

鋼上路式アーチ橋の耐震補強対策に対する検討

Study on the seismic retrofit design of a spandrel braced steel arch bridge

太田あかね*, 大塚久哲**, 野原秀彰***, 新井雅之*, 森崎啓*, 馬淵倉一****
Akane Oota, Hisanori Otsuka, Hideaki Nohara, Masayuki Arai, Hiroshi Morisaki, Souichi Mabuchi

* パシフィックコンサルタンツ(株) (〒819-0007 福岡市西区愛宕南 1-1-7 パシコン福岡ビル)
** フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)
*** 九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)
**** (株)伊藤忠テクノソリューションズ (〒100-6080 東京都千代田区霞が関 3-2-5 霞が関ビル)

There are little execution results of seismic retrofit of large-scale bridges such as arch bridge. In a deck type arch bridge very big up-lift forces for bearing supports and section forces beyond yield stresses for many members occur during an large earthquake. Therefore, an effective seismic retrofit design should be discussed to reduce dynamic response by nonlinear dynamic analysis using fiber element. For an target arch bridge of spandrel arch bridge with 214m span length, five independent retrofit countermeasures are proposed, and three effective plans from those are extracted. Furthermore these three plans are put together to make one superior plan. In evaluation of seismic safety of each member, importance of the member and mechanism of the damage are considered.

Key Words: seismic retrofit design, spandrel braced arch, nonlinear dynamic analysis
キーワード; 耐震補強設計, スパンドレルブレスドアーチ, 非線形動的解析

1. はじめに

平成 14 年の「道路橋示方書」改訂後, 橋梁の耐震設計においては性能照査型の設計手法が導入され, 解析技術やツールの発達に伴い, 設計への自由度は高まったと言える。また, 鋼構造物の分野では, 鋼製橋脚を対象とした大規模地震時に対する検証により, 部材塑性化後の挙動についても解明が進められている。一方, 兵庫県南部地震以降, 緊急輸送道路や重要幹線道路に位置する既設橋梁では耐震補強工事が進められているが, アーチ橋のような既設大規模橋梁においては高度な設計, 解析, 施工技術等が要求されるため, 施工事例は少ないのが現状である。以上のような状況を踏まえ, 今後は, 既設アーチ橋の大規模地震時における性能照査方法の確立, および耐震補強技術の向上は重要な課題であると考えられる。そこで本研究では, 鋼アーチ橋の中でも比較的検証事例の少ない既設鋼上路式アーチ橋に着目し, 当該橋梁に有効な耐震補強案を提案することとした。

アーチ橋の補強方法としては, アーチリブの耐力不足に対して, 角補強やプレート補強, およびコンクリート充填といった, 部材の耐力増加が一般的である¹⁾。しかしこの場合は, 耐力増加に伴う断面力増や荷重増加といった新たな課題が発生する恐れがある。これに対し, 鋼材の応答低減を目的として, 上路式アーチ橋を対象として橋梁トラス部材にダンパーを設置, あるい

は, 対傾構等のトラス部材を省略することで, 橋梁の長周期化や減衰効果の向上を図った事例が報告されている^{2),3),4),5)}。

一方, 上路式アーチ橋における課題の一つとして, 直角方向地震時に支承部に大きな上揚力が発生することが挙げられる。特に, アーチリブ支点部支承は構造上, 支承の交換が困難であるため既設支承を設置したままの補強となる。これまで, 支承部のコンクリート巻立て⁶⁾や, 上揚力分担用の支承を別途設置する等の方法が提案されているが, 上揚力の低減に着目した補強方法については確立されていないのが現状である。そこで, 本研究では, 支承上揚力の低減に着目した補強対策の提案を行うこととした。

解析対象橋梁は, 最大支間長 214.0m, アーチライズ 43.0m を有する, 鋼上路式スパンドレルブレスドアーチ橋である。本橋を対象としてファイバー要素を用いた三次元非線形動的解析を行い, 特にアーチリブ支点部支承の上揚力低減に有効な補強方法について提案した。単独補強案として 5 案, そのうち有効な 3 案を組み合わせた 1 案を提案した。また, レベル 2 地震時における耐震性能照査では, まず, 部材の重要度に応じて許容値のランクを定義した。次に, 部材の損傷形態(軸力損傷, 曲げ損傷, 軸力と曲げを同時に受ける損傷)によって照査方法を分類することで, 部材の重要度と応答特性に合致した適切な照査方法を提案した。

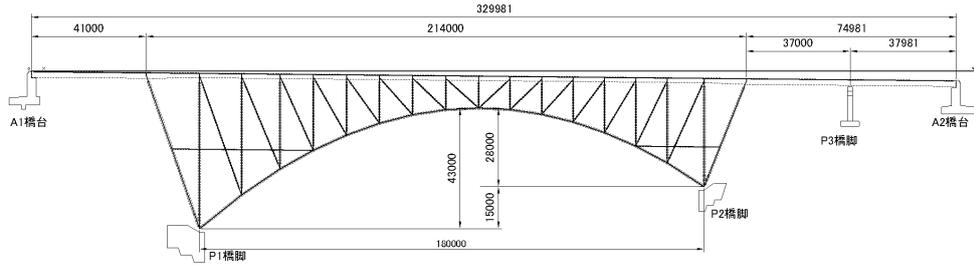


図-1(a) 橋梁一般図

表-1 設計条件

橋長	330.0 m
支間長	40.0m + 214.0m + 37.0m + 37.0m
幅員	車道; 7.25m, 歩道; 2.0m
上部工形式	スパンドレルブレスドアーチ
下部工形式	A1, A2; 逆T式橋台 (直接基礎、深礎)
	P1, P2; アーチアバット (直接基礎)
	P3; 張出式橋脚 (直接基礎)
支承条件	A1, A2, P3; 可動・固定支承 P1, P2; ピン支承

