

(32) 柱および、はり一柱の座屈・崩壊 強度に関する簡略化解析法の検討

三 船 忠 志^{※1} 増 尾 龍 一^{※2}

1. 緒 言

柱および、はり一柱 (beam-column) の不安定現象・崩壊に関する研究は古くから多くの研究者によって理論的・実験的に行なわれてきた。たとえば1)～4)最近、柱の両端が、はりのような他の隣接部材に連結されることによって回転拘束されている柱、いわゆる弾性拘束柱の崩壊強度・設計に関する検討がS.S.R.C.で進められており、また、我が国でも見られる。たとえば5)-12)

一方、Massonnet¹³⁾は、鋼構造物の安定問題全般にわたる研究の総括・概観をおこなった中で、設計基礎式の誘導にあたっては、実際の現象にできるだけ忠実であると同時に、実際の設計に利用可能な簡便さの必要性について述べている。

本研究は、上述の観点から、柱および、はり一柱の弾塑性座屈・崩壊における極限強度解析の概念を簡略化すること、および、弾性拘束柱や、単純はり一柱などを総括的に取扱う方法の開発と、弾性拘束柱の極限強度式の中に単一の柱および、はり一柱を包含するような、統括極限強度式の開発を目的としている。本論文は、その解法の一例として、大胆な仮定のもとに著者らが開発した“柱の仮想降伏応力法”という新しい概念を導入した。その結果、柱の非弾性座屈強度の解析が弾性応力解析と同じ手順の実行だけで、極限強度解析を近似的に代替できることを明らかにした。以下、この解析法と、その実用性の検討結果について述べる。

まず、本論文の基礎となる柱の仮想降伏応力⁸⁾(Hypothetical yield stress)の概念について説明し、これをもとに、柱のそれぞれの支持条件(固定、回転支持、弾性拘束支持など)のすべてを包含する極限強度式を得るために、より一般的で包括的な弾性拘束柱の解析を行なった。その解析中で隣接部材の拘束係数 κ および、相当偏心量 $[e]_{eq}$ という二つの新しい概念を導入して解析を簡略化した極限強度式を導き、これを一般化修正セカント式と名付けた。つぎに、この一般化修正セカント式の結果の実用性を検討するために、一つのモデル実験との結果の比較を示す。^{一考}著者らの提唱する、柱の仮想降伏応力を基礎とした修正セカント式は二軸偏心圧縮柱への拡張も容易であるので、最後にそれについて説明し、単一柱の二軸偏心圧縮実験結果との比較を行なった。

2. 柱の仮想降伏応力

ここで、本論文の基礎となる式(1)のような仮想降伏応力 $\tilde{\sigma}_y$ (Hypothetical yield stress)

$$\tilde{\sigma}_y = (1 - (Z_p / Z)) \sigma_{cs} + (Z_p / Z) \cdot \sigma_y \quad (1)$$

※1 大阪工業大学 工学部 講師

※2 同 教授

の概念について述べる。説明の便宜上、柱の材料は軟鋼のように理想化した応力－ひずみ線図を仮定し、材料の降伏応力を σ_y とすると、偏心的軸圧縮される柱（はり一柱）は荷重の増加とともに、図1のような応力分布を経過して崩壊に至る。その崩壊時の応力分布（図1－①）は軸力 P による平均軸圧縮応力 σ_{cs} と曲げの応力との結合である。ただし、 $\sigma_{cs}=P/A$ 。

いま、このはり一柱が純曲げモーメントだけをうけて、崩壊することを想像すると図3の応力分布図となる。これに対して、柱が純圧縮の状態（このとき図2の、曲げモーメントは零の状態）で崩壊に至る。したがって、図4のように $\sigma_{cs}=\sigma_y$ の応力分布で崩壊に至るが、もし応力－ひずみ線図が完全弾塑性でなければShanleyの座屈応力で崩壊に至るだろう。

さて、ここで図3に示された塑性（極限）的な応力パターンと等値の弾性的応力パターンを想像してみよう。それは図5のような応力パターンとなるだろう。
したがって、図3の応力パターンから単純弾性理論によって全塑性モーメント M_p は式（2）で表現される。

$$M_p = Z_p \cdot \sigma_y \quad \cdots \cdots (2)$$

それに対して、想像的に描かれた図5の弾性的応力パターンから単純弾性理論によって、 M_p は形式的に式（3）で表現される。

$$M_p = Z \cdot \sigma_{yB} \quad \cdots \cdots (3)$$

ここで、式（2）と式（3）は M_p が等値であるから、これら両式より σ_{yB} を求めると、次のようになる。

$$\sigma_{yB} = (Z_p / Z) \cdot \sigma_y \quad \cdots \cdots (4)$$

この式（4）の σ_{yB} は、降伏応力 σ_y を形式的に形状係数 (Z_p / Z) 倍したものである。すなわち、弾性的な解析法で得られるはりの最外縁の応力 σ_m が、前述の σ_{yB} と想像的に等しくなるとき、その断面が全塑性状態になる（図3参照）。言えらる、これがはりの極限強度とみなされる。このように、仮想的な降伏応力を用いることによって、単純はり理論でも、はり一柱の極限強度が求められる

