

遠心実験による背面盛土の影響に着目した 橋台の地震時挙動の分析

有馬 俊¹・澤田 守²・大住 道生³

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 交流研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員 工修（国研）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員（同上）

³正会員 工修（国研）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員（同上）

1. はじめに

橋台の耐震性能を実挙動に即して合理的に評価することは、橋台単体の評価のみならず橋全体系モデルで評価する上でも重要な要素となる。一方、橋台は橋梁下部構造と抗土圧構造の2つの性格を有し地震時挙動が複雑であり、構造物と地盤の動的相互作用を適切に考慮できる実務的な評価手法は確立されていない。また、橋台と地盤の動的相互作用を適切に考慮するには、実挙動を分析及び再現するための観測データが必要であるが、これらのデータは十分ではないのが現状である。

例えば、道路橋示方書¹⁾（以降、道示）では、既往の被災実態等を踏まえ、一般的な条件下の橋台は、レベル2（以降、L2）地震動に対する応答を直接算出せず、L1地震動に対して所要の限界状態を超えない場合にL2地震動に対しても所要の限界状態を超えないとみなす照査体系となっている。鉄道構造物等設計標準²⁾では、背面盛土による橋軸方向の挙動に対する抵抗特性の違いを考慮した正負非対称の骨格曲線としたモデルに、地震時土圧に相当する質量を付加した、1自由度系の履歴特性モデルによる動的解析法が示されているが、振動現象によっては1自由度系のモデルでは適切に表現できない場合も考えられる。上記モデルに滑り土塊の質点も加えた2質点モデルによる評価手法³⁾も提案されているが、実験結果を再現するには至っていない。また、これらは構造を単純化した模型及び正弦波を用いた重力場における振動台実験⁴⁾により検討されている。

L2地震動による橋台の挙動は観測されておらず、動的の実大実験を行うことは困難なため、橋台のL2

地震時の挙動を観測するには模型実験が基本となる。また、橋台の挙動を把握する上では、地盤の挙動を適切に考慮する必要があることから、模型の縮尺と等倍の重力加速度を作用させた遠心実験を行った。本稿では、橋台と地盤の動的相互作用を適切に考慮した実務的な橋台のL2地震動に対する設計法の確立に向けた基礎データの取得を目的として、模型遠心実験により橋台模型の地震時挙動の計測を行うとともに、計測した橋台模型の挙動の分析を行った主な結果を報告する。

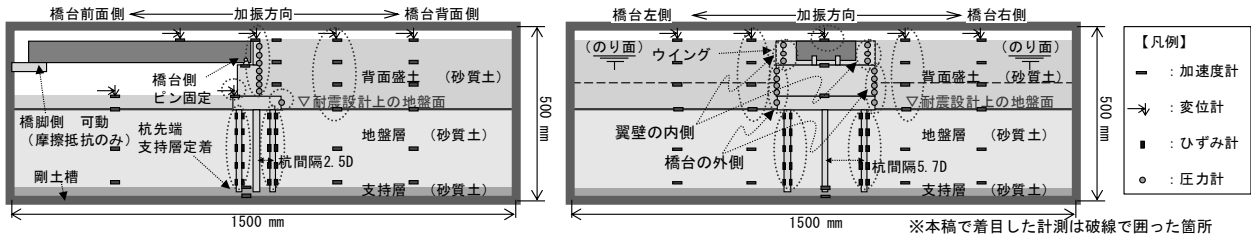
2. 遠心実験の概要

実験で対象とした橋台の主な諸元及び実験ケースを表-1に示す。また、実験概略図を図-1に、模型写真を図-2に示す。橋軸方向及び橋軸直角方向の地震動に対する橋台の挙動を把握するため、両方向にそれぞれ加振するケースを実施した（ケース①、③）。また、両ケースとともに、背面盛土等が橋台挙動に及ぼす影響を把握するため、背面盛土の条件を有りから無しに変更したケースを実施し（ケース①'、③'）、さらに、橋台背面盛土の高さによる影響を分析するため、橋台高を変更したケースを橋軸方向に対して実施した（ケース②）。