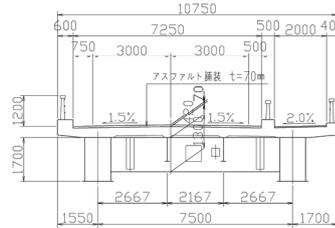


図-1(b) 断面図

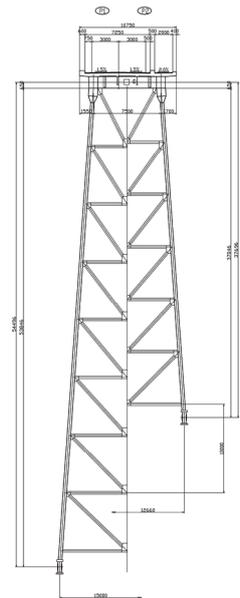


図-1(c) 正面図

2. 対象橋梁及び解析モデル

2.1 対象橋梁の概要

本研究で対象とした橋梁は、橋長 330m の鋼製上路式アーチ橋 (スパンドレルブレスドアーチ橋) である。架設地盤は I 種、昭和 53 年及び昭和 55 年度の道路橋示方書に基づき設計されたもので、平成 2 年に完成している。図-1 に橋梁一般図、表-1 に設計条件を示す。下部工は橋脚 P1, P2 がアーチアバット、P3 が張出式橋脚、橋台 A1, A2 が逆 T 字式橋台である。支承条件は A1, P3, A2 は可動固定支承、P1, P2 はピン支承である。

2.2 解析モデル及び解析条件

解析モデルの概要を図-2 に、境界条件を表-2 に示す。このモデルの特徴として、以下の 5 点を挙げる事ができる。

- (1) 鋼部材及び RC 床版は、 $\sigma - \epsilon$ 関係を用いるファイバー要素で、RC 橋脚は M- ϕ 関係を用いる三次元骨組要素でモデル化した。
- (2) 各部材の正確な挙動を把握するために、すべての部材 (床組、鉛直材、アーチリブ、水平補助材) を各重心位置において独立させたモデル化を行った。
- (3) 床版と補剛桁がスラブアンカーで結合されているが、その特性を考慮するために文献 7) を参考として、接合部ずれ挙動をトリリニアバネでモデル化した。履歴法則は各除荷勾配が各載荷勾配と一致する復元力特性を用いた。具体的には床版とスラブアンカーとの相対変位が急激に増加し始める、アンカーのせん断力による降伏点を第 1 折れ点とし、次に最大荷重点に達した点を許容ずれ点とし、それ以降も剛性 0 としたものである。図-3 に、解析モデル図を示す。

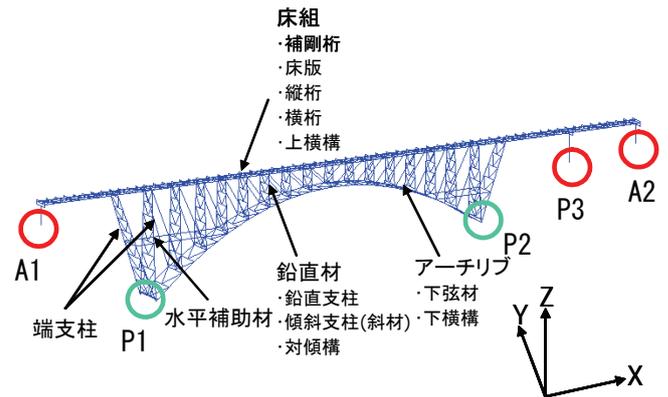


図-2 解析モデル

表-2 一支承線上の境界条件

	支承タイプ	Dx	Dy	Dz	θ_x	θ_y	θ_z
A1	可動・固定 支承	M	F	F	F	M	F
P3		M	F	F	F	M	F
A2		M	F	F	F	M	F
P1	ピン支承	F	F	F	F	M	F
P2		F	F	F	F	M	F

*M; 自由、F; 固定

- (4) 支承条件は表-2 に示すように A1, A2 橋台、P3 橋脚は橋軸方向に可動支承、橋軸直角方向に固定支承である。
- (5) 塑性化が考えられるアーチリブ端部、クラウン付近、鉛直材との接合部付近については、破壊領域を設定し、部材の破壊判定は破壊領域内での平均ひずみが破壊ひずみに達したかどうかで判断することとした。

解析条件を表-3 に示す。解析手法は直接積分法の Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用いた。減衰はレイリー減衰を用いることとし、係数 α 、 β の設定においては各モードの有効質量比、減衰定数の分布状況から総合的に橋軸直角方向 1 次、4 次を選定した。

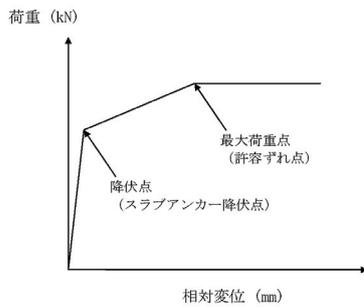


図-3 床版と穂剛桁の接合部バネモデル

表-3 解析条件

地盤種別	I種地盤
入力地震波	Type I, II (標準3波)
解析手法	直接積分法
数値積分手法	ニューマークβ法 (β=1/4)
積分時間間隔	0.01秒
減衰タイプ	レーリー減衰
地域区分	Cz=1.0
材料非線形特性	鋼材、RC床版；ファイバーモデル P3橋脚；M-φモデル (修正武田型)

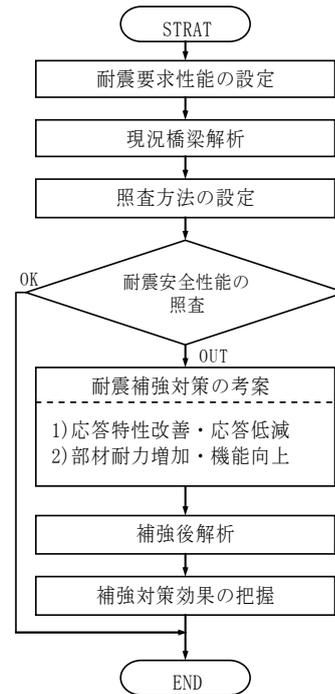


図-4 補強対策選定フロー

3. 補強対策選定手法

3.1 補強対策選定フロー

図-4に補強対策選定フローを示す。まず、レベル2地震動を対象とした、現況橋梁諸元に対する非線形動的解析を橋軸方向、橋軸直角方向の加振方向に対して実施した。現況橋梁の応答特性(変位、加速度、断面力)を把握し、性能照査に基づく耐震安全性の照査を行い、安全性を確保できない場合は、当該橋梁に効果的な耐震補強対策方法を考案する。補強対策方法としては、以下の2ケースが考えられる。

