

××建筑多层多功能厅 楼盖结构设计计算书

一、设计大体资料

(1) 建筑平面布置: 平面尺寸 $12 \times 36\text{m}^2$, 四边边柱柱距 6000mm , 厅中无柱, 楼面标高。建筑平面布置见附图。

(2) 结构做法: 本工程采纳全现浇钢筋混凝土屋盖和框架。

(3) 屋面做法: 不上人屋面, 88J1 屋 3B (屋面做法重量: m^2)。

(4) 不上人屋面活荷载标准值按 m^2 计算, 雪荷载按 m^2 计算。

(5) 本工程所处地域大体风压值为 m^2 。

(6) 本工程不进行抗震设防。

(6) 材料选用: 楼板、梁用混凝土均采纳 C25 级, 钢筋直径 $\leq 12\text{mm}$ 时采纳 HPB235, 直径 $> 12\text{mm}$ 时, 选用 HRB335 钢筋。

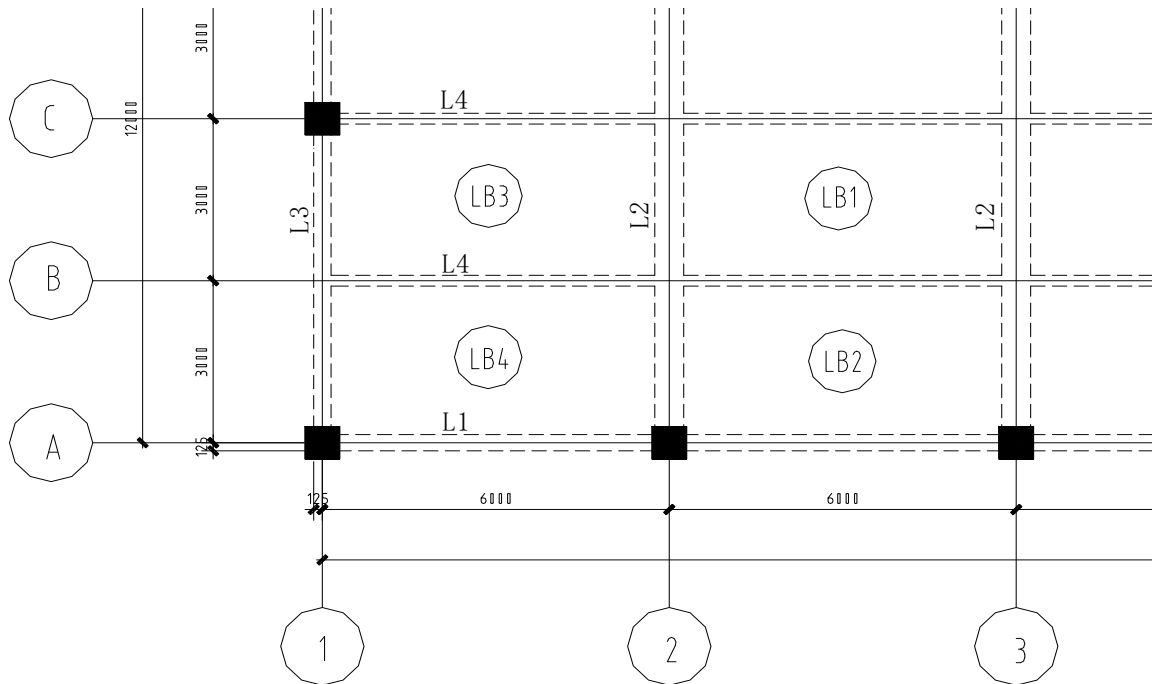
(7) 构件尺寸:

构件类型	截面高度 h 和跨度 l 的比值	附加条件	跨度 (1)	高度 (h)	宽度 (b)
双向板	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{45}$	$160\text{mm} \geq h \geq 80\text{mm}$	3000mm	取 100mm	
多跨连续主梁 (L1)	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{14} \sim \frac{1}{8}$	$428\text{mm} \sim 750\text{mm}$	7200mm	取 600mm	取 250mm
单跨连续主梁 (L2)	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{14} \sim \frac{1}{8}$	$857\text{mm} \sim 1500\text{mm}$	12000mm	取 1200mm	取 500mm
双跨连续主梁 (L3)	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{14} \sim \frac{1}{8}$	$428\text{mm} \sim 750\text{mm}$	6000mm	取 500mm	取 250mm
多跨连续次梁 (L4)	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{14} \sim \frac{1}{12}$	$333\text{mm} \sim 500\text{mm}$	7200mm	取 600mm	取 200mm

