



# 高性能鋼材の高層建築への適用

加 藤 勉\*

## Development of High-performance Steel for Steel Buildings

Ben KATO

### Synopsis :

In the ultimate limit state design and seismic design of steel structures, it is postulated that the structural members have sufficient deformability or rotation capacity. In this context, the relationship of the plastic deformation capacity of steel structural members and the stress-strain curves of their materials are made clear. Namely, to secure the sufficient deformation capacity of structural members, the yield-ratio (the ratio of yield stress to tensile strength) of material should be reasonably low. For flexural members such as beams and beam-columns, the rotation capacity can be evaluated by the complementary energy of materials more exactly. Scattering of yield stress could give an adverse effect on the strength and deformability of steel structures subject to horizontal loading. In this viewpoint, the upper limits of the yield stress and of the yield ratio should be specified in the material standard.

**Key words :** mechanical property of steel ; plasticity ; deformation capacity of steel members ; tall buildings ; yield ratio of steel ; limit state design ; seismic design.

### 1. 背 景

従来鋼構造物は弾性設計法によって設計されてきた。すなわち、各種外力によって骨組内に生ずる応力を弾性理論に基づいて求め、最大応力の生ずる部位の応力度が降伏点に達した時をもって構造物の耐力限界とし、これに適当な安全率を与えて設計が行われてきた。これに対して1945年頃から不静定構造物ではその最大耐力は上記弾性限界をかなり上回るものであることがイギリスの J. F. BAKER ら<sup>1)</sup>によって指摘され、構造物の非弾性挙動の実験的、理論的解明が積極的に行われた。その理論の概要を簡単なモデルで説明する。

Fig. 1. A は静定構造で、水平力  $F$  を増大させていったとき、筋違材の引張応力が降伏点に達すると最大耐力状態になり横たわみ  $\delta$  は無制限に増大する。これに対して Fig. 1. B は不静定構造であり、骨組中の最大曲げモーメント点①の最外縁が降伏点に達した時が弾性限界であり、現行の弾性設計法ではこの時の荷重をもって限界荷重と考える。しかし実際はこれが最大耐力状態ではない。更に  $F$  を増してゆくと①点は塑性ヒンジとなり全塑性モーメントを保ったまま回転変形を続ける状態となる。  $F$  が更に増大すると②点が降伏を経て塑性ヒンジ状態となる。このように水平力  $F$  の増大に伴い順次骨組中の危険モーメント点に塑性ヒンジができてゆきつ

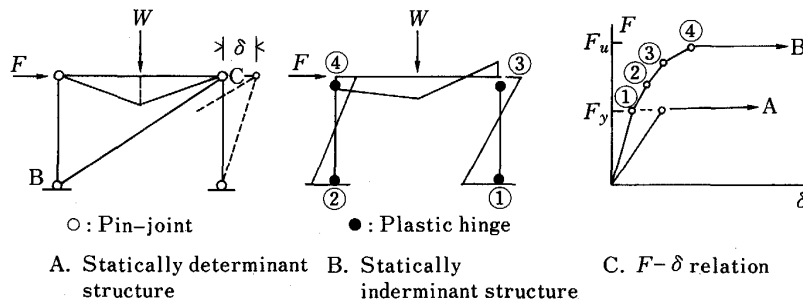


Fig. 1. Structural types and their behaviors.

平成元年 9 月本会講演大会における浅田賞受賞記念特別講演 平成元年 11 月 6 日受付 (Received Nov. 6, 1989)

\* 東京大学工学部 (現: 東洋大学工学部教授) (Faculty of Engineering, The University of Tokyo, Now Faculty of Engineering, 2100 Nakanodai Kujirai Kawagoe 350)

いに④点に塑性ヒンジができると骨組は機構状態になり無制限の変形が始まる。これが真の最大耐力状態である。F-d 関係を図示したものが Fig. 1. C であるが、この図からわかるように同じ弾性限耐力をもつように設計されていても、静定構造と不静定構造では最大耐力に差を生じる。言い換えれば崩壊に対する安全率が異なるということになり弾性設計法は設計体系としては不合理ということになる。更に耐震設計では大地震に対しては骨組の塑性変形を許す立場をとっており、骨組の塑性仕事によって地震の入力エネルギーを逸散させるような設計法をとっているから、骨組の終局耐力および変形の評価は必須条件となる。塑性終局耐力に立脚する設計法を実用化するには骨組の塑性解析法および部材の耐力、変形能力評価法の確立が必要であるが、その後の研究の進歩により両者共実用の域に達したので現在では世界の主要国が終局耐力に立脚した設計法を取り入れる段階に達した。ヨーロッパではこれを限界状態設計法と呼び、アメリカでは LFRD (Load and Resistance Factor Design) と呼んでいる。日本建築学会でも鋼構造限界状態設計法を 1989 年 10 月に発表した。

骨組が機構状態 (最大耐力状態) に達するためには柱、はり等の部材端は十分な塑性変形能力を発揮する必要がある、この点鋼は靱性に富むので鋼構造は塑性設計または耐震設計に適した構造であるとされてきた。たしかに JIS に規定される引張試験片のように材長に沿って均等な引張応力をうける場合にはすべての構造用鋼材は十分な伸び能力を有するが、骨組が鉛直荷重、水平荷重をうけた時の柱、はり等骨組内部材の応力は材長に沿って変化しており、材長に沿って均等な応力をうける部材はほとんど無い。材長に沿って応力 (曲げモーメント、軸力) が変化する場合にはすべての鋼部材が十分な塑性変形能力を有するとは言えず、鋼材の応力-歪み関係がある条件を具備していなければならない。以下に引張材、柱、はり等種々の応力状態にある部材についてこのことを簡単なモデルを用いて説明する。

