

模板支架施工方案计算书

工程名称： 演示工程

施工单位： 某建设集团

编制人： 张##

日期：

目 录

一、	编制依据	1
二、	工程参数	1
三、	模板面板验算	3
四、	次楞方木验算	4
五、	主楞验算	6
六、	可调托撑承载力验算	7
七、	风荷载计算	8
八、	立杆稳定性验算	9
九、	支撑结构地基承载力验算	11
十、	架体抗倾覆验算	12

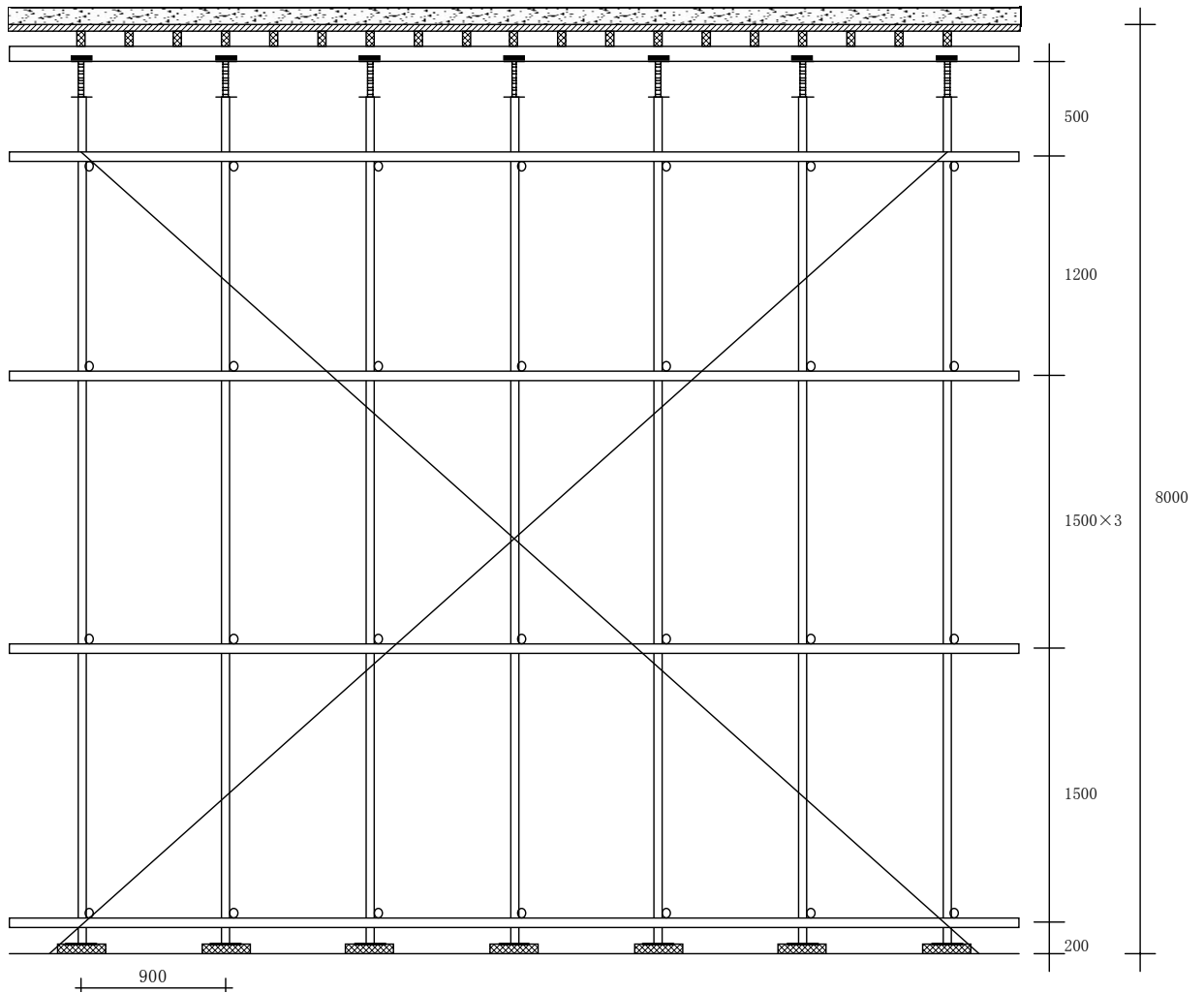
一、 编制依据

- 1、工程施工图纸及现场概况
- 2、《建筑施工安全技术统一规范》 GB50870-2013
- 3、《建筑施工临时支撑结构技术规范》 JGJ300-2013
- 4、《混凝土结构工程施工规范》 GB50666-2011
- 5、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》 JGJ130-2011
- 6、《建筑施工模板安全技术规范》 JGJ162-2008
- 7、《建筑结构荷载规范》 GB50009-2012
- 8、《混凝土结构设计规范》 GB50010-2010
- 9、《钢结构设计规范》 GB50017-2003
- 10、《冷弯薄壁型钢结构技术规范》 GB50018-2002
- 11、《木结构设计规范》 GB50005-2003
- 12、《混凝土模板用胶合板》 GB/T17656-2008
- 13、《危险性较大的分部分项工程安全管理办法》 建质[2009]87 号
- 14、《建设工程高大模板支撑系统施工安全监督管理导则》 建质[2009]254 号

二、 工程参数

楼板模板支架参数					
建筑施工危险等级	I 级	危险等级系数：支撑结构	1.1	水平杆件	1
砼楼板厚度	0.35m		支架高度	8m	
立杆纵距	0.9m		立杆横距	0.9m	
水平杆最大步距	1.5m		顶步步距	1.2m	
立杆顶伸出长度 a	0.5m		扫地杆高度	0.2m	
钢管类型	Φ 48×3.0mm				
面板	木胶合板 厚度：12mm				
次楞	方木 50mm×80mm，间距 0.3m				
主楞	双钢管				

