

付録4 ベンチマーク問題における各機関の解析手法の概要

付4.1 B社のShellモデルによる解析手法および解析プログラム

本解析に用いた解析プログラムおよびモデルについての概要を以下に示す。

1. 使用プログラム

市販の汎用ソフト ABAQUS を使用した。

2. 解析モデル

4 節点アイソパラメトリック曲面シェル要素 (S4R)。

2.1 復元力特性

次項の応力-ひずみの関係を用いたバイリニアおよびマルチリニアモデルを使用した。

2.2 応力-ひずみ関係

バイリニアモデルでは、2次勾配として1次勾配の1/100を使用。

マルチリニアモデルは、実体供試体から得られたものを使用。

2.3 硬化則

バイリニア移動硬化則は、ABAQUS に内蔵されたもの。

マルチリニア移動硬化則は、独自に開発しユーザ・サブルーチンで組み込んだ。

2.4 分割数

日本橋梁建設協会が発行した(平成10年2月)『鋼製橋脚の弾塑性有限変位 FEM 解析マニュアル』を参考に分割数を決定した。使用したメッシュサイズは、以下の通りである。

円形断面：周方向32分割、高さ方向30分割。

矩形断面：1/2モデル、フランジ6分割(12分割)、ウェブ8分割。

2.5 積分点

面内1点、板厚方向5点のアウグラスコントロール。

2.6 非線形の有限変形解析

2.7 せん断変形考慮

2.8 時間増分

時間増分は、ABAQUS 内蔵の自動増分を使用。

2.9 減衰定数

質量比例型の粘性減衰を使用している。橋脚の自重は、考慮していない。

付4.2 NITの立体骨組の複合非線形静的/動的応答解析法とプログラム(SFRAME)

1. 概要

この解析法は曲げせん断変形と St. Venant のねじりを考慮した Timoshenko 立体はり要素を用いた幾何学的非線形性と材料的非線形性の両者を考慮した骨組の動的複合非線形解析[Li et al., 1998]であり、地震波の3成分に対する構造物の地震時立体終局挙動を解析できる。また、高架橋システムを解析するときは隅角部のせん断変形、ゴム沓や免震沓、アンカー部などの挙動を考慮できる。いわゆるファイバーモデルに基づく解析法である。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

名古屋工業大学で開発した自作プログラム SFRAME である。

2.2 要素の種類

はり要素としては①曲げせん断変形と St. Venant のねじりを考慮した Timoshenko 立体はり要素 [Li et al., 1998] と ② St. Venant のねじりを考慮した Bernoulli-Euler 立体はり要素 (曲げせん断変形無視) の 2 種類. せん断変形を考慮した隅角部要素 [Li et al., 1998]. アンカー部の復元力モデル要素 [後藤ら, 1997, 1998]. ゴム沓, 免震沓の復元力モデル要素 [日本道路協会, 1995].

2.3 幾何学的非線形の解析法

立体骨組構造の有限変位解析に関しては, Co-rotational method を用いて, 変位と回転の大きさには制限はないが微小ひずみの条件下で誘導した微小ひずみ・有限変位理論に基づく要素接線剛性行列を用いている [Goto et al., 1995a].

2.4 材料的非線形性の解析法

① 曲げせん断変形と St. Venant のねじりを考慮した Timoshenko 立体はり要素と ② St. Venant のねじりを考慮した Bernoulli-Euler 立体はり要素を用いるので, はりの作用応力として直応力とせん断応力を考える必要がある. ここでは, 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き弾塑性応力-ひずみ関係に導入して空間棒材の要素接線剛性行列を誘導している. 以下に簡単に説明する.

塑性領域での構成則としては J2 流れ則と混合硬化則を用いると, 増分応力-増分ひずみ関係は次のようになる.

$$\begin{Bmatrix} d\sigma \\ d\tau \end{Bmatrix} = [\mathbf{D}_{ep}] \begin{Bmatrix} d\varepsilon \\ d\gamma \end{Bmatrix} \quad (\text{付 4.2.1})$$

$$[\mathbf{D}_{ep}] = \begin{bmatrix} E & 0 \\ 0 & G \end{bmatrix}$$

$$-\frac{1}{E^p f^2 + (\sigma - \alpha_1)^2 E + 9 (\tau - \alpha_2)^2 G} \begin{bmatrix} (\sigma - \alpha_1)^2 E^2, & 3EG (\sigma - \alpha_1)(\tau - \alpha_2) \\ \text{Sym.} & 9G^2 (\tau - \alpha_2)^2 \end{bmatrix}$$

(付 4.2.2)

ここに, E, G は Young 係数とせん断弾性係数, E^p は塑性係数である. τ は曲げせん断応力とねじりせん断応力の和である. α_i 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 $d\alpha_i$ は次の式で表わされる.

$$\begin{Bmatrix} d\alpha_1 \\ d\alpha_2 \end{Bmatrix} = \frac{h_k \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial f}{\partial \tau} d\tau \right)}{(h_i + h_k) f} \begin{Bmatrix} \sigma - \alpha_1 \\ \tau - \alpha_2 \end{Bmatrix} \quad (\text{付 4.2.3})$$

f は降伏応力で, h_i と h_k は等方硬化係数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. 塑性載荷状態では式 (A5.6.1) を用いるが, 数値計算では増分間隔が有限であるため, 本来降伏曲面上の応力状態が, 降伏曲面の外にでる可能性がある. 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, 'Backward Euler Return' 法 [Crisfield et al., 1991] を用いる.

2.5 応力・ひずみ関係

等方硬化, 移動硬化および混合硬化の範囲で任意の応力・ひずみ関係を考慮できる.

2.6 変位関数

(1) Timoshenko 立体はり要素 [Goto et al., 1995a]

Co-rotational 座標系の変位関数として, 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.

$$\begin{aligned} \bar{w} &= a_0 + a_1 \bar{z} ; & \bar{u} &= b_0 + b_1 \bar{z} + b_2 \bar{z}^2 ; & \bar{v} &= c_0 + c_1 \bar{z} + c_2 \bar{z}^2 ; \\ \bar{\theta}_z &= d_0 + d_1 \bar{z} ; & -\bar{\theta}_x &= e_0 + e_1 \bar{z} ; & \bar{\theta}_y &= f_0 + f_1 \bar{z} \end{aligned} \quad (\text{付 4.2.4})$$

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 (A5.6.4) の変位関数は次のようになる.

$$\bar{w} = N_1 \bar{w}_1 + N_2 \bar{w}_2$$

$$\bar{u} = N_1 \bar{u}_1 + N_3 \bar{\theta}_{y_1} + N_2 \bar{u}_2 - N_3 \bar{\theta}_{y_2} \quad (\text{付4.2.5, a-c})$$

$$\bar{v} = N_1 \bar{v}_1 - N_3 \bar{\theta}_{x_1} + N_2 \bar{v}_2 + N_3 \bar{\theta}_{x_2}$$

$$\bar{\theta}_z = N_1 \bar{\theta}_{z_1} + N_2 \bar{\theta}_{z_2} ;$$

$$\bar{\theta}_x = -N_1 \bar{\theta}_{x_1} - N_2 \bar{\theta}_{x_2} ; \quad (\text{付4.2.5, d-f})$$

$$\bar{\theta}_y = N_1 \bar{\theta}_{y_1} + N_2 \bar{\theta}_{y_2}$$

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

$$N_1 = 1 - \frac{\bar{z}}{l} ; \quad N_2 = \frac{\bar{z}}{l} ; \quad N_3 = \frac{\bar{z}}{2} \left(1 - \frac{\bar{z}}{l}\right) \quad (\text{付4.2.6, a-c})$$

(2) Bernoulli-Euler 立体はり要素

ここでは、Tomoshenkoはり要素と同じように要素軸線上の数値積分を避けるため、ひずみ分布、応力分布は1/2領域で一定となる変位関数を設定している(図 付4.2.1) [Goto et al., 1995b].

