

# 繰り返し載荷時の挙動を簡易化した 鋼製箱形断面橋脚の解析手法の開発

磯江暁<sup>1</sup>・大南亮一<sup>2</sup>・吉川孝男<sup>3</sup>・岸田和人<sup>4</sup>・石毛立也<sup>5</sup>

<sup>1</sup> 正会員 工博 川崎重工業(株) 鉄構(事) 橋梁技術総括部(〒136 東京都江東区南砂2-11-1)

<sup>2</sup> 正会員 工博 川崎重工業(株) 明石技術研究所強度研究部(〒673 明石市川崎町1-1)

<sup>3</sup> 工博 川崎重工業(株) 明石技術研究所強度研究部(〒673 明石市川崎町1-1)

<sup>4</sup> 正会員 工修 川崎重工業(株) 明石技術研究所強度研究部(〒673 明石市川崎町1-1)

<sup>5</sup> 正会員 工修 川崎重工業(株) 鉄構(事) 橋梁技術総括部(〒136 東京都江東区南砂2-11-1)

地盤荷重下での鋼製箱形断面橋脚の非線形挙動(座屈・座屈後弾塑性挙動など)を求める場合、構造全体を板シェル要素に分割してFEM解析することは計算時間がかかりすぎ実用的ではない。そこで、鋼製箱形断面橋脚の非線形挙動を、3次元梁モデルを用いて短時間で精度良く計算する手法を開発した。この手法では、鋼製箱形断面橋脚の座屈あるいは降伏後の柱の縮み量と水平耐力の間に、荷重履歴に影響されない関係があることに注目し、鋼製箱形断面橋脚の座屈あるいは降伏後の剛性を一方向載荷時の挙動から推定している。本論文では、箱形断面橋脚の座屈後あるいは降伏後の梁要素としての剛性評価方法を示すとともに、繰り返し荷重下での橋脚の挙動について解析を行い、シェル要素を用いたFEM解析結果との比較より、本手法の有用性を示す。

**Key Words:** aseismatic capacity, 3 dimensional beam element, steel box column pier, elasto-plasticity, earthquake resistant design

## 1. はじめに

H7年の兵庫県南部地震において多くの鋼構造物が被害にあったが、その中には多くの鋼製橋梁が含まれていた<sup>1),2),3)</sup>。被害の原因としては、地震により受けた力が設計時に見込んだ地震力より大幅に大きかったことがまず挙げられる。このことから、その後出された復旧に係わる仕様<sup>4)</sup>や土木学会<sup>5)</sup>の提言では、従来から設計時に見込んでいた地震力をレベル1の地震動として今後も考慮し、これに加えて兵庫県南部地震クラスの地震をレベル2の地震動として新たに設け、これに対する安全性を確保することを要求している。

本論文の対象とした鋼製箱形断面橋脚においては、レベル2の地震動に対して常に弹性応答に終始するような剛性の高いものを造ることは経済性的観点から現実的でないため、塑性化を許容した設計法の考えを導入し「塑性化しても崩壊しない性能」を持たせることが重要になり、いわゆる保有耐力の評価法の開発とその確保が重要な課題となっている。

過去の研究では、ガーダーや箱形断面柱を対象とした補強板の強度は盛んに研究されており枚挙にいとまがない<sup>6),7)</sup>。しかし、これらの研究成果を鋼製橋脚の地震時の保有耐力評価に直接適用するのは難しく、何らかの手法の検討が必要である。宇佐美ら<sup>8),9)</sup>は、鋼製橋脚の繰り返し荷重下での崩壊挙動を多くの実験に基づいて明ら

かにしており、それらは今回鋼製橋脚の保有耐力を数値計算により求める方法を考える上で道しるべとなっている。また鈴木は<sup>10)</sup>実験結果を検討し、繰り返し挙動を厳密にシミュレーションできる1自由度モデルの開発を試みている。この他鋼製箱形断面橋脚に関する研究は最近盛んに行われ、高橋<sup>11)</sup>、田嶋<sup>12)</sup>、才塚<sup>13)</sup>、末田<sup>14)</sup>の実験研究、沈ら<sup>15)</sup>のFEM解析研究、米倉ら<sup>16)</sup>の2フランジモデルによる簡易解析法など、一方向載荷時の挙動についてはかなり明らかになってきている。著者らも宇佐美の研究<sup>17)</sup>を参考に鋼製橋脚を1自由度にモデル化し、動的応答から横リブ補強の有効性を検討している<sup>18)</sup>。

しかし、鋼製橋脚の多くは首都を始めとする都市の市街地に集中しており、これらの多くは他の構造物の間を縫うように走っており、耐震性を論じる上で複数橋脚の連成などの3次元的挙動が無視できないと思われる。このような事情に立って、著者らは水平2方向に載荷した場合の橋脚の3次元弾塑性挙動を、簡易的に扱うことのできる梁モデルの開発研究を実施した。

## 主要な記号

$(X, Y, Z)$	: 全体座標
$(x, y, z)$	: 局所座標
$(H_x, H_y, W)$	: 柱頂点に負荷する力
$(\delta_x, \delta_y, \delta_z)$	: 柱頂点の変位
$N, S$	: 箱形断面を構成する板パネル(以下)

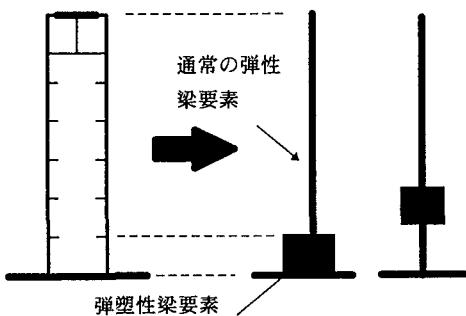


図-1 柱のモデル化

- 板と呼ぶ) の鉛直方向断面力および剪断力  
 $N_{max}, N_{max}, S_{max}$  : 板に圧縮力、引張力または  
 剪断力が単独で作用した場合の最大耐力  
 $N_y$  : フランジの初期最大引張耐力  
 $u, v$  : 板代表点の面内鉛直、水平方向変位  
 $u_e, v_e$  :  $u, v$  の弾性変形成分  
 $u_p, v_p$  :  $u, v$  の塑性変形成分  
 $[Ke]$  : 板の弾性変形に関する剛性マトリックス  
 $[K]$  : 板の接線剛性マトリックス  
 $\Delta$  : 板の剪断によるゆがみを加味した軸方向縮み (以下相当塑性変位と呼ぶ)  
 $\Delta_{max}$  : 過去に経験した  $\Delta$  の最大値  
 $h(\Delta_{max}) (= N_{max})$  : 板の最大圧縮耐力  
 $f$  : 塑性ポテンシャル  
 $\{f\}$  :  $\{\partial f / \partial N, \partial f / \partial S\}^T$   
 $\{j\}$  :  $\Delta$  の増分を計算するための係数ベクトル  
 $[\tilde{K}_e]$  : 剛性  $[Ke]$  の劣化を考慮するマトリックス  
 $[K_p]$  : 塑性化による剛性変化を表すマトリックス  
 $\eta$  :  $1/2(1+\nu)$  ( $\nu$  : ボアソン比)  
 $k_{eo}$  : 板の鉛直方向の初期剛性  
 $\varsigma$  : 板剛性  $[Ke]$  の低下を支配する係数  
 $g$  : 計算上の変数

変数の前に添字  $d$  が付くものは微小増分を表す。また書式を簡単にするため、断面力ベクトルおよび変位ベクトルは式(1)のように 1 つ目の変数で表す。

$$\{N\} = \{N, S\}^T \quad (1a)$$

$$\{u\} = \{u, v\}^T \quad (1b)$$

## 2. 箱形断面柱の梁へのモデル化

### (1) モデル化の基本的な考え方

宇佐美らの研究グループは鋼製柱が繰り返し水平力を受けて崩壊していく挙動を多くの実験研究により明らかにしている。研究の中に荷重履歴の影響を詳しく調べたものがある<sup>9)</sup>。実験では同じ諸元の柱に対し強制変位の

