

PKPM(CMIS_2011北京版) 计算

梁底支架（主楼 15m跨 500*1300mm梁）计算书

计算依据 1 《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》（JGJ130-2011）。

计算参数：

模板支架搭设高度为 12.3m，

梁截面 $B \times D = 500\text{mm} \times 1300\text{mm}$ 立杆的纵距(跨度方向) $l = 0.45\text{m}$ ，立杆的步距 $h = 1.50\text{m}$ ，梁底增加 2 道承重立杆。

面板厚度 15mm 剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 21.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

木方 $78 \times 78\text{mm}$ ，木方剪切强度 1.6N/mm^2 ，抗弯强度 15.0N/mm^2 ，弹性模量 10000.0N/mm^2 。

梁底支撑顶托梁长度 1.20m。

梁顶托采用双钢管 $48 \times 3.0\text{mm}$

梁底承重杆按照布置间距 500,200mm 计算。

模板自重 0.50kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.50kN/m^3 ，施工活荷载 4.50kN/m^2 。

地基承载力标准值 300kN/m^2 ，基础底面扩展面积 0.250m^2 ，地基承载力调整系数 0.40。

扣件计算折减系数取 1.00。

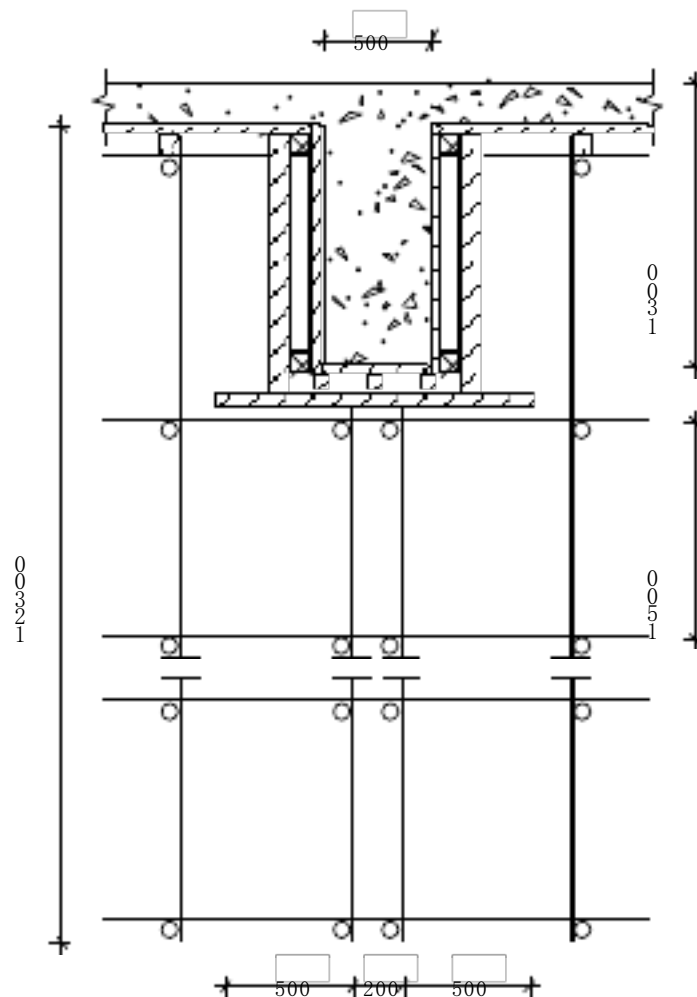


图 1 梁模板支撑架立面简图

按照规范 4.3.1 条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S = 1.2 \times (25.50 \times 1.30 + 0.50) + 1.40 \times 2.00 = 43.180\text{kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S = 1.35 \times 25.50 \times 1.30 + 0.7 \times 1.40 \times 2.00 = 46.712\text{kN/m}^2$

由于永久荷载效应控制的组合 S 最大，永久荷载分项系数取 1.35，可变荷载分项系数取 $0.7 \times 1.40 = 0.98$

采用的钢管类型为 $\Phi 48 \times 3.0$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构,需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照多跨连续梁计算。
作用荷载包括梁与模板自重荷载,施工活荷载等。

1. 荷载的计算:

(1) 钢筋混凝土梁自重(kN/m):

$$q_1 = 25.500 \times 1.300 \times 0.450 = 14.918 \text{ kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载(kN/m):

$$q_2 = 0.500 \times 0.450 \times (2 \times 1.300 + 0.500) / 0.500 = 1.395 \text{ kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载(kN):

经计算得到,活荷载标准值 $P_1 = (2.500 + 2.000) \times 0.500 \times 0.450 = 1.012 \text{ kN}$

均布荷载 $q = 1.35 \times 14.918 + 1.35 \times 1.395 = 22.022 \text{ kN/m}$

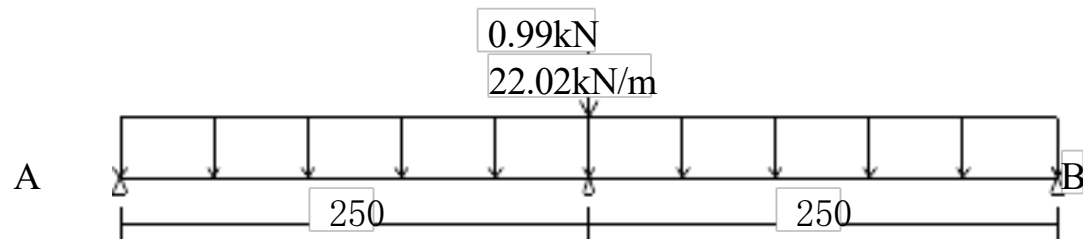
集中荷载 $P = 0.98 \times 1.012 = 0.992 \text{ kN}$

面板的截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

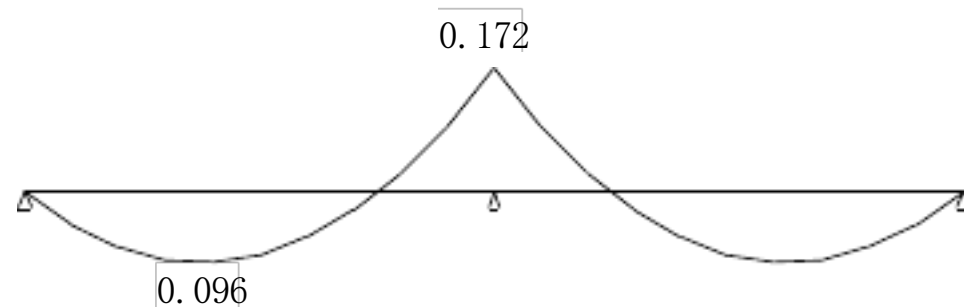
本算例中,截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为:

截面抵抗矩 $W = 16.88 \text{ cm}^3$;

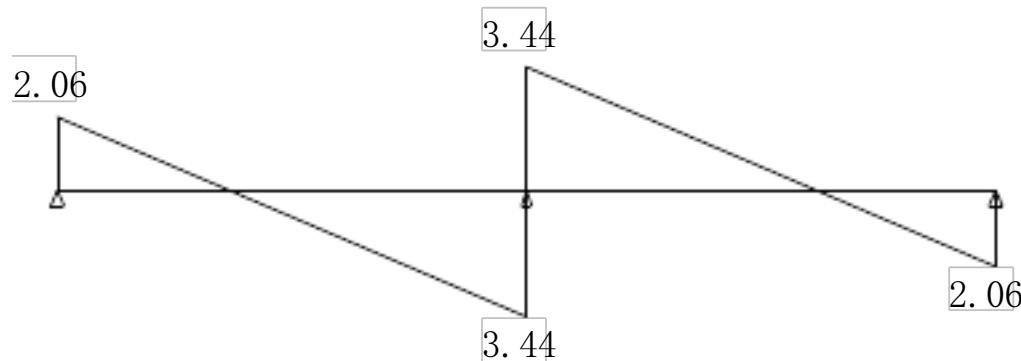
截面惯性矩 $I = 12.66 \text{ cm}^4$;



