

鋼中路式アーチ橋における 鋼製制震ダンパーを用いた耐震性向上に関する研究

小川伸吉¹・徳川和彦²・加藤久喜²・前河隆太²

¹国土交通省中部地方整備局 新丸山ダム工事事務所 (〒505-0301岐阜県可児郡八百津町八百津3351)

E-mail:ogawa-n85aa@cbr.mlit.go.jp

²パシフィックコンサルタンツ株式会社 中部本社 (〒451-0046 名古屋市西区牛島町2番5号トミタビル)

E-mail:ryuuta.maekawa@os.pacific.co.jp

鋼中路，上路式アーチのような橋梁は，上部構造について地震時に塑性化を許さない設計を行った場合，エネルギーを吸収する部材が存在せず，主構造が非常に不経済な断面となることが多い．そこで本検討では，鋼中路式アーチ橋の耐震設計において，地震時におけるエネルギー吸収を図る目的で，低降伏点鋼による制震ダンパーを用いた非線形動的解析を行い，制震ダンパーの適用性と鋼断面の塑性化レベル設定について検討を行った．

Key Words : middle-deck steel arch bridge, steel damper, fiber model, dynamic analysis

1. はじめに

アーチ橋は，道路橋示方書（H14.3）に記述される「地震時挙動が複雑な橋」に該当し，動的解析による耐震性能の照査を行う必要がある．鋼アーチ橋に対し上部工の塑性化を許さないとすると，エネルギー吸収部材が存在せず，常時決定断面から大幅な断面増厚は避けられない．よって鋼アーチ橋では，いかにして地震時に発生するエネルギーの吸収を図るかが問題である．道路橋示方書では地震の影響の低減を期待する構造又は装置を用いる場合について以下のように規定されている．

