

第2章 パネルが骨組の弾性剛性・保有水平耐力に及ぼす影響

2.1 序

本章では、接合部パネルが骨組全体の弾性剛性・保有水平耐力に及ぼす影響について、簡単な十字形骨組を対象として検討する。特にパネルの大きさ・変形・耐力を考慮した場合と無視した場合の差違について検討し、パネルを考慮した設計の必要性について示す。また、これらの影響についての考察に先立ち、パネル周りの柱・梁・接合部パネル相互の釣合条件・塑性化部位の判定方法について示す。

パネルが骨組の弾性剛性・保有水平耐力に及ぼす影響について言及した論文には次のようなものがあげられる。日置らは文献 2-1) で、パネルを考慮したたわみ角法を提案し、それをを用いた計算例として簡単な静定骨組について変形を計算し、骨組の変形に占めるパネルのせん断変形による変形は 15 ~ 20 % であり、弱パネル型の骨組においてはパネルのせん断変形を無視できないものとしている。また、田淵らは文献 2-2) で、中低層の実施建物についてパネル耐力比 (パネルの全塑性耐力と柱あるいは梁の全塑性耐力のどちらか小さい方の比) を算定し、パネルが柱や梁よりも先に降伏するケースが多いことを指摘している。そのほかにも関連する研究は多く存在するが、それらは特定の骨組に対する検討であり、広範なパラメータによる検討は見受けられない。本章では、簡単な十字形骨組を用いることで、広範なパラメータによる解析を行い、パネルが骨組の弾性剛性・保有水平耐力に及ぼす影響を定量的に把握することを目的としている。

本章で扱う解析対象は図 2.1 に示す十字形骨組とする。また、柱には図 2.2 に示す角形鋼管・H 形断面・円形鋼管、梁には H 形断面を用いる。板要素の板厚 t は断面せい d と比較して十分に小さいものと仮定して、各々の断面諸量を断面積 A と断面せい d で次のように表現する。ただし、 I : 断面 2 次モーメント、 Z : 断面係数、 Z_p : 塑性断面係数、 Z_{pn} : 軸力による低減を考慮した塑性断面係数とする。

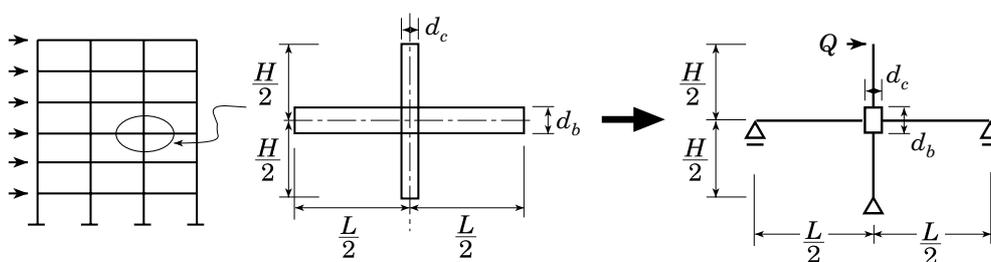


図 2.1 十字形骨組

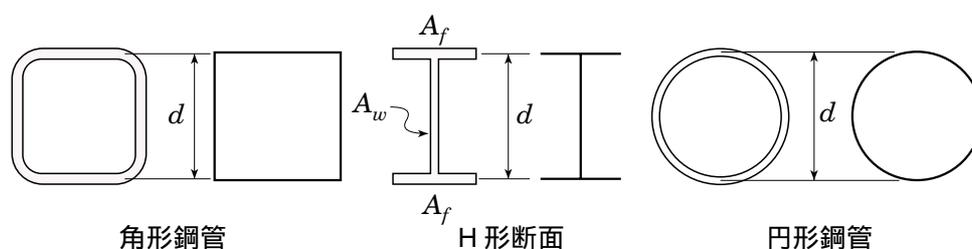


図 2.2 各部材の断面形状

角形鋼管の場合

$$A = 4 d t \quad (2.1)$$

$$I = 2 \frac{A}{4} \left(\frac{d}{2}\right)^2 + 2 \frac{(A/4) d^2}{12} = \frac{1}{6} A d^2 \quad (2.2)$$

$$Z = \frac{2I}{d} = \frac{1}{3} A d \quad (2.3)$$

$$Z_p = \frac{3}{8} A d \quad (2.4)$$

$$Z_{pn} = \begin{cases} \frac{1}{4} A d \left(1 + \frac{1-4n^2}{2}\right) & (n < 0.5) \\ \frac{1}{2} A d (1-n) & (n \geq 0.5) \end{cases} \quad (2.5)$$

H 形断面強軸廻り

$$A = 2 A_f + A_w = A_f (2 + \alpha) = A_w \left(\frac{2}{\alpha} + 1\right) \quad (2.6)$$

$$I = 2 A_f \left(\frac{d}{2}\right)^2 + \frac{A_w d^2}{12} = \frac{6 + \alpha}{12(2 + \alpha)} A d^2 \quad (2.7)$$

$$Z = \frac{2I}{d} = \frac{6 + \alpha}{6(2 + \alpha)} A d \quad (2.8)$$

$$Z_p = \frac{4 + \alpha}{4(2 + \alpha)} A d \quad (2.9)$$

$$Z_{pn} = \begin{cases} \frac{\alpha(4 + \alpha) - n^2(2 + \alpha)^2}{4\alpha(2 + \alpha)} A d & \left(n < \frac{A_w}{A}\right) \\ \frac{1}{2} A d (1 - n) & \left(n \geq \frac{A_w}{A}\right) \end{cases} \quad (2.10)$$

円形鋼管

$$A = \pi d t \quad (2.11)$$

$$I = \frac{\pi}{8} t d^3 = \frac{1}{8} A d^2 \quad (2.12)$$

$$Z = \frac{\pi}{4} t d^2 = \frac{1}{4} A d \quad (2.13)$$

$$Z_p = t d^2 = \frac{1}{\pi} A d \quad (2.14)$$

$$Z_{pn} = \frac{1}{\pi} A d \cos \frac{n\pi}{2} \quad (2.15)$$

ただし、 $\alpha = A_w / A_f$: ウェブと片側フランジの断面積比である。 $\alpha = 2$ とすると H 形断面の断面諸量は角形鋼管のそれと等しくなる。 α はせん断変形に寄与するパラメータであり、断面せいが 400mm 以上の FA ランク細幅系列の H 形鋼に対して α は 0.66 ~ 2.90 の範囲にあり、その平均値は 1.36 となる。また、広・中幅系列の H 形鋼に対して α は 0.50 ~ 1.62 の範囲にあり、その平均値は 1.00 となる。

以下では、柱が角形鋼管・H 形断面・円形鋼管、梁が H 形断面で構成される柱梁接合部について考察する。なお、柱と梁の断面諸量を区別するために、柱には左下添字に "c" を、梁には "b" をつける。

2.2 パネル周りの釣合条件と節点モーメント

パネルと柱・梁に作用する力を図 2.3 に示す．図 2.3 に示すパネル周辺の応力は図 2.4 に示す柱・梁のフランジ中心線上にある O_{cU} , O_{cL} , O_{bL} , O_{bR} 点における値を表すものである．以下では，図 2.4 中の柱・梁の中心線の交点 O を節点と呼ぶ．また， O_{cU} , O_{cL} 点でのモーメントを柱のフェイスモーメント， O_{bL} , O_{bR} 点でのモーメントを梁のフェイスモーメントと呼ぶ．

梁の曲げモーメントを上下フランジ位置に作用する集中力に置き換えると，パネルに作用するせん断力 ${}_{pc}Q$, ${}_{pb}Q$ は次式で得られる．

$${}_{pc}Q = \frac{{}_bM_L + {}_bM_R}{d_b} - \frac{{}_cQ_U + {}_cQ_L}{2} \quad (2.16)$$

$${}_{pb}Q = \frac{{}_cM_U + {}_cM_L}{d_c} - \frac{{}_bQ_L + {}_bQ_R}{2} \quad (2.17)$$

上式で d_b , d_c はそれぞれ梁と柱のフランジ中心間寸法である．ここで，パネルモーメント ${}_pM$ を次式で定義する．

$${}_pM = {}_{pc}Q d_b = {}_{pb}Q d_c \quad (2.18)$$

また，柱と梁のモーメントに関する釣合条件は次式で表される．

$${}_bM_L + {}_bM_R + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) = {}_cM_U + {}_cM_L + \frac{d_b}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (2.19)$$

柱・梁・パネル相互の釣合条件は (2.16) ~ (2.19) 式を整理して次式で得られる．

$${}_cM_U^* + {}_cM_L^* = {}_bM_L^* + {}_bM_R^* = {}_pM^* \quad (2.20)$$

ただし，

$${}_cM_U^* = {}_cM_U + \frac{{}_cQ_U d_b}{2}, \quad {}_cM_L^* = {}_cM_L + \frac{{}_cQ_L d_b}{2} \quad (2.21), (2.22)$$

$${}_bM_L^* = {}_bM_L + \frac{{}_bQ_L d_c}{2}, \quad {}_bM_R^* = {}_bM_R + \frac{{}_bQ_R d_c}{2} \quad (2.23), (2.24)$$

$${}_pM^* = {}_pM + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) + \frac{d_b}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (2.25), (2.26)$$

${}_cM_U^*$, ${}_cM_L^*$, ${}_bM_L^*$, ${}_bM_R^*$, ${}_pM^*$ をそれぞれ柱・梁・パネルの「節点モーメント」と呼ぶ．