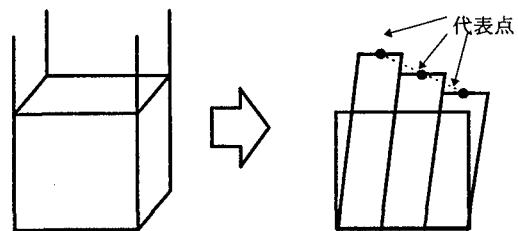


図-2 板の分割と変形

与え方を種々変えて挙動の差異を調べているが、水平力一水平変位関係は載荷履歴によって差異があるものの、柱の縮み量と水平力との関係に差異はなく、単調載荷のものとほぼ一致する結果を示している。これは、箱形断面を構成する各板の崩壊の過程は載荷履歴にかかわらず等しく、基本的には単調載荷時の圧縮フランジの崩壊と同じ挙動であることを示唆していると思われる。この実験モデルは補剛材剛比( $\gamma/\gamma^*$ )が 3 であり十分に補強されている場合であるが、補強の弱い場合はなおさら、圧縮フランジの崩壊が柱の崩壊の要因になると思われる。

本論文では、この実験結果に着目して、箱形断面柱の構成要素である板の圧縮強度を単調載荷の水平力一変位関係から求め、それを基に繰り返し荷重が作用した場合の柱の強度を求める方法を考案している。

ここに提案する方法は、構造全体を地震時に塑性化する可能性のある断面と弾性応答に終始する断面とに分け、後者に対しては従来から使用されている梁要素を、前者に対しては著者らの開発した塑性要素を適用し、全体として解析効率の良いモデル化を行うものである(図-1)。

### (2) モデル化に関する仮定

箱形断面橋脚を等価な塑性梁要素にモデル化するに当たり、箱形断面を構成する各板の変位一強度特性をできるだけ単純なモデルに置換し、それを合成して梁全体としての剛性を求ることとする。モデル化に際し以下の仮定を用いた。

- 箱形断面を構成する各板の変形は、鉛直方向の一様伸びとせん断変形との 2 種類とし、面内曲げの効果は板を複数に分割することにより表す(図-2 参照)。断面保持の仮定は各分割部(以下、板部分と呼ぶ)の代表点(柱断面内にある線分の中央)で成り立つものとする。
- 板断面の代表点の変位( $u$ : 縮み変形に相当する鉛直方向変位,  $v$ : せん断変形に相当する水平方向変位)に伴う反力は、軸方向力  $N$  とせん断力  $S$  の 2 成分とし、それぞれ代表点の変位履歴から決定する。板および板部分の隣接相互間の力の釣り合いは無視する。
- 各板部分の座屈・降伏領域での剛性低下は、次節で定

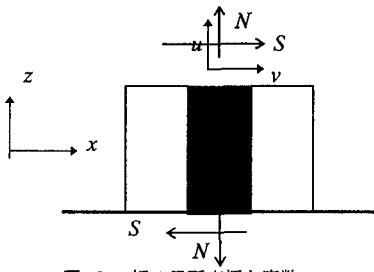


図-3 板の局所座標と変数

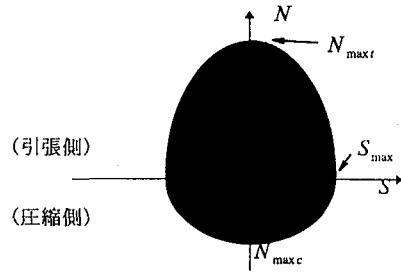


図-4 耐力の相関曲線

義する相当塑性変位  $\Delta$  の増減から決定する。

d) 一度座屈・降伏した板部分の弾性剛性は、面外変形が大きくなるに従い低下する。これを簡易的に考慮するため、弾性剛性も相当塑性変位  $\Delta$  の関数とする。

### 3. 解析方法

#### (1) 基本となる関係式

圧縮力、引張力および剪断力を受ける平板では、圧縮力あるいは剪断力が卓越する場合には、座屈による面外変位の増大に伴い剛性低下が生じたり、さらに塑性化が進行して剛性低下が生じる。また、引張力が卓越する場合には、塑性化の進行により剛性低下が生じる。

これらの剛性低下の挙動を本報では、以下に示すように塑性の取り扱いと同様の手法で取り扱うこととする。

##### a) 変位-断面力関係

箱形断面を構成する板部分は、図-3に示すような面内モデルとして扱う。板部分の剛性を評価する局所座標として図のような下端が固定となるような座標系を定義し、上端の  $z, x$  方向変位をそれぞれ  $u, v$  とする。断面力としては面内の  $z$  方向力 ( $N$ ) およびせん断力 ( $S$ ) のみを考慮し、面内曲げモーメントおよびすべての面外力は無視する。板に対する力の釣り合いは式(2)のように書ける。

$$\{N\} = [Ke]\{\{u\} - \{u_p\}\} = [Ke]\{u_e\} \quad (2)$$

##### b) 最大耐力の相関曲線

板部分の耐力の相関曲線は、 $z$  方向断面力  $N$  が引張力の場合と圧縮力の場合とでそれぞれ式(3)のように仮定する。これは例えば文献 19 に見られるように板に圧縮力と引張力を負荷した場合、両者の耐荷力に差があることから両者を分けたものである。また、ここで対象としている板は軸力  $N$  による強度低下が支配的であるが、剪断力  $S$  による強度低下の影響を簡易的に反映させるため、 $N, S$  それぞれを最大耐力で割った無次元量の 2 乗和が 1 を越えないものと仮定した。

$$(N/N_{maxc})^2 + (S/S_{max})^2 = 1, N < 0 \quad (\text{圧縮}) \quad (3a)$$

$$(N/N_{maxt})^2 + (S/S_{max})^2 = 1, N > 0 \quad (\text{引張}) \quad (3b)$$

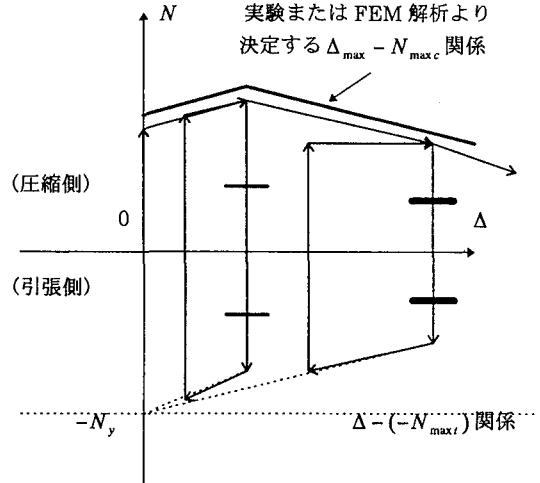


図-5  $\Delta - N$  関係 ( $S = 0$  の場合)

式(3)の関係を図-4に示す。

##### c) 板部分の強度低下を評価するパラメータ

板部分の保有耐力  $N_{maxc}, N_{maxt}, S_{max}$  および剛性  $[Ke]$  は変形に伴い変化する。板強度の低下の度合を計る相当塑性変位  $\Delta$  を式(4), (5) のように仮定する。ここに、 $d\Delta$  は式(3a), (3b)を満たす場合、それぞれ式(5a), (5b)で計算し、それ以外の場合は 0 とする。 $N_{maxc}, N_{maxt}$  は変数  $\Delta$  の関数として式(6)で計算する。

$$\Delta = \sum d\Delta \quad (\Delta > 0) \quad (4)$$

$$d\Delta = (N/N_{maxc})du_p + (\sqrt{3}S/S_{max})dv_p, \quad N < 0 \quad (5a)$$

$$d\Delta = -(N/N_{maxt})du_p + (\sqrt{3}S/S_{max})dv_p, \quad N > 0 \quad (5b)$$

$$N_{maxc} = h(\Delta_{max}) \quad (6a)$$

$$N_{maxt} = N_y - (N_y - N_{maxc})(\Delta/\Delta_{max}) \quad (6b)$$

$h(\Delta_{max})$  は実験または FEM 解析から決定する関数である。

$N_{maxt}$  は  $\Delta = 0$  の場合は  $N_y$ 、 $\Delta = \Delta_{max}$  の場合は  $N_{maxc}$  となるような関数である。 $S = 0$ とした場合の  $\Delta - N$  関係を図-5に示す。