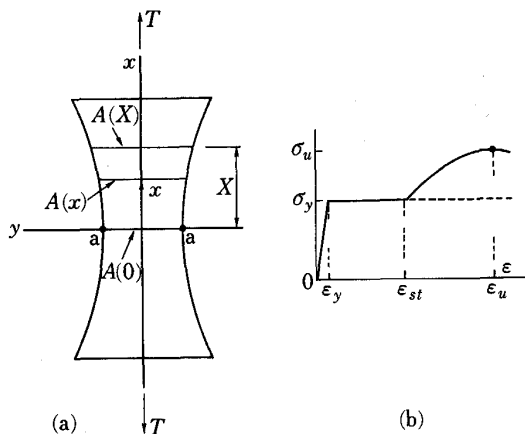


Fig. 2. Tapered plate and  $\sigma \sim \epsilon$  relation.

## 2. 引 張 材

Fig. 1. A の骨組の筋違材が引張力をうける場合、筋違材の大部分は材長に沿って均等な引張応力をうけるが材端接合部や筋違材交叉部ではボルト穴があるため材長に沿って応力が単調に変化する。この部分の挙動を Fig. 2 のモデルで調べる。Fig. 2 (a) は a-a 断面を最小断面とし上下に単調に断面積が増大する引張材である。Fig. 2 (b) は鋼材の応力-歪み関係をモデル化したものである。最小断面 a-a の応力度が材料の引張強さ  $\sigma_u$  に達したとき引張材は最大耐力に達しその値は

$$T_{max} = \sigma_u A(0) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $A(0)$ :  $x=0$  の位置の断面積 (最小断面)。材がある引張力  $\alpha T_{max}$  ( $0 \leq \alpha \leq 1.0$ ) をうける時の任意の座標位置  $x$  の断面における引張応力  $\sigma(x)$  は

$$\sigma(x) = \frac{\alpha T_{max}}{A(x)} = \alpha \sigma_u \frac{A(0)}{A(x)} \dots\dots\dots (2)$$

ここに  $A(x)$ : 座標  $x$  における断面積  
降伏領域の長さ  $X$  は (2) 式の  $\sigma(x)$  に降伏点  $\sigma_y$  を代入することにより得られる。

$$\sigma_y = \alpha \sigma_u \frac{A(0)}{A(X)}$$

材料の降伏比  $Y = \sigma_y / \sigma_u$  を用いて上式を書き変えると、

$$A(X) - \frac{\alpha}{Y} A(0) = 0 \dots\dots\dots (3)$$

引張材の形を決めると  $A(X)$  は  $X$  の函数として与えられるから、(3)式は引張力  $\alpha T_{max}$  が作用した時の降伏領域の拡がり  $X$  を与える。降伏比 1 の場合すなわち材料の応力-歪み関係が完全弾塑性 (Fig. 2(b) の点線) の場合は (3)式から最大耐力  $T_{max}$  ( $\alpha=1$ ) の時でも  $A(X) = A(0)$  であり塑性変形は全然生じないことがわかる。このときは最小断面 a-a の応力が降伏点に達する瞬間引張材は破断することになる。降伏比  $Y$  が小さいほど、降伏領域の拡がり  $X$  は大きくなる。 $T = \alpha T_{max}$  の時の降伏領域の長さ  $X$  が (3)式から決まると、引張試験材の半分の長さ当たりの伸び量  $\delta_L$  は次式で与えられる。

$$\delta_L = X \epsilon_{st} + \frac{\epsilon_u - \epsilon_{st}}{1 - Y} \int_0^X \left[ \alpha \frac{A(0)}{A(x)} - Y \right] dx + \frac{\alpha \epsilon_y}{Y} \int_X^L \frac{A(0)}{A(x)} dx \dots\dots\dots (4)$$

最大荷重時の伸び量  $\delta_{max}$  は (4) 式に  $\alpha=1$  を代入して

$$\delta_{max} = \left[ \epsilon_{st} - \frac{Y}{1 - Y} (\epsilon_u - \epsilon_{st}) \right] X + \frac{\epsilon_u - \epsilon_{st}}{1 - Y} \int_0^X \frac{A(0)}{A(x)} dx + \frac{\epsilon_y}{Y} \int_X^L \frac{A(0)}{A(x)} dx$$