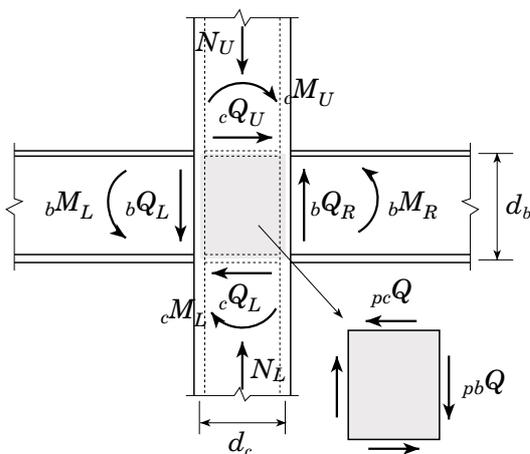


図 2.3 パネル・柱・梁の作用応力

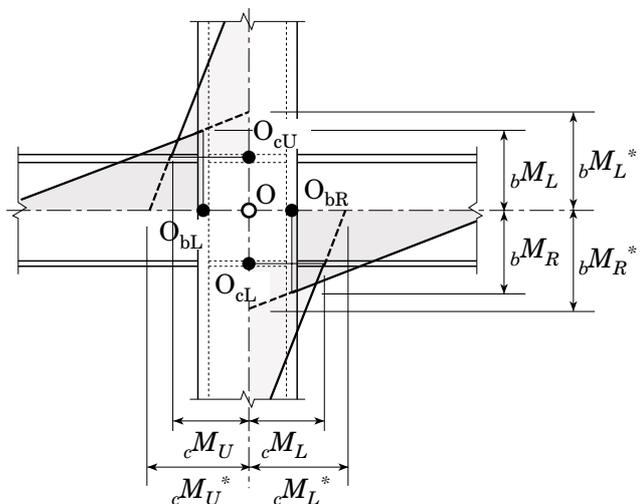


図 2.4 フェイスモーメントと節点モーメント

2.3 節点塑性モーメントと部材間耐力比

崩壊機構形成時に各節点のどの部位(柱・梁・パネル)が塑性化するかを決定するために以下に示す「節点塑性モーメント」を導入する。柱・梁の全塑性モーメント・パネルの全塑性パネルモーメントの記号と骨組の寸法を図 2.5 のように表す。柱・梁が塑性化するときはそのフェースモーメントが全塑性モーメント ${}_cM_p, {}_bM_p$ に達したときとし、パネルの場合はパネルモーメントが全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ に達したときとする。各部位が塑性化するときの節点モーメント ${}_cM_U^*, {}_cM_L^*, {}_bM_L^*, {}_bM_R^*, {}_pM^*$ をそれぞれ ${}_cM_{pU}^*, {}_cM_{pL}^*, {}_bM_{pL}^*, {}_bM_{pR}^*, {}_pM_p^*$ で表し、各々を柱・梁・パネルの「節点塑性モーメント」と呼ぶ。これらは柱・梁の全塑性モーメント・パネルの全塑性パネルモーメントを用いて次式で表される。

$${}_cM_{pU}^* = {}_cM_{pU} + \frac{{}_cQ_U d_b}{2}, \quad {}_cM_{pL}^* = {}_cM_{pL} + \frac{{}_cQ_L d_b}{2} \quad (2.27), (2.28)$$

$${}_bM_{pL}^* = {}_bM_{pL} + \frac{{}_bQ_L d_c}{2}, \quad {}_bM_{pR}^* = {}_bM_{pR} + \frac{{}_bQ_R d_c}{2} \quad (2.29), (2.30)$$

$${}_pM_p^* = {}_pM_p + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) + \frac{d_b}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (2.31)$$

ただし、柱の全塑性モーメント ${}_cM_p$ には崩壊機構形成時の軸力による低減を考慮した全塑性モーメントを用いる。また、式中のせん断力 Q は崩壊機構形成時に作用しているせん断力である。

骨組に作用する力が增大すると、(2.20) 式の釣合条件を保持して ${}_cM_U^* + {}_cM_L^* + {}_bM_L^* + {}_bM_R^* + {}_pM_p^*$ が増大する。これらのうちで最初に ${}_cM_{pU}^* + {}_cM_{pL}^* + {}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^* + {}_pM_p^*$ に達した部位が塑性化する。したがって、各節点において (2.27) ~ (2.31) 式より得られる三つの値

$${}_cM_{pU}^* + {}_cM_{pL}^* + {}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^* + {}_pM_p^*$$

を比較して最小値を選択すれば、各節点毎に塑性化部位を決定することができる。

さらに上記の考え方に基づけば、崩壊時の各節点における塑性化部位を決定する指標となる部材間耐力比(柱梁耐力比・パネル柱耐力比・パネル梁耐力比)は、単なる部材の全塑性耐力の比ではなく、柱の節点塑性モーメント和・梁の節点塑性モーメント和・パネルの節点塑性モーメント相互の比として定義される必要がある。すなわち、本論では部材間耐力比(柱梁耐力比 ${}_{cb}R_p^*$ ・パネル柱耐力比 ${}_{pc}R_p^*$ ・パネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$)を以下の式で定義する。

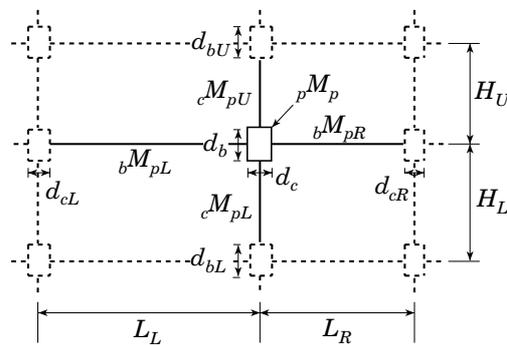


図 2.5 骨組寸法と各部材の全塑性モーメント

$${}_{cb}R_p^* = \frac{{}_cM_{pU}^* + {}_cM_{pL}^*}{{}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^*} \quad (2.32)$$

$${}_{pc}R_p^* = \frac{{}_pM_p^*}{{}_cM_{pU}^* + {}_cM_{pL}^*} \quad (2.33)$$

$${}_{pb}R_p^* = \frac{{}_pM_p^*}{{}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^*} \quad (2.34)$$

また，パネル耐力比 R_p^* を次式で定義する．

$$R_p^* = \frac{{}_pM_p^*}{\text{Min.} [{}_cM_{pU}^* + {}_cM_{pL}^*, {}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^*]} \quad (2.35)$$

なお (2.32) ~ (2.35) で表される耐力比は，パネルの大きさを無視する（すなわち (2.27) ~ (2.31) 式中の $db = dc = 0$ ）と従各部材の全塑性モーメントの比として表される従来の耐力比と同じ式となることを付記しておく．

2.4 パネルが骨組の弾性変形に及ぼす影響

本節では十字形骨組を対象にパネルが骨組の弾性変形に及ぼす影響について考察する 図 2.1 の十字形骨組に対して次の仮定を用いる．

- [1] パネルは柱と同じ断面である．
- [2] パネル及び部材のせん断変形を考慮する．
- [3] 柱の軸方向変形は考慮しない．

十字形骨組の弾性層間変形 δ^* は，図 2.6 に示すように柱による弾性層間変形成分 δ_c^* ，梁による弾性層間変形成分 δ_b^* ，パネルによる弾性層間変形成分 δ_p^* の和で表される．すなわち，

$$\delta^* = \delta_c^* + \delta_b^* + \delta_p^* \quad (2.36)$$

ここで k を柱梁剛比とし，次式で定義する．

$$K_c = \frac{I_c}{H} \quad , \quad K_b = \frac{I_b}{L} \quad , \quad k = \frac{K_c}{K_b} = \frac{L}{H} \cdot \frac{I_c}{I_b} \quad (2.37)$$

仮定[1] ~ [3]より柱・梁・パネルの弾性層間変形成分はそれぞれ次式で表される．

$$\delta_c^* = 2 \left\{ \frac{Q}{3EI_c} \left(\frac{H}{2} - \frac{d_b}{2} \right)^3 + \frac{Q}{GA_{cw}} \left(\frac{H}{2} - \frac{d_b}{2} \right) \right\} \quad (2.38)$$

$$\delta_b^* = \frac{2H}{L} \left\{ \frac{Q}{3EI_b} \frac{H}{L} \left(\frac{L}{2} - \frac{d_c}{2} \right)^3 + \frac{Q}{GA_{bw}} \frac{H}{L} \left(\frac{L}{2} - \frac{d_c}{2} \right) \right\} \quad (2.39)$$

$$\delta_p^* = \frac{QH^2}{GA_{cw}d_B} \left(1 - \frac{d_b}{H} - \frac{d_c}{L} \right)^2 \quad (2.40)$$

また，パネルの大きさを無視した場合の柱・梁の弾性層間変形成分 δ_c ， δ_b は次式で得られる．

$$\delta_c = 2 \left\{ \frac{Q}{3EI_c} \left(\frac{H}{2} \right)^3 + \frac{Q}{GA_{cw}} \frac{H}{2} \right\} \quad (2.41)$$

