

(73) 液状化地盤上の道路盛土模型の加振実験

建設省土木研究所	正員	荒川 直士
"	正員	近藤 益央
国土庁	正員	木全 俊雄

1. まえがき

地震によって道路盛土あるいは河川堤防などの土構造物が甚大な被害を受けて来ている。平地部における被害としては、盛土の沈下、陥没および亀裂発生などがあり、これらの盛土の多くは地盤が液状化しやすいとされる旧河道上や砂丘間低地に位置しているものである。

ここで大型振動台による砂質地盤上の盛土の模型実験を行い、地盤の液状化のしやすさと盛土の破壊形態との関係を調べることにした。本文は、その加振実験結果の概要を示すものである。

2. 実験方法

大型振動台(8m×6m)上に設置した実験土槽(長さ6m, 巾3m, 高さ2m, 加振直角方向壁は下端ヒンジ)内に、山砂を用いて地盤および盛土の模型を作成し加振実験を行うことにした。地盤の模型としてはその締め固め度を変化させた4CASEを対象とし、盛土の模型は各CASEとも同一の締め固め度を目標とした。

2-1 地盤および盛土模型の作成

模型の形状は図-1に示すように、地盤の高さ110cm, 盛土高さ60cm, 盛土天端巾100cm, のり勾配1:1.5であり、左右対象の全断面模型である。山砂(千葉県浅間山産)を湿潤状態で土槽内に搬入し、地盤及び盛土模型を整形し、その後土槽底から注水を行って、地盤模型部のみ水で飽和することとした。

地盤模型の整形は、巻き出し厚を20cmとし、締め固めは表-1に示すように、締め固め目標に応じて足踏み、木ダコおよびランマーを使用することとした。

盛土模型は全CASEとも巻き出し厚20cm, 締め固めを足踏み5回とした。その相対密度はおおむね40%であった。

模型に使用した山砂の材料特性を表-2に、また、地盤および盛土模型の物理特性を表-3に示す。

Table 1 各ケースの地盤模型の締め固め方法

	締め固め状態	締め固め方法	相対密度
CASE 1	ゆるづめ	足踏み5回	36%
CASE 2	極ゆるづめ	" 1回	19%
CASE 3	密づめ	木ダコ5回	62%
CASE 4	極密づめ	ランマー5回	88%

2-2 加振実験

各CASEとも模型完成後、破壊特性を調べる本実験に先立ち模型の概略の振動特性を把握するため共振実験を行った。共振実験は振動台加速度を10gal一定とする正弦波加振で行い加振々動数範囲は5~30Hzとした。

破壊特性を調べる本実験においては加振振動数を5Hzの正弦波とし加振開始時から5~10秒間で立ち上げ振動台の目標加速度レベルを50秒間継続することとした。目標加速度レベルとしては、第1段階を200galとし破壊が生じない場合は第2段階として400gal, 更に第3段階として600galとした。各CASEにおける加振段階の振動台加速度の目標値および実測値を表-4に示す。

計測は、実験時の振動性状ならびに間隙水圧の変化を把握するために、図-1に示すように地盤および盛土内に加速度計および間隙水圧計を配置するとともに、実験中および実験後の模型各部の変状を明らかにするために、土槽側面に30cm間隔に石灰メッシュを設けるとともに、地盤および盛土内部に石灰柱を設けた。

3. 実験結果

3.1 共振実験

共振実験においては振動台の加速度レベルが小さくかつノイズ成分を含んでいたため、計測波形をフーリエ変換し、ノイズ成分を除去した後振動数毎に振幅を求めた。各CASE 毎に地盤上および盛土天端において応答倍率が最大となる振動数を表-5に示す。ただしCASE 4の地盤部では実験振動数より高振動数域で応答倍率が最大となる振動数が存在すると思われたが明らかでない。

