

⑮-1 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①

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 26

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：石田雅博，西田秀明，八ツ元仁

【要旨】

本研究は、コスト縮減等の観点から提案が増えてきている連続カルバート等の橋梁構造と土工構造の境界的な構造や、橋梁構造等と土工構造の境界部等に人工材料を用いた構造体を有する構造など、要求性能に基づき設計・照査する手法が確立されていない新しい形式の道路構造の性能検証法の提案を目的として行うものである。

平成 23 年度は、アーチカルバート構造および橋台背面に発泡スチロール（以降、EPS）を用いた構造の 2 つの新形式構造に関する検討を実施し、次のような結果を得た。アーチカルバートにおいては、ヒンジの有無や地震動特性の違いがアーチカルバートの耐震性能に及ぼす影響について数値解析による検証を行った。検討の結果、ヒンジの有無により発生曲率は大きく異なること、損傷が最も大きい側壁基部で地震波の違いによる発生曲率の差異が大きいことが明らかとなった。

また、橋台背面に EPS を用いた構造については、動的模型遠心実験およびその再現解析により橋台と EPS の地震時挙動の把握を行った。検討の結果、EPS と橋台は接触と剥離を繰り返しながら相互に慣性力を伝達することや、EPS の中の重量が大きいコンクリート床版が EPS の地震時挙動に大きな影響を与えることが明らかとなった。

キーワード：アーチカルバート，ヒンジ，入力地震動，橋台，発泡スチロール，遠心力載荷実験，人工材料，被災実態調査

1. はじめに

道路構造物に関する技術基準の性能規定化に伴い、コスト縮減等の観点から連続カルバート等の橋梁構造と土工構造の境界的な構造や、橋梁構造等と土工構造の境界部等に人工材料を用いた構造体を有するものなど新しい形式の道路構造が多く提案されてきており、今後も増加することが想定される。しかし、このような道路構造物に対して、要求性能に基づき設計・照査する手法は確立されていないことから、これまで独自の解釈による方法で性能を満足していることを検証しているのが実状である。このため、本来必要とされる十分な検証がないまま採用され供用開始後に不具合を生じる可能性や、適切な安全性が確保されていない構造物が設計されている可能性などが懸念される。結果として、道路管理者は安全性に対する確証や説明責任を果たせないおそれ等から新技術の導入を避け、開発者は技術提案をしても採用されないことから開発の意欲がそがれることとなる。これは、安全性やコスト縮減等の観点でより合理的な新形式の構造があってもそれが採用されないという社会全体として

の不利益につながりかねないことから、より優れた構造が採用されやすい環境整備が必要である。

本研究は、安全性やコストの観点等から社会資本の機能を増進するとともに、要求性能に応じた合理的な新形式道路構造物に関する技術開発や採用がしやすい環境を整えるために、従来の道路構造物と同様の観点から担保される安全性や供用性等の統一的な評価を可能にするための性能検証法の提案を目標としている。

平成 23 年度は、①ヒンジの有無や地震動特性の違いがアーチカルバートの耐震性能に及ぼす影響、及び②橋台背面に発泡スチロールを用いた構造の地震時挙動に関してそれぞれ検討を行った。

2. 課題の整理

平成 23 年度では、上記の 2 つの検討項目に関する検討を行った。

2.1 ヒンジの有無や地震動特性の違いがアーチカルバートの耐震性能に及ぼす影響

過年度より取り組んできたアーチカルバート単体構造

が有する構造性能の数値解析による検証^{1), 2)}の結果では、ヒンジを設けた構造形式のアーチカルバートは、支持地盤の不同沈下や偏土圧そして地震時外力といった一般的な常時状態と異なる外力を受けた場合、ヒンジを設けない剛性の高いアーチカルバートに比べて部材の変形や損傷が受けやすいことが明らかになっている。特に、地震時外力に対しては、レベル2地震動のような大きな外力を受ける時は、塑性化する部位や塑性化の度合いが異なるという結果が得られており、ヒンジを有するアーチカルバートは外力に対して感度が高い傾向にあることが明らかとなっている。

本年度は、地震動特性の違いがアーチカルバートの応答に及ぼす影響に着目した研究を行った。従来、地中構造物は地震時において周辺地盤に追従するとの考えより応答変位法による照査が広く行われており、地震波の違いについてはあまり考慮されていない。一方で橋梁構造における動的解析を用いた耐震性能の照査法では、3波形程度の地震動に対して動的解析を行い、その結果求められる応答値を平均し、その平均値を用いて照査を行っている。これは部材の非線形特性を考慮する場合においては、同じ加速度応答スペクトル特性を有する地震動であっても、位相特性の違い等によって応答解析値に差異が生じるためである。ヒンジを有するアーチカルバートが、前述の通り、常時状態と異なる外力に対しての感度が高い傾向にあること、また、ヒンジの数に応じて不静定構造物から静定構造物へ構造系が移行することなどを考慮すると、地中構造物であるアーチカルバートにおいても入力地震動の違いによる地震時応答の差を定量的に把握しておくことが耐震性能を担保する上で重要であるものと考えられる。そこで、同一の加速度応答スペクトルとなる複数の地震動を用いて、ヒンジの有無により構造形式の異なるアーチカルバートの地震時応答について比較検証を行った。

2.2 橋台背面の発泡スチロールを用いた構造の地震時挙動

近年、人工軽量材料の技術開発が進んだことで、軟弱地盤等の悪条件下での盛土構造の採用が可能となった。この結果、橋梁構造と盛土構造の境界部にあたる橋台背面部でも、この人工軽量材料を使用する事例が出現してきており、その中でも使用例が多いものが発泡スチロール（以降、EPS 盛土）である。

一般に、橋台の設計では、道路橋示方書IV編³⁾に示すような背面に良質な土が充填されていることを前提としているため、その前提条件から逸脱する場合は個別に検

討が必要となる。橋台背面にEPS 盛土等を用いる場合は、地震時における土の挙動に比べるとまだ未解明な点もあるため、個別に検討する必要があると考えられる。

既往の研究^{4), 5), 6), 7)}においてEPS 盛土の地震時挙動の検証が行われてきているが、EPS 盛土内部に設置されるコンクリート床版の地震時挙動やその相互影響などについては明確になっていない。

EPS 盛土の施工法については資料^{8), 9)}によりとりまとめられており、その中では、車両による載荷荷重や上載荷重等の分散、EPS 盛土設置時の不陸や段差の修正、浮力対策を目的として高さ2~3m毎にコンクリート床版を設置する必要があるとされている。このコンクリート床版については、単位体積重量がEPS に比べて100倍であることやEPS 盛土最上面にコンクリート床版を設置し、さらにその上に重量が大きい舗装を設置することを考えると、地震時に橋台に作用する慣性力分布は、一般的な土による作用力分布あるいはEPS のみを背面に充填した場合の作用力分布と大きく異なることが予想される。このため、橋台の耐震設計を行う際は、このコンクリート床版の挙動を考慮する必要があると考えられるが、既往の研究ではこの点についての検討があまり進んでいない。

このような背景から、本研究では橋台背面にEPS を設置する場合の適切な耐震設計法を提案することを目的として、橋台とその背面のEPS 盛土およびコンクリート床版の地震時相互作用の検証を行った。

3. アーチカルバートにおける入力地震動のばらつきの影響検証

アーチカルバートの構造形式には大きく分けて、カルバート工指針¹⁰⁾に規定されている接合部を設けない一体構造と、プレキャスト部材の使用によりヒンジによる接合部を設ける分割構造が存在する。本研究では分割構造の中でも施工実績の最も多い2箇所接合部をヒンジとした構造（以降、2ヒンジアーチ）と、これと同じ内空断面でカルバート工指針の規定により設定された構造（以降、指針アーチ）を対象とし、入力地震動の違いによるアーチカルバートの地震時応答が、この異なる構造形式によってどのような影響を受けるのかを比較検証するため、同一の加速度応答スペクトルとなる複数の地震動を入力波として、応答震度法によりアーチカルバートの地震時応答を求めた。

