

橋台背面EPS盛土に配置される床版による地震時作用土圧とその軽減対策

西剛整^{1*}・鳥居剛¹・林夏希¹・窪田達郎²・京川裕之³・古関潤一³・小浪岳治⁴

EPS盛土では一般的に3m程度の高さ毎にRCの中間床版を設置するが、橋台背面にEPS盛土を用いる場合、動的遠心模型実験の結果から、地震時に床版と橋台の衝突によると考えられる大きな作用力が生じることが報告されている。その挙動を確認し、中間床版による作用力を軽減する対策工の検討を目的として重力場での振動台実験を行った。また、上記の遠心模型実験のデータより、作用力が発生するときの慣性力の向きを確認した。振動台実験の結果、実験の条件によっては中間床版による作用荷重の発生が見られたが、橋台の背面側に慣性力が向かう時に生じるものであることを確認した。この傾向は、上記の遠心模型実験の結果でも同様であった。作用荷重の軽減対策としては、中間床版の一部をEPS材に置き換える工法の有効性を確認した。

キーワード：EPS盛土、橋台背面、振動台実験、動的解析

1. はじめに

EPS工法は、その軽量性により側方流動が生じる恐れのある橋台のアプローチ部で用いられることが多い。また、軽量性に加えてブロックの自立性と低ポアソン比による側圧の小ささから、橋台背面土圧の軽減工法として用いられる。

一方、藤原ら¹⁾は、背面にEPS盛土を有する橋台の挙動評価を目的として動的遠心模型実験を行った。その結果、基礎地盤が変位の大きい粘性土の場合に地震時に橋台に生じる応答変位は橋台背面土がない条件よりも、橋台背面に土を施した条件に近い挙動となることや、基礎地盤の条件によらずEPS内に設置される中間床版により橋台に大きな作用力が生じることなどを示した。つまり、アプローチ部にEPS盛土を設けた橋台の地震時挙動は、従来の設計²⁾で示す橋脚のような自由振動ではなく、橋台背面からの影響を受けること、特に中間床版の影響により従来の設計で考慮されていない作用が生じる可能性があることを示している。この結果を受けて、道路橋示方書・同解説³⁾では、EPSなどの「通常の盛土構造でない構造を橋台背面アプローチ部で用いる場合には、(中略)実験等により検証して明らかにした橋台への作用等を設計で考慮する必要がある」ことが明記された。

このようなことをふまえ、筆者らは東京大学所有の振動台を用いた水平加振実験を重力場で行った。また、同時に藤原らによる実験結果の詳細を確認するため、その実験データ等の資料⁴⁾の分析を行った。

本論文ではまず、藤原らの実験データの分析を行った結果を示し、次いで振動台実験による結果を示す。また、藤原らの実験に対して、平面ひずみ条件での二次元動的FEM解析により現象の確認を試みるとともに、中間床版による背面からの作用力を軽減させる対策の検討を行った。

結果として、文献¹⁾に示された土圧の分布は、橋台の背面側に慣性力が向かう時のものであり、橋台前面側への慣性力作用時には大きな作用力(=土圧)は生じないことを確認した。また、実施した振動台実験では条件によって挙動が異なり、橋台の変位が小さい場合には慣性力の向きが橋台背面側にある時に中間床版による橋台への大きな作用力が働くが、橋台の変位が大きくなる条件では慣性力の向きが橋台前面側にある時に橋台への作用力が大きくなることがわかった。さらに、平面ひずみ条件による解析では中間床版が橋台を前面に押し出す挙動が見られるなど、条件によって中間床版からの橋台への挙動は変化するが、中間床版が橋台に作用力を与えることが窺えた。この作用力に対する軽減対策として中間床版の一部をEPS材に置き換える工法が有効であることがわかった。

2. 藤原らの実験¹⁾

(1) 実験の概要¹⁾と結果の再現

実験概要図を図-1に示す。スケールは実構造物に対して1/50が想定されている。実験では、図-1に示

¹正会員、株式会社CPC 東京支社 (〒169-0075 東京都新宿区高田馬場4-40-11ユニゾ高田馬場看山ビル)

²正会員、発泡スチロール土木工法開発機構 (〒169-0075 東京都新宿区高田馬場4-40-11ユニゾ高田馬場看山ビル)

³正会員、東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

⁴特別会員、岡三リビック株式会社、研究開発部門 (〒108-0075 東京都港区港南1-8-27日新ビル)

*責任著者、t_nishi@cpinc.co.jp

橋台天端の加速度と作用土圧の関係を示したものである。加速度がプラス側の時に土圧が大きくなる傾向が窺える。図-2に示した土圧も加速度がプラス側の時の値である。つまり、大きな土圧が作用するのは、橋台が背面地盤にもたれようとしている時のものである。一般的に、橋台に作用する土圧は主働土圧を考慮する。この土圧は通常、慣性力が橋台前面側に向かう時に作用するものであるため、実験での最大土圧の挙動は通常の設計で考えるものに対して逆向きのものであることになる。

3. 振動台実験

(1) 実験条件

振動台実験は、藤原らによる図-2に示された中間床版による背面土圧の増加確認と、その低減対策の検討のために実施した。実験モデルの概要を図-6に示す。この図では、中間床版による作用荷重の低減対策として、橋台背面部の中間床版の一部をEPS材に置き換えた時のものを示している。

