

# Earth and Rock-Fill Dam の耐震性に関する研究

正員 丹 羽 義 次\*  
 正員 森 忠 次\*\*

## STUDIES ON THE EARTHQUAKE RESISTANT PROPERTIES OF EARTH AND ROCK-FILL DAMS

By Dr. Eng. Yoshiji Niwa, C.E. Member, Chūji Mori, C.E. Member.

**Synopsis:** In order to construct a large earth and rock-fill dam in our country where great earthquake frequently occurs, it is necessary that the behaviour of the dam suffered from earthquake shock is investigated in detail. For this purpose, the experimental studies on the earthquake resistant properties of three types of dam sections founded on individual designing conditions were performed with a shaking table of impact type. That is, displacement and acceleration in the dam bodies, as well change of dam sections, when the dams were suffered from earthquake shock were measured, and the earthquake resistant characteristics of the dams discussed from the results.

### 1. 緒 言

地震国であるわが国に大規模な Earth and Rock-Fill Dam を建設するためには、その地震に対する安定性を十分究明しておく必要がある。このために、おのおの別個の設計条件に立脚して安定計算の行われた3断面について、衝撃式振動台を使用して耐震実験を行った。すなわちダムが地震動をうける場合の堤体各部の変位および加速度、断面形状の変化を明らかにし、その耐震性を総合的に検討した。

### 2. 相 似 律

この場合に適用せられるべき模型と実物の間の相似関係については、すでに Raymond E. Davis 氏が導いているので、これを引用記述すればつぎのようである<sup>1)</sup>。

実物：模型

堤体材料および貯水池の液体密度、加速度、内部摩擦角 … 1 : 1  
 寸法、剛性率、粘着力 … 1 : n  
 時間 … 1 :  $\sqrt{n}$

### 3. 実験条件

#### (1) ダム断面と模形縮尺

実験を行ったダム断面は図-1に示す3種であり、模型の縮尺は諸設備の関係で1/130と定めた。

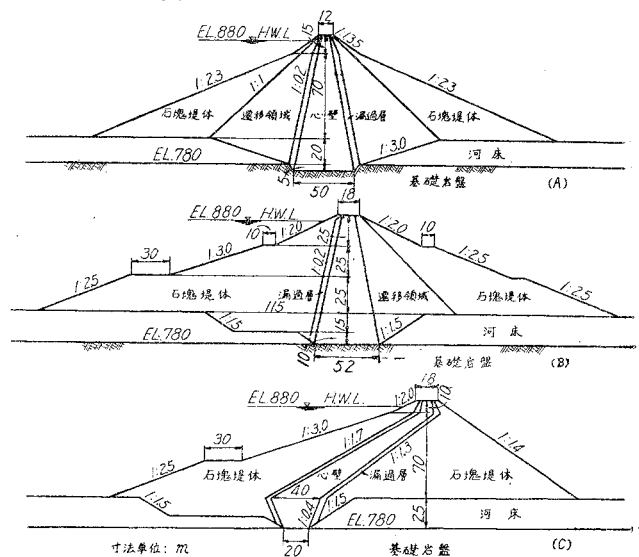
#### (2) 地 動

耐震実験を行うにあたっては、まず地震の性状を把握しなければならないが、地震動は全く不規則なものであるため、その効果をいかなる運動として模型に与えるかを考察する必要がある。そのためには地動の性質とそれをうけた構造物の応答を考究しなければならない。ダムの固有振動周期に関しては、物部博士の導かれた三角形断面の均質なダムの固有周期を与える式<sup>2)</sup>、

$$P = 0.026 H \sqrt{R/Gg}$$

によれば、その概略値を計算することができ

図-1 実験の対象としたダム断面



\* 工学博士，京都大学助教授，工学研究所    \*\* 京都大学助教授，工学研究所

るものと考えられる。ここに、 $P$ ：固有振動周期 sec,  $H$ ：堤高 m,  $R$ ：堤体材料の単位体積重量  $\text{kg/m}^3$ ,  $G$ ：剛性率  $\text{kg/cm}^2$ ,  $g$ ：重力加速度  $\text{m/sec}^2$  である。いま  $R$  および  $G$  の値として、

$$R=130 \text{ pcf}=2083 \text{ kg/m}^3, \quad G=12000 \text{ psi}=844 \text{ kg/cm}^2,$$

を用いれば、堤高 80 m のダムの固有周期は約 1 sec となる。

一方ダム地点における地盤の卓越周期は、近年の現場観測によれば上記のダムの固有周期よりかなり短いようである。したがってこの型式のダムが地震時に共振を起すことはほとんどないように考えられる。それゆえこの場合地震の効力は、その最大加速度と変位の大きさのみによつて表わすことができる。

(3) 堤体材料に関する相似律

上述のように剛性率については、模型は実物の 1/130 でなければならないが、他の条件を満足する模型材料でこのように低い値のものはえられないので、やむをえず無視せねばならない。

また模型と実物材料の内部摩擦角は等しく、粘着力は 1 : 130 でなければならない。この 2 つの性質は一般に互に関連するものであるため、同時にこの条件を満足する材料をうることはできない。したがって心壁材料については、透水性を考慮し内部摩擦角の条件をできるだけ満足する範囲で、粘着力に対する条件を考慮した。