3.1 解析条件

部材諸元は表-1に示す条件で常時設計を行い、図-1のように決定した。2ヒンジアーチはたわみ変形量によ

表-1 常時の設計条件

		指針アーチ	2ヒンジアーチ
設計法		カルバート工指針	2ヒンジアーチ技術マニュアル
構造		鉄筋コンクリート構造	
形状		アーチカルバート内空幅: 10.8m, 内空高: 6.73m	
		ヒンジ無	ヒンジ有
材料	コンクリート	設計基準強度: 40N/mm ² 許容曲げ圧縮応力度: 14N/mm ² 許容せん断応力度: 0.55 N/mm ²	
	鉄筋	SD345 許容引張応力度: 180N/mm ² 鉄筋の最小かぶり: 25mm	
地盤	変形係数	盛土 : $\alpha E_0=28\text{MPa}$	盛土 : $\alpha E_0=28\text{MPa}$ 地盤反力係数 $k_0=8, 320\text{kN/m}^3$
		基礎地盤: $\alpha E_0=42\text{MPa}$ 地盤反力係数 $k_v=8, 680\text{kN/m}^3$ せん断地盤反力係数 $k_s=k_v/3=2, 893 \text{ kN/m}^3$	基礎地盤: $\alpha E_0=42\text{MPa}$ 地盤反力係数 $k_v=14, 870\text{kN/m}^3$ せん断地盤反力係数 $k_s=k_v/3=4, 957 \text{ kN/m}^3$
荷重	鉛直方向	躯体自重: 24.5kN/m ³ 埋戻土: 19.0kN/m ³ (土被り 2.0m) 活荷重: T-25, $q=10\text{kN/m}^2$ の2ケース	
	水平方向	天井部の水平土圧係数: $K=0.3$ 側壁部の水平土圧係数: $K=0.3$	天井部の水平土圧係数: $K=0.3$ 側壁部の水平土圧係数: $K=0.5$

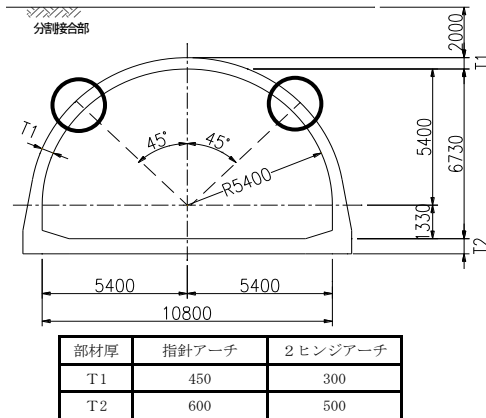


図-1 部材諸元(単位: mm)

る水平地盤反力を水平方向の側壁地盤バネにより考慮し、基礎地盤の地盤反力係数も大きく見るなど、地盤抵抗を多く見込んだ設計であるため、指針アーチに比べ部材厚が約20%~30%薄くなっている。図-2に地震時解析の検討フローを示す。一次元地盤応答解析では表-2に示す地盤条件において、図-3に示す道路橋示方書V編¹⁾に示されているI種地盤のタイプII地震動の波形3波を入力地震動として基盤面に与え、盛土および基礎地盤の応答加速度分布を求めた。次に、一次元地盤応答解析で求めた応答加速度を節点荷重に換算し、地盤~構造物の全体系へ静的に载荷させることでアーチカルバートの地震時応答を求めた。なお、構造部材はファイバー要素、地盤は

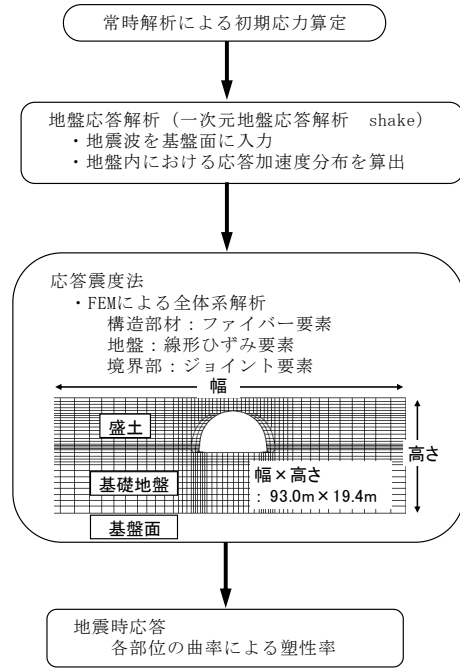


図-2 解析検討フロー

表-2 地盤条件

地層名称	層厚 (m)	γ (kN/m ³)	N値	V_s (m/s)	G_0 (kN/m ²)	ポアソン比 ν
盛土	9.2	19.0	10	172	57,593	0.450
基礎地盤	10.2	20.0	30	249	126,102	
基盤面	-	19.0	50	300	174,490	

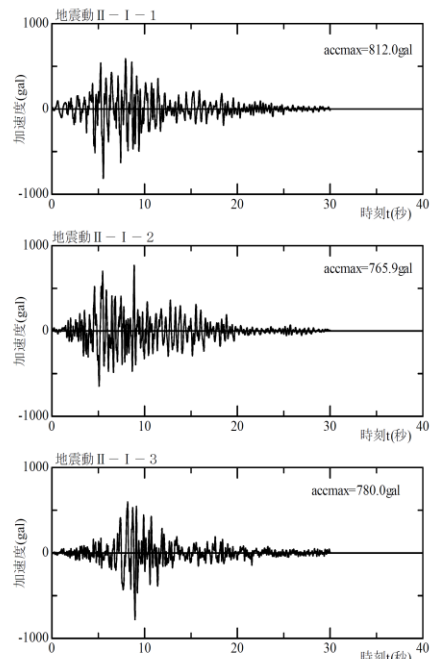


図-3 入力地震動

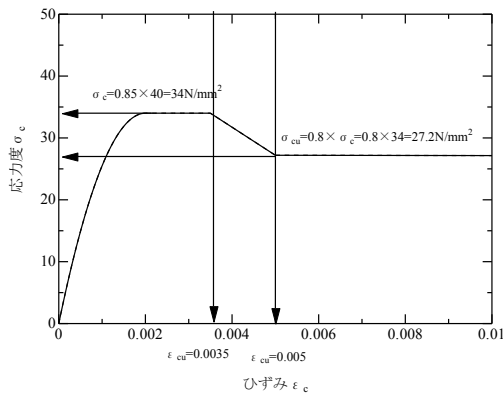


図-4 コンクリート構成則

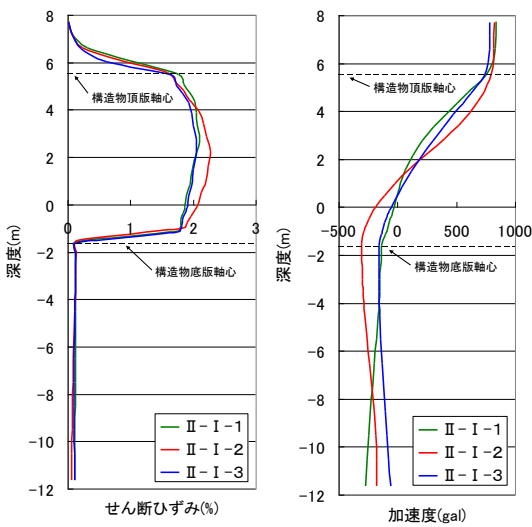


図-5 加速度とせん断ひずみ分布

収束地盤剛性を用いた弾性要素，構造部材と地盤の境界部にはジョイント要素を用いた。また，カルバートのコンクリート構成則は横拘束筋の効果について不明な点が多いため，本検討では図-4に示すように，終局ひずみ $\epsilon_{cu}=0.0035$ までは道路橋示方書Ⅲ編¹²⁾の構成則とし，これを超えるひずみ領域では剛性低下を考慮し $\epsilon_{cu}=0.0050$ で最大強度の80%になると仮定したモデルを用いた。

