

報文

シリンダー型のダンパーを用いた橋梁模型の振動台実験とそのシミュレーション解析

岡田太賀雄* 運上茂樹** 星隈順一***

1. はじめに

近年、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が、橋梁においても主として既設橋の耐震補強に対して採用される事例も増えてきているところである¹⁾。ダンパーとしては様々な材料・構造を用いたタイプが開発され、個々の橋梁に応じて個別に検討され適用されている。ダンパー個々の減衰特性としては、ダンパー単体を用いた強制変位による正負交番載荷実験等に基づきモデル化の検討がされており、設計モデルが提案されている。

一方、道路橋示方書²⁾には、橋の振動特性等、地震時の挙動について検討し、落橋等に対する安全性を十分確保することが規定されるとともに、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が示されている。しかしながら、ダンパー等を用いた橋梁については、橋梁システムとして橋脚も含めた橋全体系の地震時挙動について、また、モデル化の妥当性について振動台実験等により検証した例は少ない。

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、ダンパーを用いた橋梁の地震時挙動について検討するため、桁橋への適用実績の多いシリンダー型のダンパーを桁端部に設置した橋梁模型を用いた振動台実験を実施し、地震時挙動について確認するとともに、一般的に用いられている解析モデルを用いてシミュレーション解析を行い、モデル化の妥当性について検討を行った結果について報告するものである。

2. 振動台実験

2.1 実験概要

実験模型橋の設置状況を図-1に示す。重量が片

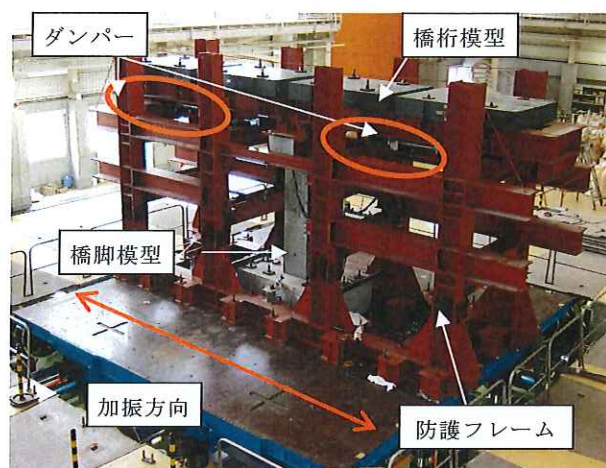


図-1 橋梁模型橋の設置状況

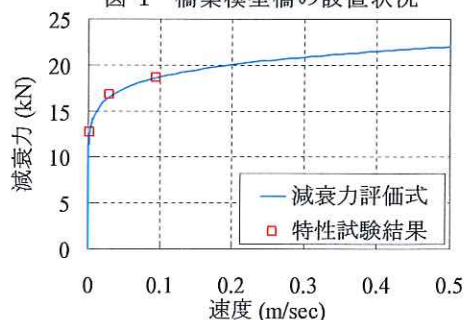


図-2 ダンパーの減衰力の速度依存性

側175kN程度を有する長さ5mの橋桁模型2つをピン支承が天端に取り付けられた鉄筋コンクリート橋脚模型と防護用フレーム両端のローラー支承の3点で支持する構造である。橋脚模型が支持する鉛直荷重は橋桁模型重量の1/2となるが、水平方向には橋桁模型全重量による慣性力が橋脚模型天端に取り付けられたピン支承を介して橋脚模型へと作用することとなる。桁の応答変位を抑制しRC橋脚模型に作用する慣性力を低減させるため、ダンパーは橋脚の慣性力作用高さであるピン支承回転位置と同じ高さになるように、両端のローラー支承付近の防護フレームと橋桁模型との間に片側2基ずつ計4基設置した。

