

制震ダンパーを用いた橋梁耐震設計への非線形 応答スペクトルの適用性に関する研究

宮本宏一¹・松田泰治²・谷口雄一郎³・藤本匡哉⁴

¹日本技術開発株式会社九州支社道路・交通部
(〒812-0013 福岡県福岡市博多区博多駅東3-23-21)

E-mail: miyamotoko @jecc.co.jp

²熊本大学大学院教授 自然科学研究科環境共生工学専攻
(〒860-855熊本県熊本市黒髪2-39-1)

E-mail: mazda@kumamoto-u.ac.jp

³熊本大学大学院 自然科学研究科社会環境工学専攻
(〒860-855熊本県熊本市黒髪2-39-1)

E-mail: 071d8831@st.kumamoto-u.ac.jp

⁴熊本大学工学部 社会環境工学科
(〒860-855熊本県熊本市黒髪2-39-1)

E-mail: 052t1522@st.kumamoto-u.ac.jp

本論文は、橋梁制震設計に際して応答スペクトルを利用した制震ダンパー性能の設定方法と、実橋梁モデルへの適用性を検証したものである。まず制震ダンパーを考慮した1質点系モデルを用いて、橋梁固有周期に対して制震ダンパーの目標変位と必要抵抗力を求める応答スペクトル曲線を設定した。その後既設橋梁を対象に各下部工へのダンパー抵抗力の配分方法を示し、ダンパー性能をパラメトリックに変化させた橋梁全体系非線形動的解析を行い、提案手法による推定応答値との対比を行った。この結果、橋梁周期や地震動の特性により推定精度は異なるが、一般的な橋梁の固有周期範囲での最大応答値の差は数回の繰返し計算により収束できる程度の範囲で、設計初期値の設定としては満足できる結果を得た。

Key Words : existing bridge, damper, strength of pier, aseismic retrofit, simulation

1. はじめに

近年、ゴム支承を用いた橋梁の地震時水平変位の抑制や、河川内など下部工施工条件が制約される既設橋梁の耐震補強において制震ダンパーを用いた耐震設計の事例が増加している¹⁾。制震ダンパーは抵抗力の発生機構に着目すると摩擦履歴型、粘性減衰型、荷重～変位履歴型などに分類され、各製品に応じた性能評価方法と品質保証に関する実験研究が進められている²⁾。一方設計実務においては、機会毎に設計者の経験に基づきダンパーの種類や必要な抵抗力を仮定して動的解析を行い、この繰返し計算により収束値へと導く手順がとられているのが現状と思われる。比較検討や詳細設計でもその初期段階において、上部工水平変位や下部構造耐力の制限値に対して必要なダンパー性能を効率的に設定する手法があれば非常に便利である。そこでは橋梁の固有周期やダンパーの目標変位に対するダンパー減衰抵抗力の設定方法として非線形応答スペクトルの利用に着目した。

ここで、目標変位とは地震時に上部構造に発生すると予想される変位の最大値を指し、基礎・橋脚・支承に生じる変位の総和を意味する^{3) 4)}。

本研究はI種地盤のA地域に建設される橋梁を対象に、ダンパーを考慮した1質点系モデルを用いた応答解析を実施して非線形応答スペクトルを作成し、橋梁周期や地震動特性によるダンパー目標変位と必要抵抗力の設定方法を示すとともに、中規模既設橋梁を例にその評価方法の適用性を検証したものである。

2. 1質点系モデルにおける非線形応答特性

(1) 解析手法とモデル

本研究では天然ゴム系の積層ゴム支承とダンパーを組み合わせた制震構造を取り上げた。ダンパーを用いる場合を含めて、橋梁の免震・制震設計では橋脚基部の損傷を限定的な範囲に止める必要がある。この場合、橋脚損傷に伴う長周期化の影響は比較的小さく、構造全体の固

有周期に対しては積層ゴムのせん断バネ定数が支配的と考えられることから、図-1 に示す 1 質点系モデルによる応答解析結果を用いて非線形応答スペクトルを作成した。解析に用いた入力地震動は道路橋示方書・同解説 V⁴⁾ に示される I 種地盤のタイプ I, II 地震動に対する標準波 (各 3 波) である。

ゴム支承のせん断バネ定数は各固有周期に対して式 (1) に従い求めた。一方ダンパーは図-2 に示すように弾塑性バイリニアバネで近似し、初期剛性 K_D は固有周期 1 秒のばね定数を仮定した。

$$K_B = \frac{4\pi^2 M}{T^2} \quad (1)$$

ここに、

- K_B : ゴム支承のせん断バネ定数 (kN/m)
- M: 質点の質量 ($M=W/g$, $W=1000 \text{ kN}$ と仮定)
- T: 固有周期 (sec)

