

90-2826-2

建筑结构按新规范设计资料

# 多层砌体房屋结构 按新规范设计实例

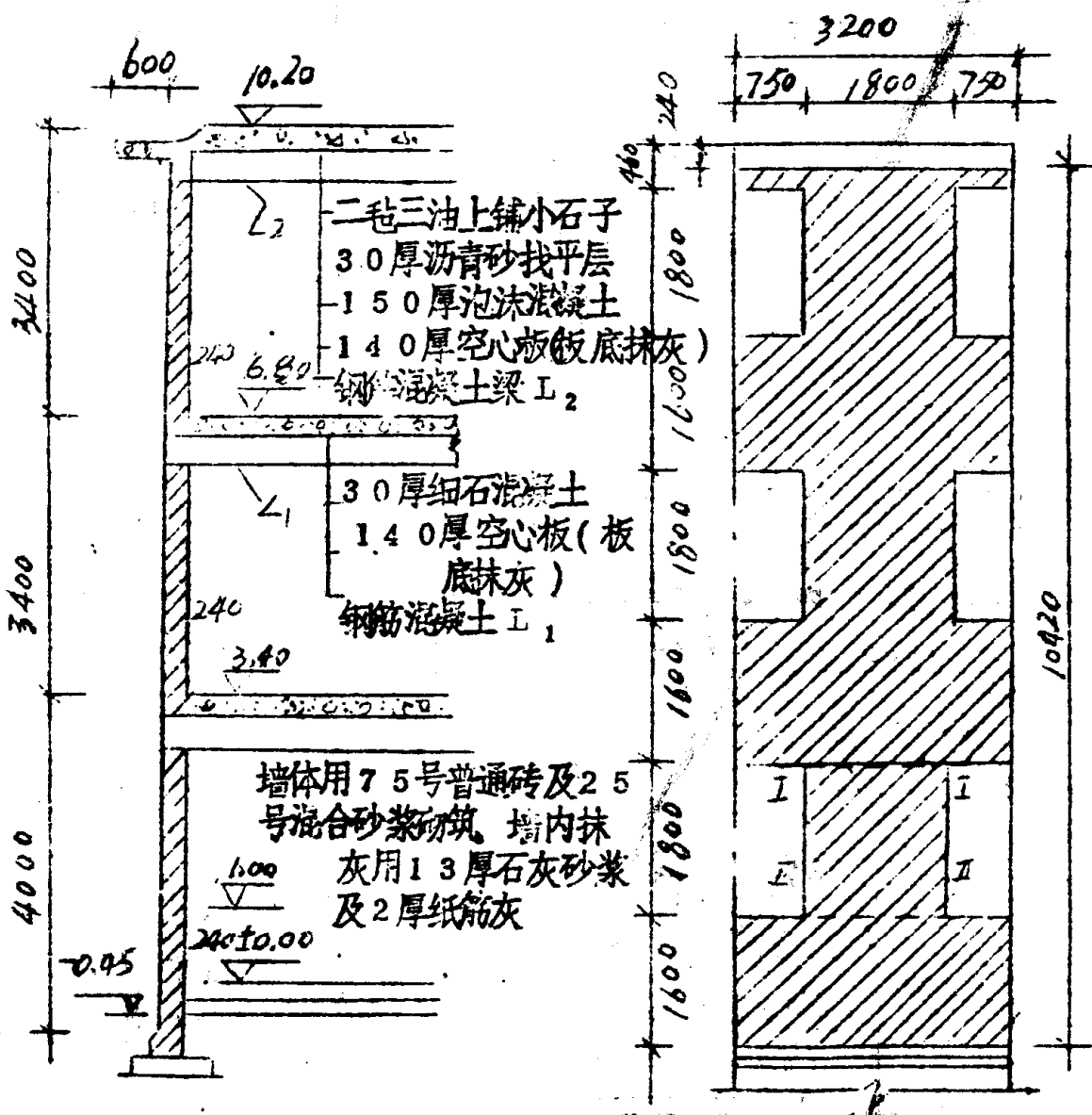
(TJ-7)

武汉工业大学建筑系资料室  
武汉市汉南建筑高新技术研究所  
一九九四年八月

# 多层砌体房屋结构按新规范设计

(TJ-7)