ダンパー1基あたりの減衰特性を図-2に示す。ビンガム塑性流体が充填されたシリンダー型のダンパーであり、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(1)で評価される。

$$F = C v^{\alpha} = 23.6 v^{0.1} \quad (1)$$

ここで、 F ：減衰力(kN)、 C ：減衰係数、 v ：速度(m/sec)、 α ：速度依存性を考慮する係数、である。また、最大ストロークは $\pm 80\text{mm}$ である。

橋脚模型については、一般的な道路橋橋脚の1/4縮尺程度を想定し、断面形状と高さを $600\text{mm} \times 600\text{mm} \times 2800\text{mm}$ とした。一般的な都市高架橋と同様に主鉄筋比を約1%程度とするため、SD295-D13鉄筋を28本配置した。また、帯鉄筋は、SD295-D6鉄筋を75mmピッチで配置し、中間帯鉄筋を1本配置した。これは実験に用いたダンパーの最大ストロークが $\pm 80\text{mm}$ であるため、道路橋示方書V耐震設計編に基づいて算出した終局変位が同程度となるように調整したものである。コンクリートの設計基準強度は 27N/mm^2 とした。図-3に橋脚模型の慣性力作用位置（ピン支承回転位置）での水平力－変位関係を示す。なお、表-1に示す実験時の材料試験結果から得られた特性を用いている。上部構造重量 350kN 、橋脚梁部の重量 11kN 、橋脚脚部の重量 20kN であることから、橋脚の降伏耐力比 P_y/W は $120/371=0.32$ となる。

2.2 入力地震動

入力地震動として、1995年兵庫県南部地震の際にJR西日本鷹取駅構内地盤上において観測された強震記録(NS成分)の加速度振幅を調整した観測波を用いた。ただし、縮小模型であるため、時間軸については1/2とした図-4に示す加速度波形を用いている。また、加振方向については橋軸方向のみとし、橋軸直角方向および鉛直方向には入力していない。

橋脚が弾性範囲から塑性範囲に入るように順に入力振幅を大きくし、振幅30%、50%、70%、100%、120%と入力した。振幅100%の加振の場合に橋脚基部の鉄筋ひずみが 2170μ となり、軸方向鉄筋の降伏ひずみ 1864μ を超え塑性化している。振幅100%以後の加振は橋脚が塑性化した際の挙動を確認することを目的とした加振である。

2.3 実験結果および考察

各加振ケースで計測された橋桁の最大応答変位、変位時刻歴の差分から算出した最大応答速度、ダンパー4基に生じた最大減衰力の総和および速度に応じて式(1)に基づき算出されるダンパー4基の最大減衰力の総和とその実測値との割合を表-2に示す。また、図-5に最大加振振幅120%での橋脚の水平力－変位関係とダンパーの減衰力－変位関

表-1 実験時の材料特性

	圧縮強度	弾性係数
コンクリート	34.2N/mm^2	26.1kN/mm^2
	降伏強度	弾性係数
軸方向鉄筋(D13)	350.6N/mm^2	188.1kN/mm^2
帯鉄筋(D6)	345.1N/mm^2	193.8kN/mm^2

表-2 各加振ケースでの最大応答値

加振 振幅	慣性力 作用位置 の変位	慣性力 作用位置 の速度	ダンパー の減衰力 ①計測値	ダンパー の減衰力 ②評価式	①/②
[%]	[mm]	[m/sec]	[kN]	[kN]	
30	2.1	0.07	61.4	72.7	85%
50	4.5	0.12	68.1	76.7	89%
70	9.5	0.18	74.3	79.6	93%
100	28.9	0.30	77.5	83.7	93%
120	67.8	0.47	87.8	87.5	100%

