

背面にEPSを充填した橋台の地震時挙動

八ツ元仁¹・星隈順一²・岡田太賀雄³

¹正会員 修（工） 土木研究所 橋梁構造メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員 博（工） 土木研究所 橋梁構造メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

³正会員 修（工） 道路局 国道・防災課 道路防災対策室 防災対策係長
（〒100-8919 東京都千代田区霞が関2-1-3）

1. はじめに

近年の我が国を取り巻く社会情勢から建設事業予算についても縮小化してきており、道路橋を含めた公共構造物の設計の合理化が益々求められてきている。一方、道路橋においては、過去の大震災による被災経験を経て耐震設計基準の改訂を重ねたきた結果、橋脚などの橋梁を構成する部材の大型化や、落橋防止システムの設置なども必要となり、相応のコストを要するのが現実である。

このような背景の中で、橋梁構造に替わりにコストが低い土工構造を積極的に活用することでコストダウンを図ろうとしている事業が多数出現してきている。この種の土工構造の積極的活用の例の一つとして、軟弱地盤条件下における橋台背面の軽量盛土の使用が挙げられる。地盤沈下や側方流動などを起こす軟弱地盤において橋台構造を採用する場合には、地盤改良などコストが非常に高い対策を講じなければならない。しかし、人工材料でできた軽量盛土を橋台背面の盛土材として使用することにより、軟弱地盤条件下での橋台を設置することが可能となる。

橋台の耐震設計法は道路橋示方書の中で、過去の大震災での大きな被災事例がほとんど無かったという経験を踏まえ、L1照査を行えばL2照査を省略できるとされている（液状化時を除く）が、背面土等がない特殊な形式等で橋脚と同じ様な振動特性を有する場合は、橋脚と同様の観点での照査を要するとされている。しかしながら、背面に軽量盛土を用いた橋台の振動特性については、まだ十分な知見がなく、設計実務においてもその検討方法が明確になっていないのが現実である。このことから、橋台背面

に軽量盛土を用いた場合の橋台の振動特性を把握することが重要だと言える。

以上のような背景から、本検討では橋台背面に軽量盛土を用いた場合の橋台の振動特性を把握するために、数値解析による検討を実施した。本報ではその結果について報告する。

2. 解析対象とそのモデル化

(1) 解析対象

本検討では、橋台背面の充填材として多くの使用実績があるEPS（発泡スチロール）盛土を使用した例に着目し、数値解析を実施することとした。

解析対象については、実際の事業で使用された橋台背面のEPS盛土について事例を収集整理し、構造諸元等の決定を行った。事例収集を行った結果、橋台背面にEPS盛土を使用した事例を40橋集め、その収集データより、橋台高さ、地盤条件、EPSを採用した理由、支承条件について分析を行った（図-1）。その結果、橋台高は10m以上12m未満の事例が多く、地盤条件としては、Ⅰ種地盤上での設置事例は無く、Ⅲ種地盤上に設置された事例が多い。採用理由としては、主に、軟弱地盤上の盛土の沈下や橋台の側方移動対策、土圧による基礎の水平変位の軽減のためが多い。地震時に橋台に大きな影響を及ぼす上部構造との支持条件としては、分散構造を用いた事例が多い。

以上の分析結果より、使用実績の中で最も頻度の高い条件を設計条件として選定を行った。構造諸元および地盤条件について図-2に示す。Ⅲ種地盤上に設置された水平力分散支承を有する高さ11.9m、幅

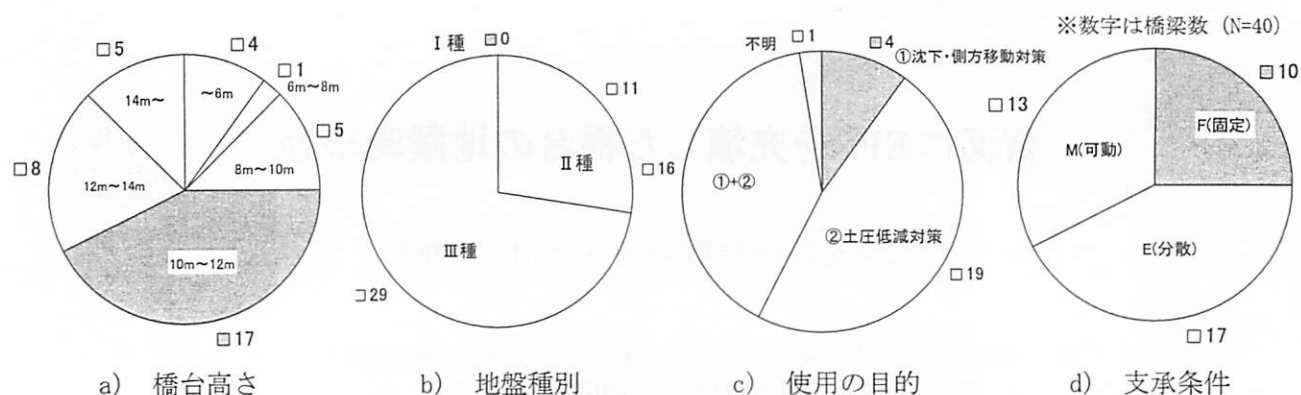


図-1 橋台背面に EPS を用いた事例の調査結果

11.8mの橋台とした。橋台躯体部の設計については、背面EPSとの相互作用が明確ではないが、レベル2地震動に対して橋脚及び橋脚基礎の地震時保有水平耐力法の照査を満足する構造にした。基礎形式は、場所打ち杭とし、杭径1.2m、杭本数12本、杭長37mとした。支持する上部構造については、事例収集の中で実績の多かった鋼2主鈑桁を想定し、分担重量については実績資料から重量4650kNを採用した。EPSについては、ブロック状のEPSを敷設するものとし、高さ3m毎に厚さ15cmのコンクリート床版を設置するものとした。図-3に解析モデルの範囲を示す。

