

橋軸方向地震力を受ける逆L形鋼製橋脚 の終局挙動と設計

後藤芳顕¹・鄺 暁松²・山口栄輝³

¹正会員 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

²正会員 名古屋工業大学助手 工学部社会開発工学科 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

³正会員 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

橋軸方向地震力を受ける逆L形橋脚では、その非対称性より、脚柱頂部に水平力とともにねじりモーメントが作用すると考えて、復元力特性が検討されている。しかしながら、高架橋全体をシステムとしてとらえると、2個の不動ヒンジ支承で上部構主桁が逆L形橋脚の横ばり上で支持されていることと、主桁の水平面内曲げ剛性が非常に大きいことにより、橋軸方向地震力に対して橋脚柱のねじれはかなり拘束されることが判明した。したがって、逆L形単一橋脚モデルとしては橋脚横ばりの水平面内回転を拘束したモデルの精度がよい。さらに、横ばり剛性が大きい場合はT形単一橋脚モデルでも十分である。ここでは、最大応答変位算定における上記2種類の単一橋脚モデルの精度評価式ならびに、構造上重要な2個の不動ヒンジ支承の反力算定式も示した。

Key Words: *inverted L-shaped steel pier, elevated bridge, dynamic analysis, seismic design*

1. まえがき

直線高架橋システムの地震時終局挙動を照査する場合、設計においては、地震力が橋軸方向と橋軸直角方向に作用する場合を独立に検討している。T形橋脚を持つ高架橋システムの橋軸方向に地震力が作用する場合、橋軸に対するT形橋脚の対称性により、橋軸を含む鉛直平面での挙動が支配的となるため、この面内での2次元的な構造のモデル化が可能になる。さらに、鉛直地震動を考慮しない場合は、不動ヒンジ支承を持つ橋脚に上部構造の質量を適当に付加することにより、単一橋脚の2次元解析でT形橋脚の終局挙動を予測することが可能になる。

一方、既存の高架橋では逆L形橋脚を持つ場合も多い¹⁾。このような構造が橋軸方向地震力を受ける場合、橋軸に関する逆L形橋脚の非対称性により、橋脚柱頂部には橋軸方向水平力とともにこの水平力の偏心に起因するねじりモーメントが作用すると考えられている²⁾。そして、このような作用力に対する単一逆L形橋脚の復元力特性も検討されている。しかしながら、上部桁構造の支承が複数個橋脚の横ばり上に設置されていることと、上部構主桁の水平面内の剛性が非常に大きいことを考えると、地

震時の主桁の橋軸方向への移動に対しても逆L形橋脚柱のねじれはかなり拘束される可能性もある。したがって、逆L形橋脚の挙動を正確に把握するには上部構造を含めた高架橋システムとしての検討が必要になる。ここでは、特に支承剛性が高く、拘束度が大きい鋼製支承で支持された逆L形橋脚をもつ高架橋システムを対象に、上部構主桁の橋軸方向変位に対する復元力特性、ならびに橋軸方向地震動を受ける場合の動特性を数値解析により検討する。さらに、これらの高架橋システムの挙動特性をもとに、逆L形橋脚を単一橋脚として設計する場合の解析モデルについて考察する。

2. ねじりと曲げせん断変形を考慮した逆L形橋脚の解析法

逆L形鋼製橋脚を持つ高架橋システムの地震時終局挙動の数値解析では3次元空間での幾何学的非線形性の他、橋脚の作用断面力として軸力、せん断力、曲げモーメントさらにねじりモーメントの連成を考慮した材料的非線形性の考慮も必要である。逆L形橋脚の解析法としては著者らが過去に開発した曲げせん断変形とSt.Venant

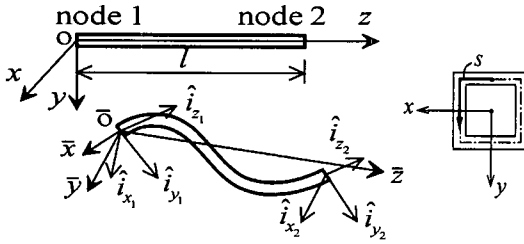


図-1 座標系

のねじりを考慮した3次元薄肉Timoshenko非線形はり要素³⁾に基づく複合非線形解析を用いる。この解析では、幾何学的非線性はCo-Rotational Method⁴⁾により、また、塑性域での材料非線形性は直応力とせん断応力の連成をJ2流れ則、硬化則としてはZieglerの移動硬化則と等方硬化則とを含んだ混合硬化則により考慮している。以下簡単に解析法について説明する。

(1) 幾何学的非線形解析

3次元骨組構造の幾何学的非線形解析に関して、著者らはCo-rotational methodを用いて、変位と回転の大きさに制限はないが微小ひずみの条件下の要素接線剛性方程式をすでに誘導している⁴⁾。ここでは、この解析手法を簡単に説明する。

要素接線剛性方程式を求めるために、二つ座標系、すなわち空間固定要素座標系 (x, y, z) と要素の剛体変位とともに移動するCo-rotational座標系 $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ を用いる(図-1)。さらに要素断面の板厚中心に沿ってとった長さで定義される s 座標も導入する。ここで、Co-rotational座標系の原点は変形後の要素の一端と一致する。 $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ の方向は節点1と節点2の変形後の断面の方向 $(\hat{i}_{x_1}, \hat{i}_{y_1}, \hat{i}_{z_1} \times \hat{i}_{y_1})$, $(\hat{i}_{x_2}, \hat{i}_{y_2}, \hat{i}_{z_2} \times \hat{i}_{y_2})$ をそれぞれEuler角で表したときの平均値方向に選ぶ。ここに、 $(\hat{i}_{x_i}, \hat{i}_{y_i})$ $i=1, 2$ は x, y 座標の変形後のベースベクトル方向の単位ベクトルである。Co-rotational座標系における節点増分変位 $\{\Delta \bar{d}\}$ と空間固定要素座標系下の増分変位 $\{\Delta d\}$ の関係は次のようになる。

$$\{\Delta \bar{d}\} = [R] \{\Delta d\} \quad (1)$$

ここで、 $[R]$ は 6×12 の変換マトリックスである。また、空間固定座標での有限回転はEuler角で表し、Co-rotational座標系における回転量はこれが微小であることから各座標軸回りの回転角で表す。

さらに、仮想仕事の原理によって二つの座標系間の節点力の関係が得られる。

$$\{f\}^T \{\Delta d\} = \{\bar{f}\}^T \{\Delta \bar{d}\} \quad (2)$$

式(1)を式(2)に代入して得られる二つの座標系間の節点力関係を増分し、Co-rotational座標系での接線剛性方程式 $\Delta \bar{f} = \bar{k} \Delta \bar{d}$ を代入すれば、空間固定要素座標系での3次元はりの要素接線剛性方程式は次のようになる。

$$\begin{aligned} \{\Delta f\} &= \left([R]^T [\bar{k}] [R] + \frac{\partial [R]^T}{\partial d} \{\bar{f}\} \right) \{\Delta d\} \\ &= [k] \{\Delta d\} \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 $\{\Delta f\}$, $\{\Delta d\}$ は空間固定要素座標系での増分節点力ベクトル、増分節点変位ベクトルである。

(2) 材料構成則

曲げせん断変形とSt.Venantのねじりを考慮した3次元Timoshenkoはり要素を用いるので、はりの作用応力としては直応力とせん断応力を考える必要がある。ここでは、塑性域での直応力とせん断応力の連成をJ2流れ則と混合硬化則に基づく構成則モデルで考慮する。この構成則モデルによると、増分応力-増分ひずみ関係は次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma \\ d\tau \end{Bmatrix} = [D_{ep}] \begin{Bmatrix} d\varepsilon \\ d\gamma \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} [D_{ep}] &= \begin{bmatrix} E & 0 \\ 0 & G \end{bmatrix} \\ &= \frac{1}{E^p f^2 + (\sigma - \alpha_1)^2 E + 9 (\tau - \alpha_2)^2 G} \\ &\quad \times \begin{bmatrix} (\sigma - \alpha_1)^2 E^2 & 3EG (\sigma - \alpha_1)(\tau - \alpha_2) \\ \text{Sym.} & 9G^2 (\tau - \alpha_2)^2 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (5)$$

ここに、 E, G はYoung係数とせん断弾性係数、 E^p は塑性係数(硬化係数)である。 σ は直応力、 τ は曲げせん断応力とねじりせん断応力の和である。 α_1 は後背応力で移動した降伏曲面の中心を表す。Zieglerの移動硬化則より後背応力の増分 $d\alpha_1$ は次の式で表わされる。

$$\begin{Bmatrix} d\alpha_1 \\ d\alpha_2 \end{Bmatrix} = \frac{h_k \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial f}{\partial \tau} d\tau \right)}{(h_i + h_k) f} \begin{Bmatrix} \sigma - \alpha_1 \\ \tau - \alpha_2 \end{Bmatrix} \quad (6)$$

f は降伏応力で、 h_i と h_k は等硬化および移動硬化係数であり $E^p = h_i + h_k$ なる関係が成立する。塑性载荷状態では式(5)を用いるが、数値計算では増分間隔が有限であるため、降伏曲面上の応力状態が降伏曲面の外に出る可能性がある。したがって、応力状態をreturn mapping により降伏曲面上に引き戻す必要がある。ここでは、Crisfield⁹⁾ の'Backward Euler Return'法を用いる。

(3) はり要素の剛性方程式の誘導

まず、曲げせん断変形とSt. Venantのねじりを考慮した3次元Timoshenkoはり要素をCo-rotational座標系下で求める。Co-rotational座標系での変位関数として、軸方向変位成分を1次関数、その他の変位成分を2次関数、回転成分を1次関数で次式のように近似する。

$$\begin{aligned} \bar{w} &= a_0 + a_1 z & \bar{u} &= b_0 + b_1 z + b_2 z^2; \\ \bar{v} &= c_0 + c_1 z + c_2 z^2; & \bar{\theta}_z &= d_0 + d_1 z; \\ -\bar{\theta}_x &= e_0 + e_1 z & \bar{\theta}_y &= f_0 + f_1 z \end{aligned} \quad (7, a-f)$$

さらに、要素の長さに沿って曲げせん断ひずみが一定と仮定すると、式(7)の変位関数は次のようになる。

$$\begin{aligned} \bar{w} &= N_1 \bar{w}_1 + N_2 \bar{w}_2 \\ \bar{u} &= N_1 \bar{u}_1 + N_3 \bar{\theta}_{y_1} + N_2 \bar{u}_2 - N_3 \bar{\theta}_{y_2} \\ \bar{v} &= N_1 \bar{v}_1 - N_3 \bar{\theta}_{x_1} + N_2 \bar{v}_2 + N_3 \bar{\theta}_{x_2} \end{aligned} \quad (8, a-c)$$

$$\begin{aligned} \bar{\theta}_z &= N_1 \bar{\theta}_{z_1} + N_2 \bar{\theta}_{z_2} \\ \bar{\theta}_x &= -N_1 \bar{\theta}_{x_1} - N_2 \bar{\theta}_{x_2} \\ \bar{\theta}_y &= N_1 \bar{\theta}_{y_1} + N_2 \bar{\theta}_{y_2} \end{aligned} \quad (8, d-f)$$

