

背面にEPS盛土を有する橋台の動的遠心模型実験 に対する検証解析

西剛整^{1*}・鳥居剛²・窪田達郎³・京川裕之⁴・古関潤一⁴・小浪岳治⁵

橋台背面にEPS盛土を用いた動的遠心模型実験の結果から、地震時にEPS盛土に用いるRCの中間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。本報は、この現象の確認と床版からの作用力による橋台への影響を評価するために実施した検証解析の結果を示したものである。解析はFEMにより、実験と同一スケールの三次元モデルを用いた動的解析とした。解析の結果、中間床版による橋台への作用力が発生するが、その発生時刻は橋台の背面側に慣性力が生じる時であることなど実験と同様の挙動が確認できた。また、橋台への作用の影響は土圧よりも慣性力によるものが大きいことや、中間床版からの作用力に対して床版の一部をEPS材に置換える対策の効果を確認した。

キーワード：EPS盛土、橋台背面、三次元動的解析

1. はじめに

藤原ら¹⁾は、EPS 盛土や通常の土盛土を背面に有する橋台について行った動的遠心模型実験の結果から、EPS 盛土を橋台背面に設置した橋台の応答変位は盛土がない場合よりも通常の土盛土を背面に有する場合の挙動に近いことや、EPS 盛土内に配置される中間床版位置の作用力が土盛土の場合よりも大きくなることを示した。中間床版は、主に EPS の積上げに伴う不陸調整を目的として高さ 3m 程度毎に設ける厚さ 10~15cm の RC 版である。藤原らは、図-1 に示すように EPS 内に設置される中間床版の橋台への衝突により、大きな作用力が生じることを指摘したものである。さらに、石田ら²⁾は上記とは異なる遠心模型実験とその動的解析結果も踏まえて、EPS 背面土の変形が中間床版を介して橋台に作用することで、このような現象が起こされると考察している。これらの結果を受けて、道路橋示方書・同解説^{3),4)}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」ことが明記されている。

一方、著者らは、藤原らの実験データ等の分析により、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)は生じて

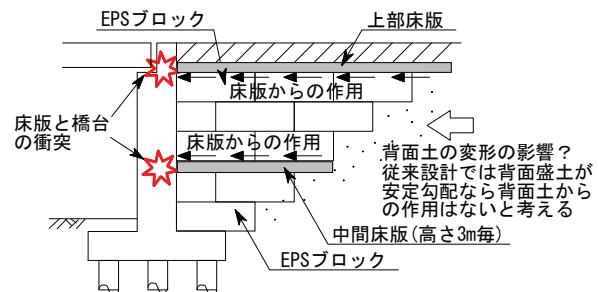


図-1 床版から橋台への作用のイメージ

いないことを確認した⁵⁾。文献⁵⁾では、実大モデルサイズ(実験模型の 50 倍)の二次元の動的 FEM 解析により現象の確認を試みたが、解析では動的遠心模型実験の現象を十分に表現できるものではなく、橋台への背面盛土からの作用は、主に橋台の前面側に慣性力が向かう時に大きくなる結果となった。

そこで、遠心模型実験に対して、より実験条件を詳細に表現するために、遠心模型実験と同一のサイズの三次元 FEM モデルを構築し、実験と同一の条件での解析を行った。その結果、遠心模型実験と同様に、中間床版や背面土による作用力は、橋台が背面側に向かう条件の時に大きくなる傾向が確認された。また、解析の結果による作用土圧は、実験の結果とよく適合しており、解析の適用性が確認された。さらに解析及び実験の結果より、橋台への地震時の作用としては、背面からの作用よりも上部工及び橋

¹IGS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非会員、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）

³非会員、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）

⁴IGS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）

⁵IGS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@cpcinc.co.jp

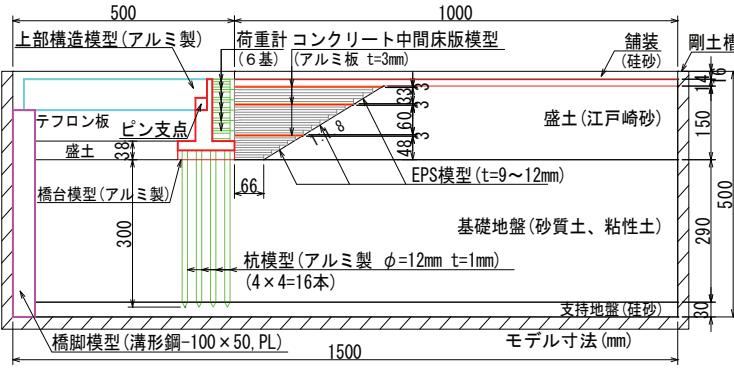


図-2 文献¹⁾に示された実験概要図 (EPS 盛土のケース)

台自体の慣性力による影響が大きく、EPS を含む背面盛土の存在は、橋台に作用する慣性力による発生曲げモーメントを軽減させている可能性も示された。

2. 既往実験の概要

藤原らによる既往の実験概要図¹⁾を図-2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。実験は、図-2に示されるように、橋台背面にEPS盛土を設置したもの(以下、背面EPSとする)、普通盛土(江戸崎砂)を背面盛土としたもの(以下、背面土とする)及び、背面に盛土のないケースで実施されている。基礎地盤は砂質土及び粘性土を対象とし、さらに上部構造物の有無をパラメータとした。入力地震動は、レベル1地震動として道路橋示方書³⁾に示されるI種地盤の地震波を、レベル2地震動としてTypeIIのI種地盤の地震波(II-I-2)を用いている。実験で計測された入力地震動加速度波形の例を図-3に示す。これは、基礎地盤が粘性土のケースで上部構造ありの条件でのレベル2地震動であり、最大加速度は1075gal程度である。道路橋示方書に示されるII-I-2波形の最大加速度は766galであるから、想定よりもやや大きめの地震動になっている。

