

遠心模型実験による橋台と EPS の地震時相互作用の評価

(独) 土木研究所 正会員○藤原 慎八 篠原 聖二 西田 秀明 石田 雅博

1. はじめに 土圧軽減や側方流動対策を目的として橋台の背面に EPS が配置される事例があるが、地震時における橋台と EPS の相互作用については、EPS 内に設置される鉄筋コンクリート製の中間床版の影響など未解明な点もあり、評価手法の確立には至っていない。そこで本検討では、橋台背面に EPS を設置した場合における橋台と EPS の地震時相互作用を評価することを目的として、遠心模型実験を実施した。

2. 実験概要 図-1 に示すように、実験模型は幅 1.5m×高さ 0.5m×奥行き 0.15m (内寸法) の鋼製剛土槽内に縮尺 1/50 でモデル化し、50G の遠心加速度場において圧密、加振を行った。EPS 模型は実施工で使用されている発泡スチロールを用い、1:1.8 の勾配 (安定勾配) となる逆三角形形状に配置した。上載荷重の分散や不陸調整のため EPS 盛土内に高さ 2~3m ごとに設置される鉄筋コンクリート製の中間床版¹⁾については、単位体積重量が鉄筋コンクリートにほぼ等しいアルミ板を用い、この表面に珪砂を貼り付け EPS との摩擦を確保した模型を作製した。橋台模型は背面に EPS を有する橋台の施工事例を参考に図-2 に示す高さ 8.2m の逆 T 型橋台を想定し、躯体基部の曲げ剛性が想定した橋台と等価となるようアルミ材を成型し作製した。橋台の基礎は杭基礎とし、想定した鋼管杭と等価な曲げ剛性となるアルミパイプを 16 (4×4) 本配置した。また、上部構造模型は支間長 50m の単純鋼桁を想定し、橋台が分担する上部構造重量が等価となるようアルミ材を加工し作製した。支点条件は上部構造模型と橋台模型をボルトで接合してピン支点とし、溝形鋼を用いた橋脚模型上はテフロン板を配置して可動条件とした。模型地盤の作製にあたっては、気乾状態の 7 号珪砂を相対密度 90% 以上となるように突き固めて支持地盤を形成し、その上に基礎地盤として遠心模型実験装置により圧密させた粘性土地盤を作製した。背面盛土には江戸崎砂を用い、基礎地盤が変形しないよう慎重に締め固めた。また、表層にあたる舗装部は単位体積重量がほぼ等しい 4 号珪砂を用いて模擬した。橋台への作用力は、図-2 に示すように橋台背面側に設置した 6 基の荷重計により計測を行った。橋台模型、中間床版模型および模型杭にはひずみゲージを貼り付け、変位計、加速度計および土圧計を模型内に配置した。表-1 に実験ケースを示す。実験は上部構造を取り外したケースについても行い、入力地震動は道路橋示方書 V 編²⁾で定義されるレベル 1 地震動およびレベル 2 地震動 (以降、L1, L2 と呼ぶ) に相当する地震波を土槽底面に与えた。L1 については I 種地盤、L2 については Type II の I 種地盤の地盤面で定義された地震波 (II-I-1) を用いた。

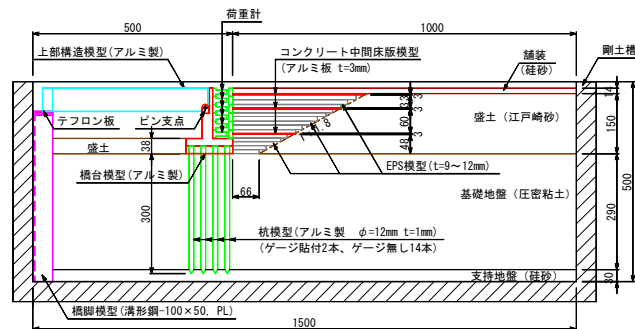


図-1 実験模型概要 (mm)

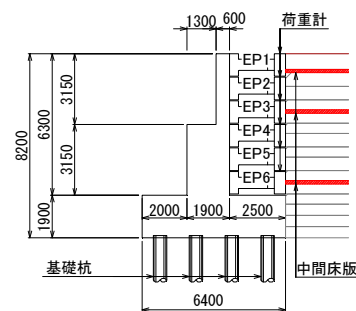


図-2 橋台形状 (実寸法, mm)

