

橋台とEPSの地震時相互作用に関する遠心模型実験

藤原慎八¹・篠原聖二²・西田秀明³・石田雅博⁴

¹正会員 （独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員 修（工） （独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員（同上）

³正会員 修（工） （独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員（同上）

⁴正会員 修（工） （独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員（同上）

1. はじめに

圧密沈下や側方流動のおそれのある軟弱地盤に橋台を建設する場合には、基礎の剛性を高めたり、プレロードを行ったり、橋台背面部の基礎地盤を改良するなどの対策が必要となることが多い。そのような対策の1つとして、基礎地盤に作用する荷重の低減を目的として人工材料でできた軽量材料を橋台背面部に使用する事例が出現してきている。その中の1つとして発泡スチロールを使用したEPS盛土がある。EPS盛土の設計や施工方法を取りまとめた資料^{1),2)}によると、車両による輪荷重などの上載荷重の分散、不陸や段差の修正、浮力対策を目的としてEPSブロックの間に高さ2～3m毎に鉄筋コンクリート製の中間床版を設置することが標準とされている。この中間床版はEPSに比べて単位体積重量や剛性が非常に大きいことから、橋台の背面に設置する場合には地震時における橋台への作用力分布が、一般の盛土による作用力分布あるいはEPSのみを背面に設置した場合の作用力分布と異なり、既往の解析的研究^{3),4)}においても、地震時にEPS盛土背面の盛土からの作用力が中間床版を介して橋台に伝達される結果を得ている。また、EPS盛土の耐震設計については、EPS盛土単体の地震時挙動の検証や地震時の安定性についての検討^{5),6)}は行われているが、EPS盛土を橋台背面に使用した場合の橋台との相互作用についての検討はあまり進んでおらず、EPS盛土内に設置される中間床版の地震時挙動やその相互作用についても明確にはなっていない。

一般的な橋台の耐震設計については、レベル1地震動に対する耐震性能1の照査を満たせば、レベル

2地震動に対する耐震性能2又は耐震性能3を満たすとみなされ、レベル2地震動に対する照査を省略してよいとされているが、背面に軽量盛土を用いた場合には、橋脚と同じような振動特性を示す場合もあることから、橋脚と同様の照査を行うこととされている⁷⁾。しかしながら、橋台背面にEPS盛土を使用した場合における地震時の挙動が明確にはなっていないことから、耐震設計と実際の地震時挙動が乖離している可能性がある。

以上のような背景から、本検討では橋台背面にEPSを設置した場合の橋台の相互作用を把握するために実施した遠心模型実験の結果について報告する。

2. 実験模型および実験ケース

(1) 実験概要

本実験では橋台、EPS盛土、杭および上部構造をモデル化し、基礎地盤は砂質土および軟弱粘性土を対象として、50Gの遠心加速度場において圧密、加震を行った。写真-1に模型のセットアップ状況を示す。

(2) 実験模型

図-1に示すように、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でモデル化した模型を作製した。EPS盛土の模型は実施工で使用されている発泡スチロールを用い、実施工状況を模擬するためブロック状に分割したEPSをホッチキスで結合し一体化を図った。EPSの配置形状は、土圧軽減工法の実績より1:1.8の安定勾配となる逆三角形状とした。EPS盛土内に設置される鉄筋コ

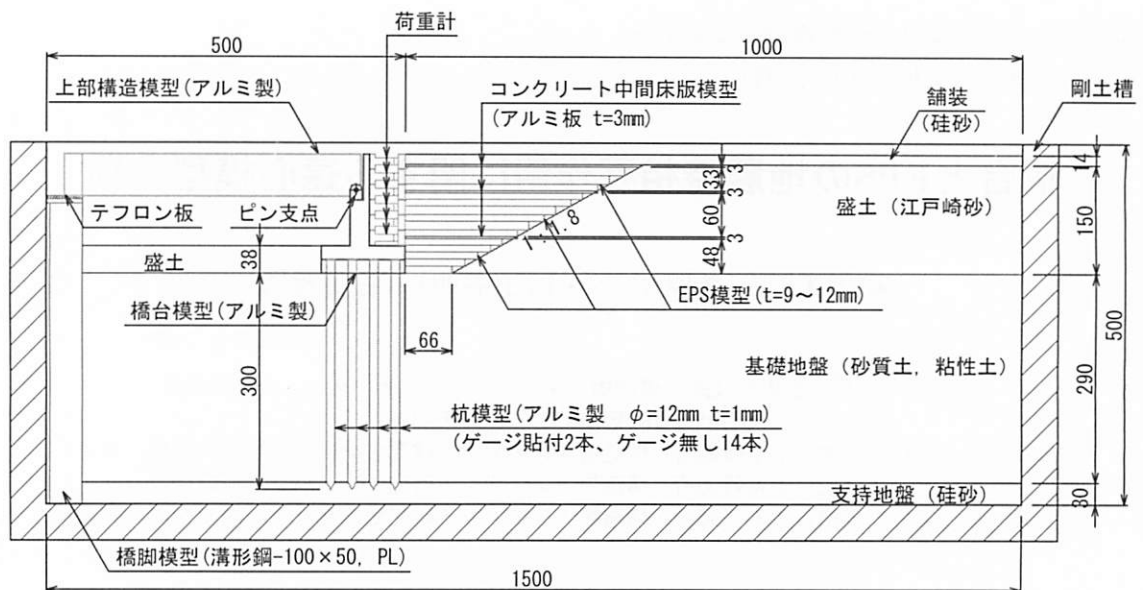


図-1 実験概要図 (EPS 盛土のケース, mm)