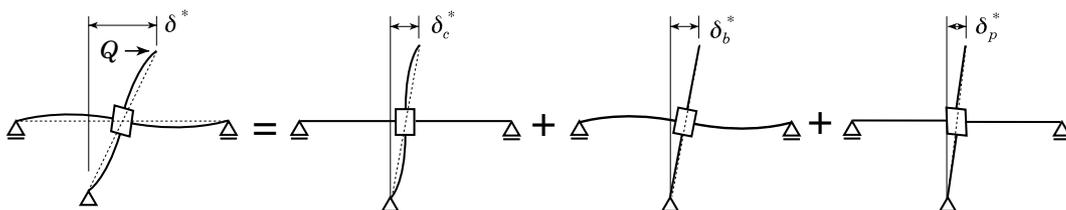


図 2.6 十字形骨組の弾性層間変形

$$\delta_b = \frac{2H}{L} \left\{ \frac{Q}{3EI_b} \frac{H}{L} \left(\frac{L}{2}\right)^3 + \frac{Q}{GA_{bw}} \frac{H}{L} \frac{L}{2} \right\} \quad (2.42)$$

仮定 [1] ~ [3] 及び (2.37) 式より (2.38) ~ (2.40) 式を整理すると次式を得る .

$$\delta_c^* = \begin{cases} \frac{QH^3}{12EI_c} \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H}\right) \left\{ \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H}\right)^2 + \frac{4E}{G} \left(\frac{d_c}{H}\right)^2 \right\} & : \text{角形鋼管} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H}\right) \left\{ \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H}\right)^2 + \frac{12E}{G} \left(\frac{d_c}{H}\right)^2 \frac{6 + \alpha_c}{12\alpha_c} \right\} & : \text{H 形断面} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H}\right) \left\{ \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H}\right)^2 + \frac{3E}{G} \left(\frac{d_c}{H}\right)^2 \right\} & : \text{円形鋼管} \end{cases} \quad (2.43)$$

$$\delta_b^* = \frac{QH^3}{12EI_c} \cdot k \left(1 - \frac{d_c}{H} \cdot \frac{H}{L}\right) \left\{ \left(1 - \frac{d_c}{H} \cdot \frac{H}{L}\right)^2 + \frac{12E}{G} \left(\frac{d_b}{d_c} \frac{d_c}{H} \frac{H}{L}\right)^2 \frac{6 + \alpha_b}{12\alpha_b} \right\} \quad (2.44)$$

$$\delta_p^* = \begin{cases} \frac{QH^3}{12EI_c} \cdot \frac{4E}{G} \cdot \frac{d_c}{H} \cdot \frac{d_c}{d_b} \cdot \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} - \frac{d_c}{H} \cdot \frac{H}{L}\right)^2 & : \text{角形鋼管} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \cdot \frac{12E}{G} \cdot \frac{d_c}{H} \cdot \frac{d_c}{d_b} \cdot \frac{6 + \alpha_c}{12\alpha_c} \cdot \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} - \frac{d_c}{H} \cdot \frac{H}{L}\right)^2 & : \text{H 形断面} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \cdot \frac{3E}{G} \cdot \frac{d_c}{H} \cdot \frac{d_c}{d_b} \cdot \left(1 - \frac{d_b}{d_c} \cdot \frac{d_c}{H} - \frac{d_c}{H} \cdot \frac{H}{L}\right)^2 & : \text{円形鋼管} \end{cases} \quad (2.45)$$

パネルの大きさを無視した場合の柱・梁の弾性層間変形成分 δ_c , δ_b は (2.41), (2.42) 式より次式で得られる .

$$\delta_c = \begin{cases} \frac{QH^3}{12EI_c} \left\{ 1 + \frac{4E}{G} \left(\frac{d_c}{H}\right)^2 \right\} & : \text{角形鋼管} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \left\{ 1 + \frac{12E}{G} \left(\frac{d_c}{H}\right)^2 \frac{6 + \alpha_c}{12\alpha_c} \right\} & : \text{H 形鋼} \\ \frac{QH^3}{12EI_c} \left\{ 1 + \frac{3E}{G} \left(\frac{d_c}{H}\right)^2 \right\} & : \text{円形鋼管} \end{cases} \quad (2.46)$$

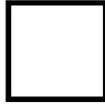
$$\delta_b = \frac{QH^3}{12EI_c} \cdot k \left\{ 1 + \frac{12E}{G} \left(\frac{d_b}{d_c} \frac{d_c}{H} \frac{H}{L}\right)^2 \frac{6 + \alpha_b}{12\alpha_b} \right\} \quad (2.47)$$

上式から , 骨組の弾性層間変形に占める柱・梁・パネルの弾性層間変形成分の割合には次の 5 つのパラメータ (柱が H 形断面の場合は括弧内の α_c を含めた 6 つ) が関与する事がわかる .

$$k, \frac{d_b}{d_c}, \frac{d_c}{H}, \frac{H}{L}, \alpha_b, (\alpha_c)$$

角形鋼管柱・H 形断面柱・円形鋼管柱十字形骨組の算定例をそれぞれ図 2.7 ~ 2.9 に示す . 各図には , パネルを考慮した場合の柱・梁・パネルの弾性層間変形成分を骨組の弾性層間変形で無次元化して示す (以下 , 単に弾性変形比と呼ぶ) . 各図の横軸はすべて柱梁剛比 k である . 図より読みとれることを以下に列記する .

- ・ 柱梁剛比 k が增大すれば , 柱・パネルの弾性変形比は減少し , 梁の弾性変形比は増大する .
- ・ 梁柱せい比 (パネルのアスペクト比) d_b/d_c が增大すれば梁の弾性変形比は増大し , 柱・パネルの弾性変形比は減少する . これは , その他のパラメータを一定と考えたときに d_b/d_c が大きくなると , 梁の長さが長くなるためである .
- ・ 階高スパン比 H/L が增大すればパネルの弾性変形比は増大し , 柱・梁の弾性変形比は減少する . ただし , 梁に比べて柱の弾性変形比の減少は小さい .
- ・ 角形鋼管柱の場合 , パネルによる弾性層間変形は骨組全体の 2 割程度となる . H 形断面柱の



$$\alpha_b = 1.36, H/L = 1.0$$

$$\frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{.....} \\ 0.2 & \text{———} \end{cases}$$

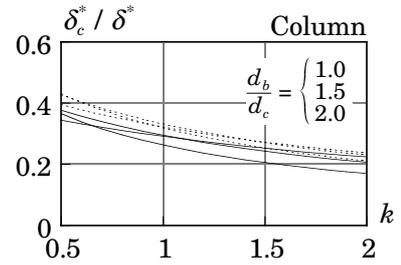
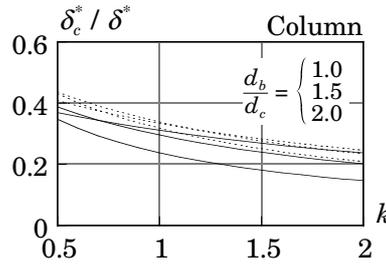
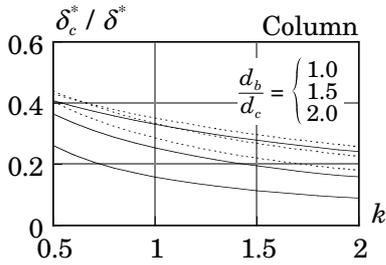
$$\alpha_b = 1.36, H/L = 0.5$$

$$\frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{.....} \\ 0.2 & \text{———} \end{cases}$$

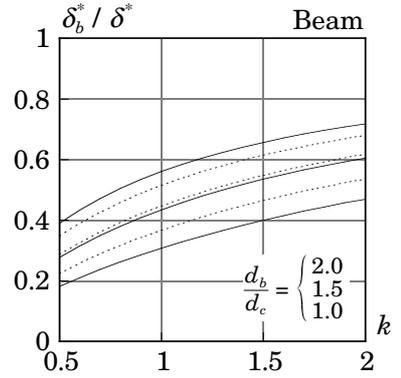
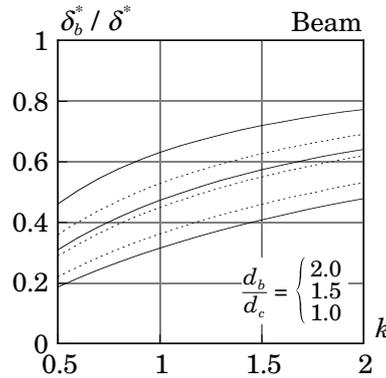
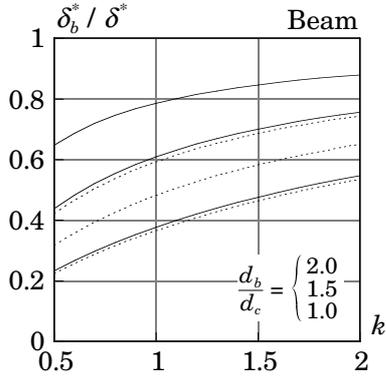
$$\alpha_b = 1.36, H/L = 0.25$$

$$\frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{.....} \\ 0.2 & \text{———} \end{cases}$$

