

(80) 盛土上橋台と杭基礎橋台の液状化模型実験

日本道路公団 野田幹夫  
 同上 石橋 忠  
 フジタ工業(株) 中村正博

1. まえがき

本報告は、高速道路の橋梁構造物の耐震性評価に関する研究の一環であり、アプローチクッション(A・C)方式や盛りこぼし式の盛土上橋台と逆T式橋台を対象として、地盤の液状化時の破壊過程や形態をはじめ、間隙水圧、土圧ならびに加速度波形に着目した模型振動実験<sup>1), 2)</sup>について考察したものである。

2. 実験模型

橋台のモデル化に先立って、実物大橋台の仮想設計を行った。形式の異なる橋台を同じ尺度で比較するために、各形式とも標準的な設計条件を仮定し、橋台天端の水平変位量が同程度となるように配慮した。図-1にA・C方式および盛りこぼし式橋台模型の寸法と計器配置を示す。A・C方式橋台とは図中の杭の無い場合を意味し、杭の有る場合が盛りこぼし式橋台である。また、図-2に逆T式橋台模型の寸法と計器配置を示す。図中のA1~A6は加速度計、P1~P5は間隙水圧計、E1~E5は土圧計を意味する。いずれの模型も、実物の1/20の寸法とし、奥行き方向2mに同じ断面をもつ平面ひずみ模型である。橋台躯体の模型は鉄筋コンクリートと同じ質量密度をもつように、鉄板と木板を用いて作製した。また、杭の模型は杭の特性値 $\beta$ と杭長 $l$ とから得られる無次元量 $\beta \cdot l$ について相似則を満足するように硬質塩化ビニル管で作製した。矢板締切り工の矢板およびタイロッドの模型材料には、鉄板およびピアノ線を用いた。また、地盤および盛土模型の材料としては利根川砂( $G_s = 2.74$ ,  $D_{50} = 0.33$  mm,  $U_c = 2.10$ )を用いた。空中落下法により作製した地盤模型は $\gamma_t = 1.89$  tf/m<sup>3</sup>,  $w = 29.8\%$ ,  $D_r = 71.6\%$ である。

3. 加振方法

液状化実験に先立って実施した共振実験によれば、実験模型の1次共振振動数は23Hzであった。共振実験における加振振幅が10cm/s<sup>2</sup>と小さく、大振幅による液状化実験では実験模型の共振振動数が低下することを考慮し、加振方法は加振振動数を6Hz、加速度振幅を100・200・300・400 cm/s<sup>2</sup>と段階的に増大させる正弦波加振とした。加振時間は各加速度振幅の段階につき10秒間の計40秒間、波数で言えば、各60波の計240波の加振とした。

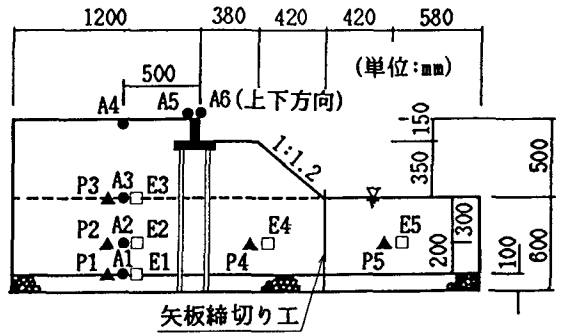


図-1 A・C方式と盛りこぼし式橋台模型

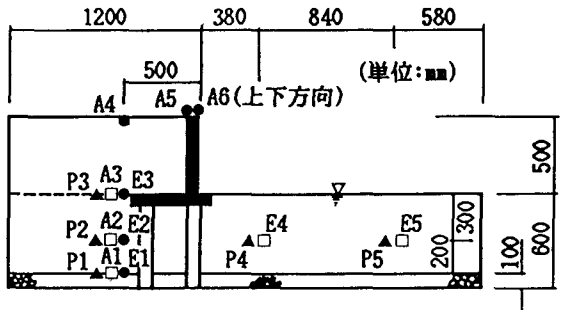


図-2 逆T式橋台模型の計器配置図

ケース	(cm/s <sup>2</sup> )	時刻 (s)			
		10	20	30	40
補強工無	A・C方式	○	●		
	盛りこぼし式	▲	○	●	
補強工有	A・C方式	○	●		
	盛りこぼし式	▲	○	●	

▲---変位量 5mm  
 ○---変位量 50mm  
 ●---変位量 100mm

図-3 A・Cと盛りこぼし式の破壊の比較

#### 4. 測定結果の整理

橋台形式の相違や補強工の有無など実験条件の異なるケースの破壊の度合を比較するために、加振中の模型の挙動を撮影したビデオの静止画面を用いて、橋台天端の変位量を求めた。図-3および図-6の▲印、○印ならびに●印は、橋台の水平変位量と沈下量の和がそれぞれ5mm、50mmならびに100mmであることを意味している。これらの変位量が生じる時刻をひとつの目安として、各ケースの破壊の度合を比較する。