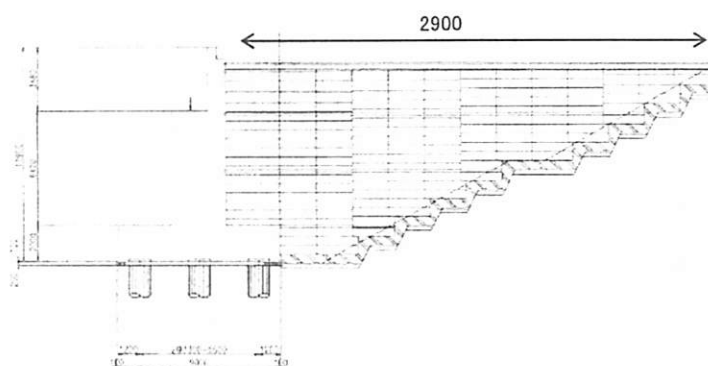
このように設計された橋台構造に対して、①橋台背面に充填を行わない（ケース1）、②橋台背面を土（普通盛土）で充填（ケース2）、③橋台背面をEPSで充填（ケース3）、の3ケースについて数値解析を行い、地震時における橋台および橋台背面の挙動について比較を行った。図-4に橋台背面部のモデル化イメージについて示す。

(2) 解析モデル

橋台背面をEPSで充填した場合、土で充填した場合の橋台のL2地震時の応答を比較するためには、橋台-EPSおよび橋台-土の相互作用が適切に考慮される必要がある。EPSは受働変形（圧縮変形）、主働変形（引張り変形）に対して等方的に挙動すると考えられるが、土の場合は受働変形と主働変形で挙動が異なる。そこで、背面土の構成モデルは、橋台と背面土の相対変位や背面土のひずみに応じMohr-Coulombの破壊規準を満たし、かつ、主働土圧や受働土圧の違いを考慮できるモデルを用いる必要がある。また、土やEPSを設置する場合には、初期応力の変化に応じて地盤の非線形化の状態が異なることから、施工段階を追いながら死荷重解析を実施し、常時の応力状態と土の非線形化の状態を設定する必要がある。実施工状況を加味するため、①地盤

のみの状況、②盛土を設置した状況、③橋台を設置した状況、④背面に土あるいはEPSを設置した状況、の4段階の応力状態の変化を計算し、それを初期状態として地震応答計算に反映させた。

以下、計算に用いた有限要素モデルの概要を示す。地盤・盛土・橋台背面の充填材料（土、EPS）は平面ひずみ要素を用いてモデル化し、橋台躯体部は線形梁要素、フーチング部は剛体回転を考慮できるように平面ひずみ要素でモデル化を行った。杭体はL2地震時に非線形性を考慮すべく、奥行き方向の杭列を1本に集約した非線形梁要素（M- ϕ 武田モデル）でモデル化した。地盤の奥行きについては、別途文献¹⁾を基に橋台底版幅11.8mとして設定した。各要素間の接続として、杭体-地盤間については、地盤平面ひずみ要素と杭体梁要素を二重点とし剛バネで接続することとし、地震時の地盤全体の挙動が杭体に影響を及ぼすように設定した。また橋台-橋台背面充填材についても剛バネで接続し、圧縮時のみにバネが効き剥離時にはバネが切れるように設定を行った。上部構造と橋台の接続部については、橋台に支承バネとして水平方向の線形バネを設置することで上部構造の地震時慣性力を考慮した。なお、今回の検討では上部構造と橋台の接触による影響については考慮を行わなかった。背面土の構成モデルとして、Mohr-Coulombの破壊基準に基づく土の受働・主働状態が再現できるモデルを用いることとした。盛土として砂質土を想定し、 $C=0\text{kN}$ 、 $\phi=30^\circ$ と設定した。EPSはRamberg-Osgoodモデル（以降、R-Oモデル）を用いた平面歪み要素でモデル化し、コンクリート床版については線形梁要素でモデル化した。EPSブロック間は金具により緊結されていることからここでは一体として動くものとしてモデル化した。コンクリート床版とEPS間は摩擦を考慮したバネによりモデル化した。EPSと橋台間及びEPSと盛土間については、EPSと橋台が離れる方向には



フリーチング下面からの高さ・深さ(m)	層厚(m)	土質	単位体積重量(kN/m ³)	せん断弾性波速度V _s (m/sec)
11.0	0.8	アスファルト	19	264
2.0	9.0	砂質土(盛土)	19	197
-6.0	8.0	粘性土	15	126
-6.7	0.6	砂質土	17	137
-9.2	2.5	粘性土	15	126
-10.2	1.0	砂質土	17	153
-13.9	3.8	粘性土	15	144
-14.3	0.4	砂質土	17	127
-19.3	5.0	粘性土	15	171
-20.7	1.5	砂質土	17	153
-24.2	3.5	粘性土	17	191
-28.3	4.2	砂質土	17	234
-35.4	7.1	粘性土	21	234
支持層				

