

プッシュオーバー解析結果を利用した等価1自由度系の適用性に関する検討

岡哲郎¹，尾山靖史¹，矢部正明²

¹正会員 修（工） 株式会社長大 構造事業部 構造防災室 （〒305-0812 茨城県つくば市東平塚 730）

²正会員 博（工） 株式会社長大 構造事業部 構造防災室 技術統括（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚 730）

1. はじめに

宇佐美らは薄肉鋼構造である鋼製ラーメン橋脚を対象に、多自由度非線形振動系（以下、多自由度系とする）を、等価1自由度非線形振動系（以下、等価1自由度系とする）に縮約した動的解析モデルを用いた耐震性能の照査法を提案している¹⁾。さらに、宇佐美らは、同様な方法によって、橋梁全体系の耐震性能を照査する方法も提案している²⁾。また、建築分野では、建築基準法が改正され、平成12年6月に従来の保有水平耐力計算法にかわる限界耐力計算法が公布制定されており、その中でも、多自由度系を等価1自由度系に縮約することが行われている^{3) 4)}。両方法とも、多自由度系に対してプッシュオーバーアナリシスと固有値解析を行い、多自由度系に対する荷重-変位関係と1次固有振動モードに対する固有振動特性に基づいて、多自由度系を等価1自由度系に縮約するところは同じである。ただし、等価1自由度系への縮約の目的は異なり、宇佐美らは材料非線形、軸力変動、幾何学的非線形という多自由度系に現れる複雑な非線形特性を多自由度系の代表点における荷重-変位関係によって表すことにより、その複雑な非線形特性を考慮した非線形動的解析を簡便に行うことにある。これに対して、限界耐力計算法は、多自由度系に等価線形化法を適用するために等価1自由度系への縮約が行われている。

宇佐美ら、限界耐力計算法とも、等価1自由度系を用いて多自由度系の非線形応答を求める際の再現性に関す

る検討を行っている^{1) 2)}が、両報告とも、対象としている多自由度系は、1種類の材料非線形特性から成る系である。本報告は、宇佐美らが提案する等価1自由度系を用いた鋼製ラーメン橋脚の耐震性能照査法¹⁾を実務設計に適用することを目的に、等価1自由度系による多自由度系の非線形応答の再現性を検討したものである。具体的には、等価1自由度系によってその非線形応答を推定する上で最も条件が悪いと考えられる、異なる材料非線形特性から構成される免震支承-RC橋脚系を対象に、等価1自由度系による非線形応答の推定精度を検討した例を報告する。

2. 多自由度系の等価1自由度系への縮約方法

ここでは、宇佐美ら¹⁾によって示されたモーダルアナリシスの考えに基づいて、多自由度系を等価1自由度系に縮約する。多自由度系の運動方程式は、次式で与えられる。

$$\mathbf{M}\{\ddot{\mathbf{x}}(t)\} + \mathbf{C}\{\dot{\mathbf{x}}(t)\} + \mathbf{H} = -\mathbf{M}\mathbf{e} \cdot \ddot{z}_g(t) \quad (2.1)$$

ここに、 $\mathbf{M}$ ：質量マトリックス、 $\mathbf{C}$ ：減衰マトリックス、 $\mathbf{H}$ ：復元力ベクトル、 $\{\ddot{\mathbf{x}}(t)\}$ ：相対加速度ベクトル、 $\{\dot{\mathbf{x}}(t)\}$ ：相対速度ベクトル、 $\mathbf{e}$ ：地震動の入力方向に対して1、その他の方向で0となる列ベクトル、 $\ddot{z}_g(t)$ ：入力地震動である。式(2.1)を固有振動モードベクトル Φ によって $\{\mathbf{x}(t)\} = \Phi \delta(t)$ と変換し、さらに、橋梁のようにトップヘビーな多自由度系の地震応答に寄与する固

有振動モードの影響は、1 次の固有振動モード Φ_1 の影響が圧倒的に大きいことを考慮すると、多自由度系の非線形運動方程式は、次式に示すような等価 1 自由度系の非線形運動方程式に縮約できる。

$$\begin{aligned} \Phi_1^T \mathbf{M} \Phi_1 \ddot{\delta}(t) + \Phi_1^T \mathbf{C} \Phi_1 \dot{\delta}(t) + \Phi_1^T \mathbf{H} \\ = -\Phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{e} \cdot \ddot{z}_g(t) \\ \Downarrow \\ \mathbf{M}^* \ddot{\delta}(t) + \mathbf{C}^* \dot{\delta}(t) + \mathbf{H}^* = -\beta^* \cdot \ddot{z}_g(t) \end{aligned} \quad (2.2)$$

