

(4) はりの横補剛による変形能力確保について (保有耐力横補剛)

i) 横補剛の考え方

はりの変形能力を制約する要因として、局部座屈のほかに横座屈がある。横座屈とは、H形鋼など開断面のはりが曲げを受けた時、ねじれを伴って圧縮側のフランジ等が曲げの面外にはらみ出して座屈する現象である。横座屈変形が生じると、断面の幅厚比を十分小さくしてもその領域で局部座屈を誘起しやすく、はり全体の曲げ抵抗モーメントは劣化する。

そこで、端部が塑性状態 (全塑性曲げモーメント) に達するはりでは、端部が十分回転変形するまで横座屈を生じないように十分に配慮すべきである。また、崩壊メカニズム時に端部が塑性状態に達しないはりでも、隣接する部材の端部が塑性状態に至る以前に横座屈を生じないように配慮する必要がある。

横座屈を制御する最も有効な方法として、横補剛が考えられる。横補剛の方法としては、逆対称モーメントを受けるはりに対して、はり全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける方法、はりの端部に近い部分を主として横補剛する方法¹⁸⁾ 等が提案されている。

ii) 横補剛間隔の設定方法

以下に示す2つの方法のどちらによってもよい。なお、特別の調査・研究による場合には、これら2つの方法によらず横補剛間隔を設定してよい。

① はり全長にわたって均等間隔で横補剛を設ける方法

はりの弱軸まわりの細長比 λ_y が、次式を満足するように必要な数の横補剛を均等間隔に配置する。

$$\left. \begin{aligned} \lambda_y &\leq 170 + 20n \quad (400\text{ニュートン級炭素鋼のはりの場合}) \\ \lambda_y &\leq 130 + 20n \quad (490\text{ニュートン級炭素鋼のはりの場合}) \end{aligned} \right\} \quad (\text{付1.2-18})$$

ここで、 λ_y : はりの弱軸まわりの細長比 ($=\ell/i_y$)

ℓ : はりの長さ (mm)

i_y : はりの弱軸まわりの断面二次半径 (mm) $\left(= \sqrt{\frac{I_y}{A}} \right)$

I_y : はりの弱軸まわりの断面二次モーメント (mm⁴)

A : はりの断面積 (mm²)

n : 横補剛の箇所数

② 主としてはり端部に近い部分に横補剛を設ける方法

降伏曲げモーメントを超える曲げモーメントが作用する領域においては、次式で示す間隔で横補剛を配置する。ただし、はりの横補剛を検討するための曲げモーメント分布は、原則として、はりの両端部が塑性状態であるとして評価し、そこでは、長期荷重による応力は、特に長期荷重が支配的なはりの場合を除いて考慮しないものとする。なお、使用鋼材のひずみ硬化すなわち降伏比の影響等の不確定性による早期の横座屈の発生による変形能力の減少を防ぐ意味より、はりの横補剛を検討するための曲げモーメント分布には、安全率 α を乗じたものを用いるものとする。安全率 α としては、種々の不確定性を考慮して、付表1.2-3に参考値を示す。

付表1.2-3 α 値

部 材	400ニュートン級炭素鋼	490ニュートン級炭素鋼
はり材横補剛	1.2	1.1

400ニュートン級炭素鋼のはりの場合

$$\frac{\ell_b \cdot h}{A_f} \leq 250 \text{ かつ } \frac{\ell_b}{i_y} \leq 65$$

490ニュートン級炭素鋼のはりの場合

$$\frac{\ell_b \cdot h}{A_f} \leq 200 \text{ かつ } \frac{\ell_b}{i_y} \leq 50$$

(付1.2-19)

ここで、 ℓ_b : 横補剛間隔 (mm)

h : はりのせい (mm)

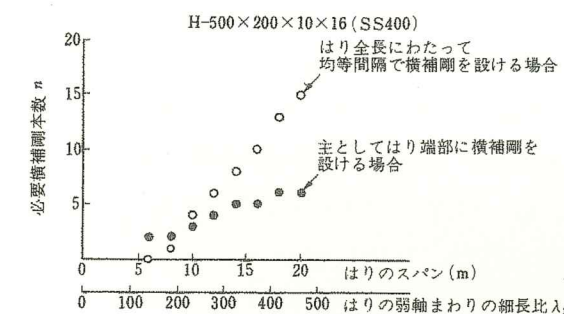
A_f : 圧縮フランジの断面積 (mm²)

i_y : はりの弱軸まわりの断面二次半径 (mm)