なお実験を遂行するにあたって、実物堤体材料に関する諸量は一応表-1 のように定めた。

表-1 実物および模型堤体材料の諸量

堤体材料	石塊堤体	遷移領域	河床	心壁
諸量	石塊	砂礫	砂礫	粘土
真比重	2.58	2.60	2.60	2.70
	2.68	2.63	2.63	2.59
乾燥時単位体積重量 $\text{t/m}^3$	1.65	1.56	1.85	1.10
	1.57*	1.64*	1.71*	1.80*
内部摩擦角	45°	35°	45°	14°
	45°	40°	40°	8°
粘着力 $\text{kg/cm}^2$	—	—	—	0.8
	—	—	—	0.02

上段：実物，下段：模型，\*：全模型の平均値

4. 実験設備

(1) 振動台設備

本実験に使用した振動台設備は写真-1 および図-2 に示すようである。

図-2 振動台の正面図

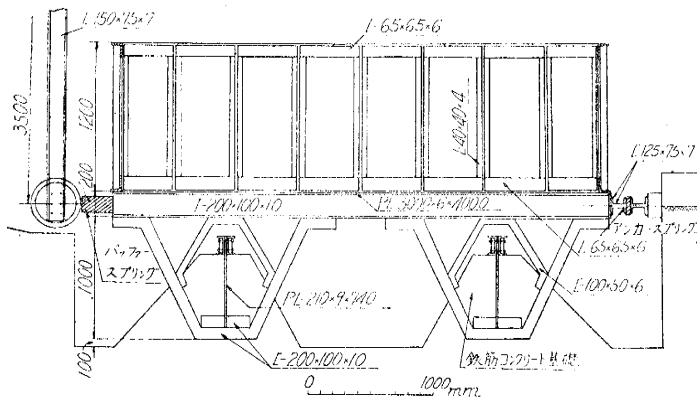
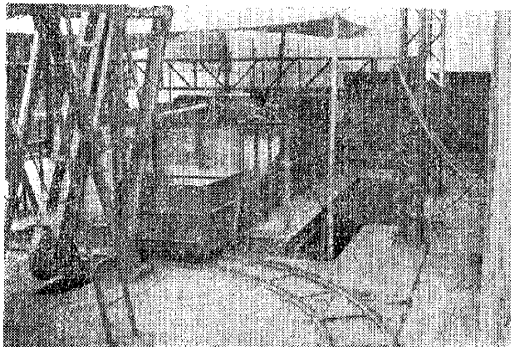


写真-1 振動台設備



a. 振動台：振動台は 4×3 m の大きさであつて、4 隅で板バネによつて懸垂せられている。そしてその上部には 1 測面をガラス張りにした高さ 1.2 m, 平面寸法 4×2 m の水槽が設けられている。

b. 衝撃用振子：台に衝撃を与えるための振子先端の重錘の重量は約 90 kg で、その最大の落下高さは 3.5 m である。

c. バフースプリング：振子の衝撃を緩衝して、台に与える加速度の大きさを制御するために、衝撃部に設けられるスプリングとしては、4 本の  $\phi 12 \text{ mm}$  のシャフトによつて誘導せられる 27×12 cm の 4 枚の鋼板 (厚さ 18 mm), 4 枚の木板 (24 mm), 11 枚のゴム板 (7 mm) を交互に重ね合せてえられる弾性体ブロックを使用した。このバネ常数は 8800 kg/cm であつた。

d. アンカースプリング：バフースプリングに加えられる衝撃による振動台の運動を制御するために、台の他端に設けられるアンカースプリングには、長さ 2 m の 4-[125×75×7 を図-2 に示すように締結し、ハリとして使用した。ここでは 2 本の ][ 型バリの径間を 0.8 m とし、振動台の固有周期を約 0.12 sec とした。この場合のバネ常数は 57900 kg/cm であつた。

e. アンカースプリング：バフースプリングに加えられる衝撃による振動台の運動を制御するために、台の他端に設けられるアンカースプリングには、長さ 2 m の 4-[125×75×7 を図-2 に示すように締結し、ハリとして使用した。ここでは 2 本の ][ 型バリの径間を 0.8 m とし、振動台の固有周期を約 0.12 sec とした。この場合のバネ常数は 57900 kg/cm であつた。

e. 水泡クッション：水槽の鉛直上流側壁面に沿つて

底部より圧搾空気を放出して水泡膜を形成し、衝撃時に生ずる圧力波のクッションとした。

(2) 計測設備

- a. 変位測定用トラス設備：振動中における堤体各部の変位を測定するために、写真-1に示すように4本の鉄柱と3本のトラスによつて堤体付近に絶対不動点を設けた。
- b. 加速度計：振動台および堤体内の加速度を測定するために、東洋測器KK製U-Gauge A型および電気抵抗線ヒズミ計を応用した手製の小型加速度計(幅18×高さ15×長さ26mm, 重量25g)を使用した。
- c. 変位計：変位量の測定には絶対不動点と所定の位置との間に取りつけたリングゲージを使用した(写真-2参照)。これは薄い鋼帯(幅5mm, 厚さ0.15mm)を直径約35mmのリング状に曲げ、その内面に2枚の抵抗

写真-2 変位測定用リングゲージ

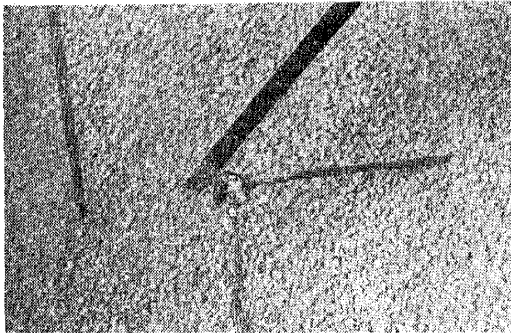
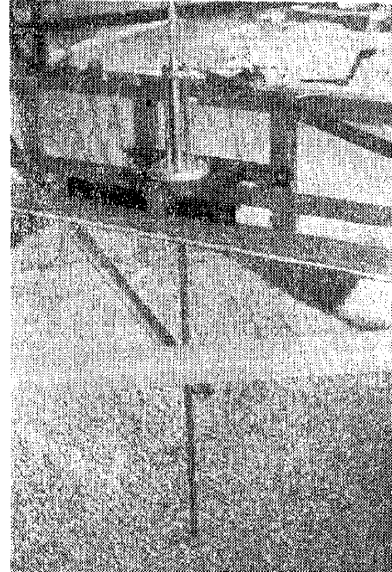