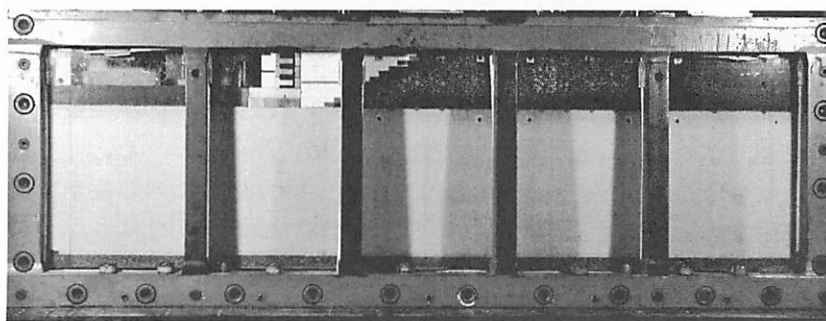


写真-1 セットアップ状況 (砂質土地盤, EPS 盛土のケース)

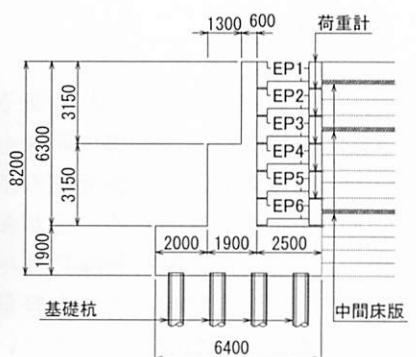


図-2 橋台形状図 (実物大寸法, mm)

表-1 地盤材料

地盤材料		江戸崎砂	粘性土 (スミクレ)	7号砂砂	3号砂砂
土構造物模型		盛土	粘性土基礎地盤	砂質土基礎地盤	支持地盤
物理 粒度	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.709	2.746	2.645	2.654
	礫分含有量 (%)	0.5	0.0	0.0	1.8
	砂分含有量 (%)	90.3	7.8	94.8	98.2
	シルト分含有量 (%)	5.0	55.2	—	—
	粘土分含有量 (%)	4.2	37.0	5.2	—
	均等係数 U_c	3.64	—	1.57	1.49
	平均粒径 D_{50} (mm)	0.243	0.015	0.169	1.280
安定化 締め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.637	—	—	—
	最適含水比 ω_{opt} (%)	16.9	—	—	—
	試験方法	A-b法	—	—	—

ンクリート製の中間床版については、単位体積重量がコンクリートに近いアルミ板を用い、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に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たピン支点とし、橋脚模型上はテフロン板を配置して可動条件とした。

実験に用いた地盤材料を表-1 に示す。地盤模型の作製にあたっては、気乾状態の 3 号珪砂を所定の

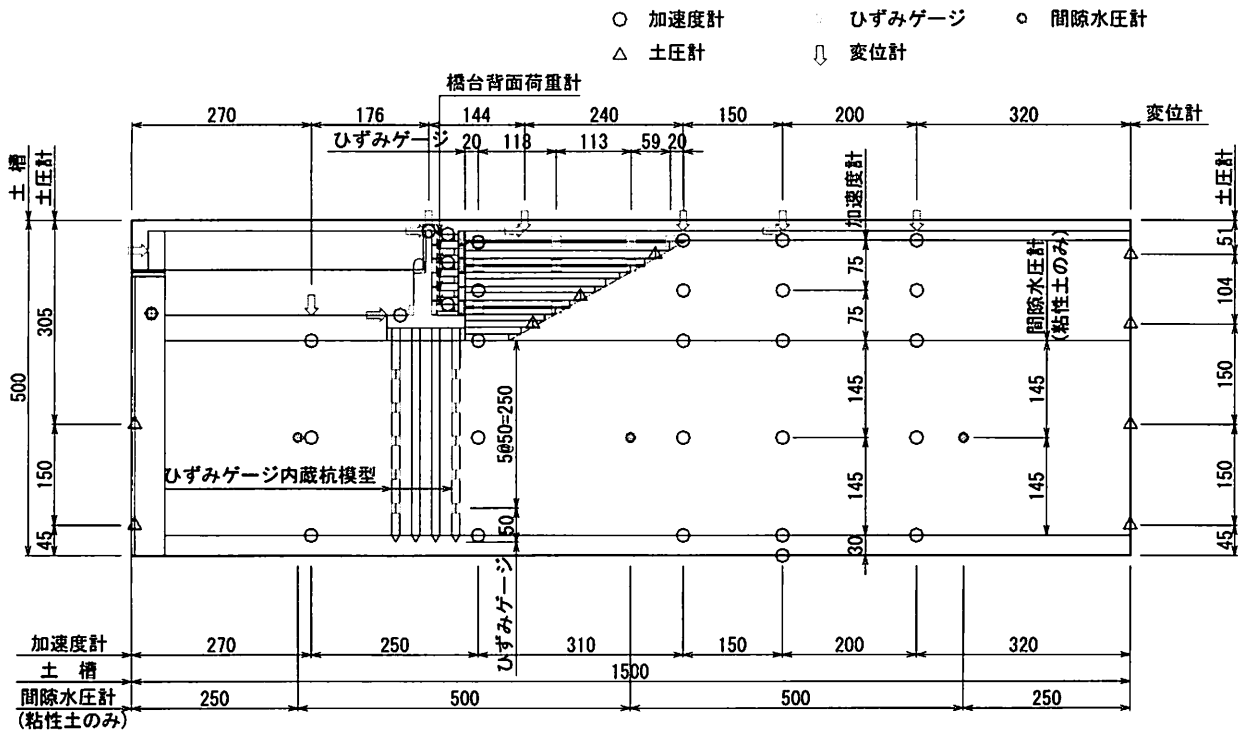


図-3 計測位置図 (EPS 盛土, mm)

