

# ピボット支承を有する旧式鋼橋の 耐震性評価および補強法

池田 学\* 芝 寛\*  
吉田 直人\* 黒田 智也\*\*

## The Evaluation of Earthquake-resistance and Reinforcement Method of the Steel Bridge of Old Type Adopting the Pivot Bearings

Manabu IKEDA Hiroshi SHIBA  
Naoto YOSHIDA Tomoya KURODA

Many old type over-road steel bridges in the Metropolitan area had been built in an important part of the transportation network. However, there are no specific methods for evaluation of earthquake-resistance of them. In this study, we have conducted an alternate load test of the pivot bearings which are widely used in such old type steel bridges. We have proposed a hysteresis model of the pivot bearings and a method for evaluation of earthquake-resistance of the steel bridges adopting the pivot bearings by using such hysteresis model. In addition, we have proposed several reinforcement methods of typical old type steel bridges, and have revealed the effectiveness of their methods by executing the dynamic analysis.

キーワード：鋼鉄道橋，ピボット支承，耐震性評価，補強工法

### 1. はじめに

首都圏をはじめ比較的幅員の広い道路と交差する鋼橋には、明治から昭和初期にかけて図1に示すようなポスト形式橋脚（形鋼とレーシングバーをリベットで結合した単柱式鋼橋脚）とピボット支承を有する構造（以下、旧式鋼橋）が多く用いられている<sup>1)</sup>。昨今、鉄道のRC高架橋では耐震補強が進められるなど、大規模地震に対する鉄道構造物の耐震性向上のための取り組みが進められており、旧式鋼橋に対しても、その耐震性能を評価し、必要に応じて補強を行うことが求められている。

一方で、旧式鋼橋の大規模地震の被災例としては、兵庫県南部地震においてポスト形式橋脚の横倒れにより桁の架違い部が線路直角方向に変形し、桁端部が損傷した例などの被災事例が報告されている<sup>2)</sup>。さらに、文献<sup>3)</sup>によれば、ピボット支承は、橋軸直角方向に地震動を受けた時の応答が大きく、弱点箇所となる可能性があることが指摘されている。これらのことから、旧式鋼橋の耐震性能を評価するためには、ピボット支承の地震時の挙動を精度よく評価する必要があると考えられる。しかしながら、ピボット支承の耐力・変形性能については今まで検討事例がなく、大規模地震に対する評価法が不明であった。

\* 構造物技術研究部（鋼・複合構造）

\*\* 構造物技術研究部（鋼・複合構造）（現 東日本旅客鉄道株）

そこで、ピボット支承の交番載荷試験を行いその耐力・変形性能を評価し、その結果を用いて代表的な旧式鋼橋の大規模地震に対する耐震評価を試みた。さらに、構造全体系での時刻歴応答解析を行い、各種補強法の提案とその定量的な効果を明らかにした。以下に、本検討結果について報告する。

### 2. 旧式鋼橋の耐震評価

#### 2.1 ピボット支承の耐力・変形性能

##### 2.1.1 交番載荷試験の概要

ピボット支承は、球面形状の突起とくぼみを組合せたヒンジ構造の鋳鋼製支承である（図1）。上下球面部の接触により鉛直荷重を支持し、上部構造の地震時水平変位

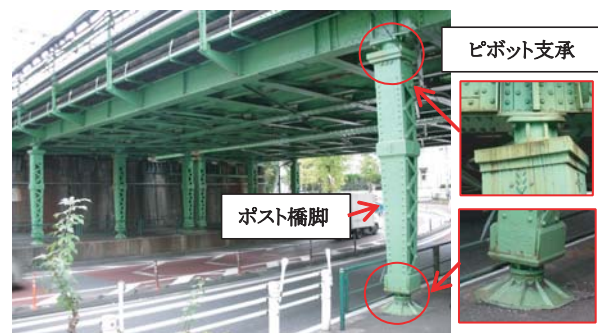


図1 旧式鋼橋の例

特集：構造物技術

に対して回転することで追従できる機能を有している。ピボット支承の耐力・変形性能を確認し、耐震性能の評価に必要な復元力モデルを設定するために、図2に示すような交番载荷試験を行った<sup>4)</sup>。

