

鉄道橋りょう・高架橋の骨格曲線の形状が
所要降伏震度スペクトルに与える影響

坂井 公俊*

Influence of Smoothness in Skeleton Curve of Railway Bridge and Viaduct on
Nonlinear Response Spectrum

Kimitoshi SAKAI

This study investigates how the smoothness of the skeleton curve affects the seismic response of a structure before it yields. The bulging of the skeleton curve was characterized by the ratio of initial stiffness in a bilinear model, followed by numerous nonlinear dynamic analyses. The results showed that, for ductility $\mu = 1$, the ratio of the required demand yield seismic coefficient drops below 1 when the natural period of the structure (T_{eq}) is short, reducing the seismic response values. The findings of this study can be applied to seismic response for structures. Particularly, they are expected to improve the accuracy and rationalization of structural behavior before and after yielding, specifically the structural behavior during Level 1 earthquakes and the immediate estimation of structural integrity after an earthquake.

キーワード：橋りょう・高架橋，骨格曲線，バイリニアモデル，所要降伏震度スペクトル

1. はじめに

構造物の耐震設計を行う際の地震応答値算定手法としては、非線形の地震応答解析が用いられることが多い(例えば^{1) 2)}。この時の構造物のモデル化手法、解析手法としては様々なものが考えられるが、必ずしもすべての現象を表現できる必要は無く、工学的な要請を考慮³⁾した上で、適切な手法を選択することが重要になる。構造物の耐震設計における工学的な要請は、構造物が安全性や復旧性といった地震時要求性能を満足するか否かを、現実的な作業量、コストで適切に把握することである。

このような観点で、一般的な形状を有する鉄道橋りょう・高架橋の地震応答値は、以下の手順によって算定されている⁴⁾。まず、構造物全体系をモデル化したプッシュオーバー解析によって、構造物を一つの系と捉えた場合の荷重-変位関係を把握するとともに、構造物の等価固有周期 T_{eq} 、降伏震度 k_{hy} を求める。そして、 T_{eq} と k_{hy} をパラメータとした所要降伏震度スペクトルによって構造物の応答塑性率 μ 、地震応答値を算定する。この所要降伏震度スペクトルを作成する際の構造物は、等価 1 自由度モデルという単純化したモデルを用いている。構造物の等価 1 自由度モデルは、骨格曲線をバイリニアモデル、履歴曲線をクラフモデルとする等、実構造物の挙動をシンプルに表現した特性を用いている⁵⁾。また、鉄道構造物以外にも非線形応答スペクトル法に関する検討が実施されている⁶⁾⁷⁾が、いずれの構造物のモデル化方法、非線形特性とも比較的単純なものが採用されている。所要降伏震度スペクトルは、構造物のモデル化次元、非線形特性を単純化することで、数少ないパラメータのみから地震応答値を簡易に算出可能であるというメリットがある一方で、モデルを単純化しているために地震応答値の推定精度が低下するという懸念も考えられる。

特にレベル 1 地震動に対しては、構造物の降伏前後の応答を確認するケースが多いと考えられる。この時に、前述した等価 1 自由度モデルにおける降伏前の骨格は、原点と降伏点を通る割線剛性という実構造物よりも相対的に柔らかい剛性を有する線形モデルとなっている。そのため、詳細な構造物をモデル化した非線形動的解析の結果よりも大きな応答変位が得られる可能性が高いと考えられる。この乖離の大きさ

* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

は、構造物の周期特性、降伏前の各種部材の非線形化の順序・程度、地震動の特性等によって変化すると考えられるが、これを定量的に評価した事例はこれまでほとんどない。骨格を単純化する影響を把握するとともに、これを容易に考慮する手法を構築することで、設計の合理化・適正化が期待される。

以上は構造物の設計という観点での議論であるが、地震発生後の鉄道構造物の損傷状況の迅速な把握も重要な観点である。例えば、2018年大阪府北部地震のような「構造物に損傷が発生するか否かの境界レベルの地震（以降、中小規模地震）」が近年頻発しているが、このような地震において被害状況の把握やその後の復旧作業等に時間を要し、地震発生後の鉄道の早期運転再開という観点での課題が浮き彫りになっている^{例え8)}。これを解決する一つの方法として、地震発生後の鉄道構造物の健全度判定を高度化することが考えられる。

これに資する情報を鉄道事業者に配信することを目的として、著者らは「鉄道地震被害推定情報配信システム」を開発、運用している^{例え9)}。これには構造物の損傷程度を即時推定する機能を実装しているが、損傷程度の推定手法としては構造物の等価固有周期 T_{eq} 、降伏震度 k_{ny} と地震動の最大加速度 PGA 、卓越周期 T といった情報のみをパラメータとして提案された「構造物の被害推定ノモグラム」¹⁰⁾¹¹⁾を用いている。そして、この構造物の被害推定ノモグラムを構築する際の構造物モデルとしては等価1自由度モデル、骨格曲線としてバイリニアモデルが採用されている。そのため、鉄道構造物の継続使用という観点で特に重要になると考えられる構造物の降伏前後の損傷程度については、設計時と同様に大きめの応答値を推定している可能性が高い。これをより適正化するためには、構造物の降伏前後の応答を簡易かつより適切に推定可能とする手法が必要となる。