また、降伏モーメントに満たない領域に関しては、平13国交告第1024号第1第三号ハ表1(1)に基づいて必要な横補剛を配置する。

③ 上記2方法による検討例——はり全長にわたって均等間隔に横補剛を設ける場合と、主としてはり端部に近い部分に横補剛を設ける場合との必要横補剛本数の比較

はり材 H-500×200×10×16 (SS400) を例にとり、スパンを種々変化させて必要横補剛本数 n をはり全長にわたって均等間隔に横補剛を設ける方法及び主としてはり端部に近い部分に横補剛を設ける方法により横補剛間隔を算定し、必要横補剛本数とはり材弱軸まわりの細長比を比較して付図1.2-20に示す。付図1.2-20より、はりの弱軸まわりの細長比が220程度以下では、はり全長にわたって均等間隔に横補剛を設ける方法の方が、必要横補剛本数が少なくすむのに対して、弱軸まわりの細長比が220程度以上では、主としてはり端部に近い部分に横補剛を設ける方法の方が必要横補剛本数が少なくなることがわかる。

付図1.2-20 必要横補剛本数 n とはりの弱軸まわりの細長比 λ_y

iii) その他の留意事項

① 横補剛材は、適当な強度と剛性を持っている必要がある。具体的には、はり断面に生じる曲げ応力による圧縮側合力の2%の集中横力を圧縮側フランジ位置に作用させた場合に対して十分な強度、及びこの圧縮側合力の5倍の力を横補剛区間長さで除して求めた剛性以上の剛性を目安にすればよい¹⁹⁾。

② 横補剛材は、圧縮力を受ける側のフランジの横変位を拘束できるように、フランジを小ばりや方づえ等で直接補剛するか、又は十分な剛性・強度を有するガセットプレート等を介してフランジの横変位を拘束する必要がある。

iv) 設計例

主としてはり端部に近い部分に横補剛を設ける方法における設計例を示す。

スパン12mのはり H-500×200×10×16 (SN400B 材) において、崩壊メカニズム時の応力状態が付図1.2-21に示すものであったとする。ここで、はり左端の全塑性曲げモーメントは501kN・mとなっており、右端の曲げモーメントは385kN・mであり全塑性曲げモーメントには達していない。なお、はり材の降伏曲げモーメント M_y は、

$$M_y = Z_y \cdot \sigma_y = 1,870 \times 10^3 \times 235 = 439 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

である。

付表1.2-3より、SN400B 材では安全率 $\alpha=1.2$ を採用するならば、横補剛を検討するための曲げモーメント分布は付図1.2-22に示すようになる。降伏曲げモーメントより大きな曲げモーメントが作用する領域は、左端より1,829mm 及び右端より260mm となる。

一方、(付1.2-19) 式より、最大横補剛間隔は、400ニュートン級炭素鋼のはり材の場合、1,600mm である。

$$\ell_b \leq 250 \cdot \frac{A_f}{h} = 1,600 \text{ mm}, \text{ かつ, } \ell_b \leq 65 \cdot i_y = 2,834 \text{ mm}$$

付図1.2-22に示すように、はり材の両材端の曲げモーメントはともに降伏曲げモーメントよりも大きいので、まず付図1.2-23に示すように左端及び右端よりそれぞれ1,600mm の位置の2箇所に、横補剛を設ける必要がある。左端より1,600mm の横補剛を設けた位置での曲げモーメントは459kN・mとなり、降伏曲げモーメント439kN・mより大きいので、続いて左端より3,200mm の地点にも横補剛を設ける必要がある。ここでの曲げモーメントは、318kN・mであり降伏曲げモーメント以下となる。また、右端より1,600mm の横補剛を設けた位置での曲げモーメントは、320kN・mであり、降伏曲げモーメントよりは小さい。そこで、左端より3,200mm の位置と右端より1,600mm の位置との間の弾性曲げモーメントを受ける部分のはり材の横座屈の検討を、平13国交告第1024号第1 第三号ハ表1(1)に基づいて検討する。

