

非線形梁要素を用いた動的解析による曲線橋を支持する免震支承の損傷の再現性

甲斐義隆¹・矢部正明²・秦 吉弥³

¹正会員 構助解析事務所（〒192-0361 東京都八王子市越野39-53）

²正会員 (株)長大 構造事業本部（〒505-0821 茨城県つくば市東平塚730）

³正会員 大阪大学 大学院工学研究科（〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1）

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震によって積層ゴム系支承に支持された橋梁の被害分析は、東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会（委員長：九州工業大学幸左賢二教授）¹⁾が精力的に実施してきている。本報告は、文献1)に示された積層ゴム系支承に支持された橋梁のうち、免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）に支持され、その構造形式が複雑な旭高架橋（写真-1参照）を対象に、積層ゴム系支承に支持された曲線橋の非線形動的解析を行い、動的解析より得られる情報を用いて免震支承に生じた損傷を何処まで説明できるかを検討した。これは、動的解析が橋に生じた損傷を再現できることを示すことによって、動的解析の妥当性を確認するのが目的である。本報告は、動的解析の実力を示す（＝質の高い動的解析を行う）ことによって、危機耐性に配慮した耐震設計に有用な情報を発信できるようにするという、性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会動的解析WGの活動の一環として実施されたものである。

2. 解析条件

検討は、図-1に示すAs1橋台からA2橋台間の4径間連続PC曲線箱桁橋（ランプ部）と7径間連続PC箱桁橋2連（本線）を考慮した全体系モデルを用いた。これは、文献1)と同じであるが、ここでは、免震支承に生じた損傷を動的解析より得られる情報を用いて説明することを目的としているので次の点を変更した。



写真-1 検討対象とした旭高架橋のランプ部

- 1) 免震支承が損傷したランプ橋のPa1からPa3橋脚と本線との架け違いとなるP1橋脚は、ファイバー要素でモデル化する。
- 2) 免震支承の鉛直方向剛性は、圧縮側と引張側で剛性が異なる非線形弾性ばねでモデル化する。
- 3) 粘性減衰マトリックスは、免震支承の初期剛性が粘性減衰に寄与しないようにモデル化する。

図-2は、本検討での主たる着目箇所となるランプ橋部の動的解析モデルの概要である。

免震支承の鉛直方向剛性は、E-Defenseでの橋梁耐震実験²⁾や建築分野での研究成果³⁾を参考に、引張側の剛性を圧縮側の剛性の1/5とした。

図-3は、旭高架橋の固有値解析結果を用いてひずみエネルギー比例減衰法で求めた橋のモード減衰数である。本検討で着目するランプ部は、3次（固有周期1.48秒）と4次（1.47秒）でその固有振動の卓越が確認されている。旭高架橋のランプ部は、曲線箱桁橋であることから、水平2方向だけでなく上下方向の固有振動モードも地震応答に寄与すると考え

