

# 振動方向の違いによる鉄道橋脚の減衰特性の変化と評価法

石川 太郎\*    坂井 公俊\*\*    和田 一範\*\*\*  
 小島 謙一\*\*    室野 剛隆#    北村 光##

## The Difference in Damping Characteristics According to Vibrating Directions in Railway Piers and Its Evaluation Method

Taro ISHIKAWA    Kimitoshi SAKAI    Kazunori WADA  
 Kenichi KOJIMA    Yoshitaka MURONO    Hikaru KITAMURA

Many cases of dynamic response analysis during earthquake have been reported, but there is no adequate evaluation method of damping properties. The result of past observation and analysis by the authors implies that there is a positive correlation between the damping constant and the amplitude ratio of the upper side to lower side of the structure. In this study, we carried out microtremor measurement on mono-column pier without girders and evaluated correlation between the damping constant and the amplitude ratio of the upper side to lower side on the primary vibrating mode. Furthermore, we examine whether damping constants on earthquake response can be evaluated based on amplitude ratio of the upper side to lower side on the primary vibrating mode, referring this correlation.

キーワード：減衰定数，ひずみエネルギー比例減衰，振幅比，非線形応答スペクトル法

### 1. はじめに

橋梁や高架橋といった土木構造物の地震応答値を算定する際には、対象構造物の振動特性を適切に把握しておく必要があることは言うまでもない。ここで、減衰定数の評価方法として、多くの検討や評価方法の提案が行われている。たとえば、各部材、要素にそれぞれ減衰を付与するとともに、固有値解析によって得られるひずみエネルギーや運動エネルギーに比例する形で構造物全体系のモード減衰を評価する方法<sup>例えは<sup>1)</sup> 2)</sup> や、構造物の固有周期等から簡便に減衰を算定し、これを用いる場合<sup>例えは<sup>3)</sup></sup> などがある。このように減衰定数の評価方法として多様な手法が存在する背景としては、減衰の発生要因が複雑であり、その解釈、モデル化方法などに議論の余地が多く残されているためであると考えられる。

上記の状況に対して筆者らは多様な構造形式、地盤条件を有する鉄道橋梁・高架橋を対象として、常時微動観測、衝撃振動試験によって構造物の振動を詳細に計測し、各構造物の減衰定数を同定している<sup>4)</sup>。さらにこの結果から、構造物全体の減衰定数は1次モードの振動に占め

る地中部と地上部の振幅の割合によって変化する可能性があることを指摘してきた。この結果は、ひずみエネルギー比例減衰法によって構造物全体系の減衰を評価する方法が、鉄道橋梁、高架橋を対象とした場合にも実現現象を適切に表現可能であることを示唆するものである。

そこで本検討では、まず線路方向と線路直角方向で断面形状の大きく異なる単柱橋脚を対象として、実測に基づき構造物の減衰定数を同定するとともに、ひずみエネルギー比例減衰を用いた解析的な減衰評価によって、実測で得られた傾向を再現可能であることを確認する。続いて複数の構造形式を対象として地盤、構造部材の剛性を網羅的に変化させた場合の解析的な減衰の評価を実施するとともに、地中部と地上部の振動モードに与える寄与率から構造物全体系の減衰定数を簡易に推定する手法を提案する。最後に鉄道橋梁・高架橋の耐震設計において一般的に用いられているプッシュオーバー解析と所要降伏震度スペクトルを組み合わせた応答値算定法<sup>5)</sup>に、今回提案した減衰の評価法を導入する手法について検討を行う。

### 2. 橋脚単体を対象とした減衰の評価

#### 2.1 振動計測に基づく減衰定数の同定

振動方向によって剛性の大きく異なる単柱橋脚に対して常時微動観測を実施するとともに、得られた結果から減衰定数の同定を行う。対象とした橋脚の概略寸法を図

\* 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室  
 (現 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構)  
 \*\* 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室  
 \*\*\* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室  
 # 鉄道地震工学研究センター  
 ## 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構

