# 柱列状改良体の連結による 橋台耐震補強工法に関する実験的検討

池本 宏文<sup>1</sup>・高崎 秀明<sup>2</sup>・藤原 寅士良<sup>3</sup>佐名川 太亮<sup>4</sup>・西岡 英俊<sup>5</sup>

 <sup>1</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR 東日本研究開発センター 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 2-479)
 E-mail:ikemoto@jreast.co.jp

<sup>2</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR 東日本研究開発センター 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 2-479)

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

<sup>3</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター (〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-6) E-mail: t-fujiwara@jreast.co.jp

 <sup>4</sup>正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
 E-mail: sanagawa.taisuke.39@rtri.or.jp

 <sup>5</sup>正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
 E-mail: nishioka.hidetoshi.58@rtri.or.jp

橋台の耐震補強工法を目的として,背面盛土内に柱列状に地盤改良体(以下,改良体と称する)を造成 し,橋台と改良体を連結して一体化する工法に関して,補強効果,補強メカニズムの検証のため,桁重量 が大きい重力式橋台を想定した重力場での振動台実験を実施した.その結果,橋台,改良体,および改良 体に挟まれた背面盛土が一体となって挙動するため,橋台背面近傍における盛土の沈下は小さくなり,改 良体に生じる水平方向,鉛直方向の地盤抵抗力が連結材を介して橋台の抵抗力として働くことで,橋台の 安定性が向上することを確認した.また.崩壊時は改良体の背面側にすべり線が発生して,その範囲が沈 下し,橋台は滑動モードで崩壊に至ることを確認した.

Key Words: abutment, backfill of abutment, seismic retrofitting, shaking table test, soil-cement column

# 1. はじめに

過去に発生した地震における鉄道橋台の被害は、橋台 と背面盛土との間に相対変位が生じているものが多い (図-1)<sup>1)</sup>.この相対変位の原因は、①橋台の前方への 変形に伴う背面盛土の落込みによるもの、②背面盛土自 体の揺すり込み沈下、③軟弱地盤における地盤と盛土の 振動による土の強度低下などによるものといわれている。 橋台と背面盛土との間の相対変位は、軌道面に著しい変 位が発生することになり、列車の走行安全性の低下につ ながることとなる.鉄道構造物は盛土や高架橋、トンネ ル、軌道など様々な構造物により構成される線状の構造 物であるため、ある箇所で軌道の変位が大きくなるとそ れが原因となり線区全体の機能不全に直結する恐れがあ



図-1 橋台背面盛土の被災事例(新潟県中越地震)<sup>1)</sup>

る.一方で首都直下地震の近年中の発生が予測されている中,鉄道事業者にとって既存構造物の耐震補強を行うことは喫緊の課題となっている.

筆者らは、相対変位の抑制を目的として、背面盛土内 に軌道の脇に沿って柱列状の地盤改良体(以下、改良体 と称する)を造成することで、橋台に作用する土圧を低 減させ、橋台変形に伴う背面盛土の沈下を抑制する工法 を考案し、実験的に検討を進めてきた<sup>2)</sup>. 既往の研究で は、鉄桁のように桁重量が小さい場合は、桁慣性力に比 して土圧が大きいため、土圧の低減に伴う耐震性の向上 効果が大きくなることを確認している. しかしながら, コンクリート桁のように桁慣性力の割合が大きい場合は, 土圧が低減されたとしても、桁重量の小さいものと比較 して、耐震性の向上効果が得られないことが確認されて いる<sup>3,4</sup>. そこで、筆者らは、桁重量が大きい場合にお ける効果的な補強工法の開発を目的として、橋台背面に 造成した改良体と橋台を連結して、一体化を図ることで 耐震性を向上させる工法を提案し、実験的に補強効果、 補強メカニズムの検証を行った.本稿では, 縮尺 1/15 の重力式橋台の模型を用いて重力場での振動台実験を行 ったことから、その内容について報告する.