- 1) 簡単な機構で，力学的な挙動が明確な範囲で使用するこ

- 2) レベル2地震動による作用に対して安定して機能を発揮すること．
- 3) 動的解析を用いて橋全体としての振動特性を評価して耐震性能の照査を行うこと．

そこで本検討では，鋼中路式アーチ橋を対象に，地震時のエネルギー吸収を図り，断面増厚を最小限にとどめることを目的として，以下の条件設定で耐震検討を実施する．

- 2次部材にダンパーを設置し，エネルギー吸収を図る．
- アーチリブに許容塑性レベルを設定し，その範囲内での塑性化を許容する．

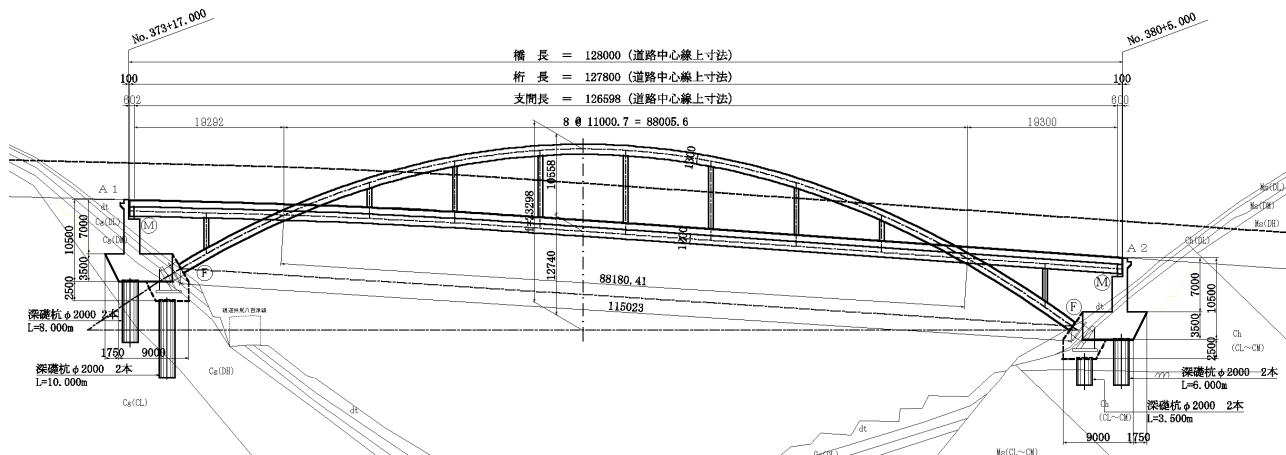


図-1 橋梁一般図

表-1 橋梁概要

橋 梁 名	第2小和沢橋（仮称）
架橋位置	岐阜県可児郡御嵩町小和沢
上部工形式	鋼中路式ローゼ橋
アーチ支承条件	固定
橋 長	128 m
アーチ支間	115 m
スパンライズ比	1/6.11
標準幅員	10.75 m
下部工形式	逆T式橋台
基礎形式	深礎基礎

2. 橋梁概要

対象橋梁は、木曽川水系の新丸山ダム建設事業に伴う工事用道路（資材運搬線）と付替道路（一般県道井尻八百津線）を兼ねる道路において計画されたものである。対象橋梁の一般図および断面図を、それぞれ図-1および図-2に示す。橋長128m、アーチ支間115mの鋼中路式固定ローゼ橋である。表-1に橋梁諸元をまとめた。

3. 耐震設計の基本方針

(1) 基本方針

レベル2地震動に対する耐震設計では、要求性能を、地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行える（耐震性能2）とする。その手法として制震ダンパーの設置、およびアーチリブの許容塑性化レベルの設定を行い、常時・レベル1地震動において決定された断面に対して、レベル2地震動による動的解析を実施する。

動的解析による照査項目は、損傷度照査および残留変位照査とする。図-3に耐震設計のフローチャートを示す。

アーチリブ初期断面は、地震時水平力を考慮し、断面形状を決定し、局部座屈による影響を受けない板厚構成を基本とした。また、塑性化を許すことを考慮し、断面パラメータが後述する式(3)の適用範囲内となるように設定した。

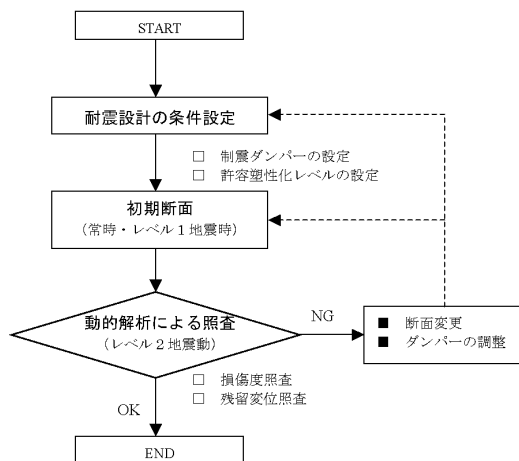


図-3 レベル2地震動に対する耐震設計フロー

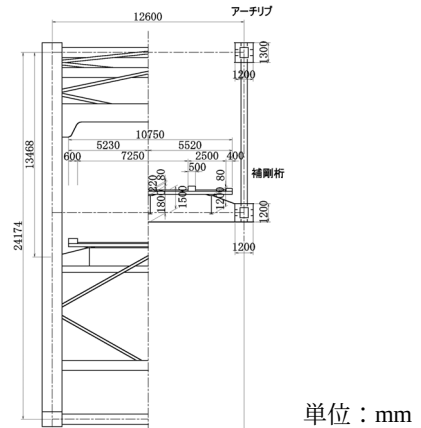


図-2 断面図

(2) ダンパーの条件と選定

H14道示に示される地震の影響の低減を期待する装置の条件を満たすため、ダンパーに関する条件を以下のように設定した。

- 1) レベル2地震動にのみ機能するダンパーとする。
- 2) 補修を考慮し、基本的に2次部材に設置する。

ダンパーの種別は、その減衰機構から履歴型ダンパー、粘性型ダンパーなどに分類される。本検討では、簡単な機構で、かつ経済性に優れ、建築分野では実績の多い極軟鋼（低降伏点鋼）を用いた履歴型せん断ダンパーを採用した。

極軟鋼は図-4に示す応力ひずみ関係からわかるように通常用いられる鋼材に比べ、降伏点が低く、かつ優れた伸び特性を有した材料である。規格としては、降伏耐力が100N級と225N級の2種類がある。本検討の中では、図-5のように繰返し載荷時における履歴特性が安定している225N級の鋼材を採用する。