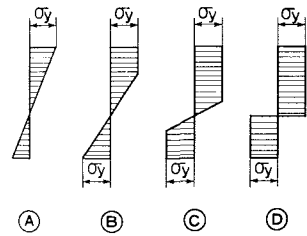


図1 はり一柱の崩壊応力分布

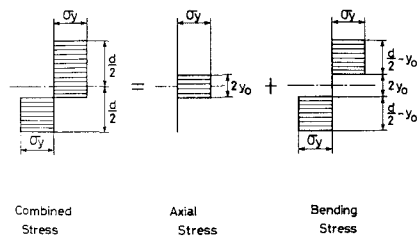


図2 圧縮と曲げの組合せ応力パターン

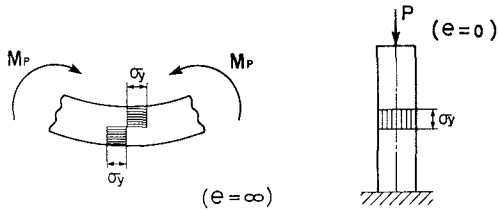


図3 全塑性モーメント 図4 純圧縮状態

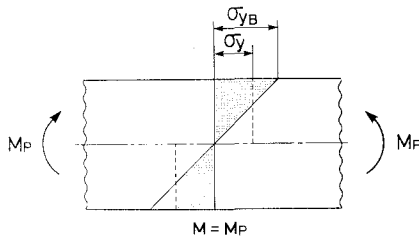


図5 仮想弾性の相当表面応力 σ_{yB}

ことを示唆している。一方、純圧縮の場合、図 4 より最外縁の応力 σ_m が降伏応力 σ_y に等しくなる
 とき、その断面は全塑性状態であるから、これも柱の極限（崩壊）強度とみなされる。そこで、一般
 に、柱が曲げと圧縮をうける場合（図 2 参照）の、いわゆる、はり一柱の極限強度は、どのような仮
 想降伏応力によって、求められることになるか考察しよう。さて図 2 は、偏心圧縮を受ける柱（はり
 一柱）であり、その両極を（A）、（B）とすると、それぞれ、（A）は、偏心が無限大の場合（純
 曲げ状態、すなわち、図 2 の中の y_0 が無限小のとき）で、（B）は、偏心が無限小の場合（純圧縮
 状態、すなわち、図 2 の中の $2y_0 = d$ のとき）である。その両極状態の極限強度は前述のと
 おりで、柱の最外縁の応力 σ_m がそれぞれの降伏応力 σ_y 、または、仮想降伏応力 σ_{yB} のいずれかに
 等しくなる条件から求められる。図 2 のような、一般的なはり一柱の仮想降伏応力 $\tilde{\sigma}_y$ は偏心の程度
 によって、 σ_y と σ_{yB} との中間の値をとるので

$$\sigma_y \leq \tilde{\sigma}_y \leq (Z_p / Z) \cdot \sigma_y \quad \cdots (5)$$

と表わすことができる。また、 $\tilde{\sigma}_y$ は図 2 の中の y_0
 の関数であるから、 σ_{cs} の関数として表現できる。
 そこで、 $\tilde{\sigma}_y$ を図 6 のように直線で近似すると、前述
 の式（1）を得ることができる。この仮定は簡単であ
 るだけでなく、これによって柱の極限強度が弾性解析
 法と関連づけられるために重要な役割をはたすことにな
 る。（後述の式（10）参照）

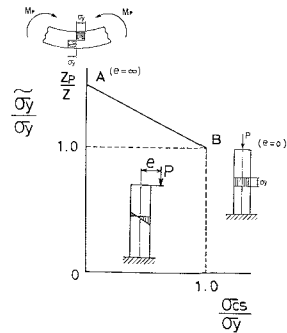


図 6 はり一柱の仮想降伏応力

3. 一般化修正セカント式

ここで、弾性拘束柱のモデルとして図 7 のような箱
 形 Frame モデルの解析を行なう。具体的に、図 7 の
 部材を次のように、主部材 AB と副部材（その他の部
 材）に分割すると、図 8 に示されるように、副部材は
 主部材の端末の拘束モーメント M_A, M_B によって代
 替され、さらに簡略化される。そこで、図 8 の主部材
 のみに着目すると、両端のたわみ角 θ_A, θ_B は、そ
 れぞれ