剪刀撑		依据 JGJ300-2013 规范要求, 采用有剪刀撑框架式支撑结构, 剪刀撑宽度: 纵距方向 6 跨, 横距方向 6 跨			
支撑结构与既有结构连接情况		支撑结构与既有结构通过连墙件可靠连接			
荷载参数					
永久荷载	新浇砼自重	24kN/m ³		钢筋自重	1.1kN/m ³
	面板次楞自重	0.3kN/m ²		支架自重	0.136kN/m
可变荷载	施工人员及设备荷载	面板与次楞		主楞	立杆
		2.5kN/m ²	2.5kN	2.5kN/m ²	2.5kN/m ²
	泵送砼或不均匀堆载等因素产生的附加水平荷载			竖向永久荷载标准值的 2%	
风荷载	北京, 基本风压: 0.3kN/m ²				



三、 模板面板验算

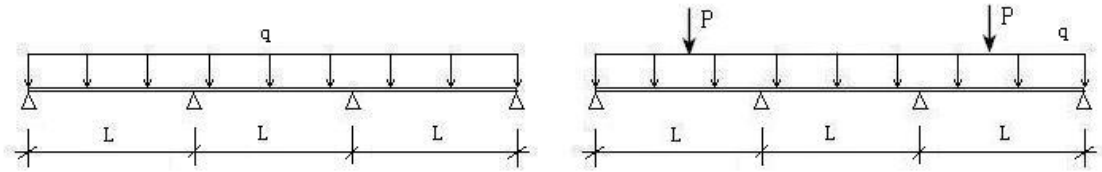
面板采用木胶合板，厚度为12mm，取主楞间距0.9m的面板作为计算宽度。

面板的截面抵抗矩 $W=900 \times 12 \times 12 / 6 = 21600 \text{mm}^3$ ；

截面惯性矩 $I=900 \times 12 \times 12 \times 12 / 12 = 129600 \text{mm}^4$ ；

(一) 强度验算

1、面板按三跨连续梁计算，其计算跨度取支承面板的次楞间距， $L=0.3\text{m}$ 。



2、荷载计算

取均布荷载或集中荷载两种作用效应考虑，计算结果取其大值。

均布线荷载设计值为：

$$q_1 = [1.2 \times (24 \times 0.35 + 1.1 \times 0.35 + 0.3) + 1.4 \times 2.5] \times 0.9 = 12.962 \text{kN/m}$$

$$q_1 = [1.35 \times (24 \times 0.35 + 1.1 \times 0.35 + 0.3) + 1.4 \times 0.7 \times 2.5] \times 0.9 = 13.243 \text{kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1 = 13.243 \text{kN/m}$ 作为设计依据。

