

# 1 工程概况

## 1.1 设计资料

### 1.1.1 资料

- 1) 气象条件：基本风压  $0.55\text{kN/m}^2$ ，基本雪压  $0.40\text{kN/m}^2$ 。
- 2) 工程地质条件：根据对建筑基地的勘察结果，地质情况见表 1。

表 1-1 建筑地层一览表(标准值)

Figure 1-1 List of construction formation(standard value)

序号	岩土分类	土层深度 (M)	厚度范围 (M)	地基承载力 fk (kpa)	桩端阻力 qp (kpa)	桩周摩擦力 qs (kpa)
1	粉质粘土	0.5~1.5	1.0	180		7.3
2	中砂	1.5~3.3	1.8	220		15.2
3	砾砂	3.3~6.3	3.0	310		19.0
4	圆砾	6.3 以下		370	2100	22.5

建筑地点冰冻深度：-1.2 M；  
建筑场地类别：II类场地土；  
地震设防烈度：7度。  
设计基本地震加速度： $0.15\text{m/s}^2$ ；  
设计地震分组：第一组；  
特征周期：0.35s。

- 3) 各种用房的活荷载标准值见现行《建筑结构荷载规范》。

### 1.1.2 依据

方针：适用、经济、美观；  
目的：满足不断发展的精神生活；  
原则：可持续发展，以人为本；  
统一体：社会效益、环境效益、经济效益。

## 1.2 建筑平面设计

### 1.2.1 使用部分的设计

- 1) 使用要求：

建筑面积： $8154\text{m}^2$ 。

使用功能：该建筑为某民用高层住宅楼，共 11 层，共两个单元，两个单元布置相同，每个单元一梯三户，为三室两厅、两室两厅和两室一厅，满足住房者的要求。

- 2) 门窗在房间平面中的布置：

规范规定：住宅中卧室、起居室的窗的窗地比 1/8，所以设计中窗的尺寸完全可以满足采光通风要求。窗采用平开窗和单框双玻推拉塑钢窗。门窗的尺寸不一，详见建筑设计图纸中的标注。所有住宅外门为乙级防火门、内门均为木门（其中楼梯间的门为双向开启木门），开启方向见建筑设计平面图纸。

房间平面设计中，门窗的大小与数量是否恰当，它们的位置和开启方式是否合理，对房间的平面使用效果也有很大影响。同时门窗的形式和组合方式又和建筑立面设计的关系极为密切。因为门窗的宽度在平面中表示，其高度在剖面中确定，而窗及外门的组合形式又只能在立面中看到全貌。因此在建筑平、立、剖面的设计过程中，门窗的布置须要多方面的综合考虑。

### 3) 房间布置设计

主要卧室要求床能两个方向布置，因此开间尺寸应保证床横放以后剩余的墙面还能开一扇门，常取 3.60m，深度方向应考虑横竖两个床中间再加一个床头柜或衣柜，取 5.10m。小卧室考虑床竖放以后能开一扇门或放一个床头柜，开间尺寸取 3.00m。为保证室内采光的的要求，一般单侧采光时进深不大于窗上口至地面距离的 2 倍，双侧采光时进深可较单侧采光时达一倍。一般民用建筑较经济的开间尺寸是不大于 4.00m，钢筋混凝土梁较经济的跨度是不大于 9.00m，按照建筑模数协调统一标准的规定，房间的开间和进深一般以 300mm 为模数。一般单股人流通行的最小宽度取 550mm，一个人侧身通行需要 300mm 宽，门的最小宽度一般为 700mm，常用于住宅中的浴室、厕所。住宅中卧室、厨房、阳台的门应考虑一人携带物品通行，卧室、厨房取 900mm。住宅入户门考虑家具尺寸增大的趋势，常取 1200mm。当门宽大于 1000mm 时，应根据使用要求采用双扇门，门的宽度可为 1200~1800mm。

使用房间的设计也考虑了人的活动空间，防火要求以及采光要求，所有卧室以及客厅均靠外墙设计，其中书房与卧室相连，但书房设计在里屋，主要是考虑了安静的学习环境可以提高工作和学习效率。建筑物底层设置有小型银行以及超市，以便于居民的生活，尤其是现在社会人们的工作比较繁忙，生活节奏快，在建筑设计中多多融入人文关怀，更能体现以人为本的设计理念，此外提供高质量的物业管理，让小区居民能够在干净、舒适、温馨的环境中除去疲劳，体验高质量的现代都市生活。

## 1.2.2 交通联系部分的平面设计

一幢建筑物除了有满足使用要求的各种房间外，还要有交通联系部分把各个房间及室内外联系起来，建筑物内部的交通联系部分分为

1) 水平交通联系的走廊、过道等。



2) 垂直交通联系的楼梯、电梯等。

3) 交通联系枢纽的门厅、过厅等。一般住宅的交通联系部分的面积约占建筑面积的1/6左右。交通联系部分设计的主要要求有: A 交通路线简洁明确, 联系通行方便。B 人流通畅, 紧急疏散时迅速安全。C 满足一定的采光通风要求。D 力求节省交通面积, 同时考虑空间处理等造型问题。

#### a) 楼梯的设计

楼梯是房屋各层间的垂直交通联系部分, 是楼层人流疏散必经的通路。本工程1部楼梯, 梯段净宽度为2060mm, 平台进深为1300mm, 每层每梯段9步。踏步宽度为260mm, 高度为166.7mm。满足踏步高度不应大于0.175的规范要求。

#### b) 电梯的设计

电梯也是房屋各层间的垂直交通联系部分, 是楼层人流疏散必经的通路。本工程设计1部电梯, 满足规范规定的12层及12层以上建筑物应最少设置两台电梯的规定。又因为规范规定下列高层建筑需设置消防楼梯 A 一类公共建筑 B 塔式住宅 C 十二层以及十二层以上单元式住宅和通廊式住宅 D 高度超过32m的其他二类公共建筑。故根据本设计住宅特点不必设置消防电梯。

## 1.3 建筑立面设计

### 1.3.1 体型设计

建筑物不仅要满足人们生产、生活等物质功能的要求, 而且要满足人们精神文化方面的要求。为此, 不仅要赋予它实用的属性, 同时也要赋予它美观的属性。体型和立面设计着重研究建筑物体量大小、体型组合、立面及细部处理等。在满足使用功能和经济合理的前提下, 运用不同的材料、结构形式、装饰细部、构图手法等创造出预想的意境, 从不同程度地给人以庄严、挺拔、明朗、轻快、简洁、朴素、大方、亲切的印象, 加上建筑物体型庞大、与人们目光接触频繁, 因此具有独特的表现力和感染力。因此设计本着“安全、适用、经济”, 在可能的条件下注意美观的原则, 同时考虑到现代建筑对节能50%的要求, 作为节能型高层住宅楼, 整体体型简约, 有自己独特的形式和特点, 洋溢现代个性, 还能够给人一种舒适、温馨的感觉, 故本建筑采用D型结构, 布置规则, 匀称<sup>[2]</sup>有利于建筑的抗震和承受风荷载能力, 并且体现了高层住宅的简洁, 明快, 美观。

### 1.3.2 立面装饰

房屋的外部形象反映建筑内部空间组合的特点，美观问题紧密地结合功能要求，这正是建筑艺术有别于其他艺术的特点之一。一幢建筑物的体型和立面，是他们的形状，材料质感和色彩等多方面的综合，给人留下了一个完整、深刻的外观形象，因此，本设计建筑外表将采用具有突出材质和纹理，具有一定层次感的花岗岩进行装饰。

## 1.4 建筑剖面设计

### 1.4.1 房屋的高度和剖面形状确定

建筑剖面图是表示建筑物在垂直方向上房屋各部分的组合关系。根据设计任务书的要求，本设计标准层取层高 3.0 米。由于采光和通风的要求，室内单侧采光，窗高 1.5 米，窗台高 0.9 米，窗宽根据房屋的功能而定，采用塑钢窗。为了满足人的通行和室内通风的要求，本设计将内门设计为单扇木门，门高 2.1 米，入户及单元门高 2.3m。为了防止墙身受潮，将室内地坪高出室外 450 毫米，这样不仅有利于房屋建成后的沉降，还使建筑物显得美轮美奂。

