# 橋梁杭基礎の接触構造の増し杭工法の提案及び 補強メカニズムの検証

楊 勇1·行藤 晋也2·堀内 智司3·桐山 孝晴4

1正会員	(国研)土木研究所	構造物メンテナンス研究センター(〒305-8516茨城県つくば市南原1-6)
		E-mail: y-yang55@pwri.go.jp
2正会員	(国研)土木研究所	構造物メンテナンス研究センター(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6) E-mail: yukitou-s574ck@pwri.go.jp
3正会員	(国研)土木研究所	構造物メンテナンス研究センター(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6) E-mail: horiuchi-s573bt@pwri.go.jp
4正会員	(国研)土木研究所	構造物メンテナンス研究センター(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6) E-mail: kiriyama-t673bs@pwri.go.jp

本研究では、既設橋梁杭基礎の補強工事の施工性向上が期待できる、既設・増設フーチングを剛結合せ ずに接触構造の増し杭工法を提案し、遠心載荷実験・フレーム解析を用いてその補強メカニズムを検証し た.補強メカニズムとしては、既設・新設フーチングの接触より一部の水平地震力が既設側から増設側に 伝達し、既設側に作用するせん断力を減少することが確認できた.実験・解析においては、補強後の既設 側のせん断力が無補強場合の約 60%まで大きく低減し、また、せん断力低減に伴い杭基礎の曲げモーメン トへの抑制効果も確認できた.

Key Words: bridge pile foundation, adding pile method with face contact state of footings, seismic retrofitting mechanism

# 1. はじめに

平成8年道路橋示方書<sup>11</sup>以前の古い基準で設計された 道路橋下部構造の杭基礎は、レベル2地震動に対する照 査等が行われておらず、現行基準に基づき評価すると、 せん断力等の照査を満足しない場合がある.現行基準に 規定された性能が確保できない既設杭基礎は、一般的に 増し杭工法(以下,従来の増し杭工法という)を用いて 補強する.従来の増し杭工法による補強施工にあたって は、図-1(a)に示すように既設側と増設側の一体化を図る ため、既設側のフーチング鉄筋をはつり出し切断し、溶 接や機械式継ぎ手で増設側の鉄筋と結合し、既設側と増 設側のフーチングを剛結合させる.ただし、施工空間や 用地などの制約条件が厳しい場合、増し杭補強の工事規 模が大きく煩雑な工事となるため、施工性向上の観点か らより合理的な増し杭工法の検討が求められている.

既設側と増設側のフーチングを剛結合させない場合 (例えば,図-1(b)に示す面接触の状態),杭基礎を一体 化する必要がなく既設側の鉄筋のはつり出し等の作業が 省略できるために優れた施工性が期待できる(以下,接



触構造の増し杭工法という).また,既設側と増設側の フーチングが面接触の状態においては,水平地震力を既 設側から増設側に伝達できるため,既設杭のせん断力低 減という観点から増し杭工法の補強効果も期待できると 考えられる.

そこで、本報では、以上の施工性向上が期待できる橋 梁基礎の接触構造の増し杭工法を対象に、静的遠心模型 実験及びフレーム解析を実施し、補強メカニズムに関す る検討内容を報告する.

# 2. 静的遠心模型実験

#### (1) 実験ケースの設定

本報の報告対象とした実験ケースを表-1 に示す. 接 触構造の増し杭工法の有無以外に,補強効果の発揮メカ ニズムの解明のために既設・増設フーチングの接触状態 及び増設フーチング同士の連結状態も実験パラメータと した. CaseA-0 を無補強ケース, CaseB-1~B-3 を補強ケ ースとした.

これらのケースにおける既設杭基礎及び周辺地盤の主要な諸元は、「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」 <sup>a</sup>における計算事例を参考に設定した.**表-1**に示すように、地盤層厚と支持層厚はそれぞれ13.5mと1.4mとし、既設杭基礎は場所打ち杭( $\phi$ 1000)による3(橋軸方向) ×2(橋軸直角方向)の杭列とした.

