

制震ダンパーを有する橋梁の地震応答に関する簡易推定法の検討

石川 義樹¹・田嶋 仁志²・藤倉 修一³・姫野 岳彦⁴

¹正会員 工修 八千代エンジニアリング株式会社 北海道営業所
(〒060-0003 北海道札幌市中央区北3条西1-1-11)

²正会員 工博 株式会社IHIインフラシステム (〒108-0023 東京都港区竹芝3-17-12)

³正会員 Ph.D 国立大学法人宇都宮大学教授 地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科
(〒321-8585 宇都宮市陽東7-1-2)

⁴正会員 工博 株式会社川金コアテック 技術本部 (〒332-0015 埼玉県川口市川口2-2-7)

1. はじめに

既設橋梁の大規模地震に対する耐震補強対策は、橋脚の巻立て補強、支承部補強、落橋防止システムの設置が一般的な対策工法となっている。しかし、補強構造が大規模となったり、河川内や支障物件等の施工条件の制約によって、耐震補強対策が困難となる場合には、制震ダンパーを用いた橋全体系の耐震補強工法¹⁾が採用されることがある。

制震ダンパーは、ゴム系・シリンダー系・鋼材せん断降伏系・鋼材軸降伏系等の様々な材料や機構を有するデバイスが開発されてきた。橋梁に適用する場合の応答性状やデバイスの履歴特性を把握するための試験^{2),3)}、地震時応答の低減効果に関する解析⁴⁾等の研究が行われ、既設橋梁の耐震補強対策に制震ダンパーを適用した事例も増えている。

制震ダンパーを用いた耐震補強設計では、橋全体系の非線形動的解析を用いて、適切な制震ダンパーの配置や抵抗力等を検討するため、解析を繰り返し実施する必要がある。設計の実務上、作業が煩雑となることが多く、効率的な制震ダンパーの設定方法が求められるとともに、決定した抵抗力の妥当性を検証しにくいことも課題として挙げられる。

既往の研究では、制震ダンパーを用いた橋梁の解析事例や設計報告は多いが、地震応答の簡易な推定方法に関する研究^{5),6)}は少ない。

本検討では、シリンダー系の制震ダンパーを設置した橋梁について、橋の固有周期や制震ダンパーの抵抗力をパラメトリックに変えて、一質点系モデルの非線形動的解析を行い、応答スペクトルを算定した。また、橋脚単体系モデルの非線形動的解析を行

い、一質点系モデルの応答値と比較した上で、応答スペクトルを用いた応答値の簡易な推定方法を検討し、簡易推定法の推定精度や適用性を検証した。

2. 制震ダンパーを用いた一質点系モデルの非線形動的解析と応答スペクトルの算定

制震ダンパーを設置した橋梁の応答特性を把握するため、一質点系にモデル化して非線形動的解析を行い、応答値を算定した。

(1) モデル概要

既設橋梁の耐震補強において、シリンダー系の制震ダンパーを適用する場合、橋軸方向の主桁変位の低減を目的として、**図-1(a)**のように、橋台桁端部に制震ダンパーを設置するのが一般的である。

橋梁の応答性状は、固定橋脚が主桁を支持する構造となるため、一自由度系の単純な挙動となる。一質点系へのモデル化が可能な構造系となるため、解析モデルは、**図-1(b)**のようなバネ～マスモデルとする。

※桁端部(A1, A2)に制震ダンパーを設置

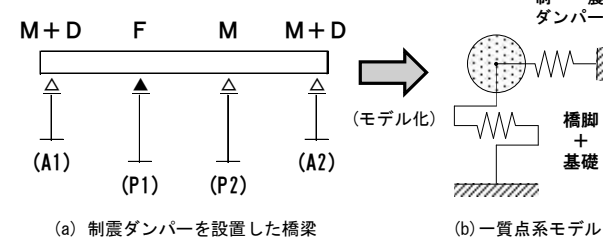


図-1 橋梁の一質点系へのモデル化

(2) 解析モデル及び解析条件

一質点系モデルの応答解析に用いる解析モデル及び解析条件を図-2、表-1に示す。

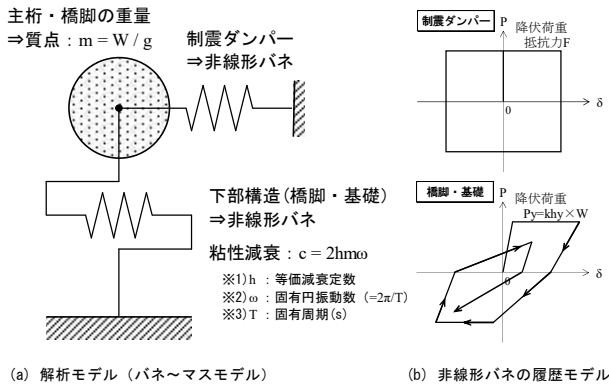


図-2 応答解析に用いる一質点系の解析モデル概要

表-1 解析条件

項目	解析条件
解析手法	非線形時刻歴応答解析 (直接積分法)
積分手法	Newmarkのβ法 (β=1/4) 積分時間間隔: Δt=0.002sec
解析モデル	一質点系モデル (バネ～マスモデル) ・主桁, 橋脚 : 節点重量 (W=1.0kN) ・制震ダンパー: 非線形バネ要素 ・下部構造 : 非線形バネ要素
非線形特性	1)制震ダンパー ・完全剛塑性バイリニア (P～δモデル) ・降伏荷重Py: 抵抗力F ・一次剛性k1: F/2.5mm ・二次剛性k2: k1×10 ⁻⁵ 2)下部構造 (橋脚・基礎) ・剛性劣化型バイリニア (P～δモデル) ・降伏荷重Py: khy×W ・一次剛性k1: W/g×(2π/T) ² ・二次剛性k2: k1×10 ⁻⁵
減衰モデル	粘性要素で考慮 (減衰係数C=2hmω)
入力地震動	道路橋示方書V, レベル2地震動 タイプ I, タイプ II I～III種地盤用標準加速度波形

