

第6章 パネルの影響を考慮した鋼構造骨組の耐震設計法

6.1 序

本章では前章までの議論を基に、以下の3点についてパネルを考慮した場合の鋼構造骨組の耐震設計法について提案を提案する。

- 1) 許容応力度設計
- 2) 保有水平耐力の確認
- 3) 一次設計用荷重作用時の層間変形角の確認

本章では、上記の検討事項について示すとともに、要求値と比較される骨組の応力・保有水平耐力の算定方法を示す。ここでは、これらの値を算定するために使用する計算ツールとして以下の3つを想定する。

- (A) パネル（大きさ・耐力・変形）を考慮できる弾塑性解析プログラム
- (B) パネルを考慮できない線材骨組モデルの弾塑性解析プログラム
- (C) 表計算・手計算

(A) は文献 6-1) の CLUB, CLAP のようなパネルの大きさ・変形・耐力を考慮できる複合非線形弾塑性解析プログラムである。(A) のツールを使えば、上記の方法の中では最も直接的に精度の高い解を得ることができる。(B) は柱・梁部材のみで構成される線材骨組モデルを弾塑性解析することができるプログラムである。パネルの耐力を考慮できたり、パネルを剛域として取り扱う（パネルの大きさを考慮する）ことができるプログラムもあるが、ここでは、パネルの大きさ・耐力・変形のいずれも考慮できない弾塑性解析プログラムとして取り扱う。(C) は手計算や表計算によって行われる計算であり、弾性解析では固定モーメント法、保有水平耐力の算定では節点振り分け法やフロアモーメント分配法⁶⁻²⁾、層間変形角の算定では D 値法などが例としてあげられる。これらの使用計算ツールに応じて、パネルを考慮した解析をする方法について述べる。

6.5 節では45°方向から入力される地震荷重に対する検討方法について述べる。地震荷重の入力が構面方向に限らないこと、直交する2構面がともに剛接合されている一般的な鋼構造骨組では柱・パネルに両構面の梁に作用するモーメントが同時に作用すること、柱・パネルに良く用いられている角形鋼管の断面諸量には方向性があることから、構面方向以外の方向からの入力に対する検討も必要である。

6.2 パネルの全塑性耐力と降伏耐力

文献 6-3)では、3 章での角形鋼管・円形鋼管の検討結果に加えて H 形断面に対する耐力評価式も提案されている。3 章で述べたパネルの全塑性せん断耐力 Q_p を次式でパネルモーメントに変換した全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ を表 6.1 に示す。

$${}_pM_p = Q_p \cdot d_b \quad (6.1)$$

ただし、 d_b はパネルせい(梁のフランジ中心間寸法)を表す、 ${}_pM_p$ は曲げモーメントを受ける部材の全塑性モーメントに対応する指標で、パネル全体が一樣に降伏せん断応力度に達した状態を想定している。なお、表中に使われている記号は以下のように定義される(図 6.1 参照)。

- d_c : パネルフランジ中心間寸法, $D_c - t_p$
- D_c : パネルの角形鋼管・円形鋼管の鋼管径, H 形断面のせい
- t_p : パネルの角形鋼管・円形鋼管の板厚, H 形断面のウェブ厚
- t_f : パネルの H 形断面のフランジ板厚
- d_b : パネルせい(梁フランジ中心間寸法)
- r_m : パネルの角形鋼管の角部の板厚中心曲率半径(公称値)
- A_p : $A/2$ (角形鋼管・円形鋼管の場合), $d_c t_p$ (H 形断面の場合)
- A : パネルの全断面積(鋼管径・角部の寸法は公称値, 鋼管厚は実測値で算定)
- n : パネルの軸力比
- F_y : パネルに使用した鋼材の短期許容引張応力度

曲げ材の降伏モーメントに相当するパネルの降伏パネルモーメント ${}_pM_y$ は、曲げ材の形状係数に相当する係数 κ でパネルの全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ を除して表す。

$${}_pM_y = \frac{{}_pM_p}{\kappa} \quad (6.2)$$

表 6.1 全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ 評価式(文献 6-3)より)

断面形状	全塑性パネルモーメント		V_e	実験範囲
	${}_pM_p$	n		
H 形断面	${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}}$	$n \leq 1 - \frac{A_p}{A}$	$V_e = d_c d_b t_p$	$11 \leq d_c/t_p \leq 50$ $0.6 \leq t_p/t_f \leq 1.8$ $0.7 \leq d_b/d_c \leq 1.7$ $0 \leq n \leq 0.7$
	${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left\{ (n-1) \frac{A_p}{A} + 1 \right\}^2}$	$1 - \frac{A_p}{A} < n \leq 1$		
角形鋼管 0° 方向	${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}}$	$n \leq 0.5$	$V_e = 2 d_c d_b t_p$	$10 \leq d_c/t_p \leq 42$ $1.0 \leq d_b/d_c \leq 1.6$ $0 \leq n \leq 0.6$
	${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} 2 \sqrt{n(1-n)}$	$0.5 < n \leq 1$		
角形鋼管 45° 方向	${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1-n^2}$		$V_e = 2 \{ \sqrt{2} d_c - 2 r_m (\sqrt{2} - 1) \} d_b t_p$	$10 \leq d_c/t_p \leq 42$ $1.0 \leq d_b/d_c \leq 1.6$ $0 \leq n \leq 0.6$
円形鋼管	${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1-n^2}$		$V_e = 2 d_c d_b t_p$	$21 \leq d_c/t_p \leq 42$ $1.2 \leq d_b/d_c \leq 1.6$ $0 \leq n \leq 0.5$

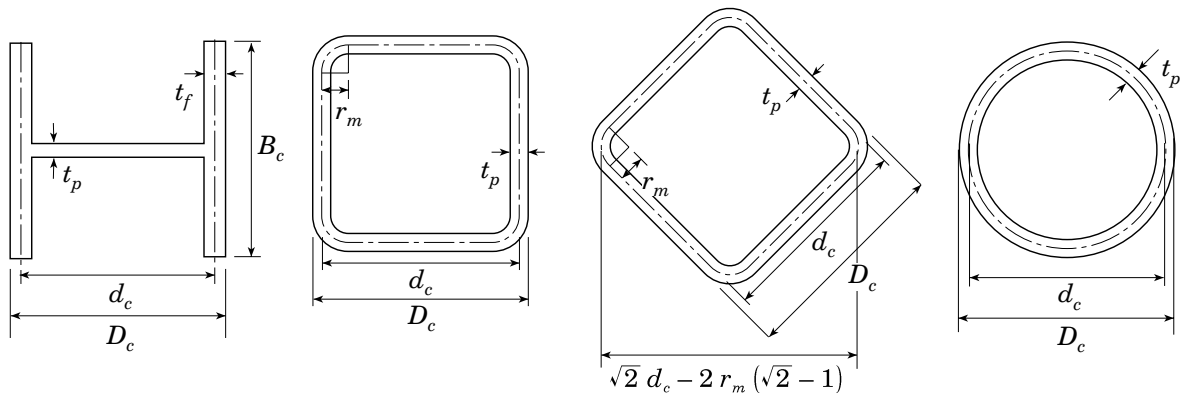


図 6.1 パネルの断面形状

ただし, κ は平面保持の仮定に基づいた弾性せん断応力度分布から得られた計算された最大せん断応力度と平均せん断応力度の比であり, 次式で得られる.

$$\kappa = \frac{3}{2} \left(1 + \frac{t_f}{D_c} \right) \frac{2 t_f / D_c + t_p / B_c}{3 t_p / D_c + t_p / B_c} \quad (\text{H 形断面}) \quad (6.3)$$

$$\kappa = 9 / 8 \div 1.125 \quad (\text{角形鋼管 } 0^\circ \text{ 方向}) \quad (6.4)$$

$$\kappa = 3 / 2 = 1.5 \quad (\text{角形鋼管 } 45^\circ \text{ 方向}) \quad (6.5)$$

$$\kappa = 4 / \pi \div 1.273 \quad (\text{円形鋼管}) \quad (6.6)$$

なお, H 形断面の式に広幅系・中幅系の H 形鋼を例として用いると $\kappa = 1.152 \sim 1.274$ となり, 平均は 1.181 となる.

6.3 一次設計

6.3.1 一次設計における検討事項

一次設計荷重に対するパネルの検討は, 次式で行う.

$${}_pM / {}_pM_y \leq 1.0 \quad (6.7)$$

ただし, ${}_pM_y$ はパネルの降伏せん断耐力時のパネルモーメント, ${}_pM$ は一次設計荷重作用時のパネルモーメントである. 一次設計荷重作用時にパネルに作用するパネルモーメント ${}_pM$ は次項で示す方法で算定する. また, 柱・梁についてもそれぞれ柱端・梁端のモーメントと短期許容曲げモーメントと比較して検討する.

6.3.2 柱・梁のフェイスモーメントとパネルモーメントの算定法

パネルと柱・梁に作用する力を図 6.2 に示す. 図 6.2 に示すパネル周辺の応力は図 6.3 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. 以下では, 図 6.3 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.

設計用荷重作用時の柱・梁のフェイスモーメント ${}_cM$, ${}_bM$, パネルモーメント ${}_pM$ は, 6.1 節で述べた使用計算ツールに応じて以下の(i), (ii) の二通りの方法で算定できる.

