

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	5
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9667 节点编号: 13/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H400x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x8x8 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.81

设计方法: 常用设计法

梁端需要加腋, 加腋高度为 100

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 4, 行中距: 70, 行边距: 48, 列数: 1, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9667 位置:[19321, 39796, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 78.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 78.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 41.95 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$X_{\max} = 0.00 \text{ mm} \quad Y_{\max} = 105.00 \text{ mm}$$

错误!

$$\text{错误!} = \frac{0.00 \times 105.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{错误!} = \frac{0.00 \times 0.00}{24500.00} = 0.00 \text{ kN}$$

$$N_v = \frac{V}{n} = \frac{167790.02}{4} = 41.95 \text{ kN}$$

$$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.02}{4} = 0.00 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 41.95)^2} = 41.95 \text{ kN}$$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9667 位置:[19321, 39796, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 78.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 78.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 306^3/12 - 4740864}{0.5 \times 306} = 93861.96$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{93861.96} + \frac{0.02}{1680.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 167790.02}{2448.00} = 102.81 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 296 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9667 位置:[19321, 39796, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 78.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 78.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 296 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{167790.02}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 80.98 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7H_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 296^2 \times 2} + \frac{0.07}{0.7 \times 5 \times 296 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{80.98^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 80.98 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9667 位置:[19321, 39796, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 78.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 78.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bolt}}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 376^3/12 - 3555648}{0.5 \times 376} = 122462.98$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{122462.98} + \frac{0.02}{1680.00} = 0.00\text{MPa} < f \quad \text{满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 167790.02}{2256.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \quad \text{满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9667 位置: [19321, 39796, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17 (1.50*X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 78.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 167.79 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 78.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$

$$M = 78506384.00\text{N} \cdot \text{mm}$$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

最大应力计算值: $f_{\max} = 84.31 \text{ N/mm}^2 < 305.00 \text{ N/mm}^2$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=0.07 \text{ Mpx} = 405858720.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (306 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 564.83\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

取较小者 $N_{ub} = 84.60\text{kN}$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 338.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (306 - 4 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 457.97\text{kN} \end{aligned}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u4} &= (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58f_u \\ &= (476 - 4 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 621.53\text{kN} \end{aligned}$$



节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n}\right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((405.86 + 405.86) / 4.93) + 64.81 = 262.59 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.07 M_{px} = 405858720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo} l_t = 302904.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 142.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 550.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 692.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 105.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 423.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 528.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 528.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 405.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

第4章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 8 \times 8$

柱【强轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 24.2 \times 1.2 = 2028.154 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{388 + 242}{12} = 52.50 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9667 位置: [19321, 39796, 4200]

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 536.43}{2.03} = 158.69$$

$$\frac{4 * f_{yv}}{3} = \frac{4 * 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4 * f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。



4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9667 位置:[19321, 39796, 4200] 控制组合号 17(1.50*+X 风
+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(388.0/242.0)^2}} = 0.26$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3}f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{78.51}{2.03} = 38.71 < f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

[4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

[5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9667 位置:[19321, 39796, 4200] 控制组合号 36(-1.40*Y 地震
正偏+1.30*恒载+0.65*活荷不利 1) 组合类型(水平地震为主的组合)[$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3)f_v/\gamma_{Re}} = \frac{65.24/2.03}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.103 < 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

[1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.

[2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.

[3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	6
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9642 节点编号: 14/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H300x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x8x8 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.86

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 2, 行中距: 73, 行边距: 67, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9977 位置:[19321, 39796, 2030]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18(1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 63.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 1.55 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 63.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 1.15 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.40 \text{ kN}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 30.79 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 36.50 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 36.50}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{123165.01}{4} = 30.79 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{396.46}{4} = 0.10 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.10)^2 + (0.00 + 30.79)^2} = 30.79 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9977 位置:[19321, 39796, 2030]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18(1.50*-X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 63.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 1.55 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 63.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 1.15 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.40 \text{ kN}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01}t}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 207^3/12 - 530016}{0.5 \times 207} = 52011.07$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{52011.07} + \frac{396.46}{1272.00} = 0.31 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 123165.01}{1656.00} = 111.56 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 197 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9977 位置:[19321, 39796, 2030]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18(1.50*-X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 63.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 1.55 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁

腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 63.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 1.15 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.40 \text{ kN}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 197 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{123165.01}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 89.31 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7H_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 197^2 \times 2} + \frac{1545.62}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{89.31^2 + \left(\frac{1.12}{1.22}\right)^2} = 89.32 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9977 位置:[19321, 39796, 2030]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18(1.50*-X风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)



节点控制内力值: $M = 63.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 1.55 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 63.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 1.15 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.40 \text{ kN}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bolt}}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 276^3/12 - 397512}{0.5 \times 276} = 73295.48$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{73295.48} + \frac{396.46}{1368.00} = 0.29 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 123165.01}{1656.00} = 89.25 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9977 位置: [19321, 39796, 2030]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18 (1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 63.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 1.55 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 63.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 1.15 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.40 \text{ kN}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$

$$M = 63277496.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

最大应力计算值: $f_{\max} = 91.55 \text{ N/mm}^2 < 305.00 \text{ N/mm}^2$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N = 26336.07 \text{ MPa}$ $M_{px} = 285939720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$V_{u1} = 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2$$

$$= 0.7 \times 5 \times (207 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 375.92 \text{ kN}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$N_{vub} = 0.58n_v A_e f_{ub}$$

$$= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148 \text{ kN}$$

$$N_{cub} = d \times \sum T \times 1.5f_u$$

$$= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60 \text{ kN}$$

取较小者 $N_{ub} = 84.60 \text{ kN}$

$$V_{u2} = N_{ub} = 338.40 \text{ kN}$$



连接板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u3} = (H - nd_0)T \times 0.58f_u$$

$$= (207 - 2 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 346.75 \text{ kN}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0)T_w \times 0.58f_u$$

$$= (276 - 2 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 372.92 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力：

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((285.94 + 285.94) / 2.79) + 21.73 = 267.65 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算：

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 26336.07 \text{ kN} \quad M_{px} = 285939720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo} l_t = 104628.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 49.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 324.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 374.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前：

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为} \quad 36.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为} \quad 249.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为} \quad 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 285.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

第4章 柱节点域验算

柱截面：□250x250x8x8

柱【弱轴】方向验算：

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 28.8 \times 24.2 \times 1.8 = 2258.150 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7)：