柱截面拟定尺寸为 $600 \times 600\text{mm}^2$

二、楼盖板计算

1. 楼盖板结构布置如以下图



2. 荷载计算

100mm 钢筋混凝土板 $\times 25 = m^2$

88J1 楼 44 m^2

20mm 厚水泥砂浆抹灰 $\times 20 = m^2$

恒载标准值 $g_k = m^2$

活载标准值 $q_k = m^2$

荷载设计值 $P = \times + \times 4 = m^2$

区格

$$l_x = 3000 - 200 = 2800mm, \quad l_y = 6000 - 500 = 5500mm$$

$$n = \frac{I_y}{I_x} = 1.96, \text{ 故取 } \alpha = 0.26, \beta = 2.2$$

LB1 区格为四边持续板，周围有梁，内力折减系数为

$$m_x = \frac{0.8pI_x^2(3n-1)}{24(n+n\beta+\alpha+\alpha\beta)}$$

$$= \frac{0.8 \times 11.84 \times 2.8^2 \times (3 \times 1.96 - 1)}{24 \times (1.96 + 1.96 \times 2.2 + 0.26 + 0.26 \times 2.2)} = 2.13 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{取 } \gamma = 0.9, h_{0x} = 80\text{mm}, h_{0y} = 70\text{mm}, f_y = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\min} = 0.45 f_t / f_y = 0.272\% > 0.2\%$$

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \times bh = 0.272\% \times 1000 \times 100 = 272\text{mm}^2$$

截面位置	弯矩设计值 (kN·m/m)	h_0 (mm)	$A_s = \frac{m}{f_y \gamma h}$ (mm ² /m)	实配钢筋
短跨跨中	$m_x = 2.13$	80	141 < 272	$\phi 8 - 180,279\text{mm}^2$
长跨跨中	$m_y = \alpha m_x$ $= 0.26 \times 2.13 = 0.55$	70	42 < 272	$\phi 8 - 180,279\text{mm}^2$
短跨支座	$m'_x = m''_x = \beta m_x$ $= 2.2 \times 2.13 = 4.69$	80	310	$\phi 8 - 160,314\text{mm}^2$
长跨支座	$m'_y = m''_y = \beta m_y$ $= 2.2 \times 0.55 = 1.21$	70	91 < 272	$\phi 8 - 180,279\text{mm}^2$

区格

$$I_x = 3000 - 250 - 200 + 250/2 = 2675\text{mm}, I_y = 6000 - 500 = 5500\text{mm}$$

$$n = \frac{I_y}{I_x} = 2.06, \text{ 故取 } \alpha = 0.24, \beta = 2.0$$

LB2 区格为一长边简支，内力折减系数为

LB1 和 LB2 有一个一起的短跨支座，支座配筋在 LB1 区格计算中已选定，为

$$\phi 8 - 160,314 \text{ mm}^2$$

$$\text{故 } m'_x = A_s f_y \gamma h_0 = 314 \times 210 \times 0.9 \times 80 = 4.75 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$m_x = \frac{\frac{pI_x^2}{12} (3n - 1) - nm'_x}{2n + 2\alpha + 2\alpha\beta}$$

$$= \frac{11.84 \times 2.675^2}{12} (3 \times 2.06 - 1) - 2.06 \times 4.75}{2 \times 2.06 + 2 \times 0.24 + 2 \times 0.24 \times 2.0} = 4.82 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

截面位置	弯矩设计值 (kN · m/m)	h_0 (mm)	$A_s = \frac{m}{f_y \gamma h}$ (mm ² /m)	实配钢筋
短跨跨中	$m_x = 4.82$	80	319	$\phi 8 - 160,314 \text{ mm}^2$
长跨跨中	$m_y = \alpha m_x$ $= 0.24 \times 4.82 = 1.16$	70	88 < 272	$\phi 8 - 180,279 \text{ mm}^2$
长跨支座	$m'_y = m''_y = \beta m_y$ $= 2.0 \times 1.16 = 2.32$	70	175 < 272	$\phi 8 - 180,279 \text{ mm}^2$

