# 既設高架橋と摩擦接合した増し杭補強に関する 実験的検討

野本 将太1・池本 宏文2・阿部 慶太3・高崎 秀明4

<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二丁目479番地) E-mail: s-nomoto@jreast.co.jp

> <sup>2</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社東京工事事務所工事管理室 (〒151-8512東京都渋谷区代々木2-2-6JR新宿ビル)
>  E-mail: ikemoto@jreast.co.jp

> <sup>3</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 東京都国分寺光町二丁目8番38号) E-mail: abe.keita.06@rtri.or.jp

<sup>4</sup>フェロー会員 東日本旅客鉄道株式会社上信越工事事務所 プロジェクト支援室 (〒370-8543 群馬県高崎市栄町6番26号) E-mail: h-takasaki@jreast.co.jp

過去発生した大規模な地震において、新幹線の脱線被害が発生している。新幹線沿線全体での列車走行 安全性の向上には、上部工での対策が難しい軟弱地盤の場合、基礎の補強が有効と考えられるが、全体の 剛性増加に伴い新幹線車両に入力される応答加速度が増大し、列車走行安全性が低下する可能性がある。 本研究では、大規模地震時における列車走行安全性を考慮し、増しフーチングと既設フーチングを摩擦力 のみで接合する構造(以下、摩擦接合杭)を提案した。摩擦接合杭の補強効果を検証するため、1/20の縮 尺模型を用いた 1G 場での振動台実験を実施した。摩擦接合杭を用いることで、構造物全体の剛性を高め るとともに、構造物天端の応答加速度を抑制することができた。

Key Words: shaking table test, pile foundation, foundation reinforcement, frictional jointing

1. はじめに

新潟県中越地震、東北地方太平洋沖地震などの大規模 な地震においては、新幹線の脱線被害が発生している. 新潟県中越地震では、脱線した新幹線のクレーンによる 吊り上げ等復旧に、3週間程度を要している<sup>1)</sup>.新幹線 の社会的重要性を考慮すると、地震時の新幹線の脱線に おける影響は大きい.

新幹線の列車走行安全性は、鉄道の設計標準「変位制限」<sup>2</sup>において、図-1に示すフローにより、L1 地震動<sup>3</sup>による構造物の横方向の振動変位の設計応答値*SI*が地震時の走行安全性に関わる変位の設計限界値 *SL*を越えないことを照査する.また、構造物の等価固有周期 *T*<sub>q</sub>と設計応答値であるスペクトル強度 *SI*は、図-2に示すように、概ね比例関係を示しており、表-1に示す基礎地盤の地盤種別<sup>2</sup>により異なる.ここで、地盤種別が G4~G6の場合、構造物の等価固有周期が 1.1 sec 程度を超える

と危険領域となり,脱線リスクが高いことを示している. このような場合には,構造物全体の剛性を高めることで 等価固有周期を下げることが有効である.

一方で、室野ら<sup>4</sup>は、走行車両の地震被害の簡易的な 手法として、図-3(文献 4)より抜粋)に示すように構 造物の振動卓越周期 *T*sと構造物天端の最大応答加速度 *PSA*の関係より、地震時の脱線リスクを評価する方法を 提案している.限界速度線は、車両ごとに異なるものの、 構造物の振動卓越周期 *T*sと構造物天端の最大応答加速 度 *PSA*は反比例の関係を示す.前述のように、列車走行 安全性を高めるために構造物全体の剛性を高めた場合、 構造物天端の最大応答加速度 *PSA* が上昇してしまうため、 脱線リスクを高めてしまう懸念がある.

以上より,大規模地震時における列車走行安全性に対 する対策として,構造物の剛性を高めて固有周期を向上 させることに加え,減衰機能を与えて地震動による応答







図-2 地震時の走行安全性に係る変位の限界値 SLと L1 地震 動による応答値 SP

地盤種別	地盤の固有周期 <i>T</i> g(s)			備考		
G0 地盤				岩盤		
G1 地盤				基盤		
G2 地盤		$\sim$	0.25	洪積地盤など		
G3 地盤	0.25	$\sim$	0.5	普通地盤		
G4 地盤	0.5	$\sim$	0.75	普通~軟弱地盤		
G5 地盤	0.75	$\sim$	1.0	軟弱地盤		
G6 地盤	1.0	$\sim$	1.5	軟弱地盤		
G7 地盤	1.5	$\sim$		極めて軟弱地盤		

表-1 地盤種別と地盤の固有周期<sup>3)</sup>



図-3 走行安全推定ノモグラムの概念図 9



加速度の低減させることが有効と考えられる. 松本 <sup>9</sup>も 同様の指摘をしている.