実験結果の例として、レベル2地震動加振時の橋台背面への水平土圧(作用力)の深度分布を示したもののが、図-4である。この結果は文献¹⁾より読み取ったもので、荷重計の慣性力を控除した後、合力が最大となる時刻のものである。図-4の結果からは、中間床版位置の地震時土圧が非常に大きくなっている。背面EPSのケースでは、背面土のケースよりもむしろ大きい土圧が作用している。ここで、橋台天端加速度と中間床版の作用力(図-6に示すS2の計測値)及び対象中間床版位置の増分土圧荷重(図-6のEP3の計測値)の時刻歴で示した例を図-5に示す。なお、図-4の土圧は、得られた作用荷重を土圧計(受圧版)の設置面積で除したものであり、図-5の値は土圧計位置の作用荷重値である。図-5より土圧荷重及び中間床版の発生軸力のピーク時の加速度はプラス側であることがわかる。また、土圧荷重と中間床版に作用する力はほぼ同程度であり、土圧の作用が中間床版によるものであることがわかる。土圧と加速度の正負の定義は、橋台に対して図-6に示す通りである。

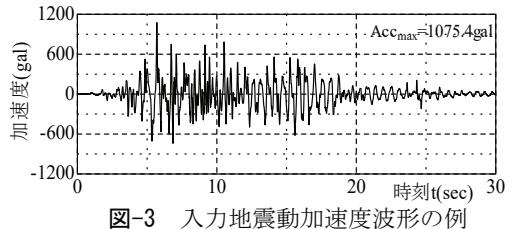


図-3 入力地震動加速度波形の例

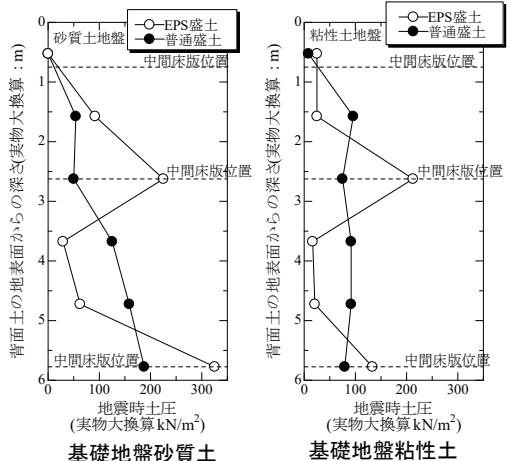


図-4 実験による地震時土圧 (文献¹⁾よりトレース)

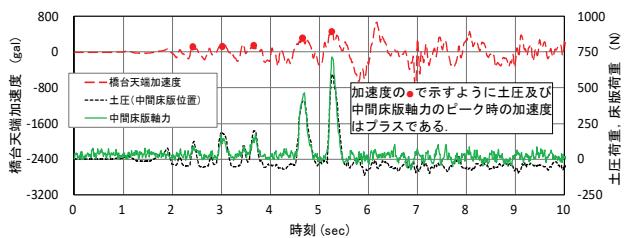


図-5 橋台天端加速度と地震時土圧荷重及び床版作用力の時刻歴 (背面 EPS 盛土、基礎地盤粘性土)

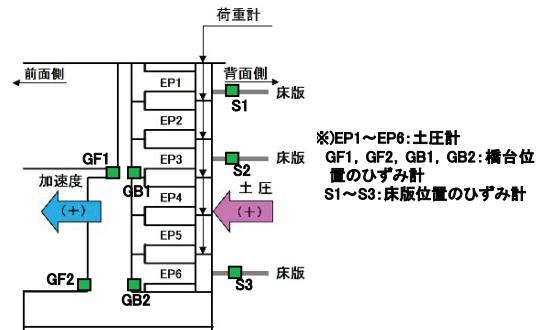


図-6 加速度と土圧の向きと計測位置¹⁾

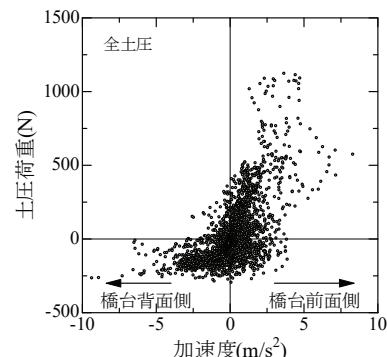


図-7 橋台天端加速度と土圧荷重(全土圧)の関係
(背面 EPS 盛土、基礎地盤粘性土)

慣性力は加速度に対して逆向きに作用するため、加速度がプラス(橋台前面側)の時は、慣性力は橋台背面側に向かって作用する。図-5より、大きな土圧が作用する時刻での加速度の向きはプラス側であるため、慣性力が橋台背面側に向かう時に大きな土圧が作用していることになる。図-7はこの傾向をよりわかりやすくするために、橋台天端の加速度と全土圧計に作用する合計土圧荷重(以下、これを土圧荷重とする)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荷重が大きくなる傾向がある。図-4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、背面側の慣性力の作用により橋台が背面地盤にもたれようとしている時である。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土圧に対して逆向きとなる。