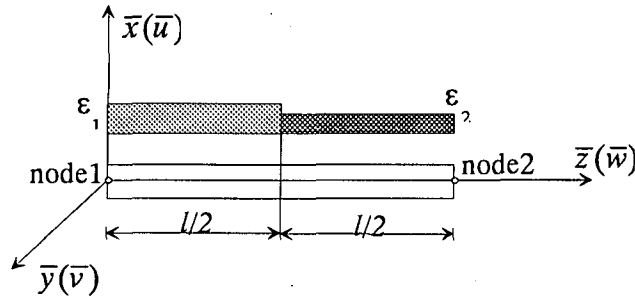


図 付4.2.1 要素軸方向におけるひずみ分布

Co-rotational座標系でBernoulli-Euler立体はり要素は次のように二次変位関数を仮定する.

$$\bar{w}(\bar{z}) = (1 - \bar{z}/l) \bar{w}_1 + (\bar{z}/l) \bar{w}_2$$

$$\bar{u}(\bar{z}) = \left(1 - \frac{2\bar{z}^2}{l^2}\right) \bar{u}_1 + \left(\bar{z} - \frac{3\bar{z}^2}{2l}\right) \bar{\theta}_{y_1} + \left(\frac{2\bar{z}^2}{l^2}\right) \bar{u}_2 - \left(\frac{\bar{z}^2}{2l}\right) \bar{\theta}_{y_2} \quad (0 \leq \bar{z} \leq l/2) \quad (\text{付4.2.7, a-c})$$

$$\bar{v}(\bar{z}) = \left(1 - \frac{2\bar{z}^2}{l^2}\right) \bar{v}_1 - \left(\bar{z} - \frac{3\bar{z}^2}{2l}\right) \bar{\theta}_{x_1} + \left(\frac{2\bar{z}^2}{l^2}\right) \bar{v}_2 + \left(\frac{\bar{z}^2}{2l}\right) \bar{\theta}_{x_2}$$

$$\bar{w}(\bar{z}) = (1 - \bar{z}/l) \bar{w}_1 + (\bar{z}/l) \bar{w}_2$$

$$\bar{u}(\bar{z}) = \left(2 - \frac{4\bar{z}}{l} + \frac{2\bar{z}^2}{l^2}\right) \bar{u}_1 + \left(\frac{l}{2} - \bar{z} + \frac{\bar{z}^2}{2l}\right) \bar{\theta}_{y_1} + \left(-1 + \frac{4\bar{z}}{l} - \frac{2\bar{z}^2}{l^2}\right) \bar{u}_2 + \left(\frac{l}{2} - 2\bar{z} + \frac{3\bar{z}^2}{2l}\right) \bar{\theta}_{y_2} \quad (l/2 \leq \bar{z} \leq l)$$

$$\bar{v}(\bar{z}) = \left(2 - \frac{4\bar{z}}{l} + \frac{2\bar{z}^2}{l^2}\right) \bar{v}_1 - \left(\frac{l}{2} - \bar{z} + \frac{\bar{z}^2}{2l}\right) \bar{\theta}_{x_1} + \left(-1 + \frac{4\bar{z}}{l} - \frac{2\bar{z}^2}{l^2}\right) \bar{v}_2 - \left(\frac{l}{2} - 2\bar{z} + \frac{3\bar{z}^2}{2l}\right) \bar{\theta}_{x_2}$$

(付4.2.8, a-c)

回転変位は式(付4.2.5, d-f)で近似される.

2.7 要素の積分点

断面内での塑性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 methodを用いて考慮する。要素軸線方向ではTimoshenko立体梁要素では直ひずみとせん断ひずみが定数

であるので積分点は1点となる。Bernoulli-Euler立体はり要素では、図付4.2.1に示すとおり、有限要素の1/2の領域で定ひずみとなるので、積分点は2点となる。

2. 8 非線形数値計算アルゴリズム

増分型の運動方程式は、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。

付 4. 3 A社の静的解析法・動的解析法とプログラム

1. 概要

3次元の鋼構造物に対して、ファイバーモデルによる静的弾塑性有限変位解析および非線形動的解析を行う。解析機能としては、コンクリート非充填鋼製橋脚のプッシュオーバー解析以外に、コンクリート部分充填鋼製橋脚のような合成構造物に対する繰返し載荷解析および地震応答解析まで可能である。この地震応答解析機能においては、ひずみ依存性を考慮した免震支承のモデル化、桁衝突が表現できるギャップ要素、長大橋などのための地震動位相差の考慮、水平と鉛直の地震波同時入力などを追加している。

2. 解析理論

2.1 要素の種類

曲げによるせん断変形を考慮した Timoshenko 梁理論を採用している。

2.2 変位関数

部材内での任意の点 x, y, z に対して x, y, z 軸方向の増分変位、 U, V, W として、以下のように表す。ここで、 $u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$ は、部材座標系の x 軸上での値であり、 x 方向にのみ、変化している。また、そり関数 $\omega(y, z)$ は、断面内で変化する。

$$U(x, y, z) = u(x) - y\theta_z(x) + z\theta_y(x) + \omega(y, z)\theta_x(x) \quad (\text{付 4.3.1})$$

$$V(x, y, z) = v(x) - z\theta_x(x) \quad (\text{付 4.3.2})$$

$$W(x, y, z) = w(x) + y\theta_x(x) \quad (\text{付 4.3.3})$$

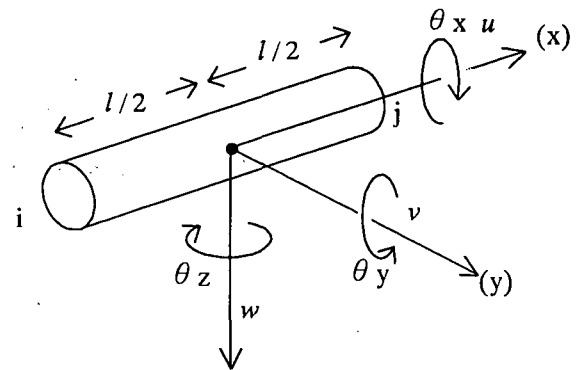
2.3 形状関数

$u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$ は、 i 端と j 端の増分変位パラメータ u_1, u_2 などを用いて、以下のように表す (図付 4.3.1 を参照)。

$$u(x) = \frac{1}{2}(1-s)u_1 + \frac{1}{2}(1+s)u_2 \quad (\text{付 4.3.4})$$

$$v(x) = \frac{1}{2}(1-s)v_1 + \frac{1}{2}(1+s)v_2 \quad (\text{付 4.3.5})$$

$$w(x) = \frac{1}{2}(1-s)w_1 + \frac{1}{2}(1+s)w_2 \quad (\text{付 4.3.6})$$



(z)

図付 4.3.1

$$\theta_x(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{x1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{x2} \quad (\text{付 4.3.7})$$

$$\theta_y(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{y1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{y2} \quad (\text{付 4.3.8})$$

$$\theta_z(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{z1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{z2} \quad (\text{付 4.3.9})$$

ここで $-1 \leq s \leq 1$ であり、 x との関係は $s = \frac{2}{l}x - 1$ で与えられ、 s は軸方向に部材長 l を用いて正規化したものである。

したものである。

2.4 ひずみ

梁断面内の任意の点 x, y, z の歪増分 $\varepsilon_x, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}$ は弾性論にしたがって、以下のように表される。

$$\varepsilon_x = \frac{\partial U}{\partial x}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x}, \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial W}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial z} \quad (\text{付 4.3.10} \sim 12)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial V}{\partial y}, \quad \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z}, \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \quad (\text{付 4.3.13} \sim 15)$$

(付 4.3.4)～(付 4.3.9)式を(付 4.3.1)～(付 4.3.3)式に代入し、さらにそれらを(付 4.3.10)～(付 4.3.12)式に代入すると、

$$\varepsilon_x = \frac{1}{l} \{-u_1 + u_2 + y\theta_{z1} - y\theta_{z2} - z\theta_{y1} + z\theta_{y2} + \omega(y, z)(-\theta_{x1} + \theta_{x2})\} \quad (\text{付 4.3.16})$$

$$\begin{aligned} \gamma_{xy} = & -\frac{1}{2}(1-s)\theta_{z1} - \frac{1}{2}(1+s)\theta_{z2} + \frac{1}{l}(-v_1 + v_2 + z\theta_{x1} - z\theta_{x2}) \\ & + \frac{\partial \omega(y, z)}{\partial y} \frac{1}{2} \{(1-s)\theta_{x1} + (1+s)\theta_{x2}\} \end{aligned} \quad (\text{付 4.3.17})$$

$$\begin{aligned} \gamma_{xz} = & \frac{1}{2}(1-s)\theta_{y1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{y2} + \frac{1}{l}(-w_1 + w_2 + y\theta_{x1} - y\theta_{x2}) \\ & + \frac{\partial \omega(y, z)}{\partial z} \frac{1}{2} \{(1-s)\theta_{x1} + (1+s)\theta_{x2}\} \end{aligned} \quad (\text{付 4.3.18})$$

残りの増分歪 $\varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{yz}$ は、上と同様に計算すると、すべて 0 となる。これは、「断面不変」の仮定であり、断面内に生ずる面内歪が、材軸方向の歪に比べて十分小さいので無視できる。

2.5 B マトリックス (変位-ひずみ関係マトリックス)

(付 4.3.16)～(付 4.3.18)式を行列表現にまとめると、変位-歪関係マトリックス B_l は以下のように与えられる。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} = B_l \{u_1, v_1, w_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}, u_2, v_2, w_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\} \quad (\text{付 4.3.19})$$

ただし

$$B_1 = \begin{bmatrix} -1/l & 0 & 0 & -\omega/l & -z/l & y/l \\ 0 & -1/l & 0 & z/l + \partial_y \omega(1-s)/2 & 0 & -(1-s)/2 \\ 0 & 0 & -1/l & y/l + \partial_z \omega(1-s)/2 & (1-s)/2 & 0 \\ 1/l & 0 & 0 & \omega/l & z/l & -y/l \\ 0 & 1/l & 0 & -z/l + \partial_y \omega(1+s)/2 & 0 & -(1+s)/l \\ 0 & 0 & 1/l & -y/l + \partial_z \omega(1+s)/2 & (1+s)/l & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{付 4.3.20})$$

2.6 Dマトリックス（応力-ひずみ関係マトリックス）

応力増分と歪増分の関係は、梁理論においては以下のように簡単化して与えられる。

$$\sigma_x = E^* \varepsilon_x \quad \tau_{xy} = G \gamma_{xy} \quad \tau_{zx} = G \gamma_{zx} \quad (\text{付 4.3.21})$$