パネル考慮・柱の弾性変形成分



パネル考慮・梁の弾性変形成分



パネル考慮・パネルの弾性変形成分

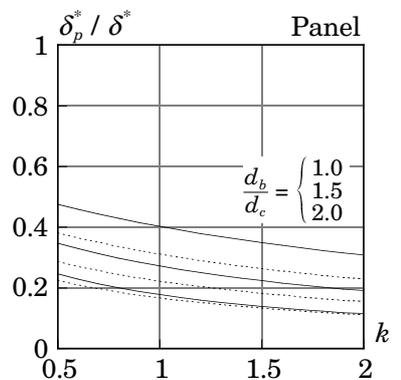
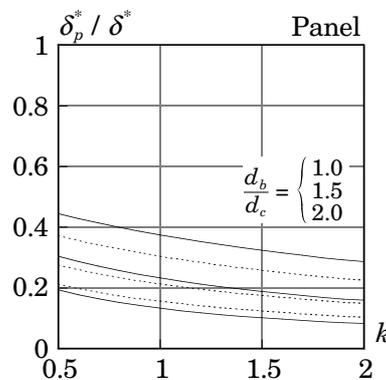
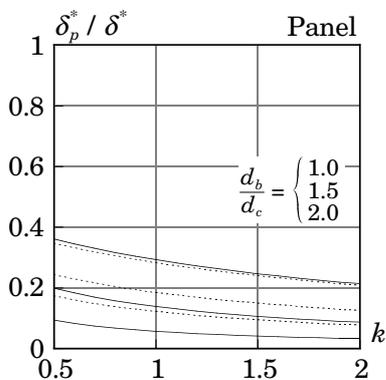


図 2.7 柱・梁・パネルの弾性変形成分（角形鋼管柱）



$$\alpha_c = 1.00, \alpha_b = 1.36,$$

$$H/L = 1.0$$

$$\frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{.....} \\ 0.2 & \text{———} \end{cases}$$

$$\alpha_c = 1.00, \alpha_b = 1.36,$$

$$H/L = 0.5$$

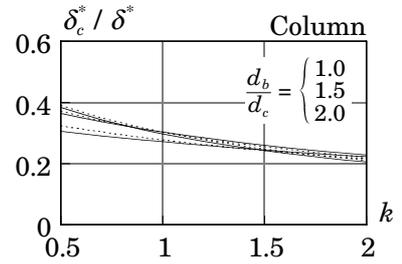
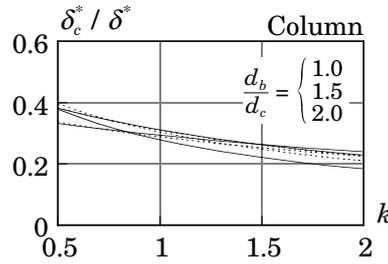
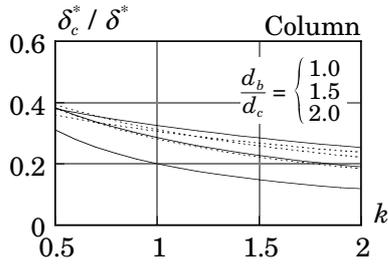
$$\frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{.....} \\ 0.2 & \text{———} \end{cases}$$

$$\alpha_c = 1.00, \alpha_b = 1.36,$$

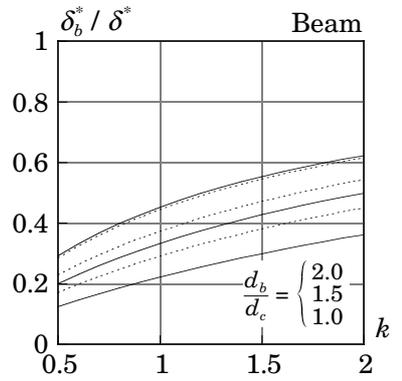
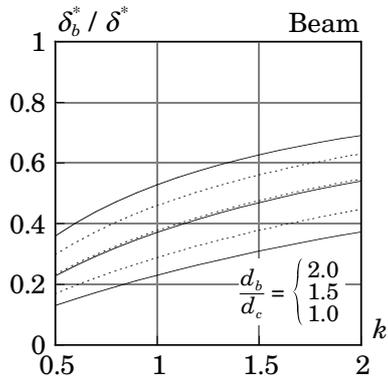
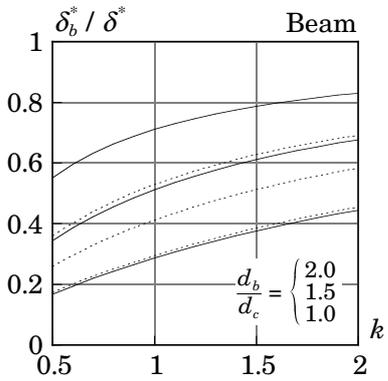
$$H/L = 0.25$$

$$\frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{.....} \\ 0.2 & \text{———} \end{cases}$$

パネル考慮・柱の弾性変形成分



パネル考慮・梁の弾性変形成分



パネル考慮・パネルの弾性変形成分

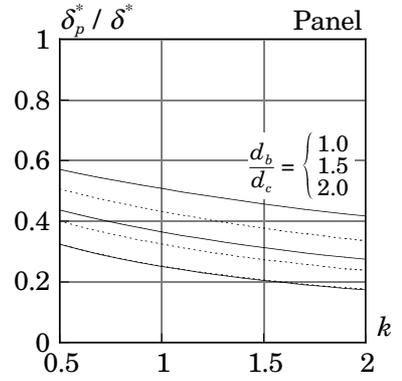
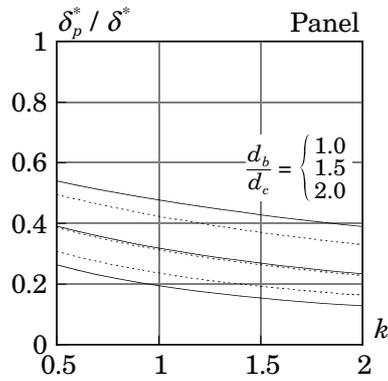
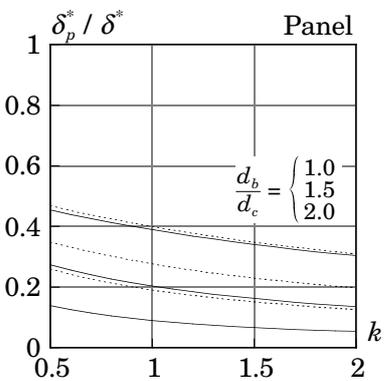


図 2.8 柱・梁・パネルの弾性変形成分 (H 形断面柱)



$$\alpha_b = 1.36, H/L = 1.0$$

$$\frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{-----} \\ 0.2 & \text{—————} \end{cases}$$

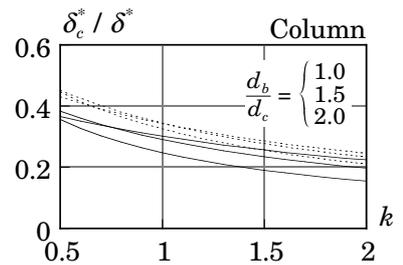
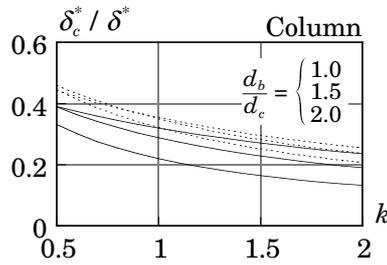
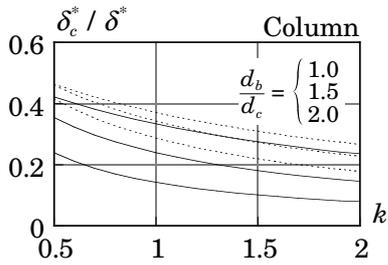
$$\alpha_b = 1.36, H/L = 0.5$$

$$\frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{-----} \\ 0.2 & \text{—————} \end{cases}$$

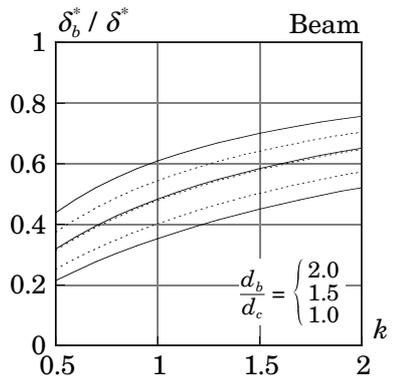
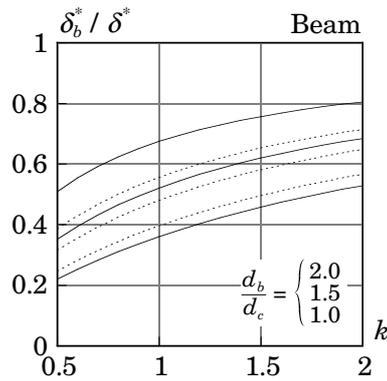
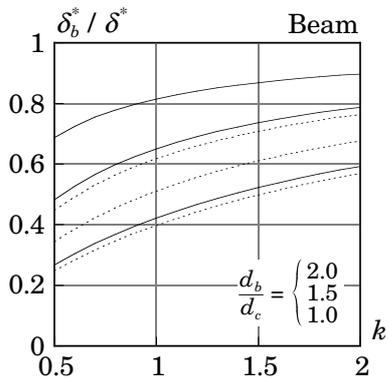
$$\alpha_b = 1.36, H/L = 0.25$$

$$\frac{d_c}{H} = \begin{cases} 0.1 & \text{-----} \\ 0.2 & \text{—————} \end{cases}$$