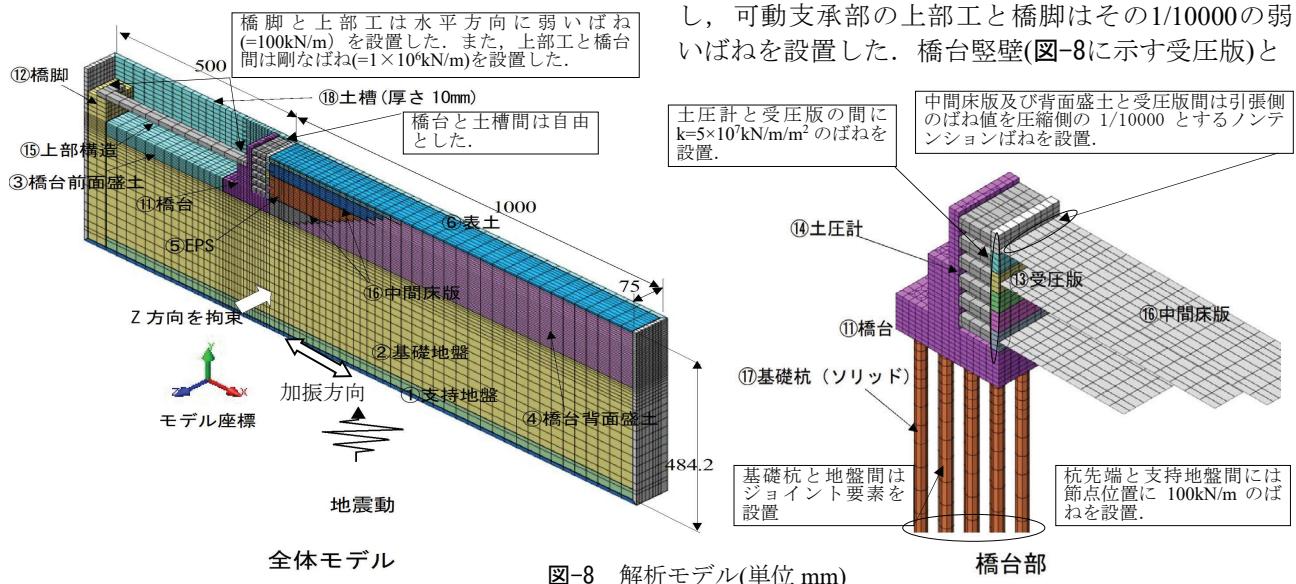
慣性力が背面側に作用するときに土圧が大きくなる現象については、鈴木ら⁶⁾による振動台実験(重力場)でも示されており、「橋台が背面地盤側に変位するときに、背面地盤が時間遅れを伴って逆方向に動く」ことからこのような現象が発生している。また、有馬ら⁷⁾による遠心模型実験や岡崎ら⁸⁾の遠心模型実験でも、条件によって慣性力と作用土圧の向きが異なる挙動が得られており、これについて岡崎らは「橋台と背面盛土が独立して挙動する」とから生じるとしている。

いずれにしても橋台が背面側に動く時に大きな作用(土圧)が働く挙動はあり得ることであり、その作用による橋台への影響を次章に示す解析結果に基づき考察する。

3. 既往の実験に対する解析的検討

(1) 解析条件

a) 解析モデル



著者らは、2章で示した藤原らの実験に対してこれまで、そのシミュレーション解析を試みている⁵⁾。その際の解析は二次元FEMにより平面ひずみ条件で実施した。モデルサイズは実構造物を想定し、実験モデルの50倍のものとしている。解析結果として、床版と橋台の衝突によると考えられる大きな土圧の作用は確認できたが、作用時刻の変位は橋台の前面側に向いており、遠心模型実験の挙動を適切に表現できていないことがわかった。遠心模型実験は、土槽内に設置された地盤モデルを対象としており、模型の奥行き方向は土槽の前後の壁部材で拘束される。遠心模型実験での模型の奥行き幅は150mmと狭く、土槽と地盤間の摩擦は無視できないものと考えられる。上記した二次元モデルでの解析結果と実験結果の乖離は、この影響により生じたものと考えた。このようなことから、ここでは土槽まで考慮した、遠心模型実験と同一サイズの三次元FEMモデルを構築した。解析モデル図を図-8に示す。図-8では、橋台背面盛土としてEPSを適用したモデル図を示している。解析は、橋台背面盛土がEPS(背面EPS)及び通常の土盛土(背面土)のケースで実施した。

遠心模型実験モデルは奥行き方向に対して中心軸から対称となるため、1/2モデルを適用した。すなわち、図-8において加振方向は橋軸方向であるから、土槽全体(内空幅150mm)に対して橋軸直角方向にモデルを1/2し、そのモデルのカット面を奥行き(Z)方向に拘束することで1/2モデルとした。地盤(EPS含む)、橋台(土圧計、受圧版含む)、橋脚、上部構造、土槽は立体ソリッド要素とし、床版は板要素とした。基礎杭は立体ソリッド(8角柱)とした。EPSは線形弾性体とし、EPSを除く地盤材料はR-Oモデルにより非線形性を考慮した。解析の境界条件は底面固定とし、実験で計測された入力地震動(図-3参照)を固定面に与えた。地盤及び橋台は土槽内に設置し、土槽と地盤、橋台フーチングと地盤、EPSと床版、基礎杭と地盤間はジョイント要素を設置してすべり剥離が生じるモデルとした(橋台と土槽間は自由)。上部工と橋台間にはばね値 $k=1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}$ のばねで接合し、可動支承部の上部工と橋脚はその1/10000の弱いばねを設置した。橋台堅壁(図-8に示す受圧版)と

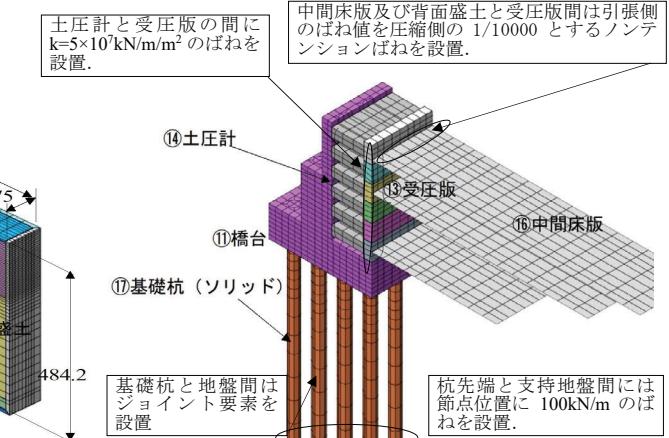


図-8 解析モデル(単位 mm)

表-1 解析に用いた物性値(文献9を基本とする)