## 2. 橋台の耐震補強工法

## (1) 既往の補強工法

既往の橋台背面盛土の沈下抑制工法には、フーチング

前面にストラット工やシートパイル締切工<sup>9</sup>を行い,橋 台基部の滑動を抑制する工法が行われてきた.近年では, ハイスペックネイリング工法を用いて,補強土構造にし て補強する工法<sup>9</sup>や,既設の橋りょう・橋台・背面盛土 を一体化(既設盛土一体化橋りょう<sup>7</sup>)し,橋台・背面 盛土における耐震性の向上,および橋りょう自体の延命 化を図る工法が開発され,導入に至っている.また,橋 台の背面盛土側で補強する工法には,背面盛土に薬液注 入を行い,沈下抑制および盛土自体の強度向上による変 形抑制を図る工法<sup>9</sup>も行われている.

## (2) 柱列状改良体の連結による補強工法

橋台と改良体を連結する方法は、施工環境に応じて、 橋台の前面側と背面側から行う2つの方法を想定している.前面側から施工する場合は、小型削孔機械を用いて、 橋台と改良体をコア削孔し、PC鋼棒やPC鋼線などを挿 入後、孔内にグラウトを充填して連結する.また、橋台



の背面側において施工する場合は、改良体を造成直後に 改良体内に鉛直方向に H 形鋼などの芯材を挿入し、改 良体の天端に連結する部材を設置後、橋台の背面側から あと施工アンカーを施工して連結を行う.

# 3. 振動台実験の概要

## (1) 模型および実験ケースの概要

実験は、表-1 に示すような改良体の有無や連結の有 無,および改良体の長さを変えた4ケースとした. Casel は無補強のケース, Case2, Case3 は橋台の高さと 等しい長さの改良体を用いて、橋台と連結しないケース と連結するケース, Case4 は Case2 の線路方向に半分の 長さの改良体を用いて橋台と連結するケースである.橋 台模型は首都圏にある高さ 8m 程度の重力式橋台を想定 し, 縮尺を 1/15 となるように寸法を設定した. 表-2 は 実物と模型(Case2, Case3)の寸法関係を示したもので あり、改良体の間隔は 4.3m、改良径は 6.8m 程度とし た. 相似則は香川により提案されている 1G 場における 相似則 %を用いた. 図-3 に模型概要および計測器配置を 示す.また,図-4 に橋台・改良体模型の状況を示す. 模型地盤は気乾状態の東北硅砂6号を使用し、支持地盤 は D=80%, 背面盛土は D=60%となるように 50mm の層 厚管理により作製した.表-3 に模型地盤の物性値を示 す.

実験には剛土槽(内幅 2000mm×内奥行 1000mm× 1200mm)を用いて,模型の縮尺,および改良体の間隔 の再現性から奥行き方向に 140mm の間隔材を設置して 860mm にして使用した.土槽の 1 側面はアクリル構造 としており,背面盛土の崩壊形状を観察するため,アク リル面に沿って色砂,および標点( $\phi$ 10mm)を設置し た.また,背面盛土の表面には上載荷重 0.67kN/m2(実 物 10kN/m<sup>2</sup>)を袋詰めした鉛玉を設置した.

橋台模型はアルミニウムを使用して見かけの単位体積

<b>表-1</b> 実験ケース			
	改良体の有無	連結の有無	
Case1	無し	無し	
Case2	長さ H	無し	
Case3	長さ H	有り	
Case4	長さ H/2	有り	

※Hは橋台の高さを示す

表-2 実物と模型の寸法関係 単位:	m
--------------------	---

	実物	模型(Case2・3)
橋台高さ	8	0.535
フーチング幅	3.6	0.24
フーチング高さ	1	0.067
改良体長さ	8	0.535
改良体径	φ 0.8	0.0515
改良体間隔	4.3	0.287