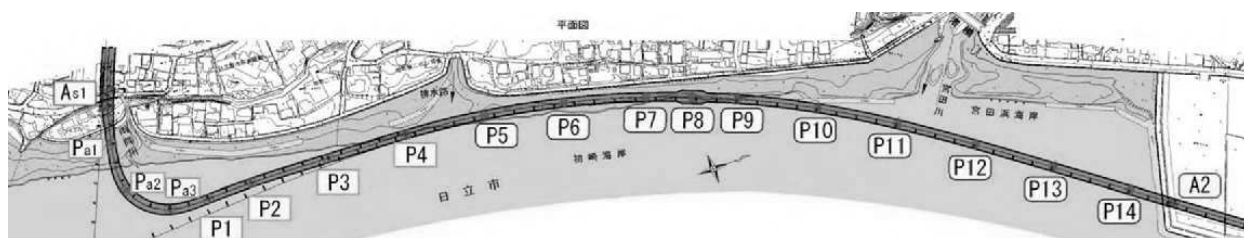


図-1 旭高架橋の平面線形概要¹⁾

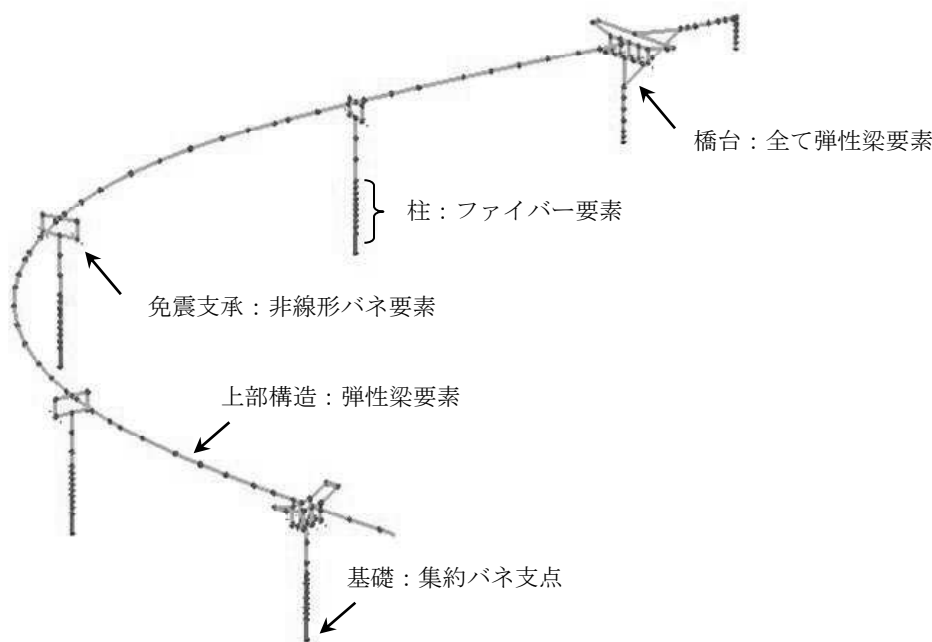


図-2 旭高架橋のランプ部4径間連続PC曲線箱桁橋の動的解析モデル

られたので、非線形動的解析に用いるRayleigh型粘性減衰の比例定数は、水平2方向と上下方向のモード寄与率のベクトル和を重み係数として最小2乗法

^{4),5)}によって求めた。

入力地震動は、秦らによってサイト特性置換手法によって推定された2011.3.1114:46東北地方太平洋沖地震での旭高架橋の周辺地盤上の地震動⁶⁾の3成分を作用させた。

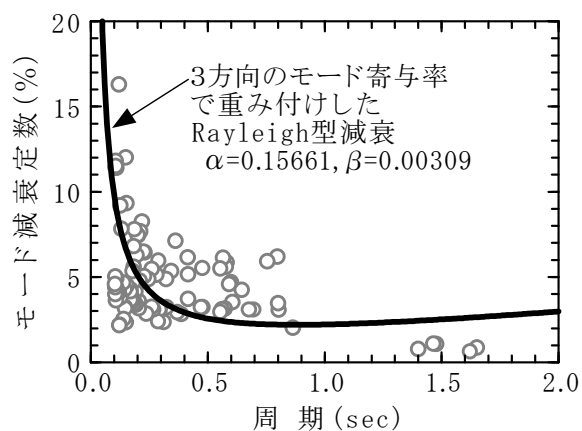


図-3 旭高架橋のモード減衰定数と粘性減衰によるモデル化

3. 免震支承の地震応答と損傷評価

図-4はAs1橋台上の免震支承、図-5はPa1橋脚とPa2橋脚およびPa3橋脚上の免震支承、図-6はP1橋脚上の免震支承のせん断ひずみと鉛直方向応力度の関係を整理したものである。円形の免震支承のせん断ひずみは、動的解析より得られる水平2方向ばねに生じたせん断変形のベクトル和をプロットした。矩形的免震支承であるP1橋脚上の終点側は、動的解析より得られる水平2方向ばねに生じたせん断変形の大きい方の値をプロットした。鉛直方向応力度は、支承に生じたせん断変形に相当する面積を控除した有効支圧面積⁷⁾で動的解析より得られる非線形弾性ば

