

鉄道橋りょう・高架橋の等価 1 自由度モデルを用いた非線形動的解析時の骨格曲線の改良

名波 健吾* 坂井 公俊*

Improvement of Skeleton Curves for Nonlinear Dynamic Analysis
Employing Single Degree of Freedom Model of Railway Bridges and Viaducts

Kengo NANAMI Kimitoshi SAKAI

A dynamic analysis employing the nonlinear single degree of freedom (SDOF) model is generally used to carry out the seismic design of railway bridges and viaducts. Although structures are represented with bi-linear type skeleton curve in the model, it does not necessarily reproduce the nonlinear behavior of the structure obtained from the pushover analysis. Especially, the response values calculated by the method are largely different from those obtained from the precise model for small and medium earthquakes. In this study, a new skeleton curve employing the ellipse function was proposed to improve the precision of dynamic response in regions at around yielding. It was confirmed that the non-linear response estimated by the SDOF model with proposed curve showed good agreement with that from precise dynamic analysis.

キーワード：中小規模地震，等価 1 自由度モデル，非線形応答，バイリニア型，荷重—変位関係

1. はじめに

鉄道構造物の耐震設計¹⁾では，設計地震動に対して構造物の地震応答値を算定し，この結果から要求性能を満足することを照査している。構造物の地震応答値を算出する際には，詳細な解析モデルを用いて動的解析を実施する方法が考えられるが，簡略化したモデルを用いても地震時挙動を適切に評価できる場合には等価 1 自由度モデルに置換して応答値を算出することができる。この時の等価 1 自由度モデルに付与する骨格曲線は，構造物のプッシュオーバー解析から得られる荷重—変位関係に適合するように設定することが一般的である。

等価 1 自由度モデルに与える骨格曲線としては一般にバイリニア型が用いられている。この方法では骨格の折れ点を 1 つ設定する必要があるが，プッシュオーバー解析の荷重—変位関係から得られる降伏点を折れ点とする方法が以前から用いられていた^{例え 2)}。この方法は折れ点の設定根拠が明確であり，荷重—変位関係の折れ点が明瞭な構造物については，応答値を簡易かつ適切に算出できることが確認されている。

しかしながら，地盤ばね，杭部材等も含めて徐々に非線形化が進むような構造物については，プッシュオーバー解析による荷重—変位関係が曲線形状となるケースもある。この場合，荷重—変位関係には明瞭な折れ曲がり点が見られず，初期降伏点を折れ点とするバイリニア型の骨格曲線とは乖離する傾向にあるため，応答値を適

切に評価できない可能性がある。この問題を解消するために，室野・佐藤³⁾は構造物全体系の折れ曲がり点と第 2 勾配比を荷重—変位関係に適合するように設定することを提案している（図 1）。これを取り入れることにより，骨格曲線の折れ点が初期降伏点と一致しないものの，明確な折れ曲がり点が見られない構造物についても，プッシュオーバー解析から得られた荷重—変位関係を適切に表現できる。そのため，大規模地震発生時などを対象とした場合の地震応答値の簡易算定手法として有効な手法であり，鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）¹⁾においても用いられている。

一方で，図 1 の手法でも降伏点前後では骨格曲線とプッシュオーバー解析から得られた荷重—変位関係の間に若干の差異が生じている。近年，2018 年の大阪府北

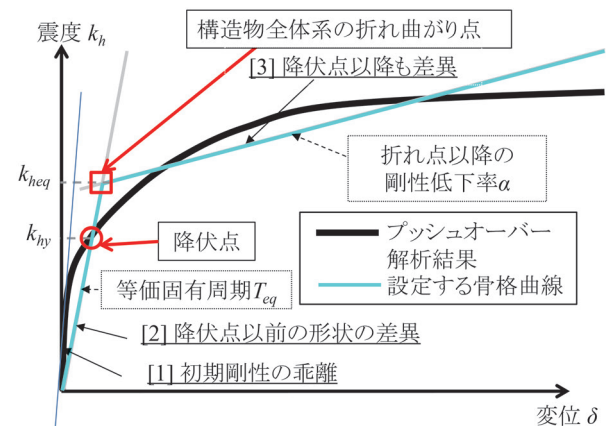


図 1 従来法（バイリニア型）の骨格曲線設定方法

* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

部地震や2021年と2022年の福島県沖の地震に代表されるように、鉄道構造物の応答が降伏点付近となる中規模程度の地震が一定の頻度で発生している。鉄道の早期復旧という観点からは、このような地震に対する構造物の応答値や損傷発生の有無についても簡易かつ適切に評価可能な手法が望まれる。また、中規模地震の影響も考慮した復旧性照査に関する検討⁴⁾も行っているが、この場合にも構造物の損傷発生前後の挙動を適切に評価することが重要となる。

