

# 深圳市住房和建设局文件

深建标〔2021〕12号

---

## 深圳市住房和建设局关于发布《高层建筑 混凝土结构技术规程》的通知

各有关单位：

现批准《高层建筑混凝土结构技术规程》为深圳市工程建设标准，编号为 SJG 98-2021，自 2021 年 7 月 1 日起实施。

特此通知。



深圳市工程建设标准

**SJG**

SJG 98—2021

---

## 高层建筑混凝土结构技术规程

Technical specification for concrete structures of tall building

2021- 04- 27 发布

2021- 07- 01 实施

---

深圳市住房和建设局 发布

## 前 言

根据深圳市住房和建设局《关于发布 2019 年深圳市工程建设标准制订修订计划项目的通知》（深建设〔2019〕40 号），规程编制组在国家行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010、广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》（BDJ15-92-2013）以及《深圳地区钢筋混凝土高层建筑结构设计试行规程》（SJG1-84）的基础上，总结了近年来深圳地区高层建筑混凝土结构的工程设计与实践经验，经过认真分析研究，增补和修订了一些内容。主要是：

1. 增加了一些新的结构类型，如一向少墙剪力墙结构、平面凹凸不规则剪力墙结构、单外筒结构、框架-边筒结构、斜撑框架-核心筒结构、斜交网格-核心筒结构等，并给出相应的设计规定。

2. 补充了带转换层高层建筑结构、大底盘多塔楼结构、连体高层建筑结构、带加强层高层建筑结构、巨型结构和悬挑结构等复杂高层建筑的设计规定。

3. 细化了结构抗震性能设计方法。增加了结构抗震性能目标 D<sup>+</sup>及相应的目标水准；在“关键构件”与“普通构件”间增加了“重要构件”；增加了不同结构类型构件和楼板的抗震性能目标。

4. 补充完善了罕遇地震作用下静力推覆法、动力时程法和等效弹性法的有关规定。提出了弹塑性分析中根据构件性能目标要求分别设置构件的承载力控制项和塑性变形控制项，并给出相应控制原则和验算方法。

5. 对下列问题提出了建议或补充规定：

- (1) 补充了楼盖结构关于平面不规则中角部重叠、细腰部分的有关规定；
- (2) 提出了楼盖面内应力的计算方法和楼盖结构的抗震性能化设计方法；
- (3) 附录 A 提供了结构层抗侧刚度新计算方法；
- (4) 提出了带斜撑构件时楼层抗剪承载力的验算方法；
- (5) 补充了设防烈度地震作用下的屈服判别验算方法；
- (6) 建议了非超限高层建筑选用一组人工地震波进行弹塑性动力分析的设计方法；
- (7) 补充了连梁内设置抗剪钢板及分段式连梁的设计规定；
- (8) 提出了抗拔桩侧阻力计算参数的折减系数、底板位于岩层时的基础设计方法和龙岗岩溶发育地区的基础设计原则。

6. 对下列问题进行了改进和调整：

- (1) 取消结构扭转周期比的规定，提出结构以扭转为第一自振周期时的设计规定；
- (2) 细化了结构扭转位移比的有关规定，提出了位移比值较大时，宜验算竖向构件截面抗扭剪承载力的要求；
- (3) 适度放松了结构风荷载作用下的水平位移限值；
- (4) 调整了剪力墙轴压比限值，补充了剪力墙边缘约束构件轴压比验算的有关规定；
- (5) 补充了框架核心筒外框梁出现缺失的规定。

本标准由深圳市住房和建设局提出并业务归口，深圳市住房和建设局批准发布。深圳市力鹏工程结构技术有限公司负责具体技术内容的解释。本标准在执行过程中如发现需要修改和补充之处，请将意见和有关资料寄送深圳市力鹏工程结构技术有限公司（地址：深圳市福田区明华大厦 3 楼，邮编：518034，联系方式：0755-83940002 许璇、武晶晶，E-mail:szkzzn@126.com），以供今后修订时参考。

本标准主编单位：深圳市力鹏工程结构技术有限公司  
深圳市建筑设计研究总院有限公司  
奥意建筑工程设计有限公司  
深圳华森建筑与工程设计顾问有限公司

本标准参编单位：悉地国际设计顾问（深圳）有限公司  
深圳大学建筑设计研究院有限公司  
深圳机械院建筑设计有限公司  
深圳市华阳国际工程设计股份有限公司  
深圳华侨城房地产有限公司  
深圳市勘察研究院有限公司  
香港华艺设计顾问（深圳）有限公司

顾 问：傅学怡 方小丹

主要起草人员：魏 琏 王 森 王启文 刘琼祥 王传甲 张良平  
刘维亚 孙仁范 丘建金 唐增洪 张 琳 张 剑  
滕 军 王兴法 黄用军 陈志强 王国安

本标准审查人员：任庆英 陈 星 包联进 许维宁 汪四新 许 丰  
张建同

本标准业务归口单位主要指导人员：薛 峰 王宝玉 闫冬梅 刘俊跃  
胡 荣 张 希

# 目录

<b>1 总则</b> .....	<b>1</b>
<b>2 术语和符号</b> .....	<b>2</b>
2.1 术语.....	2
2.2 符号.....	3
<b>3 基本规定</b> .....	<b>6</b>
3.1 结构体系的一般规定.....	6
3.2 结构布置及构件设计的一般原则.....	6
3.3 房屋适用高度和高宽比.....	6
3.4 结构平面布置.....	7
3.5 结构竖向布置.....	9
3.6 楼盖结构.....	9
3.7 水平位移限值和舒适度要求.....	11
3.8 抗震等级.....	12
3.9 墙柱轴压比.....	13
3.10 高层建筑结构施工.....	14
<b>4 风荷载和地震作用</b> .....	<b>15</b>
4.1 风荷载.....	15
4.2 地震作用.....	15
<b>5 结构抗震性能设计</b> .....	<b>18</b>
5.1 一般规定.....	18
5.2 C、D <sup>+</sup> 、D 等级结构抗震性能目标.....	19
5.3 A、B 等级结构抗震性能目标.....	21
<b>6 结构计算分析</b> .....	<b>22</b>
6.1 一般规定.....	22
6.2 计算参数与计算模型.....	22
6.3 剪力墙全截面受拉.....	23
6.4 重力二阶效应及结构稳定.....	23
6.5 弹性时程分析.....	23
6.6 设防烈度地震作用下屈服判别.....	24
6.7 罕遇地震作用下静力推覆分析.....	25
6.8 罕遇地震作用下动力弹塑性时程分析.....	25

6.9 罕遇地震作用下等效弹性分析.....	26
<b>7 复杂高层建筑设计.....</b>	<b>28</b>
7.1 带转换层高层建筑结构.....	28
7.2 大底盘多塔楼结构.....	29
7.3 连体高层建筑结构.....	30
7.4 带加强层高层建筑结构.....	31
7.5 一向少墙剪力墙结构.....	32
7.6 平面凹凸不规则剪力墙结构.....	32
7.7 框架-核心筒结构.....	33
7.8 框架-边筒结构.....	34
7.9 斜撑框架-核心筒结构.....	34
7.10 斜交网格-核心筒结构.....	34
7.11 单外筒结构.....	35
7.12 巨型结构.....	35
7.13 悬挑结构.....	36
<b>8 混合结构设计.....</b>	<b>37</b>
8.1 一般规定.....	37
8.2 结构布置.....	37
8.3 结构计算.....	38
<b>9 构件构造.....</b>	<b>39</b>
9.1 楼盖.....	39
9.2 抗剪钢板混凝土转换梁.....	39
9.3 连梁.....	39
9.4 钢筋混凝土柱.....	40
9.5 型钢混凝土柱.....	40
9.6 钢管混凝土柱.....	41
9.7 钢-混凝土组合剪力墙.....	41
<b>10 基础设计.....</b>	<b>42</b>
10.1 一般规定.....	42
10.2 桩基础.....	43
10.3 天然地基基础和复合地基基础.....	44
<b>附录 A 楼层侧刚计算方法.....</b>	<b>46</b>
<b>本规程用词说明.....</b>	<b>47</b>

引用标准名录.....	48
附：条文说明.....	49

## 1 总则

1.0.1 为使深圳市高层建筑钢筋混凝土结构（含混合结构）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 层以上的住宅建筑结构和房屋高度大于 24m 的其他民用高层建筑结构。其适用的房屋最大高度和结构类型应符合国家有关规范和本规程的有关规定。

1.0.3 按本规程进行抗震设计的建筑，其抗震设防目标应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的要求。使用功能或其他方面有专门要求的高层建筑，宜采用抗震性能设计方法进行设计。

1.0.4 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标准的规定。

## 2 术语和符号

### 2.1 术语

- 2.1.1 高层建筑 tall building, high-rise building**  
10层及10层以上的住宅建筑和房屋高度大于24m的其他高层民用建筑。
- 2.1.2 房屋高度 building height**  
自室外地面至房屋主要屋面的高度,不包括突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。
- 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**  
由无梁楼板和柱组成的板柱框架与剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构。
- 2.1.7 平面凹凸不规则剪力墙结构 shear wall structure with irregular plane**  
自中心区伸出的单肢结构平面长宽比超过1.5的剪力墙结构。
- 2.1.8 一向少墙剪力墙结构 less shear walls in one direction structure**  
由梁柱框架、扁柱楼板框架、剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构,又称为“复合框架-剪力墙结构”,当规定水平力作用下该方向底层(底部)扁柱楼板框架分配的剪力大于10%层剪力时,为一向少墙结构。
- 2.1.9 筒体结构 tube structure**  
由竖向筒体为主组成的承受竖向和水平作用的建筑结构。其筒体分剪力墙构成的薄壁筒和由密柱框架或壁式框架围成的框筒等。
- 2.1.10 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筒体结构。
- 2.1.11 框架-边筒结构 frame-sided tube structure**  
剪力墙筒体偏置于结构平面一侧的框架筒体结构。
- 2.1.12 斜撑框架-核心筒结构 frame with diagonal brace-corewall structure**  
由核心筒与外围带斜撑的框架组成的结构。
- 2.1.13 斜交网格-核心筒结构 diagrid corewall structure**  
由核心筒与周边设置的斜交网格组成的结构。
- 2.1.14 单外筒结构 single perimetrical tube structure**  
主要由结构外筒抵抗水平作用的结构。
- 2.1.15 筒中筒结构 tube in tube structure**  
由核心筒与外框筒组成的筒体结构。
- 2.1.16 巨型结构 mega structure**  
由巨柱、巨梁、巨型支撑和核心筒等组成的承受竖向和水平作用的结构。本规程适用于主结构层高为3~15个楼层高、巨柱为实腹型、巨梁为1~3个楼层高桁架的巨型结构。
- 2.1.17 混合结构 mixed structure, hybrid structure**  
由钢框架(框筒)、型钢混凝土框架(框筒)、钢管混凝土框架(框筒)与钢筋混凝土核心筒体所组成的共同承受水平和竖向作用的结构。
- 2.1.18 转换结构构件 structural transfer member**

完成上部楼层到下部楼层的结构形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。部分框支剪力墙结构的转换梁亦称为框支梁。

#### 2.1.19 转换层 transfer storey

设置转换结构构件的楼层，包括水平结构构件及其以下的竖向结构构件。

#### 2.1.20 悬挑结构 cantilever structure

由塔楼主体结构伸出的支承竖向荷载的悬臂桁架或梁结构。

#### 2.1.21 加强层 story with outriggers and/or belt members

设置连接内筒与外围结构的水平伸臂结构（梁或桁架）的楼层，必要时还可沿该楼层外围结构设置带状水平桁架或梁。

#### 2.1.22 连体结构 towers linked with connective/connection structure(s)

除裙楼以外，两个或两个以上塔楼之间带有连体的结构。

#### 2.1.23 多塔楼结构 multi-tower structure with a common podium

未通过结构缝分开的大底盘裙楼上部具有两个或两个以上塔楼的结构。

#### 2.1.24 结构抗震性能设计 performance-based seismic design of structure

以结构抗震性能目标为基准的结构抗震设计。

#### 2.1.25 结构抗震性能目标 seismic performance objectives of structure

针对不同的地震地面运动水准设定的结构抗震性能水准。

#### 2.1.26 结构抗震性能水准 seismic performance levels of structure

对结构震后损坏状况及继续使用可能性等抗震性能的界定。

## 2.2 符号

### 2.2.1 材料力学性能

C20——表示立方体强度标准值为 20N/mm<sup>2</sup> 的混凝土强度等级；

$E_c$ ——混凝土弹性模量；

$f$ ——抗剪栓钉的极限抗拉强度；

$f_{ak}$ ——剪力墙端部暗柱中型钢的强度标准值；

$f_{ck}$ ——混凝土轴心抗压强度标准值；

$f_{spk}$ ——剪力墙墙内钢板的强度标准值；

$f_{tk}$ ——混凝土轴心抗拉强度标准值；

$f_y$ ——普通钢筋抗拉强度设计值；

$f_{yhk}$ ——楼板内钢筋抗拉强度标准值。

### 2.2.2 作用和作用效应

$G_j$ ——第  $j$  层的重力荷载代表值；

$N$ ——剪力墙截面轴向压力设计值；

$N_k$ ——楼板截面轴向压力标准值；

$P_i$ ——弹塑性静力分析时  $i$  层的侧向荷载、弱连接截面外侧楼层的地震作用；

$Q_i$ ——根据振型分解反应谱法求得的  $i$  层地震作用剪力；

$Q_{ji}$ —— $j$  振型时  $i$  层的剪力；

$R_d$ ——构件承载力设计值；

$S_{Ehk}^*$ ——水平地震作用标准值的构件内力；

$S_{Evk}^*$ ——竖向地震作用标准值的构件内力；  
 $S_{GE}$ ——重力荷载代表值的效应；  
 $V_{EKi}$ ——第  $i$  层对应于水平地震作用标准值的剪力；  
 $V_{Ek}^*$ ——地震作用标准值的构件剪力；  
 $V_{GE}$ ——重力荷载代表值作用下的构件剪力；  
 $V_i$ ——地震作用下弱连接截面的剪力；  
 $V_{ie}$ ——多遇地震作用下  $i$  层的层剪力；  
 $V_{iy}$ —— $i$  层的抗剪承载力；  
 $V_{wj}$ ——剪力墙水平剪力设计值；  
 $\Delta_1$  ( $\Delta_2$ ) ——连体结构柔性连接一端（另一端）在罕遇地震作用下的最大弹塑性位移；  
 $\Delta_u$ ——楼层层间位移。

### 2.2.3 几何参数

$A$ ——剪力墙全截面面积；  
 $A_a$ ——剪力墙端部暗柱中型钢的截面面积；  
 $A_s$ ——楼板单侧钢筋、栓钉钉杆截面面积、剪力墙腹板内竖向分布钢筋和边缘构件中的竖向钢筋总面积；  
 $A_{s1}$ ——轴力作用下需要配置的截面钢筋的一半；  
 $A_{s2}$ ——弯矩作用下需要配置的楼板单侧钢筋；  
 $A_{sp}$ ——剪力墙墙内钢板的横截面面积。  
 $A_w$ ——T 形或 I 形截面剪力墙腹板的面积；  
 $b$ ——连梁截面宽度；  
 $b_f$ ——楼板截面宽度；  
 $d$ ——桩身直径；  
 $D$ ——桩基础扩底直径（扩大头）；  
 $e_i$ ——考虑偶然偏心计算地震作用时，第  $i$  层质心偏移值；  
 $h$ ——楼层高度；  
 $h_0$ ——连梁截面有效高度；  
 $L_i$ ——第  $i$  层垂直于地震作用方向的建筑物总长度；  
 $s$ ——剪力墙水平分布钢筋间距；  
 $t_f$ ——楼板截面厚度。

### 2.2.4 系数

$\xi_i$ —— $i$  层的抗剪裕度指数；  
 $\lambda$ ——水平地震剪力系数、剪跨比；  
 $\lambda_i$ —— $i$  层的剪重比调整系数；  
 $\xi$ ——楼板弱连接部位剪力调整系数；  
 $\beta_c$ ——混凝土强度影响系数；  
 $\zeta$ ——结构阻尼比；  
 $\gamma_G$ ——重力荷载分项系数；  
 $\gamma_{Eh}$ 、 $\gamma_{Ev}$ ——分别为水平地震作用和竖向地震作用的分项系数；  
 $\gamma_{RE}$ ——构件承载力抗震调整系数。

### 2.2.5 其他

$n$ ——结构计算总层数；振型数。

### 3 基本规定

#### 3.1 结构体系的一般规定

3.1.1 高层建筑结构可采用框架结构、板柱-剪力墙结构、框架-剪力墙结构、剪力墙结构（含平面凹凸不规则剪力墙结构、一向少墙剪力墙结构、全落地剪力墙结构、部分框支剪力墙结构）、斜交网格-核心筒结构、单外筒结构、筒体结构（含框架-核心筒结构、框架-边筒结构、斜撑框架-核心筒结构、筒中筒结构）、巨型结构等结构体系。

3.1.2 结构体系应符合下列要求：

- 1 应具有明确的计算简图和合理的竖向荷载、风荷载和地震作用传力途径；
- 2 应具有必要的承载力、刚度、稳定性、良好的变形和耗能能力以及合理的屈服机制；
- 3 应避免因部分结构或构件的破坏而导致整个结构体系丧失承受重力荷载的能力；
- 4 对可能出现的薄弱部位，应采取有效措施予以加强。

3.1.3 结构的竖向和水平布置应具有合理的刚度和承载力分布，避免因刚度和承载力突变而形成薄弱部位或薄弱层。

3.1.4 剪力墙结构应具有适宜的侧向刚度，其平面布置宜简单规则，宜沿两个主轴方向或其他方向双向布置，两个方向的侧向刚度不宜相差超过 30%。抗震设计时不宜采用仅单向有墙的结构布置。

3.1.5 布置有剪力墙的结构体系划分应按照本规程 7.5.3 条规定根据剪力墙承担的层倾覆力矩比和层剪力比区分为剪力墙结构、框架-剪力墙结构或其他结构。

#### 3.2 结构布置及构件设计的一般原则

3.2.1 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。

3.2.2 防震缝宜沿房屋全高设置；地下室、基础可不设防震缝，防震缝的宽度应满足设防烈度地震作用下结构变形的要求。

3.2.3 高层建筑的竖向体型宜规则、均匀，避免有过大的外挑和收进。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。对设置有伸臂桁架、环带桁架或其他水平桁架的高层建筑，可不受该楼层与相邻楼层的侧向刚度比规定的限制。

3.2.4 当围护结构采用预制混凝土并与主体结构整体连接或为全现浇混凝土时，应考虑其对结构的影响。

3.2.5 结构竖向抗侧力构件宜上下连续贯通。结构顶部楼层取消部分墙、柱形成刚度突变时，宜补充分析计算，考虑顶端鞭梢效应的不利影响。对刚度突变楼层及相邻楼层构件应采取有效加强措施。

#### 3.3 房屋适用高度和高宽比

3.3.1 钢筋混凝土高层建筑结构的最大适用高度应区分为 A 级和 B 级。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 3.3.1-1 的规定，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 3.3.1-2 的规定。平面和竖向均不规则的高层建筑结构，其最大适用高度宜适当降低。

表 3.3.1-1 A 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度 (m)

结构类型	7 度设防烈度
框架	50
板柱-剪力墙	70
框架-剪力墙	120

剪力墙	平面凹凸不规则剪力墙	110
	一向少墙剪力墙	120
	全部落地剪力墙	120
	部分框支剪力墙	100
斜交网格-核心筒		150
单外筒		140
筒体	框架-边筒	110
	斜撑框架-核心筒	130
	框架-核心筒	130
	筒中筒	150
巨型结构		180

**表 3.3.1-2 B 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度 (m)**

结构类型		7 度设防烈度
框架-剪力墙		140
剪力墙	平面凹凸不规则剪力墙	130
	一向少墙剪力墙	140
	全部落地剪力墙	150
	部分框支剪力墙	120
斜交网格-核心筒		230
单外筒		180
筒体	框架-边筒	140
	斜撑-框架核心筒	180
	框架-核心筒	180
	筒中筒	230
巨型结构		280

**3.3.2** 钢筋混凝土高层建筑结构的高宽比不宜超过表 3.3.2 的规定。

**表 3.3.2 钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比**

结构体系	7 度设防烈度
框架	4
板柱-剪力墙	5
框架剪力墙、剪力墙、一向少墙剪力墙、平面凹凸不规则剪力墙	6
斜交网格-核心筒、单外筒	7
框架-核心筒、框架-边筒、斜撑框架-筒体	7
筒中筒	8
巨型结构	8

### 3.4 结构平面布置

**3.4.1** 高层建筑宜选用风作用效应较小的平面和立面形状。

**3.4.2** 抗震设计的混凝土高层建筑，其平面布置宜符合下列规定：

- 1 平面宜简单、规则、对称，减少偏心；
- 2 平面长度不宜过长（图 3.4.2-1）， $L/B$  宜符合表 3.4.2 的要求；

**表 3.4.2 平面尺寸及突出部位尺寸的比值限值**

设防烈度	$L/B$	$l/B_{max}$	$l/b$
6、7 度	$\leq 6.0$	$\leq 0.35$	$\leq 2.0$

3 平面突出部分的长度  $l$  不宜过大、宽度  $b$  不宜过小（图 3.4.2-1）， $l/B_{max}$ 、 $l/b$  应符合表 3.4.2 的要求；

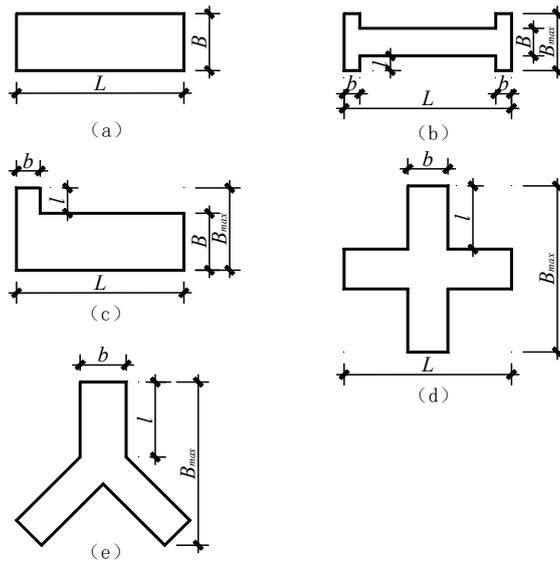


图 3.4.2-1 建筑平面示意

4 建筑平面角部重叠部分、细腰部分的宽度不宜过小，图 3.4.2-2 中平面布置图中的尺寸宜满足  $b/B_{min} \geq 1/3$ 、 $b/B \geq 0.5$ ， $b_1 \geq 5$  米。

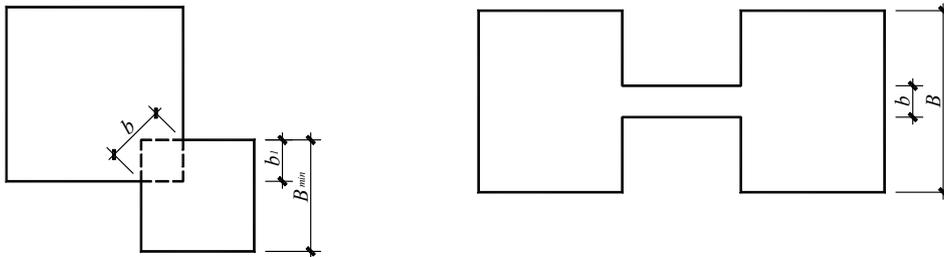


图 3.4.2-2 重叠平面及细腰平面示意

**3.4.3** 结构平面布置应尽量减少扭转影响，结构第一自振周期宜为平动周期。当结构第一自振周期为扭转周期时，应考虑楼层及竖向构件抵抗扭矩的作用，并复核竖向构件的抗剪扭承载力满足《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关要求。

**3.4.4** 在考虑偶然偏心影响的多遇地震规定水平地震力作用下，楼层竖向构件的最大扭转位移比宜满足国家现行《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 规定的限值要求。楼层竖向构件的计算平均层间位移很小时扭转位移比限值可适当放松，扭转位移比限值按表 3.4.4 取值。

表 3.4.4 扭转位移比限值

类别	楼层平均层间位移角/层间位移角限值			
	$\leq 0.4$	0.5	0.6	0.70
1、B 级及超 B 级高度的高层建筑、混合结构高层建筑及高规所指的复杂高层建筑	1.65	1.55	1.45	1.40
2、A 级高度高层建筑	1.70	1.60	1.55	1.50

注：1 楼层竖向构件的扭转位移比指该构件的水平位移和层间位移与该楼层竖向构件相应平均值之比；

2 扭转位移比较大的楼层，应复核楼层竖向构件的抗剪扭承载力，并分析楼板在地震作用下的应力状况，采取相应的加强措施；

3 平均层间位移角取楼层各抗侧力构件最大层间位移角与最小层间位移角的平均值，一般指结构平面质心处的层间位移角；

4 表中层间位移角限值按本规程 3.7.2 条的规定执行。

**3.4.5** 当楼板平面比较狭长、有较大的凹入或开洞时，应在设计中考虑其对结构产生的不利影响。有效楼板宽度不宜小于该楼层面宽度的 50%；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。

