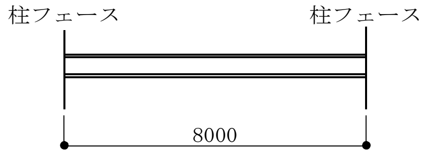
「ステンレス建築構造設計基準・同解説」（発行：社団法人ステンレス構造建築協会・発売：技報堂出版株式会社、2001）より転載

●強軸まわりに曲げを受けるＨ形断面はりの設計

図示の曲げモーメントを受けるＨ形断面はりを設計する。



(1)設計用応力

短期荷重時

M_1=5.88×10^8N･mm

M_2=4.71×10^8N･mm

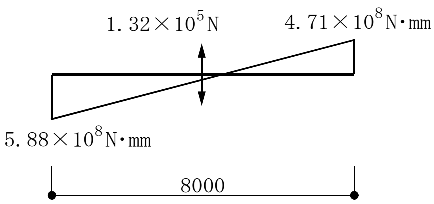
Q=1.32×10^5N

保有水平耐力時

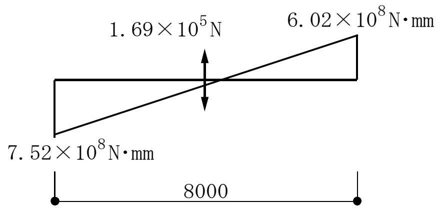
M_1=7.52×10^8N･mm

M_2=6.02×10^8N･mm

Q=1.69×10^5N



短期荷重時



終局時

(2)使用 SUS 材

H-600×200×12×19(SUS304A)

・断面性能

A=1.449×$10^4$$mm^2$

I_X=8.30×$10^8$$mm^4$	Z_X=2.77×$10^6$$mm^3$	i_X=239mm	Z_{Xp}=3.20×$10^6$$mm^3$
I_Y=2.54×$10^7$$mm^4$	Z_Y=2.54×$10^5$$mm^3$	i_Y=41.9mm	Z_{Yp}=4.02×$10^5$$cm^3$

・設計用諸値

h=600mm、d=562mm、b=100mm

$$M_y = Z_X \cdot F_y = 2.77\times10^6 \times 235 = 6.51\times10^8\ \mathrm{N\cdot mm}$$

$$M_p = Z_{Xp} \cdot F_y = 3.20\times10^6 \times 235 = 7.52\times10^8\ \mathrm{N\cdot mm}$$

サンブナンのねじり定数

$$J = \frac{2}{3} W \cdot t_f{}^3 + \frac{1}{3} d \cdot t_w{}^3 = \frac{2}{3}\times 200\times 19^3 + \frac{1}{3}\times 562\times 12^3 = 1.24\times10^6\ \mathrm{mm}^4$$

・断面の幅厚比（2.3.1 断面の幅厚比）

$$\left(\frac{b/t_f}{18}\right)^2 + \left(\frac{d/t_w}{135}\right)^2 = \left(\frac{100/19}{18}\right)^2 + \left(\frac{562/12}{135}\right)^2 = 0.21 \le 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{562}{12} = 47 \le 71$$ ・・・OK

(3)短期に生ずる力に対する許容耐力の検討

1)曲げ (2.3.2 強軸まわりに曲げを受けるH形断面材)

$$\frac{M_2}{M_1}=\frac{4.71\times10^8}{5.88\times10^8}=0.801 \qquad \text{(複曲率のため＋)}$$

故に(1) $-0.5\leqq M_2/M_1\leqq+1$ の場合となる。

$${}_b\lambda_y=0.7+0.17\left(\frac{M_2}{M_1}\right)-0.07\left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2=0.7+0.17\left(\frac{4.71\times10^8}{5.88\times10^8}\right)-0.07\left(\frac{4.71\times10^8}{5.88\times10^8}\right)^2=0.791$$

$${}_b\lambda_e=1.3$$

${}_b\lambda=\sqrt{\dfrac{M_y}{M_e}}$ は以下のようになる。

$$C_b=1.75+1.05\left(\frac{M_2}{M_1}\right)+0.3\left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2=1.75+1.05\left(\frac{4.71\times10^8}{5.88\times10^8}\right)+0.3\left(\frac{4.71\times10^8}{5.88\times10^8}\right)^2=2.78$$

よって $C_b=2.3$ とする。

M_{e0} は 2.3.2 の解説、式(C.2.3.7)によって計算する。

$$P_{Ey}=\frac{\pi^2\cdot E\cdot I_Y}{\ell_b{}^2}=\frac{\pi^2\times1.93\times10^5\times2.54\times10^7}{8000^2}=7.56\times10^5\,\mathrm{N}$$