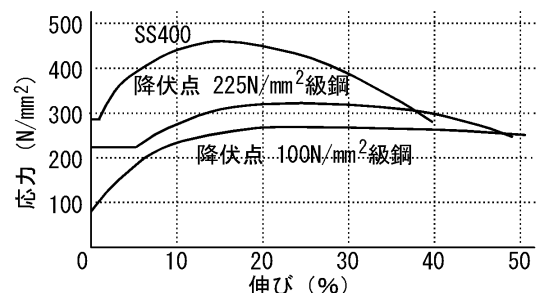


図-4 極軟鋼の応力ひずみ曲線

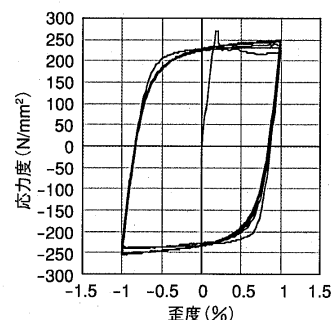


図-5 繰返し載荷時における履歴特性（225N級）

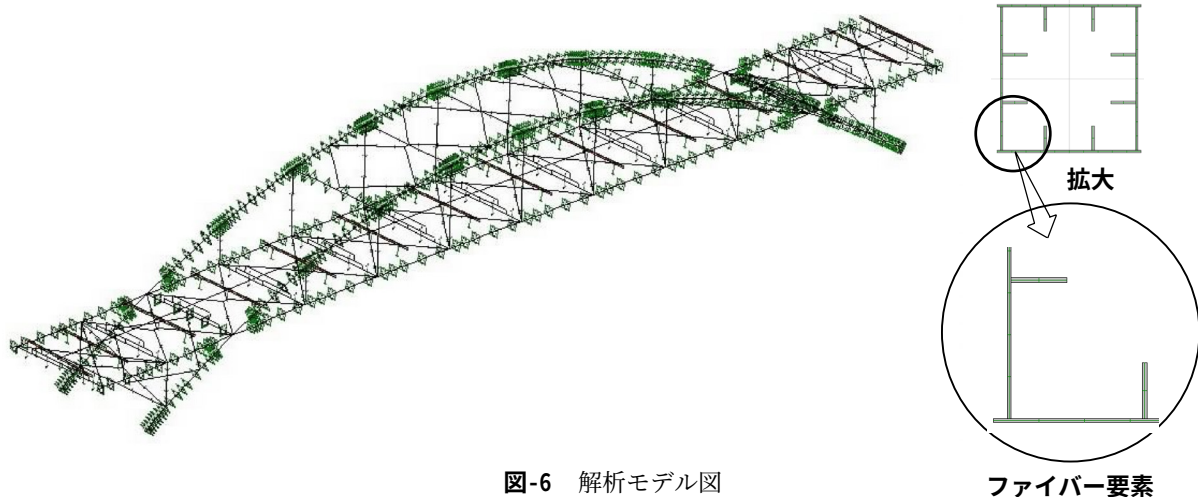


図-6 解析モデル図

(3) アーチリブにおける塑性化レベル設定

鋼断面の塑性化レベル設定は、ひずみに対して行い、発生ひずみが許容ひずみ以下であることを照査する。

許容ひずみ ε_a の算出方法は、H14道示耐震設計編の鋼製橋脚に示される**式(1)**が考えられる。しかしアーチリブは軸力が卓越する部材であり、軸力比 N/N_y が道示式の適用範囲外となる。

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} = 20 - 25R_F \quad (1)$$

適用範囲

$$0 \leq R_F \leq 0.5, \quad 0.3 \leq R_R \leq 0.5, \quad 0 \leq N/N_y \leq 0.2 \\ 0.2 \leq \lambda \leq 0.4, \quad \gamma I / \gamma I^* \geq 1.0$$

