

高
层
建
筑
钢
结
构
设
计

徐永基 刘大海
钟锡根 杨翠如

编著

陕西科学技术出版社

高
层
建
筑
钢
结
构
设
计

徐永基 刘大海
钟锡根 杨翠如

编著

陕西科学技术出版社

(陕)新登字第 002 号

高层建筑钢结构设计

徐永基 刘大海 编著
钟锡根 杨翠如

陕西科学技术出版社出版发行

(西安北大街 131 号)

新华书店经销 国营五二三厂印刷

787×1092 毫米 16 开本 21 印张 4 插页 56.5 万字

1993 年 12 月第 1 版 1993 年 12 月第 1 次印刷

印数:1—1,000

ISBN 7-5369-1504-7/TU·55

定 价:(精) 16.90 元

内 容 提 要

钢结构是高层建筑的一种主要结构类型。由于它自重轻，耐震性能好，更适合用于地震区和软土地基上的高层建筑。

本书注重实用。根据工程设计的需要，系统地阐述高层建筑钢结构的基本设计原则，承重构件布置，抗侧力体系选型，静载、风载、地震作用下的结构分析；并进一步给出构件节点设计，组合楼板的计算和构造，柱、支撑非弹性刚度和承载力的确定，结构的水平和竖向地震反应及其遇合，偏心结构的扭转振动分析，框-墙、框-撑等双重体系的两阶段设计法。

本书供设计、施工、科研人员及高等院校土建专业师生使用。

前 言

钢结构是世界早期高层建筑群中最先使用的一种结构类型,而且它又是今后高层建筑中一种具有广阔发展前景的结构类型。随着城市人口的日益密集,高速电梯的完善,城市竖向交通效率远高于水平交通效率,世界很多大城市的建筑正在向高空发展。现已开始筹划建造 1 000 m、2 000 m,甚至更高的空中城市建筑群。为了抗风、抗震,减小结构占用面积,降低基础费用,缩短建筑工期,钢结构将成为超高层建筑中无可争议的结构类型。我们现在就应该做好充分准备,迎接新的挑战,赶上时代步伐。

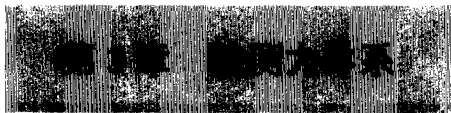
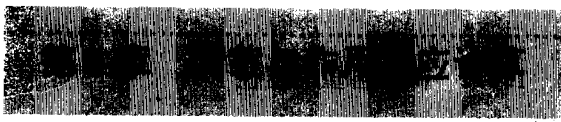
到目前为止,我国虽然已经建成十几幢钢结构高层建筑,但在设计领域里仍未迈出借用和仿制阶段。因此,有必要及时总结出一整套高层建筑钢结构设计资料,供设计人员参考使用,以便我国能自行设计出更多更优秀的钢结构高层建筑。

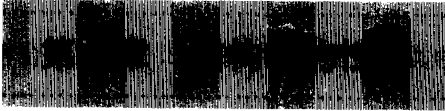
本书从工程建设需要出发,首先阐述高层建筑钢结构的基本设计原则,接着论述承重构件的布置,柱网的合理尺寸,梁、柱截面形式及其连接方式,多种抗侧力体系的构件组成、力学特性、变形特征和最佳适用高度,以便为结构方案的优化奠定基础。关于结构分析,书中的第 4 章给出高层钢结构在静载、风载、地震

目 录

1.1 房屋体形	(1)
1.1.1 建筑平面形状 1.1.2 建筑立面形状 1.1.3 房屋高度	
1.2 结构布置	(7)
1.2.1 抗侧力构件的平面布置 1.2.2 抗侧力构件的竖向布置	
1.3 概念设计	(10)
1.3.1 场地选择 1.3.2 削减地震反应 1.3.3 结构体系基本要求	
1.4 结构的稳定	(15)
1.4.1 结构整体稳定 1.4.2 $P-\Delta$ 效应	
1.5 楼盖结构	(16)
1.5.1 钢梁的布置 1.5.2 减轻自重的途径	
1.6 地基与基础	(22)
1.6.1 基本要求 1.6.2 基础埋深 1.6.3 地面以下结构 1.6.4 基础选型	
1.6.5 计算原则	

