

ハ) 部分溶け込み溶接, フレア溶接, プラグ溶接

$$Q_u = wA_3 \cdot \sigma_u \sqrt{3} \quad (\text{付1.2-15})$$

ここで,  $wA_3$ : 当該溶接継目の有効断面積 ( $\text{mm}^2$ )

b) ファスナー (ボルト, リベット, 高力ボルト)

ファスナー 1 本当たりの最大強さは下記による。

$$\left. \begin{array}{l} \text{軸方向力に対して} \quad P_u = fA_e \cdot f\sigma_u \\ \text{1面せん断力に対して} \quad Q_u = 0.75fA_s \cdot f\sigma_u \end{array} \right\} \quad (\text{付1.2-16})$$

ここで,  $fA_e$ : ファスナーの引張力に対する有効断面積 ( $\text{mm}^2$ )

ボルト, 高力ボルトでは呼び径に基づく軸部断面積の75%を標準とする。

$fA_s$ : ファスナーのせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

ボルト, 高力ボルトでは呼び径に基づく軸部断面積の75%を標準とする。<sup>脚注1)</sup>

$f\sigma_u$ : ファスナーの引張強さ<sup>脚注2)</sup> ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

② ボルト孔を有する引張材の最大強さは下記の  ${}_1P_u$ ,  ${}_2P_u$  のうち小さい方の値とする。

$$\left. \begin{array}{l} {}_1P_u = A_e \cdot \sigma_u \\ {}_2P_u = m \cdot n \cdot e \cdot t \cdot \sigma_u \end{array} \right\} \quad (\text{付1.2-17})$$

ここで,  $A_e$ : 引張材の有効断面積 ( $\text{mm}^2$ )

鋼板では, 引張材の全断面積からボルト孔による欠損断面積を差し引いた値とする。山形鋼及び溝形鋼については, (2) iii) 「その他の留意事項」に準ずる。

$m$ : ボルトの行数

$n$ : 引張材方向のボルトの列数

$e$ : 引張材方向のはしあき距離 ( $\text{mm}$ )

$t$ : 引張材の接合部分の板厚 ( $\text{mm}$ )

$\sigma_u$ : 引張材の引張強さ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

iii) 計算例

付図1.2-19に示すはり仕口部の強度確保の検討例を示す。

① 保有耐力接合 (両端塑性化の場合)

a) 接合部の与条件等

H形鋼のはりのサイズ

H-300×150×6.5×9

脚注1) 本規定は, 柱・はりの仕口・継手部でボルト, 高力ボルトのねじ部がせん断面にかかりやすいことを考慮して定めたものである。したがって, ボルト, 高力ボルトのねじ部がせん断面にかからないことを確かめてボルト, 高力ボルトの長さを選定した場合には, ボルト, 高力ボルトの呼び径に基づくせん断断面積を用いてよい。ただし, 2面せん断の場合, 1面がボルト, 高力ボルトのねじ部にかかる場合には, 呼び径に基づく軸部断面積の75%をとらなければならない。