实例1 试验算图-1所示办公楼砖墙的强度及高厚比。办公楼的楼、屋面及墙身的做法，尺寸见图-2。



(a) 窗间墙剖面

(b) 窗间墙立面

窗间墙剖面、立面图

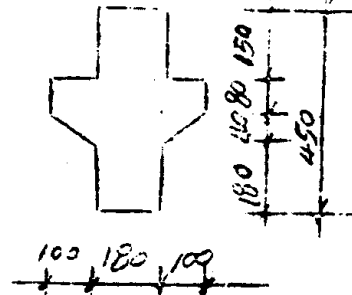
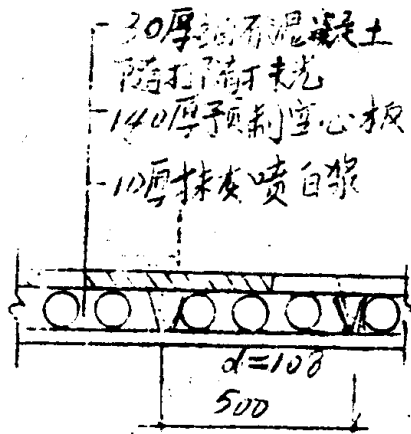
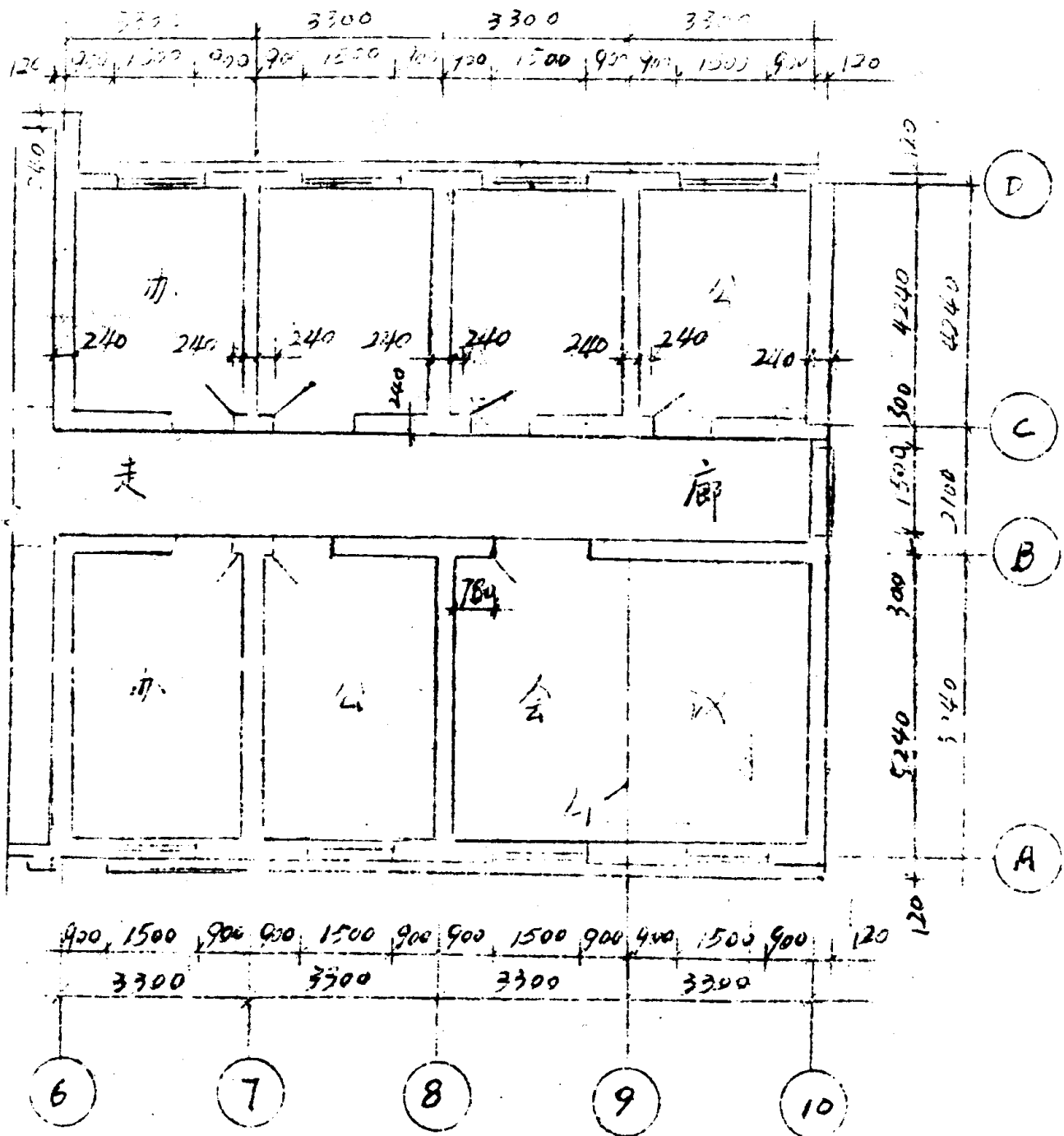