ここに、 $\mathbf{M}^*$ ：等価質量、 $\mathbf{C}^*$ ：等価減衰係数、 $\mathbf{H}^*$ ：等価復元力、 β^* ：等価モード寄与率である。式(2.2)に示すように、等価質量 $\mathbf{M}^*$ 、等価モード寄与率 β^* は、多自由度系の固有値解析結果から求められる量である。一般に、モーダルアナリシスでは、 $\Phi^T \mathbf{M} \Phi = \mathbf{E}$ ($\mathbf{E}$ ：単位ベクトル) となるように固有振動モードを正規化するが、ここでは、多自由度系の代表点におけるモード振幅値が 1.0 となるように固有振動モードを定める。等価減衰係数 $\mathbf{C}^*$ も、1 次の固有振動特性を用いて次式で与えられる。

$$\mathbf{C}^* = \Phi_1^T \mathbf{C} \Phi_1 = 2h_1 \omega_1 \quad (2.3)$$

ここに、 h_1 ：1 次のモード減衰定数、 ω_1 ：1 次の固有値(固有円振動数)である。

等価復元力 $\mathbf{H}^*$ は、多自由度系に対して、一様な水平震度 k_h を漸増载荷させたプッシュオーバーアナリシスによって求められる多自由度系の荷重-変位(代表点位置)関係における水平荷重 $\mathbf{H}$ に、1 次振動モード Φ_1 の転置 Φ_1^T を乗じて次式によって与えられる。

$$\mathbf{H}^* = \Phi_1^T \{\mathbf{W}\} \cdot V / \sum_i W_i \quad (2.4)$$

ここに、 $\mathbf{W}$ ：質量 $\mathbf{M}$ に重力加速度 g を乗じた重量ベクトル、 V ：水平力 $k_h \{\mathbf{W}\}$ を作用させときのベースシア、 W_i ： i 点の重量である。

式(2.4)では、プッシュオーバーアナリシスに用いる漸増地震力を一様水平震度分布で与えたが、多自由度系の 1 次固有振動モード振幅に基づいて漸増地震力を与えることもできる。そのときの、等価復元力 $\mathbf{H}^*$ は、次のように求められる。減衰 0 ならば、慣性力と復元力は釣合うため、慣性力分布は復元力分布に等しくなる。さらに、地震応答に寄与する固有振動モードの影響が、1 次の固

有振動モードにおいて圧倒的に大きいとみなせる場合は、慣性力分布=1 次の固有振動モード分布と表せる。今、応答スペクトル法によって、1 次の固有振動モードのみを用いて地震応答を求めることを想定すると、等価復元力 $\mathbf{H}^*$ は次式で与えられる。

$$\mathbf{H}^* = \Phi_1^T \mathbf{M} \Phi_1 \cdot V / \Phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{e} \quad (2.5)$$

ここに、 V ：1 次の固有振動モードを用いた応答スペクトル法によって求められるベースシアである。

以上のようにして、多自由度系は、代表点位置に等価質量を有する 1 自由度系に縮約することができる。

3. 異なる材料非線形特性から構成される多自由度系への適用

免震支承と橋脚基部付近の 2 箇所では非線形化が生じる免震支承-橋脚系を対象に、前述した等価 1 自由度系を用いた非線形動的解析の適用性について検討する。免震支承を用いた橋梁は、主たる塑性化は免震支承に生じさせ、橋脚には副次的な塑性化が生じるように耐震設計すべきであるが、ここでは、複数の異なる材料非線形特性から成る多自由度系への等価 1 自由度系の適用性を検討することが目的であることから、免震支承だけでなく、橋脚にも大きな非線形化が生じるように、橋脚の降伏耐力を小さく設定している。

対象とした多自由度系は、免震支承と RC 橋脚の非線形特性を非線形せん断バネ要素で表し、上部構造と橋脚に相当する 2 つの質点をそれらの非線形バネで結合した 2 自由度系である。免震支承の剛性を初期剛性、RC 橋脚の剛性を降伏剛性として求められる 2 自由度系の基本固有周期は、1.0 秒である。免震支承の非線形特性は、鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定し、2 次剛性比が 0.154 となるバイリニアモデルで表している。RC 橋脚の非線形特性は、完全弾塑性型の骨格曲線を有する Takeda 型モデルで表している。前述したように、免震支承と RC 橋脚の両方に非線形応答が生じるように、免震支承の降伏水平耐力は降伏水平震度で 0.2、RC 橋脚の降伏水平耐力は降伏水平震度で約 0.27 と接近させている。