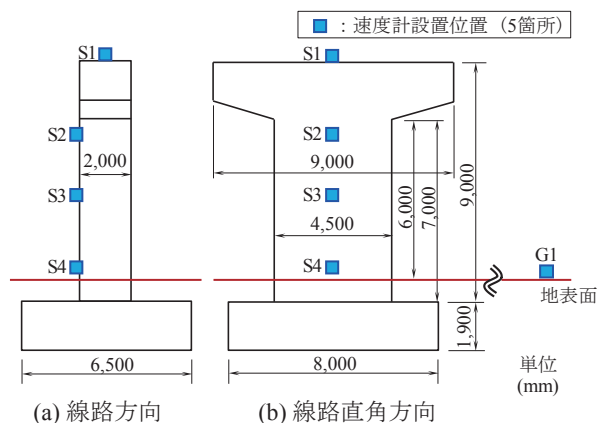


図1 対象構造物の概略寸法、計測器の設置位置

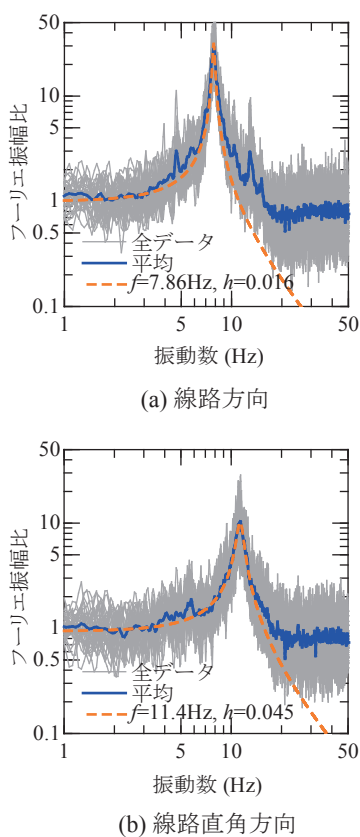


図2 常時微動観測によるフーリエ振幅比 (S1/G1)

1に示す。本検討で対象とした柱高さ約9mの橋脚は建設中の鉄道橋脚であり、桁が架設されていない柱単体の状態において計測を実施している。

常時微動観測は、図1に青印で示す位置（構造物上4箇所、地表位置1箇所）に高感度の速度計を設置することで、20分間の速度波形を連続計測した。これにより得られた常時微動記録から、自然地盤と橋脚天端のフーリエ振幅比を算定した結果を図2に示す。このフーリエ振幅比の平均値（青線）に対してカーブフィット法を用いて固有振動数 $f$ 、減衰定数 $h$ を算出した結果を表1に示す。また、同定した $f$ 、 $h$ を用いて計算される1自由度系の理論伝達関数を図2に点線で示しているが、高振

表1 固有振動数、減衰定数の同定結果

	線路方向	線路直角方向
固有振動数 $f$ (Hz)	7.86	11.4
減衰定数 $h$	0.016	0.045

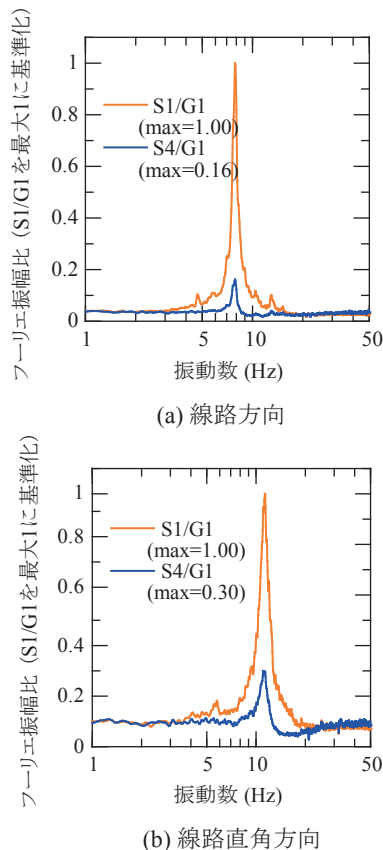


図3 常時微動観測によるフーリエ振幅比 (S1/G1の最大値を1に基準化)