図-2 解析対象橋台と地盤条件

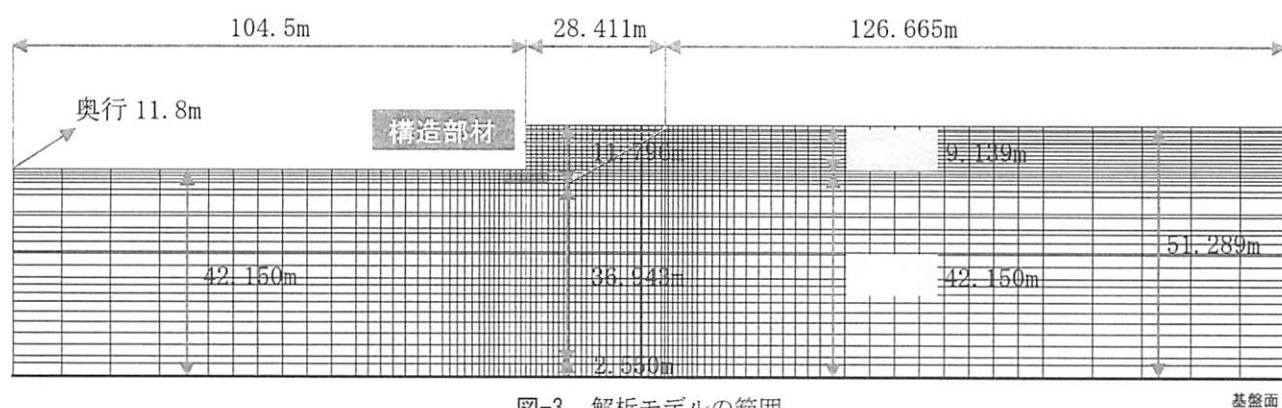


図-3 解析モデルの範囲

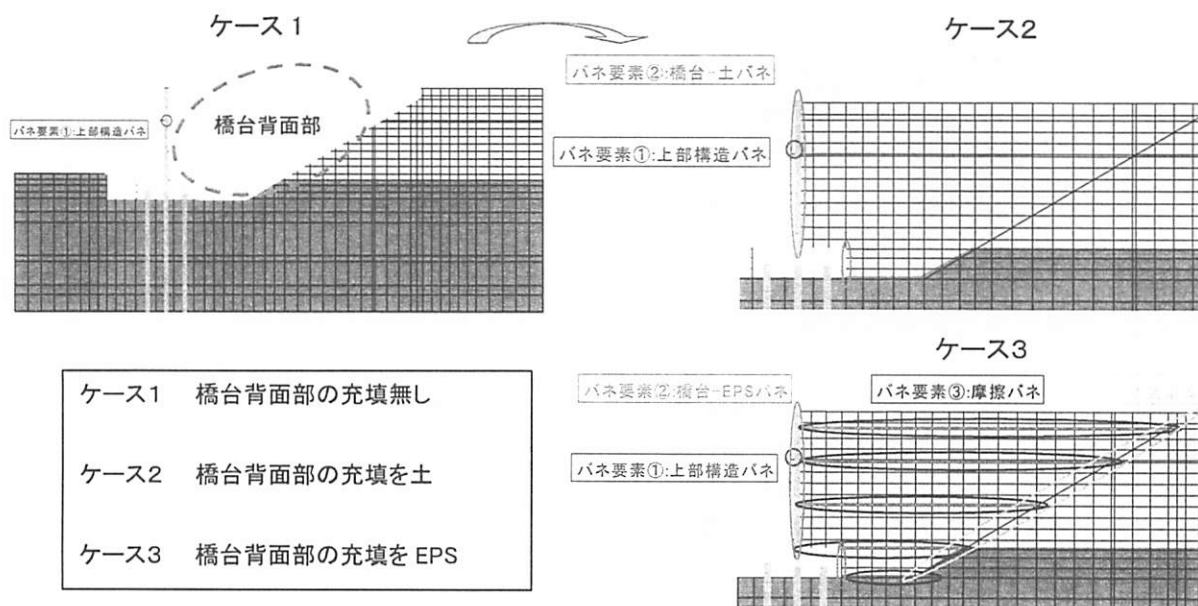


図-4 橋台背面部のモデル化イメージ図

荷重が伝達しないことから、接触バネを用いて圧縮される方向のみ荷重が作用するようにした。EPS の物性値および摩擦係数については別途文献²⁾を基に設定を行った。また EPS 上に敷設された舗装は平面歪み要素(R-0 モデル)を用いることにしたが、寸法が大きい粒状物質の集合体であり連続体要素のよう

に軸力を伝達することは無いという判断から、橋台と舗装部の接触部においては接触バネを設けなかった。このため、舗装部の重量による慣性力は EPS を介して作用する。図-5 に各要素間の接続モデルを示す。周辺地盤の構成モデルとして、舗装と同様に平面歪み要素(R-0 モデル)を用いることとし、各土

層の $G/G_0-\gamma$, $h-\gamma$ 曲線については別途文献^{3),4),5)}に基づき設定した。

入力地震動については、道路橋示方書レベル2地震動タイプⅠ及びタイプⅡ（Ⅰ種地盤）の地震波を用いることとし、図-3に示す地盤要素の底面にあたる基盤面に入力した。

接続要素	バネ要素	バネ値
上部構造 橋台	上部構造反力 上部構造分担重量 橋台たて壁	支承バネ 線形水平バネ 上部構造分担重量 $W_u=4650\text{kN}$
橋台 土	橋台たて壁 土	・橋台-盛土バネ 圧縮時剛バネ 剥離時剛性小
橋台 EPS	橋台たて壁 EPS	・橋台-EPSバネ 圧縮時剛バネ 剥離時剛性小
EPS Co床版	EPS Co床版	・Co床版-EPS摩擦バネ 0.66(摩擦係数)を上限とする摩擦バネ
EPS 盛土	EPS 盛土	・軸方向バネ値 圧縮時剛バネ 剥離時剛性小 ・せん断方向バネ値 剛バネ (EPSの段切を想定)