3.2 解析結果

図-5に一次元地盤応答解析結果より求めた構造物天端の部材厚軸心と底版軸心の相対変位が最大となる時刻の加速度とせん断ひずみの分布を示す。入力地震動の違いによるせん断ひずみの差は，最も差の大きい深度2m付近でも平均値2.1%に対して-0.1%～+0.2%しかなく，ほぼ同じ結果となった。しかし，加速度分布には差が生じており，加速度波形II-I-2が全深度にわたり他の2波と大きく異なる結果となった。

応答震度法による解析においてL2地震時に鉄筋降伏

表-3 指針アーチのφとφ_y

指針アーチ	発生曲率φ	軸力N	降伏曲率φ _y	
部位	地震波	(1/m)	(kN)	(1/m)
A	II-I-1	1.97E-02	802	6.03E-03
	II-I-2	2.31E-02	841	6.06E-03
	II-I-3	2.13E-02	770	6.01E-03
B	II-I-1	1.43E-02	1776	6.61E-03
	II-I-2	1.93E-02	1783	6.62E-03
	II-I-3	1.49E-02	1814	6.64E-03
C	II-I-1	2.90E-02	948	4.10E-03
	II-I-2	2.85E-02	927	4.09E-03
	II-I-3	3.29E-02	978	4.11E-03
D	II-I-1	1.41E-02	1391	4.04E-03
	II-I-2	2.21E-02	1617	4.12E-03
	II-I-3	1.63E-02	1434	4.06E-03

表-4 2ヒンジアーチのφとφ_y

2ヒンジアーチ	発生曲率φ	軸力N	降伏曲率φ _y	
部位	地震波	(1/m)	(kN)	(1/m)
C	II-I-1	8.38E-02	818	5.37E-03
	II-I-2	1.01E-01	801	5.36E-03
	II-I-3	9.21E-02	792	5.35E-03
E	II-I-1	7.55E-03	986	7.10E-03
	II-I-2	1.11E-02	1007	7.12E-03
	II-I-3	9.86E-03	1019	7.13E-03

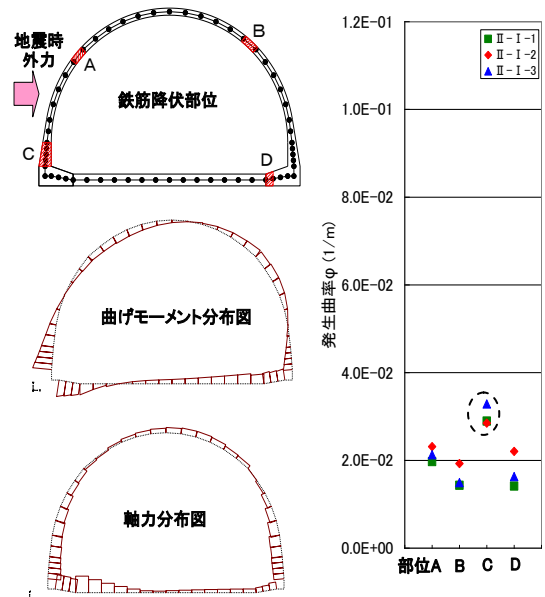


図-6 指針アーチの鉄筋降伏部位とφのばらつき

する部位に着目し，入力地震動の違いによる発生曲率φと降伏曲率φ_yを表-3，表-4に，鉄筋降伏部位と発生曲率φのばらつきを図-6，図-7に示す。

指針アーチでは，部位A，B，C，Dの4箇所鉄筋降伏が発生しており，部位Cで発生曲率φが最も大きく最も損傷が進んでいることが分かる。φのばらつきに着目すると，部位Aで平均値 $2.14 \times 10^{-2}(1/m)$ に対して-8%～+8%，Bで平均値 $1.62 \times 10^{-2}(1/m)$ に対して-11%～+19%，Cで平均値 $3.01 \times 10^{-2}(1/m)$ に対して-5%～+9%，Dで平均値 $1.75 \times 10^{-2}(1/m)$ に対して-19%～+26%の差が生じている。

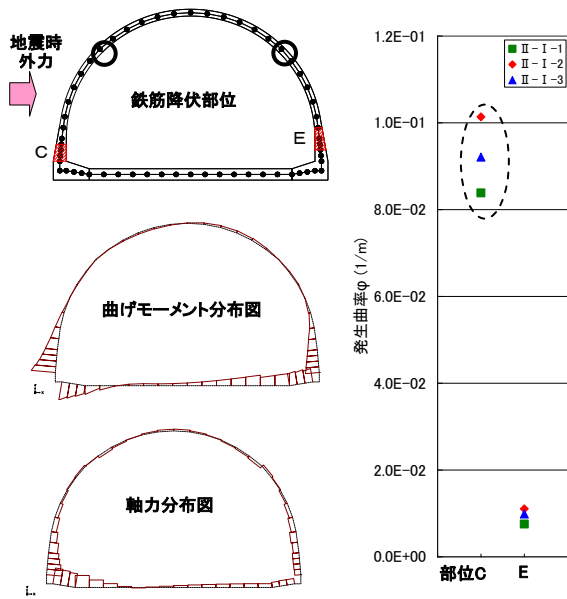


図-7 2ヒンジアーチの鉄筋降伏部位とφのばらつき

2ヒンジアーチでは、部位C、Eの2箇所鉄筋降伏が発生しており、指針アーチと同様に部位Cにおいて発生曲率φが大きく最も損傷が進んでいることが分かる。φのばらつきに着目すると、部位Cで平均値 $9.24 \times 10^{-2}(1/m)$ に対して-9%~+10%、Eで平均値 $9.49 \times 10^{-3}(1/m)$ に対して-20%~+17%の差が生じている。

3.3 解析結果に関する考察

入力地震動の違いによる発生曲率φのばらつきについて最も損傷の進む部位Cについて比較したところ、いずれの構造形式においても1割程度の発生曲率のばらつきが生じている。アーチカルバートの耐震設計では、このような応答のばらつきが生じることに対する検討が重要であると考えられ、2ヒンジアーチでは発生曲率の絶対値が大きいため、指針アーチより損傷度合いが大きくなる可能性があることに注意が必要である。

4. 橋台背面に設置したEPS盛土の地震時挙動検証

橋台背面に設置したEPS盛土の地震時挙動を正確に把握するため、縮尺模型を用いた動的載荷実験と数値解析による実験結果の検証を行った。

4.1 遠心力場における模型実験

4.1.1 実験概要

土木研究所が有する大型動的遠心載荷実験装置を用いた模型実験を行った。実験では剛土槽を用いており、その土槽の内寸法は幅1.5m×高さ0.5m×奥行き0.15mである。剛土槽内に橋台模型、EPS盛土および地盤の模型

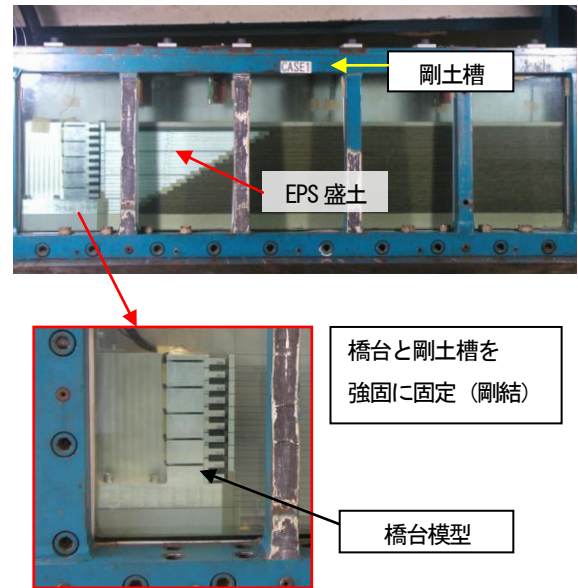


写真-1 模型セットアップ状況 (Case1)

を設置・作成し、この土槽を遠心力載荷装置にセットして50Gの遠心加速度場で加振を行った(写真-1)。今回の実験では、地震時におけるEPS盛土と橋台の相互作用の分析が容易となるように、支持地盤を良質地盤にするとともに橋台模型を剛土槽に剛結した。

4.1.2 実験ケース

図-8、図-9に実験模型概要図を示す。本実験では、橋台背面のEPS盛土の形状の違いが橋台背面への作用力に与える影響を検証するため、形状の異なるEPS盛土を2ケース作成した。