**3.4.6** 卅字形、井字形等外伸长度较大的建筑，当中央部分楼板有较大削弱时，应加强楼板以及连接部位墙体的构造措施，必要时可在外伸段凹槽处设置连接梁或连接板。

**3.4.7** 楼板开大洞削弱后，宜采取下列措施：

- 1 加厚洞口附近楼板，提高楼板的配筋率，采用间距不大于 100mm 的双层双向配筋；
- 2 洞口边缘设置边梁或暗梁。

### 3.5 结构竖向布置

**3.5.1** 结构楼层抗侧刚度应符合现行国家规范的要求。当局部楼层层高超过相邻楼层层高 3 倍时，宜按本规程附录 A 的方法计算楼层的抗侧刚度。

**3.5.2** 当楼层侧向刚度低于下部相邻层侧向刚度的 2 倍时，宜适当增大该层抗侧刚度，并复核刚度突变层及相邻层相关构件的承载力。

**3.5.3** 当楼层间无斜撑时，A 级高度高层建筑的楼层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%。当不满足要求时，其对应于地震作用标准值的剪力应乘以 1.25 的增大系数。

注：当层抗侧刚度同时不满足要求时，仅考虑本条增大系数。

**3.5.4** 当上一层受剪承载力小于下一层受剪承载力的 2 倍时，上一层的地震作用标准值的剪力应乘以不小于 1.25 的增大系数。

**3.5.5** 层抗剪承载力应是层所有柱、剪力墙和斜撑抗剪承载力在变形协调条件下的承载力组合。计算层抗剪承载力时，柱的抗剪承载力应考虑与剪力墙、斜撑屈服时位移协调的影响。

**3.5.6** 当结构楼层中有斜撑等抗侧力构件时，应按下式计算各层的抗剪裕度指数判断结构的抗剪薄弱层，

$$\xi_i = V_{iy} / V_{ic} \quad (3.5.6)$$

式中： $V_{iy}$ ——i 层的抗剪承载力；

$V_{ic}$ ——多遇地震作用下 i 层按弹性方法计算的层剪力；

$\xi_i$ ——i 层的抗剪裕度指数。

抗剪裕度指数最小的楼层为结构的抗剪薄弱层，薄弱层的地震作用的剪力标准值应乘以 1.25 的增大系数。

**3.5.7** 当采用抗震性能化设计结构满足设定的抗震性能目标要求时，3.5.2、3.5.3、3.5.4 的限值可适当放松。

### 3.6 楼盖结构

**3.6.1** 当结构平面刚度不均匀、质量不均匀、凹凸不规则或楼板不连续时，应验算楼板薄弱部位在地震作用下的承载力（图 3.6.1）。

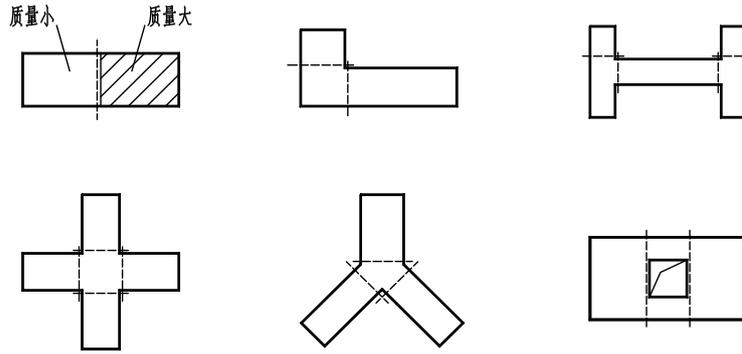


图 3.6.1 楼板薄弱部位验算位置

**3.6.2** 计算楼板弱连接部位截面的内力时，宜考虑局部风荷载不利分布的影响。地震作用时截面剪力宜按下式计算：

$$V_i = \lambda_i \xi P_i \quad (3.6.2)$$

式中： $\lambda_i$ ——楼层的剪重比调整系数；

$P_i$ ——弱连接截面外侧楼层的地震作用；

$\xi$ ——调整系数，取 2.0。

**3.6.3** 多遇地震、风荷载作用下的楼板中面的面内最大主拉应力不宜超过混凝土抗拉强度标准值。

**3.6.4** 应根据性能目标要求对楼板配筋进行验算，楼板单侧钢筋应满足以下要求：

$$A_s \geq A_{s1} + A_{s2} \quad (3.6.4)$$

式中： $A_s$ ——楼板单侧钢筋；

$A_{s1}$ ——轴力作用下需要配置的截面钢筋的一半；

$A_{s2}$ ——弯矩作用下需要配置的楼板单侧钢筋。

荷载组合方法及材料强度等应根据设定的性能目标按规范要求取值。

**3.6.5** 对钢筋混凝土楼板进行抗剪不屈服验算，楼板全截面剪力标准值应满足以下要求：

1 楼板截面受压时：

$$V_k \leq 0.4f_{tk}b_f t_f + 0.1N_k + 0.8f_{yhk} \frac{A_{sh}}{s} b_f \quad (3.6.5-1)$$

式中： $N_k$ ——楼板截面轴向压力标准值， $N_k$  大于  $0.2f_{ck}b_f t_f$ ，应取  $0.2f_{ck}b_f t_f$ ；

$s$ ——水平分布钢筋间距；

$b_f$ ——楼板截面宽度；

$t_f$ ——楼板截面厚度；

$f_{yhk}$ ——楼板内钢筋抗拉强度标准值。

2 楼板全截面受拉时：

$$V_k \leq 0.4f_{tk}b_f t_f - 0.1N_k + 0.8f_{yhk} \frac{A_{sh}}{s} b_f \quad (3.6.5-2)$$

式中， $N_k$  大于  $4f_{tk}b_f t_f$ ，应取  $4f_{tk}b_f t_f$ 。

**3.6.6** 对组合楼盖进行抗剪不屈服验算时，支承楼板的钢梁与楼板间的抗剪栓钉，其剪力

标准值应满足下式:

$$V_k \leq \min(0.43A_s\sqrt{E_c f_{ck}}, 0.7A_s f) \quad (3.6.6)$$

式中,  $A_s$ ——栓钉钉杆截面面积;

$E_c$ ——混凝土弹性模量;

$f_{ck}$ ——混凝土抗压强度标准值;

$f$ ——抗剪栓钉的极限抗拉强度。

**3.6.7** 当楼板全截面承受拉剪时, 不宜采用压型钢板组合楼盖。

**3.6.8** 超长地下室结构不设温度变形缝时, 应采取以下措施:

- 1 每 30~40m 间距设置贯通地下室顶板、底板及墙体的施工后浇带;
- 2 宜在低温下进行后浇带的施工合拢, 合拢时间不少于 60 天;
- 3 地下室底板设置结构沟时, 结构沟间距取 150~200m; 地下室侧墙宜设置诱导缝。

### 3.7 水平位移限值和舒适度要求

**3.7.1** 在 50 年重现期风荷载作用下, 按弹性方法计算的楼层层间最大水平位移与层高之比  $\Delta u/h$  不宜大于 1/500, 其中楼层层间最大位移  $\Delta u$  以楼层竖向构件最大的水平位移差计算。

- 注: 1 当采用粘滞阻尼器等减振措施满足结构风振舒适度要求时, 位移限值可放松 15%;
- 2 当计算位移计入地下室相应构件变形的影响时, 位移限值可放松 10%;
- 3 混合结构按弹性方法计算的楼层层间最大水平位移与层高之比  $\Delta u/h$  不宜大于 1/450。

**3.7.2** 在多遇地震标准值作用下, 按弹性方法计算的楼层层间最大水平位移与层高之比  $\Delta u/h$  应符合下列规定:

- 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  $\Delta u/h$  不宜大于表 3.7.2 的限值。

**表 3.7.2 楼层层间最大位移与层高之比的限值**

结构体系	$\Delta u/h$ 限值
框架	1/500
板柱-剪力墙、框架剪力墙、斜交网格-核心筒、单外筒框架-核心筒、框架-边筒、斜撑框架-筒体	1/650
剪力墙、一向少墙剪力墙、平面凹凸不规则剪力墙、筒中筒	1/800
除框架结构外的转换层	1/800

- 2 高度不小于 250 米的高层建筑, 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 150m~250m 之间的高层建筑, 其楼层层间最大位移与层高之比  $\Delta u/h$  的限值可按本条第 1 款和第 2 款的限值线性插值取用。

注: 楼层层间最大层间位移  $\Delta u$  以楼层竖向构件的最大水平位移差计算, 不扣除整体弯曲变形, 计算层间位移时不考虑偶然偏心的影响。

**3.7.3** 当竖向荷载对楼层的水平位移有较大影响时, 计算楼层层间位移时应考虑其影响。

**3.7.4** 高层钢筋混凝土房屋高度不小于 150m 时, 应验算楼层风振舒适度。10 年一遇风荷载作用下, 住宅和公寓的楼层风振加速度峰值不应大于  $0.15 \text{ m/s}^2$ , 办公和旅馆的楼层风振加速度峰值不应大于  $0.25 \text{ m/s}^2$ 。钢筋混凝土结构阻尼比一般可取值 0.02, 钢-混凝土混合结构阻尼比宜适当折减。对平面凹凸不规则高层建筑高度大于 130 米时, 宜验算平面单肢端结构的风振舒适度。

**3.7.5** 计算结构风振加速度时连体高层结构宜通过风洞试验提供风荷载取值, 并给出多风向多点风时程曲线。计算时应给出平面最不利位置的风振加速度。

**3.7.6** 楼盖结构应具有适宜的舒适度。楼盖结构的竖向自振频率不宜小于 3.0 Hz，竖向振动加速度峰值不应超过表 3.7.6 的限值。要充分考虑可能的竖向振动荷载源（如人群荷载、车辆入库跨越减速带冲击荷载等），荷载取值可按经验公式确定，钢筋混凝土结构阻尼比取值 0.02。楼盖的竖向加速度可按经验公式计算、试验及数值模拟等方法确定。

表 3.7.6 楼盖竖向加速度限值

人员活动环境	峰值加速度限值 (m/s <sup>2</sup> )	
	竖向自振频率不大于 2Hz	竖向自振频率不小于 4Hz
住宅、办公	0.07	0.05
商场、室内连廊	0.22	0.15

注：楼盖结构竖向自振频率为 2Hz~4Hz 时，峰值加速度限值按插值选取。

**3.7.7** 楼盖结构舒适度可参考国际现有的计算方法及舒适度标准，如 AISC11、CCIP-016、SCI P354 等方法，也可采用烦恼率等概念和标准进行验算，验算结果如论证充分可替代相应的规范规定。

### 3.8 抗震等级

**3.8.1** 水平抗震设计时，高层建筑钢筋混凝土结构构件应根据抗震设防分类、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。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。

**3.8.2** 抗震设计时，A 级高度丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级应按表 3.8.2 确定。对于甲、乙类建筑，需要按设防烈度 8 度采取抗震构造措施时，可参照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 的有关规定执行。

表 3.8.2 A 级高度的高层建筑结构抗震等级

结构类型		7 度设防烈度	
框架结构		二	
板柱-剪力墙结构	高度 (m)	≤35	>35
	框架、板柱及柱上板带	二	二
	剪力墙	二	一
框架-剪力墙结构	高度 (m)	≤60	>60
	框架	三	二
	剪力墙	二	
剪力墙结构	高度 (m)	≤80	>80
	剪力墙	三	二
一向少墙剪力墙结构	剪力墙	三	二
	框架	二	二
平面凹凸不规则剪力墙结构	剪力墙	三	二
	非底部加强部位的剪力墙	三	二
	底部加强部位的剪力墙	二	一
部分框支剪力墙	框支框架	二	一
	斜交网格-核心筒结构	二	
单外筒	斜交网格	二	
	核心筒	二	
框架-边筒结构	外筒	二	
	框架	二	
斜撑框架-核心筒结构	边筒	二	
	框架	二	
	核心筒	二	
筒体结构	斜撑	二	
	框架一	框架	二

	核心筒	核心筒	二
	筒中筒	内筒	二
		外筒	
巨型结构	框架		二
	核心筒		二
	加强层		二
	斜撑		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，其转换框架的抗震等级应按表中部分框支剪力墙结构的规定采用；

3 当框架-核心筒结构的高度不超过 60m 时，其抗震等级应允许按框架-剪力墙结构采用。

**3.8.3** 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 3.8.3 确定。对于甲、乙类建筑，需要按设防烈度 8 度采取抗震构造措施时，可参照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 的有关规定执行。

表 3.8.3 B 级高度的高层建筑结构抗震等级

结构类型		7 度设防烈度
框架-剪力墙结构	框架	一
	剪力墙	一
剪力墙结构	剪力墙	一
一向少墙剪力墙结构	框架	一
	剪力墙	一
平面凹凸不规则剪力墙结构	剪力墙	一
部分框支剪力墙结构	非底部加强部位的剪力墙	一
	底部加强部位的剪力墙	一
	框支框架	特一
斜交网格-核心筒结构	斜交网格	一
	核心筒	一
单外筒	外筒	一
框架-边筒结构	框架	一
	边筒	一
斜撑框架-核心筒结构	框架	一
	核心筒	一
	斜撑	一
框架-核心筒结构	框架	一
	筒体	一
筒中筒	外筒	一
	内筒	一
巨型结构	框架	一
	筒体	一
	加强层	一
	斜撑	一

### 3.9 墙柱轴压比

**3.9.1** 重力荷载代表值作用下，剪力墙墙肢轴压比不宜超过表 3.9.1 的规定。

表 3.9.1 剪力墙轴压比限值

抗震等级	一级	二、三级
轴压比限值	0.6	0.65

注：一字形剪力墙轴压比按表 3.9.1 规定执行时，其边缘构件配筋构造措施宜按抗震等级提高一级采用。

**3.9.2** 剪力墙尚应验算其边缘约束构件的轴压比，轴压比取考虑地震作用组合的轴力设计

值与约束边缘构件的截面面积和混凝土抗压强度设计值之比。轴压比限值宜取与剪力墙抗震等级相同的框架柱轴压比限值。

**3.9.3** 框架柱轴压比限值应符合现行国家标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 中 6.4.2 条的规定。宜验算罕遇地震下柱的轴向承载力，当有较大富裕时，可适当提高轴压比限值。

### **3.10 高层建筑结构施工**

**3.10.1** 高层建筑结构施工应进行施工模拟计算。计算应结合施工方案、顺序、杆件连接等因素进行，高空施工时尚应考虑温度及风作用等的影响。

**3.10.2** 对于竖向荷载作用下有较大水平位移的高层建筑，宜根据设计要求在施工时采取措施适当调整。

**3.10.3** 高层建筑宜在相对低温下进行施工后浇带的合拢，浇筑混凝土时宜相对低温入模。

## 4 风荷载和地震作用

### 4.1 风荷载

4.1.1 建筑周边地形和环境变化较大时,计算风荷载可根据不同方向的场地环境选用相应的地面粗糙度类别。

4.1.2 荷载规范中未规定的复杂平立面高层建筑,风荷载体型系数取值应通过风洞试验确定。

4.1.3 进行风洞试验的高层建筑,风荷载设计取值宜在荷载规范值的基础上,结合风洞试验结果确定,但风荷载取值不宜低于荷载规范值的80%。

### 4.2 地震作用

4.2.1 各抗震设防类别高层建筑的地震作用,应符合下列规定:

- 1 甲类建筑:应按批准的地震安全性评价结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定;
- 2 乙、丙类建筑:应按本地区抗震设防烈度计算。

4.2.2 高层建筑结构的地震作用计算应符合下列规定:

- 1 一般情况下,应至少在两个主轴方向分别计算水平地震作用;有斜交抗侧力构件的结构,当相交角度大于 $15^{\circ}$ 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 高层建筑中的大跨度、长悬臂结构、转换结构抗震设计时应计入竖向地震作用。

4.2.3 计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响。结构平面为矩形时,每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按下式采用:

$$e_i = \pm 0.05L_i \quad (4.2.3)$$

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)。

4.2.4 高层建筑结构应根据不同的情况,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 7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) 房屋高度大于100米的高层建筑;
- 3) 不满足本规程3.5.2~3.5.4条规定的高层建筑结构;
- 4) 复杂高层建筑结构;
- 5) 顶部取消较多墙、柱而形成空旷空间的结构。

4.2.5 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: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。

4.2.6 建筑结构的地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。阻尼比为0.05时的水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 应按表4.2.6-1采用;特征周期应根据场地类别和设计地震分组表4.2.6-2采用,计算罕遇地震作用时,特征周期应增加0.05s。

表 4.2.6-1 水平地震影响系数最大值 $\alpha_{max}$

地震影响	7 度
多遇地震	0.08
设防地震	0.23
罕遇地震	0.50

表 4.2.6-2 特征周期值 $T_g$  (s)

场地类别	I <sub>0</sub>	I <sub>1</sub>	II	III	IV
设计地震分组					
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

4.2.7 高层建筑结构地震影响系数曲线（图 4.2.7）的形状参数和阻尼调整应符合下列规定：

1 除有专门规定外，钢筋混凝土高层建筑结构的阻尼比应取 0.05，此时阻尼调整系数 $\eta_2$ 应取 1.0。形状参数应符合下列规定：

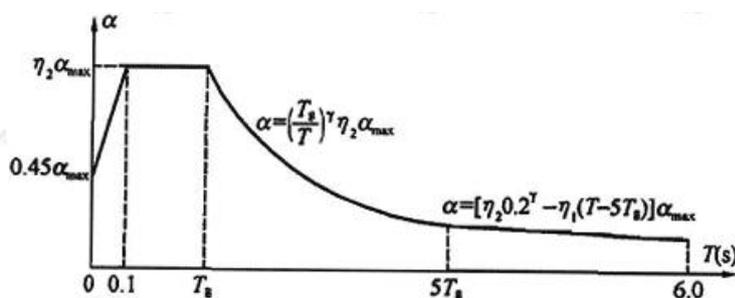


图 4.2.7 地震影响系数曲线

$\alpha$ —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； $\gamma$ —衰减指数； $\eta_1$ —直线下降段下降斜率调整系数；  
 $\eta_2$ —阻尼调整系数；

- 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 $\gamma$ 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 $\eta_1$ 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 1 款相同，但其形状参数和阻尼调整系数 $\eta_2$ 应符合下列规定：

1) 曲线下降的衰减指数应按下式确定：

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \quad (4.2.7-1)$$

式中： $\gamma$ ——曲线下降段的衰减指数；

$\zeta$ ——阻尼比。

2) 直线下降段的下降斜率调整系数应按下式确定：

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{0.05 - \zeta}{4 + 32\zeta} \quad (4.2.7-2)$$

式中： $\eta_1$ ——直线下降段的斜率调整系数，小于 0 时，应取 0。

3) 阻尼调整系数应按下式确定：

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \quad (4.2.7-3)$$

式中： $\eta_2$ ——阻尼调整系数，当 $\eta_2$ 小于 0.55 时，应取 0.55。

3 周期大于 6.0s 的地震影响系数可取 6.0s 时的地震影响系数。当有充分依据时，周期大于 6.0s 的地震影响系数 $\alpha_{\max}$ 可按规范反应谱曲线下降，降低幅值不宜超过 6.0s 时地震影响系数的 10%。

**4.2.8** 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：

$$V_{EKi} \geq \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (4.2.8)$$

式中： $V_{EKi}$ ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的剪力；

$\lambda$ ——水平地震剪力系数，不小于表 4.2.8 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 4.2.8 楼层最小地震剪力系数值

类别	场地类别	7 度设防烈度
扭转效应明显或基本周期小于 3.5s 的结构	II	0.016
	III	0.017
	IV	0.018
基本周期大于 5.0s 的结构	II	0.012
	III	0.013
	IV	0.014

注：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。

**4.2.9** 当计算得到水平地震作用下各楼层对应于地震作用标准值的剪力不满足第 4.2.8 条的要求时，宜将该楼层及相邻楼层的层地震作用放大，使之满足第 4.2.8 条的要求。可不采取增大结构刚度方法来满足要求。

**4.2.10** 采用时程分析法进行弹性分析和弹塑性分析时，地震波的数量及相应要求按抗震规范有关规定。对于非超限高层建筑，可选用一组人工波，选用时应符合下列要求：

1 选用人工波的拟合反应谱与规范反应谱在结构基本周期的谱值差在 5%以内；

2 地震波的持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的 5 倍和 10s，地震波的时间间距可取 0.01s 或 0.02s；

3 输入地震加速度的有效峰值可按表 4.2.10 采用；

表 4.2.10 时程分析输入地震加速度的有效峰值（单位：cm/m<sup>2</sup>）

设防烈度	7 度	8 度
多遇地震	35	70
设防地震	100	200
罕遇地震	220	400

4 采用该组人工波进行弹性时程分析得到的结构基底剪力应与规范反应谱得到的结构基底剪力基本一致；

5 选取一组人工模拟波分析时地震波峰值宜乘以系数 1.1。

## 5 结构抗震性能设计

### 5.1 一般规定

5.1.1 结构抗震设计必须遵循强柱弱梁、构件破坏先于节点破坏的设计原则；对钢筋混凝土结构尚应满足弯曲破坏先于剪切破坏的设计原则。

5.1.2 框架类结构应避免出现层剪切破坏。

5.1.3 应根据结构方案的特殊性选用适宜的结构抗震性能目标，并采取满足预期抗震性能目标的措施。

结构抗震性能目标应综合考虑抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构的特殊性、建造费用、震后损失和修复难易程度等各项因素选定。结构抗震性能目标分为 A, B, C, D<sup>+</sup>, D 五个等级，结构抗震性能分为 1, 2, 3, 4, 5 五个水准（表 5.1.3），各性能目标均与一组在指定地震地面运动下的结构抗震性能水准相对应。

表 5.1.3 结构抗震性能目标

地震水准	性能目标	A	B	C	D <sup>+</sup>	D
	性能水准					
	多遇地震	1	1	1	1	1
	设防烈度地震	1	2	3	3	4
	罕遇地震	2	3	4	5	5

注：1D<sup>+</sup>级性能目标相当于抗规第 1.0.1 条制定的结构基本抗震设防目标：当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时，主体结构不受损坏或不需修理可继续使用；当遭受相当于本地区抗震设防烈度的设防地震影响时，可能发生损坏，但经一般性修理仍可继续使用；当遭受高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响时，不致倒塌或发生危及生命的严重破坏；

2 多遇地震下的性能水准为 1 的结构，应满足弹性设计要求，其承载力和变形应符合有关规程的规定；设防烈度地震下性能水准为 1、2 及罕遇地震下性能水准为 2 的结构，可按弹性方法计算，其验算公式不含有抗震等级有关的增大系数及其他的内力增大系数；设防烈度和罕遇地震性能目标为 3 的结构，可按弹性方法计算，连梁等耗能构件刚度采用 0.5 的折减系数；性能目标为 4、5 的结构应采用弹塑性方法计算，验算时应分别控制相关构件的抗震承载力或弹塑性变形，当近似采用等效弹性法时，仅验算构件的抗震承载力；

3 抗震性能目标为 A 级的高层建筑，可不进行多遇地震作用计算；

4 当结构抗震性能目标为 C 级时，宜验算超大震作用下结构抗震性能目标水准为 5 的要求，超大震烈度按罕遇地震烈度提高 1 度采用。

5.1.4 结构抗震性能水准可按表 5.1.4 进行宏观判别。

表 5.1.4 各性能水准结构预期的震后性能状况

结构抗震性能水准	宏观破坏程度	损破部位				继续使用的可能性
		关键构件	重要构件	普通竖向构件	耗能构件	
1	完好	无损坏	无损坏	无损坏	无损坏	不需修理即可继续使用
2	基本完好	无损坏	无损坏	无损坏	轻微损坏	稍加修理即可继续使用
3	轻微损坏	轻微损坏	轻微损坏	轻微损坏	轻度损坏	一般修理后可继续使用
4	轻度损坏	轻微损坏，部分轻度损坏	部分轻度损坏	轻度损坏	轻度损坏、部分中度损坏	修复或加固后可继续使用
5	中度损坏	中度损坏	中度损坏	中度损坏	中度损坏、部分比较严重损坏	需排除大修或拆除重建

注：1 “关键构件”是指该构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏；“重要构件”是指罕遇地震下允许出现部分延性屈服的关键构件；“普通竖向构件”是指“关键构件”及“重要构件”之外的竖向构件；“耗能构件”包括框架梁、剪力墙连梁（抗弯耗能）及耗能支撑等；

2 大跨连体结构的连体及其相连的竖向支承构件、大悬挑结构的主要悬挑构件、扭转变形很大部位的竖向（斜向）构件、重要的斜撑构件及相关的水平受拉构件系统、错层柱墙等，视其实际受力状况确定是否定义为结构中的关键构件。

5.1.5 抗震性能目标为 A 和 B 级的高层建筑，相应构件的构造要求宜根据实际需要，参考本规程适当调整采用。

## 5.2 C、D<sup>+</sup>、D 等级结构抗震性能目标

5.2.1 框架结构中各类构件的抗震性能目标可按表 5.2.1 选用。

表 5.2.1 框架结构抗震性能目标

结构构件		多遇地震 (1 水准)	设防烈度地震 (3 水准)	罕遇地震
关键构件	同一楼层内长短柱数量相当的框架短柱	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	抗弯不屈服 抗剪不屈服
普通竖向构件	框架柱	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服
耗能构件	框架梁	弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	大部分抗弯屈服 抗剪不屈服

注：1 表中量词“个别”为小于 10%，“部分”为 20%左右，“较多”为 30%左右，“大部分”为 50%左右，“普遍”为 75%左右。“弹性”指多遇地震下构件无损坏（以下同）；允许屈服项的构件损坏程度应满足本规程 5.1.4 条的规定（以下同）；