区格

$$I_x = 3000 - 200 = 2800 \text{ mm}, \quad I_y = 6000 - 500/2 - 250/2 = 5625 \text{ mm}$$

$$n = \frac{I_y}{I_x} = 2.01, \quad \text{故取 } \alpha = 0.25, \quad \beta = 2.0$$

LB3 区格一短边简支，内力折减系数为

LB1 和 LB3 有一个一起的长跨支座，支座配筋在 LB1 区格计算中已选定，为 $\phi 8 - 180,279 \text{ mm}^2$

$$\text{故 } m'_y = A_s f_y \gamma h_0 = 279 \times 210 \times 0.9 \times 70 = 3.69 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$m_x = \frac{\frac{pI_x^2}{12} (3n - 1) - m'_y}{2n + 2\alpha + 2n\beta}$$

$$= \frac{11.84 \times 2.8^2}{12} (3 \times 2.01 - 1) - 3.69$$

$$= \frac{11.84 \times 2.8^2}{2 \times 2.01 + 2 \times 0.25 + 2 \times 0.25 \times 2.0} = 6.38 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

截面位置	弯矩设计值 (kN·m/m)	h_0 (mm)	$A_s = \frac{m}{f_y \gamma h}$ (mm ² /m)	实配钢筋
短跨跨中	$m_x = 6.38$	80	422	$\phi 10 - 180,436 \text{ mm}^2$
长跨跨中	$m_y = \alpha m_x$ $= 0.25 \times 6.38 = 1.60$	70	121 < 272	$\phi 8 - 180,279 \text{ mm}^2$
短跨支座	$m'_x = m''_x = \beta m_x$ $= 2.0 \times 6.38 = 12.76$	80	844	$\phi 12 - 130,870 \text{ mm}^2$

区格

$$I_x = 2675 \text{ mm}, I_y = 5625 \text{ mm}$$

$$n = \frac{I_y}{I_x} = 2.10, \text{ 故取 } \alpha = 0.23, \beta = 2.0$$

LB4 区格为角区格 (两邻边简支, 另两邻边持续), 内力折减系数为

LB4 和 LB2 有一个一起的长跨支座, 支座配筋在 LB1 区格计算中已选定, 为 $\phi 8 - 180,279 \text{ mm}^2$

$$\text{故 } m'_y = A_s f_y \gamma h_0 = 279 \times 210 \times 0.9 \times 70 = 3.69 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

LB4 和 LB3 有一个一起的短跨支座, 支座配筋在 LB1 区格计算中已选定, 为 $\phi 12 - 130,870 \text{ mm}^2$

$$\text{故 } m'_x = A_s f_y \gamma h_0 = 870 \times 210 \times 0.9 \times 80 = 13.15 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$m_x = \frac{\frac{p I_x^2}{12} (3n - 1) - m'_y - n m'_x}{2n + 2\alpha}$$

$$= \frac{11.84 \times 2.675^2}{12} (3 \times 2.10 - 1) - 3.69 - 2.10 \times 13.15$$

$$= \frac{11.84 \times 2.675^2}{2 \times 2.10 + 2 \times 0.23} = 1.31 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

截面位置	弯矩设计值 (kN·m/m)	h_0 (mm)	$A_s = \frac{m}{f_y \gamma h}$ (mm ² /m)	实配钢筋
短跨跨中	$m_x = 1.31$	80	86 < 272	$\phi 8 - 180, 279 \text{ mm}^2$
长跨跨中	$m_y = \alpha m_x$ $= 0.23 \times 1.31 = 0.30$	70	23 < 272	$\phi 8 - 180, 279 \text{ mm}^2$

三、次梁 (L₄) 计算

纵筋 HRB335 级钢筋，箍筋 HPB235 级钢筋，C25 混凝土，梁高 $h=400\text{mm}$ ，梁宽 $b=200\text{mm}$ ，保护层厚度 35mm。

