

三角式电梯井钢平台计算书

计算依据

- 1、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020
- 2、《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
- 3、《钢结构设计标准》GB50017-2017
- 4、《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 5、《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018
- 6、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 7、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 8、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 9、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、上部架体参数

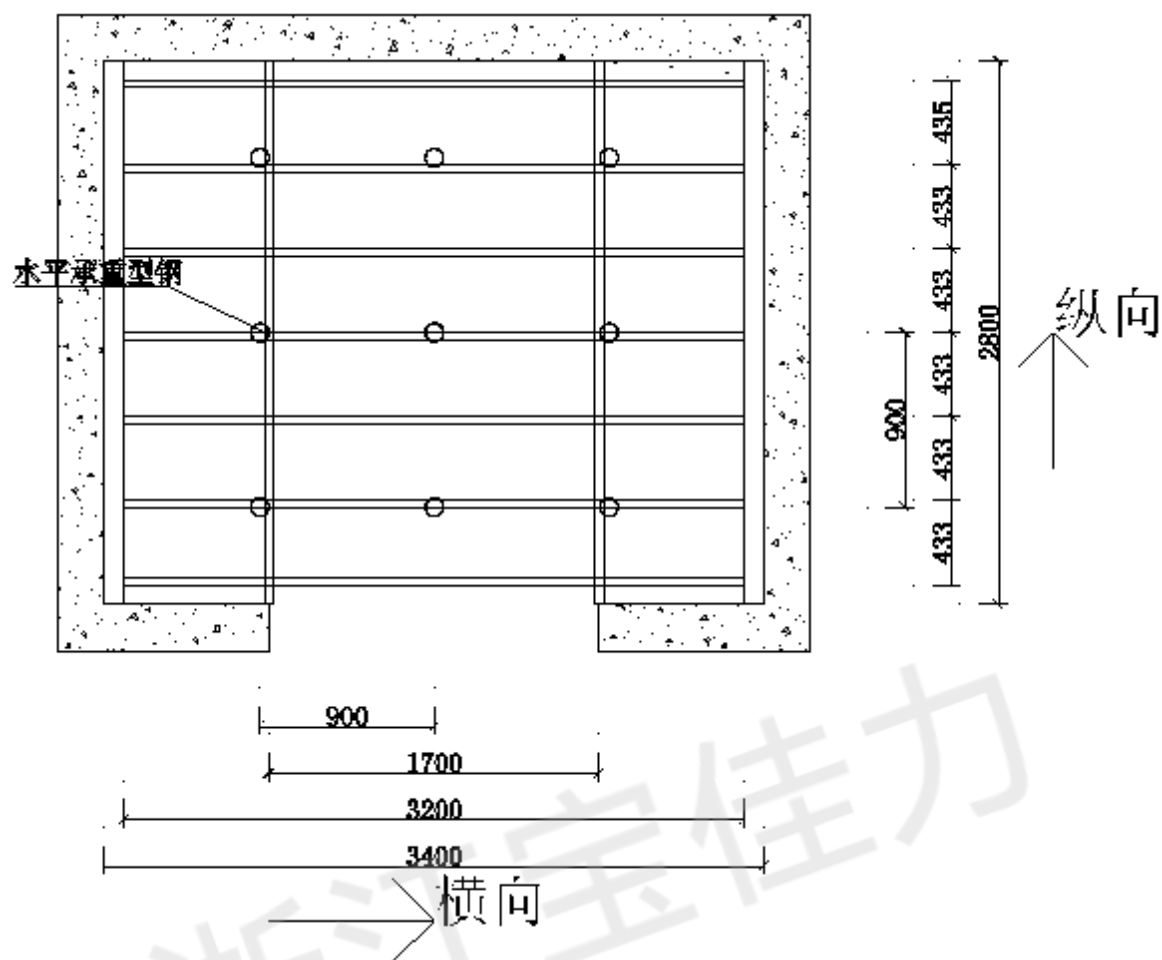
架体总高度H(m)	9	横向立杆排数n1	3
纵向立杆排数n2	3	立杆步距h(mm)	1500
立杆纵向间距la(mm)	900	立杆横向间距lb(mm)	900

