

第14章 冷間成形材

14.1 概 説

冷間成形材 (Cold-formed member) は冷間加工部材であり、ローラーの組み合わせにより、かなり自由度の高い断面構成ができる。用途としては倉庫やオフィスビルディングの床材、壁材のほか、送電鉄塔などに利用されているが、これまでのところわが国では欧米と比較して、あまり利用は多くなかった。冷間成形材では不安定挙動に対する考慮を払う必要がある^{14.1)~14.5)}。この不安定性は特に部材長の大きな棒部材とか薄い板、あるいは円筒シェルなどに見られるようにある幾何学的寸法が極端に大きいか小さいとき生じる性質の問題である。

座屈問題を考えるとき、これは2つに大別できるものと考えられる。まず弾性座屈問題であり、細長比、あるいは幅厚比が大きい場合にはこの問題が重要である。一方、ある程度以下の細長比あるいは幅厚比の構造では非弾性座屈に支配されると考えることができる。本章は主として文献14.1)に沿って考え方をまとめたものである。

14.2 柱・板の座屈

14.2.1 柱の座屈

理想的に完全な柱の弾性座屈応力度 σ_{cr} は次式で表わせる。

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (14.1)$$

ここに、 k は座屈係数であり、支承条件に左右される。例えば両端単純支持の場合には $k=1$ であるし、両端固定支持の場合 $k=4$ となる。

柱の曲げによる変位量を w とするとき曲率を $\frac{d^2 w}{dx^2}$ で表わす限り後座屈挙動の説明ができないが、もし正確な曲率の式を用いれば両端単純支持の柱についての無次元化した座屈応力度は近似的に次の関係で表される^{14.6)}。

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} = 1 + \frac{\pi^2}{8L^2} \delta^2 \quad (14.2)$$

ここに、 δ は柱のスパン中央でのたわみの大きさである。したがって、例えばかなり著しいたわみ $\delta=L/10$ 程度でも座屈荷重の101.25%程度の荷重にしか対応できないということが分る。この場合、縁応力は比例限界を大幅に上回るわけであるから、この程度の後座屈強度は無いと考えても差し支えないことになる。

実際の柱では現実的に生じる微小な幾何学的初期不整もしくは偏心荷重によって、荷重が座屈荷重に近づけば近づくほどたわみが増大する。また、その場合座屈荷重より小さな荷重で縁応力が降伏応力度に達することもある。

細長比がそれほど大きくない範囲では非弾性座屈の生じる可能性が高い。その場合材料の応力-ひずみ関係が大きく影響するが、いまひずみの逆転がないものとするれば、非弾性域での柱の座屈荷重を求める場合弾性係数 E のかわりに接線係数 (tangent modulus), E_t , を用いれば良い。すなわち、座屈応力度は以下のように表わせる。

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E_t}{(L/\tau)^2} \quad (14.3)$$

不完全な柱の強度は式 (14.3) の値を下回ることになる。

14.2.2 板の座屈

厚さ t で幅 b の一方向のみに圧縮を受ける完全に平らな等方性弾性板の線形弾性座屈応力は以下のとおりである。

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (14.4)$$

ただし、 k は座屈係数であり以下のように与えられる。

$$k = \left(\frac{mb}{a} + \frac{a}{mb}\right)^2 \quad (14.5)$$

全辺単純支持以外の場合にも座屈応力度は式 (14.4) の形で書ける。その際 k は载荷の形式や支持条件によって決ってくるが、若干の例については後述することにする。

薄い平らな板が後座屈域に入ると横たわみは増加し、すぐ板厚の大きさに達する。そのような場合には、板の荷重-変形挙動はもはや線形ではなくなり、曲げ変形の他に中央面の膜作用を考慮する必要がある。このような中央面の膜力は、板がさらにたわもうとするとき有利に作用するから、柱の場合と違って、線形座屈荷重を大幅に超過する面内圧縮荷重に耐えることができる。また、初期不整に対する敏感性についても図 14.1 のように、柱に比較して座屈荷重の近傍で極端なたわみ増加は認められない。

