

動的相互作用に着目した橋台の耐震診断法

佐名川 太亮* 阿部 慶太* 中島 進*

Seismic Diagnosis Method of Bridge Abutment Focusing on Dynamic Interaction

Taisuke SANAGAWA Keita ABE Susumu NAKAJIMA

The interaction between the bridge abutment and the back fill is usually modelled as the earth pressure in seismic design of Japanese railway structures and the dynamic behavior such as the phase difference is not considered. In this study, the dynamic interaction is focused, and the numerical analysis models are proposed which can represent the physical phenomenon. The models are verified by the reproduction analysis of model shaking table tests, and the results of the trial calculations for actual structures show that the design results can be rationalized by using the proposed models.

キーワード：橋台，耐震診断，相互作用

1. はじめに

橋台は橋梁・高架橋区間と盛土区間の境界に位置する構造物であり、背面盛土からの土圧に抵抗する擁壁としての機能と、橋桁からの荷重を支持する橋脚としての役割を有している。様々な構造形式の橋台が存在するが、旧式の橋台としてはアプローチブロックを有さない直接基礎形式の重力式橋台が比較的多い。過去に発生した地震では橋台の滑動や傾斜、く体の損傷等によって、背面盛土が沈下する被害が数多く報告されている^{例えば1)2)}。

橋台の耐震診断あるいは補強設計は、2012年に改訂された「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」³⁾(以下、耐震標準)ならびに「鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物」⁴⁾(以下、土留め標準)に準拠して実施されるのが一般的である。具体的な応答値算定法としては、橋梁・高架橋に準拠した「プッシュ・オーバー解析+非線形応答スペクトル法」が用いられるが、この手法ではプッシュ・オーバー解析において地震時主働土圧を修正物部岡部式で算出した荷重としてモデル化しており(図1)、また非線形応答スペクトル法で用いる所要降伏震度スペクトルは橋台と背面盛土のすべり土塊を一体と考えた1質点系モデルで算出されている(図2)。すなわち、橋台と背面盛土間に生じる地震時の位相差などの相互作用は考慮されていない。

一方で、過去における重力式橋台や重力式擁壁の模型振動実験では、大規模地震時の主働土圧が修正物部岡部式よりも小さな値となることが観測されている^{例えば5)}。また、土留め構造物の固定度(すなわち慣性力に対する地盤抵抗の比率)によって地震時主働土圧が異なることも示されており(図3)⁶⁾、これらの現象・メカニズム

