

# 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2, 3の検討

中島章典<sup>1</sup>, 福田淳<sup>2</sup>, 斉木功<sup>3</sup>, 岩熊哲夫<sup>4</sup>

<sup>1</sup>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)

<sup>2</sup>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)

<sup>3</sup>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)

<sup>4</sup>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。本報では、まず、はり柱部材の剛体ばねモデル解析に、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複合非線形解析手法を示した。次に、この手法を用いて鋼製橋脚の弾塑性地震応答性状を調べ、これらの影響を検討した。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, steel 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<sup>1)</sup>。

このような観点から、後藤ら<sup>2),3)</sup>は単柱式鋼製橋脚の静的複合非線形解析を実施して、幾何学的非線形性に加えてせん断変形の影響を支配する構造パラメータを同定し、それらの影響を定量的に検討している。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。

本報では、まず、鋼製橋脚の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できる複合非線形解析手法を示した。次に、その手法を用いて、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、2タイプの解析モデルに対して検討しその影響を調べた。また、橋脚の弾塑性地震応答解析においては一般に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。

なお本報は、著者らの論文<sup>4)</sup>に示した複合非線形解析手法および解析例に対して、さらにせん断の影響が大きいと考えられる解析モデルの結果を加えて再構成し

たものである。

## 2. 複合非線形解析方法

本報では、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。

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<sup>5)</sup>によって誘導された剛性マトリックスを採用する。ただし本報では、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。

### 2.1 幾何学的非線形性を考慮した剛性マトリックスの誘導<sup>5)</sup>

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

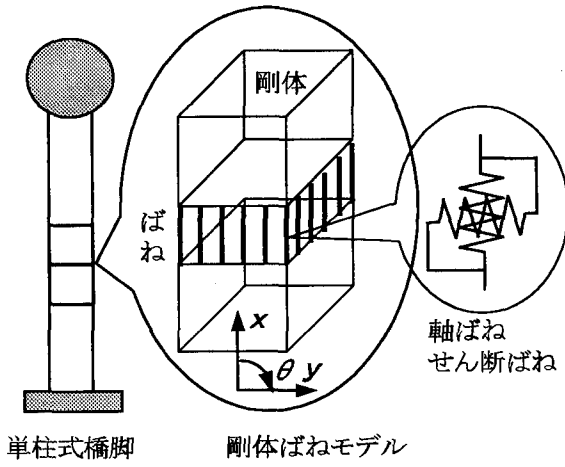


図-1 単柱式橋脚の剛体ばねモデル

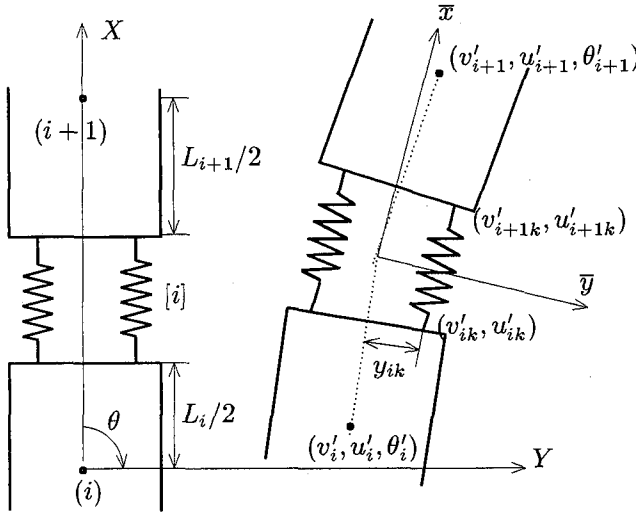


図-2 軸ばね取付け状態

した接線剛性マトリックスが必要である。ここでは、文献5)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。

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

$$-(\sin \theta_{i+1} - \sin \theta'_{i+1}) L_{i+1} / 2$$

ここで、 $\theta^0$ は初期たわみによる回転角、 $\theta'$ 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 $\theta_i$ ,  $\theta_{i+1}$ 回転しているため、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。