相対密度になるように突き固めて支持地盤を形成し、その上に基礎地盤を作製した。基礎地盤が砂質土のケースでは、気乾状態の7号硅砂を用い支持地盤と同様、所定の相対密度になるように突き固めた。基礎地盤が粘性土のケースでは、スラリー状の粘土を遠心模型実験装置により圧密させ作製した。圧密は背面盛土重量に相当する荷重を載荷させるため、有孔載荷板上に錘を載せ、2回に分けて行った。背面盛土には江戸崎砂を用い、盛土と実験土槽ガラス面との摩擦を軽減するためにガラス面にグリースを塗布した後、基礎地盤が変形しないよう慎重に所定の相対密度となるまで突き固めた。また、盛土部の表層にあたる舗装部は、単位体積重量がほぼ等しい4号硅砂を用いて模擬した。

図-3 に各種計測センサー位置を示す。橋台背面への作用力は、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。荷重計は 1 基ずつ橋台背面にボルトで固定しているため、死荷重時には荷重計自重により橋台背面側へ回転するモーメントが橋台基部に作用することになる。また、荷重計には盛土との摩擦を確保するためサンドペーパーを表面に貼り付けた。橋台模型および模型杭にはひずみゲージを貼り付け、杭模型についてはひずみゲージを深度方向に 5 ヶ所、橋軸方向に橋台前面側および橋台背面側の 2 ヶ所、中空断面のアルミパイプ内面に貼り付けた。また、変位計、加速度計および土圧計も図中に示すように配置した。

表-2 実験ケース

	基礎地盤	背面盛土	入力地震動
Case-1	粘性土	EPS盛土	L1
Case-2			L2
Case-3		普通盛土	L1
Case-4			L2
Case-5		なし	L1
Case-6			L2
Case-7	砂質土	EPS盛土	L1
Case-8			L2
Case-9		普通盛土	L1
Case-10			L2
Case-11		なし	L1
Case-12			L2

(3) 実験ケース

実験は表-2 に示した 12 ケースについて行った。本実験では橋台の地震時挙動を明確にするため、比較の目的で背面が一般的な盛土のケースや背面盛土がないケースについても実験を行った。入力地震動は道路橋示方書 V 編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 種地盤の地盤面で定義された地震波、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-2）を用いた。実験に用いた入力地震動波形を図-4 に示す。地震動の入力については、全ての実験ケースにおいて L1, L2 の順番で連続的に加震した。

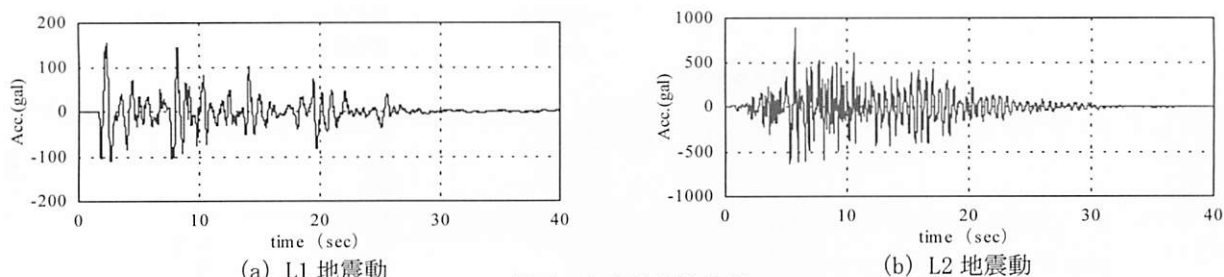
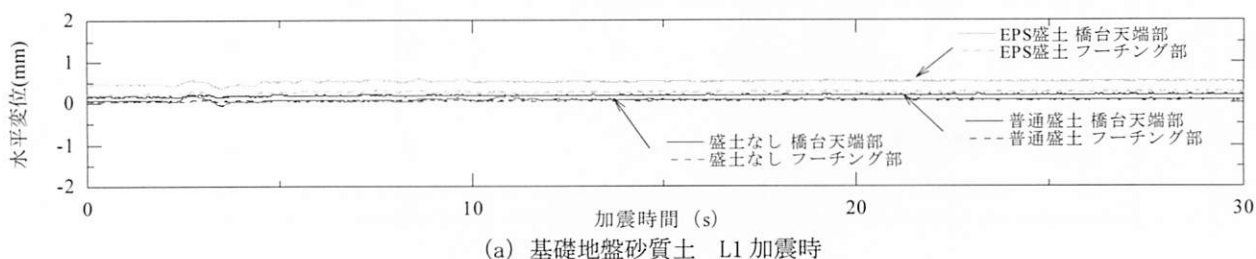
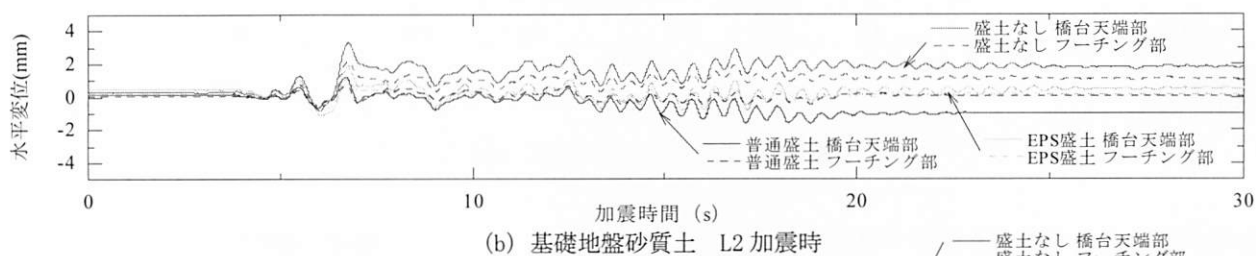