$$A(X) - \frac{1}{Y} A(0) = 0 \dots\dots\dots (5)$$

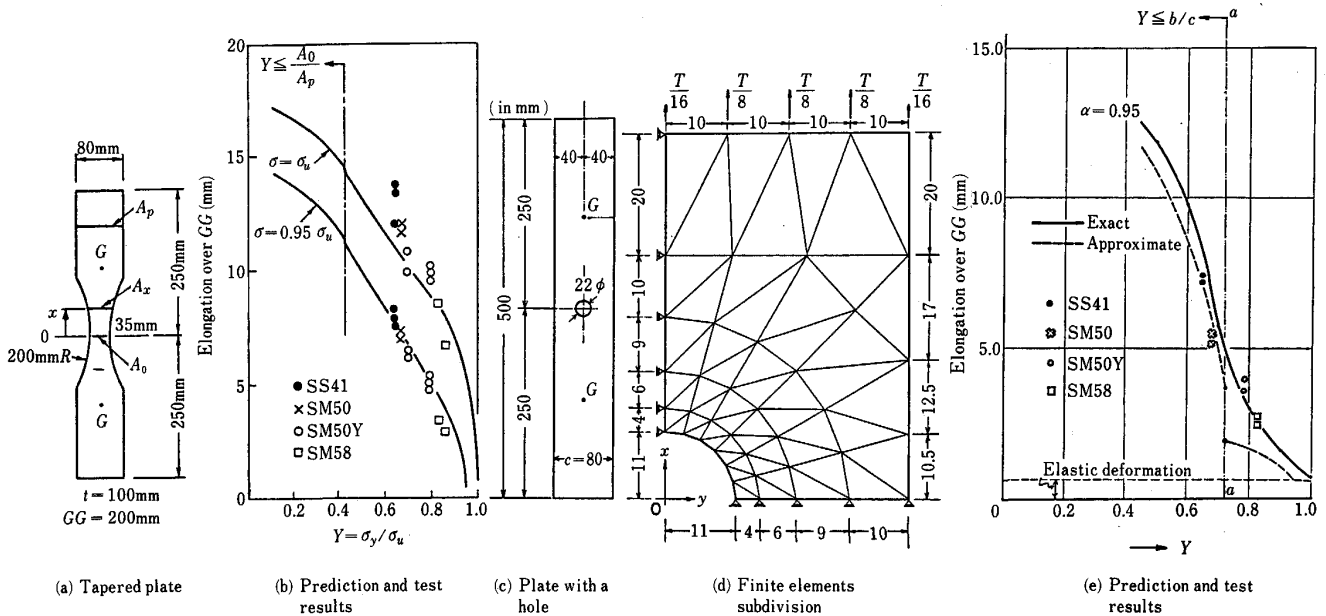


Fig. 3. Correlation between tests and theory.

Fig. 3 は (5) 式による予測値と実験結果とを比較したものである<sup>2)</sup>。すなわち Fig. 3 (a) の引張試験片を用いて SS41, SM50, SM50Y, SM58 について引張試験を行い、最大伸び量と降伏比の関係性を求めたものが Fig. 3 (b) である。σ = σ<sub>u</sub> では材料が流動状態に入り変形測定に誤差が入るので実験値はややばらついているが、σ = 0.95 σ<sub>u</sub> の応力レベルでの実験結果は (5) 式の予測値とよく一致している。現行の JIS 規格材は高張力鋼になるほど降伏比が大きくなるので、これに対応して伸び能力が低下してゆく様子を見ることができる。

実際の引張材における断面変化はボルト穴の位置に起こり、断面変化が急なので応力集中の影響で (5) 式のような簡単な予測では誤差が大きくなるのが懸念されたので弾塑性有限要素解析を行い、実験結果との比較を行った。すなわち Fig. 3 (c) の試験片について引張試験を行い、(d) の分割モデルによって弾塑性有限要素解析を行った結果が (e) の実線であり実験結果とよく対応している。点線は (5) 式による予測値であり、これもよい一致を示すが、降伏領域が変断面部分から平行部に移る位置で不連続になり実験結果との対応が悪くなっている。

大地震時に筋違材が十分な塑性伸びを示すためには、A<sub>g</sub> を無欠損部の筋違材断面積、A<sub>n</sub> をボルト穴欠損による正味断面積とすれば、筋違材の大部分の長さを占める無欠損断面部分が降伏して伸びるための条件は

$$A_n \sigma_u \geq A_g \sigma_y \quad \text{すなわち} \quad A_n \geq Y A_g \dots \dots \dots (6)$$

である。事実、1968 年の十勝沖地震、1978 年の宮城県沖地震で幾つかの鉄骨工場建築の筋違がほとんど塑性伸びなしにボルト接合部分で破断し大被害をうけた。この筋違材は小型の山形鋼で異常に降伏比の高い材料であっ

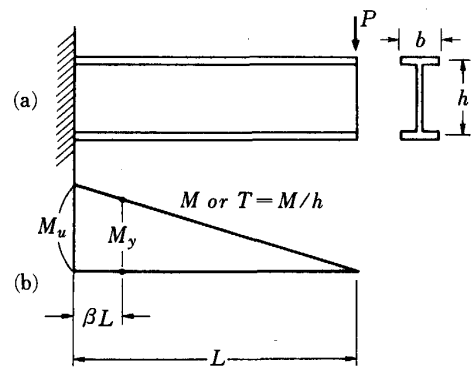


Fig. 4. Bending of cantilever beam.

た。

上記の考察および被害事例に鑑み、1981 年の建築基準法施行令の改訂に際しては (6) 式の内容を持つ規定が加えられた。もちろん鋼材のばらつきを考慮した安全係数が乗じてある。

### 3. 曲げ材(はり)

曲げをうけるはりについても基本的には 2 章引張材で述べたことと同じことが言える。先端に集中荷重をうける H 形断面の片持ばりを考える (Fig. 4)。Fig. 4 (b) は曲げモーメント図で固定端に向けて直線的に変化している。今簡単のためにウェブの寄与を無視するとフランジ材の軸引張応力は  $T \equiv M/h$  と書けるから材長に沿うフランジの引張応力分布も (b) 図と同じになる。(b) 図を最大耐力状態とすると固定端のモーメントは  $M_u \equiv T_u \cdot h$  ( $T_u = A_f \sigma_u$ ,  $A_f$  はフランジの断面積) に達している。固定端より  $\beta L$  先に降伏モーメントに達した点がありその値は  $M_y \equiv A_f \cdot h \cdot \sigma_y$  (近似的に全塑性モーメント

$M_p$  に等しい) であり,  $\beta L$  が塑性化領域, その先の  $(L-\beta L)$  区間が弾性領域である. 終局状態における塑性化領域の長さ  $\beta L$  は次のように計算される.

