

フィルダムの地震時の応答ならびに 安定性に関する研究

大根 義男・建部 英博・村瀬 祐司

A Study on Stability and Response of
Fill Dams During Earthquakes

Yoshio OHNE, Hidehiro TATEBE, and Yūzi MURASE

フィルダムなど斜面を有する土質構造物の地震時における安定性の評価は、現在のところ主として震度法の適用によって行なわれている。しかし、この種の構造物に対し、単に震度法によりその安定性を論議することに関しては、兼ねてより多くの疑問が持たれている。

本研究は、特にフィルダムについて、その耐震設計法を確立するための基本的な問題点を明らかにすることを目的としている。研究は、実ダムを用いた起振実験結果や大型振動台を用いた模型実験の結果と、動的せん断試験結果を用いた有限要素法による振動解析結果とを対比し、論議する方法により行なわれた。そして結論として、従来から考えられている粘性材料と非粘性材料との破壊形態の相異を言及し、更に今後の耐震設計法に対し、二・三の考察を行なった。

1 はじめに

1973年のオイルショックを契機に、我が国における水資源開発への要求は年々高まりつつある。このような情勢の中で、現在多くのダムが全国各地で計画・建設されている。そしてこれらのダム計画において、近年コンクリート型式のダムに代ってフィル型式のダムが主流となり、その規模も年々大型化の傾向にある。ダムの大型化に伴ない設計・施工上の数多くの問題が提起されるようになり、中でも地震時の安定性については技術者の間で絶えず論議されている。このことからフィルダムの耐震性について、過去多くの研究者によってかなりつ込んだ研究がなされている。しかしながら、フィルダムの地震時における振動性状は地震外力の非画一性や築堤材料の非線形特性の故に極めて複雑であり、現在のところ確とした耐震設計法を提案し得る段階に至っていない。

フィルダムの振動特性に関する研究として現在までに行なわれてきた手法は、(i) 堤体をせん断梁として扱った解法を始めとして、2次元弾性体および粘弾性体に差分法を適用した解法⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾あるいは有限要素法を適用した解法⁽⁴⁾⁽⁵⁾などの理論解析、(ii) 振動台を利用した模型実

験、⁽⁶⁾ (iii) 現場実験あるいは地震記録の解析などに大別される。近年、大型計算機の発達と数値解析技術の進歩によって、有限要素法による研究が注目されるようになった。これらの結果や模型実験あるいは現場実験の結果によれば、従来からの震度法⁽⁷⁾による安定解析や、せん断梁理論による応答解析は適当でないという指摘がなされている。特に最近では、このような現場での記録の解析や模型振動実験結果と有限要素法による解析結果とを対比して、総合的な評価を行なおうとする試みがなされている。⁽⁸⁾⁽⁹⁾

本報告では上述の状況にかんがみ、実ダムでの起振実験結果を整理し、その振動特性や堤体の動的諸係数を求め、この結果に対して有限要素法を適用して解析を行ない、両者の比較検討を行なうと共にフィルダム全般の耐震設計に対して検討を加える。

2 現場実験^{(10), (11), (12)}

フィルダムの振動特性を議論するに当たり、実ダムでの振動特性を把握しておくことは非常に重要なことである。昭和51年9月14・15日の両日にわたって三重県・中里ダ

ムにおいて起振実験及び常時微動の観測を行なった。中里ダムは、第3紀鮮新世に属する砂礫層と泥岩層を基盤としている。また堤体材料としてはランダム部に泥岩と砂を使用し、不透水部に粘土まじり砂礫材を使用したゾーン型アースダムであり、その規模はアースダムとしては我が国最大である。

2-1 実験方法及び内容

中里ダムの標準断面図及び一般平面図を図1, 図2に示した。実験はこれらの図に示したように堤頂に起振機

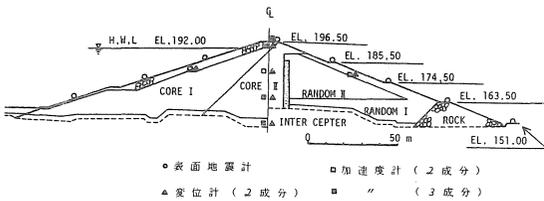


図1 標準断面図(中里ダム)

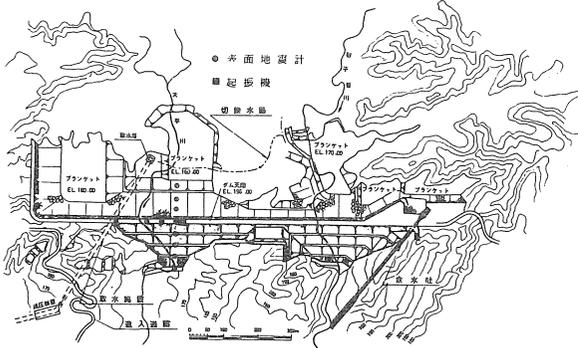


図2 一般平面図(中里ダム)

