

鋼製橋脚の弾塑性最大応答変位推定法について

中島章典¹・深山大介²・大塚久哲³・佐藤貴志⁴・鈴木基行⁵

¹正会員 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科建設工学コース (〒321 宇都宮市石井町 2753)

²正会員 工修 首都高速道路公団神奈川管理部設計調査課 (〒221 横浜市神奈川区東神奈川 1-3-4)

³フェロー 工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科 (前 建設省土木研究所耐震研究室室長) (〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

⁴正会員 建設省中部地方建設局調査第二課 (前 建設省土木研究所耐震研究室) (〒410 沼津市下香貫外原 3244-2)

⁵正会員 工博 東北大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

本研究では、鋼製橋脚の弾塑性域までの挙動を考慮した耐震設計法における最大応答変位推定法としてのエネルギー一定則の適用性を検討するために、震度法および許容応力度法に基づいて設計した鋼製橋脚モデルに対して、弾塑性地震応答解析により求めた最大応答変位と、静的な弾塑性有限変位解析法を用いエネルギー一定則を適用して求めた最大応答変位とを比較した。その結果、両者には大きな差異が生じる場合のあることを示した。そこで、これらの鋼製橋脚と等価にモデル化した1自由度弾塑性系の地震応答解析を実施して、最大応答変位を推定する方法を新たに提案し、この方法による最大応答変位が鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析による最大応答変位と良好に一致することを示した。

Key Words : steel bridge pier, seismic design, elasto-plastic behavior, equal energy assumption, maximum displacement response

1. はじめに

大地震に対する鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験および解析的研究が数多く行われ、平成2年の道路橋示方書・同解説V耐震設計編(以下、道示V)¹⁾に示される鉄筋コンクリート橋脚の保有水平耐力照査法を参考にした耐震設計法が提案されている^{2),3)}。

このような弾塑性域までの挙動を考慮した耐震設計法を実施する場合には、鋼製橋脚の非線形の水平荷重-水平変位関係を求める必要があり、また、作用する地震動により生じる最大応答変位を適切に予測する必要がある。道示Vや上記の文献においては、エネルギー一定則を適用して、対象とする地震動に対する橋脚の弾塑性最大応答変位を予測する手法を用いている。

このエネルギー一定則の基本概念は、Newmark and Veletsos の研究成果に基づいている⁴⁾。つまり、弾性系と弾塑性系に同じ大きさの地震力が作用した場合には、降伏強度によらず、弾性応答時の構造物に蓄えられる最大ひずみエネルギーが弾塑性応答時の構造物に蓄えられる最大ひずみエネルギーにほぼ一致するという性質を利用したものである。

橋脚はその躯体重量に比して重量の大きい上部構造を頂部に支える構造であることから、その系を等価な1自由度系に置き換えやすく、したがって、エネルギー一定則の適用性も高いと考えられてきた。

川島・長谷川は大型の鉄筋コンクリート橋脚を用いた振動台加震実験を行い、そこで得られる最大応答変位と、橋脚を1自由度系にモデル化し、エネルギー一定則を適用して推定した最大応答変位とを比較し、後者は前者を50%程度過小評価するという結果を示した⁵⁾。また、宇佐美らは、鋼製橋脚をモデル化した箱形断面片持ち柱の試験体を用いて、ハイブリッド地震応答実験を行い、エネルギー一定則を適用した非線形最大応答変位の推定値は、実験で得られた最大応答変位を最大で30%程度過小評価するものの比較的よい近似がなされるという結果を示した⁶⁾。

しかし、以上の研究成果は、弾塑性最大応答変位をエネルギー一定則により推定する場合、推定精度が良くない場合もあることを意味している。したがって、エネルギー一定則を用いた弾塑性最大応答変位推定法の耐震設計に対する適用性を広範に確認しておく必要があり、そのためには、適切な非線形地震応答解析法とそれに対応した静的非線形解析法を用いてパラメトリックスタディーにより検討することが好都合である。

本研究では、平面骨組の弾塑性有限変位解析のための地震応答解析法を用いて、鋼製橋脚モデルの大地震時挙動のパラメトリック解析を実施し、弾塑性最大応答変位を求めた。そして、その結果をエネルギー一定則の手順に従って推定した最大応答変位と比較し、エネルギー一