### a) 塑性ポテンシャル

板の塑性化に伴う残留変位増分は、式(7)のような塑性ポテンシャル  $f$  を定義し、式(8)で表されると仮定する。

$$f = \sqrt{N^2 + 3S^2} \quad (7)$$

$$\{du_p\} = (df/g)\{\dot{f}\} \quad (8)$$

### (2) 増分形で表した力の釣り合い式

式(2)において、変位が増加した場合の釣り合いは式(9)のようになる。

$$\{N + dN\} = [Ke(\Delta + d\Delta)] (\{u\} + \{du\} - \{u_p\} - \{du_p\}) \quad (9)$$

式(2)および式(9)より、増分形式の釣り合い式(10)を得る。

$$\begin{aligned} \{dN\} &= [Ke(\Delta)] (\{du\} - \{du_p\}) \\ &+ (\partial[Ke(\Delta)]/\partial\Delta) (\{u\} - \{u_p\})d\Delta \end{aligned} \quad (10)$$

#### i) 弹性範囲の場合

弾性範囲の場合は、 $\{du_p\} = \{0\}$ 、 $d\Delta = 0$ となるので、式(10)は式(11)のようになる。

$$\{dN\} = [Ke(\Delta)]\{du\} \quad (11)$$

#### ii) 塑性が進展する場合

塑性の進展条件式(3)を満たす場合、式(10)は式(12)のようになる。

$$\{dN\} = [Ke(\Delta)]\{du_e\} + [\tilde{Ke}]\{du_p\} \quad (12)$$

$$[\tilde{Ke}] = (\partial[Ke(\Delta)]/\partial\Delta) \{u_e\}\{j\}^T \quad (13)$$

ただし、 $\{j\}$ は式(4)を式(14)のように表すための係数マトリックスである。

$$d\Delta = \{j\}^T \{du_p\} \quad (14)$$

式(12)の第一項目は式(11)と同様弾性歪相当の変位増分に対する断面力増分である。剛性  $[Ke(\Delta)]$  が  $\Delta$  の関数となっているのは、図-6 のように板の面外変形に伴う弾性剛性の低下を  $\Delta$  の関数として考慮するためである。式(12)の第2項目は  $[Ke(\Delta)]$  の変化に伴う断面力の変化を考慮するためのものである。

### (3) 剛性行列の計算

式(12)は変位増分  $\{du_e\}$  やび  $\{du_p\}$  と断面力増分  $\{dN\}$  の関係を表しているが、解析を実施するうえでは全体の変位増分  $\{du\}$  と断面力増分  $\{dN\}$  との関係を表す剛性  $[K]$  が必要である。 $[K]$  は弾性範囲および塑性範囲でそれぞれ以下のように計算される。

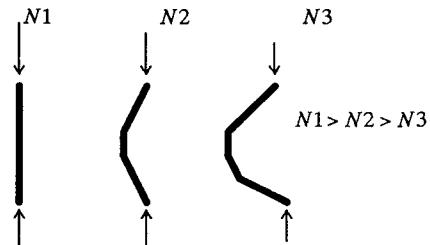


図-6 変形と剛性の関係

#### i) 弹性範囲の場合

式(11)に示すように、 $[K]$  は式(15)のように表すことができる。

$$[K] = [Ke(\Delta)] \quad (15)$$

#### ii) 塑性が進展する場合

式(12)に式(8)を代入して、式(16)を得る。

$$\begin{aligned} \{dN\} &= [Ke(\Delta)]\{du_e\} + [\tilde{Ke}]\{du_p\} \\ &= [Ke(\Delta)]\{du\} - ([Ke(\Delta)] - [\tilde{Ke}])\{du_p\} \\ &= [Ke(\Delta)]\{du\} - (1/g)([Ke(\Delta)] - [\tilde{Ke}])\{\dot{f}\}df \end{aligned} \quad (16)$$

また、

$$df = \{\dot{f}\}^T \{dN\} \quad (17)$$

式(17)に式(16)を代入して整理すると、式(18)を得る。

$$\begin{aligned} (1/g) df &= \{\dot{f}\}^T [Ke(\Delta)]\{du\} \\ &\quad / (g + \{\dot{f}\}^T ([Ke(\Delta)] - [\tilde{Ke}])\{\dot{f}\}) \end{aligned} \quad (18)$$

式(16)と式(18)から、剛性  $[K]$  は式(19)のように表される。

$$\{dN\} = [Ke(\Delta)]\{du\} - [Kp]\{du\} \quad (19a)$$

$$\therefore [K] = [Ke(\Delta)] - [Kp] \quad (19b)$$

ただし、

$$\begin{aligned} [Kp] &= ([Ke(\Delta)] - [\tilde{Ke}])\{\dot{f}\}\{\dot{f}\}^T [Ke(\Delta)] \\ &\quad / (g + \{\dot{f}\}^T ([Ke(\Delta)] - [\tilde{Ke}])\{\dot{f}\}) \end{aligned} \quad (20)$$

$g$  は、式(8)より次のように書ける。

$$\begin{aligned} g &= \left( \sqrt{(\partial f / \partial N)^2 + (\partial f / \partial S)^2} / \sqrt{du_p^2 + dv_p^2} \right) df \\ &= \left( \sqrt{(\partial f / \partial N)^2 + (\partial f / \partial S)^2} / \sqrt{du_p^2 + dv_p^2} \right) (\partial f / \partial \Delta)d\Delta \end{aligned} \quad (21)$$

#### (4) $[Ke(\Delta)]$ の導出

式(20)において、 $[Ke]$ が $\Delta$ の関数でない定数マトリックスとすると、 $[\tilde{Ke}]$ は0マトリックスとなり剛性 $[K]$ は対称マトリックスとなる。弾性剛性 $[Ke]$ に $\Delta$ の増加に伴う低下を反映する方法は多々考えられるが、ここでは $[K]$ が対称マトリックスになるように $\Delta$ の影響を考慮する方法を考える。

板の鉛直方向伸び剛性とせん断剛性とはそれぞれ独立として、 $[Ke(\Delta)]$ を式(22)のように仮定する。

$$[Ke(\Delta)] = \begin{bmatrix} k_{eu}(\Delta) & 0 \\ 0 & k_{ev}(\Delta) \end{bmatrix} \quad (22)$$

式(2)より、

$$\begin{aligned} \{u_e\} &= [Ke(\Delta)]^{-1} \{N\} \\ &= [Ke(\Delta)]^{-1} f[\alpha]\{\dot{f}\} \end{aligned} \quad (23)$$

$$[\alpha] = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1/3 \end{bmatrix} \quad (24)$$

式(20)の分子のうち $[\tilde{Ke}]$ の掛かる項(式(25)左辺)が対称マトリックスとなれば、剛性マトリックス $[K]$ 全体が対称となるが、この項に式(23)および式(13)を代入すると式(25)右辺のようになる。

$$\begin{aligned} [\tilde{Ke}]\{\dot{f}\}\{\dot{f}\}^T [Ke(\Delta)] &= (\partial[Ke(\Delta)] / \partial\Delta) [Ke(\Delta)]^{-1} \\ f[\alpha] \{\dot{f}\}\{\dot{f}\}^T \{\dot{f}\}\{\dot{f}\}^T [Ke(\Delta)] & \end{aligned} \quad (25)$$

