

既設高架橋の鋼製橋脚基部に着目した制震・免震デバイスによる地震応答低減に関する研究

伊原 茂¹・松崎久倫²・庄司 学³

¹正会員 首都高速道路(株)保全・交通部保全技術課 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1)

E-mail: s.iwara72@shutoko.jp

²正会員 首都高速道路(株)プロジェクト部改築設計課 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1)

E-mail: h.matsuzaki1113@shutoko.jp

³正会員 筑波大学准教授 システム情報系 (〒305-8573 つくば市天王台1-1-1)

E-mail: gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

都市高速道路の代表的な構造物として、ダブルデッキ型式の鋼製ラーメン橋脚で支持された単純鋼桁橋が多径間に渡り連続する曲線高架橋がある。この高架橋を拡幅かつレベル2地震に対する耐震性確保を行う場合、桁衝突、鋼製橋脚基部の地震応答ひずみの超過等が懸念される。しかし、鋼製橋脚基部には中詰めコンクリートがあり、桁遊間は100mmと狭い。そこで、桁同士を連結する制震化と鋼製橋脚の免震化により、桁衝突回避、地震時慣性力の低減、橋脚間の相互低減効果を図り、鋼製橋脚基部の地震応答ひずみの低減を図った。本稿では、制震・免震デバイスの組合せを変えて非線形時刻歴応答解析を行い、鋼製橋脚基部に着目した地震応答低減効果を検証した。

Key Words : viscous damper, base isolation, nonlinear time-history analysis

1. はじめに

供用後約33年が経過する首都高速中央環状線の堀切・小菅ジャンクション間に位置する、ダブルデッキ型式の鋼製ラーメン橋脚で支持された高架橋の下層を供用下において3車線から4車線に最大3.4m拡幅する。その際、荷重増加を伴う既設高架橋には、鋼製橋脚基部の地震応答ひずみ等、2012年道路橋示方書¹⁾で規定するレベル2地震(タイプⅡ)に対する耐震性の確保が求められる。しかし、高架下には近接構造物等が数多くあり、新設橋脚の設置スペースはなく、また、既設橋脚・基礎の大規模な耐震補強も困難である。

鋼製橋脚の基部にはすでに耐震補強として中詰めコンクリートが打設されており、鋼製橋脚基部の再補強が現実的に不可能に近い状況にある。そのため、著者ら²⁾³⁾は、これまで上部構造の地震時慣性力を極力低減させて、鋼製橋脚基部の地震応答を抑制できるように鋼製橋脚の免震化を検討してきた。しかし、上部構造は単純桁形式が多径間に渡っており、隣接桁同士の桁配置が一致していない、曲線を有する線形のため、桁の連続化ができない。

また、桁遊間が約100mmと狭小な箇所が多いため、大地震時に桁衝突⁴⁾⁵⁾⁶⁾、RC床版端部の圧壊等の可能性がある。さらに、鋼製橋脚は橋脚ごとに耐力に差異があり、拡幅により一部の鋼製橋脚基部の地震応答ひずみが許容ひずみを超過する場合もある。

近年、免震・制震技術は長大橋だけでなく、既設高架橋においても適用事例が多くなってきている。しかし、鋼製橋脚を有する既設高架橋の免震化事例は少ないのが現状である。長嶋ら⁷⁾は、免震化による鋼製橋脚の耐震性向上効果を非線形時刻歴解析により明らかにした。また、子林ら⁸⁾はコンクリートで部分充填・免震化された鋼製橋脚の耐震性評価を行い、安全性や機能保持性の確保ができるとしている。

そこで、既設高架橋において一部の鋼製橋脚に地震応答が集中しないように、桁の連続化を擬似する制震デバイスの桁-桁連結及び鋼製橋脚の免震化による隣接鋼製橋脚同士の相互低減効果に着目した。この考えの下、固有値解析及び非線形時刻歴応答解析を実施し、鋼製橋脚基部に着目した地震応答低減効果を検証した。

本論文では、都市高速道路の高架橋を対象に制震・免

震デバイスによる鋼製橋脚基部に着目した地震応答低減効果について解析的に検証を行ったので、ここにその詳細結果を述べる。

2. 対象構造物

(1) 対象構造物の現状

対象構造物は、図-1、図-2 に示す単純鋼桁橋 7 連、3 径間連続鋼桁橋 1 連の 10 径間にわたるダブルデッキ型式の高架橋（上層桁平均高さ約 25m，下層桁平均高さ約 15m，延長約 480m，最大拡幅量 3.4m）である。本橋梁は、河川区域に位置し、Ⅲ種地盤上に鋼製橋脚，フーチング，場所打ち杭により支持されており，1973 年道路橋示方書に準拠して設計されている。供用後は，1999 年に復旧仕様に基づき，縦リブ補強及び中詰めコンクリート充填による鋼製橋脚の耐震補強，2001 年 3 月には P11～P15 橋脚付近の上層部で拡幅改良を実施した。本拡幅改良は P5～P15 橋脚の下層部が対象である。

上層・下層部ともに単純鋼桁の桁遊間は 100mm と小さく，3 径間連続桁橋においても 200mm である。また，当該箇所の平面線形は曲線を有しており，隣接桁同士の桁本数や構造種別（鉋桁と箱桁）が異なっているため，桁の連続化は適用できない。橋軸直角方向においては，

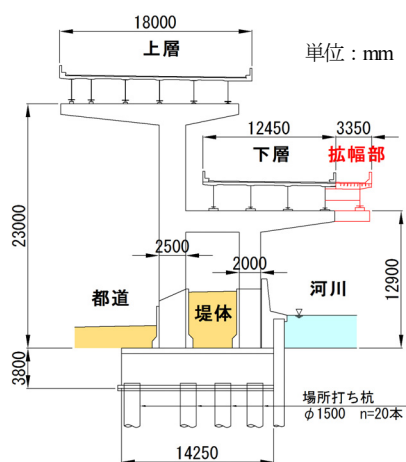


図-1 鋼製橋脚断面図 (P13 橋脚)

下層桁高欄と上層側橋脚の遊間が半数近くの橋脚において約 20mm～200mm と小さいため，レベル 2 地震時では衝突する可能性がある。鋼製橋脚は，橋脚ごとに柱断面寸法及び材質が異なっており，図-2 に示す P13 鋼製橋脚は矩形断面で上層側で 2.5m×2.5m，下層側で 2.0m×2.5m，基部材質はともに SM400 である。なお，非線形時刻歴応答解析結果に関する考察は，最大拡幅量の P13 橋脚の前後で既設高架橋に多い単純 RC 床版鉋桁が連続する P12～P14 橋脚に着目した。

(2) 制震・免震デバイス・支承システム

a) 上層部

図-3 に上層部における制震・免震デバイス及び支承の配置を示す。粘性ダンパーの連結方法は，免震支承の変形に影響が及ばないように桁一桁連結とし，橋軸方向に配置する。なお，粘性ダンパーの減衰抵抗力は 1,500kN を上限とする。

免震支承は，LRB（鉛プラグ入り積層ゴム支承）よりコンパクト化できる HDR-S（超高減衰ゴム支承）を適用する。上層部は地上約 25m に位置しており，慣性力低減が図れる免震支承を設置する。既設支承高さが平均約 250mm と低いため，水平力及び上揚力に対しては免震支承，鉛直力に対してはすべり支承で抵抗する機能分離型の支承システムとする。

図-4 のすべり支承は，上沓とフッ素樹脂すべり材の PTFE 板間における水平移動機能と下沓に埋め込まれた密閉弾性体（ゴムプレート）の変形による全方向回転機能を有している。

橋軸方向の水平力に対しては，常時から免震支承で抵抗し，粘性ダンパーはレベル 1 地震時から免震支承とともに抵抗する機構とする。ただし，隣接橋梁（P5 橋脚よりも若番側，P15 橋脚よりも老番側）に桁衝突などの影響が及ばないように P5 橋脚は固定化，P6 橋脚，P7 橋脚，P15 橋脚では，鋼製ダンパーを用いることとする。橋軸直角方向の水平力に対しては，すべり支承にサイドブロックを設置して抵抗するようにし，レベル 2 地震時

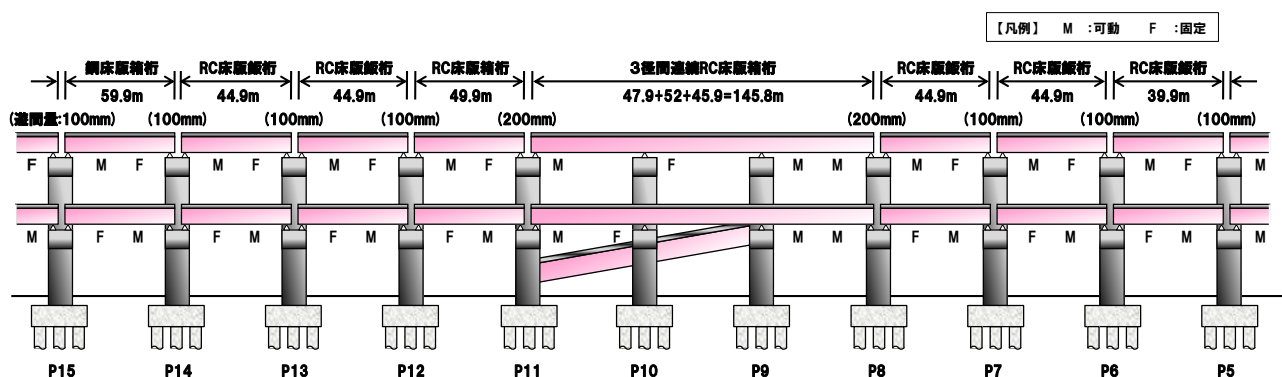


図-2 ダブルデッキ型式の高架橋 (対策前)