$$\frac{M_y}{M_u} = \frac{T_y}{T_u} = \frac{\sigma_y}{\sigma_u} = Y = \frac{L(1-\beta)}{L} = 1 - \beta$$

$$\beta = 1 - Y \text{ または } \beta L = (1 - Y)L \dots\dots\dots(7)$$

(7)式より  $Y=1$  ( $\sigma_y = \sigma_u$ ) の場合には  $\beta L = 0$ , すなわち固定端が降伏モーメントに達すると直ちに破壊し, 部材の塑性化 (塑性回転) は全く期待できないということになる. 降伏比が小さいほど塑性化領域  $\beta L$  の値は大きくなり材端塑性ヒンジの回転能力が大きい部材となる. 引張材の場合は断面積が材長に沿って変化しているために応力勾配が生じたのである. これに対してはりの場合はフランジ断面は材長に沿って均等であるが引張力が材長に沿って変化するために応力勾配が生じたのであり, 本質的には同じ現象である. この推論を実証するものとして A514 鋼 ( $\sigma_y = 7.8 \text{ t/cm}^2$ ,  $\sigma_u = 8.66 \text{ t/cm}^2$ ,  $Y = 0.9$ ) の H 形断面ばりの曲げ実験において, 降伏直後に引張側フランジが破断しクラックがウェブ内に進展したという McDERMOTT の報告<sup>3)</sup> がある.

以上の説明は定性的にはわかりやすいが, 実際のはりの曲げは曲率を生じて (はりフランジが面外に曲がる) 変形するものであり, その変形挙動は鋼材の応力-歪み曲線の形に関係するので, 定量的な評価をするにはもう少し精密な解析を必要とする.

H 形断面ばりの材端回転能力 (変形能力) は略算的に次式で表されることが分かっている<sup>4)</sup>. この式は H 形断面を等価な 2 フランジモデルに置き換えて求めた式である.

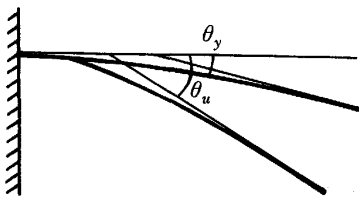


Fig. 5. Rotation of beam.

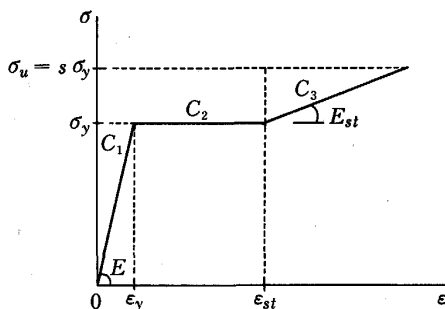


Fig. 6. Complementary energy.

$$R(\theta) = \frac{1}{S} \left[ \frac{E}{E_{st}} \frac{I}{I_e} (S-1)^2 + \frac{h}{h_e} \frac{\epsilon_{st}}{\epsilon_y} (S-1) \right] \dots\dots\dots(8)$$

記号:

$$R(\theta) = \frac{\theta_u}{\theta_y} - 1 : \text{ はりの回転能力}$$

$\theta_u$ : 終局状態におけるはりの材端回転角

$\theta_y$ : 弾性限界状態におけるはりの材端回転角 (Fig. 5 参照)

$$S = \frac{1}{Y} = \frac{\sigma_u}{\sigma_y} : \text{ 応力上昇率, 降伏比の逆数}$$

$I$ : H 形断面の断面二次モーメント

$h$ : H 形断面の全せい

$I_e, h_e$ : 2 フランジモデル化に伴う等価断面二次モーメントおよび等価せい

他は Fig. 6 参照.

(8)式は終局状態に至るまで局部座屈, 横座屈等不安定現象が起こらないものとして求めた式である. (8)式は鋼材の応力歪み曲線の補エネルギー (Complementary energy) を用いて書き変えることができる. 補エネルギーとは Fig. 6 において縦軸と応力-歪み曲線とで囲まれる部分の面積で, 材料の単位断面積当たり, 単位長さ当たりの量である.

補エネルギーを Fig. 6 に示すように  $C_1, C_2, C_3$  の 3 部分に分けて表すと,

$$C_1 = \frac{\sigma_y^2}{2E} = \frac{\sigma_y \epsilon_y}{2} : \text{ 弾性部分の補エネルギー}$$

$$C_2 = (S-1)\sigma_y \epsilon_{st}$$

$$C_3 = \frac{1}{2}(S-1)\sigma_y \cdot \frac{(S-1)\sigma_y}{E_{st}} = \frac{1}{2} \frac{(S-1)^2 \sigma_y^2}{E_{st}}$$

$$\text{ゆえに, } \frac{C_3}{C_1} = \frac{E}{E_{st}} (S-1)^2, \quad \frac{1}{2} \frac{C_2}{C_1} = (S-1) \frac{\epsilon_{st}}{\epsilon_y}$$

この表現を (8)式に代入すると,

$$R(\theta) = Y \left[ \frac{I}{I_e} \frac{C_3}{C_1} + \frac{h}{h_e} \frac{1}{2} \frac{C_2}{C_1} \right] \dots\dots\dots(9)$$

$I_e, h_e$  は 2 フランジモデルにおける等価値で, もとの量との間に次の関係がある.

$$\frac{h}{h_e} = \frac{2+0.3(h/b)}{2+0.15(h/b)}$$

$$\frac{I}{I_e} = \frac{[2+0.3(h/b)][2+0.1(h/b)]}{[2+0.15(h/b)]^2}$$

$$= \frac{h}{h_e} \left[ \frac{2+0.1(h/b)}{2+0.15(h/b)} \right] \quad (b \text{ はフランジ幅})$$

