

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

高木達弘¹・加藤久喜¹・中村桂久¹・徳川和彦¹

¹パシフィックコンサルタンツ株式会社（〒451-0046 名古屋市西区牛島町2番5号トミタビル）

1. はじめに

鋼上路式アーチ橋は、道路橋示方書^りに規定される「地震時の挙動が複雑な橋」に該当し、動的照査法による耐震設計が必要な橋梁形式である。一方で鋼上路式アーチ橋のような薄肉鋼部材で構成される橋梁形式では、レベル2地震での耐震設計において部材の塑性化を許容した設計手法は確立されていない。その結果、塑性化を許容しない設計を実施した場合には、常時決定断面に対して大幅な断面増厚が必要となる。

本検討は、レベル2地震動に対して以下の手法により橋梁の耐震性向上を図り、動的照査法によってその有効性を検証し、最小限の断面増厚で必要な耐震性能を確保することを目標としたものである。

- ① 地震時の必要性能水準と健全度レベルを考慮し、副次的な部材の塑性化を許容した設計を実施。

- ② 橋梁の固有周期を長周期化させ、発生応答値を低減する柔な構造形式の採用。
- ③ 地震時のエネルギー吸収部材としてダンパーを設置。
- ④ 3次元ファイバーモデルによる非線形時刻歴動的解析を実施し、各部位に発生するひずみによる部材照査の実施。

2. 橋梁概要

橋梁側面図および断面図を図-1、図-2に示す。対象橋梁は、河川、鉄道、道路等に跨る橋梁であり、橋長168.0m、アーチ支間150.0mの鋼上路式固定アーチ橋である。起点側に側径間を有し、床版には場所打ちPC床版を採用した2主補剛桁の橋梁である。アーチライズは15.9m、スパンライズ比は1/9.4とやや扁平な形状特徴を有する。