(i) パネルの大きさを考慮した解析で柱・梁のフェイスモーメントを算定できる場合

パネルに作用するパネルモーメント ${}_pM$ は (2.16), (2.18) 式より次式を用いて算出する.

$${}_pM = {}_bM_L + {}_bM_R - ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \frac{d_b}{2} \quad (6.8)$$

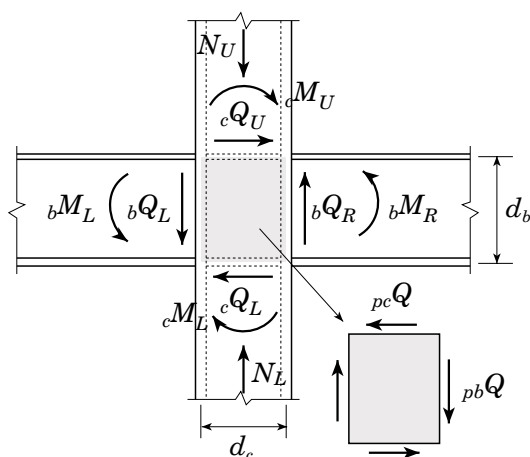


図 6.2 パネル・柱・梁の作用応力

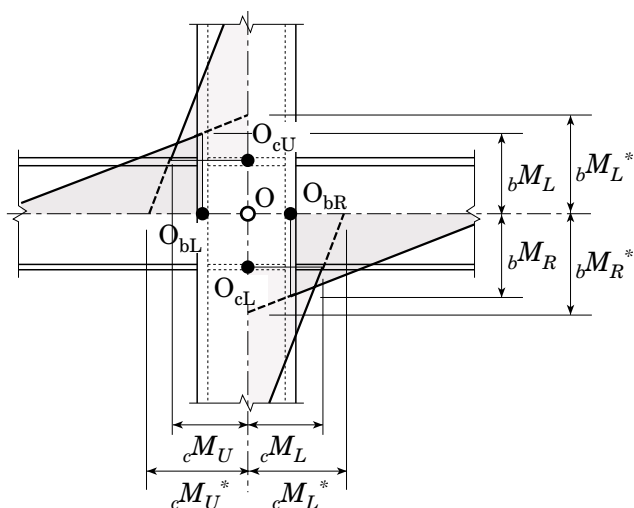


図 6.3 フェイスモーメントと節点モーメント

(ii) パネルの大きさを無視して解析する場合

パネルの大きさを無視した解析より得られる各節点の上下柱端・左右梁端モーメントは、パネルを考慮した場合の柱・梁の節点モーメント ${}_cM^* \cdot {}_bM^*$ (2.2 節参照) に相当する。したがって、柱・梁のフェイスモーメント ${}_cM \cdot {}_bM$ ・パネルモーメント ${}_pM$ は (2.21) ~ (2.26) 式より次式で表される。

$${}_cM_U = {}_cM_U^* - \frac{{}_cQ_U d_b}{2}, \quad {}_cM_L = {}_cM_L^* - \frac{{}_cQ_L d_b}{2} \quad (6.9), (6.10)$$

$${}_bM_L = {}_bM_L^* - \frac{{}_bQ_L d_c}{2}, \quad {}_bM_R = {}_bM_R^* - \frac{{}_bQ_R d_c}{2} \quad (6.11), (6.12)$$

$${}_pM = {}_bM_L^* + {}_bM_R^* - ({}_bQ_L + {}_bQ_R) \frac{d_c}{2} - ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \frac{d_b}{2} \quad (6.13)$$

6.4 二次設計

6.4.1 二次設計における検討事項

パネルを考慮する場合、二次設計では以下の 2 項目について検討が必要となる。

- ・ 層間変形角の確認
- ・ 保有水平耐力の確認

いずれも要求値は文献 6-4) の「建築物の構造規定」に従うものとする。層間変形角の確認では、一次設計用地震力によって生ずる各階の層間変形角をパネルを考慮して計算し、それが 1/200 (構造物の変形によって著しい損傷が生ずるおそれがない場合には 1/120) 以下であることを確認する。ただし、2 章での検討結果より、「柱・パネルが H 形断面でアスペクト比 1.5 以下の場合を除けば、パネルを無視した弾性計算で層間変形角を計算しておけば、パネルを考慮した結果とほぼ同等以上の値を示す」ことがわかった。したがって、2 章で想定したパラメータの範囲では層間変形角の算定時にパネルの変形を考慮できない場合でも、その算定結果で要求値を満たすかどうかを検討すればよい。

また、保有水平耐力の確認でもパネルを考慮して骨組の保有水平耐力を算定し、要求値を満足することを確認する。パネルを考慮した場合の保有水平耐力の算定方法は次項で説明する。

6.4.2 保有水平耐力の算定法

(1) 節点塑性モーメント

保有水平耐力を算定するためには、各節点毎に崩壊機構形成時の塑性化部位（柱・梁・パネル）を決定する必要がある。2.3 節でも述べたように、塑性化部位を決定するためには各節点において柱・梁・パネルの節点塑性モーメント ${}_cM_{pU}^*$ 、 ${}_cM_{pL}^*$ ・ ${}_bM_{pL}^*$ 、 ${}_bM_{pR}^*$ ・ ${}_pM_p^*$ を算定し、以下の三つの値

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

を比較して最小値を選択すればよい。柱・梁・パネルの各全塑性モーメントの記号と骨組の寸法を図 6.4 のように表すと、柱・梁・パネルの節点塑性モーメント ${}_cM_{pU}^*$ 、 ${}_cM_{pL}^*$ ・ ${}_bM_{pL}^*$ 、 ${}_bM_{pR}^*$ ・ ${}_pM_p^*$ は柱・梁・パネルの全塑性モーメントを用いて次式で表される。

$${}_cM_{pU}^* = {}_cM_{pU} + \frac{{}_cQ_U d_b}{2} \quad , \quad {}_cM_{pL}^* = {}_cM_{pL} + \frac{{}_cQ_L d_b}{2} \quad (6.14), (6.15)$$

$${}_bM_{pL}^* = {}_bM_{pL} + \frac{{}_bQ_L d_c}{2} \quad , \quad {}_bM_{pR}^* = {}_bM_{pR} + \frac{{}_bQ_R d_c}{2} \quad (6.16), (6.17)$$

$${}_pM_p^* = {}_pM_p + \frac{d_c}{2} ({}_bQ_L + {}_bQ_R) + \frac{d_b}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (6.18)$$

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。

節点塑性モーメントの算定過程で問題となるのは、「節点塑性モーメント算定式に含まれるせん断力」、「柱の全塑性モーメント ${}_cM_{pU}$ ・ ${}_cM_{pL}$ を算定する際の作用軸力」である。これらは崩壊機構形成時の曲げモーメント分布が決まらなければ算定できないので、真の解を得るためには試行錯誤的な繰返し計算が必要となる。そこで繰返し計算を省くために次の (2)～(4) では柱・梁・パネルそれぞれの節点塑性モーメントの略算式を誘導する。

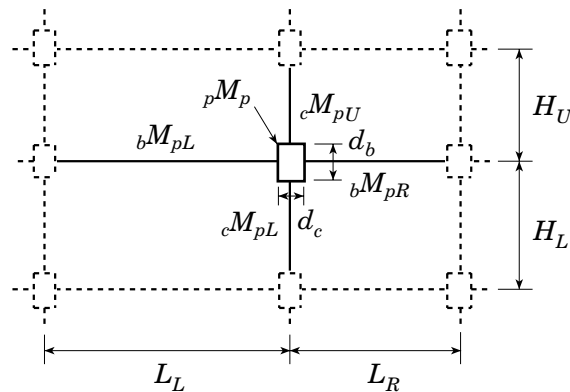


図 6.4 骨組寸法と各部材の全塑性モーメント

(2) 柱の節点塑性モーメント

(6.14), (6.15) 式のせん断力を含む右辺第 2 項は、右辺第 1 項の塑性モーメントと比較して一般に小さな値となる。したがって、機構形成時のせん断力分布を与えるために以下の仮定を導入しても、大きな誤差は生じない。

- ・ 柱の節点塑性モーメント算定時の柱のせん断力を、柱の部材両端がそれぞれ全塑性モーメントに達した時の値で近似する。

柱に継手がある場合、つまり柱の上下端で全塑性モーメントが変わる場合を想定して、図 6.5 のような

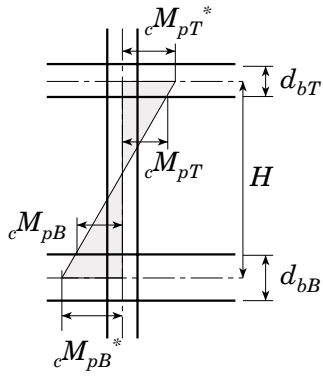


図 6.5 柱の節点塑性モーメント

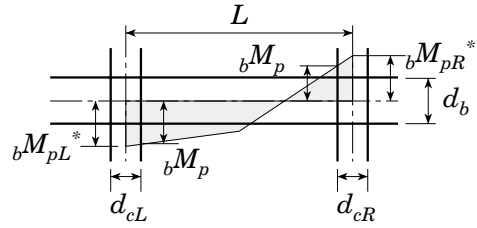


図 6.6 梁の節点塑性モーメント

場合について考える。図は柱の両端が全塑性モーメントに達した時のモーメント分布を表している。このとき，上記の仮定より柱の節点塑性モーメントは次式で得られる。

$$cM_{pT}^* = \frac{1 - \frac{1}{2H} \left(d_{bB} - d_{bT} \frac{cM_{pB}}{cM_{pT}} \right)}{1 - \frac{d_{bT} + d_{bB}}{2H}} cM_{pT} \quad (6.19)$$

上式の右辺の分子第 2 項は第 1 項と比較してかなり小さい値であるから，以下の近似公式

$$1 - x \approx \frac{1}{1 + x} \quad (6.20)$$

を(6.19)に導入して整理すると次式を得る。

$$cM_{pT}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{bT}}{2H} \left(1 + \frac{cM_{pB}}{cM_{pT}} \right)} cM_{pT} \quad (6.21)$$

同様に次式が得られる。

$$cM_{pB}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{bB}}{2H} \left(1 + \frac{cM_{pT}}{cM_{pB}} \right)} cM_{pB} \quad (6.22)$$

$cM_p = cM_{pT} = cM_{pB}$ の場合は次式で表される。

$$cM_{pT}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{bT}}{H}} cM_{pT}, \quad cM_{pB}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{bB}}{H}} cM_{pB} \quad (6.23), (6.24)$$

上式の cM_{pT}^* と cM_{pB}^* の差は通常小さく，次式で近似することも可能である。

$$cM_p^* = cM_{pT}^* = cM_{pB}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{bT} + d_{bB}}{2H}} cM_p \quad (6.25)$$

$d_{bT} = d_{bB}$ のとき，上式は 2 章で示した十字形骨組の節点塑性モーメント式 (2.52) 式と同じになる。なお (6.22), (6.23) に含まれる柱の全塑性モーメントは機構形成時に柱に作用する軸力を考慮して算定されるものであり，柱軸力の算定法については (5) で後述する。

(3) 梁の節点塑性モーメント

梁も柱と同様に以下の仮定を導入する。

- ・ 梁の節点塑性モーメント算定時の梁のせん断力を 柱の部材両端がそれぞれ全塑性モーメントに達した時の値で近似する。

ただし柱の場合と異なり，梁中間に鉛直荷重が作用し，梁の両端に作用するせん断力が異なる場合がある。この梁中間の鉛直荷重によるせん断力を Q_0 とすると，図 6.6 を参照して梁の左右両端の節点塑性

モーメントが次式で表される．

$${}_bM_{pL}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{cL}}{L}} {}_bM_{pL} - Q_0 \quad , \quad {}_bM_{pR}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{cR}}{L}} {}_bM_{pR} + Q_0 \quad (6.26), (6.27)$$