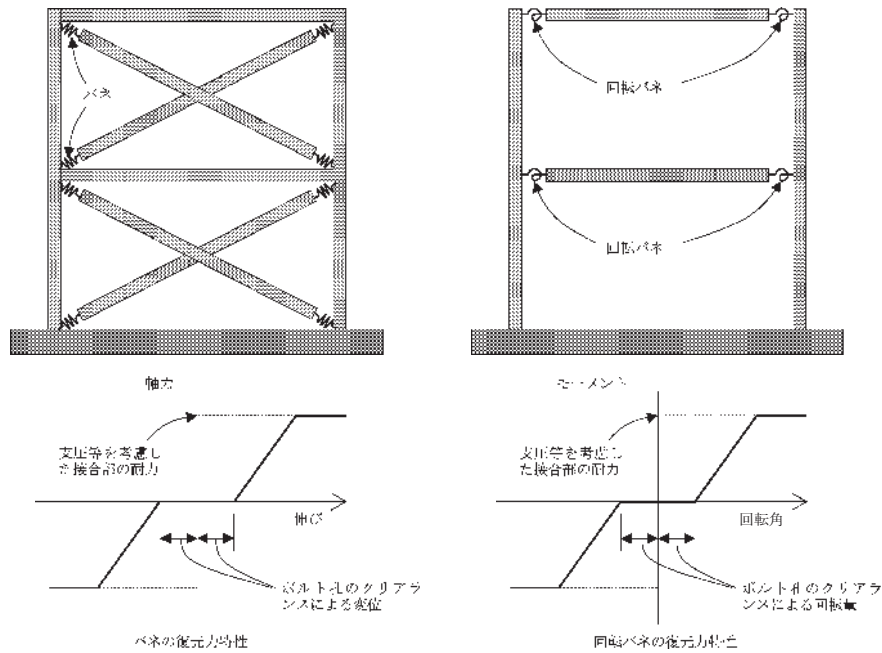
脚注2) ファスナーの引張強さは下記による。

|                 |      |                        |
|-----------------|------|------------------------|
| 高力ボルト           | F8T  | 800N/mm <sup>2</sup>   |
|                 | F10T | 1,000N/mm <sup>2</sup> |
| ボルト (4.6), リベット |      | 400N/mm <sup>2</sup>   |

(1) 構造計算用モデルの設定例

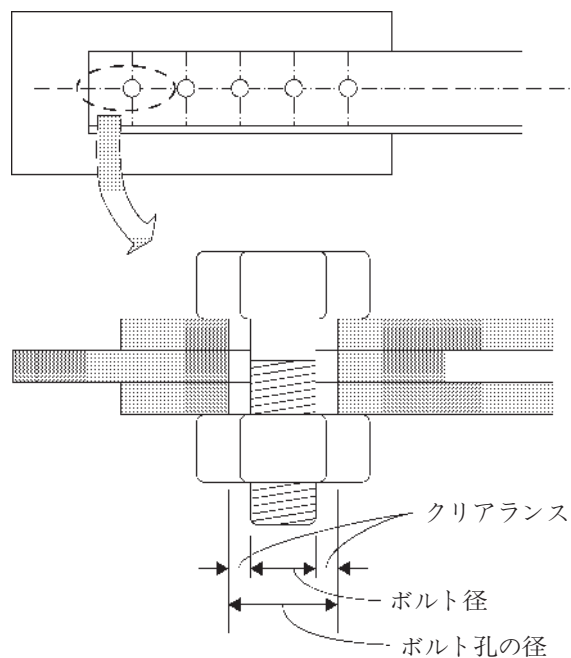
保有水平耐力計算を行って令第67条第1項のボルト接合の場合の規模制限及び令第68条第4項のボルトのボルト孔の径の適用除外を行う際の接合部の変形（ずれ）や耐力の低下を考慮した構造計算用モデルの設定例として、接合部の変形（ずれ）及び耐力を考慮した非線形のスプリング要素を接合部の位置に配置した場合について示す。

数値計算上、非線形スプリングの初期剛性（クリアランスにより剛性がない範囲）を完全に零とすることはできないので、部材の剛性に対して十分に小さな剛性を設定することになる。



(a) プレース端部をボルト接合とする場合 (b) はり端部をボルト接合とする場合

付図1.2-38 構造計算用モデルの例



付図1.2-39 ボルト孔のクリアランス

柱、はり、耐力壁及びそれらの接合部等における終局強度についての計算式は、後述の終局強度を表す式を用いるか、又は信頼できる資料に基づく式を用いればよい。また、これらの計算のうち、特に部材の曲げ強度に関連して、下記の項目について略算的な取扱いをした場合においては、せん断設計や付着設計等の部材に所要の靱性を与えるための細部の設計において、その影響を考慮する必要がある。

- a) 鉄筋の降伏点の上昇 ……………規格降伏点×1.1
- b) スラブ筋のはりの曲げ強度に対する効果……片側はり側面から 1 m 程度の範囲のスラブ筋
- c) スラブコンクリートのはりの曲げ強度に対する効果……………応力中心距離
- d) 計算上の曲げ主筋以外の軸方向筋の効果……………多段配筋
- e) 曲げ強度に対する軸方向力の効果……………崩壊メカニズム時の軸方向力
- f) 耐力壁の諸強度に対する耐力壁周辺部材の効果  
……………境界はり及び直交はりの拘束効果やくいの引抜き抵抗力及び杭の鉛直支持力
- g) そで壁付き柱……………そで壁付き柱の終局強度
- h) 腰壁、垂れ壁付きはり……………腰壁や垂れ壁付きはりの終局強度
- i) 付着に関する挙動……………付着割裂強度式