表-1 実験ケース

実験ケース	構造条件	加振条件
N-L1	上部構造なし	レベル1地震動
N-L2	上部構造なし	レベル2地震動
U-L1	上部構造あり	レベル1地震動
U-L2	上部構造あり	レベル2地震動

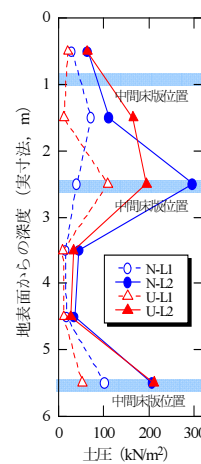


図-3 最大土圧分布

模型地盤の作製にあたっては、気乾状態の 7 号珪砂を相対密度 90% 以上となるように突き固めて支持地盤を形成し、その上に基礎地盤として遠心模型実験装置により圧密させた粘性土地盤を作製した。背面盛土には江戸崎砂を用い、基礎地盤が変形しないよう慎重に締め固めた。また、表層にあたる舗装部は単位体積重量がほぼ等しい 4 号珪砂を用いて模擬した。橋台への作用力は、図-2 に示すように橋台背面側に設置した 6 基の荷重計により計測を行った。橋台模型、中間床版模型および模型杭にはひずみゲージを貼り付け、変位計、加速度計および土圧計を模型内に配置した。表-1 に実験ケースを示す。実験は上部構造を取り外したケースについても行い、入力地震動は道路橋示方書 V 編²⁾で定義されるレベル 1 地震動およびレベル 2 地震動 (以降、L1, L2 と呼ぶ) に相当する地震波を土槽底面に与えた。L1 については I 種地盤、L2 については Type II の I 種地盤の地盤面で定義された地震波 (II-I-1) を用いた。

3. 実験結果 橋台背面の荷重計で計測した土圧の最大値の深度分布を図-3 に示す。上部構造の有無にかかわらず、L2 地震時に大きな土圧が作用しており、特に中間床版位置において大きな最大土圧が発生している。これは、既往の解析的検討³⁾においても同様の傾向を確認しているが、EPS 背面の地震時主働土圧が中間床版を介して橋台に伝達されているためであると考えられる。図-4 に各ケースの鉛直変位および水平変位の残留値を示す。上部構造の有

連絡先

〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 (独) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター TEL 029-879-6773

無に関わらず、L2 地震時の変位が大きく、鉛直変位については橋台背面が沈下、橋台前面が隆起する方向に変位が生じた。水平変位については全計測箇所で橋台前面方向に生じており、背面 EPS と橋台の間に上部構造なしのケースで 6mm 程度、上部構造ありのケースで 4mm 程度隙間が生じた。また、橋台天端の水平変位は上部構造なしのケースの方が上部構造ありのケースに比べて大きかった。図-5 に土圧の時刻歴を示す。EP1～EP6 は荷重計番号で最上部が EP1 である。全てのケースでスパイク状の土圧が生じているが、この原因は中間床版の接触によるものと考えられる。また、L1, L2 両方のケースで上部構造なしのケースに比べ上部構造ありのケースの方がスパイク状の土圧の発生頻度が少ない。図-6 に橋台に作用する慣性力および土圧合力の時刻歴を示す。慣性力は橋台天端の水平加速度に橋台および上部構造質量を乗じて算出し、土圧合力は橋台背面の荷重計の値を合計して算出した。L1, L2 両方のケースで上部構造の有無によって慣性力に違いが生じている。特に L2 のケースの 10～20 秒に着目すると、上部構造なしのケースに比べ上部構造ありのケースでは慣性力と土圧合力の位相差が大きく、これにより上部構造なしのケースに比べ上部構造ありのケースでスパイク状の土圧の発生頻度が少なくなり、橋台天端の水平変位が小さくなったものと考えられる。

4. まとめ 本検討により、得られた知見を以下に示す。(1) EPS の背面土の地震時主働土圧が中間床版を介して橋台に伝達される。(2) 上部構造の有無で地震時の慣性力に違いが生じ、上部構造がある場合には慣性力と土圧の位相差が大きくなることで、上部構造がない場合に比べ橋台天端の水平変位が小さくなる。

参考文献 1) 発泡スチロール土工法開発機構：EPS 工法設計・施工基準書，2007。2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012。3) 篠原，藤原，西田，石田：中間床版を有する橋台背面軽量土の地震応答解析，第 48 回地盤工学研究発表会，2013。(投稿中)