等価 1 自由度系の非線形特性は、2 自由度系に 1 次の固有振動モード振幅に基づいた漸増地震力を作用させて

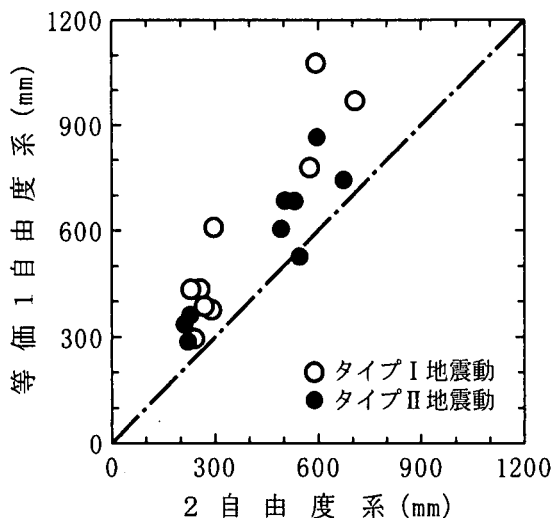
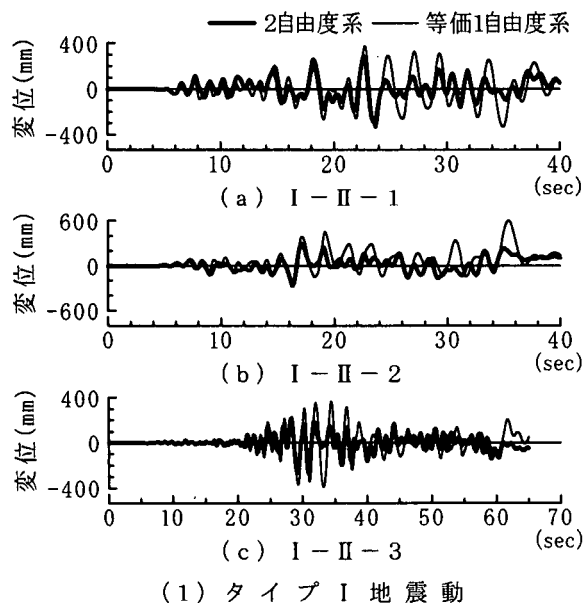


図-1 免震支承-RC 橋脚系における非線形応答変位の推定精度

求めた、上部構造位置の水平荷重-水平変位関係から、RC橋脚に降伏が生じる点を系としての降伏と定義して、式(2.5)によって変換された骨格曲線を有する Takeda 型モデルで表した。

対象とした地震動は、道路橋示方書V耐震設計編に規定される地震時保有水平耐力法によって耐震設計された橋梁を動的解析によって照査するときに用いる標準加速度応答スペクトルにその加速度応答スペクトルが適合するように、振幅特性を調整した標準加速度波形 18 波である。



2 自由度系の減衰力は、歪みエネルギー比例減衰法によって求めたモード減衰定数に一致するように質量と初期剛性に比例する Rayleigh 型減衰を作成し、等価 1 自由度系の減衰力は、式(2.3)によって求められる粘性減衰マトリックスで表した。なお、等価 1 自由度系の減衰力を、2 自由度系の 1 次固有振動モードのモード減衰定数 h_1 を基準とした初期剛性比例型減衰とした解析も行ったが、式(2.3)で表される粘性減衰マトリックスと同じ結果が得られた。

図-1 は、2 自由度系と等価 1 自由度系から求められた上部構造位置の非線形最大応答変位を比較したものである。タイプ I 地震動に対しては約 120~200% (平均 157%)、タイプ II 地震動に対しては約 100~150% (平均 132%)、等価 1 自由度系の方が、上部構造位置に生じる非線形最大応答変位を大きく評価する結果となった。多自由度系を用いた非線形動的解析を厳密な方法と位置付けるならば、等価 1 自由度系を用いた非線形動的解析は簡易法であり、当然、求められる非線形最大応答変位は、安全側の結果が望まれる。このような観点から図-1 を眺めると、等価 1 自由度系は、異なる材料非線形特性から構成される多自由度系の非線形最大応答変位を実用上十分な精度で推定できるとみなせる。