このような観点で、著者らは構造物の等価1自由度モデルに用いる骨格曲線の高度化に向けた検討を行っている¹²⁾。これは、構造物の骨格曲線として、前述したバイリニアモデルの折れ点よりも前の線形部分に、プッシュオーバー解析によって得られる構造物全体系の荷重-変位関係（骨格曲線）が有する膨らみを表現する楕円形の骨格を付加することで、構造物降伏前の地震応答値をより適切に表現することを目指したものである。これによって、多自由度系の詳細な構造物モデルによる地震応答値の再現性が高くなることを確認するとともに、従来よりも地震応答値の精度向上が期待されることを確認している¹²⁾。その一方で、この検討は鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）（以降、耐震標準）に示される標準的なL2地震動⁴⁾と限られた構造物条件のみを対象とした解析に留まっている。

以上を踏まえ、中小規模地震時の構造物挙動を簡易かつ適切に推定可能とするための基礎的検討として、構造物の降伏前の骨格曲線の膨らみの程度が地震応答値に与える影響を把握した事例¹³⁾について報告する。なお本検討では、構造物の降伏前の骨格曲線、つまりバイリニアモデルの線形状態の領域の影響に着目した議論を行う。そのため、この領域の履歴特性や構造物の降伏以降の骨格、履歴の影響については従来の等価1自由度モデルの知見をそのまま適用している。

2. 検討条件、解析条件

2.1 構造物のモデル化

ここではまず、本検討で用いる構造物の非線形特性について説明する。既往の検討¹²⁾では、構造物の非線形特性として、構造物降伏前の線形弾性体の領域に「楕円で表現する関数」を付加することで、構造物降伏前の骨格曲線の膨らみを適切に表現することを可能としている（図1）。このモデルは、ある特定の構造物を対象としたプッシュオーバー解析の結果が存在する場合に、適切かつ比較的容易に構造物の荷重-変位関係を再現する骨格曲線の設定が可能となる。その一方で、楕円の形状を表現するためのパラメータと

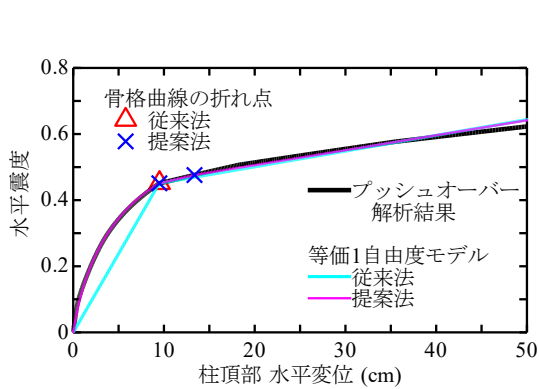


図1 バイリニアモデルと提案モデル¹²⁾の骨格曲線

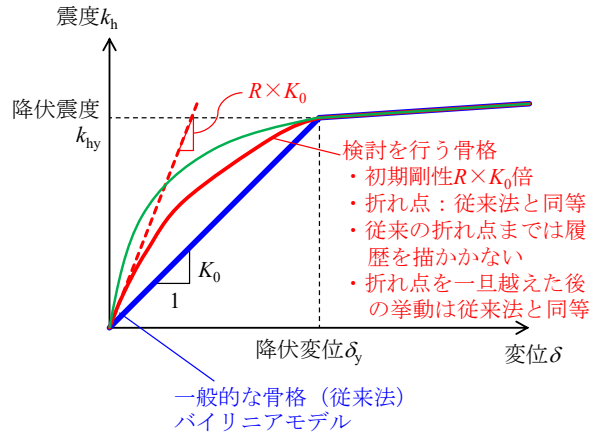


図2 検討を行う解析モデルの骨格曲線

して複数個が必要であるため、膨らみの大きさを簡易に表現することが困難である。そこで本検討では、従来のバイリニアモデルに対して線形時の膨らみを以下のように簡易的に表現することとした。

具体的には図2に示すように、まず構造物の降伏以前（バイリニアモデルの折れ点までの範囲）の線形時の剛性 K_0 を定数倍 (R 倍) する。これとともに、初期～降伏変位 δ_y までの領域を等間隔に分割（分割数を D とする）し、次式に示すように各区分 i ($i=1\sim D$) での剛性 K_i を次式で表現することで、各分割での剛性が滑らか変化するように調整した。なお本検討では分割数 $D=20$ としたが、これを多少変化させた場合にも、最終的な結果に影響がないことを別途確認している。

$$K_i = R \cdot (1 - (i-1) \cdot \xi) \cdot K_0 \quad (1)$$

($\delta_y \cdot (i-1) / D \leq \delta < \delta_y \cdot i / D$ のとき)

ここで ξ は骨格が降伏点を通るように調整するパラメータであり、次式で表される。

$$\xi = \frac{D \cdot (R-1)}{\sum_{j=1}^{D-1} j \cdot R} \quad (2)$$

また今回は、構造物の降伏点よりも前の骨格が地震応答に与える影響を把握することが目的であるため、その他の特性は既往の検討¹²⁾と同様に設定することとした。具体的には、構造物の減衰がバイリニアモデルと変化しないように、降伏前は常に骨格上を動くこととする。また応答変位が一度でも降伏変位 δ_y を上回った後は、従来のバイリニアモデル（図2の青線）と同様の骨格、履歴を描くこととする。