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{288 + 242}{18} = 29.44 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强，采用局部加厚方式补强，局部加厚 10mm 补强后验算通过。



4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9977 位置:[19321, 39796, 2030]

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 285.94}{2.26} = 75.98$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 200.10}{3} = 266.80$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 10mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9977 位置:[19321, 39796, 2030] 控制组合号 18(1.50*-X 风 +1.30*恒载+1.05*活荷不利 1) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{288.0/18.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(288.0/242.0)^2}} = 0.16$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 170.00 = 226.67$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{63.28}{2.26} = 28.02 <= f_{ps} = 226.67 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 10mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9977 位置:[19321, 39796, 2030] 控制组合号 34(-1.40*X 地震

负偏+1.30*恒载+0.65*活荷不利 1) 组合类型(水平地震为主的组合) [$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{31.34/2.26}{(4/3) \times 170.00/0.75} = 0.046 <= 1 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 10mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	5
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9700 节点编号: 15/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H300x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x10x10 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.86

设计方法: 常用设计法

梁端需要加腋, 加腋高度为 100

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓: M20, 行数: 2, 行中距: 73, 行边距: 67, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9842 位置: [27544, 14279, 11400]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16 (0.90*Y 风+1.30*恒载+1.50*活荷不利 1)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 98.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 98.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 30.79 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$X_{\max} = 35.00 \text{ mm} \quad Y_{\max} = 36.50 \text{ mm}$$

错误!

$$\text{错误!} = \frac{0.00 \times 36.50}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{错误!} = \frac{0.00 \times 35.00}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$$

$$N_v = \frac{V}{n} = \frac{123165.01}{4} = 30.79 \text{ kN}$$

$$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{4} = 0.00 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 30.79)^2} = 30.79 \text{ kN}$$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9842 位置:[27544, 14279, 11400]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16 (0.90*-Y 风+1.30*恒载+1.50*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 98.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 98.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 207^3/12 - 530016}{0.5 \times 207} = 52011.07$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{52011.07} + \frac{0.00}{1272.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 123165.01}{1656.00} = 111.56 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 197 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9842 位置:[27544, 14279, 11400]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16 (0.90*-Y 风+1.30*恒载+1.50*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 98.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 98.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 197 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{123165.01}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 89.31 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 197^2 \times 2} + \frac{0.00}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{89.31^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 89.31 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9842 位置:[27544, 14279, 11400]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16 (0.90*-Y 风+1.30*恒载+1.50*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 98.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 98.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bol}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 276^3/12 - 397512}{0.5 \times 276} = 73295.48$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{73295.48} + \frac{0.00}{1368.00} = 0.00\text{MPa} < f \quad \text{满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 123165.01}{1656.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \quad \text{满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9842 位置: [27544, 14279, 11400]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16 (0.90*Y风+1.30*恒载+1.50*活荷不利1)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 98.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 98.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t^f$

$$M = 98870984.00\text{N} \cdot \text{mm}$$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

最大应力计算值: $f_{\max} = 143.04 \text{ N/mm}^2 < 305.00 \text{ N/mm}^2$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

$$M_{px} = 285939720.00\text{N} \cdot \text{mm}$$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (207 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 375.92\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

取较小者 $N_{ub} = 84.60\text{kN}$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 338.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (207 - 2 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 346.75\text{kN} \end{aligned}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u4} &= (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58f_u \\ &= (376 - 2 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 536.48\text{kN} \end{aligned}$$



节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n}\right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((285.94 + 285.94) / 5.95) + 58.47 = 173.84 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$M_{px} = 285939720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo} l_t = 202428.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 95.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 437.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 532.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 70.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 336.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 407.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 407.14 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 285.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

第4章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 10 \times 10$

柱【强轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 28.8 \times 24.0 \times 1.6 = 1990.656 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{288 + 240}{16} = 33.00 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9842 位置: [27544, 14279, 11400]

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 885.07}{1.99} = 266.77$$

$$\frac{4 * f_{yv}}{3} = \frac{4 * 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4 * f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。



4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9842 位置:[27544, 14279, 11400] 控制组合号 20(1.50*Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{288.0/16.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(288.0/240.0)^2}} = 0.17$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3}f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{77.40}{1.99} = 38.88 < f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。

[4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

[5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9842 位置:[27544, 14279, 11400] 控制组合号 36(-1.40*Y 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合)[γRE=0] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3)f_v/\gamma_{Re}} = \frac{71.85/1.99}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.116 < 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

[1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.

[2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.

[3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
第4章 柱节点域验算	4
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	4
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	4
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	5
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	5
第5章 参考文献	5



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9691 节点编号: 16/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H300x200x6x10 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x12x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.83

设计方法: 常用设计法

梁端需要加腋, 加腋高度为 100

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 2, 行中距: 73, 行边距: 69, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9771 位置:[25389, 20091, 8400]

设计内力组合号: 20(非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 49.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 49.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 31.24 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$X_{\max} = 35.00 \text{ mm} \quad Y_{\max} = 36.50 \text{ mm}$$

错误!

$$\text{错误!} = \frac{0.00 \times 36.50}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{错误!} = \frac{0.00 \times 35.00}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$$

$$N_v = \frac{V}{n} = \frac{124950.00}{4} = 31.24 \text{ kN}$$

$$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{4} = 0.00 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 31.24)^2} = 31.24 \text{ kN}$$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9771 位置:[25389, 20091, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 49.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 49.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bol}t}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 211^3/12 - 530016}{0.5 \times 211} = 54337.48$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{54337.48} + \frac{0.00}{1304.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 124950.00}{1688.00} = 111.03 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 201 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9771 位置:[25389, 20091, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 49.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 49.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 201 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{124950.00}{0.7 \times 5 \times 201 \times 2} = 88.81 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 201^2 \times 2} + \frac{0.00}{0.7 \times 5 \times 201 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{88.81^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 88.81 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9771 位置:[25389, 20091, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 49.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 49.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 280^3/12 - 397512}{0.5 \times 280} = 75560.63$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{75560.63} + \frac{0.00}{1392.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 124950.00}{1680.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9771 位置: [25389, 20091, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*Y风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 49.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 49.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$

加腋高度 100mm

H 取 400+100=500mm

$M = 49188764.00\text{N}/\text{mm}^2$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N}/\text{mm}^2$

$$f_{\max} = \frac{M}{B t_f (H - t_f)}$$

$$= \frac{49188764.00}{200 \times 10 \times (500 - 10)} = 50.19 < f_t = 305.00$$

满足

第 4 章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 12 \times 12$

柱【强轴】方向验算:

节点域体积 $V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 23.8 \times 1.2 = 1994.630\text{cm}^3$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{388 + 238}{12} = 52.17 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足, 不需要补强。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9771 位置: [25389, 20091, 8400]

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 751.03}{1.99} = 225.91$$

$$\frac{4 * f_{yv}}{3} = \frac{4 * 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4 * f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足, 不需要补强。



[2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.