二、三角式支撑操作平台参数

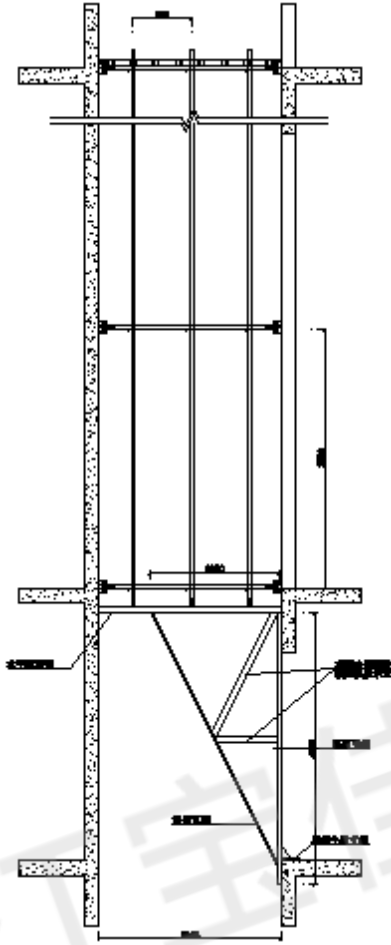
井道横向内空B(mm)	3400	井道纵向内空L(mm)	2800
面板横向长度b(mm)	3200	面板纵向长度l(mm)	2600
面板底次楞布置方式	平行井道横向	次楞纵向依次间距(mm)	433, 433, 433, 433, 433, 435
水平承重型钢间距d(mm)	1700	水平承重型钢斜向支撑点到竖向支撑点距离l1(mm)	2000
竖向支撑型钢长度h(mm)	4200	斜向支撑型钢长度a(mm)	4400

三、荷载设计

每米立杆承受结构自重标准值q(kN/m)	0.129	施工荷载标准值Q1k(kN/m ²)	2.5
----------------------	-------	--------------------------------	-----



平面图



立面图

四、上部架体荷载计算

1、支架自重标准值 N_{Gk}

$$N_{Gk}=q \times H=0.129 \times 9=1.161 \text{ kN}$$

2、立杆轴向力设计值

$$N=\gamma_0\times[1.3\times N_{Gk}+1.5\times N_{Q1k}\times l_a\times l_b]=1\times[1.3\times 1.161+1.5\times 2.5\times 0.9\times 0.9]=4.547\text{kN}$$

五、上部架体立杆稳定性验算

钢管截面类型 (mm)	Φ48×3	钢材等级	Q235
立杆截面面积A(mm ²)	424	立杆截面回转半径i(mm)	15.9
立杆截面抵抗矩W(cm ³)	4.49	抗压强度设计值[f](N/mm ²)	205
连墙件布置方式	三步两跨	立杆计算长度系数μ	1.5

1、立杆长细比验算

$$\text{立杆计算长度}l_0=K\mu h=1\times 1.5\times 1.5=2.25\text{m}$$

$$\text{长细比}\lambda=l_0/i=2.25\times 10^3/15.9=141.509\leq[\lambda]=250$$

满足要求!

轴心受压构件的稳定系数计算:

$$\text{立杆计算长度}l_0=K\mu h=1.155\times 1.5\times 1.5=2.599\text{m}$$

$$\text{长细比}\lambda=l_0/i=2.599\times 10^3/15.9=163.459$$

由λ查表得到立杆的稳定系数φ=0.265

2、立杆稳定性验算

$$\sigma=N/(\phi A)=4.547\times 10^3/(0.265\times 424)=40.466\text{N/mm}^2\leq[f]=205\text{N/mm}^2$$

满足要求!

3、立杆底部轴力标准值计算

$$\text{恒载标准值}F_G=1.161\text{kN},\text{活载标准值}F_Q=Q_{1k}\times l_a\times l_b=2.025\text{kN}$$

$$\text{立杆轴向力标准值}N'=F_G+F_Q=1.161+2.025=3.186\text{kN}$$

六、面板验算

钢板材料类型	钢板	钢板厚度(mm)	3
钢板抗弯强度设计值f(N/mm ²)	215	钢板弹性模量E(N/mm ²)	206000
钢板底次楞布置方式	平行井道横向	钢板自重标准值G _k (kN/m ²)	0.3