そのため許容ひずみの設定は、終局ひずみに対し、必要な安全性を確保できる、H14道示のコンクリート橋脚およびH8道示の鋼製橋脚における許容塑性率の設定方法を参照し、**式(2)**とした。安全率 α は道示に示す耐震性能2とし、レベル2地震動タイプIIの場合では $\alpha=1.5$ とする。

$$\varepsilon_a = \varepsilon_y + \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_y}{\alpha} \quad (2)$$

ε_a : 許容ひずみ
 ε_y : 降伏ひずみ
 ε_u : 終局ひずみ
 α : 安全係数

また、¹⁾終局ひずみの算出には、名古屋大学宇佐美教授により提案されている軸力比 N/N_y が0.0から1.0まで適用範囲とした**式(3)**を使用した。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.7}{\left(R_F \lambda_s^{0.18} - 0.18\right)^{1.3} \left(1 + N/N_y\right)^{2.2}} + \frac{3.2}{\left(1 + N/N_y\right)} \leq 20.0 \quad (3)$$

適用範囲

$$0.3 \leq R_F \leq 0.5, \quad 0 \leq N/N_y \leq 1.0, \quad \gamma I / \gamma I^* \geq 1.0$$

4. モデル化

(1) 解析手法

鋼アーチ橋の地震応答解析にはさまざまな手法が用いられているが、本検討では、動的解析手法として、ファイバーモデルによる3次元非線形動的解析を実施した。ファイバーモデルは、以下の点で鋼アーチ橋の解析手法としては有効である。図-6にモデル図を示す。入力地震動は、H14道示耐震設計編に基づき、既往の強震記録を振幅調整したレベル2タイプII（I種地盤）を用いた。