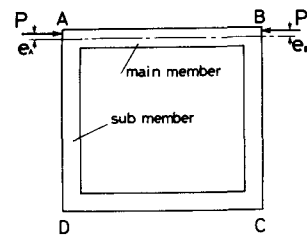


図 7 箱形 Frame のはり一柱モデル

$$\theta_A = [dy/dx]_{x=0} \quad \theta_B = [dy/dx]_{x=l}$$

となり、両端の拘束モーメント M_A, M_B は、それぞ
 れの θ_A, θ_B に比例するから

$$M_A = k_A \cdot \theta_A \quad M_B = k_B \cdot \theta_B$$

のように表わされる。したがって、実際上の材端の

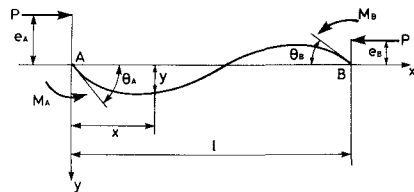


図 8 理論解析モデル

モーメント M_{1A} , M_{1B} は次のようになる。

$$M_{1A} = P [e_A - k_A \cdot \theta_A / P] \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$M_{1B} = P [e_B + k_B \cdot \theta_B / P] \quad \dots\dots\dots (6)$$

ところが、上式の〔 〕の項は見かけ上の偏心量に相当するので、これらを $[e_A]_{eq}$, $[e_B]_{eq}$ と書き、これを相当偏心量と呼ぶことにする。

この相当偏心量を用いると、材端モーメント M_{1A} , M_{1B} が、

$$M_{1A} = P \cdot [e_A]_{eq} \quad M_{1B} = P \cdot [e_B]_{eq}$$

となり、単柱と同様に取扱うことができる。したがって、この場合の主部材の、たわみ曲線は

$$y = [e_A]_{eq} \cdot \left\{ \frac{\sin \alpha (\ell - x)}{\sin \alpha \ell} - \frac{\ell - x}{\ell} \right\} + [e_B]_{eq} \cdot \left\{ \frac{\sin \alpha x}{\sin \alpha \ell} - \frac{x}{\ell} \right\} \quad \dots\dots\dots (7)$$

となる。ここに、 $\alpha^2 = P/EI$ であり、これより、主部材の両端のたわみ角 θ_A , θ_B が求められ、この θ_A , θ_B と (6)、(6)' から、 $[e_A]_{eq}$, $[e_B]_{eq}$ について求めると、次のようになる。

$$[e_A]_{eq} = \{ 1 - (\kappa_B \cdot T_\alpha + \beta \cdot \kappa_A \cdot S_\alpha) / (\alpha \ell)^2 \} \cdot e_A / [F] \quad (8)$$

$$[e_B]_{eq} = \{ \beta - (\beta \cdot \kappa_A \cdot T_\alpha + \kappa_B \cdot S_\alpha) / (\alpha \ell)^2 \} \cdot e_A / [F] \quad (8)$$

ここに、 $S_\alpha = \{ (\alpha \ell / \sin \alpha \ell) - 1 \}$, $T_\alpha = \{ (\alpha \ell / \tan \alpha \ell) - 1 \}$,

$$\beta = e_B / e_A, \quad \kappa_A = k_A \cdot \kappa, \quad \kappa_B = k_B \cdot \kappa, \quad \kappa = \ell / EI$$

$$\beta_{eq} = [e_B]_{eq} / [e_A]_{eq}, \quad \alpha \ell = (\lambda \sqrt{\sigma_{cs}} / E),$$

$$[F] = [1 - T_\alpha (\kappa_A + \kappa_B) / (\alpha \ell)^2 + \kappa_A \cdot \kappa_B \cdot (T_\alpha^2 - S_\alpha^2) / (\alpha \ell)^4] \quad \dots\dots\dots (9)$$

である。ここで、前報 (9) (11) と同様に、はり一柱の最外縁の応力 σ_m を弾性的な解析法で求め、この σ_m と、式 (1) の $\tilde{\sigma}_y$ が等しにおいて整理すると、 $\lambda > \lambda_{\beta eq}$ のとき、式 (10) を得る。

この式 (10) は、 (Z/Z_p) の項を除くと弾性解と完全に一致する。言換えれば、この方法は、弾性解の偏心比の項に (Z/Z_p) の項を加えるだけで、式 (10) を得ることができる便利さである。

$$\sigma_y = \sigma_{cs} \left\{ 1 + \frac{c [e_A]_{eq}}{r^2} \cdot (Z/Z_p) \cdot \phi_{eq} / \sin (\lambda \sqrt{\sigma_{cs}}/E) \right\} \quad (10)$$

ここに、 $\phi_{eq} = \{ \beta_{eq}^2 - 2 \beta_{eq} \cos (\lambda \sqrt{\sigma_{cs}}/E) + 1 \}^{1/2}$, $\lambda = l/r$