ここで、

$$E^* = \begin{cases} E_e \\ E_p \end{cases} \quad E_e : \text{弾性} \quad E_p : \text{塑性} \quad (\text{付 4.3.22})$$

したがって、

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \tau_{xy} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = D \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (\text{付 4.3.23})$$

$$D = \begin{bmatrix} E^* & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (\text{付 4.3.24})$$

2.7 Kマトリックス（接線剛性マトリックス）

接線剛性行列は、一般に以下の式によって与えられる。

$$K = \int B_1^T D B_1 dv = \int dx \int B_1^T D B_1 dy dz = l/2 \int ds \int B_1^T D B_1 dy dz \quad (\text{付 4.3.25})$$

B_1 が 3×12 のマトリックス、 D が 3×3 のマトリックスだから $B_1^T D B_1$ は 12×12 のマトリックスとなり、接線剛性行列 K は、それらの各成分を積分したものとなる。

たとえば、 K の1-1成分 K_{11} は以下のように表される。

$$K_{11} = 1/l \int E^* dy dz \quad (\text{付 4.3.26})$$

となり、断面内で、 E^* が一定値ならば、 $K_{11} = E^* A/l$ と通常の剛性行列と同じ形になる。

ただし、この A は全断面積である。

断面を多数のセルに分割し、断面方向の積分点は各セルの中心、長さ方向の積分点は $s=0$ 、すなわち、部材中間点で数値積分を行う（図付4.3.1）。

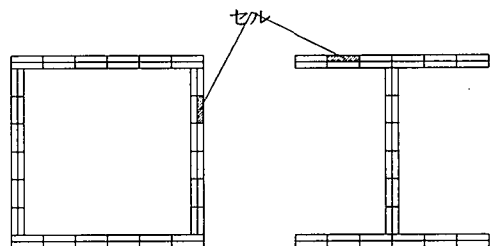
2.8 幾何学的非線形性

微小ひずみ・有限変位解析である。

2.9 材料構成則

・応力-ひずみ関係

新技術小委員会で提案している鋼およびコンクリートを採用している。



図付4.3.1 断面分割

・繰返し硬化則

等硬化則，移動硬化則，多曲面モデル（BMC モデル）

・材料非線形性は式（付 4.3.21）のように直応力と直ひずみの関係のみを考慮し，せん断応力とせん断ひずみの関係は弾性とする。

付 4.4 NIT の平面骨組の静的/動的複合非線形解析法とプログラム（PFRAME）

1. 概要

この解析法は剪断変形を無視したはり要素を用いた幾何学非線形性と材料非線形性の両者を考慮した骨組の静的複合非線形解析[後藤ら，1994] [Goto et al., 1995]であり，鋼製橋脚の地震時保有水平耐力法にもとづく設計に適用される。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

新技術小委員会の報告書 耐震研究（最終報告書）[鋼構造新技術小委員会，1996]に示した鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析用標準プログラムで名古屋工業大学で開発したものである（自作プログラム）。

2.2 要素の種類

剪断変形を無視した Bernoulli-Euler はり要素

2.3 幾何学非線形の解析法

いわゆる剛体変位除去の手法（Co-rotational Method）を用いており，有限ひずみ・有限変位解析に対応する[後藤ら，1991]。

2.4 材料非線形性の解析法

ファイバーモデルを用いた塑性領域理論である。すなわち，要素断面は数多くのメッシュに分割し，各メッシュには，鋼材あるいはコンクリートに対応した構成則が与えられる。数値計算では各メッシュの中心点における応力・ひずみ関係で，各メッシュ全体の応力・ひずみ関係を代表させ，それをもとに断面力を求めている。各メッシュに対応するファイバー要素の軸方向の塑性化の進展は，ファイバーを軸方向に分割して形成される各領域内で塑性化の状態が一定と考えることで対処している。ここでは，後で述べる変位関数に工夫をして，ファイバー要素の長手方向の 1/2 領域でそれぞれ一定ひずみになるようにしているので，各ファイバー要素を 2 分割すれば良い。

2.5 応力・ひずみ関係

任意の応力・ひずみ関係を考慮できるが，ここでは鋼構造新技術小委員会 耐震研究（最終報告書）[鋼構造新技術小委員会，1996]の図 5.6.2（鋼材）および図 5.6.4（コンクリート）を使用している。

2.6 変位関数

本プログラムでは図 付 4.4.1 に示すような有限要素に対し，軸方向の変位 $w(x)$ ならびに，軸直角方向の変位 $v(x)$ をそれぞれ式(付 4.4.1)，(付 4.4.2)のように仮定している。

$$w(x) = (1 - x/l)w_1 + (x/l)w_2 \quad (\text{付 4.4.1})$$

$$v(x) = \begin{cases} \left\{ -2(x/l)^2 + 1 \right\} v_1 + 2(x/l)^2 v_2 + \left\{ -3x^2/2l + x \right\} v_1' + \left\{ -x^2/2l \right\} v_2' & (0 \leq x < l/2) \\ \left\{ 2((x/l) - 1)^2 v_1 - (2(x/l)^2 - 4(x/l) + 1) v_2 + l/2(x/l - 1)^2 v_1' + l/2(x/l - 1)(3x/l - 1) v_2' \right\} & (l/2 \leq x \leq l) \end{cases} \quad (\text{付 4.4.2})$$

ここで， w_1, w_2 : 節点 1，2 における軸方向変位。

v_1, v_2 : 節点 1，2 における軸直角方向変位。

v_1', v_2' : 節点 1，2 におけるたわみ角。

2.7 要素の積分点

図 付 4.4.1 に示すとおり，有限要素の 1/2 の領域で定ひずみとなる要素を用いる。積分点は 2 つとなる。

2.8 非線形数値計算アルゴリズム

本プログラムでは幾何学的非線形性ならびに材料非線形性を考慮している。このうち材料非線形性は塑性領域理論 (plastic zone theory) で、また、幾何学的非線形性は有限変位・有限ひずみに収束する剛体変位除去の手法により考慮している。

これら2つの理論を用いることにより、はり要素の複合非線形性を考慮した高精度の接線剛性マトリックスが得られるが、骨組全体の弾塑性有限変位解析は、これらのマトリックスをもとにして組み立てた全体系のマトリックスに増分法を適用して行っている。増分法としてはニュートンラフソン法による収束過程を含む弧長増分法を用いている。時間増分は、ニューマークの β 法 ($\beta=1/6$) を用いている。

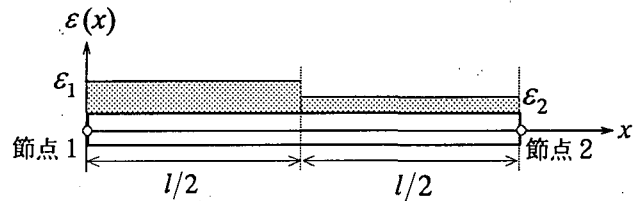
2.9 収束判定

$$(\text{全節点の不釣り合い力ベクトルのノルム})/(\text{全節点外力のノルム}) \leq \Delta$$

ここでは $\Delta=0.0001$ としている。

2.10 地震時保有水平耐力法での平均ひずみの評価方法

図付 4.4.1 に示したモデル使用するため、積分して求めた結果と単純平均は一致する。



図付 4.4.1 有限要素内のひずみ分布

付 4.5 UU の静的解析法とプログラム

1. 概要

この解析法はせん断変形を無視したはり柱要素を用いた幾何学非線形性と材料非線形性の両者を考慮した平面骨組の静的複合非線形解析である。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

自作プログラム

2.2 要素の種類

せん断変形を無視したはり柱要素

2.3 幾何学非線形の解析法

いわゆる剛体変位除去の手法により、微小ひずみ・有限変位解析に対応する。

2.4 材料非線形性の解析法

ファイバーモデルを用いた塑性領域理論である。すなわち、要素断面は数多くのメッシュに分割し、各メッシュには、鋼材あるいはコンクリートに対応した構成則が与えられる。数値計算では各メッシュの中心点における応力・ひずみ関係で、各メッシュ全体の応力・ひずみ関係を代表させ、それをもとに断面力を求めている。各メッシュに対応するファイバー要素の軸方向の塑性化の進展は、ファイバーを軸方向に5分割し、軸方向変位関数に対応させて塑性化を判定している。

2.5 応力・ひずみ関係

任意の応力・ひずみ関係を考慮できるが、ここでは鋼構造新技術小委員会 耐震研究(最終報告書)[鋼構造新技術小委員会, 1996]の図 5.6.2 (鋼材) および図 5.6.4 (コンクリート) を使用している。

2.6 変位関数

本プログラムで用いている変位関数は NIT と同じである。

2.7 要素の積分点

1つの有限要素の軸方向に5個の積分点を設けている。

2.8 非線形数値計算アルゴリズム

本プログラムでは幾何学的非線形性ならびに材料非線形性を考慮している。このうち材料非線形性は塑性領域理論 (plastic zone theory) で、また、幾何学的非線形性は有限変位・微小ひずみに収束する剛体変位除去の手法により考慮している。