動数領域を除いて観測結果の平均的な傾向を概ね表現できている。表1の結果を見ると、減衰定数 $h$ は線路方向(0.016)よりも線路直角方向(0.045)の方が大きくなっていることが分かる。

続いて、既往の検討<sup>4)</sup>によって定義されている柱上下端の振幅比 $\alpha$ を評価するとともに、これと減衰定数の関係について整理を行う。常時微動観測によって得られた橋脚天端 (S1) / 自然地盤 (G1)、橋脚下端 (S4) / 自然地盤 (G1) のフーリエ振幅比の平均値を図3に示す。この図では、橋脚天端のフーリエ振幅比 (S1/G1) における固有振動数（線路方向：7.86Hz、線路直角方向：11.4Hz）での値を1.0に基準化している。この結果より、1次モードにおける線路方向での振幅比 $\alpha$ は0.16、線路直角方向では $\alpha=0.30$ となり、線路直角方向の方が地中部における振動の寄与が大きくなっていることが確認できる。

## 2.2 数値解析に基づく検討

前節で検討対象とした橋脚単体に対して、鉄道構造物

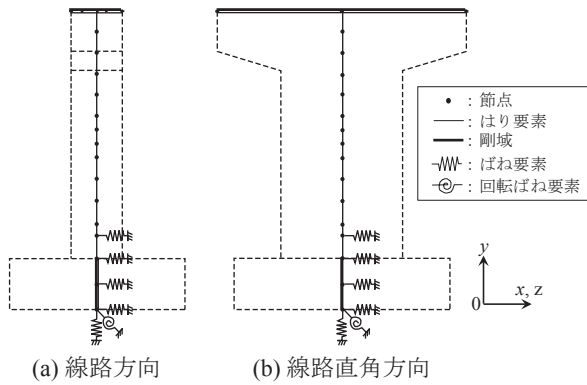


図4 対象構造物のモデル化概要

表2 解析に基づく固有振動数，減衰定数の評価結果

	線路方向	線路直角方向
固有振動数 $f$ (Hz)	7.83	11.5
減衰定数 $h$	0.030	0.044

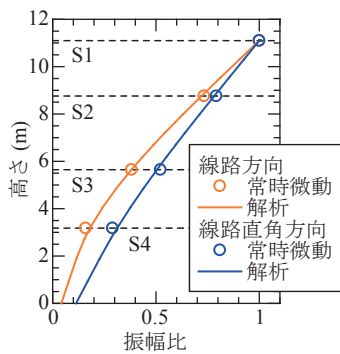


図5 1次モード形状の評価結果

の耐震設計で用いている通常モデル化手法<sup>5)</sup>によって解析モデルを構築し、固有振動数と減衰定数を評価するとともに、実測で得られた結果と比較を行う。モデル化の方法としては、RC部材をはり要素、地盤をばね要素に置換した質点系モデルを用いる。構築した構造物モデルの概要を図4に示す。同図において基礎と桁受け梁は剛域としている。また、耐震設計を行う場合の減衰設定の目安としては、RC部材が3～5%程度、地盤ばねが15～30%程度と示されている<sup>5)</sup>が、今回対象とする現象は常時微動、衝撃振動試験といった耐震設計で考えているよりも非常に小さな振幅レベルを主眼に置いたものであるため、部材、地盤ばねに付与する剛性、減衰は、実測値に合うように一定数倍している。

このモデルに対して固有値解析を実施することで固有振動数、モード形状を算定するとともに、ひずみエネルギー比例減衰法によって各モードの減衰定数を算出した。得られた固有振動数、減衰定数をまとめて表2に示す。この解析結果は実測による結果(表1)を適切に表現できていることが分かる。また図5には線路方向、線路直