写真-3 ポイントゲージ



線ヒズミ計を接着したものである。堤体内の変位は所定の位置に礎着物を埋設し、これにパイプで被覆したシャフトを連結して堤体表面に導いた。なお振動台の変位量はこのリングゲージによるほか、同時にアスカニヤ社製の機械的変位計によつて測定した。

- d. ポイントゲージ：堤体の断面変化を測定するために、写真-3に示すポイントゲージを使用した。測定棒の先端には径3.5cmの円盤を3本の細針金で懸垂し、傾斜面に十分なじむようにした(写真-2参照)。なお測定は10cm間隔で行つた。
- e. 記録装置：加速度計および変位計の振動に伴う電流変化を記録するために、三栄測器KK製100-A型電磁オシログラフ(ガルバノメーターの固有周期は100cps), およびCA-204型万能ヒズミ増幅器を使用した。

5. 堤体材料の試験

(1) 粒度分布, 真比重および液性限界

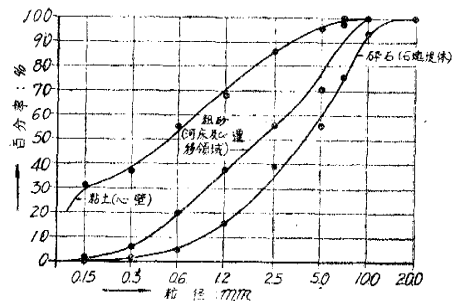
堤体各部の材料のJIS A 1102による標準篩分け試験結果の加積曲線は図-3のようであり、JIS A 1202による真比重の試験結果は表-11のようである。また心壁粘土のJIS A 1205による液性限界試験結果は27.3%であつたが、この場合0.4mm以上の粒子を取り除いていることに留意しなければならない。したがつて実際には粒度分布からその値は18~19%と考えられる。この値は粘着力をできるだけ小さくするために、含水量を大きくする関係上特に重要である。

(2) セン断強度

この場合破壊に要する時間は地動の振動周期に近似したものであるから、これに則した試験を行う必要がある。それゆゑにここでもDavis氏の行つた超急速無排水一面セン断試験<sup>9)</sup>を行つた。

- a. セン断試験機：ここで使用した試験機の詳細は図-4に示すとおりである。すなわちセン断函の下函には動荷重計を連結して、上函にプーリーを通して載荷せられる荷重によつてセン断面にひき起される力を測定し、上函には変位計を取りつけて下函に対する上函の相対変位を測

図-3 堤体材料の粒度加積曲線



定するようになってきている。これらの動荷重計、変位計に接着せられている抵抗線ヒズミ計の電流変化はオシログラフに記録する。その記録の1例は写真-4に示すようである。なおこのような試験法によれば、最大のせん断速度は落体の速度に等しい。

図-4 超急速無排水一面せん断試験機の詳細図

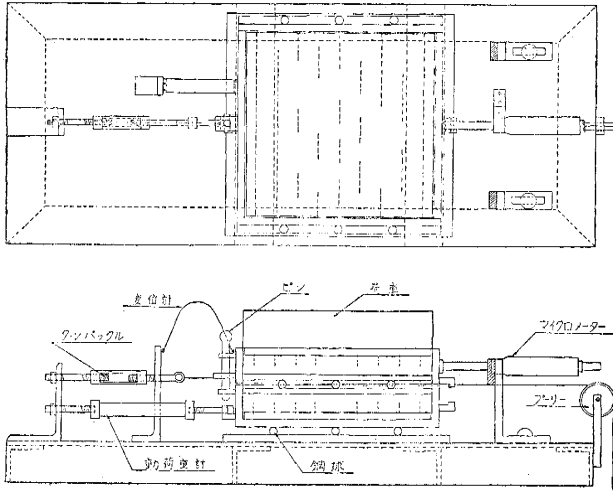


写真-4 粘土のせん断試験記録の一例

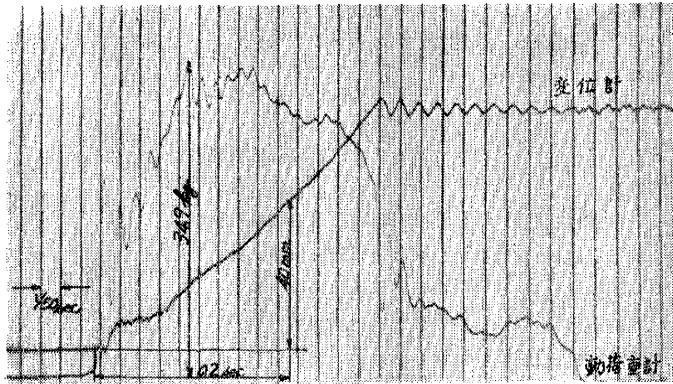
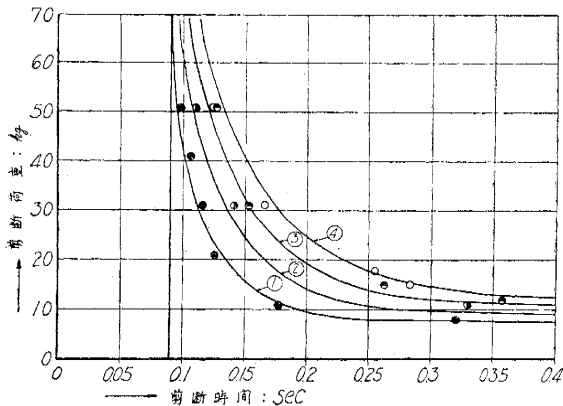