これによって得られる骨格曲線の例として、構造物の等価固有周期 $T_{eq}=0.8s$ 、降伏震度 $k_{hy}=0.7$ とした上で、初期剛性の倍率 $R(K_0)$ を 1.5~6.0 まで変化させた条件の結果を図3に示す。ここで設定した $R(K_0)=1.5\sim6.0$ は、多様な鉄道橋りょう・高架橋を対象とした弾性固有周期と等価固有周期の関係¹⁴⁾を参考にして、これらを包含するように設定したものであり、次章の網羅的な検討においてもこの範囲でパラメータを設定している。図3の結果を見ると、変化させるパラメータを初期剛性の倍率 $R(K_0)$ のみに限定しているが、これが大きくなるほど骨格曲線の膨らみが大きくなっていることが確認できる。そのため、この非線形特性を用いた動的解析によっても、本検討で目的とした「構造物降伏前の骨格曲線の膨らみの程度が地震応答値に与える影響」の定量的な把握が期待される。

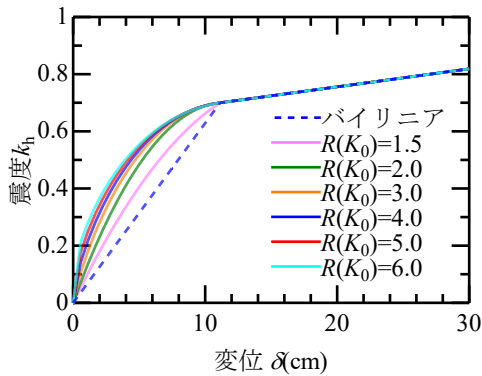


図3 初期剛性を変化させた骨格曲線の例
($T_{eq}=0.8s$, $k_{hy}=0.7$ の場合)

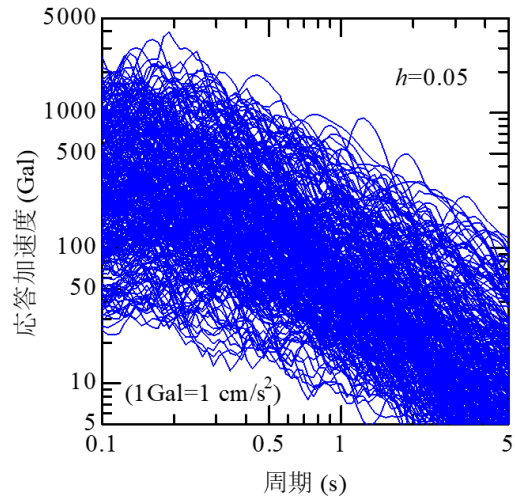


図4 検討に用いる時刻歴波形(306波)の
弾性加速度応答スペクトル

2.2 入力地震動の条件

今回は構造物の非線形挙動の議論を行う事が目的であるため、検討に用いる地震動波形としても比較的振幅レベルの大きな実観測記録を用いることとした。具体的には、鉄道構造物の耐震設計に用いる標準L2地震動(スペクトルI, スペクトルII)の弾性加速度応答スペクトルを設定する際に使用した多数の地震観測記録¹⁵⁾を用いた。これは、地震規模が比較的大きく、かつ地盤条件や振幅レベルといったいくつかの条件を満足する全306波形をデータベース化したものである。波形の選定条件や対象とした地震等については文献¹⁵⁾を参照されたい。検討に用いる全記録の弾性加速度応答スペクトルをまとめて図4に示すが、弾性応答として2Gを上回るような非常に大きな応答を示す地震動を含んでいることが分かる。

これらの地震動波形は、内陸活断層による地震、海溝型地震といった地震の種別によって分類されている。本検討においてもこの地震種別毎に整理を行った¹³⁾が、得られる傾向はほぼ同一であったため、最終的には地震種別による分類は行わず、全ての地震動波形を用いた結果をまとめて表示している。

2.3 解析の条件

2.1, 2.2節で定義した構造物の非線形特性、地震動波形を用いた非線形動的解析を実施する。この結果を整理する事で、骨格曲線の膨らみの程度が構造物の地震応答値に与える影響を把握する。この時には、各地震動波形、骨格曲線の膨らみに対して「所要降伏震度スペクトル」を算定、整理する。

所要降伏震度スペクトルを算定する際の構造物の非線形特性は、基本的に耐震標準のRC橋りょう・高架橋のスペクトル計算時と同一の条件で設定した。具体的には、構造物降伏前の骨格曲線の膨らみを無視した状態での基本となる骨格曲線をバイリニアモデル、履歴曲線をクラフモデル(第二勾配比 $\alpha=0.1$, 戻り勾配を規定する指数部の係数 $\beta=0.2$)とした。構造物の等価固有周期 T_{eq} は、0.1~5秒の範囲で対数軸において等間隔で40個設定することとし、構造物の減衰定数は周期依存なしの5%とした。骨格曲線の膨らみを表す指標である初期剛性の倍率 $R(K_0)$ は、6.0までの範囲で0.5刻みで設定することとした。所要降伏震度スペクトルを算定する際には、応答塑性率 μ が1~10まで1刻みになるような降伏震度 k_{hy} を収束計算によって算定した。

