

# 論文 制振型橋梁における RC 橋脚の応答に関する一考察

武田 篤史<sup>\*1</sup>

**要旨:** ダンパーを付加し制震型の橋梁とすることは応答変位を低減できるとされているが、制震型橋梁の応答は入力地震動の位相特性によって大きく変動するため、条件によってはダンパーを付加しない場合より最大応答変位が増加することがある。そのような場合において、ダンパーの付加が安全性の向上に寄与できるかについて考察を行った。検討は、ダンパーを付加することにより最大応答変位が増加する橋梁を想定し、ファイバーモデルによる地震応答解析の結果を様々な観点から考察することにより行った。その結果、本検討ケースにおいては、ダンパーの付加により安全性は向上することがわかった。

**キーワード:** 制震構造, 位相特性, 累積吸収エネルギー, 応答変位振幅, 残存剛性, 残留変位

## 1. はじめに

近年、耐震構造や免震構造に加えて、制震構造が着目されている。耐震構造は部材自体が持つ性能により地震に抵抗する構造であり、免震構造は長周期化により地震動に対する応答を低減する構造である。それらに対し、制震構造はダンパーのエネルギー吸収などにより、振動を制御する構造である。一般に、制震構造とすることで、部材断面を縮小するとともに、相対変位を低減することが可能である<sup>1)</sup>。新設橋梁への適用は未だほとんどないが、既設橋梁への耐震補強目的としての適用は増えてきている<sup>2)</sup>。

橋梁においては設計の明快さからおもに履歴型としてモデル化できるダンパーが多く用いられる。履歴型としてモデル化できるダンパーには、摩擦型ダンパー<sup>3)</sup>、粘性流体ダンパー<sup>4)</sup>、鋼材ダンパー<sup>5)</sup>などがある。これらのダンパーはその非線形性を活かした履歴吸収エネルギーにより、橋梁の応答を低減する。

一方で、非線形性による履歴吸収を期待する構造は、同一の応答スペクトルを有する地震動に対してもその位相特性により応答が大きく変わる。この性状は制震構造に特有のものではなく、曲げ破壊型の RC 構造においても同様である。曲げ破壊型の RC 構造に対して、道路橋示方書では、位相の異なる 3 波で解析を行い、応答の平均値で設計することによりその影響を取り込んでいる<sup>6)</sup>。また、鉄道構造物等設計標準では、設計用の所要降伏震度スペクトルの設定において複数の位相特性の波に対して計算し、その包絡線を採用することで位相の問題を設計に取り込んでいる<sup>7)</sup>。

ダンパーを付加した構造物に関しても、基本的には上記と同様の思想で設計は可能と考えられる。しかし、橋梁の特性と地震動の位相特性によっては、ダンパーを付加することで、ダンパーをつけない場合より最大応答変位が大きくなる場合がある。上記の設計基準<sup>6)7)</sup>において

は、損傷の指標として応答変位のみを用いているが、もし、地震によってはダンパーがないほうが安全で損傷が少ないことがあるのだとしたら、ダンパーを付加することは、何ら意味を持たないことになる。また、地震動の位相特性は、偶発性に支配される部分が大きく予測することが困難であるため、構造物の設計においては地震動の位相特性によらない安全性を確保する必要がある。

そこで、本研究では、ダンパーの付加により最大応答変位が大きくなる橋梁と地震波の組合せに対して、ダンパーの付加が安全性の向上に寄与できるかについて解析的に検討した。対象とする橋梁は、1 基の RC 橋脚を有する橋梁を想定した。解析は、ファイバーモデルを用いた動的解析とし、その挙動を累積吸収エネルギー、応答変位振幅、残存剛性および残留変位の観点から考察した。

## 2. 検討対象橋梁

対象橋梁は、実構造物ではなく、ダンパーの付加により最大応答変位が大きくなるケースを意図的に設定した。そのため、上部構造の詳細などについては定めず、橋脚の構造、質点の重量、およびダンパーの強度についてのみ定めた。