ピボット支承の試験体は、昭和26年に架設された橋梁（複線3主桁）から撤去されたピボット支承を使用した。試験体の一覧を表1に示す。試験体は、構造や寸法の違い、アンカーボルトの有無をパラメータとした計6体である。ここで、アンカーボルトとは、図3に示すように、上沓と下沓をつないだボルトを指し、昭和初期から設置されている。

载荷は、上部工反力としての鉛直荷重を荷重制御にて保持した状態で、漸増する水平変位を繰り返し与える方法とした。

2.1.2 ピボット支承の耐力・変形性能

交番载荷試験の結果の一例を図4に、回転変形時の挙動の模式図を図5に示す。本試験では、ピン構造の治具を利用して回転変形を与えていることから、試験結果を曲げモーメント（M）と回転角（ $\theta$ ）の関係で示した。

試験体No.1UU, No.4UL（以下、これらを標準タイプという）については、水平荷重を増加させると、図5に示すように、最初は曲げモーメントが一定の状態が進展し、上下沓が接触すると曲げモーメントが急激に増加した（図4（a）②）。その後、図4（a）中の③に示すように、曲げモーメントは増加せずに回転角が進展し、回転角が0.06radのとき上沓が下沓に乗り上がるようにして逸脱しそであったので载荷を終了した。

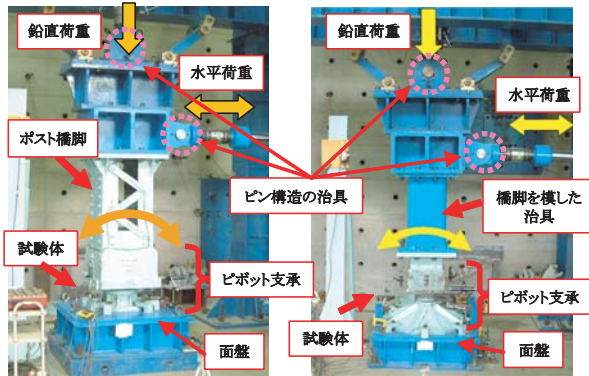


図2 载荷試験概要

これらの結果から、旧式鋼橋の橋脚に用いられているピボット支承の終局状態は、沓自体の破損ではなく回転角の増加に伴う逸脱であることがわかった。

アンカーボルトが有るピボット支承の試験体については、図4（b）中の①'に示すように、回転角が0.02rad付近から曲げモーメントが増加しはじめた。標準タイプでは、上下沓は0.045rad程度回転したときに接触していることから、上下沓の接触より先にアンカーボルトが沓に接触したと考えられる。その後、図4（b）中の②'に示すように、上沓の回転角の増加に伴って剛性が変化しながら曲げモーメントが増加する結果であった。最終的には、载荷装置の水平可動域の限界（0.09rad）まで回転させたが、上沓は逸脱しなかった。これは、アンカーボルト接触直後はアンカーボルトのみで曲げモーメントに抵抗していたが、上下沓の接触以降は接触したことによる曲げモーメントの増加とアンカーボルトの曲げ抵抗および引張抵抗が複合的に作用し、上沓の逸脱を妨げる力として働いたものと考えられる。この効果として、アンカーボルトの設置されているピボット支承は、耐力は約1.7倍、変形性能は約1.5倍の増加が見込めることがわかった。

2.1.3 ピボット支承の復元力モデル

载荷試験結果をもとに、ピボット支承の復元力モデルについて検討した。図6に、载荷試験結果（試験体No.1UU）と復元力モデルを合わせて示す。ピボット支承の地震時の挙動は、図4および図5に示したように上下沓の接触の前後で挙動が大きく異なる。このような復元力モデルを表現するために、図6（a）の範囲である上下沓が接触するまでは、上下沓球体表面間の摩擦を考慮した完全パイリニア型のモデルとし、図6（b）の範囲である上下沓の接触以降は、ギャップ多直線型非線形ばね要素とし、これら2つのモデルを合成した。摩擦ばねの摩擦係数