计算简图

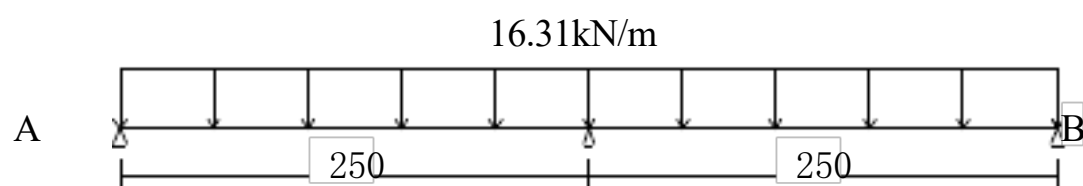


弯矩图(kN.m)

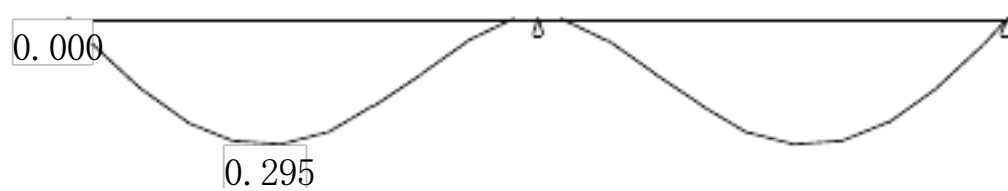


剪力图(kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值,受力图与计算结果如下:



变形计算受力图



变形图(mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

$$N_1 = 2.065 \text{ kN}$$

$$N_2 = 7.874 \text{ kN}$$

$$N_3 = 2.065 \text{ kN}$$

最大弯矩 $M = 0.172 \text{ kN}\cdot\text{m}$

最大变形 $V = 0.295 \text{ mm}$

(1) 抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯强度计算值 $f = 0.172 \times 1000 \times 1000 / 16875 = 10.193 \text{ N/mm}^2$

面板的抗弯强度设计值 $[f]$ ，取 21.00 N/mm^2 ；

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$ ，满足要求！

(2) 挠度计算

面板最大挠度计算值 $v = 0.295 \text{ mm}$

面板的最大挠度小于 $250.0/250$ ，满足要求！

二、梁底支撑木方的计算

(一) 梁底木方计算

按照三跨连续梁计算，最大弯矩考虑为静荷载与活荷载的计算值最不利分配的弯矩和，计算公式如下：

$$\text{均布荷载 } q = 7.874 / 0.450 = 17.498 \text{ kN/m}$$

$$\text{最大弯矩 } M = 0.1ql^2 = 0.1 \times 17.50 \times 0.45 \times 0.45 = 0.354 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{最大剪力 } Q = 0.6 \times 0.450 \times 17.498 = 4.724 \text{ kN}$$

$$\text{最大支座力 } N = 1.1 \times 0.450 \times 17.498 = 8.661 \text{ kN}$$

木方的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 79.09 \text{ cm}^3；$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 308.46 \text{ cm}^4；$$

(1) 木方抗弯强度计算

$$\text{抗弯计算强度 } f = 0.354 \times 10^6 / 79092.0 = 4.48 \text{ N/mm}^2$$

木方的抗弯计算强度小于 15.0 N/mm^2 ，满足要求！

(2) 木方挠度计算

均布荷载通过上面变形受力图计算的最大支座力除以跨度得到 11.328 kN/m

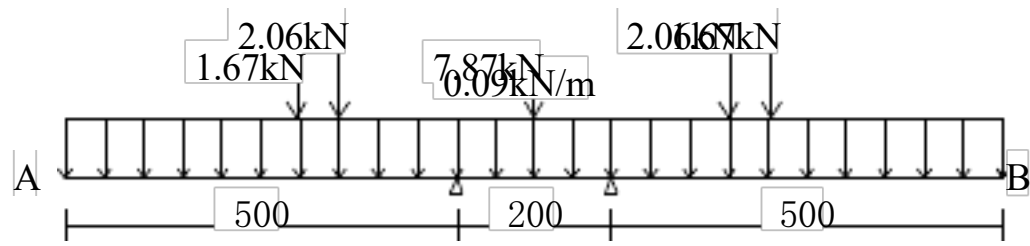
$$\text{最大变形 } v = 0.677 \times 11.328 \times 450.0^4 / (100 \times 10000.00 \times .0) = 0.102 \text{ mm}$$

木方的最大挠度小于 $450.0/250$ ，满足要求！

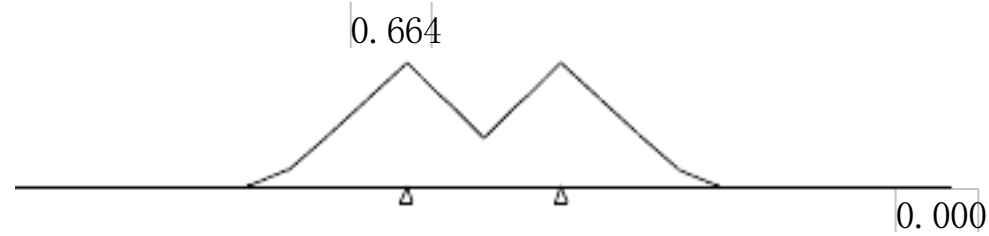
三、托梁的计算

托梁按照集中与均布荷载下多跨连续梁计算。

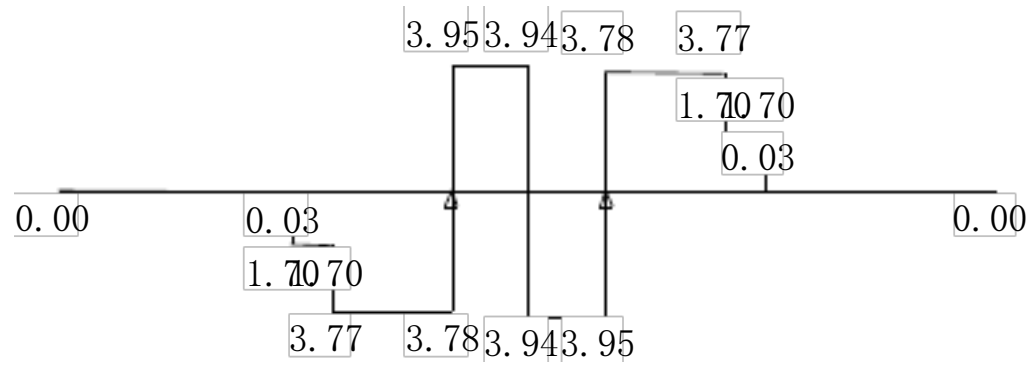
均布荷载取托梁的自重 $q = 0.090 \text{ kN/m}$ 。



托梁计算简图

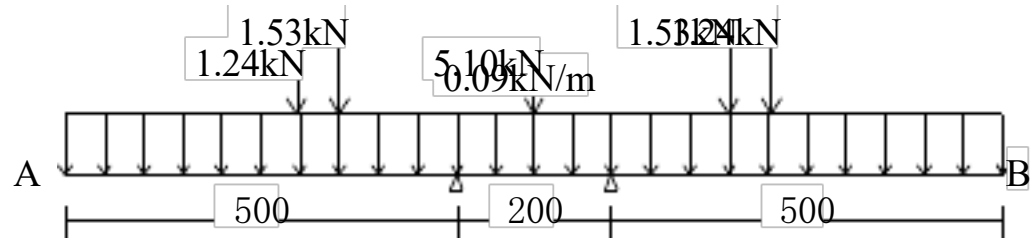


托梁弯矩图(kN.m)

