

鋼ゲルバー箱桁橋の桁連続化と 制震デバイスの適用による耐震性能照査

杉岡 弘一¹・光川 直宏²

¹正会員 阪神高速道路株式会社 大阪管理局 (〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)
E-mail:koichi-sugioka@hanshin-exp.co.jp

²正会員 株式会社建設技術研究所 大阪本社 (〒541-0045 大阪市中央区道修町1-6-7)
E-mail:mitukawa@ctie.co.jp

鋼3径間連続ゲルバー箱桁橋のレベル2地震動に対する耐震性能向上対策として、ゲルバーヒンジ部での主桁連続化と端橋脚およびゲルバーヒンジ部での制震デバイスの適用について、その有効性を非線形時刻歴応答解析の実施を通して検証した。その結果、ゲルバーヒンジ部の主桁連続化は、耐震性能の向上に寄与するが、端橋脚部では支承の移動可能量を超過することを確認したため、制震デバイスを併用することとした。制震デバイスの配置および種類によって地震応答の低減効果に変化することが明らかになり、主に耐震性能向上対策におけるせん断パネルダンパーの併用効果を示した。

Key Words : seismic response control devices, continuing beams, seismic retrofit, dynamic analysis, steel cantilever bridge

1. はじめに

兵庫県南部地震による道路橋の震災経験を踏まえ、巨大地震に対する橋梁の安全性向上は必須となっており、全国で橋梁の耐震補強が実施されてきている。道路橋の耐震補強法として、一般高架橋の耐震補強に適用される通常の耐力・じん性を向上させる方法でなく、ダンパーなどのデバイスを用いて積極的に損傷を制御する制震・免震設計法^{1)~4)}の適用が増加してきている。これらの制震・免震設計法によれば、主構造の損傷の回避や補強範囲の縮小、あるいは補強部材の小規模化などコスト削減効果が期待でき、特に、既設長大橋の耐震補強における適用の効果は大きい。阪神高速道路においても制震デバイスとして履歴減衰型のせん断パネルダンパーの適用を試み、従来の変位制限構造による補強案との比較設計を通して、長大橋の構造的特性を考慮した最適な耐震補強構造を提案している^{5)~11)}。せん断パネルダンパーの他にも個々の長大橋の構造特性に適合する免震・制震技術を積極的に採用し、合理的な長大橋の耐震補強を実施してきている^{12)~16)}。これらの阪神高速道路における耐震補強については文献¹⁷⁾にも示している。また、PC3径間連続有ヒンジ箱桁橋では、せん断パネルダンパーの適用に加えて、中央ヒンジ部の主桁連続化が耐震性能の向上に

大きく寄与することを確認している¹⁸⁾。その他の道路や鉄道の高架橋でも、せん断パネルダンパーを適用した耐震補強検討^{19)~22)}が実施され、その有効性が示されてきている。

本研究では、まず、対象とする鋼3径間連続ゲルバー箱桁橋全体系に対して、道路橋示方書V耐震設計編²³⁾に示されるレベル2地震動のタイプIおよびタイプIIを入力地震動として、橋軸方向の非線形時刻歴応答解析を実施し、現況構造での耐震性能を照査した。次に、鋼3径間連続ゲルバー箱桁橋の耐震性能向上対策として、既設長大橋の耐震補強において適用効果の大きい制震デバイスを用いた補強案を、ゲルバーヒンジ部での主桁連続化とともに検討した。対象橋梁は橋軸直角方向については補強が不要との照査結果であったため、本研究の対象外とした。補強構造の検討から、鋼3径間連続ゲルバー箱桁橋における制震デバイスの種類や配置の違いによる耐震性能向上効果について、ゲルバーヒンジ部の主桁連続化による耐震性能向上効果とともに考察した。

2. 現況構造の耐震性能照査

(1) 対象橋梁の概要

本論文で対象とした橋梁は、阪神高速道路に架橋され

た橋長 176m（側径間 52.6m+中央径間 70.9m+側径間 52.5m）の鋼 3 径間連続ゲルバーヒンジ鋼床版箱桁橋である。図-1 に橋梁一般図を示す。

下部構造は、P1、P4 橋脚が RC ラーメン橋脚、P2、P3 橋脚が鋼製ラーメン橋脚となっている。全ての橋脚は兵庫県南部地震後に補強されており、RC ラーメン橋脚は鋼板巻立て工法を、鋼製ラーメン橋脚は縦リブ補強とコンクリート充填によって既に補強されている。支承条件については、中間支点 P2、P3 橋脚および終点側ゲルバーヒンジ部では固定支承であり、端橋脚 P1、P4 橋脚および起点側ゲルバーヒンジ部では橋軸方向に対して可動支承が採用されている。なお、全橋脚ともに橋軸直角方向は固定である。

しゅん工は 1965 年（昭和 40 年）であり、耐震設計はレベル 1 地震に対して震度法により行われている。地盤種別は II 種地盤であり、建設時の設計水平震度は 0.25 である。

(2) 入力地震波

解析に用いる地震波は、道路橋示方書 V 耐震設計編²³⁾ に示される II 種地盤の標準加速度波形を用いた。表-1 に入力地震波を示す。

表-1 入力地震波

地震名	記録場所及び成分	呼び名
平成15年 十勝沖地震	直別観測点地盤上 [EW成分]	I-II-1
平成23年 東北地方 太平洋沖地震	仙台河川国道事務所構内地盤上 [EW成分]	I-II-2
	阿武隈大堰管理所構内地盤上 [NS成分]	I-II-3
平成7年 兵庫県南部 地震	JR西日本鷹取駅構内地盤上 [NS成分]	II-II-1
	JR西日本鷹取駅構内地盤上 [EW成分]	II-II-2
	大阪ガス葺合供給所構内地盤上 [N27W成分]	II-II-3