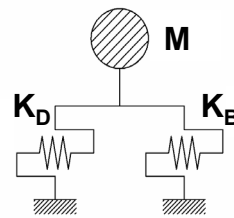
動的応答解析は直接積分法 (Newmark' β method ($\beta=0.25$), 時間刻み 0.002 秒) によるものとした。ここでは、ダンパーの抵抗力 F を漸増させながら動的解析を繰り返し行い、得られた最大変位と目標変位の誤差が 1% 以内となった時点での値を目標変位に対するダンパー必要抵抗力とし、これを質点質量 M で除した値を降伏震度とした。

(2) 解析結果

目標変位、固有周期と降伏震度の関係を図-3, 4 に示す。目標変位を満足させるためには大きな抵抗力が必要となるためタイプ I 地震波およびタイプ II 地震波ともに同一周期においては目標変位が小さくなる。

目標変位の小さい領域では目標変位の大きい領域に比べ降伏震度のばらつきが相対的に大きい。これは目標変位の小さい領域では降伏震度が相対的に大きく、応答の塑性率も相対的に小さくなるため非線形性が応答に与える影響が大きく、ばらつきも増大したためと考えられる。

地震動のタイプ別に見ると、タイプ II 地震に比較してタイプ I 地震は降伏震度が相対的に大きくなる傾向がある。これは地震動の特徴が現れたものと考えられる。すなわち地震動に長周期の成分が多く含まれているほど、変位の制御には多くのエネルギーを必要とするためダンパーの降伏震度が増大したものである。



- M: 上部工質量
- K_D : ダンパー
- 完全弾塑性バイリニアバネ要素として評価
- K_B : ゴム支承のせん断バネ定数 (kN/m)
- 減衰定数 $h=2\%$

図-1 応答解析に用いた 1 質点系モデル

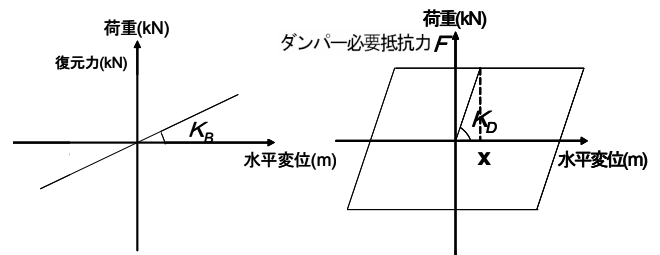


図-2 ダンパーとゴム支承せん断バネのモデル化

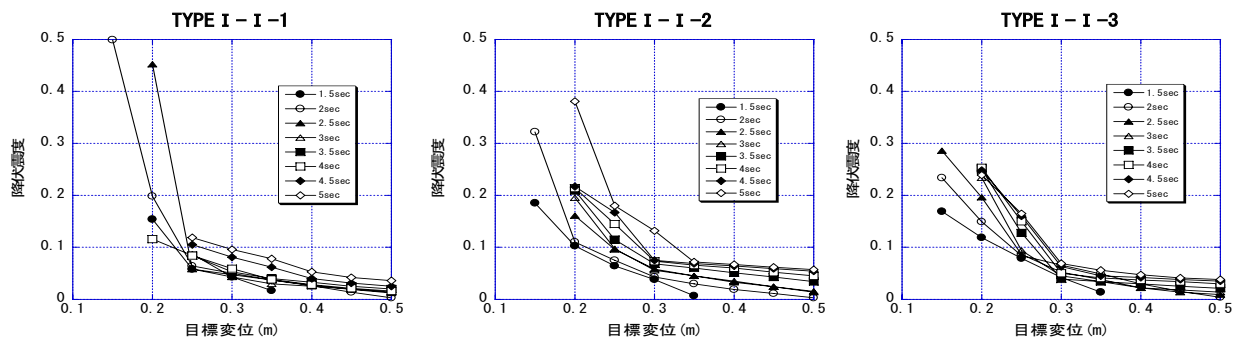


図-3 目標変位、一質点系モデル固有周期とダンパー必要抵抗力の関係 (タイプ I 地震)