本実験では、橋台を含む一径間を模擬し、構造模型は、杭基礎に支持された逆T式橋台模型、土槽に剛結した橋脚模型、及び上部構造模型を用いた。地盤は、土槽下面より支持層（6号珪砂、 $Dr=90\%$ ）、地盤層（6号珪砂、 $Dr=85\%$ ）、背面盛土（江戸崎砂、締固め度90%）の3層構成とし、地下水位はないものとした。ここで、橋軸直角方向のケースは、橋台

表-1 実験ケース

ケース	模型設置方向 (加振方向)	地盤条件 ※実物スケール			橋台仕様 ※実物スケール		入力加速度 (連続加振)	備考
		盛土	中間層	支持層	橋台高	アルミ杭寸法		
①	橋軸方向	材料：江戸崎砂 (Dc=90%) 厚さ：200mm ※10m	材料： 宇部珪砂6号 (Dr=85%)	材料： 宇部珪砂6号 (Dr=90%)	200mm ※10m	本数：9本 外径：φ=20mm ※φ=1m 肉厚：t=1.0mm 長さ：L=260mm ※L=13m	L1 →L2-1 →L2-2 →L2-3	橋軸方向の基本、 L2繰り返しの影響
①'		なし					L1 → L2	背面盛土の影響
②		材料：江戸崎砂 (Dc=90%) 厚さ：137mm ※6.85m					137mm ※6.85m	L1 → L2
③	橋軸直角 方向	材料：江戸崎砂 (Dc=90%) 厚さ：200mm ※10m	厚さ： 240mm ※12m	厚さ： 40mm ※2m	200mm ※10m		L1 → L2	橋軸直角方向 の基本
③'		なし						L1 → L2



(a) 橋軸方向のケース (①①'②'sの内図は①)

(b) 橋軸直角方向のケース (③③'の内図は③)

図-1 実験概略図

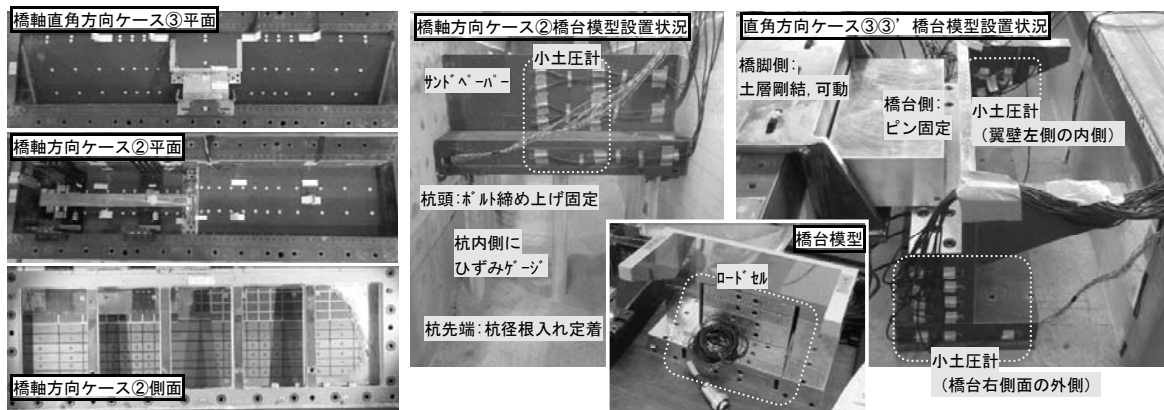


図-2 模型写真

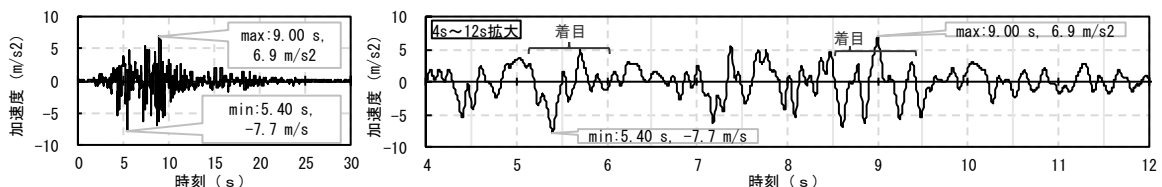


図-3 入力地震動 (L2タイプ II 相当)