以上を踏まえ著者らは、構造物の荷重—変位関係により適合する等価1自由度モデルの骨格曲線の設定方法に関する検討を行っている⁵⁾。本稿では、新たな骨格曲線の設定方法を示すとともに、等価1自由度モデルを用いた非線形動的解析による、提案手法の有効性や従来のバイリニアモデルとの相違点等について紹介する。

2. 荷重—変位関係により適合する骨格曲線の設定方法の提案

ここではまず、従来のバイリニア型の骨格曲線の設定方法²⁾を整理するとともに、提案手法について説明する。

2.1 従来法の概要

従来法では、構造物の等価1自由度モデルの応答解析を実施する際、骨格曲線にはバイリニア型を用いる。前章で述べたように、この方法は大規模地震発生時などを対象とした場合の地震応答値の簡易算定手法としては有効であるものの、中小規模地震時も含めた損傷程度の把握を目的としたときには、プッシュオーバー解析の結果と比較して以下の3つの点で乖離が見られる場合がある。

- (1) 第1勾配区間を原点と初期降伏点を結ぶ直線で表現するため、構造物全体系の弾性周期に対して、初期剛性をより小さな値で表現する。その結果、微小な地震動が作用した場合の地震応答の再現性が低くなる(図1中の[1])。
- (2) 同じく第1勾配区間が直線で表現されるため、降伏点に至るまでの区間の荷重—変位関係の詳細な変化を考慮できない。その結果、中小規模の地震動が作用した場合の地震応答の再現性が低くなる可能性がある(図1中の[2])。
- (3) 降伏点以降については、荷重—変位関係のある程度の再現性が担保されているものの、より適合度を高める余地は残されている。つまり、大規模地震時の地震応答についても再現性を向上できる可能性がある(図1中の[3])。

なお、従来法の履歴曲線はCloughモデル⁶⁾($\beta=0.2$)とする。

2.2 提案法の概要

中小規模の地震についても適切な地震応答値を算出するために、2.1節で述べた3点を改善可能な骨格曲線の設定方法を提案する。提案法の等価1自由度モデルでは、2つのばね(図2のばね1, ばね2)を組み合わせて用いることにより、構造物全体系の荷重—変位関係をより適切に表現することを目指す。

具体的には、ばね1をトリリニア型とすることで、降伏点以降の荷重—変位関係の適合度を向上させる。ばね2を楕円形状の関数で表現することで、降伏点以前の荷重—変位関係の適合度を向上させる。両者を組み合わせることで、初期剛性～強非線形領域において、従来のバイリニア型よりも荷重—変位関係により適合させた上での地震時挙動評価を可能とする。ばね1, ばね2の具体的な設定方法を以降に示す。

2.1.1 ばね1：トリリニア型のばね

詳細モデルの荷重—変位関係に適合するように、トリリニアの2つの折れ点を決定するが、第1折れ点(震度 k_{hy})は、部材の初期降伏点とする。第2折れ点(震度 k_{hb})は、骨格曲線が各性能(損傷レベル2, 等)の限界点を通るように設定する。トリリニア型の設定方法を図2の上段右に示す。

履歴曲線については、ばね1(トリリニア型)は武田モデル⁷⁾とし、除荷時の剛性低下係数 $\beta=0.4$ とする。

2.1.2 ばね2：楕円型のばね

降伏点以前の荷重—変位関係の適合度を向上させるためのばねで、楕円型の関数で表現する(図2の下段左)。関数は以下の3つの制約を満足したうえで、荷重—変位関係とトリリニア型の第1勾配区間の差を可能な限り表現するものとする。この時の各パラメータは、最小二乗法により決定できる。

