

高橋脚を有する2主桁複合斜張橋およびPC ラーメン橋の耐震性向上に関する提案

A Proposal of Improvement on Earthquake-Resistant for Composite Cable-Stayed Bridges with 2 Main Girders and PC Ramen Bridges, with High Pier

鈴木 泰之*, 大塚 久哲**, 大塚 篤生*, 高群 明美***
Yasuyuki Suzuki, Hisanori Otsuka, Atsuo Otsuka, Akemi Takamura

- * 工修, (株)建設技術研究所 東京本社 構造部 (〒103-8430 中央区日本橋本町 4-9-11)
** 工博, 九州大学大学院工学研究院 建設デザイン部門 教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)
*** 九州大学大学院工学府 建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

Seismic isolation bearings using Lead Rubber Bearing are installed at many bridges in urban viaduct. Generally the height of pier in urban viaduct is low, natural period of bridges is about 1.0~1.5 seconds. So, seismic isolation works effectively. But bridges constructed in the valley, the height of pier is high. So natural period becomes long.

The purpose of this paper is to investigate efficiency of isolation bearing or LED damper for bridges having long periods. In this study PC rammen bridge and composite cable-stayed bridge with high pier were used. Using above models, nonlinear dynamic analysis were carried out. Consequently, it became clear that LED damper worked effectively to reduce the dynamic response of bridges with long period.

Key Words: seismic isolation bearing, LED damper, bridges having long periods
キーワード: 免震支承, ダンパー, 長周期橋梁

1. はじめに

都市内高架橋では免震支承が使用されており, 経済的で耐震性に優れる橋梁が施工されつつある. 市街地に施工される高架橋の設計事例から固有周期を整理すると, 橋軸方向の固有周期は概ね 1.0~1.5s の範囲にある. この範囲では, 免震支承の適用が反力分散支承を適用した場合に比較して, 一般に支承の規模や地震時変位を小さくすることができることから, 施工事例が増えつつある.

また, これまでPC斜張橋や中路式アーチ橋の耐震性向上策として, 免震支承の有効性が議論されてはいるが¹⁾, 高橋脚を有する, 長周期構造物への免震装置の適用の可能性についてはまだほとんど議論されていない. 本論文では急峻な地形における施工実績が多い PC ラーメン橋と, 2主桁複合斜張橋を検討対象モデルとして選定した. 2主桁複合斜張橋は, 国内での施工実績はないものの米国を中心に施工実績が増えつつある橋梁形式で, PC ラーメン橋と同等の経済性を有することが明らかにされており²⁾, 今後発展が期待される構造形式である. 本論文では, これらの形式の基本的な振動特性を明らかにした上で, 中間橋脚上や桁端に免震支承やダンパーを有効に使用することによるレベル 2 地震動に対する耐震性の向上を検討するものである.

2. 地震時挙動特性

2. 1 構造概要および解析方針

(1) 2主桁複合斜張橋

3 径間連続 2 主桁複合斜張橋を対象とした. 本橋梁の構造は, 主桁は合成床版を有する鋼 2 主桁であり, 合成桁として設計されている. 橋脚は基部から上方へ断面を変化させた中空 RC 断面, 主塔は RC 構造, 基礎は大口径深礎杭である. 図-1(1)に全体一般図, 図-2 に解析モデル, 表-1 に支承条件を示す. 解析モデルは 2 主桁を再現し, それらを剛な横梁で結合した構造とした. ケーブルは線形棒要素, 主桁は線形梁要素, 主塔と橋脚は非線形梁要素としてモデル化を行い, 材料非線形特性は骨格曲線としてトリリニア型, 復元力特性として武田モデルを用いた.

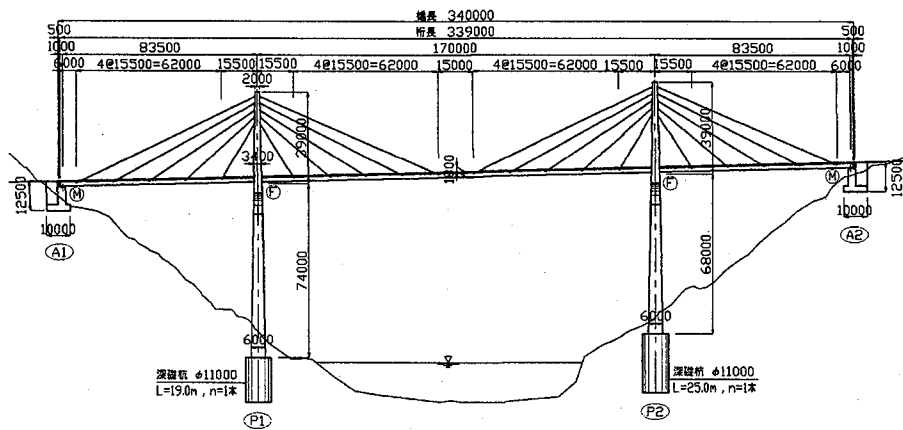
(2) PC ラーメン橋

3 径間連続 PC ラーメン橋を対象とした. 上部工形式は内・外ケーブル併用 PC 箱桁断面, 橋脚は鋼管・コンクリート複合構造, 基礎形式は大口径深礎杭である. 図-1(2)に全体一般図, 図-3 に解析モデル, 表-2 に支承条件を示す. 解析モデルは, 上部構造は全断面有効剛性, 橋脚は非線形梁要素としてモデル化を行った. 鋼管・コンクリート複合構造の材料非線形特性は, 2 主桁複合斜張橋の橋脚と同様に骨格曲線としてトリリニア型, 復元力特性として武田モデルを用いた.

