

# はり柱の結合部に非弾性特性を有する半剛結矩形骨組の 安定性に関する一考察

## ON THE STABILITY OF SEMI-RIGID ORTHOGONAL FRAMES

後藤芳顯\*・鈴木五月\*\*・松浦 聖\*\*\*

By Yoshiaki GOTO, Satsuki SUZUKI and Sei MATSUURA

Due to the inelastic property of beam-to-column connections, the stability of semi-rigid frames is affected not only by the loading and the unloading characteristics of connections at the critical points, but also by their load history up to these points, thus resulting in a complicated buckling behavior. Herein, utilizing the accurate method of analysis developed by authors, we precisely examined how the stability of semi-rigid frames is influenced by the modeling of connections, the load conditions and the load history caused by the cyclic wind load. With the information, so obtained, we further discussed the way of stability check to be used in design.

*Keywords*: semi-rigid frame, flexible connection, stability, inelastic bifurcation, cyclic loading

### 1. ま え が き

骨組の設計において、はり柱の結合部は通常、剛結かピンとしてモデル化されている。このため、結合部の構造は、剛結モデルとして設計される場合は、必要以上に補剛されることが多く、ピン結合モデルの場合は、実際の構造がもっている剛性が設計上無視されるので、いずれも不経済な設計となる可能性が高い。したがって、近年、はり柱の結合部を半剛結とし、その剛性を考慮し、より経済的かつ合理的な設計を確立する動きがみられる<sup>1)~3)</sup>。

半剛結骨組では、はり柱の結合部の非弾性特性が低荷重から現われるため、従来の部材単位の設計を行う場合でも、安定性照査には幾何学的非線形性のほかに少なくとも結合部の非弾性特性を考慮する必要がある。このような安定照査法を確立するためには、まず、剛結構造、ピン構造に比べ複雑な挙動を示す半剛結骨組の非弾性臨界挙動の特性を検討しなければならない。

文献4), 5)に述べているように、結合部の非弾性特

性を考慮した半剛結骨組の有限変位解析は比較的多く報告されている<sup>2), 3)</sup>が、このような継手の非弾性特性ならびに、骨組および部材の幾何学的非線形挙動を厳密に扱った例はほとんどなく、得られた非弾性臨界挙動に関する情報の妥当性は明らかでない。

ここでは、安定照査法を確立するうえで重要な情報を得るために、後座屈領域を含めた矩形骨組の正確な安定特性について明らかにすることを目的とする。解析手法としては、著者らによって提案された結合部の非弾性特性を可能な限り厳密に考慮し、かつ、半剛結骨組の非弾性臨界挙動を正確に解析し得る方法を用いる<sup>4), 5)</sup>。

まず、従来の近似的な結合部の構成則を用いた安定解析の精度を検討する意味から、線形弾性モデル<sup>6)~8)</sup>、非線形弾性モデル<sup>9)</sup>によって得られる解析結果とより正確な非弾性モデルとの差異について考察する。次に、半剛結骨組では、ピン結合や剛結骨組と異なり荷重条件によりその臨界挙動が著しく異なることを一部明らかにしている<sup>4), 5)</sup>が、ここでは、その特性をより詳細に検討する。また、繰り返し風荷重により結合部に生ずる荷重履歴が後の座屈挙動に及ぼす影響についても検討する。

以上の結果をもとに、さらに半剛結骨組全体系の安定照査の方向づけについても考察する。

なお、はり柱の結合部の変形挙動については、従来

\* 正会員 工博 名古屋工業大学助教授 工学部社会開発工学科 (〒466 名古屋市昭和区御器所町)

\*\* 正会員 工修 名古屋工業大学大学院工学研究科博士後期課程在学中 (同上)

\*\*\* 正会員 工博 名古屋工業大学副学長 (同上)

と同様、曲げモーメントによる相対回転角が支配的であると見え、解析ではこれのみを考慮している<sup>4),5)</sup>。

2. 半剛結骨組の解析法の概要

ここで用いる半剛結骨組の解析モデルは、AISC/LRFD<sup>10)</sup>等を用いられる剛結、あるいはピン結合骨組の設計モデルとの対応を考え、低荷重から現われるはりと柱の結合部の非弾性特性については、できるだけ正確に扱うが、はり・柱部材については、幾何学的非線形性のみを考慮する。

はり・柱の結合部の構成則については、履歴挙動をより精度良く表わすために、文献4), 5)で用いたものに改良を加えている。一方、はり・柱部材の支配方程式ならびに、非弾性臨界挙動の解析法は文献4), 5)と同様であるため、これらについては、本項では簡単に触れるにとどめる。

(1) 履歴挙動を考慮したはり・柱の結合部の構成則

はり・柱の結合部の挙動については、可能な限り実験結果に基づく正確なものを用いる。すなわち、単調増加荷重下の構成則については、文献4), 5)と同様、実験値をもとに高次関数近似を行った修正 Exponential Model<sup>11),12)</sup>を用いる。一方、履歴挙動については、実験結果が非常に少ないため、実験値に基づくモデルを設定することは、現状では困難である。したがって、著者らによる先の文献4), 5)では、履歴挙動を表わすために単純な Independent Hardening Model<sup>13)</sup>を用いた。このモデルは、1 サイクル程度の負荷、除荷、逆方向載荷による挙動は矛盾なく表わされるが、今回対象とするような風荷重による多数サイクルの履歴挙動への適用には問題がある。したがって、この欠点を克服するために、本論文では最初の除荷が生じた以後の結合部の挙動は連続体に対する Dafalias と Popov による Bounding Surface Model<sup>14)</sup>を準用する。このモデルでは、曲げモーメントと塑性相対回転角の関係における塑性接線剛性  $k_M^p$  を次の関数で近似する。

$$k_M^p = k_M^b + h\delta / (\delta_{in} - \delta) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $h$  は硬化形状パラメーター、 $k_M^b$  は境界線 (Bounding line) の勾配であり、おのおの単調増加荷重下の実験値より決定される。 $\delta$  は、当該塑性相対回転角における曲げモーメント-塑性相対回転角曲線と境界線間の曲げモーメントの差を表わす。また、 $\delta_{in}$  は各載荷プロセス開始時の  $\delta$  の値を示している。なお、上記諸量は図-1 に示されている。図-1 より、以下の関係が成立する。

