動的相互作用を考慮した橋台に作用する地震時主働土圧に関する実験的検討

野本　将太[1]・阿部　慶太[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:s-nomoto@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:abe-keita@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

本研究では，橋台と背面地盤の動的相互作用を考慮した地震時主働土圧の発現機構を確認するため，実物高さ 8m の重力式橋台を想定した縮尺 1/10（高さ 0.8m）の模型を用いて，傾斜実験（静的）と，地震波（L2 地震動）一発加振による振動台実験（動的）を行った．振動台実験で計測される地震時主働土圧は，傾斜実験時と比較して低下し，動的相互作用の影響を受けることが分かった．橋台の慣性力の影響を把握するため，桁重量を変化させて実験した結果，動的相互作用による水平土圧の低下傾向は，桁の重量に比例して大きくなることが分かった．

Key Words: *abutment, seismic active earth pressure coefficient, dynamic interaction, shaking table test*

1. はじめに

橋台は，橋梁・高架橋区間と盛土区間との境界に位置し，過去に発生した地震では，橋台の滑動・傾斜，および橋台躯体の損傷により，背面地盤が沈下する被害が報告されている[例えば 1),2),3)]．鉄道において背面地盤の沈下は，列車の走行安全性に影響を及ぼすため，既存の橋台の耐震性能を適切に評価し，必要により補強などの対策を行うことが重要である．

鉄道や道路における橋台の耐震設計[4),5)]では，橋台への作用力として，桁，およびく体の慣性力のほかに，背面地盤からの地震時土圧を考慮する．地震時土圧の算定においては，背面地盤のひずみ局所化，およびひずみ軟化を考慮し，すべり土塊の静的釣り合いから導かれた修正物部・岡部式[6)]により行われている．

一方で，地震時土圧に関しては，物部・岡部法式が提案されて以降，多く研究者により取組まれている．地震時土圧に関する実験的研究として，西岡ら[7)]は，縮尺 1/10～1/20 程度の桁重量の異なる模型（高さ約 0.5～0.6m）を用いて，正弦波による振動台実験を実施した．その結果，土圧に比して慣性力が大きい場合（重量桁の場合）には，土圧と慣性力に位相差が生じ，主働側への作用時の地震時土圧は，理論式である物部・岡部式，修正物部・岡部式よりも若干低い値となることを確認している．この土圧と慣性力の位相差については，池本ら[8)]の縮尺 1/15 の重力式橋台模型（高さ約 0.5m）を用いた正弦波の振動台実験においても確認されている．

渡辺らは，縮尺 1/10 の擁壁模型（高さ:約 0.5m）を用

いた傾斜実験，および正弦波，神戸波の振動台実験を実施し，重力式擁壁のように安定性が低いものは理論値よりも小さな土圧が作用すること [9]，および地震時に擁壁の基礎，あるいは壁体が降伏に至った場合，それ以上の加速度が作用しても地震時土圧は上昇しないこと [10]を確認している．さらに，これらのことは，地震時土圧が擁壁と地盤の動的相互作用の影響を大きく受けることを示している．

鈴木ら [11]は，橋台と背面地盤の相対変位を高速度カメラによる画像解析により求め，相対変位と地震時土圧の発現機構について整理している．地震時土圧の発現は，背面地盤の応答加速度だけではなく，橋台と背面地盤の間における微小な相対変位が影響していると報告している．

既往の研究から，地震時土圧の評価には，橋台と背面地盤の動的相互作用の把握が重要である．動的相互作用を把握するために，種々の振動台実験が行われているが，ステップ加振での実験が多く，加速度が大きい領域では，加振の履歴により背面地盤の揺すり込み沈下の影響を受けている．また，同模型条件にて静的載荷試験と動的載荷試験の比較検討が少ない．

そこで，本研究では，実物高さ 8m の重力式橋台を想定した縮尺 1/10（高さ 0.8m）の模型を用いて，傾斜実験（静的載荷）と，地震波（L2 地震動）一発加振を想定した振動台実験（動的載荷）を行う．傾斜実験と振動台試験を比較することで，動的相互作用を考慮した橋台に作用する地震時主働土圧の発現機構について確認することを目的とする．

2. 実験概要

(1) 模型概要

実験に用いた橋台は，首都圏にある高さ 8m 程度の重力式橋台を想定し，1/10 となるように，寸法を設定した．相似則は，香川により提案されている重力場における相似則 [12]を用いた．

図-1 に，模型概要および計測器配置を示す．計測機器は，加速度計，変位計，2 方向ロードセル（橋台の接線・法線方向）を配置し，サンプリングレート 1000Hz で計測を行った．

模型地盤は，気乾状態の東北硅砂 6 号を使用し，支持地盤・背面地盤ともに相対密度 D_r=80%となるように，空中落下法を用いて 50mm の層圧管理により作成した．背面地盤の表面には，鉛玉を詰めたビニールバッグを用いて，1.0kN/m^2（実物：10kN/m^2）の上載荷重を与えた．**表-1** に模型地盤の物性値を示す．

実験には，剛土層（内幅 2,000mm×内奥行 1,000mm×

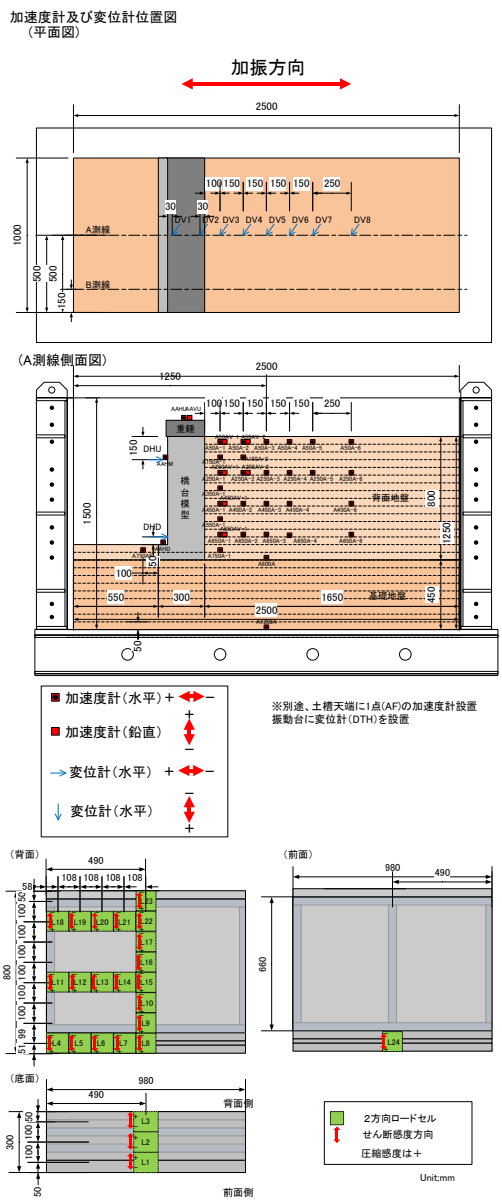


図-1 模型概要・計測器配置（単位：mm）

内高 1,500mm）を用いた．土層側面が強化ガラスとなっており，背面地盤の崩壊形状が観察可能なよう，ガラス面に沿って色砂，および十字標点を設置した．**図-2** に，色砂および十字標点の配置を示す．ガラス面には，地盤との摩擦低減を目的として，フッ素スプレーを前面に塗布した．また，標点は，グリスを薄く塗布し，ガラス面に設置した．

