

軸力降伏型鋼製ダンパを適用した鋼橋の耐震性向上法

井上幸一¹・明神久也¹・増田伊知郎²・中出収²

¹正会員 三菱重工業株式会社 技術本部 広島研究所 鉄構土木研究室 (〒730-8642 広島市中区江波沖町 5-1)

²正会員 三菱重工業株式会社 広島製作所 鉄構技術部 橋梁技術課 (〒730-8642 広島市中区江波沖町 5-1)

1. まえがき

平成8年道路橋示方書の耐震設計編(以下道示)が改訂され、プレート境界に生じる発生頻度の低い海洋性の大規模地震(タイプI)および、平成7年兵庫県南部地震により、地盤上で実測された大規模地震(タイプII)(これらを総称し、以下レベル2地震と表記)に対する耐震性の確保が義務付けられた。

これにより、既設橋に対しても動的解析に基づく検討が行われているが、所要の耐震性が確保できない場合が少なくない。対策としては断面補強が考えられるが、死荷重増加を伴うため下部工反力が増加し、さらに現地施工が非常に大規模なものになるなどの問題がある。

そこで、施工が比較的容易で補強鋼重を大幅に低減できる耐震性向上法として、トラスなどの斜材に軸力降伏型鋼製ダンパを適用した構造について、上路式ランガー橋を例に検討した。本報告では、その検討方法および結果について報告する。

2. 現橋の耐震上の問題

(1) モデル橋の諸元ならびにレベル2地震応答

モデル橋は、図1に示すような、鋼重500t、橋長140m(支間長20+100+20m)の規模としては中規模の既設上路式ランガー橋(鋼製)である。

桁端は橋軸方向に対しては自由端、橋軸直角方向は固定、脚基部は橋軸・橋軸直角方向とも固定沓で構成された、旧道示で設計された橋梁である。

道示(平成8年改訂版)によれば、本橋のような上路式のアーチ系橋は、現段階では震災経験の蓄積が少なく、部材としての地震時保有水平耐力の評価法が十分解明されていないといった理由から、震度

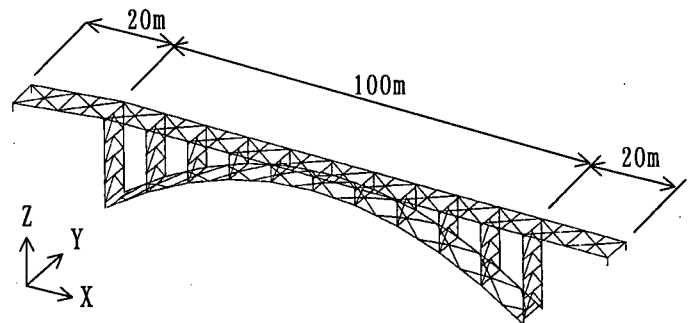


図1. 上路式ランガー橋モデル

法で耐震設計した結果を、動的解析で照査するのが望ましいとされている。

そこでまず、モデル橋のレベル2地震に対する耐震性を評価するため、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれに対し、線形モデルを用いた動的解析(時刻歴応答解析)を行った。

解析に使用した地震波は、振幅調整されたタイプII、I種地盤の地震波¹⁾である。

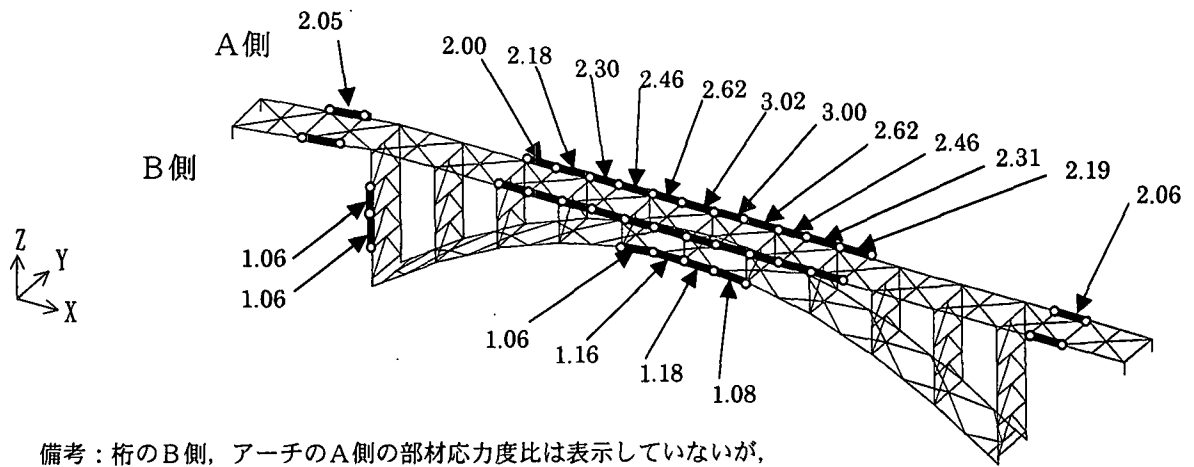
なお、本橋の床版は、コンクリート床版であるが、レベル2地震時には破損することが予想されるため、解析ではその質量のみ考慮し、剛性は考慮していない。