にウイングを設置し、橋台側面盛土はウイング端を法肩とする斜面とした。

実験装置は、土木研究所が保有する大型動的遠心力載荷装置を用いた。模型を設置する直方体剛体土槽の内寸法は、幅1.5m×奥行き0.5m×高さ0.5mである。模型縮尺は、実験装置の寸法及び加振能力を踏まえて縮尺1/50倍である。

構造模型はアルミニウムにより作製した。杭基礎の諸元は道示に基づきL1地震動に対して試算された結果を参考に、橋台高10mのケースで設定し、橋台高6.85mのケースも同様のものを用いた。杭模型は想定した杭と曲げ剛性が等価となるよう作製し、杭

先端は支持層に杭径分の根入れをして定着した。

上部構造は径間長35mの単純鋼桁を想定し、橋台の分担重量が等価となるよう作製した。支点条件は橋台側をピン固定、橋脚側を可動条件とした。なお、橋軸直角方向のケースの上部構造模型は、全支点固定条件とした際の慣性力が等価となるように、想定した実物の1/2倍の重量とした。

加振には、道示に規定されるL1に相当する地震動及びL2地震動（タイプII）を基盤面に引き戻した基盤波（図-3）を続けて土槽底面に与えた。また、L2相当の地震動の繰り返しによる挙動を分析するため、ケース①ではL2相当の同一波形により3回続けて加

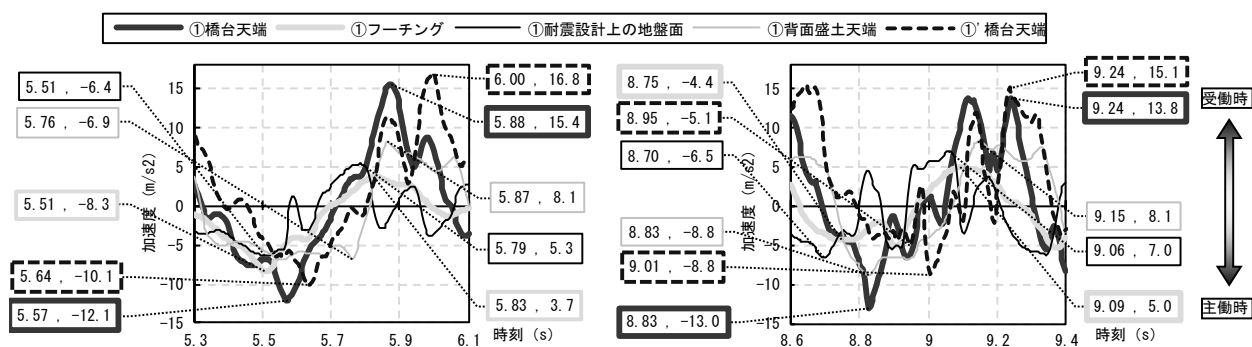


図-4 橋軸方向のケース (①と①') の加速度の時刻歴 (引き出し数値の左: 時刻, 右: 加速度)