橋台模型は．アルミニウム板と鋼板を使用し，単位体積重量がコンクリート相当となるように製作した（475kg）．また，橋台模型と地盤が接する面には，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．

橋桁は，実物の桁慣性力相当の重量を，橋台天端に重錘を設置することで模擬した．地震の桁慣性力を模擬するため，桁の全重量が作用するように，重錘の重量を設

表-1　模型地盤の物性値

	材料	相対密度	単位体積重量	内部摩擦角 (c = 0 kN/m^2)	
		D_r (%)	γ (kN/m^3)	ϕ_{peak} (°)	ϕ_{res} (°)
支持地盤 背面地盤	東北硅砂6号	80	15.9	44.4	36.8

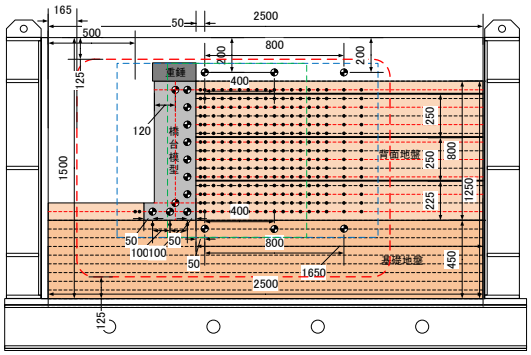


図-2　色砂と標点配置（単位：mm）

表-2　模型諸元

	実物	桁:橋台重量比	模型の重心高さ※	重錘の質量
重量桁	RC桁20m	1:2	525mm	200kg (50kg×4枚)
軽量桁	鋼桁25m	1:5	385mm	0kg

※フーチング下面からの高さ

表-3　固有振動数測定結果

（単位:Hz）

計測方法	衝撃振動試験	WN波100gal加振	
	橋台のみ	橋台＋背面地盤	
	橋台	橋台	背面地盤地表面
重量桁	19.5	37.2	43.1
軽量桁	25.9	37.2	43.1

定した．**表-2**に，模型の諸元を示した．桁の設定は，桁長 20m 相当の RC 桁を模擬した「重量桁」，および桁長 25m 相当の鋼桁を模擬した「軽量桁」の 2 種類とした．

表-3に，固有振動数の測定結果を示す．橋台模型のみを地盤上に設置した状態で衝撃振動試験を実施した．また，橋台背面に地盤を背負った状態で WN 波 100gal を加振し，土層底面からの伝達関数より固有振動数を求めた．衝撃振動試験についても実施したが，ノイズにより固有振動数が不明瞭となり算出することが困難であった．

(2)　傾斜実験条件

傾斜実験は，静的に慣性力を作用させた場合の，橋台に作用する土圧を計測することを目的とした．傾斜実験は，**図-3**に示す装置を用いて，実施した．剛土層の片側端部をピン固定とし，剛土層の底部を鉛直方向のアクチュエータにて吊り上げた．

傾斜実験の手順を，**表-4**に示した．表中の水平震度は，

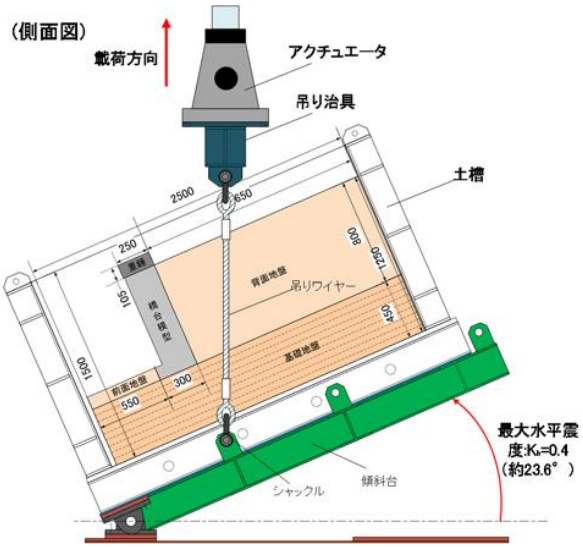


図-3　傾斜実験試験装置

表-4　傾斜実験の手順

角度 (°)	水平震度 kh	載荷条件
0	0	-
⋮	⋮	載荷(1°/min)
1	0.02	3min保持
⋮	⋮	除荷(1°/min)
0	0	3min保持
⋮	⋮	載荷(1°/min)
2	0.03	3min保持
⋮	⋮	除荷(1°/min)
以降破壊まで		

式(1)により計算した換算水平震度である．

$$k_h = \tan\theta \qquad \cdots(1)$$

ここで，k_h：換算水平震度

θ：傾斜角度（°）

吊り上げ速度は，1°/min とした．載荷は，1°毎の繰り返し漸増載荷とし，指定の角度になった時点で，3 分間保持した．

(3)　振動台実験条件

振動台実験は，動的に慣性力が作用した場合の，橋台に作用する土圧を計測することを目的とした．加振は，フロンティアサービス研究所（東日本旅客鉄道株式会社）が所有する振動台試験装置（20t 質量で最大 1G）を用いて，1G 場にて実施した．加振波形は，鉄道構造物の耐震設計[4]で用いられる L1 地震動（G2 地盤：最大加速度 150gal），L2 地震動スペクトル I（G2 地盤：最大加速度 800gal），L2 地震動スペクトル II（G2 地盤：最大加速度