### 1.4.2 房屋层数的确定

根据任务书的要求，该高层住宅为十一层，主体高 33m，总高 35.85m，详见立面图。

### 1.4.3 楼梯的设计

标准层：

层高  $H=3000\text{mm}$ ，踏步高  $h=167\text{mm}$ ，踏步宽  $b=260\text{mm}$

$N=H/h=3000/167=18$

$L=(0.5 \times N-1) b=(0.5 \times 18-1) \times 260=2080\text{mm}$

$D1=1300\text{mm}$ ， $D2=1540\text{mm}$   $D2>D1$ 。

## 1.5 各构造部分设计

### 1.5.1 墙的布置

由于本工程钢筋混凝土剪力墙结构体系，现分述如下：

填充墙：本工程填充墙采用空心砖墙。填充墙厚随层钢筋混凝土剪力墙的厚度（其中阳台的均 190 厚填充墙）。所有外墙为钢筋混凝土剪力墙，全部钢筋混凝土剪力墙均为 180 厚剪力墙。

### 1.5.2 散水做法

本建筑散水坡度为 3%，宽度为 600mm，见建筑详图。

### 1.5.3 地面做法

20 厚干硬性水泥砂浆找平，120 厚砼板，10 厚水泥石灰膏打底。

#### 1.5.4 楼板的做法



本建筑楼板采用的是现浇混凝土梁板式楼板，其特点是结构高度小，整体性能好，刚度好，重量轻。

1) 根据经验，双向板板厚为 80mm---160mm，初定板厚为 120mm。

2) 卫生间楼板做法：

为便于排水，楼面设置排水坡度为 1%，防止室内积水外溢，同时设置地漏，在楼板与面层之间设置防水层一道，采用防水砂浆防水，为防止水沿房间四周侵入墙身，要将防水层沿房间四周墙边向上深入踢脚线内 120mm。

### 1.5.5 屋顶构造

屋顶是房屋最上层覆盖的外围护结构。屋顶在构造设计时注意解决防水、保温、隔热以及隔声、防火等问题。由于本建筑是高层建筑，为了美观起见，采用室内排水。屋顶排水坡度为 3%。查资料知，本建筑采用柔性防水屋面，防水材料为 APP 改性沥青防水卷材，其特点是冷施工，弹性好，寿命长。

### 1.6 主体结构布置

该剪力墙结构平面简单、规则、对称、突出，凹进尺寸符合规范要求；结构侧向刚度沿竖向变化均匀，无刚度突变；剪力墙门窗洞口上下对齐，成列布置，形成明确的墙肢和连梁。选用现浇楼板，各层楼板厚度均为 120mm。

### 1.7 材料选用及墙截面尺寸的确定

剪力墙结构的混凝土强度等级：1~11 层全部选用 C25，钢筋采用 HPB235 级和 HRB400 级。剪力墙的厚度，按二级抗震等级设计时不应小于楼层高度的 1/20 且不应小于 160mm，本工程剪力墙采用双排配筋，剪力墙截面厚度底层取为 180mm。（抗震墙厚度大于 140mm 时，竖向和横向分布钢筋应双排布置；双排分布钢筋键拉筋的间距不应大于 600mm，直径不应小于 6mm。）

## 2 剪力墙结构分析计算

### 2.1 剪力墙的类型判别

本设计只进行了一个方向的计算，且假定结构无扭转，并不考虑纵横墙的共同工作。剪力墙结构平面布置图如图 2-1 所示。

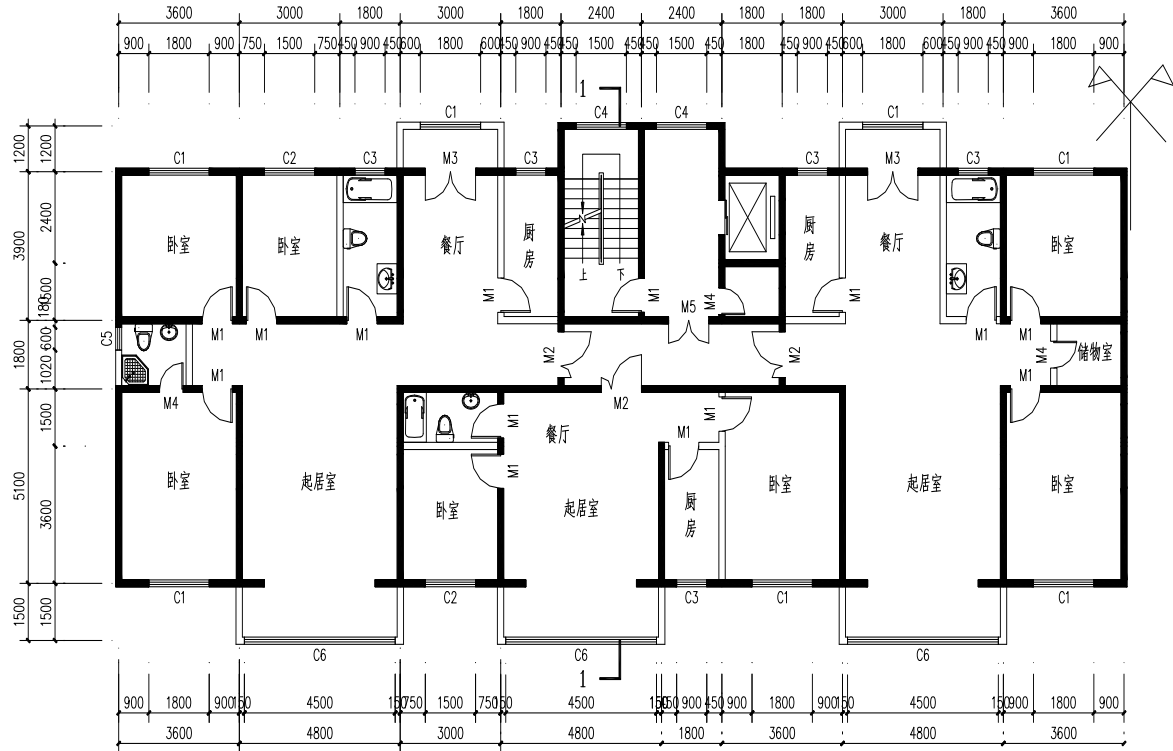


图 2-1 剪力墙结构平面布置图

Figure 2-1 shear wall structural layout plans

#### 2.1.1 剪力墙的类型判别

由图纸中的标准层平面图可得 X 方向上各片剪力墙的平面尺寸如图 2 所示；由图可知，XSW-1、XSW-2 均为整体墙，本设计外墙门窗洞口的高度均为 2400mm（其中窗户洞口高度为 1500mm，窗台高度为 900mm，由空心砖砌筑填充），则外墙门窗洞口处的连梁高度均为 500mm；内墙门口的高度均为 2100mm，则内墙门口处的连梁高度均为 700mm。由此可以计算得到外墙连梁的截面面积和惯性矩分别为

$$A_{bj}=0.18 \times 0.5=0.09\text{m}^2 \quad I_{bj0}=1/12 \times 0.18 \times 0.5^3=1.875 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

内墙连梁的截面面积和惯性矩分别为

$$A_{bj}=0.18 \times 0.7=0.126\text{m}^2 \quad I_{bj0}=1/12 \times 0.18 \times 0.7^3=5.145 \text{ m}^4$$

各片剪力墙截面特征列于表 2.1。各片剪力墙连梁的折算惯性矩分别见表 2.2，截面剪应力不均匀系数  $\mu=1.2$ ，根据表 2.1 和 2.2 的计算结果，可求得各片剪力墙的整体工作系数  $\alpha$ （见表 2.3），再根据  $\alpha$  及墙肢惯性矩比  $I_n/I$  与  $\zeta$ （根据建筑层数  $n$  及  $\alpha$  确定）的关系，可进行各片剪力墙类型的判别，计算结果见表 2.3。