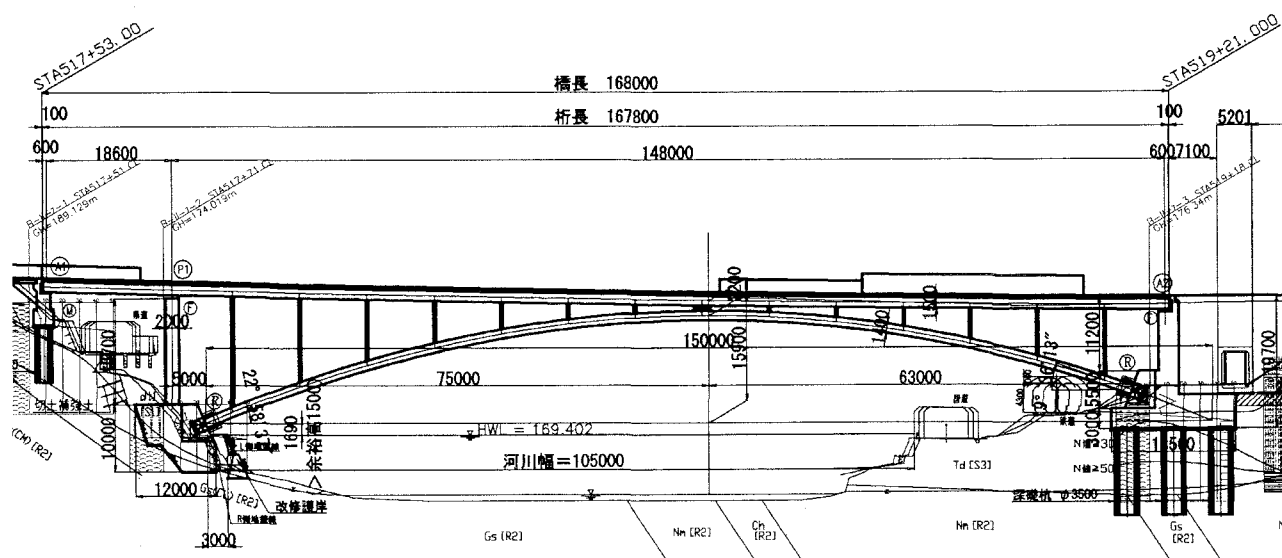


図-1 橋梁側面図

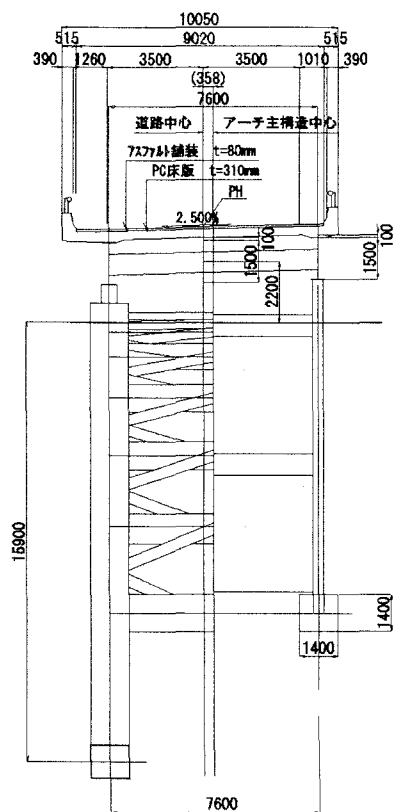


図-2 橋梁断面図

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目標とする要求性能として、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性能（耐震性能2）¹⁾を設定した。また鋼部材の塑性化を許容する設計に対しては、地震後の使用性を考慮し、損傷限界状態として健全度レベル2²⁾を想定して、限定した損傷に留めるが場合によっては軽微な補修が必要なことも考慮した許容塑性レベルの設定を行った。図-3に耐震設計フローを示す。

(2) 鋼部材の塑性化レベルの設定

鋼薄肉部材の非線形性を考慮した設計については、設計例も少なく、各部位における許容ひずみと健全度の関係を定式的に規定するためには、今後の研究や実験等に期待するところである。

本検討では、アーチリブ・補剛桁・支柱については、橋梁の主要部材として重要な部材で損傷時の補修も困難であり、残留変位を抑制したいことから許容ひずみを $2\varepsilon_y$ とし、その他部材については2次部材として ε_{95} （最大耐力より95%まで低下した時のひずみ）を設定した²⁾。

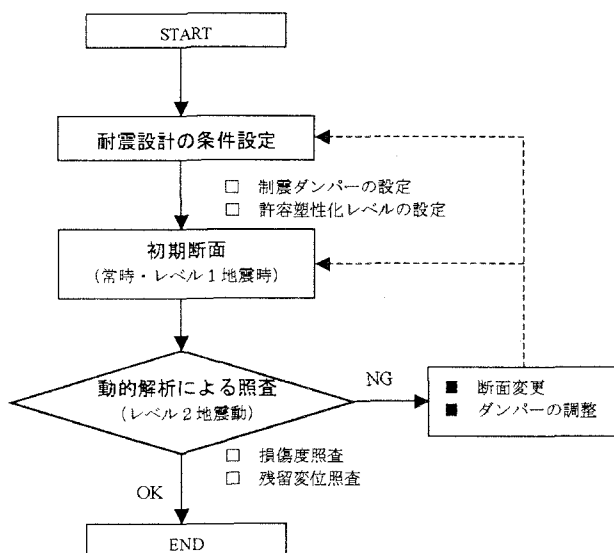


図-3 耐震設計のフロー

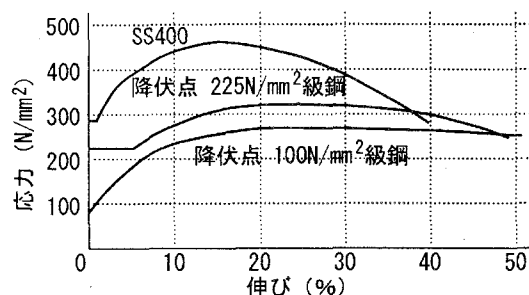


図-4 低降伏点鋼の応力ひずみ曲線

(3) ダンパーの設定

地震の影響を低減させる構造として、地震時のエネルギー吸収の役割を担うダンパーを設定した。ダンパーの設定では、1)レベル2地震動にのみその機能を発揮する、2)損傷した場合の補修を考慮し2次部材として設置する、ことに配慮した。またダンパーの種別としては、材料（低降伏点鋼）のせん断変形による履歴ループによりエネルギーを吸収するひずみ依存型せん断ダンパーを採用した。