#### (1) はり

##### ① 考慮する変形

一般に、曲げ変形、せん断変形を考慮する。なお、剛床仮定が成り立たない場合には軸方向変形を、大きなねじり応力、変形が生じることが想定される場合にはねじり変形を考慮するとよい。

##### ② 弾性剛性

はりの弾性剛性は、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1999）」<sup>1)</sup>（以下、RC 規準（1999））8 条 1 項(3)に従い算定できる。

##### ③ 許容耐力

###### a) 曲げ

長方形断面のはりの許容曲げモーメントは RC 規準（1999）13 条 1 項又は 3 項に従い算定できる。また、T 形断面のはりの許容曲げモーメントは同条 2 項又は 3 項に従い算定できる。このとき、同条 4 項の規定を満足する必要がある。

###### b) せん断

長方形及び T 形断面のはりの許容せん断力は RC 規準（1999）15 条 2 項(1)に従い算定できる。このとき、短期設計用せん断力は同項(2)に従い算定するほか、同項(3)の規定を満足する必要がある。

###### c) 付着

日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1991）」<sup>2)</sup>（以下、RC 規準（1991））17 条 1 項の(27)式を満足することで、引張鉄筋の付着に関する許容応力度計算を満足するものとする事ができる。また、スパン途中で定着される引張鉄筋については、同項の(28)式を満足する場合も同様に扱ってよい。

##### ④ ひび割れ強度

###### a) 曲げ

RC 規準（1999）の 8 条の解説において、曲げひび割れモーメント  $M_c$  は（付 1.3-1）式

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Y$  : 割裂線長 (mm)

$$Y = \begin{cases} b - n\phi & : b/n \leq 2\sqrt{2}d_t \\ 2(2\sqrt{2}d_t - \phi) & : b/n > 2\sqrt{2}d_t \end{cases}$$

$n$  : 引張主筋本数 ( $b/n > 2\sqrt{2}d_t$  の時は  $n=2$ )

$b$  : 部材幅 (mm)

$d_t$  : 引張筋の中心からコンクリート表面までの距離 (mm)

$a$  : せん断スパン  $M/Q$  (mm)

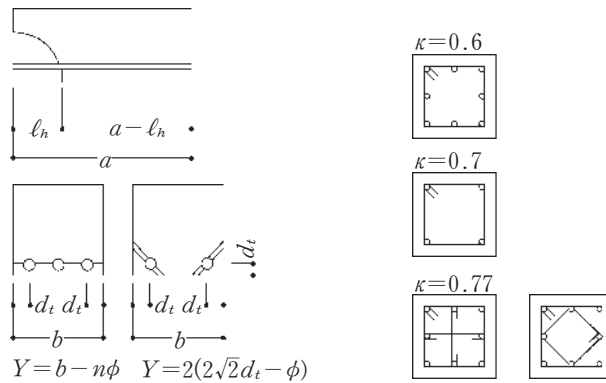
$\ell_h$  : 鉄筋の付着喪失長さ (mm) で、 $0.5\{M/(QD)\}d$  とする。ただし、 $1.5 \leq M/(QD) \leq 3.0$  コンクリートの圧縮強度に対して相対的に高い引張強度の主筋を用いたり、部材寸法に対して細径の主筋を数多く配筋したりすると(付1.3-20)式が満たされなくなり、曲げ補強筋として配筋できる量が限定されることになる。そこで、(付1.3-20)式を限界鉄筋比  $p_{tB0}$  を表す(付1.3-21)式に変形する。柱の引張鉄筋比  $p_t$  がこの  $p_{tB0}$  を上回ると付着割裂を生じやすくなるので、付着割裂を防止するためには  $p_t$  が  $p_{tB0}$  以下になるように配筋するとよい。

$$p_{tB0} = \frac{1}{\frac{1}{\pi k \alpha_0} \left( \frac{\sigma_y}{0.31\sqrt{F_c}} \right) + 1.27 \left( \frac{D}{\phi} \right)} \tag{付1.3-21}$$

