

論文 耐震補強した RC 橋脚の構造物全体系の地震応答性状に関する研究

小山 純一郎^{*1}・睦好 宏史^{*2}・牧 剛史^{*3}・阿部 正和^{*4}

要旨：本研究は、耐震補強された RC 橋脚が構造物全体系の地震応答性状に及ぼす影響を明らかにするために、地盤 - 基礎 - 橋脚 - 上部工から成る構造物全体系を対象として、実杭、実地盤を用いたサブストラクチャ仮動的実験を行った。その結果、強地震動下において、耐震補強された橋脚の損傷は抑制されるが、杭に大きな損傷が生じることが明らかとなった。また、地盤改良と基礎を耐震補強することにより杭の損傷は抑制されることが明らかとなった。

キーワード：サブストラクチャ仮動的実験, 構造物全体系, 耐震補強, 地震被害

1. はじめに

兵庫県南部地震（1995）での被災経験を踏まえ、数多くの RC 橋脚の耐震補強が進められてきている。耐震補強工法としては、靱性を向上させることにより、構造物の粘り強さで地震力に抵抗する曲げ耐力制御式工法が推奨されている。しかし、実際には旧設計基準で設計された RC 橋脚では曲げ耐力が不足し、靱性の向上のみでは大地震に抵抗できないこと、また、経済的に有利だという理由から、曲げおよびせん断耐力の双方を向上させることによって、耐震性能の向上を図る RC 巻き立て補強工法が多く採用されている。

RC 橋脚の耐震補強が進められるのと同時に、耐震補強した RC 橋脚の耐震性状が、実験や解析により検証されてきたが、それらは部材レベルに留まるものである。一般に、橋梁の耐震補強設計は地上構造物（橋脚 - 上部構造）と地下構造物（地盤 - 基礎）を切り離して行われているが、実際の地震時には、両者が互いに影響を及ぼし合う。そのため、橋脚の耐震補強が基礎などの部位に影響を及ぼす可能性があると考えるのが自然であり、その影響を詳細に検証する必要があると考えられる。

既設橋脚の耐震補強が構造物全体系に及ぼす影響を検証するためには、地盤 - 基礎 - 橋脚の連成を考慮した全体系の地震応答を大変形領域まで精度良く求める必要がある。一般に、時刻歴地震応答解析を行う場合には、対象構造物を簡易な力学モデルに置換し、各自由度に対して復元力モデルを仮定することで運動方程式を解き、構造物の地震応答を求める。しかし、地盤と構造物が互いに影響し合うような基礎の復元力特性は非常に複雑であり、精度良く仮定することは困難である。

そこで、本研究では、ある自由度に対して復元力モデルを仮定する代わりに、載荷実験から復元力を直接解析に取り込み、運動方程式を逐一解いていく、サブストラ

クチャ仮動的実験手法を用いて構造物全体系の地震応答を求めることとした。この実験手法は、複雑な復元力特性を示す部材の応答を載荷実験から直接検出することで、より精度の高い解を求めることができる手法である。一般に、地盤 - 基礎系の復元力特性が複雑とされているため、地盤 - 基礎系の復元力を載荷実験から検出することとした。

以上のような背景を踏まえ、本研究では採用例の多い RC 巻き立て補強された橋脚に着目し、地盤 - 基礎 - 橋脚 - 上部構造から成る構造物全体系に対して、サブストラクチャ仮動的実験を行い、既設橋脚の耐震補強が構造物全体系の地震応答性状に及ぼす影響を明らかにした。

2. サブストラクチャ仮動的実験

2.1 サブストラクチャ仮動的実験システム

本研究で対象とした構造物は、図 - 1 に示すような単柱式 RC 橋脚、杭基礎を有する道路橋である。この構造物全体系を 3 自由度系、すなわち、橋脚の水平運動、基礎の水平運動（スウェイ）および回転運動（ロッキング）が生じると仮定して、モデル化を行っている。なお、モデル化を行うにあたり、各自由度に対する力学特性をバネとダッシュポットで表現することとした。