$$\delta = \delta_{in} + k_M^b \theta_r^p - M \dots \dots \dots (2)$$

$\theta_r^p$  は結合部の相対回転角  $\theta_r$  の塑性部分で、初期剛性  $k_M^b$  を用いることで、次のように表わされる。

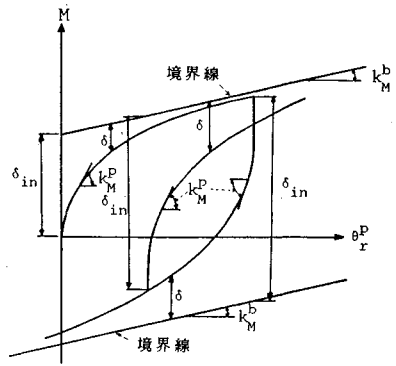


図-1 結合部の履歴挙動

$$\theta_r^p = \theta_r - M / k_M^b \dots \dots \dots (3)$$

一方、塑性接線剛性  $k_M^p$  は  $\theta_r^p$  により

$$k_M^p = \frac{\partial M}{\partial \theta_r^p} \dots \dots \dots (4)$$

と表わされるので、式(4)は式(1)と式(2)を代入することで積分でき、モーメント-塑性相対回転角関係は次のようになる。

$$M = (k_M^b - h)\theta_r^p - \delta_{in} \ln [1 + (k_M^b \theta_r^p - M) / \delta_{in}] \dots \dots \dots (5)$$

ここで、硬化形状パラメーター  $h$  は単調増加荷重下の実験値と最も良く一致するように決定される。

(2) はり・柱の支配方程式と非弾性臨界挙動の解析<sup>4)</sup>

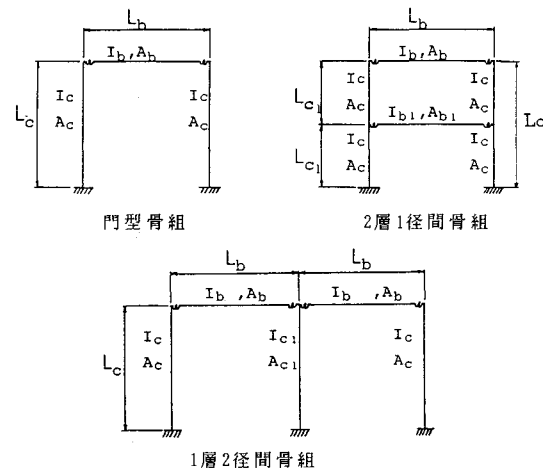
はり・柱部材の有限変位挙動の解析には、比較的変位が小さい場合を精度よく解析し得る Bowing の影響を考慮した非線形はり・柱の式から、解析的に誘導した閉じた形の剛性方程式、接線剛性方程式を用いる<sup>15),16)</sup>。これらの離散化式に含まれる三角関数、双曲線関数は、すべて軸力に関するべき級数表現を用いて表わされており、軸力零での特異性も除去されているので、安定関数で問題となるような軸力の正、零、負で表現が異なったり、あるいは、微小軸力の場合数値計算が不安定となるような問題点は生じない。

上記のようにして得られたはり・柱部材の幾何学的非線形性を考慮した剛性方程式と、(1)で示した非弾性特性をとり入れた結合部の剛性方程式により組み立てられる全体系の非線形剛性方程式をもとに、履歴挙動、臨界挙動の解析を行う。この解析は、次の2通りに分けられる。まず、極限点を含む非線形つり合い経路の解析には、弧長増分法<sup>17)</sup>と Newton-Raphson 法を組み合わせた手法を用いる。また分岐点の解析では、弾塑性連続体における Hill の唯一性に関する条件<sup>18)</sup>を用い、正確な分岐経路を求める。なお、この手法の数値計算上の安定性、精度については文献4), 5)において確認している。

3. 検討対象とする半剛結骨組

非弾性臨界挙動の特性を検討する半剛結骨組は、図-2に示す基本的かつ一般的な3種類の構造とする。3種類の半剛結骨組は(a)門型骨組、(b)2層1径間骨組、(c)1層2径間骨組で柱の下端はいずれも完全固定としている。これらの骨組の部材断面は、表-1に示す荷重をもとにAISC/ASD<sup>19)</sup>のType 2の構造として設計されている。設計荷重ならびに、骨組の高さ、径間は、MoncarzとGerstle<sup>20)</sup>によって提示されている2層1径間骨組と同一である。

はりとの柱の半剛結構造としては、その力学特性が既知でしかも設計されたはりとの柱の寸法に適合する一般的なものとして、HechtmannとJohnston<sup>21)</sup>によって実験された上下アングル継手の中から供試体No.23と同一のものを採用する。なお、この継手の単調増加曲げモーメント-相対回転角関係および修正 Exponential Modelによる近似を図-3に、修正 Exponential Modelの各定



門型骨組	$I_c=7076\text{cm}^4$ $A_c=57.03\text{cm}^2$	$I_b=15610\text{cm}^4$ $A_b=58.84\text{cm}^2$
2層1径間骨組	$I_c=7076\text{cm}^4$ $A_c=62.25\text{cm}^2$	$I_{b1}=35080\text{cm}^4$ $A_{b1}=83.87\text{cm}^2$
1層2径間骨組	$I_c=3430\text{cm}^4$ $A_c=45.68\text{cm}^2$	$I_{c1}=9906\text{cm}^4$ $A_{c1}=56.71\text{cm}^2$

図-2 計算モデル

表-1 設計荷重

死荷重 (鉛直方向)	$g=0.335\text{N/cm}^2$ または $0.245\text{kN/cm}$ (はり)
活荷重 (鉛直方向)	$P=0.239\text{N/cm}^2$ または $0.175\text{kN/cm}$ (2層骨組の1層目のはり)
風荷重 (水平方向)	$w=0.0975\text{kN/cm}^2$ すなわち $W_1=25.6\text{kN}$ (1層骨組の外側の柱の上端, 2層骨組の外側の柱の1層 目のはりの位置) $W_2=12.8\text{kN}$ (2層骨組柱上端)

注) ( )は荷重作用位置を示す

数<sup>22)</sup>を表-2に示す。最初の除荷が生じた後用いる Bounding Surface Model に関する硬化形状パラメーター  $h$ 、初期剛性  $k'_M$ 、および境界線の方程式は図-3の単調載荷条件下の結果を用いてそれぞれ次のように決定される。

$$\left. \begin{aligned} h &= 21.34 && (\text{kN}\cdot\text{m}) \\ k'_M &= 147.2 && (\text{kN}\cdot\text{m}) \\ M &= 1.852 \theta_r^2 + 104.0 && (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6\cdot a\sim c)$$