$$W=bt^2/6=1000\times 3\times 3/6=1500\text{mm}^3$$

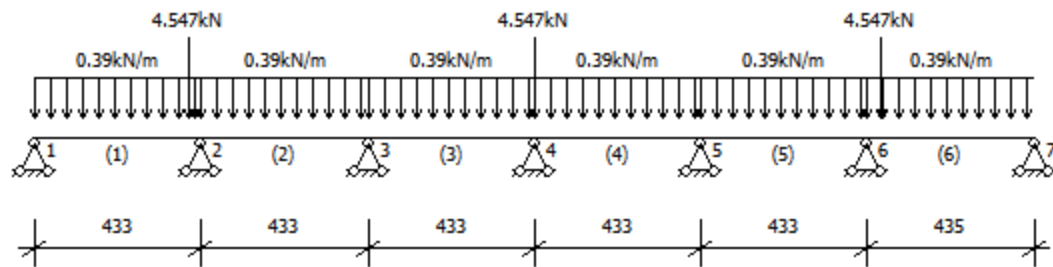
$$I=bt^3/12=1000\times 3\times 3\times 3/12=2250\text{mm}^4$$

由于面板上部有架体，面板自重线荷载计算时不考虑施工荷载作用

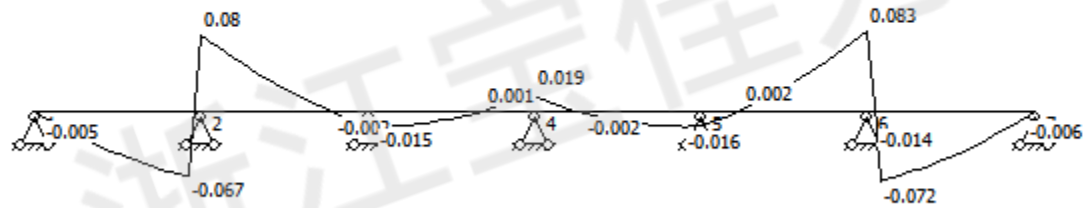
$$q_{\text{面板}}=\gamma_0\times 1.3\times G_k\times 1=1\times 1.3\times 0.3\times 1=0.39\text{kN/m}$$

$$q'_{\text{面板}}=1\times G_k\times 1=1\times 0.3\times 1=0.3\text{kN/m}$$

计算简图如下:



1、强度验算



弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.083 \times 10^6 / 1500 = 55.364 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 215 \text{ N/mm}^2$$

钢板强度满足要求!

2、挠度验算



挠度变形图(mm)

$$v_{\max} = 1.631 \text{ mm} \leq [v] = L/150 = 435/150 = 2.9 \text{ mm}$$

钢板挠度满足要求!

七、次楞验算

次楞类型	槽钢	次楞截面类型	5号槽钢
次楞抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205	次楞抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	125
次楞截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	10.4	次楞弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000
次楞截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	26	次楞自重标准值 (kN/m)	0.054

次楞承担荷载的间距分别为: $d_1=0.216\text{m}$, $d_2=0.433\text{m}$, $d_3=0.433\text{m}$,, $d_7=0.217\text{m}$

取次楞承担荷载间距最大值为最不利情况进行验算

$$D = \max[d_1, d_2, d_3, \dots, d_i] = 0.434\text{m}$$

承载能力极限状态:

$$q =$$

$$\gamma_0 \times [1.3 \times G_k] \times D + \gamma_0 \times 1.3 \times 0.054 = 1 \times [1.3 \times 0.3] \times 0.434 + 1 \times 1.3 \times 0.054 = 0.239 \text{ kN/m}$$

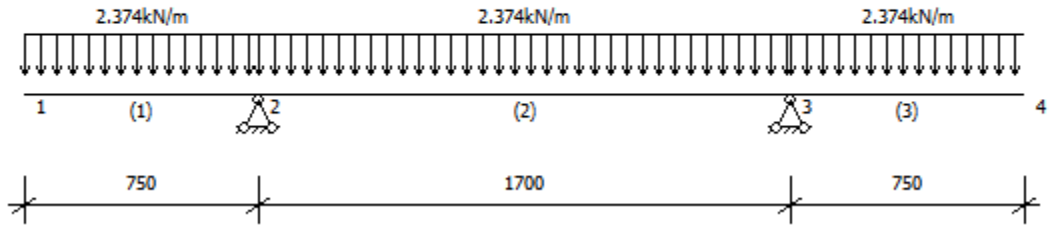
$$q_{\text{总1}} = q + N/b/l \times d_6 \times n_1 \times n_2 = 0.239 + 4.547/3.2/2.6 \times 0.434 \times 3 \times 3 = 2.374 \text{ kN/m}$$