式(25)のうち $\{\dot{f}\}\{\dot{f}\}^T \{\dot{f}\}\{\dot{f}\}^T$ は対称マトリックスであるので、 $[Ke(\Delta)]$ が式(26)を満たせば式(25)は対称マトリックスとなり、剛性マトリックス $[K]$ は対称となる。

$$(\partial[Ke(\Delta)] / \partial\Delta) [Ke(\Delta)]^{-1} f[\alpha] = A[Ke(\Delta)]^T \quad (26)$$

$\Delta = 0$ のときの $k_{eu}(\Delta)$ 、 $k_{ev}(\Delta)$ の値をそれぞれ $k_{eo}$ 、 $\eta k_{eo}$ とすると、式(26)は式(27)のように解ける。

$$k_{eu}(\Delta) = k_{eo} / (1 + \varsigma\Delta) \quad (27a)$$

$$k_{ev}(\Delta) = \eta k_{eo} / (1 + 3\eta\varsigma\Delta) \quad (27b)$$

ただし、 $\varsigma$ は剛性低下の度合いを決定する係数である。

#### (5) 梁としての剛性

以上、1枚の板部分について剛性の計算方法を示した。梁全体の剛性は各板部分の剛性を合成したものであるが、

以下に、各板部分の代表点の変位を梁の節点変位と関連づけるマトリックス $[\beta_1]$ を示す。図-7(a)のように、

梁の下端の節点が見かけ上拘束となるように局所座標を選択。この要素と同じ箱形断面部分を図(b)に示す。図中の色付き部分( $y$ 軸と平行な板部分 $i$ )に着目し、代表点の変位( $\{u_i, v_i\}$ :板部分の座標)と梁要素 $P_1$ 節点の変位

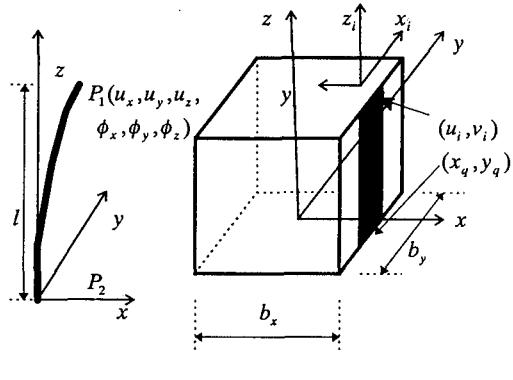


図-7 梁モデル

( $\{\delta P_i\}$ :局所座標)の関係を求めるに、式(28)のようになる。

$$\begin{aligned} \{u_i\} &= \{u_i, v_i\}^T \\ &= \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & -y_q & -b_x/2 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & b_x/2 \end{bmatrix} \{\delta P_i\} \\ &= [\beta_i] \{\delta P_i\} \end{aligned} \quad (28)$$

同様に全ての板部分に対し変換マトリックスを求め、それをまとめて全体の変換マトリックス $[\beta_1]$ を求める。

$$\{u_{all}\} = \begin{bmatrix} \{u_1\} \\ \{u_2\} \\ \vdots \\ \{u_n\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [\beta_{11}] \\ [\beta_{12}] \\ \vdots \\ [\beta_{1n}] \end{bmatrix} \{\delta P_1\} = [\beta_1] \{\delta P_1\} \quad (29)$$

上記 $[\beta_1]$ と各板部分の剛性から梁上端の変位一反力関係を求め、その後、要素両端の力の釣り合い関係を用いて通常の要素剛性マトリックスを計算する。

#### (6) 梁モデルの $N_{maxc} - \Delta_{max}$ 関係の導出

以上の手法により、板部分の $\Delta_{max} - N_{maxc}, S_{max}$ 関係が決まれば箱形断面柱を等価な梁として扱うことができる。ここでは、箱形断面柱に一方向単調荷重を載荷した場合の挙動がすでに分かっているものとして、その結果から $N_{maxc} - \Delta_{max}$ 関係を求める方法を示す。まず、すでに分かっている単調載荷時の $H - \delta$ 曲線から、図-8に示すモデルを用いてA、B各フランジの鉛直方向変位( $u$ )と断面力( $N$ )の関係を求める。図中の断面力分布は式(30)のように表せるが、鉛直剛性 $k$ と回転角 $\theta$ を式(31)により近似的に求めると、未知数は $\sigma_a, \sigma_b$ の2つになる。これらを式(32)に示す鉛直方向および水平軸回りの力の釣り合いから決定する。 $u_a, u_b$ は $\sigma_a, \sigma_b$ から式(33)より求める。また、載荷を通じて最大となる $\sigma_b$ に断面積を掛け $N_y$ とする。