1) 構造全体系の応答特性を改善・応答の低減

免震・制震装置の付加、エネルギー減衰機能(ダンパー)設置、支承条件の変更による構造特性の変更、等

2) 部材耐力の増加、機能の向上

断面増厚、リブ補強、角補強、コンクリート充填、橋脚巻立て補強、等

補強対策後の解析は、レベル2地震動 Type II - 1 - 1 波を対象とした橋軸直角方向に対して実施し、現況解析との応答比較により補強対策効果を把握した。

3.2 照査方針

(1) 基本方針

性能照査型の耐震設計を行うに当たり、ファイバー要素を用いた上落式アーチ橋の耐震設計事例は十分とは言えず、各部材の照査指標については明確な規定化に至っていないのが現状である。ファイバー要素の安全性照査は応答ひずみにより行う。許容ひずみとしては、主要部材には $2\varepsilon_y$ 、二次部材には最大荷重の95%低下時のひずみを用いた ε_{95} が採用されているものがあ

る⁸⁾が、これらは鋼製橋脚の水平荷重による耐荷力実験に基づく経験則であり、床組のようなI桁を有する薄厚部材やトラス構造のような軸力部材への適用が保証されているわけではない。

以上より、各部材の照査方法を設定するために、

- ① 橋梁全体に求められる耐震要求性能
- ② 各部材の重要度
- ③ 各部材の損傷形態

を把握し、各部材に応じた照査方法を設定した。

(2) 橋梁全体に求められる要求性能

本橋は比較的交通量も多く、地域周辺の重要交通網の一部を形成していると考え、地震動のレベルに応じて求められる要求性能は以下のように考える。

レベル1地震動:(無損傷)地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可。

レベル2地震動:(中損傷)地震後に機能が短期間で回復でき適度な補修を必要とするが、補強は必要としない。ある程度の損傷は許容する。

(3) 各部材の重要度と照査指標

上部構造を構成する部材には、その部材が損傷した場合、橋梁全体系の崩壊につながるような主要部材と、橋梁全体の崩壊には直接的にはつながらない、主要部材への応力伝達や補助的な役割を果たす二次部材に分けられる。通常、アーチ橋においてはアーチリブや補剛桁は主要部材と扱われ、主要部材間を繋いだり、主要部材の局部座屈防止のために設置される横構、横桁、横支材、対傾構等は二次部材と扱われる。本研究においてもこれらを踏まえて部材の分類を行う。当該橋梁の特性を考慮し、部材の重要度に応じた分類は表-4に示すとおりである。

表-4 部材の重要度に応じた分類

主要部材	床版, 補剛桁, アーチリブ, 端支柱, 鉛直支柱
二次部材	傾斜支柱(斜材), 縦桁, 横桁, 横構, 対傾構, 水平補助材

また、それぞれの部材の損傷としては、レベル2地震動において中程度の損傷を許容するので、以下のように設定する。

- ① 主要部材…軽微な塑性化まで許容する。
- ② 二次部材…局部座屈、破断が大きく発生しない程度の塑性化を許容する。
- (4) 各部材の損傷形態と照査指標

アーチ各部材には、軸力と曲げを同時に受ける部材、軸力卓越部材、曲げ卓越部材、があり、部材の損傷形態も①軸力と曲げを同時に受けることによる損傷、②軸力損傷(座屈)、③曲げ損傷、に分類できる。現況橋梁解析の結果、アーチ各部材の損傷形態は表-5のように分類できる。部材照査は、この損傷形態に応じて設定することとする。

表-5 部材の損傷形態に応じた分類

軸力と曲げを同時に受ける部材	床版, 補剛桁, 横桁, アーチリブ, 端支柱, 鉛直支柱, 傾斜支柱(斜材)
軸力部材	横構, 対傾構, 水平補助材
曲げ部材	縦桁

3.3 照査方法

表-6に当該アーチ橋の耐震安全性照査規定を示す。ファイバーモデルのひずみを用いた照査では、各断面の最大曲げひずみを用いた照査を行うこととする。

- (1) 軸力と曲げを同時に受ける部材
 - ① 主要部材(床版, 補剛桁, アーチリブ, 端支柱, 鉛直支柱)
 他の設計事例や実験結果より、主要部材は幅厚比パラメータ R_f によらず $\epsilon_u / \epsilon_y = 3.0$ 程度以上の塑性率を有していることと考えてよい。ここでは軽微な塑性化として $\epsilon_a = 2.0 \epsilon_y$ を許容ひずみ ϵ_a とする(ϵ_y :降伏ひずみ)。ただし、RC床版については鉄筋降伏以内とする。ここで、幅厚比パラメータは以下のとおりとする。

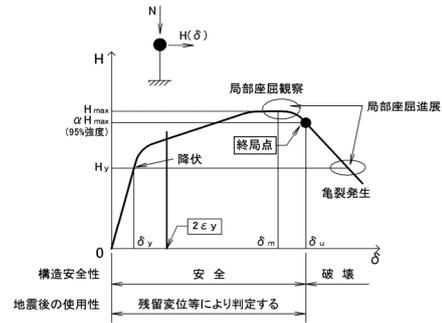


図-5 単柱鋼製橋脚の損傷度概要図

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4n^2\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

b:フランジ板幅, σ_y :降伏応力, t:板厚, E:弾性係数
n:サブパネル数(無補剛板の場合 n=1), ν :ポアソン比

- ② 二次部材(横桁, 傾斜支柱(斜材))

終局ひずみ以内となることを照査する。終局ひずみは、文献9)を参考に、圧縮と曲げを受け同時に受ける補剛箱形断面の終局ひずみとする。当経験式は、鋼製橋脚断面の繰返し載荷実験結果に基づいており、終局点は部材最大荷重の95%強度低下時とする。終局ひずみ ϵ_u を(2)に示す。

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.8(1-P/P_y)^{0.94}}{\left(\frac{-0.18}{R_f \lambda_s} - 0.168 \right)^{1.25}} + 2.78(1-P/P_y)^{0.68} \quad (2)$$

ただし、 $0.3 \leq R_f \leq 0.7$, $\gamma / \gamma^* \geq 1.0$, $0.0 \leq P/P_y \leq 0.5$
P:軸力, P_y :全断面降伏軸力, R_f :幅厚比パラメータ
 λ_s :補剛材細長比パラメータ