3. 解析結果

3.1 限られた条件での解析結果

まず今回設定した骨格曲線による基本的な挙動を把握するために、図5に示す時刻歴波形と限られた構造物条件を対象とした非線形動的解析の結果を示す。この地震動波形は、2003年の十勝沖地震(M8.0)においてKiK-net様似(HDKH07)で観測された記録(EW成分)である。また構造物条件は固有周期 $T_{eq}=0.25s$ で固定し、降伏震度は $k_{hy}=0.35, 0.20$ の2ケース設定した。また、今回対象とする骨格曲線の膨らみを表す指標である「初期剛性の倍率 $R(K_0)$ 」は、1.0(通常のバイリニアモデル)、2.0、4.0、6.0の4ケースを設定した。なお今回設定した2ケースの降伏震度 k_{hy} において、 $k_{hy}=0.35$ の条件では通常のバイリニアモデルによって多少塑性化(応答塑性率 $\mu=1.6$)する程度の降伏震度になっている。その一方で $k_{hy}=0.20$ の条件では、バイリニアモデルによる応答塑性率 $\mu=5.9$ と非線形挙動が顕著な条件となっている。

以上の条件によって複数ケースの非線形動的解析を実施した結果得られた構造物応答をまとめて図6($k_{hy}=0.35$ の場合)、図7($k_{hy}=0.20$ の場合)に示す。まず図6(c)の震度-変位関係より、 $R(K_0)$ を指標として骨格曲線の膨らみの大きさを制御できていることが分かる。またこの効果として、 $R(K_0)$ が大きいほど応答加速度、応答変位が徐々に小さくなっていることも確認できる(図6(a),(b))。そのため、ここで対象と

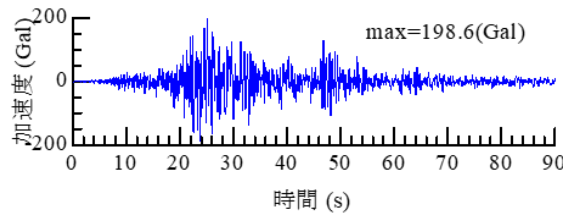


図5 入力地震動の時刻歴波形

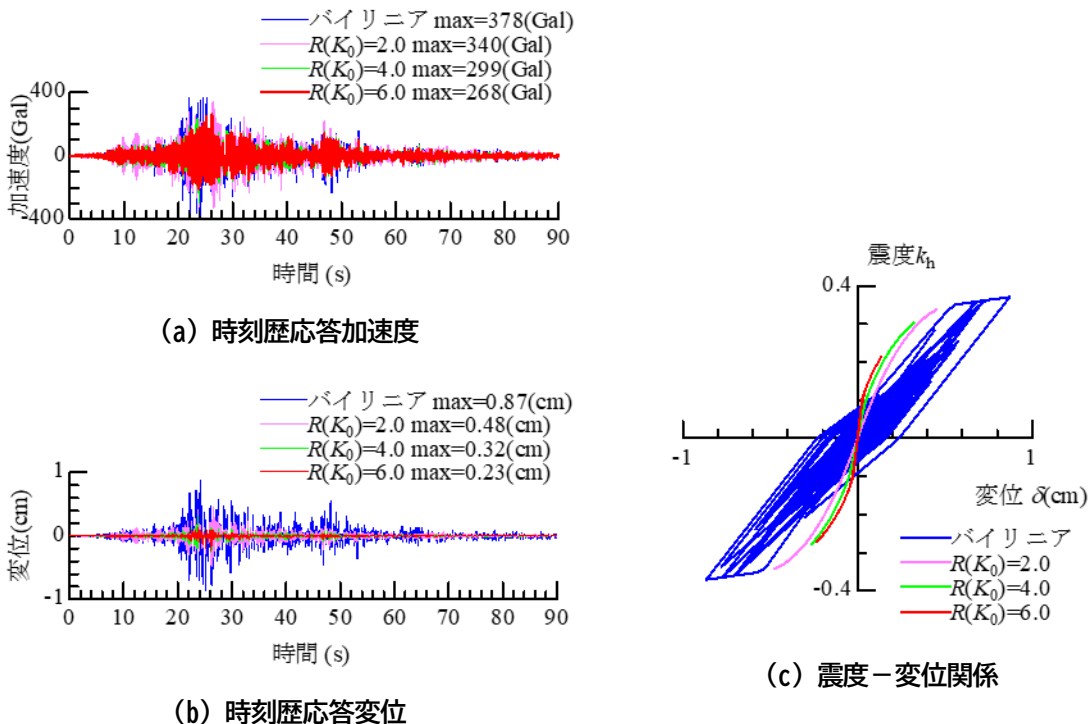


図6 構造物挙動の評価結果 ($k_{hy}=0.35$ の場合)