集中荷载设计值：

$$\text{模板自重线荷载设计值 } q_2 = 1.2 \times 0.9 \times 0.3 = 0.324 \text{ kN/m}$$

$$\text{跨中集中荷载设计值 } P = 1.4 \times 2.5 = 3.500 \text{ kN}$$

3、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1 = 0.1q_1l^2 = 0.1 \times 13.243 \times 0.3^2 = 0.119 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

施工荷载为集中荷载：

$$M_2 = 0.08q_2l^2 + 0.213Pl = 0.08 \times 0.324 \times 0.3^2 + 0.213 \times 3.500 \times 0.3 = 0.226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

取 $M_{\max} = 0.226 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 验算强度。

面板抗弯强度设计值 $f = 12.5 \text{ N/mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.226 \times 10^6}{21600} = 10.46 \text{N/mm}^2 < f = 12.5 \text{N/mm}^2$$

面板强度满足要求!

(二) 挠度验算

挠度验算时, 荷载效应组合取永久荷载+施工均布荷载, 分项系数均取1.0。

$$q = 0.9 \times (24 \times 0.35 + 1.1 \times 0.35 + 0.3 + 2.5) = 10.427 \text{kN/m};$$

面板最大容许挠度值: $300/400 = 0.8 \text{mm}$;

面板弹性模量: $E = 4500 \text{N/mm}^2$;

$$v = \frac{0.677ql^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 10.427 \times 300^4}{100 \times 4500 \times 129600} = 0.98 \text{mm} > 0.8 \text{mm}$$

不满足要求! 建议增大面板厚度或缩小板底次楞间距!

四、 次楞方木验算

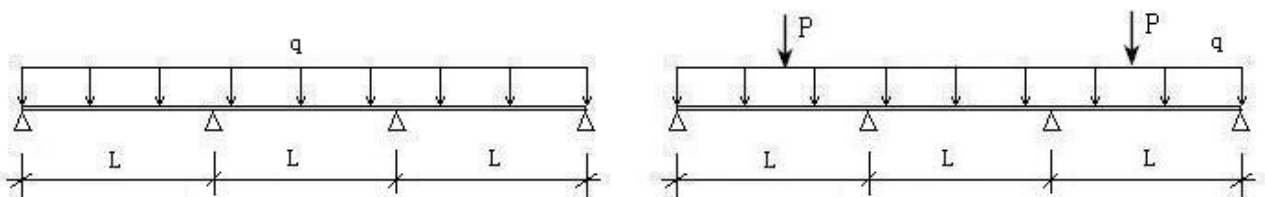
次楞采用方木, 宽度50mm, 高度80mm, 间距0.3m, 截面抵抗矩W和截面惯性矩I分别为:

$$\text{截面抵抗矩 } W = 50 \times 80 \times 80 / 6 = 53333 \text{mm}^3;$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 50 \times 80 \times 80 \times 80 / 12 = 2133333 \text{mm}^4;$$

(一) 抗弯强度验算

1、次楞按三跨连续梁计算, 其计算跨度取立杆横距, $L=0.9\text{m}$ 。



2、荷载计算

取均布荷载或集中荷载两种作用效应考虑, 计算结果取其大值。

均布线荷载设计值为:

$$q_1 = [1.2 \times (24 \times 0.35 + 1.1 \times 0.35 + 0.3) + 1.4 \times 2.5] \times 0.3 = 4.321 \text{kN/m}$$

$$q_1 = [1.35 \times (24 \times 0.35 + 1.1 \times 0.35 + 0.3) + 1.4 \times 0.7 \times 2.5] \times 0.3 = 4.414 \text{kN/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1 = 4.414 \text{kN/m}$ 作为设计依据。

集中荷载设计值:

模板自重线荷载设计值 $q_2=1.2 \times 0.3 \times 0.3=0.108\text{kN/m}$

跨中集中荷载设计值 $P=1.4 \times 2.5= 3.500\text{kN}$

3、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1= 0.1q_1l^2=0.1 \times 4.414 \times 0.9^2=0.358\text{kN} \cdot \text{m}$$