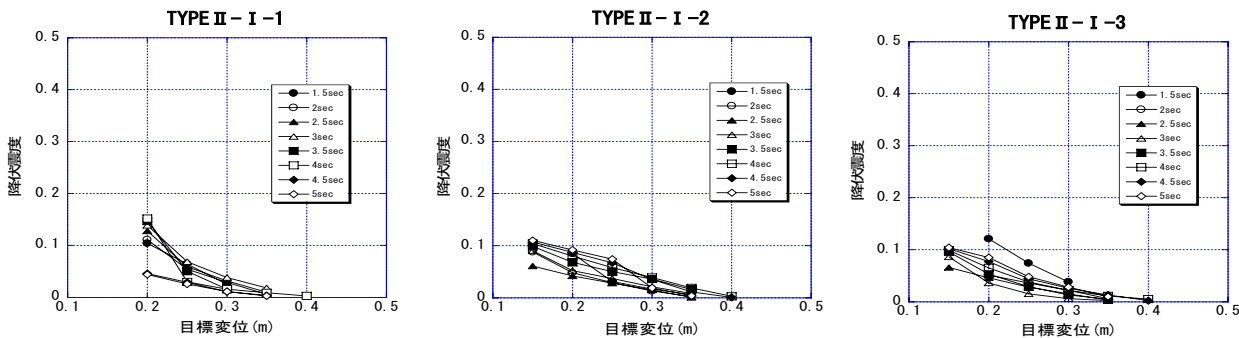


図-4 目標変位、一質点系モデル固有周期とダンパー必要抵抗力の関係 (タイプ II 地震)

3. 既設橋梁耐震補強への非線形応答スペクトルの適用性

(1) 対象構造の概要

2. で示したダンパー性能設定方法の適用性を、昭和55年道路橋示方書に従い設計された既設の4径間連続鋼鈹桁橋を対象に検討した。対象橋梁を図-3に示す。当時の設計基準では地震荷重と温度荷重の組み合わせが規定されていたため、温度による上部構造主桁伸縮を拘束しない1点固定として多径間連続橋が設計されている場合が多く当時の一般的な橋梁形式⁵⁾として取り上げている。

- 下部構造の使用材料
コンクリート： $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$ ，鉄筋：SD295
- 耐震設計条件
地域区分：A地域
耐震設計上の地盤種別：I種地盤
設計水平震度：kh=0.20
- 上部構造の重量：表-2参照

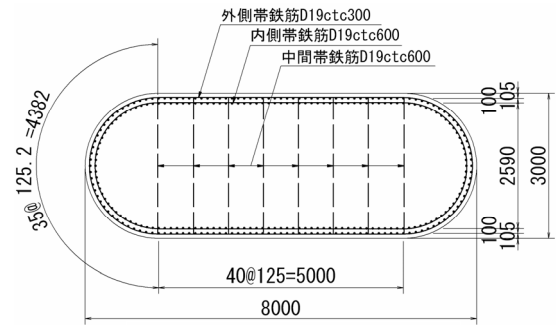
表-2 各下部構造の死荷重反力と支承最大反力

	A1 (A2)	P1 (P3)	P2
死重反力Rd (kN)	2,422 (1.00)	6,691 (2.86)	5,756 (2.36)
支承最大反力 (kN/1支承)	863 (1.00)	2,417 (2.80)	2,033 (2.36)

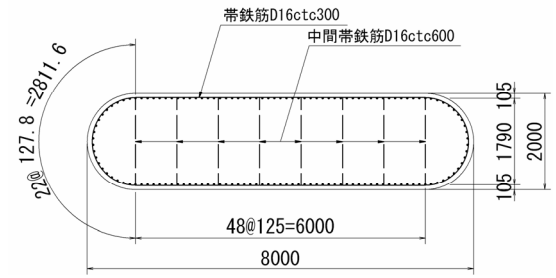
(2) 解析モデル

既設橋脚の配筋状態を図-5に示す。表-3は道路橋示方書⁴⁾に従いもとめた橋脚橋軸方向の曲げ耐力とせん断耐力で、橋脚基部の曲げモーメントと回転角の関係は表-4の通りである。

図-6に橋梁全体系の平面骨組みモデルを示す。橋脚は非線形の2次元はり要素とし、橋脚基部には表-4に示す弾塑性回転ばねを設け、復元力特性として武田モデルを用いた。また基礎は基礎底面中心位置での集約ばねでモデル化した。各部材の減衰定数は道路橋示方書⁶⁾に従い（ただし支承バネの減衰は無視）、動的解析に用いる減衰特性はひずみエネルギー比例型減衰から作成した等価粘性減衰とした。



(a) 固定橋脚 (P2 橋脚)



(b) 可動橋脚 (P1, P3 橋脚)