图-1 楼盖构造

解：计算方法及步骤如下：

在验算墙体的强度及高厚比时，只选最薄弱部位或荷载最大部位进行计算，如果这些部位的强度和高厚比满足要求，则其它部位也能保证安全。分析图-1可知：位于办公楼会议室支承 $L_1$ 的窗间墙处荷载最大，故应进行验算，其余部位的墙体，可不验算。

### 一、确定房屋的计算方案

横墙最大间距 $S = 6.6$ 米。房屋采用装配式钢筋混凝土屋盖和楼盖。查《TJ-4》表2得知刚性方案横墙最大间距为3.2米，而横墙厚度大于18厘米，走道开洞面积小于横墙总面积的50%，横墙长度11.82米大于房屋总高度的一半，因此房屋满足刚性方案的要求，窗间墙可按刚性方案进行验算。

### 二、墙体高厚比验算

因墙的厚度相等( $d = 24$ 厘米)，而底层高度最大，故只须验算底层墙的高厚比。

定 $H_0$ ，  $S = 6.6$  m,  $H = 4$  m

$$\frac{S}{H} = \frac{6.6}{4} = 1.65, \quad \text{即 } S = 1.65H$$

按 $2H > S > H$ 查附录表1.0得

$$H_0 = 0.4S + 0.2H = 0.4 \times 6.6 + 0.2 \times 4 = 3.44 \text{ m}$$

定 $[\beta]$ ：按M2.5砂浆查《TJ-4》表4得 $[\beta] = 2.2$

定 $\mu_2$ ：

$$S = 3.3 \text{ m}, \quad b_S = 1.5 \text{ m}$$



$$\mu_2 = 1 - 0.4 \frac{b_s}{S} = 1 - 0.4 \frac{1.5}{8.3} = 1 - 0.072 = 0.928$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{3.44}{2.4} = 14.3 < \mu_1 \mu_2 [\beta] = 1 \times 0.928 \times 22 = 20.416 \quad (\text{可以})$$

### 三、确定危险截面的位置

在一般情况下，多层房屋的底层墙体，其高度和荷载均比上层墙体大，当各层墙的厚度相等时，底层墙体受力最大，尤其是底层窗间墙因截面削弱最多，其受力情况更为不利。位于底层窗间墙下缘的截面 I - I（如图 - 2 所示）。直接受到楼盖传来的偏心荷载作用，截面上弯矩最大；而位于底层窗间墙下缘的截面 II - II，虽然截面上弯矩较小，但其轴向力却比窗间的其他截面大。因此，截面 I - I 和 II - II 是底层墙体受力不利的截面，叫做危险截面，必须分别进行强度验算。

### 四、荷载作用

#### (一) 竖向荷载计算

截面 I - I 的荷载：

$L_2$  传来的屋面荷载计算设计值

二毡三油上铺小石子  $1.2 \times 0.35 = 0.42 \text{ KN/m}^2$

沥青砂  $1.2 \times 0.03 \times 18 = 0.65 \text{ KN/m}^2$

泡沫混凝土  $1.2 \times 0.15 \times 6 = 1.08 \text{ KN/m}^2$

空心板

$$1.2 \left( 0.14 + \frac{\pi \times 0.108^2}{4} \right) \times 25 \\ = 2.56 \text{ KN/m}^2$$

板底抹灰

$$1.2 \times 0.01 \times 17 = 0.2 \text{ KN/m}^2$$

---

$$\text{板上总恒载} = 4.91 \text{ KN/m}^2$$

梁 L<sub>2</sub> 自重 (见图-1)

$$1.20 \left( 0.18 \times 0.45 + 2 \times \frac{0.08 + 0.12}{2} \times 0.1 \right) \times 25 \\ = 3.02 \text{ KN/m}$$