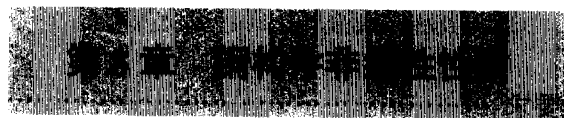
2.1 概述	(27)
2.2 柱网的型式	(28)
2.2.1 方形柱网 2.2.2 矩形柱网 2.2.3 三角形柱网	
2.3 柱网的合理尺寸	(29)

2.3.1 框架结构体系	2.3.2 外框筒结构体系	
2.4 柱截面形式及其应用情况		(32)
2.4.1 宽翼缘工字形钢	2.4.2 方管截面	2.4.3 十字形截面
2.4.4 圆管截面		
2.5 简单体形高楼的钢柱截面尺寸初估		(35)
2.5.1 钢柱截面的初估	2.5.2 构件截面的参考尺寸	
		
3.1 结构选型的重要性		(76)
3.1.1 用钢量	3.1.2 适用高度	3.1.3 高宽比
3.1.4 杆系分类		
3.2 钢结构		(79)
3.2.1 框架体系	3.2.2 框-撑体系	3.2.3 加劲框-撑体系
3.2.4 偏交支撑	3.2.5 框筒体系	3.2.6 支撑框筒体系
3.2.7 筒中筒体系	3.2.8 框筒束体系	3.2.9 大型支撑体系
3.2.10 巨型框架体系		
3.3 砼-钢结构		(95)
3.3.1 “砼芯筒-钢框架”体系	3.3.2 “砼墙-钢框架”体系	3.3.3 “砼墙-钢外筒”体系
3.3.4 “砼芯筒-钢外筒”体系	3.3.5 “砼外筒-钢框架”体系	
3.4 型钢砼结构		(105)
3.4.1 结构特征	3.4.2 结构体系	
		
4.1 重力荷载		(107)
4.1.1 楼面活荷载	4.1.2 施工荷载	
4.2 静载竖向缩短		(111)
4.2.1 竖构件缩短的原因	4.2.2 竖向缩短差	4.2.3 差异缩短的后果
4.2.4 竖向缩短量的计算		
4.3 风荷载及效应		(114)
4.3.1 风荷载标准值	4.3.2 横风向振动响应	4.3.3 风载内力和侧移
4.3.4 风振加速度控制		

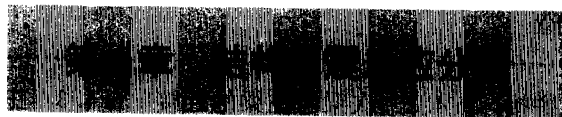
4.4 地震作用效应计算	(131)
4.4.1 抗震设防目标 4.4.2 第一阶段设计 4.4.3 第二阶段设计	
4.5 承载力和变形验算	(170)
4.5.1 荷载效应组合 4.5.2 构件承载力验算 4.5.3 结构侧移检验	
4.5.4 结构整体稳定	
	
5.1 钢材	(176)
5.1.1 热轧型钢 5.1.2 铸钢件	
5.2 连接材料	(180)
5.2.1 焊接材料 5.2.2 螺栓连接材料	
	
6.1 设计原则和一般要求	(184)
6.1.1 节点设计原则 6.1.2 节点设计的一般要求	
6.2 梁与柱的连接	(189)
6.2.1 连接的类型 6.2.2 梁与柱的刚性连接 6.2.3 梁与柱的半刚性连接	
6.2.4 梁与柱的铰接 6.2.5 刚接节点的局部应力 6.2.6 刚接节点域的变形和承载力	
6.3 柱与柱的连接	(204)
6.3.1 柱截面形式及焊缝要求 6.3.2 柱的工地拼接 6.3.3 柱的变截面连接	
6.3.4 错位柱的构造	
6.4 梁与梁的连接	(208)
6.4.1 主梁的工地拼接 6.4.2 次梁与主梁的连接 6.4.3 主梁的水平隔撑	
6.4.4 梁腹板开孔的补强	
6.5 钢柱脚	(211)
6.5.1 一般要求 6.5.2 钢柱脚的设计	
6.6 抗侧力构件与框架的连接	(215)
6.6.1 支撑与框架的连接 6.6.2 预制剪力墙与框架的连接	
6.7 钢梁与钢筋混凝土结构的连接	(221)
6.7.1 连接形式 6.7.2 连接构造	



