

橋脚の弾塑性地震応答性状に及ぼす複合非線形性の影響に関する一考察

中島章典¹・福田淳²・斉木功³・岩熊哲夫⁴

¹正会員 工博 宇都宮大学教授 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正会員 前田建設工業株式会社 中部支店 (〒 460-0008 名古屋市中区栄 5-25-25)

³正会員 工修 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)

⁴正会員 Ph.D 東北大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒 980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

鋼製橋脚の弾塑性地震応答性状をファイバーモデルによって明らかにするためには、幾何学的非線形性を考慮する必要があることが指摘されている。これに対して、鋼材の降伏へのせん断応力の影響は一般に無視されている。本研究では、幾何学的非線形性および鋼材の降伏へのせん断応力の影響を考慮したはり柱部材の剛体ばねモデル解析を用いて、鋼製橋脚の弾塑性地震応答性状を調べ、これらの影響を定量的に明らかにした。さらに、初期たわみが鋼製橋脚の弾塑性地震応答性状に及ぼす影響についても検討した。

Key Words : nonlinear behavior, geometrical and material nonlinearity, shear stress, bridge pier, rigid-body-spring model

1. はじめに

一般に、鋼製橋脚の弾塑性地震応答性状をファイバーモデルによって明らかにするためには、材料非線形性に加えて幾何学的非線形性の影響を考慮することが必要であると考えられる。

このような観点から、鈴木、後藤ら¹⁾は鋼製橋脚の静的複合非線形解析を実施して、軸力比と細長比パラメータの積が幾何学的非線形性の影響を表す重要なパラメータであることを指摘している。また、同様のパラメータに着目して鋼製橋脚の動的複合非線形解析も実施しているが、作用させる地震波の周期特性と構造物の固有周期との関係から、動的複合非線形解析時の幾何学的非線形性の影響についてはさらに検討を要すると述べている。

本研究では、鋼製橋脚の弾塑性地震応答性状に及ぼす幾何学的非線形性の影響を、固有周期を一定にした解析モデルに対して検討しその影響を調べた。また、一般にファイバーモデルを用いた橋脚の弾塑性地震応答解析においては無視されている初期たわみおよび材料の降伏へのせん断応力の考慮が鋼製橋脚の弾塑性地震応答性状に及ぼす影響も併せて検討した。

2. 解析方法

本研究では、図-1に示すような単柱式鋼製橋脚の柱部材を、剛体ばねモデルにモデル化した。この際、橋脚は1方向地震動のみを受けるはり柱部材とした。

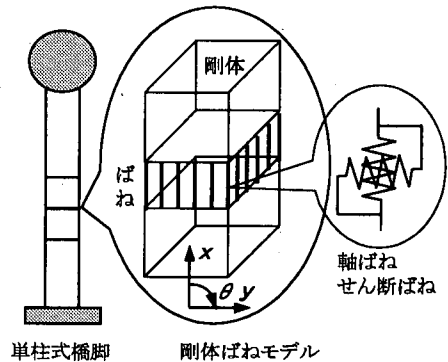


図-1 単柱式橋脚の剛体ばねモデル

したがって、各剛体の自由度は、その重心位置における x , y 方向変位、および回転の3自由度である。軸ばね、せん断ばねは、断面を細分割した各分割断面の図心位置に配置した。複数の軸ばねで回転と軸方向の挙動を追跡し、せん断ばねにより水平方向のせん断挙動を追跡した。

剛体ばねモデル解析時における幾何学的非線形性を考慮した剛性マトリックスとしては、川井、野上²⁾によって誘導された剛性マトリックスを採用する。ただし本研究では、材料の降伏に及ぼすせん断応力の影響を考慮するため、せん断ばねも各分割断面に配置している。