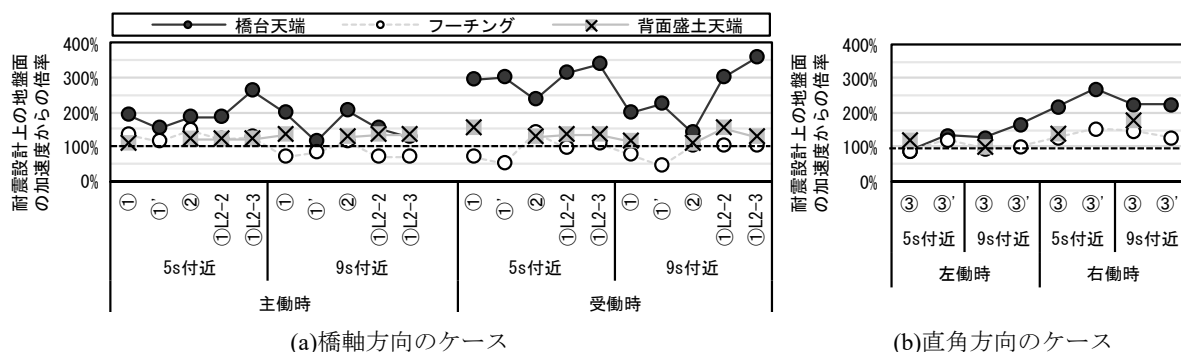


図-5 各ケースの橋台及び背面盛土の耐震設計上の地盤面の加速度からの増幅率

振した。

計測には、加速度計、変位計、ひずみ計、圧力計を用いた。圧力計は、設置位置に応じて2種類（ロードセル、小型土圧計）を用いた。縦壁背面及びフーチング背面はロードセルを用いて、胸壁背面、ウイング内側、縦壁側面、及びフーチング側面は小型土圧計を用いて計測した。なお、ケース①の後列杭に設置したひずみ計で一部データ取得ができていないものがみられた。

以降に整理した実験値は、計測値を実物大に換算した結果を示す。なお、入力波形の最大最小（5.4s, 9.4s）を含む波で各計測値もピークとなったため、当該波を含む時刻に着目して整理した。整理に際して、前者の波を5s付近、後者の波を9s付近と呼ぶ。また、橋軸方向のケースでは、橋台前面側（加速度－側）慣性力作用時を主働時、橋台背面側（加速度＋側）慣性力作用時を受働時と呼び、橋軸直角方向のケースでは、橋台左側（加速度－側）慣性力作用時を左働時、橋台右側（加速度＋側）慣性力作用時を右働時と呼ぶ。

3. 遠心実験により得られた地震時挙動

3.1 加速度による挙動の分析

図-4に計測した橋台天端、フーチング、耐震設計上の地盤面、及び背面盛土天端の時刻歴加速度のうち、代表的な例として橋軸方向のケースの①と①'

の結果を示す。ここでは加速度波形のピークを含む区間を抽出している。橋台天端と背面盛土天端の加速度波形を比較すると両者の位相差は大きくないことがわかる。この傾向は、背面盛土のあるケースで共通してみられた。

また、橋台と背面盛土の増幅特性を確認するため、図-5に耐震設計上の地盤面の加速度に対する、橋台天端、フーチング、及び背面盛土天端の加速度の増幅率を示す。なお、鉛直方向の位置でみると各計測位置の加速度には位相差があり、必ずしも同時刻でピークとはならないため、ここでは着目した各波のピークを用いて算出した。また、橋軸直角方向のケースの地盤の加速度は、橋台幅より外側の地盤の加速度を用いた。耐震設計上の地盤面の加速度に対するフーチング及び背面盛土天端の加速度の増幅率は100±50%の範囲にあるが、橋台天端の加速度の増幅率はこれらより大きい。この傾向は、全ケースで共通してみられた。

3.2 変位による挙動の分析

図-6に水平変位の増減が顕著にみられる時間帯の橋台天端、フーチング、及び背面地盤天端の時刻歴水平変位を示す。ここでは、代表的な例として橋軸方向のケースの①と①'の結果を示している。橋台の水平変位は5.6sから6.3sにかけて大きく増加した。この傾向は、全ケースで共通してみられた。また、背面盛土のあるケースでは、橋台天端と背面盛土天