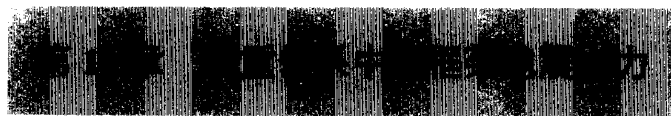
7.1 概述	(222)
7.1.1 砼-钢组合楼盖的类型及其组成 7.1.2 砼-钢组合楼盖的性能和应用	
7.2 压型钢板-砼楼板	(226)
7.2.1 一般要求 7.2.2 压型钢板设计 7.2.3 组合板设计	
7.3 简支组合梁	(234)
7.3.1 组合梁的塑性设计 7.3.2 组合梁的弹性设计	
7.4 连续组合梁	(244)
7.4.1 连续组合梁的塑性设计 7.4.2 连续组合梁的弹性设计	
7.5 砼-钢组合楼盖的构造要求	(248)
7.5.1 压型钢板-砼板 7.5.2 组合梁	



8.1 钢框架柱的非线性强度和稳定	(251)
8.1.1 框架柱的弹性阶段承载力 8.1.2 框架柱的弹塑性稳定问题	
8.1.3 压杆计算长度系数 8.1.4 低周往复荷载下的承载能力	
8.2 竖向支撑的非线性刚度和承载力	(257)
8.2.1 低周往复水平荷载下支撑的恢复力特性 8.2.2 低周往复水平荷载下支撑强度的劣化	
8.2.3 带支撑框架的恢复力特性 8.2.4 竖向支撑的应用	



9.1 对称结构地震反应	(265)
9.1.1 水平地震作用下结构地震内力计算 9.1.2 竖向地震反应计算	
9.1.3 水平与竖向地震反应的遇合	
9.2 非对称结构平扭耦联振动分析	(276)
9.2.1 单向输入地震反应分析 9.2.2 双向输入地震反应分析	

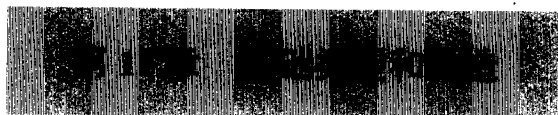


10.1 砼-钢结构中抗震墙刚度退化对钢框架地震内力的影响 (291)

- 10.1.1 砼-钢结构的优点 10.1.2 砼-钢结构的特点 10.1.3 两阶段设计法的必要性和合理性 10.1.4 两阶段设计法的原理 10.1.5 如何考虑抗震墙刚度退化
10.1.6 计算步骤 10.1.7 砼墙-钢框架体系横向抗震分析的矩阵位移法
10.1.8 计算结果剖析

10.2 框-撑体系中支撑压杆弹性失稳的影响 (302)

- 10.2.1 支撑斜杆受压弹性失稳后的刚度和承载力 10.2.2 低周往复荷载下支撑刚度和承载力的降低 10.2.3 框-撑结构体系考虑支撑非弹性特征的分析方法



11.1 格形基础 (307)

- 11.1.1 基础形式 11.1.2 构造要求

11.2 筏形基础 (308)

- 11.2.1 基础形式 11.2.2 构造要求

11.3 箱形基础 (309)

- 11.3.1 基本情况 11.3.2 构造要求 11.3.3 工程实例

11.4 桩基础 (312)

- 11.4.1 设计要求 11.4.2 计算原则 11.4.3 构造要求

11.5 大直径扩底墩 (319)

- 11.5.1 布置原则 11.5.2 构造要求

11.6 岩石锚杆基础 (320)

- 11.6.1 应用条件 11.6.2 构造要求

11.7 主楼与裙房基础 (321)