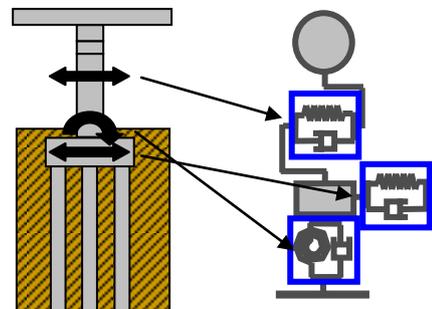


図 - 1 対象構造物のモデル化

^{*1} 埼玉大学大学院 理工学研究科 博士前期課程 (正会員)

^{*2} 埼玉大学大学院 理工学研究科 環境科学・社会基盤部門教授 工学博士 (正会員)

^{*3} 埼玉大学大学院 理工学研究科 環境科学・社会基盤部門准教授 博士 (工学) (正会員)

^{*4} 埼玉大学大学院 理工学研究科 博士前期課程 (正会員)

地盤バネは振動数依存性を持つことが知られているが、強地震動により周辺地盤が大きな非線形性を示すような場合においては、比較的振動数の低い範囲での影響が卓越すると考えられるため、ここではスウェイ・ロッキングバネを振動数に依存しないものと仮定した。また、ダッシュポットの減衰定数は5%とし、スウェイ・ロッキングバネに対しても減衰が過大にならない程度に逸散減衰等を考慮して減衰定数を5%に設定した。

図-2 にサブストラクチャ仮動的実験システムの概要を示す。本研究では各バネの復元力が必要となるため、橋脚バネに対してはバイリニア型の復元力モデルを仮定し、スウェイ・ロッキングバネに対しては载荷実験を行い、検出された復元力をコンピュータの応答計算にフィードバックしている。このとき、応答計算で解かれる3自由度系の運動方程式を式(1)に示す。構造物がないときの自由地表面の水平変位を d_0 、構造物の頂部および基礎の自由地表面に対する相対変位を d_1 および d_2 、基礎回転を θ とする。

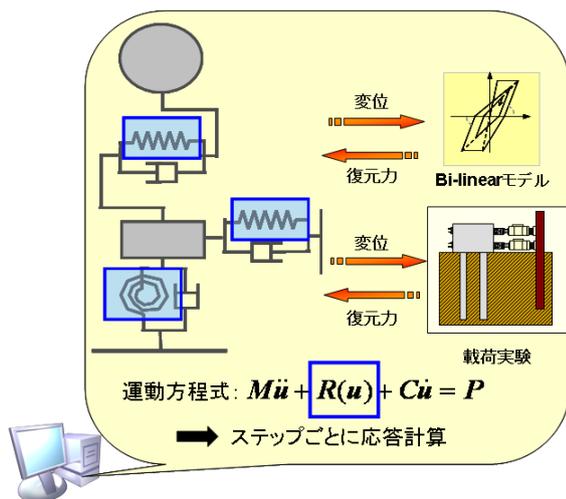


図-2 サブストラクチャ仮動的実験システム

$$[M]\{\ddot{d}\} + [C]\{\dot{d}\} + [K]\{d\} = -[M]\{f\}\ddot{d}_0 \quad (1)$$

ここに、

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} k & -k & -kH \\ -k & k+k_R & kH \\ -kH & kH & kH^2+k_R \end{bmatrix}$$

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ \theta \end{Bmatrix} \quad \{f\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad [c] : 5\% \text{のレーリー減衰}$$

$$\ddot{d}_0 : \text{水平地震動}$$

- m_1 : 上部構造の質量
- m_2 : フーチングの質量
- $I (= I_1 + I_2)$: 各々の重心に関する回転慣性の合計
- k : 橋脚バネの初期剛性
- k_h : スウェイの初期剛性
- k_R : ロッキングバネの初期剛性

運動方程式を解くための数値積分法は、RC 構造物のように剛性劣化をする部材において無条件安定なオペレータ・スプリッティング (OS) 法¹⁾を用いた。地震波は、神戸海洋気象台で観測された兵庫県南部地震の地表面波 NS 成分のうち、特に加速度の大きい4秒間(積分時間刻み: 0.02sec, 最大加速度: 821gal)を、構造物の応答が大きくなるよう調整したものを入力した(図-3)。入力地震波の積分時間刻みは0.01sec, 最大加速度は1182galである。