材端が柱に剛接合されているため、表 2.4 より $k_b=0.55$ とする。

$$M_{e0}=P_{Ey}\sqrt{\frac{h^2}{4\cdot k_b{}^4}+\frac{G\cdot J}{P_{Ey}}}=7.56\times10^5\times\sqrt{\frac{600^2}{4\times0.55^4}+\frac{0.74\times10^5\times1.24\times10^6}{7.56\times10^5}}=7.95\times10^8\,\mathrm{N\cdot mm}$$

$$M_e=C_b\cdot M_{e0}=2.30\times7.95\times10^8=1.83\times10^9\,\mathrm{N\cdot mm}$$

$$\therefore {}_b\lambda=\sqrt{\frac{M_y}{M_e}}=\sqrt{\frac{6.51\times10^8}{1.83\times10^9}}=0.596$$

よって ${}_b\lambda\leqq{}_b\lambda_y$ であるから、(a)を適用する。

$$M_b=\frac{M_y}{1.5}\cdot1.5=\frac{6.51\times10^8}{1.5}\times1.5=6.51\times10^8\,\mathrm{N\cdot mm}>M_1=5.88\times10^8\,\mathrm{N\cdot mm} \qquad \cdots\mathrm{OK}$$

短期荷重時では横座屈補剛の必要はない。

2)せん断 (2.5 せん断力に対する検討)

$$Q_a=A_w\frac{F_y}{1.5\sqrt{3}}\cdot1.5=562\times12\times\frac{235}{1.5\sqrt{3}}\times1.5=9.15\times10^5\,\mathrm{N}>Q=1.32\times10^5\,\mathrm{N} \qquad \cdots\mathrm{OK}$$

(4)終局耐力の検定

大地震時には、はり左端はM_pに達したとする。即ち、

$$M_1 = M_p = 7.52\times10^8\,\mathrm{N\cdot mm}$$

となる。骨組の塑性解析が行われていないので、ここでは、右端のモーメントも短期時と同じ比率で増大しているものと仮定する。

$$M_2 = 4.71\times10^8\times\frac{7.52\times10^8}{5.88\times10^8} = 6.02\times10^8\,\mathrm{N\cdot mm} < M_y = 6.51\times10^8\,\mathrm{N\cdot mm}\text{（弾性）、}\frac{M_2}{M_1} = \frac{6.02\times10^8}{7.52\times10^8} = 0.801$$

1)幅厚比の検討（3.1 断面の幅厚比）

表3.1によって検討する。

$$\left(\frac{b/t_f}{9}\right)^2 + \left(\frac{d/t_w}{67}\right)^2 = \left(\frac{100/19}{9}\right)^2 + \left(\frac{562/12}{67}\right)^2 = 0.831 \le 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{562}{12} = 47 \le 65$$

よって、FAクラスに適合する。

2)曲げ（3.4.1 強軸まわりに曲げを受けるH形断面材）

$$\frac{M_2}{M_1} = 0.801$$

故に1)-0.5≦M_2/M_1≦+1の場合となる。

ここではM_2/M_1が短期荷重時と同じであるため、${}_b\lambda_y$、${}_b\lambda$は短期荷重時と同じになる。

$${}_b\lambda_y = 0.791\text{、}\ {}_b\lambda = 0.596$$

よって${}_b\lambda \le {}_b\lambda_y$であるから、(a)を適用する。

$$M_b = M_p = 7.52\times10^8\,\mathrm{N\cdot mm}$$

即ち、横座屈補剛をしなくても全塑性モーメントに達する。

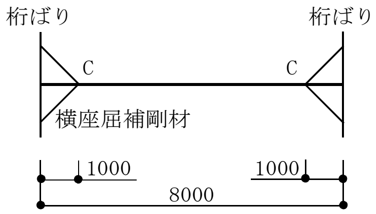
3)塑性化域における横座屈補剛［回転能力の確保］（3.4.1(2)塑性化域における横座屈補剛）

これははりの左端が塑性化した後も、骨組が崩壊機構になるまでには、塑性回転（歪の増大）を続けるから、その間、塑性化部分の横座屈発生を防止する為の検討である。

横座屈補剛材を設けないとして検討するとM_2/M_1=0.801 であり、

$$ {}_b\lambda = 0.596 \text{、} 0.6{}_b\lambda_y = 0.6\times0.791 = 0.475 $$

$$ \therefore {}_b\lambda > 0.6{}_b\lambda_y $$

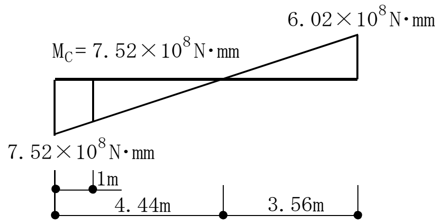


となり、式(3.4.7)は満足されない。

よって柱のフェースから 1m の所に 45° の水平筋かいを設けて横座屈補剛をする。

柱、桁ばり等の実寸法が決まっていないので、はりの被補剛部分長さ、筋かいの実効長さは定め難い。

従ってこれらに関する以下の値は仮定の数値である。実際には骨組の図面によって定める。



ここでは、地震力時を考えているので、はりの左、右端は同じ補剛とする。

終局時の曲げモーメントは図のようになっているから、補剛点のモーメントM_cは

$$ M_2 = M_C = 7.52\times10^8 \times \frac{3.44}{4.44} = 5.83\times10^8\ \mathrm{N\cdot mm} $$