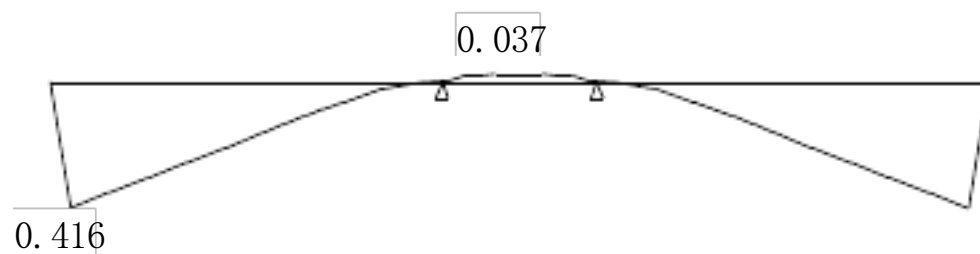


托梁剪力图(kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



托梁变形计算受力图



托梁变形图(mm)

经过计算得到最大弯矩 $M = 0.663 \text{ kN.m}$

经过计算得到最大支座 $F = 7.729 \text{ kN}$

经过计算得到最大变形 $V = 0.416 \text{ mm}$

顶托梁的截面力学参数为

截面抵抗矩 $W = 8.98 \text{ cm}^3$;

截面惯性矩 $I = 21.56 \text{ cm}^4$;

(1) 顶托梁抗弯强度计算

抗弯计算强度 $f = 0.663 \times 10^6 / 1.05 / 8982.0 = 70.30 \text{ N/mm}^2$

顶托梁的抗弯计算强度小于 205.0N/mm, 满足要求!

(2) 顶托梁挠度计算

最大变形 $v = 0.416\text{mm}$

顶托梁的最大挠度小于 500.0/400, 满足要求!

四、扣件抗滑移的计算

纵向或横向水平杆与立杆连接时, 扣件的抗滑承载力按照下式计算:

$$R \leq R_c$$

其中 R_c —— 扣件抗滑承载力设计值, 取 8.00kN;

R —— 纵向或横向水平杆传给立杆的竖向作用力设计值;

上部荷载没有通过纵向或横向水平杆传给立杆, 无需计算。

五、立杆的稳定性计算

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{N}{\phi A} \leq [f]$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1 = 7.73\text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.35 \times 1.460 = 1.971\text{kN}$

顶部立杆段, 脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.35 \times 0.225 = 0.304\text{kN}$

非顶部立杆段 $N = 7.729 + 1.971 = 9.699\text{kN}$

顶部立杆段 $N = 7.729 + 0.304 = 8.033\text{kN}$

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到;

i —— 计算立杆的截面回转半径 (cm); $i = 1.60$

A —— 立杆净截面面积 (cm²); $A = 4.24$

W —— 立杆净截面抵抗矩 (cm³); $W = 4.49$

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值 (N/mm²);

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N/mm}^2$;

l_0 —— 计算长度 (m);

参照《扣件式规范》2011, 由公式计算

$$\text{顶部立杆段: } l_0 = k u_1 (h + 2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段: } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数, 按照表 5.4.6 取值为 1.217;

u_1, u_2 —— 计算长度系数, 参照《扣件式规范》附录 C 表;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度; $a = 0.40\text{m}$;

顶部立杆段: $a = 0.2\text{m}$ 时, $u_1 = 1.649, l_0 = 3.813\text{m}; \lambda = 3813/16.0 = 239.058, \phi = 0.128$

$$\sigma = 8033 / (0.128 \times 423.9) = 148.048\text{N/mm}^2$$

$a = 0.5\text{m}$ 时, $u_1 = 1.298, l_0 = 3.949\text{m}; \lambda = 3949/16.0 = 247.597, \phi = 0.120$

$$\sigma = 8033 / (0.120 \times 423.9) = 157.918\text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a = 0.400$ 时, $\sigma = 154.628\text{N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$,

满足要求!

非顶部立杆段: $u_2 = 2.089, l_0 = 3.813\text{m}; \lambda = 3813/16.0 = 239.089, \phi = 0.128$

$\sigma = 9699 / (0.128 \times 423.9) = 178.756 \text{ N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!
考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{N_w}{\phi A} + \frac{M_w}{W} \leq [f]$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 0.9 \times 1.4 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值 (kN/m^2);

$W_k = 0.300 \times 1.000 \times 0.115 = 0.035 \text{ kN/m}^2$

h —— 立杆的步距, 1.50m;

l_a —— 立杆迎风面的间距, 1.20m;

l_b —— 与迎风面垂直方向的立杆间距, 0.45m;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 0.9 \times 1.4 \times 0.035 \times 1.200 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.012 \text{ kN.m}$;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

顶部立杆 $N_w = 7.729 + 1.4 \times 1.460 + 0.9 \times 1.4 \times 0.012 / 0.450 = 9.732 \text{ kN}$

非顶部立杆 $N_w = 7.729 + 1.4 \times 0.225 + 0.9 \times 1.4 \times 0.012 / 0.450 = 8.066 \text{ kN}$

顶部立杆段: $a = 0.2 \text{ m}$ 时, $u_1 = 1.649, l_0 = 3.813 \text{ m}$; $\lambda = 3813 / 16.0 = 239.058$, $\phi = 0.128$

$$\sigma = 8066 / (0.128 \times 423.9) = 151.267 \text{ N/mm}^2$$

$a = 0.5 \text{ m}$ 时, $u_1 = 1.298, l_0 = 3.949 \text{ m}$; $\lambda = 3949 / 16.0 = 247.597$, $\phi = 0.120$

$$\sigma = 8066 / (0.120 \times 423.9) = 151.267 \text{ N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a = 0.400$ 时, $\sigma = 151.267 \text{ N/mm}^2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$,

满足要求!

非顶部立杆段: $u_2 = 2.089, l_0 = 3.813 \text{ m}$; $\lambda = 3813 / 16.0 = 239.089$, $\phi = 0.128$

$$\sigma = 9732 / (0.128 \times 423.9) = 181.975 \text{ N/mm}^2$$
, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接连墙件, 否则存在安全隐患。

六、基础承载力计算

立杆基础底面的平均压力应满足下式的要求

$$p \leq f_g$$

其中 p —— 立杆基础底面的平均压力 (kN/m^2), $p = N/A$; $p = 38.80$

N —— 上部结构传至基础顶面的轴向力设计值 (kN); $N = 9.70$

A —— 基础底面面积 (m^2); $A = 0.25$

f_g —— 地基承载力设计值 (kN/m^2); $f_g = 120.00$

地基承载力设计值应按下列公式计算

$$f_g = k_c \times f_{gk}$$

其中 k_c —— 脚手架地基承载力调整系数; $k_c = 0.40$

f_{gk} —— 地基承载力标准值; $f_{gk} = 300.00$

地基承载力的计算满足要求!