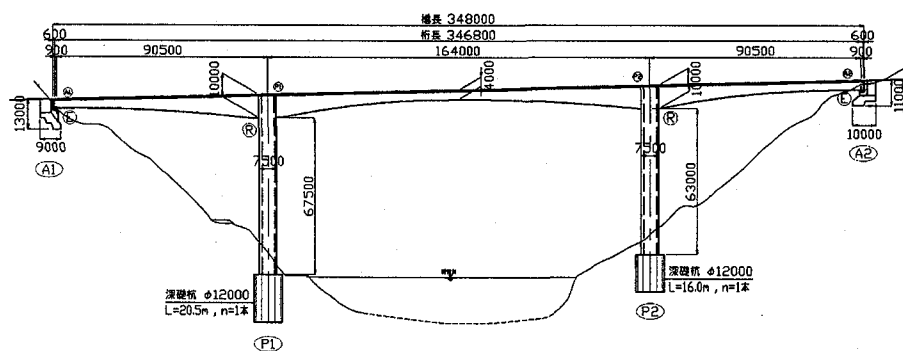
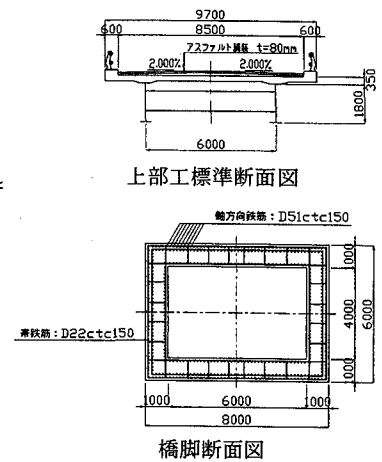
材料非線形特性の算出に際しては、コンクリートの有効断面を考慮し、鋼管を鉄筋層に、PC 鋼より線を帯鉄筋に置換した RC 梁理論により求めた。

また入力地震動は両橋種とも、I 種地盤に対する標準地震波を用い、タイプ I 地震動として開北橋周辺 LG 成分、

タイプ II 地震動として神戸海洋気象台 N-S 成分を採用した。なお、検討は橋軸方向を対象とし、架橋地点の地質は全体的に土砂の被りが薄く、表層近くに岩盤が分布することから、橋台と橋脚の高低差による地震の影響は無視し、地震入力は一様入力とした。



(1) 2 主桁複合斜張橋



(2) PC ラーメン橋
図-1 対象橋梁

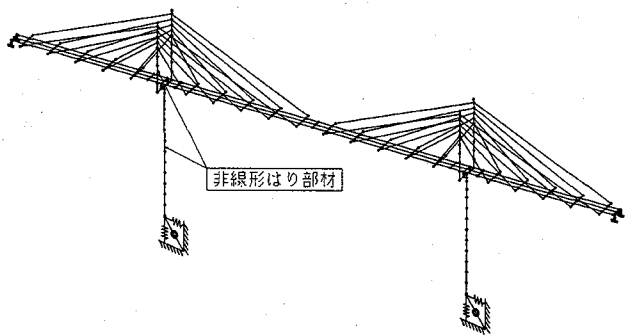
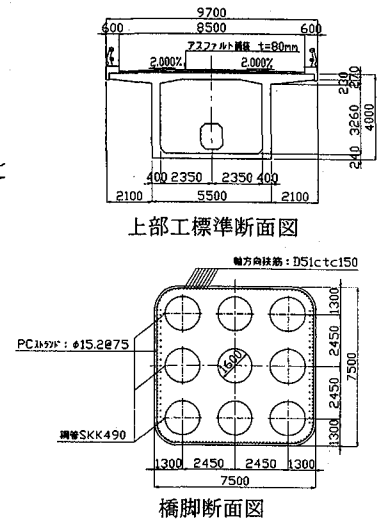


図-2 解析モデル図 (2 主桁複合斜張橋)

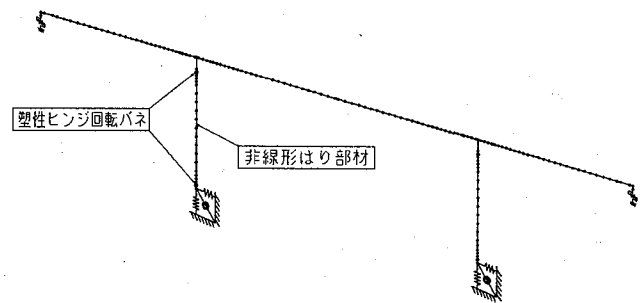


図-3 解析モデル図 (PC ラーメン橋)

表-1 支承条件 (2 主桁複合斜張橋)

	並進			回転		
	橋軸方向	直角方向	鉛直方向	橋軸回り	直角回り	鉛直回り
桁端	自由	拘束	拘束	拘束	自由	拘束
橋脚上	拘束	拘束	拘束	拘束	自由	拘束

表-2 支承条件 (PC ラーメン橋)

	並進			回転		
	橋軸方向	直角方向	鉛直方向	橋軸回り	直角回り	鉛直回り
桁端	バネ	バネ	拘束	拘束	自由	拘束

2. 解析結果

1) 2 主桁複合斜張橋の地震時挙動特性

固有振動特性を把握するために固有値解析を行った結果、1 次の固有周期は 2.44sec であり、橋脚の曲げ 1 次振動およびそれに伴う桁の曲げ振動であった。なお、表-3 に有効質量比を示すが、1 次モードが支配的であることがわかる。

表-3 固有周期および有効質量比 (複合斜張橋)

次数	固有周期 (sec)	有効質量比 (%)
1	2.441	65
2	1.483	8
3	0.566	1
4	0.297	3
5	0.288	2

次に、長周期構造物における問題点を把握するために時刻歴応答解析を行い、各部材の変位と最大曲げモーメントに着目し、入力地震動による比較を行った。図-4 に各支点における最大応答変位を示す。主桁端部は橋軸方向に可動であるため、応答変位がタイプ I 地震動入力時には 70cm を超える。したがってレベル 2 地震時の変位を吸収するためには大規模な伸縮装置が必要となり、耐震計画上好ましくない。これに対し、主桁の最大曲げモーメント分布 (図-5) は、タイプ II 地震時の方が応答値が大きくなるが、これは、桁の振動数が低いため、短周期成分の卓越するタイプ II 地震時に対して応答が大きくなった結果である。

図-6(1)は主塔の最大曲げモーメント分布である。両地震波に対して降伏値以下であり、ひび割れ領域に収まる結果となった。分布の特徴として、一本柱であれば自由端から固定端に向かって曲げモーメントは単調に増加するが、ケーブルの拘束効果により主桁の影響を受けるため、タイプ II 地震動の場合には、最下段ケーブル位置の曲げモーメントがそれより下側の応答値より大きくなる。図-6(2)は橋脚の最大曲げモーメント分布である。橋脚下部ではタイプ I の方が応答モーメントは大きくなる。これらの解析結果より、タイプ I 地震時は、主桁の水平変位および橋脚・主塔の断面力が大きくなり、タイプ II 地震時は、主桁の断面力が大きくなることから明らかになる。

以上をまとめると、タイプ I 地震動入力時に主桁端部の水平変位が 70cm 以上と過大になること、また橋脚基部の最大曲げモーメントが降伏を超えること、この 2 点が本橋の耐震性向上策を検討する上での課題となる。