第2項のせん断力の項は，応力仕事の算定過程で相殺される項であるから，これを無視して梁の節点塑性モーメントを次式で近似する．

$${}_bM_{pL}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{cL}}{L}} {}_bM_{pL} \quad , \quad {}_bM_{pR}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{cR}}{L}} {}_bM_{pR} \quad (6.28), (6.29)$$

柱と同様に，両者の平均をとって次式で近似する．

$${}_bM_p^* = {}_bM_{pL}^* = {}_bM_{pR}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_{cL} + d_{cR}}{2L}} {}_bM_p \quad (6.30)$$

(3) パネルの節点塑性モーメント

パネルの節点塑性モーメントの近似式は (6.18) 式のせん断力の項をどのように仮定するかによる．以下では3つの方法について検討する．

まず，一つ目の方法では以下の仮定を導入する．

- ・ パネルの節点塑性モーメントを算定時のせん断力を，パネルの節点塑性モーメントを上下の柱・左右の梁の節点モーメントとして，それぞれに等分配した時の値で近似する．
- ・ 柱・梁の反曲点をそれぞれ柱・梁の中央とする．

この仮定を導入すると，図 6.4 に示す骨組におけるパネルの節点塑性モーメント ${}_pM_p^*$ は次式で表せる．

$${}_pM_p^* = \frac{2}{2 - \left(\frac{d_c}{L_L} + \frac{d_c}{L_R} + \frac{d_b}{H_U} + \frac{d_b}{H_L} \right)} {}_pM_p \quad (6.31)$$

上記のパネル節点塑性モーメントの略算式は，中間層中柱節点のパネルに対するものである．図 6.7, 6.8, 6.9 にそれぞれ示す中間層外柱節点，最上層中柱節点，最上層外柱節点でのパネルの節点塑性モーメントの略算式は以下のように表される．

$$\text{(中間層外柱節点)} \quad {}_pM_p^* = \frac{2}{2 - \left(\frac{2d_c}{L_L} + \frac{d_b}{H_U} + \frac{d_b}{H_L} \right)} {}_pM_p \quad (6.32)$$

$$\text{(最上層中柱節点)} \quad {}_pM_p^* = \frac{2}{2 - \left(\frac{d_c}{L_L} + \frac{d_c}{L_R} + \frac{2d_b}{H_L} \right)} {}_pM_p \quad (6.33)$$

$$\text{(最上層外柱節点)} \quad {}_pM_p^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{d_c}{L_L} + \frac{d_b}{H_L} \right)} {}_pM_p \quad (6.34)$$

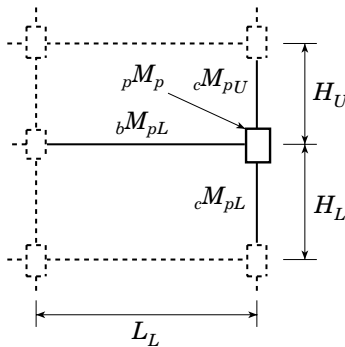


図 6.7 中間層外柱節点周りの骨組寸法

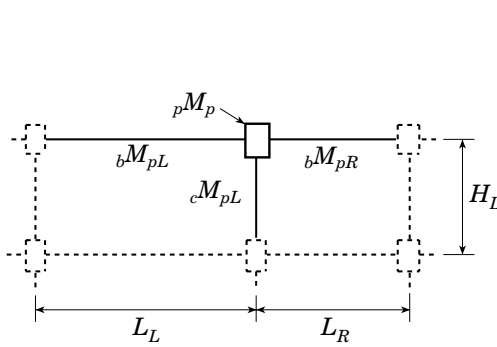


図 6.8 最上層中柱節点周りの骨組寸法

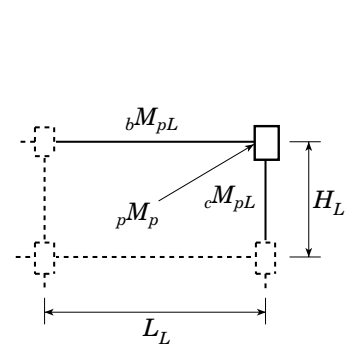


図 6.9 最上層外柱節点周りの骨組寸法

次に機構法を用いてパネルの節点塑性モーメントを算定する．対象は図 6.10 に示す十字形骨組である．図 6.11 にパネル崩壊型を示す．パネルが塑性化し，崩壊機構を形成するためには短い梁の端部も同時に塑性化しなければならない．パネルのせん断変形角 γ と柱の部材回転角 θ の関係は次式で得られる．

$$\left(1 + \frac{1}{\frac{L_L}{2} - \frac{d_c}{2}} \frac{d_c}{2}\right) \theta = \gamma \quad \rightarrow \quad \gamma = \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_L}} \theta \quad (6.35)$$

梁端回転角 θ_{bR} と柱の部材回転角 θ の関係は次式で得られる．

$$\theta_{bR} = \left(\frac{d_c/L_R}{1 - d_c/L_R} - \frac{d_c/L_L}{1 - d_c/L_L} \right) \theta \quad (6.36)$$

パネルを無視した場合，つまりパネルを節点とし，パネルの節点塑性モーメント ${}_pM_p^*$ で節点が回転する機構と図 6.11 の崩壊型の仕事式を等置すると次式を得る．

$${}_pM_p^* \left(\frac{\gamma d_b}{\frac{H_U}{2} + \frac{H_L}{2}} \right) = {}_pM_p \gamma + {}_bM_{pR} \theta_{bR} \quad (6.37)$$

ただし， ${}_pM_p$ は全塑性パネルモーメント， ${}_bM_{pR}$ は右の梁の全塑性モーメントである．(6.37) 式に(6.35)，(6.36) 式を代入して整理すると次式を得る．

$${}_pM_p^* = \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_L} - \frac{2d_b}{H_U + H_L}} {}_pM_p + \left(\frac{d_c/L_R}{1 - d_c/L_R} - \frac{d_c/L_L}{1 - d_c/L_L} \right) \frac{1}{1 - \frac{2d_b}{H_U + H_L} - \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_L}}} {}_bM_{pR} \quad (6.38)$$

(6.38) 式のパネルの節点塑性モーメント（図中， ${}_pM_p^*$ （上界）と表記）に占める，第 2 項の梁の全塑性モーメントに関する項（図中， ${}_pM_p$ （第 2 項）と表記）の割合を図 6.12 に示す． $d_c = 60 \text{ cm}$ ， $L_R = 600 \text{ cm}$ ， $H_U = H_L = 400 \text{ cm}$ ，パラメータは d_b/d_c ， ${}_bM_{bR}/{}_pM_p$ ， L_L/L_R とする． ${}_bM_{bR}/{}_pM_p = 1.0$ という極端な場合でも第 2 項が全体に占める割合は最大 6% 程度であり，第 2 項を無視して計算しても大きな誤差は生じない．また (6.38) 式で得られるパネルの節点塑性モーメントに対する (6.31) 式の近似式から得られる値（図中， ${}_pM_p^*$ （簡略式）と表記）の比を図 6.13 に示す．両者の差は大きくても 3% 程度であり (6.31) 式でパネルの節点塑性モーメントを近似できる．

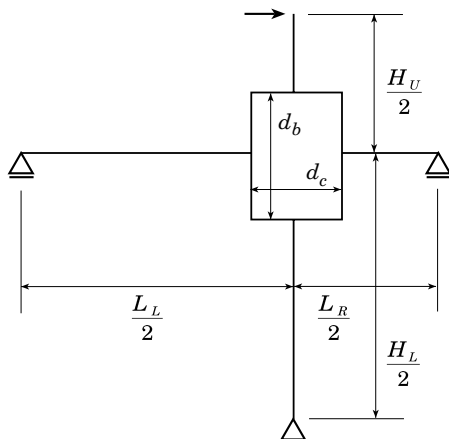


図 6.10 十字形骨組

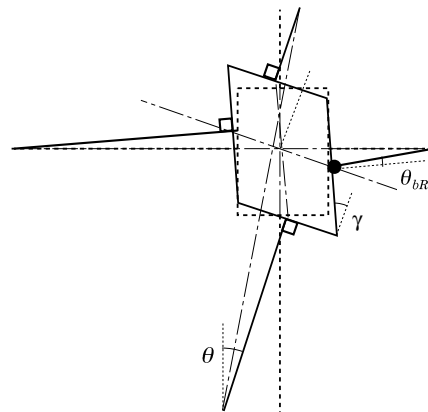


図 6.11 パネル崩壊型

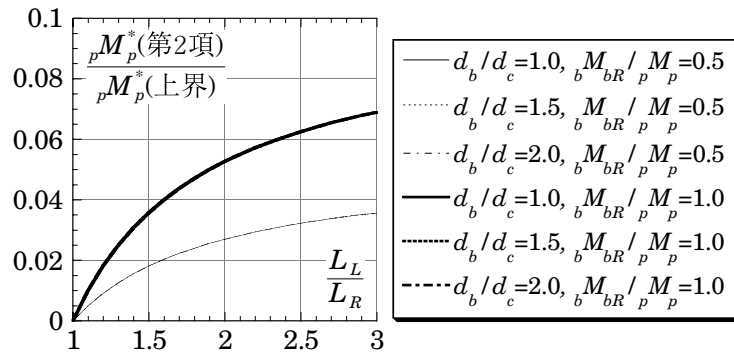


図 6.12 (6.38) 式に占める第 2 項の割合

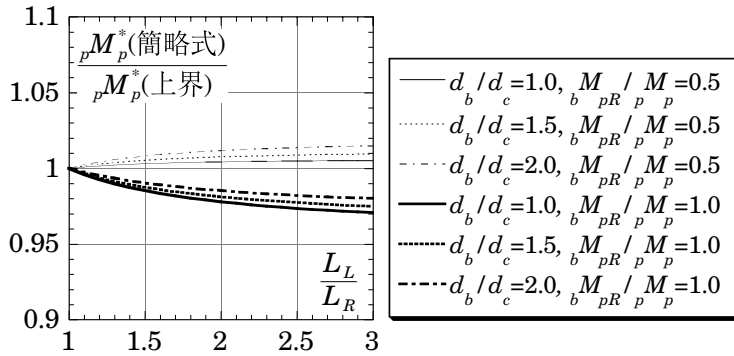


図 6.13 (6.31) 式による値と(6.38) 式による値の比

次に図 6.14 のようにパネルの節点塑性モーメントを柱・梁に分配したと考えると柱・梁のせん断力よりパネルの節点塑性モーメント ${}_pM_p^*$ は次式で表される .