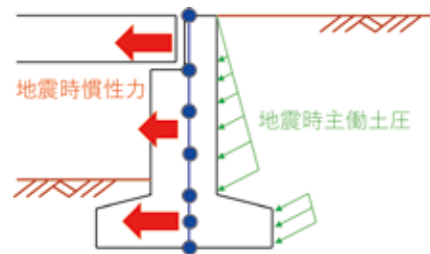


図1 抗土圧橋台におけるプッシュ・オーバー解析モデルの概要

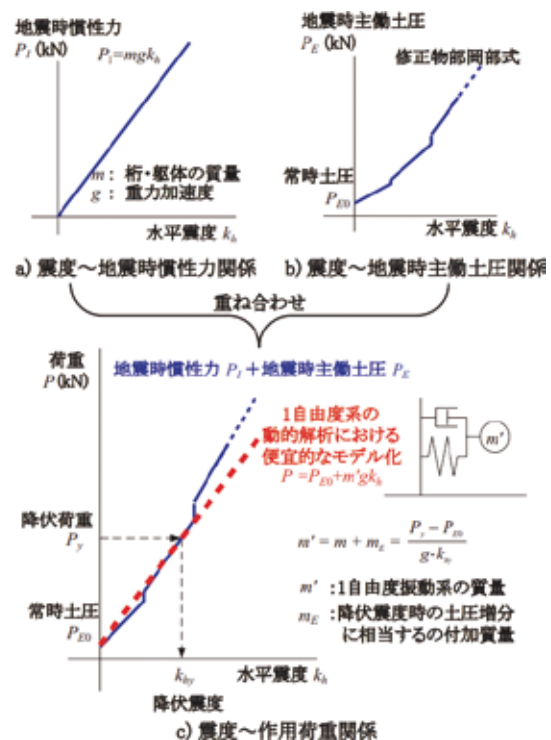


図2 橋台の所要降伏震度スペクトル作成に用いた1自由度モデルの概要³⁾

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

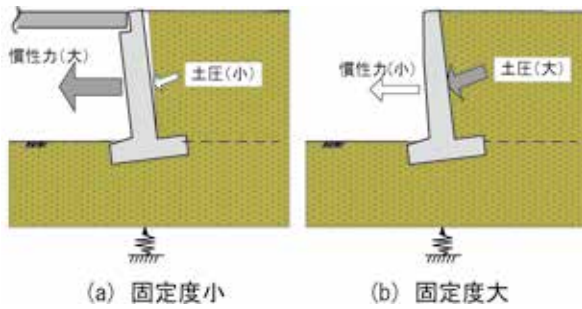


図3 橋台の固定度と地震時土圧の関係

を解明するとともに設計で用いる構造解析モデル等に反映することができれば、耐震診断法ならびに補強設計法の合理化に繋がると考えられる。

そこで本稿では、橋台と背面盛土間の動的相互作用に着目し、模型実験により振動特性が地震時土圧に与える影響について検討を行うとともに、この影響を表現可能な構造解析モデルの提案を行った。模型実験の再現解析により妥当性を検証するとともに、実構造物を対象とした試設計を行い、橋台の耐震診断の合理化を図った結果を報告する。

2. 模型実験によるメカニズムの評価

旧式橋台模型を用いて模型振動実験を実施し、橋台と背面盛土の地震時挙動と地震時主働土圧の関係について評価を行った⁷⁾⁸⁾。本章では、挙動の特性が明確に表れた正弦波加振時の実験概要と結果について示す。

2.1 模型実験の概要

高さ6mの旧式の重力式橋台を想定し、寸法縮尺を1/10として模型諸元を設定した。図4に模型実験の概要を示す。橋台模型はアルミ製であり、重量が相似則を満たすように製作した。橋台模型背面には15台、底面には5台の2方向ロードセルを配置しており、橋台～

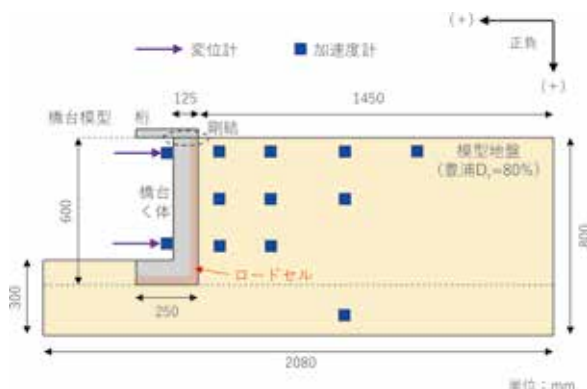


図4 模型実験の概要

地盤間に発生する地盤反力を直接計測した。桁重量は橋台天端付近に設置したプレートによって模擬しており、この重量を変化させることで橋台の固定度を变化させた計5ケースを実施した。

模型地盤に用いた地盤材料は気乾豊浦砂であり、支持地盤、背面盛土ともに相対密度 $D_r=80\%$ ($\phi_{peak}=44.4$ 度, $\phi_{res}=36.8$ 度, 三軸試験結果より設定) となるように空中落下法により作成した。また、背面地盤天端には、実構造物における上載圧を想定し、散弾を用いて1kPaの上載を行った。

用いた計測器は、加速度計（ひずみゲージ型および圧電型）、変位計、2方向ロードセルである。また、計測で得られた物理量の正負を図4に併記している。

加振波形は前後に1秒ずつテーパーを付けた正弦波（5Hzおよび10Hz、実スケール換算で約0.9Hzと1.8Hz）とし、加速度振幅を漸増させるステップ加振を行った。