図-5 (a) セン断時間-荷重曲線



b. セン断試験結果：模型粘土について行つた試験結果は図-5のようである。

(a) 図はせん断時間-荷重曲線で、所期の時間(横座標)で試料をせん断するために必要な荷重(縦座標)を与えるものである。曲線①~④はおののせん断面に作用する直応力が 0, 33.8, 62.4, 90.9 kg/cm<sup>2</sup> の場合を示す。

(b) 図はせん断時間-最大応力曲線で、試料がある時間でせん断せられる場合、このせん断時間中に生ずる最大せん断応力の大きさを示している。この場合最大せん断応力をせん断強度と考えることについては、特に粘着力の小さいしかも粒度のあらいものについては問題であるが、一応この曲線はせん断時間-強度曲線と考えられる。なお(a), (b) 図中の肉太の縦線は理論的最小せん断時間を示す。

(c) 図はせん断時間を一定とした場合のせん断強度-直応力線で、その傾斜は内部摩擦係数を表わす。

つぎに試料の湿潤状態と試験結果の概要を一括表示すれば表-2および表-3のようである。

c. セン断試験に対する考察：本方法によつて試験を行う場合、上図の下図に対する相対変位が何程に達したと

表-2 試料の湿潤状態

	湿潤重量	含水比	乾燥重量	乾燥単位重量	含水率
	gr		gr/cm <sup>3</sup>		
砕石	653.5*	33.5	620.0	1.66	5.13
	773.5		691.4	1.58	5.40
粗砂	773.5	82.1	691.4	1.97	10.61
	820.0		700.5	1.76	11.87
模型粘土	820.0	119.5	700.5	2.09	14.57
	700.5		700.5	1.78	17.06

\* 容積: 392.9 cm<sup>3</sup>

表-3 セン断試験結果

	砕石	粗砂	粘土
静的せん断強度	せん断時間 ~ 0.2 sec の間で一定	せん断時間 ~ 0.2 sec の間で一定	せん断時間 ~ 0.18 sec の間で一定
動的せん断強度	せん断時間 0.1 sec で静的強度の 1.5 倍	せん断時間 0.1 sec で静的強度の 1.8 倍	せん断時間 0.1 sec で静的強度の 2.7 倍
内部摩擦角	45° 一定	40° 一定	8° やや変化するようである

き、その試料がせん断せられたとみなすかという問題がある。ここでは一応砕石および粗砂に対しては 10% 変形 (2 cm), 粘土に対しては 20% 変形 (4 cm) を生じたときを破壊とみなすこととしたが、今後破壊現象をさらに詳

細に究明する必要がある。また上述のようにセン断強度をいかに規定するかについても大きい問題が残されている。

6. 振動実験とその結果の考察

(1) 振動実験一般

a. 模型の製作：ダム基礎岩盤は厚さ 5 cm のコンクリートとし、その上に飽和状態に近い粗砂を所定の厚さにできるだけ搗固めて河床とした。中心心壁の築造には薄鉄板の型ワクを用いたが、傾斜心壁の場合は下流側石塊躯体をさきに完成し、その上流表面に所定の厚さに粘土を設置して築造した。石塊躯体および遷移領域の締固めは特に均一になるように努力したが、堤体上部および傾斜心壁より上部の砕石に対しては、規定の締固めを行うことができなかった。

なお実験を行った各場合の堤体各部材料の単位体積重量および含水率の資料の掲載は省略するが、おおむね均一で満足すべき状態であった。

b. 実験方法：模型の製作にはおよそ12時間を要したが、試験は堤体完成後約 17 時間を経て行った。実験は原則として重錘の落下高さを 0.5 m より順次 0.5 m ずつ高めて最高の 3.5 m に達し、さらにそれ以後最大落下高さで 9 回衝撃して行った。この場合衝撃は最初の 1 度に限り、その後は台の減衰振動のみとした。また堤体の水平変位および加速度の測定は、EL. 880, 847, 814 m の 3 つの標高で行った。測点は心壁ではその厚さの中心とし、上下流側の砕石では表面より 3 cm の位置とした。

なお最初の衝撃振動における台の上下流向加速度の大きさが等しくなるように、バッファーおよびアンカースプリングを調整したが、この条件は必ずしも満足には達成されなかった。

つきにここで行った各実験の堤体断面および貯水池状態を一括表示すれば表-4 のようである。

表-4 実験状態一覧

実験番号	堤体断面	貯水池状態
1	A	空 虚
2	A	満 水
3*	A	満 水
4	A	EL. 840
5	B	空 虚
6	B	満 水
7	C	空 虚
8	C	満 水
9	C	EL. 840

\* 他の場合と筒壁状態を異にする。

(2) 振動実験結果とその考察

a. 実験-1 (模型-A, 貯水池空虚) :

この場合は加速度が 0.79 g に達するまでは、断面変化はほとんど認められなかつた。

そして 0.79 g で堤頂に 0.43% の沈下を生じ、堤頂部の安息角に近いノリ勾配部の砕石は滑り落ち、遷移領域および心壁が露出し始めた。実験終了時における最終断面変化の状態は 図-6 のようである。ここに変形はダム断面形状の縮尺の 2 倍で記載した。なお図中の数字は沈下または隆起の量 (cm) で、括弧内の数字はその堤高 (河床上のダム高さ) に対する百分率である。