この材料は通常使用される鋼材に比較し、降伏点が低く、優れた伸び特性を有しており、建築系での使用実績も豊富で材料の入手も比較的容易なことが特徴である。せん断ダンパーとして簡単な機構で力学的な挙動も明確であることから、本構造を採用した。なお図-4で使用材料の応力ひずみ曲線を示すが、本検討では履歴特性が安定している降伏耐力225N級の鋼材を使用した。

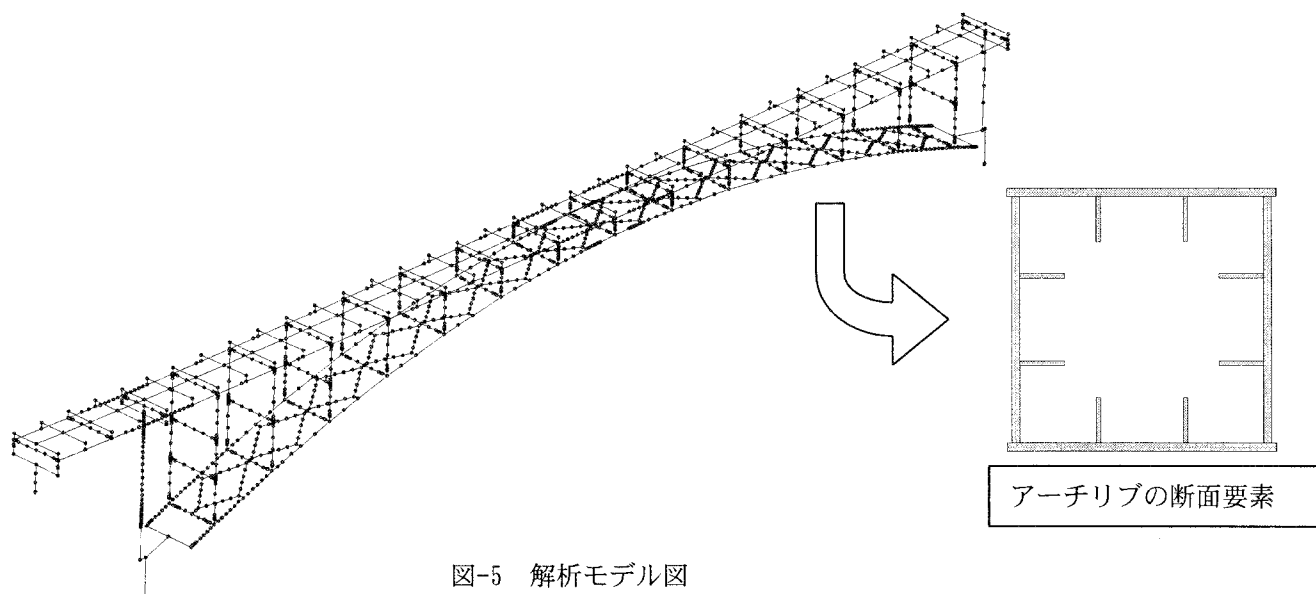


図-5 解析モデル図

(4) 部材照査法

部材の照査は、動的照査法として次節に示すファイバーモデルによる非線形時刻歴動的解析により実施した。また部材の照査は、有効破壊長領域内の応答ひずみが限界ひずみ以下であることを確認するひずみ照査法を適用した²⁾。

限界ひずみの算出式には、降伏軸力比等の断面パラメーターにより適用制約を受けるが、本検討では以下の算定式に因っている⁵⁾。

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

適用範囲

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

4. ファイバーモデルによる動的解析

(1) 基本方針

鋼上路式アーチ橋の動的解析では、アーチリブへの軸力の変動や2軸曲げの影響を考慮する必要があるため、2方向にファイバー要素分割した3次元モデルによる非線形動的解析を実施することが有効となる。本検討では、以下に示すモデル化により各部材の応力ひずみ特性と硬化則を設定し、レベル2地震動に相当する入力地震動に対して、非線形性を考慮した応答値（ひずみ）を算出した。