梁侧模板（主楼 15m跨 500*1300mm梁）计算书

一、梁侧模板基本参数

计算断面宽度 500mm 高度 1300mm 两侧楼板厚度 120mm

模板面板采用普通胶合板。

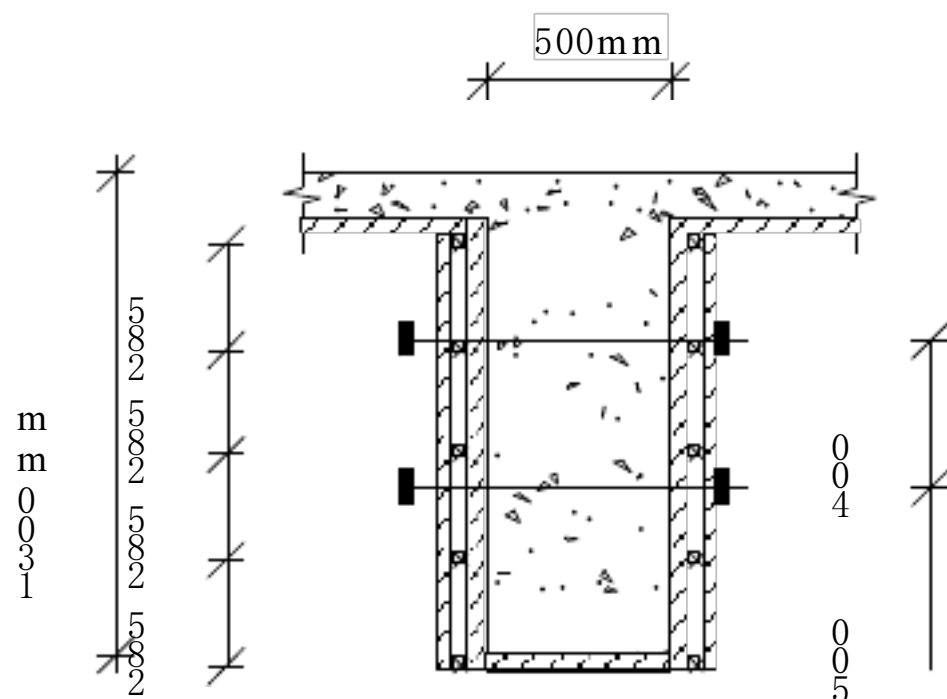
内龙骨布置 5 道，内龙骨采用 40×90mm 木方。

外龙骨间距 600mm 外龙骨采用双钢管 48mm×3.0mm

对拉螺栓布置 2 道，在断面内水平间距 500+400mm 断面跨度方向间距 600mm 直径 16mm

面板厚度 15mm 剪切强度 1.4N/mm²，抗弯强度 21.0N/mm²，弹性模量 9000.0N/mm²。

木方剪切强度 1.6N/mm²，抗弯强度 15.0N/mm²，弹性模量 10000.0N/mm²。



模板组装示意图

二、梁侧模板荷载标准值计算

强度验算要考虑新浇混凝土侧压力和倾倒混凝土时产生的荷载设计值；挠度验算只考虑新浇混凝土侧压力产生荷载标准值。

新浇混凝土侧压力计算公式为下式中的较小值：

$$F = 0.22\gamma_c t \beta_1 \beta_2 \sqrt{V} \quad F = \gamma_c H$$

其中 γ_c —— 混凝土的重力密度，取 24.000kN/m³；

t —— 新浇混凝土的初凝时间，为 0 时（表示无资料）取 $200/(T+15)$ ，取 4.000h；

T —— 混凝土的入模温度，取 15.000℃；

V —— 混凝土的浇筑速度，取 2.500m/h；

H —— 混凝土侧压力计算位置处至新浇混凝土顶面总高度，取 1.180m；

β_1 —— 外加剂影响修正系数，取 1.200；

β_2 —— 混凝土坍落度影响修正系数，取 1.200。

根据公式计算的新浇混凝土侧压力标准值 $F_1=28.310\text{kN/m}^2$

考虑结构的重要性系数 0.9，实际计算中采用新浇混凝土侧压力标准值 $F_1=0.9 \times 28.320=25.488\text{kN/m}^2$

考虑结构的重要性系数 0.9，倒混凝土时产生的荷载标准值 $F_2=0.9 \times 4.000=3.600\text{kN/m}_2$ 。

三、梁侧模板面板的计算

面板为受弯结构，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照简支梁计算。

面板的计算宽度取 0.60m。

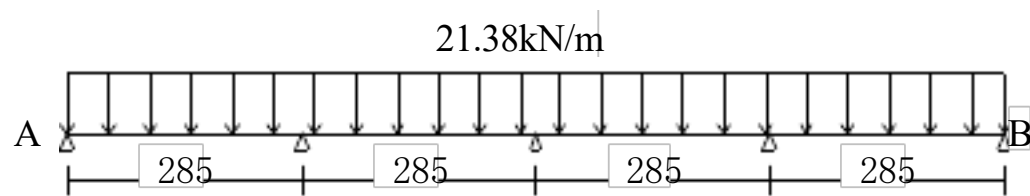
荷载计算值 $q = 1.2 \times 25.488 \times 0.600 + 1.40 \times 3.600 \times 0.600 = 21.375\text{kN/m}$

面板的截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

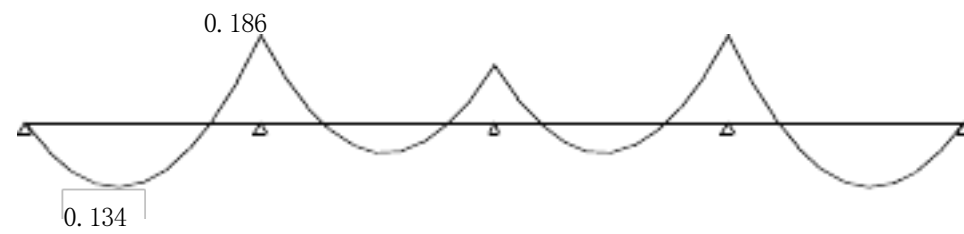
本算例中，截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

截面抵抗矩 $W = 22.50\text{cm}^3$ ；

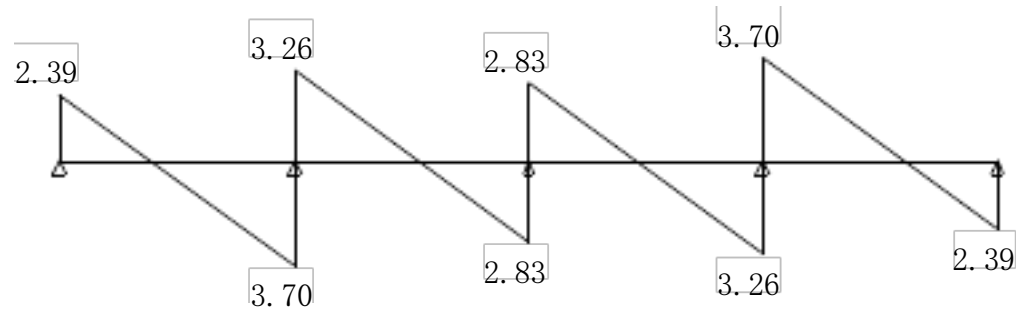
截面惯性矩 $I = 16.88\text{cm}^4$ ；



计算简图

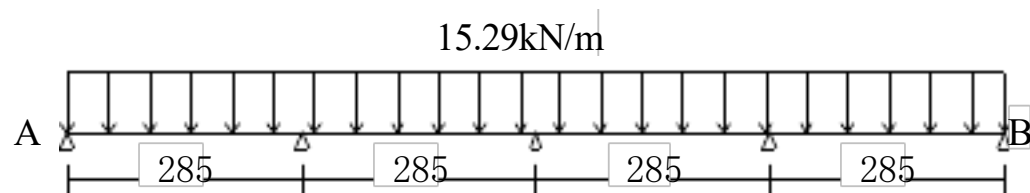


弯矩图(kN.m)

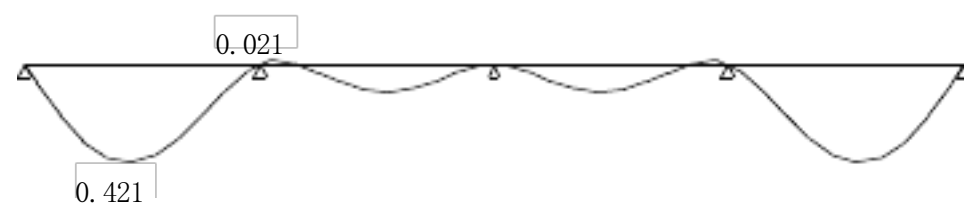


剪力图(kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



变形计算受力图



变形图(mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

$N_1 = 2.393\text{kN}$

$$N_2 = 6.962 \text{ kN}$$

$$N_3 = 5.657 \text{ kN}$$

$$N_4 = 6.962 \text{ kN}$$

$$N_5 = 2.393 \text{ kN}$$

$$\text{最大弯矩 } M = 0.186 \text{ kN.m}$$

$$\text{最大变形 } V = 0.421 \text{ mm}$$

(1) 抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯强度计算值 $f = 0.186 \times 1000 \times 1000 / 22500 = 8.267 \text{ N/mm}^2$