板上活载 (按不上人屋面考虑)

$$1.4 \times 0.7 = 0.98 \text{ KN/m}^2$$

作用在 L<sub>2</sub> 梁上的均布线荷载为:

$$q = (4.91 + 0.98) \times 3.3 + 3.02 \\ = 22.46 \text{ KN/m}$$

故 L<sub>2</sub> 梁传给窗间墙的荷载为:

$$N_1 = \frac{1}{2} qL = \frac{1}{2} \times 22.46 \times 5.18 = 58.17 \text{ KN}$$

挑檐重量

$$\text{油毡五层做法} \quad 1.2 \times 0.74 \times 3.3 \times 0.35 = 1.03 \text{ KN}$$

$$\text{钢筋混凝土板} \quad 1.2 \times 0.06 \times 0.74 \times 3.3 \times 25 = 4.4 \text{ KN}$$

$$\text{板底粉刷} \quad 1.2 \times 0.015 \times 0.8 \times 3.0 \times 17 = 0.81 \text{ KN}$$

$$\text{活载} \quad 1.4 \times 0.54 \times 3.3 \times 0.7 = 1.75 \text{ KN}$$

$$N_2 = 7.9 \text{ KN}$$

墙及抹灰重:

$$\begin{aligned} N_3 &= 1.2 \times (0.24(1.8 \times 7.26 + 1.5 \times 3.66) \\ &\quad \times 18 + 0.015(1.8 \times 7.26 + 1.5 \times 3.66) \times 17) \\ &= 102.12 \text{ KN} \end{aligned}$$

木框玻璃窗重:

$$N_4 = 1.2 \times 2 \times 1.5 \times 1.8 \times 0.3 = 1.92 \text{ KN}$$

两层楼盖  $L_1$  梁传来荷载 (已知作用在  $L_1$  梁上的线荷载  $q = 20 \text{ KN/m}$ , 其计算方法同  $L_2$  梁, 故不再列式计算):

$$\begin{aligned} N_5 &= 2N_L = 2 \times \frac{1}{2} qL = 2 \times \frac{1}{2} \times 20 \times 5.18 = 2 \times 51.8 \\ &= 103.6 \text{ KN} \end{aligned}$$

作用在 I - I 截面上的总竖直荷载为:

$$\begin{aligned} N &= N_1 + N_2 + N_3 + N_5 \\ &= 58.17 + 7.99 + 102.12 + 1.92 + 103.6 \\ &= 273.8 \text{ KN} \end{aligned}$$

作用在 II - II 截面的荷载:

作用在 II - II 截面的荷载比 I - I 截面的荷载增加一个窗间墙和一个窗重。

一个窗间墙重:

$$N_6 = 1.2 \times (0.24 \times 1.8 \times 1.8 \times 18 + 0.015 \times 1.8 \times 1.8$$

$$\begin{aligned} & \times 1.7) \\ & = 17.8 \text{ KN} \end{aligned}$$

一个窗重:

$$N_7 = \frac{1}{2} N_4 = \frac{1}{2} \times 1.92 = 0.96 \text{ KN}$$

作用在 II—II 截面上的总竖直荷载为:

$$\begin{aligned} N &= 273.8 + 17.8 + 0.96 \\ &= 292.56 \text{ KN} \end{aligned}$$

### □ 水平荷载的计算

设图-1 的办公楼的建设地点是北京地区, 基本风压值为  $0.35 \text{ KN/m}^2$ , 房屋层高为  $3.4 \text{ 米}$ , 房屋总高为  $10.2 \text{ 米}$ 。上述二项数值均小于《TJ-4》表 3 第一列的数值(见砖石结构), 且门窗洞口平均截面面积不超过全截面面积的  $2/3$ ; 屋面自重为  $4.91 \text{ KN/m}^2$  大于  $0.80 \text{ KN/m}^2$  故不考虑水平风荷载的影响。

