

砂質堤防の振動実験

運輸省港湾技術研究所 正會員 土田 肇

・野田節男

1 まえがき

海岸堤防のような堤防構造物の耐震性を調べるために、発破や起振機による実在堤防の振動実験や振動台を用いた模型実験がなされてきた。しかし実在の構造物を破壊もしくはそれに近い状態に至るまで加振することは不可能であるし、縮小比の大きな模型に対しては原型との相似律を満足させることが非常に困難である。それ故に実物に近い大模型に大きな振動を与えてその振動状況が観測できるなら、耐震性を検討する上に意義あることと考えられる。

このような見地から港湾技術研究所耐震構造研究室では、中五港建設局設計室及び同・衣浦港工事事務所と共同して衣浦港面五号埋立地に大型振動台を建設し、港湾構造物の実物大模型の耐震性に関する検討を行うことになった。今回は砂質堤防について行った実験結果を報告する。

2 實驗概要

実験に用いた振動台は図-1に示すように、3本の鋼管杭（径711.2mm，肉厚9.5mm）を地中に打込み，その頸部をコンクリート床版で剛結して側壁と観測用がう入窓を取付けたものである。起振機（4Hzで起振力100ton）は床版上に取付けてあり，振動台全体の水平方向の振動と起振機の振動とが共振することによって限られた起振力で大きな加速度が得られるよう設計し，この共振動数係は地震動の主要部分の振動数を表わすものとして5Hzを採用した。これに先だつて杭の水平載荷実験を行つて，水平方向のバネ定数，減衰定数を測定した。

実験に使用した砂は矢作川産のもので、この砂の粒子比重 G は 2.64 g/cm^3 、有効粒径 D_{50} は 0.16 mm 、均等係数は 2.58 である。種々の断面の模型堤防に対し実験を行ったが、ここでは図-2に示す断面の場合について報告する。Test 3とTest 4の2例がこの断面であり、築堤は共に 50 cm 厚の腐ごちに行なったが、Test 3では小型の平面バイブレーターで締め固め、

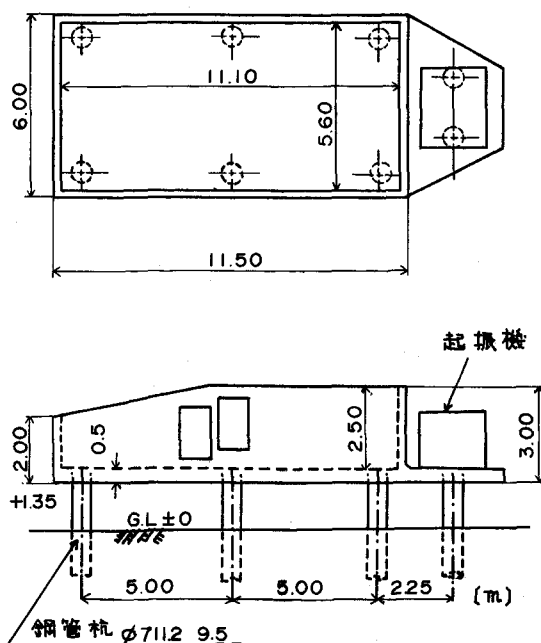


圖-1 振動台

	湿潤密度 γ_w (t/m ³)	固相比 e	含水比 w (%)	内部摩擦角 ϕ (°)	せん断力 C (t/m ²)
Test 3	1.534	0.790	5.5	31°	0.468
Test 4	1.577	0.873	5.5	30°	0.468

表 - 1

Test 4 では木板で叩くだけであまり締め固めはしなかった。表-1 に堤防の平均密度、含水比および圧縮試験から得た強度定数を示す。図-2 に示したように、振動台と堤体各部の加速度は抵抗線全計式加速度計を用いて測定した。