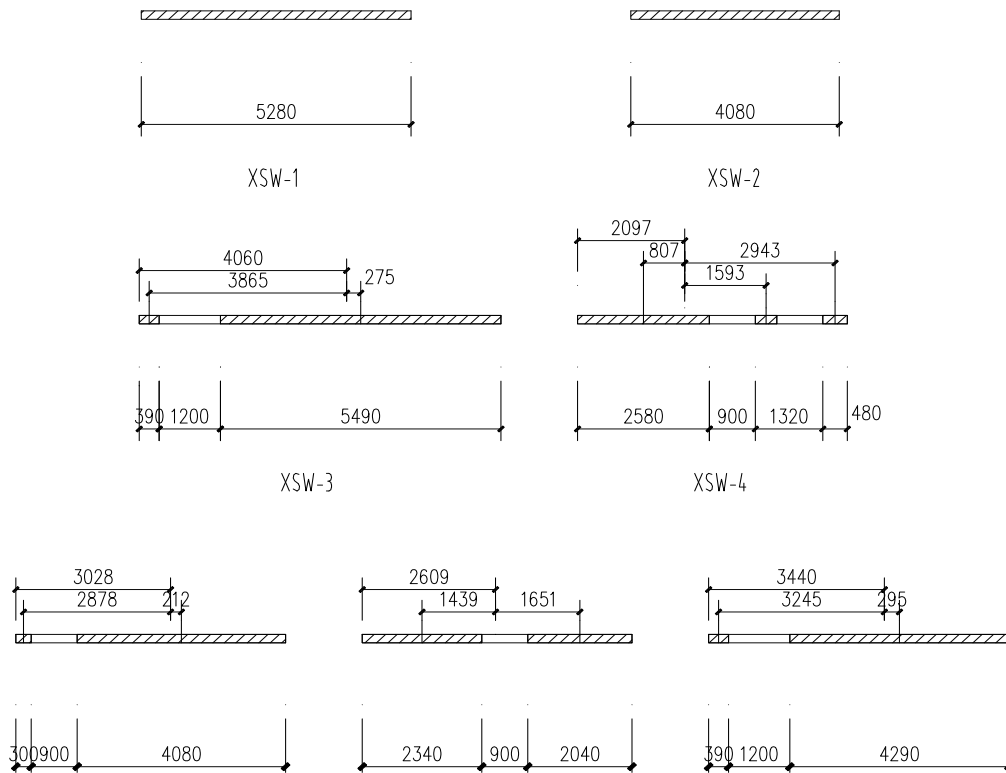


图 2-2 X 方向各片剪力墙的截面尺寸

Figure 2-2 X direction of the cross-section of the shear wall-size

表 2-1 各片剪力墙的截面特征

Tab 2-1 The section character of every shearing-wall

墙号	各墙肢截面面积 $A_j/m^2$			各墙肢截面惯性矩 $I_j/$			型心轴 $y_i/mm$	组合截面惯性矩 $I/m^4$
	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$I_1$	$I_2$	$I_3$		
XSW-3	0.0702	0.9882		0.0009	2.4820		4060	3.606
		$\Sigma A_j=1.0584$			$\Sigma I_j=2.4829$			
XSW-4	0.4644	0.0756	0.0864	0.2576	0.0011	0.0017	2097	1.552
		$\Sigma A_j=0.6264$			$\Sigma I_j=0.2604$			
XSW-5	0.0540	0.7344		0.0004	1.0188		3028	1.495
		$\Sigma A_j=0.7884$			$\Sigma I_j=1.0152$			
XSW-6	0.4212	0.3672		0.1922	0.1273		2609	2.193
		$\Sigma A_j=0.7884$			$\Sigma I_j=0.3195$			
XSW-7	0.0702	0.7722		0.0009	1.1843		3440	1.992
		$\Sigma A_j=0.8424$			$\Sigma I_j=1.1852$			

$$y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad (2-1)$$



$$y_{ci} = |y_c - y_i| \quad (2-2)$$

$$I = \sum I_i + \sum A_i y_{ci}^2 \quad (2-3)$$

表 2-2 各片剪力墙连梁的折算惯性矩

Tablet. 2-2 The convert inertial moment of beam in every shearing-wall

墙号	洞口	$l_{bj0}$ /m	$h_{bj}$ /m	$l_{bj}$ /m	$A_{bj}$ /m <sup>2</sup>	$I_{bj0}$ /m <sup>4</sup>	$I_{bj}$ /m <sup>4</sup>	$a_j$ /m	$I_{bj}a_j^2/l_{bj}^3$	$\Sigma I_{bj}a_j^2/l_{bj}^3$
XSW-3	1	1.2	0.7	1.55	0.126	0.0051145	0.003192	4.14	0.014691	0.014691
XSW-4	1	0.9	0.7	1.25	0.126	0.0051145	0.002651	2.4	0.007818	0.010292
	2	0.9	0.7	1.25	0.126	0.0051145	0.002651	1.35	0.002474	
XSW-5	1	0.9	0.7	1.25	0.126	0.0051145	0.002651	3.09	0.012959	0.012959
XSW-6	1	0.9	0.7	1.25	0.126	0.0051145	0.002651	3.09	0.01296	0.01296
XSW-7	1	1.2	0.7	1.55	0.126	0.0051145	0.003192	3.54	0.01074	0.0174

$$l_{bj} = l_{bj0} + \frac{h_{bj}}{2} \quad (2-4)$$

$$I_{bj} = \frac{I_{bj0}}{1 + \frac{30\mu \times I_{bj0}}{A_{bj} \times l_{bj}^2}} \quad \mu = 1.2 \quad (2-5)$$

表 2-3 各片剪力墙类型的判别（横墙）

Tab 2-3 The estimation of the type of every shearing-wall

墙号	$\Sigma I_j$ /m <sup>4</sup>	$I$ /m <sup>4</sup>	$I_n$ /m <sup>4</sup>	$\Sigma I_{bj}a_j^2/l_{bj}^3$	$\tau$	$\alpha$	$I_n/I$	类型
XSW-3	2.4829	3.606	1.1234	0.014691		8.96 < 10	0.3115 < $\xi = 0.962$	联肢墙
XSW-4	0.2604	1.552	2.2916	0.010292	0.8	14.67 > 10	1.4765 < $\xi = 0.917$	整体小开口
XSW-5	1.0152	1.495	0.4798	0.012959		4.22 < 10	0.3209 < $\xi = 0.962$	联肢墙
XSW-6	0.3195	2.193	1.8731	0.01296		14.38 > 10	0.8541 < $\xi = 0.913$	整体小开口
XSW-7	1.1852	1.992	0.8064	0.0174		5.24 < 10	0.4048 < $\xi = 0.897$	联肢墙

$$I_n = I - \sum I_j \quad (2-6)$$

$$S = \frac{2C \cdot A_1 \cdot A_2}{A_1 + A_2} \quad (2-7)$$

$$\text{双肢 } \tau = \frac{2S \cdot C}{\sum I + 2S \cdot C} \quad (2-8)$$

$$\alpha = H \sqrt{\frac{12I_{bj} \cdot a_j^2}{h(I_1 + I_2)l_b^3}} \cdot \sqrt{\frac{I}{I_n}} \quad (2-9)$$

$$\text{多肢 } \alpha = H \sqrt{\frac{12}{\tau \cdot h \cdot \sum I}} \cdot \sqrt{\sum \frac{I_{bj} \cdot a_j^2}{l_{bj}^3}} \quad \text{当 3~4 肢, 取 } \tau = 0.8 \quad (2-10)$$

## 2.2 剪力墙刚度计算

### 2.2.1 各片剪力墙刚度计算

1) XSW-1、XSW-2 (整截面墙)

整截面墙的等效刚度按式 
$$E_c I_{eq} = \frac{E_c I_w}{1 + \frac{9\mu l_w}{A_w H^2}} \quad (2-11)$$

计算, 计算式中  $E_c$  为混凝土弹性模量, 本设计 1~11 层,  $E_c = 2.8 \times 10^7 \text{kN/m}^2$

由式 
$$E_c I_{eq} = \frac{E_c I_w}{1 + \frac{9\mu l_w}{A_w H^2}} \quad (2-12)$$

计算出的各整截面墙的等效刚度见表 2-4

表 2-4 整截面墙的等效刚度

Tab 2-4 The equivalent rigidity of one-piece wall

墙号	H / m	b×h / m×m	$A_w$ / m <sup>2</sup>	$I_w$ / m <sup>4</sup>	$\mu$	$E_c / \times 10^7 \text{kN/m}^2$	$E_c I_{eq} / \times 10^7 \text{kN.m}^2$
XSW-1	33	0.18×5.28	0.9504	2.20796	1.2	2.8	6.4747
XSW-2		0.18×5.28	0.7344	1.01876			3.0148

2) XSW-4、XSW-6 (整体小开口墙)

由公式 
$$E_c I_{eq} = \frac{0.8 E_c I}{1 + \frac{9\mu l}{A_w H^2}} \quad (2-13)$$

可以计算出整体小开口墙得等效刚度, 式中  $E_c$  取值同整截面墙, 各整体小开口墙得等效刚度计算结果见表 2-5

表 2-5 整体小开口墙的等效刚度

Tab2-5 The equivalent rigidity of whole-and-ringent wall

墙号	H / m	A / m <sup>2</sup>	I / m <sup>4</sup>	$\mu$	$E_c / \times 10^7 \text{kN/m}^2$	$E_c I_{eq} / \times 10^7 \text{kN.m}^2$
XSW-4		0.6264	1.552			3.6355
XSW-6	33	0.7884	2.193	1.2	2.8	5.1210