(日本道路公団所有, 最大起振力50ton) を設置し、堤体頭部に所定の起振力を与えることによって行なった。堤体各点における応答記録は、本ダムに埋設されている27成分の地震計と新たに19成分の地震計を両図に示すように堤体表面に配置して、これらをすべてデータレコーダーに連結して収録した。実験種目は表1に示すよ

表1 実験内容

ケース	加振方向	項	目	
1	ダム軸直交	偏心モーメント一定	$f=10$ Hz 80 / 10	
			$P=2$ ton	$f=12$ - 80 / 12
			$P=4$	$f=17$ - 80 - 17
2	"	起振力一定	$P=8$	$f=24$ 80 - 24
			$P=14$	$f=32$ 80 - 32
3	ダム軸	偏心モーメント一定	$f=10$ - 80 / 10	
			$P=4$ ton	$f=17$ - 80 - 17
4	"	起振力一定	$P=14$	$f=32$ 80 32

うに、(i) 偏心モーメント一定条件及び、(ii) 起振力一定条件の各ケースであり、それぞれのケースについて加振方向をダム軸直交方向とダム軸方向とした。本報告ではこれらの項目のうち起振力一定試験の結果について報告する。

2-2 実験結果

(1) 固有振動数

図3は常時微動観測記録の一部をスペクトル解析したものである。ここで縦軸は速度のパワーを表わしている。

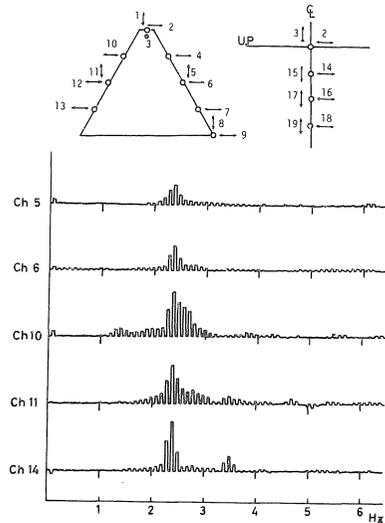


図3 パワースペクトル

これによると、卓越振動数はほぼ3.2Hzであり、地震計の方向にはほとんど関係ないことがわかる。またこの値から、本ダムの堤体は洪積地盤に匹敵する極めて堅固な盛土と考えられる。図4は起振実験より得られた代表的な共振曲線である。この図はダム軸直交加振、起振力P

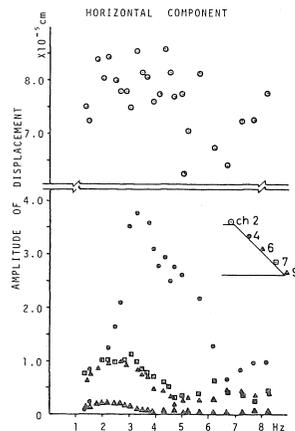


図4 共振曲線

= 2 tonの場合について、堤頂から下流側斜面底部に至る5ヶ所に配置した地震計の加振方向成分の記録を比較したものであり、縦軸は変位振幅を示している。図から各測点での共振振動数は底部に至るにつれて次第に左側にずれ、堤頂・中高部・底部の順に約 3.5Hz, 3.0Hz, 2.5Hzとなっていることがわかる。またそれぞれの共振振動数のほぼ2倍付近にも2番目のピークが認められるが、これは第2次あるいはそれ以後の共振点と考えられる。尚、堤頂部での応答変位にはバラツキが多いが、これは地震計が起振機に近かった(約10m)影響と判断される。

(2) 波動伝播

図5は堤頂で与えられた起振外力(正弦波)が堤体内部へ伝播する様子を共振点付近(P=2 ton, f= 3.2Hz)について調べたものである。横軸には1周期の時間を

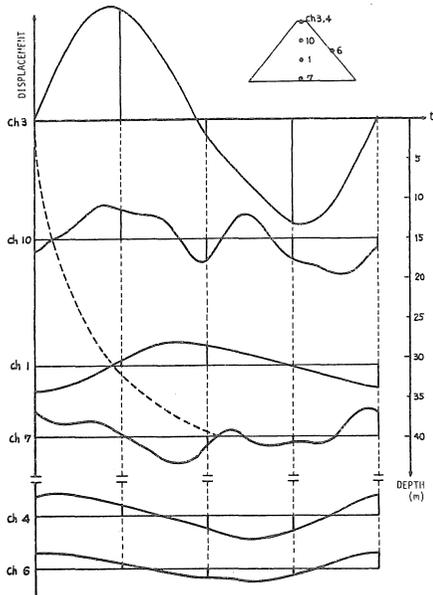


図5 波動伝播

取り、縦軸には堤頂から各理設地震計までの深さを取っている(ただしch4とch6は上下成分)。図より、堤底に至るにつれて正弦波が乱れていくことがわかる。また図中に破線で示した走時曲線より波動伝播速度を求めるとVs=400m/secとなりこれから堤体の剛性率として、G=3300kg/cm²が得られる。そしてこの値はせん断梁理論から推定した値(G=3100kg/cm²)とよく一致している。