補強したCaseB-1~B-3においては、増し杭工法として 既設杭基礎の両側にそれぞれ3本鋼管杭( $\phi$ 800)を増設 した.ただし、CaseB-1においては、新設・既設フーチ ングの接触状態を面接触としており、増設フーチング同 士の連結状態を剛梁で連結させて剛接合とした.Case B-2においては、新設・既設フーチングの接触状態を面 接触としており、増設したフーチング同士をピン接合で 連結した.また、CaseB-3においては、新設・既設フー チングの接触状態を線接触(円弧状の断面形状を有する 増設フーチングを用いることで線接触状態を模擬する) としており、増設フーチング同士の連結状態を剛接合と した.

#### (2) 実験模型の詳細

#### a) 杭基礎

表-1 に示す橋脚杭基礎の諸元をもとに静的遠心載荷 実験模型を設計し, CaseB-2 を代表として実験模型の詳

Case	A-0	B-1	B-2	B-3		
地盤層厚	13.5 m					
支持層厚	1.4 m					
既設杭基 礎の詳細	・杭種 : 場所打ち杭(φ1000) ・杭列 : 3(橋軸方向)×2(橋軸直角)					
	無補強	・増設側の杭列詳細				
接触構造		既設の両側にそれぞれ3本鋼管杭 ( \$ 800) を増設				
の増し杭工法の補		・既設と増設フーチング接触状態				
強詳細		面接触	面接触	線接触		
		・増設フーチング同士の連結状態				
		剛接合	ピン接合	剛接合		

**表-1** 実験ケース(実寸)

細を図-2に示す.また,製作した杭基礎模型の様子を図 -3に示す。なお,実験模型の縮尺率は,遠心載荷設備の 寸法や容量に合わせて1/50とした.

いずれの実験ケースにおいても、橋脚模型の材質は、 アルミニウムとし、橋脚の断面サイズは、44 mm(橋軸 方向)×56 mm(橋軸直角方向)とした.フーチング上 面から載荷位置(上部構造の重心位置に相当する)まで の高さは、150 mm とした.

フーチング模型の材質は、アルミニウムとした. 既設 フーチングの大きさは、140 mm(橋軸方向)×100 mm (橋軸直角方向)とし、片側の増設フーチングの大きさ は、46 mm(橋軸方向)×140 mm(橋軸直角方向)とし た. 既設及び増設フーチングの高さは、30 mm とした. 既設・増設フーチング接触状態は、図-2 に示すように CaseB-2 において面接触状態とし、増設フーチング同士 の連結状態は、CaseB-2 においてピン接合とした. なお、 他のケースにおける既設・増設フーチング接触状態及び 増設フーチング同士の連結状態は図-3 を参照する。

既設や増設杭模型は、アルミ製パイプを用いて製作す ることにした.既設杭や増設杭の長さは、同様で 300 mm とした.また、杭の曲げ剛性と地盤からの受圧面積 に関する相似則を満足するように、アルミ製パイプの断



図-2 杭基礎模型の詳細(CaseB-2,模型スケール,単位mm)

面寸法を設定した. 既設杭には,外径が 20 mm で厚さ が 1 mm のアルミ製パイプを,増設杭には,外径が 16 mm で厚さが 0.8 mm のアルミ製パイプを使用した. なお, いずれの杭模型においても既設や増設杭の杭頭をフーチ ングと剛結させ,杭先端にキャップを設置することで先 端閉塞型とし,杭の先端を支持層に固定した.

#### b) 地盤模型

各実験ケースにおける杭基礎の周辺地盤模型は、宇部 珪砂 6 号(土粒子密度 $\rho_s = 2.655$  g/cm<sup>3</sup>, 50%粒径  $\rho_0 = 0.336$  mm, 細粒分含有率  $\kappa = 0.9\%$ , 均等係数  $\iotac = 2.31$ )



(a) Case A-0



(b) Case B-1



(c) Case B-2



(d) Case B-3 図-3 杭基礎模型の様子

を使用し、相対密度 A = 80%を目標とした. 三軸圧縮試 験より求めた粘着力 c とせん断抵抗角  $\phi$  は、それぞれ 43.5 kN/m<sup>2</sup> と 38.5° であた. なお、支持層模型は、杭模 型の先端を固定できるように石膏を用いて製作した.

