

板模板计算书

工程名称：演示工程

施工单位：施工单位名称

编制人：张技术

目 录

编制依据.....	3
参数信息.....	3
模板面板计算.....	4
次楞方木验算.....	5
主楞验算.....	7
扣件式钢管立柱计算.....	9
立柱底地基承载力验算.....	11

编制依据

《建筑施工模板安全技术规范》(JGJ162-2008)
《建筑结构荷载规范》(GB50009-2001) 2006 年版
《木结构设计规范》(GB50005-2003)
《钢结构设计规范》(GB50017-2003)
《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002)。
《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB 50018-2002)

参数信息

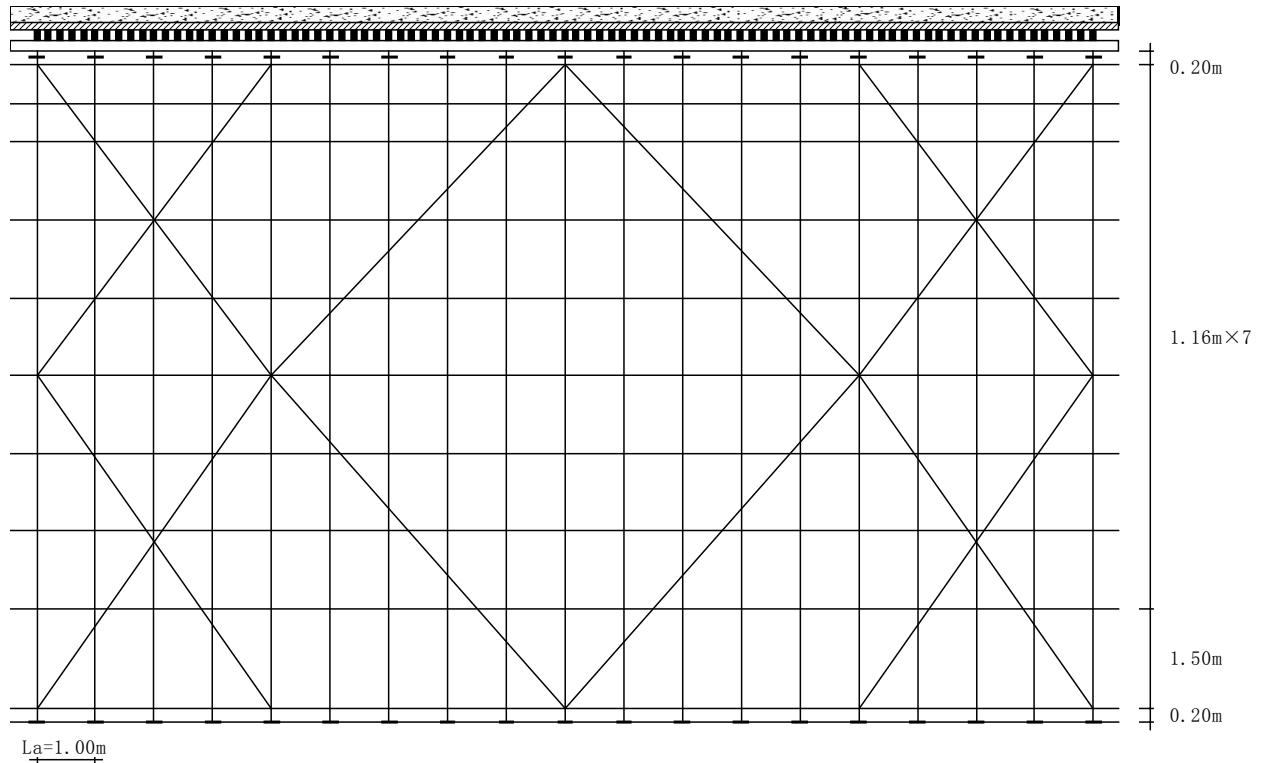
模板与支架搭设参数

模板支架搭设高度H: 10m; 立杆纵距 l_a : 1m; 立杆横距 l_b : 1m; 水平杆最大步距h: 1.5m;
面板采用: 竹胶合板 厚度: 12mm; 支撑面板的次楞梁采用: 方木支撑; 间距: 0.2m; 主
楞梁采用: 单钢管 $\phi 48 \times 3.0$; 钢管均按 $\phi 48 \times 3.0$ 计算。

荷载参数

永久荷载标准值: 楼板厚度: 0.2m; 新浇筑砼自重 (G_{2k}): 24kN/m^3 ; 钢筋自重 (G_{3k}):
 1.1kN/m^3 ; 模板与小楞自重 (G_{1k}): 0.35kN/m^2 ; 每米立杆承受结构自重: 0.12kN/m

