中华人民共和国行业标准

钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程

JGJ 3-91

主编单位:中国建筑科学研究院
批准部门:中华人民共和国建设部
施行日期:1991 年 10 月 1 日

中国建筑工业出版社
1991 北京

关于发布行业标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》的通知

建标(1991)271 号

各省、自治区、直辖市建委(建设厅),计划单列市建委,国务院有关部、委:

根据原城乡建设环境保护部(84)城科字第 153 号文的要求,由中国建筑科学研究院主编的《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》,业经审查,现批准为行业标准,编号 JGJ3 － 91,自一九九一年十月一日起施行。部标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规定》 JGJ3 － 79 同时废止。

本规程由建设部建筑工程标准技术归口单位中国建筑科学研究院负责管理和解释,由建设部标准定额研究所组织出版。

中华人民共和国建设部
一九九一年四月二十九日

主要符号

材料性能

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:
G——混凝土剪变模量;
f_{ck}、f_c——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值;
f_{cmk}、f_{cm}——混凝土弯曲抗压强度标准值、设计值;
f_{tk}、f_t——混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值;
f_{yk}——钢筋强度标准值;
f_y、f'_y——钢筋的抗拉、抗压强度设计值;
f_s——地基土静载承载力设计值;
f_{se}——地基土抗震承载力设计值;

f_k ——地基土静载承载力标准值;

作用和作用效应

N ——轴向力设计值;
M ——弯矩设计值;
V ——剪力设计值;
T ——扭矩设计值;
S ——作用引起的效应(内力和位移)或各种效应基本组合;
u_T ——计算自振周期时的假想顶点位移;
w_0 ——基本风压;
w_k ——风荷载标准值;
W_k ——总风荷载标准值;
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;
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;
F ——顶点集中荷载;
q ——均布荷载;
q_{max} ——倒三角形分布荷载的最大值;
ΔF_n ——顶部附加水平地震作用标准值;
p ——基础底面压力;
u ——结构顶点水平位移;
Δu ——楼层层间位移;
θ ——楼层位移角;

几何参数

A_s 、 A'_S ——受拉区,受压区纵向钢筋截面面积;
A_{sv} 、 A_{sh} ——同一截面各肢竖向、水平箍筋(或剪力墙的水平分布钢筋)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;
A_{op} ——墙面洞口面积;
A_f ——墙面总面积;
H ——建筑总高度;
H_i ——建筑第 i 层高度;
H_{c0} ——框架柱的净高;
L ——桩的长度;建筑物平面的长度;
α_S、α'_s ——纵向受拉钢筋合力点、受压钢筋合力点至截面近边的距离;

b ——矩形截面宽度、 T 形和 I 形截面的腹板宽度;建筑平面外伸部分的宽度;

b_b、 b_c、 b_w——梁、柱、剪力墙截面宽度;

b_f、 b'_f—— T 形、 I 形截面受拉区及受压区翼缘的宽度;

α——剪力墙墙肢轴线距离;

d ——钢筋直径,桩的内径;

l_i， l_j——杆端刚域长度;

B ——建筑物平面宽度;

B_{max}——建筑物平面最大宽度;

e_0——轴向力作用点至截面重心距离;

e ——偏心距;

h ——层高;截面高度;

h_0——截面有效高度;

h_f、 h'_f—— T 形、 I 形截面受拉区及受压区翼缘高度;

l ——杆长;建筑平面外伸部分的长度;

l_a——纵向受拉钢筋的锚固长度;

l_0——计算跨度;带刚域杆件中段长度;

S ——箍筋间距;

系数

α、 α_V——水平、竖向地震影响系数:

α_{max}、 α_{Vmax}——水平、竖向地震影响系数最大值;

ψ_T——基本周期考虑非承重砖墙影响的折减系数;

β_Z—— Z 高度处的风振系数;

β_n——突出屋面小塔楼地震效应增大系数;

η_V——带刚域杆件考虑剪切变形的刚度折减系数;

γ_j—— j 振型的参与系数;

γ_G、 γ_{Eh}、 γ_{EV}、 γ_w——荷载或作用组合的分项系数,

γ_{RE}——承载力抗震调整系数;

δ_n——顶点附加地震作用系数;

ξ_s——地基土抗震承载力调整系数;

η_p——弹塑性位移增大系数;

λ——剪跨比;

μ——截面形状系数;

μ_s——风荷载体型系数;

μ_z——风压高度变化系数;

ν——风的脉动影响系数;

ξ——风的脉动增大系数;

ξ_y——结构(构件)屈服强度系数;

ρ——纵向受拉钢筋配筋率;

ρ_{sv}——箍筋配筋率;

η——地震作用效应(内力或变形)的增大或调整系数;

τ——剪力墙的轴向变形影响系数;

η_j——节点约束系数;

ψ_w——风荷载组合系数;

μ_N——柱子的轴压比;

其它

T——结构自振周期;

T_g——场地的特征周期。

第一章　总　则

第 1.0.1 条　钢筋混凝土高层建筑的结构设计应与建筑、设备和施工紧密配合,注意高层建筑结构的特点,做到安全适用、技术先进、经济合理。根据结构特点,积极采用成熟的新技术、新工艺、新材料。在确保质量的前提下,设计方案应方便施工,并有利于加快建设速度。

第 1.0.2 条　本规程适用于 8 层和 8 层以上的高层民用钢筋混凝土结构,其房屋高度和结构类型应符合本规程第二章第一节的规定。

本规程适用于非抗震设计的高层建筑和设防烈度 6 度至 9 度抗震设计的高层建筑。

第 1.0.3 条　高层建筑的设防烈度应按国家规定的权限审批、颁发的文件(图件)确定,一般情况下可采用基本烈度;对做过设防区划的地区,可按批准的地震动参数考虑抗震设防。

第 1.0.4 条　抗震设计的高层建筑,其重要性应按《建筑抗震设计规范》GBJ11-89 确定。

第 1.0.5 条　高层建筑结构设计中应重视结构的选型和构造,择优选用抗震及抗风性能好而经济合理的结构体系和平立面布置方案,在构造上应加强连接。在抗震设计中,应保证结构的整体抗震性能,使整个结构有足够的承载力、刚度和延性。

第 1.0.6 条　本规程根据《建筑结构设计统一标准》GBJ68-84 的原则规定;符号、计量单位和基本术语符合《建筑结构设计通用符号、计量单位和基本术语》GBJ83-85 的要求。

第 1.0.7 条　本规程是遵照我国现行标准《建筑地基基础设计规范》、《建筑结构荷载规范》、《混凝土结构设计规范》、《建筑抗震设计规范》和《混凝土结构工程施工及验收规范》和其它有关规范,并结合高层建筑的特点、实践经验和科研成果而补充编制的。高层建筑结构的设计与施工,除符合本规程外还应遵守国家有关规范的规定。

第二章　结构设计的一般规定

第一节　结构体系

第 2.1.1 条　本规程适用于框架、框架－剪力墙(包括框架－筒体)、现浇剪力

墙(包括底层大空间剪力墙)和筒体(包括筒中筒和成束筒)等结构体系的设计。

第 2.1.2 条　本规程房屋适用的最大高度应符合表 2.1.2 的要求。

房屋适用的最大高度(m)　　表 2.1.2

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	现浇	60	60	55	45	25
	装配整体	50	50	35	25	—
框架－剪力墙和框架－筒体	现浇	130	130	120	100	50
	装配整体	100	100	90	70	—
现浇剪力墙	无框支墙	140	140	120	100	60
	部分框支墙	120	120	100	80	—
筒中筒及成束筒		180	180	150	120	70

注:①房屋高度指室外地面至檐口高度,不包括局部突出屋面的水箱,电梯间等部分的高度。

②当房屋高度超过表中规定时,设计应有可靠依据并采取有效措施。

③位于Ⅳ类场地的建筑或不规则建筑,表中高度应适当降低。

第 2.1.3 条　高层建筑结构的高宽比不宜超过表 2.1.3 的限值。

高　宽　比　的　限　值　　表 2.1.3

结构类型	非抗震设计	抗震设防烈度		
		6 度、 7 度	8 度	9 度
框架	5	5	4	2
框架－剪力墙、框架－筒体	5	5	4	3
剪力墙	6	6	5	4
筒中筒、成束筒	6	6	5	4

第 2.1.4 条　房屋高度超过 50m 时,宜采用现浇楼面结构,框架－剪力墙结构应优先采用现浇楼面结构。

房屋高度不超过 50m 时,除现浇楼面外,还可采用装配整体式楼面,也可采用与框架梁或剪力墙有可靠连接的预制大楼板楼面。装配整体式楼面的构造要求按本规程第 5.7.1 条、第 5.7.2 条的规定。

房屋的顶层、结构转换层、平面复杂或开洞过大的楼层应采用现浇楼面结构。

第二节　结构平面布置

第 2.2.1 条　高层建筑的开间、进深尺寸和选用的构件类型应减少规格,以利于建筑工业化。

第 2.2.2 条　高层建筑的平面宜选用风压较小的形状,并应考虑邻近高层建筑对其风压分布的影响。

在高层建筑的一个独立结构单元内,宜使结构平面形状和刚度均匀对称。明显不对称的结构应考虑扭转对结构受力的不利影响。

第 2.2.3 **条　需要抗震设防的高层建筑,其平面布置应符合下列要求**:

一、平面宜简单、规则、对称、减少偏心,否则应考虑其不利影响。

二、平面长度 L **不宜过长,突出部分长度** l **宜减小,凹角处宜采取加强措施(图** 2.2.3)。 L,l **、** l' **等值宜满足表** 2.2.3 **的要求。**

L,l **、** l' **表** 2.2.3

设防烈度	L/B	L/B_{max}	l/b	l'/B_{max}
6 **度和** 7 **度**	≤ 6	≤ 5	≤ 2	≥ 1
8 **度和** 9 **度**	≤ 5	≤ 4	≤ 1.5	≥ 1

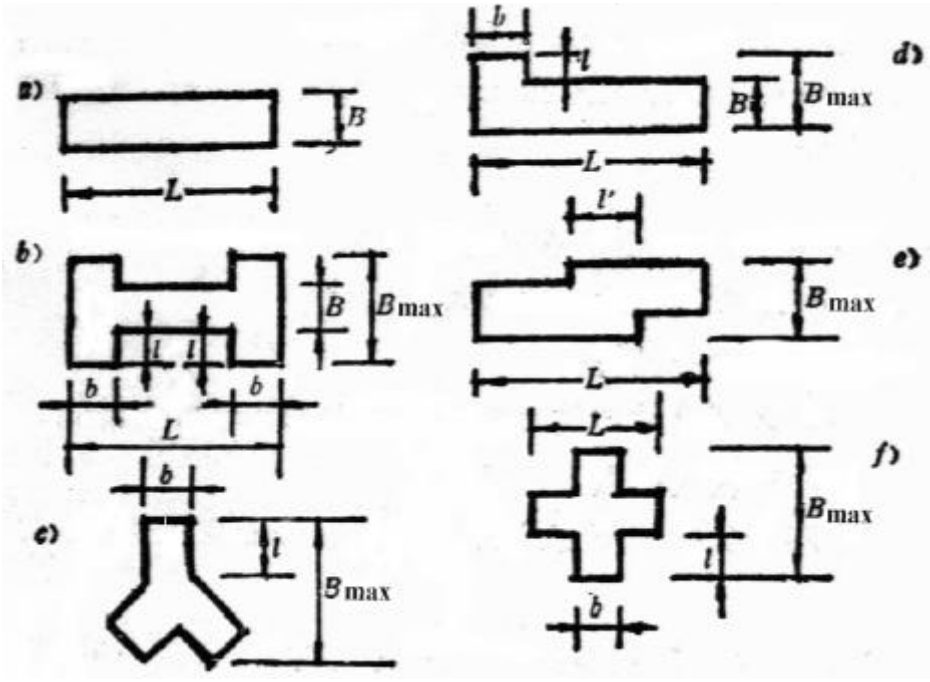


图 2.2.3　**建筑平面**

当平面局部突出部分的尺寸 $l/b \leq 1$ **且** $l/B_{max} \leq 0.3$ **、质量与刚度平面分布基本均匀对称时,可按规则建筑进行抗震分析。**

第 2.2.4 **条　在设计中宜调整平面形状和尺寸、采取构造和施工措施,不设伸缩缝、防震缝和沉降缝。当需要设缝时,应将高层建筑结构划分为独立的结构单元。**

第 2.2.5 **条　当高层建筑结构未采取可靠措施时,其伸缩缝间距不宜超出表** 2.2.5 **的限制。**

伸缩缝的最大间距　　表 2.2.5

结构类型	施工方法		最大间距（m）
框架 框架－剪力墙	装配式		75
	现浇	外墙装配	65
		外墙现浇	55
剪力墙	外墙装配		65
	外墙现浇		45