以下に、微小ひずみ、有限変位理論に基づく幾何学的非線形性を考慮した接線剛性マトリックスの定式化

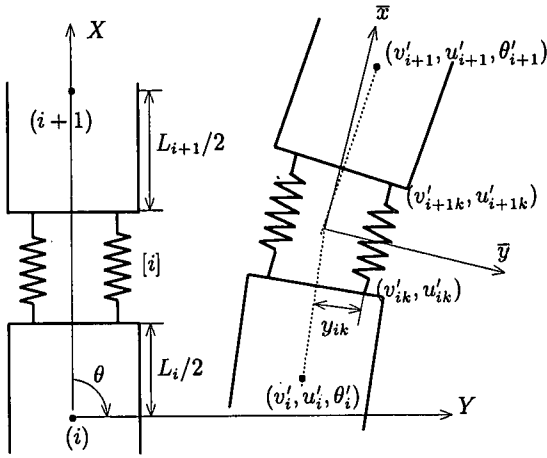


図-2 軸ばね取付け状態

および材料の降伏条件にせん断応力の影響を考慮する方法の概要を示す。

(1) 幾何学的非線形性を考慮した剛性マトリックスの誘導²⁾

材料の弾塑性や幾何学的非線形性を考慮したはり柱部材の挙動を解析するためには、それらの影響を考慮した接線剛性マトリックスが必要である。ここでは、文献2)を参考にして、はり柱部材の幾何学的非線形性を考慮した剛性マトリックスの定式化の概要を示す。図-2のように全体座標系 (Y, X) を仮定し、隣接する長さ L_i, L_{i+1} の剛体 (i) および $(i+1)$ の重心点に、変形に伴い $(v'_i, u'_i, \theta'_i), (v'_{i+1}, u'_{i+1}, \theta'_{i+1})$ なる増分変位が生じるとき、これら2つの剛体の間に設置された第 k 番目のばねの取り付け点の増分変位 $(v'_{ik}, u'_{ik}), (v'_{i+1k}, u'_{i+1k})$ は次のように表せる。

$$\begin{aligned}
 u'_{ik} &= u'_i + (\sin \theta'_i - \sin \theta_i) y_{ik} \\
 &\quad + (\cos \theta_i - \cos \theta'_i) L_i / 2 \\
 v'_{ik} &= v'_i + (\cos \theta_i - \cos \theta'_i) y_{ik} \\
 &\quad + (\sin \theta_i - \sin \theta'_i) L_i / 2 \\
 u'_{i+1k} &= u'_{i+1} + (\sin \theta'_{i+1} - \sin \theta_{i+1}) y_{ik} \\
 &\quad - (\cos \theta_{i+1} - \cos \theta'_{i+1}) L_{i+1} / 2 \\
 v'_{i+1k} &= v'_{i+1} + (\cos \theta_{i+1} - \cos \theta'_{i+1}) y_{ik} \\
 &\quad - (\sin \theta_{i+1} - \sin \theta'_{i+1}) L_{i+1} / 2
 \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 θ^0 は初期たわみによる回転角、 θ' は増分回転角であり、 $\theta = \theta^0 + \theta'$ である。それぞれのばね取り付け位置の変位に基づいて算定される全体座標系での増分相対変位 (V_{ik}, U_{ik}) は次式のように表される。

$$\begin{aligned}
 V_{ik} &= \alpha_{vi} + 2\beta_{vi} y_{ik} \\
 U_{ik} &= \alpha_{ui} + 2\beta_{ui} y_{ik}
 \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、上式中の記号 $\alpha_{vi}, \beta_{vi}, \alpha_{ui}, \beta_{ui}$ は、

$$\begin{aligned}
 \alpha_{vi} &= v'_{i+1} - v'_i - \{(\sin \theta_{i+1} - \sin \theta'_{i+1}) L_{i+1} \\
 &\quad + (\sin \theta_i - \sin \theta'_i) L_i\} / 2 \\
 \beta_{vi} &= \{(\cos \theta_{i+1} - \cos \theta_i) - (\cos \theta'_{i+1} - \cos \theta'_i)\} / 2 \\
 \alpha_{ui} &= u'_{i+1} - u'_i - \{(\cos \theta_{i+1} - \cos \theta'_{i+1}) L_{i+1} \\
 &\quad + (\cos \theta_i - \cos \theta'_i) L_i\} / 2 \\
 \beta_{ui} &= \{(\sin \theta_{i+1} - \sin \theta_i) - (\sin \theta'_{i+1} - \sin \theta'_i)\} / 2
 \end{aligned}$$