正常使用极限状态:

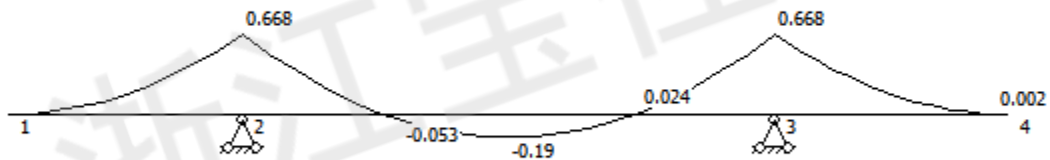
$$q' = (\gamma_G \times G_k) \times D + \gamma_G \times 0.054 = (1 \times 0.3) \times 0.434 + 1 \times 0.054 = 0.184 \text{ kN/m}$$

$$q'_{\text{总1}} = q' + N'/b/l \times d_6 \times n_1 \times n_2 = 0.184 + 3.186/3.2/2.6 \times 0.434 \times 3 \times 3 = 1.68 \text{ kN/m}$$

计算简图如下:



1、强度验算

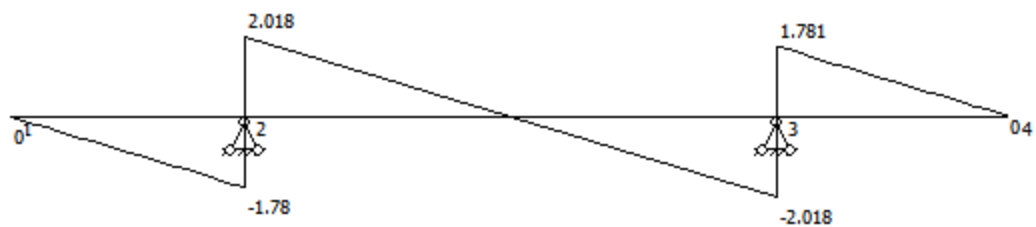


弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.668 \times 10^6 / 10400 = 64.201 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



剪力图(kN)

$$\tau_{\max} = V_{\max} / (8I_z \delta) [bh_0^2 - (b - \delta)h^2] = 2.018 \times 1000 \times [37 \times 50^2 - (37 - 4.5) \times 36^2] / (8 \times 260000 \times 4.5) = 10.861 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 125 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



挠度变形图(mm)

$$\text{跨中 } v_{\max} = 0.224 \text{ mm} \leq [v] = 1700/250 = 6.8 \text{ mm}$$

$$\text{悬臂端 } v_{\max} = 2.049 \text{ mm} \leq [v] = 2 \times 750/250 = 6 \text{ mm}$$

满足要求!

4、支座反力验算

承载能力极限状态:

$$R_{\max}=3.798\text{kN}$$

将各个次楞代入计算, 得到次楞传到水平承重型钢荷载依次为 $R_1=1.95\text{kN}$,
 $R_2=3.79\text{kN}$, $R_3=3.79\text{kN}$, $R_4=3.79\text{kN}$, $R_5=3.79\text{kN}$, $R_6=3.798\text{kN}$, $R_7=1.96\text{kN}$

正常使用极限状态:

$$R'_{\max}=2.688\text{kN}$$

将各个次楞代入计算, 得到次楞传到水平承重型钢荷载依次为 $R'_1=1.384\text{kN}$,
 $R'_2=2.682\text{kN}$, $R'_3=2.682\text{kN}$, $R'_4=2.682\text{kN}$, $R'_5=2.682\text{kN}$, $R'_6=2.688\text{kN}$, $R'_7=1.39\text{kN}$

八、水平承重型钢验算

材质及类型	槽钢	截面类型	8号槽钢
水平承重型钢抗弯强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	205	水平承重型钢抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	125
水平承重型钢截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	25.3	水平承重型钢弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	206000
水平承重型钢截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	101	水平承重型钢自重标准值 (kN/m)	0.08

单根水平承重型钢自重设计值: $q_{\text{自}}=\gamma_0 \times 1.3 \times 0.08=1 \times 1.3 \times 0.08=0.104\text{kN}/\text{m}$