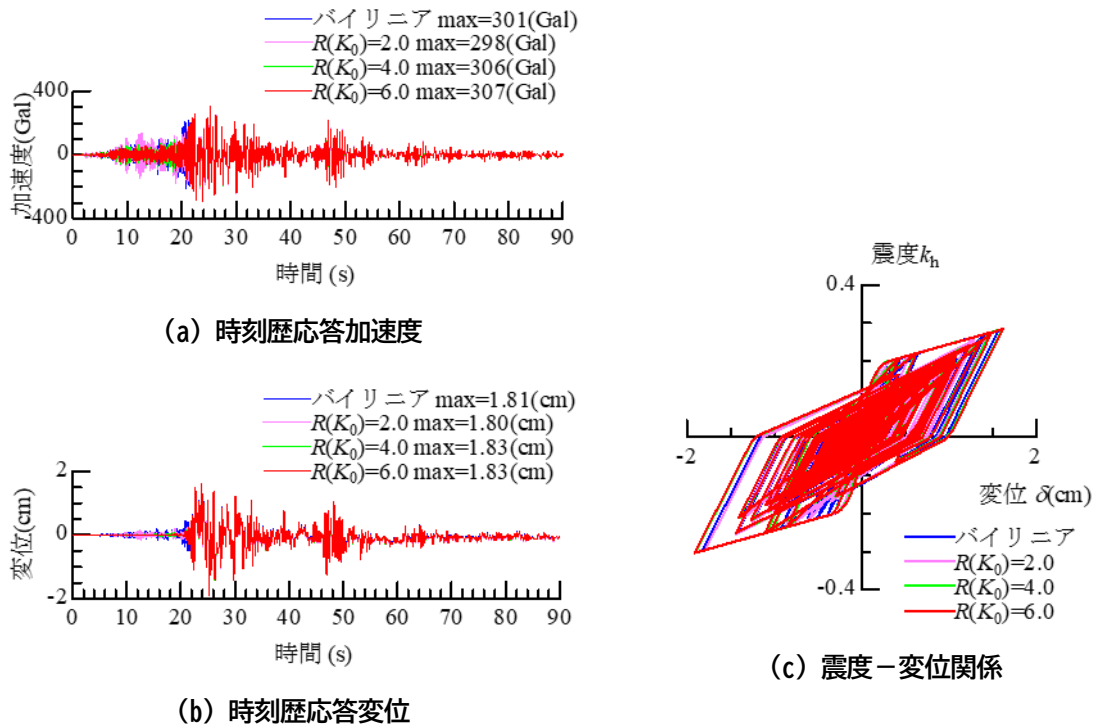


図7 構造物挙動の評価結果 ($k_{hy}=0.20$ の場合)

した条件の構造物，地震動においては，骨格曲線の膨らみを無視したバイリニアモデルを用いることで，各応答を過大評価する可能性があると言える。

その一方で，降伏震度 k_{hy} を小さく設定した図7を見ると，時刻歴応答波形（図7(a),(b)）の時刻20秒程度までは $R(K_0)$ の違いによって各構造物の挙動が異なるが，それ以降は概ね同一の挙動となり，最大応答値は $R(K_0)$ に依らずほぼ同様の値を示している。また震度－変位関係（図7(c)）においてもケースごとの違いはほとんど見られない。これは今回設定した骨格曲線，履歴曲線が構造物降伏前でのみ異なる特性を有するためであり，構造物の非線形挙動が顕著になるこの条件では，降伏前の骨格曲線の膨らみの影響が相対的に小さくなったものと推察される。

以上のように，限られた構造物と地震動の条件ではあるが，今回設定した簡易な非線形特性によっても降伏前の骨格曲線の膨らみを制御可能であること，これによって地震応答値が変動する場合があることを確認した。

3.2 網羅的な解析結果

前節と同様の非線形動的解析を多様な地震動，構造物条件に対して実施することで，幅広い応答塑性率 μ となる降伏震度 k_{hy} を算定した。この時には前述したように，骨格曲線の膨らみを表す指標 $R(K_0)$ を 1.0（通常のバイリニア）から 6.0 まで 0.5 刻みで設定している。これによって得られた各条件での所要降伏震度 $k_{hy}(\mu, T_{eq}, R)$ を次式に示すように，バイリニアモデルでの所要降伏震度 $k_{hy}(\mu, T_{eq}, 1.0)$ で除することで，骨格曲線の膨らみの程度が構造物の所要降伏震度に与える影響を算定した。

$$R_{k_{hy}}(\mu, T_{eq}, R) = \frac{k_{hy}(\mu, T_{eq}, R)}{k_{hy}(\mu, T_{eq}, 1.0)} \quad (3)$$