図-5 橋脚断面図

(設計水平震度 kh=0.2 での試算断面⁵⁾)

表-3 橋脚の水平耐力（橋軸方向）

	P1,P3 (可動橋脚)		P2(固定橋脚)	
	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II
曲げ耐力(kN)	2,177	2,177	8,468	8,473
せん断耐力(kN)	4,252	5,025	8,602	9,842

*せん断耐力は繰り返し補正係数を考慮した値

表-4 橋脚基部曲げモーメントと回転角の関係

	P1,P3 (可動橋脚)		P2(固定橋脚)	
	曲げモーメント (kN・m)	回転角 (μ rad)	曲げモーメント (kN・m)	回転角 (μ rad)
ひび割れ時	12,617	103.7	26,121	92.8
初降伏	25,067	994.0	84,769	1012.5
終局	タイプ I	28,295	12851.0	108,391
	タイプ II	28,297	13556.2	108,451

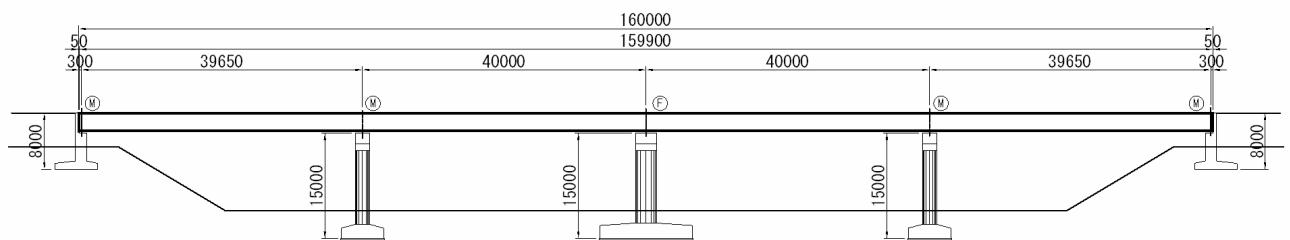


図-4 検討対象橋梁 (I種地盤A地域の河川橋梁)

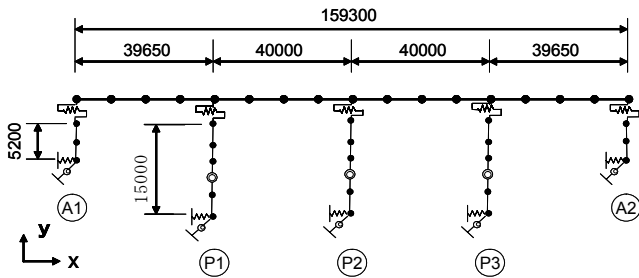


図-6 橋梁全体系平面骨組解析モデル

(3) 解析条件

耐震補強設計では下部構造に加えて、支承部も重要な補強箇所である。支承取替えの構造高さや施工条件に加えて、橋脚補強条件も考慮しながら橋梁全体系として適切な支承部補強方法が決定される。これに対して本研究では、全ての支承をゴム支承に取り替えて、L2地震時において増加する上部構造水平変位や下部構造作用力をダンパーにより制御する補強方法を対象とした。

各下部構造のゴム支承せん断ばね定数は、先ず橋梁全体のゴム支承せん断ばね定数 ΣK_B を、上部構造の全質を用いて式 (1) に従い求めた後、表-2 に示した鉛直反力比に応じて以下のように配分した。表-5 に解析を行った固有周期と支承せん断ばね定数 ΣK_B の関係を示す。

$$A1 : P1 : P2 : P3 : A2 = 1 : 2.5 : 2.5 : 2.5 : 1$$

なお、常時に対して必要な支承諸元は、橋台部で平面寸法 $400 \times 400 \text{mm}$ 、橋脚部で $600 \times 600 \text{mm}$ 、ゴム厚は $t_e = 40 \text{mm}$ 程度であり、この時の周期は $T = 0.75 \text{sec}$ である。

表-5 固有周期と支承せん断ばね定数 ΣK_B

周期 (sec)	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
ΣK_B (kN/m)	98,826	24,706	10,981	6,177	3,953

一方、ダンパーの抵抗特性も 2. と同様な考え方に従い、上部構造の全質量に対して初期勾配を用いて計算した固有周期が 1 秒となるような ΣK_D を先ず求めて、表-3 に示した下部構造の曲げ耐力に応じて $A1 : P1 : P2 : P3 : A2 = 2 : 1 : 4 : 1 : 2$ の比率で各下部構造に配分した。また、ダンパーはバイリニ型のせん断バネであるが (降伏後の剛性低下率 $\alpha = 10^{-3}$)、各下部構造の K_D の降伏変位は一定としてモデル化した。