重量をコンクリート相当となるよう,橋台模型く体前面 を削る加工を施した(図-4(a)).また,桁からの慣性力 (実物:桁長 20m 程度のコンクリート桁)を模擬する ために橋台模型の前面側上端に切欠きを2箇所設けて, 鉄の重錘(1箇所当り72.5N)を設置し,橋台天端にコ ンクリートの重錘(700N)を設けて橋台重量と桁重量 の比を1.4:1程度に設定した.改良体模型は貧配合モ ルタル模型を用いた振動台実験<sup>D</sup>において,剛体挙動を 示し,実験後に損傷は見られなかったことから,剛性の 高い材料を用いても実際の挙動を再現できると判断し, アルミニウムのプレートを組合せて作製した.改良体の 見かけの単位体積重量は18kN/m<sup>3</sup>と設定した.

橋台と改良体の連結はピン結合を想定し、模型はユニ バーサルジョイントを用いて、改良体上端で連結する構 造とした.また、連結材に発生する軸力、せん断力を計 測するために、連結部の橋台側に角棒(5mm×5mm)を 配置し、2 断面にひずみゲージを貼付した.橋台と改良 体の間に生じる作用力はロードセルで計測することで計 画していたが、改良体とロードセル受圧板の金属同士に よる局所的な接触によって異常な数値になることを防止 するため、改良体の前面に硬質ゴム 10mmを設置した. また、橋台模型および改良体模型が地盤材料と接する面 には、コンクリートや改良体の地盤との摩擦を模擬して 紙やすり(#80)を貼り付けた.

計測機器は、実物における軌道の位置(以下,軌道測線とする)と改良体の位置(以下,改良体測線とする) において加速度計,および変位計を配置した.また,橋 台,改良体に作用する土圧を計測するために、2方向ロ ードセル,および土圧計を配置した.

なお、本論では図-5 に示す加速度計、変位計、2 方向 ロードセルの値を用いる.また、各計測値の正負の符号 の定義を図-6 に示す.

# (2) 加振条件

加振は JR 東日本研究開発センター所有の水平振動試 験装置を用いて重力場により実施した.加振波形は,鉄 道構造物等設計標準・同解説 耐震設計<sup>10</sup>に示される L2 地震動(スペクトルII)の地表面設計地震動波形のピー ク周波数が 1Hz 程度であることをもとに相似則を考慮 して時間補正し,正弦波 5Hz,10波とした.加振ステッ プは,振動台への入力加速度 50galの加振後,100galか らは1ステップ 100gal間隔で段階的に増加させた.最終 的には,試験体の崩壊形状が明確になるところまで加振 を行い, Casel では 700gal, Case2 では 800gal, Case3 では 1100gal, Case4 では 900gal まで行った.なお,本論文で 「Ogal 加振」と示す加速度は振動台の目標加速度を示 しており,実際に入力されている加速度とは若干の増減 がある.







橋台下

図-5 加速度計・変位計・2方向ロードセルの位置



# 4. 実験結果と考察

# (1) 橋台・背面盛土の崩壊状況

図-7~10 は Case1~4 の 700gal 加振後,および最終加 振後における橋台,背面盛土の状況写真であり,図-11 は最終加振後の崩壊状況のスケッチとアクリル側面に設 置した標点の残留変位から求めた変位ベクトルを示して いる. Case1, Case2 では橋台の背面下端からすべり線が 生じて,橋台の傾斜,滑動に伴って橋台近傍の背面盛土 が沈下した.なお,Case2 の崩壊後における改良体の変 位は極めて小さかった.それに対して,Case3,4では, 橋台と改良体が一体で挙動して,崩壊形態は滑動モード により崩壊した.Case3,4では橋台近傍において,背面 盛土に若干の沈下は生じていたが,改良体で挟まれた範 囲の背面盛土の沈下量は小さく,改良体背面側の盛土に



(a) 700gal 加振後図-7 Casel 加振後の状況写真



(a) 700gal 加振後



(b) 800gal 加振後 図-8 Case2 加振後の状況写真



(a) 700gal 加振後



(b) 1100gal 加振後 図-9 Case3 加振後の状況写真



(a) 700gal 加振後



(b) 900gal 加振後図-10 Case4 加振後の状況写真

すべり線が生じて、その範囲が沈下した.また、Case3 の崩壊後における改良体は、僅かながら背面側が浮き上 がる挙動となっていた.