2 表中“抗弯”指“正截面”、“抗剪”指“斜截面”（以下同）；该注也适用于 5.3 节。

5.2.2 剪力墙结构中各类构件的抗震性能目标可按表 5.2.2 选用。

表 5.2.2 剪力墙结构抗震性能目标

结构构件		多遇地震 (1 水准)	设防烈度地震 (3 水准)	罕遇地震 (4 水准)	罕遇地震 (5 水准)
关键构件	底部加强部位的重要剪力墙	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	个别抗弯屈服 抗剪不屈服	部分抗弯屈服 抗剪不屈服
重要构件	底部加强部位的一般剪力墙	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	较多抗弯屈服 抗剪不屈服
普通竖向构件	除关键构件外的剪力墙	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	较多抗弯屈服 抗剪不屈服
耗能构件	连梁	弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	大部分抗弯屈服 抗剪不屈服	普遍抗弯屈服 抗剪不屈服

5.2.3 框架-剪力墙结构中各类构件的抗震性能目标可按表 5.2.3 选用。

表 5.2.3 框架-剪力墙结构抗震性能目标

结构构件		多遇地震 (1 水准)	设防烈度地震 (3 水准)	罕遇地震 (4 水准)	罕遇地震 (5 水准)
关键构件	底层加强部位的重要剪力墙	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	个别抗弯不屈服 抗剪不屈服	部分抗弯屈服 抗剪不屈服
重要构件	底层加强部位的一般剪力墙	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	部分抗弯不屈服 抗剪不屈服	较多抗弯屈服 抗剪不屈服
普通竖向构件	除关键构件外的剪力墙与柱	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	较多抗弯屈服 抗剪不屈服
耗能构件	梁	弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	大部分抗弯屈服 抗剪不屈服	普遍抗弯屈服 抗剪不屈服
	连梁	弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	大部分抗弯屈服 抗剪不屈服	普遍抗弯屈服 抗剪不屈服

5.2.4 框架-核心筒结构中各类构件的抗震性能目标可按表 5.2.4 选用。

表 5.2.4 框架—核心筒结构抗震性能目标

结构构件		多遇地震 (1 水准)	设防烈度地震 (3 水准)	罕遇地震 (4 水准)	罕遇地震 (5 水准)
关键 构件	底部加强部位的重要剪力 墙	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	个别抗弯屈服 抗剪不屈服
	承托上部多个楼层框架柱 的环带钢桁架	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	个别抗弯屈服 抗剪不屈服
重要 构件	加强层伸臂 钢桁架	弹性	弦杆不屈服 腹杆弹性	部分弦杆屈服 腹杆不屈服	较多弦杆屈服 腹杆不屈服
	环带钢桁架	弹性	弦杆不屈服 腹杆弹性	部分弦杆屈服 腹杆不屈服	较多弦杆屈服 腹杆不屈服
	底部加强部位的一般剪力 墙	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	个别抗弯不屈服 抗剪弹性	少数抗弯屈服 抗剪不屈服
普通竖 向构件	筒体剪力墙	弹性	不屈服 抗剪弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	较多抗弯屈服 抗剪不屈服
	框架柱	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	较多抗弯屈服 抗剪不屈服
耗能构 件	框架梁	弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	较多抗弯屈服 抗剪不屈服	普遍抗弯屈服 抗剪不屈服
	连梁	弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	较多抗弯屈服 抗剪不屈服	普遍抗弯屈服 抗剪不屈服

注：巨型结构和混合结构可参考上表适当加强采用。

5.2.5 框支剪力墙结构中各类构件的抗震性能目标可按表 5.2.5 选用。

表 5.2.5 框支剪力墙结构抗震性能目标

结构构件		多遇地震 (1 水准)	设防烈度地震 (3 水准)	罕遇地震 (4 水准)	罕遇地震 (5 水准)
关键构 件	框支柱	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	个别抗弯屈服 抗剪不屈服
	转换梁	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	个别抗弯屈服 抗剪不屈服
	转换层以下落地剪力 墙	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	个别抗弯屈服 抗剪不屈服
重要构 件	转换层以上加强层部 位的重要剪力墙	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	部分抗弯屈服 抗剪弹性	较多抗弯屈服 抗剪不屈服
普通竖向 构件	除关键构件及重要构 件外的剪力墙	弹性	抗弯不屈服 抗剪弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	较多抗弯屈服 抗剪不屈服
耗能构件	连梁	弹性	部分抗弯屈服 抗剪不屈服	大部分抗弯屈服 抗剪不屈服	普遍抗弯屈服 抗剪不屈服
转换层处楼板		弹性	抗弯不屈服 板抗剪弹性	个别抗弯屈服 抗剪不屈服	抗弯屈服 抗剪不屈服

5.2.6 楼盖结构的抗震性能目标可按表 5.2.6 选用。

表 5.2.6 楼盖抗震性能水准

楼盖构件	多遇地震 (1 水准)	设防烈度地震 (3 水准)	罕遇地震 (4 水准)	罕遇地震 (5 水准)
一般楼盖	弹性	抗拉不屈服 抗剪弹性	个别抗拉屈服 抗剪不屈服	部分抗拉屈服 抗剪不屈服
弱连接楼盖	弹性	弹性	抗拉不屈服 抗剪弹性	抗拉不屈服 抗剪不屈服
楼盖梁抗拉弯	弹性	个别抗拉屈服	部分抗弯屈服	较多抗拉屈服

注：表中抗拉、抗弯不屈服指截面内钢筋应力低于钢筋强度标准值；弹性指混凝土楼板面内主拉应力不超过混凝土抗拉强度标准值；抗剪弹性或不屈服指楼板面内受剪弹性或不屈服。

5.2.7 钢筋混凝土结构和混合结构中的钢构件性能目标以构件应力比控制。承载力不屈服时的应力比为 1.0。

### 5.3 A、B 等级结构抗震性能目标

5.3.1 A、B 等级抗震性能目标可按表 5.3.1 的要求选用。

表 5.3.1 结构抗震性能目标

性能目标	多遇地震	设防烈度地震	罕遇地震
A	弹性	抗弯弹性 抗压弹性 抗剪弹性	弹性（个别耗能构件屈服）
B	弹性	抗弯弹性（个别耗能构件屈服） 抗剪弹性 抗压弹性	部分耗能构件屈服 抗剪不屈服 抗压不屈服

## 6 结构计算分析

### 6.1 一般规定

- 6.1.1 高层建筑结构分析模型应根据结构实际情况确定。风及多遇地震作用时，采用弹性分析方法进行承载力、变形验算和截面设计；设防烈度地震作用时，近似采用弹性分析方法进行构件承载力验算和结构屈服判别计算；罕遇地震作用时，采用动、静力弹塑性方法和等效弹性方法分析结构承载力，控制构件的抗剪承载力，并分析耗能构件进入塑性的破坏程度，控制结构弹塑性变形，根据计算结果判断是否满足性能目标要求。
- 6.1.2 高层建筑具有特别复杂体型或采用的结构体系未见于规范规定时，应进行多结构方案比较分析，确定适宜的结构体系。
- 6.1.3 当考虑楼板协调结构竖向构件变形时，计算按弹性楼板建模。
- 6.1.4 高层建筑在进行重力荷载作用效应分析时，柱、墙、斜撑等构件的轴向变形宜考虑施工过程的影响，施工阶段钢斜撑可考虑后接，减小竖向荷载作用下的影响；复杂高层建筑及房屋高度大于 150 米的其他高层建筑结构，应考虑施工过程的影响。
- 6.1.5 截面形状复杂、截面尺寸较大的混凝土构件及型钢、钢管混凝土构件，应按构件实际情况进行分析计算，并按有关规定进行构件截面设计。
- 6.1.6 体型复杂、结构布置复杂以及表 3.3.1 中的 B 级高度及以上的高层建筑，应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体分析，高度超过 350 米的复杂高层建筑宜采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行弹塑性分析。
- 6.1.7 对于有大开洞、弱连接的楼盖结构，当楼板面内应力较复杂时，应补充弹性时程分析法验证。
- 6.1.8 对于存在平面、竖向不规则的高层建筑，设计时应对应相应不规则情况进行分析，并采取相应的加强措施。
- 6.1.9 对于大跨、长悬臂结构应进行楼盖舒适度分析。
- 6.1.10 选取结构计算嵌固端楼层位置时应考虑楼板的完整性、楼面高差、地下室侧墙外露状况、地下室墙柱抗侧抗扭刚度及外墙土体侧向约束等因素综合确定。
- 6.1.11 高度超过 250 米的高层建筑，宜进行混凝土材料收缩徐变对结构不利影响的计算。
- 6.1.12 框架剪力墙结构按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 第 8.1.4 条进行框架剪力调整时，与柱相连的框架梁端部弯矩和剪力可不调整。
- 6.1.13 多塔结构应按实际情况进行整体计算，并对裙房楼盖进行温度收缩影响的分析。在裙房设置的施工后浇带封闭前，必要时对后浇带范围内的单塔（或多塔）连接裙房部分进行 10 年一遇风作用下的承载力和变形复核。
- 6.1.14 框架梁支承于剪力墙导致剪力墙承受面外弯矩和剪力作用时，应复核剪力墙的面外承载力，并按柱要求采取加强构造措施。
- 6.1.15 平动耦连作用明显的高层建筑应考虑最不利地震作用方向或双向输入地震作用。
- 6.1.16 高层建筑顶部结构明显薄弱时，应考虑鞭梢效应的不利影响，计算时宜采用尽可能多的振型数进行振型分解反应谱计算，并采用弹性时程分析法复核，适当放大地震作用。

### 6.2 计算参数与计算模型

- 6.2.1 进行风作用计算时，连梁的刚度折减系数宜取 1.0；按反应谱方法进行多遇地震作用效应计算时连梁的刚度折减系数宜取 0.7~0.8，进行设防烈度地震作用效应计算时连梁刚度折减系数宜取 0.5。
- 6.2.2 高层建筑结构楼面梁受扭计算时应考虑现浇楼盖对梁的约束作用。当梁扭矩主要由

其上部的偏心荷载引起时,可根据楼板对梁的约束作用取扭矩折减系数 0.4;当梁扭矩主要由平面内梁板荷载引起时,梁的扭矩折减系数取 1.0。独立梁或上反梁不考虑扭矩折减系数。

**6.2.3** 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。当非承重墙体为砌体墙时,高层建筑结构的计算自振周期折减系数可按下列规定取值:

- 1 框架结构可取 0.6~0.7;
- 2 框架-剪力墙结构可取 0.7~0.8;
- 3 框架-核心筒结构可取 0.8~0.9;
- 4 剪力墙结构可取 0.8~1.0。

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。

**6.2.4** 结构地震及风作用下分析时应选取符合结构变形及材料性能的阻尼比。当建筑结构中有多种不同材料时宜采用应变能阻尼法考虑不同阻尼对结构的影响。当近似采用单一阻尼比进行计算时,钢结构部分的内力计算阻尼比宜取 0.02。

**6.2.5** 框架梁、柱中心线宜重合。当框架梁、柱中心线不重合时,梁、柱中心线之间的偏心距不宜大于柱截面在该方向宽度的 1/4,超过时应进行分析论证并采取加强措施,必要时进行试验验证。

**6.2.6** 对于剪力墙端部局部加厚或有端柱的情况,应根据构件的受力情况选取不同计算模型进行计算复核。

**6.2.7** 宜对转换层(含转换厚板)及转换层上部结构进行整体有限元分析。

**6.2.8** 重要结构构件节点宜进行实体有限元分析。

**6.2.9** 进行结构温差效应分析时宜符合下列要求:

- 1 温差取值宜参考本地区的气象统计资料分析确定;
- 2 施工模拟分析应根据施工顺序考虑温差变化,分阶段输入相应温差;
- 3 上部结构计算宜考虑地基或桩基对柱底的实际约束刚度对结构的影响;
- 4 温差效应计算应考虑混凝土材料的徐变。

### 6.3 剪力墙全截面受拉

**6.3.1** 当剪力墙在设防烈度及罕遇地震作用下出现全截面受拉,且名义拉应力超过  $1.0f_{tk}$  时,剪力墙截面配筋应按抗拉承载力进行验算,满足抗拉不屈服或弹性性能目标要求。

### 6.4 重力二阶效应及结构稳定

**6.4.1** 高层建筑宜考虑结构的重力二阶效应。自重下有侧移和刚度质量沿高度分布不均匀的高层建筑应考虑结构的重力二阶效应。

**6.4.2** 结构的总体稳定性宜按整体结构在重力荷载设计值作用下的结构整体屈曲进行分析,结构的屈曲因子不宜小于 9。

**6.4.3** 框架柱稳定性验算应考虑风及罕遇地震作用下附加轴力的影响。

**6.4.4** 剪力墙局部稳定性按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 附录 D 的有关规定进行验算。对于穿层剪力墙,尚应考虑风及罕遇地震作用引起的墙体轴力及其不利分布的影响。

### 6.5 弹性时程分析

**6.5.1** 当采用振型分解反应谱法的计算结果不能准确反映关键构件内力时,应补充弹性时程分析。

**6.5.2** 当弹性时程分析法求得的楼层剪力大于振型分解反应谱法计算结果时,应将反应谱

法计算的相应楼层剪力适当放大。

## 6.6 设防烈度地震作用下屈服判别

6.6.1 设防烈度地震作用下应采取屈服判别法进行结构分析，找出结构的薄弱部位、薄弱性质和薄弱程度，并采取相应的加强措施。屈服判别法可采用振型分解法或时程分析法进行验算。

6.6.2 设防烈度地震作用下构件不同抗震性能目标时应符合下列规定：

1 抗震性能目标为弹性时的构件抗震承载力应符合下式规定：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk}^* + \gamma_{Ev} S_{Evk}^* \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (6.6.2-1)$$

式中： $\gamma_G$ ——重力荷载分项系数；

$\gamma_{Eh}$ ——水平地震作用分项系数；

$\gamma_{Ev}$ ——竖向地震作用分项系数；

$S_{GE}$ ——重力荷载代表值的效应；

$S_{Ehk}^*$ ——水平地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数；

$S_{Evk}^*$ ——竖向地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数；

$R_d$ ——构件承载力设计值；

$\gamma_{RE}$ ——构件承载力抗震调整系数。

2 抗震性能目标为不屈服时的构件承载力应符合下式规定：

$$S_{GE} + S_{Ehk}^* + 0.4S_{Evk}^* \leq R_k \quad (6.6.2-2)$$

式中： $R_k$ ——构件承载力标准值。

抗震性能目标为不屈服时的水平长悬臂结构和大跨度结构中的构件其截面承载力应符合：

$$S_{GE} + 0.4S_{Ehk}^* + S_{Evk}^* \leq R_k \quad (6.6.2-3)$$

3 构件满足截面抗剪条件，应符合下列规定：

钢筋混凝土竖向构件的受剪截面：

$$V_{GE} + V_{Ek}^* \leq 0.15f_{ck}bh_0 \quad (6.6.2-4)$$

钢筋混凝土组合剪力墙的受剪截面：

$$(V_{GE} + V_{Ek}^*) - (0.25f_{ak}A_a + 0.5f_{spk}A_{sp}) \leq 0.15f_{ck}bh_0 \quad (6.6.2-5)$$

式中： $V_{GE}$ ——重力荷载代表值作用下的构件剪力；

$V_{Ek}^*$ ——地震作用标准值的构件剪力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数；

$f_{ck}$ ——混凝土轴心抗压强度标准值；

$f_{ak}$ ——剪力墙端部暗柱中型钢的强度标准值；

$A_a$ ——剪力墙端部暗柱中型钢的截面面积；

$f_{spk}$ ——剪力墙墙内钢板的强度标准值；

$A_{sp}$ ——剪力墙墙内钢板的横截面面积。

4 剪力墙的斜截面受剪承载力应符合下列规定：

偏心受压时：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{(\lambda-0.5)} (0.4f_t b_w h_{w0} + \frac{0.1NA_w}{A}) + 0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \quad (6.6.2-6)$$

式中： $N$ ——剪力墙截面轴向压力设计值， $N$ 大于 $0.2f_c b_w h_w$ 时，应取 $0.2f_c b_w h_w$ ；

$A$ ——剪力墙全截面面积；

$A_w$ ——T形或I形截面剪力墙腹板的面积，矩形截面时应取 $A$ ；

$\lambda$ ——计算截面的剪跨比,  $\lambda$  小于 1.5 时应取 1.5,  $\lambda$  大于 2.2 时应取 2.2;

$s$ ——剪力墙水平分布钢筋间距。

偏心受拉时:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{(\lambda-0.5)} (0.4f_t b_w h_{w0} - \frac{0.1N A_w}{A}) + 0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \quad (6.6.2-7)$$

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

剪力墙全截面受拉时:

$$V_{wj} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.6f_y A_s + 0.8N) \quad (6.6.2-8)$$

式中:  $V_{wj}$ ——剪力墙水平剪力设计值;

$A_s$ ——剪力墙腹板内竖向分布钢筋和边缘构件中的竖向钢筋总面积 (不包括两侧翼缘), 以及在墙体中有足够锚固长度的附加竖向插筋面积;

$f_y$ ——竖向钢筋抗拉强度设计值;

$N$ ——剪力墙截面轴向力设计值, 拉力为负值。

## 6.7 罕遇地震作用下静力推覆分析

6.7.1 同时符合以下条件的高层建筑宜采用弹塑性静力推覆分析方法进行罕遇地震作用下的结构分析:

- 1 基本对称的单幢高层建筑;
- 2 结构高度小于 150m 的高层建筑;
- 3 第一振型基底剪力不小于总基底剪力 60% 的结构;
- 4 楼盖满足平面刚性假定的结构。

6.7.2 采用弹塑性静力法推覆分析时, 宜符合下列规定:

- 1 侧向荷载分布的选择宜做到多遇地震性能点下的计算结果与 CQC 法基本一致;
- 2 侧力荷载采用层核定层剪力法时, 楼层的侧向荷载按下式计算:

$$P_i = Q_i - Q_{i+1} \quad (6.7.2-1)$$

$$Q_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n Q_{ji}^2} \quad (6.7.2-2)$$

式中:  $P_i$ ——弹塑性静力分析时  $i$  层的侧向荷载;

$Q_i$ ——根据振型分解反应谱法求得的  $i$  层地震作用剪力;

$n$ ——计算振型的个数;

$Q_{ji}$ —— $j$  振型时  $i$  层的剪力。

6.7.3 不对称结构采用弹塑性静力法推覆分析时应考虑偏心对扭转的不利影响。

6.7.4 采用弹塑性静力法推覆分析法时应给出结构的弹塑性最大层间位移角, 并满足规范要求; 同时应给出下列计算结果:

- 1 主要剪力墙的计算剪力和抗剪承载力的比较;
- 2 剪力墙出现拉力时, 给出拉力计算结果和相应的配筋措施, 并给出截面的抗剪承载力核算。

## 6.8 罕遇地震作用下动力弹塑性时程分析

6.8.1 地震波的输入方向应与多遇地震分析输入方向一致, 并取正反方向的作用结果的包络值。对质量和刚度分布明显不对称的结构, 宜按双向输入补充分析。高层建筑中的大跨度、长悬臂结构, 应同时考虑竖向地震作用。

6.8.2 弹塑性分析模型宜采用三维空间模型，构件的弹塑性性能应按其实际尺寸、配筋和材料强度标准值计算。

6.8.3 梁柱可采用双折线或三折线滞回模型。混凝土轴心受拉或小偏心受拉构件开裂后，其受拉刚度宜取开裂前刚度的0.2~0.3倍。

6.8.4 弹塑性分析应将重力荷载作用下的结构实际受力状况作为初始状态。

6.8.5 弹塑性分析时，楼板应按实际情况采用刚性、弹性或弹塑性板计算。楼板应满足罕遇地震作用下面内的受拉及受剪承载力要求，楼板内力可按罕遇地震作用下的等效弹性分析法近似求得。

6.8.6 结构构件应根据其性能目标要求设置承载力控制项和塑性变形控制项。弹塑性分析应提供承载力控制项的内力值及塑性变形控制项的塑性变形值。常用结构构件按表6.8.6的规定设置承载力控制项和塑性变形控制项。

表 6.8.6 常用结构构件控制设计项选择原则

构件类型	位置及原则
框架梁	梁端允许抗弯屈服，控制塑性变形；受剪截面控制。
转换梁	抗弯、受剪承载力控制。
连梁	梁端允许抗弯屈服，控制塑性变形；受剪承载力控制、受剪截面控制。
外框柱（框筒）	允许抗弯屈服或抗拉屈服，控制塑性变形；受压、受剪承载力控制、受剪截面控制。
框架柱	允许 P-M-M 屈服，控制塑性变形；受压控制，受剪承载力控制、受剪截面控制。
剪力墙	允许 P-M-M 屈服，控制塑性变形；受剪承载力控制、受剪截面控制；受压承载力控制。
中心支撑（钢）	允许抗拉屈服、抗压屈服或抗压屈曲，控制塑性变形。
防屈曲支撑（钢）	允许抗拉屈服或抗压屈服，控制塑性变形。

注：1 当设计性能目标高于上表要求时，应按设计性能目标进行设计；  
2 对非关键构件的剪力墙，表中的受剪承载力控制可部分按受剪截面控制进行；  
3 承载力控制项即本规程 5.2 节各性能目标表中的不屈服或弹性项。

6.8.7 设置为承载力控制项的构件，在分析模型中其相应的承载力控制项应按弹性设计，并根据计算得到的内力按照本规程 6.6 节的要求进行承载力验算。

6.8.8 根据本规程第 5 章结构性能目标的要求，混凝土构件屈服后的塑性变形控制值按广东省《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》（DBJ/T-15-151-2019）的相关规定取值。

6.8.9 中心支撑（钢）屈服后的变形控制值按表 6.8.9 采用。

表 6.8.9 钢支撑变形控制值

受力状态	构件性能状态			
	无损伤（BR1）	轻微损伤（BR2）	轻度损伤（BR3）	中度损伤（BR4）
受压	0.25 ΔC	2.6 ΔC	5 ΔC	7 ΔC
受拉	0.25 ΔT	3.6 ΔT	7 ΔT	9 ΔT

注：1 ΔC 表示受压屈服值对应的轴向变形；  
2 ΔT 表示受拉屈服值对应的轴向变形。

6.8.10 应结合工程的实际情况，选取合适的弹塑性分析软件。分析软件应能提供构件承载力控制项的内力结果及塑性变形控制项的塑性变形结果。

## 6.9 罕遇地震作用下等效弹性分析

6.9.1 罕遇地震作用下弹塑性分析法提供的计算结果不足以进行重要构件截面的承载力验算时，宜采用等效弹性法进行补充计算。

6.9.2 罕遇地震作用下反应谱的阻尼比可取 0.05~0.07，地震影响系数和场地特征周期等参数按本规程第 4 章有关规定取值。

6.9.3 采用等效弹性法计算时，构件刚度宜根据弹塑性分析的构件损伤状态进行适当调整。

连梁刚度宜按不同高度范围的损伤情况分段采取相应的折减系数，低区取 0.5~0.6，中高区取 0.2~0.3；框架梁刚度折减系数宜取 0.7~0.8；底部抗弯屈服的剪力墙刚度折减系数宜取 0.7~0.8；全截面受拉的剪力墙刚度宜取 0.2~0.3 折减。

**6.9.4** 等效弹性分析法计算的基底剪力应与相应静力推覆或动力弹塑性时程分析的计算结果基本一致。

**6.9.5** 验算楼板面内配筋及剪力墙截面抗剪承载力时可取等效弹性法计算求得的构件内力。

## 7 复杂高层建筑设计

### 7.1 带转换层高层建筑结构

7.1.1 当以受压为主的竖向构件（剪力墙、框架柱）在底部或其他部位出现竖向间断时，应设置转换结构。

7.1.2 设计带转换结构时，结构性能应符合下列要求：

1 转换层受剪承载力不宜小于上一层受剪承载力的 0.65 倍；

2 当底部大空间为 2 层及以上时，转换层下部(转换层至计算嵌固端之子结构) 等效侧向刚度宜与转换层上部(转换层上部等效子结构，其高度与转换层下部结构高度相近)相当，不应小于转换层上部等效侧向刚度的 0.8 倍，当计算结果存在疑义时，可采用本规程附录 A 的方法进行验算；

3 塔楼转换层下的框架柱（含框支柱，不含裙房框架柱）承受的倾覆弯矩和剪力不宜大于塔楼整体倾覆弯矩和层剪力的 50%；倾覆弯矩的计算宜考虑柱底轴向力对倾覆力矩的影响。当不满足以上要求时，应按 3.5.3 条验算楼层剪力墙与框支柱的层抗剪承载力；

4 当采用梁式转换结构时，竖向荷载标准组合下转换梁的裂缝宽度不宜大于 0.2mm。

7.1.3 设计带转换结构时，结构布置及相关参数控制宜遵循下列原则：

1 转换结构宜优先采用梁式转换结构；并不宜采用多于二次以上的转换；

2 当转换层设在 1、2 层时，落地剪力墙的间距不宜大于楼盖平均宽度的 2 倍和 24m 的较小值，落地剪力墙与相邻框支柱的距离不宜大于 12m；

当转换层设在 3 层及以上层时，落地剪力墙的间距不宜大于楼盖平均宽度的 1.5 倍和 20m 的较小值，落地剪力墙与相邻框支柱的距离不宜大于 10m；

当不满足上述条件时，应适当加厚楼板或设置水平支撑，并按楼盖设防烈度地震弹性的性能标准及弹性楼板的计算假定，控制楼盖的面内承载力；

3 当上部剪力墙与转换梁偏置或上部剪力墙与落地墙偏置时，与转换梁、落地墙垂直方向上宜布置次梁；

4 转换梁支承于剪力墙平面外方向时，宜在支承处设置扶壁柱；

5 当上部剪力墙布置复杂、方向多变时，可采用板式转换结构，转换板的下层框支柱顶宜设置柱帽，其性能目标不低于转换梁性能目标要求；

6 转换梁及转换柱的剪压比不应大于 0.15，落地墙剪压比不应大于 0.1；特一级钢筋混凝土转换柱轴压比不宜大于 0.5，特一级型钢混凝土转换柱轴压比不宜大于 0.6，一级钢筋混凝土转换柱轴压比不宜大于 0.6，一级型钢混凝土转换柱轴压比不宜大于 0.7；罕遇地震作用下框支柱的正截面承载能力有较多富裕时，其轴压比限值可适当提高；