注:①当屋面无保温或隔热措施时,或位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构,可适当减小伸缩缝的间距。

②混凝土的收缩较大或室内结构因施工外露时间较长时,伸编缝间距应适当减小。

第 2.2.6 条　需要抗震设防的建筑,当必须设缝时,其伸缩缝、沉降缝均应符合防震缝宽度的要求。

下列情况宜设防震缝:

一、平面各项尺寸超过表 2.2.3 的限值而无加强措施。

二、房屋有较大错层。

三、各部分结构的刚度或荷载相差悬殊而又未采取有效措施。

第 2.2.7 条　防震缝的最小宽度应满足表 2.2.7 的要求。

防震缝的最小宽度(mm)　　表 2.2.7

结构类型	设防烈度			
	6	7	8	9
框架 框架－剪力墙 剪力墙	4H+10 3.5H+9 2.8H+7	5H-5 4.2H-4 3.5H-3	7H-35 6H-30 5H-25	10H-80 8.5H-68 7H-55

注:表中 H 为相邻结构单元中较低单元的屋面高度(m),H 至少取 15m。

第 2.2.8 条　防震缝应沿房屋全高设置,基础可不设防震缝,但在防震缝处基础应加强构造和连接。

各结构单元之间或主楼与裙房之间不应采用牛腿托梁的做法设置防震缝。

第 2.2.9 条　当采用以下的构造措施和施工措施减少温度和收缩应力时,可增大伸缩缝的间距:

一、在顶层、底层、山墙和内纵墙端开间等温度变化影响较大的部位提高配筋率。

二、顶层加强保温隔热措施或采用架空通风屋面。

三、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。

四、每 30 ～ 40m 间距留出施工后浇带,带宽 800 ～ 1000mm,钢筋可采用搭接接头。后浇带混凝土宜在两个月后浇灌,后浇带混凝土浇灌时温度宜低于主体混凝土

浇灌时的温度。

第 2.2.10 条　采用以下措施后,高层部分与裙房之间可连为整体而不设沉降缝:

一、采用桩基,桩支承在基岩上;或采取减少沉降的有效措施并经计算,沉降差在允许范围内。

二、主楼与裙房采用不同的基础形式，并宜先施工主楼,后施工裙房,调整土压力使后期沉降基本接近。

三、地基承载力较高、沉降计算较为可靠时,主楼与裙房的标高预留沉降差,先施工主楼,后施工裙房,使最后两者标高基本一致。

在二、三款的两种情况下,施工时应在主楼与裙房之间先留出后浇带,待沉降基本确定后再连为整体。设计中应考虑后期沉降差的不利影响。

第 2.2.11 条　沉降缝和防震缝的宽度应考虑由于基础转动产生结构顶点位移的要求。

第 2.2.12 条　当按 7 度及 7 度以上抗震设计时,在结构单元的两端或拐角部位不宜设置楼梯间和电梯间,必须设置时应采取加强措施。

第三节　结构竖向布置

第 2.3.1 条　需要抗震设防的建筑,竖向体型应力求规则、均匀,避免有过大的外挑和内收。

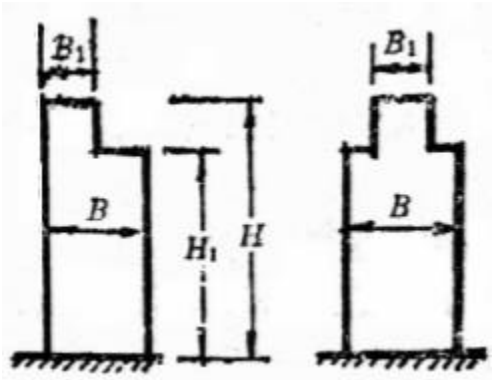


图 2.3.1　立面收进

符合以下要求的建筑可按竖向规则建筑进行抗震分析。

一、立面收进部分的尺寸比值 $B_1/B \geq 0.75$ 。

二、沿竖向,结构的侧向刚度变化较均匀,构件截面由下至上逐渐减小,不突变。当某些楼层的刚度小于上层时,应不小于相邻的上层刚度的 70%;连续三层刚度逐层降低后,不小于降低前刚度的 50%。

第 2.3.2 条　顶层取消部分墙柱形成空旷大房间、底层采用部分框支剪力墙或中部楼层部分剪力墙被取消时,应采取有效构造措施防止由于刚度突变而产生的不利影响。

第 2.3.3 条　高层建筑宜设地下室。

第四节　结构布置的一般要求

第 2.4.1 条　框架及框架－剪力墙结构应设计为双向抗侧力体系,主体结构不应采用铰接。需要抗震设防的框架－剪力墙结构,剪力墙宜双向布置。

第 2.4.2 条　框架梁、柱与剪力墙的轴线宜重合在同一平面内,梁柱轴线间偏心距不宜大于柱截面在该方向边长的 1/4 。

砌体填充墙宜与梁柱轴线位于同一平面内。需要抗震设防时,填充墙与柱子应有可靠的拉结。

第 2.4.3 条　框架－剪力墙结构中剪力墙的布置应符合以下要求:

一、横向剪力墙宜均匀对称地设置在建筑的端部附近、楼电梯间,平面形状变化处及恒载较大的地方。

二、横向剪力墙的间距宜满足表 2.4.3 的要求。

剪力墙的间距　　表 2.4.3

楼面形式	非抗震设计	抗震设防烈度		
		6 度、 7 度	8 度	9 度
现浇	≤ 5B 并且 ≤ 60m	≤ 4B 并且 ≤ 50m	≤ 3B 并且 ≤ 40m	≤ 2B 并且 ≤ 30m
装配整体	≤ 3.5B 并且 ≤ 50m	≤ 3B 并且 ≤ 40m	≤ 2.5B 并且 ≤ 30m	—

注:①表中 B ——楼面的宽度。

②装配整体式楼面指装配式楼面上做配筋现浇层;现浇层应符合本规程第 5.7.1 条及 5.7.2 条的要求。

③现浇部分厚度大于 60mm 的预应力或非预应力叠合板可作为现浇楼板考虑。

剪力墙之间楼面有较大的开洞时,剪力墙的间距应予减小。

三、纵向剪力墙宜布置在结构单元的中间区段内。房屋纵向较长时,不宜集中在两端纵向剪力墙,否则宜留施工后浇带以减少温度、收缩应力的影响。

四、纵横向剪力墙宜成组布置成 L 形、 T 形和口字形等。

五、当剪力墙墙肢截面高度大于 8m 时,可用门窗口或施工洞形成联肢墙。

六、剪力墙布置不宜过分集中,每道剪力墙承受的水平力不宜超过总水平力的 40%。

七、剪力墙宜贯通建筑物全高,厚度逐渐减薄,避免刚度突然变化。

第 2.4.4 条　剪力墙结构中,剪力墙的布置应符合以下要求:

一、剪力墙应双向或多向布置,宜拉通对直。

二、较长的剪力墙可用楼板(无连梁)或弱的连梁分为若干个独立墙段。每个独立墙段可以是实体墙、整体小开口墙、联肢墙或壁式框架。每个独立墙段的总高度与长度之比不宜小于 2 。

三、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,不宜采用错洞墙。洞口设置应避免墙肢刚度相差悬殊。

四、墙肢截面高度与厚度之比不宜小于 3 。

第 2.4.5 条　底层大空间剪力墙结构布置应符合以下要求:

一、底层应设落地剪力墙和(或)落地筒体。在平面为长矩形的建筑中,落地横向剪力墙的数目与全部横向剪力墙数目之比,非抗震设计时不宜少于 30%;需要抗震设防时不宜少于 50%。

二、底层落地剪力墙和筒体应加厚,并可提高混凝土强度等级以补偿底层的刚度。上下层刚度比 γ 宜接近于 1 。非抗震设计时, γ 不应大于 3;需要抗震设防时, γ

不应大于 2。γ 按下式计算:

$$\gamma=\frac{G_{i+1}A_{i+1}}{G_iA_i}\frac{h_i}{h_{i+1}} \qquad (2.4.5\text{-}1)$$

$$A=A_w+0.12A_c \qquad (2.4.5\text{-}2)$$

式中 G_i、G_{i+1}——第 i 层、第 i+1 层的混凝土剪变模量;

A_i、A_{i+1}——第 i 层、第 i+1 层的折算抗剪截面面积,按式(2.4.5-2)计算;

A_w——在所计算的方向上,剪力墙全部有效截面面积;

A_c——全部柱截面面积,

h_i、h_{i+1}——第 i 层、第 i+1 层层高。

三、落地剪力墙和筒体的洞口宜布置在墙体的中部。

四、框支剪力墙结构框支梁上的一层墙体内不宜设边门洞,不得在中柱上方设门洞。

五、落地剪力墙的间距应符合以下规定:

非抗震设计:$l \le 3B$, $l \le 36m$;

抗震设计:6 度、 7 度时, $l \le 2.5B$, $l \le 30m$;

8 度时, $l \le 2B$, $l \le 24m$。

式中 B——楼面宽度。

第 2.4.6 条 筒中筒结构宜采用对称平面,优先采用圆形、正多边形,矩形平面的长宽比不宜大于 2,当矩形平面长宽比大于 2 时,宜在平面内另设剪力墙或柱距较小的框架将筒体划分为若干个筒,各筒之间的刚度不宜相差太大。

第 2.4.7 条 筒中筒结构设计应符合以下要求:

一、筒中筒结构的高宽比宜大于 3,高度不宜低于 60m。

二、剪力墙内筒的边长宜为高度的 1/8 ～ 1/10 。如有另外的角筒和剪力墙时,内筒平面尺寸还可以适当减小。内筒宜贯通建筑物全高,竖向刚度宜均匀变化。

三、外筒柱距不宜大于层高,宜小于 3m。外墙面洞口面积不宜大于墙面面积的 50%。外柱宜采用矩形或 T 形截面,长边位于外墙平面内。角柱面积可为中柱的 1.5 ～ 2 倍,并可采用 L 形角墙或角筒。

四、外筒密柱到底层部分可通过转换梁、转换桁架、转换拱等扩大柱距,但柱总截面面积不宜减小。需要抗震设防时应采取措施保证底层柱的延性要求。

五、内筒与外筒之间的距离,对非抗震设计,不宜大于 12m,对抗震设计,不宜大于 10m。超过此限值时宜另设承受竖向荷载的内柱或采用预应力混凝土楼面结构。

第三章 荷载和地震作用

第一节 竖向荷载

第 3.1.1 条 高层建筑结构的楼面活荷载应按《建筑结构荷载规范》 GBJ9-87 第 3.1.1 条采用。该条未规定者,可按本规程表 3.1.1 采用。

民用建筑楼面均布活荷载　　表 3.1.1

项目	活荷载标准值(KN/m^2)	准永久值系数 ψ_q	附注
酒吧间、舞厅、展销厅	3.0～4.0	0.5	荷载较大时按实际情况
屋面花园	4.0～5.0	0.8	
贮藏室	3.0～8.0	0.8	
饭店厨房、洗衣房	4.0～5.0	0.5	
健身房、娱乐室	3.0～4.5	0.5	

楼面活荷载标准值折减系数按《建筑结构荷载规范》GBJ9-87 第 3.1.2 条的规定采用。

第 3.1.2 条　高层建筑结构的活荷载在计算内力时可不作最不利布置。

第 3.1.3 条　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它施工设备时,在结构设计中应根据具体情况验算施工荷载的影响。

第二节　风 荷 载

第 3.2.1 条　垂直于建筑物表面上的风荷载标准值应按下式计算:

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

式中　ω_k——风荷载标准值(KN/m^2);

ω_0——基本风压(KN/m^2)按本规程第 3.2.3 条的规定采用;

μ_z——风压高度变化系数,按本规程第 3.2.4 条规定采用;

μ_s——风荷载体型系数,按本规程第 3.2.5 条规定采用;

β_z——z 高度处的风振系数,按本规程第 3.2.7 条规定采用。

风压高度变化系数 μ_z　　表 3.2.4

离地面或水面的高度(m)	地面粗糙度类别		
	A 类	B 类	C 类
5	1.17	0.80	0.54
10	1.38	1.00	0.71
20	1.63	1.25	0.94
30	1.80	1.42	1.11
40	1.92	1.56	1.24
50	2.03	1.67	1.36
60	2.12	1.77	1.46
70	2.20	1.86	1.55
80	2.27	1.95	1.64
90	2.34	2.02	1.72
100	2.40	2.09	1.79
150	2.64	2.38	2.11
200	2.83	2.61	2.36