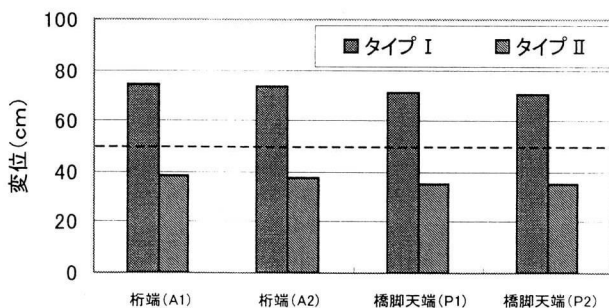


図-4 各支点の最大応答変位

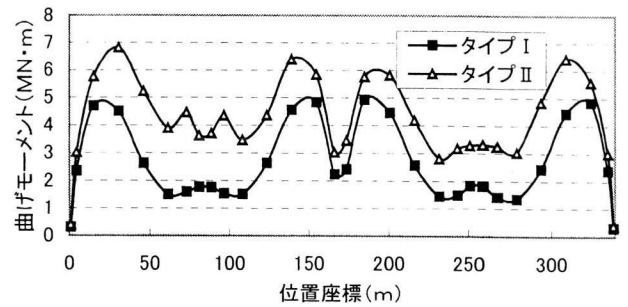


図-5 主桁の最大曲げモーメント

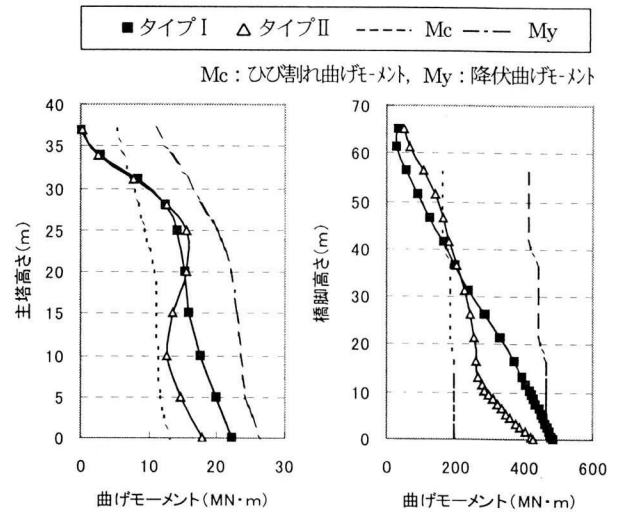


図-6 主塔・橋脚の最大曲げモーメント

2) PC ラーメン橋の地震時挙動特性

固有振動特性を把握するために固有値解析を行った。その結果、1 次の固有周期は 1.76sec であった。振動モードは橋脚の曲げ 1 次およびそれに伴う桁の曲げ振動である。なお、表-4 に有効質量比を示すが、2 主桁複合斜張橋同様、1 次モードが支配的であることがわかる。

表-4 固有周期および有効質量比 (PC ラーメン橋)

次数	固有周期 (sec)	有効質量比 (%)
1	1.755	69
2	0.936	1
3	0.534	8
4	0.484	1
5	0.371	1

次に、時刻歴応答解析により、各部材の変位および最大曲げモーメントに着目し、入力地震動による比較を行った。図-7 に最大応答変位を示す。タイプ I 地震動時に最大応答値が 53cm となるため、60cm 程度の遊間が必要となる。

図-8 は橋脚の最大曲げモーメント分布である。上端および下端ともタイプ I の応答モーメントが大きい結果となった。また、タイプ I 地震動の橋脚基部 (塑性ヒンジ部) において最大曲げモーメントが降伏に達した。

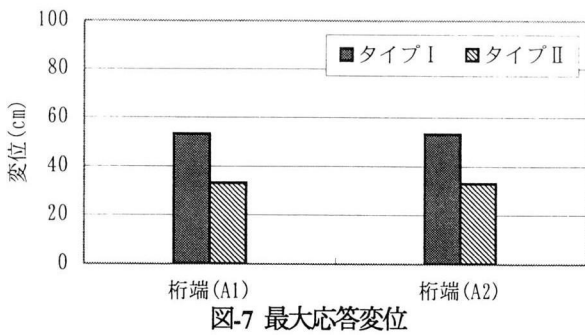


図-7 最大応答変位

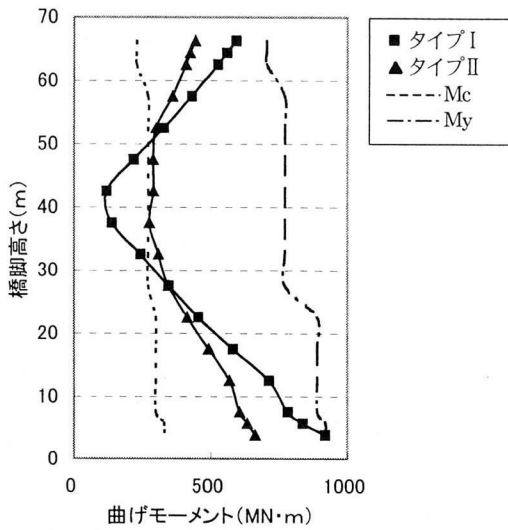


図-8 橋脚の曲げモーメント

基本モデルの橋脚天端ピン支承を免震支承 A に置き換えた場合をモデル1、全支承部に免震支承 A を設置した場合をモデル2、モデル2の免震支承を全て免震支承 B に置き換えた場合をモデル3とする。固有周期を比較すると、モデル1は橋脚上のピン支承を免震支承に換えたため長周期化しており、モデル2は桁端のローラー支承を免震支承に換えたため1次の固有周期は短くなる。モデル3は、モデル2の免震支承の剛性が大きくなったのでさらに短周期化する。

表-5 免震支承の物性値

		免震支承 A	免震支承 B
降伏荷重	Q_d (kN)	510	1020
初期剛性	K_1 (kN/m)	11943	95558
2次剛性	K_2 (kN/m)	1837	14701
免震支承面積	A_R (m ²)	1.0	2.0
鉛プラグ面積	A_P (m ²)	0.06	0.2
せん断弾性係数	G (kN/mm ²)	0.8	1.2