7 当转换结构上部结构高度超过 150m 以上时，应提高转换结构的承载力要求，或采取分层转换结构；

8 转换层上两层剪力墙宜按重要构件确定抗震性能目标；其竖向及水平分布钢筋的最小配筋率不低于 0.3%；

9 柱在底部楼层采用人字形斜柱支承于首层楼面时，其水平推力应由楼面支承及柱间拉梁共同承担；

10 应优化上部墙与柱的布置，尽量减少竖向构件的转换。

7.1.4 设计带转换结构时，结构分析应遵循下列原则：

1 分析转换层楼盖内力时，应采用弹性楼盖分析模型；

2 采用梁式转换结构时，宜采用实体元或壳元模拟转换梁进行复核补充分析；

3 采用板式转换结构时，应采用实体元或壳元模拟转换板进行结构分析；

4 应计入竖向地震的影响；

5 应根据转换梁截面尺寸、板厚度及板跨度等因素，合理选取转换构件的刚度放大系数、扭矩折减系数；

6 当上部剪力墙与转换梁偏置或上部剪力墙与落地墙偏置时，应考虑偏心对转换梁、落地墙及相关构件的不利影响；

7 框支柱截面剪力调整系数可不计竖向荷载。

**7.1.5** 当转换梁垂直支承于剪力墙的端柱时，沿剪力墙方向的端柱宜按整体剪力墙进行计算，垂直剪力墙方向的端柱宜按框支柱要求进行设计。

**7.1.6** 转换结构传力复杂、尺寸较大时宜采用符合实际的结构模型进行实体有限元分析。

**7.1.7** 当转换层的位置设置在 5 层以上时，宜对转换结构引起相关构件的内力集中进行分析，并采取相应的加强措施，转换结构的抗震性能目标可不提高。

**7.1.8** 当落地剪力墙不满足本规程 7.1.2 条第 3 款规定或为全框支柱结构时，应符合以下规定：

1 单个框支柱及剪力墙应满足罕遇地震作用下抗剪弹性、抗压弹性（或部分不屈服）、抗压弯不屈服（或部分屈服）的性能目标要求；

2 楼层屈服抗剪承载力应满足罕遇地震作用下抗剪弹性的性能目标要求，楼层抗剪屈服承载力的计算应考虑剪力墙与柱变形协调的原则；

3 全框支结构构件尺寸均较大，在计算模型和设计计算方法中应考虑大尺寸构件带来的不利影响（含构造措施）。

## 7.2 大底盘多塔楼结构

**7.2.1** 抗震设计时，大底盘多塔楼高层建筑的结构布置应符合下列规定：

1 塔楼与底盘之间应根据受力情况、平面和竖向不规则程度、地基条件、建筑条件以及技术经济等因素，综合确定是否设置变形缝，宜尽量不设缝；

2 各塔楼的层数、平面和刚度宜接近，塔楼相对底盘宜分散、均衡布置；

3 塔楼宜沿底盘周边布置，并控制底盘结构的扭转位移比，可利用裙楼的卫生间、楼电梯间等布置剪力墙或支撑，剪力墙或支撑宜沿大底盘周边布置。

**7.2.2** 多塔楼结构计算应符合下列规定：

1 大底盘多塔楼结构宜按实际情况整体建模计算；

2 大底盘的楼板在计算模型中宜采用弹性楼板假定。多塔楼结构整体计算时，振型数不应小于塔楼数的 9 倍，且计算振型数应使各振型参与质量之和不小于总质量的 90%；

3 大底盘多塔楼结构各塔楼的位移比宜在整体模型中计算统计；裙楼位移比应采用整体模型计算统计。计算周期、位移等指标时可按刚性楼板假定；

4 多塔楼结构宜根据施工阶段大底盘合拢前塔楼及底盘的实际情况分别建模验算施工工况；

5 当底盘尺寸较大时，宜计算温度及混凝土收缩作用对底盘结构构件内力的影响，并采取相应的加强措施；

6 当底盘仅一层时，多塔楼结构可近似按多个单独塔楼（相关范围按两跨考虑）分别进行独立计算，但底盘结构仍需按整体结构计算温度及混凝土收缩的影响。

**7.2.3** 抗震设计时，多塔楼结构的构造措施应符合下列规定：

1 底盘屋盖结构应适当加强，板厚不宜小于 150mm，楼板钢筋双层双向配置，每层每方向最小配筋率不宜小于 0.25%，屋盖框架梁底筋、腰筋及不少于 1/4 支座面筋宜通长布置。

2 塔楼中与裙房相连的外围柱、剪力墙，从计算嵌固端至裙房屋面上一层的高度范围内，

柱纵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《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 的规定设置约束边缘构件。

### 7.3 连体高层建筑结构

**7.3.1** 连体高层建筑由 2 幢或 2 幢以上塔楼通过连体连接组成，与连体连接的塔楼宜对称布置。

**7.3.2** 当连体与塔楼间无相对位移可直接传递内力时，其连接方式为刚性连接；当连体与塔楼的连接允许相对滑动时，其连接方式为柔性连接。连体与塔楼可正向连接，也可斜向连接。

**7.3.3** 连体多塔楼结构设计时单塔楼宜分别满足高规对独立单塔楼的设计控制指标要求。当其中某塔楼不满足时，应采用刚性连接，并使连体多塔楼结构总体满足高规控制指标要求。

**7.3.4** 连体宜采用钢结构（梁或桁架）或组合结构。

**7.3.5** 设计时宜根据不同建筑功能和结构受力需要，经比较分析确定连体两端与塔楼的连接方式。一般可采用两端刚性连接；当连体与塔楼结构间需释放水平力传递时，可采用一端刚性连接另一端柔性连接或两端柔性连接。刚性连接时，连接杆件一般采用刚接（焊接）或铰接；柔性连接时，宜采用板式橡胶支座或仅克服一定摩擦力后可滑动钢支座。当滑动端变形较大时可设置粘滞阻尼器减小变形。

**7.3.6** 刚性连接端主要结构构件应伸入塔楼结构至少一跨并可靠连接；当连体为斜向与塔楼连接时，主要结构构件伸入塔楼区应形成水平桁架传力体系，并有可靠连接。柔性连接端宜置放于塔楼可传递竖向荷载的适宜位置。刚性连接时，连体主要受力楼层楼板（如桁架上下层楼板、连体顶层和底层楼板）应与塔楼楼板标高相一致，确保楼板传力的可靠性和有效性。连体楼盖宜设水平支撑。

**7.3.7** 连体与塔楼为斜向连接时，应考虑斜向风荷载和斜向及双向地震输入进行结构计算，连体宜考虑竖向地震作用和温度作用。

**7.3.8** 连体为水平曲线型结构时，应考虑连体扭转对塔楼的影响。

**7.3.9** 连体塔楼应采用两种不同的力学模型（或两个不同的程序）采用三维空间有限元分析软件进行整体计算，并对各单塔进行相关计算及复核。关键和复杂节点宜进行节点有限元分析。

**7.3.10** 连体高层结构宜采用抗震性能设计方法，设定各相关构件的适宜性能目标，并对多遇地震、设防地震、罕遇地震作用下的性能目标进行验算，满足相关规范要求。

**7.3.11** 抗震计算时，除按规范规定的振型分解反应谱法计算外，尚应补充进行弹性时程分析。采用振型分解反应谱法计算时，宜多采取振型数，并满足振型参与质量不小于总质量的 90% 的要求。

**7.3.12** 罕遇地震宜采用弹塑性动力时程分析法进行整体分析，复核连体结构、连接节点及伸入塔楼部位的相应构件和塔楼竖向构件满足性能目标要求。当采用等效弹性法补充分析时，应复核剪力墙的抗剪承载力满足性能目标要求。

**7.3.13** 当施工顺序对连体结构内力影响较明显时，应进行施工模拟分析。

**7.3.14** 连体的楼盖应按弹性楼盖进行分析；进行设防地震、罕遇地震分析时，尚宜补充考虑和不考虑楼板刚度或楼板刚度折减时结构计算分析对比，并采取相应的构造加强措施。

**7.3.15** 计算柔性连接端时，应考虑连体支座处传给塔楼的竖向及由于摩擦等影响构成的水平荷载。抗震计算时应根据支座滞回曲线计算连体对塔楼的影响。当连体采用阻尼器时，应考虑连体的阻尼器和塔楼结构的共同作用。

**7.3.16** 连体楼盖应具有适宜的舒适度，楼盖结构的竖向振动频率不宜小于 3Hz；人行引起

的楼盖振动峰值加速度应满足本规程 3.7.6 条的规定。

**7.3.17** 大跨度连体宜输入风洞试验提供的风时程曲线进行舒适度验算,计算时应考虑连体两端塔楼结构和支座变形的影响;连体位置较高时,除进行顺风向和横风向舒适度计算外,尚应考虑连体顶部和底部风压差带来的竖向振动。

**7.3.18** 连体支座变形量应满足两个方向和斜向(斜向连接时)的罕遇地震作用下塔楼在连体高度处的结构位移量;其值可根据弹塑性时程分析法结果按下式计算:

$$\Delta = \Delta_1 \sqrt{1 + \left(\frac{\Delta_2}{\Delta_1}\right)^2} \quad (7.3.18)$$

式中,当连体一端为刚性连接另一端为柔性连接时, $\Delta_1$ 为罕遇地震作用下刚性连接端塔楼的变形在连体高度处柔性连接端产生的最大弹塑性位移, $\Delta_2$ 为罕遇地震作用下柔性连接端塔楼在连体高度处的最大弹塑性位移;当连体两端均为柔性连接时, $\Delta_1$ 与 $\Delta_2$ 分别为罕遇地震作用下两侧塔楼在连体高度处的最大弹塑性位移。

**7.3.19** 柔性连接采用板式橡胶支座时,计算变形时应考虑其刚度及滞迴性能的影响;当采用可滑动钢支座时,应根据设备制造方提供的相关参数进行相应计算。柔性连接支座应具有复位功能及一定的转动能力。可滑动钢支座不宜采用单向滑动支座。

**7.3.20** 在罕遇地震作用下,连体的柔性连接端应采用限位防撞击及防坠落措施。

**7.3.21** 在风荷载与地震作用下,连体支座处出现拉力时,应对支座进行抗拉设计。

**7.3.22** 连体与连体相连的结构构件在连体高度范围及其上下相邻层应满足以下构造要求:

- 1 抗震等级应提高一级采用,已为特一级时可不再提高;
- 2 框架柱的箍筋应全高加密配置,轴压比限值应按其他楼层框架柱的数值减少 0.05 采用;
- 3 剪力墙应设置约束边缘构件;
- 4 楼板应双层双向配筋,配筋率一般不低于 0.2%;两端刚性连接时不宜低于 0.25%。楼板厚度不宜小于 150mm。

#### 7.4 带加强层高层建筑结构

**7.4.1** 超 B 级高度的钢筋混凝土框架-核心筒和筒中筒结构、超过混合结构高层建筑适用最大高度的框架-核心筒和筒中筒结构,当侧向刚度不能满足本规程第 3.7.1 和 3.7.2 条的要求时,可利用建筑避难层、设备层空间设置刚度适宜的加强层。设置加强层的数量和位置应通过有效性比较确定。当仅设置一道加强层时,其位置宜在 0.6 倍结构高度附近的避难层;当需设置二道加强层时,第二道位置宜在第一道加强层位置上或下相邻的避难层,或在第一道加强层相邻的上、下第二个避难层处选用。

**7.4.2** 加强层可设水平伸臂构件或周边水平环带构件,经过优选比较分析也可同时设置这两种构件。

1 水平伸臂构件宜采用斜腹杆桁架。当高层结构仅有一向刚度较弱时,可在弱刚度方向设置水平伸臂构件;

2 水平环带构件可采用斜腹杆桁架或实腹梁,宜优先采用斜腹杆桁架。当高层结构仅有一向刚度较弱时,可在弱刚度方向设置单向桁架或实腹梁;

3 当仅设置水平环带桁架增大结构抗侧刚度时,宜适当加大楼板厚度;

4 斜腹杆、斜腹杆桁架宜采用钢结构;

5 设置伸臂桁架时,核心筒剪力墙的厚度宜比桁架伸入杆件宽度一侧不小于 150mm;

6 必要时可结合设计要求设置阻尼器或消能耗能装置。

**7.4.3** 加强层的水平伸臂构件、水平环带构件、加强层及其上、下相邻一层的框架和核心

筒剪力墙抗震等级宜提高一级，混凝土构件已为特一级的不再提高，钢构件已为一级的不再提高。

**7.4.4** 加强层及其上、下相邻一层的核心筒剪力墙轴压比不宜超过 0.4；加强层及其上、下相邻一层的框架柱轴压比不宜超过 0.55，柱箍筋应全柱段加密。

**7.4.5** 加强层的水平伸臂构件在平面上宜对称均匀布置，上下弦杆均应在核心筒墙体内贯通，墙体内可根据需要设置斜腹杆；平面布置应注意使伸臂构件一端直接与核心筒的转角或 T 字墙肢处刚性连接，并宜在此处设置构造型钢柱，型钢柱至少延伸至伸臂桁架高度范围以外上、下各一层，伸臂构件另一端应直接与柱相连，连接宜采用铰接或半刚接。对连接节点应单独进行分析计算，符合“强节点弱构件”的抗震设计原则。

**7.4.6** 加强层楼板厚度不应小于 150mm，并应根据板内力和变形验算确定；楼板应双层双向配筋，每层每方向板的配筋率不小于 0.25%，框架柱与核心筒之间的楼板不宜开大洞。楼层构件内力分析时应采取弹性板模型，设防烈度地震和罕遇地震验算时宜考虑楼板开裂的影响。加强层相邻的上、下层楼板厚度及配筋宜适当加强。

**7.4.7** 加强层及其上、下相邻层外围框架柱宜采用型钢混凝土柱；加强层及其上、下相邻层的核心筒剪力墙应按底部加强部位的要求设计。

**7.4.8** 宜考虑施工过程中重力荷载作用下外框柱与核心筒竖向变形差引起水平伸臂构件的附加内力，设计时可要求水平伸臂构件采用后浇块（钢筋混凝土）或后连接（钢结构）的措施，待主体结构施工完成或部分完成后再进行刚性连接以减少其不利影响。

## 7.5 一向少墙剪力墙结构

**7.5.1** 一向少墙剪力墙结构指平面沿主轴方向或其他方向的两个方向布置的剪力墙数量相差较大的结构。少墙方向结构的抗侧承载力由剪力墙、外侧框架及由另向墙与楼板组成的扁柱框架共同承担。

**7.5.2** 少墙方向宜尽可能多布置剪力墙，并在两侧及内部相关部位加强形成完整的框架梁柱系统，满足框架设计要求。

**7.5.3** 按楼层剪力比对少墙方向的结构体系进行判定，并采取以下方法进行计算：

1 当扁柱（剪力墙）楼板框架的底层剪力占比小于 10%时，应按框架剪力墙结构进行设计，剪力墙及梁柱框架承担全部水平地震作用；

2 当扁柱楼板框架的底层剪力占比不小于 10%时，除按规范框架-剪力墙结构承担楼层全部地震作用进行设计外，尚应对扁柱框架的抗震承载力进行验算。

**7.5.4** 扁柱框架墙体的竖向分布钢筋的配筋率不宜小于 0.35%。

## 7.6 平面凹凸不规则剪力墙结构

**7.6.1** 平面凹凸不规则剪力墙结构中的结构平面形式可分为单肢非正交（斜交）形式和单肢正交形式，单肢非正交（斜交）如 Y 形平面、X 形平面等，单肢正交如工字形、十字形、风车形等。

**7.6.2** 单肢结构平面内应布置与单肢纵向相垂直的剪力墙和梁柱框架（横向）。

**7.6.3** 在单肢纵向的少墙结构，应有可靠的楼面梁板与中心区核心筒连接。

**7.6.4** 中心区外周宜设置围合剪力墙；中心区内部电梯井部位宜布置剪力墙。布置剪力墙时宜尽量减少或避免采用一字墙。

**7.6.5** 建筑高度为超 B 级高度时，单肢的长宽比  $l/b$  不宜大于 2.0，不应大于 3.0。

**7.6.6** 根据中心区和单肢区不同方向剪力墙的布置，平面凹凸不规则剪力墙结构可按框架剪力墙结构体系进行设计；当单肢平面内纵向剪力墙很少时，宜按一向少墙的剪力墙结构进

行验算。

**7.6.7** 当单肢长宽比小于 1.5 时，可按楼板为平面内刚性假定计算结构的各项总体指标。

**7.6.8** 平面凹凸不规则剪力墙的楼板应按平面内弹性进行有限元计算。单肢内端截面剪力和中心区洞边板截面剪力、弯矩与轴力值沿结构高度变化较大，宜沿建筑高度分段验算截面抗剪和抗弯承载力。

**7.6.9** 结构弱连接楼盖在结构顶部及底部应设加强区采取加强措施。结构底部加强区高度按高规有关规定执行，顶部加强区高度按顶点向下 1/10 高度范围。

**7.6.10** 加强区内由单肢内端起 0.20 肢长范围内的楼板，当长宽比  $l/b$  大于 2.0 小于 2.5 时板厚不宜小于 130mm，该区域楼板应采取双层双向配筋，配筋率不小于 0.25%。加强区的弱连接楼盖部位的梁应设置腰筋，单侧不宜少于 2 根，单侧腰筋截面积不应小于腹板截面积的 0.2%，其间距不宜大于 150mm，且具有可靠锚固。

**7.6.11** 加强区内中心区楼板的板厚不宜小于 150mm，双层双向配筋，配筋率不小于 0.3%。弱连接处楼盖的梁、板内钢筋应可靠锚入两侧梁与墙体内。

## 7.7 框架-核心筒结构

**7.7.1** 抗震设计时，框架-核心筒结构的框架部分按侧向刚度分配的楼层地震力标准值应符合下列规定：

1 当框架部分分配的楼层地震剪力小于该层剪力的 5% 时，该层核心筒承担的地震剪力应增大 5%；当框架部分分配的楼层地震剪力小于该层剪力的 10% 时，该层核心筒承担的地震剪力应增大 10%；

2 当结构连续较多楼层的框架地震剪力小于其相应楼层剪力的 5% 时，应验算核心筒剪力墙的抗拉承载力。

**7.7.2** 核心筒宜贯通建筑物全高，核心筒高宽比不宜小于 1/16。核心筒中、上部区域刚度可视建筑要求适当减弱。

**7.7.3** 无角柱框架核心筒结构外框角部斜梁应按斜向输入地震作用验算。

**7.7.4** 核心筒长宽比较大时，宜采取措施使两个方向的结构刚度和周期相接近。

**7.7.5** 核心筒外墙在建筑中上部终止形成刚度突变时，应复核突变楼层及相邻上下楼层剪力墙、梁、柱等构件的抗弯抗剪承载力，并采取相应的加强措施。此外尚应考虑剪力墙收进形成构件重力荷载下竖向变形差对结构带来的不利影响。

**7.7.6** 框架-核心筒结构顶部 2~3 层的外框架梁柱按设防烈度抗弯不屈服或弹性的抗震性能目标进行设计。

**7.7.7** 外框柱为斜柱时，柱斜度宜小于  $1/10^\circ$ ，斜柱转折端的水平构件出现较大拉力时，宜设置型钢并连接至筒体，形成可靠的拉力传递体系。应复核多遇地震和使用状态下楼板的抗裂性，并应验算设防烈度和罕遇地震下型钢拉件及节点的抗拉承载力，验算时楼板刚度宜适当折减。

注：\* 当斜柱外端有抗推力结构时，可不受此限。

**7.7.8** 当核心筒与外框架间采用无梁空芯楼盖结构时，楼盖除考虑竖向荷载作用外，尚应考虑水平风及地震作用对楼盖进行设计验算和配筋构造，满足性能目标要求。楼板钢筋在支座处的锚固长度应按相应框架抗震等级的钢筋抗震锚固长度要求确定。

**7.7.9** 楼层外框架梁允许间断，当间断多于两跨、间断层数较多时应进行专项论证，根据间断框架梁的位置和数量考虑削弱对结构抗侧及抗扭刚度的不利影响，并采取相应的加强措施。

**7.7.10** 当外框柱在结构底部或中部部分间断时，应在柱间断楼层顶部设置转换桁架或斜撑（单柱间断）承受上部传来的竖向荷载及相应的扭矩、水平荷载作用。当底部斜撑连接至地

地下室顶部楼层时，宜考虑该处地下室结构产生的抗推作用。

**7.7.11** 当结构平面楼板有较大缺失时，应进行楼板应力有限元分析，并采取相应的加强措施。

## **7.8 框架-边筒结构**

**7.8.1** 框架-边筒结构中筒体位于整个建筑的一侧，其外边缘与建筑外墙重合或紧邻建筑外墙。筒体边置对结构抗扭不利，设计时宜采取措施提高结构的抗扭刚度及承载力。

**7.8.2** 框架-边筒结构宜在筒体偏置方向的对侧从上到下通高设置剪力墙或在外框柱之间设置柱间支撑。柱间支撑形式可采用“人”字撑，“V”型撑，“X”型交叉撑；采用单斜撑时应按倾斜相反方向成对布置。柱间支撑应向下延伸至计算嵌固层下一层。

**7.8.3** 对没有条件在筒体偏置方向对侧设置剪力墙或柱间支撑的框架-边筒结构，可采用以下方法加强结构整体抗扭刚度：

1 宜设置外框角柱，同时适当增加外框柱数量，减小外框柱间距；增加外框梁的高度，外框梁的跨高比宜小于6；

2 平行于偏置轴线的筒体外墙宜加厚，减小洞口宽度，增加连梁高度，连梁刚度不宜折减，必要时可采用型钢混凝土连梁，以增加刚度和满足抗剪承载力要求。且该方向筒体外墙的端部应设置翼墙，筒体内角至该翼墙边缘的距离不应小于1m和该外墙厚度2倍的较大值；

3 把边置的筒体分拆成双筒，并尽量靠两边布置，可增加结构整体抗扭刚度；

4 必要时可结合建筑避难层设置环带桁架，以增加外框架的整体抗扭刚度。

**7.8.4** 框架-边筒结构设置伸臂桁架加强层时，其上下弦杆宜全长伸入剪力墙内，必要时增设端承板或将伸入弦杆在端部弯折伸入横墙内一定长度。

**7.8.5** 边筒外侧墙肢在设防烈度及罕遇地震作用下出现全截面受拉时，应按本规程6.3节规定采取相应加强措施。

**7.8.6** 框架-边筒结构中筒体内部的楼板宜减小开洞，且厚度不宜小于150mm，双层双向配筋，每层每方向的贯通钢筋配筋率不应小于0.25%。

**7.8.7** 框架-边筒结构中连接筒体和外框柱的楼面梁宜两端刚接，楼板的厚度不宜小于120mm，筒体周边楼板、外框角部楼板配筋宜适当加强、双层双向配筋，每层每方向的贯通钢筋配筋率不宜小于0.25%。

## **7.9 斜撑框架-核心筒结构**

**7.9.1** 斜撑宜根据结构需要在两个方向对称布置。当仅一个方向刚度较弱时，可在弱向设置斜撑。

**7.9.2** 斜撑宜通高设置或连续分层设置，顶部斜撑可根据结构受力和变形特征适当减弱。

**7.9.3** 斜撑引起的水平拉力应由相应的水平构件承担。

**7.9.4** 斜撑宜设为重要构件。

## **7.10 斜交网格-核心筒结构**

**7.10.1** 斜交网格-核心筒结构中的外围斜交网格同时承受竖向和水平荷载。竖向荷载作用下外围斜交网格在楼层下部及多边形平面角部轴力较大，导致楼层梁板产生很大拉力，形成外鼓变形，设计时应采取以下措施：

1 应复核竖向荷载、设防烈度地震及罕遇地震作用下的楼盖梁板受拉力及变形；

2 核心筒外围楼盖内宜设置水平斜撑，形成平面桁架体系，可靠约束楼层外鼓变形；水平斜撑宜按关键构件进行设计；

3 楼板在正常使用状态下应满足抗裂要求。

## 7.11 单外筒结构

- 7.11.1 单外筒结构平面宜选用圆形、正多边形、长宽比不大于 1.5 的矩形。
- 7.11.2 外筒可根据建筑及结构受力需要采用密柱、角部加撑或巨柱斜撑等方式。
- 7.11.3 外筒宜贯通全高；外筒洞口开洞率，即门窗洞口面积与整体墙面面积之比不宜大于 60%。
- 7.11.4 立面不宜开大洞，当需开洞时，少数楼层开洞宽度不宜大于立面宽的 25%，且角边保留一跨，高度一般不大于宽度，洞口周边需采取加强措施。
- 7.11.5 平面内不宜开大洞，少数楼层开洞尺寸不应大于整体楼层层宽度 1/3，周边须保留一跨且须设边梁。
- 7.11.6 外筒柱沿柱轴线方向截面尺寸宜取柱轴线距离 1/3，外框筒梁的截面高度可取柱净距 1/3~1/4。
- 7.11.7 外筒柱梁线刚度比宜为 3~5。
- 7.11.8 外筒优先采用型钢混凝土结构。
- 7.11.9 水平荷载作用下外筒承担全部的剪力及倾覆力矩；内柱及少量混凝土墙分配的剪力标准值不宜少于本层总剪力的 10%。