- 1) 鋼材の正確な応力ひずみ曲線を設定し、材料非線形性を考慮できる。
- 2) アーチリブの軸力変動および、2軸曲げの影響を考慮できる。

(2) モデル化

本解析では、アーチリブ・補剛桁等の主構造だけでなく、床版および床組みについてもファイバー要素としてモデル化を行っている。

²⁾³⁾床版等のモデル化については、ファイバーモデルによる鋼アーチ橋の解析論文等を参考とした。

材料特性としては、鋼材は図-7に示すように2次勾配を $E/100$ とするバイリニアモデルとし、硬化則は移動硬化則とする。

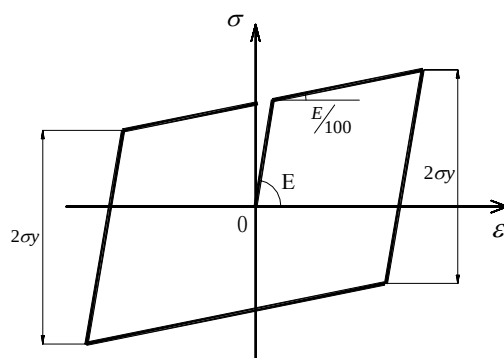


図-7 鋼材の材料特性

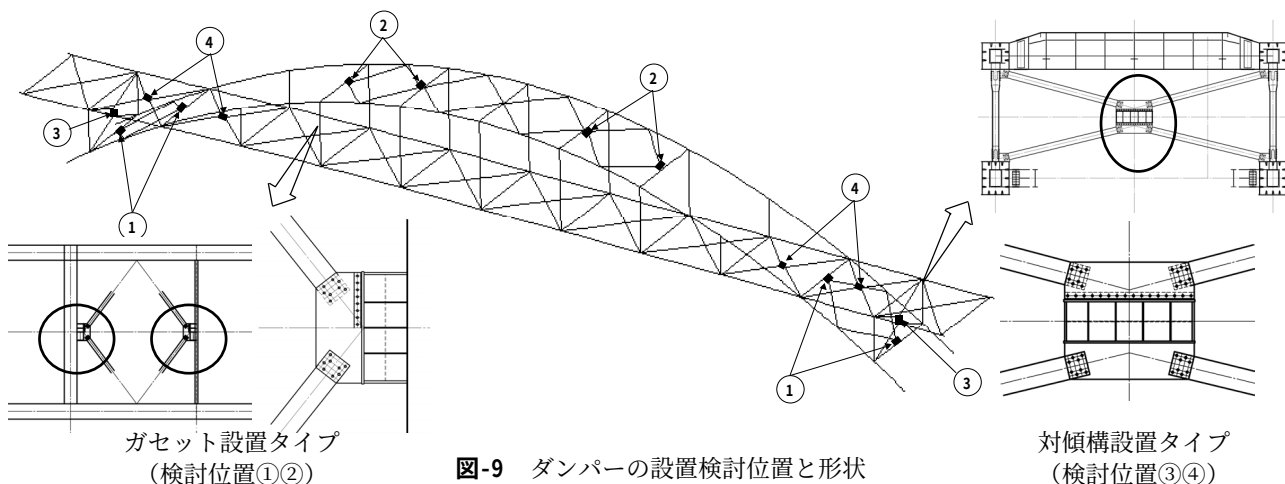


図-9 ダンパーの設置検討位置と形状

(3) 振動特性

表-2に固有値解析結果、図-8にモード図を示す。固定アーチであるため、周期が短いことがわかる。

表-2 固有値解析結果

モード	振動数 (Hz)	固有周期 (s)	刺激係数		
			橋軸方向	直角方向	鉛直方向
1	0.9045	1.1056	-18.498	-0.024	-0.277
2	1.4583	0.6857	-0.024	30.724	0.026
3	1.9878	0.5031	0.089	-22.722	0.638
4	2.0733	0.4823	2.118	0.539	22.872
5	2.6057	0.3838	-25.379	-0.014	1.213
6	2.9875	0.3347	0.714	0.003	26.709
7	4.1668	0.2400	0.190	-0.494	0.025
8	4.8975	0.2042	0.160	-0.126	-0.025
9	4.9070	0.2038	-1.416	0.001	-0.064
10	4.9622	0.2015	-0.516	0.268	0.039

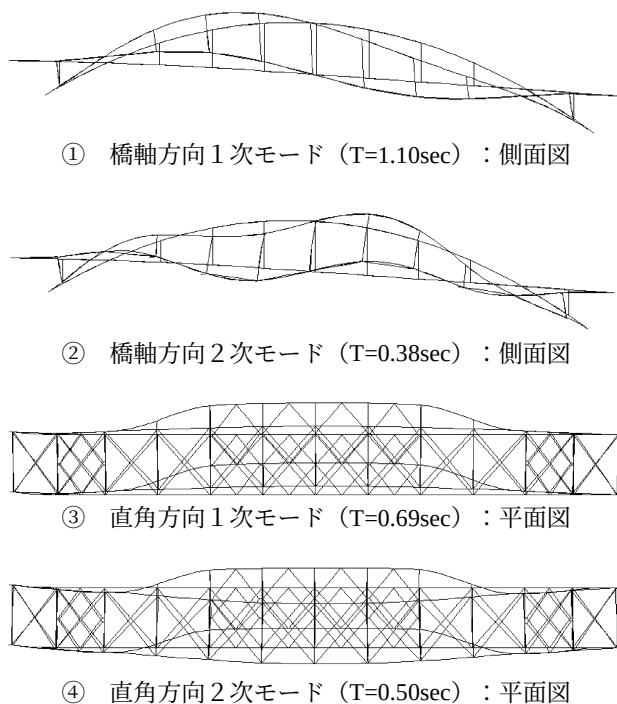


図-8 主要な固有振動モード

(4) ダンパーのモデル化

ダンパー部のモデル化は、拘束条件として、せん断方向（橋軸直角方向）を低降伏点鋼の非線形特性を有したバネでモデル化し、他の方向成分は拘束としてモデル化を行った。

低降伏点鋼の硬化則は、一般的なバイリニアモデルの移動硬化則で設定する。

5. ダンパー設置位置の検討

(1) ダンパー設置位置

ダンパー構造の条件を満たし、かつダンパーによる制震効果が高い位置を考慮し、図-9に示す位置で、レベル2地震動によるダンパー位置の検討を行う。

各位置におけるダンパーの断面形状は、常時およびレベル1地震時には塑性化せず、ダンパーとしての機能を発揮しないように、図-10および表-3に示すとおりとした。ダンパー無しの場合、橋軸方向はほとんどの部材が塑性化しないことから、検討は直角方向に着目して行い、表-4に示す3ヶ所について、ダンパーを設置しない場合を含め、計4ケースの検討を行う。解析結果については最大変形量、最大ひずみの2項目について評価する。