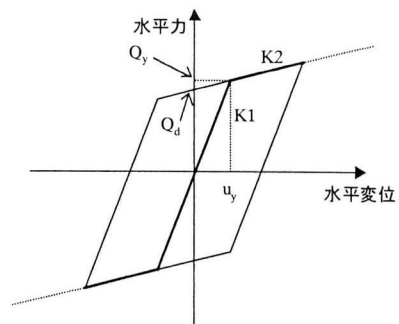


図-9 免震支承のモデル化

3. 免震支承を用いた耐震性向上策の検討

3.1 解析概要

想定した免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム (LRB) であり、2種類の免震支承の物性値を表-5に示す。筆者らは事前に、長周期構造物に対する免震支承の採用の可能性を探るために、支承の Q_d ・初期剛性・2次剛性をパラメーターとした検討を行っている⁹⁾。今回の検討においては、支承特性による効果の違いを把握するため、その際に用いたケースより、比較的剛性が低い支承、逆に剛性が高い支承の2種類を選定した。免震支承のモデル化は、図-9に示すように降伏後剛性が低下するバイリニアモデルとした。

これら特性の異なる2つの免震支承を想定して、対象橋梁の耐震性を向上させるための効果的な配置について検討を行った。表-6に支承配置および1次の固有周期、図-10に支承の配置位置を示す。2主桁複合斜張橋の場合は、一般の斜張橋に用いられるローラー沓を考慮し、基本モデルの桁端は可動条件とした。また、PC ラーメン橋の場合、桁下の支承設置余裕が狭く、剛性の大きな支承(規模の大きな支承)の適用が難しいため、面積の小さな免震支承 A のみを考慮した。

1)2 主桁複合斜張橋

桁端をローラー、橋脚天端をピン支承とした基本モデル、

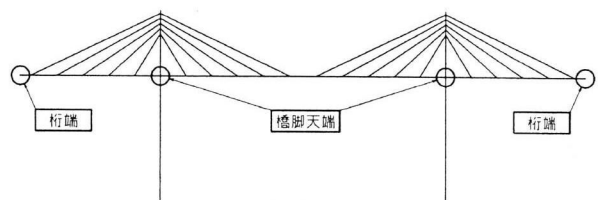
表-6 支承配置および1次の固有周期

(1)2 主桁複合斜張橋

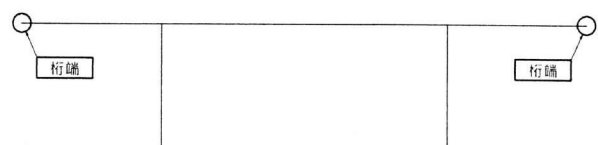
	基本モデル	モデル1	モデル2	モデル3
桁端	ローラー支承	ローラー支承	免震支承 A	免震支承 B
橋脚天端	ピン支承	免震支承 A	免震支承 A	免震支承 B
固有周期	2.44 sec	2.97 sec	1.87 sec	1.04 sec

(2) PC ラーメン橋

	基本モデル	モデル1
桁端	分散支承 (積層ゴム支承)	免震支承 A
橋脚天端	剛接	剛接
固有周期	1.75 sec	1.54 sec



(1)2 主桁複合斜張橋



(2)PC ラーメン橋

図-10 免震支承の配置

2) PC ラーメン橋

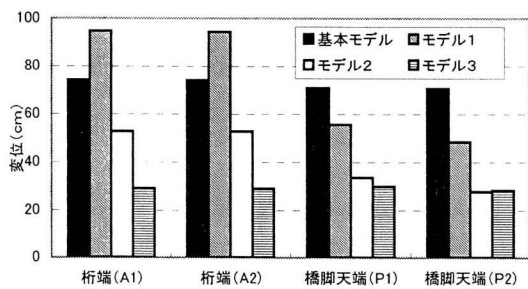
PC ラーメン橋については、桁端部に分散支承を用いたものを基本モデルとし、桁端部に免震支承 A を設置したケースをモデル 1 とした。固有周期を比較すると、モデル 1 は免震支承の剛性が分散支承より大きいいため短周期化している。

以上より、免震支承の性能と配置場所で全体の振動特性が大きく変化することが分かった。

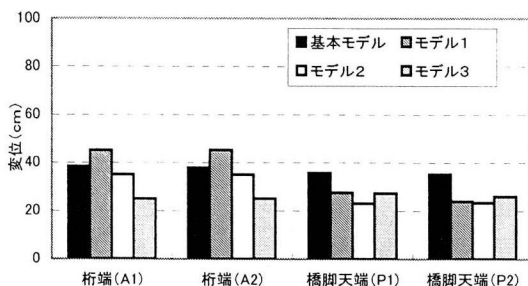
3. 2 解析結果

1) 2 主桁複合斜張橋

図-11 に主桁端部と橋脚天端の橋軸方向最大変位の比較を示す。入力地震動による比較を行うと、タイプ I 地震動の方が応答変位が大きくなるため、タイプ I 地震時のモデル比較を行う。桁端の応答変位は、最も固有周期が長いモデル 1 の変位が最大となり 95cm 以上である。橋脚天端では、桁端に免震支承をおいたモデル 2、モデル 3 で橋脚天端の応答変位を効果的に抑えることができるが、剛性の小さい免震支承 A を用いたモデル 2 で、桁端の応答変位が 50cm 以上生じる。



(1) タイプ I 地震動



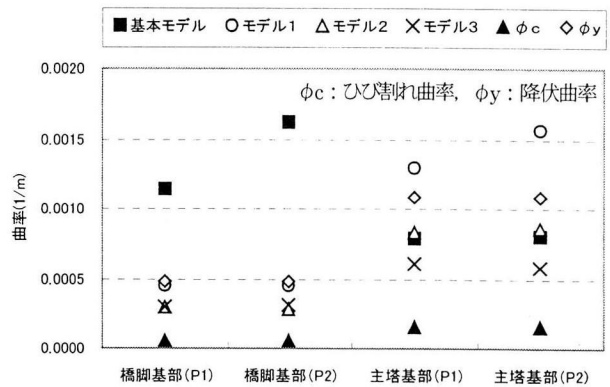
(2) タイプ II 地震動

図-11 最大変位

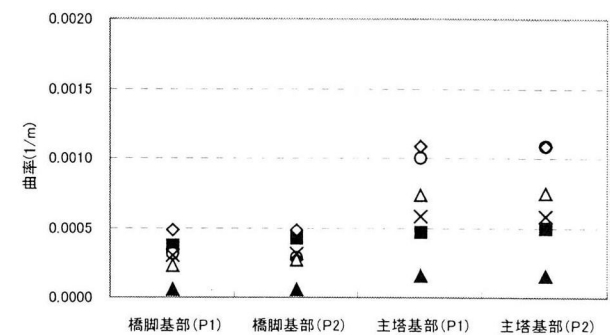
図-12 に橋脚基部と主塔基部の最大曲率を示す。タイプ I 地震動に対して橋脚基部に着目すると、基本モデルでは P2 橋脚で降伏曲率の 3.4 倍の応答倍率となるが、モデル 1 ではほぼ降伏値まで低減し、モデル 2 とモデル 3 では降伏曲率の半分程度に減少する。K₁ の値が大きく水平方向の移動の拘束効果や減衰効果が大きい程、最大曲率が低減されることが分かる。次に主塔基部の最大曲率に着目すると、基本モデルでも降伏曲率以内ではあるが、モデル 3 では主塔基部の最大曲率は基本モデルの応答曲率を下回る。