## 2.2 弾塑性解析手法

本報では、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<sup>6)</sup>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。

本報では、部材軸方向の直応力  $\sigma$  と断面に平行な 1 方向せん断応力  $\tau$  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、 $\sigma_Y$  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、 $\epsilon_n^p$ 、 $\epsilon_{n+1}^p$  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  $\sigma_{n+1}$  は次のようになる。

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

上式で与えられた  $\sigma_{n+1}$  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  $\sigma_{n+1}$  が得られる。

## 3. 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-3 のような高さ  $L=10\text{m}$  の無補剛箱型等断面を有する 2 タイプの単柱式橋脚の弾塑性地震応答解析を実施した。2 タイプのモデルは表-1 に示すような諸元とし、それぞれのモデルについて固有周期を一定のまま、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  $\sigma_Y$  を 235, 274, 314, 354MN/m<sup>2</sup> と 4 通りに設定した。これらの解析モデルの軸力比、次式で与えられる  $\xi$  の値を表-2 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、 $\nu$  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。解析モデル 1 と解析モデル 2 について、同じ降伏応力の大きさに対して同程度の  $\xi$  の値となるように断面諸元を設定した。

以上の解析方法における幾何学的非線形性および弾塑性挙動の追跡精度については文献 4)、7) に示している。その結果を踏まえて、本報では、橋脚の要素分割数は 25 とし、断面の分割数については、フランジを 1、ウェブを 24 分割以上とした。

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

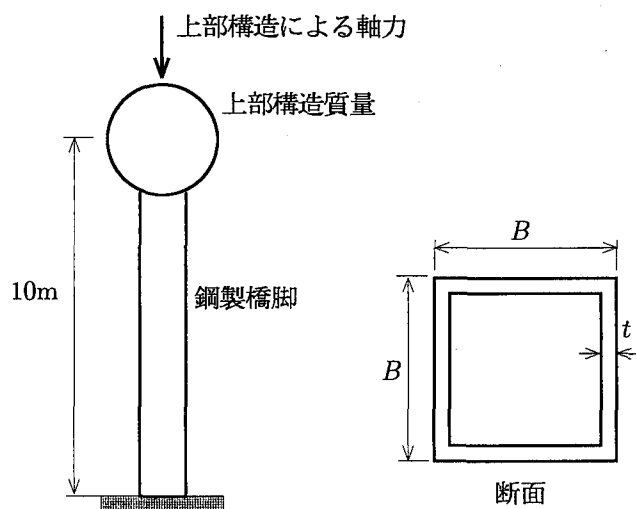


図-3 解析モデル

表-1 解析モデルのパラメーター

解析モデル1 (板幅 $B=1.2\text{m}$ 板厚 $t=20\text{mm}$ )		
上部構造質量	固有周期	細長比 $\lambda$
300t	0.950s	41.5
解析モデル2 (板幅 $B=2.4\text{m}$ 板厚 $t=17\text{mm}$ )		
上部構造質量	固有周期	細長比 $\lambda$
900t	0.631s	20.6

$$\lambda = \ell / \sqrt{I/A}, \quad \ell = 2L$$

表-2 解析モデルの軸力比と設計レベル

解析モデル1 (板幅 $B=1.2\text{m}$ 板厚 $t=20\text{mm}$ )		
降伏応力	軸力比	式(15)の $\xi$ 値
235MN/m <sup>2</sup>	13.2%	0.931
274MN/m <sup>2</sup>	11.3%	0.798
314MN/m <sup>2</sup>	9.9%	0.698
354MN/m <sup>2</sup>	8.8%	0.621
解析モデル2 (板幅 $B=2.4\text{m}$ 板厚 $t=17\text{mm}$ )		
降伏応力	軸力比	式(15)の $\xi$ 値
235MN/m <sup>2</sup>	23.1%	0.933
274MN/m <sup>2</sup>	19.8%	0.800
314MN/m <sup>2</sup>	17.4%	0.700
354MN/m <sup>2</sup>	15.4%	0.622

