1以下であるが、繰返しせん断方向が反転しないので($\tau_s > \tau_d$)破壊しない。(b)図は未固結地盤の結果である。 F_L 値が高い領域は固結地盤に比較して小さく、また $\tau_s > \tau_d$ の領域も小さい。これは地盤表面圧力 ΔP が固結地盤と比べて小さい(拘束効果の影響が小さい)ためと言える。

一方、図-13は載荷板の慣性力を考慮した結果である。固結地盤(a図)及び未固結地盤(b図)のいずれにおいても、慣性力の影響は載荷板直下よりもその周辺に現われている。なお、図-13の(a)図と(b)図の比較において、固結地盤の F_L 値の低い範囲が未固結地盤と比べて拡大しているのは載荷板の重量(慣性力)の影響である。

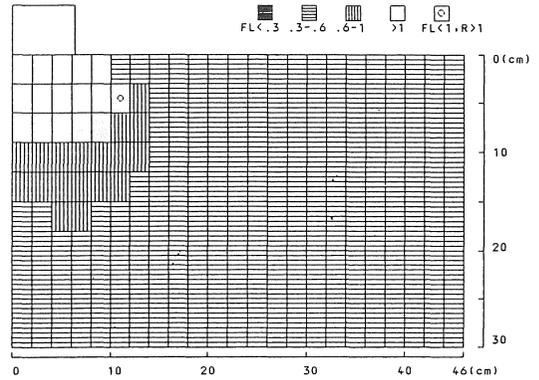
図-11および図-13の F_L 値の分布を見ると、 F_L の低い範囲が両図共に載荷板端部から離れるほど拡大しており、この傾向は図-10に示した変形形態に比較的好く対応していると言える。したがって、

表-3 模型実験の計算条件

	固結地盤	未固結地盤
地表面加速度 α (gal)	220	220
繰返しせん断応力の低減 r_d	1	1
動的強度 R_d	0.20	0.18
補正係数 C_1	0.64	0.64
" $C_2 \sim C_5$	1	1
地盤表面圧力 ΔP (kPa)	60	18



(a) 固結地盤



(b) 未固結地盤

図-11 模型地盤の解析結果
($\alpha \doteq 220\text{gal}$, 慣性力:無視)

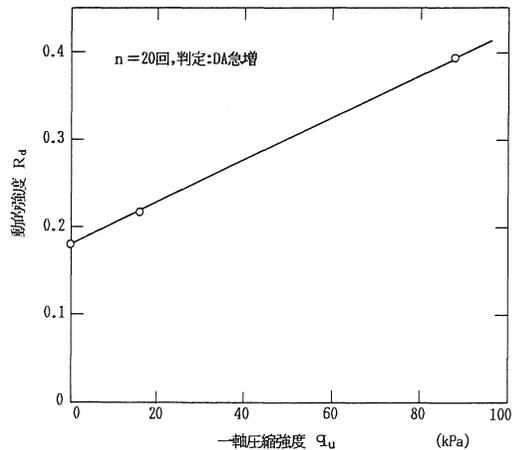
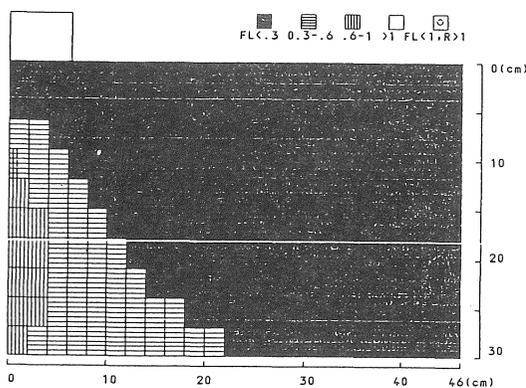