これら2つの理論を用いることにより、はり要素の複合非線形性を考慮した高精度の接線剛性マトリックスが得られるが、骨組全体の弾塑性有限変位解析は、これらのマトリックスをもとにして組み立てた全体系のマトリックスに増分法を適用して行っている。増分法としてはニュートンラフソン法による収束過程を含む荷重増分法を用いている。

2.9 収束判定

1つの荷重段階における全節点の増分変位ベクトルのノルム/各荷重増分段階の全変位ベクトルのノルム $\leq \Delta$ 、ここでは $\Delta=0.001$ としている。

2.10 地震時保有水平耐力法での平均ひずみの評価方法

各有限要素の長さ方向中心点のひずみが単純平均に一致する。

付 4.6 KU の解析手法の概要 (Pushover 解析)

1. 概要

本解析では、はり要素を用いた自作プログラムによる解析を行っている。本プログラムは塑性領域理論により材料的非線形性が、また有限変位・有限ひずみに収束する剛体変位除去の手法により幾何学的非線形性が考慮されている。

2. 解析理論と内容

2.1 変位関数・ひずみ・積分点

本プログラムでは軸方向の変位を1次関数、軸直角方向の変位を3次関数で与えている。ただし、要素内はひずみ一定と仮定しており、要素両端のひずみの平均として要素内のひずみを定義している。積分点は中央の1点である。

2.2 収束判定

解の収束は増分変位および不釣り合い力の双方に関して判定している。すなわち、ある収束計算における載荷点の載荷自由度に関する増分変位が載荷点の載荷自由度に関する増分変位と比較して十分に小さいと認められ、ある収束計算における各自由度で最大となる不釣り合い力が各自由度で最大となる節点力と比較して十分に小さいと認められた場合収束したものと判定している。なおここでは0.01以下をもって十分小さいとしている。収束アルゴリズムにはニュートンラフソン法を用いている。

2.3 応力-ひずみ関係

ここでは鋼構造新技術小委員会 耐震研究(最終報告書) [鋼構造新技術小委員会,1996] の図 5.6.2 (鋼材) および図 5.6.4 (コンクリート) を使用している。

2.4 要素分割数・断面分割数

要素分割数は下記のとおりである。

N シリーズ：柱を 10 分割

L シリーズ：柱を 10 分割 はりを 3 分割

F シリーズ：柱を 10 分割 はりを 10 分割

また、断面についてはウェブを 20 分割とし、フランジは分割していない。

付 4.7 NU の静的解析法とプログラム

1. 概要

この解析法はせん断変形を無視した、Euler-Bernoulli のはり理論に基づくはり要素を用いた幾何学非線形性と材料非線形性を考慮した平面骨組の静的非線形解析である。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

汎用プログラム ABAQUS を使用している。

2.2 幾何学的非線形性の解析法

微小ひずみ・有限変位理論に対応する方法である。

2.3 材料非線形性の解析法

はり要素を用い、断面の積分点に応力-ひずみ関係を与え、計算を行う。

2.4 要素の種類と変位関数

要素 B23 を使用している。

3 次の内挿関数が用いられている。

要素内に積分点は 1 つである。

2.5 要素分割数

単柱式鋼製橋脚の場合、鋼材は 10 分割し、充填コンクリート部分は 4 分割している。

2.6 断面積分点

鋼断面の積分点数を 13、充填コンクリート断面の積分点数を 21 とした。

2.7 応力-ひずみ関係

鋼構造新技術小委員会 耐震研究（最終報告書）[鋼構造新技術小委員会,1996]の図 5.6.2（鋼材）および図 5.6.4（コンクリート）を使用している。

2.8 収束判定

最大残差/平均流束のノルム ≤ 0.005 （デフォルト値）

2.9 地震時保有水平耐力照査法での平均ひずみの評価法

有効破壊長領域内の積分点の圧縮最外縁ひずみを単純平均している。

付 4.8 UU の解析手法とプログラムの内容(ファイバー要素を用いた T 形橋脚、 逆 L 形橋脚、免震支承を有する橋脚の時刻歴解析用)

1. 概要

この解析法はせん断変形を無視したはり柱要素を用いた幾何学非線形性と材料非線形性の両者を考慮した平面骨組の動的複合非線形解析である。免震支承を有する橋脚の場合、免震支承は水平ばねにモデル化している。動的解析に関係する部分以外は、静的解析の内容と同じである。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

自作プログラム

2.2 要素の種類

せん断変形を無視したはり柱要素、免震支承については、水平ばねにモデル化している。

2.3 幾何学非線形の解析法

いわゆる剛体変位除去の手法により、微小ひずみ・有限変位解析に対応する。

2.4 材料非線形性の解析法

ファイバーモデルを用いた塑性領域理論である。すなわち、要素断面は数多くのメッシュに分割し、各メッシュには、鋼材あるいはコンクリートに対応した構成則が与えられる。数値計算では各メッシュの中心点における応力・ひずみ関係で、各メッシュ全体の応力・ひずみ関係を代表させ、それをもとに断面力を求めている。各メッシュに対応するファイバー要素の軸方向の塑性化の進展は、ファイバーを軸方向に5分割し、軸方向変位関数に対応させて塑性化を判定している。

2.5 応力・ひずみ関係

応力・ひずみ関係は、移動硬化バイリニア型とし、ひずみ硬化域の2次勾配は、弾性係数の0.01倍としている。

2.6 集中質量

上部構造の集中質量は橋脚頂部に付加している。橋脚の質量は断面の質量をそのまま与えている。

2.7 減衰

1次固有振動モードに対して、0.05の質量比例型減衰マトリックスを仮定している。

2.8 支承の復元力モデル

免震支承の復元力モデルは一般的な移動硬化型バイリニアモデルとした。

2.9 その他

解析時間間隔は $\Delta t=0.01s$ とした。以下の表付4.8.1、付4.8.2、付4.8.3、付4.8.4にパイプ断面橋脚、箱形断面橋脚、逆L形橋脚、免震支承を有する橋脚の解析モデルの諸量を示している。なお、表中の固有周期は同じモデルの固有値解析による値であり、免震支承の場合には、そのばね定数に1次剛性を仮定している。

表 付 4.8.1 パイプ断面橋脚の解析モデルの諸量

	No.13	No.12	No.19
断面の外径(mm)	3200	3200	3200
板厚(mm)	38.0	37.7	48.8
断面積(mm ²)	377000	374000	483000
断面2次モーメント(mm ⁴)	4.72E+11	4.68E+11	5.99E+11
橋脚の高さ(mm)	14400	14400	14400
圧縮軸力(MN)	14.5	14.5	27.0
ヤング係数(GPa)	206	206	206
降伏応力(MPa)	34.6	34.8	30.9
ひずみ硬化係数	0.01	0.01	0.01
降伏曲げモーメント(MNm)	90.6	90.4	94.7
降伏水平荷重(MN)	6.30	6.28	6.58
降伏水平変位(mm)	64.6	64.9	53.1
固有周期(s)	0.781	0.784	0.947
減衰定数	0.05	0.05	0.05
入力地震波	1.5*HKB	HKB	JMA

表 付 4.8.2 箱形断面橋脚の解析モデルの諸量

	No.13	S2-35-35-H[0.5]JRT-2
フランジ幅(mm)	3500	2670
等価ウェブ幅(mm)	2340	1790
等価フランジ板厚(mm)	51.0	52.0
等価ウェブ板厚(mm)	61.0	65.0
断面積(mm ²)	643000	511000
断面2次モーメント(mm ⁴)	6.42E+11	2.99E+11
橋脚の高さ(mm)	14800	11100
圧縮軸力(MN)	22.0	22.8
ヤング係数(GPa)	206	206
降伏応力(MPa)	309	300
ひずみ硬化係数	0.01	0.01
降伏曲げモーメント(MNm)	101	57.0
降伏水平荷重(MN)	6.82	5.14
降伏水平変位(mm)	55.5	38.1
固有周期(s)	0.858	0.836
減衰定数	0.05	0.05
入力地震波	1.5*HKB	JRT

表 付 4.8.3 逆L形橋脚の解析モデルの諸量

	No.1	No.2
フランジ幅(mm)	1690	1690
等価ウェブ幅(mm)	1600	1600
等価フランジ板厚(mm)	43.5	42.7
等価ウェブ板厚(mm)	52.5	51.5
断面積(mm ²)	314000	308000
断面2次モーメント(mm ⁴)	1.34E+11	1.32E+11
橋脚の高さ(mm)	8260	8260
偏心率e/h	0.6	0.6
圧縮軸力(MN)	17.1	13.3
ヤング係数(GPa)	206	206
降伏応力(MPa)	389	385
ひずみ硬化係数	0.01	0.01
降伏曲げモーメント(tfmm)	53.2	53.5
降伏水平荷重(MN)	6.44	6.47
降伏水平変位(mm)	43.9	44.9
固有周期(s)	0.698	0.619
減衰定数	0.05	0.05
入力地震波	JR-Takatori(N-S)	JR-Takatori(N-S)