(3) 振動形

共振点付近における振動モードの代表的な結果を図6に示した。図のa)~d)は、図5を基にしてそれぞれ1周

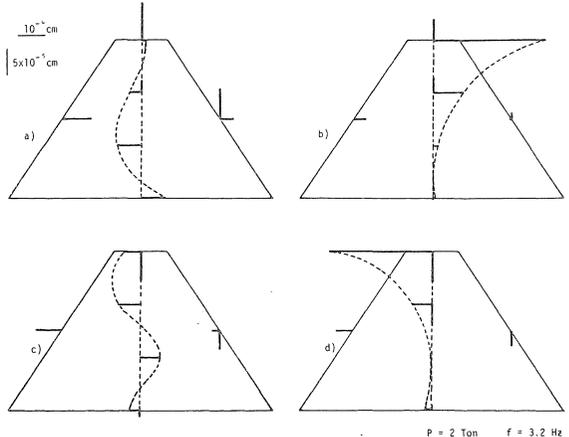
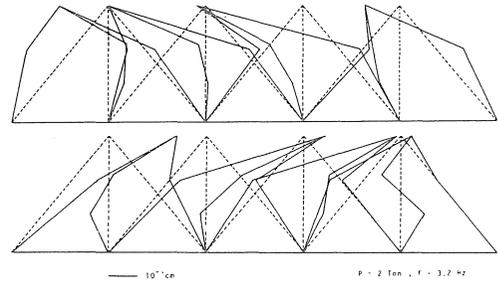
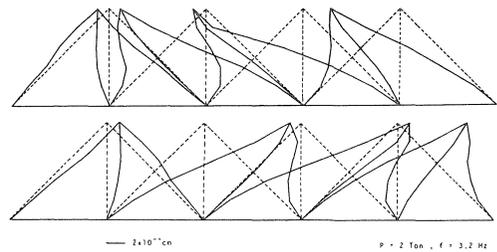


図6 振動モード

期のうちの1/4周期毎の振動形を示すものである。図から明らかなように、水平方向の起振力を与えているにもかかわらず、堤頂部ばかりでなく斜面中高部においても上下方向の変位が誘発されており、さらに堤軸での変位量と堤体表面の変位に差が認められ、この区間で振動中に圧縮・引張現象が生じているものと考えられる。また図7a)は上記の実験条件において、振動モードを細かく



a) 実験結果



b) FEM解析結果

図7 振動モード

分析するために1/8周期毎に振動形を描いたものである。ただしこの図では簡略化のために水平成分のみに着目し、また堤底の記録を基準とした相対変位で表わしてある。この図では堤頂部と堤底部とで振動に時間的な遅れがあ

るため、いわゆる“むちうち現象（Whipping）”の傾向が見られている。また堤体の振動モードは第1次及び第2次の中間の形で振動していると思われるがこれも顕著ではない。一方、図8はダム軸方向加振時（P=4 ton

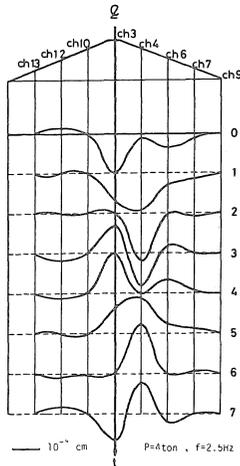


図8 振動形

f= 2.5Hz) について堤体のダム軸方向の振動を調べたのである。縦軸には時間を取り1/8周期毎に各測点での変位量を示してある。この図からch3, ch4の両測点間でせん断変形が著しく現われていることが注目される。このことは、ch3がコア部にありch4がランダム部に位置していることから、両者の剛性の相異によってこれらの境界でせん断変形が起きているものと考えられる。

(4) 減衰比

共振曲線を基にして減衰比 (h) は近似的に $h = (f_2 - f_1) / 2 f_0$ で与えられる。図9は代表的な共振曲線に対して減衰比を求めたものである。実験結果では堤頂付

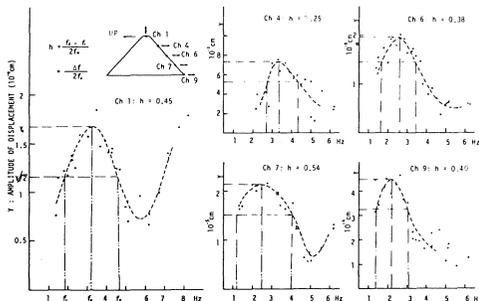


図9 減衰比

近で $h = 0.25$ 、中高部で $h = 0.38$ 、堤底部で $h = 0.40$ が得られた。一方、鉛直方向の減衰比については水平方向に比べて大きな値 (ch1 で $h = 0.45$) となっており、場所による変化はほとんど見られなかった。またこれらの値は、本ダムの堤体材料を用いて行なった振動三軸試験結

果⁽¹³⁾ ($h = 0.05 \sim 0.20$) や丹羽がロックフィルダム (喜撰山ダム) の起振実験から得た値 ($h = 0.05 \sim 0.15$) に比べてかなり大きな値であることがわかる。しかし、減衰比についての上記の求め方は、弾性理論に基づくものでありこれらの値の妥当性については現在検討中である。