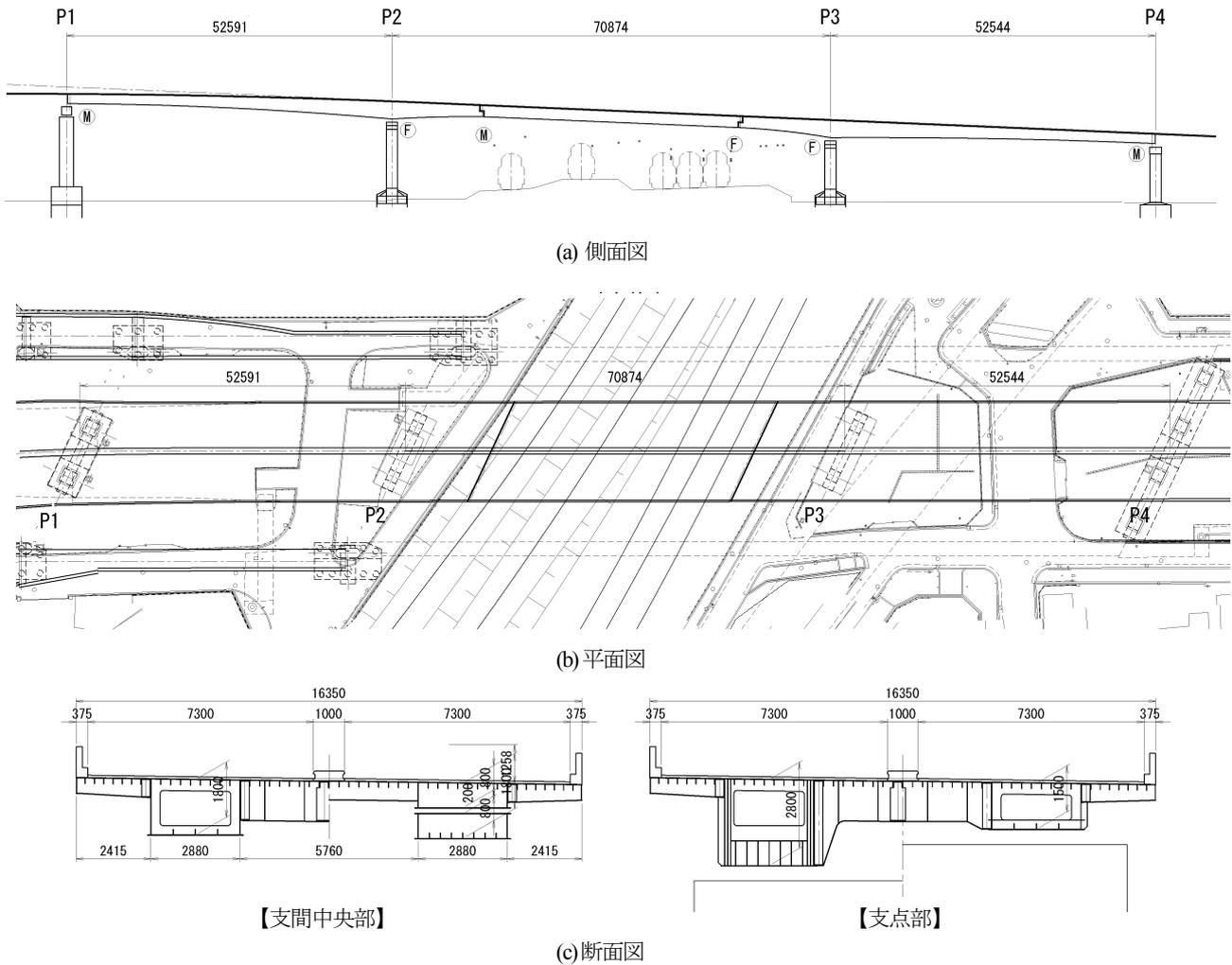


図-1 対象橋梁一般図 (単位 mm)

(3) 解析モデル

対象橋梁の耐震性能を照査するために、3次元骨組モデルにより非線形時刻歴応答解析を実施した。解析に用いたソフトはTDAPIII (Ver3.05_01) である。解析条件を表-2に、解析モデルを図-2に示す。

各部材のモデル化にあたり、上部構造は線形部材としたが、橋脚については降伏が予想されることから非線形部材とし、鋼製橋脚はファイバー要素で、RC橋脚はM- ϕ 要素によりモデル化²⁴⁾した。橋脚の非線形特性を図-3および図-4に示す。

鉄筋コンクリート橋脚においては、梁部を剛部材、柱部を非線形はり要素でモデル化した。鉄筋コンクリート橋脚柱部においてはTakedaモデルを用い、その除荷時剛性低下指数 α は0.4とした。また、基礎は線形バネとして基礎中心に集約して設置した。

表-2 解析条件

解析手法	時刻歴応答解析	
固有値解析	サブスペース法	
積分手法	Newmark- β 法 ($\beta=0.25$)	
減衰の評価方法	Rayleigh 減衰	
積分時間間隔	0.002 (Sec)	
要素条件	上部構造	線形はり要素
	鋼製橋脚	非線形はり要素 (ファイバー要素)
	RC橋脚	非線形はり要素 (M- ϕ 要素)
	支承	線形バネ要素
部材の復元モデル	鋼製橋脚	バイリニア型
	RC橋脚	トリリニア型 (Takedaモデル)
要素別減衰定数	上部構造 (鋼桁) : 2% 鋼製橋脚 : 1%, RC橋脚 : 2% 基礎 : 20%	

(4) 固有振動特性

固有値解析における代表的な固有振動モードを図-5に示す。橋軸方向1次モードは、固有周期約0.87秒、有効質量比約10%であり、中間橋脚部の並進に伴い上部構造が鉛直にたわむ振動形状を示した。橋軸方向2次モードは、固有周期約0.09秒、有効質量比約2%となり、上部構造の変形は小さく端橋脚が大きく変形する振動形状を示した。橋軸方向1次モードの固有周期に相当する最大加速度応答スペクトルは、約1750galであった。