一質点系の解析モデルは、制震ダンパーと下部構造 (橋脚, 基礎) を非線形バネ要素でモデル化し、荷重～変位関係には、非線形性 (制震ダンパー: 完全剛塑性バイリニア, 下部構造: 剛性劣化型バイリニア⁷⁾) を考慮する。

主桁や橋脚の重量は節点重量Wとして付与する。減衰は粘性要素で考慮し、その減衰係数Cは、節点の質量m, 減衰定数h(=0.04/T≤0.10), 固有円振動数ω(=2π/T)より、C=2hmωで設定する。

解析に用いる入力地震動は、道路橋示方書のレベル2地震動タイプ I 及びタイプ II の標準加速度波形 (I種・II種・III種地盤用) を用いた。

(3) 応答スペクトルの算定

応答値は、非線形動的解析で算出した最大応答値をもとに、応答スペクトルとして結果を整理する。

応答スペクトルは、橋の固有周期T=0.1～3.0secに対して算定した。橋脚の降伏震度khy=0.30について、制震ダンパーの抵抗力Fを変えた6ケース (F/W=0.0～0.5: 橋脚の等価重量Wとの比で設定, F/W=0.0はダンパーの無い既設橋のケース) の解析を行った。

a) 最大応答値

応答解析の結果を表-2に示す。F/W=0.0とF/W=0.2の2ケース (タイプ II 地震動, I種～III種地盤) を例に、固有周期T=0.1～2.0secの主桁応答変位及び応答塑性率を最大応答値として示す。

表-2 既設 (F/W=0.0) と制震ダンパー設置 (F/W=0.2) の最大応答値 (タイプ II 地震動, I種～III種地盤)

抵抗力	固有周期	主桁応答変位 δ max[mm], 応答塑性率 μr					
		I種地盤		II種地盤		III種地盤	
F/W	T(sec)	δ max	μr	δ max	μr	δ max	μr
0.0 (既設)	0.10	15.8	(21.25)	15.5	(20.78)	15.9	(21.31)
	0.20	57.9	(19.44)	62.5	(20.97)	55.8	(18.75)
	0.30	110.7	(16.51)	145.1	(21.65)	131.3	(19.60)
	0.40	155.6	(13.06)	254.5	(21.36)	234.8	(19.71)
	0.50	182.6	(9.81)	358.6	(19.26)	331.8	(17.82)
	0.60	140.3	(5.23)	433.4	(16.17)	405.9	(15.14)
	0.70	152.9	(4.19)	458.7	(12.57)	463.9	(12.71)
	0.80	184.2	(3.86)	486.5	(10.21)	491.7	(10.32)
	0.90	221.3	(3.67)	493.8	(8.19)	526.3	(8.73)
	1.00	277.4	(3.72)	521.0	(7.00)	555.5	(7.46)
	1.10	230.9	(2.56)	540.3	(6.00)	576.5	(6.40)
	1.20	262.4	(2.45)	553.2	(5.16)	597.2	(5.57)
	1.30	252.1	(2.00)	569.1	(4.52)	601.9	(4.78)
	1.40	229.6	(1.57)	604.8	(4.14)	611.6	(4.19)
	1.50	300.6	(1.79)	614.1	(3.66)	639.4	(3.82)
	1.60	328.2	(1.72)	547.5	(2.87)	659.6	(3.46)
	1.70	332.9	(1.55)	517.5	(2.40)	700.3	(3.25)
	1.80	365.6	(1.52)	586.1	(2.43)	768.9	(3.19)
	1.90	407.9	(1.52)	607.7	(2.26)	814.3	(3.03)
	2.00	463.9	(1.56)	684.5	(2.30)	798.0	(2.68)
0.2 (補強)	0.10	7.2	(9.67)	4.9	(6.58)	3.9	(5.18)
	0.20	16.1	(5.40)	16.4	(5.52)	9.8	(3.29)
	0.30	41.5	(6.19)	38.6	(5.76)	20.2	(3.01)
	0.40	68.1	(5.71)	64.2	(5.38)	31.2	(2.62)
	0.50	90.9	(4.88)	83.6	(4.49)	54.0	(2.90)
	0.60	103.8	(3.87)	96.8	(3.61)	86.3	(3.22)
	0.70	112.0	(3.07)	125.9	(3.45)	116.6	(3.19)
	0.80	115.5	(2.42)	153.9	(3.23)	151.2	(3.17)
	0.90	123.3	(2.04)	178.7	(2.96)	194.4	(3.22)
	1.00	125.4	(1.68)	181.9	(2.44)	232.4	(3.12)
	1.10	122.9	(1.36)	188.3	(2.09)	270.1	(3.00)
	1.20	120.9	(1.13)	201.0	(1.87)	304.9	(2.84)
	1.30	122.4	(0.97)	219.8	(1.75)	337.1	(2.68)
	1.40	124.8	(0.86)	236.0	(1.62)	367.2	(2.52)
	1.50	127.3	(0.76)	250.1	(1.49)	395.4	(2.36)
	1.60	129.9	(0.68)	268.7	(1.41)	422.0	(2.21)
	1.70	132.6	(0.62)	285.6	(1.33)	447.0	(2.08)
	1.80	135.5	(0.56)	300.1	(1.24)	463.7	(1.92)
	1.90	138.5	(0.52)	313.1	(1.16)	453.6	(1.69)
	2.00	144.4	(0.48)	333.7	(1.12)	434.8	(1.46)

b) 応答スペクトル

応答スペクトルの算定結果を次頁の図-3～図-5に示す。応答解析の最大応答値 (タイプ II 地震動, I種～III種地盤) より、固有周期Tと主桁の応答変位 δ max及び応答塑性率 μrの関係を整理した。