可变荷载标准值: 施工人员及设备荷载 (Q_{1k}), 当计算面板和直接支承面板的次楞梁
时, 均布荷载取: 2.5kN/m^2 , 再用集中荷载 2.5kN 进行验算, 比较两者所得的弯矩取其大
值。当计算直接支承次楞梁的主楞梁时, 均布荷载标准值取 1.5kN/m^2 , 当计算支架立柱
时, 均布荷载标准值取 1kN/m^2 。振捣砼时荷载标准值 (Q_{2k}): 2kN/m^2 。



模板面板计算

面板采用竹胶合板，厚度为12mm，按简支跨计算，验算跨中最不利抗弯强度和挠度。
取单位宽度1m的面板作为计算单元。

面板的截面抵抗矩 $W = 100 \times 1.2 \times 1.2 / 6 = 24.000 \text{ cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 100 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.2 / 12 = 14.400 \text{ cm}^4$;

1、强度验算

(1)、计算时两端按简支板考虑，其计算跨度取支承面板的次楞间距， $L=0.2\text{m}$ 。

(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：

$$q_1 = 0.9 \times [1.2 \times (24000 \times 0.2 + 1100 \times 0.2 + 350) + 1.4 \times 2500] \times 1 = 8950 \text{ N/m}$$

$$q_1 = 0.9 \times [1.35 \times (24000 \times 0.2 + 1100 \times 0.2 + 350) + 1.4 \times 0.7 \times 2500] \times 1 = 8730 \text{ N/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1 = 8950 \text{ N/m}$ 作为设计依据。

集中荷载设计值：

$$\text{模板自重线荷载设计值 } q_2 = 0.9 \times 1 \times 1.2 \times 350 = 378 \text{ N/m}$$

跨中集中荷载设计值 $P=0.9 \times 1.4 \times 2500=3150\text{N}$

(3)、强度验算

施工荷载为均布线荷载:

$$M_1 = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{8950 \times 0.2^2}{8} = 44.75\text{N} \cdot \text{m}$$

施工荷载为集中荷载:

$$M_2 = \frac{q_2 l^2}{8} + \frac{Pl}{4} = \frac{378 \times 0.2^2}{8} + \frac{3150 \times 0.2}{4} = 159.39\text{N} \cdot \text{m}$$

取 $M_{\max}=159.39\text{N} \cdot \text{m}$ 验算强度。

面板抗弯强度设计值 $f=35\text{N}/\text{mm}^2$;

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{159.39 \times 10^3}{24.000 \times 10^3} = 6.64\text{N}/\text{mm}^2 < f=35\text{N}/\text{mm}^2$$

面板强度满足要求!

2、挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值, 仅考虑永久荷载标准值, 故其作用效应的线荷载计算如下:

$$q = 1 \times (24000 \times 0.2 + 1100 \times 0.2 + 350) = 5370\text{N}/\text{m} = 5.370\text{N}/\text{mm};$$

面板最大容许挠度值: $200.0/250=0.8\text{mm}$;

面板弹性模量: $E = 9000\text{N}/\text{mm}^2$;

$$v = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 5.370 \times 200.0^4}{384 \times 9000 \times 14.400 \times 10^4} = 0.086\text{mm} < 0.8\text{mm}$$

满足要求!

次楞方木验算

次楞采用方木, 宽度60mm, 高度80mm, 间距0.2m, 截面抵抗矩W和截面惯性矩I分别为:

截面抵抗矩 $W = 6.0 \times 8.0 \times 8.0/6 = 64.00\text{cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 6.0 \times 8.0 \times 8.0 \times 8.0 / 12 = 256.00 \text{cm}^4$;

1、抗弯强度验算

(1)、次楞按简支梁计算，其计算跨度取主楞排距即立杆横距， $L=1\text{m}$ 。

(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：

$$q_1 = 0.9 \times [1.2 \times (24000 \times 0.2 + 1100 \times 0.2 + 350) + 1.4 \times 2500] \times 0.2 = 1790 \text{N/m}$$

$$q_1 = 0.9 \times [1.35 \times (24000 \times 0.2 + 1100 \times 0.2 + 350) + 1.4 \times 0.7 \times 2500] \times 0.2 = 1746 \text{N/m}$$

根据以上两者比较应取 $q_1 = 1790 \text{N/m}$ 作为设计依据。

集中荷载设计值：

$$\text{模板自重线荷载设计值 } q_2 = 0.9 \times 0.2 \times 1.2 \times 350 = 76 \text{ N/m}$$

$$\text{跨中集中荷载设计值 } P = 0.9 \times 1.4 \times 2500 = 3150 \text{ N}$$

(3)、强度验算

施工荷载为均布线荷载：

$$M_1 = 0.125 q_1 l^2 = 0.125 \times 1790 \times 1^2 = 223.75 \text{ N} \cdot \text{m}$$