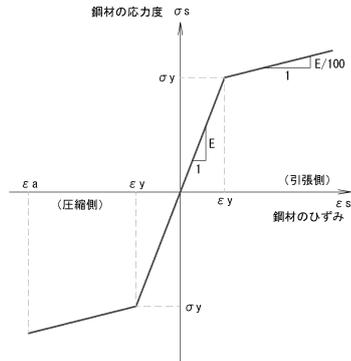


図-3 鋼製橋脚の応力度-ひずみ関係

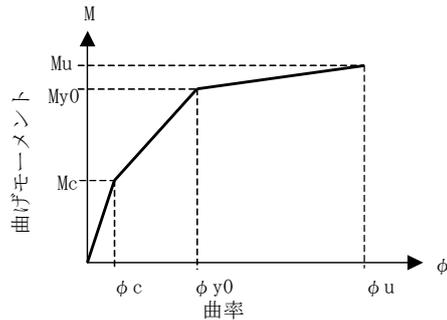


図-4 RC橋脚の非線形モデル

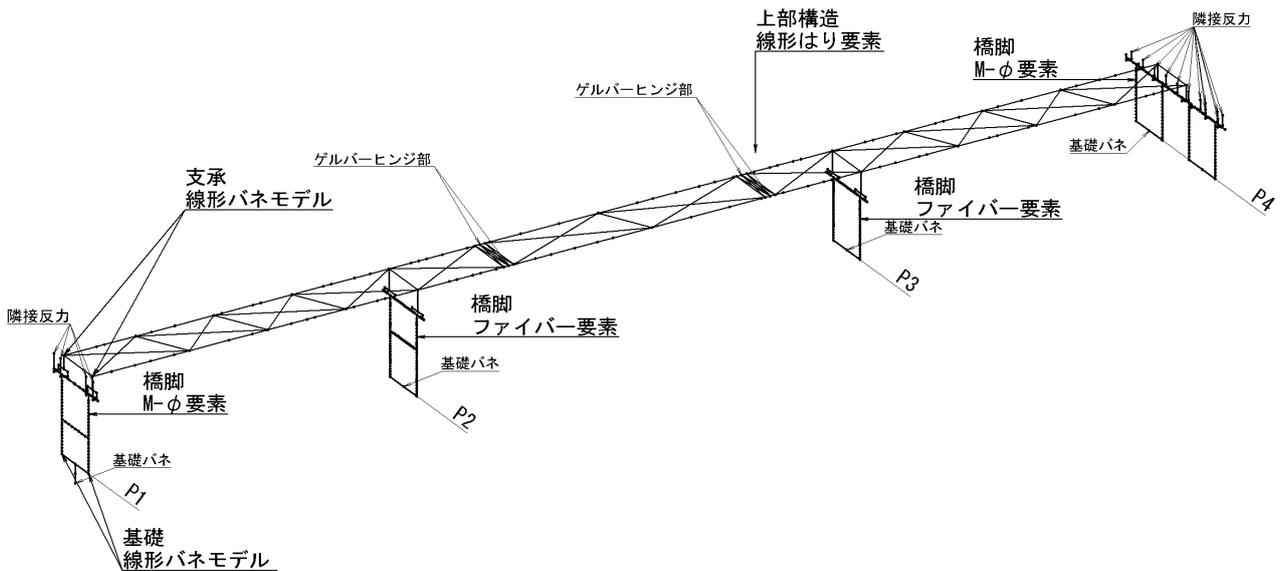


図-2 解析モデル

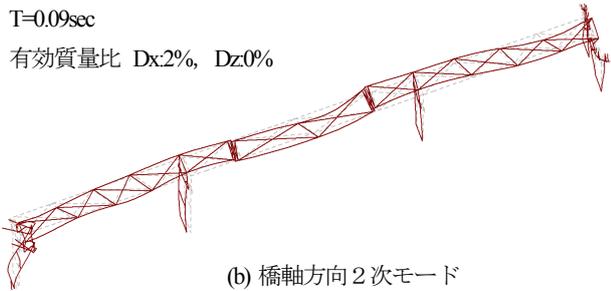
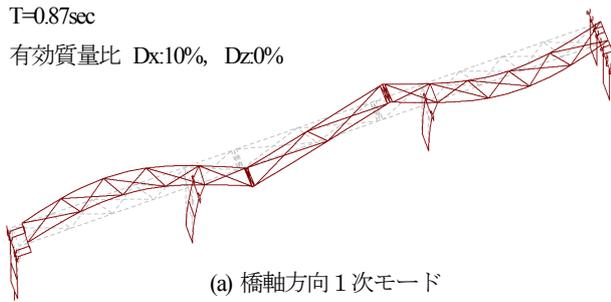


図-5 固有振動モード図

(5) 耐震性能照査

レベル2地震時に対象橋梁各部に求める限界状態を表-3に示す。ここで、上部構造は支承に支持された桁構造であるため、大地震時の照査は不要とした。

橋軸方向加振時の非線形時刻歴応答解析の結果から、各部材毎に応答値を許容値で除した比率を図-6に示す。ここで、応答値を許容値で除した比率が1を下回る部材は安全であることを示しており、着色した凡例に応じて許容値に対する超過度を示している。

鋼板巻立てによる補強が行われているP1、P4橋脚においては、全ての部材で許容値を満足していることを確認した。一方、縦リブ補強とコンクリート充填が施されたP2、P3橋脚においては、柱基部付近において許容値を超過することを確認した。

なお、橋軸直角方向については、上部構造、下部構造の全部材において応答値が許容値を下回ることを確認し補強が不要であったため、本研究の対象外としている。

端橋脚の水平変位については、主桁の遊間を許容値とすると、表-4に示すとおり、許容値を大きく越える応答変位を確認した。

表-3 レベル2地震時に各部位に要求する限界状態

部位	各部の限界状態	
上部構造	弾性範囲内に留める（照査不要）	
支承部	応力	力学的挙動が弾性域を超えない
	移動	脱落や隣接桁との衝突を生じない
下部構造	修復を容易に行い得る	
基礎	副次的な塑性化にとどまる	

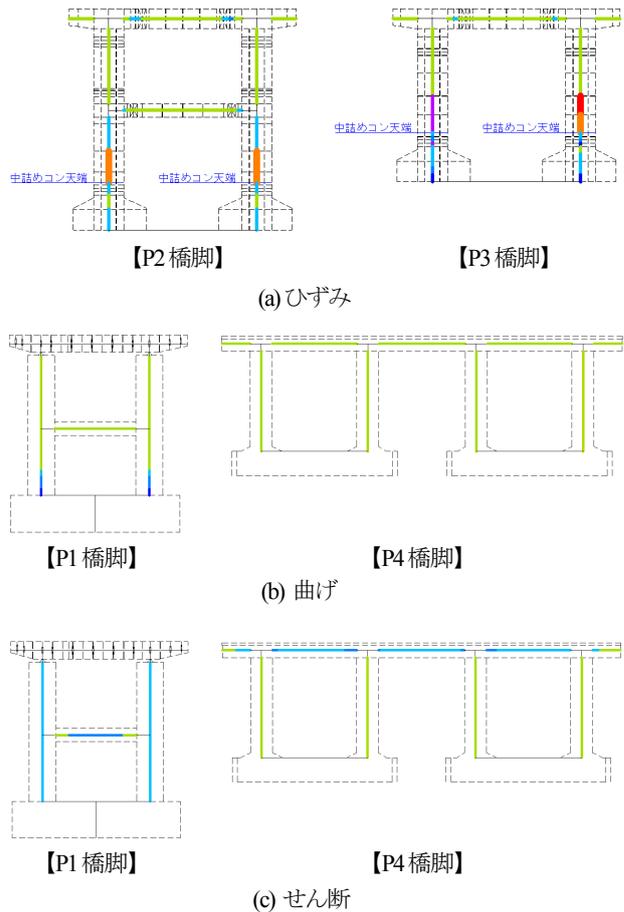


図-6 鋼製橋脚ひずみ照査結果およびRC橋脚曲げ・せん断照査結果（現況構造）

表-4 端橋脚における応答変位

橋脚名	最大変位量 (mm)	許容値 δa (mm)
P1	292 (6.5 δa)	45
P4	205 (4.6 δa)	45

3. 耐震性能向上対策

(1) 耐震性能向上対策案の選定

現況構造に対する耐震性能照査の結果、橋軸方向加振時において、鋼製橋脚のひずみ照査で許容値を超過することが確認されている。また、支承部の照査において、固定支承の許容耐力および可動支承の移動可能量を超過していることが確認されている。これらは主として、橋軸1次モードの変形によるものと考えられ、対策としてエネルギー吸収による減衰効果と主桁の変位制御を同時