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塑性型としている。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 $\sigma$ とせ

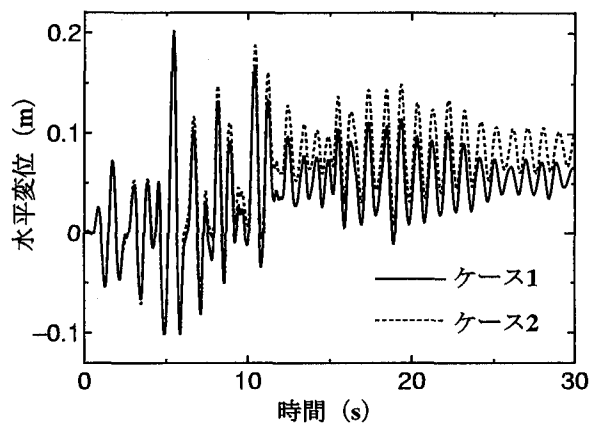


図-4-a 水平変位の時刻歴曲線

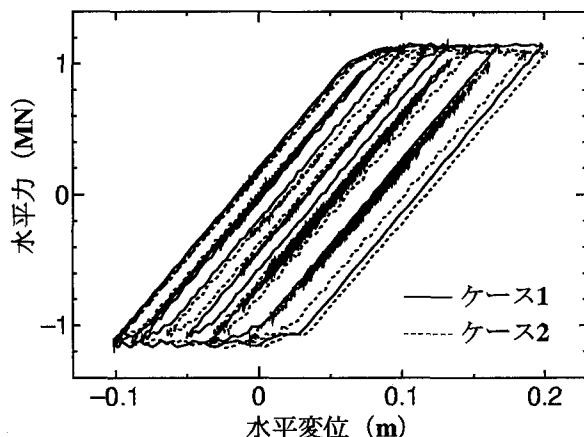


図-4-b 水平力-水平変位関係

図-4 解析モデル1のケース1, 2の比較

ん断応力 $\tau$ 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。

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。

## 4. 弾塑性地震応答解析の結果と考察

### 4.1 基本的な弾塑性地震応答性状

まず、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、2タイプの解析モデルについて前述の各解析

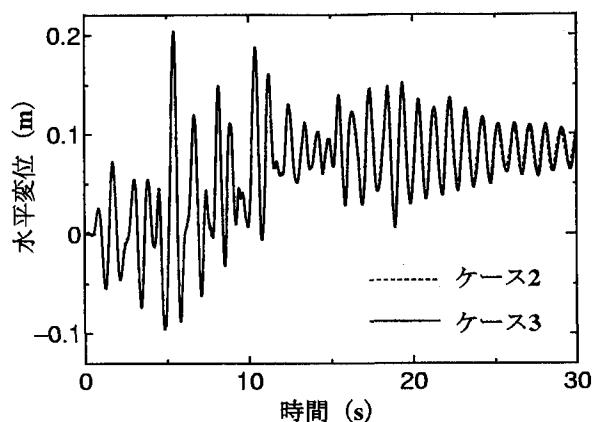


図-5-a 水平変位の時刻歴曲線

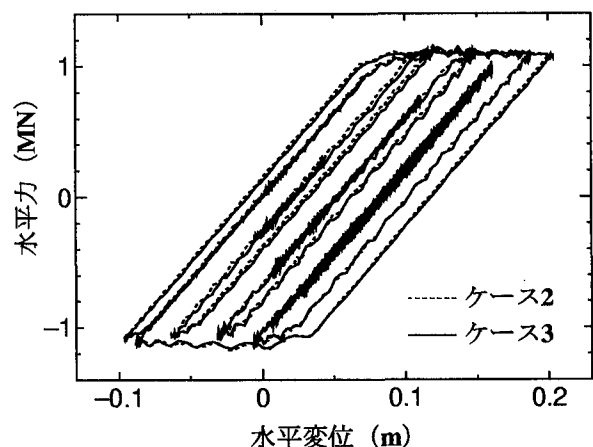


図-5-b 水平力-水平変位関係

図-5 解析モデル1のケース2, 3の比較

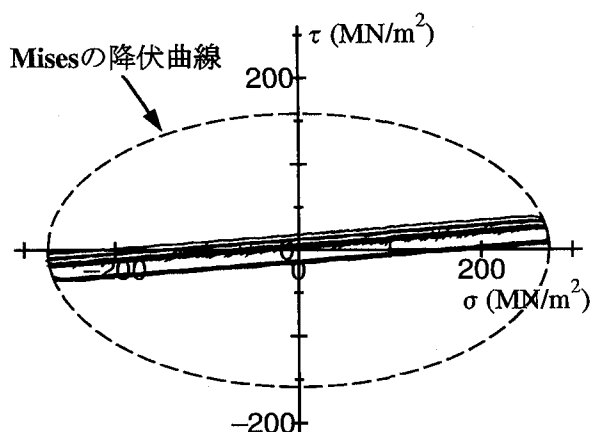


図-6 Mises の降伏曲面 (解析モデル1)

ケースごとの結果を相互に比較する。