図-5 各要素間の接続モデル

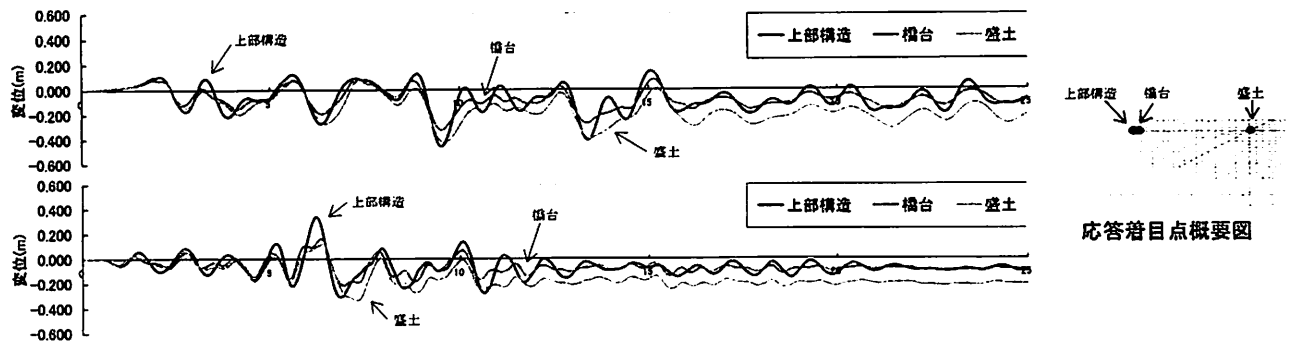
3. 橋台背面EPS盛土の地震時の挙動

解析結果について、橋台および橋台背面の振動特性を把握するため、応答加速度、応答変位、橋台躯体基部発生モーメント、相互作用力、に着目し分析を行った。なお、解析結果に示す時刻歴は、主要動として0秒～25秒までのものとした。

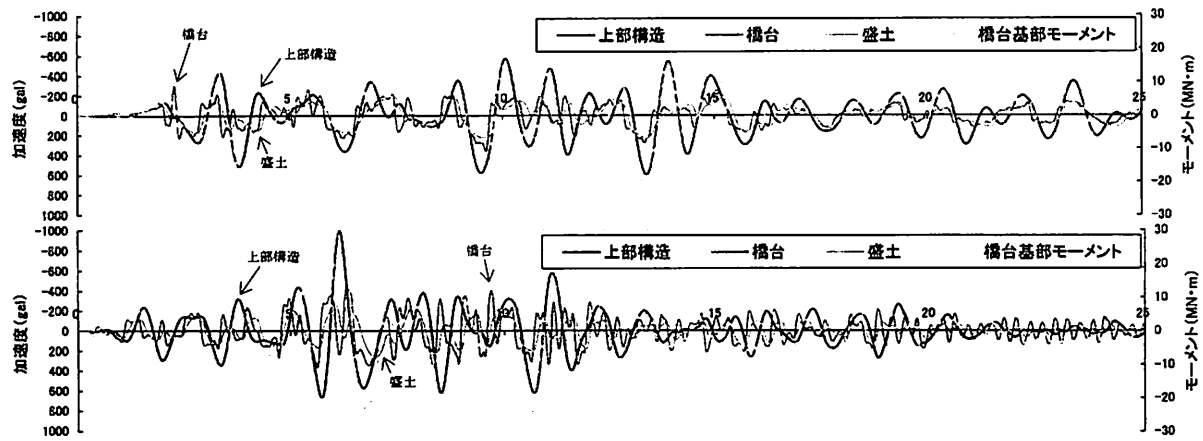
図-6～図-8にケース毎の時刻歴応答変位、応答加速度、橋台基部モーメントについて、図-9にタイプⅡ時の橋台天端部における応答（加速度、変位）および橋台基部モーメントのケース間比較を示す。変位および加速度における正の値は、橋台背面側への移動を示し、負の値は橋台前面側への移動を示す。また、モーメントにおける正の値は右回りモーメント（橋台堅壁前面側が引張する状態）を示し、負の値

