

## 第7章 結語

本論では、鋼構造骨組の柱梁接合部パネル（以下、単にパネルと呼ぶ）、特に角形鋼管・円形鋼管の通しダイアフラム形式のパネルを対象とし、「パネルは柱・梁と同等に骨組を構成する一部材である」ことを意識した鋼構造骨組の耐震設計法を提案することを目的として種々の検討を行った。

まず、2章ではパネルが鋼構造骨組に及ぼす影響について考察し、パネルを意識した設計の必要性について論じた。すなわち、

- 1) パネル周りの柱・梁・パネル相互の釣合条件を簡潔に表現するために「節点モーメント」を定義した。釣合条件は、「柱の節点モーメント和」、「梁の節点モーメント和」、「パネルの節点モーメント」の3つの値が等しいという条件で表される。
- 2) 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」と定義した。各節点の「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」を比較して、最小値を示す部位が塑性化部位となることを示した。また、各節点での塑性化部位の判定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）を各部材の全塑性モーメントの比ではなく、節点塑性モーメントの比として定義した。
- 3) 十字形骨組を対象に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な計算を行い、
  - ・ パネルを無視した場合の方が考慮した場合よりも骨組の剛性が低くなる場合が多いこと
  - ・ 柱とパネルが同じ断面である場合パネルが柱よりも先に降伏する場合が多いこと
  - ・ パネルを無視した場合にパネルを考慮して求めた骨組の保有水平耐力を過大評価する場合があることを示した。パネルを無視し、骨組の保有水平耐力を過大評価して設計することは、構造物の安全性を損なう結果となる。

パネルが骨組の挙動に及ぼす影響を考慮するためには、パネルそのものの弾塑性挙動を明らかにする必要がある。パネルの弾塑性挙動に関する実験・解析は数多く行われているが、本論では既往の研究が少ない、高軸力が作用した場合、角形鋼管に45°方向からせん断力が作用した場合のパネルの挙動に着目し、パネル部分せん断載荷実験・十字形骨組載荷実験を行った。さらにその実験結果を分析し、パネルのせん断耐力評価式を提案した。3章では左右の梁せいが等しく、パネルの上下面で断面が変化しない標準的なパネルについて論じた。以下に得られた結果を列記する。

- 4) パネルのせん断弾性剛性はせん断変形のみを考慮した次式の  $K_s$  で概ね評価できる。

$$K_s = G A_p \quad , \quad A_p = A / 2$$

ただし、 $A$  はパネルの断面積である。

- 5) 軸力が作用すると軸力無しの場合と比較してパネルのせん断耐力は低下する。ただし、角形鋼管0°方向試験体では、軸力によるせん断耐力の低下は数%に留まる。これは軸力とせん断力が同時に作用するウェブがフランジより先に降伏し、その軸方向剛性が低下するため、塑性化の進展

に伴ってウェブからフランジに軸力が再配分されるためであるまた、角形鋼管 45° 方向・円形鋼管試験体の軸力によるせん断耐力の低下は角形鋼管 0° 方向試験体と比較して大きくなる。

- 6) 軸力比が 0 の場合、45° 方向試験体のパネルせん断耐力は 0° 方向試験体と比較して 2 ~ 3 割程度大きくなる。一方、軸力比が 0.6 の場合には、1 割弱しか上昇しない。
- 7) 柱・梁の全塑性モーメントに相当するパネルの全塑性パネルモーメント  ${}_pM_p$  は次式で評価できる。

$$\text{角形鋼管 } 0^\circ \text{ 方向} \quad : \quad {}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}}, \quad V_e = 2 d_c d_b t_p \quad (0 \leq n \leq 0.5)$$

$${}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} 2 \sqrt{n(1-n)}, \quad V_e = 2 d_c d_b t_p \quad (0.5 < n \leq 1.0)$$

$$\text{角形鋼管 } 45^\circ \text{ 方向} \quad : \quad {}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1-n^2}, \quad V_e = 2 \{ \sqrt{2} d_c - 2 r_m (\sqrt{2} - 1) \} d_b t_p$$

$$\text{円形鋼管} \quad : \quad {}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1-n^2}, \quad V_e = 2 d_c d_b t_p$$