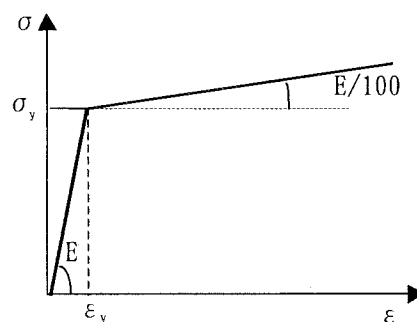


図-6 鋼材の応力-ひずみ関係

(2) モデル化

図-5に解析モデル図を示す。本解析では主要な鋼部材のみならず床版や床組み部材についてもファイバー要素分割してモデル化している。モデル化の手法等については、ファイバーモデルによる鋼橋の動的解析に関する文献等を参考とした³⁾。

(3) 材料構成則と入力地震動

鋼部材の応力-ひずみ関係は、ひずみ硬化を考慮（2次勾配をE/100）したバイリニアモデルとし、コンクリート部材については、道路橋示方書¹⁾で規定される応力-ひずみ関係を採用した。

入力地震動は、道路橋示方書¹⁾に示されている既往強震記録を振幅調整した波形（レベル2地震動・Ⅱ種地盤）を用いた。

応答計算は、死荷重状態での静的解析を実施して初期応力状態とし、先に示した材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した時刻歴応答解析を実施した。

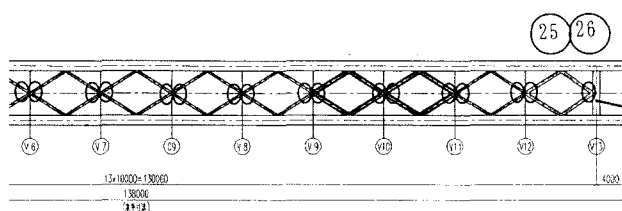


図-7 ダンパーの設置位置と形状

(4) ダンパーのモデル化

図-7にダンパー設置箇所と形状概要を示す。ダンパーは、アーチ橋橋軸直角方向加振時のエネルギー吸収を期待し、アーチリブ横構のガセットとして設置する。本検討では、このダンパーをアーチ横構の全節点（26箇所）に設けるものとした。

ダンパー部のモデル化としては、せん断方向（橋軸直角方向）に対して材料の非線形性を評価し（ひずみ硬化を考慮したバイリニアモデル）、他方向については拘束した。

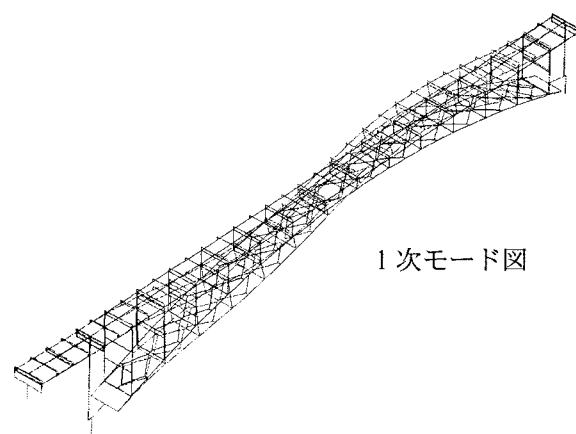
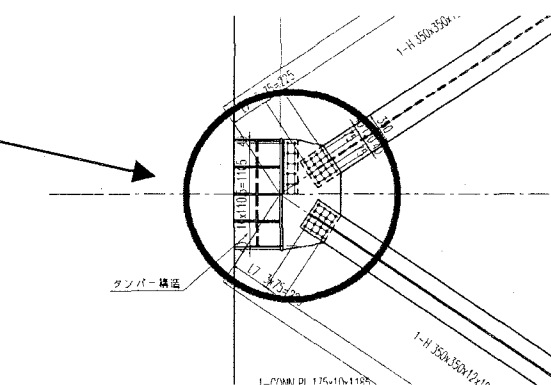
なお、ダンパーは常時およびレベル1地震時には塑性化しないよう補強リブにて断面を補強した構造としている。