値は左回りの回転モーメント（橋台堅壁背面側が引張する状態）を示す。応答変位、応答加速度については、ケース1の橋台が単体で振動しているため応答が盛土応答に比べて位相や振幅において細かい変動を起こしている。ケース2、ケース3においては、盛土、橋台、橋台背面充填材（ケース2：土、ケース3：EPS）の位相差はほとんどなく、振幅において若干の増減差がある程度である。上部構造についてはバネで橋台に接続しているため、3ケースで同じように時刻が進むにつれ橋台応答からの振幅の増大、位相のずれが発生している。橋台基部モーメントについては、上部構造の応答加速度が正側、負側で極大値を示す時に、右回り、左回りそれぞれで橋台基部モーメントが大きくなっており、上部構造による慣性力が大きな影響を与えていることがわかる。橋台基部モーメントについて回転方向別に整理すると、ケース2では左回りモーメントが最大時（タイプⅠ：9.68秒、タイプⅡ：7.07秒）でケース1の最大モーメントの2倍を超える大きな値が発生しているが、右回りモーメントの最大時（タイプⅠ：7.46秒、タイプⅡ：6.10秒）においてはほとんどモーメントが発生しない。これは背面土が橋台の背面側への移動を拘束するが、前面側へ移動する時は背面土から作用力が加わっていることを示している。ケース3では、左回りモーメント（橋台右側堅壁が引張）の最大時（タイプⅠ：9.63秒、タイプⅡ：10.67秒）でケース1の最大モーメントの約2倍と、ケース2と同程度の大きな値が発生している。また、右回りモーメント（橋台左側堅壁が引張）の最大時（タイプⅠ：7.46秒、タイプⅡ：6.11秒）では、ケース1と同程度の大きな値が発生している。これは背面EPSが橋台の背面側への移動を拘束しないが、前面側へ移動する時には背面EPSからの作用力が加わっていることを示している。このことより、ケース2とケース3では地震時における橋台と背面充填材との接触状態が異なり、橋台への作用力も異なることが確認された。図-9のケース間比較図が示すように、加速度はケース間でほとんど差がないが、応答変位はケース2が前面側への変位が一番大きくなり差が現れている。橋台基部モーメントについては、上述のように左回りモーメントでケース2が最も大きく、右回りモーメントではケース1が最も大きくなる。

橋台と橋台背面の相互作用を確認するため、要素間を繋ぐバネの作用力について分析を行った。図-10にケース2の橋台-土のバネ変形量の時刻歴応答を、図-11にケース3の橋台-EPSのバネ変形量の時刻歴応答を示す。なお、変形量については、正の値