この種の骨組で最も基本的かつ重要な鉛直荷重として、本報告で考慮する載荷形式を図-4に示す。ここで

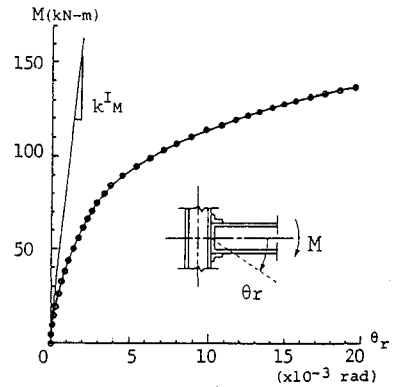


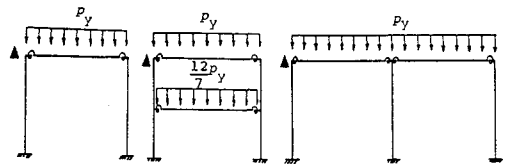
図-3 結合部の M-θ<sub>r</sub> 曲線 (上下アングル継手)

表-2 修正 Exponential Model の各定数

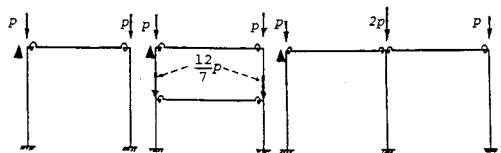
$$M = \sum_{i=1}^6 A_i \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\theta_r}{2iC}\right) \right\} + R_i H(\theta_r - T_i)(\theta_r - T_i)$$

$C = 0.17345750$   
 $A_1 = 0.15077925 \times 10^3$ ,  $A_2 = -0.74457301 \times 10^3$   
 $A_3 = 0.13416943 \times 10^4$ ,  $A_4 = 0.68622477 \times 10^2$   
 $A_5 = -0.22747253 \times 10^4$ ,  $A_6 = 0.15788006 \times 10^4$   
 $R_1 = 0.18289890 \times 10$ ,  $T_1 = 9.78$

単位:  $A_i$  ( $i=1\sim 6$ ),  $R_1$  は  $\text{kN}\cdot\text{m}$ 、 $C, T_1$  は radian である。



(a) はりに鉛直分布荷重が作用する場合



(b) 柱上に鉛直集中荷重が作用する場合

図-4 矩形骨組の載荷形式

は、はり上に分布荷重が作用する場合には表—1と同じ形式に、柱上に集中荷重が作用する場合には、表—1に示すはり上の分布荷重を両側の柱に等配分することにより形式を決定している。

#### 4. はりと柱の結合部の構成則と骨組の分岐挙動

従来、半剛結骨組の安定解析では、結合部の構成則として、簡易化のため近似的な線形弾性モデルや非線形弾性モデルが用いられていることが多い。ここでは、これらの精度をより実状に即した非弾性モデルと比較することにより検討する。精度を検討する半剛結骨組の臨界挙動としては、最も基本的でかつ重要な鉛直荷重下の不整合のない完全系の分岐挙動とする。なお、この分岐挙動は水平移動座屈に相当する。また、鉛直荷重としては、図—4に示す等分布荷重がはり上に作用する場合と集中荷重が柱上に作用する場合を対象とし、直交多次元空間における鉛直荷重-節点変位曲線の弧長を単調増加させる。

結合部の構成則の基準となる非弾性モデルは2.(1)に示したもので、定数の具体的な値としては3.に述べた供試体 No. 23 に対応するものを用いるが、結合部の剛性の差による影響を調べるため、単調増加曲げモーメント下の割線剛性、接線剛性に関して、供試体 No. 23 の値の1/2倍と2倍したものについても検討する。すなわち、供試体 No. 23 の単調増加モーメント下の  $M-\theta$  関係を  $M=f(\theta)$  とした場合、 $M=f(\theta)/2$ 、 $M=2f(\theta)$  をもとに設定された非弾性モデルについても検討する。これら、3種類の非弾性モデルに対応して、線形弾性モデルとしては通常用いられるように、非弾性モデルの初期勾配  $k'_0$  を線形ばね定数として採用する。また、非線形弾性モデルでは上述した3種類の非弾性モデルの単調増加モーメント下の  $M-\theta$  関係を負荷・除荷にかかわらず構成則として用いる。つまり、単調増加モーメント下では、非弾性モデルと非線形弾性モデルとは一致する。なお、以下の議論においては、より実状に即した非弾性モデルを結合部に適用することによって得られる結果を正解とよび他と区別する。

解析結果として、3種類の構成則によって計算された分岐挙動を鉛直荷重の総和と図—4に示す各骨組上端部(▲)の水平変位の関係について、骨組の種類と荷重条件により分類し、図—5(a)~(f)に示す。この図において、荷重は非弾性モデルによる接線係数荷重<sup>5)</sup>  $P_{E2}$  で、また水平変位  $u$  は骨組高さ  $L_c$  でそれぞれ無次元化されている。

図—5より、まず、最も単純な線形弾性モデルによる近似の妥当性について検討する。

集中荷重下の骨組の分岐点については、分岐前に結合

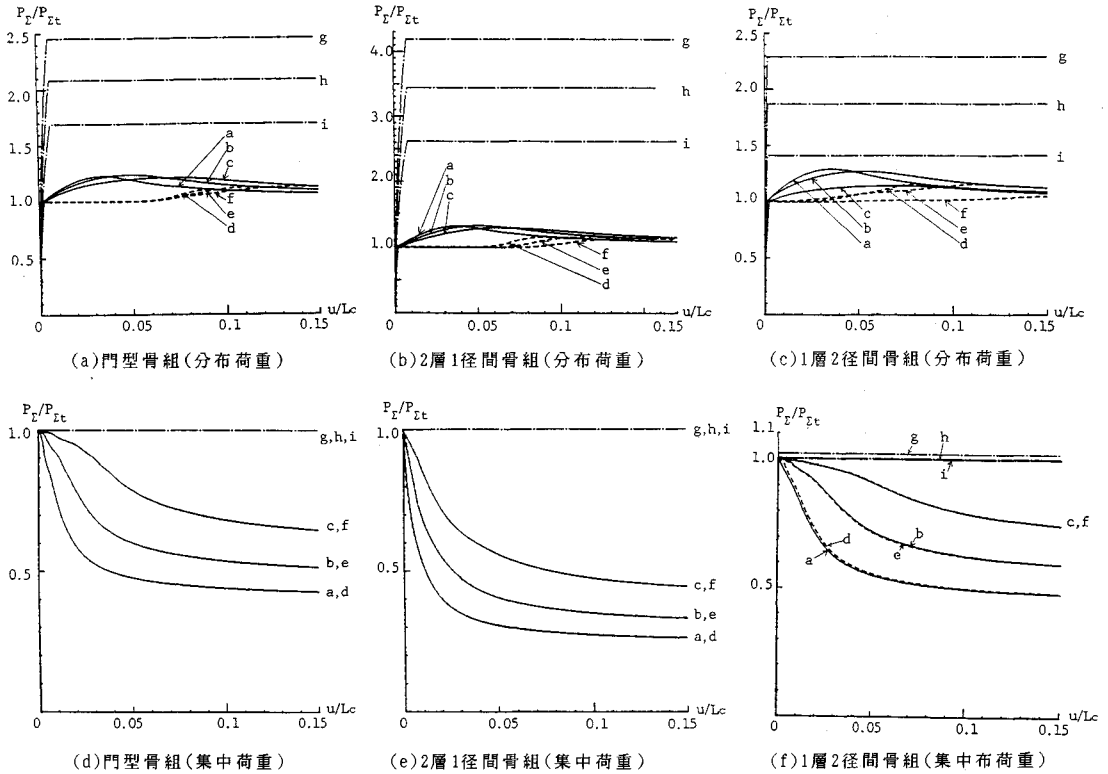
部に曲げモーメントが全く負荷しない門型骨組、2層1径間骨組では当然ながら非弾性モデルと一致する。負荷が若干生ずる1層2径間骨組でも、ほぼ分岐荷重は正確に計算される。一方、分岐前に、曲げモーメントの負荷が大きい分布荷重下の骨組では、負荷に伴う結合部の接線剛性の低下を線形弾性モデルでは考慮できず、分岐荷重はかなり高めに評価される。これからわかるように、線形弾性モデルを用いた場合、一定したばね定数を用いて分岐荷重を妥当な精度で計算するには、荷重条件、構造諸元によってばね定数を変化させる複雑な手続きが必要である。