実験は次の2種類を実施した。第1は比較的低い加速度レベルで起振機の振動数を変化させ、堤体の加速度応答を測定するものである。この場合、振動台の加速度レベルを一定に保つことが望ましいが、ここで用いた振動台は台加速度を指定の値に制御することが難かしいので、起振力を一定に保って振動数を変化させた。第2は堤体が破壊もしくは大きな変形を生ずるよう起振機の偏心モーメントを最大にした状態で振動数を増加してゆく破壊実験である。

実験に先立ってこの振動台自身の振動性状を知る為に、無載荷状態で起振力5 ton 及び10 ton の振動を与えた。振動台各部での加速度記録から、振動台に揺れや回転は生じていないことがわかった。図-3 にこの時の床版での加速度を示す。

3 実験結果

堤体内部の各点の加速度記録から、側壁付近は加速度が小さく着じるしく壁により拘束されていることがわかった。堤体中心部と斜面付近では値に差違がなかったので、以下加速度記録の比較は堤体の中心で得られた値を用いる。

i) 堤頂部の加速度応答 台加速度に対する堤頂部の加速度比をみると、図-4 図-5 に示すように台加速度が大きくなるに伴って加速度比のピークが低下し、共振振動数も低下する傾向が認められる。

ii) 鉛直方向の加速度分布 図-6 にその一例を示したが、堤頂では7 Hz の時に約2.5 倍、10 Hz の共振時には約9 倍の加速度応答を示している。

iii) 堤体の変形 2つの堤体は約5.5 %の含水比を有する砂から出来ているので見掛けの粘着力を欠っており、起振力が小さい時にはあまり締め固まらなかった。しかし破壊実験では堤頂や法面での亀裂の発生と法面部の崩壊が起り、締め固めによる堤体全体の沈下と堤体内部の変形を見た。堤頂での沈下量は、Test 3 で5 cm、Test 4 で25 cmであった。

4 堤体のモデル化

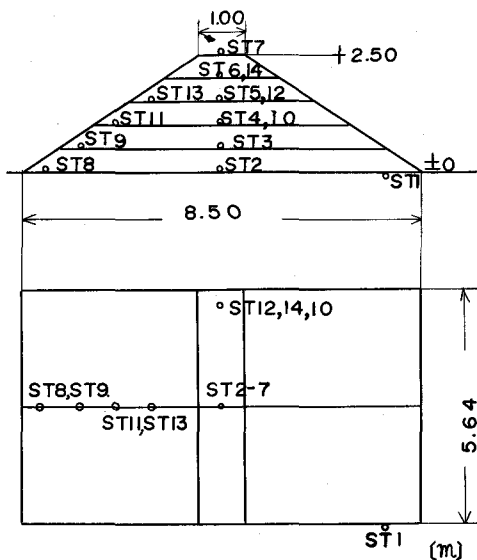


図-2 加速度計位置

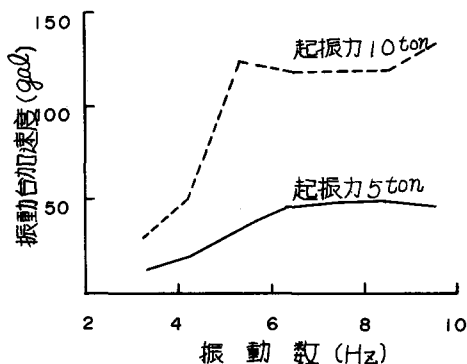


図-3 空載時の振動台加速度

Test 4で堤体内部を伝播するせん断波の波速を測定した。堤頂に置いた定り止り付きの板を木槌で打ち、堤体内に埋設した加速度でその衝撃波を記録したもので、これより求めた平均伝播速度は 111 m/sec であった。実験結果によると加速度レベルによって共振変動が変化することから堤体の応力ひずみ関係が非線型であること、側壁の影響が著るしいことがわかり、堤体の運動は必ずしも完全なせん断振動をしているとはいえない。しかしここでは中心部分についてせん断振動体と見なし、検討した。

i) せん断振動モデル 堤体を等方等質な粘弾性体と見なし、ひずみ速度に比例する内部抵抗を持つ欠頂堤体とし、振動台底面に正弦加速度が作用した場合の定常強制振動についての応答を求めた。この欠頂堤体の共振変動数は実測された共振変動数と同じにしてある。結果の1例を図-8に示す。