2.2 模型実験結果

ここでは、橋台と背面盛土の振動特性の差が顕著に現れた慣性力が大きく橋台固定度が低いケース（上部工として20mのRC単線桁を模擬したケース）を対象に結果を示す。

はじめに橋台の変形挙動について示す。図5に橋台重心位置における最大応答加速度～残留水平変位関係を示す。応答加速度が400gal（5Hz400gal加振時）を超えると残留水平変位が急激に増加している。これは橋台基礎底面地盤の塑性化（支持降伏の発生）により、発生する回転抵抗が最大に達したためである。

次に、模型実験結果の中から地震時土圧の位相特性と橋台の挙動の関係について示す。なお、ここでは支持降伏の発生による影響をみるため5Hz200gal加振時および5Hz500gal加振時の結果を示す。図6に加振中における土圧合力、ならびに橋台・背面盛土の応答加速度の時刻歴波形を示す。支持降伏が生じる前の結果を見ると、主働状態の時に橋台の応答加速度、盛土の応答加速度、

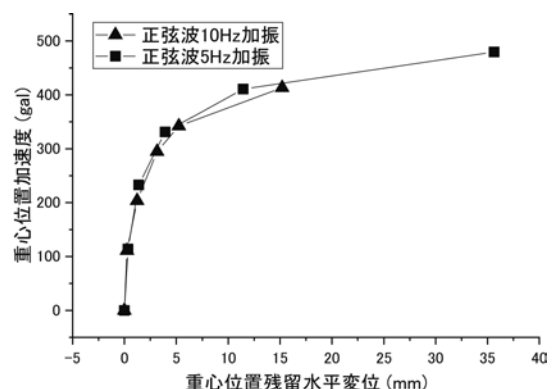


図5 実験結果（加速度～残留変位関係）

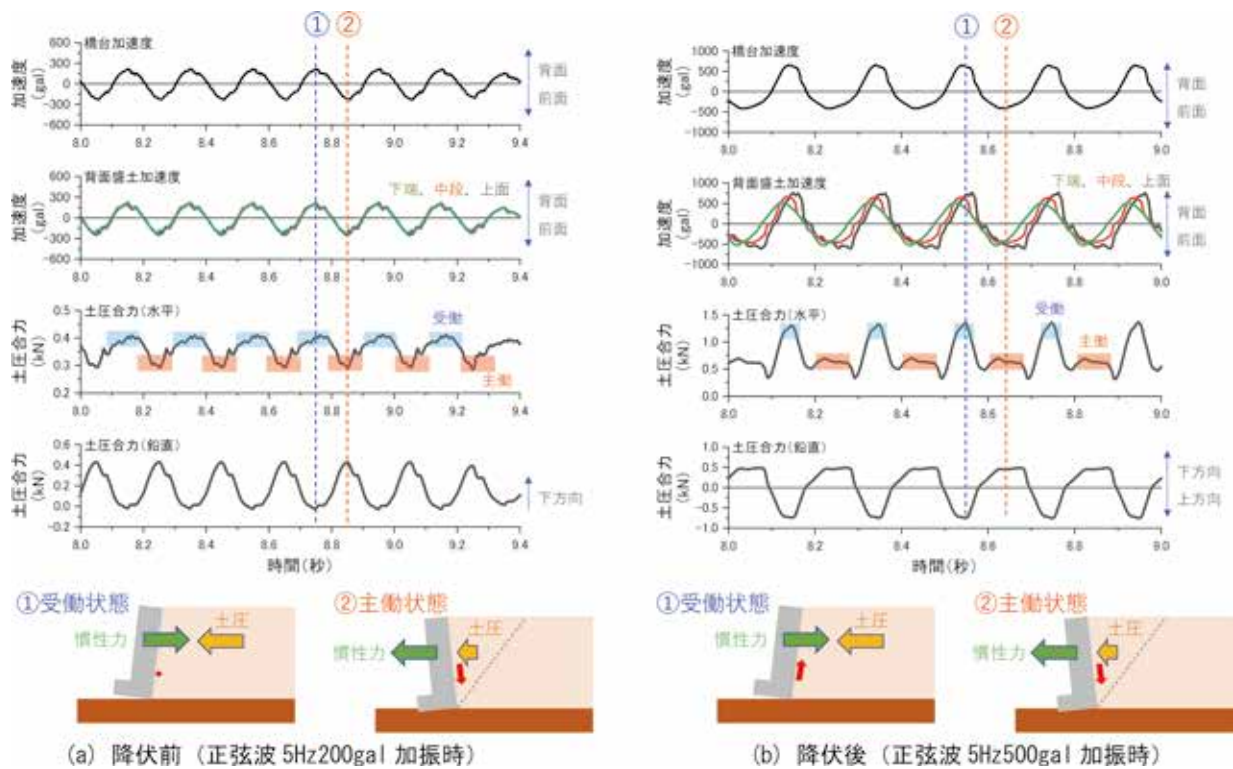


図6 実験結果 (加速度, 土圧合力の時刻歴波形)

土圧合力 (水平・鉛直) が全て最大値となっており、明確な位相差の発生は見られない。一方で、支持降伏が生じている状況 (500gal 加振時) では定性的に異なる結果を示している。鉛直土圧の位相特性については、橋台あるいは背面盛土の応答加速度が背面方向に最大時 (受働状態、例えば図6 (b) の①の状態) において上向きに最大の値を取っているのに対し、橋台あるいは背面盛土の加速度が前面方向に最大時 (主動状態、例えば図6 (b) の②の状態) において下向きに最大の値となっている。すべり土塊の釣合式による解では鉛直土圧合力は必ず下向きに発生するため、模型実験はこれと整合しない挙動となっている。また、降伏後における慣性力と水平土圧合力の挙動を見ると、主動状態において一定の値とはなっていない。現行の耐震設計における応答値算定法では、橋台と背面盛土は一体で応答するものと仮定してモデル化されているため、この位相差の発生は考慮されていない。