$\lambda \beta_{eq} = \sqrt{E/\sigma_{cs}} \cdot \cos^{-1}(\beta_{eq})$, である。

4. 解析結果の検討

4.1 弾性拘束柱の計算例

さて、この式(10)を満足するときの、 σ_{cs} が弾性拘束柱の最終強度 σ_c を与えるいま、数値計算の一例として、次のような各値を使用して、弾性拘束柱の最終強度と細長比の関係を示す。

図10は、 $(Z_p/Z) = 1.5$ で、

$\sigma_y = 245[\text{Mpa}]$, $E = 206[\text{Gpa}]$, $\beta = 1.0$ で

κ_A と κ_B の値は共に等しく、それぞれ、

$\kappa_A = \kappa_B = 0, 3.5, 100, \infty$, の4種類

類とした。また、偏心比もそれぞれ、

$c \cdot e_A / r^2 = 0.0, 0.5, 2.0$, の3種類

についての計算結果を示している。また、

式(8)～(10)において、 $\kappa_A = \kappa_B = 0$ 。

すなわち、両端の拘束部材のない場合は、相当偏心量 $[e_A]_{eq}$ が、単なる偏心量 e_A になり、

$[e_A]_{eq} = e_A$ となるから、前報⁽¹²⁾の“単一柱の修正セカント式”となり、式(11)で表わされる。

(図10 破線 参照)

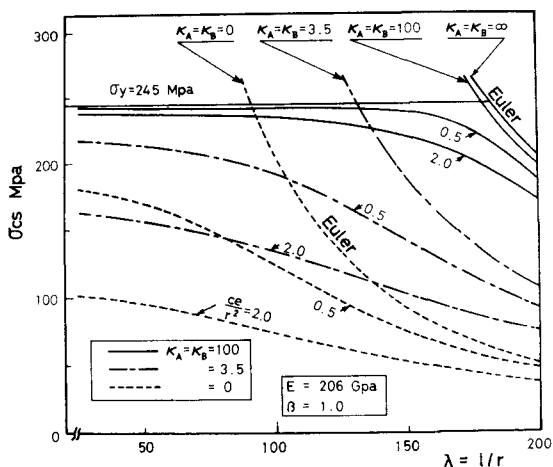


図10 弾性拘束柱の最終強度と細長比の関係

$$\sigma_y = \sigma_{cs} \left\{ 1 + \frac{c \cdot e_A}{r^2} \cdot (Z/Z_p) \cdot \phi / \sin (\lambda \cdot \sqrt{E/\sigma_{cs}}) \right\} \cdots \cdots (11)$$

さらに、 $(Z_p/Z) = 1$ とおくと、弾性解と一致する。したがって、 $e_A = e_B$ のときは良く知られた“セカント公式”(弾性式)となり、式(12)で表わされる。

$$\sigma_y = \sigma_{cs} \left\{ 1 + \frac{c \cdot e_A}{r^2} \cdot \sec (\lambda/2 \cdot \sqrt{E/\sigma_{cs}}) \right\} \cdots \cdots (12)$$

また、式(10)の座屈条件は " $\sin(\lambda \cdot \sqrt{E}/\sigma_{cs})$ " が零になるときと、他の一つは式(9)の " $[F] \rightarrow 0$ " のときで、($[F]$ の項が無限小になるとき)である。

すなわち、最初の座屈条件は $(\lambda \cdot \sqrt{E}/\sigma_{cs}) = n\pi$ のときで、自然数 $n = 1, 2, 3, \dots$ なら、たわみ y が無限大になる。このときの σ_{cs} が中心圧縮柱の最終強度 σ_c となり、これはEuler公式で、 $n = 1$ ときの σ_{cs} を σ_{e1} とし、 $n = 2$ ときの σ_{cs} を σ_{e2} とすれば、 σ_{e1} と σ_{e2} は

$$\sigma_{e1} = E\pi^2/\lambda^2 \dots\dots\dots (13), \quad \sigma_{e2} = 4E\pi^2/\lambda^2 \dots\dots\dots (13)'$$

となり、それぞれ両端回転、($n = 1$) および、両端固定 ($n = 2$) のEuler式である。

また、他の座屈条件、式(9)の $[F] \rightarrow 0$ になるときは、 $[e_A]_{eq}$ の項が無限大になるときであり、これは、両端回転 式(13)および、両端固定 式(13)' 以外の拘束条件(拘束部材をもつ柱)の座屈条件を与える。たとえば、 $\kappa_A = 0$ で $\kappa_B \rightarrow \infty$ とおけば、 $\tan \alpha\iota = \alpha\iota$ になるとき、 $[F]$ の項が無限小になる。すなわち、これは一端回転、他端固定の柱の座屈条件をあらわす。

このように、一般に隣接する拘束部材によって決定される拘束条件から、 κ_A と κ_B を決定すると、任意の弾性拘束柱の中心座屈条件を求めることができる。そして、それらの座屈曲線は両端回転 ($\kappa_A = \kappa_B = 0$) および両端固定 ($\kappa_A = \kappa_B = \infty$) の両Euler座屈曲線の間に無数に存在することになる。(例えば図10の $\kappa_A = \kappa_B = 3.5$ の一点鎖線や、 $\kappa_A = \kappa_B = 100$ の実線を参照)