3) XSW-3、XSW-5、XSW-7（联肢墙）

由于水平地震作用近似于倒三角形分布，故可由公式

$$E_c I_{eq} = \frac{E_c \sum I_j}{1 + \tau(\psi_a - 1) + 3.64\gamma^2} \quad (2-14)$$

计算联肢墙的等效刚度，计算结果见表 2-6

表 2-6 联肢墙的等效刚度

Tab 2-6 The equivalent rigidity of several-pieces wall

墙号	$\Sigma D_j$	$\frac{\Sigma I_j}{m^4}$	$\alpha_1^2$	$\alpha^2$	$\tau$	$\psi_a$	$\frac{A_j}{m^2}$	$\gamma^2$	$\frac{E_c I_{eq}}{\times 10^7 \text{kN m}^2}$
XSW-3	0.02938	2.4829	25.774	80.2816	0.321	0.0379	1.0584	0.00646	10.422
XSW-5	0.02592	1.0152	55.604	17.8084	3.122	0.1378	0.7884	0.00355	1.8141
XSW-7	0.03480	1.1852	63.951	27.4765	2.327	0.0965	0.8424	0.00388	10.424

注：表中  $\Sigma D_j$  为由式：

$$D_j = \frac{2I_{bj}\alpha_j^2}{l_{bj}^3}$$

(2-15)

求得各列连梁的刚度系数之和， $\alpha_1^2$  为由式

$$\alpha_1^2 = \frac{6H^2 \sum_{j=1}^m D_j}{h \sum_{j=1}^{m+1} I_j} \quad (D_j \text{ 中 } j \text{ 取 } 1 \sim m, I_j \text{ 中 } j \text{ 取 } 1 \sim m+1)$$

(2-16)

求得的连梁与墙肢的刚度比， $\tau$  为由式  $\tau = \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2}$  求得的墙肢轴向变形系数，系数  $\Psi_a$  由

$$\Psi_a = \frac{60}{11} \times \frac{1}{\alpha^2} \left( \frac{2}{3} + \frac{2sh\alpha}{\alpha^3 ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\alpha} - \frac{sh\alpha}{\alpha ch\alpha} \right) \quad (2-17)$$

计算， $\gamma^2$  为按式

$$\gamma^2 = \frac{2.5\mu \sum_{j=1}^{m+1} I_j}{H^2 \sum_{j=1}^{m+1} A_j} \quad (2-18)$$

计算的墙肢剪切变形影响系数， $E_c$  取值仍同前。

## 2.2.2 总剪力墙刚度及结构刚度特征值

表 2-7 总剪力墙的刚度

Tab2-7 The rigidity of whole shearing wall

墙号	墙体类型	数量	$E_c I_{eq}$ / $\times 10^7$ kN.m <sup>2</sup>	$\Sigma E_c I_{eq}$ / $\times 10^7$ kN.m <sup>2</sup>
XSW-1		12	6.4747	
XSW-2	整截面墙	10	3.0148	
XSW-4		2	3.6355	
XSW-6	整体小开口	2	5.121	174.306
XSW-3		2	10.422	
XSW-5	联肢墙	4	1.8141	
XSW-7		2	10.424	

## 2.3 重力荷载计算

### 2.3.1 屋面荷载

屋面恒载

30 厚细石混凝土保护层	$0.03 \times 20 = 0.600 \text{ kN/m}^2$
三毡四油防水层	0.40 kN/m <sup>2</sup>
20 厚水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
240 厚膨胀珍珠岩板	$0.24 \times 3 = 0.72 \text{ kN/m}^2$
20 厚水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
120 厚钢筋混凝土板	$0.12 \times 25 = 3.000 \text{ kN/m}^2$
10 后水泥石灰膏砂浆打底	$0.01 \times 14 = 0.140 \text{ kN/m}^2$

合 计	$\Sigma 5.660 \text{ kN/m}^2$
-----	-------------------------------

屋面活荷载（不上人屋面） 0.5 kN/m<sup>2</sup>

屋面雪荷载 0.40 kN/m<sup>2</sup>

### 2.3.2 楼面荷载

楼面恒载

20 厚干硬性水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
120 厚钢筋混凝土板	$0.12 \times 25 = 3.000 \text{ kN/m}^2$
10 厚水泥石灰膏砂浆打底	$0.01 \times 14 = 0.140 \text{ kN/m}^2$

合 计	$\Sigma 3.540 \text{ kN/m}^2$
-----	-------------------------------

卫生间、厨房地面恒载

20 厚干硬性水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
120 厚钢筋混凝土板	$0.12 \times 25 = 3.000 \text{ kN/m}^2$
10 厚水泥砂浆打底	$0.01 \times 20 = 0.200 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 3.600 \text{ kN/m}^2$

#### 阳台恒载

20 厚水泥砂浆	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
120 厚钢筋混凝土板	$0.12 \times 25 = 3.000 \text{ kN/m}^2$
10 厚水泥石灰膏砂浆打底	$0.01 \times 14 = 0.140 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 3.540 \text{ kN/m}^2$

#### 楼面活荷载

住宅	$2.0 \text{ kN/m}^2$
厨房、厕所	$2.0 \text{ kN/m}^2$
走廊、门厅、楼梯	$2.0 \text{ kN/m}^2$
阳台	$2.5 \text{ kN/m}^2$

### 2.3.3 墙体自重重力荷载

#### 外墙（180 厚钢筋混凝土墙）

6 厚水泥砂浆罩面	$0.006 \times 20 = 0.120 \text{ kN/m}^2$
12 厚水泥砂浆	$0.012 \times 20 = 0.240 \text{ kN/m}^2$
180 厚钢筋混凝土墙	$0.18 \times 25 = 4.500 \text{ kN/m}^2$
20 厚水泥砂浆找平	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$
30 厚稀土保温层	$0.03 \times 4 = 0.120 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 5.38 \text{ kN/m}^2$

#### 内墙（180 厚钢筋混凝土墙）

5 厚水泥石灰膏砂浆罩面（两面）	$0.005 \times 14 \times 2 = 0.140 \text{ kN/m}^2$
12 厚水泥石灰膏砂浆打底（两面）	$0.012 \times 14 \times 2 = 0.336 \text{ kN/m}^2$
180 厚钢筋混凝土墙	$0.18 \times 25 = 4.500 \text{ kN/m}^2$
合 计	$\Sigma 4.976 \text{ kN/m}^2$

#### 200 厚空心砖墙（填充外墙窗台，内墙）

6 厚水泥砂浆罩面	$0.006 \times 20 = 0.120 \text{ kN/m}^2$
12 厚水泥砂浆	$0.012 \times 20 = 0.240 \text{ kN/m}^2$

190 厚空心砖墙	$0.19 \times 14 = 2.660 \text{ kN/m}^2$
10 厚水泥石灰膏砂浆打底	$0.01 \times 14 = 0.140 \text{ kN/m}^2$

---

合 计	$\Sigma 3.16 \text{ kN/m}^2$
-----	------------------------------

#### 女儿墙

6 厚水泥砂浆罩面	$0.006 \times 20 = 0.120 \text{ kN/m}^2$
12 厚水泥砂浆打底	$0.012 \times 20 = 0.240 \text{ kN/m}^2$
100 厚钢筋混凝土墙	$0.10 \times 25 = 2.50 \text{ kN/m}^2$
20 厚水泥砂浆找平层	$0.02 \times 20 = 0.400 \text{ kN/m}^2$

---

合 计	$\Sigma 3.36 \text{ kN/m}^2$
-----	------------------------------

### 2.3.4 梁自重重力荷载

#### 250mm×550mm 梁自重

梁自重	$0.25 \times (0.55 - 0.12) \times 25 = 2.688 \text{ kN/m}$
10 厚水泥石灰膏砂浆	$0.01 \times (0.55 - 0.12) \times 2 \times 14 = 0.120 \text{ kN/m}$

---

合 计	$\Sigma 2.808 \text{ kN/m}$
-----	-----------------------------

#### 250mm×400mm 梁自重

梁自重	$0.25 \times (0.40 - 0.12) \times 25 = 1.750 \text{ kN/m}$
10 厚水泥石灰膏砂浆	$0.01 \times (0.40 - 0.12) \times 2 \times 14 = 0.078 \text{ kN/m}$