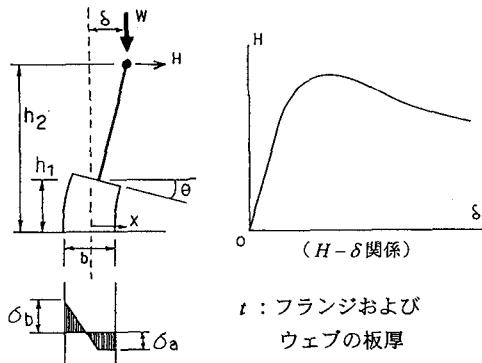


図-8 板の  $N - u$  関係計算モデル

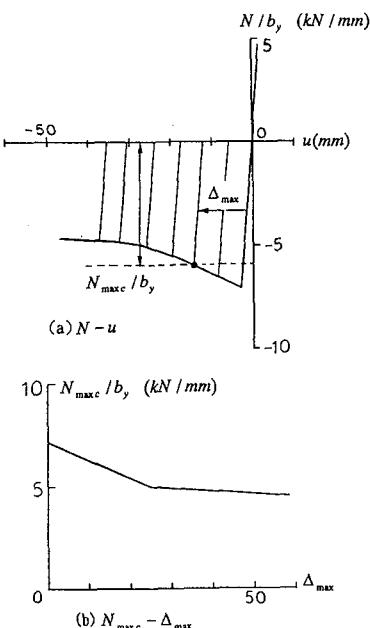


図-9  $N_{maxc} - \Delta_{max}$  関係

$$\sigma = \sigma_b - k\theta(x + b/2) \quad (\sigma > \sigma_a) \quad (30a)$$

$$\sigma = \sigma_a \quad (\text{上記以外}) \quad (30b)$$

$$k = Et/h_1 \quad (31a)$$

$$\theta = (\delta - \delta_e)/h_2 \quad (31b)$$

$$\delta_e = H(h_2 - h_1)^3 / (3EI) \quad (31c)$$

$$\int \sigma dA = W \quad (32a)$$

$$\int \sigma x dA = H(h_2 - h_1) \quad (32b)$$

$$u_b = \sigma_b t / k \quad (33a)$$

$$u_a = u_b - b\theta \quad (33b)$$

以上の方針により、後に示す例題(図11)に対し  $N - u$  関係を求める。図9(a)のようになる。

次に、得られた  $N - u$  関係に基づき、 $N_{maxc} - \Delta_{max}$  関

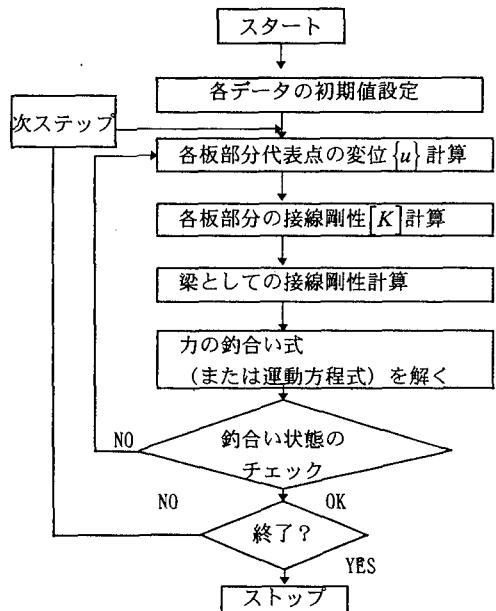


図-10 静的(動的)挙動解析フロー

係を図9(a)中に示す方法で求める。すなわち、 $(N, u)$  の点から  $N = 0$  となる状態まで弾塑的に除荷した場合の残留変位を  $\Delta_{max}$ 、元の  $N$  の絶対値を  $N_{maxc}$  とする。得られた  $N_{maxc} - \Delta_{max}$  関係を図9(b)に示す。これを式(6)の関数  $h(\Delta_{max})$  とみなして、種々の載荷方法に対する梁の挙動を計算する。ただし、単調載荷に対する梁の静的挙動解析を実施し、得られた結果が元の  $H - \delta$  関係と合わない場合は、 $N_{maxc} - \Delta_{max}$  関係をトライ&エラーにより調節する。なお、FEM 解析により元となる単調載荷時の挙動を求める場合は、解析データから直接  $N - u$  関係を求めることができるし、実験の場合、例えば繰り返し載荷した場合のデータがあればさらに精度の良い  $N_{maxc} - \Delta_{max}$  関係を得るのに活用出来るであろう。

剪断に対する最大耐力  $S_{max}$  は、 $N_{maxc}$  との関係にあるものとする。

$$S_{max} = N_{maxc} / \sqrt{3} \quad (34)$$

#### (7) 解析手順

以上述べた手法に基づき、箱形断面橋脚の静的または動的挙動を計算する手順を以下に示す。

- 実験またはFEM 解析により、対象とする箱形断面橋脚に軸圧縮力および一方向単調水平力が負荷した場合の、水平力-水平変位関係 ( $H - \delta$  関係) を求める。
- 水平力-水平変位関係から、圧縮フランジの  $N_{maxc} - \Delta_{max}$  関係、および  $N_y$  を求める。
- 静的解析(または動的解析)を、図-10 の手順で実施する。

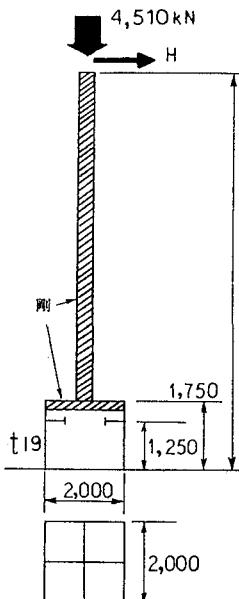


図-11 解析モデル

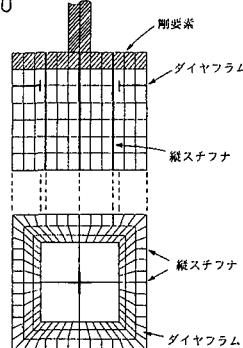


図-12 メッシュ分割図

#### 4. FEM 解析結果との比較

##### (1) FEM 解析モデル

以上説明した簡易解析モデルの挙動をFEM解析結果(ABAQUS使用)と比較する。解析モデルを図-11に示す。対象としたモデルは一辺2mの箱形断面柱で、高さ1.25mにある第1段目のダイヤフラム以下の部分を着目部分としている。その上に弾性部(0.25m)をはさんで高さ0.25mの剛要素部分を設け、断面保持の条件が満足できるようにした。柱の高さは10mであるが、残りの8.25mは剛な梁でモデル化した。箱形断面を形成する各板には等間隔で3本の縦スチフナー(160×16)が付いており、柱の頂点には軸圧縮力4,510kNを負荷している。

ABAQUSを用いたFEM解析では8節点シェル要素を使用しており、塑性評価用の層は板厚方向に5分割し、完全弾塑性・ミーゼスの降伏条件を使用している。解析ケースを表-1に示す。case1は柱の頂部を水平一向(X方向)に押した場合の挙動を、case2は同じく水平一向に正負交互に押した場合の挙動を解析している。case3は柱頂部をななめ(X, Y軸と45度に交わる方向)正負交互に、case4は頂部を回転させるように載荷した。箱形断面部のメッシュ分割を図-12に示す。

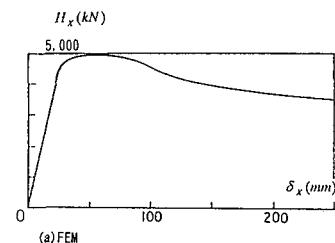
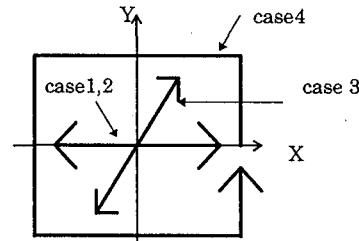
##### (2) 一方向載荷ケースのFEM解析結果

柱の頂部を一方向に押した場合のFEM解析結果について考察する。図-13(a)にcase1の水平力一水平変位関係を示す。水平力は、図のように最大耐力を過ぎてからだらかに減少する。この関係から、前節で示した手法

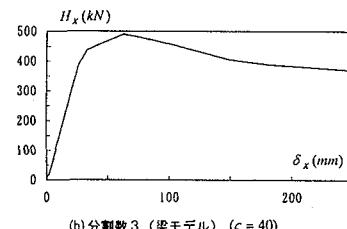
表-1 解析ケース

ケース	荷重条件
case1	一方向単調載荷
case2	一方向サイクリック載荷
case3	ななめ方向載荷
case4	回転載荷

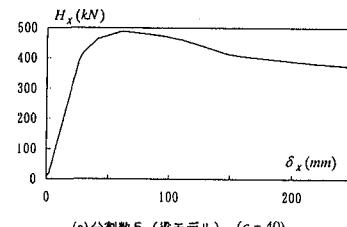
$\sigma_y = 333 \text{ MPa}$  (完全弾塑性)



(a) FEM



(b) 分割数3(梁モデル)(ζ=40)



(c) 分割数5(梁モデル)(ζ=40)

図-13 一方向単調載荷の場合の水平力  
一水平変位関係(case1)

により求めた鉛直方向変位一鉛直方向断面力関係を、図-14に実線で示す。比較のため、FEM解析から直接求められる同関係を図中に黒丸で示している。最大耐力状態に相当する部分で、FEM解析結果の方が圧縮側で高め、引張側で低めになるが、全体の傾向は良く一致する。この差は、図-8の簡易モデルおよび $H-\delta$ 関係から求めた