さて、このような任意の拘束条件の弾性拘束柱に偏心荷重が作用する場合の、柱の最終強度は図10に示すように、同一の偏心量であっても、 κ_A と κ_B の数値によって、拘束柱の最終強度曲線は大いに異なったものとなる(図10の破線や、一点鎖線、実線を参照)。

4.2 相関式と修正セカント式の関係について

次に前述の単一柱の修正セカント式(11)と、文献[17]の理想弾塑性形相関耐力度式(14)との関係について検討する。

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M_1}{1.14 (1 - P/P_e) M_p} = 1.0 \dots\dots\dots (14)$$

式(11)、(13)より、 $\sigma_{cs} = P/A$ 、 $\sigma_y = P_y/A$ 、 $M_1 = P \cdot e$ 、 $M_p = \sigma_y \cdot Z_p$ $(1 - P/P_e) = \cos(\alpha\iota/2)$ であるから、式(14)を変形すると、

$$\sigma_y = \sigma_{cs} \left\{ 1 + \frac{c \cdot e_A}{r^2} \cdot \frac{1}{1.14} \cdot (Z/Z_p) \cdot \sec(\alpha\iota/2) \right\} \dots\dots\dots (14)'$$

となる。さらに、式(14)は、I形断面の強軸に関するShape Factor (Z_p/Z) が近似的に $(Z_p/Z) = 1.14$ であるから、ここで $1/1.14$ の代りに (Z/Z_p) を代用すると、

$$\sigma_y = \sigma_{cs} \left\{ 1 + \frac{c \cdot e_A}{r^2} \cdot (Z/Z_p)^2 \cdot \sec(\alpha l/2) \right\} \dots (14)''$$

となる。ここで、式(11)、式(14)'、式(14)''の各式をそれぞれ比較すると、図11のようになる。この図は、偏心率 $ce/r^2 = 0.1$ および 1.0 の二種類で、Shape Factor は $(Z_p/Z) = 1.5$ の場合を示したもので、式(11)の修正セカント式が最も安全側にあることがわかる。ただし、 $(Z_p/Z) = 1.14$ のとき、式(14)', 式(14)''は完全に一致し、式(11)の値にも接近することが容易に想像できるだろう。

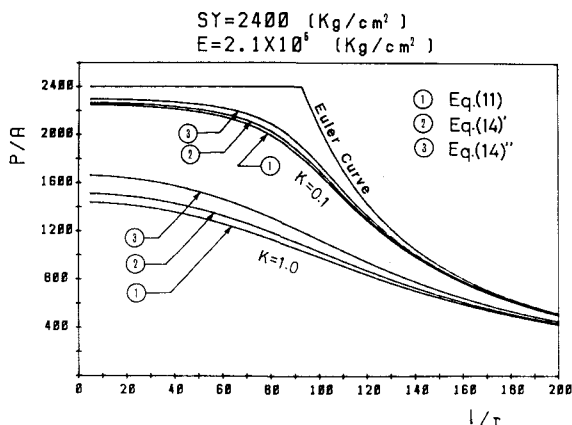


図11 相関式と修正セカント式の関係

4.3 接線弾性係数 E_t (Tangent Modulus)

が σ_{cs}/σ_y の関数で与えられる場合。

式(10), (11), (13)は理想化した応力-ひずみ関係でヤング率 E (一定)、の場合であったが、ここで、接線弾性係数 E_t が次式(15)のように σ_{cs}/σ_y の関数で与えられる場合について検討しよう。

$$E_t = 4E (\sigma_{cs}/\sigma_y) (1 - \sigma_{cs}/\sigma_y) \dots (15)$$

この場合、式(10), (11), (13)の式中 E を単に E_t に代替するだけであるから、式(10)は式(16)となり、特に式(13)は、いわゆる Tangent Modulus Theory 式となる。

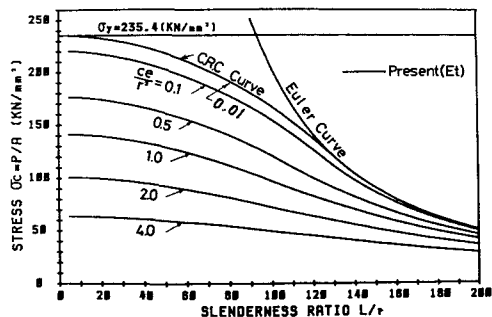


図12 接線弾性係数 E_t 与えた場合

$$\sigma_y = \sigma_{cs} \left\{ 1 + \frac{c \cdot [e_A]_{eq}}{r^2} \cdot (Z/Z_p) \phi_{eq} / \sin \lambda (E_t / \sigma_{cs})^{1/2} \right\} \dots (16)$$