单根水平承重型钢自重标准值: $q_{\text{自}}=1 \times 1 \times 0.08=0.08\text{kN}/\text{m}$

次楞传到水平承重型钢荷载依次为:

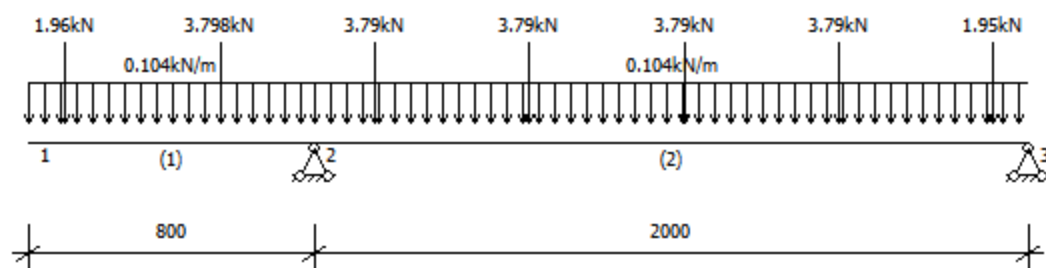
承载能力极限状态

$R_1=1.95\text{kN}$, $R_2=3.79\text{kN}$, $R_3=3.79\text{kN}$, $R_4=3.79\text{kN}$, $R_5=3.79\text{kN}$, $R_6=3.798\text{kN}$,
 $R_7=1.96\text{kN}$

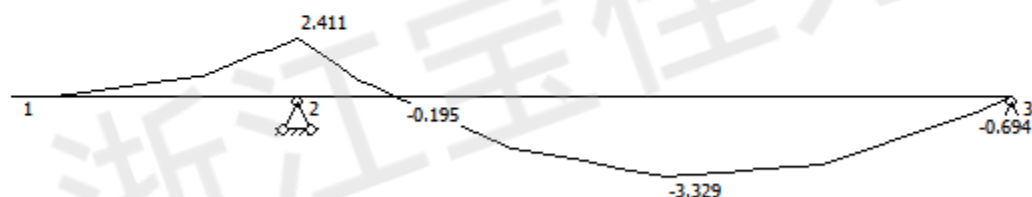
正常使用极限状态

$R'_1=1.384\text{kN}$, $R'_2=2.682\text{kN}$, $R'_3=2.682\text{kN}$, $R'_4=2.682\text{kN}$, $R'_5=2.682\text{kN}$,
 $R'_6=2.688\text{kN}$, $R'_7=1.39\text{kN}$

计算简图如下:



1、强度验算

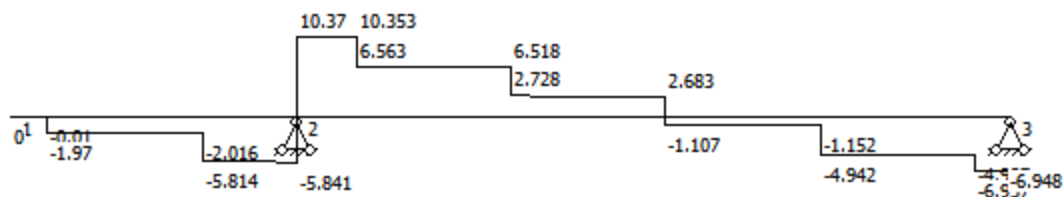


弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 3.329 \times 10^6 / 25300 = 131.595 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



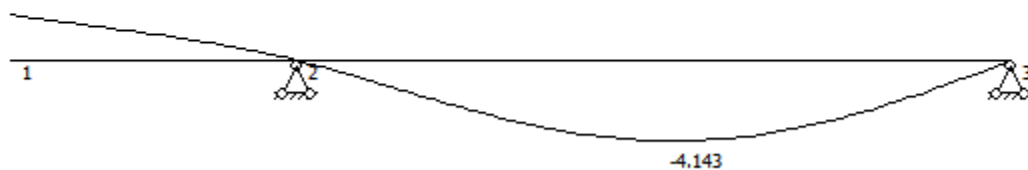
剪力图(kN)

$$V_{\max}=10.37\text{kN}$$

$$\tau_{\max}=V_{\max}/(8I_z\delta)[bh_0^2-(b-\delta)h^2]=10.37\times1000\times[43\times80^2-(43-5)\times64^2]/(8\times1010000\times5)=30.688\text{N/mm}^2\leq[\tau]=125\text{N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



挠度变形图(mm)

$$\text{跨中 } v_{\max}=4.143\text{mm}\leq[v]=2000/400=5\text{mm}$$

$$\text{悬臂端}_{\max} = 2.339\text{mm} \leq [v] = 2 \times 800 / 400 = 4\text{mm}$$

满足要求!