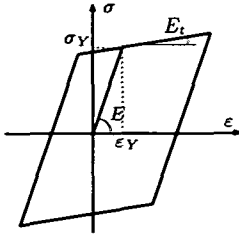


図-1 鋼材の繰り返しの応力-ひずみ関係

定則による最大応答変位の推定結果は必ずしもよくないことを示した。そこで、パラメトリック解析に用いた鋼製橋脚モデルと等価な1自由度弾塑性系の地震応答解析による最大応答変位推定法を新たに提案し、それを鋼製橋脚モデルの弾塑性地震応答解析結果と比較検討した。

2. 弾塑性有限変位解析の概要

大地震に対する場合のように、鋼製橋脚の弾塑性挙動を求めるためには、少なくとも、鋼材の塑性域の広がりに加えて、上部構造による圧縮荷重がもたらす幾何学的非線形性を考慮する必要がある。ここでは、鋼製橋脚モデルの弾塑性域までの水平荷重-水平変位関係および弾塑性地震応答を求めるために、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した、有限要素法に基づく平面骨組のための静的および動的弾塑性解析法を用いた。この解析方法は、増分理論に基づいた有限変位問題の解析法であり、導かれたつり合い方程式を有限要素法の手順により定式化して、荷重(時間)ステップごとに荷重変位経路を求めていくものである。

解析に際しては、鋼製橋脚をはり柱要素にモデル化し、要素の分割数は鋼製橋脚の長さに関わらず10とした。また、鋼材の繰り返し応力-ひずみ関係としては、2曲面モデルを用いたより厳密な応力-ひずみ関係も提案されているが⁷⁾、ここでは、最大応答変位推定法を検討するという立場から、比較的単純な材料特性として、図-1に示したバイリニア型の応力-ひずみ関係を適用した。

以下に示す実験と解析の比較および弾塑性地震応答解析に際しては動的な弾塑性有限変位解析法を用い、一方向の水平荷重-水平変位関係を求める際には、静的な弾塑性有限変位解析法を適用した。両方の解析法の差異は、前者が動的なアルゴリズムを含むという点である。解析方法の詳細については、文献8)、9)を参照されたい。

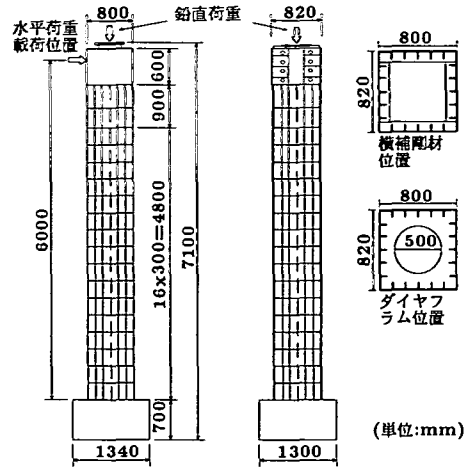


図-2 実験に用いた試験体 (S13)

3. 弾塑性解析と実験の比較

(1) 実験の概要

上述の弾塑性解析法が鋼製橋脚の非線形性状をどの程度追跡できるかを確認するために、その解析結果を文献10)~12)に示される橋脚模型試験体の変動変位振幅繰り返し載荷実験結果と比較した。

ここでは、橋脚を構成する鋼板パネルの幅厚比パラメータが比較的小さい2つの試験体(S13, S29)の実験結果を比較に用いた。その実験で用いた試験体は、図-2に示すような形状を有している。橋脚天端には、上部構造の死荷重反力に相当する一定の軸力を作用させ、載荷高さ(フーチング上面から載荷位置までの高さ)6mの位置に、加振機によって地震時水平力に相当する繰り返し水平荷重を載荷している。鋼板の降伏応力度 σ_Y および弾性係数 E に基づき、軸力も考慮して初等はり理論により求めた降伏変位 δ_Y を基準とし、以後 $1\delta_Y$ 、 $2\delta_Y$ 、 $3\delta_Y$...ごとに3回あるいは10回づつ荷重を繰り返し載荷する変動変位振幅繰り返し載荷を行っている。ただし、水平変位を算定する場合には橋脚基部の回転の影響を考慮している。

橋脚の断面はフランジおよびウェブ幅が約80cmの矩形断面で、1補剛板パネルに3あるいは5本の縦補剛材が配置しており、補剛板および補剛材の鋼種はSM490である。表-1には、両試験体の補剛板および補剛材の寸法、配置間隔、材料定数と載荷した軸力の大きさなどをまとめている。表中の γ 、 γ_{req} および γ^* はそれぞれ縦補剛材の剛比、道路橋示方書・同解説II鋼橋編¹³⁾(以下、道示II)に示される必要剛比および線形座屈理論から得られる最適剛比である。

