

中华人民共和国行业标准

高层建筑混凝土结构技术规程

Technical specification for concrete structures of tall building

JGJ 3—2002

J 186—2002

中国建筑资讯网

2002 北 京

中华人民共和国行业标准

高层建筑混凝土结构技术规程

Technical specification for concrete structures of tall building

JGJ 3-2002

批准部门:中华人民共和国建设部

施行日期:2002年9月1日

中国建筑资讯网

2002 北 京

关于发布行业标准 《高层建筑混凝土结构技术规程》的通知 建标[2002] 138 号

根据我部《关于印发〈一九九七年工程建设城建、建工行业标准制订、修订项目计划〉的通知》（建标[1997] 71 号）的要求，中国建筑科学研究院主编的《高层建筑混凝土结构技术规程》，经我部审查，现批准为行业标准，编号为 JGJ3—2002，自 2002 年 9 月 1 日起实施。其中，3.2.2、3.3.1、3.3.2、3.3.13、3.3.16、4.7.1、4.8.1、4.8.2、4.8.3、5.4.4、5.6.1、5.6.2、5.6.3、5.6.4、6.1.6、6.3.2、6.4.3、7.2.18、7.2.26、8.1.5、8.2.1、9.2.4、9.3.7、10.1.2、10.2.8、10.2.11、10.2.15、10.3.3、10.4.4、10.5.2、10.5.5、11.2.19 为强制性条文，必须严格执行。原行业标准《钢筋混凝土高层建筑设计规程》JGJ3—91 以及建设部《关于行业标准〈钢筋混凝土高层建筑设计规程〉局部修订的通知》（建标[1997] 144 号）发布的该标准 1997 年局部修订条文同时废止。

本标准由建设部负责管理和对强制性条文的解释，中国建筑科学研究院负责具体技术内容的解释，建设部标准定额研究所组织中国建筑工业出版社出版发行。

中华人民共和国建设部
2002 年 6 月 3 日

前 言

根据建设部建标[1997] 71 号文的要求,标准编制组在广泛调查研究,认真总结实践经验,参考有关国际标准和国外先进标准,并广泛征求意见的基础上,对《钢筋混凝土高层建筑设计规程》JGJ 3—91 进行了修订。

本规程的主要技术内容是:1. 总则;2. 术语和符号;3. 荷载和地震作用;4. 结构设计的基本规定;5. 结构计算分析;6. 框架结构设计;7. 剪力墙结构设计;8. 框架—剪力墙结构设计;9. 筒体结构设计;10. 复杂高层建筑设计;11. 混合结构设计;12. 基础设计;13. 高层建筑施工;14. 附录 A~附录 E。

修订的主要内容是:1. 适用范围提高为 10 层及 10 层以上或高度超过 28m 的混凝土结构高层民用建筑,其最大适用高度和高宽比,除 A 级高度外,增加了 B 级高度,对 B 级高度高层建筑的规则性、作用效应计算及构造措施提出了比 A 级高度更严的规定;2. 增加了特一级抗震等级的计算和构造措施;3. 补充、修改了荷载和地震作用计算;4. 补充了结构平面和竖向布置的规则性界限,强调概念设计的重要性;5. 修改了结构侧向位移限制条件,增加了 150m 以上高层民用建筑的舒适度要求;6. 补充、修改了结构计算分析的有关规定,增加了楼层地震剪力控制和考虑质量偶然偏心的地震作用计算,结构重力二阶效应计算,修改了稳定计算和倾覆验算,修改了框架—剪力墙结构中框架柱地震剪力的调整方法;7. 补充和修改了框架、剪力墙、框架—剪力墙及筒体结构体系中结构布置的有关规定,增加了板柱—剪力墙结构、具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构的有关设计规定;8. 调整了强柱弱梁、强剪弱弯、剪力墙底部加强部位、框支柱等内力增大系数,增加了剪力墙轴压比限制条件及约束边缘构件的规定;9. 增加了钢—混凝土混合结构以及复杂高层建筑的有关设计规定;10. 补充、修改了基础设计、结构施工的有关规定。

本规程由建设部归口管理,由主编单位负责具体技术内容的解释。

本规程主编单位:中国建筑科学研究院

(邮政编码:100013,地址:北京北三环东路 30 号)

本规程参加单位:北京市建筑设计研究院、华东建筑设计研究院有限公司、广东省建筑设计研究院、深圳大学建筑设计研究院、上海市建筑科学研究院、清华大

学、北京建工集团有限责任公司

本规程主要起草人：徐培福 黄小坤 容柏生 程懋堃 汪大绥 胡绍隆 傅学怡 赵
西安 方鄂华 郝锐坤 胡世德 李国胜 周建龙 王明贵

目 次

前 言	4
目 次	6
1 总 则	9
2 术语和符号	10
2.1 术 语	10
2.2 符 号	11
3 荷载和地震作用	14
3.1 竖向荷载	14
3.2 风荷载	14
3.3 地震作用	18
4 结构设计的基本规定	27
4.1 一般规定	27
4.2 房屋适用高度和高宽比	27
4.3 结构平面布置	29
4.4 结构竖向布置	32
4.5 楼盖结构	33
4.6 水平位移限值和舒适度要求	34
4.7 构件承载力设计表达式	36
4.8 抗震等级	36
4.9 构造要求	38
5 结构计算分析	41
5.1 一般规定	41
5.2 计算参数	42
5.3 计算简图处理	43
5.4 直力二阶效应及结构稳定	44
5.5 薄弱层弹塑性变形计算	45
5.6 荷载效应和地震作用效应的组合	46
6 框架结构设计	49

6.1 一般规定	49
6.2 截面设计	50
6.3 框架梁构造要求	54
6.4 框架柱构造要求	57
6.5 钢筋的连接和锚固	61
7 剪力墙结构设计	66
7.1 一般规定	66
7.2 截面设计及构造	67
8 框架-剪力墙结构设计	81
8.1 一般规定	81
8.2 截面设计及构造	83
9 筒体结构设计	86
9.1 一般规定	86
9.2 框架-核心筒结构	87
9.3 筒中筒结构	88
10 复杂高层建筑结构设计	91
10.1 一般规定	91
10.2 带转换层高层建筑结构	91
10.3 带加强层高层建筑结构	98
10.4 错层结构	99
10.5 连体结构	99
10.6 多塔楼结构	100
11 混合结构设计	101
11.1 一般规定	101
11.2 结构布置和结构设计	102
11.3 型钢混凝土构件的构造要求	105
12 基础设计	109
12.1 一般规定	109
12.2 筏形基础	111
12.3 箱形基础	111
12.4 桩基础	112
13 高层建筑结构施工	115

13.1 一般规定	115
13.2 施工测量	115
13.3 模板工程	117
13.4 钢筋工程	120
13.5 混凝土工程	120
13.6 预制构件安装	122
13.7 深基础施工	122
13.8 施工安全要求	123
附录 A 风荷载体型系数	124
附录 B 结构水平地震作用计算的底部剪力法	128
附录 C 框架梁柱节点核心区截面抗震验算	131
C.1 一般框架梁柱节点	131
C.2 梁宽大于柱宽的扁梁框架的梁柱节点	132
C.3 圆往的梁柱节点	133
附录 D 墙体稳定计算	134
附录 E 转换层上、下结构侧向刚度规定	135
本规程用词说明	137

1 总 则

1.0.1 为在高层建筑工程中合理应用混凝土结构（包括钢和混凝土的混合结构），做到安全适用、技术先进、经济合理、方便施工，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于 10 层及 10 层以上或房屋高度超过 28m 的非抗震设计和抗震设防烈度为 6 至 9 度抗震设计的高层民用建筑结构，其适用的房屋最大高度和结构类型应符合本规程的有关规定。

本规程不适用于建造在危险地段场地的高层建筑。

1.0.3 高层建筑的抗震设防烈度必须按照国家规定的权限审批、颁发的文件（图件）确定。一般情况下，抗震设防烈度可采用中国地震烈度区划图规定的地震基本烈度；对已编制抗震设防区划的地区，可按批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设防。

1.0.4 抗震设计的高层建筑应根据其使用功能的重要性分为甲、乙、丙三个抗震设防类别。抗震设防类别的划分应符合现行国家标准《建筑抗震设防分类标准》GB50223 和《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定。

1.0.5 高层建筑结构设计中应注重概念设计，重视结构的选型和平、立面布置的规则性，择优选用抗震和抗风性能好且经济合理的结构体系，加强构造措施。在抗震设计中，应保证结构的整体抗震性能，使整个结构具有必要的承载能力、刚度和延性。

1.0.6 高层建筑混凝土结构设计与施工除应符合本规程的规定外，尚应符合国家现行有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 高层建筑 tall building

10 层及 10 层以上或房屋高度大于 28m 的建筑物。

2.1.2 房屋高度 building height

自室外地面至房屋主要屋面的高度。

2.1.3 框架结构 frame structure

由梁和柱为主要构件组成的承受竖向和水平作用的结构。

2.1.4 剪力墙结构 shearwall structure

由剪力墙组成的承受竖向和水平作用的结构。

2.1.5 框架-剪力墙结构 frame-shearwall structure

由框架和剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构。

2.1.6 板柱-剪力墙结构 slab-column shearwall structure

由无梁楼板与柱组成的板柱框架和剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构。

2.1.7 筒体结构 tube structure

由竖向筒体力主组成的承受竖向和水平作用的高层建筑结构。筒体结构的筒体分剪力墙围成的薄壁筒和由密柱框架或壁式框架围成的框筒等。本规程涉及的筒体结构主要包含以下两种：

1 框架-核心筒结构 frame-corewall structure

由核心筒与外围的稀柱框架组成的高层建筑结构。

2 筒中筒结构 tube in tube structure

由核心筒与外围框筒组成的高层建筑结构。

2.1.8 混合结构 mixed structure, hybrid structure

本规程涉及的混合结构是指由钢框架或型钢混凝土框架与钢筋混凝土筒体（或剪力墙）所组成的共同承受竖向和水平作用的高层建筑结构。

2.1.9 转换结构构件 transfer member

完成上部楼层到下部楼层的结构型式转变或上部楼层到下部楼层结构

布置改变而设置的结构构件,包括转换梁、转换桁架、转换板等。

2.1.10 转换层 transfer story

转换结构构件所在的楼层。

2.1.11 加强层 story with outriggers and / Or belt members

设置连接内筒与外围结构的水平外伸臂(梁或桁架)结构的楼层,必要时还可沿该楼层外围结构周边设置带状水平梁或桁架。

2.2 符 号

2.2.1 材料力学性能

C_{20} ——表示立方体强度标准值为 20N/mm^2 的混凝土强度等级;

E_c ——混凝土弹性模量;

E_s ——钢筋弹性模量;

f_{ck} 、 f_c ——分别为混凝土轴心抗压强度标准值、设计值;

f_{tk} 、 f_t ——分别为混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值;

f_{yk} ——普通钢筋强度标准值;

f_y 、 F'_y ——分别为普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值;

f_{yv} ——梁、柱箍筋的抗拉强度设计值;

f_{yh} 、 f_{yw} ——分别为剪力墙水平、竖向分布钢筋的抗拉强度设计值。

2.2.2 作用和作用效应

F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值;

F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值;

G_E ——计算地震作用时,结构总重力荷载代表值;

G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值;

M ——弯矩设计值;

N ——轴向力设计值;

S ——荷载效应或荷载效应与地震作用效应组合的设计值;

V ——剪力设计值;

W_0 ——基本风压;

W_k ——风荷载标准值;

ΔF_n ——结构顶部附加水平地震作用标准值;

Δu ——楼层层间位移。

2.2.3 几何参数

α_s 、 α_s' ——分别为纵向受拉、受压钢筋合力点至截面近边的距离；

A_s 、 A_s' ——分别为受拉区、受压区纵向钢筋截面面积；

A_{sh} ——剪力墙水平分布钢筋的全部截面面积；

A_{sv} ——梁、柱同一截面各肢箍筋的全部截面面积；

A_{sw} ——剪力墙腹板竖向分布钢筋的全部截面面积；

A ——剪力墙截面面积；

A_w ——T形、I形截面剪力墙腹板的面积；

b ——矩形截面宽度；

b_b 、 b_c 、 b_w ——分别为梁、柱、剪力墙截面宽度；

B ——建筑平面宽度、结构迎风面宽度；

d ——钢筋直径；桩身直径；

e ——偏心距；

e_0 ——轴向力作用点至截面重心的距离；

e_i ——考虑偶然偏心计算地震作用时，第 i 层质心的偏移值；

h ——层高；截面高度；

h_0 ——截面有效高度；

H ——房屋高度；

H_i ——房屋第 i 层距室外地面的高度；

l_a ——非抗震设计时纵向受拉钢筋的最小锚固长度；

l_{aE} ——抗震设计时纵向受拉钢筋的最小锚固长度；

s ——箍筋间距。

2.2.4 系数

a ——水平地震影响系数值；

α_{max} 、 α_{vmax} ——分别为水平、竖向地震影响系数最大值；

α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力与混凝土轴心抗压强度设计值的比值；

β_c ——混凝土强度影响系数；

β_z —— z 高度处的风振系数；

r_j ——j 振型的参与系数;

r_{Eh} ——水平地震作用的分项系数;

r_{Ev} ——竖向地震作用的分项系数;

r_G ——永久荷载或重力荷载的分项系数;

r_w ——风荷载的分项系数;

r_{RE} ——构件承载力抗震调整系数;

η_p ——弹塑性位移增大系数;

λ ——剪跨比; 水平地震剪力系数;

λ_v ——配箍特征值;

μ_s ——风荷载体型系数;

μ_z ——风压高度变化系数;

v ——风荷载的脉动影响系数;

ξ ——风荷载的脉动增大系数;

ξ_y ——楼层屈服强度系数;

ρ_{sv} ——箍筋面积配筋率;

P_w ——剪力墙竖向分布钢筋配筋率;

η_j ——节点约束系数;

ψ_T ——考虑非承重墙刚度对结构自振周期影响的折减系数;

ϕ_w ——风荷载的组合值系数。

2.2.5 其他

T_1 ——结构第一平动或平动力主的自振周期 (基本自振周期);

T_t ——结构第一扭转振动或扭转振动为主的自振周期;

T_g ——场地的特征周期。

3 荷载和地震作用

3.1 竖向荷载

3.1.1 高层建筑结构的楼面活荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的有关规定采用。

3.1.2 施工中采用附墙塔、爬塔等对结构受力有影响的起重机械或其他施工设备时,应根据具体情况验算施工荷载对结构的影响。

3.1.3 旋转餐厅轨道和驱动设备的自重应按实际情况确定。

3.1.4 擦窗机等清洗设备应按其实际情况确定其自重的大小和作用位置。

3.1.5 直升机平台的活荷载应采用下列两款中能使平台产生最大内力的荷载:

1 直升机总重量引起的局部荷载,按由实际最大起飞重量决定的局部荷载标准值乘以动力系数确定。对具有液压轮胎起落架的直升机,动力系数可取 1.4;当没有机型技术资料时,局部荷载标准值及其作用面积可根据直升机类型按表 3.1.5 取用;

表 3.1.5 局部荷载标准值及其作用面积

直升机类型	局部荷载标准值 (kN)	作用面积 (m ²)
轻型	20.0	0.20×0.20
中型	40.0	0.25×0.25
重型	60.0	0.30×0.30

2 等效均布活荷载 5kN/m²。

3.2 风荷载

3.2.1 主体结构计算时,垂直于建筑物表面的风荷载标准值应按 (3.2.1) 式计算,风荷载作用面积应取垂直于风向的最大投影面积。

$$\omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0 \quad (3.2.1)$$

式中 ω_k ——风荷载标准值 (kN / m²) ;

ω_0 ——基本风压 (kN/m²) , 应按本规程第 3.2.2 条的规定采用;

μ_z ——风压高度变化系数, 应按本规程第 3.2.3~3.2.4 条的规定采用;

μ_s ——风荷载体型系数, 应按本规程第 3.2.5 条的规定采用;

β_z ——z 度处的风振系数, 应按本规程第 3.2.6 条的规定采用。

3.2.2 基本风压应按照现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定采用。对于特别重要或对风荷载比敏感的高层建筑,其基本风压应按 100 年重现期的风压值

采用。

3.2.3 位于平坦或稍有起伏地形的高层建筑，其风压高度变化系数应根据地面粗糙度类别按表 3.2.3 确定。地面粗糙度应分为四类：A 类指近海海面和海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；B 类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区；C 类指有密集建筑群的城市市区；D 类指有密集建筑群且房屋较高的城市市区。

表 3.2.3 风压高度变化系数 μ_z

离地面或海平面高度 (m)	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.17	1.00	0.74	0.62
10	1.38	1.00	0.74	0.62
15	1.52	1.14	0.74	0.62
20	1.63	1.25	0.84	0.62
30	1.80	1.42	1.00	0.62
40	1.92	1.56	1.13	0.84
50	2.03	1.67	1.25	0.73
60	2.12	1.77	1.35	0.93
70	2.20	1.86	1.45	1.02
80	2.27	7.95	1.54	1.11
90	2.34	2.02	1.62	1.19
100	2.40	2.09	1.70	1.27
150	2.64	2.38	2.03	1.61
200	2.83	2.61	2.30	1.92
250	2.99	2.80	2.54	2.19
300	3.12	2.97	2.75	2.45
350	3.12	3.12	2.94	2.68
400	3.12	3.12	3.12	2.91
≥450	3.12	3.12	3.12	3.12

3.2.4 位于山区的高层建筑，按本规程第 3.2.3 条确定风压高度变化系数后，尚应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的有关规定进行修正。

3.2.5 计算主体结构的风荷载效应时，风荷载体型系数 μ_s ，可按下列规定采用：

1 圆形平面建筑取 0.8;

2 正多边形及截角三角形平面建筑, 由下式计算:

$$\mu_s = 0.8 + 1.2 / \sqrt{n} \quad (3.2.5)$$

式中 n ——多边形的边数。

3 高宽比 H/B 不大于 4 的矩形、方形、十字形平面建筑取 1.3;

4 下列建筑取 1.4:

1) V 形、Y 形、弧形、双十字形、井字形平面建筑;

2) L 形、槽形和高宽比 H/B 大于 4 的十字形平面建筑;

3) 高宽比 H/B 大于 4, 长宽比 L/B 不大于 1.5 的矩形、鼓形平面建筑。

5 在需要更细致进行风荷载计算的场合, 风荷载体型系数可按本规程附录 A 采用, 或由风洞试验确定。

3.2.6 高层建筑的风振系数 β_z 可按下式计算:

$$\beta_z = 1 + \frac{\psi_z \xi v}{\mu_z} \quad (3.2.6)$$

式中 ψ_z ——振型系数, 可由结构动力计算确定, 计算时可仅考虑受力方向基本振型的影响; 对于质量和刚度沿高度分布比较均匀的弯剪型结构, 也可近似采用振型计算点距室外地面高度 z 与房屋高度 H 的比值;

ξ ——脉动增大系数, 可按表 3.2.6-1 采用;

v ——脉动影响系数, 外形、质量沿高度比较均匀的结构可按表 3.2.6-2 采用;

μ_z ——风压高度变化系数。

表 3.2.6-1 脉动增大系数 ξ

$\omega_0 T_1^2 (kN_s^2 / m^2)$	地面粗糙度类别			
	A 类	B 类	C 类	D 类
0.06	1.21	1.19	1.17	1.14
0.08	1.23	1.21	1.18	1.15
0.10	1.25	1.23	1.19	1.16
0.20	1.30	1.28	1.24	1.19
0.40	1.37	1.34	1.29	1.24
0.60	1.42	1.38	1.33	1.28
0.80	1.45	1.42	1.36	1.30
1.00	1.48	1.44	1.38	1.32
2.00	1.58	1.54	1.46	1.39

4.00	1.70	1.65	1.57	1.47
6.00	1.78	1.72	1.63	1.53
8.00	1.83	1.77	1.68	1.57
10.00	1.87	1.82	1.73	1.61
20.00	2.04	1.96	1.85	1.73
30.00	—	2.06	1.94	1.81

注: ω_0 ——基本风压, 应按本规程第 3.2.2 条的规定采用; T_1 ——结构基本自振周期, 可由结构动力学计算确定。对比较规则的结构, 也可采用近似公式计算: 框架结构 $T_1 = (0.08 \sim 0.1) n$, 框架-剪力墙和框架-核心筒结构 $T_1 = (0.06 \sim 0.08) n$, 剪力墙结构和筒中筒结构 $T_1 = (0.05 \sim 0.6) n$, n 为结构层数。

表 3.2.6-2 高层建筑的脉动影响系数 ν

H/B	粗糙度类别	房屋总高度 H (m)							
		≤30	50	100	150	200	250	300	350
≤0.5	A	0.44	0.42	0.33	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17
	B	0.42	0.41	0.33	0.28	0.25	0.22	0.20	0.18
	C	0.40	0.40	0.34	0.28	0.27	0.23	0.22	0.20
	D	0.36	0.37	0.34	0.30	0.27	0.25	0.27	0.22
1.0	A	0.48	0.47	0.41	0.35	0.31	0.27	0.26	0.24
	B	0.46	0.46	0.42	0.36	0.36	0.29	0.27	0.26
	C	0.43	0.44	0.42	0.37	0.34	0.31	0.29	0.28
	D	0.39	0.42	0.42	0.38	0.36	0.33	0.32	0.31
2.0	A	0.50	0.51	0.46	0.42	0.38	0.35	0.33	0.31
	B	0.48	0.50	0.47	0.42	0.40	0.36	0.35	0.33
	C	0.45	0.49	0.48	0.44	0.42	0.38	0.38	0.36
	D	0.41	0.46	0.48	0.46	0.44	0.42	0.42	0.39
3.0	A	0.53	0.51	0.49	0.45	0.42	0.38	0.38	0.36
	B	0.51	0.50	0.49	0.45	0.43	0.40	0.40	0.38
	C	0.48	0.49	0.49	0.48	0.46	0.43	0.43	0.41
	D	0.43	0.46	0.49	0.49	0.48	0.46	0.46	0.45
5.0	A	0.52	0.53	0.51	0.49	0.46	0.44	0.42	0.39
	B	0.50	0.53	0.52	0.50	0.48	0.45	0.44	0.42
	C	0.47	0.50	0.52	0.52	0.50	0.48	0.47	0.45
	D	0.43	0.48	0.52	0.53	0.53	0.52	0.51	0.50
8.0	A	0.53	0.54	0.53	0.51	0.48	0.46	0.43	0.42
	B	0.51	0.53	0.54	0.52	0.50	0.49	0.46	0.44
	C	0.48	0.51	0.54	0.53	0.52	0.52	0.50	0.48
	D	0.43	0.48	0.54	0.53	0.55	0.55	0.51	0.53

3.2.7 当多栋或群集的高层建筑相互间距较近时, 宜考虑风力相互干扰的群体效应。一般可将单栋建筑的体型系数 μ_s 乘以相互干扰增大系数, 该系数可参考类似条件的试验资料确定; 必要时宜通过风洞试验确定。

3.2.8 房屋高度大于 200m 时宜采用风洞试验来确定建筑物的风荷载;房屋高度大于 150m,有下列情况之一时,宜采用风洞试验确定建筑物的风荷载:

- 平面形状不规则,立面形状复杂;
- 立面开洞或连体建筑;
- 周围地形和环境较复杂。

3.2.9 檐口、雨篷、遮阳板、阳台等水平构件,计算局部上浮风荷载时,风荷载体型系数 μ_s ,不宜小于 2.0。

3.2.10 设计建筑幕墙时,风荷载应按国家现行有关建筑幕墙设计标准的规定采用。

3.3 地震作用

3.3.1 各抗震设防类别的高层建筑地震作用的计算,应符合下列规定:

1 甲类建筑:应按高于本地区抗震设防烈度计算,其值应按批准的地震安全性评价结果确定;

2 乙、丙类建筑:应按本地区抗震设防烈度计算。

3.3.2 高层建筑结构应按下列原则考虑地震作用:

1 一般情况下,应允许在结构两个主轴方向分别考虑水平地震作用计算;有斜交抗侧力构件的结构,当相交角度大于 15° 时,应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用;

2 质量与刚度分布明显不对称、不均匀的结构,应计算双向水平地震作用下的扭转影响;其他情况,应计算单向水平地震作用下的扭转影响;

3 8 度、9 度抗震设计时,高层建筑中的大跨度和长悬臂结构应考虑竖向地震作用;

4 9 度抗震设计时应计算竖向地震作用。

3.3.3 计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响。每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按式采用:

$$e_i = \pm 0.05L_i \quad (3.3.3)$$

式中 e_i ——第 i 层质心偏移值 (m),各楼层质心偏移方向相同;

L_i ——第 i 层垂直于地震作用方向的建筑物总长度 (m)。

3.3.4 高层建筑结构应根据不同情况,分别采用下列地震作用计算方法:

1 高层建筑结构宜采用振型分解反应谱法。对质量和刚度不对称、不均匀的结构以及高度超过 100m 的高层建筑结构应采用考虑扭转耦联振动影响的振型分解反应

谱法；

2 高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的高层建筑结构，可采用底部剪力法；

3 7~9 度抗震设防的高层建筑，下列情况应采用弹性时程分析法进行多遇地震下的补充计算：

- 1) 甲类高层建筑结构；
- 2) 表 3.3.4 所列的乙、丙类高层建筑结构；
- 3) 不满足本规程第 4.4.2~4.4.5 条规定的高层建筑结构；
- 4) 本规程第 10 章规定的复杂高层建筑结构；
- 5) 质量沿竖向分布特别不均匀的高层建筑结构。

表 3.3.4 采用时程分析法的高层建筑结构

设防烈度、场地类别	建筑高度范围
8 度 I、II 类场地和 7 度	>100m
8 度 III、IV 类场地	>80m
9 度	>60m

3.3.5 按本规程第 3.3.4 条规定进行动力时程分析时，应符合下列要求：

1 应按建筑场地类别和设计地震分组选用不少于二组实际地震记录和一组人工模拟的加速度时程曲线，其平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符，且弹性时程分析时，每条时程曲线计算所得的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的 65%，多条时程曲线计算所得的结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的 80%；

2 地震波的持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期 3~4 倍，也不宜少于 12s，地震波的时间间距可取 0.01s 或 0.02s；

3 输入地震加速度的最大值，可按表 3.3.5 采用；

表 3.3.5 弹性时程分析时输入地震加速度的最大值 (cm/s²)

设防烈度	7 度	8 度	9 度
加速度最大值	35 (55)	70 (140)	140

注：7、8 度时括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区，此处 g 为重力加速度。

4 结构地震作用效应可取多条时程曲线计算结果的平均值与振型分解反应谱法

计算结果的较大值。

3.3.6 计算地震作用时，建筑结构的重力荷载代表值应取永久荷载标准值和可变荷载组合值之和。可变荷载的组合值系数应按下列规定采用：

- 1 雪荷载取 0.5；
- 2 楼面活荷载按实际情况计算时取 1.0；按等效均布活荷载计算时，藏书库、档案库、库房取 0.8，一般民用建筑取 0.5。

3.3.7 建筑结构的抗震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期及阻尼比确定。其水平地震影响系数最大值 α_{max} 应按表 3.3.7.1 采用；特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表 3.3.7.2 采用，计算 8、9 度罕遇地震作用时，特征周期应增加 0.05s。

注：1 周期大于 6.0s 的高层建筑结构所采用的地震影响系数应做专门研究；

2 已编制抗震设防区划的地区，应允许按批准的设计地震动参数采用相应的地震影响系数。

表 3.3.7-1 水平地震影响系数最大值 α_{max}

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32
罕遇地震	—	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40

注：7、8 度时括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

表 3.3.7-2 特征周期值 T_g (S)

设计地震分组 \ 场地类型	I	II	III	IV
第一组	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.35	0.45	0.65	0.90

3.3.8 高层建筑结构地震影响系数曲线（图 3.3.8）的形状参数和阻尼调整应符合下列要求：

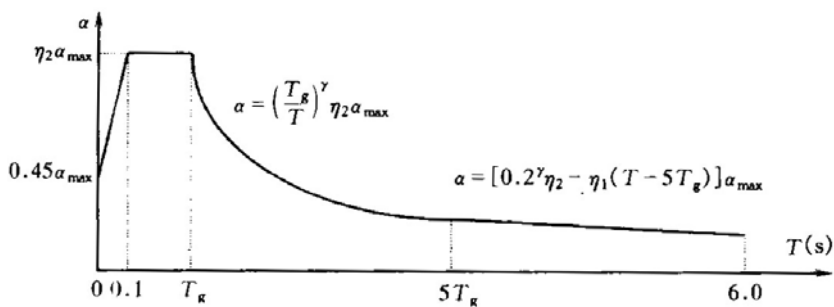


图 3.3.8 地震影响系数曲线

α —地震影响系数; $\alpha_{\max}$ —地震影响系数最大值; T —结构自振周期;

T_g —特征周期; γ —衰减指数; η_1 —直线下降段下降斜率调整系数;

η_2 ——阻尼调整系数。

1 除有专门规定外,钢筋混凝土高层建筑的阻尼比应取 0.05,此时阻尼调整系数 η_2 应取 1.0,形状参数应符合下列规定:

- 1) 直线上升段,周期小于 0.1s 的区段;
- 2) 水平段,自 0.1s 至特征周期 T_g 的区段,地震影响系数应取最大值 $\alpha_{\max}$;
- 3) 曲线下降段,自特征周期至 5 倍特征周期的区段,衰减指数 γ 应取 0.9;
- 4) 直线下降段,自 5 倍特征周期至 6.0s 的区段,下降斜率调整系数 η_1 应取 0.02。

2 当建筑结构的阻尼比不等于 0.05 时,地震影响系数曲线的分段情况与本条第 1 款相同,但其形状参数和阻尼调整系数 η_2 应符合下列规定:

- 1) 曲线水平段地震影响系数应取 $\eta_2 \alpha_{\max}$;
- 2) 曲线下降段的衰减指数应按下列式确定:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.5 + 5\zeta} \quad (3.3.8-1)$$

式中 γ ——曲线下降段的衰减指数;

ζ ——阻尼比。

- 3) 直线下降段的下降斜率调整系数应按下列式确定:

$$\eta_1 = 0.02 + (0.05 - \zeta) / 8 \quad (3.3.8-2)$$

式中 η_1 ——直线下降段的斜率调整系数,小于 0 时应取 0。

- 4) 阻尼调整系数应按下列式确定:

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.06 + 1.7\zeta} \quad (3.3.8-3)$$

式中 η_2 ——阻尼调整系数, 当 η_2 小于 0.55 时, 应取 0.55。

3.3.9 高层建筑的场地类别应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定确定。

3.3.10 采用振型分解反应谱方法时, 对于不考虑扭转耦联振动影响的结构, 应按下列规定进行地震作用和作用效应的计算:

1 结构第 j 振型 i 质点的水平地震作用的标准值应按下列式确定:

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (3.3.10-1)$$

$$\lambda_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i} \quad (I=1, 2, \dots, n; j=1, 2, \dots, m) \quad (3.3.10-2)$$

式中 G_i ——质点 i 的重力荷载代表值, 应按本规程第 3.3.6 条的规定确定;

F_{ji} ——第 j 振型 i 质点水平地震作用的标准值;

α_j ——相应于 j 振型自振周期的地震影响系数, 应按本规程第 3.3.7~3.3.8 条确定;

X_{ji} —— j 振型 i 质点的水平相对位移;

γ_j —— j 振型的参与系数;

n ——结构计算总质点数, 小塔楼宜每层作为一个质点参与计算;

m ——结构计算振型数。规则结构可取 3, 当建筑较高、结构沿竖向刚度不均匀时可取 5~6。

2 水平地震作用效应 (内力和位移) 应按下列式计算:

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m S_j^2} \quad (3.3.10.3)$$

式中 S ——水平地震作用标准值的效应;

S_j —— j 振型的水平地震作用标准值的效应 (弯矩、剪力、轴向力和位移等)。

3.3.11 考虑扭转影响的结构, 按扭转耦联振型分解法计算时, 各楼层可取两个正交的水平位移和一个转角位移共三个自由度, 并按下列规定计算地震作用和作用效

应。确有依据时, 尚可采用简化计算方法确定地震作用效应。

1 j 振型 i 层的水平地震作用标准值, 应按下列公式确定:

$$\left. \begin{aligned} F_{xji} &= \alpha_j \gamma_{yj} X_{ji} G_i \\ F_{yji} &= \alpha_j \gamma_{yj} Y_{ji} G_i \\ F_{tji} &= \alpha_j \lambda_{yj} r_i^2 \psi_{ji} G_i \end{aligned} \right\} \quad (i=1, 2, \dots, n; j=1, 2, \dots, m) \quad (3.3.11-1)$$

式中 F_{xji} 、 F_{yji} 、 F_{tji} ——分别为 j 振型 i 层的 x 方向、 y 方向和转角方向的地震作用标准值;

X_{ji} 、 Y_{ji} ——分别为 j 振型 i 层质心在 x 、 y 方向的水平相对位移;

ψ_{ji} —— j 振型 i 层的相对扭转角;

r_i —— i 层转动半径, 可取 i 层绕质心的转动惯量除以该层质量的商的正二次方根;

α_j ——相应于第 j 振型自振周期 T_j 的地震影响系数, 应按本规程第 3.3.7~3.3.8 条确定;

γ_{tj} ——考虑扭转的 j 振型参与系数, 可按本规程公式 (3.3.11-2)~(3.3.11-4) 确定;

n ——结构计算总质点数, 小塔楼宜每层作为一个质点参加计算;

m ——结构计算振型数, 一般情况下可取 9~15, 多塔楼建筑每个塔楼的振型数不宜小于 9。

当仅考虑 x 方向地震作用时:

$$r_{yj} = \sum_{i=1}^n X_{yi} G_i / \sum_{i=1}^n i = 1(X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \psi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (3.3.11-2)$$

当仅考虑 y 方向地震作用时:

$$r_{yj} = \sum_{i=1}^n Y_{yi} G_i / \sum_{i=1}^n i = 1(X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \psi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (3.3.11-3)$$

当考虑与 x 方向夹角为 θ 的地震作用时:

$$r_{\theta j} = r_{xj} \cos \theta + r_{yj} \sin \theta \quad (3.3.11-4)$$

式中 γ_{xj} 、 γ_{yj} ——分别为由式 (3.3.11-2)、(3.3.11-3) 求得的振型参与系数。

2 单向水平地震作用下, 考虑扭转的地震作用效应, 应按下列公式确定

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (3.3.11-5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T)^2 \lambda_T} \quad (3.3.11-6)$$

式中 S ——考虑扭转的地震作用标准值的效应；

S_j 、 S_k ——分别为 j 、 k 振型地震作用标准值的效应；

ρ_{jk} ——振型与 k 振型的耦联系数；

λ_T —— k 振型与 j 振型的自振周期比；

ζ_j 、 ζ_k ——分别为 j 、 k 振型的阻尼比。

3 考虑双向水平地震作用下的扭转地震作用效应，应按下列公式中的较大值确定：

$$S = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (3.1.11-7)$$

或
$$S = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (3.3.11-8)$$

式中 S_x ——仅考虑 X 向水平地震作用时的地震作用效应；

S_y ——仅考虑 Y 向水平地震作用时的地震作用效应。

3.3.12 采用底部剪力法计算结构的水平地震作用时，可按本规程附录 B 进行。

3.3.13 水平地震作用计算时，结构各楼层对应于地震作用标准值的剪力应符合下式要求：

$$V_{Eki} \geq \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (3.3.13)$$

式中 V_{Eki} ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的剪力；

λ ——水平地震剪力系数，不应小于表 3.3.13 规定的值；对于竖向不规则结构的薄弱层，尚应乘以 1.15 的增大系数；

G_j ——第 j 层的重力荷载代表值；

n ——结构计算总层数。

表 3.3.13 楼层最小地震剪力系数值

类别	7 度	8 度	9 度
扭转效应明显或基本周期小 3.5s 的结构	0.016 (0.024)	0.032 (0.048)	0.064
基本周期大于 5.0s 的结构	0.012 (0.018)	0.024 (0.032)	0.040

注: 1 基本周期介于 3.5s 和 5.0s 之间的结构, 应允许线性插入取值;