図-5 (b) セン断時間一最大応力曲線

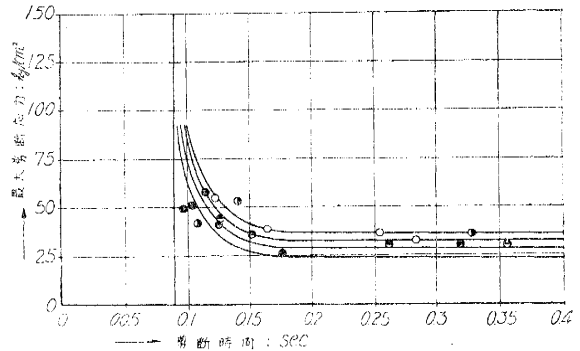


図-5 (c) セン断強度一直応力線

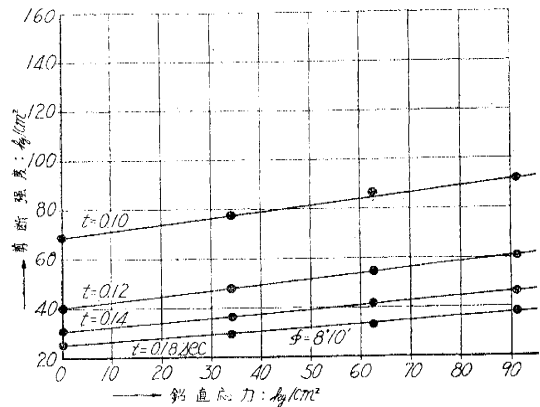
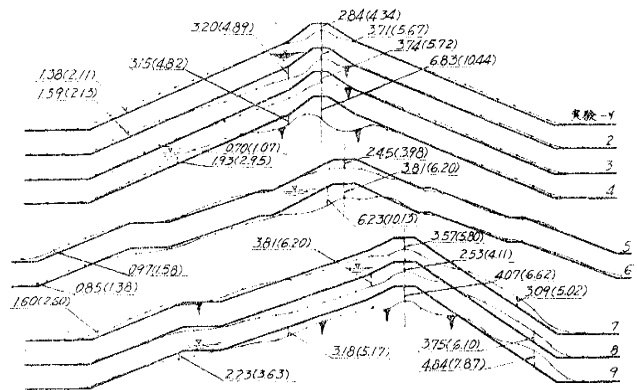


図-6 堤体の最終断面変化



堤体の加速度に関しては一般に上下流向にかなりの差が認められる。この様子を明確にするために、振動台の上下流向最大加速度の平均値に対する堤体各部の加速度の比、すなわち感応度を求めれば表-5 のようになる。これによれば加速度感応度は台の加速度が大きくなるほど減じている。また中心心壁では EL. 847 m より上部で急に大きい加速度をうけているが、EL. 847 m では下流側砕石、中心心壁、上流側砕石の順に加速度の大きさが減じている。なおこの場合加速度記録には周期約 0.06 sec の振動が重畳しているが、これが模型堤体の固有振動周期であるように思われる。

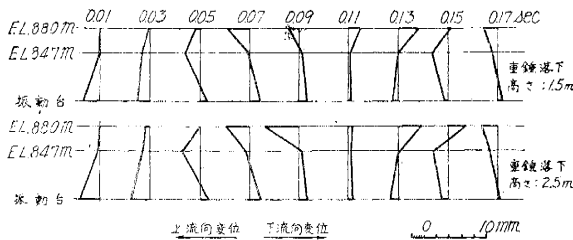
表-5 堤体の振動台に対する加速度感応度 (実験 1)

測点 m	EL. 880 m-C		EL. 847 m-C		EL. 814 m-C		EL. 847 m-D		EL. 847 m-U		振動台 <sup>1)</sup> 平均加速度
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
0.5	0.48	0.54	0.31	0.46	0.26	0.36	0.56	0.39	0.36	0.21	0.61
1.0	0.37	0.44	0.22	0.41	0.24	0.33	0.38	0.48	0.37	0.19	0.79
1.5	0.37	0.48	0.23	0.45	0.32	0.39	0.45	0.46	0.47	0.20	0.75
2.0	0.30	0.38	0.17	0.33	0.24	0.27	0.31	0.44	0.31	0.13	1.06
2.5	0.29	0.26	0.17	0.29	0.20	0.25	0.28	0.41	0.28	0.11	1.17
3.0	0.24	0.25	0.26	0.24	0.19	0.21	0.24	0.39	0.24	0.10	1.35
3.5 <sub>1</sub>	0.26	0.27	0.15	0.24	0.27	0.20	0.30	0.37	0.26	0.11	1.25
3.5 <sub>5</sub>	0.29	0.32	0.13	0.20	0.16	0.28	0.22	0.36	0.25	0.12	1.29
3.5 <sub>10</sub>	0.25	0.32	0.12	0.18	0.21	0.15	0.19	0.36	0.20	0.10	1.54
平均 <sup>2)</sup>	0.32	0.36	0.19	0.31	0.23	0.27	0.33	0.41	0.30	0.13	
全平均 <sup>3)</sup>	0.340		0.250		0.250		0.370		0.215		1.09

C: 心壁, D: 下流面, U: 上流面, a: 上流向, b: 下流向, 1) 上下流向最大加速度の平均値 (単位 g), 2) 各 9 種の加速度感応度の平均値, 3) 2) の平均値