(15.16)

3 有限要素法による数値解析 (ノーマル・モード法)

2-1 調和解析

多自由度の減衰振動系の運動方程式は周知のように

$$[M] \{\ddot{q}\} + [C] \{\dot{q}\} + [K] \{q\} = \{P(t)\} \quad (1)$$

[M] : 質量マトリックス

[C] : 減衰マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

{q} : 一般座標

{P(t)} : 節点外力ベクトル

で表わされる。一般に多くの構造物においては、減衰によって各モード間に連成が生ずるが、通常これらの減衰は小さい。ノーマル・モード法は構造物全体の複雑な運動が、モード毎に互いに独立な1自由度の運動の重ね合わせであると考えられる。

第1のプロセスは、固有振動を定めることである。

$$([K] - \omega^2 [M]) \{\lambda\} = \{0\} \quad (2)$$

ω : 固有振動数

{ λ } : 固有ベクトル

上記の固有ベクトル { λ } は、[M], [K], [C] をウエイティングマトリックスとして次の直交関係を満足する ([C] については仮定)。

$$\left. \begin{aligned} \{\lambda_s\}^T [M] \{\lambda_r\} &= \begin{cases} 0 & (r \neq s) \\ M_r^* & (r = s) \end{cases} \\ \{\lambda_s\}^T [K] \{\lambda_r\} &= \begin{cases} 0 & (r \neq s) \\ K_r^* & (r = s) \end{cases} \\ \{\lambda_s\}^T [C] \{\lambda_r\} &= \begin{cases} 0 & (r \neq s) \\ C_r^* & (r = s) \end{cases} \end{aligned} \right\} (3)$$

$$K_r^* / M_r^* = \omega_r^2$$

$$C_r^* / M_r^* = 2 h_r \omega_r$$

ω_r : r 番目のモードにおける固有振動数

h_r : r 番目のモードにおける減衰比

第2のプロセスは、一般座標 {q} で表わされている運動方程式(1)を正規座標 { ϕ } を用いて書き直すことである。すなわち

$$\begin{aligned} \{q\} &= [A] \{\phi\} \\ \{q\} &= \{q_1 \ q_2 \ \dots \ q_n\}^T \end{aligned} \quad (4)$$

$$[A] = \{ \lambda_1 \} \{ \lambda_2 \} \dots \{ \lambda_n \}$$

$$\{\phi\} = \{ \phi_1 \phi_2 \dots \phi_n \}^T$$

ここで $\phi_r = C_r \sin(\omega_r t + \alpha_r)$ C_r : 定数

なる関係と、(3)が成り立つことを考慮すれば、運動方程式(1)は

$$\ddot{\phi}_r + 2h_r \omega_r \dot{\phi}_r + \omega_r^2 \phi_r = \frac{P_r^*(t)}{M_r^*} \quad (5)$$

$$P_r^* = \{ \lambda_r \}^T \{ P(t) \}$$

となる。

さて、強制外力が調和的な場合、例えば

$P^*(t) = P_0 \sin \omega_0 t$ の場合には方程式(5)の解は、 $\phi_r = a \sin \omega_0 t + b \cos \omega_0 t$, $a = A_r \cos \alpha$, $b = A_r \sin \alpha$ などと置くことにより

$$\phi_r = A_r \sin(\omega_0 t - \alpha) \quad (6)$$

$$A_r = \sqrt{a^2 + b^2} = \frac{1}{M_r^* \omega_r^2} \cdot$$

$$\tan \alpha = -\frac{b}{a} = \frac{2h_r \omega_0 / \omega_r}{1 - \omega_0^2 / \omega_r^2}$$

によって応答変位を求めることができる。

3-2 地震応答解析

強制外力 $\{P(t)\}$ が地震波のように不規則な場合には、運動方程式(5)はDuhamel積分によって解くことができる。結果のみ示せば、

$$\phi_r = \frac{1}{M_r^* \omega_r} \int_0^t P_r^*(\tau) e^{-h_r \omega_r (t-\tau)} \sin \omega_r (t-\tau) d\tau + e^{-h_r \omega_r t} (C_1 \cos \omega_r t + C_2 \sin \omega_r t) \quad (7)$$

C_1, C_2 : 任意定数

上式右辺の第2項目は自由振動の項を表わしている。

あるいは方程式(5)に対して直接数積分法を適用することもできる。方程式(1)にもどって、次式で示される New Mark's β -scheme を適用する。

$$\begin{aligned} \{q\}_{n+1} &= \{q\}_n + \Delta t \{\dot{q}\}_n + \frac{(\Delta t)^2}{2} \{\ddot{q}\}_n \\ &\quad + \beta (\Delta t)^2 \{ \{\dot{q}\}_{n+1} - \{\ddot{q}\}_n \} \\ \{\dot{q}\}_{n+1} &= \{\dot{q}\}_n + \frac{\Delta t}{2} \{ \{\ddot{q}\}_{n+1} + \{\ddot{q}\}_n \} \end{aligned} \quad (8)$$