2 7、8 度时括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

3.3.14 9 度抗震设计时, 结构竖向地震作用标准值可

按下列规定计算 (图 3.3.14):

1 结构总竖向地震作用标准值可按下列公式计算:

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \quad (3.3.14-1)$$

$$G_{eq} = 0.75 G_E \quad (3.3.14-2)$$

$$\alpha_{vmax} = 0.65 \alpha_{max} \quad (3.3.14-3)$$

式中 F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值;

α_{vmax} ——结构竖向地震影响系数最大值;

G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值;

G_E ——计算竖向地震作用时, 结构总重力荷载代表值, 应取各质点重力荷载代表值之和。

2 结构质点 i 的竖向地震作用标准值可按下式计算:

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Evk} \quad (3.3.14-4)$$

式中 F_{vi} ——质点 i 的竖向地震作用标准值;

G_i 、 G_j ——分别为集中于质点 i 、 j 的重力荷载代表值, 应按本规程第 3.3.6 条的规定计算;

H_i 、 H_j ——分别为质点 i 、 j 的计算高度。

3 楼层各构件的竖向地震作用效应可按各构件承受的重力荷载代表值比例分配, 并宜乘以增大系数 1.5。

3.3.15 水平长悬臂构件、大跨度结构以及结构上部楼层外挑部分考虑竖向地震作用时, 竖向地震作用的标准值在 8 度和 9 度设防时, 可分别取该结构或构件承受的重力荷载代表值的 10% 和 20%。

3.3.16 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期应考虑非承重墙体的刚度影响予以折减。

3.3.17 当非承重墙体为填充砖墙时, 高层建筑结构的计算自振周期折减系数 ψT 。

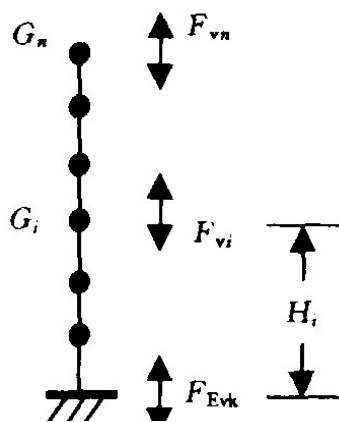


图 3.3.14 结构竖向地震作用计算示意图

可按下列规定取值：

- 1 框架结构可取 $0.6 \sim 0.7$ ；
- 2 框架-剪力墙结构可取 $0.7 \sim 0.8$ ；
- 3 剪力墙结构可取 $0.9 \sim 1.0$ 。

对于其他结构体系或采用其他非承重墙体时，可根据工程情况确定周期折减系数。

4 结构设计的基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 高层建筑钢筋混凝土结构可采用框架、剪力墙、框架-剪力墙、筒体和板柱-剪力墙结构体系。

4.1.2 高层建筑不应采用严重不规则的结构体系，并应符合下列要求：

1 应具有必要的承载能力、刚度和变形能力；

2 应避免因部分结构或构件的破坏而导致整个结构丧失承受重力荷载、风荷载和地震作用的能力；

3 对可能出现的薄弱部位，应采取有效措施予以加强。

4.1.3 高层建筑的结构体系尚应符合下列要求：

1 结构的竖向和水平布置应具有合理的刚度和承载力分布，避免因局部突变和扭转效应而形成薄弱部位；

2 宜具有多道抗震防线。

4.1.4 复杂高层建筑结构和混合结构设计，除应符合本章有关规定外，尚应符合本规程第 10 章和第 11 章的有关规定。

4.2 房屋适用高度和高宽比

4.2.1 钢筋混凝土高层建筑结构的最大适用高度和高宽比应分为 A 级和 B 级。B 级高度高层建筑结构的最大适用高度和高宽比可较 A 级适当放宽，其结构抗震等级、有关的计算和构造措施应相应加严，并应符合本规程有关条文的规定。

4.2.2 A 级高度钢筋混凝土乙类和丙类高层建筑的最大适用高度应符合表 4.2.2-1 的规定，具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构的最大适用高度尚应符合本规程第 7.1.2 条的规定。框架-剪力墙、剪力墙和筒体结构高层建筑，其高度超过表 4.2.2-1 规定时为 B 级高度高层建筑。B 级高度钢筋混凝土乙类和丙类高层建筑的最大适用高度应符合表 4.2.2-2 的规定。

表 4.2.2-1 A 级高度钢筋混凝土高层建筑的适用最大高度 (m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
			6 度	7 度	8 度	9 度
框架		70	60	55	45	25
框架-剪力墙		140	130	120	100	50
剪力墙	全部落地剪力墙	150	140	120	100	60
	部分框支剪力墙	130	120	100	80	不应采用
筒体	框架-核心筒	160	150	130	100	70
	筒中筒	200	180	150	120	80
板柱-剪力墙		70	70	35	30	不应采用

注: 1 房屋高度指室外地面至主要屋面高度, 不包括局部突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度;

2 表中框架不含异形柱框架结构;

3 部分框支剪力墙结构指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构;

4 平面和竖向均不规则的结构或Ⅳ类场地上的结构, 最大适用高度应适当降低;

5 甲类建筑, 6、7、8 度时宜按本地区抗震设防烈度提高一度后符合本表的要求, 9 度时应专门研究;

6 9 度抗震设防、房屋高度超过本表数值时, 结构设计应有可靠依据, 并采取有效措施。

表 4.2.2-2 B 级高度钢筋混凝土高层建筑的适用最大高度 (m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度		
			6 度	7 度	8 度
框架-剪力墙		170	160	140	120
剪力墙	全部落地剪力墙	180	170	150	130
	部分框支剪力墙	150	140	120	100
筒体	框架-核心筒	220	210	180	140
	筒中筒	300	280	230	170

注: 1 房屋高度指室外地面至主要屋面高度, 不包括局部突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度;

2 部分框支剪力墙结构指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构;

3 平面和竖向均不规则的建筑或位于Ⅳ类场地的建筑, 表中数值应适当降低;

4 甲类建筑，6、7 度时宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的要求，8 度时应专门研究：

5 当房屋高度超过表中数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效措施。

4.2.3 A 级高度钢筋混凝土高层建筑结构的高宽比不宜超过表 4.2.3-1 的数值；B 级高度钢筋混凝土高层建筑结构的高宽比不宜超过表 4.2.3-2 的数值。

表 4.2.3-1 A 级高度钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比

结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度		
		6 度、7 度	8 度	9 度
框架、板柱-剪力墙	5	4	3	2
框架-剪力墙	5	5	4	3
剪力墙	6	6	5	4
筒中筒、框架-核心筒	6	6	5	4

表 4.2.3-2 B 级高度钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比

非抗震设计	抗震设防烈度	
	6 度、7 度	8 度
8	7	6

4.3 结构平面布置

4.3.1 在高层建筑的一个独立结构单元内，宜使结构平面形状简单、规则，刚度和承载力分布均匀。不应采用严重不规则的平面布置。

4.3.2 高层建筑宜选用风作用效应较小的平面形状。

4.3.3 抗震设计的 A 级高度钢筋混凝土高层建筑，其平面布置宜符合下列要求：

- 1 平面宜简单、规则、对称，减少偏心；
- 2 平面长度不宜过长，突出部分长度 l 不宜过大（图 4.3.3）； L 、 l 等值宜满足表 4.3.3 的要求；
- 3 不宜采用角部重叠的平面图形或细腰形平面图形。

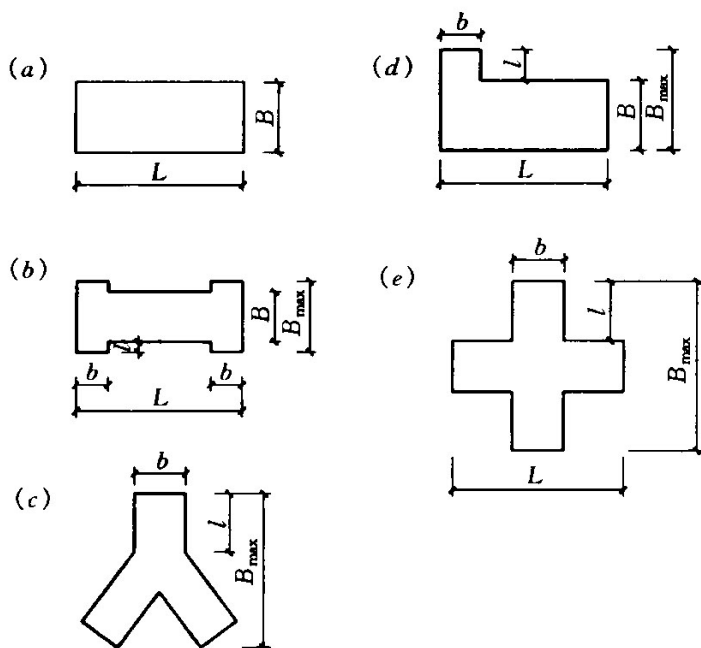


图 4.3.3 建筑平面

表 4.3.3 L 、 l 的限值

设防烈度	L/B	$l/B_{\max}$	l/b
6、7 度	≤ 6.0	≤ 0.35	≤ 2.0
8、9 度	≤ 5.0	≤ 0.30	≤ 1.5

4.3.4 抗震设计的 B 级高度钢筋混凝土高层建筑、混合结构高层建筑及本规程第 10 章所指的复杂高层建筑，其平面布置应简单、规则，减少偏心。

4.3.5 结构平面布置应减少扭转的影响。在考虑偶然偏心影响的地震作用下，楼层竖向构件的最大水平位移和层间位移，A 级高度高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.5 倍；B 级高度高层建筑、混合结构高层建筑及本规程第 10 章所指的复杂高层建筑不宜大于该楼层平均值的 1.2 倍，不应大于该楼层平均值的 1.4 倍。结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与平动为主的第一自振周期 T_1 之比，A 级高度高层建筑不应大于 0.9，B 级高度高层建筑、混合结构高层建筑及本规程第 10 章所指的复杂高层建筑不应大于 0.85。

4.3.6 当楼板平面比较狭长、有较大的凹入和开洞而使楼板有较大削弱时，应在设计中考虑楼板削弱产生的不利影响。楼面凹入或开洞尺寸不宜大于楼面宽度的一半；楼板开洞总面积不宜超过楼面面积的 30%；在扣除凹入或开洞后，楼板在任一方向的最小净宽度不宜小于 5m，且开洞后每一边的楼板净宽度不应小于 2m。

4.3.7 卅字形、井字形等外伸长度较大的建筑，当中央部分楼、电梯间使楼板有较

大削弱时,应加强楼板以及连接部位墙体的构造措施,必要时还可在外伸段凹槽处设置连接梁或连接板。

4.3.8 楼板开大洞削弱后,宜采取以下构造措施予以加强:

- 1 加厚洞口附近楼板,提高楼板的配筋率;采用双层双向配筋,或加配斜向钢筋;
- 2 洞口边缘设置边梁、暗梁;
- 3 在楼板洞口角部集中配置斜向钢筋。

4.3.9 抗震设计时,高层建筑宜调整平面形状和结构布置,避免结构不规则,不设防震缝。当建筑物平面形状复杂而又无法调整其平面形状和结构布置使之成为较规则的结构时,宜设置防震缝将其划分为较简单的几个结构单元。

4.3.10 设置防震缝时,应符合下列规定:

- 1 防震缝最小宽度应符合下列要求:
 - 1) 框架结构房屋,高度不超过 15m 的部分,可取 70mm;超过 15m 的部分,6 度、7 度、8 度和 9 度相应每增加高度 5m、4m、3m 和 2m,宜加宽 20mm;
 - 2) 框架-剪力墙结构房屋可按第一项规定数值的 70% 采用,剪力墙结构房屋可按第一项规定数值的 50% 采用,但二者均不宜小于 70mm。
- 2 防震缝两侧结构体系不同时,防震缝宽度应按不利的结构类型确定;防震缝两侧的房屋高度不同时,防震缝宽度应按较低的房屋高度确定;
- 3 当相邻结构的基础存在较大沉降差时,宜增大防震缝的宽度;
- 4 防震缝宜沿房屋全高设置;地下室、基础可不设防震缝,但在与上部防震缝对应处应加强构造和连接;
- 5 结构单元之间或主楼与裙房之间如无可靠措施,不应采用牛腿托梁的做法设置防震缝。

4.3.11 抗震设计时,伸缩缝、沉降缝的宽度均应符合本规程第 4.3.10 条防震缝最小宽度的要求。

4.3.12 高层建筑结构伸缩缝的最大间距应符合表 4.3.12 的规定。

表 4.3.12 伸缩缝的最大间距

结构体系	施工方法	最大间距 (m)
框架结构	现浇	55
剪力墙结构	现浇	45

注: 1 框架-剪力墙的伸缩缝间距可根据结构的具体布置情况取表中框架结构与剪力墙结构之

间的数值;

2 当屋面无保温或隔热措施、混凝土的收缩较大或室内结构因施工外露时间较长时,伸缩缝间距应适当减小;

3 位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构,伸缩缝的间距宜适当减小。

4.3.13 当采用下列构造措施和施工措施减少温度和混凝土收缩对结构的影响时,可适当放宽伸缩缝的间距。

1 顶层、底层、山墙和纵墙端开间等温度变化影响较大的部位提高配筋率;

2 顶层加强保温隔热措施,外墙设置外保温层;

3 每 30~40m 间距留出施工后浇带,带宽 800~1000mm,钢筋采用搭接接头,后浇带混凝土宜在两个月后浇灌;

4 顶部楼层改用刚度较小的结构形式或顶部设局部温度缝,将结构划分为长度较短的区段;

5 采用收缩小的水泥、减少水泥用量、在混凝土中加入适宜的外加剂;

6 提高每层楼板的构造配筋率或采用部分预应力结构。

4.4 结构竖向布置

4.4.1 高层建筑的竖向体型宜规则、均匀,避免有过大的外挑和内收。结构的侧向刚度宜下大上小,逐渐均匀变化,不应采用竖向布置严重不规则的结构。

4.4.2 抗震设计的高层建筑结构,其楼层侧向刚度不宜小于相邻上部楼层侧向刚度的 70%或其上相邻三层侧向刚度平均值的 80%。

4.4.3 A 级高度高层建筑的楼层层间抗侧力结构的受剪承载力不宜小于其上一层受剪承载力的 80%,不应小于其上一层受剪承载力的 65%;B 级高度高层建筑的楼层层间抗侧力结构的受剪承载力不应小于其上一层受剪承载力的 75%。

注:楼层层间抗侧力结构受剪承载力是指在所考虑的水平地震作用方向上,该层全部柱及剪力墙的受剪承载力之和。

4.4.4 抗震设计时,结构竖向抗侧力构件宜上下连续贯通。

4.4.5 抗震设计时,当结构上部楼层收进部位到室外地面的高度 H_1 与房屋高度 H 之比大于 0.2 时,上部楼层收进后的水平尺寸 B_1 不宜小于下部楼层水平尺寸 B 的 0.75 倍(图 4.4.5a、b);当上部结构楼层相对于下部楼层外挑时,下部楼层的水平尺寸 B 不宜小于上部楼层水平尺寸 B_1 的 0.9 倍,且水平外挑尺寸 a 不宜大于 4m(图 4.4.5c、d)。

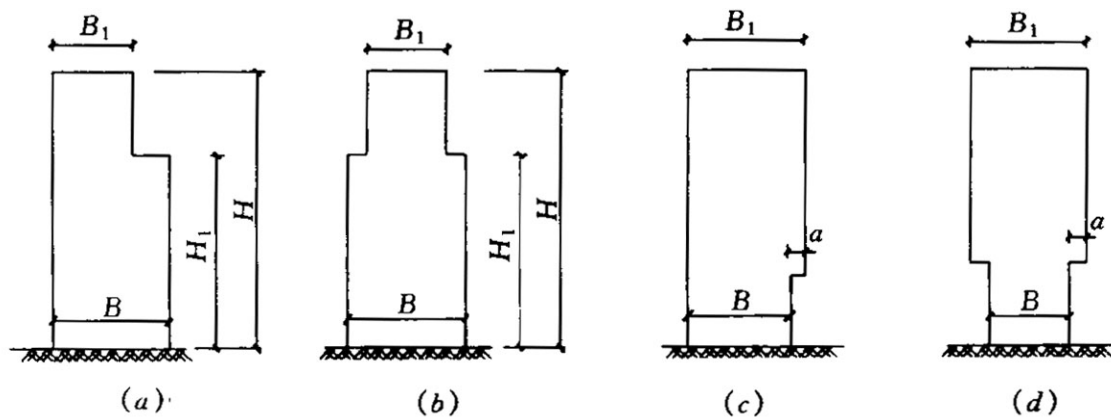


图 4.4.5 结构竖向收进和外挑示意

4.4.6 结构顶层取消部分墙、柱形成空旷房间时,应进行弹性动力时程分析计算并采取有效构造措施。

4.4.7 高层建筑宜设地下室。

4.5 楼盖结构

4.5.1 房屋高度超过 50m 时,框架-剪力墙结构、筒体结构及本规程第 10 章所指的复杂高层建筑结构应采用现浇楼盖结构,剪力墙结构和框架结构宜采用现浇楼盖结构。

4.5.2 现浇楼盖的混凝土强度等级不宜低于 C20、不宜高于 C40。

4.5.3 房屋高度不超过 50m 时,8、9 度抗震设计的框架-剪力墙结构宜采用现浇楼盖结构;6、7 度抗震设计的框架-剪力墙结构可采用装配整体式楼盖,且应符合下列要求:

1 楼盖每层宜设置钢筋混凝土现浇层。现浇层厚度不应小于 50mm,混凝土强度等级不应低于 C20,不宜高于 C40,并应双向配置直径 6~8mm、间距 150~200mm 的钢筋网,钢筋应锚固在剪力墙内;

2 楼盖的预制板板缝宽度不宜小于 40mm,板缝大于 40mm 时应在板缝内配置钢筋,并宜贯通整个结构单元。预制板板缝、板缝梁的混凝土强度等级应高于预制板的混凝土强度等级,且不应低于 C20。

4.5.4 房屋高度不超过 50m 的框架结构或剪力墙结构,当采用装配式楼盖时,应符合下列要求:

1 本规程第 4.5.3 条第 2 款的规定;

2 预制板搁置在梁上或剪力墙上的长度分别不宜小于 35mm 和 25mm;

3 预制板板端宜预留胡子筋, 其长度不宜小于 100mm;

4 预制板板孔堵头宜留出不小于 50mm 的空腔, 并采用强度等级不低于 C20 的混凝土浇灌密实。

4.5.5 房屋的顶层、结构转换层、平面复杂或开洞过大的楼层、作为上部结构嵌固部位的地下室楼层应采用现浇楼盖结构。一般楼层现浇楼板厚度不应小于 80mm, 当板内预埋暗管时不宜小于 100mm; 顶层楼板厚度不宜小于 120mm, 宜双层双向配筋; 转换层楼板应符合本规程第 10 章的有关规定; 普通地下室顶板厚度不宜小于 160mm; 作为上部结构嵌固部位的地下室楼层的顶楼盖应采用梁板结构, 楼板厚度不宜小于 180mm, 混凝土强度等级不宜低于 C30, 应采用双层双向配筋, 且每层每个方向的配筋率不宜小于 0.25%。

4.5.6 现浇预应力混凝土楼板厚度可按跨度的 $1/45 \sim 1/50$ 采用, 且不宜小于 150mm。

4.5.7 现浇预应力混凝土板设计中应采取措施防止或减少主体结构对楼板施加预应力的阻碍作用。

4.6 水平位移限值和舒适度要求

4.6.1 在正常使用条件下, 高层建筑结构应具有足够的刚度, 避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和使用要求。

4.6.2 正常使用条件下的结构水平位移按本规程第 3 章规定的风荷载、地震作用 and 第 5 章规定的弹性方法计算。

4.6.3 按弹性方法计算的楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 应符合以下规定:

1 高度不大于 150m 的高层建筑, 其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 从不宜大于表 4.6.3 的限值;

表 4.6.3 楼层层间最大位移与层高之比的限值

结构类型	$\Delta u/h$ 限值
框架	1/550
框架-剪力墙、框架-核心筒、板柱、剪力墙	1/800
筒中筒、剪力墙	1/1000
框支层	1/1000

2 高度等于或大于 250m 的高层建筑, 其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于 $1/500$;

3 高度在 150~250m 之间的高层建筑, 其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 的

限值按本条第 1 款和第 2 款的限值线性插入取用。

注：楼层层间最大位移 Δu 以楼层最大的水平位移差计算，不扣除整体弯曲变形。抗震设计时，本条规定的楼层位移计算不考虑偶然偏心的影响。

4.6.4 高层建筑结构在罕遇地震作用下薄弱层弹塑性变形验算，应符合下列规定：

1 下列结构应进行弹塑性变形验算：

- 1) 7~9 度时楼层屈服强度系数小于 0.5 的框架结构；
- 2) 甲类建筑和 9 度抗震设防的乙类建筑结构；
- 3) 采用隔震和消能减震技术的建筑结构。

2 下列结构宜进行弹塑性变形验算：

- 1) 本规程表 3.3.4 所列高度范围且不满足本规程第 4.4.2~4.4.5 条规定的高层建筑结构；
- 2) 7 度 III、IV 类场地和 8 度抗震设防的乙类建筑结构；
- 3) 板柱-剪力墙结构。

注：楼层屈服强度系数为按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力与按罕遇地震作用计算的楼层弹性地震剪力的比值。

4.6.5 结构薄弱层（部位）层间弹塑性位移应符合下式要求：

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (4.6.5)$$

式中 Δu_p ——层间弹塑性位移；

$[\theta_p]$ ——层间弹塑性位移角限值，可按表 4.6.5 采用；对框架结构，当轴压比小于 0.40 时，可提高 10%；当柱子全高的箍筋构造采用比本规程中框架柱箍筋最小含箍特征值大 30% 时，可提高 20%，但累计不超过 25%；

h ——层高。

表 4.6.5 层间弹塑性位移角限值

结构类型	$[\theta_p]$
框架	1/550
框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、板柱、剪力墙结构	1/800
剪力墙结构和筒中筒结构	1/1000
框支层	1/1000

4.6.6 高度超过 150m 的高层建筑结构应具有良好的使用条件，满足舒适度要求，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 规定的 10 年一遇的风荷载取值计算的顺风向与横风向结构顶点最大加速度 $\alpha_{\max}$ 不应超过表 4.6.6 的限值。必要时，可通

过专门风洞试验结果计算确定顺风向与横风向结构顶点最大加速度 $\alpha_{\max}$ ，且不应超过表 4.6.6 的限值。

表 4.6.6 结构顶点最大加速度限值 $\alpha_{\max}$

使用功能	$\alpha_{\max}$ (m/s^2)
住宅、公寓	0.15
办公、旅馆	0.25

4.7 构件承载力设计表达式

4.7.1 高层建筑结构构件承载力应按下列公式验算：

$$\text{无地震作用组合} \quad \gamma_0 S \leq R \quad (4.7.1-1)$$

$$\text{有地震作用组合} \quad S \leq R / \gamma_{RE} \quad (4.7.2-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数，对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件，不应小于 1.1；对安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件，不应小于 1.0；

S ——作用效应组合的设计值，应符合本规程第 5.6.1～5.6.4 条的规定；

R ——构件承载力设计值；

γ_{RE} ——构件承载力抗震调整系数。

4.7.2 抗震设计时，钢筋混凝土构件的承载力抗震调整系数应按表 4.7.2 采用：型钢混凝土构件和钢构件的承载力抗震调整系数应按本规程第 11.2.21 条的规定采用。当仅考虑竖向地震作用组合时，各类结构构件的承载力抗震调整系数均应取为 1.0。

表 4.7.2 承载力抗震调整系数

构件类别	梁	轴压比小于 0.15 的柱	轴压比不小于 0.15 柱	剪力墙		各类构件	节点
受力状态	受弯	偏压	偏压	偏压	局部承压	受剪、偏拉	受剪
γ_{RE}	0.75	0.75	0.80	0.85	1.0	0.85	0.85

4.8 抗震等级

4.8.1 各抗震设防类别的高层建筑结构，其抗震措施应符合下列要求：

1 甲类、乙类建筑：当本地区的抗震设防烈度为 6～8 度时，应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求；当本地区的设防烈度为 9 度时，应符合比 9 度抗震设防更高的要求。当建筑场地为 I 类时，应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施；

2 丙类建筑:应符合本地区抗震设防烈度的要求。当建筑场地为 I 类时,除 6 度外,应允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施。

4.8.2 抗震设计时,高层建筑钢筋混凝土结构构件应根据设防烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级,并应符合相应的计算和构造措施要求。A 级高度丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级应按表 4.8.2 确定。当本地区的设防烈度为 9 度时,A 级高度乙类建筑的抗震等级应按本规程第 4.8.3 条规定的特一级采用,甲类建筑应采取更有效的抗震措施。

注:本规程“特一级和一、二、三、四级”即“抗震等级为特一级和一、二、三、四级”的简称。

表 4.8.2 A 级高度的高层建筑结构抗震等级

结 构 类 型			烈 度						
			6 度		7 度		8 度		9 度
框架	高度 (m)		≤30	>30	≤30	>30	≤30	>30	≤25
	框架		四	三	三	二	二	—	—
框架-剪力墙	高度 (m)		≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	≤50
	框架		四	三	三	二	二	—	—
	剪力墙		三		二		—	—	—
剪力墙	高度 (m)		≤80	>80	≤80	>80	≤80	>80	≤60
	剪力墙		四	三	三	二	二	—	—
框支剪力墙	非底部加强部位 剪力墙		四	三	三	二	二	/	不应 采用
	底部加强部位 剪力墙		三	二	二		—		
	框支框架		二		二	—	—		
筒体	框架-核 心筒	框架	三		二		—		—
		核心筒	二		二		—		—
	筒中筒	内筒	三		二		—		—
		外筒							
板柱-剪力墙	板柱的柱		三		二		—		不应 采用
	剪力墙		二		二		二		

注:1 接近或等于高度分界时,应结合房屋不规则程度及场地、地基条件适当确定抗震等级;

2 底部带转换层的筒体结构，其框支框架的抗震等级应按表中框支剪力墙结构的规定采用；

3 板柱-剪力墙结构中框架的抗震等级应与表中“板柱的柱”相同。

4.8.3 抗震设计时，B级高度丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级应按表4.8.3确定。

表 4.8.3 B级高度的高层建筑结构抗震等级

结构类型		烈度		
		6度	7度	8度
框架-剪力墙	框架	二	一	一
	剪力墙	二	一	特一
剪力墙	剪力墙	二	一	一
框支剪力墙	非底部加强部位剪力墙	二	一	一
	底部加强部位剪力墙	一	一	特一
	框支框架	一	特一	特一
框架-核心筒	框架	二	一	一
	筒体	二	一	特一
筒中筒	外筒	二	一	特一
	内筒	二	一	特一

注：底部带转换层的筒体结构，其框支框架和底部加强部位筒体的抗震等级应按表中框支剪力墙结构的规定采用。

4.8.4 建筑场地为Ⅲ、Ⅳ类时，对设计基本地震加速度为0.15g和0.30g的地区，宜分别按抗震设防烈度8度（0.20g）和9度（0.40g）时各类建筑的要求采取抗震构造措施。

4.8.5 抗震设计的高层建筑，当地下室顶层作为上部结构的嵌固端时，地下一层的抗震等级应按上部结构采用，地下一层以下结构的抗震等级可根据具体情况采用三级或四级，地下室柱截面每侧的纵向钢筋面积除应符合计算要求外，不应少于地上一层对应柱每侧纵向钢筋面积的1.1倍；地下室中超出上部主楼范围且无上部结构的部分，其抗震等级可根据具体情况采用三级或四级。9度抗震设市计时，地下室结构的抗震等级不应低于二级。

4.8.6 抗震设计时，与主楼连为整体的裙楼的抗震等级不应低于主楼的抗震等级；主楼结构在裙房顶部上、下各一层应适当加强抗震构造措施。

4.9 构造要求

4.9.1 房屋高度大、柱距较大而柱中轴力较大时，宜采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱，或采用高强度混凝土柱。

4.9.2 高层建筑结构中,抗震等级为特一级的钢筋混凝土构件,除应符合一级抗震等级的基本要求外,尚应符合下列规定:

1 框架柱应符合下列要求:

1) 宜采用型钢混凝土柱或钢管混凝土柱;

2) 柱端弯矩增大系数 η_c 、柱端剪力增大系数 η_{vc} 应增大 20%;

3) 钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ_v 应按本规程表 6.4.7 数值增大 0.02 采用;全部纵向钢筋最小构造配筋百分率,中、边柱取 1.4%,角柱取 1.6%。

2 框架梁应符合下列要求:

1) 梁端剪力增大系数 μ_{vb} 应增大 20%;

2) 梁端加密区箍筋构造最小配箍率应增大 10%。

3 框支柱应符合下列要求:

1) 宜采用型钢混凝土柱或钢管混凝土柱;

2) 底层柱下端及与转换层相连的柱上端的弯矩增大系数取 1.8,其余层柱端弯矩增大系数 η_c ,应增大 20%;柱端剪力增大系数 η_{vc} 应增大 20%;地震作用产生的柱轴力增大系数取 1.8,但计算柱轴压比时可不计该项增大;

3) 钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ 。应按本规程表 6.4.7 的数值增大 0.03 采用,且箍筋体积配箍率不应小于 1.6%;全部纵向钢筋最小构造配筋百分率取 1.6%。

4 筒体、剪力墙应符合下列要求:

1) 底部加强部位及其上一层的弯矩设计值应按墙底截面组合弯矩计算值的 1.1 倍采用,其他部位可按墙肢组合弯矩计算值的 1.3 倍采用;底部加强部位的剪力设计值,应按考虑地震作用组合的剪力计算值的 1.9 倍采用,其他部位的剪力设计值,应按考虑地震作用组合的剪力计算值的 1.2 倍采用;

2) 一般部位的水平和竖向分布钢筋最小配筋率应取为 0.35%,底部加强部位的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率应取为 0.4%;

3) 约束边缘构件纵向钢筋最小构造配筋率应取为 1.4%,配箍特征值宜增大 20%;构造边缘构件纵向钢筋的配筋率不应小于 1.2%;

4) 框支剪力墙结构的落地剪力墙底部加强部位边缘构件宜配置型钢,型钢宜向上、下各延伸一层。

5 剪力墙和筒体的连梁应符合下列要求：

- 1) 当跨高比不大于 2 时，宜配置交叉暗撑；
- 2) 当跨高比不大于 1 时，应配置交叉暗撑；
- 3) 交叉暗撑的计算和构造应符合本规程第 9.3.8 条的规定。

4.9.3 高层建筑结构应采取以下措施减少非荷载作用影响：

1 减少水泥用量和水灰比、掺入合适的外加剂、改善水泥和骨料的质量、适当提高结构构件的构造配筋率、降低混凝土终凝温度、高湿度养护，减小混凝土收缩应变；

2 改善使用环境，避免主体结构构件外露，做好外墙、屋面的保温隔热或采用建筑幕墙，减小内部结构构件与周边结构构件的温差，减小结构温度内力；

3 避免基础产生较大不均匀差异沉降，减小由此引起的结构内力。

4.9.4 高层建筑室内填充墙宜采用各类轻质隔墙。

4.9.5 150m 以上的高层建筑外墙宜采用各类建筑幕墙，其填充墙、外墙非结构构件宜与主体结构柔性连接，以适应主体结构的变形。

5 结构计算分析

5.1 一般规定

5.1.1 高层建筑结构的荷载和地震作用应按本规程第 3 章的有关规定进行计算。

5.1.2 混合结构高层建筑的计算分析,除满足本章要求外,尚应符合本规程第 11 章的有关规定。

5.1.3 高层建筑结构的内力与位移可按弹性方法计算。框架梁及连梁等构件可考虑局部塑性变形引起的内力重分布。

5.1.4 高层建筑结构分析模型应根据结构实际情况确定。所选取的分析模型应能较准确地反映结构中各构件的实际受力状况。

高层建筑结构分析,可选择平面结构空间协同、空间杆系、空间杆-薄壁杆系、空间杆-墙板元及其他组合有限元等计算模型。

5.1.5 进行高层建筑内力与位移计算时,可假定楼板在其自身平面内为无限刚性,相应地设计时应采取必要措施保证楼板平面内的整体刚度。

当楼板会产生较明显的面内变形时,计算时应考虑楼板的面内变形或对采用楼板面内无限刚性假定计算方法的计算结果进行适当调整。

5.1.6 高层建筑按空间整体工作计算时,应考虑下列变形:

—梁的弯曲、剪切、扭转变形,必要时考虑轴向变形;

—柱的弯曲、剪切、轴向、扭转变形;

—墙的弯曲、剪切、轴向、扭转变形。

5.1.7 高层建筑结构应根据实际情况进行重力荷载、风荷载和(或)地震作用效应分析,并应按本规程第 5.6 节的规定进行作用效应组合。

5.1.8 高层建筑结构内力计算中,当楼面活荷载大于 4kN/m^2 时,应考虑楼面活荷载不利布置引起的梁弯矩的增大。

5.1.9 高层建筑进行重力荷载作用效应分析时,柱、墙轴向变形宜考虑施工过程的影响。施工过程的模拟可根据需要采用适当的简化方法。

5.1.10 高层建筑结构进行风作用效应分析时,正反两个方向的风荷载可按两个方向的较大值采用;体型复杂的高层建筑,应考虑风向角的影响。

5.1.11 在内力与位移计算中,型钢混凝土和钢管混凝土构件宜按实际情况直接参与计算。有依据时,也可等效为混凝土构件进行计算,并按有关规范进行截面设计。

5.1.12 体型复杂、结构布置复杂应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算。

5.1.13 B级高度的高层建筑结构和本规程第10章规定的复杂高层建筑结构,应符合下列要求:

1 应采用至少两个不同力学模型的三维空间分析软件进行整体内力位移计算;

2 抗震计算时,宜考虑平扭耦联计算结构的扭转效应,振型数不应小于15,对多塔楼结构的振型数不应小于塔楼数的9倍,且计算振型数应使振型参与质量不小于总质量的90%;

3 应采用弹性时程分析法进行补充计算;

4 宜采用弹塑性静力或动力分析方法验算薄弱层弹塑性变形。

5.1.14 对竖向不规则的高层建筑结构,包括某楼层抗侧刚度小于其上一层的70%或小于其上相邻三层侧向刚度平均值的80%,或结构楼层层间抗侧力结构的承载力小于其上一层的80%,或某楼层竖向抗侧力构件不连续,其薄弱层对应于地震作用标准值的地震剪力应乘以1.15的增大系数;结构的计算分析应符合本规程第5.1.13条的规定,并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施。

5.1.15 对受力复杂的结构构件,宜按应力分析的结果校核配筋设计。

5.1.16 对结构分析软件的计算结果,应进行分析判断,确认其合理、有效后方可作为工程设计的依据。

5.2 计算参数

5.2.1 在内力与位移计算中,抗震设计的框架-剪力墙或剪力墙结构中的连梁刚度可予以折减,折减系数不宜小于0.5。

5.2.2 在结构内力与位移计算中,现浇楼面和装配整体式楼面中梁的刚度可考虑翼缘的作用予以增大。楼面梁刚度增大系数可根据翼缘情况取为1.3~2.0。

对于无现浇面层的装配式结构,可不考虑楼面翼缘的作用。

5.2.3 在竖向荷载作用下,可考虑框架梁端塑性变形内力重分布对梁端负弯矩乘以调幅系数进行调幅,并应符合下列规定:

1 装配整体式框架梁端负弯矩调幅系数可取为0.7~0.8;现浇框架梁端负弯矩调幅系数可取为0.8~0.9;

2 框架梁端负弯矩调幅后,梁跨中弯矩应按平衡条件相应增大;

3 应先对竖向荷载作用下框架梁的弯矩进行调幅,再与水平作用产生的框架梁

弯矩进行组合;

4 截面设计时, 框架梁跨中截面正弯矩设计值不应小于竖向荷载作用下按简支梁计算的跨中弯矩设计值的 50%。

5.2.4 高层建筑结构楼面梁受扭计算中应考虑楼盖对梁的约束作用。当计算中未考虑楼盖对梁扭转的约束作用时, 可对梁的计算扭矩乘以折减系数予以折减。梁扭矩折减系数应根据梁周围楼盖的情况确定。

