

高架橋システムの耐震設計におけるエネルギー一定則の 適用性に関する一考察

中島章典¹・柴田陽子²・斉木 功³

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 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

²(株) 総合技術コンサルタント 東京技術一部 (〒101-0048 東京都千代田区神田司町 2-7)

³正会員 修(工) 宇都宮大学助手 工学部建設学科建設工学コース (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

1. はじめに

平成8年度の道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)では、橋脚、基礎、支承など地震の影響が支配的な構造部材は、地震時保有水平耐力法により耐震設計するものとしている¹⁾。その場合、等価水平震度の算定に際してはエネルギー一定則を適用することとなるが、主たる塑性化が橋脚基部のみではなく、基礎部に主たる塑性化が生じる場合に対してもエネルギー一定則の適用を認めている。しかし、橋脚部の復元力特性と、基礎部の復元力特性は異なっていること、また、橋脚部と基礎部の両方に塑性化が生じる場合を考えると、エネルギー一定則の適用性が十分ではない場合も予想される。さらに、支承やアンカー部の挙動をも考慮した高架橋システムに対してのエネルギー一定則の適用性を検討しておく必要がある。

このような立場から、矢部、川島は鉄筋コンクリート橋脚あるいはコンクリート充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に加えて、基礎部の弾塑性挙動を考慮した地震応答解析などを実施し、橋脚部と基礎部との塑性化の程度は、一方が大きくなると他方が小さくなる関係にあることを示している^{2),3)}。また、板橋、川島らはゴム支承を有する高架橋システムについて、全体的な塑性率と橋脚部分の塑性率との関係を検討し、等価水平震度の算定に用いる荷重低減係数の決定には全体的な塑性率を用いるべきとの提案を行っている⁴⁾。また、後藤、宮下は、鋼製橋脚の非線形性に加えて、アンカー部に弾塑性挙動を考慮した弾塑性地震応答解析を行い、その結果、橋脚部とアンカー部との塑性化の程度がやはりお互いに相補う関係にあることを示している⁵⁾。さらに、永田、渡邊ら⁶⁾、笹田、平尾らは⁷⁾、動的相互作用の影響を考慮した簡易なモデルを用いて、橋脚部、基礎部の弾塑性挙動が全体系の動的応答性状に及ぼす影響をパラメトリック解析により検討している。

以上のように、高架橋システムの基礎部あるいはアンカー部の塑性化が橋脚の塑性化に及ぼす影響が検討

されているが、実際にはこれらを全体的に組み合わせで検討する必要があると考えられる。

そこで本研究では、上部構造、支承、橋脚、基礎などから構成される高架橋システムを対象とし、エネルギー一定則によって求められる塑性率と、各部にそれぞれ非線形の復元力特性を仮定した弾塑性地震応答解析から求められる塑性率との比較より、高架橋システムにおけるエネルギー一定則の適用性を検討する。また、上記の検討に先立ち、弾塑性地震応答解析の精度に及ぼす時間刻みの影響を、ここで対象とした解析モデルを用いて検討する。

2. 解析モデルおよび解析方法

本研究では、上部構造、支承、橋脚、アンカー、基礎などから構成される高架橋システムを対象とし、これを図-1のように4質点5自由度系に、つまり支承部、橋脚、基礎の水平運動と、アンカー部、基礎の回転運動にモデル化した。なお、各要素の動的特性をばねとダッシュポットで表している。この解析モデルの弾性状態の運動方程式は、図-1の右側に示すような変形状態を仮定すれば次式のようになる。

$$M\ddot{D} + C\dot{D} + KD = -MF\ddot{z}_0 \quad (1)$$

ここに、 M 、 C および K は、それぞれ質量マトリックス、減衰マトリックスおよび剛性マトリックスであり、 D は変位ベクトルである。変位ベクトルは図-1の各質点の自由度により次式のように表される。

