

粒子法を用いた橋台の変形性能 に関する解析的検討

阿部 慶太¹・野本 将太²・池本 宏文³・高崎 秀明⁴

¹正会員 東日本旅客鉄道株式会社 研究開発センター フロンティアサービス研究所

(〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町二丁目 479 番地)

E-mail:abe-keita@jreast.co.jp

²正会員 東日本旅客鉄道株式会社 研究開発センター フロンティアサービス研究所

(〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町二丁目 479 番地)

E-mail:s-nomoto@jreast.co.jp

³正会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 上野工事区

(〒110-0005 東京都台東区上野七丁目 1 番 1 号)

E-mail:ikemoto@jreast.co.jp

⁴フェロー会員 東日本旅客鉄道株式会社 研究開発センター フロンティアサービス研究所

(〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町二丁目 479 番地)

E-mail:h-takasaki@jreast.co.jp

地震時に鉄道橋梁橋台が傾斜、滑動など変形した場合、橋台背面盛土が沈下し列車走行安全性に影響を及ぼす。したがって、橋台の耐震性能を適切に評価し必要に応じた補強対策を行うことが重要である。橋台の耐震性能の適切な評価に向けては、橋台の降伏震度、降伏後の変位量など変形性能を適切に求めることが必要であり、橋台く体に働く慣性力と地震時背面土圧が複雑に作用する状態を考慮する必要がある。そこで本研究では、これらの状態を考慮でき橋台が大きく変位する状態まで解析可能な粒子法を用いた橋台模型実験の再現解析を実施し、模型実験から得られた地震時挙動を概ね再現できることを示すとともに、構築した解析モデルを用いて L2 地震動に対する桁躯体重量比と変形性能の関係を整理した。

Key Words: *Abutment, Inertia force, Active earth thrust, Material Point Method*

1. はじめに

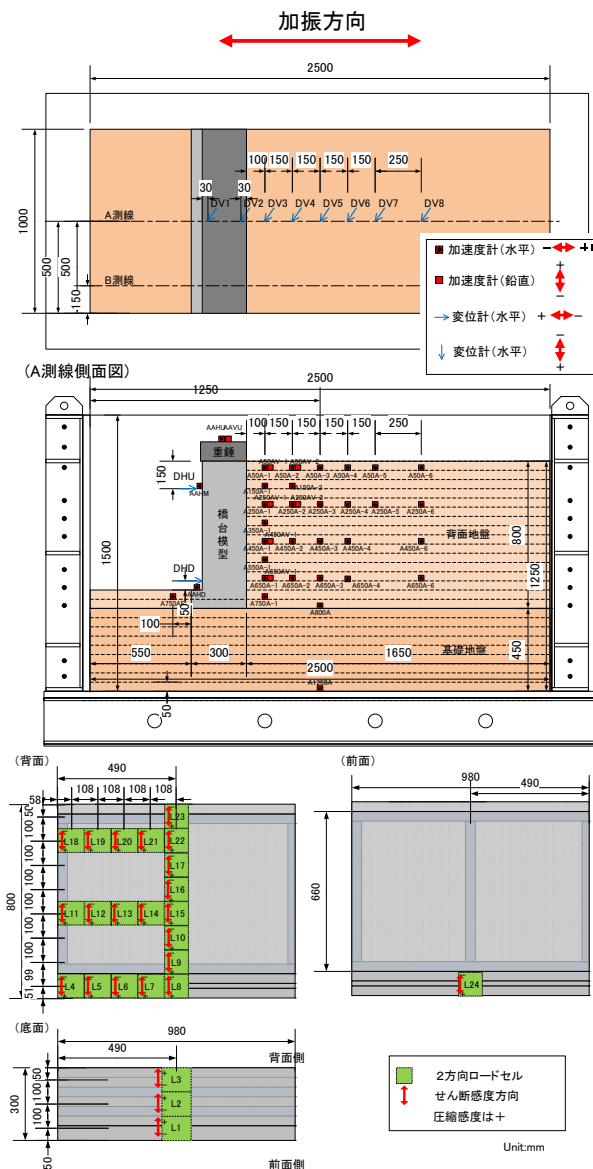
鉄道構造物の耐震対策では様々な構造物に対して適切に耐震診断を行い適切な方法で補強を行う必要がある。本研究は鉄道構造物のうち旧式橋台の耐震対策について検討したものである。地震時に橋台が傾斜、滑動など変形した場合、橋台の背面盛土が沈下し列車走行安全性に影響を与える。したがって、旧式橋台の耐震性能の適切な評価、診断の下、対策が必要な箇所を選定し、必要に応じた補強対策を実施することが重要である。

橋台の耐震性能の適切な評価、診断に向けては、橋台の降伏震度、降伏後の変位量などの変形性能を適切に求めることが重要である。しかし、橋台は躯体重量が大きく、桁があることにより慣性力が土留

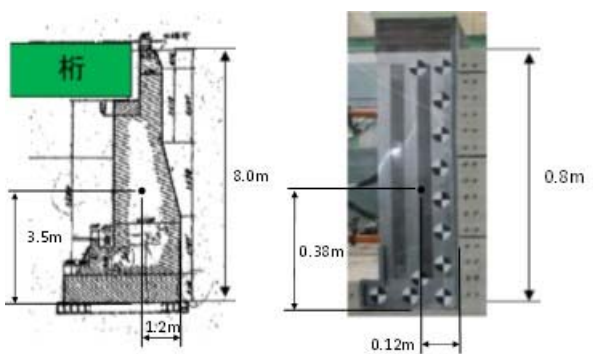
め擁壁に比べて大きいため、躯体に働く慣性力と躯体背面に働く地震時土圧が複雑に作用し、その結果、橋台の変形挙動も複雑になる。

池本ら¹⁾は 1/10 橋台模型を用いた振動台加振実験を実施し、躯体に働く慣性力と地震時主働土圧の関係を整理し、桁の重量が大きく躯体に働く慣性力が大きい場合ほど地震時土圧が慣性力に対し逆位相で作用し、主働方向に慣性力が作用した際、地震時主働土圧は小さくなることを示した。鈴木ら²⁾は画像解析結果から橋台躯体と背面盛土の境界相対変位を詳細に分析し、主働土圧が小さくなる原因として橋台躯体が背面盛土から相対的に離れることを示した。