表 付 4.8.4 免震支承を有する橋脚の解析モデルの諸量

	Case1	Case2
フランジ幅(mm)	1690	1690
等価ウェブ幅(mm)	1580	1580
等価フランジ板厚(mm)	44.1	44.1
等価ウェブ板厚(mm)	53.2	53.2
断面積(mm ²)	317000	317000
断面2次モーメント(mm ⁴)	1.33E+11	1.33E+11
橋脚の高さ(mm)	8260	8260
圧縮軸力(MN)	21.3	21.3
ヤング係数(GPa)	206	206
降伏応力(MPa)	389	389
ひずみ硬化係数	0.01	0.01
降伏曲げモーメント(MNm)	50.7	50.7
降伏水平荷重(MN)	6.13	6.13
降伏水平変位(mm)	42.2	42.2
ばね定数(N/m)	145	145
固有周期(s)	1.92	1.41
減衰定数	0.05	0.05
入力地震波	JR-Takatori(N-S)	JR-Takatori(N-S)
免震支承の1次剛性(MN/m)	28.0	61.8
免震支承の2次剛性(MN/m)	6.35	15.1
免震支承の降伏荷重(MN)	2.77	1.05

付 4.9 KU の解析手法の概要（地震応答解析）

1. 概要

本解析では、はり要素と M- ϕ 関係を用いた弾塑性地震応答解析を行っている。

2. 解析理論と内容

2.1 解析の概要

解析コードは TDAP III ver.2.00 [アーク情報システム,1998] を利用している。解析モデルは図 付 4.9.1 のとおりであり要素は 2次元非線形はり要素を用いて部材長方向を 8 分割している。なお有限変位とせん断変形に関する影響は無視している。

2.2 復元力モデル

橋脚の復元力モデルとしての M- ϕ 関係は図 付 4.9.1 のような硬化型バイリニアとした。弾性限界点を $(1.1M_y, 1.1\phi_y)$ とし、2次勾配については既往の文献において提案されている H- δ 関係 [建設省土木研究所他,1997] を、鋼製橋脚の耐震設計マニュアル [日本橋梁建設協会,1998] を用いて図 付 4.9.2 のように M- ϕ 関係に換算して求めた。得られた M- ϕ 関係は表 付 4.9.1 に示されている。ここで α 、 μ は図 付 4.9.2 に示される諸値である。

2.3 減衰

減衰は質量比例型とし、1次モードに対する減衰定数を 0.05 としている。

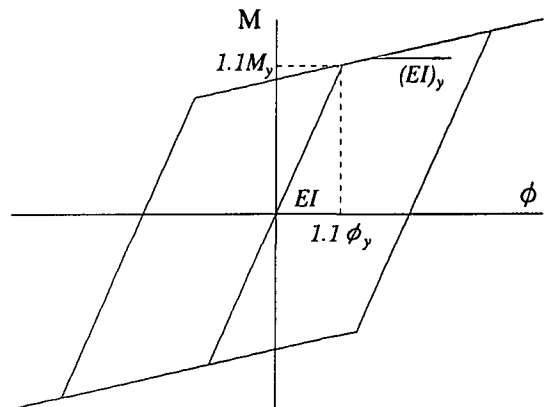


図 付 4.9.1 曲げモーメント-曲率曲線

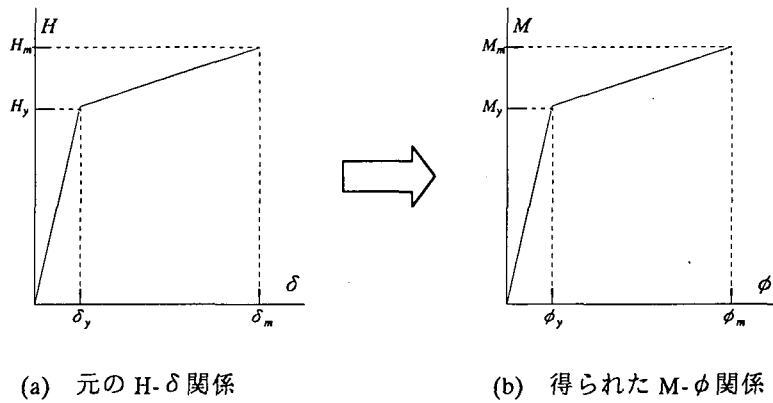


図 付 4.9.2 曲げ-曲率曲線

表 付 4.9.1 解析における M-φ 関係

復元力モデル	供試体	箱形断面		パイプ断面		
		薄肉 No.13	厚肉 S2-35-35- HJ05JRT-2	薄肉 No.13	薄肉 No.12	厚肉 No.19
元の H-δ 関係	$H_y (\times 10^6, \text{N})$	9.35	6.60	6.31	6.27	6.60
	$\delta_y (\text{m})$	0.0888	0.0603	0.0717	0.0711	0.0580
	$\mu = \delta_m / \delta_y$	3	7.5	2.2	2.2	4.0
	$\alpha = H_m / H_y$	1.4	1.8	1.45	1.45	1.6
得られた M- φ 関係	$1.1M_y (\times 10^8 \text{N}\cdot\text{m})$	1.41	0.674	0.990	0.993	1.05
	$1.1\phi_y (\times 10^{-3} \text{m}^{-1})$	1.25	1.43	1.03	1.03	0.847
	$(EI)_y / EI$	0.045	0.052	0.107	0.107	0.070

2.4 時間間隔

本解析では時間間隔をある程度細分することにより不つりあい力は小さくなるものと仮定して各ステップでの収束計算は省略している。ここでは時間間隔を 0.002sec として解析を行っているが、収束に関する確認はなされている。

付 4.10 C 社の解析手法とプログラムの内容（単柱式橋脚の時刻歴解析）

1. 概要

この解析法は剪断変形（せん断応力とせん断ひずみの関係を弾性としている）を考慮したはり要素を用い、材料の非線形性を考慮した骨組の動的な非線形解析である。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

使用プログラムは土木・建築向け汎用 3 次元動解析プログラム「TDAPⅢ」を用いた（開発元：大成建設㈱、㈱アーク情報システム）。

2.1 要素の種類

せん断変形を考慮した Mindlin はり要素（Timoshenko 要素に相当するもの）を用いた。

2.3 解析手順

解析は以下の手順で行った。

- ① 軸圧縮力による自重計算
- ② 加速度入力による鋼製橋脚の動的解析

2.4 減衰

道路橋示方書の規定に従い橋脚の減衰定数は0.05とした。減衰マトリックス[C]はレーリー減衰タイプを用いた。レーリー減衰のための比例定数 α 、 β 算出には、弾性固有値解析の結果より、水平方向が卓越する次数（1次および2次）の振動数およびモード減衰（ひずみエネルギー比例型）を用いた。

2.5 検討地震波

HKB（T-R成分）、JMA（N-S成分）、JR-Takatori（N-S成分）

2.6 解析ケース

パイプ断面橋脚：薄肉（No.12）、厚肉（No.13）及び厚肉（No.19）

箱形断面橋脚：薄肉（No.13）及び厚肉（S2-35-35-H[0.5]JRT-2、No.14と呼ぶ）

2.7 橋脚の非線形モデル

鋼製橋脚の材料非線形特性を、曲げモーメントと曲率の関係でモデル化を行った。その過程を以下に示す。

（1）鋼製橋脚の荷重（H）-変位（ δ ）関係を求める。

① 降伏荷重 H_y の算出

$$H_y = \frac{M_y}{h}$$

ここに、 M_y ：降伏モーメント $M_y = \sigma_y \cdot Z \cdot \left(1 - \frac{P}{P_y}\right)$

Z ：断面係数

h ：脚下端から水平力作用位置までの高さ

② 降伏変位 δ_y の算出

$$\delta_y = \frac{H_y}{K} ; \quad \text{ここに、} \quad K = 1 / \left(\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{GA_w} \right)$$

③ 硬化型バイリニアモデルにおける折れ点 δ_y 、 H_y の設定。

道路橋示方書V耐震設計編p.172より、各々、降伏荷重および降伏変位の1.1倍とした。

④ 終局水平耐力 H_m の設定

パイプ断面の場合、“道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（VII）”（平成9年4月）に示した値を用いた。箱形断面の場合、 H_m は名古屋大学で提案されている次式による算定。

$$\frac{H_m}{H_y} = 0.101(R_f \bar{\lambda})^{-1.0} + 0.88 \quad (S = 0.242)$$

⑤ 許容変位 δ_m の設定

パイプ断面の場合、“道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（VII）”（平成9年4月）に示した値を用いた。箱形断面の場合、 δ_m は名古屋大学で提案されている次式による算定結果と δ_y の和とする。

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = 0.00759(R_f \sqrt{\lambda})^{-3.5} + 2.59 \quad (S = 1.32)$$

（2）荷重-変位関係よりモーメント（M）-曲率（ ϕ ）関係の算出

“鋼製橋脚の耐震設計マニュアル”（平成10年11月）の式(7.2.18)より算出する。

2.8 その他

解析時間間隔は $\Delta t=0.002\text{sec}$ とした。

また、解析収束条件は、

- 1) 不釣り合い力の補正は行わないで、次の積分ステップに持ち越す。
- 2) Newton 法を用い、残差エネルギーに基づいて収束判定を行う。即ち、

$$\frac{\|\Delta U_i^T \cdot R_i\|}{\|\Delta U_i^T \cdot \Delta f_i\|} \leq 1.0 \times 10^{-5}$$