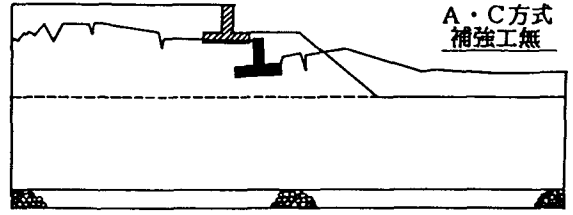


図-4 A・C方式橋台模型の最終破壊形状

#### 5. A・C方式と盛りこぼし式橋台の比較

図-3の補強工無の場合、5mm、50mm、100mmのいずれの変位量で比較しても、盛りこぼし式橋台はA・C方式橋台に比べて破壊の進行が遅い。この傾向は補強工有の場合にもみられる。図-4と図-5に示した加振終了後の最終破壊形状によれば、A・C方式の橋台が盛土と一体となって沈下ならびに水平移動するのに対して、盛りこぼし式では沈下量は小さく、杭先端を中心にして回転移動している。また、両者とも橋台前面盛土が前方へ崩壊している。

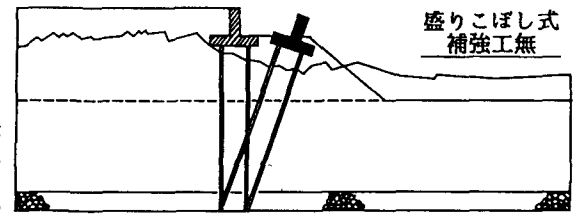


図-5 盛りこぼし式橋台の最終破壊形状

#### 6. 盛りこぼし式と逆T式橋台の比較

図-6の盛りこぼし式と逆T式橋台の変位量の発生時刻に着目すると、5mmでは逆T式の方が早いですが50mm、100mmでは盛りこぼし式の方が早くなっている。図-7の橋台の変位量によれば、16秒以降から盛りこぼし式の変位量が逆T式のそれに比べて大きくなり、加振後34秒では約3倍の変位量を生じ、逆T式は盛りこぼし式に比べて破壊の進行が遅い。

ケース	(cm/s <sup>2</sup> ) 時刻(s)	100		300		400	
		200	300	400	500	600	700
盛りこぼし式		▲	○	●			
逆T式					○		●
杭 有		▲					●

図-6 盛りこぼし式と逆T式橋台の破壊の比較

#### 7. 橋台の破壊と間隙水圧、土圧波形

図-8に示した地盤底部の間隙水圧計P1および土圧計E1の波形に着目すると、いずれの橋台模型も波形の乱れ始める点(図中の矢印)は加振開始後10秒であるが、橋台の変位量が50mmとなる時点(▼印)はそれぞれ異なっている。A・C方式では変位の開始から橋台の変位量が50mmになるまでの時間が3秒と破壊の進行が早いのにに対して、盛りこぼし式ならびに逆T式のそれは10秒と15秒であり、A・C方式に比べて破壊の進行が遅くなっている。

#### 8. 補強工の有無による橋台の変位量の比較

前述の図-3によれば、A・C方式の補強工の有無では、橋台の変位量が5mmおよび50mmの発生時刻では両者に相違はなく、変位量100mmの発生時刻で補強工有の方が無に比べて遅くなっている。図-9はA・C方式における補強工の有無と橋台の変位

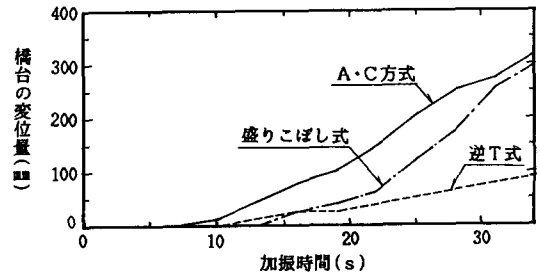


図-7 橋台の変位量

量の関係を示しており、横軸の加振時間が15秒以降では補強工の有無が変位置に大きく影響していることが明らかである。図-3の盛りこぼし式の場合、補強工無の橋台の変位置が100mmになっても、補強工有のそれは50mm以下となっている。図-10に示す盛りこぼし式における補強工の有無と橋台の変位置の関係をもみても矢板締め切り工の補強工としての効果が顕著に現れている。加振終了時の盛土の最終破壊形状では、A・C方式、盛りこぼし式とも補強工有の方が補強工無に比べて法面の崩壊の度合が小さく、前面地盤への土の流出は明らかに少なくなっていた。