これらの実験的検討から橋台の慣性力および地震時主働土圧の作用メカニズムについて確認することができたが、これらのメカニズムを踏まえて地震波



(a) 模型断面図および計測器配置図



(b) 実物大橋台と実験模型の比較 (黒丸は重心位置)

図-1 実験模型の概要

が作用した際の降伏震度および降伏後の変位量を具

表-1 模型地盤の物性

名称	材料	相対密度 $D_r(\%)$	単位体積重 量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部摩擦角 ($c=0.0\text{kN/m}^2$)	
				$\phi_{\text{peak}}(^{\circ})$	$\phi_{\text{res}}(^{\circ})$
支持地盤	東北珪砂 6 号	80	15.9	44.4	36.8
背面盛土	東北珪砂 6 号	80	15.9	44.4	36.8
上載荷重	スチールグリッド	—	31.4	—	—

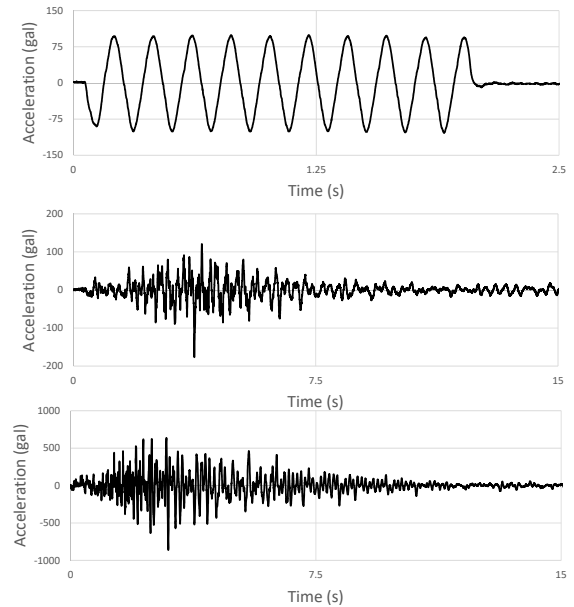
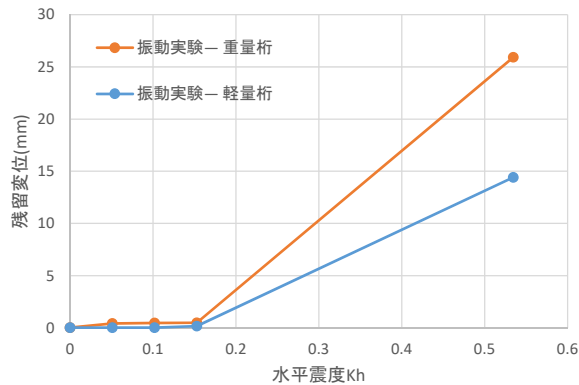


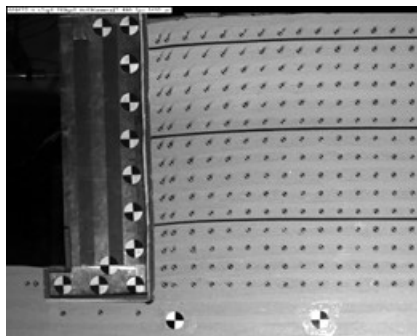
図-2 加振波形 (上から, 正弦波, L1, L2SPI 地震動)

体的に求める方法については確立できていなかった。そこで、筆者ら³⁾は橋台模型を用いて実験的検討を行い降伏震度を骨組み解析モデルから導出する方法について検討した。一方、降伏後の変位量については、動的解析モデルを用いて橋台躯体に作用する慣性力と地震時土圧の相互作用の下、橋台の変位が時々刻々変化する状況を取り扱う必要がある。降伏後の変位量を計算する解析モデルとしては、松尾ら⁴⁾や風間ら⁵⁾によるものがあるが、橋台については未だその挙動を表現可能な解析モデルは明確になっていない。

そこで本研究では、異なる連続体の接触、衝突問題に実績に有する粒子法に着目し、粒子法のうち地盤の変形解析に実績がある Material Point Method⁶⁾ (MPM)を用いた降伏後の変位量計算に向けた検討を実施した。本論文では、はじめに解析手法の概要を示した後、筆者らが実施した振動台加振実験の再現解析結果を示し MPM を用いた橋台の変位量計算の有効性について述べる。その後、構築した解析モデルを用いて得られた L2 地震時の桁躯体重量比と作用力、土圧係数および変位量の関係について示す。

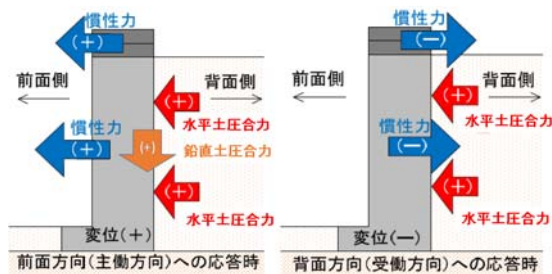


(a) 橋台躯体上部残留変位と入力波の最大加速度の関係

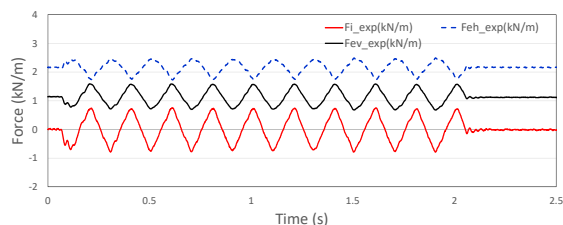


(b) 重量桁ケースでの L2SPI 加振後の変形状況

図-3 残留変位および変形状況に関する実験結果



(a) 慣性力，土圧合力，橋台躯体変位の正負の定義



(b) 重量桁ケース正弦波 100gal 時の橋台躯体作用力時刻歴

図-4 作用力および変位の正負の定義と実験結果の一例

2. 橋台模型の振動台実験

(1) 実験概要

図-1 (a) に模型断面図および計測器配置図を示す。本模型は図-1 (b) に示すような高さ 8.0m 程度の重力式旧式橋台の 1/10 模型であり、相似則は香川⁷⁾が提案した 1G 場のものを適用している。模型地盤は気乾状態の東北珪砂 6 号を使用し、剛土槽（内幅 2500 mm×内奥行 1000 mm×高さ 1500 mm）の中で、支持地盤、背面盛土ともに $D_r=80\%$ となるように作製した。表-1 に模型地盤の物性値を示す。背面盛土の変形形状を観察するため、土槽のガラス面に沿って色砂，標点を設置した。また、背面盛土の表面には鉛散弾を用いて 1.40kN/m^2 （実物 10.0kN/m^2 ）の上載荷重を模擬した。