実験土槽は、東京大学が所有する幅2.6m×奥行0.4m×高さ0.6mの土槽であり、この土槽内に支持地盤等の地盤材料、橋台模型及び背面のEPS盛土を構築し、動的加振を行った。実験に用いる橋台は、堅壁高さ450mm、フーチング厚50mm、底版長さ350mm、堅壁幅75mmのものである。模型の縮尺は1/20を想定しており、実モデルの橋台高は10mに相当する。橋台模型には、図に示すように荷重計(ロードセル)が設置されており、これより橋台背面に作用する荷重(土圧)及び底版部の地盤反力を計測できる。実験ではさらに加速度計、変位計を設置し、地盤及び橋台部の加速度、変位を計測した。また、鉛のインゴットにより0.7kN/m²の上載荷重を与えた。

支持地盤、背面土、舗装・路体は、いずれも珪砂7号を使用した。これらの地盤は、いずれも空中落下法により相対密度85~90%になるように作成した。よって、支持地盤、背面土、舗装・路体は同一材である。EPSの上下間は、実施工で用いる緊結金具を考慮し、両面テープによる部分貼り付けを行った。ここで、実験模型を実構造物に対して1/20とすると、

床版厚は7~8mmとなる。ただし、重力場の実験であるため、床版の合成に対する相似則を考慮すると、この条件による床版は実構造に対して非常に高い剛性を有することになる。このため、成形のしやすさにも配慮し、床版は厚さ2mmのアルミ板を用いた。アルミ板の両面には、EPS盛土とRC床版の摩擦抵抗力に相当する摩擦係数が得られるように、サンドペーパーを貼り付けた。

実験は、直接基礎形式の橋台に対して、支持地盤の厚さを30mm及び80mmの条件で行った。支持地盤厚30mmに対しては、橋台前面側に橋台の根入れを150mmとし、支持地盤厚80mmのケースでは根入れは50mmとした。前者のケースは、橋台の支持地盤の支持力破壊や橋台の転倒モードを抑えるための設定であり、橋台自体の動きを抑えることで背面からの作用力が大きくなるような設定としたものである。また、後者のケースは、逆に橋台が加振により移動ししやすい設定としている。

表-1に実験ケースを示す。上記の通り支持地盤及びフーチング根入れの条件を2パターンとし、それぞれの条件に対して橋台背面に従来通りにEPS盛土を施す無対策、対策工として橋台直近を含む中間床

表-1 実験ケース

実験ケース	支持地盤厚 (mm)	フーチング根入れ深 (mm)	実験条件 (対策工など)	加振周波数 (Hz)
Case-1	30	150	無対策	20~3Hz
Case-2	30	150	EPS置換え対策	20~3Hz
Case-3	30	150	床版なし	20~3Hz
Case-4	30	150	背面土	20~3Hz
Case-5	80	50	無対策	10~3Hz
Case-6	80	50	EPS置換え対策	10~3Hz
Case-7	80	50	床版なし	10~3Hz
Case-8	80	50	背面土	10~3Hz

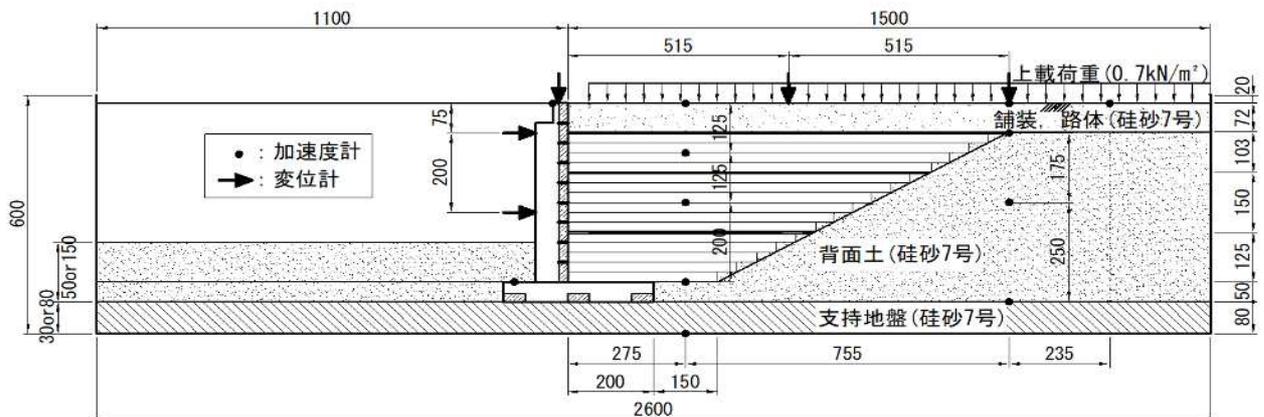
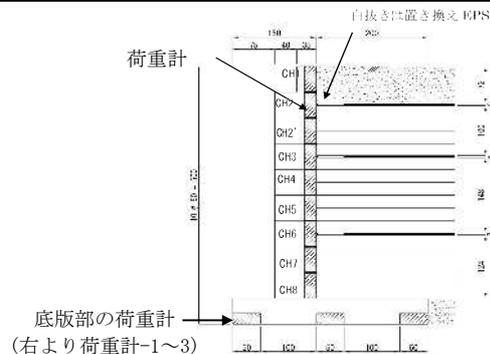