以上より、支持降伏が生じた場合においては、主動状態において慣性力と土圧が最大値をとるタイミングに差が生じていることが明らかになった。これは、支持降伏が生じることで橋台の固定度が著しく低下したことが原因と推測される。現行の設計基準において一般的な手法として記載されている応答値算定法では、地震時土圧を荷重としてモデル化しているため、この特性を表現可能な構造解析モデルを構築することで、特に大規模地震に対する合理的な耐震診断が可能になると考えられる。

3. 構造解析モデルの検討

前章において模型実験により橋台と背面盛土の位相差が確認されたことなどから、この挙動を表現可能な構造解析モデルの構築を試みた。本研究では、橋台から背面盛土、支持地盤までを連続的にモデル化でき、かつ大変形領域まで表現可能な粒子法 (Material Point Method⁹⁾、以下 MPM) と、橋脚や高架橋の一般的な耐震設計で用いられている多質点系の梁ばね解析モデルに滑り土塊を質点として直接モデル化した方法、の2つの手法について検討を行っており、それぞれを示す。

3.1 粒子法 (MPM) による再現解析¹⁰⁾

MPM は空間内に固定された計算格子と格子内に配置した粒子を用いる数値解析法である。粒子の移動に伴って物理量の移動が表現され、大変形まで含めた数値解析が可能となる。また、構成則などは FEM 等の既存の格子法の計算技術をそのまま適用することができるという特徴を有する。地盤力学分野では盛土の地震時大変形挙動や土石流への適用¹¹⁾¹²⁾ などがなされている。

この解析法による橋台の地震時挙動の評価の妥当性を検証するため、模型実験の再現解析を実施した。対象とした模型実験は、2章で示した実験とは橋台の形状寸法が異なるものの、1/10 スケール橋台模型を使用し、同一の地盤条件で実施した模型振動実験⁸⁾ であり、耐震標準で示されている地表面設計地震動で加振を行うケース