5.3 计算简图处理

5.3.1 高层建筑结构分析计算时宜对结构进行力学上的简化处理, 使其既能反映结构的受力性能, 又适应于所选用的计算分析软件的力学模型。

5.3.2 在内力与位移计算中, 应考虑相邻层竖向构件的偏心影响。楼面梁与柱子的偏心可按实际情况参与整体计算或采用柱端附加弯矩的方法予以近似考虑。

5.3.3 在内力与位移计算中, 密肋板楼盖可按实际情况进行计算。当不能按实际情况计算时, 可按等刚度原则对密肋梁进行适当简化后再行计算。

对平板无梁楼盖, 在计算中应考虑板的面外刚度影响, 其面外刚度可按有限元方法计算或近似将柱上板带等效为扁梁计算。

5.3.4 在内力与位移计算中, 可考虑框架或壁式框架梁柱节点区的刚域 (图 5.3.4) 影响。刚域的长度可按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} l_{b1} &= \alpha_1 - 0.25h_b \\ l_{b2} &= \alpha_2 - 0.25h_b \\ l_{c1} &= c_1 - 0.25b_c \\ l_{c2} &= c_2 - 0.25b_c \end{aligned} \right\} \quad (5.3.4)$$

当按 (5.3.4) 式计算的刚域长度为负值时, 应取为零。

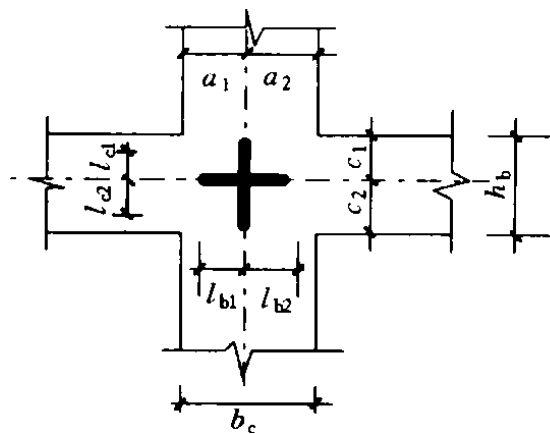


图 5.3.4 刚域

5.3.5 在结构内力与位移整体计算中, 转换层结构、加强层结构、连体结构、多塔楼结构, 应按情况选用合适的计算单元进行分析。在整体计算中对转换层、加强层、连接体等做简化处理的, 整体计算后应对其局部进行补充计算分析。

5.3.6 复杂平面和立面的剪力墙结构, 应采用适合的计算模型进行分析。当采用有限元模型时, 应在复杂变化处合理地选择和划分单元; 当采用杆件模型时, 对错洞墙可采用适当的模型化处理后进行整体计算, 并应在此基础上对结构局部进行补充

计算分析。

5.3.7 高层建筑结构计算中,当地下室顶板作为上部结构嵌固部位时,地下室结构的楼层侧向刚度不应小于相邻上部结构楼层侧向刚度的 2 倍。

5.4 直力二阶效应及结构稳定

5.4.1 在水平力作用下,当高层建筑结构满足下列规定时,可不考虑重力二阶效应的不利影响。

1 剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构:

$$EJ_d \geq 2.7H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (5.4.1-1)$$

2 框架结构:

$$D_i \geq 20 \sum_{j=1}^n G_j / h_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.1-2)$$

式中 EJ_d ——结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度,可按倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等的原则,将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度;

H ——房屋高度;

G_i 、 G_j ——分别为第 i 、 j 楼层重力荷载设计值;

h_i ——第 i 楼层层高;

D_i ——第 i 楼层的弹性等效侧向刚度,可取该层剪力与层间位移的比值;

n ——结构计算总层数。

5.4.2 高层建筑结构如果不满足本规程第 5.4.1 条的规定时,应考虑重力二阶效应对水平力作用下结构内力和位移的不利影响。

5.4.3 高层建筑结构重力二阶效应,可采用弹性方法进行计算,也可采用对未考虑重力二阶效应的计算结果乘以增大系数的方法近似考虑。结构位移增大系数 F_1 、 F_{1i} 以及结构构件弯矩和剪力增大系数 F_2 、 F_{2i} 可分别按下列规定近似计算,位移计算结果仍应满足本规程第 4.6.3 条的规定。

1 对框架结构,可按下列公式计算:

$$F_{1i} = \frac{1}{1 - \sum_{j=i}^n G_j / (D_i h_i)} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.3-1)$$

$$F_{2i} = \frac{1}{1 - 2 \sum_{j=i}^n G_j / (D_i h_i)} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.3-2)$$

2 对剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构，可按下列公式计算：

$$F_1 = \frac{1}{1 - 0.14H^2 \sum_{i=1}^n G_i / (EJ_d)} \quad (5.4.3-3)$$

$$F_2 = \frac{1}{1 - 0.28H^2 \sum_{i=1}^n G_i / (EJ_d)} \quad (5.4.3-4)$$

5.4.4 高层建筑结构的稳定应符合下列规定：

1 剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构应符合下式要求：

$$EH_d \geq 1.4H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (5.4.4-1)$$

2 框架结构应符合下式要求：

$$D \geq \text{不} 0 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.4-2)$$

5.5 薄弱层弹塑性变形计算

5.5.1 7、8、9 度抗震设计的高层建筑结构，在罕遇地震作用下薄弱层（部位）弹塑性变形计算可采用下列方法：

1 不超过 12 层且层侧向刚度无突变的框架结构可采用本规程第 5.5.3 条的简化算法；

2 除第 1 款以外的建筑结构可采用弹塑性分析方法；

3 对满足本规程第 5.4.4 条规定但不满足本规程第 5.4.1 条规定的结构，计算弹塑性变形时应考虑重力二阶效应的不利影响；或对未考虑重力二阶效应计算的弹塑性变形乘以增大系数 1.2。

5.5.2 采用弹塑性动力分析方法进行薄弱层验算时，应符合以下要求：

1 应按建筑场地类别和设计地震分组选用不少于两组实际地震波和一组人工模拟的地震波的加速度时程曲线；

2 地震波持续时间不宜少于 12s，数值化时距可取为 0.01s 或 0.02s；

3 输入地震波的最大加速度，可按表 5.5.2 采用。

表 5.5.2 弹塑性动力时程分析时输入地震加速度的最大值 $A_{\max}$

抗震设防烈度	7 度	8 度	9 度
$A_{\max}$ (cm/s^2)	220 (310)	400 (510)	620

注: 7、8 度时括号内数值分别对应于设计基本加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

5.5.3 结构薄弱层(部位)层间弹塑性位移的简化计算, 宜符合下列要求:

1 结构薄弱层(部位)的位置可按下列情况确定:

1) 楼层屈服强度系数沿高度分布均匀的结构, 可取底层;

2) 楼层屈服强度系数沿高度分布不均匀的结构, 可取该系数最小的楼层(部位)及相对较小的楼层, 一般不超过 2~3 处。

2 层间弹塑性位移可按下列公式计算:

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \quad (5.5.3-1)$$

$$\text{或} \quad \Delta \mu = \mu \Delta u_y = \frac{\eta_p}{\xi_y} \Delta u_y \quad (5.5.3-2)$$

式中 Δu_p ——层间弹塑性位移;

Δu_y ——层间屈服位移;

μ ——楼层延性系数;

Δu_e ——罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移。计算时, 水平地震影响系数最大值应按本规程表 3.3.7-1 采用;

η_p ——弹塑性位移增大系数, 当薄弱层(部位)的屈服强度系数不小于相邻层(部位)该系数平均值的 0.8 时, 可按表 5.5.3 采用; 当不大于该平均值的 0.5 时, 可按表内相应数值的 1.5 倍采用; 其他情况可采用内插法取值;

ξ_y ——楼层屈服强度系数。

表 5.5.3 结构的弹塑性位移增大系数 η_p

ξ_y	0.5	0.4	0.3
η_p	1.8	2.0	2.2

5.6 荷载效应和地震作用效应的组合

5.6.1 无地震作用效应组合时, 荷载效应组合的设计值应按下列式确定:

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \psi_Q \gamma_Q S_{Qk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (5.6.1)$$

式中 S ——荷载效应组合的设计值;

γ_G ——永久荷载分项系数;

γ_Q ——面活荷载分项系数;

γ_w ——风荷载的分项系数;

S_{GK} ——永久荷载效应标准值;

S_{QK} ——面活荷载效应标准值;

S_{wK} ——风荷载效应标准值;

ψ_Q 、 ψ_w ——分别为楼面活荷载组合值系数和风荷载组合值系数,当永久荷载效应起控制作用时应分别取 0.7 和 0.0;当可变荷载效应起控制作用时应分别取 1.0 和 0.6 或 0.7 和 1.0。

注:对书库、档案库、储藏室、通风机房和电梯机房,本条楼面活荷载组合值系数取 0.7 的场合应取为 0.9。

5.6.2 无地震作用效应组合时,荷载分项系数应按下列规定采用:

1 承载力计算时:

1) 永久荷载的分项系数 γ_G : 当其效应对结构不利时,对由可变荷载效应控制的组合应取 1.2,对由永久荷载效应控制的组合应取 1.35;当真效应对结构有利时,应取 1.0;

2) 楼面活荷载的分项系数 γ_Q : 一般情况下应取 1.4;

3) 风荷载的分项系数 γ_w 应取 1.4。

2 位移计算时,本规程公式(5.6.1)中各分项系数均应取 1.0。

5.6.3 有地震作用效应组合时,荷载效应和地震作用效应组合的设计值应按下列式确定:

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wK} \quad (5.6.3)$$

式中 S ——荷载效应和地震作用效应组合的设计值;

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应;

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应,尚应乘以相应的增大系数或调整系数;

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应,尚应乘以相应的增大系数或调整系数;

γ_G ——重力荷载分项系数;

γ_w ——风荷载分项系数;

γ_{Eh} ——水平地震作用分项系数;

γ_{Ev} ——竖向地震作用分项系数;

ψ_w ——风荷载的组合值系数, 应取 0.2。

5.6.4 有地震作用效应组合时, 荷载效应和地震作用效应的分项系数应按下列规定采用:

1 承载力计算时, 分项系数应按表 5.6.4 采用。当重力荷载效应对结构承载力有利时, 表 5.6.4 中 γ_G 不应大于 1.0;

2 位移计算时, 本规程公式 (5.6.3) 中各分项系数均应取 1.0。

表 5.6.4 有地震作用效应组合时荷载和作用分项系数

所考虑的组合	γ_G	γ_{Eh}	γ_{Ev}	ψ_w	说 明
重力荷载及水平地震作用	1.2	1.3	—	—	
重力荷载及竖向地震作用	1.2	—	1.3	—	9 度抗震设计时考虑; 水平长悬臂结构 8 度、9 度抗震设计时考虑
重力荷载、水平地震及竖向地震作用	1.2	1.3	0.5	—	9 度抗震设计时考虑; 水平长悬臂结构 8 度、9 度抗震设计时考虑
重力荷载、水平地震作用及风荷载	1.2	1.3	1.3	1.4	60m 以上的高层建筑考虑
重力荷载、水平地震作用、竖向地震作用及风荷载	1.2	1.3	0.5	1.4	60 以上的高层建筑, 9 度抗震设计时考虑; 水平长悬臂结构 8 度、9 度抗震设计时考虑

注: 表中 “—” 号表示组合中不考虑该项荷载或作用效应。

5.6.5 非抗震设例时, 应按本规程第 5.6.1 条的规定进行荷载效应的组合。抗震设计时, 应同时按本规程第 5.6.1 条和 5.6.3 条的规定进行荷载效应和地震作用效应的组合; 除四级抗震等级的结构构件外, 按本规程第 5.6.3 条计算的组合内力设计值, 尚应按本规程的有关规定进行调整。

6 框架结构设计

6.1 一般规定

6.1.1 框架结构应设计成双向梁柱抗侧力体系。主体结构除个别部位外,不应采用铰接。

6.1.2 抗震设计的框架结构不宜采用单跨框架。

6.1.3 框架梁、柱中心线宜重合。当梁柱中心线不能重合时,在计算中应考虑偏心对梁柱节点核心区受力和构造的不利影响,以及梁荷载对柱子的偏心影响。

梁、柱中心线之间的偏心距,9度抗震设计时不应大于柱截面在该方向宽度的1/4;非抗震设计和6~8度抗震设计时不宜大于柱截面在该方向宽度的1/4,如偏心距大于该方向柱宽的1/4时,可采取增设梁的水平加腋(图6.1.3)等措施。设置水平加腋后,仍须考虑梁柱偏心的不利影响。

1 梁的水平加腋厚度可取梁截面高度,其水平尺寸宜满足下列要求:

$$b_x/l_x \leq 1/2 \quad (6.1.3-1)$$

$$b_x/b_b \leq 2/3 \quad (6.1.3-2)$$

$$b_b+b_x+x \geq b_c/2 \quad (6.1.3-3)$$

式中 b_x ——梁水平加腋宽度;

l_x ——梁水平加腋长度;

b_b ——梁截面宽度;

b_c ——沿偏心方向柱截面宽度;

x ——非加腋侧梁边到柱边的距离。

2 梁采用水平加腋时,框架节点有效宽度 b_j 应符合下式要求:

1) 当 $x=0$ 时, b_j 按下式计算:

$$b_j \leq b_b+b_x \quad (6.1.3-4)$$

2) 当 $x \neq 0$ 时, b_j 取 (6.1.3-5) 和 (6.1.3-6) 二式计算的较大值,且应满足公式 (6.1.3-7) 的要求:

$$b_j \leq b_b+b_x+x \quad (6.1.3-5)$$

$$b_j \leq b_b+2x \quad (6.1.3-6)$$

$$b_j \leq b_b+0.5h_c \quad (6.1.3-7)$$

式中 h_c ——柱截面高度。

6.1.4 框架结构的填充墙及隔墙宜选用轻质墙体。抗震设计时,框架结构如采用砌体填充墙,其布置应符合下列要求:

- 1 避免形成上、下层刚度变化过大;
- 2 避免形成短柱;
- 3 减少因抗侧刚度偏心所造成的扭转。

6.1.5 抗震设计时,砌体填充墙及隔墙应具有自身稳定性,并应符合下列要求:

- 1 砌体的砂浆强度等级不应低于 M5,墙顶应与框架梁或楼板密切结合;
- 2 砌体填充墙应沿框架柱全高每隔 500mm 左右设置 2 根直径 6mm 的拉筋,拉筋伸入墙内的长度,6、7 度时不应小于墙长的 1/5 且不应小于 700mm,8、9 度时宜沿墙全长贯通;
- 3 墙长大于 5m 时,墙顶与梁(板)宜有钢筋拉结;墙长大于层高的 2 倍时,宜设置钢筋混凝土构造柱;墙高超过 4m 时,墙体半高处(或门洞上皮)宜设置与柱连接且沿墙全长贯通的钢筋混凝土水平系梁。

6.1.6 框架结构按抗震设计时,不应采用部分由砌体墙承重之混合形式。框架结构中的楼、电梯间及局部出屋顶的电梯机房、楼梯间、水箱间等,应采用框架承重,不应采用砌体墙承重。

6.1.7 抗震设计的框架结构中,当仅布置少量钢筋混凝土剪力墙时,结构分析计算应考虑该剪力墙与框架的协同工作。如楼、电梯间位置较偏而产生较大的刚度偏心时,宜采取将此种剪力墙减薄、开竖缝、开结构洞、配置少量单排钢筋等措施,减小剪力墙的作用,并宜增加与剪力墙相连之柱子的配筋。

6.1.8 现浇框架梁、柱、节点的混凝土强度等级,按一级抗震等级设计时,不应低于 C30;按二~四级和非抗震设计时,不应低于 C20。

6.1.9 现浇框架梁的混凝土强度等级不宜大于 C40;框架柱的混凝土强度等级,抗震设防烈度为 9 度时不宜大于 C60,抗震设防烈度为 8 度时不宜大于 C70。

6.2 截面设计

6.2.1 抗震设计时,四级框架柱的柱端弯矩设计值可直接取考虑地震作用组合的弯矩价;一、二、三级框架的梁、柱节点处,除顶层和柱轴压比小于 0.15 者外,柱端考虑地震作用组合的弯矩设计值应按下列公式予以调整:

$$\Sigma M_c = \eta_c \Sigma M_b \quad (6.2.1-1)$$

9 度抗震设计的结构和一级框架结构尚应符合:

$$\Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_{bua} \quad (6.2.1-2)$$

式中 ΣM_c ——节点上、下柱端截面顺时针或逆时针方向组合弯矩设计值之和。上、下柱端的弯矩设计值，可按弹性分析的弯矩比例进行分配；

ΣM_b ——节点左、右梁端截面逆时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和。当抗震等级为一级且节点左、右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

η_c ——柱端弯矩增大系数，一、二、三级分别取 1.4、1.2 和 1.1；

ΣM_{bua} ——节点左、右梁端逆时针或顺时针方向实配的正截面受弯承载力所对应的弯矩值之和，可根据实际配筋面积（计入受压钢筋）和材料强度标准值并考虑承载力抗震调整系数计算。

当反弯点不在柱的层高范围内时，柱端弯矩设计值可直接乘以柱端弯矩增大系数 η_c 。

6.2.2 抗震设计时，一、二、三级框架结构的底层柱底截面的弯矩设计值，应分别采用考虑地震作用组合的弯矩值与增大系数 1.5、1.25 和 1.15 的乘积。

6.2.3 抗震设计的框架柱、框支柱端部截面的剪力设计值，一、二、三级时应按下列公式计算；四级时可自接取考虑地震作用组合的剪力计算值。

$$V = \eta_{vc} (M_c^t + M_c^b) / H \quad (6.2.3-1)$$

9 度抗震设计的结构和一级框架结构尚应符合：

$$V = 1.2 (M_{cua}^t + M_{cua}^b) / H_n \quad (6.2.3-2)$$

式中 M_c^t 、 M_c^b ——分别为柱上、下端顺时针或逆时针方向截面组合的弯矩设计值，应符合本规程第 6.2.1~6.2.2 条的规定；

M_{cua}^t 、 M_{cua}^b ——分别为柱上、下端顺时针或逆时针方向实配的正截面受弯承载力所对应的弯矩值，可根据实配钢筋面积、材料强度标准值和重力荷载代表值产生的轴向压力设计值并考虑承载力抗震调整系数计算；

H_n ——柱的净高；

η_{vc} ——柱端剪力增大系数，一、二、三级分别取 1.4、1.2 和 1.1。

6.2.4 抗震设计时，框架角柱应按双向偏心受力构件进行正截面承载力设计。一、二、三级框架角柱经按本规程第 6.2.1~6.2.3 条调整后的弯矩、剪力设计值应乘以

不小于 1.1 的增大系数。

6.2.5 抗震设计时, 框架梁端部截面组合的剪力设计值, 一、二、三级应按下列公式计算; 四级时可直接取考虑地震作用组合的剪力计算值。

$$V = \eta_{vb}(M_b^l + M_b^r)/l_n + V_{Gb} \quad (6.2.5-1)$$

9 度抗震设计的结构和一级框架结构尚应符合:

$$V = 1.1(M_{bua}^l + M_{bua}^r)/l_n + V_{Gb} \quad (6.2.5-2)$$

式中 M_b^l 、 M_b^r ——分别为梁左、右端逆时针或顺时针方向截面组合的弯矩设计值。当抗震等级为一级且梁两端弯矩均为负弯矩时, 绝对值较小一端的弯矩应取零;

$M_{bua}^l + M_{bua}^r$ ——分别为梁左、右端逆时针或顺时针方向实配的正截面受弯承载力所对应的弯矩值, 可根据实配钢筋面积 (计入受压钢筋) 和材料强度标准值并考虑承载力抗震调整系数计算;

η_{vb} ——梁剪力增大系数, 一、二、三级分别取 1.3、1.2 和 1.1。

l_n ——梁的净跨;

V_{Gb} ——考虑地震作用组合的重力荷载代表值 (9 度时还应包括竖向地震作用标准值) 作用下, 按简支梁分析的梁端截面剪力设计值。

6.2.6 框架梁、柱, 其受剪截面应符合下列要求:

1 无地震作用组合时

$$V \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \quad (6.2.6-1)$$

2 有地震作用组合时

跨高比大于 2.5 的梁及剪跨比大于 2 的柱:

$$V \leq \frac{1}{r_{RE}} (0.2 \beta_c f_c b h_0) \quad (6.2.6-2)$$

跨高比不大于 2.5 的梁及剪跨比不大于 2 的柱:

$$V \leq \frac{1}{r_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b h_0) \quad (6.2.6-3)$$

框架柱的剪跨比可按下式计算:

$$\lambda = M^c / (V^c h_0) \quad (6.2.6-4)$$

式中 V ——梁、柱计算截面的剪力设计值;

λ ——框架柱的剪跨比。反弯点位于柱高中部的框架柱,可取柱净高与计算方向 2 倍柱截面有效高度之比;

M_c ——柱端截面未经本规程第 6.2.1、6.2.2、6.2.4 条调整的组合弯矩计算值,可取柱上、下端的较大值;

V_c ——柱端截面与组合弯矩计算值对应的组合剪力计算值;

β_c ——混凝土强度影响系数。当混凝土强度等级不大于 C50 时取 1.0;当混凝土强度等级为 C80 时取 0.8;当混凝土强度等级在 C50 和 C80 之间时可按线性内插取用;

b ——矩形截面的宽度,T 形截面、工形截面的腹板宽度;

h_0 ——梁、柱截面计算方向有效高度。

6.2.7 抗震设计时,一、二级框架的节点核心区应按本规程附录 C 进行抗震验算;三、四级框架节点以及各抗震等级的顶层端节点核心区,可不进行抗震验算。各抗震等级的框架节点均应符合构造措施的要求。

6.2.8 矩形截面偏心受压框架柱,其斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

1 无地震作用组合时:

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.07N \quad (6.2.8-1)$$

2 有地震作用组合时:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056N \right) \quad (6.2.8-2)$$

式中 λ ——框架柱的剪跨比。当 $\lambda < 1$ 时,取 $\lambda = 1$;当 $\lambda > 3$ 时,取 $\lambda = 3$;

N ——考虑风荷载或地震作用组合的框架柱轴向压力设计值,当 $N \leq 0.3f_c A_c$ 时,取 N 等于 $0.3f_c A_c$ 。

6.2.9 当矩形截面框架柱出现拉力时,其斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

1 无地震作用组合时:

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \quad (6.2.9-1)$$

2 有地震作用组合时:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \right) \quad (6.2.9-2)$$

式中 N ——与剪力设计值 V 对应的轴向拉力设计值, 取正值;

λ ——框架柱的剪跨比。

当公式 (6.2.9-1) 右端的计算值或公式 (6.2.9-2) 右端括号内的计算值小于

$f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时, 应取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$, 且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于 $0.36f_t b h_0$ 。

6.2.10 框架梁斜截面受剪承载力可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定进行计算。

6.2.11 无地震作用组合时, 在单向风荷载作用下双向受剪的框架柱, 可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定进行截面剪压比计算和斜截面受剪承载力计算。

6.1.12 无地震作用组合时, 梁、柱扭曲截面承载力, 可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定进行计算。

6.2.13 框架梁、框架柱和框支柱的正截面承载力可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定计算; 考虑地震作用组合时, 其承载力应除以相应的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 。

6.3 框架梁构造要求

6.3.1 框架结构的主梁截面高度 h_b 可按 $\left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{18}\right)l_b$ 确定, l_b 为主梁计算跨度; 梁净跨与截面高度之比不宜小于 4。梁的截面宽度不宜小于 200mm, 梁截面的高宽比不宜大于 4。

当梁高较小或采用扁梁时, 除验算其承载力和受剪截面要求外, 尚应满足刚度和裂缝的有关要求。在计算梁的挠度时, 可扣除梁的合理起拱值; 对现浇梁板结构, 宜考虑梁受压翼缘的有利影响。

6.3.2 框架梁设计应符合下列要求:

1 抗震设计时, 计入受压钢筋作用的梁端截面混凝土受压区高度与有效高度之比值, 一级不应大于 0.25, 二、三级不应大于 0.35;

2 纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}$ (%), 非抗震设计时, 不应小于 0.2 和 $4f_t/f_y$ 二者的较大值; 抗震设计时, 不应小于表 6.3.2-1 规定的数值;

表 6.3.2-1 梁纵向受拉钢筋最小配筋百分率 $\rho_{\min}$ (%)

抗震等级	位置	
	支座 (取较大值)	跨中 (取较大值)
一级	0.40 和 $80f_t/f_y$	0.30 和 $65f_t/f_y$
二级	0.30 和 $65f_t/f_y$	0.25 和 $55f_t/f_y$
三、四级	0.25 和 $55f_t/f_y$	0.20 和 $45f_t/f_y$

3 抗震设计时, 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不应大于 2.5%;

4 抗震设计时, 梁端截面的底面和顶面纵向钢筋截面面积的比值, 除按计算确定外, 一级不应小于 0.5, 二、三级不应小于 0.3;

5 抗震设计时, 梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和最小直径应符合表 6.3.2-2 的要求; 当梁端纵向钢筋配筋率大于 2% 时, 表中箍筋最小直径应增大 2mm。

表 6.3.2-2 梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径

抗震等级	加密区长度 (取较大值) (mm)	箍筋最大间距 (取最小值) (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一	$2.0h_b$, 500	$h_b/4$, 6d, 100	10
二	$1.5h_b$, 500	$h_b/4$, 8d, 100	8
三	$1.5h_b$, 500	$h_b/4$, 8d, 150	8
四	$1.5h_b$, 500	$h_b/4$, 8d, 150	6

注: d 为纵向钢筋直径, h_b 为梁截面高度。

6.3.3 梁的纵向钢筋配置, 尚应符合下列规定:

1 沿梁全长顶面和底面应至少各配置两根纵向配筋, 一、二级抗震设计时钢筋直径不应小于 14mm, 且分别不应小于梁两端顶面和底面纵向配筋中较大截面面积的 1/4; 三、四级抗震设计和非抗震设计时钢筋直径不应小于 12mm;

2 一、二级抗震等级的框架梁内贯通中柱的每根纵向钢筋的直径, 对矩形截面柱, 不宜大于柱在该方向截面尺寸的 1/20; 对圆形截面柱, 不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的 1/20。

6.3.4 抗震设计时, 框架梁的箍筋尚应符合下列构造要求:

1 框架梁沿梁全长箍筋的面积配筋率应符合下列要求:

$$\text{一级} \quad \rho_{sv} \geq 0.30 f_t / f_{yv} \quad (6.3.4-1)$$

$$\text{二级} \quad \rho_{sv} \geq 0.28 f_t / f_{yv} \quad (6.3.4-2)$$

$$\text{三、四级} \quad \rho_{sv} \geq 0.26 f_t / f_{yv} \quad (6.3.4-3)$$

式中 ρ_{sv} ——框架梁沿梁全长箍筋的面积配筋率。

2 第一个箍筋应设置在距支座边缘 50mm 处;

3 在箍筋加密区范围内的箍筋肢距: 一级不宜大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较

大值,二、三级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值,四级不宜大于 300mm;

4 箍筋应有 135° 弯钩,弯钩端头直段长度不应小于 10 倍的箍筋直径和 75mm 的较大值;

5 在纵向钢筋搭接长度范围内的箍筋间距,钢筋受拉时不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍,且不应大于 100mm;钢筋受压时不应大于搭接钢筋较小直径的 10 倍,且不应大于 200mm;

6 框架梁非加密区箍筋最大间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍。

6.3.5 非抗震设计时,框架梁箍筋配筋构造应符合下列规定:

1 应沿梁全长设置箍筋;

2 截面高度大于 800mm 的梁,其箍筋直径不宜小于 8mm;其余截面高度的梁不应小于 6mm。在受力钢筋搭接长度范围内,箍筋直径不应小于搭接钢筋最大直径的 0.25 倍;

3 箍筋间距不应大于表 6.3.5 的规定;在纵向受拉钢筋的搭接长度范围内,箍筋间距尚不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍,且不应大于 100mm;在纵向受压钢筋的搭接长度范围内,箍筋间距尚不应大于搭接钢筋较小直径的 10 倍,且不应大于 200mm;

表 6.3.5 非抗震设计梁箍筋最大间距 (mm)

H_b (mm) \ V	$V > 0.7 f_t b h_0$	$V \leq 0.7 f_t b h_0$
$h_b \leq 300$	150	200
$300 < h_b \leq 500$	200	300
$500 < h_b \leq 800$	250	350
$h_b > 800$	300	400

4 当梁的剪力设计值大于 $0.7 f_t b h_0$ 时,其箍筋面积配筋率应符合下式要求:

$$\rho_{sv} \geq 0.24 f_t / f_{yv} \quad (6.3.5)$$

5 当梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时,其箍筋配置尚应符合下列要求:

1) 箍筋直径不应小于纵向受压钢筋最大直径的 0.25 倍;

2) 箍筋应做成封闭式;

3) 箍筋间距不应大于 15d 且不应大于 400mm;当一层内的受压钢筋多于 5 根且直径大于 18mm 时,箍筋间距不应大于 10d (d 为纵向受压钢筋的最小直径);

4) 当梁截面宽度大于 400mm 且一层内的纵向受压钢筋多于 3 根时,或当梁截面宽度不大于 400mm 但一层内的纵向受压钢筋多于 4 根时,应设置复合箍筋。

6.3.6 框架梁的纵向钢筋不应与箍筋、拉筋及预埋件等焊接。

6.4 框架柱构造要求

6.4.1 柱截面尺寸应符合下列要求:

- 1 矩形截面柱的边长,非抗震设计时不宜小于 250mm,抗震设计时不宜小于 300mm;圆柱截面直径不宜小于 350mm;
- 2 柱剪跨比宜大于 2
- 3 柱截面高宽比不宜大于 3。

6.4.2 抗震设计时,钢筋混凝土柱轴压比不宜超过表 6.4.2 的规定;对于Ⅳ类场地上较高的高层建筑,其轴压比限值应适当减小。

表 6.4.2 柱轴压比限值

结构类型	抗震等级		
	一	二	三
框架	0.7	0.80	0.90
板柱-剪力墙、框架-剪力墙、框架-核心筒、筒中筒	0.75	0.85	0.95
部分框支剪力墙	0.60	0.70	—

注:1 轴压比指柱考虑地震作用组合的轴压力设计值与柱全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积的比值;

2 表内数值适用于混凝土强度等级不高于 C60 的柱。当混凝土强度等级为 C65~C70 时,轴压比限值应比表中数值降低 0.05;当混凝土强度等级为 C75~C80 时,轴压比限值应比表中数值降低 0.10;

3 表内数值适用于剪跨比大于 2 的柱。剪跨比不大于 2 但不小于 1.5 的柱,其轴压比限值应比表中数值减小 0.05;剪跨比小于 1.5 的柱,其轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施;

4 当沿柱全高采用井字复合箍,箍筋间距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm 时,柱轴压比限值可增加 0.10;当沿柱全高采用复合螺旋箍,箍筋螺距不大于 100mm。肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm 时,柱轴压比限值可增加 0.10;当沿柱全高采用连续复合螺旋箍,且螺距不大于 80mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 10mm 时,轴压比限值可增加 0.10。以上三种配箍类别的含箍特征值应按增大的轴压比由本规程表 6.4.7 确定;

5 当柱截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱,且附加纵向钢筋的截面面积不小于柱截面面积的 0.8% 时,柱轴压比限值可增加 0.05。当本项措施与注 4 的措施共同采用时,柱轴压比限值可比表中数值增加 0.15,但箍筋的配箍特征值仍可按轴压比增加 0.10 的要求确定;

6 附注第 4、5 两款之措施,也适用于框支柱;

7 柱轴压比限值不应大于 1.05。

6.4.3 柱纵向钢筋和箍筋配置应符合下列要求:

- 1 柱全部纵向钢筋的配筋率,不应小于表 6.4.3-1 的规定值,且柱截面每一侧纵向钢筋配筋率不应小于 0.2%;抗震设计时,对Ⅳ类场地上较高的高层建筑,表中数值应增加 0.1;

表 6.4.3-1 柱纵向钢筋最小配筋百分率 (%)

柱类型	抗震等级				非抗震
	一级	二级	三级	四级	
中柱、边柱	1.0	0.8	0.7	0.6	0.6
角柱	1.2	1.0	0.9	0.8	0.6
框支柱	1.2	1.0	—	—	0.8

注：1 当混凝土强度等级大于 C60 时，表中的数值应增加 0.1；

2 当采用 HRB400、RRB400 级钢筋时，表中数值应允许减小 0.1。

2 抗震设计时，往箍筋在规定的范围内应加密，加密区的箍筋间距和直径，应符合下列要求：

1) 一般情况下，箍筋的最大间距和最小直径，应按表 6.4.3-2 采用；

表 6.4.3-2 柱端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	箍筋最大间距 (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一级	6d 和 100 的较小值	10
二级	8d 和 100 的较小值	8
三级	8d 和 150 (柱根 100) 的较小值	8
四级	8d 和 150 (柱根 100) 的较小值	6 (柱根 8)

注：1 d 为柱纵向钢筋直径 (mm)

2 柱根指框架柱底部嵌固部位。

2) 二级框架往箍筋直径不小于 10mm、肢距不大于 200mm 时，除柱根外最大间距应允许采用 150mm；三级框架柱的截面尺寸不大于 400 时，箍筋最小直径应允许采用 6mm；四级框架柱的剪跨比不大于 2 或柱中全部纵向钢筋的配筋率大于 3% 时，箍筋直径不应小于 8mm；

3) 剪跨比不大于 2 的柱，箍筋间距不应大于 100mm，一级时尚不应大于 6 倍的纵向钢筋直径。

6.4.4 柱的纵向钢筋配置，尚应满足下列要求：

1 抗震设计时，宜采用对称配筋；

2 抗震设计时，截面尺寸大于 400mm 的柱，其纵向钢筋间距不宜大于 200mm；非抗震设计时，柱纵向钢筋间距不应大于 350mm；柱纵向钢筋净距均不应小于 50mm；

3 全部纵向钢筋的配筋率，非抗震设计时不宜大于 5%、不应大于 6%，抗震设计时不应大于 5%；

4 一级且剪跨比不大于 2 的柱，其单侧纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 1.2%；

5 边柱、角柱及剪力墙端柱考虑地震作用组合产生小偏心受拉时，柱内纵筋总

截面面积应比计算值增加 25%。

6.4.5 柱的纵筋不应与箍筋、拉筋及预埋件等焊接。

6.4.6 抗震设计时, 柱箍筋加密区的范围应符合下列要求:

- 1 底层柱的上端和其他各层柱的两端, 应取矩形截面柱之长边尺寸 (或圆形截面柱之直径)、柱净高之 1/6 和 500mm 三者之最大值范围;
- 2 底层柱刚性地面上、下各 500mm 的范围;
- 3 底层柱柱根以上 1/3 柱净高的范围;
- 4 剪跨比不大于 2 的柱和因填充墙等形成的柱净高与截面高度之比不大于 4 的柱全高范围;
- 5 一级及二级框架角柱的全高范围;
- 6 需要提高变形能力的柱的全高范围。

6.4.7 柱加密区范围内箍筋的体积配箍率, 应符合下列规定:

- 1 柱箍筋加密区箍筋的体积配箍率, 应符合下式要求:

$$\rho_v \geq \lambda_v f_c / f_{yv} \quad (6.4.7)$$

式中 ρ_v ——柱箍筋的体积配箍率;

λ_v ——柱最小配箍特征值, 宜按表 6.4.7 采用;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值。当柱混凝土强度等级低于 C35 时, 应按 C35 计算;

f_{yv} ——柱箍筋或拉筋的抗拉强度设计值, 超过 360N/mm² 时, 应按 360 N/mm² 计算。

表 6.4.7 柱端箍筋加密区最小配箍特征值 λ_v

抗震等级	箍筋形式	柱轴压比								
		≤0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.05
一	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—
	螺旋箍、复合或连续复合螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	—	—
二	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.13	0.22	0.24
	螺旋箍、复合或连续复合螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	螺旋箍、复合或连续复合螺旋箍	0.05	0.06	0.04	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注: 普通箍指单个矩形箍或单个圆形箍; 螺旋箍指单个连续螺旋箍筋; 复合箍指由矩形、