(a) Case1 (700gal 加振後)



(b) Case2 (800gal 加振後)



(c) Case3 (1100gal 加振後)



(d) Case4 (900gal 加振後)図-11 最終加振後の崩壊形態

# (2) 橋台の残留変位

図-12(a), (b)は,各加振ステップ後における橋台の上・下部における残留水平変位,および残留回転角とフ ーチング直下地盤における最大加速度(慣性力主働方向)の関係を示したものである.残留水平変位は Casel, 2では 400gal, Case3 では 900gal, Case4 では 700gal 程度か



(a) フーチング直下地盤加速度と橋台の残留水平変位の関係



図-12 残留変位の比較

ら増加しはじめる傾向となった.同じ加速度(例えば 600gal)で比較すると, Case3, Case4, Case2, Case1の順 序で変位が大きくなっている.残留回転角も残留水平変 位と同様の傾向であるが, Case1, 2 に比べて Case3, 4 の残留回転角は非常に小さい.これは,改良体の連結に よって,橋台上部の変位が抑制され,崩壊形態が滑動モ ードになっためである.

これらの結果から、橋台と改良体の連結により、改良 体を連結しないものに比べて、耐震性が向上することを 確認した.改良体を連結した場合における Case3,4 を 比較すると、改良体の長さの大きいものほど耐震性が高 くなっており、これは、補強対象とする既設橋台の耐震 性に応じて、必要な改良体の長さを設定可能なことが示 唆される.また、Case2 と Case4 を比較すると改良体の 長さを半分にして、連結したほうが残留変位は小さくな っている.これは、改良体を連結することにより、改良 体の長さを削減でき、連結の方法にもよるが経済的な補 強と成りえることを示唆している.



#### (3) 背面盛土の沈下量

図-13 は、各ステップにおける軌道測線位置での背面 盛土の残留沈下量分布を示したものであり、横軸は橋台 背面位置からの距離で整理している. Casel, 2 では 300gal 加振以降に橋台背面からすべり線の範囲(図-11)において沈下量に増加が見られる. Case3, 4 では橋 台背面近傍において沈下が生じているが、改良体設置範 囲では沈下は小さく、改良体背面に発生したすべり線の



範囲において,沈下が生じている.

各ケースを 600gal 加振後で比較すると橋台背面近傍で の沈下量は Casel, Case2, Case4, Case3 の順序で小さく なっており,改良体の設置に,および改良体を連結する ことによる背面盛土の沈下抑制効果が確認された. なお, Case2 の 800gal 加振後において,すべり線以遠での残留 沈下量は 2mm 程度であり,盛土自体の揺すり込み沈下 量は橋台の変形に伴う沈下量に比べて僅かであった.

## (4) 応答加速度の増幅特性

図-14 にフーチング直下の地盤加速度に対する橋台上



図-15 橋台に作用する慣性力・土圧の算定方法

部、改良体上部、背面盛土の加速度振幅の増幅率を示し たものである.対象とした加速度計の位置は図-5 で示 す位置であり、応答加速度の値は、各加振ステップにお いて慣性力主働方向に最大となる数値を用いた. 改良体, および盛土では、いずれのケースにおいても加速度の増 加による加速度増幅率の変動は小さく、概ね同程度の数 値となっている. それに対して橋台では, Casel, 2 と Case3, 4の増幅率の傾向は異なっている. Casel, 2では, 加速度の増加に伴い増幅率は低下し、400gal よりも大き い加速度では、増幅率は 1.0 よりも小くなっている. こ れは、今回の実験では桁慣性力が大きいため、固有周期 が大きくなっていることや後述する慣性力と土圧の位相 特性などに伴う減衰効果などの影響によるものと推測さ れる. Case3, 4 では加速度の増加による増幅率の変動 は小さく,改良体や背面盛土と同様の傾向を示した. これは、橋台と改良体を連結することにより、橋台、改 良体、背面盛土が一体で挙動するためであると考えられ る. なお、Casel、2の橋台の増幅率は概ね一致している ことから、改良体を連結しない場合は、無対策のものと 応答特性は変わらないことが分かる.