### 9. 補強工の有無による間隙水圧の比較

図-11にA・C方式、盛りこぼし式橋台の補強工有と補強工無の模型の地盤下部P1における間隙水圧の時間変化を示す。加振時に得られた間隙水圧波形のうち、加振開始時点から過剰間隙水圧がほぼ逸散した加振終了後10秒の時点までの50秒間の波形を対象として、5秒毎の値をプロットしたものが図-11である。また、加振開始後2秒、12秒、42秒で波形の急激な変化がみられたので、その値も加えた。間隙水圧は、地盤模型の作製段階から測定を開始したので、加振前では静水圧を示しており、いずれの模型もこの静水圧はほとんど同じ値となっている。加振開始後10秒で間隙水圧は急上昇するが、この段階で液状化を呈したものと考えられる。加振開始後10秒以降では、補強工有の方が補強工無より間隙水圧は大きく、最大値は150 gf/cm<sup>2</sup>以上を示す。このように補強工の有る方は矢板の内部で過剰間隙水圧が大きくなる現象がみられるが、これは矢板の影響で過剰間隙水圧が逸散しにくいとみられる。A・C方式と盛りこぼし式のいずれの模型も、補強工の有無にかかわらず、加振終了直後から間隙水圧は減少をはじめ、補強工内部での水圧の残留はみられない。加振終了直後の間隙水圧は補強工有の方が大きいにもかかわらず、加振終了後10秒では補強工無とほぼ同じ値となり、過剰間隙水圧の逸散は早いといえる。なお、地盤下部E1の土圧は間隙水圧と同様に加振開始10秒後に急上昇し、いずれの模型も140~150 gf/cm<sup>2</sup>の値であったことを付け加えておく。

### 10. 補強工の有無による加速度振幅の比較

図-12に地盤と盛土の境界部A3の加速度振幅の時間変化を示す。加振開始後10秒までは、いずれの模型も加振振幅100cm/s<sup>2</sup>と同じ振幅を示すが、10

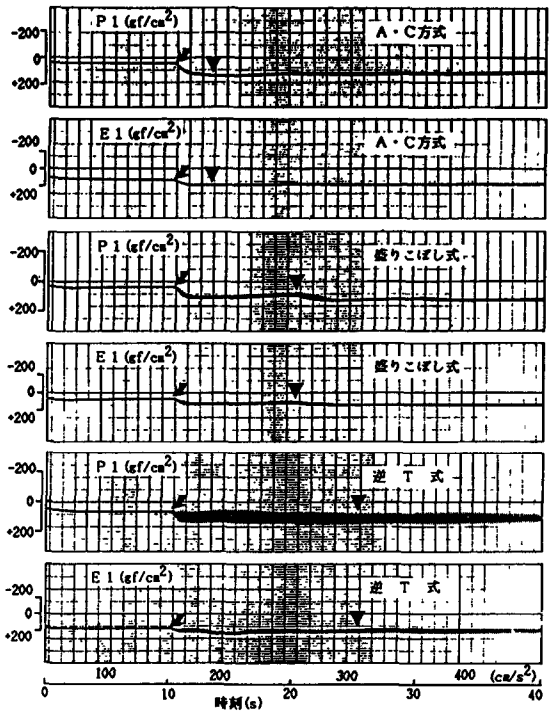


図-8 異なる橋台形式の破壊と土圧、間隙水圧波形

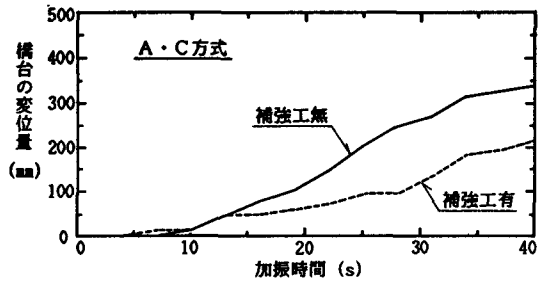


図-9 A・C方式橋台の変位置

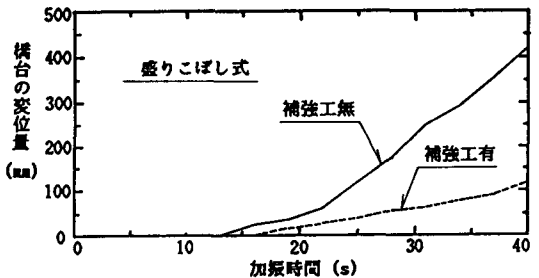


図-10 盛りこぼし式橋台の変位置

秒以降では補強工無は、補強工有に比べて加速度振幅が大きくなっている。特に、加振後30秒以降ではその差が顕著に現れている。図-11で補強工有の間隙水圧が補強工無のそれに比べて大きくなるのに対し、図-12の加速度振幅では補強工有の方が小さくなっている。補強工の無い場合、加振開始後20秒以降でA・C方式は盛りこぼし式より振幅がかなり大きくなるのに対し、補強工有では両者の加速度振幅に着しい差はみられない。加速度振幅の大きさを破壊の目安と考えれば、破壊の度合は補強工無の方が補強工有より大きく、矢板締切り工の補強工としての効果のあることが明らかである。

