

2. 鋼構造物の強度区分と評価法に関する研究

2. 1 概説

土木分野で扱う鋼構造物の多様化を目指すとき、構造物ごとの機能性、使用性あるいは耐用期間に応じて、設計の考え方に相違点が生ずることは避けられない。それでも部材強度の評価などについては可能な限り統一的な書式にまとめ、安全係数に構造の独自性を反映させ、かつ特別な照査項目を付記することによって全体として全ての鋼構造物を包括する設計規準の策定が必要であろう。^{1)・2)・3)}ここに含まれている各種の構造物について類似性の強いものを区分するときに構造区分という用語が用いられる。これとは別に、構造物あるいは部材に期待する強度限界（靱性も含む）を仕分ける際にも構造区分と称する用語が用いられている。本章では、後者の強度限界に関係した構造区分を考慮した鋼構造物の強度評価法あるいは設計に関わる事項を整理したものである。

構造区分の意義

鋼構造物には、長大橋梁のように適切な補剛法の採用により薄肉化・軽量化を目指すもの、中小橋梁のように維持管理・製作架設の合理化のために過度の薄肉化を制限して補剛材を減らすもの、人工地盤などの高次不静定構造で塑性強度に期待するもの、鋼製橋脚のように大きな地震力の作用に対しても塑性領域における靱性に期待するものが含まれている。

土木分野における鋼構造物の代表的な例として、鋼製橋脚に支持された鋼桁橋を考えると、上部構造は概ね降伏強度ないしは座屈強度を対象として設計される部材で構成される。耐震設計部材となる可能性のある部分構造あるいは部材は橋脚、支承、支点上対傾構（横桁）などであり、それらは強度のみならず靱性についての要求を満たすように設計される必要がある。

このように構造物あるいは部材ごとに、設計における強度の目標値を保証する部材の細長比、断面構成板要素の幅厚比の許容範囲を設計規準の中で予め与えて、設計者が構造寸法を適切に選択できるようにすることが構造区分の意義である。

構造区分の構成

構造の区分には2つの力学的パラメータ、すなわち部材の細長比と構成板要素の幅厚比が関係している。そして目標とする強度限界に対応して、限界細長比と限界幅厚比とによって、①塑性設計適用領域、②塑性強度領域、③降伏強度領域、④部材座屈強度領域1（塑性強度からの低減）、⑤部材座屈強度領域2（降伏強度からの低減）、⑥板座屈強度領域、⑦連成座屈強度領域、⑧耐震設計領域に分けられる。構造区分の境界を与えるパラメータの限界値は後述する。

構造区分と強度計算法

鋼構造物の強度限界を計算する方法は種々提案されている。汎用構造解析プログラムを用いると適用限界の制約が無く各種の鋼構造物の強度限界や靱性値を求めることができるが、構造物が複雑になると膨大な入力データを必要とするため通常の設計計算に用いることは現実的ではない。そのために設計に準拠した強度解析法(Design oriented analysis method)として、弾性有限変位解析法、と法、

局部座屈を考慮した部材断面の $M-N-\phi$ 関係を用いた有限変位解析法などが提案されている。これらの方法には簡略化のための種々の仮定が設けられるので、適用できる構造区分に制約が課せられる。設計に準拠した強度解析法の提案者は設計者に適用可能な構造区分を熟知させることが肝要である。

格点構造・継ぎ手に対する要求

一般的な骨組構造物の強度限界の解析法においては、格点構造やボルト継ぎ手の強度や変形を考慮することは稀である。そこで構造物の設計において目標とする強度区分に応じて、格点構造あるいはボルト継ぎ手はその位置における作用断面力以上の強度を有することと局部的な変形が解析法の仮定を侵さないことの保証が要求されることになる。

本章においては、上述の構造区分、設計に準拠した強度解析法および格点構造・ボルト継ぎ手に関する基礎データを提供する。

参考文献

- 1)土木学会：鋼構造物設計指針，技報堂，1987.
- 2)土木学会関西支部：鋼構造設計法の総合化と将来展望，講習会テキスト，1994.
- 3)土木学会関西支部：鋼構造の幅の広い設計法および既設鋼構造物の評価法，共同研究グループ報告書，1996.

2. 2 鋼構造部材の構造区分

2. 2. 1 部材の限界細長比

薄肉鋼構造部材の構造区分は図2.2.1に模式的に示すように横ねじれ座屈に関する部材区分と構成板要素の局部座屈に関する断面区分とで構成されるのが一般的である。部材区分に曲げ座屈やプレートガダの圧縮フランジの横座屈を対象としないのは以下の理由による。

- (1) トラス構造のように軸力が卓越する構造は明らかに部材座屈強度領域2ないしは連成座屈強度領域に属し、部材の塑性強度が利用されることはない。各圧縮部材の細長比が小さい剛節トラスの場合でも軸力が卓越する場合は変形性能が乏しいため最大限降伏強度までに止め、塑性強度の利用は考える

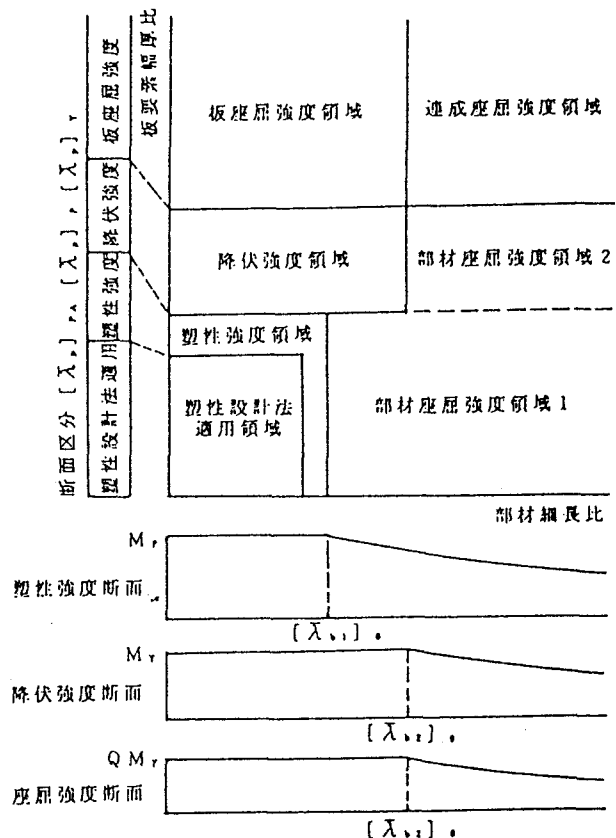


図2.2.1 構造区分の模式図

べきではない。従って曲げ座屈に関する部材区分は不要である。

(2) 圧縮フランジに横座屈が生ずるプレートガーダは明らかに断面の局部座屈とフランジの曲げ座屈との連成座屈強度領域に属する。フランジおよびウェブの局部座屈が生じない場合は横ねじれ座屈と称される現象である。従って、プレートガーダのフランジの横座屈に関する構造区分は不要である。

従って、構造区分の対象となる構造物の各部材は曲げモーメントの卓越するはりあるいはラーメン構造で軸力比は全強の20～25%に制限される。

部材の降伏強度を保証する降伏強度限界、塑性強度を保証する塑性強度限界、塑性設計法（局部座屈を考慮しない弾塑性解析法を含む）の適用を許容する塑性設計法適用限界に対応して、部材区分と断面区分に対してそれぞれ3つの限界値、すなわち限界細長比と限界幅厚比（径厚比）が与えられる。また地震荷重で断面が決定される部材については耐震限界幅厚比がより厳しい制限値として与えられる。降伏強度限界および塑性強度限界は極限強度が所定の強度を確保することから、塑性設計適用限界および耐震設計限界は強度と共に変形能が所要値を確保することから決定される。

曲げ部材の横ねじれ座屈に関する塑性強度限界および降伏強度限界は細長比パラメータをそれぞれ $\lambda_{b1} = \sqrt{M_P / M_E}$ および $\lambda_{b2} = \sqrt{M_Y / M_E}$ と定義し、塑性強度および塑性設計適用限界限界細長比パラメータ： $[\lambda_{b1}]_P = 0.2$ 、降伏強度限界細長比パラメータ： $[\lambda_{b2}]_Y = 0.4$ と与えた。

2. 2. 2 断面区分と限界幅厚比

(1) まえがき

鋼構造物を対象とした限界状態設計法では，断面の構成板要素の幅厚比については3つの限界値を設けて，座屈強度断面，降伏強度断面，塑性強度断面および塑性設計適用断面に区分するのが一般的である。それら断面区分の限界を降伏強度限界，塑性強度限界および塑性設計限界と称する。

そこで本報告書では，これらの限界幅厚比を明らかにするため，代表的部材断面の構成板要素として周辺支持板と自由突出板を考え，それらが面内曲げ圧縮を受ける場合の耐荷力について，広範な数値シミュレーションを行う。断面強度は構成板要素間の相互作用の影響を受けるが，適用する断面に一般性を与え，実務上の煩雑さを避けるため，断面強度は構成板要素の強度の和として評価することを前提にしている。また，強度のレベルは平均値強度とし，板要素の幅厚比に応じた断面区分の明確化，さらに，諸外国の鋼構造設計規準における関連条項との比較を行う。また，実際の設計規準に反映させるための，下限値強度に対応した限界値を提案する。

(2) 幅厚比パラメータと強度パラメータ

1) 幅厚比パラメータ

面内曲げ圧縮を受ける周辺単純支持板および自由突出板の幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ は次式により定義される。

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_Y}{\pi^2 k E}} \quad (1)$$

ここに， b ：板幅， E ：弾性係数， σ_Y ：降伏応力度， t ：板厚，
 k ：座屈係数， ν ：ポアソン比

座屈係数 k の計算には以下の近似式¹⁾を適用する。

・周辺単純支持板

$$k = \begin{cases} \frac{8.2}{\psi + 1.05} & \psi > 0 \\ 7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2 & \psi \leq 0 \end{cases} \quad (2)$$

・自由突出板

$$k = 0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2 \quad (3)$$

ここに， ψ はそれぞれの板要素の両端での縁応力 σ_1 ， σ_2 ($\sigma_1 \geq \sigma_2$ ，圧縮力を正とする)の比 $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ である。

2) 板要素の強度パラメータ

軸力と曲げを受ける板要素の極限強度を，無次元表示した作用軸力と作用曲げモーメントを用いて，

$$K_U = \frac{N_U}{N_Y} + \frac{M_U}{M_Y} \quad (5)$$

ここに、 N_U ：極限強度時の作用軸方向力（圧縮を正とする）

M_U ：極限強度時の作用曲げモーメント

N_Y ：降伏軸力、 M_Y ：降伏モーメント

と表現する。この K_U を強度パラメータと称する。

ここで、無次元表示した作用軸力と作用曲げモーメントの比を、圧縮曲げ比 $c = (N/N_Y)/(M/M_Y)$ とすると、降伏強度、塑性強度は以下のようなになる。

・降伏強度

$$K_U = \frac{N_U}{N_Y} + \frac{M_U}{M_Y} = 1.0 \quad (7)$$

・塑性強度

$$K_U = \begin{cases} \frac{(c+1)\{\sqrt{9c^2+1}-1\}}{3c^2} & c \neq 0 \\ 1.5 & c = 0 \end{cases} \quad (8)$$

塑性設計の適用可能断面は塑性強度を確保することはもとより十分な変形能も確保しなければならない。任意の軸力と曲げの組み合わせ状態についても一貫性を保つために、圧縮縁のひずみに着目して、極限強度時における圧縮縁ひずみ ε_1 と降伏ひずみ ε_Y の比で定義される塑性率が以下の値となる場合²⁾を塑性設計限界とする。

$$\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_Y} = 3.0 \quad (9)$$

なお、塑性強度限界についてもある程度の変形能を確保するため補助的に以下のような塑性率に関する制限を設けた。

$$\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_Y} = 2.0 \quad (10)$$

3) 限界幅厚比パラメータ

板要素の限界幅厚比パラメータとしては以下のような限界状態を考える。

・降伏強度限界幅厚比パラメータ $[\bar{\lambda}_p]_Y$

断面強度が降伏強度まで保証される幅厚比パラメータ

・塑性強度限界幅厚比パラメータ $[\bar{\lambda}_p]_P$

断面強度が塑性強度まで保証される幅厚比パラメータ

・塑性設計限界幅厚比パラメータ $[\bar{\lambda}_p]_{PA}$

塑性設計が適用できる幅厚比パラメータ

(3) 周辺単純支持板

1) 数値解析モデル

a. 鋼材特性

解析に使用した鋼材の応力－ひずみ関係は、SS400材の実測データ³⁾に基づいており、図－1に示す材料定数を持つようなひずみ硬化領域まで考慮した関係を用いる。

b. 解析モデル

解析モデルは、平均値強度に対応した初期たわみと残留応力を有する周辺支持板とする。解析モデルの幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ は、下限値を0.4、上限値を1.2とし、この範囲内で適切に幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ を変化させる。

c. 初期不整

圧縮と曲げを受ける場合に共通の初期不整量を与えるために、残留応力は実測値の平均値として、圧縮残留応力 $\sigma_{rc} = -0.12\sigma_y$ 、引張残留応力 $\sigma_{rt} = \sigma_y$ の大きさを有する自己平衡型の矩形分布形状を持つようにモデル化された残留応力を考慮した。図-2に残留応力分布形状を示す。

最大初期たわみの平均値 δ_p は、座屈実験データベース⁴⁾より $b/520.8$ を用い、初期たわみモードは図-4のように、板幅方向に対して、純圧縮の場合sine半波を、純曲げの場合減衰sine波を与える。圧縮と曲げの組み合わせ状態に対しては、純圧縮と純曲げに対するモードを圧縮曲げ比 c に応じて組み合わせ変化させる。また、軸方向に対しては、sine半波を与える。

d. 要素分割とアスペクト比

要素分割は、板の両端の引張残留応力が存在する部分にそれぞれ2分割、圧縮残留応力が存在する部分に12分割の合計16分割((2-12-2)分割)とした。板幅方向の要素分割数を図-6に示す。

曲げと圧縮とでは最小座屈強度を与える板パネルのアスペクト比が異なるので、圧縮曲げ比 c に応じて解析モデルのアスペクト比を0.7~1.0まで変化させた。また、軸方向の要素分割については、圧縮曲げ比 c によって変化するアスペクト比に関係して、純曲げの場合の12分割から純圧縮の場合の16分割まで変化させている。なお解析モデルは対称性を考慮して軸方向はパネルの1/2を対象としている。

2) 解析結果および考察

a. 幅厚比パラメータと極限強度

図-7に圧縮曲げ比 c を6個の一定値0.0, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, ∞ と固定し、幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ を変化させたときの数値解析による極限強度 K_U と幅厚比パ

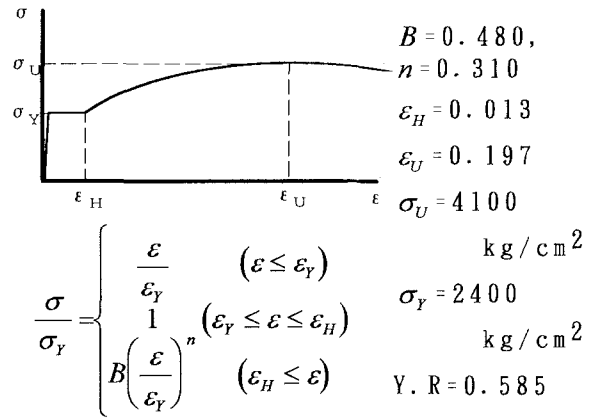


図-1 応力-ひずみ関係

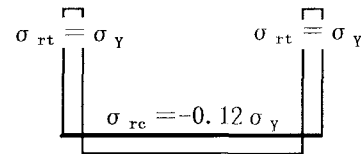


図-2 周辺単純支持板の残留応力分布

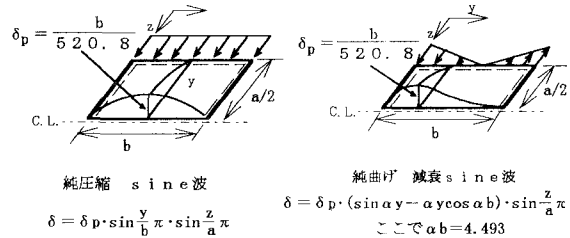


図-4 周辺単純支持板の初期たわみモード

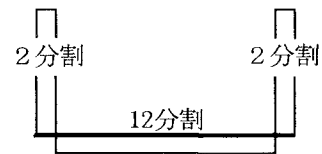


図-6 周辺単純支持板の要素分割数 (2-12-2分割)

ラメータ $\bar{\lambda}_p$ の関係を示す。

降伏強度限界幅厚比パラメータおよび塑性強度限界幅厚比パラメータは、前述のように板要素の極限強度がそれぞれ降伏強度および全塑性強度に到達できる幅厚比で定義される。周辺単純支持板の解析において、降伏強度限界と塑性強度限界を求めるために $K_U - \bar{\lambda}_p$ の関係を以下の式で近似した。

$$K_U = \left(\frac{[\bar{\lambda}_p]_Y}{\bar{\lambda}_p} \right)^\alpha \quad \text{ここに、} \alpha \text{ は定数} \quad (11)$$

この、近似式が降伏強度および全塑性強度に達するときの幅厚比を各限界幅厚比としている。

b. 幅厚比パラメータと変形能

図-9では同じく圧縮曲げ比 c を6個の一定値0.0, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, ∞ と固定して、塑性率 $\varepsilon_1/\varepsilon_Y$ と幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ の関係を示している。これから、塑性設計限界幅厚比パラメータを決定した。

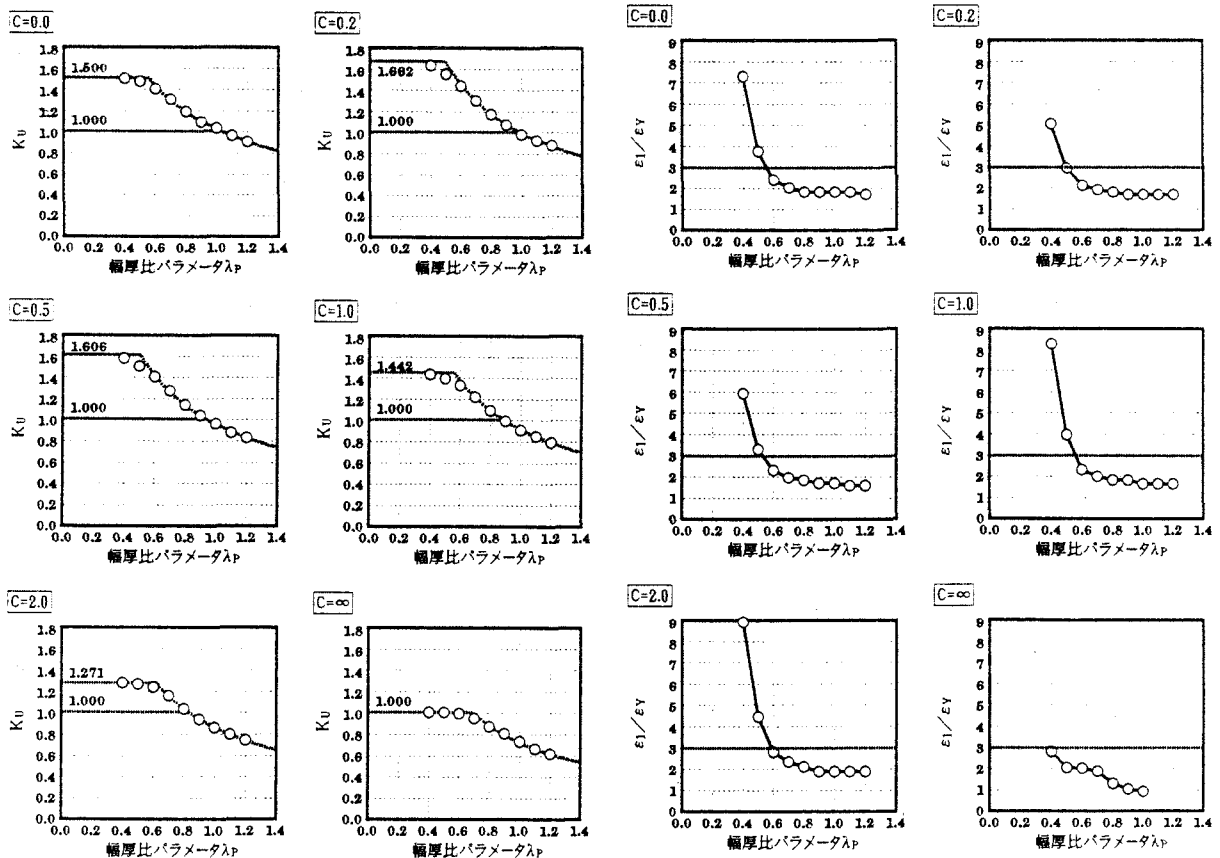


図-7 幅厚比パラメータと極限強度
(周辺単純支持板)

図-9 幅厚非パラメータと塑性率
(周辺単純支持板)

c. 限界幅厚比パラメータ

図-7および図-9より定めた各限界幅厚比パラメータの解析値を、図-10のように幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ を原点からの距離としてとり、圧縮曲げ比 c の値を傾きにとる極座標上に各限界幅厚比パラメータを示す。

降伏強度限界は、純曲げの場合の約1.0から圧縮曲げ比 c の増加にともないほ

ば一様に減少して、純圧縮の場合約0.7となる。一方、塑性強度限界は、圧縮曲げ比 $c=0.2\sim 0.5$ の範囲で、塑性強度限界が原点側に縮小する傾向がみられる。また、塑性設計限界は、純圧縮の場合を除いて塑性強度限界とほぼ一致する。純圧縮で塑性設計を行うことはなく、塑性設計限界は圧縮曲げ比 $c \leq 1.0$ の条件を設けて、塑性強度限界同じ式で与える。

以上の解析結果から、各限界幅厚比パラメータ以下のように近似した。

- ・ 降伏強度限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_Y = \frac{1.03 + 0.49c}{1.00 + 0.71c} \quad (12)$$

- ・ 塑性強度限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_P = \frac{0.56 - 0.44c + 4.51c^2}{1.00 + 0.47c + 6.54c^2} \quad (13)$$

- ・ 塑性設計限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_{PA} = \frac{0.56 - 0.44c + 4.51c^2}{1.00 + 0.47c + 6.54c^2} \quad (14)$$

但し、 $c \leq 1.0$

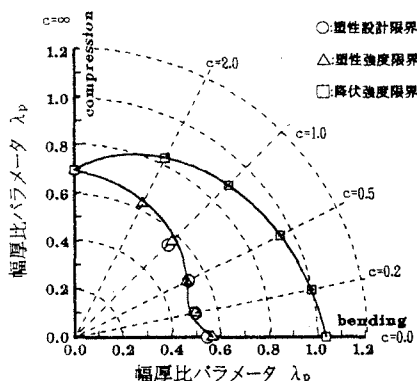
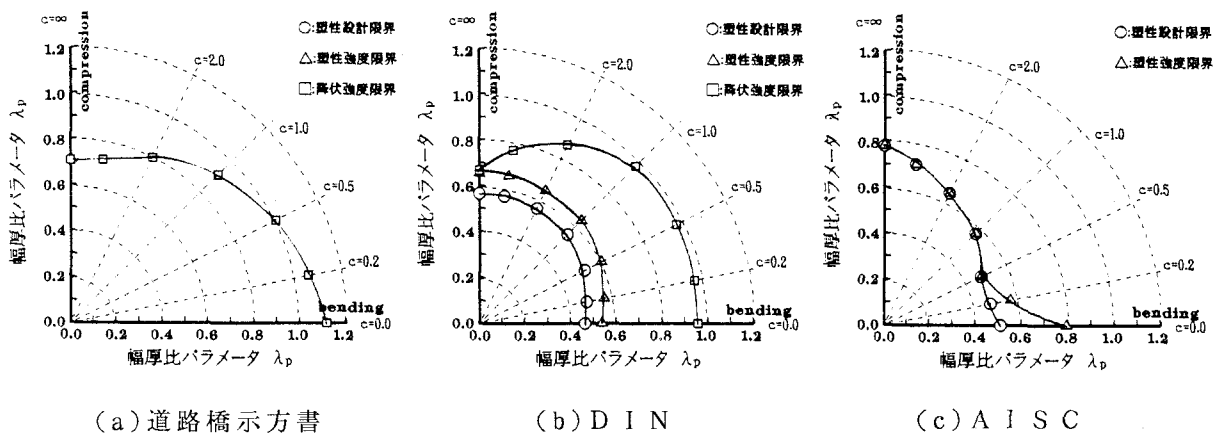


図-10 周辺単純支持板の限界幅厚比パラメータ

図-11に、現行の設計規準における、I型断面のウェブの各限界幅厚比パラメータを示す。降伏強度限界については、どの設計規準も同様な傾向を示している。

図-10に示す解析結果による降伏限界幅厚比と比較すると、解析結果は設計規準の中でもDINや道路橋示方書とほぼ相似形で同じ限界値を示していることが分かる。塑性強度限界は大きく分けてDIN型とAISC型の2つに分類される。DIN型は、塑性強度限界が降伏強度限界と相似形を示す。それに対して、AISC型の塑性強度限界は、圧縮曲げ比 $c=0.0\sim 0.5$ の範囲で、塑性強度限界が原点側に縮小するという傾向を示す。周辺単純支持板の解析結果による塑性強度限界の傾向は、AISC型に非常に似ている。しかし、純曲げの場合の塑性強度限界の値は一致しておらず、特にAISCの規準値は解析値と比較して大きく設定されている。



(a) 道路橋示方書

(b) DIN

(c) AISC

図-11 各国の設計規準におけるI型断面ウェブの各限界幅厚比パラメータ

(4) 自由突出板

1) 数値解析モデル

a. 鋼材特性

周辺単純支持板と同様の、SS400材の応力-ひずみ関係を解析に用いる。

b. 解析モデル

解析モデルは自由辺が圧縮となる面内曲げと軸力を受け、平均値強度に相当する初期たわみと残留応力を有する自由突出板とする。解析モデルの幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ は、周辺単純支持板と同様に、下限値を0.4、上限値を1.2とし、この範囲内で適切に幅厚比 $\bar{\lambda}_p$ を変化させる。

c. 初期不整

圧縮と曲げを受ける場合に共通の初期不整量を与えるために、残留応力は実測値の平均値として、突出板先端部の引張残留応力 $\sigma_r = 0.259\sigma_y$ と圧縮残留応力 $\sigma_{rc} = -0.12\sigma_y$ 、引張残留応力 $\sigma_r = \sigma_y$ の大きさを有する自己平衡型の矩形分布形状を持つようにモデル化された残留応力を考慮した。図-12に残留応力分布形状を示す。

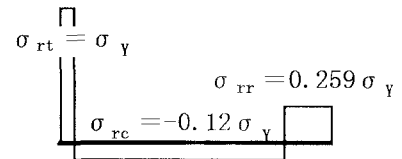


図-12 自由突出板の残留応力分布

最大初期たわみの平均値 δ_p は、 $b/108.0$ を用い、初期たわみモードは図-14のように、板幅方向に対して直線分布とし、軸方向に対してはsine半波を与える。

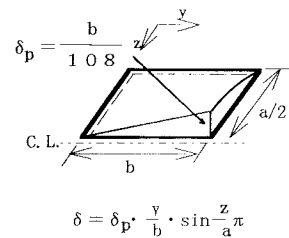


図-14 自由突出板の初期たわみモード

d. 要素分割とアスペクト比

要素分割は、引張残留応力が存在する部分にそれぞれ2分割、圧縮残留応力が存在する部分に8分割の合計12分割((2-8-2)分割)とした。板幅方向の要素分割数を図-16に示す。

圧縮から曲げにおいては最小座屈強度を与える板パネルのアスペクト比は 6.0^5)とし、圧縮曲げ比 c によらず一定とする。また、軸方向の要素分割については、12分割とする。なお、解析モデルは対称性を考慮して軸方向はパネルの1/2を対象としている。