3.2 破壊特性実験

(1) 全般的な破壊状況

地盤がややゆるぎめのCASE 1および極ゆるぎめのCASE 2では、加振第1段階(目標加速度レベル200 gal)で破壊した。地盤がやや密ぎめのCASE 3では加振第1段階では変状が殆んど認められず、加振第2段階(目標加速度レベル400 gal)に至って破壊した。地盤が極密ぎめのCASE 4では加振第1および第2段階では変状が殆んど認められず、加振第3段階(目標加速度レベル600 gal)になって盛土部表面が崩壊した。各CASEの破壊時(最終段階)の状況を写真1に示す。地盤の相対密度と盛土崩壊時の振動台の加速度の関係を図-2に示す。これによれば地盤の相対密度の上昇に伴って盛土が崩壊する為に要する加速度が非常に大きくなる傾向が見られる。

(2) 各CASEの破壊状況

CASE 1, 2では、振動台加速度がいずれも150~200 gal程度に達した時点で盛土天端中央付近に縦亀裂が発生した。その後15~20秒間にわたって亀裂が発達、拡大し、同時に沈下も進行している。実験後の盛土天端の最大亀裂巾はCASE 1で14cm, CASE 2では25cmであり、また盛土天端の平均沈下量はCASE 1で20cm, CASE 2では23cmであった。盛土および地盤の変形状態は、盛土が両側方へ沈下流動して、その分だけ地盤部で押し上げられ隆起した形となっている。盛土天端にフラックが発生して沈下を始める前から盛土周辺地盤内の過剰間隙水圧が上昇を始め、引き続き盛土直下の地盤内の過剰間隙水圧が大きく上昇する現象が現われた。また、土槽側面の壁ぎわの地盤上で噴砂現象が発生した。これらの事からCASE 1, 2における盛土は周辺地盤の液状化を契機として安定を失って両側方へ流動し、破壊したものと推察される。

CASE 3については、第2段階の加振開始後15秒後(振動台加速度341 gal)に盛土天端に数本の亀裂が発生したがCASE 1, 2に比べるとその後の亀裂、沈下の程度はかなり小さく、実験後の盛土天端の平均沈下量は65cm程度であった。この場合も地盤表層部の液状化によりCASE 1, 2と同じような盛土の側方流動現象が生じているが、その程度が小さいためCASE 1, 2にみられたような天端中心の1つの大きな縦割れとはならず、数本の比較的小さな縦割れが発生したことがCASE 3の破壊形態の特徴である。また過剰間隙水圧が上昇したが、その度合いはCASE 1, 2に比べ小さかった。

CASE 4については、第3段階の加振開始後、15秒後(振動台加速度約682 gal)に盛土のり面の表面が滑落し始め、除々に盛土天端表面に数多くの小さな亀裂が発生した。この時点で盛土天端での加速度は1,000 galを大中に上まわっていた。このような状態でも地盤部では殆んど変状はなく、かつ過剰間隙水圧の上昇も見られなかった。

(3) 過剰間隙水圧

過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ を各測点の過剰間隙水圧 Δu とその位置での有効上載圧 σ_v' で除したものととし、 Δu の値を実験記録から、 σ_v' をOsterbergの図表を用いて求め、 $\Delta u/\sigma_v'$ を計算した。対象は地盤の液状化が進行したCASE 1, 2および3である。

図-3はCASE 2における地盤内に発生した各点の $\Delta u/\sigma_v'$ とそのときの盛土天端沈下 S_u との関係を示したものである。この図から盛土直下の地盤と盛土のない地盤の2つのグループに分かれる傾向が見られる。この傾向は

他のケースにおいても同様であった。なお各ケースとも沈下は急激には進まず時間の経過とともに徐々に進行して行き、その沈下速度は CASE 1 では 0.5cm/sec, CASE 2 では 0.7cm/sec, CASE 3 では 0.2cm/sec であった。

4. まとめ

- ① 盛土の基礎となる砂質地盤の相対密度の相異により破壊の程度および形態が大きくなることが明らかになった。
- ② ゆるぎめの砂質地盤にあっては、盛土の周辺地盤が液状化し、それを契機として盛土が安定性を失い斜面が外側へ流動し破壊する形態が確認できた。
- ③ 過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ は盛土周辺地盤で大きく、盛土直下では小さい。