橋梁の形式は、ダンパーがない時は図-1a)のような単なる 1 質点系としてモデル化でき、ダンパーを付加した場合は図-1b)のようにモデル化できるものとして設定

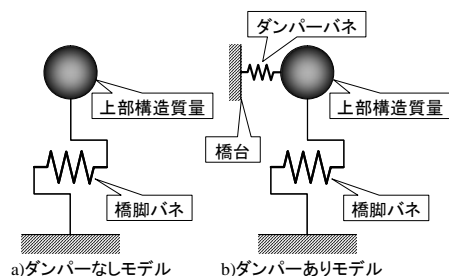


図-1 対象橋梁のモデル

\*1 (株)大林組 技術研究所構造技術研究部 工修 (正会員)

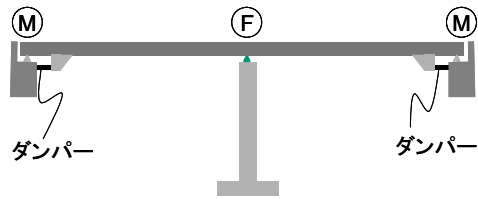


図-2 対象橋梁の構造例

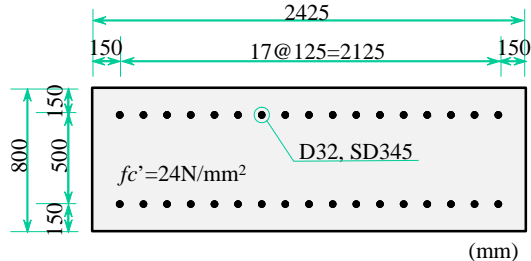


図-3 橋脚断面

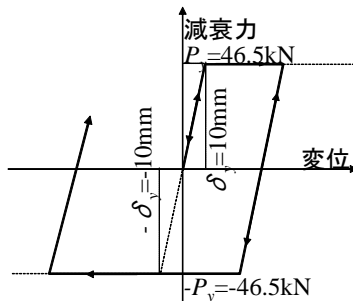


図-4 設定したダンパーの履歴

した。具体的には、例えば図-2に示すような2径間連続橋の橋軸方向が該当する。ダンパーの付加は、橋台と桁を接続するように設置することとなる。

橋脚の構造は図-3に示す断面とし、せん断スパンは8700mmと設定した。変形性能については言及しないため、帯鉄筋については定義していない。質点重量は、930kNとした。ダンパーは、図-4に示すように、完全弾塑性型のバイリニアールモデルとでき、降伏荷重が46.5kN(質点重量の5%)、降伏変位が10mmであるものを設定した。完全弾塑性型のバイリニアールモデルとできるダンパーとしては、例えば、図-5に示す皿バネボルトセットを用いた摩擦型ダンパー<sup>8)</sup>が該当する。

### 3. 地震応答解析

#### 3.1 解析モデル

解析は、図-1に示す1質点系のモデルを用いた。

橋脚バネは、ファイバーモデルとし、1要素の長さは、塑性ヒンジ長さを考慮して、0.5D=400mmを基本とした。

コンクリートの材料構成則は、圧縮強度までは二次関数で示される形状<sup>9)</sup>とし、最大圧縮強度に達した後は最大圧縮強度を維持するものとした。引張応力に対しては、引張強度まで弾性で引張強度においてcut-offとした。履歴モデルは除荷・再載荷剛性を指数関数で表すモデル<sup>9)</sup>