である。このとき、剛体 $(i), (i+1)$ はそれぞれ θ_i, θ_{i+1} 回転しているので、剛体間の軸ばねは近似的にその平均角度 $\bar{\theta}_i = (\theta_{i+1} + \theta_i) / 2$ だけ傾いていると考えることができる。そこで、式(2)で表される増分相対変位を局所座標系 (\bar{y}, \bar{x}) での増分相対変位 $\bar{V}_{ik}, \bar{U}_{ik}$ に座標変換すると、次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} \bar{V}_{ik} \\ \bar{U}_{ik} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \bar{\theta}_i & -\sin \bar{\theta}_i \\ \sin \bar{\theta}_i & \cos \bar{\theta}_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V_{ik} \\ U_{ik} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

一方、ばね要素 $[i]$ の第 k 番目の軸ばねおよびせん断ばねの増分復元力、ばね定数をそれぞれ F_{ik}^a, K_{ik}^a および F_{ik}^s, K_{ik}^s とすると、弾性状態においては次の関係が成り立つ。

$$\begin{cases} F_{ik}^a = K_{ik}^a \bar{U}_{ik} \\ F_{ik}^s = K_{ik}^s \bar{V}_{ik} \end{cases} \quad (4)$$

ばね要素 $[i]$ の両側の剛体 $(i), (i+1)$ の重心点の増分変位からなる増分変位ベクトル \mathbf{u} 、増分節点力からなる増分節点力ベクトル \mathbf{F} を、

$$\mathbf{u} = (u'_i, v'_i, \theta'_i, u'_{i+1}, v'_{i+1}, \theta'_{i+1})^T \quad (5)$$

$$\mathbf{F} = (T_i, S_i, M_i, T_{i+1}, S_{i+1}, M_{i+1})^T \quad (6)$$

とすると、仮想仕事の原理により、増分節点力ベクトル \mathbf{F} が次のように得られる。

$$\mathbf{F} = \sum_k \left[F_{ik}^a \left(\frac{\partial \bar{U}_{ik}}{\partial \mathbf{u}} \right) + F_{ik}^s \left(\frac{\partial \bar{V}_{ik}}{\partial \mathbf{u}} \right) \right] \quad (7)$$

以上の準備により、増分節点力ベクトル \mathbf{F} と増分節点変位ベクトル \mathbf{u} の関係式が得られたので、 \mathbf{F} を \mathbf{u} で偏微分することによって、接線剛性マトリックスを求めることができる。

また、このときの軸ばねおよびせん断ばね定数は、連続体としてのひずみエネルギーと、ばね系におけるひずみエネルギーが同一の変形状態に対して等しくなる条件から以下のように決定することができる。

$$K_{ik}^a = \frac{EA_{ik}}{(L_{i+1} + L_i) / 2}, \quad K_{ik}^s = \frac{GA_{ik}}{(L_{i+1} + L_i) / 2} \quad (8)$$

ここに、 A_{ik} はばね要素 $[i]$ の k 番目のばねが受け持つ部分断面積、 E, G はそれぞれヤング率、せん断弾性係数である。

(2) 弾塑性解析手法

本研究では、鋼製橋脚をはり柱部材と仮定し、部材軸方向の直応力と断面に平行な1方向せん断応力のみを考慮しているが、一般に、鋼材の降伏に及ぼすせん断応力の影響は小さいとして無視される場合が多い。そこで、鋼材の降伏に及ぼすせん断応力の影響を検討するため、弾塑性動的応答解析における塑性載荷状態では、降伏条件とつり合い式を満足するような各分割断面の直応力とせん断応力の組み合わせを、return mapping法³⁾を用いて求める。以下には、ここで用いたreturn mapping法の手順の概略を記述する。