ただし、 R_i は不釣り合い力ベクトル、 ΔU_i は増分変位ベクトル、 Δf_i は積分ステップ i における増分荷重ベクトルと全積分ステップから持ち越した残差力ベクトルの和を表す。

付 4.11 NU の D-Model による鋼製橋脚の時刻歴解析の概要

1. 概要

この解析手法は、上部構造の慣性力作用位置に質点を有し、橋脚をバネ要素で表現した 1 質点 1 自由度系に対して弾塑性地震応答解析を行うものである。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

解析に用いたプログラムは、鋼製橋脚の地震応答解析用に名古屋大学で作成され、Fortran で組まれたものである。

2.2 要素の種類

上部構造の慣性力作用位置と橋脚基部との間に橋脚の復元力特性を示すバネ要素を使用している（図付 4.11.1 参照）。

2.3 集中質量（図付 4.11.1 参照）

集中質量は、上部構造の慣性力作用位置に配置し、上部構造重量と橋脚重量の 30% に相当する質量を有している。

2.4 橋脚の復元力モデル（[金田一ら, 1998] [Liu et al., 1999]）

1) Damage Index

Damage Index D は、無損傷で $D = 0$ 、想定破壊点で $D = 1$ となるように定めた指標である。想定破壊点は、ここでは、単調荷重において水平荷重がピーク後に降伏荷重となる点としている。

2) 骨格曲線（図付 4.11.2 参照）

骨格曲線は、劣化域剛性を持たないトリリニア型である。硬化域剛性は、弾性剛性の α 倍とする。 α は、単調荷重試験から得られた水平荷重 - 水平変位曲線において、最大荷重点までのエネルギー吸収量が、骨格曲線によるエネルギー吸収量と一致するように定める。

3) 強度低下と剛性低下

繰り返し荷重が進むに連れて、強度と弾性剛性が低下することを、Damage Index D により次式で表現する。

$$H_r = H_{in} \left(\frac{H_y}{H_{in}} \right)^D, \quad K = K_1 \left(\frac{H_y}{H_{in}} \right)^D \quad (\text{付 4.11.1}), (\text{付 4.11.2})$$

ここで、 H_r = 現強度、 K = 現弾性剛性である。なお、 H_{in} = 無損傷時の強度である。

4) 履歴法則

除荷域剛性は弾性剛性とし、半サイクル終了時に Damage Index D から、式(付 4.11.1)、(付 4.11.2) により、次のサイクルの弾性剛性、強度を算定する。

骨格曲線は、劣化域剛性を持たないので、局部座屈等による劣化域を表現するため、現時点でのサイクルの最大水平変位 $\delta_{\max,j}$ が過去の最大水平荷重を越える場合には、過去の最大水平変位となった段階で Damage Index D を算定し、水平荷重を低下させ、以降折り返し点まで水平荷重は、式(付 4.11.1)により低下させながら進む。なお、過去の最大水平変位を越えない場合には、劣化域剛性は表現せず、通常の履歴法則に準ずる。

2.5 復元力モデルに必要となるパラメータ

1) 箱形断面橋脚 (T形)

Damage Index: D

$$D = (1 - \beta) \sum_{j=1}^{N_1} \left(\frac{\delta_{\max,j} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c + \beta \sum_{i=1}^N \left(\frac{E_i}{H_y (\delta_u - \delta_y)} \right)^c \quad (\text{付 4.11.3})$$

ただし、 $\beta = 0.11$ 、 c は繰り返し実験より算定。

硬化域剛性

α は単調載荷実験から算定。

2) パイプ断面橋脚 (T形)

Damage Index: D

$$D = (1 - \beta) \sum_{j=1}^{N_1} \left(\frac{\delta_{\max,j} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c + \beta \sum_{i=1}^N \left(\frac{E_i}{0.5(H_y + H_{\max,1})(\delta_u - \delta_y)} \right)^c \quad (\text{付 4.11.4})$$

ただし、 $\beta = 0.27$ 、 $c = 1.69 \bar{\lambda} + 0.93$

硬化域剛性

$$\alpha = \left(\frac{0.081}{R_t} \right)^{3.93} \bar{\lambda}^{0.01R_t^{-2}} + 6.3R_t - 0.1 \quad (\text{付 4.11.5})$$

3) パイプ断面橋脚 (逆L形)

Damage Index: D

T形パイプ断面橋脚と同様。

硬化域剛性

T形パイプ断面橋脚と同様。

2.6 逆L形鋼製橋脚の場合の特記事項

逆L形鋼製橋脚の解析は、偏心荷重による付加モーメントの影響を制御することにより、T形鋼製橋脚用の復元力モデルを使用することができるため、それに従っている。詳しくは文献[高ら、1998]を参考にしている。具体的には、

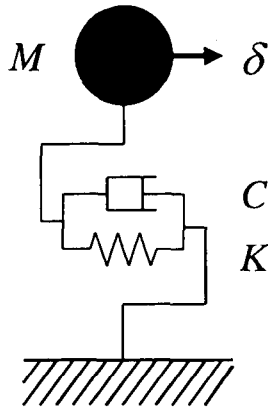
$$\delta_e = \delta_c + \frac{\delta_0}{3} \quad (\text{付 4.11.6})$$

$$H_e = H_c - \frac{M_0}{h} \quad (\text{付 4.11.7})$$

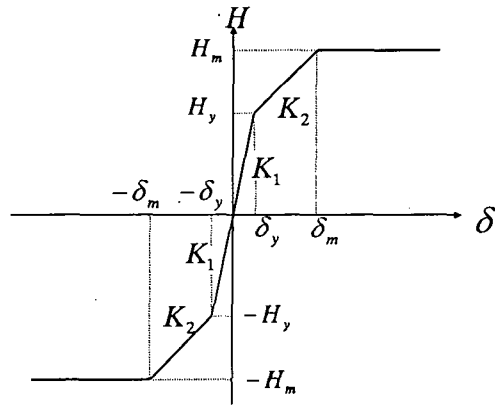
に従って、T形橋脚時の水平変位、水平荷重を求め、復元力モデルに代入する。

2.7 その他

解析時間間隔は、 $\Delta t = 0.01 \text{sec}$ とした。



図付 4.11.1 1自由度系モデル



図付 4.11.2 橋脚復元力特性（骨格曲線）

付 4.12 NU の 2-para Model による鋼製橋脚の時刻歴解析の概要

1. 概要

この解析手法は、上部構造の慣性力作用位置に質点を有し、橋脚をバネ要素で表現した1質点1自由度系に対して弾塑性地震応答解析を行うものである。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

解析に用いたプログラムは、鋼製橋脚の地震応答解析用に名古屋大学で作成され、Fortran で組まれたものである。

2.2 要素の種類

上部構造の慣性力作用位置と橋脚基部との間に橋脚の復元力特性を示すバネ要素を使用している（図付 4.11.1 参照）。

2.3 集中質量（図付 4.11.1 参照）

集中質量は、上部構造の慣性力作用位置に配置し、上部構造重量と橋脚重量の 30%に相当する質量を有している。

2.4 橋脚の復元力モデル（〔鈴木ら，1996〕〔Liu et al., 1999〕）

1) 骨格曲線（図付 4.12.1 参照）

骨格曲線は、劣化域剛性を持つトリリニア型である。硬化域剛性は、降伏点と最大荷重点とを結ぶことで決定する。劣化域剛性は、繰り返し実験、数値解析から得られる経験式より算定する。

2) 履歴法則

除荷域剛性および次回の半サイクルの弾性剛性は、直前の半サイクルまでの履歴吸収エネルギー量によって初期弾性剛性から低下させる。その際に次式、

$$\frac{K}{K_1} = 1 - \frac{1}{\alpha} \ln \left(\frac{\sum E_i / E_e}{100} + 1 \right) \quad (\text{付 4.12.1})$$

によって低下させる。ここで、 α は、幅厚比パラメータ（あるいは、径厚比パラメータ）で表される係

数であり、 E_i = 各半サイクルでの吸収エネルギー量、 E_e = エネルギー吸収量の基本単位 ($= \frac{1}{2} H_y \delta_y$)

である。

強度劣化は、過去に受けた最大変位によって分類する。劣化域を経験した場合、次回のサイクルでの硬化域で目指す変位および荷重は、

$$\delta_{\max}' = \delta_{\max} + d\delta \quad (\text{付 4.12.2})$$

$$d\delta = \beta \cdot E_i / H_{\max} \quad (\text{付 4.12.2})$$

によって得られる変位, および骨格曲線上でその変位 δ_{\max}' を示す荷重とする. ただし, 過去に経験した最大変位点を越える場合には, その最大変位点で劣化域に入り, その最大変位点および荷重を通るように骨格曲線を変更する.

2.5 復元力モデルに必要なパラメータ

1) 箱形断面橋脚 (T形)

α, β

$$\alpha = \frac{1}{R_f - 0.085} + 0.802 \quad (\text{付 4.12.3})$$

β は, 無補剛断面で 0.10~0.26, 補剛断面で 0.10~0.15 である.

降伏荷重の変更

細長比パラメータ, 幅厚比パラメータによって, 3つのタイプに分類される. 詳細は, 文献[鈴木森品, 1996]を参照されたい.