## 7.12 巨型结构

- 7.12.1 对于建筑要求外框柱距巨大、平立面开大洞、空间组合复杂的高度较大的高层建筑宜采用巨型结构。
- 7.12.2 巨型结构宜设置核心筒，带核心筒的巨型结构可选择下列形式：
- 1 巨型框架—核心筒结构；
  - 2 带伸臂桁架环带桁架巨型框架—核心筒结构；
  - 3 带巨撑巨型框架—核心筒结构；
  - 4 带巨撑带伸臂桁架环带桁架巨型框架—核心筒结构。
- 7.12.3 巨型结构外框构成中宜区分主次构件。主构件为承受竖向荷载、风和地震作用的骨干构件；次构件为主构件之间的梁柱构件，通过次构件将其承受的荷载传递至主构件，再传递至基础。
- 7.12.4 巨型结构布置应符合下列规定：
- 1 巨柱宜置于角部或邻近角部，可采用型钢混凝土柱或钢管混凝土柱；
  - 2 环带桁架宜沿竖向在避难层布置，宜采用钢桁架或型钢混凝土桁架。桁架上下弦与巨柱宜刚接；
  - 3 环带桁架与巨柱连接偏心较大时，应计算巨柱的扭矩，验算巨柱抗扭剪承载力。环带桁架可仅设一榀，当传给巨柱的扭矩很大时，可平行设置两榀形成空间环带桁架；
  - 4 伸臂桁架宜贯通核心筒，宜采用钢结构或型钢混凝土结构；
  - 5 巨撑宜在巨型框架平面内对称布置，可采用钢结构交叉支撑、人字支撑、单斜杆支撑等形式；
  - 6 核心筒宜采用型钢混凝土筒体，墙体内可设置型钢、钢管或钢板。
- 7.12.5 环带桁架及伸臂桁架上下弦楼面应设置水平钢支撑。
- 7.12.6 次结构柱受拉控制时，应采用钢柱或型钢混凝土柱，相连的楼层梁宜采用型钢混凝土梁或钢梁。
- 7.12.7 次结构柱允许在环带桁架或主梁处不连续。
- 7.12.8 巨型结构宜进行施工模拟分析，并在施工阶段采取措施释放巨柱在自重作用下与筒体间的竖向变形差产生的附加内力。

#### 7.12.9 巨型结构的分析计算模型应符合下列规定：

1 弹性设计分析时，宜考虑次结构对结构总体刚度的作用。罕遇地震下弹塑性验算时，可简化忽略次结构对结构总体刚度的作用；

2 次结构设计分析时，结构楼板可采用刚性楼盖假定；主结构设计分析时，宜采用弹性楼板假定，必要时尚应考虑主结构楼板刚度的折减；

3 采用杆系有限元模型时，与巨型杆件连接的巨型杆件或次杆件的模型，应考虑节点刚域的影响；

7.12.10 巨型结构的关键节点应进行弹塑性有限元分析，必要时应进行节点荷载试验。

#### 7.12.11 巨型结构抗震设计应符合下列规定：

1 巨型结构应遵循主次结构相对刚度适宜，“强主结构弱次结构”，主次结构均为“强柱弱梁、强剪弱弯”，主结构着重承载力，次结构着重延性的设计原则；

2 巨型结构应进行竖向地震作用组合的承载能力及变形验算。

7.12.12 巨梁所在楼层的楼板厚度不应小于 180mm，双层双向配筋，每层每向配筋率不应小于 0.3%。巨梁相邻上下楼层的楼板厚度不应小于 150mm，双层双向配筋，每层每向配筋率不应小于 0.25%。

7.12.13 楼盖结构设计时应计入大跨边梁挠度对楼盖受力的影响。

7.12.14 伸臂桁架上下弦之间及其相邻上下层的核心筒剪力墙可采取加大墙厚、提高混凝土强度等级和配筋率、设置斜腹杆等加强措施。

7.12.15 环带桁架转角处上下弦与核心筒之间宜有楼面梁或平面支撑的杆件连接。

7.12.16 核心筒应承担全部风和地震剪力，巨柱抗剪承载力不应小于其多遇地震作用下地震剪力标准值的 3 倍，柱端弯矩应进行相应的调整，巨柱轴力及与之相连的水平构件内力可不调整。

### 7.13 悬挑结构

7.13.1 悬挑结构应采取措施降低结构自重，悬挑结构主要受力构件的材料宜采用钢结构和型钢混凝土结构，楼面可采用压型钢板或钢筋桁架楼承板。

7.13.2 悬挑结构体系宜采用桁架等刚度和承载力较强的结构形式。在悬挑结构的顶部和底部楼层，宜设置平面内支撑。

7.13.3 抗震设计时，悬挑结构的主受力构件及与之相连的主体结构构件应按重要构件设定性能目标，其抗震等级宜按提高一级采用，特一级时不再提高。

7.13.4 悬挑结构应考虑竖向地震作用，并考虑竖直方向风的不利组合。对楼面活荷载，应考虑其不利布置对悬挑结构和相邻主体结构的影响。

7.13.5 在结构内力和位移计算中，宜考虑楼板刚度退化的影响。悬挑部位的顶部和底部楼层应考虑楼板平面内的变形，其他中间楼层宜考虑楼板平面内的变形。应考虑悬挑层的变形对相邻主体结构竖向构件抗拉和抗剪承载力的不利影响，

7.13.6 悬挑结构跨高比不小于 2 时，宜按相关规定进行竖向风振舒适度验算。

7.13.7 大跨悬挑结构的楼盖应按本规程 3.7.6 的规定进行楼盖舒适度验算。

7.13.8 悬挑结构与主体结构相连接节点应采用有限元程序进行节点应力分析，并应采取可靠的构造加强措施。

7.13.9 为减小悬挑结构楼层楼板中拉应力，可采取在悬挑结构成形后浇筑楼板混凝土、混凝土板中设后浇带等措施。

7.13.10 悬挑结构应进行施工模拟分析。

## 8 混合结构设计

### 8.1 一般规定

8.1.1 本章规定的混合结构,系指由外围钢框架或型钢混凝土、钢管混凝土框架与钢筋混凝土核心筒所组成的框架核心筒结构,以及由外围钢框架或型钢混凝土、钢管混凝土框架与钢筋混凝土核心筒所组成的筒中筒结构。

8.1.2 混合结构高层建筑适用的最大高度应符合表 8.1.2 的规定。

表 8.1.2 混合结构高层建筑适用的最大高度 (m)

结构体系		7 度抗震设防烈度
框架-核心筒	钢框架-钢筋混凝土核心筒	160
	型钢(钢管)混凝土框架-钢筋混凝土核心筒	190
筒中筒	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	210
	型钢(钢管)混凝土外筒-钢筋混凝土核心筒	230

注:平面和竖向均不规则的结构,最大适用高度应适当降低。

8.1.3 抗震设计时,混合结构房屋应根据抗震设防分类、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。丙类建筑混合结构的抗震等级应按表 8.1.3 确定。对于甲、乙类建筑,需要按设防烈度 8 度采取抗震构造措施时,可参照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 的有关规定执行。

表 8.1.3 钢-混凝土混合结构抗震等级

结构类型		7 度抗震设防烈度	
房屋高度 (m)		≤130	>130
钢框架-钢筋混凝土核心筒	钢筋混凝土核心筒	一	特一
	型钢(钢管)混凝土框架-钢筋混凝土核心筒	二	一
房屋高度 (m)	型钢(钢管)混凝土框架	二	一
	房屋高度 (m)	≤150	>150
钢外筒-钢筋混凝土核心筒	钢筋混凝土核心筒	一	特一
	型钢(钢管)混凝土外筒-钢筋混凝土核心筒	二	一
房屋高度 (m)	型钢(钢管)混凝土外筒	二	一

注:钢结构构件抗震等级,抗震设防烈度 7 度时应为三级。

8.1.4 混合结构在风荷载作用下,按弹性方法计算的最大层间位移与层高的比值应符合本规程第 3.7.1 条的有关规定;混合结构在多遇地震作用下,按弹性方法计算的最大层间位移与层高的比值应符合本规程第 3.7.2 条的有关规定。

### 8.2 结构布置

8.2.1 混合结构房屋的结构布置除应符合本节的规定外,尚应符合本规程第 3.4、3.5 节的有关规定。

8.2.2 混合结构的平面布置应符合下列规定:

1 平面宜简单、规则、对称、具有足够的整体抗扭刚度,平面宜采用方形、矩形、多边形、圆形、椭圆形等规则平面,建筑的开间、进深宜统一;

2 筒中筒结构体系中,当外围钢框架柱采用 H 形截面柱时,宜将柱截面强轴方向布置在外围筒体平面内;角柱宜采用十字形、方形或圆形截面;

3 楼盖主梁不宜搁置在核心筒或内筒的连梁上。

8.2.3 混合结构的竖向布置应符合下列规定:

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

2 混合结构的外围框架柱沿高度宜采用同类结构构件;当采用不同类型结构构件时,应设置过渡层,且单柱的抗弯刚度变化不宜超过 30%;

3 对于刚度变化较大的楼层,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,支撑宜双向连续布置。

- 8.2.4** 宜在楼面钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体交接处及混凝土筒体四角墙内设置型钢柱。
- 8.2.5** 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。
- 8.2.6** 楼盖体系应具有良好的水平刚度和整体性，其布置应符合下列规定：
- 1 楼面宜采用钢筋桁架楼承板或压型钢板现浇混凝土组合楼板，楼板与钢梁应可靠连接；
  - 2 机房设备层、避难层及伸臂桁架上下弦杆所在楼层的楼板宜采用现浇钢筋混凝土楼板，并应采取加强措施；
  - 3 对于建筑物楼面有较大开洞或为转换楼层时，应采用现浇混凝土楼板；对楼板大开洞部位宜采取设置水平支撑等加强措施。
- 8.2.7** 当侧向刚度不足时，混合结构可设置刚度适宜的加强层。加强层设计应符合本规程7.4节的规定。

### 8.3 结构计算

- 8.3.1** 弹性分析时，宜考虑钢梁与现浇混凝土楼板的共同作用，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连接。弹塑性分析时，可不考虑楼板与梁的共同作用。
- 8.3.2** 竖向荷载作用计算时，宜考虑钢柱、型钢混凝土(钢管混凝土)柱与钢筋混凝土核心筒竖向变形差异引起的结构附加内力，计算竖向变形差异时宜考虑混凝土收缩、徐变、沉降及施工调整等因素的影响。
- 8.3.3** 当混凝土筒体先于外围框架结构施工时，应考虑施工阶段混凝土筒体在风力及其他荷载作用下的不利受力状态；应验算在浇筑混凝土之前外围型钢结构在施工荷载及可能的风载作用下的承载力、稳定及变形，并据此确定钢结构安装与浇筑楼层混凝土的间隔层数；浇筑楼板混凝土时应采取措施使楼板与筒体形成整体连接。
- 8.3.4** 混合结构在风及多遇地震作用下的阻尼比可取为0.04。
- 8.3.5** 结构内力和位移计算时，设置伸臂桁架的楼层以及楼板开大洞的楼层应考虑楼板平面内变形的不利影响。

## 9 构件构造

### 9.1 楼盖

9.1.1 钢筋混凝土梁板式楼盖设计时，梁支座截面的部分纵向钢筋可配置在梁侧楼板

1.  $5h_b$  ( $h_b$  为楼板厚度) 范围内，配置在梁侧楼板内的钢筋不宜超过梁支座全部纵向钢筋的 30%，钢筋直径不宜大于板厚的 1/8。

9.1.2 钢筋混凝土带周边梁板式楼盖可采用等截面平板或加腋板，宜按有限元法进行计算。

9.1.3 钢筋混凝土无梁楼盖应设置柱帽。无梁楼盖楼板宜考虑柱帽作用按有限元法进行计算及配筋；并考虑弯矩影响对板抗冲切及抗剪切承载力进行验算，冲切力及剪力设计值应乘以放大系数 1.5。

### 9.2 抗剪钢板混凝土转换梁

9.2.1 抗剪钢板混凝土转换梁的设计应满足下列要求：

1 内置抗剪钢板可根据受力采取分段或通长设置，其分担的剪力宜符合《组合结构设计规范》JGJ 138 的要求；

2 内置抗剪钢板宜设窄翼缘，钢板厚度不应小于 10mm，其高度不宜小于 0.7 倍转换梁高度；

3 内置钢板在框支柱或墙内应可靠锚固；

4 内置钢板两侧应设置栓钉。栓钉直径不宜小于 19mm，栓钉离钢板边缘距离不宜小于 50mm，且不宜大于 100mm，栓钉的水平和竖向间距不宜大于 200mm。

### 9.3 连梁

9.3.1 一般规定：

1 楼盖主梁不宜搁置在连梁上；

2 当楼盖主梁搁置在核心筒或内筒的连梁上时，可采用交叉斜筋、对角暗撑、内置钢板、两段连梁及加强箍筋腰筋等方式提高连梁的抗剪与抗扭性能。

9.3.2 连梁采用交叉斜角和对角暗撑的设计应符合如下要求：

1 跨高比不大于 2.5 的连梁，其地震设计状况下的连梁截面剪力设计值应满足下式：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.25\beta_c f_c b h_0) \quad (9.3.2)$$

式中：V——连梁截面剪力设计值；

$\gamma_{RE}$ ——构件承载力抗震调整系数；

$\beta_c$ ——混凝土强度影响系数；

b——连梁截面宽度；

$h_0$ ——连梁截面有效高度。

2 当洞口连梁截面宽度不小于 250mm 时，可采用交叉斜角交叉斜筋配筋（图 9.3.2）；当连梁截面宽度不小于 400mm 时，可采用对角暗撑配筋；

3 交叉斜筋配筋连梁的对角斜筋在梁端部位应设置拉筋；交叉斜筋配筋连梁、对角暗撑的连梁水平钢筋及箍筋形式的钢筋网之间应采用拉筋拉结，拉筋直径不宜小于 6mm，间距不宜大于 400mm；

4 对角暗撑配筋的连梁。两个方向的纵向钢筋应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 150mm。

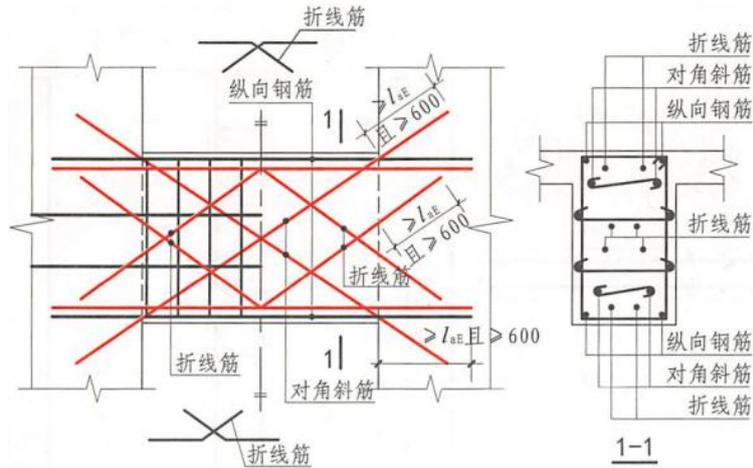


图 9.3.2 连梁交叉斜筋配筋构造

### 9.3.3 连梁内置抗剪钢板的设计应符合如下要求：

- 1 连梁内钢板宜设窄翼缘或上下端两侧分别焊接两根通长钢筋。钢板厚度不宜小于 6mm，高度不宜超过 0.7 倍梁高；
- 2 钢板表面应设置抗剪栓钉；
- 3 钢板在剪力墙内应采取可靠锚固措施。

### 9.3.4 当连梁仅一端允许罕遇地震作用下抗弯屈服时，可采用强弱两段式连梁，两段式连梁设计应符合如下要求：

- 1 两段式连梁的强段宜设置于楼面梁与剪力墙相距较短的梁端区域，强段截面变高度起始点距楼面梁边不小于 100mm；
- 2 强段用于承担楼面梁荷载，罕遇地震作用下不屈服；弱段为耗能段，允许罕遇地震作用下抗弯屈服；
- 3 强段箍筋和纵筋应按罕遇地震作用下不屈服进行配筋设计。

## 9.4 钢筋混凝土柱

### 9.4.1 抗震设计需要时可采用高强约束混凝土柱，符合《高强箍筋混凝土结构技术规程》CECS365 的相关要求。

### 9.4.2 抗震设计采用混凝土芯柱设计时，应符合以下要求：

- 1 芯柱宜位于柱截面中心，其截面形式宜与柱的截面形式保持一致，边长不宜小于柱边长的  $1/3$ ，且不应小于 250mm；边长不宜大于柱边长的  $2/3$ ；
- 2 芯柱附加纵向钢筋的配筋率宜不小于柱截面面积的 0.8%，芯柱箍筋（或拉筋）不宜小于  $\phi 8@200$ 。

## 9.5 型钢混凝土柱

### 9.5.1 截面尺寸较大的非对称、异形截面的型钢混凝土柱，型钢布置宜满足下列要求：

- 1 内置型钢布置应综合考虑周边框架梁、加强层构件等因素；
- 2 内置型钢截面的形心与混凝土截面的形心宜重合；
- 3 当采用分散布置型钢时，组合型钢截面的形心与混凝土截面的形心宜重合；分散型钢间宜沿高设置钢板连接，设置钢板按罕遇地震作用下柱抗剪承载力需要确定。

## 9.6 钢管混凝土柱

- 9.6.1 钢管混凝土柱应设置传力构件，确保钢管与混凝土共同工作。
- 9.6.2 钢管混凝土柱与混凝土梁刚接时，应确保梁端弯矩和剪力的传递。

## 9.7 钢-混凝土组合剪力墙

- 9.7.1 钢-混凝土组合剪力墙应符合现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关规定。
- 9.7.2 钢-混凝土组合剪力墙可根据受力需要在墙端设置型钢（含钢管）、墙身设置分布型钢（含钢管）或墙端墙身均设置型钢（含钢管）。
- 9.7.3 墙端设置型钢（含钢管）钢-混凝土组合剪力墙的受剪承载力计算按现行规范要求计算；对于墙身设置分布型钢（含钢管）的钢-混凝土组合剪力墙的受剪承载力计算时中部区域配置的型钢可按型钢柱的抗剪承载力计算。

## 10 基础设计

### 10.1 一般规定

**10.1.1** 高层建筑的基础设计,应综合考虑建筑场地的工程地质和水文地质状况、上部结构的类型与基础荷载水平等因素;还应了解邻近建(构)筑物的基础形式,减小与相邻建(构)筑物的相互影响。

**10.1.2** 高层建筑的基础设计采用新技术与新工艺时,应通过现场试验来检验其可靠性。

**10.1.3** 高层建筑的基础应能满足地基承载力和建筑物允许变形的要求。当基础处于花岗岩残积土、强风化层等坚硬地基上且能满足地基承载力和变形要求时,可以采用天然地基,如筏形基础或箱型基础等;当地基承载力或变形不满足要求时,宜采用桩基础或复合地基。

**10.1.4** 高层建筑基础开挖形成深基坑时,深基坑施工期间应加强基坑支护体系和周边环境的监测工作;需要降低地下水位时,应采取措施避免影响周边环境的正常使用,同时还应注意施工降水的时间要求,避免停止降水后水位过早上升而引起建(构)筑物上浮等问题。

**10.1.5** 在重力荷载与水平荷载标准值或重力荷载代表值与多遇水平地震标准值共同作用下,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%。质量偏心较大的裙楼与主楼可分别计算基底应力。

**10.1.6** 高层建筑基础计算地基变形时,传至基础底面的荷载效应采用正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合,不计入风荷载和地震作用;按地基承载力确定基础底面积及埋深或按桩基承载力确定桩数时,传至基础或承台底面的荷载效应采用正常使用状态下荷载效应的标准组合,相应的抗力采用地基承载力特征值或桩基承载力特征值;风荷载组合效应下,最大基底反力不应大于地基承载力特征值的1.2倍,平均基底反力不应大于地基承载力特征值;多遇地震作用组合效应下,地基承载力验算应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定执行。

**10.1.7** 基础应有一定的埋置深度。在确定埋置深度时,应综合考虑建筑物的高度、体型、地基土质、抗震设防烈度等因素。基础埋置深度可从室外地坪算至基础底面,并宜符合下列规定:

1 天然地基或复合地基,不宜小于房屋高度的1/15;

2 桩基础,不计桩长,不宜小于房屋高度的1/18。

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10.1.5条规定的前提下,基础埋深可比本条第1、2两款的规定适当放松。

当建筑物处于斜坡地带,地基可能产生滑移时,应采取有效的抗滑移措施,必要时还应验算建筑物的抗倾覆稳定性。

**10.1.8** 高层建筑的基础和与其相连裙房的基础间不设沉降缝时,应采取有效措施减少差异沉降及其影响。

**10.1.9** 高层建筑基础的混凝土强度等级不应低于C30。有特殊要求时尚应根据特殊要求确定混凝土的强度等级。

**10.1.10** 有防水要求的地下室工程应采用防水混凝土,混凝土抗渗等级应根据基础埋置深度按表10.1.10采用,并根据防水等级要求采取其他防水措施,必要时可设置架空排水层。

表 10.1.10 基础防水混凝土的抗渗等级

基础埋置深度 H (m)	抗渗等级
H<5	P6
5≤H<10	P8
10≤H<20	P10
H≥20	P12

## 10.2 桩基础

10.2.1 本地区高层建筑常用的桩基础主要有预应力管桩和大直径灌注桩两种,后者宜采用旋挖桩、钻(冲)孔灌注桩等。

10.2.2 桩基础的设计和施工应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 和现行深圳市标准《地基基础勘察设计规范》SJG01 的有关规定。

10.2.3 桩的布置应符合下列规定:

- 1 桩的最小中心距应满足表 10.2.3 的要求;

表 10.2.3 桩的最小中心距

桩的类型		排数不少于 2 排或桩数不少于 9 根的摩擦桩	其他情况
预应力混凝土管桩、预制混凝土方桩、钢桩		4.0d	3.5d
人工挖孔桩	不扩底	3.0d	2.5d
	扩底	持力层为强风化以上土层时,扩大头净距宜不小于 1.5m; 持力层为中、微风化基岩时,扩大头净距宜不小于 1.0m。	
钻(冲)孔灌注桩、旋挖桩		3.0d	2.5d
钻孔扩底灌注桩	D≤2.5 m	D+1.0 m	
	D>2.5 m	D+1.5 m	

注: 1 表中 d 为桩身直径, D 为扩底直径(扩大头);

2 人工挖孔桩、钻孔扩底灌注桩采用表中最小中心距时,应间隔施工。

2 桩的布置应与上部结构形式、荷载类型、大小与分布一致,且宜布置在柱墙等竖向结构之下;大直径桩或扩底桩宜采用一柱一桩;多桩或群桩结构宜使多桩或群桩承载力的合力点与其上部结构长期荷载作用点重合;同一结构单元不宜同时采用不同受力类型的桩;

- 3 断桩补桩时,桩间距宜满足最小桩间距和群桩形心位置偏差的要求。

10.2.4 高层建筑灌注桩基础宜以中、微风化岩层作为持力层,当以花岗岩强风化、全风化或残积土作为桩端持力层时,应注意花岗岩残积土和全风化、强风化岩遇水易软化、强度下降等问题,并采取桩底后注浆等措施保证桩端阻力能达到设计要求,后注浆方案应进行专门论证,并经现场试验确定。

10.2.5 在花岗岩残积土或风化岩层中采用泥浆护壁的冲(钻)孔桩或旋挖桩时,应注意桩周土层扰动、软化、崩解等现象,护壁泥皮也会使桩侧摩阻力下降。当这类桩兼作抗拔桩时,应通过试桩确定其单桩竖向抗压承载力特征值或抗拔承载力特征值,在初步设计估算单桩抗拔承载力特征值时,抗拔摩阻力折减系数宜取 0.30~0.50。

10.2.6 如果采用先挖基坑后施工桩基,应注意基坑外侧高水位对桩基成孔时孔壁稳定性的影响,并采取有效措施防止孔壁塌孔和桩身冒水现象。

10.2.7 在岩溶发育或花岗岩风化球发育地区采用桩基础时,应每桩进行超前钻孔,确定桩端岩层状态,保证桩端处于设计持力层中。必要时,应对溶洞进行填充和注浆加固,如果检测发现桩端岩层下有溶洞且岩层厚度不满足要求时,应采取补救或补桩处理。

10.2.8 在滨海软土地基施工桩基础时,宜采用钢管护壁并控制拔管速度;宜先挖基坑后施工桩基;如先施工桩基后开挖基坑,应分层均衡开挖,每层开挖厚度不大于 1.5m,避免已经做好的工程桩发生倾斜现象。

10.2.9 对于超高层建筑采用超大直径桩基础时,应考虑桩身大体积混凝土温度应力的不利

影响，并采用调整混凝土配比、控制入模温度等措施，并通过现场试验和检测保证混凝土的质量。如果采用人工挖孔桩，对超大直径桩孔护壁厚度和配筋应专门论证。

**10.2.10** 下列地质条件下不宜采用预应力管桩基础：

- 1 岩溶发育地区；
- 2 花岗岩风化球发育地区；
- 3 深厚杂填土地区；
- 4 深厚淤泥等特殊地质条件。

### 10.3 天然地基基础和复合地基基础

**10.3.1** 当场地地质条件较好且可以采用天然地基时，高层建筑塔楼的基础宜采用筏形基础或箱形基础；对于裙房或纯地下室可采用柱下独立基础加防水板的做法，防水板应验算在水浮力作用下的承载力，必要时可设置抗浮锚杆或抗浮桩。高层建筑天然基础宜采用两种或以上种测试方法确定其承载力特征值。