図-2 は、2 自由度系と等価 1 自由度系から求めた II 種地盤の標準加速度波形 I-II-1~3 と II-II-1~3 に対する

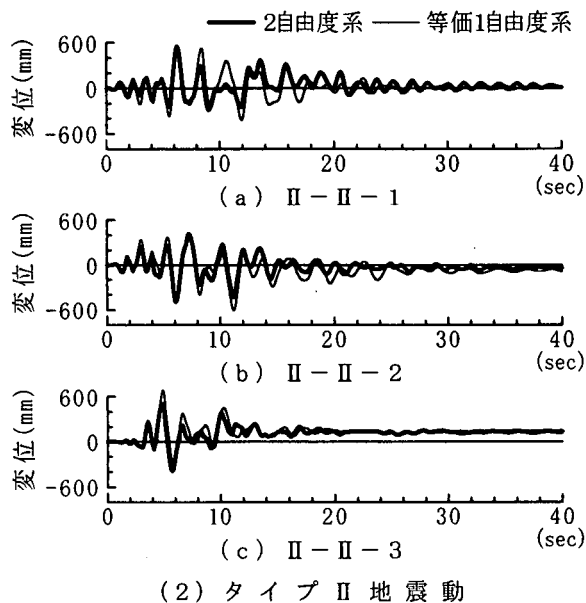


図-2 免震支承-RC 橋脚系 (2 自由度系) の上部構造位置に生じる非線形応答変位の等価 1 自由度系による再現性

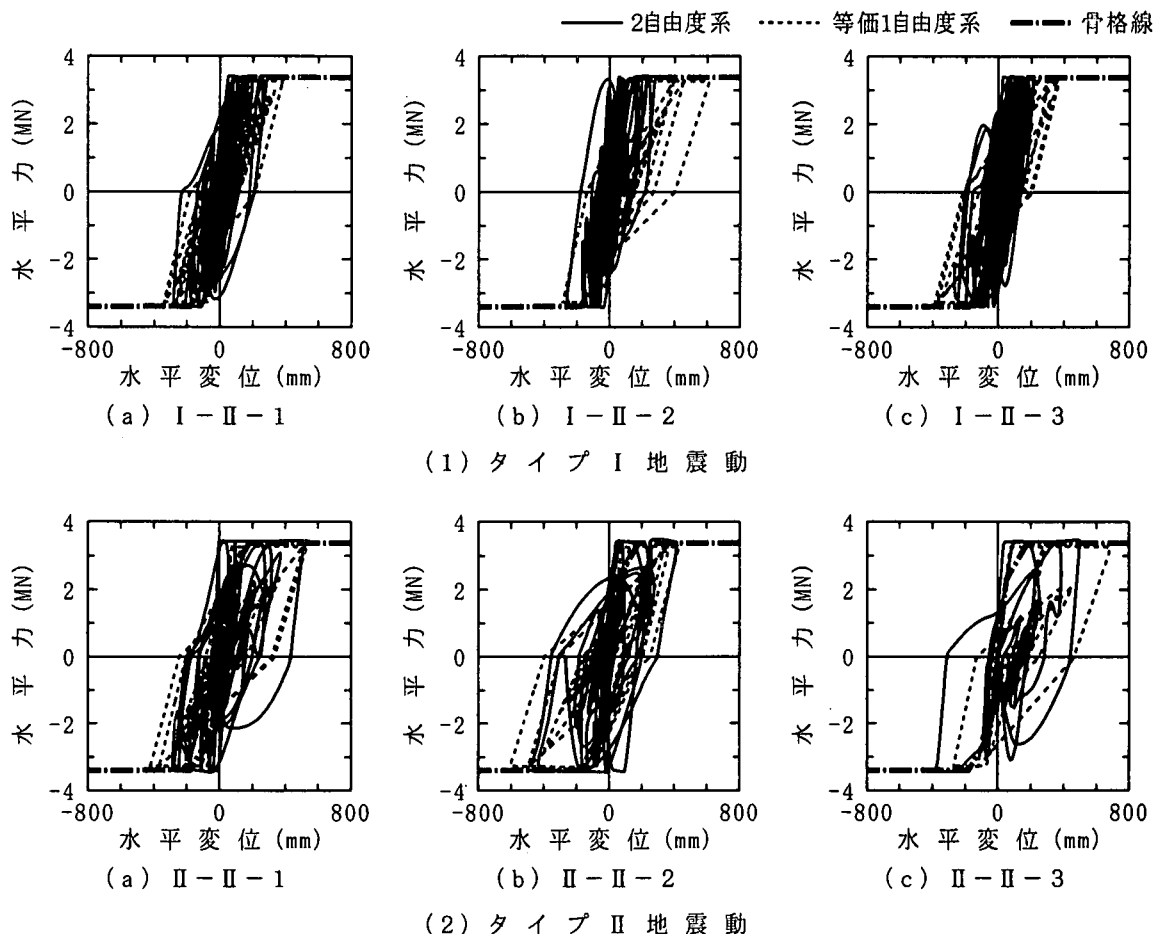


図3 免震支承-RC橋脚系の基部水平反力と上部構造位置水平変位関係（応答履歴）の等価1自由度系による再現性

上部構造位置に生じる非線形応答変位波形を比較したものである。図より、タイプII地震動に対しては、2自由度系と等価1自由度系の非線形応答変位は良く近似していることがわかる。しかし、タイプI地震動に対する非線形応答変位は、地震開始から最大応答値発生時付近までは、2自由度系と等価1自由度系の非線形応答変位は良く近似しているが、最大応答発生後の非線形応答変位は、2自由度系と等価1自由度系で振幅の大きさ位相とも異なっていることがわかる。特に、I-II-2に対する非線形最大応答変位は、2自由度系と等価1自由度系で全く異なる時刻に生じている。

図-3は、図-2と同じケースに対する基部の水平反力と上部構造位置に生じる水平変位の関係を示したものである。やはり、タイプI地震動よりもタイプII地震動に対する応答履歴の方が、2自由度系と等価1自由度系の近似度が高いことがわかる。図に示した2自由度系の応答履歴は、免震支承の非線形応答特性とRC橋脚の非線形応答特性が複合したものであるが、その形状から、RC

橋脚の非線形応答特性が卓越して現れていることがわかる。RC橋脚の非線形特性は、Takeda型モデルで表しているが、Takeda型モデルは、最大応答発生後の履歴ループも複雑な履歴則を有している。このため、タイプI地震動のように、ある程度大きな振幅を有する地震動が連続して作用する場合には、RC橋脚の非線形応答は、最大応答発生後も複雑な応答を示すとともにその応答振幅は最大応答振幅と同程度に大きいため、最大応答発生後の系に生じる非線形応答にも大きな影響を与えることになる。これに対して、タイプII地震動のように、数波のパルス波を除けば、他の振幅が圧倒的に小さい地震動が作用する場合には、RC橋脚の非線形応答が最大応答発生後どのような複雑な動きをしようとも、その応答振幅は最大応答に比較して圧倒的に小さいため、最大応答発生後の系としての非線形応答に与える影響は小さい。このように、タイプI地震動が作用する場合には、最大応答発生後の非線形応答も最大応答と同程度に大きいため、2自由度系を構成する非線形要素の1つであるRC橋脚