$$D^T = \{y_2 \ y_1 \ y_0 \ \theta_a \ \theta_0\} \quad (2)$$

また、 $\ddot{z}_0$ は地動加速度、 F は荷重作用ベクトルであり、水平地震動のみを考慮するものとすれば、

$$F^T = \{1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0\} \quad (3)$$

と表される。

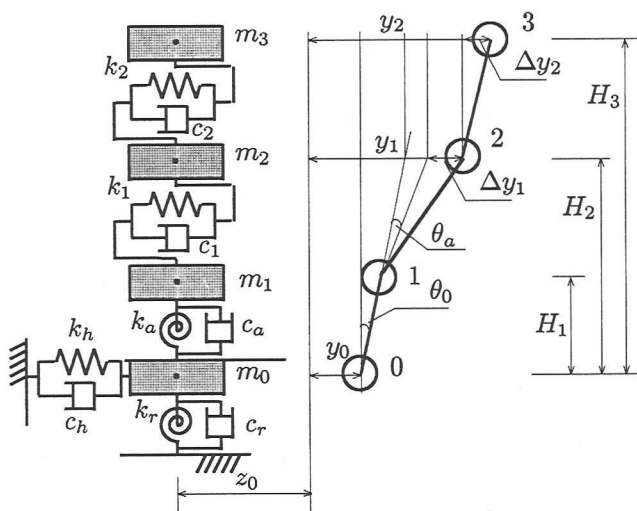


図-1 解析モデル

ここで、各要素に初期弾性ばね定数を用いた場合の剛性マトリックス $\mathbf{K}$ のゼロでない上三角成分のみを示すと、

$$\begin{aligned} K_{11} &= k_2, & K_{12} &= -k_2, & K_{14} &= -\Delta_{23}k_2, \\ K_{15} &= -\Delta_{23}k_2, & K_{22} &= k_2 + k_1, \\ K_{23} &= -k_1, & K_{24} &= \Delta_{23}k_2 - \Delta_{12}k_1, \\ K_{25} &= \Delta_{23}k_2 - H_2k_1, & K_{33} &= k_1 + k_h, \\ K_{34} &= \Delta_{12}k_1, & K_{35} &= H_2k_1, \\ K_{44} &= (\Delta_{23})^2k_2 + (\Delta_{12})^2k_1 + k_a, \\ K_{45} &= (\Delta_{23})^2k_2 + \Delta_{12}H_2k_1, \\ K_{55} &= (\Delta_{23})^2k_2 + H_2^2k_1 + k_r \\ \Delta_{23} &= (H_3 - H_2), & \Delta_{12} &= (H_2 - H_1) \end{aligned} \quad (4)$$

となる。また、質量マトリックス $\mathbf{M}$ は、対角マトリックスとなるので、その対角成分を示せば、

$$\begin{aligned} M_{11} &= m_3, & M_{22} &= m_2, & M_{33} &= m_0, \\ M_{44} &= I_1, & M_{55} &= I_0 \end{aligned} \quad (5)$$

と表される。ここに、 m_0, m_2, m_3 は基礎部、橋脚上部、上部構造の質量、 I_1 は上部構造と橋脚部の回転慣性モーメントの和、 I_0 は基礎部の回転慣性モーメントであり、橋脚下部の質量 $m_1 = 0$ とした。なお、減衰マトリックス $\mathbf{C}$ については後述する。

各ばねが非線形の復元力特性を有する場合、各ばね要素の復元力特性から構成される復元力ベクトル $\mathbf{R}$ は、

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} R_2 \\ R_1 - R_2 \\ R_h - R_1 \\ R_a - R_2(H_3 - H_2) - R_1(H_2 - H_1) \\ R_r - R_2(H_3 - H_2) - R_1H_2 \end{bmatrix} \quad (6)$$

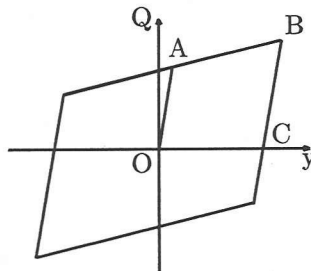


図-2 バイリニア型

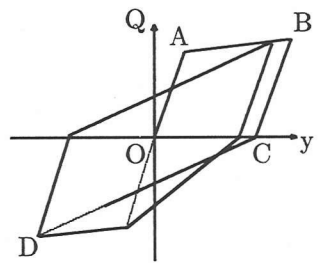


図-3 最大点指向型

となる。ここに、 R_2, R_1, R_h はそれぞれ並進ばね k_2, k_1, k_h の並進復元力であり、 R_a, R_r は回転ばね k_a, k_r の復元モーメントである。それぞれのばねが非線形の復元力特性を有する場合には、それぞれのばねの相対変位に基づいて算定される復元力を式に代入することによって復元力ベクトルが構成される。この $\mathbf{R}$ を式 (1) の左辺 3 項目の $\mathbf{KD}$ に置き換えれば弾塑性状態を考慮した運動方程式となる。