多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；连续复合螺旋箍指全部螺旋箍由同一根钢筋加工而成的箍筋。

2 对一、二、三、四级框架柱，其箍筋加密区范围内箍筋的体积配箍率尚且分别不应小于 0.8%、0.6%、0.4% 和 0.4%；

3 剪跨比不大于 2 的柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其体积配箍率不应小于 1.2%；设防烈度为 9 度时，不应小于 1.5%；

4 计算复合箍筋的体积配箍率时，应扣除重叠部分的箍筋体积；计算复合螺旋箍筋的体积配箍率时，其非螺旋箍筋的体积应乘以换算系数 0.8。

6.4.8 抗震设计时，柱箍筋设置尚应符合下列要求：

1 箍筋应为封闭式，其末端应做成 135° 弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于 10 倍的箍筋直径，且不应小于 75mm；

2 箍筋加密区的箍筋肢距，一级不宜大于 200mm，二、三级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值，四级不宜大于 300mm。每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋约束；采用拉筋组合箍时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住封闭箍；

3 柱非加密区的箍筋，其体积配箍率不宜小于加密区的一半；其箍筋间距，不应大于加密区箍筋间距的 2 倍，且一、二级不应大于 10 倍纵向钢筋直径，三、四级不应大于 15 倍纵向钢筋直径。

6.4.9 非抗震设计时，柱中箍筋应符合以下规定：

1 周边箍筋应为封闭式；

2 箍筋间距不应大于 400mm，且不应大于构件截面的短边尺寸和最小纵向受力钢筋直径的 15 倍；

3 箍筋直径不应小于最大纵向钢筋直径的 $1/4$ ，且不应小于 6mm；

4 当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过 3% 时，箍筋直径不应小于 8mm，箍筋间距不应大于最小纵向钢筋直径的 10 倍，且不应大于 200mm；箍筋末端应做成 135° 弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于 10 倍箍筋直径；

5 当柱每边纵筋多于 3 根时，应设置复合箍筋（可采用拉筋）；

6 柱内纵向钢筋采用搭接做法时，搭接长度范围内箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的 0.25 倍；在纵向受拉钢筋的搭接长度范围内的箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍，且不应大于 100mm；在纵向受压钢筋的搭接长度范围内的箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的 10 倍，且不应大于 200mm。当受压钢筋直径大于 25mm

时,尚应在搭接接头端面外 100mm 的范围内各设置两道箍筋。

6.4.10 框架节点核心区应设置水平箍筋,且应符合下列规定:

1 非抗震设计时,箍筋配置应符合本规程第 6.4.9 条的有关规定,但箍筋间距不宜大于 250mm。对四边有梁与之相连的节点,可仅沿节点周边设置矩形箍筋;

2 抗震设计时,箍筋的最大间距和最小直径应符合本规程第 6.4.3 条有关柱箍筋的规定。一、二、三级框架节点核心区配箍特征值分别不宜小于 0.12、0.10 和 0.08,且箍筋体积配箍率分别不宜小于 0.6%、0.5%和 0.4%。柱剪跨比不大于 2 的框架节点核心区的配箍特征值不宜小于核心区上、下柱端配箍特征值中的较大值。

6.5 钢筋的连接和锚固

6.5.1 受力钢筋的连接接头宜设置在构件受力较小部位;抗震设计时,宜避开梁端、柱端箍筋加密区范围。钢筋连接可采用机械连接、绑扎搭接或焊接。

6.5.2 非抗震设计时,受拉钢筋的最小锚固长度应取 l_a 。受拉钢筋绑扎搭接的搭接长度,应根据位于同一连接区段内搭接钢筋截面面积的百分率按下式计算,且不应小于 300mm。

$$l_l = \zeta l_a \quad (6.5.2)$$

式中 l_l ——受拉钢筋的搭接长度;

l_a ——受拉钢筋的锚固长度,应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定采用;

ζ ——受拉钢筋搭接长度修正系数,应按表 6.5.2 采用。

表 6.5.2 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数 ζ

同一连接区段内搭接钢筋面积百分率 (%)	≤25	50	100
受拉搭接长度修正系数 ζ	1.2	1.4	1.6

注:同一连接区段内搭接钢筋面积百分率取在同一连接区段内有搭接接头的受力钢筋与全部受力钢筋面积之比。

6.5.3 抗震设计时,钢筋混凝土结构构件纵向受力钢筋的锚固和连接,应符合下列要求:

1 纵向受拉钢筋的最小锚固长度应按下列各式采用:

$$\text{一、二级抗震等级} \quad l_{aE} = 1.15 l_a \quad (6.5.3-1)$$

$$\text{三级抗震等级} \quad l_{aE} = 1.05 l_a \quad (6.5.3-2)$$

$$\text{四级抗震等级} \quad l_{aE} = 1.00 l_a \quad (6.5.3-3)$$

式中 l_{aE} ——抗震设计时受拉钢筋的锚固长度。

2 当采用绑扎搭接接头时,其搭接长度不应小于下式的计算值:

$$l_{1E} = \zeta l_{aE} \quad (6.5.3-4)$$

式中 l_{1E} ——抗震设计时受拉钢筋的搭接长度。

3 受拉钢筋直径大于 28mm、受压钢筋直径大于 32mm 时,不宜采用绑扎搭接接头;

4 现浇钢筋混凝土框架梁、柱纵向受力钢筋的连接方法,应符合下列规定:

1) 框架柱:一、二级抗震等级及三级抗震等级的底层,宜采用机械连接接头,也可采用绑扎搭接或焊接接头;三级抗震等级的其他部位和四级抗震等级,可采用绑扎搭接或焊接接头;

2) 框支梁、框支柱:宜采用机械连接接头;

3) 框架梁:一级宜采用机械连接接头,二、三、四级可采用绑扎搭接或焊接接头。

5 位于同一连接区段内的受拉钢筋接头面积百分率不宜超过 50%;

6 当接头位置无法避开梁端、柱端箍筋加密区时,宜采用机械连接接头,且钢筋接头面积百分率不应超过 50%;

7 钢筋的机械连接、绑扎搭接及焊接,尚应符合国家现行有关标准的规定。

6.5.4 非抗震设计时,框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接,应符合下列要求(图 6.5.4):

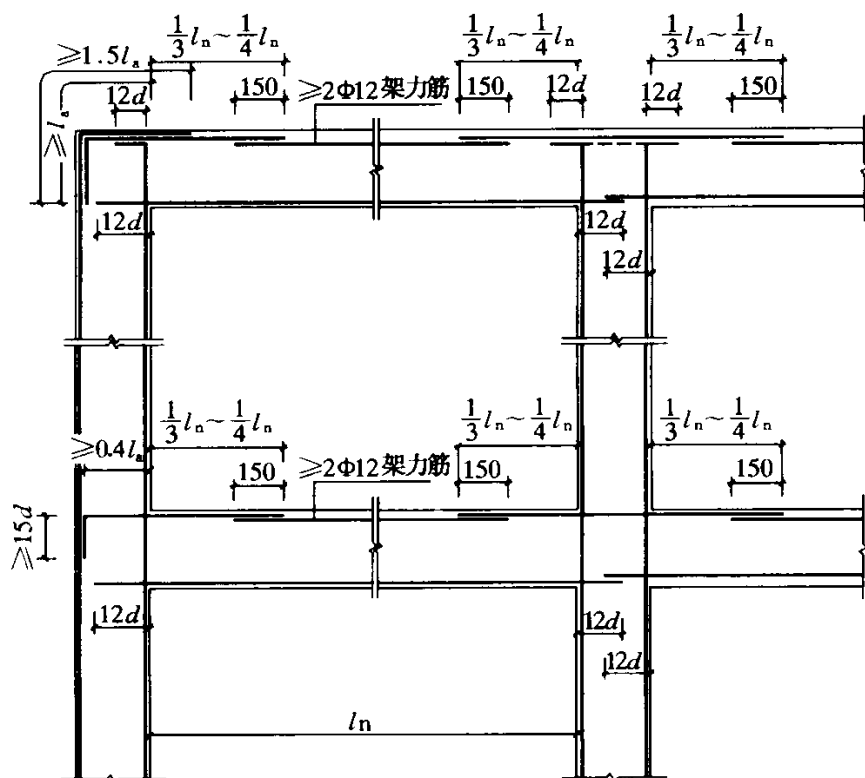


图 6.5.4 非抗震设计时框架梁、柱纵向钢筋在
节点区的锚固要求

1 顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶；当从梁底边计算的直线锚固长度不小于 l_a 时，可不必水平弯折，否则应向柱内或梁、板内水平弯折，当充分利用柱纵向节点区的锚固要求钢筋的抗拉强度时，其锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5 l_a$ ，弯折后的水平投影长度不宜小于 12 倍的柱纵向钢筋直径；

2 顶层端节点处，在梁宽范围以内的柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接，搭接长度不应小于 $1.5 l_a$ ；在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，其伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧纵向钢筋的配筋率大于 1.2% 时，伸入梁内的柱纵向钢筋宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 20 倍的柱纵向钢筋直径；

3 梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度；直线锚固时不应小于 l_a ，且伸过柱中心线的长度不宜小于 5 倍的梁纵向钢筋直径；当柱截面尺寸不足时，梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，锚固段弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4 l_a$ ，弯折后的竖直投影长度应取 15 倍的梁纵向钢筋直径；

4 当计算中不利用梁下部纵向钢筋的强度时，其伸入节点内的锚固长度应取不小于 12 倍的梁纵向钢筋直径。当计算中充分利用梁下部钢筋的抗拉强度时，梁下部

纵向钢筋可采用直线方式或向上 90° 弯折方式锚固于节点内, 直线锚固时的锚固长度不应小于 l_{aE} ; 弯折锚固时, 锚固段的水平投影长度不应小于 $0.4l_{aE}$, 竖直投影长度应取 15 倍的梁纵向钢筋直径。

6.5.5 抗震设计时, 框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接, 应符合下列要求 (图 6.5.5):

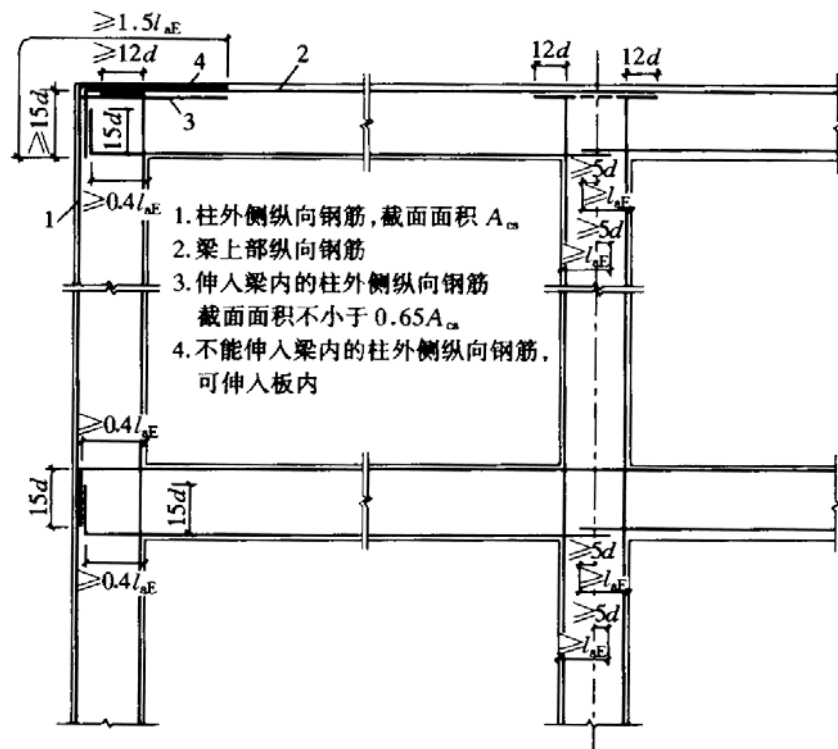


图 6.5.5 抗震设计时框架梁、柱纵向钢筋在节点区的锚固要求

1 顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶; 当从梁底边计算的直线锚固长度不小于 l_{aE} 时, 可不必水平弯折, 否则应向柱内或梁内、板内水平弯折, 锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_{aE}$, 弯折后的水平投影长度不宜小于 12 倍的柱纵向钢筋直径;

2 顶层端节点处, 柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接, 搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$, 且伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜小于柱外侧全部纵向钢筋截面面积的 65%; 在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内, 其伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧纵向钢筋的配筋率大于 1.2% 时, 伸入梁内的柱纵向钢筋宜分两批截断, 其截断点之间的距离不宜小于 20 倍的柱纵向钢筋直径;

3 梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度, 直线锚固时不应小于 l_{aE} , 且伸过柱

中心线的长度不应小于 5 倍的梁纵向钢筋直径；当柱截面尺寸不足时，梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，锚固段弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4 l_{aE}$ ，弯折后的竖直投影长度应取 15 倍的梁纵向钢筋直径；

4 梁下部纵向钢筋的锚固与梁上部纵向钢筋相同，但采用 90° 弯折方式锚固时，竖直段应向上弯入节点内。

7 剪力墙结构设计

7.1 一般规定

7.1.1 剪力墙结构中,剪力墙宜沿主轴方向或其他方向双向布置;抗震设计的剪力墙结构,应避免仅单向有墙的结构布置形式。剪力墙墙肢截面宜简单、规则。剪力墙结构的侧向刚度不宜过大。

7.1.2 高层建筑结构不应采用全部为短肢剪力墙的剪力墙结构。短肢剪力墙较多时,应布置筒体(或一般剪力墙),形成短肢剪力墙与筒体(或一般剪力墙)共同抵抗水平力的剪力墙结构,并应符合下列规定:

1 其最大适用高度应比本规程表 4.2.2-1 中剪力墙结构的规定值适当降低,且 7 度和 8 度抗震设计时分别不应大于 100m 和 60m;

2 抗震设计时,筒体和一般剪力墙承受的第一振型底部地震倾覆力矩不宜小于结构总底部地震倾覆力矩的 50%;

3 抗震设计时,短肢剪力墙的抗震等级应比本规程表 4.8.2 规定的剪力墙的抗震等级提高一级采用;

4 抗震设计时,各层短肢剪力墙在重力荷载代表值作用下产生的轴力设计值的轴压比,抗震等级为一、二、三时分别不宜大于 0.5、0.6 和 0.7;对于无翼缘或端柱的一字形短肢剪力墙,其轴压比限值相应降低 0.1;

5 抗震设计时,除底部加强部位应按本规程第 7.2.10 条调整剪力设计值外,其他各层短肢剪力墙的剪力设计值,一、二级抗震等级应分别乘以增大系数 1.4 和 1.2;

6 抗震设计时,短肢剪力墙截面的全部纵向钢筋的配筋率,底部加强部位不宜小于 1.2%,其他部位不宜小于 1.0%;

7 短肢剪力墙截面厚度不应小于 200mm;

8 7 度和 8 度抗震设计时,短肢剪力墙宜设置翼缘。一字形短肢剪力墙平面外不宜布置与之单侧相交的楼面梁。

注:短肢剪力墙是指墙肢截面高度与厚度之比为 5~8 的剪力墙,一般剪力墙是指墙肢截面高度与厚度之比大于 8 的剪力墙。

7.1.3 B 级高度高层建筑和 9 度抗震设计的 A 级高度高层建筑,不应采用本规程第 7.1.2 条规定的具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构。

7.1.4 剪力墙的门窗洞口宜上下对齐、成列布置,形成明确的墙肢和连梁。应避免

使墙肢刚度相差悬殊的洞口设置。抗震设计时,一、二、三级抗震等级剪力墙底部加强部位不宜采用错洞墙;一、二、三级抗震等级的剪力墙均不宜采用叠合错洞墙。

具有不规则洞口布置的错洞墙,可按弹性平面有限元方法进行应力分析,并按应力进行截面配筋设计或校核。

7.1.5 较长的剪力墙宜开设洞口,将其分成长度较为均匀的若干墙段,墙段之间宜采用弱连梁连接,每个独立墙段的总高度与其截面高度之比不应小于 2。墙肢截面高度不宜大于 8m。

7.1.6 剪力墙宜自下到上连续布置,避免刚度突变。

7.1.7 应控制剪力墙平面外的弯矩。当剪力墙墙肢与其平面外方向的楼面梁连接时,应至少采取以下措施中的一个措施,减小梁端部弯矩对墙的不利影响:

- 1 沿梁轴线方向设置与梁相连的剪力墙,抵抗该墙肢平面外弯矩;
- 2 当不能设置与梁轴线方向相连的剪力墙时,宜在墙与梁相交处设置扶壁柱。

扶壁柱宜按计算确定截面及配筋;

- 3 当不能设置扶壁柱时,应在墙与梁相交处设置暗柱,并宜按计算确定配筋;
- 4 必要时,剪力墙内可设置型钢。

7.1.8 剪力墙开洞形成的跨高比小于 5 的连梁,应按本章有关规定进行设计;当跨高比不小于 5 时,宜按框架梁进行设计。

7.1.9 抗震设计时,一般剪力墙结构底部加强部位的高度可取墙肢总高度的 $1/8$ 和底部两层二者的较大值,当剪力墙高度超过 150m 时,其底部加强部位的高度可取墙肢总高度的 $1/10$;部分框支剪力墙结构底部加强部位的高度应符合本规程第 10.2.4 条的规定。

7.1.10 不宜将楼面主梁支承在剪力墙之间的连梁上。

7.1.11 楼面梁与剪力墙连接时,梁内纵向钢筋应伸入墙内,并可靠锚固。

7.2 截面设计及构造

7.2.1 剪力墙结构混凝土强度等级不应低于 C20;带有筒体和短肢剪力墙的剪力墙结构的混凝土强度等级不应低于 C25。

7.2.2 剪力墙的截面尺寸应满足下列要求:

- 1 按一、二级抗震等级设计的剪力墙的截面厚度,底部加强部位不应小于层高或剪力墙无支长度的 $1/16$,且不应小于 200mm;其他部位不应小于层高或剪力墙无

支长度的 $1/20$, 且不应小于 160mm 。当为无端柱或翼墙的一字形剪力墙时, 其底部加强部位截面厚度尚不应小于层高的 $1/12$; 其他部位尚不应小于层高的 $1/15$, 且不应小于 180mm ;

2 按三、四级抗震等级设计的剪力墙的截面厚度, 底部加强部位不应小于层高或剪力墙无支长度的 $1/20$, 且不应小于 160mm ; 其他部位不应小于层高或剪力墙无支长度的 $1/25$, 且不应小于 160mm ;

3 非抗震设计的剪力墙, 其截面厚度不应小于层高或剪力墙无支长度的 $1/25$, 且不应小于 160mm ;

4 当墙厚不能满足本条第 1、2、3 款的要求时, 应按本规程附录 D 计算墙体的稳定;

5 剪力墙井筒中, 分隔电梯井或管道井的墙肢截面厚度可适当减小, 但不宜小于 160mm ;

6 剪力墙的受剪截面应符合下列要求:

1) 无地震作用组合时

$$V_w < 0.25 \beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (7.2.2-1)$$

2) 有地震作用组合时

$$\text{剪跨比 } \lambda \text{ 大于 } 2.5 \text{ 时} \quad V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 \beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (7.2.2-2)$$

$$\text{剪跨比 } \lambda \text{ 不大于 } 2.5 \text{ 时} \quad V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (7.2.2-3)$$

式中 V_w ——剪力墙截面剪力设计值, 应符合本规程第 7.2.10 条的规定;

h_{w0} ——剪力墙截面有效高度;

β_c ——混凝土强度影响系数, 应按本规程第 6.2.6 条采用;

λ ——计算截面处的剪跨比, 即 $M^c / (V^c h_{w0})$, 其中 M^c 、 V^c 应分别取与 V_w 同一组组合的、未按本规程第 4.9.2、7.6、7.2.10 和 10.2.14 条的有关规定进行调整的弯矩和剪力计算值。

7.2.3 高层建筑剪力墙中竖向和水平分布钢筋, 不应采用单排配筋。当剪力墙截面厚度 b_w 不大于 400mm 时, 可采用双排配筋; 当 b_w 大于 400mm , 但不大于 700mm 时, 宜采用三排配筋; 当 b_w 大于 700mm 时, 宜采用四排配筋。受力钢筋可均匀分布成数排。各排分布钢筋之间的拉接筋间距不应大于 600mm , 直径不应小于 6mm , 在底部加

强部位, 约束边缘构件以外的拉接筋间距尚应适当加密。

7.2.4 钢筋混凝土剪力墙应进行平面内的斜截面受剪、偏心受压或偏心受拉、平面外轴心受压承载力计算。在集中荷载作用下, 墙内无暗柱时还应进行局部受压承载力计算。

7.2.5 矩形截面独立墙肢的截面高度 h_w 不宜小于截面厚度 b_w 的 5 倍; 当 h_w/b_w 小于 5 时, 其在重力荷载代表值作用下的轴压力设计值的轴压比, 一、二级时不宜大于本规程表 7.2.14 的限值减 0.1, 三级时不宜大于 0.6; 当 h_w/b_w 不大于 3 时, 宜按框架柱进行截面设计, 底部加强部位纵向钢筋的配筋率不应小于 1.2%, 一般部位不应小于 1.0%, 箍筋宜沿墙肢全高加密。

7.2.6 一级抗震等级设计的剪力墙各截面弯矩设计值, 应符合下列规定:

- 1 底部加强部位及其上一层应按墙底截面组合弯矩计算值采用;
- 2 其他部位可按墙肢组合弯矩计算值的 1.2 倍采用。

7.2.7 抗震设计的双肢剪力墙中, 墙肢不宜出现小偏心受拉; 当任一墙肢大偏心受拉时, 另一墙肢的弯矩设计值及剪力设计值应乘以增大系数 1.25。

7.2.8 矩形、T 形、I 形偏心受压剪力墙 (图 7.2.8) 的正截面受压承载力可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定计算, 也可按下列公式计算:

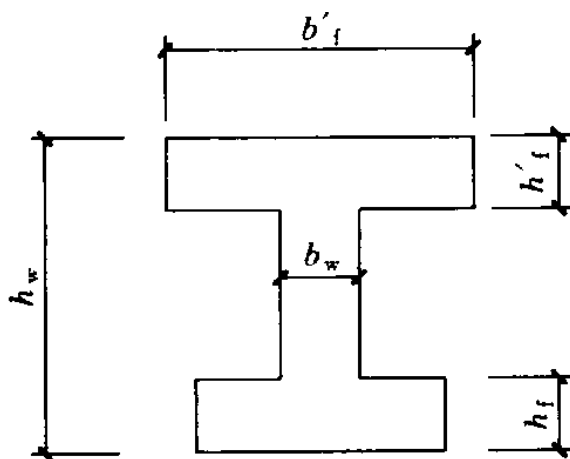


图 7.2.8 截面尺寸

1 无地震作用组合时:

$$N \leq A'_s f'_y - A_s \sigma_s - N_{sw} + N_c \quad (7.2.8-1)$$

$$N \left(e_0 + h_{w0} - \frac{h_w}{2} \right) \leq A'_s f'_y (h_{w0} - a'_s) - M_{sw} + M_c \quad (7.2.8-2)$$

当 $x > h'_f$ 时

$$N_c = \alpha_1 f_c b_w x + \alpha_1 f_c (b'_f - b_w) h'_f \quad (7.2.8-3)$$

$$M_c = \alpha_1 f_c b_w x \left(h_{w0} - \frac{x}{2} \right) + \alpha_1 f_c (b'_f - b_w) h'_f \left(h_{w0} - \frac{h'_f}{2} \right) \quad (7.2.8-4)$$

当 $x \leq h'_f$ 时

$$N_c = \alpha_1 f_c b'_f x \quad (7.2.8-5)$$

$$M_c = \alpha_1 f_c b'_f x \left(h_{w0} - \frac{x}{2} \right) \quad (7.2.8-6)$$

当 $x \leq \xi_b h_{w0}$ 时

$$\sigma_s = f_y \quad (7.2.8-7)$$

$$N_{sw} = (h_{w0} - 1.5x) b_w f_{yw} \rho_w \quad (7.2.8-8)$$

$$M_{sw} = \frac{1}{2} (h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w \quad (7.2.8-9)$$

当 $x > \xi_b h_{w0}$ 时

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{w0}} - \beta_1 \right) \quad (7.2.8-10)$$

$$N_{sw} = 0 \quad (7.2.8-11)$$

$$M_{sw} = 0 \quad (7.2.8-12)$$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \varepsilon_{cu}}} \quad (7.2.8-13)$$

式中 a'_s ——剪力墙受压区端部钢筋合力点到受压区边缘的距离;

h'_f ——T形或I形截面受压区翼缘宽度;

e_0 ——偏心距, $e_0 = M / N$;

f_y 、 f'_y ——分别为剪力墙端部受拉、受压钢筋强度设计值;

f_{yw} ——剪力墙墙体竖向分布钢筋强度设计值;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;

h'_f ——T形或I形截面受压区翼缘的高度;

h_{w0} ——剪力墙截面有效高度, $h_{w0} = h_w - \alpha'_s$;

ρ_w ——剪力墙竖向分布钢筋配筋率;

ξ_b ——界限相对受压区高度;

α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力与混凝土轴心抗压强度设计值的比值。

当混凝土强度等级不超过 C50 时取 1.0; 当混凝土强度等级为 C80 时取 0.94; 当混凝土强度等级在 C50 和 C80 之间时, 可按线性内插取值;

β_1 ——随混凝土强度提高而逐渐降低的系数。当混凝土强度等级不超过 C50 时取 0.8 当混凝土强度等级为 C80 时取 0.74; 当混凝土强度等级在 C50 和 C80 之间时, 可按线性内插取值;

ε_{cu} ——混凝土极限压应变, 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定采用。

2 有地震作用组合时, 公式 (7.2.8-1)、(7.2.8-2) 右端均应除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} , γ_{RE} 取 0.85。

7.2.9 矩形截面偏心受拉剪力墙的正截面承载力可按下列近似公式计算:

$$1 \text{ 无地震作用组合 } N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{0u}} - \frac{e_0}{M_{wu}}} \quad (7.2.9-1)$$

$$2 \text{ 地震作用组合时 } N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1}{N_{0u}^1 + \frac{e_0}{M_{wu}}} \right) \quad (7.2.9-2)$$

式中, N_{0u} 和 M_{wu} 可按下列公式计算:

$$N_{0u} = 2A_s f_y + A_{sw} f_{yw} \quad (7.2.9-3)$$

$$M_{wu} = A_s f_y (h_{w0} - \alpha'_s) + A_{sw} f_{yw} \frac{(h_{w0} - \alpha'_s)}{2} \quad (7.2.9-4)$$

式中 A_{sw} ——剪力墙腹板竖向分布钢筋的全部截面面积。

7.2.10 剪力墙底部加强部位墙肢截面的剪力设计值, 一、二、三级抗震等级时应按下式调整, 四级抗震等级及无地震作用组合时可不调整。

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (7.2.10-1)$$

$$9 \quad \text{度抗震设计时尚应符合 } V = 1.1 \frac{M_{wua}}{M_w} V_w \quad (7.2.10-2)$$

式中 V ——考虑地震作用组合的剪力墙墙肢底部加强部位截面的剪力设计值;

V_w ——考虑地震作用组合的剪力墙墙肢底部加强部位截面的剪力计算值;

M_{wua} ——考虑承载力抗震调整系数 γ_{RE} 后的剪力墙墙肢正截面抗弯承载力, 应按实际配筋面积、材料强度标准值和轴向力设计值确定, 有翼墙时应考虑墙两侧各一倍翼墙厚度范围内的纵向钢筋;

M_w ——考虑地震作用组合的剪力墙墙肢截面的弯矩设计值;

η_{vw} ——剪力增大系数, 一级为 1.6, 二级为 1.4, 三级为 1.2。

7.2.11 偏心受压剪力墙的斜截面受剪承载力应按下列公式进行计算:

1 无地震作用组合时

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 f_t b_w h_{w0} + 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \quad (7.2.11-1)$$

2 有地震作用组合时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b_w h_{w0} + 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{SH}}{s} h_{w0} \right] \quad (7.2.11-2)$$

式中 N ——剪力墙的轴向压力设计值, 抗震设计时, 应考虑地震作用效应组合;

当 N 大于 $0.2 f_c b_w h_w$ 时, 应取 $0.2 f_c b_w h_w$;

A ——剪力墙截面面积;

A_w ——T 形或 I 形截面剪力墙腹板的面积, 矩形截面时应取 A ;

λ ——计算截面处的剪跨比。计算时, 当 λ 小于 1.5 时应取 1.5, 当 λ 大于 2.2 时应取 2.2; 当计算截面与墙底之间的距离小于 $0.5 h_{w0}$ 时, λ 应按距墙底 $0.5 h_{w0}$ 处的弯矩值与剪力值计算;

s ——剪力墙水平分布钢筋间距。

7.2.12 偏心受拉剪力墙的斜截面受剪承载力应按下列公式进行计算:

1 无地震作用组合时

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 f_t b_w h_{w0} + 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \quad (7.2.12-1)$$

上式右端的计算值小于 $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0}$ 时, 取等于 $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0}$ 。

2 有地震作用组合时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b_w h_{w0} + 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \quad (7.2.12-2)$$

上式右端方括号内的计算值小于 $0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0}$ 时, 取等于 $0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0}$

7.2.13 按一级抗震等级设计的剪力墙, 其水平施工缝处的抗滑移能力宜符合下列要求:

$$V_{wj} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6 f_y A_s + 0.8 N) \quad (7.2.13)$$

式中 V_{wj} ——水平施工缝处考虑地震作用组合的剪力设计值;

A_s ——水平施工缝处剪力墙腹板内竖向分布钢筋、竖向插筋和边缘构件(不包括两侧翼墙)纵向钢筋的总截面面积;

f_y ——竖向钢筋抗拉强度设计值;

N ——水平施工缝处考虑地震作用组合的不利轴向力设计值, 压力取正值, 拉力取负值。

7.2.14 抗震设计时, 一、二级抗震等级的剪力墙底部加强部位, 其重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比不宜超过表 7.2.14 的限值。

表 7.2.14 剪力墙轴压比限值

轴压比	一级 (9 度)	一级 (7、8 度)	二级
$\frac{N}{f_c A}$	0.4	0.5	0.6

注: N ——重力荷载代表值作用下剪力墙墙肢的轴向压力设计值;

A ——剪力墙墙肢截面面积; f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值。

7.2.15 一、二级抗震设计的剪力墙底部加强部位及其上一层的墙肢端部应按本规程第 7.2.16 条的要求设置约束边缘构件; 一、二级抗震设计剪力墙的其他部位以及三、四级抗震设计和非抗震设计的剪力墙墙肢端部均应按本规程第 7.2.17 条的要求设置构造边缘构件。

7.2.16 剪力墙约束边缘构件 (图 7.2.16) 的设计应符合下列要求:

1 约束边缘构件沿墙肢方向的长度 l_c 和箍筋配箍特征值 λ_v 应符合表 7.2.16 的要求, 且一、二级抗震设计时箍筋直径均不应小于 8mm、箍筋间距分别不应大于 100mm

和 150mm。箍筋的配筋范围如图 7.2.16 中的阴影面积所示,其体积配箍率 ρ_v 应按下式计算:

$$\rho_v = \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (7.2.16)$$

式中 λ_v ——约束边缘构件配箍特征值;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;

f_{yv} ——箍筋或拉筋的抗拉强度设计值,超过 360MPa 时,应按 360MPa 计算。

2 约束边缘构件纵向钢筋的配筋范围不应小于图 7.2.16 中阴影面积,其纵向钢筋最小截面面积,一、二级抗震设计时分别不应小于图中阴影面积的 1.2% 和 1.0% 并分别不应小于 $6\phi 16$ 和 $6\phi 14$ 。

表 7.2.16 约束边缘构件范围 l_c 及其配箍特征值 λ_v

项 目	一级 (9 度)	一级 (7、8 度)	二级
λ_v	0.4	0.20	0.20
l_c (暗柱)	$0.25h_w$	$0.20 h_w$	$0.20 h_w$
l_c (翼墙或端柱)	$0.20h_w$	$0.15 h_w$	$0.15 h_w$

注: 1 λ_v 为约束边缘构件的配箍特征值, h_w 为剪力墙墙肢长度;

2 l_c 为约束边缘构件沿墙肢方向的长度,不应小于表中数值、 $1.5b_w$ 和 450mm 三者的较大值,有翼墙或端柱时尚不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加 300mm;

3 翼墙长度小于其厚度 3 倍或端柱截面边长小于墙厚的 2 倍时,视为无翼墙或无端柱。

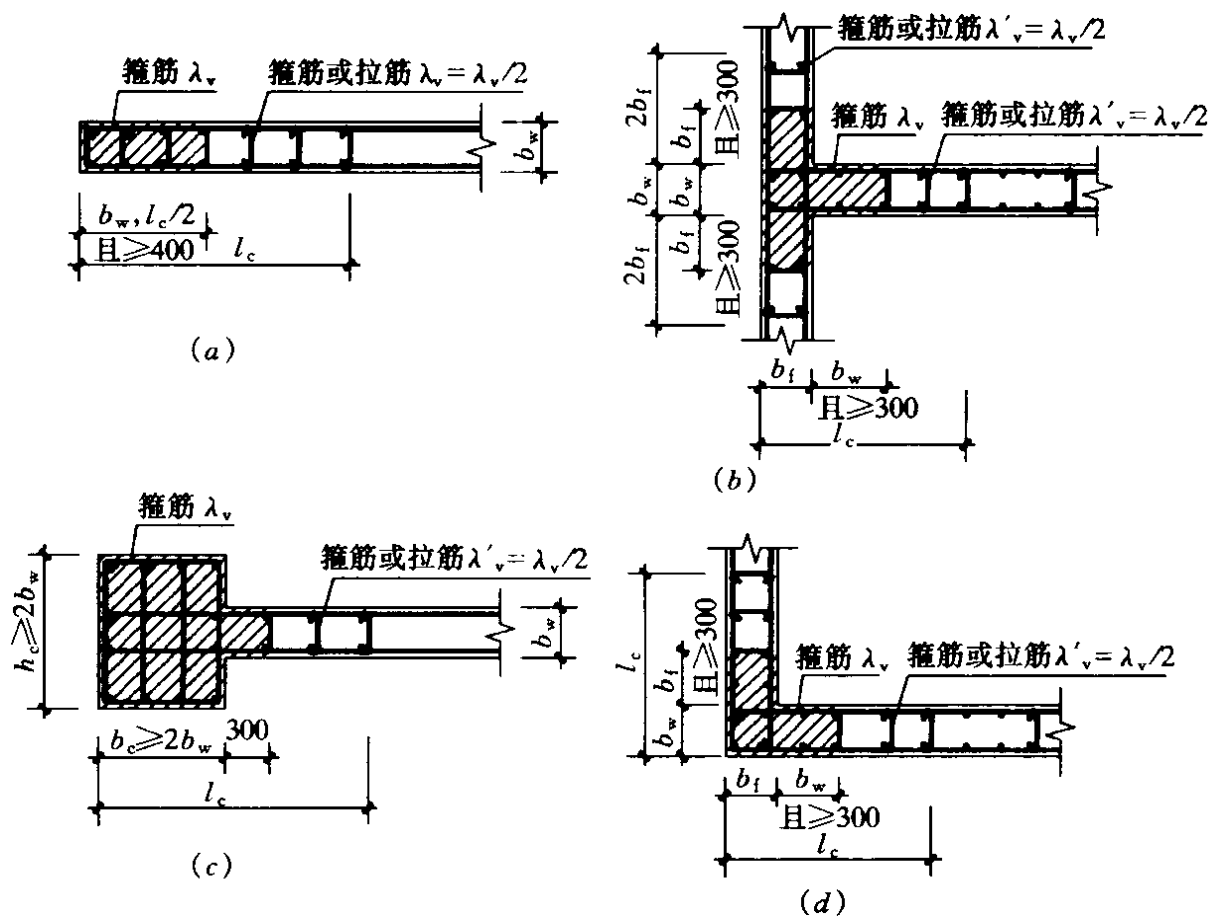


图 7.2.16 剪力墙的约束边缘构件

(a) 暗柱; (b) 有翼墙; (c) 有端柱; (d) 转角墙 (L 形墙)