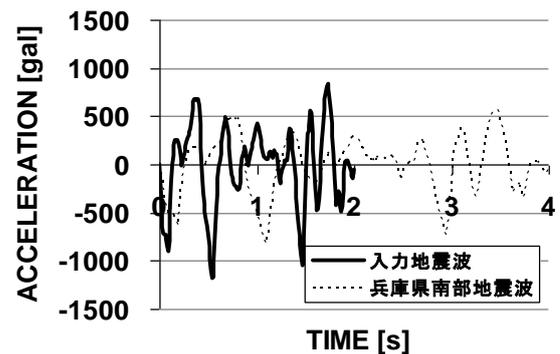


図-3 入力地震波

2.2 対象構造物

実験対象とした橋梁は2種類である。すなわち、既設RC橋脚をRC巻き立て補強し、基礎が無補強のものをA橋、A橋の基礎を耐震補強したものをB橋とした(図-4)。基礎の補強には、軟弱地盤に建設された杭基礎に対する既往の耐震補強工法を参考にした。²⁾この工法では、フーチング近傍を鋼矢板で取り囲み、鋼矢板内部の地盤を固化改良し、さらに既設フーチングと鋼矢板をコンクリートによる増しフーチングを介して一体化することにより、補強構造体とするものである。

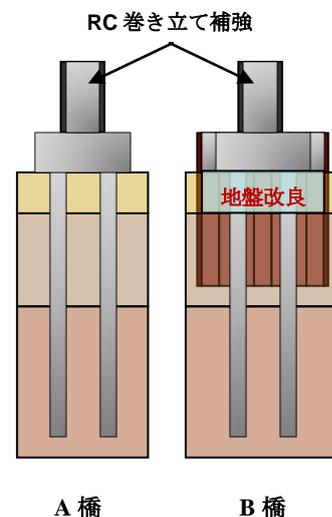


図-4 実験対象とした橋梁

A 橋は軟弱地盤上に建設された実規模橋梁（図 - 5）の固有周期を参考にして設計した。すなわち、橋脚、スウェイ、ロッキングバネの固有周期をそれぞれ T_1 、 T_2 、 T_3 とすると、A 橋と実規模橋梁とで $T_1 : T_2 : T_3$ の比が同一になるようにした。上記の手法で設定した A 橋の各固有周期が実規模橋梁の各固有周期の 1/2 であり、振動特性を同様とするため、入力地震波の時間軸を兵庫県南部地震波の 1/2 としている。

A 橋、B 橋の両橋脚は、旧設計基準（許容応力度設計法で、震度が 0.25）で設計された既設 RC 橋脚に RC 巻き立て補強を施したものと仮定した。補強を施す前の RC 橋脚の保有水平耐力は、既往の資料等³⁾を参考にして、 $0.5W_1$ (W_1 : 上部工の重量) と仮定した。一方、RC 巻き立て補強を施した RC 橋脚の保有水平耐力は同様に既往の資料等³⁾を参考にして、 $1.0W_1$ の耐力を有するものと仮定した。