- 11.7.1 高低层之间设缝 11.7.2 高低层整体基础 11.7.3 设计规定



第 1 章

结构设计原则

1.1 房屋体形

1.1.1 建筑平面形状

1. 抗风设计

1) 对称平面

采用钢结构的高层建筑,高度多在100m以上,所受到的风荷载很大,为了控制结构侧移和风振加速度,建筑平面应该尽量采用方形、矩形、圆形、正六边形、正八边形和椭圆形等双轴对称的平面形状(图1-1)。楼层平面形状不对称,高层建筑在风荷载作用下就会发生扭转振动。为使大风作用下,高层建筑的摇晃不致使居住者感到不适,就必须控制结构的顺风向振动加速度和横风向振动加速度。然而,实践经验证明,一幢高层建筑,在大风作用下即使是发生轻微的扭转振动,也会使居住者感到振动加剧很多。

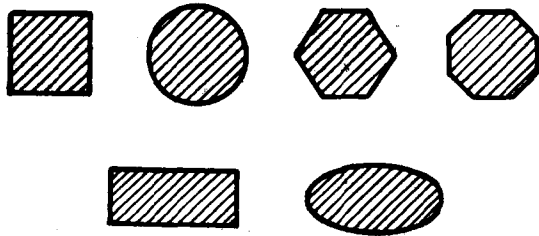


图1-1 高层建筑的对称平面

2) 流线型平面

合理地选择楼层平面形状,能够显著降低风对高层建筑的作用,取得较好的经济效果。高层建筑采用圆形、椭圆形等流线型平面,与

采用矩形平面相比较,风载体型系数约可减小 30%以上(参见表 4-6)。此外,由于圆形平面的对称性,当风速的冲角 α 发生任何改变时,都不会引起侧力数值上的改变。因此,采用圆形平面高层建筑,在大风作用下不会发生驰振现象。

3) 带切角的矩形平面

从第 4 章表 4-6 中的数值还可看出,正六边形、正八边形、Y 形和十字形平面的风载体型系数,也都比矩形平面要小。不过,在实际工程中,高层建筑还是以采用矩形平面居多。从减小风载体型系数的角度出发,对矩形平面进行切角处理,也能取得一定的效果。此外,对于采用框筒和框筒束体系的高层建筑,进行切角处理,还可降低风荷载下角柱的峰值应力。

4) 边长比

对于采用钢框筒结构体系的高层建筑,若采用矩形平面,长边与短边的比值不应大于 1.5。因为超过此一比值的矩形平面钢框筒,当风力方向平行于矩形平面的短边时,框筒,由于剪力滞后现象严重,不能充分发挥作为立体构件的空间作用,从而降低框筒抵抗侧力的有效性。

2. 抗震设计

1) 简单平面

位于地震区的高层建筑,水平地震作用的分布取决于质量分布。为使楼层水平地震作用沿平面分布均匀,避免引起结构的扭转振动。楼层平面更应尽可能采用图 1-1 所示的方形、矩形、圆形等简单平面。

需要指出,三角形平面虽然也属简单平面形状,但是,由于沿其主轴方向不都是对称的,因而楼层平面为三角形的高层建筑,在地震作用下将不可避免地发生扭转振动,震害程度将会加重。

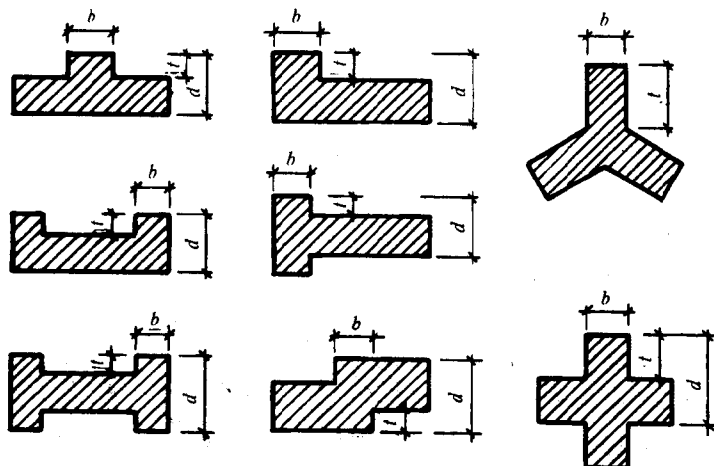


图 1-2 不规则平面形状 (当 $t/b > 1.0$ 或 $t/d > 0.3$ 时)