1. 荷载计算

梯形荷载：

由板传来的恒载 $\times 3 = \text{m}$

活载标准值 $q_k = \times 3 = \text{m}$

均布荷载：

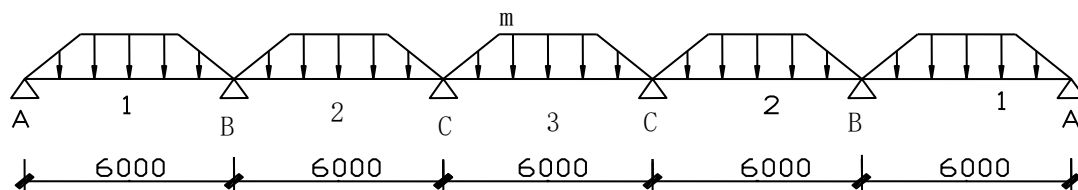
次梁自重 $25 \times \times (\) = \text{m}$

次梁抹灰 $17 \times \times 2 \times (\) = \text{m}$

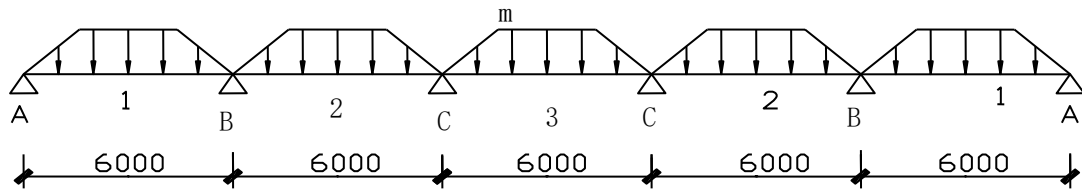
次梁总自重 kN/m

2. 内力计算

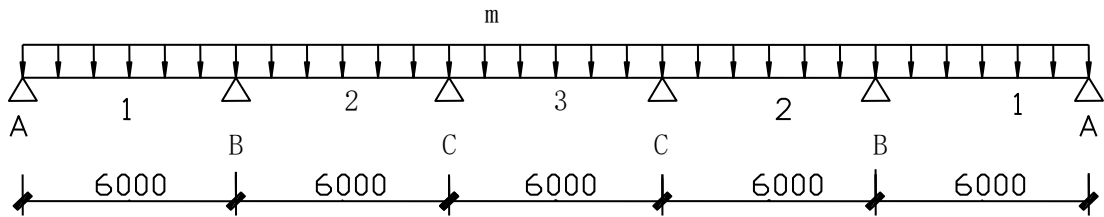
以下图别为板传递的恒载简化计算简图、活载简化计算简图和梁自重简化计算简图：



板传递的恒载简化计算简图



板传递的活载简化计算简图



梁自重简化计算简图

计算跨度

边跨 净跨 $l_{n1}=6000-250-125=5625\text{mm}$

计算跨度 $l_{01}=5625+=5688\text{mm}$

中间跨 净跨 $l_{n2}=6000-500=5500\text{mm}$

计算跨度 $l_{02}=l_{n2}=5500\text{mm}$

(1) 次梁弯矩计算

截面位置	1	B 支座	2	C 支座	3
α_1					
$M_1 = \alpha q l_0^2 (kN \cdot m)$					
调幅 M'_1	40	-35	21	-35	21
α_2					
$M_2 = \alpha q l_0^2 (kN \cdot m)$					
调幅 M'_2	35	-28	16	-28	16
α_3					
$M_3 = \alpha q l_0^2 (kN \cdot m)$					

调幅 M'_3	5				
$M' = 1.2M'_1 + 1.4M'_2 + 1.2M'_3$	103				

(2) 次梁剪力计算

截面位置	支座 A	支座 B _L	支座 B _R	支座 C _L	支座 C _R
β_1					
$V_1 = \beta q l_n (kN)$					
$V_2 = \beta q l_n (kN)$					
β_2					
$V_3 = \beta q l_n (kN)$					
$V = 1.2V_1 + 1.4V_2 + 1.2V_3 (kN)$					

3. 配筋计算

(1) 正截面受弯承载力计算

次梁跨中截面按 T 形截面计算，其翼缘宽度为

$$\text{边跨 } b'_f = \frac{1}{3} l_0 = \frac{1}{3} \times 5688 = 1896 \text{ mm} < b + s_n = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{中跨 } b'_f = \frac{1}{3} l_0 = \frac{1}{3} \times 5500 = 1833 \text{ mm} < b + s_n = 3000 \text{ mm}$$