図-6 実験モデルの概要 (寸法の単位:mm)

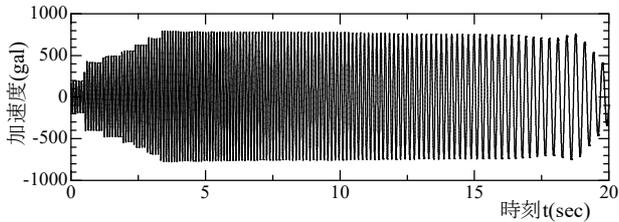


図-7 入力地震動加速度(Case-5)

版の一部をEPS材に置き換えたもの、床版なし、及び背面を土とした条件での実験を実施した。地震動は20Hz～3Hz(Case-1～Case-4)及び10Hz～3Hz(Case-5～Case-8)に変化する正弦波を用いたスイープ波で、加振加速度は800galとした。図-7にその例としてCase-5で用いた波形を示す。

(2) 実験結果

実験の結果として、まず、支持地盤厚、フーチング根入れの条件が橋台の変位にどの程度の影響を及ぼすかを確認するために、橋台前面の変位の最大値を図-8に示す。

橋台は加振により前面側に累積変位することを確認しているが、図-8はその最大値を示したものである。明らかにCase-1～Case-4に比較してCase-5～Case-8が大きな変位を示す。よって、先に示した条件の設定通りの挙動を示していることになる。図-8では、Case-1～Case-4に対する橋台の変位はケース毎の差がほとんどないのに対して、Case-5～Case-8では条件による差が大きい。すなわち、変位の大きさは、Case-1 < Case-2 < Case-3 < Case-4である。先に示した通りCase-1は無対策であり、Case-2は床版の一部をEPS置き換え、Case-3は中間床版なしのケースである。このことは、中間床版による背面EPS盛土の拘束の効果により橋台の変位が低減されていることを窺わせる。なお、Case-8は背面が土の条件であり、EPSよりも大きな前面側への土圧が橋台の変位を生じさせたものと考えられる。

先の図-5と同様、橋台の加速度と作用荷重(土圧)の関係を図-9に示す。左側の図はCase-1の結果であり、右側の図はCase-5の結果である。いずれも背面はEPS盛土(無対策)の条件である。図-5の結果と同様、橋台前面側に加速度が生じる時、大きな荷重(土圧)が作用する傾向が窺える。すなわち、慣性力が橋台背面側に向かう時に大きな土圧が作用する。ここで、加速度、土圧、変位の関係を時刻歴で示したものが、図-10である。ここではCase-1の結果を示している。振動台実験での加振加速度は、周波数変化させた正弦波(スイープ波)である。加振の初期段階では高い周波数で、徐々に周波数を落としている。図-10では、加振開始より4～4.5秒(20Hz程度)、15～16秒(14Hz程度)、30～32秒(6.5Hz程度)の時の結果を示している。この図より、15～16秒では変位と加速度の位相差はほとんどないが、4～4.5秒では加速度が変位に対してやや早く、30～32秒では変位の方が加速度よりもやや早くピーク値を現わす。

土木研究所では、動的解析により橋台背面への作用力がEPSの背面土の変形が中間床版を介して橋台

側に伝達されることを示している⁶⁾。このことから、中間床版の影響に対しては、変位に着目することが適切であると考え、図-11及び図-12にCase-1、Case-5に対して、橋台変位と作用荷重の関係を示した。橋台変位は、図-6に示す橋台の上側(地表面より75mmの位置)の水平変位を示している。これらの挙動は、図-10に示すように加振周波数により異なると考えられるため、図-11、図-12では加振周波数により4分割した結果を示している。また、変位は累積増加するが、これらの図では累積による漸増分に対して補正を行った結果を示している。図中の矢印は、作用荷重が増加する時の変位-荷重関係の向きを示した。

図-11を見ると、特に加振の初期段階すなわち高周波数帯では作用荷重(土圧)が大きくなるのは変位が橋台背面側に生じた時である。加振周波数の低下に伴い橋台前面側への変位時に作用荷重が大きくなるようになる。一方、図-12では加振の初期段階から作用荷重の増加は橋台前面側への変位時に生じていることがわかる。このような傾向は他のケースにおいても確認しており、Case-1～Case-4では主に橋台背面側に変位が向かう時に作用力が増加し、Case-5～Case-8では橋台前面側に変位が向かう時に作用力が増加する傾向があることがわかった。

図-13は、各ケースでの背面盛土内及び橋台天端の加速度比(応答加速度の最大値を入力加速度の最大値で除した値)を示したものである。全体に上層ほど加速度は増幅される傾向にあるが、Case-1～Case-4の増幅率の方がCase-5～Case-8よりも大きい。