(4) 全体系動的解析と 1 質点系モデル解析結果との対比

a) 時刻歴応答解析結果

1 質点系モデルの解析結果 (目標変位と降伏震度の関係) をもとに、上記で設定したダンパーを有する全体系モデルに対して汎用解析プログラムソフト TDAP III を用いて時刻歴応答解析 (Newmark' β method ($\beta = 0.25$), 時間

刻み 0.002 秒) を行い、時刻歴応答の比較を行った。

図-7, 8 は固有周期 1.5 秒, 目標変位 0.2m に対して 1 質点系モデルで求めた降伏震度で設定したダンパー抵抗力を用いた時の時刻歴応答変位を示したものである。図-7 はタイプ I-I-1 地震波に対する結果で、最大応答変位は 1 質点系モデルに比較して 14% 大きくなっている、図-8 のタイプ II-I-1 地震波でも同様に 14.5% だけ全体系モデルによる応答値の方が大きくなっているが、応答性状はよく一致している。

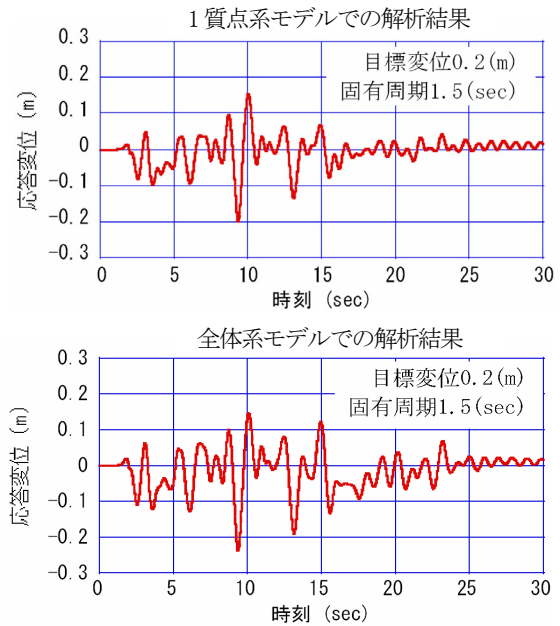


図-7 タイプ I-I-1 地震動の解析結果比較

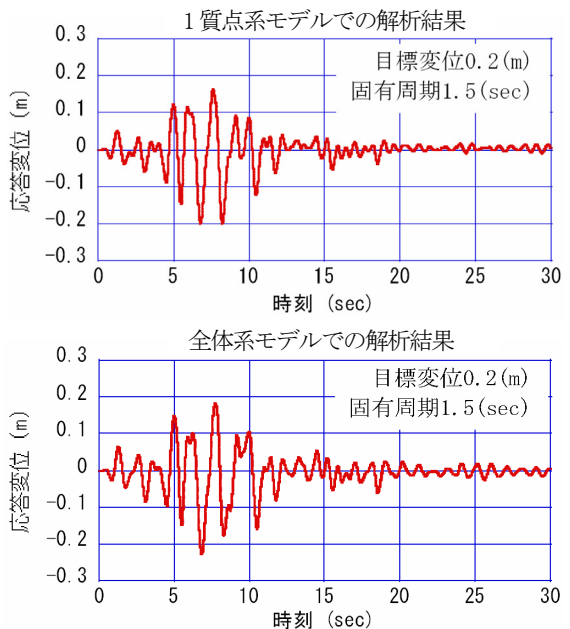


図-8 タイプ II-I-1 地震動の解析結果比較

表-6, 7 は 1 質点系モデルで各目標変位ごとに求めたダンパー降伏震度を用いた全体系モデル動的解析最大応答変位である。縦軸の目標変位が 1 質点系モデルでの最大応答値を示したもので、表中の数字はこれに対する全

体系解析結果の増加割合(%)を表しており、変化の傾向を明瞭にするため10%を境に10%未満を青色, 10%以上を橙色で網かけ表示した。

表-6のタイプI地震では目標変位が小さくなるに従い最大応答変位の差が大きくなる傾向が明瞭で、地震波により多少の異なりはあるが固有周期による差は比較的小さくなっている。表-7のタイプII地震では目標変位が小さくなるに従い差が大きくなるのはタイプI地震と同様であるが、固有周期が大きくなるに従い変位差が拡大しているのが特徴である。これは長周期化による応答値の低下が顕著な地震動特性において、1質点系モデルの最大変位にはこの影響が直接現れることに対して、下部構造の変位には大きな変化がないため、全体系モデルではこの分1質点系モデルよりも上部工変位が増加していることによるものと考えられる。