[3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.

[4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

[5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9771 位置:[25389, 20091, 8400] 控制组合号 19(1.50*Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(388.0/238.0)^2}} = 0.25$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{147.96}{1.99} = 74.18 \leq f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足, 不需要补强。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9771 位置:[25389, 20091, 8400] 控制组合号 35(1.40*Y 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合)[$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{140.80/1.99}{(4/3) * 175.00 / 0.75} = 0.227 \leq 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向验算满足, 不需要补强。

第 5 章 参考文献

[1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	6
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9696 节点编号: 17/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H300x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x12x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.86

设计方法: 常用设计法

梁端需要加腋, 加腋高度为 100

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 2, 行中距: 73, 行边距: 67, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 10043 位置:[34855, 13740, 6500]

设计内力组合号: 19 (非地震组合) 组合号 19(1.50*Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 30.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 10.71 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 30.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 7.97 \text{ kN}$ $N_{web} = 2.75 \text{ kN}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 30.80 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 36.50 \text{ mm}$

错误!

错误!= $\frac{0.00 \times 36.50}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误!= $\frac{0.00 \times 35.00}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{123165.01}{4} = 30.79 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{2748.44}{4} = 0.69 \text{ kN}$



$$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.69)^2 + (0.00 + 30.79)^2} = 30.80 \text{ kN}$$

3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 10043 位置: [34855, 13740, 6500]

设计内力组合号: 19 (非地震组合) 组合号 19(1.50*Y风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 30.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 10.71 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 30.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 7.97 \text{ kN}$ $N_{web} = 2.75 \text{ kN}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bolt}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 207^3/12 - 530016}{0.5 \times 207} = 52011.07$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{52011.07} + \frac{2748.44}{1272.00} = 2.16 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 123165.01}{1656.00} = 111.56 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 197 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 10043 位置: [34855, 13740, 6500]

设计内力组合号: 19 (非地震组合) 组合号 19(1.50*Y风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)

组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 30.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 10.71 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 30.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 7.97 \text{ kN}$ $N_{web} = 2.75 \text{ kN}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 197 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{123165.01}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 89.31 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7H_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 197^2 \times 2} + \frac{10714.92}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 7.77 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{89.31^2 + \left(\frac{7.77}{1.22}\right)^2} = 89.54 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 10043 位置: [34855, 13740, 6500]



设计内力组合号: 19 (非地震组合) 组合号 19(1.50*+Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 30.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 10.71 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 30.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 7.97 \text{ kN}$ $N_{web} = 2.75 \text{ kN}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bolt}}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 276^3/12 - 397512}{0.5 \times 276} = 73295.48$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{73295.48} + \frac{2748.44}{1368.00} = 2.01 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 123165.01}{1656.00} = 89.25 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 10043 位置: [34855, 13740, 6500]

设计内力组合号: 19 (非地震组合) 组合号 19(1.50*+Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 30.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 10.71 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 30.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 7.97 \text{ kN}$ $N_{web} = 2.75 \text{ kN}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$

$$M = 30972624.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

最大应力计算值: $f_{\max} = 44.81 \text{ N/mm}^2 < 305.00 \text{ N/mm}^2$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N = 11626.08 \text{ MPa} = 285939720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (207 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 375.92 \text{ kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148 \text{ kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

取较小者 $N_{ub} = 84.60 \text{ kN}$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 338.40 \text{ kN}$$



连接板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u3} = (H - nd_0)T \times 0.58f_u$$

$$= (207 - 2 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 346.75 \text{ kN}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0)T_w \times 0.58f_u$$

$$= (276 - 2 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 372.92 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((285.94 + 285.94) / 3.07) + 20.20 = 244.01 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 11626.08 \text{ MPa} \quad M_{px} = 285939720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{x \text{ bolt}} = 104628.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 49.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 324.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 374.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为} \quad 36.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为} \quad 249.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为} \quad 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 285.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

第4章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 12 \times 12$

柱【强轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 28.8 \times 23.8 \times 1.6 = 1974.067 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{288 + 238}{16} = 32.88 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。



4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 10043 位置:[34855, 13740, 6500]

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 283.72}{1.97} = 86.23$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 10043 位置:[34855, 13740, 6500] 控制组合号 19(1.50*+Y 风 +1.30*恒载+1.05*活荷不利 1) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{288.0/16.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(288.0/238.0)^2}} = 0.17$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{30.73}{1.97} = 15.57 <= f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 10043 位置:[34855, 13740, 6500] 控制组合号 35(1.40*Y 地震

正偏+1.30*恒载+0.65*活荷不利 1) 组合类型(水平地震为主的组合) [γRE=0] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{Re}} = \frac{26.06/1.97}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.042 <= 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	5
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9759 节点编号: 18/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H300x200x6x10 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x8x8 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.83

设计方法: 常用设计法

梁端需要加腋, 加腋高度为 100

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 2, 行中距: 73, 行边距: 69, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9806 位置:[18666, 30646, 8400]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16 (0.90*Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 69.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 69.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 31.24 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 36.50 \text{ mm}$

错误!