に生じる最大応答後の非線形応答と等価1自由度系に生じる最大応答後の非線形応答の違いが実用上無視できなくなっているといえる。よって、免震支承-RC橋脚系のような異なる材料非線形特性から構成される多自由度系の非線形最大応答変位は、等価1自由度系を用いて求めることができるが、残留変位のような最大応答発生後の物理量を、等価1自由度系から求めることはできない。

4. 免震支承-橋脚系への適用性

(1) 検討対象とした2自由度系と入力地震動

前章では、RC橋脚にも大きな非線形応答を生じさせるために、意図的にRC橋脚の降伏水平耐力を小さく設定した2自由度系を対象に、等価1自由度系による非線形応答の再現性を検討した。ここでは、適切に耐震設計された免震支承-橋脚系を対象に、等価1自由度系の適用性を検討する。検討対象とする免震支承-橋脚系は、免震支承にLRB支承を、橋脚にRC橋脚とコンクリート充填鋼製橋脚の2つを想定した。

図-4に示す2自由度系の基本固有周期が1.0秒と2.0秒となるように、免震支承の1次剛性 K_b と橋脚の降伏剛性 K_{py} を定め、橋脚の等価重量 $0.5W_p$ は、一般的な道路橋の実績を踏まえて、RC橋脚では $0.5W_p = 0.3W_u$ 、コンクリート充填鋼製橋脚では $0.5W_p = 0.1W_u$ とした。免震支承の減衰定数 h_b は0%，RC橋脚の減衰定数 h_p は2%，コンクリート充填鋼製橋脚の減衰定数 h_p は1%とした。

図-5は、免震支承、RC橋脚、コンクリート充填鋼製橋脚の非線形特性を示したものである。免震支承の非線形特性は、

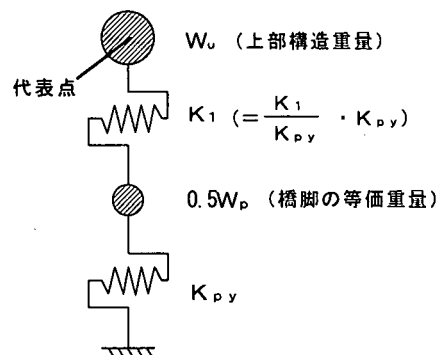


図-4 2自由度系モデル

降伏水平震度が $k_{hb} = Q_y / W_u = 0.2$ となるようなバイリニアモデルで表し、LRB支承なので1次剛性 K_1 と2次剛性 K_2 の比を $\beta = 0.154$ とした。免震橋梁であるため、RC橋脚とコンクリート充填鋼製橋脚の降伏水平耐力 P_y は慣性力の下限值（降伏水平震度 $k_{hp} = P_y / (W_u + 0.5W_p) = 0.4$ ）で決まっている。RC橋脚の非線形特性は、ひび割れ点を無視した完全弾塑性型の骨格曲線を有するTakeda型モデルで表し、コンクリート充填鋼製橋脚の非線形特性は、2次剛性比 $\beta = 0.05$ としたバイリニアモデルで表した。

図-6は、2自由度系と等価1自由度系の水平力-水平変位関係を表したものである。等価1自由度系の降伏は、原点と免震支承の降伏点を結ぶ直線と、橋脚の降伏点と終局点を結ぶ直線が交差する点と定義した。これは、後述する2自由度系の非線形応答において橋脚に生じる非線形化の度合いが小さいことを踏まえて、等価1自由度系の線形域の固有周期が2自由度系の基本固有周期と大きくずれないようにしたからである。等価1自由度系の非線形特性は、RC橋脚系はTakeda型モデル、コンクリート充填鋼製橋脚系はバイリニアモデルでそれぞれ表している。