7.2.17 剪力墙构造边缘构件的设计应符合下列要求:

1 构造边缘构件的范围和计算纵向钢筋用量的截面面积 A_c 宜取图 7.2.17 中的阴影部分;

2 构造边缘构件的纵向钢筋应满足受弯承载力要求;

3 抗震设计时, 构造边缘构件的最小配筋应符合表 7.2.17 的规定, 箍筋的无支长度不应大于 300mm, 拉筋的水平间距不应大于纵向钢筋间距的 2 倍。当剪力墙端部为端柱时, 端柱中纵向钢筋及箍筋宜按框架柱的构造要求配置;

4 抗震设计时, 对于复杂高层建筑结构、混合结构、框架-剪力墙结构、筒体结构以及 B 级高度的剪力墙结构中的剪力墙 (筒体), 其构造边缘构件的最小配筋应符合下列要求:

1) 纵向钢筋最小配筋应将表 7.2.17 中的 $0.008A_c$ 、 $0.006A_c$ 和 $0.004A_c$ 分别代之以 $0.010A_c$ 、 $0.008A_c$ 和 $0.005A_c$;

2) 箍筋的配筋范围宜取图 7.2.17 中阴影部分, 其配箍特征值 λ_v 不宜小于 0.1。

5 非抗震设计时, 剪力墙端部应按构造配置不少于 4 根 12mm 的纵向钢筋, 沿纵向钢筋应配置不少于直径为 6mm、间距为 250mm 的拉筋。

表 7.2.17 剪力墙构造边缘构件的配筋要求

抗震等级	底部加强部位			其他部位		
	纵向钢筋最小量 (取较大值)	箍筋		纵向钢筋最小量 (取较大值)	箍筋	
		最小直径 (mm)	最大间距 (mm)		最小直径 (mm)	最大间距 (mm)
一级	—	—	—	$0.008A_c, 6\phi 14$	8	150
二级	—	—	—	$0.006A_c, 6\phi 12$	8	200
三级	$0.005A_c, 4\phi 12$	6	150	$0.004A_c, 6\phi 12$	6	200
四级	$0.005A_c, 4\phi 12$	6	200	$0.004A_c, 6\phi 12$	6	250

注: 1 符号 ϕ 表示钢筋直径;

2 对转角墙的暗柱, 表中拉筋宜采用箍筋。

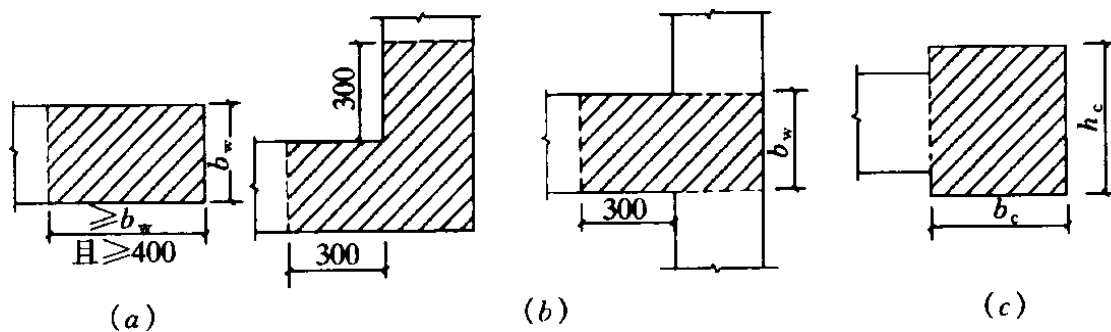


图 7.2.17 剪力墙的构造边缘构件

(a) 暗柱; (b) 翼柱; (c) 端柱

7.2.18 剪力墙分布钢筋的配置应符合下列要求:

1 一般剪力墙竖向和水平分布筋的配筋率, 一、二、三级抗震设计时均不应小于 0.25%, 四级抗震设计和非抗震设计时均不应小于 0.20%;

2 一般剪力墙竖向和水平分布钢筋间距均不应大于 300mm; 分布钢筋直径均不应小于 8mm。

7.2.19 剪力墙竖向、水平分布钢筋的直径不宜大于墙肢截面厚度的 1/10。

7.2.20 房屋顶层剪力墙以及长矩形平面房屋的楼梯间和电梯间剪力墙、端开间的纵向剪力墙、端山墙的水平 and 竖向分布钢筋的最小配筋率不应小于 0.25%, 钢筋间距不应大于 200mm。

7.2.21 剪力墙钢筋锚固和连接应符合下列要求:

1 非抗震设计时,剪力墙纵向钢筋最小锚固长度应取 l_a ;抗震设计时,剪力墙纵向钢筋最小锚固长度应取 l_{aE} 、 l_a 、 l_{aE} 的取值应分别符合本规程第 6.5.2 条、第 6.5.3 条的有关规定;

2 剪力墙竖向及水平分布钢筋的搭接连接(图 7.2.21),一级、二级抗震等级剪力墙的加强部位,接头位置应错开,每次连接的钢筋数量不宜超过总数量的 50%,错开净距不宜小于 500mm;其他情况剪力墙的钢筋可在同一部位连接。非抗震设计时,分布钢筋的搭接长度不应小于 $1.2l_a$;抗震设计时,不应小于 $1.2l_{aE}$;

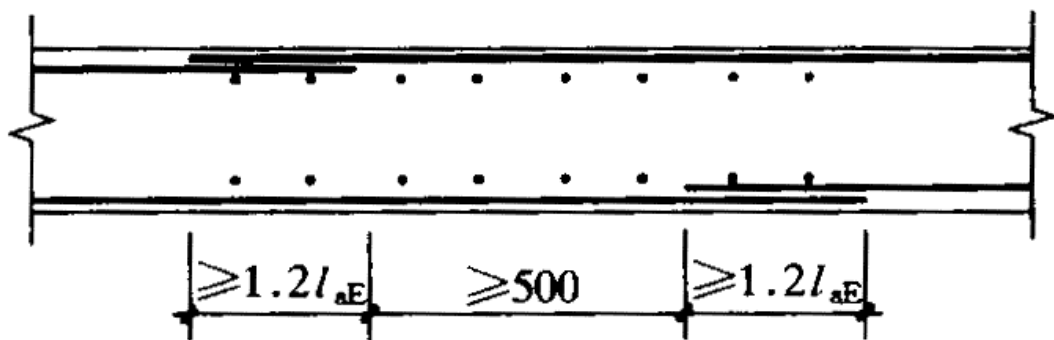


图 7.2.21 墙内分布钢筋的连接

注:非抗震设计时图中 l_{aE} 应取 l_a 。

3 暗柱及端柱内纵向钢筋连接和锚固要求宜与框架柱相同,宜符合本规程第 6.5 节的有关规定。

7.2.22 连梁的剪力设计值 V_b 应按下列规定计算:

1 无地震作用组合以及有地震作用组合的四级抗震等级时,应取考虑水平风荷载或水平地震作用组合的剪力设计值;

2 有地震作用组合的一、二、三级抗震等级时,连梁的剪力设计值应按式进行调整:

$$V_b = \eta_{vb} \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \quad (7.2.22-1)$$

9 度抗震设计时尚应符合

$$V_b = 1.1 (M_{bua}^l + M_{bua}^r) / l_n + V_{Gb} \quad (7.2.22-2)$$

式中 M_b^l 、 M_b^r —— 分别为梁左、右端顺时针或反时针方向考虑地震作用组合的弯矩设计值;对一级抗震等级且两端均为负弯矩时,绝对值较

小一端的弯矩应取零;

M_{bua}^l 、 M_{bua}^r ——分别为连梁左、右端顺时针或反时针方向实配的受弯承载力所对应的弯矩值,应按实配钢筋面积(计入受压钢筋)和材料强度标准值并考虑承载力抗震调整系数计算;

l_n ——连梁的净跨。

V_{Gb} ——在重力荷载代表值(9度时还应包括竖向地震作用标准值)作用下,按简支梁计算的梁端截面剪力设计值;

η_{vb} ——连梁剪力增大系数,一级取 1.3,二级取 1.2,三级取 1.1。

7.2.23 剪力墙连梁的截面尺寸应符合下列要求:

1 无地震作用组合时

$$V_b \leq 0.25 \beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (7.2.23-1)$$

2 有地震作用组合时

跨高比大于 2.5 时

$$V_b = \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 \beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (7.2.23-2)$$

跨高比不大于 2.5 时

$$V_b = \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (7.2.23-3)$$

式中 V_b ——连梁剪力设计值;

b_b ——连梁截面宽度;

h_{b0} ——连梁截面有效高度;

β_c ——混凝土强度影响系数,应按本规程第 6.2.6 条的规定采用。

7.2.24 连梁的斜截面受剪承载力,应按下列公式计算:

1 无地震作用组合时

$$V_b \leq 0.7 f_t b_b h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \quad (7.2.24-1)$$

2 有地震作用组合时

跨高比大于 2.5 时

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.42 f_t b_b h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \quad (7.2.24-2)$$

跨高比不大于 2.5 时

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.38 f_t b_b h_{b0} + 0.9 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \quad (7.2.24-3)$$

7.2.25 当剪力墙的连接梁不满足本规程第 7.2.23 条的要求时, 可作如下处理:

1 减小连梁截面高度;

2 抗震设计的剪力墙中连梁弯矩及剪力可进行塑性调幅, 以降低其剪力设计值。但在内力计算时已经按本规程第 5.2.1 条的规定降低了刚度的连梁, 其调幅范围应当限制或不再继续调幅。当部分连梁降低弯矩设计值后, 其余部位连梁和墙肢的弯矩设计值应相应提高;

3 当连梁破坏对承受竖向荷载无明显影响时, 可考虑在大震作用下该连梁不参与工作, 按独立墙肢进行第二次多遇地震作用下结构内力分析, 墙肢应按两次计算所得的较大内力进行配筋设计。

7.2.26 连梁配筋 (图 7.2.26) 应满足下列要求:

1 连梁顶面、底面纵向受力钢筋伸入墙内的锚固长度, 抗震设计时不应小于 l_{aE} , 非抗震设计时不应小于 l_a , 且不应小于 600mm;

2 抗震设计时, 沿连梁全长箍筋的构造应按本规程第 6.3.2 条框架梁梁端加密区箍筋的构造要求采用; 非抗震设计时, 沿连梁全长的箍筋直径不应小于 6mm, 间距不应大于 150mm;

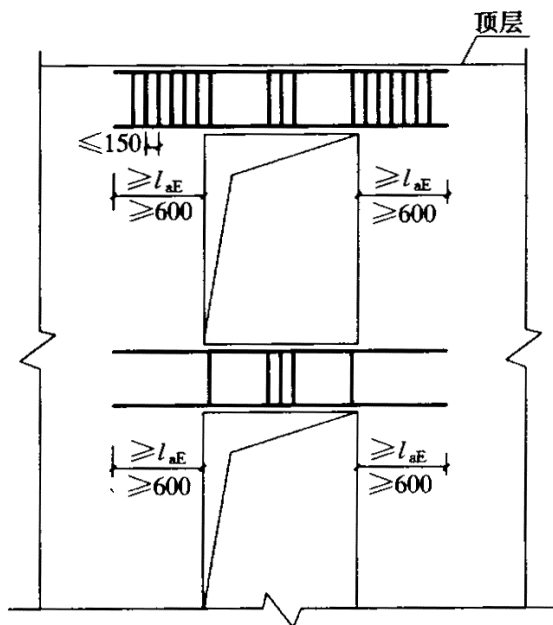


图 7.2.26 连梁配筋构造示意

注: 非抗震设计时图中 l_{aE} 应取 l_a 。

3 顶层连梁纵向钢筋伸入墙体的长度范围内, 应配置间距不大于 150mm 的构造箍筋, 箍筒直径应与该连梁的箍筋直径相同;

4 墙体水平分布钢筋应作为连梁的腰筋在连梁范围内拉通连续配置; 当连梁截面高度大于 700mm 时, 其两侧面沿梁高范围设置的纵向构造钢筋 (腰筋) 的直径不应小于 10mm, 间距不应大于 200mm; 对跨高比不大于 2.5 的连梁, 梁两侧的纵向构造钢筋 (腰筋) 的面积配筋率不应小于 0.3%。

7.2.27 剪力墙墙面开洞和连梁开洞时, 应符合下列要求:

1 当剪力墙墙面开有非连续小洞口 (其各边长度小于 800mm), 且在整体计算中不考虑其影响时, 应将洞口处被截断的分布筋量分别集中配置在洞口上、下和左、右两边 (图 7.2.27a), 且钢筋直径不应小于 12mm:

2 穿过连梁的管道宜预埋套管, 洞口上、下的有效高度不宜小于梁高的 1/3, 且不宜小于 200mm, 洞口处宜配置补强钢筋, 被洞口削弱的截面应进行承载力验算 (图 7.2.27b)。

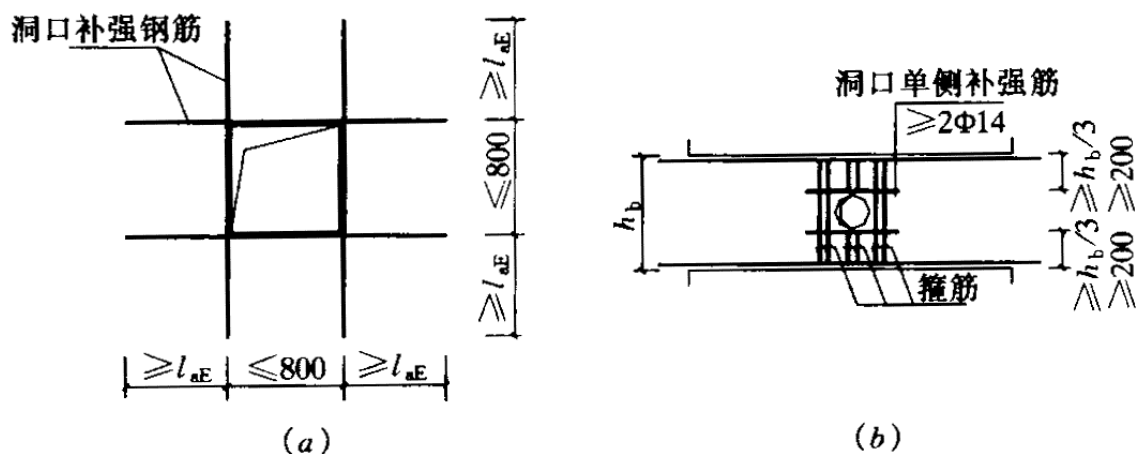


图 7.2.27 洞口补强配筋示意

注: 非抗震设计时, 图中锚固长度取 l_a

(a) 剪力墙洞口补强; (b) 连梁洞口补强

8 框架-剪力墙结构设计

8.1 一般规定

8.1.1 框架-剪力墙结构、板柱-剪力墙结构的结构布置、计算分析、截面设计及构造要求除应符合本章的规定外,尚应分别符合本规程第4、5、6和7章的有关规定。

8.1.2 框梁-剪力墙结构可采用下列形式:

- 1 框架与剪力墙(单片墙、联肢墙或较小井筒)分开布置;
- 2 在框架结构的若干跨内嵌入剪力墙(带边框剪力墙);
- 3 在单片抗侧力结构内连续分别布置框架和剪力墙;
- 4 上述两种或三种形式的混合。

8.1.3 抗震设计的框架-剪力墙结构,在基本振型地震作用下,框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的50%时,其框架部分的抗震等级应按框架结构采用,柱轴压比限值宜按框架结构的规定采用;其最大适用高度和高宽比限值可比框架结构适当增加。

8.1.4 抗震设计时,框架-剪力墙结构对应于地震作用标准值的各层框架总剪力应符合下列规定:

1 满足(8.1.4)式要求的楼层,其框架总剪力不必调整;不满足(8.1.4)式要求的楼层,其框架总剪力应按 $0.2V_0$ 和 $1.5V_{f, \max}$ 二者的较小值采用;

$$V_f \geq 0.2V_0 \quad (8.1.4)$$

其中 V_0 ——对框架柱数量从下至上基本不变的规则建筑,应取对应于地震作用标准值的结构底部总剪力;对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构,应取每段最下一层结构对应于地震作用标准值的总剪力;

V_f ——对应于地震作用标准值且未经调整的各层(或某一段内各层)框架承担的地震总剪力;

$V_{f, \max}$ ——对框架柱数量从下至上基本不变的规则建筑,应取对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值;对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构,应取每段中对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值。

2 各层框架所承担的地震总剪力按本条第1款调整后,应按调整前、后总剪力的比值调整每根框架柱和与之相连框架梁的剪力及端部弯矩标准值,框架柱的轴力

标准值可不予调整;

3 按振型分解反应谱法计算地震作用时,本条第 1 款所规定的调整可在振型组合之后进行。

8.1.5 框架-剪力墙结构应设计成双向抗侧力体系。抗震设计时,结构两主轴方向均应布置剪力墙。

8.1.6 框架-剪力墙结构中,主体结构构件之间除个别节点外不应采用铰接;梁与柱或柱与剪力墙的中线宜重合;框架梁、柱中心线之间有偏离时,应符合本规程第 6.1.3 条的有关规定。

8.1.7 框架-剪力墙结构中剪力墙的布置宜符合下列要求:

1 剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边附近、楼梯间、电梯间、平面形状变化及恒载较大的部位,剪力墙间距不宜过大;

2 平面形状凹凸较大时,宜在凸出部分的端部附近布置剪力墙;

3 纵、横剪力墙宜组成 L 形、T 形和 [形等型式;

4 单片剪力墙底部承担的水平剪力不宜超过结构底部总水平剪力的 40 %;

5 剪力墙宜贯通建筑物的全高,宜避免刚度突变;剪力墙开洞时,洞口宜上下对齐;

6 楼、电梯间等竖井宜尽量与靠近的抗侧力结构结合布置;

7 抗震设计时,剪力墙的布置宜使结构各主轴方向的侧向刚度接近。

8.1.8 长矩形平面或平面有一部分较长的建筑中,其剪力墙的布置尚宜符合下列要求:

1 横向剪力墙沿长方向的间距宜满足表 8.1.8 的要求,当这些剪力墙之间的楼盖有较大开洞时,剪力墙的间距应适当减小;

2 纵向剪力墙不宜集中布置在房屋的两尽端。

表 8.1.8 剪力墙间距 (m)

楼盖形式	非抗震设计 (取较小值)	抗震设防烈度		
		6 度、7 度 (取较小值)	8 度 (取较小值)	9 度 (取较小值)
现浇	5.0B, 60	4.0B, 50	3.0B, 40	2.0B, 30
装配整体	3.5B, 50	3.0B, 40	2.5B, 30	—

注: 1 表中 B 为楼面宽度,单位为 m;

2 装配整体式楼盖的现浇层应符合本规程第 4.5.3 条的有关规定;

3 现浇层厚度大于 60mm 的叠合楼板可作为现浇板考虑。

8.1.9 板柱-剪力墙结构的布置应符合下列要求:

- 1 应布置成双向抗侧力体系,两主轴方向均应设置剪力墙;
- 2 抗震设计时,房屋的周边应设置框架梁,房屋的顶层及地下一层顶板宜采用梁板结构;
- 3 有楼、电梯间等较大开洞时,洞口周围宜设置框架梁或边梁;
- 4 无梁板可根据承载力和变形要求采用无柱帽板或有柱帽板。当采用托板式柱帽时,托板的长度和厚度应按计算确定,且每方向长度不宜小于板跨度的 $1/6$,其厚度不宜小于 $1/4$ 无梁板的厚度;抗震设计时,托板每方向长度尚不宜小于同方向柱截面宽度与 4 倍板厚度之和,托板处总厚度尚不宜小于 16 倍柱纵筋直径。当不满足承载力要求且不允许设置柱帽时可采用剪力架,此时板的厚度,非抗震设计时不应小于 150mm,抗震设计时不应小于 200mm;
- 5 双向无梁板厚度与长跨之比,不宜小于表 8.1.9 的规定。

表 8.1.9 双向无梁板厚度与长跨的最小比值

非预应力楼板		预应力楼板	
无柱帽	有柱帽	无柱帽	有柱帽
1/30	1/35	1/40	1/45

8.1.10 抗震设计时,板柱-剪力墙结构中各层横向及纵向剪力墙应能承担相应方向该层的全部地震剪力;各层板柱部分除应符合计算要求外,尚应能承担不少于该层相应方向地震剪力的 20%。

8.2 截面设计及构造

8.2.1 框架-剪力墙结构、板柱-剪力墙结构中,剪力墙竖向和水平分布钢筋的配筋率,抗震设计时均不应小于 0.25%,非抗震设计时均不应小于 0.20%,并应至少双排布置。各排分布钢筋之间应设置拉筋,拉筋直径不应小于 6mm,间距不应大于 600mm。

8.2.2 带边框剪力墙的构造应符合下列要求:

- 1 带边框剪力墙的截面厚度应符合下列规定:
 - 1) 抗震设计时,一、二级剪力墙的底部加强部位均不应小于 200mm,且不应小于层高的 $1/16$;
 - 2) 除第 1 项以外的其他情况下不应小于 160mm,且不应小于层高的 $1/20$;
 - 3) 当剪力墙截面厚度不满足本款第 1、2 项的要求时,应按本规程附录 D 计

算墙体稳定。

2 剪力墙的水平钢筋应全部锚入边框柱内,锚固长度不应小于 l_{aE} (非抗震设计)或 l_{aE} (抗震设计);

3 带边框剪力墙的混凝土强度等级宜与边框柱相同;

4 与剪力墙重合的框架梁可保留,亦可做成宽度与墙厚相同的暗梁,暗梁截面高度可取墙厚的 2 倍或与该片框架梁截面等高,暗梁的配筋可按构造配置且应符合一般框架梁相应抗震等级的最小配筋要求;

5 剪力墙截面宜按工字形设计,其端部的纵向受力钢筋应配置在边框柱截面内;

6 边框柱截面宜与该榀框架其他柱的截面相同,边框柱应符合本规程第 6 章有关框架柱构造配筋规定;剪力墙底部加强部位边框柱的箍筋宜沿全高加密;当带边框剪力墙上的洞口紧邻边框柱时,边框柱的箍筋宜沿全高加密。

8.2.3 板柱-剪力墙结构中,沿两个主轴方向均应布置通过柱截面的板底连续钢筋,且钢筋的总截面面积应符合下式要求:

$$A_s \geq N_G / f_y \quad (8.2.3)$$

式中 A_s ——通过柱截面的板底连续钢筋的总截面面积;

N_G ——在该层楼面重力荷载代表值作用下的柱轴向压力设计值;

f_y ——通过柱截面的板底连续钢筋的抗拉强度设计值。

8.2.4 板柱-剪力墙结构中,板的构造应符合下列规定:

1 抗震设计时,无柱帽的板柱-剪力墙结构应沿纵横柱轴线在板内设置暗梁,暗梁宽度可取与柱宽度相同或柱宽加上柱宽度以外各 1.5 倍板厚,暗梁配筋应符合下列规定:

1) 暗梁上、下纵向钢筋应分别取柱上板带上、下钢筋总截面面积的 50%,且下部钢筋不宜小于上部钢筋的 1/2。纵向钢筋应全跨拉通,其直径宜大于暗梁以外板钢筋的直径,但不宜大于柱截面相应边长的 1/20;

2) 暗梁的箍筋,在构造上应至少配置四肢箍,直径不应小于 8mm,间距不应大于 300mm。

2 设置托板式柱帽时,非抗震设计时托板底部宜布置构造钢筋;抗震设计时托板底部钢筋应按计算确定,并应满足抗震锚固要求。计算柱上板带的支座钢筋时,可考虑托板厚度的有利影响;

3 无梁楼板允许开局部洞口,但应验算满足承载力及刚度要求。当未作专门分

析时,在板的不同部位开单个洞的大小应符合图 8.2.4 的要求。若在同一部位开多个洞时,则在同一截面上各个洞宽之和不应大于该部位单个洞的允许宽度。所有洞边均应设置补强钢筋。

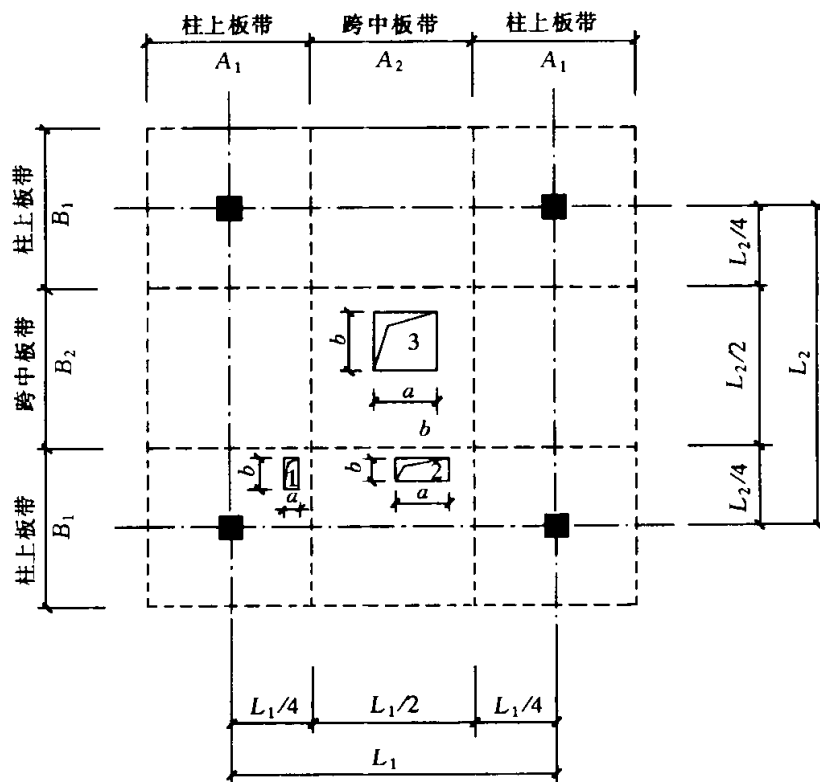


图 8.2.4 无梁楼板开洞要求

- 洞 1: $b \leq b_c/4$ 且 $b \leq t/2$; 其中, b 为洞口长边尺寸, b_c 为相应于洞口长边方向的柱宽, t 为板厚;
- 洞 2: $a < A_2/4$ 且 $b \leq B_1/4$;
- 洞 3: $a \leq A_2/4$ 且 $b \leq B_2/4$

9 筒体结构设计

9.1 一般规定

9.1.1 本章条文主要适用于钢筋混凝土框架-核心筒结构和筒中筒结构,其他类型的筒体结构可参照使用。

9.1.2 筒中筒结构的高度不宜低于 60m,高宽比不应小于 3。

9.1.3 筒体结构的混凝土强度等级不宜低于 C30。

9.1.4 当相邻层的柱不贯通时,应设置转换梁等构件。转换梁的高度不宜小于跨度的 1/6。带转换构件的结构设计应符合本规程第 10 章的有关规定。

9.1.5 筒体结构的楼盖外角宜设置双层双向钢筋(图 9.1.5),单层单向配筋率不宜小于 0.3%,钢筋的直径不应小于 8mm,间距不应大于 150mm,配筋范围不宜小于外框架(或外筒)至内筒外墙中距的 1/3 和 3m。

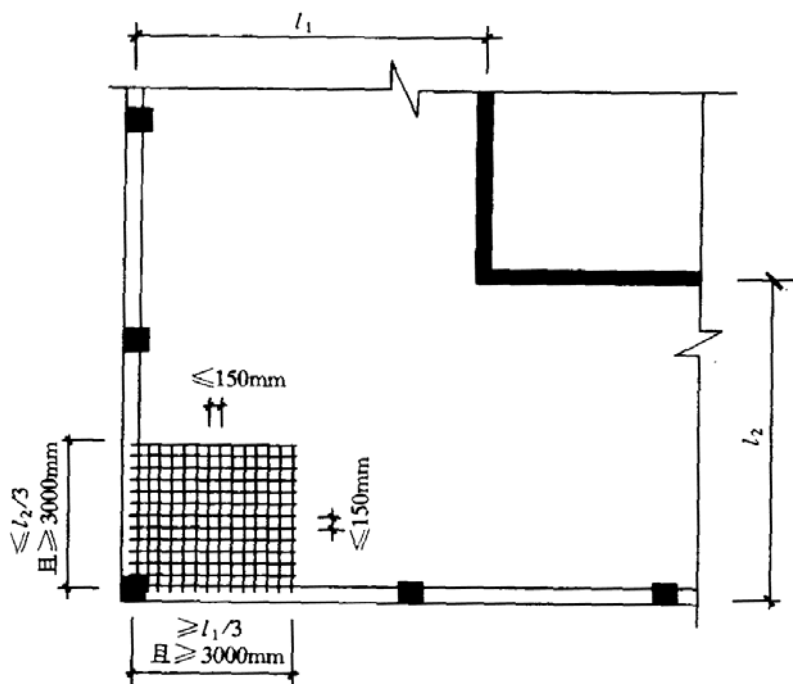


图 9.1.5 板角配筋

9.1.6 核心筒或内筒的外墙与外框柱间的中距,非抗震设计大于 12m、抗震设计大于 10m 时,宜采取另设内柱等措施。

9.1.7 核心筒或内筒中剪力墙截面形状宜简单;截面形状复杂的墙体可按应力进行配筋。

9.1.8 筒体墙的加强部位、边缘构件的设置以及配筋设计,应符合本规程第 7 章的有关规定。抗震设计时,框架-核心筒结构的核心筒和筒中筒结构的内筒,应按本规

程第 7.2.15~7.2.17 条的规定设置约束边缘构件或构造边缘构件,其底部加强部位在重力荷载作用下的墙体轴压比不宜超过本规程表 7.2.14 的规定。框架-核心筒结构的核心筒角部边缘构件应按下列要求予以加强:底部加强部位约束边缘构件沿墙肢的长度应取墙肢截面高度的 $1/4$,约束边缘构件范围内应全部采用箍筋;其底部加强部位以上宜按本规程第 7.2.16 条的规定设置约束边缘构件。

9.1.9 核心筒或内筒的外墙不宜在水平方向连续开洞,洞间墙肢的截面高度不宜小于 1.2m ;当洞间墙肢的截面高度与厚度之比小于 3 时,其配筋设计应符合本规程第 7.2.5 条的有关规定。

9.1.10 抗震设计时,框筒柱和框架柱的轴压比限值可采用框架-剪力墙结构的规定。

9.1.11 楼盖主梁不宜搁置在核心筒或内筒的连梁上。

9.1.12 筒体结构各种构件的截面设计和构造措施除应遵守本章规定外,尚应符合本规程第 6~8 章的有关规定。

9.2 框架-核心筒结构

9.2.1 核心筒宜贯通建筑物全高。核心筒的宽度不宜小于筒体总高的 $1/12$,当筒体结构设置角筒、剪力墙或增强结构整体刚度的构件时,核心筒的宽度可适当减小。

9.2.2 核心筒应具有良好的整体性,并满足下列要求:

1 墙肢宜均匀、对称布置;

2 筒体角部附近不宜开洞,当不可避免时,筒角内壁至洞口的距离不应小于 500mm 和开洞墙的截面厚度;

3 核心筒外墙的截面厚度不应小于层高的 $1/20$ 及 200mm ,对一、二级抗震设计的底部加强部位不宜小于层高的 $1/16$ 及 200mm ,不满足时,应按本规程附录 D 计算墙体稳定,必要时可增设扶壁柱或扶壁墙;在满足承载力要求以及轴压比限值(仅对抗震设计)时,核心筒内墙可适当减薄,但不应小于 160mm ;

4 筒体墙的水平、竖向配筋不应少于两排;

5 抗震设计时,核心筒的连梁,宜通过配置交叉暗撑、设水平缝或减小梁截面的高宽比等措施来提高连梁的延性。

9.2.3 抗震设计时,各层框架柱的地震剪力应参照本规程第 8.1.4 条的规定予以调整。

9.2.4 框架-核心筒结构的周边住间必须设置框架梁。

9.2.5 核心筒连梁的受剪截面应符合本规程第 9.3.6 条的要求,其构造设计应符合

本规程第 9.3.7~9.3.8 条的规定。

9.3 筒中筒结构

9.3.1 筒中筒结构的平面外形宜选用圆形、正多边形、椭圆形或矩形等,内筒宜居中。

9.3.2 矩形平面的长宽比不宜大于 2。

9.3.3 内筒的边长可为高度的 1/12~1/15,如有另外的角筒或剪力墙时,内筒平面尺寸还可适当减小。内筒宜贯通建筑物全高,竖向刚度宜均匀变化。

9.3.4 三角形平面宜切角,外筒的切角长度不宜小于相应边长的 1/8,其角部可设置刚度较大的角柱或角筒;内筒的切角长度不宜小于相应边长的 1/10,切角处的筒壁宜适当加厚。

9.3.5 外框筒应符合下列规定:

1 柱距不宜大于 4m,框筒柱的截面长边应沿筒壁方向布置,必要时可采用 T 形截面;

2 洞口面积不宜大于墙面面积的 60%,洞口高宽比宜与层高与柱距之比值相近;

3 外框筒梁的截面高度可取柱净距的 1/4;

4 角柱截面面积可取中柱的 1~2 倍。

9.3.6 外框筒梁和内筒连梁的截面尺寸应符合下列要求:

1 无地震作用组合:

$$V_b < 0.25 \beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (9.3.6-1)$$

2 有地震作用组合:

1) 跨高比大于 2.5 时:

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 \beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (9.3.6-2)$$

2) 跨高比不大于 2.5 时:

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (9.3.6-3)$$

式中 V_b ——外框筒梁或内筒连梁剪力设计值;

b_b ——外框筒梁或内筒连梁截面宽度;

h_{b0} ——外框筒梁或内筒连梁截面的有效高度。

9.3.7 外框筒梁和内筒连梁的构造配筋应符合下列要求:

- 1 非抗震设计时, 箍筋直径不应小于 8mm; 抗震设计时, 箍筋直径不应小于 10mm;
- 2 非抗震设计时, 箍筋间距不应大于 150mm; 抗震设计时, 箍筋间距沿梁长不变, 且不应大于 100mm, 当梁内设置交叉暗撑时, 箍筋间距不应大于 150mm;

3 框筒梁上、下纵向钢筋的直径均不应小于 16mm, 腰筋的直径不应小于 10mm, 腰筋间距不应大于 200mm。

9.3.8 跨高比不大于 2 的框筒梁和内筒连梁宜采用交叉暗撑; 跨高比不大于 1 的框筒梁和内筒连梁应采用交叉暗撑, 且应符合下列规定:

- 1 梁的截面宽度不宜小于 300mm;
- 2 全部剪力应由暗撑承担。每根暗撑应由 4 根纵向钢筋组成, 纵筋直径不应小于 14mm, 其总面积 A_s 应按下列公式计算:

1) 无地震作用组合时:

$$A_s \geq \frac{V_b}{2f_y \sin \alpha} \quad (9.3.8-1)$$

2) 有地震作用组合时:

$$A_s \geq \frac{\gamma_{RE} V_b}{2f_y \sin \alpha} \quad (9.3.8-2)$$

式中 α ——暗撑与水平线的夹角;

3 两个方向斜撑的纵向钢筋均采用矩形箍筋或螺旋箍筋绑成一体, 箍筋直径不应小于 8mm, 箍筋间距不应大于 200mm 及梁截面宽度的一半; 端部加密区的箍筋间距不应大于 100mm, 加密区长度不应小于 600mm 及梁截面宽度的 2 倍;