図2および表1に、現モデル橋の線形モデルによる動的解析結果を示す。

図2は、現橋のレベル2地震応答値(死荷重+地震荷重)で、降伏または座屈応力度比1.0を超えた部材を示したものである。(橋軸方向地震の桁については、表示の煩雑さを避けるため、2.0以上を記した。)

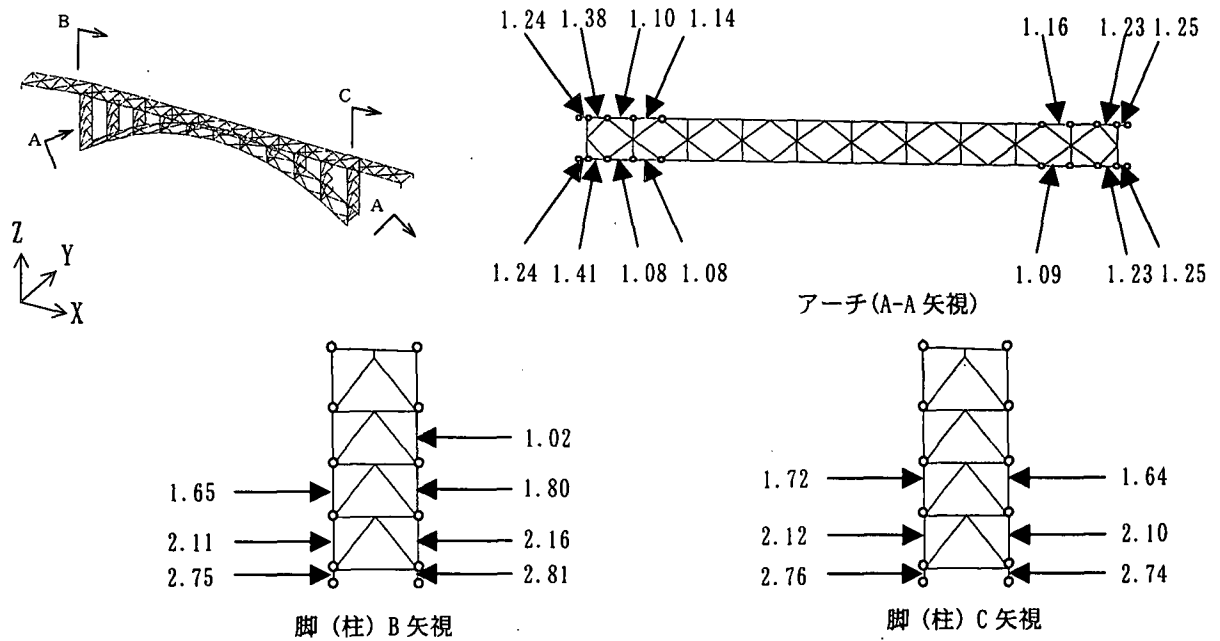
ここに、降伏または座屈応力度比は、部材発生応力度と降伏応力度または、座屈応力度との比である。

また、表1の値は、図2から抜粋した、特に破損すると致命的な影響を受けると考えられる、桁、脚



備考：桁のB側，アーチのA側の部材応力度比は表示していないが，それぞれ反対側の部材の表示とほぼ同程度の応力度比レベル

(a) 橋軸方向地震（降伏・座屈応力度比 1.0 以上を表示）



(b) 橋軸直角方向地震（降伏・座屈応力度比 1.0 以上を表示）

図 2. レベル 2 地震応答値（死荷重+地震：耐震対策前）

表 1. 現橋の主要部レベル 2 地震応答値

(降伏・座屈応力度比)