2) 不规则平面

在一个城市中,由于城市规划对街景的要求,或者由于建筑场地形状的限制,高层建筑不可能千篇一律地采用方形、矩形等简单平面形状,有时需要采用 L 形、丁字形、三叉形或十字形等比较复杂的平面形状。不过,为了避免地震时发生较强烈的扭转振动以及水平地震

力沿平面的不均匀分布,对于图 1-2 中所示的各种平面形状,应该控制凸出部分的厚度 t 与宽度 b 的比值。当 $t/b \leq 1.0$ 和 $t/d \leq 0.3$ 时,均可视为较规则的平面形状,地震区的高层建筑可以采用。当 $t/b > 1.0$ 或 $t/d > 0.3$ 时,均应划归不规则平面形状,用于地震区高层建筑时,就应该对结构进行精细的地震反应分析,以便取得各构件较确切的地震区内力和变形。

3) 防震缝

(1) 互撞震害 国内外历次地震中,相邻建筑物发生碰撞的事例屡见不鲜。1985 年墨西哥地震,墨西哥市更有不少高层建筑因相互碰撞,造成严重破坏甚至引起倒塌。究其原因,主要有以下几种情况:①在建筑物中设置的伸缩缝或沉降缝不符合防震缝的构造要求;②对地震时结构的变形量估计不足,防震缝宽度偏小;③软土或可液化土发生震陷,建筑物因地基不均匀沉降发生倾斜,进一步减小相邻建筑物之间的净空;④防震缝的位置或构造不当。所以,对于高层建筑来说,因需要而设置的伸缩缝和沉降缝,在缝的宽度和构造方面,均应符合对防震缝所提出的要求。

(2) 防震缝的设置条件 钢结构高层建筑的层数很多,地震时产生的侧移值很大,如果设置防震缝,缝的净宽将很大,给建筑处理带来困难。因此,对于地震区的高层建筑,应该采取合理的建筑和结构方案,尽量避免设置防震缝。不过,由于建筑平面和体形的多样化,复杂平面和不规则结构有时也难于避免,这就要求利用防震缝将它划分为若干个简单平面和规则结构。此外,若高层建筑平面过长,或各部分的地基沉降差过大,需要设置伸缩缝或沉降缝时,也需要设置防震缝。一般而言,遇到下列情况之一时,应该设置防震缝。

a. 建筑平面很复杂,或结构很不规则,又无条件进行精细的地震反应分析,在构造上也未采取合理对策和措施。

b. 房屋长度超过规范规定的伸缩缝最大间距,又无条件在设计和施工上采取减小伸缩影响的措施,而必需设置伸缩缝时。

对于钢结构,伸缩缝的允许最大间距可以达到 90m,而钢结构高层建筑的平面尺寸一般不会超过 90m,所以,无需设置伸缩缝。

c. 地基土质不均匀,或房屋各部分基础类型不同,房屋基础各个部分的预计沉降量(包括地震时地基土的震陷量)相差过大,必须设置沉降缝时。

d. 房屋各部分的质量分布或结构抗推刚度,大小悬殊时。

房屋中因需要所设置的伸缩缝和沉降缝,均应符合防震缝的构造要求。

(3) 主楼与裙房 高层建筑的主楼与裙房之间是否需要设置防震缝,应视具体情况而定^[1]。

a. 高层建筑的主楼与裙房伸出长度,不大于整个房屋底部长度的 15% 时,可以利用基础的竖向刚度将主楼与裙房连成整体,不必在主楼与裙房之间设置变形缝(图 1-3)。但在设计中需要考虑房屋各部分的布置不对称所引起的基础偏心影响。