- (1) 骨格曲線が原点を通る。
- (2) 初期周期が全体系の固有値解析から得られる固有周期と一致する。
- (3) 骨格曲線が降伏点を通る。

本稿においては、設定した楕円型の関数は以下の式(1)および(2)のパラメータにより表現する。

$$\begin{cases} \delta = \delta' \cdot \cos \theta - k'_h \cdot \sin \theta \\ k_h = \delta' \cdot \sin \theta + k'_h \cdot \cos \theta \end{cases} \quad (1)$$

$$(\delta' - \delta_c)^2 + r'^2 \times (k'_h - k_{hc})^2 = r^2 \quad (2)$$

ただし、 θ は楕円の回転角、 δ' 、 k'_h は楕円の回転移動に関する媒介変数、 δ_c は回転前の楕円中心の変位、 k_{hc} は回転前の楕円中心の震度、 r 、 r' は回転前の楕円の長軸および短軸の長さを規定するパラメータである。

なお、ばね2(楕円型)の履歴曲線は、降伏前には骨

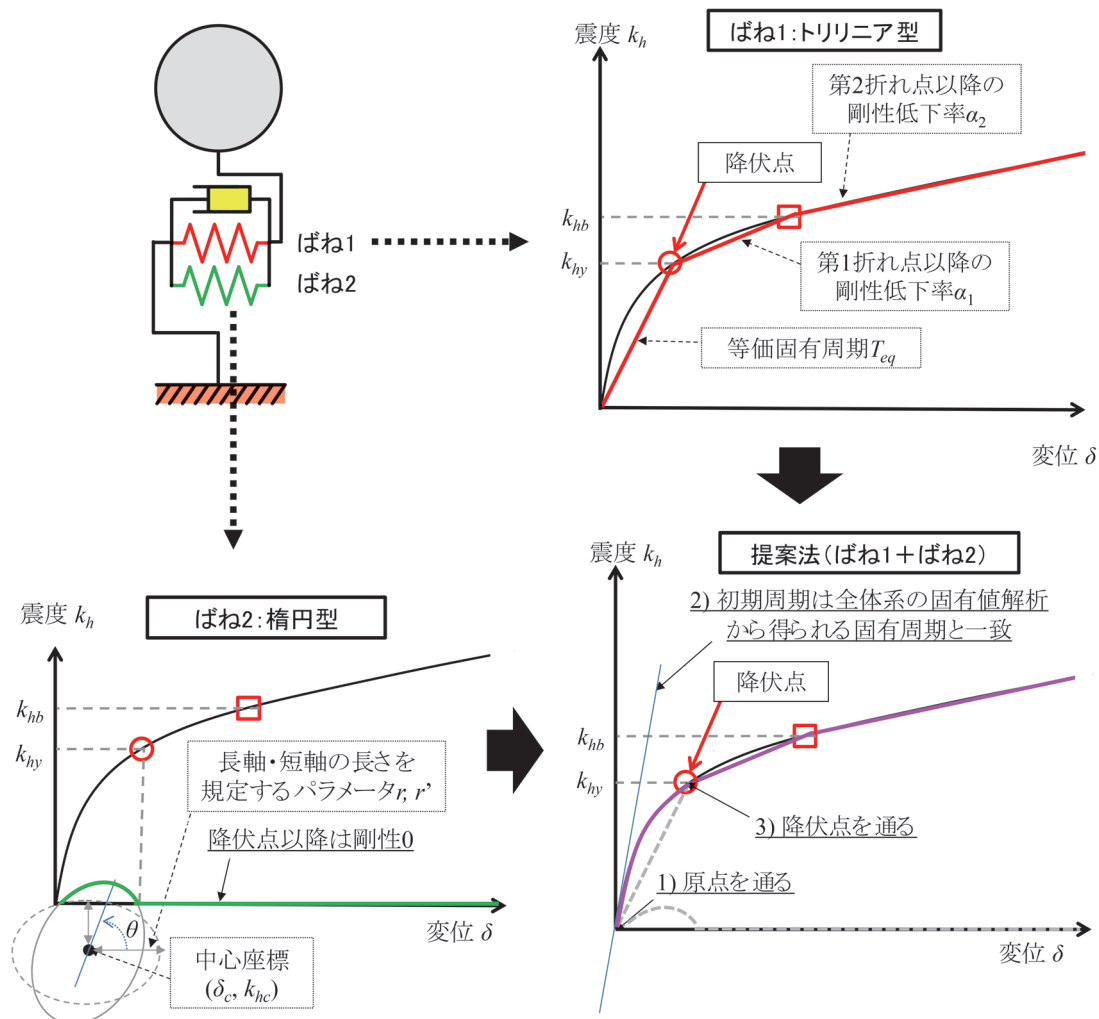


図2 提案法の骨格曲線設定方法

格曲線を動き、降伏点を越える変位を経験すると、それ以降は機能しなくなるものとする。

2.1.3 提案法の骨格曲線 (ばね1+ばね2)

ばね1とばね2の骨格曲線を組み合わせたものが、提案法の骨格曲線となる(図2の下段右)。第1折れ点以前の区間に適切な形状の楕円型の関数が付け加えられることで、構造物の荷重-変位関係に見られる曲線部分が表現可能となる。この骨格を有する等価1自由度モデルは、初期の固有周期が対象とする構造物と一致する。また、トリリニア型のばねの導入によって大変位領域においても荷重-変位関係の適合度が向上し、結果として従来のバイリニアモデルと比較して幅広い変位領域において構造物の荷重-変位関係をより適切に再現できるようになることが期待される。