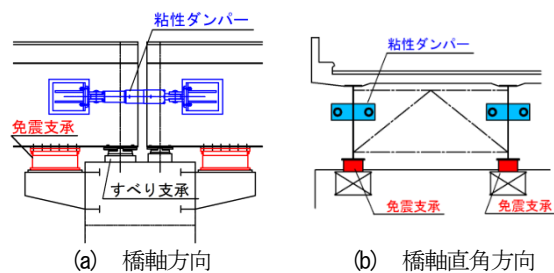


図-3 制震・免震デバイスの配置（上層一般部）

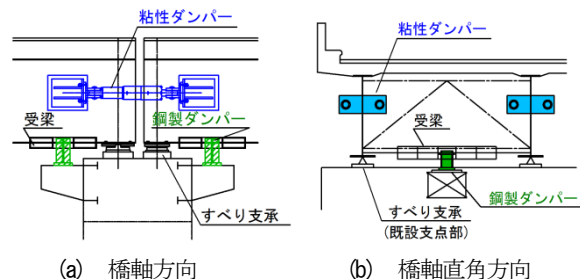


図-5 制震デバイスの配置（下層一般部）

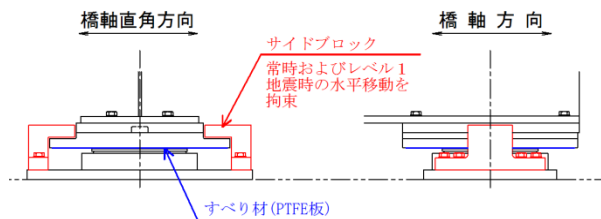
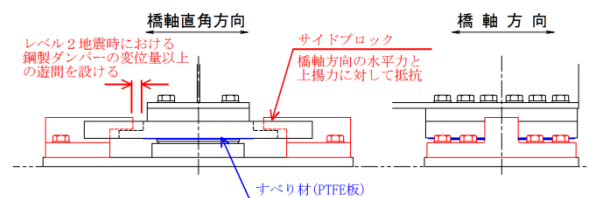
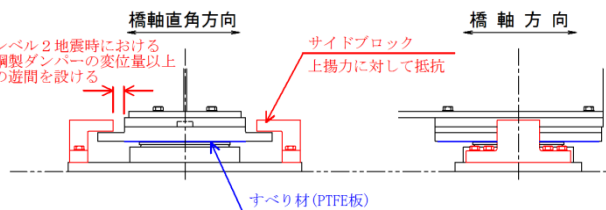


図-4 すべり支承（上層部）



(a) 固定支承部



(b) 可動支承部

図-6 すべり支承（下層部）

にはサイドブロックが破損し、免震支承がせん断変形し機能できるようにする。

b) 下層部

図-5に下層部における制震デバイス及び支承の配置を示す。P5及びP15橋脚では、隣接橋梁に桁衝突などの影響が及ばないように、橋軸方向には粘性ダンパーを主桁一橋脚連結とし、隣接桁の相対変位量を桁遊間量(100mm)以下に抑制する。橋軸直角方向においては、下層桁高欄と上層側橋脚の遊間が小さく、衝突の可能性があるため、下層には鋼製ダンパーを配置する。

鋼製ダンパーは、せん断パネルに低降伏点鋼を用いた構造である。適用できる応答変位を20mm～60mmである。橋軸直角方向においては、下層桁高欄と上層側橋脚の遊間が最小約20mmと小さいことから、変位制御に有効な水平反力が600kN及び800kNの鋼製ダンパーを下層部の橋軸直角方向に適用する。既設支承は、鋼製ダンパーの変位に追従できるようにすべり支承に取換える。上揚力に対してはすべり支承にサイドブロックを配置して抵抗させ、鉛直力に対してはすべり支承で抵抗する機能分離型の支承システムとする。また、橋軸方向の固定・可動条件をサイドブロックの有無により付与する。

固定支承部では橋軸方向の水平力に対してはすべり支承部にレベル2地震時まで抵抗できるサイドブロックを配置する。橋軸直角方向の水平力に対しては、鋼製ダンパーは常時、レベル1地震時には弾性変形により、レベル2地震時には弾塑性変形により抵抗できるようにサイドブロックと上沓の間にレベル2地震時における鋼製ダンパーの変位量以上の遊間を設けることとする。可動支承部では、上揚力に対するサイドブロックを設置する。図-6に下層部に適用するすべり支承を示す。

c) 下層部の支点条件の変更

P10橋脚の基材材質がSM570と高材質であることから弾性域に留める必要性があり、下層部の支点条件を一部変更し前後の橋脚に水平力の分散を図ることとする。すなわち、P8～P11の連続桁の中間支点であるP9橋脚の支点条件を可動から固定に変更する。また、P11橋脚については、若番・老番側とも可動であり、いずれかを固定化することにより粘性ダンパーを効果的に挙動させる。その際、若番側が連続桁の端支点であることを考慮し、老番側を固定化し、P12～P15橋脚の可動・固定条件を対策前と逆転させることとする。

3. 解析概要

本解析では上部構造、橋脚及び基礎の橋梁全体系を対象とした図-7に示す3次元立体骨組モデルを用いて、固有値解析及び非線形時刻歴応答解析を行う。

(1) 解析モデル

解析に用いる定数、特性値は、P5～P15橋脚の中で橋脚基部の応答ひずみが最大であるP13橋脚を代表として

示す。

a) 上部構造

上部構造は線形はり要素でモデル化し、部材の分割数は、各支間を10分割程度とする。なお、鋼桁の剛性評価は、床版を考慮した合成断面として取扱うこととする。

b) 鋼製橋脚構造

図-8に示すとおり、梁部および上層側柱（下層側横梁よりも上の部分）はバイリニア型のM-Φ曲線を設定し、また、上層側柱（下層側横梁よりも下の部分）及び下層側柱は軸力変動及び2軸曲げの影響を考慮するためファイバー要素を用いてモデル化する。表-1は、P13上層側柱の降伏・終局時の曲率、モーメントを示す。なお、鋼及びコンクリートの材料非線形特性は考慮する。

表-1 P13 上層側柱の M-Φ

	単位	橋軸方向
降伏曲率 Φ_y	1/m	0.000834
降伏モーメント M_y	kN・m	50,361
終局曲率 Φ_a	1/m	0.002242
終局モーメント M_a	kN・m	64,387

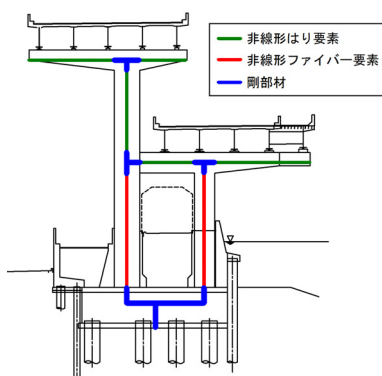


図-8 鋼製橋脚のモデル化

c) 基礎構造

基礎の剛性は、表-2 に示すとおり、線形ばねでモデル化し、ばね定数は、原位置における PS 検層の結果により得られた地盤のせん断弾性波速度を用いて算出する。

解析モデルではフーチング底面の中心位置に集約ばねを設け、鉛直方向ばね、橋軸・橋軸直角方向各々で水平ばね、水平軸周りの回転ばねによりモデル化し、鉛直軸周りの回転ばねは固定とする。

表-2 基礎ばね定数 (P13 橋脚)

	単位	橋軸方向	橋軸直角方向
水平ばね	kN/m	5.02×10^6	4.91×10^6
連成ばね (水平-回転)	kN/rad	-13.33×10^6	-13.13×10^6
回転ばね	kN・m/rad	4.63×10^8	3.20×10^8
連成ばね (鉛直-回転)	kN・m/m	—	2.69×10^6
鉛直ばね	kN/m	—	2.69×10^6
鉛直ばね	kN/m	1.43×10^7	1.43×10^7

d) 支承

固定支承は線形ばね要素（剛体）、可動支承は完全自由とし、免震支承はバイリニア型の骨格曲線によりモデル化する。表-3 に P13 上層側橋脚の免震支承（P12 側、寸法 600mm×600mm、総層 140mm）の特性値を示す。

表-3 免震支承特性値 (P13 上層 P12 側)

	単位	特性値		単位	特性値
G_e	N/mm ²	1.2	降伏荷重	kN	193
一次剛性	kN/m	26,859	降伏力	kN	214
二次剛性	kN/m	2,568	水平力	kN	798
降伏変位	mm	8.0	等価剛性	kN/m	3,388
最大変位	mm	236	等価減衰		0.15

G_e : せん断弾性係数 水平力: 最大変位時

e) 粘性ダンパー

粘性ダンパーには、速度依存性を考慮できる速度累乗型モデルを適用し、式 (1) により評価する。

$$F = C \cdot V^\alpha \quad (1)$$

ここで、F: 粘性ダンパーの減衰抵抗、C: 減衰定数 (750kN: 874, 1,000kN: 1,165, 1,500kN: 1,747), V: 応答相対速度、 α : べき乗係数 (=0.22) である。