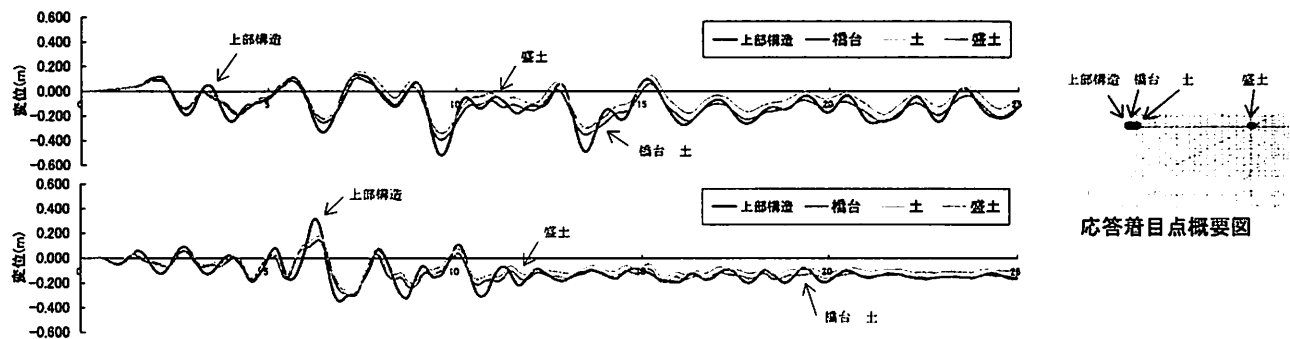


a) 時刻歴応答変位

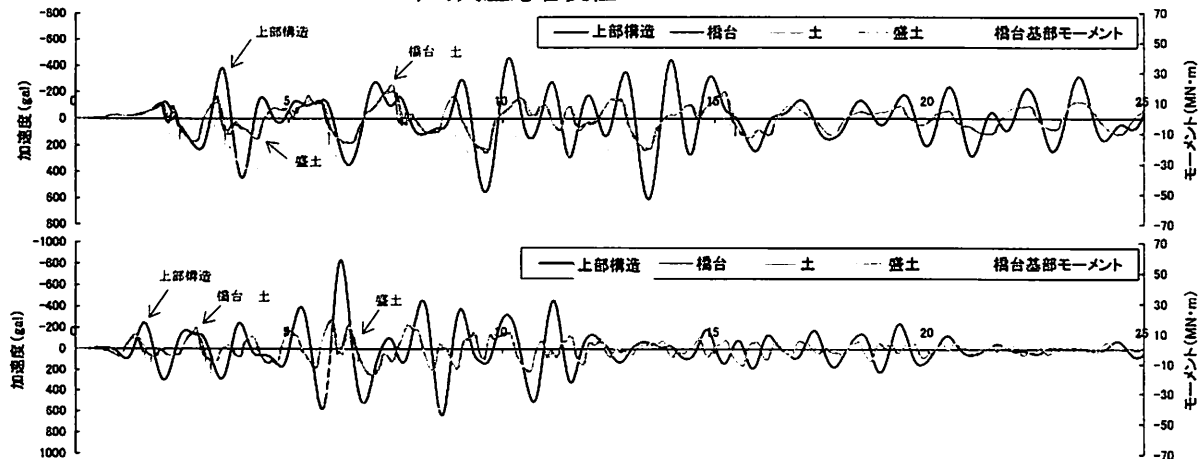


b) 時刻歴応答加速度

図-6 ケース 1 における時刻歴応答

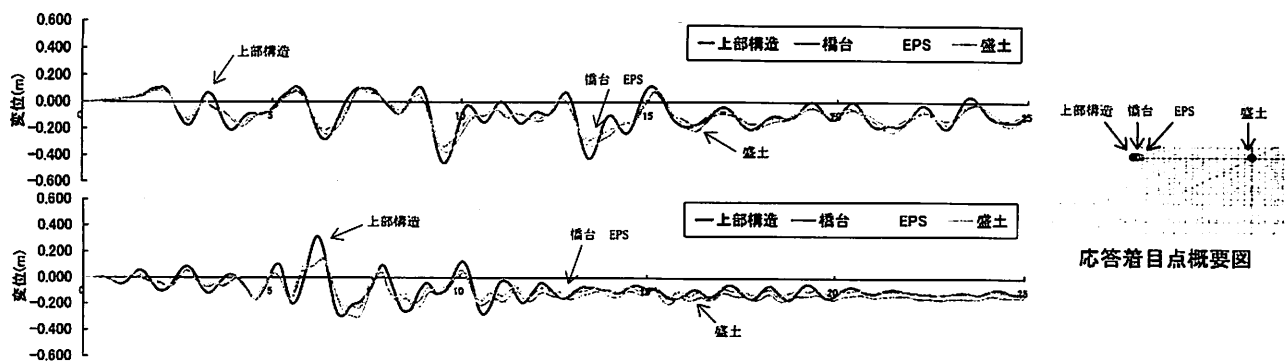


a) 時刻歴応答変位

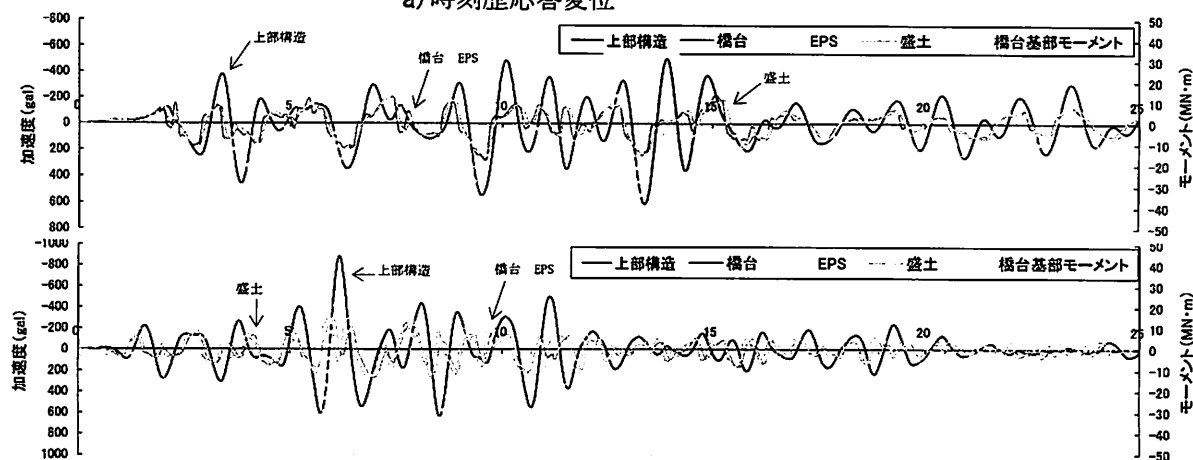


b) 時刻歴応答加速度

図-7 ケース 2 における時刻歴応答



a) 時刻歴応答変位



b) 時刻歴応答加速度

図-8 ケース3における時刻歴応答

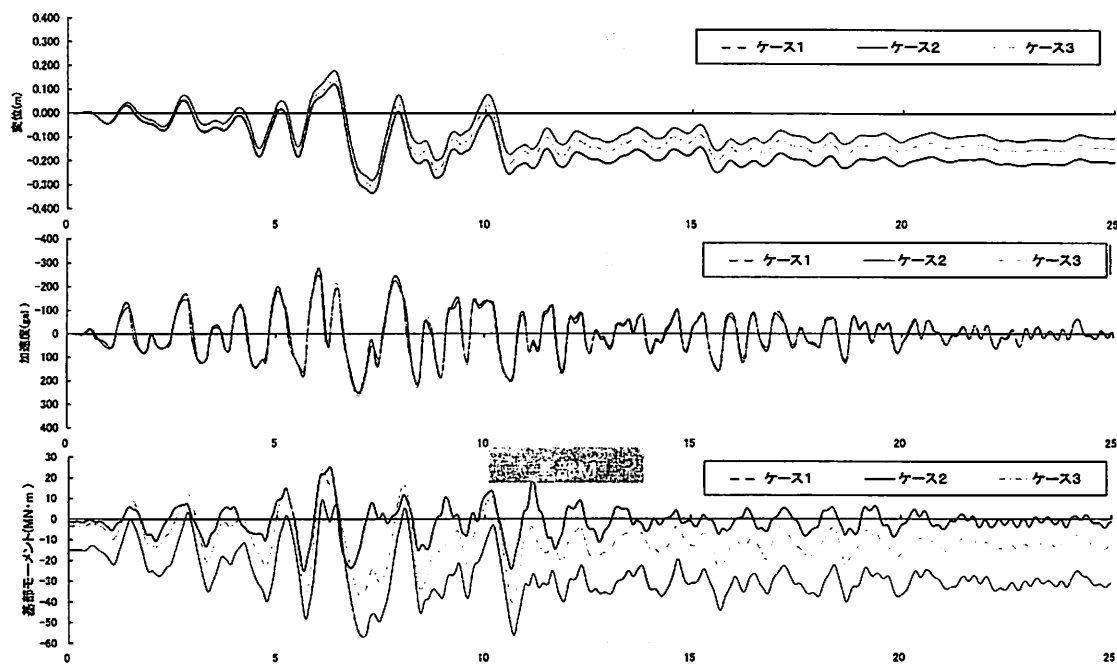


図-9 ケース間における橋台応答の比較 (タイプII)