	橋軸方向	橋軸直角方向
桁	3.02	0.82
脚 (柱)	1.06	2.81
アーチリブ	1.18	1.41

表 2. 現橋鋼重と必要補強鋼材量

現橋鋼重(t)	必要補強鋼材量(t)
500	91

また，橋軸直角方向地震時は，桁を支える脚柱，アーチリブ基部の応答値が大きく，橋全体が倒壊の恐れがある。

以上のように，主要部材はいずれもレベル 2 地震時に，降伏または座屈応力度を超えており，現橋のままでは，十分な耐震性を有しているとはいえない。

柱，アーチリブについての最大応答値である。

これによれば，橋軸方向地震時には桁の応答値が大きく，桁に大きな損傷が生じる。

(2) 断面補強による耐震対策の問題点

前述したように，現橋は，レベル 2 地震時に倒壊

表3. 各種ダンパの特徴

形式	鋼製ダンパ		機械式ダンパ
種類	曲げ降伏型	軸力降伏型	オイルダンパ
概形図			
基本原理	荷重 P_y による曲げ作用により、ダンパ部 (h 部) が降伏するように各寸法を決めることで、塑性変形を生じさせ、エネルギーを吸収	荷重 P_y による軸方向変形により、座屈拘束したダンパ部 (L_d 部) が降伏するように各寸法を決めることで、塑性変形を生じさせ、エネルギーを吸収	荷重 P により、ダンパロッドは、内部封入の粘性減衰係数 C のオイルから抵抗を受けながら摺動、それにより発生する熱の形で、エネルギーを消散する。
適用箇所	主に橋軸方向地震対策用で橋脚と桁間などに設置	主に橋軸直角方向地震対策用で対傾構・横構などに設置	主に橋軸方向地震対策用で橋脚と桁間などに設置
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・製作容易で安価 ・地震の方向によらず有効 ・省スペースの場合（主に高さ方向）は設置困難 ・橋軸温度伸びに対するクリアランスが必要 	<ul style="list-style-type: none"> ・製作容易で安価 ・橋梁部材の一部として兼用可能 ・荷重 P_y の値は、地震以外の荷重条件に対し、所要の安全率 (S.F.: 3 章 (2) 参照) をもつ必要がある $P_y/P_{max} \geq S.F.$ 	<ul style="list-style-type: none"> ・機械品で高価 ・比較的省スペースでも設置可 ・小型で高減衰 ・遅い変位には無抵抗 (温度伸び) ・ロッド軸方向にのみ有効 ・定期的メンテナンスが必要

等の致命的な損傷を受けることが予想される。

そこで、耐震性向上対策として、降伏または座屈応力度比が 1.0 を下回るように、部材の断面性能をアップする方針で断面補強対策を検討した。表 2 に断面補強に必要な鋼材量の検討結果を示す。

本表に示すように、現橋は鋼重 500 t に対し、補強に必要な鋼材の質量が 91 t にもなる。

これだけ鋼重が増えると、その影響を無視できなくなるため、補強対策による耐震性向上効果を厳密に評価するには、この補強材量増加分を橋体死荷重に考慮し、各部材の降伏または座屈応力度比が 1.0 を下回るまで、動的解析を繰り返す必要がある。

このようにして検討していくと、断面補強対策に必要な鋼材量は、最終的にはもっと多くなることが予想される。(表 2 中の補強鋼材量 91 t は、上記繰り返し計算の 1 回目で求めた値である。)

以上のように、本報告で取り上げているような、中規模橋梁の耐震性向上対策として、断面補強を採用することは、非常に不経済かつ非現実的なものであることがわかる。

したがって、施工が比較的容易で、補強材量を大幅に低減できる、別の耐震対策法が必要となってくる。

次に、この問題を解決するために採用した耐震要素の特徴について説明する。

3. 耐震要素

2 章のような問題から、中規模橋梁の耐震対策に必要な条件としては、

- ①死荷重増加 (補強材量) を抑え、応答値を十分低減できること
- ②施工が容易 (経済的) であることが重要となる。

この条件を満たすため、今回検討に用いたのは、建築構造物ではよく用いられているダンパの適用である。

表 3 に一般的に用いられている各種ダンパの特徴をまとめる。

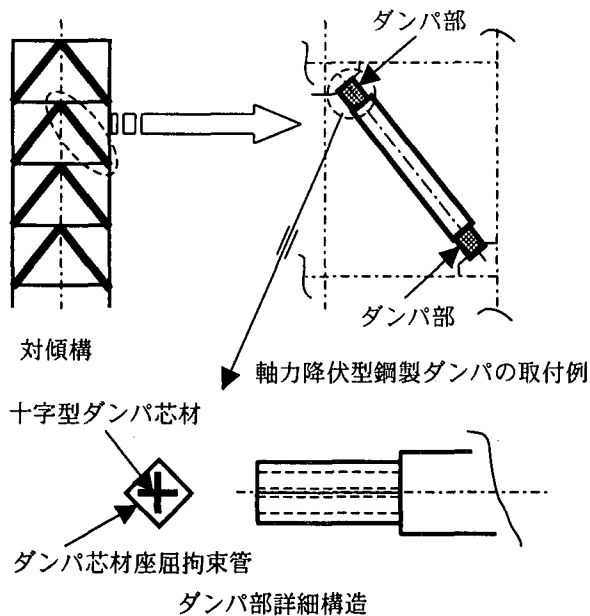


図 3-1. 軸力降伏型鋼製ダンパの概略構造

ダンパによる耐震性向上を考えた場合、通常、表 3 中に示したような各種ダンパから、最適なダンパを選定する。ダンパ種選定の際目安となるのは、表 3 中に記載した適用箇所、特徴に合ったものを選ぶ以外にも、次のようなことにも着目する。