パネル考慮・柱の弾性変形成分



パネル考慮・梁の弾性変形成分



パネル考慮・パネルの弾性変形成分

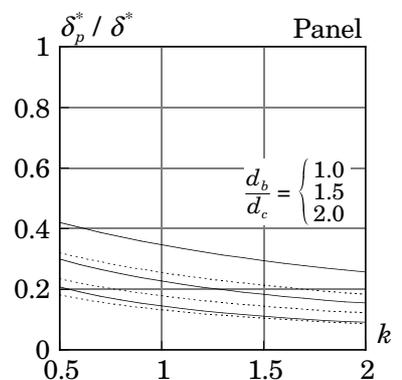
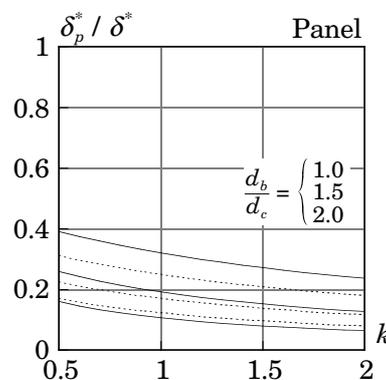
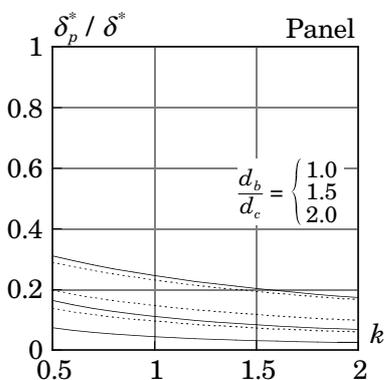


図 2.9 柱・梁・パネルの弾性変形成分（円形鋼管柱）

場合は角形鋼管柱の場合と比較してパネルの弾性層間変形が大きくなり、骨組全体の3割程度になる。円形鋼管柱の場合は同パラメータの角形鋼管よりパネルによる弾性層間変形は小さくなり、骨組全体の1.5割程度となる。

図 2.10 にパネルを考慮した場合の骨組の弾性層間変形 δ^* とパネルを無視した場合の骨組の弾性層間変形 δ の比を示す。縦軸に示す δ^*/δ が 1 よりも小さい場合には、パネルを無視した場合の変形が大きく評価されることを意味している。図より読みとれることを以下に列記する。

- ・ 同一パラメータで比較した場合には、H 形断面柱・角形鋼管柱・円形鋼管柱の順に δ^*/δ が小さくなる。
- ・ アスペクト比 d_b/d_c が大きくなると、 δ^*/δ は小さくなる。
- ・ 角形鋼管柱・円形鋼管の場合、今回想定したパラメータの範囲では d_b/d_c が 1.5 以上ならばパネルを無視した場合よりもパネルを考慮した場合の弾性層間変形が小さくなる。また、 d_b/d_c が 1.0 の場合についても、パネルを考慮した場合の層間変形は無視した場合の、1 割程度

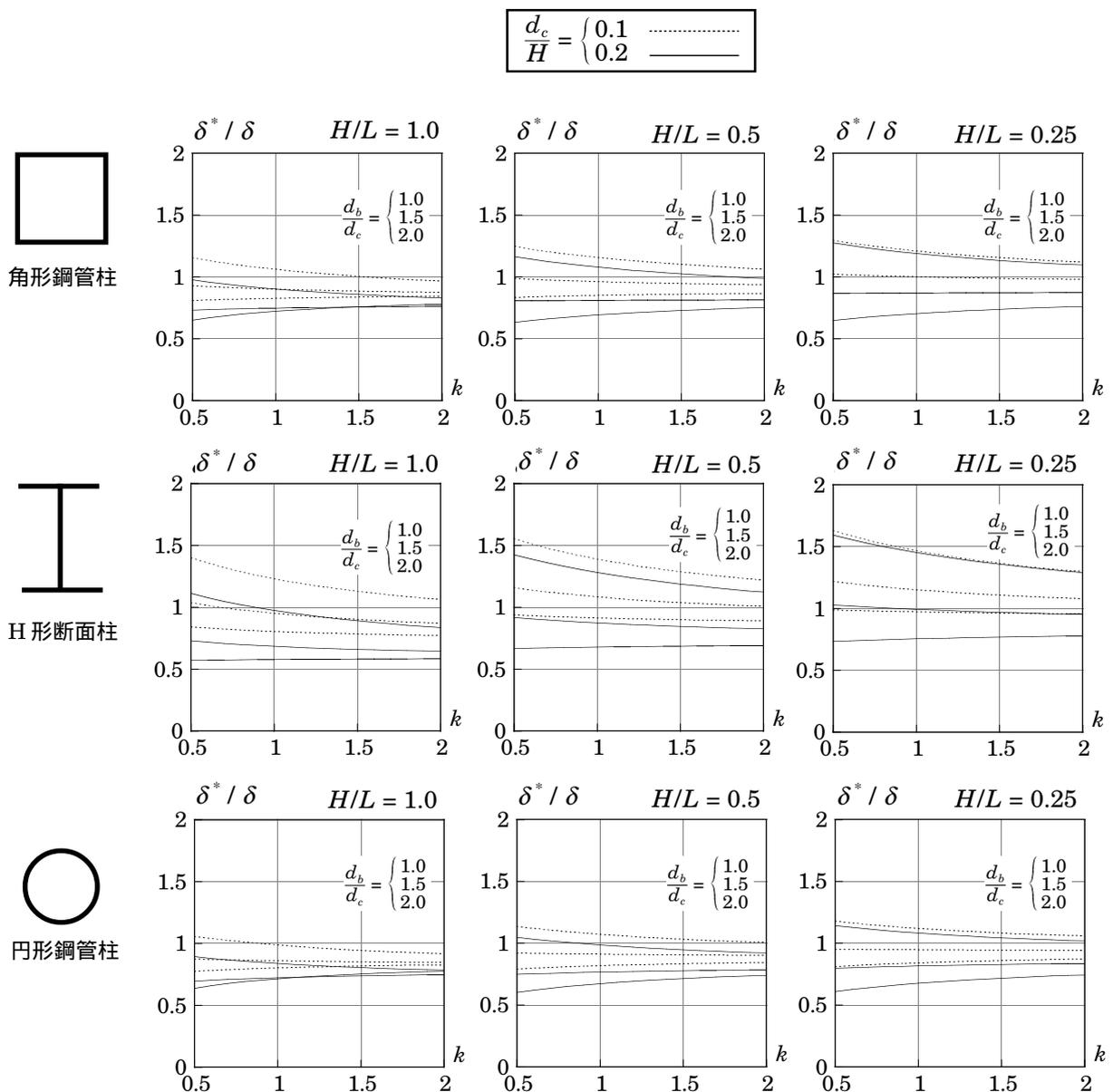


図 2.10 パネルを考慮した場合と無視した場合の骨組の弾性層間変形比

大きくなるだけである。

- ・ H 形断面柱の場合，今回想定したパラメータの範囲では d_b/d_c が 1.5 以上ならばパネルを考慮した場合の層間変形は無視した場合と比較してほぼ同等以下になる．ただし， d_b/d_c が 1.0 の場合，パネルを無視するとパネルを考慮した場合と比較して層間変形を 1 ~ 3 割程度過小評価する．

2.5 パネルが塑性化部位の判定に及ぼす影響

本節では十字形骨組を対象にパネルが部材間耐力比すなわち崩壊機構形成時の塑性化部位に及ぼす影響について考察する．柱・梁・パネルの節点塑性モーメントは(2.27)~(2.31)式より得られる．(2.27)~(2.30)式中のせん断力は，それぞれ柱端・梁端のモーメントが全塑性値になった時のせん断力である．

図 2.1 の十字形骨組の場合，これらのせん断力は次式で表すことができる．

$${}_c Q_U = {}_c Q_L = \frac{2 {}_c M_p}{H - d_b} \quad \text{ただし，} \quad {}_c M_{pU} = {}_c M_{pL} = {}_c M_p \quad (2.48)$$

$${}_b Q_L = {}_b Q_R = \frac{2 {}_b M_p}{L - d_c} \quad \text{ただし，} \quad {}_b M_{pL} = {}_b M_{pR} = {}_b M_p \quad (2.49)$$

(2.31) 式中のせん断力はパネルの節点モーメントが節点塑性モーメントのなったときの柱・梁のせん断力とする．十字形骨組の場合には次式で得られる．

$${}_c Q_U = {}_c Q_L = \frac{{}_p M_p^*}{H} \quad , \quad {}_b Q_L = {}_b Q_R = \frac{{}_p M_p^*}{L} \quad (2.50), (2.51)$$

以上の (2.48) ~ (2.51) 式を(2.27) ~ (2.31) 式に代入して整理すると次式を得る．

$${}_c M_{pU}^* = {}_c M_{pL}^* = {}_c M_p^* = \frac{1}{1 - \frac{d_b}{H}} {}_c M_p \quad (2.52)$$

$${}_b M_{pL}^* = {}_b M_{pR}^* = {}_b M_p^* = \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L}} {}_b M_p \quad (2.53)$$

$${}_p M_p^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{d_c}{L} + \frac{d_b}{H} \right)} {}_p M_p \quad (2.54)$$