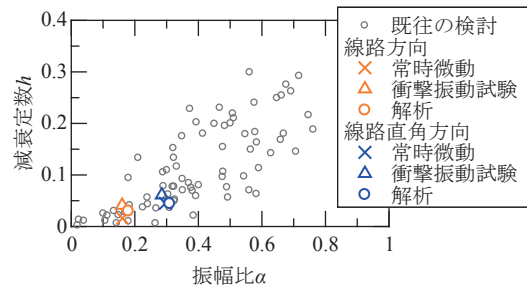


図6 振幅比  $\alpha$  と減衰定数  $h$  の関係

角方向それぞれの1次モード形状を示しているが、これについても観測によって得られたモード形状を適切に再現できている。そのため、今回の解析モデルは実構造の振動特性を適切に表現できていると考えることができる。

続いて柱上下端での振幅比  $\alpha$  と減衰の関係について考察する。固有値解析により得られた1次モード形状から、橋脚天端位置の振幅を1に基準化した時の柱下端の速度計設置位置(図1のS4位置)の振幅は、線路方向で0.18、線路直角方向で0.31となった。また今回の常時微動観測、数値解析、別途実施した衝撃振動試験により得られたそれぞれの振幅比  $\alpha$  と減衰定数  $h$  の関係を図6にまとめて示す。これを見ると、解析結果は各試験結果と良好な一致を示しており、今回の解析モデルによる評価の妥当性が確認できる。また振幅比  $\alpha$  の増加に伴う減衰の増加の傾向は、多数の構造を対象とした結果と整合する傾向が得られている。これより、構造解析モデルの各要素の減衰定数を適切に与えることができれば、ひずみエネルギー比例減衰法を用いることで、構造物全体系の減衰を適切に評価可能であると考えられ、鉄道橋梁、高架橋を対象とした場合の減衰評価法として有効であることが確認された。

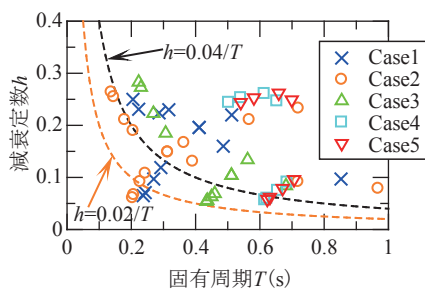
### 3. 地盤の寄与率を指標とした減衰評価法

本章では、多様な条件を有する橋梁・高架橋を対象として、モデルの部材剛性と地盤ばね剛性を複数変化させた条件での解析を実施することで、それぞれの構造物の減衰定数を算出するとともに、得られた結果を柱上下端での振幅比  $\alpha$  との関係で整理を行う。さらにはこの結果を一般化することで、振幅比  $\alpha$  から構造物全体系の減衰定数  $h$  を簡易に評価する手法を提案する。

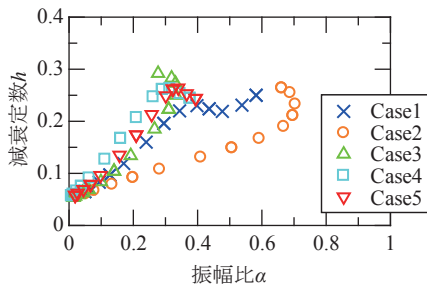
この時に対象とする構造は表3に示すような構造形式や高さの異なる5ケースの鉄道橋梁・高架橋である。各構造物のモデル化は2章と同様に鉄道構造物の各種設計基準に従って構築している。ただし、各構造の部材、地盤に付与する減衰は、前章で用いた値ではなく、耐震設計時に用いている標準的な値(RC部材5%、地盤30%)<sup>5)</sup>を設定する。この5ケースの構造物モデルを基本と