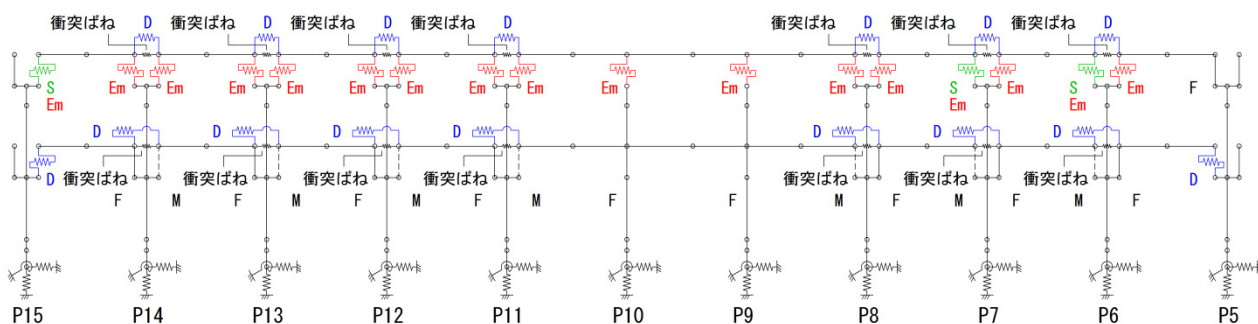


図-7 解析モデル (全体側面図)

f) 鋼製ダンパー

鋼製ダンパーは、トリリニア型の骨格曲線によりモデル化する。表-4にその諸元を示す。

表-4 鋼製ダンパーの履歴特性の諸元

	単位	水平反力	
		600kN	800kN
せん断降伏耐力	kN	682.0	909.3
フランジ全塑性耐力	kN	840.2	1105.4
ストッパー限界耐力	kN	1277.7	1663.6
せん断降伏変位	mm	0.422	0.591
フランジ全塑性変位	mm	2.919	5.722
ストッパー限界変位	mm	30	42

g) 桁遊間における衝突ばね

桁同士の衝突を把握するため、桁遊間には衝突ばねを挿入する。ばね要素の履歴特性は、桁間の相対変位が減少し、桁衝突が生じたときに抵抗力が生じるものとし、衝突ばね剛性は、式(2)により算出する⁹⁾。

$$K = \frac{EA}{L} \quad (2)$$

ここで、K：衝突ばね剛性、E：上部構造の弾性係数(2.0x10⁸ kN/m²)、A：上部構造の断面積、L：有限要素解析における上部構造の要素長(支間長の1/10)である。

(2) 解析手法

非線形時刻歴応答解析は直接時間積分法(Newmarkβ法、β=1/4)を用いて行うものとする。その際、積分時間間隔は既往の研究¹⁰⁾を参考に解が収束でき、衝突時刻や衝突継続時間の把握ができるように、入力加速度の測定時間間隔0.01秒の1/10の0.001秒、解析時間は50秒とする。入力地震動は、道路橋示方書のⅢ種地盤設計標準波であるレベル2地震動(タイプⅡ)の加速度波形Ⅱ-Ⅲ-1(東神戸大橋周辺地盤上 N12W 成分、最大加速度-591.0cm/sec²)¹¹⁾とし、曲線橋のため、図-9に示すP5とP15を結んだ方向を橋軸方向とする。

橋梁全体系の減衰は、各構造要素の減衰定数を踏まえた固有値解析から定める減衰係数を用いたRayleigh減衰により評価する。Rayleigh減衰定数は、粘性ダンパーを除いた橋梁全体系の解析モデルのひずみエネルギー比例減衰より設定する。各構造部材に適用する減衰定数につ

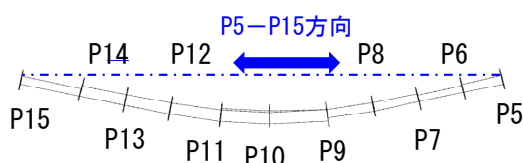


図-9 レベル2地震動の入力方向

いては、上部構造は0.02、鋼製橋脚のうち梁部は0.01、上層・下層側柱(コンクリート未充填部)は0.01、上層・下層側柱(コンクリート充填部)は0.02、地盤ばねは0.2とする。なお、免震支承は履歴特性を考慮するため、減衰定数は0とする。

(3) 解析ケース

コンクリートを充てんした矩形断面の鋼製橋脚の許容ひずみ¹²⁾は、次式により規定されている。

$$\varepsilon_a = 7\varepsilon_y \quad (3)$$

ここで、 ε_a ：許容ひずみ、 ε_y ：降伏ひずみである。

橋脚基部の応答ひずみ ε と降伏ひずみ ε_y の比(以下、応答ひずみと称する)が最大のP13橋脚を対象に、表-5に検証内容を示す。CASE1は拡張後対策前、CASE2は免震デバイス単独、CASE3は制震デバイス単独、CASE4~CASE6は免震・制震デバイスの併用で、免震支承の変位量、粘性ダンパーの減衰抵抗力を変えた場合である。図-10及び表-6にCASE6のデバイス配置及び諸元を示す。CASE2は上層部のみに免震支承を配置した場合である。CASE3は上層部の支点条件をCASE2の下層部支点条件と同じ状態で上下層に粘性ダンパーを設置した場合で単独効果を確認する。CASE4では、上下層部に減衰抵抗力750kNの粘性ダンパーを配置する。また、免震支承はすべり支承の桁逸脱がないように最大変位量を170mm程度に設定する。CASE5では、CASE4で配置した750kNの粘性ダンパーを変更せずに、免震支承の変位が更に大きくできるように既設支承をすべり支承に取換える際、桁かかりが確保でき、支点補強を必要としない約80mmの支点位置変更を前提にゴム寸法、総厚を変更する。CASE6では、CASE5に対して粘性ダンパーの規格を750kNから1,000kN(P6~P8)と1,500kN(P11~P14)に規格を上げて、その影響を検証する。

表-5 地震応答低減対策の検討内容

CASE	粘性ダンパー	免震支承(P14側)			免震支承(P12側)		
		G _c	辺長	総厚	G _c	辺長	総厚
1	—	—			—		
2	—	12	600	145	12	550	95
3	1,000kN, 1,500kN	—			—		
4	750kN	8	850	168	8	950	160
5	750kN	8	900	220	8	900	220
6	1,000kN, 1,500kN	8	900	220	8	900	220

G_c: せん断弾性係数(N/mm²) 辺長: 両辺同じ(mm) 総厚: mm

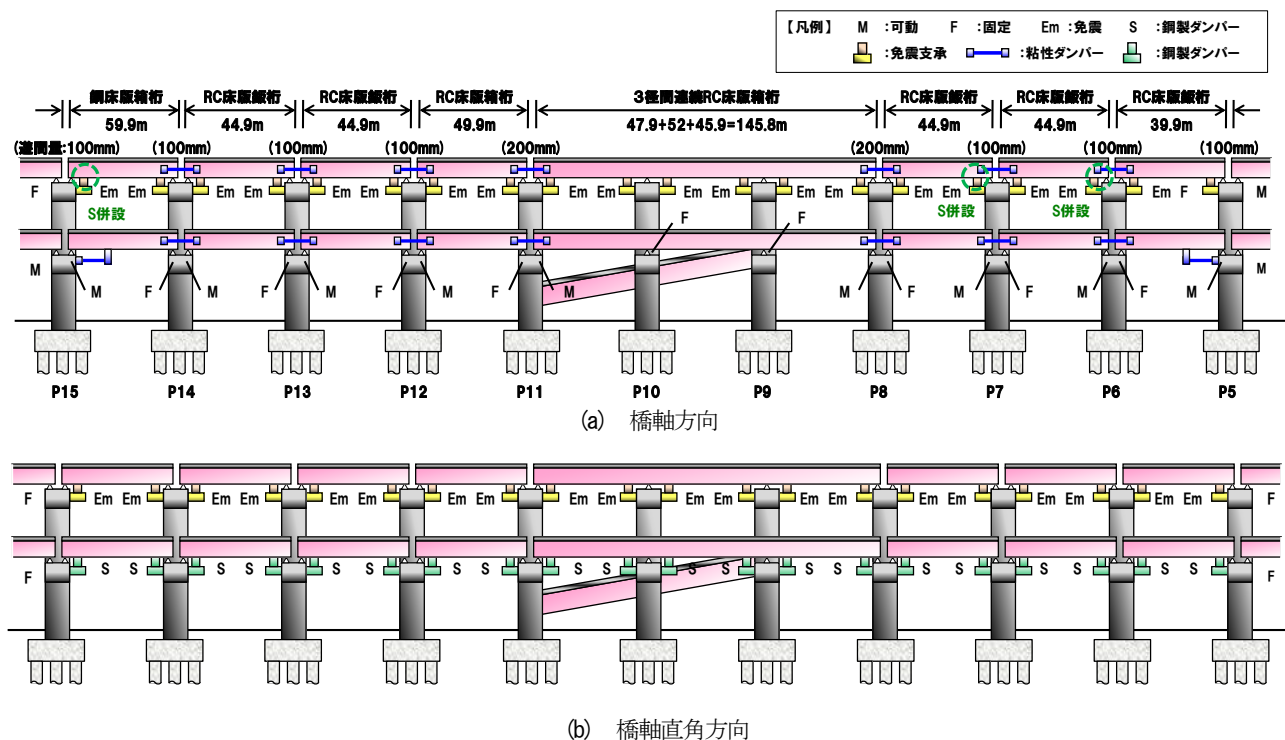


図-10 制震・免震デバイスの配置図

表-6 制震・免震デバイスの諸元 (CASE6)