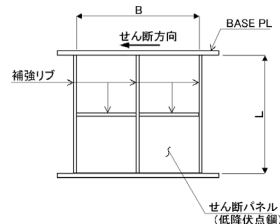


図-10 ダンパー形状

表-3 ダンパーの諸元

	部材名 (設置位置)	断面形状 $B \times t \times L$ [mm]	σ_y [N/mm ²]	τ_y [N/mm ²]
①	アーチ横構 (基部側パネル)	500 × 18 × 500	225.0	129.9
②	アーチ横構 (橋門横側パネル)	500 × 12 × 500	225.0	129.9
③	端部鉛直材 (対傾構の交点)	500 × 18 × 500	225.0	129.9
④	補剛桁横構 (剛結部両側パネル)	300 × 15 × 300	225.0	129.9

(2) 検討結果

表-4～表-5に最大応答変位，最大ひずみの各項目についての解析結果を示す。

各ケースとも，ダンパーを追加するに従って，応答が減少していることがわかる．最大応答変位，最大ひずみについて，各位置での低減率を比較すると，①および③位置にダンパーを設置した場合に高い低減率を示していることがわかる。

これは，直角方向振動モードより，基部から橋門構にかけて，せん断変形が大きくなること，そして，構造上床版質量による慣性力の影響が大きく，床版より基部側の部材で軸力が卓越することから，ダンパー位置①③での（質量）×（変位）の値が大きくなりダンパーが効果的に働くためと考えられる．よってダンパーは床版より下面位置に設置した方が，制震効果が高くなることがわかる．ただし，表-5からわかるように，どのケースにおいてもアーチリブの応力レベルを弾性域に留めるまでには至っておらず，アーチリブの塑性化に対する検討が必要となる。

表-4 各位置における最大応答変位

ケース名	ダンパー設置位置	アーチ頂部	補剛桁支間中央	剛結部		支間中央部
				A1側	A2側	
CASE 1	ダンパー無し	584	239	100	109	100.00
CASE 2	①	560	227	92	101	94.92
CASE 3	①+②	559	224	91	100	93.97
CASE 4	①+②+③	511	194	79	86	81.39
CASE 5	①+②+③+④	496	190	77	84	79.79

表-5 着目点における最大ひずみ

着目位置	解析ケース	ひずみ			応力 σ (N/mm ²)	ひずみ低減率(%)
		ε	ε_y	$\varepsilon/\varepsilon_y$		
アーチ基部	CASE 1	0.007676	0.001775	4.324	-362.0	100.00
	CASE 2	0.0057157	0.001775	3.22	-362.9	74.46
	CASE 3	0.0053733	0.001775	3.027	-362.2	70.00
	CASE 4	0.0044458	0.001775	2.505	-360.3	57.92
	CASE 5	0.0040215	0.001775	2.266	-359.5	52.39
剛結部	CASE 1	0.010365	0.001775	5.839	-355.2	100.00
	CASE 2	0.0090546	0.001775	5.101	-369.6	87.36
	CASE 3	0.0085991	0.001775	4.845	-368.6	82.96
	CASE 4	0.0067157	0.001775	3.783	-364.9	64.79
	CASE 5	0.0058147	0.001775	3.276	-363.1	56.10
橋門構	CASE 1	0.005632	0.001775	3.173	-349.4	100.00
	CASE 2	0.0045108	0.001775	2.541	-360.5	80.09
	CASE 3	0.0041391	0.001775	2.332	-359.7	73.49
	CASE 4	0.0029369	0.001775	1.655	-357.3	52.14
	CASE 5	0.0027535	0.001775	1.551	-357.0	48.89

6. アーチリブ塑性化レベルの検討

(1) 条件設定

ダンパー設置時においても，アーチリブの塑性化を考慮する必要があるため，アーチリブの塑性化レベルについて，常時・およびレベル1地震動で決定した断面に対し，検討を行う。