### 五、内力计算

截面上轴力等于上部结构传来竖向荷载, 已在上面求出了, 这里只是求弯矩。

由于二层以上的荷载都是作用在墙的截面中心, 对截面 I—I 不产生弯矩, 因此计算弯矩时只考虑二层梁  $L_1$  的偏心影响。墙体的弯矩如图-3 所示。

$L_1$  梁的高度  $h_0 = 45 \text{ cm}$ , 则

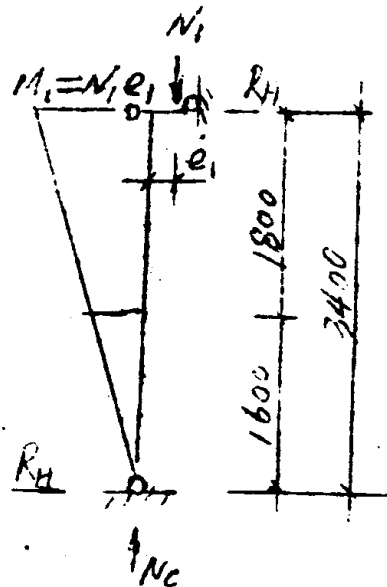


图-3 墙体的弯矩图



$$a_L = 10 \sqrt{\frac{h_0}{f}} = 10 \sqrt{\frac{450}{1.19}} = 194 \text{ mm} > a = 180 \text{ mm}$$

取  $a_L = 18 \text{ cm}$

$$e_1 = 12 - 0.4 a_L = 12 - 0.4 \times 18 = 4.8 \text{ cm} = 48 \text{ mm}$$

$$M_1 = N_L \cdot e_1 = 51.8 \times 4.8 = 248.64 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$= 2486400 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

由图-3的弯矩图比例关系可求出:

$$M_{II} = \frac{160}{340} M_I = \frac{160}{340} \times 2486400$$

$$= 1170070 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

## 六、受压强度验算

(一) I-I 截面

$$N = 273.8 \text{ KN} = 273800 \text{ N}, M_I = 2486400 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$e_0 = \frac{M_I}{N} = \frac{2486400}{273800} = 9.1 \text{ mm}$$

$$\frac{e_0}{Y} = \frac{9.1}{120} = 0.076 < 0.7$$

定  $\gamma_a$ :

$$A = 240 \times 1800 = 432000 \text{ mm}^2 = 0.432 \text{ m}^2 > 0.3 \text{ m}^2$$

故取  $\gamma_a = 1$

定  $\varphi$ :

$$\frac{S}{H} = \frac{6.6}{3.4} = 1.94, \text{ 即 } S = 1.94H$$

由附录表 10 得:

$$H_0 = 0.4S + 0.2H = 0.4 \times 6.6 + 0.2 \times 3.4 \\ = 3.32 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{H_0}{h} = \frac{3.32}{0.24} = 13.83$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{9.1}{240} = 0.038$$

查附录表 8  $\varphi = 0.65$

查附录表 1 得 MU7.5 砖及 M2.5 砂浆  $f = 1.19 \text{ KN/mm}^2$

依据  $N < \varphi \gamma_n A f$  验算

$$N = 273800 \text{ N} < 1 \times 0.65 \times 432000 \times 1.19 \\ = 336900 \text{ N (安全)}$$

(二) II - II 截面

$$N = 293.56 \text{ KN} = 292560 \text{ N},$$

$$M_{II} = 1170070 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$e_0 = \frac{M_{II}}{N} = \frac{1170070}{292560} = 4 \text{ mm}$$

定  $\varphi$ :  $\beta = 13.83$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{i}{240} = 0.017$$

查附录表8得  $\varphi = 0.683$

$$N = 292560 \text{ N} < 1 \times 0.683 \times 432000 \times 1.19 \\ = 354067 \text{ N (安全)}$$

### 七、局部承压验算

$$N_L = 51.8 \text{ KN} = 51800 \text{ N}$$

$$A_L = 180 \times 180 = 32400 \text{ mm}^2$$

$$N_u = \frac{N}{A} \cdot A_L = \frac{(273800 - 51800)}{240 \times 180} \times 32400$$

$$= 18850 \text{ N}$$

$$\eta = 0.7$$

$$\xi = 1.5 - 0.5 \frac{A_0}{A_L}$$

计算面积:  $A_0 = h(2h + b) = 240(2 \times 240 + 180)$

$$= 158400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_0}{A_L} = \frac{158400}{32400} = 4.9 > 3$$