に満たず免震・制震技術の採用が有効と考えた。

そこで、主桁の変位抑制を期待してゲルバーヒンジ部に着目した免震・制震対策を抽出し、これを補完する端橋脚も含めたエネルギー吸収や多点分散化を期待した免震・制震対策案を表-5に抽出した。併せて、耐震性能解析ケースを表-6に示す。

ゲルバーヒンジ部においては、長期耐久性および走行性の向上を目指して桁連結化が有効であることから、主桁連結化を研究対象とした。さらに、構造詳細を考慮してせん断パネルダンパーを設置した構造を検証した。

表-5 免震・制震対策案

対策案			期待する改善効果
ゲルバーヒンジ部	第1案	桁連結	ゲルバーヒンジ部を桁連結化し連続構造とすることで、構造系を変更する案。
	第2案	せん断パネルダンパー	ゲルバーヒンジ部（可動側）の水平方向にせん断パネルダンパーを設置し、上部構造の挙動を押さえつつ減衰を期待する案。
端橋脚部	第1案	粘性ダンパー	端橋脚に粘性ダンパーを設置し、減衰および可動部の多点分散化を期待する案。端橋脚の余剰耐力と桁遊間に収まる範囲で耐震向上を図る。
	第2案	免震支承	端橋脚を免震支承に取替えることにより、減衰および多点分散化を期待する案。既設支承を取り替える必要があるため、工事の難度は高い。
	第3案	多点固定 (変位制限構造)	多点固定化により、橋梁全体でバランスよく耐震化する案。端橋脚において温度変化時が支配的となるため、適用範囲は限定される。
	第4案	せん断パネルダンパー	端橋脚にせん断パネルダンパーを設置し、減衰および可動部の多点分散化を期待する案。端橋脚の余剰耐力と桁遊間に収まる範囲で耐震向上を図る。

表-6 耐震性能解析ケース

解析ケース	耐震性能向上検討	
	端橋脚部 (P1, P4橋脚)	ゲルバーヒンジ部 (可動側)
現況構造	—	—
Case1-1	—	桁連結（固定側も）
Case1-2	—	せん断パネルダンパー
Case2-1	粘性ダンパー	桁連結（固定側も）
Case2-2	せん断パネルダンパー	桁連結（固定側も）
Case3-1	せん断パネルダンパー	せん断パネルダンパー

端橋脚においては、可動支承部との相性を勘案しつつ、4案の対策案を抽出したが、支承の移動可能範囲、デバイスの設置スペース、期待される減衰効果を総合的に判断し、本論文では粘性ダンパー案およびせん断パネルダンパー案の検証結果を示している。

(2) ゲルバーヒンジ部における連結化の効果

耐震性能向上対策としてゲルバーヒンジ部を連結化し、解析モデルを固定・可動構造から剛結構造に構造系を変更した。なお、桁連結後の部材特性および死荷重は常時系で決定されるあて板補強を考慮するものとした。橋軸方向加振時の非線形時刻歴応答解析の結果から、固定支持である鋼製橋脚の各部材毎に応答値を許容値で除した比率を図-7に示す。

柱基部に生じるひずみにおいて、補強前の現況構造と比較して橋梁全体で応答値の低減が確認され、許容値を超過する範囲は減少した。これは、主桁を連結化することによって、主桁の変形が抑制されたためであると考えられる。しかしながら、端支点部の応答変位量は表-7に示すとおり支承の許容値を大きく超過しており、端支点部に対する更なる耐震性能の向上が必要と考えられる。

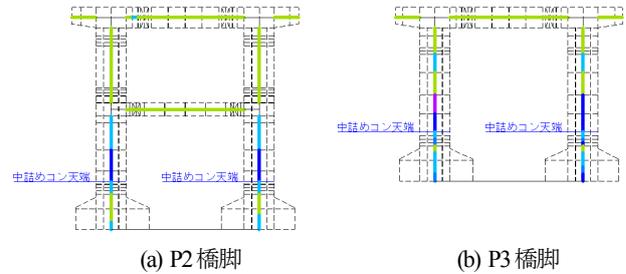


図-7 鋼製橋脚ひずみ照査結果 (Case1-1)

表-7 端支点部における変位の照査結果 (Case1-1)

橋脚名	最大変位量 (mm)	許容値 δa (mm)
P1	213 (4.7 δa)	45
P4	194 (4.3 δa)	45

(3) ゲルバーヒンジ部における制震デバイスの効果

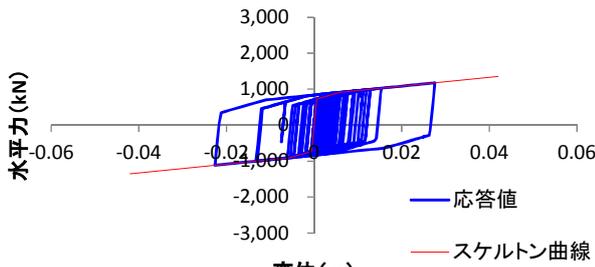
ゲルバーヒンジ部における制震デバイスの適用効果を検証するために、可動側ゲルバーヒンジ部の水平方向に対してせん断パネルダンパーを設置した。

ゲルバーヒンジ部に設置するせん断パネルダンパーにおいては、設計反力を600kN、1000kNと変化させた2ケースを設定し、それぞれ最適となったせん断パネルダンパーの構造諸元を表-8に示す。また、せん断パネルダンパーの応答履歴曲線を図-8に示す。

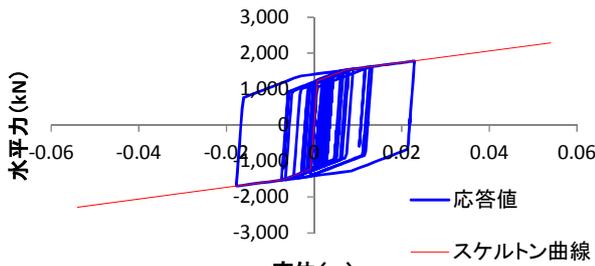
Case1-2-1に対してせん断パネルダンパーの規格を上げてよりエネルギー吸収を期待したCase1-2-2であるが、固定橋脚に生じる柱基部のせん断力を比較した結果、表-9に示すとおり両者に大きな差がないことが確認された。

表-8 せん断パネルの諸元 (ゲルバーヒンジ部)

解析ケース	Case1-2-1	Case1-2-2
設計反力 (kN)	600	1000
幅B (mm)	450	500
高さH (mm)	500	550
降伏耐力 P_y (kN)	727	1143
許容耐力 H_{Da} (kN)	642	1009
許容変位 δ_{Da} (kN)	45	50