$${}_pM_p^* = {}_pM_p + \frac{d_c}{2} \left(\frac{\alpha {}_pM_p^*}{\frac{L_L}{2}} + \frac{(1-\alpha) {}_pM_p^*}{\frac{L_R}{2}} \right) + \frac{d_b}{2} \left(\frac{\beta {}_pM_p^*}{\frac{H_U}{2}} + \frac{(1-\beta) {}_pM_p^*}{\frac{H_L}{2}} \right) \quad (6.39)$$

整理すると次式を得る .

$${}_pM_p^* = \frac{{}_pM_p}{1 - \frac{d_c}{L_R} \left\{ 1 + \left(\frac{L_R}{L_L} - 1 \right) \alpha \right\} - \frac{d_b}{H_L} \left\{ 1 + \left(\frac{H_L}{H_U} - 1 \right) \beta \right\}} \quad (6.40)$$

(6.40) 式で得られるパネルの節点塑性モーメントの値は真の解の下界を与える . すなわち , α, β を動かし , 最大となったものが真の解である . $L_L > L_R, H_L > H_U$ であると仮定すると , α, β を小さくすれば (6.40) 式の ${}_pM_p^*$ は大きくなる . ただし , 配分されたパネルの節点塑性モーメントが柱・梁の節点塑性モーメントを超えてはならないので , スパンの長い梁 , 階高が大きい柱にそれぞれの節点塑性モーメント分のモーメントを配分すればよい . 先に示した (6.31) 式による近似式は (6.40) 式で $\alpha = \beta = 1/2$ としたものに相当する . 図 6.13 と同様に , 両者の比を図 6.15 に示す . 両者の差は最大 5% 程度であり (6.31) 式でパネルの節点塑性モーメントを近似できる .

以上の結果より , 本論ではパネルの節点塑性モーメントの近似式として (6.31) 式を用いることとする .

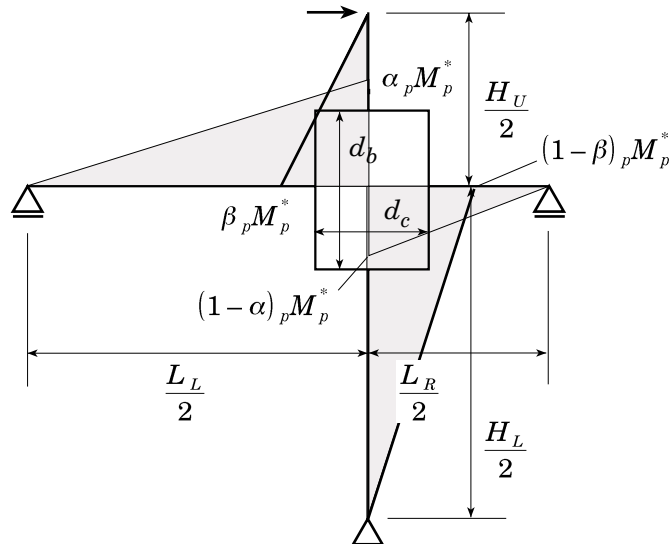


図 6.14 モーメント分布図

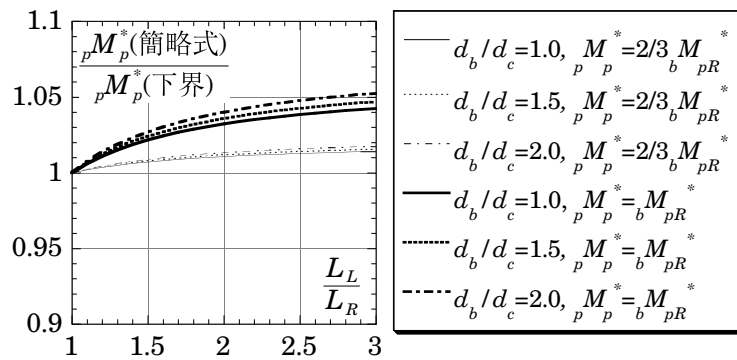


図 6.15 (6.31) 式による値と(6.40) 式による値の比

(5) 柱の全塑性モーメントを算定する際の作用軸力

柱に作用する軸力は「上層からの軸力」、「フロアの長期荷重」、「梁からのせん断力」の和として計算される。ブレースが組み込まれる場合には「ブレースからの付加軸力」がこれらに追加される。崩壊時の柱の軸力は以下の i), ii) の方法で推定することができる。

i) 梁・パネルの節点塑性モーメントを用いて、「梁からのせん断力」を算定する。

- 最上層各節点の梁とパネルの節点塑性モーメント(ともに軸力は作用しない)を算定し、どちらが先に全塑性状態に達するのかを決定する。
- パネルが先に塑性化する場合はパネルの節点塑性モーメントを左右の梁の節点モーメントとして等分配する。それぞれの梁端のモーメントより梁のせん断力を算定する。
- 節点下側の柱軸力は (b) の「梁またはパネルが塑性化したときの梁せん断力」と「フロアの長期荷重」の和として算定する。
- この柱軸力を用いて柱の節点塑性モーメントを算定し、柱・梁・パネルの節点塑性モーメントの最小値を選択することで各節点の塑性化部位を決定する。

(e) 以下の層でも同様に「梁またはパネルが塑性化したときの梁せん断力」を算定する。節点上側の柱とパネルに作用する軸力は「上層からの軸力」、節点下側の柱に作用する軸力は「上層からの軸力」・「梁またはパネルが塑性化したときの梁せん断力」・「フロアの長期荷重」の和として柱の節点塑性モーメントを算定する。

ii) 一次設計時の軸力を用いて、崩壊時の軸力を推定する。

- (a) 長期荷重作用時の軸力と一次設計用地震力作用時の軸力を弾性解析により算定する。
- (b) 二次設計用地震力作用時の軸力を、各層の転倒モーメントが等しくなるように一次設計用地震力作用時の軸力を比例倍して算定する。
- (c) (b) で得られた二次設計用地震力作用時の軸力と長期荷重作用時の軸力の和を崩壊時の軸力と仮定する。

ii) の方法で気をつけなければならないのは、算定された軸力が崩壊機構形成時の軸力ではなく、二次設計用荷重作用時の軸力になることである。通常、二次設計用荷重作用時よりも設計された骨組の崩壊時には大きな応力が作用するから、ii) の方法で推定された軸力は、崩壊時の軸力を過小評価することになる。したがって、ii) (b) で想定する水平力は設計用荷重よりも、崩壊機構形成時の水平力に近い方がよりよい近似を与える。

図 6.16 に示す H 形断面柱と H 形断面梁で構成されるラーメン構造を対象に軸力算定法の相違による影響を検討する。この骨組は文献 6-5) の BR シリーズの角形鋼管柱と同程度の断面諸量を有する広幅 H 形鋼を柱に割り付けたものである。層数は 4 層と 8 層である。図 6.17 には軸力算定法による各柱の軸力の相違を示している。が増分解析による軸力であり、ここではこれを精解とする。前述した i), ii) の算定法を、で示す。また、梁せん断力を梁の両端が全塑性モーメントに達していると仮定して算定した結果から得られた軸力をで示す。この骨組ではパネル梁耐力比が 0.5 程度になっているため、の結果は増分解析結果と大きく異なる。一方、算定法 i), ii) では、増分解析結果と良い対応を示していることがわかる。

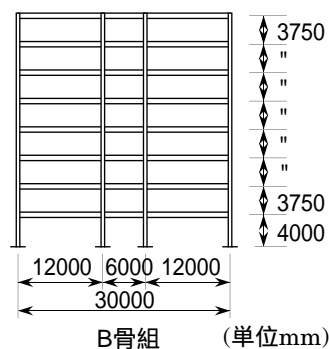


図 6.16 対象骨組

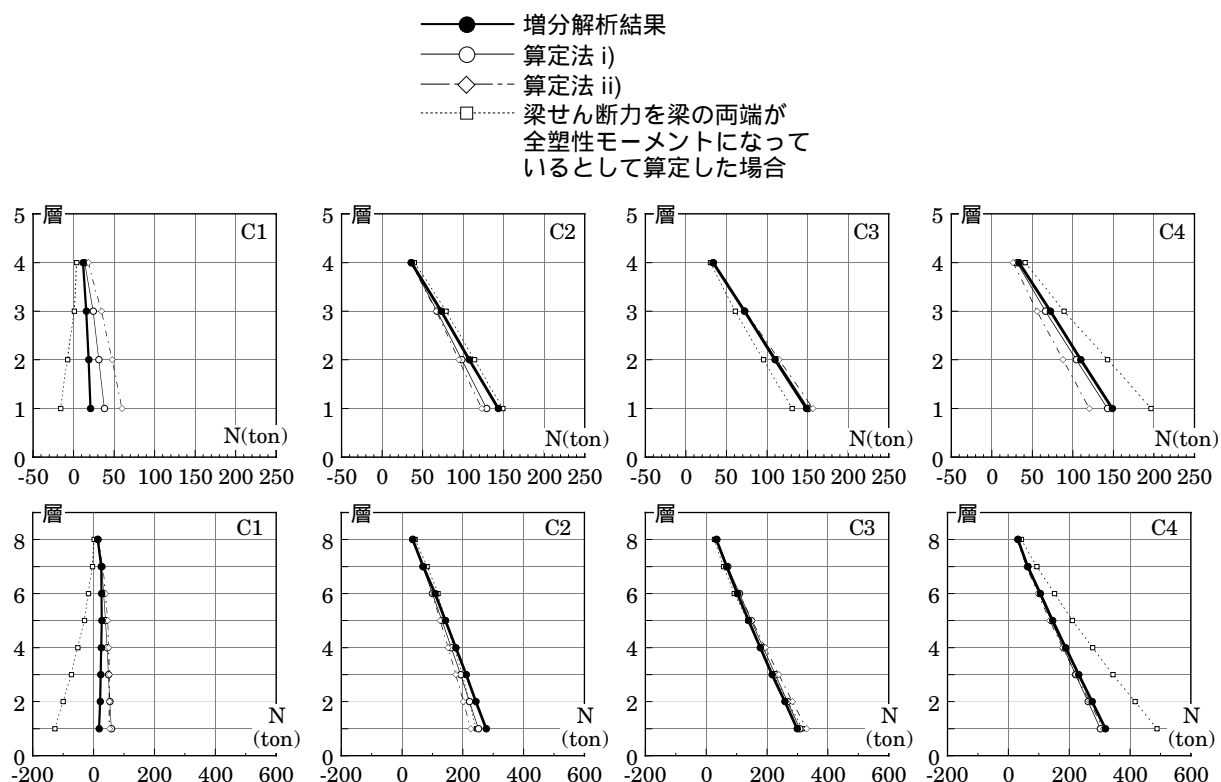


図 6.17 弾塑性増分解析結果と推定値の比較（各柱の軸力）

(4) 保有水平耐力の算定法

骨組の保有水平耐力は使用する計算ツールに応じて以下の 3 つの方法で算定できる。

- (A) パネルを考慮できる複合非線形解析プログラムによる弾塑性解析を用いた算定法
- (B) パネルを無視した線材骨組による弾塑性解析を用いた算定法
- (C) 節点塑性モーメントを用いた塑性解析的手法による算定法