#### (3) 載荷計画

本実験の載荷を三つの段階に分けて実施した.まず, 遠心加速度を 50 G まで上昇させた.次に,押し込み側 の杭頭変位の基準値を既設杭径の 2%とし,既設杭径の 26%まで一方向繰返し載荷を行った.その後,既設杭径 の 50%までプッシュオーバー載荷を実施した.最後に, 遠心加速度を 0G まで除荷させた.

上記の一方向繰返し及びプッシュオーバー載荷段階に おいては、載荷位置の荷重や水平変位、杭頭の水平変位、 杭部材のひずみなどを計測した.

#### (4) 実験結果

本章の実験結果の数値は相似則に基づき実物スケール に換算した値である.

#### a) 載荷位置の荷重-変位関係

各実験ケースにおける載荷位置の水平荷重 - 水平変位 関係を図-4 に示す.載荷過程に引張側の杭頭や杭先端 に引抜変形が発生したため,引抜変形発生前の実験デー タを対象とし実験結果を整理する.

図-4 に示すように、載荷位置の水平変位が 0.1 m (換算した橋脚の水平変形角が約 1.3%)までの範囲では、 CaseB-1 における杭基礎全体の水平剛性は無補強 CaseA-0 と比較して大きくなった. CaseB-2 及び B-3 における杭 基礎全体の水平剛性は、無補強 CaseA-0 と比較してやや 大きくなるが、CaseB-1 よりは小さいことがわかった.

このように、既設・新設フーチングの接触状態や増設 フーチング同士の連結状態によって杭基礎の剛性差が生 じ、水平剛性はピン接合よりも剛接合の方が高く、また、 線接触よりも面接触の方が高くなったことが分かる.



### b) 杭の曲げモーメントと軸力

計測した杭の軸ひずみを用いて算定した杭の曲げモー メントや軸力の結果をそれぞれ図-5 と図-6 に示す. なお, 既設杭 P1~P3 や増設杭 P1, P2 の配置位置を杭基礎模型 の詳細(図-2) に合わせて示す. 杭先端においては,曲 げモーメントを 0 と,軸力を深さ 0~9m 範囲の 4 断面の 平均値と仮定する.

既設杭 P1~P3 の曲げモーメントは,深さ 0~6m 範囲に おいて接触構造の増し杭工法の補強対策により抑制され る傾向が見られる.また,補強対策を有する CaseB-1~3 における既設杭の杭頭付近の曲げモーメントはほぼ同程 度であり,新設・既設フーチングの接触状態や増設フー チング同士の連結状態は,既設杭の曲げモーメントの分 布や大きさに与える影響が小さいと考えられる.

増設杭 Pl, P2 の曲げモーメントは、深さ 0-6m 範囲に おいて新設・既設フーチングの接触状態や増設フーチン グ同士の連結状態によらずほぼ同様な分布と同程度の大 きさを有することが分かる. 6m 以深の増設杭の曲げモ ーメントは、CaseB-3 の実験結果が CaseB-1 とほぼ同様の 傾向がみられるが、CaseB-2 の結果が CaseB-1 より小さく なった. この原因は、増設杭基礎同士の連結状態により 杭の変形モードが異なることが考えられる.



また,既設杭 Pl-P3 の軸力は,補強有無によらずほぼ 同様な分布と同程度の大きさを有し,増設杭 Pl, P2 の 軸力は,新設・既設フーチングの接触状態や増設フーチ ング同士の連結状態によらずほぼ 0 となった.それは, 新設・既設フーチングは縁切りされていることから,水 平地震力による杭の変動軸力は増設杭にほとんど発生し ない状況と考えられる.

#### c) 既設杭と増設杭のせん断力の分担率

杭のひずみ計測値から求めた曲げモーメント分布の補 間関数を1回微分する方法<sup>3</sup>により1本杭の杭頭せん断 力(フーチング底面位置)を算出し,図-7に示す方法を 用いて既設や増設の杭列のせん断力の分担率を求める. 求めた各杭列のせん断力の分担率を図-8に示す.

既設杭列のせん断力は、いずれのケースにおいても押 し込み側の杭列が最も大きくきいせん断力を負担するこ とが分かる.