上部工に関しては、中南らのは、RC高架橋に粘性ダン パーを設置することで、剛性の増加を図るとともに、地 震時のエネルギー吸収量が高まることを実験で確認して いる.しかしながら、表-1に示す軟弱地盤上に高架橋 がある場合には、地盤変位の影響が大きくなるため、上 部工の対策効果は、十分に発揮しなくなる.このような 場合には、基礎補強が有効であると考えられるが、従来 の剛結合の増し杭補強では、剛性の増加は見込めるもの の、新幹線車両に入力される高架橋天端の応答加速度が 増大し、列車走行安全性が低下する可能性がある.

そこで、既往の研究 <sup>∿</sup>のにおいて、増し杭補強時に増 大する応答加速度を低減させる工法として、図-4 に示 すように、増しフーチングと既設フーチングを摩擦力の みで接合する構造(以下、摩擦接合杭)を検討した.既 設フーチングは、増しフーチングと両側面(以下、摩擦 接合面)が接しており、一定の力で挟み込まれる構造と なっている.地震時に慣性力が作用した際、既設構造物 と増し杭の慣性力差が動摩擦力を超過すると、摩擦接合 面にズレが生じ、摩擦損失により高架橋天端の応答加速 度を減衰させることを期待する構造である.また、従 来の増し杭補強に比べ、接合部での配筋工やアンカー工 等が省略できるため施工コスト低減が期待できることや、 既設構造物に傷を付けることなく補強できる等多くの利 点を有する構造であると考えられる.

本研究では、摩擦接合杭の補強効果を検証するため、 1/20の縮尺模型を用いた 1G 場での振動台実験を実施した.本論文では、振動台実験の概要と結果を示すとともに、摩擦接合杭構造の有効性について論述する.



<b>図-6</b> 模型概要
-----------------

# 2. 実験方法

## (1) 対象高架橋

図-5 に、模型実験の対象とする高架橋の断面図を示 す、今回の実験では、軟弱地盤を想定するため、表-1

	表-2	模型の相似則		
項目	模型	実物	実物 /模型	目標値
高架橋	600	12.8	21.4	
高さ	mm	m	21.4	20
杭長	1218	24,0	107	$\mu=20$
	mm	m	17.7	
杭剛性 EI	10.04	5.57	551 701	$\mu^{45}$
	kN•m <sup>2</sup>	$GN \cdot m^2$	554,781	=715,542
地盤の	0.06	0.5~0.75	02 125	
固有周期	sec	sec	8.3~12.3	$\mu^{0.75}$
高架橋の	0.115	0.888	70	=9.46
等価固有周期	sec	sec	/.8	

表-3 試験ケース一覧

	増し杭	接合方法	想定
Case 1	—		無補強状態
Case 2-1	直杭	摩擦	摩擦接合杭補強
Case 2-2		固定	通常の増し杭補強
Case 3-1	斜杭	摩擦	摩擦接合杭補強
Case 3-2	(5°)	固定	通常の増し杭補強

に示す鉄道設計標準「耐震設計」<sup>3</sup>における G4 地盤(固 有周期0.5~0.75sc, 普通~軟弱地盤)上に構築された橋 脚く体幅 9.0m, 高さ 12.8mの高架橋を選定した.

対象高架橋は、杭長 24m、杭径 1200mm、高さ約 12m の高架橋(降伏震度  $k_{y}$ =0.351、等価固有周期  $T_{g}$ =0.888sco) であり、杭底が礫層に支持された基礎杭形式である。ま た、高架橋には桁長 20mの RC 単純桁が架かっている.

## (2) 相似則と模型の諸元

図-6 に、今回実験で使用した模型の概要を示した. 振動台実験には、水平振動試験装置およびせん断土槽 (内寸法幅2,000mm×高さ1,250mm×奥行き1,000mm)を 用いた. 模型の縮尺は、実物24mの杭が高さ1,250mm に収まるよう、1/20に設定した.縮小後の模型の杭長は、 1,200mmとなった.