(A) のパネルの大きさ・変形・耐力を考慮した複合非線形解析プログラムを使用すれば、各層の層せん断力から直接的に保有水平耐力を算定することができるので、以下では(B), (C) の方法について示す。

(B) パネルを無視した線材骨組による弾塑性解析を用いた算定法

パネルを無視した柱・梁部材だけから構成される線材骨組モデルでパネルの大きさ・耐力を考慮した弾塑性解析をするために、以下のような置換をする。

- [1] 線材骨組モデルの柱・梁の全塑性モーメントをそれぞれ柱・梁の節点塑性モーメントとする。
- [2] 節点塑性モーメントの比較からパネルが降伏すると判定された節点では、パネルの節点塑性モーメントを左右の梁それぞれに梁の節点塑性モーメントの比で分配し、線材骨組モデルの梁の全塑性モーメントとする。

上記の置換により、置換後の上下の柱・左右の梁の全塑性モーメント ${}_cM_{pU}^{**}$, ${}_cM_{pL}^{**}$, ${}_bM_{pL}^{**}$, ${}_bM_{pR}^{**}$ は以下のような式で表される（図 6.18 参照）。

$${}_cM_{pU}^{**} = {}_cM_{pU}^* \quad , \quad {}_cM_{pL}^{**} = {}_cM_{pL}^* \quad (6.41), (6.42)$$

$${}_bM_{pL}^{**} = {}_bM_{pL}^* \quad , \quad {}_bM_{pR}^{**} = {}_bM_{pR}^* \quad (6.43), (6.44)$$

また，パネルが塑性化するときの梁の全塑性モーメント ${}_bM_{pL}^{**}$, ${}_bM_{pR}^{**}$ は次式で表される．

$$(\text{中柱節点}) \quad {}_bM_{pL}^{**} = \frac{{}_bM_{pL}^*}{{}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^*} {}_pM_p^* \quad , \quad {}_bM_{pR}^{**} = \frac{{}_bM_{pR}^*}{{}_bM_{pL}^* + {}_bM_{pR}^*} {}_pM_p^* \quad (6.45), (6.46)$$

$$(\text{側柱節点}) \quad {}_bM_{pL}^* = {}_pM_p^* \quad (6.47)$$

図 6.19 に静的弾塑性解析結果の一例を示す．解析対象は 6.3.2 (5) の図 6.9 に示した 8 層骨組と同じである（図 6.19 左を参照）．図 6.19 中は各層の層せん断力 - 層間変位関係を示したものであり，実線がパネルを考慮できる弾塑性解析プログラムによる結果，点線が前述の線材骨組に置換したモデルによる結果である．図より両者が良く対応していることがわかる．一方，図 6.19 右はパネルを無視した線材骨組モデルによる結果であり，パネルの耐力を考慮していないために保有水平耐力を過大に評価していることがわかる．

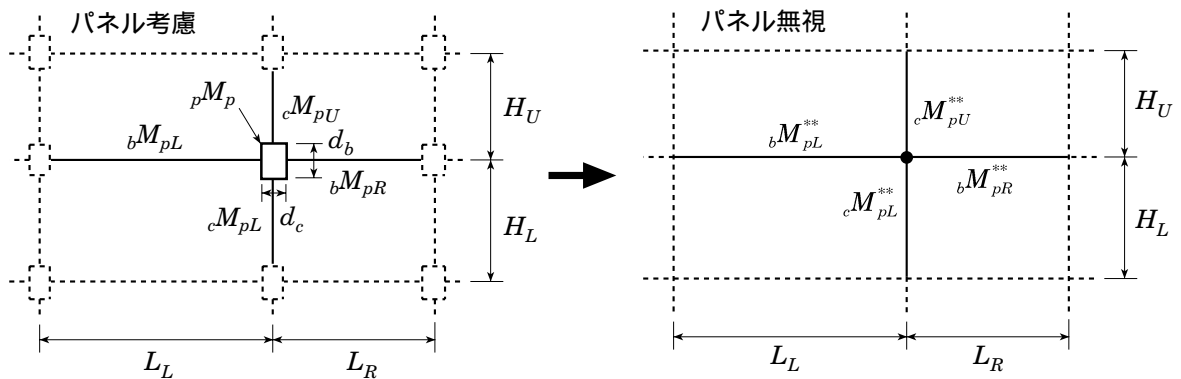


図 6.18 パネル考慮の場合と無視の場合の柱・梁の全塑性モーメント

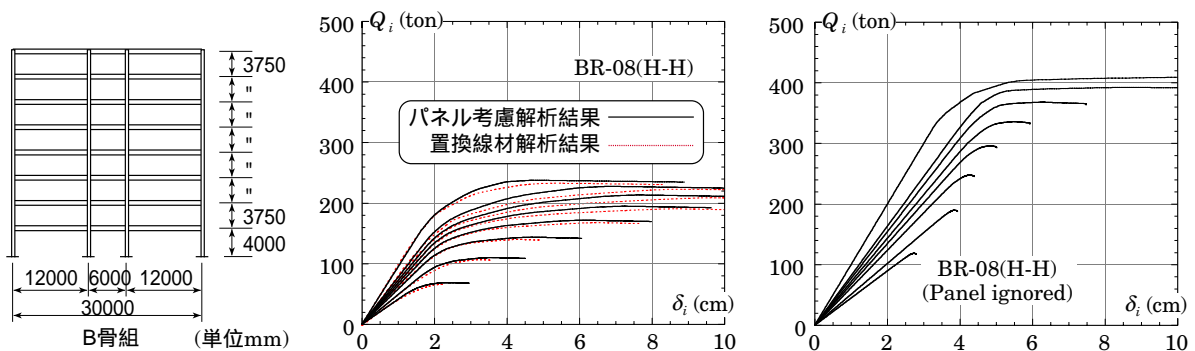


図 6.19 置換線材骨組による弾塑性解析例

(C) 節点塑性モーメントを用いた塑性解析的手法による算定法

保有水平耐力の算定法としてフロアモーメント分配法⁶⁻²⁾や節点振り分け法があげられる。これらの計算過程では、各節点毎に崩壊機構形成時に塑性化する部位（柱・梁・パネルのうちどれか）を求める必要がある。すなわち、各節点において(6.19)～(6.23)式より得られる柱の節点塑性モーメント和 $M_{pU}^* + M_{pL}^*$ ・梁の節点塑性モーメント和 $M_{pL}^* + M_{pR}^*$ ・パネルの節点塑性モーメント M_p^* を比較して最小値を選択すればよい。さらにフロアモーメント分配法では、各節点において選択した最小値を層毎の全節点について総和したものを各層のフロアモーメントとすれば、それ以降の算定過程ではパネルの大きさを意識することなく、従来と同様な過程で計算を進めることができる。節点振り分け法の場合でも同様に、各節点における塑性化部位の全塑性モーメント和を節点塑性モーメント和(パネルが塑性化する場合は節点塑性モーメント)と読み替えることで、従来と同じ方法で保有水平耐力を算定することができる。

図 6.21 に保有水平耐力の算定結果を示す。対象骨組は図 6.20 に示す角形鋼管柱と H 形断面梁で構成される骨組・H 形断面柱と H 形断面梁で構成される骨組である。角形鋼管柱の骨組は文献 6-5) の R シリーズと同じものであり H 形断面柱骨組は、角形鋼管柱と同程度の断面諸量を有する広幅 H 形鋼を柱に割り付けたものである。図 6.21 の横軸は保有水平耐力 Q_u を骨組の全重量 Σw_i と振動特性係数 R_t の積で除したもの、縦軸は層番号である。図中の実線がパネルを考慮したフロアモーメント分配法による算定結果である。点線はパネルを無視したフロアモーメント分配法による算定結果、印がパネルを考慮した増分解析法による数値解析結果である。増分解析には幾何学的非線形を考慮した弾塑性増分解析プログラム⁶⁻¹⁾を用い、柱・梁・パネルは完全弾塑性としている。増分解析結果は骨組の平均層間変位角が 0.02 になるまで解析したときのものである。また、図 6.22 に骨組の塑性化状況を示す。図中の黒丸は塑性ヒンジの形成を表し、ハッチのかかったパネルは塑性化を意味する。

まず角形鋼管柱・H 形断面梁骨組の算定結果を見ると、パネルを考慮したフロアモーメント分配法による結果と増分解析結果とは良く一致している。また、パネルを無視したフロアモーメント分配法とも大差はない。これは図 6.22 からわかるように、塑性化のほとんどが梁で生じているためである。H 形断面柱・H 形断面梁骨組の算定結果でも、パネルを考慮したフロアモーメント分配法の結果と増分解析結果はよく一致しているが、柱・梁よりもパネルの耐力が小さく、多くのパネルが塑性化するため、パネルを考慮した場合と無視した場合に大きな差が生じている。増分解析結果とパネルを考慮したフロアモーメント分配法から得られた塑性化状況は、角形鋼管柱・H 形断面柱の場合、いずれも大略一致している。