表-1 試験体諸元およびパラメータ

試験体名	S13	S29	
断面 $b \times (b + 2t)$ mm	800×820	800×822	
板厚 t mm	10	11	
縦方向補剛材	断面 $b_s \times t_s$ mm	64×6	75×11
	本数/パネル	5	3
横方向補剛材	断面 mm	112×4.5	129×11
	間隔 mm	300	350
断面積 cm^2	396.8	451.0	
断面2次モーメント $\times 10^5 cm^4$	3.966	4.389	
軸力 MN	1.00	1.28	
軸力/降伏軸力	0.067	0.072	
水平荷重繰り返し数	10	3	
弾性係数 E GPa	192	207	
降伏応力度 σ_Y MPa	376.8	395.9	
幅厚比パラメータ R_f	0.331	0.418	
縦補剛材剛比 γ/γ_{req}	0.056	7.750	
縦補剛材剛比 γ/γ^*	1.745	4.144	

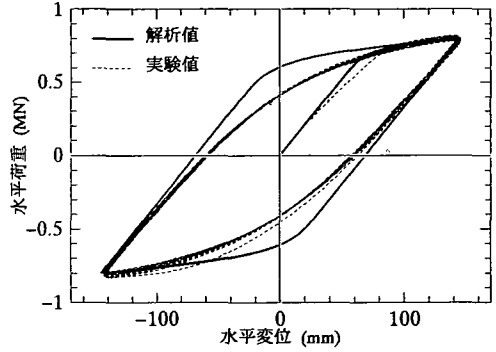


図-3-a 試験体 S13

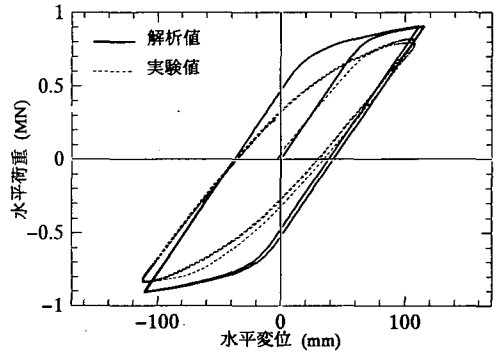


図-3-b 試験体 S29

図-3 繰り返し水平荷重-水平変位関係の実験値と解析値の比較

その他、実験の詳細については文献(10)~(12)を参照されたい。ただし、試験体番号は建設省土木研究所で実施された一連の研究において用いられてきたものと同一としている。

(2) 解析と実験の比較

試験体 S13 および S29 の $2\delta_Y$ 時の繰り返し載荷実験、および解析から得られた水平荷重-水平変位関係の比較を図-3に示す。図中の点線は実験結果であり、実線で示した解析結果は同程度の水平変位が生じるように繰り返し荷重を与えたものである。どちらの図においても、実験および解析結果を比較すると、荷重-変位関係の弾性から塑性に変化するコーナー部での差異が大きくなっていることがわかる。これは、ここで用いた平面骨組の弾塑性解析では、実測した板厚が比較的薄い鋼材の応力-ひずみ関係を単純化して、図-1に示すようなバイリニア型の応力-ひずみ関係 ($E_t = 0.03E$) としたこと、補剛板および縦補剛材の板としての挙動を考慮できないことによるものと思われる。したがって、幅厚比パラメータが大きい試験体 S29 の結果の方が、実験と解析結果の差が大きい。しかし、図に示したように実験と解析結果は比較的一致しており、板の局部座屈が生じない範囲では、この解析法は鋼製橋脚の非線形挙動をある程度追跡できると考えられる¹⁴⁾。

4. 大地震時の弾塑性応答変位推定法の検討

(1) 鋼製橋脚モデル

前述の弾塑性有限変位解析法を用いて、大地震に対する鋼製橋脚の弾塑性域までの挙動を考慮した耐震設計法におけるエネルギー一定則の適用性を検討する。解析対

象は、図-4に示す上部構造の重量に起因する圧縮軸力 P と頂部に集中質量 m を有する片持ち柱の鋼製橋脚モデルとした。その断面諸元は、鋼製橋脚の実績調査の文献¹⁵⁾を参考にして決定した。つまり、鋼製橋脚断面は幅 2.4m の正方形箱形断面で、フランジおよびウェブパネルには 3~5 本の縦補剛材が配置されており、幅厚比パラメータは 0.2~0.5、圧縮軸力の降伏軸力に対する比は 0.06~0.2、橋脚高さは 8~25m の等断面柱としている。その 1 次固有周期は 0.5~1.7 秒の範囲となっている。ただし、これらの橋脚には 1 方向の地震力のみが作用する場合を考えて、道示 II および V に基づき、地盤種別に対応させて震度法および許容応力度法に従って基部断面の応力度を照査した。