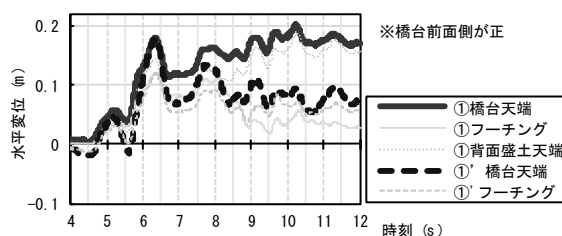


図-6 橋軸方向のケース (①と①') の変位の時刻歴

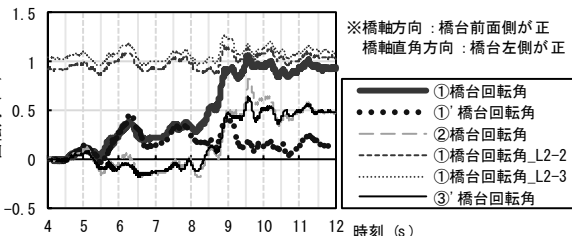
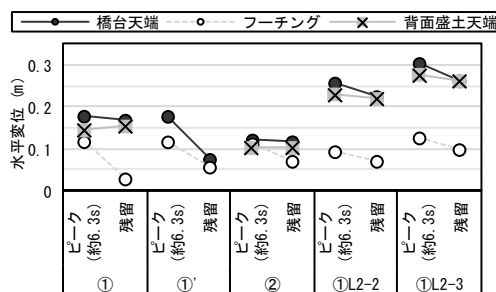
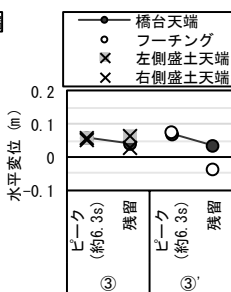


図-8 回転角の時刻歴



(a)橋軸方向のケース



(b)橋軸直角方向のケース

図-7 各ケースのピーク時と残留した水平変位

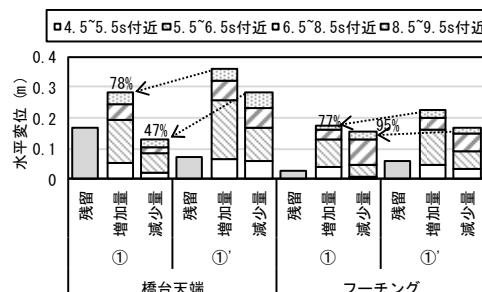


図-9 ①, ①'の残留変位及び水平変位の増減量積み上げ

端の水平変位差が殆どみられなかった。加速度で橋台天端と背面盛土天端の位相差は大きくなかったことも踏まえると、橋台と背面盛土は一体に近い挙動であると考えられる。

また、図-7に各ケースのピーク時（約6.3s）の水平変位と残留した水平変位を抽出した結果を示す。橋軸方向のケースでは、殆どのケースでピーク時と残留した水平変位は同程度であるのに対して、①'のみ残留した水平変位はピーク時の半分程度となっている。これより、橋軸方向に対して残留する水平変位を評価するには、背面盛土の影響を適切に考慮する必要があることが示唆される。また、①でL2地震動を3回加振した結果の水平変位（図中①, ①L2-2, ①L2-3）に着目すると、加振毎にピーク値及び残留値が大きくなっていることと、その増分は加振毎に小さくなる傾向がみられた。橋軸直角方向のケースでは、ピーク時と残留した水平変位は同程度であり、背面盛土の有無で大差なかった。これより、橋軸直角方向の水平変位に対して、背面盛土の影響は小さいことが示唆される。

図-8に計測した変位から求めた初期からの橋台回転角の時刻歴を示す。ここでは、橋台側面盛土によりフーチングの水平変位の計測が困難であった③は示していない。各ケースの回転挙動について、①では5.6sから6.3s及び8.2sから9.2sにかけて、①'では5.6sから6.3sにかけて、②及び③'では8.2sから9.2sにかけて、比較的大きく前面側又は左側に倒れこんでいることが分かる。また、①でL2地震動を3回加振した結果の回転角（図中①, ①L2-2, ①L2-3）に着目すると、加振毎に残留値が大きくなっていること

と、その増分は加振毎に小さくなる傾向がみられた。

さらに、橋軸方向のケースの①と①'の残留する水平変位の差について分析するため、①と①'について、残留した水平変位と4.5～9.5s付近の主要な各波のピーク値の差分を水平変位の増減毎に積み上げた結果を図-9に示す。水平変位が増加する際、すなわち橋台が前面側に移動する際の橋台天端とフーチングの①'に対する①の比率は、両者とも0.8倍程度である。一方、水平変位が減少する際、すなわち前面側に移動した橋台が元に戻る方向に移動する際の橋台天端とフーチングの①'に対する①の比率は、橋台天端は0.5倍程度であるが、フーチングは波によってばらつきはみられるものの積み上げ量は同程度であった。これより、背面盛土があることで、地震動により前面側に移動している橋台が戻る際の橋台天端の移動量が大きく減少することで、背面盛土がある方が前面側に残留する水平変位が大きくなり、また前面側へ倒れこむ回転角が大きくなったことがわかる。