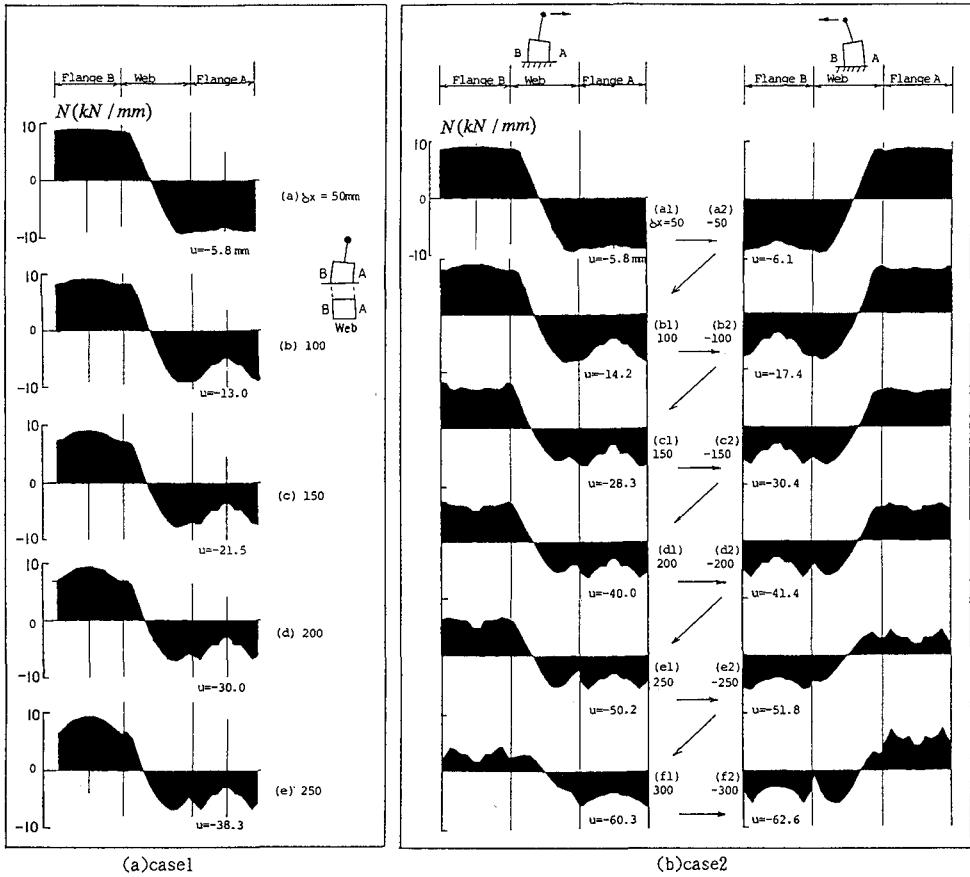


図-15 柱断面に発生する鉛直方向断面力分布の推移 (FEM)

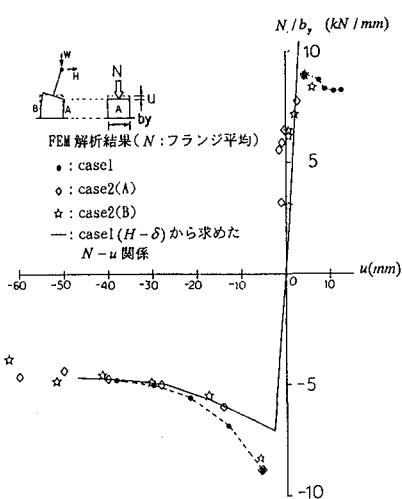


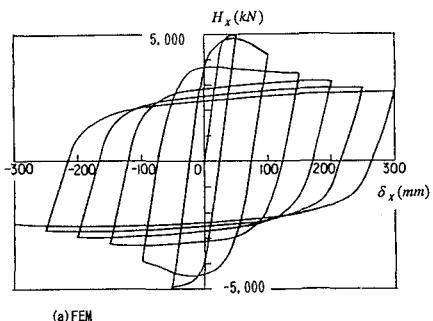
図-14 板代表点の鉛直方向変位-鉛直方向断面力関係

$N-u$  関係と FEM 解析の詳細なデータとの差であり、主として図-8 に示した軸力分布と図-15(a) の軸力分布との差に起因している。本論文の以降の計算では、図-14

に実線で示した  $N-u$  関係から求めた  $N_{maxc} - \Delta_{max}$  関係 (図-9 (b))、および  $N_y$  を使用する。

一方向サイクリック載荷の場合 (case2)についても、FEM 解析から直接求められる鉛直方向変位-鉛直方向断面力関係を、星およびダイヤ印で示したが、単調載荷の場合とあまり差異が無いことが分かる。

FEM 解析から求められる断面力の推移を、図-15 に示す。断面力はA、B両フランジとその間のウエブを水平方向に展開して示しているが、水平変位が 50mm の場合は板の面外変形に伴う乱れもなく、単純な分布をしている。水平変位が増加していくと塑性を伴う変形の影響で圧縮フランジの断面力は中央が埋んだ分布となり、抵抗が低下する。図中に各フランジの鉛直方向変位 ( $u$ ) が記載しているが、同じ 30mm の鉛直変位をするのに単調載荷の場合は水平変位が 200mm(図-15(d)) であるのに対し、サイクリック載荷は 150mm(図-15(c1), (c2)) であり、荷重載荷過程の違いが現れているが、両者の圧縮フランジの軸力分布は、ほぼ等しいものとなっている。鉛直変位が 40mm を過ぎると、引張フランジの鉛直方向断面力分布にも面外変形の影響が見られる。



(a) FEM

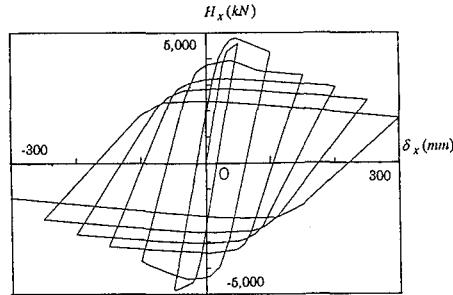
(b) 梁モデル ( $N_r = 21,200 \text{ kN}, \zeta = 40$ )

図-16 水平力一水平変位関係 (case2)

### (3) FEM と梁モデルの解析結果比較

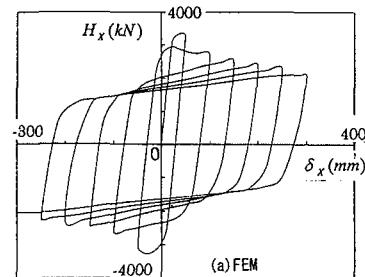
case 1 ~ 4について FEM 解析結果と梁モデルの解析結果を比較すると以下のようになる。

#### a) 一方向単調載荷ケース (case1)

一方向単調載荷の場合の水平力一水平変位関係はすでに図-13に示した。図(b), (c)はそれぞれ各板を3分割および5分割した場合の梁モデルによる解析値である(図-2参照)。両者の結果はほぼ等しく、どちらもFEM解析結果(図(a))をよく捉えている。このことから、図-9(b)に示した  $N_{\max} - \Delta_{\max}$  関係には元の  $H - \delta$  関係の再現性があることが確認できた。分割数3と5の結果を比較すると後者の方が  $H_x - \delta_x$  曲線がスムーズであるが、解析精度としては3分割程度で十分だと思われる。以降の解析では分割数をすべて3とした。

#### b) 一方向サイクリック載荷(case2)

一方向(X方向)にサイクリック載荷した場合の水平力一水平変位関係を図-16に示す。解析に用いた  $N_r$  の値(21,200 kN)は、基本となる  $H - \delta$  関係(図-13(a))から  $N - u$  関係(図-14)を計算した際の、引張力  $N$  の最大値である。梁モデルの結果とFEM解析結果を比較すると最大耐力はよく一致し、また全体の耐力低下傾向も一致するが、同じ変位に対し梁モデルの方が耐力の低下が大きい。弾性剛性の低下を支配する係数  $\zeta$  は40を用いているが、この影響により  $H_x - \delta_x$  曲線の弾性挙動部分の傾きが耐力の低下に伴い傾斜していくことが分かる。



(a) FEM

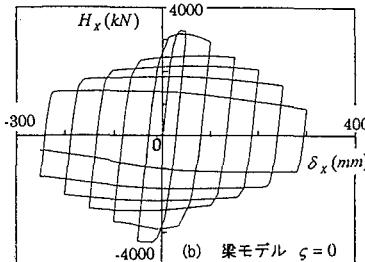
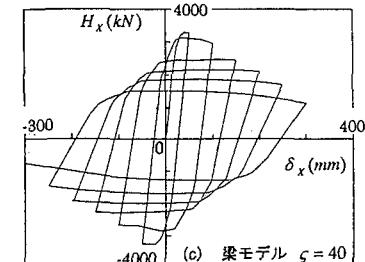
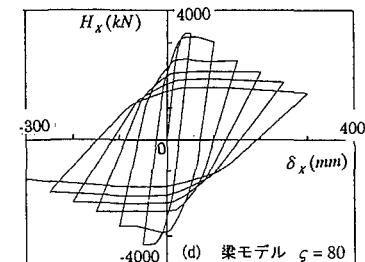
(b) 梁モデル  $\zeta = 0$ (c) 梁モデル  $\zeta = 40$ (d) 梁モデル  $\zeta = 80$ 