表3 対象とした構造物の概要

Case	構造物種類	高さ (m)	基礎形式
1	1層ラーメン	7.1	1柱1杭 (φ1000)
2	1層ラーメン	8.6	細径群杭 (φ350, 10×10)
3	2層ラーメン	16.9	細径群杭 (φ350, 10×10)
4	橋脚 (柱先行降伏)	8.0	太径群杭 (φ1000, 3-2-2)
5	橋脚 (基礎先行降伏)	6.0	太径群杭 (φ1000, 3-2-2)



(a) 固有周期 $T$ と減衰定数 $h$ の関係



(b) 振幅比 $\alpha$ と減衰定数 $h$ の関係

図7 パラメトリック解析による減衰定数 $h$ の評価結果

して、地盤ばね剛性と部材剛性をパラメータとしてそれぞれ0.01倍～100倍まで変化させ、各モデルに対して固有値解析に基づくモード減衰、柱上下端の振幅比 $\alpha$ を求めた。ここでの振幅比 $\alpha$ は、1次モード形状の柱天端位置の振幅を1に基準化した場合のフーチング、地中梁中心位置の振幅の大きさとして定義している。

以上の条件に基づいて得られた減衰定数 $h$ を各指標に対してプロットした結果を図7に示す。まず図7(a)には各構造物の1次モードの固有周期と減衰定数の関係を示しているが、両者の間には明瞭な関係は見られず、以前から提案されている固有周期 $T$ と減衰 $h$ の反比例の関係<sup>例えは3)</sup>も見られない。一方で、図7(b)には振幅比 $\alpha$ と減衰定数 $h$ の関係をプロットしているが、全体的な傾向として振幅比 $\alpha$ が大きくなるほど減衰が増大していく傾向がみられる。これは前章で得られた知見と同様であるが、構造によるばらつきが大きく、例えばCase2

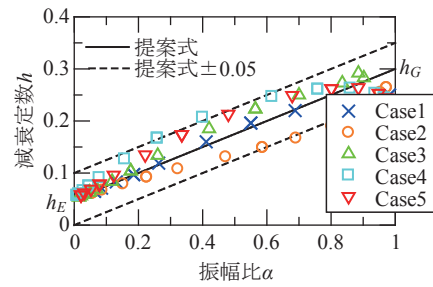


図8 振幅比 $\alpha$ と減衰定数 $h$ の関係  
(回転の影響を除去した場合)

では振幅比 $\alpha$ の増加と減衰定数 $h$ の増加の関係が反転するような傾向も見られる。そこで、基礎の回転変形の影響を取り除いた上での評価を実施する。具体的には固有値解析の各結果に対して、フーチング、地中梁中心位置の回転角 $\theta$ を用いて柱の回転変形の影響を除去した上で、再度柱天端位置とフーチング、地中梁中心位置の水平変位の比を算出した。得られた結果を図8に示す。これを図7(b)と比較すると各ケースでのばらつきが大幅に低減されていることが分かる。そこで、次式によって簡易に減衰定数 $h$ を評価することを試みる。

$$h = h_G \cdot \alpha + h_E \cdot (1 - \alpha) \quad (1)$$

ここで、 $h$ ：構造物全体系の1次モード減衰定数、 $h_G$ ：地盤の減衰定数(今回は $h_G=0.30$ )、 $h_E$ ：部材の減衰定数(今回は $h_E=0.05$ )、 $\alpha$ ：振幅比(1次モードにおける構造物天端位置の水平変位に対するフーチング、地中梁中心位置の水平変位の比率)である。式(1)によって表現される減衰定数も図8に示しているが、各解析結果は概ねこの式によって表現できていることが分かる。そのため構造物の天端とフーチング、地中梁中心位置の水平変位の比率があらかじめわかっている場合には、式(1)のみから簡易に減衰定数を推定することが可能となる。