柱の場合と同様に、板も比例限界以上の応力度で座屈することがある。この場合の幅厚比 b/t はある程度中間的な値をとる。このような場合を取扱う場合には線形弾性体の仮定をゆるめ、塑性の法則をある程度導入せねばならない。比例限界を超過した場合、次のような簡単な考え方をすることもできる。すなわち、いま塑性低減係数 η を

$$\eta = \frac{\sigma_{cr}(\text{塑性})}{\sigma_{cr}(\text{弾性})} \quad (14.6)$$

と定義すれば式 (14.4) の代りに次式を用いることができる。

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 \eta E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (14.7)$$

ここに、弾性の場合 $\eta=1$ 、非弾性の場合 $\eta<1$ とすればこの式 (14.7) は両者を連続的に表すことができる。境界条件や縦横比、 a/b の違いにより座屈係

数 k は大きく左右されるものの、塑性低減係数 η はあまり左右されない^{14.1)}。非弾性板の後座屈解析についてはその困難性のため有用な結果は限られている。しかし、一般的には非弾性座屈後は荷重増加はほとんど認められないようである。

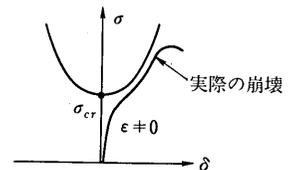


図 14.1 圧縮板の荷重-たわみ曲線^{14.1)}

14.3 耐荷力

14.3.1 曲げ部材の耐荷力

曲げ部材では横荷重は曲げとせん断により支点到に伝達されるが、その組み合わせの大きさは一般に部材の長さ方向に変化する。上フランジあるいは下フランジには一様圧縮が生じ、腹板部では部分的に圧縮が生じる。また、

支点近くでは腹板部にせん断が卓越する。さらには曲げとせん断の組み合わせにより不利な応力状態が生じることも考えられる。はりを構成する薄肉部分はこのような圧縮およびせん断応力により、降伏以前に座屈することもあり得るし、また、はり全体の横倒れ座屈が起る可能性がある。

薄肉の軽量型鋼の圧縮フランジは図14.2のように2つに大別できる。1つは(a)図のような爪のない無補剛圧縮フランジであり、もう1つは(b)図のように爪を有する補剛圧縮フランジである。腹板は部分的に圧縮あるいは引張を受けるが、当然フランジの局部座屈に対して何らかの拘束を及ぼすことになる。これらのはりが曲げを受けたときの座屈波形も図14.2に示されている。図より明らかなように補剛材はフランジの自由辺のたわみを抑制する働きをする。すなわち、フランジの有効部分を増大させる役目を果している。当然のことながら圧縮フランジの座屈によってはりの曲げ耐力が阻害されることになる。

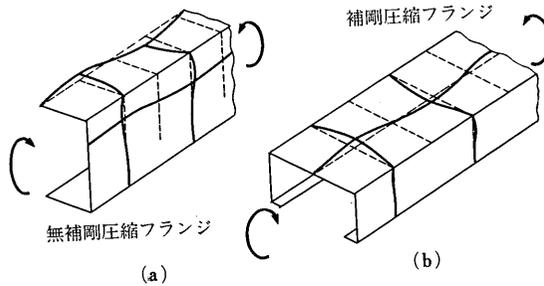


図14.2 軽量型鋼のはりの無補剛フランジと補剛フランジ^{14.1)}

曲げの耐力 M は断面係数を W とするとき $M = \sigma W$ と書ける。ここに σ は以下の (i)~(iii) までの値のうち一番小さな値をとるものとする。(i) 降伏応力度 σ_y 、(ii) 圧縮フランジの局部座屈によって支配される最大応力度、(iii) はりとしての横ねじれ座屈によって支配される最大応力度。