表-6 タイプI地震における最大応答変位の増加割合

Type I - I-1		周期(sec)							
		1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
変位(m)	0.1								
	0.15		48.0						
	0.2	14.0	18.5	29.0			16.0		
	0.25	10.0	2.0	6.0	3.2	3.6	9.2	13.2	14.4
	0.3	-0.7	2.7	6.7	4.3	7.3	7.0	9.3	11.0
	0.35	11.1	6.3	7.1	13.1	9.7	7.8	5.7	5.4
	0.4		7.0	6.7	12.0	10.5	13.0	10.2	10.0
	0.45		7.8	5.5	11.8	11.3	13.5	10.4	11.5
	0.5		7.2	4.2	14.8	14.6	14.8	8.4	10.2

Type I - I-2		周期(sec)							
		1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
変位(m)	0.1								
	0.15	36.0	48.7						
	0.2	10.0	22.5	11.5	17.0	25.5	35.0	43.5	6.5
	0.25	0.8	6.8	11.2	7.2	7.2	14.0	22.4	28.8
	0.3	-6.3	23.0	6.7	10.0	13.0	14.3	14.7	9.0
	0.35	3.4	24.0	3.7	8.8	9.1	12.8	14.0	12.0
	0.4		23.0	5.2	8.0	9.0	9.2	11.7	10.2
	0.45		18.9	7.5	9.8	7.3	9.3	9.8	9.8
	0.5		15.0	12.0	15.4	10.2	9.2	7.8	10.2

Type I - I-3		周期(sec)							
		1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
変位(m)	0.1								
	0.15	32.7	54.0	62.7					
	0.2	9.5	21.0	29.5	31.0	31.5	31.5	34.5	38.0
	0.25	2.8	5.2	6.4	6.4	11.6	13.6	12.0	14.4
	0.3	0.7	7.0	3.7	6.3	7.7	5.7	7.0	8.0
	0.35	0.0	7.1	5.1	8.6	8.6	6.8	6.8	0.6
	0.4		6.7	10.7	15.7	7.5	7.5	5.2	2.7
	0.45		-0.4	19.1	15.1	10.9	6.0	8.4	9.1
	0.5		-2.2	21.0	15.8	11.2	8.0	8.0	9.6

誤差±10%以内	
誤差±10%以上	

表-7 タイプII地震における最大応答変位の増加割合

Type II - I-1		周期(sec)							
		1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
変位(m)	0.1								
	0.15								
	0.2	14.5	2.0	10.0	8.5	7.0	6.0	31.5	34.5
	0.25	-3.6	2.8	7.2	3.2	1.6	2.8	2.8	2.8
	0.3	5.0	-1.7	4.7	1.3	1.0	23.7	20.0	14.3
	0.35		2.8	3.7	-1.7		18.8	18.3	16.3
	0.4						14.5		
	0.45								
	0.5								

Type II - I-2		周期(sec)							
		1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
変位(m)	0.1								
	0.15		7.3	26.7	30.7	38.0	43.3	48.7	52.7
	0.2	-3.0	0.0	17.0	38.0	36.0	30.5	29.0	28.5
	0.25	5.2	-2.8	3.2	26.8	29.6	26.0	20.0	16.4
	0.3	-6.0	0.3	-1.3	17.7	19.3	18.3	16.0	11.3
	0.35	-15.7	-1.4	-0.8	8.0	14.8	13.4	12.0	16.0
	0.4						11.7	13.2	
	0.45								
	0.5								

Type II - I-3		周期(sec)							
		1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
変位(m)	0.1								
	0.15			12.7	14.7	20.0	30.0	38.0	45.3
	0.2	13.5	7.0	0.5	4.0	17.5	17.0	14.5	16.5
	0.25	-6.8	6.4	0.4	8.8	12.8	15.2	14.0	12.4
	0.3	-16.3	4.0	-2.3	19.0	11.3	10.7	10.3	8.7
	0.35		1.7	-3.4	16.6	10.6	8.8	6.8	8.3
	0.4						7.0	10.5	
	0.45								
	0.5								

b) 降伏震度～目標変位曲線の比較

全体系モデルでも降伏震度～目標変位曲線を作成し、1質点系モデルで作成した応答曲線との適合性を評価した。なお目標変位に対する上部工最大変取東誤差が10%以内となるときはダンパー全抵抗力ΣF/上部工全重量がダンパー降伏震度である。