材料番号	名称	ボアソン比 v	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	弾性波速度 $V_s(\text{m/s})^{※1}$	せん断剛性率 $G^*(\text{kN/m}^2)^{※2}$	ヤング率 $E(\text{kN/m}^2)$	非線形特性 ^{※3)($\sigma_c=1.0\text{kN/m}^2$における値)}		
							最大減衰率 h_{max}	せん断剛性率 $G(\text{kN/m}^2)$	基準ひずみ γ_r
1	支持地盤(硅砂3号)	0.450	14.67	250(295)	93,495	271,136	0.26	9,444	2.727E-04
2	基礎地盤(硅砂7号)	0.450	15.09	269.0	111,346	322,902	0.26	11,248	2.727E-04
2	基礎地盤(粘性土)	0.450	20.21	100(155)	20,608	59,765	0.25	2,082	8.081E-05
3	前面盛土(江戸崎砂)	0.450	16.68	200(238)	68,035	197,303	0.24	6,873	8.586E-05
4	背面盛土(江戸崎砂)	0.450	16.68	200(238)	68,035	197,303	0.24	6,873	8.586E-05
5	EPS(D20)	0.075	0.20	—	3,500	7,525	—	—	—
6	表土(硅砂7号)	0.450	16.68	200(238)	68,035	197,303	0.24	6,873	8.5863E-05
11	橋台	0.345	21.24	—	26,100,000	70,209,000	—	—	—
12	橋脚	0.290	70.84	—	80,814,000	208,500,120	—	—	—
13	受圧版	0.345	0.00	—	26,100,000	70,209,000	—	—	—
14	土圧計	0.345	68.88	—	26,100,000	70,209,000	—	—	—
15	上部構造	0.345	26.37	—	26,100,000	70,209,000	—	—	—
16	中間床版	0.345	26.37	—	26,100,000	70,209,000	—	—	—
17	基礎杭 ^{※4)}	0.345	14.65	—	20,944,444	56,340,556	—	—	—
18	土槽	0.300	77.00	—	7,692E+09	2,000E+10	—	—	—

※1)()内は当初設定値。

※2)地盤材料については拘束圧 $\sigma_c=98\text{kN/m}^2$ での値。※3)G及び γ_r は拘束圧の1/2乗に比例する設定とした。

※4)基礎杭物性値は中空円筒形部材(アルミ材)の中実円筒形換算値。

表-2 ジョイント要素の特性値

ジョイント位置	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(\text{deg})$
土槽底面-地盤	5.0	40
土槽側面-地盤	5.0	15
フーチング-地盤	5.0	30
橋脚-地盤	5.0	30
床版-EPS	5.0	35
EPS-地盤	5.0	30
基礎杭-地盤	5.0	30

背面(EPSあるいは土)間は、圧縮側に強く引張側に弱い、いわゆるノンテンションばねを設置し、引張方向に土圧が作用しないようなモデル化とした。同様に、床版と受圧版間もノンテンションばねを設置した。また、図-8の橋台部の土圧計と受圧版の間に剛なばねを設置し、その軸方向力より橋台に作用する土圧を算出するものとした。なお、実験で用いられた基礎杭は先端が尖っているため、形状による地盤への食い込みやすさを考慮して杭先端には比較的弱いばねを設置した。

b) 解析物性値の設定

表-1に解析に用いた各種物性値を示す。藤原らの実験に対する解析的評価はこれまでにも行われており⁹⁾、ここではそこで適用された地盤物性値を基本とした。表-1に示されるVs値の()内の数値は文献⁹⁾での設定値である。この値に基づいて、背面土のケースで解析を行った結果より、実験での加速度計測点の内、図-10に示すA19(背面盛土内)での応答加速度を実験結果と解析結果で比較したものが図-11である。時刻及び加速度については、実構造物条件(時刻を解析モデルの50倍、加速度を1/50)に換算した値を示している(以下同)。解析モデルでは先に示したように地盤と土槽の摩擦を考慮したジョイント要素を設けている。しかしながら実験時にこの摩擦の影響がどの程度あるのかは不明である。そこで、比較のために摩擦0のモデルとして図-8のZ座標に直交する壁面を取り除き、この面をZ方向に拘束したモデルを作成した。このモデルを平面ひずみモデルとし、その結果も図-11中に示した。図-11を見ると、実験結果と比較して解析による応答加速度は全体的に大きく、ピークの発生時刻がやや早くなっている。地震波の伝播速度は地盤剛性が高いほど速くなる。また、剛性が低いほど減衰により加速度の応

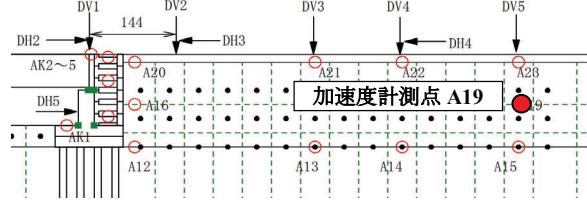


図-10 実験時の加速度計測位置(橋台背面通常盛土)