				P15	P14	P13	P12	P11	P8	P7	P6	P5
桁遊間		mm		100	100	100	100	200	200	100	100	100
上層	粘性ダンパー	減衰力	kN	—	1500	1500	1500	1500	1000	1000	1000	—
		設置数	基	—	3	4	4	4	4	6	6	—
	鋼製ダンパー※1	減衰力	kN	800	—	—	—	—	—	800	800	—
		設置数	基	4	—	—	—	—	—	4	4	—
	免震支承	Ge	N/mm ²	8	8	8	8	8	8	8	8	—
		ゴム平面寸法	mm	900	900	900	900	900	900	900	900	—
		寸法	mm	900	900	900	900	900	900	900	900	—
		ゴム総厚	mm	220	220	220	220	220	270	220	220	—
		設置数	基	2	3	4	4	3	3	2	3	—
下層	粘性ダンパー	減衰力	kN	400	1500	1500	1500	1500	1000	1000	1000	400
		設置数	基	3	4	4	4	4	4	4	4	4
	鋼製ダンパー※2	減衰力	kN	600	600	600	600	600	800	800	600	600
		設置数	基	2	2	2	2	2	2	2	2	2

Ge : セン断弾性係数 ※1 橋軸方向配置 ※2 橋軸直角方向配置

4. 固有値解析結果

固有値解析では、免震支承を等価剛性、橋脚剛性を降伏時剛性とする。また、固有値解析で求めたモード減衰は、粘性ダンパーの剛性の影響を受けるため、本研究では安全側として、粘性ダンパーの剛性を考慮せず、鋼製ダンパーの初期剛性を考慮する。表-7 は CASE1～CASE6 における固有値解析結果のうち、卓越する 1 次モードの刺激係数、有効質量等を示したものである。図-11 に CASE1 の 1 次モード、図-12 に CASE6 の 1 次モード、図-13 に CASE6 の 3 次モードを示す。CASE1 では、P8～P11 で P11 から P8 へ向かって橋軸方向に並進挙動しており、CASE2、CASE4～CASE6 では、P8～P11、P11～P12、P12～P13 が橋軸方向に並進挙動している。固有周

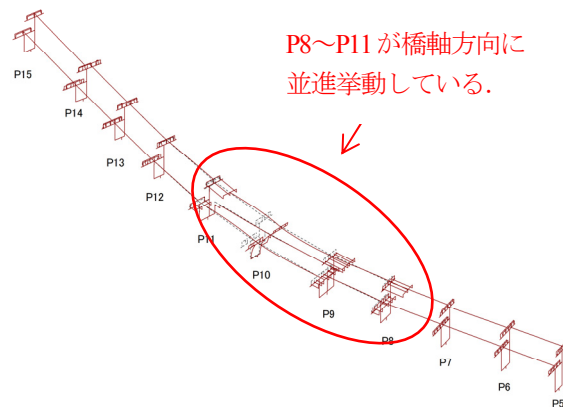


図-11 CASE1 の 1 次モード

表-7 CASE1～CASE6の固有値解析結果（卓越1次モード）

CASE	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数			有効質量			累積有効質量比(%)			ひずみエネルギー比率減衰
			橋軸方向	鉛直方向	橋軸直角方向	橋軸方向	鉛直方向	橋軸直角方向	橋軸方向	鉛直方向	橋軸直角方向	
1	0.790	1.265	72.0	-0.30	-6.1	5177	0.1	36.8	10%	0%	0%	0.039444
2	0.594	1.677	77.4	0.0	3.4	5989	0	11.7	12%	0%	0%	0.004860
3	0.854	1.171	-30.7	-9.1	-9.3	943	82.2	87.1	2%	0%	0%	0.025818
4	0.594	1.684	80.3	0.1	3.3	6450	0	10.6	13%	0%	0%	0.008440
5	0.605	1.654	77.1	0.2	2.8	5945	0	7.7	12%	0%	0%	0.004938
6	0.602	1.660	76.9	0.2	2.4	5920	0	6.0	12%	0%	0%	0.004857

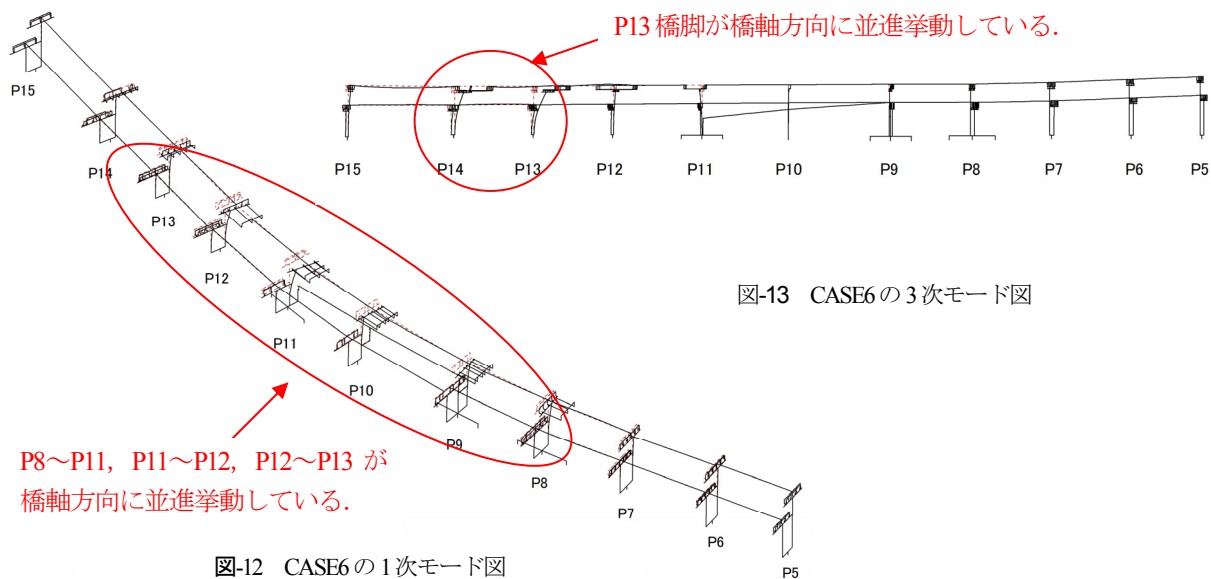


図-13 CASE6の3次モード図

期は対策前の 1.265 秒から最大で CASE4 の 1.684 秒まで長周期化が図れている。複合対策の CASE4～CASE6 は 1.654～1.684 秒と免震デバイス単独の CASE2 の 1.677 秒とほぼ同じである。

地盤の固有周期は、ひずみ依存性が考慮できる地盤応答解析プログラム SHAKEにより求めた結果、2.541 秒であった。本橋梁と地盤の共振の可能性は、鉄道構造物等標準・同解説¹³⁾に示されている構造物の加速度の増幅を考慮した補正係数を参考に構造物の固有周期 (T) と地盤の固有周期 (Tg) の比 T/Tg が 0.85～1.0 の範囲において高いと考えられる。したがって、本橋梁の固有周期は 2.160 秒未満のため、地盤との共振はないと考えられる。

なお、Rayleigh 減衰は、ひずみエネルギー比例減衰より、固有振動数 10Hz 程度までのモード減衰定数をプロットし、Rayleigh 減衰曲線がモード減衰定数に近似するように設定する。

5. 非線形時刻歴応答解析結果

CASE1～CASE6において、図-14に示すP13橋脚上の上

層桁 (P12～P13 と P13～P14) の加速度・相対変位・衝突力、P13 橋脚上層側天端変位、P13 橋脚上層側・下層側基部の曲げモーメントと曲率の関係、免震支承、粘性ダンパーの履歴曲線、累積エネルギー吸収量 (橋脚含む) の地震応答特性を考察する。なお、非線形時刻歴応答解析結果は図-15～図-29に示す。

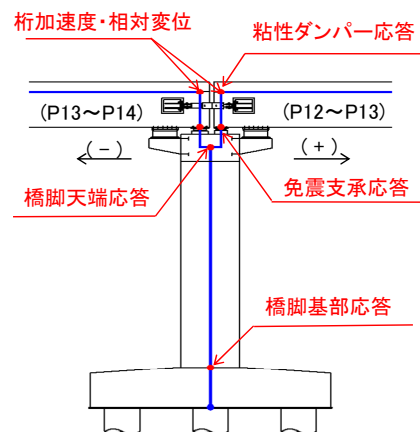
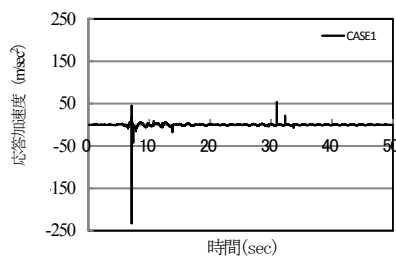


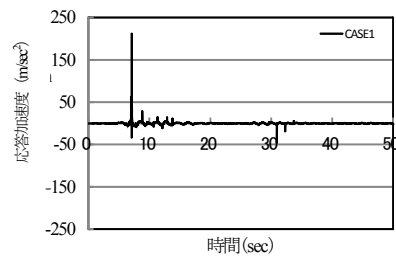
図-14 地震応答特性の検証箇所

(1) 免震・制震デバイスの単独効果

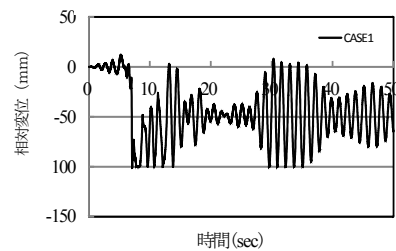
図-15、図-18 に対策前の CASE1 の解析結果を示す。上層桁の応答加速度は P12～P13 で最大 233m/sec^2 、P13～P14 で最大 212m/sec^2 と顕著である。また、隣接桁同士は 50 秒間において 11 回の桁衝突が発生しており、最大衝突力は支承全反力の約 6.1 倍の約 $52,400\text{kN}$ である。上層側橋脚天端の最大応答変位は約 610mm 、残留変位は許容残留変位の約 250mm を下回る約 105mm である。橋脚基部の最大曲率は上層側では約 $5.6 \times 10^{-3}/\text{m}$ 、下層側では約 $7.4 \times 10^{-3}/\text{m}$ と下層側が大きく、最大応答ひずみ $\varepsilon_{\text{max}}/\varepsilon_y$ は上層側では 8.97、下層側では 11.15 と許容値 7 を超えており、鋼製橋脚の塑性変形が大きいことが明らかである。