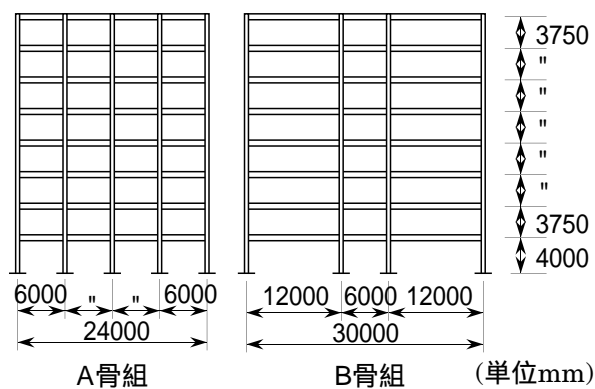


図 6.20 対象骨組

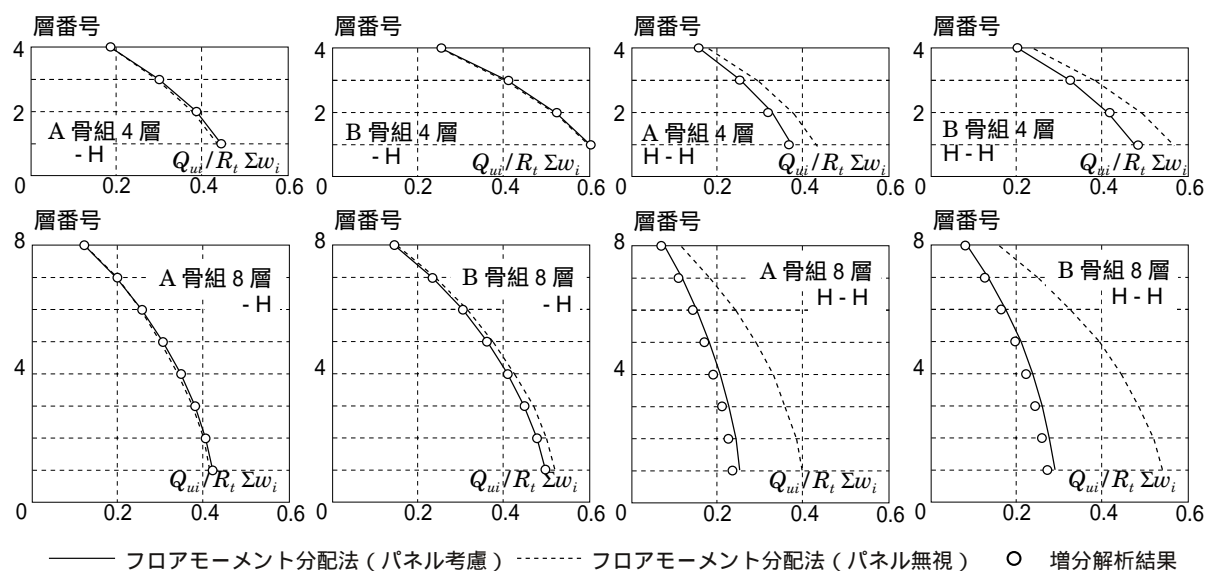


図 6.21 保有水平耐力算定結果比較

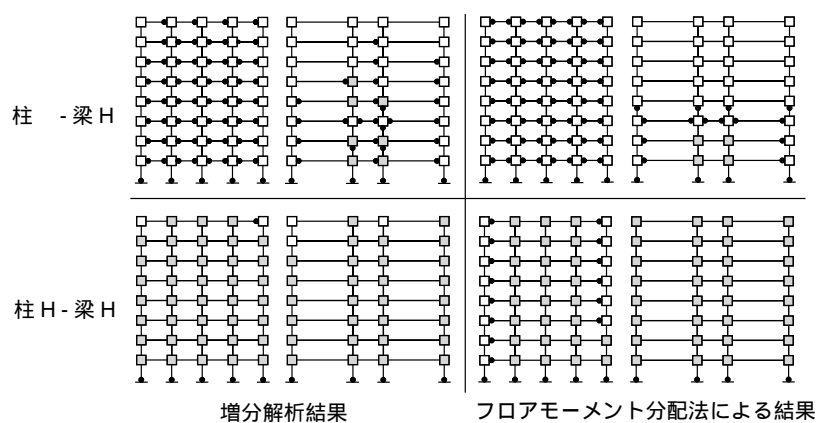


図 6.22 塑性化状況

6.4 45°方向からの入力に対する検討

図 6.23 に鋼構造骨組図の一例を示す。このような骨組の水平荷重作用時の検討をする場合には、図中の X 構面方向と Y 構面方向（以下、まとめて構面方法と呼ぶ）に水平荷重を作用させるのが一般的な方法であるが、実際の水平荷重は任意の方向から作用する。図 6.24 に示す角形鋼管を柱に用いる場合、その断面性能には方向性がある。図 6.25, 6.26 に軸力と 2 軸方向曲げが作用したときの初期降伏時と全塑性時のモーメント相関曲線を示す。横軸・縦軸にはそれぞれ X, Y 構面方向に作用するモーメントを示し、各構面方向の軸力による低減を考慮した降伏モーメント M_{yn} または全塑性モーメント M_{pn} で無次元化している。初期降伏時の場合は、軸力比によらず 1 本の線で表せる。また、図中の点線は半径 1 の円であり、全塑性時の場合は $n = 0.4$ の線とほぼ重なる。作用方向によらず柱に同じモーメントが作用する（図中、半径 1 の円）と考えると、図 6.25 より初期降伏時に最も柱が不利になる方向は 45° 方向である。全塑性時には $n = 0.4$ 以下であれば、初期降伏時と同様である。 $n = 0.4$ 以上の場合も $n = 0.0$ の線で評価すれば安全側の評価となる。以上の結果より以下では、45° 方向からの水平荷重に対する骨組の設計方法について検討する。なお、円形鋼管柱には方向性が無いので、以下では角形鋼管柱を対象とする。また、以下では、図 6.23 に示すようにそれぞれの柱の位置に応じて中柱・側柱・隅柱と呼ぶ。

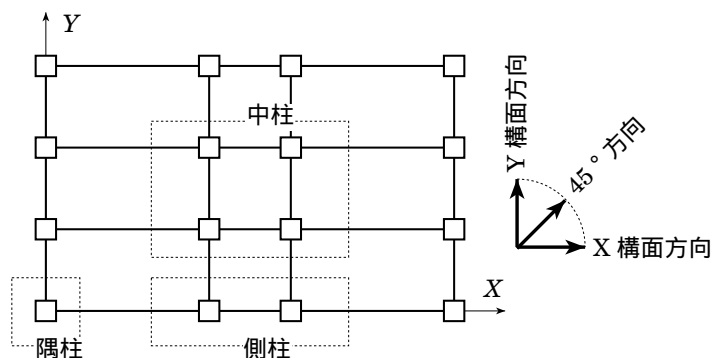


図 6.23 水平荷重載荷方向

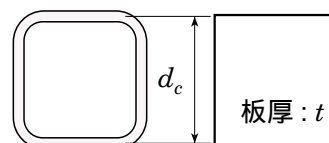


図 6.24 断面形状

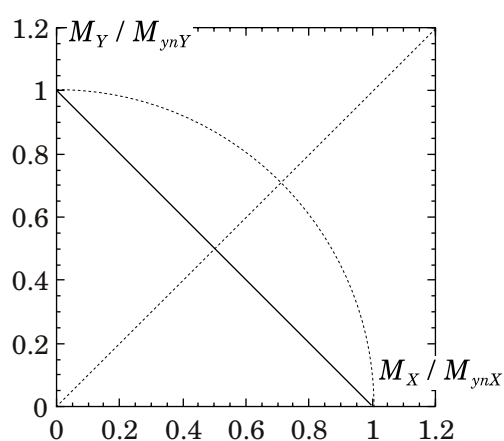


図 6.25 初期降伏時 (M_{yn} 無次元化)

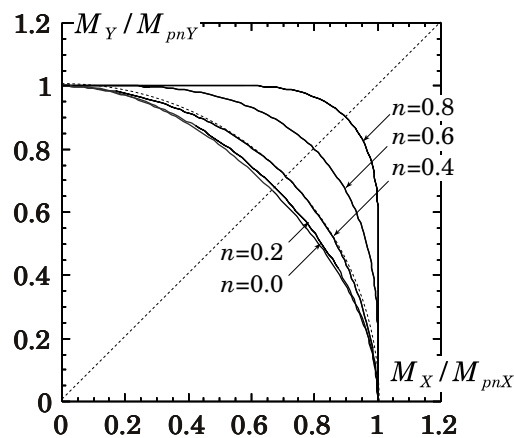


図 6.26 全塑性時 (M_{pn} 無次元化)

6.4.1 断面諸量

45° 方向の柱・パネルそれぞれの降伏モーメント・全塑性モーメントを示し，0° 方向の値と比較する．ここで対象とする断面形状は図 6.24 に示すとおりであり，隅角部の円弧は考慮しない．以下では柱の降伏モーメント ${}_cM_y$ ・全塑性モーメント ${}_cM_p$ ・軸力による低減を考慮した降伏モーメント ${}_cM_{yn}$ ，全塑性モーメント ${}_cM_{pn}$ と，降伏パネルモーメント ${}_pM_y$ ，全塑性パネルモーメント ${}_pM_p$ を示す．ただし， n は軸力比，右下添字 D は 45° 方向の値を示す． F_y は鋼材の降伏応力度である．

柱

	0° 方向	45° 方向
降伏モーメント	${}_cM_y = \frac{4}{3} d_c^2 t F_y$	${}_cM_{yD} = \frac{2\sqrt{2}}{3} d_c^2 t F_y$
全塑性モーメント	${}_cM_p = \frac{3}{2} d_c^2 t F_y$	${}_cM_{pD} = \sqrt{2} d_c^2 t F_y$
軸力による低減を考慮した降伏モーメント	${}_cM_{yn} = \frac{4}{3} d_c^2 t F_y (1 - n)$	${}_cM_{ynD} = \frac{2\sqrt{2}}{3} d_c^2 t F_y (1 - n_D)$
軸力による低減を考慮した全塑性モーメント	${}_cM_{pn} = \begin{cases} 2 d_c^2 t F_y \left(\frac{3}{4} - n^2 \right) & n \leq 0.5 \text{ の時} \\ 2 d_c^2 t F_y (1 - n) & n > 0.5 \text{ の時} \end{cases}$	${}_cM_{pnD} = \sqrt{2} d_c^2 t F_y (1 - n_D^2)$

パネル

	0° 方向	45° 方向
降伏パネルモーメント	${}_pM_y = \frac{16}{9} d_c d_b t_p \frac{F_y}{\sqrt{3}}$	${}_pM_{yD} = \frac{8}{3\sqrt{2}} d_c d_b t_p \frac{F_y}{\sqrt{3}}$
全塑性パネルモーメント	${}_pM_p = \begin{cases} 2 d_c d_b t_p \frac{F_y}{\sqrt{3}} & (n \leq 0.5) \\ 2 d_c d_b t_p \frac{F_y}{\sqrt{3}} 2 \sqrt{n(1-n)} & (0.5 < n \leq 1) \end{cases}$	${}_pM_{pD} = 2 \sqrt{2} d_c d_b t_p \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - n_D^2}$