分岐後の挙動に関しては、線形弾性モデルでは対称分岐が生じ荷重条件によらず、分岐後の荷重は変化しない。上記傾向は巨視的にみれば、結合部に非弾性構成則を用いた分布荷重下の半剛結骨組の分岐挙動とほぼ一致する。しかしながら、詳細にみると非弾性モデルを用いた正解では分岐後荷重が上昇し、極限点に到達後荷重が減少してほぼ一定値に漸近するという、本質的に線形弾性モデルと異なった挙動を示す。一方、集中荷重が作用した場合には、非弾性モデルではいずれも分岐後荷重の減少が大きく、明らかに線形弾性モデルと異なった性状を示す。特にこの傾向は結合部の剛性が小さいほど顕著になる。

以上のように、線形弾性モデルでは、分岐荷重が等しくなるような結合部の等価剛性が設定できたとしても、任意の荷重に対して、分岐後の挙動を精度よく解析することはほとんど不可能であり、その適用には問題がある。

次に、非線形弾性モデルについて検討する。

このモデルでは負荷曲線は非弾性モデルと等しいため、結合部に除荷が生じない限り、非弾性モデルと等しい結果を与える。したがって、ここで検討した分岐前に除荷が生じないような荷重条件下では、分岐荷重に関して正しい結果を与え、分岐後の挙動についても、除荷の生じない集中荷重下の門型骨組、2層1径間骨組の挙動は正確に解析される。分岐後除荷の生ずる場合についても、分岐前の負荷が少ない集中荷重下の1層2径間骨組では非弾性モデルに基づく正解とほとんど一致する。一方、分岐前の結合部への負荷が大きい分布荷重下の骨組では、非線形弾性モデルによる正解と異なり線形弾性モデルと同様の対称分岐を生ずる。つまり、分岐直後の荷重上昇が現われず、分岐後の挙動において正解との差が生ずる。しかしながら、非線形弾性モデルの場合、変位の増加とともに正解に収束してくる。このような分岐後挙動における、両モデルの差は、結合部の剛性が高くなるほど大きくなるが、逆に、非線形弾性モデルの変位増加に伴う正解への収束は速くなる。上記のような、除荷を伴う分岐特性に関して、非線形弾性モデルによるもの



荷重-変位曲線の記号	a	b	c	d	e	f	g	h	i
結合部のモデル	非弾性モデル : ———			非線形弾性モデル : - - - -			線形弾性モデル : - · - · -		
構成式	$M = \alpha f(\theta_r)^*$			$M = \alpha f(\theta_r)$			$M = \alpha k^I_M \theta_r$		
$\alpha$ の値	0.5	1.0	2.0	0.5	1.0	2.0	0.5	1.0	2.0

P<sub>Et</sub>: 図-4で各骨組に載荷させた総荷重, P<sub>L</sub>: 非弾性モデルによる接線係数荷重, u: 図-4の▲印節点水平変位, L<sub>c</sub>: 図-2に示す柱高, \*: 単調増加荷重下のみ  $M = \alpha f(\theta_r)^*$  を用い、履歴挙動は Bounding Surface Model を使用する。

図-5 結合部のモデル化と分岐挙動

と非弾性モデルによるものとは本質的に差があるが、この差も量的にみれば小さく、前者によれば最大荷重も妥当な範囲で安全側に評価されている。

以上の検討結果から、断面力の算定の場合と同様<sup>16)</sup>、安定解析においても非線形弾性モデルによる近似は結合部の構成則の簡易化の1つの可能性を示しているといえる。

### 5. 荷重条件と分岐挙動

半剛結骨組では、ピン結合や剛結骨組と異なり、荷重条件により、その分岐挙動が大きく影響を受けることを文献4)、5)で一部明らかにした。すなわち、4)でも示したように、はり上に分布荷重が作用する場合には、分岐前の結合部の曲げモーメント負荷により、分岐荷重そのものは小さいが、分岐後、結合部に除荷が生じ、剛性が増加するため、荷重は上昇し極限点に至ってゆるやか

に減少する。この場合、分岐後の荷重の変動は小さく、安定した挙動を示す。

一方、柱上に集中荷重が作用する場合は、分岐前、結合部の曲げモーメント負荷による剛性低下がなく分岐荷重自体は大きい、分岐直後、結合部の負荷が急に進むため、荷重が極端に減少し、分布荷重のみがはり上に作用したときの接線係数荷重のレベルまで低下する。このように載荷条件による分岐直後の挙動の差は大きい、変形が進展すると挙動はほとんど一致する。

実際の骨組では、集中荷重、あるいは分布荷重が単独に作用することは少なく、この両者が複合した形で作用する。したがって、ここではこの両者の複合の程度により分岐挙動がどのようになるかを検討する。対象とする半剛結骨組は、3)に示す3種類の構造で4)同様、鉛直荷重-節点変位曲線の弧長を単調増加させた場合の臨界挙動について解析する。図-4に示す集中荷重と分布荷