$\left[ \frac{2+0.1(h/b)}{2+0.15(h/b)} \right] \doteq 1$  とすると,  $\frac{I}{I_e} \doteq \frac{h}{h_e} = K$  とおける.

$$R(\theta) = KY \left[ \left( \frac{C_3}{C_1} \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{C_2}{C_1} \right) \right] \dots\dots\dots(10)$$

(10)式ははりの材端回転能力が材料の応力-歪み曲線の

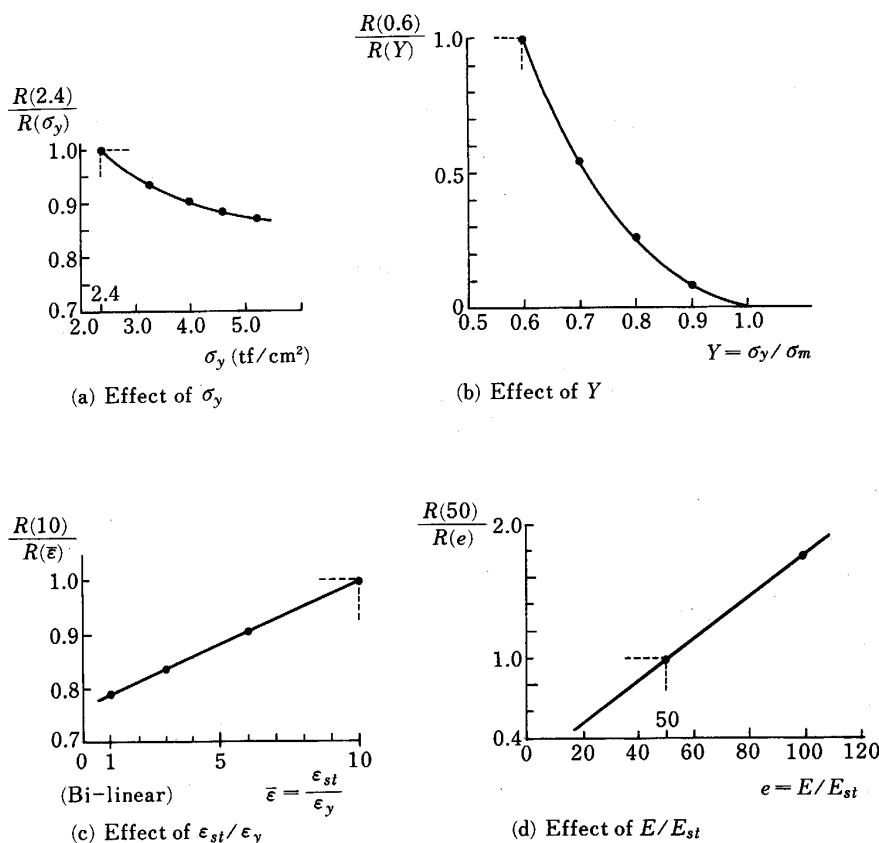


Fig. 7. Effects of characteristic values on rotation capacity.

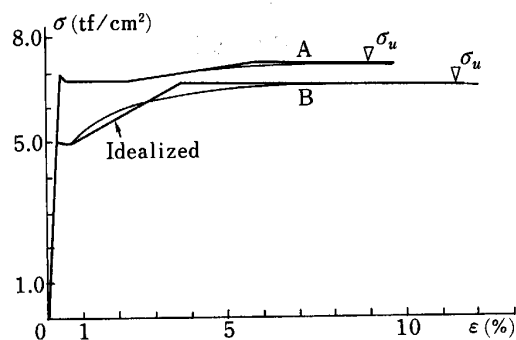


Fig. 8. Stress-strain curves of sample steels.

Table 1. Characteristic values of high-tensile steels.

	$\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (t/cm <sup>2</sup> )	$Y$	$\epsilon_{st}/\epsilon_y$	$E/E_{st}$
A steel	6.74	7.31	0.92	6.2	131.6
B steel	4.93	6.69	0.74	3.2	28.3

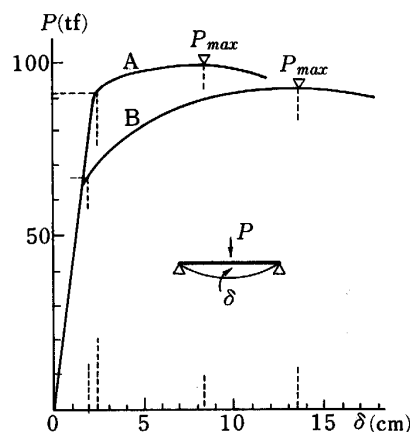


Fig. 9.  $P$ - $\delta$  curves of beams.

補エネルギーで表し得ることを示している。今、材料の応力-歪み曲線の形状がはりの材端回転能力に与える影響を見るために  $\sigma_y = 2.4 \text{ t/cm}^2$ ,  $\epsilon_{st}/\epsilon_y = 10$ ,  $E/E_{st} = 50$ ,  $Y = 0.6$  ( $S = 1.6667$ ) の特性を有する鋼材を標準にとり  $E/E_{st}$ ,  $Y$ ,  $\epsilon_{st}/\epsilon_y$  が変化するとはりの材端回転能力がどのように変化するかを調べたものが Fig. 7 である。降伏点  $\sigma_y$  が上昇しても  $E/E_{st}$ ,  $Y$ ,  $\epsilon_{st}/\epsilon_y$  が変わらなければ回転能力は変わらない。Fig. 7(a) は  $\epsilon_{st}$ ,  $E/E_{st}$ ,  $Y$  が一定で降伏点  $\sigma_y$  のみが変化した場合で、 $\sigma_y$  の増大と共に回転能力はゆるやかに減少する。これは降伏棚の長さが短くなることにより  $C_2$  が減少するからである。(b) 図は降伏比  $Y$  のみが変化した場合で、その影響