- ①適用対象橋の構造形式（トラスかアーチ系か等）
- ②適用構造物の変形モード（固有値解析の結果）など。

これらを総合的に判断し、最も効果的なダンパ種類、および適用箇所を決める。そして、動的解析を繰り返し行い、最も適した性能を有するダンパ仕様を決めていく。

具体的な検討方法は 4 章にて詳述するが、今回表 3 中の各種ダンパから選んだのは、鋼の塑性変形によりエネルギーを吸収する、軸力降伏型鋼製ダンパである。

次に、本橋に適用した軸力降伏型鋼製ダンパが有すべき性能について詳しく説明する。

(1) 軸力降伏型鋼製ダンパの構造

軸力降伏型鋼製ダンパは、構造形式の異なるものが数種類提案、または実用化されている。いずれの形式もエネルギーを吸収する原理は同じなので、ここではそのうちの一つを例にあげて、その構造を簡単に説明する。

軸力降伏型鋼製ダンパは、図 3-1 に示すように、対傾構や横構などのトラスを構成する斜材に代わって適用される部材で、その両端に、意図的に他の部材より降伏点の低い材料（十字型ダンパ芯材）を使用したダンパ部を有している。この部分がレベル 2

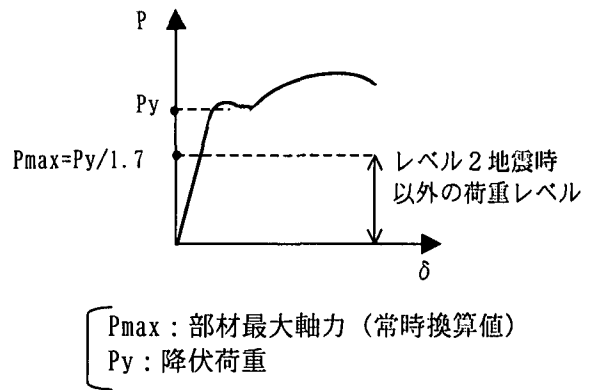


図 3-2. 降伏荷重 P_y と常時換算最大軸力 P_{max} の関係

地震時に塑性変形することで、エネルギーを吸収する。また、圧縮時にも安定した塑性変形を生じるように、十字型ダンパ芯材は角型鋼管により、座屈拘束処置が施してある。

(2) 軸力降伏型鋼製ダンパの降伏荷重 (P_y)

次に軸力降伏型鋼製ダンパが作用する時の降伏荷重の考え方について説明する。

軸力降伏型鋼製ダンパは、トラスを構成する斜材に代わって適用されるので、地震時以外は通常の弾性部材としての機能を有し、レベル 2 地震時には安定した塑性変形を生じる特性をもった部材でなければならない。

よって、レベル 2 地震時以外の荷重による、常時換算最大軸力を P_{max} とすれば、降伏荷重 P_y は P_{max} に対して、次式に示す所要の安全率 $S.F$ を持つように決定する必要がある。(図 3-2 参照)

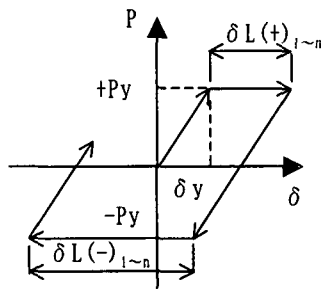
$$P_y / P_{max} \geq S.F \quad (\text{常時換算値比較では } S.F = 1.7)$$

(3) 累積塑性変形倍率 (η)

次に軸力降伏型鋼製ダンパの塑性変形繰り返し性能の評価法について説明する。

軸力降伏型鋼製ダンパは、レベル 2 地震時に図 3-1 に示す十字型ダンパ芯材（以下ダンパ部と表記）が、塑性変形を繰り返すことでエネルギーを吸収するため、ダンパ部がある一定の塑性変形量を累積した時に、破断するなどの損傷を生じ、その性能に限界が生じる。