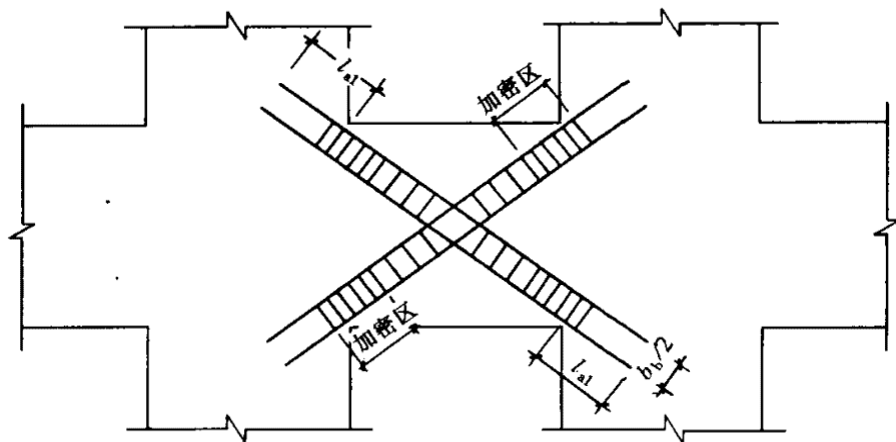


图 9.3.8 梁内交叉暗撑的配筋

- 4 纵筋伸入竖向构件的长度不应小于 l_{a1} , 非抗震设计时 l_{ah} 可取 l_a ; 抗震设计

时 ι_{ah} 宜取 $1.15 \iota_a$;

5 梁内普通箍筋的配置应符合本规程第 9.3.7 条的构造要求。

10 复杂高层建筑设计

10.1 一般规定

10.1.1 本章所指的复杂高层建筑结构包括带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、连体结构、多塔楼结构等。复杂高层建筑结构的计算分析尚应符合本规程第 5 章的有关规定。

10.1.2 9 度抗震设计对不应采用带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构和连体结构。

10.1.3 7 度和 8 度抗震设计时,剪力墙结构错层高层建筑的房屋高度分别不宜大于 80m 和 60m; 框架-剪力墙结构错层高层建筑的房屋高度分别不应大于 80m 和 60m。抗震设计时, B 级高度高层建筑不宜采用连体结构; 底部带转换层的筒中筒结构 B 级高度高层建筑, 当外筒框支层以上采用由剪力墙构成的壁式框架时, 其最大适用高度应比本规程表 4.2.2-2 规定的数值适当降低。

10.1.4 7 度和 8 度抗震设计的高层建筑不宜同时采用超过两种本节第 10.1.1 条所指的复杂结构。

10.1.5 复杂高层建筑结构中的受力复杂部位, 宜进行应力分析, 并按应力进行配筋设计校核。

10.1.6 转换层楼面应采用现浇楼板, 其混凝土强度等级不应低于 C30。框支梁、框支柱、箱形转换结构以及转换厚板的混凝土强度等级均不应低于 C30。

10.2 带转换层高层建筑设计

10.2.1 在高层建筑结构的底部, 当上部楼层部分竖向构件(剪力墙、框架柱)不能直接连续贯通落地时, 应设置结构转换层, 在结构转换层布置转换结构构件。转换结构构件可采用梁、桁架、空腹桁架、箱形结构、斜撑等; 非抗震设计和 6 度抗震设计时转换构件可采用厚板, 7、8 度抗震设计的地下室的转换构件可采用厚板。

10.2.2 底部大空间部分框支剪力墙高层建筑结构在地面以上的大空间层数, 8 度时不宜超过 3 层, 7 度时不宜超过 5 层, 6 度时其层数可适当增加; 底部带转换层的框架-核心筒结构和外筒为密柱框架的筒中筒结构, 其转换层位置可适当提高。

10.2.3 底部带转换层的高层建筑结构的布置应符合以下要求:

- 1 落地剪力墙和筒体底部墙体应加厚;
- 2 转换层上部结构与下部结构的侧向刚度比应符合本规程附录 E 的规定;

- 3 框支层周围楼板不应错层布置;
- 4 落地剪力墙和筒体的洞口宜布置在墙体的中部;
- 5 框支剪力墙转换梁上一层墙体内不宜设边门洞, 不宜在中柱上方设门洞;
- 6 长方形平面建筑中落地剪力墙的间距 l 应符合以下规定:

非抗震设计: $l \leq 3B$ 且 $l \leq 36\text{m}$;

抗震设计:

底部为 1~2 层框支层时: $l \leq 2B$ 且 $l \leq 24\text{m}$

底部为 3 层及 3 层以上框支层时: $l \leq 1.5B$ 且 $l \leq 20\text{m}$

其中 B ——楼盖宽度。

7 落地剪力墙与相邻框支柱的距离, 1~2 层框支层时不宜大于 12m, 3 层及 3 层以上框支层时不宜大于 10m。

10.2.4 底部带转换层的高层建筑结构, 其剪力墙底部加强部位的高度可取框支层加上框支层以上两层的高度及墙肢总高度的 $1/8$ 二者的较大值。

10.2.5 底部带转换层的高层建筑结构的抗震等级应符合本规程第 4.8 节的规定。对部分框支剪力墙结构, 当转换层的位置设置在 3 层及 3 层以上时, 其框支柱、剪力墙底部加强部位的抗震等级尚宜按本规程表 4.8.2 和表 4.8.3 的规定提高一级采用, 已经为特一级时可不再提高。

10.2.6 带转换层的高层建筑结构, 其薄弱层的地震剪力应按本规程第 5.1.14 条的规定乘以 1.15 的增大系数。特一、一、二级转换构件水平地震作用计算内力应分别乘以增大系数 1.8、1.5、1.25; 8 度抗震设计时转换构件尚应考虑竖向地震的影响。

10.2.7 带转换层的高层建筑结构, 其框支柱承受的地震剪力标准值应按下列规定采用:

1 每层框支柱的数目不多于 10 根的场所, 当框支层为 1~2 层时, 每根柱所受的剪力应至少取基底剪力的 2%; 当框支层为 3 层及 3 层以上时, 每根柱所受的剪力应至少取基底剪力的 3%;

2 每层框支柱的数目多于 10 根的场所, 当框支层为 1~2 层时, 每层框支柱承受剪力之和应取基底剪力的 20%; 当框支层为 3 层及 3 层以上时, 每层框支柱承受剪力之和应取基底剪力的 30%。

框支柱剪力调整后, 应相应调整框支柱的弯矩及柱端梁 (不包括转换梁) 的剪力、弯矩, 框支柱轴力可不调整。

10.2.8 框支梁设计应符合下列要求:

1 梁上、下部纵向钢筋的最小配筋率,非抗震设计时分别不应小于 0.30%:抗震设计时,特一、一和二级分别不应小于 0.60%、0.50%和 0.40%;

2 偏心受拉的框支梁,其支座上部纵向钢筋至少应有 50%沿梁全长贯通,下部纵向钢筋应全部直通到柱内;沿梁高应配置间距不大于 200mm、直径不小于 16mm 的腰筋;

3 框支梁支座处(高柱边 1.5 梁截面高度范围内)箍筋应加密,加密区箍筋直径不应小于 10mm,间距不应大于 100mm。加密区箍筋最小面积含箍率,非抗震设计时不应小于 $0.9f_t/f_{yv}$;抗震设计时,特一、一和二级分别不应小于 $1.3f_t/f_{yv}$ 、 $1.2f_t/f_{yv}$ 和 $1.1f_t/f_{yv}$ 。

10.2.9 框支梁设计尚应符合下列要求:

1 框支梁与框支柱截面中线宜重合;

2 框支梁截面宽度不宜大于框支柱相应方向的截面宽度,不宜小于其上墙体截面厚度的 2 倍,且不宜小于 400mm;当梁上托柱时,尚不应小于梁宽方向的柱截面宽度。梁截面高度,抗震设计时不应小于计算跨度的 $1/6$,非抗震设计时不应小于计算跨度的 $1/8$;框支梁可采用加腋梁;

3 框支梁截面组合的最大剪力设计值应符合下列要求:

$$\text{无地震作用组合时} \quad V \leq 0.20 \beta_c f_c b h_0 \quad (10.2.9-1)$$

$$\text{有地震作用组合时} \quad V \leq \frac{1}{\gamma_{re}} (0.15 \beta_c f_c b h_0) \quad (10.2.9-2)$$

4 当框支梁上部的墙体开有门洞或梁上托柱时,该部位框支梁的箍筋应加密配置,箍筋直径、间距及配箍率不应低于本规程第 10.2.8 条第 3 款的规定;当洞口靠近框支梁端部且梁的受剪承载力不满足要求时,可采取框支梁加腋或增大框支墙洞口连梁刚度等措施;

5 梁纵向钢筋接头宜采用机械连接,同一截面内接头钢筋截面面积不应超过全部纵筋截面面积的 50%,接头位置应避开上部墙体开洞部位、梁上托柱部位及受力较大部位;

6 梁上、下纵向钢筋和腰筋的锚固应符合图 10.2.9 的要求;当梁上部配置多排纵向钢筋时,其内排钢筋锚入柱内的长度可适当减小,但不应小于钢筋锚固长度 l_a (非抗震设计)或 l_{aE} (抗震设计);

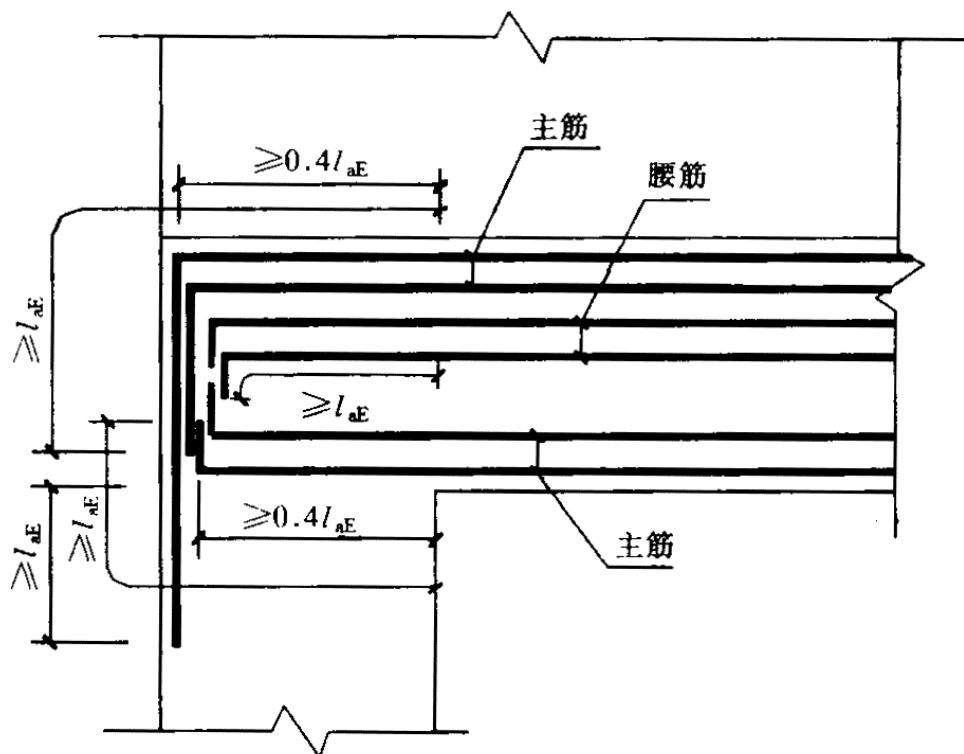


图 10.2.9 框支梁主筋和腰筋的锚固

注: 非抗震设计时图中 l_{aE} 应取为 l_a

7 框支梁不宜开洞。若需开洞时, 洞口位置宜远离框支柱边, 上、下弦杆应加强抗剪配筋, 开洞部位应配置加强钢筋, 或用型钢加强, 被洞口削弱的截面应进行承载力计算。

10.2.10 转换层上部的竖向抗侧力构件(墙、柱)宜直接落在转换层的主结构上。当结构竖向布置复杂, 框支主梁承托剪力墙并承托转换次梁及其上剪力墙时, 应进行应力分析, 按应力校核配筋, 并加强配筋构造措施。B 级高度框支剪力墙高层建筑的结构转换层, 不宜采用框支主、次梁方案。

10.2.11 框支柱设计应符合下列要求:

- 1 柱内全部纵向钢筋配筋率应符合本规程第 6.4.3 条的规定;
- 2 抗震设计时, 框支柱箍筋应采用复合螺旋箍或井字复合箍, 箍筋直径不应小于 10mm, 箍筋间距不应大于 100mm 和 6 倍纵向钢筋直径的较小值, 并应沿柱全高加密;

3 抗震设计时,一、二级往加密区的配箍特征值应比本规程表 6.4.7 规定的数值增加 0.02,且柱箍筋体积配箍率不应小于 1.5%。

10.2.12 框支柱设计尚应符合下列要求:

1 框支柱截面的组合最大剪力设计值应符合下列要求:

无地震作用组合时 $V \leq 0.20 \beta_c f_c b h_0$ (10.2.12-1)

有地震作用组合时 $V \leq \frac{1}{\gamma_{re}} (0.15 \beta_c f_c b h_0)$ (10.2.12-2)

2 柱截面宽度,非抗震设计时不宜小于 400mm,抗震设计时不应小于 450mm;柱截面高度,非抗震设计时不宜小于框支梁跨度的 1/15,抗震设计时不宜小于框支梁跨度的 1/12;

3 一、二级与转换构件相连的柱上端和底层的柱下端截面的弯矩组合值应分别乘以增大系数 1.5、1.25,其他层框支柱柱端弯矩设计值应符合本规程第 6.2.1 条的规定;

4 一、二级柱端截面的剪力设计值应符合本规程第 6.2.3 条的规定;

5 框支角柱的弯矩设计值和剪力设计值应分别在本条第 3、4 款的基础上乘以增大系数 1.1;

6 一、二级框支柱由地震作用产生的轴力应分别乘以增大系数 1.5、1.2,但计算柱轴压比时不宜考虑该增大系数;

7 纵向钢筋间距,抗震设计时不宜大于 200mm;非抗震设计时,不宜大于 250mm,且均不应小于 80mm。抗震设计时柱内全部纵向钢筋配筋率不宜大于 4.0%;

8 框支柱在上部墙体范围内的纵向钢筋应伸入上部墙体内不少于一层,其余柱筋应锚入梁内或板内。锚入梁内的钢筋长度,从柱边算起不应小于 l_{aE} (抗震设计)或 l_a (非抗震设计);

9 非抗震设计时,框支柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍,箍筋体积配箍率不宜小于 0.8%,箍筋直径不宜小于 10mm,箍筋间距不宜大于 150mm。

10.2.13 框支梁上部墙体的构造应满足下列要求:

1 当框支梁上部的墙体开有边门洞时,洞边墙体宜设置翼缘墙、端柱或加厚(图 10.2.13),并应按本规程第 7.2.16 条约束边缘构件的要求进行配筋设计;

2 框支梁上墙体竖向钢筋在转换梁内的锚固长度,抗震设计时不应小于 l_{aE} ,非抗震设计时不应小于 l_a ;

3 框支梁上一层墙体的配筋宜按下列公式计算:

1) 柱上墙体的端部竖向钢筋 A_s :

$$A_s = h_c b_w (\sigma_{01} - f_c) / f_y \quad (10.2.13-1)$$

2) 柱边 $0.2 \iota_n$ 宽度范围内竖向分布钢筋 A_{sw} :

$$A_{sw} = 0.2 \iota_n b_w (\sigma_{02} - f_c) / f_{yw} \quad (10.2.13-2)$$

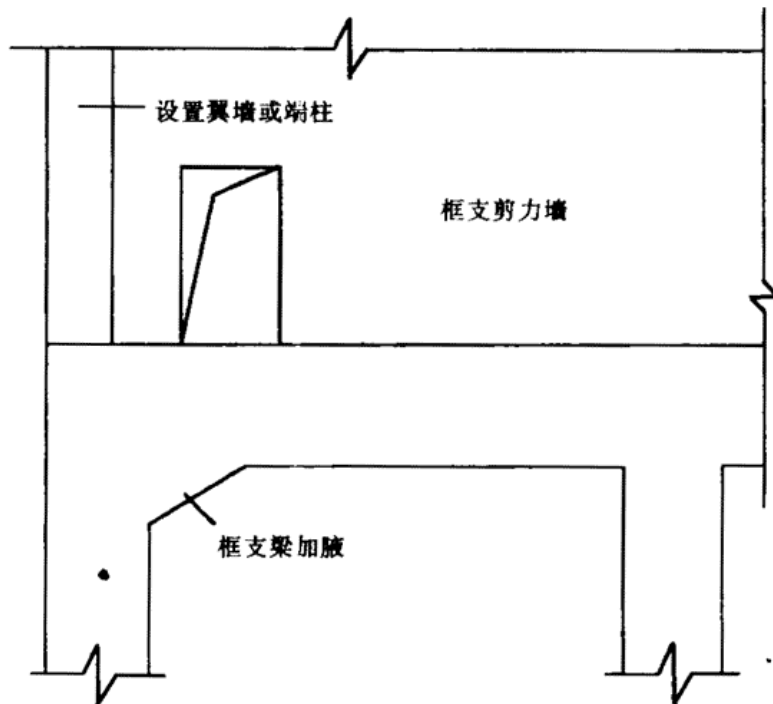


图 10.2.13 框支梁上墙体有边门洞时洞边墙体的构造措施

3) 框支梁上的 $0.2 \iota_n$ 高度范围内水平分布筋 A_{sh} :

$$A_{sh} = 0.2 \iota_n b_w \sigma_{x\max} / f_{yh} \quad (10.2.13-3)$$

式中 ι_n ——框支梁净跨;

h_c ——框支柱截面高度;

b_w ——墙截面厚度;

σ_{01} ——柱上墙体 h_c 范围内考虑风荷载、地震作用组合的平均压应力设计值;

σ_{02} ——柱边墙体 $0.2 \iota_n$ 范围内考虑风荷载、地震作用组合的平均压应力设计值;

$\sigma_{x\max}$ ——框支梁与墙体交接面上考虑风荷载、地震作用组合的水平拉应力设计值。

地震作用组合时, 公式 (10.2.13-1)、(10.2.13-2)、(10.2.13-3) 中 σ_{01} 、 σ_{02} 、 $\sigma_{x\max}$ 均应乘以 γ_{RE} , γ_{RE} 取 0.85。

4 转换梁与其上部墙体的水平施工缝处应按本规程第 7.2.13 条的规定验算抗滑移能力。

10.2.14 特一、一、二级落地剪力墙底部加强部位的弯矩设计值应按墙底截面有地震作用组合的弯矩值乘以增大系数 1.8、1.5、1.25 采用；其剪力设计值应按本规程第 7.2.10 条的规定进行调整，特一级的剪力增大系数应取 1.9。落地剪力墙墙肢不宜出现偏心受拉。

10.2.15 部分框支剪力墙结构，剪力墙底部加强部位墙体的水平和竖向分布钢筋最小配筋率，抗震设计时不应小于 0.3%，非抗震设计时不应小于 0.25%；抗震设计时钢筋间距不应大于 200mm，钢筋直径不应小于 8mm。

10.2.16 框支剪力墙结构剪力墙底部加强部位，墙体两端宜设置翼墙或端柱，抗震设计时尚应按本规程第 7.2.16 条的规定设置约束边缘构件。

10.2.17 落地剪力墙基础应有良好的整体性和抗转动的能力。

10.2.18 抗震设计的矩形平面建筑框支层楼板，其截面剪力设计值应符合下列要求：

$$V_f \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.1\beta_c f_c b_f t_f) \quad (10.2.18-1)$$

$$V_f \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (f_c A_s) \quad (10.2.18-2)$$

式中 b_f 、 t_f ——分别为框支层楼板的验算截面宽度和厚度；

V_f ——框支结构由不落地剪力墙传到落地剪力墙处按刚性楼板计算的框支层楼板组合的剪力设计值，8 度时应乘以增大系数 2.0，7 度时应乘以增大系数 1.5；验算落地剪力墙时不考虑此增大系数；

A_s ——穿过落地剪力墙的框支层楼盖（包括梁和板）的全部钢筋的截面面积；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，可取 0.85。

10.2.19 抗震设计的矩形平面建筑框支层楼板，当平面较长或不规则以及各剪力墙内力相差较大时，可采用简化方法验算楼板平面内的受弯承载力。

10.2.20 转换层楼板厚度不宜小于 180mm，应双层双向配筋，且每层每方向的配筋率不宜小于 0.25%，楼板中钢筋应锚固在边梁或墙体内；落地剪力墙和筒体外周围的楼板不宜开洞。楼板边缘和较大洞口周边应设置边梁，其宽度不宜小于板厚的 2 倍，纵向钢筋配筋率不应小于 1.0%，钢筋接头宜采用机械连接或焊接。与转换层相邻楼

层的楼板也应适当加强。

10.2.21 箱形转换结构上、下楼板厚度不宜小于 180mm。板配筋时除应考虑弯矩计算外,尚应考虑其自身平面内的拉力、压力的影响。

10.2.22 厚板设计应符合下列要求:

1 转换厚板的厚度可由抗弯、抗剪、抗冲切计算确定;

2 转换厚板可局部做成薄板,薄板与厚板交界处可加腋;转换厚板亦可局部做成夹心板;

3 转换厚板直接整体计算时所划分的主要交叉梁系的剪力和弯矩设计值进行截面设计并按有限元法分析结果进行配筋校核。受弯纵向钢筋可沿转换板上、下部双层双向配置,每一方向总配筋率不宜小于 0.6%。转换板内暗梁抗剪箍筋的面积配筋率不宜小于 0.45%;

4 为防止转换厚板的板端沿厚度方向产生层状水平裂缝,宜在厚板外周边配置钢筋骨架网进行加强;

5 转换厚板上、下部的剪力墙、柱的纵向钢筋均应在转换厚板内可靠锚固。

6 转换厚板上、下一层的楼板应适当加强,楼板厚度不宜小于 150mm。

10.2.23 框架-核心筒结构、筒中筒结构的上部密柱转换为下部稀柱时可采用转换梁或转换桁架,转换桁架宜满层设置,其斜杆的交点宜作为上部密柱的支点。转换桁架的节点应加强配筋及构造措施,防止应力集中产生的不利影响。

10.2.24 采用空腹桁架转换层时,空腹桁架宜满层设置,应有足够的刚度保证其整体受力作用。空腹桁架的上、下弦杆宜考虑楼板作用,竖腹杆应按强剪弱弯进行配筋设计,加强箍筋配置,并加强与上、下弦杆的连接构造。空腹桁架应加强上、下弦杆与框架柱的锚固连接构造。

10.3 带加强层高层建筑结构

10.3.1 当框架-核心筒结构的侧向刚度不能满足设计要求时,可沿竖向利用建筑避难层、设备层空间,设置适宜刚度的水平伸臂构件,构成带加强层的高层建筑结构。必要时,也可设置周边水平环带构件。加强层采用的水平伸臂构件、周边环带构件可采用斜腹杆桁架、实体梁、整层或跨若干层高的箱形梁、空腹桁架等形式。

10.3.2 带加强层高层建筑设计应符合下列要求:

1 加强层位置和数量要合理有效,当布置 1 个加强层时,位置可在 0.6H 附近;当布置 2 个加强层时,位置可在顶层和 0.5H 附近;当布置多个加强层时,加强层宜

沿竖向从顶层向下均匀布置;

2 加强层水平伸臂构件宜贯通核心筒,其平面布置宜位于核心筒的转角、T 字节点处;水平伸臂构件与周边框架的连接宜采用铰接或半刚接。结构内力和位移计算中,设置水平伸臂衍架的楼层宜考虑楼板平面内的变形;

3 应避免加强层及其相邻层框架柱内力增加而引起的破坏。加强层及其上、下层框架柱的配筋构造应加强;加强层及其相邻层核心筒配筋应加强;

4 加强层及其相邻层楼盖刚度和配筋应加强;

5 在施工程序及连接构造上应采取措施减小结构竖向温度变形及轴向压缩对加强层的影响。

10.3.3 抗震设计时,带加强层高层建筑结构应符合下列构造要求:

1 加强层及其相邻层的框架柱和核心筒剪力墙的抗震等级应提高一级采用,一级提高至特一级,若原抗震等级为特一级则不再提高;

2 加强层及其上、下相邻一层的框架柱,箍筋应全柱段加密,轴压比限值应按本规程表 6.4.2 规定的数值减小 0.05 采用。

10.4 错层结构

10.4.1 抗震设计时,高层建筑宜避免错层。当房屋不同部位因功能不同而使楼层错层时,宜采用防震缝划分为独立的结构单元。

10.4.2 错层两侧宜采用结构布置和侧向刚度相近的结构体系。

10.4.3 错层结构中,错开的楼层应各自参加结构整体计算,不应归并为一层计算。

10.4.4 错层处框架柱的截面高度不应小于 600mm,混凝土强度等级不应低于 C30,抗震等级应提高一级采用,箍筋应全柱段加密。

10.4.5 错层处平面外受力的剪力墙,其截面厚度,非抗震设计时不应小于 200mm,抗震设计时不应小于 250mm,并均应设置与之垂直的墙肢或扶壁柱;抗震等级应提高一级采用。错层处剪力墙的混凝土强度等级不应低于 C30,水平和竖向分布钢筋的配筋率,非抗震设计时不应小于 0.3%,抗震设计时不应小于 0.5%。

10.5 连体结构

10.5.1 连体结构各独立部分宜有相同或相近的体型、平面和刚度,宜采用双轴对称的平面形式。7 度、8 度抗震设计时,层数和刚度相差悬殊的建筑不宜采用连体结构。

10.5.2 8度抗震设计时,连体结构的连接体应考虑竖向地震的影响。

10.5.3 连接体结构与主体结构宜采用刚性连接,必要时连接体结构可延伸至主体部分的内筒,并与内筒可靠连接。

连接体结构与主体结构非刚性连接时,支座滑移量应能满足两个方向在罕遇地震作用下的位移要求。

10.5.4 连接体结构应加强构造措施,连接体结构的边梁截面宜加大,楼板厚度不宜小于150mm,宜采用双层双向钢筋网,每层每方向钢筋网的配筋率不宜小于0.25%。

连接体结构可设置钢梁、钢桁架和型钢混凝土梁,型钢应伸入主体结构并加强锚固。

当连接体结构包含多个楼层时,应特别加强其最下面一至两个楼层的设计和构造。

10.5.5 抗震设计时,连接体及与连接体相邻的结构构件的抗震等级应提高一级采用,一级提高至特一级,若原抗震等级为特一级则不再提高。

10.6 多塔楼结构

10.6.1 多塔楼建筑结构各塔楼的层数、平面和刚度宜接近;塔楼对底盘宜对称布置。塔楼结构与底盘结构质心的距离不宜大于底盘相应边长的20%。

10.6.2 抗震设计时,转换层不宜设置在底盘屋面的上层塔楼内;否则,应采取有效的抗震措施。

10.6.3 底盘屋面楼板厚度不宜小于150mm,并应加强配筋构造;底盘屋面上、下层结构的楼板也应加强构造措施。当底盘屋面为结构转换层时,应符合本规程第10.2.20条的规定。

10.6.4 抗震设计时,多塔楼之间裙房连接体的屋面梁应加强;塔楼中与裙房连接体相连的外围柱、剪力墙,从固定端至裙房屋面上一层的高度范围内,柱纵向钢筋的最小配筋率宜适当提高,柱箍筋宜在裙楼屋面上、下层的范围内全高加密,剪力墙宜按本规程第7.2.16条的规定设置约束边缘构件。

11 混合结构设计

11.1 一般规定

11.1.1 本章所称混合结构系指由钢框架或型钢混凝土框架与钢筋混凝土筒体所组成的共同承受竖向和水平作用的高层建筑结构。

11.1.2 混合结构高层建筑适用的最大高度应符合表 11.1.2 的要求。

表 11.1.2 钢-混凝土混合结构房屋适用的最大高度 (m)

结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度			
		6	7	8	9
钢框架-钢筋混凝土筒体	210	200	160	120	70
型钢混凝土框架-钢筋混凝土筒体	240	220	190	150	70

注：1 房屋高度指室外地面标高至主要屋面高度，不包括突出屋面的水箱、电梯机房、构架等的高度；

2 当房屋高度超过表中数值时，结构设计应有可靠依据并采取进一步有效措施。

11.1.3 混合结构高层建筑的高宽比不宜大于表 11.1.3 的规定。

表 11.1.3 高宽比限值

结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度		
		6、7	8	9
钢框架-钢筋混凝土筒体	7	7	6	4
型钢混凝土框架-钢筋混凝土筒体	8			

11.1.4 混合结构在风荷载及地震作用下，按弹性方法计算的最大层间位移与层高的比值 $\Delta u/h$ 不宜超过表 11.1.4 的规定。

表 11.1.4 $\Delta u/h$ 的限值

结构体系	$H \leq 150m$	$H \geq 250m$	$150m < H < 250m$
钢框架-钢筋混凝土筒体	1/800	1/500	1/800~1/500 线性插入
型钢混凝土框架-钢筋混凝土筒体			

注：H 指房屋高度。

11.1.5 抗震设计时，钢框架-钢筋混凝土筒体结构各层框架柱所承担的地震剪力不应小于结构底部总剪力的 25% 和框架部分地震剪力最大值的 1.8 倍二者的较小者；

型钢混凝土框架-钢筋混凝土筒体各层框架柱所承担的地震剪力应符合本规程第 8.1.4 条的规定。

11.2 结构布置和结构设计

11.2.1 混合结构房屋的结构布置除应符合本章的规定外,尚应符合本规程第 4.3 节及 4.4 节的有关规定。

11.2.2 建筑平面的外形宜简单规则,宜采用方形、矩形等规则对称的平面,并尽量使结构的抗侧力中心与水平合力中心重合。建筑的开间、进深宜统一。

11.2.3 混合结构的竖向布置宜符合下列要求:

1 结构的侧向刚度和承载力沿竖向宜均匀变化,构件截面宜由下至上逐渐减小,无突变;

2 当框架柱的上部与下部的类型和材料不同时,应设置过渡层;

3 对于刚度突变的楼层,如转换层、加强层、空旷的顶层、顶部突出部分。型钢混凝土框架与钢框架的交接层及邻近楼层,应采取可靠的过渡加强措施;

4 钢框架部分采用支撑时,宜采用偏心支撑和耗能支撑,支撑宜连续布置,且在相互垂直的两个方向均宜布置,并互相交接;支撑框架在地下部分,宜延伸至基础。

11.2.4 混合结构体系的高层建筑,7 度抗震设防且房屋高度不大于 130m 时,宜在楼面钢梁或型钢混凝土梁与钢筋混凝土筒体交接处及筒体四角设置型钢柱;7 度抗震设防且房屋高度大于 130m 及 8、9 度抗震设防时,应在楼面钢梁或型钢混凝土梁与钢筋混凝土筒体交接处及筒体四角设置型钢柱。

11.2.5 混合结构体系的高层建筑,应由钢筋混凝土筒体承受主要的水平力,并应采取有效措施,保证钢筋混凝土筒体的延性。

11.2.6 混合结构中,外围框架平面内梁与柱应采用刚性连接;楼面梁与钢筋混凝土筒体及外围框架柱的连接可采用刚接或铰接。

11.2.7 钢框架-钢筋混凝土筒体结构中,当采用 H 形截面柱时,宜将柱截面强轴方向布置在外围框架平面内;角柱宜采用方形,十字形或圆形截面。

11.2.8 混合结构中,可采用外伸桁架加强层,必要时可同时布置周边桁架。外伸桁架平面宜与抗侧力墙体的中心线重合。外伸桁架应与抗侧力墙体刚接且宜伸入并贯通抗侧力墙体,外伸桁架与外围框架柱的连接宜采用铰接或半刚接。

11.2.9 当布置有外伸桁架加强层时,应采取有效措施,减少由于外柱与混凝土筒体

竖向变形差异引起的桁架杆件内力的变化。

11.2.10 楼面宜采用压型钢板现浇混凝土组合楼板、现浇混凝土楼板或预应力叠合楼板, 楼板与钢梁应可靠连接。

11.2.11 对于建筑物楼面有较大开口或为转换楼层时, 应采用现浇楼板。对楼板开口较大部位宜采用考虑楼板变形的程序进行内力和位移计算, 或采取设置刚性水平支撑等加强措施。

11.2.12 在进行弹性阶段的内力和位移计算时, 对钢梁及钢柱可采用钢材的截面计算, 对型钢混凝土构件的刚度可采用型钢部分刚度与钢筋混凝土部分的刚度之和。

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \quad (11.2.12-1)$$

$$EA = E_c A_c + E_a A_a \quad (11.2.12-2)$$

$$GA = G_c A_c + G_a A_a \quad (11.2.12-3)$$

式中 $E_c I_c$ 、 $E_c A_c$ 、 $G_c A_c$ ——钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度;

$E_a I_a$ 、 $E_a A_a$ 、 $G_a A_a$ ——型钢部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度。

11.2.13 在进行结构弹性分析时, 宜考虑钢梁与混凝土楼面的共同作用, 梁的刚度可取钢梁刚度的 1.5~2.0 倍, 但应保证钢梁与楼板有可靠的连接。

11.2.14 内力和位移计算中, 设置外伸桁架的楼层应考虑楼板在平面内的变形。

11.2.15 竖向荷载作用计算时, 宜考虑柱、墙在施工过程中轴向变形差异的影响, 并宜考虑在长期荷载作用下由于钢筋混凝土筒体的徐变收缩对钢梁及柱产生的内力不利影响。

11.2.16 当钢筋混凝土筒体先于钢框架施工时, 应考虑施工阶段钢筋混凝土筒体在风力及其他荷载作用下的不利受力状态, 型钢混凝土构件应验算在浇筑混凝土之前钢框架在施工荷载及可能的风载作用下的承载力、稳定及位移, 并据此确定钢框架安装与浇筑混凝土楼层的间隔层数。

11.2.17 柱间钢支撑两端与柱或钢筋混凝土筒体的连接可作为铰接计算。

11.2.18 混合结构在多遇地震下的阻尼比可取为 0.04。

11.2.19 钢-混凝土混合结构房屋抗震设计时, 钢筋混凝土筒体及型钢混凝土框架的抗震等级应按表 11.2.19 确定, 并应符合相应的计算和构造措施。

表 11.2.19 钢-混凝土混合结构抗震等级

结构类型		6		7		8		9
钢框架-钢筋	高度 (m)	≤150	>150	≤130	>130	≤100	>100	≤70
混凝土筒体	钢筋混凝土筒体	二	一	一	特一	一	特一	特一
型钢混凝土	钢筋混凝土筒体	二	二	二	一	一	特一	特一
框架-钢筋混 凝土筒体	型钢混凝土框架	三	二	二	一	一	一	一

11.2.20 钢-混凝土混合结构中的钢构件应按国家现行标准《钢结构设计规范》GB50017 及《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 进行设计；钢筋混凝土构件应按现行国家标准《混凝土设计规范》GB50010 及本规程第 7 章的有关规定进行设计；型钢混凝土构件可按现行行业标准《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ138 进行截面设计。

11.2.21 有地震作用组合时，型钢混凝土构件和钢构件的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 应按表 11.2.21-1 和 11.2.21-2 选用。

表 11.2.21-1 型钢混凝土构件承载力抗震调整系数 γ_{RE}

正截面承载力计算				斜截面承载力计算	连接
梁	柱	剪力墙	支撑	各类构件及节点	焊缝及高强螺栓
0.75	0.80	0.85	0.85	0.85	0.90

注：轴压比小于 0.15 的偏心受压柱，其承载力抗震调整系数 γ_{RE} 应取 0.75。

表 11.2.21-2 钢构件承载力抗震调整系数 γ_{RE}

钢梁	钢柱	钢支撑	节点及连接螺栓	连接焊缝
0.75	0.75	0.80	0.85	0.90

11.2.22 型钢混凝土构件中，型钢钢板的宽厚比满足表 11.2.22 的要求时，可不进行局部稳定验算（图 11.2.22）。

表 11.2.22 型钢钢板宽厚比

钢号	梁		柱		钢管柱
	b/t_f	h_w/t_w	b/t_f	h_w/t_w	D/t_w
Q235	<23	<107	<23	<96	<150
Q345	<19	<91	<19	<81	<109