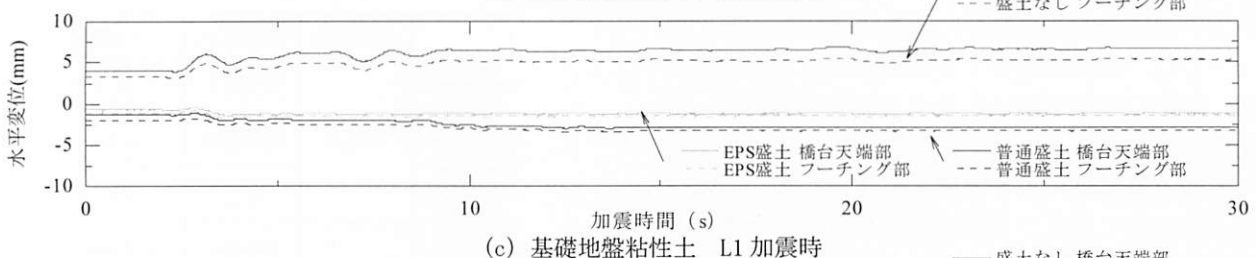
図-4 入力地震動波形



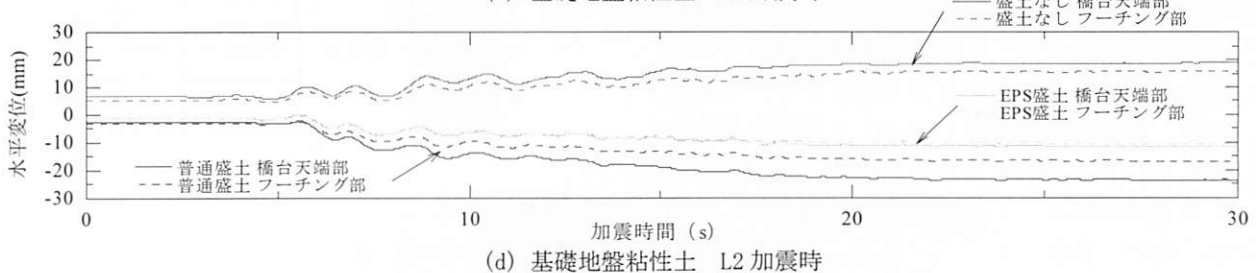
(a) 基礎地盤砂質土 L1 加震時



(b) 基礎地盤砂質土 L2 加震時



(c) 基礎地盤粘性土 L1 加震時



(d) 基礎地盤粘性土 L2 加震時

図-5 橋台天端およびフーチング部の時刻歴応答水平変位

3. 実験結果

(1) 橋台の変位状況

橋台天端およびフーチング部の時刻歴応答水平変位を橋台背面方向を正として図-5 に示す。基礎地盤が砂質土の場合の L1 加震時においては、いずれの背面盛土条件においても加震による応答変位はほとんど見られなかった。基礎地盤が砂質土の場合の L2 加震時においては、盛土なしのケースでは橋台背面方向に、普通盛土のケースでは橋台前面方向に

水平変位が生じ、EPS 盛土のケースでは、加震による振幅は見られるものの、ほとんど水平変位が生じなかった。これは、橋台背面に取り付けた荷重計の重量により橋台背面方向に回転するモーメントが生じ、盛土なしのケースでは橋台背面方向への水平変位が生じたものと考えられる。一方、橋台背面に EPS 盛土や普通盛土があるケースでは背面土がこの変位に抵抗し、普通盛土のケースでは地震時土圧が生じることで橋台前面側への水平変位が生じたものと考えられる。また、盛土なしのケースおよび普通盛土のケースでは、加震中に橋台天端部とフーチン

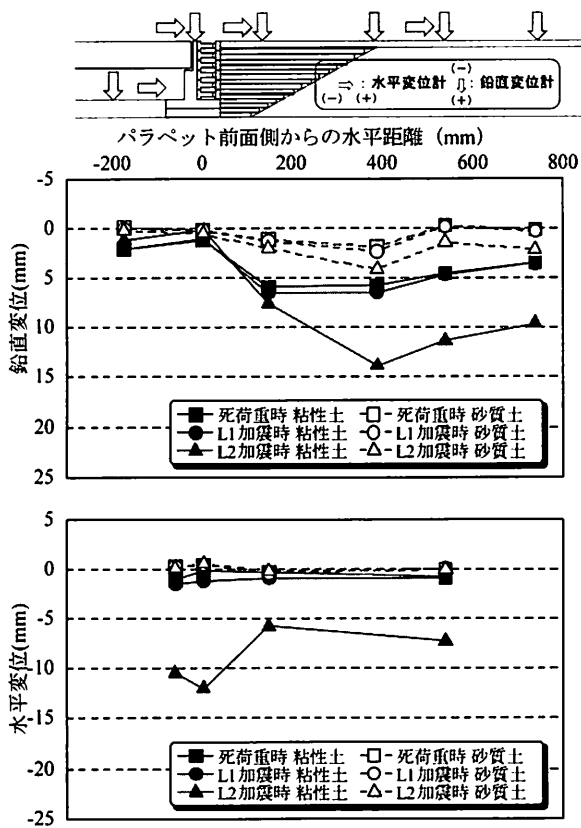


図-6 鉛直方向および水平方向の残留変位
(EPS 盛土のケース)