は極めて大きい。(c) 図は  $\epsilon_{st}/\epsilon_y$  のみが変化した場合で、降伏棚の長さが短くなると回転能力は減少する。 $\epsilon_{st}/\epsilon_y = 1$  の時はステンレス鋼(オーステナイト系)のように応力-歪み関係がバイリニアになった時であり、

この点に関してだけ言えばステンレス鋼部材の回転能力は減少することになるが、降伏比が非常に小さいので、一般にステンレス鋼部材の回転能力は大きい。(d)図は  $E/E_{st}$  が変化した場合で  $E_{st}$  が小さくなると回転能力は増大するが、現在 JIS に定められている調質型の SM58 は  $E_{st}$  が小さいと同時に降伏比  $Y$  が大きいので、回転能力は小さくなっている。一方、TMCP による SM58 鋼は  $E_{st}$  が大きくなるので不利であるが、反面降伏比を下げるので回転能力の増大が期待しうる。このようにはりの回転能力には  $Y$ ,  $\epsilon_{st}/\epsilon_y$ ,  $E/E_{st}$  の三つの特性値が影響を与えるが、Fig. 7 からその影響感度を見ることが出来る。またある応力-歪み曲線を持つ鋼材でできたはりの回転能力を(10)式によって推定することができる。現在建設構造用の鋼材の開発が進められているが、(10)式はその開発目標の目安を与えることができる。Fig. 8 は試作高張力鋼の応力-歪み曲線の例で、その特性値は Table 1 のようになっている。

(10)式によって計算した両者の回転能力の比は  $B/A = 2.61$  である。これらの鋼材でできた H 形断面ばりの曲げ試験結果<sup>5)</sup>を Fig. 9 に示す。両者の回転能力の比は  $B/A = 2.43$  となっている。これらのはりの終局耐力はフランジの局部座屈で決まっているので(10)式に

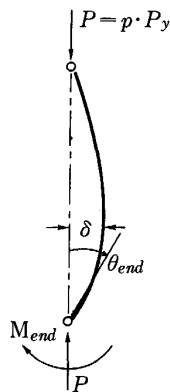


Fig. 10. Beam-column.

よる予測値と直接比較することはできないが、試験体の幅厚比は十分小さいので終局耐力時にはフランジの応力は十分高い値に達しており、(10)式の子測値との比較は少なくとも定性的な意味をもつ。

#### 4. 曲げと圧縮力をうける部材 (柱)

建築構造物の柱はほとんど曲げと軸圧縮力をうける。その挙動は基本的には前章の曲げ材と同じで、変形能力を支配するパラメーターは材料の降伏比であるが、柱の場合は曲げによるたわみと軸圧縮力により付加モーメントが加わる点が異なる。Fig. 10 は軸圧縮力  $P$  のもとで、一端に曲げモーメント  $M_{end}$  をうける柱であるが、曲げによって生じたたわみ  $\delta$  と軸圧縮力  $P$  によって付加モーメント  $P\delta$  が生じ、たわみは更に増大することになる。この場合は数学的一般解を求めることは困難なので弾塑性数値解析による。細長比 30 の H-400 × 400 × 13 × 21 の柱が Fig. 10 の荷重条件下で強軸まわりに曲げをうける時の解析結果の一部を Fig. 11 に示す<sup>5)</sup>。図中  $p = P/P_y$ ,  $P_y = A\sigma_y$  で作用軸力の降伏軸力に対する比,  $e = \epsilon_{max}/\epsilon_u (\times 10^2)$ ,  $\epsilon_{max}$ : 部材最大モーメント位置での圧縮側最外縁歪みである。また、縦軸、横軸はそれぞれ全塑性モーメント  $M_p$  (軸力 0 のとき) および  $M_p$  に対応する弾性材端回転角  $\theta_p$  で無次元化してある。鋼種の特長値は Table 2 のように設定した。

Y75-A' は降伏棚の無い場合で他の特性値は Y75-A に等しい。Fig. 11 をみると軸力の大きい場合は早期に最大曲げ耐力に達し曲線が負勾配に移っている。これは

Table 2. Assumed characteristic values of steels.

Grade	$\sigma_y(t/cm^2)$	$\sigma_u(t/cm^2)$	$Y$	$\epsilon_{st}/\epsilon_y$	$E/E_{st}$
Y90	6.3	7.0	0.90	5	200
Y75-A	4.8	6.4	0.75	5	50
Y75-A'	4.8	6.4	0.75	1	50
SM50	3.8	5.4	0.70	9	70
SS41	3.1	4.5	0.70	12	120