第 3.2.2 条　在进行风荷载计算时,按建筑所在地面粗糙程度分为三类,A 类指海岸、湖岸、海岛地区,B 类指中小城镇和大城市郊区;C 类指有密集建筑群的大城市市区。

第 3.2.3 **条　基本风压** w_0 **应根据《建筑结构荷载规范》** GBJ9-87 **图** 6.1.2 **《全国基本风压分布图》中的数值乘以系数** 1.1 **采用,对于特别重要和有特殊要求的高层建筑可按图中数值乘以系数** 1.2 **采用,**

第 3.2.4 **条　风压高度变化系数可按表** 3.2.4 **规定采用。**

第 3.2.5 **条　风荷载体型系数与高层建筑的体型、平面尺寸等有关，可按下列规定采用**:

一、圆形和椭圆形平面建筑,风荷载体型系数取 0.8 **。**

二、正多边形及截角三角形平面风荷载体型系数 μ_s **由下式计算**:

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

式中　n ——**多边形的边数。**

三、矩形、鼓形、十字形平面建筑(除细高的塔式建筑外)风荷载体型系数为 1.3 **。**

四、下列建筑的风荷载体型系数为 1.4:

1.V **形、** Y **形、弧形、双十字形、井字形平面建筑**;

2.L **形和槽形平面建筑；**

3.**高宽比** H/B_{max} **大于** 4,**长度比** L/B_{max} **不大于** 1.5 **的矩形、鼓形平面建筑。**

五、迎风面积取垂直于风向的最大投影面积。

六、在需要更细致进行风荷载计算的情况下,风荷载体型系数可按附录一采用,或由风洞试验确定。

第 3.2.6 **条　复杂体型的高层建筑在进行内力与位移计算时,正反两个方向风荷载的绝对值可按两个方向中的较大值采用。**

第 3.2.7 **条　对于高度大于** 30m **且高宽比大于** 1.5 **的高层建筑,风振系数** β_z **可按下式计算**:

$$\beta_z = 1 + \frac{H_i}{H}\frac{\xi\nu}{\mu_z} \qquad (3.2.7)$$

其余情况下风振系数 β_z **取**=1.0 **。**

式中　H_i ——**第** i **层标高**;

H ——**建筑总高度**;

ξ ——**脉动增大系数,接表** 3.2.7 **采用**;

ν ——**脉动影响系数,按《建筑结构荷载规范》** GBJ9-87 **第** 6.4.4 **条采用**;**当高层建筑的高宽比不小于** 2 **时,可取下列数值**:

地面粗糙度类别为 A **类时,** ν =0.48;

B **类时,** ν =0.53;

C **类时,** ν =0.63;

μ_z ——**风压高度变化系数,按表** 3.2.4 **采用。**

脉动增大系数 ξ　　表 3.2.7

$\omega_0 T^2$ (KNs^2/m^2)	地面粗糙度类别		
	A 类	B 类	C 类
0.1	1.25	1.23	1.20
0.2	1.30	1.28	1.25
0.4	1.37	1.34	1.30
0.6	1.41	1.38	1.34
0.8	1.46	1.42	1.37
1.0	1.48	1.44	1.40
2.0	1.58	1.54	1.49
4.0	1.70	1.65	1.60
6.0	1.77	1.72	1.65
8.0	1.83	1.77	1.72
10.0	1.89	1.82	1.75

表中　　ω_0——基本风压,按本规程第 3.2.3 条规定采用;

T——结构基本自振周期,框架结构可采用 T=(0.08～0.1)n;框架－剪力墙和框架－筒体结构可采用 T=(0.06 ～ 0.08)n;剪力墙结构和筒中筒结构可采用 T=0.05n, n 为结构层数。

第 3.2.8 条　对于水平悬挑构件、围护构件及其连接件,可采用下列局部风荷载体型系数:

一、墙面: μ_s= -1.0 及 μ_s=+1.5 。

二、墙角及墙附近屋面(作用在宽度为 1/6 山墙宽度的条带上)

$$\mu_s = -1.5$$

三、檐口、雨篷、遮阳板、阳台的上浮力 μ_s = -2.0 。

第三节　地震作用

第 3.3.1 条　高层建筑抗震设计考虑在 6 度至 9 度范围内设防。其地震作用应按以下规定计算:

一、甲类建筑应按专门研究的地震动参数计算。

二、乙、丙类建筑:6 度设防时Ⅰ～Ⅲ类场地上的建筑不必计算,Ⅳ类场地上的较高建筑及 7 度至 9 度设防的建筑应按本地区设防烈度计算。

第 3.3.2 条　高层建筑结构应按下列原则考虑地震作用：

一、抗侧力结构正交布置时,可在结构两个主轴方向分别考虑水平地震作用;有斜交抗侧力结构时,应分别考虑各斜交方向的水平地震作用。

二、质量与刚度明显不对称、不均匀的结构,应考虑水平地震作用的扭转影响。

三、 9 度设防时应考虑竖向地震作用与水平地震作用的不利组合。

第 3.3.3 条　高层建筑结构应根据不同情况,分别采用以下的地震作用计算方法:

一、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。

二、除第一款以外的高层建筑结构宜采用振型分解反应谱法。

三、下列情况宜采用时程分析法进行补充计算;

1.刚度与质量沿竖向分布特别不均匀的高层建筑结构;

2.甲类高层建筑结构;

3.表 3.3.3 所示的乙、丙类高层建筑结构;

采用时程分析法宜按烈度、近震、远震和场地类别选用适当数量的实际地震记录或人工模拟的加速度时程曲线,所求得的底部剪力小于底部剪力法或振型分解反应谱法求得的底部剪力的 80%时,至少按 80%取用。

采用时程分析法的乙、丙类高层建筑结构　表 3.3.3

7 度，8 度的Ⅰ、Ⅱ类场地	>80m
8 度的Ⅲ、Ⅳ类场地、9 度	>60m

第 3.3.4 条　计算地震作用时,建筑的重力荷载代表值应按下列规定采用:

一、恒荷载——取 100%,

二、雪荷载——取 50%;

三、楼面活荷载——按实际情况计算时取 100%;按等效均布活荷载计算时,藏书库、档案库、库房取 80%,一般民用建筑取 50%。

第 3.3.5 条　截面抗震验算时,建筑结构的地震影响系数应按近震、远震,场地类别和结构自振周期 T 由下式决定:

当 $T \leq T_g$ 时:　　$\alpha = \alpha_{max}$

当 $3.0 \geq T > T_g$ 时:　　$\alpha = \beta \alpha_{max}$　　(3.3.5-1)

式中　T_g——场地的特征周期(S),T_g 由下表决定:

场地的特征周期值（s）　　表 3.3.5－1

场地类别	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
近震	0.20	0.30	0.40	0.65
远震	0.25	0.40	0.55	0.85

α_{max}——截面抗震验算的水平地震影响系数最大值,按表 3.3.5-2 决定。

截面抗震验算的水平地震影响系数最大值　　表 3.3.5-2

设防烈度	6	7	8	9
α_{max}	0.04	0.08	0.16	0.32

β——与建筑结构自振周期 T 和场地的特征周期 T_g 之比有关的系数,由式(3.3.5-2)计算:

$$\beta = \left(\frac{T_g}{T}\right)^{0.9} \qquad (3.3.5\text{-}2)$$

式中　T——结构自振周期(s)。

β 的下限值为 0.2,小于 0.2 时应按 0.2 取用。

第 3.3.6 条　高层建筑所在场地类别按《建筑抗震设计规范》GBJ11-89 第 3.1.5 条规定决定。

第 3.3.7 条　采用底部剪力法计算水平地震作用时,各楼层可仅考虑一个自由度,

结构总水平地震作用标准值应按下列公式确定(图 3.3.7):

$$F_{Ek}=\alpha_1 G_{cq} \qquad (3.3.7\text{-}1)$$

质点 i 的水平地震作用标准值:

$$F_i=\frac{G_iH_i}{\sum_{j=1}^{n}G_jH_j}F_{Ek}(1-\delta_n)$$

$$(i=1,2,\cdots\cdots n) \qquad (3.3.7\text{-}2)$$

顶部附加水平地震作用标准值:

$$\Delta F_n=\delta_n F_{Ek} \qquad (3.3.7\text{-}3)$$

式中 α_1 ——相应于结构基本自振周期 T_1 的水平地震影响系数 α 值,按本规程第 3.3.5 条确定;

T_1 ——结构基本自振周期,按本规程第 3.3.8 条的规定采用;

δ_n ——顶部附加水平地震作用系数,当 $T_1<1.4T_g$ 时, $\delta_n=0$;

当 $T_1\geq 1.4T_g$ 时,按表 3.3.7 采用:

顶部附加水平地震作用系数　　表 3.3.7

T_g(S)	δ_n
≤ 0.25	$0.08T_1+0.07$
0.3 ～ 0.4	$0.08T_1+0.01$
≥ 0.55	$0.08T_1-0.02$

G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值,$G_{eq}=0.8G_E$

G_E ——计算地震作用时,结构总重力荷载代表值,

$$G_E=\sum_{j=1}^{n}G_j$$

H_i,H_j ——集中质点 i, j 的计算高度;

G_i,G_j ——分别为集中质点 i, j 的重力荷载代表值,应按本规程第 3.3.4 条确定。

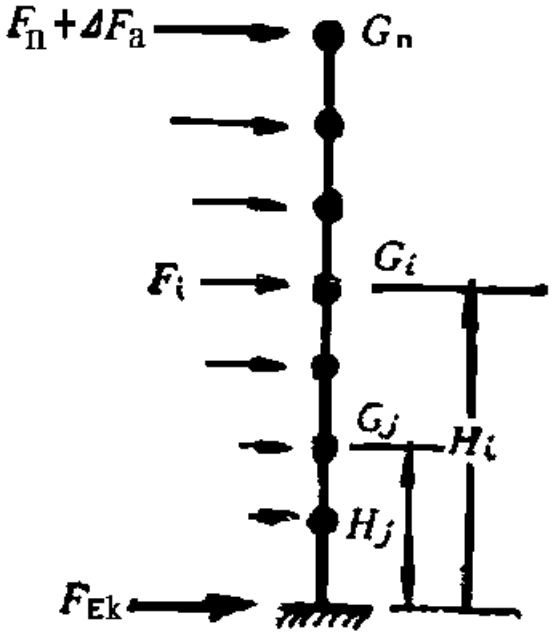


图 3.3.7　底部剪力法计算图形

第 3.3.8 **条　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** T_1(S)**可按下式计算**:

$$T_1 = 1.7\varphi_T\sqrt{uT} \qquad (3.3.8)$$

式中　u_T——**计算结构基本自振周期用的结构顶点假想位移**(m),**即假想把集中在各层楼面处的重力荷载代表值** Gi **作为水平荷载,并按本规程第** 4.1.4 ～ 4.1.7 **条规定而算得的结构顶点位移**;

ψ $_T$ ——**结构基本自振周期考虑非承重砖墙影响的折减系数,框架结构取** 0.6 ～ 0.7;

框架－剪力墙结构取 0.7 ～ 0.8;

剪力墙结构取 1.0 **。**

采用计算机计算结构自振周期时,也相应考虑非承重砖墙对各自振周期的影响。

结构基本自振周期也可采用根据实测资抖考虑地震影响的经验公式。

第 3.3.9 **条　带小塔楼的高层建筑结构采用底部剪力法计算时,突出屋面的小塔楼作为一个质点参加计算,计算求得的小塔楼水平地震作用应增大,增大系数** β $_n$ **可按表** 3.3.9 **采用。**

突出屋面小塔楼地震作用增大系数 β $_n$　　**表** 3.3.9

结构基本周期 T_1 **（s）**	K_n/K / G_n/G	0.001	0.01	0.05	0.1
0.25	0.01	2.0	1.6	1.5	1.5
	0.05	1.9	1.8	1.6	1.6
	0.1	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
	0.1	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
	0.1	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
	0.1	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
	0.1	2.4	5.6	4.2	3.7

按本规程第 3.3.7 **条计算的顶部附加水平地震作用标准值** Δ Fn **应作用于主体结构的顶层。**

表中,K_n **、** G_n ——**小塔楼(第** n **层)的侧向刚度和重力荷栽设计值**;

K **、** G ——**主体结构的层侧向刚度和重力载设计值,可取各层的平均值。**

侧向刚度 K 可由层剪力除以层间位移计算。

放大后的小塔楼地震作用用于设计小塔楼自身以及与小塔楼直接连接的主体结构构件。

第 3.3.10 条　按本章第 3.3.3 条规定采用振型分解反应谱法时,对于不考虑扭转耦连振动影响的结构,可按下列规定进行地震作用的计算:

一、结构第 j 振型 i 质点的水平地震作用的标准值应按下式确定：

$$F_{ji}=\alpha_j\gamma_i X_{ji}G_i \quad (i=1,2\cdots\cdots,n;j=1,2\cdots,m) \qquad (3.3.10\text{-}1)$$

式中　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 Ti 的地震影响系数,按本规程第 3.3.5 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;

$$\gamma_j=\sum_{i=1}^{n}X_{ji}G_i\Big/\sum_{i=1}^{n}X_{ji}^2G_i \qquad (3.3.10\text{-}2)$$

二、水平地震作用效应(内力和位移)应按下式计算:

$$S=\sqrt{\sum_{j=1}^{m}S_j^2} \qquad (3.3.10\text{-}3)$$

式中 S——水平地震作用效应;

S_j—— j 振型的水平地震作用效应(弯矩,剪力、轴向力和位移等)

一般情况下可取振型数 m=3,当建筑较高,或结构沿竖向的刚度很不均匀时,宜取 m=5～6。

为计算各振型 α_j 所用的自振周期也应按本规程第 3.3.8 条考虑非承重砖墙刚度对结构基本周期影响的折减系数。

突出屋面的小塔楼作为单独的质点参加振型分解法计算,当采用 3 个振型时,地震作用放大系数可取 1.5;当采用 6 个振型时,求得的地震作用不再放大。

按本规程第 3.3.2 条规定,对于需要考虑扭转耦连振动影响的结构,宜按《建筑抗震设计规范》 GBJ11-89 第 4.2.5 条的规定计算。

第 3.3.11 条　结构总竖向地震作用的标准值按下式计算(图 3.3.11):

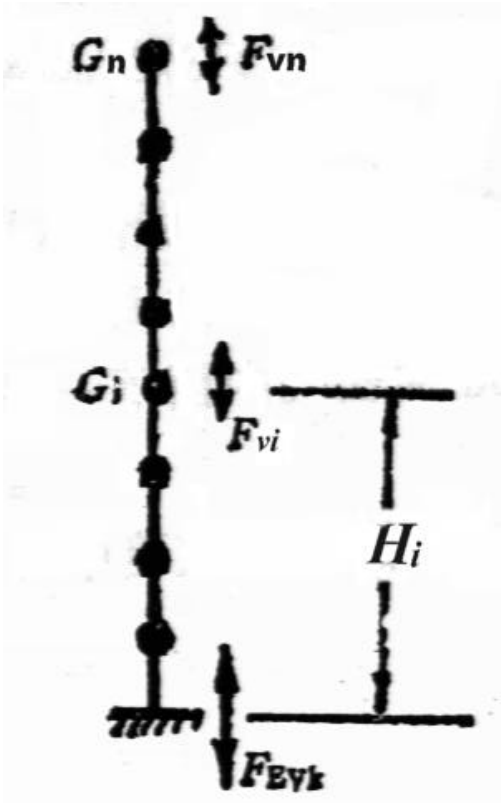


图 3.3.11　**结构竖向地震作用计算图形**

$$F_{Evk} = \alpha_{v\,max} G_{eq} \qquad (3.3.11.1)$$

质点 i **的竖向地震作用标准值：**

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^{n} G_j H_j} F_{Evk} \qquad (3.3.11\text{-}2)$$

$$G_{eq} = 0.75 G_E \qquad (3.3.11\text{-}3)$$

式中　G_i, G_j, H_i, H_j **同本规程第** 3.3.7 **条**;

F_{Evk} ——**结构总竖向地震作用标准值**;

$\alpha_{v\,max}$ ——**竖向地震影响系数的最大值,取** 0.65

各楼层的竖向地震作用效应按各构件承受的重力荷载代表值比例分配。

第 3.3.12 **条**　**水平长悬臂构件和大跨度结构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,可分别取该结构及所承受重力荷载代表值的** 10% **和** 20%**进行计算。**

第四章　　结构计算

第一节　计算的一般原则

第 4.1.1 **条**　**高层建筑结构的内力与位移按弹性方法计算,并考虑各抗侧力结构的共同工作。框架梁及连梁等构件可按有关规定考虑局部塑性变形内力重分布。**

第 4.1.2 **条**　**进行高层建筑结构内力与位移计算时，一般情况下可以假定楼面在自身平面内为绝对刚性,相应地在设计中应按规定采取保证楼面整体刚度的构造措施。**

当楼面整体性较弱,楼面有大开孔、楼面有较长的外伸段或为转换层楼面时,楼面在自身平面内变形会使刚度较小的抗侧力结构分配的水平力增大,计算中宜考虑楼面的平面内刚度或对采用楼面刚度无限大假定计算方法的计算结果进行调整。

第 4.1.3 条　高层建筑结构应进行重力荷载、风荷载和地震作用下的内力分析并按本章第二节的条规定进行组合。

第 4.1.4 条　高层建筑结构用简化方法进行内力与位移计算时,可将高层建筑结构沿两个正交主轴划分为若干平面抗侧力结构,每一个方向上的水平荷载和水平地震作用由该方向上的平面抗侧力结构承受,垂直于水平荷载和水平地震作用方向的抗侧力结构不参加工作,由楼面位移保持直线分布的条件进行水平力分配;在不考虑扭转影响时,由同一楼层水平位移相等的条件进行水平力分配。

如抗侧力结构与主轴斜交,应考虑抗侧力结构在两个主轴方向上各自的功能。

进行计算时除必须考虑各构件的弯曲变形外,对 50m 以上或高宽比大于 4 的结构,宜考虑柱和墙肢的轴向变形;剪力墙宜考虑剪切变形,在计算竖向荷载作用下的内力与位移时,柱、墙轴向变形宜考虑施工过程逐层加载的影响。

第 4.1.5 条　用计算机进行内力与位移分析时,布置较为规则的框架结构、剪力墙结构和框架－剪力墙结构可采用平面抗侧力结构的空间协同工作分析方法。

布置不规则、体型复杂的结构以及筒体等空间作用明显的结构可以采用各种空间分析方法。

进行平面抗侧力结构空间协同工作分析时,应考虑梁的弯曲与剪切变形,对柱、墙应考虑弯曲、剪切和轴向变形;采用杆件系统空间分析时,除上述变形外,梁、柱、墙均应考虑扭转变形,墙肢还应考虑截面的翘曲。在计算竖向荷载作用下的内力与位移时,柱、墙轴向变形宜考虑施工过程逐层加载的影响。

第 4.1.6 条　在进行内心协同计算、自振周期和稳定性计算中,为了按本规程第 4.1.4 条规定在简化计算方法中考虑轴向变形和剪切变形对抗侧力结构刚度的影响,可采用等效刚度的方法或其它有效的方法。当采用等效刚度时,抗侧力结构的刚度可以按顶点位移相等的原则折算为竖向悬臂受弯构件的等效刚度。

沿竖向刚度比较均匀的结构,其等效刚度 EI_{eq} 可分别按下列方法计算:

一、对于单肢实体墙、按整截面计算的剪力墙和整体小开口墙,可按下式计算其等效刚度:

$$E_cI_{eq}=\frac{E_cI_w}{1+\frac{9\mu I_w}{A_wH^2}} \qquad (4.1.6\text{-}1)$$

式中　E_cI_{eq} ——等效刚度；

E_c ——混凝土的弹性模量;

I_w ——剪力墙的惯性矩、小洞口整截面墙取组合截面惯性矩,整体小开口墙取组和截面惯性矩的 80%;

A_w ——无洞口剪力墙的截面面积;小洞口整截面墙取折算截面面积;

$A_w=\left(1-1.25\sqrt{\frac{A_{op}}{A_f}}\right)A$ 整体小开口墙取墙肢截面面积之和 $A_w=\sum_{i=1}^{m}A_i$

A ——墙截面毛面积;

A_{op}——墙面洞口面积;

A_f——墙面总面积;

A_i——第 i 墙肢截面面积;

H——剪力墙总高度;

μ——截面形状系数,矩形截面 μ=1.2。

二、单片联肢墙、壁式框架和框架－剪力墙可采用倒三角形分布荷载或均布荷载,按本章的方法计算其顶点位移,然后按下式之一折算其等效刚度:

$$\left.\begin{array}{l} \text{采用均布荷载时：} E_cI_{eq}=\dfrac{qH^4}{8u_1} \\ \text{采用倒三角形分布荷载时：} E_cI_{eq}=\dfrac{11q_{max}H^4}{120u_2} \end{array}\right\} \qquad (4.1.6\text{-}2)$$

式中 E_cI_{eq}——等效刚度;

q、q_{max}——计算顶点位移 u_1、u_2 时所用的均布荷载值和倒三角形分布荷载的最大值。

u_1、u_2——分别是由均布荷载和倒三角形分布荷载产生的结构顶点水平位移。

注:当所用的内力、位移计算方法已经直接计算其等效刚度时,可不必再按式(4.1.6-2)进行折算。

第 4.1.7 条　在内力与位移计算中,所有构件均可采用弹性刚度,在框架－剪力墙结构中,连梁的刚度可予以折减,折减系数不应小于 0.55。

第二节　荷载效应和地震作用效应的组合

第 4.2.1 条　非抗震设计时,荷载效应组合的设计值应按下列公式确定:

$$S=\gamma_G C_G G_k+\gamma_{Q1}C_{Q1}Q_{1k}+\varphi_w\gamma_w C_w W_k \qquad (4.2.1)$$

式中 S——荷载效应组合的设计值;

γ_G、γ_{Q1}、γ_w、——分别为恒荷载、活荷载和风荷载的分项系数;

G_k、Q_{1k}、W_k——分别为恒荷载、活荷载和风荷载的标准值;

C_G、C_{Q1}、C_w——分别为恒荷载、活荷载和风荷载的荷载效应系数:

ψ_w——风荷载的组合值系数。

第 4.2.2　非抗震设计时,荷载分项系数按下列规定采用:

一、进行承载力计算时.

1.**恒荷载的分项系数** γ_G

当其效应对结构不利时,取 1.2;

当其效应对结构有利时,取 1.0。

2.**楼面活荷载的分项系数**:

一般情况下取 1.4;

当活荷载标准值不小于 $4KN/m^2$ **时取** 1.3。

3.**风荷载的分项系数** γ_w **取** 1.4。

二、进行位移计算时,式(4.2.1)**中各分项系数均取为** 1.0。

第 4.2.3 **条　非抗震设计时,风荷载组合值系数** ψ_w **取** 1.0 **。**

第 4.2.4 **条　抗震设计时,考虑荷载效应与地震作用效应的基本组合按式**(4.2.4)**计算**:

$$S = \gamma_G C_G G_E + \gamma_{Eh} C_{Eh} F_{Ek} + \gamma_{Ev} C_{Ev} F_{Evk} + \varphi_w \gamma_w C_w W_k \qquad (4.2.4)$$

式中　S ——**结构构件效应组合的设计值**;

G_E、F_{Ek}、F_{Evk}、W_k ——**重力荷载代表值、水平地震作用标准值、竖向地震作用标准值、风荷载标准值**;

C_G、C_{Eh}、C_{Ev}、C_w ——**分别为重力荷载、水平地震作用、竖向地震作用及风荷载的作用效应系数**;

γ_G、γ_{Eh}、γ_{Ev}、γ_w ——**相应的作用分项系数,按第** 4.2.5 **条采用**;

ψ_w ——**风荷载的组合值系数。**

第 4.2.5 **条　抗震设计时,考虑荷载效应与地震作用效应的分项系数按下列规定采用**:

一、进行承载力计算时,分项系数按表 4.2.5 **采用**;

当重力荷载效应对结构承载力有利时,取 γ_G=1.0 **。**

二、进行位移计算时,全部分项系数取 γ=1.0 **。**

作用分项系数　　表 4.2.5

所考虑的组合	重力荷载 γ_G	水平地震作用 γ_{Eh}	竖向地震作用 γ_{Ev}	风荷载 γ_w	说明
1.考虑重力荷载及水平地震作用	1.20	1.30	—	—	
2.考虑重力荷载及竖向地震作用	1.20	—	1.30	—	9 度抗震设计时才考虑，但水平长悬臂结构 8 度、9 度时才考虑
3.考虑重力荷载及两向地震作用	1.20	1.30	0.50	—	9 度抗震设计时才考虑，但水平长悬臂结构 8 度、9 度时才考虑
4.考虑重力荷载、水平地震作用及风荷载	1.20	1.30	—	1.40	60m 以上的高层建筑考虑
5.考虑重力荷载两向地震作用及风荷载	1.20	1.30	0.50	1.40	60m 以上的高层建筑，9 度抗震设防时才考虑，水平长悬臂结构 8 度、9 度时考虑