---

合 计	$\Sigma 1.828 \text{ kN/m}$
-----	-----------------------------

### 2.3.5 门窗自重重力荷载

木门	0.2 kN/m <sup>2</sup>	铝合金门	0.4 kN/m <sup>2</sup>
塑钢窗	0.45 kN/m <sup>2</sup>	普通钢板门	0.45 kN/m <sup>2</sup>
防火门	0.45 kN/m <sup>2</sup>		

### 2.3.6 设备自重重力荷载

电梯轿厢及设备重量	200 kN
-----------	--------

### 2.3.7 各层重力荷载值计算

外墙: 5.38 kN/m

$$[(3.6+3+1.8+3+1.8+1.2+0.18+6.6+3.6+1.8+1.8+3+1.2+0.36+21.6+30+0.18) \times 3 - 1.8 \times 1.5 \times 5 - 1.5 \times 1.8 \times 2 - 0.9 \times 1.2 \times 5 - 1.5 \times 1.2 \times 2 - 0.3 \times 0.9 - 1.2 \times 0.9 \times 5 - 1.5 \times 1.8 \times 2 - 0.3 \times 0.9 - 1.8 \times 2.3 \times 2 - 3 \times 3.6 \times 3] \times 5.38 \times 2 = 1904.843 \text{ kN}$$

内墙：4.976 kN

$$\{[3.6+3+1.8+6.6+0.18+3.6+3.6+13.2+0.18+3.6+6\times(5.1-0.18)+3\times(3.9-0.18)+2\times(5.7-0.18)]\times 3-0.9\times 1.5\times 11-1.2\times 2.3\times 3-1.5\times 2.3\}\times 2\times 4.976=2388.778 \text{ kN}$$

200 厚隔墙：3.16 kN/m

$$\{[(1.8-0.18)\times 2+(3.9-0.18)\times 4+1.8\times 4+3-0.18+3.6+1.5\times 6+1.2\times 4+(3+0.18)\times 2+5.1-0.18+2.4+1.8]\times 3-1.2\times 2.1\times 2-1.8\times 0.9\times 5\}\times 3.16\times 2=1046.023 \text{ kN}$$

屋面：5.66 kN/m

$$741.339\times 5.66=4195.978 \text{ kN}$$

木门：0.2 kN/m<sup>2</sup>

$$M_1: 0.9\times 2.1\times 28=56.7 \text{ m}^2$$

$$M_3: 1.5\times 2.3\times 4=15.12 \text{ m}^2$$

$$M_4: 0.7\times 2.1\times 6=8.82 \text{ m}^2$$

钢板门：0.45 kN/m<sup>2</sup>

$$M_2: 1.2\times 2.3\times 6=16.56$$

$$\Sigma 14.364 \text{ kN}$$

塑钢窗：0.45 kN/m<sup>2</sup>

$$C_1=1.8\times 1.5\times 14=37.8 \text{ m}^2$$

$$C_2=1.5\times 1.5\times 4=12.96 \text{ m}^2$$

$$C_3=0.9\times 1.2\times 10=10.8 \text{ m}^2$$

$$C_4=1.5\times 1.5\times 2=4.5 \text{ m}^2$$

$$C_5=0.6\times 1.5\times 2=1.8 \text{ m}^2$$

$$C_6=4.5\times 2.7\times 6=81 \text{ m}^2$$

$$\Sigma 69.255 \text{ kN}$$

防火门：0.45 kN/m<sup>2</sup>

$$M_5: 1.2\times 2.3\times 2=8.82 \text{ m}^2$$

门窗合计： $\Sigma 94.797 \text{ kN}$

女儿墙： $(30+30+10.8+2.4)\times 0.9\times 2\times 3.36=442.713 \text{ kN}$

梁：250×400：4.85×1.828×6=53.195 kN

250×550：4.85×2.080×4=54.475 kN

楼面：3.54 kN/m<sup>2</sup>

阳台：3.54 kN/m<sup>2</sup>

卫生间：3.6 kN/m<sup>2</sup>

$$[1.2\times(3\times 1.8)\times 4+1.5\times(4.8+0.18)\times 6]\times 3.54+[1.8\times 3.9\times 8+1.5\times 3\times 2+1.8\times 3.6\times 2+1.5\times 2.4\times 2]\times 3.6+[737.625-60.084-85.32]\times 3.54=2625.572 \text{ kN}$$

(每层房间布置相同,所以每层重力荷载相当于一层的重量)

标准层  $G_i$  :  $G_{1-10}=\Sigma+0.5 \text{ 活荷}=\text{墙}+\text{窗}+\text{门}+\text{楼面}+\text{梁}+0.5 \text{ 活荷}$

$$=1904.843+2388.788+1040.335+94.797+107.67+2625.572+50\%\times$$

$$[(740.241 - 60.084) \times 2 + 60.084 \times 2.5] = 8965.766 \text{ kN}$$

$$G_{11} = \sum +0.5 \text{ 活荷} = 0.5 \times (\text{墙} + \text{窗} + \text{门}) + \text{楼面} + \text{梁} + 0.5 \text{ 活荷}$$

$$(1904.843 + 2388.788 + 1046.023 + 94.797) \times 50\% + 422.713 + 107.76 + 4195.978 +$$

$$50\% \times (0.5 \times 741.339 + 0.25 \times 741.339) = 7762.994 \text{ kN}$$

## 2.4 风荷载计算（标准值）

根据设计任务书所给条件， $\omega_0 = 0.55 \text{ kN/m}^2$ ，综合《多高层建筑设计》<sup>[11]</sup>第二章表 2-1 和《建筑结构设计荷载规范》<sup>[7]</sup>第 7.2.1 条表 7.2.1（P25 页）规定，风荷载体型系数可近似地按图 2-3。

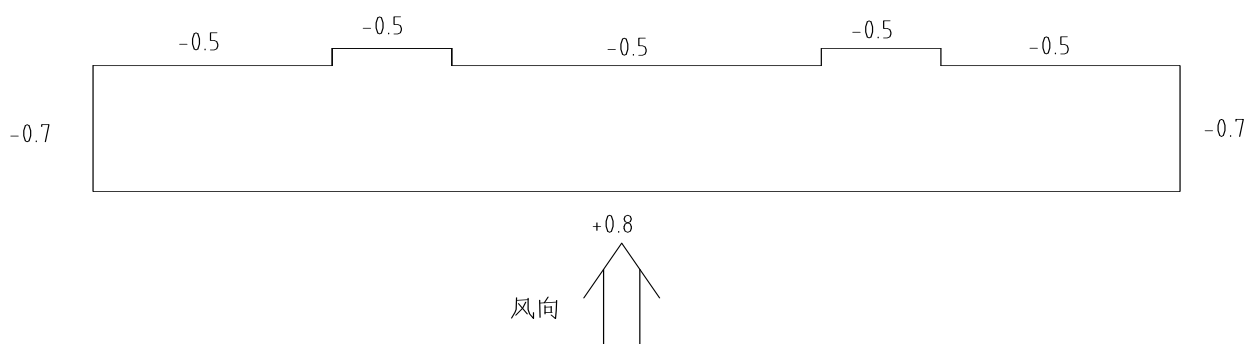


图 2-3 风荷载体型系数

Figure 2-3 shape wind load factor

根据《建筑结构设计荷载规范》<sup>[7]</sup>第 7.4.1 条规定，由于本建筑高度  $H=33 > 30\text{m}$ ， $T_1 = 0.03 + 0.03 \cdot \frac{H}{\sqrt{B}} = 0.282 > 0.25$  因此需要考虑风压脉动的影响。

$$\text{风振系数 } \beta_z \text{ 按公式 } \beta_z = 1 + \frac{\varepsilon v \varphi_z}{\mu_z} \quad (2-19) \text{ 计算。}$$

脉动增大系数  $\varepsilon$  查《建筑结构设计荷载规范》<sup>[7]</sup>第 7.4.3 条表 7.4.3 确定。地面粗糙度为 C 类，结构基本自振周期  $T_1 = 0.282$ ， $\omega_0 T_1^2 = 0.282 \times 0.55^2 = 0.044 \text{ kN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}^2$ ，查表得到  $\varepsilon = 1.174$ 。