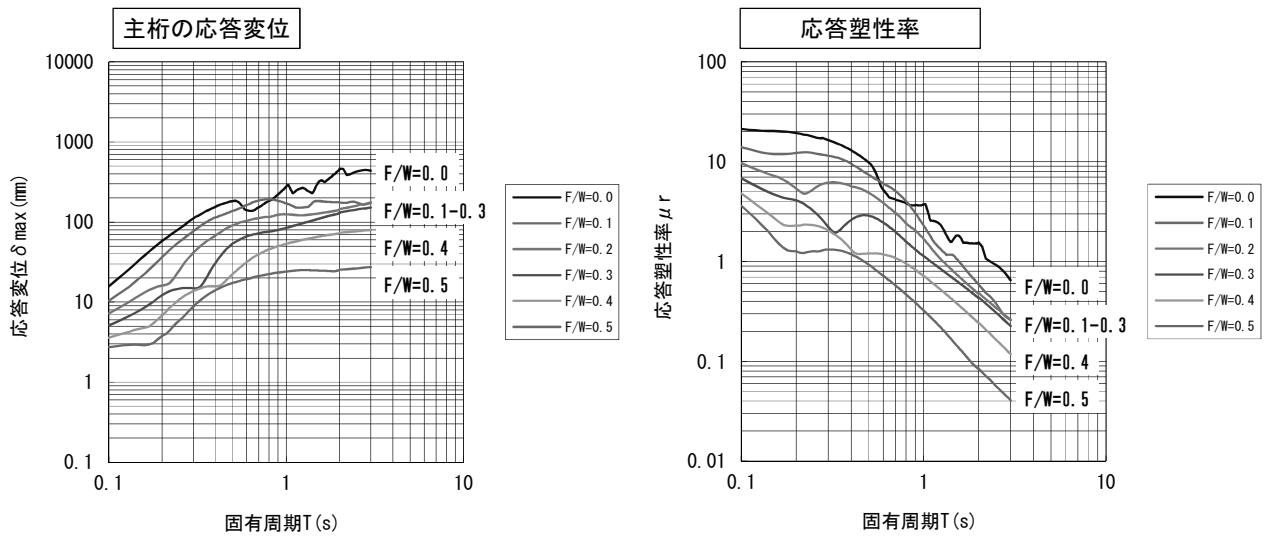


図-3 主桁変位及び塑性率に関する応答スペクトル (橋脚の降伏震度 $k_{hy}=0.30$: タイプII地震動, I種地盤)

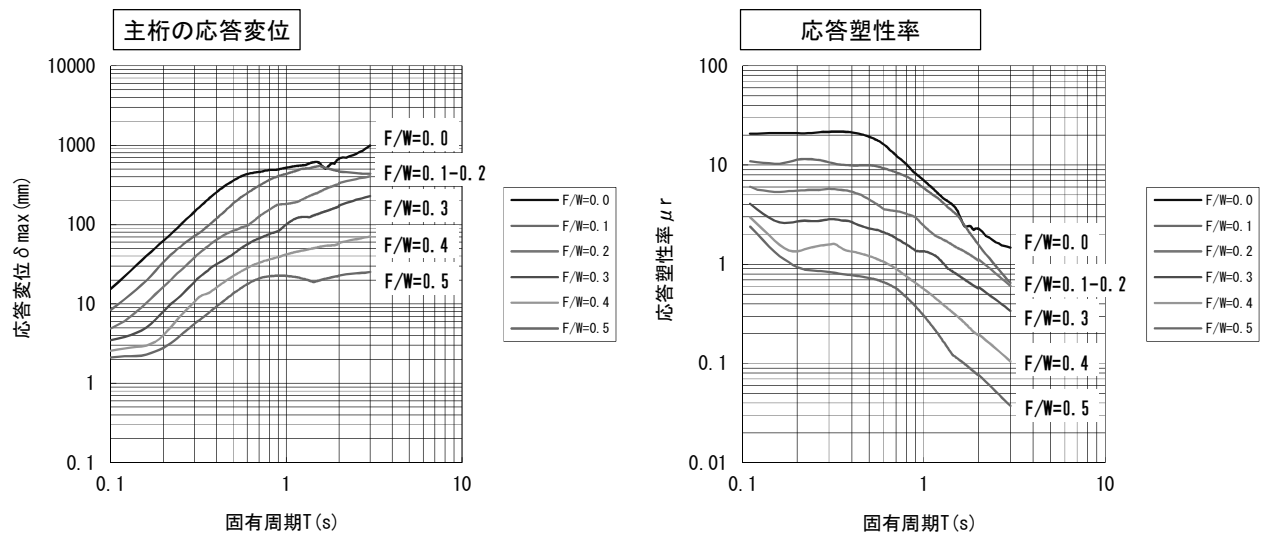


図-4 主桁変位及び塑性率に関する応答スペクトル (橋脚の降伏震度 $k_{hy}=0.30$: タイプII地震動, II種地盤)

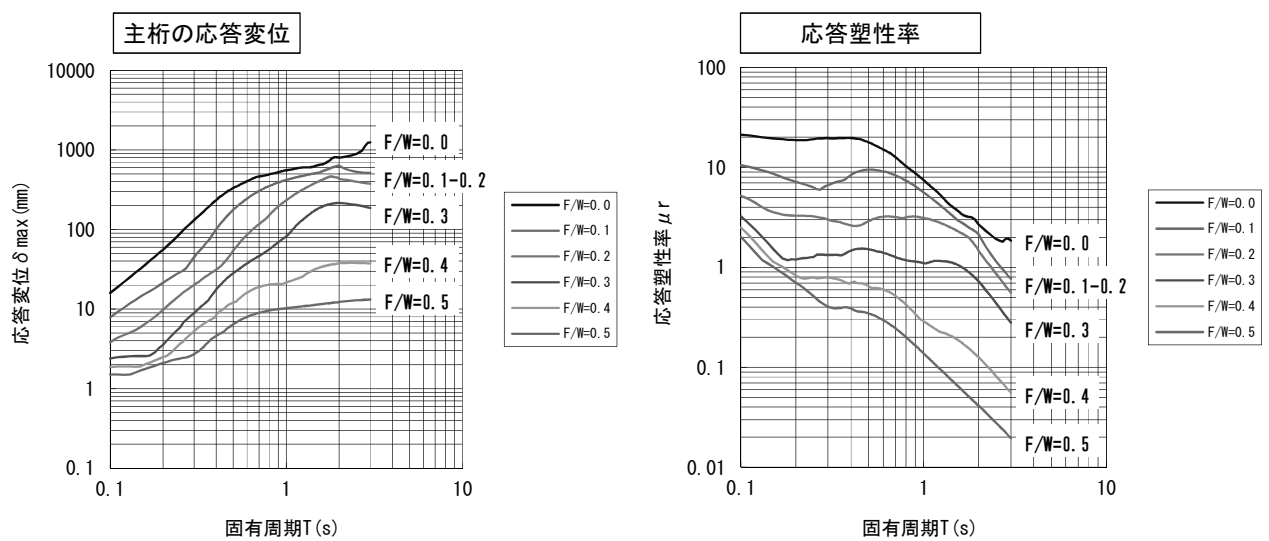


図-5 主桁変位及び塑性率に関する応答スペクトル (橋脚の降伏震度 $k_{hy}=0.30$: タイプII地震動, III種地盤)