故取  $\xi = 0$

$$\gamma = 1 + 0.35 \sqrt{\frac{A_0}{A} - 1} = 1 + 0.35 \sqrt{4.9 - 1}$$

$$=1.59 < 2$$

依据  $\varepsilon N_u + N_L < \eta \gamma A_L f$

$$0 \times 18650 + 51800 = 51800 \text{ N} >$$

$$0.7 \times 1.69 \times 32400 \times 1.19$$

$$= 45995 \text{ N}$$

说明砌体局部受压强度不足，需设置垫块。而  $L_1$  梁为预制梁，故采用预制钢筋混凝土垫块  $180 \times 180 \times 500 \text{ mm}$ 。如图-4所示。

$$N_L = 51800 \text{ N}$$

$$A_b = a_b b_b = 180 \times 500 = 90000 \text{ mm}^2$$

$$N_u = \frac{273800 - 51800}{240 \times 1800} \times 90000 = 46250 \text{ N}$$

$$\gamma' = 0.8 \gamma = 0.8 \left( 1 + 0.3 \sqrt{\frac{A_0}{A_b}} - 1 \right)$$

$$= 0.8 \times \left( 1 + 0.3 \sqrt{\frac{158400}{90000}} - 1 \right)$$

$$= 0.8 (1 + 0.3 \times 0.87)$$

$$= 0.8 \times 1.3$$

$$= 1.04$$

$N_u$  作用在垫块重心处，而  $N_L$  对垫块的偏心距  $e_1 = 0.5a_L - 0.4a_L =$

$$0.1a_L = 0.1 \times 18 = 1.8 \text{ cm}$$

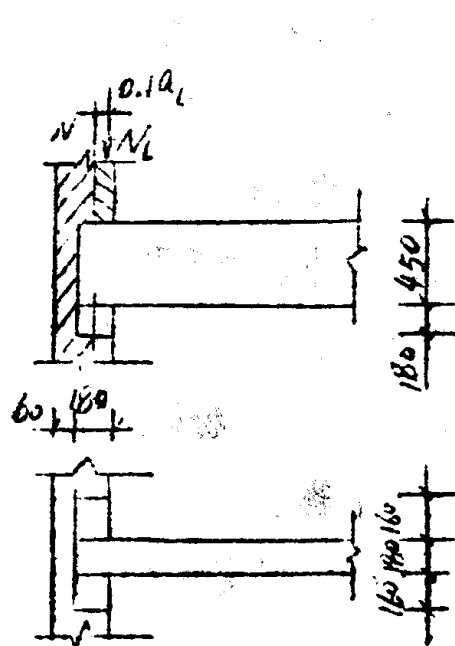


图-4 梁支座处

加设混凝土垫块图

由  $N_L$  引起的弯矩:

$$M = N_L e_1 = 51800 \times 18 = 932400 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{932400}{51800 + 46250} = 9.5 \text{ mm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{9.5}{240} = 0.04$$

按  $\beta < 3$  由附录表 8 查得  $\varphi = 0.956$

依据  $N_u + N_L \leq \varphi \gamma' A_b f$  验算:

$$\begin{aligned} 46250 + 51800 &= 98050 \text{ N} < 0.956 \times 1.04 \times 90000 \\ &\quad \times 1.19 \\ &= 107378 \text{ (安全)} \end{aligned}$$

实例 2: 某四层带地下室建筑物, 如图-5 所示。地下室高为 3.6 m, 其他各层开间为 3.6 m, 大梁截面为 200 mm × 450 mm, 伸入墙内 240 mm, 外墙厚 370 mm, 内墙厚 240 mm, 双面抹灰粉刷, 内外墙均采用 MU7.5 砖, M2.5 混合砂浆砌筑, 地下室墙为浆砌毛料石砌体, 采用 MU20 毛料石, M5 混合砂浆砌筑, 墙厚 500 mm 单面粉刷, 试验算其承载力。

〔解〕

(一) 确定静力计算方案

屋盖和楼盖采用钢筋混凝土梁板, 属第一类。当横墙间距  $S < 3.2 \text{ m}$  时属刚性方案。现横墙较大间距为 7.2 m, 故符合刚性方案要求。

外墙洞口水平截面为全截面面积的  $\frac{1}{2} < \frac{2}{3}$ ，层高  $3.4\text{ m} < 4.0\text{ m}$ ，

建筑物总高  $14\text{ m} < 28\text{ m}$ ，屋面自重  $3.59\text{ KN/m}^2 > 0.8\text{ KN/m}^2$ ，符合静力计算时可以不考虑风荷载影响的要求。

### (二) 验算高厚比

相邻横墙间距  $S=7.2\text{ m}$ ，层高  $H=3.4\text{ m}$ ， $S>2H$ ，由附表10知墙的计算高度  $H_0 = H = 3.4\text{ m}$ 。