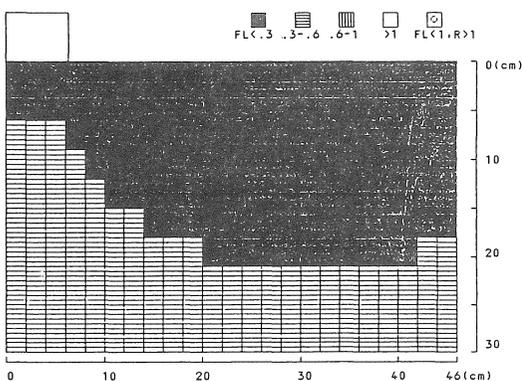
図-12 セメント混合珪砂の $R_d \sim q_u$ 関係
($\sigma'_c = 98\text{kPa}$)

F_L 値は側方への変形を表現し得る量であるように考えられる。

以上述べた模型実験およびその解析結果から、提案した基礎地盤の安定性の評価方法はすべりを伴った地盤破壊が生じる場合にも適用できることが分かった。そして F_L 値の分布形から堤体斜面部のすべり破壊の危険性を説明することができた。



(a) 固結地盤



(b) 未固結地盤

図-13 模型地盤の解析結果

5. まとめ

本研究で得られた主要な結論は次のとおりである。

(1) セメンテーション効果を有する砂の動的強度の判定規準としては、初期せん断応力が作用していない場合は両振幅軸ひずみの急増点、初期せん断応力作用下では最大軸ひずみの急増点に着目する方法が適切である。

(2) この種の砂の動的強度は過圧密された飽和粘土の非排水強度と圧密圧との関係に類似した特性を示し、セメンテーション効果が高い砂ほど過圧密効果の影響による強度増加が著しい。

(3) 動的強度と静的な強度・変形特性との間に相関が認められ、動的強度は一軸圧縮強度を通じて推定することができる。

(4) セメンテーション効果が低い砂の動的強度は初期せん断応力の付加によって増大する。しかしセメンテーション効果によって一種の過圧密状態にある砂では動的強度に及ぼす初期せん断応力の影響は弱まり、初期せん断応力が作用しても動的強度は一定値を示す。

(5) セメンテーション効果を有する基礎地盤の地震時安定性の評価手法を提案した。提案した手法を実ダムの基礎地盤に適用したところ、実際の状況を概略説明する結果を得、評価手法としての発展性を見通しを得た。

(6) 地震時におけるフィルダム基礎地盤の破壊領域は、初期せん断応力が比較的大きい斜面先下方に広がる傾向があり、この領域の破壊によって堤体斜面部の全体的なすべり破壊の危険性が高まると考えられる。このことは模型実験の結果からも裏付けることができる。すなわち載荷板端部下方の変形量はかなり大きく、地震時にはすべりを伴った地盤破壊が生じると推察される。

参考文献

- 1) Clough, G.W., Iwabuchi, J., Rad, N.S., and Kuppusamy, T.: Influence of cementation on liquefaction of sands, J. of Geotech. Eng., ASCE, Vol. 115, No. 8, 1102-1117, 1989.
- 2) 奥村哲夫・成田国朝・大根義男：人工的にセメンテーション効果を与えた砂の非排水繰返し強度，土質工学会論文報告集，Vol. 29, No. 2, 169-180, 1989.

- 3) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例,第5回日本地震工学シンポジウム講演集, 641-648, 1978.
- 4) 奥村哲夫・大根義男：不攪乱砂質土の液状化特性に関する実験的研究, 愛知工業大学研究報告, No.14, 255-265, 1979.
- 5) 土質工学会：土質調査法, 1972.
- 6) Seed, H.B. and Idriss, A.M. : Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, J. of S.M.F. Div., ASCE, Vol. 97, No. SM 9, 1249-1273, 1971.
- 7) 佐々木康・松本秀應・萩原徹郎・瀬古育二: 千葉県東方沖地震の被害, 土と基礎, 36-12, 5-11, 1988.

(受理 平成3年3月20日)