3.3 橋台に作用する土圧の分析

加速度及び変位の分析結果より橋台と背面盛土は一体に近い挙動が示された。このような挙動の中で橋台に作用する土圧の深度分布に着目し、道示に示される地震時主働土圧と比較するとともに、受働土圧についても整理を行った。図-10及び図-11に橋台背面及び側面で計測した土圧強度の初期、残留、主働時、及び受働時の深度分布並びに道示に準じて求めた地震時主働土圧強度を示す。ここでは、橋軸方向のケースは代表的な例として①の結果を示してい

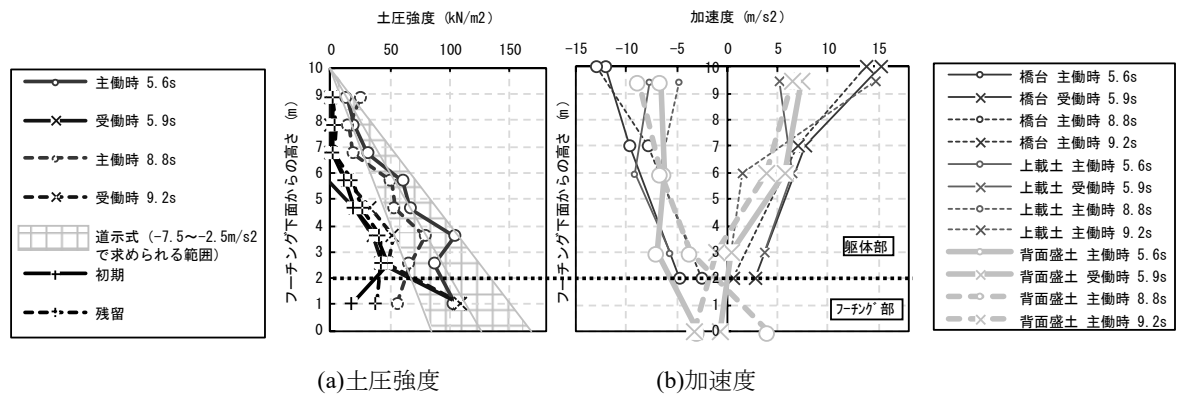


図-10 橋軸方向のケース(①)の土圧強度と加速度の深度分布

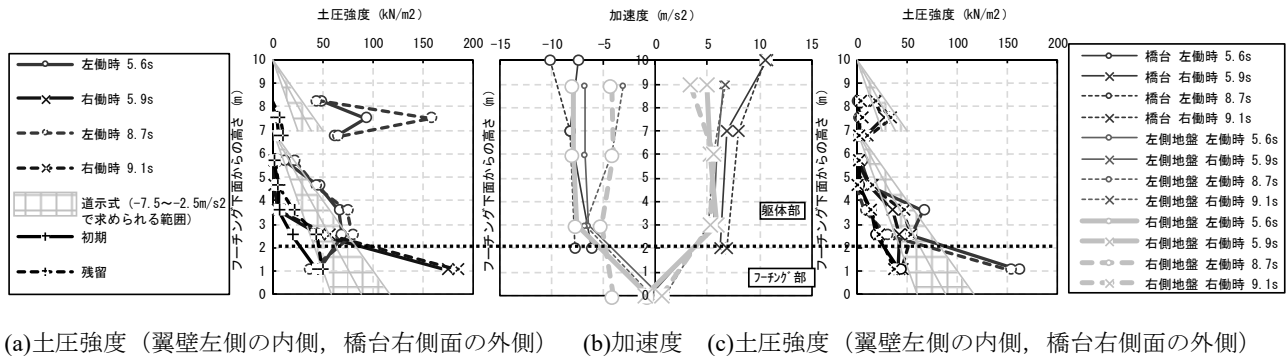


図-11 橋軸直角方向のケース(③)の土圧強度と加速度の深度分布 ※土圧計位置は図-1, 図-2参照

る。なお、図中道示式は主働時の背面盛土の加速度の深度分布(図-10(b), 図-11(b))を踏まえて、加速度 $-7.5 \sim -2.5 \text{ m/s}^2$ を用いて算出される範囲で示した。