補強対策を有する CaseB-1 から B-3 においては,引抜 側の増設杭列(増設 1)は,近くに配置された既設杭列

(既設 1) より大きくせん断力を負担することが分かる. 増設1のせん断力の分担率は、増設フーチング同士の連 結状態や新設・既設フーチングの接触状態によらずほぼ 20%である.一方で、押込み側の増設杭列(増設 2)の せん断力の分担率の範囲は、約 10%(CaseB-2)~40%

(CaseB-1)となり,増設フーチング同士の連結状態及 び新設・既設フーチングの接触状態によって影響を受け ることがわかる.

また,各増設杭のせん断力から算定した増設杭のせん 断力の分担率の合計(Σ増設)は,約40%(CaseB-2) ~60%(CaseB-1)となった.今回の実験においては,増 設杭が大きくせん断力を分担したことが分かる.

#### d) 既設杭のせん断力の低減効果

上記の各杭列せん断力の結果を用いて、無補強ケース に対して補強ケースにおける既設杭基礎のせん断力の比 率を算定し、補強対策による既設杭基礎のせん断力の低 減効果を検討した.無補強 CaseA-0 に対して補強対策を 有する CaseB-1~3 における既設杭列(既設 1~3)及び既 設杭全体(Σ既設)のせん断力の比率の算定結果を図-9 に示す.

杭頭相対変位が2%の時に、補強対策を有する各ケースにおける各既設杭列のせん断力の比率は、新設・既設フーチングの接触状態及び増設フーチング同士の連結状態によらず、60%前後となりほぼ同程度である.

杭頭相対変位が4%の時に,増設フーチング同士が剛 接合とした CaseB-1 と B-3 における各既設杭列のせん断 力の比率は、多少の変動が見られるが、増設フーチング 同士がピン接合とした CaseB-2 における各既設杭列のせ ん断力の比率は、概ね60%とほぼ一定となった.

また、既設全体のせん断力の比率は、杭頭相対変位が







図-8 杭列のせん断力の分担率(実験結果)



図-9 既設杭列のせん断力の比率の算定結果(実験結果)

2%及び4%の時、いずれのケースにおいても概ね60%程度となった. つまり、補強対策を有する場合における既設杭基礎のせん断力は、増設フーチング同士の連結状態及び新設・既設フーチングの接触状態によらず、無補強実験ケースの概ね60%まで低減されたことが分かる.また、せん断力の低減に伴い、表-5に示すように既設杭の曲げモーメントがある程度抑制された.

#### 3. フレーム解析

#### (1) 解析の目的

上記の遠心模型実験において実杭の降伏モーメントに 相当する断面力を超過しても模型杭が弾性挙動を示すた め、接触構造の増し杭工法により補強した杭基礎の塑性 化後挙動について不明確な点が残されていた.そのため、 本章においては、杭基礎の塑性化影響を考慮できるフレ ーム解析を行い、補強した杭基礎の塑性化後挙動を調べ るとともに、水平地震力の伝達機構や補強メカニズムに ついて解析的に解明した.

# (2) 解析対象

表-1に示す無補強 CaseA-0と接触構造の増し杭補強工

表-2
 杭断面の詳細及び力学特性(実寸)

·B-3(解析))						
設計基準強度 24 295 N/mm <sup>2</sup> ト:376 kNm						
增設鋼管杭(CaseB-3(解析))						
235 N/mm² ト: 1194 Nm						
() )						



図-10 解析モデル (CaseB-3(解析))

法を有する CaseB-3 を解析対象とした.

解析においては、既設・増設杭基礎の寸法は、表-1 と図-1 に示す実験モデルから換算した実寸法とし、また、既設・増設杭基礎の配筋詳細及び断面力学特性を表 -2 に示すように設定した.地盤条件は遠心模型試実験 と同様に砂質土とした.