本研究では、部材軸方向の直応力 σ と断面に平行な1方向せん断応力 τ のみを考慮しているが、降伏条件としてMisesの条件を用いると、降伏関数は、

$$F = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} - \sigma_Y \quad (9)$$

となる。ここに、 σ_Y は鋼材の降伏応力である。

時刻 t_{n+1} における試行状態 (trial state) が、時刻 t_n におけるつり合い状態の応力 $\sigma_n (= \{\sigma_n, \tau_n\}^T)$ 、ひずみ $\epsilon_n (= \{\epsilon_n, \gamma_n\}^T)$ および増分ひずみ $\Delta\epsilon_n (= \{\Delta\epsilon_n, \Delta\gamma_n\}^T)$ によって以下のように定義できるものとする。

$$\begin{aligned} \sigma_{n+1}^{trial} &= D(\epsilon_{n+1} - \epsilon_n^p) = \sigma_n + D\Delta\epsilon_n \\ (\epsilon_{n+1}^p)^{trial} &= \epsilon_n^p \\ F_{n+1}^{trial} &= |\sigma_{n+1}^{trial}| - \sigma_Y \end{aligned} \quad (10)$$

ここに、 ϵ_n^p 、 ϵ_{n+1}^p は塑性ひずみを表しており、 D は、

$$D = \begin{bmatrix} E & 0 \\ 0 & G \end{bmatrix} \quad (11)$$

であり、 E 、 G は、それぞれヤング率、せん断弾性係数である。ここで、式(10)において、 $F_{n+1}^{trial} \leq 0$ ならば、試行状態は満足され、時刻 t_{n+1} の応力、ひずみが、

$$\begin{aligned} \sigma_{n+1} &= \sigma_{n+1}^{trial} \\ \epsilon_{n+1}^p &= (\epsilon_{n+1}^p)^{trial} \end{aligned} \quad (12)$$

のように求まる。これに対して、 $F_{n+1}^{trial} > 0$ の場合には、試行状態において仮定された時刻 t_{n+1} の応力、ひずみは正解とはならない。そこで、関連流れ則に基づいて、 $\Delta\lambda$ を比例定数として、塑性ひずみ増分 $\Delta\epsilon^p$ が、

$$\Delta\epsilon^p = \Delta\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (13)$$

と表されるとき、時刻 t_{n+1} の応力 σ_{n+1} は次のようになる。

$$\begin{aligned} \sigma_{n+1} &= D(\epsilon_{n+1} - \epsilon_{n+1}^p) \\ &= D(\epsilon_{n+1} - \epsilon_n^p) - D(\epsilon_{n+1}^p - \epsilon_n^p) \\ &= \sigma_{n+1}^{trial} - D\Delta\lambda \frac{\partial F_{n+1}^{trial}}{\partial \sigma_{n+1}^{trial}} \end{aligned} \quad (14)$$

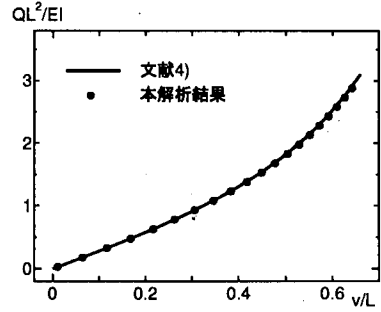


図-3 片持ちはりの荷重とたわみの関係

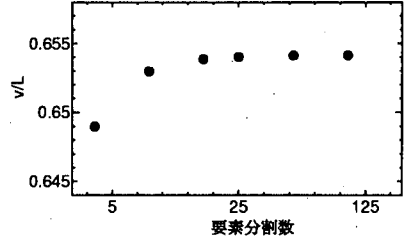


図-4 片持ちはりのたわみと要素分割数の関係

上式で与えられた σ_{n+1} が式(9)を満足するように、 $\Delta\lambda$ を求め、これを式(14)に代入すれば、時刻 t_{n+1} における σ_{n+1} が得られる。