がバネが引張状態（剥離）を、負の値が圧縮状態（接触）を意味している。図-10に示すように、ケース2では橋台と土はバネ番号1～3までは常に剥離しているが、それより下のバネでは地震時のほとんどの時間で接触している。1番～3番にかけての橋台

上部に接続するバネの剥離は、初期状態から発生しており、地震時においても常に剥離を起こしている。これは、橋台が常時時点で土圧により前面側に変形し、背面土と剥離を起こしたためと考えられる。一方、ケース3については図-11に示すように、橋台

天端変位が正側で局所的な極大を示す時刻（橋台が前面側に移動し始める時）頃に剥離を起こしており、すべてのバネで剥離している。橋台が背面側に移動した後に前面側に移動しようとするあたりで、背面EPSとの剥離が起こり橋台単体で揺れていることがわかる。

次に、ケース毎の橋台基部モーメントが右回りモーメント、左回りモーメントが最大値を示す時刻に着目し、橋台背面から橋台への作用力について確認を行った。図-12にケース2における作用力分布図を、図-13にケース3の作用力分布図を示す。図-12に示すように、ケース2の左回りモーメントの最大時では背面作用力、橋台慣性力、上部構造慣性力の3力が左方向にかかることにより大きな回転モーメントが生じることになる。右回りモーメントが最大時においては、橋台慣性力・上部構造慣性力が右方向にかかるが、背面作用力においては橋台下部において背面土から左方向に大きな作用力を受けている。

これは背面土からかかる土圧（主働土圧）が作用していることを表す。この背面土からの作用力により、右回りモーメントが大幅に低減されることとなる。図-13に示すケース3においては、左回りモーメントの最大時においてケース2と同様、3力による橋台への作用力により大きな基部モーメントが発生する。背面作用力分布は、ケース2の分布と大きく異なるような、土圧分布とは逆の三角形分布形状となっている。この作用力は土圧とは異なり、EPSが振動することで発生した力とEPSの背面盛土から伝達された力の合力により、このような分布形状になったと考えられる。右回りモーメントが最大時において、橋台とEPSが剥離を起こすため橋台の動きを拘束する背面作用力は発生せず、上部構造慣性力と橋台慣性力の右向きの力から大きなモーメントが発生している。