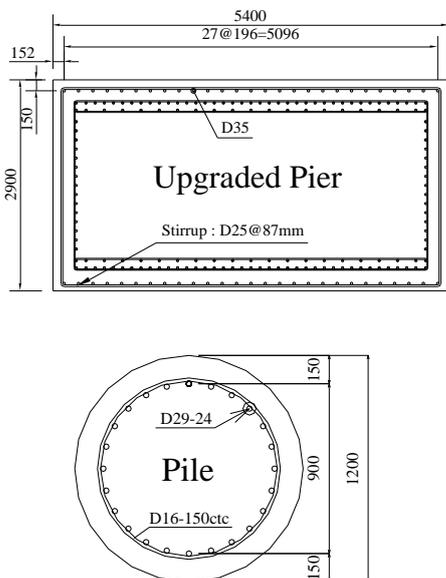
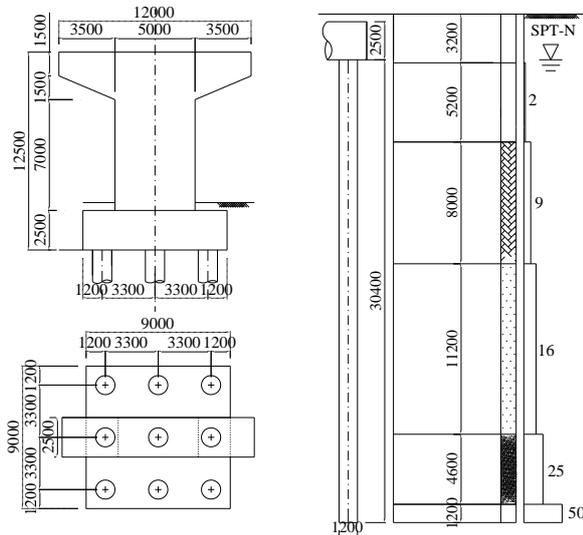


図 - 5 A 橋のモデルとした実規模橋梁

しかし、上記の耐力は設計耐力、すなわち過小評価された耐力であるため、実際にはそれぞれ $0.6W_1$ (65.7kN)、 $1.2W_1$ (131.3kN) の水平耐力を有するものと仮定した。なお、スウェイバネに関しては $1.15W_1$ (120.4kN) の水平耐力を有するものと仮定している。

両橋脚の復元力特性は、先述したようにバイリニアモデルによって表すものとした。バイリニアモデルの降伏点など、サブストラクチャ仮動的実験を行うにあたり 3 自由度系に設定したパラメータを表 - 1 に示す。

表 - 1 3 自由度系の設定値

質量	上部工	フーチング	回転慣性
	m_1 [ton]	m_2 [ton]	I [ton-m ²]
	11.16	5.021	3.912
橋脚	降伏耐力	降伏変位	剛性
	P_y [kN]	δ_y [mm]	k [kN/mm]
躯体	剛性低下率	戻り剛性低下率	高さ [m]
	0	0.1	0.94

基礎は、実地盤に杭長 13m の試験杭 2 本を 0.9m 間隔で打設し、高さ 1.45m のフーチングに杭を 0.5m 埋め込むことにより作製した。ここに、フーチングの断面は $1.8m \times 0.9m$ である。

試験杭は、杭径 30cm の円形断面を有する PHC 杭 (A 種) であり、材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度は 79MPa、軸方向 PC 鋼棒の降伏強度は 1462MPa である。これら試験杭はプレボーリング工法により打設した。試験杭打設位置の土質柱状図を図 - 6 に、試験杭の概要図を図 - 7 に示す。

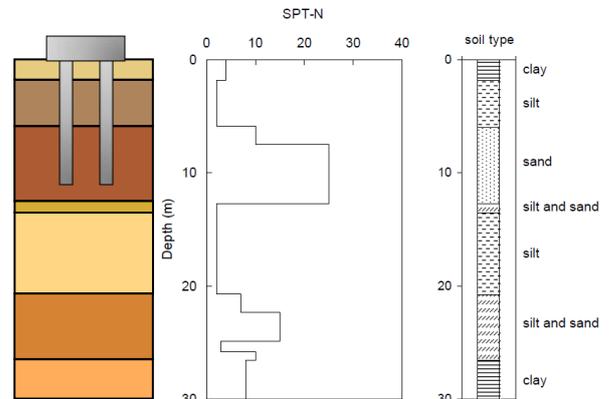


図 - 6 試験杭打設位置の土質柱状図

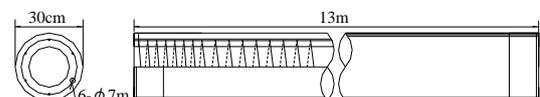


図 - 7 試験杭の概要図

基礎の耐震補強は、先述したように地盤改良と鋼矢板、増しフーチングから成る。鋼矢板は、既往の資料等²⁾を参考にして根入れ深さを 6.3m とした。この鋼矢板を型枠に、地盤改良として地表面から -1.7m の範囲に、設計強度 1MPa の流動化処理土を既存の地盤と置き換えた。また、増しフーチングとして地表面から 0.7m の高さまでコンクリート ($f_c=30\text{MPa}$) を打設した。