橋台模型は、18.0 tonf の鋼桁が設置された旧式橋台を想定して重心を求めた後、後述する重錘を設置した際に骨組み解析モデルを用いた試算において降伏震度 0.20 になるように諸元を決定した。降伏震度を 0.20 に設定した理由は、旧式橋台の多くは水平震度 0.20 程度で設計されているためである。橋台躯体はアルミ板と鋼板を使用して作製（重量：425 kg）し、橋台模型が地盤材料と接する面には、コンクリートと地盤との摩擦を模擬して紙やすり（#80）を貼り付けた。橋桁に関しては、重量桁のケースでは橋長 20.0m 相当の RC 桁を模擬し 200kg の重錘を設置し、軽量桁ケースでは鋼桁を模擬し重錘を設置せずに試験を実施した。加振は振動試験装置（振動テーブル：3.0 m×3.0 m）を用いて 1G 場により実施した。図-2 に加振波形を示す。はじめに、最大加速度 50, 100gal の正弦波 3Hz 10 波（以下、正弦波）で加振を行い、その後、鉄道構造物の耐震設計⁸⁾で用いられる G2 地盤での L1 地震動（最大加速度 137gal），L2 地震動スペクトル I（最大加速度 524gal）を相似則⁹⁾に従って時間軸圧縮したものをを用いた加振を行った。G2 地盤の地震波を用いた理由は、検討対象橋台が集中している首都圏の地盤を想定したためである。また、加振実験の前に傾斜実験を実施し、その際の降伏震度は 0.23 であることを確認した。

(2) 実験結果

図-3 (a) に重量桁，軽量桁ケースそれぞれの橋台躯体上部の残留変位と入力波の最大加速度の関係を示す。正弦波加振，L1 地震動加振時では、橋台躯体はほとんど変位せず、L2 地震動スペクトル I 加振時に変位した。これは、橋台の降伏震度が 0.23 程度であることから、最大加速度がこの降伏震度相当の加速度より小さい加振ケースでは変位しなかったものと考えられる。図-3 (b) に

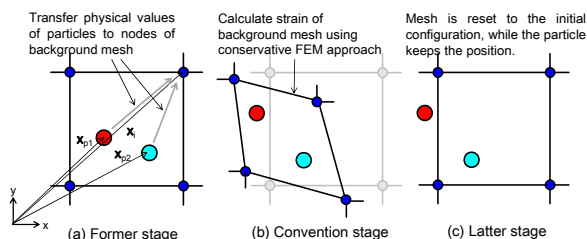


図-5 Material Point Method の解析フロー模式図

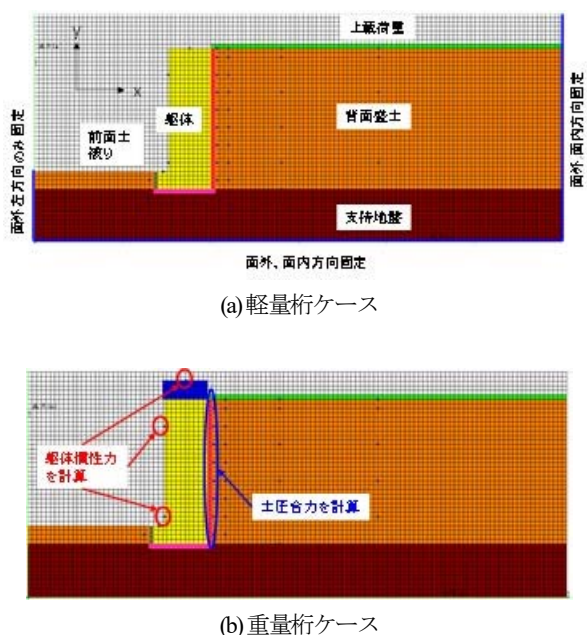


図-6 初期状態の解析モデル模式図

重量桁の場合での L2 地震動スペクトル I 加振後の状況写真を示す。L2 地震動スペクトル I 加振では、重量桁、軽量桁のケースともに橋台近傍の背面盛土が沈下する様子が見られたが、すべり面は明確に生じなかった。一方、背面盛土中に設置した標点を用いた画像解析結果から、すべり面角度約 50.0 度の範囲の土塊が微小に変位したことを確認した。

図-4(a) に橋台躯体に作用する慣性力、水平および鉛直土圧合力の模式図、図-4(b) に重量桁のケースにおいて、正弦波 3Hz 10 波 100gal で加振した際の橋台に作用した慣性力 F_i 、水平土圧合力 F_{dt} 、鉛直土圧合力 F_{dv} の時刻歴を示す。なお、慣性力と水平土圧合力は橋台前面側への作用方向（主働方向）、鉛直土圧合力は下向きを正としている。水平土圧合力、慣性力は逆位相で挙動し、慣性力最大時に水平土圧合力がピークを示す挙動となっている。これは、主働方向に作用した橋台躯体の慣性力が主働方向に最大になった際に、土圧合力が低下したこと

を示しており、池本ら、鈴木らの結果と同様な傾向を示している。また、詳細は後述するが、軽量桁のケースでは、主働方向に躯体慣性力が最大となった時の水平土圧合力の低下度は重量桁のケースに比べ小さいことを確認している。これは、軽量桁のケースでは重量桁のケースに比べ躯体慣性力が小さく、橋台躯体と背面盛土間の相対変位が小さくなったためと考えられる。