施工荷载为集中荷载：

$$M_2 = 0.125 q_2 l^2 + 0.25 P l = 0.125 \times 76 \times 1^2 + 0.25 \times 3150 \times 1 = 797.00 \text{ N} \cdot \text{m}$$

取 $M_{\max} = 797.00 \text{ N} \cdot \text{m}$ 验算强度。

木材抗弯强度设计值 $f = 17 \text{ N/mm}^2$;

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{797.00 \times 10^3}{64.00 \times 10^3} = 12.45 \text{ N/mm}^2 < f = 17 \text{ N/mm}^2$$

次楞抗弯强度满足要求!

2、抗剪强度验算

施工荷载为均布线荷载时：

$$V_1 = 0.5 q_1 l = 0.5 \times 1790 \times 1 = 895.000 \text{ N}$$

施工荷载为集中荷载：

$$V_2 = 0.5 q_2 l + 0.5 P = 0.5 \times 76 \times 1 + 0.5 \times 3150 = 1613.000 \text{ N}$$

取V=1613.000N验算强度。

木材顺纹抗剪强度设计值 $f_v=1.7\text{N/mm}^2$;

抗剪强度按下式计算:

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 1613.000}{2 \times 60 \times 80} = 0.504\text{N/mm}^2 < f_v=1.7\text{N/mm}^2$$

次楞抗剪强度满足要求!

3、挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值,仅考虑永久荷载标准值,故其作用效应的线荷载计算如下:

$$q = 0.2 \times (24000 \times 0.2 + 1100 \times 0.2 + 350) = 1074\text{N/m} = 1.074\text{N/mm};$$

次楞最大容许挠度值: $1000/250=4.0\text{mm}$;

次楞弹性模量: $E = 10000\text{N/mm}^2$;

$$v = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 1.074 \times 1000^4}{384 \times 10000 \times 256.00 \times 10^4} = 0.546\text{mm} < 4.0\text{mm}$$

满足要求!

主楞验算

主楞采用:单钢管 $\Phi 48 \times 3.0$

截面抵抗矩 $W=4.49\text{cm}^3$

截面惯性矩 $I=10.78\text{cm}^4$

1、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 1.5kN/mm^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:

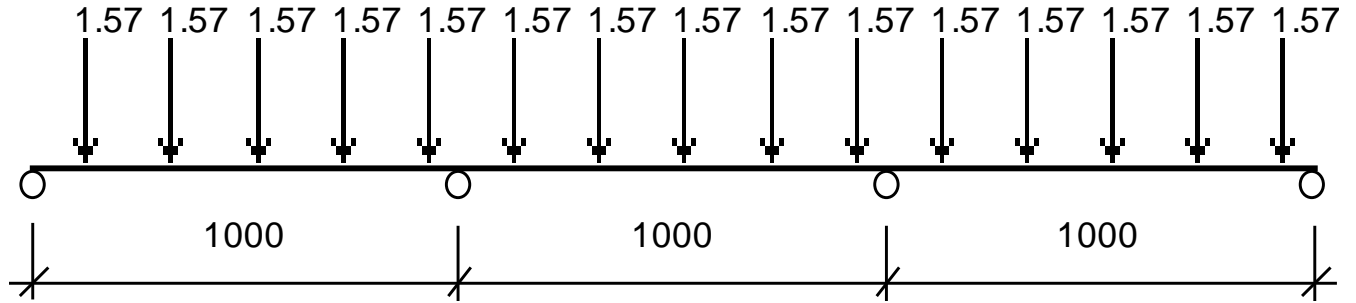
$$q_1=0.9 \times [1.2 \times (24000 \times 0.2 + 1100 \times 0.2 + 350) + 1.4 \times 1500] \times 0.2 = 1538\text{N/m}$$

$$q_1=0.9 \times [1.35 \times (24000 \times 0.2 + 1100 \times 0.2 + 350) + 1.4 \times 0.7 \times 1500] \times 0.2 = 1570\text{N/m}$$