b. 当裙房的面积较大,而地基条件较好时,主楼与裙房之间也可不设缝。此时,除在施工方法上采取后浇带等措施,以减少早

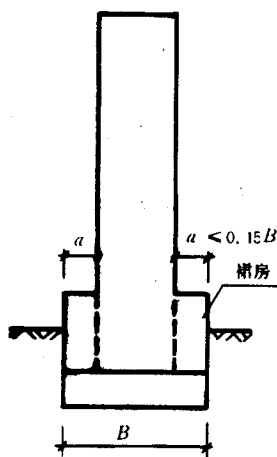


图 1-3 主楼与裙房连为一体

期产生的差异沉降外,在计算中还应进行仔细的基础沉降量分析,以考虑后期沉降差对连接构件的影响,并在构造上采取相应措施。

对于裙房与主楼相连的情况,在结构抗震设计中应采取以下对策:①在裙房中采用比主楼结构抗推刚度要小的较柔结构,以减小裙房对楼层刚度突变的影响程度;②在地震反应分析中,考虑裙房引起的刚度突变,在主楼与裙房屋面相衔接的楼层中,因相对柔弱而引起的塑性变形集中效应;③考虑裙房非对称布置引起的结构扭转振动影响;④对于相对柔弱楼层和应力集中部位,应采取措施提高其结构的延性。

c. 当主楼与裙房之间必须设置沉降缝时,为了增强地震时主楼的抗倾覆稳定性,地面以下的沉降缝,宜用粗砂等松散材料填实。

1.1.2 建筑立面形状

1. 简单形状的立面

位于地震区的钢结构高层建筑,其立面形状也应该采用矩形、梯形或三角形等沿高度均匀变化的简单几何图形。避免采用楼层平面尺寸存在剧烈变化的阶梯形立面,更不能采用目前出现的一种时尚的由上而下逐步收进的倒梯形建筑。因为,立面形状的突然变化,必然带来楼层质量和抗推刚度的剧烈变化。地震时,突变部位就会因剧烈振动或塑性变形集中效应而使破坏程度加重。

2. 截锥状体形

美国芝加哥汉考克大厦所采用的截锥状体形(参见图 3-26),和西尔斯大厦所采用的由上

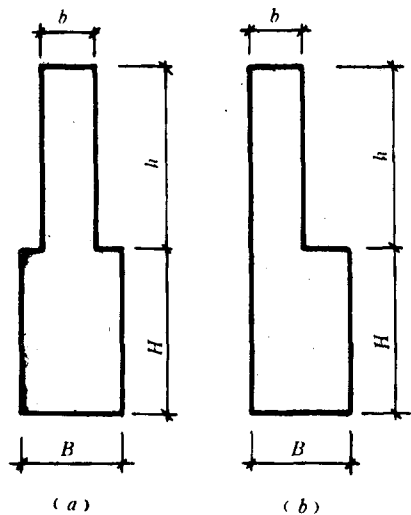


图 1-4 不规则立面
($b/B < 0.75$, $h/H > 1.0$)

而下分段逐渐减小楼层面积的阶梯状体形(参见图 3-34),由于楼房顶部的楼面尺寸比底部小,除了在建筑使用功能方面存在优点外,在抗风和抗震方面也具有一定的优越性:①风荷载沿房屋高度向上逐渐增大,减小楼房上部迎风面积,可以减小作用于楼房上部的风荷载以及整个建筑的总的风荷载;②钢结构高层建筑中的竖构件的截面尺寸,在很大程度上取决于水平荷载引起的倾覆力矩的大小,上述两种体形,使高层建筑竖向投影面积的形心以及整个建筑的质心下降,从而减小风荷载和地震作用引起的倾覆力矩。

3. 不规则立面

前一款中提到,逐渐收进的阶梯形建筑有利于抗风和抗震。然而,对于考虑抗震设防的高层建筑来说,收进比例过大的阶梯形建筑,容易引起振幅较大的高阶振型和突变部位塑性变形集中现象的出现,反而不利于抗震。当阶梯形建筑的楼面尺寸变化率为 $b/B <$

0.75, 阶梯形高度的比值 $h/H > 1$ 时(图 1-4),就应该属于不规则立面,不宜用于地震区的高层建筑。

1.1.3 房屋高度

1. 房屋总高度

1) 工程实践

实践经验表明,不同的结构类型,不同的结构体系,各有其适用的最大高度。框架体系抵抗侧力的刚度和承载力较小,符合经济合理原则的房屋最大适用高度就较低。框-撑、框-墙和筒体等结构体系,抵抗侧力的刚度和承载力逐级增大,它们所适用的最大房屋高度也就逐级增高。此外,钢材的强度和变形能力比砼高得多,所以,钢结构所适用的最大房屋高度要比砼-钢混合结构更高一些。