つぎに振動初期における中心心壁の変形状態を 0.02 sec の時刻で示せば 図-7 のようである。このように心

図-7 中心心壁の変形状態 (実験-1)



壁がきわめて複雑な振動状態を呈することには、特別の注意を払わねばならない。

b. 実験-2 (模型-A, 貯水池満水): この場合は 0.66 g の加速度で堤頂は 0.17%, +0.3 m (模型におけるダムを中心よりの距離, 正号は上流側, 負号は下流側を示す) で 0.35% の沈下, ノリ尻付近の +1.1 m で 0.29% の隆起を生じた。そして 1.46 g で心壁の上流側への傾斜に伴い -0.15 ~ -0.2 m の位置にかなりのキレツを発生

生じた。なおこの場合は堤頂の沈下がいちじるしいため、正規の満水位を保つことができなくなるので、適時貯水位を沈下した堤頂面まで低下して実験を行った。このことは以下の実験においても同様である。

つぎに堤体各部の加速度感応度の平均値を示せば表-6 のようであり、実験-1 の場合と比較することによつて湛水の影響を知ることができる。すなわち頂部の加速度には大差は認められないが、心壁下部の加速度はかなり減少する。また下流側石塊の加速度は増加し、上流側では減少する。中心心壁の EL. 847 m の加速度は非常に小さく、これより心壁は空虚時とはかなり異なつた振動をするものと考えられる。また空虚時よりも上下流側石塊、中心心壁の間の振動状態の差異がいちじるしい。

表-6 加速度感応度の平均値 (実験 1~9)

測点 実験番号	EL. 880 m-C	EL. 847 m-C	EL. 814 m-C	EL. 847 m-D	EL. 847 m-U
1	0.340	0.250	0.250	0.370	0.215
2	0.345	0.140	(0.220)	0.455	0.195
3	—	—	—	—	—
4	0.200	(0.145)	(0.290)	0.300	0.235
5	0.355	0.150	0.165	0.275	0.245
6	0.210	0.105	0.135	0.335	0.185
7	0.405	0.290	0.305	0.315	0.295
8	0.400	(0.235)	—	0.220	0.095
9	0.425	0.250	0.255	0.345	0.165

( ) の値は測定値の少ないものを示す

中心心壁の最大振幅は空虚時に比べて大差はないが、周期は大きく堤頂の下流側への永久変位が非常に大きい。

c. 実験-3 (模型-A, 貯水池満水): 上述の実験では、重錘の落下高さが最高の 3.5 m に達するまでに堤体は順次締固められるので、模型-A, 貯水池満水の場合につき最初から重錘落下高さを 3.5 m として、合計 15 回の衝撃を与えて実験を行った。

この場合最初の 1.42 g の加速度で堤頂は 1.06 % の沈下を生じ、ノリ尻付近の +1.2 m で 0.35 % の隆起を生じた。そして 2 度の衝撃後には -0.15 ~ -0.20 m の位置にキレツを発生し、次第に大きく成長した。10 回の衝撃(記号 3.5<sub>0</sub> で表わす)後の断面変化は、実験-2 の 3.5<sub>0</sub> の場合とほぼ等しい値を示している。

なおこの場合の加速度および変位測定には不明の点が多いので、ここには省略する。

d. 実験-4 (模型-A, 貯水池水位 EL. 840 m) : この場合は 0.64 g の加速度で堤頂は 0.67 %, +0.6 m で 0.32 % のそれぞれ沈下, 隆起を生じた。そして 0.90 g で ±0.25 m の位置にキレツを発生した。この場合の断面変化を実験-2 の場合と比較すれば, 沈下および隆起の大きさはいずれもかなり大きい。これは水面の上下部の沈下量の差異に基づき不同沈下に原因するものであつて, 必ずしも滑り面の発生を意味するものではないように考えられる。

つぎに堤体各部の加速度感応度は、実験-1 あるいは 2 の場合とはかなり異なつた様子を示していることが認められる。

この場合の堤頂部の永久変形は非常に大きく、実験終了時には全実験を通じて最大の約 59 mm の上流側変位を生じた。一方心壁の EL. 847 m においても、上流側へのかなりの変位が認められたが、この点は実験-2 の満水時と様相を異にしている。

e. 実験-5 (模型-B, 貯水池空虚) : この場合は 1.01 g の加速度で堤頂は 0.49 % の沈下, +1.7 m で 0.28 % の隆起を生じた。また EL. 847 m では心壁と石塊との加速度の大きさにかなりの差を生じているが、心壁の上流側への変位はそれほど大きくない。なおこの場合にも約 0.06 sec の模型の固有周期とみられる振動が記録せられた。

f. 実験-6 (模型-B, 貯水池満水) : この場合は 0.89 g の加速度で堤頂は 0.73 % 沈下し, ノリ尻 +1.7 m で 0.3 % の隆起を生じた。また堤頂より +0.3 m までの位置に大きい沈下が現われたが、このことは特に注目し値するものと思われる。

つぎに加速度感応度については、模型-A におけると同様な貯水の影響が認められる。

g. 実験-7 (模型-C, 貯水池空虚) : この場合は 0.58 g の加速度で堤頂は 0.18 % 沈下し, 上流ノリ尻で 0.11 %, 下流面中央付近で 0.16 % の隆起を生じた。さらに 0.98 g の加速度で上流犬走部にキレツを生じた。この場合模型製作上心壁より上部の石塊が正規の状態に締固められていないので、他の場合に比し変形量が大きくなることに留意する必要がある。