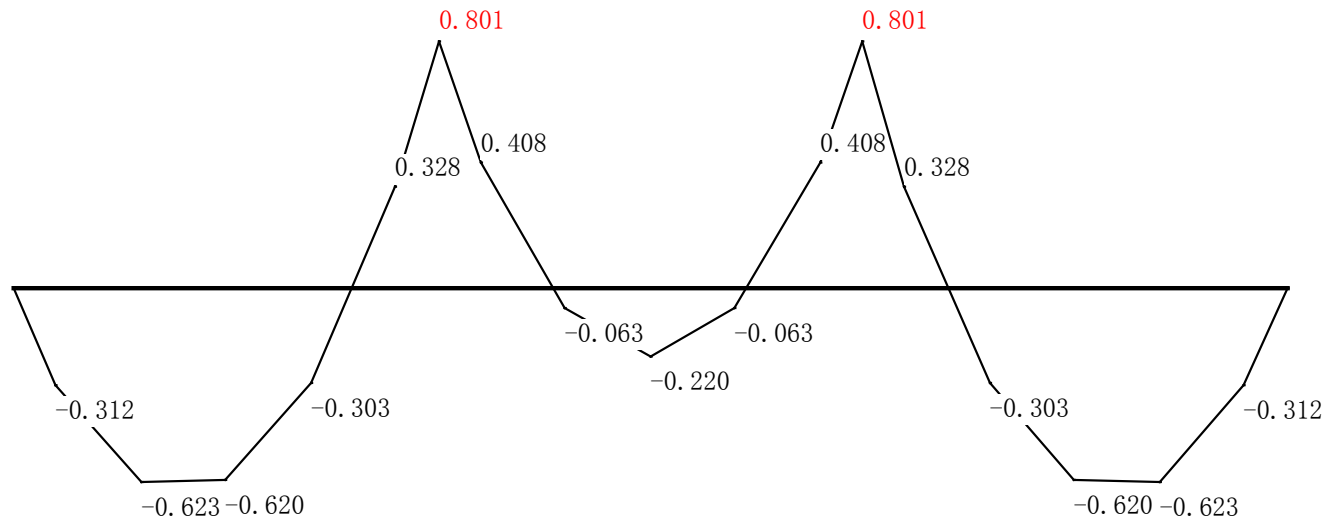
根据以上两者比较应取 $q_1=1570\text{N/m}$ 作为设计依据。

次楞最大支座力 $=1q_1l=1\times 1570\times 1/1000=1.570\text{kN}$ 。

次楞作用集中荷载 $P=1.570\text{kN}$ ，进行最不利荷载布置如下图：



计算简图 (kN)



弯矩图 (kN.m)

最大弯矩 $M_{\max}=0.801\text{kN.m}$ ；

主楞的抗弯强度设计值 $f=215\text{N/mm}^2$ ；

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.801 \times 10^6}{4.49 \times 10^3} = 178.396\text{N/mm}^2 < 215\text{N/mm}^2$$

主楞抗弯强度满足要求！

3、挠度验算

验算挠度时不考虑可变荷载值，仅考虑永久荷载标准值。

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：

$$q = 0.2 \times (24000 \times 0.2 + 1100 \times 0.2 + 350) = 1074 \text{N/m} = 1.074 \text{N/mm};$$

$$\text{次楞最大支座力} = 1q_1l = 1 \times 1.074 \times 1 = 1.074 \text{kN}。$$

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 $V = 1.693 \text{mm}$ 。

主梁的最大容许挠度值： $1000/150 = 6.7 \text{mm}$ ，

$$\text{最大变形 } V_{\max} = 1.693 \text{mm} < 6.7 \text{mm}$$

满足要求！

扣件式钢管立柱计算

1、风荷载计算

因在室外露天支模，故需要考虑风荷载。基本风压按山东烟台市10年一遇风压值采用， $\omega_0 = 0.4 \text{kN/m}^2$ 。

模板支架计算高度 $H = 20 \text{m}$ ，按地面粗糙度 A 类 近海海面和海岛、海岸、湖岸及沙漠地区。风压高度变化系数 $\mu_z = 1.63$ 。

计算风荷载体形系数 μ_s

将模板支架视为桁架，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》表 7.3.1 第 32 项和 36 项的规定计算。模板支架的挡风系数 $\varphi = 1.2 \times A_n / (l_a \times h) = 1.2 \times 0.143 / (1 \times 1.5) = 0.114$

$$\text{式中 } A_n = (l_a + h + 0.325 l_a h) d = 0.143 \text{m}^2$$

A_n ----- 一步一跨内钢管的总挡风面积。

l_a ----- 立杆间距，1m

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 ----- 模板支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： $\mu_{st} = 1.2\varphi = 1.2 \times 0.114 = 0.14$

无遮拦多排模板支撑架的体形系数：

$$\mu_s = \mu_{st} \frac{1 - \eta^n}{1 - \eta} = 0.14 \frac{1 - 0.85^{10}}{1 - 0.85} = 0.75$$