タイプI, タイプII地震の各入力地震波に対して求めた降伏震度～目標変位曲線を図-9, 10に示す。

タイプI地震動では、固有周期を4.5秒および5.0秒に設定した場合と目標変位を0.2m以下に設定した場合に1質点系モデルで求められた降伏震度が全体系モデルでは算出することができないケースが多く認められた。しかし、固有周期を1.5～4.0秒に設定した場合と目標変位を0.2mより大きく設定した場合の各降伏震度の相違は小さい。固有周期を大きくしていくに従って、各降伏震度での誤差は微増しており、この理由はa)で示した通りである。

タイプII地震動は、固有周期が長くなる程、降伏震度が大きくなる程1質点系モデルでの結果と比較してダンパー必要降伏震度が大きくなる。ただしゴム支承を用いた一般的な橋梁の固有周期は概ね2～3秒前後以下と考えられることから実務的には大きな問題にはならない領域とは考えられる。

1質点系モデルでは下部工を無視しているため全体系モデルの方が最大応答変位が大きい、弾性範囲内の変形による影響であれば図-3, 4に示した固有周期を下部構造・基礎を考慮した固有周期に読み替えることで対応することが可能である。

4. まとめ

橋脚の耐力を考慮したダンパーの配置をした既設の4径間連続鋼板桁橋を対象に、提案した非線形応答スペクトルによるダンパー性能の設定を行い、応答変位などを対比することにより適用性を検討した。本研究から得られた成果をまとめると、以下の通りである。

- 1) 既設橋梁の耐震補強において問題となる部材の非線形性を考慮した動的応答解析の繰り返し計算を簡略化するため、上部構造の応答変位および上部構造の質量に対する積層ゴム支承の固有周期に着目し、非線形応答スペクトルを用いたダンパー性能の合理的な設定法を提案した。

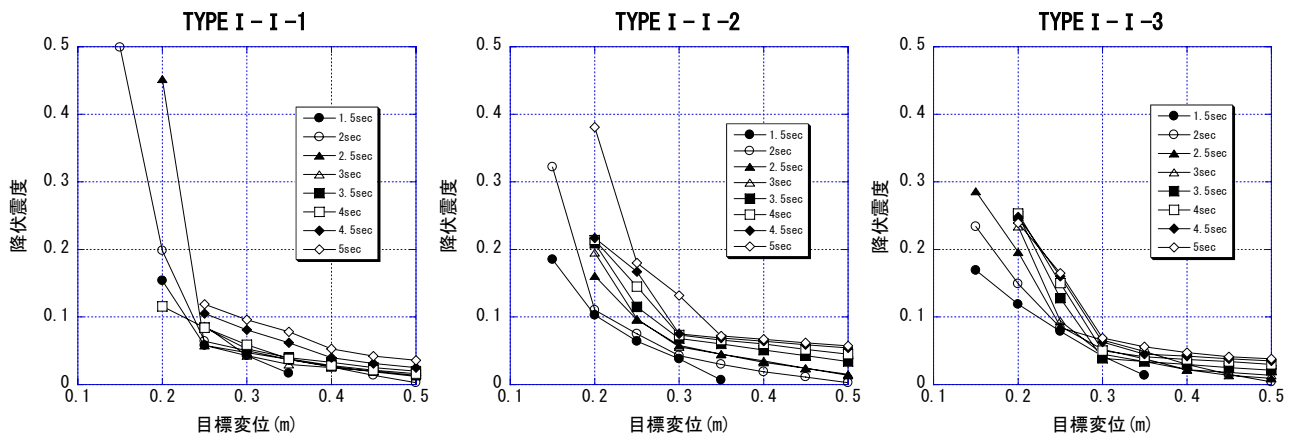


図-9 全体系モデル応答解析における降伏震度～目標変位関係(タイプ I 地震)