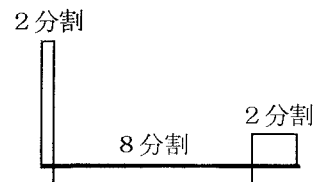


図-16 自由突出板の要素分割数 (2-8-2)分割

2) 解析結果および考察

a. 幅厚比パラメータと極限強度

図-17に圧縮曲げ比 c を6個の一定値0.0, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, ∞ と固定し、幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ を変化させたときの、数値解析による極限強度と幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ の関係を示す。

各限界幅厚比パラメータを求めるため、周辺単純支持板と同様に耐荷力曲線を式(11)の形で近似した。

b. 幅厚比パラメータと変形能

図-19では、同じく圧縮曲げ比 c を6個の一定値0.0, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, ∞ と固定して、塑性率 $\varepsilon_1/\varepsilon_Y$ と幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_p$ の関係を示している。これから塑性設計限界幅厚比パラメータを決定した。

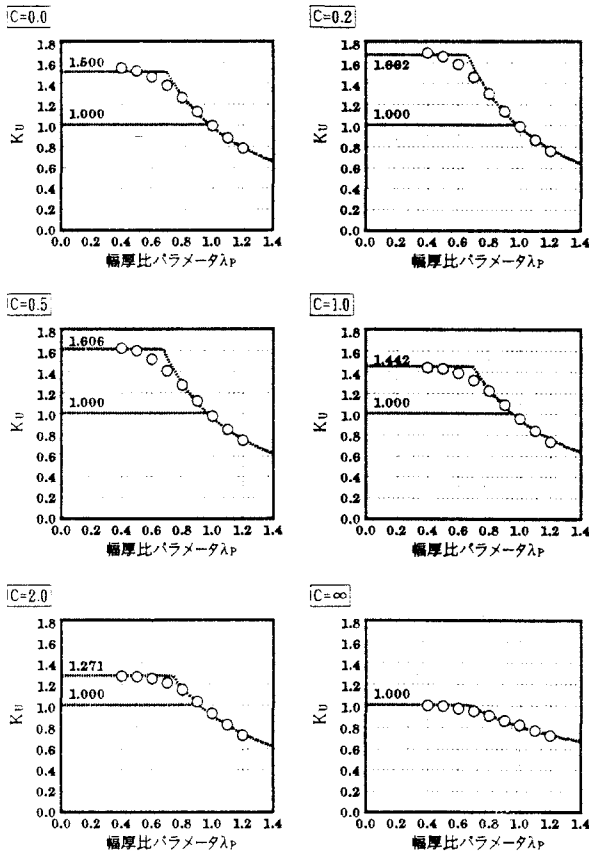


図-17 幅厚比パラメータと極限強度
(自由突出板)

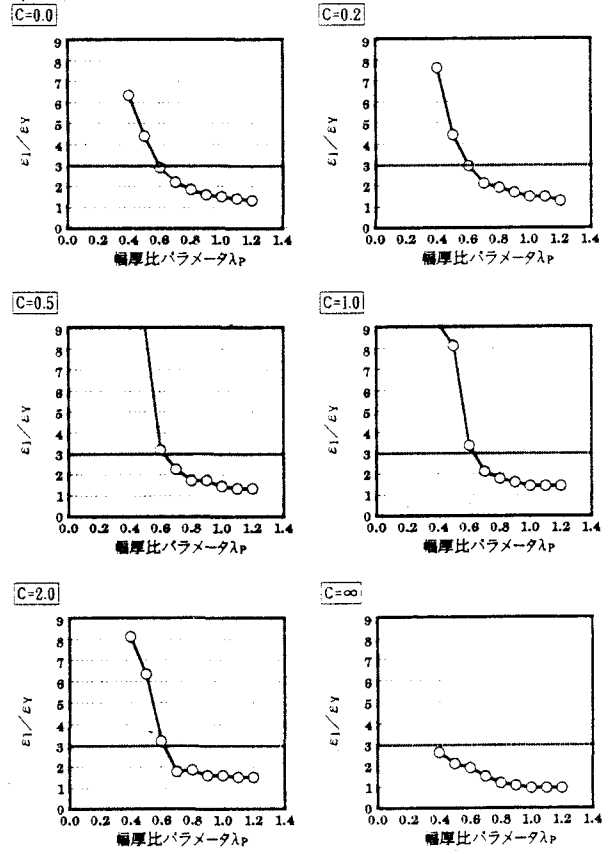


図-19 幅厚非パラメータと塑性率
(自由突出板)

c. 限界幅厚比パラメータ

図-17および図-19より定めた各限界幅厚比パラメータの解析値を、周辺単純支持板と同様に極座標上に示すと図-20のようになる。

以上の解析結果より、降伏強度限界 $[\bar{\lambda}_p]_Y$ 、塑性強度限界 $[\bar{\lambda}_p]_P$ 、塑性設計限界 $[\bar{\lambda}_p]_{PA}$ を周辺単純支持板の解析と同様に、以下のように近似した。

- 降伏強度限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_Y = \frac{0.98 + 0.10c}{1.00 + 0.15c} \quad (15)$$

- 塑性強度限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_P = 0.691 \quad (16)$$

- 塑性設計限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_{PA} = 0.602 \quad (17)$$

但し、 $c \leq 1.0$

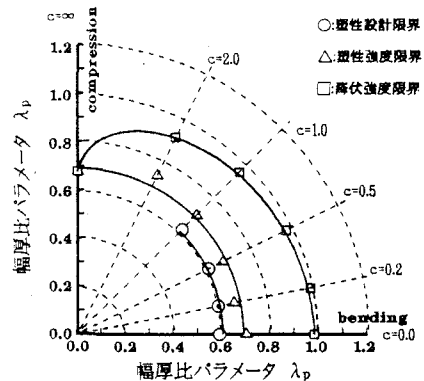


図-20 自由突出板の限界幅厚比パラメータ

降伏強度限界は、周辺単純支持板と同様に圧縮が卓越する部分で限界値が低下する傾向がある。塑性強度限界では、圧縮曲げ比 c が 0.0-0.5 の範囲で、原点側に縮小する傾向があるが、ごく僅かである。

(5) 下限値強度に基づく板要素の限界幅厚比

以上では、強度の平均値に対応した限界幅厚比を検討してきたが、実際の設計規準に反映する場合、強度の下限値に対応した限界幅厚比を与えることも必要である。ここでは、SGST Format⁴⁾ に準拠して前述の平均値相当の解析によって与えられた極限強度を規定値と見なし、これに抵抗係数 ϕ を乗ずることによって、下限値が与えられるものとする。板要素の抵抗係数 ϕ としては、文献 6) より、純圧縮の場合に抵抗係数 $\phi = 0.847$ 、純曲げの場合に抵抗係数 $\phi = 0.915$ とし、圧縮曲げ比 c により補間して、組合せ状態に対する抵抗係数とする。今までと同様に各限界幅厚比パラメータを求めた。

周辺単純支持板の各限界幅厚比パラメータ (図-21)、自由突出板の各限界幅厚比パラメータ (図-22) を求めると、それぞれ以下の式で表現できる。

周辺単純支持板

- ・降伏強度限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_Y = \frac{1.02 + 0.53c}{1.00 + 0.84c} \quad (18)$$

- ・塑性強度限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_P = \frac{0.55 + 4.45c^2}{1.00 + 0.73c + 7.80c^2} \quad (19)$$

- ・塑性設計限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_{PA} = \frac{0.55 + 4.45c^2}{1.00 + 0.73c + 7.80c^2} \quad (20)$$

但し、 $c \leq 1.0$

自由突出板

- ・降伏強度限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_Y = \frac{0.98 + 0.11c}{1.00 + 0.19c} \quad (21)$$

- ・塑性強度限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_P = \frac{0.70 + 0.19c}{1.00 + 0.34c} \quad (22)$$

- ・塑性設計限界幅厚比パラメータ

$$[\bar{\lambda}_p]_{PA} = 0.602 \quad (23)$$

但し、 $c \leq 1.0$

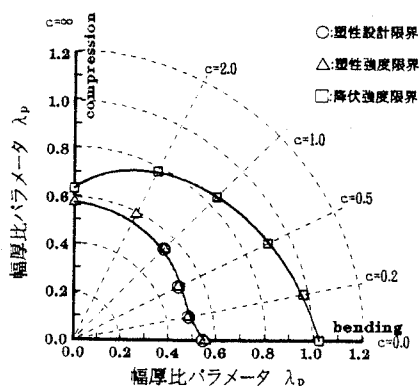


図-21 限界幅厚比パラメータ (周辺単純支持板)

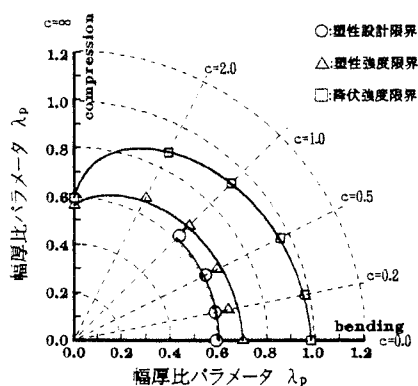


図-22 限界幅厚比パラメータ (自由突出板)

参考文献

- 1) DIN 18800 Teil 1, Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion. Deutsche Institute für Normung, Berlin, Germany, November 1990.
- 2) 福本 暁士(研究代表者): 動的荷重を受ける鋼構造物の繰返し座屈安定に関する総合的研究, 文部省科学研究費総合研究A, 研究成果報告書, 1992. 3.
- 3) 奈良 敬: 面内力を受ける鋼板および補剛板の極限強度に関する研究, 大阪大学学位論文, 1986. 12.
- 4) 小松定夫他: 鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究, 日本鋼構造協会誌 Vol. 16, No. 179, 1980.
- 5) 北田俊行: 圧縮力を受ける鋼板及び補剛鋼板の極限強度に関する研究, 大阪大学学位論文, 1980. 9.
- 6) 奈良 敬, 下野直己, 森脇良一: 面内曲げ圧縮を受ける鋼板の極限強度の統計学的評価法, 構造工学論文集, Vol. 40A, 1994. 3. pp. 309-316

2.3 構造区分と強度解析法

2.3.1 弾性有限変位解析と初期たわみ

(1) 弾性有限変位解析と設計

現在の設計法^{1, 2)}における圧縮部材の座屈不安定に関する照査は、設計において重要な役割を果たすことになるが、多様化する構造幾何などの条件を的確に反映し得る平易な耐荷力相関式を誘導することはかなり困難であり、幅広に精度を高めようとすればするほど照査式は複雑になり、逆に簡易な照査式はその精度上適用範囲に自ずと限界が生じることになる。さらに、安定照査に大きな影響を与えるのが有効座屈長であるが、この評価方法に対して設計技術者からその不合理性が指摘されている^{3, 4, 5)}。一方、国内外における許容応力度設計法から限界状態設計法^{6, 7, 8)}への移行の現況を踏まえ、設計上の観点から従来の有効座屈長を用いた耐荷力評価法に関する見直しが理論的および数値解析的に行われている^{9), 16)}。

このような状況において、有効座屈長の概念にとらわれない新しい設計体系（非線形解析による設計法）の確立を目指し、ここでは設計技術者と基準の役割を見直し、設計技術者に積極的に委ねる合理的な設計として、現行設計と弾塑性有限変位解析を用いる設計の中間的な弾性有限変位解析に基づく設計法について述べる。現行の設計法が、部材単位の照査により構造物の安全性を保証する方法であるのに対して、弾性有限変位解析に基づく設計は、構造全体照査により安全性を保証する方法である。したがって、この設計法は構造物の終局強度に大きく影響する材料非線形特性、初期たわみ、局部座屈などを如何に考慮するかが重要な問題になる。ここでは弾塑性有限変位解析結果と同等の評価を可能にするように、構造物の初期たわみや残留応力などの複合非線形性を等価な初期たわみとして考慮し、照査荷重の基での弾性有限変位解析により得られる設計断面力について終局限界状態の照査を行うことにより、構造物の安全性を確保するようにしている。

この設計法の具体的な手順は、表 2.3.1.1 の流れ図にしたがって行うことになる。つまり、

- ① 設計条件として構造物の形状、支持条件、荷重条件などを決定する。
- ② 構造物の断面形状、寸法、材料などを仮定する。
- ③ 設計荷重、および照査のための安全係数 γ_f 倍した照査荷重を設定する。
- ④ 等価初期不整の形状や大きさを設定する。
- ⑤ 弾性有限変位解析により設計断面力 S_d を算出する。
- ⑥ 設計断面力 S_d と設計断面耐力 R_d の比較により限界状態の強度照査を行う。

$$\frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (2.3.1.1)$$

もし、式(2.3.1.1)を満足しない場合断面を変更し、②ステップに戻って繰り返し計算を行うことになる。

以上の設計手順における③ステップの安全係数倍した照査荷重に対して構造解析を行うのは、構造の2次的変形や材料の非線形性の影響により断面に生じる応力と設計荷重との間の非線形性を配慮し、構造物を構成する部材が破壊に対して一様な安全率を満足させるためである。④ステップについては、設計技術者が、この段階で直接等価初期不整の形状・大きさを求めるのではなく、設計基準において構造物に対応して規定された形状・大きさを選択して用いれば良い。また、⑤ステップの設計断面力 S_d は、照査荷重の基、等価初期不整を考慮した弾性有限変位解析により算出するため、従来の設計荷重の組み合わせ荷重を用いて構造解析する場合よりも大きな非線形性の影響を考慮している

表 2.3.1.1 弾性有限変位解析に基づく設計

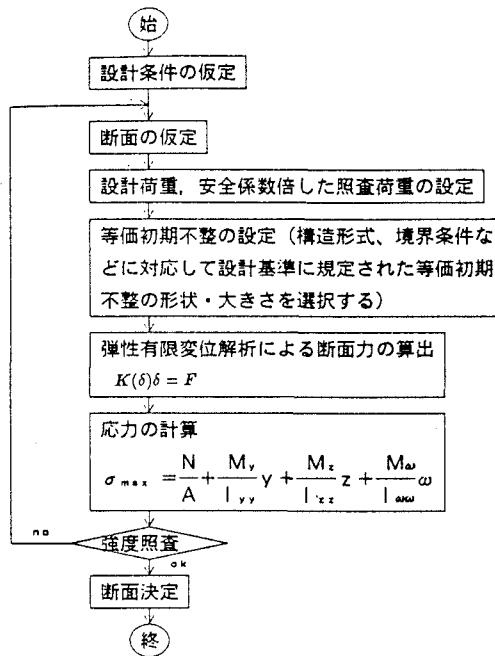
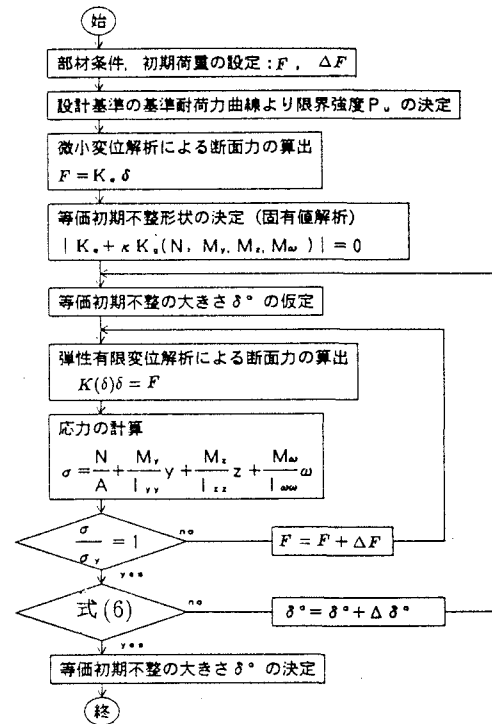


表 2.3.1.2 等価初期たわみの決定法



ことになる。一方で、非線形構造解析を行うため、従来のような各荷重ごとに算出した断面力の重ね合わせで、組み合わせ荷重状態の断面力を求めることはできない。

一方、⑥ステップの設計断面耐力 R_d は、終局強度のレベルにより種々選択できることになる。具体的には、1) 弾性座屈強度や格点部耐力、2) 材料の降伏開始を限界とする初期降伏限界強度、3) 断面の塑性化により構造系が塑性ヒンジを形成する塑性限界強度、4) 構造物の崩壊という極限状態を限界とする終局限界強度などが考えられる。しかし、これらの目標とする終局限界状態については、不静定次数や変形能などの構造区分、厚肉、コンパクト、薄肉断面などの断面区分等を含んだ設計方針とも絡んでくる。

(2) 等価初期たわみ

この設計法では、付加曲げモーメントなどの幾何学的非線形性は弾性有限変位解析において含まれることになるので、解析から求まる設計断面力と設計断面耐力を比較するだけで良く、照査は単純になる。しかし、たとえば軸方向力を受ける柱に対して弾性有限変位解析を行った場合、その耐荷力は降伏軸方向力または弾性座屈荷重となるが、実際の耐荷力は残留応力や初期たわみなどの影響により、弾性有限変位解析から求まる耐荷力よりも小さくなる。したがって、骨組構造物あるいは部材の耐荷力を求める場合に弾性有限変位解析を行うには何らかの配慮が必要になる。

従来、初期たわみ、初期荷重偏心および残留応力等の不整要因の相乗作用やバラツキによる骨組構造の終局強度に与えるの影響は強度の側に安全率として考慮されているが、ここでは、等価初期不整を全体構造系に導入する方法により考慮する。等価初期不整を与えるということは、既存の設計体系において強度を低減することにより表している初期不整の影響を、構造解析に等価初期不整を導入して生じる付加曲げモーメントにより表すことを意味している。当然その際に与える等価初期不整は、様々な構造物に対して妥当な結果を与えるものでなくてはならない。

この等価初期不整には、荷重を用いる方法とたわみを用いる方法が考えられる。前者の等価な荷重については、これまで横荷重を与える方法の提案が報告されている⁴⁾。一方、後者の等価初期たわみは、(a) 固有値解析による初期座屈モード形状、(b) 架設、製作誤差としての初期変形モード、(c) 設計荷重下での変形モード、(d) さらには崩壊時の変形モードを用いるかによりさらに区別できる。

ところで、(1)の④ステップの等価初期不整の形状および大きさを設計時に設定することは実際上困難であるため、規定において前もって陽な形で与えられていることが望ましい。そこで、ここでは座屈モード形状による等価初期たわみを用いる方法について述べる。なお、設計における終局限界状態としては、(1)の2)で示した初期降伏応力度 σ_y を限界強度と考える。いま、等価初期たわみの大きさと形状を決定する方法を示すと表2.3.1.2のような手順になる。つまり

- ① 初期条件(部材の断面諸元、材料特性 σ_y 、換算細長比 λ 、初期荷重 F 、増分荷重 ΔF)の設定。
- ② 限界強度 P_u 、 M_{cry} 、 M_{crz} の決定：対象構造および構成部材に対する終局強度 $P_u(= \sigma_{cr}A)$ は、厳密には弾塑性有限変位解析あるいは耐荷力実験により明らかにする必要があるが、ここでは設計基準などに定義された基準耐荷力曲線に従う簡易法により定める。また、 M_{cry} 、 M_{crz} には降伏モーメント M_y を用いる。
- ③ 等価初期たわみ形状の決定：等価初期たわみの形状はa)のモードを用い、式(2.3.1.2)の弾性固有値解析により得られる最小座屈荷重に対応する座屈モードに近い形状とする。

$$|K_E + \kappa K_G(N)| = 0 \quad (2.3.1.2)$$

ここに、 K_E は微小変位理論における剛性行列、 K_G は基準状態における幾何剛性行列、 κ は最小固有値である。あるいは、荷重状態によってはc)の設計荷重下での変形モードを用いる。

- ④ 等価初期たわみの大きさの仮定：初期たわみの大きさは、③のステップの座屈モードに対応する形状の最大振幅量 δ^0 を仮定する。
- ⑤ 断面力の算出：仮定された等価初期たわみを座標値として考慮した弾性有限変位解析により設計断面力を計算し、最大応力度 σ_{max} を求める。

$$K(\delta)\delta = F \quad (2.3.1.3)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_{yy}}y + \frac{M_z}{I_{zz}}z + \frac{M_\omega}{I_{\omega\omega}}\omega \quad (2.3.1.4)$$

ここに、 K は非線形剛性行列、 δ は変位、 M_y 、 M_z 、 M_ω は y 、 z 軸に関する曲げモーメント、そりモーメント、 y 、 z 、 ω は y 座標、 z 座標、そり関数である。

- ⑥ 最大応力と降伏応力の比較：最大応力度 σ_{max} と降伏応力度 σ_y を比較し、もし σ_y に達していない場合、荷重 P を増加させ、③ステップに戻って繰り返し計算をする。

$$\left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} \right) \leq 1 \quad (2.3.1.5)$$

- ⑦ 等価初期たわみ量の決定：収束した時の断面力 P 、 M_y 、 M_z と②の限界強度 P_u 、 M_{cry} 、 M_{crz} をはり一柱の強度相関式に代入し、

$$\frac{P}{P_u} + \frac{C_{my}M_y}{M_{cry}(1 - P/P_{ey})} + \frac{C_{mz}M_z}{M_{crz}(1 - P/P_{ez})} \approx 1 \quad (2.3.1.6)$$

を満足するまで等価初期たわみの大きさを修正して③に戻り繰り返し計算を行う。満足した時の等価初期たわみが求める解となる。ここに、 C_{my} 、 C_{mz} はモーメント換算係数である。

(3) 平面骨組への適用

a) 等価初期たわみの大きさ

具体的に、I型および箱型断面を有する柱、はり一柱、および一層ラーメン構造を取り上げ、(2)の等価初期たわみの決定手順にしたがって各々の等価初期たわみの大きさを算出する。

まず、柱の等価初期たわみ w^0 について数値計算を行うとともに、断面形状の違いが等価初期たわみに与える影響について検討した。ここでは、断面形状に対応した柱の耐荷力をより厳密に評価できる柱の基準耐荷力曲線として、道路橋示方書の基準耐荷力曲線 (JSHB 曲線) と ECCS 曲線を用いており、その強度式は以下のように与えられる。

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 1.0 & \lambda \leq 0.2 \\ 1.109 - 0.545\lambda & 0.2 < \lambda \leq 1.0 \\ 1.0/(0.773 + \lambda^2) & \lambda > 1.0 \end{cases} \quad (2.3.1.7)$$

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 1.0 & \lambda \leq \lambda_0 \\ \frac{1}{2\lambda^2} \left[1 + \alpha(\lambda - \lambda_0) + \lambda^2 - \sqrt{(1 + \alpha(\lambda - \lambda_0) + \lambda^2)^2 - 4\lambda^2} \right] & \lambda > \lambda_0 \end{cases} \quad (2.3.1.8)$$

ここに、 $\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \left(\frac{\ell_c}{r} \right)$ 、 $\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\sigma_y}$ 、ECCS-a 曲線の各係数は $\alpha = 0.206$ 、 $\lambda_0 = 0.2$ 、ECCS-b 曲線は $\alpha = 0.339$ 、 $\lambda_0 = 0.2$ である。ECCS-d 曲線は $\alpha = 0.756$ 、 $\lambda_0 = 0.2$ である。

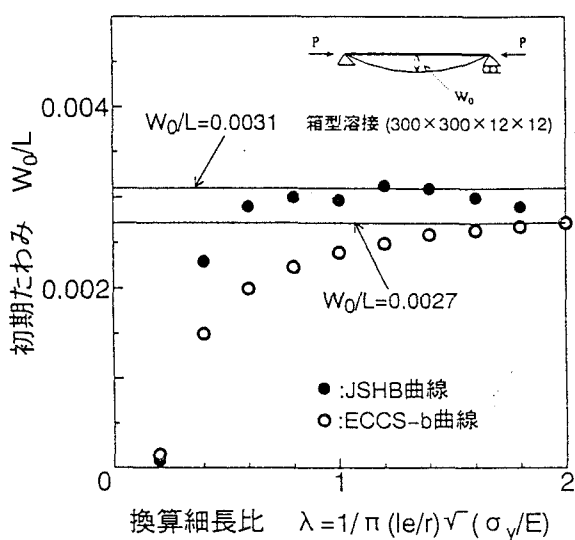


図 2.3.1.1 柱の等価初期たわみ

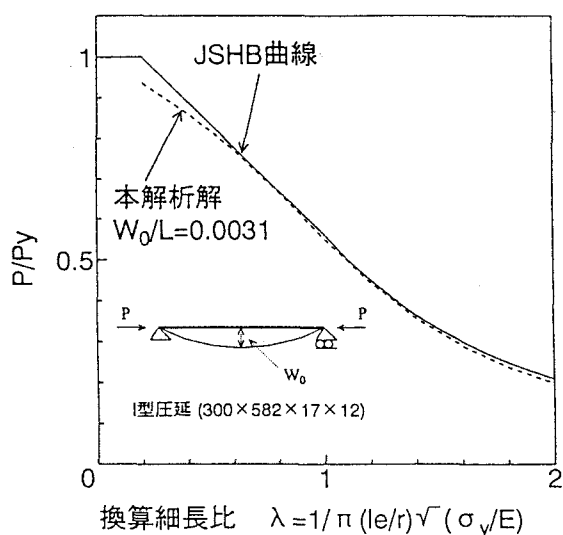


図 2.3.1.2 柱の限界強度曲線

いま、単純支持された部材長 L の溶接箱形断面柱について、JSHB 曲線と ECCS-b 曲線を比較したのが図 2.3.1.1 である。換算細長比 λ の変化に対して JSHB 曲線と ECCS-b 曲線に基づく等価初期たわみの変化は同様の傾向を示しており、各々 $w^0/L = 0.0031$ 、 $w^0/L = 0.0027$ の一定値で近似することができる。この等価初期たわみを用いて λ の変化に対する限界強度曲線と厳密解としての JSHB の基準耐荷力曲線を比較したのが図 2.3.1.2 である。 λ が短柱領域で若干低めの値を示しているが等価初期たわみ w^0 として一定値を用いても、全体として十分な精度で耐荷力を評価していることがわかる。同様に他の断面についても計算を行い、得られた等価初期たわみをまとめたのが表 2.3.1.3 である。各断面に対応する ECCS 曲線による等価初期たわみの大きさは、JSHB 曲線に比べ

て少し低い値になっているが、ほぼ良い一致を示している。したがって、柱の等価初期たわみに与える断面形状の影響は小さく、しかもその大きさは、ほぼ $w^0/L \approx 0.003$ で近似できる。

表 2.3.1.3 断面形状に対応する耐荷力曲線による等価初期たわみ

断面形状		耐荷力曲線	w^0/L
圧延I型	300×582×17×12	ECCS-a	0.0014
		JSHB	0.0031
	400×400×21×13	ECCS-b	0.0023
		JSHB	0.0031
	432×498×110×45	ECCS-d	0.0037
		JSHB	0.0026
溶接I型	250×1000×20×10	ECCS-b	0.0024
		JSHB	0.003
溶接箱型	300×300×12×12	ECCS-b	0.0027
		JSHB	0.0032

次に、はり一柱を取り上げ、その等価初期たわみに与える荷重条件の影響について数値解析を行い、新しい等価初期たわみ式を提案する¹⁸⁾。対象としたはり一柱は、単純支持されたH型断面部材(150×130×10)、鋼材はSM400である。荷重条件は、材端モーメント比 M_2/M_1 をパラメータにして ± 0.5 刻みの5パターンについて検討した。等価初期たわみ形状は、荷重条件に対応する変形モードで与えることにし、 $-1 \geq M_2/M_1 < 0.0$ の範囲において正弦波の半波形状を、 $0.0 \geq M_2/M_1 < 1.0$ で正弦波形状を初期座標値として与えている。また、柱の基準耐荷力曲線にはJSHB曲線を用いている。