ここに、 $\{\bar{u}_i, \bar{v}_i, \bar{w}_i, \bar{\theta}_{x_i}, \bar{\theta}_{y_i}, \bar{\theta}_{z_i}\}$ は要素節点 i の変位・回転成分であり、補関数 N_1, N_2, N_3 は

$$N_1 = 1 - \frac{z}{l}; \quad N_2 = \frac{z}{l}; \quad N_3 = \frac{z}{2} \left(1 - \frac{z}{l} \right) \quad (9, a-b)$$

式(8)に示す変位関数に対応する軸方向直ひずみと s 座標に沿ったせん断ひずみは次のようになる。

$$\begin{aligned} \varepsilon_{zz} &= \bar{w}_{,z} - x \bar{\theta}_{y,z} - y \bar{\theta}_{x,z} \\ &= [0, 0, -1/l; -y/l, x/l, 0; 0, 0, 1/l; y/l, -x/l, 0] \{\bar{d}\} \\ &= [N_\varepsilon] \{\bar{d}\} \end{aligned} \quad (10, a)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{sz} &= \gamma_{sz}^b \frac{\partial x}{\partial s} + \gamma_{sz}^y \frac{\partial y}{\partial s} + \gamma^s = (\bar{u}_{,z} - \bar{\theta}_{y,z}) \frac{\partial x}{\partial s} + (\bar{v}_{,z} - \bar{\theta}_{x,z}) \frac{\partial y}{\partial s} + \Theta \bar{\theta}_{z,z} \\ &= \left[-\frac{1}{l} \frac{\partial x}{\partial s}, -\frac{1}{l} \frac{\partial y}{\partial s}, 0; \frac{1}{2} \frac{\partial y}{\partial s}, -\frac{1}{2} \frac{\partial x}{\partial s}, -\frac{\Theta}{l}; \frac{1}{l} \frac{\partial x}{\partial s}, \frac{1}{l} \frac{\partial y}{\partial s}, 0; \right. \\ &\quad \left. \frac{1}{2} \frac{\partial y}{\partial s}, -\frac{1}{2} \frac{\partial x}{\partial s}, \frac{\Theta}{l} \right] \{\bar{d}\} = [N_\gamma] \{\bar{d}\} \end{aligned} \quad (10, b)$$

$$\{\bar{d}\} = \{\bar{u}_1, \bar{v}_1, \bar{w}_1; \bar{\theta}_{x_1}, \bar{\theta}_{y_1}, \bar{\theta}_{z_1}; \bar{u}_2, \bar{v}_2, \bar{w}_2; \bar{\theta}_{x_2}, \bar{\theta}_{y_2}, \bar{\theta}_{z_2}\}^T \quad (10, c)$$

ここに、 $\gamma_{sz}^b, \gamma_{sz}^y$ はそれぞれ x, y 方向の曲げせん断ひずみ成分、 γ_{sz} はSt. Venantのねじりによる s 座標に沿うせん断ひずみ成分である。また、 $\Theta = n$ (開断面)、 $\Theta = 2n - \int h_n^* ds / \int (1/t) ds$ (閉断面)。 n は薄肉はり断面の薄板中心線からの垂直距離、 t は薄板の厚さ、 h_n^* はせん断中心から薄板中心線までの距離の中心線に垂直な成分⁶⁾ である。

Co-rotational座標系での増分型の要素剛性方程式は式(4)の構成則と式(10)で求めたひずみを増分し、次の仮想仕事式に代入することにより誘導する。

$$\int_V (\Delta \sigma_{zz} \delta \Delta \varepsilon_{zz} + \Delta \tau_{sz} \delta \Delta \gamma_{sz}) dv - \delta \{\Delta \bar{d}\}^T \{\Delta \bar{f}\} = 0 \quad (11)$$

ここに、 $\Delta \sigma_{zz}$ は軸方向直応力増分、 $\Delta \tau_{sz}$ は板厚中心線 s に沿ったせん断応力増分。

断面内での塑性域の進展状況は断面をメッシュ分割し、メッシュ中心点を積分点とするPlastic-zone method³⁾を用いて考慮する。一方、要素の軸方向については、今回の変位関数では、式(10)からわかるように、直ひずみとせん断ひずみが定数になるため、数値積分が避けられる。得られたCo-rotational座標系での増分型の要素剛性方程式は以下のようなになる。

$$\{\Delta \bar{f}\} = [\Delta \bar{k}] \{\Delta \bar{d}\} \quad (12)$$

ここに、 $[\Delta \bar{k}]$ は弾塑性接線剛性行列である。 $[\Delta \bar{k}]$ を式(3)に代入すると、有限要素解析で用いる空間固定要素座標系での弾塑性接線剛性方程式が求められる。さらに、

増分型の運動方程式は質量マトリックス $[M]$ 、減衰マトリックス $[C]$ 、増分外力ベクトル $\{\Delta P_e\}$ を考慮することで以下ようになる。

$$[M]\{\Delta \ddot{d}\} + [C]\{\Delta \dot{d}\} + [\Delta k]\{\Delta d\} = \{\Delta P_e\} \quad (13)$$

はり要素に関する増分型の運動方程式より、全体系の運動方程式を形成する。この運動方程式はNewton-Raphson法の繰り返し計算を含むNewmarkの β 法($\beta = 0.25$)を用いて数値積分する。

3. 逆L形橋脚を持つ連続高架橋システムの解析モデル

対象とする逆L形鋼製橋脚を持つ連続高架橋システムのモデル(以下逆L形全体系モデルと呼ぶ)は2種類(ModelWL1, ModelWL2)であり、これらを座標系とともに図-2に、また支承条件を表-1に示す。座標系(X, Y, Z)は、左端部橋脚基部の断面図心に原点をもち、Z軸を橋脚の長手方向に、X軸を橋軸方向に選ぶ右手系直交直線座標である。このモデルは実在の逆L形鋼製橋脚を持つ3径間連続高架橋をもとに単純化したものである。上部構造と橋脚間の鋼製支承は各橋脚の橋軸直角方向の横ばり上の2点A, Bに設置されている。支承条件は、表-1のように橋軸方向はModelWL1では中間橋脚PL3のみ、またModelWL2ではPL2のみ不動ヒンジ支承とし、他は可動ヒンジ支承とする。橋軸直角方向はすべて不動ヒンジ支承である。これより、橋軸方向水平荷重はModelWL1ではPL3が、またModelWL2ではPL2がすべて負担する。各支承はねじり剛性(Z座標方向回りの剛性)を持たないものとする。

図-2に示す各部材の断面寸法を表-2に示す。支承と連結される上部構の横桁および逆L形橋脚のPanel-Zoneの剛性は無限大とする。上部構主桁はY軸回りの曲げ剛性とZ軸回りの曲げ剛性が実際の上部構の主桁と等しい一本の弾性は部材でモデル化する。上部構造の質量は主桁に等分布するものとする。鋼製橋脚の鋼材(SM490Y)の材料構成則としてはバイリニア移動硬化則(降伏応力: $\sigma_y = 353\text{MPa}$, 塑性剛性: $E_p = E/100$)を用いる。

逆L形橋脚の偏心量 e としては図-2(b)に示す橋脚柱の断面図心軸線と逆L形橋脚の横ばり上の両支承の midpoint C間の距離 $e = L + \Delta L / 2$ を用いる。さらに、偏心量を橋脚高さで割った量 e/H を偏心率として、逆L形橋脚の偏心の程度を表すパラメータとして導入する。この定義に従えば、ModelWL1の橋脚PL3の偏心率は $e/H=0.41$ 、ModelWL2の橋脚PL2の偏心率は0.63になる。後者の偏心率はかなり大きいものである。

逆L形全体系モデルModelWL1, ModelWL2と比較するため、対応する通常のT形鋼製橋脚を持つ連続高架橋モデル(T形全体系モデルと呼ぶ)ModelWT1, ModelWT2を図-3のように設定する。これらのモデルにおけるT形鋼製橋脚は逆L形鋼製橋脚のはりを柱に対して対称位置に配置したものである。橋脚の寸法、上部構の寸法は表-2に、また支承条件は表-1に示すものと同一である。

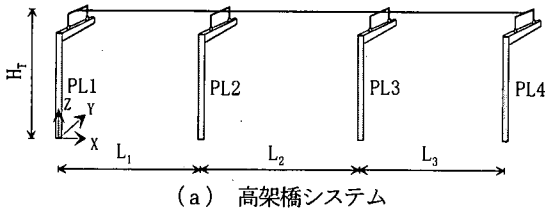
4. 単一橋脚モデル

橋軸方向に不動ヒンジ支承が設置されている橋脚の単一橋脚モデルとして、逆L形橋脚ならびにT形橋脚に対してそれぞれ図-4に示すPLS, PTSを設定する。この単一橋脚モデルには鉛直荷重として上部構死荷重の分担分Pを作用させる。水平動に対する上部構造の質量としては、他の橋脚の支承が橋軸方向にすべて可動ヒンジ支承であり、橋軸方向の地震時水平荷重をすべてこの橋脚が負担すると考えられることから、橋脚頂部に上部構の全質量Mを集中質量として与えている。2種類の逆L形全体系モデルModelWL1, ModelWL2について、PとMの値は表-2に示している。

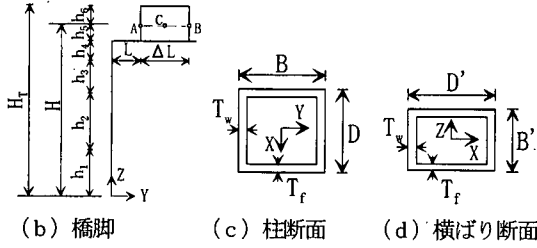
5. 橋軸方向水平力に対する変形特性

まず、2種類の逆L形全体系モデルModelWLの橋軸方向(X軸方向)の水平力-水平変位特性について、対応するT形全体系モデルModelWT、逆L形単一橋脚モデルPLSとT形単一橋脚モデルPTSの水平力-水平変位特性と比較することにより検討する。これら4種類のモデルについて、橋軸方向に不動ヒンジ支承を持つ橋脚における2つの支承を結んだ線分の中間点Cの橋軸方向水平変位Uと基部水平反力 R_{xy} の関係を図-5に示す。このとき、逆L形単一橋脚モデル(PLS)についてはC点のZ軸方向の回転を自由($\theta_{zx} = \text{free}$)とした従来のモデル²⁾の他に、上部構からの拘束を考慮して回転を固定とした場合($\theta_{zx} = \text{fixed}$)についても図示している。

図-5から、いずれの逆L形全体系モデル(ModelWL1, ModelWL2)においても逆L形単一橋脚モデルとして従来用いられていた $\theta_{zx} = \text{free}$ の場合の荷重-変形特性は全体系モデル(ModelWL)と較べかなり強度剛性が低下することがわかる。この低下の傾向は逆L形橋脚の偏心率のより大きなModelWL2において顕著である。一方、単一逆L形橋脚モデルで $\theta_{zx} = \text{fixed}$ とした場合の結果は逆L形全体系モデル(ModelWL)とほぼ一致する。この場合、偏心率が小さいModelWL1の方がより一致する。さらに、逆L形全体系モデルの水平力-水平変位特性は、従来の

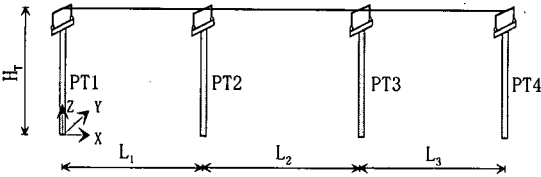


(a) 高架橋システム

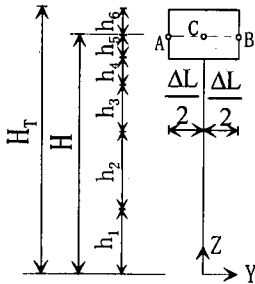


(b) 橋脚 (c) 柱断面 (d) 横ばり断面

図-2 逆L形全体系モデル(ModelWL1, ModelWL2)