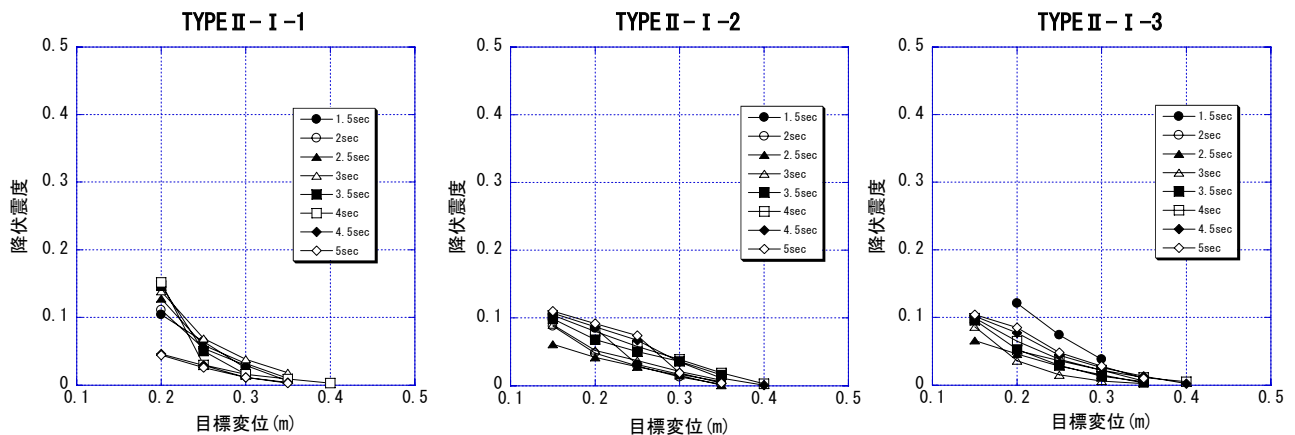


図-10 全体系モデル応答解析における降伏震度～目標変位関係(タイプ II 地震)

目標変位に対する全体系モデルの応答変位について検討した結果、目標変位0.2m以下では30%を超す誤差も認められたが、タイプ I 地震動では目標変位と応答変位の誤差の平均は12.2%、タイプ II 地震動では12.9%であり、橋梁の耐震設計において提案した非線形応答スペクトルによる制震ダンパーの性能設定結果は、妥当な許容範囲内である。

2) 非線形応答スペクトルによるダンパーを用いた橋梁の耐震設計法について、1質点系モデルと全体系モデルの時刻歴応答を用いて計6ケースを比較検討した。1質点系モデルの時刻歴応答と比べて全体系モデルでの時刻歴応答では応答変位が大きく出ているものの、上部構造の質量に対する積層ゴム支承の固有周期が5.0秒と長周期でも応答値の差は15%以下に抑えられており、各時刻歴応答に差異は無いことを確認した。

3) 目標変位と応答変位のが大きかったケースについて、1質点系モデルで得られた降伏震度を初期値とし、全体系モデルで収束計算を行った。数回の繰り返しで目標変位に対するダンパー必要抵抗力は収束し、設計初期値の設定方法としては満足できる結果と考えて良い。

4) 今後、他の地盤種別に対する非線形応答スペクトルを検討するとともに、橋脚塑性化の影響を加味することにより提案手法による制震ダンパー性能設定方法の精度向上を図っていく予定である。

参考文献

- 1) 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) 岡田 太賀雄, 運上茂樹：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, 土木技術資料50-5, pp.20-23, 2008.
- 3) 松田泰治, 大塚久哲, 神農誠, 入江達雄：変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察, 構造工学論文集, vol.46A, pp.907-916, 2000.
- 4) Mazda,T.,Miyamoto,H.,Yamao,T. and Taniguchi,Y: : Evauation of Basic Characteristics and Dynamic Response on Damper Settled On Bridge Abutment, The14th World Conference On Earithquake Engineering October12-17,2008,Beijing China
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編),1980.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編),2002.

STUDY ON APPLICABILITY OF NONLINEAR RESPONSE SPECTRUM TO BRIDGE SEISMIC DESIGN WITH VIBRATION CONTROL DAMPER

Hirokazu Miyamoto, Taiji Mazda, Yuuichiro Taniguchi, Masaya Fujimoto

This paper inspected application properties to a setting method of the vibration control damper performance for which response spectrum was used on the occasion of a bridge damping design and an actual bridge model. The response spectrum curved line which finds the necessary resistance was set as target displacement of a vibration control damper to bridge period of proper oscillation using 1 lumped mass model which considered a vibration control damper first. The bridge whole system nonlinear dynamic analysis which indicated an allocation method of the damper resistance to each substructure targeted for the existing bridge and changed the damper performance into parametrics after that was performed and it was contrasted with the presumption response value by the proposition technique. As a result the estimated precision was different depending on the bridge of peculiar period and the characteristic of the the earthquake, but the difference in the maximum response value at the eigenperiod reach of the general bridge got the result which can be met as setting of design defaults at the reach of the degree several times of repeat calculation can settle.