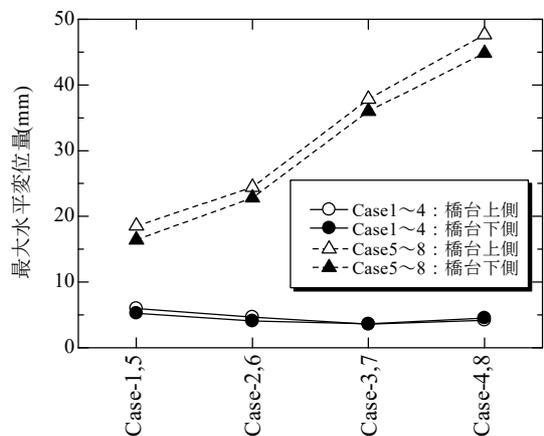


図-8 橋台の水平変位

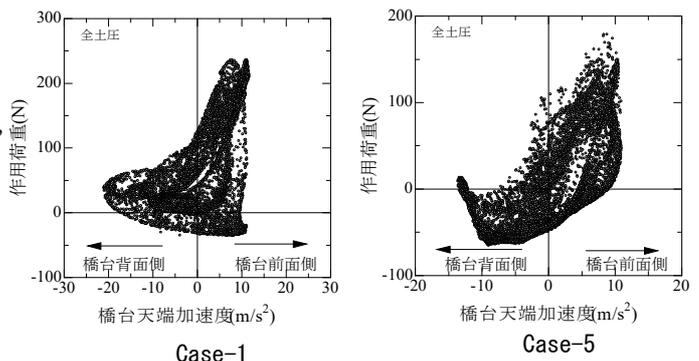


図-9 橋台の天端加速度と作用荷重の関係

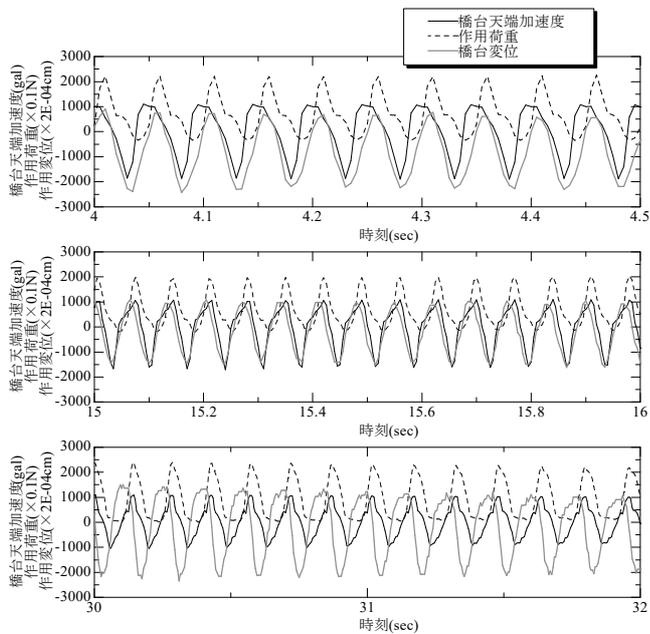


図-10 橋台天端加速度，作用荷重，橋台変位の時刻歴 (Case-1)

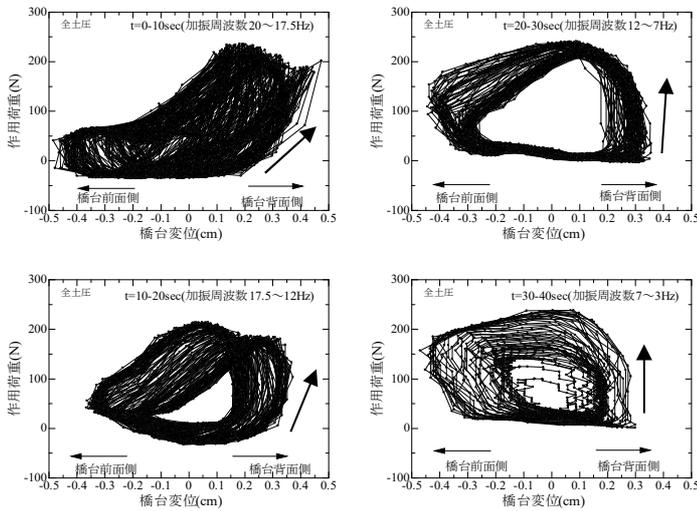


図-11 橋台の変位と作用荷重の関係 (Case-1)

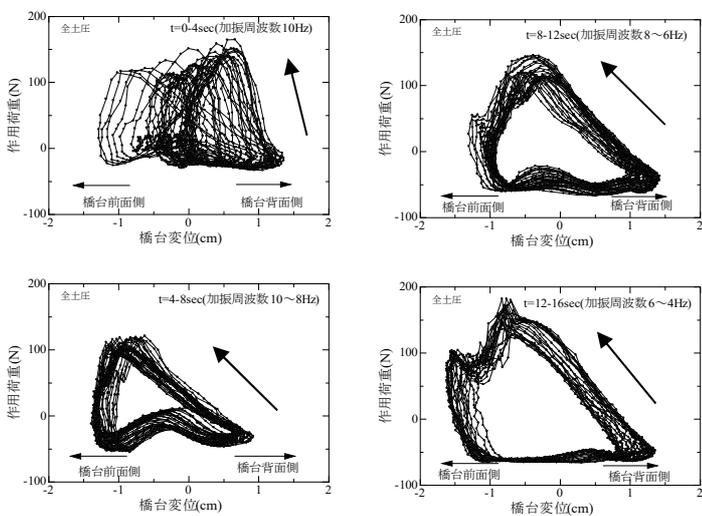


図-12 橋台の変位と作用荷重の関係 (Case-5)