注：表中“—”号表示该项作用不考虑。

第 4.2.6 条　抗震设计时,风荷载组合值系数 ψ_w 取 0.2 。

第三节　高层建筑结构的稳定和倾覆验算

第 4.3.1 条　高宽比大于 5 的高层建筑结构的整体稳定可按下式验算:

$$G_{tc} \le \frac{\Sigma E_c I_{eq}}{8H^2} \qquad (4.3.1\text{-}1)$$

式中　G_{tc}——顶端等效重力荷载设计值, $G_{ct} = \frac{1}{H^2}\Sigma G_i H_{ij}^2$ ；

H——建筑总高度;

G_i——第 i 楼层的重力荷载设计值,按本规程第 4.2.1 条采用;

H_i——第 i 层高度;

$\Sigma E_c I_{eq}$——验算方向抗侧力结构等效刚度之和,等效刚度按本规程第 4.1.6 条规定计算。

当各层的竖向荷载基本上沿高度均匀分布时,顶端等效重力荷载设计值可按下式计算:

$$G_{tc} = \frac{1}{3}\Sigma G_i + G_t \qquad (4.3.1\text{-}2)$$

式中 G_t——除去作为均匀荷载部分以外的顶点附加荷载设计值。

第 4.3.2 条 高层建筑结构倾覆计算时,应按风荷载或地震作用计算倾覆力矩设计值。计算稳定力矩时,楼层活荷载取 50%,恒载取 90%。抵抗倾覆的力矩不应小于倾覆力矩设计值。

第四节 框架结构的计算

第 4.4.1 条 在框架结构内力与位移计算中,现浇楼面可以作为框架梁的有效翼缘,每一侧翼缘的有效宽度可取至板厚度的 6 倍;装配整体式楼面视其整体性可取等于或小于 6 倍,无现浇面层的装配式楼面,楼面的作用不予考虑。

在设计中可采用下列方法计算框架梁的惯性矩:

对边框架梁,取 $I=1.5I_r$;对中框架梁,取 $I=2I_r$。

I_r 为矩形部分的惯性矩。装配整体式框架梁可取小于或等于此值。

第 4.4.2 条 在竖向荷载作用下框架内力可以采用分层法进行简化计算,此时每层框架梁连同上、下层柱组成基本计算单元,竖向荷载产生的梁固端弯矩只在本层内进行弯矩分配,单元之间不再传递。

梁的弯矩取分配后的数值,柱端弯矩取相邻两单元对应柱端弯矩之和。

第 4.4.3 条 在风荷载和水平地震作用下的框架内力可以用 D 值法进行简化计算。

第 4.4.4 条 高层框架结构可以分别按平面框架和空间框架,采用矩阵位移法由计算机进行内力与位移分析。

第 4.4.5 条 在竖向荷载作用下可以考虑梁端塑性变形内力重分布而对梁端负弯矩进行调幅。装配整体式框架调幅系数为 0.7 ～ 0.8;现浇框架调幅系数为 0.8 ～ 0.9 梁端负弯矩减小后,应按平衡条件计算调幅后的跨中弯矩。

截面设计时,梁跨中正弯矩至少应取按简支梁计算的跨中弯矩之半。

竖向荷载产生的梁的弯矩应先行调幅,再与风荷载和水平地震作用产生的弯矩进行组合。

第五节 剪力墙结构的计算

第 4.5.1 条 计算剪力墙的内力与位移时,可以考虑纵、横墙的共同工作。纵墙的一部分可以作为横墙的有效翼缘,横墙的一部分也可以作为纵墙的有效翼缘。每一侧有效翼缘的宽度可取翼缘厚度的 6 倍、墙间距的一半和总高度的 1/20 中的最小值,且不大于至洞口边缘的距离。

第 4.5.2 条 在双十字形和井字形平面的建筑中,核心墙各墙段轴线错开距离 α 不大于实体连接墙厚度的 8 倍,并且不大于 2.5m 时,整片墙可以作为整体平面剪力墙考虑;计算所得的内力应乘以增大系数 1.2,等效刚度应乘以折减系数 0.8(图 4.5.2-1)。

当折线形剪力墙的各墙段总转角不大于 15 ° 时,可按平面剪力墙考虑(图 4.5.2-2)。

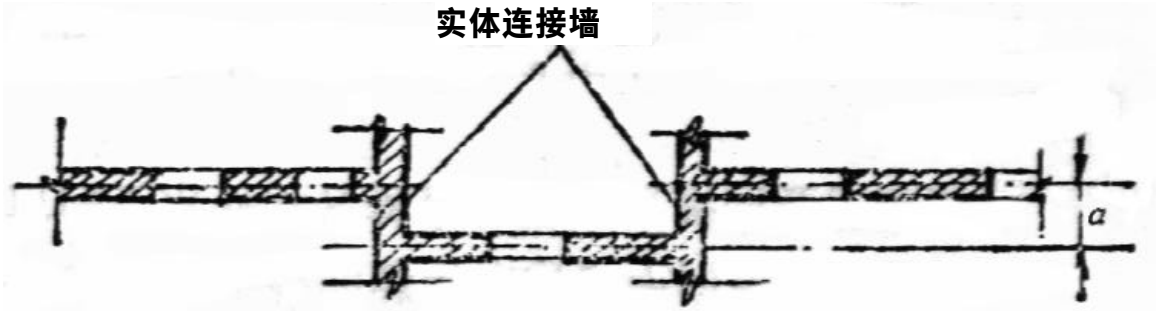


图 4.5.2 － 1　轴线错开的墙段

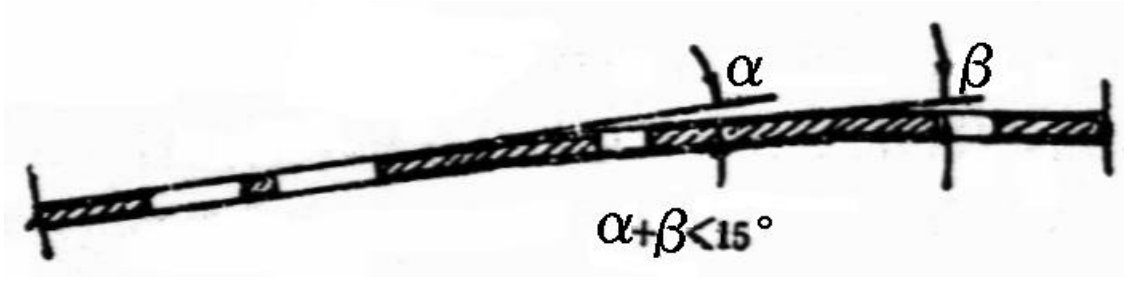


图 4.5.2 － 2　折线形剪力墙

第 4.5.3 **条**　**简化计算时,水平力可以按各片剪力墙的等效刚度分配,然后进行单片剪力墙的计算。剪力墙的等效刚度按本规程第** 4.1.6 **条的规定计算。**

第 4.5.4 **条**　**当剪力墙孔洞面积与墙面面积之比不大于** 0.16 **且孔洞净距及孔洞边至墙边距离大于孔洞长边尺寸时,可作为整截面悬臂构件,按平截面假定计算截面应力分布。其等效刚度按式**(4.1.6-1)**计算,其中,**

$$I_w = \frac{\Sigma I_i h_i}{\Sigma h_i} \qquad (4.5.4)$$

式中　I_i ——**剪力墙有洞截面及无洞截面的惯性矩**;

h_i ——**相应各段的高度。**

第 4.5.5 **条**　**当剪力墙由成列洞口划分为若干墙肢,各列墙肢和连梁的刚度比较均匀,并满足式**(4.5.5-1)**的条件时,可按整体小开口墙计算。**

$$\left.\begin{array}{l}\alpha \geq 10 \\ \dfrac{I_n}{I} \leq \xi\end{array}\right\} \qquad (4.5.5\text{-}1)$$

式中

$$\alpha = \begin{cases} H\sqrt{\dfrac{12I_i\alpha^2}{h(I_1+I_2)l_b^3}\dfrac{I}{I_n}} & (\text{双肢墙}) \\ H\sqrt{\dfrac{12}{\tau h\sum\limits_{i=1}^{m+1} I_j}\sum\limits_{j=1}^{m}\dfrac{I_{bj}\alpha_j^2}{l_{bj}^8}} & (\text{多肢墙}) \end{cases} \qquad (4.5.5\text{-}2)$$

i ——**系数,当** 3 ～ 4 **肢时取** 0.8; 5 ～ 7 **肢时取** 0.85; 8 **肢以上取** 0.9;

I ——**剪力墙对组合截面形心的惯性矩**;

I_n ——**扣除墙肢惯性矩后剪力墙的惯性矩**, $I_n = I - \sum\limits_{j=1}^{m+1} I_j$;

I_{bj} ——**第** j **列连梁的折算惯性矩**, $I_{bj} = \dfrac{I_{bjo}}{1+\dfrac{30\mu I_{bjo}}{A_{bj}l_{bj}^2}}$;

I_1、I_2 ——**墙肢** 1 、 2 **的截面惯性矩**;

m——洞口列数;

h——层高;

H——剪力墙总高度,

α_I——第 j 列洞口两侧墙肢轴线距离;

l_{bj}——第 j 列连梁计算跨度,取为洞口宽度加梁高的一半;

I_j——第 j 墙肢的截面惯性矩;

ξ——系数,由 α 及层数按表 4.5.5 取用。

整体小开口墙的内力可按下式计算：

$$\left.\begin{aligned}&\text{墙肢弯矩：}M_j=0.85M\frac{I_j}{I}+0.15M\frac{I_j}{\Sigma I_i}\\&\text{墙肢轴力：}N_i=0.85M\frac{A_jy_j}{I}\\&\text{墙肢剪力：}V_i\frac{V}{2}\left(\frac{A_j}{\Sigma A_j}+\frac{I_j}{\Sigma I_j}\right)\end{aligned}\right\}$$

（4.5.5-3）

式中 M、V——计算所得的弯矩和剪力;

I_j、A_j——第 j 墙肢的截面惯性矩和截面面积;

y_i——第 j 墙肢截面形心至组合截面形心的距离;

I——组合截面惯性矩。

连梁的剪力可由上、下墙肢的轴力差计算。

整体小开口墙的顶点位移可按下式计算。

$$u=\begin{cases}1.2\times\dfrac{qH^4}{8EI}\left(1+\dfrac{A\mu EI}{GAH^2}\right)(\text{均布荷载})\\1.2\times\dfrac{11q_{max}H^4}{120EI}\left(1+\dfrac{3.67\mu EI}{GAH^2}\right)(\text{倒三角形分布荷载})\\1.2\times\dfrac{PH^3}{3EI}\left(1+\dfrac{3\mu EI}{GAH^2}\right)(\text{顶点集中荷载})\end{cases}$$

式中,A 为截面总面积,$A=\sum_{j=i}^{m+1}A_{jo}$。 (4.5.5-4)

剪力墙多数墙肢基本均匀,又符合整体小开口墙的条件,当有个别细小墙肢时,仍可按整体小开口墙计算内力,但小墙肢端部宜按下列式计算,附加局部弯曲的影响:

$$\begin{aligned}M_j&=M_{j0}+\Delta M_j\\\Delta M_j&=V_j\frac{h_0}{2}\end{aligned}\qquad(4.5.5\text{-}5)$$

式中 M_{j0}——按整体小开口计算的墙肢弯矩;

ΔM_j——由于小墙肢局部弯曲增加的弯矩;

V_j——第 j 墙肢剪力;

h_0——洞口高度。

系数 ξ 的数值　　表 4.5.5

层数 n / α	8	10	12	16	20	≥ 30
10	0.866	0.948	0.975	1.000	1.000	1.000
12	0.866	0.924	0.950	0.994	1.000	1.000
14	0.853	0.908	0.934	0.978	1.000	1.000
16	0.844	0.896	0.923	0.964	0.988	1.000
18	0.836	0.888	0.914	0.952	0.978	1.000
20	0.831	0.880	0.906	0.945	0.970	1.000
22	0.827	0.875	0.901	0.940	0.965	1.000
24	0.824	0.871	0.897	0.936	0.960	0.989
26	0.822	0.867	0.894	0.932	0.955	0.986
28	0.820	0.864	0.890	0.929	0.952	0.982
≥ 30	0.818	0.861	0.887	0.926	0.950	0.979

第 4.5.6 **条　当按式**(4.5.5-1)**验算,** α <10 **时,可作为联肢墙,采用以下假定,按连续化方法计算**:

一、连梁的反弯点在跨中,连梁的作用可以用沿高度均匀分布的连续弹性薄片代替;

二、各墙肢的变形曲线相似;