(1) 補剛圧縮フランジを有するはり

図14.3(a)には3つの異なる応力状態あるいは有効幅を持ったはりの断面を示している。現在の設計示方書ではこのような形式の部材は有効幅の概念を用いて設計すべきとしている。この有効幅、 b_e 、はフランジの後座屈を期待して以下の形で与えることができる^{14.1), 14.2)}。

$$\frac{b_e}{t} = c_1 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\max}}} \left(1 - \frac{c_2}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{\max}}} \right) \tag{14.8}$$

ここに、 c_1, c_2 は定数である。各種設計示方書では $c_1 = 1.9$ にとられているが、これはフランジの座屈に対して腹板は拘束にならず、単に単純支持の辺となるだけであることに帰因している^{14.5)}。この式の第2項は板の初期たわみの影響による耐力低下を表わしており、 $c_2 = 0.425$ にとる場合が多い。図14.3(b)は有効幅が減少したとき耐力がどのように低下するかを示している。また、見方によってはこのような有効幅の低下により断面二次モーメント、 I 、が減少し、したがって曲げ剛性、 EI 、が減少すると考えることができるが、このことは図14.3(c)に示されている。これより、実際の耐力の計算は1回だけで求まらず、繰り返しを行い、強度と剛性の両方を考慮せねばならないことになる。

(2) 無補剛圧縮フランジを有するはり

無補剛圧縮フランジを有するはりも有効幅の概念を用いて設計されるかという点、そうではなく最初の座屈が起る限界荷重に基づいて設計される。図14.4(a)には無補剛の圧縮フランジの断面を示しているが、図14.4(b)

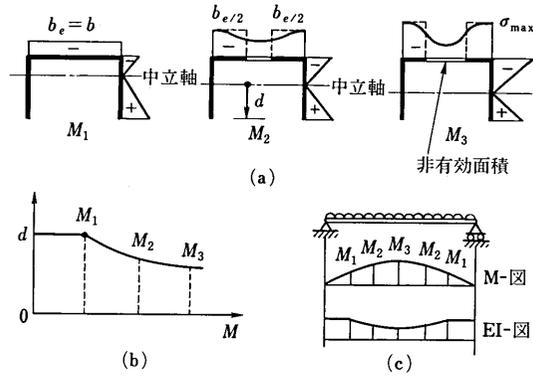


図 14.3 補剛圧縮フランジを有するはり^{14.1)}

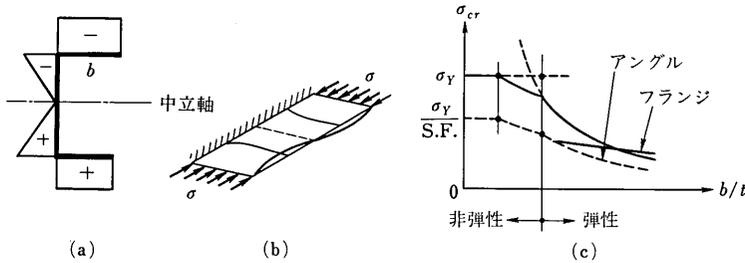


図 14.4 無補剛圧縮フランジを有するはり^{14.1)}

にあるような波形で座屈をし、自由辺では著しいたわみを生じる。座屈応力度は式 (14.7) の形で求められるが、いまフランジと腹板の接合線が単純支持と仮定すれば $k=0.425$ を得る。もし腹板が完全な拘束を提供し、固定支持と考えれば $k=1.277$ となる。しかしながら、設計示方書では腹板の拘束を若干考慮して $k=0.50$ としている^{14.5)}。いうまでもなく、圧縮フランジ板が余程薄くない限り全断面有効として断面の定数を計算するものとし、図 14.4(c) に示されているように 3 つの場合を考慮している。 b/t の値が大きいときは弾性座屈応力度を式 (14.7) において $\eta=1$ として計算する。そしてその場合後座屈強度がかなり期待できるので b/t の増加に従って減少する安全率 (S.F.) をとっている。中程度の b/t の範囲では非弾性座屈が生じる可能性があり、設計示方書ではこの区間で直線式を用いて σ_{cr} と b/t の関係を与えている^{14.5)}。また、安全率については後座屈強度が期待できないので大きな値が用いられる。さらに、非常に厚いフランジについては不安定現象は起らず、降伏が生じるので $\sigma_{cr}=\sigma_Y$ として限界応力度としている。