Table 2 Physical properties of Sands Used for Experiments

Items	Sign	Unit	Value
Specific Gravity of Soil Particle	G_s	—	2.704
Optimum Moisture Content	w_{opt}	%	15.5
Maximum Dry Density	γ_d, max	gf/cm ³	1.668
Maximum Void Ratio	e_{max}	—	0.972
Minimum Void Ratio	e_{min}	—	0.613
60% Grain Size	D_{60}	mm	0.30
10% Grain Size	D_{10}	mm	0.15
Mean Grain Size	D_{50}	mm	0.26
Coefficient of Uniformity	U_c	—	2.0

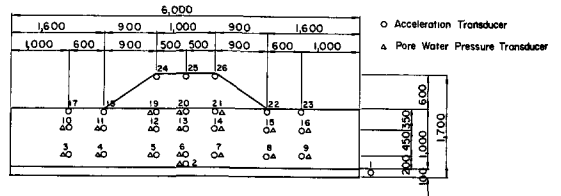


Fig. 1 Ground and Embankment Model

Table 3 Characteristics of Models of Embankments and Grounds

Items	Case No				
	1	2	3	4	
Wet Unit Weight γ_t (ton/m ³)	Embankment	1.61	1.63	1.59	1.79
	Ground	1.61	1.55	1.72	1.84
Dry Unit Weight γ_d (ton/m ³)	Embankment	1.47	1.49	1.49	1.55
	Ground	1.47	1.42	1.55	1.63
Water Content w (%)	Embankment	9.6	9.2	6.9	15.4
	Ground	9.9	9.2	11.4	12.7
Void Ratio e	Embankment	0.839	0.815	0.815	0.745
	Ground	0.842	0.904	0.749	0.655
Saturated Unit Weight γ_{sat} (ton/m ³)	Embankment	—	—	—	—
	Ground	1.93	1.89	1.98	2.03
Relative Density D_r (%)	Embankment	37.0	43.7	43.7	63.2
	Ground	36.2	18.9	62.1	88.3
Degree of Compaction D/D_{max} ($D_{max}=1.668$ t/m ³)	Embankment	0.881	0.893	0.893	0.929
	Ground	0.881	0.851	0.929	0.977

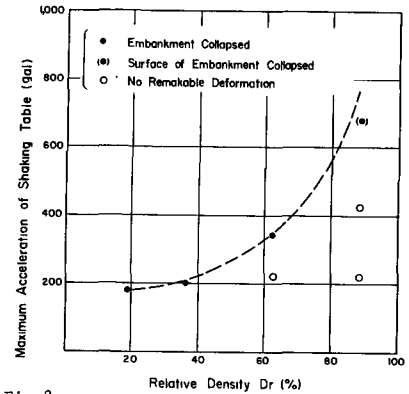


Fig. 2

Relation between Relative Density of Ground and Maximum Acceleration of Shaking Table

Table 4 Accelerations of Shaking Table

Case No	Step No.	Target Acceleration (gal)	Observed Acceleration (gal)	Remarks
1	1	200	201	Damaged
	2	200	186	Damaged
3	1	200	223	Not Damaged
	2	400	341	Damaged
4	1	200	221	Not Damaged
	2	400	425	Not Damaged
	3	600	682	Damaged

Table 5 Resonant Frequencies at Preliminary Shaking Tests

Case No	Embankment		Ground	
	Resonant Frequency (Hz)	Amplification Ratio	Resonant Frequency (Hz)	Amplification Ratio
1	14	11.0	14	3.5
2	14	11.5	14	4.0
3	21	22.0	24	8.5
4	26	24.0	—	—