#### 4. 地盤の寄与率を考慮した鉄道橋梁の地震応答値算定法

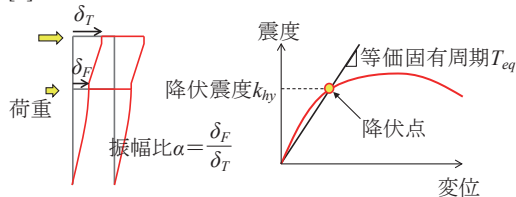
##### 4.1 手法の提案

鉄道橋梁・高架橋の地震応答値を算定する際には、プッシュオーバー解析と所要降伏震度スペクトルを組み合わせた非線形応答スペクトル法が多くの場合で用いられている。この所要降伏震度スペクトルを作成する際の減衰定数は、構造物の等価固有周期 $T_{eq}$ に応じて式(2)のように変化させている<sup>5)</sup>。

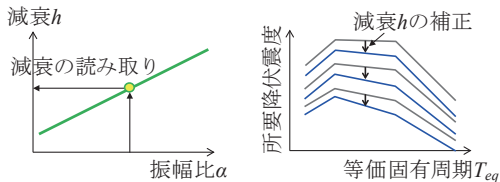
$$h = \frac{0.04}{T_{eq}} \quad (\text{ただし, } 0.1 \leq h \leq 0.2) \quad (2)$$

これまでの検討によると、構造物全体系の減衰は地中部と地上部の振幅比 $\alpha$ によって増減することが確認され

[1] プッシュオーバー解析の実施, 振幅比 $\alpha$ の評価



[2] 減衰 $h$ の推定, 所要降伏震度スペクトルの補正



[3] 応答塑性率, 最大応答変位の算定

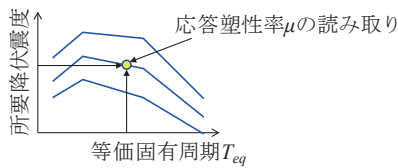


図9 振幅比 $\alpha$ を考慮した地震応答値の評価手法

ており、構造物の固有周期のみで表現することが難しいことが分かっている。そのため構造物の応答を評価する際には、振幅比 $\alpha$ を考慮した減衰定数を用いることが望ましいが、所要降伏震度スペクトルという単純かつ実務的に有効な表現形式を用いるには、何らかの工夫を行う必要がある。そこで本章では、地盤の振幅比に応じた減衰の変化を補正した上で、地震応答値を簡易に算定する手法を提案する。提案手法の概念を図9に示すとともに具体的な手順を以下に記載するが、設計者に要求される作業は、これまでの設計手順とほとんど変わりがなく、本手法を適用することによる設計時の手間の増加やミス等が発生する心配はないと考えられる。

[1] 対象とする構造の各種条件を設定したプッシュオーバー解析を実施し、構造物全体系の荷重-変位関係を求める。この結果から、構造物全体系の等価固有周期 $T_{eq}$ 、降伏震度 $k_{hy}$ を読み取るとともに、構造物が弾性挙動を示す初期段階での構造物天端の変位 $\delta_T$ とフーチング、地中梁位置の変位 $\delta_F$ を抽出し、式(3)によって振幅比 $\alpha$ を算定する。なお天端位置の変位 $\delta_T$ は、基礎の回転に伴う変形を除去したものとす。

$$\alpha = \frac{\delta_F}{\delta_T} \quad (3)$$

[2] 上記[1]で得られた振幅比 $\alpha$ と式(1)により、構造物全体系の減衰定数 $h$ を算定する。この減衰定数 $h$ を用いて、あらかじめ与えられている所要降伏震度スペクトル(これを標準所要降伏震度スペクトルと呼ぶ)を補正する。標準所要降伏震度スペクトルの補正の方法としては、過去に提案されている減衰の違いによるスペクトル補正手法<sup>6)</sup>を用いることができる。

表4 固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	有効質量比		モード減衰定数
			水平	鉛直	
1	1.868	0.535	0.703	0.000	0.199
2	6.766	0.148	0.000	0.995	0.273
3	9.790	0.102	0.184	0.000	0.193
4	10.141	0.099	0.004	0.000	0.105
5	17.549	0.057	0.000	0.004	0.056