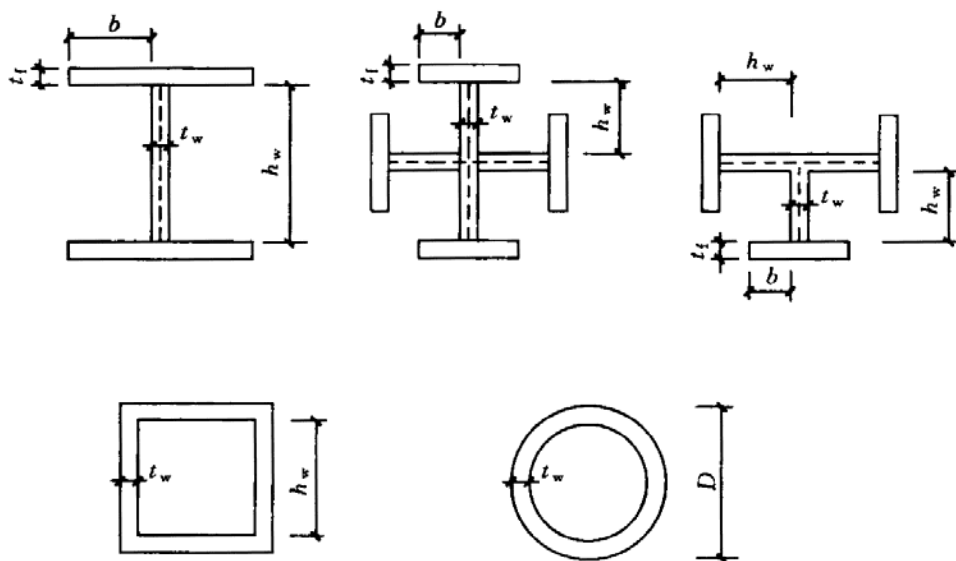


图 11.2.22 型钢钢板宽厚比

11.3 型钢混凝土构件的构造要求

11.3.1 型钢混凝土梁应满足下列构造要求:

- 1 混凝土强度等级不宜低于 C30, 混凝土粗骨料最大直径不宜大于 25mm; 型钢宜采用 Q235 及 Q345 级钢材;
- 2 梁纵向钢筋配筋率不宜小于 0.30%;
- 3 梁中型钢的保护层厚度不宜小于 100mm, 梁纵筋与型钢骨架的最小净距不应小于 30mm, 且不小于梁纵筋直径的 1.5 倍;
- 4 梁纵向受力钢筋不宜超过二排, 且第二排只宜在最外侧设置;
- 5 梁中纵向受力钢筋宜采用机械连接。如纵向钢筋需贯穿型钢柱腹板并以 90° 弯折固定在柱截面内时, 抗震设计的弯折前直段长度不应小于 0.4 倍钢筋抗震锚固长度 l_{aE} , 弯折直段长度不应小于 15 倍纵向钢筋直径; 非抗震设计的弯折前直段长度不应小于 0.4 倍钢筋锚固长度 l_a , 弯折直段长度不应小于 12 倍纵向钢筋直径;
- 6 梁上开洞不宜大于梁截面高度的 0.4 倍, 且不宜大于内含型钢高度的 0.7 倍, 并应位于梁高及型钢高度的中间区域;
- 7 型钢混凝土悬臂梁自由端的纵向受力钢筋应设置专门的锚固件, 型钢梁的自由端上宜设置栓钉。

11.3.2 型钢混凝土梁沿梁全长箍筋的配置应满足下列要求:

- 1 箍筋的最小面积配筋率应符合本规程第 6.3.4 条第 1 款和第 6.3.5 条第 4 款的规定, 且不应小于 0.15%;

2 梁箍筋的直径和间距应符合表 11.3.2 的要求,且箍筋间距不应大于梁截面高度的 1/2。抗震设计时,梁端箍筋应加密,箍筋加密区范围,一级时取梁截面高度的 2.0 倍,二、三级时取梁截面高度的 1.5 倍;当梁净跨小于梁截面高度的 4 倍时,梁全跨箍筋应加密设置。

表 11.3.2 梁箍筋直径和间距 (mm)

抗震等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
一	≥ 12	≤ 200	≤ 100
二	≥ 10	≤ 250	≤ 100
三	≥ 10	≤ 250	≤ 150

注:非抗震设计时,箍筋直径不应小于 8mm,箍筋间距不应大于 250mm。

11.3.3 当考虑地震作用组合时,钢-混凝土混合结构中型钢混凝土柱的轴压比不宜大于表 11.3.3 的限值。

表 11.3.3 型钢混凝土柱轴压比限值

抗震等级	一	二	三
轴压比限值	0.70	0.80	0.90

注:1 框支柱的轴压比限值应比表中数值减少 0.10 采用;

2 剪跨比不大于 2 的柱,其轴压比限值应比表中数值减少 0.05 采用;

3 当混凝土强度等级大于 C60 时,表中数值宜减少 0.05。

11.3.4 型钢混凝土柱的轴压比可按下式计算:

$$\mu_N = N / (f_c A + f_a A_a) \quad (11.3.4)$$

式中 μ_N ——型钢混凝土柱的轴压比;

N ——考虑地震组合的柱轴向力设计值;

A ——扣除型钢后的混凝土截面面积;

f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值;

f_a ——型钢的抗压强度设计值;

A_a ——型钢的截面面积。

11.3.5 型钢混凝土柱应满足下列构造要求:

1 混凝土强度等级不宜低于 C30,混凝土粗骨料的最大直径不宜大于 25mm;型钢柱中型钢的保护厚度不宜小于 120mm,柱纵筋与型钢的最小净距不应小于 25mm;

2 柱纵向钢筋最小配筋率不宜小于 0.8%;

3 柱中纵向受力钢筋的间距不宜大于 300mm, 间距大于 300mm 时, 宜设置直径不小于 14mm 的纵向构造钢筋;

4 柱型钢含钢率, 当轴压比大于 0.4 时, 不宜小于 4%, 当轴压比小于 0.4 时, 不宜小于 3%;

5 柱箍筋宜采用 HRB335 和 HRB400 级热轧钢筋, 箍筋应做成 135° 的弯钩, 非抗震设计时弯钩直段长度不应小于 5 倍箍筋直径, 抗震设计时弯钩直段长度不宜小于 10 倍箍筋直径;

6 位于底部加强部位、房屋顶层以及型钢混凝土与钢筋混凝土交接层的型钢混凝土柱宜设置栓钉, 型钢截面为箱形的柱子也宜设置栓钉, 竖向及水平栓钉间距均不宜大于 250mm;

7 型钢混凝土柱的长细比不宜大于 30。

11.3.6 型钢混凝土柱箍筋的直径和间距应符合表 11.3.6-1 的规定。抗震设计时, 柱端箍筋应加密, 加密区范围取柱矩形截面长边尺寸 (或圆形截面直径)、柱净高的 1/6 和 500mm 三者的最大值, 加密区箍筋最小体积配箍率应符合表 11.3.6-2 的规定; 二级且剪跨比不大于 2 的柱, 加密区箍筋最小体积配箍率尚不宜小于 0.8%; 框支柱、一级角柱和剪跨比不大于 2 的柱, 箍筋均应全高加密, 箍筋间距均不应大于 100mm。

表 11.3.6-1 柱箍筋直径和间距 (mm)

抗震等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
一	≥ 12	≤ 150	≤ 100
二	≥ 10	≤ 200	≤ 100
三	≥ 8	≤ 200	≤ 150

注: 1 箍筋直径除应符合表中要求外, 尚不应小于纵向钢筋直径的 1/4;

2 非抗震设计时, 箍筋直径不应小于 8mm, 箍筋间距不应大于 200mm。

表 11.3.6-2 型钢柱箍筋加密区箍筋最小体积配箍率 (%)

抗震等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
	< 0.4	0.4~0.5	> 0.5
一	0.8	1.0	1.2
二	0.7	0.9	1.1
三	0.5	0.7	0.9

注: 当型钢柱配置螺旋箍筋时, 表中数值可减少 0.2, 但不应小于 0.4。

11.3.7 型钢混凝土梁柱节点应满足下列的构造要求:

1 箍筋间距不宜大于柱端加密区间距的 1.5 倍;

2 梁中钢筋穿过梁柱节点时, 宜避免穿过柱翼缘; 如穿过柱翼缘时, 应考虑型钢柱翼缘的损失; 如穿过柱腹板时, 柱腹板截面损失率不宜大于 25%, 当超过 25% 时, 则需进行补强。

11.3.8 钢梁或型钢混凝土梁与钢筋混凝土筒体应可靠连接, 应能传递竖向剪力及水平力; 当钢梁通过埋件与钢筋混凝土筒体连接时, 预埋件应有足够的锚固长度。连接做法可按图 11.3.8 采用。

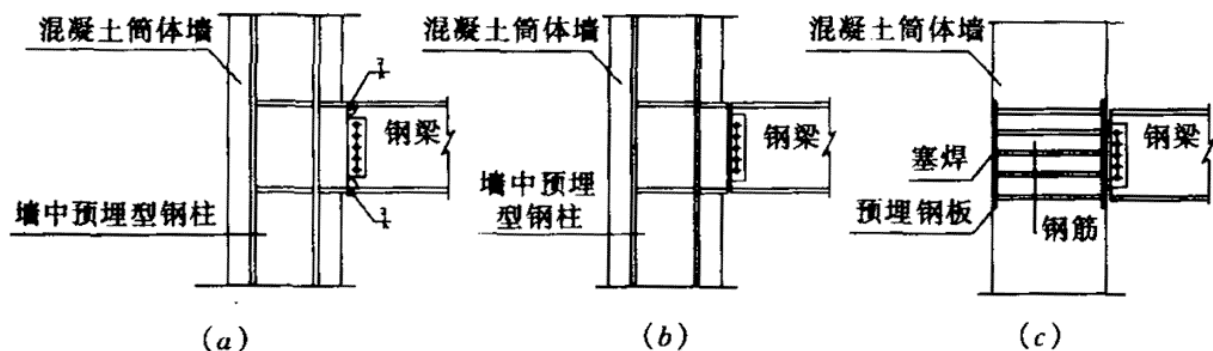


图 11.3.8 钢梁和型钢混凝土梁与钢筋混凝土筒体的连接构造示意

(a) 刚接; (b) 铰接; (c) 铰接

11.3.9 抗震设计时, 混合结构中的钢柱应采用埋入式柱脚; 型钢混凝土柱宜采用埋入式柱脚。埋入式柱脚的埋入深度不宜小于型钢柱截面高度的 3 倍。

11.3.10 采用埋入式柱脚时, 在柱脚部位和柱脚向上延伸一层的范围内宜设置栓钉, 栓钉的直径不宜小于 19mm, 其竖向及水平间距不宜大于 200mm, 当有可靠依据时, 可通过计算确定栓钉数量。

11.3.11 抗震设计时, 混合结构中的钢筋混凝土筒体墙的构造设计应符合本规程第 9.1.8 条的规定。

12 基础设计

12.1 一般规定

12.1.1 高层建筑的基础设计,应综合考虑建筑场地的地质状况、上部结构的类型、施工条件、使用要求,确保建筑物不致发生过量沉降或倾斜,满足建筑物正常使用要求。还应注意与相邻建筑的相互影响,了解邻近地下构筑物及各项地下设施的位置和标高,确保施工安全。

12.1.2 在地震区,高层建筑宜避开对抗震不利的地段;当条件不允许避开不利地段时,应采取可靠措施,使建筑物在地震时不致由于地基失稳而破坏,或者产生过量下沉或倾斜。

12.1.3 基础设计应根据上部结构和地质状况进行,宜考虑地基、基础与上部结构相互作用的影响。需要降低地下水位的,应在施工时采取有效措施,避免因基坑降水而影响邻近建筑物、构筑物、地下设施等正常使用和安全。同时还应注意降水的时间要求,以免停止降水后,水位过早上升,使建筑物发生上浮等问题。

12.1.4 高层建筑应采用整体性好、能满足地基的承载力和建筑物容许变形要求并能调节不均匀沉降的基础形式。宜采用筏形基础,必要时可采用箱形基础。当地质条件好、荷载较小,且能满足地基承载力和变形要求时,也可采用交叉梁基础或其他基础形式;当地基承载力或变形不能满足设计要求时,可采用桩基或复合地基。

12.1.5 在地基土比较均匀的条件下,箱形基础、及筏形基础的基础平面形心宜与上部结构竖向永久荷载重心重合。当不能重合时,偏心距 e 宜符合下式要求:

$$e \leq 0.1W/A \quad (12.1.5)$$

式中 e ——基底平面形心与上部结构在永久荷载与楼(屋)面可变荷载准永久组合下的重心的偏心距(m);

w ——与偏心方向一致的基础底面边缘抵抗矩(m^3);

A ——基础底面的面积(m^2)。

对低压缩性地基或端承桩基的基础,可适当放宽偏心距的限制。按公式(12.1.5)计算时,裙房与主楼可分开考虑。

12.1.6 高宽比大于4的高层建筑,基础底面不宜出现零应力区;高宽比不大于4的高层建筑,基础底面与地基之间零应力区面积不应超过基础底面面积的15%,计算时,质量偏心较大的裙楼与主楼可分开考虑。

12.1.7 基础应有一定的埋置深度。在确定埋置深度时,应考虑建筑物的高度、体型、地基土质、抗震设防烈度等因素。埋置深度可从室外地坪算至基础底面,并宜符合下列要求:

- 1 天然地基或复合地基,可取房屋高度的 1/15;
- 2 桩基础,可取房屋高度的 1/18 (桩长不计在内)。

当建筑物采用岩石地基或采取有效措施时,在满足地基承载力、稳定性要求及本规程第 12.1.6 条规定的前提下,基础埋深可不受本条第 1、2 两款的限制。当地基可能产生滑移时,应采取有效的抗滑移措施。

12.1.8 高层建筑的基础和与其相连的裙房的基础,可通过计算确定是否设置沉降缝。当设置沉降缝时,应考虑高层主楼基础有可靠的侧向约束及有效埋深。当不设沉降缝时,应采取有效措施减少差异沉降及其影响。

12.1.9 高层建筑基础的混凝土强度等级不宜低于 C30。当有防水要求时,混凝土抗渗等级应根据地下水最大水头与防水混凝土厚度的比值按表 12.1.9 采用,且不应小于 0.6MPa。必要时可设置架空排水层。

表 12.1.9 基础防水混凝土的抗渗等级

最大水头 H 与防水混凝土厚度 h 的比值	设计抗渗等级 (MPa)
$\frac{H}{h} < 10$	0.6
$10 \leq \frac{H}{h} < 15$	0.8
$15 \leq \frac{H}{h} < 25$	1.2
$25 \leq \frac{H}{h} < 35$	1.6
$\frac{H}{h} \geq 35$	2.0

12.1.10 当采用刚性防水方案时,同一建筑的基础应避免设置变形缝。可沿基础长度每隔 30~40m 留一道贯通顶板、底板及墙板的施工后浇缝,缝宽不宜小于 800mm,且宜设置在柱距三等分的中间范围内。后浇缝处底板及外墙宜采用附加防水层;后浇缝混凝土宜在其两侧混凝土浇灌完毕两个月后再进行浇灌,其强度等级应提高一级,且宜采用早强、补偿收缩的混凝土。

12.1.11 有窗井的地下室,应在窗井内部设置分隔墙以减少窗井外墙的支撑长度,且窗井分隔墙宜与地下室内墙连通成整体。窗井内外墙体的混凝土强度等级应与主

体结构相同。

12.1.12 筏形基础及箱形基础，当采用粉煤灰混凝土时，其设计强度等级的龄期宜为 60 天或 90 天。在满足设计要求的条件下，地下室内、外墙和柱子采用粉煤灰混凝土时，其设计强度等级的龄期也可采用相应的较长龄期。

12.2 筏形基础

12.2.1 筏形基础的平面尺寸应根据地基土的承载力、上部结构的布置及其荷载的分布等因素确定。偏心距应符合本规程第 12.1.5 条的规定。

12.2.2 平板式筏基的板厚可根据受冲切承载力计算确定，板厚不宜小于 400mm。冲切计算时，应考虑作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩所产生的附加剪力。

当个别柱的冲切力较大而不能满足板的冲切承载力要求时，可将该柱下的筏板局部加厚或配置抗冲切钢筋。

12.2.3 当地基比较均匀、上部结构刚度较好、筏板的厚跨比不小于 $1/6$ 、柱间距及柱荷载的变化不超过 20% 时，高层建筑的筏形基础可仅考虑局部弯曲作用，按倒楼盖法进行计算。当不符合上述条件时，宜按弹性地基板理论进行计算。

12.2.4 筏形基础的钢筋间距不应小于 150mm，宜为 200~300mm，受力钢筋直径不宜小于 12mm。采用双向钢筋网片配置在板的顶面和底面。

12.2.5 梁板式筏基的肋梁宽度不宜过大，在满足设计剪力 V 不大于 $0.25\beta_c f_c b h_0$ 的条件下，当梁宽小于柱宽时，可将肋梁在柱边加腋以满足构造要求。墙柱的纵向钢筋要贯通基础梁而插入筏板中，并且应从梁上皮起满足锚固长度的要求。

12.2.6 梁板式筏基的梁高取值应包括底板厚度在内，梁高不宜小于平均柱距的 $1/6$ 。应综合考虑荷载大小、柱距、地质条件等因素，经计算满足承载力的要求。

12.2.7 当满足地基承载力时，筏形基础的周边不宜向外有较大的伸挑扩大。当需要外挑时，有肋梁的筏基宜将梁一同挑出。周边有墙体的筏基，筏板可不外伸。

12.3 箱形基础

12.3.1 箱形基础的平面尺寸应根据地基土承载力和上部结构布置以及荷载大小等因素确定。外墙宜沿建筑物周边布置，内墙沿上部结构的柱网或剪力墙位置纵横均匀布置，墙体水平截面总面积不宜小于箱形基础外墙外包尺寸的水平投影面积的 $1/10$ 。对基础平面长宽比大于 4 的箱形基础，其纵墙水平截面面积不应小于箱基外墙外包尺寸水平投影面积的 $1/8$ 。箱基的偏心距应符合本规程第 12.1.5 条的规定。

12.3.2 箱形基础的高度应满足结构的承载力和刚度要求,并根据建筑使用要求确定。一般不宜小于箱基长度的 $1/20$,且不宜小于 3m 。此处箱基长度不计墙外悬挑板部分。

12.3.3 箱形基础的顶板、底板及墙体的厚度,应根据受力情况、整体刚度和防水要求确定。无人防设计要求的箱基,基础底板不应小于 300mm ,外墙厚度不应小于 250mm ,内墙的厚度不应小于 200mm ,顶板厚度不应小于 200mm ,可用合理的简化方法计算箱形基础的承载力。

12.3.4 与高层主楼相连的裙房基础若采用外挑箱基墙或外挑基础梁的方法,则外挑部分的基底应采取有效措施,使其具有适应差异沉降变形的能力。

12.3.5 墙体的门洞宜设在柱间居中部位,洞口上下过梁应进行承载力计算。

12.3.6 当地基压缩层深度范围内的土层在竖向和水平方向皆较均匀,且上部结构为平立面布置较规则的框架、剪力墙、框架-剪力墙结构时,箱形基础的顶、底板可仅考虑局部弯曲计算。计算时底板反力应扣除板的自重及其上面层和填土的自重,顶板荷载按实际考虑。整体弯曲的影响可在构造上加以考虑。箱形基础的顶板和底板钢筋配置除符合计算要求上,纵横方向支座钢筋尚应有 $1/3$ 至 $1/2$ 的钢筋连通,且连通钢筋的配筋率分别不小于 0.15% (纵向)、 0.10% (横向),跨中钢筋按实际需要的配筋全部连通。钢筋接头宜采用机械连接;采用搭接接头时,搭接长度应按受拉钢筋考虑。

12.3.7 箱形基础的顶板、底板及墙体均应采用双层双向配筋。墙体的竖向和水平钢筋直径均不应小于 10mm ,间距均不应大于 200mm 。除上部为剪力墙外,内、外墙的墙顶处宜配置两根直径不小于 20mm 的通长构造钢筋。

12.3.8 上部结构底层柱纵向钢筋伸入箱形基础墙体的长度应符合下列要求:

1 柱下三面或四面有箱形基础墙的内柱,除柱四角纵向钢筋直通到基底外,其余钢筋可伸入顶板底面以下 40 倍纵向钢筋直径处;

2 外柱、与剪力墙相连的柱及其他内柱的纵向钢筋应直通到基底。

12.4 桩基础

12.4.1 桩基可采用钢筋混凝土预制桩、灌注桩或钢桩。桩基承台可选用:柱下单独承台、双向交叉梁、筏形承台、箱形承台。桩基选择和承台设计应根据上部结构类型、荷载大小、桩穿越的上层、桩端持力层土类、地下水位、施工条件和经验、制桩材料供应条件等因素综合考虑,做到技术先进、经济合理,确保工程质量。

12.4.2 桩的布置应符合下列要求:

1 等直径桩的中心距不应小于 3 倍桩横截面的边长或直径;扩底桩中心距不应小于扩底直径的 1.5 倍,且两个扩大头间的净距不宜小于 1m;

2 布桩时,宜使各桩承台承载力合力点与相应竖向永久荷载合力作用点重合,并使桩基在水平力产生的力矩较大方向有较大的抵抗矩;

3 平板式桩筏基础,桩宜布置在柱下或墙下,必要时可满堂布置,核心筒下可适当加密布桩;梁板式桩筏基础,桩宜布置在基础梁下或柱下;桩箱基础,宜将桩布置在墙下。直径不小于 800mm 的大直径桩可采用一柱一桩,并宜设置双向连系梁连接各桩;

4 应选择较硬土层作为桩端持力层。桩径为 d 的桩端全截面进入持力层的深度,对于粘性土、粉土不宜小于 $2d$;砂土不宜小于 $1.5d$;碎石类土不宜小于 $1d$ 。当存在软弱下卧层时,桩基以下硬持力层厚度不宜小于 $4d$ 。

抗震设计时,桩进入碎石土、砾砂、粗砂、中砂、密实粉土、坚硬粘性土的深度尚不应小于 $0.5m$,对其他非岩石类土尚不应小于 $1.5m$ 。

12.4.3 甲级设计等级的桩基础、建筑体型复杂或桩端以下存在软弱上层的乙级设计等级的桩基础、对沉降有严格要求的建筑的桩基础以及采用摩擦型桩的桩基础,应进行沉降计算。

受较大水平作用或对水平变位要求严格的建筑桩基,应验算其水平变位。

按正常使用极限状态验算桩基沉降时,荷载效应应采用准永久组合;验算桩基的横向变位、抗裂、裂缝宽度时,根据使用要求和裂缝控制等级分别采用荷载的标准组合、准永久组合或标准组合并考虑长期作用影响。

12.4.4 钢桩应符合下列规定:

1 钢桩可采用管型或 H 型,其材质应符合现行有关规范规定;

2 钢桩的分段长度不宜超过 $12\sim 15m$,焊接接头应采用等强连接;

3 钢桩防腐处理可采用增加腐蚀余量等措施;当钢管桩内壁同外界隔绝时,可不考虑内壁防腐。钢桩的腐蚀速率当无实测资料时,如桩顶在地下水位以下且地下水无侵蚀性,可取每年 $0.03mm$,且腐蚀预留量不应小于 $2mm$ 。

12.4.5 桩与承台的连接应符合下列要求:

1 桩顶嵌入承台的长度,对大直径桩不宜小于 $100mm$,对中小直径的桩不宜小于

50mm;

2 混凝土桩的桩顶纵筋应伸入承台内,其锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。

13 高层建筑施工

13.1 一般规定

13.1.1 施工单位应组织有关人员,认真熟悉图纸,进行设计交底,提出意见;在条件许可时,宜与设计单位密切结合,参加结构方案、构造处理等研究,使设计更臻完善。

13.1.2 应根据设计图纸和施工条件,确定施工方案,编制施工组织设计;对深基础施工、高空作业、施工测量、机具选用、钢筋连接、混凝土作业、构件安装及季节施工等应进行方案优选,并充分做好准备。

13.1.3 应根据工程对象、现场条件和机具供应情况,合理选择塔式起重机、施工电梯、泵送设备等配套的垂直运输和其他施工机具。支承施工机具的结构或地基,应进行承载力、变形和稳定验算,必要时应采取加固措施。

13.1.4 高层建筑施工,宜采用平行流水、立体交叉作业。

13.2 施工测量

13.2.1 施工测量应符合现行国家标准《工程测量规范》GB50026的有关规定,并应根据建筑物的平面、体形、层数、高度、场地状况和施工要求,编制施工测量方案。

13.2.2 场地平面控制网和建筑物主轴线,应根据复核后的建筑红线桩或城市测量控制点准确定位测量,并应作好桩位保护。平面控制网桩位间距不应大于所用钢尺长度,并应组成闭合图形,其测量允许偏差应符合表 13.2.2 的规定。

13.2.3 应根据场地平面控制网向混凝土底板垫层上投测建筑物外廓轴线,经闭合校测合格后,再放出细部轴线及有关边界线。基础放线尺寸允许偏差应符合表 13.2.3 的规定。

表 13.2.2 场地平面控制网允许偏差

等级	适用范围	边长 (m)	测角允许偏差 (″)	边长相对允许偏差
一级	重要高层建筑	100~300	±15	1/15000
二级	一般高层建筑	50~200	±20	1/10000

表 13.2.3 基础放线尺寸允许偏差

长度 L、宽度 B (m)	允许偏差 (mm)
$L(B) \leq 30$	±5
$30 < L(B) \leq 60$	±10
$60 < L(B) \leq 90$	±15
$L(B) > 90$	±20

注:轴线的对角线尺寸的允许偏差应为边长偏差的**倍;外廓轴线夹角的允许偏差应为 $\pm 1'$ 。

13.2.4 首层放线验收后,应将控制轴线引测至结构外表面上,并作为各施工层主轴线竖向投测的基准。轴线的竖向投测,应以建筑物轴线控制桩为测站。竖向投测的允许偏差应符合表 13.2.4 的规定。

表 13.2.4 轴线竖向投测允许偏差

项目		允许偏差
每层		3
总高 H(m)	$H \leq 130$	5
	$30 < H \leq 60$	10
	$60 < H \leq 90$	15
	$90 < H \leq 120$	20
	$120 < H \leq 150$	25
	$H > 150$	30

13.2.5 控制轴线投测至施工层后,应组成闭合图形,且其间距不应大于所用钢尺长度。控制轴线应包括:

- 1 建筑物外廓轴线;
- 2 伸缩缝、沉降缝两侧轴线;
- 3 电梯间、楼梯间两侧轴线;
- 4 单元、施工流水段分界轴线。

施工层放线时,应先在结构平面上校核投测轴线,再测设细部轴线和墙、柱、梁、门窗洞口等边线,放线的允许偏差应符合表 13.2.5 的规定。

表 13.2.5 施工层放线允许偏差

项 目		允许偏差
外廊主轴线长度 L (m)	$L \leq 130$	± 5
	$30 < L \leq 60$	± 10
	$60 < L \leq 90$	± 15
	$L > 90$	± 20
细部轴线		± 2
承重墙、梁、柱边线		± 3
非承重墙边线		± 3
门窗洞口线		± 3

13.2.6 场地标高控制网应根据复核后的水准点或已知标高点引测，引测标高宜采用附和测法，其闭合差不应超过 $\pm 6\sqrt{n}$ mm（ n 为测站数）或 $\pm 20\sqrt{L}$ mm（ L 为测线长度，以 km 为单位）。

13.2.7 标高的竖向传递，应从首层起始标高线竖直量取，且每栋建筑应由三处分别向上传递。当三个点的标高差值小于 3mm 时，应取其平均值；否则应重新引测。标高的允许偏差应符合表 13.2.7 的规定。

表 13.2.7 标高竖向传递允许偏差

项目		允许偏差
每层		± 3
总高 H (m)	$H \leq 30$	± 5
	$30 < H \leq 60$	± 10
	$60 < H \leq 90$	± 15
	$90 < H \leq 120$	± 20
	$120 < H \leq 150$	± 25
	$H > 150$	± 30

13.2.8 建筑物围护结构封闭前，应将控制轴线引测至结构内部，作为室内装饰与设备安装放线的依据。

13.2.9 对于 20 层以上或造型复杂的 14 层以上的建筑物，应进行沉降观测，并应符合现行行业标准《建筑变形测量规程》JGJ/T8 的有关规定。

13.2.10 在场地平面控制测量中，宜使用测距精度不低于 $\pm (3\text{mm} + 2 \times 10^{-6} \times D)$ 、测角精度不低于 $\pm 5''$ 级的全站仪或测距仪（ D 为测距，以 mm 为单位）。

在场地标高测量中，宜使用精度不低于 S3 的自动安平水准仪。

在轴线竖向投测中，宜使用 $\pm 2''$ 级激光经纬仪或激光自动铅直仪。

13.3 模板工程

13.3.1 现浇混凝土结构，应根据结构类型、建筑造型和施工条件，选择适用的工具式模板及其支撑架；当需要清水混凝土时，模板应满足不抹灰的装饰效果要求。

13.3.2 模板的设计、制作和安装应符合国家现行标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204、《组合钢模板技术规范》GB50214、《钢框胶合板模板技术规程》JGJ96 和《液压滑动模板施工技术规范》GBJ113 等的有关规定。模板及其支架应进

行强度、刚度和稳定性计算，并应使板面平整、接缝严密、装拆方便、易于施工。

13.3.3 现浇梁、板、柱模板宜选用钢框胶合板、组合钢模板或不带框胶合板拼制，宜整体或分片预制安装和脱模。圆柱模宜选用玻璃钢或钢板成型。常温施工时，柱混凝土拆模强度不得低于 1.5MPa。安装梁模时，柱的强度应不小于 10.0MPa，否则应加可靠支撑。两端有支承的梁、板底模的拆模强度，在 8m 跨度以内时为设计强度的 75%，大于 8m 跨度时为设计强度。

13.3.4 现浇混凝土墙体可选用大模板、滑动模板、爬升模板等工具式模板施工。当墙体与楼板同时浇筑时，可采用隧道模。

13.3.5 大模板板面可采用整块薄钢板，也可选用钢框胶合板或加边框的钢板、胶合板拼装。挂装三角架支承上层外模荷载时，现浇外墙混凝土强度应达到 7.5MPa。电梯井筒的内模宜选用由钢框胶合板或钢板等拼成的铰接式筒形大模板。模板拆除和吊运时，严禁挤撞墙体。常温施工时墙体拆模强度不应低于 1.0MPa；承受楼板荷载时，墙体强度不应低于 4.0MPa。模板拆除后，应及时清除粘结在其表面的水泥浆，重复使用前应喷涂隔离剂，并不应污染钢筋及混凝土施工缝。

大模板的安装应符合表 13.3.5 的规定。

表 13.3.5 大模板安装

项目	允许偏差 (mm)	检测方法
位置	3	钢尺检测
标高	±5	水准仪或拉线、尺量
上口宽度	±2	钢尺检测
垂直度	3	2m 托线板检测

13.3.6 液压滑动模板及其操作平台应进行整体的承载力、刚度和稳定性设计，并应满足建筑造型要求。滑升模板施工前应按连续施工要求，统筹安排液压机具和配件等。滑升速度可控制在 2mm~3mm/h，劳动力配备、工序协调、垂直运输和水平运输能力均应与滑升速度相适应。模板应有上口小、下口大的倾斜度，其单面倾斜度宜取为模板高度的 1/1000~2/1000。混凝土出模强度应达到出模后混凝土不塌、不裂，宜为 0.15~0.25MPa。支承杆的选用应与千斤顶的构造相适应，长度宜为 4~6m，相邻支承杆的接头位置应至少错开 500mm，同一截面高度内接头不宜超过总数的 25%。宜选用额定起重量为 60kN 以上的大吨位千斤顶及与之配套的钢管支承杆。

液压滑动模板的组装应符合表 13.3.6 的规定。

表 13.3.6

液压滑动模板组装

项目		允许偏差（mm）		检测方法
模板中心线与相应结构轴线位置		3		钢尺检测
围圈位置	水平方向	3	钢尺检测	
	垂直方向	3		
提升架立柱垂直度	平面内	3	2m 托线板检测	
	平面外	2		
提升架横梁相对标高		5		水准仪或拉线、尺量
模板尺寸	上口	-1		钢尺检测
	下口	+2		
千斤顶安装位置	平面内	5		钢尺检测
	平面外	5		
圆模直径、方模边长尺寸		5		钢尺检测
相邻模板板面平整		2		钢尺检测

13.3.7 爬升模板宜采用由钢框胶合板等组合而成的大模板,其高度应为标准层层高加 100~300mm。模板及爬架背面应附有爬升装置。爬架可由型钢组成,高度应为 3.0~3.5 个标准层高度,其立柱宜采取标准节分段组合,并用法兰盘连接;其底座固定于下层墙体时,穿墙螺栓不应少于 4 个,底部应设有操作平台和防护设施。爬升装置可选用液压穿心千斤顶、电动设备、倒链等。爬升工艺可选用模板与爬架互爬、模板与模板互爬、爬架与爬架互爬及整体爬升等。各部件安装后,应对所有连接螺栓和穿墙螺栓进行紧固检查,并应试爬升和验收。爬升时,穿墙螺栓受力处的混凝土强度不应小于 10.0MPa;应稳起、稳落和平稳就位,不应被其他构件卡住;每个单元的爬升,应在一个工作班内完成,爬升完毕应及时固定。

爬升模板组装应符合表 13.3.7 的规定。穿墙螺栓的紧固扭矩为 40~50Nm 时,可采用扭力把手检测。

表 13.3.7

爬升模板组装

项 目	允许偏差	检测方法
1. 墙面留穿墙螺栓位置 穿墙螺栓孔直径	±5mm ±2mm	钢尺检测
1. 大模板	见表 13.3.5	
3. 爬升支架 标高 垂直度	±5mm 5mm 或 1%	与水平线钢尺检测 挂线坠

13.3.8 现浇楼板宜采用早拆模板体系。模板可选用飞模（台模、桌模）、密肋楼板模壳、永久性模板等。飞模支撑体系可选用立柱式、门架式、桁架式、悬架式等，面板宜选用钢框胶合板、木（竹）胶合板、钢板等。模壳材料可选用玻璃纤维增强塑料、聚丙烯塑料，采用气动拆模。永久性模板可选用压型钢板、混凝土薄板。

13.4 钢筋工程

13.4.1 梁、柱、墙、板钢筋宜采用预制安装方法。

13.4.2 粗直径钢筋宜采用机械连接。机械连接可采用直螺纹套管连接、套筒挤压连接、锥螺纹套管连接等方法。焊接时可采用电渣压力焊等方法。钢筋连接应符合现行行业标准《钢筋机械连接通用技术规程》JGJ107、《镦粗直螺纹钢筋接头》JG/T3057、《带肋钢筋套筒挤压连接技术规程》JGJ108、《钢筋锥螺纹接头技术规程》JGJ109、《钢筋焊接及验收规程》JGJ18 和《钢筋焊接接头试验方法》JGJ27 等的有关规定。

13.4.3 采用点焊钢筋网片时，应符合现行行业标准《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》JGJ/T114 的有关规定。

13.4.4 采用冷轧带肋钢筋和预应力用钢丝、钢绞线时，应符合现行行业标准《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》JGJ95 和《钢绞线、钢丝束无粘接预应力筋》JG3006 等的有关规定。

13.4.5 钢筋工程的原材料、加工、连接、安装和验收，应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204 的有关规定。

13.5 混凝土工程

13.5.1 高层建筑宜采用预拌混凝土或有自动计量装置、可靠质量控制的搅拌站供应的混凝土，预拌混凝土应符合现行国家标准《预拌混凝土》GB14902 的规定。混凝土浇灌宜采用泵送入模、连续施工，并应符合现行行业标准《混凝土泵送施工技术规程》JGJ/T10 的规定。

13.5.2 高层建筑宜根据不同工程需要，选用特定的高性能混凝土。当采用高强混凝土时，应优选水泥、粗细骨料、外掺合料和外加剂，并应作好配制、浇筑与养护。

13.5.3 混凝土工程的原材料、配合比设计、施工和验收，应符合现行国家标准《混凝土质量控制标准》GB50164、《混凝土外加剂应用技术规范》GBJ119、《粉煤灰混凝土应用技术规范》GBJ146 和《混凝土强度检验评定标准》GBJ107 等的有关规定。