c) 制震ダンパーによる応答低減効果

制震ダンパーによる応答低減効果を整理する。

図-3～図-5の応答スペクトルでは、抵抗力が大きいほど、応答値は低減し、制震ダンパーを用いた橋梁の応答性状を表している。

表-2では、I種～III種地盤のうち、主桁の応答変位が最も大きいケースに着色した。応答の傾向は、図-6に示した入力地震動の加速度応答スペクトルSaの大小関係と同様の傾向にあり、固有周期が短い領域はI種地盤、固有周期の長い領域では、III種地盤の応答が大きくなる。

また、制震ダンパーの低減効果としては、ダンパーを設置していない既設橋を想定したケース(F/W=0.0)及び制震ダンパーを設置した耐震補強を想定したケース(F/W=0.2)を比較した。

表-2の主桁応答変位 δ_{max} について、応答の低減比を図-6に示した。

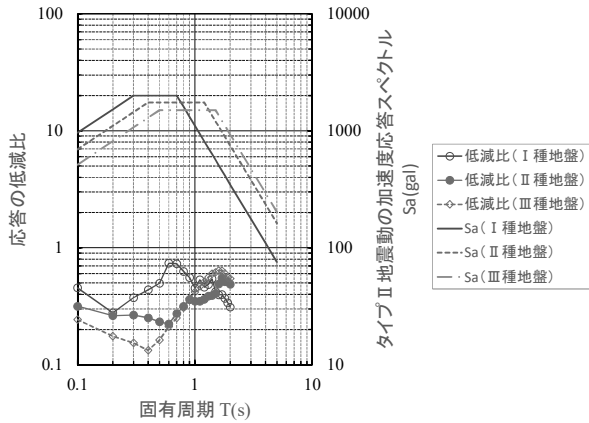


図-6 タイプII地震動の加速度応答スペクトルSaと応答の低減比 (F/W=0.2, I種～III種地盤)

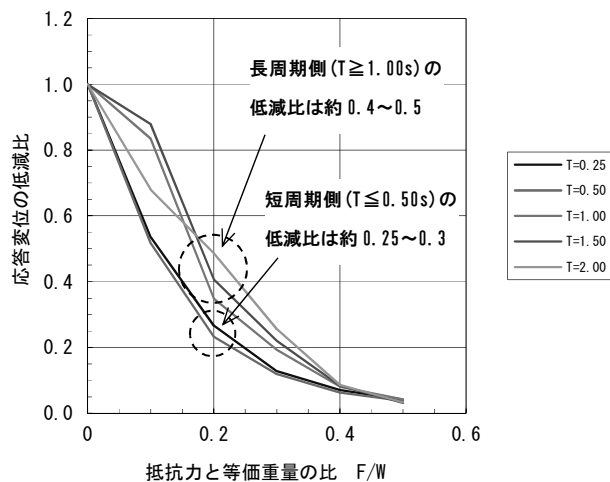


図-7 応答変位の低減比の関係 (II種地盤)

図-6において、II種地盤の解析結果では、固有周期が $T=0.7\text{sec}$ 以下の短周期領域においては、変位が0.2~0.3程度に低減し、制震ダンパーの効果が高い。一方、 $T=1.0\text{sec}$ 以降の長周期領域の応答低減は0.3~0.5程度となる。

これらの傾向を把握するため、図-7に固有周期ごとの応答変位の低減比を示す。F/W=0.2に以外のF/W=0.1,0.3でも、短周期側の応答低減効果の方が高い傾向にある。掲載は省略したが、I種・III種地盤種別では、II種との傾向や低減比の幅は異なっていた。

3. 制震ダンパーを用いた橋脚単体系モデルの非線形動的解析

制震ダンパーを設置した一質点系モデルによる応答解析の精度を検証するため、多質点系の橋脚単体系モデルによる非線形動的解析を行う。

(1) 検討対象橋梁

橋脚単体系モデルの応答解析に用いる検討対象橋梁は、既設橋梁を想定し、以下の条件で、モデル橋梁の試設計を行った。

- 1) 上部工：鋼3径間連続鈹桁橋 (支間割：40m@3)
 - ・ 支承条件：M+F+M+M (一点固定)
- 2) 下部工：RC橋脚 (柱高 $h=10\text{m}$, 断面 $5.0\text{m} \times 2.5\text{m}$)
 - ・ 震度法により断面寸法及び配筋を決定 (表-3)
 - ・ 地盤種別：II種地盤
 - ・ 地域区分：A地域
 - ・ 設計震度： $kh=0.25$
 - ・ 使用材料：コンクリート $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$
鉄筋 SD295
- 3) 基礎工：場所打ち杭 ($\phi 1.2\text{m} \times 9\text{本}$, $L=15.0\text{m}$)
 - ・ 使用材料：下部工と同じ

なお、設計反力と上部構造分担重量及び橋脚重量は、以下のとおりである。

- ・ 死荷重反力 : $R_d = 5580\text{kN}$
- ・ 上部構造分担重量 (橋軸方向) : $W_u = 7610\text{kN}$
- " (直角方向) : $W_u = 5580\text{kN}$
- ・ 橋脚重量 : $W_p = 3572\text{kN}$

