

Ⅲ - A 101

橋台背面盛土の地震時沈下に関する模型振動実験の考察

日本鉄道建設公団 正会員 青木 一二三 日本鉄道建設公団 正会員 米澤 豊司  
 鉄道総合技術研究所 正会員 館山 勝 鉄道総合技術研究所 正会員 木村 英樹  
 日本鉄道建設公団 正会員 北川 修三 日本鉄道建設公団 正会員 伊藤 真

1. はじめに

橋台背面の盛土では、地震時に沈下が起こりやすく、特に鉄道においては列車の走行安定性などの観点から不都合が生じるため、粒調砕石やセメント改良土によるアプローチブロックが施工されている。そこで現行の対策工の効果を確かめる目的で4ケースの模型振動実験を実施した。

本編はこれらの実験結果を整理し、対策効果を比較検討した結果について述べる。

2. 実験方法

表1に今回実施した実験ケースについて示す。実験は、①橋台背面に対策工が無いケース1、②粒調砕石によるアプローチブロックを有するケース2、③改良土によるアプローチを有するケース3、④ケース3と同様であるが橋台に後ろフーチング（踵）無いケース4の4ケースである。

実験方法は、文献<sup>1)</sup>で詳しく述べているため、ここでは省略する。

3. 出力状況

図1に出力状況の一例として、無対策（ケース1）における代表的な計測機器の出力状況を示す。図1(g)の基盤加速度に対して、それぞれの応答値は加振が進むに連れて変化する。(a)(b)は橋台の加速度応答を示したものである。最終加振直前までの応答は小さいが、最終加振時では大きく応答している。特に鉛直はそれ以前の加振に対しては、ほとんど応答しておらず、急激にロッキングが生じたことを示唆する。(c)(d)は盛土内の応答加速度を示す。橋台近傍のいわゆる仮想背面内の盛土(c)については、橋台部の加速度(a)と同様な応答を示している。しかしそれをはずれた盛土内(d)においては、破壊時における加速度応答はさほど大きくない。(e)(f)は壁面土圧と底盤反力の応答を示す。破壊に至らない状態の壁面土圧は、加速度の大きさに左右されず比較的一定値で推移するが、破壊時には急激に応力が増加する。この現象は、従来の静的な力の釣り合いから求める地震時土圧では説明に限界があることを示唆する。フーチングつま先での底盤反力については、加速度が小さい領域では徐々に増加するが、更に加速度が進むと応力が低下する。これは多少のロッキングによってつま先の土が沈下し、その結果、地盤との接

表1 実験ケース

<p>ケース1 無対策</p>	<p>ケース3 セメント改良アプローチブロック 後ろフーチングあり</p>
<p>ケース2 粒調砕石アプローチブロック 従来工法</p>	<p>ケース4 セメント改良アプローチブロック 後ろフーチングなし</p>

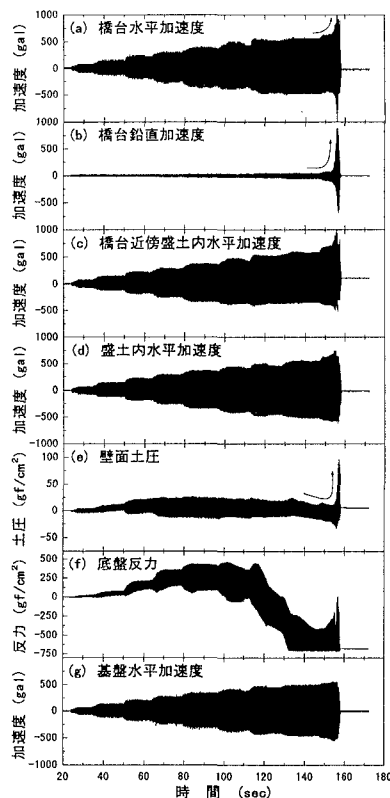
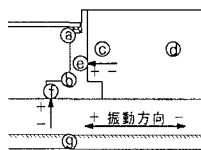


図1 データ出力状況（無対策）

キーワード： 橋台、補強土、振動実験

〒100-0014 東京都千代田区永田町 2-14-2, Tel 03-3506-1860, Fax 03-3506-1891  
 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38, Tel 042-573-7261, Fax 042-573-7248