いま方程式(1)と $\{\Delta q\} = \{q\}_{n+1} - \{q\}_n$, $\{\Delta \dot{q}\} = \{\dot{q}\}_{n+1} - \{\dot{q}\}_n$ などの関係により

$$\{q\}_{n+1} = [F] \{ \{P(t)\}_{n+1} - [C]A - [K]B \} \quad (9)$$

$$[F] = \{ [M] + \frac{\Delta t}{2} [C] + \beta (\Delta t)^2 [K] \}^{-1}$$

$$A = \{ \dot{q} \}_n + \frac{\Delta t}{2} \{ \ddot{q} \}_n$$

$$B = \{ q \}_n + \Delta t \{ \dot{q} \}_n + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) (\Delta t)^2 \{ \ddot{q} \}_n$$

が得られ式(8)によって各時刻における速度及び変位が求められる。以上を方程式(5)に適用する場合には、 $[M]$ $[C]$, $[K]$ はそれぞれ1, $2h_r \omega_r$, ω_r^2 に相当しており、式(4)によってモード毎の解を重ね合わせればよい。

5 解析結果

5-1 調和解析 (中里ダム)

中里ダムの起振実験に対応して、堤頂に正弦波外力を与えて調和解析を行なった。ここでは式(6)によって得られた解を式(4)によって10次モードまで重ね合わせて応答を求めた。解析に用いた断面及び有限要素分割を図10にまた入力物性値を表2に示した。表2の値は室内におけ

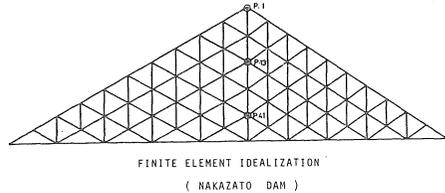


図10 有限要素分割 (中里ダム)

表 2 物性値

E_i	$= 100 \text{ kg/cm}^2$	ρ_t	$= 2.09 \text{ g/cm}^3$
$G/\sqrt{\sigma}$	$= 2300$	c	$= 0.56 \text{ kg/cm}^2$
ν	$= 0.49$	ϕ	$= 29^\circ$
h	$= 0.1 \sim 0.4$		

る静的及び振動三軸試験結果から求めたものであるが、この中で $G/\sqrt{\sigma}$ については、剛性率 (G) に及ぼす拘束圧 (σ) の影響が $\sqrt{\sigma}$ の形で表わされると考え、ひずみを 10^{-5} 程度 (起振実験) と仮定して推定したものである。これらの物性値を用いて解析した結果、堤体の自由振動の第1次固有振動数として 3.2Hz が得られた。この値は現場での常時微動観測結果及び起振実験結果とよく一致している。図11には自由振動モードを低次より10ケース示した。図7b) は同図a) に示した起振実験と同条件 ($P = 2 \text{ ton}$, $f = 3.2 \text{ Hz}$) における解析結果であり、減衰比は各モード毎に 0.1 としてある。ここでも同様に水平

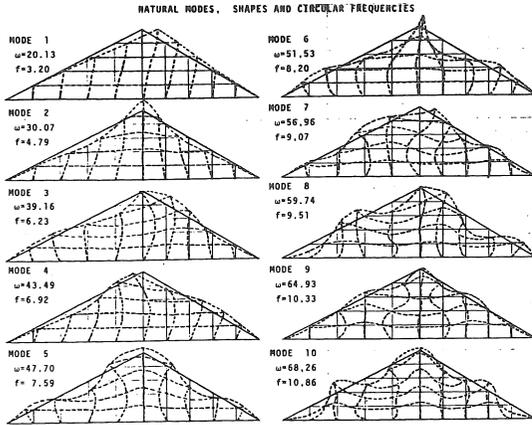


図11 非減衰自由振動モード

成分のみに着目している。両図を比較すると解析結果b)では第1次モードの振動が強調されているが、実際の実験結果a)では共振点付近にもかかわらず第1次以外の振動が含まれた複雑な振動をしめしている。すなわち、実験結果で見られる圧縮・引張現象は解析結果ではあまり顕著に表われていない。またこれらの変位置に着目すると解析結果では実験結果のほぼ2倍となっていることがわかる。

4-2 地震応答解析 (中里ダム)