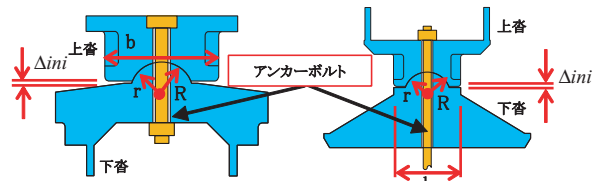
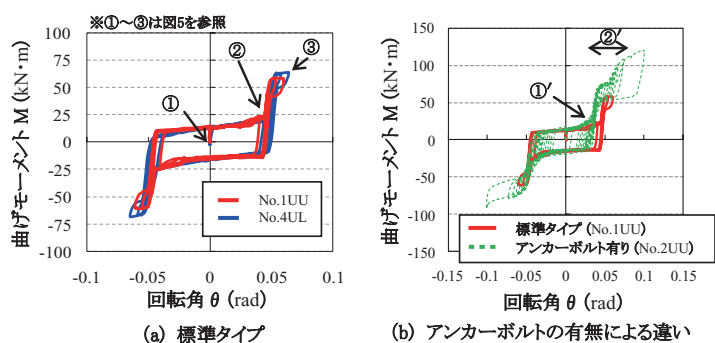


図3 アンカーボルト

表1 試験体一覧

No.	実橋での設置箇所		アンカーボルト	球体部半径 (mm)		上下沓遊間 $\Delta ini$ (mm)	支承径 b (mm)
	支持する主桁	ポスト橋脚の上下		上沓 R	下沓 r		
1UU	外主桁	上	無し（撤去）*	86	85	5	300
2UU	外主桁	上	有り	86	85	5	300
3UU	中主桁	上	有り	96	95	5	320
4UL	外主桁	下	無し（撤去）*	86	85	5	240
5UL	外主桁	下	有り	86	85	5	240
6UL	中主桁	下	有り	96	95	10	300

\*アンカーボルトが設置されていたが、試験体では撤去して用いた。  
 ・UU：ポスト橋脚上端ピボット支承を指す。Used, Upper の略。UL：ポスト橋脚下端ピボット支承を指す。Used, Lower の略。  
 ・各寸法を示す記号は、図3による。



(a) 標準タイプ (b) アンカーボルトの有無による違い

図4 試験結果 (M-θ関係)

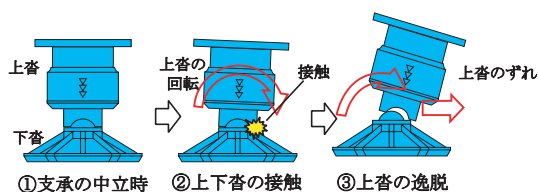


図5 回転変形時の挙動の模式図

( $\mu$ ) は、曲げモーメントと鉛直力の比で表わされるころがり摩擦係数とし、試験結果より0.03とした。また、試験において、上沓が逸脱しそうな挙動を示した回転角 (0.06rad) を支承の終局状態と定義し、支承径と球面凸部高から算定することとした。提案する復元力モデルにおける曲げモーメント-回転角関係の骨格曲線の算定方法を表2に示す。

図6より、復元力モデルの骨格曲線は概ね試験結果を表現できており、実挙動に近い評価が可能であると考えられる。

## 2.2 構造物全体系モデルによる耐震評価

構造物を3次元骨組解析モデルで表現し、地震波を入力して時刻歴応答解析を行い、各部材の損傷レベルを評価することにより耐震評価を行う。図7に解析モデルの一例を示す。ピボット支承は図6の復元力モデルを有する非線形回転ばね要素、桁支承は非線形ばね要素<sup>5), 6)</sup>、それ以外の鋼桁やポスト形式橋脚等は線形梁要素にモデル化している。図8に、ピボット支承の復元力モデルと損傷レベルとの関係を、表3に耐震標準<sup>7)</sup>の部材の損傷レベルの概念を示す。ピボット支承の損傷レベルは、表3の耐震標準の考え方にに基づき、交番載荷試験のピボット支承の終局状態を考慮して、図8のように定めることとした。