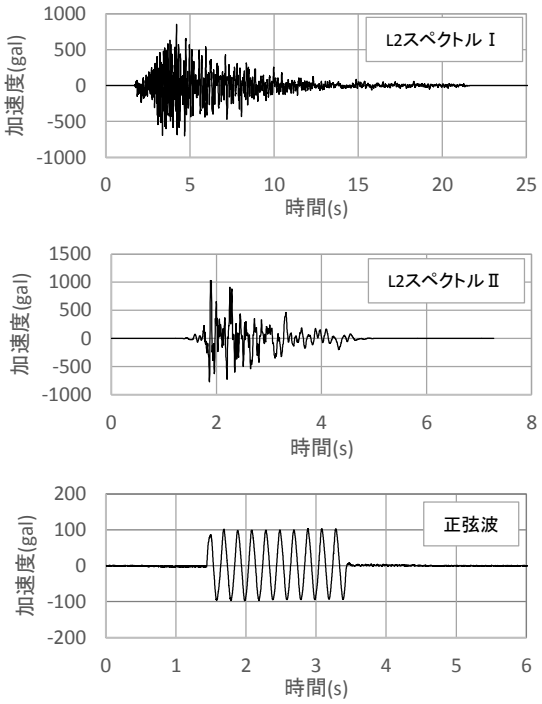


図-4　加振波形

表-5　加振ステップ

No.	波形	加速度 (gal)	橋台上部残留変位量(mm) 重量桁	軽量桁
1	WN	50	0.04	0.02
2	正弦波	50	0.05	0.02
3	WN	50	0.07	0.01
4	正弦波	100	0.44	0.07
5	WN	100	0.46	0.09
6	正弦波	150	-	0.18
7	WN	100	-	0.18
8	L1	150	0.49	0.17
9	WN	100	-	0.18
10	L2sp Ⅰ	800	25.92	14.4
11	WN	100	25.92	14.39
12	L2sp Ⅱ	1000	33.16	21.35
13	WN	100	33.12	21.3
14～	正弦波	300~		

1000gal）を，相似則[13]にしたがって時間軸圧縮したもの，および正弦波 5Hz 10 波（以下，正弦波）を用いた．**図-4** に，振動台で計測した，L2 地震動スペクトルⅠ，L2 地震動スペクトルⅡ，および正弦波の加振波形を示す．

表-5 に，一連の加振ステップを示す．加振ステップは，降伏前の模型に，L2 地震動スペクトルⅠ（800gal）を入力することを目的に設定した．今回の模型は，事前の静的非線形解析（プッシュオーバー法）で，重量桁の降伏震度が概ね 0.2 であることを確認している．L2 地震動スペクトルⅠ（800gal）までは，200gal 以上の加速度が入力されないよう，加振ステップを計画した．L2 地震動スペクトルⅡ（1000gal）入力後は，すべり線が明確となるまで，正弦波を 300gal から 100gal ずつ増加させて入力した．

L2 地震動スペクトルⅠ（800gal）を入力するまでの残留水平変位量は，橋台上部の水平変位計で，重量桁：0.49mm，軽量桁：0.18mm となった．なお，橋台背面の沈下量は，残留水平変位量と同等の値となった．重量桁と軽量桁の加振は，それぞれ模型地盤を作り直し，試験を実施した．

表-6　高速度カメラの諸元

項目	スペック
最大解像度	2336×1728画素
撮影レート	400fps
精度	50μm

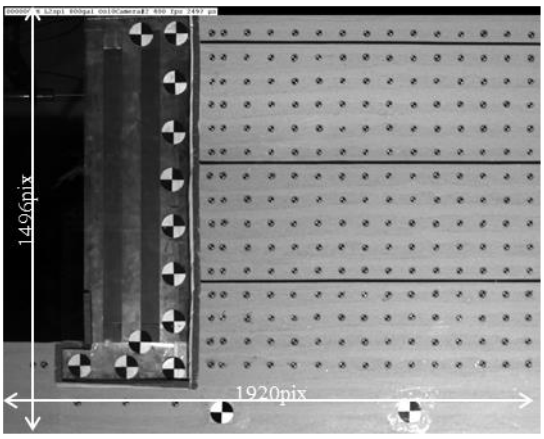


図-5　高速度カメラの撮影画像

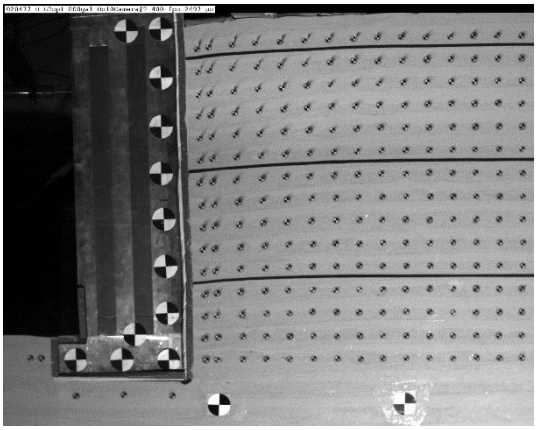
(4)　画像解析

橋台，および背面地盤の変位を同時に計測するために，高速度カメラを用いて土層のガラス面を撮影し，画像解析により十字標点の中心位置を追跡することで，標点の変位を求めた．**表-6** に，本実験で用いた高速度カメラの諸元を示す．**図-5** に，高速度カメラの撮影画像を示す．

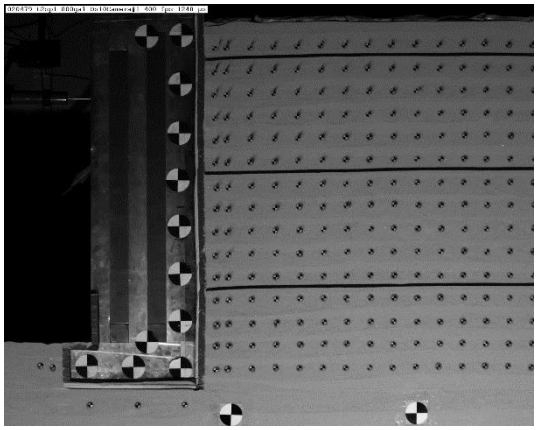
3.　実験結果

(1)　崩壊状況

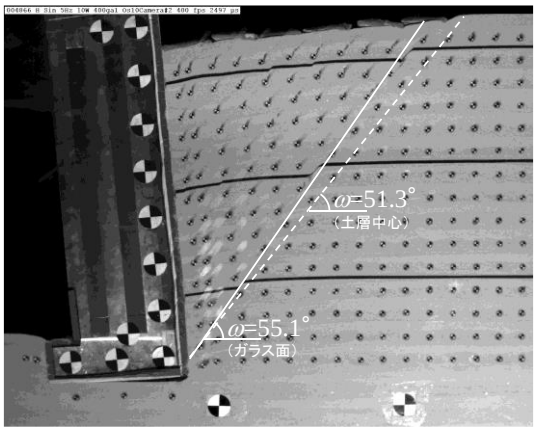
図-6 は，重量桁・軽量桁の振動台実験の L2 スペクトルⅠ（800gal）の加振後，およびすべり線が発生後の状況写真を示した．L2 スペクトルⅠ（800gal）の加振では，それぞれ橋台の変位や背面地盤が見られるものの，明瞭なすべり線は発生していない．正弦波による加振において，重量桁が 400gal，軽量桁が 500gal の加振終了後に背