模型の諸元は、Iaiが提案する相似則<sup>9</sup>を考慮して、表 -2に示すとおり設定した.模型の杭は、実構造物の曲 げ剛性 EI に対し、相似則を満足するように、断面寸法 50mm×50mm、肉厚 2mmの角型アルミニウム管を用いた. 杭の先端は、杭先端の回転地盤バネの抵抗は小さいと考 え、土槽底盤とユニバーサルジョイントにて接合し、ピ ン構造とした.既設フーチングと既設橋脚は、アルミニ ウムおよび鋼鉄製としており、重量(慣性力)がコンク リートと同様になるよう寸法を調整し、橋脚内部は空洞 とした.対象とした高架橋に作用する桁重量は、模型上 部に設置した重錘にて再現した.今回は、地盤と高架橋 の共振を避け、高架橋の固有周期を長周期化させること を目的に、重錘の枚数を16枚に設定した.

表-3に、試験ケースの一覧を示した. Casel は、対象



図-7 WN波を用いた模型の伝達関数スペクトルと位相差

高架橋を再現した. Case2 は,基礎補強として,増し杭 に直杭を用いたケースとした. Case3 は,基礎補強とし て,増し杭に傾斜角 5°の斜杭を用いたケースとした. Case2,3の詳細は, 2.(3)にて述べる.

模型地盤は、気乾状態の東北硅砂6号を用いて、相対 密度 D<sub>r</sub>=80%にて作製した.作製方法は、空中落下法を 用いて1層当たり50mmの層厚管理により構築した.地 盤構築時には、模型の杭を設置し仮固定した状態で作業 を実施した.

Casel の模型の固有周期を,WN波(周波数帯: 1~40Hz,最大加速度:±100gal)を用いて測定した.図-7に,土槽底盤の応答加速度スペクトルを基準とした, 高架橋天端・地盤表面の伝達関数スペクトルおよび位相 差スペクトルを示す.図-7より,模型の固有周波数は, 高架橋が9.4Hz,地盤表面が16.5Hzとなった.これらを 実物の固有周期に換算すると,高架橋が1.0sec,地盤表 面が0.57secとなった.地盤の固有周期は,G4地盤(0.5~0.75sec)相当となり,対象高架橋の周辺地盤の固有周 期を概ね再現した.

## (3) 摩擦接合による増し杭補強

今回検証した既設高架橋と摩擦接合された増し杭(摩 擦接合杭)補強について説明する.摩擦接合杭による補 強を再現した模型を,図-6(Case2, Case3)に示す.

増しフーチング同士を摩擦接合ロットにより締結力を 与えることで,既設フーチングを挟み込む構造である. 既設フーチングと増しフーチングは,締結力による摩擦 力のみで一体化しており,加振時にズレが生じることで, 摩擦損失による減衰を期待する構造である.

増し杭の諸元は、既設の杭と同様とし、既設杭と同本 数(全4本)を設置した.杭先端は、既設杭と同様にユ ニバーサルジョイントを用いたピン結合とした.増し杭



図-8 摩擦接合部の状況



図-9 摩擦接合部の接合杭の接合面詳細

および増しフーチングの設置位置は、鉄道構造物では線 路脇の用地が確保できないことが多いことを考慮し、線 路方向に設置した.

増し杭の形状は、既設杭と同じ直杭と、5°の傾斜を 持たせた斜杭の2種類を設定した。斜杭は、直杭と異な る変形モードを有し、摩擦接合面のズレが発生しやすく、 より減衰効果が得られると考えた。また、「5度程度の 小さな傾斜角度でも、地震時の水平変位量を小さく抑え られる」ことが既往の研究<sup>10</sup>に示されており、増し杭に 斜杭を用いた方が、より水平変位を抑えられると考えら れることも踏まえ、試験ケースに設定した。

既設フーチングと増しフーチングの接合は、「摩擦」、 「固定」の2種類の状態で実験を行った.「摩擦」のケ ースでは、前述したとおり、摩擦力のみで増しフーチン グを結合した状態を模擬した(図-8,図-9).フーチン グの接合面には、摩擦治具に設置した摩擦材と、増しフ ーチングに設置したステンレス板が接している.増しフ ーチング同士を摩擦接合ロッドでつなぎ、バネをナット で締め付けることで、既設フーチングを挟み込む構造で