错误! = $\frac{0.00 \times 36.50}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! = $\frac{0.00 \times 35.00}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{124950.00}{4} = 31.24 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{4} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 31.24)^2} = 31.24 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9806 位置:[18666, 30646, 8400]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16(0.90*-Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 69.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 69.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 211^3/12 - 530016}{0.5 \times 211} = 54337.48$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{54337.48} + \frac{0.00}{1304.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 124950.00}{1688.00} = 111.03 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 201 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9806 位置:[18666, 30646, 8400]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16(0.90*-Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 69.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 69.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 201 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{124950.00}{0.7 \times 5 \times 201 \times 2} = 88.81 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 201^2 \times 2} + \frac{0.01}{0.7 \times 5 \times 201 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{88.81^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 88.81 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9806 位置:[18666, 30646, 8400]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16(0.90*-Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 69.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 69.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值： $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bol}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 280^3/12 - 397512}{0.5 \times 280} = 75560.63$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{75560.63} + \frac{0.00}{1392.00} = 0.00\text{MPa} < f \quad \text{满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 124950.00}{1680.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \quad \text{满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9806 位置:[18666, 30646, 8400]

设计内力组合号: 16 (非地震组合) 组合号 16 (0.90*Y 风+1.30*恒载+1.50*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 69.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 69.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$

$$M = 69389880.00\text{N} \cdot \text{mm}$$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

最大应力计算值: $f_{\max} = 119.64 \text{ N/mm}^2 < 305.00 \text{ N/mm}^2$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=0.03 \text{ Mpx} = 247648000.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (211 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 383.55\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

取较小者 $N_{ub} = 84.60\text{kN}$

$$V_{u2} = N_{ub} = 84.60\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0)T \times 0.58f_u \\ &= (211 - 2 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 355.47\text{kN} \end{aligned}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u4} &= (H_w - n \times d_0)T_w \times 0.58f_u \\ &= (380 - 2 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 543.02\text{kN} \end{aligned}$$



节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n}\right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((247.65 + 247.65) / 3.70) + 30.24 = 190.68 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.03 M_{px} = 247648000.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo} l_t = 206964.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 97.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 366.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 463.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 72.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 282.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 354.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 354.05 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 247.65 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

第4章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 8 \times 8$

柱【强轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 29.0 \times 24.2 \times 1.4 = 1768.536 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{290 + 242}{14} = 38.00 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9806 位置: [18666, 30646, 8400]

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 707.66}{1.77} = 240.08$$

$$\frac{4 * f_{yv}}{3} = \frac{4 * 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4 * f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。



4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9806 位置:[18666, 30646, 8400] 控制组合号 20(1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{290.0/14.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(290.0/242.0)^2}} = 0.20$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3}f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{19.95}{1.77} = 11.28 < f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。

[4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

[5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9806 位置:[18666, 30646, 8400] 控制组合号 36(-1.40*Y 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合)[$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3)f_v/\gamma_{Re}} = \frac{18.15/1.77}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.033 < 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。

第 5 章 参考文献

[1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.

[2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.

[3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
第4章 柱节点域验算	4
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	4
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	4
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	5
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	5
第5章 参考文献	5



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9832 节点编号: 19/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H300x200x6x10 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x10x10 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.83

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 2, 行中距: 73, 行边距: 69, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9832 位置:[25389, 20091, 11400]

设计内力组合号: 13 (非地震组合) 组合号 13 (0.90*X 风+1.30*恒载+1.50*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 8.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.90 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{f1g} = 8.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{f1g} = 0.63 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.27 \text{ kN}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 31.24 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 36.50 \text{ mm}$

错误!

错误! = $\frac{0.00 \times 36.50}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! = $\frac{0.00 \times 35.00}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{124950.00}{4} = 31.24 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{265.45}{4} = 0.07 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.07)^2 + (0.00 + 31.24)^2} = 31.24 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9832 位置:[25389, 20091, 11400]

设计内力组合号: 13 (非地震组合) 组合号 13 (0.90*X 风+1.30*恒载+1.50*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 8.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.90 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 8.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 0.63 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.27 \text{ kN}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 211^3/12 - 530016}{0.5 \times 211} = 54337.48$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{54337.48} + \frac{265.45}{1304.00} = 0.20 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 124950.00}{1688.00} = 111.03 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 201 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9832 位置:[25389, 20091, 11400]

设计内力组合号: 13 (非地震组合) 组合号 13 (0.90*X 风+1.30*恒载+1.50*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 8.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.90 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁

腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 8.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 0.63 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.27 \text{ kN}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 201 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{124950.00}{0.7 \times 5 \times 201 \times 2} = 88.81 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7H_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 201^2 \times 2} + \frac{897.48}{0.7 \times 5 \times 201 \times 2} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{88.81^2 + \left(\frac{0.64}{1.22}\right)^2} = 88.81 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9832 位置:[25389, 20091, 11400]

设计内力组合号: 13 (非地震组合) 组合号 13 (0.90*X 风+1.30*恒载+1.50*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)



节点控制内力值: $M = 8.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.90 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 8.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 0.63 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.27 \text{ kN}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bolt}}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 280^3/12 - 397512}{0.5 \times 280} = 75560.63$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{75560.63} + \frac{265.45}{1392.00} = 0.19 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 124950.00}{1680.00} = 89.25 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9832 位置: [25389, 20091, 11400]

设计内力组合号: 13 (非地震组合) 组合号 13 (0.90*X风+1.30*恒载+1.50*活荷不利1)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 8.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.90 \text{ kN}$ $V = 124.95 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 8.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

翼缘腹板轴力分别为: $N_{flg} = 0.63 \text{ kN}$ $N_{web} = 0.27 \text{ kN}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$

$$M = 8928481.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

最大应力计算值: $f_{\max} = 15.39 \text{ N/mm}^2 < 305.00 \text{ N/mm}^2$

满足

第 4 章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 10 \times 10$

柱【弱轴】方向验算:

节点域体积 $V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 29.0 \times 24.0 \times 1.2 = 1503.360 \text{ cm}^3$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{290 + 240}{12} = 44.17 < 90 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强,采用局部加厚方式补强,局部加厚 2mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9832 位置: [25389, 20091, 11400]

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 592.25}{1.50} = 236.37$$

$$\frac{4 \cdot f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$



第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4*f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 2mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9832 位置:[25389, 20091, 11400] 控制组合号 18(1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{290.0/12.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(290.0/240.0)^2}} = 0.23$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3}f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{46.44}{1.50} = 30.89 \leq f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 2mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9832 位置:[25389, 20091, 11400] 控制组合号 34(-1.40*X 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合) [γ RE=0] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3)f_v/\gamma_{Re}} = \frac{41.26/1.50}{(4/3)*175.00/0.75} = 0.088 \leq 1 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 2mm 补强后验算通过。

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：____设计师
审核人：____设计师

项目名称：____项目
专业负责人：____总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	6
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9865 节点编号: 20/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H300x200x10x10 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x8x8 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.75