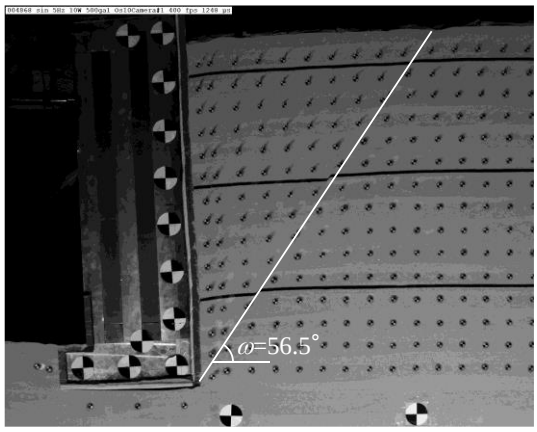
(a-1)　L2sp Ⅰ 800gal 加振後（重量桁）



(b-1)　L2sp Ⅰ 800gal 加振後（軽量桁）



(a-2)　すべり線発生後（重量桁）



(b-2)　すべり線発生後（軽量桁）

図-6　状況写真

面地盤にすべり線が発生した．振動台実験におけるガラス面のすべり線は，重量桁：55.1°，軽量桁：56.5°となった．

(2)　橋台に作用する水平震度と応答変位

傾斜実験および振動台実験における，橋台に作用する水平震度と水平応答変位の比較を行った．橋台に作用する水平震度は，**図-7** に示したとおり，橋台に設置した 3 箇所の加速度計から，重心位置の加速度を線形近似し算出した．

図-8 に，重量桁と軽量桁の水平震度-水平応答変位の関係を示した．なお，振動台実験は，L2 スペクトル Ⅰ（800gal）の結果のうち，橋台く体慣性力が主働方向に作用したときの結果を示している．図中に降伏震度を，傾斜実験：▽，振動台実験：▼にて，示した．振動台実験と傾斜実験を比較すると，重量桁・軽量桁ともに，振動台実験の降伏震度が概ね 0.1 大きい値を示した．

(3)　橋台に作用する水平力

橋台に作用する慣性力および地震時土圧の比較検証を行う．橋台に作用する慣性力は，**図-7** に示したとおり，橋台に設置した 3 箇所の加速度計から，重心位置の加速度を線形近似し，模型の重量を乗じて算出した．水平土圧合力は，橋台背面のロードセルを使用し，橋台の奥行き幅 1000mm に換算して算出した．また，橋台に作用する慣性力と水平土圧合力の和を，全水平力と定義した．

図-9 に，重量桁および軽量桁の L2 地震動スペクトル Ⅰ（800gal）加振時の，水平土圧合力・慣性力・全水平力の時刻歴を示した．**図-9** より，重量桁・軽量桁ともに，慣性力と土圧が逆位相となる傾向を示し，鈴木らの実験[14]と同様の傾向を示した．

慣性力が主働方向(+)に働いた際に，土圧が減少している．また，土圧の減少量は，重量桁のほうが大きいことから，水平土圧に関する動的相互作用は，桁慣性力の影響を受けると考えられる．

(4)　地震時主働土圧 Kae の抽出（傾斜実験）

傾斜実験と振動台実験における地震時主働土圧係数 Kae を比較するために，実験結果の土圧係数から主働状態の土圧係数を抽出する．水平震度-地震時土圧係数関

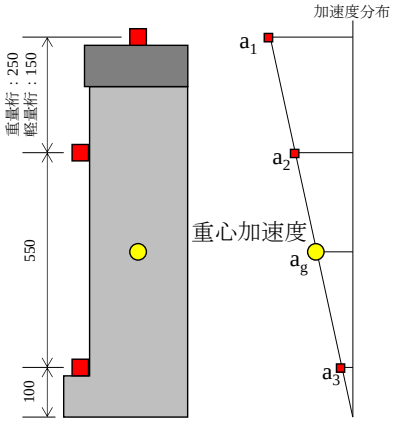


図-7　橋台の重心加速度の算出方法

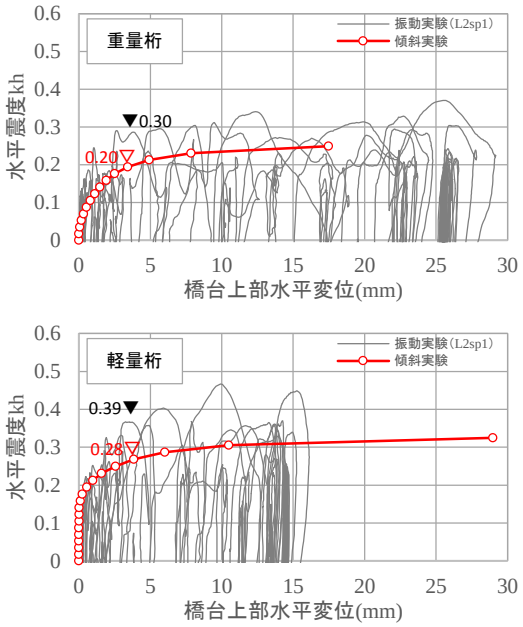


図-8　水平震度-水平応答変位

係に使用する水平震度は，背面地盤の滑り土塊の代表加速度より算出する．滑り土塊の代表加速度は，**図-10** に示すように，実験終了後に観察されたすべり線と橋台に囲まれた領域のうち，各加速度計の計測値と分担する面積より重み付けを行い，式(2)を用いて算出する．

$$a_G = \frac{\sum a_i \cdot A_i}{\sum Ai} \cdots (2)$$

ここに，a_G：滑り土塊の加速度（gal）

a_i：加速度計の計測値（gal）

A_i：加速度計の分担面積（mm^2）

図-11 に，重量桁の傾斜実験における水平震度と地震時土圧係数の関係を示す．今回，1°毎の繰り返し漸増載荷を行ったため，全データには繰り返しの履歴が残っている．繰り返し履歴を削除するため，傾斜実験中に経