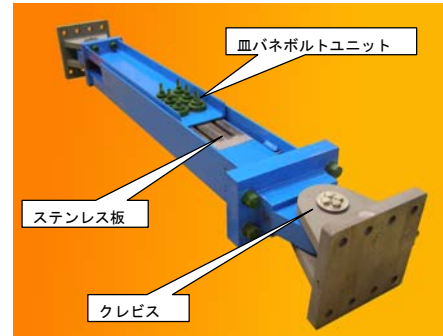


図-5 皿バネボルトセットを用いた摩擦型ダンパー

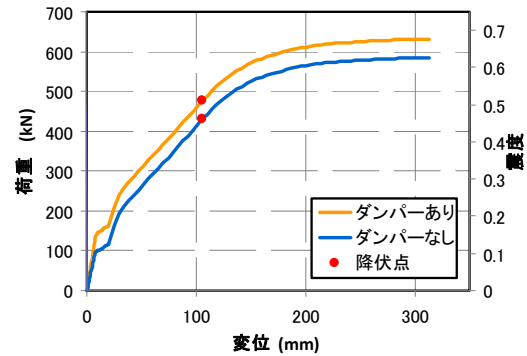


図-6 静的解析結果

表-1 静的解析結果のまとめ

		ダンパーなし	ダンパーあり
降伏荷重	(kN)	430	476.5
降伏震度		0.462	0.512
降伏変位	(mm)	106	106
固有振動数	初期 (Hz)	1.83	2.14
	降伏時 (Hz)	1.04	1.09

とした。材料定数は、最大圧縮強度を30N/mm<sup>2</sup>と設定し、ヤング係数はE<sub>c</sub>=23kN/mm<sup>2</sup>、引張強度はf<sub>t</sub>=2.36N/mm<sup>2</sup>とした。ここで、材料構成則として、コンクリートの圧縮軟化やテンションスティフニングなどを考慮しなかったのは、本解析が変形性能を正確に出すことを目的としたわけではなく、ダンパーの有無による応答の比較を目的としたためであり、解析の安定性と簡便性を優先した。

鉄筋の材料構成則はバイリニアールモデルとし、履歴モデルはパウジンガー効果を考慮したモデル<sup>10)</sup>とした。降伏強度は345N/mm<sup>2</sup>、ヤング係数は200kN/mm<sup>2</sup>とし、降伏後の2次剛性は弾性剛性の1/1000とした。

ダンパーバネは図-4に示すような構成モデルとした。

粘性減衰は、ダンパーバネに関しては考慮せず、橋脚バネに関してのみ設定した。減衰定数は、地盤への逸散減衰を考慮して、h=0.10とした<sup>7)</sup>。

質点に対して静的にPush-Over解析を行った結果を図-6に示す。Push-Over解析の結果得られた諸元を表-1に示す。

#### 3.2 設計地震動に対する解析結果

ダンパーを付加した場合の一般的な効果を示すため、

道路橋示方書<sup>6)</sup>に示される設計地震動を用いて解析した結果について例示し、ダンパーを付加した影響を示す。設計地震動はL2地震動タイプIIのII種地盤用のものとした。表-2に地震波の一覧を示す。

各入力地震波に対する応答変位の時刻歴を図-7に示す。ダンパーによる強度や降伏剛性の付加は大きくはないにもかかわらず、いずれの応答波形においても、ダンパーの効果が現れ、最大応答変位が12~21%小さくなっている。これは、ダンパーのエネルギー吸収による制震の効果である。

3波に対する最大応答変位のばらつきを最大と最小の差で示すと、ダンパーなしの場合は22.4mmであったのに対し、ダンパーありの場合は37.0mmと大きくなっている。入力した3波は弾性応答スペクトルが同一になるように振幅調整されているものであるが、ダンパーを付加することにより非線形性が強くなり、ばらつきが大きくなったものと考えられる。よって、ダンパーを付加し、制震型とした橋梁の応答においては、一般に最大応答変位のばらつきが大きくなることを考慮する必要性が示唆される。

残留変位に関しては、ダンパー付加により3波とも縮小する傾向にある。ダンパーが応答変位を抑制する効果によるものと考えられる。ダンパー単体は変位が残留しやすいため特性を有するが、ダンパーと橋脚の復元力の合計で挙動する全体挙動の中では、残留変位を大きくする要因とはなりにくいものと考えられる。