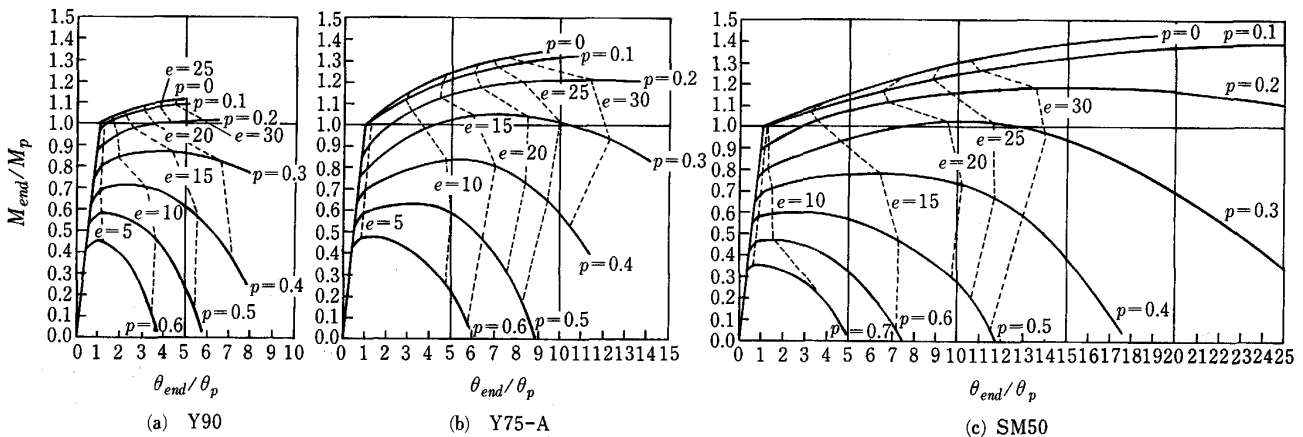


Fig. 11. In-plane load-deformation curves of beam-column under end moment.

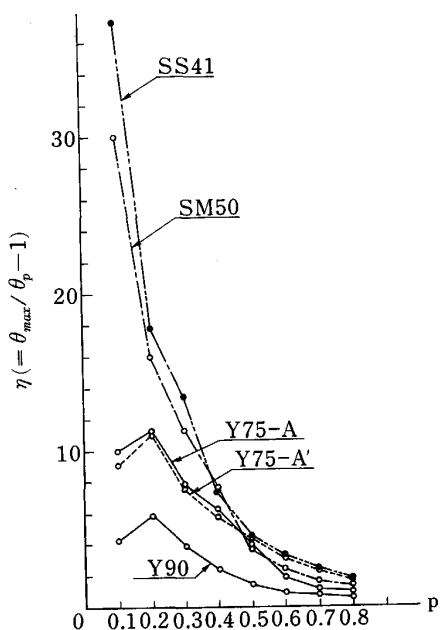


Fig. 12. Ductility vs. axial force ratio.

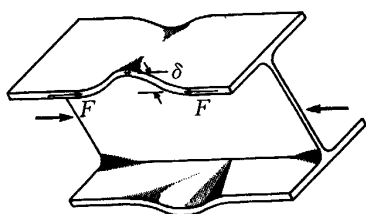


Fig. 13. Equilibrium of buckled flange.

軸力による付加モーメント  $P\delta$  が大きいために外力の増大率が断面の抵抗曲げモーメントの上昇率を上回るため低下した曲げモーメントでしか釣り合えなくなるためである。従って、降伏比の高い鋼部材ほど耐力上昇率も変形能力（最大曲げモーメント点までの材端回転角）も低下する。

Fig. 12 は各鋼種部材の変形能力 ( $\eta = \theta_{max}/\theta_p - 1$ ) と軸力比  $p$  の関係を一括して示したものである。Y75-A と Y75-A' では降伏棚のない Y75-A' の方がわずかに回転能力が劣っている。これは柱に対しても 3 章で述べた補エネルギーの概念があてはまることを示している。

はり、柱共に終局耐力近くになるとフランジやウェブに局部座屈が発生する。そして部材の変形能力はフランジやウェブが局部座屈を起こした後耐力の低下なしにどの程度変形しうるかで決まる。フランジ等板要素の座屈後の挙動は Fig. 13 に示すごとく柱の挙動と似ており、従ってその変形能力は鋼材の降伏比に依存する。この問題は文献 3) で論じられている。

RFL 34 500		B1	B2	B1	
9FL 30 700	C1	B1 C1	B2	C1 B1	C1
8FL 26 900	C1	B3 C1	B4	C1 B3	C1
7FL 23 100	C1	B3 C1	B4	C1 B3	C1
6FL 19 300	C2	B5 C2	B6	C2 B5	C2
5FL 15 500	C2	B5 C2	B6	C2 B5	C2
4FL 11 700	C2	B7 C2	B8	C2 B7	C2
3FL 7 900	C3	B7 C4	B8	C4 B7	C3
2FL 4 100	C3	B7 C4	B8	C4 B7	C3
1FL	C5	C5	C5	C5	C5
		12 000	6 000	12 000	

Fig. 14. Rigid frame examined in this study.

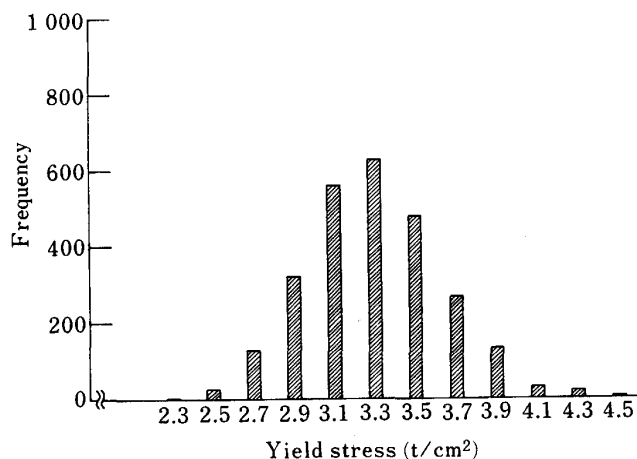


Fig. 15. Distribution of yield stress.

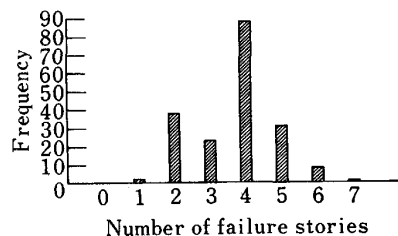


Fig. 16. Distribution of number of failure stories.