同様に柱梁耐力比・パネル柱耐力比・パネル梁耐力比はそれぞれ(2.32)~(2.34)式より次式で表せる．

$${}_{cb} R_p^* = \frac{1 - d_c/L}{1 - d_b/H} \cdot {}_{cb} R_p \quad \text{ただし，} \quad {}_{cb} R_p = \frac{{}_c M_p}{{}_b M_p} \quad (2.55)$$

$${}_{pc} R_p^* = \frac{1 - d_b/H}{1 - (d_c/L + d_b/H)} \cdot {}_{pc} R_p \quad \text{ただし，} \quad {}_{pc} R_p = \frac{{}_p M_p}{2 {}_c M_p} \quad (2.56)$$

$${}_{pb} R_p^* = \frac{1 - d_c/L}{1 - (d_c/L + d_b/H)} \cdot {}_{pb} R_p \quad \text{ただし，} \quad {}_{pb} R_p = \frac{{}_p M_p}{2 {}_b M_p} \quad (2.57)$$

上式中の ${}_{cb} R_p$, ${}_{pc} R_p$, ${}_{pb} R_p$ は柱の全塑性モーメント和・梁の全塑性モーメント和・パネルの全塑性パネルモーメント相互の比であり，パネルの大きさによる影響を無視した指標となっている．パネルの大きさを考慮した場合と無視した場合のパネル梁耐力比・パネル柱耐力比・柱梁耐力比の関係 ${}_{pb} R_p^*/{}_{pb} R_p$ ・ ${}_{pc} R_p^*/{}_{pc} R_p$ ・ ${}_{cb} R_p^*/{}_{cb} R_p$ を図 2.11 ~ 2.13 にそれぞれ示す．これらの耐力比の関係に影響を及ぼすパラメータは d_b/H , d_c/L の 2 つで，前者を横軸に，後者をパラメータにとって表している．図 2.10 よりパネル梁耐力比 ${}_{pb} R_p$ は， ${}_{pb} R_p^*$ と比較して小さくなることがわかる．また d_b/H が大きくなるほど， d_c/L が小さくなるほど， ${}_{pb} R_p^*/{}_{pb} R_p$ は大きくなる．同様に，図 2.11 よりパネル柱耐力比 ${}_{pc} R_p$ は， ${}_{pc} R_p^*$ と

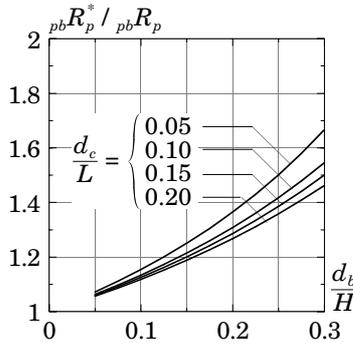


図 2.10 パネル梁耐力比の定義の相違による影響

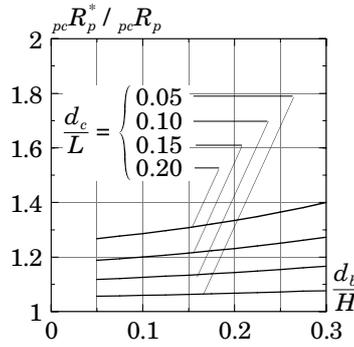


図 2.11 パネル柱耐力比の定義の相違による影響

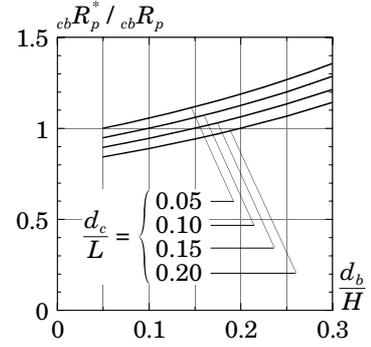


図 2.12 柱梁耐力比の定義の相違による影響

比較して小さくなるのがわかる。図 2.12 の柱梁耐力比 ${}_{cb}R_p^*$ と ${}_{cb}R_p$ の大小関係は d_b/H , d_c/L によって異なるのがわかる。以上の結果より、本章で定義したパネルの大きさを考慮した部材間耐力比 R_p^* でなく、パネルの大きさを無視した部材間耐力比 R_p を用いると、崩壊機構形成時の塑性化部位の判定を誤ることがわかる。

次にパネル柱耐力比について検討する。柱を図 2.2 に示す角形鋼管・H 形断面・円形鋼管，梁を H 形断面とし，柱とパネルを同じ断面であると仮定する。パネル内（円形鋼管の場合は全断面）に一樣なせん断応力場を仮定し，さらに断面内に一樣に軸力が作用していると仮定すると全塑性パネルモーメントは次式で表される。

$${}_pM_p = \begin{cases} \frac{1}{2} A d_b \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} & : \text{角形鋼管} \\ \frac{\alpha_c}{2 + \alpha_c} A d_b \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} & : \text{H 形断面} \\ \frac{2}{\pi} A d_b \sqrt{1-n^2} \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} & : \text{円形鋼管} \end{cases} \quad (2.58)$$

ただし， n は軸力比， σ_y は降伏応力度である。パネル柱耐力比は次式で表される。

$$\text{角形鋼管} : {}_{pc}R_p^* = \begin{cases} \frac{1 - d_b/H}{1 - (d_c/L + d_b/H)} \cdot \frac{\sqrt{1-n^2}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2}{3-4n^2} \frac{d_b}{d_c} & : (n < 0.5) \\ \frac{1 - d_b/H}{1 - (d_c/L + d_b/H)} \cdot \frac{\sqrt{1-n^2}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{2(1-n)} \frac{d_b}{d_c} & : (n \geq 0.5) \end{cases} \quad (2.59)$$

$$\text{H 形断面} : {}_{pc}R_p^* = \begin{cases} \frac{1 - d_b/H}{1 - (d_c/L + d_b/H)} \cdot \frac{\sqrt{1-n^2}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2\alpha^2}{\alpha(4+\alpha) - n^2(2+\alpha)^2} \frac{d_b}{d_c} & : \left(n < \frac{A_w}{A}\right) \\ \frac{1 - d_b/H}{1 - (d_c/L + d_b/H)} \cdot \frac{\sqrt{1-n^2}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{\alpha}{(1-n)(2+\alpha)} \frac{d_b}{d_c} & : \left(n \geq \frac{A_w}{A}\right) \end{cases} \quad (2.60)$$

$$\text{円形鋼管} : {}_{pc}R_p^* = \frac{1 - d_b/H}{1 - (d_c/L + d_b/H)} \cdot \frac{\sqrt{1-n^2}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\cos \frac{n\pi}{2}} \frac{d_b}{d_c} \quad (2.61)$$

上式より，パネル柱耐力比に関係する構造パラメータは以下の 4 つとなる。ただし，H 形断面柱の場合は括弧内の α_c が加わる。

$$n, d_b/d_c, d_c/H, H/L \quad (, \alpha_c)$$

各構造パラメータに対するパネル柱耐力比の算定結果を図 2.13 ~ 2.15 に示す。それぞれ柱が角形鋼管・H 形断面・円形鋼管に対応している。すべての構造パラメータに対してパネル柱耐力比が 1 以