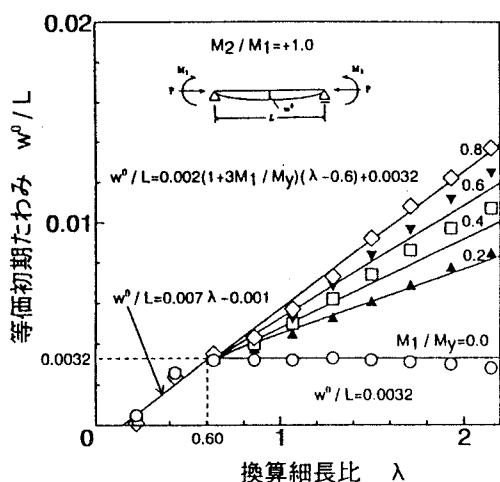


図 2.3.1.3 はり一柱の等価初期たわみ

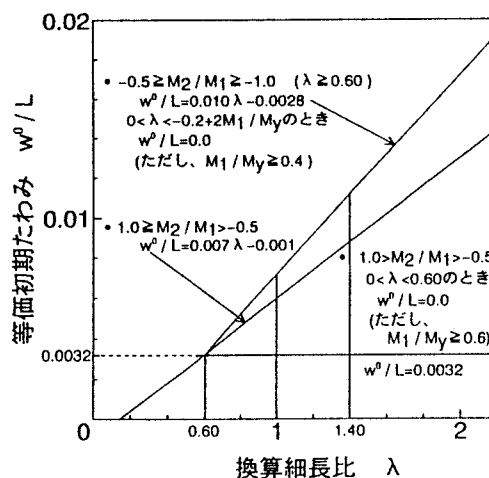


図 2.3.1.4 はり一柱の等価初期たわみの提案式

いま、強軸回りの曲げモーメントと軸圧縮力を受けるはり一柱の等価初期たわみについて細長比をパラメータにした結果を示したのが図 2.3.1.3である。横軸には、換算細長比 λ を、縦軸には、等価初期たわみの無次元量 w^0/L を取っている。図中の記号○▲□▼◇は、各々端モーメントに対する降伏モーメントの比 $M_1/M_2 = 0.0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ に対する結果である。なお、各図中の実線は、最小2乗法により線形近似(近似式1)したものである。

$\lambda < 0.2$ では、端モーメントに関係なく等価初期たわみを必要としないことがわかる。 $0.2 \leq \lambda < 0.6$ の範囲では、 M_1/M_y の大きさの違いは現れず、等価初期たわみと λ との間には線形関係がある。また、 $\lambda > 0.6$ の領域では、 $M_1/M_y = 0$ (つまり、柱) の場合、 $w^0/L = 0.0032$ の一定値で与えられ、 $M_1/M_y > 0$ では、 λ が長くなるにしたがって、等価初期たわみの大きさは線形関係をもって増加している。この傾向は M_1/M_y が増大するにしたがって著しい。

ここでは、図中の近似式 1 をさらに簡略化した次のような近似式 2 を提案する。

$-1.0 < M_2/M_1 < 0.5$ のとき、 $w^0/L = 0.007\lambda - 0.001$ ただし、 $0.0 < \lambda < 0.6$ で、 $M_1/M_y \geq 0.6$ のとき $w^0/L = 0.0$	$0.5 \leq M_2/M_1 < 1.0$ のとき、 $w^0/L = 0.011\lambda - 0.0028 \quad \lambda \geq 0.6$ $w^0/L = 0.007\lambda - 0.001 \quad 0 \leq \lambda < 0.6$ ただし、 $0.0 < \lambda < -0.2 + 2M_2/M_1$ で、 $M_1/M_y \geq 0.4$ のとき $w^0/L = 0.0$
--	--

(2.3.1.9)

上式の等価初期たわみ w^0/L は、図 2.3.1.4 のようになる。

いま、 $L/r = 40, 100, 180$ の 3 ケースについて、道示に従うはり一柱の限界強度と、近似式 1、および近似式 2 から得られる等価初期たわみの値を用いて弾性有限変位解析を行い、初期降伏時の限界荷重を比較計算を行った。なお、逆曲げの場合、近似式 1 と近似式 2 は同一式である。その結果を示したのが図 2.3.1.5 である。これらの図から明らかなように、厳密な曲線である実線と近似式 1 は良い一致を示している。これに対して、近似式 2 は中間柱、長柱領域において $0.1 < M_1/M_y < 0.4$ の範囲で厳密解と差が表れているが、その差は小さい。

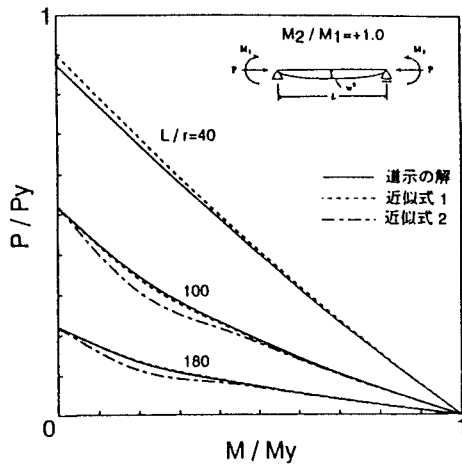


図 2.3.1.5-a $M_2/M_1 = 1$

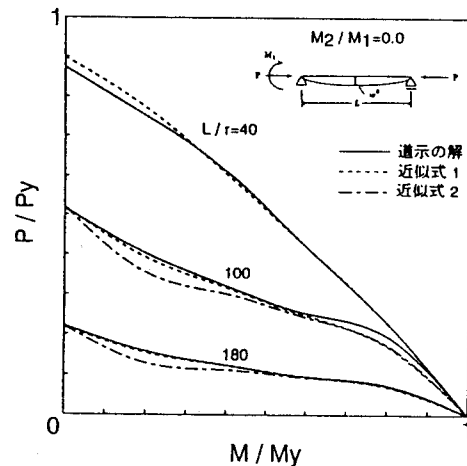


図 2.3.1.5-b $M_2/M_1 = 0$

図 2.3.1.5 厳密解と近似解の強度相関曲線の比較

最後に、両端固定で横拘束のない一層ラーメン構造の等価初期不整について数値計算を行った。用いた断面諸元は一樣箱型断面であり、水平部材の断面寸法 ($68 \times 68 \times 2$) と部材長 ℓ を一定とし、柱高比 $\rho = h/\ell = 0.5, 1.0, 2.0, 5.0$ の 5 種類、剛比 $\kappa = (I_b/\ell)(I_c/h) = 0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 5.0, 10.0$ の 6 種類に変化させた。荷重は、左右柱上に P と γP ($\gamma = 0.5, 1.0, 2.0$) の鉛直荷重を、左側の柱上部に水平荷重 $H = \alpha H_p$ ($\alpha = 0.1, 0.3, 0.5$, $H_p = 4M_p/h$) を作用させている。

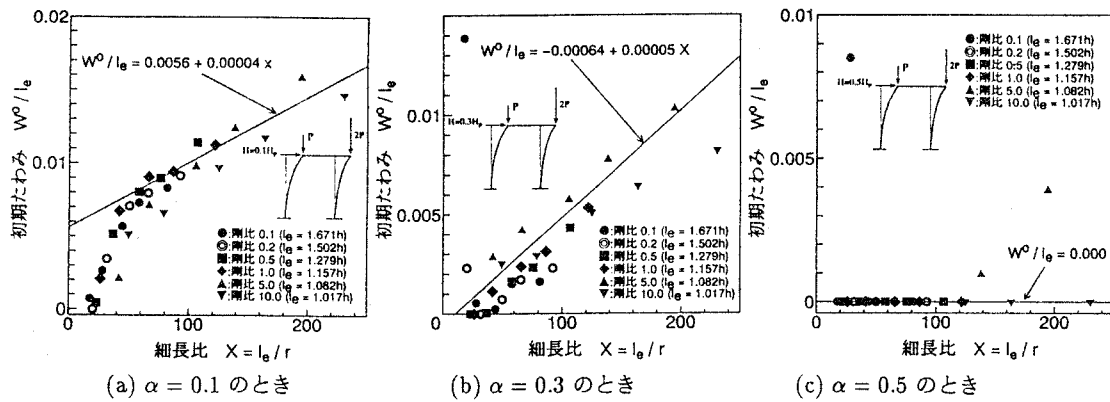


図 2.3.1.6 剛比の変化による等価初期たわみへの影響

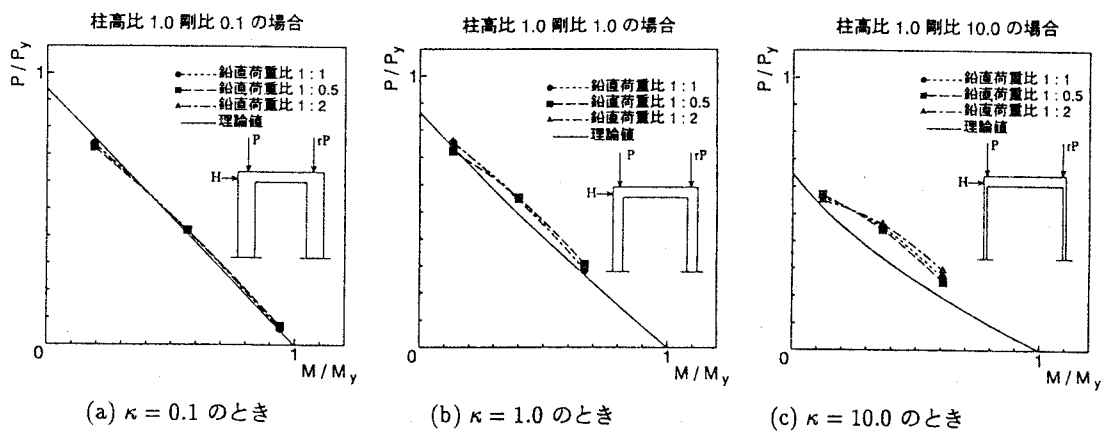


図 2.3.1.7 本解析と理論解との限界強度比較

いま、水平荷重 ($\alpha=0.1, 0.3, 0.5$) に対する等価初期たわみと細長比の関係を示したのが図 2.3.1.6 である。 $\alpha \leq 0.4$ までの水平荷重の場合、等価初期たわみは細長比の線形関係が成り立つ。 $\alpha = 0.5$ と大きな水平荷重が作用する時、等価初期たわみを必要としないことがわかる。なお、これらの結果において、初期降伏に達する断面は、 $\kappa \leq 1.0$ の領域では右側の柱の基部、 $\kappa \geq 5.0$ の領域では柱頂部であった。

以上の等価初期たわみを座標値として導入し、初期降伏に達するときの断面力と道示のはり一柱の強度相関式から算出した理論値を比較したのが図 2.3.1.7 である。これらは、 $\rho=1.0$ の正方形ラーメン構造において $\kappa=0.1, 1.0, 10.0$ の剛比に対する結果を示している。得られた解曲線は、全体として理論解に比して少し危険側になっているが妥当な耐荷力評価をしている。

b) 最適設計例

以上、提案した等価初期たわみを用いて具体的に箱型断面を持つ片持柱と門型ラーメンを対象にして、(1)の等価初期不整を用いる方法による最適断面の設計を SLP¹⁹⁾の最適化手法を用いて行い、従来の照査法 (JSHB) との比較検討を行った。対象とした構造系は、図 2.3.1.8 の 2 段階変断面を持つ片持柱、図 2.3.1.9 に示す両端ヒンジの門型ラーメン構造である。なお、これらの断面形状は正方形箱型断面であり、鋼材は SM400 である。また、荷重条件は図 2.3.1.8 の柱において、 $P_1=170tf, P_2=$

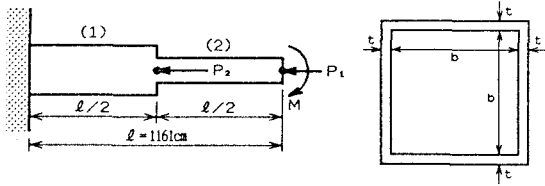


図 2.3.1.8 柱の最適設計

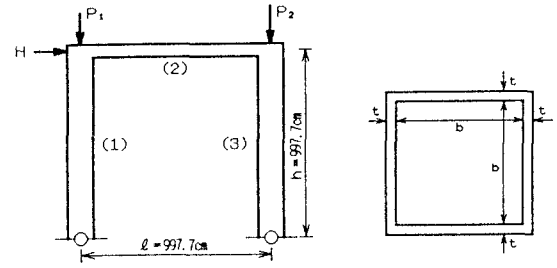


図 2.3.1.9 門型ラーメン構造の最適設計

$680tf$, $M = 57.55tfm$ 、図 2.3.1.9の門型ラーメンにおいて、 $P_1 = 170tf$, $P_2 = 680tf$, $H = 11.87t$ である。

道示に従う現行設計法と等価初期不整を用いる方法における目的関数は、次式で定義される構造全体の鋼材総容積 $V(cm^3)$ とした。

$$V = \sum_{i=1}^n 4(b_i + t_i)t_i l_i \quad (2.3.1.10)$$

ここで、 n は部材数、 b_i, t_i , および l_i は、それぞれ i 部材の板幅、板厚、部材長である。設計変数は、 $\{X\} = \{b_1, t_1, b_2, t_2, \dots, b_n, t_n\}$ である。

両照査法に従った制約条件は、以下の条件式を適切に組み合わせて導入した。

$$\text{最小板厚制限} \quad ; g_1 = -\frac{t}{0.8} + 1 \leq 0 \quad (2.3.1.11)$$

$$\text{最大細長比制限} \quad ; g_2 = \frac{\ell_e}{r} \frac{1}{120} - 1 \leq 0 \quad (2.3.1.12)$$

$$\text{最大幅厚比制限} \quad ; g_3 = \frac{b}{t} \frac{\sqrt{\sigma_y}}{2754} - 1 \leq 0 \quad (2.3.1.13)$$

$$\text{安定照査式制限} \quad ; g_4 = \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}(1 - \sigma_c/\sigma_{ea})} - 1 \leq 0 \quad (2.3.1.14)$$

$$\text{強度照査式制限} \quad ; g_5 = \frac{\sigma_c}{\sigma_{cal}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{cal}(1 - \sigma_c/\sigma_{ea})} - 1 \leq 0 \quad (2.3.1.15)$$

$$\text{強度照査式制限} \quad ; g_6 = \frac{\sigma_c}{\sigma_y} - 1 \leq 0 \quad (2.3.1.16)$$

これらの式(2.3.1.11)~(2.3.1.16)の照査式は各部材ごとに計算される。ここに、 σ_c は作用軸圧縮応力度、 σ_b は作用曲げ圧縮応力度、 σ_{ca} は許容軸圧縮応力度、 σ_{ba} は許容曲げ圧縮応力度、 σ_{cal} は局部座屈に対する許容応力度、 σ_{ea} は許容オイラー応力度である。

道示により照査する場合は、式(2.3.1.11)~(2.3.1.15)の5式を制約条件とし、等価初期不整を用いる方法で照査する場合は、式(2.3.1.11)~(2.3.1.14)、および式(2.3.1.16)の4式を制約条件として設計を行った。等価初期不整を用いる方法と現行設計法による柱の最適設計の結果を表 2.3.1.4に示す。なお、等価初期不整には、 $w^0/\ell = 0.006(0.003 \times \beta)$, $\beta =$ 座屈長係数)を用いている。板厚は、2cmに固定した場合と、設計変数にして、最適値を出した場合の2通り計算している。表には、鋼材総容積の値、各部材毎の断面積、板幅、板厚を示してある。等価初期不整を用いる方法では、照査荷重としての安全係数は、 $\gamma_f = 1.7$ を用いた。道示に従う照査法は、板厚を2cmに固定した場合は許容解(すべての照査式を満足する設計)は得られなかった。等価初期不整を用いる照査法では、最適設

表 2.3.1.4 現行設計法と等価初期不整を用いる方法による柱の最適設計

照査法	板厚	V(cm ³)	部材	A(cm ²)	b(cm)	t(cm)
道路橋示方書	2cm	許容解なし				
	最適解	810828	(1)	953.3	95.8	2.43
			(2)	443.5	65.4	1.65
等価初期不整法	2cm	646655	(1)	735.1	89.9	2.00
			(2)	378.8	45.4	2.00
	最適解	569434	(1)	719.7	99.7	1.77
			(2)	261.2	60.1	1.07

表 2.3.1.5 門型ラーメン構造の最適設計 (両端ヒンジ)

照査法	板厚	V(cm ³)	部材	A(cm ²)	b(cm)	t(cm)
道路橋示方書	2cm	許容解なし				
	最適解	1884370	(1)	522.6	70.5	1.81
			(2)	336.1	61.9	1.33
			(3)	1030.1	99.3	2.53
等価初期不整法	2cm	1447827	(1)	461.2	55.7	2.00
			(2)	237.4	27.7	2.00
			(3)	752.6	92.1	2.00
	最適解	1185038	(1)	344.9	69.0	1.23
			(2)	146.5	45.0	0.80
			(3)	696.4	98.1	1.74

計より、当然であるが鋼材総容積は多い。道示に従う照査法による最適設計は、等価初期不整を用いる照査法による最適設計よりも鋼材総容積はかなり多い。

同様に、両端ヒンジの門型ラーメンについて最適設計した結果を示したのが表 2.3.1.5である。等価初期不整の大きさは、 $w^0/l = 0.025\lambda + 0.0023$ (λ : 換算細長比) により定めている。鋼材総容積の大小の傾向は、柱の結果と同様であるが、柱部材(1)、(3)の設計が応力に関する条件で支配されているのに対し、梁部材(2)が応力的に余裕のある設計になっている。これは、照査法、安全係数、板厚条件に関係なく見られた結果であった。

(4) まとめ

弾性有限変位解析に基づく設計法における等価初期不整の決定法を提案し、骨組(柱、一層ラーメン構造、はり-柱)に適用し、各々の等価初期たわみの具体的な数値を提示するとともに、最適断面設計を行った訳であるが、その結果は以下のようにまとめることができる。

1. 柱の等価初期不整の大きさは各境界条件に対して一定値で与えられる。また、基準耐荷力曲線の違いによる等価初期たわみの大きさへの影響は当然の結果ではあるが耐荷力曲線の低い曲線ほど大きな初期たわみとなり影響が大である。
2. はり-柱の等価初期不整の大きさは、荷重条件が不等曲げになると λ の線形式になる。また、 λ が小さく、端モーメント M が大きくなるにしたがって等価初期不整を必要としない領域が増大する。

3. 対象とした一層ラーメン構造の等価初期不整の大きさは換算細長比との間に線形関係がある。
また、弾塑性有限変位解析から得られた耐荷力と本解析法による耐荷力を比較した結果、柱の基準耐荷力曲線を基礎に等価初期不整を決定したにも関わらず構造全体系の耐荷力を精度良く評価しており、本決定法の有効性が確認できた。
4. 弾性有限変位解析を用いる設計法は、従来の設計法による結果と比較して鋼材総容積を少なく、経済的な設計を可能にしており、その有用性が明らかになった。したがって、骨組構造の座屈設計において、設計技術者に非線形計算を委ねる弾性有限変位解析に基づく設計を用いることにより、容易で、合理的な設計が可能になることが期待される。
5. しかし、等価初期不整を用いる方法は、等価初期たわみの形状およびその大きさを任意の構造形式に対して一義的に決定する方法の確立が必要であり、厳密な耐荷力解析との比較、および実構造レベルによる多くの設計実績による両設計法の有効性、信頼性を明らかにすることが今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (I 共通編2 鋼橋編), 1990.2
- 2) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説, 1988
- 3) 倉方慶夫・西野文雄・長谷川彰夫・梶田順一：骨組構造物の座屈設計法に対する一提案, 土木学会論文集, No.459/I-22, pp.73-82, 1993.1
- 4) 長谷川彰夫・西野文雄：線形化有限変位理論による構造物の設計法の提案, 土木学会第44回年学術講演会講演概要集, pp.108-109, 1989.10
- 5) 土木学会：鋼構造物の終局強度と設計, 技報堂, 1994.7
- 6) 土木学会：鋼構造物設計指針, PART A, PART B, 1987
- 7) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼・合成構造物), 丸善, 1992.10
- 8) 土木学会構造工学委員会鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会：鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則, 土木学会論文集, pp.13-20, No.450/I-20, 1992.7
- 9) 野上邦栄：鋼ラーメン柱の実用的座屈設計法に関する一提案, 土木学会論文集, No.459/I-22, pp.159-162, 1993.1
- 10) 織田博孝・宇佐美勉：弾性2次解析による変断面骨組の座屈設計法, 土木学会論文集, No.489/I-27, pp.129-138, 1994.4
- 11) 野上邦栄・高木真・林一輝・成田信之：弾性有限変位解析に基づく設計における骨組構造の等価初期不整, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.263-273, 1994.3
- 12) 西野文雄・三木千寿・鈴木篤：道路橋示方書2 鋼橋編改訂の背景と運用, 第8回13章ラーメン構造, 橋梁と基礎, pp.82-85, 1981.10
- 13) 野上邦栄・成田信之・山本一之：吊橋主塔の構造特性と座屈設計に関する実績調査研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.177-190, 1991.3
- 14) 野上邦栄・成田信之：鋼斜張橋主塔の構造特性と座屈設計に関する実績調査研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.167-180, 1992.3
- 15) 野上邦栄・成田信之：吊形式橋梁の塔の座屈設計に関する一考察, 土木学会論文集, No.446/I-19, pp.225-234, 1992.4
- 16) 野上邦栄：ラーメン柱の有効座屈長算出法に関する一考察, 構造工学論文集, No.39A, 1993.3
- 17) 野上邦栄・成田信之：はり一柱の等価初期たわみに及ぼす荷重パラメータの影響, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.171-178, 1995.3
- 18) 山田善一編著：構造工学シリーズ1, 構造システムの最適化～理論と応用～, 土木学会, 1988
- 19) 野上邦栄・杉本博之：鋼骨組の座屈設計法に関する一試み, SGST 拡大研究論文集, No.2, 1993.12

2.3.2 接線剛性を用いた簡易耐荷力解析

(1) E_f 法と設計

最近のわが国の大規模橋梁および複雑な構造物の設計では、構造解析に弾性有限変位解析を、さらに断面決定後の構造全体系の安全性を確認するために弾塑性有限変位解析による耐荷力照査が行われており、設計基準に非線形数値解析を積極的に導入する傾向にある。

一般に、弾塑性有限変位解析は、耐荷力実験を行わずに骨組の耐荷力を数値実験的にかなり精度良く評価することができると言われている。しかし、そのプログラムは、現状において信頼性、および経済性に問題があると同時に、設計技術者の人為的誤差が入りやすく、厳密な解を得ることは大変困難である。また、計画段階から弾塑性有限変位解析を実施することは経済性の面からも受け入れ難い状況にある。そのため、実務設計ではより簡易にしかも精度の高い耐荷力を求めることが可能な実用的算出法が望まれる。

このような状況において、最近塑性ヒンジ法の修正法¹⁾や局部座屈を考慮した簡易算出法²⁾などが提案されている。ここでは、吊形式橋梁の塔のように軸圧縮力が支配的な構造物に対して精度の高い耐荷力を算出できる一方法として E_f 法を考える。

a) 修正 E_f 法

E_f 法は、本来吊橋の塔の有効座屈長を算出するため規定された方法である。塔のような構造の全体座屈荷重は、柱が非弾性領域に入っても、はり等の腹材にはほとんど軸力が伝えられないため、弾性状態に留まることから、柱とはりの見掛けの弾性係数が等しくなくなり、その結果座屈荷重が低下するばかりでなく、有効座屈長にも変化が生じる。

上述のことを踏まえ、吊橋主塔設計要領・同解説³⁾では、有効座屈長を設計荷重に基づく構造全体系に関する非線形弾性固有値解析により決定している。対象とする塔は極端な変断面ではなく、軸圧縮力も一様分布状態に近いことから、全ての柱の見かけの接線弾性係数 E_f は同じであり、かつ軸方向に変化しないとするなどの仮定が成り立つものとして等断面柱から成る構造全体系の固有値解析を行い、構造全体を代表する唯一の有効座屈長を設定している。このように、見かけの接線弾性係数を導入して有効座屈長を評価することから一般に E_f 法と呼ばれている。

この方法は、新たに各断面ごとに E_f を評価して有効座屈長を求める方法(修正 E_f 法)に拡張された⁴⁾。この修正法は、設計実務作業の中での電子計算機の活用が日常化してきている現在、断面ごとに変化する E_f を考慮した弾性固有値解析は、複雑な鋼構造の設計における重荷ではなくなり、さらに断面力の変化とともに変わる断面の有効座屈長を考慮できるなどの特徴を有している。

具体的に、この修正法による断面 (i) の有効座屈長は、構造全体系の固有値解析によって座屈に対する最小軸方向力を計算し、次式により求めればよい。

$$|K_E + \kappa K_G(N_i)| = 0 \quad (2.3.2.1)$$

$$\ell_{ei} = \pi \sqrt{\frac{E_{fi} I_i}{-\kappa N_i}} = \pi \sqrt{\frac{E_{fi} I_i}{-N_{cri}}} \quad (2.3.2.2)$$

ここに、 K_E は微小変位理論の弾性剛性行列、 K_G は基準状態における幾何剛性行列、 ℓ_{ei} は有効座屈長、 I_i は断面 2 次モーメント、 E_{fi} は有効接線弾性係数、 κ は固有値、および $N_{cri}(=\kappa N_i)$ は座屈に対する最小軸圧縮力である。

ところで、式中の有効接線弾性係数 E_{fi} は、柱の初期曲がりや残留応力の影響を受け、一般には予め予測し難いものである。対象とするラーメン構造物に関する断面形状、製作・架設法の精度、初期たわみおよび残留応力分布に関する実績データが蓄積され、対象構造独自の耐荷力曲線を定めることも可能になりつつあるがまだ時期尚早のため、安全側の耐荷力曲線である道示の柱の基準耐荷力曲線を用いて E_{fi} を評価する。

有効座屈長を求める具体的な計算手順を以下に示す。

- ① 部材断面、部材材質、作用軸力を設定する。
- ② 有効接線弾性係数 E'_{fi} を弾性体として $E'_{fi} = E$ と仮定する。
- ③ 式(2.3.2.1)により全体骨組の座屈固有値計算を行い、最小固有値より座屈軸力 $N_{cri} = \kappa N_i$ 、および座屈時応力 σ_{cri} を計算する。
- ④ 有効座屈長を式(2.3.2.2)により求める。
- ⑤ 道示の基準耐荷力曲線より座屈応力度 σ'_{cri} を求める。また、断面積を用いて耐荷力 $N'_{cri} = A_i \sigma'_{cri}$ を計算する。
- ⑥ 有効接線弾性係数 E_{fi} を次式により算定する。

$$E_{fi} = \frac{N_{cri}}{N'_{cri}} E'_{fi} \quad (2.3.2.3)$$

- ⑦ 次式により有効接線弾性係数 E_{fi} の収束判定をする。

$$\left| \frac{E_{fi} - E'_{fi}}{E'_{fi}} \right| \leq \epsilon \quad (2.3.2.4)$$

上式を満足しない時 $E'_{fi} = E_{fi}$ と修正して③から⑦を繰り返す。

ところで、修正 E_f 法は、上述の計算手順により有効座屈長を求める時、同時に構成部材の耐荷力 N_{cri} が得られる。これは、収束した時の固有値 κ が、構造全体系の設計荷重に対する耐荷力の安全係数を意味していることになる。したがって、修正 E_f 法は式(2.3.2.1)のような固有値問題としてモデル化できる構造系に対する簡易耐荷力算出法として適用できる可能性が高い。

b) 斜張橋への適用

修正 E_f 法の適用性を検討するため、中央径間 890m の鋼斜張橋(本州四国連絡橋の多々羅大橋クラス)を取り上げ、弾塑性有限変位解析によって得られた結果と修正 E_f 法による結果を比較し、この簡易耐荷力算出法の妥当性を検討した⁶⁾。

表 2.3.2.1 には、2つの荷重ケース $\gamma(D+L)$ における修正 E_f 法を適用した場合の荷重倍率 γ と弾塑性有限変位解析による荷重倍率を比較した結果を示している。また、図 2.3.2.1、図 2.3.2.2 は、この時の崩壊モード形である。荷重ケース 2 では、桁軸力の最大値が荷重ケース 1 の場合とほぼ等価となるが、側径間には一定の大きさの軸力が生じるため、より厳しい軸力分布状態となる。そのため、荷重ケース 1 に比べて耐荷力は低下することになるが、表 2.3.2.1 の両解法の荷重倍率はその傾向を表している。修正 E_f 法と弾塑性有限変位解析の荷重倍率を比べると、5% 程度の差で良い一致を示している。