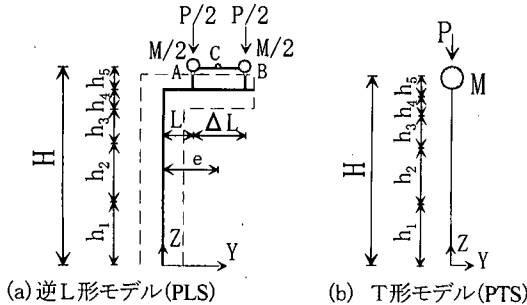


(a) 高架橋システム



(b) 橋脚

図-3 T形全体系モデル(ModelWT1, ModelWT2)



(a) 逆L形モデル(PLS)

(b) T形モデル(PTS)

図-4 単一橋脚モデル

表-1 ModelWL1, ModelWL2の支承条件

	PL1		PL2		PL3		PL4	
	WL1	WL2	WL1	WL2	WL1	WL2	WL1	WL2
支承数	2	2	2	2	2	2	2	2
橋軸方向	可動	可動	可動	不動	不動	可動	可動	可動
橋軸直角方向	不動	不動	不動	不動	不動	不動	不動	不動

注: WL1: ModelWL1, WL2: ModelWL2

表-2 橋脚断面寸法

(a) ModelWL1

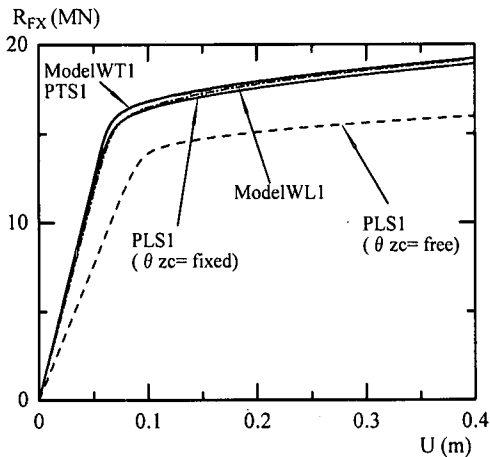
橋脚番号	PL1, PL4		PL2		PL3			
	柱 B×D	3.0×2.5	3.0×2.5	3.0×2.5	3.0×3.0	3.0×3.0		
橋脚	h ₁	T _f	7.298	0.03	7.048	0.041	3.6	0.039
		T _w		0.028		0.043		0.043
	h ₂	T _f	1.25	0.027	1.5	0.04	3.448	0.034
		T _w		0.033		0.044		0.039
	h ₃	T _f	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	0.039
		T _w		0.0		0.0		0.039
	はり B'×D'		2.6×2.5	2.6×2.5	2.6×2.5	2.6×3.0		
	T _f		0.027	0.04	0.04	0.04		
	T _w		0.027	0.04	0.04	0.04		
	H=11.348, H _r =13.348, h ₄ =1.3, h ₅ =1.5, h ₆ =2.0, L=2.244, ΔL=4.75							
	上部構造	主桁の面積 A=0.659m ² , I _z (面内)=6.867m ⁴ I _y (面外)=0.445m ⁴ , I _x (ねじり)=10m ⁴ L ₁ =L ₃ =40, L ₂ =42 質量M=2153ton; P=7.86MN (PL3の支承鉛直反力の合計)						

単位: m

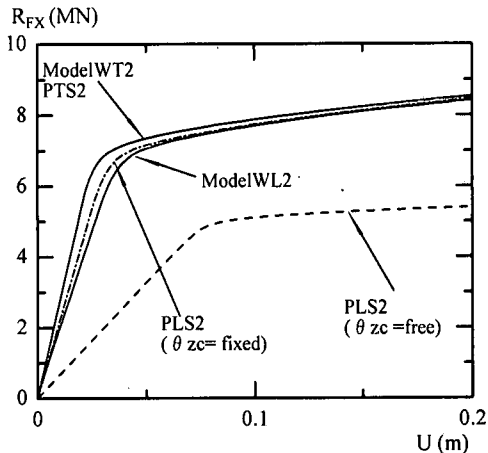
(b) ModelWL2

橋脚番号	PL1, PL2, PL3, PL4			
	柱 B×D	1.2×2.33		
橋脚	h ₁	T _f	4.5	0.030
		T _w		0.054
	h ₂	T _f	1.75	0.036
		T _w		0.048
はり B'×D'		1.187×2.324		
T _f		0.028		
T _w		0.024		
h ₃ =0, h ₄ =0.625, h ₅ =0.625, L=2.625, ΔL=4.20				
上部構造	主桁の面積 A=0.170m ² , I _z (面内)=0.610m ⁴ I _y (面外)=0.035m ⁴ , I _x (ねじり)=0.030m ⁴ L ₁ =20.65, L ₂ =21, L ₃ =22.65 質量M=273.6ton; P=0.93MN (PL2支承鉛直反力の合計)			

単位: m



(a) ModelWL1 (e/H=0.41)



(b) ModelWL2 (e/H=0.63)

図-5 逆L形全体系モデルと単一橋脚モデルの橋軸方向水平力-水平変位関係

$\theta_{zc}=\text{free}$ の逆L形単一橋脚モデルより、むしろT形単一橋脚モデル(PTS)に近いこともわかる。以上のような結果が得られた理由として、逆L形全体系モデルModelWL1, ModelWL2では、PL3あるいはPL2橋脚について上部構主桁がA,B二カ所で剛性の高い鋼製不動ヒンジ支承を介して橋脚の横ばりに連結されているため、主桁の水平方向の高い曲げ剛性により橋脚横ばりの水平面内での回転 θ_{zc} が拘束されることによると考えられる。この状態は逆L形橋脚の何れかの支承が破壊するまで保持される。このような支承の挙動については本章の最後に言及する。なお、T形全体系モデル(ModelWT)とT形単一橋脚モデル(PTS)の水平変位と基部水平反力の関係は完全に一致し、現行設計でのT形単一橋脚モデルの妥当性を示している。

さらに、逆L形全体系モデルModelWL1について支承間隔 ΔL を一定として、実際の橋脚で考え得る範囲の偏心率として $e/H=0.25, 0.35, 0.41, 0.70$ と変化させた場合の全体系モデルと単一橋脚モデルのC点の水平変位と基部の水平反力の関係を計算し、その結果をそれぞれ図-6と図-7に示す。この図より、逆L形全体系モデルの橋軸方向荷重-変形特性は偏心率 e/H が0.35以下では、ほとんど $e/H=0$ に対応するT形単一橋脚モデルPTS1と一致する。ただ、偏心率が $e/H=0.41$ を越えると、逆L形橋脚横ばりの剛性や上部構主桁の平面内曲げ剛性の影響が現れ、T形単一橋脚モデルと荷重-変形特性にやや差が現れる。逆L形単一橋脚モデルPLS1では $\theta_{zc}=\text{fixed}$ とした場合、 $e/H \leq 0.7$ の範囲で逆L形全体系モデルModelWLの荷重-変形特性とほぼ一致する。一方、逆L形単一橋脚モデルPLS1で $\theta_{zc}=\text{free}$ の場合は、強度・剛性を過小評価することになる。この傾向は e/H が大きいくほど顕著になる。

逆L形全体系モデルModelWL1, ModelWL2と対応する逆L形単一橋脚モデルPLS1, PLS2の橋脚柱頂部ねじれ回

転角 θ_{zp} と基部ねじりモーメント M_z の関係を図-8に、C点の橋軸方向水平変位とA, B点水平反力 R_A, R_B の関係を図-9に示す。図-9からわかるように、逆L形全体系モデル(ModelWL)の場合では、A, B点の支承の橋軸方向水平反力が逆の符号であり、橋脚柱のねじれが拘束されていることがわかる。その結果、図-8のように橋脚基部のねじりモーメント M_z は最初、柱頂部のねじれ回転角 θ_{zp} と共に若干増加するが、その後ねじれ回転角は増加せず、ねじれモーメントも小さいままである。これに比べ、単一橋脚モデル(PLS)で $\theta_{zc}=\text{free}$ の従来モデルの場合は、A, B点の橋軸方向水平反力は同じ値であり、C点の変位の増加と共に増加する。その結果、橋脚基部ねじりモーメントは頂部ねじれ回転角と共に単調に増加し、全体系モデルとは全く異なった挙動を示す。一方、単一橋脚モデル(PLS)の $\theta_{zc}=\text{fixed}$ の場合は逆L形全体系モデルと比べると橋脚柱頂部のねじれ回転角、橋脚基部ねじりモーメントを若干小さく評価するが、支承反力も全体系モデルとよく一致している。逆L形全体系モデルとの差が若干でた理由としては、逆L形全体系モデルの場合、上部構主桁のZ軸周りの曲げ剛性が有限であるため、橋脚柱頂部横ばりの水平面内の回転角 θ_{zc} が完全には固定されていないことによると考えられる。

以上より、逆L形橋脚を持つ高架橋システムの脚柱においては偏心率 e/H が0.41以下では橋脚に作用するねじりモーメントは非常に小さく、T形橋脚を持つ高架橋システムとほとんど同様の荷重-変形特性を示す。これは、上部構主桁による橋脚横ばりの水平面内での回転拘束が大きく、橋脚柱のねじれ変形がほとんど生じないことによる。したがって、剛性の高い鋼製支承で支持された逆L形橋脚の挙動を表すための単一橋脚モデルとしては、逆L形橋脚の横ばりの水平面内での回転を自由としたモ

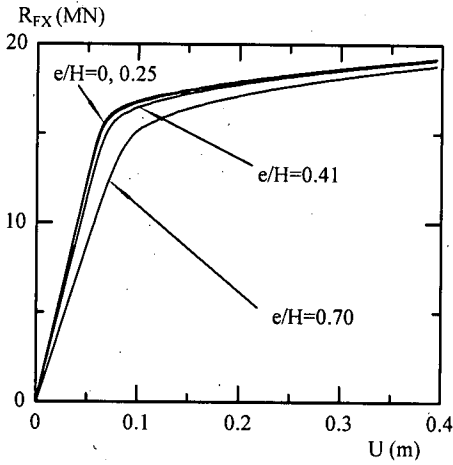


図-6 偏心率と逆L形全体系モデル (ModelWL1) の橋軸方向水平力-水平変位関係

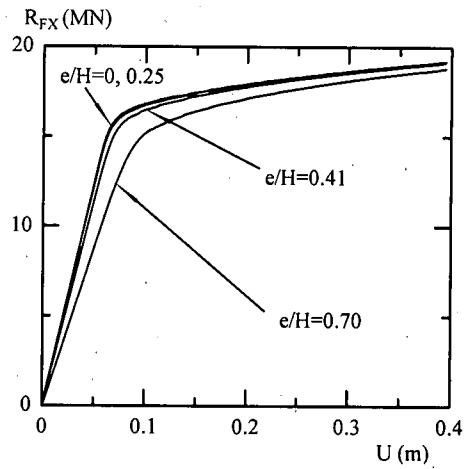
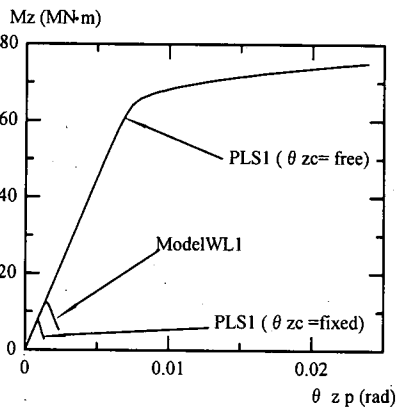
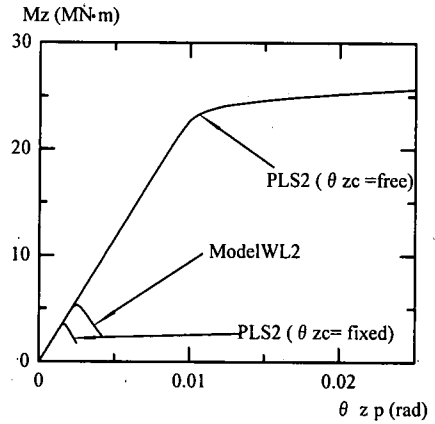