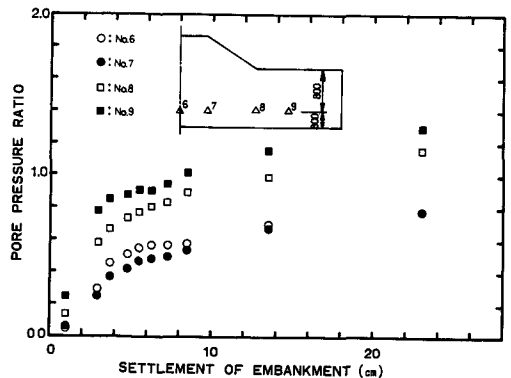
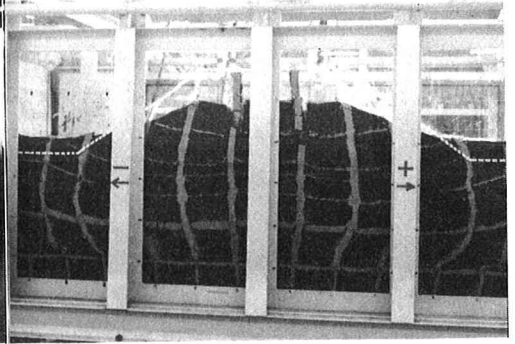
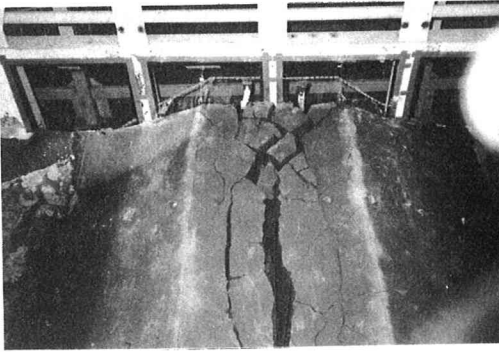


Fig. 3 Relation between $\Delta u/\sigma_v'$ and Settlement of Embankment Case 2

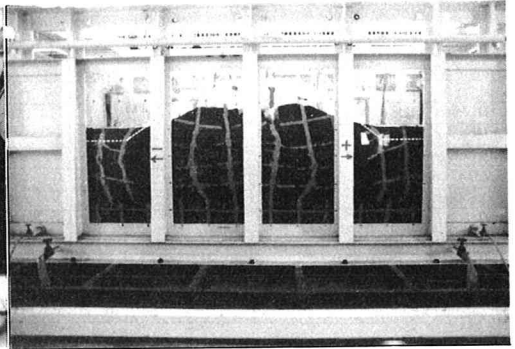
CASE 1

(ゆるめの地盤)
200gal加振



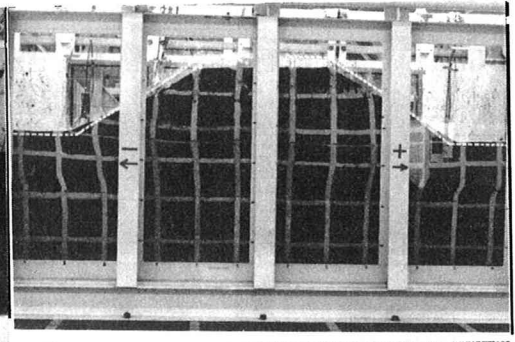
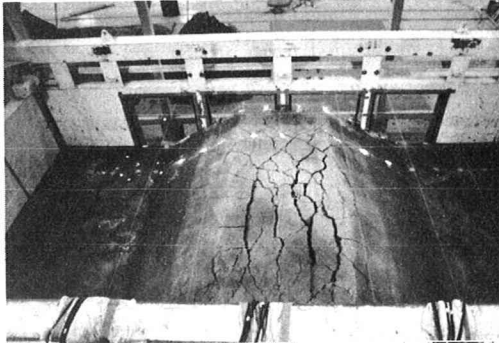
CASE 2

(極ゆるめの地盤)
200gal加振



CASE 3

(密つめの地盤)
400gal加振



CASE 4

(極密つめの地盤)
600gal加振

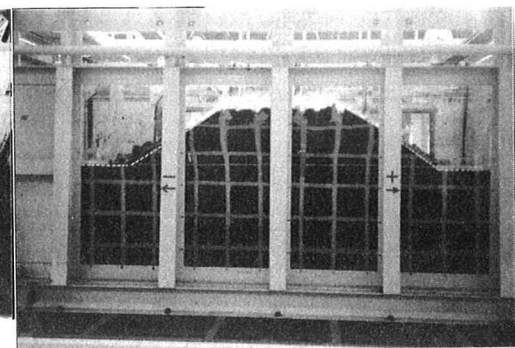


写真 各ケースにおける破壊形態