累積塑性変形倍率 η ²⁾ は、その性能を評価する指標であり、ダンパ部の塑性変形量の累積和を、鋼の



$\eta = (\text{各サイクルの塑性変形量の累積和}) / (\text{弾性限変形量})$
ここに、

各サイクルの塑性変形量の累積和

$$= \sum (\delta L(+)_1 \sim n + \delta L(-)_1 \sim n)$$

$\delta L(+)_1 \sim n$: 引張側各サイクルの塑性変形量

$\delta L(-)_1 \sim n$: 圧縮側各サイクルの塑性変形量

δy : 弾性限変形量

図 3-3. 累積塑性変形倍率

弾性限変形量で除したものである。(図 3-3 参照)
すなわち、

$$\eta = \frac{(\text{各サイクルの塑性変形量の累積和})}{(\text{弾性限変形量})}$$

なお、この η の目安は、

$$\eta = 700$$

(ただし、一定軸方向歪振幅 $= \pm 1.5\%$ での塑性変形繰り返し時)

である。これ以下であれば、ダンパ部は安定して性能を発揮することが確認されている。

4. 耐震対策の効果

次に補強に代わる耐震対策として、軸力降伏型鋼製ダンパを適用した、上路式ランガー橋の具体的耐震検討例について述べる。

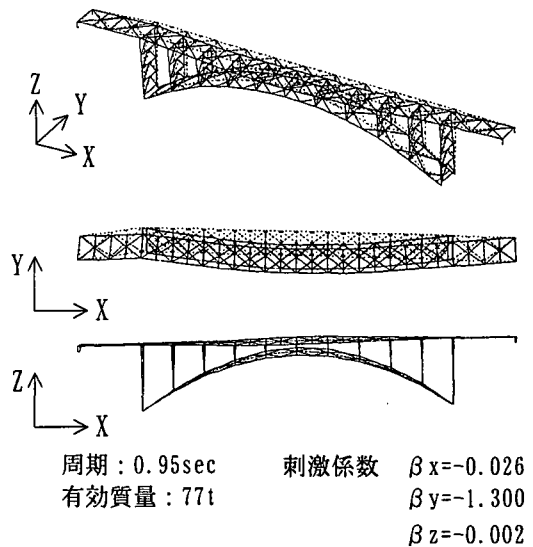
(1) 固有値解析

現橋の応答レベルを下げるのに有効なダンパ種類と配置箇所を、橋体の変形モードから判断するため、まず固有値解析を行った。

すなわち、橋体構造が有する応答の傾向(最も変位している部分の向き、相対的な大きさや、主要部材が構成する構面の変形の種類など)に適した、効果的なダンパ種類と配置箇所を、変形モードから総合的に判断し、決定するためである。

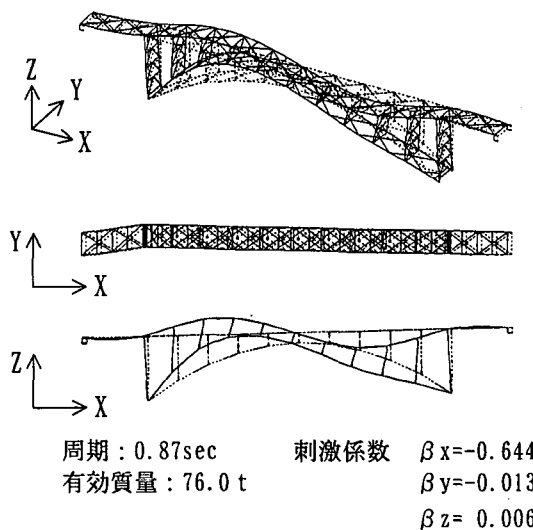
なお、ダンパの配置箇所については、経済性を重視しすぎて設置箇所を少なくしすぎると、ダンパー箇所あたりの反力が大きくなり、橋梁本体強度に影響を与えるようになるため、基本的には複数箇所に分散配置させる。

図 4-1 には固有値解析の結果(モード図)を示す。



周期 : 0.95sec 刺激係数 $\beta_x = -0.026$
有効質量 : 77t $\beta_y = -1.300$
 $\beta_z = -0.002$

(1). MODE 1



周期 : 0.87sec 刺激係数 $\beta_x = -0.644$
有効質量 : 76.0 t $\beta_y = -0.013$
 $\beta_z = 0.006$

(2). MODE 2

図 4-1. モード図

この図から、本橋には次のような傾向があることがわかる。

まず、MODE1 は、刺激係数から主に橋軸直角方向地震に影響を受けて生じる変形と判断でき、桁とアーチリブ間の鉛直材が構成する構面(対傾構)および、アーチリブと水平支材とが構成する構面(下横構)の面内せん断変形により、橋体全体が橋軸直角方向へスウェーする形の変形を生じている。

このことから、橋軸直角方向地震に対しては、これら構面内にダンパを適用すれば、橋体に生じるエネルギーを、ダンパの塑性変形に費やすことができるので、全体の応答値は下がると推測できる。