3. 幾何学的非線形性の追跡精度

幾何学的非線形性を考慮した本解析法の精度を確認するために、先端に集中横荷重 Q を受ける長さ L の片持ちはりのたわみ曲線を求めた。本解析法は幾何学的非線形性の影響に加えて、せん断変形の影響も考慮している。ここでは、幾何学的非線形性およびせん断変形の影響を考慮した理論値に対してその収束性が確認されている荷重-たわみ曲線の数値解析結果⁴⁾と本解析結果を比較した。

図-3は $\lambda = \ell/\sqrt{I/A} = 20$ 、 $E/(KG) = 2.625$ の場合について、片持ちはり先端の荷重-たわみ曲線の比較結果を示したものである。ここに、 K は形状係数、 ℓ は有効座屈長($\ell = 2L$)である。文献4)の数値解析結果は要素分割数16の場合の結果であり、本解析結果の要素分割数は25の場合である。縦軸は無次元化集中荷重 QL^2/EI を、横軸は無次元化たわみ v/L を示している。実線が文献4)の結果、マークが本解析結果である。この図から、はりの長さ L に対して60%程度までのたわみまで両者は良く一致していることがわかる。

一方、図-4は $QL^2/EI = 3$ の荷重を受けた場合の片持ちはり先端のたわみと要素分割数の関係を示している。この図から、要素分割数25程度で本解析結果はほぼ収束していると言える。そこで、以下の解析では要素分割数25を用いている。

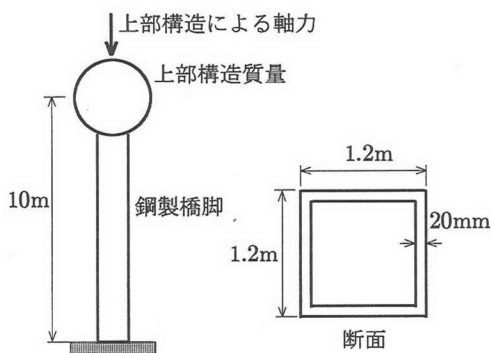


図-5 解析モデル

表-1 解析モデルのパラメーター

降伏応力	軸力比	式(15)のξ値
235MN/m ²	13.2%	0.931
274MN/m ²	11.3%	0.798
314MN/m ²	9.9%	0.698
354MN/m ²	8.8%	0.621

4. 解析モデルとパラメーター

鋼材の降伏判定にせん断応力の効果を考慮することおよび幾何学的非線形性が橋脚の弾塑性挙動に及ぼす影響のみを明らかにするため、図-5のような高さ10mの無補剛箱型等断面を有する単柱式橋脚 ($\lambda = 20.8$) の弾塑性地震応答解析を実施した。なお、断面諸元、上部構造質量 (300t)、固有周期 (0.95秒) を一定のまま、作用軸力を降伏軸力で除した軸力比を変化させるために、鋼材の降伏応力 σ_Y を 235, 274, 314, 354MN/m² と変化させた4通りの解析モデルを設定した。これらの解析モデルの軸力比、次式で与えられる ξ の値を表-1に示す。

$$\xi = \frac{\nu N}{N_Y} + \frac{\nu M}{M_Y} \leq 1 \quad (15)$$

ここに、 N_Y 、 M_Y はそれぞれ橋脚断面の降伏軸力、降伏曲げモーメントであり、 ν は安全率 (=1.14) である。ただし、作用曲げモーメント M を求める際の設計水平震度は0.2とした。

弾塑性地震応答解析においては、幾何学的非線形性および降伏へのせん断応力の影響をともに考慮しない場合 (以下、ケース1)、幾何学的非線形性の影響のみ考慮する場合 (以下、ケース2)、両者ともに考慮する場合 (以下、ケース3) の結果を相互に比較する。ただし、いずれのケースにおいてもせん断変形の影響は考慮しているが、フランジがせん断変形に及ぼす影響は除いている。ケース1, 2では、鋼材の降伏判定にせん断応力の影響を考慮せずに垂直応力のみで判定しているが、垂直応力を表す軸ばねの復元力特性は完全弾