3. 数値解析手法による再現解析

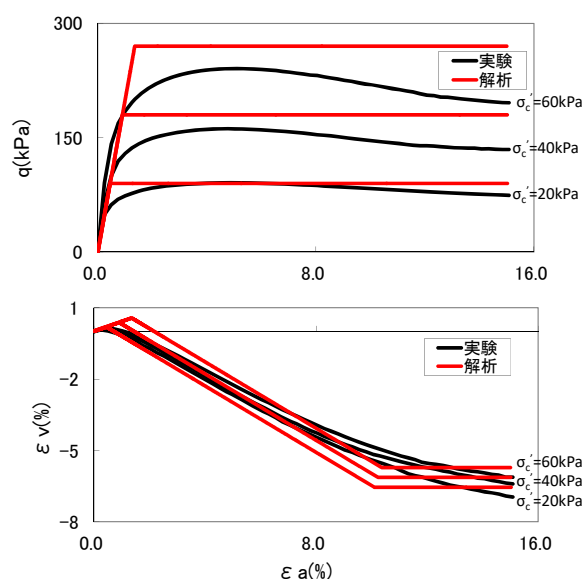
(1) 解析手法

本論では、解析手法として Material Point Method (以後、MPM) を用いた。これは、MPM を用いることで、動的応答を考慮しつつ背面盛土がすべり面に沿って残留変形するひずみ領域まで計算することができるとともに、橋台がほとんど変位しない状態から大きく変位する状態まで、連続的に現象を取り扱うことが、FEM 等の既往の解析手法に比べ容易なためである。また、MPM は異なる変形強度特性を有する物体間の衝突や分離挙動を精度良く解析できることが既往の研究で示されており、本件のような構造物と地盤の相互作用現象を扱うのに適した手法と考えられるためである。

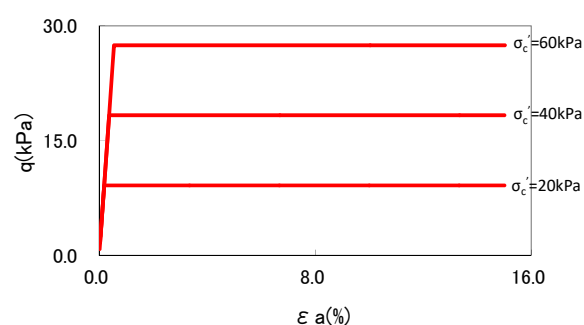
図-5 に MPM の計算過程を示す。本手法は解析対象を、質量を有した仮定の粒子群でモデル化し、粒子背面に設定した格子（以後、背面格子）で計算したひずみ増分の値を用いて各粒子で応力を計算する。この応力やひずみ、質量等の物理量を、内挿関数を通じて背面格子の格子点に集約し、内力および外力ベクトルを計算する（図-5(a)）。これらのベクトルと格子点に集約した質量から加速度ベクトルを計算し速度ベクトルを更新する。更新した速度ベクトルを用いて粒子の位置を更新するとともに、格子内のひずみを計算し次計算ステップの粒子の応力を求める（図-5(b), (c)）。

(2) 解析モデル

図-6 に解析モデル（初期状態）を示す。解析モデルは三次元モデルであるが、奥行方向を一格子分の長さとし、解析領域の側面を水平拘束することで、平面ひずみ条件下での解析を実施した。格子長 0.025m の背面格子に対し、初期状態で一格子あたり 1~2 個粒子を配置した結果、総粒子数は約 4,870~5,853 個となった。境界条件は、支持地盤下部と左右端に位置する背面格子の格子点群で、水平、鉛直方向の速度ベクトル成分をゼロにして面内、面外方向固定とし。背面盛土右側面は、盛土外側の水平方向の速度ベクトル成分をゼロにすることで、面外左方向のみ拘束するように境界条件を設定した。上



(a) 背面盛土，支持地盤，土被り



(b) 橋台躯体と地盤の境界

図-7 解析モデルに適用した応力ひずみ関係

表-2 解析パラメータ

	支持地盤 背面盛土	橋台躯体と 地盤境界	橋台躯体 桁模型
変形係数 (kPa)	2.0×10^4	5.0×10^3	2.0×10^4
ポアソン比	0.30	0.30	0.30
粘着力 (kPa)	0.0	0.0	-
内部摩擦角 (度)	44.4	10.0	-
比重	1.59	1.59	2.43(橋台) 7.76(桁)
ダイレイタン シー角 (度)	累積塑性せん断ひずみ 0.15 以下	15.0	0.0
	累積塑性せん断ひずみ 0.15 以上	0.0	0.0

載荷重は，盛土上面の一格子分の厚さの領域に比重 4.81 の粒子群を一格子あたり 1 個配置することで表現した。数値計算については，自重解析で初期応力を求めた後に，

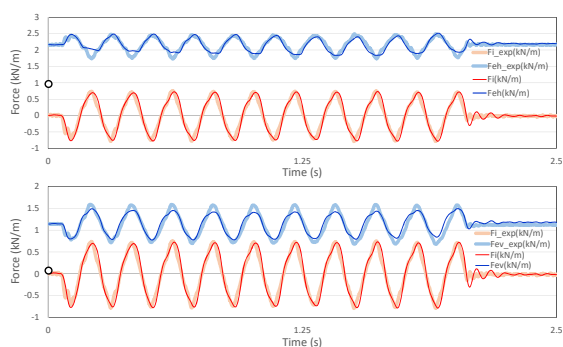
陽解法による時刻歴応答解析（時間間隔は 1.0×10^{-5} 秒）を実施した。なお，既往の研究⁹⁾に基づき剛性依存の減衰（レーリー減衰の定数 $\beta=0.002$ ）を設定した。

図-7 および表-2 に背面盛土と支持地盤および橋台と地盤（背面盛土，支持地盤，土被り）の境界に位置する粒子群の応力ひずみ関係を示す。背面盛土と支持地盤のモデル化については，Drucker-Prager の降伏関数に非関連流れ則を適用し，ひずみ軟化を等方硬化則で表現した弾塑性体モデルを用いた。相対密度 80% の東北硅砂 6 号の三軸圧縮試験（CD 条件，拘束圧 20.0kPa，40.0kPa，60kPa）で得られた，軸差応力 q と軸ひずみ ε_a の関係と，軸ひずみ ε_a と体積ひずみ ε_v の関係に対し，表-2 に示すパラメータを用いることで応力ひずみ関係をモデル化した（図-7(a) 参照）。また，橋台と地盤（背面盛土，支持地盤，土被り）の境界に位置する粒子群の応力ひずみ関係を，変形係数 5.0×10^3 kPa 粘着力 0.0kPa，内部摩擦角 10.0 度の弾塑性体でモデル化することで摩擦角を表現した（図-7(b) 参照）。このように設定した理由については後述する。橋台躯体は弾性体でモデル化した。入力波形には図-1 に示す支持地盤内に設置した加速度計で計測した加速度履歴波形を用いた。この履歴波形に応じた慣性力を解析モデルを構成する各粒子に外力として作用させた。