**10.3.2** 筏形基础可采用平板式筏基或梁板式筏基。平板式筏基的板厚宜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。当筏板在个别桩位不满足受冲切承载力要求时，可将该柱下的筏板局部加厚或配置抗冲切钢筋。

**10.3.3** 当地基土比较均匀、上部结构刚度较好、上部结构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，按倒楼盖法计算。当不符合上述条件时，宜按弹性地基板计算。

**10.3.4** 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，内墙应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 1/18。

**10.3.5** 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进行计算；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，顶板荷载应按实际情况考虑。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外，纵横方向支座钢筋尚应有 1/3~1/2 贯通配置，跨中钢筋应按实际计算的配筋全部贯通。钢筋宜采用机械连接；采用搭接时，搭接长度应按受拉钢筋考虑。

**10.3.6** 高层建筑在地质条件允许时也可采用复合地基。在龙岗中心区等岩溶发育地区或花岗岩风化球发育地区，如果覆盖层厚度满足要求，宜优先采用筏板基础、箱型基础或复合地基。

**10.3.7** 复合地基的设计和施工要求应符合深圳市、广东省和现行行业标准《建筑地基处理技术规范》中相关规定；复合地基应进行现场载荷板实验确定其承载力，并对建筑物进行沉降观测，直至沉降达到基本稳定为止。

**10.3.8** 高层建筑的复合地基宜采用管桩、水泥粉煤灰碎石桩（CFG 桩）或低强度等级的素混凝土桩（LC 桩）等刚性桩复合地基，如采用搅拌桩等非刚性桩复合地基，应通过现场试验确定其适用性。

**10.3.9** 当底板直接支承于岩层时，宜采用独立基础或条形基础。底板下应设置褥垫层，厚度宜取 200~300mm。

**10.3.10** 对浅部存在软土或松散填土时，应先采用预压、强夯或挤密等方法进行地基预处理，

再进行复合地基施工。也可按现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ79 进行多桩型复合地基处理，采用刚性桩长桩为主，搅拌桩、旋喷桩或挤密砂石桩等对浅层软弱土层进行加固处理。

**10.3.11** 水泥粉煤灰碎石桩（CFG 桩）或低标号素混凝土桩（LC）桩可以采用长螺旋钻孔管内泵压灌注成桩、振动沉管灌注成桩和钻孔灌注成桩等施工工艺方法；桩径宜取 400~600mm，桩间距宜取 3~5 倍桩径；桩顶和基础间应设置褥垫层，厚度宜取 200~300mm。

**10.3.12** 管桩复合地基可采用 PHC 桩，桩径宜取 400~500mm，桩间距宜取 3~5 倍桩径。作为复合地基增强体的管桩应按摩擦桩设计，允许管桩有一定变形，桩顶与基础间应设置褥垫层，厚度宜取 200~300mm。

## 附录 A 楼层侧刚计算方法

A.0.1 楼层的侧向刚度计算时，第  $i$  层的侧向刚度可采用图 A.0.1 的模型进行计算。

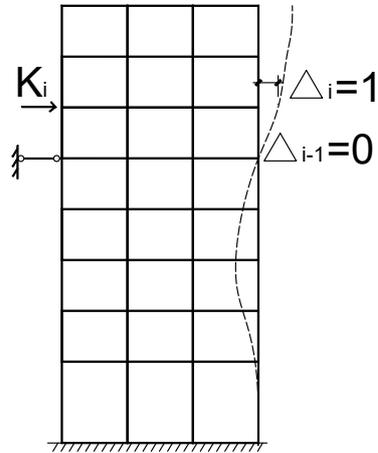


图 A.0.1 第  $i$  层的楼层侧向刚度计算模型

## 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”；
  - 4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。
- 2 条文中指明应按其他标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

## 引用标准名录

- 1 《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ3
- 2 广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》 BDJ15-92
- 3 深圳市标准《深圳地区钢筋混凝土高层建筑结构设计试行规程》(SJG1-84)
- 4 《建筑地基基础设计规范》 GB 50007
- 5 《建筑结构荷载规范》 GB 50009
- 6 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 7 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 8 《钢结构设计规范》 GB 50017
- 9 《混凝土质量控制标准》 GB 50164
- 10 《建筑地基处理技术规范》 JGJ79
- 11 《建筑桩基技术规范》 JGJ94
- 12 《建筑地基基础工程施工质量验收规范》 GB 50202
- 13 《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB 50204
- 14 《钢结构工程施工质量验收规范》 GB 50205
- 15 《组合钢模板技术规范》 GB 50214
- 16 《建筑工程抗震设防分类标准》 GB50223
- 17 广东省标准《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》 DBJ/T-15-151
- 18 《高强箍筋混凝土结构技术规程》 CECS365
- 19 《组合结构设计规范》 JGJ 138
- 20 广东省标准《高层建筑钢-混凝土混合结构技术规程》 DBJ/T15-128
- 21 深圳市标准《地基基础勘察设计规范》 SJG01
- 22 深圳市标准《深圳市建设工程防水技术标准》 SJG19
- 23 《建筑工程风洞试验方法标准》 JGJ/T 338

深圳市工程建设标准《高层建筑混凝土结构技术规程》

条文说明

SJG 98—2021

# 目 录

<b>1</b>	<b>总 则</b> .....	<b>52</b>
<b>2</b>	<b>术语和符号</b> .....	<b>53</b>
<b>3</b>	<b>结构设计基本规定</b> .....	<b>54</b>
3.1	结构体系的一般规定.....	54
3.2	结构布置及构件设计的一般原则.....	54
3.3	房屋适用高度和高宽比.....	54
3.4	结构平面布置.....	54
3.5	结构竖向布置.....	55
3.6	楼盖结构.....	55
3.7	水平位移限值和舒适度要求.....	56
3.8	抗震等级.....	61
3.9	墙柱轴压比.....	61
<b>4</b>	<b>风荷载和地震作用</b> .....	<b>63</b>
4.1	风荷载.....	63
4.2	地震作用.....	63
<b>5</b>	<b>结构抗震性能设计</b> .....	<b>64</b>
5.1	一般规定.....	64
5.2	C、D <sup>+</sup> 、D 等级结构抗震性能目标.....	64
5.3	A、B 等级结构抗震性能目标.....	64
<b>6</b>	<b>结构计算分析</b> .....	<b>65</b>
6.1	一般规定.....	65
6.2	计算参数与计算模型.....	65
6.8	罕遇地震作用下动力弹塑性时程分析.....	65
6.9	罕遇地震作用下等效弹性分析.....	70
<b>7</b>	<b>复杂高层建筑设计</b> .....	<b>71</b>
7.1	带转换层高层建筑结构.....	71
7.2	大底盘多塔楼结构.....	71
7.3	连体高层建筑结构.....	72
7.4	带加强层高层建筑结构.....	72
7.5	一向少墙剪力墙结构.....	72
7.6	平面凹凸不规则剪力墙结构.....	73
7.7	框架-核心筒结构.....	73
7.8	框架-边筒结构.....	74
7.9	斜撑框架-核心筒结构.....	74
7.10	斜交网格-核心筒结构.....	74
7.11	单外筒结构.....	74
7.12	巨型结构.....	74
<b>8</b>	<b>混合结构设计</b> .....	<b>75</b>
<b>9</b>	<b>构件设计</b> .....	<b>76</b>
9.1	楼盖.....	76

9.4 钢筋混凝土柱.....	76
9.5 型钢混凝土柱.....	76
9.7 钢-混凝土组合剪力墙.....	76
<b>10 基础设计.....</b>	<b>78</b>
10.2 桩基础.....	78
10.3 天然地基基础和复合地基基础.....	78

# 1 总 则

1.0.1 改革开放以来，深圳市高层钢筋混凝土结构迅速发展，在大量实践基础上，积累了丰富的设计经验与科研成果。本规程是在上述背景下编制而成。

1.0.2 本规程中高层建筑的适用范围，与高规同。考虑到住宅楼的层高一般均大于 2.8 米，因此本条关于住宅建筑结构的高层建筑不再列出高度大于 28 米的要求。

1.0.3 本规程结构的抗震设防目标沿用了抗震规范的设防目标，但增加了抗震性能设计的内容，抗震性能设计可以根据人们设定的性能目标控制结构的破坏状态，以提高结构的抗震能力。对于抗震超限结构以及不超限但有不规则项的复杂结构也应根据本规程有关规定进行结构抗震性能设计。

1.0.4 本规程编制中对国家现行标准中已有规定的条文，一般不重复列入。但为了使规程应用方便和具有完整性也会列入一些相关条文。因此本规程是根据深圳市高层建筑设计的实践经验，对现行规范的补充。

## 2 术语和符号

本节除对一般高层建筑中的常用术语进行说明外,还针对本规程中出现的一些结构形式,如平面凹凸不规则剪力墙结构、一向少墙剪力墙结构、框架-边筒结构、斜撑框架-核心筒结构、斜交网格-核心筒结构、单外筒结构、悬挑结构等进行了说明。

## 3 结构设计基本规定

### 3.1 结构体系的一般规定

3.1.1 本规程在现有国家高规基础上，对近年来深圳市高层建筑工程实践中出现的一些新的结构形式进行了总结。平面凹凸不规则剪力墙结构有一般剪力墙结构中不具有的受力特点和结构薄弱部位，一向少墙剪力墙结构中在少墙方向的抗侧力结构体系明显不同于现有规范所定义的剪力墙结构，需要进行专门的规定。在框架-核心筒结构中，由内筒偏置及外筒形成要素的变化也形成一些新的结构形式，其受力特点、分析方法和设计加强措施等各有不同。本规程对这些新的结构体系进行专门规定，以确保结构安全。

3.1.4 本条明确指出，在抗震设计中不应采用仅单向有墙的结构形式。

3.1.5 根据结构受力特点划分有剪力墙的结构体系时，除了要考虑剪力墙承担的楼层倾覆力矩比外，还要考虑剪力墙承担的层剪力比。根据剪力墙承担的底层倾覆力矩比、剪力比将结构体系划分剪力墙结构、框架-剪力墙结构和扁柱-框架结构等。

### 3.2 结构布置及构件设计的一般原则

3.2.3 当楼层内设有伸臂桁架、环桁架或其他水平桁架杆件时，该层的水平刚度将明显大于仅有墙柱构件的相邻层侧向刚度，设计时这些楼层与相邻层的侧向刚度比多不满足规范关于楼层侧向刚度比的规定。本规程在总结工程实践基础上，不再限制这些楼层的侧向刚度比，但对这些楼层提出相应的设计加强措施，这部分内容详见 7.4 节。

3.2.4 当维护结构采用刚度较大的预制或现浇混凝土时，其与主体结构的连接往往不能使其与主体结构脱开而自由变形，应考虑其对结构刚度的影响。分析时应根据维护结构与主体结构的实际连接关系，考虑对水平梁和竖向墙柱刚度和受力等的影响。

3.2.5 当房屋顶部楼层取消部分剪力墙或框架柱时，结构侧向刚度在这些楼层明显减小，应考虑鞭梢效应的影响。采用振型分解法计算其地震作用时，应尽可能多取计算振型数，同时采用时程分析法补充分析，顶部楼层的地震作用取两种方法的包络值。考虑到对于这些楼层计算方法的局限性，建议再适当放大地震作用。对于这些楼层，除需关注竖向构件的内力变化外，尚需关注楼盖结构的内力，应根据计算结果采取相应的加强措施。

### 3.3 房屋适用高度和高宽比

本节根据各种结构类型的受力特点提出房屋的适用高度和高宽比。

### 3.4 结构平面布置

3.4.2 本条补充了建筑角部重叠部分、细腰部分的尺寸规定。

3.4.3 本规程没有对结构扭转周期比作出限制规定。扭转周期比是结构扭转周期与平动周期之比，限制扭转周期比一定程度上加强了结构的抗扭刚度，但不能直接控制结构抗扭刚度。理论分析结果表明，结构扭转问题主要有三个方面：扭转引起的竖向构件附加水平位移、楼板协调竖向构件变形时产生的面内应力、竖向构件随着楼层扭转产生的扭矩。前两个问题在现有的规范中已有明确的规定和加强方法，第三个问题容易忽视，应在设计中考虑这一影响。

3.4.4 楼层的扭转位移比为构件的水平位移与楼层竖向构件平均值之比，其与楼层扭转角、结构平面尺寸和平面形心位移有关。当楼层的平面形心位移（楼层竖向构件平均值）较小时，楼层的扭转位移比可适当放松。本条根据平面形心位移（楼层竖向构件平均值）值的大小，

对扭转位移比限值作出了规定。

### 3.5 结构竖向布置

3.5.1 本条给出一种计算楼层抗侧刚度的方法。该方法考虑了楼层竖向构件的刚度、楼层高度及相邻楼层竖向构件、楼盖结构对竖向构件的约束作用。该方法计算得到的楼层抗侧刚度与楼层所在位置无关，主要与该层及相邻层构件和楼层高度等结构自身的属性有关。

3.5.2 抗震设计的基本原则是结构沿竖向相对均匀变化，避免突变，设计时除要控制下部楼层刚度与上部楼层刚度之比不宜太小情况，同时也应注意上部楼层刚度与下部楼层刚度之比不宜太小。本条对楼层竖向刚度明显减小的情况进行了规定，当上层刚度小于下层刚度的一半时，应采取相应的加强措施。

3.5.4 本条对楼层抗剪承载力明显减小的情况进行了规定，当上层抗剪承载力小于下层抗剪承载力的一半时，应采取相应的加强措施。

3.5.5 楼层抗剪承载力计算时应考虑所有竖向构件在变形协调条件下的承载力之和。同一楼层内的框架柱和剪力墙的变形明显不同时，将框架柱的抗剪承载力按其上下两端的极限抗弯承载能力推算是合适的，实际上剪力墙的抗剪承载力与框架柱的抗剪承载力不可能同时出现最大值。

3.5.6 楼层的抗剪裕度指数是楼层抗剪承载能力与楼层地震剪力作用之比，是反应楼层抗剪能力的一个指标，抗剪裕度指数越小表示楼层的抗剪富裕度越小，越容易发生剪切破坏，这些楼层会成为结构的抗剪薄弱层，设计时采取适当放大其地震作用的方法，以提高其抗剪能力，推迟楼层发生剪切破坏。

3.5.7 规程中对于楼层侧向刚度比、楼层抗剪承载力比的规定是定性的宏观控制方法，特别是对于一些跨层、错层结构，计算得到的上述层指标时存在较多假定，当采用抗震性能化设计方法满足结构性能目标时，上述指标限制可适当放松。

### 3.6 楼盖结构

3.6.1 本条给出若干楼板薄弱部位的情况，设计时应根据具体工程进行分析，对于需要楼板传递水平地震作用且相对薄弱的情况，应对这些区域的楼板进行受力分析，并根据本节规定进行承载力验算。

3.6.2 本条给出一种计算弱连接楼盖面内剪力的简易方法。对于地震作用下的弱连接楼板，该楼板应能传递一侧结构（较弱一侧）地震作用至另一侧结构，弱连接楼板的剪力即较弱一侧的楼层地震作用，并考虑该楼层剪重比调整系数放大地震作用；考虑到这一方法存在一定的假定，偏于安全再考虑放大调整系数 2.0。较弱一侧的地震作用可近似按其在整个楼层的质量（含弱连接楼板）比例分配整层地震作用。

3.6.3 竖向荷载作用下楼板受弯矩作用，楼板截面的中面为受弯截面的中和轴，为零应力。水平地震及风作用下会在楼板中面产生轴向应力和剪应力。多遇地震及风荷载作用下楼盖结构处于弹性状态，控制楼板中面应力不超过混凝土抗拉强度标准值是合适的。

3.6.4 楼板在竖向及水平荷载组合作用下同时承受轴力及弯矩作用，楼板截面的配筋面积由抵抗轴力需要的面积及抵抗弯矩需要的面积组成。考虑到楼板配筋一般为楼板上、下两侧配筋方式，因此由轴力作用配置的钢筋可取一半分别配置在楼板上、下侧。

3.6.5 本条对楼板在轴力和剪力共同作用时的楼板抗剪承载力进行了规定。计算公式参考了《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 中关于剪力墙抗剪承载力验算公式。

3.6.6 本条对组合楼板支座处与钢梁间的抗剪栓钉的设计进行了规定。其中计算公式参考了《钢结构设计规范》GB50017 的有关公式。

3.6.7 对于全截面承受拉、剪的楼盖结构，由于压型钢板组合楼盖为单向受力的楼盖结构，

不建议采用。

3.6.8 根据超长地下室的工程经验,设置贯通底板、顶板及侧墙的施工后浇带可有效减少混凝土早期收缩产生的裂缝,另外选择相对低温进行施工后浇带的合拢可较好减小后期温差产生的楼盖拉应力。底板下设置结构沟也可减少后期温差产生的楼板应力,结构沟做法可参见图 3.1。

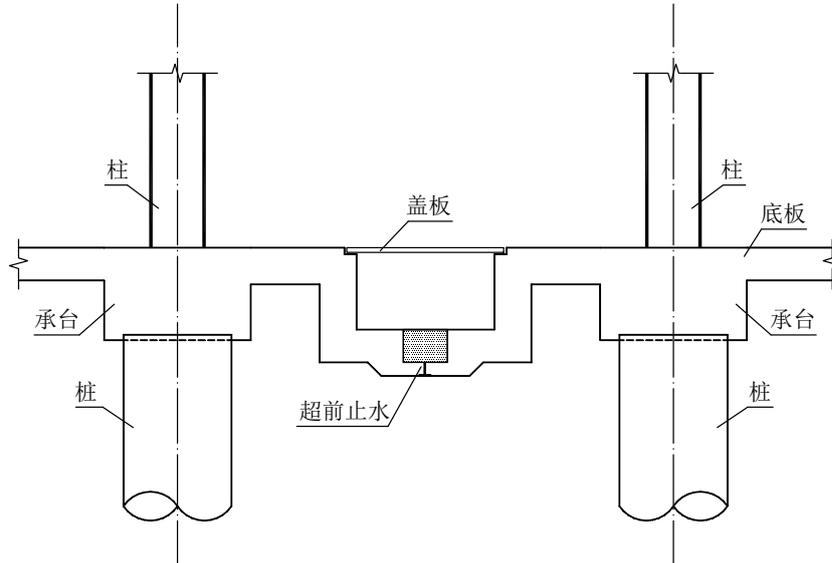


图 3.1 地下室底板结构沟大样

### 3.7 水平位移限值和舒适度要求

3.7.1 近年来,许多专家学者对高层建筑的结构楼层层间位移角进行了分析研究,并对其限值进行了探讨。

计算楼层的层间位移角时需要考虑以下因素:

- 1、计算层间位移角时考虑结构重力  $P-\Delta$  效应。
- 2、计算层间位移角时考虑地下室构件的影响。
- 3、采用结构刚度折减系数时,限值规定宜增大;反之宜减小。
- 4、保证填充墙、隔墙和幕墙等非结构构件的完好。

4.1 《建筑幕墙》(GB/T21086-2007) 规范规定,建筑幕墙平面内变形性能以建筑幕墙层间位移角为性能指标。抗风设计时指标值应不小于主体结构弹性层间位移角控制值,一般约  $1/200\sim 1/300$ 。

4.2 建筑内部房间之间的分户隔墙以及周边的维护墙体等非结构构件在水平荷载作用下也会产生一定的变形,需要控制其在水平荷载作用下的变形值不超过其允许的变形值。填充墙正常使用状态允许的层间位移角可大于  $1/400$ 。

4.3 基于上述两条,风荷载作用下层间位移角的限值不需按不同结构类型区分。

5、高层建筑的层间位移角越大,结构的顶点加速度越大,对结构的舒适度不利。

6、考虑到层间位移角计算中有些因素难以定量考虑,确定最大层间位移角限值时应适当留有余地。

综合考虑以上因素,当不考虑刚度折减系数时各类高层建筑风荷载作用下的最大层间位移角限值可取  $1/400\sim 1/450$ 。因此当不考虑地下室构件变形时,上部楼层的最大层间位移角限值取  $1/500$  是合适的,当计算位移计入地下室相应构件变形的影响时,位移限值可放松 10%。

对于不满足风振舒适度高层建筑,采用粘滞阻尼器等减振措施除可减小结构风振加速

度反应外，同样可以减小结构的风振位移反应，这种情况下结构采用阻尼器等减振措施以满足风振舒适度要求时，位移限值可进一步放松。

3.7.2 考虑到地震作用不仅要考虑多遇地震作用，还要考虑罕遇地震作用，本规程对多遇地震作用下的楼层层间位移角限值按广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》（DBJ15-92-2013）的规定执行。

3.7.3 对于竖向荷载作用下结构产生较大水平位移的高层建筑，计算楼层的层间位移角时应考虑竖向荷载的影响。在施工时也可考虑采取适当措施减小其影响。

3.7.4 高层建筑的结构顶点风振加速度不仅要考虑结构平面形心处的加速度值，对于结构扭转效应较大的楼层平面，还应验算平面端部的加速度值。

3.7.7 目前国际上计算楼盖结构舒适度时有多种计算方法和标准。

#### 1、AISC 11 方法

AISC 11 步行荷载用傅里叶级数表示，前四阶动载因子及对应的频率范围见表 3.1。根据各阶谐波对应的频率范围及动载因子取值，通过如图 3.2 所示的曲线拟合，可以得到动载因子与频率的近似关系

$$\alpha_h = 0.83 \exp(-0.35 f_h) \quad (3.1)$$

式中： $\alpha_h$ ——第 h 阶谐波动载因子；

$f_h$ ——第 h 阶谐波频率， $f_h = h \times f_p$ 。

表 3.1 AISC 11 频率范围及动载因子

阶数	频率 (Hz)	动载因子
1	1.6-2.2	0.5
2	3.2-4.4	0.2
3	4.8-6.6	0.1
4	6.4-8.8	0.05

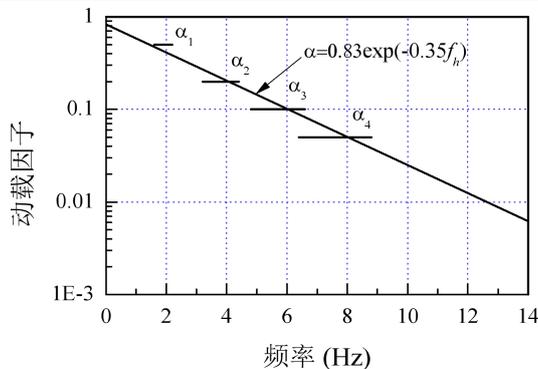


图 3.2 AISC11 动载因子与频率近似关系

人行荷载作用下楼板振动峰值加速度

$$a_p = \frac{P_0 \exp(-0.35 f_n)}{\xi W / g} \quad (3.2)$$

$$W = wBL \quad (3.3)$$

式中： $W$ ——楼板有效重量；

$w$ ——单位面积有效重量，取恒载和有效分布活载之和；

$B$ ——有效宽度；

$L$ ——构件跨度。

舒适度标准用峰值加速度表示，加速度限值在 ISO 2631-2:1989[150]建议基准线的基础上，根据使用环境乘以不同的倍数。办公、住宅的倍数为 10，室内天桥、商场的倍数为 30，

室外人行天桥的倍数为 100，如图 3.3 所示。

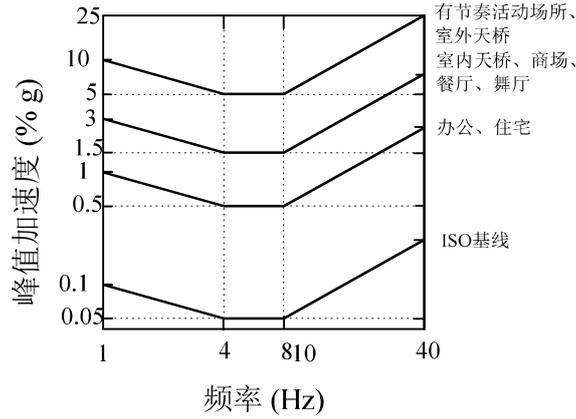


图 3.3 AISC 11 建议峰值加速度限值

## 2、CCIP-016 方法

CCIP-016 的荷载模型也用傅里叶级数表示，区别在于动载因子取值和计算中考虑的荷载谐波阶数。CCIP-016 中荷载模型考虑步行荷载前四阶谐波，动载因子取值见表 3.2，设计值具有 75%的保证率。

表 3.2 CCIP-016 动载因子

阶数	频率	均值	变异系数	设计值
1	1-2.8	0.37 (fh-0.95), ≥0.5	0.17	0.41 (fh-0.95), ≥0.56
2	2-5.6	0.054+0.0044fh	0.40	0.069+0.0056fh
3	3-8.4	0.026+0.0050fh	0.40	0.033+0.0064fh
4	4-11.2	0.010+0.0051fh	0.40	0.013+0.0065fh

当步频为  $f_p$  时，步行荷载 h 阶谐波引起的结构 n 阶振型加速度反应由式下式计算

$$a_{h,n} = \frac{F_h D \beta^2}{M_n} = \left( \frac{f_h}{f_n} \right)^2 \frac{F_h \mu_{r,n} \mu_{e,n} \rho_{h,n}}{M_n} D \quad (3.4)$$

式中： $a_{h,n}$ ——h 阶谐波引起的结构 n 阶振型加速度反应；

$f_h$ ——h 阶谐波频率；

$f_n$ ——n 阶振型频率；

$\mu_{r,n}$ ——n 阶振型反应点振型位移；

$\mu_{e,n}$ ——n 阶振型激励点振型位移；

$\rho_{h,n}$ ——考虑荷载移动性及有限循环次数的折减系数；

$$\rho_{h,n} = 1 - e^{-2\pi\xi_n N}, \quad N = 0.55hL_p / I_p, \quad L_p \text{ 为结构跨度, } I_p \text{ 为步长。}$$