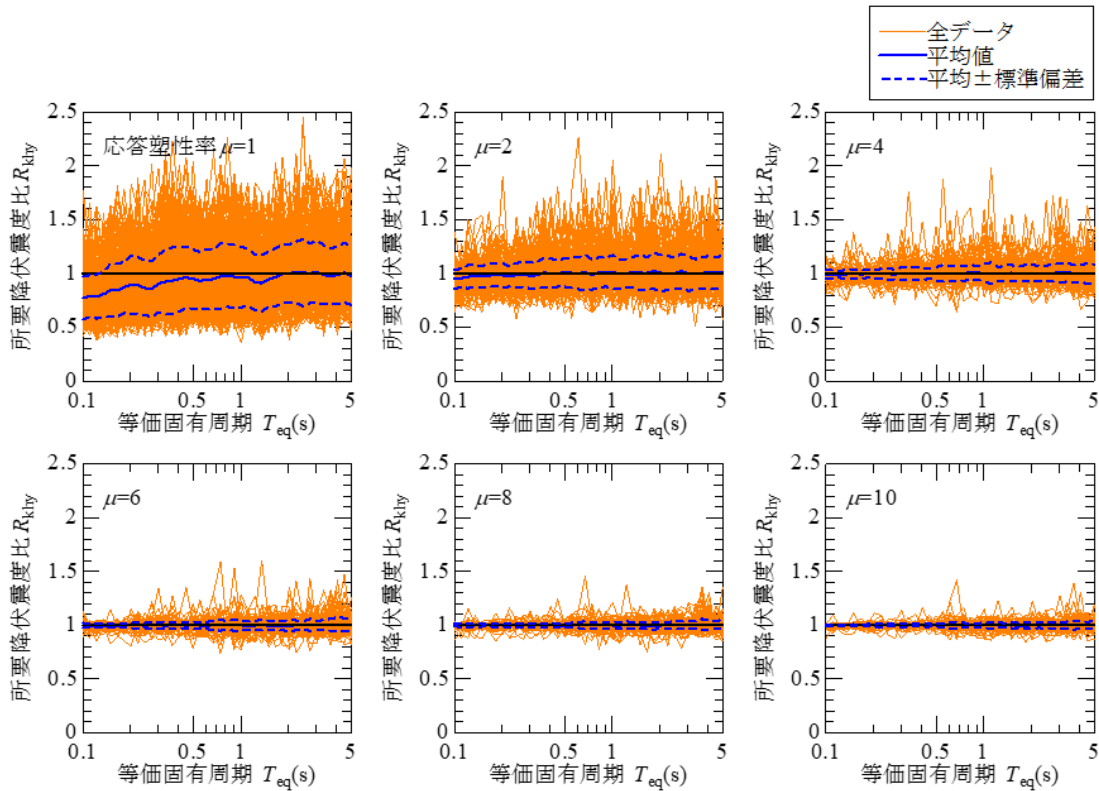


図8 所要降伏震度比 R_{khy} の算定結果 ($R(K_0)=2.0$ の場合)

まず、 $R(K_0)=2.0$ とした条件での全地震動の結果をまとめて図8に示す。この結果を見ると、まず応答塑性率 μ が小さいほど、地震毎の所要降伏震度比 R_{khy} のばらつきが大きいことが分かる。特に $\mu=1$ の場合は、所要降伏震度比 R_{khy} は0.5~1.5程度の範囲でばらつくが、 $\mu=10$ の条件では各波形の結果が0.9~1.1程度の範囲に概ね収まっている。これは前節でも述べた通り、降伏前の骨格曲線が構造物応答に与える影響は、非線形挙動の影響が顕著になるほど小さくなるということを明瞭に示す結果である。また、全地震記録の平均的な R_{khy} に着目すると、応答塑性率 μ が4以上の範囲では、 R_{khy} は概ね1となっている。その一方で、 $\mu=1, 2$ では構造物の周期 T_{eq} が短い領域において震度比 R_{khy} が1.0よりも小さな値を示している。特に $\mu=1$ では、等価固有周期0.5秒以下の構造物において R_{khy} の平均値が0.8程度の値になっており、この条件においては骨格曲線の膨らみの影響を考慮することで、所要降伏震度が平均的に20%程度小さくなることを示している。

続いて、この骨格曲線の膨らみの程度がより大きな $R(K_0)=6.0$ とした場合の結果を図9に示す。なおこの図には図8で示した $R(K_0)=2.0$ の条件における平均、平均±標準偏差の結果も示している。これを見ると、 $R(K_0)=6.0$ とした場合にも基本的な傾向は図8の $R(K_0)=2.0$ とした場合の結果と同様であることが分かる。具体的には、 μ が大きなほど所要降伏震度比 R_{khy} は1に近づく一方で、 $\mu=1, 2$ においては特に構造物の固有周期が短い領域で R_{khy} が1よりも小さな値になっている。より詳細に $R(K_0)=2.0$ の条件における結果と比較すると、地震毎の R_{khy} の変動がより大きくなっており、全体的に標準偏差 s が大きな値となっている。また、 $\mu=1$ における震度比 R_{khy} が1よりも小さくなる傾向は、 $R(K_0)=2.0$ とした結果よりも顕著になっており、全体的な値がより小さい値になっている。

続いて、骨格曲線の膨らみの程度 $R(K_0)$ の変化に伴う所要降伏震度比 R_{khy} の平均値、標準偏差の結果をまとめて図10に示す。なお今回は R_{khy} の影響が顕著な応答塑性率 $\mu=1$ の条件に絞って整理を行う。これを見ると、 $R(K_0)$ が大きくなるにしたがって徐々に平均値が小さく、標準偏差が大きくなる。これは、図9で得られた傾向が、骨格曲線の膨らみ程度に応じて連続的に変化したものであると捉えることが出来る。ただ