次に4-1で使用した断面、物性値を用いて地震応答解析を行なった。解析方法は、式5)に対して式8), (9)で示されるNew Mark's β -scheme ($\beta = 1/6$)を使用している。ここで式5)の右辺に現われる外力項 $P^*(t)$ としては、基盤に加えられる地動加速度を $\ddot{v}_g(t)$ とすると質量マトリックスとの積で与えられる慣性力のみが有効であるとして、次のように与えた。

$$P_r^*(t) = -\{\lambda_r\}^T \{E^x\} \ddot{v}_g^x(t) - \{\lambda_r\}^T \{E^y\} \ddot{v}_g^y(t) \quad (10)$$

$$\{E^x\} = \{M_1 O M_2 O \dots M_n O\}^T$$

$$\{E^y\} = \{O M_1 O M_2 \dots O M_n\}^T$$

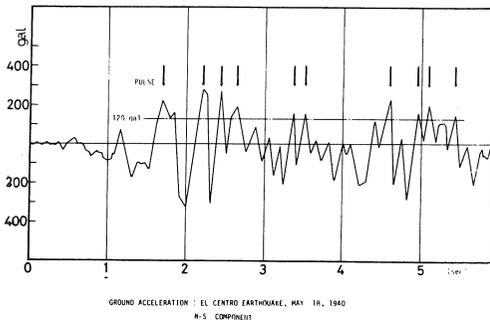


図12 エルセントロ地震加速度波形

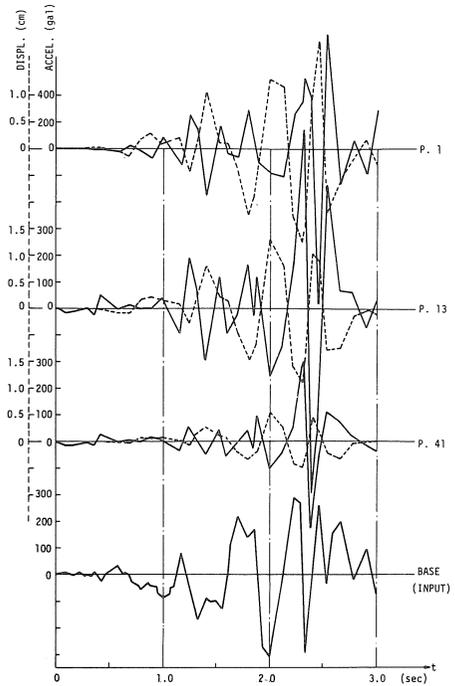


図13 応答加速度・応答変位

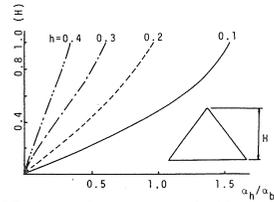


図14 加速度分布 (堤軸)

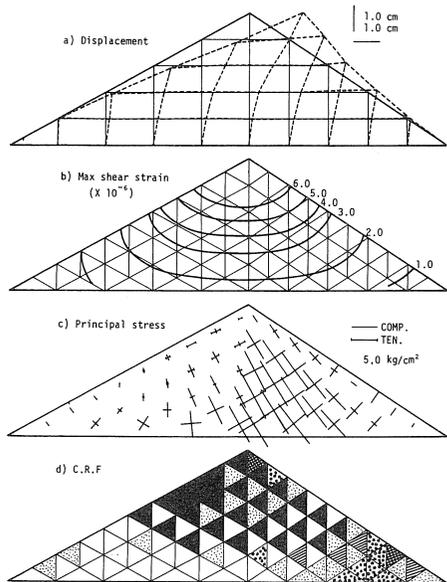


図15 変位・ヒズミ・主応力・C. R. F (h=0.2)

解析には図12に示すエルセントロ地震の加速度記録を用いた。図13は $h = 0.2$ とし、ダム基礎に対し地震外力を与えた場合の堤軸上の各点における応答加速度（実線）及び応答変位（破線）を経時的に追跡したものである。この図より明らかなように、応答加速度と応答変位では位相の逆転が見られている（図中 P_1, P_{1s}, P_{41} は図10参照）。また堤頂から堤底に至るにつれて応答加速度は逐次減少しており、ほぼ第1次モードで振動していることが判る（例えば任意の時刻 $t = 2.22 \text{ sec}$ についてのモードは図14となる）。図15は $h = 0.2, t = 2.45 \text{ sec}$ の場合について、それぞれ a) 変位量, b) 最大せん断ヒズミ, c) 主応力, d) C.R.F の分布状況を調べたものである。

有限要素解を基にして堤体の安定性を評価する方法として、図15 c) に示した応力分布に着目すれば、各要素での応力状態とモール・クーロンの破壊規準との比較が考えられる。今、図16に示すようにC.R.Fなる量を定義

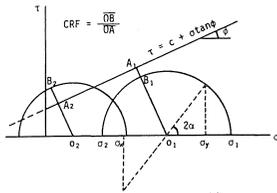


図16 CRFの定義

すれば、この値は現在ある応力状態がどの程度破壊包絡線に近づいたかを示すものであり、 $C.R.F \geq 1$ ならば塑性平衡状態を意味する。このようにして求めたC.R.F分布を示した1例が図15d) である。これらの図よりC.R.F ≥ 1 なる領域は主に引張応力が生じている領域であることが判る。

アースダムの震害で最も代表的な例として、斜面中腹より上部での縦亀裂や小規模な崩壊が観られるが、この現象は同図c) に示した応力状態により十分説明し得るものと考えられる。