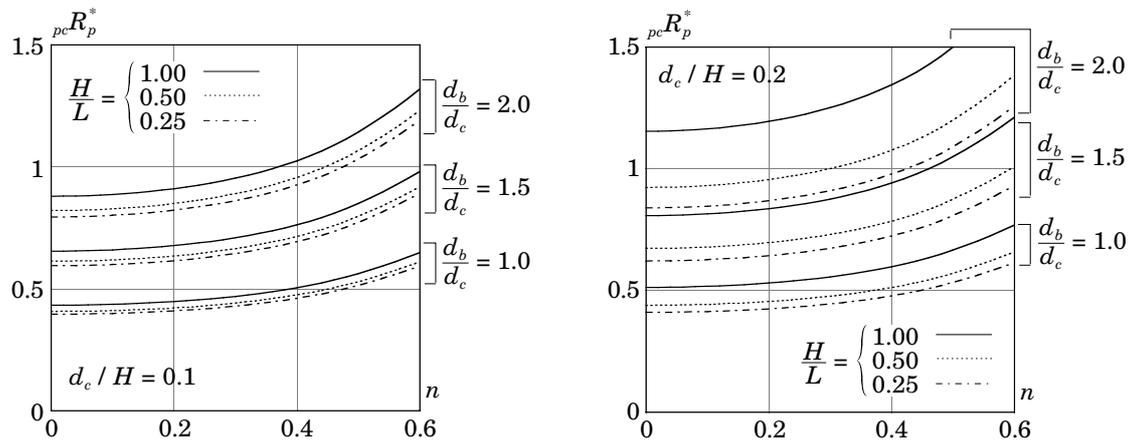


図 2.13 パネル柱耐力比（角形鋼管）

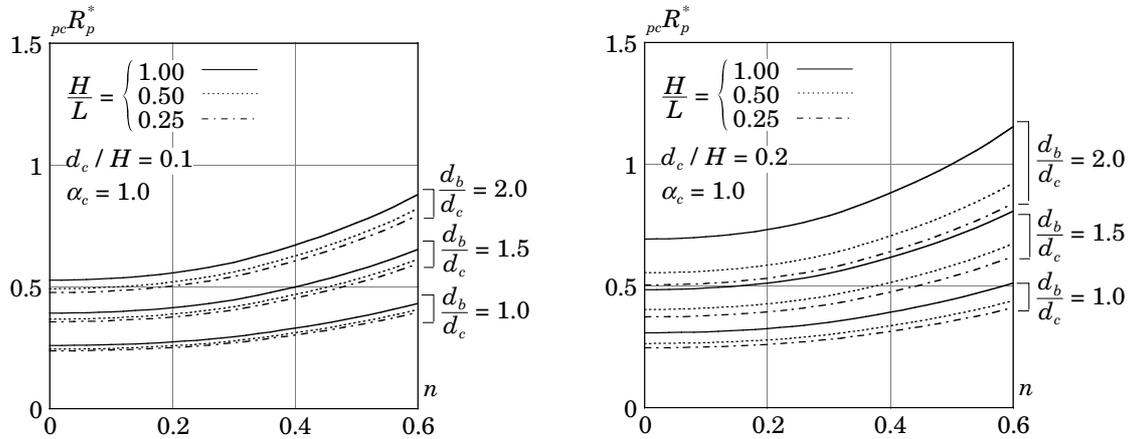


図 2.14 パネル柱耐力比（H形断面）

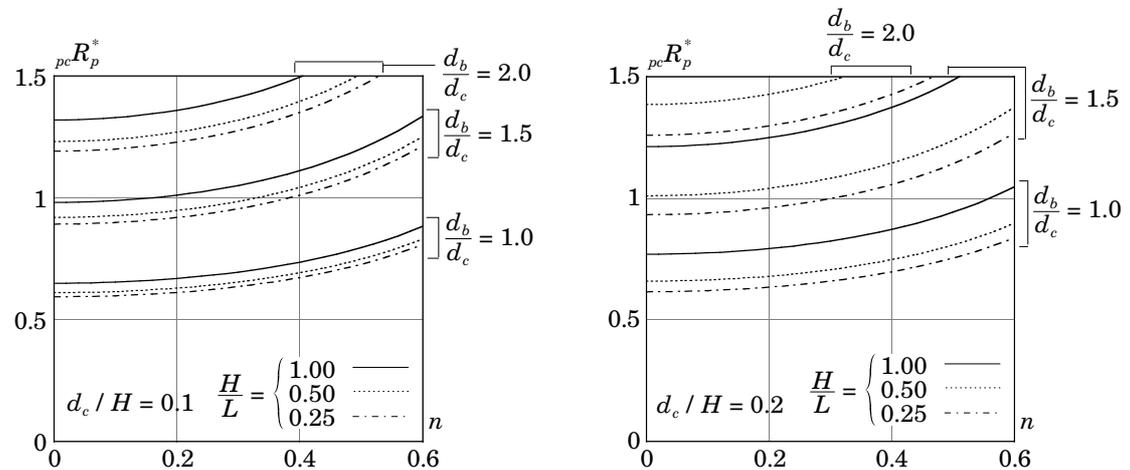


図 2.15 パネル柱耐力比（円形鋼管）

下の場合，すなわち柱よりパネルの方が弱い場合が多く，特にアスペクト比 d_b/d_c が 1.5 以下ではパネル柱耐力比はほとんど 1 以下となる．したがって，パネル上下の柱に塑性ヒンジが形成される前にパネル降伏が先行することになる．柱が角形鋼管の場合と円形鋼管の場合を比較する．構造パラメータの変化に伴う，両者の耐力比の変化の傾向は一致する．ただし，同一パラメータで比較すると円形鋼管の耐力比が大きくなる．また，H 形断面の場合は，角形鋼管，円形鋼管の場合と比較して，パネルの耐力がかなり小さくなる．

2.6 パネルが保有水平耐力に及ぼす影響

図 2.1 に示す十字形骨組を対象に、パネルを考慮した場合と無視した場合の保有水平耐力の差異に及ぼす影響について考察する。柱は図 2.2 に示す角形鋼管・H 形断面・円形鋼管、梁は H 形断面で構成されるものとする。

十字形骨組の保有水平耐力 Q_u^* は次式で得られる。

$$Q_u^* = \text{Min.} \{ 2 {}_cM_p^*, 2 {}_bM_p^*, {}_pM_p^* \} \times \frac{1}{H} \quad (2.62)$$

一方、パネルを無視した場合の保有水平耐力 Q_u は次式で得られる。

$$Q_u = \text{Min.} \{ 2 {}_cM_p, 2 {}_bM_p \} \times \frac{1}{H} \quad (2.63)$$

ここでは、柱梁耐力比 ${}_{cb}R_p$ を次式で定義する。

$${}_{cb}R_p = {}_cM_p / {}_bM_p \quad (2.64)$$

(2.62), (2.63) 式よりパネルを考慮した場合の保有水平耐力とそれを無視した場合の保有水平耐力の比 Q_u^*/Q_u が得られる。この値には次の 5 つのパラメータ (柱が H 形断面の場合は括弧内の α_c を含めた 6 つ) が関与する。

$$n, \frac{d_b}{d_c}, \frac{d_c}{H}, \frac{H}{L}, \alpha_b (, \alpha_c)$$

Q_u^*/Q_u の算定結果を図 2.16, 2.17 に示す。 H/L をパラメータとして、縦軸に Q_u^*/Q_u を、横軸に ${}_{cb}R_p$ を示す。図中の太線は $d_c/H = 0.2$ の場合を、細線は $d_c/H = 0.1$ の場合を示す。パネルを無視した

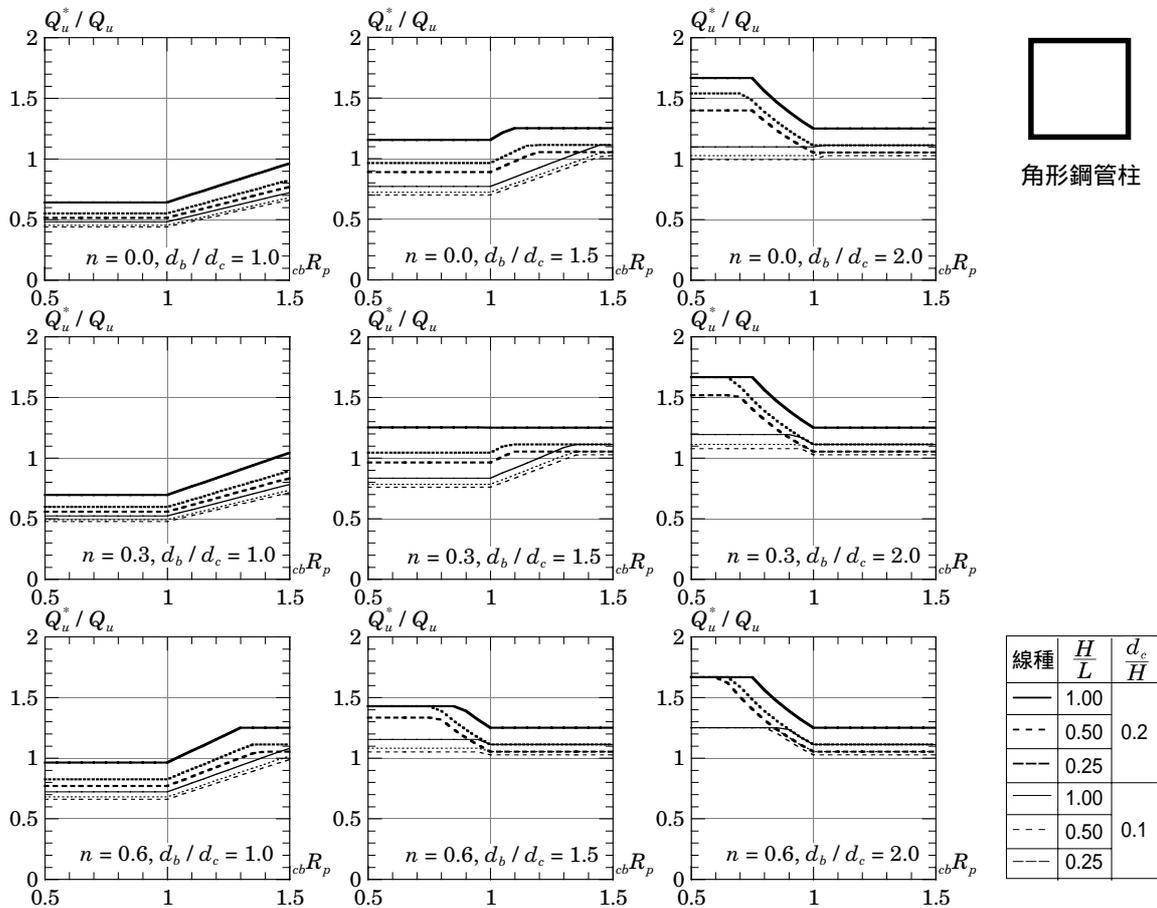


図 2.16 パネルを考慮した場合と無視した場合の保有水平耐力比 (角形鋼管柱)