### 3.3 検討対象地震波と解析結果

設計地震波3波に対する地震応答解析では、ダンパーを付加することで最大応答変位を低減することが可能であった。一方で、ダンパーを付加した場合には、地震波の位相特性によって応答変位のばらつきが大きくなることが明らかとなった。

そこで、ばらつきを把握するため、各種地震波に対して地震応答解析を試行したが、その結果、ダンパーを付加することで最大応答変位が大きくなるケースが生じたため、そのケースについて検討を行った。

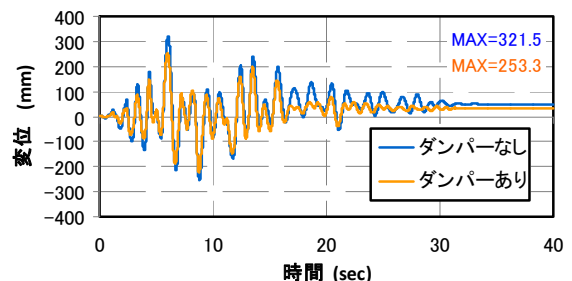
入力地震波は、道路橋示方書<sup>6)</sup>に示されるL2地震動タイプII-I種地盤-1に関して140%に拡大した地震動(図-8、位相特性：1995 JMA KOBE OBS. N-S、最大加速度：1136.8gal)とした。

応答変位の時刻歴を図-9に、荷重-変位関係を図-10に示す。荷重は、質点の加速度に重量を乗じて正負反転したものである。変位は質点の水平変位である。

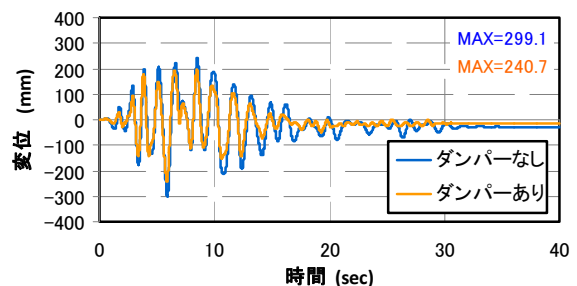
図-9より、ダンパーなしの時に211.4mmであった最大応答変位が、ダンパーを付加することにより216.4mmとなり、大きくなっていることがわかる。最大応答変位以降については、ダンパーの付加により収束が早く、ま

表-2 設計地震波(L2地震動タイプII,II種地盤)<sup>6)</sup>

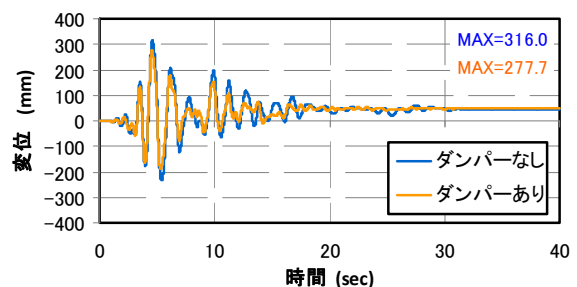
No.	位相特性	最大加速度 (gal)
1	1995 JR TAKATORI STA. N-S	686.8
2	1995 JR TAKATORI STA. E-W	672.6
3	1995 OGAS FUKIAI N27W	736.3



a) L2地震動タイプII-II種地盤-1



b) L2地震動タイプII-II種地盤-2



c) L2地震動タイプII-II種地盤-3

図-7 設計地震動に対する応答変位の時刻歴

た、残留変位が小さくなっていることが分かる。

図-10より、履歴の比較をすると、ダンパーありのほうの若干ループが大きくなっているものの、大きく変化するわけではないのがわかる。

ダンパーを付加することにより変位が大きくなった挙動について考察する。図-9の横軸のうち最大応答変位付近である4.5~7.0秒の部分拡大したものを図-11に示す。また、図-10のうち5.0秒~6.0秒までのみを取り出したものを図-12に示す。図-12中には、0.2秒毎にマーカーを配置し、近傍にその時刻を記している。解析を通しての最大応答変位は、両ケースとも5.8秒付近で発生している。