損傷度照査に用いる許容ひずみの設定は，式(2)により求める．安全率 α は，H14道示に耐震性能2として規定されている $\alpha=1.5$ とした。

残留変位照査に用いる許容値は，上部構造の慣性力作用位置を床版下面と設定し，アーチ基部から床版下面までの高さの1/100を許容変位とする．そのため，対象橋梁は $h=8.5\text{m}$ であり，許容変位は85mmとなる．また，残留変位を照査する位置は，損傷時の影響が大きいアーチリブ剛結部とする。

(2) ダンパー位置の選定

5.で検討を行った各ケースについて，剛結部における損傷度比較結果を表-6に示す．但しCASE1はアーチ支材の変形が大きく，構造的に不安定となるため，除外した．CASE3～CASE5は全て損傷度を満足していることがわかる．ただし，③位置にダンパーを設置したCASE4における損傷度低減率が大きいことから，検討はCASE4で実施する。

表-6 剛結部における損傷度

	発生ひずみ ε	終局ひずみ ε_u	許容ひずみ ε_a	$\varepsilon/\varepsilon_a$	塑性率照査
CASE 2	0.009400	0.013135	0.009349	1.01	NG
CASE 3	0.008599	0.013174	0.009374	0.92	OK
CASE 4	0.006686	0.013546	0.009622	0.69	OK
CASE 5	0.005815	0.013479	0.009578	0.61	OK

(2) 耐震検討結果

アーチリブの照査結果を表-7～表-10に示す。

損傷度照査結果より，レベル2地震動によりアーチリブに発生するひずみは，許容ひずみ以下であることが確認できる．また，残留変位照査結果より，剛結部に生じる残留変位は，許容変位を十分下回っており，地震後の供用が可能な状態である。

レベル2照査後の断面を表-11に示した．アーチリブは塑性率を満足し，補剛桁を含め，他の部材はすべて塑性化を生じないことを確認した．常時・レベル1決定断面より変更が必要となったのは，橋門構断面の材質のみである．これは，アーチリブ断面形状決定に地震時水平力を考慮したこと，橋門構は建築限界の影響により，剛結部との距離が長くなり，曲げが卓越するためである。

よって，鋼断面を弾性域に抑えた設計を行った場合と比較し，鋼重を5%～10%程度低減することができた。

表-7 損傷度照査（アーチ基部）

基 部		発生ひずみ ε	終局ひずみ ε_u	許容ひずみ ε_a	$\varepsilon/\varepsilon_a$	塑性率照査
A1側	L	0.002210	0.035500	0.024258	0.09	OK
	R	0.002236	0.035500	0.024258	0.09	OK
A2側	L	0.001910	0.035500	0.024258	0.08	OK
	R	0.001952	0.035500	0.024258	0.08	OK

表-8 損傷度照査（剛結部）

剛結部		発生ひずみ ε	終局ひずみ ε_u	許容ひずみ ε_a	$\varepsilon / \varepsilon_a$	塑性率照査
A1側	L	0.003088	0.014830	0.010475	0.29	OK
	R	0.003103	0.016134	0.011348	0.27	OK
A2側	L	0.003332	0.014303	0.010127	0.33	OK
	R	0.003101	0.016118	0.011337	0.27	OK

表-9 損傷度照査（橋門構）

橋門構		発生ひずみ ε	終局ひずみ ε_u	許容ひずみ ε_a	$\varepsilon / \varepsilon_a$	塑性率照査
A1側	L	0.002796	0.013626	0.009676	0.29	OK
	R	0.003038	0.008326	0.006143	0.49	OK
A2側	L	0.002280	0.008325	0.006142	0.37	OK
	R	0.002504	0.008332	0.006146	0.41	OK

表-10 残留変位照査

残留変位 [mm]	橋軸方向	直角方向	鉛直方向	許容変位	判定
A1側剛結部L	0.2	0.6	1.0	85.0	OK
A1側剛結部R	0.2	0.6	1.1	85.0	OK
A2側剛結部L	0.2	0.8	0.6	85.0	OK
A2側剛結部R	0.2	0.8	0.8	85.0	OK