2.3 試験杭の荷手法

本サブストラクチャ仮動的実験では、複雑な復元力特性を示す基礎のスウェイ・ロッキングバネに対して復元力モデルを仮定する代わりに、実際に基礎を荷重して復元力を検出した。この際、油圧ジャッキを上下 2 台用いることにより、基礎の水平運動、回転運動を再現した。ここに、上下 2 台の油圧ジャッキの設置間隔は 0.75m である。試験杭の荷手セットアップ状況を写真 - 1 および図 - 8 に示す。なお、実験装置の制限から軸力は考慮していない。

実験の流れだが、まず応答計算で算出された次ステップのスウェイバネ、ロッキングバネの目標変位 D_{sway} , D_{rocking} を、式 (2) により油圧ジャッキで動かすべき目標変位 D_{jack1} , D_{jack2} に変換し、その目標変位まで基礎を動かす。そのとき得られた油圧ジャッキの反力 R_{jack1} , R_{jack2} を、式 (3) によりスウェイバネ、ロッキングバネの復元力 R_{sway} , R_{rocking} に変換し、その値を応答計算にフィードバックしている。ただし、B 橋の場合には基礎のロッキングによる変位は極めて小さいことから、リニア型の復元力モデルを仮定し、1 台の油圧ジャッキで基礎を荷重することとした。

$$\begin{Bmatrix} D_{\text{jack1}} \\ D_{\text{jack2}} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & 0.75 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_{\text{sway}} \\ D_{\text{rocking}} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

$$\begin{Bmatrix} R_{\text{sway}} \\ R_{\text{rocking}} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 0 & 0.75 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_{\text{jack1}} \\ R_{\text{jack2}} \end{Bmatrix} \quad (3)$$



写真 - 1 仮動的実験荷手状況 (B 橋)

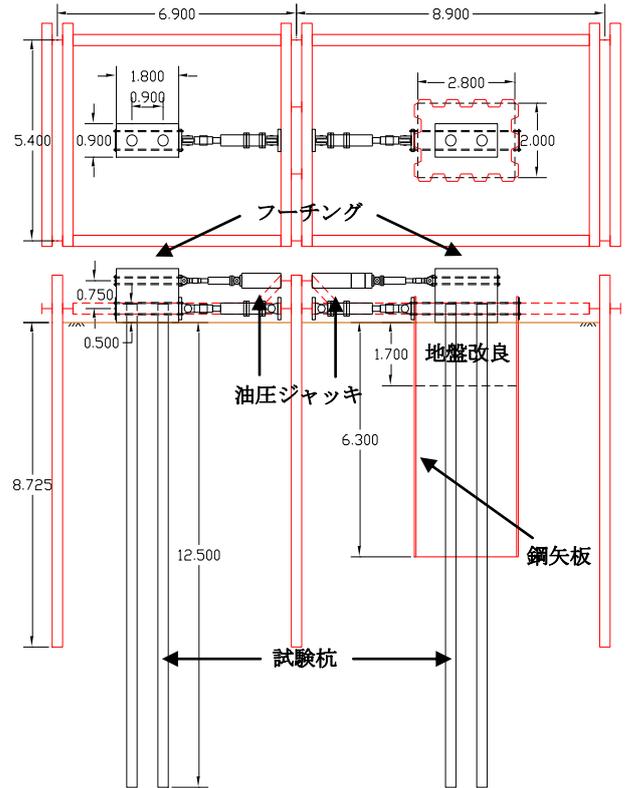


図 - 8 試験杭の荷手実験セットアップ図

3. 試験杭の曲げ荷重試験

試験杭の力学的特性を知るため、同一の断面諸元を有する杭長 7m の供試体を別途作製し、単純曲げ荷重試験を行った。供試体のセットアップ状況を図 - 9 に、曲げ荷重試験から得られた曲げモーメント - 曲率関係を図 - 10 にそれぞれ示す。