2) パイプ断面橋脚 (T形)

α, β

$$\alpha = \frac{1}{7.36R_t} \quad (\text{付 4.12.4})$$

$$\beta = \frac{1}{3}(5R_t + 0.25) \quad (\text{付 4.12.5})$$

降伏荷重の変更

次の半サイクルにおける降伏荷重 H_y' は, 折り返し時の荷重が硬化域の場合, 折り返し時の荷重を H_0 として,

$$H_y' = H_y + \gamma(H_0 - H_y) \quad (\text{付 4.12.6})$$

で表す. 折り返し時の荷重が劣化域の場合には, 降伏荷重 H_y よりも大きいかどうかによって決定され, 折り返し時の荷重を H_1 として,

$$H_y' = K\delta_y + \gamma(H_1 - H_y) \quad (H_1 > H_y \text{ のとき}) \quad (\text{付 4.12.7})$$

$$H_y' = K\delta_y \quad (H_1 \leq H_y \text{ のとき}) \quad (\text{付 4.12.8})$$

で表す. ここで,

$$\gamma = 1.2 - 10R_t \quad (0 \leq \gamma \leq 1) \quad (\text{付 4.12.9})$$

である.

2.6 その他

解析時間間隔は, $\Delta t = 0.01 \text{sec}$ とした.

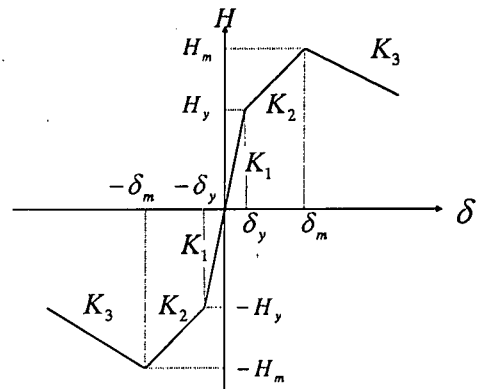


図 付 4.12.1 橋脚復元力特性 (骨格曲線)

付 4.13 UU の解析手法とプログラムの内容(1 自由度系モデルによる T 形橋脚の時刻歴解析用)

1. 概要

単柱式鋼製橋脚の橋脚をせん断ばねにモデル化し、上部構造質量のみを考慮した 1 自由度系モデルの弾塑性地震応答解析プログラムである。数値積分にはニューマークの β 法 ($\beta=1/4$) を、非線形解析法には、修正ニュートンラフソン法を用いている。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

自作プログラム

2.2 要素の種類

鋼製橋脚をせん断ばねにモデル化している。

2.3 集中質量

上部構造の集中質量のみを考慮している。

2.4 減衰

減衰定数 0.05 を仮定している。

2.5 橋脚の復元力モデル

橋脚ばねの復元力特性は移動硬化バイリニア型であり、初期のばね定数は、与えられた降伏水平荷重 H_y を降伏水平変位 δ_y で除した値とし、計算上の降伏変位は、その降伏水平変位 δ_y の 1.1 倍の値としている。また、2 次勾配は、文献に示されている最大荷重点とモデル化した降伏点を直線で結ぶことによって算定している。つまり、No.12 では $H_u = 1.45H_y$ 、 $\delta_u = 2.2\delta_y$ 、No.19 では $H_u = 1.6H_y$ 、 $\delta_u = 4.0\delta_y$ と $1.1H_y$ および $1.1\delta_y$ を結ぶ直線の勾配としている [建設省土木研究所, 1997]。

2.6 その他

解析時間間隔は $\Delta t=0.01s$ とした。なお、解析に用いた諸量を表 付 4.13.1、表 付 4.13.2 に示す。

表 付 4.13.1 パイプ断面橋脚の解析モデルの諸量

	No.13	No.12	No.19
断面の外径(mm)	3200	3200	3200
板厚(mm)	38.0	37.7	48.8
断面積(mm ²)	377000	374000	483000
断面2次モーメント(mm ⁴)	4.72E+11	4.68E+11	5.99E+11
橋脚の高さ(mm)	14400	14400	14400
圧縮軸力(MN)	14.5	14.5	27.0
ヤング係数(GPa)	206	206	206
降伏応力(MPa)	34.6	34.8	30.9
降伏水平荷重(MN)	6.30	6.28	6.58
降伏水平変位(mm)	71.7	71.1	58.8
ばね定数(MN/m)	88.0	88.2	109
2次勾配	0.318	0.318	0.172
1自由度系の降伏変位(mm)	78.9	78.2	64.7
固有周期(s)	0.814	0.813	0.984
減衰定数	0.05	0.05	0.05
入力地震波	1.5*HKB	HKB	JMA

表 付 4.13.2 箱形断面橋脚の解析モデルの諸量

	No.13	S2-35-35-H[0.5]JRT-2
フランジ幅(mm)	3500	2670
等価ウェブ幅(mm)	2340	1790
等価フランジ板厚(mm)	51.0	52.0
等価ウェブ板厚(mm)	61.0	65.0
断面積(mm ²)	643000	511000
断面2次モーメント(mm ⁴)	6.42E+11	2.99E+11
橋脚の高さ(mm)	14800	11100
圧縮軸力(MN)	22.0	22.8
ヤング係数(GNm)	206	206
降伏応力(MN/m)	309	300
降伏水平荷重(MN)	9.35	6.60
降伏水平変位(mm)	88.8	60.3
ばね定数(MN/m)	105	109
2次勾配	0.158	0.158
1自由度系の降伏変位(mm)	97.7	66.3
固有周期(s)	0.916	0.917
減衰定数	0.05	0.05
入力地震波	1.5*HKB	JRT

付 4.14 B 社の一自由度系硬化型バイリニアモデルの概要

本解析モデルについては、本報告書の第 6 章 6.2.3 の節に示しているので詳細は、割愛する。ベンチマークの解析概要は以下の通り、

1. 使用プログラム

自社作成プログラムを使用した。本プログラムは鉄鋼 5 社で使用している 1 質点バネマスモデルのプログラムを一部変更しているが、結果は同じことを確認。

2. 解析モデル

バネ質点の 1 自由度系モデル。橋脚をバネ要素とし、上部工重量を集中質量で扱う。

3. 復元力モデル

橋脚の復元力モデルは、一般的な移動硬化型バイリニアモデルを使用した。その際、バイリニアの剛性には、下記の 2 種類の提案式を使用した。

- ① 新技術小委員会の提案式 [鋼構造新技術小委員会, 1996]
- ② 名大の提案式 [葛ら, 2000]

上式に関しては、本報告書第 6 章 6.2.3 節に示している。

4. 時間増分

解析における時間増分は 0.01 秒としている。

5. 減衰定数

質量比例型の粘性減衰 (0.05) を採用した。ただし、1 質点系なので剛性比例も質量比例も変わらない。

6. その他

最もオーソドックスな線形加速度法を用いており、解析のステップの中で生じる残差を残したままとなるため、精度は幾分劣る可能性がある。

付 4.15 D 社の解析手法とプログラムの内容（鋼製橋脚の時刻歴応答解析）

1. 概要

この解析方法は橋脚頂部に質量を有し、橋脚をバネ要素としてモデル化した一質点系バネモデルによる弾塑性地震応答解析である。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

このプログラムは、3次元橋梁の地震応答解析を行う目的で、D社が開発した Fortran 用のプログラムである。

2.2 積分手法

時刻歴応答解析手法は、Newmark の β 法を適用した。本解析では、 $\beta=0.25$ （線形加速度法に相当）を使用した。

2.3 収束計算方法

材料の非線形化に伴う不釣り合い力の計算方法には、Newton-Raphson 法を使用した。収束は、残差力の絶対値で判定し、許容値として 0.1kgf を与えた。

2.4 質量

集中質量を、橋脚頂部に 1 点に設けた。

2.5 減衰

質量比例減衰を適用した。減衰比 h として、 $h=0.05$ を与えた。

2.6 橋脚の復元力モデル

橋脚の復元力特性には、バイリニア型の骨格曲線を適用した。弾性域および塑性域の剛性値の決定方法は、「道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告書(VII)」に準拠した。硬化則には、移動硬化則を適用し、除荷時は弾性剛性とした。

2.7 解析時間間隔

解析時間間隔 Δt は、 $\Delta t=0.001\text{sec}$ とした。

付 4.16 NU の解析手法とプログラムの内容（免震支承を有する鋼製橋脚の時刻歴解析）

1. 概要

この解析方法は橋脚頂部と上部構造に質点を有する 2 質点 2 自由度系にモデル化し、橋脚、免震支承にバネ要素を用いて、弾塑性地震応答解析を行っている。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

このプログラムは免震橋脚の地震応答解析を行う目的で名古屋大学が作成した Fortran 用のプログラムである。

2.2 要素の種類

免震支承、橋脚ともバネ要素としている（図 付 4.16.1 参照）。

2.3 集中質量

集中質量は、橋脚頂部と上部構造の 2 点に設け、橋脚張部の集中質量は橋脚全体の質量の 30% とした（図 付 4.16.1 参照）。

2.4 減衰

道路橋示方書〔日本道路協会，1996〕の規定に従い橋脚の減衰定数を $\xi_p=0.05$ 、免震支承の減衰定数は $\xi_B=0.00$ とした。減衰マトリックス[C]は Wilson, Penzien らが提案した減衰マトリックス〔Paz, 1990〕を採用し、その際のモード別減衰定数は、ひずみエネルギー比例型減衰定数とした。