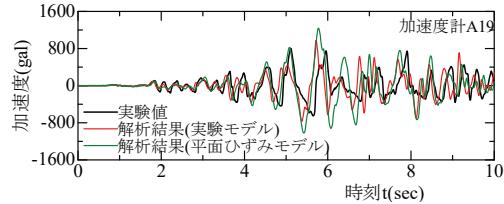


図-11 当初物性値でのA19位置の加速度比較

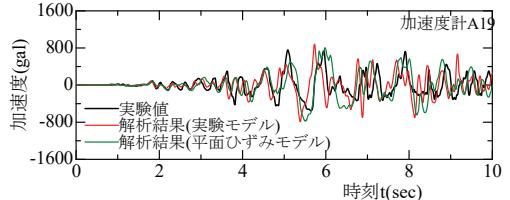


図-12 変更物性値でのA19位置の加速度比較

答値は小さくなると考えられるため、文献⁹⁾で設定したVs値が過大であると判断した。このため、実験時の加速度に近づくように地盤のVs値に対するトライアル計算を行い、表-1のようにEPSと支持地盤の除く各地盤材料のVs値を変更した。この物性値による結果を図-12に示す。ピークの発生時刻は実験モデルではやや早いが、平面ひずみモデルでは同程度か若干遅めである。加速度の大きさは大差ない。実験では、図-3に示した1000galを上回る地震動加速度を固定基盤面に入力しており、地震動規模はかなり大きい。EPSを除く地盤はR-Oモデルにより非線形性を考慮したが、低いVs値での適合は、地震動規模の大きさからR-Oモデルでの想定よりも地盤剛性が低下したためであると考えられる。表-1において、地盤のせん断剛性率は表中に示すVsを拘束圧 $\sigma_c=98\text{kN/m}^2$ と仮定し、拘束圧 σ_c のn乗に比例するものとして設定した。nは通常用いられることが多いと考えられる0.5を適用した¹⁰⁾。基準ひずみについても同様に、拘束圧の0.5乗に比例する設定とした。表-2は、ジョイントの特性を示したもので

ある。実験条件の詳細は不明であるが、解析のトライアルによりジョイントの内部摩擦角は $\varphi=30^\circ$ を標準とした。床版とEPS間は摩擦処理が行われていることからややすべり抵抗が大きいと考え、 $\varphi=35^\circ$ を適用し、土槽底面は適切に地震力が作用するように $\varphi=40^\circ$ とした。逆に土槽側面と地盤間は摩擦力をカットするような配慮が行われているものと考え、 $\varphi=15^\circ$ とした。また、解析の安定のために最低限の粘着力として 5kN/m^2 を考慮した。上部構造の重量は文献¹⁾によった。荷重計の単位体積重量は、文献¹⁾に示された模型の質量をモデルの体積で除して求めたものである。なお、受圧版に生じる慣性力の影響を排除するため、受圧版の質量は0とした。土槽についてはこれが変形することはないと考え、通常の鋼材に対して100倍のヤング率を設定した。

なお、遠心模型実験は基礎地盤を砂質土及び粘性土の条件で実施されているが、EPS盛土の場合は軟弱地盤上の盛土に用いられることが多いため、ここでは基礎地盤が粘性土の条件を対象とした。

(2) 解析結果

a) 橋台背面土圧の比較

解析の結果として、作用土圧(土圧荷重を土圧計の設置面積で除したもの)の深度分布を図-13に示す。ここでは背面のEPSのケースについて、先の図-4で示した遠心模型実験の結果と比較した。作用土圧は橋台背面の全土圧が最大になる時刻の結果である。浅い位置のものを除き実験結果と解析結果はほぼ一致している。図-14は橋台天端の加速度と土圧荷重の関係を示したものである。実験結果と解析結果はほぼ同様の傾向を示し、加速度が橋台前面側方向の時、すなわち慣性力が橋台背面に向かう時に大きな土圧が作用することがわかる。図-15及び図-16は、背面土のケースでの土圧の深度分布及び橋台天端加速度と土圧荷重の関係を示したものである。背面EPSの結果と同様に、解析結果は実験結果とよく一致しているといえる。以上の結果より、本解析の結果は実験結果を適切に表現できていると判断する。

b) 背面盛土の挙動と橋台の応力

表-3は、橋台天端の加速度が背面側と前面側に最大時刻での水平応力図と、橋台の鉛直応力図を変形モードとともに重ねて示したものである。なお、前面側の加速度は後述の通り、床版との衝突によるごく短周期の大きな値が生じており、ここではこれを除く最大値発生時刻の結果を示している。表中には橋台への背面からの作用力も示したが、これは橋台(受圧版)と背面盛土(床版含む)とを接合するばね反力の合計値を表している。接合ばねは先に示したように、圧縮側に強く引張側に弱いばねであり、変位によって反力が算出されるが、引張側への作用は橋台に影響しないと考えて良い。これらの図より、まず背面EPSのケースで見ると、橋台加速度が背面側に大きい時刻では変位は前面側に向かっており、橋台背部はEPSの背面の盛土を含めて水平応力がか

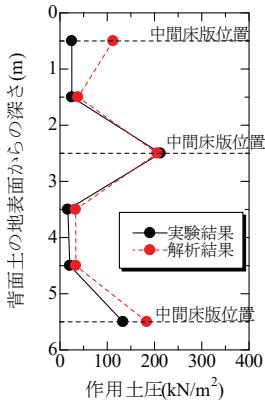


図-13 土圧の深度分布
(背面 EPS 盛土)

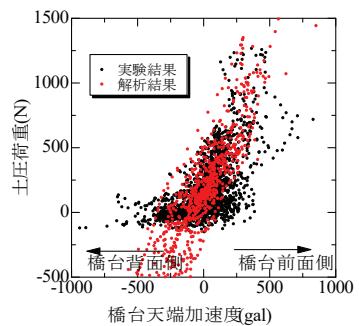


図-14 土圧荷重と橋台天端加速度の関係 (背面 EPS 盛土)

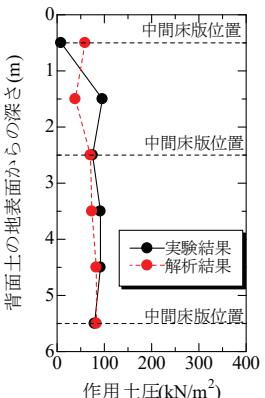


図-15 土圧の深度分布
(背面土 盛土)