すなわち、基部断面の曲げモーメントにより生ずる曲げ圧縮応力度 σ_b と圧縮軸力による軸圧縮応力度 σ_a が、道示 II 3.3 項に規定される軸力と曲げモーメントを同時に受ける場合の以下に示す安定性の照査式の値を満足するように断面を決定した。

$$\frac{\sigma_a}{1.5\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{1.5\sigma_{cb}(1-\sigma_a/\sigma_{ca})} \leq 1 \quad (1)$$

ここに、 σ_{ca} および σ_{cb} は、それぞれ局部座屈を考慮し

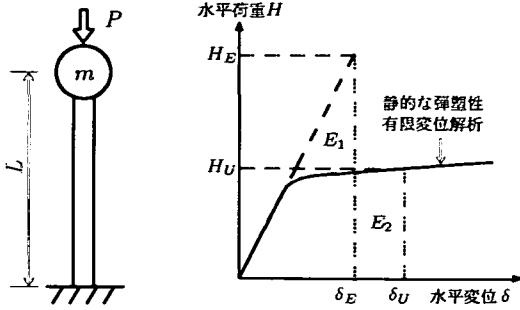


図-4 鋼製橋脚モデル 図-5 エネルギー一定則の概念

ない許容軸方向圧縮応力度および許容曲げ圧縮応力度であり、 σ_{ea} はオイラーの座屈応力度である。ここでは、上述のように降伏に及ぼす圧縮軸力の大きさを必ずしも無視できないことから、断面の設計に際しては式(1)を採用した。各鋼製橋脚モデルは、式(1)の左辺の値(以下、設計レベルとよぶ)が0.8あるいは0.98になるように断面を設定した。また、鋼材はSS400相当として、弾性係数 $E = 206 \text{ GPa}$ 、降伏応力度 $\sigma_Y = 235 \text{ MPa}$ とし、図-1に示した応力-ひずみ関係のひずみ硬化域の弾性係数は一般的な値として、 $E_t = 0.01E$ を用いた。

鋼製橋脚の耐震設計に関する検討を行う観点からは、耐震設計用にスペクトル調整された地震波を用いることが適切であるので、本研究では、道示Vに示される、I~III種地盤用鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査用加速度応答スペクトルに対応するレベル2地震を用いた。

(2) エネルギー一定則による応答変位推定法

上述のように設定した鋼製橋脚モデルと地震波を用い、弾塑性地震応答解析を行って得られた最大応答変位 δ_{max} と、静的な弾塑性有限変位解析を実施し、エネルギー一定則を適用して推定した最大応答変位 δ_U を比較する。図-5に示す実線は静的な弾塑性有限変位解析により求められた鋼製橋脚モデルの頂部位置における水平荷重-水平変位関係の例である。エネルギー一定則を適用した場合の最大応答変位は以下の手順により求められる。

1. 図-4において、頂部の集中質量 m と弾性加速度応答スペクトル値 S_A から、図-5に示すような弾性応答作用力 $H_E (= mS_A)$ と対応する変位 δ_E を求める。
2. 静的な弾塑性有限変位解析により水平荷重 H と水平変位 δ の関係を求め、図-5において陰影部の E_1 と E_2 が等しくなるような δ_U を求める。
3. 弾性状態の1次固有周期は軸力の影響も考慮した有限要素法を用いて算定している。しかし、静的な水平荷重-水平変位関係を求める場合には、橋脚躯体

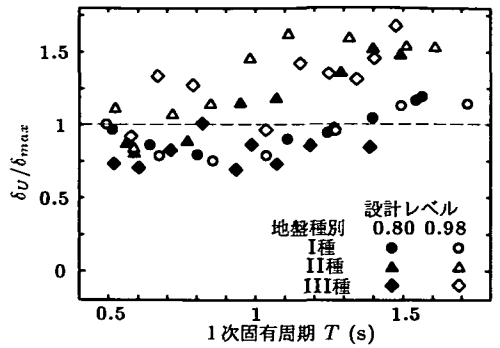


図-6 最大応答変位の比較(エネルギー一定則)