面板的抗弯强度设计值 $[f]$ ，取 21.00 N/mm^2 ；

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$ ，满足要求！

(2) 挠度计算

面板最大挠度计算值 $v = 0.421 \text{ mm}$

面板的最大挠度小于 $285.0 / 250$ ，满足要求！

四、梁侧模板内龙骨的计算

内龙骨直接承受模板传递的荷载，通常按照均布荷载连续梁计算。

内龙骨强度计算均布荷载 $q = 1.2 \times 0.60 \times 25.49 + 1.4 \times 0.60 \times 3.60 = 21.375 \text{ kN/m}$

挠度计算荷载标准值 $q = 0.60 \times 25.49 = 15.293 \text{ kN/m}$

按照三跨连续梁计算，最大弯矩考虑为静荷载与活荷载的计算值最不利分配的弯矩和，计算公式如下：

$$\text{均布荷载 } q = 12.825 / 0.600 = 21.375 \text{ kN/m}$$

$$\text{最大弯矩 } M = 0.1ql^2 = 0.1 \times 21.375 \times 0.60 \times 0.60 = 0.770 \text{ kN.m}$$

$$\text{最大剪力 } Q = 0.6 \times 0.600 \times 21.375 = 7.695 \text{ kN}$$

$$\text{最大支座力 } N = 1.1 \times 0.600 \times 21.375 = 14.108 \text{ kN}$$

截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 54.00 \text{ cm}^3;$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 243.00 \text{ cm}^4;$$

(1) 抗弯强度计算

$$\text{抗弯计算强度 } f = 0.770 \times 10^6 / 54000.0 = 14.25 \text{ N/mm}^2$$

抗弯计算强度小于 15.0 N/mm^2 ，满足要求！

(2) 挠度计算

$$\text{最大变形 } v = 0.677 \times 15.293 \times 600.0^4 / (100 \times 10000.00 \times .0) = 0.552 \text{ mm}$$

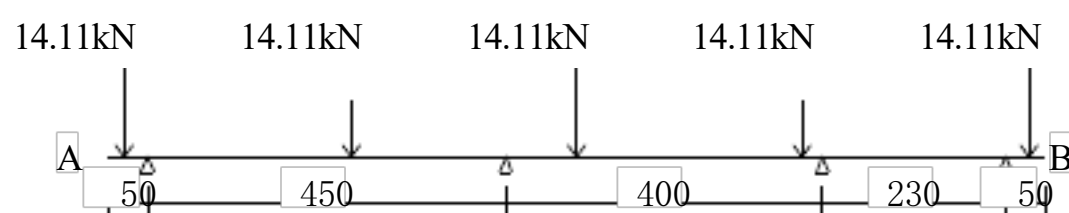
最大挠度小于 $600.0 / 250$ ，满足要求！

五、梁侧模板外龙骨的计算

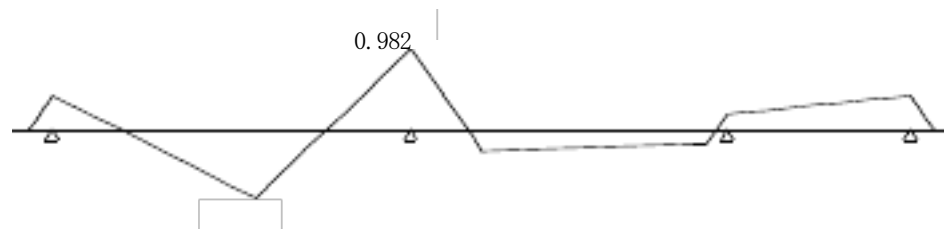
外龙骨承受内龙骨传递的荷载，按照集中荷载下连续梁计算。

外龙骨按照集中荷载作用下的连续梁计算。

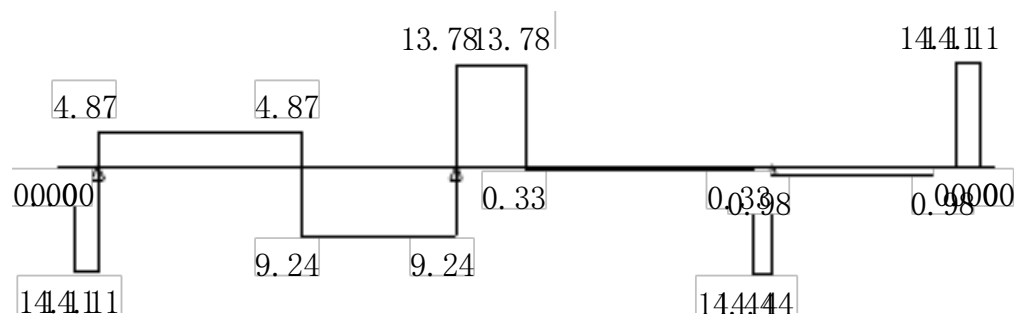
集中荷载 P 取横向支撑钢管传递力。



支撑钢管计算简图

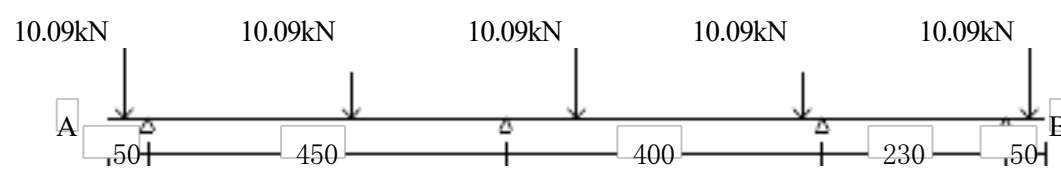


支撑钢管弯矩图(kN.m)

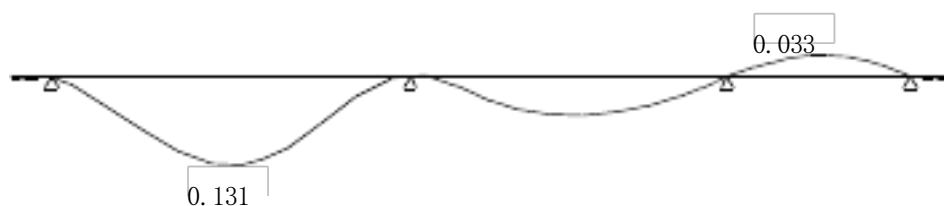


支撑钢管剪力图(kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图(mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 $M_{\max} = 0.981 \text{ kN.m}$

最大变形 $v_{\max} = 0.131 \text{ mm}$

最大支座力 $Q_{\max} = 23.012 \text{ kN}$

抗弯计算强度 $f = 0.981 \times 10^6 / 8982.0 = 109.22 \text{ N/mm}^2$

支撑钢管的抗弯计算强度小于 205.0 N/mm^2 ，满足要求！

支撑钢管的最大挠度小于 $450.0 / 150$ 与 10 mm ，满足要求！

六、对拉螺栓的计算

计算公式：

$$N < [N] = fA$$

其中 N —— 对拉螺栓所受的拉力；

A —— 对拉螺栓有效面积 (mm^2)；

f —— 对拉螺栓的抗拉强度设计值，取 170 N/mm^2

对拉螺栓的直径(mm): 16

对拉螺栓有效直径(mm): 14

对拉螺栓有效面积(mm^2): $A = 144.000$

对拉螺栓最大容许拉力值(kN): $[N] = 24.480$

对拉螺栓所受的最大拉力(kN): $N = 23.012$

对拉螺栓强度验算满足要求！

9m跨 400*850mm梁) 计算书

计算依据 1 《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》（JGJ130-2011）。

计算参数：

模板支架搭设高度为 7.7m，

梁截面 $B \times D = 400\text{mm} \times 850\text{mm}$ 立杆的纵距(跨度方向) $l = 0.90\text{m}$ ，立杆的步距 $h = 1.50\text{m}$ ，梁底增加 1 道承重立杆。

面板厚度 15mm 剪切强度 1.4N/mm^2 ，抗弯强度 26.0N/mm^2 ，弹性模量 9000.0N/mm^2 。

木方 $78 \times 78\text{mm}$ 木方剪切强度 1.6N/mm^2 ，抗弯强度 15.0N/mm^2 ，弹性模量 10000.0N/mm^2 。