表4に耐震性評価の事例を示す。耐震性評価は、以下に示す2つのケースについて実施した。

ケース①は、橋長23.3m (4.0+15.3+4.0m)の複線3主桁ゲルバー下路桁形式である。この橋梁は、旧式鋼橋の中では、橋長や構造形式等が標準的と考えられるものである<sup>3)</sup>。ケース②は、ケース①より橋長が長く (7.4+25.8+7.4m) 斜角を有する (斜角約83°) 橋梁である。なお、ケース①の構造物は、衝撃振動試験を行っており、固有値解析結果と衝撃振動試験の固有振動数が比較

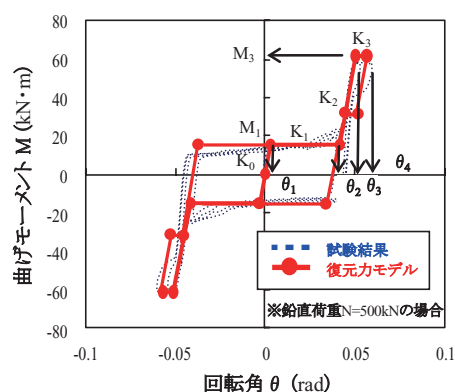


図6 ピボット支承の復元力モデル (標準タイプ)

表2 骨格曲線の設定 (標準タイプ)

回転角の範囲	支承の挙動	骨格曲線
$0 < \theta \leq \theta_1$	～すべり始め	$K_0=10N$ $M_1=\mu N$ ( $\mu=0.03m$ )
$\theta_1 < \theta \leq \theta_2$	すべり始め ～上下沓の接触	$K_1=0$ (0.001 $K_0$ 程度) $\theta_2$ : 支承径と初期遊間量から算定
$\theta_2 < \theta \leq \theta_3$	上下沓の接触 ～折れ点	$K_2=K_0$ $M_2=0.12N$
$\theta_3 < \theta \leq \theta_4$	折れ点～終局 (逸脱手前)	$K_3=0.01K_0$ $\theta_4$ : 支承径と突起高の1/4から算定

※ K: M-θ関係の剛性, N: 鉛直力

的良い相関が得られていることを確認している<sup>8)</sup>。また入力地震波は、耐震標準のL2地震動スペクトルⅡとした。

両ケースの構造物ともに橋軸直角方向の応答が卓越していたため、表4は橋軸直角方向に地震波を入力したときの評価結果を示す。表4より、L2地震動に対しても両ケースともに各部材の損傷レベルが3以下に留まっており、旧式鋼橋の耐震性能は比較的高いことが確認された。

主桁とポスト形式橋脚は、いずれも弾性範囲に留まっており、今回の解析結果では、地震時の弱点箇所となる可能性は低いことが確認できた。

桁支承は、両ケースの構造物ともに大規模地震時に降伏点を超えており弱点箇所となりうる可能性があることが確認された。

図9にピボット支承の応答履歴図を示す。ケース①では上下沓が接触する回転角以上の応答が生じた。ケース②では損傷レベル3に達しており、大規模地震時に弱点箇所となりうる可能性があることが明らかとなった。なお、ケース②の方が応答が大きかったのは、スパンが長く上部工反力が大きいため、地震時の水平力が大きく生じたことが理