(3) 純せん断を受ける腹板

せん断を受ける限界座屈応力度も式 (14.4) あるいは式 (14.7) と同様な公式でもって与えられる。弾性域については

$$\tau_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \tag{14.9}$$

と表わされる。ここに座屈係数 k は腹板の縦横比 a/b により決まる。はりの腹板のような長い板では k の値は全辺固定支持か全辺単純支持かによってそれぞれ 8.98 か 5.34 の限界値に近づく。純せん断に対しては腹板の座屈波形は斜め方向の圧縮主応力により図 14.5(a) のように交互に凹凸の繰り返されるものになる。設計示方書

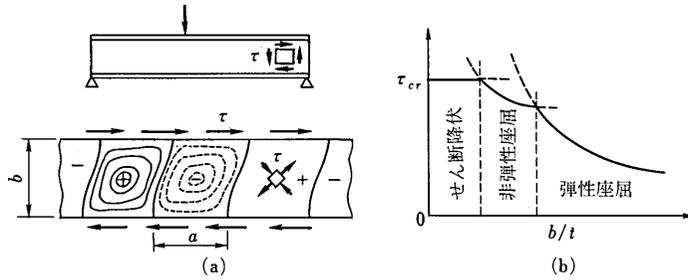


図 14.5 セン断を受ける腹板^{14.1)}

ではこの種の座屈に対しては安全側をとり $k=5.34$ としている。座屈曲線としては結局 図 14.5(b) に示されるようなものが用いられる。非弾性域では応力の低減を塑性低減係数 η の形で行うことになる。もちろん、さらに b/t の小さな極めて厚い板に対しては降伏が支配すると考える。せん断座屈の場合でもかなりの後座屈強度が期待できるが、設計示方書ではこのことは考慮されていない。

(4) 純曲げを受ける腹板

曲げを受けるはりの腹板の圧縮応力は腹板の曲げ座屈を生起することも考えられる。そのときの座屈の波形は比較的短かな波長を有していて 図 14.6(a) に示すようなものになる。この座屈応力度は同様に式 (14.7) の形で求められるが、座屈係数 k の値は全辺固定支持と全辺単純支持のそれぞれに対して $k=41.8$ 及び $k=23.9$ となる。設計示方書では安全側をみて、 $k=23.9$ を用いてこの座屈曲線を 図 14.6(b) に示される曲線と与えている^{14.5)}。この場合もかなりの後座屈強度が期待できるが、安全率を小さくとり対処している。

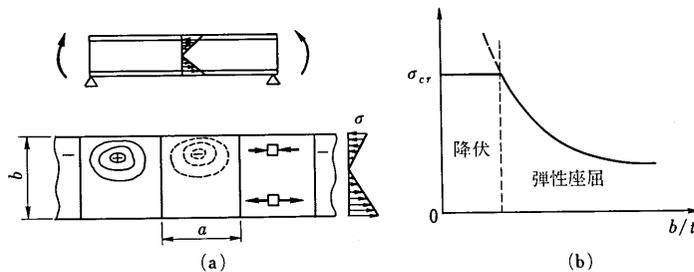


図 14.6 曲げを受ける腹板^{14.1)}

(5) 曲げとせん断を受ける腹板

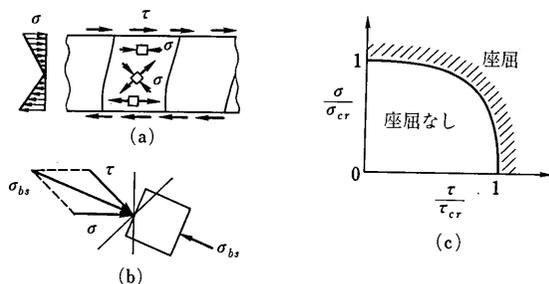
曲げ応力とせん断応力を同時に受けると往々にして、それぞれを単独に受けるよりも小さな値で不安定になる。たとえば片持ばりについては座屈はその支点近傍で、また連続ばりでは中間支点でよく起る。図 14.7(a), (b) には曲げ応力 σ がせん断応力 τ によって増大され、斜めの圧縮応力 σ_{bs} となって作用することを示している。一番単純な曲げとせん断の相関曲線は 図 14.7(c) にもあるように弾性域において次式により与えられる。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 \tag{14.10}$$