つぎに堤体の加速度は堤頂でやはり大きい値を示すが、堤体全体についてはほぼ一様であり、中心心壁型のよう上下流石塊と心壁との間に大きい振動状態の差異が認められない。

また堤頂における振幅および永久変位は中心心壁型より小さく、実験終了時の上流側への変位は約 10 mm であつた。

h. 実験-8 (模型-C, 貯水池満水) : この場合は 0.81 g の加速でも堤頂はほとんど沈下しなかつたようであるが、+0.6 m および +1.0 m の位置でのおおの 1.40 %, 1.43 % の沈下および隆起を生じた。このことは局部的な滑りを意味するものであるかもしれないが、詳細は明らかでない。その後加速度が増大するにつれて、堤頂よりおよそ +0.8 ~ +0.9 m の位置まで顕著な沈下を示したが、+0.8 ~ +1.15 m の位置における隆起はかえつて減少し、ついに沈下した。この場合上流面の沈下は顕著であり、心壁の堤頂部付近の屈折部が水平にせん断せられる傾向がある。

つぎにこの場合は空虚時に較べると石塊上下流表面で加速度がかなり減少している。また変形状態については、堤頂の振幅は台の振幅の 2 倍程度に達する場合がある。なお堤頂はやや下流側に移動し、実験終了時には約 10 mm の永久変形を生じた。このことは中心心壁型といちじるしくおもむきを異にするところである。

i. 実験-9 (模型-C, 貯水池水位 EL. 840 m) : この場合は 0.57 g の加速度で堤頂は 0.23 %, +0.8 m で 0.55 %, +1.4 m で 0.39 % の沈下を生じ、下流面 -0.5 m で 0.65 % の隆起を生じた。その後 0.87 g の加速度で汀線と堤頂のほぼ中央 +0.5 m の位置に、さらに 0.93 g で +0.1 m, 1.51 g で -0.3 m の位置にキレツを発生した。この場合加速度感応度は実験-7 と 8 の中間の様子を示しているが、永久変位は堤頂において上流側に惹起せられ、実験終了に時は約 17 mm の変形を生じた。

以上の各実験結果より明らかなように断面の変形、水平方向の変位、加速度の状態などは、心壁の型式によつていちじるしく変化するほか、貯水池の水位状況によつてかなり変化することが認められる。

## 7. 結 論

以上に Earth and Rock-Fill Dam に対する地震力の影響に関する研究の概要を述べたが、ここに本研究結果

を総合して要約すればつぎのようである。

3. (3) で定めた実物ダムと標型の堤体材料の諸量を比較すれば 表-1 のようであり、心壁粘土について相似律が満足せられていないことが認められる。このことは実物材料として特殊の火山灰質粘土を対象としたこと、および 3. (3) で述べた理由によつてやむをえないと考えられる。したがつて本実験結果から直ちに実物に対する定量的な推定を下すことはできないが、定性的な比較は可能であると考えられる。

つぎにまず振動実験結果全般について認められた事項を記述すれば下記のようなものである。

(1) 加速度感度は台に与えられる加速度が大きくなるほど減少する。またこの値は堤頂が最大であるが、0.5 を越えることは極めて少ない。

(2) 中心心壁式の場合、心壁と石塊堤体とはかなり異なつた運動をする。このことは貯水池に水が存在するときの方が顕著であり、堤体にキレツを発生する一因となるように思われる。なお心壁の運動状態は極めて複雑であり、空虚時と満水時でかなり相違する。しかし傾斜心壁型式の場合、堤体はどの部分でもほとんど一様な加速度をうけ、前者に比べてはるかに堤体は一体となつて運動する。

(3) 一般に湛水によつて堤頂部の加速度の大きさはあまり変化しないが、心壁下部ではかなり減少する。中心心壁型式の場合、湛水により下流面石塊の加速度は大きく、上流面で小さくなるが、傾斜心壁型式では上下流面でいずれも小さくなる。

(4) 堤頂部の振幅は堤体中で最も大きく、台の振幅の2倍程度となることがある。

(5) 衝撃を受けた初期では、振動台と堤頂の変位の間にはおよそ 0.02 sec の時差がある。

(6) 堤頂部の振動周期は空虚の場合の方が短い。

(7) 空虚時の堤頂の振動記録から、模型の固有振動周期は 0.06 sec 程度と推定せられるが、この点に関してはさらに考察が必要である。

なお個々の場合において認められた特筆すべき事項はつぎのようである。

実験-1：碎石の安息角に近い急勾配の堤頂部のいちじるしい崩壊を除けば、特記すべき断面変化は認められない。

実験-2：上流側堤体の移動量は大きく断面変化はかなり顕著であるが、滑り面というような不連続な面が形成された結果とは考えられない。もつとも堤体にキレツが発生するような場合には、これによつて静的な平衡状態が乱され、いわゆる滑り面を発生する可能性があると考えられる。

実験-3：堤体の断面変化は、これに加えられる最大加速度に至る過程にももちろん関係するが、しかし堤体のうける最大加速度の回数が大きい影響をおよぼすようである。

実験-4：貯水池が中間水位にある場合には、水面の上下部では沈下量がいちじるしく異なるので、いわゆる不等沈下を生じ、ある場合には部分的な滑りを生じていちじるしい断面変化を生ずる。それゆゑこの種の構造物で最も危険な状態であると考えられる。

実験-5：断面が比較的大きいので、特は注目すべき断面変化は認められない。

実験-6：断面が比較的大きいにもかかわらず、大きい堤頂部沈下を生ずるのは、この断面では遷移領域がなく、沈下の大きい石塊堤体が薄い口過層を挟んで心壁に接しているためであると考えられる。