ある.摩擦接合するロッドには、荷重計が設置されてお り、導入される締結力を管理した.ロッドは、既設高架 橋に対して、線路直角方向に離れを設け、摩擦接合面に ズレが生じた際に干渉しない構造とした.摩擦材は、一 様な摩擦力を期待でき、摩擦力を調整しやすいよう動摩 擦係数が小さい 0.4 である材料を選定した.詳細は、 2.(4)にて述べる.

「固定」のケースでは、フーチング同士をボルトにて 固定し、既設高架橋と増し杭を一体化した状態を模擬し た.

#### (4) 摩擦材料の詳細

摩擦材には、加振中に安定した摩擦力が与えられるよう、車両のディスクブレーキに用いられる、セミメタリ ック系摩擦材を用いた.本材料の特徴として、静止摩擦 係数と動摩擦係数の差がなく、摩擦面に与える締結力に 対して、加振中に働く摩擦力を一定にすることができる. 使用する摩擦材料の動的摩擦特性を把握するため、ス



テンレス板と摩擦材の接触面に対し、一定周波数での正 弦波を用いた繰り返し載荷を行い、摩擦係数の測定試験 を実施した.接触面の法線方向には、1.0kN を作用させ た.図-11 に、摩擦係数の測定結果(代表値として、入 力荷重の周波数1Hzと10Hz)を示した.1Hzでの試験と、 高架橋の固有振動数に近い10Hz での試験において、荷 重の最大値が±0.8 kN 程度となり、同様の結果となった. 試験結果より、摩擦係数は、0.8kN/1.0kN/2面=0.4 とな った.以降、摩擦面に作用した締結力に摩擦係数 0.4 を 乗じた値を、「導入摩擦力」と称する.

## (5) 入力波形

加振波形は,鉄道構造物の耐震設計<sup>3</sup>で用いられる L1 地震動(G1地盤:最大加速度 137 gal)および L2 地震動 スペクトル I(G1地盤:最大加速度 525 gal)を,相似則 に従ってµ<sup>075</sup>=9.46倍時間軸圧縮したものを用いた. 137galでは入力が小さく,線形領域での応答となるため, L1地震動の最大加速度を 300galに,振幅調整したものも 加振に使用した.図-11に,加振波形を示す.

L1 地震動を対象としたのは、鉄道設計標準「変位制限」<sup>2</sup>において、高架橋天端の変位制限の照査に用いられているためである.支持地盤からの加振を想定し、 G1 地盤からの入力(137gal)とした.



(a) Case1 無補強



図-14 高架橋天端の水平変位と応答加速度の関係

#### 3. 実験結果

### (1) 導入摩擦力と接合面のズレ量

加振実験中には,図-4に示すような摩擦接合面にズ レが発生する.図-12に,Case3-2の既設フーチングと増 しフーチングの水平変位量の時刻歴を示した.既設フー チングと増しフーチングの水平変位量に差が生じていな い間は,摩擦力により一体化しており,通常の増し杭と して機能していると考えられる.既設フーチングと増し フーチングに動摩擦力を越える力が作用すると,摩擦接 合面にズレが生じると考えられる.

導入摩擦力が増加すると、摩擦接合面の最大ズレ量は 減少する.これらの関係を確認するため、図-13 に、 Case2 および Case3 で、L1 地震動(137gal)加振時に計測 された摩擦接合面の最大ズレ量と、導入摩擦力との関係 を示した.導入摩擦力の増大に伴い、摩擦接合面の最大 ズレ量は減少する傾向となっている.

増し杭形状に着目すると,直杭の場合,導入摩擦力に よるズレ量の変化が小さい.直杭は,既設杭と同じ杭形 状であり,変形モードが同様なことから,小さい摩擦力 でも摩擦接合面のズレ量が発生しにくい状態にあると考 えられる.一方斜杭は,直杭に比して水平抵抗が大きく, 直杭で支持された構造物とは異なる挙動を示す.そのた め、増し杭に斜杭を用いることで、摩擦接合面のズレを 誘発させやすくなると考えられる.以下、導入摩擦力 0.4kN時の実験結果に着目して考察する.