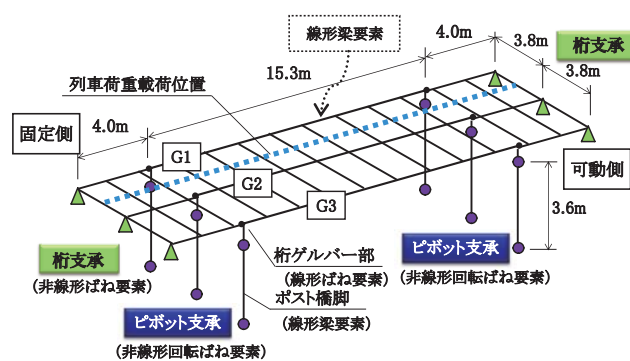


図7 解析モデル（ケース①）

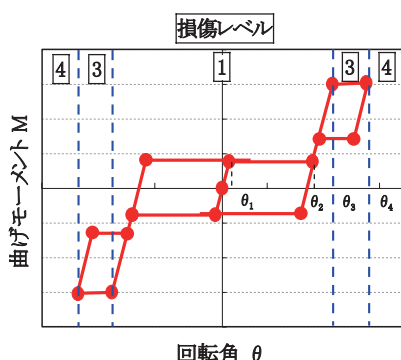


図8 ピボット支承の損傷レベルの設定<sup>7)</sup>

表3 損傷レベルの概念

	損傷のレベル
損傷レベル1	無損傷で健全な状態（弾性範囲内）
損傷レベル2	場合によっては補修が必要な損傷
損傷レベル3	補修が必要な損傷
損傷レベル4	補修が必要で、場合によっては部材の取替えが必要な損傷

由と考えられる。

このように、旧式鋼橋は耐震性能が比較的高いが、一方で桁支承とピボット支承の応答が大きく弱点箇所となる可能性があることが明らかとなった。

### 3. 耐震補強法の検討

#### 3.1 旧式鋼橋の補強の考え方

前述の通り、大規模地震時には、桁支承とピボット支承が弱点となる可能性がある。これらの部分を補強する方法として、ピボット支承を直接補強する簡易な補強工法として補強リングを用いる方法と、やや大規模な補強としてポスト橋脚および桁の下横構のブレース補強等が考えられる（図10）。なお、桁支承の補強に関しては、落橋防止装置等の設置の考え方がすでに整備されているため、本検討は主にピボット支承の補強に着目した。

表4 耐震評価の適用事例  
(L2地震動スペクトルⅡに対する評価結果)

部位	ケース①	ケース②
主桁部材	損傷レベル1	損傷レベル1
桁支承	損傷レベル2	損傷レベル2
ポスト橋脚	損傷レベル1	損傷レベル1
ピボット支承	損傷レベル1	損傷レベル3

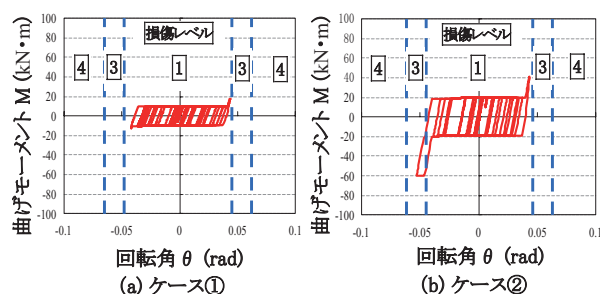


図9 ピボット支承の応答履歴

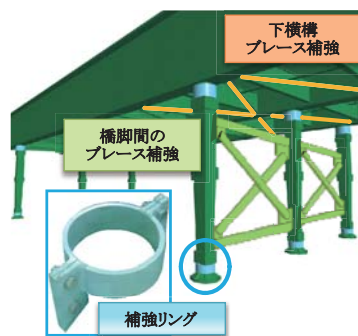


図10 対象とする補強法の概念図

#### 3.2 ピボット支承の補強

##### 3.2.1 補強法（補強リング）の概要

都市内の旧式鋼橋の橋脚は、歩車道境界や車線間等の狭隘な箇所を設置されていることが多いため、可能な限りコンパクトかつ容易に施工できる構造が望まれる。そこで、橋脚の断面内に収まるサイズで、現場で人力により簡易に施工できる補強リングを考案した。図11に補強リングの概要図を示す。補強リングは、図5に示す回転変形時の挙動に対して、上沓のずれを抑える効果（図12 (a)）と、回転を抑える効果（図12 (b)）により抵抗するように考えた。また、補強リングを取付ける事により、抜け出しを抑える効果（図12 (c)）も付加されると考えられる。