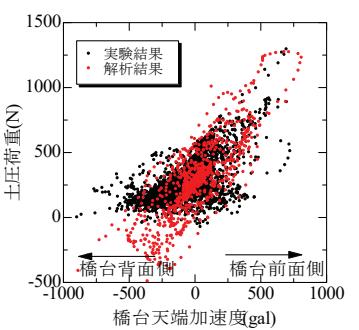
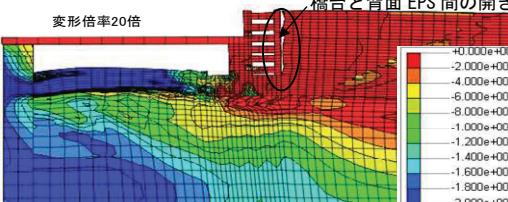
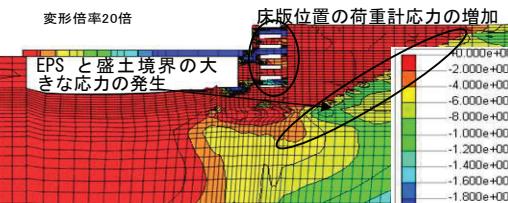
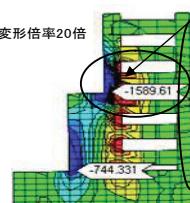
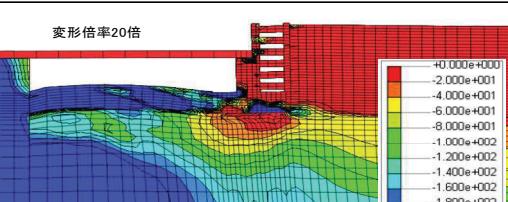
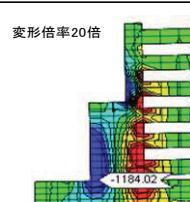
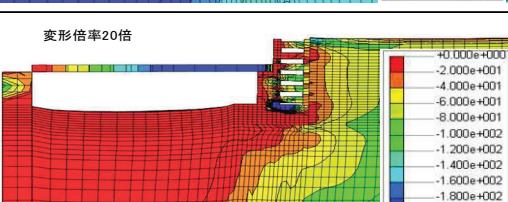
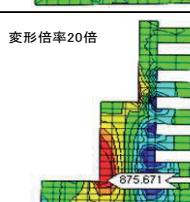


図-16 土圧荷重と橋台天端加速度の関係 (背面土 盛土)

なり小さいことがわかる。橋台とEPSの間には開きが生じており、また、EPSからの作用力は引張力であるから、実際には背面からの作用はない。一方、前面側に加速度が大きい時刻では、橋台は背面側に変位しており、EPSの内部応力は小さいものの、EPSとその背面の土盛土の境界部で応力が増加している。この応力の増加により、背面からは圧縮力が作用する。EPSの内部応力が小さいのは中間床版の影響であり、中間床版に応力が集中することでEPSに圧縮ひずみが作用しにくいためである。また、橋台に設置された荷重計位置の応力が床版の位置で大きくなっている。床版からの作用が明らかである。背面土のケースでも、橋台の加速度が背面側に最大の時刻では橋台は前面側に変位しており、背面盛土内の水平応力は小さい。加速度が前面側に最大の時刻では比較的大きな水平応力が発生し、橋台には圧縮力が作用する。図-14、図-16より、橋台の慣性力が背面側に向かう時に土圧は大きくなることを示したが、表-3より背面側の慣性力の作用により、橋台が背面盛土に押しつけられることで大きな土圧が発生する傾向がある。表-3の橋台鉛直応力をみると、背面EPSのケースで加速度が背面側に大きいとき、橋台基部の鉛直応力は圧縮側にあり、背面側は引張である。中間床版は橋台から離れており、橋台への作用はない。前面側に加速度が大きい時刻では、橋台基部の応力は背面側へ加速度作用時よりも大きくなっているが、同様に橋台前面側に圧縮応力が作用している。中間床版は橋台に衝突しており、橋台バ

表-3 橋台に作用する水平応力と橋台の鉛直応力

背面 盛土	時刻(sec)	水平応力(単位:kN/m ²)	橋台鉛直応力(単位:kN/m ²)	背面からの 作用力
EPS	t=5.86sec (背面側に加速度大)	変形倍率20倍 	変形倍率20倍  中間床版 中間床版と橋台は離れている。 -344.441	15.8N (引張)
EPS	t=5.48sec (前面側に加速度大)	変形倍率20倍 	変形倍率20倍  中間床版 中間床版は橋台に衝突している。 -1589.61 -744.331	672.5N (圧縮)
土	t=5.85sec (背面側に加速度大)	変形倍率20倍 	変形倍率20倍  -1184.02	0.1N (引張)
土	t=5.49sec (前面側に加速度大)	変形倍率20倍 	変形倍率20倍  675.671	579.3N (圧縮)

ラペット部の応力が大きくなっていることから、中間床版が橋台に作用力を与えていることがわかる。橋台基部の前面側圧縮応力は、この作用により生じるものである。背面土のケースで見ると、橋台変位が前面側最大の時刻では、背面EPSのケースと同様、橋台前面側が圧縮、背面側が引張である。背面からの作用はほぼ0であるため、これは慣性力によって生じているものと考えられる。また、変位が背面側最大時刻では、背面EPSとは逆に橋台前面側に引張応力が発生している。慣性力により橋台が背面盛土に押しつけられることで生じるもので、背面EPSの条件のように床版からの反力がないために発生する挙動である。

表-3の橋台応力図では、代表的な応力値を示したが、背面EPSのケースと背面土のケースで比較すると、橋台基部では後者の方が応力値は大きい。

c) 橋台の曲げモーメント

図-17に示すように、橋台基部の鉛直応力に要素幅tを乗じ、これに中立軸からの距離hを乗じた値を積分することにより、橋台基部の曲げモーメントを算出した。図-18は、その時刻歴を示したものである。ここでは、背面EPS、背面土に加えて、背面に盛土がない条件での結果も示している。曲げモーメントは背面盛土なしの条件が明らかに大きいが、背面EPSと背面土の結果を比較すると背面盛土のケースの方が曲げモーメントは大きい。先の図-13と図-