ここで、

$$\alpha_0 = (a - \ell_h) / D$$

その他の記号は(付1.3-20)式に同じ。



付図1.3-7 付着割裂強度計算式(付1.3-20)式中の記号

文献<sup>13)</sup>の6.5節によると、柱及びはりの主筋の付着強度は次の(付1.3-22)式によることができる。ただし、梁上端筋に対しては計算した数値を0.8倍する。

$$\tau_{bu} = (1.2 + 5p_w' b/d_b) \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{kg/cm}^2) \tag{付1.3-22}$$

ここで、

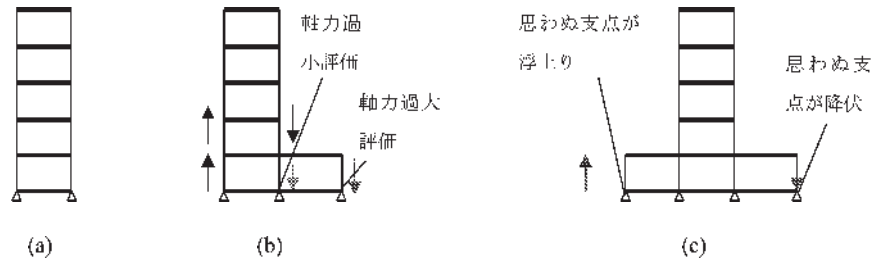
$p_w'$  : 断面外周に配筋されたせん断補強筋比

$b$  : 部材の幅 (cm)

$d_b$  : 主筋径 (cm)

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

このとき、設計用付着応力度は、(付1.3-23)式による。ただし、一端のみに降伏ヒンジを計画する部材及び降伏ヒンジを計画しない部材では、(付1.3-23)式又は(付1.3-24)式



付図1.3-9 耐力壁モデルの建築物への適用における注意点

耐力壁のモデル化にはブレース置換法(付図1.3-8(a))のほかに、線材置換する方法として、上下のはりを剛ばりとして、一本柱に置換する方法(付図1.3-8(b))や両脇の柱をピン接合とした三本柱に置換する方法(付図1.3-8(c))などがある。

いずれの場合も、剛ばりを用いているので均一な耐力壁が上下に連なった連層耐力壁(付図1.3-9(a))のモデル化に有効なものであるが、これらの連層耐力壁に水平方向に壁が接続されるようなL型耐力壁(付図1.3-9(b))や逆T型耐力壁(付図1.3-9(c))への適用には注意を要する。

これは連層耐力壁から突き出た部分の剛ばりの影響で、上層の壁の転倒モーメントによる軸力が実際の剛性以上に再配分されてしまい、適切な応力状態を評価できなくなるためである。

特に浮上りなどを考慮して、支点を解除したりすると極めて不自然な応力となってしまうので注意が必要である。このような状態を避けるためには、横に突き出た部分の剛ばりを、1層分の壁剛性の1/2程度の剛性を有するはりとして評価するなどの適切な工学的判断が必要となる。また、このとき、そのはりに生じた応力に対して断面の検討を行う必要がある。

耐力壁の弾性剛性は、RC規準(1999)8条1項(3)に従い算定できる。

また、開口付き耐力壁のせん断剛性は、無開口耐力壁のせん断剛性に(付1.3-25)式で示すせん断剛性低下率 $r_1$ を乗じたものとして算定できる。ただし、等価開口周比 $r_0$ が0.4以下の場合に限る(平19国交告594号第1第三号イ)。

$$r_1 = 1 - 1.25r_0 \quad (\text{付1.3-25})$$

ここで、

$$r_0 : \text{等価開口周比} \left( = \sqrt{\frac{h_0 l_0}{h \ell}} \right)$$

$h_0$  : 開口部の高さ (m)

$l_0$  : 開口部の長さ (m)

$h$  : 開口部を有する耐力壁の上下のはりの中心間距離 (m)

$\ell$  : 開口部を有する耐力壁の両端の柱の中心間距離 (m)