[3] 上記[2]で補正した所要降伏震度スペクトルと上記[1]で求めた等価固有周期 $T_{eq}$ 、降伏震度 $k_{hy}$ を用いることで、構造物全体系の応答塑性率 $\mu$ を読み取るとともに、構造物全体系の最大変位 $\delta_{max}$ を評価する。ここで、前章で提案した減衰定数の簡易推定手法で用いる振幅比 $\alpha$ は、固有値解析結果から算定することを念頭に置いたものである。一方で、プッシュオーバー解析の初期状態では各部材、ばねは弾性挙動を示しており、かつ各節点には各部材の重量に比例した微小な慣性力を作用させており、この時の変形状態としては、1次振動モードを概ね適切に表現出来ているものと考えられる。

#### 4.2 提案手法の有効性の検証

前節で提案した地震応答値評価手法の有効性を確認するために、前章で対象としたCase1の杭基礎を有するラーメン高架橋を対象とした検討を行う。本モデルに対する固有値解析の結果を表4に示す。表4にはひずみエネルギー比例減衰法により算出したモード減衰定数も記載しているが、水平方向の1次モードで0.199、2次モード(全体系の3次モード)で0.193となっている。続いてプッシュオーバー解析により得られる構造物天端の震度-変位関係を図10に示すとともに、微小な震度(=0.01)の状態での変形を抽出した結果を図11に示す。なお図11には、固有値解析による1次モード形状も重ねて示しているが、全体の変形は固有値解析による1次モード形状を概ね再現できている。また、プッシュオーバー解析の結果(図10)から、構造物全体としての降伏震度 $k_{hy}=0.45$ 、降伏変位 $\delta_y=8.1(\text{cm})$ が得られ、この降伏点を通る割線剛性から等価固有周期 $T_{eq}=0.85(\text{s})$ と評価された。

続いて、正解値の位置づけとしての詳細な動的解析を実施する。入力地震動としては、鉄道構造物の耐震設計で用いられるL2地震動スペクトルII(G3地盤)を地盤ばねに対して一様に入力する。この際の減衰は、上述した固有値解析によって得られた1次、2次モードの固有振動数と減衰定数を満足するようなレイリー減衰を設定した。詳細モデルの非線形動的解析を以上の条件により実施した結果、最大変位 $\delta_{max}=30.8\text{cm}$ となった。

次に、提案手法を用いた簡易な応答算定を行う。あらかじめ用意されている所要降伏震度スペクトルは、基本的に鉄道構造物の設計標準<sup>5)</sup>に従って作成することとし