図-7 偏心率と逆L形単一橋脚モデル (PLS1) の橋軸方向水平力-水平変位関係

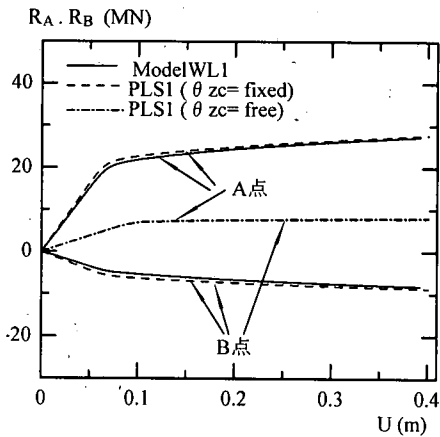


(a) ModelWL1 (e/H=0.41)

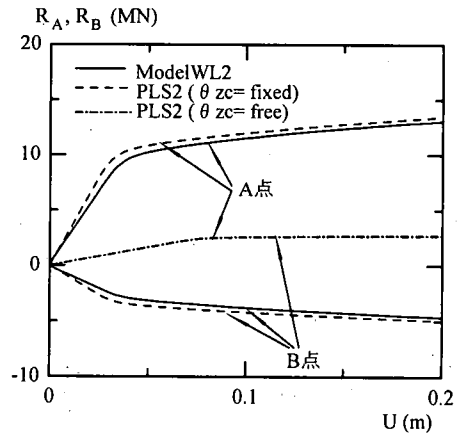


(b) ModelWL2 (e/H=0.63)

図-8 逆L形橋脚柱の頂部ねじれ回転角と基部ねじりモーメント



(a) ModelWL1 (e/H=0.41)



(b) ModelWL2 (e/H=0.63)

図-9 逆L形橋脚C点の橋軸方向変位とA, B点の支承反力

表-3 各種逆L形橋脚モデルの橋軸方向変形モードの最低次固有周期T(s)

モデル	e/H	全体系モデル ModelWL	単一モデル PLS (θ_{zc} =fixed)	単一モデル PLS (θ_{zc} =free)
WL1	0	0.627	0.584	0.584
	0.25	0.630	0.587	0.661
	0.35	0.637	0.589	0.721
	0.41	0.647	0.595	0.765
	0.50	0.666	0.607	0.845
	0.60	0.692	0.621	0.940
	0.70	0.722	0.645	1.043
WL2	0.63	0.299	0.224	0.431

注：WL1: ModelWL1, WL2: ModelWL2

モデルより、むしろT形単一橋脚モデルのほうが精度が良い。さらに、逆L形橋脚の横ばりの水平面内での回転を固定とした逆L形単一橋脚モデルは現実の橋脚で考え得る偏心率の全領域 $e/H \leq 0.7$ において、逆L形橋脚を持つ高架橋システムの荷重-変形挙動を良く表わす。また、このモデルは、逆L形橋脚の横ばり上における2つの支承の水平反力の特性も精度良く表すことができる。

最後に、逆L形橋脚の挙動に大きな影響を与える支承の挙動について述べる。橋脚柱に近い支承Aの水平反力は単一橋脚モデルで2つの支承が均等に水平地震荷重を受け持つと考えて算定された反力(図-9のPLS1, PLS2で θ_{zc} =freeの場合に対応)に較べかなり大きくなるので従来の支承の設計手法では危険側となる。すなわち、従来の設計による支承では設計水平地震力が作用した場合、設計荷重以下で支承Aがまず破壊する可能性が高く、他方の支承Bも支承Aの破壊後、地震荷重を全て負担するので破壊することが考えられる。このような支承に対しては、橋脚の設計荷重レベルまで十分機能するように補強する必要がある。ここでは、支承はいずれも橋脚の設計荷重レベルまで十分に機能し得ることを前提として以後の議論を進める。

本章の橋軸方向水平力に対する変形特性の検討結果をふまえ、つぎに、レベル2の地震動が橋軸方向に入力する場合の動的特性について検討を行う。

6. 橋軸方向地震力を受ける場合の動的応答特性

(1) 鉛直動の影響と橋軸直角方向の変位

はじめに、基本的な特性を見るため逆L形橋脚を持つ高架橋システムの全体系モデルModelWL1と対応する単一橋脚モデルPLS1に30秒間、神戸海洋気象台(JMA)N-S成分とU-D成分を作用させた場合とN-S成分のみを作用

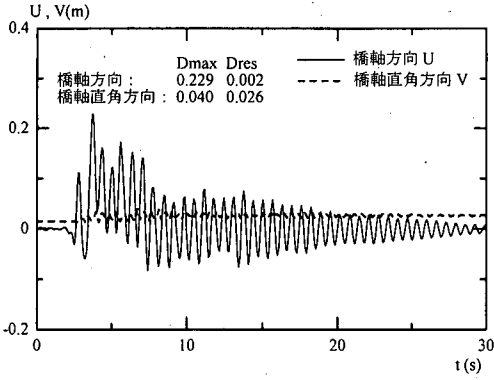
させた場合とを解析する。時間積分の分割は0.01~0.00125秒を用いる。減衰マトリックスは質量比例型を用い、減衰定数は弾性1次固有振動に対応した $h=0.01$ とする。

解析結果として、図-10に逆L形全体系モデル、逆L形単一橋脚モデルでC点のZ軸方向の回転 θ_{zc} を自由(free)としたモデルと θ_{zc} を固定(fixed)したモデルの3種類について、鉛直動を考慮した場合とこれを無視した場合の橋脚頂部C点の橋軸方向(X方向)変位Uと橋軸直角方向(Y方向)変位Vの時刻歴応答を示している。それぞれの図中には最大応答変位と残留変位の値も記入している。

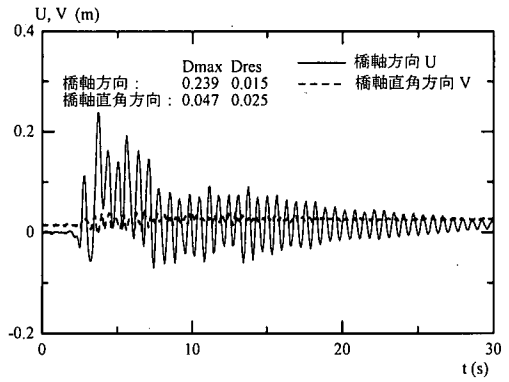
図-10より、鉛直地震動の影響により全体系モデルと単一橋脚モデルで θ_{zc} =fixedとした場合において、最大応答変位ならびに残留変位が大きくなる傾向があるが、必ずしも有意なものではない。全体系モデルと単一橋脚モデルを比較すると、橋軸方向応答変位については荷重-変形特性の検討で明らかになったように、全体系モデルは θ_{zc} =fixedとした単一橋脚モデルと比較的整合性がよいが、静的解析による荷重-変形特性ほどには一致はしない。橋軸直角方向応答変位については、全体系モデルでは、ほとんどこの変位成分を生じないが、逆L形単一橋脚モデルでは θ_{zc} の自由、固定によらず、また鉛直動の有無によらずかなり大きな残留変位が橋脚の横ばりの張り出し方向に生じ、橋軸直角方向に橋脚が傾斜する。このような逆L形単一橋脚モデルの挙動はシェル要素を用いた静的繰り返し解析²⁾によっても確認されている。さらに同様の現象は橋軸方向に静的繰り返し荷重が作用する逆L形単一コンクリート橋脚の載荷実験でも観察されている^{7,8)}。全体系モデルで橋軸直角方向の変位が生じないのは、PL3以外の橋脚では支承が橋軸方向に可動ヒンジ支承であるため、橋軸方向加振では損傷せず、これらPL3以外の橋脚が主桁を介して橋軸直角方向にPL3が傾斜するのを防ぐためである。したがって、ここで対象としたような橋軸方向に不動ヒンジ支承と可動ヒンジ支承で支持された逆L形橋脚をもつ高架橋システムでは、橋軸方向加振による橋軸直角方向の橋脚の傾斜は鉛直動の有無によらず無視できるといえよう。

(2) 逆L形橋脚の偏心率の影響

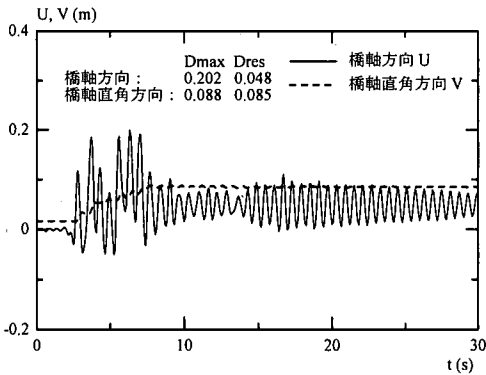
(1)の基礎的検討より、鉛直地震動の影響が小さいこと、また橋軸方向地震動による橋軸直角方向への橋脚の変位は高架橋システムとして考えた場合には無視できることが判明したので、ここでは鉛直地震動は無視し橋軸方向の応答特性について考える。動的応答の検討に用いる地震波は、神戸海洋気象台(JMA)N-S成分、JR鷹取駅(JRT)N-S成分、東神戸大橋(HKB)T-R成分の三つのレベル2の地震波で、それぞれ30秒間橋軸方向に作用させる。時間積分の分割は0.01~0.00125秒を用いる。減衰マトリ



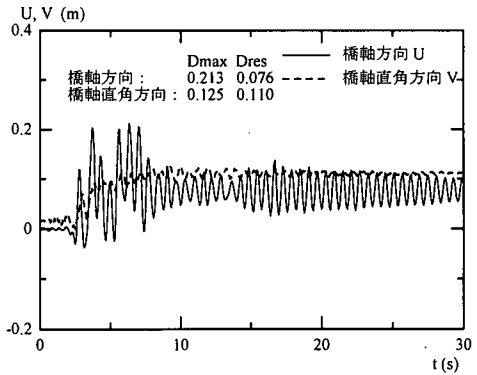
(a) ModelWL1 ($e/H=0.41$), JMA (N-S)