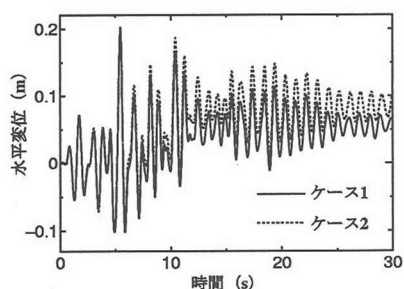


図-6 水平変位の時刻歴曲線 (ケース1, 2)

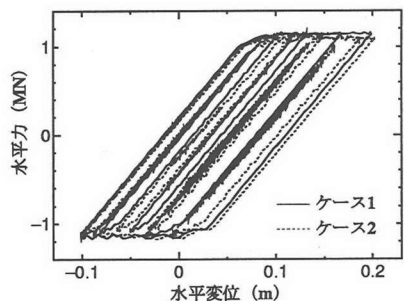


図-7 水平力-水平変位関係 (ケース1, 2)

性型としている。また、ケース3では、鋼材の降伏へのせん断応力の影響を考慮するため、垂直応力 σ とせん断応力 τ を合成した相当応力を用いて次式の Mises の降伏条件、

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sigma_Y \quad (16)$$

により降伏を判定している。なお、相当応力を表す軸ばねとせん断ばねの組合せの復元力特性もケース1, 2のときと同様に基礎的検討の立場から完全弾塑性型とした。また、断面分割数を増加させた場合のたわみの収束値に対して1%以内の誤差となる条件から、断面分割については、ウェブを24に分割し、フランジは分割せず1要素とした。しかしこの場合、フランジはせん断応力を受け持たないものとしている。なお、弾塑性挙動の追跡精度に関しては、同様のモデルを用いた文献5)において検討されている。

以下の弾塑性地震応答解析における入力地震波にはI種地盤レベル2タイプIIの標準地震波3波を用い、解析ケース間の相互比較の観点から、数値積分の時間刻みの大きさは0.01秒に固定している。また、粘性減衰として、弾性1次固有振動モードに対して減衰定数1%の質量比例型を仮定した。

5. 弾塑性地震応答解析の結果と考察

幾何学的非線形性や鋼材の降伏へのせん断応力の考慮が橋脚の地震応答性状に及ぼす影響を調べるために、前述の各解析ケースごとの結果を相互に比較する。

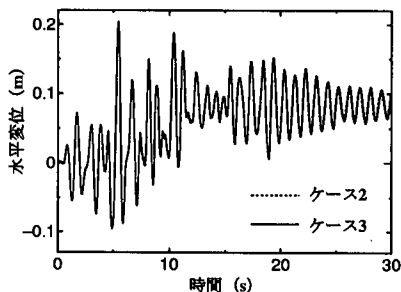


図-8 水平変位の時刻歴曲線 (ケース 2, 3)

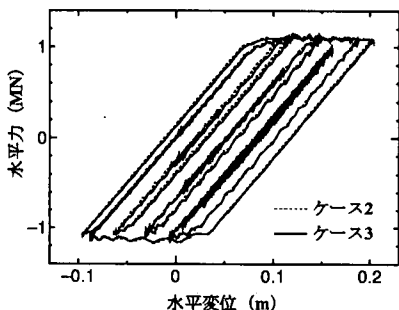


図-9 水平力-水平変位関係 (ケース 2, 3)

