

橋梁に対するダンパーの制震効果に関する 振動台実験と解析的研究

岡田太賀雄* 運上茂樹**

1. はじめに

近年、建築分野を中心に地震時の耐震性能を高める手法としてダンパー等を活用する制震構造が開発されてきている¹⁾。橋梁においても主として既設橋の耐震補強に対して地震時の応答変位の低減を目的に採用される事例も出てきているところである²⁾。

こうした制震構造については、現状では、個別の橋の条件やダンパーの特性に応じて個々に検討されているものの、制震ダンパーとしては材料やメカニズム等によって様々なものが開発されつつあり、その性能検証方法や各種の力学的特性を有する制震ダンパーを用いた橋梁の設計方法としてもまだ十分確立されていないところである。また、振動台実験等による効果や設計モデルの検証データも少ないのが実状である。

このような背景のもとで、土木研究所では、構造物の耐震性能の向上に資する構造の開発を目的として、ダンパー等を用いた制震構造の設計法の開発に関する研究を実施しているところである。その一環として、ダンパーを有する橋梁の地震時挙動特性について検討するため、土木研究所所有の3次元大型振動台を用いて、ダンパーを設置した橋梁模型の振動台実験を実施した。本文では、動的挙動の確認とともに、ダンパーの力学モデルの検証のためのシミュレーション解析を実施した結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 ダンパー

本実験には、市販の振動制御用のダンパーを2種類使用した。各ダンパーの減衰特性を図-1に示す。ダンパーAはオイルダンパーであり、リリースバルブを用いることである速度で減衰係数が小さくなり、2段階に変化するタイプである。開発者による解析モデルではバイリニアでその特

性が表現できると提案されている。ダンパー単体を用いた特性試験の結果によれば、減衰係数は $C_1=4000\text{kN}/(\text{m}/\text{sec})$ 、 $C_2=180\text{kN}/(\text{m}/\text{sec})$ となり、減衰力は式(1)で評価される。なお、ストロークは120mmである。ダンパーBは摩擦履歴型のビンガムダンパーであり、減衰力は速度の0.1乗に比例すると提案されており、ダンパー単体を用いた特性試験の結果から得られた減衰力は式(2)で評価されている。なお、ストロークは80mmである。ただし、特性試験として0.1m/sec以上の高速域の試験については試験装置の制約から今回は実施していない。なお、解析モデルでは剛塑性バイリニアバネ要素で近似的にモデル化できると提案されている。

$$F = Cv = \begin{cases} 4000v & (v < 0.013) \\ 53 + 180(v - 0.013) & (v > 0.013) \end{cases} \quad (1)$$

$$F = Cv = 23.6v^{0.1} \quad (2)$$

ここで、 F ：減衰力(kN)

C ：減衰係数(kN/(m/sec))

v ：速度(m/sec)

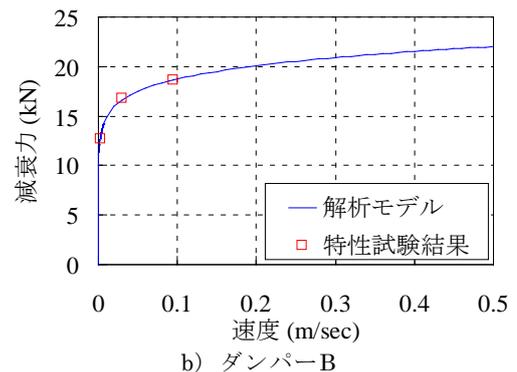
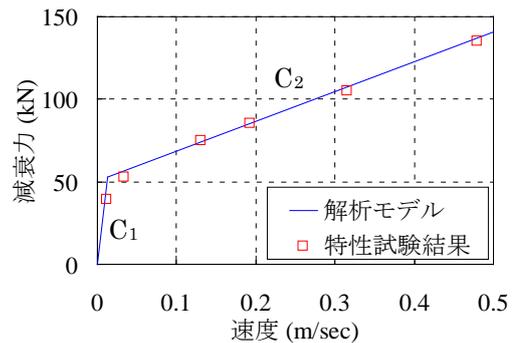


図-1 実験に用いたダンパーの減衰力の速度依存性

2.2 橋梁模型

図-2に示すように振動台上に橋軸方向6.11m、橋軸直角方向1.83mの平面寸法を有する橋桁模型を設置した。カウンタウェイトで重量を調整し、4隅をPTFEとSUSを組み合わせたすべり支承で支持した。このように支持された橋梁模型にダンパーを設置し変位を制御することとし、ダンパーAについては図-3に示すように短辺中央位置に長辺方向と平行に1本設置し、ダンパーBについては図-4に示すように各支点到長辺方向と平行に4本設置した。なお、ダンパーAとダンパーBの本数が異なるのは入手可能なダンパーの規格に制限があったためである。また、カウンタウェイトの重量については、入力する地震動とダンパーの有する性能とストロークの関係から、予備検討に基づき調整することとし、ダンパーAを設置した場合には総重量が283kN、ダンパーBを設置した場合には総重量が214kNとなるようにカウンタウェイトを設置した。