(a) Case1-2-1



(b) case1-2-2

図-8 せん断パネルダンパーの履歴曲線の比較 (Case1-2)

表-9 柱基部のせん断力の比較

橋脚名	せん断 (kN)	
	Case1-2-1	Case1-2-2
P2 (左柱)	3,395	3,403
P2 (右柱)	3,176	3,163
P3 (左柱)	4,664	4,663
P3 (右柱)	4,839	4,835

Case1-2-2における橋軸方向加振時の非線形時刻歴応答解析の結果から、固定支持である鋼製橋脚の各部材毎に応答値を許容値で除した比率を図-9に示す。

柱基部に生じるひずみにおいて、補強前と同様に許容値を超過していることが確認され、ゲルバーヒンジ部を連結化したCase1-1に比較して耐震性能向上の効果を得ることはなかった。これは、免震・制震デバイスがある程度の剛性を有する拘束された箇所を設置しなければ応答低減効果が低いことを示していると考えられる。

また、端橋脚部の変位量は表-10に示すとおりCase1-1よりも大きな値となっており、支承の許容値を大きく超過している。

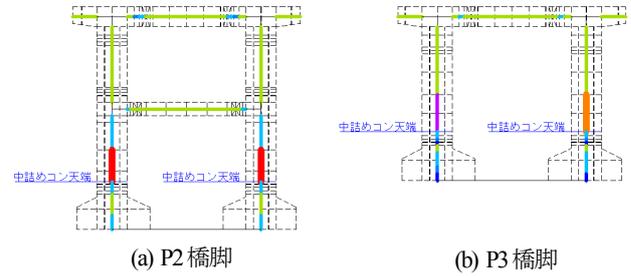


図-9 鋼製橋脚ひずみ照査結果 (Case1-2-2)

表-10 端支点部における変位の照査結果 (Case1-2-2)

橋脚名	最大変位量 (mm)	許容値 δa (mm)
P1	288 (6.4 δa)	45
P4	210 (4.7 δa)	45

(4) 制震デバイスの併用効果

制震デバイスの設置効果をさらに検証するために、端橋脚部に粘性ダンパー (1000kN×2基) を設置した。なお、端橋脚部支承の許容値は起終点側ともに45mmであることから、水平変位の抑制を目的として大容量の粘性ダンパーを選定した。橋軸方向加振時の非線形時刻歴応答解析の結果から、固定支持である鋼製橋脚の各部材毎に応答値を許容値で除した比率を図-10に示す。

柱基部に生じるひずみにおいて、Case1-1に比較して若干の応答低減効果が見られるものの多点分散化による効果は大きくは得ることはなかった。

しかしながら、端橋脚部の変位量は表-11に示すとおり、支承の許容値を満足する結果となっている。

端橋脚に設置した制震ダンパーの履歴曲線を図-11に示す。なお、図-11(a)の右側および図-11(b)の左側が支間中央側を示している。起点側の粘性ダンパーの挙動は支間中央側に寄っており、エネルギー吸収を図る大きなループを描いていないことが確認される。これは、P1橋脚は隣接桁側が固定支持となっており、起点側の振動単位の挙動に連動しているためと考えられる。

P1およびP4橋脚柱基部の履歴曲線を図-12に示す。終点側P4橋脚はCase1-1に比較してより塑性化することで余

剩耐力分を効果的にエネルギー吸収に変換したことが確認された。

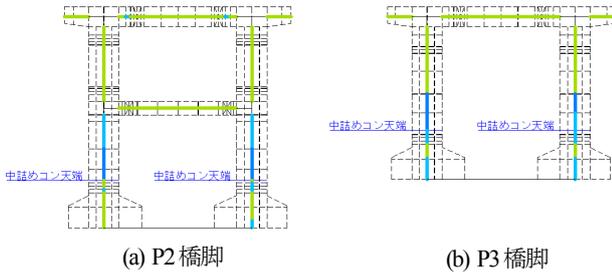


図-10 鋼製橋脚ひずみ照査結果 (Case2-1)

表-11 端支点部における変位の照査結果 (Case2-1)

橋脚名	最大変位量 (mm)	許容値 δa (mm)
P1	29 (0.6 δa)	45
P4	28 (0.6 δa)	45

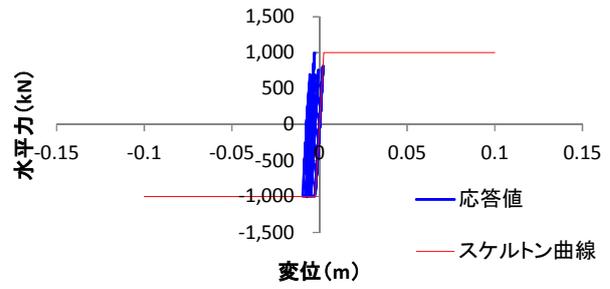
次に、端橋脚部における制震デバイスの適用効果を検証するために、せん断パネルダンパー (600kN×2基) を設置した。なお、端橋脚部支承の許容移動量は起点側、終点側ともに45mmであることから、水平変位の抑制を目的として、大容量のせん断パネルダンパーを選定した。橋軸方向加振時の非線形時刻歴応答解析の結果から、固定支持である鋼製橋脚の各部材毎に応答値を許容値で除した比率を図-13に示す。

柱基部に生じるひずみにおいて、Case2-1と同様にCase1-1に比較して若干の応答低減効果が見られるものの多点分散化による効果は大きくは得ることはなかった。

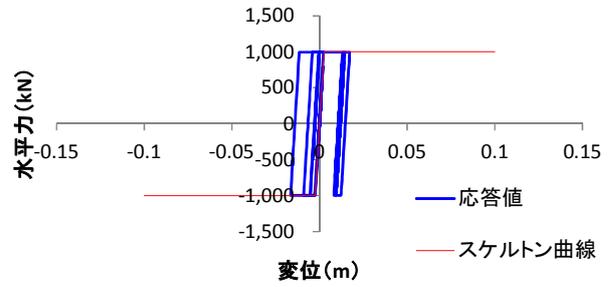
しかしながら、端橋脚部の変位量は表-12に示すとおり、支承の許容値を満足する結果となっている。

端橋脚に設置した制震ダンパーの履歴曲線を図-14に示す。なお、図-14(a)の右側および図-14(b)の左側が支間中央側を示している。起点側のせん断パネルダンパーの挙動はCase2-1と同様に支間中央側に寄っており、同様の傾向にあることが確認される。

P1およびP4橋脚柱基部の履歴曲線を図-15に示す。終点側橋脚はCase2-1と同様にCase1-1に比較してより塑性化することで余剩耐力分を効果的にエネルギー吸収に変換したことが確認された。