#### (2) 高架橋天端の水平変位量と応答加速度の関係

図-14に、L1 地震動(137gal, 300gal), L2 地震動スペクトルI(525gal)加振時における,高架橋天端の水平変位量と応答加速度の関係を示す.各ケースにおいて,L1 地震動(137gal)の加振では降伏を示さず概ね線形関係を示した.

Casel の無補強の結果では、L1 地震動 (300gal)の加 振で降伏を示した.また、L2 地震スペクトル I (525gal) の加振においては、降伏していることもあり、L1 地震 動 (300gal)の加振と比較して、応答加速度は大きく増 加しなかった.

Case2-2, Case3-2 の増し杭補強を想定した増しフーチ ングを固定した条件では、L2 地震スペクトル I (525gal) の加振においても明瞭な降伏点がなく、L1 地震動

(300gal)の加振と比較しても応答加速度が増大した. 水平変位量は減少しているものの,剛性の増加に伴い応 答加速度も増加したと考えられる.

Case2-1, Case3-1 の摩擦接合杭を想定した摩擦接合の

条件では,降伏前の 137gal の加振において,剛性が Casel と比較して増加した.また,L2 スペクトル I (525gal)の加振においては,それぞれ固定の場合と比 較して,応答加速度が小さくなる結果となった.

図-14の実験結果より,等価固有周期を求める.等価 固有周期 *T*<sub>eq</sub>は,式(1)より算出した.

$$T_{eq} = 2.0\pi \sqrt{\frac{W_{eq}/g}{K_{eq}}} \approx 2.0 \sqrt{\frac{\delta_{eq}}{k_{heq}}}$$
(1)

ここで、 $T_{eq}$ :構造物の等価固有周期(sec),  $W_{eq}$ :等価重量(kN), g:重力加速度(=9.8 m/s<sup>2</sup>),  $K_{eq}$ :構造物の等価降伏剛性(kN/m),  $\delta_{eq}$ :構造物全体系の折れ曲がり点に対応する変位(m),  $k_{heq}$ :構造物全体系の折れれ曲がり点に対応する震度,である.また,  $\delta_{eq}/k_{heq}$ は, 図-14に示す,降伏前の傾きの逆数となる.今回は、L1地震動(137gal)の加振結果を降伏前として,等価固有周期 $T_{eq}$ と算出した.また,求めた等価固有周期 $T_{eq}$ は,相似則を考慮して, $\mu^{P5}$ =9.46倍した実スケールの数値を,それぞれ図-14に記載した.

等価固有周期は、無補強>摩擦接合>固定の順に小さ くなる傾向を示した.摩擦接合された増し杭補強におい ても、初期剛性は、増加する結果となった.しかしなが ら、固定の場合と比較して、等価固有周期が高い結果と なった.これは、既往の報告<sup>®</sup>にもある通り、摩擦接合 面にズレが発生し、摩擦損失による減衰により応答加速 度が抑制され、変位も大きくなったため、剛性が固定の 場合よりも低くなったと考えられる.

#### (3) 振動卓越周期と最大応答加速度の関係

室野ら ∜が提案する走行車両の地震被害予測法と、本 実験結果を比較する.本実験結果における,構造物の振 動卓越周期 T<sub>s</sub>と構造物天端位置の最大応答加速度 PSA を, 整理する. CaselのL2スペクトルI (525gal) を例に, その手順を説明する.最大応答加速度 PSA は,図-15 に 示す構造物天端位置の加速度計で計測された値のうち, 最大値(絶対値)とした.また、その応答加速度時刻歴 よりフーリエスペクトルを図-16のように求め、伝達関 数のピーク値と位相が 90°となる周波数を、卓越周波 数とした. 卓越振動数から卓越周期を求め、μ<sup>0.75</sup>=9.46倍 した実スケールの数値を構造物の振動卓越周期 T<sub>s</sub>とし た. この場合, T<sub>s</sub>=1.31 sec, PSA=582 gal となる. 上記の 手順にて求めた全ケースの結果を,図-17に示す.図中 には、車両脱線の閾値として使用される構造物の最大応 答速度 PSV の式(2)を満足する包絡線をいくつか合わせ て示した.