梁两侧立杆间距 0.90m 。

梁底按照均匀布置承重杆 3 根计算。

模板自重 0.50kN/m^2 ，混凝土钢筋自重 25.50kN/m^3 ，施工活荷载 4.50kN/m^2 。

地基承载力标准值 300kN/m^2 ，基础底面扩展面积 0.250m^2 ，地基承载力调整系数 0.40。

扣件计算折减系数取 1.00。

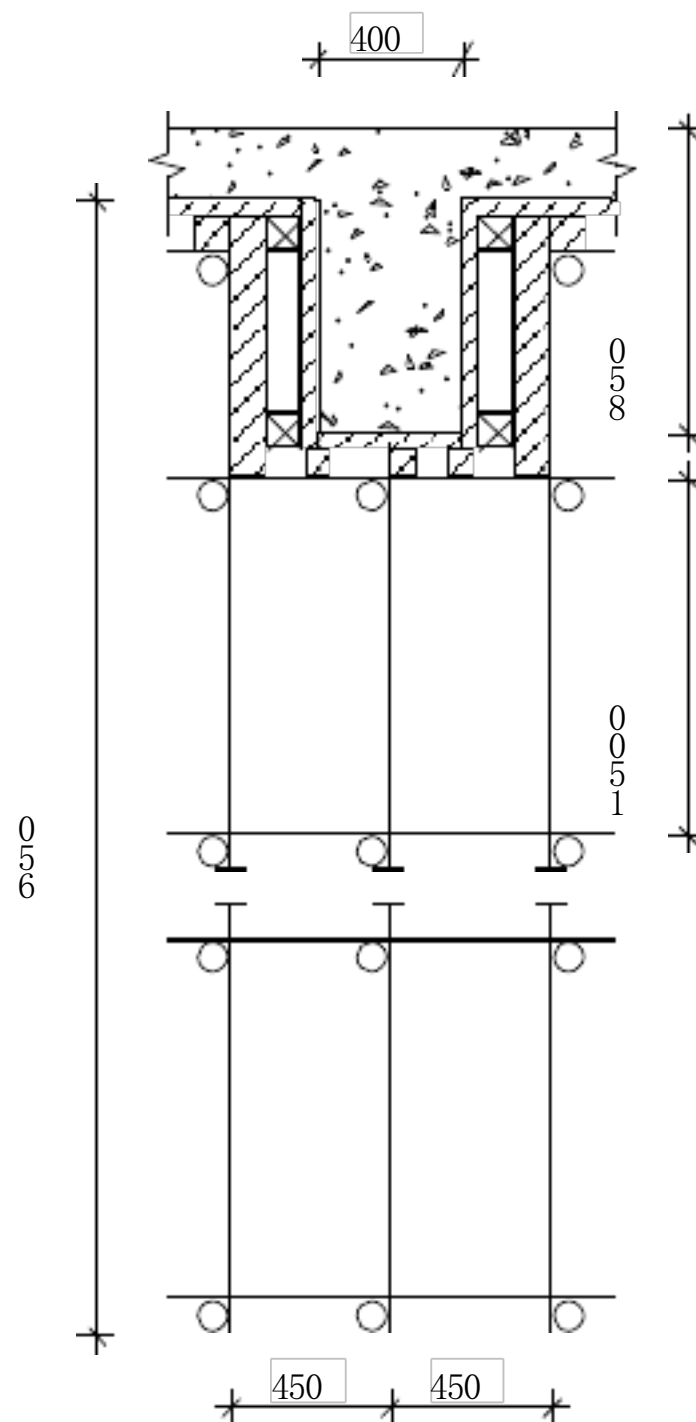


图 1 梁模板支撑架立面简图

按照规范 4.3.1 条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合 $S = 1.2 \times (25.50 \times 0.85 + 0.50) + 1.40 \times 2.00 = 29.410\text{kN/m}^2$

由永久荷载效应控制的组合 $S = 1.35 \times 25.50 \times 0.85 + 0.7 \times 1.40 \times 2.00 = 31.221\text{kN/m}^2$

由于永久荷载效应控制的组合 S 最大，永久荷载分项系数取 1.35，可变荷载分项系数取 $0.7 \times 1.40 = 0.98$

采用的钢管类型为 $\phi 48 \times 3.0$ 。

一、模板面板计算

面板为受弯结构，需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板按照多跨连续梁计算。作用荷载包括梁与模板自重荷载，施工活荷载等。

1. 荷载的计算：

(1) 钢筋混凝土梁自重(kN/m)：

$$q_1 = 25.500 \times 0.850 \times 0.900 = 19.508 \text{ kN/m}$$

(2) 模板的自重线荷载(kN/m)：

$$q_2 = 0.500 \times 0.900 \times (2 \times 0.850 + 0.400) / 0.400 = 2.363 \text{ kN/m}$$

(3) 活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载(kN)：

经计算得到，活荷载标准值 $P_1 = (2.500 + 2.000) \times 0.400 \times 0.900 = 1.620 \text{ kN}$

均布荷载 $q = 1.35 \times 19.508 + 1.35 \times 2.363 = 29.525 \text{ kN/m}$

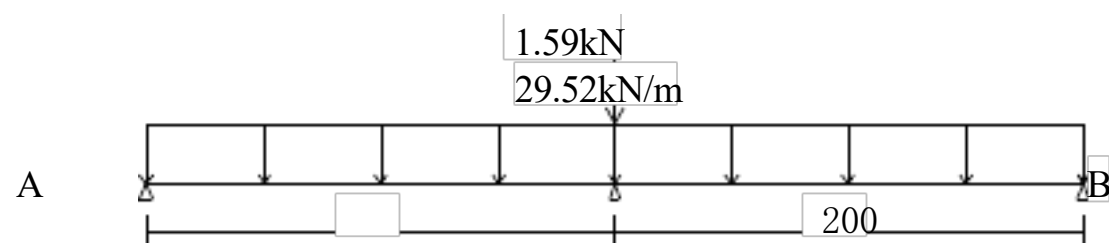
集中荷载 $P = 0.98 \times 1.620 = 1.588 \text{ kN}$

面板的截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

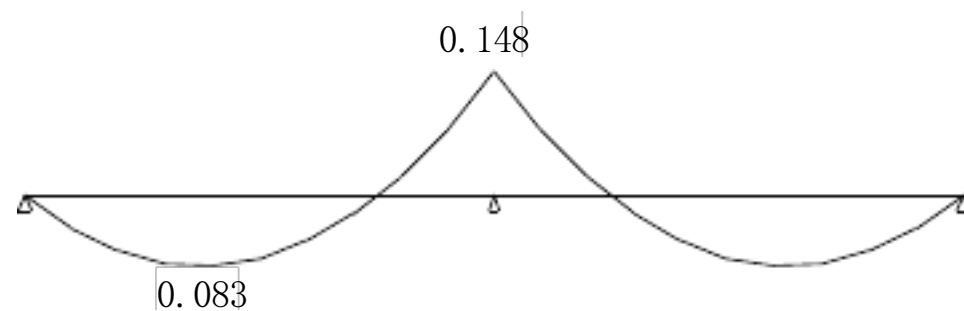
本算例中，截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