ii) 質点系モデル 堤体を線型バネを持つ5質点振動体とした計算結果を図-7に示した。堤体中のせん断波速からせん断剛性率を求めると 198 kg/cm^2 となるが、図-6、図-7に示したように約 100 kg/cm^2 の場合実験値に近い結果となる。図様に図-7の共振変動数から求めると 199 kg/cm^2 となる。せん断波速の測定の際、打撃板付近で加速度は 70 gal 、堤体内部では急激に減衰しており、振動実験での加速度レベルより低い。せん断剛性率は拘束圧やひずみレベルによって影響される(荒井・梅原の研究、港灣技術報告 No. 6 Vol. 5)が、ここではそのような非線型性を考慮していない為に相違が生じたと思われる。

5 円弧スベリ法による安定計算

海岸堤防のような土木構造物に対する現行の安定計算には円弧スベリ法が用いられており、地震力は構造物全体に一律に作用するものとして計算している。本実験によると加速度応答倍率は無視できないと考えられるので、堤体を5層に分割し実測値を震度として安定計算を行ない現行の計算による安全率と比較したものが表-2である。震度一定の場合は台加速度が堤体内に一律に分布するものとして計算した。これより震度分布を考慮した安全率は、一様な震度の場合より約20%小さな値を示す例もあった。Test 3の破壊実験では加振力が不足したり破壊は起らなかったが、変形状態から推測した定り面は円弧スベリ法による臨界円よりいくぶん斜面近く

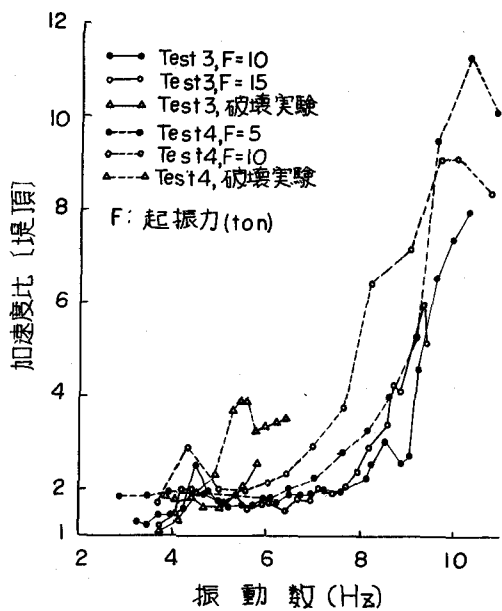


図-4 応答曲線 (堤頂部)

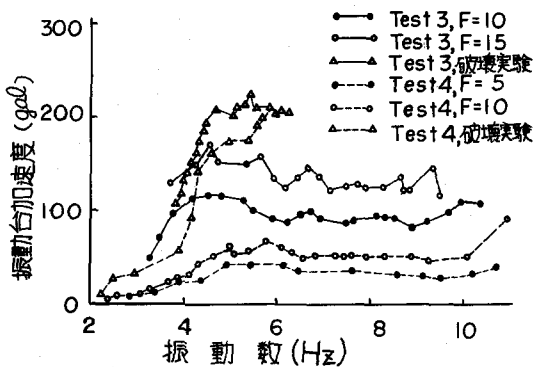


図-5 振動台加速度 F: 起振力 (ton)

を通る半径の大きな円弧状であった。

6 あとがき

本実験により実物に近い砂質堤防が大加速度を受けた時の挙動についていくつかの資料を得た。

a) 2 ~ 10 Hz の外力において本実験では堤頂部の共振時加速度応答が、台加速度 30 gal の時の 11 倍、210 gal の時 2.7 倍の値を示した。

b) 外力の増加に伴ない応答倍率及び共振振動数が減少し、堤体の非線型は振動性状を示している。

c) 振動台加速度が約 200 gal の時、堤体の全体的沈下、表面の亀裂、法面の崩壊が発生し、いわゆる入り破壊は起らなかったとはいえる、これも破壊現象と見なせる。