外纵墙厚  $370\text{ mm}$ ，采用 M2.5 砂浆，窗洞宽  $b_1=1.8\text{ m}$ ，相邻

窗间墙中一中的间距  $s = 3.6\text{ m}$ ， $\frac{b_1}{s} = \frac{1.8}{3.6} = 0.5$ ，查附表

1.1 得墙的允许高度值为  $[H] = 6.51\text{ m} > H_0 = 3.4\text{ m}$ ，故高厚比满足要求。

地下室因每个开间均有横墙，其间距较密，不必验算墙的高厚比。

### (三) 荷载

#### 1. 荷载标准值

屋盖结构自重	二毡三油上铺小石子	$0.35\text{ KN/m}^2$
	20 mm 厚水泥砂浆找平层	$0.40\text{ KN/m}^2$
	50 mm 厚加气混凝土	$0.30\text{ KN/m}^2$
	120 mm 厚混凝土空心板	$2.20\text{ KN/m}^2$
	(包括灌缝)	
	20 mm 厚抹灰	$0.34\text{ KN/m}^2$
		<hr/>
		$3.59\text{ KN/m}^2$
楼盖结构自重	20 mm 厚水泥砂浆找平层	$0.40\text{ KN/m}^2$



	120mm厚混凝土空心板	2.20KN/m <sup>2</sup>
	(包括灌缝)	
	20mm厚抹灰	0.34KN/m <sup>2</sup>
		<hr/> 2.94KN/m <sup>2</sup>
大梁自重	0.2×0.45×25	2.25KN/m <sup>2</sup>
墙体自重	370mm厚砖墙	0.37×18=6.66KN/m <sup>2</sup>
双面20mm厚抹灰	2×0.36=	0.72KN/m <sup>2</sup>
		<hr/> 7.38KN/m <sup>2</sup>
钢窗自重		0.45KN/m <sup>2</sup>
石墙自重	500mm厚浆砌毛方石	0.5×24.8=12.4KN/m <sup>2</sup>
单面20mm厚抹灰		0.36KN/m <sup>2</sup>
		<hr/> 12.76KN/m <sup>2</sup>
屋面活荷载		0.7KN/m <sup>2</sup>
楼面活荷载		2.0KN/m <sup>2</sup>

## 2. 荷载计算

屋盖传到墙上的永久荷载标准值

$$\begin{aligned}
 P_{1k} &= 3.59 \times 3.6 \times (2.7 + 0.5) + 2.25 \times 2.7 \\
 &= 41.35 + 6.08 \\
 &= 47.43 \text{ (KN)}
 \end{aligned}$$