$$T_{\rm s}^{'} = 2\pi \left(\frac{PSV}{PSA}\right) \tag{2}$$

Casel の結果では、L2 地震動スペクトル I (525gal) 加



図-17 振動卓越周期と最大応答加速度の関係

振において,高架橋の卓越周期  $T_s$ が増加しつつ,最大 応答加速度 PSA が L1 地震動 (300gal) と変わらずほぼ横 ばいとなった.これは,室野ら 400研究と一致しており, 構造物天端の応答加速度が降伏加速度に達し、応答加速 度が頭打ちになるとともに、塑性化することにより振動 卓越周期 *T*。が伸びたためである.

Case2-2, Case3-2 の通常の増し杭補強を再現した条件 では、L2 地震動スペクトル I (525gal) において、振動 卓越周期が多少伸びるものの、最大応答加速度 PSA も増 加し続け、 PSV=150 kine を超過した.

Case2-1, Case3-1 の摩擦接合による増し杭を再現した 条件では、L1 地震動(137gal, 300gal)の振動卓越周期 は、Case1 と比較して小さく、最大応答加速度 PSA も同 等またはそれ以下である. L2 地震動スペクトル I (525gal)では、振動卓越周期 T<sub>s</sub>が伸び、Case1 の結果 に大きく近づく結果となった.最大応答加速度 PSA も増 加しているが、Case2-2、Case3-2 と比較して 6~7 割程度 となり、PSV=150kineを超過することはなかった.

最大応答速度 PSVを一つの指標として考えた際に,L2 地震動スペクトルI (525gal) において,Case2-2,Case3-2 のような増し杭補強をした場合,補強前の Case1 よりも 列車走行安全性は低い結果となる.一方で,摩擦接合を することにより,L1 地震動レベルでの剛性増加が見込 めるとともに,L2 地震動レベルでは最大応答加速度を 抑制することで,列車走行安全性を損なわない結果とな った.

## (4) スペクトル強度 SI

鉄道設計標準<sup>2</sup>にも採用されている羅ら<sup>11</sup>が提案した 列車走行安全性の照査方法と、本実験結果を比較する. この照査方法では、構造等物の等価固有周期 T<sub>q</sub>と地震 時の高架橋天端の水平加速度時刻歴より算出したスペク トル強度 SI との関係が、限界スペクトル強度 SL を超過 していないかを照査する.

Casel の L2 地震動スペクトル I (525gal) を例に,その 手順を説明する.スペクトル強度 SIは,鉄道設計標準に 示されている算出方法である図-1 に示す通り,式(3)に よって算出する.

$$SI(h,T) = \int_{0.1}^{2.5} S_{\nu}(h,T) dT$$
(3)

ここで、 $S_v$ :構造物天端の応答加速度に対する速度応答 スペクトル(m/s),h:減衰比(=5%),T:固有周期 (sec)である.図-18に示す実験により計測された応答 加速度時刻歴より、速度応答スペクトル $S_v$ (減衰比h= 5%)を求める.なお、応答加速度時刻歴の時間軸は、 相似則を考慮して、 $\mu^{0.75}$ =9.46倍し、実スケールに引き延 ばした.速度応答スペクトル $S_v$ の計算に当たっては、固 有周期Tを 0.01 sec 刻みで変化させた.図-19のように求 めた速度応答スペクトル $S_v$ を周期 0.1 sec から 2.5 sec の間 で積分し、スペクトル強度SIを算出した。

設計標準の照査方法では、L1 地震動を照査波として



図-20 振動卓越周期とスペクトル強度 SIの関係

おり、構造物が降伏することがほとんどないため、構造物の卓越周期  $T_{sq}$ は、構造物の等価固有周期  $T_{eq}$ 等しいとして扱っている.しかしながら、降伏震度を超えるような加振では、塑性化して高架橋の卓越周期が伸び変化するため、構造物の卓越周期  $T_s$ は、3.(3)に示したように加振毎に求めることとした.この場合、 $T_s = 1.31 \text{ sec}, SI = 7434 \text{ mm}$ となる.上記の手順にて求めた全ケースの結果を、図-20 に示す.図中には、図-2 に示す限界値  $SI_{c}$ と模型で想定した G4 地盤における L1 地震動による応答値 SI も併せて示した.