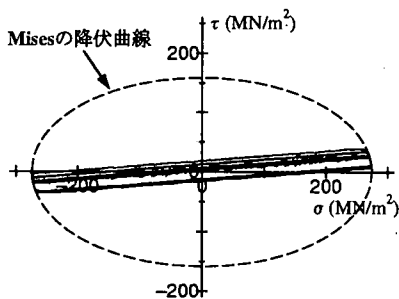


図-10 Mises の降伏曲面

一例として、軸力比 11.3% の場合について、ケース 1, 2 の橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線、水平力-水平変位関係を図-6、図-7 に示す。図-6 から、幾何学的非線形性の影響により、ケース 2 の方が最大応答変位および残留変位が大きくなっていることがわかる。また、図-7 から、特に両者の塑性化後の勾配に差異が認められる。一方、ケース 2, 3 の橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線、水平力-水平変位関係を図-8、図-9 に示している。これらの図から、鋼材の降伏へのせん断応力の考慮が時刻歴曲線などに及ぼす影響は小さく、両者の結果はほぼ一致していることがわかる。なお、ケース 3 における橋脚基部のウェブ最外縁の垂直応力とせん断応力の関係を図-10 に示しているが、この例では、最大せん断応力は降伏応力 σ_Y の 15% 程度であることがわかる。

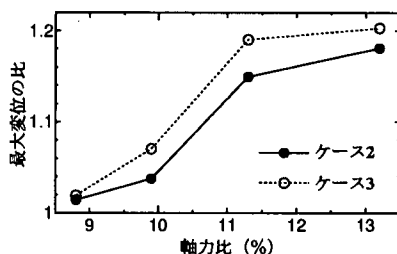


図-11 最大変位と軸力比の関係

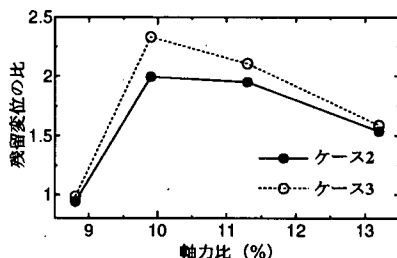


図-12 残留変位と軸力比の関係

各解析ケースごとの時刻歴解析結果のうち、以下では、最大変位、残留変位に着目して幾何学的非線形性の影響などを説明する。なお、比較に際しては標準地震波 3 波により求められる結果の平均値を用いている。

図-11 および図-12 には、最大変位および残留変位と軸力比との関係を示している。縦軸は幾何学的非線形性およびせん断応力の降伏への考慮を無視した場合に対応する結果で無次元化した最大変位、残留変位を示しており、横軸は降伏軸力に対する作用軸力の比を表している。軸力比が 11.3、13.2% の場合には、幾何学的非線形性の考慮 (ケース 2) は最大変位を 15% 以上増加させている。また、軸力比が 9.9、11.3、13.2% の場合には、幾何学的非線形性の考慮は残留変位を 50% 以上増加させている。なお、軸力比が 9.9、11.3% の場合に、残留変位の比が 2 倍程度の大きな値となっているが、これは無次元化に用いる幾何学的非線形性を無視した場合の残留変位が小さいからである。

一方、せん断応力の降伏への影響を考慮した場合 (ケース 3) には、最大変位および残留変位をさらに数% 程度増加させるが、幾何学的非線形性の影響ほどではないことがわかる。

次に、橋脚に初期たわみを考慮した場合について、やはり、橋脚頂部の最大変位および残留変位に着目して検討した。ここでは、次式で与えられるような形状の初期たわみを考慮した。