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 2, 行中距: 70, 行边距: 70, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 12.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9865 位置:[19944, 47825, 11400]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 47.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 208.25 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 47.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 52.06 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 35.00 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{9800.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{9800.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{208250.00}{4} = 52.06 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{4} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 52.06)^2} = 52.06 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9865 位置:[19944, 47825, 11400]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 47.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 208.25 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 47.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{12 \times 210^3 / 12 - 733248}{0.5 \times 210} = 81216.69$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{81216.69} + \frac{0.00}{1944.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 208250.00}{2520.00} = 123.96 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 200 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9865 位置:[19944, 47825, 11400]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 47.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 208.25 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 47.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 200 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{208250.00}{0.7 \times 5 \times 200 \times 2} = 148.75 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 200^2 \times 2} + \frac{0.01}{0.7 \times 5 \times 200 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{148.75^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 148.75 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9865 位置:[19944, 47825, 11400]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 47.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 208.25 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 47.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{10 \times 280^3/12 - 611039}{0.5 \times 280} = 126302.10$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{126302.10} + \frac{0.00}{2320.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 208250.00}{2800.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9865 位置: [19944, 47825, 11400]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17 (1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 47.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 208.25 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 47.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: 焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t$$

盖板尺寸上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 $L_1=50$, $L_2=165$ 厚度为 6

$$M = 47797872.00\text{N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{b_f t_f (h - t_f) + b_{gb} t_{gb} (h + t_{gb})}$$

$$= \frac{47797872.00}{200 \times 10 \times (300 - 10) + 164 \times 6 \times (300 + 6)} = 54.25 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=0.02 \text{ Mpx} = 275480000.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (210 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 381.64\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接 (螺栓或焊缝) 抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 10 \times 1.5 \times 470 = 141.00\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 141.00\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 564.00\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (210 - 2 \times 24) \times 12 \times 0.58 \times 470 = 529.93\text{kN} \end{aligned}$$



梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$V_{u4} = (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58 f_u$$

$$= (280 - 2 \times 24) \times 10 \times 0.58 \times 470 = 632.43 \text{ kN}$$

节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 381.64 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n} \right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((275.48 + 275.48) / 4.47) + 43.57 = 191.62 \text{ kN}$$

$$V_u = 381.64 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.02 M_p x = 275480000.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{xbo1t} = 180600.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 84.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 272.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 357.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 62.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 209.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 272.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 272.57 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_p = 275.48 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{需要加强}$$

程序采用加楔形盖板方式加强节点

盖板尺寸: 上翼缘内缩宽度 18 下翼缘外伸宽度 18 L1=50, L2=165 厚度为 6

加强后连接极限承载力为(加强前/η_j+加强部分/η_j)

$$= 272.57 \text{ kN} \cdot \text{m} + 108.86 \text{ kN} \cdot \text{m} = 381.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 381.43 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 275.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足

第 4 章 柱节点域验算

柱截面: □250x250x8x8

柱【弱轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 29.0 \times 24.2 \times 0.8 = 1010.592 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{290 + 242}{8} = 66.50 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向验算满足, 不需要补强。



4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9865 位置:[19944, 47825, 11400]

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 268.28}{1.01} = 159.28$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} <= \frac{4 \times f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱弱轴方向验算满足, 不需要补强。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9865 位置:[19944, 47825, 11400] 控制组合号 17(1.50*X 风 +1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{290.0/8.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(290.0/242.0)^2}} = 0.35$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{46.55}{1.01} = 46.06 <= f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向验算满足, 不需要补强。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9865 位置:[19944, 47825, 11400] 控制组合号 33(1.40*X 地震 负偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合) [γ RE=0] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{RE}} = \frac{43.35/1.01}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.138 <= 1 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向验算满足, 不需要补强。

第 5 章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	5
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9782 节点编号: 21/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H300x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x12x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.86

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 2, 行中距: 73, 行边距: 67, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9790 位置:[28979, 11084, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 32.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{f1g} = 32.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 30.79 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 36.50 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 36.50}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{123165.01}{4} = 30.79 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{4} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 30.79)^2} = 30.79 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9790 位置:[28979, 11084, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 32.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 32.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{bolt}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 207^3/12 - 530016}{0.5 \times 207} = 52011.07$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{52011.07} + \frac{0.00}{1272.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 123165.01}{1656.00} = 111.56 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 197 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9790 位置:[28979, 11084, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 32.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 32.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 197 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{123165.01}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 89.31 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 197^2 \times 2} + \frac{0.02}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{89.31^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 89.31 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9790 位置:[28979, 11084, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 32.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 32.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 276^3/12 - 397512}{0.5 \times 276} = 73295.48$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{73295.48} + \frac{0.00}{1368.00} = 0.00\text{MPa} < f \quad \text{满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 123165.01}{1656.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \quad \text{满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9790 位置: [28979, 11084, 8400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*Y风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 32.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 32.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t^f$

$$M = 32647144.00\text{N}/\text{mm}^2$$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N}/\text{mm}^2$

$$f_{\max} = \frac{M}{B t_f (H - t_f)}$$

$$= \frac{32647144.00}{200 \times 12 \times (300 - 12)} = 47.23 < f_t^f = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N = 0.05 M_{px} = 285939720.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (207 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 375.92\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接 (螺栓或焊缝) 抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 338.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (207 - 2 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 346.75\text{kN} \end{aligned}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u4} &= (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58f_u \\ &= (276 - 2 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 372.92\text{kN} \end{aligned}$$



节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n}\right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((285.94 + 285.94) / 3.25) + 26.04 = 237.04 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.05 M_{px} = 285939720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{x \text{ bolt}} = 104628.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 49.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 324.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 374.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 36.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 249.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 285.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

程序采用梁腹板加高方式加强节点

加腋高度为: 0.0 mm

第 4 章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 12 \times 12$

柱【强轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 28.8 \times 23.8 \times 1.6 = 1974.067 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{288 + 238}{16} = 32.88 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9790 位置: [28979, 11084, 8400]

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 573.21}{1.97} = 174.22$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$



第5章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4*f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9790 位置:[28979, 11084, 8400] 控制组合号 19(1.50*Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{288.0/16.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(288.0/238.0)^2}} = 0.17$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3}f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{35.01}{1.97} = 17.73 \leq f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9790 位置:[28979, 11084, 8400] 控制组合号 35(1.40*Y 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合)[γ RE=0] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3)f_v/\gamma_{Re}} = \frac{30.47/1.97}{(4/3)*175.00/0.75} = 0.050 \leq 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	5
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9676 节点编号: 22/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H300x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x10x10 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.86