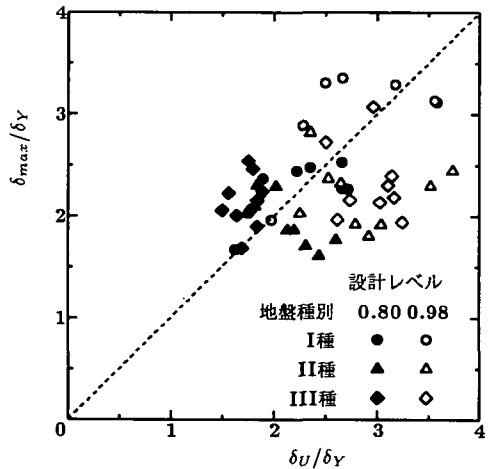


図-7 最大応答変位の塑性率としての比較

自身の質量は、上部構造の質量に比較して十分小さいのでそれを無視している。

以上の手順により得られた最大応答変位 δ_U と弾塑性地震応答解析を実施して得られた最大応答変位 δ_{max} の比較を図-6に示す。図では、 δ_U / δ_{max} を縦軸に、1次固有周期 T を横軸に表しており、各マークは地盤種別と設計レベルに対応している。この図に示したI, II, III種の地盤種別ごとの δ_U / δ_{max} の平均値と変動係数は、それぞれ(0.97, 0.15), (1.24, 0.22), (1.05, 0.28)であり、全体の平均値と変動係数は(1.09, 0.25)である。つまり、図に白丸と黒丸で示したI種地盤の場合には、 δ_{max} と δ_U は比較的良く一致するが、II種とIII種地盤の場合ではばらつきが大きく両者はあまり一致していない。また、全体的には δ_U / δ_{max} の平均値は1に近いが、上下にかなりばらついていることがわかる。特に、縦軸の値が1より小さい場合は、地震応答解析において得られる最大応答変位よりも、エネルギー一定則を適用して求められる最大応答変位が小さいことを意味して

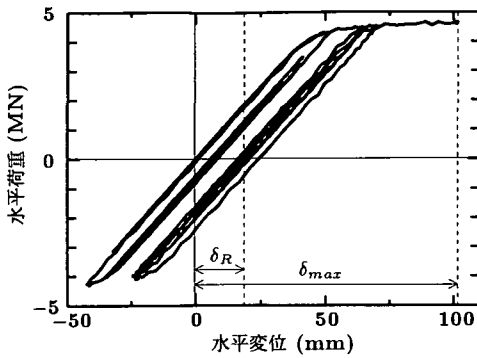


図-8 最大応答変位までの水平復元力-水平変位関係

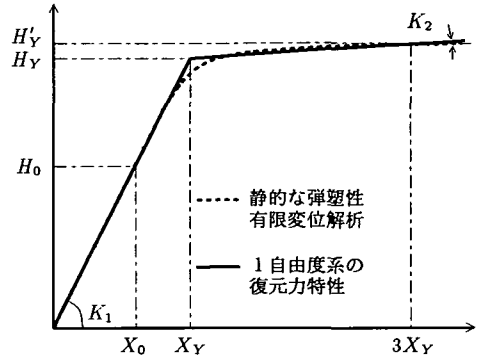


図-10 1自由度系の復元力特性

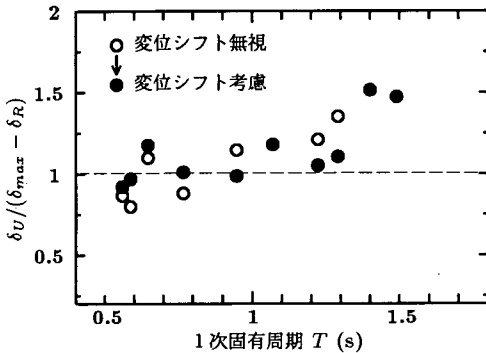


図-9 一方向への変位シフトを考慮した応答変位の比較

いる。一方、図-7には、エネルギー一定則を適用して求められる最大応答変位 δ_U と地震応答解析により得られる最大応答変位 δ_{max} とを、降伏変位 δ_Y で除した塑性率としての相関を示している。この図から、白抜きのマークで示すように設計レベルが大きいくほど塑性率が大きいという傾向は見られるものの、地盤種別や設計レベルによらず、 δ_{max} に比して、 δ_U が大きい場合と小さい場合の両方にばらつく傾向が認められる。以上のように、 δ_U/δ_{max} の値が0.7～1.6にばらつく原因の1つとして、橋脚が繰り返しの地震力を受けるために、最大応答変位に到達する以前に、応答変位の中立位置が一方向にシフトしていた影響が考えられる。