表-3 橋脚の配筋諸元

	震度法設計	
	橋軸方向	橋軸直角方向
主鉄筋	D29ctc125-1.0段	D22ctc250-1.0段
帯鉄筋 (中間)	D16ctc150-2.0本 (D16ctc300-4.0本)	D16ctc150-2.0本 (D16ctc300-1.0本)

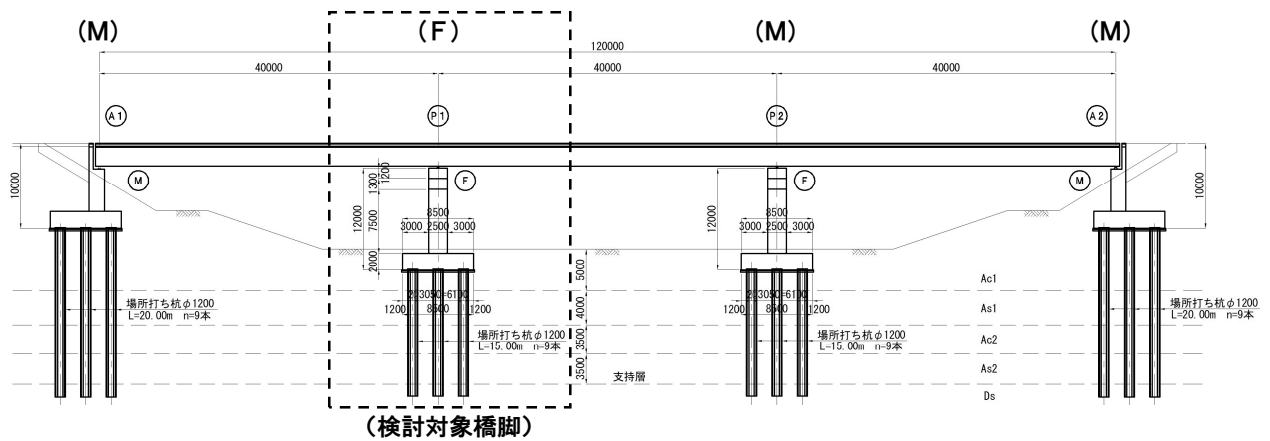


図-8 試設計したモデル橋梁

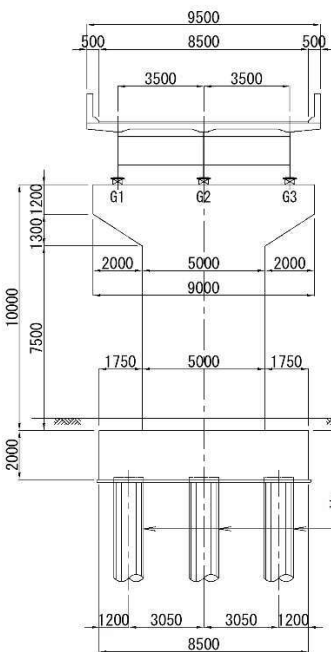


図-9 検討対象橋脚の構造一般図

表-4 P1橋脚の荷重～変位関係

P～δ 関係	水平変位	水平力
	δ (mm)	P (kN)
原点	0.00	0.0
降伏点	21.01	2870.5
終局点	182.89	2870.5
許容値	128.93	2870.5
(許容塑性率 $\mu_a=6.137$)		

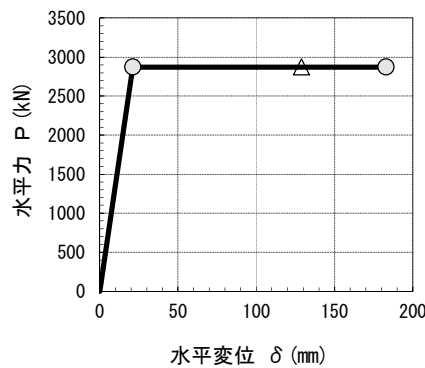


図-10 P1橋脚の荷重～変位関係

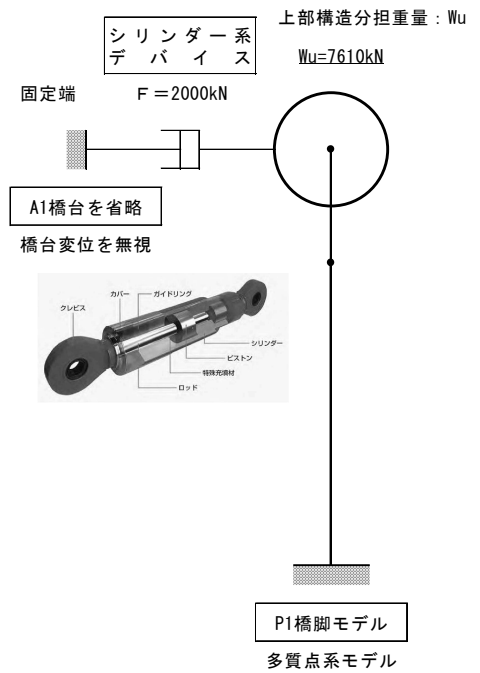


図-11 橋脚単体系モデルの概要

(2) モデル概要

モデル橋梁の全体一般図を図-8に示す。検討対象橋脚は、支持条件が一点固定となるP1橋脚とする。

P1橋脚の構造一般図を図-9に示す。

試設計した橋脚の配筋諸元をもとに、P1橋脚の荷重～変位関係の算出結果を表-4及び図-10に示す。

橋脚の破壊形態は、「曲げ破壊型」（終局水平耐力 $P_u=2871\text{kN} \leq$ せん断耐力 $P_s=5575\text{kN}$ ）となる。

橋脚変位に対する許容塑性率は $\mu_a=6.137$ （許容変位は $\delta_a=128.93\text{mm}$ ）となる。

降伏震度は、以下のとおり、 $k_{hy}=0.30$ となる。

$$\begin{aligned} k_{hy} &= P_y / W = P_y / (W_u + 0.5W_p) \\ &= 2871\text{kN} / (7610\text{kN} + 0.5 \times 3572\text{kN}) \\ &= 2871\text{kN} / 9396\text{kN} = 0.30 \end{aligned}$$