実験-7：振動によつて傾斜心壁の粘土が沈下し下部が膨らむ傾向が認められ、これが断面変化の一要素をなしているものと考えられる。またこの断面では下流面の隆起はとくに顕著であるが、これは勾配が碎石の安息角に近い 1:1.4 であることによる。しかしこの断面変化は滑り面が形成せられて生ずるものでなく、局部的な崩壊の累積したものであるように思われる。

実験-8：上流面の沈下のいちじるしいことは、上述の締固めの不完全と傾斜心壁粘土が下方に移動するためのほか、貯水が心壁より下部の堤体に大きい圧力をおよぼすためであると考えられる。なお傾斜心壁は堤頂付近でその方向を變じ鉛直に堤頂に達しているが、この折曲部で心壁はセン断せられる傾向がある。このことは設計に際してとくに留意しなければならない。

実験-9：断面変化はかなり大きく、3つのキレツを発生したが、これは不等沈下によつて誘発せられたものであり、本質的に滑り面によつて生じたものでないように思われる。なお 実験-4 の場合と同様に、中間水位が最も危険な状態であることを示している。

本実験結果より明らかになつた以上の諸事項をさらに要約して、つぎの結論がえられる。

(1) 堤体各部の加速度感度は場所により異なるが、最も大きい場所でもおよそ 0.5 であり、しかも堤体は剛体のように同一方向の一様な加速度をうける機会がないと考えられる。したがつて設計に際して従来の滑り面



法を適用する場合には、その設計震度は対象とする地震加速度よりかなり小さい値を採用してよいと思われる。なお勾配の比較的緩いこの型式のダムではいちじるしい不同沈下を起さない限り、振動荷重をうけて滑り面を発生することはないものと考えられる。

(2) 模型-Aについては上流勾配がやや不足しているように思われる。なお壩頂部の急勾配のノリ面は好ましくない。

(3) 模型-Bの断面はむしろ大きすぎると考えられるが、上流側石塊の沈下はできるだけ小さくすべきである。

(4) 模型-Cの断面は振動に対して一体として働くので好ましいものであるが、傾斜心壁の粘土が下方に移動する傾向と下流面がいちじるしく変形する傾向がある。しかしこれらはダムの安定性に支障を与えないものと思われる。

結 語

以上に Earth and Rock-Fill Dam に対する地震力の影響に関する実験的研究の概要を述べ、設計に際して注目すべき研究成果を記述した。しかしこの型式のダムに関してはなお不明の点が多く、今後のさらに詳細な研究が必要である。

最後に本研究は愛知用水公団の依頼によつて行つたが、各方面にわたる同公団の援助に衷心より感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) Raymond E. Davis: "Earthquake Tests on Models of Rock-Fill Dams," Report to International Engineering Company, Inc., p. 7, Feb. 1952
- 2) N. Mononobe, A. Takata and M. Matsumura: Trans. of the Second Congress on Large Dams, p. 435, Vol. 4, 1936
- 3) cite 1), p. 20

(昭.33.3.3)

正 誤 表

土木学会論文集第55号(昭.33.5)掲載

正員 春日屋伸昌：新しい平均値法公式およびそれに基づく流量算定式の誘導

頁	行	誤	正
5	下から11行	単位幅りの	単位幅当りの

正 誤 表

土木学会論文集第57号(昭.33.7)掲載

正員 春日屋伸昌：流量算定式の精度と測定方式の提唱

頁	行	誤	正																																
12	4行	DISPOSAL	PROPOSAL																																
"	23行	$q_{0.976}$	$q_{0.796}$																																
14	資料番号9	右のように訂正	<table border="1"> <thead> <tr> <th>測 定 年 月 日</th> <th>水面幅(b) (m)</th> <th>流積(A) (m<sup>2</sup>)</th> <th>流量(Q) (m<sup>3</sup>/sec)</th> <th>全断面平均流速V(m/sec)</th> <th>n=3</th> <th>n=4</th> <th>n=5</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>30.7.30</td> <td>271</td> <td>268.9</td> <td>167.7</td> <td>0.624</td> <td>A 256.2 (-4.7%)</td> <td>251.0 (-6.7%)</td> <td>265.9 (-1.1%)</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>Q 166.1 (-1.0%)</td> <td>152.1 (-9.3%)</td> <td>166.9 (-0.5%)</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>V 0.648 (+3.8%)</td> <td>0.606 (-2.9%)</td> <td>0.628 (+0.6%)</td> </tr> </tbody> </table>	測 定 年 月 日	水面幅(b) (m)	流積(A) (m <sup>2</sup> )	流量(Q) (m <sup>3</sup> /sec)	全断面平均流速V(m/sec)	n=3	n=4	n=5	30.7.30	271	268.9	167.7	0.624	A 256.2 (-4.7%)	251.0 (-6.7%)	265.9 (-1.1%)						Q 166.1 (-1.0%)	152.1 (-9.3%)	166.9 (-0.5%)						V 0.648 (+3.8%)	0.606 (-2.9%)	0.628 (+0.6%)
測 定 年 月 日	水面幅(b) (m)	流積(A) (m <sup>2</sup> )	流量(Q) (m <sup>3</sup> /sec)	全断面平均流速V(m/sec)	n=3	n=4	n=5																												
30.7.30	271	268.9	167.7	0.624	A 256.2 (-4.7%)	251.0 (-6.7%)	265.9 (-1.1%)																												
					Q 166.1 (-1.0%)	152.1 (-9.3%)	166.9 (-0.5%)																												
					V 0.648 (+3.8%)	0.606 (-2.9%)	0.628 (+0.6%)																												