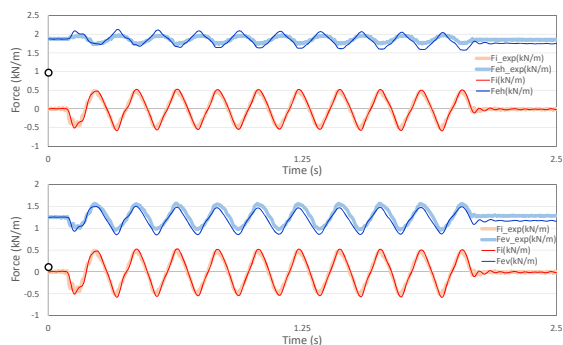
4. 模型実験の再現解析

(1) 正弦波加振時の結果

図-8 に 100gal 正弦波加振での水平土圧合力 F_{oh} と慣性力 F_i ，鉛直土圧合力 F_{ov} と慣性力 F_l に関する再現解析結果を実験結果とともに示す。ここで，縦軸正方向が主働方向，負方向が受働方向である。水平土圧合力 F_{oh} および鉛直土圧合力 F_{ov} は，橋台背面に設置した土圧計中心に位置する背面盛土内の粒子（図-6 参照）の水平方向の垂直応力とせん断応力に対象の土圧計の受圧面積をそれぞれ乗じたものを足し合わせることで求めた。慣性力 F_l は桁模型，橋台上部および下部に設置した加速度計の位置にある粒子（図-6 参照）の応答加速度に図-9 に示すように桁模型，橋台上部，橋台下部の質量を乗じたものを足し合わせることで求めた。以下，L1 および L2 地震動加振に対しても同様に求めた。図中の白丸は解析から得られた 0.0 秒時の土圧合力の値であり，図中で解析結果として示している時刻歴はこの値を実験での 0.0 秒時の値に合わせたものである。この 0.0 秒時の土圧合力は，模型作成時の背面盛土の締固めの影響などで変化し解析的に再現するのは困難であると考えられたため，本件では，実験値に統一して解析結果と実験結果を比較するものとした。以下，L1 および L2 地震動加振に対して



(a) 重量桁ケース



(b) 軽量桁ケース

図-8 100gal 正弦波加振時の結果（太線：実験，細線：解析）

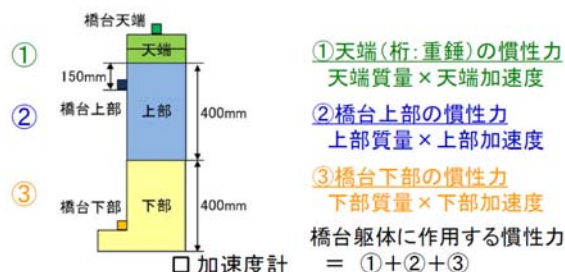
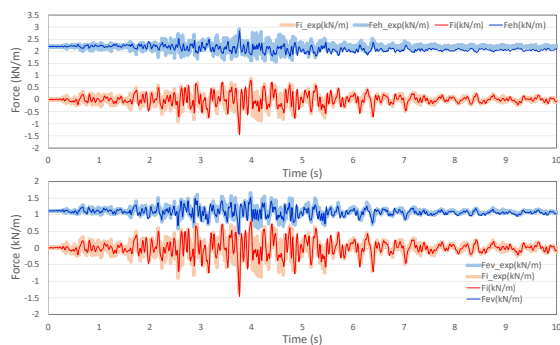


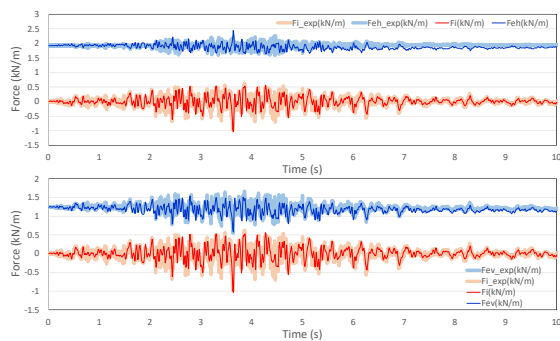
図-9 慣性力の導出方法

も同様にして整理した。

図-8 から，今回実施した解析により慣性力，水平および鉛直土圧合力ともに実験結果を概ね再現できることを確認できた．特に，慣性力と水平土圧合力が逆位相になり，重量桁の場合では，軽量桁の場合に比べ土圧合力の変動が大きくなる様子を再現した．以上から，今回用いた解析手法により降伏震度より小さい最大加速度の正弦波が作用した際の慣性力と土圧合力の変化を概ね再現できると考えられる。



(a) 重量桁ケース



(b) 軽量桁ケース

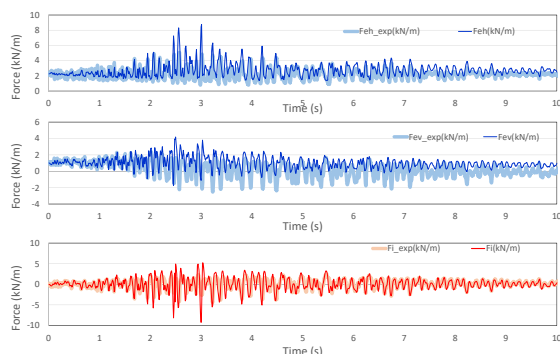
図-10 L1（G2地盤）加振時の結果（太線：実験，細線：解析）

(2) L1 地震動加振時の結果

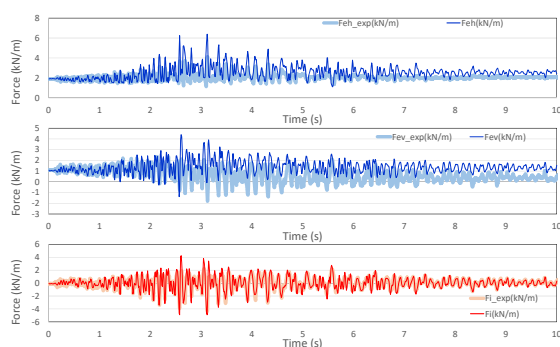
図-10 に L1 地震動（G2 地盤）加振での水平土圧合力 F_{eh} と慣性力 F_b ，鉛直土圧合力 F_{ev} と慣性力 F_i に関する再現解析結果を実験結果とともに示す．慣性力，水平および鉛直土圧合力ともに実験結果を概ね再現できることを確認した．特に，正弦波加振時同様，重量桁の場合では，軽量桁の場合に比べ土圧合力の変動が大きくなる様子を再現できた．以上から，本手法により降伏震度より小さい最大加速度を有する地震波が作用した際の慣性力と土圧合力の変化を概ね再現できると考えられる。