5.0秒でダンパーありのほう小さかった正変位は、5.25秒付近で同じ変位となり、5.4秒付近ではダンパーな

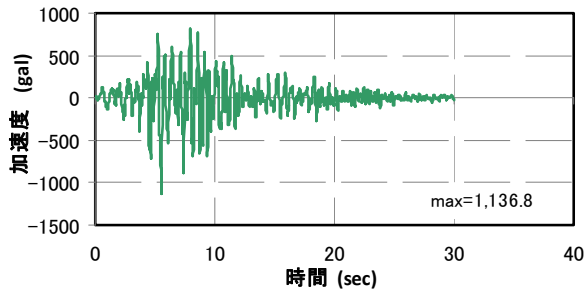


図-8 入力地震波

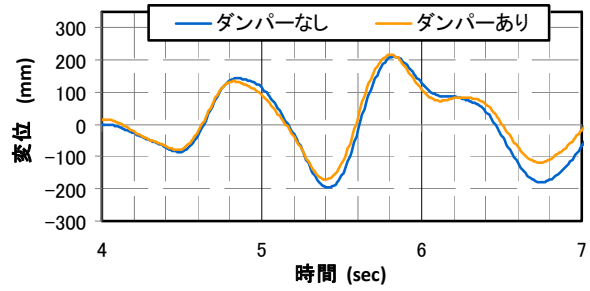


図-11 応答変位の時刻歴 (t=4.0~7.0)

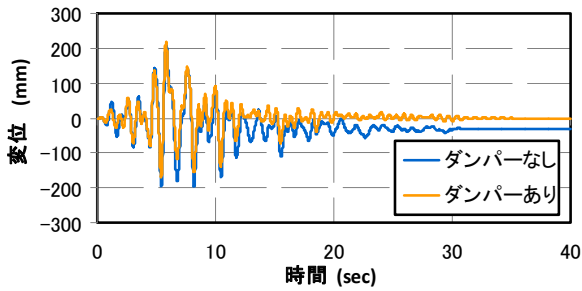


図-9 応答変位の時刻歴

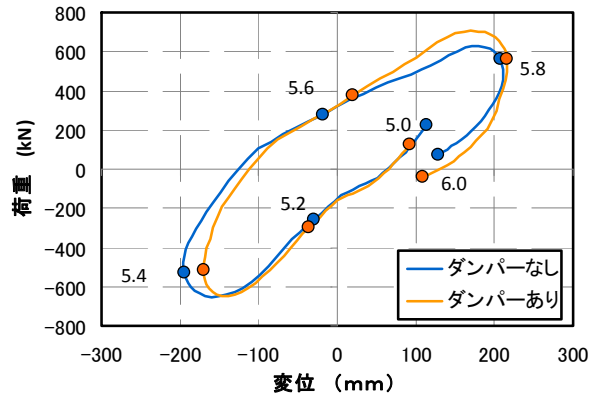


図-12 荷重-変位関係歴 (t=5.0~6.0)

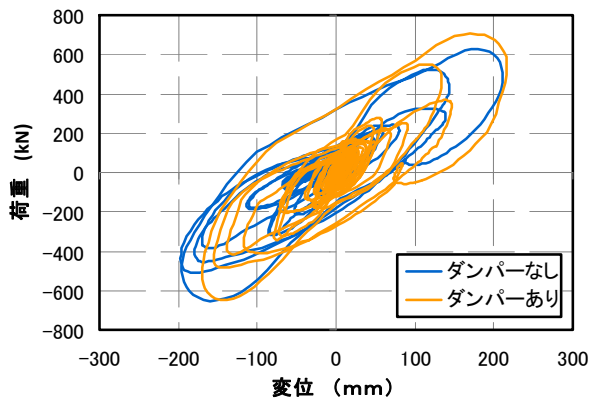


図-10 荷重-変位関係

しの方が大きい負変位に達している。ここで、5.0秒～5.4秒の間に変位した量は、ダンパーありのほうが小さくなっている。これは、ダンパーによる耐力および剛性の付加による影響と考えられる。