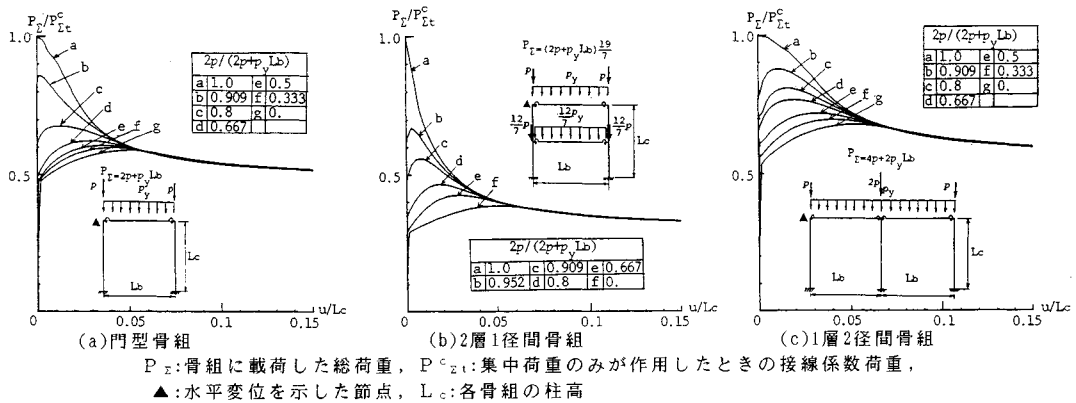


図-6 複合荷重下での分岐挙動

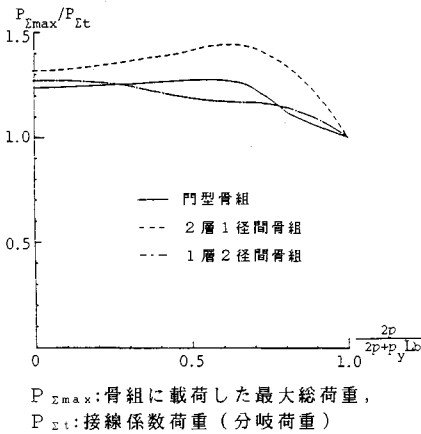


図-7 全荷重に占める集中荷重の割合と  $P_{zmax}/P_{zt}$  の関係

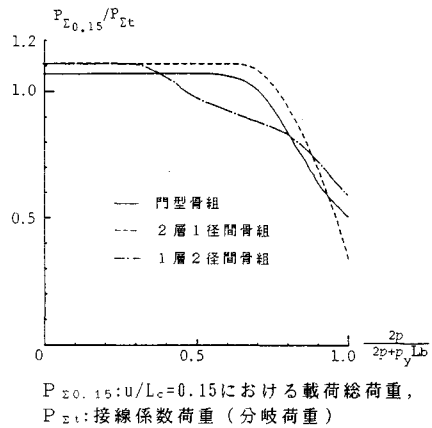


図-8 全荷重に占める集中荷重の割合と  $P_{z0.15}/P_{zt}$  の関係

重の割合を変化させて得られた結果を、鉛直荷重の総和と骨組上端部の水平変位の関係について図-6(a)~(c)に示す。なお、これらの図では、集中荷重が全荷重に占める割合をパラメーターとして、これを用いて荷重の複合状況を示している。

図-6 から明らかなように、集中荷重と分布荷重の比の変化により、複合荷重下の荷重-変位曲線は集中荷重のみの場合を上限、分布荷重のみの場合を下限として、両者の間を連続的に変化する。このとき、集中荷重成分に分布荷重成分が入ることにより分岐荷重は低下傾向を示すが、分布荷重がある割合以上になると、ほとんど分布荷重のみの場合の分岐荷重に収束する。

分岐後の挙動に与える複合荷重の影響をより詳細に調べるために、最大荷重  $P_{zmax}$  と接線係数荷重  $P_{zt}$  の比ならびに、骨組上端部の水平変位が分岐後  $u/L_c=0.15$  となる荷重  $P_{z0.15}$  と接線係数荷重  $P_{zt}$  の比がそれぞれ集中荷重成分の全荷重に占める割合によってどのように変化するかを3種類の構造について示したものが図-7, 8で

ある。なお、半剛結骨組は分岐後、変形が増大すると荷重は、ほぼ一定値に収束するが、 $P_{z0.15}$  はこの収束値に対応するものとして用いており、 $P_{zt}$  との比は分岐後の荷重低下の程度を表わしている。

図-7 に示す  $P_{zmax}$  と  $P_{zt}$  の比は分岐後の荷重上昇の程度を示しているが、これは骨組の形式によって異なった傾向を示している。すなわち、門型、ならびに2層1径間骨組では、集中荷重の全荷重に占める割合が約0.7程度のとき分岐後、最も大きな荷重上昇の傾向を示すが、1層2径間骨組では分布荷重のみ作用するときの荷重上昇が最も大きく、集中荷重が全鉛直荷重に占める割合が増加するにつれて上昇割合は減少していく。

一方、全荷重に占める集中荷重の割合と  $P_{z0.15}/P_{zt}$  の関係を示した図-8 より、分岐後の荷重低下の傾向はいずれの骨組についてもほぼ同様で全荷重に占める集中荷重成分の割合が増加すると荷重は低下する傾向を示すことがわかる。特に、集中荷重の割合が約0.7以上になると、いずれも荷重の低下傾向は急激であり、その割合も

大きい。

### 6. 結合部の荷重履歴と座屈挙動

半剛結骨組のはりとの結合部は低荷重状態から非弾性特性を示す。したがって、繰返し風荷重による荷重履歴を受けた骨組はこれを受けない骨組と比べ結合部の剛性変化ならびに残留応力、変形等の不整が生ずるため異なった座屈特性を示す可能性がある。

ここでは、図-2に示す3種類の半剛結骨組の鉛直荷重下の座屈挙動に及ぼす風荷重による荷重履歴の影響を検討する。鉛直荷重としては図-4に示す分布荷重がはりに作用する場合と集中荷重が柱上に作用する場合を扱う。なお、座屈挙動という表現を用いたのは荷重履歴による骨組の不整のため、分岐挙動を示さず、極限点のみが現われる場合もあるからである。

荷重履歴としては、風荷重によるものを考慮するが、ここではこの荷重を与える前に、まず、鉛直荷重を表-1に示す設計荷重レベルまで単調に増加させる。表-1には、はりに分布する場合のみを示しているが、柱上に集中荷重が作用する場合には分布荷重と総和が等しくなる図-4の形式の集中荷重を与える。次に、風荷重を骨組の設計で考慮したように、一方の外側の柱とはりの結合部に水平集中荷重として作用させる。繰返し風荷重による荷重履歴としては次のようなものを考える。すなわち、はじめに風荷重を表わす水平集中荷重を最大荷重レベルまで単調増加させ、これを零まで単調減少させる。次に、反対側の柱に逆方向の水平集中荷重を同様の過程で増減させる。以上の過程を1サイクルとして、はりとの結合部のヒステリシスループが収束するまで繰