13.5.4 现浇梁、柱、墙、板均应及时有效养护。根据不同的地区、季节和工程特点，

可选用浇水、综合蓄热、电热、远红外线、蒸汽等养护方法，以塑料布、保温材料或涂刷薄膜等覆盖。

13.5.5 预应力混凝土结构施工，应符合国家现行标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T14370 和《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ/T92 等的有关规定。

13.5.6 冬期浇筑的混凝土，受冻前的抗压强度不应低于设计强度标准值的 30%（硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥）或 40%（矿渣硅酸盐水泥）；高空作业时，应在其外侧采取挡风保温措施。

13.5.7 当柱混凝土设计强度高于梁、楼板的设计强度时，应对梁柱节点混凝土施工采取有效措施。

13.5.8 混凝土施工缝宜留置在结构受力较小且便于施工的位置。大体积混凝土及结构复杂的工程，应按设计要求留设施工缝。

13.5.9 后浇带应按设计要求预留，并按规定时间浇筑混凝土。浇筑混凝土前，应将后浇带表面清理干净，并对钢筋整理或施焊。后浇带宜选用早强、补偿收缩混凝土浇筑，并应表面覆盖养护。

13.5.10 现浇混凝土结构的允许偏差应符合表 13.5.10 的规定。

表 13.5.10 现浇混凝土结构允许偏差

项目			允许偏差（mm）
轴线位置			5
垂直度	每层	≤5m	8
		>5m	10
	全高		H/1000 且 ≤30
标高	每层		±10
	全高		±30
截面尺寸			+8, -5 (抹灰)
			+5, -2（不抹灰）
表面平整（2m 长度）			8 (抹灰), 4 (不抹灰)
预埋设施中心线位置		预埋件	10
		预埋螺栓	5
		预埋管	5
预留洞中心线位置			15
电梯井	井筒长、宽对定位中心线		+25, -0
	井筒全高垂直度		H/1000 且 ≤30

13.6 预制构件安装

13.6.1 预制构件不得有影响结构性能和使用的外观缺陷,应具有合格证件和合格标志。构件的制作、运输、堆放、安装和结构性能检验,应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204的有关规定。

13.6.2 高层建筑的钢构件安装,应符合国家现行标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99的有关规定。

13.7 深基础施工

13.7.1 深基础施工前,必须根据基础结构图纸、地质勘察资料和现场施工条件,通过调查和计算,制定地下水控制、深基坑支护和基础结构的施工方案。

13.7.2 深基础施工,应符合国家现行标准《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ6、《建筑桩基技术规范》JGJ94、《建筑基坑支护技术规程》JGJ120和《锚杆喷射混凝土支护技术规范》GB50086等的有关规定。

13.7.3 应采取措施防止地下水影响基坑和基础的施工。根据不同的降水深度、土质和地下水状态,可分别采用集水明排、单级井点、多级井点、喷射井点和深井泵管井等降水。当因降水而危及基坑及周边环境安全时,应采用截水、回灌等措施。

13.7.4 基坑土体加固可采用挤密、灌浆、深层搅拌等方法。

13.7.5 支护结构可根据基坑周边环境、开挖深度、水文地质、施工工艺设备和施工季节等因素选用排桩、地下连续墙、土钉墙、逆作拱墙等方法,并宜考虑支护结构的空间作用及与永久结构的结合。

13.7.6 排桩可采用H型钢、钢板桩、灌注桩、预制桩等。灌注桩可采用单排、双排、连拱式、桩墙合一等形式。当不能采用悬臂式结构时,可选用土层锚杆、锚拉梁、锚拉桩、水平内支撑、斜支撑、环梁支护及逆作法施工等作支撑系统。

13.7.7 地下连续墙施工单元槽段长度可取为4~8m,槽段长度、厚度允许偏差分别为 $\pm 50\text{mm}$ 、 $\pm 10\text{mm}$,槽段倾斜度不宜大于1/150。

13.7.8 土钉墙基坑施工中,上层土钉注浆体及喷射混凝土面层达到设计强度的70%前,不应进行下层施工。孔深、孔径和孔距的允许偏差分别为 $\pm 50\text{mm}$ 、 $\pm 5\text{mm}$ 和 $\pm 100\text{mm}$,成孔倾角偏差为 $\pm 5\%$ 。

13.7.9 逆作拱墙施工宜连续作业,水平方向分段长度不应超过12m;垂直方向应分道施工,每道高度不宜超过2.5m;上道拱墙合拢且达到设计强度的70%前,不应进

行下道施工;沿曲率方向偏差为 $\pm 40\text{mm}$ 。

13.7.10 在基坑开挖和地下室施工时,应对基坑岩土状况、支护结构变形和周围环境变化进行全过程监测和分析,并应及时反馈和采取措施。

13.7.11 基础大体积混凝土施工应合理选择混凝土配合比,宜选用水化热低的水泥、掺入适当的粉煤灰和外加剂、控制水泥用量,并应作好养护和温度测量。混凝土内部温度与表面温度的差值、混凝土外表面和环境温度差值均不应超过 25°C 。

13.8 施工安全要求

13.8.1 高层建筑施工除应符合现行行业标准《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ80、《建筑机械使用安全技术规程》JGJ33、《施工现场临时用电安全技术规范》JGJ46和《液压滑动模板施工安全技术规程》JGJ65等的有关规定外,尚应根据工程特点编制安全施工技术措施。

13.8.2 结构施工所使用的外脚手架,应慎重选型、经过设计计算和试验验收,并应制定操作规程,明确职责分工,严格控制使用荷载。承受外脚手架与外侧模板支撑架的现浇混凝土所达到的强度,应满足施工荷载的要求。采用落地式钢管脚手架时,应双排布置,井应与主体结构可靠连接。

13.8.3 施工现场应设立可靠的避雷装置。遇有六级以上强风、浓雾、雷电等恶劣气候,不应进行露天高处作业。雨天和雪天应及时清除水、冰、霜、雪,并应采取可靠的防滑措施。

13.8.4 建筑物的出入口、楼梯口、洞口、基坑和每层建筑的周边均应设置防护设施。安全网除应随施工楼层架设外,尚应在首和每隔四层各设一道。

13.8.5 采用大模板施工时,大模板的吊装、运输、装拆、存放,必须稳固可靠。模板安装就位后,应设专人负责将钢模板串联,接通地线,防止漏电伤人。平模存放时,应满足地区条件要求的自稳角;两块大模板应采用板面对板面的存放方法;如长期存放,应将模板连接为整体。

13.8.6 采用升板法施工时,应保证施工全过程的稳定性,并应符合现行国家标准《钢筋混凝土升板结构技术规范》CBJ130的有关规定。

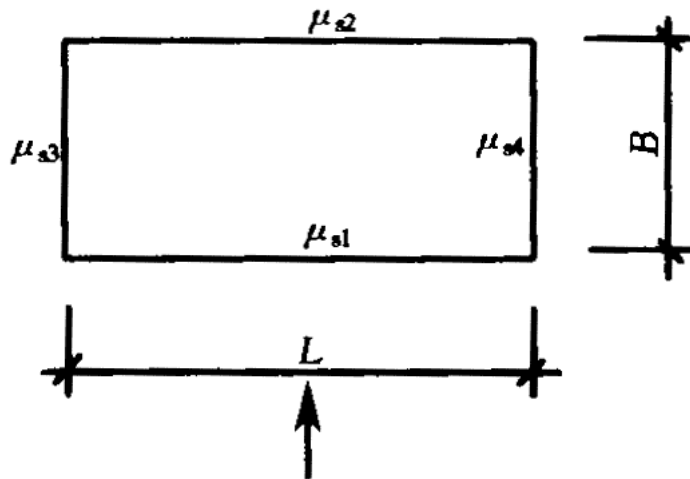
13.8.7 高层建筑施工中,应采取稳妥可靠的上、下通讯联系措施。

13.8.8 高层建筑施工中,应采取措施防止发生火灾。施工消防供水系统应设高压水泵和直径不小于 76mm 的竖管,应逐层设置消防接口,消防水泵应有专线供电。

附录 A 风荷载体型系数

A.0.1 风荷载体型系数应根据建筑物平面形状按下列规定采用:

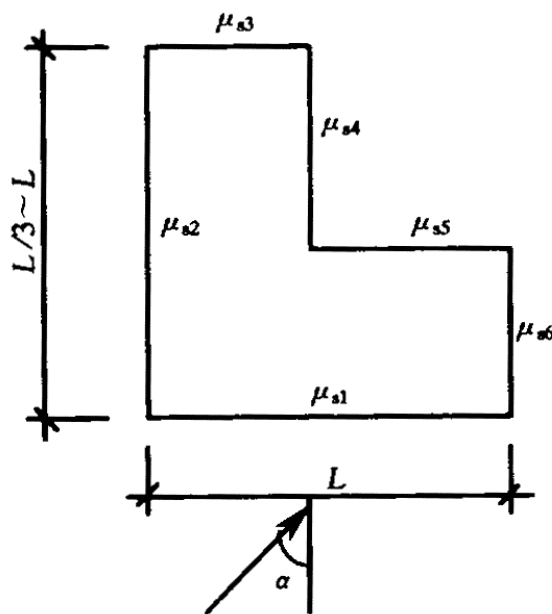
1 矩形平面



μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}
0.80	$-(0.48+0.03\frac{H}{L})$	-0.60	-0.60

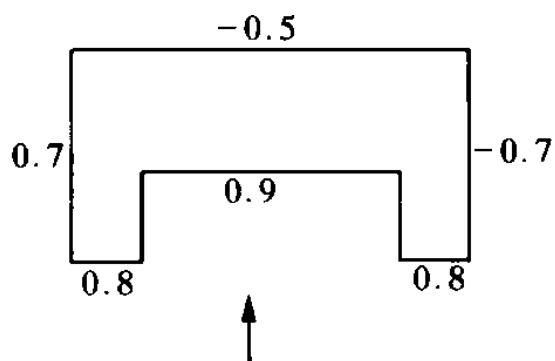
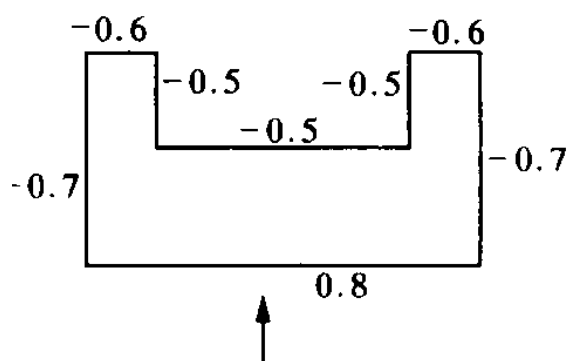
注: H 为房屋高度

2 L 形平面

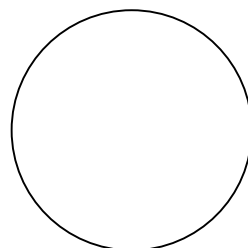
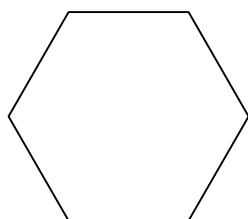


μ_s	μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}	μ_{s5}	μ_{s6}
0°	0.80	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60
45°	0.50	0.50	-0.80	-0.70	-0.70	-0.80
225°	-0.60	-0.60	0.30	0.90	0.90	0.30

3 槽形平面



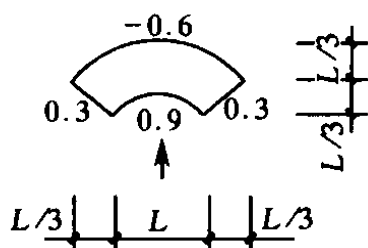
4 正多边形平面、圆形平面



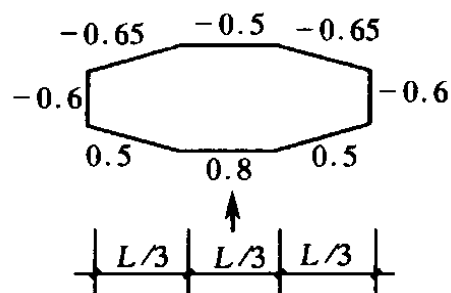
$$1) \mu_s = 0.8 + \frac{1.2}{\sqrt{n}} \quad (n \text{ 为边数});$$

2) 当圆形高层建筑表面较粗糙时, $\mu_s = 0.8$

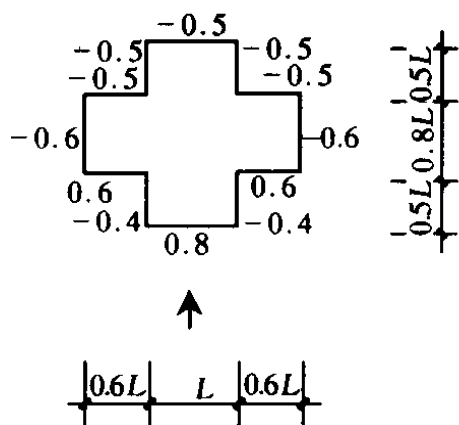
5 扇形平面



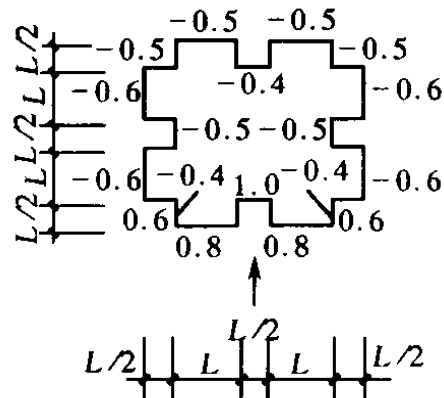
6 梭形平面



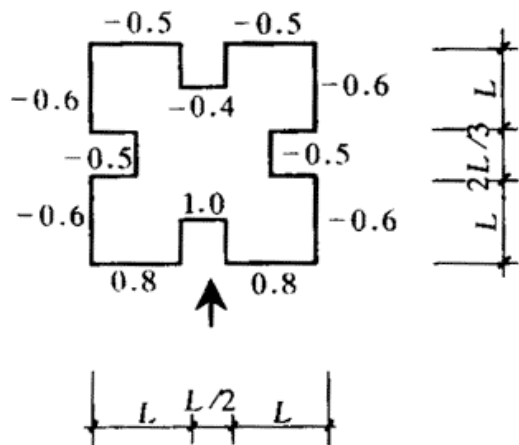
7 十字形平面



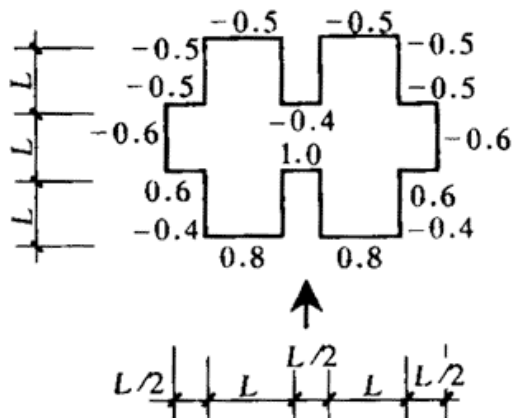
8 井字形平面



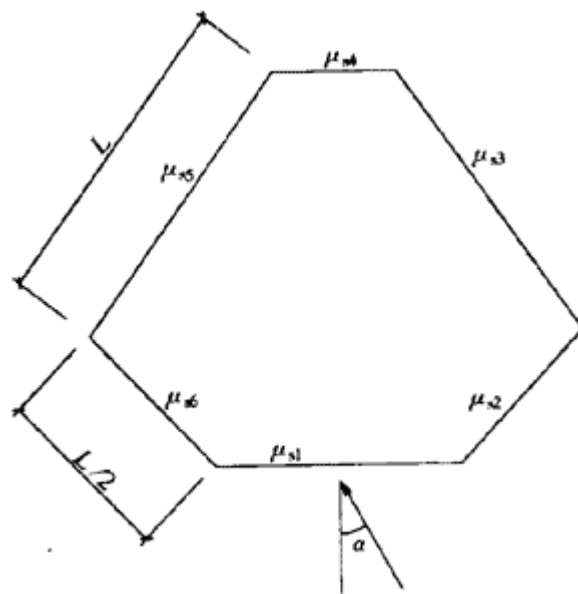
9 X形平面



10 卅形平面

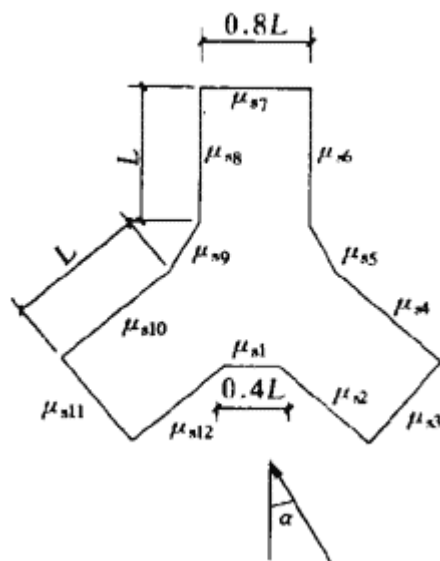


11 六角形平面



μ_s α	μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}	μ_{s5}	μ_{s6}
0°	0.80	-0.45	-0.50	-0.60	-0.50	-0.45
30°	0.70	0.40	-0.55	-0.50	-0.55	-0.55

12 Y形平面



μ_s α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
μ_{s1}	1.05	1.05	1.00	0.95	0.90	0.50	-0.15
μ_{s2}	1.00	0.95	0.90	0.85	0.50	0.40	-0.10
μ_{s3}	-1.70	-0.10	0.30	0.50	0.70	0.85	0.95
μ_{s4}	-0.50	-0.50	0.55	-0.60	-0.75	-0.40	-0.10
μ_{s5}	-0.50	-0.55	-0.60	-0.65	-0.75	-0.45	-0.15
μ_{s6}	-0.55	-0.55	-0.60	-0.70	-0.65	-0.15	-0.35
μ_{s7}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55
μ_{s8}	-0.55	-0.55	-0.55	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s9}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s10}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s11}	-0.70	-0.60	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55
μ_{s12}	1.00	-0.95	-0.90	-0.80	-0.75	0.65	0.35

附录 B 结构水平地震作用计算的底部剪力法

B.0.1 采用底部剪力法计算高层建筑结构的水平地震作用时,各楼层在计算方向可仅考虑一个自由度(图 B),并应符合下列规定:

1 结构总水平地震作用标准值应按下列公式计算:

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (\text{B.0.1-1})$$

$$G_{eq} = 0.85 G_E \quad (\text{B.0.1-2})$$

式中 F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值;

α_1 ——相应于结构基本自振周期 T_1 的水平地震影响系数,应按本规程第 3.3.7 条的规定确定。结构基本自振周期 T_1 可按本附录 B.0.2 条近似计算,并应考虑非承重墙体的影响予以折减;

G_{eq} ——计算地震作用时,结构等效总重力荷载代表值;

G_E ——计算地震作用时,结构总重力荷载代表值,应取各质点重力荷载代表值之和。

2 质点 i 的水平地震作用标准值可按下式计算:

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) \quad (\text{B.0.1-3})$$

($i=1, 2, \dots, n$)

式中 F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值;

G_i 、 G_j ——分别为集中于质点 i 、 j 的重力荷载代表值,应按本规程第 3.3.6 条的规定确定;

H_i 、 H_j ——分别为质点 i 、 j 的计算高度;

δ_n ——顶部附加地震作用系数,可按表 B.0.1 采用。

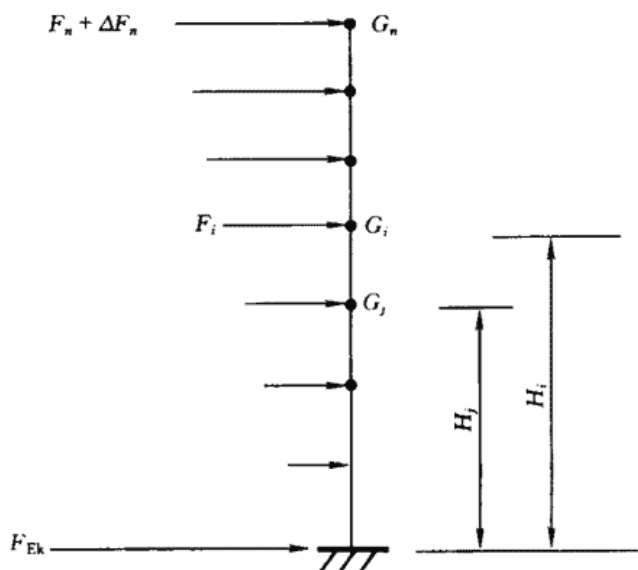


图 B 底部剪力法计算示意图

表 0.0.1 顶部附加地震作用系数 δ_n

$T_g(s)$	$T_1 > 1.4T_g$	$T_1 \leq 1.4T_g$
≤ 0.35	$0.08 T_1 + 0.07$	不考虑
$0.35 \sim 0.55$	$0.08 T_1 + 0.01$	
≥ 0.55	$0.08 T_1 - 0.02$	

注: T_g 为场地特征周期; T_1 为结构基本自振周期。

3 主体结构顶层附加水平地震作用标准值可按下式计算:

$$\Delta F_n = \delta_n F_{EK} \quad (\text{B.0.1-4})$$

式中 ΔF_n ——主体结构顶层附加水平地震作用标准值。

B.0.2 对于质量和刚度沿高度分布比较均匀的框架结构、框架-剪力墙结构和剪力墙结构,其基本自振周期可按下式计算:

$$T_1 = 1.7 \psi_T \sqrt{u_T} \quad (\text{B.0.2})$$

式中 T_1 ——结构基本自振周期 (s);

u_T ——假想的结构顶点水平位移 (m), 即假想把集中在各楼层处的重力荷载代表值 G_i 作为该楼层水平荷载, 并按本规程第 5.1 节的有关规定计算的结构顶点弹性水平位移;

ψ_T ——考虑非承重墙刚度对结构自振周期影响的折减系数, 可按本规程第 3.3.17 条确定。

注: 结构基本自振周期也可采用根据实测资料并考虑地震作用影响的经验公式确定。

B.0.3 高层建筑采用底部剪力法计算水平地震作用时,突出屋面房屋(楼梯间、电梯间、水箱间等)宜作为一个质点参加计算,计算求得的水平地震作用标准值应增大,增大系数 β_n 可按表 B.0.3 采用。增大后的地震作用仅用于突出屋面房屋自身以及与其直接连接的主体结构构件的设计。

表 0.0.3 突出屋面房屋地震作用增大系数 β_n

结构基本自振 周期 T_1 (s)	K_n/K G_n/G	0.001	0.010	0.050	0.100
0.25	0.01	2.0	1.6	1.5	1.5
	0.05	1.9	1.8	1.6	1.6
	0.10	1.9	1.8	1.6	1.5
0.50	0.01	2.6	1.9	1.7	1.7
	0.05	2.1	2.4	1.8	1.8
	0.10	2.2	2.4	2.0	1.8
0.75	0.01	3.6	2.3	2.2	2.2
	0.05	2.7	3.4	2.5	2.3
	0.10	2.2	3.3	2.5	2.3
1.00	0.01	4.8	2.9	2.7	2.7
	0.05	3.6	4.3	2.9	2.7
	0.10	2.4	4.1	3.2	3.0
1.50	0.01	6.6	3.9	3.5	3.5
	0.05	3.7	5.8	3.8	3.6
	0.10	2.4	5.6	4.2	3.7

注: 1 K_n 、 G_n 分别为突出屋面房屋的侧向刚度和重力荷载代表值; K 、 G 分别为主体结构层侧向刚度和重力荷载代表值,可取各层的平均值;

2 楼层侧向刚度可由楼层剪力除以楼层层间位移计算。

附录 C 框架梁柱节点核心区截面抗震验算

C.1 一般框架梁柱节点

C.1.1 一、二级框架梁柱节点核心区组合的剪力设计值,应按下列公式计算:

1 设防烈度为 9 度的结构以及一级抗震等级的框架结构

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{b0} - \alpha'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - \alpha'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (\text{C. 1. 1-1})$$

$$2 \text{ 其他情况} \quad V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - \alpha'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - \alpha'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (\text{C. 1. 1-2})$$

式中 V_j ——梁柱节点核心区组合的剪力设计值;

h_{b0} ——梁截面的有效高度,节点两侧梁截面高度不等时可采用平均值;

α'_s ——梁受压钢筋合力点至受压边缘的距离;

H_c ——柱的计算高度,可采用节点上、下柱反弯点之间的距离;

h_b ——梁的截面高度,节点两侧梁截面高度不等时可采用平均值;

η_{jb} ——节点剪力增大系数,一级取 1.35,二级取 1.2;

$\sum M_b$ ——节点左、右梁端反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和。一级节点左、右梁端弯矩均为负值时,绝对值较小的弯矩应取零;

$\sum M_{bua}$ ——节点左、右梁端反时针或顺时针方向按实配钢筋面积(计入受压钢筋)和材料强度标准值计算的受弯承载力所对应的弯矩设计值之和。

C.1.2 核心区截面有效计算宽度,应按下列规定采用:

1 当验算方向的梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 1/2 时,可采用该侧柱截面宽度;当小于柱截面宽度的 1/2 时,可采用下列二者的较小值:

$$b_j = b_b + 0.5h_c \quad (\text{C. 1. 2-1})$$

$$b_i = b_c \quad (\text{C. 1. 2-2})$$

式中 b_j ——节点核心区的截面有效计算宽度;

b_b ——梁截面宽度;

h_c ——验算方向的柱截面高度;

b_c ——验算方向的柱截面宽度。

2 当梁、柱的中线不重合且偏心距不大于柱宽的 1/4 时,可采用本条第 1 款和下式计算结果的较小值。

$$b_j = 0.5(b_b + b_c) + 0.25h_c - e \quad (\text{C. 1. 2-3})$$

式中 e ——梁与柱中线偏心距。

C. 1. 3 节点核心区受剪截面应符合下式要求:

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30\eta_j \beta_c f_c b_j h_j) \quad (\text{C. 1. 3})$$

式中 η_j ——正交梁的约束影响系数。楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 $1/2$ 且正交方向梁高度不小于框架梁高度的 $3/4$ 时, 可采用 1.5 , 9 度时宜采用 1.25 , 其他情况宜采用 1.0 ;

h_j ——节点核心区的截面高度, 可采用验算方向的柱截面高度 h_c ;

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数, 可采用 0.85 ;

β_c ——混凝土强度影响系数, 应按本规程第 6. 2. 6 条采用;

f_c ——混凝土轴心受压强度设计值。

C. 1. 4 节点核心区截面受剪承载力, 应按下列公式验算:

1 设防烈度为 9 度时

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.9\eta_j f_t b_j h_j + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - \alpha'_s}{s}) \quad (\text{C. 1. 4-1})$$

2 其他情况

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - \alpha'_s}{s}) \quad (\text{C. 1. 4-2})$$

式中 N ——对应于组合剪力设计值的上柱组合轴向力设计值。当 N 为轴向压力时, 不应大于柱的截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积的 50% ; 当 N 为拉力时, 应取为零;

f_w ——箍筋的抗拉强度设计值;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值;

A_{svj} ——核心区计算宽度范围内验算方向同一截面各肢箍筋的全部截面面积;

s ——箍筋间距。

C.2 梁宽大于柱宽的扁梁框架的梁柱节点

C. 2. 1 楼盖应采用现浇, 梁柱中心线宜重合。

C. 2. 2 扁梁框架的梁柱节点核心区应根据梁上部纵向钢筋在柱宽范围内、外的截面面积比例, 对柱宽以内和柱宽以外的范围分别计算受剪承载力。计算柱外节点核心

区的剪力设计值时,可不考虑节点以上柱下端的剪力作用。

C.2.3 节点核心区计算除应符合一般梁柱节点的要求外,尚应符合下列要求:

1 按本附录第 C.1.3 条计算核心区受剪截面时,核心区有效宽度可取梁宽与柱宽的平均值;

2 四边有梁的节点约束影响系数,计算柱宽范围内核心区的受剪承载力时可取 1.5,计算柱宽范围外核心区的受剪承载力时宜取 1.0;

3 计算核心区受剪承载力时,在柱宽范围内的核心区,轴力的取值可同一般梁柱节点;柱宽以外的核心区可不考虑轴向压力对受剪承载力的有利作用;

4 锚入柱内的梁上部纵向钢筋宜大于其全部钢筋截面面积的 60%。

C.3 圆往的梁柱节点

C.3.1 梁中线与柱中线重合时,圆柱框架梁柱节点核心区受剪截面应符合下式要求:

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30\eta_j \beta_c f_c A_j) \quad (\text{C.3.1})$$

式中 η_j ——正交梁的约束影响系数,可按本附录 C.1.3 条确定,其中柱截面宽度可按柱直径采用;

A_j ——节点核心区有效截面面积,当梁宽 b_b 不小于圆柱直径 D 的一半时,可取为 $0.8D^2$;当梁宽 b_b 小于柱直径的一半但不小于柱直径的 0.4 倍时,可取为 $0.8D(b_b + D/2)$ 。

C.3.2 梁中线与柱中线重合时,圆柱截面梁柱节点核心区截面受剪承载力应按下列公式验算:

1 抗震设防烈度为 9 度时

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (1.2\eta_j f_t A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - \alpha'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - \alpha'_s}{s}) \quad (\text{C.3.2-1})$$

2 其他情况

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (1.5\eta_j f_t A_j + 0.05\eta_j \frac{N}{D^2} A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{b0} - \alpha'_s}{s} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - \alpha'_s}{s}) \quad (\text{C.3.2-2})$$

式中 A_{sh} ——单根圆形箍筋的截面面积;

A_{svj} ——计算方向上同一截面的拉筋和非圆形箍筋的总截面面积;

D ——圆柱截面直径;

N ——轴向力设计值,可按本附录第 C.1.4 条的规定取用。

附录 D 墙体稳定计算

D.0.1 剪力墙墙肢应满足下式的稳定要求:

$$q \leq \frac{E_c t^3}{10 l_0^2} \quad (\text{D.0.1})$$

式中 q ——作用于墙顶组合的等效竖向均布荷载设计值;

E_c ——剪力墙混凝土弹性模量;

t ——剪力墙墙肢截面厚度;

l_0 ——剪力墙墙肢计算长度,应按本附录第 D.0.2 条确定。

D.0.2 剪力墙墙肢计算长度应按下式采用:

$$l_0 = \beta h \quad (\text{D.0.2})$$

式中 β ——墙肢计算长度系数,应按本附录第 D.0.3 条确定;

h ——墙肢所在楼层的层高。

D.0.3 墙肢计算长度系数 β 应根据墙肢的支承条件按下列公式计算:

1 单片独立墙肢(两边支承)应按下式采用;

$$\beta = 1.00 \quad (\text{D.0.3-1})$$

2 T形、工字形剪力墙的翼缘墙肢(三边支承)应按下式计算,当计算结果小于 0.25 时,取 0.25;

$$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{h}{3b_f} \right)^2} \quad (\text{D.0.3-2})$$

3 T形剪力墙的腹板墙肢(三边支承),应按本条第 2 款计算,但应将公式(D.0.3-2)中的 b_f 代以 b_w ;

4 工字形剪力墙的腹板墙肢(四边支承)应按下式计算,当计算结果小于 0.20 时,取 0.20。

$$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{h}{b_w} \right)^2} \quad (\text{D.0.3-3})$$

式中 b_f ——T形、工字形剪力墙的单侧翼缘截面高度;

b_w ——T形、工字形剪力墙的腹板截面高度。

附录 E 转换层上、下结构侧向刚度规定

E.0.1 底部大空间为 1 层时,可近似采用转换层上、下层结构等效剪切刚度比 γ 表示转换层上、下层结构刚度的变化, γ 宜接近 1,非抗震设计时 γ 不应大于 3,抗震设计时 γ 不应大于 2。 γ 可按下列公式计算:

$$\gamma = \frac{G_2 A_2}{G_1 A_1} \times \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{E.0.1-1})$$

$$A_i = A_{wi} + C_i A_{ci} \quad (i=1, 2) \quad (\text{E.0.1-2})$$

$$C_i = 2.5 \left(\frac{h_{ci}}{h_i} \right)^2 \quad (i=1, 2) \quad (\text{E.0.1-3})$$

式中 G_1 、 G_2 ——底层和转换层上层的混凝土剪变模量;

A_1 、 A_2 ——底层和转换层上层的折算抗剪截面面积,可按式 (E.0.1-2) 计算;

A_{wi} ——第 i 层全部剪力墙在计算方向的有效截面面积(不包括翼缘面积);

A_{ci} ——第 i 层全部柱的截面面积;

f_i ——第 i 层的层高;

h_{ci} ——第 i 层柱沿计算方向的截面高度。

当第 i 层各柱沿计算方向的截面高度不相等时,可分别计算各柱的折算抗剪截面面积。

E.0.2 底部大空间层数大于 1 层时,其转换层上部与下部结构的等效侧向刚度比 γ_e 。可采用图 E 所示的计算模型按公式 (E.0.2) 计算。 γ_e 宜接近 1,非抗震设计时 γ_e 不应大于 2,抗震设计时 γ_e 不应大于 1.3。

$$\gamma_e = \frac{\Delta_1 H_2}{\Delta_2 H_1} \quad (\text{E.0.2})$$

式中 γ_e ——转换层上、下结构的等效侧向刚度比;

H_1 ——转换层及其下部结构(计算模型 1)的高度;

Δ_1 ——转换层及其下部结构(计算模型 1)的顶部在单位水平力作用下的侧向位移;

H_2 ——转换层上部若干层结构(计算模型 2)的高度,其值应等于或接近计算模型 1 的高度 H_1 ,且不大于 H_1 ;

Δ_2 ——转换层上部若干层结构(计算模型 2)的顶部在单位水平力作用下的侧向位移。

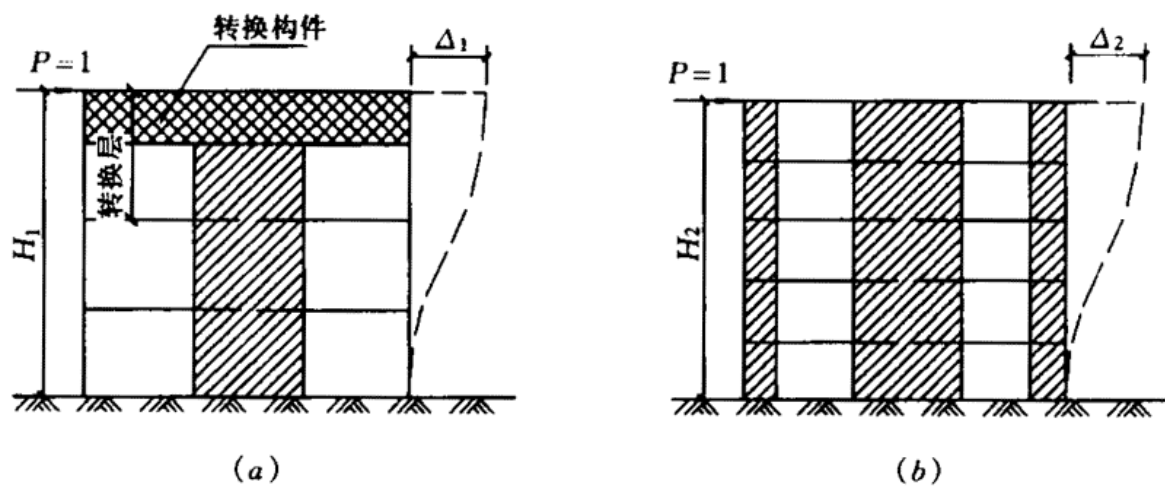


图 E 转换层上、下等效侧向刚度计算模型

(a) 计算模型 1——转换层及下部结构;

(b) 计算模型 2——转换层上部部分结构

当转换层设置在 3 层及 3 层以上时, 其楼层侧向刚度尚不应小于相邻上部楼层侧向刚度的 60%。

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对于要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时，首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规程中指明应按其他标准、规范执行的写法为：“应按……执行”或“应符合……的规定（或要求）”。