(3) L2 地震動スペクトル I 加振時の結果

図-11 に L2 スペクトル I 地震動（G2 地盤）で加振した際の水平土圧合力 F_{eh} と慣性力 F_b ，鉛直土圧合力 F_{ev} と慣性力 F_i に関する再現解析結果を実験結果とともに示す．慣性力，水平および鉛直土圧合力の変動の傾向を概ね再現しているが，2.0～5.0 秒間の慣性力が比較的大きい場合では，解析結果の方が実験結果に比べ大きくなっている．これは，これらの値を計算する際に用いた粒子の応答加速度および応力が実験結果に比べ大きかったためである．これらの差異は，L1 加振時および正弦波加振時に見られなかったことから，最大加速度が降伏震



(a) 重量桁ケース



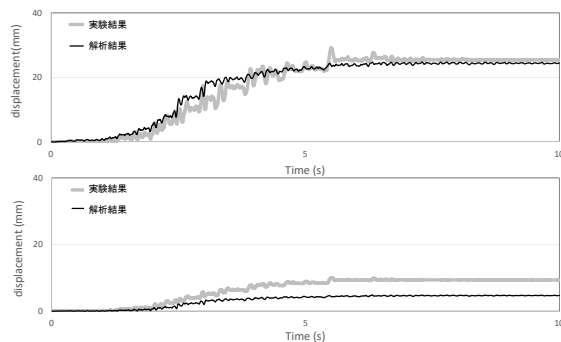
(b) 軽量桁ケース

図-11 L2SPI (G2 地盤) 加振時の結果 (太線：実験，細線：解析)

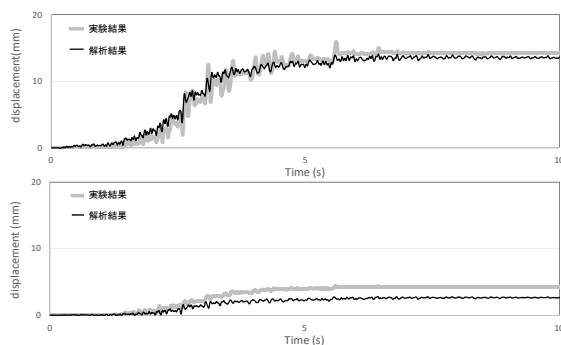
度より大きく、地震動のように高振動数の波を有する入力波形で加振した際に生じるものと考えられる。差異が生じた理由としては、主に陽解法による数値解析手法で生じる数値ノイズが影響したためと考えられる。このノイズの除去に向けては、レーリー型の減衰を調整することやMPMにおける内挿関数を改善したGIMPM¹⁰⁾を用いることが挙げられる。前者については、減衰の値により変位量も変化すること、後者については、計算時間を要すること、橋台躯体と背面地盤の境界のような物性が異なる箇所での不連続性が低下することがデメリットとして考えられるが、これらの改善は今後の課題である。

図-12に本加振時での橋台躯体上部および下部の変位履歴を示す。上部変位については重量桁、軽量桁ともに実験結果を概ね再現できたが、下部変位については解析結果の方が実験結果に比べ小さい。これは、橋台躯体の滑動および転倒に対する支持力特性のモデル化に未だ改善の余地があるためと考えられる。

図-13に壁面摩擦角(=壁面面内方向の土圧値/壁面面外方向の土圧値の $\arctan$ の値)の時刻歴を示す。前述した橋台躯体と周辺地盤間の境界に位置する粒子群に設定する解析パラメータは、この時刻歴が実験と解析で概



(a) 重量桁ケース (上図：上部変位，下図：下部変位)



(b) 軽量桁ケース (上図：上部変位，下図：下部変位)

図-12 L2SPI (G2 地盤) 加振時の解析結果 (変位履歴)

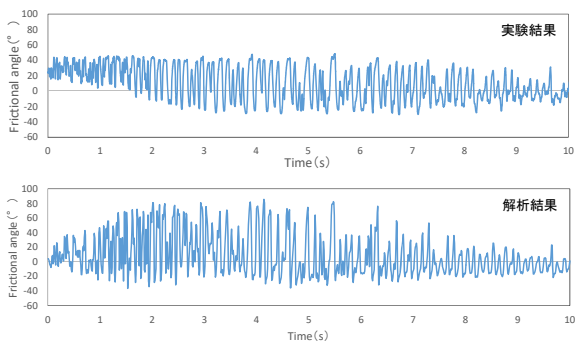
ね一致するように調整したものである。値のオーダーは実験結果と解析結果で概ね同等であるが、解析結果の方が加振初期で小さく、橋台が変位した2.0~5.0秒付近で大きくなっている。この点は、橋台背面と背面地盤境界に設置した粒子のモデル化を工夫することで改善できると考えられる。この点は今後の課題である。

図-14に実験と解析から得られた重量桁ケースでの背面盛土内の最大せん断ひずみ分布を示す。最大せん断ひずみが卓越した範囲は両者で概ね合致している。

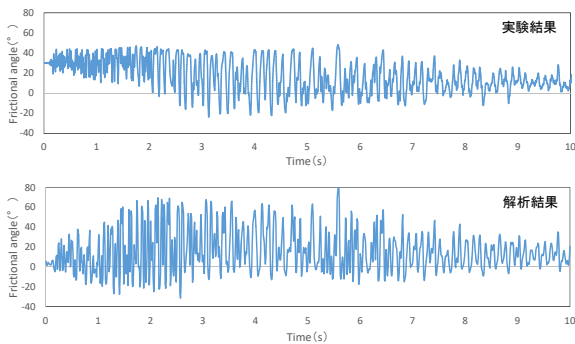
以上示したように実験の再現性という点で改善の余地があるものの、橋台躯体に作用する慣性力、土圧合力およびそれらの作用に伴い発生する変位量を概ね再現できており、橋台の地震時変形性能を評価するツールとして、本解析手法は有用であると考えられる。