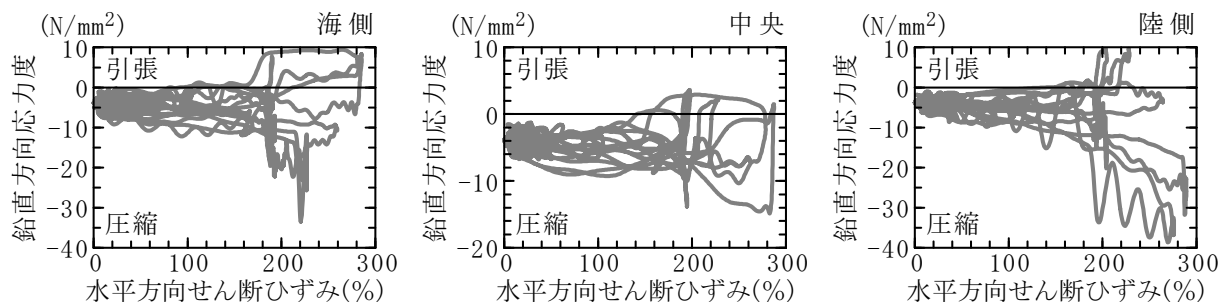


図-4 As1 橋台上の免震支承の水平方向せん断変形と鉛直方向応力度の関係

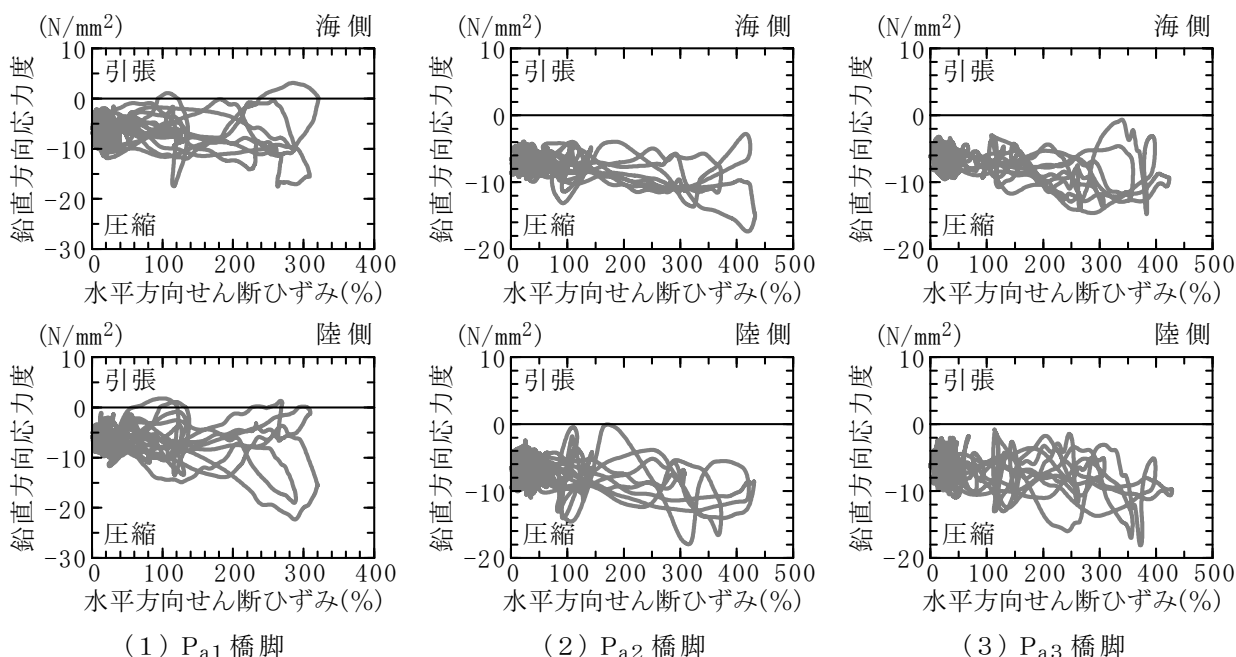


図-5 中間橋脚上の免震支承の水平方向せん断変形と鉛直方向応力度の関係

ねの鉛直方向力を除した値をプロットした。図より、免震支承に生じた最大せん断ひずみは、約300%～400%程度であり、一般的な積層ゴム系免震支承の破断ひずみに近い値であるが、実際には、As1橋台上の海側の免震支承にしか亀裂が生じていないことと、動的解析では、As1橋台とPa1・Pa2・Pa3中間橋脚およびP1橋脚上の免震支承に同程度のせん断ひずみが生じていることから、As1橋台上の海側免震支承に生じた亀裂は、せん断変形だけで生じたものではないと考えられる。