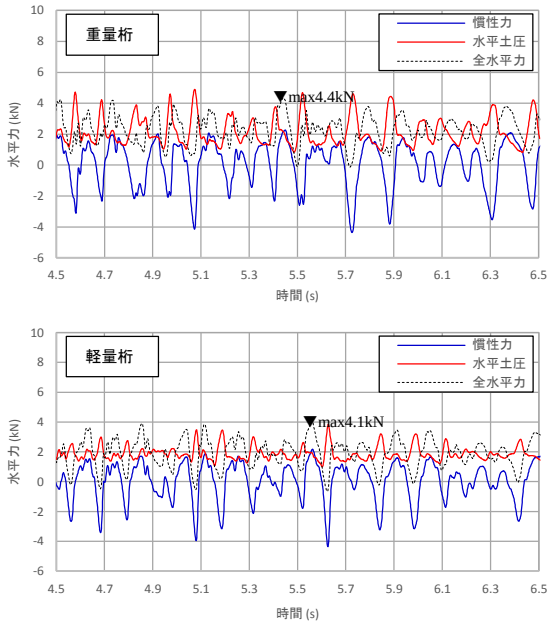


図-9　水平土圧合力・慣性力・全水平力時刻歴波形（L2 スペクトル Ⅰ）

験した最大水平震度 k_h が更新された場合の地震時主働土圧係数 Kae のみ採用した．

図-11 より，水平震度 k_h=0.05 までは，地震時土圧係数が減少し，その後は降伏震度まで土圧が上昇した．初期の土圧減少は，静止土圧から主働土圧への遷移域であると考えられる．降伏震度後は，橋台の変位が増大したため，土圧が減少したと考えられる．

図-12 に，傾斜実験の結果と，修正物部・岡部式との比較を示す．今回作製した模型地盤の地震時主働土圧係数の初期値は，k_h=0.35 程度となり，修正物部・岡部式と比較して大きい．土圧の上昇傾向は，修正物部・岡部式と同様なため，比較検討しやすいように，本論文では，地震時主働土圧係数の初期値を k_h=0.275 に固定した．

(5)　地震時主働土圧 Kae の抽出（振動台実験）

振動台実験の地震時主働土圧係数 Kae についても，傾斜実験と同様の整理を行う．また，より詳細に主働状態の土圧を抜き出すために，画像解析の結果を利用した．**図-13** に示したように，主働状態では，橋台と地盤の相対変位 δ が離れる．相対変位が増加した（離れた）時刻歴の土圧のみを抜き出し，さらに傾斜実験と同様に加振中に経験した最大水平震度 k_h が更新された場合の地震時主働土圧係数 Kae のみ採用した．振動台実験における地震時主働土圧係数を**図-14** に示した（図中，黄色塗り赤枠線）．

全体の傾向として，傾斜実験と同様に，3 次曲線のような傾向を示した．次項で，地震時土圧係数の初期値を傾斜実験に合わせた比較検証を実施する．

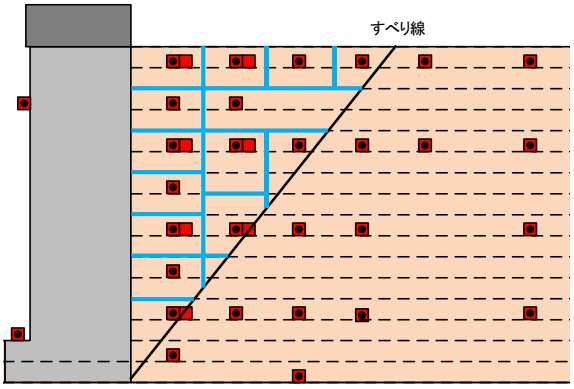


図-10　背面土塊の加速度分担面積の例

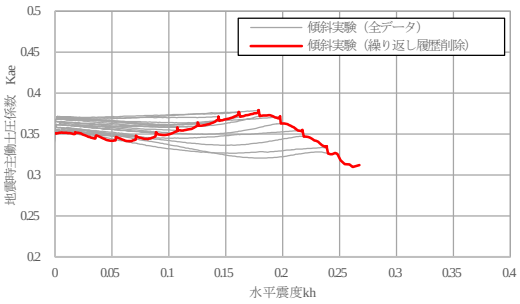


図-11　抽出した地震時主働土圧係数（傾斜実験）

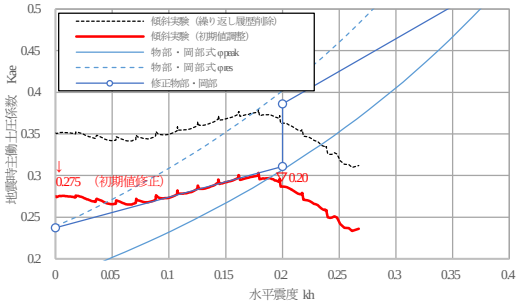


図-12　修正物部・岡部式との比較

(6)　静・動的作用下の地震時主働土圧 Kae の比較

図-15 に，水平震度-地震時主働土圧係数の関係を示す．図中には，**図-8** で示した降伏震度も示した．傾斜実験と振動台実験を比較すると，橋台の降伏震度に達するまでは，振動台実験の主働土圧係数が低くなる傾向を示した．この間の重量桁と軽量桁を比較すると，傾斜実験と比較した地震時主働土圧係数の最大減少量は，それぞれ重量桁：0.05，軽量桁：0.02 程度となった．動的相互作用による土圧の変化は，橋台に作用する慣性力に比例すると考えられる．