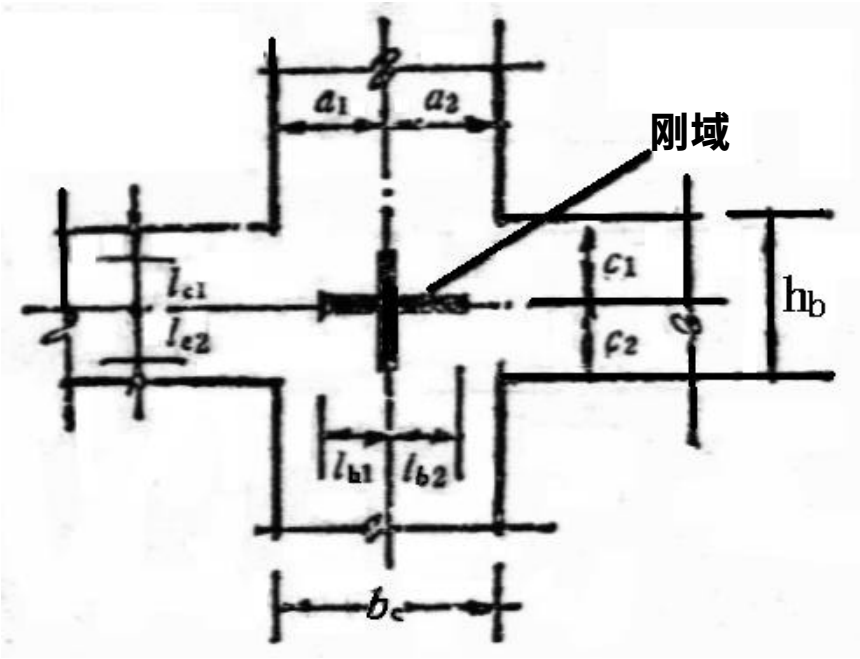
三、连梁和墙肢考虑弯曲和剪切变形;墙肢还应考虑轴向变形的影响。

第 4.5.7 **条　剪力墙开洞较大,按式**(4.5.5-1)**计算,不满足** $I_n / I \le \xi$ **的要求时,可按壁式框架计算。**

壁式框架梁柱轴线由剪力墙连梁和墙肢的形心轴线决定,梁柱相交的节点区中,梁柱的弯曲刚度为无限大而形成刚域(图 4.5.7-1)**刚域的长度可按下式计算**:

$$l_{b1} = a_1 - 0.25h_b$$
$$l_{b2} = a_2 - 0.25h_b$$
$$l_{c1} = c_1 - 0.25b_c$$
$$l_{c2} = c_2 - 0.25b_c$$

(4.5.7-1)



当计算的刚域长度小于零时,可不考虑刚域的影响。

图 4.5.7-1　**刚域**

带刚域杆件的等效刚度可按下式计算:

$$EI = EI_0\eta_v\left(\frac{l}{l_n}\right)^3 \qquad (4.5.7\text{-}2)$$

式中　EI_0——**杆件中段截面刚度**;

η_v——**考虑剪切变形的刚度折减系数,按表** 4.5.7 **取用**;

l_0——**杆件中段的长度**;

h_h——**杆件中段截面高度。**

壁式框架带刚域杆件变为等效等截面杆件后,可采用 D **值法进行简化计算。**

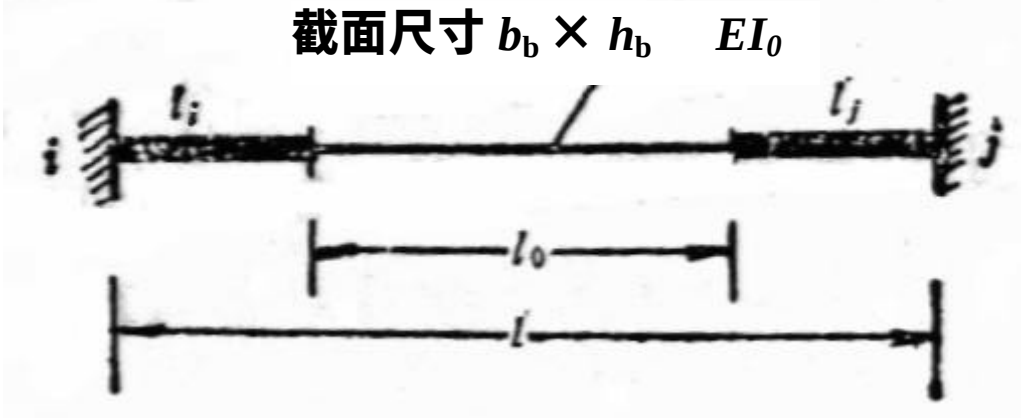


图 4.5.7 － 2　**带刚域杆件**

η_v **值　　表** 4.5.7

h_b/l_0	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
η_v	1.00	0.97	0.89	0.79	0.68	0.57	0.48	0.41	0.34	0.29	0.25

第 4.5.8 **条**　**高层剪力墙结构可以采用平面抗侧力结构空间协同的方法进行内力与位移计算。此时开口较大的联肢墙按壁式框架考虑;实体墙、整截面墙和整体**

小开口墙按其等效刚度作单柱考虑。

布置较复杂的剪力墙结构宜按薄壁杆件系统进行三维空间分析、此时剪力墙肢作为开口空间薄壁杆件考虑,连梁作为空间杆件考虑。

剪力墙结构也可采用连续化方法、有限条法或其它有效方法计算。

第六节　底层大空间剪力墙结构的计算

第 4.6.1 条　当采用简化计算方法时,转换层以上各楼层水平力可按各片剪力墙的等效刚度比例分配:在计算等效刚度时,剪力墙的弯曲刚度可考虑翼缘的作用,剪切刚度不考虑翼缘的作用。

底层大空间楼层的落地剪力墙承受全部剪力,楼层剪力在落地剪力墙之间按其等效刚度比例分配。框支柱承受的剪力按下列规定采用:

一、框支柱的数目少于 10 根时,每根柱所受的剪力至少取楼层剪力的 2%;

二、框支柱的数目多于 10 根时,柱子承受剪力之和至少取楼层剪力的 20%;

框支柱的柱端弯矩应按调整后的剪力计算。

第 4.6.2 条　采用计算机进行计算时,可采用协同工作程序或空间三维分析程序计算,但框支柱的内力应按本规程第 4.6.1 条的有关规定调整。

第 4.6.3 条　框支剪力墙的框支梁按偏心受拉构件计算。框支梁及其邻近墙体的应力分布宜用平面有限单元法或其它有效方法进行分析。

第七节　框架－剪力墙结构的计算

第 4.7.1 条　框架－剪力墙结构的计算中应考虑剪力墙和框架两种类型结构的不同受力特点,按协同工作条件进行内力、位移分析,不宜将楼层剪力简单地按某一比例在框架与剪力墙之间分配。

框架结构中设置了电梯井、楼梯井或其它剪力墙型的抗侧力结构后,应按框架－剪力墙结构计算。

第 4.7.2 条　框架－剪力墙结构采用简化方法计算时,可假定:

一、结构单元内所有框架和并为总框架,所有连梁合并为总连梁,所有剪力墙合并外总剪力墙。总框架、总连梁和总剪力墙的刚度分别为各单个结构刚度之和。

二、总框架(包括总连梁)作为竖向悬臂剪切构件,总剪力墙作为竖向悬臂弯曲构件,它们在同一楼层上水平位移相等。

三、风荷载及水平地震作用由总框架(包括总连梁)和总剪力墙共同分担。

第 4.7.3 条　框架－剪力墙结构可采用平面抗侧力结构空间协同工作方法计算。开口较大的联肢墙可作为壁式框架考虑;实体墙、整截面墙和整体小开口墙可按其等效刚度作为单柱考虑。

体型和平面较复杂的框架－剪力墙结构宜采用三维空间分析方法进行内力与位移计算。

第 4.7.4 条　抗震设计时,框架-剪力墙结构计算所得的框架各层总剪力 V_f,(即各框架柱剪力之和),应按下列方法调整:

一、规则建筑中的楼层按下列方法调整框架总剪力:

1. $V_f \geq 0.2V_0$ 的楼层不必调整, V_f 可按计算值采用,

2. $V_f < 0.2V_0$ 的楼层,设计时 V_f 取 $1.5V_{max,f}$ 和 $0.2V_0$ 的较小值,其中, V_0 为地震作用产生的结构底部总剪力, $V_{max,f}$ 为各层框架部分所承担总剪力中的最大值。

二、当屋面突出部分也采用框架－剪力墙结构时,突出部分框架的总剪力取本层框架部分计算值的 1.5 倍。

三、按振型分解反应谱法计算时,调整在振型组合之后进行。

四、各层框架总剪力调整后,按调整前后的比例调整各柱和梁的剪力和端部弯矩,柱轴向力不调整。

第八节　筒体结构的计算

第 4.8.1 条　筒体结构的计算方法应反映剪力墙筒体和框筒的空间整体受力特点,考虑不同方向抗侧力结构的整体工作。

三角形、曲线形或其它复杂形状的筒体结构不宜采用划分为平面抗侧力结构后进行协同工作分析的方法。

第 4.8.2 条　矩形或其它规则的框筒可采用等效角柱法、展开平面框架法或其它有效的降维方法转变为等效平面框架近似计算。

第 4.8.3 条　框筒可以用位移相等的原则化为连续的竖向悬臂筒体,采用弹性力学分析或有限元法、有限条法和其它有效的方法计算。

第 4.8.4 条　筒体结构一般可以作为空间杆件体系采用矩阵位移法分析,此时,高层建筑结构由两类杆件组成:一般梁柱作为每端 6 个自由度的空间杆件;剪力墙可作为每端 7 个自由度的薄壁空间杆件。

在有必要时,也可将筒体结构进一步剖分为各种单元的组合,采用更细致的分析方法进行计算。

第 4.8.5 条　计算方法中假定楼盖梁与内外筒为铰接时,应考虑筒体受平面外弯矩的影响。

第九节　高层建筑结构水平位移的限值

第 4.9.1 条　在正常使用条件下,高层建筑结构应处于弹性状态并且有足够的刚度,避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和使用条件。

第 4.9.2 条　正常使用条件下的结构水平位移按本规程第三章规定的风荷载或截面抗震验算的地震作用和第四章规定的弹性方法计算。但装配整体式结构的位移应加大 20%。

第 4.9.3 条　按弹性方法计算的楼层层间位移与层高之比 Δu/h 不宜超过表 4.9.3 的限值。

Δ u /h **的限值** **表** 4.9.3

结构类型		**风荷载作用下**	**地震作用下**
框架	**轻质隔墙**	1/450	1/400
	砌体填充墙	1/500	1/450
框架－剪力墙 **框架－筒体**	**一般装修标准**	1/750	1/650
	较高装修标准	1/900	1/800
筒中筒	**一般装修标准**	1/800	1/700
	较高装修标准	1/950	1/850
剪力墙	**一般装修标准**	1/900	1/800
	较高装修标准	1/1100	1/1000

第 4.9.4 **条　按弹性方法计算的结构顶点位移与总高度之比** u/H **不宜超过表** 4.9.4 **的限值。**

u / H **的 限 值** **表** 4.9.4

结构类型		**风荷载作用下**	**地震作用下**
框架	**轻质隔墙**	1/550	1/500
	砌体填充墙	1/650	1/550
框架－剪力墙 **框架－筒体**	**一般装修标准**	1/800	1/700
	较高装修标准	1/950	1/850
筒中筒	**一般装修标准**	1/900	1/800
	较高装修标准	1/1050	1/950
剪力墙	**一般装修标准**	1/1000	1/900
	较高装修标准	1/1200	1/1100

第 4.9.5 **条　下列结构宜进行高于本地区设防烈度预估的罕遇地震作用下薄弱层(部位)的抗震变形验算**:

一、 7 **度至** 9 **度设防,楼层屈服强度系数** ξ_y **小于** 0.5 **的框架结构**;

二、甲类建筑。

注:ξ_y **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和楼层弹性地震剪力的比值。**

第 4.9.6 **条　计算罕遇地震作用标准值时,水平地震影响系数** α **按本规程第** 3.3.5 **条计算,但** α_{max} **按表** 4.9.6 **采用。**

罕遇地震作用的水平地震影响系数最大值 **表** 4.9.6

设防烈度	7	8	9
α_{max}	0.50	0.90	1.40

第 4.9.7 **条　** 12 **层以下、刚度较均匀的框架结构,其层间弹塑性位移可按下列规定简化计算**:

一、结构薄弱层(部位)的位置可按下列情况确定:

1,ξ_y **沿高度均匀分布的结构,可取底层**;

2.ξ_y **沿高度不均匀分布的结构,取**ξ_y **较小的** 2 ～ 3 **个楼层。**

二、结构薄弱层的层间弹塑性位移Δu_p **可按下式计算**.