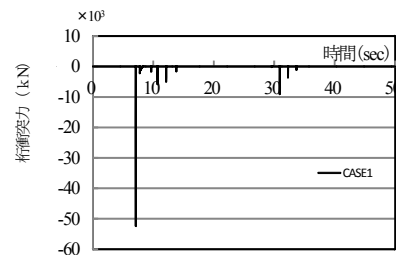
(a) 桁応答加速度 (P12～P13)



(b) 桁応答加速度 (P13～P14)

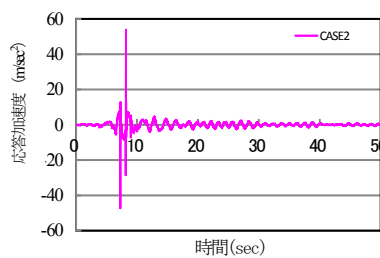


(c) 桁相対変位

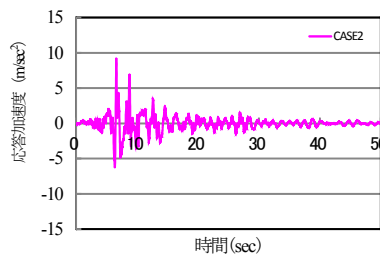


(d) 桁衝突力

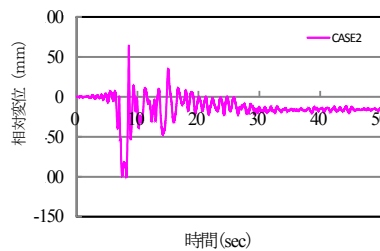
図-15 CASE1 の解析結果 (1)



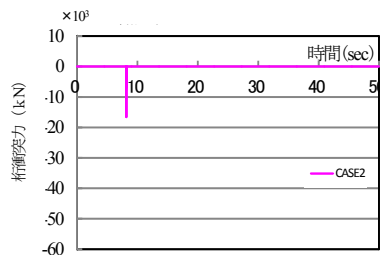
(a) 桁応答加速度 (P12～P13)



(b) 桁応答加速度 (P13～P14)

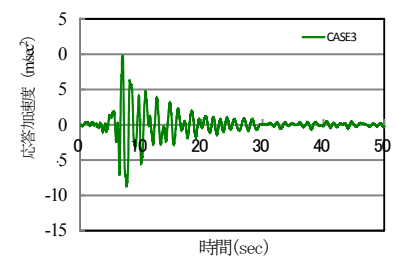


(c) 桁相対変位

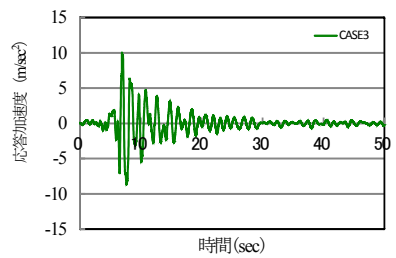


(d) 桁衝突力

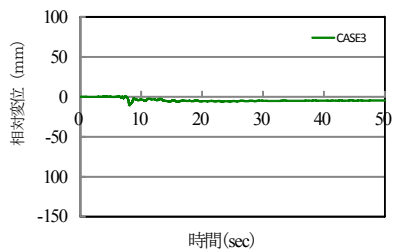
図-16 CASE2 の解析結果 (1)



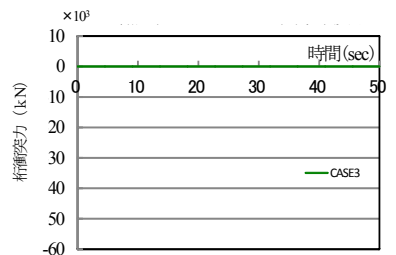
(a) 桁応答加速度 (P12～P13)



(b) 桁応答加速度 (P13～P14)



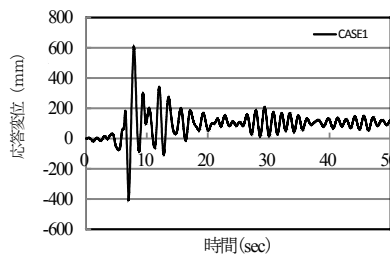
(c) 桁相対変位



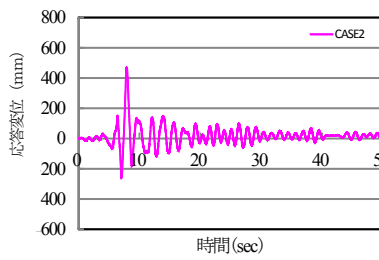
(d) 桁衝突力

図-17 CASE3 の解析結果 (1)

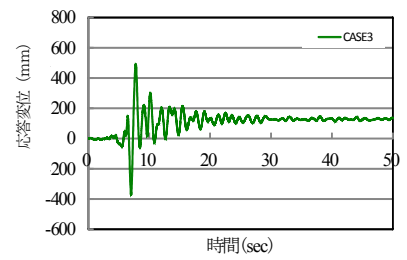
図-16、図-19 に免震デバイス単独の CASE2 の解析結果を示す。免震デバイス単独では CASE1 と比較し、上層桁の応答加速度は P12～P13 側では約 54m/sec^2 、P13～P14 側では 9m/sec^2 に低減されている。また、隣接桁同士は 50 秒間において桁衝突は 1 回発生し、最大衝突力は支承全反力の約 1.8 倍の $15,200\text{kN}$ であり、それ以外の時間帯では桁の相対変位は約 60mm 以下で抑制されている。さらに、上層側橋脚天端の変位は最大約 470mm 、残留変位は約 20mm に低減されている。これは、P14 側の免震支承の変位が約 240mm 生じており、その効果によると考えられる。ただし、すべり支承の支点位置の変更が必要となる。



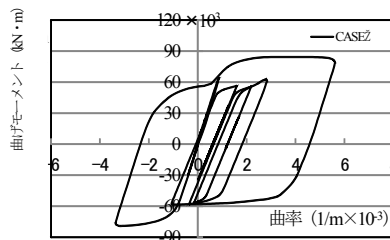
(a) 上層側橋脚の天端変位



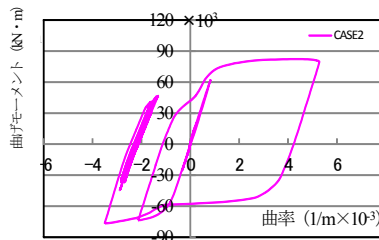
(a) 上層側橋脚の天端変位



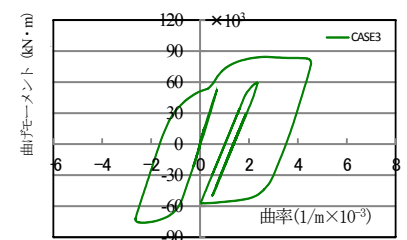
(a) 上層側橋脚の天端変位



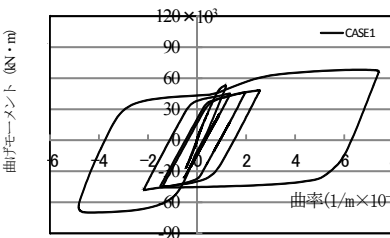
(b) 曲げモーメントと曲率 (上層側)



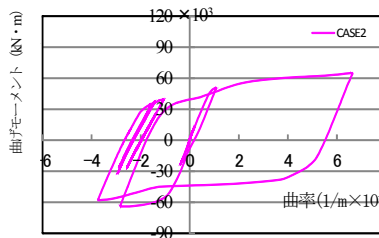
(b) 曲げモーメントと曲率 (上層側)



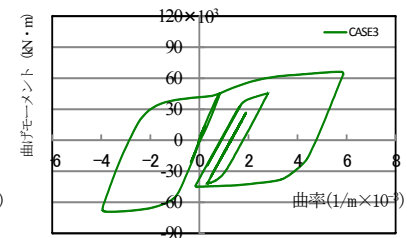
(b) 曲げモーメントと曲率 (上層側)



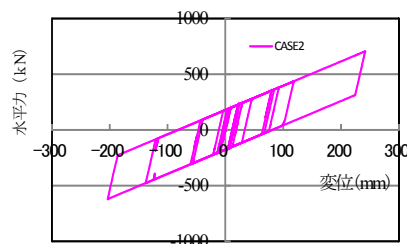
(c) 曲げモーメントと曲率 (下層側)



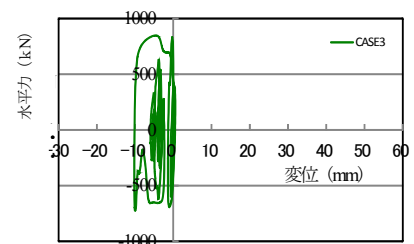
(c) 曲げモーメントと曲率 (下層側)