## (3) 解析モデル及び解析方法

解析モデルは、図-10 に示すように、道示 <sup>9</sup>に示され る 2 次元骨組みモデルとした.橋脚及び杭体を梁要素, 既設・増設フーチング及び両側の増設フーチングの連結 部材を剛体,水平・鉛直地盤抵抗を分布バネとしてモデ ル化した.杭体の曲げモーメントー曲率関係及びコンク リート・鉄筋の応力度-ひずみ関係についても道示 <sup>9</sup>に 示されるモデルに準じた. 地盤抵抗バネについては,前 述した室内試験結果を用いて道示<sup>の</sup>に基づき地盤の非線 形特性が考慮できるように設定した. ただし,実験の地 盤条件に合わせて杭基礎挙動を調べるため,逆解析によ り上層地盤抵抗を設定した. 具体的に,杭基礎の水平剛 性に着目して解析と実験の結果を一致させるように上層 地盤の地盤定数を調整し,実験における杭間の地盤の締 固め度などの影響を考慮した.

また,既設・新設フーチングの連結のモデル化につい ては,実験において既設・増設フーチングの境界面を縁 切られた接触状態としたため,図-10に示すように圧縮 に剛,引張に抵抗しない水平バネを設け,フーチング間 の力伝達状態を模擬した.

解析方法は、実験と同様に鉛直方向に上部構造の死荷 重がなしの状態で、橋脚等の部材の質点位置に地震時慣 性力を水平方向に漸増載荷する解析を実施した.

#### (4) 解析結果

#### a) 水平荷重-変位関係

水平荷重 - 水平変位関係の解析結果を図-11 に示す. 杭降伏などの損傷イベント発生前の弾性段階において, 無補強の場合(CaseA-0(解析))と比べて補強した杭基礎 (CaseB-3(解析))の水平剛性は,接触構造の増し杭工法

によりやや大きくなり,実験結果と同様な傾向である. また,既設杭列降伏の損傷イベントの発生タイミング に着目すると,CaseA-0(解析)においては,橋脚頂部の水 平変位が約 0.025m の時に降伏が発生したことに対して, CaseB-3(解析)においては,橋脚頂部の水平変位が約 0.1m の時に降伏が遅れて発生した.一方で,杭列の既設 1 及 び既設 2 が引き抜き上限値に達した時の水平変位は,両 ケースにおいてもほぼ同程度であった.補強の場合にお ける杭基礎の損傷イベント発生順序は,無補強場合と比 べて明らかに異なり,補強後の杭基礎における力の伝達 機構が大きく変わることが考えられる.

#### b) 増し杭補強の場合における杭基礎の力の伝達機構

図-12 に示す補強の場合における杭基礎の各部材の内 力変化に基づき,接触構造の増し杭工法における力の伝 達機構を,水平地震力とそれによる回転モーメントに分 けて説明する.

図-12(a)に示すように、接触構造の増し杭工法においても増設杭(増設1,2)は既設杭(既設1~3)と同様に水平地震力を分担できることが分かる.また、図-12(d)に示すように押し込み側においてフーチング間の連結バネに負の圧縮力が発生したため、水平地震力は、既設橋脚からフーチングを通じて押し込み側における杭列の増設2に伝達したことが分かる.また、一部の水平地震力は、増設フーチングの連結部材を通じて増設1にも伝達したことが考えられる.

一般的に、水平地震力による回転モーメントは杭に発 生する変動軸力で抵抗し、外側の杭における変動軸力は 内側より大きい.ただし、本研究においては、図-12(b) に示すように、増設 1、2 における水平地震力による杭 の変動軸力の大きさは、橋脚から遠く設置したことにも



図-12 増し杭工法における杭基礎の各部材の内力変化



図-13 深さ方向の杭の曲げモーメントの分布(解析結果)

関わらず,既設 1~3 と比べて明らかに小さいことが分 かる. つまり,地震による回転モーメントに対しては, 既設 1~3 に発生した変動軸力による抵抗成分が増設 1, 2 より明らかに大きいことである. それは,既設・増設 フーチングが縁切りされていることが原因であり,接触 構造の増し杭工法の構造特徴と対応した. 既設杭列の変 動軸力が引き抜き上限値に達した場合,既設杭基礎の水 平剛性が低下し,図-12(a)及び図-12(c)に示すように既設 杭列が負担できる水平せん断力と曲げモーメントが小さ くなる傾向が見られる.

なお、水平地震力による杭の変動軸力は、補強した場合においてもほとんど既設杭列が負担したため、このことが図-11 に示すように引き抜き上限値に達した時の水 平変位が無補強場合とほぼ同程度の原因であると考えられる.