本研究では、橋脚は鋼製橋脚と考え、その復元力特性として、図-2 のような 2 次勾配が初期勾配の 0.03 となるバイリニア型を仮定した。一方、後藤らの研究によると、アンカー部の復元力特性はスリップ型に近い形となることが報告されている⁸⁾が、ここでは、アンカー部に過大な塑性化が集中しない場合を念頭において、2 次勾配が初期勾配の 0.1 となるバイリニア型の復元力特性とした。また、基礎部の復元力特性については、必ずしも適切な復元力特性が示されていないので、基礎部の水平方向および回転方向の挙動を表すばねには、2 次勾配が初期勾配の 0.1 となる図-3 のような最大点指向型の復元力特性を仮定した。

弾塑性地震応答解析における数値積分には、Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) を適用した。

3. 弾塑性地震応答解析の精度

まず、弾塑性地震応答解析により求める最大応答変位の精度を調べるために、前節の解析モデルにおいて、橋脚に相当するばね k_1 のみが上述のようなバイリニア型の復元力特性をもち、塑性化する場合の各質点の変位と時刻歴応答解析における時間刻みの関係を検討する。

ここで、支承部、橋脚部、アンカー部、基礎地盤部の水平および回転剛性を表す k_2, k_1, k_a, k_h, k_r の弾性ばね定数、各質点の質量などの諸量は以下のとおりである。ただし、支承部は曲げモーメントを伝達しないヒンジ構造であると考え、上述の式において、図-1 に示す $H_2 = H_3$ として取り扱っている。また、減衰はないものとしている。

$$\begin{aligned} k_2 &= 40\text{GN/m}, & k_1 &= 33.08\text{MN/m}, & k_a &= 2.5\text{GNm}, \\ k_h &= 3\text{GN/m}, & k_r &= 50\text{GNm}, \\ m_3 &= 350\text{t}, & m_2 &= 3.769\text{t}, & m_1 &= 0\text{t}, \\ m_0 &= 315\text{t}, & I_1 &= 1.58\text{tm}^2, & I_0 &= 228\text{tm}^2, \end{aligned}$$