施工荷载为集中荷载：

$$M_2= 0.08q_2l^2+0.213Pl=0.08 \times 0.108 \times 0.9^2+0.213 \times 3.500 \times 0.9=0.678\text{kN} \cdot \text{m}$$

取 $M_{\max}=0.678\text{kN} \cdot \text{m}$ 验算强度。

木材抗弯强度设计值 $f=17\text{N/mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.678 \times 10^6}{53333} = 12.71\text{N/mm}^2 < f=17\text{N/mm}^2$$

次楞抗弯强度满足要求！

(二) 抗剪强度验算

施工荷载为均布线荷载时：

$$V_1=0.6q_1l=0.6 \times 4.414 \times 0.9=2.384\text{kN}$$

施工荷载为集中荷载：

$$V_2= 0.6q_2l+0.65P=0.6 \times 0.108 \times 0.9+0.65 \times 3.500=2.333\text{kN}$$

取 $V=2.384\text{kN}$ 验算强度。

木材抗剪强度设计值 $f_v=1.6\text{N/mm}^2$ ；

抗剪强度按下式计算：

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 2.384 \times 10^3}{2 \times 50 \times 80} = 0.894\text{N/mm}^2 < f_v=1.6\text{N/mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求！

(三) 挠度验算

挠度验算时，荷载效应组合取永久荷载+施工均布荷载，分项系数均取1.0。

$$q = 0.3 \times (24 \times 0.35 + 1.1 \times 0.35 + 0.3 + 2.5) = 3.476\text{kN/m}$$

次楞最大容许挠度值： $900/250=3.6\text{mm}$ ；

次楞弹性模量： $E = 10000\text{N/mm}^2$ ；

$$v = \frac{0.677q_1l^4}{100EI} = \frac{0.677 \times 3.476 \times 900.0^4}{100 \times 10000 \times 213333} = 0.72\text{mm} < 3.6\text{mm}$$

满足要求!

五、主楞验算

主楞采用:双钢管, 截面抵抗矩 $W=8.99\text{cm}^3$, 截面惯性矩 $I=21.57\text{cm}^4$, 弹性模量 $E=206000\text{N/mm}^2$

(一) 强度验算

当进行主楞强度验算时, 施工人员及设备均布荷载取 2.5kN/m^2 。

首先计算次楞作用在主楞上的集中力 P 。

作用在次楞上的均布线荷载设计值为:

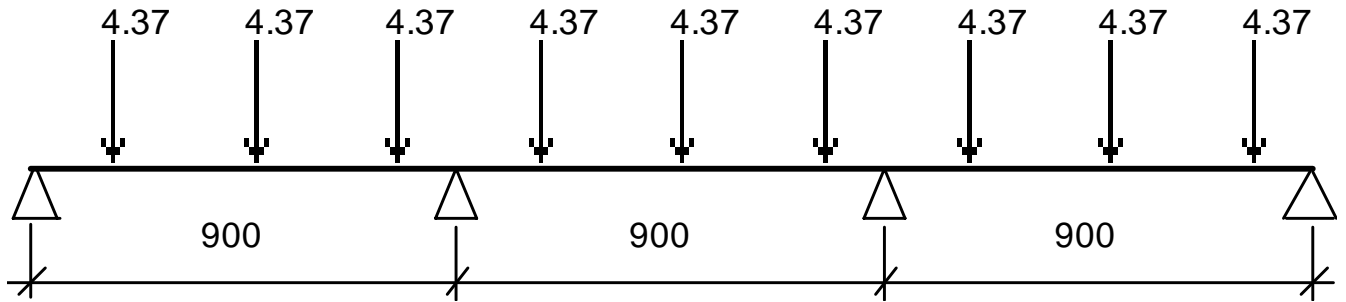
$$q_{11} = [1.2 \times (24 \times 0.35 + 1.1 \times 0.35 + 0.3) + 1.4 \times 2.5] \times 0.3 = 4.321\text{kN/m}$$

$$q_{12} = [1.35 \times (24 \times 0.35 + 1.1 \times 0.35 + 0.3) + 1.4 \times 0.7 \times 2.5] \times 0.3 = 4.414\text{kN/m}$$