5. 桁躯体重量比と変形性能の関係

以上示したように、橋台の変形性能は、橋台躯体に対する桁重量の大きさに影響を受けると考えられる。そこで、再現解析で用いた解析手法を用いて、桁と橋台躯体の重量比(桁躯体重量比)と変形性能の関係について検討するため、橋台模型を対象に、桁躯体重量比と橋台軀



(a) 重量桁ケース



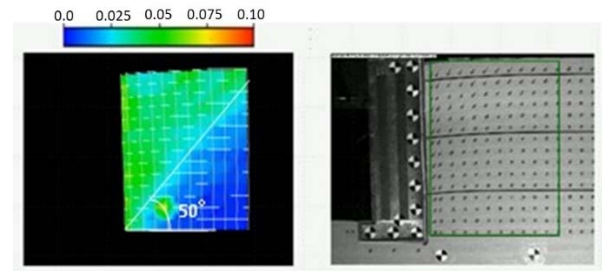
(b) 軽量桁ケース

図-13 L2SPI (G2 地盤) 加振時の背面摩擦角に関する実験結果と解析結果

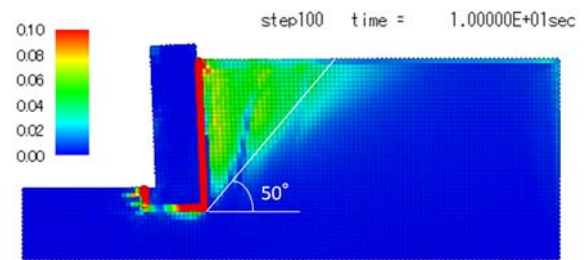
体上部の変位量，作用力（水平主働土圧合力，鉛直主働土圧合力，躯体慣性力）および主働土圧係数の関係について整理した．入力加速度の時刻歴としては，模型実験において橋台躯体に残留変位が生じた L2 SPI (G2 地盤) 地震波を用いた．

図-15 に L2 SPI 地震動 (G2 地盤) 加振時での桁躯体重量比と橋台躯体上部の残留変位量の関係を示す．図中には模型実験結果と L2 SPI 地震動の正負を反転させた入力波を用いた場合に得られた解析結果も示している．残留変位量は入力波の違いに拘らず，桁躯体重量比と線形の関係になった．図-16 に L2 SPI 地震動 (G2 地盤) 加振時での橋台躯体上部変位量から求めた速度の時刻歴を示す．2.0～5.0 秒間で速度が大きく，この時間帯に橋台躯体は大きく変位したことが分かる．

この時間帯 (2.0～5.0 秒間) での単位奥行あたりの作用力（水平主働土圧合力，鉛直主働土圧合力，躯体慣性力）および主働土圧係数と桁重量比の関係を図-17 に示す．なお，主働土圧合力は躯体慣性力が主働方向に作用した場合の土圧合力の実効値として求め，主働土圧係数については，この主働土圧合力を背面盛土の単位奥行あたりの土重量で除することで求めた．主働土圧係数にお



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図-14 重量桁ケースでの L2SPI (G2 地盤) 加振時の最大せん断ひずみ分布

いては，重量比 0.0 (軽量桁) と重量比 0.42 (重量桁) での模型実験結果から外挿して得られた直線も合わせて示した．なお，この直線の切片は解析結果に合わせている．桁躯体重量比と作用力の関係から，重量比が大きくなるにつれ躯体慣性力が増加，水平，鉛直土圧合力が低下し，それらの差が大きくなる傾向を確認できる．桁重量比と主働土圧係数の関係からは，解析結果の方が実験結果に比べ低下度合いが大きいものの，桁重量比が大きくなるに従い主働土圧係数が低下する傾向を再現しており，その傾向は線形に近い．ただし，桁重量比 0.54 の場合ではそれより小さい桁重量比の場合に比べ増加する様子を示している．これは橋台躯体が大きく変位したことで背面盛土が持ち上がり，橋台躯体背面と背面盛土間の摩擦力が大きくなったことが原因と考えられる．

以上のことから，桁躯体重量比の増加に伴って，慣性力は増加するが，主働土圧合力および主働土圧係数は低下することが考えられ，例えば図-17(b)の結果からは，桁重量比が 0.10 増加すると水平主働土圧係数は 0.01 程度，鉛直主働土圧係数は 0.007 程度低下することが考えられる．この低下は上述したように橋台躯体と背面盛土の相互作用により生じると考えられ，現行設計で用いられる修正物部岡部式による方法のような，震度法による土圧計算では考慮されていない点である．水平主働土圧係数が低下することは，橋台躯体を主働方向に転倒および滑動させようとする力を低下させ，橋台の安定性を向