1.1. まとめ

盛土上橋台の耐震性を検証するために、模型振動実験を行い、形式の異なる橋台の比較を試みた。A・C方式は盛りこぼし式や逆T式と比較して、破壊の進行が早く、橋台は盛土と一体となって変位する。盛りこぼし式は逆T式に比べて破壊の進行が早く、最終的な橋台の変位量も大きい。また、両者とも杭先端を中心にした回転移動をするが、盛りこぼし式橋台ではその前面盛土が前方へ崩壊する。地盤底部に設置した間隙水圧計と土圧計の値が急変する時点は液状化の開始を示すと考えられるが、この時点から橋台の変位量が50 mmになるまでの時間は、逆T式、盛りこぼし式、A・C方式の順に長い。

矢板締切り工により、橋台ならびに盛土部の破壊はかなり減少する。矢板締切り工の有無による橋台の変位量によれば、盛りこぼし式橋台では矢板締切り工の補強工としての効果が顕著に現れるのに対して、A・C方式では比較的大きい変位量の時にその効果がみられた。矢板締切り工内部では、加振中に過剰間隙水圧が大きくなる傾向にあるが、加振終了後10秒の時点ではその間隙水圧値は補強工無と同程度の値まで低下している。

最後に、本実験を行うに当たり御指導頂いた東京大学生産技術研究所の片山恒雄教授、佐藤暢彦助手、大保直人助手の各位に謝意を表します。

参考文献

- (1) 石橋 忠, 野田幹夫: 盛土上橋台の耐震性に関する模型振動実験, 第20回土質工学研究発表会, 1985. 6.
- (2) 石橋 忠, 野田幹夫, 中村正博, 池見 拓: 橋台の模型振動実験における間隙水圧・土圧および加速度波形に関する一考察, 第20回土質工学研究発表会, 1985. 6.

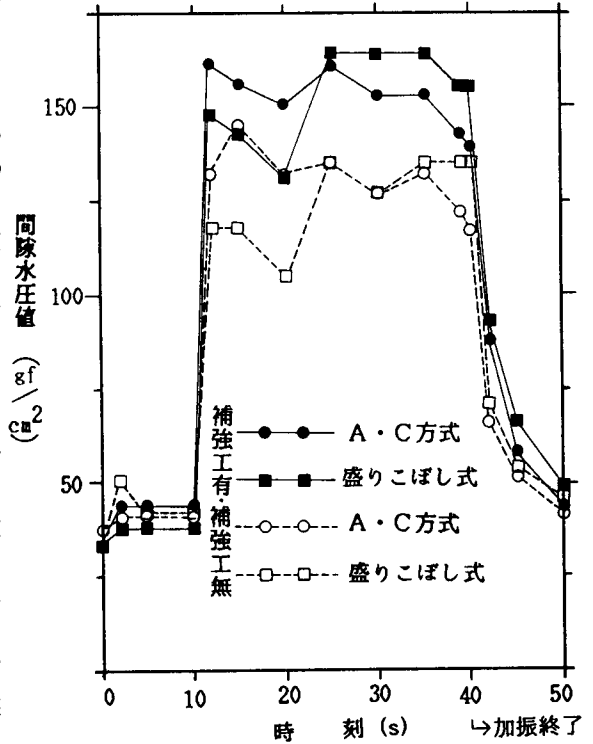


図-1.1 間隙水圧の時間変化(位置: P1)

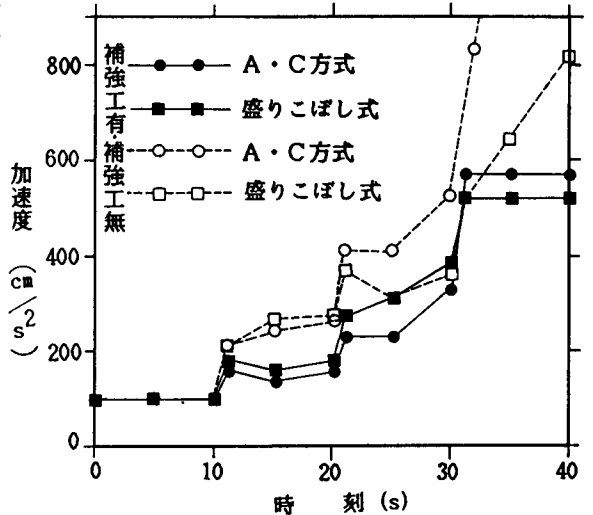


図-1.2 加速度振幅の時間変化(位置: A3)