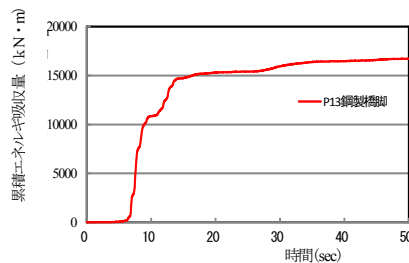
(c) 曲げモーメントと曲率 (下層側)



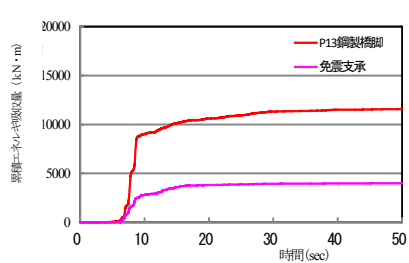
(d) 免震支承 (P14 側)



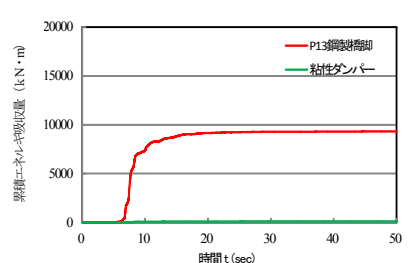
(d) 粘性ダンパー



(d) 累積エネルギー吸収量



(e) 累積エネルギー吸収量



(e) 累積エネルギー吸収量

図-18 CASE1 の解析結果 (2)

図-19 CASE2 の解析結果 (2)

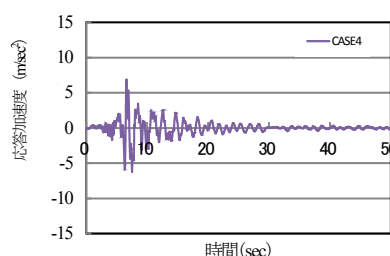
図-20 CASE3 の解析結果 (2)

橋脚基部の最大曲率は上層側では約 5.3×10^{-3} /m, 下層側では約 6.6×10^{-3} /m, 最大応答ひずみ $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ は上層側では 8.03, 下層側では 10.81 と許容値 7 を超えている。したがって、本橋梁では免震デバイス単独では $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ の顕著な低減はできないことが判明した。

図-17, 図-20 に制震デバイス単独の CASE3 の解析結果を示す。上層桁の応答加速度は P12~P13, P13~P14 とともに最大 10 m/sec^2 , 相対変位は最大約 10mm であり、衝突は回避できている。橋脚天端変位は最大約 490mm で、残留変位は 130mm と CASE1 よりも大きい。橋脚基部の最大曲率は上層側では約 4.5×10^{-3} /m, 下層側では約 5.9×10^{-3} /m, 最大応答ひずみ $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ が上層側では 7.02, 下層側では 9.22 と許容値 7 を下回らない。これは、粘性ダンパーの減衰付与による応答低減が図られるが、構造系としての固有周期が長くないため、慣性力低減効果は少ないことが要因として考えられる。ただし、粘性ダンパーは桁遊間を保持しながら追従し、桁衝突を回避し、橋脚基部の応答低減に有効であると考えられる。

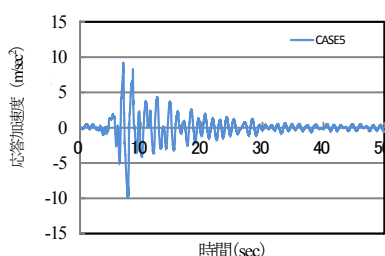
(2) 制震・免震デバイスの併用効果

図-21, 24, 27 に CASE4 の解析結果を示す。上層桁の応答加速度は P12~P13, P13~P14 とともに最大 7 m/sec^2 で、相対変位は CASE1, CASE2 よりも小さく、約 50mm 以下で桁衝突は回避できている。上層側橋脚の天端変位は最大約 420mm, 残留変位は 80mm である。免震支承は CASE2 と比較すると P14 側の水平変位が約 120mm と小さく累積エネルギー吸収量が少ない。橋脚基部の最大曲率は上層側では約 3.7×10^{-3} /m, 下層側では約 4.4×10^{-3} /m, 最大応答ひずみ $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ は上層側では 5.64, 下層側では 6.90 であり、許容値 7 を下回っている。鋼製橋脚の累積エネルギー吸収量は、表-8 に示すとおり CASE1 の約 45%, CASE2 の約 65% まで低減できている。



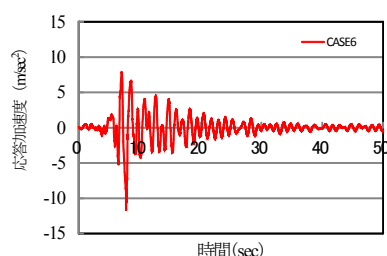
桁応答加速度 (P12~P13)

図-21 CASE4 の解析結果 (1)



桁応答加速度 (P12~P13)

図-22 CASE5 の解析結果 (1)

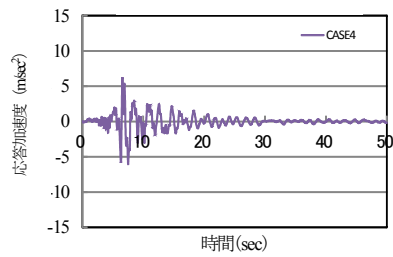


桁応答加速度 (P12~P13)

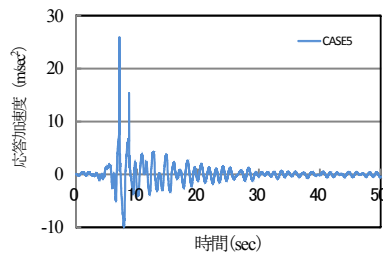
図-23 CASE6 の解析結果 (1)

図-22, 25, 28 に CASE5 の解析結果を示す。CASE5 は CASE4 と比較すると、上層桁の応答加速度は大きく、P12~P13 側で最大約 10 m/sec^2 , P13~P14 側で最大約 26 m/sec^2 である。隣接桁間の相対変位は約 15mm まで低減できている。これは粘性ダンパーの履歴曲線からも明らかである。橋脚天端変位は最大約 420mm, 残留変位は約 85mm と CASE4 とほぼ同様である。橋脚基部の最大曲率は、上層側では約 3.2×10^{-3} /m に、下層側では約 4.0×10^{-3} /m, 最大応答ひずみ $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ は上層側では 4.92, 下層側では 6.80 に低減できている。鋼製橋脚の累積エネルギー吸収量は CASE1 の約 38% まで低減できている。これは、免震支承の水平変位が P12 側, P14 側ともに約 200mm になったことによる累積エネルギー吸収の増加が主要な要因と考えられる。

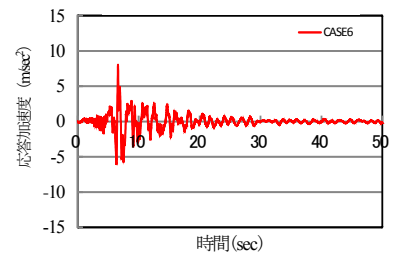
図-23, 26, 29 に CASE6 の解析結果を示す。上層桁の応答加速度は P12~P13 側で最大 11.63 m/sec^2 , P13~P14 側で最大 8.02 m/sec^2 である。また、桁の相対変位は CASE5 よりも更に低減し約 10mm 以下である。橋脚天端変位は最大約 390mm で残留変位は約 75mm である。橋脚基部の最大曲率は上層側では約 2.9×10^{-3} /m, 下層側では約 3.7×10^{-3} /m, 最大応答ひずみ $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ は上層側では 4.29, 下層側では 6.09 と更なる低減が図れている。鋼製橋脚の累積エネルギー吸収量が CASE1 の約 33% まで低減できている。これは免震支承の累積エネルギー吸収量が CASE5 よりも増加していることが要因と考えられる。免震支承の応答変位は P12 側の免震支承の最大変位は P14 側とほぼ同じく約 200mm であり、すべり支承の最大可能移動量以内で免震支承の変位が生じており、免震効果が発揮できていると考えられる。



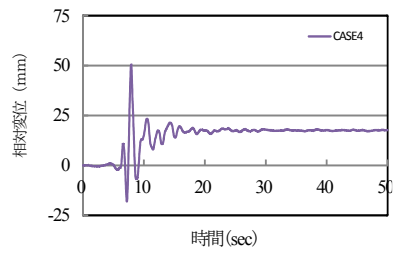
(a) 桁応答加速度 (P13~P14)



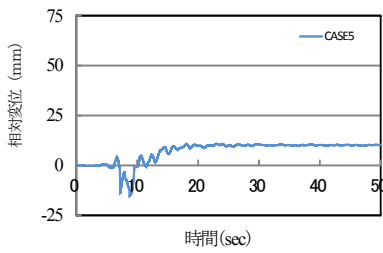
(a) 桁応答加速度 (P13~P14)



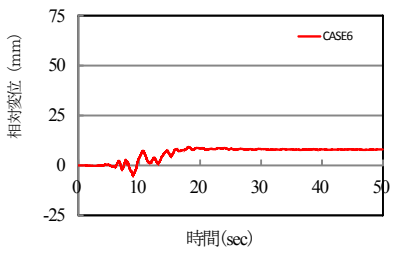
(a) 桁応答加速度 (P13~P14)