軽量桁の場合では，水平震度 0.15 以降，傾斜実験の土圧係数が振動台実験の値を下回る．これは，傾斜実験で静止土圧状態が長く続いていたためと考えられる．風間

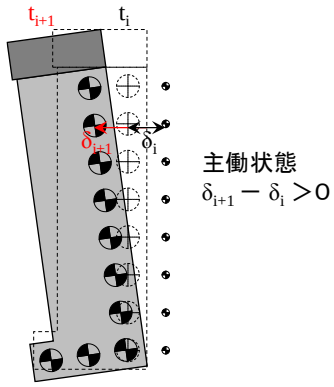


図-13　画像解析による主働状態の抽出

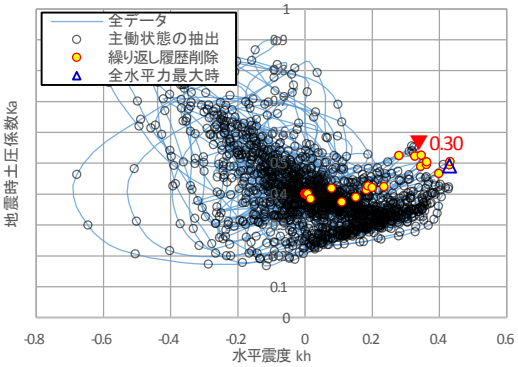


図-14　抽出した地震時主働土圧係数（振動台実験）

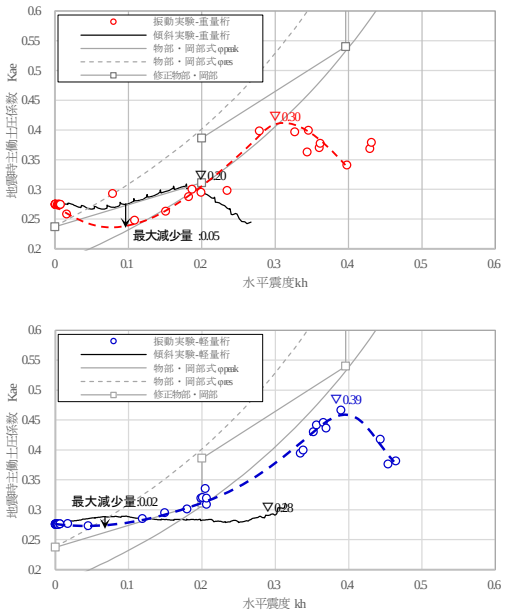


図-15　水平震度 - 地震時主働土圧係数

ら[14]は，実験的研究成果より「静止土圧から主働土圧になるまでのケーソン水平変位がケーソン高さの 1/1000 である」としている．これを橋台に当てはめると，主働土圧となる水平震度は，重量桁：0.1，軽量桁：0.2 程度と

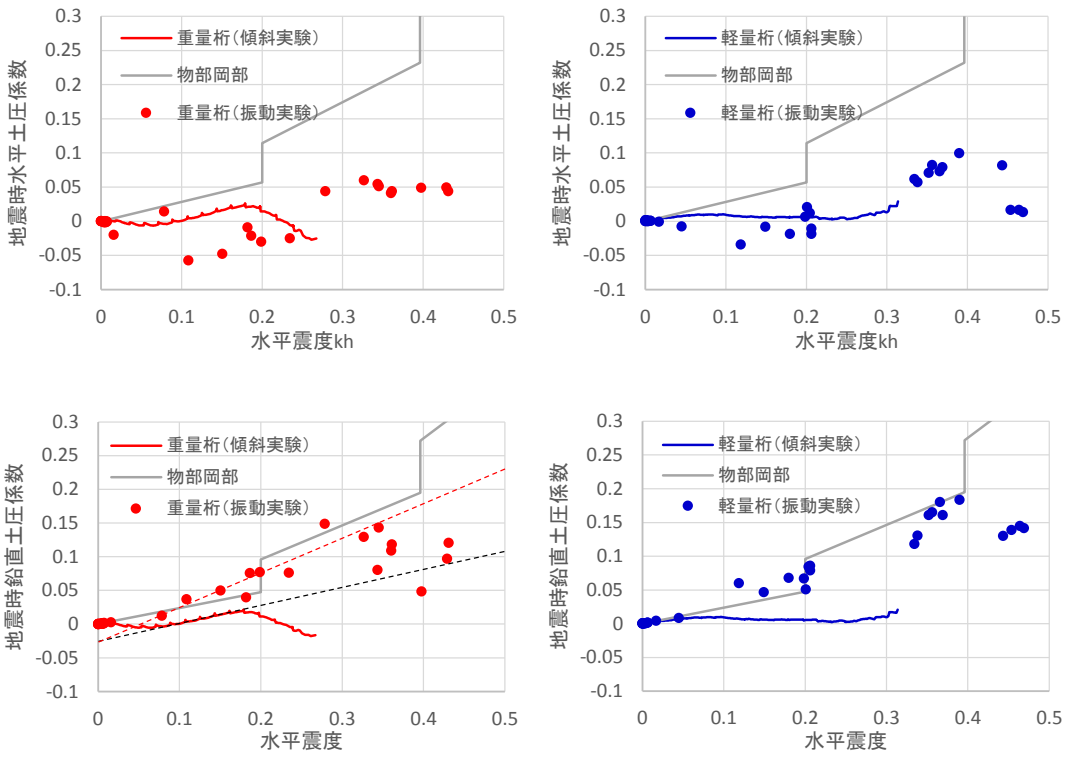


図-16　水平震度と水平・鉛直主働土圧係数

なった．

重量桁では，水平震度が概ね 0.1 から土圧が上昇しており，想定どおりの結果となった．軽量桁では．水平震度が 0.2 で主働状態となった後，水平震度 0.3 ですぐに降伏しているため土圧の上昇幅が少なく，実験中の土圧が一定となった．

(7)　鉛直・水平の動的相互作用

図-15 で示した動的相互作用による地震時主働土圧係数の変化をより詳細に検討するため，水平成分・鉛直成分に分解した．**図-16** に，水平震度－水平・鉛直主働土圧係数の関係を示す．なお，比較のため，水平震度 0 の土圧係数は，0 で統一した．

図-16 より，傾斜実験と比較して，振動台実験では，水平土圧は減少し，鉛直土圧は増加することが分かる．水平土圧は，橋台の慣性力が背面土塊から離れるように作用するため，減少したと考えられる．鉛直土圧は，重量桁・軽量桁ともに回転モードであったため，橋台背面の見掛けの鉛直土圧が増加したと考えられる．重量桁の振動台実験における鉛直土圧は，傾斜実験と比較して，傾きが概ね 2 倍となった．橋台の回転安定を考慮すると，これらの土圧の変化は，安定側に働くため，**図-8** で示したように降伏震度が増加したと考えられる．

桁の慣性力に着目すると，水平震度は慣性力の大きさに比例して，土圧の減少傾向が高まる．土圧の減少量は，

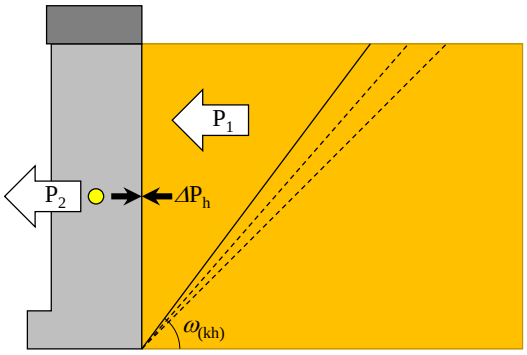


図-17 橋台と背面土塊の力のつり合い

桁の慣性力と背面土塊の慣性力の水平方向の力のつり合いが関係しているものと考えられる．鉛直土圧は桁の慣性力によらず，同様の傾向を示した．橋台背面の鉛直土圧は，変形モードが回転か滑動かにより，変化すると考えられる．