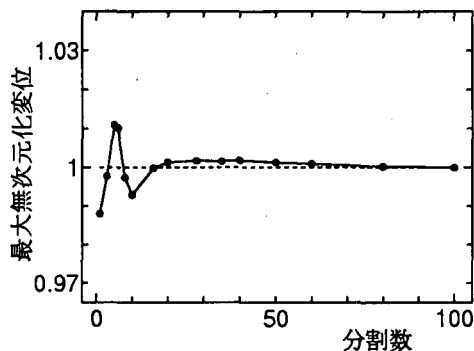


図-4-a 上部構造位置の水平方向

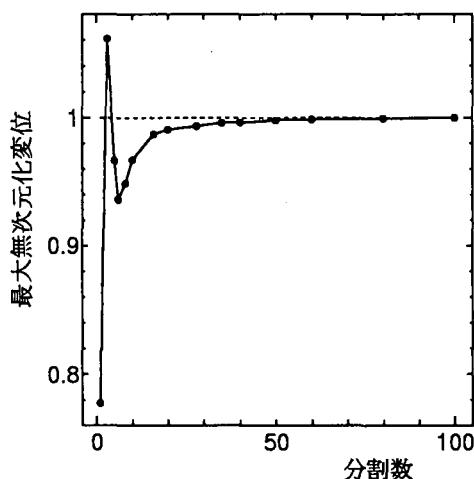


図-4-b 基礎部の水平方向

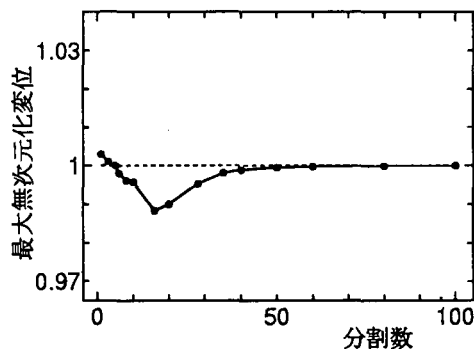


図-4-c アンカー部の回転方向

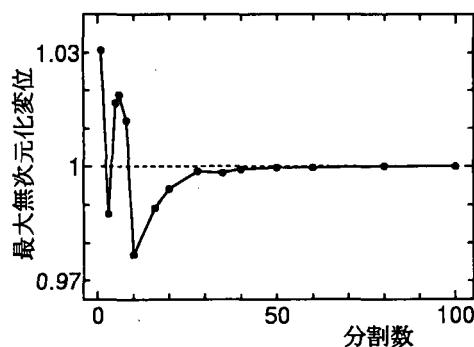


図-4-d 基礎部の回転方向

図-4 最大応答変位と時間刻みの分割数の関係

$$H_1 = 3\text{m}, H_2 = 10\text{m}, H_3 = 10\text{m}$$

このような諸量を仮定した場合の解析モデルの固有周期は、1次から順番に、0.8276, 0.06418, 0.04118, 0.01189, 0.00192秒であり、1, 2, 3次の順番にそ

れぞれ橋脚の水平変位、基礎の水平変位、基礎の回転変位が卓越する振動モードとなった。

入力地震波としては、板島橋記録のLG成分をスペクトル調整した地震波を用いた。この地震波のもとの時間刻みは0.01秒間隔であるが、以下の精度の検討に際しては、0.01秒刻みのデジタルデータを直線補間することによってさらに細かい時間刻みのデータに分割して用いた。

図-4には、動的応答解析の精度を表す1つの指標として、各質点の変位応答の最大値と時間刻みとの関係を示している。横軸は0.01秒の時間刻みをさらにどの程度分割したかを表す時間刻みの分割数を、縦軸は変位応答の最大値を、時間刻みの分割数が最も細かい100分割とした場合の変位応答の最大値で無次元化して示している。これらの図から、地震記録の本来の時間刻み0.01秒の場合には、基礎部の水平方向変位の最大値はその収束値に対して20%以上の誤差を有していることがわかる。しかし、時間刻みの分割数を20とすれば、すべての変位応答の誤差は1%程度となることから、ここでは、時間刻みの分割数を20とし、0.0005秒の時間刻みを以下の時刻歴応答解析に用いた。なお、橋脚頂部の変位については、上部構造位置の変位とほぼ同様の結果を示しているため、その結果は省略している。

4. 解析結果と考察

4.1 パラメータの設定

パラメータスタディーによりエネルギー一定則の適用性を検討するため、本研究で対象とする図-1の解析モデルに対して、地盤種別ごとに橋脚断面、上部構造の質量を変えて1次固有周期が0.6, 0.8, 1.0, 1.2秒付近になるように解析モデルの諸元を定めた。上部構造の質量は200~580t、橋脚部の弾性ばね定数 k_1 は26.7~48.2MN/mとし、地盤ばねは地盤種別ごとに表-1に示す値とした。また、支承部のばね定数 k_2 は、固定支承を対象とし、 $k_2=40\text{GN/m}$ とした。なお、フーチングの質量 $m_0=315\text{t}$ 、回転慣性モーメント $I_0=228\text{tm}^2$ およびアンカー部回転ばねの初期弾性ばね定数($k_a=2.5\text{GNm}$)はそれぞれ一定とした。

各要素の減衰定数として、支承部、橋脚部、アンカー部に0.01、基礎の水平、回転方向に0.1を考慮し、ひずみエネルギー比例減衰法により求めたモード減衰定数から、1次、2次モードの減衰定数を対象として、レーリー型の減衰マトリクスを設定し⁹⁾、以下の弾性および弾塑性地震応答解析において同じ減衰マトリクスを用いた。