(1) 钢结构 北京1987年建成的26层长富宫中心,按8度地震设防,采用钢结构纯框架体系。美国资料介绍,钢框架体系的合理最大高度为30层,按平均层高3.6 m计算,总高度为110 m。北京1989年前后建成的京城大厦和京广中心,分别采用钢结构的框-撑体系和框-墙体系,总层数分别达到50层和51层,其总高度分别为184 m和208 m。关于筒体结构,采用钢框筒的纽约世界贸易中心,高度已达413 m;采用钢结构框筒束的芝加哥西尔斯大厦,总高度为443 m。在强地震区建造钢结构高层建筑也已积累了一定的经验。日本在地震烈度为8度强的东京市,已建成60层的阳光大厦等几座钢结构高层建筑,采用钢框筒加钢筋砼墙板,房屋高度均在200 m以上。

(2) 型钢砼结构 型钢砼结构(SRC结构)的构件和杆件,是以型钢为骨架,外包钢筋砼所构成,其耐震性能接近于钢结构。北京1986年建成的香格里拉饭店,采用型钢砼框架体系,外加钢筋砼抗震墙,总层数为26层,总高度已达83 m。

(3) 砼-钢结构 近些年来,世界各地砼-钢混合结构迅速发展,兴建了一批砼-钢结构高层建筑,取得了良好的经济效益。我国深圳于1988年建成的发展中心大厦,采用由钢框架和钢筋砼剪力墙组成的砼-钢混合结构,总层数为43层,高度已达160 m。上海1988年建成的希尔顿酒店,采用由钢框架和钢筋砼芯筒组成的砼-钢混合结构,总层数为43层,总高度为143 m。在国外,已建成的砼-钢结构高层建筑就更高一些。例如,巴黎的曼蒙巴纳斯大厦,已达59层,高210 m。采用框筒体系的砼-钢混合结构,在美国已建成的最高建筑是休斯顿的德克萨斯商业大楼,75层,高305 m。

2) 设计规定

《高层建筑钢结构设计与施工规程》(以下简称《高钢规程》),根据国内外的工程经验,对钢结构、型钢砼结构和砼-钢结构高层建筑的高度限值,分别作出规定。现列于表1-1中,供工程设计参考应用。

2. 房屋高宽比

1) 工程经验

房屋高宽比是指房屋总高度与房屋底部顺风(地震)向宽度的比值。它的数值的大小直接影响到结构的抗推刚度、风振加速度和抗倾覆能力。如果房屋的高宽比值较大,结构就柔,风或地震作用下的侧移就大,阵风引起的振动加速度就大,结构的抗倾覆能力就低。所以,进行高层建筑钢结构的抗风和抗震设计时,房屋的高宽比应该得到控制。

C. H. Thornton 在《高层和超高层建筑中的结构表现》一文中指出:有实际经验的结构

工程师根据不同的经验方法来选择各种高层建筑的几何比例,最常用的一个比例数就是房屋的高宽比。多数工程师认为房屋高宽比应控制在8以下。若高宽比值大于8,结构的效能将过低,风荷载下结构的侧移值和振动加速度将不能满足要求^[4]。事实上,美国等地已建的钢结构高层建筑,房屋的高宽比值均小于8。芝加哥的西尔斯大厦、汉考克大厦和纽约的世界贸易中心,高度比值均在6.5左右。

表 1-1 高层建筑常用最大高度 (m)

结构类型	结 构 体 系	非抗震设计	抗震设防烈度		
			6度、7度	8度	9度
钢结构	框架	110	110	90	70
	框-撑、框-墙	240	200	180	140
	各类筒体	400	350	300	250
砼-钢结构	砼墙-钢框架	220	180	—	—
	砼芯筒-钢框架				
	砼芯筒-钢框筒	220	220	150	—
型钢砼结构	框架	110	110	90	70
	框-墙	180	150	120	100
	各类筒体	200	180	150	120