截面抵抗矩 $W = 33.75 \text{ cm}^3$ ；

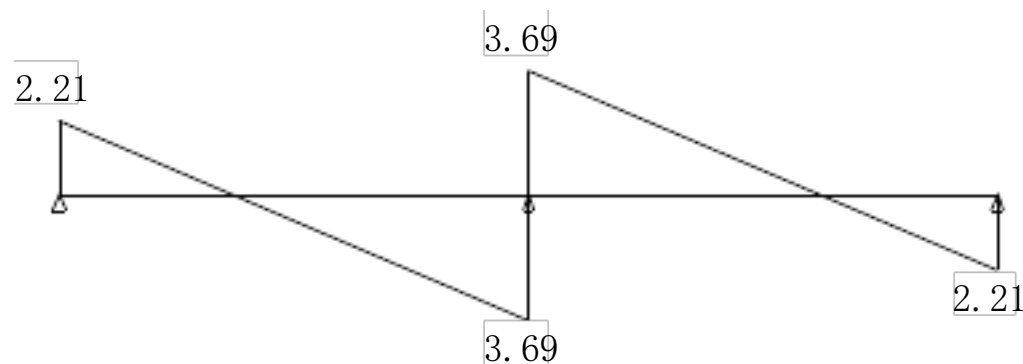
截面惯性矩 $I = 25.31 \text{ cm}^4$ ；



计算简图

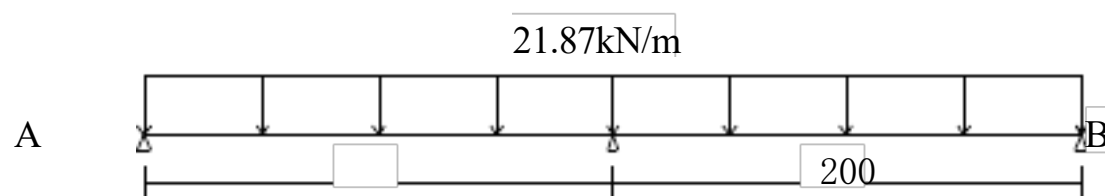


弯矩图(kN.m)

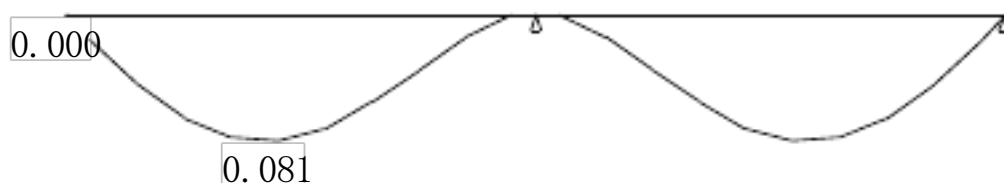


剪力图(kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



变形计算受力图



变形图(mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

$$N_1 = 2.214 \text{ kN}$$

$$N_2 = 8.969 \text{ kN}$$

$$N_3 = 2.214 \text{ kN}$$

$$\text{最大弯矩 } M = 0.147 \text{ kN.m}$$

$$\text{最大变形 } V = 0.081 \text{ mm}$$

(1) 抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯强度计算值 $f = 0.147 \times 1000 \times 1000 / 33750 = 4.356 \text{ N/mm}^2$

面板的抗弯强度设计值 $[f]$ ，取 26.00 N/mm^2 ；

面板的抗弯强度验算 $f < [f]$ ，满足要求！

(2) 挠度计算

面板最大挠度计算值 $v = 0.081 \text{ mm}$

面板的最大挠度小于 $200.0 / 250$ ，满足要求！

二、梁底支撑木方的计算

(一) 梁底木方计算

按照三跨连续梁计算，最大弯矩考虑为静荷载与活荷载的计算值最不利分配的弯矩和，计算公式如下：

$$\text{均布荷载 } q = 8.969 / 0.900 = 9.965 \text{ kN/m}$$

$$\text{最大弯矩 } M = 0.1ql^2 = 0.1 \times 9.97 \times 0.90 \times 0.90 = 0.807 \text{ kN.m}$$

$$\text{最大剪力 } Q = 0.6 \times 0.900 \times 9.965 = 5.381 \text{ kN}$$

$$\text{最大支座力 } N = 1.1 \times 0.900 \times 9.965 = 9.866 \text{ kN}$$

木方的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩 I 和截面抵抗矩 W 分别为：

$$\text{截面抵抗矩 } W = 79.09 \text{ cm}^3;$$

$$\text{截面惯性矩 } I = 308.46 \text{ cm}^4;$$

(1) 木方抗弯强度计算

$$\text{抗弯计算强度 } f = 0.807 \times 10^6 / 79092.0 = 10.21 \text{ N/mm}^2$$

木方的抗弯计算强度小于 15.0 N/mm^2 ，满足要求！

(2) 木方挠度计算

均布荷载通过上面变形受力图计算的最大支座力除以跨度得到 6.075 kN/m

最大变形 $v = 0.677 \times 6.075 \times 900.0 / (100 \times 10000.00 \times .0) = 0.875\text{mm}$

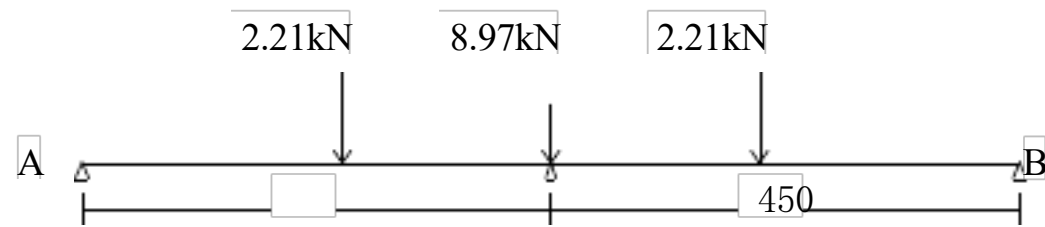
木方的最大挠度小于 $900.0/250$, 满足要求!

三、梁底支撑钢管计算

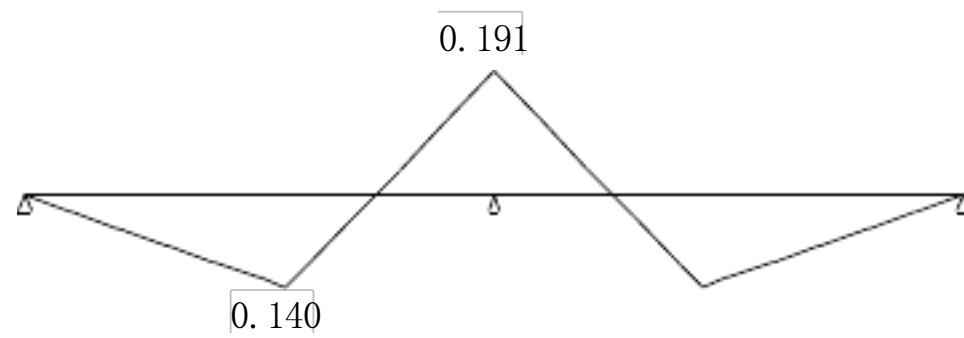
(一) 梁底支撑横向钢管计算

横向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

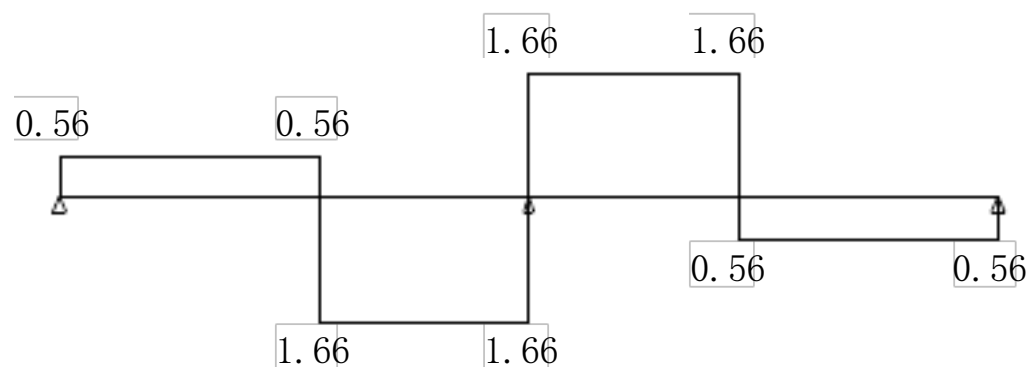
集中荷载 P 取木方支撑传递力。



支撑钢管计算简图

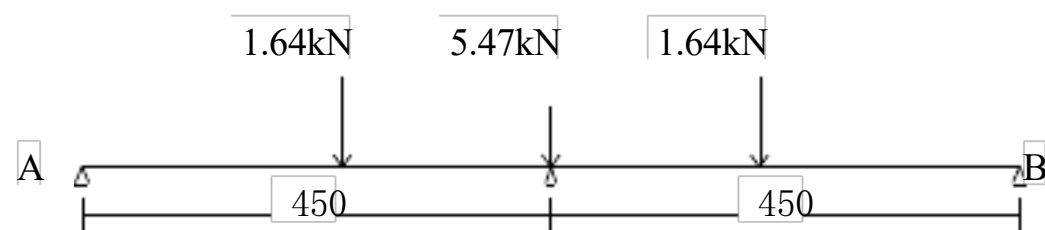


支撑钢管弯矩图(kN.m)