(8)　動的相互作用の検証

前節で，本実験における動的相互作用は，水平土圧が減少し，鉛直土圧が増加する結果となった．これらの動的相互作用は，力のつり合いより，**図-17** に示すように働くと考えられる．これにより，水平土圧の変化量ΔP_hは，式(3)により与えられる．背面土塊のすべり角度ωは，物部・岡部式より算出した．

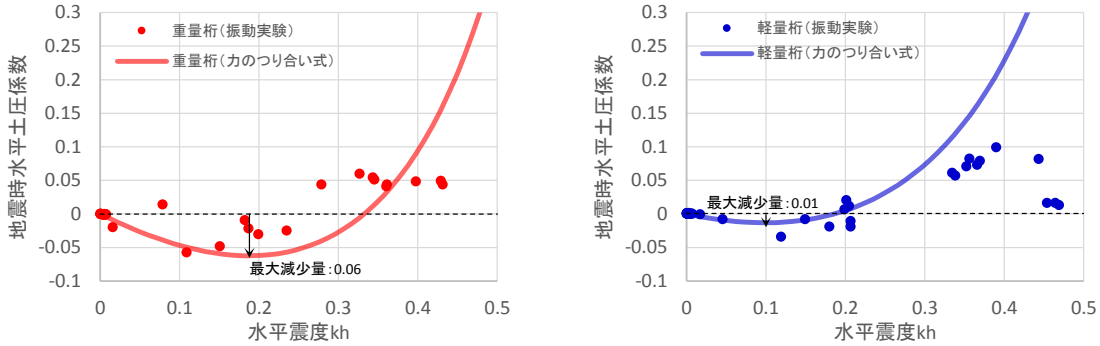


図-18　力のつり合い式と実験値の比較

$$\Delta P_h = P_1 - P_2 \qquad \cdots(3)$$
$$P_1 = ma$$
$$= 1/2\rho BH^2 \cot\omega_{(k_h)} \times a$$
$$P_2 = Ma$$
$$a = k_h \times g$$

ここで，P_1：背面土塊の慣性力(N)
P_2：橋台の慣性力(N)
m：背面土塊の質量(kg)
M：橋台の質量(kg)
a：応答加速度(m/s^2)
$\omega_{(kh)}$：すべり角度（°）

図-18 は，式(3)を，本実験の物性値を与えて求め，有効土圧にて除して算出した土圧係数を，**図-16** の結果に適用したものである．

水平土圧は，重量桁・軽量桁ともに誤差を含むものの，降伏震度（重量桁：0.3，軽量桁：0.39）までの二次関数的な変化を再現することができた．また，水平土圧の最大減少量（重量桁：0.05，軽量桁：0.02）も概ね一致した．

実験値と計算値との誤差は，橋台と背面地盤の応答加速度を同値としたため発生したと考えられる．橋台と背面地盤の固有振動数は，**表-3** で示したとおり異なる値を示す．入力地震動の周波数と，橋台・背面地盤の固有周期から求まる応答加速度倍率を考慮することで，誤差を小さくできると考えられる．

(9)　静的非線形解析による再現解析

力のつり合い式により求まる動的相互作用が橋台の降伏震度に与える影響を検証するため，静的非線形解析による再現解析を実施した．解析には，プッシュオーバー解析を用いた．解析モデルを**図-19** に示した．解析対象は重量桁とし，底面の水平・回転バネは，傾斜実験中に計測された土圧と変位より，トリリニアモデルにて再現した．

図-20 に，傾斜実験の再現解析に用いた土圧を示した．水平・鉛直土圧は，修正物部・岡部式より算出した．1次すべりは，水平震度0.2で発生し，3次すべりは発生しないと仮定した．上記の過程に基づき算出される水平震度 0.0 と 1.0 の土圧係数を直線的に作用させた．

傾斜実験の再現解析結果を，**図-21** に示した．解析結果の骨格曲線は，実験結果を精度よく再現することができた．初期剛性に若干の差があるが，これは静止土圧から主働土圧の遷移域を考慮せず，主働土圧を線形的に作用させたためと考えられるが，その影響は小さい．傾斜実験の再現解析モデルに，動的相互作用による土圧の変化を導入することで，振動台実験の再現解析を行う．

図-22，**23** に，動的相互作用を考慮した橋台に作用する土圧を示した．水平土圧は，水平土圧係数全体を，**図-16**，**18** で示した動的相互作用による最大減少量 0.05 を一律で低下させた．鉛直土圧は，**図-16** で示した実験結果から，振動台実験の鉛直土圧係数は傾斜実験の 2 倍の傾きとなったことから，作用する土圧を 2 倍とした．

図-24 に，動的相互作用を考慮した，解析結果を示した．動的相互作用を考慮することで，傾斜実験の解析結果に対して降伏震度が 0.05 上昇し，振動台試験での水平震度 - 水平変位関係を概ね再現することができた．なお，振動台試験の実験結果と比較して，降伏震度は低く，安全側の結果となった．

以上から，動的相互作用を考慮した水平土圧は，**図-18** に示したように，式(3)を用いて橋台の慣性力と背面盛土の慣性力差から，その変化量を求めることができる．動的相互作用を考慮した鉛直土圧は，橋台の変形モードに合わせ適切に設定する必要がある．さらに，これらの土圧の変化を考慮したプッシュオーバー解析により橋台の降伏震度を合理的に求めることができると考えられる．