脉动影响系数  $v$  由《建筑结构设计荷载规范》<sup>[7]</sup>第 7.4.4 条表 7.4.4-3，查得  $v = 0.403$ 。

$\mu_z$ —查建筑结构设计荷载规范第 7.2.1 条表 7.2.1。

表 2-8 高层建筑的震型系数  $\varphi_z$

Tab2-8 The $\varphi_z$ of high storey building											
z,H	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
$\varphi_z$	0.02	0.08	0.17	0.27	0.38	0.45	0.67	0.74	0.86	1.00	

$$\text{则风振系数 } \beta_z = 1 + \frac{0.403 \times 1.174}{\mu_z} \cdot \frac{H_i}{H}$$

在风荷载作用下，沿房屋高度分布风荷载标准值，即：

$$q_z = 0.55 \times (0.8 \times 60.28 + 0.5 \times 60.28) \mu_z \beta_z = 43.1 \mu_z \beta_z$$

对于突出机房，风载体型系数  $\mu_z$  近似取 1.3，机房的风振系数近似取高度  $H_i = 35.4m$  处的值，即可求得  $\beta_z = 1.455$ ，每个机房的宽度为  $2m$  则

$$q_z = 0.55 \times (1.3 \times 4) \beta_z = 2.86 \beta_z$$

表 2-9 各楼层风荷在计算

Tab2-9 The calculation wind load every floor

楼层	$H_i$ /m	$H_i/H$	$\mu_z$	$\beta_z$	$q_z$ /(KN/m)	$F_i$ /KN	$F_i \cdot H_i$ KN·m
12	35.4		1.070	1.455	4.453	41.514	1469.596
11	33	1.0000	1.040	1.455	65.216	163.477	5394.725
10	30	0.9091	1.000	1.430	61.638	184.698	5540.935
9	27	0.8182	0.950	1.407	57.629	172.887	4667.949
8	24	0.7273	0.900	1.382	53.620	161.076	3865.828
7	21	0.6364	0.860	1.350	50.042	149.696	3143.623
6	18	0.5455	0.800	1.323	45.603	136.808	2462.544
5	15	0.4545	0.740	1.291	41.163	124.782	1871.725
4	12	0.3636	0.740	1.232	39.309	117.927	1415.128
3	9	0.2727	0.740	1.174	37.455	112.366	1011.294
2	6	0.1818	0.740	1.116	35.602	106.805	640.828
1	3	0.0909	0.740	1.058	33.748	101.243	303.730
	0	0.0000	0.740	1.000	31.894		
合计						1573.279	31787.906

由于电梯机房风荷载数值不大，不作为集中荷载作用在结构顶部，按照结构底部弯矩等效将各层风荷载转化为倒三角形分布。

$$V_0 = \sum F_i = 1573.279KN$$

$$M_0 = \sum F_i \cdot H_i = 31787.9KN \cdot m$$

$$q_{\max} = 12M_0 / H^2 - 6V_0 / H = 12 \times 31787.9 / 33^2 - 6 \times 1573.28 / 33 = 64.27KN / m$$

$$q = 4V_0 - 6M_0 / H^2 = 4 \times 1573.28 / 33 - 6 \times 31787.9 / 33^2 = 15.56 KN / m$$

## 2.5 水平地震作用计算

### 2.5.1 重力荷载代表值计算

通过对结构地震反应得分析计算简图如图，集中于各质点的重力  $G_i$

为计算单元范围内各层楼面上的重力荷载代表值及上、下各半层的墙、柱等重力荷载。计算时各可变荷载的组合系数按《荷载规范》取值；屋面上的可变荷载取雪荷载。各质点重力荷载计算结果分别为  $G_1G_{10}=8965.766\text{kN}$ ,  $G_{11}=7762.994\text{kN}$ ,  $G_{12}=527.411\text{ kN}$  (楼电梯间楼面自重重力荷载近似取一般楼面自重重力荷载的 1.2 倍)。

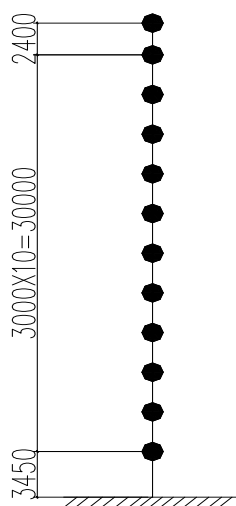


图 2-4 动力计算图

Figure 2-4 dynamic calculation map

### 2.5.2 结构基本自振周期

因屋面带有突出间，按照主体结构顶点位移相等的原则，将电梯间、水箱间质点的重力荷载代表值折算到主体结构顶层，并将各质点的重力荷载转化为均布荷载，考虑边稍效应。由此可得

$$G_e = 527.411 \times (1 + \frac{2}{3} \times \frac{2.4}{33}) = 584.947 \text{ KN} \quad (2-20)$$

$$q = \frac{\sum_{i=1}^{11} G_i}{H} = \frac{8965.776 \times 10 + 7762.994}{33.0} = 2952.14 \text{ KN/m} \quad (2-21)$$

$$\mu_T = \frac{q \times H^4}{8E_c \times I_{eq}} = \frac{2952.14 \times 33^4}{8 \times 174.306 \times 10^7} = 0.2511 \quad (2-22)$$

取  $\Psi_T=1.0$ ，可求得结构得基本自振周期

$$T_1 = 1.7\Psi_T \sqrt{\mu_T} = 1.7 \times 1 \times \sqrt{0.2511} = 0.852\text{s} \quad (2-23)$$

### 2.5.3 水平地震作用计算

该房屋主体结构高度不超过 40m，且质量和刚度沿高度分布比较均匀，故可用底部剪

方法计算水平地震作用。结构的等效总重力荷载为



$$\begin{aligned}
 G_{eq} &= 0.85 \sum G_i & (2-24) \\
 &= 0.85 \times (8956.766 \times 10 + 7762.994 + 527.411) \\
 &= 83255.855 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

本设计中结构的设防烈度为 7 度，设计地震分组为第一组，场地类别为 II 类，特征周期  $T_g=0.35\text{s}$ ，因一般建筑结构的阻尼比为 0.05，采用底部剪力法可求得结构的总水平地震作用标准值，即

$$\begin{aligned}
 F_{EK} &= \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0.9} \alpha_{\max} G_{eq} & (2-25) \\
 &= \left( \frac{0.35}{0.852} \right)^{0.9} \times 0.12 \times 83255.855 = 4486.912 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

因为  $T_1=0.852\text{s} > 1.4 \times 0.35 = 0.49\text{s}$ ，所以应考虑顶部附加水平地震作用  $\Delta F_n$ ，其中顶部附加地震作用水平系数  $\delta_n$  根据  $T_g$  确定，查表得  $\delta_n = 0.08 \times 0.852 + 0.07 = 0.138$  即

$$\begin{aligned}
 \Delta F_n &= \delta_n F_{EK} & (2-26) \\
 &= 0.138 \times 4486.912 = 619.19 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

质点  $i$  的水平地震作用  $F_i$  为

$$\begin{aligned}
 F_i &= \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{EK} (1 - \delta_n) & (2-27) \\
 &= 3867.72 \times \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j}
 \end{aligned}$$

计算结果见表 2-10。

表 2-10 各质点水平地震作用标准值计算

Tab 2-10 The calculation of particle standard value under horizontal earthquake

楼层	$H_i$ / m	$G_i$ / KN	$G_i H_i$ / KN · m	$\frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j}$	$F_i$ / KN	$F_i \cdot H_i$ KN · m
12	35.4	527.41	18670.35	0.0106	41.17	1457.24
11	33	7762.99	256178.80	0.1460	564.83	18639.44
10	30	8965.77	268972.98	0.1533	593.04	17791.22
9	27	8965.77	242075.68	0.1380	533.74	14410.89
8	24	8965.77	215178.38	0.1227	474.43	11386.38
7	21	8965.77	188281.09	0.1073	415.13	8717.70
6	18	8965.77	161383.79	0.0920	355.82	6404.84

楼层	$H_i$ /m	$G_i$ /KN	$G_i H_i$ /KN·m	$\frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j}$	$F_i$ /KN	$F_i \cdot H_i$ KN·m
5	15	8965.77	134486.49	0.0767	296.52	4447.80
4	12	8965.77	107589.19	0.0613	237.22	2846.59
3	9	8965.77	80691.89	0.0460	177.91	1601.21
2	6	8965.77	53794.60	0.0307	118.61	711.65
1	3	8965.77	26897.30	0.0153	59.30	177.91
合计		97948.07	1754200.54		3867.72	88592.88