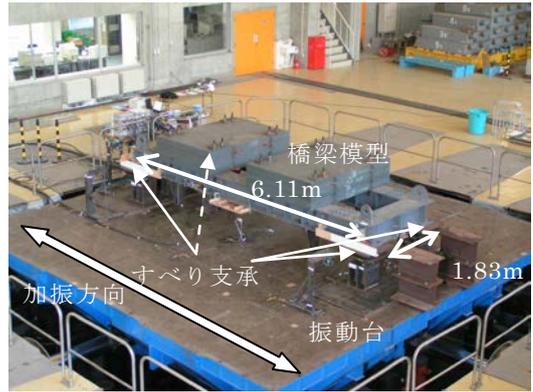


図-2 橋梁模型の設置状況

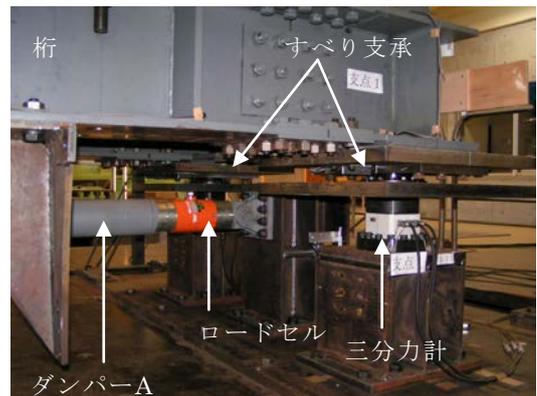


図-3 ダンパーAの設置状況

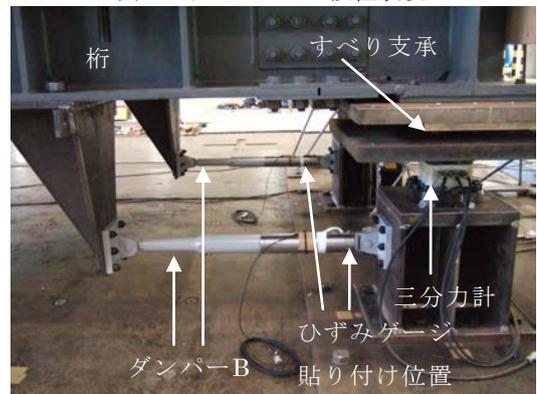


図-4 ダンパーBの設置状況

2.3 計測方法

橋梁模型の動的挙動を確認するために、レーザー変位計・加速度計を用いて、桁の応答変位・応答加速度を計測した。また、すべり支承の下には三分力計を設置し振動時の摩擦力及び鉛直荷重を計測した。ダンパーにより生じる減衰力の計測について、ダンパーAは図-3に示すように軸方向に設置したロードセルにより計測し、ダンパーBは図-4に示すように実験前に荷重と歪み関係を把握した歪みゲージをロードに取り付けることにより計測することとした。

2.4 入力地震動及び加振ケース

入力波としては図-5に示す1995年兵庫県南部地震の際のJR西日本鷹取駅構内における観測記録（NS方向）（以下、鷹取波）を用いることとし、加速度振幅を変化させて入力することとした。各ダンパーを用いた際の加振ケースを表-1に示す。なお、時間軸については圧縮していない。

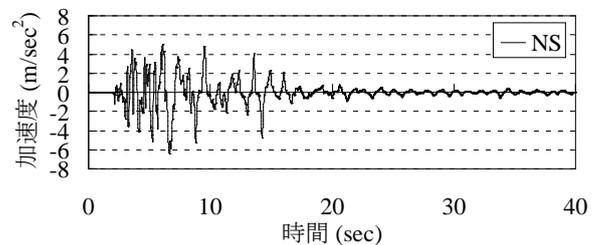


図-5 入力加速度（鷹取波NS方向）

3. 実験結果

各ケースの主要な最大応答値について表-2に示す。ダンパーBを用いたケースについてのダンパー荷重については4本の和である。すべり支承のみで支持した場合、摩擦力以上の慣性力を発生させる加速度が生じると滑るため、摩擦力以上の

加速度は生じないことになるが、ダンパーを設置しているため、入力加速度の増加に応じて桁の応答加速度は増加し、ダンパーに生じる減衰力も増加している。しかしながら、いずれのケースにおいても桁の応答加速度は入力地震動に対して増幅されることなく低減されていることが確認できる。