EPS盛土は実施工で使用されている発泡スチロール(D-20)を用いて模型を作製した。橋台はアルミ材を成形することで模型を作製し、EPS盛土内に設置されるコンクリート床版は単位体積重量がRCコンクリートにほぼ等しいアルミ板を成形して模型を作製した。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く粒径が荒い4号珪砂を用いて模擬した。なお、EPSについては、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。

Case1では、盛土高さを238mmとし、支持地盤から1:1.8の勾配(安定勾配)でEPSを逆三角形形状で積み上げた。また、Case2では、Case1のEPS模型の中で底版から104mmの高さまで背面盛土材で置き換え、EPS模型の形状を台形に形成した。

4.1.3 実験模型の作製と計測器の配置

図-8、図-9に計測機器配置を示す。加速度計については、EPS盛土への設置が困難であったため、橋台模型と

⑮-1 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①

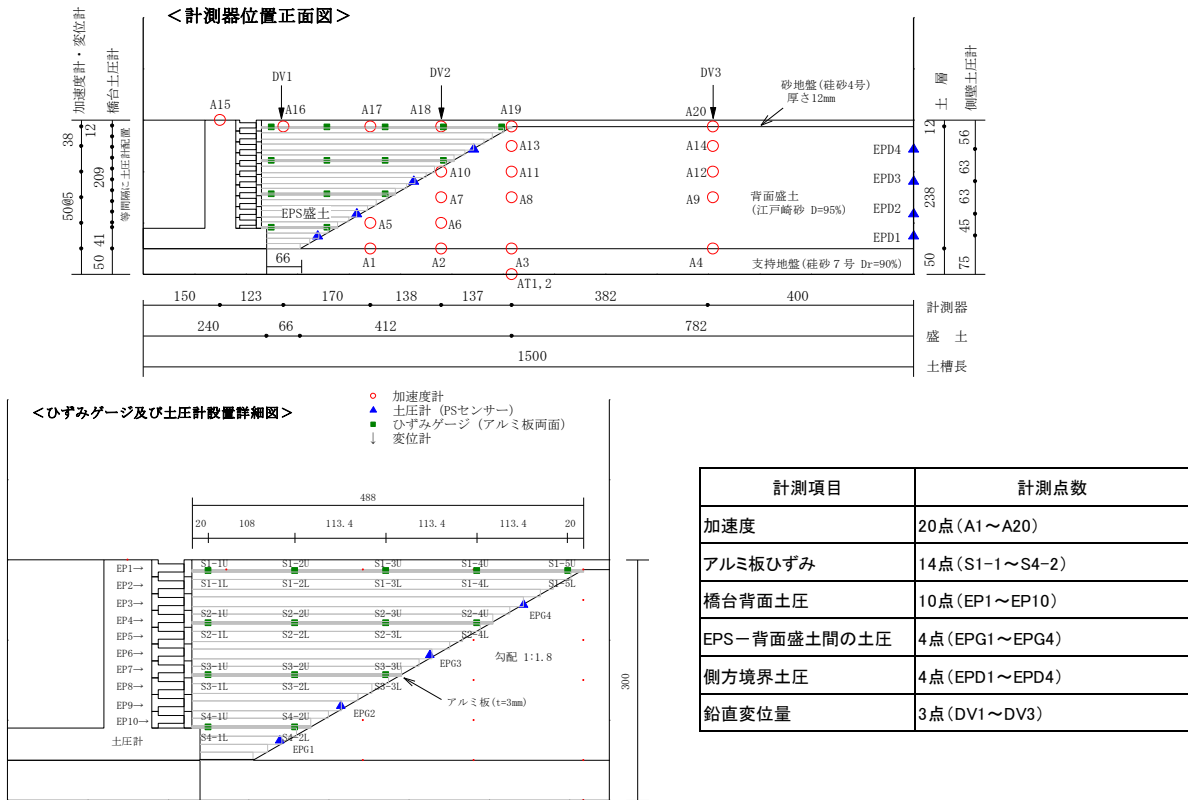


図-8 Case1 実験概要図 (単位 mm)

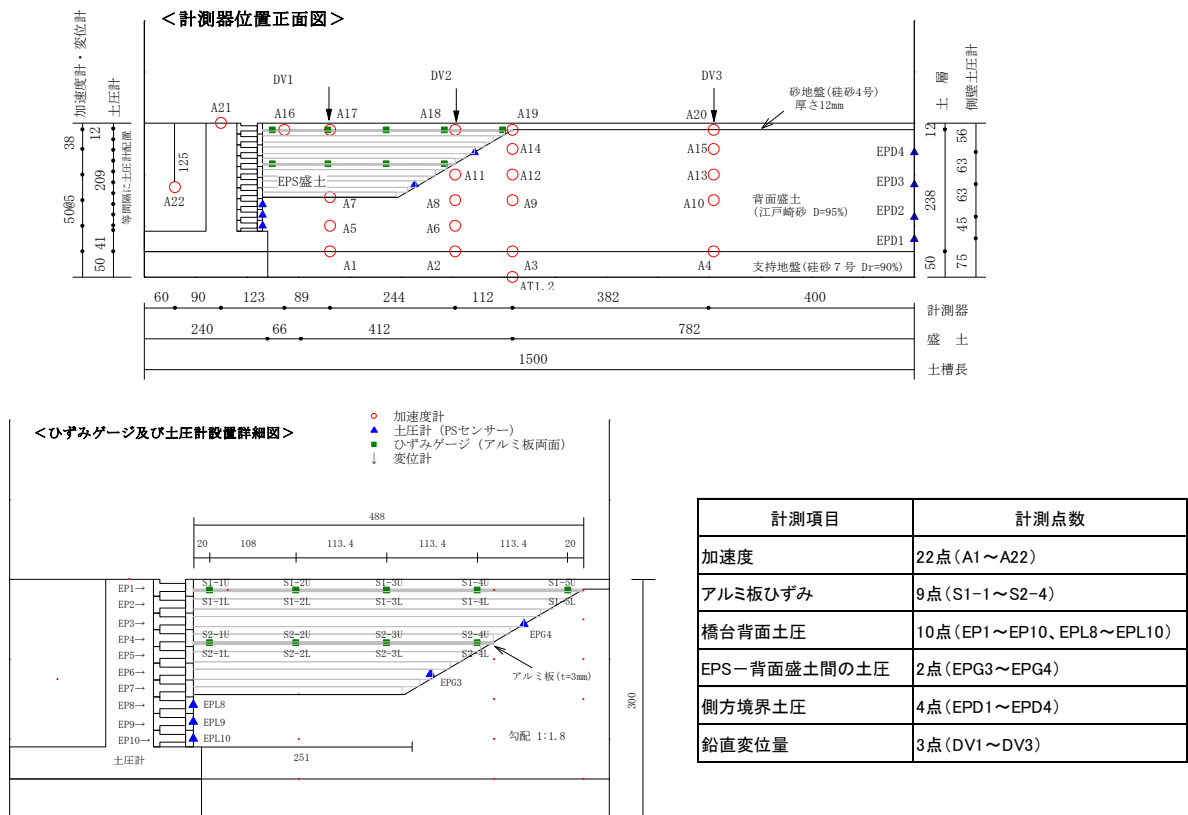


図-9 Case2 実験概要図 (単位 mm)

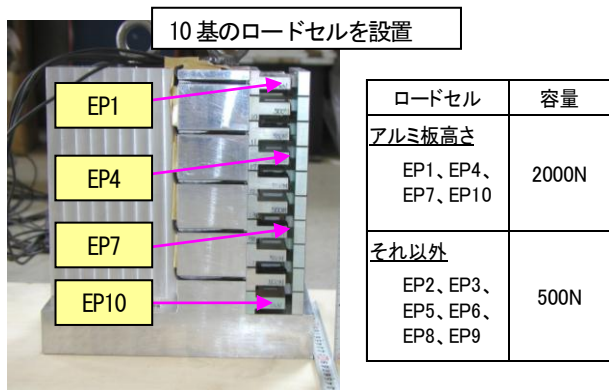


写真-2 ロードセル設置状況写真

EPS 盛土の最上面にあたるアルミ板上および背面盛土内で設置した。

橋台背面への作用力は、橋台背面側に設置した 10 基のロードセルにより計測を行った (写真-2)。なお、ロードセルは容量が異なる 2 種類のものを用意し、アルミ板の慣性力を主に受けると予想されるロードセル (EP1, EP4, EP7, EP10) は容量が 2000N、それ以外のロードセルは容量が 500N のものを使用した。