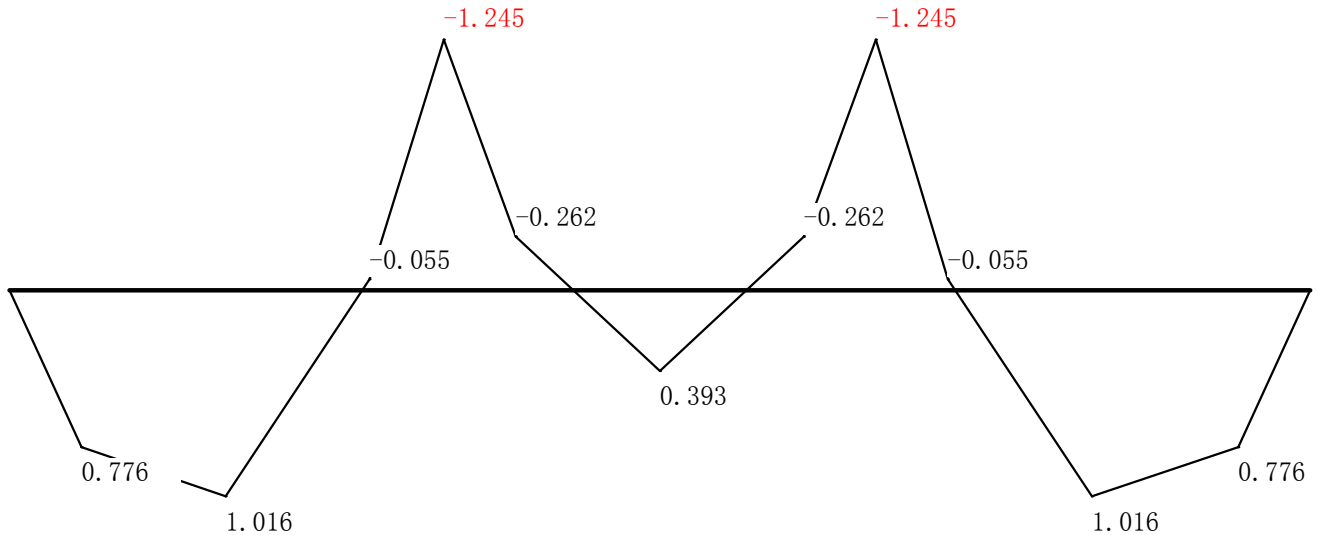
根据以上两者比较应取 $q_1 = 4.414\text{kN/m}$ 作为设计依据。

次楞最大支座力 $=1.1q_1l = 1.1 \times 4.414 \times 0.9 = 4.370\text{kN}$ 。

次楞作用集中荷载 $P=4.370\text{kN}$, 进行最不利荷载布置如下图:



计算简图 (kN)



弯矩图 (kN · m)

支座力自左至右分别为：R1=5.17kN;R2=14.49kN;R3=14.49kN;R4=5.17kN;

最大弯矩 $M_{\max}=1.245\text{kN} \cdot \text{m}$;

主楞的抗弯强度设计值 $f=205\text{N}/\text{mm}^2$;

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{1.245 \times 10^6}{8.99 \times 10^3} = 138.487\text{N}/\text{mm}^2 < 205\text{N}/\text{mm}^2$$

主楞抗弯强度满足要求!

(二) 挠度验算

挠度验算时，荷载效应组合取永久荷载+施工均布荷载，分项系数均取1.0。

首先计算次楞作用在主楞上的集中荷载 P。

作用在次楞上的均布线荷载设计值为：

$$q = 0.3 \times (24 \times 0.35 + 1.1 \times 0.35 + 0.3 + 2.5) = 3.476\text{kN}/\text{m}$$

次楞最大支座力 $=1.1q_1l=1.1 \times 3.476 \times 0.9=3.441\text{kN}$ 。

以此值作为次楞作用在主楞上的集中荷载 P，经计算，主梁最大变形值 $V=1.216\text{mm}$ 。

主梁的最大容许挠度值： $900/150=6.0\text{mm}$ ，

最大变形 $V_{\max} = 1.216\text{mm} < 6.0\text{mm}$

满足要求!