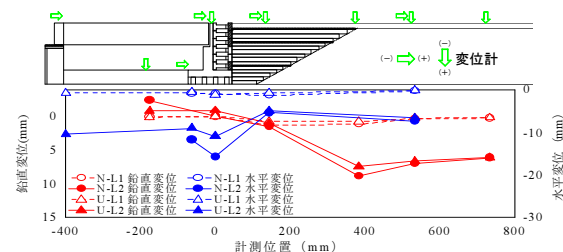


図-4 鉛直変位および水平変位

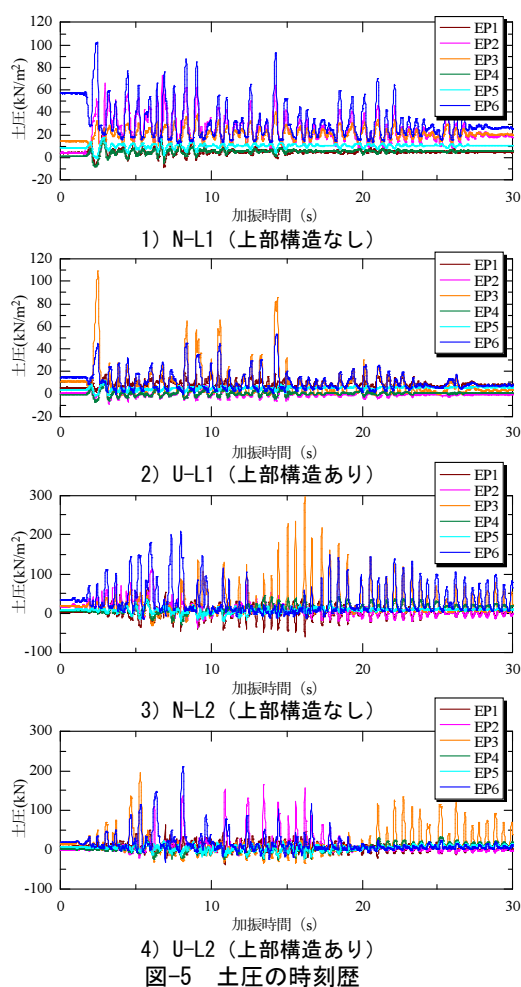


図-5 土圧の時刻歴

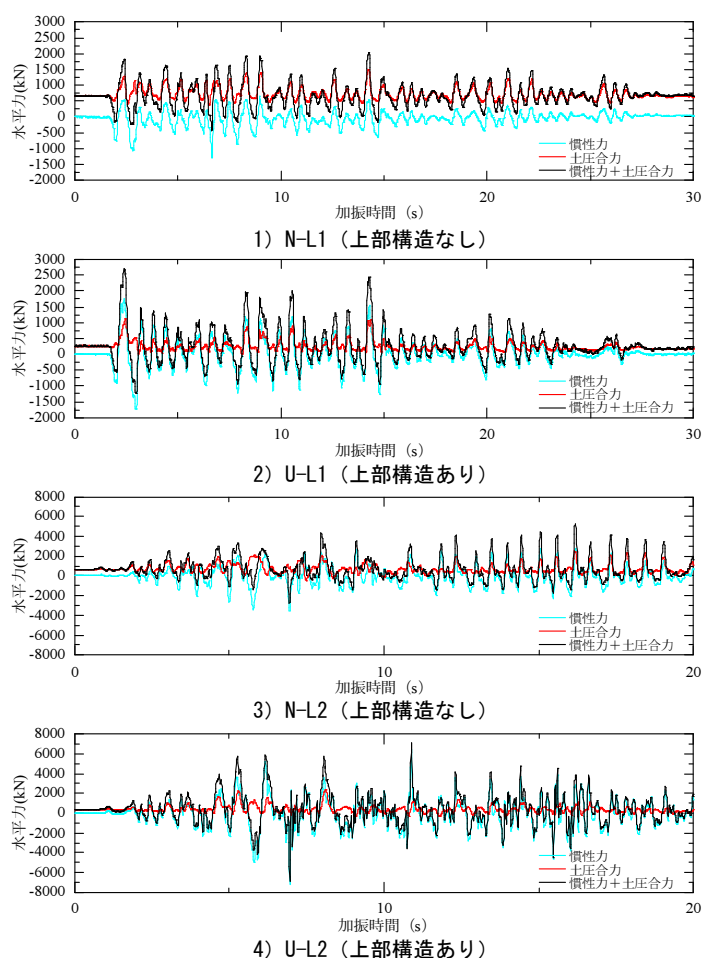


図-6 橋台に作用する慣性力と土圧合力の時刻歴