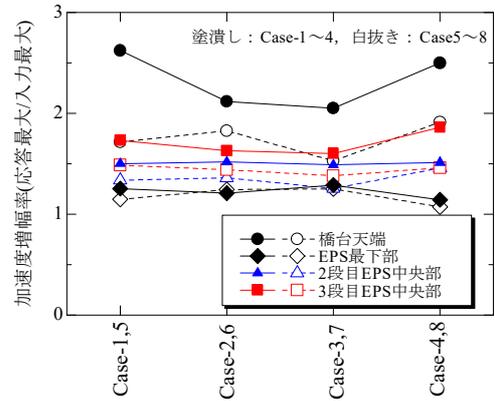


図-13 実験による最大加速度比

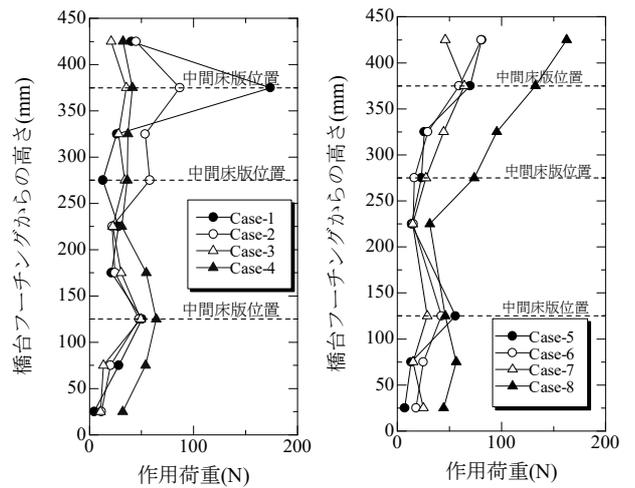


図-14 橋台縦壁に作用する最大荷重分布

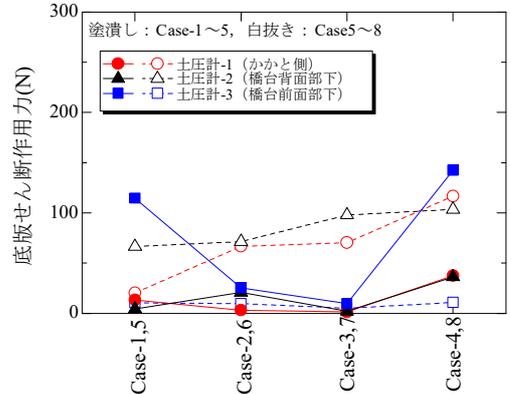
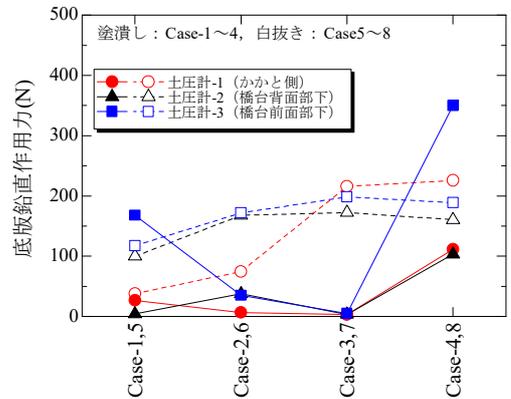


図-15 橋台底版への作用力

後者のケースは変位が生じやすい条件であり、応答変位の増大に伴い、応答加速度が減衰したものと思われる。Case-1～Case-4の橋台天端加速度を比較すると、対策を施したCase-2、中間床版のないCase-3の応答が小さくなっている。Case-1の加速度が中間床版の衝突により増幅されていると考えれば、特にCase-2では対策効果が示されたことになる。一方、Case-5とCase-6の応答加速度の差は見られない。

図-14は、橋台の堅壁に作用する最大荷重（土圧）の分布を示したものである。図が煩雑になるため、ここではCase-1～Case-4（左側の図）とCase-5～Case-8（右側の図）の結果を分けた。左側のCase-1～Case-4を見ると、特にCase-1の最上段の中間床版位置での作用荷重が大きく、中間床版の衝突の影響が窺える。Case-2でも同様の傾向はみられるが、Case-1に比較して低減されている。よって、床版の衝突による土圧軽減の効果が確認されたことになる。なお、図-11では橋台の変位が橋台背面側に向かう時に最大荷重が生じることを示したが、Case-1～Case-4のすべてに対して同様の傾向があることを確認した。

図-14右側のCase-5～Case-8の結果を見ると、いずれのケースでも中間床版位置での明確な作用荷重の増加は見られない。また、背面が土のCase-8の作用荷重が明らかに大きい。これらの作用荷重は、図-12に示すように、橋台の変位が前面側に向かう時の結果である。