剪力墙结构内力与位移计算时,应将沿房屋高度实际分布得水平地震作用转化为水平分布荷载,可先将突出间得水平地震作用折算为作用于主体结构顶部得集中力  $F_e$  和集中力矩  $M_1$ , 即

$$F_e = F_{12} = 41.165 \text{ kN}$$

$$M_1 = 41.165 \times 2.4 = 98.796 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (2-28)$$

$$V_0 = \sum_{i=1}^{11} F_i = 3826.56 \text{ kN} \quad (2-29)$$

$$M_0 = \sum_{i=1}^{11} F_i H_i = 87135.63 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (2-30)$$

$$q_{\max} = \frac{6 \times (V_0 \times H - M_0 - M_1)}{H^2} \quad (2-31)$$

$$= \frac{6 \times (3826.56 \times 33.0 - 87135.63 - 98.796)}{33^2} = 215.11 \text{ kN/m}$$

$$F = \frac{3(M_0 + M_1)}{H} + F_e + F_n - 2V_0 \quad (2-32)$$

$$= \frac{3 \times 87135.63}{33} + 41.165 + 619.19 - 2 \times 3826.56 = 931.65 \text{ kN}$$

## 2.6 结构水平位移验算

由于本设计中风荷载值远小于水平地震作用,故只需进行水平地震作用下的位移验算。水平地震作用下的位移为倒三角形分布荷载和顶点集中荷载产生的位移之和。计算时水平地震作用取标准值,剪力墙取弹性刚度<sup>[12]</sup>,计算结果见表 2-11。

在倒三角形荷载作用下

$$\mu_{li} = \frac{q_{\max} H^4}{120 E_c I_w} (20\xi^2 - 10\xi^3 + \xi^5) + \frac{\mu q_{\max} H^2}{6 G_c A_w} \cdot (3\xi - \xi^3) \quad (2-33)$$

在顶点集中荷载作用下

$$\mu_{2i} = \frac{PH^3}{E_c I_{eq}} \cdot (3\xi^2 - \xi^3) + \frac{\mu PH}{G_c A_w} \cdot \xi \quad (2-34)$$

表 2-11 水平地震作用下结构的位移计算

Tab 2-11 The calculation of structural displacement under horizontal earthquake

层次	H <sub>1</sub> /m	ξ	倒三角形 荷载 u <sub>1i</sub> /mm	顶点集中 荷载 u <sub>12</sub> /mm	总位移 u/mm	层间位移角 Δu/h
11	33	1.0000	16.09028	7.657309	23.74759	1/1002
10	30	0.9091	14.12527	6.620633	20.74591	1/10005
9	27	0.8182	12.16101	5.600985	17.762	1/1023
8	24	0.7273	10.21442	4.615393	14.82982	1/1058
7	21	0.6364	8.312101	3.680884	11.99298	1/1116
6	18	0.5455	6.489213	2.814487	9.3037	1/1209
5	15	0.4545	4.788433	2.033228	6.821661	1/1358
4	12	0.3636	3.258866	1.354137	4.613003	1/1610
3	9	0.2727	1.954981	0.794241	2.749222	1/2079
2	6	0.1818	0.935535	0.370567	1.306103	1/3180
1	3	0.0909	0.262502	0.100145	0.362647	1/8273

由表 3.22 可知，在水平地震作用下位移验算满足要求，即

$$\Delta u/h = (23.74759 - 20.74591) / 3000 = 1/1002 < [\Delta u/h] = 1/1000$$

## 2.7 水平地震作用下和风荷载的结构内力计算

### 2.7.1 水平地震作用下剪力墙内力计算

作用在结构上的水平地震力可以是左震或右震。在下面的计算中，剪力墙内力正负号规定为：弯矩以截面右侧受拉为正，剪力以绕截面顺时针方向旋转为正，轴力以受压为正。同时，各截面内力均采用左震时的正负号。

### 2.7.2 水平地震作用下剪力墙内力的分配

根据各片剪力墙的等效刚度与总剪力等效刚度的比值  $\frac{E_c I_{eq(j)}}{\sum E_c I_{eq(j)}}$ ，可求得各片剪力墙

的等效刚度比，计算结果见表 2-12

表 2-12 各片剪力墙等效刚度比

Tab 2-12 The equivalent rigidity proportion of every shearing-wall

墙号	类型	数量	等效刚度 /×10 <sup>7</sup> kN.m <sup>2</sup>	等效刚度比
XSW-1	整截面墙	12	6.4747	0.037
XSW-2		10	3.0148	0.017
XSW-4	整体小开口	2	3.6355	0.021
XSW-6		2	5.121	0.029
XSW-3	联肢墙	2	10.422	0.060

墙号	类型	数量	等效刚度 /×10 <sup>7</sup> kN·m <sup>2</sup>	等效刚度比
XSW-5	联肢墙	4	1.8141	0.010
XSW-7		2	10.424	0.060

对剪力墙 XSW-2（整体墙），XSW-6（整体小开口墙）为例，对其进行计算设计

$$V_{ij} = \frac{E_c I_{eq(j)}}{\sum E_c I_{eq(j)}} V_i \quad (2-35)$$

$$M_{ij} = \frac{E_c I_{eq(j)}}{\sum E_c I_{eq(j)}} M_i \quad (2-36)$$

表 2-13 水平地震作用下各片剪力墙分配的内力

Table 2-13 level under earthquake-shear walls of the distribution of internal forces

层数	ξ	总剪力墙内力		XSW-2		XSW-6	
		M <sub>μi</sub> /KN·m	V <sub>μi</sub> /kN	M <sub>μij</sub> /KN·m	V <sub>μij</sub> /kN	M <sub>μij</sub> /KN·m	V <sub>μij</sub> /kN
11	1.0000	0.00	564.83	0.00	9.77	0.00	16.66
10	0.9091	1694.49	1157.87	29.31	20.03	99.98	34.16
9	0.8182	5168.11	1691.61	89.41	29.26	304.92	49.90
8	0.7273	10242.94	2166.04	177.20	37.47	604.33	63.90
7	0.6364	16741.06	2581.17	289.62	44.65	987.72	76.14
6	0.5455	24484.57	2936.99	423.58	50.81	1444.59	86.64
5	0.4545	33295.55	3233.51	576.01	55.94	1964.44	95.39
4	0.3636	42996.10	3470.73	743.83	60.04	2536.77	102.39
2	0.1818	64354.22	3767.25	1113.33	65.17	3796.90	111.13
1	0.0909	75655.97	3826.55	1308.85	66.20	4463.70	112.88
0	0.0000	87135.63	3826.55	1507.45	66.20	5141.00	112.88

可求得剪力墙分配的内力。

### 2.7.3 XSW-6(整体小开口墙)墙肢和连梁内力计算

对于整体小开口墙肢，计算求得截面内力和连梁内力。

墙肢弯矩

$$M_{wij} = 0.85 \times M_{wi} \cdot \frac{I_j}{I} + 0.15 \times M_{wj} \cdot \frac{I_j}{\sum I_j} \quad (2-37)$$

$$M_{wi1} = 0.85 \times M_{wi} \cdot \frac{0.1922}{2.1926} + 0.15 \times M_{wi} \cdot \frac{0.1922}{0.3195} = 0.165M_{wi}$$

$$M_{wi2} = 0.85 \times M_{wi} \cdot \frac{0.1273}{2.1296} + 0.15 \times M_{wi} \cdot \frac{0.1273}{0.3195} = 0.109M_{wi}$$

墙肢轴力

$$N_{wij} = 0.85 \times M_{wi} \cdot \frac{A_j y_i}{I} \quad (2-38)$$

$$N_{wi1} = 0.85 \times M_{wi} \cdot \frac{0.4212 \times 1.439}{2.1926} = 0.235M_{wi}$$

$$N_{wi2} = -N_{wi1} \quad (2-39)$$

墙肢剪力

$$V_{wij} = \frac{V_{wi}}{2} \times \left( \frac{A_j}{\sum A_j} + \frac{I_j}{\sum I_j} \right) \quad (2-40)$$

$$V_{wij} = \frac{V_{wi}}{2} \times \left( \frac{0.4212}{0.7884} + \frac{0.1922}{0.3195} \right) = 0.568V_{wi}$$

$$V_{wij} = \frac{V_{wi}}{2} \times \left( \frac{0.3672}{0.7884} + \frac{0.1273}{0.3195} \right) = 0.432V_{wi}$$

连梁内力

$$V_{bj1} = N_{wi1} - N_{w(i-1)1} \quad (2-41)$$

$$M_{bj1} = V_{bj1} \cdot \frac{l_{bj0}}{2} = \frac{0.9}{2} \cdot V_{bj1} = 0.45V_{bj1} \quad (2-42)$$