もちろん、これらの応力は単独では降伏応力度あるいは非弾性限界値を越えてはならない。

(6) 腹板の局部破壊

はりの腹板が補剛材によって補強されていない場合には、支点反力や集中荷重を受ける断面の腹板が局部破壊

図 14.7 曲げせん断を受ける腹板^{14.1)}

を起す可能性がある。この局部破壊に対する限界荷重を理論的に求めることは相当複雑となるため、各種設計示方書では Winter らの実験結果にもとづく式を採用している^{14.3)}。

図 14.8 に示すような 2 重腹板を有するつづり合せ I 形はりでは、1 枚の腹板が支持できる限界荷重 P_{cr} は、次のようである。

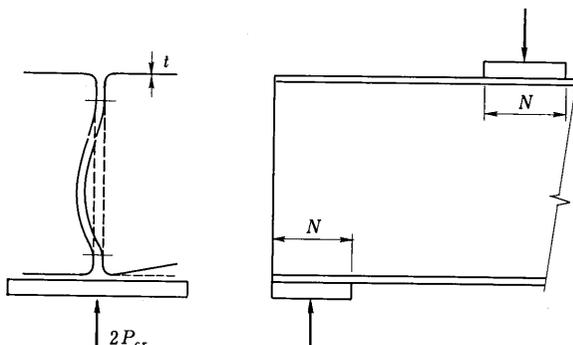


図 14.8 腹板の局部破壊

片持ばりの外端にある集中荷重および単純支持ばりの支点反力に対する限界荷重は

$$P_{cr} = \left(10 + 1.25\sqrt{\frac{N}{t}}\right) t^2 \sigma_Y \quad (14.11)$$

はりスパンの中間にある集中荷重および連続ばりの中間支点反力に対する限界荷重は

$$P_{cr} = \left(15 + 3.25\sqrt{\frac{N}{t}}\right) t^2 \sigma_Y \quad (14.12)$$

ここに、 N は荷重分布長さ、 t は腹板の厚さ、 σ_Y は降伏点応力である。

(7) はりの横ねじれ座屈

薄肉曲げ部材では、横つなぎ材が有効に配置されていない場合特にそうであるが、横ねじれ座屈が起る可能性を有している。この座屈に対する基本的な考え方は、第 6 章で取り扱ったものと同様であるが、冷間成形材では、一軸対称断面を対象とすることが多い。設計示方書では、式 (6.26) に示した一般式を不等フランジを有する I 形断面に対し、かなり単純化した次式に基づいて作成された公式がしばしば用いられている。

$$\sigma_{cr} = \frac{c_b \pi^2 E d}{2 W_c L^2} \left[I_{yc} - I_{yt} + I_{yt} \sqrt{1 + \frac{4 G J L^2}{\pi^2 E I_y d^2}} \right] \quad (14.13)$$

ここに、 W_c は圧縮側に対する断面係数であり、 I_{yc} 、 I_{yt} は圧縮フランジおよび引張フランジの腹板中心線回りの断面2次モーメント、 d ははり高さである。 c_b は曲げモーメント勾配を考慮する係数である。さらに、上式において、根号中の第2項を無視し、 $I_y \cong I_{yc} + I_{yt}$ の関係をを用いると

$$\sigma_{cr} = c_b \pi^2 E \left(\frac{I_{yc} d}{W_c L^2} \right) \quad (14.14)$$