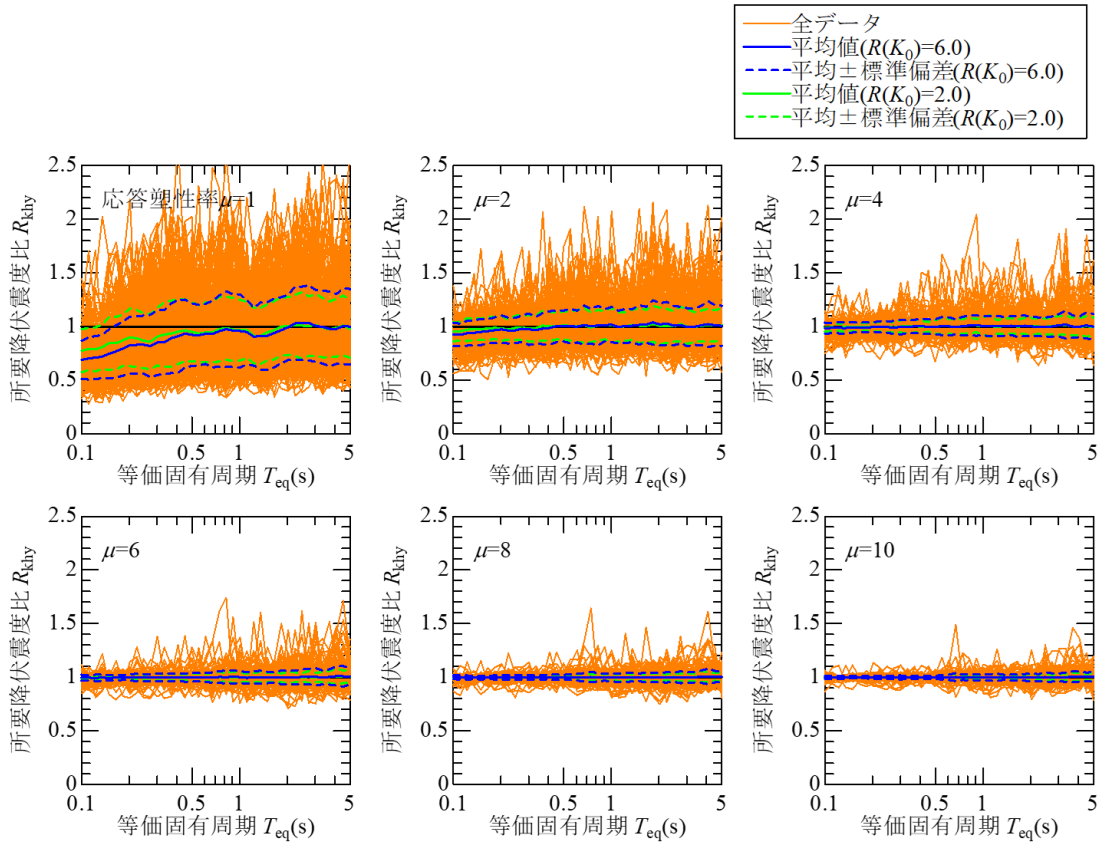


図9 所要降伏震度比 R_{khy} の算定結果 ($R(K_0)=6.0$ の場合)

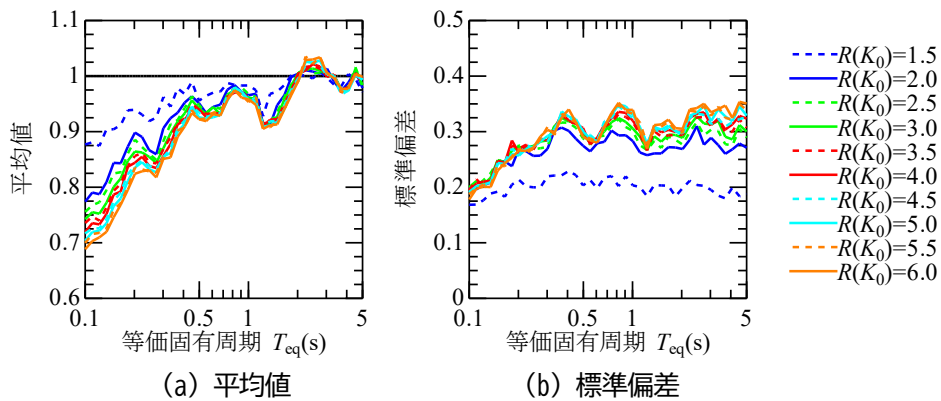


図10 骨格曲線の膨らみの変化に伴う所要降伏震度比 R_{khy} の変化 (応答塑性率 $\mu=1$ の場合)

し、 $R(K_0)$ が2よりも大きくなるとその変化の程度は鈍くなっており、 $R(K_0)=1.0$ (パイリニアモデル)、1.5、2.0 という領域において、構造物応答の変化の程度が相対的に大きくなる。