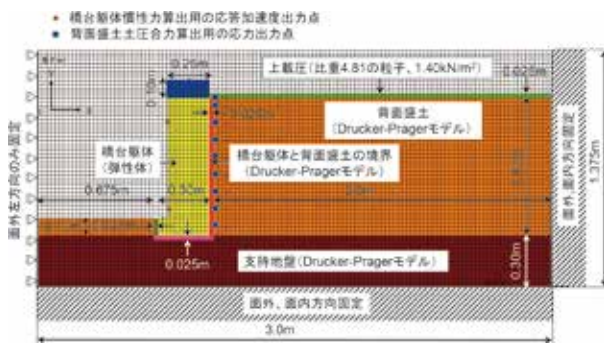
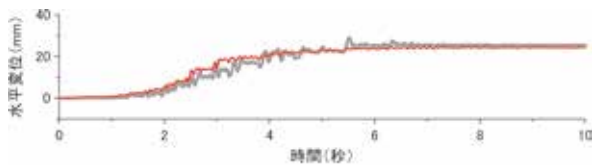
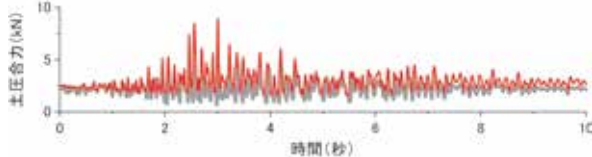


図7 MPMによる解析モデルの概要¹⁰⁾



(a) 橋台天端変位



(b) 土圧合力 (水平成分)

図8 MPMによる解析結果¹⁰⁾

とした。

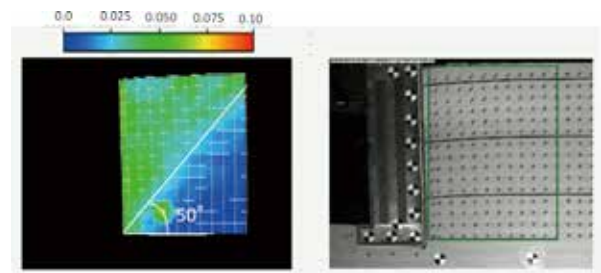
解析モデルの概要を図7に示す。平面ひずみ条件下での二次元解析モデルとしている。対象とする加振条件はL2地震動スペクトルI (G2地盤)³⁾で加振したケースであり、実験で計測された時刻歴波形との比較を行った。図8、図9に結果を示すが、土圧合力あるいは橋台の変位量を精度よく表現できていることが分かる。また、加振後のせん断ひずみ分布図ならびにすべり面の発生角度についても概ね一致している結果となっており、MPMを用いることで橋台ならびに背面盛土の地震時挙動をおおむね正しく再現できることが示された。

3.2 多質点系梁ばねモデルによる再現解析

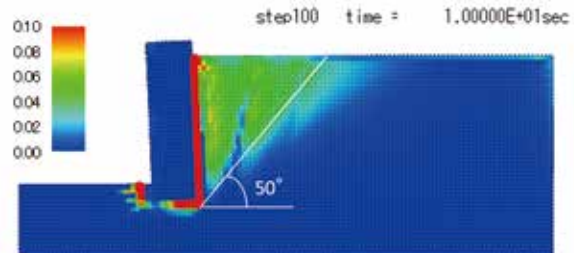
前節においてMPMによる検証を実施したが、実務設計においては一般的な解析手法と比較するとパラメータの設定が複雑であるため、技術者によって解にばらつきが生じる恐れがある。

そこでより簡易な構造解析手法として、現行の橋脚・高架橋の耐震設計手法で一般的に用いられている多質点系梁ばね解析による構造解析モデルの構築を試みた。

このモデルの概要を図10に示す。橋台のモデル化については、一般的な耐震設計で実施されるプッシュ・オーバー解析でのモデルを準用し、橋台く体を質点と梁要素



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図9 加振後における背面盛土のせん断ひずみ分布とすべり面発生位置¹⁰⁾