L1 地震動(137gal)の加振においては、同条件における応答解析値と同様の傾向を示した.L1 地震動(300gal)の結果では、全体的にスペクトル強度 SIが増加するものの、L1 地震動(137gal)と同様に振動卓越周期 T<sub>s</sub>に対し







て比例関係を示した. L2 地震動スペクトル I (525gal) では,通常の増し杭を想定した Case 2-2, Case 3-2のみ大 きくスペクトル強度 SI が増加し、Casel を上回る結果と なった. 図-2によればスペクトル強度 SI は,等価固有 周期 T<sub>s</sub>を下げることで、低下させることができる.し かしながら、今回の実験ケースのように増し杭補強のよ うに大きく剛性を高めてしまう場合には、L2 地震動規 模においては列走行安全性を低下させる可能性がある. 一方今回提案した摩擦接合杭構造である Case 2-1, Case 3-1, では, L1 地震動 (137gal, 300gal) において Case 1 よ りもスペクトル強度SIが低く、列車走行安全性を高める 結果となった. L2 地震動スペクトル I (525gal) におい ても Case 1 と同等であり、固定の場合に比べ小さくなる ことから、列車走行安全性を損なわない結果となった.

## (5) 増し杭の軸力・曲げモーメント分布

今回提案する構造では、増し杭の形状や増しフーチン グの接合方法が変化するため、加振中の増し杭に作用す る軸力・曲げモーメントが各ケースで異なる. 比較のた め、図-21 に、各加振時における高架橋天端の水平変位 が最大時における、圧縮側の増し杭に作用する軸力・曲 げモーメント分布を示した. 杭の軸力・曲げモーメント は、模型の杭に設置したひずみゲージより軸ひずみ・曲 げひずみを求め, 表-2の杭剛性 EI より曲げモーメント

を求めた. 算出した曲げモーメント分布は杭端である深 度-1.250mに近づくにつれ±0.0kN·mに漸近する結果とな り,本試験で想定した杭先端部のピン結合状態であるこ とが確認できる.

通常の増し杭を想定した Case 2-2, Case 3-2 においては, 入力する加振波形の最大加速度が大きくなるにつれ,軸 力および曲げモーメントが増加した.また,L2 地震動 スペクトルI (525gal)の加振においては,増し杭が直杭 である Case 2-2 では曲げモーメント,増し杭が斜杭であ る Case 3-2 では軸力がそれぞれ大きく増加した. 田蔵ら <sup>DD</sup>の実験でも確認されている通り,直杭の場合には正ロ ッキング動となり主に曲げで抵抗する挙動となる.一方 斜杭では逆ロッキング動となり,軸力に負担がかかるこ ととなる.本実験においても同様の傾向となった.

摩擦接合杭を想定した Case 2-1, 3-1 においては、L1 地 震動 (300gal) とL2 地震動スペクトルI (525gal) 加振時 における、増し杭の軸力・曲げモーメント分布が重なる 結果となった. 図-12 に示した通り L1 地震動(137gal) 加振時にも摩擦接合面には多少のズレが発生している. L1 地震動(300gal)加振時には摩擦接合面には動摩擦力 を大きく超える力が作用しており、増し杭側に一定以上 の応力を伝達しなかったと考えられる. これは、導入摩 擦力を調整することにより、増し杭にかかる負担を調整 可能であることを示唆する.また, Case 2-1 と 3-1 を比較 すると、発生している軸力・曲げモーメントは、増し杭 が斜杭である Case 3-1 のほうが小さい. 摩擦接合面には 等しい導入摩擦力 0.4 kN を作用させているが、本提案構 造である摩擦接合杭では,増し杭に斜杭を用いることで, 小さい負担で摩擦接合面のズレを発生させることが可能 と考えられる.

## 4. まとめ

本研究では、大規模地震時における列車走行安全性を 考慮した摩擦接合杭の補強効果を検証するため、1/20の 縮尺模型を用いた 1G 場での振動台実験を実施し、以下 の知見を得た.