告示に規定された式における C , ℓ_b , i の各パラメータはそれぞれ、以下のとおりである。

$$C = 2.3 \quad (M_2/M_1 = 318/320)$$

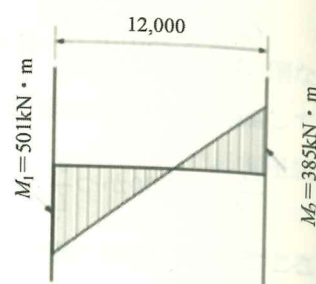
$$\ell_b = 7,200 \text{ mm}$$

$$i = 52.0 \text{ mm}$$

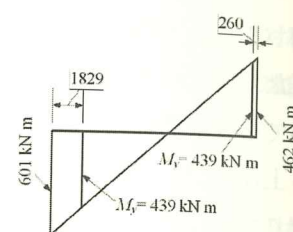
これより、短期応力に対する曲げ材の座屈の許容応力度は引張りに対する許容応力度の0.77倍となり、許容曲げモーメントは338kN・m ($=0.77 \cdot M_y$) となる。許容曲げモーメントは、弾性曲げモーメントを受ける部分の両端の曲げモーメントより大きいので、この間に横補剛を設ける必要はない。

以上により、横補剛の配置が定まる。

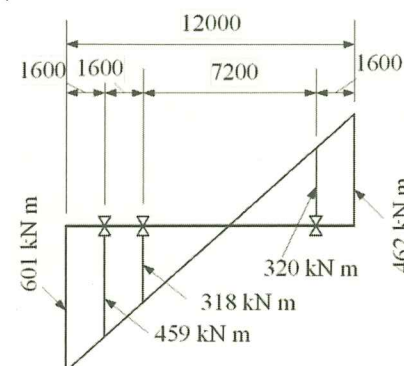
なお、付図1.2-21の応力状態を求めた際に設定した地震力の向きを正方向とすると、負方向に地震力が作用する場合には応力状態が変化する場合もあるので、負方向の地震力に対しても同様の検討が必要である。



付図1.2-21



付図1.2-22



付図1.2-23

付録 1-2.5 鉄骨造部材の終局強度

鉄骨造部材の終局強度は、以下に示す部材断面の終局強度に基づき算出してよい。ただし、座屈を伴う部材の終局強度は、座屈現象を考慮に入れて算定するものとする。この場合、日本建築学会「鋼構造塑性設計指針」¹⁹⁾ 等の諸規準を参照するとよい。

(1) 部材断面の終局強度算定用の材料強度

建築物の保有水平耐力は、柱、はり、筋かい等の部材及びそれらの接合部の終局強度に基づいて計算することになる。この場合の材料強度は原則として令第3章第8節第4款による。鋼材については短期許容応力度と同一の数値であるが、炭素鋼の構造用鋼材にあつては平12建告第2464号の表に掲げるJISに適合するものについて、その1.1倍とすることができる。

(2) 部材断面の終局強度

鉄骨造部材の断面の終局曲げ強度としての全塑性曲げモーメントの略算式については、日本建築学会「鋼構造塑性設計指針」¹⁹⁾ 等を参照するとよい。

付録 1-2.6 柱脚の設計の考え方

高層の鉄骨構造等、柱脚が下部の鉄骨鉄筋コンクリート構造に接合される場合は耐震性に影響を与える問題は生じにくい。これに対し、比較的低層である場合は下部が鉄筋コンクリート構造であることが多く、柱脚部が異種構造の接点となるため設計上の種々の問題はもとより施工上の問題も生じやすい。平成7(1995)年の兵庫県南部地震においては、施工不良が原因と思われる柱脚被害も観察されているが、一方で、設計方法にも被害を大きくした原因があると考えられる。ここでは、兵庫県南部地震で見られたような柱脚被害を、できるだけ少なくするための設計方法と設計上の留意点について記す。

(1) 柱脚の形式

柱脚は次のように分類できる。

露出型 (アンカーボルトとベースプレートにより鉄筋コンクリート構造に接合されるもの)