4. シミュレーション解析

4.1 解析条件及びモデル化

本実験はすべり支承による摩擦力とダンパーによる減衰力が水平方向に作用する簡単な機構であることから図-6に示す1質点系の解析モデルとした。解析ソフトにはDYN2Eを用いた。時刻歴応答解析における数値積分法にはNewmark β 法 ($\beta=1/4$) を使い、積分時間間隔を1/1000とした。また、系全体に対する粘性減衰については、質量や剛性に比例する形で一般的に与えられるが、本実験は前述のように橋梁模型が桁とウェイトからなる簡単な構造でほぼ剛体的に振動することから、粘性減衰については考慮しないモデルとした。

ダンパーAについては速度依存の非線形減衰要素でモデル化し、前述の特性試験の結果から得られた式(1)で表される減衰特性とした。ダンパーBについては4箇所配置したが、ここでは1つのバネ要素にまとめてモデル化した。実験結果から平均的な減衰力を想定し、計測された最大減衰力よりも小さい70kNを減衰力と仮定し解析を行った。

すべり支承については4支点到それぞれ配置したが、1つのバネ要素にまとめてモデル化した。摩擦係数については面圧・速度依存性があることが知られているが、ここでは簡便のため摩擦力一定のモデルとし、図-6に示す初期剛性 K_1 、二次剛性 K_2 を有する剛塑性バイリニアバネ要素でモデル化した。実験結果から平均的な摩擦力を求め、ダンパーA、Bと組み合わせた場合の摩擦力をそれぞれ40kN、30kNと設定して解析を行った。

4.2 解析結果

最大応答変位とダンパーの最大荷重について、実験結果と解析結果の比較を表-3に示す。時刻歴図については入力振幅によらず、その特性は同様であったため、鷹取波振幅100%を入力したケースについてのみここでは示すこととし、図-7にダンパーAを用いたケース3の結果を、図-8にダンパーBを用いたケース6の結果を示す。

ダンパーAを用いた場合、桁の応答変位についてはいずれも解析結果の方が実験結果よりも小さく算出されたが、入力加速度を大きくした場合の方がその差は小さくなり、より再現性が高い結果となった。この理由については検討中であるが、復元力がない機構であり、摩擦力を一定とした解

表-1 加振ケース

ケース	ダンパー	入力振幅
1	ダンパーA	70%
2		90%
3		100%
4	ダンパーB	90%
5		95%
6		100%

表-2 最大応答値

ケース	最大入力加速度 (m/sec ²)	最大応答加速度 (m/sec ²)	最大応答変位 (mm)	ダンパー荷重 (kN)
1	4.62	3.92	29.9	68.2
2	6.12	4.52	70.2	87.5
3	6.95	4.67	92.7	99.4
4	6.16	1.89	31.0	71.9
5	6.58	5.08	40.8	76.5
6	6.99	5.11	55.0	75.8

表-3 実験結果と解析結果の比較 (最大応答値)

ケース	応答変位(mm)		ダンパー荷重(kN)	
	実験結果	解析結果	実験結果	解析結果
1	29.9	17.1	68.2	66.9
	解析/実験= 0.57		解析/実験= 0.98	
2	70.2	60.1	87.5	86.8
	解析/実験= 0.86		解析/実験= 0.99	
3	92.7	86.6	99.4	98.5
	解析/実験= 0.93		解析/実験= 0.99	
4	31.0	17.5	71.9	70.0
	解析/実験= 0.56		解析/実験= 0.97	
5	40.8	32.4	76.5	70.0
	解析/実験= 0.80		解析/実験= 0.92	
6	55.0	48.8	75.8	70.0
	解析/実験= 0.89		解析/実験= 0.92	

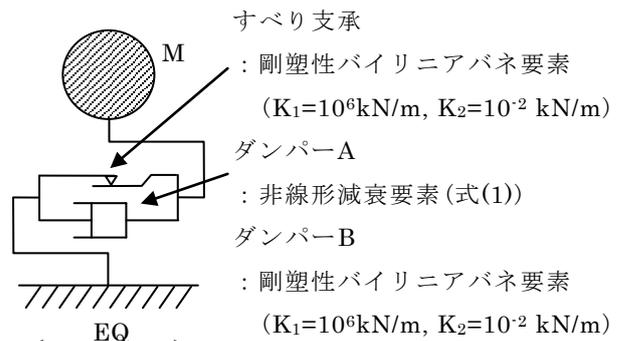


図-6 解析モデル

析モデルであるため、実験で生じている小さい変位が再現できていない事等がその要因として考えられる。すべり支承の摩擦力及びダンパーの減衰力についても概ね再現できている。また、残留変位については多少の差が生じているケースもある。

ダンパーBを用いた場合、大きな加速度が入力された場合のみすべり挙動を示し、ダンパーAと同様に、桁の応答変位についてはいずれも解析結果の方が実験結果よりも小さく算出されたが、入