タイプ II 地震動入力時では、主塔基部の最大曲率は、ピン支承を配置した基本モデルの応答が最小となった。これは、免震支承の設置によりモード形状が変わったためであると考えられ、水平方向に移動を拘束するバネ定数 K₁ と履歴減衰の大きさが耐震性向上に大きな影響を与えるものと考えられる。

以上の検討結果をまとめると、今回検討したモデルの中では、主塔基部の曲げモーメントを大きく増加させず、橋脚基部の曲げモーメントを減少させるモデル 3 が最適な対策であると言える。この理由としてモデル 3 に用いた免震支承が、モデル 1, 2 に用いた免震支承に比較して拘束効果と減衰効果が大きいことが考えられる。



(1) タイプ I 地震動



(2) タイプ II 地震動

図-12 最大応答曲率

2) PC ラーメン橋

2 主桁複合斜張橋については、支承の物性値を変えることや最適な支承配置について検討した結果、全支承部に初期剛性の大きな免震支承を配置した場合 (モデル 3) に最も効果的に応答値の低減を図ることができた。PC ラーメン橋についても同様な検討を行なう。

図-13 は主桁端部 (A1) の最大応答変位である。両モデルともタイプ I 地震動の変位が大きい。ただし、2 主桁複合斜張橋でみられたような、免震支承を設置することによる応答変位の低減はほとんどみられない。また、橋脚基部 (P2 橋脚) の最大応答曲率を図-14 に示す。タイプ I 地震動において約 20% の低減がみられるが、降伏曲率の約 2 倍程度の応答が生じている。

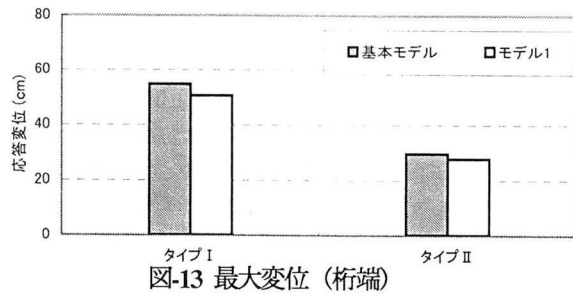


図-13 最大変位 (桁端)

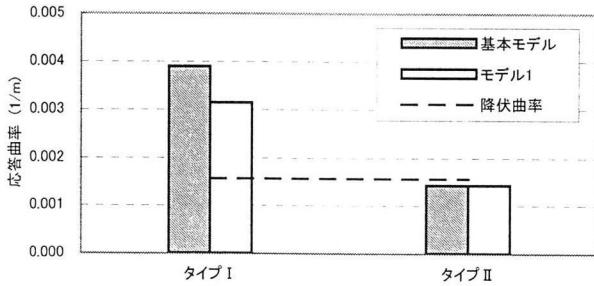


図-14 最大応答曲率 (脚基部)

両形式におけるA1橋台に設置した免震支承の履歴曲線を図-15に示す。PCラーメン橋の方が大きな履歴ループを描いており、エネルギー消費が効率的に行われている。しかしながら、2主桁複合斜張橋と比較した場合、PCラーメン橋は上部構造質量が大きいことや免震支承の設置が桁端に限られることなどから、大きな免震効果は発揮されないことが分かる。

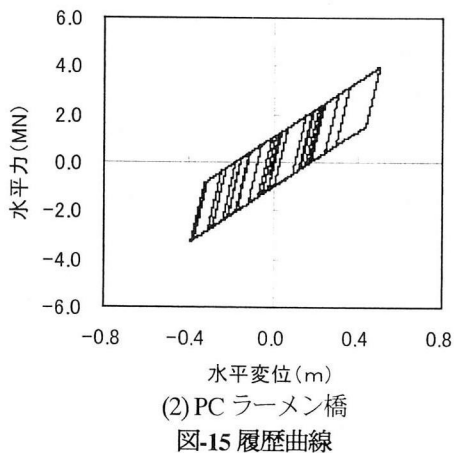
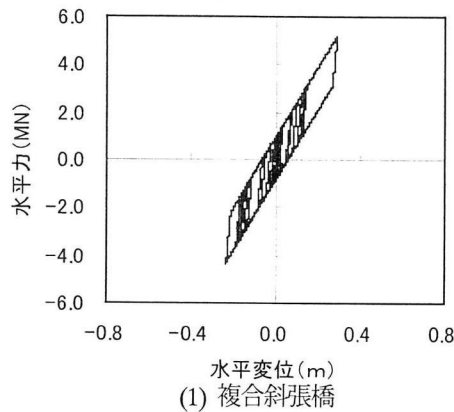


図-15 履歴曲線

3. 3 考察

免震支承による効果を、2主桁複合斜張橋とPCラーメン橋に対して検討した。斜張橋については、全支点に免震支承を設置することにより、基本モデルに対して変位・曲率とも大幅な低減を図ることができた。PCラーメン橋については、変位・曲率とも斜張橋ほどの顕著な効果はみられず、経済的な範囲での支承設定では、免震支承を採用するメリットが少ない結果となった。

4. ダンパーを用いた耐震性向上策の検討

4. 1 解析概要

想定したダンパーは図-16に示す橋梁用鉛押し型ダンパー(LED)で、鉛の塑性化を利用した履歴型ダンパーである。LEDは降伏荷重に達する変位が小さく、2次剛性はほぼ横ばいとなるため、矩形に近い履歴を示し減衰効果が期待できるとともに、降伏荷重に達する変位が小さいため水平変位制御効果がある。さらに、一般的な粘性ダンパーと異なり、速度依存性がなく大変形に対して対応できるという特徴を有している。本解析では、このダンパーを用いて、対象橋梁の耐震性を向上させるための有効な抵抗力および効果的な配置方法について検討を行った。ダンパーには、図-17のようにバイリニアで履歴特性を与えた。