図-17 水平力一水平変位関係 (case3)

#### c) ななめ方向載荷 (case3)

柱頂部をななめ方向(X, Y軸に対して45°方向)に変位させた場合のFEM解析結果、および梁モデルの解析結果を図-17に示す。後者は  $\zeta$  を変化させ、解析条件が異なる場合の挙動を調べている。 $\zeta = 0$ とした場合(図-17(b))を見ると、弾性挙動をする部分の剛性が初期剛性と等しくなる。この場合引張フランジの伸び剛性が高いので、柱の角折れ変形の多くを圧縮側フランジが縮むことにより吸収し、結果として耐力の低下が早まる。 $\zeta$  を40または80とした場合(図-17(c), (d))、引張フランジの剛性が低下する分、耐力低下が緩慢になる。

FEM解析結果は梁モデルの結果と最大耐力はよく一致するが、その後の耐力低下はより緩慢である。

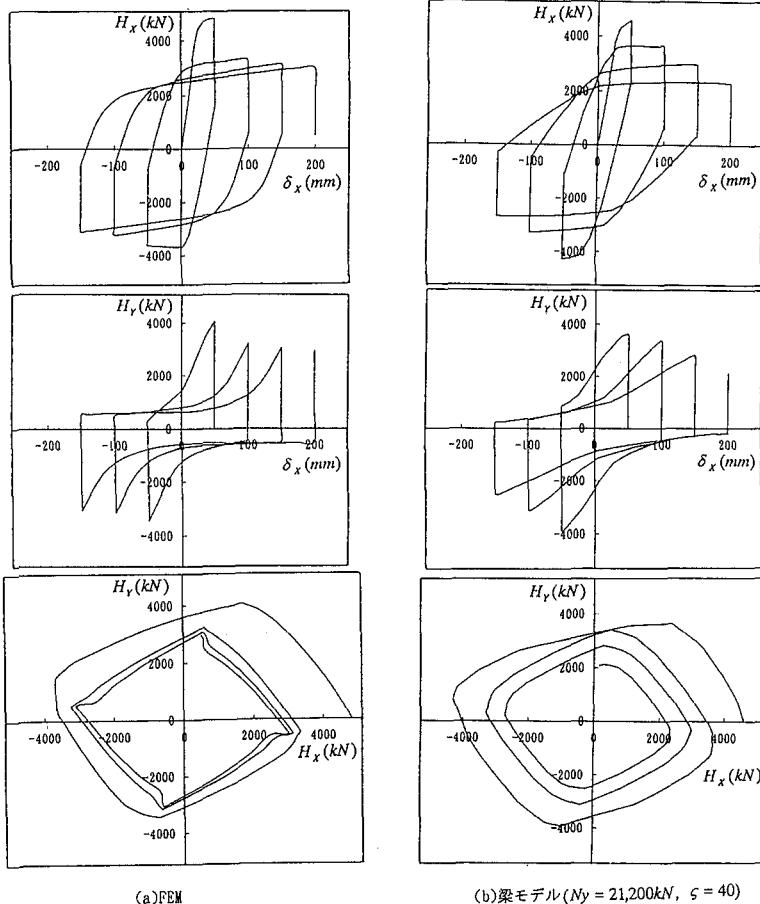


図-18 水平力一水平変位関係 (case4)

#### d) 回転載荷 (case4)

柱頂部を回転させながら載荷した場合の FEM 解析結果を図-18(a)に、また梁モデルの解析結果を図-18(b)に示す。この場合も FEM 解析結果の耐力低下は梁モデルに比べてかなり緩慢である。この原因の一つとして、梁モデルは一方向載荷の結果を基にしており、したがって圧縮フランジの変形モードは幅方向に一半波であるのに対し、FEM 解析結果は載荷の過程で 1 波および 2 波モードが発達していることが挙げられる。ななめ方向載荷の場合も幅方向への変位波形の偏りが見られ、その挙動は一方向載荷の場合より複雑であるが、半波モードをベースとする本手法は載荷の過程で高次モードが支配的となる場合に比べて耐力を低めに見ることになる。

#### 5. 崩壊判定の指標

本論文で提案した方法は、橋脚の 3 次元挙動を一方向単調載荷時の挙動をベースに捉えようというものである。

この方法には、以下の利点がある。

- 1) 一方向載荷挙動さえ分かれば、繰り返し荷重下での挙動を、梁モデルによる数値計算で求めることができる。
- 2)  $\Delta_{\max}$  を崩壊判定の指標とすることにより、載荷方法にかかわらず、同一の指標により柱の強度を論じることができる。

例として、単調載荷時の柱の崩壊を図-19(a) case1 の P 点とする場合を考える。P 点で圧縮フランジが崩壊することにより柱が崩壊したとすると、 $\Delta_{\max}$  の許容値は P 点の  $\Delta_{\max}$  の値、すなわち 50mm となる。サイクリック載荷の場合も  $\Delta_{\max}$  が 50mm に達したら板が圧縮崩壊すると考えて、変位増分量の異なるいくつかのケースに対して崩壊点を求めてみるとそれぞれ図-19(b)～(d) の P 点のようになる。これらの P 点は載荷の過程は異なるが、箱形断面を構成する 4 枚の板のそれぞれの  $\Delta_{\max}$  の内最大のものが 50mm に達する点であり、したがって最も塑性化の進んだ板の強度が同じだけ低下した状態である。

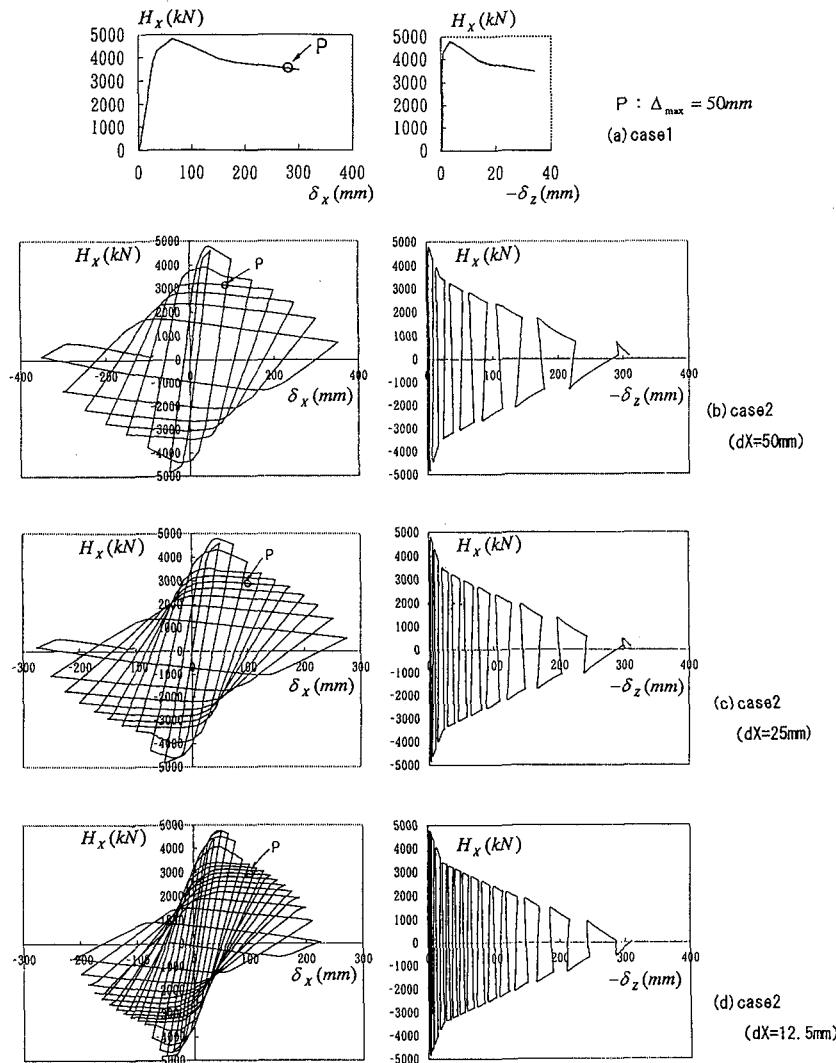


図-19 荷重増分の差による挙動の違い (case1, 2,  $\zeta=40$ )