図-4より、As1橋台上の免震支承は、海側と陸側の両端部に位置する免震支承に、大きな引張応力度が生じている。中央に位置する免震支承に生じた引張応力度は、約3.6N/mm²と小さいが、海側の免震支承には約9.4N/mm²、陸側の免震支承には約

9.6N/mm²という大きな引張応力度が生じている。海側と陸側の免震支承に着目すると、陸側の方がわずかに引張応力度が大きい、大きな引張応力度が生じている時のせん断変形の変化量は小さいことがわかる。海側の支承は大きな引張応力度が生じている時に、せん断変形の変化量が大きいことがわかる。海側の支承と陸側の支承に生じた引張応力度の最大値はほぼ等しいが、引張状態でより厳しいせん断変形が生じているのは、海側の支承であることがわかる。実際に、旭高架橋では、As1橋台上の海側の支承に亀裂が生じており、図-4の結果は、実際の損傷と整合していることがわかる。

図-5は、4径間連続PC曲線箱桁橋（ランプ部）の中間橋脚上の免震支承である。As1橋台に近いPa1橋脚上の免震支承には、引張応力度が生じているが海

側で約 3.1N/mm^2 ，陸側で約 1.8N/mm^2 とともに小さい。中間橋脚上の免震支承には際だった損傷は確認

されていないので，図-5の結果は，実際の損傷と整合していることがわかる。

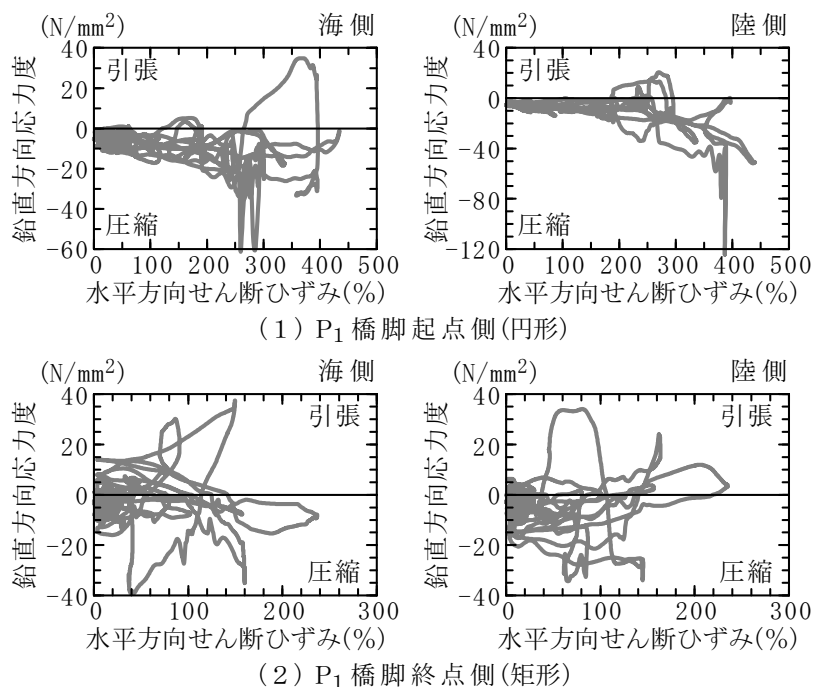