#### c) 杭の曲げモーメント

実験結果に合わせて杭頭相対変位 2%と 4%,また, 図-11 に示す変位急増点における杭の曲げモーメント分 布の解析結果を図-13 示す.なお, CaseB-3(解析)及び CaseA-0(解析)においては, 杭頭相対変位 2%の時に杭基 礎が弾性状態に留まり, 杭頭相対変位 4%の時に杭基礎 が弾塑性状態であった.

杭頭相対変位 2%の時に、両ケースにおいて既設側杭 頭の曲げモーメントは降伏モーメント以下で弾性状態で あったが、CaseB-3(解析)における既設側杭頭の曲げモー メントは、CaseA-0(解析)よりやや小さくなる傾向が見ら れる. 杭頭相対変位 4%の時に、CaseA-0(解析)において 既設杭の杭頭には降伏モーメント以上の内力が発生した ことに対して、Case B-3 (解析)において既設杭の杭頭の 曲げモーメントは降伏モーメントより小さく弾性状態に 留まり、この状態が変位急増点まで維持できた.また、 CaseB-3(解析)における既設側地中部(深さ 3~6m 範囲) の曲げモーメントは、CaseA-0(解析)より小さい傾向も見 られる.なお、図-13 示す補強有無による杭の曲げモー メントの変化は、図-11 に示す既設杭の降伏イベント点 の発生順序の結果と対応した.

これらの結果から,接触構造の増し杭工法において増 設杭列が一部の水平せん断力を負担するため,既設杭列 の水平力が減少するとともに既設杭列の曲げモーメント が抑制されたことが考えられる.

# d) 既設杭と増設杭のせん断力の分担率

杭頭相対変位 2%と 4%,また、変位急増点を代表として算定した既設杭と増設杭のせん断力の分担率を図-14に示す.

Case A-0(解析)においては, 杭頭相対変位 2%の時に杭 列ごとのせん断力の分担率の大きさは実験結果と完全に 一致しなかったが, 各杭列のせん断力の分担率の平均値 は実験とほぼ対応したことが分かる. 杭頭相対変位 4% と変位急増点の時に, 各杭列のせん断力の分担率は杭頭 相対変位 2%の時とほぼ同様であった. その原因は, 各 杭列が同じ解析ステップに降伏し杭列間に剛性差が生じ ないため, 各杭列せん断力の分担率に顕著な変化が生じ ないことが考えられる.

また, Case B-3(解析)においては, 杭頭相対変位 2%の 時に既設・増設杭列のせん断力の分担率の大きさは実験 結果とほぼ対応したことが分かる. 杭頭相対変位 4%と 変位急増点の時に, 既設杭列が引き抜き上限値に達した ため, 各既設杭列が負担できるせん断力が減少し, 杭列 ごとのせん断力の分担率及び合計の分担率がやや小さく なる一方で,各増設杭列のせん断力の分担率及び合計の 分担率が大きくなることが分かる.

#### e) 既設杭のせん断力の低減効果

無補強 CaseA-0(解析)に対して,算定した補強 CaseB-3(解析)における各既設杭列及び杭基礎合計のせん断力の比率を図-15に示す.

杭頭相対変位2%の時に,解析における各既設杭列及 び杭基礎合計のせん断力の比率は,約80%で実験と近い 結果となった.杭頭相対変位4%において各既設杭列及 び杭基礎合計のせん断力の比率は,杭頭相対変位2%の 時より小さくなり,既設杭列のせん断力をさらに低減し たことが分かる.変位急増点において既設杭列のせん断 力は,無補強場合の概ね60%まで低減された.