### ③ 許容耐力

#### a) 曲げ

耐力壁の付帯ラーメンは、RC規準(1999)19条3項の規定を満足すれば許容応力度計算を満足するものとする事ができる。このとき、同条4項の規定を満足する必要がある。

#### b) せん断

耐力壁の許容せん断力はRC規準(1999)19条1項において、開口に対する低減率 $r$ の値に平19国交告第594号第1第三号イ(3)に規定される $r_2$ の値を用いることにより算定できる。

$$M_{wu} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{B \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{付1.3-35})$$

$$M_{wu} = a_t \cdot \sigma_y \cdot \ell_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \ell_w + 0.5N \cdot \ell_w \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{付1.3-36})$$

ここで、

$a_t$  : 引張側柱の主筋全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 引張側柱の主筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$a_w$  : 耐力壁の縦筋の断面積で、耐力壁の中間に柱がある場合にはその主筋断面積も含める (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{wy}$  : 耐力壁の縦筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$D$  : 耐力壁の全長 (mm)

$B$  : 耐力壁の圧縮側外縁の幅で、圧縮側外縁に柱がある時はその柱幅 (mm)

$N$  : 耐力壁の軸方向力 (N)

$\ell_w$  : I形断面耐力壁の場合の両側柱中心間距離 (mm)。長方形断面の場合は  $0.9D$  とする

上記の2つの式については、いずれも実際の耐力壁では、作用軸方向力  $N$  があまり大きくないことを考慮して、特に  $N$  の適用範囲は明記されていない。算定値と実験値とは、概ね20%以内の差となっている。また、両式とも耐力壁全長  $D$  が6m程度以下では大差ない結果となろう。しかしながら、耐力壁が2スパン以上の場合には、(付1.3-36)式の方が大きな値を与えるが、その値を用いてよいと思われる。また、曲げ強度の精算法としては、梅村による  $e$  関数法の適合性が確認されている<sup>4)</sup>。

なお、軸方向力の作用位置と耐力壁の図心位置が異なる場合には、その影響を考慮する必要がある。

#### b) セン断

無開口耐力壁のせん断強度  $Q_{wsu}$  の推定式としては、(付1.3-37)式や(付1.3-38)式がある。

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad (\text{N}) \quad (\text{付1.3-37})$$

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M / (Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad (\text{N}) \quad (\text{付1.3-38})$$

ここで、

$t_e$  : I形断面を長さ $d$ と断面積 $a_t$ とが等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅 (mm)。ただし、 $t_e$ は壁厚 $t$ の1.5倍以下とする

$D$  : 耐力壁の全長 (mm)

$$j : \frac{7}{8} d \quad (\text{mm})$$

$p_{te}$  : 等価引張鉄筋比 (%) (=  $100 a_t / t_e \cdot d$ )

$a_t$  : I形断面の場合は引張側柱内の主筋断面積、長方形断面の場合は端部の曲げ補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

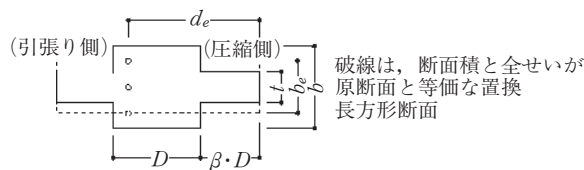
$d$  : I形断面の場合  $D - D_c / 2$  ( $D_c$ は圧縮側柱のせい)、長方形断面の場合は  $0.95D$  (mm)

$p_{wh}$  :  $t_e$ を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (小数)

$$M_u = (0.9 + \beta) a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b_e \cdot D \cdot F_c} \left( 1 + \frac{a_t \cdot \sigma_y}{N} \right)^2 \right\} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{付1.3-43})$$

ここで、

- $a_t$  : 柱の引張主筋断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_y$  : 引張主筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $D$  : 柱せい (付図1.3-13参照) (mm)
- $\beta$  : 圧縮側そで壁の張出し長さ比 (付図1.3-13参照)
- $b_e$  : 置換長方形断面柱の幅 (付図1.3-13参照) (mm)
- $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N$  : 軸方向力 (N)