地震応答解析においては、地盤種別ごとにスペクトル調整されたタイプ1地震波のうちの開北橋記録LG成分(I種地盤)、板島橋記録LG成分(II種地盤)、津軽大橋記録TR成分(III種地盤)を用いた。

表-1 ばね定数		
地盤種別	基礎の水平ばね	基礎の回転ばね
I 種地盤	2.0 GN/m	50 GNm
II 種地盤	3.0 GN/m	50 GNm
III 種地盤	1.0 GN/m	30 GNm

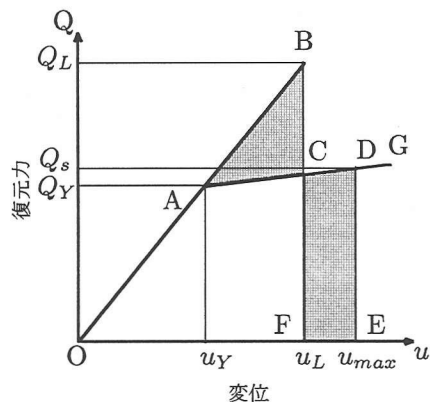


図-5 エネルギー一定則の概念図

4.2 エネルギー一定則による弾塑性最大応答変位の算定方法

エネルギー一定則を適用して弾塑性最大応答変位を算定する手順を以下に示す。

まず、弾性地震応答解析を行い着目する最大応答変位 u_L を求める。図-5 において OB が、着目する弾性範囲の変位-力関係の例を示しており、点 B が最大応答変位である。次に、解析モデルの上部構造部のみに水平荷重を静的に载荷し、着目する弾塑性の力-変位関係 OAG を求める。これらにエネルギー一定則を適用して、 $\triangle OBF$ と $\square OADE$ の面積が等しくなるような点 D を求める。これがエネルギー一定則による最大応答変位 u_{max} であり、 u_{max} を降伏変位 u_Y で除したものがエネルギー一定則により得られる塑性率である。

なお、図-1 に示す上部構造位置の変位 y_2 を、最初に降伏するばねの変位が降伏変位に達したときの上部構造位置の降伏変位 y_{2Y} で除したものが、全体系塑性率と定義される塑性率であり、そのときの各ばねの相対変位を対応する降伏変位で除したものが、それぞれのばね要素の塑性率である。

4.3 塑性率の比較結果

以下では、図-1 に示す解析モデルに対して、弾塑性地震応答解析に基づいて算定される塑性率と、エネルギー一定則によって算定される塑性率とを、橋脚部のみが塑性化する場合と、橋脚部に加えて、基礎部やアンカー部も塑性化する場合について比較した結果を示す。