弾塑性地震応答解析結果の一例として、図-8に最大応答変位までの頂部の水平荷重-水平変位関係を示す。これは、1次固有周期 $T = 0.587$ s であり、圧縮軸力 P と降伏軸力 P_Y の比 $P/P_Y = 0.148$ の鋼製橋脚モデルの結果である。ここで、川島らの研究⁵⁾を参考にして、最大応答変位に達する直前に水平荷重の値がゼロとなった際の柱頂部の水平変位 δ_R (変位シフト) を最大応答変位 δ_{max} から差し引いた応答変位と δ_U との比較を示したのが図-9である。この図は、設計レベルを0.80とし

て、II種地盤用に設計された鋼製橋脚モデルを対象としている。同じ T (横軸) の値に対して、白丸から黒丸に移動したのが、 δ_R の影響を表している。この図から、 δ_U と δ_{max} が異なる理由は上述の δ_R のみでは説明できない場合が多く、やはりエネルギー一定則による最大応答変位推定法には疑問が残る結果となっている。

(3) 1自由度弾塑性系を用いた応答変位推定法

そこで、図-10に点線で示すような静的な弾塑性有限変位解析により求めた鋼製橋脚モデルの水平荷重-水平変位関係を参考にして、そのモデルを以下に示した手順により、バイリニア型の復元力特性を有する等価な1自由度弾塑性系に置換する。

1. 静的な弾塑性有限変位解析により求めた水平荷重-水平変位関係の初期剛性 K_1 とその1次固有周期 T から以下の式を用いて、1自由度系モデルの等価質量 m_0 を求める。

$$m_0 = K_1 \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (2)$$

ここで、多自由度系の鋼製橋脚モデルと等価1自由度系モデルの固有周期をできるだけ近づけるために、等価質量の誘導に際して式(2)を用いている。

2. 鋼製橋脚モデルの基部断面の軸力を考慮した全塑性モーメント M_P と橋脚の高さ L より、図-10に示す降伏水平荷重 $H_Y (= M_P/L)$ と降伏水平変位 $X_Y (= H_Y/K_1)$ を求める。
3. 弾塑性有限変位解析により求めた水平荷重-水平変位関係において、水平変位が $3X_Y$ に達した点の座標 $(3X_Y, H'_Y)$ を求め、この点と座標 (X_Y, H_Y) とを結ぶ直線の勾配により、復元力特性の2次剛性 K_2 を定める。そして、これらのパラメータを基に移動硬化型の復元力特性を設定する。

このように設定された復元力特性を有する1自由度弾塑性系に対して地震応答解析を行い、その結果得られ

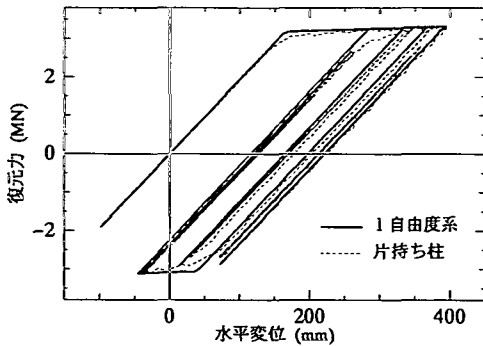


図-11 1自由度系と片持ち柱の復元力特性の比較

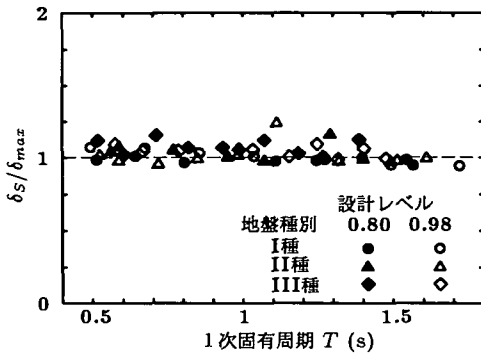


図-12 最大応答変位の比較 (1自由度弾塑性系)

た1自由度系の復元力特性の例を、置換前の片持ち柱モデルの弾塑性地震応答解析によって得られた対応する復元力特性とともに図-11に示す。実線および破線はそれぞれ1自由度系および片持ち柱モデルの復元力特性である。この図から、両者の結果はよく一致することが確認できる。そこで、このようにして得られた1自由度系の最大応答変位 δ_S と、先に求めた動的弾塑性有限変位解析による最大応答変位 δ_{max} の比較を図-12に示す。縦軸は δ_S/δ_{max} を、横軸は鋼製橋脚モデルの1次固有周期である。この図から、鋼製橋脚モデルの1次固有周期や入力した地震動の種類によらず、 δ_S/δ_{max} の値はほぼ1になり、図-6に示した結果と比較して、最大応答変位はよく一致していることがわかる。