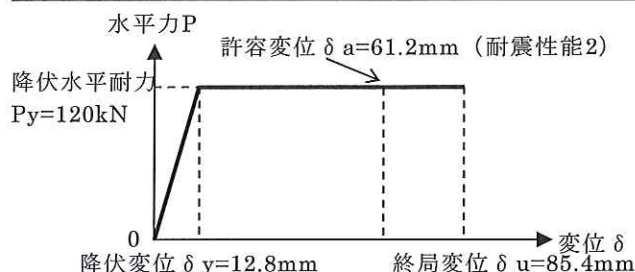


図-3 橋脚の水平力P－変位 δ 関係

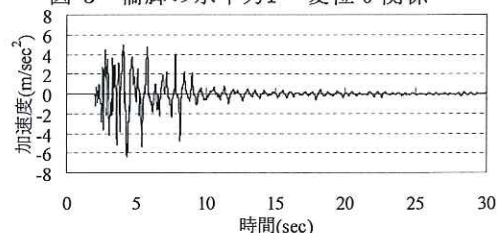


図-4 入力地震動（振幅100%）

係を示す。

ダンパーに生じる減衰力については、図-2に示すように小さい速度でも大きな減衰力を発揮できる特性を有することから、加振振幅が小さいケースでも大きな減衰力が生じていることが確認できる。また、変位が反転する際には速度が低下し減衰力が低下していることが確認できる。また、式(1)から算出したダンパーの減衰力と比較すると、速度があまり生じていない場合には、減衰力評価式より10%程度小さい減衰力となっているものの、加振振幅が大きくなるにつれ減衰力評価式と同等の減衰力が生じているのがわかる。

以上の結果より、正負交番載荷試験の結果に基づくダンパーの減衰力評価式と同等の減衰力が振動台実験においても発揮されており、想定した制振効果が発揮されていることが確認できた。また、桁端部に設置した制震ダンパーは、その固定側の

部材が確実であれば、制震対象としているRC橋脚の塑性化の有無に関わらず安定して減衰力を発揮していることが確認できた。

3. シミュレーション解析

3.1 解析モデルおよび解析条件

解析モデルの概要を図-6に示す。橋脚躯体を線形の梁要素、橋脚基部を回転バネ要素で、上部構造はモデル化せず全質量を一つの質点としてモデル化した。橋脚基部に用いた回転バネ要素は文献2)に基づく $P-\delta$ 関係を曲げモーメント-回転角($M-\theta$)関係に置き換えたバイリニアモデルであり、復元力特性として一般的に用いられているTakedaモデルを用いた。フーチングについてはモデル化せず、橋脚基部を固定とした。両端のローラー支承については転がり摩擦を無視できるものとした。

4基のダンパーは、固定点とした防護フレームと上部構造をモデル化した質点との間に1つの要素に集約してモデル化した。一般的に用いられている簡便なモデルとして摩擦履歴型のバイリニアバネ要素でモデル化した。図-5に示す実験結果に基づきダンパーの減衰力-変位関係から初期剛性 $K_1=50,000\text{kN/m}$ とし、二次剛性 K_2 についてはほぼゼロとなるように $K_2=K_1 \times 10^{-5} \text{ kN/m}$ とした。最大減衰力については、加振振幅の大きさにより生じる速度が異なるため生じる最大減衰力についても差が生じているが、一連の実験について実験と同じ条件として連続した解析を実施するため、減衰力として一定の値を用いることとした。ここでは3種類の最大減衰力を設定し、速度0.05m/sec、0.1m/sec、0.2m/secでの減衰力となる70kN、75kN、80kNで一定となる解析を行い、バイリニアバネ要素を用いる場合の最大減衰力の設定の違いが及ぼす影響について検討した。

3.2 解析結果および考察

図-7に橋脚が塑性化した加振振幅100%および120%における上部構造の応答変位とダンパーの減衰力の時刻歴および橋脚の $P-\delta$ 関係についての実験結果と解析結果の主要動となる時間帯での比較を示す。また、表-3に最大応答値について比較した結果を示す。解析モデル間の比較ではダンパーの減衰力を小さく設定した方が応答変位が大きく算出されているのがわかる。橋脚が塑性化し