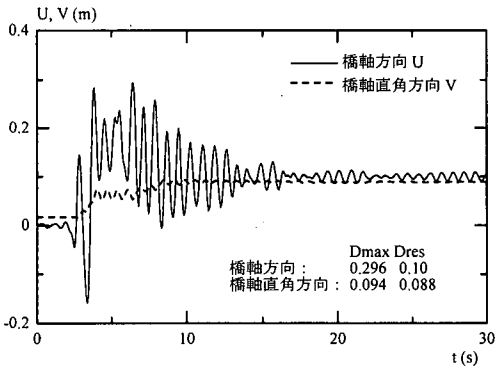
(a') ModelWL1 ($e/H=0.41$), JMA (N-S+U-D)



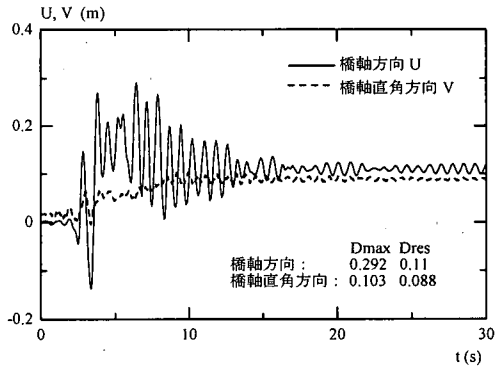
(b) PLS1 ($e/H=0.41$, $\theta_x=\text{fixed}$), JMA (N-S)



(b') PLS1 ($e/H=0.41$, $\theta_x=\text{fixed}$), JMA (N-S+U-D)



(c) PLS1 ($e/H=0.41$, $\theta_x=\text{free}$), JMA (N-S)



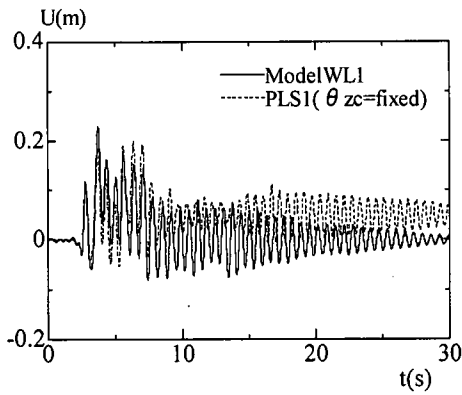
(c') PLS1 ($e/H=0.41$, $\theta_x=\text{free}$), JMA (N-S+U-D)

図-10 各種逆L形橋脚モデルの水平変位の時刻歴応答特性と鉛直地震動の影響 (Dmax=最大応答変位, Dres=残留変位)

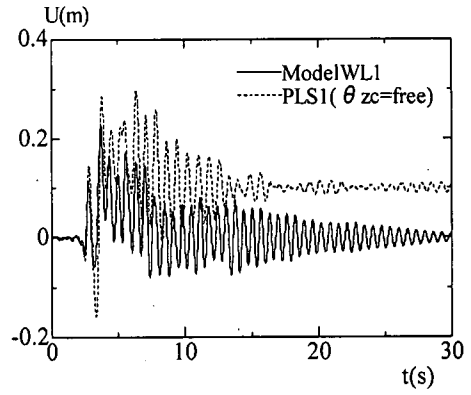
ックスは質量比例型を用い、減衰定数は弾性1次固有振動に対応した $h=0.01$ とする。

解析に用いるモデルは逆L形全体系モデル(ModelWL1, ModelWL2)と対応する単一橋脚モデル(PLS1, PLS2)である。このうち全体系モデルModelWL1と対応する単一橋脚モデルPLS1については偏心率 e/H を

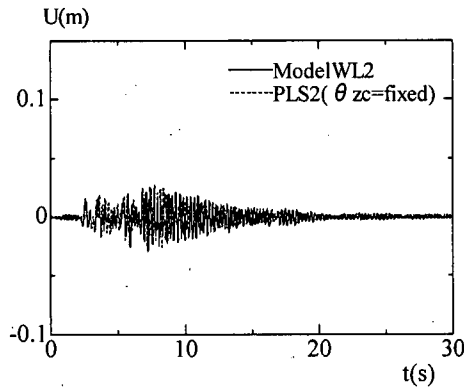
変化させて検討する。荷重-変形特性の検討と同様、逆L形単一橋脚モデル(PLS)ではC点のZ軸方向の回転 $\theta_x = \text{free}$ としたモデルと上部構主桁からの拘束を考慮して $\theta_x = \text{fixed}$ としたモデルを考慮する。逆L形全体系モデル(ModelWL)と2種類の単一橋脚モデル(PLS; $\theta_x = \text{free}$, $\theta_x = \text{fixed}$)の橋軸方向変形モードに関する最低次の固有周



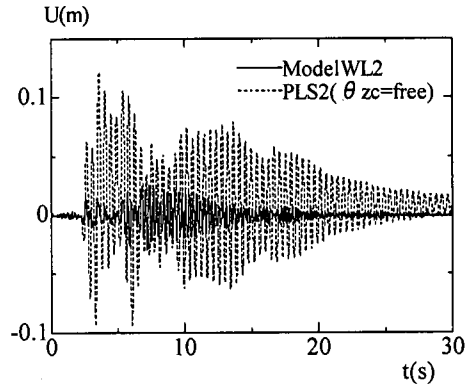
(a-1) ModelWL1とPLS1 ($\theta_{zc}=\text{fixed}$)



(a-2) ModelWL1とPLS1 ($\theta_{zc}=\text{free}$)

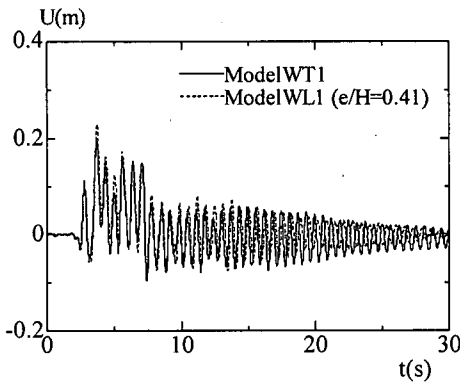


(b-1) ModelWL2とPLS2 ($\theta_{zc}=\text{fixed}$)

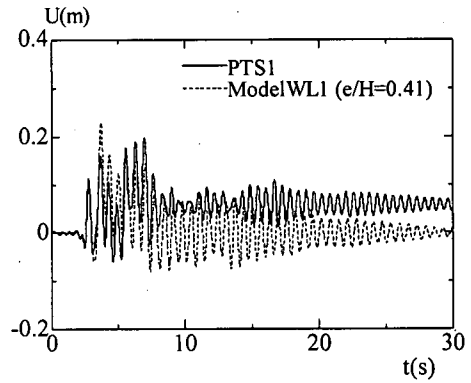


(b-2) ModelWL2とPLS2 ($\theta_{zc}=\text{free}$)

図-11 各種逆L形橋脚における水平変位の時刻歴応答(JMA (N-S))



(a) T形全体モデル



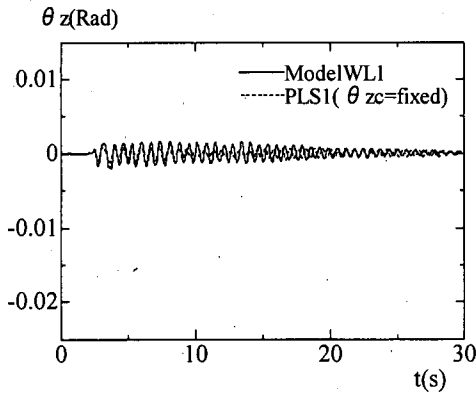
(b) T形単一橋脚モデル

図-12 T形橋脚モデルにおける水平変位の時刻歴応答(JMA (N-S))

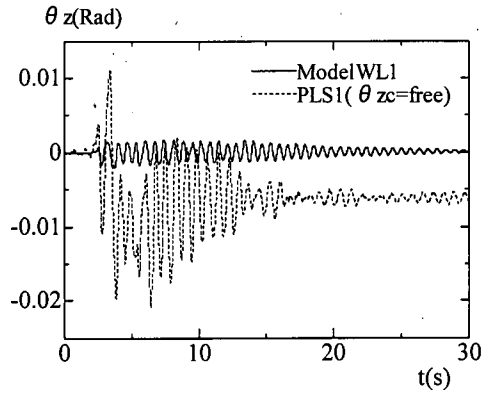
期を表-3に示す。 $e/H=0$ はT形橋脚モデルに相当する。表-3より、偏心率 e/H が増加すると全体系モデルの固有周期はやや長くなるが、先の荷重-変形特性の検討と同様、単一橋脚モデルでは $\theta_{zc}=\text{fixed}$ の場合が全体系モデルとの整合性がよい。 $\theta_{zc}=\text{free}$ の場合は偏心率が大きくなる

につれて全体系モデルとの差が大きくなる。

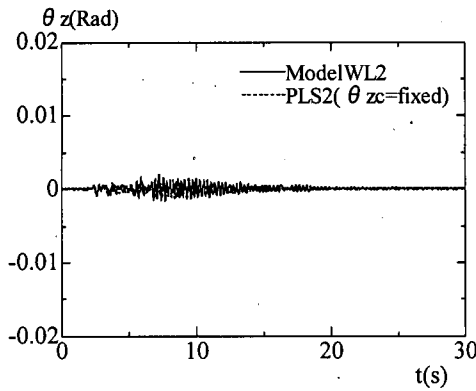
まず、逆L形全体系モデルModelWL1 ($e/H=0.41$)とModelWL2 ($e/H=0.63$)に神戸海洋気象台での地震波JMA (N-S)を作用させた場合において、橋軸方向に不動ヒンジ支承を持つ橋脚横ばり上の支承A,Bを結んだ線分中点C



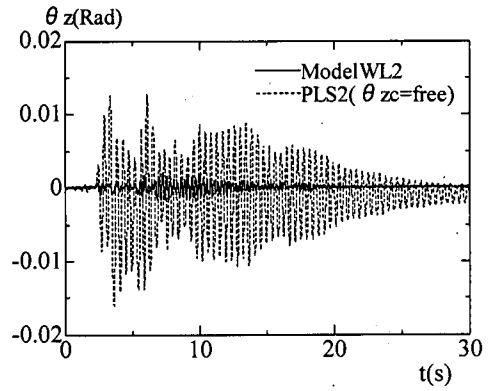
(a-1) ModelWL1とPLS1 ($\theta_{zc}=\text{fixed}$)



(a-2) ModelWL2とPLS1 ($\theta_{zc}=\text{free}$)



(b-1) ModelWL2とPLS2 ($\theta_{zc}=\text{fixed}$)



(b-2) ModelWL2とPLS2 ($\theta_{zc}=\text{free}$)

図-13 逆L形橋脚柱頂部ねじれ回転角の時刻歴応答 (JMA(N-S))

表-4 各種逆L形橋脚モデルおよびT形橋脚モデルの最大応答水平変位

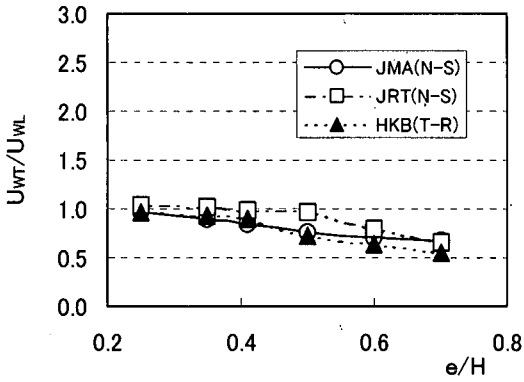
モデル	地震波	逆L形橋脚						T形橋脚		
		ModelWL (1)	PLS ($\theta_{zc}=\text{fixed}$) (2)	PLS ($\theta_{zc}=\text{free}$) (3)	(2) (1)	(3) (1)	(5) (1)	ModelWT (4)	PTS (5)	(5) (4)
WL1 ($e/H=0.41$)	JMA-N-S	0.229	0.202	0.294	0.882	1.284	0.865	0.194	0.198	1.021
	JRT-N-S	0.194	0.184	0.358	0.948	1.845	0.897	0.192	0.174	0.906
	HKBT-R	0.082	0.077	0.156	0.939	1.902	0.890	0.073	0.073	1.000
WL2 ($e/H=0.63$)	JMA-N-S	0.0294	0.0268	0.1214	0.912	4.129				
	JRT-N-S	0.0206	0.0255	0.0926	1.238	4.495				
	HKBT-R	0.0092	0.0059	0.0443	0.641	4.815				