でモデル化し、基礎底面には地盤抵抗を模擬した相互作用ばねを配置している。提案するモデルでは、背面盛土のすべり土塊を新たに質点として追加し、橋台背面ならびにすべり面での背面盛土との相互作用を直応力とせん断応力の2方向でそれぞれ相互作用ばねとしてモデル化した。これらの相互作用ばねにはバイリニアモデルを適用し、上限値は摩擦則を適用して直応力に応じたせん断応力の最大値を時々刻々モデルに反映している。このモデルの特徴としては、比較的簡易なモデルであることに加え、静的解析においては、釣り合い条件から導かれる土圧合力が表現できる点が挙げられる。ただし、すべり面の角度はあらかじめ設定する必要がある。

この構造解析モデルの妥当性を検証するため、模型振動実験の再現解析を実施した。対象とした実験内容は前節で示したMPMでの検証対象と同じである。相互作用ばねについては、おなじ橋台模型を用いて別途実施した静的載荷試験の結果から直接的にモデル化を行った。ま

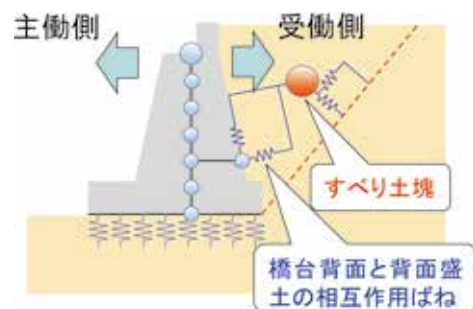


図10 多質点系梁ばね解析モデルの概要

た、すべり面の角度については、実験結果で観察された値（50度）を用いている。

解析結果を図11に示す。ここでは、橋台天端の変位ならびに土圧合力の時刻歴波形について実験結果と比較したが、ともに模型実験で計測された結果を比較的精度よく再現することができている。本モデルでは背面盛土の挙動までは表現することができないものの、橋台とすべり土塊の相互作用が表現されることで、橋台の地震時挙動を精度よく評価できることが明らかになった。

4. 実構造物を想定した試算

前章にて構造解析モデルの妥当性が検証できたため、このモデルを用いて実構造物を想定した試算を行った。対象橋台は上部工を橋長10mならびに20mの上路プレートガーダーを支持する重力式橋台（固定支承側）とした（図12）。橋台の構造諸元については、橋台の高さおよびフーチング幅を変化させた解析を実施した。また、定性的な比較のため、擁壁のように構造物の慣性力が小さいケースを模擬（実際には構造物の慣性力をゼロに設定）することで、作用が地震時土圧のみとなる条件においても試算を行った。

地盤条件は、支持地盤をN値30の砂質土とし、背面盛土は盛土性能ランクⅢ相当と仮定し、鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物）¹³⁾を基に物性を設定した。

地震動の大きさならびに位相特性による影響を検討するため、入力地震動としては、鉄道構造物の設計で用いられている地表面設計地震動（L2地震動）と実観測地震動（兵庫県南部地震鷹取波）、および加速度振幅を半分にした地表面設計地震動（L2地震動）の3種類とした。

構造解析モデルの概要は図10に準じており、地盤ばね値などの設計用値は関連する鉄道構造物等設計標準・同解説³⁾⁴⁾¹⁴⁾を基に、一般的な橋台の耐震設計時と同じ値として設定している。一般的な橋台の耐震設計では設定されていない条件としては、橋台と背面盛土との相互作用ばねであるが、ばね値に関しては直接基礎のフーチング前面の水平ばねの値を準用し、非線形モデルについては前節で説明したように上限値が直応力に応じて変化するスリップ型のバイリニアモデルとした。

解析から得られた構造物の降伏震度と設計値に対する地震時土圧の割合との関係を図13に示す。ここで示す地震時土圧は、各解析ケースより全水平力が振幅のピークを示す時刻から5点抽出し、この5つの時刻での地震時主働土圧を設計上の理論値で割ることで、地震時主働土圧の低減率を求めた。同じ構造物でも低減率にばらつきがあるのは、選択した時刻によって橋台が主体的に動いている場合と背面盛土が橋台を押ししている時刻があるためと考えられる。設計地震動を対象にした場合、平