り返す。この繰返し载荷における水平集中荷重の最大荷重レベルとして2種類のを考える。1つは、表-1に示す設計荷重であり、いま1つは、この設計風荷重の2倍である。結合部のヒステリシスループは、荷重のレベルおよび3.に示した骨組の種類にかかわらず、その特性については基本的には同じである。したがって、ここでは門型骨組に、高い方のレベルの繰返し風荷重が载荷したときの結合部のヒステリシスループの収束状況を図-9(a), (b)に示す。図-9より、ヒステリシスループの収束状況は、鉛直設計荷重がはりに作用するか、柱上に作用するかによって、異なっており、はりに分布荷重が作用した場合に比べ、柱上に集中荷重が作用した場合の方が収束は速い。

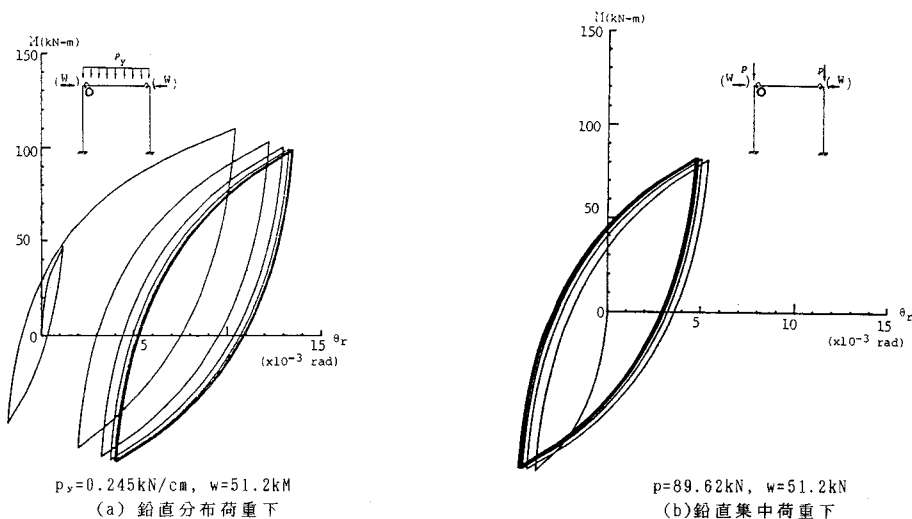
鉛直荷重下の座屈挙動は、ヒステリシスループの収束後水平集中荷重を除去し、鉛直設計荷重が作用した状態から直交多次元空間における荷重-変位曲線の弧長を単調増加させることによって解析する。

以上の解析で得られた鉛直荷重の総和と骨組上端部の水平変位の関係を3.に示した3種類の骨組と鉛直荷重の条件について分類して示したのが図-10(a)~(f)である。

各図には、2種類のレベルの荷重履歴を受けた履歴系の座屈挙動のほかに、比較する意味で荷重履歴を全く受けていない完全系の骨組の挙動についても示している。

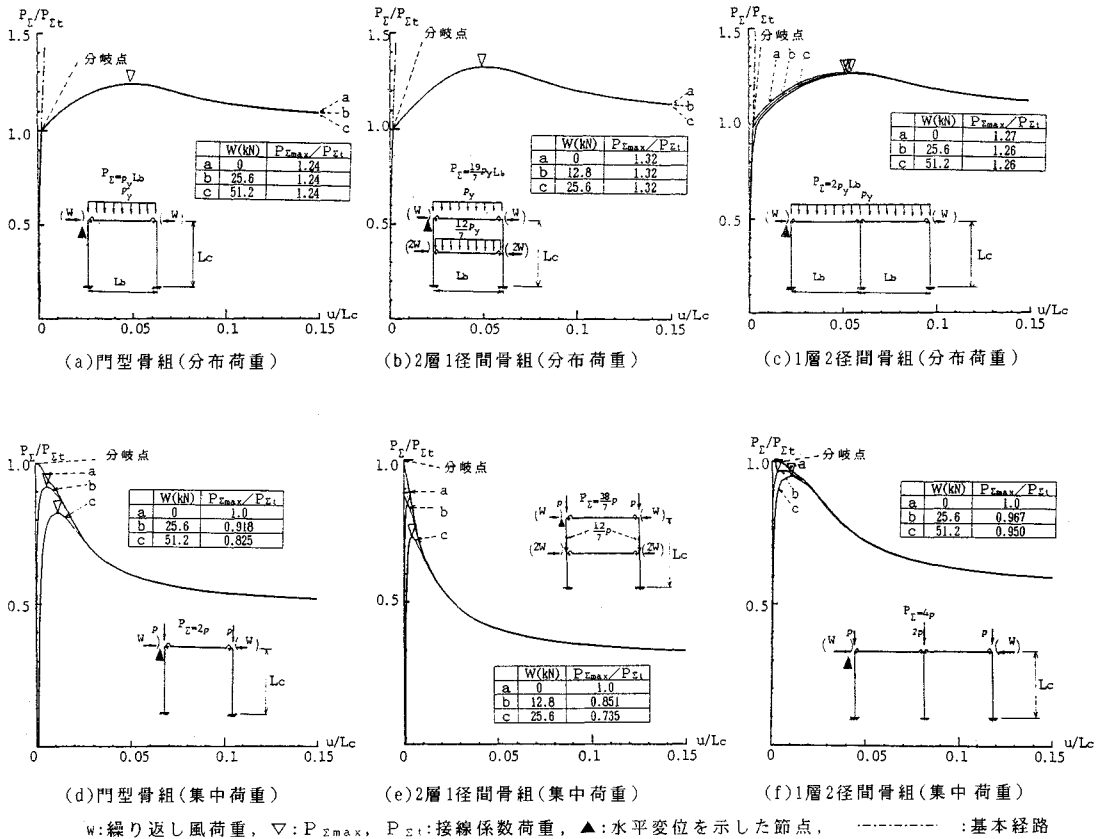
図-10(a)~(f)からわかるように、荷重履歴の影響は鉛直荷重の载荷条件により大きく異なっている。