単位 : m

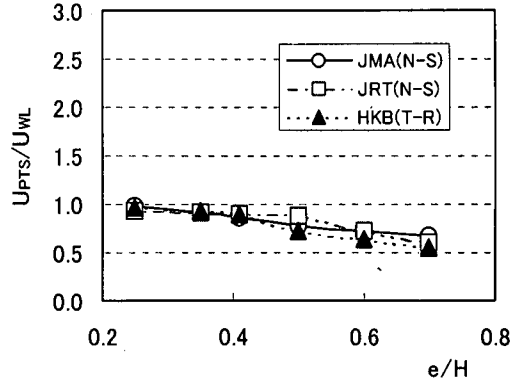
における橋軸方向水平変位の時刻歴応答を逆L形単一橋脚モデルPLS; $\theta_{zc}=\text{fixed}$, $\theta_{zc}=\text{free}$ の解析結果と比較して図-11に示す。偏心量の少ない方のModelWL1 ($e/H=0.41$)については、5.でその橋軸方向の荷重-変形特性がほぼ等しいことが判明したT形全体系モデルModelWT1, T形単一橋脚モデルPTS1との比較を図-12

に示す。つぎに, ModelWL1, ModelWL2の橋脚柱頂部のねじれ回転角 θ_p の時刻歴応答を逆L形単一橋脚モデルPLSの解析結果と比較して図-13に示す。さらに, 三種類の地震波での, 各モデルの最大応答水平変位を表-4にまとめている。

図-11~13および表-4からわかるように,



(a) T形全体系モデル(WTS1)



(b) T形単一橋脚モデル(PTS1)

図-14 最大応答水平変位に関するT形橋脚モデルの精度

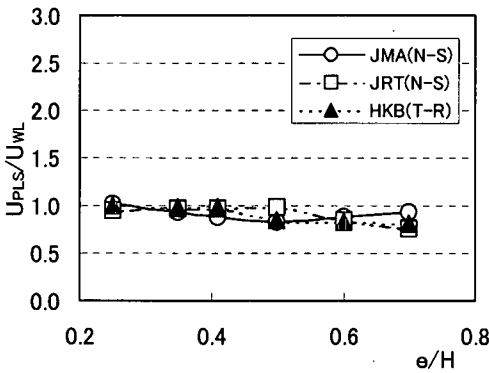
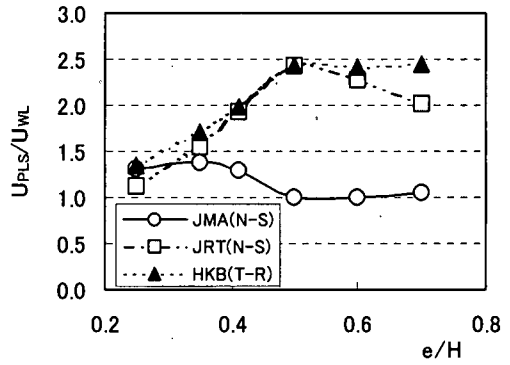
(a) $\theta_x = \text{fixed}$ (b) $\theta_x = \text{free}$

図-15 最大応答水平変位に関する逆L形単一橋脚モデル(PLS1)の精度

ModelWL1, ModelWL2によらず、単一橋脚モデルPLSで $\theta_x = \text{fixed}$ の場合の最大応答変位と橋脚頂部のねじれ回転角 θ_x はいずれも逆L形全体系モデルの挙動をよく表している。残留変位についてもModelWL1でやや差が現れたもののModelWL2では良く一致している。 $\theta_x = \text{free}$ の単一橋脚モデルの場合はいずれの変位量も全体系モデルの値を大きく上回ることがわかる。なお、T形全体系モデルModelWT1とT形単一橋脚モデルPTS1においても最大応答変位はほぼ一致するが、残留変位においてはやや差が生じている。

さらに、三種類のレベル2地震波に対し、全体系モデルModelWL1の偏心率を $e/H = 0.25, 0.35, 0.50, 0.60, 0.70$ と変化させた場合のC点の最大応答水平変位を計算し対応する逆L形単一橋脚モデル(PLS1; $\theta_x = \text{free}, \theta_x = \text{fixed}$)、T形全体系モデルModelWT1、T形単一橋脚モデルPTS1の結果と比較する。C点の橋軸方向最大応答水平変位に関して、T形全体系モデルModelWT1ならびにT形単一橋脚モデルPTS1と逆L形全体系モデルModelWL1との比を図-14に、逆L形単一橋脚モデルPLS1と逆L形全体

系モデルModelWL1の比を図-15に示す。

図-14(a)より、偏心率 $e/H \leq 0.41$ の時、C点の最大応答水平変位に関する逆L形全体系モデルとT形全体系モデルの比は地震波によらず $0.85 \sim 1.03$ であり、偏心による影響は小さいと言える。 $e/H = 0.41$ を越えると両モデルの差は大きくなっていき、 $e/H = 0.6$ における比の最低値は 0.64 である。T形単一橋脚モデルについては、図-14(b)に示すように、T形全体系モデルとほぼ同じ精度で逆L形全体系モデルModelWL1の最大応答変位を求めることができる。

図-15(a)から、最大応答水平変位に関して、 $\theta_x = \text{fixed}$ とした逆L形単一橋脚モデルと全体系モデルの比は、偏心率 $e/H \leq 0.41$ において、 $0.88 \sim 1.01$ である、それ以降は e/H の増加に伴い差が若干広がるが、 $e/H = 0.6$ で最大応答変位の比は最低でも 0.83 程度である。一方、 $\theta_x = \text{free}$ の場合の逆L形単一橋脚モデルによると、図-15(b)に示すように、偏心率 $e/H \leq 0.41$ の範囲でも全体系モデルとの比は最大 1.98 となり、最大応答水平変位はかなり大きく算定される。偏心率が増加すると、誤差はさらに拡大

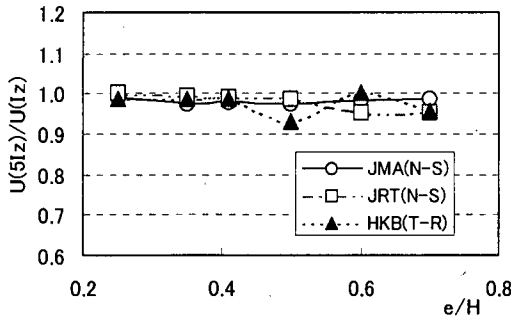


図-16 主桁剛性を5倍にした時の最大水平応答変位への影響 (ModelWL1)

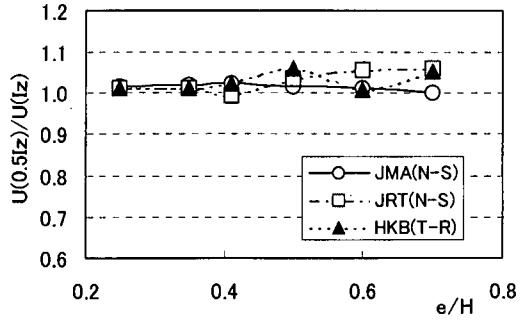


図-17 主桁剛性を0.5倍にした時の最大応答水平変位への影響 (ModelWL1)

する。

以上から、荷重-変形特性の検討と同様、単一橋脚モデルとしては θ_{Σ} を固定した逆L形単一橋脚モデルが、すべての偏心率 e/H の範囲で最も全体系モデルの挙動をよく表すといえる。T形単一橋脚モデルも $e/H \leq 0.41$ の範囲であれば、ほぼ、同程度の精度を確保できる。ただ、荷重-変形特性の差に比べ、動特性における差はいずれのモデルにおいてもやや大きくなっている。これは、全体系モデルと単一橋脚モデルの荷重-変形特性に差がない場合も、表-3の固有周期に差があるので、これにより動特性における差が増幅されるものと考えられる。

(3) 上部構主桁の水平面内の曲げ剛性の影響

荷重-変形特性に関して、 θ_{Σ} を固定した逆L形単一橋脚モデルは現実の偏心率 e/H の範囲で、全体系モデルとの整合性はよいが、単一橋脚における θ_{Σ} を厳密に固定と考えることができるのは、逆L形橋脚の横ばりの水平面内の曲げ剛性 (Z軸回り) に比べ、上部構主桁の水平面内の曲げ剛性が十分大きいと見なせる場合である。今回の検討のように、現実の橋脚においても上部構主桁のZ軸回りの曲げ剛性は十分大きく、 θ_{Σ} を固定とする仮定はほぼ妥当と考えられるが、主桁の剛性の大きさによっては振動特性の差により動特性には有意な差が生ずる可能性がある。したがって、ここでは、現実の主桁剛性がどの程度であるかを確認するために逆L形全体系モデル ModelWL1 を例にとり、主桁の水平面内曲げ剛性 I_2 を5倍に増大させた場合 ($5I_2$) と0.5倍に減少させた場合 ($0.5I_2$) の2ケースについて検討する。結果として、図-16と図-17に主桁のZ軸回りの曲げ剛性 I_2 をそれぞれ5倍と0.5倍とした場合のC点の最大応答水平変位について、主桁の元の曲げ剛性 (I_2) を用いた場合との比を示す。図-16, 17から、一般に水平面内の曲げ剛性が小さくなると最大応答変位は大きくなり逆に曲げ剛性が大きくなると変位は小さくなる。この傾向は偏心率が大きいくほど強い。しかしながら全般的に I_2 の影響は小さく最大応答水平変位

に関する比は0.93~1.06である。これから、通常の主桁の水平面内曲げ剛性は十分大きく多少の変動によっても十分剛と見なされると考えられる。

7. 単一橋脚モデルを用いた設計に向けて

本検討により、逆L形橋脚を持つ高架橋システムの橋軸方向地震力に対する挙動は上部構主桁の拘束の影響を大きく受けることが判明した。したがって、今回用いたような逆L形全体系モデルにより設計するのが最も厳密であるが、実務においてはやはり単一橋脚モデルを用いて設計するのが現実的であろう。すでに示したように横ばりの水平面内の回転 θ_{Σ} を拘束した逆L形単一橋脚モデルが最も精度の良い近似モデルであるが、偏心率の比較的小さい場合や橋脚の横ばり剛性が大きい場合にはT形単一橋脚モデルも実務に適用可能な近似モデルとなりうると考えられる。これらの近似の程度は偏心率や逆L形橋脚と上部構主桁の剛性によって変化するため、その近似の程度を把握し適当な設計モデルを選択する必要がある。また、橋軸方向の2個の不動ヒンジ支承では2つの橋軸方向水平反力が大きく異なり、従来のような均等に反力を分担するという仮定を用いると一方の支承については危険側の外力評価になる。したがって、支承の設計ではこのような支承反力を正しく算定し、設計地震力に対して十分な強度を持つようにする必要がある。