(5) 振動特性

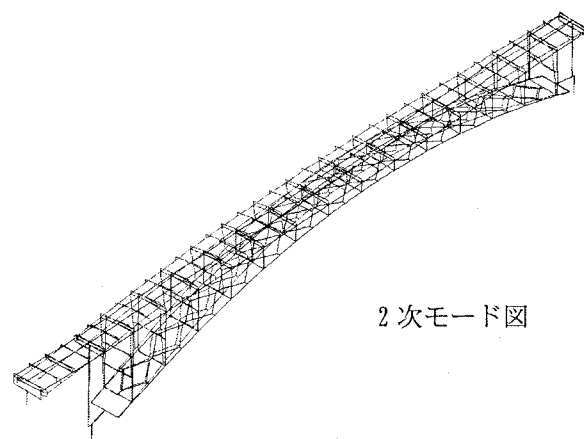
固有値解析の結果を表-1および図-8に示す。この結果から橋梁全体の固有周期は、1.393secであり、また比較的高次の振動モードが卓越している様子がわかる。なおこの解析は、最終構造形状での数値およびモード図を示す。

表-1 固有値解析結果

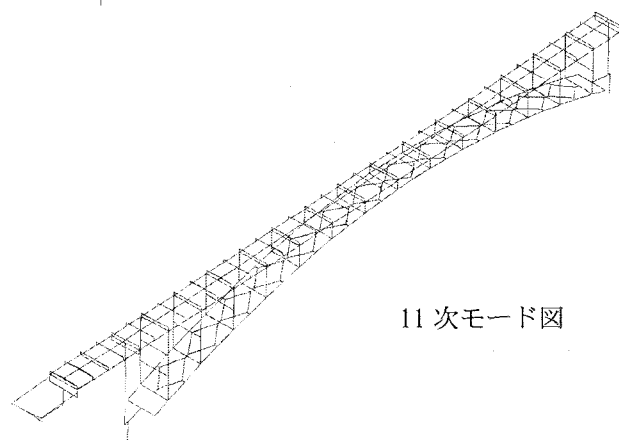
モード 次数	周期 T sec	振動数 f Hz	刺激係数		
			橋軸方向	橋直方向	鉛直方向
1	1.393	0.718	10	0	-1
2	1.202	0.832	0	48	0
3	0.868	1.152	0	0	-22
4	0.577	1.734	-10	0	37
5	0.463	2.162	48	0	8
6	0.440	2.271	1	19	0
7	0.389	2.574	0	-55	0
8	0.315	3.179	61	-2	8
9	0.304	3.294	-2	-45	0
10	0.283	3.535	-17	0	0
11	0.268	3.731	-35	0	16
12	0.259	3.859	0	14	0
13	0.208	4.805	-23	0	-8
14	0.206	4.850	6	0	7
15	0.195	5.138	0	0	0
16	0.189	5.279	0	1	0
17	0.171	5.832	24	0	1
18	0.163	6.124	-19	0	-10
19	0.146	6.835	-5	-27	15
20	0.146	6.851	10	-14	-28



1次モード図



2次モード図



11次モード図

図-8 主要なモード図

補剛桁（軸・直 固定）

補剛桁（軸・直 自由）

横 梁（軸・直 固定）

図-9 P1 橋脚支点条件の見直し

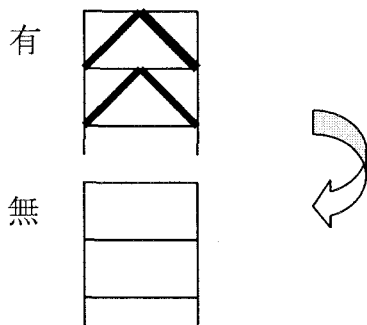


図-10 支柱対傾構の省略

5. 構造形式の検討とダンパーの効果

(1) 構造形式の検討

ダンパーは、取り付け個所数の制約およびガセット形状の制約から、期待できるエネルギー吸収能に限りがある。そこで、基本的な構造形式を見直してできるだけ効果的な耐震性向上策を検討した。

a) 補剛桁支承条件の見直し

アーチ橋P1橋脚支点では、アーチ変形・たわみの抑制の目的で橋軸方向・橋軸直角方向の水平変位を拘束する支承条件を検討していた。しかしこの場合、アーチ面外変形を拘束する程度が大きく、面外変形時に橋軸方向水平力を作用させる結果となり、固有周期を短くし、また支承そのものの構成に障害となっていた。