また、図 2.3.2.1 から明らかなように修正 E_f 法の座屈モードは、両荷重ケースともに塔の座屈よりも主桁に発生し、塔近傍を中心とする非対称モード形となる。一方、弾塑性有限変位解析では、塔と主桁の連成座屈が生じ、主桁は中央径間で大きな変形を生じるとともに塔近傍において修正 E_f 法

表 2.3.2.1 荷重倍率の比較

	修正 E_f 法	弾塑性有限変位解析
case-1	2.50	2.53
case-2	2.04	1.93

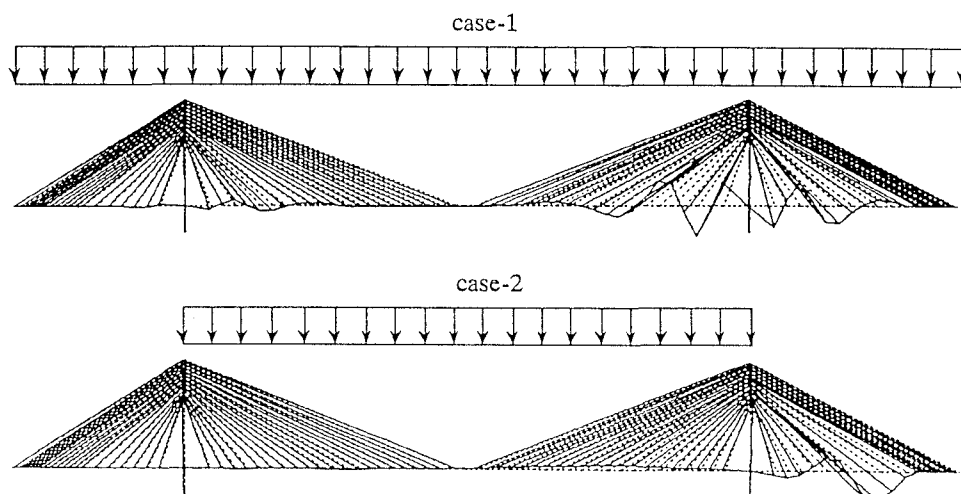


図 2.3.2.1 修正 E_f 法による座屈モード形

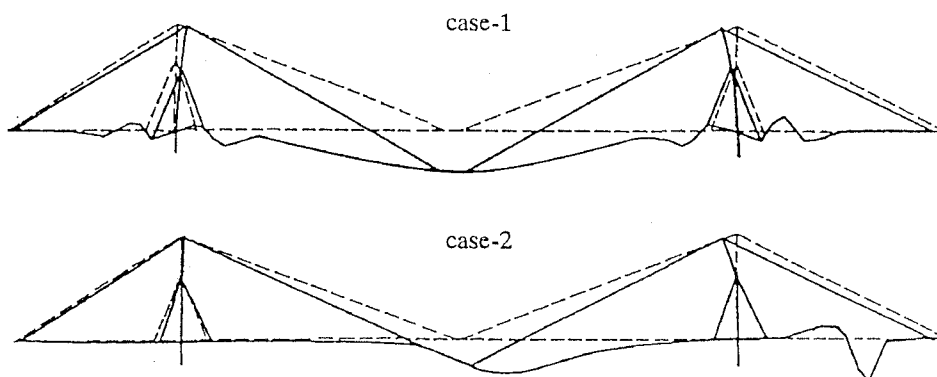


図 2.3.2.2 弾塑性有限変位解析による限界点における崩壊モード形

と同様のモード形を示しており、両解法はかなり類似の座屈モードを示している。以上のように修正 E_f 法は、式 (2.3.2.1) のような固有値問題として取り扱える構造系の耐荷力を精度良く評価できることがわかる。

次に、図 2.3.2.3 のような中央径間 600m の斜張橋を対象にして、柱の基準耐荷力曲線の違いが座屈特性に与える影響について検討した⁷⁾。桁高 $h = 1\text{m}$ に対する固有値および座屈モードを示したのが図 2.3.2.4 である。低い耐荷力曲線ほど最小固有値は小さくなり、それにともない主桁の座屈は、非対称モードから右塔近傍のみの座屈モードになる。また、桁高 1m の場合、塔と桁との連成座屈は生じない。また、基準耐荷力曲線の違いが許容軸圧縮応力度に与える影響を示したのが図 2.3.2.5 である。主桁の許容軸圧縮力は、塔位置において最大値となる放物線分布となり、高強度の耐荷力曲線

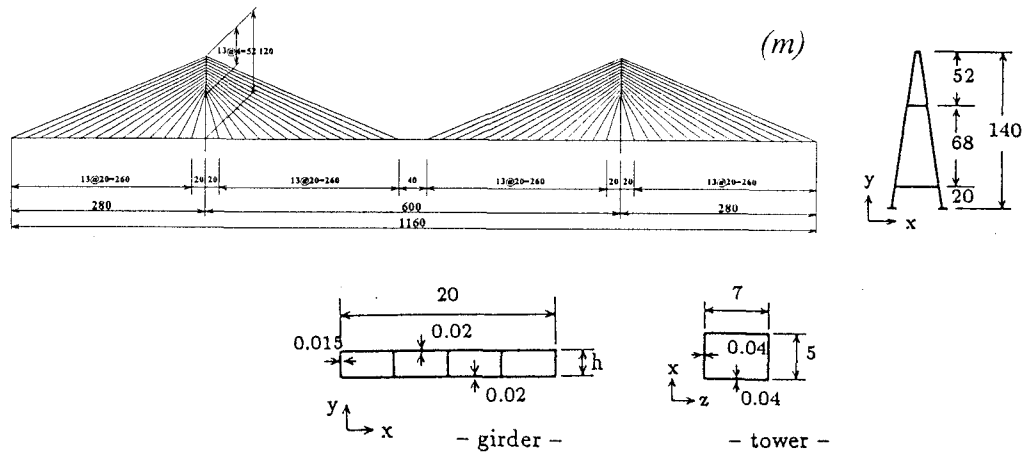


図 2.3.2.3 600 m 斜張橋

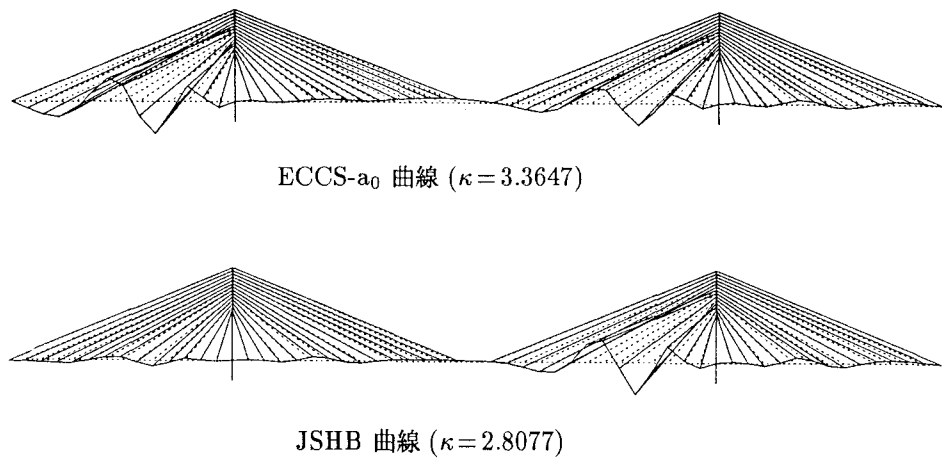


図 2.3.2.4 座屈モードと固有値

を用いるほど、許容軸圧縮力は高くなる。

c) 設計法

修正 E_f 法は、前述したように初期たわみおよび残留応力の影響を考慮した道示の基準耐荷力曲線に見合った全体座屈強度を求めるために、全体座屈する状態における見かけの弾性係数の低下を考え、この有効接線弾性係数を導入して非線形弾性固有値計算を行い、有効座屈長と同時に耐荷力を算出する方法である。この方法を用いて、より一般的な構造の設計を行う場合、具体的な照査法の計算手順は以下ようになる。

- ① 部材断面を仮定する。
- ② 設計荷重を設定する。
- ③ 弾性有限変位解析により部材の軸力 N などの断面力を算出する。
- ④ 構造物を完全弾性体として座屈荷重 N_{cri} を求める。
- ⑤ 座屈荷重 N_{cri} を用いて、式 (2.3.2.2) から有効座屈長 l_e を計算する。
- ⑥ 細長比 l_{ei}/r_i を用いて、基準耐荷力曲線より N'_{cri} を求める。
- ⑦ 得られた数値から、式 (2.3.2.3) を用いて E_{fi} を修正する。

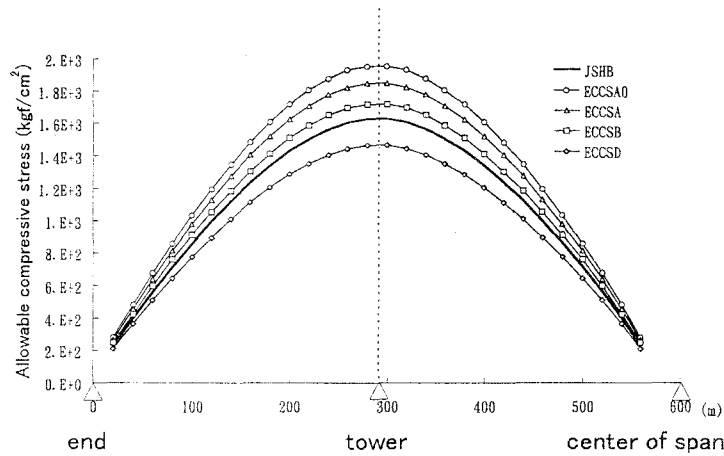


図 2.3.2.5 主桁の許容軸圧縮応力度分布

- ⑧ この E_{fi} を用いて、固有値解析を行い、座屈荷重 N_{cr} を求め、式 (2.3.2.4) を満足するまで ⑤ から ⑦ までの手順を繰り返す。
- ⑨ E_f が変化しなくなったときの E_{fi} を用いて、有効座屈長を計算する。
- ⑩ はり一柱の強度相関式を用いて安全性照査を行う。

以上の照査手順において、⑩ステップの強度相関式には、③ステップで弾性有限変位解析により断面力を求めていることから、式 (2.3.1.6) のような従来式に対して付加曲げ項を省略した

$$\frac{P}{P_u} + \frac{M_y}{M_{cry}} + \frac{M_z}{M_{crz}} \leq 1 \quad (2.3.2.5)$$

が有効である。また、前述した計算例のような軸力支配の構造系に対して、修正 E_f 法は、精度の良い構造全体系の耐力を評価できることから、⑩ステップにおける照査は、設計手順において有効座屈長を用いずに次式

$$\kappa \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{ca0}} \leq \nu \quad (2.3.2.6)$$

のように最小固有値と所要安全率との比較により照査する方法も可能である^{8,9)}。

(2) ζ 法と設計

この方法は、前述した本州四国連絡橋公団の吊橋主塔設計要領・同解説³⁾で採用されている有効接線弾性係数法 (E_f 法) をヒントにして、作用軸圧縮力により求まる ζ 関数^{5, 10)}に加えて、曲げ変形による剛性低下を考慮する φ 関数¹¹⁾を導入することにより、有限変位と弾塑性性を考慮した方法であり、骨組の終局耐力に影響する非線形性を簡易に取り込み、計算労力を少なくしている。

柱としての要素接線剛性を計算するには、作用軸圧縮応力度から評価される ζ 関数を用いることにする。いま、道路橋示方書 (JSHB)¹²⁾の柱の基準耐荷力曲線を用いた場合、ζ 値は

$$\zeta = \begin{cases} 1.0 - 0.773\bar{\sigma}, & \bar{\sigma} \leq 0.564 \\ 3.367(1.109 - \bar{\sigma})^2\bar{\sigma}, & 0.564 < \bar{\sigma} \leq 1.0 \\ 0.04, & 1.0 < \bar{\sigma} \end{cases} \quad (2.3.2.7)$$

と与えることができる。ここに、 $\bar{\sigma} = \sigma / \sigma_y$ 、 σ は作用軸圧縮応力度、 σ_y は降伏応力度である。

上式は、作用軸圧縮力が増加するにしたがって ζ 値は急激に低下し、塑性化の影響が現れる。なお、この基準耐荷力曲線には、柱としての残留応力 σ_r ($\sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$, σ_{rc} : 圧縮残留応力) 及び初期たわみ v^0 ($v^0/l = 1/1000$, l : 部材長) の影響が考慮されている。

また、軸力の他に大きな曲げ変形を受ける構造の場合、 ζ 関数による剛性低減のみでは、耐荷力が過大評価される傾向にあることが指摘されている。これは、曲げモーメントを受ける部材の付加的な塑性領域の広がりによる曲げ剛性の低下を考慮できていないためと考えられる。そこで、ここでは部材の曲げ剛性 EI の低減評価をはり一柱の強度相関式の関数により変化するパラメータ ϕ を新たに導入して考慮することにする。つまり、

$$\phi = f(M, P) = f(\alpha) \quad (2.3.2.8)$$

である。ここに、 M , P は各々作用曲げモーメント、作用軸圧縮力である。この ϕ は、各節点の曲げモーメントと軸圧縮力による塑性領域の影響を考慮するための非弾性剛性低減パラメータであり、弾性状態で 1、塑性ヒンジ状態で 0 になる関数である。なお、文献 1) では $\beta = \alpha_0$ とした ϕ 関数を提案している。

いま、断面の強度相関式 α は、強軸回りの H 形断面や長方形薄肉箱型断面に対して次式

$$\alpha = \frac{P}{P_y} + \frac{1}{1.18} \frac{M}{M_p}, \quad \left| \frac{M}{M_p} \right| \leq 1 \quad (2.3.2.9)$$

で与えられる全塑性強度相関曲線を用いるものとする¹³⁾。ここに、 P_y は降伏軸力、 M_p は全塑性モーメントである。

また、残留応力を考慮した初期降伏は、次式の降伏曲面を基礎にして生じるものと仮定する。

$$\alpha_0 = \frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} \quad (2.3.2.10)$$

ここに、 M_y は降伏モーメントである。 α_0 は、圧縮残留応力が $\sigma_{cr} = \alpha^* \sigma_y$ と表せるならば、 $\alpha_0 = 1 - \alpha^*$ の関係が成り立つ。

この時、式 (2.3.2.9)、式 (2.3.2.10) を考慮した式 (2.3.2.8) の剛性低下パラメータ ϕ として、次の α に関する 1 次式と 2 次式を提案する。

$$\phi = \begin{cases} \frac{1 - \alpha}{1 - \beta}, & \alpha > \beta \\ 1.0, & \alpha \leq \beta \end{cases} \quad (2.3.2.11)$$

$$\phi = \begin{cases} 1 - \frac{(\alpha - \beta)^2}{(1 - \beta)^2}, & \alpha > \beta \\ 1.0, & \alpha \leq \beta \end{cases} \quad (2.3.2.12)$$

ここに、 β は式 (2.3.2.10) を式 (2.3.2.9) に代入し、 M を消去すると、

$$\beta = \alpha_0 \frac{1}{1.18} \frac{M_y}{M_p} + \frac{P}{P_y} \left(1 - \frac{1}{1.18} \frac{M_y}{M_p} \right) \quad (2.3.2.13)$$

と与えられ、断面力を式 (24) に代入して得られる値が α_0 の初期降伏に達した時に得られる α 値である。直線式である式 (2.3.2.11) による ϕ の値は、式 (2.3.2.12) の 2 次式に比べて、 $\alpha > \beta$ においてその低下が著しく、曲げ変形による剛性低減率が大きくなる。

以上のような簡易モデル化されたはり一柱要素から成る骨組構造の耐荷力を近似的に算出する手順は、具体的に次のようになる。

- ① 設計条件、およびパラメータの初期値を $\zeta = \phi = 1.0$ と置く。
- ② 外荷重に対して構造物の弾性有限変位解析を実施し、各部材の断面力を求める。初回の段階での軸方向剛性 EA 、曲げ剛性 EI は弾性状態の値を用いる。
- ③ 各部材の断面力と部材の断面積および曲げ剛性から各部材の軸応力度および曲げ応力度を求める。
- ④ 各部材の軸応力度を用いて、式(2.3.2.7)により ζ 値を求める。
- ⑤ 前回の ζ^0 と今回の ζ が一致した時、その時の外力に対して収束したことになる。そうでなければ、 ζ を修正して同様の計算を2)から繰り返す。
- ⑥ 収束時の各部材の断面力から曲げ剛性低下パラメータ ϕ を式(2.3.2.11)あるいは式(2.3.2.12)により求める。
- ⑦ 軸剛性 EA および曲げ剛性 EI の弾性係数を ζ を用いて置き換える。さらに、置き換えられた曲げ剛性 ζEI に曲げ剛性低下パラメータ ϕ を掛けることにより見かけの曲げ剛性 $\zeta \phi EI$ を求める。
- ⑧ 各部材はそれぞれの見かけの剛性を持つものとして、弾性有限変位解析を行う。

一般に、⑤ステップにおいて ζ 値の収束計算を行うのが厳密な方法であるが、適切な荷重増分を与えるならば収束計算を行わなくても良い。

a) 適用例

前述の簡易耐荷力算出法について、具体的に柱、1層ラーメン構造を取り上げて、他の弾塑性有限変位解析結果、および実験結果との比較を行う。なお、柱の基準耐荷力曲線には、JSHB, CRC, SSRC-1, ECCS-a, ECCS-d の5曲線を用いた。

まず、図 2.3.2.6 に示すように箱型断面を有する単純支持された柱に、 $\sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$, $\sigma_{rt} = \sigma_y$ の残留応力と $\delta^0/l = 1/1000$ の初期たわみが存在する例¹¹⁾を取り上げる。図 2.3.2.7 には、残留応力の有無による軸力と最大曲げモーメントの強度相関曲線を示している。横軸は最大曲げモーメント M_{max} と全塑性モーメントの比を表す。残留応力が無い場合 ($\alpha_0 = 1.0$) の釣合経路(実線)は、初期降伏後、曲げモーメントの増大にともない軸力が低下して全塑性曲線に達している。一方、残留応力がある場合 ($\alpha^* = 0.4$, $\alpha_0 = 0.6$) の釣合経路(破線)は、初期降伏後、残留応力の無い実線から離れ、より低い限界点に達した後、軸力の低下とともに全塑性曲線に漸近している。

本提案法による計算結果と弾塑性有限変位解析結果を柱の基準耐荷力曲線をパラメータにして比較した。同じ断面に対して $\sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$ の残留応力を考慮し、式(7)の2次式の ϕ を用いた場合についてまとめたのが、図 2.3.2.8 である。JSHB の解曲線が弾塑性有限変位解析による曲線(破線)に最も良い一致を示しており、耐荷力の値も精度良く得られている。同様に、ECCS-a 曲線による耐荷力の値も多少高めではあるが精度の良い結果を示している。

次に、図 2.3.2.9 のような薄肉箱型断面を有する偏心圧縮柱を取り上げ、弾塑性有限変位解析結果と比較した¹¹⁾。基準耐荷力曲線には JSHB 曲線を用いている。また、分割要素数は 10 要素である。まず、軸方向変位 δ と荷重 P の変形経路を示したのが図 2.3.2.10 である。本解析法による曲線は、限界点に達するまで弾塑性有限変位解析結果と良い一致を示しているが、その後の経路曲線には相違が見られる。 $\alpha_0 = 1.0$ の場合、限界点は、少し高めの値となった。また、 $\alpha_0 = 0.7$ では弾塑性解析による限界荷重と良い一致を示している。この時の ζ と ϕ の変化を表したのが図 2.3.2.11 である。 ζ の値は、初期荷重状態から低下が見られる。一方、 ϕ は限界点の近傍に達して低下が現れ始め、そ

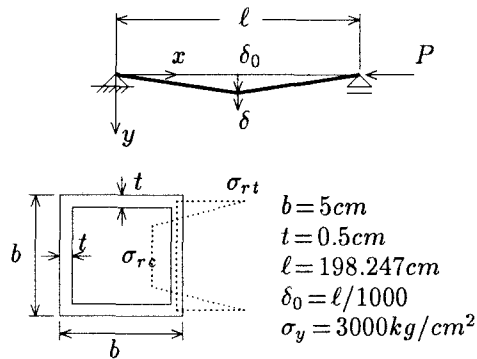


図 2.3.2.6 柱の諸元

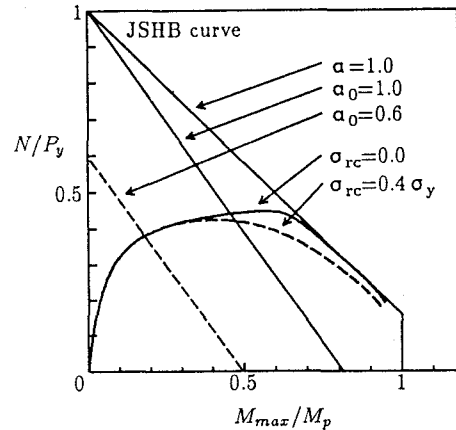


図 2.3.2.7 軸力-曲げモーメントの強度相関曲線

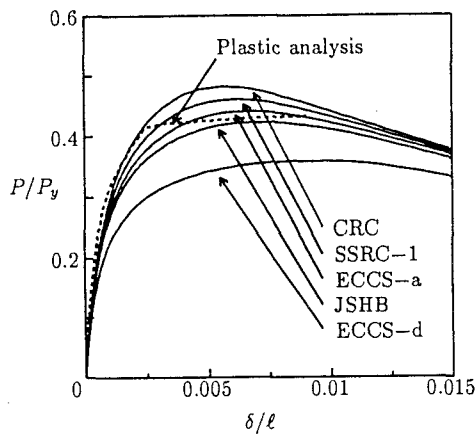


図 2.3.2.8 柱の耐荷力解析 ($\sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$)

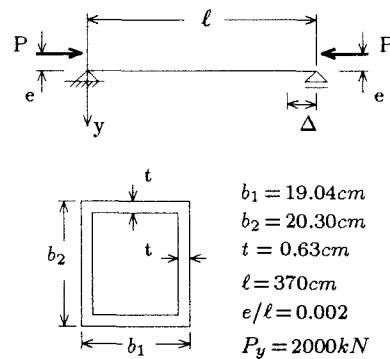


図 2.3.2.9 偏心圧縮柱の諸元

の後変形の増大にともない、その値が急激に変化し、耐荷力へ影響を及ぼしていることがわかる。これは、偏心曲げの影響により生じたものである。

最後に、図 2.3.2.12 のような換算細長比 $\lambda = 0.3, 0.6$ の一層ラーメン構造について、鉛直荷重 P を一定として水平荷重 H を増分させる方法により耐荷力解析を行った¹⁴⁾。図 2.3.2.13は、 $\lambda = 0.6, P/P_y = 0.4$ の場合における端部の水平変位 δ と水平荷重 H の関係を示している。図中には、各荷重段階における ζ と ϕ の変化挙動についても示している。残留応力は $\alpha_0 = 0.5$ とし、基準耐荷力曲線には CRC 曲線を用いた。図 2.3.2.14は、得られた終局強度曲線を弾塑性有限変位解析および修正塑性ヒンジ法と比較したものである。本解析による結果は、弾塑性有限変位解析結果より低めの値であるが、良い精度を有していることがわかる。

b) 設計法

以上の結果から、 ζ 法は骨組構造の耐荷力を良い精度で評価できることが明らかになった。したがって、この方法による有効座屈長の概念を用いない、新しい考え方に基づく終局強度設計が可能である。いま、荷重効果は弾性有限変位解析を用いて求め、設計断面力を係数倍した荷重に対して計算

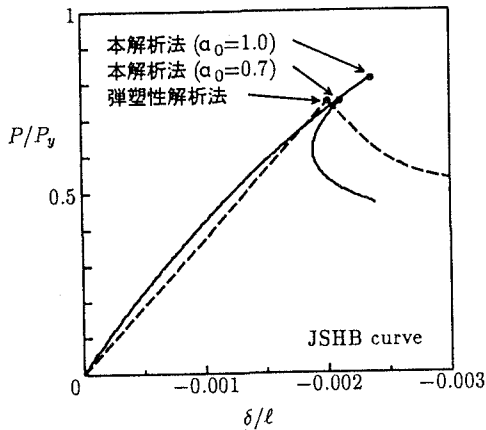


図 2.3.2.10 荷重 - 軸方向変位曲線

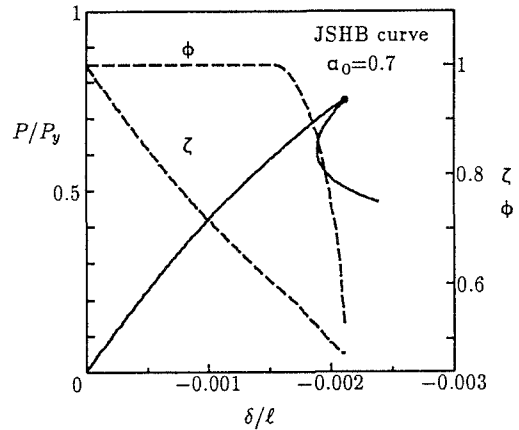


図 2.3.2.11 ζ と ϕ の挙動

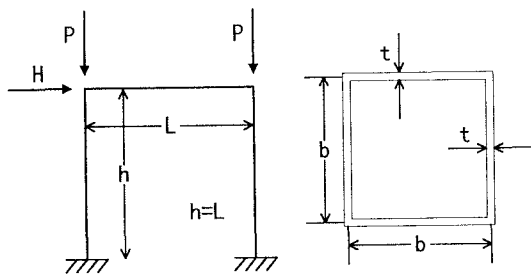


図 2.3.2.12 門型ラーメン構造の形状と断面寸法

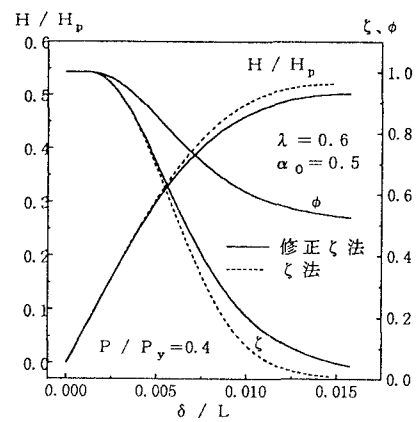


図 2.3.2.13 荷重変位関係と ζ 、 ϕ の挙動

した応力度に対応する見かけの弾性係数比 ζ を導入し、この ζ を考慮して固有値解析から設計断面耐力を求める。得られた設計断面耐力と設計断面力との比較によって部材の安全性を照査すれば良い。

(3) まとめ

提案する簡易耐荷力解析法の有効性およびそれらの設計法について検討した。得られた結果をまとめると以下ようになる。

1. 修正 E_f 法は、有効座屈長を算出するとき同時に構造物の耐荷力を精度良く求めることが可能であることを、斜張橋を対象にして明らかにした。また、この方法に基づく設計法における新しい強度照査式を提案することができた。
2. ζ 法は、曲げ変形が大きいラーメン構造の耐荷力を精度良く評価できる。特に、 ζ 関数と降伏曲面との境界パラメータ β の2次式で与えられる曲げ剛性パラメータ ϕ を組み合わせることにより簡易に、精度の良い解を求めることができる。なお、 ζ 関数に用いる柱の基準耐荷力曲線は解に大きく影響するが、 ϕ を導入する場合には素材に関する耐荷力曲線に近い SSRC-1 か CRC 曲線を用いると良い精度の解が得られる。