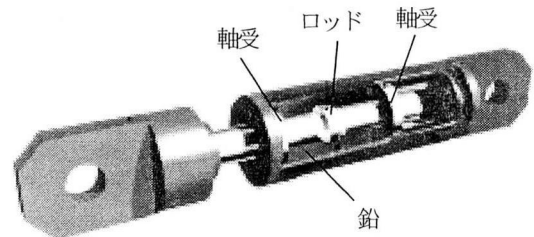


図-16 鉛押し型ダンパー

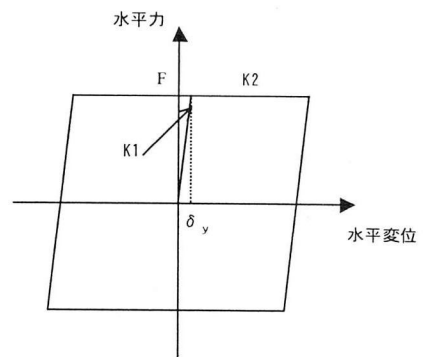


図-17 ダンパーの履歴特性

4. 2 解析結果

(1) ダンパー配置位置の検討

2主桁複合斜張橋に対して効果的なダンパーの配置方法と配置位置による効果を調べるために、全体の抵抗力を2000kNに統一して比較を行った。表-7に検討を行うモデルの支承配置及び固有周期を示す。前述の基本モデルの桁端に全抵抗力2000kN (A1,A2に各々1000kN設置) のダンパ

ーを配置した場合をモデルA、橋脚天端のピン支承をローラー支承と全抵抗力2000kN (P1,P2に各々1000kN設置)のダンパーに置き換えた場合をモデルB、全支承部にローラー支承と全抵抗力2000kN (A1,P1,P2,A2に各々500kN設置)のダンパーを配置した場合をモデルCとする。固有周期を比較すると、モデルAは桁端のローラー支承にダンパーを配置したため橋軸方向の拘束力が増大し、基本モデルと比較して固有周期は1/3程度に短くなる。モデルBは橋脚天端のピン支承をローラー支承とダンパーに置き換えた配置であるが、ダンパーの1次剛性が大きいいためピン支承とほぼ同じ拘束条件となるため、基本モデルとの差異はほとんどない。同様な理由でモデルCは、モデルAと同程度の固有周期となる。

各モデルの桁端と橋脚天端の最大変位を図-18に示す。桁端の最大変位は、タイプI・IIともに桁端にダンパーを配置したモデルAの応答が最小となる。基本モデルとほぼ固有周期が同じであったモデルBは、基本モデルよりも最大変位が大きくなり、ダンパーの抵抗力を増やしても効果が小さいと予測できる。ダンパーのストロークが過剰に必要なため有効な配置とは言えない。モデルCの最大変位をモデルAと比較すると、橋脚天端については同程度の応答を示しているが、桁端での低減効果は小さいことが分かる。これは橋台の変位拘束に比べ、橋脚の変位拘束が小さいため、ダンパーを分散して配置したことにより主桁の変位制御効果が小さくなったためである。

表-7 支承配置および固有周期

	基本モデル	モデルA	モデルB	モデルC
桁端 (A1, A2)	ローラー支承	ローラー支承+ダンパー1000(kN)	ローラー支承	ローラー支承+ダンパー500(kN)
橋脚天端 (P1, P2)	ピン支承	ピン支承	ローラー支承+ダンパー1000(kN)	ローラー支承+ダンパー500(kN)
固有周期	2.44 sec	0.77 sec	2.45 sec	0.85 sec

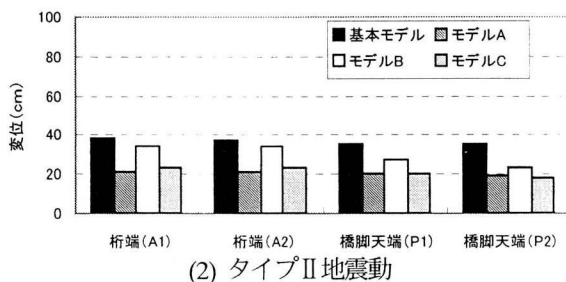
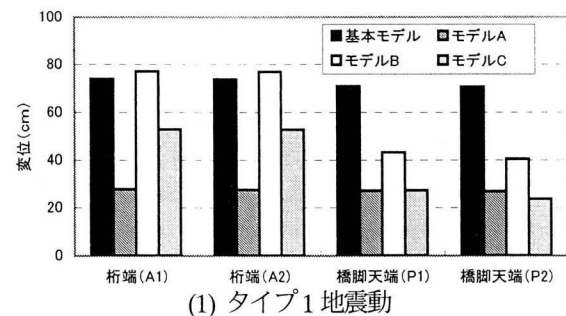
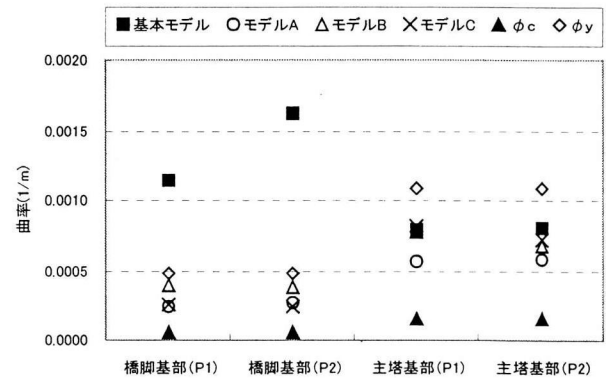


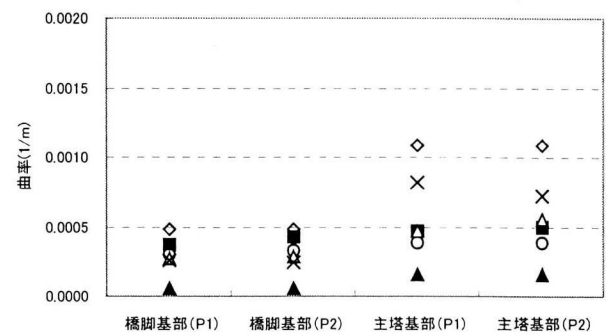
図-18 最大応答変位

図-19は橋脚基部と主塔基部の最大曲率である。これより、モデルA,B,Cはすべて降伏以下の応答となる。また、モデル間の応答値の差は小さいものの、主塔基部に着目するとモデルAが最大応答曲率を小さくすることができる。

なお、PC ラーメン橋のダンパー設置位置は、橋脚部分が主桁と剛結合されているため、桁端への設置に限られる。したがって耐震性は桁端に設置するダンパーの特性により左右されることとなる。