グ部の変位差が大きくなっており L2 加震により橋台に回転変位が生じたことがわかった。

基礎地盤が粘性土の場合では、いずれの加震条件でも、EPS 盛土のケースおよび普通盛土のケースでは橋台前面方向に、盛土なしのケースでは橋台背面方向に水平変位が生じており、EPS 盛土のケースにおける橋台の水平変位挙動は盛土なしのケースよりも普通盛土のケースに近いことがわかった。また、L2 加震時には加震中に橋台天端部とフーチング部の変位差が大きくなっており、L2 加震により橋台に回転変位が生じたことがわかった。

背面盛土条件ごとの死荷重時、L1 加震時、L2 加震時の鉛直方向および水平方向の残留変位を図-6～図-8 に示す。いずれのケースにおいても、基礎地盤が粘性土のケースの方が基礎地盤が砂質土のケースに比べて鉛直変位、水平変位ともに大きくなった。

基礎地盤が砂質土の場合における死荷重時や L1 加震時の変位については、EPS 盛土のケースの EPS 設置位置で 2.0mm 程度の沈下が生じた以外は全て 1.0mm 未満と小さい変位となった。EPS 盛土のケースにおける鉛直変位については、普通盛土のケースで沈下していないことから基礎地盤の沈下が原因ではなく、背面盛土模型を作製する際に階段状に設置した EPS ブロック間や背面盛土の境界面での隙間が

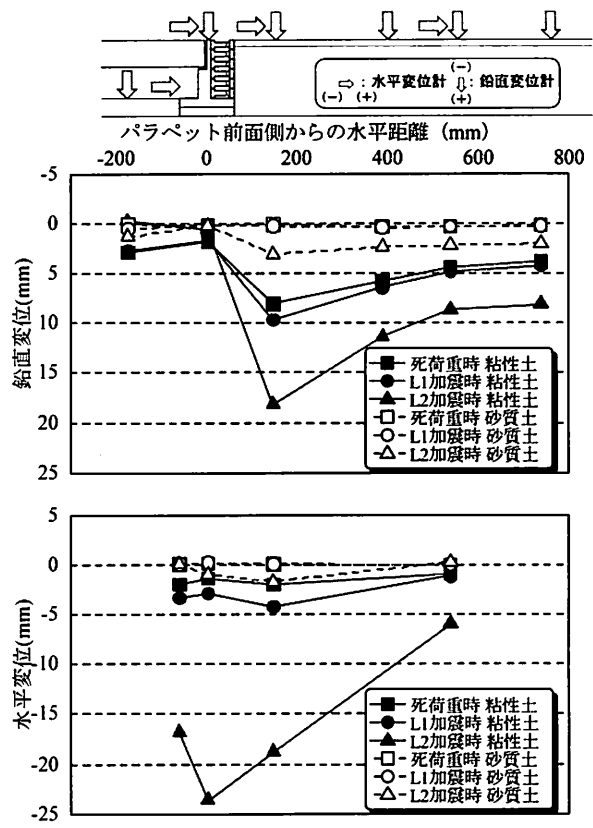


図-7 鉛直方向および水平方向の残留変位
(普通盛土のケース)

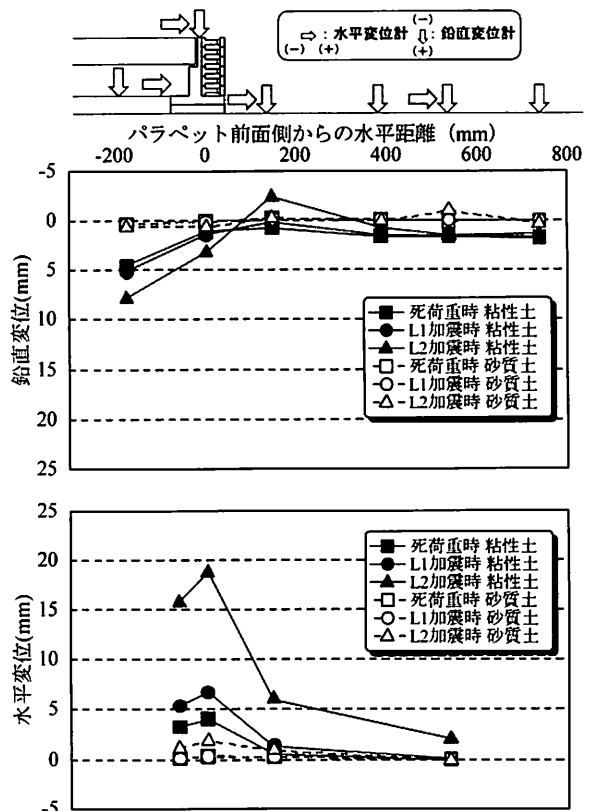


図-8 鉛直方向および水平方向の残留変位
(盛土なしのケース)