そこで、支点部での変形をある程度拘束しながら、アーチ橋全体の変形性能を増加させる目的で、P1橋脚支点において、補剛桁位置では鉛直方向のみ弾性支持させ、2支点間の横梁中央に新たに橋軸方向・橋軸直角方向の変位を拘束する支承を増設する機能分離型の支承を配置した（図-9）。

b) 支柱対傾構の省略

支柱部の構造は、対傾構の存在により格点間での変形拘束が大きく、固有周期を短くしている。そこで支柱対傾構を省略し、アーチ面外変形能を向上させて長周期化と断面力の低減を図った。ただし支柱横支材は固定間距離が伸びたことにより断面増厚となった（図-10）。

c) 構造形式の検討による耐震性能の向上

前述した構造形式の見直しにより、橋梁全体の固有周期が延伸され、断面力の低減に有効であることが確認できた。

(2) ダンパーの効果

構造形式の検討と合わせて、ダンパーとした低降伏点鋼によるガセットプレートの板厚調整を実施することで、目標とする耐震性能が確保できる応答ひずみレベルを動的解析により収束計算した。

この結果、ダンパー部ガセット板厚を $t=20\text{mm}$ で統一して、橋梁各部位の応答ひずみを許容するひずみレベル以下に抑えることが可能であることが確認できた。表-2～6にレベル2（タイプ2）地震での代表部位の応答ひずみと許容ひずみの照査結果を示す。方向は加振方向を示し、応答ひずみ値は3波形平均値を示す。

表-2 アーチリブ（L側）橋軸方向

	応答ひずみ	降伏ひずみ			許容値	
		降伏ひずみ	降伏判定	超過率	許容ひずみ	超過率
A1側基部	0.00182	0.00178	降伏	103%	0.00355	51%
クラウン部	0.00238	0.00178	降伏	134%	0.00355	67%
A2側基部	0.00269	0.00178	降伏	151%	0.00355	76%

表-3 補剛桁（L側）橋軸方向

	応答ひずみ	降伏ひずみ			許容値	
		降伏ひずみ	降伏判定	超過率	許容ひずみ	超過率
P1支点部	0.00111	0.00178	-	62%	0.00355	31%
クラウン部	0.00129	0.00178	降伏	109%	0.00235	55%
A2側基部	0.00093	0.00178	-	52%	0.00355	26%

表-4 アーチリブ（L側）橋軸直角方向

	応答ひずみ	降伏ひずみ			許容値	
		降伏ひずみ	降伏判定	超過率	許容ひずみ	超過率
A1側基部	0.00149	0.00178	-	84%	0.00355	42%
クラウン部	0.00105	0.00178	-	59%	0.00355	30%
A2側基部	0.00172	0.00178	-	97%	0.00355	48%

表-5 補剛桁（L側）橋軸直角方向

	応答ひずみ	降伏ひずみ			許容値	
		降伏ひずみ	降伏判定	超過率	許容ひずみ	超過率
P1支点部	0.00098	0.00178	-	55%	0.00355	28%
クラウン部	0.00120	0.00178	降伏	102%	0.00235	51%
A2側基部	0.00017	0.00178	-	10%	0.00235	7%

表-6 支柱（L側）橋軸直角方向

	応答ひずみ	降伏ひずみ			許容値	
		降伏ひずみ	降伏判定	超過率	許容ひずみ	超過率
V1	0.00086	0.00118	-	73%	0.00235	37%
V4	0.00134	0.00118	降伏	114%	0.00235	57%
中央	0.00042	0.00118	-	36%	0.00235	18%
V11	0.00139	0.00118	降伏	118%	0.00235	59%
V14	0.00113	0.00118	-	96%	0.00235	48%