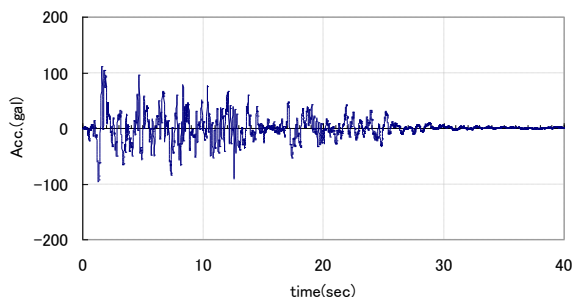
土圧については、EPS 盛土-背面盛土間の土圧と背面盛土の側方境界で発生する土圧の計測を行った。

表層の沈下量は、鉛直変位計により計測を行った。

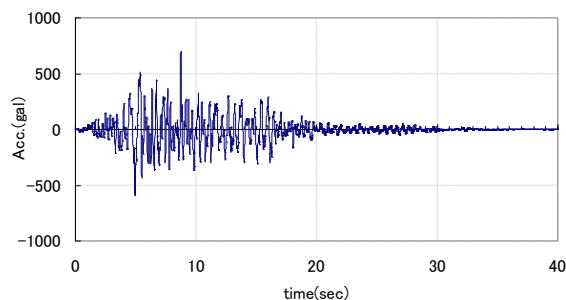
アルミ板で発生したひずみは、ひずみゲージにより計測を行った。なお、ひずみゲージについては、同じ計測位置でアルミ板の表裏に 1 枚ずつ貼ることで、曲げひずみ成分と引張ひずみ成分に分解できるようにした。

模型地盤については、以下の手順に従って作成を行った。

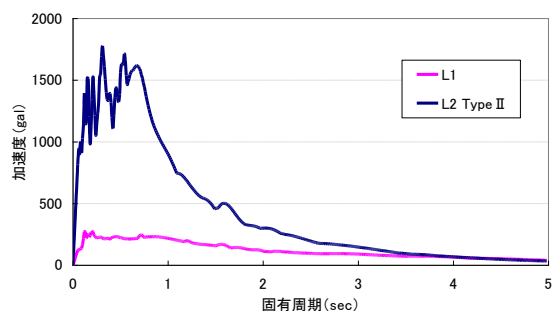
- 気乾状態の東北珪砂 7 号を用いて空中落下法により基礎地盤を作成した (相対密度は 90%)。
- 基礎地盤上に橋台模型および EPS を設置した。
- 江戸崎砂を用いて基礎地盤と同様に小段高さ (高さ 9mm と 12mm) 毎に締固めながら背面盛土を作成した (締固め度は $D=95\%$)。背面盛土の小段高さ (高さ 9mm と 12mm) に合わせて締固め、所定の位置に加速度計を埋設しながら、EPS 盛土やアルミ板をはめ込んでいった。背面盛土を盛り上げていく際に、上位の盛土層と馴染みやすくするため、表面には引っ掻き傷をつけた。その他盛土と実験土槽ガラス面との摩擦を軽減するために、ガラス面にグリースを塗布した。
- 舗装部にあたる最上部アルミ板の上に、気乾状態の東北珪砂 4 号を締固めながら表層の作成を行った。締め固めについては下層の EPS 盛土や背面盛土が変形しないように留意しながら丁寧に締め固めを行った。



(a) 時刻歴波形 (L1)



(b) 時刻歴波形 (L2)



(c) 加速度応答スペクトル

図-10 入力地震動

4.1.4 載荷方法

実験では、Case1, Case2 とともに道路橋示方書 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 (開北橋)、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を用いた。図-10 に基本ケースである Case1 の入力地震動波形を示す。なお、地震動の入力については、Case1, Case2 でともに L1, L2 の順番で連続的に加振を行なった。

4.2 数値解析の概要

4.2.1 解析モデル

本実験は、奥行き方向への影響が無い条件で実験を行ったため、2 次元非線形有限要素法を用いることで実験の再現解析を行った。図-11 に解析モデルの概要を示す。モデル化については、橋台および EPS 盛土に線形平面ひずみ要素、アルミ板に線形はり要素、表層・背面盛土・

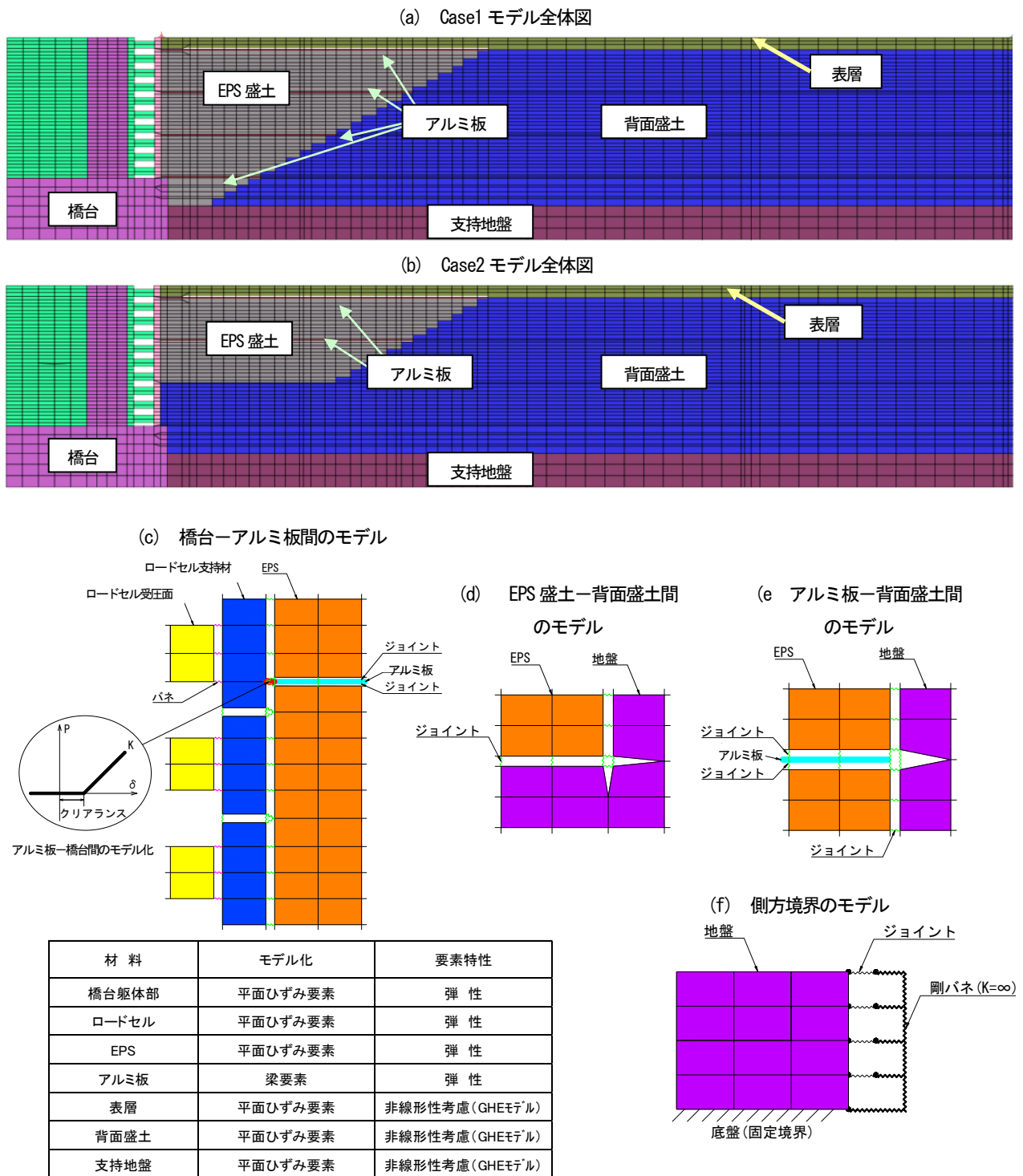


図-11 解析モデル図

支持地盤に非線形平面ひずみ要素 (GHE モデル¹¹⁾) を用いた。

EPS 盛土-アルミ板間の動摩擦係数は別途の実験より得た値である 0.75, EPS 盛土-支持地盤間の動摩擦係数は文献9) で示されている 0.6 を用いた。EPS 盛土-背面盛土間, 橋台-EPS 盛土間の相互作用については, ジョ