##### 3.2.2 補強効果の確認と復元力モデル

考案した補強リングについて、補強効果の確認と補強リングを設置したピボット支承の復元力モデルを設定することを目的として、交番載荷試験を行った<sup>9)</sup>。

図13に試験体No.1UUの載荷試験結果を示す。補強リングを取付けることにより、耐力は約2倍、変形性能は約1.5倍増加することを確認した。最終的には、載荷装置の水平可動域の限界 (0.09rad) まで回転させたが、上沓は逸脱しなかった。

この結果をもとに、補強リングを設置したピボット支

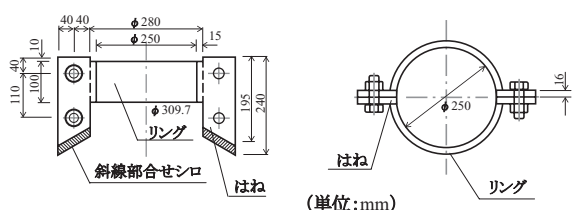
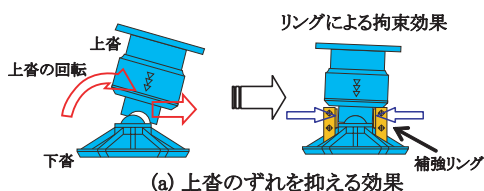
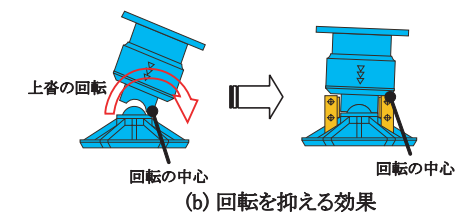


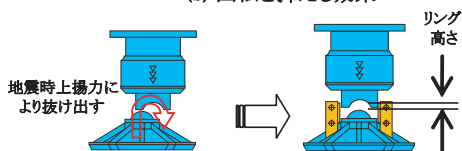
図 11 補強リングの構造（ポスト橋脚下端用）



(a) 上脊のずれを抑える効果



(b) 回転を抑える効果



(c) 抜け出しを抑える効果

図 12 補強リングの効果

承の復元力モデルについて検討した。補強リングを取り付けたピボット支承の地震時の挙動は、補強リングと沓が接触する前後で挙動が大きく異なる。このような復元力モデルを表現するために、図6と同様に、沓とリングが接触する回転角 $\theta_2$ までは、完全バイリニア型のモデルとし、沓とリングの接触以降は、ギャップ多直線型非線形ばね要素とし、これら2つのモデルを合成した。支承の終局状態は、試験の際に確認した0.09radまで回転した状態と定義した。回転角 $\theta_3$ 以降の剛性 $K_3$ は、図6の無補強の場合と異なり曲げモーメントが増大することを考慮して、初期剛性の0.25倍と設定することで表現した。提案する復元力モデルにおける曲げモーメントー回転角関係の骨格曲線の算定方法を表5に示す。

図13に、載荷試験結果と復元力モデルを合わせて示す。これにより、復元力モデルは試験結果の $\theta_3$ 以降の耐力と変形性能の増加を考慮でき、終局状態を概ね表現できていると考えられる。

### 3.3 橋脚間および下横構の補強

旧式鋼橋においては、図10に示す橋脚間ブレース補強が実施されている場合があるが、車の衝突に対する補強を主目的としたものであり地震時の補強としての効果は明確になっていない。また、主桁の下横構の補強を行うと桁の横剛性が増大してピボット支承の応答を下げる効