为了便于振型叠加，动力放大系数 D 用复数形式表示如下

$$D = \frac{1}{\left[ 1 - \left( \frac{f_h}{f_n} \right)^2 \right] + i \left[ 2\xi_n \frac{f_h}{f_n} \right]} \quad (3.5)$$

令  $A_n = 1 - (f_h / f_n)^2$ ， $B_n = 2\xi_n f_h / f_n$ ，则加速度反应的实部和虚部可分别表示为

$$a_{real,h,n} = \left(\frac{f_h}{f_n}\right)^2 \frac{F_h \mu_{r,n} \mu_{e,n} \rho_{h,n}}{M_n} \frac{A_n}{A_n^2 + B_n^2} \quad (3.6)$$

$$a_{imag,h,n} = \left(\frac{f_h}{f_n}\right)^2 \frac{F_h \mu_{r,n} \mu_{e,n} \rho_{h,n}}{M_n} \frac{B_n}{A_n^2 + B_n^2}$$

计算中考虑步行荷载前四阶谐波引起的自振频率低于 15Hz 的所有振型的加速度反应的叠加。将各振型反应实部和虚部分别相加得到 h 阶谐波引起的总的加速度反应的实部和虚部

$$a_{real,h} = \sum_n a_{real,h,n} \quad (3.7)$$

$$a_{imag,h} = \sum_n a_{imag,h,n}$$

则 h 阶谐波引起的加速度反应幅值为

$$|a_h| = \sqrt{a_{real,h}^2 + a_{imag,h}^2} \quad (3.8)$$

CCIP-016 采用反应系数做指标进行舒适度评价，反应系数即计算得到的均方根加速度除以 ISO 基准线得到的数值。为了进行舒适度评价，需要将计算得到的峰值加速度转换成反应系数。h 阶谐波频率  $f_h$  对应的反应系数为 1 的均方根加速度转换成峰值加速度  $a_{R=1,h}$  由式(8)计算，反应系数  $R_h$  由式(3.10)计算

$$a_{R=1,h} = \begin{cases} 0.0141/\sqrt{f_h} \text{ m/s}^2, & f_h < 4\text{Hz} \\ 0.0071 \text{ m/s}^2, & 4\text{Hz} \leq f_h \leq 8\text{Hz} \\ 2.82\pi f_h \times 10^{-4} \text{ m/s}^2, & f_h > 8\text{Hz} \end{cases} \quad (3.9)$$

$$R_h = |a_h| / a_{R=1,h} \quad (3.10)$$

式 3.10 的计算过程实际上就是频率计权的过程。

则总反应系数 R 由各阶谐波反应系数通过 SRSS (Square-root sum of squares) 方法组合得到

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + R_3^2 + R_4^2} \quad (3.11)$$

对每一个步频  $f_p$  重复上述计算过程，就可以找到引起结构最大反应的关键步频。

CCIP-016 给出的各种使用环境下的舒适度标准见表 3.3，使用反应系数作为评价指标。

表 3.3 CCIP-016 各种使用环境对应的反应系数

使用环境	反应系数	均方根加速度 (m/s <sup>2</sup> )
手术室	1	0.005
医院病房-晚上	1.4	0.007
医院病房-白天	2~4	0.01~0.02
住宅-晚上	2.8	0.014
住宅-白天	4~8	0.02~0.04
办公	8	0.04
室内天桥、连廊	32	0.16
室外天桥	64	0.32

### 3、SCI P354 方法

SCI P354 的荷载模型与 CCIP-016 基本相同，区别在于动载因子设计值的保证率，动载因子取值见表 3.4，其均值与 CCIP-016 相同，但是设计值具有 85% 的保证率，动载因子取值比

CCIP-016 大。

计算方法上同样是采用振型叠加法，考虑自振频率低于截断频率+2Hz 的所有振型的反应，截断频率取值见表 3.5。

表 3.4 SCI P354 动载因子取值

	频率(Hz)	均值	变异系数	设计值	相位角
1	1.8~2.2	0.37(fh-0.95), ≥0.5	0.17	0.436(fh-0.95)	0
2	3.6~4.4	0.054+0.0044fh	0.40	0.006(fh+12.3)	$-\pi/2$
3	5.4~6.6	0.026+0.0050fh	0.40	0.007(fh+5.2)	$\pi$
4	7.2~8.8	0.010+0.0051fh	0.40	0.007(fh+2.0)	$\pi/2$

表 3.5 低频楼板与高频楼板的分界频率

楼板类型	分界频率(Hz)
一般楼板、开敞式办公室	10
封闭空间（手术室、住宅等）	8
楼梯	12
有节奏活动场所	24

频率计权均方根加速度反应下式计算

$$a_{w,rms,h,n} = \mu_{e,n} \mu_{r,n} \frac{F_h}{M_n \sqrt{2}} DW_h \rho \quad (3.12)$$

式中： $a_{w,rms,h,n}$ ——h 阶谐波引起的结构 n 阶振型频率计权均方根加速度反应；

$W_h$ ——频率记权函数；

$\rho$ ——共振折减系数。

人对不同频率振动的感觉不同，因此需要对不同频率的振动反应进行计权的计算

$$W_h = \begin{cases} 0.5\sqrt{f}, & 1\text{Hz} < f < 4\text{Hz} \\ 1.0, & 4\text{Hz} \leq f \leq 8\text{Hz} \\ 8/f, & f > 8\text{Hz} \end{cases} \quad (3.13)$$

式 2.15-36 与式 2.15-32 在形式上虽有所不同，但实质是相同的。

将各阶谐波引起的结构所有振型反应进行叠加，得到总反应

$$a_{w,rms} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\sum_{h=1}^H \left( \sum_{n=1}^N \left( \mu_{e,n} \mu_{r,n} \frac{F_h}{M_n} DW_h \rho \right) \right)^2} \quad (3.14)$$

对于竖向振动，反应系数由下式计算

$$R = \frac{a_{w,rms}}{0.005} \quad (3.15)$$

考虑到通道长度有限，在有限的作用时间内结构可能达不到稳态反应状态，引入共振折减系数

$$\rho = 1 - \exp\left(\frac{-2\pi\xi_n L_p f_p}{v}\right) \quad (3.16)$$

式中： $L_p$ ——通道长度；

$v$ ——行走速度， $v = 1.67 f_p^2 - 4.83 f_p + 4.50$ ， $1.7\text{Hz} \leq f_p \leq 2.4\text{Hz}$ 。

将  $v = f_p I_p$  代入式 (3.16) 可得

$$\begin{aligned} \rho &= 1 - \exp\left(\frac{-2\pi\xi_n L_p f_p}{f_p I_p}\right) \\ &= 1 - \exp\left(\frac{-2\pi\xi_n L_p}{I_p}\right) \\ &= 1 - \exp(-2\pi\xi_n N_s) \end{aligned} \quad (3.17)$$

式中:  $N_s$ ——走过通道所需的步数,  $N_s = L_p / I_p$ 。

式 (3.14) 中的  $N = 0.55hL_p / I_p$ , 当  $h=2$  时,  $N = 1.1L_p / I_p \approx L_p / I_p = N_s$ 。

SCI P354 给出的各种使用环境下的舒适度标准见表 3.6, 使用反应系数作为评价指标。

表 3.6 SCI P354 各种使用环境对应的反应系数

使用环境	反应系数	均方根加速度 (m/s <sup>2</sup> )
办公	8	0.04
商场	4	0.02
交易所	4	0.02
楼梯-较少使用	32	0.16
楼梯-较多使用	24	0.12

### 3.8 抗震等级

3.8.2、3.8.3 本条参考《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 的有关规定, 对不同结构类型结构构件的抗震等级提出了要求。对抗震烈度为 8 级的构件抗震等级, 可参考《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 的有关规定。

### 3.9 墙柱轴压比

3.9.1、3.9.2 对于剪力墙, 特别是墙肢长度较长的剪力墙, 其在竖向荷载和水平地震作用下的应力分布沿墙长方向是不均匀的, 呈中部小端部大状态。墙肢中部的应力中由竖向荷载引起的应力占比较大, 而墙肢端部的应力中由水平荷载引起的应力占比大。本规程在确保墙肢整体安全度与国家高规基本一致的基础上提出适当放松重力荷载代表值作用下的整片墙肢轴压比限值, 并补充验算剪力墙边缘约束构件考虑地震组合作用下轴压比的验算方法, 更好反应了剪力墙不同区段在不同荷载作用下的受力情况。对于考虑地震组合作用下剪力墙边缘构件的轴压比限值取与相同抗震等级框架柱的轴压比限值, 是偏于安全的。

对于一字形剪力墙放松轴压比限值时, 其边缘构件配筋构造措施宜按抗震等级提高一级采用。

3.9.3 罕遇地震作用下带有框架柱结构的弹塑性分析结果表明, 罕遇地震作用下轴向承载力有较大富裕的框架柱, 其混凝土的受压应变较小, 整个框架柱的损伤较小, 可以适当提高其轴压比限值, 以减小框架柱的截面尺寸。

### 3.10 高层建筑结构施工

3.10.1 本节对高层建筑结构施工的一些问题做了简要规定。高层建筑混凝土结构的施工, 除应符合本规程的规定外, 尚应符合国家现行有关标准的规定。

由于高层建筑层数较多, 施工周期相对较长, 混凝土结构构件的收缩徐变对结构的受力有一定影响, 本条要求高层建筑结构施工应进行施工模拟计算, 计算时应考虑施工顺序、杆件间连接方式等施工方案因素, 高空施工时尚应考虑温度及风作用的影响。

3.10.2 对于一些结构体型复杂, 竖向荷载作用下有较大水平位移的高层建筑, 宜根据设计

要求在施工时采取措施适当调整，对结构进行“纠偏”设计与施工。

3.10.3 工程实践经验表明，相对低温进行施工后浇带的合拢会有效减小混凝土楼盖结构在使用期间降温作用下的拉应力，同时浇筑混凝土时相对低温入模也会减小混凝土的早期收缩应力。

## 4 风荷载和地震作用

### 4.1 风荷载

4.1.1 建筑物周边不同方向的场地环境及建筑物情况可能有较大差别，为了更准确确定建筑物不同方向的设计风荷载，应根据建筑结构荷载规范的有关规定合理确定不同方向的地面粗糙度类别。

4.1.2 对于建筑荷载规范中未规定的复杂平立面高层建筑，风荷载体型系数应根据风洞试验结果确定，风洞试验报告应根据有关规定进行技术评审。

### 4.2 地震作用

4.2.7 本规程地震影响系数的曲线及参数取值与《建筑抗震设计规范》GB50011 相同。对于超高层建筑，周期值大于 6.0s 时，可取 6.0 s 时的地震影响系数，当有充分论证依据时，当有充分依据时，周期大于 6.0s 的地震影响系数 $\alpha_{\max}$ 可按规范反应谱曲线下降，降低幅值不宜超过 6.0s 时地震影响系数的 10%。

4.2.8 水平地震作用下结构楼层最小地震剪力系数取值参考《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 的有关规定，但区分了不同场地类别的取值，II 类场地的楼层最小地震剪力系数同高规，III、IV 类场地的楼层最小地震剪力系数略有提高。

4.2.9 对于计算得到结构楼层地震剪力标准值不满足剪重比要求时，本规程提出宜采取将该楼层及相邻楼层地震剪力放大，使之满足要求。

4.2.10 本规程给出选用一组地震波进行弹性、弹塑性时程分析的选波方法。

## 5 结构抗震性能设计

### 5.1 一般规定

5.1.3 本规程在《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 基础上补充了 D<sup>+</sup>级性能目标，D<sup>+</sup>级性能目标相当于抗规制定的结构基本抗震设防目标，即“小震不坏、中震可修、大震不倒”。

对于抗震性能目标为 A 级的高层建筑，其多遇地震、设防烈度地震的性能目标均为 1，考虑到结构满足设防烈度地震作用下的性能目标 1 时一般也能满足多遇地震作用下性能目标 1 的要求，因此可不进行多遇地震作用计算。

对于实际工程中大量设定为抗震性能目标 C 级的高层建筑，宜验算超大震作用下结构满足性能水准 5 的要求。

5.1.5 对于抗震性能目标为 A、B 级的高层建筑，其罕遇地震作用下整体结构要求达到基本完好（2）、轻微损坏（3）的损坏程度，其结构构件的构造要求宜根据需要调整。

### 5.2 C、D<sup>+</sup>、D 等级结构抗震性能目标

5.2.1~5.2.5 抗震性能目标为 C、D<sup>+</sup>、D 等级的结构，根据本规程 5.1.3 条的规定，对不同类型结构的抗震性能目标提出细化规定。本规程对于竖向构件及连梁的抗剪性能目标要求都按满足抗剪承载力要求。

5.2.6 本规程给出了楼盖结构的抗震性能目标要求。对于楼盖结构中的弹性目标要求，控制混凝土楼板面内主拉应力不超过混凝土抗拉强度标准值。对于楼盖不屈服的性能目标要求，控制楼板内的钢筋满足不屈服要求。对于楼板抗剪承载力不屈服的目标要求，可按本规程 3.6.5 的规定进行验算。楼板满足截面抗剪要求，可按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 有关剪力墙抗剪截面验算的相关规定执行。

### 5.3 A、B 等级结构抗震性能目标

5.3.1 对于抗震性能目标为 A、B 等级的结构，根据本规程 5.1.3 条的规定，对结构构件在多遇地震、设防烈度地震和罕遇地震作用下的抗震性能目标提出了具体规定。

## 6 结构计算分析

### 6.1 一般规定

本节总结近年来深圳市超限高层建筑中设计和审查过程中遇到的一些复杂高层建筑计算分析方法、结构模型、补充分析内容等。

### 6.2 计算参数与计算模型

6.2.1 本条建议了风、多遇地震、设防烈度地震作用下的连梁刚度折减系数。罕遇地震作用下进行等效弹性分析时的连梁刚度折减系数见 6.9.3 条。

6.2.2 当梁扭矩主要是由上部偏心荷载引起时，水平现浇楼板会对梁扭转产生约束作用，可根据其约束作用大小选择适当的扭矩折减系数。当梁扭矩主要是由平面内梁板荷载引起时，不宜考虑楼板对梁的约束作用。

6.2.6 当剪力墙端部局部加厚或设有端柱时，该部分在计算分析的模型应按构件的受力情况选取，并根据计算结果进行构件设计。

### 6.8 罕遇地震作用下动力弹塑性时程分析

6.8.1 进行结构弹塑性时程分析时，即使结构对称，如仅考虑单向输入地震波，也会得出不对称的计算结果，因此应考虑正反向输入，计算时应取正反方向地震作用计算结果包络值判断结构损伤。

6.8.3 采用三折线模型时，代表混凝土开裂的第一屈服内力宜取第二屈服内力的 0.7~0.8 倍，使其刚度在小于多遇地震水准时与多遇地震分析时刚度基本一致。混凝土开裂后，构件刚度宜取开裂前刚度的 0.2~0.3 倍。

6.8.8 混凝土构件的塑性变形可采用构件塑性位移角表示，根据《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》DBJ/T-15-151-2019 的相关规定，梁、柱、墙不同破坏形态与构件塑性变形指标的关系分别如表 6.1、表 6.2、表 6.3 所示。

表 6.1 钢筋混凝土梁弹塑性位移角限值

构件参数		构件性能状态					
		无损坏 (B1)	轻微损坏 (B2)	轻度损坏 (B3)	中度损坏 (B4)	比较严重损坏 (B5)	严重损坏 (B6)
弯控							
$m$	$\rho_v$						
$\leq 0.2$	$\geq 0.012$	0.004	0.016	0.024	0.031	0.039	0.044
$\geq 0.8$	$\geq 0.012$	0.004	0.018	0.029	0.039	0.049	0.054
$\leq 0.2$	$\leq 0.001$	0.004	0.010	0.011	0.013	0.014	0.017
$\geq 0.8$	$\leq 0.001$	0.004	0.012	0.016	0.020	0.024	0.029
弯剪控							
$m$	$\rho_{sv}$						
$\leq 0.5$	$\geq 0.008$	0.004	0.009	0.014	0.019	0.024	0.026
$\geq 2.5$	$\geq 0.008$	0.004	0.007	0.009	0.012	0.014	0.016
$\leq 0.5$	$\leq 0.0005$	0.004	0.007	0.009	0.012	0.014	0.016
$\geq 2.5$	$\leq 0.0005$	0.004	0.005	0.007	0.008	0.009	0.012

注：表中可以采用线性插值方法得到相应的位移角限值。

表 6.2 钢筋混凝土柱弹塑性位移角限值

构件参数		构件性能状态					
		无损坏 (C1)	轻微损坏 (C2)	轻度损坏 (C3)	中度损坏 (C4)	比较严重损坏 (C5)	严重损坏 (C6)
弯控							
$\bar{n}$	$\rho_v$						
$\leq 0.1$	$\geq 0.021$	0.004	0.018	0.027	0.037	0.046	0.056
$= 0.6$	$\geq 0.021$	0.004	0.013	0.018	0.022	0.027	0.030
$\leq 0.1$	$\leq 0.001$	0.004	0.015	0.022	0.029	0.036	0.042
$= 0.6$	$\leq 0.001$	0.004	0.009	0.011	0.012	0.013	0.014
弯剪控							
$\bar{n}$	$m$						
$\leq 0.1$	$\leq 0.6$	0.003	0.013	0.020	0.026	0.033	0.040
$= 0.6$	$\leq 0.6$	0.003	0.009	0.011	0.014	0.016	0.018
$\leq 0.1$	$\geq 1.0$	0.003	0.011	0.016	0.021	0.026	0.028
$= 0.6$	$\geq 1.0$	0.003	0.008	0.009	0.011	0.012	0.014

注：1. 表中可以采用线性插值方法得到相应的位移角限值；

2. 轴压力系数 $\bar{n}$ 大于 0.6 时，RC 柱位移角限值为表中 $\bar{n}$ 等于 0.6 的数值乘以  $2.5(1 - \bar{n})$ 。

表 6.3 钢筋混凝土剪力墙弹塑性位移角限值

构件参数		构件性能状态					
		无损坏 (SW1)	轻微损坏 (SW2)	轻度损坏 (SW3)	中度损坏 (SW4)	比较严重损坏 (SW5)	严重损坏 (SW6)
弯控							
$\bar{n}$	$\rho_v$						
$\leq 0.1$	$\geq 0.025$	0.003	0.011	0.016	0.022	0.025	0.028
$= 0.4$	$\geq 0.025$	0.003	0.010	0.013	0.017	0.020	0.022
$\leq 0.1$	$\leq 0.004$	0.003	0.008	0.010	0.011	0.013	0.015
$= 0.4$	$\leq 0.004$	0.003	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011
弯剪控							
$\bar{n}$	$m$						
$\leq 0.1$	$\leq 0.5$	0.003	0.010	0.013	0.017	0.020	0.021
$= 0.3$	$\leq 0.5$	0.003	0.008	0.011	0.013	0.015	0.016
$\leq 0.1$	$= 2.0$	0.003	0.008	0.010	0.011	0.013	0.015
$= 0.3$	$= 2.0$	0.003	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013

注：1. 表中可以采用线性插值方法得到相应的位移角限值；

2. 弯控轴压力系数 $\bar{n}$ 大于 0.4 时，RC 剪力墙位移角限值为表中 $\bar{n}$ 等于 0.4 的数值乘以  $1.7(1 - \bar{n})$ ；弯剪控轴压力系数 $\bar{n}$ 大于 0.3 时，RC 剪力墙位移角限值为表中 $\bar{n}$ 等于 0.3 的数值乘以  $1.4(1 - \bar{n})$ 。

根据美国 FEMA356 的建议，梁、柱、剪力墙的性能水准与构件的塑性变形指标关系分别如表 6.4、表 6.5、表 6.6、表 6.7 所示。

表 6.4 钢筋混凝土梁弹塑性位移角限值 (FEMA356)

Conditions			Modeling Parameters <sup>3</sup>			Acceptance Criteria <sup>3</sup>				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
				LS	CP	LS	CP			
<b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
<b>ii. Beams controlled by shear<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>1</sup></b>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>1</sup></b>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

表 6.5 钢筋混凝土柱弹塑性位移角限值 (FEMA356)

Conditions			Modeling Parameters <sup>4</sup>			Acceptance Criteria <sup>4</sup>				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
				LS	CP	LS	CP			
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
<b>ii. Columns controlled by shear<sup>1,3</sup></b>										
All cases <sup>5</sup>			—	—	—	—	—	—	0.0030	0.0040
<b>iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>1,3</sup></b>										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
<b>iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P<sub>o</sub><sup>1,3</sup></b>										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

表 6.6 钢筋混凝土剪力墙弹塑性位移角限值（受剪控制，FEMA356）

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) <sup>1</sup>		Residual Strength Ratio	Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) <sup>1</sup>					
				Performance Level					
	d	e	c	IO	Component Type				
					Primary		Secondary		
				LS	CP	LS	CP		
<b>i. Shear walls and wall segments</b>									
All shear walls and wall segments <sup>2</sup>	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5	
<b>ii. Shear wall coupling beams<sup>4</sup></b>									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>3</sup>	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.002	0.030	0.60	0.006	0.015	0.020	0.020	0.030
	≥ 6	0.016	0.024	0.30	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.012	0.025	0.40	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
	≥ 6	0.008	0.014	0.20	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012

表 6.7 钢筋混凝土剪力墙弹塑性位移角限值（受弯控制，FEMA356）

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary <sup>4</sup>			
				LS	CP	LS	CP			
<b>i. Shear walls and wall segments</b>										
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary <sup>1</sup>								
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004
<b>ii. Columns supporting discontinuous shear walls</b>										
Transverse reinforcement <sup>2</sup>										
Conforming			0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	n.a.	n.a.
Nonconforming			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.	n.a.
<b>iii. Shear wall coupling beams</b>										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>3</sup>	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$									
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050	
	≥ 6	0.02	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040	
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035	
	≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025	
Diagonal reinforcement	n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050	

对比美国 FEMA356 与《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》DBJ/T-15-151-2019 的取值，后者取值较为宽松；美国 FEMA356 规定的 CP 值大约介于后者规定的轻微损坏与中度损坏之间；为此，如下图 6.1 所示，本规程建议竖向构件在预估的罕遇地震作用下其塑性变形值不应超过轻度损坏，在预估的极罕遇地震作用下不应超过比较严重损坏；关键构件应比普通竖向构件的塑性变形控制更严，耗能构件则可以更宽松。

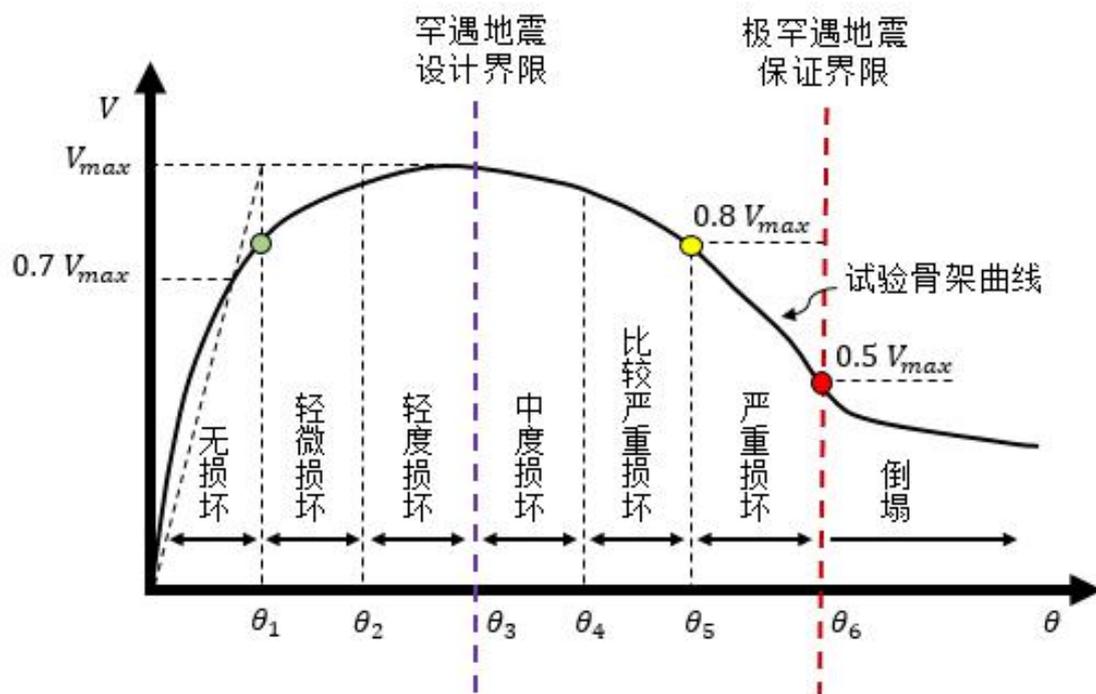


图 6.1 竖向构件塑性变形控制示意图

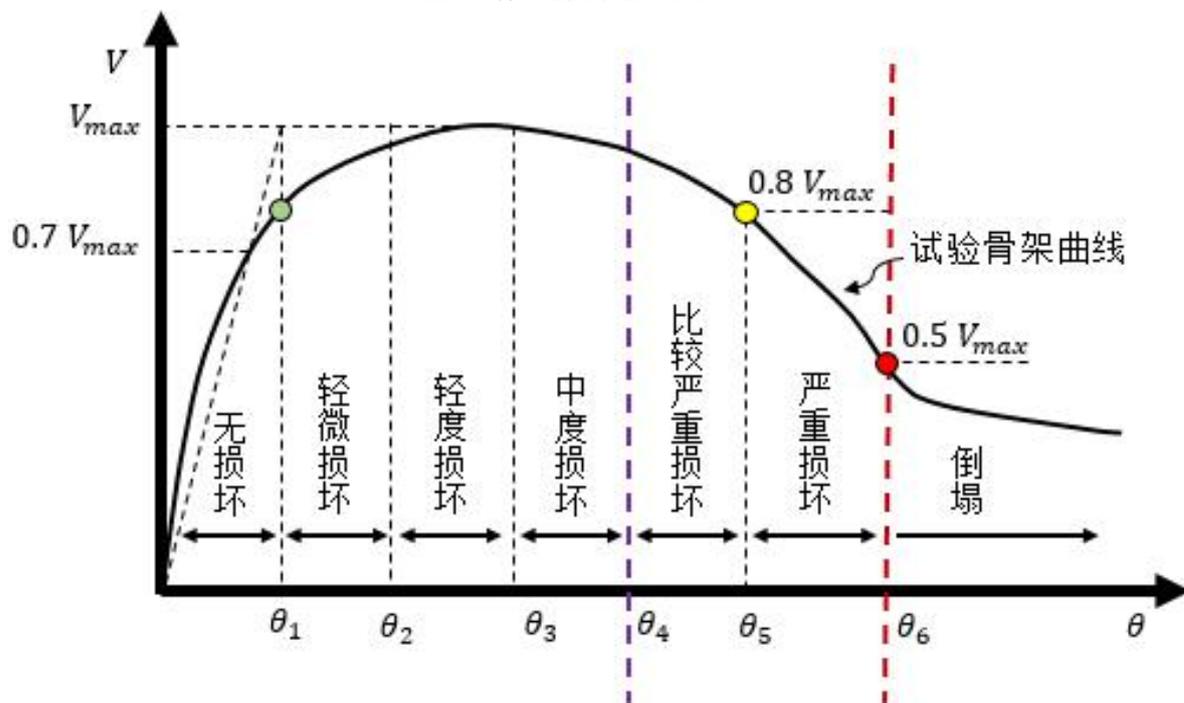


图 6.2 耗能构件塑性变形控制示意图

6.8.9 钢支撑塑性变形的控制值参考美国 FEMA356 规程，并根据《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》DBJ/T-15-151-2019 的分类方法进行重新划分，其中无损伤对应 IO 值，中度损伤对应 CP 值。