- 摩擦接合杭を用いることで、補強前と比較して構 造物の剛性を増加させることが可能である.
- 高架橋天端の応答加速度は、L2地震動スペクトルI (525gal)において、通常の増し杭補強と比較して 6~7割程度まで減衰することが可能である.
- 3) L2 地震動規模においては、増し杭補強のように大きく剛性を高めてしまう場合には補強前よりも列走行安全性を低下させる可能性があるが、摩擦接合杭を用いることにより補強前よりも列車走行安全性を損なわない結果となった。
- 導入摩擦力を調整することにより、増し杭にかか る負担を調整可能である.

5) 摩擦接合杭には,増し杭に斜杭を用いることで, 小さい負担で摩擦接合面のズレを発生させること が可能と考えられる.

今後の課題として、摩擦接合杭を用いることで構造物 天端の応答加速度が抑制されるメカニズムについて、摩 擦接合面にズレが発生することによる摩擦損失によると 考えられるが、この詳細について、FEM 解析等を用い た検証を実施する必要がある.また、L2 地震動規模に おいて、列車走行安全性を高めるには至らず補強前と同 等の効果にとどまったが、この効果の改善方法について も検討事項である.

#### 参考文献

- 「新潟県中越地震の復旧奮闘記」編集委員会:新潟県中 越地震の復旧奮闘記,第一建設工業株式会社,2005
- 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・同解説変位制限,丸善,2006.2
- 3) 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・同解説 耐震設計,丸善,2012.9
- 室野剛隆,野上雄太,宮本岳史:簡易な指標を用いた構造物および走行車両の地震被害予測法の提案, 土木学会論文集A, Vol. 66, No. 3, pp535-456, 2010.8
- 5) 松本信之:地震時の車両走行安全性に優れた鉄道高架橋 構造に関する研究,2010
- 6) 中南滋樹,鈴木亨,谷垣正治,木田英範,古橋剛,中井 裕司:粘性ダンパーを用いたRC高架橋の振動台実験,三 井住友建設技術研究所報告,第3号,pp149-156
- 7) 野本将太,池本宏文,阿部慶太,高崎秀明,大久保 知憲,三上和久:摩擦接合による増し杭補強を用い た新幹線高架橋の変位抑制に関する実験的検討,地 盤工学研究発表会発表講演集,第 53 回,pp1217-1218,2018.7
- 8) 野本将太,阿部慶太,高崎秀明,池本宏文:摩擦接 合による増し杭補強を用いた新幹線高架橋の応答加 速度抑制に関する実験的検討,土木学会年次学術講 演会講演概要集,第73回,pp231-232,2018.8
- Iai : SIMILITUDE FOR SHAKING TABLE TESTS ON SOIL-STRUCTURE-FLUID MODEL IN 1G GRAVITATIONAL FIELD, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.29, No.1, pp105 ~118, 1989.
- 清田三四郎,米澤豊司,青木一二三,神田政幸,西岡英 俊,出羽利行:斜杭基礎の水平抵抗特性と鉄道構造物へ の適用性の検討,鉄道工学ジャーナル, Vol.5, No.2, pp.293-307
- 羅休,宮本岳史:スペクトル強度とピーク速度による地震時列車走行性の照査法の比較検討,地震工学 論文集,29巻,p.588-595,2007
- 田蔵隆,張至鎬,田地陽一,木全宏之,坂井康
  (伸, 齊藤正人, Chandra GOIT:斜杭基礎のキネマチッ

# EXPERIMENTAL STUDY ON VIADUCT UTILIZING REINFORCING CONSTRUCTION METHOD WITH ADDITIONARL FRICTION-JOINTED PILES

# Shota NOMOTO, Hirofumi IKEMOTO, Abe KEITA, Hideaki TAKASAKI

Derailment of a train occurred during Mid Niigata prefecture earthquake in 2004 and the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake. On a viaduct built on soft ground, it is considered that the reinforcement of a foundation is more effective as a countermeasure against the derailment compared to the reinforcement of a supresturucture. Therefore, a series of shaking table tests were performed in 1G field with a 1/20 scale model to investigate effect of the reinforcing construction method using additional piles jointed by friction. As a result, the lateral displacement at the top of the viaduct could be suppressed by rainforement method using the additional pile with friction. When slippage on the frictional jointed surface occurred, response acceleration was also restrained. It was considered that the restrainment was caused by attenuation brought by frictional loss on the surface.