イント要素を用いてモデル化することで地震時の接触・剥離現象を再現した。本実験の目的である, 橋台-アルミ板間のモデル化について, 図-12 に示すような相互作用が起こることを想定し, クリアランス (遊間量が 10mm) があるノーテンションばねによるモデル化を行った (以降, 接続ばねモデルと呼ぶ)。

表-5 物性値の設定 (静的解析：初期応力解析)

名称	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断剛性率 G (kN/m ²)	ヤング率 E (kN/m ²)	減衰定数 h_0
橋台	0.345	26.38	2.61E+07	7.02E+07	0.020
ロードセル支持部	0.345	0.00	1.00E+10	2.69E+10	0.020
ロードセル受圧部	0.345	120.90	1.00E+10	2.69E+10	0.020
EPS	0.075	0.20	3.09E+03	5.75E+03	0.020
表層	0.330	17.17	1.35E+04	3.60E+04	0.030
背面盛土	0.330	17.33	5.95E+04	1.58E+05	0.030
支持地盤	0.330	15.29	1.32E+05	3.52E+05	0.030
アルミ板	0.345	26.38	2.61E+07	7.02E+07	0.020

表-6 物性値の設定 (動的応答解析)

名称	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (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)	減衰定数 h_0
橋台	0.345	26.38	-	2.61E+07	7.02E+07	0.020
ロードセル支持部	0.345	0.00	-	1.00E+10	2.69E+10	0.020
ロードセル受圧部	0.345	120.90	-	1.00E+10	2.69E+10	0.020
EPS	0.075	0.20	-	3.50E+03	7.53E+03	0.020
表層	0.450	17.17	240.0	1.01E+05	2.92E+05	0.030
背面盛土	0.450	17.33	240.0	1.02E+05	2.95E+05	0.030
支持地盤	0.450	15.29	250.0	9.74E+04	2.83E+05	0.030
アルミ板	0.345	26.38	-	2.61E+07	7.02E+07	0.020

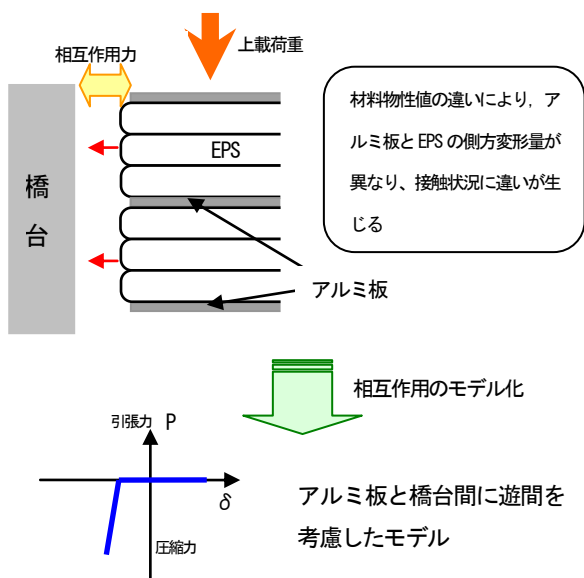


図-12 橋台-アルミ板間の相互作用イメージ

4.2.2 入力物性値

解析で用いた入力物性値を表-5~表-6に示す。静的解析における地盤要素の物性値については、物性試験結果から設定し、動的応答解析に用いる地盤要素の物性値は、せん断波速度を設定することで算出を行った。初期設定時の地盤材料の減衰定数は、別添資料¹³⁾により砂の平均値0.03を用いることとした。

表-7 Case1 解析ケース

実験 ケース	地震動 レベル	解析 ケース	アルミ板と橋台のクリアランス λ (mm)	背面盛土の V_s (m/s)
Case1	L2	L2-1	10	240
		L2-2	2	240
		L2-3	4	240
		L2-4	0	240
		L2-5	20	240
		L2-6	ばね無し	240
	L1	L1-1	10	240

表-8 Case2 解析ケース

実験 ケース	地震動 レベル	解析 ケース	アルミ板と橋台のクリアランス λ (mm)	背面盛土の V_s (m/s)
Case2	L2	L2-1	10	240
		L2-2	2	240
		L2-3	4	240
	L1	L1-1	10	240

4.2.3 解析ケース

実験ケースであるCase1, Case2に対して再現解析を実施した。また、4.2.1で述べた接続ばねモデルのクリアランス量をパラメータとした感度解析を実施することとした。また、比較対象として接続ばねを設置しないケースについても感度解析ケースの1つとした。表-7, 表-8に感度解析ケースを示す。

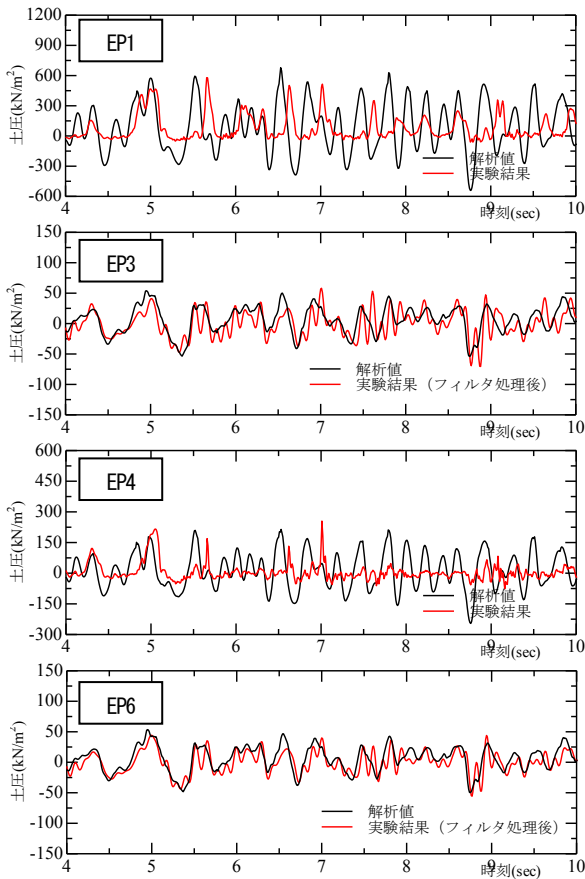


図-13 時刻歴の橋台背面土圧 (L2-1, 4~10秒)

4.3 実験結果と解析結果の比較

実験と解析の比較結果について以下に示す。なお、本報告書では、基本ケースとなる Case1 の L2 地震動の結果 (L2-1~L2-6) のみを示す。

4.3.1 橋台背面土圧

図-13 に、ケース L2-1 における代表的な計測点の主要動時間 (4~10 秒) の時刻歴橋台背面土圧を示す。なお、橋台背面土圧の計測結果については、橋台と剛土槽が完全に固定されず加振時にロッキングが起こったと考えられる計測データが確認されたため、バンドパスフィルター (バンド幅 0.1~10Hz) による処理を行った。ここで、このバンド幅については、①入力波加速度と橋台天端部での加速度フーリエ解析を行った結果、10Hz 以上での領域で橋台天端部の応答で大きな増幅が確認されたこと、② EPS の固有周波数については文献 5) や文献 6) で求められており、スウェイモードで 3Hz 程度、ロッキングモードで 6Hz 程度とされていること、を踏まえて設定をした。