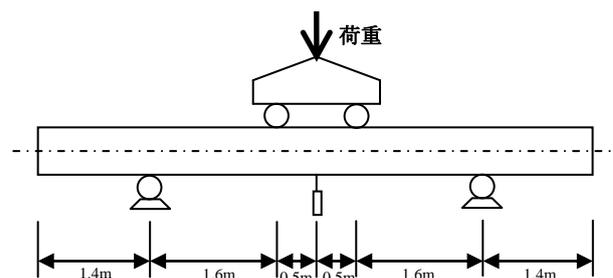


図 - 9 試験杭の曲げ荷重試験

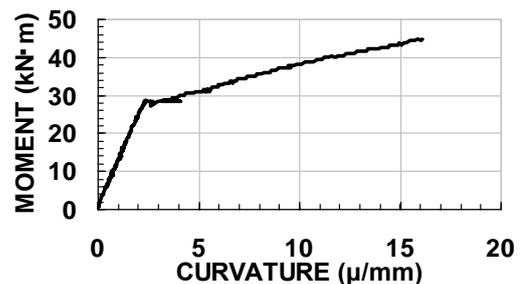


図 - 10 試験杭の曲げモーメント - 曲率関係

このとき、供試体の降伏曲げモーメントは 38.7kN・m、終局曲げモーメントは 42.0kN・m、降伏曲率は 10.3 μ /mm、終局曲率は 16.2 μ /mm であった。

4. サブストラクチャ仮動的実験結果

4.1 荷重 - 変位関係

A 橋（橋脚：補強，基礎：無補強）と B 橋（橋脚，基礎：補強）を対象にサブストラクチャ仮動的実験を行い、構造物全体系の地震応答を求めた。実験から得られた結果を以下に示す。ここでは、橋脚バネ，スウェイバネ，ロッキングバネの荷重 - 変位関係を用いて、A 橋と B 橋を比較した（図 - 11）。

まず、A 橋における各バネの荷重 - 変位関係をみると、

橋脚バネでは線形領域内での応答となっており、損傷は生じていない。これは、橋脚を RC 巻き立て補強したことにより、橋脚の曲げ耐力が向上したためである。

一方、スウェイバネでは終局には至らなかったものの、最大応答変位が仮動的実験終了後の正負交番載荷から得られた終局変位の約 83% となり、非常に大きな応答を示した。ここに、本研究ではスウェイバネの終局を荷重が降下し始める点と定義している。また、剛性低下や大きな履歴を描いていることから、スウェイバネに大きな塑性変形、すなわち、大きな損傷が生じているといえる。これは、RC 巻き立て補強により橋脚の曲げ耐力が向上し、基礎に伝達される地震力が大きくなったためである。