既然房屋的高宽比值决定着结构的抗推刚度和抗倾覆承载力,因此,房屋高宽比的允许最大值,应该随水平荷载的大小而异。就是说,风荷载大的和抗震设防烈度高的建筑物,高宽比值要小一些;反之,就可以大一些。

2) 设计规定

《高钢规程》根据国内外的工程经验,对钢结构、型钢砼结构和砼-钢结构高层建筑的高宽比限值,分别作出规定。现列于表 1-2 中,供工程设计参考使用。

表 1-2 高层建筑高宽比的适宜限值

结构类型	结 构 体 系	非抗震设计	抗震设防烈度		
			6度、7度	8度	9度
钢结构	框架	5	5	4	3
	框-撑、框-墙	6	6	5	4
	各类筒体	6.5	6	5	5
砼-钢结构	砼墙-钢框架	5	5	—	—
	砼芯筒-钢框架				
	砼芯筒-钢框筒	6	5	5	—
型钢砼结构	框架	5	5	4	3
	框-墙	5.5	5	5	4
	各类筒体	6	6	5	5

1.2 结构布置

1.2.1 抗侧力构件的平面布置

1. 基本原则

钢结构高层建筑的动态特性取决于各抗侧力构件的平面布置状况。为使各构件受力均匀,获得抵抗水平荷载的最大承载力,抗侧力构件沿平面纵横方向的布置,应符合下列基本原则:

- (1) 抗侧力构件的布置应力求使各楼层抗推刚度中心与楼层水平剪力的合力中心相重合,以减少结构的扭转振动效应;
- (2) 框筒、墙筒、支撑筒等抗推刚度较大的芯筒,在平面上应居中或对称布置;
- (3) 具有较大受剪承载力的预制钢筋砼墙板,应尽可能由楼层平面中心部位移至楼层平面周边,以提高整个结构的抗倾覆和抗扭转能力;
- (4) 建筑的开间、进深应尽量统一,以减少构件规格,便利制作和安装;
- (5) 构件的布置以及柱网尺寸的确定,应尽量避免使钢柱的截面尺寸过大。构件截面的钢板厚度一般不宜超过 100 mm,因为太厚的钢板,焊接困难,并容易产生层状撕裂。

2. 平面不规则结构

考虑抗震设防的钢结构高层建筑,在结构平面布置上具有下列情况之一者,则属于平面不规则结构^[2,3]:

- (1) 不论平面形状规则与否,任一楼层的偏心率(不包括附加偏心距)大于 0.15 时,属于“扭转不规则”结构。偏心率按下式计算

$$\epsilon_x = \frac{e_y}{r_{ex}}, \quad \epsilon_y = \frac{e_x}{r_{ey}} \quad (1-1)$$

式中 ϵ_x, ϵ_y ——分别为该层在 X 和 Y 方向的偏心率;

e_x, e_y ——分别为 X 和 Y 方向水平荷载合心作用线到结构刚心的距离;

r_{ex}, r_{ey} ——分别为 X 和 Y 方向的抗扭弹性半径,

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{K_T}{\Sigma K_x}}, \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{K_T}{\Sigma K_y}} \quad (1-2)$$

式中 $\Sigma K_x, \Sigma K_y$ ——分别为楼层各抗侧力构件在 X 和 Y 方向的抗推刚度之和;

K_T ——楼层的抗扭刚度,

$$K_T = \Sigma(K_x \bar{Y}^2) + \Sigma(K_y \bar{X}^2) \quad (1-3)$$

式中 $\bar{X}, \bar{Y}$ ——以刚心为原点的抗侧力构件坐标。

- (2) 结构平面形状带有缺口,缺口在两个方向的凹进深度和长度,分别超过楼层平面各该方向边长的 25%。

- (3) 楼盖不连续或存在水平刚度突变,或者开洞面积超过该层总面积的 50%。

- (4) 抗侧力构件出现垂直于所在平面方向的错位。

- (5) 具有较大抗推刚度的抗侧力构件,既不平行又不对称于结构体系的两个相互垂直的主轴。