付図1.3-13 そで壁付き柱の曲げ強度算定用の記号

文献<sup>3)</sup>の15章では、壁厚/柱幅=0.13~0.48, 主筋比  $p_t=0.34\sim1.6\%$ , 壁縦筋比  $p_{tw}=0.06\sim0.4\%$ , 軸力比  $\eta=0.06\sim0.59$ の試験体31体を用いた(付1.3-43)式の精度検証の結果が示されている。

(付1.3-43)式は、圧縮縁コンクリートが終局ひずみに至ると同時に柱主筋が引張降伏する場合の軸力が作用するとしたときの曲げ強度式であり、これ以上の軸力の場合には曲げ強度を過大評価するという事に注意する必要がある。

文献<sup>17)</sup>では、壁厚/柱幅を0.24, 0.40, 柱せいに対する壁の張り出し長さ比を0.5, 1.0, 1.5, 2.0とした両側そで壁付き柱, 片側そで壁付き柱(そで壁が圧縮側となる場合)の曲げ強度に関する検討を行っており、いずれの場合においても、軸力が大きくなるにつれて(付1.3-43)式による計算値は、 $e$ 関数法を用いた曲げ解析による解析値より大きくなる傾向にある。一方、片側そで壁付き柱(そで壁が引張側となる場合)では、軸力の大きさに関わらず、解析値は計算値より2割以上大きくなる。

また、文献<sup>18)</sup>では、上記の文献と同様に、(付1.3-43)式による計算値は、平面保持を仮定した精算法から得られる曲げ強度を過大評価する可能性があることを指摘しており、その理由として、そで壁部分の圧縮破壊を考慮してない点を挙げている。

ここで、(付1.3-43)式は前述のとおり、曲げによるそで壁部分の圧縮破壊を考慮していないため、本式を用いて曲げ強度を計算し、その上で当該部材に靱性を期待する場合には、そで壁端部のコンクリートを十分に拘束するなどして圧縮破壊を抑制したり、曲げ圧縮破壊を考慮した曲げ強度を算定したりするなど、別途検討を行うことが望ましい。

#### b) セン断

次式は、壁付き部材のせん断強度  $Q_{su}$  を長方形断面材のせん断強度式と類似な形で表したものである。

して用いてよい。

付表1.6-1 部材の性能

| 破壊形式           | 柱       | 耐力壁    |
|----------------|---------|--------|
|                | 曲げ破壊    |        |
| $h_0/D$        | 2.5以上** | —      |
| $\sigma_0/F_c$ | 0.35*以下 | —      |
| $P_t$          | 0.8%以下  | —      |
| $\tau_u/F_c$   | 0.10以下  | 0.20以下 |

ここで、  
 $h_0$  柱の内り高さ  
 $D$  柱せい  
 $\sigma_0$  崩壊メカニズム時の軸方向応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $F_c$  コンクリートの材料強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $P_t$  引張鉄筋比  
 $\tau_u$  崩壊メカニズム時の平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

\* (6)構造規定2)の規定を満足することにより0.55に緩和することができる。

\*\* 1階の柱において、全体曲げ崩壊形を形成することが明らかな場合は、 $h_0/D$ の代わりに $2M/Q \cdot D$ を用いてよい。(M, Qはそれぞれ崩壊メカニズム時の柱の最大曲げモーメント及びせん断力)

### ① 全体曲げの崩壊形を示す純ピロティ型建築物について

全体曲げの崩壊形を示す純ピロティ型建築物は、比較的靱性に富む崩壊形を達成していると考えられることができる。しかし、引張主筋が全降伏すると、水平方向力はすべて圧縮側で負担しなければならないため、その崩壊形に期待しうる靱性能は安全を見て耐力壁を有するピロティ型建築物程度とみなすこととする。(5)軸方向力に対する設計に示すように、層崩壊形では引張軸力の上限を $\frac{3}{4}A_g \cdot \sigma_y$ と制限し、構造特性係数を0.3以上としている。そのため、全体曲げの崩壊形を示す構造物に用いる構造特性係数としては0.4以上を用いることとする。