したがって、ダンパ種類としては軸力降伏型鋼製ダンパを、対傾構および下横構斜材に適用することが合理的と考えられる。

次に MODE2 は、刺激係数から主に橋軸方向地震に

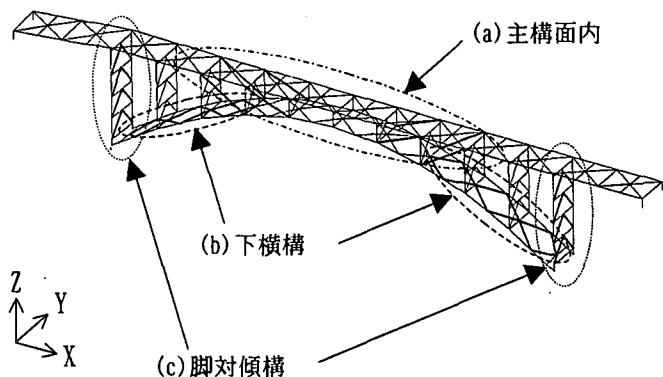
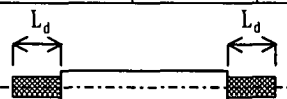


図 4-2. ダンパ適用箇所 (太線部)

表 4-1. ダンパ部長さ (L_d) と降伏荷重 (P_y)

	L_d (m)	P_y (kN)
(a) 主構面内	1.68	470
(b) 下横構	0.645	657
(c) 脚対傾構	0.936	1196



影響を受けて生じる、桁、アーチリブ、および鉛直材が構成する構面（主構面）の鉛直方向曲げ変形と判断できる。

このことから、橋軸方向地震に対しては、主構面内にダンパを追加することで全体の応答値が下がる と推測できる。

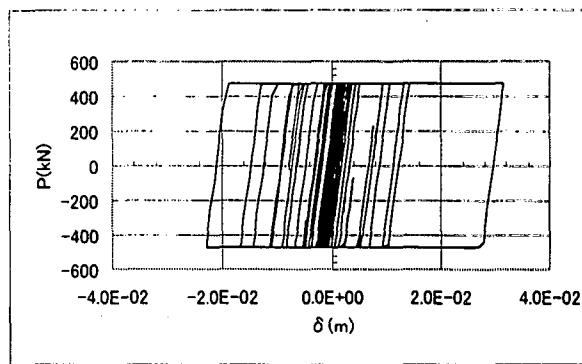
なお、桁端部にダンパを適用することも考えられるが、橋軸方向移動量が小さく、ここにダンパを設置することの効果は、あまり期待できないと考えられる。

したがって、ダンパ種類としては、軸力降伏型鋼製ダンパを適用するが、主構の変形を抑制するように、その構面内に斜材として新設するものとする。

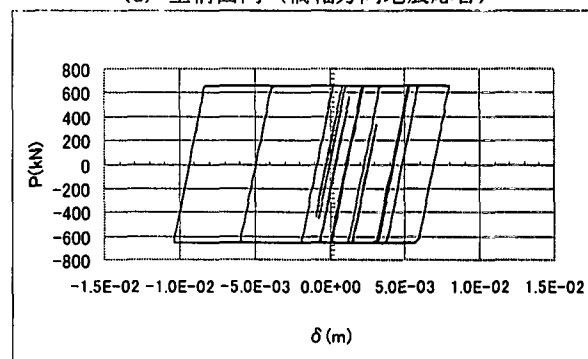
ここで、MODE2 に対して追加する軸力降伏型鋼製ダンパについては、3章(1)で述べたような特性は特には必要としない。

その理由は、本ダンパは橋体完成後、死荷重作用下で主構面内に新設するとして考えているため、レベル2地震時以外の荷重条件下では、荷重を負担する主構造部材である必要は無く、レベル2地震時に塑性変形を生じて、エネルギーを吸収できるものであればよいためである。

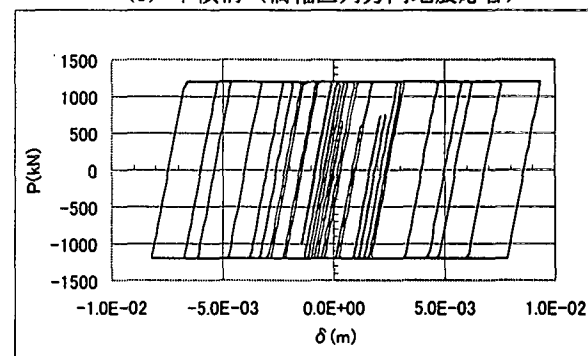
以上のような検討により、本モデル橋に適用するダンパの適用箇所およびその種類が決まった。以後特に断らない限り、単にダンパと表記した場合は、軸力降伏型鋼製ダンパを表すものとする。



(a) 主構面内 (橋軸方向地震応答)