$$y^0(x) = a(1 - \cos \frac{\pi x}{2L}) \quad (17)$$

ここに、 $y^0(x)$ は x 点での初期たわみ、 L は柱長、 a は橋脚頂部の初期たわみの大きさである。

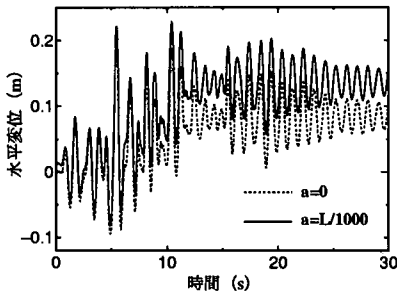


図-13 水平変位の時刻歴曲線（初期たわみの影響）

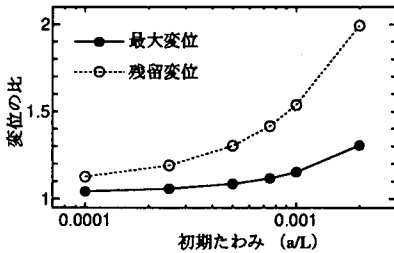


図-14 初期たわみと最大変位および残留変位の関係

まず、橋脚頂部の初期たわみの大きさを $L/1000$ としたときと初期たわみがない場合の橋脚頂部の水平変位時刻歴曲線を図-13 に示す。なお、この解析では、せん断応力の降伏への影響および幾何学的非線形性を考慮したケース 3 の解析を用いている。この図から、初期たわみはやはり最大変位および残留変位を大きくさせることがわかる。そこで、初期たわみの大きさと最大変位および残留変位の関係を図-14 に示す。縦軸は標準地震波 3 波による平均値を、それぞれ初期たわみを考慮しない場合の値で無次元化して表し、横軸は橋脚頂部のたわみ a を柱長 L で無次元化して表している。この図から、初期たわみが大きくなるにつれて、特に幾何学的非線形性が影響するために、最大変位、残留

変位が大きくなり、 a/L が $1/500$ に達すると、最大変位は 30% 以上、残留変位は 2 倍以上大きくなることがわかる。したがって、最大変位および残留変位に及ぼす初期たわみの影響は無視できないと考えられる。

6. まとめ

本研究では、幾何学的非線形性および鋼材の降伏へのせん断応力の影響を考慮した剛体ばねモデル解析を用いて、実際の諸元を有する鋼製橋脚の弾塑性地震応答性状を検討し、限られた解析パラメーターの範囲内で以下のような知見を得た。

1. 橋脚の弾塑性地震応答時の最大変位および残留変位に及ぼす幾何学的非線形性の影響は、橋脚に作用する軸力比が約 10% を越えると無視できない。
2. 鋼材の降伏へのせん断応力の考慮が弾塑性地震応答時の最大変位および残留変位に及ぼす影響はあまり大きくない。
3. 橋脚の初期たわみは、弾塑性地震応答時の最大変位および残留変位に大きく影響する。

参考文献

- 1) 鈴木昌哉, 後藤芳顯, 宮下敏後: 幾何学非線形性が単柱式鋼製橋脚の耐震解析に与える影響, 第 55 回年次学術講演会講演概要集 I-B194, 2000.9.
- 2) 川井忠彦, 野上邦栄: コンピュータによる極限解析シリーズ 7, 鋼構造部材と骨組の離散化極限解析, 培風館, 1991.
- 3) Simo, J.C. and Hughes, T.J.R.: *Computational Inelasticity*, Springer, 1998.
- 4) Iwakuma, T.: Timoshenko beam theory with extension effect and its stiffness equation for finite rotation, *Computers & Structures*, Vol.34, pp.239-250, 1990.
- 5) 生出佳, 中島章典, 斉木功: 剛体ばねモデルを用いた橋脚の三次元弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.259-270, 2000.7.

(2000. 11. 13 受付)

A STUDY ON EFFECT OF GEOMETRICAL AND MATERIAL NONLINEARITY ON SEISMIC BEHAVIOR OF STEEL PIER

Akinori NAKAJIMA, Jun FUKUDA, Isao SAIKI and Tetsuo IWAKUMA

In order to clarify the dynamic inelastic behavior of the steel pier, it is pointed out that the geometrical nonlinearity should be taken into account in the analysis. On the other hand, the effect of shear stress on the yielding of the steel material is generally ignored in the analysis. In this paper, the dynamic inelastic behavior of the steel pier is examined by employing the rigid-body-spring model analysis, where the geometrical nonlinearity and the effect of the shear stress on the yielding of the steel material are incorporated, and these effects on the dynamic inelastic behavior of the steel pier is investigated quantitatively. Moreover, the effect of the initial crookedness on the dynamic inelastic behavior of the steel pier is investigated.