六、 可调托撑承载力验算

主楞通过可调托撑传递给立杆的最大荷载设计值为 14.49kN，可调托撑受压承载力设计值为 40kN。

14. $49\text{kN} < 40\text{kN}$ ，可调托撑承载力满足要求！

七、风荷载计算

1. 风荷载标准值

风荷载标准值应按下列式计算： $\omega_k = \mu_s \mu_z \omega_0$

ω_0 ——基本风压，按北京10年一遇风压值采用， $\omega_0 = 0.3\text{kN/m}^2$ 。

μ_s ——支撑结构风荷载体形系数 μ_s ，将支撑架视为桁架，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》表8.3.1第33项和37项的规定计算。支撑架的挡风系数 $\varphi = 1.2 \times A_n / (l_a \times h) = 1.2 \times 0.136 / (0.9 \times 1.5) = 0.121$

式中 A_n ——一步一跨范围内的挡风面积， $A_n = (l_a + h + 0.325 l_a h) d = 0.136\text{m}^2$

l_a ——立杆间距，0.9m， h ——步距，1.5m， d ——钢管外径，0.048m

系数1.2——节点面积增大系数。系数0.325——支撑架立面每平米内剪刀撑的平均长度。

单排架无遮拦体形系数： $\mu_{st} = 1.2\varphi = 1.2 \times 0.121 = 0.15$

无遮拦多排模板支撑架的体形系数：

$$\mu_s = \mu_{st} \frac{1 - \eta^n}{1 - \eta} = 0.15 \frac{1 - 0.94^2}{1 - 0.94} = 0.29$$

η ——风荷载地形地貌修正系数。 n ——支撑架相连立杆排数。

支撑架顶部立杆段距地面计算高度 $H = 20\text{m}$ ，按地面粗糙度C类——有密集建筑群的城市市区。风压高度变化系数 $\mu_z = 0.74$ 。

支撑架顶部立杆段风荷载标准值 $\omega_k = \mu_s \mu_z \omega_0 = 0.74 \times 0.29 \times 0.3 = 0.064\text{kN/m}^2$

2. 风荷载引起的立杆轴力标准值 N_{wk}

支撑结构通过连墙件与既有结构可靠连接时，可不考虑风荷载作用于支撑结构引起的立杆轴力 N_{wk} 和弯矩 M_{TK} 。

3. 风荷载引起的立杆弯矩设计值 M

P_{wk} ——风荷载的线荷载标准值， $P_{wk} = \omega_k l_a = 0.064 \times 0.9 = 0.06\text{kN/m}$

ω_k ——风荷载标准值， $\omega_k = 0.064\text{kN/m}^2$ ， l_a ——立杆纵向间距， $l_a = 0.9\text{m}$

风荷载引起的立杆弯矩标准值 $M_{wk} = M_{Lk}$

$$M_{LK} = \frac{P_{wk}h^2}{10} = \frac{0.06 \times 1.5^2}{10} = 0.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

风荷载引起的立杆弯矩设计值 $M = \gamma_Q M_{wk} = 1.4 \times 0.014 = 0.020 \text{ kN} \cdot \text{m}$

八、立杆稳定性验算

(一) 立杆轴力设计值

对于承载能力极限状态，应按荷载的基本组合计算荷载组合的效应设计值。分别计算由可变荷载或永久荷载控制的效应设计值，按最不利的效应设计值确定。支撑结构通过连墙件与既有结构可靠连接时，不考虑风荷载作用于支撑结构引起的立杆轴力，立杆轴力设计值按下式计算取较大值：

$$1.1 \times \{1.2 \times [0.136 \times 8 + (24 \times 0.35 + 1.1 \times 0.35 + 0.3) \times 0.9 \times 0.9] + 1.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 0.9\} = 14.268 \text{ kN};$$

$$1.1 \times \{1.35 \times [0.136 \times 8 + (24 \times 0.35 + 1.1 \times 0.35 + 0.3) \times 0.9 \times 0.9] + 1.4 \times 0.7 \times 2.5 \times 0.9 \times 0.9\} = 14.727 \text{ kN};$$