解析対象とした鋼製橋脚モデルがここで用いたレベル2地震を受けた場合の最大応答変位は大きくても X_Y に相当する変位の2~3倍程度であり、図-10に点線で示すように、鋼製橋脚モデルの塑性域の剛性は大きく変化しないことを考慮して、1自由度系の復元力特性の2次勾配を定める際の着目点として $3X_Y$ を用いた。また、鋼製橋脚の片持ち柱モデルの弾性1次固有振動モードに対する減衰定数および1自由度系の弾性時の減衰定数はどちらも5%としている。

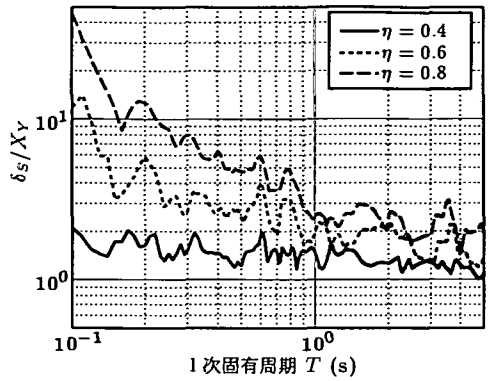


図-13 弾塑性応答スペクトル (II種地盤の地震波)

5. 非弾性応答変位スペクトルの適用性

バイリニア型の復元力特性を有する1自由度弾塑性系の最大応答変位 δ_S は、1つの地震動に対して、1次固有周期 T 、減衰定数 h 、降伏復元力 H_Y および弾性1次剛性に対する2次剛性の比 K_2/K_1 の関数になると考えられる。つまり、

$$\delta_S = f(T, h, H_Y, K_2/K_1) \quad (3)$$

と表される。

一方、この等価な1自由度系モデルの震度法に基づく水平地震力 H_0 は、

$$H_0 = k_h m_0 g \quad (4)$$

となる。ここに、 k_h は震度法における設計水平震度、 g は重力加速度である。したがって、図-10を参考にし、水平地震力 H_0 の降伏水平荷重 H_Y に対する比 $\eta = H_0/H_Y$ を用いれば、同じ1自由度系の最大応答変位 δ_S は、 H_Y の代わりに η を含んだ関数として、

$$\delta_S = f(T, h, \eta, K_2/K_1) \quad (5)$$

のように表される。つまり、耐震設計で使用する地震動に対して、バイリニア型復元力特性をもつ1自由度系の降伏水平荷重と震度法レベルの地震力との比 η および T 、 h 、 K_2/K_1 をパラメータとした非弾性変位応答スペクトルを作成しておけば、これを用いて、任意のパラメータをもつ鋼製橋脚モデルの最大応答変位を推定できる可能性がある。本研究のパラメトリック解析に用いた鋼製橋脚モデルでは、 $\eta = 0.4 \sim 0.7$ となるので、一例として、II種地盤用の地震波に対して、そのような非弾性応答変位スペクトルを求めてみる。図-13は、設計レベルをあらわす η を3種類に変え、 $K_2/K_1 = 0.03$ として、固有周期を種々変えたものである。縦軸は降伏変位 X_Y で無次元化した最大応答変位 δ_S を表している。この図から、構造物の設計レベルを表す η の大きさと固

有周期の変化に伴って最大応答変位は微妙に変化していることがわかる。つまり、種々のパラメータを有する鋼製橋脚の非弾性応答変位スペクトルを簡易な設計式で表現するには難しい面があると考えられる。

したがって、鋼製橋脚モデルを等価な1自由度系にモデル化して最大応答変位を推定するためには、実際に、1自由度系の弾塑性地震応答解析を実施して最大応答変位を推定する方が適用性は高いと考えられる。

6. 結論

本研究では、鋼製橋脚の弾塑性域までの挙動を考慮した耐震設計法における最大応答変位推定法としてのエネルギー一定則の適用性をパラメトリック解析により検討した。震度法および許容応力度法に基づき設計した鋼製橋脚モデルに対して、弾塑性地震応答解析により求められる最大応答変位と静的な弾塑性有限変位解析法により求めた水平荷重-水平変位関係を用い、エネルギー一定則を適用して算定した最大応答変位を比較した。その結果、エネルギー一定則による最大応答変位推定法には問題点のあることをあらためて指摘した。