図-6 架け違い橋脚 P₁ 上免震支承の水平方向せん断変形と鉛直方向応力度の関係

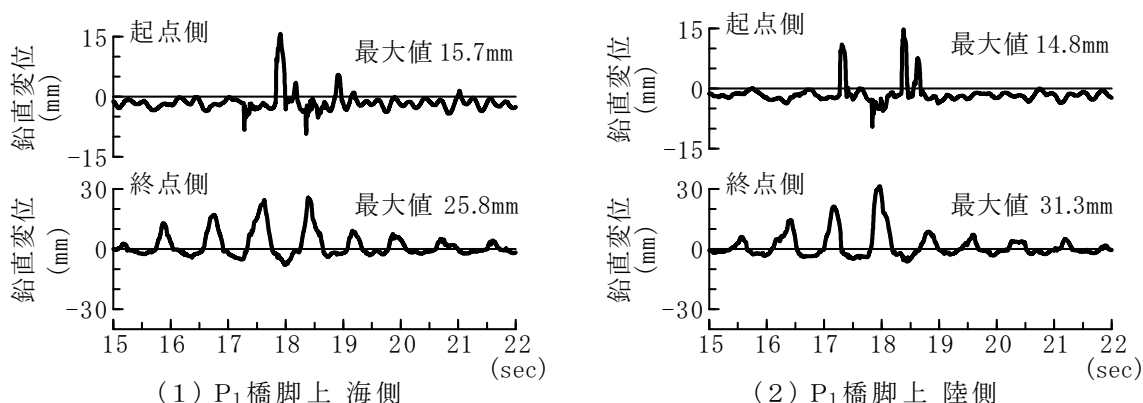


図-7 架け違い橋脚 P₁ 上免震支承の鉛直方向挙動のランプ部と本線部の比較

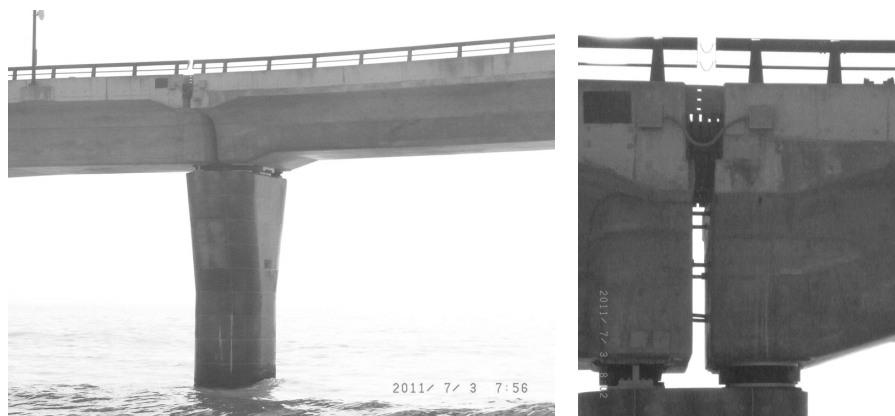


写真-2 旭高架橋の架け違い部 P₁ 橋脚上のランプ部と本線の状況

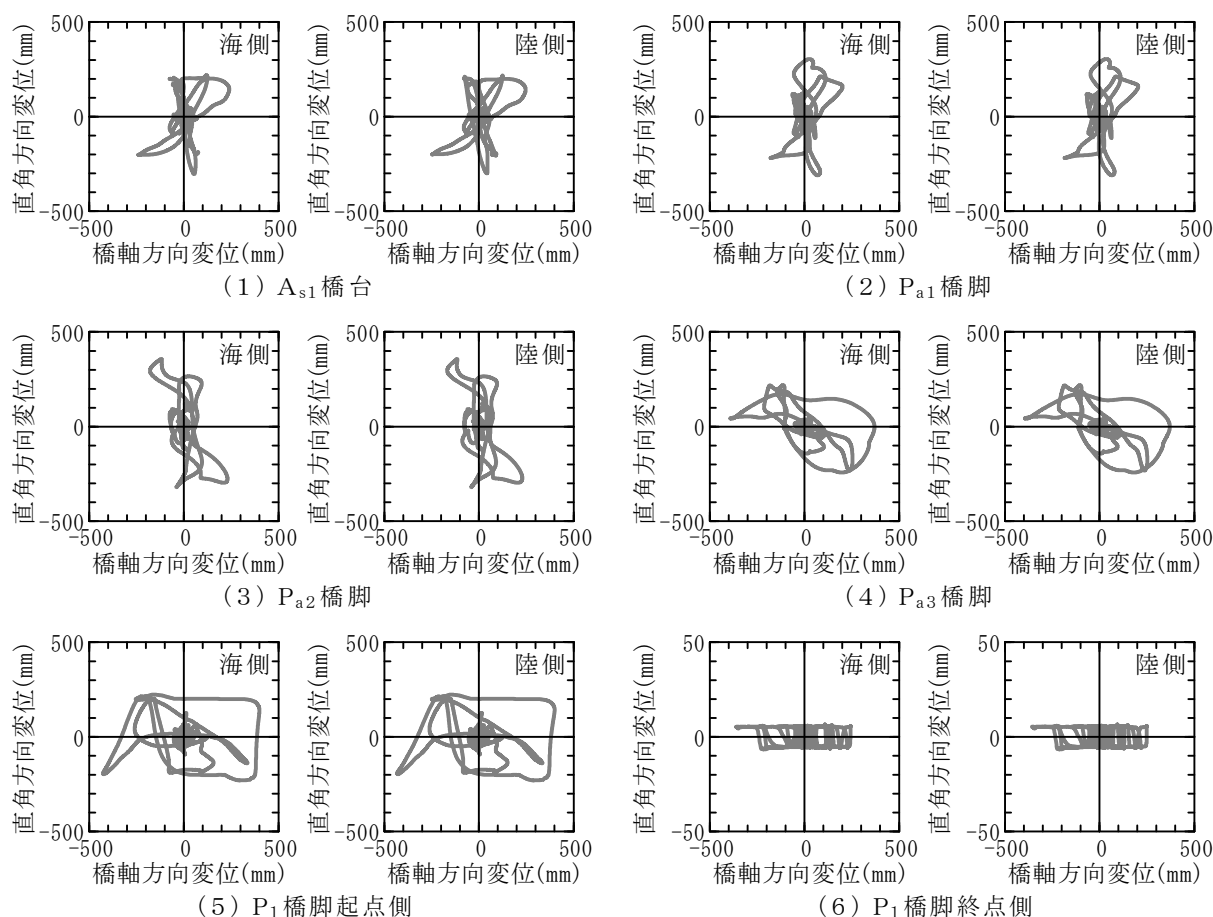


図-8 免震支承の水平方向地震応答（水平2方向変形のリサージュ）

図-6は、ランプ側（起点側：円形）と本線側（終点側：矩形）の免震支承である。起点側、終点側ともに非常に大きな引張応力度が生じていることがわかる。実際に生じた損傷は、終点側の矩形の免震支承の被覆ゴムの破断・剥離であることから、動的解析より得られた免震支承の地震応答は実際に生じた損傷を過大評価していることがわかる。なお、同じP1橋脚上の起点側（円形）と終点側（矩形）の免震支承間だけの比較をすると、明らかに、終点側の免震支承の方が、何度も引張状態にあることがわかる。これより、動的解析より得られる免震支承の地震応答は、起点側と終点側に生じた損傷の大小の違いとは整合していると考えることができる。