ただし、 $d_c$  は柱フランジ中心間寸法、 $d_b$  は梁フランジ間中心間寸法、 $t_p$  はパネル板厚、 $r_m$  は角形鋼管隅角部の板厚中心曲率半径、 $n$  は軸力比、 $F_y$  はパネルの短期許容引張応力度を表す。

- 8) 柱・梁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  ${}_pM_y$  は次式で評価できる。

$${}_pM_y = {}_pM_p / \kappa$$

ただし、角形鋼管構面方向 :  $\kappa = 9 / 8 \div 1.125$

角形鋼管 45° 方向 :  $\kappa = 3 / 2 = 1.5$

円形鋼管 :  $\kappa = 4 / \pi \div 1.273$

4章では左右の梁せいが異なるパネル(以下では、段違いパネルと呼ぶ)について論じた。得られた結果について列記する。

- 9) 段違いパネルの梁せいが大きな方の梁のせいを標準型パネルの梁せいに読み替えることで、段違いパネルのパネルモーメント・節点モーメント・節点塑性モーメントの算定式は標準型パネルの算定式と同じ式で表せる。
- 10) パネルの平均せん断力  ${}_p\bar{Q}$  と平均せん断変形角  $\bar{\gamma}$  (図 4.4 参照) を関係づける弾性剛性  $K_s$  は、標準型パネル・段違いパネルとも同じ算定式で表せる。実験より得られたパネルの弾性剛性は計算より得られた弾性剛性の 0.81 ~ 1.19 となる。
- 11) 段違いパネルではパネルの一部、梁ウェブ・梁フランジの一部が降伏する機構で崩壊する場合があります、このときのパネルの全塑性耐力は、柱フランジ・最外縁ダイアフラム中心線で囲まれるパネルウェブ全体をパネル体積と考えた機構の全塑性耐力を下回る。これらの機構を想定した塑性解析より得られるパネルの全塑性耐力の計算値に対して実験値の比は 0.94 ~ 1.07 となり、実験値と計算値は良く対応した。

5章では地震荷重作用時にパネルに要求される塑性変形性能について論じた。すなわち、

- 12) パネルを考慮した骨組の地震応答解析に使用するパネルの弾塑性挙動モデルを提案した。モデルは繰返し载荷に伴う耐力上昇・歪硬化・変動軸力に対応できる、角形鋼管・円形鋼管パネルのせん断力 - せん断変形角関係を表す解析モデルである。解析モデルは実験結果と良好な対応を示すことを確認した。

- 13) 12) のパネルの弾塑性挙動解析モデルを組み込んだ骨組の地震応答解析を行った既往の研究より得られるパネルに要求される変形性能 (累積塑性変形倍率・最大塑性率), 小川らが提案した等価 1 質点系から推定されるパネルの変形性能と 3 章の実験結果より得られる変形性能を比較し, 実験結果が上回ることを示した.
- 14) 骨組の弾性剛性・保有水平耐力を一定とし, パネル梁耐力比を主パラメーターとした魚骨形骨組の地震応答解析を行い, パネル梁耐力比・左右の梁の剛比・各部材の弾性変形比を変化させても最大層間変形角応答に大きな差違が表れないこと, パネル梁耐力比によってパネルと梁に要求される累積塑性回転角の比が変化することを示した.

以上の結果をふまえ, 6 章では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行った. すなわち,

- 15) 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. これらの算定方法では, 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, 2 章で示したようにパネルを無視した解析より得られた層間変形角が考慮した場合よりも大きくなることが多いことから, 層間変形角制限の確認にはパネルを無視して計算しても良いことを示した.
- 16) 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.