表-11 レベル2照査後の断面構成

補剛桁		断面構成		
		常時・レベル1	レベル2	
剛結部	材質	SM490Y	SM490Y	
	U-flg	1300*16	1300*16	
	Web	1200*17	1200*17	
	L-flg	1300*16	1300*16	
その他	材質	SM400	SM400	
	U-flg	1300*10	1300*10	
	Web	1200*9	1200*9	
	L-flg	1300*10	1300*10	

橋門構		断面構成		
		常時・レベル1	レベル2	
橋門構	材質	SM400	SM490Y	
	U-flg	1100*10	1100*10	
	Web	1300*10	1300*10	
	L-flg	1100*10	1100*10	

アーチリブ		断面構成		
		常時・レベル1	レベル2	
基 部	U-flg	1300*28	1300*28	
	Web	1300*28	1300*28	
	L-flg	1300*28	1300*28	
剛結部	U-flg	1300*17	1300*17	
	Web	1300*17	1300*17	
	L-flg	1300*17	1300*17	
その他	U-flg	1300*15	1300*15	
	Web	1300*15	1300*15	
	L-flg	1300*15	1300*15	

注) ハッチング部はレベル2照査により板厚を変更した部分

7. まとめ

本検討では、コスト削減に資する新しい知見を導入し、性能設計を行った。要求性能としては、耐震性能2を満足することとした。その手法として、鋼製制震ダンパーを用い、鋼断面の塑性化を許容する条件で、3次元ファイバーモデルによる中路式鋼アーチ橋の耐震検討を行い、残留変位および損傷度で定量的に要求性能を満足することを確認した。本検討で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) ダンパーは、床版を含めた質量とせん断変形が大きくなる、床版より下面位置に設置した方が、有効な制震効果を得られる。
- (2) 鋼材の塑性化を許した本設計では、弾性域に抑えた設計を行った場合と比較し、鋼重を5%～10%程度低減することができた。
- (3) 初期断面決定にあたり、常時鉛直力と地震時水平力を考慮し、アーチリブ断面形状を決定することが合理的である。

なお、本研究の実橋への適用においては、鋼製ダンパー製作時において、本解析で規定したダンパーの性能が確保されていることを確認する必要がある。

参考文献

- 1) 河野豪，葛漠杉，宇佐美勉：鋼部材セグメントの終局ひずみ算定式の再検討と鋼アーチ橋への適用，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 p323-328，2003
- 2) 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.NO731 p31-49，2003.4
- 3) 巢山藤明，落合稔，野中哲也，真子幸也，坂本佳子：ファイバーモデルを用いた鋼構造物の耐震設計法に関する一考察，橋梁と基礎，Vol.34，NO.9，pp.32-40，2000.9.
- 4) 大江豊，大塚久哲，水田洋司，劉貴位，飯星智博：鋼アーチ橋における主部材の断面特性と弾塑性動的解析，構造工学論文集，Vol.46A，pp.821-830，2002.3
- 5) 土木学会：座屈設計ガイドライン，技報堂出版，1997
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編Ⅱ鋼橋編，2002.3
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.3
- 8) 大塚久哲：中径間橋梁の動的耐震設計，九州大学出版会，2000.5
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1996.12

(2003.6.30受付)

APPLICABILITY OF A STEEL DAMPER AGAINST AN EARTHQUAKE ON A MIDDLE DECK STEEL ARCH BRIDGE

Shinkichi OGAWA, Kazuhiko TOKUGAWA, Hisayoshi KATO, Ryuta MAEKAWA

Designing a steel arch bridge, such as an upper or middle deck bridge, is often very costly if it is designed against Level 2 ground motion under the condition with no tolerance of plastic deformation of its superstructure. This is because the main structure of such bridges becomes unavoidably thick to meet the condition due to a lack of a member absorbing the stress caused by Level 2 ground motion. However, ironically, the condition creates a dilemma. Thus, the shape of the main structure is not only uneconomical but causes the larger force of inertia.

To solve this dilemma, this study conducted a non-linear dynamic analysis of Level 2 ground motion-resistance design on a middle deck steel arch bridge. The analysis examined the applicability of a steel damper, which has low yield point and absorbs the stress on superstructure, within a certain limit on plastic deformation of the arch section. The limit was set in the similar way to design a steel pier allowed some degrees of plastic deformation.