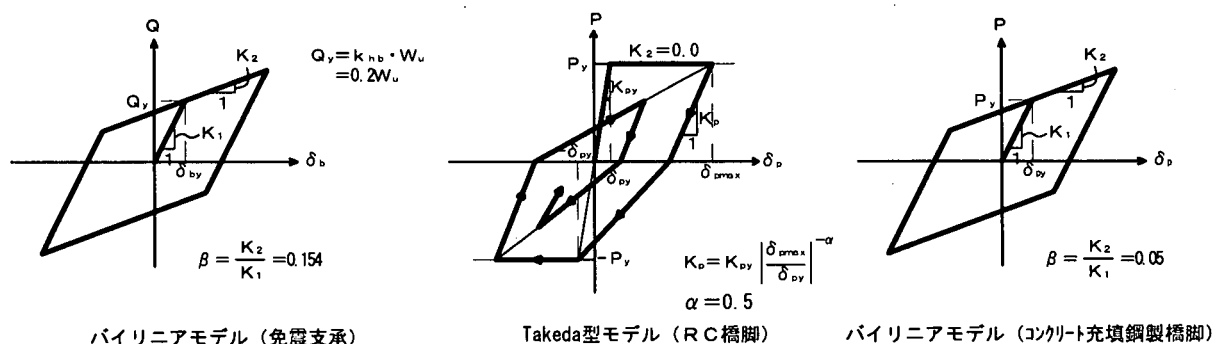


図-5 免震支承とRC橋脚およびコンクリート充填鋼製橋脚の非線形特性

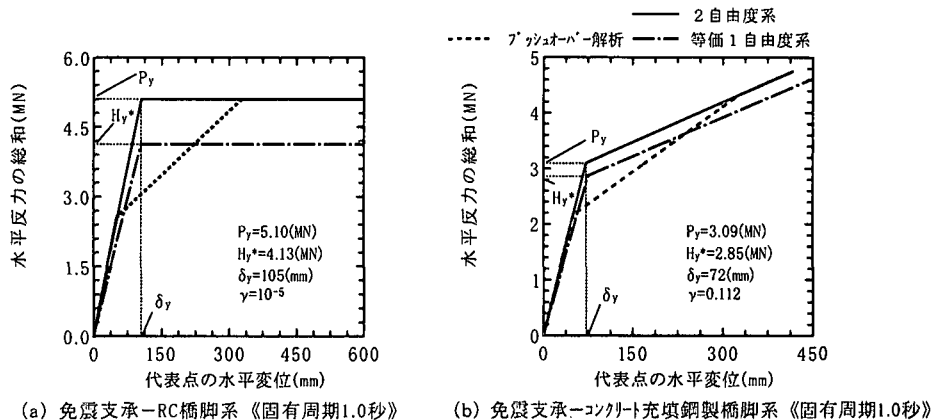


図-6 プッシュオーバーアナリシスによって求めた2自由度系と等価1自由度系の骨格曲線

入力地震動は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されるタイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動の標準加速度波形18波である。粘性減衰力は、2自由度非線形系を対象とした解析ではRayleigh型減衰でモデル化し、等価1自由度系を対象とした解析では剛性比例型減衰でモデル化した。

(2) 2自由度系の非線形応答

図-7は、免震支承-RC橋脚系を対象とした動的解析結果より得られた、RC橋脚の非線形応答履歴である。図には、標準加速度波形Ⅰ-Ⅱ-1とⅡ-Ⅱ-1を作用させたときの結果を示してある。図より、対象とした免震支承-RC橋脚系は、タイプⅡ地震動を作用させたときには

橋脚に塑性化が生じ、タイプⅠ地震動を作用させたときには橋脚に塑性化が生じないことがわかる。これは、解析対象とした2自由度系の周期帯では、タイプⅡ地震動のほうがタイプⅠ地震動と比較して、系に作用する地震力が大きいからである。タイプⅡ地震動を作用させたときにRC橋脚に生じる最大応答水平変位 δ と応答塑性率 μ は、系の固有周期が1.0秒では $\delta=37\text{mm}$ 、 $\mu=1.71$ 、固有周期が2.0秒では $\delta=107\text{mm}$ 、 $\mu=1.25$ となる。このとき上部構造位置での最大応答水平変位 $\delta_{\text{上}}$ は、固有周期が1.0秒では511mm、固有周期2.0秒では557mmであり、全体の変形量に対して橋脚の変形量が占める割合は $\delta/\delta_{\text{上}}=0.07\sim0.20$ と小さい。このように、対象とした免震支承-RC橋脚系では、免震支承が変形することで十