## 6.9 罕遇地震作用下等效弹性分析

6.9.1 罕遇地震作用下的等效弹性方法是对罕遇地震弹塑性分析方法的一种补充验算方法。等效弹性方法采用反应谱法进行分析，地震作用相对明确，且计算速度快，采用现有的多遇地震弹性分析软件即可。

6.9.2、6.9.3 为了更好地模拟罕遇地震下构件的损伤情况，考虑结构构件屈服后结构刚度减弱等影响，进行罕遇地震作用下等效弹性分析时，地震反应谱的阻尼比可取 0.05~0.07，另外剪力墙连梁刚度、框架梁刚度及抗弯屈服的剪力墙和全截面受拉的剪力墙刚度宜取合适的刚度折减系数。

6.9.4 本条给出判断等效弹性法计算结果的一个简易方法，即按等效弹性反应谱法计算的结构基底剪力应与弹塑性静力推复法或动力时程分析法计算得到的基底剪力基本一致。

## 7 复杂高层建筑设计

### 7.1 带转换层高层建筑设计

7.1.1 转换结构由水平构件（梁、板）与竖向构件（墙、柱、斜撑）组成，转换结构中水平构件的作用是将被承托竖向构件的竖向力和水平力传递给其他竖向构件（包括转换结构中的竖向构件），转换结构中水平构件所在的楼层称为转换层。按转换结构布置方式划分，近年来深圳地区常用的转换结构形式多为梁式，也有少数厚板式。按被承托竖向构件类型划分，可分为托墙转换结构和托柱转换结构。

托墙梁式转换结构又可分为框支满布剪力墙转换结构、框支非满布剪力墙转换结构、柱支转换结构等。在框支满布剪力墙转换结构中竖向构件，被承托的剪力墙两端均落在转换结构的竖向构件上，上部结构的部分荷载直接传递至下部框支柱；在框支非满布剪力墙转换结构中，被承托的剪力墙一端或两端全部落在转换结构的跨中，上部结构荷载全部或部分通过转换梁传递给下部竖向构件；在柱支转换结构中，被承托墙肢的重心落在转换结构的竖向构件上。

7.1.2 根据国家高规的有关规定，框支框架承担的地震倾覆力矩应小于结构总地震倾覆力矩的 50%，本规程明确规定，这一倾覆力矩应该仅考虑框支柱的倾覆力矩作用，而不应包含裙房的框架柱贡献；为了更好反应竖向构件在结构整体抗侧中的贡献，除了要求框支框架的倾覆力矩比外，还应考虑框支柱承担的剪力作用。计算框支柱倾覆力矩时，考虑框支柱轴力对倾覆力矩的贡献较为合理。当计算得到的框支柱倾覆力矩比（剪力比）不满足要求时，应按规范对楼层的抗剪承载力进行验算，防止结构发生层破坏。

7.1.3 梁式转换结构具有传力直接的特点，其上部的竖向构件（剪力墙或柱）可直接将荷载通过转换梁传递至下一层的竖向构件（落地墙或框支柱）上。当上下部楼层的轴网及竖向构件的布置关系复杂时，有时需要多次转换，工程经验表明，多于二次以上转换结构的上下楼层竖向构件的传力关系复杂，且转换构件的材料用量很多，施工复杂，因此本规程不建议采用多于二次以上的转换结构，此时可考虑采用板式转换结构。

对于上部剪力墙与转换梁偏置或上部剪力墙与落地墙偏置情况，由于上部剪力墙墙底的轴力较大，会对转换梁产生较大的扭矩或对落地墙产生较大的附加面外弯矩，对转换梁或落地墙的承载力有较大影响，在转换梁或落地墙的垂直方向上布置次梁可较好的减少这一不利影响。对于转换梁支承于剪力墙平面外方向情况，由于转换梁截面尺寸较大，剪力墙厚度有限，剪力墙面外抗（压或拉）弯承载能力较低，宜在支承处设置扶壁柱。

### 7.2 大底盘多塔楼结构

7.2.2 过往由于计算机容量有限及计算速度受限，对存在有较多塔楼的大底盘多塔楼结构采取单塔楼或少数部分塔楼建模进行分析设计，有时设计人员甚至人为将可以做成多塔楼的一个结构单元切割为多个结构单元。随着计算机软硬件技术的发展，较多塔楼结构也可按实际多塔楼结构模型建模分析，因此本条明确规定，大底盘多塔楼结构宜按实际情况整体建模计算。

对于大底盘多塔楼结构中的各个塔楼结构，其位移比、位移角等指标宜在多塔楼模型中计算统计；底盘裙房的位移比、位移角等指标应在多塔楼模型中计算统计，而不应在单塔楼模型中统计。由于底盘楼盖结构起到协调各塔楼变形作用，因此大底盘楼盖宜按弹性楼板考虑。

对仅有一层底盘的大底盘多塔楼结构，由于各塔楼间相互影响较小，各塔楼设计时可近似按单独塔楼（相关范围按两跨考虑）进行分析设计，但底盘结构仍需按整体结构计算温度

及混凝土收缩的影响。

### 7.3 连体高层建筑结构

7.3.2 本规程根据连体结构中连体与塔楼间的连接特点,将连接方式分为刚性连接和柔性连接。刚性连接指连体与塔楼间无相对位移,可传递内力,一般根据设计需要和连接构造,采取刚接或铰接连接方式;柔性连接允许二者间相对滑动,有时根据设计需要,在一定荷载工况,如温差或多遇地震、10年一遇风荷载下也可要求二者间不产生相对滑动。

7.3.3 一般结构设计时连体两端的各塔楼宜各自均满足单塔楼的设计控制指标,当其中某塔楼不满足时,连体与塔楼间应采取刚性连接,并使连体整体结构满足规范控制指标要求。

7.3.18 本规程规定一端或两端为柔性连接支座变形量的计算方法。当一端为刚性连接、另一端为柔性连接时,如连体较长时,计算柔性连接端的支座变形量尚宜考虑由连体转动产生的附加水平变形。

### 7.4 带加强层高层建筑结构

7.4.1 地震作用下设置加强层会引起结构竖向刚度和内力突变,易形成薄弱层,结构损坏机理难以实现“强柱弱梁”和“强剪弱弯”的延性屈服机制,因此采用加强层提高结构侧向刚度时应慎重。

7.4.2 同时设置水平环带桁架可以减少水平伸臂构件所受的剪力和弯矩,减少加强层上下楼板的翘曲影响,并有利于抵抗连续倒塌。

### 7.5 一向少墙剪力墙结构

7.5.1 近年来,由于土地用地紧张及业主对景观的要求,涌现出较多超B级高度的剪力墙结构,此类剪力墙结构在建筑一个方向剪力墙很多,符合国家现行规范定义的剪力墙结构要求,而在另一个方向剪力墙稀少不能符合规范对于剪力墙结构的要求,两个方向布置的剪力墙数量相差较大,形成所谓的一向少墙剪力墙结构。

少墙结构在X方向的抗侧力体系是由三部分结构组成(假定X向剪力墙稀少),即X向布置的剪力墙,X向梁和柱(含剪力墙端柱)组成的框架以及Y向墙(面外)和楼板组成的扁柱楼板框架。

以图7.1某工程结构平面布置示意图为例,经划分后X向结构体系如图7.2所示,X向剪力墙以黑体填充表示;X向梁柱框架以方格填充表示,框架柱截面包括Y向剪力墙端部一定长度,形状为多为非矩形截面;扁柱楼板框架以斜线填充表示,其特点为扁柱楼板框架两侧的扁柱往往不在同一轴线上。由此可见,少墙方向的结构体系不能判别为剪力墙结构体系,而是一种新的框架剪力墙结构体系。

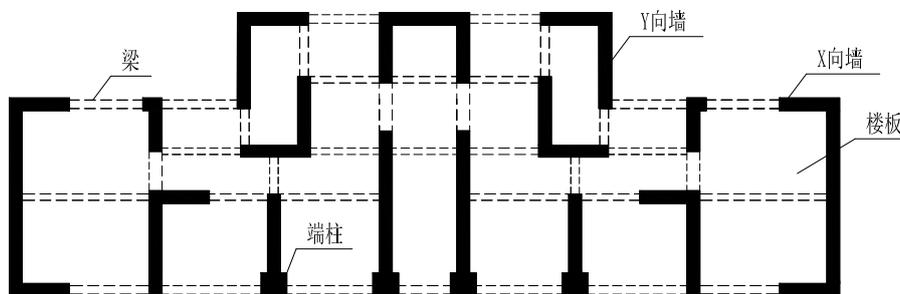


图 7.1 某工程的平面布置示意图

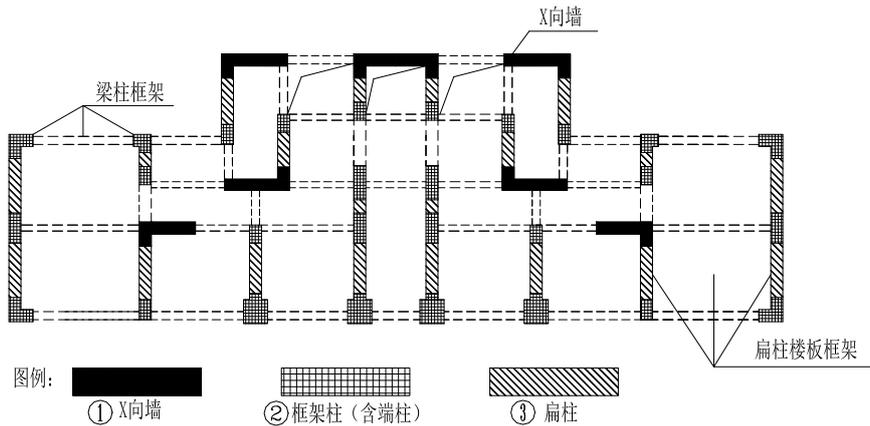


图 7.2 少墙方向抗侧力体系示意图

7.5.2 理论分析表明,少墙方向如果有较多楼层剪力由扁柱框架承担,即由剪力墙面外承担,则扁柱框架中的剪力墙面外(竖向构件)、相关范围的楼板(水平构件)都将承受较大的弯矩,而这些构件的抗弯承载能力很小,对其抗震安全性不利。因此本规程建议在少墙方向尽可能多布置剪力墙,同时加强框架的抗震能力,以减小扁柱框架承担的地震作用。

7.5.3 本条对少墙方向结构体系判定及加强措施进行了规定。对于一向少墙剪力墙结构,少墙方向的地震作用应由剪力墙及框架全部承担,按框架-剪力墙结构进行设计,当扁柱(剪力墙)楼板框架的底层剪力占比较大时,还应验算扁柱框架的抗震承载力。

## 7.6 平面凹凸不规则剪力墙结构

7.6.1 平面凹凸不规则在住宅建筑中由于建筑通风及采光良好,是目前较为多见的一种建筑平面布置形式。本节对这类平面凹凸不规则剪力墙结构的设计、构造作出具体规定。实际工程中建筑平面形式多样,其主要特点是建筑平面电梯楼梯公共区域周边伸出数量、位置、角度及大小不同的各个户型单元。形成中心区(楼梯、电梯等公共区域)、单肢区等不同部分。

7.6.2 单肢结构应避免形成单向抗侧结构,在与单肢纵向相垂直方向布置剪力墙和梁柱框架(横向)。

7.6.3、7.6.4 各单肢部分与中心区间应由可靠的楼面梁板结构相连,中心区周边及中心区内布置剪力墙形成抗侧及抗扭刚度良好的结构。

7.6.6 由于平面凹凸不规则剪力墙结构中的中心区及各肢中的竖向构件分布不均,且各肢间相互联系少,各肢竖向构件剪力墙布置方向不同,因此需要根据中心区及各肢竖向构件布置按剪力墙、框架-剪力墙结构形式进行设计。当单肢部分的一向剪力墙很少时,尚需按一向少墙剪力墙结构进行验算。

7.6.7、7.6.8 平面凹凸不规则剪力墙宜按楼板面内弹性模型进行分析计算,仅当单肢的长宽比较小时,可按楼板面内刚性假定计算结构整体指标。需要注意的是,单肢与中心区连接部位的楼板受力沿高不同,验算该位置处楼盖承载力时,宜沿建筑高度分段验算。

7.6.9、7.6.10、7.6.11 分析结果显示,单肢与中心区连接部位的弱连接楼盖区域在结构底部及顶部一段范围内受力较大,应采取加强措施。

## 7.7 框架-核心筒结构

7.7.5 本条对核心筒墙体收进的设计复核内容及需要考虑的问题作出了具体规定。

7.7.6 框架-核心筒结构中框架受力特点分析及大震弹塑性分析结果表明,顶部部分楼层的框架易损伤,宜提高其抗震性能。

7.7.7 当外框架柱为斜柱时,应注意斜柱转折处楼盖结构的水平拉力,并采取保证拉力的可靠传递,提高拉力构件及连接节点的抗震承载力。

7.7.8 高层建筑无梁空芯楼盖除需考虑竖向荷载外，尚应考虑水平荷载，同时楼板钢筋也应满足相应锚固构造要求。

## 7.8 框架-边筒结构

7.8.1、7.8.2、7.8.3 框架-边筒结构由于刚度较大的筒体偏置于平面一侧，对整体结构抗扭不利，因此设计时应采取措施提高其抗扭刚度及构件的抗扭剪承载力。

在筒体偏置侧的另外一侧框架柱间增设剪力墙或柱间斜撑可有效提高整体结构的抗扭刚度；外框角柱对周边框架结构的整体抗扭刚度提高作用很大，因此要求“应设置外框角柱”；平行于偏置轴线的筒体外墙（和外墙间连梁）及其端部翼墙可形成槽型截面，增加墙厚、连梁高度和加长端部翼墙的长度，可明显增加该槽型截面的翘曲扭转刚度，从而增加整个结构的抗扭刚度；另外对外框柱间距较大、外框梁高度增加困难的情况，结合建筑避难层设置一道或多道环桁架可有效增加外框整体抗扭刚度。

平行筒体偏置轴线的筒体外墙连梁刚度对整体抗扭有较大影响，其刚度不宜折减，以免在设防烈度地震或罕遇地震作用下连梁破坏后结构整体抗扭性能急剧降低致抗剪截面不足，建议埋置钢板或型钢加以解决。

7.8.6 框架-偏置筒体结构中筒体发挥了很大的抗扭作用，且考虑到筒体翘曲扭转时，各点的竖向变形不一致，因此筒体内的楼板，不仅仅起到横隔板的作用，还要承受筒体各点竖向变形不一致的影响，需要加强。

7.8.7 框架-偏置筒体结构中筒体和外框之间，不但水平变形不协调，在水平荷载作用下，由于翘曲扭转的影响，各点的竖向变形亦完全不一致，因此在筒体和外框之间起变形协调作用的楼板和楼面梁，受力比在普通框架-筒体中更复杂，因此需要加强楼板，建议楼面梁两端刚接，以减轻楼板负担。

## 7.9 斜撑框架-核心筒结构

7.9.1 在框架-核心筒结构周边框架设置跨层大斜撑可有效增强结构抗侧刚度，对于仅一侧需要提高抗侧刚度的结构，可在刚度较弱方向的外框增设斜撑。

7.9.2 跨层的大斜撑宜连续设置，避免形成刚度突变。

## 7.10 斜交网格-核心筒结构

7.10.1 斜交网格形成的外围结构提供抗侧刚度抵抗侧向荷载时，也要承受竖向荷载，由于斜交网格中杆件有一定倾斜角度，在竖向荷载作用下会在水平楼盖结构中产生水平拉力，特别是楼层下部以及平面角部的网格杆件轴力较大，在楼盖中产生较大拉力，易出现外鼓变形，设计时应采取措施确保楼盖结构及整体结构安全。

## 7.11 单外筒结构

本节对单外筒结构的平面形状，外筒结构形式、开洞率，外筒杆件尺寸等进行具体规定。

## 7.12 巨型结构

7.12.2 本条描述所适用的巨型结构形式为深圳目前应用的四种情况，暂不包括空间桁架巨型结构、交叉网格巨型结构及多重组合巨型结构。

7.12.3 巨型结构设计中宜区分主次构件，并根据设定提出各类构件的性能目标。

7.12.7 次结构柱允许在环桁架或主梁处不连续。更进一步，次结构与主结构宜设隔震缝，缝宽应进行侧移分析的免碰撞验算。理论分析和试验研究表明，次结构与主结构之间设置隔震缝、次结构采用悬挂式等可取得良好的次结构质量调谐减振作用，如加设隔振减振装置，效果更为显著。

## 8 混合结构设计

本章规定的混合结构，系指由外围钢框架或型钢混凝土、钢管混凝土框架与钢筋混凝土核心筒所组成的框架核心筒结构，以及由外围钢框筒或型钢混凝土、钢管混凝土框筒与钢筋混凝土核心筒所组成的筒中筒结构。本章在国家现行《高层建筑钢筋混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 中混合结构一章基础上，对部分文字进行了增减和调整。

## 9 构件设计

### 9.1 楼盖

9.1.1 工程实践表明,梁支座处由于负筋配置较多,往往使梁柱节点区钢筋过密,直接影响混凝土浇筑质量。有楼板的梁的受力性能为“T型梁”,而不是“矩形梁”,楼板承担支座处负弯矩,对梁刚度贡献不容忽视。将少部分钢筋布置在梁侧 $1.5 h_b$ ( $h_b$ 为楼板厚度)范围内,不仅可以缓解梁柱节点区钢筋过密的问题,还使钢筋布置更符合其真实受力特点。本条不适用于框支梁等重要梁类构件。

9.1.2 主梁大板式楼盖可根据楼板受力需要采用等截面(厚度)平板或在板支座处加厚(加腋),这类楼盖宜按有限元法进行分析计算,并根据计算结果进行承载力验算。

9.1.3 无梁楼盖中设置柱帽对增强楼盖抗冲切(剪切)能力有利,计算时宜按考虑柱帽作用进行有限元分析。考虑到柱冲切破坏为严重的脆性破坏,验算截面抗冲切(剪切)承载力时,对冲切力(剪力)设计值乘以放大系数1.5。

### 9.4 钢筋混凝土柱

9.4.1 试验证明,采用高强箍筋代替普通强度箍筋,一方面使得箍筋能对混凝土起到有效约束作用,改善混凝土的脆性,提高其强度和延性,改善结构的抗震性能,特别是结构处于大变形阶段,高强箍筋混凝土表现出优异的性能,为抗震设防“大震不倒”提供了技术支持;另一方面由于采用了高强钢材,还可提高钢筋混凝土构件的受剪承载力,减小箍筋直径,达到节约钢材的目的,符合当前“节能减排”的基本国策和节省资源、环保及可持续发展的要求。高强箍筋约束高强混凝土结构目前在日本抗震设计中被广泛应用,我国在许多地区已推广应用,发展高强箍筋约束高强混凝土结构是国内外的一个发展趋势。当抗震设计需要时,可参照《高强箍筋混凝土结构技术规程》CECS365-2013有关规定进行设计。

9.4.2 在抗震设计时,混凝土框架柱内设置芯柱可使该柱具有良好的延性和耗能能力,能够有效地改善钢筋混凝土柱在高轴压比情况下的抗震性能。对仅仅由轴压比限值控制,而纵向钢筋仅为构造配筋的框架柱采用核心配筋形成芯柱后往往能合理地缩小柱的截面尺寸。

### 9.5 型钢混凝土柱

9.5.1 对于截面尺寸较大的型钢混凝土柱,特别是截面形状为异形的型钢混凝土柱,其内置型钢布置时除考虑受力及构造要求外,还应考虑其他因素,如框架柱与水平框架梁连接;对于设置伸臂桁架或环带桁架结构,还需考虑与这些构件的连接。当型钢柱内的型钢分散布置时,分散型钢间宜沿柱高设置钢板连接,以加强其抗剪承载能力。

### 9.7 钢-混凝土组合剪力墙

9.7.2 钢-混凝土组合剪力墙可根据受力需要在墙端设置型钢(含钢管)、墙身设置分布型钢(含钢管)或墙端墙身均设置型钢(含钢管)。工程中常采用的钢-混凝土组合剪力墙截面形式见图9.1。

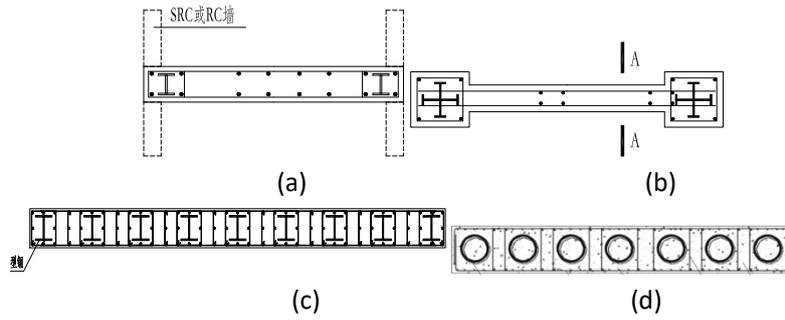


图 9.1 钢-混凝土组合剪力墙截面形式示意图

(a) 墙端（边缘构件）设置型钢 (b) 墙端（端柱）设置型钢

(c) 墙端（边缘构件）墙身均设置型钢 (d) 墙端（边缘构件）墙身均设置钢管

9.7.3 《组合结构设计规范》JGJ 138 规范给出了墙端设置型钢（含钢管）钢-混凝土组合剪力墙的受剪承载力计算方法，但未给出墙身分布设置型钢（含钢管）钢-混凝土组合剪力墙的受剪承载力计算方法，本条建议对墙身中部区域配置的型钢（钢管）可按钢柱的抗剪承载力计算。

## 10 基础设计

### 10.2 桩基础

10.2.1 对于工程确有需要，其他基础形式施工确有困难等特殊情况，也可选择人工挖孔桩基础。采用人工挖孔桩时，应严格按照国家及地方的有关规定执行，建设单位应组织专家论证会论证，并报质量安全监督机构审核。

10.2.5 对于采用泥浆护壁工艺的冲（钻）孔桩或旋挖桩基础，桩周土层为花岗岩残积土或风化岩层，护壁泥皮会使桩侧摩阻力下降，应通过试桩确定其单桩竖向抗压承载力特征值或抗拔承载力特征值。初步设计估算单桩抗拔承载力特征值时，抗拔摩阻力折减系数不宜太高，根据工程经验和一些实测案例，抗拔摩阻力折减系数取 0.30~0.50 较为合适。

### 10.3 天然地基基础和复合地基基础

10.3.1 深圳地区部分区域的地质条件较好，高层建筑塔楼可采用天然基础，但基坑内采用天然基础时有时会出现试验不达标情况，因此本条规定高层建筑天然基础宜采用两种或以上种测试方法确定其承载力特征值，以确保其承载力满足要求，保证上部结构安全。

10.3.9 由于岩层承载力高，当底板直接支承于岩层时，宜采用天然基础形式。岩面高低变化较小时，可采用筏板基础；岩面高低变化较大时，可采用独立基础或条形基础。不宜采用爆破岩层后再采用筏板基础的方法。置于岩层上的基础底板宜设置 200~300mm 厚的褥垫层。