集中荷重が柱上に作用する場合は、荷重履歴の影響が現われ、これによって生ずる不整のため、いずれの骨組の場合も分岐が生じず、極限点挙動が現われる。この極



○: ヒステリシスループを図示した結合部

図-9 門型骨組結合部のヒステリシスループ



図—10 風荷重による荷重履歴を受けた骨組の座屈挙動

限点の荷重レベルは、完全系の分岐点より低下し、繰り返し荷重レベルが大きいくほど、この低下は大きい。しかしながら、これらの完全系と履歴系の差も、座屈後、水平変位が増加するにつれて、急速に減少し、荷重-変位曲線はほとんど一致してくる。

分布荷重がはりに作用する場合には、集中荷重が柱上に作用する場合とは対照的に、荷重履歴が座屈挙動に及ぼす影響はほとんど見受けられない。すなわち、1層2径間骨組の履歴系は集中荷重下の場合と同様、分岐点はなく極限点のみ生ずるが、座屈挙動における完全系との差はほとんどなく、最大荷重の低下も実質上ない。さらに、門型ならびに2層1径間骨組に至っては、荷重履歴による不整は、はり上の分布荷重の増加に伴い、分岐荷重以下で消失する。したがって、これら履歴系の座屈挙動は完全系と一致し、分岐が生ずる。

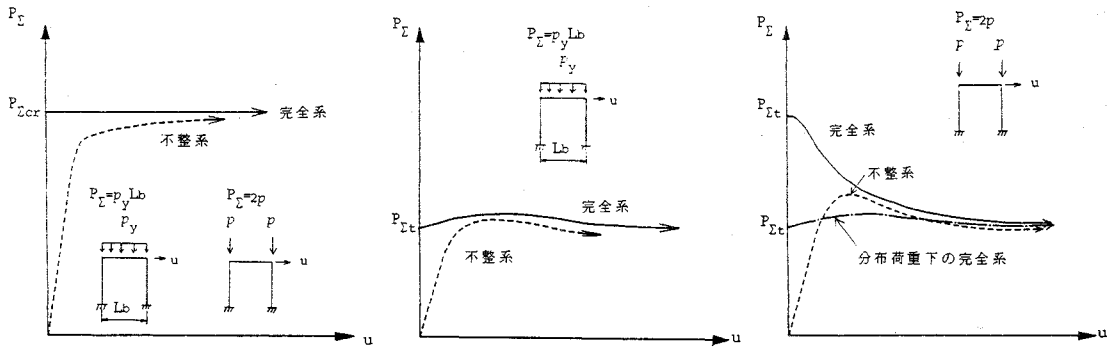
### 7. 安定性の照査について

部材単位の設計をする場合、骨組全体系の安定性の照査においては、部材の有効座屈長の評価が重要となる。ピン結合や剛結骨組における有効座屈長は、通常、不整

のない完全系の弾性分岐荷重に基づき決定される。一方、半剛結骨組の場合は、はりと柱の結合部が低荷重から非弾性挙動を示すが、半剛結骨組の有効座屈長を、ピン結合や剛結骨組と同じレベルで評価するためには、本論文で用いたような、はりや柱部材は線形弾性体とし、結合部の非弾性特性のみ考慮したモデルを用いるのが妥当と考えられる。

一般的に考えられている半剛結骨組の有効座屈長の評価方法としては、上記モデルにおいて、結合部には荷重履歴を受けない単調増加荷重下の構成則を用いて求められる完全系の分岐荷重、すなわち接線係数荷重に基づくものである。しかしながら、図—11(b), (c)に概念図を示すように半剛結骨組の座屈挙動は著者らの文献4), 5), 22)や本論文5, 6.で明らかにしたように、結合部の非弾性特性のため図—11(a)に示すピン結合や剛結骨組の挙動と大きく異なり、荷重条件に大きく影響を受ける。すなわち、鉛直荷重が主に分布荷重として、はり上に作用する場合には図—11(b)に示すように、分岐後、変形の増加に伴う荷重の増減は少ない。また、本文で検討した荷重履歴による不整とともに文献5), 22)で検討





(a)ピン結合または剛結骨組 (b)半剛結骨組(はり上に分布荷重が作用) (c)半剛結骨組(柱上に集中荷重が作用)

図一11 骨組の座屈挙動の概念図

した荷重の不整や幾何学的初期不整による影響も小さくピン結合や剛結骨組と同様安定した挙動を示す。一方、鉛直荷重が主に集中荷重として、柱上に作用する場合には、図一11(c)のように、分岐後急激に荷重が低下するとともに、上記のいずれの不整にも敏感で、最大荷重も大きく低下する不安定な挙動を示す。以上の挙動からわかるように、鉛直荷重がはり上に分布荷重として作用する場合には、ピン結合や剛結骨組の座屈挙動と比較しても、接線係数荷重による有効座屈長の評価は妥当である。しかしながら、集中荷重が柱上に作用する場合には接線係数荷重は分岐後の荷重ならびに、不整系の最大荷重を過大評価するため、過小な有効座屈長となり、この場合接線係数荷重による評価はピン結合や剛結骨組の場合と比べ危険側となる。

鉛直荷重が柱上に作用する場合、前述したように分岐後急激に荷重が減少したり、不整により最大荷重も大きく低下する。結局、下限として保証されるのは分布荷重がはり上に作用する場合の接線係数荷重で、この荷重は図一6からもわかるように、妥当な精度で座屈後の安定した荷重レベルを与えている。したがって、集中荷重下の有効座屈長を含め複合荷重下の有効座屈長はいずれも、分布荷重下の接線係数荷重をもとに評価するのが1つの安全側の考え方であろう。

## 8. まとめ

半剛結矩形骨組の安定性の照査法を考察することを目的として、後座屈領域を含めた安定特性を数値解析により詳細に検討した。解析法としては、すでに著者らによって提案された結合部の非弾性特性をできる限り厳密に考慮し、かつ、半剛結骨組の非弾性臨界挙動を正確に解析し得る手法を用いた。得られた結果を以下にとりまとめ示す。

(1) 座屈解析におけるはりとの結合部の構成則の簡易化に関して、線形弾性モデルや非線形弾性モデルの

妥当性について検討した。線形弾性モデルに関しては、分岐荷重が正解と等しくなる等価線形剛性を設定できたとしても、各種荷重下の座屈後挙動を精度良く解析することはほとんど不可能である。一方、非線形弾性モデルでは、除荷が生じない場合には、座屈挙動に関して、正しい結果を与え、除荷が生ずる場合にも、正解との差は小さく、妥当な範囲で安全側の評価ができる。