## (5) 慣性力と土圧の比較

橋台に作用する慣性力,および土圧について,文献 11)を参考に整理を行った.各数値の計算は図-15に示す ように慣性力は,橋台模型を桁部・上部・下部に3分し て,桁部,橋台上部・フーチングに設置した加速度計の



数値に桁部,上部・下部の質量を乗じて求めた.土圧は 橋台模型の背面に設置した2方向ロードセルの鉛直成分 の数値から図-15 に示す各計器の負担面積を乗じて,水 平方向に作用する土圧合力(以下,土圧合力と称する) として算出した.なお,改良体との位置関係から土圧の 値が異なることを想定して,図-15 に示す改良体測線. 軌道測線,改良体側面測線の3つに分けて求めた.また, Casel,2では,土圧合力を橋台背面全体に作用する土圧 の合力として算出した.また,Case3,4は橋台と改良体 が一体で挙動しているため,図-15 に示すように改良体 間に作用する土圧と改良体の背面に作用する土圧の合力 とした.また,慣性力と土圧合力の和を橋台に作用する 全水平力として評価した.

図-16 は Casel~4の 500gal 加振時における慣性力,土 圧合力,および全水平力の時刻歴波形を示したものであ



る. Casel では慣性力と土圧合力の位相差は 180 度異な っており,既往の実験<sup>11)</sup>における桁重量が大きい場合の 実験結果と同様の傾向となっている.この挙動は,慣性 力が受働方向(負側)に最大となるときに橋台が背面盛 土側に衝突するようにして大きな土圧を発揮し,逆に慣 性力が主働方向(正側)に最大となるときには橋台が背 面盛土から離れるために土圧が加振前よりも小さくなる ものと考えられている<sup>11)</sup>.

Case2 では、慣性力の最大時に土圧合力が最小値を示 し、その値は Casel のものに比べて小さくなっている. また、慣性力の最小時には土圧合力が最大値を示してい る.詳細は後述するが、これは慣性力の最大時には、改 良体によって土圧を低減させる効果が働き、慣性力の最 小時は、橋台が背面盛土側に応答する際に改良体と衝突 することで大きくなっているものと考えられる.

これらの挙動に対して、Case3、4は異なり、慣性力 の最大時に土圧合力が最大値を示し、両者は同位相で作 用している.また、慣性力の最小時においても土圧合力 は増加する挙動となっている.

図-17 は、各加振ステップにおける慣性力、土圧合力、

全水平力の時刻歴波形から、全水平力が慣性力主働方向 に最大となる時刻の値を抽出して、慣性力と土圧合力に ついて示したものである.土圧合力では、修正物部岡部 式により、背面盛土の物性値(表-1の数値を c=0 法に より設定)を用いて、水平成分の土圧を算出した値も示 している.なお、Case3、4 に関しては、連結により橋台 と改良体が一体で挙動するため、全水平力最大時におけ る改良体の慣性力(改良体に設置した加速度計の平均値 に質量を乗じて算定)を同図に示した

慣性力は、フーチング直下地盤加速度が 200gal 程度ま では各ケースともに同程度の値となっているがそれ以降 は、Casel、2 と Case3、4 は異なる傾向となっている. これは、4. (4) で述べた挙動によるものであると考えら れる. また、橋台に対して改良体の慣性力を比較する と Case3 では 1/4 程度、Case4 では 1/8 程度の大きさで改 良体に作用することが分かる.