4、支座反力计算

$$R_1 = 16.212\text{kN}, R_2 = 6.948\text{kN}$$

九、三角架竖向支撑验算

竖向支撑类型	槽钢	竖向支撑计算长度 $H_s(\text{m})$	1
截面类型	6.3号槽钢	钢材等级	Q235
竖向支撑抗压强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	205	回转半径 $i(\text{cm})$	1.19
竖向支撑截面面积 $A(\text{mm}^2)$	844.6	弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	206000
竖向支撑自重标准值 $g_k(\text{kN}/\text{m})$	0.066	截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	16.1

$$\text{竖向支撑长细比: } \lambda = H_s / i = 1000 / 11.9 = 84.034 \leq [\lambda] = 150$$

满足要求!

查《钢结构设计标准》GB50017-2017表得, $\phi = 0.661$

竖向支撑所受轴力:

$$F = R_2 + \gamma_0 \times \gamma_G \times g_k \times h = 6.948 + 1 \times 1.3 \times 0.066 \times 4.2 = 7.31\text{kN}$$

竖向支撑稳定性验算:

$$F / (\phi A f) = 7.31 \times 10^3 / (0.661 \times 844.6 \times 205) = 0.064 \leq 1$$

满足要求!

十、三角架斜向支撑验算

斜向支撑类型	槽钢	斜向支撑计算长度 $H_s(\text{m})$	1
截面类型	6.3号槽钢	钢材等级	Q235
斜向支撑抗压强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	205	回转半径 $i(\text{cm})$	1.19
斜向支撑截面面积 $A(\text{mm}^2)$	844.6	弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	206000
斜向支撑自重标准值 $g_k(\text{kN}/\text{m})$	0.066	截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	16.1
斜向支撑处竖向焊缝长度 $l_w(\text{mm})$	200	斜向支撑处焊缝尺寸 $h'f(\text{mm})$	8
斜向与竖向支撑处角焊缝强度设计值 $f_f^w(\text{N}/\text{mm}^2)$	185		

斜向支撑与竖向支撑夹角 α 计算:

$$\alpha = \arcsin(l_1 / a) = \arcsin(2000 / 4400) = 27.036^\circ$$

斜向支撑轴向力:

$$N_{斜}=R_1/\cos\alpha=16.212/\cos 27.036^\circ=18.2\text{kN}$$

斜向支撑长细比:

$$\lambda_1=H_s/i=1000/11.9=84.034$$

查《钢结构设计标准》GB50017-2017表得, $\phi'=0.661$

斜向支撑稳定性验算:

$$N_{斜}/(\phi'Af)=18.2\times 10^3/(0.661\times 844.6\times 205)=0.159\leq 1$$

满足要求!

焊缝验算:

$$N=N_{斜}\times\cos\alpha=18.2\times\cos 27.036^\circ=16.211\text{kN}$$

$$\tau_f=N/(0.7\times h_f\times l_w)=16.211\times 10^3/(0.7\times 8\times 200)=14.474\text{N/mm}^2\leq f_f^w=185\text{N/mm}^2$$

满足要求!

十一、底部牛腿支撑点验算

牛腿角焊缝焊脚尺寸 h_f (mm)	8	竖向焊缝长度 l_{w1} (mm)	400
角焊缝强度设计值 f_f^w (N/mm^2)	160		

假定底部支撑全由竖向角焊缝承担。

$$V=F+N_{斜}\times\cos\alpha=7.31+18.2\times\cos 27.036^\circ=23.521\text{kN}$$

侧面角焊缝 (作用力平行于焊缝长度方向) :

$$\tau_f=V/(0.7\times h_f\times l_{w1})=23.521\times 10^3/(0.7\times 8\times 400)=10.501\text{N/mm}^2\leq f_f^w=160\text{N/mm}^2$$

满足要求!