(2) 半剛結矩形骨組の場合、その座屈後挙動は荷重条件により大きく影響を受ける。すなわち、鉛直荷重のうち、はり上に作用する分布荷重の割合が増加すると、分岐前のはりとの結合部への曲げモーメント負荷による結合部の剛性減少のため、分岐荷重は低下する。しかしながら、分岐後除荷が生じ、剛性が増加するため、荷重は若干上昇する。一方、柱上への集中荷重の割合が増加すると、分岐前、はりとの結合部の負荷が少なく、分岐荷重自体は上昇するが、分岐直後結合部の負荷が急速に進み剛性が低下するため荷重は大きく減少し、分布荷重のみがはり上に作用したときの接線係数荷重のレベルまで低下する。このように、柱上に集中荷重が作用した場合の分岐荷重の上昇は不安定なもので、変形の進展や不整等により大幅に減少する。結局下限として保証できる荷重レベルは、はり上に分布荷重が作用した場合の接線係数荷重となる。

(3) 風荷重による荷重履歴により、はりとの結合部に剛性変化と残留変形、残留応力が生じ、その後の座屈挙動は、荷重履歴を受けないものに比べ変化する場合がある。特に、集中荷重が柱上に作用する場合には、荷重履歴による不整が比較的大きく影響し、分岐が生じず、最大荷重も低下する。一方、分布荷重がはり上に作用する場合には、荷重履歴に基づく不整は座屈前にほとんど消失し、完全系とほぼ同様の挙動を示し、分岐を生ずるものもある。

(4) 通常のピン結合や剛結骨組の場合、弾性分岐荷重をもとに部材の有効座屈長が評価されており、半剛結

骨組の場合も同様の発想に基づき接線係数荷重により有効座屈長を評価することが考えられる。分布荷重がはりに作用する場合の半剛結骨組の座屈挙動はピン結合や剛結骨組とほぼ同様で接線係数荷重による評価法で問題は生じない。一方、集中荷重が柱上に作用する場合の接線係数荷重は必ずしも安定したものでなく、分岐後、急激に荷重が低下したり、不整により最大荷重が大きく減少するため、この荷重をもとに有効座屈長を評価することは危険側の評価となる。上記のような集中荷重下における、荷重変動も、分布荷重がはりに作用する場合の接線係数荷重を下まわることではなく、この荷重は、座屈後の荷重レベルの下限を妥当な精度で与えている。したがって半剛結骨組の有効座屈長はすべてはりに分布荷重が作用する場合の接線係数荷重をもとに評価するのが1つの安全側の考え方であろう。

#### 参考文献

- 1) Chen, W. F., editor: Joint Flexibility in Steel Frames, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, 1987.
- 2) Jones, S. W., Kirby, P. A. and Nethercot, D. A.: The Analysis of Frames with Semi-Rigid Connections A-State-of-the-Art Report, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 3, No. 2, pp. 2~13, 1983.
- 3) Anderson, D., Bijlaard, F., Nethercot, D. A. and Zandonini, R.: Analysis and Design of Steel Frames with Semi-Rigid Connections, IABSE Surveys S-39/87, pp. 61~68, 1989.
- 4) Goto, Y., Suzuki, S. and Chen, W. F.: Bifurcation and Limit-Load Instability of Flexibly Jointed Frames, Proc. of the International Colloquium on Bolted and Special Structural Connections, 3, Moscow, pp. 80~89, May, 1989.
- 5) 後藤芳顕・鈴木五月・松浦 聖: はりと柱の結合部の非弾性特性を考慮した半剛結平面骨組の臨界挙動の解析, 土木学会論文集, 第410/I-12, pp. 287~296, 1989. 10.
- 6) Romstad, K. M. and Subramanian, C. V.: Analysis of Frames with Partial Connection Rigidity, Journal of Structural Div., ASCE, Vol. 96, No. ST 11, pp. 2283~2300, Nov., 1970.
- 7) Yu, C. H. and Shanmugam, N. E.: Stability of Frames with Semirigid Joint, Computers and Structures, Vol. 23, No. 5, pp. 639~648, 1986.
- 8) Simitse, G. J. and Vlahinos, A. S.: Elastic Stability of Rigidly and Semi-Rigidly Connected Unbraced Frames, Steel Framed Structures, R. Narayanan (ed.), London, Elsevier Applied Science Publ., pp. 115~152, 1984.
- 9) Ackroyd, M. H.: Nonlinear Inelastic Stability of Flexibly-Connected Plane Steel Frames, Ph.D. Thesis, University of Colorado, Boulder, Colorado, 1979.
- 10) AISC: Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, IL, 1986.
- 11) Chen, W. F. and Lui, E. M.: Column with End Restraint and Bending in Load and Resistance Factor Design, AISC Engineering Journal, Third Quarter, pp. 105~132, 1985.
- 12) Chen, W. F. and Kishi, N.: Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections: Data Base and Modeling, Journal of Structural Engineering, ASCE, 115 (1), pp. 105~119, 1989.
- 13) Chen, W. F. and Saleeb, A. F.: Uniaxial Behavior and Modeling in Plasticity, Structural Engineering Report No. CE-STR-82-35, School of Civil Engineering, Purdue Univ., West Lafayette, 1982.
- 14) Dafalias, Y. F. and Popov, E. P.: Plastic Internal Variables Formalism of Cyclic Plasticity, J. Appl. Mech., Vol. 43, pp. 645~651, 1976.
- 15) Goto, Y. and Chen, W. F.: Second Order Elastic Analysis for Frame Design, Journal of Structural Div., ASCE, Vol. 113, No. ST 7, pp. 1501~1591, July, 1987.
- 16) Goto, Y. and Chen, W. F.: On the Computer-Based Design Analysis for the Flexibly Jointed Frames, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, pp. 203~231, 1987.
- 17) Riks, E.: An Incremental Approach to the Solution of Snapping and Buckling Problems, Int. J. Solids Structures, 15, pp. 529~551, 1979.
- 18) Hill, R.: A General Theory of Uniqueness and Stability in Elastic-Plastic Solids, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, Vol. 6, pp. 236~249, 1958.
- 19) AISC: Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, Chicago, IL, 1978.
- 20) Moncarz, P. D. and Gerstle, K. H.: Steel Frames with Nonlinear Connections, J. Struct. Div. ASCE, 107 (8), pp. 1427~1441, 1981.
- 21) Hechtman, R. A. and Johnston, B. G.: Riveted Semi-rigid Beam-to-Column Building Connections, Progress Report No. 1, AISC Publication (Appendix B), 1947.
- 22) Goto, Y., Suzuki, S. and Chen, W. F.: On the Critical Behavior of Semi-Rigid Orthogonal Frames, to appear in the Proc. of International Conference on Structural Engineering and Computations, Beijing, China, 1990.

(1989. 7. 13・受付)