上記で示した値の 45° 方向と 0° 方向の比を以下に示す．

$$\frac{{}_cM_{ynD}}{{}_cM_{yn}} = \frac{\sqrt{2}}{2} \frac{(1 - n_D)}{(1 - n)} \doteq 0.707 \frac{(1 - n_D)}{(1 - n)} \quad (6.48)$$

$$\frac{{}_cM_{pnD}}{{}_cM_{pn}} = \begin{cases} \frac{\sqrt{2} (1 - n_D^2)}{3 - 4 n^2} & (n \leq 0.5) \\ \frac{\sqrt{2} (1 - n_D^2)}{2 (1 - n)} & (n > 0.5) \end{cases} \quad (6.49)$$

$$\frac{{}_pM_{yD}}{{}_pM_y} = \frac{3\sqrt{2}}{4} \doteq 1.061 \quad (6.50)$$

$$\frac{{}_pM_{pD}}{{}_pM_p} = \begin{cases} \sqrt{2} \sqrt{1 - n_D^2} & (n \leq 0.5) \\ \frac{\sqrt{2} \sqrt{1 - n_D^2}}{2 \sqrt{n(1-n)}} & (0.5 < n \leq 1) \end{cases} \quad (6.51)$$

上式より，軸力比 $n = n_D$ とした場合の角形鋼管 45° 方向の降伏モーメントは，0° 方向と比較して約 7 割に低下する．また，図 6.27 には軸力比 $n = n_D$ とした場合の (6.49), (6.51) を図示する．図より 45° の場合，柱の全塑性モーメントは最大 94% にまで低下することがわかる．一方，パネルの場合には降伏パネルモーメントは構面方向よりも 45° 方向の方が大きくなる．また，全塑性パネルモーメントも軸力比が同じであれば，45° の場合が大きくなる．

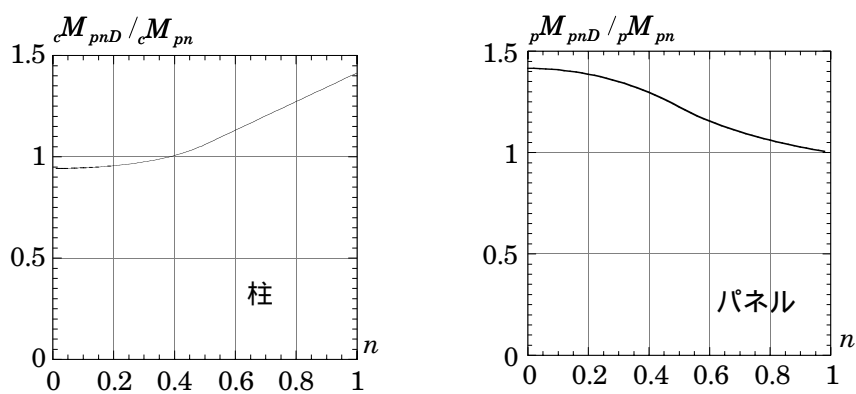


図 6.27 加力方向が M_p に及ぼす影響

6.4.2 一次設計（短期許容応力度設計）

(1) 作用応力

45° 方向から水平荷重が作用したときに柱・梁・パネルに作用する応力を算定する．厳密には 45° 方向入力時の立体弾性解析をしなければならないが，ここでは以下の方法を提案する．対象は直交する 2 構面（X 構面，Y 構面）に属する柱梁接合部である．各構面で検討する際に算定したパネル周りの応力を図 6.28 に示す．パネル周辺の力は，柱・梁フランジの中心にある黒丸の位置での力を表す．右下添字の X, Y はそれぞれ X 構面, Y 構面を示す．また， N_l は長期荷重による軸力， N_s は短期荷重による付加軸力，右下添字の U, L は上下の柱をそれぞれ表す．柱・パネルの 45° 方向からの入力に対する応力を算定するために以下の仮定を導入する．

- ・ パネルの 45° 方向からの入力に対する応力は，X, Y 構面それぞれの応力を $1/\sqrt{2}$ 倍し，それらの 45° 方向成分を和した値として与える．
- ・ 水平荷重による付加軸力は側柱・隅柱のみで考慮し，中柱については無視する．

上記の仮定より，45° 方向入力時の柱・梁・パネルに作用する応力は次式で得られる．ただし，右下添字の D は 45° 方向入力時の応力を表す．

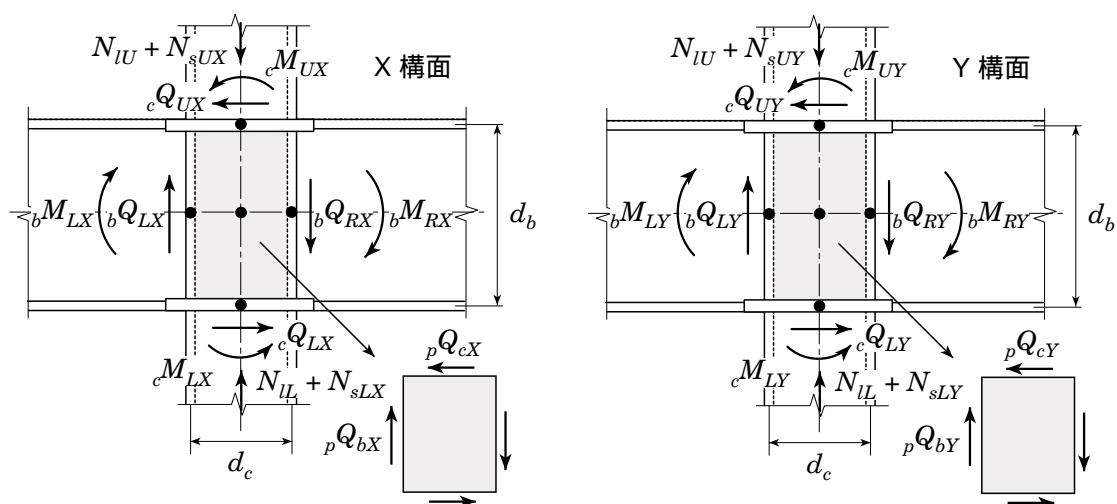


図 6.28 各構面検討時のパネル周りの応力状態

柱

$$N_{UD} = \begin{cases} N_{IU} & (\text{中柱}) \\ N_{IU} + \frac{N_{sUY}}{\sqrt{2}} & (\text{側柱}) \\ N_{IU} + \frac{N_{sUX} + N_{sUY}}{\sqrt{2}} & (\text{隅柱}) \end{cases}, N_{LD} = \begin{cases} N_{IL} & (\text{中柱}) \\ N_{IL} + \frac{N_{sLY}}{\sqrt{2}} & (\text{側柱}) \\ N_{IL} + \frac{N_{sLX} + N_{sLY}}{\sqrt{2}} & (\text{隅柱}) \end{cases} \quad (6.52), (6.53)$$

$${}_cM_{UD} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{{}_cM_{UX}}{\sqrt{2}} + \frac{{}_cM_{UY}}{\sqrt{2}} \right) = \frac{{}_cM_{UX} + {}_cM_{UY}}{2} \quad (6.54)$$

$${}_cM_{LD} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{{}_cM_{LX}}{\sqrt{2}} + \frac{{}_cM_{LY}}{\sqrt{2}} \right) = \frac{{}_cM_{LX} + {}_cM_{LY}}{2} \quad (6.55)$$

$${}_cQ_{UD} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{{}_cQ_{UX}}{\sqrt{2}} + \frac{{}_cQ_{UY}}{\sqrt{2}} \right) = \frac{{}_cQ_{UX} + {}_cQ_{UY}}{2} \quad (6.56)$$

$${}_cQ_{LD} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{{}_cQ_{LX}}{\sqrt{2}} + \frac{{}_cQ_{LY}}{\sqrt{2}} \right) = \frac{{}_cQ_{LX} + {}_cQ_{LY}}{2} \quad (6.57)$$

パネル

$${}_pN_D = \begin{cases} \frac{N_{IU} + N_{IL}}{2} & (\text{中柱}) \\ \frac{N_{IU} + N_{IL}}{2} + \frac{N_{sUY} + N_{sLY}}{2\sqrt{2}} & (\text{側柱}) \\ \frac{N_{IU} + N_{IL}}{2} + \frac{N_{sUX} + N_{sUY} + N_{sLX} + N_{sLY}}{2\sqrt{2}} & (\text{隅柱}) \end{cases} \quad (6.58)$$

$${}_pQ_{cD} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{{}_pQ_{cX}}{\sqrt{2}} + \frac{{}_pQ_{cY}}{\sqrt{2}} \right) = \frac{{}_pQ_{cX} + {}_pQ_{cY}}{2} \quad (6.59)$$

$${}_pM_D = {}_pQ_{cD} \cdot d_b \quad (6.60)$$

梁

梁に作用する45°方向入力時のせん断力・モーメントは、各構面検討時に得られたせん断力・モーメントの $1/\sqrt{2}$ 倍とする。

(2) 短期許容応力度設計

45°方向の短期荷重作用時に梁に作用するモーメントは各構面検討時の $1/\sqrt{2}$ 倍となる。一方、梁の降伏モーメントは変わらないので、各構面での検討時に許容応力度設計がなされていれば、45°方向での検討は不要となる。また、45°方向の短期荷重作用時のパネルの検討は次式で行う。

$${}_pM_D \leq {}_pM_{yD} \quad (6.61)$$

45°方向での作用パネルモーメント ${}_pM_{pD}$ は(6.60)式よりX、Y構面方向での作用パネルモーメントの平均として表される。また前項でも述べたように45°方向では構面方向よりも降伏パネルモーメントが大きくなるため、各構面での条件を満足していれば、パネルについても45°方向の検討は必要ない。

一方、柱の検討では、45°方向の柱の降伏モーメントが各構面方向の $1/\sqrt{2}$ 倍より小さくなる、隅柱・側柱では作用軸力が大きくなるため注意が必要である。45°方向の短期荷重作用時の柱の検討は次式で行う。

$${}_cM_D \leq {}_cM_{ynD} \quad (6.62)$$

ただし、 ${}_cM_D$ は(6.54)、(6.55)式より得られる45°方向検討時の柱端モーメントである。(6.48)、(6.54)、(6.55)式より次式が得られる。

$$\frac{1}{2} \left(\frac{{}_cM_X}{{}_cM_y} + \frac{{}_cM_Y}{{}_cM_x} \right) \leq \frac{\sqrt{2}}{2} (1 - n_D) \quad (6.63)$$

上式の左辺は各構面方向検討時の柱端モーメントと降伏モーメントの比の平均を表す。右辺は柱の場所

に応じて次のように書き換えることができる．

$$\frac{1}{2} \left(\frac{{}_cM_X}{{}_cM_Y} + \frac{{}_cM_Y}{{}_cM_X} \right) \leq \frac{\sqrt{2}}{2} (1 - n_D) \leq \begin{cases} \frac{\sqrt{2}}{2} & (\text{中柱}) \\ \frac{\sqrt{2}}{2} (1 - \text{Max.}[n_X, n_Y]) & (\text{側柱}) \\ \frac{\sqrt{2}}{2} (1 - n_X - n_Y) & (\text{隅柱}) \end{cases} \quad (6.64)$$