なお、 ϕ の値を決定するパラメータ α については、今後他の断面形状、構造系への影響、さらに

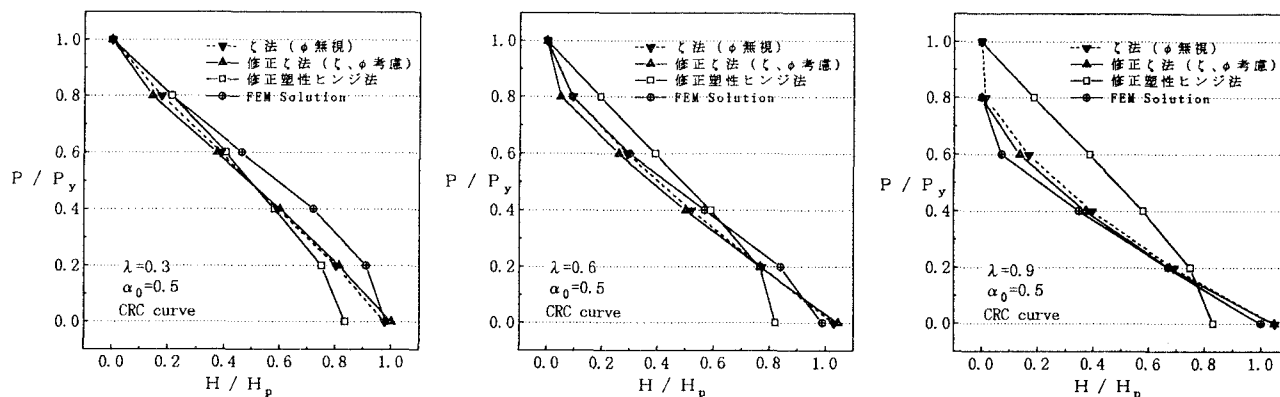


図 2.3.2.14 強度相関曲線

塑性強度相関式の違いの耐荷力への影響などについて、本提案法の有効性を明らかにし、実橋レベルの設計を行うことが必要である。

参考文献

- 1) J.Y.Richard Liew,D.W.White and W.F.Chen : Second-order Refined Plastic Hinge Analysis of Frames, *Structural Engineering Report, Purdue University, 1992*
- 2) 崎元達郎：骨組構造の簡易終局強度解析法の開発, 土木学会鋼構造新技術小委員会報告書, 1993.3
- 3) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説, 1988
- 4) 野上邦栄：ラーメン柱の有効座屈長算出法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.39A, 1993.3
- 5) 野上邦栄：鋼ラーメン柱の実用的座屈設計法に関する一提案, 土木学会論文集, No.460/I-22, 1993.1
- 6) M.Nagai, K.Nogami and K.Asano : Evaluation of ultimate strength of steel cable-stayed girders by the effective tangent modulus method, New requirements for structures and their reliability, Prague, Czech, June 1994
- 7) K.Nogami, M.Nagai, K.Yamamoto and Y.Fujino : Load-carrying capacity of cable-stayed girders based on multiple ultimate strength curves and its stability check, Coupled instabilities in metal structures, September 1996
- 8) 木下博道・山本一之・野上邦栄・長井正嗣：斜張橋の安全性照査法について, 土木学会年次学術講演会, 1996.9
- 9) 長井正嗣・浅野浩一・渡辺幸治：斜張橋の主桁耐力評価に着目した E_f 法の適用性と設計法に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.41A, 1995.3
- 10) 野上邦栄・佐古田圭一・山本一之：弾性有限変位解析による骨組構造の簡易耐荷力算出法の提案, 構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, 第18巻, 1995.3
- 11) 野上邦栄・山本一之・成田信之：鋼骨組構造物の簡易耐荷力算出法の提案, 構造工学論文集, Vol.42A, 1996.3
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書 共通編・鋼橋編, 1994.2
- 13) 土木学会：座屈設計ガイドライン, 技報堂, 1987
- 14) 飛鳥馬隆志・松本浩幸・山本一之・野上邦栄：骨組構造の簡易耐荷力算出における曲げ剛性低減パラメータの効果, 土木学会年次学術講演会, 1996.9

2. 3. 3 局部座屈を考慮した骨組の簡易耐荷力解析

(1) はじめに

1980年に改訂されたわが国の道路橋示方書¹⁾では、局部座屈の発生を許した形の圧縮部材の許容応力度式が採用された。それ以後、幅厚比の比較的大きい鋼圧縮部材の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究は数多く行われてきた。

解析的には、塑性と有限変位を考慮できる有限要素解析により系全体を板要素等でモデル化すれば、比較的厳密に連成座屈挙動を評価することはできるが、実際の実務設計レベルでは相当の困難を伴うため、何らかの近似解法の開発が必要とされる。

ここでは、まず、有限変位と弾塑性を考慮できる有限要素法により、軸圧縮と曲げを受ける箱形断面部材のパラメトリック解析を行い、一定軸力下での曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係 ($M-N-\phi$ 曲線) と一定曲率下での軸力 N と平均軸ひずみ ε との関係 ($N-\phi-\varepsilon$ 曲線) を求める。次に、これらの関係を陽な関数式で近似し、その接線勾配として評価される接線剛性をつり合い関係を棒要素を用いた弾性有限変位解析に持ち込み、簡易解析法を完成する。その結果、骨組の弾性有限変位の労力で弾塑性連成座屈挙動の解析が可能となることを示す。

(2) 鋼製箱形断面短柱の弾塑性有限変位解析

a) 数値解析法

解析法の詳細は省略するが、解析上の主な仮定は下記のものを用いている。

イ) 材料は等方性であり、ひずみ硬化の影響を受ける。

ロ) Von Misesの降伏条件式と、Prandtl-Reussの応力-ひずみ式が成立する。

ハ) 変形前、板の中立面に垂直な横断面は、変形後も変形した中立面に垂直である。

ニ) 一つの要素内で板面方向の応力は一定である。

ホ) 初期たわみを有する板を平面の三角形要素の集合体 (折板構造) で近似モデル化し、この状態を無応力状態と考える。

b) 解析モデル

解析モデルは、図 2.3.3.1に示すように軸圧縮力 N と Z 軸回りの曲げモーメント M を受ける2軸対称の鋼製箱形断面短柱を対象とする。曲率 Φ は、図 2.3.3.2に示すように部材端部に与えた強制変位の勾配 θ を用いて $\Phi = 2\theta/L$ より計算した。

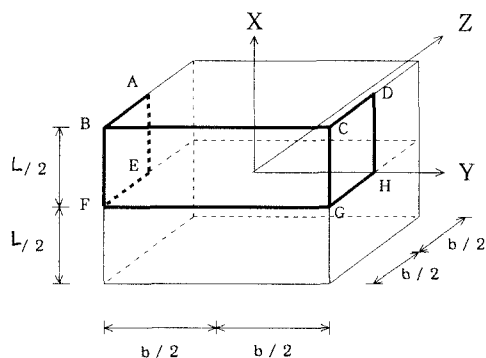


図 2.3.3.1 数値解析モデル

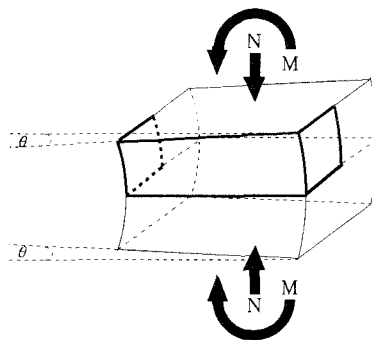


図 2.3.3.2 回転と曲率

本研究において解析するモデルの断面はすべて正方形とする。板厚はすべて4.5mmで一定とし、幅厚比 b/t を20, 30, 40, 50, 60, 70と変化させた。また、アスペクト比 L/b は0.7で一定とし解析を行った。この値は文献2)を参考に、最小の強度を与えるアスペクト比として定めた。軸方向分割数と板厚層分割数はフランジ、ウェブとも6分割とし、幅方向分割数はフランジを6分割、ウェブを12分割とした。

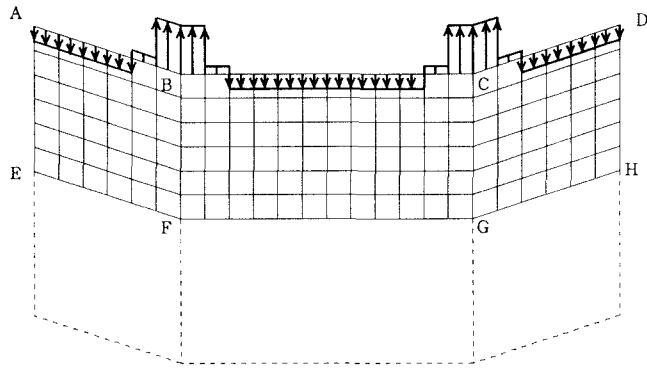


図 2.3.3.3 要素分割と仮定した残留応力分布

c) 初期不整および境界条件

図 2.3.3.1に示すような箱形断面短柱（フランジ幅＝ウェブ幅＝ b 、高さ＝ L 、板厚＝ t ）を考え、荷重、たわみ波形の対称性から1/4の部分解析の対象とした。境界条件は、載荷辺（辺AB, BC, CD）で面外に単純支持とし、面内せん断力が零として強制軸方向変位を与えた。境界条件を表 2.3.3.1に示す。なお、表中の○は自由度の拘束を意味する。

表 2.3.3.1 解析モデルの境界条件

	AB	BC	CD	EF	FG	GH	AE	DH
U				○	○	○		
V	○		○					
W		○					○	○
θ_x							○	○
θ_y					○			
θ_z				○		○		

初期たわみ形状は図 2.3.3.4に示すように、軸方向および板幅方向に半波の正弦波となるように与えた。初期たわみの最大値は、 $\delta_r = \delta_w = b/200$ とした。ただし、フランジ部分は断面に対して内側に、ウェブ部分は外側に仮定し、フランジとウェブの境界は直角を保つように仮定した。また、初期たわみの形状が反対の場合、つまりフランジ部分は断面に対して外側に、ウェブは内側に仮定した場合については、文献2)で最大モーメント差が1%以下であることが確認されているため、ここでは省略する。

残留応力は軸方向および板厚方向に一定とし、引張側 $\sigma_{rt} = 1.0\sigma_y$ 、圧縮側 $\sigma_{rc} = 0.3\sigma_y$ を図 2.3.3.3に示すような分布で与えた。なお幅厚比には無関係とした。

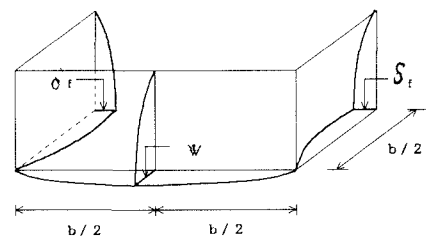


図 2.3.3.4 初期たわみの仮定

d) 応力-ひずみ曲線

本解析に用いたデータは、材質 = SM490, $\sigma_y = 3200(\text{kgf/cm}^2)$, $E = 2.1 \times 10^6(\text{kgf/cm}^2)$, $\nu = 0.3$ である。ひずみ硬化の影響を考慮するにあたり、Trilinearと、Bilinear（完全弾塑性体）の2つのパターンについて解析を行った。なお、Trilinearにおけるひずみ硬化開始ひずみは降伏ひずみの10倍とした。また、ひずみ硬化域における勾配 E_{st} は $E/70$ とした。参考として文献3)で仮定している次式で表される応力-ひずみ曲線を図 2.3.3.5に示す。

$$E_p = E_{re} + (E_{st} - E_{re}) \exp\{-30(\epsilon - \epsilon_{st})\}$$

$$E_{st} = E/40$$

$$E_{re} = E_{st}/5 \quad (2.3.3.1)$$

$$\epsilon_{st} = 10 \epsilon_y$$

ここで E_p はひずみ硬化域の接線勾配である。

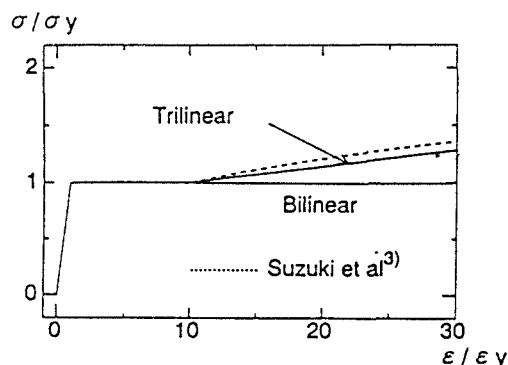


図 2.3.3.5 応力-ひずみ関係

(3) 箱形断面短柱の終局強度

a) 純圧縮を受ける箱形断面短柱の終局強度解析

前述の解析モデルに対して、まず圧縮のみを載荷して解析を行った。軸方向強制変位は降伏変位の4倍まで与えた。得られた解析結果を図 2.3.3.6に示す。実線がTrilinear、破線がBilinear（完全弾塑性体）である。この解析結果から、この範囲ではひずみ硬化が終局強度や挙動に及ぼす影響はほとんど見られないことがわかる。

次に終局圧縮強度と幅厚比パラメータの関係を図 2.3.3.7に示す。縦軸は終局圧縮力 N_u を降伏軸力 N_y で除して無次元化した値であり、横軸は文献4)の実験と比較するために次式に示す幅厚比パラメータ R_{fw} をとっている。また、図中の曲線は、オイラー曲線①、小松・北田ら⁵⁾の曲線②、宇佐美・福本ら⁶⁾の曲線③、三輪⁷⁾の曲線④である。②の曲線が最も精度よく下限値を押さえているが、 R_{fw} が1.3以上の範囲に適用できないという欠点がある。そこで本研究では④の曲線を採用することにした。

$$R_{fw} = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{K_{fw} \pi^2}} \quad (2.3.3.2)$$

$$\text{ここに } K_{fw} = \frac{(\alpha_f + 1/\alpha_f)^2 + (d/b)(\alpha_w + 1/\alpha_w)^2}{1 + (b/d)^3}$$

$$\alpha_f = a/b, \alpha_w = a/d, a = b \left\{ \frac{1 + (d/b)^3}{1 + (b/d)} \right\}^{\frac{1}{4}}$$

②の曲線

$$\frac{N_u}{N_y} = 1.0, \quad (R \leq 0.3)$$

$$= 0.542R^3 - 1.294R^2 + 0.412R + 0.968, \quad (0.3 < R \leq 1.2)$$

③の曲線 $\frac{N_u}{N_y} = \frac{0.737}{R} \leq 1.0$

④の曲線 $\frac{N_u}{N_y} = \left(\frac{0.5}{R}\right)^{0.6} \leq 1.0$ (2.3.3.3)

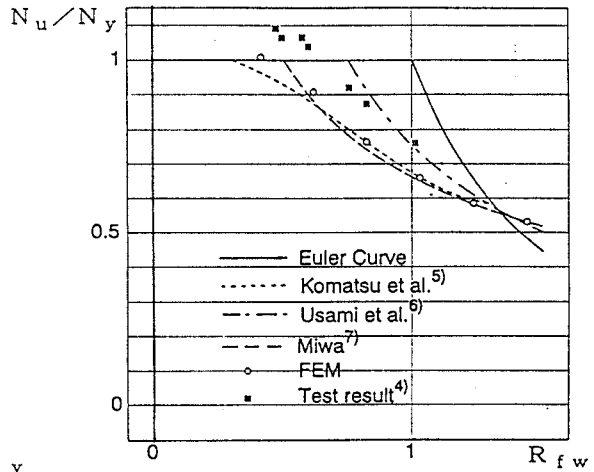
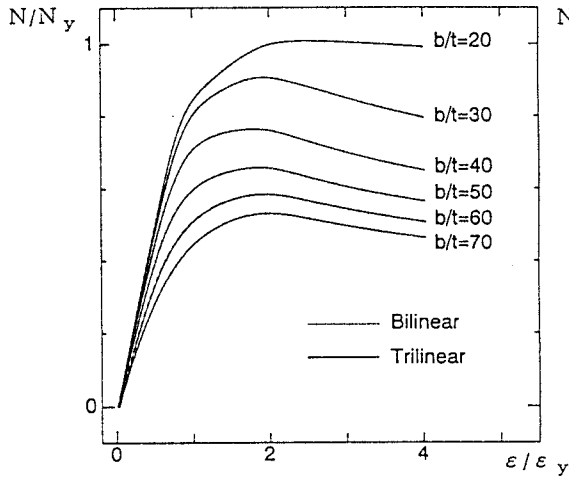


図 2.3.3.6 軸圧縮力-平均軸ひずみ曲線

図 2.3.3.7 終局強度

b) 純曲げを受ける箱形断面短柱の終局強度解析

前述の解析モデルに対して、次に曲げのみを载荷して解析を行った。この解析は、曲率に対応する強制軸方向変位を与えて曲げを载荷するのだが、このとき軸方向に反力が生じてしまう。そのため、この反力を打ち消すような調整変位を与えることにより軸力を零として純曲げ解析を行った。曲率は降伏モーメント時の曲率（以後、降伏曲率と呼ぶ）の1.0倍まで与えた。得られた解析結果を図 2.3.3.8に示す。純圧縮解析と同じく実線がTrilinear、破線Bilinearである。この解析結果から、ひずみ硬化が終局強度に及ぼす影響はほとんど見られなかったが、強度の低下勾配に顕著な差が見られた。

次に最大純曲げ強度と幅厚比パラメータの関係を図 2.3.3.9に示す。縦軸は純曲げの時の最大モーメント M_u を全塑性モーメント M_p で除して無次元化した値であり、横軸は幅厚比パラメータ R_f をとっている。ここで R_f はフランジ板の幅厚比パラメータである。また、図中の曲線は、オイラー曲線①、三輪⁷⁾の曲線②、宇佐美ら⁸⁾の曲線③である。

②の曲線 $\frac{M_u}{M_p} = 1.147 - 0.308 R_f \leq 1.0$

③の曲線 $\frac{M_u}{M_p} = \frac{5(0.638/R_f^{0.7}) + 3}{8} \leq 1.0$ (2.3.3.4)

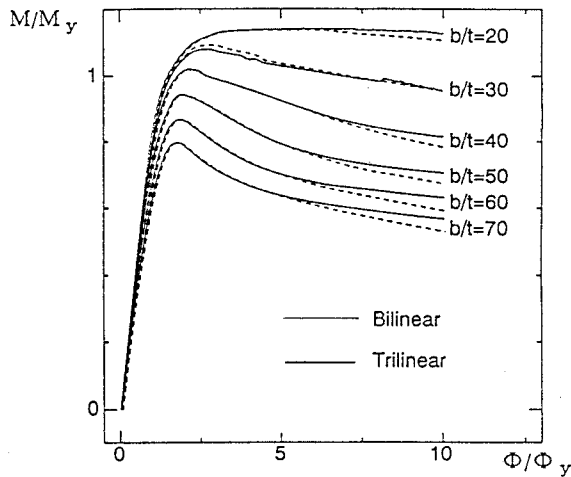


図 2.3.3.8 曲げモーメントー曲率曲線

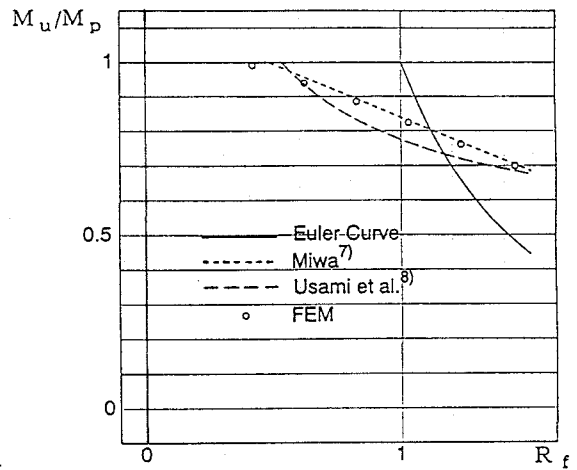


図 2.3.3.9 終局曲げ強度

c) 終局強度の相関曲線

図 2.3.3.1 のモデルについて、軸力と曲げを種々変化させて得られた最大強度を整理することにより、任意の軸力と曲げを同時に受ける箱形断面の終局強度相関式として次式を提案する。

$$N_y \geq 1.3 N_u \text{ の時、} \left(\frac{N}{N_u} \right)^{1.45} + \frac{M}{M_u} = 1.0 \quad (2.3.3.5)$$

$$N_y < 1.3 N_u \text{ の時、} \left[\frac{N + (N_y - 1.3 N_u) / 2.3}{(N_y + N_u) / 2.3} \right]^{1.3} + \frac{M}{M_b} = 1.0 \quad (2.3.3.6)$$

ここに、 N と M は断面力が最大となる時の軸力と曲げモーメントの組み合わせである。また前式の N_u は純圧縮解析の時の最大圧縮強度、 M_u は純曲げ解析の時の最大純曲げ強度、 M_b は軸力と曲げを同時に受ける時の最大曲げ強度で次式で表される。(図 2.3.3.10 参照)

$$\frac{N_u}{N_y} = \left(\frac{0.5}{R} \right)^{0.6} \leq 1.0 \quad (2.3.3.7)$$

$$\frac{M_u}{M_p} = 1.147 - 0.308 R \leq 1.0 \quad (2.3.3.8)$$

$$\frac{M_b}{M_p} = \left(\frac{0.5}{R} \right)^{0.2} \leq 1.0 \quad (2.3.3.9)$$

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4\pi^2}} \quad (2.3.3.10)$$

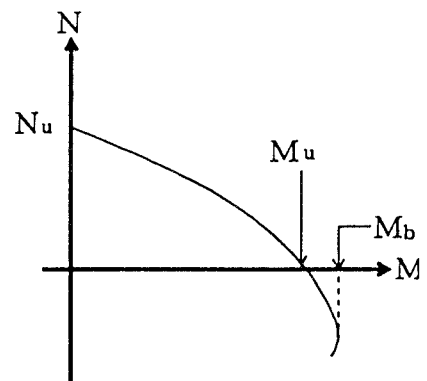


図 2.3.3.10 N_u , M_u , M_b の定義

$b/t=30, 50, 70$ の場合について上式を図 2.3.3.11 に示す。また図中には解析結果をプロットして示す。ほぼ安全側に精度良く評価していることがわかる。

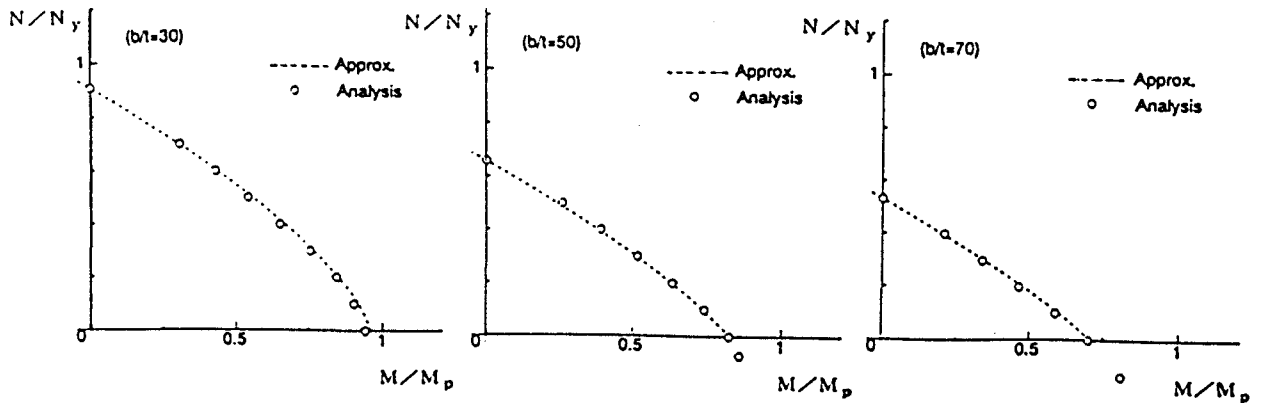


図 2.3.3.11 局部座屈を生ずる箱形断面短柱の強度相関曲線とその近似

(4) 解析結果の陽な関数による近似

a) 箱形断面短柱のM-N- Φ 曲線の解析結果とその近似

前述したモデルに対して、一定軸力Nのもとで漸増する曲率 Φ に対応する曲げモーメントを求めるM-N- Φ 解析を行った。一定軸力Nは降伏軸力 N_y の0.1倍きざみに与えていった。この解析においては、曲率を漸増させる時、軸力が所定の値Nになるように調整変位を与えた。解析結果を図2.3.3.12に示す。縦軸はモーメントMを降伏モーメント M_y で除して無次元化した値であり、横軸は曲率 Φ を降伏曲率 Φ_y で除して無次元化した値である。

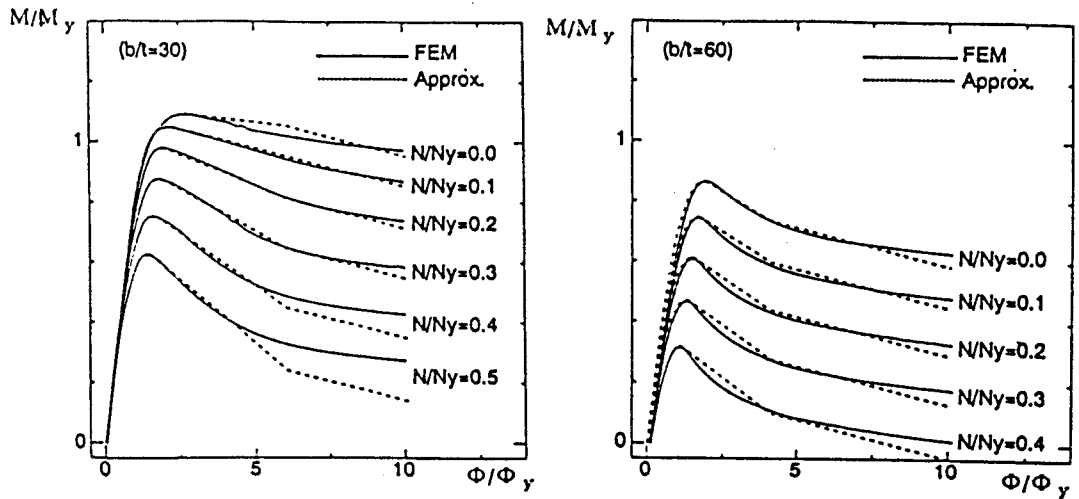


図 2.3.3.12 M-N- Φ 曲線とその近似

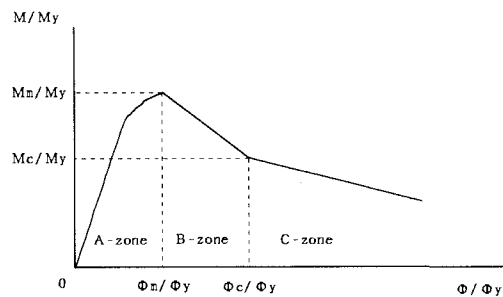


図 2.3.3.13 近似 M-N- Φ 曲線

次に結果を精度よく且つ簡便な式で近似することを試みる。方法は、図 2.3.3.13に示すように、最大荷重までを原点を通り最大荷重で頂点となる放物線で近似し、それ以後を2直線で近似する。その際に、頂点の座標 (Φ_m/Φ_y , M_m/M_y) を求める必要がある。 Φ_m/Φ_y は、軸方向圧縮力Nと幅厚比パラメーターRの関数として次式により求められ、 M_m/M_y は、前述した終局強度の相関曲線よりNの関数として求められる。

$$\frac{\Phi_m}{\Phi_y} = \text{EXP}(0.9887 - 1.4223N_d) \quad (2.3.3.11)$$

$$\text{ここに、 } N_d = \frac{\{N/N_y + (1 - N_u/N_y)/2\}}{\{(1 + N_u/N_y)/2\}}$$

以上の結果を用いて近似式として次式を提案する。

$$0 \leq \Phi \leq \Phi_m \text{ の時、 } \frac{M}{M_y} = -\frac{M_m}{M_y} \left(\frac{\Phi}{\Phi_m} - 1 \right)^2 + \frac{M_m}{M_y} \quad (2.3.3.12)$$

$$\Phi_m < \Phi \leq \Phi_c \text{ の時 } \frac{M}{M_y} = \alpha \left(\frac{\Phi}{\Phi_y} - \frac{\Phi_m}{\Phi_y} \right) + \frac{M_m}{M_y} \quad (2.3.3.13)$$

$$\Phi_c < \Phi \text{ の時 } \frac{M}{M_y} = \beta \left(\frac{\Phi}{\Phi_y} - \frac{\Phi_c}{\Phi_y} \right) + \frac{M_c}{M_y} \quad (2.3.3.14)$$