立杆轴向力取上述较大值， $N = 14.727 \text{ kN}$ 。

(二) 立杆计算长度

有剪刀撑框架式支撑结构中的单元框架稳定性验算时，立杆计算长度 $L_0 = \beta_H \beta_A \mu h$

μ —立杆计算长度系数，按《建筑施工临时支撑结构技术规范》附录表B-3水平杆连续取值。表中主要参数取值如下：

$$K = \frac{EI}{hk} + \frac{l_y}{6h}$$

有剪刀撑框架式支撑结构的刚度比，

其中E—弹性模量，取206000 (N/mm²)

I—钢管的截面惯性矩，取107800 (mm⁴)

h—立杆步距，取1500mm

k—节点转动刚度，取35kN·m/rad

l_y —立杆的y向间距，取900mm

$$K = \frac{206000 \times 107800}{1500 \times 35 \times 10^6} + \frac{900}{6 \times 1500} = 0.52$$

a_x —单元框架x向跨距与步距h之比, $a_x = l_x/h = 0.9/1.5 = 0.60$

n_x —单元框架的x向跨数, $n_x = 6$

x向定义: 立杆纵横向间距相同, x向为单元框架立杆跨数大的方向, 取板底立杆纵距方向。

根据以上参数查表, 立杆计算长度系数 $\mu = 1.79$

β_a —扫地杆高度与悬臂长度修正系数, 按附录表B-5水平杆连续取值, $\beta_a = 1.04$

其中 a_1 —扫地杆高度与步距h之比, $a_1 = 0.2/1.5 = 0.13$

a_2 —悬臂长度与步距h之比, $a_2 = 0.5/1.5 = 0.33$

a — a_1 与 a_2 中的较大值, $a = 0.33$

β_H —高度修正系数, 架体高度8m, $\beta_H = 1.07$

立杆计算长度 $L_0 = \beta_H \beta_a \mu h = 1.07 \times 1.04 \times 1.79 \times 1.5 = 2.99\text{m}$

(三) 立杆稳定性验算

有剪刀撑框架式支撑结构, 应按下式对单元框架进行立杆稳定性验算:

$$\frac{N}{\varphi A} \leq f$$

N —立杆轴力设计值, 取14.727kN;

φ —轴心受压构件的稳定系数, 根据长细比 $\lambda = L_0/i$ 查规范附录A取值;

λ —计算长细比, $\lambda = L_0/i = 2990/15.90 = 188$, 查表 $\varphi = 0.203$;

L_0 —立杆计算长度, 取2990mm, i —杆件截面回转半径, 取15.90mm;

A —杆件截面积, 取424mm²; f —钢材抗压强度设计值, 取205N/mm²;

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{14.727 \times 10^3}{0.203 \times 424} = 171.101 \text{N/mm}^2 < f = 205 \text{N/mm}^2$$

立杆稳定性满足要求!

立杆局部稳定性验算

有剪刀撑框架式支撑结构, 组合风荷载时, 还应按下式进行立杆局部稳定性验算:

$$\frac{N}{\varphi A} + \frac{M}{W(1 - 1.1\varphi \frac{N}{N'_E})} \leq f$$

N —立杆轴力设计值，取14.727kN；

φ —轴心受压构件的稳定系数，根据长细比 $\lambda = L_0/i$ 查规范附录A取值；

λ —计算长细比， $\lambda = L_0/i = 250/1.59 = 157$ ，查表 $\varphi = 0.284$

L_0 —立杆计算长度，进行局部稳定性验算时， $L_0 = (1+2a)h = (1+2 \times 0.333) \times 1.5 = 2.50\text{m}$

a — a_1 与 a_2 中的较大值， $a = 0.333$

其中 a_1 —扫地杆高度与步距 h 之比， $a_1 = 0.2/1.5 = 0.133$

a_2 —悬臂长度与步距 h 之比， $a_2 = 0.5/1.5 = 0.333$

i —杆件截面回转半径，取1.59cm；

A —杆件截面积，取424mm²； f —钢材抗压强度设计值，取205N/mm²；

M —风荷载引起的立杆弯矩设计值， $M = 0.020\text{kN} \cdot \text{m}$

W —杆件截面模量， $W = 4490\text{mm}^3$

N'_E —立杆的欧拉临界力，

$$N'_E = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} = \frac{3.142^2 \times 206000 \times 424}{157^2} = 34.98\text{kN}$$