表 2-14 水平地震作用下 XSW-6 剪力墙分配的内力

Tab 2-14 The internal force of shearing-wall of XSW-6 under horizontal earthquake

层数	$\xi$	左肢墙内力			右肢墙内力			连梁	
		$M_{\mu i1}$ /KN·m	$V_{\mu i1}$ /kN	$N_{\mu i2}$ /KN·m	$M_{\mu i2}$ /KN·m	$V_{\mu i2}$ /kN	$N_{\mu i1}$ /KN·m	$V_{\mu ij}$ /kN	$M_{\mu ij}$ /KN·m
11	1.0000	0.00	9.46	0.00	0.00	7.20	0.00	-11.75	-5.29
10	0.9091	8.25	19.40	11.75	5.45	14.76	-11.75	-24.08	-10.84
9	0.8182	25.16	28.34	35.83	16.62	21.56	-35.83	-35.18	-15.83
8	0.7273	49.86	36.29	71.01	32.94	27.60	-71.01	-45.05	-20.27
7	0.6364	81.49	43.25	116.06	53.83	32.89	-116.06	-53.68	-24.16
6	0.5455	119.18	49.21	169.74	78.73	37.43	-169.74	-61.08	-27.49
5	0.4545	162.07	54.18	230.82	107.06	41.21	-230.82	-67.25	-30.26
4	0.3636	209.28	58.16	298.07	138.25	44.23	-298.07	-72.18	-32.48
3	0.2727	259.96	61.14	370.25	171.73	46.50	-370.25	-75.88	-34.15
2	0.1818	313.24	63.12	446.14	206.93	48.01	-446.14	-78.35	-35.26
1	0.0909	368.26	64.12	524.49	243.27	48.77	-524.49	-79.58	-35.81
0	0.0000	424.13	64.12	604.07	280.18	48.77	-604.07		

## 2.7.4 风荷载作用下总剪力墙内力计算

将楼梯看成一悬臂构件，根据材料力学求出各层剪力和弯矩。

## 2.7.5 风荷载作用下剪力墙内力的分配

表 2-15 风荷载作用下 XSW-4 剪力墙分配的内力

Tab 2-15 The internal force of shearing-wall of XSW-4 under horizontal wind

层数	$\xi$	总剪力墙内力		XSW-2		XSW-6	
		$M_{\mu i}$ /KN·m	$V_{\mu i}$ /kN	$M_{\mu ij}$ /KN·m	$V_{\mu ij}$ /kN	$M_{\mu ij}$ /KN·m	$V_{\mu ij}$ /kN
11	1.0000	0.00	163.48	0.00	2.83	0.00	4.82
10	0.9091	490.43	348.17	8.48	6.02	14.47	10.27
9	0.8182	1534.95	521.06	26.55	9.01	45.28	15.37
8	0.7273	3098.14	682.14	53.60	11.80	91.40	20.12
7	0.6364	5144.55	831.83	89.00	14.39	151.76	24.54
6	0.5455	7640.05	968.64	132.17	16.76	225.38	28.57
5	0.4545	10545.98	1093.42	182.45	18.92	311.11	32.26
4	0.3636	13826.25	1211.35	239.19	20.96	407.87	35.73
3	0.2727	17460.30	1323.72	302.06	22.90	515.08	39.05
2	0.1818	21431.45	1430.52	370.76	24.75	632.23	42.20
1	0.0909	25723.01	1531.76	445.01	26.50	758.83	45.19
	0.0000	30318.31	1531.76	524.51	26.50	894.39	45.19

### 2.7.6 XSW-6(整体小开口墙)墙肢和连梁内力计算

墙肢弯矩

$$M_{wij} = 0.85 \times M_{wi} \cdot \frac{I_j}{I} + 0.15 \times M_{wj} \cdot \frac{I_j}{\sum I_j}$$

$$M_{wi1} = 0.85 \times M_{wi} \cdot \frac{0.1922}{2.1926} + 0.15 \times M_{wi} \cdot \frac{0.1922}{0.3195} = 0.165M_{wi}$$

$$M_{wi2} = 0.85 \times M_{wi} \cdot \frac{0.1273}{2.1296} + 0.15 \times M_{wi} \cdot \frac{0.1273}{0.3195} = 0.109M_{wi}$$

墙肢轴力

$$N_{wij} = 0.85 \times M_{wi} \cdot \frac{A_j y_i}{I}$$

$$N_{wi1} = 0.85 \times M_{wi} \cdot \frac{0.4212 \times 1.439}{2.1926} = 0.235M_{wi}$$

$$N_{wi2} = -N_{wi1}$$

墙肢剪力

$$V_{wij} = \frac{V_{wi}}{2} \times \left( \frac{A_j}{\sum A_j} + \frac{I_j}{\sum I_j} \right)$$

$$V_{wi1} = \frac{V_{wi}}{2} \times \left( \frac{0.4212}{0.7884} + \frac{0.1922}{0.3195} \right) = 0.568V_{wi}$$

$$V_{wij} = \frac{V_{wi}}{2} \times \left( \frac{0.3672}{0.7884} + \frac{0.1273}{0.3195} \right) = 0.432V_{wi}$$

连梁内力

$$V_{bj1} = N_{w1} - N_{w(i-1)1}$$

$$M_{bj1} = V_{bj1} \cdot \frac{l_{bj0}}{2} = \frac{0.9}{2} \cdot V_{bj1} = 0.45V_{bj1}$$

表 2-16 XSW-6 在风荷载作用下墙肢及连梁的内力

Table 2-16 XSW-6 under the wind load wall and beam the internal force

层数	$\xi$	左肢墙内力			右肢墙内力			连梁	
		$M_{\mu ij}$ /kN·m	$V_{\mu ij}$ /kN	$N_{\mu ij}$ /kN	$M_{\mu ij}$ /kN·m	$V_{\mu ij}$ /kN	$N_{\mu ij}$ /kN	$M_{\mu ij}$ /kN·m	$N_{\mu ij}$ /kN
11	1.0000	0.00	0.80	0.00	0.00	0.53	0.00	-1.53	-3.40
10	0.9091	2.39	1.69	3.40	1.58	1.12	-3.40	-3.26	-7.24
9	0.8182	7.47	2.54	10.64	4.94	1.68	-10.64	-4.88	-10.84
8	0.7273	15.08	3.32	21.48	9.96	2.19	-21.48	-6.38	-14.19
7	0.6364	25.04	4.05	35.66	16.54	2.67	-35.66	-7.79	-17.30
6	0.5455	37.19	4.71	52.96	24.57	3.11	-52.96	-9.07	-20.15
5	0.4545	51.33	5.32	73.11	33.91	3.52	-73.11	-10.23	-22.74
4	0.3636	67.30	5.90	95.85	44.46	3.90	-95.85	-11.34	-25.19
2	0.1818	104.32	6.96	148.57	68.91	4.60	-148.57	-13.39	-29.75
1	0.0909	125.21	7.46	178.32	82.71	4.93	-178.32	-14.34	-31.86
	0.0000	147.57	7.46	210.18	97.49	4.93	-210.18		

## 2.8 竖向荷载作用下的结构内力计算

竖向荷载包括竖向恒载和竖向活载，在竖向荷载作用下，可近似得认为各片剪力墙只承受轴向力，且规定以受压为正，其弯矩和剪力等于零。各片剪力墙承受的轴力由墙体自重和楼板传来的荷载两部分组成，其中楼板传来的荷载可近似地按其受荷面积，不考虑结构的连续性进行分配计算，在计算墙肢轴力时，以洞口中线作为荷载分界线。

### 2.8.1 XSW-2（整截面墙）

XSW-2 楼（屋）面荷载传递方式分别如图 5

#### 1) 恒载

屋面恒载  $5.66 \times 1.8 = 10.188 \text{ kN/m}$

$5.66 \times 1.5 = 8.4 \text{ kN/m}$

楼面恒载  $3.54 \times 1.8 = 6.372 \text{ kN/m}$

$3.54 \times 1.5 = 5.31 \text{ kN/m}$

墙体自重  $4.976 \times 3.0 = 14.928 \text{ kN/m}$

屋面集中恒载  $P_1 = (0.3 + 3.9) \times 0.5 \times 1.8 \times 5.66 + (0.9 + 3.9) \times 0.5 \times 1.5 \times 5.66$   
 $= 39.22 \text{ kN/m}$

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/516233141101010213>