のように弾性座屈応力度を簡単に表わすことができる。

非弾性の横ねじれ座屈強度については、図14.9に示されているように放物線の曲線と降伏を示す直線で与えている。また、この種の座屈については後座屈強度はほとんど期待できないと考えられる。

このときの有効圧縮断面に含まれる腹板の深さは、圧縮縁からの距離 d_e によって

$$d_e = \left(\frac{3d_c - d_t}{12d_c} \right) d \quad (14.15)$$

と表わせる。ここに、 d は、はり高さであり、 d_c 、 d_t は中立軸から圧縮縁および引張縁までの距離である。

連続的に弾性支持された等価柱の限界荷重 P_{cr} は、フランジのねじりによる強度低下を考慮して、次式から算定できる。

$\beta L^2 / P_e \leq 30$ のとき

$$P_{cr} = T \left(1 + \frac{\beta L^2}{\pi^2 P_e} \right) P_e \quad (14.16)$$

$\beta L^2 / P_e > 30$ のとき

$$P_{cr} = T \left(0.6 + \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{\beta L^2}{P_e}} \right) P_e \quad (14.17)$$

ここに、 P_e は等価柱の鉛直軸まわりのオイラー座屈荷重、 $\pi^2 EI_c / L^2$ である。 β はバネ定数、 $1/D$ であり、 D は腹板と引張フランジで構成されるフレームにおいて、等価柱の図心を通る水平線上で腹板に単位力を作用させたときの柱の図心点での横たわみを表わす。 L は等価柱の横補剛間隔である。 T はねじりに対する低減係数であり、次式で与える。

$L \geq L'$ であれば

$$T = T_0 = \frac{h}{h + 3.4 y_0} \quad (14.18)$$

$L < L'$ であれば

$$T = T_0 \left(\frac{L}{L'} \right) \quad (14.19)$$

ここに、 $L' = \pi \sqrt{2 I_c (h/t)^3}$ 、 y_0 は等価柱の図心からせん断中心までの距離、 h は引張フランジから等価柱の図心までの距離である。

このようにして、等価柱の限界荷重 P_{cr} が求まると、次式の等価細長比をもとに、柱の耐力曲線から圧縮フランジの限界応力 σ_{ocr} を決定することができる。

$$(L/r)_{eq} = k \sqrt{\frac{\pi^2 E}{P_{cr} / A_c}} \quad (14.20)$$

ここに、 k は後座屈強度を考慮する修正係数であり、 $k=1/1.1$ が実験的に得られている。 A_c は等価柱の断面積

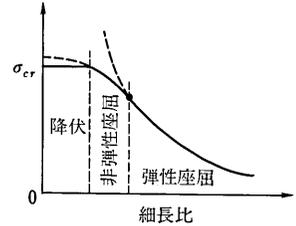


図14.9 横ねじれ座屈^(4.1)

である。

最終的に、はりの曲げによる圧縮縁応力の限界値 σ_{b1cr} は、応力分布の線形補間から

$$\sigma_{b1cr} = \left(\frac{d_c}{y_c} \right) \sigma_{fcr} \tag{14.21}$$

によって求められる。ここに、 y_c は、はりの中立軸から等価柱の図心までの距離である。

(8) 横方向に支持されていない圧縮フランジ

いまU形断面もしくは補剛薄板が図 14.10 に示されるように配置されたとき、その突出端は曲げに伴う圧縮応力により座屈する可能性がある。図中の点線はその座屈モードを表わしている。圧縮フランジと腹板の一部は弾性支承上にある柱のような挙動をすることになる。