一例として、解析モデル1の軸力比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-4に示す。図-4-a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-4-bから、特に両者の塑性化後の勾配に差異

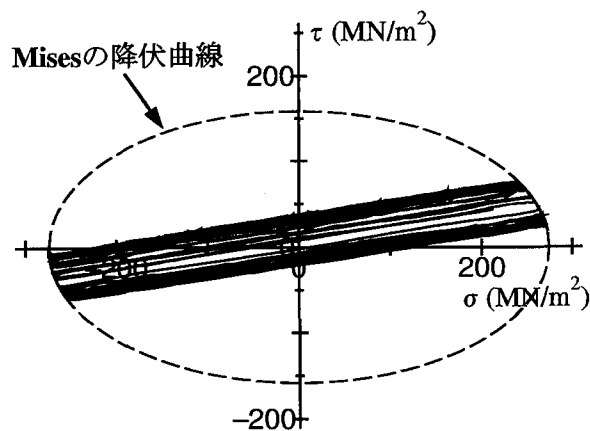


図-7 Mises の降伏曲面 (解析モデル2)

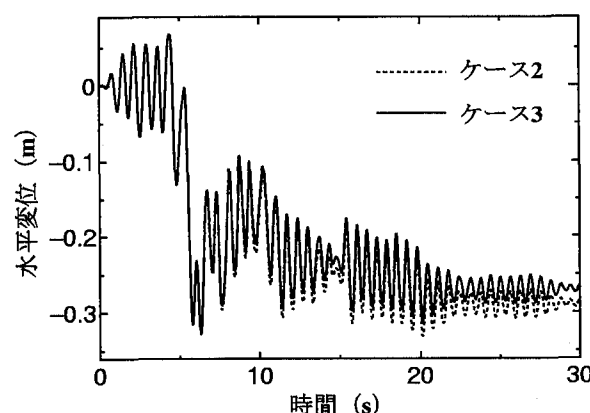


図-8 水平変位の時刻歴曲線 (解析モデル2のケース2, 3)

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-5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-6に示しているが、この例では、最大せん断応力は降伏応力 $\sigma_Y$ の15%程度である。

これに対して、せん断力の影響が大きいと考えられる解析モデル2の軸力比19.8%のケース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、解析モデル1と同じ地震波を受ける場合について図-7に示している。この図から、解析モデル1の場合(図-6)よりもせん断の影響が大きく、最大せん断応力は降伏応力 $\sigma_Y$ の約30%にもなっていることがわかる。しかしながら、図-8に示すように、この場合のケース2, 3の橋脚頂部水平変位の時刻歴曲線においても最大応答以降の挙動に幾分かの差異があるが、両者の時刻歴曲線の間には大きな差異は認められない。