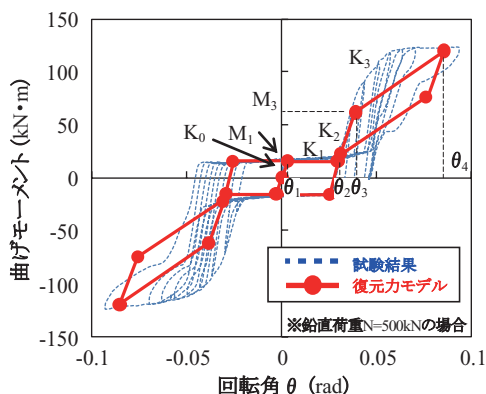


図 13 ピボット支承の復元力モデル

表 5 骨格曲線の考え方

回転角の範囲	支承の挙動	骨格曲線
$0 < \theta \leq \theta_1$	～すべり始め	$K_0 = 10N$ $M_1 = \mu N$ ( $\mu = 0.03$ )
$\theta_1 < \theta \leq \theta_2$	すべり始め ～沓と補強リングの接触	$K_1 = 0$ (0.001K <sub>0</sub> 程度) $\theta_2$ : リング外径と初期遊間量から算定
$\theta_2 < \theta \leq \theta_3$	沓と補強リングの接触 ～折れ点	$K_2 = K_0$ $M_2 = 0.12N$
$\theta_3 < \theta \leq \theta_4$	折れ点～終局 (逸脱手前)	$K_3 = 0.25K_0$ $\theta_4$ : 無補強の $\theta_4$ の1.5倍

※ K: M- $\theta$ 関係の剛性, N: 鉛直力

果があると考えられる。そこで、橋脚間および下横構のブレース補強を行った場合について検討した。

ブレース材は、橋脚間ブレース補強を行う際に多く用いられる山形鋼(L90×90×10)を線形はり要素でモデル化し、桁および橋脚との連結はピン結合とした。

### 3.4 補強法の効果

図10に示す補強法の効果を明らかにするために、構造全体系における時刻歴応答解析を実施した。図14に、補強を行った両ケースについて、L2地震動の加速度を増大した地震波を含む様々な地震波を入力して解析した結果を示す。図14(a)はピボット支承、図14(b)は桁支承について、無補強の場合の照査値(最大応答値/限界値)と補強後の照査値の関係で示した。図中の破線は、無補強時に対する補強後の照査値の比を表したもので、値が小さいほど大きな補強効果が得られることを示している。

ピボット支承に補強リングを設置した場合、ピボット支承の照査値が無補強と比較すると0.6、すなわち4割程度低減する効果が得られることがわかる。これは、補強リングを取付けることにより図12の(a)、(b)の効果が発揮され、ピボット支承の耐力と変形性能が増加するためである。一方、桁支承の照査値は、補強リングを設置してもほとんど変わらない。これにより、補強リングは、ピボット支承の耐震性能を向上させる場合に有効な補強方法であると言える。

橋脚間のブレース補強や下横構のブレース補強により、ピボット支承の照査値が2～9割程度低減する効果が得られることがわかった。しかし、橋脚間のブレース補強は、

特集：構造物技術

橋脚の負担増をもたらす可能性<sup>3)</sup>があり、下横構ブレース補強は、桁の横剛性が高くなることから、桁支承に1.5倍程度の負担増をもたらす場合もあることがわかった。

これらの結果から、補強の考え方として、旧式鋼橋の耐震評価を行った結果、ピボット支承に軽微な損傷が生じる場合は補強リングの設置、損傷の程度が大きい場合はブレース補強を検討するのがよいと考えられる。このとき、補強により他部材・部位への負担が大きくなる場合には、それらの補強も合わせて検討する必要がある。

4. まとめ

本研究では、旧式鋼橋に用いられているピボット支承について、交番載荷試験を実施して耐力・変形性能を評価し、その結果を用いて旧式鋼橋の耐震性評価を行った。さらに、構造全体系での時刻歴応答解析により、各種補強法の定量的な効果を明らかにした。本研究で得られた知見をまとめると次のとおりである。