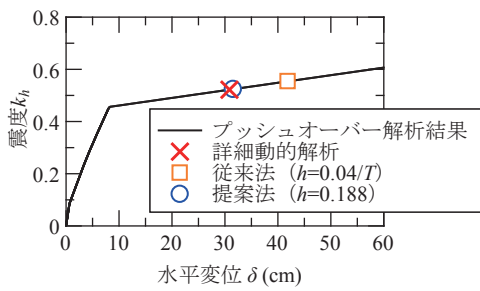


図 10 荷重－変位関係の算定結果

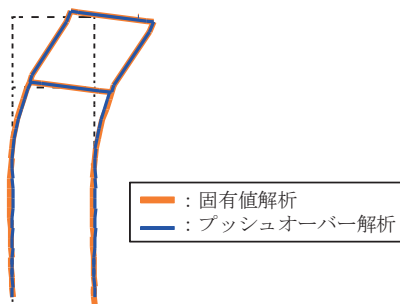


図 11 プッシュオーバー解析による変形状況

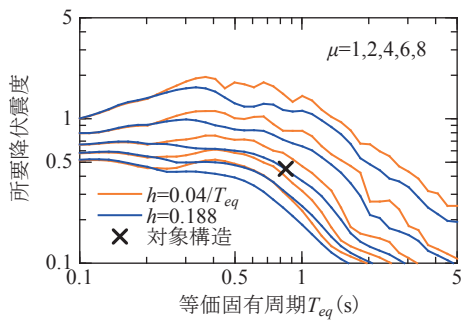


図 12 構造物の減衰定数を考慮した所要降伏震度スペクトルの補正

た。入力地震動は、詳細な動的解析において用いた地震動波形をそのまま用いる。以上の条件によって算定される所要降伏震度スペクトルを図 12 に橙線で示すが、このスペクトルが事前に用意されているものと考え、ここでは標準所要降伏震度スペクトルと呼ぶこととする。続いて、対象構造物の減衰定数は、上述したプッシュオーバー解析結果により得られる振幅比  $\alpha$  ( $=0.553$ ) を式 (1) に代入することで  $h=0.188$  と推定された。この減衰を用いて、標準所要降伏震度スペクトルを補正する。具体的な手順については文献<sup>6)</sup>に詳述されているが、構造物の減衰定数  $h$  と地震動継続時間  $T_d$  のみをパラメータとして、任意の周期  $T$ 、応答塑性率  $\mu$  におけるスペクトルの補正係数を容易に算出可能である。この手法を用いて減衰  $h=0.188$  に補正した所要降伏震度スペクトルも図 12 に青線で示している。この図には対象構造物の等価固有周期  $T_{eq}$ 、降伏震度  $k_{hy}$  の点をプロットしている。構造物の応答塑性率は、補正前のスペクトルを用いた場合

は  $\mu=5.26$ 、補正後のスペクトルでは  $\mu=3.96$  となった。これより評価される最大応答変位をプッシュオーバー解析による荷重－変位関係 (図 10) にプロットすると、標準所要降伏震度スペクトルを用いた場合は応答変位を過大評価している ( $\delta_{max}=41.9\text{cm}$ )。一方で、提案法を用いることで、詳細な動的解析による応答変位と良好な一致を示している ( $\delta_{max}=31.5\text{cm}$ )。今回の提案手法は、従来から実施されている簡易な応答値算定法とほぼ同一の手順によって、地中部と地上部の振幅比を考慮した上での減衰を設定可能であり、かつ詳細な動的解析とも整合する応答値を算定することができるため、鉄道構造物の耐震設計時の地震応答評価手法として活用が期待される。

## 5. まとめ

本検討では、橋梁・高架橋の減衰を評価する一つの方法として、構造物天端の振幅に対する基礎部の振幅比を指標とした減衰設定法の提案を行った。提案した手法は、従来からの非線形応答スペクトル法とほぼ同様の手順に基づいているとともに、詳細な固有値解析とこれに基づく減衰を用いた非線形動手解析による応答変位と整合する結果が得られるため、橋梁・高架橋の耐震設計時の地震応答値算定法として有効であると考えられる。

なお本検討の一部は、国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した。

## 文 献

- 1) Kawashima, K., Unjoh, S. and Tunomoto, M., "Estimation of damping ratio of cable-stayed bridges for seismic design," *Journal of Structural Engineering*, Vol.119, No.4, pp.1015-1031, 1993.
- 2) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 加藤久人: 斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用, 土木学会論文集, No.543/I-36, pp.217-227, 1996
- 3) 栗林栄一, 岩崎敏男: 橋梁の耐震設計に関する研究 (III) - 橋梁の振動減衰に関する実測結果 -, 土木研究所報告, No.139, 1970
- 4) 和田一範, 坂井公俊, 室野剛隆: 実測に基づく鉄道構造物の減衰特性の概略評価, 鉄道総研報告, Vol.30, No.5, pp.35-40, 2016
- 5) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012
- 6) 田中浩平, 室野剛隆: 減衰定数の違いによる所要降伏震度スペクトルの補正係数の提案と適用範囲の拡張, 土木学会第 33 回地震工学研究発表会講演論文集, 2013