触が小さくなったためと思われる。この結果は無対策に対するものであり各ケースで多少の違いはあるが、他についても基本的な出力傾向は同様であった。

図2は各ケースにおける破壊直前での加速度応答倍率の等高線を示す。図1 (b)で鉛直加速度が急増する直前の値で整理したものである。応答倍率はケース3>ケース4>ケース2>ケース1の順で大きい。つまり背面土の剛性が高いほど応答加速度も大きくなっている。

#### 4. 変形状況

図3に基盤加速度と、盛土高さ(H)に対する橋台の水平変位率 ( $\delta_{H}/H$ )、盛土沈下率 ( $\delta_{S}/H$ ) との関係を示す。ここでの変位率は、各加振ステップにおける最終変位量より求めたものである。

加振に伴う橋台の水平変位率に着目すると、どのケースにおいても上端と下端での変位量の差は小さく、橋台の変形モードは、転倒ではなく滑動であることが伺える。概ね橋台の水平変位と橋台背面の沈下は、ほぼ同時期に同様の傾向で生じているが、ケース4の場合だけは背面盛土が自立しているため沈下に関係なく橋台だけが変形したためである。次に背面盛土の沈下に着目する。図は橋台背後の沈下計(Sn)とアプローチブロック端部付近での沈下計(Sf)の出力だけを示すが、最終的な変形状況は文献<sup>1)</sup>に詳しい。アプローチブロック端部位置での沈下計(Sf)は対策工の影響が比較的小さいため、どのケースにおいても沈下量も小さく概ね傾向も同じであった。ただしケース3については改良土端部にクラックが生じた時点でその直上の盛土に土楔が発生し、沈下が急増した。橋台背後の沈下率(Sn)については、無対策では、加速度200gal付近から徐々に背面土の沈下が始まり、加速度が大きくなるに連れて変形も増加する。これに対して粒調砕石のケース2では、沈下の増加率は小さい。ケース4では盛土の沈下はほとんど生じないが、橋台は前方に変形するのでその分だけ盛土との間に空間が生じた。これに対して後ろフーチングを有するケース3では、加速度が進むに連れて改良土の破壊も進み、沈下も徐々に増加している。

今後はこれらの結果を基に合理的な橋台部の構造を提案する予定である。

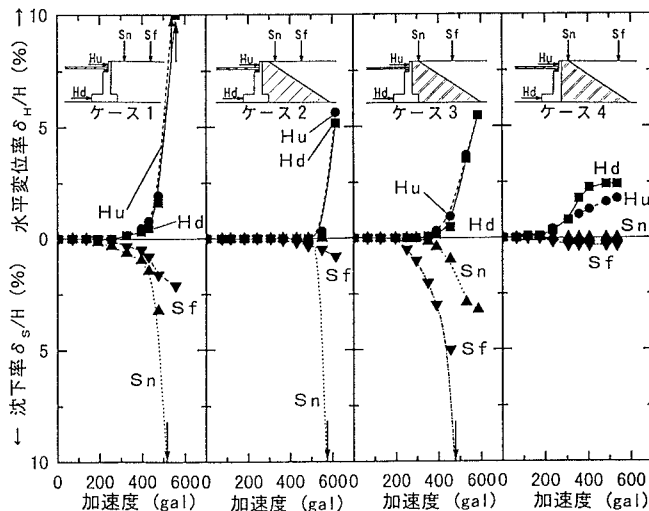


図3 水平変位率と沈下率

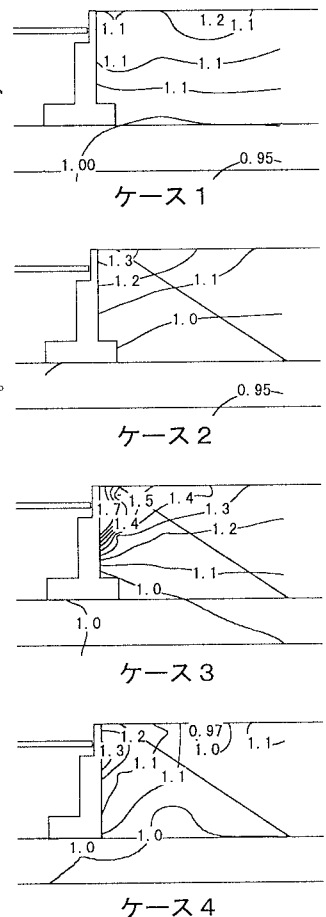


図2 破壊直前の加速度応答倍率

<参考文献> 1) 木村, 青木, 米澤, 館山, 北川, 伊藤: 橋台背面盛土の地震時沈下に関する模型振動実験, 第53回土木学会年次学術講演会, 1998. 9