土圧合力に関しては、Casel、3 は修正物部岡部式と同 程度の大きさを示している. Case3 に関しては図-16 の ように慣性力と土圧合力が同位相で作用するため、土圧 が大きくなるものと考えられる. Case2 は修正物部岡部 式よりも小さな値となっており、既往の研究<sup>3</sup>のように 土圧低減効果が働いたためであると考えられる. なお、 Case4 に関しては、土圧と慣性力が同位相で働いている にもかかわらず Case3 と傾向が異っている. この挙動に ついては今後、検討が必要である.

#### (6) 時刻歴波形の比較

図-18, 19 は Case2, 3の 700gal 加振時における各計測 値の時刻歴波形を示したものである.

図-18(a), 19(a)は橋台,改良体,および橋台の近傍に 設置した背面盛土の応答加速度の時刻歴波形を示したも のである Case2 では改良体と背面盛土は同位相で挙動し ているが橋台は位相がずれている.それに対して, Case3 では橋台,改良体,および背面盛土は同位相とな り,一体で挙動していることが分かる.

図-18(b), 19(b)は土圧合力,慣性力,および全水平力 の時刻歴波形,図-18(c), 19(c)は各測線の土圧,および 改良体背面に作用する土圧の時刻歴波形を示したもので ある.図-16 で述べたように Case2 では,慣性力の最小 時(受働方向最大時)に土圧合力が最大値を示している. これは図-18(b)に示されるように同時刻に改良体測線, および改良体背面の土圧が最大値となっており,橋台が 背面盛土側に応答する際に改良体と衝突して改良体測線 の土圧が大きくなるとともに,改良体が背面側に押され ることで改良体背面の土圧が大きくなるものと考えられ る.慣性力の最大時では,(主働方向最大時)には改良 体測線の土圧の値は小さくなっており,橋台が改良体か ら離れるためであると推定される.それに対して, Case3 では慣性力の最大時に軌道測線,改良体側面測線 の土圧が最大値を示しており, Case2 よりも大きな値と なっている.また,慣性力の最小時には改良体が背面側 に押されることで改良体背面の土圧が大きくなっている.

図-18(d)~(g)、19(d)~(g)は、改良体底面に生じる地盤 反力度、せん断抵抗力度、および改良体側面に生じるせ ん断力度の時刻歴波形である.また、図-20 は慣性力の 最大、最小時における改良体の各計測位置でのベクトル 図を示す.時刻歴波形、およびベクトル図から改良体底 面の地盤反力度は、慣性力の主働・受働方向に応じて回 転変形に対する地盤反力度が生じているとともに、改良 体底面のせん断抵抗力度は、慣性力の主働・受働方向に 応じて、滑動の抵抗となる方向に生じている.以上のこ とから、改良体は回転、および滑動に対して、底面の鉛 直地盤反力、およびせん断抵抗力で抵抗していることが 分かる.また、その数値は Case2 よりも Case3 のほうが 大きいことから、連結によって改良体の底面での抵抗力 が大きく発揮されるものと考えられる.

図-18(f), (g), 19(f), (g)は, 改良体側面に生じるせん 断力度の時刻歴を示したものである. 図-20 に慣性力の 最大,最小時におけるベクトル図を示している.改良体 側面のせん断力は、背面盛土のせん断変形やすべり、す り抜け挙動と改良体の挙動の違いにより、改良体には作 用力(前面方向)や抵抗力(背面方向)として複雑に生 じているものと考えられる. 図-20(a)から Case2 の慣性 力の最大時(主働方向最大)では、概ねすべり線内の範 囲に作用、すべり線外に抵抗となるせん断力が働いてい るものと推定される. また, 慣性力の最小時(受働方向 最大)では、慣性力の最大時とは逆方向のせん断力が生 じている. 次に Case3 の慣性力の最大時 (図-20(b)) で は、上部 2/3 の範囲に前面方向のせん断力、下部 1/3 の 範囲には、背面側に抵抗となるせん断力が生じている. 前面方向に生じるせん断力の大きさは、図-19 (g)から橋 台に近づくほど、小さくなる傾向にある.これは、背面 盛土がせん断変形、もしくはすり抜けようとする挙動に 対して、連結された橋台により、その挙動が抑制される ためであると考えられる.