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 2, 行中距: 73, 行边距: 67, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9676 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18 (1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 70.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 70.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 30.79 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 36.50 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 36.50}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{123165.01}{4} = 30.79 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{4} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 30.79)^2} = 30.79 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9676 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18(1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 70.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 70.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 207^3 / 12 - 530016}{0.5 \times 207} = 52011.07$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{52011.07} + \frac{0.00}{1272.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 123165.01}{1656.00} = 111.56 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 197 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9676 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18(1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 70.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 70.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 197 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{123165.01}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 89.31 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 197^2 \times 2} + \frac{0.01}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{89.31^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 89.31 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9676 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18(1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 70.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 70.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值： $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 276^3/12 - 397512}{0.5 \times 276} = 73295.48$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{73295.48} + \frac{0.00}{1368.00} = 0.00\text{MPa} < f \quad \text{满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 123165.01}{1656.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \quad \text{满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9676 位置:[26298, 26028, 4200]

设计内力组合号: 18 (非地震组合) 组合号 18 (1.50*-X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 70.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 70.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h-t_f)} \leq f_t$

$$M = 70587840.00\text{N}/\text{mm}^2$$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N}/\text{mm}^2$

$$f_{\max} = \frac{M}{B t_f (H-t_f)}$$

$$= \frac{70587840.00}{200 \times 12 \times (300-12)} = 102.12 < f_t = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N=0.01 M_{px} = 285939720.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (207 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 375.92\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 338.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (207 - 2 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 346.75\text{kN} \end{aligned}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u4} &= (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58f_u \\ &= (276 - 2 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 372.92\text{kN} \end{aligned}$$



节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n}\right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((285.94 + 285.94) / 2.37) + 26.65 = 315.83 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.01 M_p x = 285939720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{x \text{ bolt}} = 104628.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 49.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 324.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 374.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 36.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 249.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 285.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

程序采用梁腹板加高方式加强节点

加腋高度为: 0.0 mm

第4章 柱节点域验算

柱截面: □250x250x10x10

柱【弱轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 38.8 \times 24.0 \times 1.6 = 2681.856 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{388 + 240}{16} = 39.25 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9676 位置: [26298, 26028, 4200]

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 801.87}{2.68} = 179.40$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$



第5章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

$$\frac{\psi(M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4*f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9676 位置: [26298, 26028, 4200] 控制组合号 17(1.50*X 风 +1.30*恒载+1.05*活荷不利 1) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{388.0/16.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(388.0/240.0)^2}} = 0.19$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3}f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{89.23}{2.68} = 33.27 \leq f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9676 位置: [26298, 26028, 4200] 控制组合号 33(1.40*X 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活荷不利 1) 组合类型(水平地震为主的组合)[$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3)f_v/\gamma_{RE}} = \frac{41.52/2.68}{(4/3)*175.00/0.75} = 0.050 \leq 1 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 6mm 补强后验算通过。

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	5
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9672 节点编号: 23/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H300x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x8x8 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.86

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 2, 行中距: 73, 行边距: 67, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9732 位置:[21957, 32716, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 57.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{f1g} = 57.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 30.79 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 36.50 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 36.50}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{123165.01}{4} = 30.79 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{4} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 30.79)^2} = 30.79 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9732 位置: [21957, 32716, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 57.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 57.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b01t}}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 207^3 / 12 - 530016}{0.5 \times 207} = 52011.07$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{52011.07} + \frac{0.00}{1272.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 123165.01}{1656.00} = 111.56 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 197 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9732 位置: [21957, 32716, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 57.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 57.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 197 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{123165.01}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 89.31 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 197^2 \times 2} + \frac{0.00}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{89.31^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 89.31 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9732 位置: [21957, 32716, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17(1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 57.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 57.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 276^3/12 - 397512}{0.5 \times 276} = 73295.48$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{73295.48} + \frac{0.00}{1368.00} = 0.00\text{MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 123165.01}{1656.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9732 位置: [21957, 32716, 4200]

设计内力组合号: 17 (非地震组合) 组合号 17 (1.50*X 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 57.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 57.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t^f$

$$M = 57820416.00\text{N}/\text{mm}^2$$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N}/\text{mm}^2$

$$f_{\max} = \frac{M}{B t_f (H - t_f)}$$

$$= \frac{57820416.00}{200 \times 12 \times (300 - 12)} = 83.65 < f_t^f = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

$$M_{px} = 285939720.00\text{N} \cdot \text{mm}$$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (207 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 375.92\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 338.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (207 - 2 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 346.75\text{kN} \end{aligned}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u4} &= (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58f_u \\ &= (276 - 2 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 372.92\text{kN} \end{aligned}$$



节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n}\right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((285.94 + 285.94) / 3.64) + 17.72 = 206.37 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$M_{px} = 285939720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{x \text{ bolt}} = 104628.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 49.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 324.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 374.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 36.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 249.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 285.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

程序采用梁腹板加高方式加强节点

加腋高度为: 0.0 mm

第 4 章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 8 \times 8$

柱【弱轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 28.8 \times 24.2 \times 1.8 = 2258.150 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{288 + 242}{18} = 29.44 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 10mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9732 位置: [21957, 32716, 4200]

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 302.14}{2.26} = 80.28$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 200.10}{3} = 266.80$$



第5章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4 \cdot f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 10mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9732 位置: [21957, 32716, 4200] 控制组合号 17(1.50*X 风 +1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{288.0/18.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(288.0/242.0)^2}} = 0.16$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3} f_v = \frac{4}{3} \times 170.00 = 226.67$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{58.32}{2.26} = 25.83 \leq f_{ps} = 226.67 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 10mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9732 位置: [21957, 32716, 4200] 控制组合号 33(1.40*X 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合) [γ RE=0] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3) f_v / \gamma_{Re}} = \frac{30.83/2.26}{(4/3) \cdot 170.00/0.75} = 0.045 \leq 1 \text{ 满足}$$