3. 検討対象構造物の概要, 骨格の設定

3.1 対象構造物の概要

前章で提案した骨格曲線を用いた地震応答値算定の有

効性を確認するために、具体的な構造物を想定した地震応答解析を実施する。対象とする構造物は、鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)の照査例⁸⁾に記載された杭基礎RC橋脚とする。対象とした構造物の概略寸法を図3に示すが、柱高さ8m、杭長19mであり、地盤種別はG3地盤を想定している。なお、解析方向は線路直角方向とする。

3.2 解析モデルの構築, 振動特性の評価

解析モデルについて、部材は2次元の梁要素と質点でモデル化し、地盤はばねでモデル化することとした(図4)。具体的には、橋脚く体および杭部材はC点、Y点およびM点¹⁾を折れ点とするトリリニア型の曲げモーメント-曲率関係で設定した。なお、解析の安定のためにM点以降に負勾配区間は設定していない。地盤ばねは、水平ばね、周面摩擦ばね、先端ばねの3種類を考え、非線形特性は既往の設定方法⁹⁾に基づいて設定した。固有値解析を行う際の減衰は部材に3%、地盤ばねに10%を付与してひずみエネルギー比例減衰法により各モード

減衰を算定した。

まず、固有値解析の結果を表1に示す。これより1次モードは約2.1Hz、2次モードは約10.0Hzであり、1次モードと2次モードを合わせた有効質量は全体の約98.8%となることが確認できる。このため、動的解析を行う際の減衰定数については、表1に示す固有値解析による1次、2次のモード減衰に適合するようなRayleigh減衰を設定した。