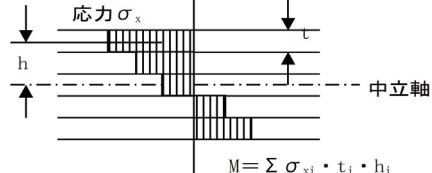


図-17 曲げモーメントの算出方法

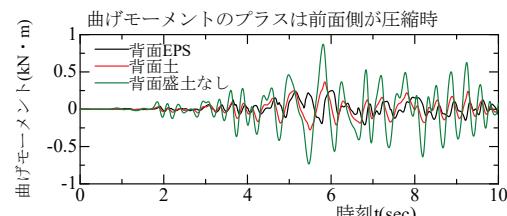


図-18 橋台基部の曲げモーメント比較

15の比較で見ると、背面EPSの方が背面土圧は大きいから、背面土圧による橋台への影響は大きくないと考えられる。むしろ、背面盛土のないケースの曲げモーメントが大きいことや、土圧の増加が橋台背面側への慣性力作用時に生じることから、橋台への作用の影響は橋台自体及び上部工の慣性力によるものが大きく、背面盛土の存在がそれを緩衝し、慣性力に対する軽減効果を発揮している可能性がある。

図-19は、解析による橋台天端の加速度と橋台基部の曲げモーメントを重ねたものである。背面EPSのケースでは、橋台天端の加速度にごく短周期のビ

ークが見られるが、これは床版が衝突した時刻と重なり、その衝撃によって発生したものである。これによって曲げモーメントに乱れが生じている。背面土のケースでは、橋台天端の加速度のピーク時刻と曲げモーメントのピーク時刻はほぼ重なり、両者の波形はほぼ同一形状となる。このことから、曲げモーメントの発生に対しては、橋台及び上部工の慣性力の影響が大きいことがわかる。

藤原らの遠心模型実験¹⁾では橋台の基部及びパラペットの基部のひずみが計測されている。計測結果の内、橋台基部前面側のひずみ(GF-2)と橋台天端の加速度を図-19と同様に重ねて示したものが図-20である。ここでは基礎地盤が粘性土で上部構造がある条件での結果を示している。図-20における背面EPS、背面土のケースともに、ひずみと橋台天端加速度の波形形状はほぼ同一である。この傾向は、他の計測箇所及びすべてのケースに対しても同様であることを確認している。橋台に生じるひずみは橋台の曲げモーメントによって生じると考えれば、図-19の結果と合わせて、橋台の曲げモーメントは慣性力の影響を強く受けていることになる。

以上を考慮すると、解析における背面EPSのケースでは床版と橋台の衝突による衝撃をやや過大に評価しており、その影響で明確な傾向は現れていないが、背面土のケースの結果、及び藤原らによる遠心模型実験の結果より、地震時の橋台への作用として慣性力の影響はかなり大きいものといえる。

d) 中間床版からの作用に対する対策工について

中間床版による橋台への作用力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適用性についてこれまでも検証してきた⁵⁾。また、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¹¹⁾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。ただし、これまで想定してきた現象は、橋台背面から前面側に向かって変位する挙動であり、実験や今回の解析で確認された背面側に橋台が変位するときの挙動ではない。このことから、今回用いたモデルに対して、図-21に示すように橋台直近の床版をEPS材に置き換えた条件での解析を行った。その結果として、橋台背面土圧の深度分布を示したものが図-22である。図中の実験結果及び無対策時の結果と比較すると、床版位置での土圧が低減しており、全体に均された感じの分布になっていることがわかる。

橋台の加速度が前面側に最大となるときの橋台の鉛直応力図を示したものが、図-23である。先の表-3に示した無対策時の同条件での橋台の鉛直応力と比較すると、無対策時はパラペット基部の前面側で1500kN/m²以上の応力値であったから、半分以下に低減していることがわかる。また、橋台基部には目立った応力の増加はない。図-24は橋台基部の曲げモーメントを無対策時と比較したものである。曲げモーメントは無対策時に比較して低減しており、対策工としての効果が確認できる。

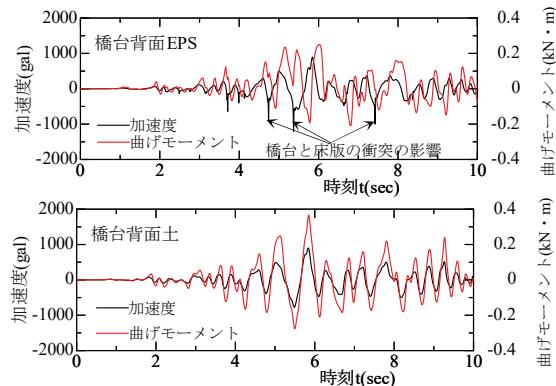


図-19 橋台天端の加速度と橋台基部の曲げモーメント(解析結果)

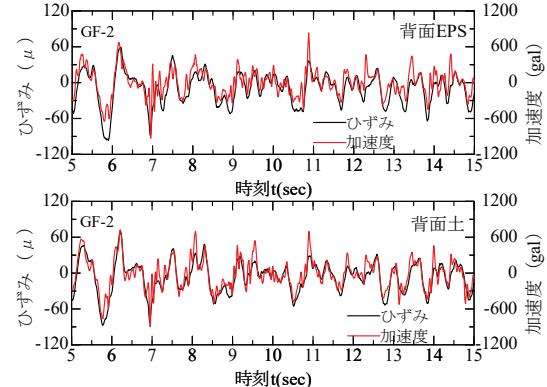


図-20 橋台天端の加速度と橋台基部のひずみ(遠心模型実験結果、ひずみ計測位置は図-6参照)