ここに、

P_y ：降伏水平耐力， W ：等価重量，

W_u ：上部構造分担重量， W_p ：橋脚重量

制震ダンパーは、一質点系モデルと同様に、両端橋台に設置する。多質点系の橋脚単体系モデルの概要は、図-11に示すとおり、上部構造位置に制震ダンパーを配置したモデルとする。

制震ダンパーの抵抗力 F については、一般的に上部構造重量 W_u の20%～30%程度で効果を発揮することが多いため、ここでは $F=2000\text{kN}$ とした。

(3) 解析モデル及び解析条件

橋脚単体系モデルの応答解析に用いる解析モデル及び解析条件・解析定数は、次頁の図-13、表-5、表-6に示すとおりである。

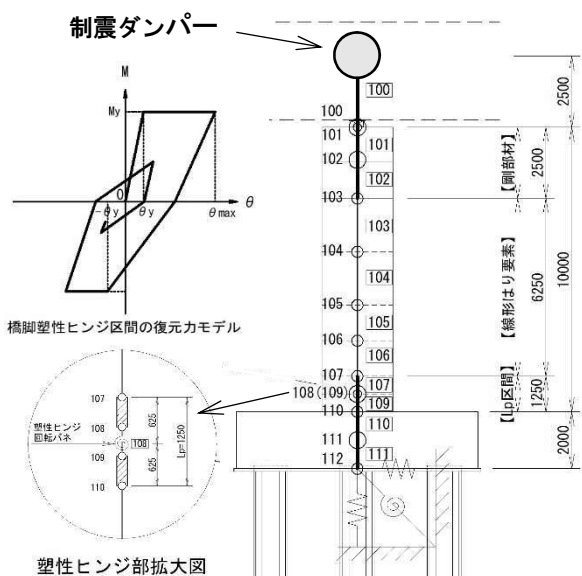


図-13 応答解析に用いる橋脚単体系の解析モデル図

表-5 解析定数 (節点・部材など)

節点 No.	節点座標		節点重量 W(kN)	部材 No.	材端節点		部材長 L(m)	構造部材	モデル化	
	X(m)	Y(m)			i端	j端				
主桁	1	0.000	0.000	100	1	100	2.500	主桁	線形はり要素(剛)	
支承	100	0.000	-2.500	1000	100	101	0.000	支承	線形バネ要素(剛)	
橋脚天端	101	0.000	-2.500	101	101	102	1.143	梁部	線形はり要素(剛)	
	102	0.000	-3.643	102	102	103	1.357	"	線形はり要素(剛)	
	103	0.000	-5.000	267.97	103	103	104	1.750	橋脚躯体	線形はり要素
	104	0.000	-6.750	535.94	104	104	105	1.750	"	線形はり要素
	105	0.000	-8.500	497.66	105	105	106	1.500	"	線形はり要素
	106	0.000	-10.000	421.09	106	106	107	1.250	"	線形はり要素
	107	0.000	-11.250	287.11	107	107	108	0.625	塑性ヒンジ	線形はり要素(剛)
塑性ヒンジ	108	0.000	-11.875	191.41	108	108	109	0.000	"	非線形回転バネ
"	109	0.000	-11.875	0.00	109	109	110	0.625	"	線形はり要素(剛)
橋脚基部	110	0.000	-12.500	95.70	110	110	111	1.000	底板	線形はり要素(剛)
	111	0.000	-13.500	3540.25	111	111	112	1.000	"	線形はり要素(剛)
底板底面	112	0.000	-14.500	0.00	4000	112	---	---	基礎バネ	線形バネ要素

部材No.	解析定数		備考
	はり要素	バネ要素	
---	剛部材	l(m)	E=2.35E7(kN/m ²)
103~106	橋脚躯体	l(m)	E=2.35E7(kN/m ²)
110, 111	塑性ヒンジバネ	K(kNm/rad)	My=26911(kNm)
2000	制震ダンパー	K(kN/m)	Py=2000(kN)
4000	基礎バネ	K(kN/m)	水平バネ
		K(kN/rad)	連成ばね
		K(kNm/rad)	回転バネ

表-6 解析条件

項目	解析条件
解析手法	非線形時刻歴応答解析 (直接積分法)
積分手法	Newmarkのβ法 (β=1/4) 積分時間間隔: Δt=0.002sec
モデル	多質点系モデル (平面骨組モデル) ・上部構造 : 節点重量 (W=7610kN) ・制震ダンパー: 非線形バネ要素 ・塑性ヒンジ : 非線形回転バネ ・橋脚躯体 : 線形梁要素 ・はり・底板等 : 線形梁要素(剛) ・杭基礎 : 線形バネ要素
非線形特性	1)制震ダンパー ・完全剛塑性バイリニア (P~δモデル) 2)塑性ヒンジ回転バネ ・剛性劣化型バイリニア (M~θモデル)
減衰定数	制震ダンパー: 0.00, 塑性ヒンジ: 0.02, 橋脚躯体: 0.05, 基礎バネ: 0.20
減衰モデル	要素別Rayleigh減衰: [C]=α[M]+β[K]
入力地震動	道路橋示方書V, レベル2地震動タイプII II種地盤用標準加速度波形

橋脚単体系の解析モデルは、制震ダンパーを非線形バネ要素でモデル化し、荷重～変位関係には、非線形性 (完全剛塑性バイリニア) を考慮する。

橋脚基部の塑性ヒンジ部には非線形回転バネを設け、橋脚躯体は線形梁要素、基礎は線形バネ要素でモデル化する。塑性ヒンジ部は、M～θモデルとし、非線形性 (剛性劣化型バイリニア) を考慮する。

主桁の重量は節点重量Wとして付与する。減衰は要素別Rayleigh減衰とする。

入力地震動の加速度波形は、道路橋示方書のレベル2地震動タイプIIの標準加速度波形 (II種地盤用) を用いた。

(4) 応答解析結果

橋脚単体系の応答解析結果を表-7に示す。

解析ケースは、制震ダンパーを設置していない既設橋のケース (Case-1) と制震ダンパーを設置して耐震補強を行ったケース (Case-2) の2ケースについて、橋脚単体系の非線形動的解析を行った。