続いて、プッシュオーバー解析を実施し、橋脚天端位置の荷重-変位関係を評価した。その結果を図5に示す。対象構造物は変位9.5cmで柱基部が最初に降伏した。

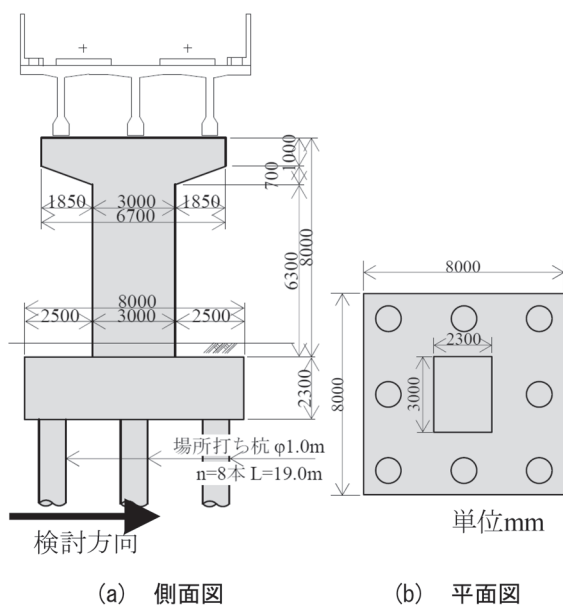


図3 検討対象構造物⁶⁾

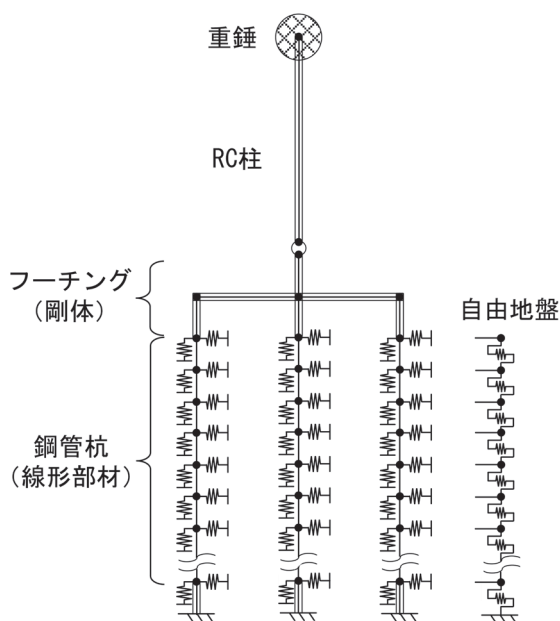


図4 解析モデル図

3.3 等価1自由度モデルの構築

3.2節で評価した詳細な解析モデル（以降、詳細モデル）を用いた固有値解析結果、プッシュオーバー解析結果から、等価1自由度モデルの骨格曲線を設定する。この時には比較のため従来型のパイリニアモデルによる非線形特性³⁾の設定も行った。最終的に設定したパラメータを表2（従来法）、表3（提案法）に、これにより得られる骨格曲線を図6に示す。なお、提案法のパラメータは、2.1.2項に示した条件を満足させつつ、次式に示すような詳細法との誤差の二乗和 E_r が最小となるように最適化計算を行うことにより設定した。

$$E_r = \int_0^{\delta_{hy}} \{k_h(\delta) - k_{h0}(\delta)\}^2 d\delta \quad (3)$$

表1 固有値解析結果

固有モード	振動数 (Hz)	刺激係数	有効質量比	モード減衰
1	2.132	-3.07×10^1	0.7891	0.0508
2	9.9782	1.55×10^1	0.1999	0.0587
3	26.0449	3.57×10^0	0.0107	0.0472

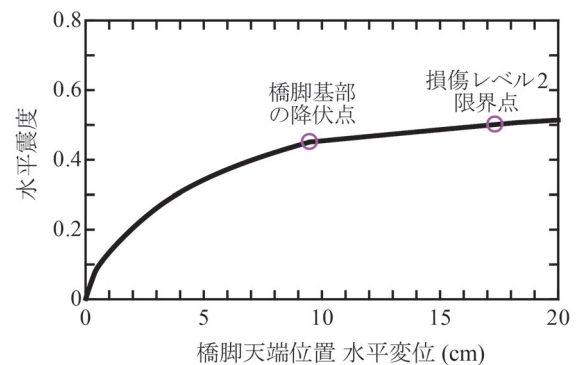


図5 プッシュオーバー解析結果

表2 従来法の骨格曲線のパラメータ

T_{eq}	0.919 (s)
α	0.100
k_{heq}	0.452

表3 提案法の骨格曲線のパラメータ

T_{eq}	0.919 (s)	δ_c	3.10×10^7 (cm)
k_{hy}	0.451	k_{hc}	-2.28×10^{-1}
k_{hb}	0.501	r	3.10×10^7 (cm)
α_1	0.136	r'	4.00×10^{-5} (cm)
α_2	0.095	θ	-8.11×10^{-2} (rad)

ただし、 $k_h(\delta)$ は提案法の等価1自由度モデルにおける変位 δ の時の震度、 $k_{h0}(\delta)$ は多自由度モデルを用いたプッシュオーバー解析から得られる荷重—変位関係における変位 δ の時の震度である。

図6から、両手法共に降伏点以降の関係は概ね一致している。その一方で、降伏点以前の領域では提案法を用いることで、詳細モデルの荷重—変位関係の再現性が大幅に向上していることが確認できる。