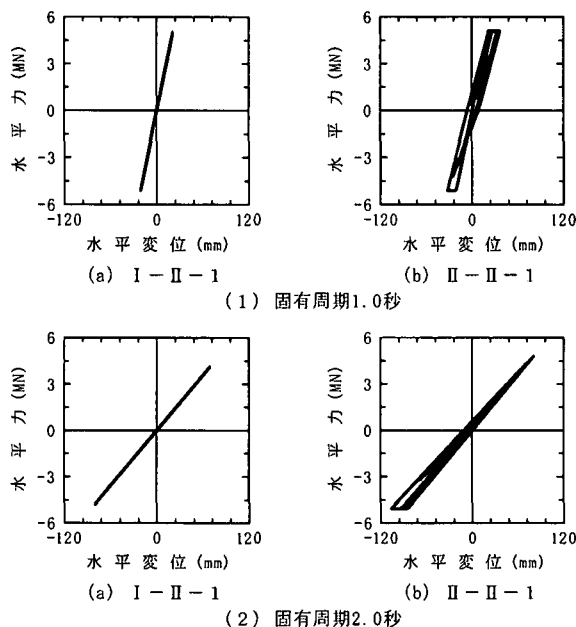


図-7 免震支承-RC橋脚系の応答履歴

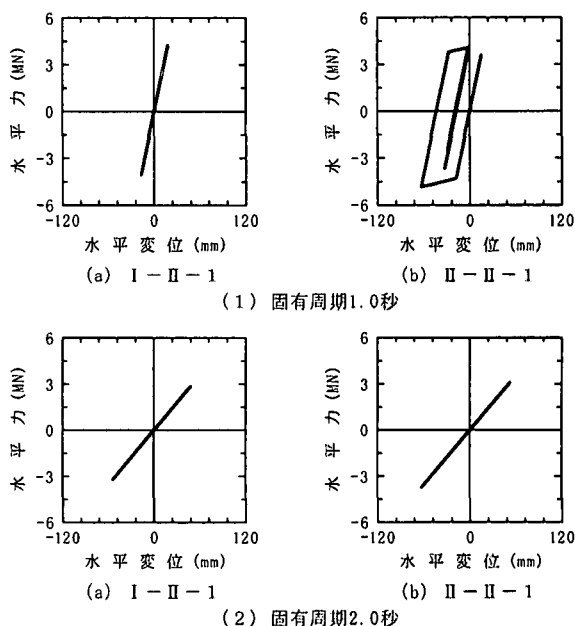
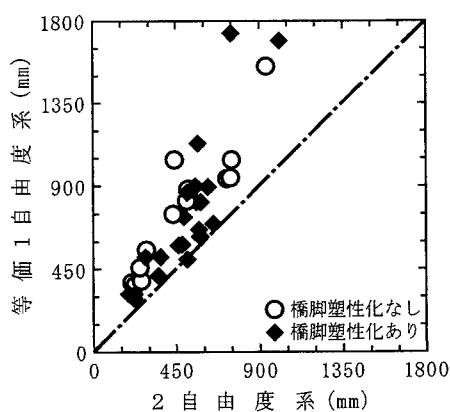
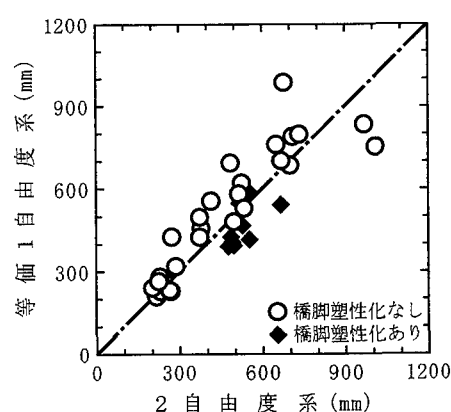


図-8 免震支承-コンクリート充填鋼製橋脚の応答履歴



(1) 免震支承-RC 橋脚系



(2) 免震支承-コンクリート充填鋼製橋脚系

図-9 2自由度系と等価1自由度系による上部構造位置に生じる非線形最大応答変位の比較

分にエネルギー吸収を図り、上部構造に生じる地震力を下部構造に過度に伝達しないという免震効果が十分に発揮されていることがわかる。

図-8は、免震支承-コンクリート充填鋼製橋脚系を対象とした動的解析結果より得られた、コンクリート充填鋼製橋脚の非線形応答履歴である。図より、対象とした免震支承-コンクリート充填鋼製橋脚系の固有周期を1.0秒とした2自由度系にタイプII地震動を作用させたときには、橋脚に塑性化が生じるが、他のケースでは橋脚には塑性化が生じておらず、対象とした免震支承-コンクリート充填鋼製橋脚系は、十分な免震効果が発揮されていることがわかる。

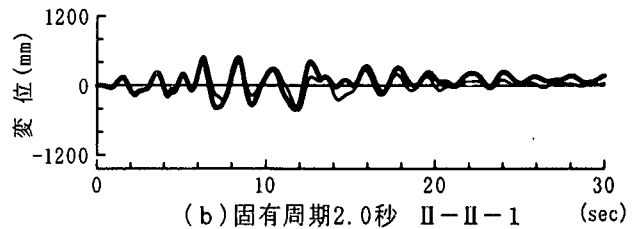
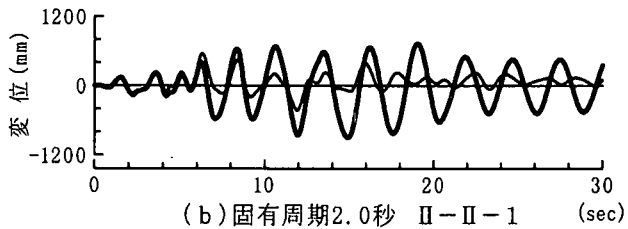
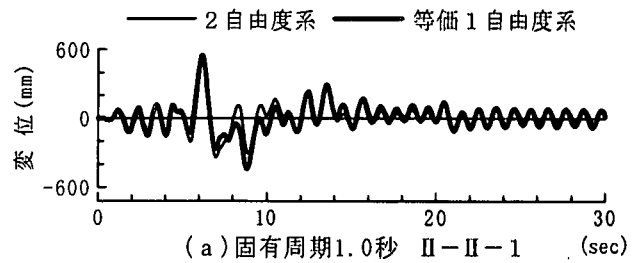
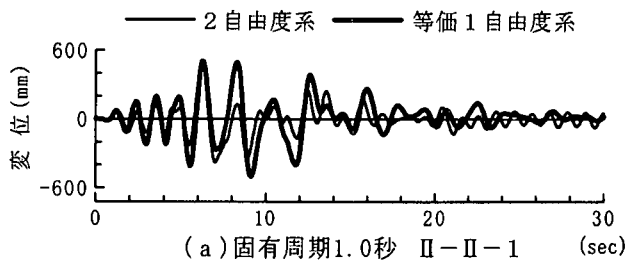
(3) 等価1自由度系の再現性