ここでB-zoneの直線の勾配 α とC-zoneの直線の勾配 β は次式で求める。

$$R < 0.5 \text{ の時、 } \alpha = \beta = -0.025$$

$$0.5 \leq R < 1.0 \text{ の時、 } \alpha = -0.147 \frac{N}{N_y} - 0.1333R + 0.0715$$

$$\beta = -0.025$$

$$1.0 \leq R \text{ の時、 } \alpha = -0.0323 \frac{N}{N_y} + 0.0553R - 0.1286$$

$$\beta = -0.025$$

またB-zoneとC-zoneの境界は、(2.3.3.15)

$$R \leq 1.0 \text{ の時、 } \Phi_c/\Phi_y = 6.0$$

$$R > 1.0 \text{ の時、 } \Phi_c/\Phi_y = 4.0$$

とする。上述の方法により求めた $b/t=30$ と $b/t=60$ の時の近似曲線を解析結果と同じ図 2.3.3.12に点線で示す。

b) N - Φ - ε 曲線とその近似

前述したモデルに対して、一定曲率 Φ のもとで漸増するひずみ ε に対応する軸力Nを求めるN - Φ - ε 解析を行った。一定曲率 Φ は降伏曲率 Φ_y の2倍きざみに与えていった。この解析においては、曲率 Φ を与えた時に生じる軸力を零にするような調整変位を与えた後、軸方向変位を漸増させて軸力を与えた。解析結果を図 2.3.3.14に示す。縦軸は軸力Nを降伏軸力 N_y で除して無次元化した値であり、横軸はひずみ ε を降伏ひずみ ε_y で除して無次元化した値である。

次に、解析結果を精度よく且つ簡便な式で近似することを試みる。方法は、最大荷重までを原点を通り最大荷重で頂点となる放物線で近似し、それ以後を1直線で近似する。その際に、頂点の座標 ($\varepsilon_m/\varepsilon_y$, N_m/N_y) を求める必要がある。 $\varepsilon_m/\varepsilon_y$ と N_m/N_y はそれぞれ曲率 Φ と次式で示される幅厚比パラメーターRの関数で表す。

$$\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_y} = \alpha \frac{\Phi}{\Phi_y} + \beta \quad (2.3.3.16)$$

$$\frac{N_m}{N_y} = 1.03 \frac{N_u}{N_y} \left\{ 1.0 - \frac{\gamma}{2R} \left(\frac{\Phi}{\Phi_y} \right) \right\}^2 \quad (2.3.3.17)$$

ここに $\alpha = 0.14 - 0.168R$ 、 $\beta = 1.955 - 0.0287R$ 、 $\gamma = 0.00567$

以上の結果を用いて近似式として次式を提案する。

$$0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_m \text{ の時、 } \frac{N}{N_y} = -\frac{N_m}{N_y} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} - 1 \right)^2 + \frac{N_m}{N_y} \quad (2.3.3.18)$$

$$\varepsilon_m < \varepsilon \text{ の時、 } \frac{N}{N_y} = \xi \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_y} \right) + \frac{N_m}{N_y} \quad (2.3.3.19)$$

ここで、 $\xi = 0.1126R^2 - 0.1999R + 0.0359$

上述の方法により求めた $b/t=30$ と $b/t=60$ の時の近似曲線を解析結果と同じ図 2.3.3.14 に点線で示す。

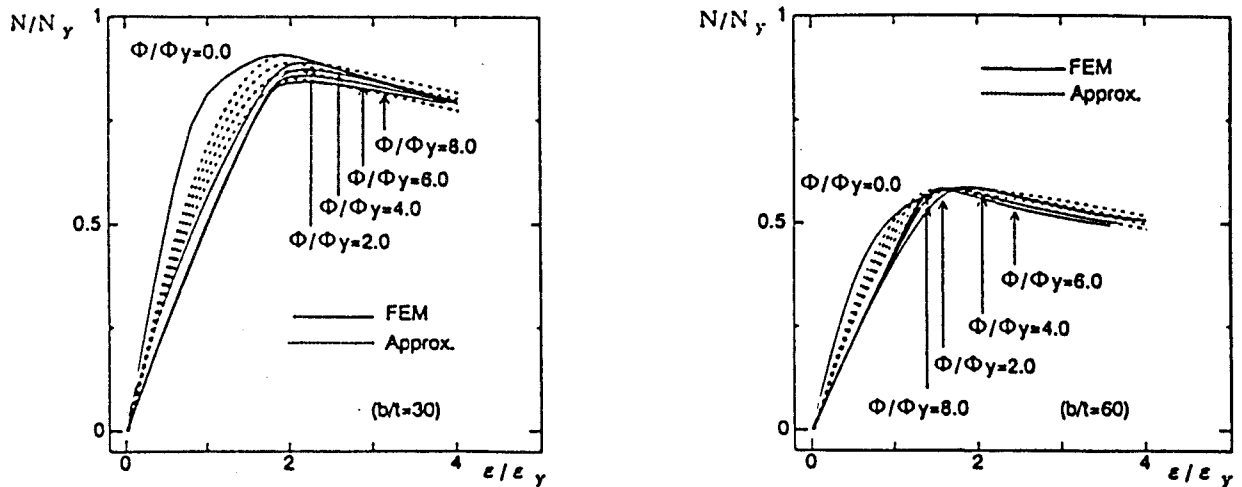


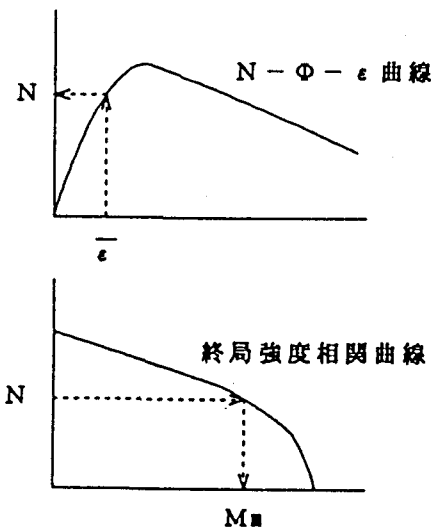
図 2.3.3.14 N- ϕ - ε 曲線とその近似

(5) 局部座屈の影響を考慮した骨組解析

a) 解析方法

解析は以下のステップで行う。

- イ) 荷重を与え、各節点における軸力 \bar{N} と曲げモーメント \bar{M} を計算する。
- ロ) 平均軸ひずみ $\bar{\varepsilon}$ と曲率 $\bar{\phi}$ を計算する。
- ハ) $\bar{\phi}$ から N_m 、 ε_m を求める。これにより $N-\phi-\varepsilon$ 曲線が決定する。
- ニ) 決定した $N-\phi-\varepsilon$ 曲線に $\bar{\varepsilon}$ を代入し N を求める。またこの点の接線勾配を軸剛性 EA_t とする。

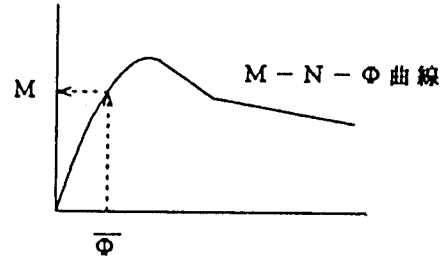


ホ) 決定した N を強度相関曲線に代入し M_m を求める。

へ) 決定した N から ϕ_m を求める。これにより、 $M-N-\phi$ 曲線が決定する。

ト) 決定した $M-N-\phi$ 曲線に ϕ を代入し M を求める。また、この点の接線勾配を曲げ剛性 $E I_1$ とする。

チ) $|N - \bar{N}| \leq \alpha N$ 、 $|M - \bar{M}| \leq \alpha M$ を満たしていなければ、 $N = \bar{N}$ 、 $M = \bar{M}$ として繰り返し計算を行う。



(6) 既往の研究による解析結果と本法による解析結果との比較

宇佐美ら⁹⁾の数値解析結果と比較することにより結果の妥当性を検討する。ここで、宇佐美らは、板要素を用いた弾塑性有限変位解析により求めた $M-N-\phi$ 関係を離散値として入力データに用い、軸線不伸張の仮定による棒部材に対する有限要素解析中に、任意の曲率と軸力に対応する接線曲げ剛性と曲げモーメントを3次のBスプライン法により補完して求めている。解析対象モデルは鉛直一定荷重と漸増水平力を受ける1層1連の門型ラーメンである。解析結果を図 2.3.3.15 に示す。

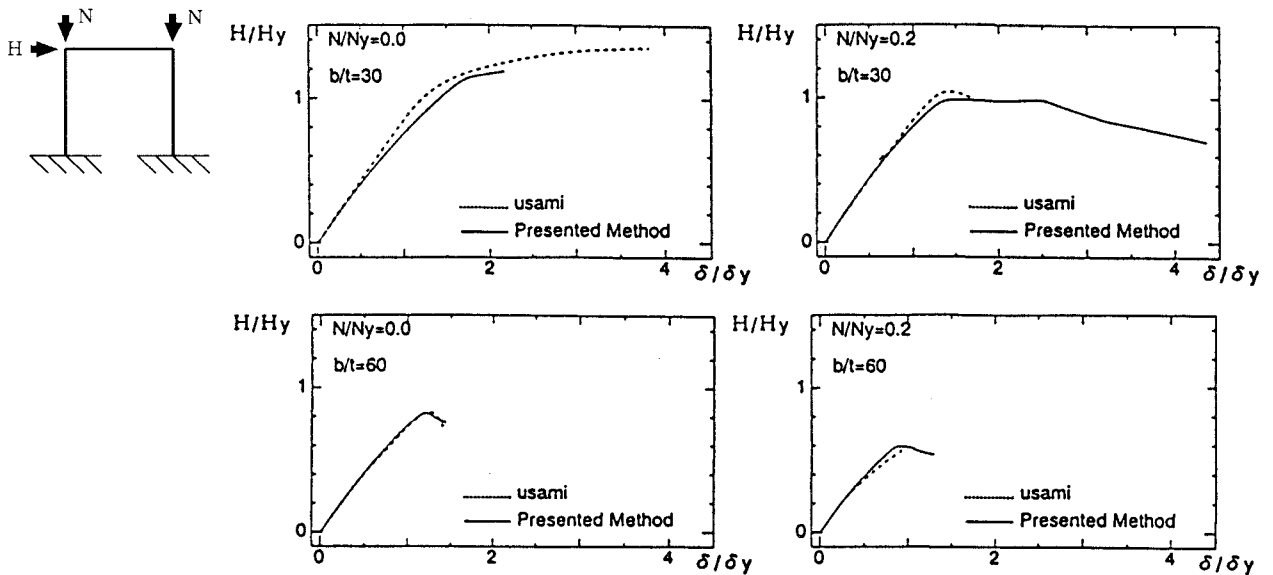


図 2.3.3.15 荷重-変位曲線 (計算値)

δ は水平力載荷点の水平変位で、 H_y 、 δ_y は微小変位理論による降伏荷重とその時の水平変位である。幅厚比が小さく曲げが支配的なモデルにおいて本法の結果が多少安全側となっているが、全体的によく一致した結果が得られている。

d) 鋼骨組の耐荷力実験の結果との比較

さらに本解析法の妥当性を検討するために、一定軸圧縮力の下で漸増水平力を受ける門型ラーメン (図 2.3.3.16 参照) の耐荷力実験を行った。供試体の諸元を表 2.3.3.2 に示す。実験の詳細は文献¹⁰⁾ に示してあるので、ここでは実験結果と解析結果の比較を漸増水平力 H と水平力作用点の水平変位 δ の関係として図 2.3.3.17 に示す。最大強度については実験

値と解析値は良く一致している。Type Aについては隅角部の溶接割れの影響を除けば、全体挙動も良く解析されている。Type Bについては、最大強度に達する変位、最大強度以降の強度低下勾配が必ずしもうまく解析できていない。実験供試体の固定端の固定度の問題、隅角部の溶接と補剛の問題等、今後の検討を要する。

表 2.3.3.2 実験供試体の寸法緒言

供試体名	b (cm)	t (cm)	h = L (cm)	R_f	λ	軸力 (tonf)
Type A	11.35	0.55	115	0.468	0.645	0.15 Py
Type B	21.25	0.55	115	0.814	0.345	

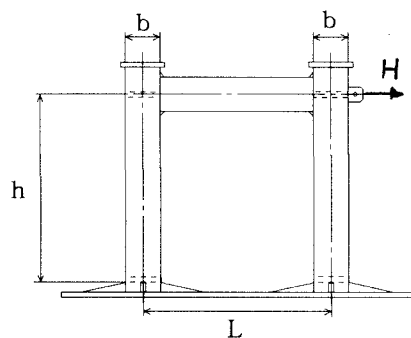


図 2.3.3.16 供試体

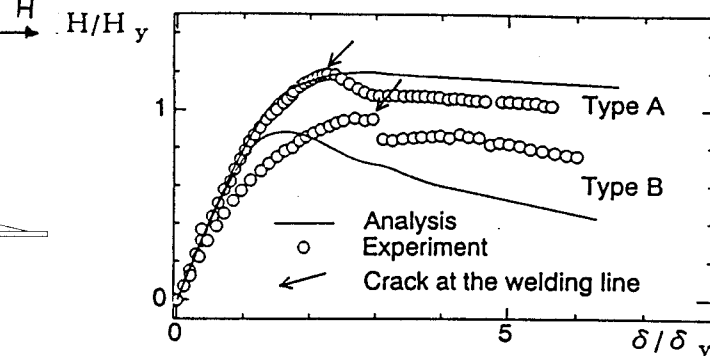


図 2.3.3.17 実験結果と数値解析結果の比較

(7) 結語

M-N- Φ 曲線、及びN- Φ - ϵ 曲線の接線勾配として評価した接線剛性とつり合い関係を、骨組の弾性有限変位解析に用いることにより、断面の塑性化及び局部座屈に伴う部材剛性の低下を考慮して、最大荷重及び最大荷重後の変形挙動を精度よく解析することができた。

本来、このような解析は、大型計算機で時間オーダーの計算時間と労力を必要とするが、本法によると、パーソナルコンピュータで数分で解析が可能であり、その有用性は絶大である。

(8) 今後の課題

- 本研究では無補剛正方形断面のみについて行ったが、今後は長方形断面、及び補剛断面のM-N- Φ 曲線、N- Φ - ϵ 曲線を明らかにし、一般的な断面にも適用できるようにする必要がある。
- 本研究では単調荷重についてのみ解析を行ったが、今後は繰り返し荷重についての解析法を開発する必要がある。
- 本研究では片持柱、及び門型ラーメンのみについて解析を行ったが、今後はより一般的な骨組構造物にも適用可能であるかを検証するために様々なパターンの実験を行う必要がある。

参考文献

- 1)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 1980年2月
- 2)宇佐美勉・土屋信洋・大谷恭弘・福本秀士：薄板集成短柱の弾塑性有限変位解析
土木学会論文集 第362号 pp293-302 1985年10月
- 3)鈴木森晶・宇佐美勉：軸力と横力を受ける箱形断面鋼片持柱の強度と変形能に関する解析的研究，構造工学論文集 Vol.41A pp265-276 1995年3月
- 4)中井博・北田俊行・酒造敏廣：圧縮を受ける薄肉箱形短柱の終局強度特性と終局強度算定法に関する研究，構造工学論文集 Vol.31A pp65-77 1985年3月
- 5)小松定夫・北田俊行：初期不整を有する圧縮板の極限強度に関する研究
土木学会論文集 第270号 pp1-14 1978年2月
- 6)宇佐美勉・福本秀士：鋼圧縮部材の連成座屈強度実験と有効幅理論による解析
土木学会論文集 第326号 pp41-50 1982年10月
- 7)三輪清貴：局部座屈の影響を考慮した箱形断面鋼骨組の終局強度解析法
熊本大学提出 平成4年度修士論文 平成5年2月24日
- 8)宇佐美勉・土屋信洋・福本秀士：鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究
土木学会論文集 第362号 pp303-312 1985年10月
- 9)大江知也：一定軸力と漸増水平力を受ける鋼骨組の耐荷力実験について
熊本大学提出 平成7年度卒業論文 平成8年2月16日
- 10)宇佐美勉・寺尾圭史：局部座屈を考慮した箱形断面鋼骨組構造物の強度
土木学会論文集 第398号 pp197-206 1988年10月

2. 4 連結部の構造区分

2. 4. 1 高力ボルト摩擦接合継手

(1) 構造区分

部材一般部の強度評価と同様に、連結部の強度評価についても検討する必要がある。日本建築学会の鋼構造限界状態設計規準(案)¹⁾では、部材の構造区分を定義する場合、高力ボルト継手に関する構造規定を設けている。すなわち終局限界状態設計において、塑性設計が適用できる構造区分 S-I および S-II に該当する構造骨組の主要部材の継手は、被接合部材が終局限界耐力を確保し、十分な塑性変形能力を現すまで破壊しないことを条件とする構造規定(最大耐力接合の規定¹⁾)である。この最大耐力接合の規定を式で示すと、以下のとおりである。

$${}_j R_u \geq {}_m R_p \quad (2.4.1)$$

ここに、 ${}_j R_u$: 接合部の最大耐力

${}_m R_p$: 被接合部材の全塑性耐力

この場合の接合部の最大耐力は、高力ボルトおよびボルト孔を有する板の引張耐力およびせん断耐力を基にしたものである。また、弾性解析を適用する構造区分 S-III に該当する構造骨組の部材の継手についても、部材耐力が塑性耐力に達することを前提とし、最大耐力接合の規定を適用することとしている。

構造区分 S-I、S-II および S-III の構造骨組において、継手位置での曲げモーメントが部材の曲げ耐力に比べて十分小さい場合および、座屈設計が適用される構造区分 S-IV の構造骨組の継手は、設計耐力が必要耐力より大きいこととし、次の式を満たすこととしている。

$$\phi {}_j R_y \geq {}_j S_u \quad (2.4.2)$$

ここに、 $\phi {}_j$: 接合部の耐力係数(=0.90)

${}_j R_y$: 接合部の降伏耐力またはすべり耐力

${}_j S_u$: 終局限界状態設計における接合部の必要耐力

この場合の接合部の設計耐力は、高力ボルトのすべり耐力およびボルト孔を有する板の降伏耐力を基にしたものである。

一方、使用限界状態設計における接合部の設計は式(2.4.2)と同様に、次の式を満たすこととしている。

$$\phi {}_j R_y \geq {}_j S_s \quad (2.4.3)$$

ここに、 $\phi {}_j$: 接合部の耐力係数(=0.90)

${}_j R_y$: 接合部の降伏耐力およびすべり耐力

${}_j S_s$: 使用限界状態設計における接合部の必要耐力

以上のように鋼構造限界状態設計規準(案)¹⁾においては、高力ボルト継手の構造区分は終局限界状態設計では、すべり発生後のボルトがボルト孔との支圧状態になり、その耐力が被接合部材の全塑性耐力を確保することとしている。また、使用限界状態設計では、継手部の降伏耐力およびすべり耐力が接合部の必要耐力

を確保することとしている。しかし、土木鋼構造物の多くは薄肉構造が主体であり、座屈設計が基本となっている。道路橋においては、変形能を考慮した設計とはなっていない²⁾。鋼製橋脚では、隅角部において十分な変形能を確保することが要求されるが、高力ボルト継手は隅角部から離れた位置に設けられる。また、高力ボルト摩擦接合継手についても、すべり発生後のボルトが支圧状態である終局限界状態を考慮するケースはまれである。したがって、高力ボルト摩擦接合継手の強度として、降伏耐力およびすべり耐力を考慮することとする。

高力ボルト摩擦接合継手の降伏耐力およびすべり耐力については、以下の項目を考慮する必要がある。

- ① 摩擦面のすべり係数
- ② 引張部材におけるボルト孔による断面控除の影響
- ③ I 桁断面の曲げに対するフランジと腹板のすべり抵抗の協同作用

以下において、これらの項目を考慮した高力ボルト継手の降伏耐力およびすべり耐力について述べる。

(2) 限界強度

1) すべり限界

高力ボルト摩擦接合継手の引張実験の結果³⁾より、すべり係数 μ とすべり強度・降伏強度比 β との関係を図-2.4.1に示す。パラメータ β は次式のとおりである。

$$\beta = \frac{N_{sL}^*}{N_{Yn}^*} \quad (2.4.4)$$

ここに、 N_{sL}^* : すべり強度の公称値(すべり係数 = 0.4)

N_{Yn}^* : 母材(または添接板)の降伏強度の公称値(= $A_n^* \times \sigma_{Y^*}$)

A_n^* : 母材(または添接板)の純断面積の設計値

σ_{Y^*} : 母材(または添接板)材料の降伏強度

すべり強度・降伏強度比 β が 1.0 よりも小さい場合、すなわち、すべり強度が母材の純断面降伏強度よりかなり小さい場合、引張荷重増加に伴う継手の全伸びは線形的に変化する。そして、引張荷重がすべり限界強度に達すると、継手の両側または片側の全ボルト位置でほぼ同時にすべりが発生している(主すべり)。この場合、すべりに対し

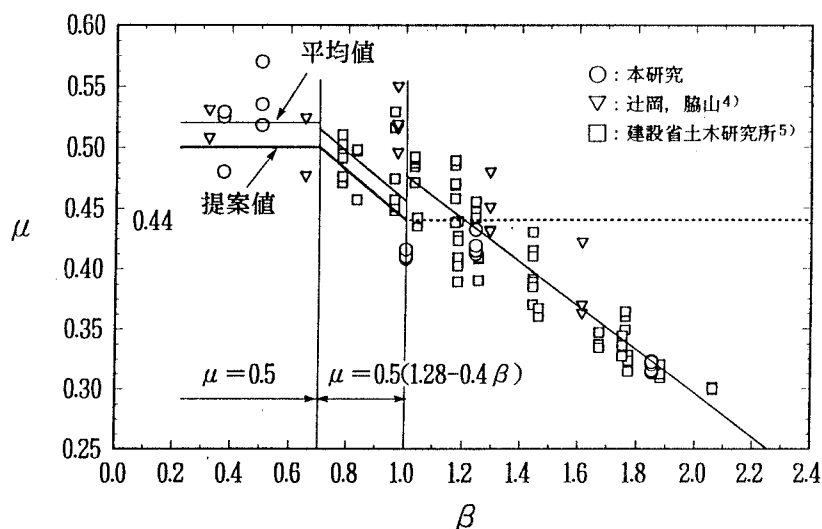


図-2.4.1 すべり係数 $\mu - \beta$

て母材の降伏の影響は現れていない。したがって、すべり限界が継手の線形限界と見なせる。

$\beta \leq 0.7$ の場合、すべり係数 μ は β との相関性があまり見られず、 μ の平均値は 0.52 である。また、 $\beta > 0.7$ の場合は、すべりに対して母材降伏の影響が現れている。すなわち、母材および添接板の引張応力による板厚減少のためボルトの軸力抜けが進み、すべりが発生している。この場合、すべり係数と β との間には相関性があり、線形関係が認められる。この結果より $0.7 < \beta \leq 1.0$ の範囲において、すべり係数の平均値は図-2.4.1に示すように、 β に関する直線で表される。しかし、データ数が少ないため、すべり係数は安全側としてその平均値より標準偏差の 1 倍程度マイナス側の値とする。以上より、 $\beta \leq 1.0$ の範囲においては、すべり限界を線形限界とし、すべり係数 μ を以下のように考える。

- ・ $\beta \leq 0.7$ の場合： $\mu = 0.5$ (基本すべり係数)
 - ・ $0.7 < \beta \leq 1.0$ の場合： $\mu = 0.5(1.28 - 0.4\beta)$ (すべり係数の低減)
- (2.4.5)

2) 降伏限界

β が 1.0 よりも大きい場合、すなわち、母材の降伏がすべりより先行する場合、母材の降伏による板厚減少が加速され、ボルトの軸力抜けが進む。まず初めに端部のボルト列位置で部分的なすべり現象が発生し(部分すべり)、その後主すべりが発生する。 β が大きくなるほど部分すべりが顕著になり、主すべりが発生することなく端部のボルト列位置で母材の終局状態に達している。したがって、 β が 1.0 よりも大きい場合、降伏限界が線形限界と見なせる。

実験結果より、線形限界の実験値 N_{PL} の母材純断面降伏強度 $N_{Yn} (= \sigma_Y \cdot A_n)$ および母材総断面降伏強度 $N_{Yg} (= \sigma_Y \cdot A_g)$ に対する比を図-2.4.2に示す。ここに σ_Y 、 A_n および A_g は母材(または添接板)についてのそれぞれ降伏強度の試験値、純断面積の実測値および総断面積の実測値である。線形限界 N_{PL} は $\beta = 1.2$ 付近を境界として、 $\beta = 1.0$

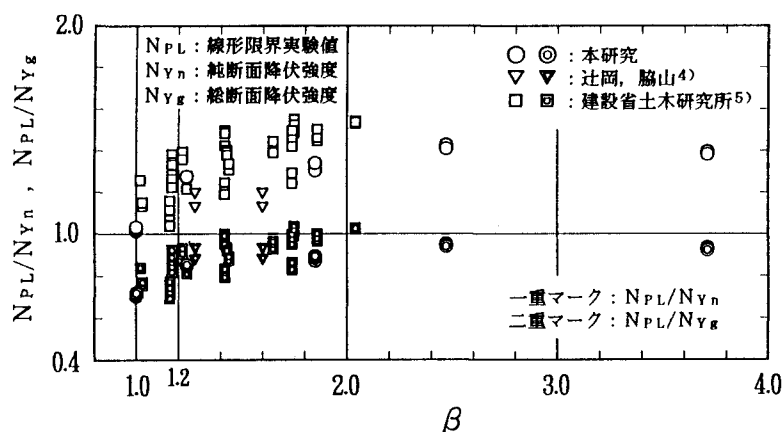


図-2.4.2 線形限界実験値/純(総)断面降伏強度- β

の近傍では N_{Yn} よりわずかに大きく、 β が大きい場合は N_{Yg} に近くなる。

以上より、 $\beta > 1.0$ の範囲においては、母材の降伏限界を継手の線形限界とし、以下のような区分が考えられる。

- ・ $1.0 < \beta \leq 1.2$ の場合： 線形限界は母材の純断面降伏強度 N_{Yn} に基づく。
- ・ $1.2 < \beta$ の場合： 線形限界は母材の総断面降伏強度 N_{Yg} に基づく。

3) 終局限界

β が 1.0 よりも小さい場合の継手の終局限界における破壊形式は、高力ボルトのせん断破断である。この終局限界強度の実験値 N_{UL} は表-2.4.1より、すべり強度の実験値 N_{SL} ($= N_{PL}$) と比較すると約 3 倍であり、すべり限界以降の終局強度の余裕は非常に大きい。このような場合、ボルト軸前面における母材のボルト孔部の支圧強度または高力ボルトのせん断破断強度を終局限界強度と考えることができる。しかし、実際の橋梁においてこのようなケースはまれであるため、ここでは線形限界(すべり限界)を終局限界と考える。

β が 1.0 よりも大きく母材の降伏現象がすべり現象より先行する継手の場合、終局限界における破壊形式は、端部のボルト列位置での母材または添接板の延性破壊である。そして、線形限界以降の終局限界に達するまでの強度の余裕は線形限界の約 30~60% であり、 β が 1.0 よりも小さいタイプほど大きくはない。したがって、この場合も同様に線形限界(降伏限界)を終局限界と考える。

(3) 抵抗強度

継手のすべり強度や降伏強度など抵抗強度を実験データより評価する。その方法として、次の 2 通りある。

① 実験データの平均値とそのばらつきを考慮して評価する。

② 実験データの直観的な下限値により評価する。

ここでは、①の方法により継手の抵抗強度を評価する。この場合、以下の SGST-Format⁶⁾ の書式に従うものとする。

SGST-Formatによる抵抗強度

$$\phi R_n = \phi_1 (1 - k_R V_R) R_m \quad (2.4.6)$$

ここに、 R_n : 示方書で定める抵抗強度

ϕ : 抵抗係数

ϕ_1 : 較正係数(設計、施工時の二次的要因あるいは重要度などを考慮する係数)