以上の結果及び藤原ら¹⁾の実験の結果から、橋台

に対して中間床版が衝突することで大きな作用力が生じる挙動はあるが、これは橋台の背面側に向かう慣性力あるいは変位が生じているときであり、橋台が前面側に変位する挙動に対しては中間床版からの大きな作用はないことになる。

4. 藤原らの実験に対する解析的検討

(1) 解析条件

解析は、FEMによる二次元動的解析とした。解析メッシュ図を図-16に示す。モデル寸法は、実構造物に対するもので、図-1に示したものの50倍としている。上部工、床版、基礎杭は梁要素でモデル化し、それ以外は平面ひずみ要素でモデル化した。EPS盛土と地盤、橋台、床版間、あるいは橋台と地盤間など、地震時に不連続なすべりや剥離の発生が想定される箇所はジョイント要素を設置した。また、橋脚-上部工間は実験ではテフロン板を用いており、ここにもジョイント要素を設置した。ジョイント要素の摩擦係数 μ は、EPS-地盤及び橋台間、地盤と橋台及び橋脚間などは $\mu=0.6$ を採用し、EPSと床版間は $\mu=0.85$ 、橋脚と上部工間は $\mu=0.1$ とした。これらは、道路橋示方書³⁾やEPSの基準書⁷⁾等を参考としたが、動摩擦であることから全体的に大きめの値として設定している。基礎杭と地盤間は道路橋示方書³⁾に示す受働土圧強度を上限值とするバイ-リニア型の地盤ばねを設置した。

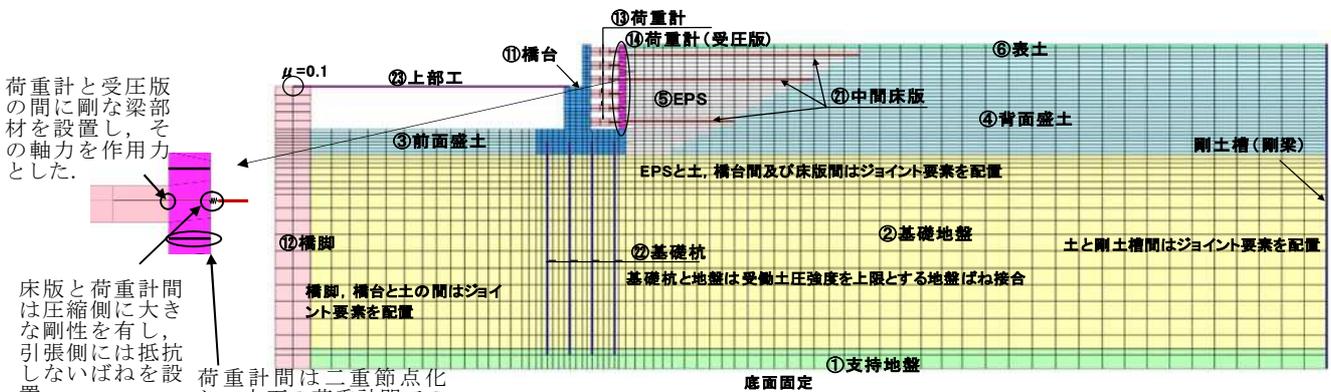


図-16 解析モデル

表-2 解析に用いた物性値（文献⁵⁾を基本とする）

材料番号	名称	ポアソン比 ν	単位体積重量 $\gamma(kN/m^3)$	弾性波速度 $V_s(m/s)$	せん断剛性率 $G(kN/m^2)$	ヤング率 $E(kN/m^2)$	非線形特性 ($\sigma_c=1.0kN/m^2$ における値)		
							最大減衰率 h_{max}	せん断剛性率 $G(kN/m^2)$	基準ひずみ γ_r
①	支持地盤（珪砂3号）	0.450	15.09	269.0	111,346	322,902	0.26	11247.6	2.73E-04
②	基礎地盤（珪砂7号）	0.450	15.09	269.0	111,346	322,902	0.26	11247.6	2.73E-04
②'	基礎地盤（粘性土）	0.450	20.21	155.0	49,512	143,584	0.25	5001.5	8.08E-05
③	前面盛土（江戸崎砂）	0.450	16.68	238.0	96,345	279,401	0.24	9732.3	8.59E-05
④	背面盛土（江戸崎砂）	0.450	16.68	238.0	96,345	279,401	0.24	9732.3	8.59E-05
⑤	EPS（D20）	0.075	0.20	—	3,091	5,750	—	—	—
⑥	表土（珪砂7号）	0.450	16.68	238.0	96,345	279,401	0.24	9732.3	8.59E-05
⑪	橋台	0.345	21.24	—	26,100,000	70,209,000	—	—	—
⑫	橋脚	0.290	70.84	—	80,814,000	208,500,000	—	—	—
⑬	荷重計受け部	0.345	68.88	—	26,100,000	70,209,000	—	—	—
⑭	荷重計	0.345	68.88	—	26,100,000	70,209,000	—	—	—
⑯	中間床版	0.345	26.38	—	26,100,000	70,209,000	—	—	—
⑳	基礎杭（ $\phi 12, t=1.0mm$ ）	0.345	26.38	—	26,100,000	70,209,000	—	—	—
㉑	上部工	0.345	9.61	—	26,100,000	70,209,000	—	—	—