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \qquad (4.9.7\text{-}1)$$

其中,$\Delta u_e = \frac{V}{K}$ (4.9.7-2)

式中 Δu_e ——**罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移**;

V ——**层剪力设计值**;

K ——**层剪变刚度**;

η_p ——**弹塑性位移增大系数,当薄弱层**ξ_y **不小于相邻层平均**ξ_y **的** 80%**时,按表** 4.9.7 **采用;当薄弱层**ξ_y **小于相邻层平均**ξ_y **的** 50%**时,取表中数值的** 1.5 **倍,其余情况可用内插。**

结构的弹塑性位移增大系数　　表 4.9.7

ξ_y	0.5	0.4	0.3	0.2
η_V	1.8	2.0	2.2	2.8

第 4.9.8 **条　甲类建筑和超过** 12 **层且**ξ_y **小于** 0.5 **的框架结构,其弹塑性层间位移由时程分析法计算。**

第 4.9.9 **条　结构薄弱层层间弹塑性位移**Δu_p **应满足以下条件**:

框架结构:$\Delta u_p \le \frac{1}{50} h$ (h **为层高**)**。**

当柱轴压比小于 0.4 **时,限值可放宽** 10%;**当柱子轴压比小于** 0.4,**且全高加密箍筋并取用配箍量上限值时,限值可放宽** 20%**。**

甲类建筑的位移限值宜专门研究确定。

第五章　截面设计和结构构造

第一节　一般规定

第 5.1.1 **条　钢筋混凝土高层建筑结构构件的承载力应按下列公式计算**:

非抗震设计　$\gamma_0 S \le R$　(5.1.1-1)

抗震设计　$S \le R/\gamma_{RE}$　(5.1.1-2)

式中 γ_0 ——**结构重要性系数,按《建筑结构荷载规范》** GBJ9-87 **采用**;

S ——**荷载效应组合的设计值**;

R ——**结构构件的承载力设计值,按非抗震设计和抗震设计两种情况分别采用**;

γ_{RE} ——**承载力抗震调整系数,按表** 5.1.1 **采用。**

承载力抗震调整系数　　表 5.1.1

构件类别	梁	轴压比大于	轴压比大于	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

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取 1.0 。

第 5.1.2 条　钢筋混凝土高层建筑结构的抗震设计应根据设防烈度、结构类型和房屋高度采用结构抗震等级,并应符合相应的计算和构造措施要求。

在决定结构抗震等级时,应按表 5.1.2-1 的规定选用在决定抗震等级时所考虑的设防烈度。

结构抗震等级应按表 5.1.2 － 2 采用。

抗震等级应考虑的设防烈度　　表 5.1.2 － 1

建筑类别		丙类	乙类	甲类
设防烈度		6789	6789	
决定抗震等级时考虑的设防烈度	Ⅰ类场地土 Ⅱ～Ⅳ类场地土	6789 6789	6789 789*	应采取特殊的抗震措施

*注： 9 度设防时抗震措施可适当提高。

钢筋混凝土高层建筑结构的抗震等级　　表 5.1.2 － 2

结构类别			设防烈度							
			6		7		8			9
框架结构	高度（m）		≤ 25	>25	≤ 35	>35	≤ 35	>35		≤ 25
	框架		四	三	三	二	二	一		一
框架－剪力墙结构 框架－筒体结构	高度（m）		≤ 50	>50	≤ 60	>60	<50	50～80	>80	≤ 50
	框架		四	三	三	二	三	二	一	一
	剪力墙		三		二	二	二	一	一	一
剪力墙结构 底层大空间剪力墙结构	高度（m）		≤ 60	>60	≤ 80	>80	<35	35～80	80～100	≤ 60
	一般剪力墙		四	三	三	二	三	二	一	一
	底层大空间层	剪力墙	三	二	二	二	二	一	不宜采用	不应采用
		框架	三	二	二	一	二	一		
筒中筒结构 成束筒结构	高度（m）		60～180		60～150		60～80	80～100		60～70
	框架		三		二		二	一		一
	剪力墙		三		二		一	一		一

注:①表内烈度按本章表 5.1.2 － 1 采用。

②对于四极抗震等级,除本章中有规定者外,均按非抗震设计采用。

③底层大空间剪力墙结构,其转换层以上的剪力墙的抗震等级,应按一般剪力墙结构的抗震等

级采用。

④表内所列高度指室外地面至檐口的高度。

第 5.1.3 条　框架－剪力墙结构中,当剪力墙部分承受的结构底部由地震作用产生的弯矩小于结构底部由地震作用产生的总弯矩的 50%时,其框架部分抗震等级应按框架结构采用。

第 5.1.4 条　对本规程第 3.3.1 条规定可不进行地震作用计算的结构,可不进行截面抗震验算。

第二节　框架结构

第 5.2.1 条　当按一级抗震等级设计时,现浇框架的混凝土强度等级不宜低于 C30,按二～四级抗震等级和非抗震设计时,不应低于 C20 。

梁、柱混凝土强度等级相差不宜大于 5Mpa,如超过时,梁、柱节点区施工时应作专门处理,使节点区混凝土强度等级与柱相同。装配整体式框架的混凝土强度等级不宜低于 C30,其节点区混凝土强度等级还宜比柱的混凝土强度等级提高 5Mpa 。

第 5.2.2 **条　装配式框架宜优先采用预制梁板现浇柱的方案,并应采用叠合梁方式,使预制楼板锚固于梁的叠合层中,以保证梁和板的整体性。**

第 5.2.3 **条　框架柱的截面高度** h_c **不宜小于** 400mm,**柱截面宽度** b_c **不宜小于** 350mm,**柱净高与截面长边尺寸之比宜大于** 4 **。**

第 5.2.4 **条　抗震设计时,框架柱在竖向荷载与地震作用组合下的轴压比宜满足表** 5.2.4 **的规定。轴压比** μ_N **指柱组合的轴压力设计值与柱的全截面面积和混凝土抗压强应设计值乘积的比值,** $\mu_N = N/A_c f_c$ **。**

框架柱轴压比 μ_n **的限值　　表** 5.2.4

抗震等级	一	二	三
轴压比限值	0.7	0.8	0.9

注:①Ⅳ类场地上较高的高层建筑的框架柱,其轴压比限应适当加严。

②柱净高与截面长边尺寸比小于 4 **时,轴压比限值相应表内数值减小** 0.05 **。**

③对本规程第 3.3.1 **条规定可不进行抗震验算搭框架结构,取非抗震设计的轴压设计值计算。**

第 5.2.5 **条　矩形截面的框架柱,其截面应符合下列要求:**

非抗震设计　$V_c \le 0.25 f_c b_c h_{c0}$　　(5.2.5-1)

抗震设计　$V_c \le \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.20 f_c b_c h_{c0})$　(5.2.5-2)

式中　V_c **——框架柱剪力设计值,按本章第** 5.2.9 **条取值。**

第 5.2.6 **条　一、二级框架的梁、柱节点处,柱端弯矩应符合下列要求:**

一级　$\sum M_c \ge 1.1 \sum M_{buE}$　　(5.2.6-1)

二级　$\sum M_c \ge 1.1 \sum M_b$　　(5.2.6-2)

顶层柱及轴压比小于 0.15 **的柱,可不符合本条要求。**

式中　$\sum M_{buE}$ **——同一节点左、右梁端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力之和;**

$\sum M_b$ **——同一节点左、右梁端弯矩设计值之和;**

$\sum M_c$ **——同一节点上、下柱端考虑抗震等级的弯矩设计值之和。**

第 5.2.7 **条　抗震设计时,框架角柱应按双向偏心受压计算,一、二级时的内力设计值宜乘以增大系数** 1.30 **。**

第 5.2.8 **条　抗震设计时,一、二级框架底层柱下端截面的弯矩设计值,应乘以增大系数** 1.50 **。**

注:一,二级框架底层角柱下端截面的弯矩设计值,应按本条规定确定。

第 5.2.9 **条　框架柱的剪力设计值按下列规定计算:**

一、非抗震设计

剪力设计值取考虑水平荷载组合的剪设计值;

二、抗震设计

一级: $V_c = 1.1\frac{M_{cuE}^t + M_{cuE}^b}{H_{c0}}$　　(5.2.9-1)

二级: $V_c = 1.1\frac{M_c^t + M_c^b}{H_{c0}}$　　(5.2.9-2)

三级: $V_c = \frac{M_c^t + M_c^b}{H_{c0}}$ (5.2.9-3)

式中 V_c——柱的剪力设计值;

H_{c0}——柱的净高;

M_c^t、M_c^b——考虑抗震等级的柱上、下端的弯矩设计值;

M_{cuE}^t、M_{cuE}^b——柱上、下端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力值,当上端取柱截面一侧纵向钢筋为受拉钢筋计算时,则下端应取柱截面另一侧纵向钢筋作为受拉钢筋进行计算。对称配筋框架柱的 M_{cuE} 可按下式计算:

$$M_{cuE} = [f_{cmk} b_c x(h_{c0} - 0.5x) + f'_{yk} A'_s (h_{c0} - a'_s) - N_G(\frac{h_c}{2} - a_s)]/\gamma_{RE} \quad (5.2.9\text{-}4)$$

$$x = N_G / f_{cmk} b_c \quad (5.2.9\text{-}5)$$

式中 b_c、h_c、h_{c0}——柱截面宽度、高度、有效高度;

A_s、A'_s——纵向受拉、受压钢筋实际截面面积,

f_{yk}、f'_{yk}——纵向受拉、受压钢筋强度标准值;

f_{cmk}——混凝土弯曲受压强度标准值,

N_G——重力荷载代表值的柱中轴向压力设计值;

x——受压区高度。

在式(5.2.9-1)中,M_{cuE}^t 与 M_{cuE}^b 之和应分别按正反两方向进行计算,并取其较大值。

式(5.2.9-2)、(5.2.9-3)中,弯矩设计值 M_c^t 与 M_c^b 之和,应取正反两方向弯矩设计值 M_c^t 与 M_c^b 之和的较大值;

第 5.2.10 条 框架柱斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

非抗震设计 $$V_c \le \frac{0.2}{\lambda + 1.5} f b_c h_{c0} + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{c0} + 0.07 N \quad (5.2.10\text{-}1)$$

抗震设计 $$V_c \le \frac{1}{\gamma_{RE}} (\frac{0.16}{\lambda + 1.5} f_c b_c h_{c0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{c0} + 0.056 N) \quad (5.2.10\text{-}2)$$

式中: λ——框架柱计算剪跨比,取 $\lambda = H_{c0}/2h_{c0}$,当 λ 小于 1 时取 λ 等于 1;当 λ 大于 3 时,取 λ 等于 3;

N——框架柱轴向压力设计值,当 N 大于 $0.3 f_c b_c h_{c0}$ 时,取 N 等于 $0.3 f_c b_c h_{c0}$。抗震设计时应考虑地震作用组合。

第 5.2.11 条 当框架柱出现拉力时,其斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

非抗震设计:

$$V_c \le \frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b_c h_{c0} + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{c0} - 0.2 N \quad (5.2.11\text{-}1)$$

且公式右端计算值不小于 $1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{c0}$;

抗震设计:

$$V_c \le \frac{1}{\gamma_{RE}} (\frac{0.16}{\lambda + 1.5} f_c b_c h_{c0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{c0} - 0.16 N) \quad (5.2.11\text{-}2)$$

且公式右端计算值不小于 $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left(f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_c \right)$。

式中 N——框架柱轴向拉力设计值,抗震设计时,应考虑地震作用组合。

第 5.2.12 **条　柱的纵向钢筋应满足下列要求**:

一、宜采用对称配筋;

二、全部纵向钢筋的配筋率,非抗震设计时不应大于 5%;**抗震设计时不应大于** 4%;

三、按一级抗震等级设计的 H_{c0}/h_{c0} **为** 3 ～ 4 **的柱,其纵向受拉钢筋单边配筋率不宜大于** 1.2%,**并应沿柱全长采用复合箍筋**;

四、全部纵向受力钢筋配筋率不应小于表 5.2.12 **规定的最小配筋百分率。**

第 5.2.13　**非抗震设计时柱的纵向受力钢筋的间距不应大于** 350mm,**抗震设计时不宜大于** 200mm,**纵向受力钢筋的净距均不应小于** 50mm **。**

框架柱纵向钢筋最小配筋百分率　　表 5.2.12

设计类别 / 构件	非抗震设计	抗震设计			
		一级	二级	三级	四级
中柱、边柱	0.4	0.8	0.7	0.6	0.5
角柱	0.4	1.0	0.9	0.8	0.7