### 5. 降伏点のばらつきの影響

前章までは構造部材の塑性変形能力が降伏比の影響を大きく受けることを示した。地震や風等水平力をうける構造物の耐力、変形能力は降伏点のばらつきによっても影響を受ける。構造設計においては骨組に生ずる塑性ヒ

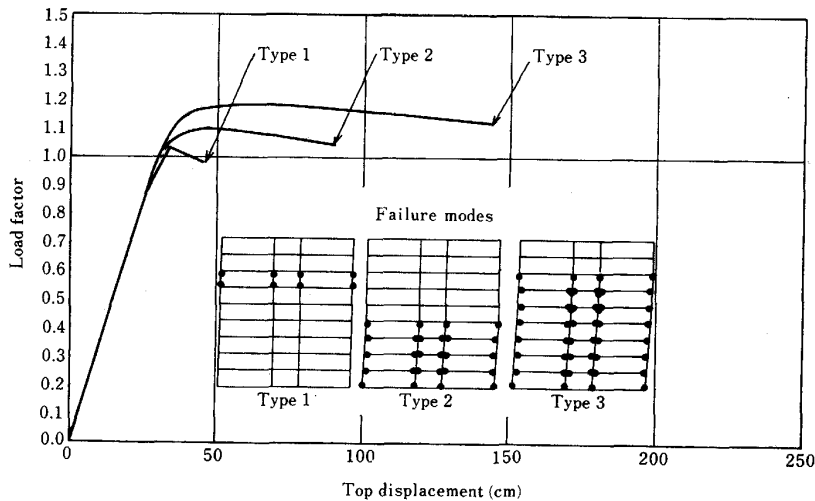


Fig. 17. Load-deflection curves and failure modes.

ンジの位置を想定してその最大耐力等を計算するのであるが、実際の鋼材の降伏点が設計に用いた値から大きくはずれると設計仮定とは異なる部位に塑性ヒンジが生じ、骨組の崩壊モードが変わって耐力・変形能力が低下する危険が生ずるのである。この問題を Fig. 14 に示す 9 層 3 スパンの鉄骨骨組を例にとって説明する<sup>6)</sup>。図中の記号 C~は柱のサイズを、B~ははりのサイズを表すもので、この骨組は 13 種類の断面サイズで構成されている。各部材の降伏点が設計仮定どおりでばらつきが無いとして、左側から建築基準法施行令に規定する地震水平力が作用する場合を解析すると第 1 層から第 5 層までに塑性ヒンジができて最大耐力に達する (5 層崩壊という)。現実の構造用鋼の降伏点のばらつきに関する調査結果<sup>7)</sup>によると降伏点の分布は対数正規分布で近似でき、変動係数 0.1 程度である。そこで、降伏点のサンプルとして平均値  $3.3 \text{ t/cm}^2$ 、変動係数 0.1 の対数正規分布に従う擬似乱数を使用し、建物を構成する 13 種類の各部材ごとに乱数を 200 回割り当て、各ケースごとに弾塑性解析によって地震水平力が作用した時の骨組の挙動を追跡した。つまり 200 個の骨組の静的崩壊数値実験を行ったことになる。使用した全乱数のヒストグラムを Fig. 15 に示す。この 200 個の数値実験から得られた崩壊層数の頻度分布を Fig. 16 に示す。崩壊層数が多いほど、すなわち部材端が塑性ヒンジになって崩壊機構となった層の数が多いほど骨組が多くの塑性仕事をして地震入力エネルギーを逸散させたことになるから耐震性に優れているということになる。この観点から Fig. 16 を見ると、設計では 5 層崩壊を期待したのであるが、現実的な降伏点のばらつきによって、より劣悪な 1~4 層崩壊が極めて大きな割合で出現することになる。もちろ

んより望ましい 6, 7 層崩壊も出現するが、その確率は非常に小さい。Fig. 17 に 1 層崩壊 (Type 1)、4 層崩壊 (Type 2)、7 層崩壊 (Type 3) の場合の荷重-変形関係を示す。縦軸は各階の地震力が建築基準法施行令に示す分布形に従って増大するものとして、その増大率を係数 (荷重係数) で示したものであり、横軸は建物頂部の水平変位 (cm) である。崩壊層の数が増えるほど最大耐力、変形能力共に増大することが分かる。

## 6. 結 び

鋼部材の塑性変形能力は材料の降伏比に大きく依存することを示した。柱やはりのような曲げ部材の場合にはその変形能力 (回転能力) は材料の応力-歪み曲線の補エネルギーにより、より正確に評価できる。また降伏点のばらつきは水平力をうける骨組の耐力、変形能力に悪影響を与えることが多いことを示した。これらの問題を解決するためには、建設用鋼材の JIS 規格において降伏点および降伏比の上限を規定することが望まれる。

## 文 献

- 1) J. F. BAKER, M. R. HORNE and J. HEYMAN: Plastic Behaviour and Design on Steel Skeleton (1956) [Cambridge Univ. Press]
- 2) B. KATO and H. AOKI: Publications, IABSE, 30-1 (1970), p. 93
- 3) J. F. McDERMOTT: J. the Struct. Div., Proc. ASCE, ST9 (1969)
- 4) B. KATO: J. Construct. Steel Research, 13 (1989), p. 95 [Elsevier Science Publishers, London]
- 5) 加藤 勉: 鉄と鋼, 74 (1988), p. 951
- 6) H. KUWAMURA and B. KATO: J. Construct. Steel Research, 13 (1989), p. 79 [Elsevier Science Publishers, London]
- 7) 青木博文, 増田正之: 日本建築学会構造系論文報告集, No. 358 (1985), p. 94