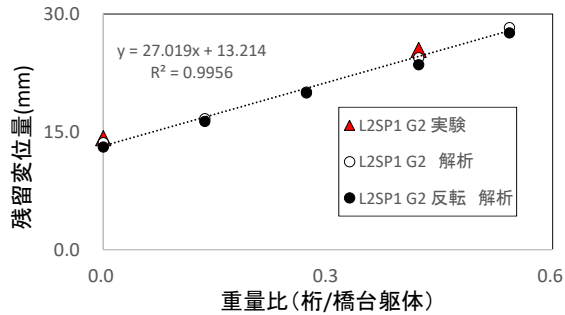


図-15 L2SPI (G2 地盤) 加振時の残留変位と重量比の関係

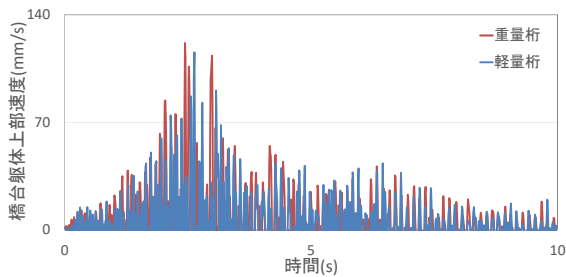
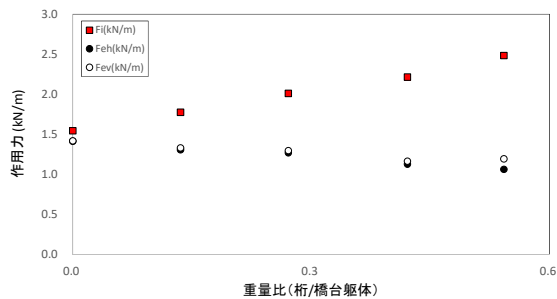
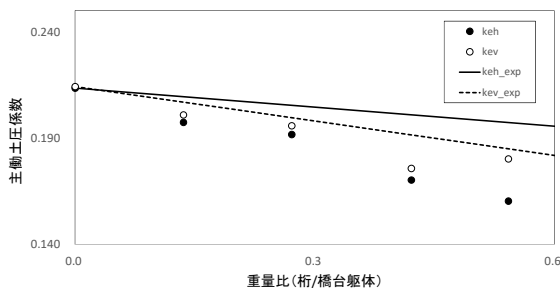


図-16 L2SPI (G2 地盤) 加振時の橋台躯体上部変位から求めた速度の時刻歴



(a) 橋台躯体への作用力と重量比の関係



(b) 主働土圧係数と重量比の関係

図-17 L2SPI (G2 地盤) 加振時の作用力および主働土圧係数と重量比の関係

上させるが、鉛直主働土圧係数の低下は、橋台を主働方向に転倒させようとする力に対する抵抗力の低下につながる。一方、桁重量の増加に伴い慣性力が増加するため、橋台の変形性能評価では、主働土圧合力と慣性力両者を考慮する必要がある。

今回対象とした模型橋台では、桁躯体重量比に対し変位量が線形で増加したことから、慣性力が増加する影響の方が主働土圧合力が低下する影響に比べ変形挙動に与えた影響が大きかったものと考えられる。これらの作用力が変形性能に及ぼす影響は、橋台諸元、入力波の特徴、背面、支持地盤の特性により変化することが考えられるため、これらの要因を考慮した分析が今後必要と考えられる。

6. まとめ

地震時の旧式橋台の変形性能について、異なる物体間の相互作用と地盤の大変形解析に有効な粒子法の一種の MPM を用いた解析的検討を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 重量桁および軽量桁を有した旧式橋台を模擬した模型を用いた振動台実験の再現解析を実施し、特に降伏震度より小さい最大加速度の地震動が作用した場合、MPM 解析により躯体に作用する慣性力および土圧合力を概ね再現できることを確認した。
- 2) 降伏震度より大きい最大加速度の地震動が作用した場合、躯体に作用する慣性力および土圧合力に関する解析結果は実験結果に比べ大きくなる傾向が見られた。一方、橋台躯体の変位量と背面盛土のひずみ卓越範囲は実験結果を概ね再現した。以上から、MPM による解析は橋台の変形性能評価に対し有用であると考えられる。
- 3) 桁重量の違いが橋台躯体の変位量、作用力に与える影響を概ね再現できることを踏まえ、桁と橋台躯体の重量比と変位量および作用力の関係を解析的に整理した。その結果、重量比の増加に伴い、変位量および躯体慣性力は増加するが、主働土圧合力は低下する傾向があることを確認した。この点は実験結果の傾向と整合している。
- 4) 橋台躯体の変位量は、桁躯体重量比に応じた慣性力と主働土圧合力の変化量に影響を受けると考えられる。今後は、これらの作用力の変化と橋台の安定性の関係について整理する必要がある。

参考文献

- 1) 池本宏文, 佐名川太亮, 藤原寅二良, 高崎秀明, 西岡英俊:

- 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.
- 2) 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, 第 37 回地震工学研究発表会概要集, No. 1189, 2017.
- 3) 野本将太, 阿部慶太, 池本宏文, 高崎秀明: 動的相互作用を考慮した橋台に発生する地震時主働土圧に関する実験的検討, 第 38 回地震工学研究発表会概要集 (投稿中) .
- 4) 松尾修, 斉藤由紀子, 岡村未対: 擁壁に作用する地震時主働土圧に関する考察および比較計算, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集(2001 年 8 月), pp.729-732, 2001.
- 5) 風間基樹, 鈴木崇, 小濱英司, 菅野高弘: 初期土圧を考慮した重力式ケーソン岸壁の滑動解析, 土木学会地震工学論文集, Vol.28, pp.1-10, 2005.
- 6) D. Sulsky, S.J. Zhou, H.L. Schreyer: A particle method for history-dependent materials, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* Vol.118 pp.176-196, 1994.
- 7) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, Vol. 275, pp.69-77, 1978.
- 8) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準耐震設計, 2012.
- 9) K. Abe, S. Nakamura, H. Nakamura, K. Shiomi: Numerical study on dynamic behavior of slope models including weak layers from deformation to failure using material point method, *Soils and Foundations*, Vol.57, pp.155-175, 2017.
- 10) S.G. Bardenhagen and E.M. Kober: The generalized interpolation material point method, *Computer Modeling in Engineering and Science*, Vol. 5, No. 6, pp. 477-495, 2004.
- (. . . 受理)

NUMERICAL STUDY ON DEFORMATION PERFORMANCE OF ABUTMENT UTILIZING PARTICLES IN CELL METHOD

Keita ABE, Shouta NOMOTO, Hirofumi IKEMOTO and Hideaki TAKASAKI

Seismic performance evaluations of old-fashioned abutments are important in railway safety to prevent settlement of the backfill due to tilting and sliding of the abutment body. Proper evaluations of deformation performance (seismic yield coefficient and residual displacement after yielding) of the abutments is required to properly evaluate the seismic performance, considering complicated interaction conditions between inertia force and seismic earth thrust acting on the abutment bodies. Therefore, we performed numerical simulations of a series of model experiments on the seismic behavior of an abutment utilizing Material Point Method, which enables us to deal with numerical analyses of the above-mentioned interaction conditions and large deformed states. In this paper, we present our results from the numerical simulations which well agreed with the experimental results, and relationship between girder-abutment body weight ratio and deformation performance at shaking with L2 seismic waves derived from the numerical analyses.