生じ、遠心力の载荷によりその隙間がつぶれて沈下が生じたものと考えられる。

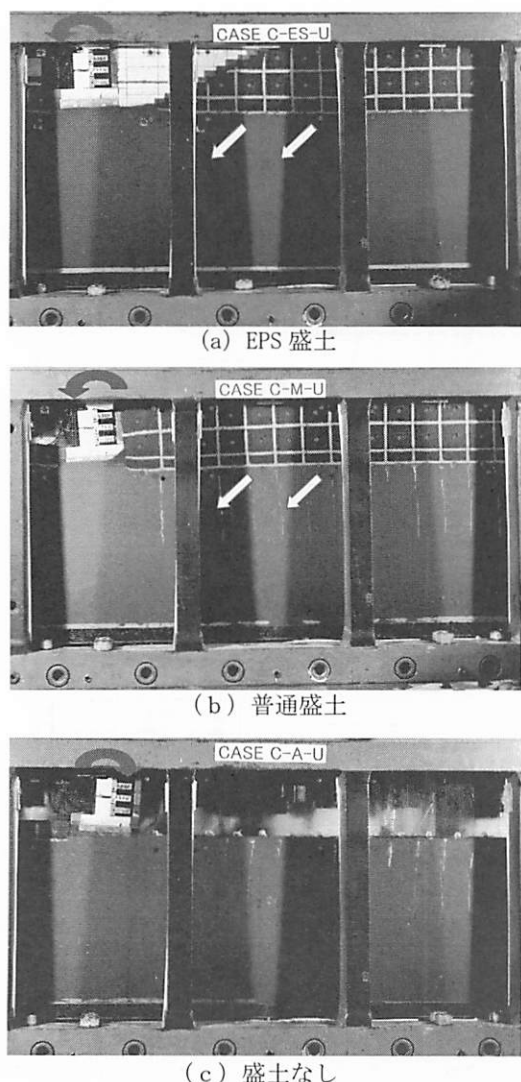
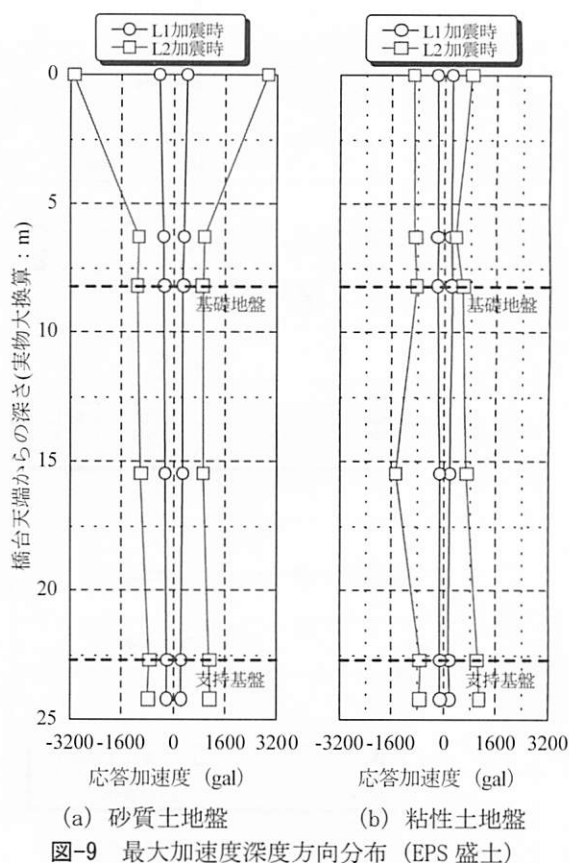


写真-4 L2 加震後の変形状況（粘性土地盤）

基礎地盤が砂質土の場合における L2 加震時の変位は、EPS 盛土および普通盛土のケースで橋台背面盛土が 3.0mm 程度沈下した。また、橋台天端の水平変位は EPS 盛土のケースではほとんど生じなかったが、普通盛土のケースでは橋台前面側方向に、盛土なしのケースでは橋台背面方向にそれぞれ 2.0mm 程度生じた。

基礎地盤が粘性土の場合における死荷重時の変位は、上載荷重の大きさに応じて 2.0～8.0mm 程度の沈下が生じた。これは、粘性土地盤を作製する際には背面普通盛土質量相当の荷重を載荷して圧密を行ったが、橋台模型や背面の盛土模型のセット時に遠心力を除荷したことで地盤の浮き上がりが生じ、再度遠心力を加えたことで沈下が生じたものと考えられる。

基礎地盤が粘性土の場合における L1 加震時の鉛直変位は、全てのケースで死荷重時よりやや沈下し、水平変位についても死荷重変位と同方向に 1.0～



2.0mm 程度の変位が生じた。

基礎地盤が粘性土の場合における L2 加震時の鉛直変位については、EPS 盛土のケースで EPS と盛土の境界で 14.0mm 程度、普通盛土で橋台付近の背面土で 19.0mm 程度と大きな沈下が生じ、橋台前面地盤については隆起する方向に変位を生じた。一方、盛土なしのケースでは橋台前面地盤で沈下、橋台背面地盤で隆起する方向の変位を生じた。水平変位については、EPS 盛土および普通盛土のケースで橋台天端部で橋台前面方向にそれぞれ 12.0mm、24.0mm 程度の変位が生じ、盛土なしのケースで橋台背面方向に 19.0mm 程度の変位が生じた。また、いずれのケースにおいても橋台フーチング部の水平変位に対し橋台天端部の水平変位が大きく、橋台が変位を生じた方向に傾いたことがわかった。ここで、写真-4 に示した基礎地盤が粘性土の場合における L2 加震後の変形状況より、橋台背面盛土部の沈下状況や、橋台の傾きが確認できる。