翼缘厚度为 $h'_f = 80 \text{ mm}$ ， $h = 400 \text{ mm}$ ， $h_0 = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$

$$f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 11.9 \times 1833 \times 80 \times \left(365 - \frac{80}{2} \right) = 567.13 \text{ kN} \cdot \text{m} > 103 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故次梁跨中截面均按第一类 T 形截面计算。

次梁支座截面按矩形截面计算， $b = 200 \text{ mm}$ ， $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ ，

$$f_y = 300 \text{ N/mm}^2。$$

截面位置	1	B	2	C
$M(kN \cdot m)$	103			
$b'_f(mm)$	1896	200	1833	200
$\alpha_s = \frac{M}{f_c b'_f h_0^2}$				
$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s}$				
$A_s = \frac{\xi f_c b'_f h_0}{f_y} (mm^2)$	977	943	451	943
实配钢筋	2Φ25, 982mm ²	2Φ25, 982mm ²	3Φ14, 461mm ²	2Φ25, 982mm ²

其中 ξ 均小于，符合塑性内力重力散布的条件

$$\rho = \frac{461}{200 \times 400} = 0.58\% > \rho_{\min} = 0.2\% / 45 \frac{f_t}{f_y} = 45 \frac{1.27}{300} = 0.19\%$$

(2) 斜截面受剪承载力计算

$$b = 200mm, \quad h_0 = 400 - 35 = 365mm, \quad f_c = 11.9 N/mm^2,$$

$$f_t = 1.27 N/mm^2, \quad f_{yv} = 210 N/mm^2, \quad h_w/b = 1.825 < 4$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 11.9 \times 200 \times 365 = 217kN > V \quad \text{故截面适合}$$

$$0.7f_t b h_0 = 0.7 \times 1.27 \times 200 \times 365 = 65kN$$

截面位置	支座 A	支座 B _L	支座 B _R	支座 C
$V(kN)$				
箍筋肢数、 直径、间距	双肢 Φ8 - 200	双肢 Φ8 - 200	双肢 Φ8 - 200	双肢 Φ8 - 200
$V_{cs} = 0.7f_t b h_0 + 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$	113kN > V 满足	113kN > V 满足	113kN > V 满足	113kN > V 满足
实配钢箍	双肢	双肢	双肢	双肢

	$\phi 8 - 200$	$\phi 8 - 200$	$\phi 8 - 200$	$\phi 8 - 200$
--	----------------	----------------	----------------	----------------

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{b_s} = \frac{2 \times 50.3}{200 \times 200} = 0.149\% > (\rho_{sv})_{\min} = 0.24 \frac{f_t}{f_{yv}} = 0.24 \frac{1.27}{210} = 0.145\%$$

$$s_{\max} = 200\text{mm}, d_{\min} = 6\text{mm}。$$

知足构造要求。

四、横向主梁计算

纵筋 HRB400 级钢筋，箍筋 HRB335 级钢筋，C30 品级混凝土，梁高 $h=600\text{mm}$ ，梁宽 $b=300\text{mm}$ ，爱惜层厚度 25mm 。

1. 荷载计算

梯形荷载：

由板传来的恒载

$$\times = \text{m}$$

活载标准值

$$q_k = 4 \times = 6\text{kN/m}$$

均布荷载：

主梁自重

$$25 \times \times (\) = \text{m}$$

主梁侧抹

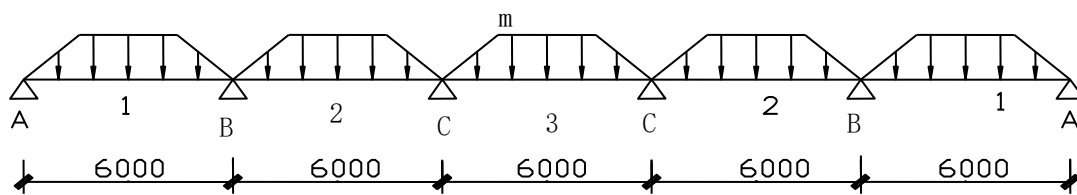
$$17 \times \times 2 \times (\) = \text{m}$$

主梁总自重

$$\text{m}$$

2. 内力计算

以下图别离为板传递的恒载简化计算简图、活载简化计算简图和梁自重简化计算简图：



板传递的恒载简化计算简图

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可

如要下载或阅读全文，请访问：

<https://d.book118.com/1481310510430>