各載荷ケースにおける水平力 ( $H_x$ ) と柱の鉛直変位 ( $\delta_z$ ) の関係を図-19に合わせて示している。ここで提案した梁モデルを用いると、荷重載荷過程にかかわらず、柱の圧縮変形に比例して水平力が低下していく様子が等しいことが分かる。また、この挙動は、前述したように、宇佐美の実験結果に認められており<sup>8)</sup>、このことから、「柱の縮み量に剪断によるゆがみを加味した相当塑性変位  $\Delta$ 」およびその最大値  $\Delta_{\max}$  は崩壊判定の指標となりうると考える。

## 6. 結び

今回の研究成果および今後の課題をまとめると、以下のようにになる。

- 1) 鋼製箱型断面橋脚に対し、荷重の載荷に伴う保有耐力の低下を、単調載荷時の水平力一水平変位関係から簡易的に求める方法を示した。この方法は、箱型断面を構成する各板部分の圧縮および剪断変形に伴う強度の低下を相当塑性変位  $\Delta$  の関数として評価し、また各板部分を梁理論の断面保持の仮定を用いて一本の梁としてまとめている。
- 2) 同手法を FEM 解析結果と比較すると、最大耐力は良く一致するが、その後の耐力低下は常に梁モデルの方が早く、FEM 解析の方が緩慢であった。原因の一つは、梁モデルの場合板の変形モードとして常に幅方向半波のものを仮定しているが、実際は荷重履歴が複雑になるとより高次のモードが支配的になるこ

とがあるためである。

しかし地震時の複雑な載荷過程のなかでは、高次モードの発生による耐力の向上を期待することは難しく、低次モードを基本とする方が安全であると思われる。

- 3) 梁モデルにおいて最大耐力経験後の耐力低下を抑制する方法として、 $N_{\max c} - \Delta_{\max}$  関係と  $N_y$  の決定方法の改良、および図-5に示したサイクルの改良等を考えられる。ここでは一通りの解析を実施することに主眼をおいたが、今後必要に応じて精度の向上を検討したい。
- 4) 本手法は柱の単調載荷時挙動をベースとしており、崩壊条件を単調載荷時の最大変位等で定義すれば、載荷過程の異なる場合でも崩壊判定が同じ規準で行えるという利点がある。図-19に一方向載荷の場合の崩壊判定例を示したが、他の載荷過程についても同様に崩壊点を決定できる。
- 5) 本研究は複数橋脚の連成効果を考慮した保有耐力の評価を目指しており、そのために2方向載荷が可能な3次元梁モデルの開発を実施した。今後同モデルを改良するとともに、3次元動的問題へと活用してゆく。

## 参考文献

- 1) 土木学会：阪神大震災震害調査緊急報告会資料、1995.2.
- 2) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告書、1995.3.
- 3) 鋼橋技術研究会阪神・淡路大震災被害調査研究部会：平成7年度研究成果報告会資料、1996.5.
- 4) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料(案)、1995.6.
- 5) 土木学会：土木学会耐震基準等に関する提言集、1996.5.
- 6) 土木学会：鋼構造物の終局強度と設計、鋼構造シリーズ6、1994.7.
- 7) 國広昌史：薄肉箱形断面部材の局部座屈強度相関曲線と二ールセン・ローゼ橋の耐荷力照査への適用に関する研究、大阪市立大学博士論文、1996.9.
- 8) 宇佐美勉、坂野茂、是津文章、青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響、構造工学論文集、Vol.39A、1993.3.
- 9) 鈴木森晶、宇佐美勉、竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、No.507/I-30, pp99-108, 1995.1.
- 10) 鈴木森晶、宇佐美勉、寺田昌弘、伊藤努、才塚邦宏：鋼製箱型断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地盤応答解析、土木学会論文集、No.549/I-37, pp1-14, 1996.10.
- 11) 高橋実、西川和廣、村越潤、上仙靖、中嶋浩之、岡田淳：角補強を施した鋼製橋脚の耐震補強に関する実験、土木年譲、I-B291、1996.9.
- 12) 田嶋仁志、熊谷洋司、柄川伸一、岡本隆：矩形鋼製橋脚の繰り返し載荷実験、土木年譲、I-B293、1996.9.
- 13) 才塚邦宏、芳崎一也、宇佐美勉、鈴木森晶：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動、土木年譲、I-B295、1996.9.
- 14) 末田明、橋本修身、水谷慎吾、小林洋一、安波博道、中川知和、西川和廣：繰り返し荷重を受ける箱型断面鋼製橋脚の変形性能に関する実験研究、土木年譲、I-B282、1996.9.
- 15) 沈赤、奥井義昭、長井正嗣、田嶋仁志：鋼製橋脚の耐震性に関する弾塑性有限要素解析、土木年譲、I-B288、1996.9.
- 16) 米倉聰、小玉乃理子、依田照彦：2フランジモデルによる鋼製箱型断面柱の繰り返し弾塑性有限変位解析、土木年譲、I-A60、1996.9.
- 17) 宇佐美勉、水谷慎吾、青木徹彦、伊藤義人、安波博道：補剛箱型断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.38A、1992.3.
- 18) 磯江暁、森本千秋、橋本靖智、石毛立也、大南亮一、佐野淳：鋼製橋脚の横リブ補強に関する一考察、土木年譲、I-B294、1996.9.
- 19) Yao, T., Fujikubo, M., and Nie, C.: Buckling/Plastic Behavior of Plates under Inplane Cyclic Loading, Structural Dynamics- EURODYN'93, Trondheim, Norway, 1993.
- 20) 山田嘉昭：塑性・粘弹性、コンピューターによる構造工学講座 II-2-A、日本鋼構造協会、1972.5.
- 21) Owen, D.R.J., and Hinton, E.: Finite Elements in Plasticity, Pineridge Press Limited., 1980.
- 22) 鶴津久一郎：有限要素法ハンドブック I 基礎編、倍風館、1981.

(1997. 2. 25 受付)

DEVELOPMENT OF A SIMPLE CALCULATION MODEL  
TO SIMULATE BEHAVIOR OF STEEL BOX COLUMN PIERS  
UNDER CYCLIC LOADS

Akira ISOE, Ryouichi OMINAMI, Takao YOSIKAWA,  
Kazuhito KISIDA and Tatuya ISHIGE

In an analysis of elasto-plastic behaviors of steel box column piers under seismic loading, FEM shell element model is not practical because of its high cost, and a simple 3 dimensional beam model to simulate nonlinear behavior of steel box column piers has been required. Thinking it into consideration that the relation between strength of a steel box column pier against horizontal loading and its axial dimension change dose not depend on load history, the authors developed a new method for modelling performance of a pier against horizontal loads based on its behavior under monotonic loading. In this paper, the modelling method of a steel box column pier, considering buckling and yielding, and the example of calculation are shown.