ここでは、単一橋脚モデルによる実務設計を視野に入れ、各単一橋脚モデルの近似度の評価式ならびに支承反力の算定式の誘導を試みる。

高架橋のモデルとして最も一般的な3径間連続橋の中間橋脚の1つが橋軸方向に固定ヒンジ支承を持ち、他が可動ヒンジ支承の場合を扱う。まず、弾性微小変位問題として近似度の評価式、反力算定式を解析的に誘導し、幾何学的非線形性と材料的非線形性を考慮した2.の数値解析法による結果を用いて補正することを考える。弾性

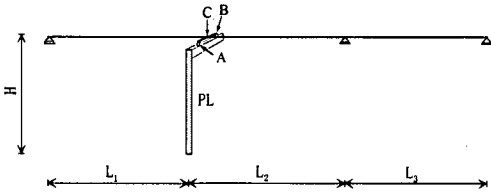


図-18 簡易全体系モデル

微小変位問題として解析的に支承反力ならびに近似度の評価式を誘導するための逆L形全体系モデルとしては、橋脚頂部の鉛直方向変位が十分小さく無視できるものと考え、図-18に示すような簡易モデルを用いる。

この逆L形全体系簡略モデルに橋軸方向に水平力が作用したときの逆L形橋脚上の2個の固定ヒンジ支承A,Bの橋軸方向反力と橋脚柱基部の水平反力 R_{FX} との関係を求める

$$R_A = R_{FX} / (1 - \mu), \quad R_B = -\mu R_{FX} / (1 - \mu) \quad (14a,b)$$

さらに、この固定ヒンジ支承を持つ逆L形橋脚の横ばり上の両支承中点Cの橋軸方向水平変位 U_{wLC} と橋脚基部水平反力 R_{FX} の関係を求める

$$U_{wLC} / H = \frac{R_{FX} H^2}{3EI_{CY}} \cdot F(\mu) \quad (15)$$

ここに

$$F(\mu) = \left[1 + \frac{3EI_{CY} a_1 a_2}{2GJ_c H H} \right] \times \left[1 + \frac{GJ_c (a_1/H)(3a_2/H - a_1/H)}{6EI_{BZ} (a_2/H)} \right] + \frac{3EI_{CY}}{2(1-\mu)GJ_c} \times \left[\left(\frac{a_1}{H} \right)^2 - \mu \left(\frac{a_2}{H} \right)^2 + \frac{GJ_c}{3EI_{BZ}} \left[\left(\frac{a_1}{H} \right)^3 - \mu \left(\frac{a_2}{H} \right)^3 \right] \right] \quad (16)$$

また、

$$\mu = \left[\frac{2K_G H}{GJ_c} \left(\frac{a_1}{H} \right) \frac{H}{(a_2 - a_1)} \left\{ 1 + \frac{GJ_c}{2EI_{BZ}} \left(\frac{a_1}{H} \right) \right\} - 1 \right] +$$

$$\left[\frac{2K_G H}{GJ_c} \left(\frac{a_2}{H} \right) \frac{H}{(a_2 - a_1)} \left\{ 1 + \frac{GJ_c}{6EI_{BZ}} \times \right. \right.$$

$$\left. \frac{2(a_2/H)^2 + 2(a_2/H)(a_1/H) - (a_1/H)^2}{(a_2/H)} \right\} + 1 \right] \quad (17)$$

$$K_G = 3 \frac{EI_{GZ1}}{L_1} + 4 \frac{EI_{GZ2}}{L_2}$$

$$- \frac{4(EI_{GZ1}/L_2)^2}{4(EI_{GZ1}/L_2) + 3(EI_{GZ1}/L_3)} \quad (18)$$

$$a_1 = e - \Delta L / 2, \quad a_2 = e + \Delta L / 2 \quad (19a,b)$$

ここに、 EI_{CY} 、 GJ_c は逆L形橋脚柱のそれぞれ、Y軸回りの曲げ剛性、Z軸回りのねじり剛性、 EI_{BZ} は逆L形橋脚の横ばりのZ軸回りの曲げ剛性である。また、 EI_{GZ} 、 L_i は上部構主桁の i スパンのZ軸回りの曲げ剛性とスパン長を表す。

さらに、同じ簡略化したモデルで横ばり上のC点での水平面内のねじれを完全に拘束した逆L形単一橋脚モデル(PLS, $\theta_{xc} = \text{fixed}$)による固定ヒンジ支承A,Bの反力 R_A 、 R_B と橋軸方向の変位 U_{PLSC} は

$$R_A = R_{FX} / (1 - \bar{\mu}), \quad R_B = -\bar{\mu} R_{FX} / (1 - \bar{\mu}) \quad (20a,b)$$

$$U_{PLSC} / H = \frac{R_{FX} H^2}{3EI_{CY}} \cdot F(\bar{\mu}) \quad (21)$$

ここに、

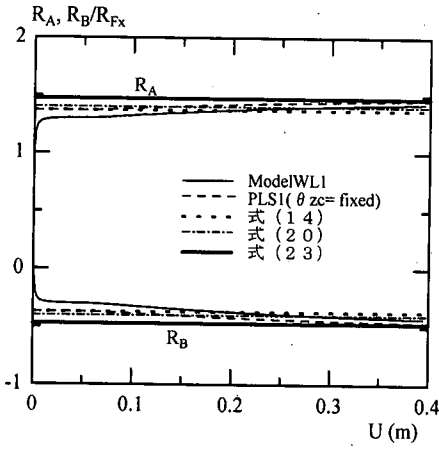
$$\bar{\mu} = \frac{\left(\frac{a_1}{H} \right) \left[1 + \frac{GJ_c}{2EI_{BZ}} \left(\frac{a_1}{H} \right) \right]}{\left(\frac{a_2}{H} \right) \left[1 + \frac{GJ_c}{6EI_{BZ}} \frac{2(a_2/H)^2 + 2(a_2/H)(a_1/H) - (a_1/H)^2}{(a_2/H)} \right]} \quad (22)$$

また、上記の逆L形単一橋脚モデルで横ばりの曲げ剛性と脚柱のねじり剛性比 EI_{BZ}/GJ_c が非常に大きい場合の反力は、

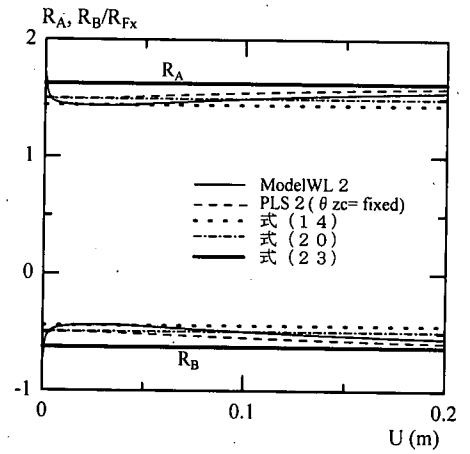
$$R_A = a_2 R_{FX} / (a_2 - a_1), \quad R_B = -a_1 R_{FX} / (a_2 - a_1) \quad (23a,b)$$

この式は橋脚柱頂部のねじりモーメントがゼロとなるつり合い条件のみで支承反力を求めた場合と一致する。

EI_{BZ}/GJ_c が非常に大きい場合の橋軸方向の水平変位は下記の示すT形単一橋脚モデルの橋軸方向の変位

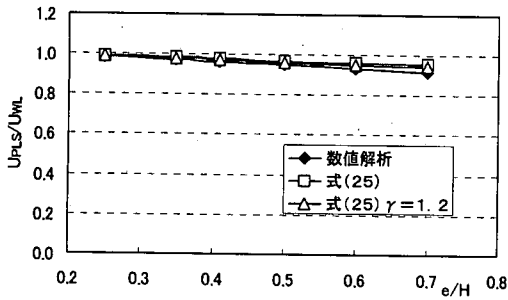


(a) ModelWL1

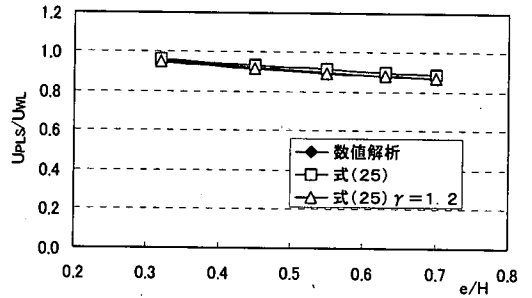


(b) ModelWL2

図-19 支点A, Bの橋軸方向反力算定式の精度

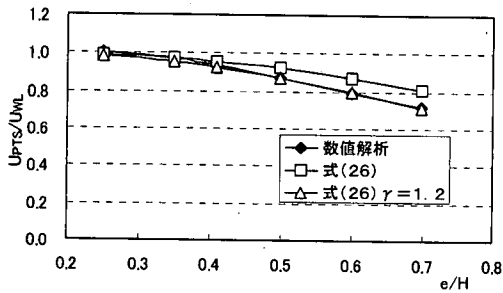


(ModelWL1)

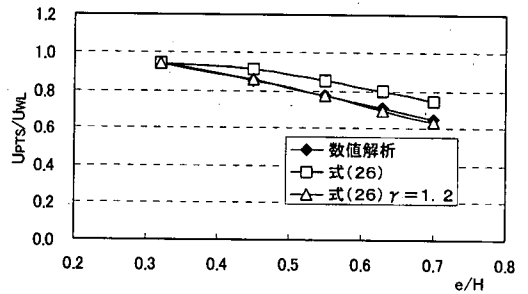


(ModelWL2)

(a) 式(25)の精度



(ModelWL1)



(ModelWL2)

(b) 式(26)の精度

図-20 震度法レベルの静的弾性解析における誤差評価式の精度

U_{PTSC} に一致する。

$$U_{PTSC} / H = \frac{R_{EX} H^2}{3EI_{CY}} \quad (24)$$

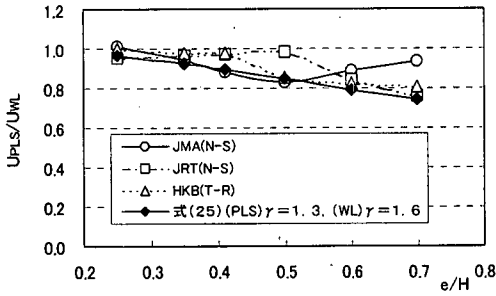
(逆L形単一橋脚モデル; $\theta_{zc} = \text{fixed}$)

$$U_{PLSC} / U_{WLC} = F(\bar{\mu}) / F(\mu) \quad (25)$$

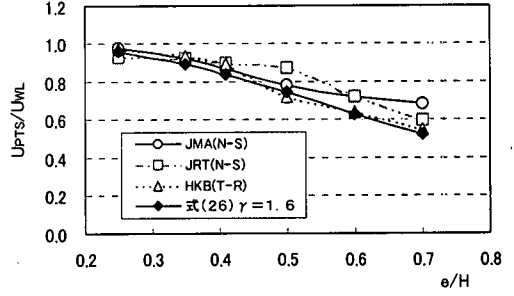
(T形単一橋脚モデル)

$$U_{PTSC} / U_{WLC} = 1 / F(\mu) \quad (26)$$

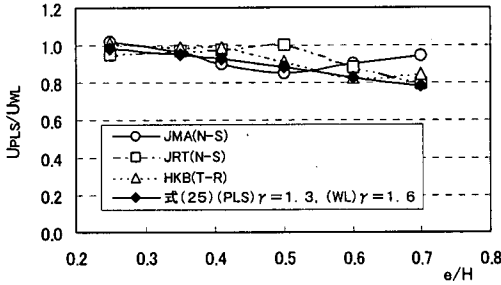
式(15), (21), (24)より, 2種類の単一橋脚モデルの逆L形全体系モデルに対する橋軸方向変位の算定精度を評価する指標として次式を用いることができる。