実験では橋台背面部に荷重計を設置している。解析ではこの支持部分は平面要素でモデル化し、その中心部に図-16左に示すように梁要素を設置した。この梁の軸力に基づいて反力（土圧）を算出した。また、荷重計の受圧部と背面のEPSあるいは土砂の間にはジョイント要素を設けたが、床版との接合部には圧縮側に剛性が大きく、引張力には抵抗しないばねを設置した。

解析に用いた部材の特性は表-2に示す通りであり、文献⁵⁾に示されたものを基本としたが、上部工の重量は文献¹⁾によった。荷重計はアルミ材であるが、単位体積重量は模型の質量から求められたものである。ここでは、基礎地盤について砂質土（珪砂）及び粘性土地盤はR-Oモデルにより非線形性を考慮したが、剛性率及び基準ひずみは拘束圧の0.5乘以比例するものとした。

解析は橋台背面にEPSを設置した条件とし、無対策のもの、中間床版の対策として先の表-1で示したEPS置き換え対策、中間床版なしに加え、実際の施工で用いられる中間床版と橋台背面間の緩衝材（エラストイト）をモデル化した条件で行った。エラストイトは長さ20mmとし、初期ヤング率 $E=1750\text{kN/m}^2$ で圧縮ひずみ40%以降の $E=13215\text{kN/m}^2$ となるひずみ硬化型のバイリニアモデルを採用した。

(2) 解析結果

実験の結果として、作用土圧の深度分布を図-17に示す。ここでは作用荷重の絶対最大値の分布を示している。図-17では基礎地盤は砂質土の条件に対する結果を示している。この図を見ると、橋台背面にEPSを設置した場合、無対策の条件では中間床版による橋台への作用が明らかである。しかしながら、エラストイトを考慮した条件では中間床版位置の作用土圧が軽減され、中間床版の一部をEPS材に置き換える対策では、中間床版位置での土圧の増加傾向は見られない。よって、中間床版の一部をEPS材に置き換える対策は有効であると言える。

図-18は無対策時の作用変位と土圧（全体の合力）の関係を示したものである。橋台が前面側に動く時に大きな作用力が生じる傾向を示している。この傾向は、図-11に示した実験結果及び藤原らの実験結果りとは全く逆の傾向である。その挙動の詳細を確認するため、無対策のEPS盛土を対象とし、橋台背面に作用する土圧が上段と中段の床版位置で最大となる時刻($t=9.28$ 秒)における変形図を示したものが図-19である。この図では橋台とEPS盛土付近の全体の変形図、床版の軸力図及び床版とEPSのみを取り出した水平方向成分のみの変形図を示している。上2つの図は変形倍率を20倍、下の水平変位図は変形倍率を200倍に拡大している。

この図より、橋台に床版による最大土圧が発生する時刻の変形モードは背面EPS盛土が橋台を前面に押す側であることがわかる。同時刻の上2つの中間床版の軸力は圧縮側を示しており、これにより橋台背面に大きな作用力が生じることが窺える。この時