(b) 下横構 (橋軸直角方向地震応答)



(c) 脚対傾構 (橋軸直角方向地震応答)

図 4-3. 各部ダンパのレベル2地震応答値 (履歴)

(2) ダンパ降伏荷重 (P_y) の決定

固有値解析から判断し、軸力降伏型鋼製ダンパの設置箇所が決まった。

次に決めなければならないのは、ダンパが作用し始めるときの降伏荷重 P_y である。

P_y の値は3章(1)の条件から、まず $(1.7 \times P_{max})$ に決める。

なお、最適な降伏荷重 P_y の決定は、配置箇所と P_y の値をパラメトリックに変化させながら、動的解析を繰り返し行うことで決定する。このようにして決定したダンパの適用箇所を図 4-2 に、またダンパの仕様を表 4-1 に示す。

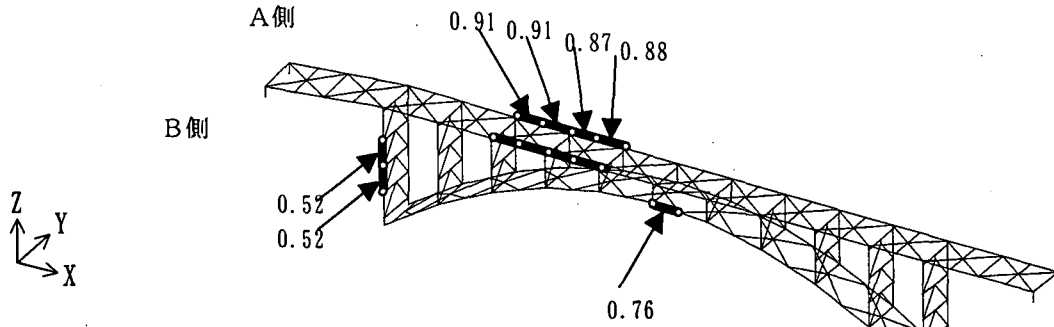
(3) 動的解析 (時刻歴応答解析) 結果

次に、図 4-2 に示したダンパ (非線形要素) を考慮した構造モデルを用いて、動的解析を行った結果を示す。

図 4-3 は各ダンパの代表履歴線図である。

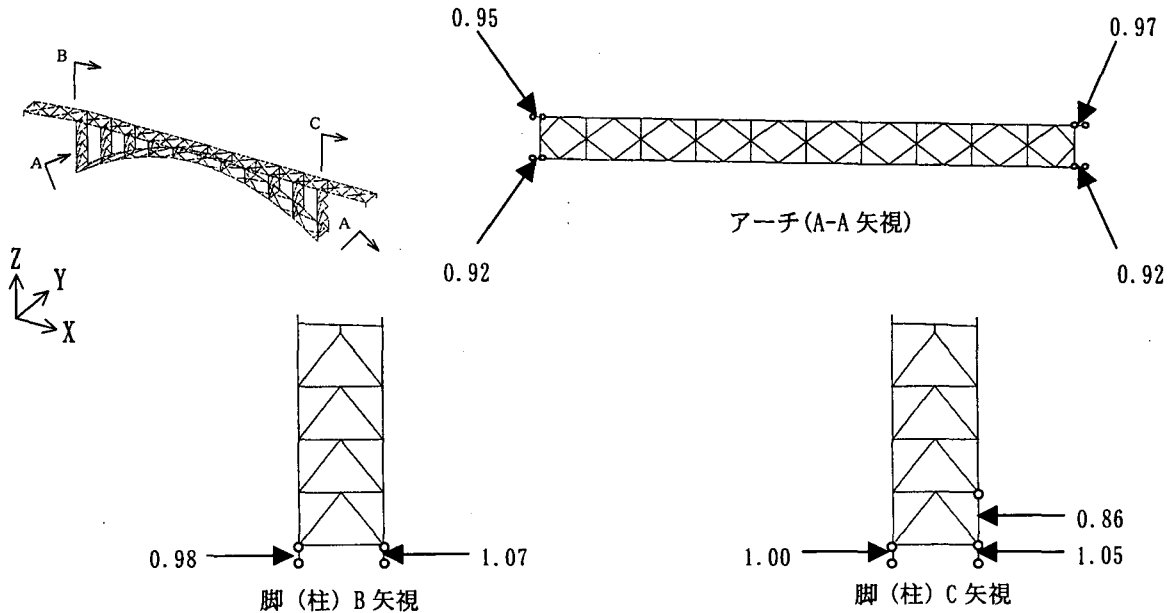
表 4-2. 各部ダンパの塑性変形繰り返し性能

	累積塑性変形倍率 η	最大歪 ϵ
(a)主構面内	190	+1.87
(b)下横構	160	+1.45
(c)脚対傾構	61	-1.11



備考：桁のB側，アーチのA側の部材応力度比は表示していないが，それぞれ反対側の部材の表示とほぼ同程度の応力度比レベル

(a) 橋軸方向地震（降伏・座屈応力度比 0.50 以上を表示）



(b) 橋軸直角方向地震（降伏・座屈応力度比 0.85 以上を表示）

図 4-5. レベル 2 地震応答値（死荷重+地震：耐震対策後）

これを見ると，各ダンパはいずれも降伏，塑性変形を繰り返し，エネルギーを吸収していることが確認できる。

また，表 4-2 には，各ダンパの累積塑性変形倍率 η および最大歪を示す。

いずれのダンパも 3 章(2)で述べた値 $\eta=700$ を十分下回っており，塑性変形の繰り返しにより，ダンパ部が壊れたり，性能低下をきたすことはない

判断できる。

一方，歪については，主構面内ダンパの最大歪が，ダンパが損傷しないことを確認した時の試験条件である定歪振幅塑性変形量 $\pm 1.5\%$ を超えている。

しかし，図 4-3 の履歴は定歪振幅ではなく，不規則振幅での繰り返しである。

したがって，この場合は，どれくらいの頻度で $\pm 1.5\%$ を超える歪がダンパ部に生じるかが，性能上の

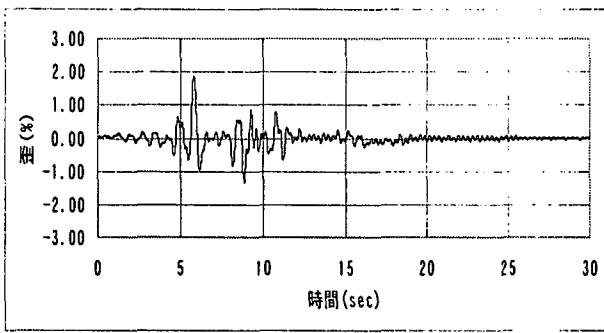