- (1) 旧式鋼橋の橋脚に用いられているピボット支承の終局状態は、沓自体の破損ではなく回転角の増加に伴う逸脱である。
- (2) 本研究において解析を行った構造物では、L2地震動に対して各部材の損傷レベルが3以下に留まっており、耐震性能が比較的高いことを確認した。しかし、橋長が長くなると桁支承とピボット支承の応答が大きくなる傾向にあり、これらが地震時に弱点箇所となりうる。
- (3) 考案した補強リングの設置により4割程度、橋脚間のブレース補強や下横構のブレース補強により2～9割程度のピボット支承の照査値が低減する効果が得られることがわかった。ただし、ブレース補強は、逆に桁支承への負担増をもたらすこともあるので、他の補強も合わせて検討する必要がある。

本成果により、ピボット支承を有する旧式鋼橋の耐震評価、補強工法の策定が可能となったと考える。今後、様々な条件におけるピボット支承の載荷試験、構造全体系のパラメータ解析等を行って、耐震評価の精度向上を図る予定である。

謝辞

本研究を行うにあたり、旧式鋼橋の各種設計資料、ピボット支承および橋脚をご提供頂いた東日本旅客鉄道(株)の関係各位に感謝の意を表す。

文献

1) 黒田智也, 池田学, 杉舘政雄, 齋藤聡, 工藤伸司, 高瀬誠司, 土屋尚登: ポスト形式鋼製橋脚を有する鉄道橋の分布状況と

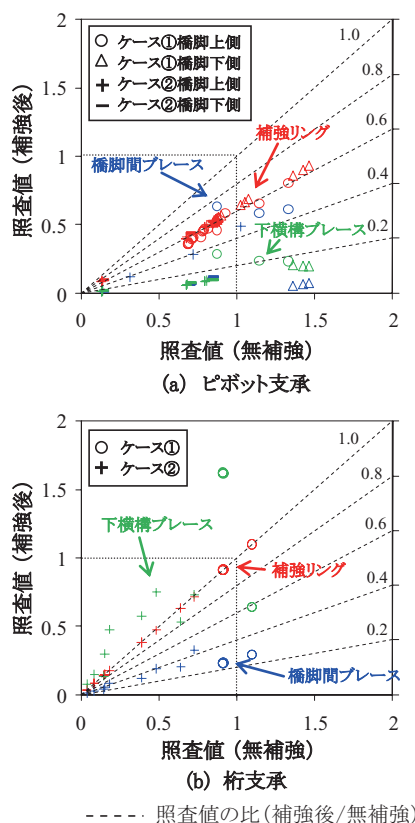


図14 各種補強による照査値の比較

耐震性評価, 第60回土木学会年次学術講演会, 2008.9

2) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道総研報告 兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書, 1996.4  
 3) 黒田智也, 池田学, 杉舘政雄, 齋藤聡, 工藤伸司: ポスト形式橋脚を有する鋼鉄道橋の地震時挙動に関する基礎的検討, 構造工学論文集, Vol.55A, 2009.3  
 4) 高野幸宏, 齋藤聡, 工藤伸司, 芝寛, 池田学: 既設鋼鉄道橋に用いられたピボット支承の耐力・変形性能(その1), 第65回土木学会年次学術講演会, 2010.9  
 5) 中原正人, 池田学, 永井紘作, 豊岡亮洋: 鋼鉄道橋用の線支承の地震時復元力モデルに関する基礎的検討, 第12回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, B-6, 2009.1  
 6) 安原真人, 藤橋秀雄, 市川篤司, 水谷太作: 既設鋼鉄道橋の鋼製支承の水平耐力評価に関する実験および解析的研究, 構造工学論文集, Vol49. A, 2003.3  
 7) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 1999.10  
 8) 黒田智也, 池田学, 杉舘政雄, 齋藤聡, 工藤伸司: ポスト形式鋼橋脚を有する鉄道橋の衝撃振動試験, 第64回土木学会年次学術講演会, 2009.9  
 9) 芝寛, 池田学, 高野幸宏, 齋藤聡, 工藤伸司: 既設鋼鉄道橋に用いられたピボット支承の耐力・変形性能(その2), 第65回土木学会年次学術講演会, 2010.9