ここで、式(16)において、 $\kappa_A = \kappa_B = 0$ 、 $\sigma_y = 235.4 \text{ [kN/mm}^2\text{]}$ 、 $(Z_p/Z) = 1.5$ で、偏心率 $ce/r^2 = 0.01, 0.1, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0$ の6種類について計算したものを図12に示す。図より、偏心率が小さくなると、CRC曲線⁴⁾に漸近し、 $ce/r^2 = 0.01$ 、以下のとき完全に一致することがわかる。

したがって、修正セカント式に式(15)のような接線弾性係数 E_t を使用すると、偏心圧縮柱が統一的に表現され、CRC曲線との矛盾もないであろう。さらに、式(10)～式(12)の各式の偏心 $\lambda^2 c e_0 / r^2 = 0.25$ または、 $e_0 = r / 20 + L / 500$ を加算しておく、AASHTO、AREA、の指針や、Perry-Robertson式や、前述の相関耐力式などを包含することになる。

5. 拘束柱の実験概要

解析結果を確認するために、図13のような長方形フレームモデルについて、実験をおこなった。長方形フレームモデル試験片は主部材および隣接部材とも市販の圧延ミガキ鋼材をもちいて、溶接により製作した。残留応力を除去のため、焼鈍したのち実験を実施した。なお、試験片の寸法表および載荷方法実験装置については文献〔8〕に示されているので、割愛し、実験結果のみ図14、表1に示した理論値は式(10)の結果でなく、図13について計算したものである。

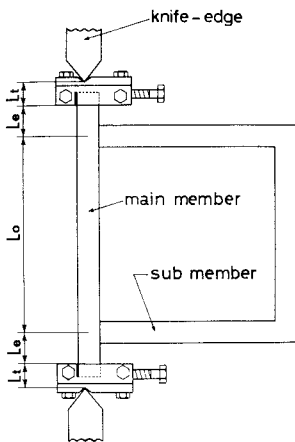


図13 実験 Frame モデル

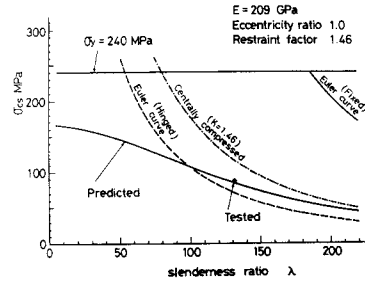


図14-1 実験結果

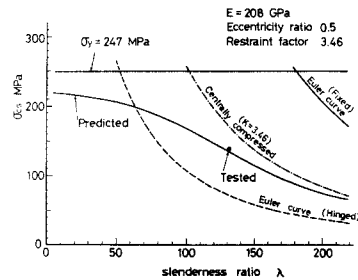


図14-2 実験結果

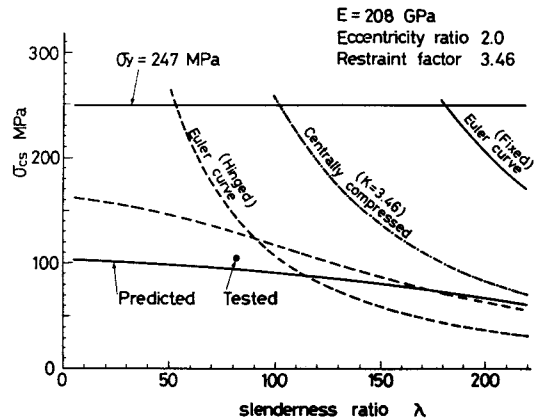


図14-3 実験結果

6. 二軸偏心圧縮柱の修正セカント式

最後に、二軸偏心圧縮曲げを受ける柱の修正セカント式について述べておこう。通常構造物のはり一柱を解析する場合、適当な平面構造物に分解して、一軸偏心圧縮柱として解析されるが、強軸まわりの曲げを受ける場合、図15～17に示されるように、このやり方はどうしても避けることの出来ない微小偏心のために極めて危険である。したがって、たとえ一軸偏心圧縮柱と見なされる場合でも弱軸まわりの偏心圧縮曲げ以外は、基本的に二軸偏心圧縮曲げを受ける柱として設計することが望ましい。例えば、後述の有用な若林¹⁵⁾らの実験結果や、Massonnet¹⁶⁾の実験結果などに示唆されている。したがって、最初から二軸偏心圧縮曲げ状態の柱の場合はもちろん、前述の理由からも二軸偏心圧縮の耐力式が必要になるので、ここで、式(10)を拡張して二軸偏心圧縮修正セカント式を示しておこう。

$$\sigma_y = \sigma_{cs} \left[1 + \frac{c_y \cdot [e_{Ay}]_{eq}}{r_x^2} \cdot (Z_x / Z_{px}) \left\{ \sec \lambda_x (E / \sigma_{cs})^{1/2} / 2 + \frac{1}{\Omega \Gamma \Xi \Lambda^2} \cdot \sec \lambda_x (E / \sigma_{cs})^{1/2} / 2 \right\} \right] \quad \dots (17)$$