その後、両ケースとも5.8秒付近で最大変位に達するが、5.4秒付近での負の最大変位から5.8秒付近の正の最大変位までの間に、ダンパーなしのケースで409mm変位が増えているが、ダンパーありのケースでは387mmの増加しかない。つまり、5.4秒付近から5.8秒付近までの1/2周期だけで見れば、ダンパーは有効に機能し、変位の低減に寄与していることがわかる。

以上より、本ケースにおいてダンパーを付加することにより最大応答変位が増加したのは、各サイクルにおいては変位を低減するものの、入力地震波の位相特性との関係で、振動の原点がずれる「片振れ」が発生したことが原因と考えられる。

#### 4. 損傷状況の検討

一般に設計においては、損傷に対する限界状態を最大応答変位で定義している<sup>6)7)</sup>。これらの設計法においては、損傷度の履歴依存性を考慮して安全側に限界変位を設定することにより、設計計算において履歴の影響に関する検討を省略できるものとなっている。よって、前章において示した解析結果は、ダンパーを付加することで最大応答変位が大きくなり、設計における評価では安全性が低いものとされる。しかし、損傷における履歴の影響は非常に大きいことが指摘されており、本来の損傷状況は最大変位だけでは評価することができない。

そこで、本章においては、最大変位以外の指標により損傷、安全性、復旧性を検討し、ダンパー付加の影響を考察した。

##### 4.1 累積吸収エネルギーの観点からの検討

滝本・川島は、RC橋脚が破壊できるまでに吸収できるエネルギー量は3～10回の繰返し範囲内では計算により算定できるとしている<sup>11)</sup>ことから、累積吸収エネルギーは橋脚の損傷度の指標として考えることが可能である。ここで、累積吸収エネルギーとは、履歴吸収エネルギーの累積値を表すこととする。

図-13に、累積吸収エネルギーの時刻歴を示す。ダンパーあり(橋脚)は、橋脚が履歴吸収したエネルギーの累積であり、ダンパーあり(全体)とダンパーあり(橋脚)の間の部分がダンパーが履歴吸収したエネルギーになる。

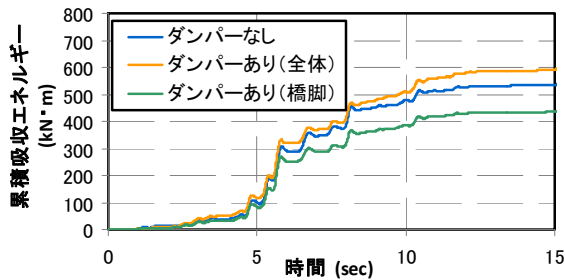


図-13 累積吸収エネルギー

表-3 応答変位振幅

	最大変位		応答変位 振幅
	正側	負側	
ダンパーなし	211.4	197.3	408.7
ダンパーあり	216.4	170.5	386.9

(mm)

ダンパーありのケースでは、全体の25%程度がダンパーによる吸収であり、その結果橋脚のエネルギー吸収が抑制されていることがわかる。

橋脚の損傷に着目するため、ダンパーなしとダンパーあり(橋脚)を比較する。大きな塑性変形となる前の4.6秒付近までは、いずれのケースも累積吸収エネルギーが小さく、ほとんど差はない。しかし、その後変位が大きくなると、累積吸収エネルギーの差は開いてゆき、最終的にダンパーありの場合はダンパーなしの場合の8割程度の累積吸収エネルギーとなる。

以上より、累積エネルギーの観点から検討したとき、ダンパーありのケースは、最大応答変位が大きかったとしても、橋脚の損傷は小さいものと考えられる。

なお、累積吸収エネルギーと粘性減衰によるエネルギー吸収をあわせたものは、地震動が質点に作用したエネルギー量となるため、同一の質点に対しては同一の量となる。よって、最終的にダンパーなしの場合とダンパーありの場合で差が生じているのは、ダンパーなしの場合のほうが粘性減衰が大きかったためである。これは、ダンパーなしの場合のほうが履歴減衰が発生しにくかったためと考えられる。