2.5 支承の復元力モデル

免震支承の復元力モデルは一般的な移動硬化型バイリニアモデルとした。

2.6 橋脚の復元力モデル

橋脚の復元力モデルは、名古屋大学で開発された2パラメータモデルを使用している。

2パラメータモデルは、図付4.16.2に示すように鋼製橋脚の繰り返し載荷による除荷域の剛性低下や強度劣化を考慮したモデルであり、任意の地震動に関して精度良く弾塑性地震応答解析を行うことができる〔鈴木ら，1996〕。また、このモデルの骨格曲線はトリリニア型である。以下にそのパラメータの決定方法を示す。

初期剛性 $K_{1,P}$

初期剛性 $K_{1,P}$ は、曲げとせん断の影響を考慮した以下の式により求める。

$$K_{1,P} = 1 / \left(\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{2GA_w} \right) \quad (\text{付 4.16.1})$$

ここで、 I =中立軸回りの断面2次モーメント、 E =鋼材の弾性係数、 h =橋脚の高さ、 G =鋼材のせん断弾性係数、 A_w =ウェブ板断面積である。初期降伏荷重 $H_{y,P}$ は、フランジ板の局部屈曲を考慮したはり-柱の極限強度照査式より求めた。また、降伏変位変位は $\delta_{y,P}$ は、初期降伏荷重 $H_{y,P}$ を初期剛性 $K_{1,P}$ で除した値を用いた。

硬化域剛性 $K_{2,P}$

まず、硬化域剛性 $K_{2,P}$ を求めるために最大荷重 $H_{m,P}$ と、そのときの変位 $\delta_{m,P}$ を求める必要がある。ここでは文献〔鋼構造新技術小委員会，1996〕に示される、以下の推定式を用いる。

$$\frac{H_{m,P}}{H_{y,P}} = 0.101(R_f \cdot \bar{\lambda})^{-1.0} + 0.880 \quad (\text{付 4.16.2})$$

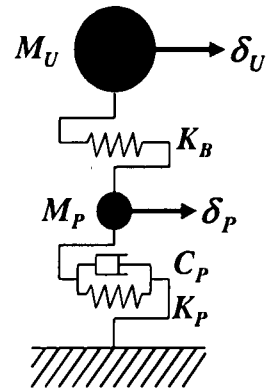
$$\frac{\delta_{m,P}}{\delta_{y,P}} = 0.00759(R_f \cdot \sqrt{\bar{\lambda}})^{-3.5} + 2.59 \quad (\text{付 4.16.3})$$

この値を用いて幾何学的に硬化域剛性 $K_{2,P}$ を求める。

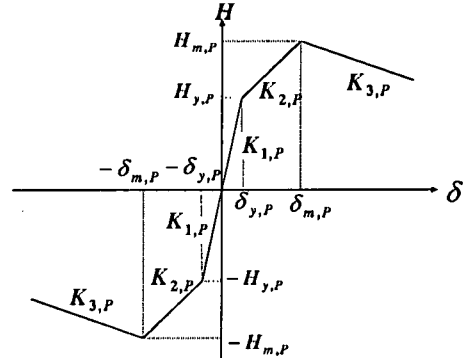
$$K_{2,P} = \frac{H_{m,P} - H_{y,P}}{\delta_{m,P} - \delta_{y,P}} \quad (\text{付 4.16.4})$$

劣化域剛性 $K_{3,P}$

劣化域剛性は、以下の式により算出する。



図付4.16.1 2質点2自由度系



図付4.16.2 橋脚復元力の骨格曲線

$$K_{3,P} = -0.278 \left(10 - \frac{\gamma}{\gamma^*}\right) R_f^2 \left(0.1 + \frac{P}{P_y} \bar{\lambda}\right) \frac{H_{y0,P}}{\delta_{y0,P}} \quad (\text{付 4.16.5})$$

$$H_{y0,P} = M_{y,P} / h \quad (\text{付 4.16.6})$$

$$\delta_{y0,P} = \frac{H_{y0,P} h^3}{3EI} \quad (\text{付 4.16.7})$$

ここで、 $M_{y,P}$ は鋼柱の降伏モーメントである。また、式(付 4.16.5)の適用範囲は、

$$1 \leq \gamma/\gamma^* \leq 3 \text{ であり、} 3 \leq \gamma/\gamma^* \leq 5 \text{ では、} \gamma/\gamma^* = 3$$

とする。

2.7 その他

解析時間間隔は $\Delta t = 0.001 \text{sec}$ とした。また、この解析では、免震支承による $P-\Delta$ 効果は考慮していない。

付 4.17 E 社の解析手法とプログラムの内容（鋼製橋脚の時刻歴応答解析）

1. 概要

この解析方法は橋脚頂部に質量を有し、橋脚をバネ要素としてモデル化した質点系バネモデルによる弾塑性地震応答解析である。

2. 解析理論とプログラムの内容

2.1 プログラムの種類

このプログラム（DYNA2E）は、（株）CRC 総合研究所が開発した立体骨組解析プログラムである。本プログラムは以下の解析が可能である。

- (1) 固有値解析
- (2) 動的応答解析（線形、非線形）
- (3) 静的解析（線形、非線形）
- (4) スペクトル計算

2.2 積分手法

時刻歴応答解析手法は、Newmark- β 法を適用し、 $\beta = 0.25$ とした。

2.3 収束計算方法

材料の非線形特性に伴う不平衡力を残差荷重として次ステップに加え、剛性変化時に積分時間間隔を細分割化（4分割）した。また、不平衡力を少なくするため収束計算（4回）を行った。

2.4 質量

載荷質量は集中質量とし、橋脚頂部（1点）に載荷した。

2.5 減衰

歪みエネルギー比例減衰とし、 $h = 0.05$ とした。

2.6 橋脚の復元力モデル

橋脚に対する復元力特性には、バイリニア型の骨格曲線を適用した。弾性域および塑性域の剛性値の決定方法は、「道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告書（VII）」に準拠した。硬化則には、移動硬化則を適用し、除荷時は弾性剛性とした。

2.7 解析時間間隔

解析時間間隔 Δt は、 $\Delta t = 0.002 \text{sec}$ とした。

参考文献

- [マトリックス構造解析の基礎理論] J. S. ツエムニスキー, 培風館.
- [Paz, 1990] Paz, M.: Structural Dynamics(2nd. ed.), Theory and Computation, Van Nostrand Reinhold, 1990.
- [Crisfield et al., 1991] Crisfield, M. A. : Nonlinear Finite Element Analysis of Solids and Structures, Vol. 1: Essentials, John Wiley & Sons, 1991.
- [後藤ら, 1991] 後藤芳顯, 吉光友雄, 小畑誠, 西野文雄: 平面骨組の有限ひずみ・有限変位理論に収束する2種類の数値解析法と精度特性, 土木学会論文集, No.428/I-15, pp.67-76, 1991.
- [後藤ら, 1994] 後藤芳顯, 宮下敏: 平面骨組の弾塑性分岐挙動の解析法と初期曲げを受ける剛結門型骨組の座屈特性, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.283-294, 1994.
- [Goto et al., 1995a] 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.
- [Goto et al., 1995b] Goto, Y. and Miyashita, S. : Validity of classification systems of semi-rigid connections, Engineering Structures, Vol.17, 1995.
- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V・耐震設計編, 丸善, 1996.
- [鋼構造新技術小委員会, 1996] 土木学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, 1996.7.
- [鈴木ら, 1996] 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏: 箱形断面鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10.
- [鋼構造新技術小委員会, 1996] 鋼構造新技術小委員会: 最終報告書(耐震設計に関する研究), 1996.
- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996.12.
- [建設省土木研究所, 1997] 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告書(VII), 1997.
- [後藤ら, 1997] 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.
- [後藤ら, 1998] 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.
- [Li et al., 1998] 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.
- [アーク情報システム, 1998] アーク情報システム: TDAPⅢ Ver.2.00 使用手引書, 1998.3.
- [日本橋梁建設協会, 1998] 日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の耐震設計マニュアル, 1998.11.
- [高ら, 1998] 高聖彬, 葛漢彬, 宇佐美勉: 逆L形鋼製橋脚の繰り返し弾塑性解析, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.165-172, 1998年11月.
- [金田一ら, 1998] 金田一智章, 宇佐美勉, Satish Kumar: Damage Indexに基づく鋼製橋脚の復元力特性, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.667-678, 1998.3.
- [Liu et al., 1999] Liu, Q.Y., Kasai, A. and Usami, T.: Parameter identification of damage-based hysteretic model for pipe-section steel bridge piers, J. of Struct. Eng., Vol.45A, pp.1005-1016, 1999.3.
- [Liu et al., 1999] Liu, Q.Y., Kasai, A. and Usami, T.: Comparative study of four hysteretic models for pipe-section steel bridge piers, Struct. Mech./Earthquake Eng., JSCE, No.633/I-49, pp.11-24, 1999.10.
- [葛ら, 2000] 葛漢彬, 宇佐美勉, 高聖彬: 鋼製補剛箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.109-118, 2000.3.