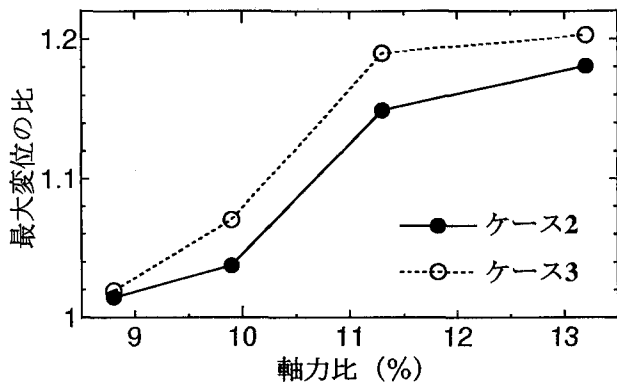


図-9-a 解析モデル1

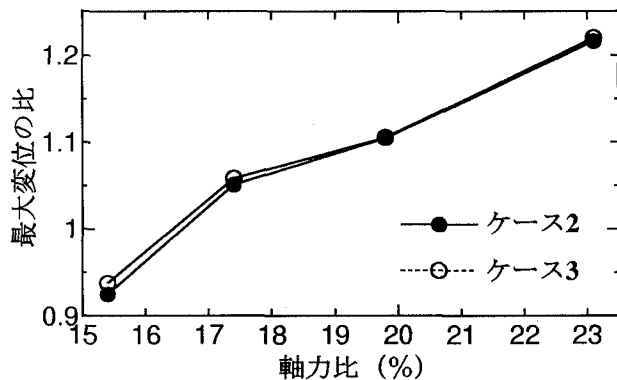


図-9-b 解析モデル2

図-9 最大変位と軸力比の関係

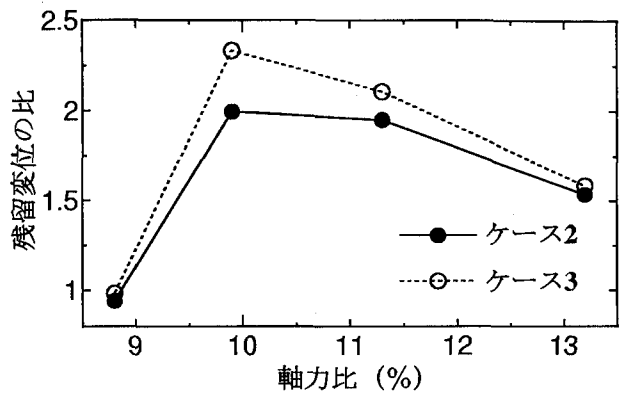


図-10-a 解析モデル1

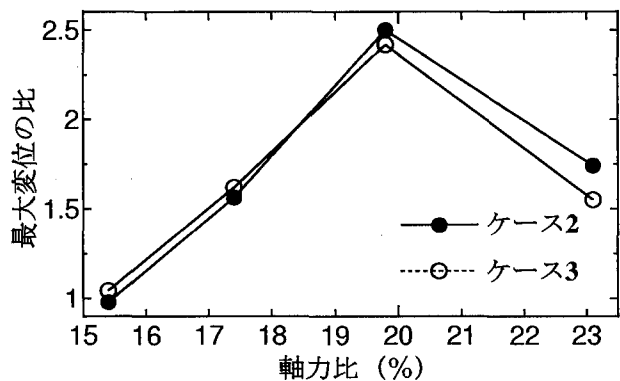


図-10-b 解析モデル2

図-10 残留変位と軸力比の関係

#### 4.2 最大変位と残留変位の比較

2つの解析モデルの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および降伏へのせん断応力の影響などを整理した。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-9には、解析モデル1および解析モデル2について、最大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解析ケース1の場合の結果で無次元化した最大変位を示しており、横軸は降伏軸力に対する作用軸力の比を表している。

解析モデル1と解析モデル2で細長比も異なるため、定量的な軸力比の大きさでは説明できないが、軸力比が大きくなるにつれて幾何学的非線形性の有無が最大変位に及ぼす影響が10%以上にもなって無視できなくなることがわかる。これに対して、降伏へのせん断応力の考慮が最大変位に及ぼす影響は解析モデル1の場合に最大で4%程度であり、あまり大きくないといえる。