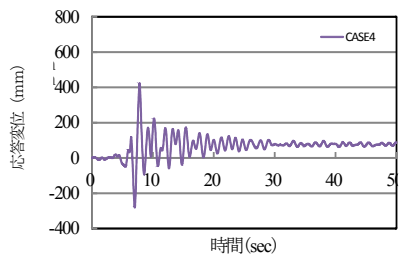
(b) 桁相対変位



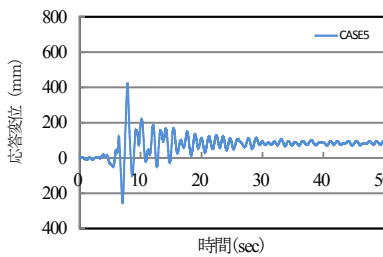
(b) 桁相対変位



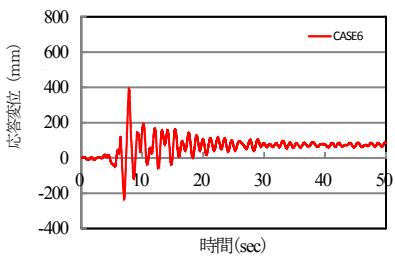
(b) 桁相対変位



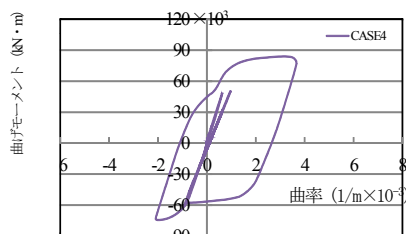
(c) 上層側橋脚の天端変位



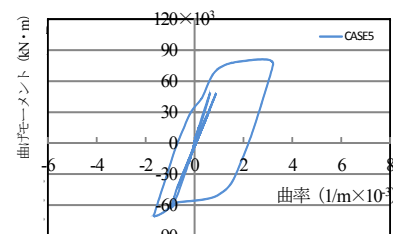
(c) 上層側橋脚の天端変位



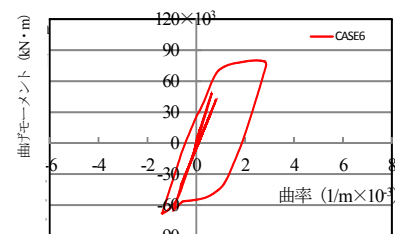
(c) 上層側橋脚の天端変位



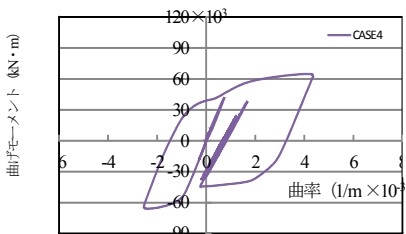
(d) 曲げモーメントと曲率 (上層側)



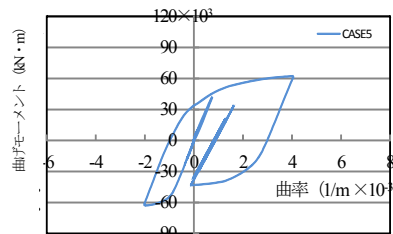
(d) 曲げモーメントと曲率 (上層側)



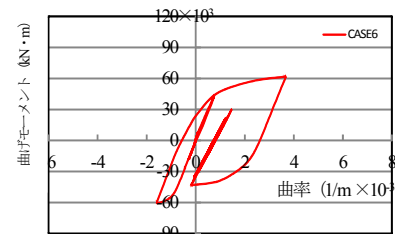
(d) 曲げモーメントと曲率 (上層側)



(e) 曲げモーメントと曲率 (下層側)



(e) 曲げモーメントと曲率 (下層側)

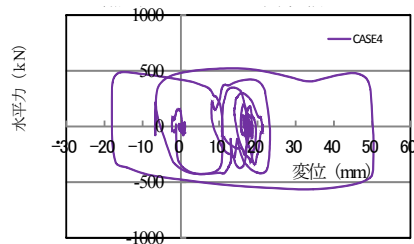


(e) 曲げモーメントと曲率 (下層側)

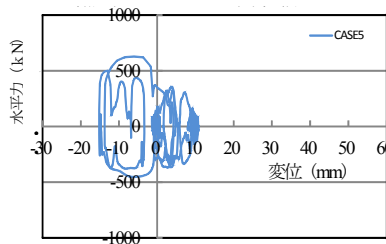
図-24 CASE4の解析結果 (2)

図-25 CASE5の解析結果 (2)

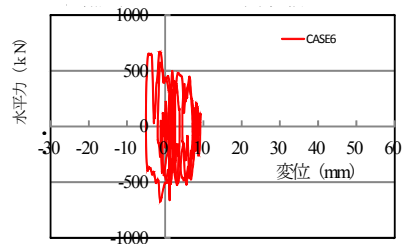
図-26 CASE6の解析結果 (2)



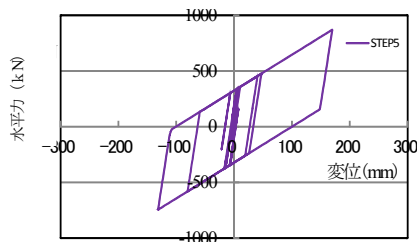
(a) 粘性ダンパー



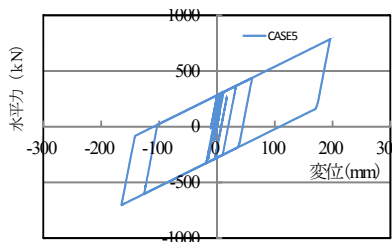
(a) 粘性ダンパー



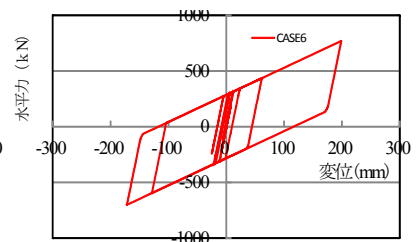
(a) 粘性ダンパー



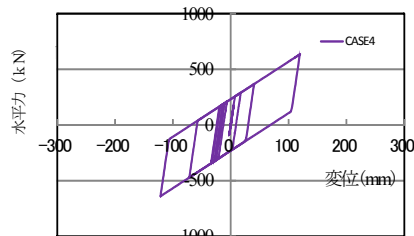
(b) 免震支承 (P12側)



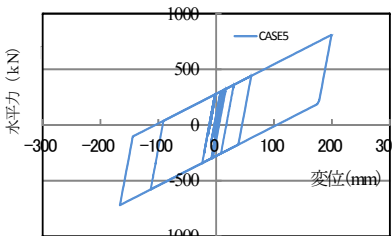
(b) 免震支承 (P12側)



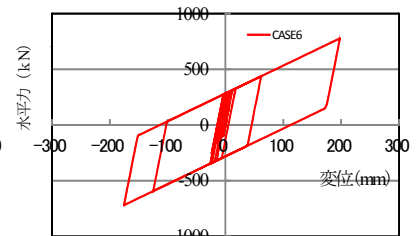
(b) 免震支承 (P12側)



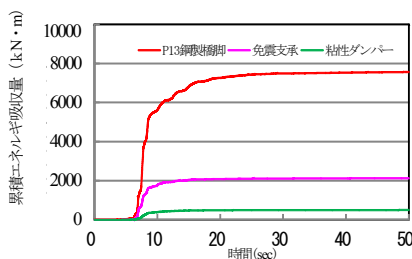
(c) 免震支承 (P14側)



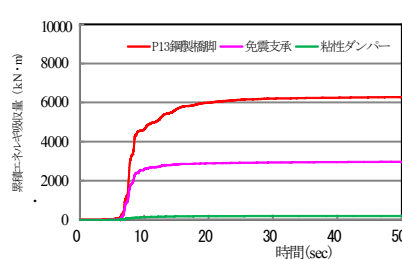
(c) 免震支承 (P14側)



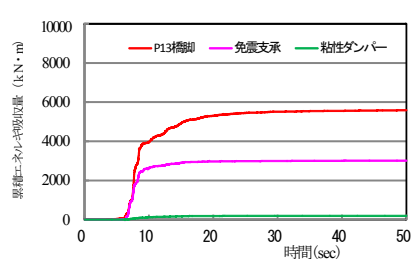
(c) 免震支承 (P14側)



(d) 累積エネルギー吸収量



(d) 累積エネルギー吸収量



(d) 累積エネルギー吸収量

図-27 CASE4の解析結果 (3)

図-28 CASE5の解析結果 (3)

図-29 CASE6の解析結果 (3)

(3) 対策による効果の違い

図-30にCASE1～CASE6における橋脚基部の $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ と累積エネルギー吸収量の推移を示す。CASE6はCASE1と比較して、P13橋脚基部の最大応答ひずみ $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ は上層側では8.97から4.29、下層側では約11.15から6.09、各々がCASE1の約48%、約55%まで低減が図れている。これは鋼製橋脚の累積エネルギー吸収量の変化と相関関係があり、CASE6ではCASE1の約33%まで低減できている。CASE4～CASE6における制震・免震デバイスは、個々の機能を互いに阻害させることなく発揮できていると考えられる。すなわち、図-27～図-29より、粘性ダンパーは隣接桁の応答加速度及び相対変位の制御、桁衝突

の回避、免震支承の変形追従が見られる。以上より、この制震・免震デバイスの複合効果は、桁の応答加速度、相対変位の減少、桁衝突の回避、橋脚の天端変位・基部の曲率、 $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ の減少を可能とし、有効と考えられる。