図-7は、架け違い橋脚P1上の免震支承の鉛直方向変位を示したものである。明らかに起点側と終点側の鉛直上方への変位が生じるタイミングがずれていることがわかる。これは、動的解析モデルでは、ランプ部桁端と本線桁端部を接合している部材（伸縮装置等）をモデル化していないために解析上生じた事象である。実際には、写真-2に示すように、ランプ部と本線の桁端部には伸縮装置等の部材があるため、片側の桁端が鉛直上方に変位しようとしても、

もう一方の桁端は逆方向（鉛直下方）に変位しようとするので、免震支承に実際に生じた引張応力度は、図-6に示す値よりも小さかったと予想される。

図-8は、免震支承に生じた変形のリサージュを示したものである。免震支承が3基設置されているAs1橋台上は両端部の免震支承だけを示した。図より、架け違い部のP1橋脚上の免震支承を除けば、橋台や橋脚上の免震支承のせん断変形は同じような挙動を示していることがわかる。しかし、P1橋脚上の免震支承は、4径間連続PC曲線箱桁橋と7径間連続PC箱桁橋としての振動特性の差、円形免震支承と矩形免震支承の差およびそのような差がある橋が、写真-2のような部材によって実際には緩く接合されていたことによる複雑さが実際の地震応答には生じていたと予想される。動的解析でそのような事象を再現するためには、写真-2に示した部材も動的解析モデルに考慮する⁸⁾必要がある。