### ② 全体曲げ崩壊形を示す耐力壁付きピロティ型建築物、及び層崩壊を示す純ピロティ型建築物の構造特性係数について

本設計法で対象とする建築物の崩壊形は、(2)設計の基本方針で示したように全体曲げ崩壊形と純ピロティ型建築物の場合のピロティ階での層降伏である。全体曲げ崩壊形を形成する場合は、靱性に富む崩壊形を確実に達成するためにピロティ階の耐力壁、及び柱の性能を規定するとともに、構造特性係数の値は0.4以上とした。この値は、通常の鉄筋コンクリート造の建築物における、耐力壁の多い非常に靱性に富む建築物に要求される構造特性係数の値と同じである。

一方、層崩壊を示す純ピロティ型建築物の場合は、建築物の損傷がピロティ階に集中することが予想されるため、その柱は十分な靱性を有する必要がある。そのため、ピロティ階の単独柱の性能を規定するとともに、通常の鉄筋コンクリート造の建築物との連続性を考慮して、構造特性係数を0.3以上とした。ただし、ピロティ階に損傷が集中することを考慮して、(3.3)に示すように別途ピロティ階の強度割増係数 $\alpha_p$ を考慮し、必要保有水平耐力を割り増している。

### (3.3) $F_s$ の算定

1) ピロティ階で層崩壊する純ピロティ型建築物の $F_s$ は、剛性率による割増係数とピロティ階の強



## 付録 1-7 高さが45m を超え60m 以下の建築物における耐震設計上の留意点

高さが45m を超え60m 以下の建築物の構造審査は、昭和56年 5 月の旧建設省住宅局建築指導課長名において、日本建築センターなどの審査機関を利用する旨の通達<sup>1)</sup>がなされていたが、平成 8 年 3 月、当該規模の建築物について十分な実績が積み重ねたと認められ、特定行政庁向けに構造審査を行うための項目をまとめた内容の通達<sup>2)</sup>がなされた。

以下は、その通達に示された判定表の内容である。当該規模の建築物の耐震設計にあつては、以下に示すそれぞれの項目に配慮した設計を行うことが望ましい。なお、1.3.1で柱及びはりの構造方法が鉄骨造又は鉄骨鉄筋コンクリート造とされているが、現状で鉄筋コンクリート造も十分な実績が積み重ねたものとして本付録を参考にできる。

また、平成19年の改正により告示として盛り込まれた項目は、3.1の各項目及び4.7のうち鉄筋コンクリート造のひび割れの扱いに関する部分（平19国交告第594号第1 第一号及び第三号）である。

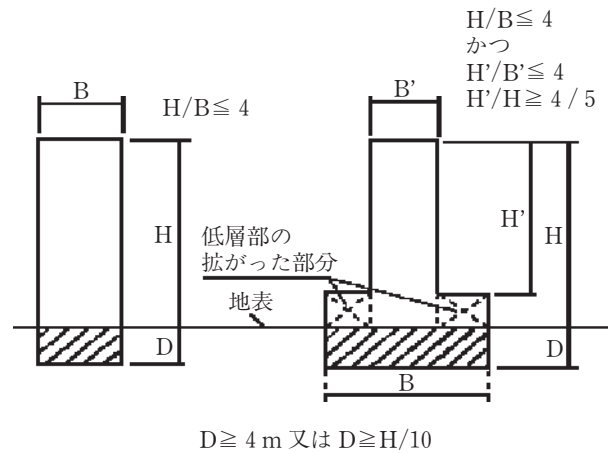
### 1. 構造計画

#### 1.1 平面形

- ・高層部の平面形はほぼ長方形であること。

#### 1.2 立面形

- ・高層部の立面形は上下方向にほぼ同一の平面形が重なったものであること。（下図参照）
- ・高層部の塔状比（高さ/短辺長さ）は4 以下であること。（下図参照）



#### 1.3 構造方法

- ・地階を除く階の構造耐力上主要な部分である柱及びはりは、鉄骨造又は鉄骨鉄筋コンクリート造であること。
- ・架構は、純ラーメン又は一般的な耐震要素（筋かい又は耐力壁）付きラーメンであること。

#### 1.4 柱割り

- ・X, Y 方向の構面はほぼ直交していること。（角度は $90^\circ \pm 15^\circ$ 以内）
- ・3 層以上の軸力を受ける柱を支える柱が下階において抜けていないこと。

#### 1.5 吹抜け