## (7) 橋台・改良体底面の抵抗力と連結材の発生断面力

Case3,4は崩壊形態が滑動モードであるため,滑動に 対して抵抗となる橋台および改良体底面のせん断抵抗力, とその抵抗力を伝達する連結材の発生断面力を整理した. 橋台,改良体底面のせん断抵抗力は,ロードセルの計測 値に負担長さに乗じて算定した.図-21,22は,Case3, 4における橋台,改良体底面のせん断抵抗力,および連 結材の発生断面力と橋台上部の水平変位の関係を示した ものであり,計測値の最大値(最終加振を除く)を矢印 で示している.Case3では,橋台上部の水平変位が5mm





程度において改良体底面のせん断抵抗力が最大値に達し た後に、連結材の軸力の増加が見られなくなる.その後、 橋台の底面せん断抵抗力が最大値となり、変位が増大す る.改良体底面のせん断抵抗力は、最大値を示した後も 大きな低下はなく、一定の抵抗力として働いていること が分かる.また、連結材の軸力は改良体底面のせん断抵 抗力よりも大きな値が生じており、滑動に対する抵抗と して改良体側面のせん断抵抗力も働いているものと考え られる.これらの傾向は Case4 も同様である.

Case3 と Case4 を比較すると改良体底面のせん断抵抗 力,および連結材に生じる軸力は,改良体の長さに依存 して Case3 よりも Case4 は小さくなっている.また,連 結材のせん断力については, Case3,4 ともに橋台上部の 変位に応じて増加する傾向となっており,その数値は Case3,4 で同程度である.連結材のせん断力は,橋台の 回転変形に伴い,改良体が引き上げられようとする挙動 に対して,改良体の重量および改良体の側面,背面に働 く鉛直方向のせん断抵抗力により抵抗することで発生し ているものと考えられる.



# 5. 補強メカニズムの考察

橋台と改良体を連結することによる補強メカニズム は改良体の挙動に着目して、図-23のように推定され る.改良体には抵抗力として、水平方向に底面のせん 断抵抗力、すべり線外に生じる側面の水平せん断抵抗 力が働き、鉛直方向には側面、背面に鉛直方向のせん 断抵抗力、底面の鉛直地盤反力が生じる.作用として は、改良体の慣性力、背面土圧が働く.また、改良体 側面に背面盛土による水平方向のせん断力が働く.橋 台と改良体を連結することにより、両者が一体で挙動 することで、上述した改良体の地盤抵抗力が連結材を 介して橋台の抵抗力として働き、橋台の安定性が向上 するものと考えられる.

## 6. まとめ

本研究では、桁重量が大きい橋台における効果的な補 強工法の開発を目的として、橋台背面に造成した改良体 と橋台を連結して、一体化することで耐震性を向上させ る工法を提案した.提案工法の補強効果、補強メカニズ ムを検討するため、縮尺 1/15 の模型を用いて重力場で の振動台実験を行い、その結果、今回の実験条件では、 以下の知見が得られた.

- (1)橋台と改良体を連結することにより,改良体を連結 しないものに比べて耐震性が向上し,改良体の長さの 大きいものほど耐震性が高くなることを確認した.
- (2)無対策,および改良体を設置した場合の崩壊形態は, 橋台の傾斜,滑動に伴って橋台背面にすべり線が生じ て橋台背面近傍が沈下する挙動となった.それに対し て,橋台と改良体を連結することにより,改良体の背 面側にすべり線が発生して,その範囲が沈下し,橋台 は滑動モードにより崩壊に至ることを確認した.
- (3)改良体を連結した場合は,橋台,改良体,および改 良体に挟まれた背面盛土が一体となって挙動するため, 橋台背面近傍における盛土の沈下は小さくなり,背面 盛土の沈下抑制効果がある点を確認した.
- (4)改良体を連結した場合は、橋台、改良体、および背 面盛土が一体となって挙動するため、橋台の加速度増 幅は、改良体、盛土のそれと同様の傾向となる.
- (5)桁慣性力が大きい場合は、橋台に作用する土圧と慣 性力の位相差が180度異なることがあるが、改良体の 連結により、橋台、改良体、および背面盛土の位相が 一致し、土圧、慣性力は同位相で作用する.
- (6)改良体を連結しない場合は、改良体による土圧の低 減効果が働くが、改良体を連結することで、土圧と慣 性力が同位相で作用することに伴い、理論式である修