また、減衰定数は固有値解析による1次のモード減衰を設定した。

4. 動的解析に基づく提案法の有効性の検証

4.1 動的解析の条件

入力地震動は、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）¹⁾の標準L2地震動スペクトルⅡ（G3地盤）（図7）を10gal~872galまで振幅調整した波形を用いた。

4.2 入力加速度200galとした場合の応答

最大応答変位が降伏変位の前後となる地震動として、図7の波形の最大加速度を200galに調整して非線形動的解析を実施した。得られた応答加速度と応答変位の時刻歴、および応答加速度と応答変位の関係を図8に示す。

図8(b)において、詳細モデルと従来法の時刻歴応答の差異が比較的大きい一方で、提案法による評価結果は、詳細法を良好に再現していることが確認できる。例えば時刻15s付近での応答変位の絶対値に着目すると、

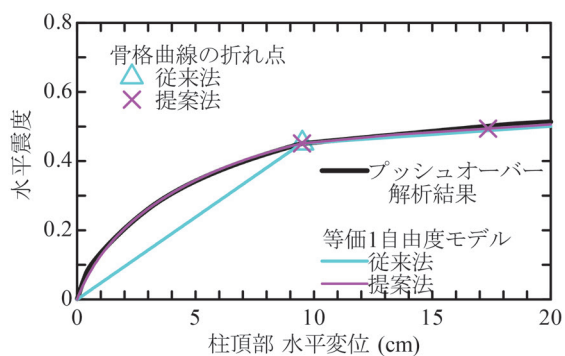


図6 設定した骨格曲線

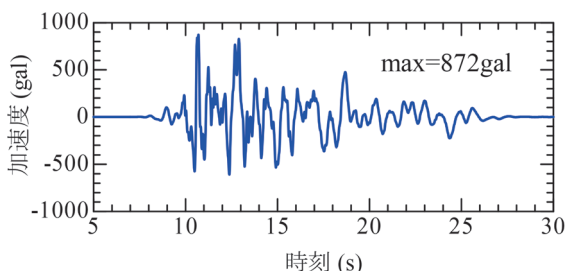
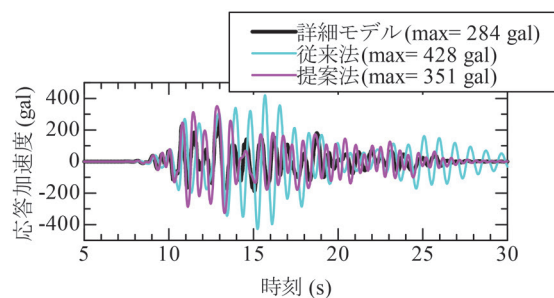


図7 入力地震動（振幅調整前）

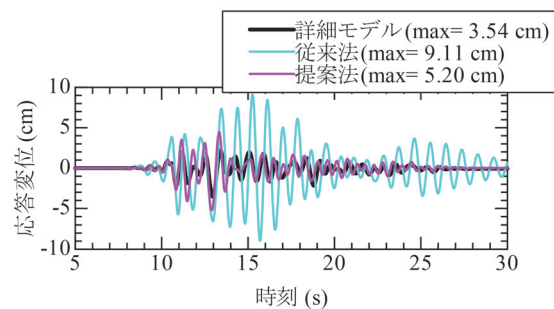
詳細モデルと提案法は約2cmであるが、従来法では約10cmである。このような傾向は全体的な時刻で、また図8(a)においても見られる。

また図8(c)を見ると、従来法は詳細モデルと比較して応答加速度—応答変位の関係における傾きが緩やかである。これは、構造物の初期周期（0.469秒）に対して従来法では等価固有周期（0.919秒）という長めの値を設定しているためである。その一方で、提案法では初期周期を詳細モデルと一致させることが可能であるため、加速度—変位関係の勾配は詳細モデルにより近くなる。

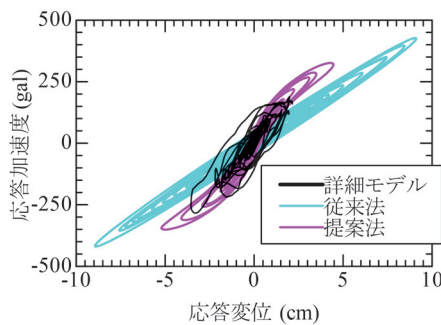
また今回は骨格の設定方法について主に着目しているが、履歴特性については提案法と詳細モデルの間で、多少の乖離が見られる。これについては今回設定したばね2の楕円モデルが履歴を描かないような設定としているためであるが、これについては例えば Masing 則を採用する等の対応で、より詳細モデルとの適合度が向上する