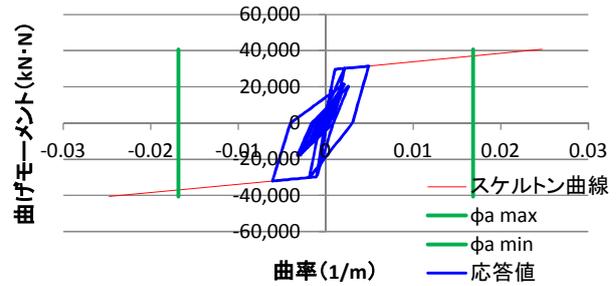


(a) P1橋脚・G1桁

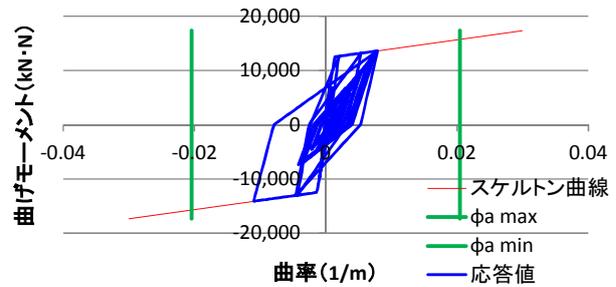


(b) P4橋脚・G1桁

図-11 粘性ダンパーの履歴曲線 (Case2-1)



(a) P1橋脚



(b) P4橋脚

図-12 端橋脚柱基部の履歴曲線 (Case2-1)

最後に、端橋脚部とゲルバーヒンジ部における制震デバイスを併用した場合の適用効果を検証するために、端橋脚部および可動側ゲルバーヒンジ部に変位抑制効果に優れたせん断パネルダンパーを組合せたケースを対象とした。

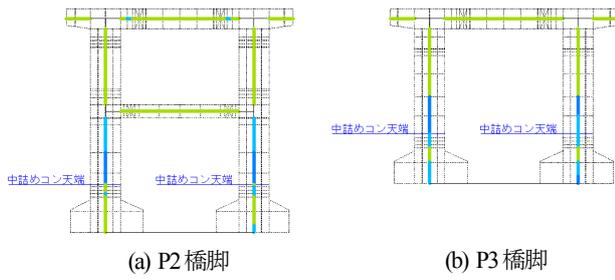
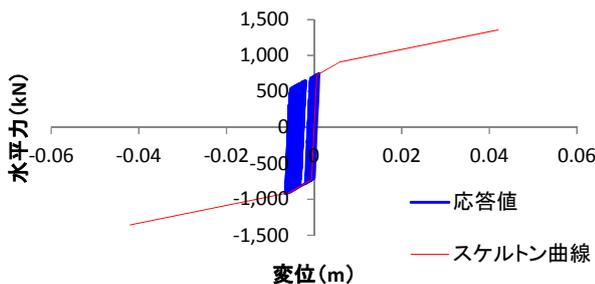


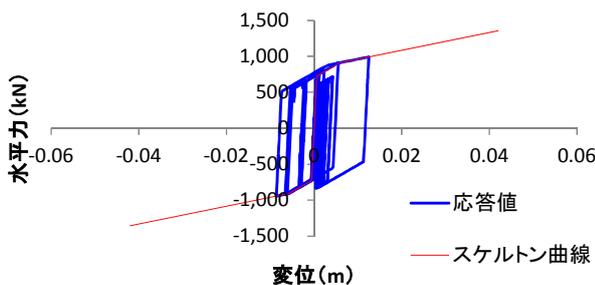
図-13 鋼製橋脚ひずみ照査結果 (Case2-2)

表-12 端支点部における変位の照査結果 (Case2-2)

橋脚名	最大変位量 (mm)	許容値 δa (mm)
P1	22 (0.5 δa)	45
P4	22 (0.5 δa)	45



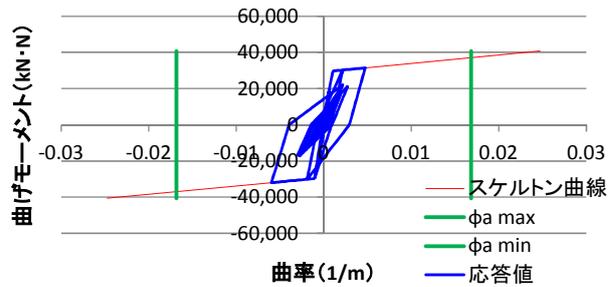
(a) P1橋脚・G1桁



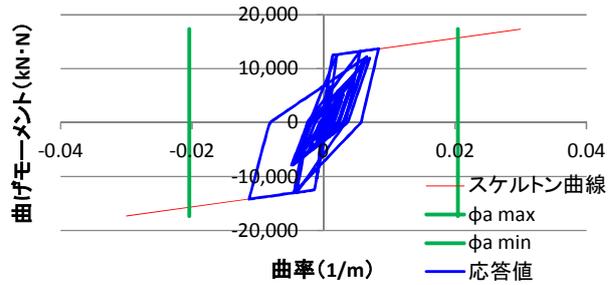
(b) P4橋脚・G1桁

図-14 せん断パネルダンパーの履歴曲線 (Case2-2)

端橋脚部に設置するせん断パネルダンパーにおいてはCase2-2の検討を踏まえて600kN×2基を設置した。一方、ゲルバーヒンジ部に設置するせん断パネルダンパーにおいては端橋脚部とのバランスを考えて設計反力を600kN、800kNと変化させた2ケースを設定した。それぞれのせん断パネルダンパーの構造諸元を表-13に示す。



(a) P1橋脚



(b) P4橋脚

図-15 端橋脚柱基部の履歴曲線 (Case2-2)

表-13 せん断パネルの諸元 (端橋脚部)

解析ケース	Case3-1-1	Case3-1-2
設計反力 (kN)	600	800
幅B (mm)	450	450
高さH (mm)	500	500
降伏耐力 P_y (kN)	727	909
許容耐力 H_{Da} (kN)	642	802
許容変位 δ_{Da} (kN)	45	45

なお、Case1-2-1においてはゲルバーヒンジ部に設置したせん断パネルダンパーの規格値を超過する結果を得たため、Case3-1-2のせん断パネルダンパー (800kN×2基) を採用した。

Case3-1-2における橋軸方向加振時の非線形時刻歴応答解析の結果から、固定支持である鋼製橋脚の各部材毎に応答値を許容値で除した比率を図-16に示す。

柱基部に生じるひずみにおいて、Case2-1およびCase2-2と同様にCase1-1と比較して若干の応答低減効果が見られるものの多点分散化による効果は大きくは得ることはなかった。

しかし、端橋脚部の変位量は表-14に示すとおり、支承の許容値を満足する結果となっている。最大変位はCase2-2と同程度であることから、せん断パネルダンパーを併用することで、主桁を連結化した場合と同等の応答低減効果が確認できた。