立杆稳定性验算如下：

$$\frac{14.727 \times 10^3}{0.284 \times 424} + \frac{0.020 \times 10^6}{4490 \times \left(1 - 1.1 \times 0.284 \times \frac{14.727}{34.98}\right)}$$

$$= 122.301 + 5.129 = 127.430\text{N/mm}^2 < f = 205\text{N/mm}^2$$

立杆局部稳定性验算满足要求！

九、 支撑结构地基承载力验算

1、支承于地基土上时，地基承载力设计值 f_g 按下式计算：

$$f_g = k_c f_{ak}$$

f_{ak} ——地基承载力特征值，按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 的规定确定，地基土类型为素填土，取 $f_{ak} = 130\text{kN/m}^2$

k_c ——地基承载力调整系数， $k_c = 0.4$

$$\text{地基承载力设计值 } f_g = 130 \times 0.4 = 52\text{ kN/m}^2$$

2、计算立杆基础底面积 A_g

立杆下设置垫板，垫板作用长度 0.9m，作用宽度 0.3m，立杆基础底面积取垫板作用面积。

$$\text{立杆基础底面积 } A_g = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{m}^2$$

3、支撑结构传至立杆基础底面的轴力设计值 $N=14.727\text{kN}$ 4、立杆基础底面的平均压力设计值 P 按下式计算：

$$P = \frac{N}{A_g} = \frac{14.727}{0.27} = 54.54 \text{kN/m}^2 > f_g = 52 \text{kN/m}^2$$

地基承载力不满足要求!建议增加垫板作用面积或设置混凝土垫层。

十、架体抗倾覆验算

支架应按砼浇筑前和砼浇筑时两种工况进行抗倾覆验算，抗倾覆验算应满足下式要求：

$$\gamma_0 M_0 \leq M_r$$

M_r ——支架的抗倾覆力矩设计值

M_0 ——支架的倾覆力矩设计值

γ_0 ——结构重要性系数，取1.1

架体高度8m，宽度10m，取一个立杆纵距0.9m作为架体计算长度。

(一)砼浇筑前架体抗倾覆验算

混凝土浇筑前，支架在搭设过程中，倾覆力矩主要由风荷载产生。

1、风荷载倾覆力矩计算

作用在模板支撑架上的水平风荷载标准值 $\omega_k = 0.064 \text{kN/m}^2$

风荷载作用下的倾覆力矩 $\gamma_0 M_0 = 1.1 \times 1.4 \times 0.064 \times 0.9 \times 8 \times 8 / 2 = 2.84 \text{kN} \cdot \text{m}$

2、架体抗倾覆力矩计算

当钢筋绑扎完毕后，架体、模板与钢筋自重荷载标准值如下（立杆取12排。）：

$$0.136 \times 8 \times 12 + (0.3 + 1.1 \times 0.35) \times 0.9 \times 10 = 19.22 \text{kN}$$

架体自重作用下产生的抗倾覆力矩，永久荷载的分项系数取0.9

$$M_r = 0.9 \times 19.22 \times 10 / 2 = 86.49 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$M_0 < M_r$ ，抗倾覆验算满足要求！

(二)砼浇筑时架体抗倾覆验算

混凝土浇筑时，支架的倾覆力矩主要由泵送混凝土或不均匀堆载等因素产生的附加水平荷载产生，附加水平荷载以水平力的形式呈线荷载作用在支架顶部外边缘上。抗倾覆力矩主要由钢筋、混凝土和模板自重等永久荷载产生。

1、附加水平荷载产生的倾覆力矩计算

附加水平荷载取竖向永久荷载标准值的 2%，

$$(0.136 \times 8 \times 12 + (0.3 + 25.10 \times 0.35) \times 0.9 \times 10) \times 2\% = 94.82 \times 2\% = 1.896 \text{ kN}$$

$$\text{附加水平荷载下产生的倾覆力矩 } \gamma_0 M_0 = 1.1 \times 1.4 \times 1.896 \times 8 = 23.359 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2、架体抗倾覆力矩计算

架体自重作用下产生的抗倾覆力矩，永久荷载的分项系数取 0.9

$$M_r = 0.9 \times 94.82 \times 10 / 2 = 426.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_0 < M_r$ ，抗倾覆验算满足要求！