(2) 最大加速度深度方向分布

最大加速度の深度方向分布を図-9～図-11 に示す。使用した加速度データは橋台近傍の背面盛土中の加速度及び橋台フーチング部、橋台天端部の加速度で、それぞれから応答加速度の正負の最大値を橋台前面

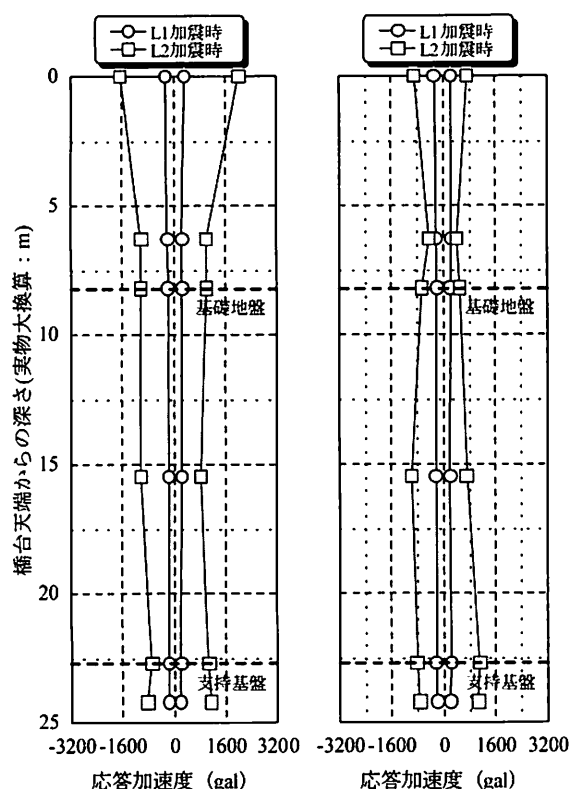


図-10 最大加速度深度方向分布 (普通盛土)

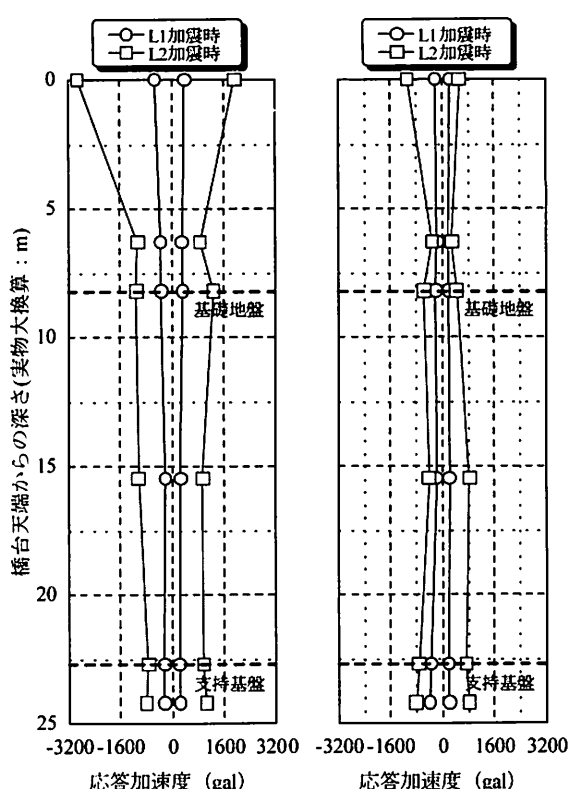


図-11 最大加速度深度方向分布 (盛土なし)

側方向を正として算出した。

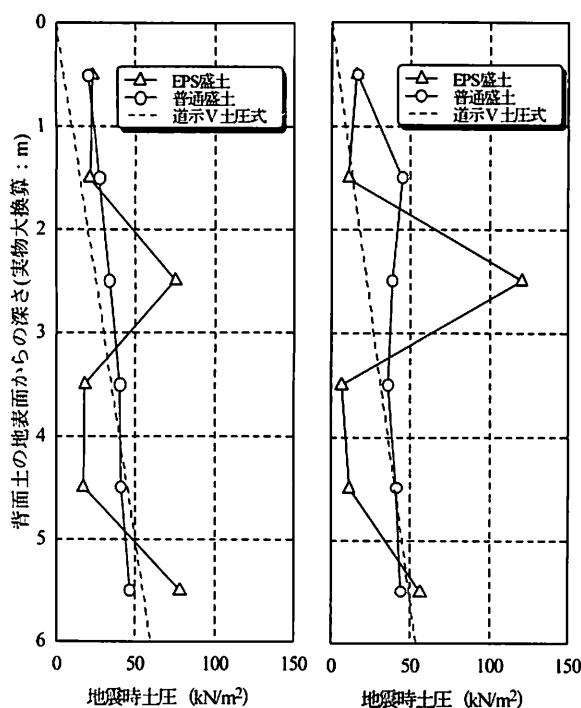
いずれのケースにおいても基礎地盤が砂質土の場合の方が基礎地盤が粘性土の場合に比べ、橋台天端部の応答加速度は大きかった。粘性土地盤の L2 加震時では EPS 盛土のケースの負側を除き基礎地盤内で応答加速度が小さくなったのに対して、砂質土地盤の L2 加震時では基礎地盤内でも応答加速度が小さくならず、EPS 盛土のケースや盛土なしのケースの橋台天端部の応答加速度が 3000 (gal) 前後と大きくなった。橋台天端部で急に応答加速度が大きくなったのは、橋台単体で振動することで高さ方向に応答加速度が増幅したものと考えられ、普通盛土のケースでは背面盛土の影響でこの振動が抑えられたものと考えられる。