4. 橋台と橋脚の地震応答

図-9は橋台と橋脚躯体の変形のリサージュである。

橋台はほとんど変位していないことがわかる。写真 -3は、As1橋台位置の橋面上の損傷状況である。写

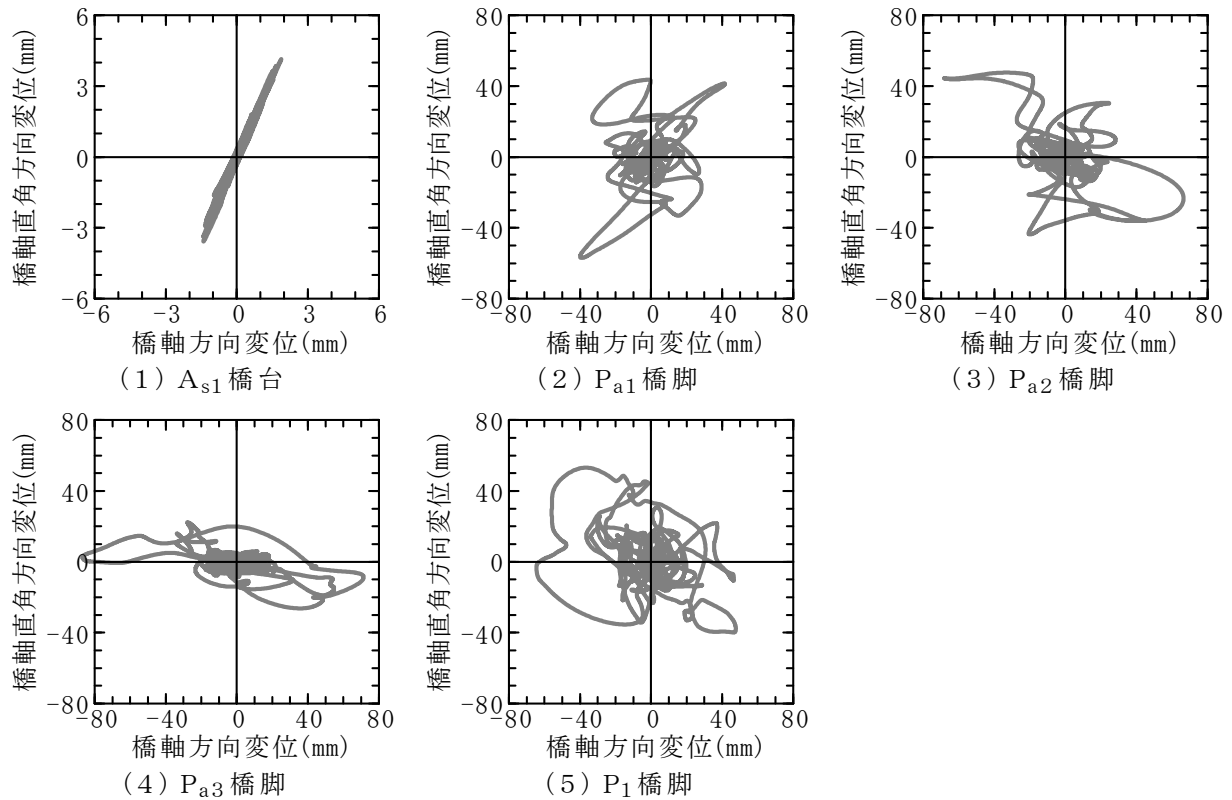


図-9 橋台と橋脚躯体の水平方向地震応答（躯体の水平2方向の変形リサージュ）



写真-3 As1 橋台位置の損傷状況

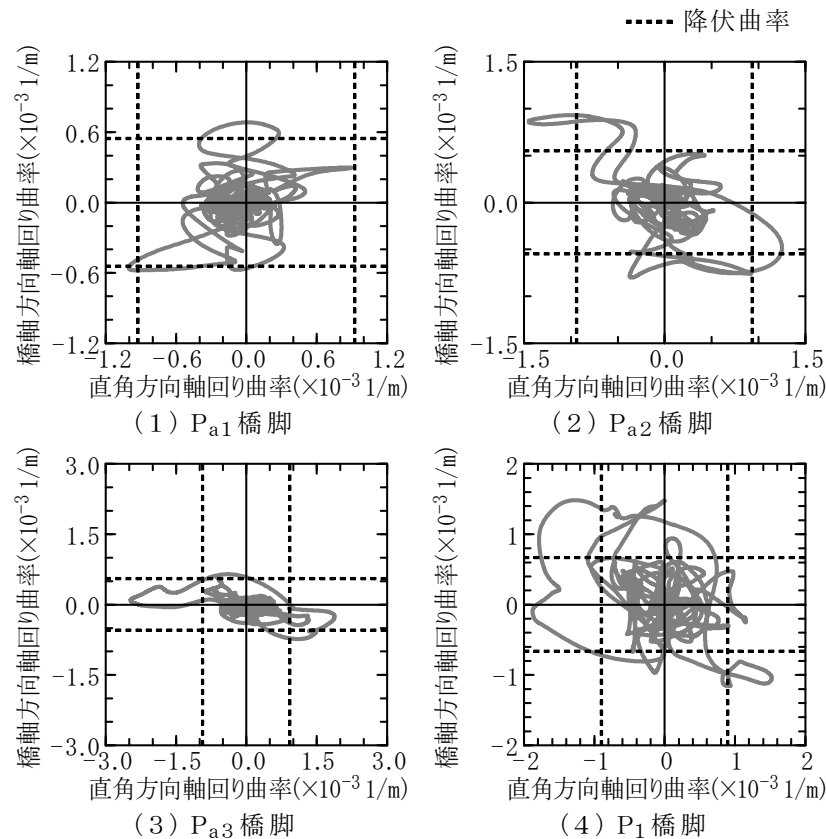


図-10 橋脚基部断面の曲げ変形（水平2方向のリサージュ）

真からも、橋台ではなく、桁が橋軸方向に大きく変位したことがわかる。

図-10は、橋脚基部断面の応答曲率のリサージュである。何れの橋脚ともに、降伏は超えているが、耐震設計上の終局には余裕を残していることがわかる。橋脚基部の損傷状況は、フーチング上の土被り等を取り除かないと確認できないので、図-10の妥当性を確認するだけの情報を我々は得ていない。橋脚に有意な残留変形が確認されていないことから、橋脚が大きく非線形化していない程度の確認しかできない。

5. まとめ

2011.3.1114:46東北地方太平洋沖地震で免震支承に損傷が生じた4径間連続PC曲線箱桁橋の動的解析を行い、動的解析より得られる情報から、免震支承に生じた損傷を説明できることを示した。以下に検討結果を示す。

- 1) As1橋台上の海側の免震支承に生じた亀裂は、免震支承に引張応力が生じている状態で、せん断変形量が大きく変化するような地震応答が生じたからと予想される。
- 2) 動的解析より得られた免震支承の地震応答は、

架け違い部のP1橋脚上の免震支承を除けば、免震支承に実際に生じた損傷状態と整合する結果が得られた。

- 3) 架け違い部のP1橋脚上の免震支承の地震応答を、実際に免震支承に生じた損傷状況に近づけるためには、ランプ桁端と本線桁端を接合している部材（伸縮装置等）を動的解析モデルに考慮する必要がある。
- 4) 対象とする系の地震応答が卓越する方向の固有振動モードのモード寄与率を重み係数として最小2乗法によって求めたRayleigh型粘性減衰の比例定数の設定法は、多自由度系のRayleigh型粘性減衰の比例定数を客観的に決めることができることを示した。