ここに、 $\Omega = (Z_x / Z_{px}) / (Z_y / Z_{py})$ ，
 $\Gamma = c_y / c_x$ ， $\Lambda = \lambda_x / \lambda_y$ ，
 $\Xi = [e_{Ay}]_{eq} / [e_{Ax}]_{eq}$ ，である。
 添字 X，Y はそれぞれ、X 軸、Y 軸まわりに関するもの、あるいは、X 軸、Y 軸方向の距離を意味する。

次に式(17)を用いて、等辺 L 形鋼(L 90 × 90 × 7)を例にとって、集中荷重がその一边上に作用するとき、荷重点の位置 l/L の変化による座屈強度曲線と λ の関係についてその一例を図15に示す。

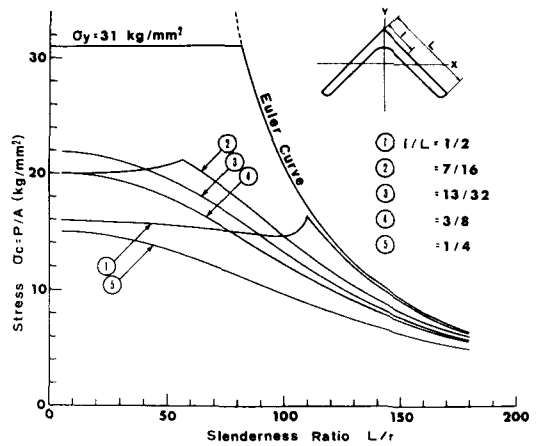


図15 L形鋼の二軸偏心曲げの数値計算例

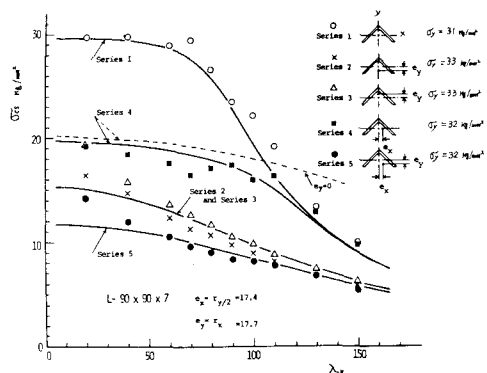


図16 若林らの実験結果との比較

図は $\kappa_A = \kappa_B = 0$ のときで、 $[e_{Ax}]_{eq} = e_{Ax}$ 、 $\Omega = 1.0$ 、 $\Gamma = 0.5$ 、 $\Lambda = \lambda_x / \lambda_y = 1.966$ 、 $\sigma_y = 31 \text{ kg/mm}^2$ として計算している。図中の①は $l/L = 1/2$ 、②は $l/L = 7/16$ 、③は $l/L = 13/32$ 、④は $l/L = 3/8$ 、⑤は $l/L = 1/4$ 、の各点の座屈強度曲線を表している。このように、荷重点によって座屈強度曲線がきわめて複雑な変化をするので、等辺 L 形鋼の設計にあたっては特別な注意が必要である。

そこで、若林ら¹⁵⁾によって確立された実験結果と、式(17)による結果との比較を図16に示す。図中の Series 4 の破線は ($e = 0$) の場合(一軸偏心)で $e_{Ax} = r_x / 2 = 17.4 \text{ mm}$ のときの計算値である。しかし一軸偏心では Series 5 の実験結果をうまく説明できない。

一方、若林らはこの実験値の説明には局部座屈理論で説明している。しかし前述の式(17)を用いて強軸まわりの偏心 ($e_{Ax} = r_x / 2 = 17.4 \text{ mm}$) の他に微小な弱軸まわりの偏心 ($c_y \cdot e_{Ay} / r_x^2 = 0.05$) をあてて計算した。その結果、図中の実線で示すように、Series 4 の実験結果を良く表わし、二軸偏心圧縮曲げだけでも充分に説明出来ることが解かる。同様に中心圧縮実験の Series 1 の計算も同手法により計算したものを実線で示している。さらに、Massonnet の実験結果についても一軸偏心だけでは良く説明できないが、同様の手法によりうまく説明できる。その結果を図17に示す。