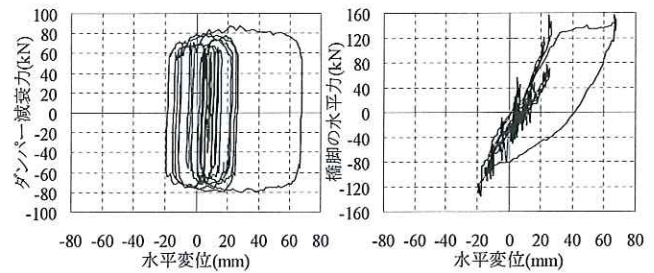


図-5 ダンパーの減衰力-変位関係及び

橋脚の水平力-変位関係（加振振幅120%）

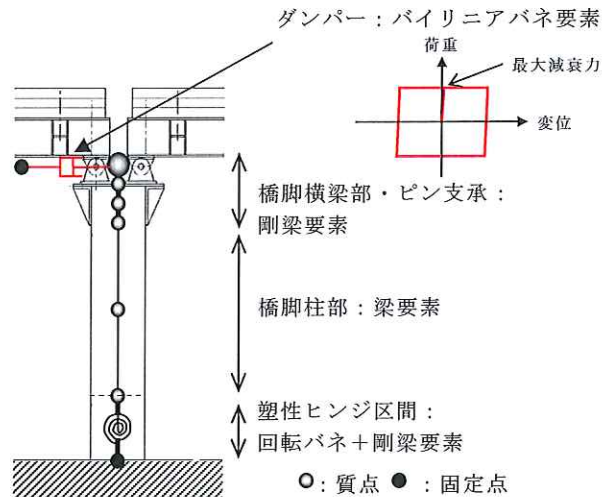


図-6 解析モデル

表-3 各ケースでの最大応答変位の解析結果との比較

振幅	実験結果 (mm)	解析結果(mm)(実験値に対する割合)		
		最大減衰力の設定		
		70kN	75kN	80kN
70%	9.5	11.5(121%)	10.1(106%)	8.8(93%)
100%	28.9	26.2(91%)	24.4(84%)	23.3(81%)
120%	67.8	62.8(93%)	54.5(80%)	48.2(71%)

た振幅100%、120%の加振では、いずれのモデルも実験結果よりも小さく応答変位が算出されており、最大減衰力70kNとしたモデルが一番実験結果に近い結果となった。ただし、80kNと設定した場合でも差は20～30%程度であり、概ね最大応答変位を再現できていると考えられる。橋脚が塑性化するような大きな変位が生じる場合の地震時の最大応答値について、バイリニアでダンパーをモデル化する場合には、ダンパーの最大減衰力を動き出す速度に近い速度で設定する方が最大応答値を再現できるものと考えられる。