図 4-4. 主構面内ダンパのレベル 2 地震時刻歴応答値 (歪)

表 4-3. 耐震対策後の主要部レベル 2 地震応答値
(降伏・座屈応力度比) * () 内値は無対策時

	橋軸方向	橋軸直角方向
桁	0.91 (3.02)	0.91 (0.82)
脚 (柱)	0.52 (1.06)	1.07 (2.81)
アーチリブ	0.76 (1.18)	0.97 (1.38)

問題となる。

そこで、この最大歪がどれくらいの頻度で生じるかを確認するため、図 4-4 にダンパ歪の時刻歴応答波形を示す。これからもわかるように、主構面内ダンパの最大歪は、地震初期の 1 回しか確認されず、他はほとんど±1.0%程度が、それ以下である。

よって、歪振幅が±1.5%を超えたことが、主構面内ダンパの性能低下に与える影響は小さいと考えられる。

次に、これらダンパによる耐震性向上効果を、図 4-5 および表 4-3 に示す。

無対策時 (1 章, 図 2 および表 1) の応答値から比較すると、耐震性は飛躍的に向上されており、橋軸方向はすべて降伏または座屈応力度以下、橋軸直角方向についても、対策後に一部降伏または座屈応力度を超える部分が残るものの、この程度であれば、軽微な断面補強で対処できるレベルにまで、応答は低減できており、ダンパによる耐震性向上法の有効性が確認できた。

5. まとめ

以上のように、既設橋の耐震性向上法について、上路式ランガー橋 (鋼製) を例にし、建築構造物ではよく用いられているダンパを採用する方法を検討した。

各種ダンパを橋梁に適用するにあたっては、橋梁の形式や、固有値解析の結果 (変形モード) を考慮した上で、最も適したダンパ種および配置箇所を決

めなければならない。

また、ダンパの作動点 (鋼製ダンパであれば、その降伏荷重値 P_y) を適切に決めることにより、橋梁全体的大幅な耐震性向上が図れることが確認できた。

これにより、従来の補強工法では問題となる死荷重増加を小さく抑えることができ、大規模な工事が不要かつ、工期の短縮も可能で、ダンパによる耐震性向上法は、経済的にも非常に有効な方法であるといえる。

さらに、本方法をこれから設計される新橋に対しても適用していけば、耐震性・経済性に優れた橋梁を提供することも可能である。

6. 参考文献

- 1) 道路橋の耐震設計に関する資料, 社団法人日本道路協会, p10-4~10-6, 1997 年 3 月.
- 2) 森下, 村瀬, 井上, 立山, 両端に軸降伏ダンパーを組み込んだ長尺プレースのダンパー部復元力特性試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, p903-904, 2000 年 9 月.