端橋脚部およびゲルバーヒンジ部に設置した制震ダンパーの履歴曲線を図-17に示す。なお、図-17(a)の右側および図-17(c)の左側が支間中央側を示している。起点側のせん断パネルダンパーの挙動はCase2-2と同様に支間

中央側に寄っている。また、履歴ループも Case2-2と同様の傾向にあることが確認される。

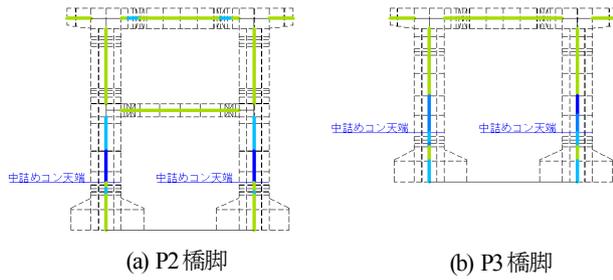


図-16 鋼製橋脚ひずみ照査結果 (Case3-1-2)

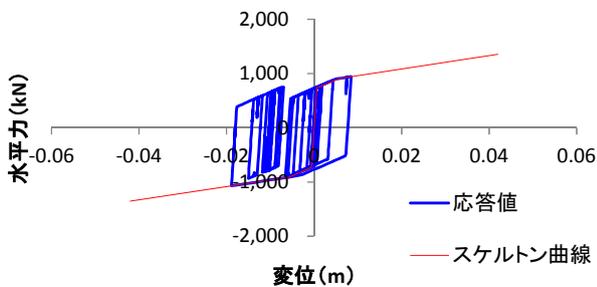
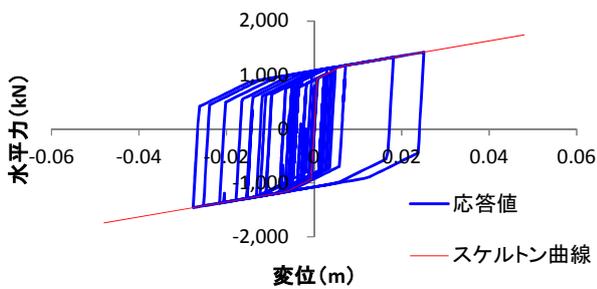
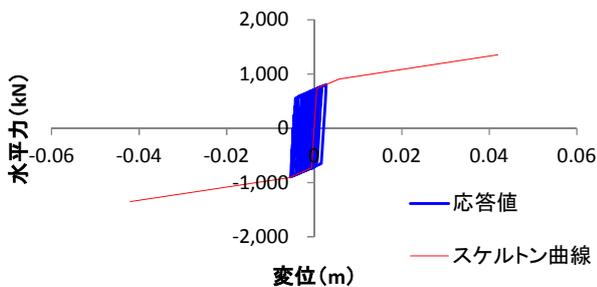


図-17 せん断パネルダンパーの履歴曲線 (Case3-1-2)

(5) 耐震性能向上対策案の比較

許容値の超過が確認された現況構造に対して、耐震性能向上対策として検証した、ゲルバーヒンジ部の桁連結化およびせん断パネルダンパーの設置、これらに併用して端橋脚部における粘性ダンパーおよびせん断パネルダンパーの設置を組合せた5対策案を比較した。

制震デバイスの適用による端橋脚における応答変位の変化を表-15に示す。これより、端橋脚部に免震・制震デバイスを設置することで許容値内に収めることが可能であることが確認される。また、ゲルバーヒンジ部を連結化することにより上部構造の挙動が抑制され、若干ではあるが変位抑制効果を得ることが確認された。

次に、柱基部のせん断力の比較結果を表-16および図-18に示す。端橋脚部に制震デバイスを設置した場合、可動橋脚も含めた多点分散効果により固定橋脚の柱基部のせん断力が10%程度低減されていることが確認される。また、ゲルバーヒンジ部に単独で制震デバイスを配置した場合と比較すると、端橋脚部およびゲルバーヒンジ部にそれぞれせん断パネルダンパーを配置し制震デバイスを併用した場合は、エネルギー吸収による減衰効果や地震時水平力の分散効果により、水平変位の抑制効果は大きかった。さらに、Case2-2とCase3-1を比較すると、水平変位の抑制効果は同程度であることから、せん断パネルダンパーを併用することで、主桁を連結化した場合と同等の応答低減効果が確認できた。

表-14 端支点部における変位の照査結果 (Case3-1-2)

橋脚名	最大変位量 (mm)	許容値 δa (mm)
P1	22 (0.5 δa)	45
P4	20 (0.4 δa)	45

表-15 端橋脚における応答変位の変化

デバイスの有無	最大変位量 (mm)	
	P1橋脚	P4橋脚
現況構造	292 (6.5 δa)	205 (4.6 δa)
ゲルバー部連結化	213 (4.7 δa)	194 (4.3 δa)
ゲルバー部SPD設置	288 (6.4 δa)	210 (4.7 δa)
ゲルバー部連結化+端橋脚部BMS設置	29 (0.6 δa)	28 (0.6 δa)
ゲルバー部連結化+端橋脚部SPD設置	22 (0.5 δa)	22 (0.5 δa)
ゲルバー部+端橋脚部SPD設置	22 (0.5 δa)	20 (0.4 δa)

※BMS：粘性ダンパー、SPD：せん断パネルダンパー

表-16 柱基部のせん断力の比較

検討ケース	せん断 (kN)			
	P1 橋脚	P2 橋脚	P3 橋脚	P4 橋脚
現況構造	5780	6449	9544	6208
Case1-1	5370	6334	9344	5595
Case1-2	5800	6566	9497	6170
Case2-1	5377	5977	9096	7215
Case2-2	5390	5957	9093	7226
Case3-1	5452	6195	9193	7378