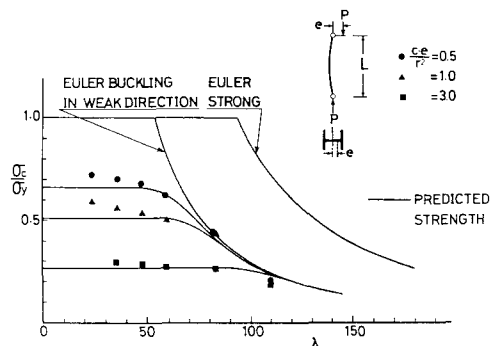


図17 Massonnet の実験結果との比較

Table 1. Test results and predicted strengths

Test No.	$\kappa_A = \kappa_B$	λ	E Gpa	σ_y Mpa	$\frac{c \cdot e}{r^2}$	σ_{th} Mpa	σ_{ex} Mpa
1- 80-3	3.46	82.7	208	247	2.0	93	104
1-130-3	3.46	131.7	208	247	0.5	132	136
1-130-2	3.46	131.7	203	339	1.5	118	118
2-130-3	1.46	131.7	206	411	2.0	83	79
2-130-3	1.46	131.7	209	240	1.0	83	86
3-100-3	1.16	100.2	203	295	1.5	97	112
3-100-3	1.16	100.2	203	295	1.0	109	128
4- 80-3	0.96	82.7	206	411	1.5	126	131
4- 80-3	0.96	82.7	209	240	1.0	132	149

7. 結 論

以上、隣接部材によって拘束された、はり一柱を中心とした柱の耐荷力決定のための基礎式の新しい誘導法の概要を示した。その誘導において筆者らの提案する仮想降伏応力法を用いると、非弾性座屈の問題を弾性的解析に容易に変換でき、これらは、一般の柱およびはり一柱にも容易に応用することができる。また、接線弾性係数 E_t を使用すると、C R C 曲線とも関連づけられ、利用範囲が拡大される。しかし、実際の設計式として用いるためには、さらに実物大試験による詳細な検討も必要である。

文 献

- 1) Galambos, T.V. , Structural Members and Frames , (1968), Prentice-Hall.
Galambos, T.V. 著, 福本・西野訳, 鋼構造部材と骨組, (1970) 丸善.
- 2) Bleich, F., Buckling Strength of Metal Structures. (1964), McGraw-Hill.
- 3) Chen, W.F., and Atsuta, T. Theory of Beam-Columns , (1976), McGraw-Hill.
- 4) Timoshenko, S.P., and Gere, J.M., Theory of Elastic Stability, (1961) McGraw-Hill.
- 5) Hall, D.H., J. of Struc. Div. ASCE Vol.107, No. ST 4, (1981) pp. 649 -670.
- 6) Chen, W.F., J. of Struc. Div. ASCE Vol.106, No. ST 11, (1980) pp. 2279-2295.
- 7) Ackroyd, M.H. and Gerstle, K.H. J. of Struc Div. ASCE Vol.109, No. ST 1, (1983) pp. 241-245.
- 8) Mifune, T., and Masuo, R., Proc. of SESA/JSME Joint Conf. on Exp. Mech., (1982) pp. 944-949 .
- 9) Lui, E.M. and Chen, W.F., Struc. Eng. Vol. 61B No. 1 (1983), pp 17 -26.
- 10) 青木・福本, 土木学会, 昭和58年, 年講, 講演論文集 pp 235-236.
- 11) 西村・小松, 山県, 土木学会, 昭和58年, 年講, 講演論文集 pp 241-242.
- 12) 三船・増尾, 機械学会, 材料・構造強度評価講演会, 論文集 (1983) pp. 440-444.
- 13) Massonnet, Ch. and Maquoi, R., IABSE Surveys, S-5/78, (1978) pp. 1-40.
- 14) Mifune, T., and Masuo, R., JSME PAPERS, JSME/ASME Appl. Mech. West. Conf., (1975) pp. 351-358
- 15) Wakabayashi, H. and Nonaka, T. Bull. Disaster Prev. Res. Inst. Vol. 15, No. 2, (1965)
pp. 1-18.
- 16) Massonnet, C. and Campus, F., Bull. No. 17, Inst. Pour l'Encouragement de la Recherche
Scientifique dans l'Industrie et l'Agriculture, (1956).
- 17) 建築学会編集, 鋼構造塑性設計指針, (昭和50年), 建築学会, pp. 113-133.

SIMPLIFIED STRENGTH CRITERION FOR COLUMNS

WITH OR WITHOUT END RESTRAINT

by

Tadashi MIFUNE¹ and Ryuichi MASUO²

Abstract

This paper describes a new method, i.e. a modified secant formula method, for estimating approximate strength curves of metal columns restrained elastically by adjacent members. A new concept, i.e. a hypothetical yield stress, is proposed to apply the elastic theory to inelastic buckling. An unified criterion for column buckling strength in all cases will be able to be developed by utilizing this new concept.

The theoretical results are verified with a model test and are also compared with the established experimental results. The method are available to predict the collapse load as accurately as desired.

1

Lecturer, Department of Mechanical Engineering,
Osaka Institute of Technology,
5-chome, Omiya, Asahi-ku Osaka, 535 JAPAN

2

Professor, Department of Mechanical Engineering,
Osaka Institute of Technology,
5-chome, Omiya, Asahi-ku Osaka, 535 JAPAN