(1) タイプI地震動



(2) タイプII地震動

図-19 最大応答曲率

(2) ダンパーの最適抵抗力の検討

1) 2主桁複合斜張橋

ダンパーの配置位置の検討を行った結果、基本モデルに対して、変位・曲率ともに顕著な低減効果がみられたモデルAが有効な配置であった。このモデルに対してダンパーの全抵抗力を変化させ、最適なダンパーの抵抗力を検討した。これまでと同様に桁端の橋軸方向最大変位と主塔基部、橋脚基部の最大曲げモーメントに着目し、P1とP2、A1とA2のうち大きい方の応答値を選択して比較を行う。

桁端に配置したダンパーの全抵抗力を1000kNずつ増加させた時の桁端の最大応答変位を図-20に示す。全体の抵抗力が小さくても、桁端の橋軸方向の最大変位は効果的に抑制できる。図-21に橋脚基部と主塔基部の最大曲げモーメントを示す。橋脚基部の最大曲げモーメントは、ダンパーの全抵抗力を増加させると応答は単調に減少する。1000kNを配置するとタイプI地震時でも降伏値を下回る応答となるため、十分な性能を持つと言える。主塔基部の

最大曲げモーメントは、タイプⅠ地震時は橋脚基部と同じ傾向で減少するが、タイプⅡ地震時に対してダンパーの抵抗力にかかわらずほぼ一定の応答を示す。モデルAにおいては、1000kNでも最大変位や最大曲げモーメントを十分抑えることが可能であるが、ストローク40cmを有する大型のダンパーが必要となり、配置スペースの制約を考慮して選定する必要がある。なお、支承条件を K_1 の1次剛性を有する線形バネ（履歴減衰なし）とした場合は、ダンパーを用いた場合と比較して、橋脚基部の断面力について低減効果の差は見られなかった。しかしながら、線形バネを用いた場合は振動モードが大きく異なり、橋脚の他に主塔にも大きな断面力が発生した（図-22参照）。このことから、ダンパーの採用により減衰力を付加することが耐震性向上において肝要であると考えられる。

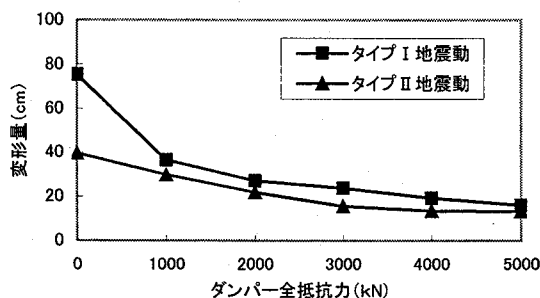
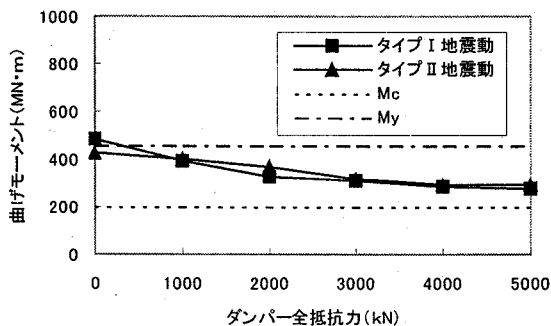
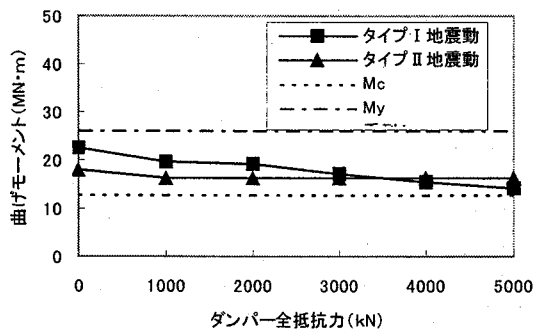


図-20 最大応答変位（桁端）



(1) 橋脚基部



(2) 主塔基部

図-21 最大曲げモーメント

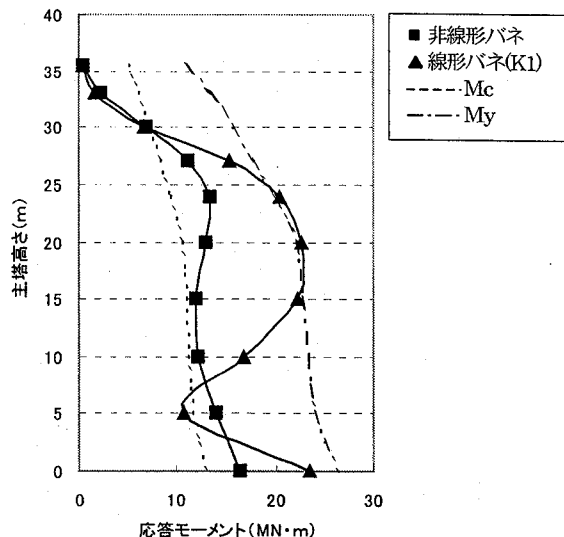


図-22 主塔の最大応答曲げモーメント

2) PC ラーメン橋

PC ラーメン橋ではダンパー設置位置が桁端に制限されるが、免震支承のように鉛直反力の影響を受けずにダンパーの抵抗力を任意に変更することが可能であるため、このモデルに対してダンパーの全抵抗力を変化させ、最適なダンパーの抵抗力を検討した。

図-23に桁端に分散支承を設置した基本モデルに対する主桁端部A1の応答変位低減率を示す。タイプⅠ地震動、タイプⅡ地震動とも、ダンパーの抵抗力を増加させるに連れて応答が単調に減少している。

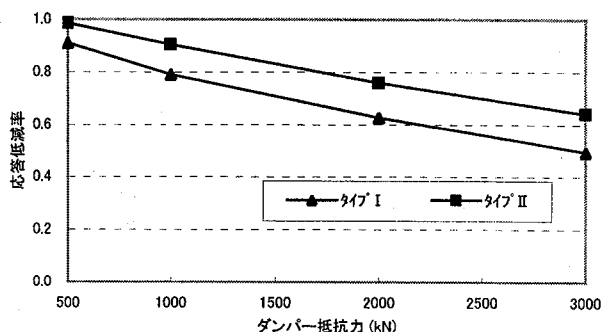


図-23 応答変位低減率

図-24にダンパーなしのモデルに対する橋脚基部（P2）の応答曲率低減率を示す。タイプⅠ地震時は、1000kNの抵抗力を持つダンパーで応答低減率が半分程度となり、十分な効果が得られ、それ以上に抵抗力を増加させてもそれほど抑制効果は変わらない。タイプⅡ地震時には500kNの抵抗力を有するダンパーを設置した場合、設置しない場合に比較して応答値が増加する。これは、ダンパーを設置することにより、橋軸方向の剛性が大きくなるため構造物の固有周期が短周期化し、ダンパーの減衰効果を上回る応答がPC ラーメン橋に発生したためであると考えられる。1000kN以上の抵抗力を持ったダンパーを設置することにより、短周期化による応力増加を上回る減衰効果を付加することが可能となると考えられる。なお、変位・曲率の低