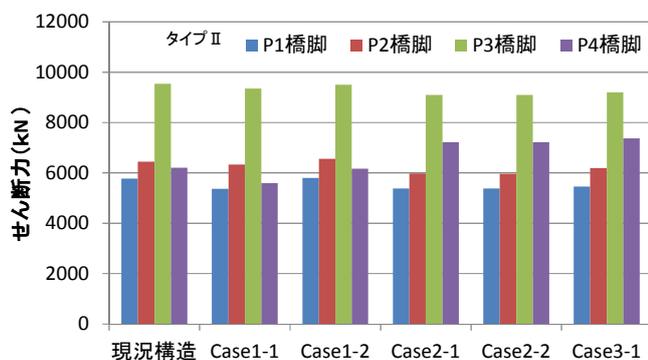


図-18 柱基部のせん断力の比較

4. まとめ

鋼ゲルバー箱桁橋を対象に、レベル2地震動に対する耐震性能の評価と耐震性能向上化構造の検証から得られた主な知見を以下にまとめる。

- (1) 現況構造においては、橋軸方向地震力により鋼製橋脚で降伏ひずみを20%程度上回り、可動支承部では移動可能量の約6.5倍の水平変位が生じ、固定支承では降伏耐力の約1.7倍の地震時水平力が作用した。なお、鋼板巻立て補強済の鉄筋コンクリート橋脚は、全て許容値内であった。
- (2) ゲルバーヒンジ部において主桁を連結化した場合、主桁の変形が抑制されるため応答値が橋梁全体で低減し、許容値を超過する範囲は減少した。一方、可動支承部では移動可能量を大きく超過する水平変位が生じた。
- (3) ゲルバーヒンジ部において、制震デバイスとしてせん断パネルダンパーを配置した場合、応答低減効果は確認できなかった。
- (4) 端橋脚部に制震デバイスとして、粘性ダンパーまたはせん断パネルダンパーを配置した場合、エネルギー吸収による減衰効果が確認されたが、橋梁全体系として応答低減効果は軽微であった。粘性ダンパーとせん断パネルダンパーの比較では、鋼製橋脚のひずみの応答低減は変わらないものの、端橋脚部の水平変位は、制震デバイスの設置による多点分散化に

より低減し、せん断パネルダンパーの変位制御の効果が粘性ダンパーより高いことが確認された。

- (5) 端橋脚部およびゲルバーヒンジ部にそれぞれせん断パネルダンパーを配置し制震デバイスを併用した場合、単独で制震デバイスをゲルバーヒンジ部に配置した場合と比較すると、エネルギー吸収による減衰効果や地震時水平力の分散効果により、水平変位の抑制効果は大きかった。また、せん断パネルダンパーを併用した場合、主桁を連結化した場合と同等の応答低減効果が確認できた。

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂，2006。
- 2) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，丸善，2008。
- 3) 土木研究センター：道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案)，2011。
- 4) 土木学会：交通ネットワークを支える免震と制震の技術，丸善，2012。
- 5) Sugioka, K., Kobayashi, H. and Mashima, N.: Seismic Ret-rofit of the Cable-Stayed 640m Span Tempoan Bridge with Energy Absorbing Devices, 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, Tokyo, Japan, 2010.
- 6) 杉岡弘一，濱田信彦，小林 寛，西岡 勉，杉山尚希：長大橋用せん断パネルダンパーの弾塑性特性に関する実験的研究，構造工学論文集, Vol.57A, pp.528-541, 2011。
- 7) 杉岡弘一，間嶋信博，松下裕明，姫野岳彦，松村政秀：スリット型ノックオフ支承を用いた既設アーチ橋の耐震補強，構造工学論文集, Vol.57A, pp.467-478, 2011。
- 8) 杉岡弘一，島 賢治，松下裕明：不整形地盤における鋼斜張橋の耐震性能向上対策，構造工学論文集，Vol.58A, pp.413-422, 2012。
- 9) 杉岡弘一，島 賢治，松下裕明：長大鋼アーチ橋の耐震補強におけるせん断パネルダンパーの適用効果，土木学会論文集A1 (構造・地震工学) Vol.68, No. 4, pp.I_748-I_759, 2012。
- 10) 杉岡弘一，藤林美早，杉山尚希：長大橋の耐震性能向上策におけるせん断パネルダンパーの適用効果，土木学会論文集A1 (構造・地震工学) Vol.69, No. 4, pp.I_358-I_365, 2013。
- 11) 杉岡弘一，林 訓裕，鈴木直人：長大鋼中路アーチ橋の耐震補強におけるせん断パネルダンパーの適用効果，土木学会論文集A1 (構造・地震工学) Vol.70, No. 4, pp.I_654-I_663, 2014。
- 12) 金治英貞，浜田信彦，石橋照久，尼子元久，渡邊英一：長大橋レトロフィット用座屈拘束ブレースの構造提案と弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.51A, pp.859-870, 2005。

- 13) 金治英貞, 鈴木直人, 香川敬生, 渡邊英一: 長大トラス橋の耐震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集 No.787/I-71, pp. 1-19, 2005.
- 14) 金治英貞, 鈴木直人, 家村浩和, 高橋良和, 美濃智広, 高田佳彦: 低摩擦型すべり支承の面圧・速度依存性検証と床組免震構造の設計モデル構築, 土木学会論文集A, Vol.62, pp. 758-771, 2006.
- 15) 五十嵐晃, 井上和真, 刃屋文子, 家村浩和, 吉田雅彦, 姫野岳彦, 長澤光弥: 複数のゴム体を用いた積層ゴムダンパーの載荷試験による基本性能の検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.30, pp.450-455, 2009.
- 16) Nagasawa, M., Sumi, K., Tasaki, K. and Iemura, H.: Seismic Retrofit of the All-Free Type Cable-Stayed Higashi-Kobe Bridge with New Energy Dissipation Devices, 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, Tokyo, Japan, 2010.
- 17) 阪神高速道路株式会社技術部: 長大橋における免震・制震デバイスの適用ガイドライン(案), 2009.
- 18) 杉岡弘一, 福島誉央, 光川直宏: PC有ヒンジ箱桁橋の桁連続化と制震デバイスの適用による耐震性能照査, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学) Vol.71, No. 4, 2015.
- 19) 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志: 上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動及び耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.31-49, 2003.
- 20) 小池洋平, 谷中聡久, 尾下里治, 春日井俊博: せん断パネル型ダンパーを用いた鋼上路アーチ橋の耐震性向上に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.382-393, 2008.
- 21) 陳 溪, 葛 漢彬: せん断パネルダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上及びせん断パネルダンパーの要求性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.514-517, 2011.
- 22) 岡野素之, 松本信之, 曾我部正道, 室野剛隆, 大内 一, 大野 了: 振動台実験による鋼製ダンパー・ブレース付き高架橋の地震応答性状, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.963-970, 2003.
- 23) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 丸善, 2012.
- 24) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 丸善, 2002.

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF A STEEL CANTILEVER BRIDGE BY APPLYING SEISMIC RESPONSE CONTROL DEVICES AND CONTINUING BEAMS

Koichi SUGIOKA and Nobuhiro MITSUKAWA

Seismic retrofit design of a steel cantilever bridge against Level 2 earthquake ground motions was performed by using seismic response control devices at piers and the central hinges, and continuing main girders at the central hinge sections. Three-dimensional non-linear dynamic time history analyses were carried out using earthquake ground motions specified in the current specifications for highway bridges, in order to improve seismic performance of the bridge. Dynamic performances were compared by changing the type and arrangement of the seismic response control devices. For installing seismic response control devices at piers or the central hinges, effects on seismic response reduction were confirmed, compared with the as-built bridge. It was found that continuing main girders at the central hinge sections and installing shear panel dampers at piers was effective with retrofit areas and retrofit members getting smaller. For installing shear panel dampers both at piers and the central hinges, more effects on seismic response reduction were confirmed.