本報告では構造物の地震応答と破壊の結びつきをいかに設計法に取り入れるかという立場から、まず現在用いられている円弧スベリ法による考察を試みた。今日では構造物をモデル化した解析は複雑なものでもかなり容易に行い得るが、解析の裏付けとなる材料の動的性質に関しては未知の部分が多い。この

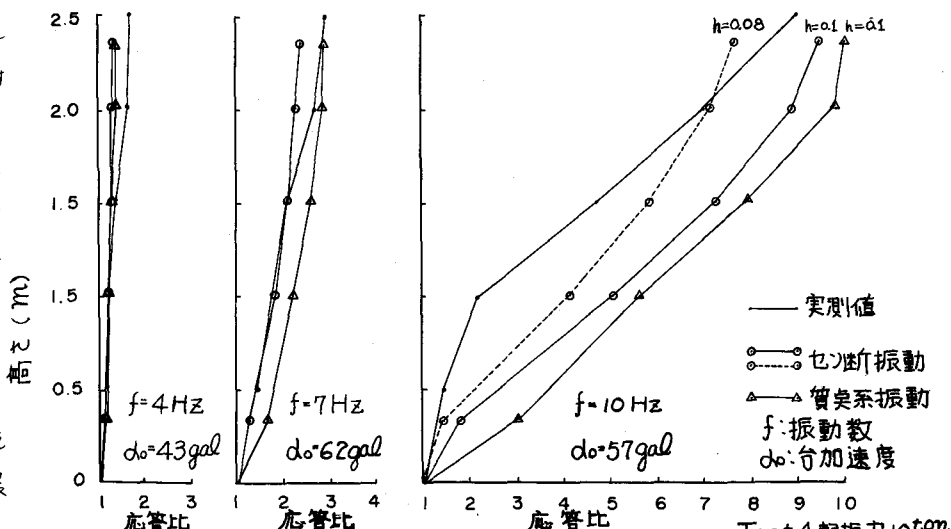


図-6 加速度応答比の鉛直分布 (実測値と理論値の比較)

	F ton	f Hz	震 度 (布)	震 度 (定)
Test3	5	4	1.98	2.15
		7	1.98	2.05
		9	1.99	2.03
	10	4	1.68	2.17
		7	1.84	2.10
		9	1.70	2.11
	15	4	1.78	2.24
		7	1.77	2.16
		9	1.54	1.87
Test4	5	4	1.85	1.90
		5.5	1.51	1.72
		4	2.18	2.18
	7	7	2.10	2.14
		9	2.07	2.16
	10	4	2.08	2.12
		7	1.98	2.05
		9	1.93	2.10
	12.26	4	2.04	2.02
		6	1.55	1.72

表-2 円弧法による安全率

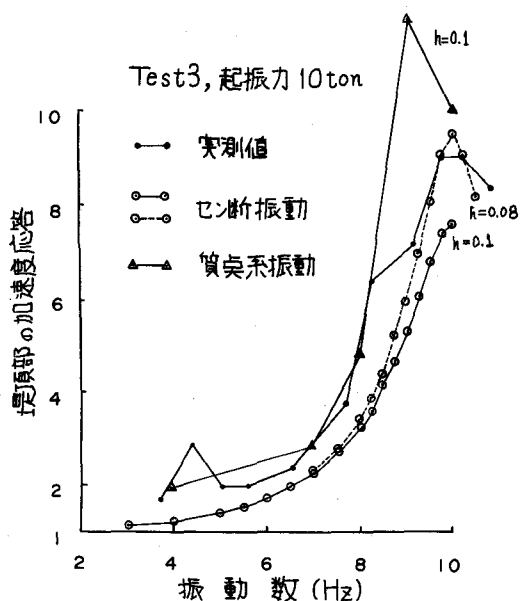


図-7 加速度応答比 (堤頂部)
実測値と理論値の比較

未知な部分について実測データを蓄積する為によりこのような入模型の振動実験を実施した。