一方、図-10には、解析モデル1および解析モデル2について、残留変位と軸力比との関係を示している。これらの図から、幾何学的非線形性の影響の有無により残留変位は50%から100%程度の差異があり、幾何学

的非線形性の影響は大きいことがわかる。これに対して、せん断応力の降伏への影響はやはりあまり大きくない。

#### 4.3 初期たわみの影響

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、 $L$ は柱の高さ、 $a$ は橋脚頂部の初期たわみの大きさである。

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-11に示す。なお、この解析では、解析モデル1、軸力比11.3%で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、解析モデル1、軸力比11.3%の場合のみ図-12に示す。縦軸は標準地震波3波による平均値を、それ

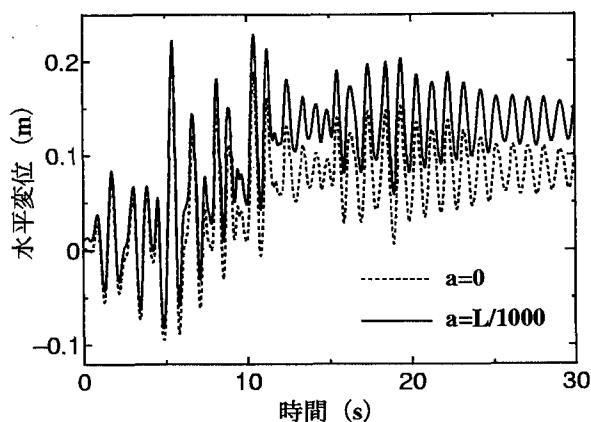


図-11 水平変位の時刻歴曲線（初期たわみの影響）

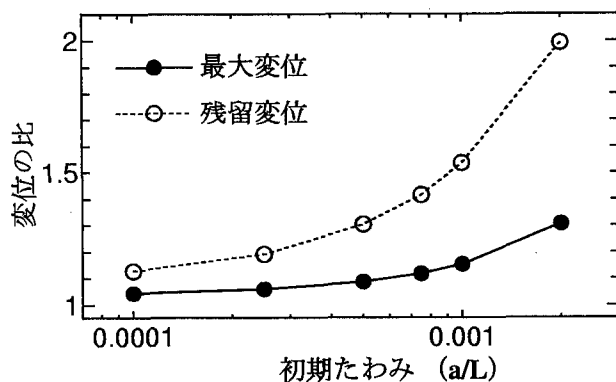


図-12 初期たわみと最大変位および残留変位の関係

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  $a$  を柱の高さ  $L$  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からわかる。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。

## 5. まとめ

本報では、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、実地的な諸元を有する 2 タイプの単柱式鋼製橋脚モデルの弾塑性地震応答性状を検討した。解析パラメーターの範囲は限られているが、その結果から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大きくなるにつれて、これを無視した結果に対して 10% 以上の差異を生じさせ無視できないと考えられる。また、残留変位に対する影響はさらに大きい。
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といえる。
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ので、安全側の配慮から初期たわみを考慮することが好ましいと考えられる。

## 参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会，日本鋼構造協会次世代土木鋼構造研究特別委員会鋼橋の耐震設計小委員会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，2000.4.
- 2) 鈴木昌哉，後藤芳顯，宮下敏：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.
- 3) 後藤芳顯，奥村徹，鈴木昌哉：非線形はりモデルを用いた鋼製橋脚の耐震解析における幾何学的非線形性とせん断変形の影響，土木学会論文集（印刷中）。
- 4) 中島章典，福田淳，斉木功，岩熊哲夫：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，土木学会論文集，No.682/I-56，pp.427-432，2001.7.
- 5) 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.
- 6) Simo, J.C. and Hughes, T.J.R. : *Computational Inelasticity*, Springer, 1998.
- 7) 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.

(2001. 12. 7 受付)

# 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 bridge 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. Moreover, the effect of the initial crookedness on the dynamic inelastic behavior of the steel pier is investigated.