- (2) 軸力卓越部材(横構, 対傾構, 水平補助材)

発生軸力が、座屈荷重 P_{cr} 以内となることを照査する。座屈荷重の数式を(3)に示す。

表-6 耐震安全性照査規定

		各部材	照査指標	許容値	算定式	
I	上部工	主要部材	床版 補剛桁, アーチリブ, 端支柱, 鉛直支柱	軸力と曲げを同時に受ける部材	鉄筋降伏以内 $2\epsilon_y$	
		二次部材	斜材, 横桁	軸力と曲げを同時に受ける部材	ϵ_u	式(2)
			縦桁	曲げ部材	弾性横ねじれ 座屈モーメント	式(4)
			上横構, 下横構, 下横支材, 対傾構, 水平補助材	軸力部材	座屈荷重	式(3)
II	橋脚	P3橋脚 (RC橋脚)	許容曲率, せん断耐力, 許容残留変位に対する照査			
III	支承	支承 (固定可動支承, ピン支承)	移動量, 上揚力, 水平力に対する照査			
IV	付加モデル	スラブアンカー	最大荷重に対する照査			

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi^2 EI}{L^2} \right) \quad (3)$$

E:ヤング係数(kN/m²), I:断面2次モーメント(m⁴),
L:有効座屈長(m)

(3) 曲げ卓越部材(縦桁)

発生曲げモーメントが, 部材の横ねじれ座屈を引き起こす弾性横ねじれ座屈モーメント M_{cr} 以内となることを照査する. 弾性横ねじれ座屈モーメントの数式を(4)に示す.

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z \cdot GJ \left\{ 1 + \frac{EI_w}{GJ} \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 \right\}} \quad (4)$$

L:固定点間距離(m), $I_z = A_f b^2 / 6$:I桁のz軸まわりの断面2次モーメント, $I_w = I_z h^2 / 4$:I桁のそりねじり定数

J:純ねじり定数, $A_f = b t_f$:圧縮フランジの断面積

G:せん断弾性係数

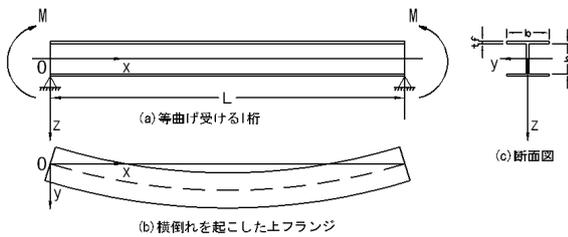


図-6 横ねじれ座屈記号図

(4) P3 橋脚

鉄筋コンクリート橋脚であり, 文献10)に基づき許容曲率に対する照査, せん断耐力照査, 許容残留変位に対する照査を行う.

(5) 支承

移動量に対する照査, 上揚力に対する照査, 水平力に対する照査を行う.

(6) スラブアンカー

最大荷重に対する照査を行う.

4. 解析結果

4.1 固有値解析結果

本研究では, 対象橋梁の正確な固有周期を把握するために微動計測実験を実施した. 実験方法は, 橋梁上に速度計を数箇所設置し, 一般車両走行時の速度を計測した. 橋梁の卓越振動数は計測データのスペクトル解析により推定した. 実験で得られた値と解析値の比較を行うことにより, 解析モデルの正当性を検証した. 表-7に固有値解析結果を示す. この結果より, 両者は近似しており解析値の妥当性を確認した. 面内, 面外の主要モードに関して, 図-7, 図-8に示す. 1次モードは主桁が面外方向に振動するモードであり, 3次モードは主桁の面内方向への変形モードであり, 逆対象となっている.

表-7 固有値解析結果

	モード 次数	実験値 (Hz)	解析値 (Hz)	実験値/ 解析値
面外	1	0.7	0.6	1.11
	2	2.1	2.0	1.03
	3	2.6	3.0	0.87
面内	1	1.5	1.5	0.99
	2	2.1	1.9	1.12
	3	2.5	2.5	1.00

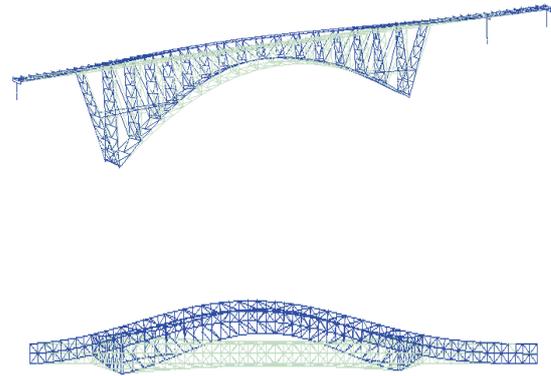


図-7 1次モード(面外1次モード)

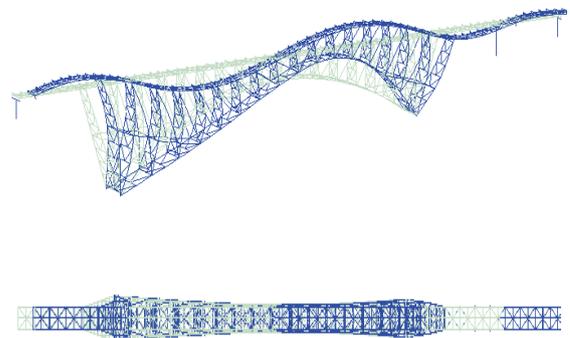


図-8 3次モード(面内1次モード)

4.2 現況解析結果

本研究で対象とした上路式鋼アーチ橋の耐震安全性を評価するために, 現況解析を実施した. 入力地震波はT2-1-1であり, 橋軸, 橋軸直角方向に加振した. 上部構造における照査結果を表-8に示す.