図-23 補強メカニズムの模式図

正物部岡部式と同程度の大きさとなる.

- (7)改良体には抵抗力として、水平方向に底面のせん断抵抗力、すべり線外に生じる側面の水平せん断抵抗力が働き、鉛直方向には側面、背面に鉛直方向のせん断抵抗力、底面の鉛直地盤反力が生じる.作用としては、改良体の慣性力、背面土圧が働く.また、改良体側面に背面盛土による水平方向のせん断力が働く.
- (8)橋台と改良体を連結することにより,橋台,改良体 がが一体で挙動することで,改良体の地盤抵抗力が連 結材を介して橋台の抵抗力として働き,橋台の安定性 が向上する.

謝辞:本研究における模型実験においては三上和久氏, 山口淳氏,大久保知憲氏(株式会社エムテック)に多大 なご協力を頂いた.末筆ながら帰して謝意を表する.

#### 参考文献

- 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 2006.3
- 2) 池本宏文,鬼頭和也,高崎秀明,藤原寅士良,橘内 真太郎:橋台背面盛土の沈下抑制工法における実験 的検証,地盤工学特別シンポジウムー東日本大震災 を乗り越えて発表論文集-,2014.5
- 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,2015.9
- 4) 猿渡隆史,西岡英俊,山田孝弘:土圧および桁慣性 力の低減による橋台の耐震補強工法に関する振動実 験,第40回地盤工学研究発表会,2014.7
- 5) 日本国有鉄道:橋台裏耐震補強工設計の手引き (案),1981
- 6) 光森章,対馬俊治,西平宣嗣,清水竜也,今村年成:京王電鉄多摩川橋梁の耐震補強,基礎工,Vol.
  44, No.5, pp.38-41, 2016.5
- 神田政幸,須賀基晃,横山知昭,舘山勝,杉本一郎:橋桁・橋台・盛土一体化による旧式橋りょうの耐震補強,鉄道総研報告, Vol.26, No4, 2012.4

- 5) 垂水尚志,匹本慶一,岡田勝也,福島弘文,大植英 亮,川名英二:地震時の橋台裏盛土の変状機構と変 状防止対策に関する研究,鉄道技術研究所速報, No.A85-33,985.3
- 6) 香川崇章:土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文集,第 275 号,1978
- 10) 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,丸善,2013
- 11) 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

(2016.9. 受付)

# EXPERIMENTAL STUDY OF SEISMIC RETROFITTING FOR ABUTMENT CONNECTING SOIL MIXING COLUMN-WALL WITH THEM

# Hirofumi IKEMOTO, Hideaki TAKASAKI, Torajiro FUJIWARA Taisuke SANAGAWA and Hidetoshi NISHIOKA

This study develops a method of seismic retrofitting of abutment connecting the soil mixing columnwall constructed by using a ground improvement technique employing a successive rows of soil-cement columns along the track. In order to confirm the effect of the proposed method, a shaking table test in the gravity field using a model of 1/15 scale was conducted. As a result of the shaking table test, the backfill, which was located between the abutment and the soil-cement columns, behaved together with the abutment and the soil-cement columns. Thus, it was confirmed by experiment the proposed method improves earthquake resistance since the soil mixing column-wall resisted the external force by the subgrade reaction and shear resistance at the bottom and the side of the soil mixing column-wall during shaking. The abutment collapsed with sliding mode and the failure plane was formed in backside of the soil-cement columns.