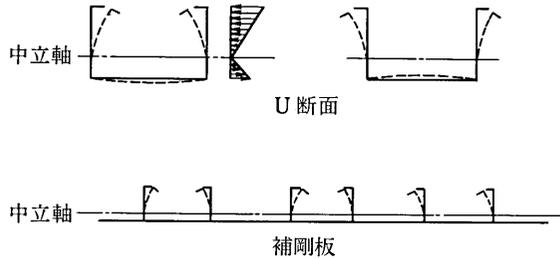


図 14.10 横方向に支持されていない圧縮フランジ^{14.1)}

14.3.2 圧縮部材

(1) すべて補剛要素から成っている柱の局部座屈

図 14.11(a) には典型的な断面が示されていて、一様圧縮を受けている。座屈は弱い板要素で始まり強い要素により拘束が行われることになるが、設計示方書では板要素の後座屈強度を考慮して有効幅の概念により設計するようになっている^{14.5)}。終局荷重では柱の有効部分の最大応力度が降伏強度に達することから、局部座屈に対しては全断面を等価な有効断面に直して考えている。その際有効幅、 b_e 、としては以下の式で表わされる。

$$\frac{b_e}{t} = c_1 \sqrt{\frac{E'}{\sigma_y}} \left(1 - \frac{c_2}{b/t} \sqrt{\frac{E'}{\sigma_y}} \right) \tag{14.22}$$

また、このとき終局荷重は

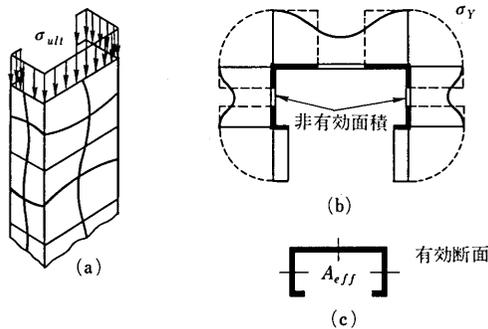


図 14.11 補剛要素からなる柱の局部座屈^{14.1)}

$$P_{ult} = A_{eff} \sigma_Y \tag{14.23}$$

として表わせることになる。

(2) 補剛および無補剛要素より成る柱の局部座屈

図14.12(a)にはこの形式の断面の例とその座屈モードが示されている。このような場合補剛要素については有効幅の概念が、無補剛要素については初期座屈の計算のために全断面が用いられることになっている。

図14.12(b)には当手法の説明の概略図を示す。最も弱い無補剛要素の座屈応力 σ_{cr} は式(14.7)で $k=0.5$ 、塑性低減係数を $\eta=1.0$ と置けば得られる。この値を最大応力度 σ_{max} として補剛板要素の有効面積を式(14.8)より求めることもできる。いま図14.12(c)からわかるように局部座屈荷重を求めるため、等価有効面積 A_{eff} を用いれば

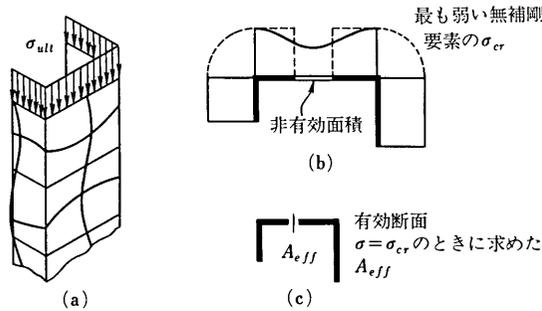


図14.12 補剛および無補剛要素からなる柱の局部座屈^{14.1)}

$$P_{ult} = A_{eff} \sigma_{cr} \tag{14.24}$$

とかける。いま面積係数 Q_a を全断面積 A_g を用いて以下のように定義し

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A_g} \leq 1 \tag{14.25}$$

また、応力係数 Q_s として次式のように定義すれば

$$Q_s = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_Y} \leq 1 \tag{14.26}$$

σ_{ult} は最終的に以下のように求められる。

$$\sigma_{ult} = \frac{P_{ult}}{A_g} = Q_a Q_s \sigma_Y \tag{14.27}$$

一つの要素が座屈しても他の要素は増大する荷重にさらに耐えることができるが、このように係数 $Q_a \cdot Q_s$ を用いればあたかも降伏に対する最終耐荷力を求めるような形になる。