#### 4.2 応答変位振幅の観点からの検討

田所らは、最大変位でなく応答変位振幅(正側と負側の応答変位の最大値の和)を照査指標とすることで、崩壊に対して精度よく評価できる可能性を指摘している<sup>12)</sup>。そこで、応答変位の振幅によって、ダンパーなしのケースとダンパーありのケースの損傷を比較する。

表-3に応答変位振幅を示す。ダンパーなしの方が大きくなっており、ダンパーの付加により橋脚の損傷は小さくなったものと考えられる。

3.3において、ダンパーの付加により最大応答変位が大きくなったのは片振れが原因と推測している。これは、本検討における解析結果から推定したものである。しか

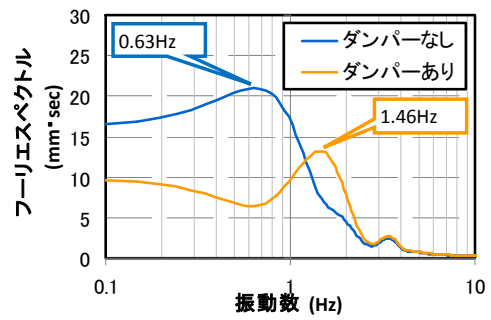


図-14 応答変位のフーリエスペクトル  
(19.5秒以降)

表-4 残存剛性

	固有 振動数 (Hz)	剛性(kN/mm)		
		全体	ダンパー	橋脚 残存
ダンパーなし	0.63	1.49	0.00	1.49
ダンパーあり	1.46	7.99	4.65	3.34

し、本検討における条件でない場合でもダンパーの付加により最大応答変位が大きくなる場合はその他の原因を考えたい。よって、応答変位振幅の観点から考慮すると、ダンパーの付加により橋脚の損傷を小さくすることが可能であると言うことは、本検討のケースに限らず一般性があるものと考えられる。

#### 4.3 残存剛性の観点からの検討

地震後の供用性や余震に対しての安全性を考慮した場合、残存剛性は重要な指標と言える。そこで、残存剛性の観点から検討を行った。

残存剛性の評価は、主要動が終了した後の19.5秒以降(入力最大加速度:178gal)の応答変位をフーリエ変換し、ピーク振動数を固有振動数と考えて剛性を求めた。ダンパーありのケースにおいては、固有振動数から求めた剛性が、橋脚の剛性とダンパーの剛性の和となるため、ダンパーの初期剛性を差し引くことで橋脚の残存剛性とした。

図-14に応答変位のフーリエスペクトルを、表-4に残存剛性を示す。ダンパーを付加することにより、残存剛性が非常に大きくなるのがわかる。

残存剛性に大きな差がついた理由は、繰返し载荷によるコンクリートの剛性劣化の違いが要因の一つであるが、それに加えて、19.5秒以降の地震動に対してダンパーの効果により変位レベルが抑えられたことも挙げられる。このことは、異なる条件の結果を比較していることになるが、余震に対する安全性を考慮した場合、ダンパーの付加が余震に対する安全性の向上に大きく寄与することがわかる。

#### 4.4 残留変位の観点からの検討

地震後の復旧性を考慮した場合、残留変位は重要な指標となる。そこで、残留変位の観点から検討を行った。



表-5 残留変位

	残留変位(mm)
ダンパーなし	31.6
ダンパーあり	0.212

表-5に残留変位の比較を示す。本ケースにおいては、ダンパーを設けることで最大応答変位が大きかったとしても、残留変位は非常に小さく抑えられ、復旧性能が高くなっていることがわかる。

なお、残留変位のばらつきは実現象においても非常に大きく<sup>13)</sup>、さらに解析においてはモデル化の小さな違いが大きく影響するため、ダンパーの付加により残留変位を小さくできるということの一般性は、本検討の範囲では議論が困難であり、今後検討していく必要がある。