主働時の土圧強度は、概ね道示式で算出した土圧強度の範囲(図中の格子)となった。なお、橋軸直角方向のケースはばらつきが大きい、これは、計測器の精度による問題と、橋台側面盛土は斜面となるため、土の挙動が複雑になった影響と考えられる。

受働時の土圧強度は、主働時よりも小さいが生じており、フーチング付近で値が大きいことが確認された。これより、受働時の橋台の作用を評価する際に、背面盛土を地盤抵抗として見込める可能性があることが示唆される。

3.4 杭断面力の分析

図-12及び図-13に杭のひずみ計から算出される杭に作用する曲げ作用のうち、初期、残留、主働時、及び受働時の深度分布を杭毎に示す。なお、杭のひずみ計から算出される杭に作用する軸力は、全てのケースで、初期、残留時では両列杭に押し込み作用が生じており、慣性力作用時では橋台慣性力が作用している方向に対して前方となる杭は押し込み作用、後方となる杭は引抜き作用が増加する傾向であった。

主働時及び受働時(左働時及び右働時)の前後列杭(左右列杭)の曲げ作用比較すると、橋台慣性力が作用している方向に対して前方となる杭の、作用

方向背面側の引張が大きくなる傾向がみられる。これは群杭の影響により、橋台の挙動方向に対して後方となる杭は抵抗地盤側(前方)に杭があることで地盤抵抗が低減され、地盤抵抗が相対的に大きくなる前方にある杭に作用が寄ったためと考えられる。

橋軸方向のケースの前列杭と後列杭をそれぞれケース毎に比較すると、前列杭の傾向に大差はないが、後列杭は①の曲げ作用が前面引張側(一側)に推移している傾向がみられる。この傾向は初期時(図中+)からみられることから、背面盛土による偏土圧により生じる前背面間の土圧差による影響の可能性が考えられる。なお、背面盛土のない条件である①'と初期状態からの変化量で比較すると、両ケースの差は小さくなった。

また、橋軸方向のケースと橋軸直角方向のケースの曲げ作用の深度分布を比較すると、両者の深度分布の傾向に差がみられる。橋軸方向のケースでは、橋台慣性力が作用している方向に対して前方となる杭は -3.5 m 付近をピークとした分布であるが、後方となる杭は明確なピークがみられない。一方、橋軸直角方向のケースでは、橋台慣性力が作用している方向に対して前方となる杭と後方となる杭の傾向に違いはなく、両列杭とも -6.0 m 付近をピークとした分布であり、加えて杭頭部に作用方向側の引張が大きくなる傾向がみられる。橋軸方向のケースと橋軸直角方向のケースで異なる傾向がみられた原因は、