a) 橋脚と基礎水平ばねの塑性化を考慮

図-6 は橋脚のみ塑性化する場合と、橋脚に加えて基礎の水平ばねも塑性化する場合に対して、エネルギー

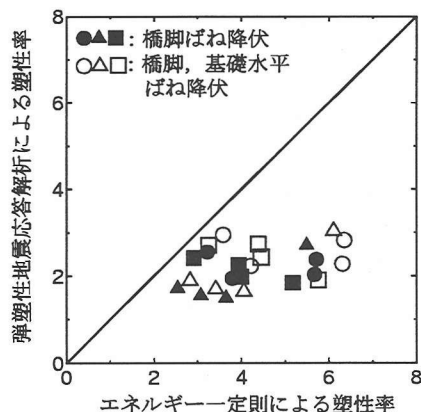


図-6-a 全体系塑性率の相関図

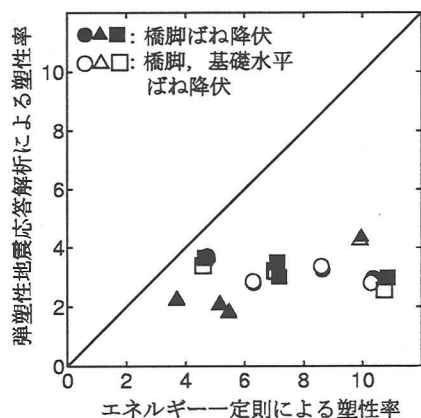


図-6-b 橋脚ばね要素の塑性率の相関図

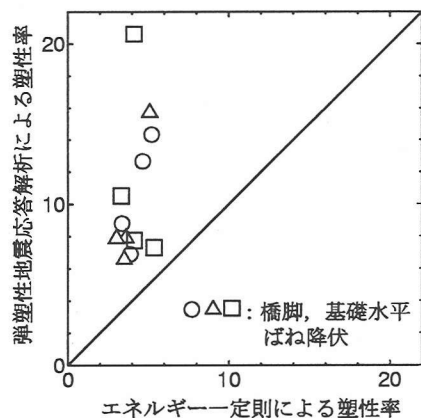


図-6-c 基礎水平ばね要素の塑性率の相関図

図-6 橋脚ばねあるいは橋脚ばね、基礎水平ばねが降伏する場合

一定則による塑性率と弾塑性地震応答解析によって得られる塑性率との相関関係を示したものである。それぞれの図において、●、○が I 種地盤、▲、△が II 種地盤、■、□が III 種地盤の結果に対応しており、黒塗りのマークが橋脚のみが塑性化した場合、白抜きのマークが橋脚に加えて、基礎の水平ばねも塑性化した場合である。なお、基礎水平ばねは橋脚が降伏する荷重の 0.9 倍で降伏するものとしている。

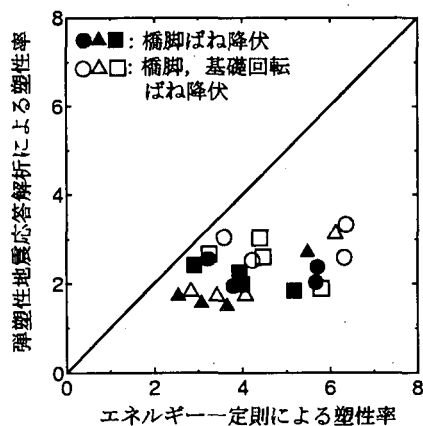


図-7-a 全体系塑性率の相関図

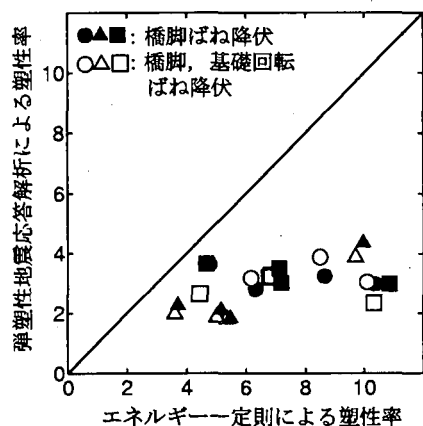


図-7-b 橋脚ばね要素の塑性率の相関図

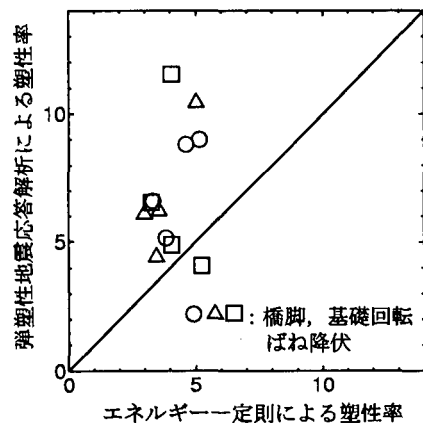


図-7-c 基礎回転ばね要素の塑性率の相関図

図-7 橋脚ばねあるいは橋脚ばね、基礎回転ばねが降伏する場合

図-6-a, 図-6-b に示すように、橋脚のみが塑性化した場合よりも、基礎水平ばねも塑性化すると、橋脚ばね要素の塑性率はほとんど変化しないが、全体系塑性率は幾分大きくなることからわかる。これは、基礎水平ばねが先に塑性化する場合には、全体系の降伏変位が幾分小さくなり、結果的に算定される塑性率が大きくなるためである。また、これらの結果では、エネルギー一定則により求めた塑性率は、弾塑性地震応答解析により求めた塑性率よりもかなり大きくなっていること