図-9と図-10に橋軸及び橋軸直角方向加振時の各節点の最大変形のプロット図を示す. 図-9では橋軸方向移動量が最大値0.55m, 図-10では, 主桁の中央部の橋軸直角方向移動量が最大

表-8 上部構造耐震性能照査結果

	集計	橋軸方向	直角方向			
			平均超過率	μ ave		
上部工	主要部材 (軽微な塑性化までを許容する)	床版	OUT箇所数	N	0	23
			平均超過率	μ ave	——	1.516
		下弦材	OUT箇所数	N	36	4
			平均超過率	ε ave	2.002	1.315
		端支柱	OUT箇所数	N	0	3
			平均超過率	ε ave	——	1.594
	二次部材 (局部座屈、破断が大きく発生しない程度の塑性化を許容する)	斜材	OUT箇所数	N	38	2
			平均超過率	ε ave	1.801	1.520
		上横構	OUT箇所数	N	0	1
			平均超過率	ε ave	——	1.185
下横構	OUT箇所数	N	0	8		
	平均超過率	ε ave	——	1.160		
対傾構	OUT箇所数	N	0	51		
	平均超過率	ε ave	——	2.312		
スラブアンカー		OUT箇所数	N	2	40	
		平均超過率	ε ave	1.036	2.477	

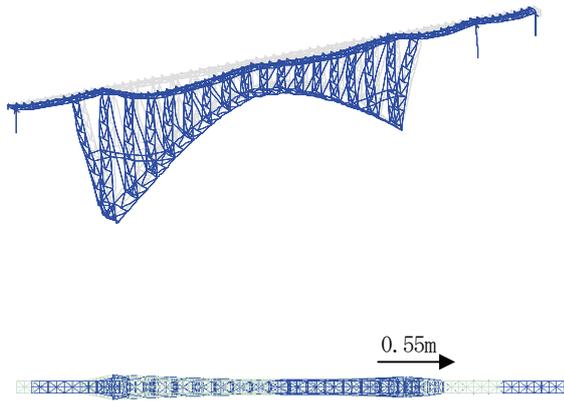


図-9 最大変形図(T2-1-1 橋軸方向)

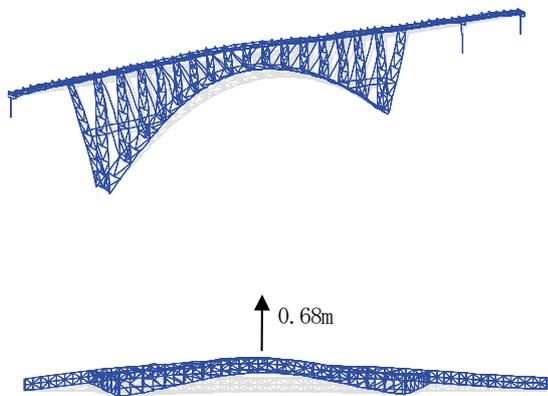


図-10 最大変形図(T2-1-1 直角方向)

値0.68mであり、直角方向に大きく変形していることがわかる。

耐力不足部材に関して、橋軸方向加振がアーチリブ、斜材、スラブアンカーの3種類であったのに対して、橋軸直角方向加振は床版、アーチリブ、端支柱、斜材、上下横構、対傾構、スラブアンカーの7種類に及ぶ。

しかし、各部材の許容値を上回った部材数は、部材箇所によっては橋軸方向加振の方が多かった。例えば、スラブアンカーにおいて許容値を上回った部材数は、橋軸方向が2箇所に対して、直角方向は40箇所であった。しかし、斜材の場合は、橋軸方向が38箇所に対して、直角方向はわずか2箇所である。このように耐力不足部材数では圧倒的に直角方向加振の方が多く、各部材の許容値を上回った部材数で比較した所、部材箇所によって橋軸方向が上回る箇所があることが明らかとなった。

次に、直角方向加振時における支承上揚力に対する照査結果を表-9に示す。特に橋台部では許容値に対して約25倍~28倍もの非常に大きい上揚力が発生している。これは、設計当初の設計上揚力が小さいため上揚力に抵抗する装置の規模が小さいためでもある。また、ピン支承部においても5倍~6倍程度の上

表-9 支承上揚力耐震性能照査結果

	発生値Pa	上限値Pmax	判定	
	(kN)	(kN)		Pmax/Pa
A1 橋台	3742	150	OUT	24.9
P1 橋脚	28021	5000	OUT	5.6
P2 橋脚	33888	5000	OUT	6.8
P3 橋脚	3573	400	OUT	8.9
A2 橋台	5732	200	OUT	28.7

揚力であり、いずれの支承部においても上揚力に対して大きく耐力不足となっていることが分かる。

以上より、支承上揚力の応答低減に着目し、加振方向は橋軸直角方向として補強対策方法を導入することとする。

5. 耐震補強案の導入

5.1 入力地震波の決定

耐震補強の解析に用いる際の入力地震波を決定する。入力地震波L2レベルのType1及びType2それぞれ3波ずつを用い、橋軸直角方向加振の計6ケースの解析を行い、部材の損傷程度を比較した。最終的にT2-1-1の入力地震波が、一番主要部材への損傷が大きかったため、補強対策に用いる入力地震波をT2-1-1に決定した。

5.2 補強対策の概要

4章の現況解析結果から、本橋の耐震性能を把握したところ、部材及び支承部の耐力不足が明らかになった。橋軸直角方向の振動特性としては、橋台部で支承条件が固定されていること、端支柱高が50mを超え、橋軸直角方向加振時に大きな曲げ変形をすること等により、アーチ部面外方向に大きな変形及び断面力を発生していると考えられる。また、支承部の橋軸直角方向水平力、及び上揚力も大きく、現在の支承構造では鋼材の損壊を招いている。従って、当該橋梁の補強対策としては、部材毎の耐力増加では十分とはいえず、支承条件変更やダンパーを用いたエネルギー吸収、及び長周期化による応答低減など、振動特性の改善も含めた耐震補強対策が必要であると考えられる。

そこで最初に、橋梁全体の慣性力を低減する方法を検討し、

その上で耐力不足の部材を対象に部材補強を検討することとした。慣性力の低減方法として、下記の3方法を検討した。

- ①上部工（床版）の軽量化による慣性力の低減（CASE1）
- ②ダンパー設置による慣性力低減（CASE2, 4）
- ③橋梁全体の固有周期調整による慣性力の低減（CASE1, 2）

また、部材補強として、下記の1方法を検討した。

- ①橋脚の増厚（CASE3）

以上の点を踏まえ、本研究では、以下の5種類の耐震補強案（CASE1, 2-1, 2-2, 3, 4）を考えた。また、これらのうち有効な対策を組み合わせた1案（CASE5）を考えた。5案の単独案結果を5.3に、組合せケース結果を5.4に示す。