(3) 地震時土圧

図-12、図-13 に橋台背面に設置した荷重計のデータから算出した土圧の合力が最大となる時刻における土圧の深度方向分布を実物大換算して示す。ここで、加震時における荷重値には地震時土圧と荷重計載荷板の応答加速度による慣性力が含まれるが、背面盛土なしのケースにおける荷重値は荷重計載荷板の慣性力と同値となる。これより慣性力に寄与する荷重計載荷板の質量が算定でき、算定した荷重計

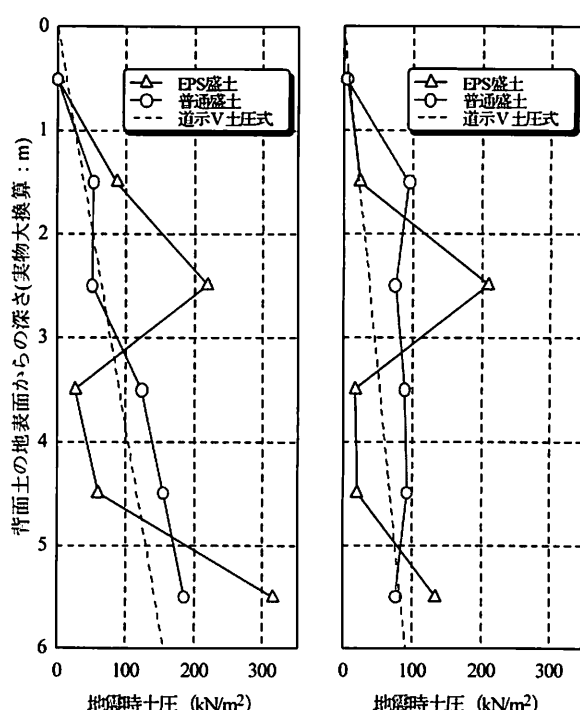
載荷板の質量より荷重計載荷板の慣性力を求め、これを荷重計出力値から差し引くことで地震時土圧を算出した。図中には道路橋示方書 V 編に示されている地震時土圧を橋台背面盛土と基礎地盤の境界付近の加速度より算出して併記した。

EPS 盛土のケースの中間床版位置である地表面から 2.5m、5.5m の位置で、道示による理論値や普通盛土に対して EPS 盛土における土圧が大きくなっており、EPS 盛土においては中間床版と橋台の衝突による作用が卓越し、普通盛土による地震時土圧を大きく上回ることがわかった。また、EPS 盛土のケースにおける L1 加震時、L2 加震時ともに、砂質土地盤では深度 5.5m 位置での土圧が最も大きいのに対して、粘性土地盤では深度 2.5m 位置での土圧が最も大きくなった。同様に普通盛土のケースにおける L1 加震時、L2 加震時でも、粘性土地盤の深度 1.5m ~ 2.5m 位置での土圧が大きくなった。これは、粘性土地盤においては橋台の応答変位が大きく、橋台のロッキング挙動により、深度の浅い位置で橋台が背面盛土を押す受働的な作用が生じたものと考えられ、基礎地盤の条件によって橋台の応答変位挙動が変化することで地震時土圧の分布形状が変化することがわかった。



(a) 砂質地盤 (b) 粘性土地盤

図-12 地震時最大土圧 (L1 加震時)



(a) 砂質地盤 (b) 粘性土地盤

図-13 地震時最大土圧 (L2 加震時)

4. まとめ

本検討では、背面に EPS 盛土を有する橋台における橋台と EPS の地震時相互作用に関する遠心模型実験を行った。その結果得られた知見を以下に示す。

- ・ 橋台背面に EPS 盛土を設置した場合の橋台の応答変位は、変位の大きい粘性土地盤においては、橋台背面に盛土がない場合より橋台背面に普通盛土を配置した場合に近い挙動を示した。
- ・ 橋台天端の最大応答加速度は粘性土地盤に比べ砂質地盤で大きくなり、橋台背面に EPS 盛土を設置した場合は、橋台背面に盛土がない場合と同様、橋台本体部で応答加速度が増幅した。一方、普通盛土を配置した場合には背面盛土の影響で橋台本体部での応答加速度の増幅が抑えられることがわかった。
- ・ 地震時に橋台に作用する土圧は、橋台背面に普通盛土を配置した場合に比べて EPS 盛土を設置した場合の中間床版位置での作用力が大きくなった。
- ・ 地震時土圧の分布形状は、基礎地盤の条件によって橋台の応答変位挙動が変化することで変化し、橋台の応答変位挙動の大きい粘性土地盤においては浅い深度での土圧が大きくなり、三角形分布から長方形分布に近づくことがわかった。

参考文献

- 1) 発泡スチロールを用いた軽量盛土の設計・施工マニュアル，土木研究資料第3089号，1992。
- 2) 発泡スチロール土木工法開発機構：EPS工法設計・施工基準書（案），2007。
- 3) ハツ元仁，星隈順一，岡田太賀雄：背面にEPSを充填した橋台の地震時挙動，第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2011。
- 4) 篠原聖二，藤原慎八，西田秀明，石田雅博：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。
- 5) EPS盛土の耐震性に関する検討，土木研究資料第2946号，1991。
- 6) 渡邊栄司，西川純一：EPS壁体構造の壁体形式に関する振動実験，北海道開発土木研究所月報，No.590，2002。
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012。