以上より、例えばL2地震動のような構造物の強非線形挙動を対象とするような場合には、降伏前の骨格曲線の膨らみが構造物応答に与える影響はそれほど大きくないと言える。その一方で、構造物の降伏が発生する前後の挙動を評価するような場合には、骨格曲線の膨らみが与える影響が大きくなるという知見が得られた。この結果をL1地震動における構造物の降伏判定や車両の走行安全性評価¹⁶⁾に考慮することで、より信頼性の高い地震応答値の算定、設計の合理化が期待される。また、地震発生後の即時被害推定⁹⁾を補正係数することも考えられる。これによって、従来と同様の作業量を維持した中で、より合理的な被害推定も期待される。

4. まとめ

本検討では、構造物が降伏する前の荷重－変位関係（骨格曲線）の形状が、構造物の地震応答値に与える影響を定量的に把握するための解析的な評価を行った。本検討の実施内容及び得られた知見を以下に列挙する。

- ・鉄道橋りょう・高架橋の地震応答値を簡易に算定する際の解析モデルとして、1自由度系のバイリニアモデルが使用されている。これにバイリニアモデルの初期剛性に対する構造物の初期剛性の比率 $R(K_0)$ のみをパラメータとして、骨格曲線の膨らみの大きさを簡易に表現する方法を提示した。この複数の骨格曲線と、多様な地震動波形を用いた所要降伏震度スペクトルを算定することで、骨格曲線の膨らみの程度が構造物の所要降伏震度に与える影響を定量的に評価した。
- ・まず分析の一例として、 $R(K_0)=2$ の条件を対象に整理を行った。その結果、応答塑性率 μ が4より大きくなると骨格曲線の膨らみが構造物応答に与える影響がほとんどなくなることで、 $\mu=1$ （弾性応答）においては構造物の等価固有周期 T_{eq} が短い範囲で所要降伏震度比 R_{khy} が1以下になり、骨格曲線の膨らみによって地震応答値、所要降伏震度が低減することを確認した。
- ・続いて、 $R(K_0)$ の変化に伴う構造物応答の変化について考察を行った。その結果 $R(K_0)$ が大きくなると、前述した構造物応答に与える影響がさらに強くなることを確認した。さらに $\mu=1$ の条件では $R(K_0)$ が大きいほど所要降伏震度比の平均値が徐々に小さくなるとともに、地震毎のばらつきは徐々に大きくなる。ただし、 $R(K_0)$ が2.5以上となると、その変化はそれほど大きくないことも確認した。
- ・今回得られた知見（例えば図10の結果）を用いて構造物の所要降伏震度を補正することで、特に構造物の降伏前後の挙動を取り扱うような場合、具体的にはL1地震時の構造物挙動算定結果の信頼性向上や、地震後の構造物健全度の即時推定の高精度化等が期待される。

なお本検討では、構造物の降伏前の骨格曲線の変化に着目した議論に留まっており、この領域の履歴特性や降伏以降の挙動については従来の等価1自由度モデルの知見をそのまま活用している。これらが地震応答値に与える影響についても検討の必要があるが、これは今後の課題としたい。

謝 辞

本検討では、防災科学技術研究所のK-NETの観測記録を使用させていただきました。記して謝意を表します。

文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），2017
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2018
- 3) 土木学会：実務に役立つ耐震設計入門（2022年改訂版），第2章，2022
- 4) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善出版，2012
- 5) 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，Vol.29，pp.520-528，2007
- 6) 三上卓，平尾潔，成行義文，澤田勉，笹田修司：レベル2地震動に対する損傷制御震度スペクトルに関する一考察，構造工学論文集，Vol.45A，pp.809-818，1999
- 7) 家村浩和，三上卓：目標耐震性能に必要な降伏強度と塑性率のスペクトル，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.333-342，2001
- 8) 国土交通省 大阪北部地震における運転再開等に係る対応に関する連絡会議の開催について（平成30年6月21日）：<https://www.mlit.go.jp/common/001240621.pdf>（参照日：2024年9月1日）

- 9) 川西智浩, 岩田直泰, 坂井公俊, 山本俊六, 室野剛隆, 青井真: 鉄道用地震情報公開システムによる沿線の揺れ・被害の把握, 日本地震工学会誌, No.36, pp.21-24, 2019
- 10) 室野剛隆, 野上雄太, 宮本岳史: 簡易な指標を用いた構造物および走行車両の地震被害予測法の提案, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.3, pp.535-546, 2010
- 11) 坂井公俊, 室野剛隆: 地震動の最大加速度と最大速度を用いた土木構造物の地震被害推定ノモグラムの改良, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.4, pp.I_32-I_39, 2015
- 12) 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 (地震工学論文集第 41 巻), pp.I_266-I_274, 2022
- 13) 坂井公俊: 橋りょう・高架橋の骨格曲線の膨らみが地震応答値と所要降伏震度に与える影響の把握, 構造工学論文集, Vol. 71A, pp. 212-220, 2025
- 14) 徳永宗正, 曾我部正道, 谷村幸裕, 小野潔: 常時微動測定に基づく鉄道高架橋の等価固有周期の推定手法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.1, pp.71-86, 2015
- 15) 坂井公俊, 室野剛隆, 佐藤勉: 近年の地震記録に基づいた L2 地震動の考え方とその設定方法, 鉄道総研報告, Vol.25, No.9, pp.5-12, 2011
- 16) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (変位制限), 丸善出版, 2006