- (1) 床版軽量化(CASE1)

これは、床版を鋼床版など軽量材料に取り替えた場合である。計算上は床版重量を2/3に低減した。床版軽量化により、慣性力が減少し、各部材の応答値低減が望まれる。

- (2) 支承のダンパー化(CASE2)

設置箇所はA1橋台、P3橋脚、A2橋台の支承部である。橋軸方向、橋軸直角方向にダンパーを設置した場合の検討を行った。装置内における流動体の抵抗によりエネルギー吸収するダンパー構造であり、諸元を表-10に示す。各下部工位置に2基ずつ設置した。

- ① 直角固定橋軸ダンパー(CASE2-1)

橋軸直角方向固定、橋軸方向にダンパーを設置した場合の上揚力低減効果について確認した。

- ② 橋軸固定直角ダンパー(CASE2-2)

橋軸方向可動、橋軸直角方向支承条件を固定→可動+ダンパーとした場合の上揚力低減効果について確認した。

表 - 10 支承ダンパー諸元

			諸元	備考
降伏点	P	kN	300	——
一次勾配	K1	kN/m	120000	2.5mmで降伏
二次勾配	K2	kN/m	0	完全バイリニア

- (3) 橋脚の増厚(CASE3)

橋脚の剛性増により、橋梁全体の橋軸直角方向の変位応答低減への効果を確認する。初降伏モーメントで約2倍程度の耐力増を想定して、ここでは鋼板巻き立て工法を想定して、板厚9mmの鋼板とする。設置箇所はP3橋脚部分である。表-11に現況及び補強後のM-φ特性を示す。

表 - 11 M-φ特性

				現況	補強後
橋脚基部	初降伏モーメント	Myo	kN・m	3.90×10 ⁴	6.97×10 ⁴
	初降伏曲率	φyo	1/m	0.43×10 ⁻³	3.80×10 ⁻³
	終局モーメント	Mu	kN・m	5.23×10 ⁴	1.13×10 ⁵
	終局曲率	Φu	1/m	7.17×10 ⁻³	9.79×10 ⁻³
	せん断耐力	Ps	kN	6.16×10 ³	2.49×10 ⁴

- (4) 端支柱ダンパー(CASE4)

設置箇所は、鉛直材、斜材含む端支柱部対傾構斜材部である。ダンパーは軸力により塑性変形する低降伏点鋼材を用いたダンパー構造であり、諸元を表-12に示す。

表 - 12 端支柱ダンパー諸元

			諸元	備考
降伏点	P	kN	2000	——
一次勾配	K1	kN/m	8.0E+06	2.5mmで降伏
二次勾配	K2	kN/m	0	完全バイリニア

- (5) 組合せケース(CASE5)

CASE1~CASE4のうち、支承上揚力の応答低減に効果的な補強方法を組み合わせたケースである。

5.3 単独の補強対策の有効性

図-11に示す補剛桁とアーチリブの着目箇所に注目して、現況解析結果と、単独の各補強案を個別に導入した場合の結果を比較し、各案の補強効果と有効性を検討することとする。

- (1) 補剛桁の変位量の比較

各ケースの補剛桁における最大応答変位を図-12に示す。

この結果から、CASE1, CASE4が全般的に上部構造への応答変位低減効果があるといえる。CASE1に関しては、床版軽量化により、補剛桁に加わる慣性力が減少し、応答変位低減に繋がったと考えられる。また、CASE4に関しては、端支柱部の対傾構ダンパーにより、端支柱の橋軸直角方向加振時のラーメン構造に起因する上揚力が低減したと考えられる。

- (2) アーチリブにおける最大応答変位の比較

各ケースのアーチリブにおける最大応答変位を図-13に示す。補剛桁の場合と同様に、橋軸直角方向加振ということで、橋軸ダンパーより橋軸直角ダンパーの方が、応答変位低減に効果的である箇所が顕著にみられる。橋軸直角方向の支承条件が固定から可動へ変更となるために、対策施工が必要であるといえる。

- (3) 支承上揚力への効果

各ケースの上揚力低減効果を図-14に、応答値を表-14に示す。可動支承部(A1, P3, A2)部においてはCASE2-2が上揚力低減に有効であり、A1橋台側で約39%、P3橋脚、A2橋台では10%以下に低減している。ピン支承部(P1, P2)においてはCASE4が上揚力低減に有効であり、43%程度に低減している。

ただし、ピン支承部は支承交換が困難であるため、既存の支承構造で耐力を保持することを想定した場合、実際にはさらなる上揚力の低減が必要であるため、数種の補強対策を組み合わせた相乗効果による上揚力の低減効果についても確認することとした。

- (4) 最大変形図の比較

今回提案した補強案の中で、比較的効果的であったと考えられる、CASE2-2, 4に着目して、現況解析との最大変形図の比較を行う。図-15と16に、それぞれCASE2-2, 4の最大変形図を示す。これらの変形図と図-10の変形図を比較する。CASE2-2が最大値0.59m、CASE4が最大値0.57mであり、現況解析