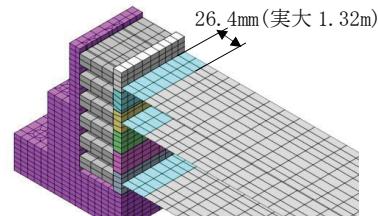


図-21 床版のEPSへの置換範囲

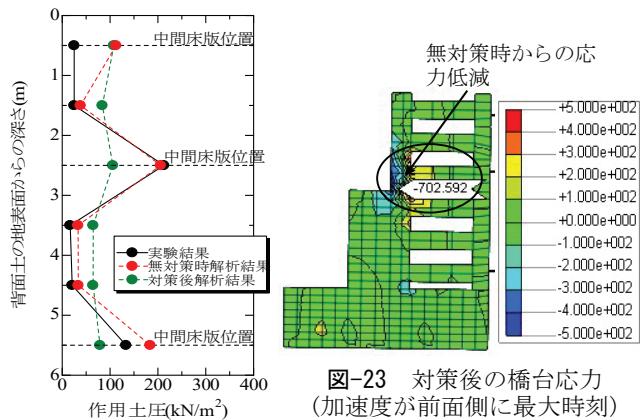


図-22 土圧の深度分布
(対策工の効果)

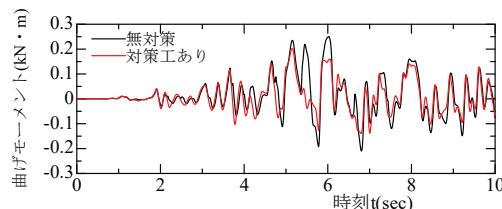


図-23 対策後の橋台応力
(加速度が前面側に最大時刻)

以上の通り、地震時の橋台への作用について、実験結果とその解析結果に基づき、いくつかの知見が得られた。ただし、これは実験土槽内での挙動であり、実構造物の挙動を表現したものではない。実際に二次元解析⁵⁾では加速度が橋台背面側（慣性力が前面側）の時に土圧は大きくなるなど、今回の解析とは異なった挙動を示しており、条件によっては背面土圧の影響も無視できない可能性もある。今後もさらなる検討が必要である。

4. 結論

藤原らの遠心模型実験結果¹⁾に対して、三次元FEMモデルを用いた検証解析を行った。解析の結果により得られた知見を以下に示す。

- 1) 実験及び解析の結果、橋台背面がEPSのケースでも土盛土のケースでも、橋台の加速度が背面側に大きい時刻、すなわち慣性力が前面側に大きい時刻では、背面盛土から橋台への大きな作用はない。
- 2) 一方、橋台の加速度が前面側に大きい時刻に、橋台には背面からの大きな作用力が生じる。橋台背面がEPSのケースでは、中間床版が橋台に衝突し、その作用によって橋台パラペット部に大きな応力が生じる。
- 3) 橋台基部の要素の鉛直応力より算出される曲げモーメントは、背面EPSのケースの方が背面土のケースよりも小さい。橋台背面盛土がない条件での曲げモーメントは、背面土のケースよりも大きい。このことは、橋台への作用に対して慣性力の影響が大きく、背面盛土には慣性力に対する緩衝効果がある可能性がある。
- 4) 背面が土盛土のケースでは、橋台基部の曲げモーメントと橋台天端の加速度の波形形状はほぼ同じである。実験の結果でも橋台基部のひずみと橋台天端の加速度の波形形状はほぼ同じであることから、橋台基部の曲げモーメントは慣性

力の影響を大きく受けることを示している。

- 5) 橋台背面近傍の床版の一部をEPS材に置換える対策を考慮した解析の結果、橋台への作用力が小さくなり、対策効果が確認された。

参考文献

- 1) 藤原慎八, 篠原聖二, 西田秀明, 石田雅博: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, pp.936-944, 2014.
- 2) 石田雅弘, 西田秀明, 篠原聖二: 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, 2015年度.
- 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), 2017年3月.
- 4) 七澤利明, 河野哲也, 西田秀明: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) 西剛整, 鳥居剛, 林夏希, 窪田達郎, 京川裕之, 古関潤一, 小浪岳治: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, ジオシンセティックス論文集36巻, pp.81-88, 2021.
- 6) 鈴木健一, 池本宏文, 佐名川太亮, 阿部慶太, 高崎秀明, 西岡英俊:橋台の地震時土圧発現機構に関する一考察, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.74, No.4, pp.341-350, 2018.
- 7) 有馬俊, 澤田守, 谷本俊輔, 大住道生:地盤と橋台の地震時応答に関する動的遠心模型実験, 土木技術資料62-9, pp.20-23, 2020.
- 8) 岡崎貴斎, 宮原史, 七澤利明:動的遠心模型実験による構造の異なる橋台背面アプローチ部の地震時挙動の評価, 土木技術資料64-4, pp.40-43, 2022.
- 9) 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, 2014年2月.
- 10) 例えは, Hardin, B. O. and Richart, F. E. Jr.: Elastic wave velocities in granular soils, Journal of SMF Div., Proc ASCE, Vol.95, No.SM6,pp.1531-1537, 1969.
- 11) 発泡スチロール土木工法開発機構: EDO-EPS工法 設計・施工基準書(案), 2019.

VERIFICATION ANALYSIS ON DYNAMIC CENTRIFUGAL MODEL TEST OF AN ABUTMENT WITH EPS BACKFILL

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

According to a dynamic centrifugal model test of an abutment with EPS backfill, it has been reported a large force caused by collision of slabs acts on the abutment during an earthquake. This report presents the results of a 3-dimensional FEM analysis to confirm this phenomenon and to evaluate the effect of the force on the abutment. As a result, it was confirmed: the force acting on the abutment by the slabs is generated when the inertial force is directed to the back of the abutment; the behavior is similar to that of the past test; the effect of the action on the abutment was greater due to the inertial force than the earth pressure; and replacing the slabs with EPS partly is effective in mitigating the force acting on the abutment.

KEYWORDS: EPS Backfill, Abutment, 3-Dimensions Dynamic Analysis