η ----- 风荷载地形地貌修正系数。

n——支撑架相连立杆排数。

风荷载标准值 $\omega_k = \mu_z \mu_s \omega_0 = 1.63 \times 0.75 \times 0.4 = 0.489 \text{ kN/m}^2$

风荷载产生的弯矩标准值：

$$M_w = \frac{0.9^2 \times 1.4 \omega_k l_a h^2}{10} = \frac{0.9^2 \times 1.4 \times 0.489 \times 1 \times 1.5^2}{10} = 0.125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2、轴向力计算

按下列各式计算取最大值：

$$N = 0.9 \times [1.2 (N_{c1k} H_0 + \sum_{i=1}^n N_{c1k}) + 1.4 N_{q1k}]$$

$$0.9 \times \{1.2 \times [0.12 \times 10 + (24 \times 0.2 + 1.1 \times 0.2 + 0.35) \times 1 \times 1] + 1.4 \times 1 \times 1 \times 1\} = 8.356 \text{ kN};$$

$$N = 0.9 \times \left\{ 1.2 \times [N_{c1k} H_0 + \sum_{i=1}^n N_{c1k}] + 0.9 \times 1.4 \times (N_{q1k} + \frac{M_w}{l_b}) \right\}$$

$$0.9 \times \{1.2 \times [0.12 \times 10 + (24 \times 0.2 + 1.1 \times 0.2 + 0.35) \times 1 \times 1] + 0.9 \times 1.4 \times (1 \times 1 \times 1 + 0.125/1)\} = 8.371 \text{ kN};$$

$$N = 0.9 \times \left\{ 1.35 \times [N_{c1k} H_0 + \sum_{i=1}^n N_{c1k}] + 1.4 \times (0.7 \times N_{q1k} + 0.6 \times \frac{M_w}{l_b}) \right\}$$

$$0.9 \times \{1.35 \times [0.12 \times 10 + (24 \times 0.2 + 1.1 \times 0.2 + 0.35) \times 1 \times 1] + 1.4 \times (0.7 \times 1 \times 1 \times 1 + 0.6 \times 0.125/1)\} = 8.959 \text{ kN};$$

根据上述计算结果取 $N = 8.959 \text{ kN}$ 作为设计依据。

3、立柱稳定性验算

立柱的稳定性计算公式：

$$\frac{N}{\varphi A} + \frac{M_w}{W} \leq f$$

N —— 轴心压力设计值 (kN) : $N = 8.959 \text{ kN}$;

φ —— 轴心受压稳定系数, 由长细比 $\lambda = L_0/i$ 查表得到;

L_0 —— 立杆计算长度 (m), 取纵横向水平拉杆的最大步距, $L_0 = 1.5 \text{ m}$ 。

i —— 立柱的截面回转半径 (cm), $i = 1.59 \text{ cm}$;

A ---- 立柱截面面积(cm^2), $A=4.24\text{cm}^2$;

M_w ---- 风荷载产生的弯矩标准值;

W ---- 立柱截面抵抗矩(cm^3): $W=4.49\text{cm}^3$;

f ---- 钢材抗压强度设计值 N/mm^2 , $f=205\text{N}/\text{mm}^2$;

立柱长细比计算:

$\lambda = L_0/i = 150.0/1.59 = 94 < 150$, 长细比满足要求!。

按照长细比查表得到轴心受压立柱的稳定系数 $\phi = 0.594$;

$$\frac{N}{\phi A} + \frac{M_w}{W} = \frac{8.959 \times 10^3}{0.594 \times 4.24 \times 10^2} + \frac{0.125 \times 10^6}{4.49 \times 10^3} = 35.572 + 27.840 = 63.412 \text{N}/\text{mm}^2 < f = 205 \text{N}/\text{mm}^2$$

立柱稳定性满足要求!

立柱底地基承载力验算

1、上部立柱传至垫木顶面的轴向力设计值 $N=8.959\text{kN}$

2、垫木底面面积 A

垫木作用长度 1m, 垫木宽度 0.3m, 垫木面积 $A=1 \times 0.3=0.3\text{m}^2$

3、地基土为素填土, 其承载力设计值 $f_{ak}=80\text{kN}/\text{m}^2$

立柱垫木地基土承载力折减系数 $m_f=0.4$

4、验算地基承载力

立柱底垫木的底面平均压力

$$P = \frac{N}{A} = \frac{8.959}{0.3} = 29.86 \text{kN}/\text{m}^2 < m_f f_{ak} = 80 \times 0.4 = 32 \text{kN}/\text{m}^2$$

满足要求!。