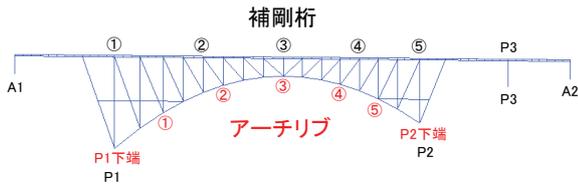


図-11 変位着目箇所

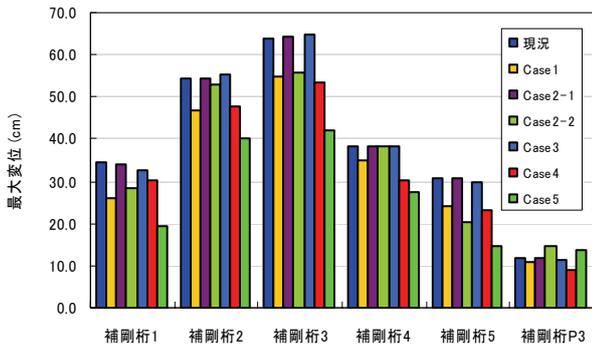


図-12 補剛桁における最大応答値

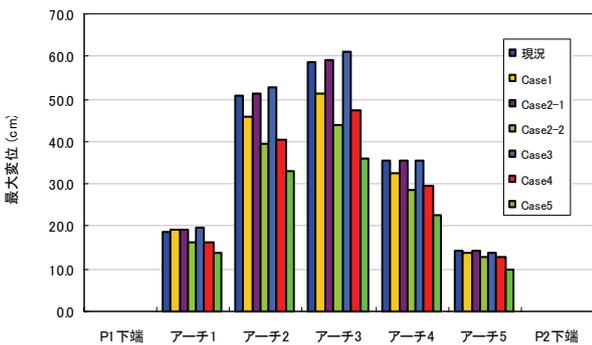


図-13 アーチリブにおける最大応答値

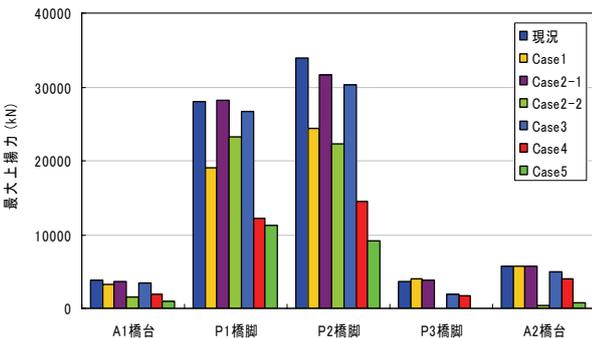


図-14 支承上揚力

の場合と比較して約 0.1m 応答変位が低減していることがわかる。また、CASE 2 - 2 は橋軸直角方向の支承条件を固定→可動+ダンパーに変更しているため A1 橋台で 0.22m、A2 橋台で 0.19m の支承移動量が発生している一方、端支柱部での変位量は他のケースに比べて抑えられている。

(5) 耐震補強効果の評価

表 - 13 に耐震補強効果の評価を示す。OUT箇所数は、応答値が許容値を上回った部材数である。超過率=応答値/許容値として、最大超過率は全OUT部材の超過率の最大値であり、平均超過率はその平均値である。主要部材に関しては、床版以外、CASE 2 - 2, 4ともにOUT箇所数が0となっている。しかし、床版に対しては、OUT箇所数が14%~60%程度残っており、これら2ケースの主要部材における低減効果はある程度は確認できるものの、十分であるとはいえない。

二次部材に関しては、斜材、上横構に対して応答値低減効果はあるが、下横構、対傾構に対しては、まだ不十分である。

今回導入した5つの耐震補強案のうち、特に支承の橋軸直角方向ダンパー化、対傾構ダンパーが支承の上揚力のみならず、上部工の応答値低減に効果的であった。しかし、効果が不十分な部材もあり、今後その他の補強案を検討する必要がある。

P3 橋脚への効果として、支承の直角方向ダンパー化及びP3 橋脚増厚が十分効果的であった。

以上より、支承上揚力の低減については固定可動支承部はダンパー設置が効果的であった。ピン支承部は対傾構へのダンパー設置が効果的であった。以下に、今回提案した補強案5案の有効性について総括する。

(6) 有効性の総括

①床版の軽量化 (CASE 1) の有効性

床版重量を現況の 2/3 程度に軽量化すると、橋梁全体の変形量の低減、支承部に発生する上揚力の低減に効果的であった。これより、床版の軽量化は耐震性の向上に有効であることが明らかとなった。ただし、床版の軽量化を図る場合、具体的な軽量化工法、施工時の交通規制や施工方法、工事費用、等の技術的な課題が残るので、今後上述した技術的課題を解決する必要がある。

②支承のダンパー化 (CASE 2) : A1 橋台, A2 橋台, P1 橋脚

可動支承部にダンパーを設置すると、側径間の桁橋部の慣性力低減、支承部に発生する上揚力の低減に効果的であることが明らかとなった。これは、ダンパーの減衰効果により、慣性力低減が図れた結果である。

③端支柱ダンパー (CASE 4)

端支柱部(鉛直材・斜材部)はP1, P2 支承部と結合されており、アーチ部の橋軸直角方向の地震時挙動により大きな影響を受ける部材である。そこで、これらの部材の対傾構斜材部にダンパーを設置した結果、橋軸直角方向の応答値低減に効果的であることが明らかとなった。

5.4 補強対策を組み合わせた結果

CASE 1, CASE 2 - 2, CASE 4 を組み合わせた補強案を CASE 5 として新たに考えた。その結果を図 - 12, 13, 14 に合わせて示す。この結果から、補剛桁、アーチリブの最大応答変位ともに個別の補強ケースと比較して低減していることがわかる。また、上揚力に対しても、可動支承部(A1, P3, A2)部においては CASE 2-2

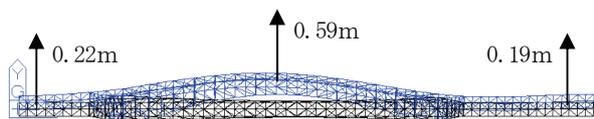


図 - 15 最大変形図 (CASE2-2)

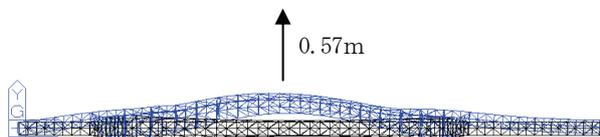


図 - 16 最大変形図 (CASE4)

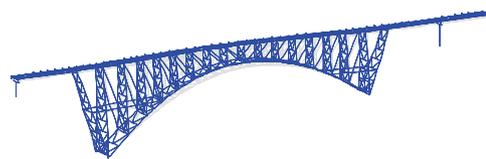


図 - 17 最大変形図 (CASE5)

表 - 13 補強対策効果の総括 (Type2-1-1 地震動・橋軸直角方向加振時)