部材番号は、A1側よりナンバリングしている。

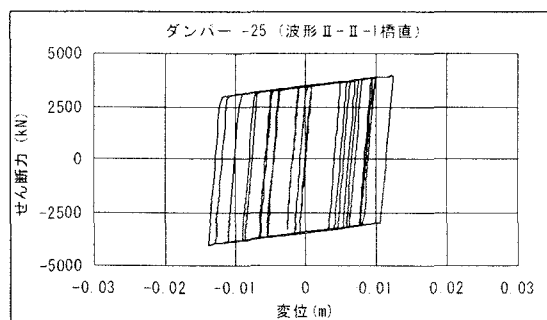


図-11 ダンパー履歴図(1)

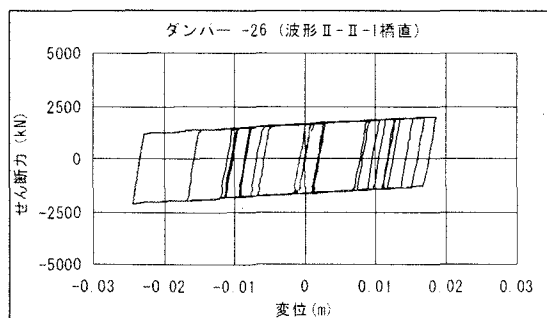


図-12 ダンパー履歴図(2)

レベル2地震タイプ2では、ダンパーが有効に作用する橋軸直角方向で、アーチリブの全ての箇所では最大応答ひずみが降伏ひずみ以下となる結果となった。ただし、アーチリブ横材、補剛桁、支柱部材、横構部材では降伏ひずみを若干超過する結果となったが、いずれも許容ひずみに対しては満足する結果となった。

橋軸方向についてはダンパーは有効でないため、アーチリブ基部およびクラウン部付近で応答ひずみが降伏ひずみを超えるが、許容ひずみに対しては7割程度の発生値を示した。また補剛桁でも一部で降伏ひずみを2割程度超過した。

ダンパー部材の履歴応答図を図-11～12に示す。この履歴図はレベル2タイプ2地震時の図-7に示したアーチリブ横構端部付近のダンパーの履歴である。ダンパーは最大せん断力が終局せん断力の8割程度以下になるよう設定した。

本検討により、常時およびレベル1地震時で決定される断面構成に対して、アーチリブ基部、クラウン部および支柱の一部で耐震性確保による断面の増加が必要となった。

6. まとめ

本検討では、橋梁の耐震性能向上策として基本構造の検討と鋼製せん断ダンパーの適用を実施し、部

材の塑性化を許容し、地震時の挙動をファイバーモデルによる動的解析により照査する設計を実施した。

支点条件の見直しや支柱対傾構の省略は、橋梁の固有周期を延伸させ、発生断面力の低減に効果的であり、せん断ダンパーを用いたエネルギー吸収部材の採用は、橋軸直角方向の解析において、大きなエネルギー吸収の役割を果たした。この結果、常時およびレベル1地震時で決定される断面構成に対して、10%程度の鋼重増加に留めることが可能となった。

本検討で採用した構造は、今後の研究や実験および実橋への適用に対するダンパー性能の保証などの課題を有するが、耐震性能の確保とコスト縮減に対する有効な手法として、今後ますます発展していくものと考え、本検討がその参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成14年3月
- 2) 土木学会：橋の動的耐震設計，2003.3
- 3) 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会，土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策，平成15年10月
- 4) 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
- 5) 河野豪，葛漢杉，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回地震時保有水平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p323-328，2003
- 6) 小川伸吉，徳川和彦，加藤久喜，前河隆太：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，土木学会地震工学論文集vol.27p1-6，2003
- 7) 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 pp32-40，2000.9
- 8) 大塚久哲：中径間橋梁の動的耐震設計，九州大学出版会，2002.3
- 9) 土木学会：座屈設計ガイドライン，技報堂出版，1997
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編Ⅱ鋼橋編，平成14年3月