がわかる。ただし、図-6-c に示すように、基礎水平ばね要素の塑性率については、逆に、エネルギー一定則により求めた塑性率よりも、弾塑性地震応答解析により求めた塑性率のほうが非常に大きく、注意を要する結果となっている。これは、基礎水平ばねが降伏し、そのばね定数が2次勾配のばね定数となったときに、基礎水平ばねの変位応答が、弾性的の場合よりも非常に大きくなるからであると考えられる。

b) 橋脚と基礎回転ばねの塑性化を考慮

図-7 は橋脚のみ塑性化する場合と、橋脚に加えて基礎の回転ばねが塑性化する場合に対する塑性率の相関関係を示したものである。なお、この場合も基礎回転ばねは橋脚が降伏する荷重の0.9倍で降伏するものとしている。図-7-a, 図-7-b に示すように、基礎回転ばねにも塑性化を考慮した場合に比較して、橋脚ばね要素の塑性率が幾分小さくなっているが、全体系塑性率の傾向はほとんど変わらないことがわかる。また、図-7-c に示すように、基礎回転ばね要素の塑性率も、エネルギー一定則により求めた塑性率よりも、弾塑性地震応答解析により求めた塑性率のほうがやはり大きくなっていることがわかる。

c) 橋脚とアンカー回転ばねの塑性化を考慮

次に、橋脚に加えてアンカー回転ばねが塑性化する場合についての結果を図-8 に示す。この場合も、やはりアンカー回転ばねは橋脚が降伏する荷重の0.9倍で降伏するものとしている。図-8-a に示すように、橋脚部に加えてアンカー回転ばねが塑性化する場合においても、全体系塑性率の傾向は上述の基礎水平ばねあるいは基礎回転ばねが塑性化する場合と同様の傾向を示していることがわかる。これに対して、基礎ばねが塑性化する場合よりも、アンカー回転ばねが塑性化する場合には、図-8-b に示すように、橋脚ばね要素の塑性率は大きく低減していることがわかる。また、図-8-c に示すように、アンカー回転ばね要素の塑性率は、エネルギー一定則および弾塑性地震応答解析により求めた塑性率とも、上述の基礎ばねの場合よりも比較的小さい値となっている。特に、基礎水平ばねあるいは基礎回転ばねが塑性化する場合と異なって、エネルギー一定則により求めた塑性率のほうが弾塑性地震応答解析による値よりも大きい。

以上、橋脚ばねに加えて、各ばね要素が塑性化する場合の結果をまとめると以下ようになる。

1. 橋脚ばねに加えて、基礎水平ばね、基礎回転ばねあるいはアンカー回転ばねが先に塑性化する場合には、全体系の降伏変位が小さくなることから、全体系塑性率は大きくなる。
2. 橋脚ばねに加えて、基礎水平ばねあるいは基礎回転ばねが塑性化する場合には、それらのばねが塑性化する割には、橋脚ばね要素の塑性率は小さく