4-3 基礎地盤を考慮した地震応答解析

過去、地震によって崩壊したフィルダムのうちで代表的なものとしてVan Norman Damがある。この崩壊の原因は主に堤体基礎の液状化であると考えられている。一般に堤体材料が粘性土から成る場合や、基礎地盤が振動によって強度低下を来すと考えられる場合には、これらの基礎地盤を含む変形や液状化による被害が懸念される。そこで、このような現象を把握するため、砂地盤上に建設されたフィルダム（図18破線部）を想定し、上記4-2と同じ方法で地震応答解析を行なった。解析に用いた砂の動的諸係数は、不攪乱飽和砂の液状化試験の

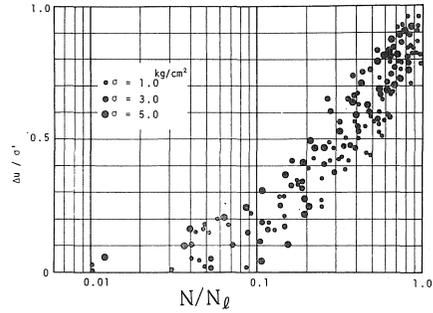


図17 液状化試験結果(不攪乱飽和砂)

結果（図17）を用いた。そして振動中に堤体基礎において、間げき水圧の増加に判なう有効拘束圧の減少によって剛性が低下するものとした。具体的には図12の地震波に対して、図中矢印で示した主要動（ここでは120gal以上を1パルスとした）を考え、この時の間げき水圧を図17によって算定する。図17は横軸に、ある繰り返し回数 N と液状化を起こした時の繰り返し回数 N_0 との比を取り縦軸には振動中に発生する間げき水圧 Δu とその時の拘束圧 σ_0 との比をとったものである。そして振動中の剛性率 G は有効拘束圧 σ_0' ($=\sigma_0 - \Delta u$) の関数として

$$G = A(\gamma) \sigma_0'^m(\gamma) \tag{II}$$

A, m : パラメーター（ひずみの関数）

で与えた。解析に際しては堤体基礎の両端は固定とし、密度 $\rho = 1.65 \text{ g/cm}^3$, ポアソン比 $\nu = 0.3$, 減衰比 $h = 0.1$ を用いた。解析結果の1例を変位量の形で示したものが図18である。これらの図から b) の4パルス後まで

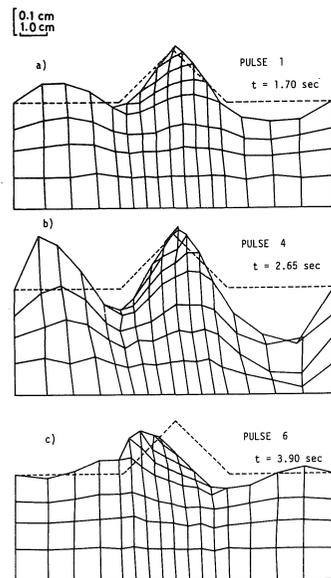


図18 変形図

は、堤体をはさんで上流側及び下流側の基礎において地盤の浮き沈みは著しいが堤体自体の水平方向への移動は少ない。これに対してc)の6パルス後の結果では、堤体の沈下に判ない水平方向への移動が顕著に現われていることが判る。そしてこの時点では堤体斜面先付近において応力比(τ_d/σ_0)が、その限界値を上廻り液状化に近い現象が現われる(図省略)。

4-4 ロックフィルダム(大型模型振動実験)

本学には主にフィルダムの動的性質の基礎的研究を行なう目的で、大型振動台が設置されている。ここでは、大型振動台を用いたロックフィルダムの模型振動実験に対応して解析を行なった。実験に用いたダムは図19a)

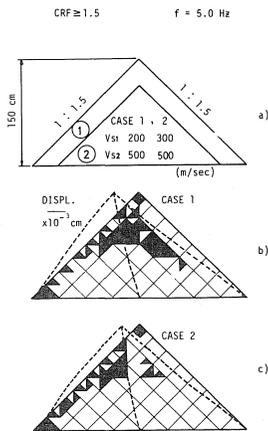


図19 模型振動実験解析結果

に示す形状・寸法であり、堤体材料として5~15mmの比較的均等な碎石を用いた均一型のロックだけのダムである。実験中に堤体表面を観察した結果、振動数 $f = 300 \sim 350$ rpm付近(最大加速度 $150 \sim 200$ gal)で斜面中腹より上部において碎石の“流れ出し(ころげ出し)”の現象が見られた。粒状体の剛性は有効拘束圧に対して正比例の関係にあることが知られているので、この現象を調べる為に同図に示すように堤体の剛性を表層及び内部の2ブロックに分割して解析を行なった。尚、その他の諸係数として、 $\rho_t = 1.65 \text{ g/cm}^3$ 、 $\nu = 0.33$ 、 $C = 0$ 、 $\phi = 30^\circ$ を用い、更に解析に用いた入力は模型実験とほとんど同じ正弦波とした。解析結果は前述のC, R, F分布で示した(同図b), c)。これらの図から明らかなように、模型実験で観られた流れ出し現象は、この解析によってほとんど再現し得たと考えられる。そしてこれらの結果から堤体の破壊は、概ね表層と内部との2種に分類して考えるべきであることが判る。すなわち、前者は碎石の流れ出しを誘発し、後者はマクロ的な斜面のすべりにつなが