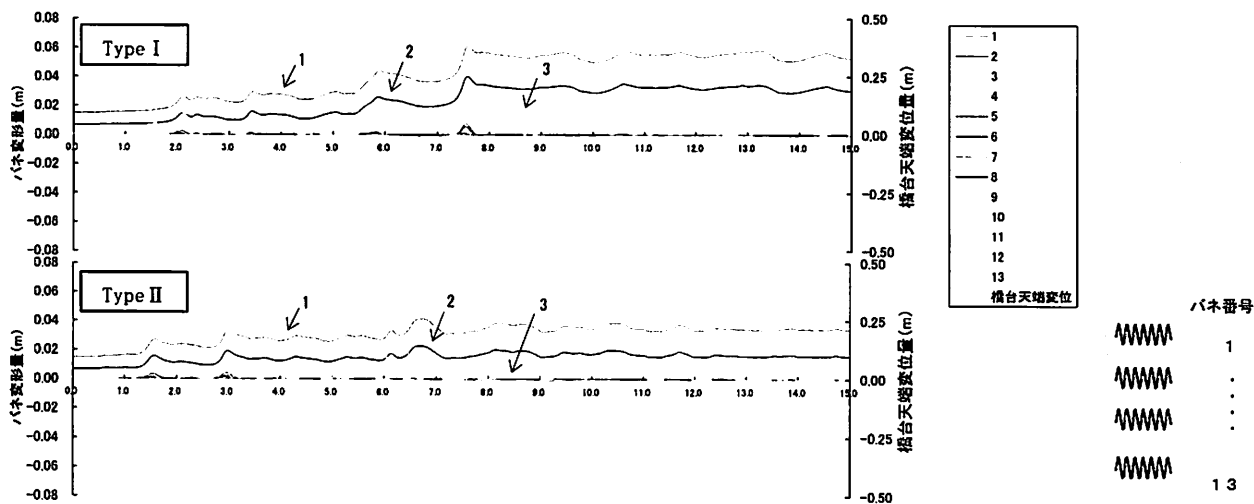


図-10 ケース2におけるバネ（橋台-土）変形量の時刻歴応答

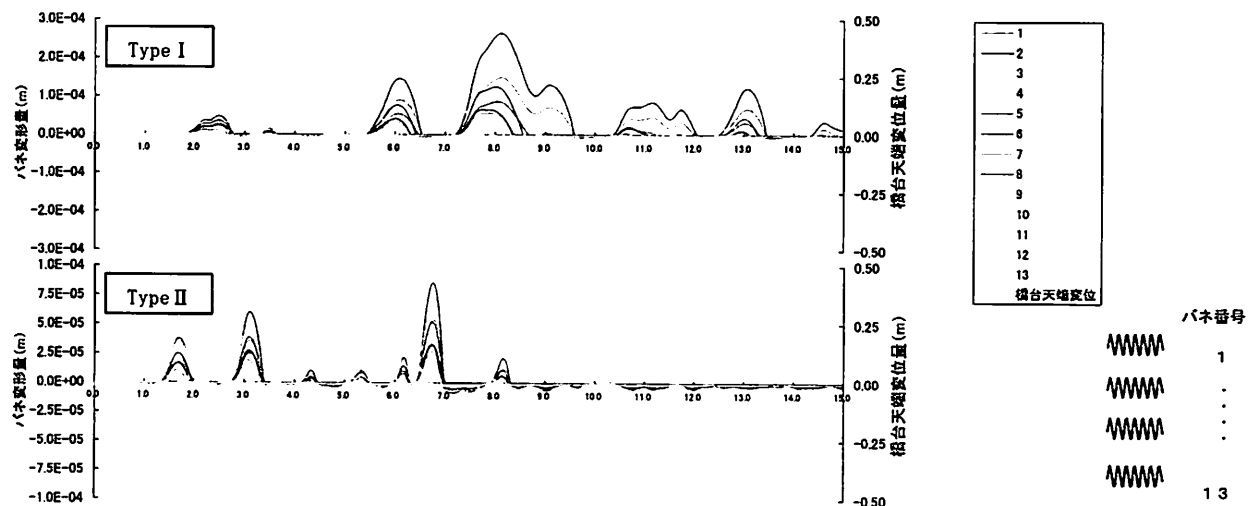


図-11 ケース3におけるバネ（橋台-EPS）変形量の時刻歴応答

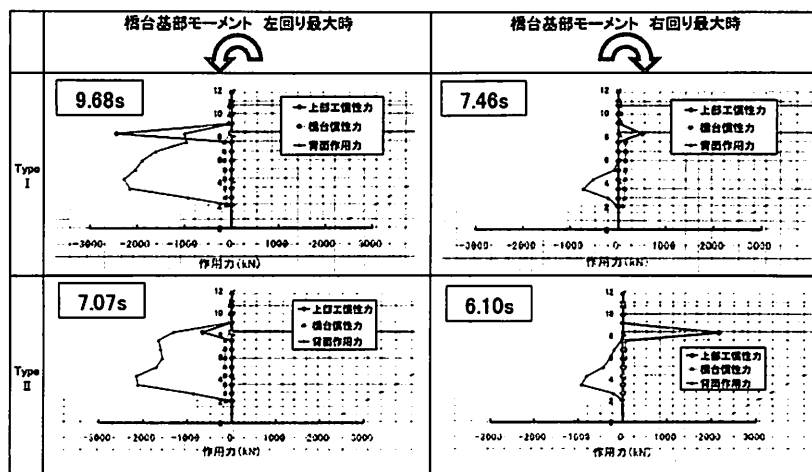


図-12 ケース 2 における橋台基部モーメント最大時の作用力分布図

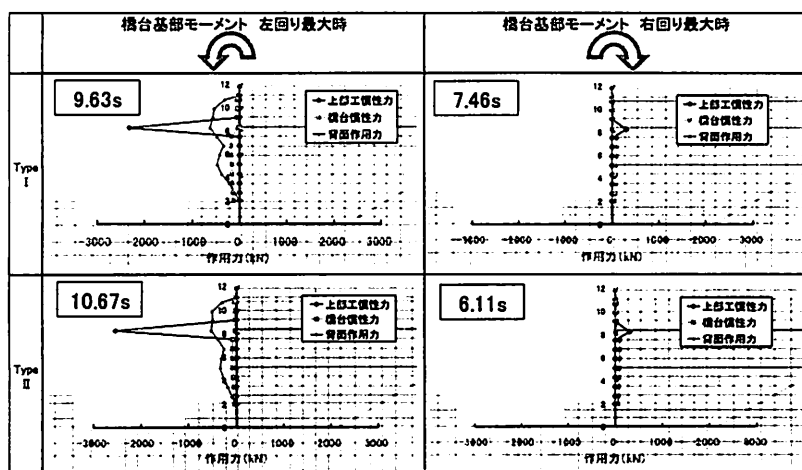


図-13 ケース 3 における橋台基部モーメント最大時の作用力分布図

4. 結論

本検討では、背面にEPSを充填した橋台の地震時の挙動について、解析的な検討を行った。検討から得られた結果について、以下にまとめる。

- ・ 橋台背面にEPSで充填した場合の応答変位については、橋台背面に充填を行わない橋台単体での応答に近い。応答加速度については、橋台背面の充填状態が変わっても大きな差はない。
- ・ 橋台背面をEPSで充填した場合、地震時にEPSと橋台は接触・剥離を繰り返す。また、橋台の移動が背面側から前面側に反転しだす時に橋台との剥離を起こすため、右回りモーメントが橋台単体で振動する時と同程度の大きなモーメントが発生する。
- ・ 橋台背面を土で充填した場合、橋台下部で常に背面土と接触し橋台の背面側への移動を拘束するため、橋台の右回りモーメントを低減させる。

参考文献

- 1) 牧剛史，土屋智史，渡辺忠朋，前川宏一：3次元非線形有限要素を用いたRC抗基礎－地盤計の連成地震応答解析，土木学会論文集A，vol. 64，No. 2，pp. 192-207，2008。
- 2) 発泡スチロール土工法開発協会：EPS工法設計・施工基準書（案），2007。
- 3) 岩崎敏男，常田賢一，吉田精一：沖積粘性土の動的変形特性－せん断剛性率とヒズミ依存性－，土木研究所資料第1504号，pp. 49-54，1979。
- 4) 岩崎敏男，龍岡文夫，高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究（Ⅱ）－広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性－，土木研究所報告第153号，1980。
- 5) 横田耕一郎，龍岡文夫：不攪乱洪積粘土のせん断変形係数について，土木学会第32回年次学術講演会概要集，pp. 257-258，1977。