柱弱轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 10mm 补强后验算通过。

中华人民共和国一级注册结构工程师
姓名：唐际晴
注册号：4500514-S028
有效期：至2026年06月

盈建科软件计算书

项目编号：No.1
计算人：______设计师
审核人：______设计师

项目名称：______项目
专业负责人：______总工
日期：2025-7

盈建科软件

目录

第1章 设计条件:	2
第2章 设计成果:	2
第3章 承载力验算	2
3.1 螺栓验算	2
3.2 腹板连接板截面验算	3
3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算	3
3.4 梁腹板截面验算	3
3.5 梁翼缘对接焊缝验算	4
3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算	4
3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算	4
3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:	5
第4章 柱节点域验算	5
4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):	5
4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):	5
4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):	6
4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):	6
第5章 参考文献	6



第 1 章 设计条件:

节点 ID: 9848 节点编号: 24/4 节点类型: 梁柱--□--H--刚接 节点形式: 翼缘焊, 腹板栓

梁截面信息: H300x200x6x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

柱截面信息: □250x250x12x12 Q355 屈服强度 355N/mm² 极限抗拉强度 470N/mm²

螺栓信息: M20 10.9 级摩擦型高强螺栓 接触面处理方式: 抛丸(喷砂) $\mu=0.40$ 抗剪承载力 $N_{vb}=55.8\text{KN}$

焊缝信息: 角焊缝(抗拉、抗压、抗剪)强度设计值 $f_{fw} 200 \text{ N/mm}^2$ $f_{fu} 280 \text{ N/mm}^2$

承载力放大系数 $\alpha=1.000$, 截面塑性发展系数 $\gamma_x=1.05$, $\eta_j=1.35$

梁翼缘塑性截面模量/全截面塑性截面模量: 0.86

设计方法: 常用设计法

第 2 章 设计成果:

腹板螺栓:M20, 行数: 2, 行中距: 73, 行边距: 67, 列数: 2, 列中距: 70, 列边距: 40

梁腹板连接板厚度为: 8.0

腹板连接板与柱连接角焊缝尺寸: 5.0 mm

第 3 章 承载力验算

3.1 螺栓验算

此项最不利节点 ID: 9851 位置:[28979, 11084, 11400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 23.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{f1g} = 23.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

则螺栓所受的合力(单剪面)为: $N = 30.79 \text{ kN} < N_{vb} = 55.80$ **满足**

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 8-32: $\sqrt{N_m^2 + N_v^2} \leq N_v^b$

$M = 0.00 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$X_{\max} = 35.00 \text{ mm}$ $Y_{\max} = 36.50 \text{ mm}$

错误!

错误! $= \frac{0.00 \times 36.50}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

错误! $= \frac{0.00 \times 35.00}{10229.00} = 0.00 \text{ kN}$

$N_v = \frac{V}{n} = \frac{123165.01}{4} = 30.79 \text{ kN}$

$N_n = \frac{N}{n} = \frac{0.00}{4} = 0.00 \text{ kN}$

$N_{\max} = \sqrt{(N_{mx} + N_n)^2 + (N_{my} + N_v)^2} = \sqrt{(0.00 + 0.00)^2 + (0.00 + 30.79)^2} = 30.79 \text{ kN}$



3.2 腹板连接板截面验算

此项最不利节点 ID: 9851 位置:[28979, 11084, 11400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 23.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 23.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$

抗剪强度设计值: $f_v = 175.00 \text{ MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{8 \times 207^3/12 - 530016}{0.5 \times 207} = 52011.07$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{52011.07} + \frac{0.00}{1272.00} = 0.00 \text{ MPa} < f \text{ 满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.50V}{A} = \frac{1.50 \times 123165.01}{1656.00} = 111.56 \text{ MPa} < f_v \text{ 满足}$$

3.3 腹板连接板与柱连接焊缝验算

角焊缝计算长度: 197 mm 焊脚尺寸: 5.00 mm

此项最不利节点 ID: 9851 位置:[28979, 11084, 11400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 23.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 23.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

角焊缝焊脚尺寸要求: 最小 5mm 最大 9mm 满足

验算标准为,《钢结构连接节点设计手册》(第四版)公式 3-22: $\sqrt{\tau_v^2 + \sigma_m^2} \leq f_f^w$

$$f_f^w = 200 \text{ MPa}$$

$$l_w = 197 \text{ mm}$$

$$\tau_v = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{123165.01}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 89.31 \text{ MPa}$$

正面角焊缝的强度设计值增大系数: $\beta_f = 1.22$

$$\sigma_m = \frac{6M_e}{0.7h_f l_w^2} + \frac{N}{0.7h_f l_w}$$

$$= \frac{6 \times 0.00}{0.7 \times 5 \times 197^2 \times 2} + \frac{0.00}{0.7 \times 5 \times 197 \times 2} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \left(\frac{\sigma_m}{\beta_f}\right)^2}$$

$$= \sqrt{89.31^2 + \left(\frac{0.00}{1.22}\right)^2} = 89.31 \text{ MPa}$$

根据以上计算, 焊缝验算满足

3.4 梁腹板截面验算

此项最不利节点 ID: 9851 位置:[28979, 11084, 11400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20(1.50*-Y 风+1.30*恒载+1.05*活荷不利 1)
组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

节点控制内力值: $M = 23.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 23.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

抗拉强度设计值: $f = 305.00 \text{ MPa}$



抗剪强度设计值: $f_v = 175.00\text{MPa}$

$$W_{nb} = \frac{tH^3/12 - I_{b0}t}{0.5H}$$

$$= \frac{6 \times 276^3/12 - 397512}{0.5 \times 276} = 73295.48$$

$$\text{截面正应力 } \sigma = \frac{M}{W_{nb}} + \frac{N}{A_n} = \frac{0.00}{73295.48} + \frac{0.00}{1368.00} = 0.00\text{MPa} < f \quad \text{满足}$$

$$\text{截面剪应力 } \tau = \frac{1.20V}{A} = \frac{1.20 \times 123165.01}{1656.00} = 89.25\text{MPa} < f_v \quad \text{满足}$$

3.5 梁翼缘对接焊缝验算

此项最不利节点 ID: 9851 位置: [28979, 11084, 11400]

设计内力组合号: 20 (非地震组合) 组合号 20 (1.50*Y风+1.30*恒载+1.05*活荷不利1)
组合类型 (非地震组合) 组合类别 (基本组合)

节点控制内力值: $M = 23.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$ $V = 123.17 \text{ kN}$ (取梁腹板净截面抗剪承载力设计值的 1/2)