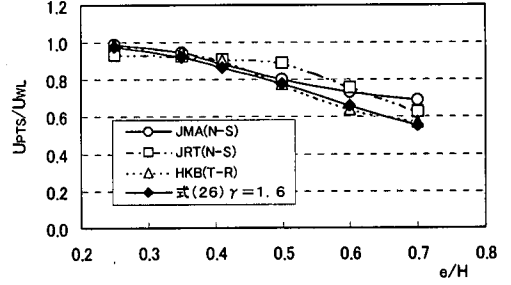
(1z)



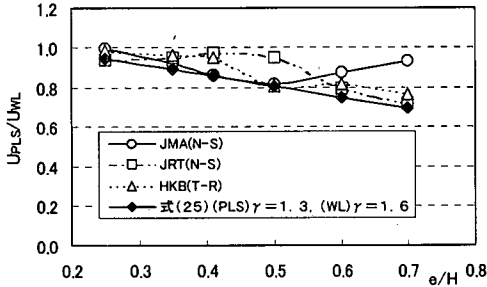
(1z)



(51z)

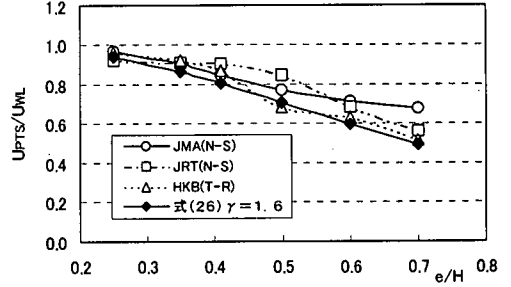


(51z)



(0.51z)

(a) 式(25)の精度



(0.51z)

(b) 式(26)の精度

図-21 レベル2地震動に対する動的複合非線形解析での誤差評価式の精度

ここで求めた支点反力の算定式と単一橋脚モデルの近似度評価式の妥当性を検討するために、逆L形全体系モデルModelWL1, ModelWL2を対象に2.に示した数値解析による結果と比較する。

支点反力については、図-9に示したケースについて個別の支点反力と全支点反力の比とC点の水平変位の関係を図-19に示す。図-19から橋脚が弾塑性挙動を示す場合にも個別の支点反力と全支点反力の比はほぼ一定値であり、弾性計算で求めた式(14),(20)いずれも十分な精度を有していると考えられる。また、このケースでは橋脚横ばりが十分剛とした場合の簡略式(24)の結果も良く一致しており、安全側の値を与える。

単一橋脚モデルによる橋軸方向変位算定の近似度評価

式については、まず6種類の偏心率を持つ逆L形全体系モデルModelWL1, ModelWL2に対して震度法レベルでの精度を検討するため、式(25),(26)による近似値と正確なモデルを用いた弾性数値解析による値との比較を図-20に示す。この図より、近似度評価式は数値解による誤差をやや低めに評価するので、修正が必要である。試行錯誤的に検討した結果、震度法レベルの弾性解析の場合は式(19)に重み係数 γ を用いて以下のように修正すると精度が改善されることが判明した。

$$a_1 = \gamma e - \Delta L / 2, \quad a_2 = \gamma e + \Delta L / 2 \quad (28a,b)$$

ここに $\gamma = 1.2$

さらに、6種類の偏心率と3種類の異なった主桁の平面内曲げ剛性 EI_z を持つ逆L形全体系モデルModelWPLIと対応する逆L形単一橋脚モデルPLS1とT形単一橋脚モデルPTS1の橋軸方向に3種類のレベル2の地震波を入力し、橋脚の材料ならびに幾何学的非線形性を考慮したときの橋軸方向最大応答変位に関する式(25)、(26)の適用性について検討する。図-21に結果を示すように、式(15)の U_{wlc} の計算には式(28)において $\gamma = 1.6$ また、式(21)の U_{plsc} の計算においては $\gamma = 1.3$ とおけばよいことが明らかになった。このように、レベル2の地震動に対する解析においては、弾性解析の場合に比べて、塑性化により、偏心率 e/H の影響がより大きく現れるためその重み係数である γ の値も大きくなる。この近似度の評価式を用いることにより、2種類の単一橋脚モデルの精度を評価することができる。

なお、重み係数 γ の値については2種類の逆L形橋脚モデルにおいて偏心率や主桁剛性を種々変化させてその妥当性を検証しており、任意の橋脚に適用できるものと考えられるが、今後、さらに多くの構造について検証したい。

以上の近似度評価式により単一橋脚モデルを用いて設計するときのモデル選択に関する必要な情報は得られると考えられる。しかしながら、逆L形単一橋脚モデルでは、現状において対応する1自由度系の復元力モデルが開発されていないので3次元骨組解析が避けられず、実務における導入は困難であろう。現段階においては式(26)の近似度評価式によりT形単一橋脚モデルの誤差が許容値以内になるように、偏心率 e/H を抑えるか、横ばり剛性比 EI_{zz}/GJ_c を大きくするかして、1自由度系の復元力モデルが提示されているT形単一橋脚モデルを用いるのが良いと考えられる。このようにすれば既存のT形単一橋脚の耐震設計ツールと支承反力算定式(14)、(20)あるいは式(23)により逆L形橋脚を持つ高架橋はほぼ設計が可能となる。

なお、ゴム支承などの剛性の低い支承の場合は逆L形橋脚のねじりを含めた3次元的な挙動は無視できず、その設計はかなり複雑なものになると考えられる。このような地震時挙動予測が困難な構造を用いるべきか否かについては今後十分検討する必要がある。

8. まとめ

剛性の高い鋼製支承を介して逆L形橋脚で支持された高架橋システムを対象に、この構造が橋軸方向地震力を受ける場合の橋脚の終局挙動とその設計モデルを中心に検討した。得られた結論を以下にまとめる。

- (1) 逆L形橋脚で支持された高架橋では、水平面内の曲げ剛性が大きい上部構主桁が二カ所で橋軸方向に不動ヒンジ支承を介して橋脚横ばりに連結されている場合、橋脚横ばりの水平面内での回転変位が拘束される。その結果、上部構主桁の橋軸方向変位に対する橋脚柱のねじりも小さくなる。その一方で、橋脚の横ばり上の二つの支承の橋軸方向反力の作用方向は逆になり、橋脚の柱に近い支承の反力は単一橋脚モデルで2つの支承が均等に水平地震荷重を受け持つと考えて算定された反力に較べ非常に大きなものになる。この結果、従来の設計による支承では設計水平地震力が作用した場合、設計荷重以下で柱に近い支承がまず破壊する可能性が高く、他方の支承も上記支承の破壊後、地震荷重を全て負担するので破壊することが考えられる。このような支承に対しては、橋脚の設計荷重レベルまで十分に機能するように補強する必要がある。
- (2) 逆L形単一橋脚モデルにおいて横ばりの水平面内の回転を支承位置を結ぶ剛な線分で拘束することにより、逆L形橋脚柱の挙動ならびに横ばり上の支承反力は精度良く算定することができる。
- (3) 横ばりの水平面内の回転を拘束しない単一逆L形橋脚モデルは上部構造の影響が考慮されず適当なモデルではない。偏心率 $e/H \leq 0.41$ の範囲では橋脚のねじり変位がほとんど生じないので、橋脚柱に限れば、むしろ、単一T形橋脚モデルのほうが適当なモデル化である。ただし、横ばり上の支承反力は別途算定する必要がある。
- (4) 逆L形単一橋脚モデルでは橋軸方向に繰り返し荷重が作用すると橋軸直角方向に大きく傾斜するが高架橋システムとして考えた場合、このような傾斜は生じない。これは、橋軸方向に可動ヒンジ支承を持つ橋脚は損傷せず、固定ヒンジ支承を持つ損傷した橋脚を支えるためである。
- (5) 上部構造主桁の水平面内曲げ剛性が小さくなると、主桁による逆L形橋脚のねじり拘束度が低下するため、挙動が大きく変化する可能性があるが、現状の構造では上部構造主桁の水平面内曲げ剛性は十分大きくその恐れは少ないことが判明した。

- (6) 設計に用いる逆L形橋脚横ばり上の2個の支承反力算定式と単一橋脚モデルの近似度の評価式を提示した。この評価式を用いることにより、逆L形単一橋脚モデル、T形単一橋脚モデルの適用限界を評価することができる。また、支承反力算定式と既存のT形単一橋脚の設計ツールを用いれば逆L形橋脚を持つ高架橋の現実的な設計法が可能となる。

本研究の一部は鋼材倶楽部委託の日本鋼構造協会次世代土木鋼構造研究特別委員会橋梁システムと耐震性小委員会（委員長藤野陽三東京大学大学院教授）において行われたもので、研究の機会を与えていただいたことを記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 宇佐美勉, 本間大介, 芳崎一也: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp197-206, 1997.
- 2) 高 聖彬, 葛 漢彬, 宇佐美勉: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp271-284, 2000.
- 3) Li, X.S. and Goto, Y.: A Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis of Frames Considering Panel Zone Deformation, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp.1-13, 1998.
- 4) Goto, Y., Li, X.S., Kasugai, T. and Obata, M.: Analysis of Greenhill Problem by a Co-Rotational Method, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.411-420, 1995.
- 5) Crisfield, M. A.: *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, Vol.1: Essentials, John Wiley & Sons, 1991.
- 6) 西野文雄, 長谷川彰夫: 構造物の弾性解析, 新体系土木7, 技報堂, 1983.
- 7) 首都高速道路公団, 首都高速道路技術センター: 「首都高速道路の橋脚に関する調査研究」報告書, 1999年2月.
- 8) 前川宏一, 土屋智史, 福浦尚之: 鉄筋コンクリートの非線形数値解析と耐震設計照査法の構築に向けた今後の取り組み, 第2回鋼構造物の耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会, 鋼構造委員会, pp.1-16, 1998.

(2000. 7. 19 受付)

ULTIMATE BEHAVIOR AND DESIGN OF INVERTED L-SHAPED BRIDGE PIERS UNDER LONGITUDINALLY APPLIED SEISMIC FORCE

Yoshiaki GOTO, Xiao-Song LI and Eiki YAMAGUCHI

In the design of inverted L-shaped bridge piers under longitudinal seismic accelerations, it has been considered that the torsional moment as well as horizontal force act on the top of the column due to their unsymmetrical shape. However, it is shown from the present research that the main girder restrains the torsional deformation of the column when the girder is supported by the two immovable hinge bearings located on the cantilever cap beam. Therefore, as a single pier model for design, it is most accurate to assume that the horizontal rotation of the cap beam is fixed by the main girder. If the rigidity of the cantilever cap beam is large, a single T-shaped pier model ignoring torsional deformation is also acceptable. For design purpose, two formulas are derived. One is to evaluate the accuracy of the maximum response displacement predicted by the above-mentioned two single pier models. The other is to calculate the horizontal reaction forces acting on the two immovable hinge bearings.