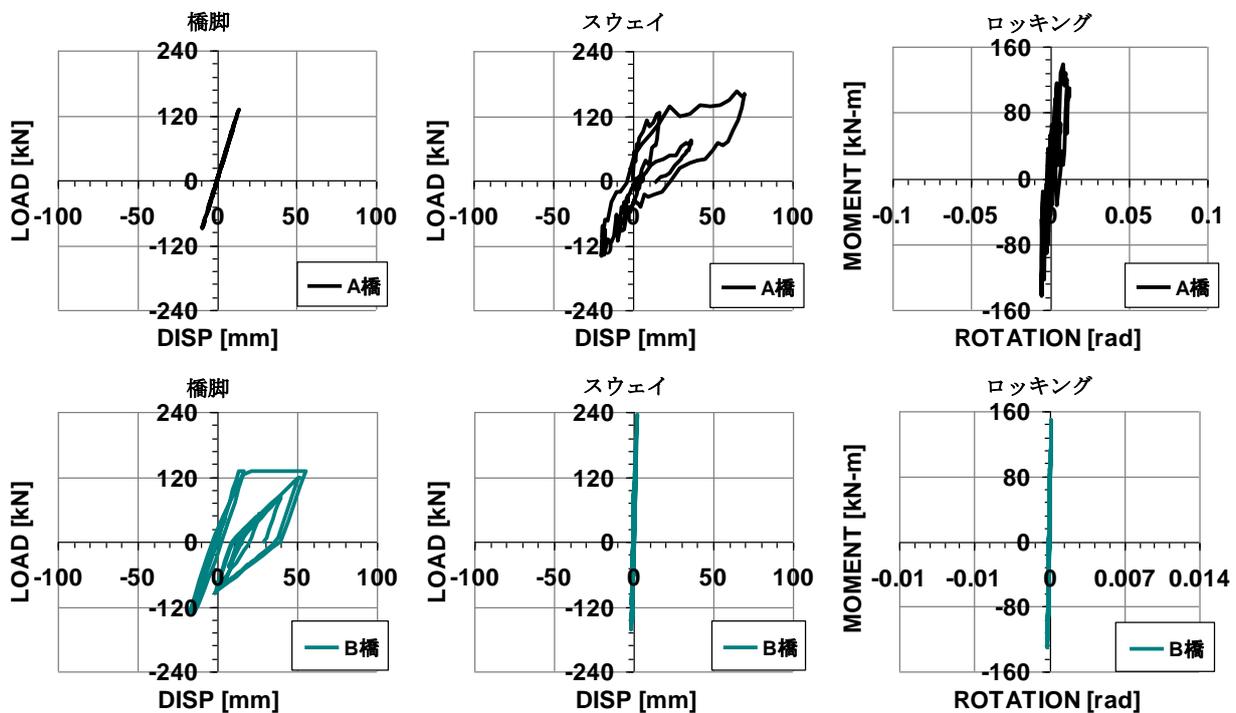


図 - 11 各バネの荷重 - 変位関係

仮動的実験終了後の正負交番載荷から、スウェイバネの終局耐力 166kN を得た。これは、事前に考えていた保有水平耐力 120kN を大きく上回っており、橋脚の終局耐力 131kN の約 1.26 倍となった。スウェイバネが橋脚より約 1.27 倍大きい耐力を有しているのにも関わらず、スウェイバネの応答は非常に大きなものとなっていることが確認できる。

また、A 橋のロッキングバネに関しては、ほぼ線形応答を示しているため、損傷はほぼ生じていないといえる。

一方、基礎を耐震補強した B 橋における各バネの荷重 - 変位関係をみると、基礎のスウェイ・ロッキングバネでは両者ともほぼ線形応答を示しており、損傷は生じていないといえる。これらのことから、基礎の補強効果が

確認できる。

一方、橋脚バネの応答は塑性域に入っており、最大応答塑性率は 4.04 であった。これは、基礎を補強したことにより、基礎の剛性および耐力が向上し、橋脚に伝達される地震力が大きくなったためである。

なお、本実験では地盤変位の影響（入力の相互作用）を考慮していないが、実験地盤が粘性土であったことや、強地震動を入力したことから、慣性力による相互作用が卓越し、入力の相互作用が実験結果に及ぼす影響は極めて小さいものであると考えられる。

4.2 曲げモーメント - 曲率関係

各杭の軸方向 PC 鋼材に貼り付けたひずみゲージから

深さ方向曲率分布を求めた。A 橋, B 橋の各杭において、応答曲率が最大値を示したときの曲率分布を図 - 12 に示す。A 橋では右の杭において、深さが GL-2.4m で、最大応答曲率が降伏曲率の 2.4 倍（以下、曲率塑性率）であった。これは、事前に行った曲げ載荷試験から得られ