となり、

$$ \frac{M_2}{M_1} = -\frac{5.83\times10^8}{7.52\times10^8} = -0.775 \quad \text{（単曲率のためー）} $$

$$ {}_b\lambda_y = 0.7 + 0.17\left(-\frac{5.83\times10^8}{7.52\times10^8}\right) - 0.07\left(-\frac{5.83\times10^8}{7.52\times10^8}\right)^2 = 0.526 $$

補剛区間の${}_b\lambda$は

$$ C_b = 1.75 + 1.05\left(-\frac{5.83\times10^8}{7.52\times10^8}\right) + 0.3\left(-\frac{5.83\times10^8}{7.52\times10^8}\right)^2 = 1.12 $$

$$ P_{Ey} = \frac{\pi^2\cdot E\cdot I_Y}{\ell_b{}^2} = \frac{\pi^2\times1.93\times10^5\times2.54\times10^7}{1000^2} = 4.84\times10^7\ \mathrm{N} $$

一方の材端が柱に剛接合されているため、表 2.4 より $k_b = 0.55$ とする。

$$ M_{e0} = P_{Ey}\sqrt{\frac{h^2}{4\cdot k_b{}^4} + \frac{G\cdot J}{P_{Ey}}} = 4.84\times10^7 \times \sqrt{\frac{600^2}{4\times0.55^4} + \frac{0.74\times10^5\times1.24\times10^6}{4.84\times10^7}} = 4.80\times10^{10}\ \mathrm{N\cdot mm} $$

$$ M_e = C_b\cdot M_{e0} = 1.12\times4.80\times10^{10} = 5.38\times10^{10}\ \mathrm{N\cdot mm} $$

$$ \therefore {}_b\lambda = \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} = \sqrt{\frac{6.51\times10^8}{5.38\times10^{10}}} = 0.110 $$

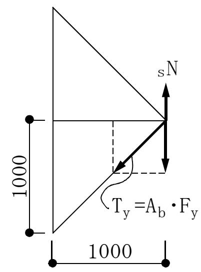
$$ {}_b\lambda = 0.110 < 0.6{}_b\lambda_y = 0.6\times0.526 = 0.316 $$ ・・・OK

となり要求を満足する。

補剛点のモーメントはM_c=5.83×10^8N･mmでありM_y=6.51×10^8N･mmより小さいから、補剛区間内スパンでは横座屈は生じない。

4)横座屈補剛材の設計（2.3.3 横座屈補剛材）

筋かいによる補剛では、引張側に働く筋かい材だけで十分補剛ができる。(圧縮側筋かいの耐力は無視する。)



要求軸方向耐力：$_sN = 0.01A \cdot F_y = 0.01 \times 1.449 \times 10^4 \times 235 = 3.41 \times 10^4$ N

等辺山形鋼L-50×50×4(SUS304A)を、また接合部はM16を使用した高力ボルト接合と仮定する。

$$A_b = 3.892 \times 10^2 - 18 \times 4 - \frac{50}{2} \times 4 = 2.172 \times 10^2\ \mathrm{mm}^2$$

$$T_y = A_b \cdot F_y = 2.172 \times 10^2 \times 235 = 5.10 \times 10^4\ \mathrm{N}$$

$_s$N方向の成分は

$$5.10 \times 10^4 \times \frac{1}{\sqrt{2}} = 3.61 \times 10^4\ \mathrm{N}$$

となり

$$3.61 \times 10^4\ \mathrm{N} > 3.41 \times 10^4\ \mathrm{N}$$ ・・・OK

要求軸方向剛性：$_sK = 2.5 \dfrac{A \cdot F_y}{\ell_b} = 2.5 \times \dfrac{1.449 \times 10^4 \times 235}{1000} = 8.51 \times 10^3$ N/mm

筋かいの長さは軸線でとると$1000 \times \sqrt{2} = 1414$mmとなる。はり幅等を考えると、実長はもっと短くなるが、接合詳細が不明なのでその長さを1400mmと仮定する。

よって

筋かいの材長方向の軸方向剛性：$K = \dfrac{A_b \cdot E}{\ell} = \dfrac{3.892 \times 10^2 \times 1.93 \times 10^5}{1400} = 5.37 \times 10^4$ N/mm

$_s$K方向の成分は

$$5.37 \times 10^4 \times \frac{1}{\sqrt{2}} = 3.80 \times 10^4\ \mathrm{N/mm}$$

となり

$$3.80 \times 10^4\ \mathrm{N/mm} > 8.51 \times 10^3\ \mathrm{N/mm}$$ ・・・OK