の中間床版は、EPS背面の盛土に押されるかたちで飛び出している。このように解析での作用土圧は、橋台が前面側に押される時に生じ、実験結果とは逆の挙動になる。

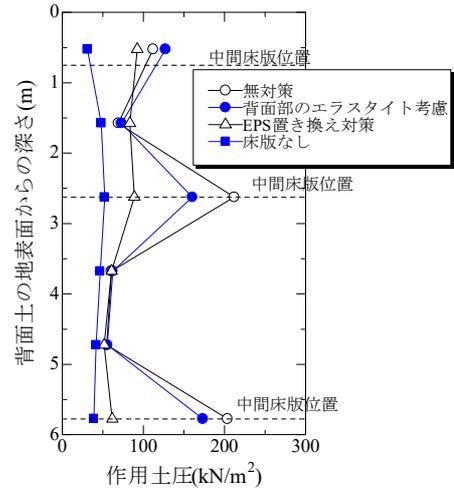


図-17 解析による作用土圧の分布（基礎地盤：砂質土）

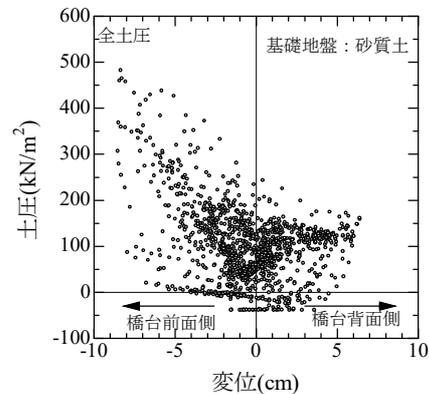


図-18 作用土圧と変位の関係（基礎地盤：砂質土，無対策）

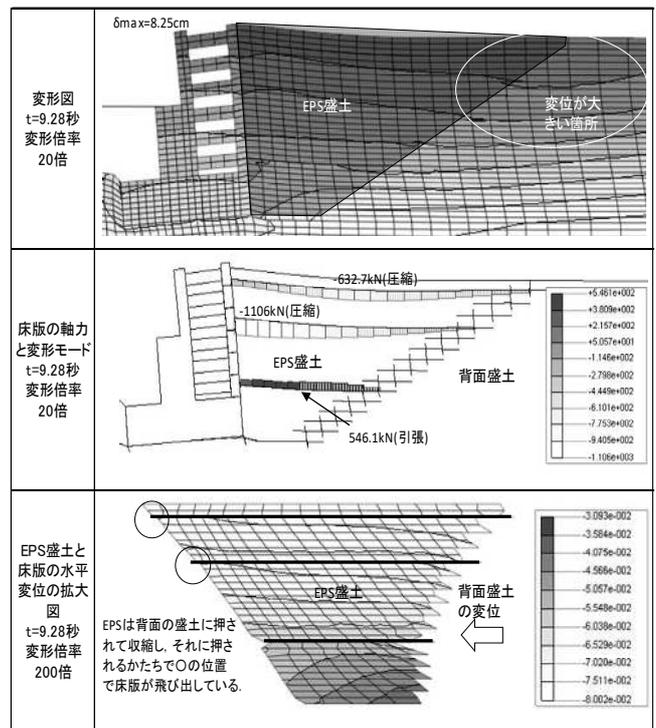


図-19 解析による変位図の例（基礎地盤：砂質土，無対策）

解析は奥行き方向に半無限の条件となる平面ひずみ条件であるのに対して、実験では奥行き方向に壁がある。また、モデルサイズや構成式（R-Oモデル）の適用性などの解析上の問題もある。このようなことが実験と解析の結果の違いとなって現れたものと考えられるが、この結果から実挙動として中間床版を含む橋台背面のEPS盛土による橋台前面側への作用の可能性も否定できないことになる。

5. 結論

橋台背面に設置されるEPS盛土に対して、EPS盛土内に配置される床版による橋台背面への作用力に対する検討の結果を取りまとめると以下の通りである。

- (1) 藤原ら¹⁾の実験で確認されたEPS盛土内に配置される中間床版からの地震時の作用力は、通常の橋台の設計で考慮される橋台前面側への作用ではなく、橋台が背面側にもたれる時の挙動である。
- (2) 今回実施した振動台実験でも(1)と同様の挙動が確認されたが、橋台の変位が生じやすい条件での橋台への作用力は、橋台が前面側に移動する時に生じる。
- (3) 藤原ら¹⁾の実験に対して平面ひずみ条件に基づく動的解析を実施した。その結果、橋台が前面に変位する時に橋台への作用が最大になり、実験結果とは逆の挙動となった。このことは実挙動として中間床版による橋台前面側への大きな作用力が生じる可能性があることを示している。
- (4) 床版による作用力を軽減するために、床版の

一部をEPS材に置換える対策工を提案し、実験及び解析によりその有効性を確認した。

なお、EPS開発機構ではこのような実験、及び解析の結果をふまえ、設計・施工基準書⁷⁾において橋台直近部を含めて、中間床版の一部をEPS材に置き換える対策を行うことを推奨している。

謝辞：本報告で示す3章の振動台実験は、EPS開発機構会員各社の協力を得て実施したものである。末尾ではあるが、関係各位に対して深く謝意を表すものである。

参考文献

- 1) 藤原他:背面にEPS盛土を有する橋台の地震時動的遠心模型実験,構造工学論文集Vol.60A, pp936-944, 2014.
- 2) 例えば西日本高速道路株式会社:設計要領 第二集 橋梁建設編,平成28年8月.
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説(IV下部構造編, V耐震設計編),平成29年3月.
- 4) 七澤他:道路橋示方書 IV下部構造編改訂の概要,橋梁と基礎VOL.52, pp.40-44, 2018年3月.
- 5) 独立行政法人土木研究所,伊藤忠テクノソリューションズ株式会社:背面にEPSを有する橋台の地震応答解析業務 報告書,平成26年2月.
- 6) 石田他:性能規定化に対応した新形式道路構造の評価技術に関する研究,土木研究所 平成27年度プロジェクト研究15.1,平成27年度.
- 7) 発泡スチロール土工法開発機構:EDO-EPS工法 設計・施工基準書(案),2019.

Seismic earth pressures affected by the slab installed on the EPS embankment in the back side of abutment and mitigation measures

Tsuyoshi NISHI, Tsuyoshi TORII, Natsuki HAYASHI, Tatsuro KUBOTA, Hiroyuki KYOKAWA, Junichi KOSEKI, and Takeharu KONAMI

In EPS embankment, RC slabs are generally installed at a vertical interval of about 3 m. When EPS embankment is constructed on the back of the abutment, a big acting force is reportedly generated by the collision of the slabs against the abutment during earthquakes. A shaking table experiment was conducted to confirm such behavior and investigate countermeasures to reduce the acting force of the intermediate slab. As a result of the shaking table experiment, it was confirmed that such acting force was generated when the inertial force was directed toward the back side of the abutment. As a measure to reduce the acting force, we confirmed the effectiveness of the method of replacing a part of the slabs with EPS material.

KEYWORDS: EPS Embankment, Back of abutment, Shaking table test, Dynamic Analysis