謝辞：京都大学高橋良和先生と(株)エイト日本技術開発の藤田亮一氏には、旭高架橋の構造データを提供して頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 公益社団法人土木学会・地震工学委員会・地震工学委員会・東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会：東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会最終報告書，pp.I-112-I-115，2015。

- 2) 財団法人土木研究センター・道路橋の免震構造研究委員会：道路橋の免震・制震設計法マニュアル（案），pp.III-1-III-20，2011.
- 3) 日本建築学会：免震構造設計指針，1989制定・2013改定（第3次），pp.27-37，271-275，2013.
- 4) 臺原直，大月哲，矢部正明：非線形動的解析に用いるRayleigh減衰のモデル化に関する提案，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.371-378，1998.
- 5) 山本泰幹，藤野陽三，矢部正明：地震観測された長大吊構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性，土木学会論文集A，Vol.65，No.3，pp.738-757，2009.
- 6) 秦吉弥，高橋良和，後藤浩之，野津厚：余震観測記録に基づく2011年東北地方太平洋沖地震におけるゴム系支承の被災橋梁での地震動の評価，日本地震工学会論文集，第13巻，第3号，pp.30-56，2013.
- 7) 財団法人土木研究センター：建設省道路橋の免震設計法マニュアル（案），pp.24-26，1992.
- 8) 全貴蓮，川島彦：フィンガー型伸縮継手のモデル化とこれを考慮した橋梁の地震応答，第11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，pp.123-130，2008.