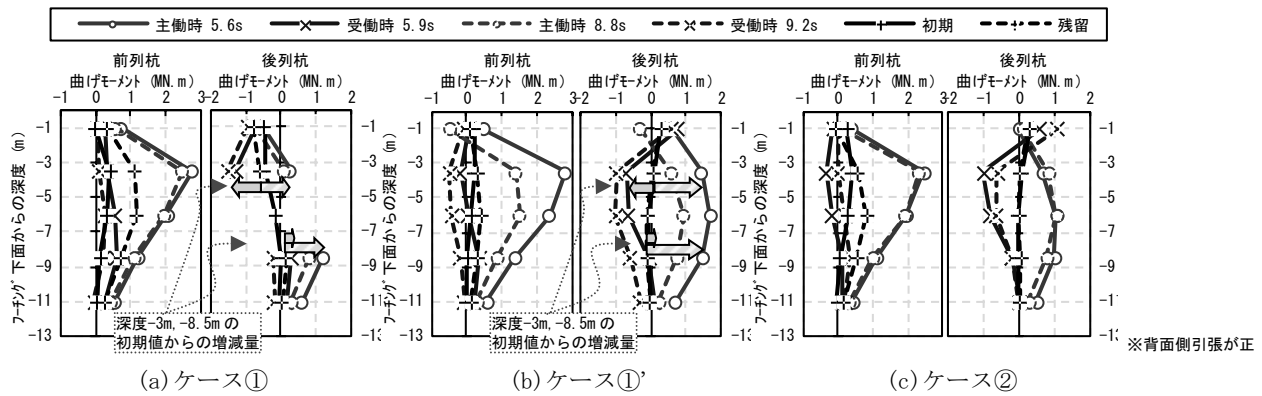


図-12 橋軸方向のケースの杭曲げ作用の深度分布

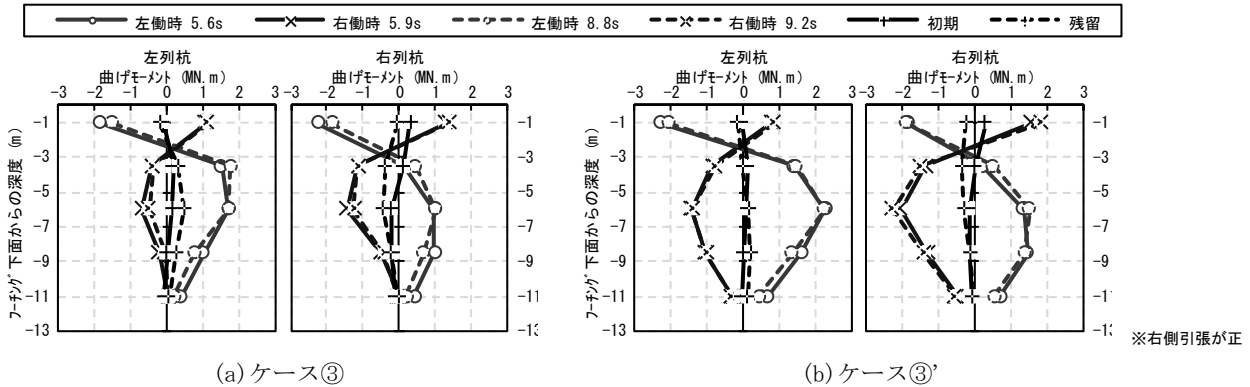


図-13 橋軸直角方向のケースの杭断面力の深度分布

支持する上部の構造の重心位置や杭間隔の差による影響の可能性が考えられる。

4. まとめ

本研究では、橋台の地震時応答特性を解明するための基礎資料を得るため、模型遠心実験により、橋台の地震時挙動の計測と分析を行った。実験より得られた知見を以下に示す。

- ・ 橋台と背面盛土の位相差は殆どなく、一体に近い挙動となった。また、橋台と背面盛土の応答加速度の増幅率は前者が大きくなる傾向が示された。
- ・ 橋台の水平変位は、背面盛土の条件により、橋軸方向に対しては影響が大きく、橋軸直角方向に対しては影響が小さいことが示された。また、橋軸方向に対しては、背面盛土があることで、地震動により前面側に移動している橋台が戻る際の橋台天端の移動量が大きく減少し、残留変位や回転挙動に大きく影響することが示された。
- ・ 主働時の土圧強度は、背面盛土の加速度を用いて道示に示される地震時主働土圧を算出した結果とよく合っていた。また、受働時も土圧が計測されたことから、背面盛土を地盤抵抗として考慮できる可能性が示唆され、その地盤抵抗は

主にフーチング部で作用することが示された。

- ・ 杭の曲げ作用は、群杭による影響及び初期状態の影響が比較的大きいことが示された。また、支持する上部の構造の重心位置や杭間隔が異なる条件下において曲げ作用の深度分布に異なる傾向が示された。

今回の実験により、液状化しない砂質土上の単純径間の橋梁を対象に、固定支持側の杭基礎に支持された逆T式橋台のL2地震時の挙動が取得できた。限られた条件のデータのため、今後、その他の条件のデータを蓄積していくとともに、解析を行い、実務的な橋台のL2地震動に対する設計法の確立に向けて引き続き検討を進める予定である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2017.11.
- 2) (財)鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，耐震設計，2012.9.
- 3) 佐名川太亮，中島進，中島卓哉：橋台における背面地盤との相互作用特性に関する検討，第15回日本地震工学シンポジウム，2018.
- 4) 西岡英俊，渡辺健治，篠田昌弘：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，2010.