ただし， n_X, n_Y は X, Y 構面検討時の軸力比である．もし，上式を満足しない場合は (6.55) ~ (6.60) 式で表される作用応力に対して短期許容応力度設計を行えばよい．

以上，まとめると以下ようになる．

- 梁 : 各構面方向で短期許容応力度設計をしておけば，45° 方向に関する検討は不要である．
- パネル : 各構面方向で短期許容応力度設計をしておけば，45° 方向に関する検討は不要である．
- 柱 : 各構面方向での検討時に得られた柱端モーメントと柱軸力が (6.60) 式を満足すれば，45° 方向に関する検討は不要である．満足しない場合は (6.48) ~ (6.51) 式で表される作用応力に対して短期許容応力度設計を行う．

6.4.3 二次設計（保有水平耐力の算定）

構面方向と同様に節点塑性モーメントを利用して 45° 方向入力時の保有水平耐力について検討する．図 6.29 に 45° 方向で考えた場合のパネル周りの応力を示す．図中の応力は柱端・梁端位置でのものである．また，梁と柱の中心線の交点を節点と呼ぶ．節点周りのモーメントの釣合より次式を得る．

$$\begin{aligned} & \sqrt{2} \left\{ \frac{{}_bM_{LX} + {}_bM_{RX}}{2} + \frac{{}_bM_{LY} + {}_bM_{RY}}{2} + \frac{d_c}{2} \left(\frac{{}_bQ_{LX} + {}_bQ_{RX}}{2} + \frac{{}_bQ_{LY} + {}_bQ_{RY}}{2} \right) \right\} \\ & = {}_cM_{UD} + {}_cM_{LD} + \frac{d_b}{2} ({}_cQ_{UD} + {}_cQ_{LD}) \end{aligned} \quad (6.65)$$

パネルモーメントは次式で得られる．

$${}_pM_D = \sqrt{2} \left(\frac{{}_bM_{LX} + {}_bM_{RX}}{2} + \frac{{}_bM_{LY} + {}_bM_{RY}}{2} \right) - \frac{d_c}{2} ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \quad (6.66)$$

(6.65), (6.66) 式より次式が得られる．

$${}_cM_{UD}^* + {}_cM_{LD}^* = {}_bM_{LXD}^* + {}_bM_{RXD}^* + {}_bM_{LYD}^* + {}_bM_{RYD}^* = {}_pM_D^* \quad (6.67)$$

$${}_cM_{UD}^* = {}_cM_{UD} + {}_cQ_{UD} \frac{d_b}{2}, \quad {}_cM_{LD}^* = {}_cM_{LD} + {}_cQ_{LD} \frac{d_b}{2} \quad (6.68), (6.69)$$

$${}_bM_{LXD}^* = \sqrt{2} \left({}_bM_{LX} + {}_bQ_{LX} \frac{d_c}{2} \right), \quad {}_bM_{RXD}^* = \sqrt{2} \left({}_bM_{RX} + {}_bQ_{RX} \frac{d_c}{2} \right) \quad (6.70), (6.71)$$

$${}_bM_{LYD}^* = \sqrt{2} \left({}_bM_{LY} + {}_bQ_{LY} \frac{d_c}{2} \right), \quad {}_bM_{RYD}^* = \sqrt{2} \left({}_bM_{RY} + {}_bQ_{RY} \frac{d_c}{2} \right) \quad (6.72), (6.73)$$

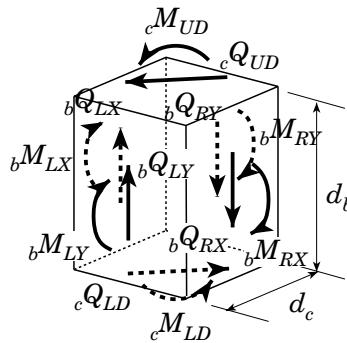


図 6.29 45° 方向パネル周りの応力状態

$${}_pM_D^* = {}_pM_D + \frac{d_b}{2} ({}_cQ_{UD} + {}_cQ_{LD}) + \frac{\sqrt{2} d_c}{2} \left(\frac{{}_bQ_{LX} + {}_bQ_{RX}}{2} + \frac{{}_bQ_{LY} + {}_bQ_{RY}}{2} \right) \quad (6.74)$$

(6.68) ~ (6.74) 式で得られる値をそれぞれ 45° 方向の柱・梁・パネルの節点モーメントと呼ぶ。また、柱・梁のフェイスモーメント，パネルモーメントが全塑性状態（図 6.30 の記号を参照）になったときの節点モーメントを節点塑性モーメントと呼び，次式で表される。

$${}_cM_{pUD}^* = {}_cM_{pUD} + {}_cQ_{UD} \frac{d_b}{2}, \quad {}_cM_{pLD}^* = {}_cM_{pLD} + {}_cQ_{LD} \frac{d_b}{2} \quad (6.75), (6.76)$$

$${}_bM_{pLXD}^* = \sqrt{2} \left({}_bM_{pLX} + {}_bQ_{LX} \frac{d_c}{2} \right), \quad {}_bM_{pRXD}^* = \sqrt{2} \left({}_bM_{pRX} + {}_bQ_{pRX} \frac{d_c}{2} \right) \quad (6.77), (6.78)$$

$${}_bM_{pLYD}^* = \sqrt{2} \left({}_bM_{pLY} + {}_bQ_{LY} \frac{d_c}{2} \right), \quad {}_bM_{pRYD}^* = \sqrt{2} \left({}_bM_{pRY} + {}_bQ_{RY} \frac{d_c}{2} \right) \quad (6.79), (6.80)$$

$${}_pM_{pD}^* = {}_pM_{pD} + \frac{d_b}{2} ({}_cQ_{UD} + {}_cQ_{LD}) + \frac{\sqrt{2} d_c}{2} \left(\frac{{}_bQ_{LX} + {}_bQ_{RX}}{2} + \frac{{}_bQ_{LY} + {}_bQ_{RY}}{2} \right) \quad (6.81)$$

(6.75) ~ (6.81) 式中のせん断力は崩壊機構形成時のものであるが，6.3.2(2) ~ (4) と同様に以下の仮定を用いて算定する。

- ・ 柱および梁の節点塑性モーメント算定時のせん断力を，柱および梁の部材両端がそれぞれ全塑性モーメントに達したときの値で近似する。
- ・ パネルの節点塑性モーメントを算定時のせん断力を，パネルの節点塑性モーメントを上下の柱・4本の梁の節点モーメントとしてそれぞれに等分配したときの値で近似する。
- ・ 柱・梁の反曲点はそれぞれの中央にあると仮定する。

上記の仮定を適用すると (6.75) ~ (6.81) 式は次のようになる。

$${}_cM_{pUD}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_b}{H_U}} {}_cM_{pUD}, \quad {}_cM_{pLD}^* = \frac{1}{1 - \frac{d_b}{H_L}} {}_cM_{pLD} \quad (6.82), (6.83)$$

$${}_bM_{pLXD}^* = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_{LX}}} {}_bM_{pLX}, \quad {}_bM_{pRXD}^* = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_{RX}}} {}_bM_{pRX} \quad (6.84), (6.85)$$

$${}_bM_{pLYD}^* = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_{LY}}} {}_bM_{pLY}, \quad {}_bM_{pRYD}^* = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L_{RY}}} {}_bM_{pRY} \quad (6.86), (6.87)$$

$${}_pM_{pD}^* = \frac{1}{1 - \left(\frac{d_b}{2H_U} + \frac{d_b}{2H_L} + \frac{d_c}{4L_{LX}} + \frac{d_c}{4L_{LY}} + \frac{d_c}{4L_{RX}} + \frac{d_c}{4L_{RY}} \right)} {}_pM_{pD} \quad (6.88)$$

塑性化する部位は上記の柱・梁の節点塑性モーメント和とパネルの節点塑性モーメントを比較して最小のものを選択すればよい。

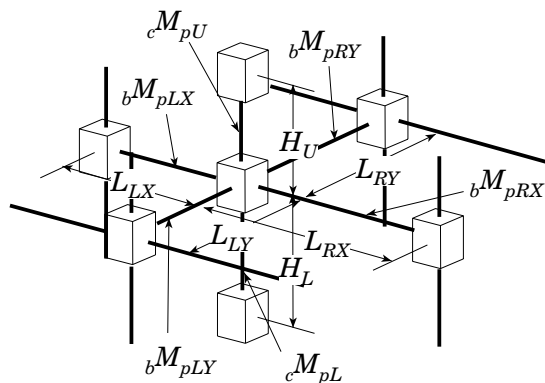


図 6.30 部材の全塑性値と骨組寸法

この45°方向の節点塑性モーメントは、各構面で算定したときの節点塑性モーメントと比較して、梁では $\sqrt{2}$ 倍になる。また、パネルでも軸力が全塑性パネルモーメントに与える影響が小さいことを考慮すると、図6.27より45°方向の節点塑性モーメントは、各構面で算定したときよりも大きくなる。一方、柱の場合には図6.27に示したように45°方向では全塑性モーメントが低下する場合がある。図6.27は軸力比が $n=n_D$ の場合であり、 $n<n_D$ となる場合には図に示す線よりも小さな値を示すことになるが、 $n=n_D$ の場合の低下率が6%であること、軸力比が大きくなるにしたがって、 ${}_cM_{pD}/{}_cM_p$ が上昇することを考慮すれば、45°方向では構面方向とほぼ同等以上の保有水平耐力を有するといえる。

6.5 結

本章では前章までの議論を基に、パネルを考慮した場合の鋼構造骨組の耐震設計法を提案した。一次設計と二次設計でのパネルに関する検討事項として、パネルの許容応力度設計・保有水平耐力の確認・一次設計用荷重作用時の層間変形角の確認を取り上げ、要求値と比較される骨組の応力・保有水平耐力の算定方法を提案した。本章で示す算定方法では、現状で使用されている計算ツールに応じた方法を示し、より多くの設計者にパネルを考慮した設計を利用できるよう配慮した。すなわち、2章で述べた柱・梁・パネル相互の釣合条件から得られる「節点モーメント」、「節点塑性モーメント」の概念を導入して、パネルを意識することなく、パネルを考慮した弾塑性解析・保有水平耐力の算定が出来る方法について提案した。これらの算定方法から得られる結果と弾塑性増分解析結果を比較し、両者が良く対応することを示した。また、45°方向からの地震入力に対する設計方法を示し、パネルについては構面方向で検討しておけば45°方向に対する検討は不要であることを示した。