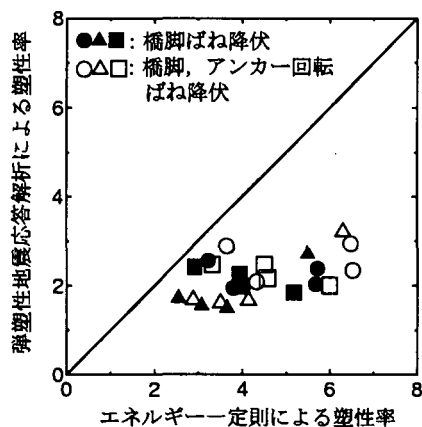


図-8-a 全体系塑性率の相関図

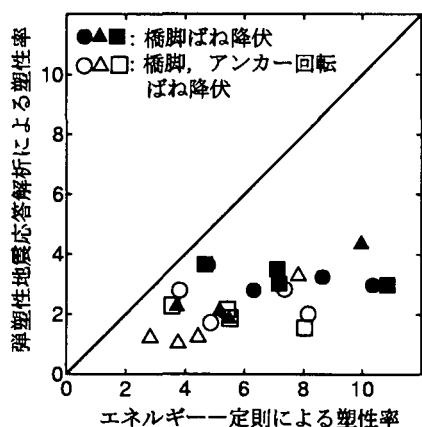


図-8-b 橋脚ばね要素の塑性率の相関図

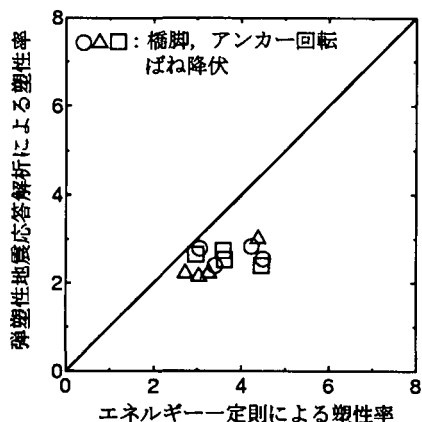


図-8-c 橋脚ばね要素の塑性率の相関図

図-8 橋脚ばねあるいは橋脚ばね、アンカー回転ばねが降伏する場合

ならない。その場合、基礎水平ばねあるいは基礎回転ばねの塑性率については、エネルギー一定則により求められる塑性率よりも、弾塑性地震応答解析による塑性率のほうがかなり大きく、耐震設計の観点からは注意を要する。なお、基礎水平ばねあるいは回転ばねの復元力特性の骨格曲線はそのままだ、履歴法則をバイリニア型に変更しても、ほぼ同様に結果が得られ、この理由が復元力特性の履歴法則によるものではないことを確認している。

3. 橋脚ばねに加えて、アンカー回転ばねが塑性化する場合には、そのばねの塑性化により、橋脚ばねの塑性率は効果的に低減する。その場合、アンカー回転ばねの塑性率もむやみに大きくなり、橋脚の塑性化を効果的に低減する観点からは有効である。

5. おわりに

本研究では、上部構造、支承、橋脚、アンカー、基礎などから構成される簡易な高架橋システムを対象とし、橋脚部に加えて、基礎部やアンカー部の塑性化をも考慮した場合について、エネルギー一定則により求められる塑性率と弾塑性地震応答解析により求められる塑性率とを比較した。そして、その結果に基づいて、高架橋システムにおけるエネルギー一定則の適用性について検討した。

得られた結果は、基礎部やアンカー部に限定的な非線形の復元力特性を仮定した限られた範囲のものであるが、基礎部の塑性化を考慮しても、橋脚部の塑性化はそれほど低減せず、逆に基礎部の要素に対しては、エネルギー一定則の適用の観点からは問題を有することがわかった。これに対して、アンカー部の塑性化を考慮することにより、効率的に橋脚の塑性化を低減することがわかった。

さらに、各部にさらに実的な復元力特性を考慮し、また、ゴム支承を有する場合に対しても検討することなどが今後の課題である。

最後に、本研究の一部は、平成8～10年度の科学研究費補助金（代表：宇佐美勉名古屋大学大学院教授）の補助を受けたことを付記し、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），丸善 1996.12.
- 2) コンクリート充填鋼製橋脚における降伏耐力比と杭基礎の損傷度の関係，構造工学論文集，Vol.45A，pp.771-782，1999.3.
- 3) 橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.51-68，1999.7.
- 4) 板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，No.619/I-47，pp.131-144，1999.4.
- 5) 後藤芳顯，宮下敏：アンカー部を考慮した一柱式鋼製橋脚の地震時終局挙動特性，土木学会論文集，No.598/I-44，pp.413-426，1998.7.
- 6) 永田和寿，渡邊英一，杉浦邦征：基礎・構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.593-602，1996.3.
- 7) 笹田修司，平尾潔，沢田勉，成行義文，三上卓：基礎との相互作用が強震時 RC 橋脚の所要降伏強度比に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.42A，pp.615-626，1996.3.
- 8) 後藤芳顯，宮下敏，藤原英之，上條崇：繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカー部の挙動とモデル化，土木学会論文集，No.563/I-39，pp.105-123，1997.4.
- 9) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版，東京，1981.6.