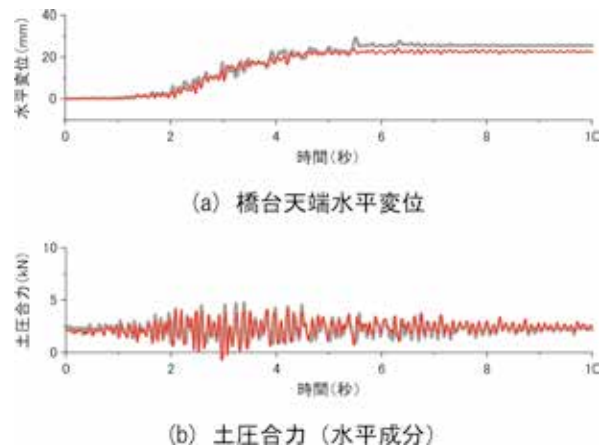


図11 多質点系梁ばね解析モデルによる再現解析結果

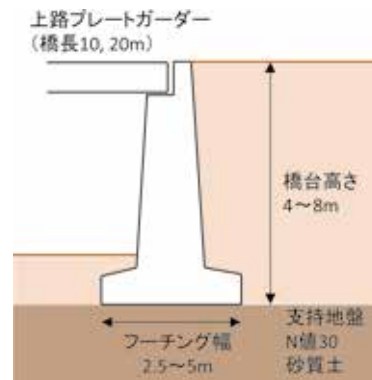


図12 試算条件の概要

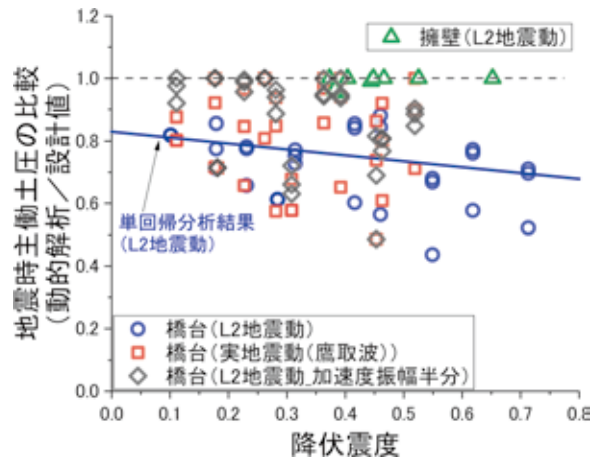


図13 試算から得られた地震時主働土圧の低減率と降伏震度の関係

均的な値としては、設計モデルより約20~30%軽減されている。ただし、加速度が小さい実地震動を用いた場合にはばらつきはあるものの軽減量は小さく、エネルギーの大きな地震動ほど設計値より小さくなる結果となった。

一方で、擁壁を模擬し、構造物の慣性力の影響が十分に小さい条件においても試算を行ったが、土圧の明確な

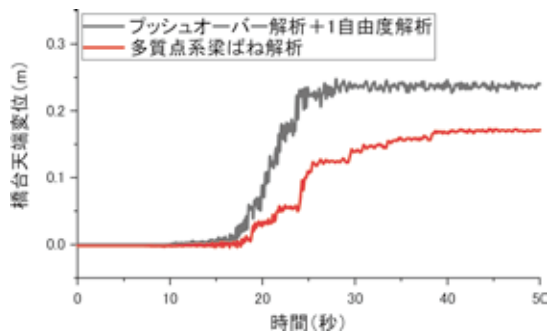


図 14 多質点系梁ばね解析モデルと現行耐震設計手法による変位量の比較

軽減は見られなかった。また、別途実施した滑動モードの橋台においても、同様に大きな軽減効果が見られないことから、重力式橋台のように一定以上の構造物の慣性を有し、かつ橋台の変形モードが転倒モードとなり比較的大きな変位量が発生する場合に、地震時土圧が低減するものと考えられる。