そこで、これに代わる最大応答変位推定法として、鋼製橋脚モデルと等価にモデル化された1自由度弾塑性系の地震応答解析を実施して最大応答変位を推定する方法を新たに提案し、この方法による最大応答変位推定法が鋼製橋脚モデルの弾塑性地震応答解析による最大応答変位と良好に一致することを示した。以上のことは、大地震に対する鋼製橋脚の最大応答変位あるいは残留変位を精度よく推定するためには、少なくとも等価にモデル化された1自由度系の弾塑性地震応答解析を行う必要があることを示している。ただし、ここでは鋼製橋脚を構成する鋼板の局部座屈の影響は考慮していないので、鋼製橋脚モデルおよびその等価な1自由度系の復元力特性は局部座屈などの発生に伴う顕著な劣化域を有していない。兵庫県南部地震のような内陸直下型地震動を受ける鋼製橋脚では、劣化域を含むような複雑な復元力特性を考慮することが不可避であるが、そのような場合に対して、ここで提案した方法の適用性を検討することは今後の課題としたい。

なお、本研究の一部は土木学会鋼構造委員会新技術小委員会・耐震設計研究WGの補助を受けたことを付記し、関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会：鋼構造物の終局強度と設計、鋼構造シリーズ6、土木学会、1994.7.
- 2) 宇佐美勉、鈴木森晶、Iraj H. P. Mamaghani、葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案、土木学会論文集、No.525/I-33、pp.69-82、1995.10.
- 3) Newmark, N.M. and Veletsos, A.S. : Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions, II WCEE, Tokyo, pp.895-912, 1960.
- 4) 川島一彦、長谷川金二：鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究、土木学会論文集、No.483/I-26、pp.137-146、1994.1.
- 5) 宇佐美勉、鈴木森晶、才塚邦宏、伊藤義人：ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動、土木学会論文集、No.519/I-32、pp.101-113、1995.7.
- 6) 例えば、Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T. : A generalized two-surface model for structural steels under cyclic loading, *Structural Eng./Earthquake Eng.*, Vol.10, No.2, pp.59s-69s, Japan Society of Civil Engineers, 1993.7.
- 7) 中島章典、倉西茂：レベル2地震に対する鋼製橋脚の基本応答性状、構造工学論文集、Vol.40A、pp.227-234、1994.3.
- 8) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、土木学会、pp.264-300、1996.7.
- 9) Kawashima, K., Macrae, G.A. and Hasegawa, K. : The Strength and Ductility of Steel Bridge Piers Based on Loading Tests, *Journal of Research*, Vol.29, Public Works Research Institute, Ministry of Construction, 1992.3.
- 10) 川島一彦、杉田秀樹、中島燈、佐藤貴志：鋼製橋脚における幅厚比がじん性に与える影響に関する実験的検討、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集第1部(B)、I-833、pp.1662-1663、1994.9.
- 11) 川島一彦、中島燈、佐藤貴志、鈴木基行、大塚久哲：鋼製橋脚のダクティリティー評価に関する基礎的研究、鋼構造年次論文報告集、第2巻、pp.41-46、1994.11.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編、丸善、1990.2.
- 13) 深山大介、中島章典、大塚久哲、鈴木基行、佐藤貴志：鋼製橋脚の弾塑性挙動の実験と解析の比較、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第1部(A)、I-24、pp.48-49、1995.9.
- 14) 中井博、河井章好、吉川紀、北田俊行、酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)(下)、橋梁と基礎、Vol.16、pp.35-40、1982.6.、pp.43-49、1982.7.

(1996.9.11 受付)

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、丸善、1990.2.

ESTIMATION PROCEDURE OF NONLINEAR MAXIMUM DISPLACEMENT RESPONSE OF STEEL BRIDGE PIER IN SEISMIC DESIGN

Akinori NAKAJIMA, Daisuke MIYAMA, Hisanori OTSUKA, Takashi SATO and
Motoyuki SUZUKI

In this paper, in order to investigate an accuracy of the equal energy assumption which is often adopted in evaluating their nonlinear maximum displacement response in seismic design, parametric studies on elasto-plastic behavior of steel bridge pier are carried out. First, the comparison between the maximum displacement response of the steel bridge pier evaluated by the equal energy assumption and the one obtained by the elasto-plastic dynamic response analysis shows that there is a quite difference between them. Secondly, an estimation procedure of the maximum displacement response of the steel pier employing an equivalent SDOF system with bilinear restoring characteristics is proposed and its efficiency is confirmed.