4. まとめ

制震ダンパーを用いた橋梁の地震時挙動について検討するため、シリンダー型のダンパーにより変位を拘束された橋梁模型を用いた振動台実験を

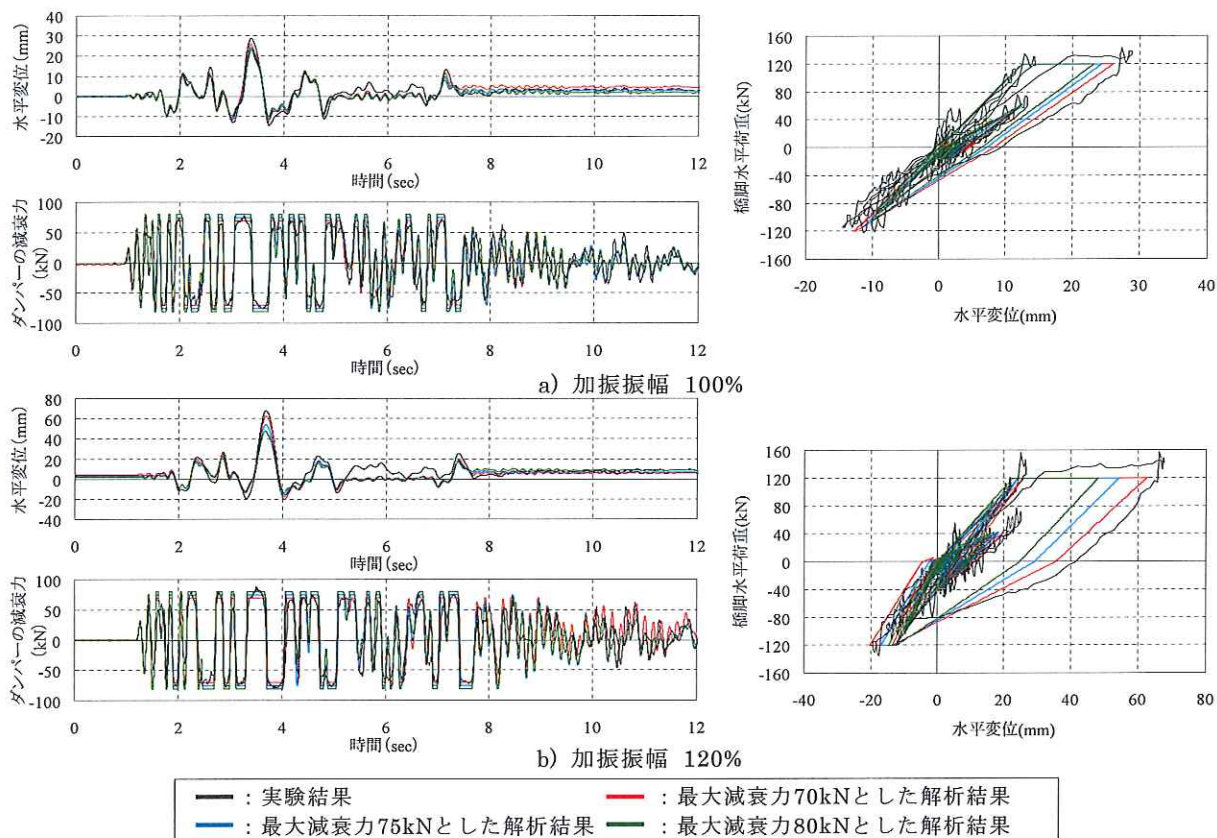


図-7 実験結果と解析結果の比較（加振振幅100%、120%）

実施し、地震時挙動について検討するとともに、一般的に用いられている解析モデルを用いてシミュレーション解析を行い、モデル化の妥当性について検討を行った。本検討により得られた結論は以下の通りである。

- 1) 桁端部に設置した制震ダンパーは、その固定側の部材が確実であれば、制震対象としているRC橋脚の塑性化の有無に関わらず安定して減衰力を発揮しており、正負交番载荷実験結果に基づくダンパーの減衰力評価式と同等の減衰力が振動台実験においても発揮されていることが確認された。
- 2) ダンパーを減衰力一定としたバイリニアバネ要素でモデル化しシミュレーション解析を

行った結果、概ね最大応答変位について再現できることがわかった。ただし、橋脚の塑性化の程度が大きい加振ケースでは、最大減衰力の設定によっては応答変位が小さく算出される場合もあり、動き出す速度に近い低めの減衰力を設定する方が精度が高まる結果となった。

今後は他の制震デバイスについても対象とし、減衰特性の評価手法など制震構造を用いた橋梁の耐震設計法を取りまとめて行く予定である。

参考文献

- 1) (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
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、2002

岡田太賀雄*



国土交通省道路局国道・防災課
道路防災対策室防災対策係長
(前 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**



国土交通省国土技術政策総合研
究所危機管理技術研究センター
地震災害研究官、工博
Dr. Shigeki UNJOH

星隈順一***



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
博(工)
Dr. Jun-ichi Hoshikuma