た終局曲率を超えており、杭体に大きな損傷が生じていることが確認できる。

左の杭においては、深さ GL-1.8m で、曲率塑性率が 1.1 であり、終局曲率には達していないものの、大きな曲率応答値を示した。

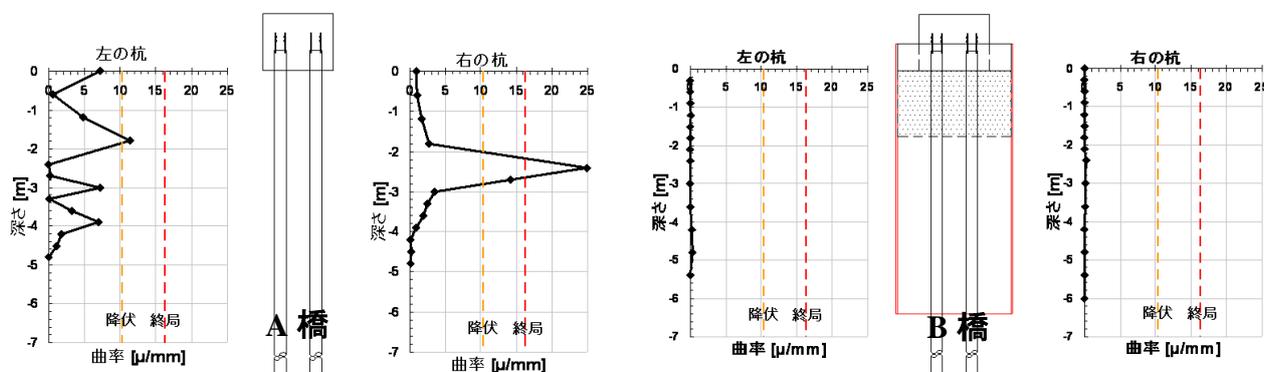


図 - 12 各試験杭の深さ方向曲率分布

一方、B 橋では左の杭において、深さ GL-4.8m で、曲率塑性率 0.03 を示し、右の杭において深さ GL-2.4m で、曲率塑性率 0.02 を示した。両杭ともに曲率塑性率が 0 に近いことから、杭体に損傷は生じていないといえる。これは、地盤改良による杭の拘束効果および鋼矢板により基礎全体の水平抵抗、摩擦抵抗が増加したことに起因すると考えられる。

5. まとめ

本研究では、既設 RC 橋脚が RC 巻立て補強されることにより、構造物全体系の地震応答性状に及ぼされる影響を明らかにするため、地盤 - 基礎 - 橋脚 - 上部構造から成る構造物全体系に対してサブストラクチャ仮動的実験を行った。実験により得られた知見を以下に記す。

1) 旧設計基準の既設 RC 橋脚に対して RC 巻き立て補強を施し、終局耐力が $0.6W_1$ から $1.2W_1$ に向上すると仮定したところ、強地震動下において橋脚躯体は線形応答を示したが、基礎水平方向においては、最大応答変位が終局変位の 83%、最大応答曲率が終局曲率を超えるなど大きな塑性変形を示した。これらのことから、橋脚を耐震補強して曲げ耐力を向上させた場合、橋脚の損傷は抑制される一方、基礎に損傷が生じることが明らかとなった。

2) 補強橋脚に対する基礎の終局耐力比が約 1.27 である場合にも、強地震動下において基礎に大きな塑性変形、損傷が確認された。そのため、橋脚躯体より基礎の耐力が高い場合でも、地震や地盤の種類によっては、橋脚補

強による曲げ耐力の向上が、基礎の降伏もしくは終局に繋がる可能性は十分にあるといえる。

3) 橋脚の耐震補強により曲げ耐力が向上し、損傷が橋脚から基礎に移行してしまうような場合でも、地盤改良と鋼矢板、増しフーチングを用いた基礎の耐震補強により、損傷が大幅に抑制されることが明らかとなった。

ただし、基礎補強の程度によっては、強地震動下で再び橋脚に大きな損傷が生じてしまう可能性があるため、構造物全体系で安全となるような基礎補強の程度を定量的に評価することが今後の課題である。

謝辞

本研究は文部科学省科学研究費補助金（基盤研究 (B) : 代表 睦好宏史）によって行われたものである。実験を行うにあたって、(株) 不動テトラの加藤康司氏、鹿島建設 (株) の山野辺慎一氏から貴重なご助言を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 中島 正愛 石田雅利 安藤和博：サブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法，日本建築学会，構造系論文報告集，No.417，pp.107-117，1990.11
- 2) 株式会社白石 日特建設株式会社 不動建設株式会社：In-Cap 工法（固化改良を併用した既設橋脚基礎構造物の耐震補強工法），財団法人 国土技術研究センター，2005.3
- 3) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，(財) 海洋架橋・橋梁調査会，2005.4