			集計		照査結果								
					現況解析	CASE1		CASE2-2		CASE4		CASE5	
						床版軽量化	支承ダンパー化 (橋軸+直角)	対傾構ダンパー化	CASE1+CASE2-2+CASE4				
上部工	主要部材 (軽微な塑性化までを許容する)	床版	OUT箇所数 N	23	7	3	11	2					
			最大超過率 μ max	6.400	4.427	2.637	6.224	1.708					
			平均超過率 μ ave	1.516	1.827	1.629	1.855	1.390	59%	8%			
		下弦材	OUT箇所数 N	4	0	0	0	0					
			最大超過率 ϵ max	1.557									
			平均超過率 ϵ ave	1.315	0%	0%	0%	0%	0%	0%			
	端支柱	OUT箇所数 N	3	0	0	0	0						
		最大超過率 ϵ max	2.408										
		平均超過率 ϵ ave	1.594	100%	0%	0%	0%	0%	0%				
	二次部材 (局部座屈、破断が大きく発生しない程度の塑性化を許容する)	斜材	OUT箇所数 N	2	0	0	0	0					
			最大超過率 ϵ max	1.914									
			平均超過率 ϵ ave	1.520	100%	0%	0%	0%	0%	0%			
上横構		OUT箇所数 N	1	0	0	0	0						
		最大超過率 ϵ max	1.185										
		平均超過率 ϵ ave	1.185	100%	0%	0%	0%	0%	0%				
下横構	OUT箇所数 N	8	0	8	8	0							
	最大超過率 ϵ max	1.163		1.060	1.035								
	平均超過率 ϵ ave	1.160	100%	0%	1.032	89%				0%			
対傾構	OUT箇所数 N	51	30	39	9	26							
	最大超過率 ϵ max	5.406	4.717	4.100	1.533	2.062							
	平均超過率 ϵ ave	2.312	2.537	2.048	1.366	1.466	10%	32%					
スラブアンカー	OUT箇所数 N	40	14	39	9	4							
	最大超過率 ϵ max	12.237	8.393	4.100	1.533	3.817							
	平均超過率 ϵ ave	2.104	2.477	2.048	1.366	2.444	10%	8%					

表 - 14 支承上揚力の総括 (Type2-1-1 地震動・橋軸直角方向加振時)

	最大上揚力					低減率 (/ 現況)			
	現況	Case1	Case2-2	Case4	Case5	Case1	Case2-2	Case4	Case5
A1 橋台	3741.8	3271.6	1472.1	1993.2	925.3	87%	39%	53%	25%
P1 橋脚	28021.0	18977.9	23215.9	12112.9	11272.5	68%	83%	43%	40%
P2 橋脚	33888.0	24465.4	22290.0	14531.6	9051.8	72%	66%	43%	27%
P3 橋脚	3573.7	4004.0	0.0	1647.0	0.0	112%	0%	46%	0%
A2 橋台	5732.4	5775.8	415.9	4043.7	775.1	101%	7%	71%	14%

に比べてA1 橋台側で上揚力が39%→25%。また、ピン支承部においてはCASE4に比べて上揚力がP1側で40%、P2側で27%に低減している。図-17に、CASE5の最大変形図を示す。最大値と比較してみると、CASE5の最大値は0.43mであり、単独案と比較すると0.16m低減していることが分かる。以上より、単独ケースを組み合わせることにより、単独の場合の効果が相乗効果となって大きな低減効果があることが明らかとなった。

6. 結論

本研究において得られた知見をまとめると以下のようである。
 (1) 1次モードの固有振動数は、面内モードが1.5Hz、面外モードが0.7Hzとなり、面外モードが先に現れる。この傾向は、微動計測実験の場合と同様であった。また、実験値と解析値の固有振動数はほぼ等しい値となっている。これらのことか

ら橋梁のモデル化の妥当性は十分あると考えられる。

- (2) 橋梁の耐震安全性を評価するために、現況解析を行った結果、上部構造に対しては主要部材、二次部材に耐力不足となった部材がいくつか存在した。下部構造に対しては、橋軸直角方向加振時に支承部が耐力不足となり、上揚力が許容値を大きく上回る箇所が明らかとなった。これらより、耐震補強の必要性が明らかとなった。
- (3) 当該橋梁の耐震性を満足するための補強案として5種類考えた。その結果、特に支承の橋軸直角方向ダンパー化、対傾構ダンパーが応答値低減に効果的であった。
- (4) 床版軽量化、支承直角ダンパー、対傾構ダンパーを組み合わせた補強案をCASE5として、補強効果の有効性を検討した。その結果、補剛桁、アーチリブの応答値低減効果に加え、上揚力に関してもある程度の有効性は確認できた。以上より、単独補強案を組み合わせることによる相乗効果が期待できる。
- (5) 今後は、ピン支承部の上揚力低減に効果的な新たな補強案の導入により、耐震安全性の向上を目指し、実補強への導入を検討する。

謝辞

解析モデルの信頼性の確認のために実施した、橋梁の振動実験の計測においては、九州大学の古川愛子助手、山崎智彦技官、当時工学部4年の森裕之氏に多大なる御協力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 吉津宏夫橋, 他: 鋼逆ランガー橋の補強設計—25号名阪米谷(上り)橋梁補修工事—, 土木技術 59 巻 7 号, 2004. 7, pp. 55-62.
- 2) 高木達弘, 他; 鋼上路式アーチ橋にせん断ダンパー等を用いて耐震性を向上させた一考察, 第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 2005. 2, pp. 275-280.
- 3) 井上幸一, 他; 軸力降伏型鋼製ダンパーを適用した鋼橋の耐震性向上法, 第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2002. 1, pp. 43-50.
- 4) 古野 潤, 他: 鋼上路式アーチ橋の耐震性能向上について, 横河ブリッジグループ技報, No. 29, 2000. 1, pp. 47-56.
- 5) 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および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, 2003. 4, I-63, pp. 31-49.
- 6) 竈本武弘, 他: コンクリート巻立てによる鋼逆ランガー橋の補強, 橋梁と基礎, Vol. X, No. 11, 1998. 11, pp. 2-8.
- 7) 山田真幸, 他; RC床版と鋼フランジ間の付着とスラブアンカーによるせん断抵抗の評価, 構造工学論文集 Vol. 41A, 2001. 3, pp. 1161-1168.
- 8) 土木学会; 橋の動的耐震設計, 2003. 3.
- 9) 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 土木学会鋼構造委員会, 2000. 3.
- 10) 社団法人日本道路協会; 道路橋示方書・同解説, 2002. 3.

(2006年9月11日受付)