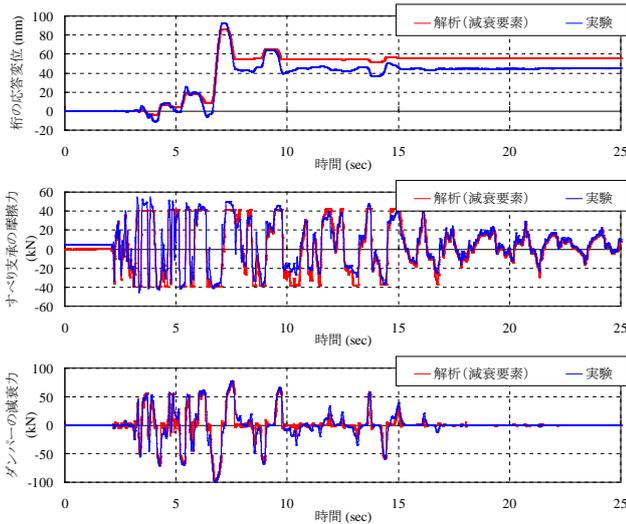


図-7 解析結果と実験結果の比較(ダンパーA, ケース3)

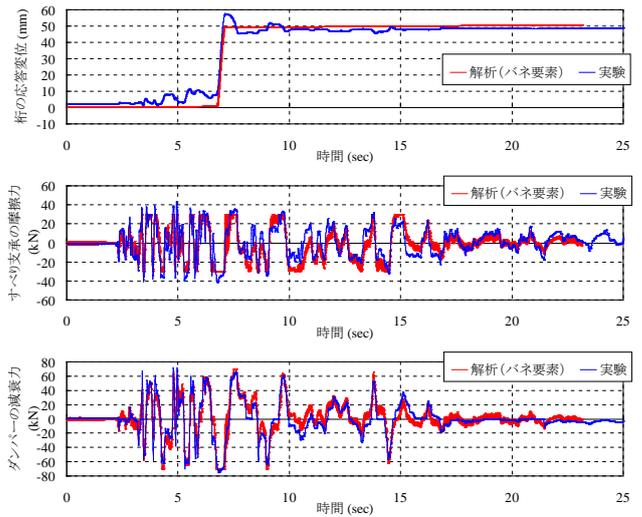


図-8 解析結果と実験結果の比較(ダンパーB, ケース6)

力加速度を大きくした場合の方がその差は小さくなった。また、すべり支承の摩擦力及びダンパーの減衰力についても概ね再現できている。

4.3 ダンパーの制震効果について

上記解析モデルのうち、応答特性を再現できたダンパーAを用いた橋梁モデルの解析モデルを用いて、ケース3（加速度振幅100%）の結果についてダンパー無しのモデル解析を実施し、ダンパーの制震効果について解析的に検討した。

図-9に実験結果との比較を示す。ダンパー無しの解析結果では応答変位が60cm程度となりダンパーにより応答値が1/6程度になったことが推定される。

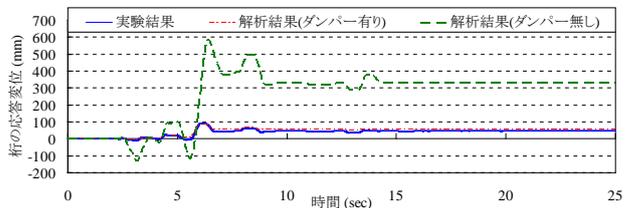


図-9 ダンパーの制震効果

入力された場合のみすべり挙動を示すが、最大応答値について概ね再現できることを確認した。今後、他のタイプのダンパーや橋脚との非線形性相互作用の影響等の検討を行い、設計マニュアル(案)として取りまとめていく予定である。

5. まとめ

異なる減衰特性を有する市販の2種類のダンパーを用いて、すべり支承によって支持された橋梁の上部構造を対象とした振動台実験によりダンパーの動的挙動の検討を行った。また、一般に想定される解析モデルを用いてシミュレーション解析を行い、解析モデルについて検討を行った。本研究の結果をまとめると以下の通りである。

- 1) ダンパーAを用いた場合、シミュレーション解析により概ね地震時挙動を再現できることを確認した。また、ケース3（加速度振幅100%）の結果についてダンパー無しのモデルによる動的解析を実施し、ダンパーの制震効果について解析的に確認した。
- 2) ダンパーBを用いた場合、シミュレーション解析により応答変位については大きな加速度が

謝 辞

本実験で使用した三分力計は(独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターより借用したものであり、松森主任研究員には大変お世話になりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 小堀鐸二：制震構造，鹿島出版，1993.6
- 2) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4

岡田太賀雄*



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ研究員
Takao OKADA

運上茂樹**



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ上席研究員、工博
Dr. Shigeki UNJOH