るもので、 $C \neq 0$ 材料で観られるような破壊である。そしてこのことは、斜面表層の剛性を変化させた場合(CASE 1では $V_{s1} = 200 \text{ m/sec}$ 、CASE 2では $V_{s1} = 300 \text{ m/sec}$)の結果を比較することによっても理解されるところである。(堤体内部での剛性が等しいにもかかわらず、CASE 1において内部の破壊領域が広く分布している。)

5 結 論

以上、起振実験結果及び解析結果を要約すると次のようになる。

起振実験結果では、水平方向の加振に対して鉛直方向の振動が誘発されること、振動中の堤体内部では圧縮・引張現象が交互に現われること、そして振動形については低次のモードが卓越することなどが判明した。また、共振振動数及び減衰比については堤体の場所毎に異なった値が得られたが、この妥当性は定かではなく今後の検討が必要である。更に実ダムの振動性状は極めて複雑であり、したがってこの種の構造物の振動性状を把握し、その安定性を論議するためには当然のことながら有限要素法の適用が最も好ましい。そして有限要素法の適用においても、材料の非線形性を取り入れた面倒な解析でなく、単に弾性的取り扱いによりその振動性状は十分把握し得るものと考えられる。

今回の検討は弾性論に基づくものであるが、この結果を総合すると、フィルダムの耐震設計は次のように扱い得るであろう。すなわち、破壊形態は築堤材料の種類に応じて、 $C = 0$ 材料と $C \neq 0$ 材料とに分類する。そして $C = 0$ 材料に対しては表層のいわゆる流れ出し現象と堤体内部におけるいわゆる材料のせん断抵抗の不足によって生ずるせん断破壊現象を明らかにする。そして前者に対しては表層の剛性を変えて(ロックの粒径によってGが変化すると考える)、また後者に対しては振動時の応力状態を求め(C, R, F)、これにより評価する。又、 $C \neq 0$ 材料に対しては土の引張強度(例えば文献18))を求め、後者と同様な評価を行なう。更に砂質地盤に対しては振動による間げき水圧の増加を考慮することによって剛性が低下するためこれに伴って堤体の変形量も増大する。そしてこの過程において、応力比を求め液状化を評価し、また堤体の変形量と波浪などの関係を調べ、堤体越流の危険性を検討する。

以上、フィルダムの耐震設計全般にわたって論議したが、その一部は単なる弾性論を適用した解析結果である

ので、今後模型実験を含めて、多面的に論議しなければならないと考えている。

参考文献

- 1) 松村：“地震動による土堰堤の変形” 内務省土木試験報告 第28号 (1934)
- 2) Ishizaki, H and Hatakeyama, N: “Consideration on the Vibration Behaviour of Earth Dams”, Disaster Prevention Reserch Institute, Bull. No. 52 Kyoto Univ. Japan (1962)
- 3) 畑野, 渡辺：“アースダムの震動解析” 土木学会論文報告集 第 164号 (1969)
- 4) Clough, R. W and Chopora, A. K. : “Earthquake Stress Analysis in Earth Dams”, Structual Engineering Laboratory Report No. 65-8 Univ. of California, Berkley (1965)
- 5) Dibaj, M and Penzien, J: “Dynamic Response of Earth Dams to travelling Seismic Waves” Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Labouratory Report No. TE-67-3. Univ. Califnrnia, Berkely (1967)
- 6) 大根, 建部, 成田：“シラス材を用いたフィルダムの模型振動実験 (第1～4報)”
例えば 第9回土質工学研究発表会
- 7) 物部：“貯水用重力堰堤の特性ならびにその合理的設計法” 土木学会誌 Vol 11, 5号
- 8) 大根, 建部, 成田：“フィルダムの振動特性に関する研究” 大ダムNO. 78 (1976)
- 9) 野瀬, 高橋, 国井：ロックフィルダムの地震観測と動的実験及びその解析” 大ダムNO. 78 (1976)
- 10) 大根, 成田, 竹村, 村瀬：“中里ダム起振実験” 土木学会中部支部研究発表会 (1977)
- 11) 石井, 小坂：“中里ダム現場振動実験について (その1)” 第34回農業土木学会京都支部研究発表会 1977)
- 12) 大根, 村瀬：“フィルダムの地震時安定性に関する一考察” 第13回土質工学研究発表会 (1978)
- 13) 奥村, 大根：“不飽和粘性土の動的変形特性に関する実験的研究” 本投稿集
- 14) 丹羽：“喜撰山ダムの動的挙動について” 第6回ダム技術講演討論会テキスト
- 15) 土木学会編：“地震応答解析と実例”(1973)
- 16) 日本鋼構造協会編：“コンピュータによる構造工学講座 II-4-A 動的応答解析” 培風館
- 17) 石原：“土質動力学の基礎” 鹿島出版会 (1976)
- 18) 成田：“フィルダムのきれつ発生機構に関する研究” 東京工業大学学位論文 (1977)