アルミ板の慣性力を受けると考えた計測点 EP1, EP4 は、その他の計測点より大きな土圧が発生した。EP1 に

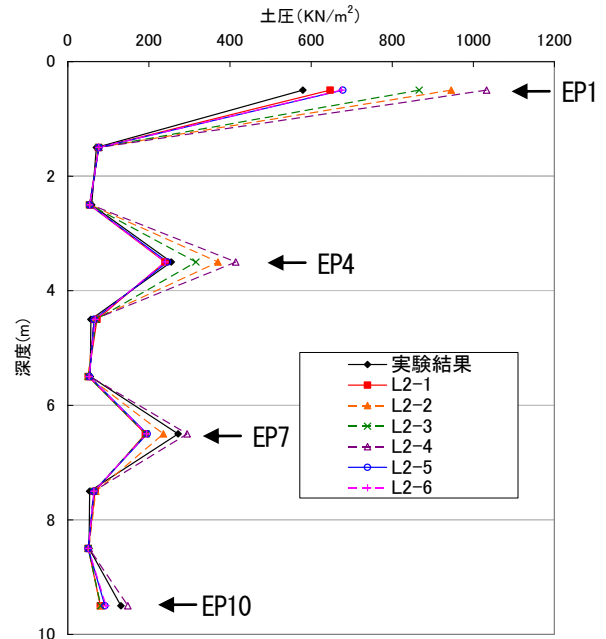


図-14 橋台背面最大土圧分布

おける発生土圧については、解析結果の方が実験結果に比べて土圧が大きく、6 秒以降で位相のずれも大きくなった。また、EP4 での発生土圧についても、EP1 と同様に解析結果の方が実験結果に比べて土圧が大きく、6 秒以降で位相のずれが発生した。

一方、計測点 EP3, EP6 では、解析結果と実験結果は振幅および位相ともに概ね一致しており、精度良く実験結果を再現することができた。

図-14 に L2 地震時における橋台背面最大土圧分布の感度解析の結果を示す。

EP1, EP4 では、クリアランスが 10mm より小さいケース L2-2, L2-3, L2-4 ではクリアランスが 10mm 以上のケース L2-1, L2-5 や接続ばねを設置しないケース L2-6 に比べて大きくなった。その結果、実験結果と最も良く一致したのはケース L2-1 となった。

EP7, EP10 においても、EP1, EP4 と同様にケース L2-2, L2-3, L2-4 が他のケース比べて大きな値を示したが、実験結果はケース L2-3 の値とほぼ一致した。

一方、EP1, EP4, EP7, EP10 以外の土圧計測点では解析ケース間での差はほとんど無く、実験結果と概ね一致した。

4.3.2 応答加速度

図-15 に、ケース L2-1 における代表的な計測点の応答加速度履歴 (主要動 4~10 秒) を示す。

計測点位置が橋台天端に近い程 (加速度番号が大きくなる程)、解析結果と実験結果の間で振幅および位相のず

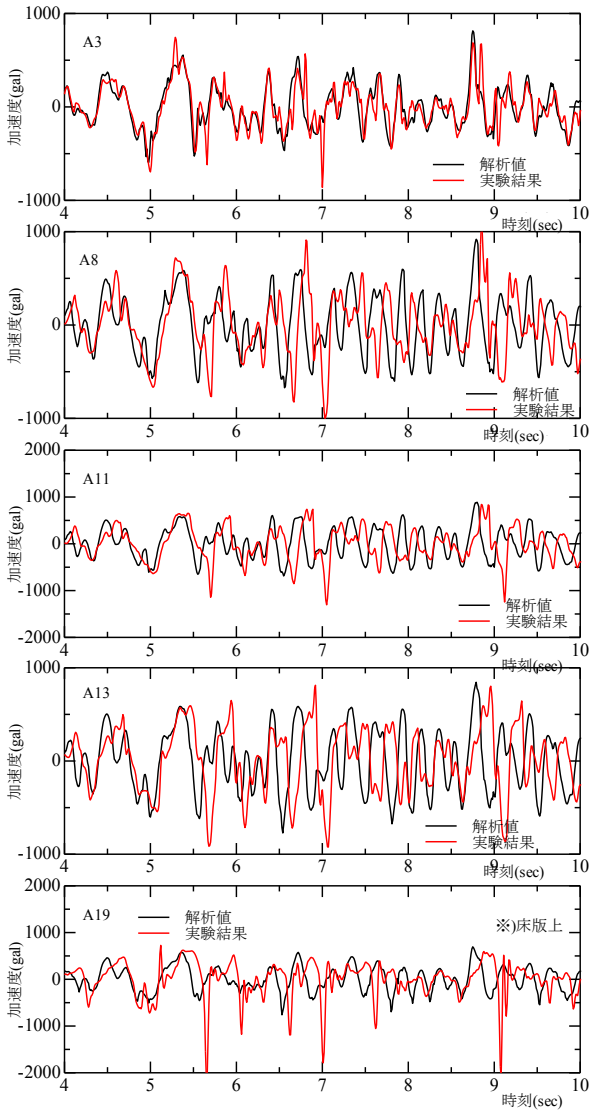


図-15 応答加速度履歴 (L2-1, 4~10 秒)

れが大きくなった。特にアルミ板上の計測点である A19 の実験結果では5.7秒, 7.0秒, 9.1秒あたりで負側の応答 (橋台背面側への加速) でスパイク状の応答が発生したが, 解析ではこのような現象を再現できなかった。

アルミ板上に設置した計測点 A16~A19 での最大応答加速度の感度解析結果を示す。図-16 に正方向 (橋台側方向), 図-17 に負方向 (橋台背面側方向) の感度解析結果を示す。

正方向については, A17 を除いてケース L2-1 が実験結果と概ね一致した。A17 については, クリアランス量を変更した他のケースとも大きく乖離しており, その他の要因による違いであったと考えられる。

負方向については, クリアランス量が 10mm より大きいケース L2-1, L2-5 および接続バネを設けない L2-6 の結果が実験結果との乖離が大きくなった。ケース L2-2 が比

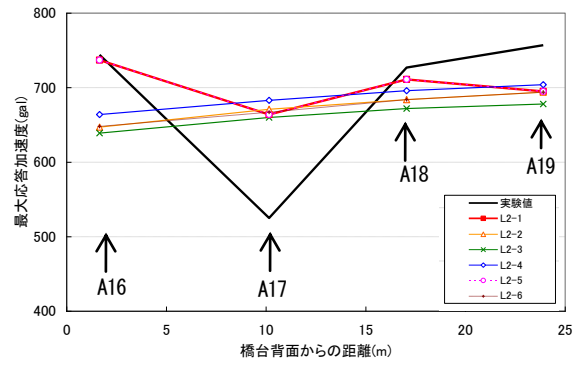


図-16 最大応答加速度感度解析結果 (正方向)

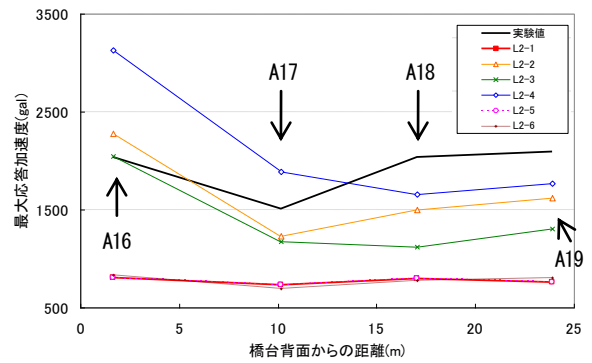


図-17 最大応答加速度感度解析結果 (負方向)

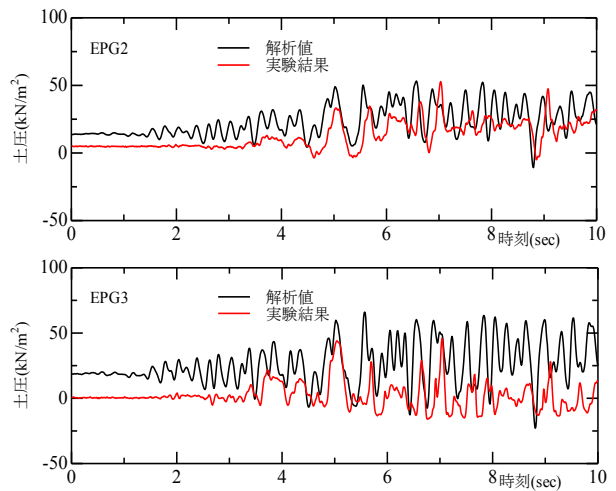


図-18 EPS 盛土-背面盛土間発生土圧 (ケース L2-1)