(a) 応答加速度の時刻歴



(b) 応答変位の時刻歴



(c) 応答加速度—応答変位関係

図8 動的解析結果の比較 (Max=200gal)

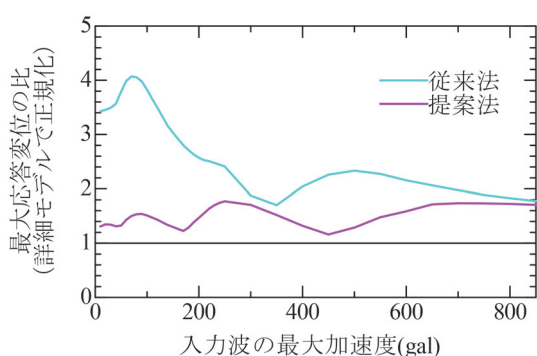


図9 入力波の最大加速度と最大応答変位の関係

ことも期待され、今後の検討課題であるといえる。

以上より提案法を用いることで、中小規模地震に相当する地震動に対して、従来法と比較して詳細モデルにより適合した応答値が得られることを確認した。

4.3 入力レベルを様々に変更した場合の解析結果

続いて、入力レベルを多様に変化させた場合の考察を行う。具体的な入力波の振幅レベルとして、最大加速度250galまでは10gal刻み、250gal以上は50gal刻みで、872gal（振幅調整しない場合の最大加速度）まで地震動の振幅を逐次調整して非線形動的解析を行い、各入力レベルに対する最大応答変位を算出した。従来法、提案法の最大応答変位を詳細モデルによる変位で正規化した結果を図9に示す。この結果より、今回入力を行ったあらゆる最大加速度レベルにおいて、従来法と比較して提案法の応答変位比が1により近い結果が得られた。このことから、任意の地震動の入力レベルにおいて、提案法を用いることで、中小規模地震のみならずあらゆる規模の地震で応答をより適切に表現できることがわかった。

5. まとめ

本検討では、等価1自由度モデルでの非線形動的解析に用いる骨格曲線について、従来のバイリニア型と比較して、中小規模地震に対してより適切に地震応答を評価可能な設定方法（提案法）を提案した。具体的には、トリリニア型のばねと楕円型のばねを組み合わせることで、より実際に近い挙動の再現を試みた。さらに、提案

法を用いて非線形動的解析を実施することで、提案法の有効性を確認した。試算の結果、提案法を用いることで、中小規模地震における構造物応答を簡易かつ適切に評価可能となることを確認した。

今後、等価1自由度系の非線形動的解析に用いる骨格曲線に関する検討を継続的に行い、最終的には設計実務においてより適切な方法での応答評価の実現を目指す。

本研究の一部は、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) 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），丸善出版，2012
- 2) 西村昭彦，室野剛隆：所要降伏震度スペクトルによる応答値の算出，鉄道総研報告，Vol.13，No.2，pp.47-50，1999
- 3) 室野剛隆，佐藤勉：構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用，土木学会地震工学論文集，pp.520-528，2007
- 4) 名波健吾，坂井公俊，和田一範：中規模地震の影響を考慮した鉄道構造物の復旧性照査法，施設研究ニュース，No.388，pp.5-6，2022
- 5) 名波健吾，坂井公俊：等価1自由度モデルを用いた鉄道高架橋の地震時挙動評価時の骨格曲線の高度化，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.78，No.4，pp.266-274，2022
- 6) Clough, R.W. and Johnston, S.B.: Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, 第2回日本地震工学シンポジウム梗概集，pp.227-232，1966.
- 7) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST15, pp.2557-2573, 1970.
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善出版，2007
- 9) 伊藤公二，佐名川太亮，坂井公俊，豊岡亮洋，室野剛隆：対象とする地震動レベルが変化した場合のバイリニア型の地盤—構造物相互作用ばねの有効性，第55回地盤工学研究発表会論文集，22-9-2-06，2020