翼缘腹板分别为: $M_{flg} = 23.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{web} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

验算标准为,《钢结构设计手册》(第四版)公式 13.4-1: $\frac{M}{b_f t_f (h - t_f)} \leq f_t^f$

$$M = 23072096.00\text{N}/\text{mm}^2$$

焊缝强度设计值: $f = 305.00 \text{ N}/\text{mm}^2$

$$f_{\max} = \frac{M}{B t_f (H - t_f)}$$

$$= \frac{23072096.00}{200 \times 12 \times (300 - 12)} = 33.38 < f_t^f = 305.00$$

满足

3.6 按抗震规范 8.2.8 条进行梁柱连接的极限承载力验算

考虑轴力作用 $N = 0.01 M_{px} = 285939720.00\text{N} \cdot \text{mm}$

3.6.1 梁柱连接极限受剪承载力验算

连接板和柱翼缘的连接焊缝抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 0.7h_f(H - 2h_f) \times 0.58f_u \times 2 \\ &= 0.7 \times 5 \times (207 - 2 \times 5) \times 0.58 \times 470 \times 2 = 375.92\text{kN} \end{aligned}$$

腹板与梁连接(螺栓或焊缝)抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} N_{vub} &= 0.58n_v A_e f_{ub} \\ &= 0.58 \times 1 \times 245 \times 1040 = 148\text{kN} \\ N_{cub} &= d \times \Sigma T \times 1.5f_u \\ &= 20 \times 6 \times 1.5 \times 470 = 84.60\text{kN} \\ \text{取较小者 } N_{ub} &= 84.60\text{kN} \end{aligned}$$

$$V_{u2} = N_{ub} n = 338.40\text{kN}$$

连接板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u3} &= (H - nd_0) T \times 0.58f_u \\ &= (207 - 2 \times 24) \times 8 \times 0.58 \times 470 = 346.75\text{kN} \end{aligned}$$

梁腹板净截面抗剪极限承载力

$$\begin{aligned} V_{u4} &= (H_w - n \times d_0) T_w \times 0.58f_u \\ &= (276 - 2 \times 24) \times 6 \times 0.58 \times 470 = 372.92\text{kN} \end{aligned}$$



节点最小极限受剪承载力:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} = 338.40 \text{ kN}$$

$$V_p = 1.20 \times \left(\sum \frac{M_p}{l_n}\right) + V_{gb} \text{ (未包含竖向地震)} = 1.20 \times ((285.94 + 285.94) / 3.25) + 9.40 = 220.40 \text{ kN}$$

$$V_u = 338.40 \text{ kN} \geq V_p \text{ 满足}$$

3.6.2 梁柱连接极限受弯承载力验算:

$$\text{螺栓连接 } \eta_j = 1.35 \quad \text{焊缝连接 } \eta_j = 1.30$$

$$\text{考虑轴力作用 } N = 0.01 M_p x = 285939720.00 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

梁腹板极限受弯承载力

$$W_{pe} = t_w H_w^2 / 4 - S_{x \text{ bolt}} = 104628.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{uw} = W_{pe} \times f_u = 49.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁翼缘极限受弯承载力

$$M_{uf} = A_f (H - T_f) f_u = 324.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = M_{uf} + M_{uw} = 374.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

节点加强前:

$$\text{腹板连接极限承载力 } M_{uw} / \eta_j \text{ 为 } 36.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{翼缘连接极限承载力 } M_{uf} / \eta_j \text{ 为 } 249.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{加强前连接极限承载力 } M_u / \eta_j \text{ 为 } 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \eta_j = 286.32 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_p = 285.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{不需要加强}$$

程序采用梁腹板加高方式加强节点

加腋高度为: 0.0 mm

第4章 柱节点域验算

柱截面: $\square 250 \times 250 \times 12 \times 12$

柱【强轴】方向验算:

$$\text{节点域体积 } V_p = \phi h_b h_c t_{wc} = 1.80 \times 28.8 \times 23.8 \times 1.6 = 1974.067 \text{ cm}^3$$

4.1 柱腹板稳定验算(抗规公式 8.2.5-7):

$$\frac{H_b + H_c}{T_w} = \frac{288 + 238}{16} = 32.88 \leq 90 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.2 节点域屈服承载力验算(抗规公式 8.2.5-3):

此项最不利节点 ID: 9851 位置: [28979, 11084, 11400]

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} = \frac{0.60 \times 573.21}{1.97} = 174.22$$

$$\frac{4 \times f_{yv}}{3} = \frac{4 \times 205.90}{3} = 274.53$$



第5章 参考文献

- [1] 李星荣, 秦斌. 钢结构连接节点设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [2] GB50017 - 2017, 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] JGJ99 - 2015, 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [4] GB50011 - 2010, 建筑抗震设计规范(2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [5] 但泽义, 柴昶, 李国强, 童根树. 钢结构设计手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

$$\frac{\psi (M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4*f_{yv}}{3} \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.3 节点域腹板抗剪强度验算(钢规公式 12.3.3-3):

此项最不利节点 ID: 9851 位置:[28979, 11084, 11400] 控制组合号 19(1.50*+Y 风+1.30*恒载+1.05*活载) 组合类型(非地震组合) 组合类别(基本组合)

$$\lambda_s^n = \frac{h_b/t_w}{37 \varepsilon_k \sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} = \frac{288.0/16.0}{37 \times 1.2 \sqrt{4+5.34(288.0/238.0)^2}} = 0.17$$

$$f_{ps} = \frac{4}{3}f_v = \frac{4}{3} \times 175.00 = 233.33$$

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} = \frac{28.76}{1.97} = 14.57 \leq f_{ps} = 233.33 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。

4.4 节点域腹板抗剪强度验算(抗规公式 8.2.5-8):

此项最不利节点 ID: 9851 位置:[28979, 11084, 11400] 控制组合号 35(1.40*Y 地震负偏+1.30*恒载+0.65*活载) 组合类型(水平地震为主的组合)[$\gamma_{RE}=0$] 组合类别(基本组合)

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})/V_p}{(4/3)f_v/\gamma_{RE}} = \frac{24.93/1.97}{(4/3) \times 175.00/0.75} = 0.041 \leq 1 \text{ 满足}$$

柱强轴方向需要补强, 采用局部加厚方式补强, 局部加厚 4mm 补强后验算通过。