R_m : 強度の平均値

V_R : 強度の変動係数

k_R : 下界の程度を示す定数

すべり強度および降伏強度に対する抵抗係数は以下のように表される。

表-2.4.1 線形限界 N_{PL} と終局限界 N_{UL} との比較

供試体 タイプ β	実験値	公称値	備考 σ_U/σ_Y
	N_{UL}/N_{PL}	N_{UL}^*/N_{PL}^*	
0.249	2.80	2.48	
0.373	—	2.48	
1.236	1.37	1.71	1.62
1.854	1.32	1.71	1.62
2.472	1.32	1.71	1.62
3.708	1.31	1.71	1.62
1.000	1.58	1.39	1.43

σ_U : 材料の引張強度の試験値

σ_Y : 材料の降伏強度の試験値

① すべり強度の抵抗係数

$$\phi = \phi_1(1 - k_R V_R) S_m \cdot N_m \quad (2.4.7)$$

$$V_R = (V_S^2 + V_N^2)^{1/2}$$

ここに、 S_m 、 V_S ：すべり係数の係数、変動係数
 N_m 、 V_N ：ボルト軸力の係数、変動係数

② 降伏強度の抵抗係数

$$\phi = \phi_1(1 - k_R V_R) M_m \cdot F_m \cdot P_m \quad (2.4.8)$$

$$V_R = (V_M^2 + V_F^2 + V_P^2)^{1/2}$$

ここに、 M_m 、 V_M ：材料の係数、変動係数
 F_m 、 V_F ：製作の係数、変動係数
 P_m 、 V_P ：線形限界の係数、変動係数

実験データより、 $\beta \leq 1.0$ の範囲のすべり限界に対して、公称抵抗強度 R_n (式(2.4.5)のすべり係数に基づくすべり強度) に対するすべり強度実験値 N_{sL} の比を図-2.4.3に示す。また、 $\beta \geq 1.0$ の範囲の降伏限界に対して、公称抵抗強度 R_n (純断面降伏強度公称値 N_{Yn} または総断面降伏強度公称値 N_{Yg}) に対する線形限界実験値 N_{PL} の比を図-2.4.4に示す。式(2.4.7)および式(2.4.8)に従って算出した抵抗係数 ϕ を表-2.4.2に示す。ここに較正係数 ϕ_1 は1.00 とし、下界の程度を示す定数 k_R は1.65 (非超過確率5%)とする。この結果を実験データと照合すると以下のとおりである。

① すべり強度 ($\beta \leq 1.0$)

抵抗係数は0.9であり、実験データのほぼ下限値である。

② 純断面降伏強度

($1.0 < \beta \leq 1.2$)

抵抗係数は1.02となるが、この場合実験データが少なく、また偏っているため、実験データの下限值より $\phi = 1.1$ とする。

③ 総断面降伏強度 ($1.2 < \beta$)

抵抗係数は0.81であり、実験データの下限值より少し小さい。

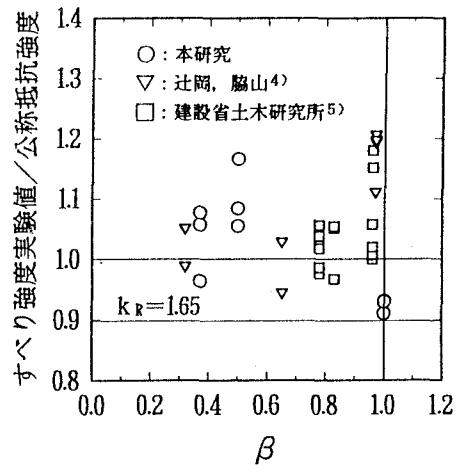


図-2.4.3 すべり強度実験値/公称抵抗強度 - β

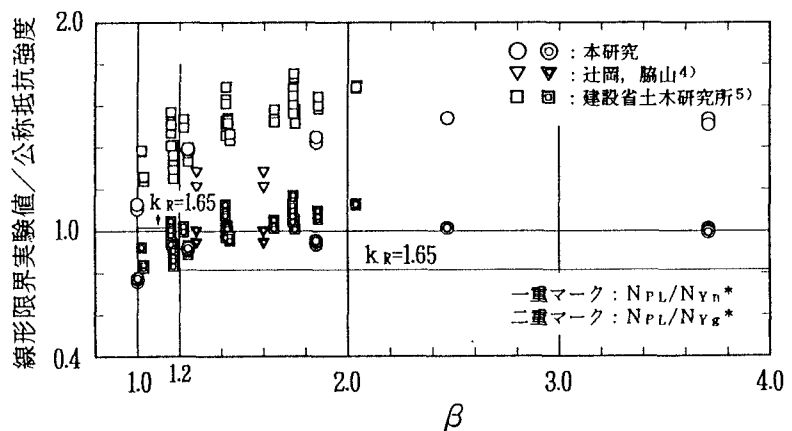


図-2.4.4 線形限界実験値/公称抵抗強度 - β

表-2.4.3 高力ボルト継手の限界状態の区分

β	0.7		1.0	1.2
	すべり限界		降伏限界	
線形限界	基本すべり係数 $\mu = 0.5$	低減すべり係数 $\mu = 0.5 \sim 0.44$	母材純断面降 伏強度の割増	母材総断面降 伏強度の低減
抵抗強度	$\phi R_n = 0.9 R_n$		$\phi R_n = 1.1 N_{y n}^*$	$\phi R_n = 0.81 N_{y g}^*$
終局状態	ボルト破断/支圧による母材降伏		母材降伏	

低減すべり係数 $\mu = 0.5(1.28 - 0.4\beta)$

これらの結果より、高力ボルト摩擦接合引張継手の限界状態の区分および各区分の抵抗強度は、すべり強度・降伏強度比 β をパラメータとして表-2.4.3のように提案できる⁷⁾。

(4) I 桁断面のすべり強度

鋼 I 桁の高力ボルト摩擦接合継手に関して、現行の設計法²⁾では、曲げによる作用力に対してフランジ継手と腹板継手とで個別に設計している。しかし、I 桁断面の継手の曲げに対するすべり挙動は、フランジと腹板とが独立したものではない。また、継手の引張実験の結果からも明らかのように、すべり現象と母材また

は添接板の降伏現象は独立したものではなく、降伏現象がすべりに対して影響を及ぼしている。したがって、I 桁断面の継手の強度については、すべりと降伏の関係およびすべりに関するフランジと腹板の協同作用に着目する必要がある。ここでは、鋼 I 桁の高力ボルト継手部を対象とした曲げ耐荷力実験の結果⁸⁾をもとにして、I 桁断面の継手におけるすべり機構について述べる。

曲げ耐荷力実験より得られた I 桁断面の継手の各種限界状態荷重を表-2.4.4に示す。ここに、M B S 1 および 2 タイプは、継手部の引張フランジにおいて降伏が発生する前にすべりが生じるように設計したタイプである。また、M F Y 1 および 2 タイプは、継手部において引張フランジの降伏とすべりがほぼ同時に発生するように設計したタイプである。すべり荷重の実験値は、公称値を34%ないし68%上回っている。M B S タイプについては、すべりがフランジ断面の降伏に先行するように設計しているが、すべり荷重に達する以前にフランジ断面が降伏している。また、M F Y タイプについては、すべりに先行してフランジ断面の降伏が生じ、ボルトの軸力抜けが大きかったにもかかわらず、すべり荷重は公称値を34%ないし48%上回っている。

表-2.4.2 抵抗係数 ϕ

すべり強度 ($\beta \leq 1.0$)	純断面降伏強度 ($1.0 < \beta \leq 1.2$)	総断面降伏強度 ($1.2 < \beta$)
$\phi_1 = 1.00$	$\phi_1 = 1.00$	$\phi_1 = 1.00$
$S_m = 1.04$ $N_m = 1.00$	$M_m = 1.15$ $F_m = 1.00$ $P_m = 1.18$	$M_m = 1.15$ $F_m = 1.00$ $P_m = 0.92$
$V_s = 0.07$ $V_N = 0.03$	$V_M = 0.11$ $V_F = 0.05$ $V_P = 0.09$	$V_M = 0.11$ $V_F = 0.05$ $V_P = 0.07$
$V_R = 0.08$	$V_R = 0.15$	$V_R = 0.14$
$k_R = 1.65$	$k_R = 1.65$	$k_R = 1.65$
$\phi = 0.90$	$\phi = 1.02$ (1.1)*	$\phi = 0.81$

注) M_m, F_m, V_M, V_F は参考文献6)による。
*: データの不足、偏りなどを考慮し、データの下限值より1.1とする。

I 桁断面の継手の場合、同タイプの引張継手に比べて、すべり発生までの引張フランジのボルトの軸力抜けが大きいにもかかわらず、すべり強度の公称値に対する実験値の比率が大きくなっている。このことは、I 桁断面の継手ではフランジのすべり抵抗が限界に達しても、直ちにすべりが生じるのではなく、フ

表-2.4.4 I 桁断面の継手の各種限界状態荷重

(単位：tf・m)

		MBS 1	MBS 2	MFY 1	MFY 2
フランジ総断面 降伏荷重	計算値1	86.1	122.5	69.1	105.1
	計算値2	93.1	136.1	78.8	112.1
	実験値	82.6	117.4	66.2	102.6
フランジ純断面 降伏荷重	計算値1	71.1	103.7	55.5	88.1
	計算値2	77.0	115.2	63.4	94.0
	実験値	77.6	111.2	62.5	102.3
すべり荷重	計算値1	52.2	86.1	54.9	88.6
	実験値	87.6	127.4	73.6	130.9
最大荷重	実験値	105.5	140.4	76.1	132.5

注) 計算値1：公称材料強度と設計断面による計算値
計算値2：材料試験強度と実測断面による計算値

ランジおよび腹板のすべり抵抗がともに限界に達した時に、フランジと腹板が同時にすべるものと考えられる。したがって、I 桁断面の継手のすべり強度は、フランジと腹板が一体となって外力に抵抗するものとして考える必要がある。このことより、I 桁断面の継手のすべり強度の評価法を式(2.4.9)のように提案する。

I 桁断面の継手のすべり強度 $M_{SL}(tf \cdot m)$

$$M_{SL} = n_{fu} \rho_{fu} h_{fu} + n_{fl} \rho_{fl} h_{fl} + \sum n_{wi} \rho_{wi} h_{wi} \quad (2.4.9)$$

ここに、 n_{fu} (n_{fl}): 上(下)フランジのボルト本数

n_{wi} : 腹板において i 行目のボルト本数

ρ_{fu} (ρ_{fl}): 上(下)フランジのボルトの1本(2面摩擦)当たりのすべり抵抗力(tf/本・2摩擦面)

ρ_{wi} : 腹板において i 行目のボルトの1本(2面摩擦)当たりのすべり抵抗力(tf/本・2摩擦面)

h_{fu} (h_{fl}): 上(下)フランジ板厚中心の I 桁断面中立軸からの距離(m)

h_{wi} : 腹板において i 行目のボルト行の中立軸からの距離(m)

ただし、 h_{fu} 、 h_{fl} 、 h_{wi} はすべて正である(図-2.4.5を参照)。

式(2.4.9)においてボルト1本(2面摩擦)当たりのすべり抵抗力については、式(2.4.5)のすべり強度・降伏強度比 β に基づくすべり係数 μ を適用する。腹板に対しては、すべり発生時において降伏していないので、

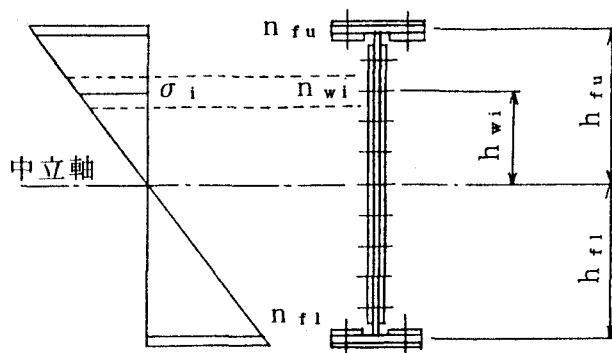


図-2.4.5 すべり強度の算定

パラメータ β は純断面降伏強度の公称値 N_{Yn}^* を腹板の各ボルト行ごとに補正する必要がある。ここで β は式(2.4.10)により補正する。

$$\beta_{i'} = \frac{N_{SLi}^*}{N_{Yni}^* \times (\sigma_y / \sigma_i)} = \beta_i \times \frac{\sigma_i}{\sigma_y} \quad (2.4.10)$$

ここに、 $\beta_{i'}$: 腹板の第 i 行目のボルトのすべり係数・降伏強度比の補正值

β_i : 腹板の第 i 行目のボルトのすべり係数・降伏強度比

σ_i : 腹板の第 i 行目のボルトが負担する範囲の腹板断面の平均曲げ応力度(kgf/cm²)

σ_y : 腹板の降伏応力度(kgf/cm²)

N_{SLi}^* : 腹板の第 i 行目のボルトのすべり強度の公称値

N_{Yni}^* : 腹板の第 i 行目のボルトが負担する範囲の腹板断面の純断面降伏強度の公称値

このすべり強度の評価法により、4種の実験供試体を対象にしてすべり強度の試算を行った結果を表-2.4.5に示す。すべり強度の推定値と実験値は、その差が5%以下であり、ほぼ等しくなっている。

表-2.4.5 すべり強度 M_{SL} の推定

(単位: tf・m)

	MBS 1	MBS 2	MFY 1	MFY 2
実験値	87.6	127.4	73.6	130.9
現行設計法による値	56.1	87.2	62.2	97.2
推定値	92.0	131.3	73.9	131.2

したがって、I桁断面の継手のすべり強度の評価法として、本提案法は妥当であると思われる。

(5) I桁引張フランジの有効断面積

高力ボルト摩擦接合継手では、引張部材において母材または添接板のボルト孔を通る断面が強度上の弱点になると考えられている。道路橋示方書²⁾においては、ボルト孔を控除した純断面積を有効断面積として設計すると規定されている。しかし、高力ボルト摩擦接合継手の引張実験より、摩擦力による母材から添接板への応力の伝達が期待できるため、純断面積を有効断面積とした場合、継手の降伏強度は安全側に評価されることが指摘されている。

I桁断面の継手について引張フランジ純断面の降伏荷重の実験値は、表-2.4.4に示すように道路橋示方書の規定に基づく降伏荷重(計算値1)を上回り、フランジ総断面の降伏荷重の実験値に近くなっている。引張フランジについて純断面積を有効断面積とした場合、継手の降伏強度はかなり安全側に評価されることが明らかである。したがって、引張フランジのボルト孔を考慮した有効断面積の評価法を見直す必要がある。ここで、継手の曲げ耐荷力実験のデータをもとに、引張フランジの有効断面積 A_n の評価法について述べる。

継手の母材あるいは添接板に対する応力計算のもとになる有効断面積の評価に

については、継手の降伏に対して重要である。引張フランジの有効断面積 A_e は純断面積 A_n 、総断面積 A_g 、母材の純断面降伏強度 M_{Yn} および総断面降伏強度 M_{Yg} より

$$\frac{A_e}{A_g} = \frac{M_{Yn}}{M_{Yg}} \quad (2.4.11)$$

$$\frac{A_e}{A_g} = \frac{A_e}{A_n} \times \frac{A_n}{A_g} \quad (2.4.12)$$

となる。そして、式(2.4.11)および式(2.4.12)より引張フランジの純断面積に対する有効断面積比 (A_e/A_n) は次式となる。

$$\frac{A_e}{A_n} = \frac{M_{Yn}}{M_{Yg}} \times \frac{A_g}{A_n} \quad (2.4.13)$$

引張フランジの降伏が継手の強度に関係しているMFYタイプを対象にして、有効断面積比を計算した結果を表-2.4.6に示す。この表より、実験供試体の有効断面積比は1.18前後であり、AASHTOの規定に基づいて算出した値とほぼ同じになっている。しかし、データ数が少ないため、引張フランジの有効断面積比としてこのまま1.18を採用することはできない。引張継手の場合、すべり強度・降伏強度比 β が $1.0 < \beta \leq 1.2$ の範囲において継手の線形限界は母材の降伏限界とし、抵抗強度の抵抗係数を1.1としている。I桁断面の継手における引張フランジの有効断面積についてもデータのばらつきを考慮して、有効断面積比は1.18より低減して1.1とするのが妥当であると思われる。したがって、引張フランジの有効断面積 A_e は式(2.4.14)で表される。

$$\begin{aligned} \cdot \frac{A_n}{A_g} \geq \frac{1}{1.1} \quad \text{の場合} & : A_e = A_g \\ \cdot \frac{A_n}{A_g} < \frac{1}{1.1} \quad \text{の場合} & : A_e = 1.1A_n \end{aligned} \quad (2.4.14)$$

式(2.4.14)の評価法により、I桁断面の継手における引張フランジの有効断面積は合理的に評価されるものと考えられる。

表-2.4.6 引張フランジの有効断面積比 (A_e/A_n)

タイプ	A_n/A_g	M_{Yn}/M_{Yg}	A_e/A_n	備考 注)
MFY 1	0.804	0.944	1.17	1.19
MFY 2	0.839	1.000	1.19	1.18

注) 備考欄の値は、AASHTOの規定に基づいて算出した値である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説、1990。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (I 共通編、II 鋼橋編)、1994.2。

- 3) 秋山・西村・播本・亀井・高木：高力ボルト摩擦接合引張継手の強度実験と設計法に関する考察、土木学会第47回年次学術講演会講演概要集、I - 52、1992.9.
- 4) 辻岡静雄・脇山広三：多列高力ボルト摩擦接合部のすべり耐力に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.40B、pp.495-500、1994.3.
- 5) 建設省土木研究所：高力ボルト摩擦接合継手に関する試験調査、土木研究所資料、第1871号、1982.9.
- 6) 東海鋼構造研究グループ(代表 福本喙士)：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用、橋梁と基礎、Vol.14、No.11~12、1980.
- 7) 秋山寿行・西村宣男・亀井義典・池端文哉：高力ボルト摩擦接合引張継手の限界状態の区分、鋼構造年次論文報告集、第3巻、pp.289-296、1995.11.
- 8) 西村・秋山・亀井・高木：鋼I桁の高力ボルト摩擦接合曲げ継手部の限界状態に関する実験、鋼構造年次論文報告集、第1巻、pp.23-30、1993.7.

2. 4. 2 ラーメン隅角部

(1) はじめに

我が国には地震の発生頻度が高く、先の阪神大震災を契機に地震力等が作用する薄肉鋼構造を対象とした鋼構造部材の繰り返し挙動に関する研究が最近、注目されている。特に構造物の局部的損傷は許すものの構造物本来の機能を維持するための耐荷力を持たせるといふ耐震設計の観点から、強度面のみならず繰り返し載荷時の変形性能の面から構造特性を検討する必要性が指摘されている。

しかし都市高架道路の橋脚構造として多用されている鋼製門形ラーメン橋脚は、設計震度以上の巨大地震が作用した場合には、現在までのところその安全性について検討は十分にされていない。したがって、門型ラーメン橋脚が巨大地震においても崩壊することなく走行機能を確保するためには、まず、地震時に最も大きな断面力が作用する隅角部の挙動について構造特性を明らかにしておくことが重要であると考えられる。

鋼製ラーメン橋脚の研究は従来から多くなされている 1)-9)。さらに耐震性に関連して、その隅角部の変形特性を有効に活用するための研究として文献 10)-13) がある。これらの研究では、主にははりおよび柱部材フランジに卓越するせん断遅れ現象や隅角部ウェブのせん断座屈などに着目しており、その終局挙動に大きな影響を及ぼす隅角部全体の強度および変形特性についてはまだ十分に解明されていないのが現状である。

本研究では、八角形断面、矩形断面および円形断面の柱を有するラーメン隅角部の静的および繰り返し載荷実験を行い、強度-変形特性を実験的に明らかにする。さらに終局強度を求め、応力分布状態を調べて、鋼製橋脚の耐震設計を合理的に行うための基本的資料を提供することを主な目的とする 21)-22)。

八角形断面柱を橋脚に用いた場合、光の陰が縦方向に細長く入るため、錯視現象により実際より細長く、スマートに見えるという利点がある。その優れた美観により、イタリア等ではPC橋の橋脚として多く用いられている。このような景観的配慮は、特に人目に触れる機会の多い都市内高速道路の橋脚に対して我が国でももっとなされるべきと考えられる。鋼製橋脚の場合には、矩形断面に比べ、断面構成板の幅厚比が小さくなるため、局部座屈強度が上昇し、強度上有利になると思われるが 14)-15)、一方でラーメン隅角部を構成する柱部と横はりとの接合部がやや複雑となる上、応力の分布状態そのものが現時点で不明確である。よって本研究では実験によりこれらも明らかにする。

(2) 実験計画

実験供試体の材質はすべて SS400 とし、はり、柱部が直角に交差する L 形の隅角部モデルとする。はり長さは約 1m, 柱長さは 1.99m である。柱断面は正八角形断面(OCT)、矩形(REC) および円形(CIR)の 3 種とする。円形断面では板厚を 9.5 mm とし、はり部材のウェブを柱部材表面に溶接したものを用意する。外径は $D = 558.6\text{mm}$, 径厚比は $r / t = 29.4$ である。矩形断面柱の板厚はウ

ウェブが 6 mm、フランジが 9 mm で、フランジの幅厚比は $b/t = 44.4$, 公称値を用いた幅厚比パラメータは $R = 0.79$ である。円形および矩形断面柱モデルでは、Table 2.4.1 の実験計画に示すように、静的圧縮および静的引張荷重実験、繰り返し荷重実験に各 1 体ずつ、合計 5 体をいずれも溶接組立により製作したものを用意する。ただし円形断面柱供試体は静的引張荷重実験は行わない。

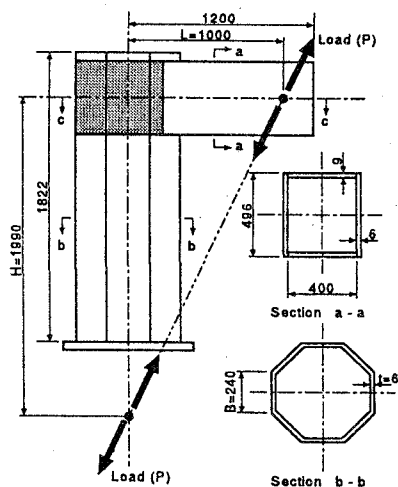


Fig.2.4.1 Dimension of Test Specimen
(Octagonal Section Column Model)

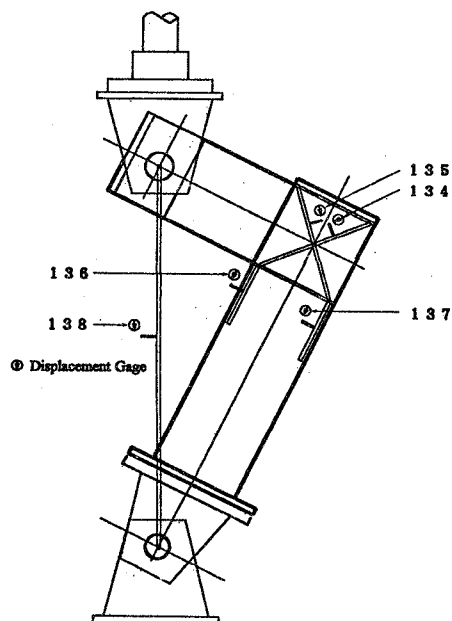


Fig.2.4.2 Test Set-up

Table 2.4.1 Test Program

Loading Method	Rectangular (REC)		Circular (CIR)		Octagonal (OCT)	
	Specimen Name	R	Specimen Name	r / t	Specimen Name	R
Static Loading (Compression)	REC-C	0.79	CIR-C	29.4	OCTI-C, OCT0-C	0.71
Static Loading (Tension)	REC-T		—		OCTI-T, OCT0-T	
Repeated Loading	REC-R		CIR-R		OCTI-R, OCT0-R	

Table 2.4.2 Properties of Test Specimens (Nominal)

Specimen	t (mm)	r (mm)	A_c (cm^2)	I_b (cm^4)	I_c (cm^4)	B / t	R	r / t
REC-C REC-T REC-R	9	-	129.6	54106	54106	44.4	0.79	—
CIR-C CIR-R	9.5	279.3	163.9	54106	61850	—	—	29.4
OCTI-C,T,R OCT0-C,T,R	6	-	115.2	54106	49695	40	0.71	-

t: Flange thickness

r : Outer Radius of Column Cross Section

A_c : Area of Cross Section of Column

I_b (I_c): Geometrical Moment of Inertia of Beam (Column)

B / t : Width-Thickness Ratio

R : Dimensionless Width-Thickness Ratio

r / t : Radius-Thickness Ratio

柱断面を正八角形としたモデルでは、はりのウェブを柱部材表面に溶接したものと柱断面に割り込ませたものの2種類を用意する。板厚はいずれも6mmとし、静的圧縮および引張り、また繰返し载荷用の各3体、合計6体を溶接組立により製作する。Fig. 2.4.1 に八角形断面柱モデルを例に供試体の基本寸法を、またTable 2.4.2 に各供試体の断面定数を示す。

(3) 実験方法

a) 素材引張試験

断面構成板と同じ材質で板厚6mm, 9mmおよび9.5mmのJIS Z2201号試験片を6mmは9本、9mmは6本、9.5mmは2本製作し、引張試験を行う。

b) 残留応力測定

残留応力の測定は矩形断面柱(REC)についてのみ行い、切出し法により残留応力を求める。切断は機械的切断法(電動ノコ使用)による。

c) 载荷実験

隅角部モデルは、Fig. 2.4.2 に示すように、はり、柱端部をピン支持とし、300tf長柱実験機を用いて载荷実験を行う。供試体には、隅角部付近の座屈変形が予想される部分にひずみゲージを多数貼付け、各荷重レベルごとに測定値を記録する。また、ピン支承間変位および隅角部の変形を調べるために変位形を設置し、各荷重レベルごとの変位を記録する。変位計の設置位置をFig. 2.4.2 に示す。

d) 降伏荷重の計算

予想降伏荷重 P_y は圧縮载荷と引張载荷ともに隅角部の柱フランジの最大応力を照査し、降伏応力 s_y となる荷重より求める。 P_y は矩形断面柱モデル(REC)で60.3tf, 円形断面柱(CIR)モデルで96.5tf, また八角形断面柱モデルで56.2tfである。これらの値の柱断面積あたりの値は矩形断面モデル($P_y/A=0.465\text{tf/cm}^2$)を1としたとき、円形および八角形モデルでそれぞれ1.27, 1.05である。すなわち単位重量あたりの効率は今回のモデルでは矩形断面に比べて円形断面、八角形断面の方がそれぞれ27% および5% よい。

e) 静的载荷

圧縮または引張方向に予想降伏荷重 P_y まで5tf刻みで荷重制御を行い、降伏荷重付近で変位制御にする。

f) 繰返し载荷

圧縮方向から载荷を始め、変位制御で行う。Fig. 2.4.3 に示すように、圧縮側のみ3サイクルごと(八角形断面モデルでは1サイクルごと)に降伏変位 δy ずつピン支承間変位が進む

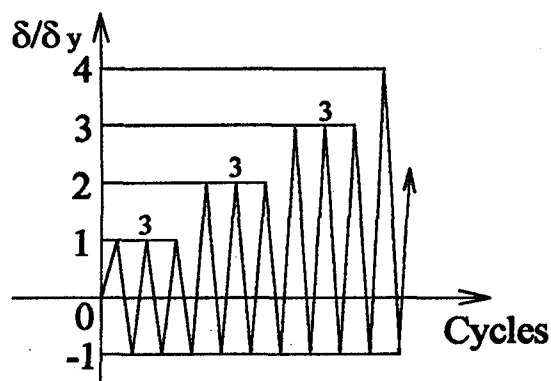


Fig. 2.4.3 Loading Program

ように载荷し、引張り側では δy の一定値を保つ。最大荷重到達後は各サイクルともそのサイクルの最大荷重が供試体最大荷重の1/2に達するまで繰返し载荷を行う。 δy は1サイクル目のラーメン隅角部最大ひずみ点のひずみが素材試

験で得られた降伏ひずみ ϵ_y に達したときのピン支承間変位とする。なお、 dy の値は REC-R, CIR-RおよびOCT-R に対してそれぞれ 12.1 mm, 11.2 mm および 10.6mm を用いる。