## 5. まとめ

ダンパーを付加し制震型の橋梁とすることは、一般にそのエネルギー吸収の効果により応答変位や残留変位を低減することができるが、入力地震動の位相特性に対する最大応答変位のばらつきは大きくなる。その結果、条件によっては、ダンパーを付加することにより最大応答変位が増加する場合が生じる。

そこで、ダンパーを付加することにより最大応答変位が増加する橋梁を想定し、地震応答解析結果より、ダンパーの有無による安全性などの違いを検討した。その結果は、以下の通りであった。

- (1) 累積吸収エネルギーの観点から橋脚の損傷を比較した場合、ダンパーを付加することにより橋脚の損傷は小さくなった。
- (2) 応答変位振幅の観点から橋脚の損傷を比較した場合、ダンパーを付加することにより橋脚の損傷は小さくなった。このことは、本検討に限らず、一般性があるものと推定される。
- (3) 残存剛性の観点から地震後の安全性を比較した場合、ダンパーの付加により地震後の安全性は向上する結果となった。
- (4) 残留変位の観点から復旧性を比較した場合、ダンパーの付加により復旧性が向上する結果となった。

以上より、本検討ケースにおいては、ダンパーを付加することにより、最大応答変位が大きくなるとしても、安全性や復旧性は向上していることが明らかとなった。

本検討より、制震型の橋梁に対して最大応答変位を照査指標とすることは、入力地震動の位相特性の影響が大きくなり、合理的な設計ができない可能性が示唆された。本検討は、ダンパーの付加により最大応答変位が大きくなる1ケースについて検討しており、一般性に対する議

論は一部にとどまっている。今後は、一般性に対する検討を進めるとともに、制震型橋梁に対して合理的な設計法を構築していく必要がある。

## 参考文献

- 1) 天野寿宣, 伊奈義直, 新倉一郎, 武田篤史: 皿パネボルトセットを用いた摩擦型ダンパーの橋梁への適用性の検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol64, pp.1141-1142, 2010.9
- 2) 下前隆雄, 川端淳: 伊弉高架橋における制振装置を用いた耐震補強対策検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol61, pp.479-480, 2006.9
- 3) 武田篤史, 田中浩一: 摩擦型ダンパーを用いた橋梁系の振動台実験, 土木学会論文集 A1, Vol. 67, No. 3, pp.628-643, 2011.3
- 4) 斎藤次郎ほか: 摩擦履歴型ダンパーの適用とその実例, 地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol.6, 2003.1
- 5) 小池洋平ほか: 高機能補剛せん断パネル型ダンパーの開発に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.372-381, 2008.3
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002
- 7) 鉄道総合技術研究所 編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999
- 8) 武田篤史, 佐野剛志: 皿パネボルトセットを用いた摩擦型ダンパーの性能評価, 構造工学論文集, Vol.58A, 2012.3
- 9) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 2007.12
- 10) Danilo Ristic, et al.: Nonlinear Behavior and Stress-Strain Based Modeling of Reinforced Concrete Structures under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Load, Research Report No.88-ST-01, School of Civil Engineering, Kyoto University, pp.137-146, Sep.1988
- 11) 滝本和志, 川島一彦: 基部で曲げ破壊する RC 橋脚のエネルギー吸収容量の定式化, 土木学会論文集, No.532/V-30, pp.5-13, 1996.2
- 12) 田所敏弥, 田中浩一, 谷村幸裕, 黒川浩嗣, 服部尚道, 室野剛隆: 鉄筋コンクリート柱の崩壊に関する限界の評価法, 土木学会論文集 E, Vol.64 No.2, pp.298-313, 2008.4
- 13) 高橋良和, 小林望: 縮小 RC 模型 16 体一斉加振実験による地震応答の不確定性評価, 第 14 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, B4-1, pp.269-276, 2011.7