(3) 柱における局部および曲げ座屈の相関

局部座屈は薄肉圧縮柱の強度を低下させ、そして低い荷重で全体座屈を起こすこともあり得る。局部的な効果による有効断面の減少により曲げ剛性 EI が低下するからである。また、時として局部的および全体的な初期不整の影響が互いに相関することにより事態がさらに悪化することも考えられる。平板というものは現実的には必ず何らかの凹凸を持っているし、柱も何らかの初期曲りを有するわけであり、座屈応力度に達するずっと前から全体そして局部変形を生じるものである。図14.13はこの相関関係を示しているが、曲線OAが柱としてのEuler座屈荷重を示すものであり、曲線ACが同じ柱の局部的座屈荷重を与えるものである。明らかに点Aは

最適な設計点であるといえる。ところがこのような点では連成座屈が急激に生じることがあり、一つのモードの初期不整の存在でも他のモードの座屈に大きく影響を与えることになる。ただし、現実には初期不整の存在により図のように耐荷力曲線は理想的な座屈曲線よりずれるし、耐荷力は低下する。ところでこのような連成問題については前述のような係数 Q を用いればいろいろと便利である。設計示方書ではこの係数 Q を用いて設計を行うようにしている^{14.5)}。図 14.14 はその概要を示す図であり、 $Q=1.0$ は局部座屈のない断面に対するものであるが $Q<1.0$ は局部座屈との連成効果を表わしている。

次に、開断面を有する柱は図 14.15 に示されるような、曲げとねじりの連成座屈を起こす可能性を有する。この問題についても、上記のような係数 Q を用いた設計式の作成が可能である。

14.4 今後の展望

米国・カナダ・ヨーロッパでは冷間成形材が、倉庫、事務所などの床・壁に良く用いられている。このため示方書も完備されつつある現状である。これに反して、わが国ではこのような構造物の設計法が確立されていないし、ましてや土木構造物への適用例はほとんど知られていない。将来の方向としては初期不整に対して敏感な構造となり勝ちであるから、初期不整の実態の把握ならびに初期不整による強度低下特性をはじめ、全体座屈と局部座屈の相関性、耐震上のじん性評価、継手の合理的設計法、および、コンクリートとの合成構造等に関して実務的な研究が望まれる。

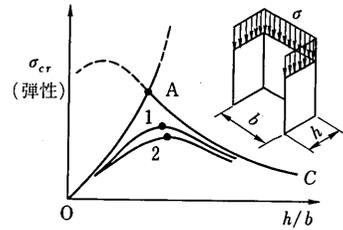


図 14.13 局部および曲げ座屈の相関^{14.1)}

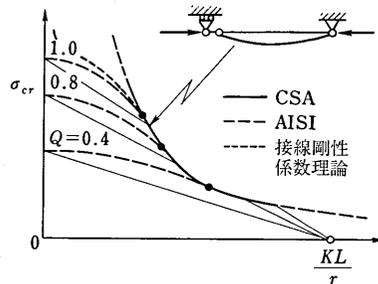


図 14.14 局部-曲げ座屈の相関を考えた設計^{14.1)}

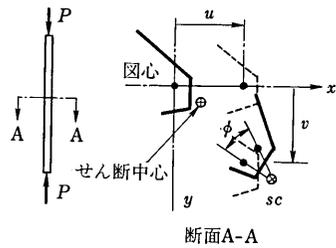


図 14.15 曲げ-ねじり-局部座屈の相関^{14.1)}

参 考 文 献

- 14. 1) Roorda, J. : On the Buckling Behaviour and Design of Thin-walled Beams and Columns, Design in Cold Formed Steel, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, 1974.
- 14. 2) Ballio, G. and F.M. Mazzolani : Theory and Design of Steel Structures, Chapman and Hall, 1983.
- 14. 3) Yu, W.W. : Cold-formed Steel Structures, McGraw-Hill, New York, 1973.
- 14. 4) American Iron and Steel Institute : Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members, 1968.
- 14. 5) Canadian Standards Association : Design of Light Gauge Steel Members, CSA Standard S 136, 1971.
- 14. 6) Dym, C.L. : Stability Theory and its Applications to Structural Mechanics, Noordhoff, 1974.