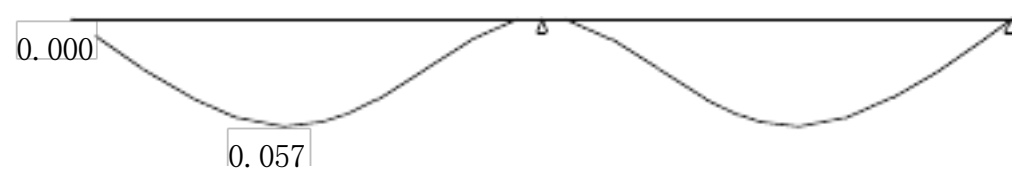


支撑钢管剪力图(kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图(mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 $M_{\max} = 0.191\text{kN.m}$

最大变形 $v_{\max} = 0.057\text{mm}$

最大支座力 $Q_{\max} = 12.280\text{kN}$

抗弯计算强度 $f = 0.191 \times 10^6 / 4491.0 = 42.61\text{N/mm}^2$

支撑钢管的抗弯计算强度小于 205.0N/mm^2 , 满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于 $450.0/150$ 与 10mm , 满足要求!

(二) 梁底支撑纵向钢管计算

梁底支撑纵向钢管只起构造作用, 无需要计算。

四、扣件抗滑移的计算

纵向或横向水平杆与立杆连接时, 扣件的抗滑承载力按照下式计算:

$$R \leq R_c$$

其中 R_c —— 扣件抗滑承载力设计值, 取 8.00kN ;

R —— 纵向或横向水平杆传给立杆的竖向作用力设计值;

上部荷载没有通过纵向或横向水平杆传给立杆, 无需计算。

单扣件抗滑承载力的设计计算不满足要求, 可以考虑采用双扣件!

五、立杆的稳定性计算

不考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式

$$\sigma = \frac{N}{\phi A} \leq [f]$$

其中 N —— 立杆的轴心压力设计值, 它包括:

横杆的最大支座反力 $N_1 = 12.28\text{kN}$ (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.35 \times 0.972 = 1.312\text{kN}$

顶部立杆段, 脚手架钢管的自重 $N_2 = 1.35 \times 0.229 = 0.309\text{kN}$

非顶部立杆段 $N = 12.280 + 1.312 = 13.592\text{kN}$

顶部立杆段 $N = 12.280 + 0.309 = 12.588\text{kN}$

ϕ —— 轴心受压立杆的稳定系数, 由长细比 l_0/i 查表得到;

i —— 计算立杆的截面回转半径 (cm); $i = 1.60$

A —— 立杆净截面面积 (cm^2); $A = 4.24$

W —— 立杆净截面抵抗矩 (cm^3); $W = 4.49$

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值 (N/mm^2);

$[f]$ —— 钢管立杆抗压强度设计值, $[f] = 205.00\text{N/mm}^2$;

l_0 —— 计算长度 (m);

参照《扣件式规范》2011, 由公式计算

$$\text{顶部立杆段: } l_0 = k u_1 (h + 2a) \quad (1)$$

$$\text{非顶部立杆段: } l_0 = k u_2 h \quad (2)$$

k —— 计算长度附加系数, 按照表 5.4.6 取值为 1.155;

u_1, u_2 —— 计算长度系数, 参照《扣件式规范》附录 C 表;

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度; $a = 0.30\text{m}$;

顶部立杆段: $a = 0.2\text{m}$ 时, $u_1 = 1.540, l_0 = 3.380\text{m}; \lambda = 3380/16.0 = 211.883, \phi = 0.163$

$$\sigma = 12588 / (0.163 \times 423.9) = 182.560\text{N/mm}^2$$

$a = 0.5\text{m}$ 时, $u_1 = 1.215, l_0 = 3.508\text{m}; \lambda = 3508/16.0 = 219.957, \phi = 0.152$

$$\sigma = 12588 / (0.152 \times 423.9) = 195.371\text{N/mm}^2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.300$ 时, $\sigma=186.830\text{N/mm}_2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951, l_0=3.380\text{m}; \lambda=3380/16.0=211.919, \phi=0.163$

$\sigma=13592/(0.163 \times 423.9)=197.110\text{N/mm}_2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$, 满足要求!
考虑风荷载时, 立杆的稳定性计算公式为:

$$\sigma = \frac{N_w}{\phi A} + \frac{M_w}{W} \leq [f]$$

风荷载设计值产生的立杆段弯矩 M_w 计算公式

$$M_w = 0.9 \times 1.4 W_k l_a h^2 / 10$$

其中 W_k —— 风荷载标准值(kN/m^2);

$W_k = 0.300 \times 1.000 \times 0.115 = 0.035\text{kN/m}^2$

h —— 立杆的步距, 1.50m ;

l_a —— 立杆迎风面的间距, 0.90m ;

l_b —— 与迎风面垂直方向的立杆间距, 0.90m ;

风荷载产生的弯矩 $M_w = 0.9 \times 1.4 \times 0.035 \times 0.900 \times 1.500 \times 1.500 / 10 = 0.009\text{kN.m}$;

N_w —— 考虑风荷载时, 立杆的轴心压力最大值;

顶部立杆 $N_w = 12.280 + 1.4 \times 0.972 + 0.9 \times 1.4 \times 0.009 / 0.900 = 13.604\text{kN}$

非顶部立杆 $N_w = 12.280 + 1.4 \times 0.229 + 0.9 \times 1.4 \times 0.009 / 0.900 = 12.601\text{kN}$

顶部立杆段: $a=0.2\text{m}$ 时, $u_1=1.540, l_0=3.380\text{m}; \lambda=3380/16.0=211.883, \phi=0.163$

$$\sigma = 12601 / (0.163 \times 423.9) = 184.699\text{N/mm}_2$$

$a=0.5\text{m}$ 时, $u_1=1.215, l_0=3.508\text{m}; \lambda=3508/16.0=219.957, \phi=0.152$

$$\sigma = 12601 / (0.152 \times 423.9) = 184.699\text{N/mm}_2$$

依据规范做承载力插值计算 $a=0.300$ 时, $\sigma=184.699\text{N/mm}_2$, 立杆的稳定性计算 $\sigma < [f]$,

满足要求!

非顶部立杆段: $u_2=1.951, l_0=3.38\text{m}; \lambda=3380/16.0=211.919, \phi=0.163$

$$\sigma = 13604 / (0.163 \times 423.9) = 199.249\text{N/mm}_2, \text{立杆的稳定性计算 } \sigma < [f], \text{ 满足要求!}$$

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接墙件, 否则存在安全隐患。

六、基础承载力计算

立杆基础底面的平均压力应满足下式的要求

$$p \leq f_g$$

其中 p —— 立杆基础底面的平均压力 (kN/m^2), $p = N/A$; $p = 54.37$

N —— 上部结构传至基础顶面的轴向力设计值 (kN); $N = 13.59$

A —— 基础底面面积 (m^2); $A = 0.25$

f_g —— 地基承载力设计值 (kN/m^2); $f_g = 120.00$

地基承载力设计值应按下列公式计算

$$f_g = k_c \times f_{gk}$$

其中 k_c —— 脚手架地基承载力调整系数; $k_c = 0.40$

f_{gk} —— 地基承载力标准值; $f_{gk} = 300.00$

地基承载力的计算满足要求!

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：<https://d.book118.com/767036024005010012>