最後に、橋台の変位量について既往の手法との比較を行った。橋台天端における水平変位量の時刻歴波形を図 14 に示す。ここでは多質点系梁ばね解析モデルを用いた動的解析から得られた最大応答変位量と、現行の耐震設計手法（プッシュ・オーバー解析 + 1 自由度解析）により算出された変位量を比較した。ここでは、高さ 6m、フーチング幅 3.5m の重力式橋台（水平降伏震度 0.360）の結果を示す。提案するモデルを用いた動的解析を実施することで、最終的な水平変位量が約 25% 低減することから、耐震診断ならびに耐震補強の設計時において経済化が可能と考える。

5. まとめ

模型実験により動的相互作用を評価するとともに、両者の表現が可能な数値解析モデルの構築を試みた。得られた知見を以下に示す。

- (1) 模型実験から、橋台と背面盛土間の反力の位相特性は水平・鉛直方向で異なるとともに、橋台の固定度によっても異なることが示された。
- (2) 橋台と背面盛土両者の動的挙動を表現可能な構造解析モデルを提案し、模型実験の再現解析により解析モデルの妥当性を検証した。また実構造物を想定した試算結果より、橋台背面に作用する地震時土圧が設計モデルよりも小さくなることが示された。

上記の構造解析モデルを用いて実構造物を想定した試算を実施した結果、橋台に作用する地震時土圧ならびに地震時最大応答変位量が現行の設計手法よりも低減することが示され、本モデルを用いることで合理的な耐震診断あるいは耐震補強設計が可能になると考える。

文献

- 1) 岡田勝也, 那須誠, 市原久義, 興石逸樹: 千葉県東方沖地震による鉄道盛土と橋台裏盛土の被害, 土と基礎, Vol.37, No.8, pp.63-68, 1989
- 2) 高橋範明, 高崎秀明: 東北地方太平洋沖地震における橋台背面の被害分析, SED, No.40, pp.68-73, 2012
- 3) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012
- 4) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物, 2012
- 5) 池本宏文, 佐名川太亮, 藤原真士良, 高崎秀明, 西下英俊: 橋台の地震時挙動把握のための大型振動台実験, 第 60 回地盤工学シンポジウム 平成 28 年度 (2016 年度) 論文集, pp.201-208, 2016
- 6) 渡邊健治, 館山勝: 地震時土圧の大きさに及ぼす擁壁の地震時安定性の影響について, 土木学会第 60 回年次学術講演会, pp.269-270, 2005
- 7) 佐名川太亮, 中島進, 中島卓哉: 橋台における背面地盤との相互作用特性に関する検討, 第 15 回日本地震工学シンポジウム, pp.314-321, 2018
- 8) 野本将太, 阿部慶太, 池本宏文, 高崎秀明, 佐名川太亮: 橋台と背面盛土の動的相互作用が地震時主働土圧に与える影響, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.75, No.4, pp.207-217, 2019
- 9) Sulsky, D., Zhou, S. J. and Schreyer, H. L.: A particle method for history-dependent materials, Comput. Methods Appl. Mech. Eng., Vol.118, pp.176-196, 1994.
- 10) 阿部慶太, 野本将太, 池本宏文, 高崎秀明, 佐名川太亮: MPM を用いた橋台の地震時変形性能に関する解析的研究: 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.75, No.4, pp.273-284, 2019
- 11) 阿部慶太, JOHANSSON Jorgen, 小長井一男: MPM を応用した高速長距離土砂流動の運動範囲予測のための数値解析手法, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.1, pp.393-109, 2007
- 12) K. Abe, M. Shinoda, K. Watanabe, T. Sanagawa, S. Nakajima, S. Nakamura, T. Kawai, M. Murata and H. Nakamura: Numerical simulation of landslides after slope failure using MPM with SYS Cam-clay model in shaking table tests, 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, No. 1999, 2012. 9.
- 13) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 2007
- 14) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, 2012