(4) 実験結果とその考察

a) 素材引張試験

素材引張試験結果を Table 2.4.3 に示す。応力-ひずみ関係は、鋼管材から切り出した板厚 9.5 mm のもののみ降伏点が明瞭とならない曲線になったため、残留ひずみが 0.2% になる応力度をもって耐力（降伏点強度相当、0.2% Offset）とした。板厚が 6 mm の試験片の降伏強度 s_y は公称降伏強度 $s_F = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ より約 30% 高い値を示し、9 mm では約 8%、鋼管材から切り出した 9.5 mm では約 50% 高い値を示した。

Table 2.4.3 Test Results of Tensile Coupon Test

Rahmen Specimen	t (mm)	E (kgf/cm ²)	σ_y (kgf/cm ²)	σ_u (kgf/cm ²)	ϵ_y (μ)	ν
REC	t= 6	2.13×10^6	3088	4293	1442	0.29
	t= 9	2.11×10^6	2599	4513	1218	0.29
CIR	t= 9.5	2.12×10^6	3608	4762	1718	0.35
OCT	t=6	2.07×10^6	2998	4374	1427	0.29
	t=9	2.10×10^6	2584	4186	1221	0.29

t: Thickness E : Young's Modulus σ_y : Yield Stress σ_u : Maximum Stress
 ϵ_y : Yield Strain ν : Poisson's Ratio

b) 残留応力測定

矩形断面柱の残留応力の分布図を Fig. 2.4.4 に示す。測定値は (1) 素材引張試験により得られた降伏応力で無次元化した。同図に見られるように、溶接付近で降伏点に至る引張残留応力があり、フランジでは溶接から遠ざかるに従い圧縮残留応力となるがすぐに引張りに変化した。圧縮残留応力は主にウェブで分担している。

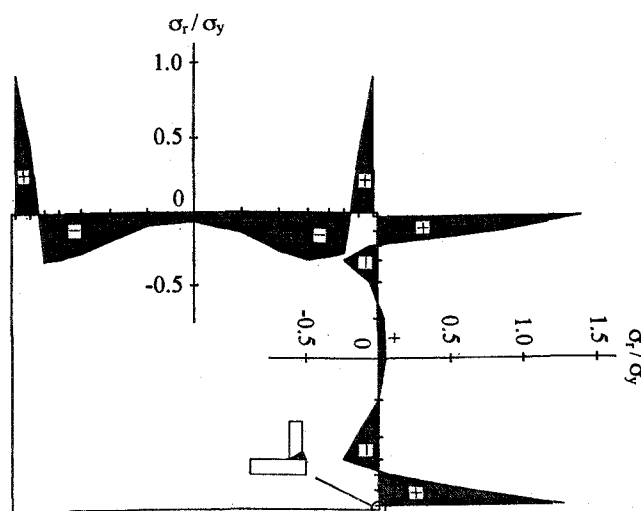


Fig.2.4.4 Residual Stress in REC

c) 静的载荷の最大荷重の比較

Table 2.4.4 に各供試体の最大荷重を示す。引張り载荷と圧縮载荷の結果を比較すると、矩形断面柱供試体 (REC) では、引張り载荷 (REC-T) の方が圧縮载荷 (REC-C) より約 30% 高い荷重となった。これは圧縮载荷では隅角部内側の圧縮側フランジに、軸圧縮力と曲げによる圧縮力の和が作用するのに対し、引張り载荷では隅角部外側の圧縮フランジが軸引張り力と曲げによる圧縮力の和となり、

圧縮力が減少するためである。このため、圧縮荷重では内側フランジが早期に局部座屈を生じたのに対し、引張荷重では隅角部内側の柱の引張フランジプレートが圧縮フランジプレートの局部座屈の発生前に降伏に達し、その後ひずみ硬化に入ったため応力が上昇したためと思われる。このことから、一般に門型ラーメンに水平力が作用するとき、はじめの荷重作用に対して左右の柱は対象には破壊せず、その後の繰り返し作用力によっては一方向に偏りながら倒壊していくことが考えられる。

最大荷重 P_u を予想降伏荷重 P_y で無次元化した結果、圧縮荷重の REC-C, CIR-Cでは P_y に対してそれぞれ 1.11, 1.07 といずれも 1 割程度高い値となり、引張荷重の REC-Tでは P_y に対して 1.46 とかなり高い値となった。

円形断面柱モデル(CIR-C)では103.5tfと3タイプ中最も大きな荷重となったが、 P_y との比では 1.07 と最も小さい。これは母材の降伏点が他の2タイプに比べ著しく大きかったためと考えられ、電縫鋼管材の使用に当たっては設計時に公称降伏応力を 30%程度割り増してよいと考えられる。

八角形断面柱モデルの最大荷重は、矩形断面柱モデルと同様、引張荷重の方が圧縮荷重の結果より約 26%高い結果となった。はりの割り込みウェブの有無による差はほとんどなく、また P_y より圧縮荷重では約 24%、引張荷重では約 56%高い値となった。

Table2.4.4 Maximum Load for Static Loading

Specimen	P_u (tf)	P_y (tf)	P_u / P_y	δ_y (mm)
REC-C	66.9	60.3	1.11	8.72
REC-T	87.9	60.3	1.46	8.51
CIR-C	103.5	96.5	1.07	10.40
OCTI-C	69.1	56.2	1.23	10.75
OCT0-C	70.0		1.25	10.24
OCTI-T	87.8		1.56	11.79
OCT0-T	88.0		1.57	9.64

P_u : Maximum Load P_y : Expected Yield Load
 δ_y : Yield Displacement (Calculated)

d) 静的荷重の荷重-変位 ($P / P_y - \delta / \delta_y$) の関係

静的圧縮荷重および静的引張荷重の荷重 P 、変位 δ をそれぞれ降伏荷重 P_y 、降伏変位 δ_y で無次元化した $P / P_y - \delta / \delta_y$ の関係を Fig.2.4.5(a),(b) に示す。無次元化に用いる δ_y は実験による荷重-変位曲線の弾性部分の直線から予想降伏荷重 P_y に対応する値として求めた。

同図(a)より、圧縮荷重を行った矩形断面柱の圧縮荷重 (REC-C) と引張荷重 (REC-T) を比較すると、曲線の形に大きな違いが見られた。これは先に述べたように圧縮荷重を行った REC-C は隅角部内側フランジに応力が集中し、早期に局部座屈を生じたため、最大荷重後の荷重が急激に低下したものと考えられる。一方、引張り荷重を行った REC-T は大きな弾性限荷重の後に変形を生じ、緩やかな荷重上昇と荷重低下が見られた。これは、圧縮側フランジの作用応力が圧縮荷重の時より小さく、圧縮側フランジが座屈する前に隅角部内側フランジが引張り

降伏し、さらに変位が大きくなるとひずみ硬化の影響により荷重が上昇し、最大荷重後は隅角部外側フランジに座屈が生じたものの、隅角部内側フランジで受け持つ荷重が大きかったために、緩やかに荷重が低下したものと考えられる。

円形断面柱の圧縮载荷 (CIR-C) では、円形断面の柱部が降伏したが局部座屈を生じる前に矩形断面のはり部が座屈したために矩形断面の柱部 (REC-C) にほぼ一致した荷重-変位特性となった。

八角形断面柱モデルも同図 (b) に見られるように矩形断面柱の場合と同様、圧縮载荷と引張り载荷の荷重-変形曲線に大きな差がみられた。また圧縮载荷を行った OCTI-C, OCTO-C は、最大荷重強度と同じく割り込みウェブの有無にかかわらず、ほぼ同じ荷重-変位挙動を示しており、最大荷重後の荷重低下が著しい。一方、引張り载荷を行った OCTI-T, OCTO-T は、最大荷重後の荷重低下が圧縮载荷のものよりもゆるやかであったが、割り込みウェブのあるなしで若干差が生じた。すなわち割り込みウェブがない OCTO-T の方が隅角部としての変位性状は安定している。これは、はりの割り込みウェブがないことにより隅各部に応力が集中しにくく、実験中の観察によると、八角形部材のせん断ゾーンで降伏が生じ、最終的にせん断座屈を生じており、変形能力が大きくなったためと思われる。逆にはりの割り込みウェブのある OCTI-T は応力の分散があるものの、ウェブがあるため、その下方で応力の集中が生じ、OCTO-T に比べ局部座屈が早めに生じたと思われる。

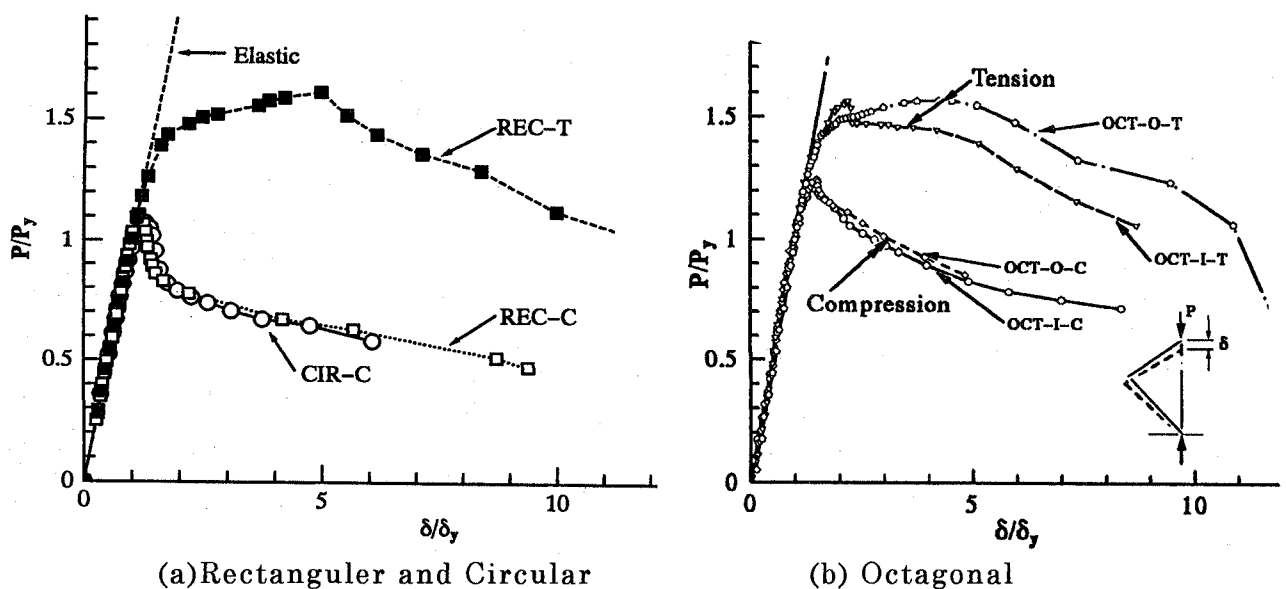


Fig. 2.4.5 $P / P_y - \delta / \delta_y$ Curves under Monotonic Loading Test

e) 座屈変形状態

矩形断面柱モデル REC-C は、柱の圧縮フランジに局部的な座屈が見られた。一方、REC-T は、はじめに背面フランジに局部座屈を生じた後、隅角部に大きなせん断座屈を生じた。また、CIR-C は、はり部の圧縮フランジに局部的な座屈が生じた。繰り返し载荷の REC-R は、REC-C と同様に柱部の圧縮フランジに局部

的な座屈が生じ、最終的に溶接部分が破断した。一方、はり部を補強した繰り返し荷重の鋼管柱モデル CIR-R は、はりの真下の柱部に局所的な座屈を生じ、最終的にはりと柱の溶接部分が破断した。八角形断面モデルでは OCTI-C, OCTO-C および OCTI-T は、隅角部柱部のはり部直下の圧縮フランジプレートに局所的な座屈が見られた。一方、割り込みウェブのない OCTO-T のみ、始め背面フランジに局部座屈を生じた後、せん断パネル部に複雑な斜めせん断座屈変形を生じた。

f) 繰り返し荷重の荷重 - 変位 ($P / P_y - \delta / \delta_y$) の関係
 繰り返し荷重を行った REC-R, CIR-R および OCT-R の $P / P_y - \delta / \delta_y$ 関係をそれぞれ Fig. 2.4.6 (a), (b), (c) に示し、最大荷重を Table 2.4.5 に示す。図中には、それぞれ静的荷重実験結果 (REC-C, CIR-C) の関係も示す。矩形断面柱 (REC) の繰り返し荷重では、圧縮荷重の 1 サイクル目と静的圧縮荷重の最大荷重と同じ荷重になり、4 サイクル目に静的最大荷重の約 1.2 倍の最大荷重 (80.5 tf) を得た。これは、圧縮荷重時に内側フランジに早期に座屈が生じたものの、引張荷重時に圧縮座屈変形がもとに戻され、またひずみ硬化の影響などによって強度が上昇したことが原因であると考えられる。なお、繰り返し荷重は 9 サイクル目で柱の隅角部付近のフランジとウェブの溶接割れが生じた終了した。

円形断面柱 (CIR) では、静的荷重実験ではり部の方が早く座屈したために、繰り返し荷重供試体ではり部に板を溶接し鋼管部より強くした後、繰り返し荷重を行った。同図 (b) に示すように、矩形断面柱 (REC) に比べて繰り返し荷重による耐力の低下は緩やかで、若干ねばり強い変形特性が見られた。最大荷重は 6 サイクル目に現れ、矩形断面柱 (REC-R) の約 1.6 倍 (126.5 tf) を得た。なお、繰り返し荷重は 18 サイクル目ではりと柱の接合部の溶接割れが生じ終了した。

最大荷重は、CIR-R の方が REC-R より約 57% 大きく、この割合は P_y の値とほぼ同じである。すなわち、鋼管柱の強度は、素材の強度が大きいことによるものと考えられる。また、断面平均強度 P_u / A は、鋼管柱部材 (CIR) の方が約 24% 大きかった。

八角形断面モデルでは OCTI-R, OCTO-R とも荷重 - 変位曲線の包絡線が静的圧縮荷重の約 10% 下方で平行に位置し、繰り返し荷重による耐力の低下は最大荷重後も静的荷重と同程度で、本八角形断面柱を有するラーメン隅角部は、良好な耐震性を有していることがわかる。

Table 2.4.5 Maximum Load for Repeated Loading

Specimen	P_u (tf)	P_y (tf)	P_u / P_y	P_u / A (kgf/cm ²)
REC-R	80.5	60.3	1.33	621
CIR-R	126.5	96.5	1.31	772
OCTI-R	64.25	56.2	1.14	557
OCTO-R	62.31		1.11	541

P_u : Maximum Load P_y : Expected Yield Load
 A : Cross Sectional Area of Column

g) エネルギー吸収能力

吸収エネルギーは、荷重-変位履歴曲線の各サイクルごとのループの面積と定義する。静的荷重では最大荷重から荷重が低下し始め、降伏荷重 P_y まで低下したときを破壊とみなし、この時の変位を最大許容変位 δ' とし、変位が δ' に達するまでの面積を吸収エネルギー $AE = U / P_y \delta_y$ とした。繰り返し荷重では、各サイクルのループ内の面積のうち、圧縮側のみの吸収エネルギーを求め、これを AE とした。静的荷重、繰り返し荷重はいずれも $P/P_y - \delta/\delta_y$ 関係を用いているので、

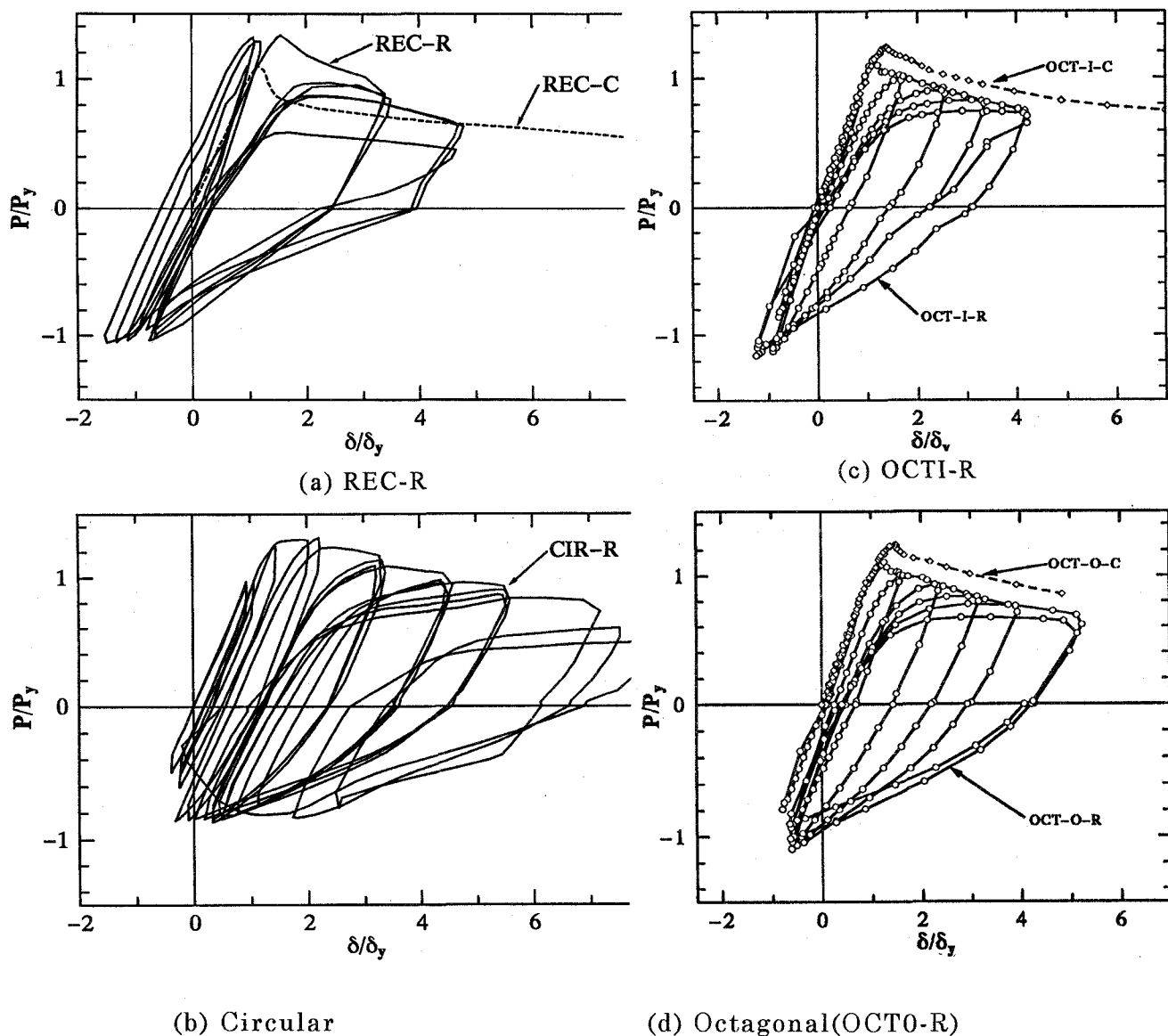


Fig. 2.4.5 $P / P_y - \delta / \delta_y$ Curves under Cyclic Loading Test

吸収エネルギーは基本エネルギー $P_y \delta_y = 2U_y$ (U_y : 弾性域における吸収エネルギー) の倍率で表した。このようにして求めた静的荷重供試体のエネルギー吸収能力を Table 2.4.6 に示す。

矩形断面の静的荷重では、引張荷重の方が圧縮荷重よりもエネルギー吸収能力が約 19 倍もあることがわかった。これは、圧縮荷重の場合、早期にフランジが座屈して荷重が最大荷重後すぐに低下して P_y 以下になったためである。また、圧

Table 2.4.6 Absorbed Energy ($U / Py\delta y$) for Static Loading

Specimen	AE	Specimen	AE
REC-C	0.84	OCTI-C	2.42
REC-T	15.62	OCTO-C	2.85
CIR-C	0.97	OCTI-T	6.08
		OCTO-T	8.96

縮載荷では円形断面の方が矩形断面よりもやや吸収エネルギーが大きかった。この理由は、前述のとおり柱部が座屈せず、はり部で座屈を生じたためである。鋼管柱モデルの繰り返し載荷の場合(CIR-R)は累積エネルギーが10サイクル目で基本エネルギーの約9倍にも達し、REC-Rは4サイクル目で基本エネルギーの約4倍に達した。このことから、円形断面の方が繰り返し載荷に対してはねばり強いといえる。

エネルギー吸収率はREC-RとCIR-Rではいずれも4サイクル目で最大になり、以降サイクル数の増加に伴い徐々に減少する傾向が見られた。特に、CIR-Rではエネルギー吸収率はREC-Rよりも約30%大きかった。これは、鋼構造物に一般的に使用されている鋼管の r/t (径厚比)は50程度であるが、本実験ではそれより肉厚の大きな r/t が約30の鋼管を使用したためであると考えられる。今後は、 r/t が大きな供試体の実験が必要であろう。

5)まとめ

本研究の結果から得られた結論を以下にまとめる。

(1) 矩形断面(REC)の静的圧縮載荷と静的引張載荷の比較の結果、荷重-変位特性に大きな違いが現れた。すなわち、引張載荷の方が大きな変形能力が得られ、最大荷重も約30%大きな値となった。これは圧縮載荷では隅角部内側の圧縮側フランジに、軸圧縮力と曲げによる圧縮力の和が作用するのに対し、引張り載荷では隅角部外側の圧縮フランジが軸引張り力と曲げによる圧縮力の和となり、圧縮力が減少するためである。このことから、一般に門型ラーメンに水平力が作用するとき、はじめの荷重作用に対して左右の柱は対象には破壊せず、その後の繰り返し作用力によっては一方向に偏りながら倒壊していくことが考えられる。

(2) 矩形断面柱の繰り返し載荷の場合、4サイクル目に静的載荷の約1.3倍の最大荷重(80.5 tf)を得た。これは、圧縮載荷のとき内側フランジに早期に座屈が生じたものの、繰り返し載荷では、引張載荷のときに変形がもとに戻され、またひずみ硬化の影響などによって強度の上昇があったためであると考えられる。

(3) 円形断面柱の繰り返し載荷の場合、繰り返しによる耐力の低下は小さく、ねばり強い変形特性が見られた。これは、本供試体の径厚比 r/t が約30とやや小さなものを使用したためと考えられる。

(4) 八角形断面柱モデルでは、静的圧縮載荷(OCT-I-C, OCT-O-C)の場合は、

割込みウェブの有無にかかわらず最大耐力および変形性能ともほとんど変わらなかった。また予想降伏荷重 P_y の約 1.25 倍の最大荷重が得られた。しかし静的引張載荷の場合は、最大耐力はほぼ同じであったが、割込みウェブのない方(OCT-O-T)が大きな変形性状を示した。また予想降伏荷重 P_y の約 1.56 倍の最大荷重が得られた。割り込みウェブの無い部材ではコーナー部のせん断座屈変形が観察されたが、他のモデルではいずれもフランジ部に局部座屈が発生した。

(5) 八角形断面柱モデルの圧縮載荷および引張載荷の比較を行うと、矩形断面と同じく、引張載荷の方が大きな変形能力が得られた。また最大荷重は引張載荷の方が圧縮載荷より約 26% 高い荷重になった。

(6) 箱形断面柱隅角部モデルとの比較を行うと八角形断面柱モデルの方が無次元化下最大荷重では約 13% 高く、また最大荷重後の耐力の低下が若干緩やかであることがわかった。八角形断面の方が幅厚比が小さい分強度上有利と思われる。

(7) 静的載荷におけるエネルギー吸収能力を計算したところ、圧縮載荷では円形断面の方が矩形断面よりもやや吸収エネルギーが大きいことがわかった。

(8) 累積吸収エネルギーは、矩形断面の方が少ないサイクル数で大きくなったが、エネルギーも円形断面の方が大きいので、円形断面柱を用いた構造物は優れた耐震性を持っていると考えられる。

(9) 八角形断面モデルの繰返し載荷の場合は、はりの割り込みウェブの有無にかかわらず、荷重-変位曲線の包絡線が静的圧縮載荷の約 10% 下方で平行に位置し、繰返し載荷による耐力の低下は最大荷重後も緩やかであり、本八角形断面柱を有するラーメン隅角部は良好な耐震性を有していると言える。

(10) 八角形断面モデルの吸収エネルギーは、静的圧縮載荷および静的引張載荷とも割り込みウェブがない方がややエネルギー吸収性がよい事がわかった。

6) おわりに

本実験に使用した実験支持装置の製作費の一部には日東学術財団の研究助成金を当てた。供試体製作費の一部に、土木学会からの奨学寄付金を用い、製作に当たっては瀧上工業㈱の協力を頂いた。ここに以上の方に深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 奥村敏恵 前田邦夫 石沢成夫 : 最近におけるラーメン構造の隅角部 --円柱と矩形ばりの組合せ--, 土木学会誌, Vol. 49-11, pp76, 1964年11月
- 2) 奥村敏恵 石沢成夫 : 薄肉構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学

- 会論文集，第153号，pp1-18，1968年5月
- 3) 浜島良吉 奥村敏恵：円筒柱形ラーメン隅角部における応力集中について，土木学会論文報告集，第292号，pp29-40，1979年12月
 - 4) 中井博，福岡悟，酒造敏廣，明橋克良：鋼製ラーメン隅角部の Shear Lag と耐荷力とに関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 33A，pp193-206，1987年3月
 - 5) 中井博，福岡悟，酒造敏廣，明橋克良：鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐荷力とに関する実験的研究；構造工学論文集 Vol. 33A，pp. 193-206 / 1987年3月.
 - 6) 中井博，酒造敏廣，橋本良之：せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について；土木学会論文集 No. 455，I-21，pp. 95-104/1992年10月.
 - 7) 東郷幹生，松本憲文：鋼製橋脚の柱の有効幅に関する一考察；佐藤鉄工技報，pp. 17- 23 /平成6年10月.
 - 8) 木暮深、増井隆、宇都宮紳三：鋼製円形橋脚の隅角部に関する実験的研究(その1) - 静的載荷実験 -；土木学会第48回年次学術講演会概要集第1部 I-455，pp. 1058-1059/平成5年9月.
 - 9) 木暮深、増井隆、田中祐人：鋼製円形橋脚の隅角部に関する実験的研究(その2) - 曲げ・せん断破壊実験 -；土木学会第48回年次学術講演会概要集第1部 I-456，pp. 1060- 1061 /平成5年9月.
 - 10) 黄 元變、西村宣男、高津秀俊：鋼製ラーメン橋脚隅角部の強度と変形能に関する実験的研究；構造工学論文集 Vol. 40A，pp. 201-214 /平成5年3月.
 - 11) 黄元變 西村宣男 高津秀俊：鋼製ラーメン隅角部パネルの強度および変形能の評価法，構造工学論文集，Vol. 40A，pp215-226，1994年3月
 - 12) 酒造敏廣、事口寿男：鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究；構造工学論文集 Vol. 37A，pp. 121-134 / 1991年3月.
 - 13) 宇都宮紳三、西村宣男：鋼製ラーメン隅角部の耐荷力と変形性能に関する実験的研究；土木学会第47回年次学術講演会概要集第1部 I-55，pp. 286-287/平成4年9月.
 - 14) 小瀬古信博、青木徹彦：八角形断面柱の局部座屈強度，土木学会論文報告集，第330号，pp. 27-36，1983年3月
 - 15) 右田泰弘、青木徹彦：多角形断面柱の局部座屈に関する実験的研究，土木学会論文集，第422号，pp255-263，1990年10月
 - 16) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 /平成2年2月.
 - 17) 宇佐美勉、今井康幸、青木徹彦、伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究；構造工学論文集 Vol. 37A，pp. 93-106/1991年3月.
 - 18) 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，pp. 235-247/1993，3.
 - 19) 宇佐美勉 戸谷和彦 鈴木森晶 是津文章：繰り返し荷重を受ける鋼製門形ラーメンの強度と変形能に関するパイロット実験，構造工学論文集，Vol. 41A，pp289-300，1995年3月
 - 20) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編/平成2年2月.
 - 21) 長谷川桂，青木徹彦，安藤浩吉：鋼製ラーメン橋脚隅角部の静的および繰り返し載荷実験，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，第1部，I-56，1995年9月
 - 22) 山田尚之、青木徹彦：鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の静的および繰り返し強度特性に関する実験的研究；構造工学論文集 Vol. 42A，1996. 3.