減効果については、ダンパーの降伏変位による水平方向の拘束力の影響か履歴エネルギー吸収による影響かについて1000kNのダンパーを対象として検討を加えたところ、支承条件を K_1 の剛性を有する線形バネとした場合は、ダンパーを用いた場合と比較して、固有周期が短くなり、橋脚基部断面力および変位は、タイプⅠに対して減少、タイプⅡに対して同等であった。図-25 に応答変位の時刻歴を示すが、これより、線形バネを用いた場合は減衰が付加されないため、免震支承を設置した場合に比較して、変位の減衰に長時間を要することが分かる。以上より橋脚基部の耐震性向上については、 K_1 バネの定数と履歴エネルギーのループが大きな影響を与えることが明らかになった。

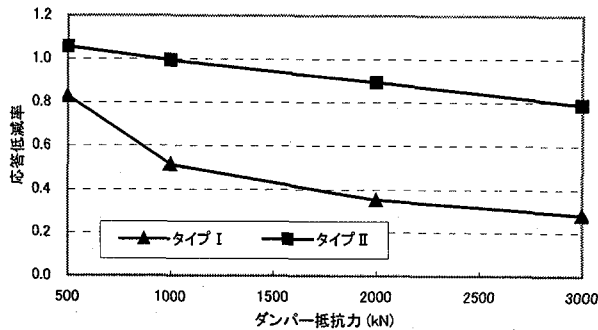
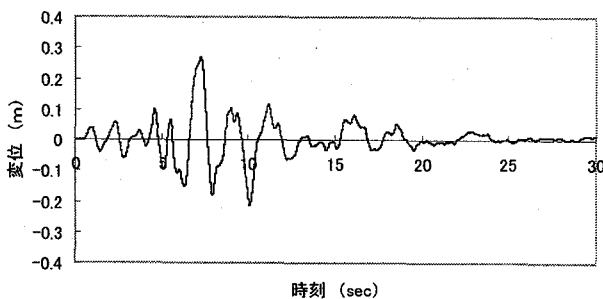
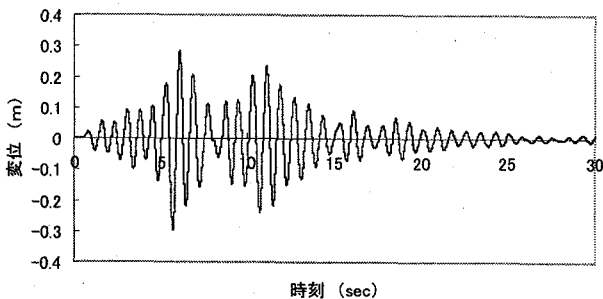


図-24 応答曲率低減率



(1) 非線形バネ



(2) 線形バネ

図-25 桁端の時刻歴応答変位図

4. 3 考察

ダンパーによる効果を、2主桁複合斜張橋とPCラーメン橋に対して検討した結果、2主桁複合斜張橋については、端支点到ダンパーを設置することにより、基本モデルに対して変位・断面力とも低減を計ることができた。また、PCラーメン橋についても、桁端へのダンパー設置により変位・曲率の低減効果があることが明らかとなった。

5. 結論 (耐震性向上の効果について)

以上、2つの代表的な構造物に対して、免震支承とダンパーによる耐震性向上策を検討した。

(1) 免震支承について

2主桁複合斜張橋に対しては、桁端および橋脚天端に比較的剛性の大きな支承を設置することで、桁の応答変位および橋脚基部の応答曲率を有効に低減できることが分かった。これに対しPCラーメン橋では、2主桁複合斜張橋ほどの効果はみられなかった。これは、2主桁を採用していることによりPCラーメン橋より重量が軽くなり、同じ面積の支承と比較すれば、斜張橋に対する減衰効果が相対的に増加すること、また、4支点で免震支承を設置できるため免震効果を得やすいことが要因と考えられる。

さらに、低減率を算出する際、2主桁複合斜張橋では基本モデルをローラー査を想定したモデルとしたため、短部に免震支承を設置することにより新たに拘束効果が得られたことに対して、PCラーメン橋は、基本モデルを分散支承としたため、免震支承の設置による拘束効果が改善されなかったことが要因と考えられる。

(2) ダンパーについて

ダンパーについては、2つの橋梁形式に対して変位あるいは断面力を効果的に低減する効果がある。ダンパーは支承と比較し、比較的自由に設置することが可能であるため、効果的な耐震性向上策であると考えられるが、過度なダンパーの設置は効果が少なく、コストが割高になる可能性があるため注意が必要である。

以上の検討により、免震支承あるいはダンパーを設置することで、長周期構造物においても効果的な耐震性向上を計られることが明らかになった。高橋脚を有するPC箱桁橋や鋼箱桁に対しても耐震性の向上を計る方策として、このような手法は適用できるものと考えられる。

参考文献

- 1) 水取・山花・大塚：橋脚・橋台と主桁間に弾塑性せん断ばねを有するPC斜張橋の弾塑性地震応答特性，構造工学論文集，Vol.41A，pp.1051-1061，1995.3.
- 2) 水取・大塚・浜崎：中路式RCアーチ橋の耐震性向上に対する弾塑性ばねの効果，構造工学論文集，Vol.45A，pp.975-984，1999.3.
- 3) 鈴木・田中他：少数主桁を用いた複合3径間連続斜張橋の提案，土木学会第55回年次学術講演会Ⅰ-A218，pp.436~437，2000.9.
- 4) 鈴木・土田他：少数主桁を用いた複合斜張橋の構造特性ならびに経済性，鋼構造年次論文報告集第8巻，pp.587~594，2000.11.
- 5) 鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル改訂版，平成12年1月，日本道路公団
- 6) 大塚・鈴木他：高橋脚を有する2主桁複合斜張橋の地震応答解析，土木学会第56回年次学術講演会Ⅰ-A299，pp.598~599，2001.10.

- 7) Y.Suzuki,H.Otsuka,A.Otsuka : Investigation of earthquake resistance and cost effect on hybrid cable-stayed bridge with two girders, Earthquake Resistant Engineering Structures III, pp651~660, 2001.9.

(2002年9月13日受付)