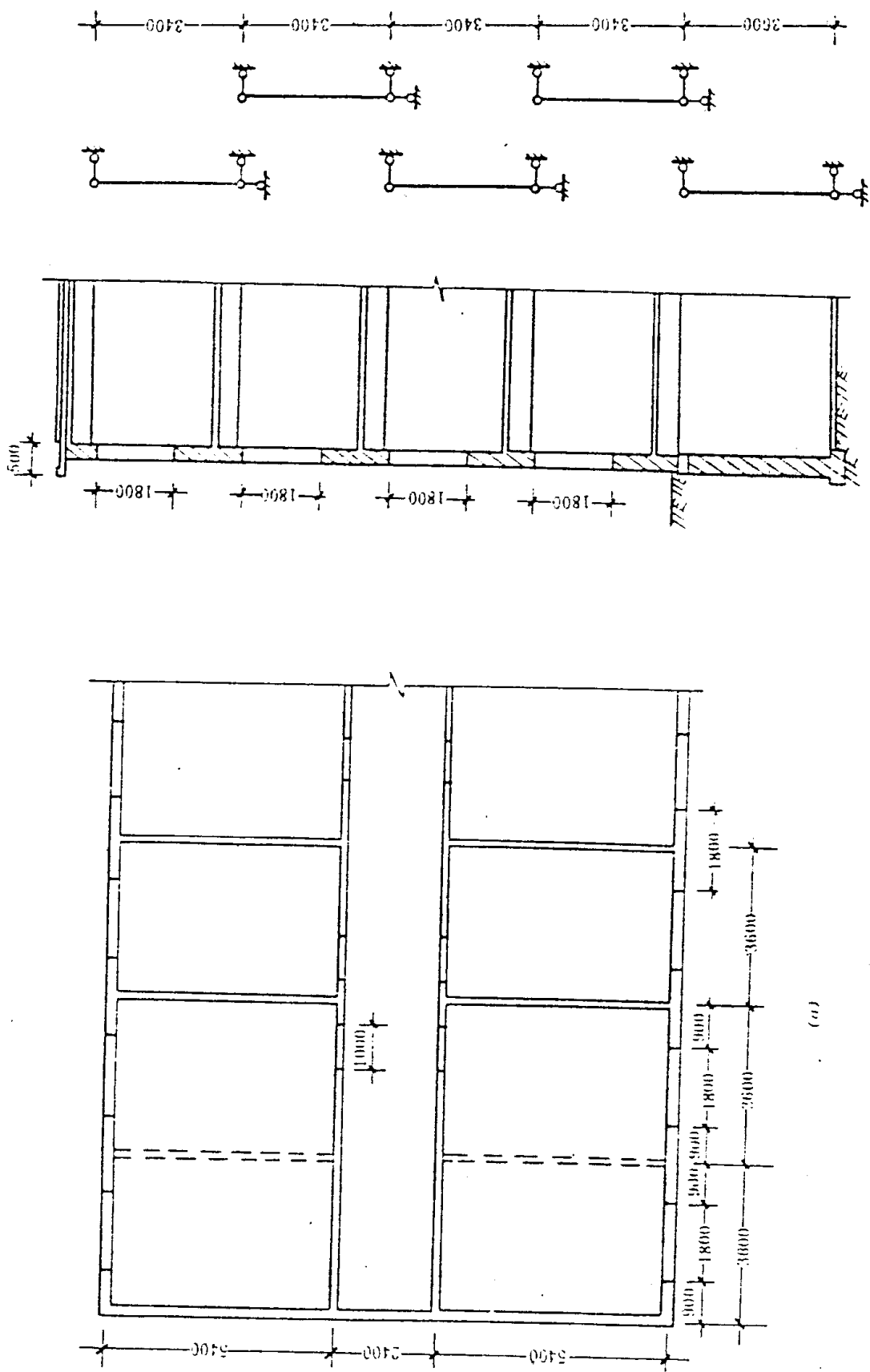
楼面传到墙上的永久荷载标准值

$$\begin{aligned}
 P_{2k} &= 2.94 \times 3.6 \times 2.7 + 2.25 \times 2.7 \\
 &= 28.57 + 6.08 = 34.65 \text{ (KN)}
 \end{aligned}$$

屋面梁高度范围内的墙重标准值

$$G_{1k} = 7.38 \times 3.6 \times 0.6 = 15.94 \text{ (KN)}$$

每层墙自重标准值:



(a)

(b)

(c)

图-5 某多层建筑物的平面图 (a) 剖面图 (b) 剖面图 (c) 计算简图

$$G_{2k} = 7.38 \times (3.6 \times 3.4 - 1.8 \times 1.8) + 0.45 \times 1.8 \times 1.8$$

$$= 66.42 + 1.46 = 67.88 \text{ (KN)}$$

屋面上传到墙上的可变荷载标准值

$$Q_{1k} = 0.7 \times 3.6 \times (2.7 + 0.5) = 8.06 \text{ (KN)}$$

楼面上传到墙上的可变荷载标准值

$$Q_{2k} = 2.0 \times 3.6 \times 2.7 = 19.44 \text{ (KN)}$$

### 3. 可变荷载折减系数

本建筑物为四层，

计算截面以上各楼层活荷载的

折减系数为 0.85。

### 四 内力分析

#### 1. 大梁支承反力的偏心距

大梁实际支承长度  $a = 240 \text{ mm}$ ，根据梁高  $h_e = 450 \text{ mm}$ ，砌体材料 MU7.5 砖，M2.5 砂浆，有效支承长度  $a_L$ ：

$$a_L = 10 \sqrt{\frac{h_c}{f}} = 10 \sqrt{\frac{450}{1.19}} = 19.4 \text{ mm}$$

支承反力作用点到墙内皮的距离：

$$\text{对屋盖梁 } C = 64 \text{ mm}$$

$$\text{对楼盖梁 } C = 78 \text{ mm}$$

支承反力的偏心距：

$$\text{对屋盖梁 } e_1 = \frac{h}{2} - c = \frac{370}{2} - 64 = 121 \text{ (mm)}$$

$$\text{对楼盖梁 } e_1 = \frac{h}{2} - c = \frac{370}{2} - 78 = 107 \text{ (mm)}$$