免震支承-橋脚系を対象に、等価1自由度系による非線形応答の再現性について検討する。図-9は、2自由度系と等価1自由度系によって得られる上部構造位置に生じる最大応答変位を比較したものである。免震支承-RC橋脚系は、2自由度系の最大応答値に対して、等価1自由度系の応答最大応答値が約1.0～2.3倍となっており、作用させる入力地震動によっては、最大応答値に2倍以上の差が生じている。ただし、いずれも等価1自由度系による最大応答値の方が2自由度系の応答値よりも大きくなっており、最大応答変位に関しては、等価1自由度系による解析を行えば安全側の評価ができると考えられる。図には、2自由度系における橋脚の塑性化の有無も示しているが、橋脚の塑性化の有無が等価1自由度系の推定精度に与える影響には、明確な傾向がみられない。

免震支承-コンクリート充填鋼製橋脚系は、2自由度系の最大応答値に対して、等価1自由度系の最大応答値が約0.8～1.2倍となっており、両者の解の差は小さく、等価1自由度系は、実用上十分な精度で最大応答変位を推定することができると考えられる。ただし、作用させる入力地震動によっては、等価1自由度系による応答値のほうが小さくなることもあり、等価1自由度系を適用することが必ずしも安全側の評価とはなっていないことがわかる。

免震支承-RC橋脚系と比較して、免震支承-コンクリート充填鋼製橋脚系の方が等価1自由度系の再現性が良いのは、免震支承とコンクリート充填鋼製橋脚の非線形特性がともにバイリニアモデルによって表されているからと考えられる。

図-10は、2自由度系と等価1自由度系の非線形応答変位波形を比較したものである。図には、標準加速度波形タイプII-Ⅱ-1を作用させたときのものを示している。応答波形は、免震支承-コンクリート充填鋼製橋脚系では良く一致しているが、免震支承-RC橋脚系では波形に違いが生じている場合がある。これは、2自由度系を構成する各要素と等価1自由度系に与えている非線形特性の違いに起因していると思われる。免震支承-RC橋脚系では、非線形特性をバイリニアモデルでモデル化された免震支承とTakeda型モデルでモデル化された橋脚からなる2自由度系を、Takeda型モデルでモデル化した等価1自由度系に縮約した。このため、2自由度系では免震支承の非線形特性が卓越しているような場合でも、等価1自由度系ではTakeda型モデルの複雑な履歴特性を示す



(1) 免震支承-RC 橋脚系

(2) 免震支承-コンクリート充填鋼製橋脚系

図-10 2自由度系と等価1自由度系における非線形応答変位波形の比較

場合があるため、このような場合に、応答波形に大きな違いが生じていると考えられる。

以上より、免震支承-橋脚系に等価1自由度系を適用した場合、最大応答値は比較的精度良く、また安全側に推定できることがわかった。応答波形については、卓越する非線形特性の違いによっては、大きな違いが生じる場合があるということがわかった。

5. まとめ

宇佐美らによって提案された等価1自由度系を用いた鋼製ラーメン橋脚の耐震性能照査法¹⁾の実務設計への適用を目的に、等価1自由度系によってその非線形応答を推定することが難しいと予想される材料非線形特性が異なる要素から成る多自由度系を対象に、等価1自由度系の再現性を検討した。検討の結果、以下のことが確認された。

1) 免震支承とRC橋脚にともに大きな非線形応答が生じるような免震支承-RC橋脚系の非線形最大応答変位は、等価1自由度系を用いて、実用上十分な精度で推定できる、タイプI地震動のように、最大応答発生後も継続して大きな非線形応答が生じる場合には、多自由度系を構成する非線形要素に生じる非線形応答と等価1自由度系の非線形応答の違いが無視できず、等価1自由度系を用いて、残留変位のような最大応答発生後の物理量を推定することはできない。

2) 免震支承による免震効果が十分に発揮された結果、橋脚に大きな非線形応答が生じない免震支承-RC橋脚系と、免震支承-コンクリート充填鋼製橋脚系に生じる非線形最大応答変位は、等価1自由度系によって、実用上十分な精度で推定できる。

3) 異なる非線形特性を有する材料非線形特性から構成される多自由度系に、等価1自由度系を適用する場合には、どの要素の非線形特性が全体系の応答において卓越するかを見極めることが重要である。

参考文献

- 1) 宇佐美勉，鄭沂，葛漢彬：Pushover 解析と等価1自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法，土木学会論文集，No.626，I-48，pp.231-240，1999.
- 2) Tsutomu Usami and Yi Zheng：Inelastic Seismic Response Prediction Method for Continuous Steel Bridge Systems by Means of a Pushover Analysis，The Second International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures，pp.234-245，2000.
- 3) 建設省大臣官房技術調査室監修，(社)建築研究振興協会編：鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン，技報堂出版，pp.3-94，2000.
- 4) 監修山内泰之：限界耐力計算法の理解と活用，建築技術4月号，第614号，pp.95-152，2001.
- 5) 監修山内泰之：鋼構造耐震設計の原点を考える，建築技術9月号，第619号，pp.112-119，168-187，2001.
- 6) Helmut Krawinkler，G.D.P.K. Seneyiratna：Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation，Engineering Structures，Vol.20，pp.452-464，1998.