解析は、道路橋示方書VのタイプII地震動 (II種地盤用標準加速度波形×3波形) を入力し、最大応答値は3波平均値で評価する。

Case-1とCase-2の最大応答値を比較するとともに、道路橋示方書Vに準じてレベル2地震動に対する橋脚の耐震性能照査を行った。

表-7 橋脚単体系の応答解析結果

			Case-1	Case-2
			既設	ダンパー
			---	F=2000kN
主桁	応答加速度	α max(gal)	515	656
	応答変位	δ max(mm)	336.8	103.2
支承部	最大水平力	Hmax(kN)	2,993	2,628
	最大水平力	Fmax(kN)	---	2,001
制震ダンパー	最大水平力	Fmax(kN)	---	2,001
	相対変位	Umax(mm)	---	103.2
橋脚躯体	橋脚変位	δ r(mm)	320.1	85.5
	応答塑性率	μ r	15.234	4.067
	許容塑性率	μ a	6.137	6.137
	変形性能の照査	μ r ≤ μ a	<NG>	(OK)
	安全度	μ r / μ a	2.48	0.66
	残留変位	δ R (mm)	179.4	38.7
	許容残留変位	δ Ra(mm)	100.0	100.0
	残留変位の照査	δ R ≤ δ Ra	<NG>	(OK)
	安全度	δ R / δ Ra	1.79	0.39
橋脚基部	最大せん断力	Smax(kN)	4,274	4,038
	せん断耐力	Ps(kN)	5,575	5,575
	せん断耐力の照査	Smax ≤ Ps	(OK)	(OK)
	安全度	Smax/Ps	0.77	0.72

a) 最大応答値

既設橋に制震ダンパーを設置した場合の最大応答値を比較する。

制震ダンパーを設置した場合、主桁の最大応答変位は、 $\delta_{max}=336.8\text{mm}$ から 103.2mm に約1/3に低減した。橋脚変位 δ_r （基礎の変形を控除した曲げ変形量）に対する応答塑性率は、 $\mu_r=15.234$ から 4.067 となり、降伏後の応答が小さくなるため、橋脚の残留変位は、 $\delta_R=179.4\text{mm}$ から 38.7mm に低減した。

Case-1とCase-2の主桁変位の時刻歴応答変位波形の比較を示す。制震ダンパーを設置することによって、応答低減効果があることが分かる。

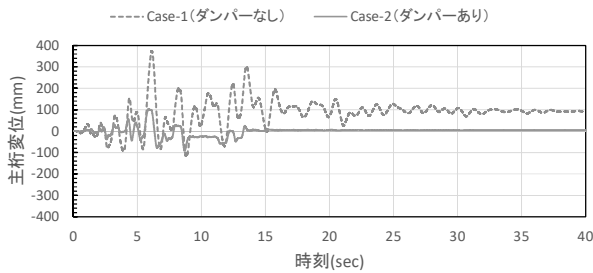


図-14 主桁変位の時刻歴応答変位波形(タイプII-II-1)

b) 耐震性能照査の結果

Case-1とCase-2について、レベル2地震動に対する橋脚の耐震性能を照査する。照査は、橋脚変位の応答塑性率、残留変位について行う。

1) 橋脚変位の応答塑性率 μ_r の照査

Case-1：制震ダンパーなし（既設）

$$\mu_r = 15.234 > \text{許容値 } \mu_a = 6.137 \text{ (NG)}$$

Case-2：制震ダンパーあり（耐震補強）

$$\mu_r = 4.067 < \text{許容値 } \mu_a = 6.137 \text{ (OK)}$$

2) 残留変位 δ_R の照査

Case-1：制震ダンパーなし（既設）

$$\delta_R = 179.4\text{mm} > \text{許容値 } \delta_{Ra} = 100.0\text{mm} \text{ (NG)}$$

Case-2：制震ダンパーあり（耐震補強）

$$\delta_R = 38.7\text{mm} < \text{許容値 } \delta_{Ra} = 100.0\text{mm} \text{ (OK)}$$

Case-1の照査結果は、応答塑性率及び残留変位が満足しないことから「曲げ耐力不足」の結果となり、レベル2地震動に対する橋脚の耐震性は、満足していない。

一般的な橋脚の補強対策としては、RC巻立て工法など、柱基部のアンカー定着（曲げ耐力補強）を伴う橋脚巻立て工法となる。

Case-2の照査結果は、制震ダンパーによる桁変位の低減によって、耐震性を満足する結果（橋脚の補強対策は不要）となる。例えば、河川内の橋脚補強などでは、有効な対策工法になる。

4. 応答スペクトルを用いた応答値の簡易推定法の検討

制震ダンパーを設置した橋梁の地震応答について、一質点系モデルと橋脚単体系モデルによる非線形動的解析を行った。

一質点系モデルでは、制震ダンパーの抵抗力を変えた応答スペクトルを算定した。ここでは、応答スペクトルを用いた応答値の簡易推定法を検討する。

(1) 一質点系モデルの応答値の精度検証

一質点系モデルの応答解析結果の精度を検証するため、算定した応答スペクトルをもとに応答値を推定し、橋脚単体系の応答値と比較する。

a) 応答スペクトルによる応答値の推定

モデル橋脚の諸元から、一質点系モデルの応答スペクトルを用いて応答値を推定する。

応答値は、橋脚の等価重量 W 、降伏震度 k_{hy} 、固有周期 T 、ダンパー抵抗力 F より、図-4で示した主桁変位の応答スペクトル図を用いて推定する。

以下のパラメータより、主桁応答変位の推定結果は、図-15のとおり、 $\delta_{max}=125.9\text{mm}$ (表-2)となる。

1) 等価重量 W

$$W = W_u + 0.5W_p = 7610\text{kN} + 0.5 \times 3572\text{kN} = 9396\text{kN}$$

2) 降伏震度 k_{hy}

$$k_{hy} = \text{橋脚終局耐力 } P_u / W = 2871\text{kN} / 9396\text{kN} \approx 0.30$$

3) 固有周期 T

$$T = 0.72 \approx 0.70\text{s} \text{ (固有値解析より)}$$

4) 抵抗力 F と等価重量 W の比 F/W

ダンパー抵抗力 $F=2000\text{kN}$ より、
 $F/W = 2000\text{kN} / 9396\text{kN} = 0.21 \approx 0.2$