表-9に対策前のCASE1における桁衝突力、死荷重反力、RC床版端部のコンクリート耐力を示す。桁衝突力は、死荷重反力の数倍～数十倍の値である。その結果、桁衝突によりRC床版端部同士が衝突しても、P8橋脚上を除いて、衝突力がRC床版耐力を超過しないため、RC床版端部が圧破する可能性は少ないと考えられる。また、上記の解析結果より、粘性ダンパーは桁衝突を回避でき、レベル1地震時で設計されている伸縮装置を防

表-8 累積エネルギー吸収量の変化 単位: kN・m

		CASE2	CASE4	CASE5	CASE6
免震支承	P12側	1,634	1,162	1,290	1,299
	P14側	2,358	961	1,681	1,715
	計	3,992	2,123	2,971	3,014
粘性ダンパー	上層	—	417	131	87
	下層	—	79	58	104
	計	—	496	189	191
デバイス合計		3,992	2,619	3,160	3,205
鋼製橋脚 ^{※1}		11,577	7,565	6,277	5,587

※1 CASE1: 16,714kN・m

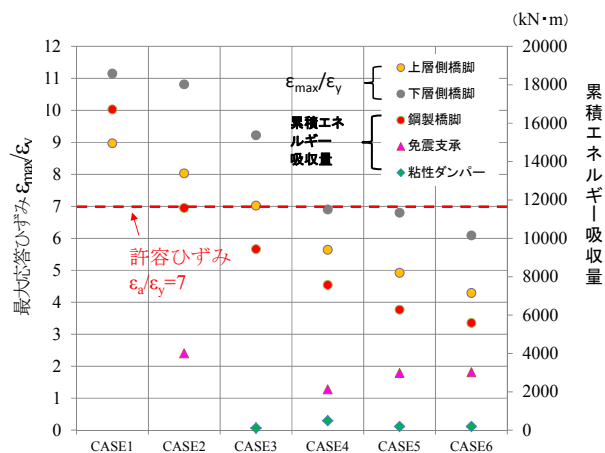


図-30 $\epsilon_{\max}/\epsilon_y$ 及び累積エネルギー吸収量の変化

表-9 桁衝突力とRC床版耐力の関係

橋脚	死荷重反力 (kN)	衝突力 (kN)	RC床版耐力 (kN)
P6	7,349	66,400	120,890
P7	7,861	66,200	137,375
P8	6,662	238,000	113,040
P11	7,722	13,500	113,040
P12	8,575	7,940	113,040
P13	8,581	52,400	141,620

護する効果も有している。一方、P8橋脚上ではP8～P11の3径間連続鋼桁橋がP7～P8の単純鋼桁に及ぼす衝突力が著しく大きい、このような場合においても衝撃力を緩和させることが可能である。

(4) 制震・免震デバイスの併用に際しての耐震設計上の留意点

図-31と図-32に、P13橋脚とその前後に位置するP12橋脚とP14橋脚の上層側・下層側の柱基部における応答ひずみをCASEごとに示す。上層側ではP12橋脚はCASE3は対策前に比べ低減しているが、許容ひずみを超過している。一方、P14橋脚では逆にP15橋脚側の境界条件の影響を受けて、対策前よりも応答ひずみが増加している。しかし、免震・制震デバイスを組合せた

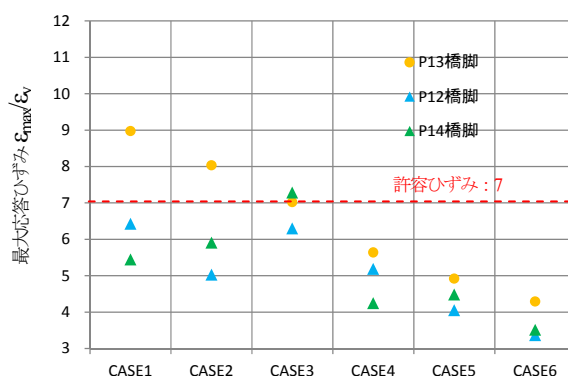


図-31 上層側橋脚基部の最大応答ひずみの変化

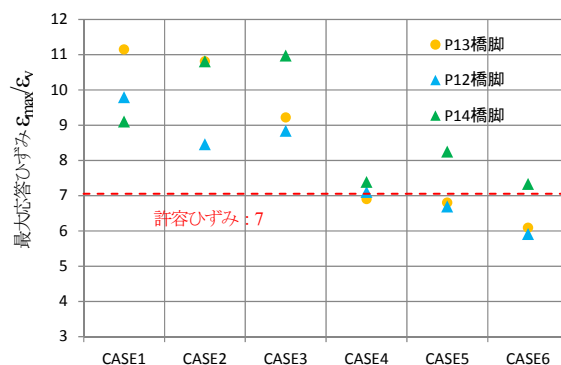


図-32 下層側橋脚基部の最大応答ひずみの変化

CASE4では、P12～P14橋脚で同様な減少傾向を示し、許容ひずみを下回り、CASE6では許容ひずみは5.0以下まで低減できている。これは、桁-桁連結した粘性ダンパーと免震支承による分散・免震効果の現れと考えられる。また、図-29から免震支承の履歴ループがP12側とP14側で同様であることから言える。

下層側の柱基部は上層側と同じ傾向にある。CASE4では、P12～P14橋脚の応答ひずみが概ね等しい。この場合、4箇所合計約3,000kNの減衰抵抗力を有する粘性ダンパーが配置されていることから、死荷重反力の約35%の減衰抵抗力を有する粘性ダンパーを設置すれば、免震支承の分散効果が発現できると推察される。

また、CASE5とCASE6を比較したとき、粘性ダンパーを750kNから1,500kNに減衰抵抗力を上げたことにより、図-25(a)と図-26(a)から明らかのように、P13～P14の桁応答加速度は低減し、図-23に示すP12～P13の桁応答加速度の波形とはほぼ同様となっている。したがって、死荷重反力の約70%の減衰抵抗力を有する粘性ダンパーを桁-桁連結することにより、隣接桁が一体挙動に近い状態になり得ると考えられる。

6. 結論

本研究では、都市高速道路特有の構造形式である曲線

を有するダブルデッキ型式の既設高架橋における免震・制震デバイスの併用効果に関して、固有値解析及び非線形時刻歴応答解析を用いて検証した。以下に、本研究で得られた知見と今後の課題を示す。

- 1) 橋軸方向の固有周期は、約 1.265 秒から 1.684 秒に変わり、長周期化が図れた。
- 2) 桁の応答加速度及び桁同士の相対変位が減少し、桁衝突を回避できた。
- 3) 鋼製橋脚天端の最大変位、残留変位、橋脚の塑性変形による累積エネルギー吸収量が減少した。
- 4) 桁-桁連結による粘性ダンパーは、死荷重反力の約 35%の減衰抵抗力で免震支承の分散効果を発現させ、約 70%で桁同士の一体挙動を示した。
- 5) 桁同士の一体挙動に伴う隣接鋼製橋脚同士の相互低減効果により、鋼製橋脚基部の応答ひずみが概ね許容ひずみ以下となった。

今後の課題は、本研究成果を踏まえ、他の高架橋においても免震・制震デバイスの適用、最適化の検討を重ね、高度経済成長期に構築してきた既設高架橋の地震時における安全性を向上させることである。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.16-35，2012.3
- 2) 内海和仁，中野博文，伊原茂，田中智之：掘切・小管ジャンクション間改良における免震化・制震化検討，第 68 回土木学会年次講演会，pp.61-62，2013.9
- 3) 内海和仁，中野博文，伊原茂，田中智之：掘切・小管ジャンクション間改良における既設高架橋の免震・制震デバイスの最適化検討，第 69 回土木学会年次講演会，pp.119-120，2014.9
- 4) 川島一彦，庄司学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.129-142，1999.1
- 5) 梶田幸秀，西本安志，石川信隆，香月智，渡邊英一：桁間衝突現象のモデル化に関する一考察，土木学会論文集，No.661/I-53，pp.251-264，2000.10
- 6) 武野志之歩，伊津野和行：隣接橋梁間の地震時相対速度応答と衝突速度スペクトルに関する研究，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.163-175，2001.1
- 7) 長嶋文雄，田中努，大丸隆，小林義明：鋼製橋脚を有する既設橋の免震化による耐震効果，構造工学論文集，Vol.44A，pp.725-732，1998.3
- 8) 子林稔，宇佐美勉，葛西昭：免震および非免震鋼製橋脚の動的解析による耐震性評価，土木学会論文集，No.619/I-47，pp.177-192，1999.4
- 9) 渡邊学歩，川島一彦：衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.125-139，2001.4
- 10) 忽那幸浩，吉澤努，田崎賢治，川神雅秀：けた衝突を考慮した橋システムの地震時挙動，土木学会第 55 回年次学術講演会，pp.466-467，2000.10
- 11) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.109-131，2012.3
- 12) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.225-230，2012.3
- 13) 鉄道総合技術研究所，鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物・抗土圧構造物，pp.112-113，1999.3

A STUDY ON SEISMIC RESPONSE REDUCTION OF STEEL PIERS BY VISCOUS DAMPER AND BASE ISOLATION FOR EXISTING VIADUCTS

Shigeru IHARA, Hisatomo MATSUZAKI and Gaku SHOJI

In this paper, hybrid effect by viscous damper and base isolation devices is explained in order to reduce seismic response for widening existing viaducts. Authors carried out nonlinear time-history seismic response analyses under the level II earthquake. The behavior of steel girders and piers, the interaction and collision between girders, and effects of seismic devices are described in details. It is confirmed that viscous damper devices avoid collision and reduce the frequency of collision between girders and base isolation devices reduce the influence on base of piers. It is also found that the hybrid-usage of viscous damper and base isolation devices could be effective for widening existing viaducts.