較の実験結果の再現性が高いが橋台背面からの距離が遠くなる程, 再現性が低くなった。

4.3.3 EPS 盛土-背面盛土間土圧

図-18 に時刻歴の EPS 盛土-背面盛土間発生土圧, 図-19 に時刻歴の EPS 盛土-背面盛土間増分土圧を示す。EPS 盛土-背面盛土間発生土圧については, 初期状態から整合していなかったため, ここでは増分土圧による比較を行った。

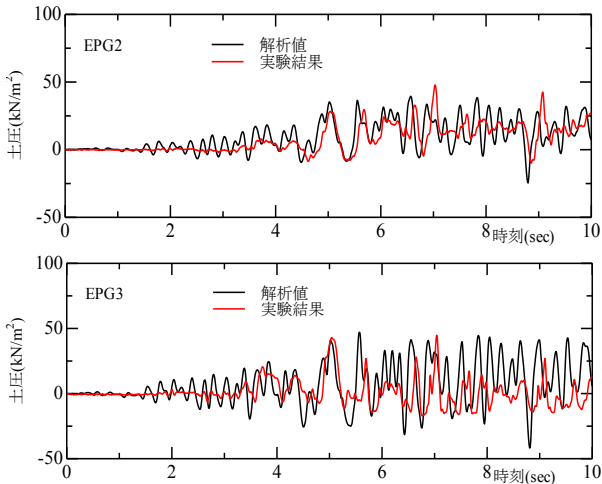


図-19 EPS 盛土－背面盛土間増分土圧 (ケース L2-1)

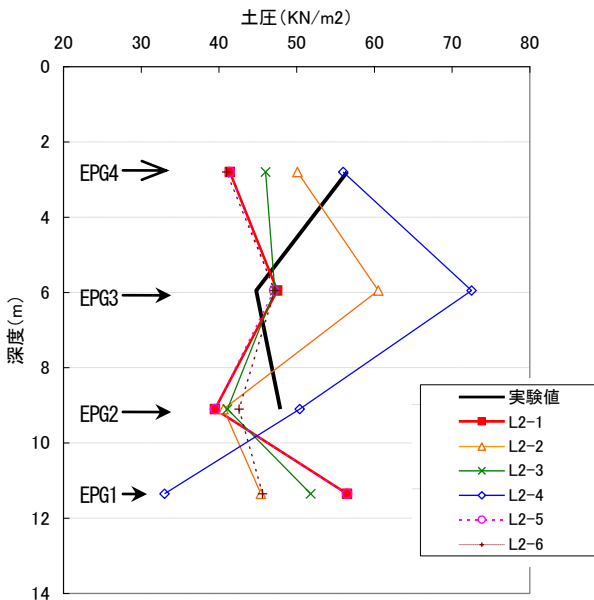


図-20 EPS 盛土－背面盛土間最大増分土圧
感度解析結果

計測点 EPG2 の時刻歴増分土圧については、解析値は実験値と振幅および位相において概ね一致した。計測点 EPG3 においては、5 秒あたりまで概ね一致していたが、それ以降は位相のずれが発生しており実験結果から乖離する結果となった。

図-20 に EPS 盛土－背面盛土間最大増分土圧の感度解析結果を示す。なお、実験における計測点 EPG1 で計器の不備があったため、実験結果のプロットから削除した。

EPS 盛土－背面盛土間の最大増分土圧については、どのケースにおいても分布形状が実験結果を再現できておらず、土圧の値も実験結果からの乖離が大きいため、再現性は低かった。このため、今回の解析では EPS－背面盛土間の地震時挙動を正確に把握することはできなかつ

た。

4.4 実験および解析結果の考察

4.3 の中で、本研究で提案する橋台と EPS 盛土間の接続ばねモデルの感度解析結果について示した。その結果、接続ばねモデルについては、クリアランス量の設定が橋台背面土圧や背面盛土の応答加速度等の解析結果に与える影響が大きいことがわかるとともに、このモデルを用いることで実験結果を概ね再現できることが明らかとなった。

この接続ばねモデルを実問題に用いる場合は、実際の施工状況などを考慮してクリアランス量を定めることで精度の高い数値解析を行うことができると考える。

5. まとめ

本年度の研究で得られた知見と課題をまとめた結果を次に示す。

- 1) 単体のアーチカルバートにおける入力地震動のばらつきによる地震時応答への影響について、道路橋示方書のレベル 2 地震動 (タイプ II) の設計地震動相当の 3 波を用いた応答震度法による解析を行った。この結果、ヒンジの有無により損傷箇所の違いはあること、発生曲率については最も損傷が進展する側壁下部で地震波の違いにより 1 割程度の差異が生じることが明らかとなった。今後は、アーチカルバートが連続した構造を対象とするとともに、橋台等の周辺構造物との離隔などが地震時挙動に与える影響についての検討が必要である。
 - 2) 橋台背面に発泡スチロール (EPS) を用いた構造の地震時挙動について、加振実験及び FEM による再現解析を行った。この結果、発泡スチロールのブロック間に挟まれたコンクリート床版が橋台に作用する土圧をはじめとした地震時挙動に影響があることが明らかとなった。また、コンクリート床版と橋台の相互作用を表すバネモデルを提案するとともに、本モデルを用いることで橋台と発泡スチロールからなる構造の地震時挙動の再現性が高まることを確認した。
- 今年度の検討では橋台を固定するなど制約条件の下で検討を行ったが今後は、橋台自体が応答することを考慮した相互作用の評価などの検討が必要である。

参考文献

- 1) 谷口, 八ツ元, 星隈, 七澤: アーチカルバートにおける構造形式の違いが地盤変状時の挙動に及ぼす影響, 第66回年次学術講演会, 2011

⑮-1 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①

- 2) ハツ元, 谷口, 星隈, 七澤: アーチカルバートにおける構造形式の違いが耐震性能に及ぼす影響, 第66回年次学術講演会, 2011
- 3) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 平成14年3月
- 4) EPS盛土の耐震性に関する検討, 土木研究資料第2946号, 平成3年3月
- 5) 杉田, 杉本, 小川, 山田: 橋台背面裏込めEPS盛土の振動特性, 第46回年次学術講演会, 1991
- 6) 山崎, 大保, 黒田, 片山: EPS 盛土一擁壁系の地震動挙動の観測と解析, 土木学会論文集, I-32, No. 519, pp. 211-222, 1995.
- 7) 渡辺, 西川: 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年7月
- 8) 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, 平成4年3月
- 9) 発泡スチロール土工法開発機構: EPS工法設計・施工基準書(案), 2007年10月
- 10) (社)日本道路協会: 道路土工カルバート工指針, 平成22年3月
- 11) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 平成14年3月
- 12) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編, 平成14年3月
- 13) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善出版, 1999. 年 10 月
- 14) 土木学会: 動的解析と耐震設計 [第1巻] 地震動・動的物性, 技報堂出版, pp. 112, 1989 年

Research on the performance verification methods for new type road structures (1)

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Bridge and Structural Technology

Research Group

Author : ISHIDA Masahiro

NISHIDA Hideaki

YATSUMOTO Hitoshi

Abstract : The goal of this research is to propose the performance verification methods for new type road structures such as the continuous arch culvert , structures with the characteristic of both earth structure and bridge, and structures composed of artificial materials which was located at the approach area of bridge .

In FY2011, two examinations were conducted. One was the dynamic response analyses of arch culverts to evaluate the difference of the input ground motions. Another was the experimental and analytical studies to evaluate the response characteristic the abutment which backfill made in EPS.

Key words: new type road structures, arch culvert, input ground motions, EPS