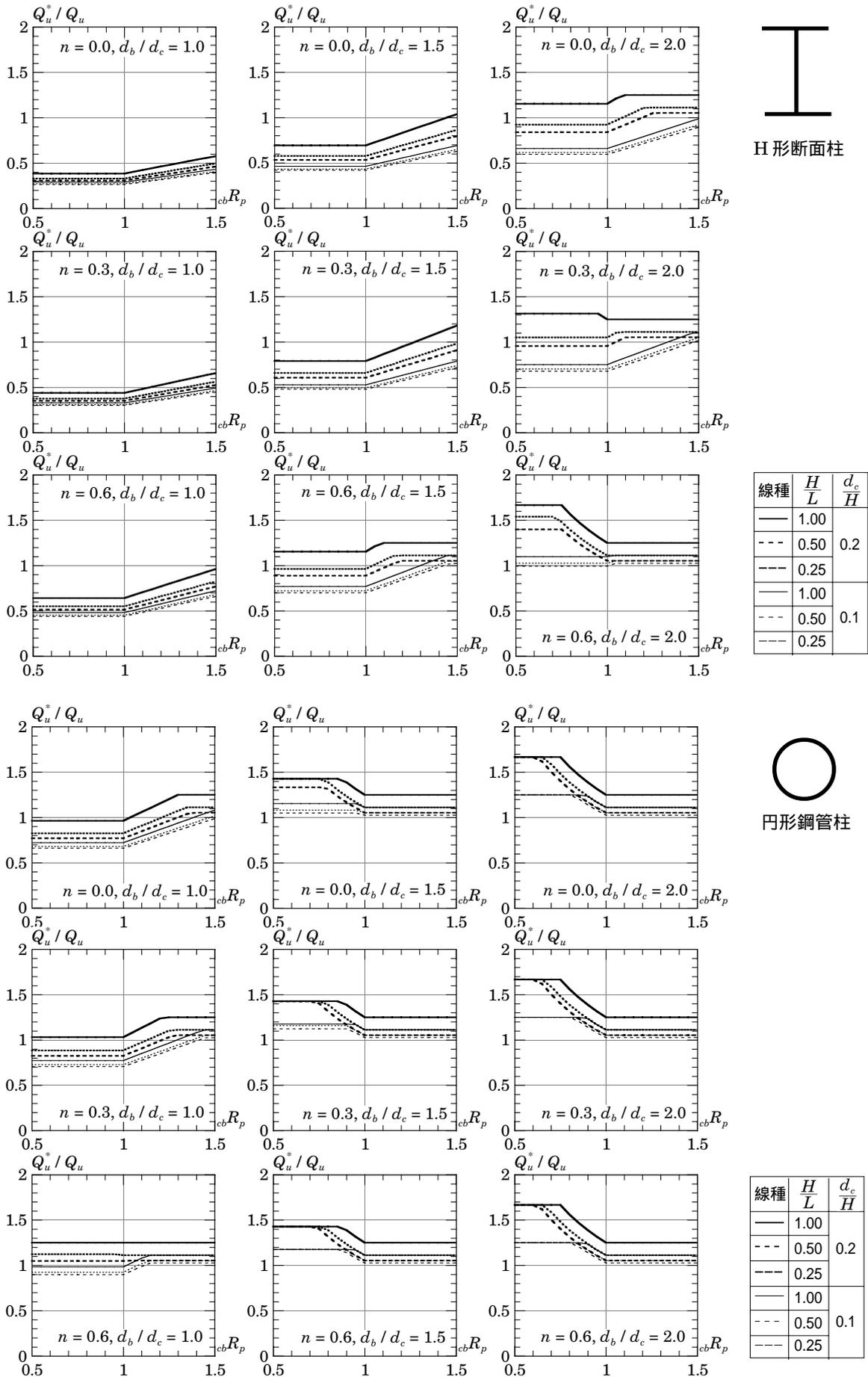


図 2.17 パネルを考慮した場合と無視した場合の保有水平耐力比 (H 形断面・円形鋼管柱)

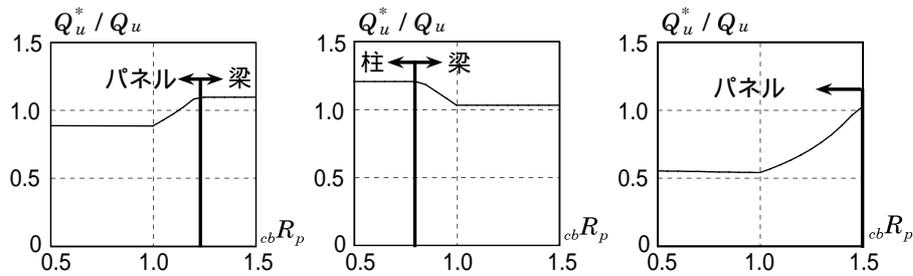


図 2.18 塑性化部位が変わる境界

場合の保有水平耐力 Q_u は cbR_p が 1 よりも小さい範囲では柱で、大きい範囲では梁で耐力が決まる。一方、パネルを考慮した場合の塑性化部位は図 2.16、2.17 の曲線形状より読みとることができる。図 2.16、2.17 の曲線は図 2.18 に示す 3 つに分類することができる。図 2.18 の矢印線はパネルを考慮したときの塑性化部位が変わる境界を示し、さらに柱・梁・パネルのうちどこが塑性化するのかを示している。

図 2.16 ~ 2.17 より柱または梁が塑性化する場合、パネルを無視して算定した保有水平耐力よりパネルを考慮した値のほうが大きくなる。これはパネルの大きさを考慮すると柱・梁の部材長が短くなり、パネルを無視した場合と比較して柱・梁に作用するせん断力が大きくなるためである。一方、パネルが塑性化する場合、梁・柱せい比 d_b/d_c 、および軸力比 n が小さくなると、 Q_u^*/Q_u は特に小さくなり、 Q_u^*/Q_u が 0.5 程度になる場合もある。これは d_b/d_c が小さくなるとパネルの体積が減少し、相対的にパネルが弱くなるのが原因である。また、パネルよりも柱のほうが軸力による全塑性モーメントの低減率が大きいので、軸力比が小さくなるとパネルを無視したときの柱崩壊時の保有水平耐力が、パネルを考慮したときのパネル崩壊時の保有水平耐力と比較して相対的に大きくなるため、 Q_u^*/Q_u は小さくなる。また、 H/L 、または d_c/H が大きくなると Q_u^*/Q_u が大きくなる。これらの値が大きくなると、パネルを無視したときの柱・梁の全塑性モーメントが一定であるのに対し、梁とパネルの節点塑性モーメントが大きくなるのが原因である。H 形断面柱骨組の場合も、 Q_u^*/Q_u と構造パラメータの関係について角形鋼管柱骨組と同様なことがいえる。ただし、角形鋼管柱骨組の場合と比較すると、パネルが塑性化し Q_u^*/Q_u の値が 1 よりも小さくなる場合が多くなる。これは H 形断面のパネル体積が角形鋼管のものと比較して小さいためである。

2.7 結

本章では、柱梁接合部パネル周りの柱・梁・パネル相互の釣合条件を示し、それらを簡潔に表現するために「節点モーメント」を定義した。さらに、柱端モーメント・梁端モーメント、パネルモーメントが全塑性値に達するときの節点モーメントを「節点塑性モーメント」と定義し、各節点周りの塑性化部位（柱・梁・パネル）の決定の指標となる部材間耐力比（柱梁耐力比・パネル柱耐力比・パネル梁耐力比）を簡潔に表現した。

また、十字形骨組を対象としてパネルが骨組の弾性層間変形角・保有水平耐力に及ぼす影響についてパラメトリック解析より考察した。

弾性層間変形角の検討より以下のことがわかった。

- 1) 角形鋼管柱の場合、パネルによる弾性層間変形は骨組全体の弾性層間変形の 2 割程度となる。H 形断面柱の場合は角形鋼管柱の場合と比較してパネルの弾性層間変形が大きくなり、骨組全体の 3 割程度になる。円形鋼管柱の場合は同パラメータの角形鋼管よりパネルによる弾性層間変形は

小さくなり、骨組全体の 1.5 割程度となる。

- 2) 角形鋼管柱・円形鋼管柱の場合、パネルのアスペクト比が 1.5 以上ならばパネルを無視した場合よりもパネルを考慮した場合の層間変形が小さくなる。また、アスペクト比が 1.5 未満の場合についても、パネルを考慮した場合の層間変形は無視した場合の、1 割程度大きくなるだけである。H 形断面柱の場合、アスペクト比が 1.5 以上ならばパネルを考慮した場合の層間変形は無視した場合と比較してほぼ同等以下になると判断できる。ただし、アスペクト比が 1.0 の場合、パネルを無視すると層間変形をパネルを考慮した場合と比較して 3 割程度過小評価する。すなわち H 形断面柱でパネルのアスペクト比 1.5 以下の場合を除き、パネルを無視した弾性解析より得られる層間変形角は、パネルを考慮した弾性解析より得られる値を過小評価する。

部材間耐力比・保有水平耐力の検討より以下のことがわかった。

- 3) 柱梁接合部の塑性化部位（柱・梁・パネル）決定の指標となる部材間耐力比（柱梁耐力比・パネル柱耐力比・パネル梁耐力比）は、各部材の全塑性モーメントの比ではなく、柱・梁・パネル相互の釣合条件を満足する節点塑性モーメントの比として定義すべきである。各部材の全塑性モーメントの比として定義された部材間耐力比では塑性化部位の判別を誤る可能性がある。
 - 4) 柱とパネルを同じ断面であると仮定した場合、パネル柱耐力比が 1 以下、すなわち柱よりパネルの方が弱い場合が多く、特にアスペクト比が 1.5 以下ではほとんどパネル柱耐力比は 1 以下である。
 - 5) 柱とパネルが同じ断面であり、パネルで保有水平耐力が決まる場合には、パネルを無視した場合の耐力と比較して、H 形断面柱で 3 割、角形鋼管柱で 5 割、円形鋼管で 7 割程度まで耐力が低下する場合がある。
- 4) より、パネルで耐力が決まる場合が多いこと、5) より耐力がパネルで決まる場合、パネルを考慮して計算しなければ保有水平耐力を過大評価してしまうことから、保有水平耐力の検討時には、パネルを考慮した計算が必要となる。