# 4. 補強メカニズムと補強効果

前述した補強後の杭基礎における力の伝達機構や補 強前後の杭の曲げモーメント分布の変化に基づき,接 触構造の増し杭工法における補強効果の発揮メカニズ ムを整理した(図-16).同図に示すように一部の水平地震 力は,押し込み側のフーチングを通じて既設橋脚から 一体化となる両側の増設杭列に伝達する。増設杭列が 一部の水平地震力を分担するため,既設杭列に作用す る水平地震力が小さくなる.その結果,既設杭列にお けるせん断力及びそれによる曲げモーメントが抑制さ れ,既設杭基礎のせん断破壊及び曲げ降伏破壊を防ぐ. 本研究の実験においては、接触構造の増し杭工法に より補強した既設杭基礎のせん断力は無補強場合の約 60%となり大きく低減できたことがわかる. 解析におい ても、接触構造の増し杭工法により既設杭基礎へのせ ん断力低減効果が確認できた。また、実験と解析にお いても杭基礎のせん断力低減に伴い、杭基礎の曲げモ ーメントへの抑制効果が確認できた。



図-14 杭列のせん断力の分担率(解析結果)







# 5. まとめ

本研究では、既設橋梁杭基礎の補強工事の施工性向上 が期待できる、既設・増設フーチングを剛結合せずに接 触構造の増し杭工法に対して、遠心載荷実験・フレーム 解析を用いて補強メカニズムを検証した.得られた知見 を以下に示す.

・接触構造の増し杭工法により補強した杭基礎の水平 剛性は、新設・既設フーチングの接触状態及び増設フー チングの連結状態に依存することが実験においてみられ、 新設・既設フーチングの線接触よりも面接触の方が高く、 増設フーチングのピン接合よりも剛接合の方が高くなっ た.

・接触構造の増し杭工法における水平地震力の伝達機 構を実験・解析より確認できた.水平せん断力は,既 設・新設フーチングの接触より既設側から増設側に伝達 し,既設杭と増設杭で水平せん断力を負担する.また, 水平地震力による回転モーメントは,新設・既設フーチ ングが縁切りされていることから,増設杭列に発生した 変動軸力がほぼ0で,既設杭列の変動軸力で抵抗する.

・接触構造の増し杭工法の補強メカニズムとしては, 既設・新設フーチングの接触より一部の水平せん断力を 既設側から増設側に伝達し,既設杭列に作用する水平せ ん断力を低減することが確認できた.本研究の実験にお いては,補強後の既設杭基礎の水平せん断力が無補強場 合の約60%まで大きく低減し,解析においても同程度の 低減効果が確認できた。また,せん断力低減に伴い杭基 礎の曲げモーメントへの抑制効果も確認できた.

・実験において杭列ごとへの水平せん断力低減効果の 大きさは、増設フーチング同士の連結状態及び新設・既 設フーチングの接触状態により多少の変動が見られたが、 杭基礎の水平せん断力への低減効果は、増設フーチング 同士の連結状態及び新設・既設フーチングの接触状態に よらずほぼ一定であった。

今後,多様の地盤条件や既設杭基礎の諸元を想定した 上で,接触構造の増し杭工法の補強効果を更に検証する 必要があると考えられる.

謝辞:本研究の一部は(一社)日本鉄鋼連盟から寄付さ れた研究助成金により実施した.ここに記して謝意を表 する.

#### 参考文献

- (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震, 1996.
- 日本道路協会:既設道路橋基礎の補強に関する参考 資料,2000.
- 菊池喜昭:軟弱粘性土地盤着定式くし形構造物の横 抵抗特性に関する研究,港湾空港技術研究所資料, No. 1039, 2003.
- (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震 設計編,2017.
- 5) (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV 下部 構造編, 2017.

# PROPOSAL OF ADDING PILE METHOD WITH CONTACT STATE BETWEEN EXISTING AND ADDITIONAL FOOTINGS AND ITS RETROFITTING MECHANISM VERIFICATION

Yong YANG, Shinya YUKITO, Satoshi HORIUCHI and Takaharu KIRIYAMA

In this study, to improve the construction efficiency of seismic retrofitting for existing bridge pile foundation, the adding pile method with the face contact state between existing and additional footings was proposed, and its seismic retrofitting mechanism was verified using centrifuge experiment and frame numerical analysis. It was confirmed that the horizontal seismic force was transmitted from the existing pile foundation to the added pile foundation through the contact of the existing and added footings, and the horizontal seismic force acting on the existing pile foundation was reduced to about 60% of the case without reftrofitting. In addition, for the shear force was reduced, the bending moment of the existing pile foundation was also restrained.