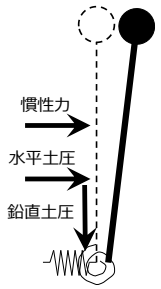


図-19　モデル概要図

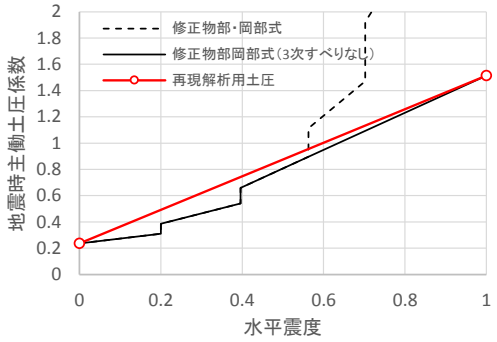


図-20　再現解析に使用する土圧

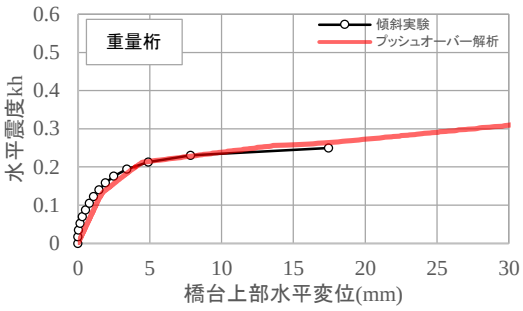


図-21　傾斜実験の再現解析結果

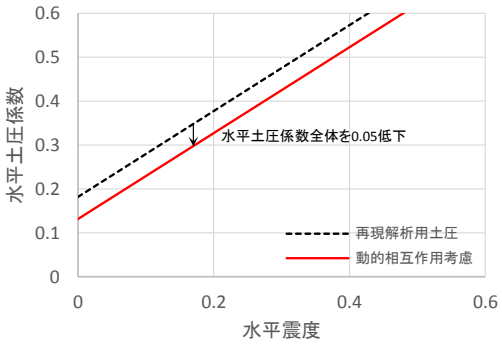


図-22　動的相互作用を考慮した水平土圧

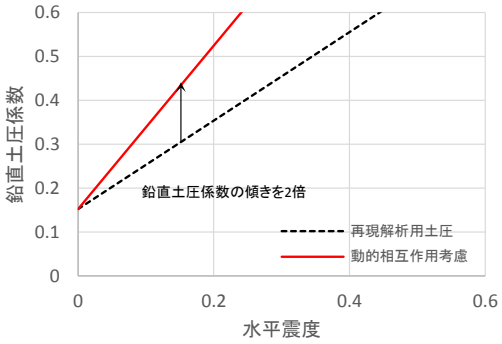


図-23　動的相互作用を考慮した鉛直土圧

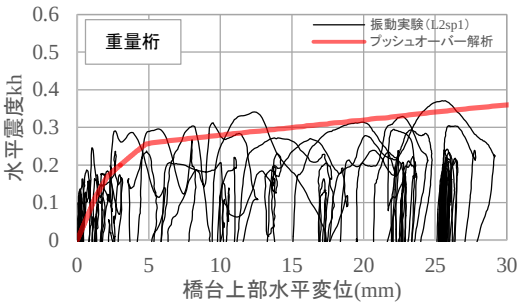


図-24　動的相互作用を考慮した再現解析

4.　まとめ

本研究では，動的相互作用を考慮した橋台に作用する地震時主働土圧の発現機構について確認するために，実物高さ 8m の重力式橋台を想定した縮尺 1/10（高さ 0.8m）の模型を用いて，傾斜実験（静的載荷）と，地震波（L2 地震動）一発加振を想定した振動台実験（動的載荷）を行った．その結果，今回の実験条件においては，以下の知見を得た．

(1)　傾斜実験の結果では，土圧の上昇傾向は修正物部・岡部式と一致することを確認した．

(2)　動的相互作用下おける水平土圧の減少量は，橋台の慣性力に比例するとこを確認した．

(3)　動的相互作用による水平土圧の変化は，橋台の慣性力と背面土塊の慣性力との力の釣り合いにより，概ね再現することができる．

(4)　傾斜実験の静的非線形解析に，動的相互作用による水平土圧の減少と鉛直土圧の増加を導入することで，降伏震度の増加を再現することができる．

謝辞：模型実験の計画，結果の整理を行う上で，東京大学渡邉准教授，公益財団法人鉄道総合研究所基礎・土構造研究室各位にご助言を頂きました．ここに記して感謝の意を申し上げます．

参考文献

1)　東日本旅客鉄道株式会社 設備部：新潟県中越地震鉄道土木構造物災害復旧記録誌，東日本旅客鉄道，2006.

2)　東日本旅客鉄道株式会社：特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」，Structural Engineering Data (SED)，No37，2011.

3) 長谷川真吾，田口貴之，萩野谷幸太，藤原寅士良，中村貴志，佐々木崇人（2014）：常磐線広田・竜田間　東北地方太平用沖地震による被害と復旧，Structural Engineering Data (SED)，No.44，2014.
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 耐震設計，丸善，2013.
5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2012.
6) Koseki, J., Tatsuoka, F., Munaf, Y., Tateyama, M. and Kojima, K.：A Modified Procedure to Evaluate Ac-tive Earth Pressure at High Seismic Loads, Soil and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspect of the January 17 1995 Hyougoken-Nambu Earthquake No.2, pp.209-216, 1998.
7) 西岡英俊，渡辺健治，篠田昌弘，澤田亮，神田政幸：橋台の地震時応答特性に関する実験的検討，第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1330-1337，2010.
8) 池本宏文，高崎秀明：桁質量の異なる橋台における耐震補強効果の実験的検討，土木学会第 70 回年次学術講演会，pp.623-624，2015.
9) 渡辺健治，舘山勝，古関潤一：大地震作用における地震時土圧と擁壁の耐震設計に関する考察，pp.1373-1374，第 44 回地盤工学研究発表会，2009.
10) 渡辺健治・舘山勝：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.
11) 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，土木工学論文集
12) Watanabe, K., Maeda, T., Kobayash, Y. and Tow-hata, I.：Shaking table tests on seismic earth pressure exerted on re-taining wall model, Proc. Of the second In-ternational Confer-ence on Earthquake Geotechnical Engi-neering, Vol.1, pp.297-302，1990.
13) 香川崇章：土構造物の模型振動台実験における相似則，土木学会論文報告集，No.275，pp-69-77，1978.
14) 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，地震工学論文集，第 28 巻，p92-101，2005.

(2018. 8. 31 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC ACTIVE EARTH PRESSURE ACTING ON AN ABUTMENT IN CONSIDERATION OF DYNAMIC INTERACTION

Shota NOMOTO, Keita ABE, Hirofumi IKEMOTO and Hideaki TAKASAKI

In this study, a series of static tilting tests as well as dynamic shaking tests utilizing a 1/10 scale exper-imental model (height: 0.8m) of a gravity-type abutment with 8.0m high was performed in order to inves-tigate generation mechanism of seismic active earth pressure acting on the abutment body in consideration of dynamic interaction between an abutment body and back-fill. In the shaking table tests, L2 seismic waves were input to the abutment model at virgin state. It was observed from the experiments that the seismic active earth pressure generated in the shaking table tests was smaller than that generated in the tilting tests because of dynamic interaction effect. As a result from the shaking table tests in which weight of a girder positioned on the abutment body was changed, lateral seismic active earth pres-sure acting on the abutment body was reduced corresponding to magnitude of the girder weight because of the dynam-ic interaction effect between the seismic active earth pressure and inertia force acting on the abutment body.