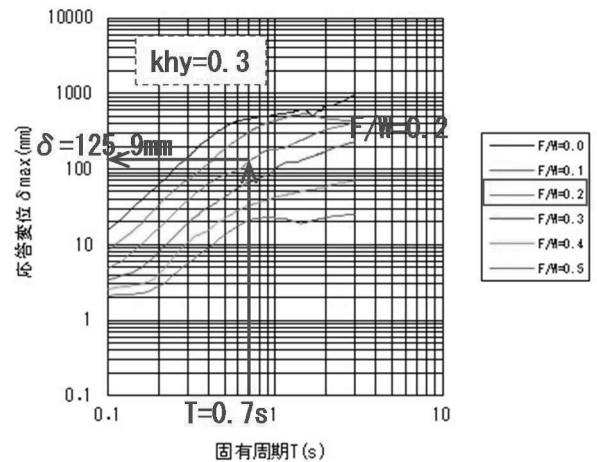


図-15 応答スペクトル図を用いた変位の推定（タイプII地震動，II種地盤： $k_{hy}=0.30$ ， $T=0.70\text{s}$ ， $F/W=0.2$ ）

b) 橋脚単体系モデルの応答値との比較検証

推定した応答値の精度を検証するため、橋脚単体系モデルの非線形動的解析で算定した主桁の最大応答変位と比較する。

比較結果を表-8に示す。一質点系の応答スペクトル図を用いた簡易な推定法による結果は桁応答変位が125.9mmとなり、非線形動的解析で精算された結果の1.22倍となる。

詳細な解析よりも2割程度大きくなり安全側の結果を示すため、制震ダンパーの抵抗力を試算検討する場合には、十分な精度を有すると考える。

表-8 応答値の比較(一質点系と橋脚単体系)

	(A)一質点系	(B)橋脚単体系
算定方法	応答スペクトル図	非線形動的解析
応答変位 (比:A/B)	125.9mm (1.22)	103.2mm (---)
応答加速度 (比:A/B)	548gal (0.84)	656gal (---)

(2) 簡易推定法と耐震性能の照査

以上より、一質点系のモデルに置き換えが可能な構造条件の場合、等価重量W、降伏震度k_{hy}、固有周期Tが分かれば、応答スペクトルや応答変位の低減比を用いることで、以下のように、簡易に応答の推定が可能と考える。

- 1)制震ダンパーの抵抗力Fを仮定することで、応答スペクトルを用いて、主桁の応答変位や橋脚の応答塑性率が推定できる。
- 2)目標とする主桁の応答変位や橋脚の応答塑性率を設定すれば、必要な制震ダンパーの抵抗力Fの目安を把握することもできる。

なお、一質点系の応答は、下部構造に基礎を含むため、耐震性能の照査では、基礎の変形を控除した橋脚変位を用いて耐震性能照査を行う必要がある。

基礎の変形を除いた計算結果と照査例を表-9に示す。応答解析では応答塑性率は4.067となるが、推定結果は4.982となり、橋脚変位の応答や照査を比較的精度良く行うことができる。

表-9 基礎の変形を除いた橋脚の塑性率と残留変位

基礎に作用する力	H0(kN)	5335
	M0(kN・m)	36916
基礎の水平変位	δ0(m)	4.218E-3
〃 回転角	θ0(rad)	1.421E-3
基礎の変形による桁変位	δf(m)	2.127E-2
	δf(mm)	21.3
桁の応答変位	δmax(mm)	125.9
橋脚変位	δr(mm)	104.6
橋脚の降伏変位	δy(mm)	21.0
橋脚の応答塑性率	μr	4.982
橋脚の残留変位	δr(mm)	50.2

5. まとめ

本検討では、制震ダンパーを設置した橋梁について、一質点系モデルと橋脚単体系モデルを用いて応答解析を行い、簡易な推定方法を提案した。

- 1)一質点系モデルにより、固有周期や制震ダンパーの抵抗力をパラメトリックに設定し、応答解析を行って、応答の低減効果を確認した。桁変位や塑性率を推定する基礎資料として、応答スペクトルを算定した。
- 2)一質点系モデルで算定した応答スペクトルの精度を検証するため、橋脚単体系モデルの非線形動的解析を行い、応答値を比較した。詳細な解析モデルの応答結果より大きい応答となるが、試算検討する場合には、十分な精度と考える。
- 3)応答スペクトル図をもとに、応答値を算定する簡易推定法を提案した。制震ダンパーの抵抗力や目標とする変位・応答塑性率を設定することで、応答値の推定や照査あるいは制震ダンパーの抵抗力の設定ができる方法を示した。これにより、制震ダンパーの抵抗力や配置を決定するための繰り返し計算を効率的に行うことができると考える。

参考文献

- 1) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工事事例集，2005。
- 2) 土木研究所：橋梁に用いる制震ダンパーの性能検証法及び設計法に関する共同研究報告書（その1 制震ダンパーの動的挙動に関する振動台加振実験），共同研究報告書 第438号，2011。
- 3) 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.14-17，2008。
- 4) 岡田太賀雄，運上茂樹：制震ダンパーによる橋梁の地震応答低減効果に関する解析，土木技術資料51-7，pp.14-17，2009。
- 5) 宮本宏一，松田泰治，宇野裕恵，藤本匡哉：道路橋の耐震補強における制震ダンパーの有効活用に関する研究，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.69，No.4(地震工学論文集第32巻)，pp.I_592-I_600，2013。
- 6) 宮本宏一，松田泰治，谷口雄一郎，藤本匡哉：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，土木学会地震工学研究発表会報告集，Vol.30，p.3-0042，2009。
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編に関する参考資料，pp.100-103，2015。