注:**Ⅳ类场地上较高层建筑,按表中数值加** 0.1 **采用。**

第 5.2.14 **条　现浇框架柱纵向钢筋的接头与锚固应满足下列要求**:

一、框架柱的纵向钢筋,一级框架应采用焊接接头,二级框架底层柱应采用焊接接头,其它位置宜采用焊接接头,三级框架除底层柱外可采用搭接接头。搭接长度:**非抗震设计时不得小于** $1.2l_a$;**抗震设计**:**一级** $1.2l_a$+10d,**二级** $1.2l_a$+5d,**三级和四级** $1.2l_a$ (**其中** l_a **为钢筋的锚固长度**);

二、直径大于 22mm **的钢筋宜采用焊接接头**;

三、柱纵向受力钢筋应在两个水平面上搭接,搭接位置应在受力较小区域;

四、相邻接头间距,焊接不得小于 500mm,**搭接不得小于** 600mm **。接头最低点距柱端不宜小于柱截面长边尺寸且宜在楼板面以上** 750mm **处**,

五、框架顶层柱的纵向钢筋应锚固在柱顶或板、梁内,锚固长度由板、梁底算起,非抗震设计不小于 l_a,**抗震设计**:**一级不小于** l_a+10d,**二级不小于** l_a+5d,**三级和四级不小于** l_a;**抗震设计时且应有不小于** 10d **的直钩长度。**

第 5.2.15 **条　抗震设计时,框架柱箍筋应在下列范围内加密**:

一、柱两端在高度等于矩形截面长边尺寸或圆柱截面直径,柱净高之 1/6 **、** 500mm **三者中的最大值范围内**;

二、底层刚性地坪上、下各 500mm **范围内**;

三、柱净高与截面长边尺寸之比小于 4 **的柱全高范围内**;

四、框架角柱全高范围内。

第 5.2.16 **条　框架柱加密区箍筋应不小于表** 5.2.16 **的要求。**

加密区箍筋间距及直径　　表 5.2.16

抗震等级	箍筋最大间距(取较小值)	箍筋最小直径
一	6d 或 100mm	Φ 10
二	8d 或 100mm	Φ 8
三	8d 或 150mm	Φ 8
四	8d 或 150mm	Φ 6

注:①箍筋直径不得小于 d/4,d 为柱纵筋直径;

②角柱及净高与截面长边尺寸之比小于 4 的柱,箍筋间距应不大于 100mm。

第 5.2.17 条　在框架柱箍筋加密区内配置的普通箍、复合箍、螺旋箍其体积配箍率不宜小于表 5.2.17 的要求。

柱箍筋加密区内箍筋最小体积配箍百分率　　表 5.2.17

抗震等级	箍筋形式	柱轴压比		
		<0.4	0.4～0.6	>0.6
一	普通箍筋 复合箍筋	0.8	1.2	1.6
	螺旋箍筋	0.8	1.0	1.2
二	普通箍筋 复合箍筋	0.6～0.8	0.8～1.2	1.2～1.6
	螺旋箍筋	0.6	0.8～1.0	1.0～1.2
三	普通箍筋 复合箍筋	0.4～0.6	0.6～0.8	0.8～1.2
	螺旋箍筋	0.4	0.6	0.8

注:①混凝土强度等级高于 C40 、或Ⅳ类场地土上较高的建筑取表中相应项较大值;

②局部错层、夹层以及楼梯间等处的柱,当其柱净高与截面长边尺寸之比小于 4 时，箍筋的体积配箍率宜按表内柱轴压比＞ 0.6 规定的数值采用。

③柱箍筋当采用Ⅱ级钢筋时,表中数值可减少 15%。

第 5.2.18 条　抗震设计时,非加密区的箍筋不宜少于加密区箍筋的 50%,箍筋间矩:一,二级不应大于 10 倍纵筋直径,三级不应大于 15 倍纵筋直径。

第 5.2.19 条　抗震设计时,加密区柱箍筋肢距不宜大于 200mm,且每隔一根纵向钢筋都应有两个方向的约束,箍筋应有 135 °弯钩,弯钩端头直段长度不小于 10d(d 为箍筋直径),如图 5.2.19 。

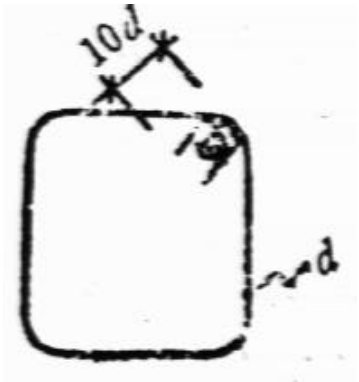


图 5.2.19　箍筋的弯钩

第 5.2.20 **条**　非抗震设计时,柱的箍筋应做成封闭式。间距不应大于柱截面的短边尺寸、不大于 400mm 及不大于 15d(绑扎骨架)20d(焊接骨架),d 为纵筋直径。

第 5.2.21 **条**　当柱的纵向受力钢筋总配筋率大于 3%时,箍筋直径不宜小于 ϕ 8,且应焊成封闭式,单面焊缝长度不小于 5 倍箍筋直径。箍筋间距不应大于 200mm 及 10d(d 为纵筋最小直径)。

纵向钢筋搭接接头处的箍筋间距,受拉时不得大于 5d 及 100mm,受压时不得大于 10d 及 200mm。箍筋弯钩要绕过两根纵筋,弯钩长度需相应加长。

第 5.2.22 **条**　柱的箍筋可采用图 5.2.22 的形式。

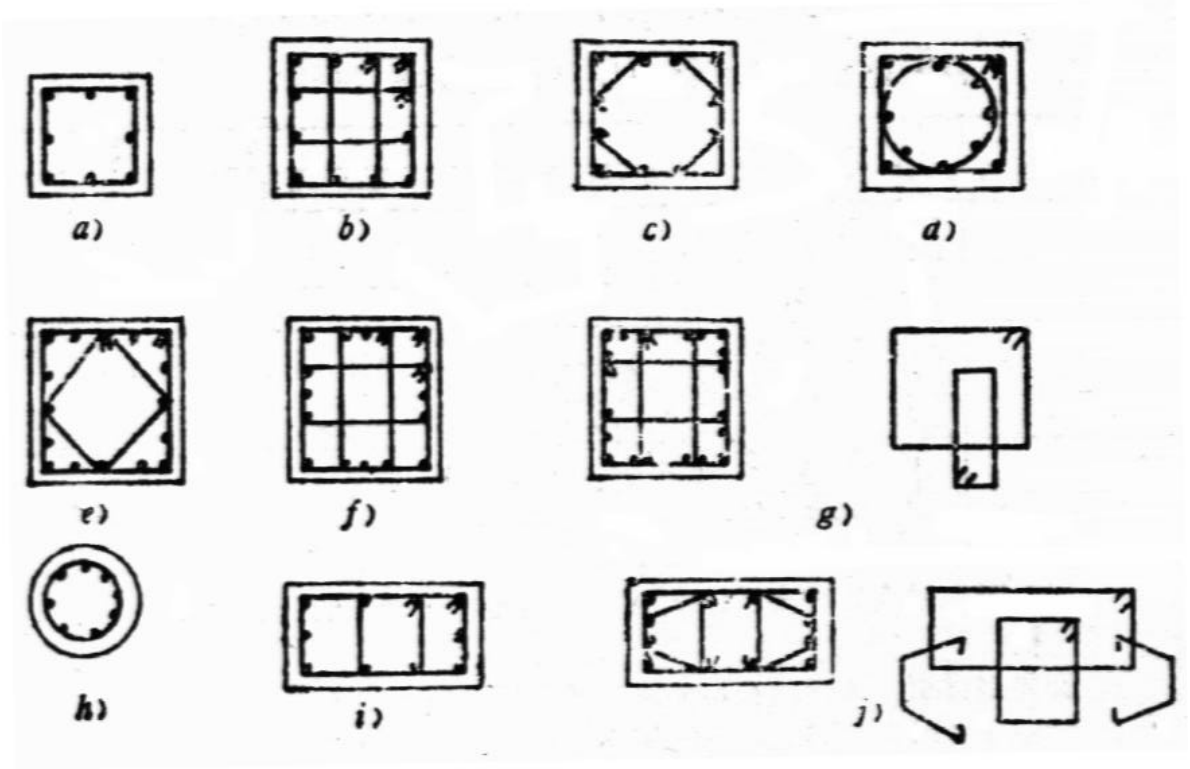


图 5.2.22　柱的箍筋形式

柱的纵向钢筋每边 4 根及 4 根以上时,宜采用井字形箍筋。

第 5.2.23 **条**　框架结构的主梁截面高度 h_b 可按 $(\frac{1}{8}\sim\frac{1}{12})\,l_b$ 确定(l_b 为主梁的计算跨度),且不宜大于 $\frac{1}{4}$ 净跨。主梁截面的宽度 b_b 不宜小于 $\frac{1}{4}h_b$ 及 $\frac{1}{2}b_c$,(b_c 为柱宽),且不应小于 250mm。

当采用扁梁时,应满足刚度要求。

第 5.2.24 **条**　框架结构叠合主梁的预制部分截面高度 h_{b1},不宜小于 $\frac{1}{15}l_b$,后浇部分的截面高度不宜小于 100mm(不包括板面整浇层厚度)。

第 5.2.25 **条**　矩形、T 形和 I 形截面的框架梁,其截面应符合下列要求:

非抗震设计　$V_b \le 0.25 f_c b_b h_{b0}$　　(5.2.25-1)

抗震设计　一、二、三级

$$V_b \le \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.20 f_c b_b h_{b0}) \qquad (5.2.25\text{-}2)$$

式中 V_b——框架梁剪力设计值,按本章第 5.2.26 条计算。

第 5.2.26 **条**　框架梁的剪力设计值,应按下列规定计算:

一、非抗震设计时取考虑水平荷载组合的剪力设计值。

二、抗震设计

一级: $V_b = 1.05\dfrac{M^l_{buE} + M^r_{buE}}{l_n} + V_{Gb}$ (5.2.26-1)

二级: $V_b = 1.05\dfrac{M^l_b + M^r_b}{l_n} + V_{Gb}$ (5.2.26-2)

三级: $V_b = \dfrac{M^l_b + M^r_b}{l_n} + V_{Gb}$ (5.2.26-3)

式中 M^l_{buE}、M^r_{buE} ——框架梁左、右端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力值;当一端取上部纵向钢筋作为受拉钢筋计算时,则另一端应取下部纵向钢筋作为受拉钢筋进行计算。

M_{buE} 可按下式计算:

$$M_{buE} = f_{yk} A_s (h_{b0} - a'_s)/\gamma_{RE} \quad (5.2.26\text{-}4)$$

f_{yk} ——受拉钢筋强度标准值;

A_s ——受拉钢筋实际截面面积;

M^l_b、M^r_b ——考虑地震作用组合时,框架梁左、右端弯矩设计值;

V_{Gb} ——在与地震作用组合时的竖向荷载作用下,按简支梁计算的剪力,当考虑竖向地震作用组合时,竖向地震作用产生的剪力应包括在内;

l_n ——梁的净跨。

在式(5.2.26-1)中, M^l_{buE} 与 M^r_{buE} 之和,应取分别按正反两方向计算的较大值。

在式(5.2.26-2)、(5.2.26 — 3)中, M^t_b 与 M^r_b 之和,应取正反两个方向地震作用组合的弯矩设计值 M^l_b 与 M^r_b 之和的较大值。

第 5.2.27 条 框架梁的混凝土受压区高度应符合下列规定:

非抗震设计 $x \le \xi_b h_{b0}$ (5.2.27-1)

受拉钢筋和受压区混凝土同时达到其设计强度时的界限相对受压区高度 ξ_b,按下式计算:

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_{b0}} = \frac{0.8}{1 + \dfrac{f_y}{0.0033E_s}} \quad (5.2.27\text{-}2)$$

抗震设计

一级 $x \le 0.25h_{b0}$ (5.2.27-3)

二、三级 $x \le 0.35h_{b0}$ (5.2.27-4)

式中 f_y ——受拉钢筋的强度设计值;

E_s ——钢筋弹性模量。

第 5.2.28 条 矩形、 T 形及 I 形截面框架梁,其斜截面受剪承载力应按下式计算:

非抗震设计

$$V_b \le 0.07 f_c b_b h_{b0} + 1.5 f_{yv}\frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \quad (5.2.28\text{-}1)$$

抗震设计

$$V_b \le \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.056 f_c b_b h_{b0} + 1.2 f_{yv}\frac{A_{sv}}{s} h_{b0}) \quad (5.2.28\text{-}2)$$

对集中荷载较大(由集中荷载对支座截面产生的剪力值占总剪力的75%以上)的框架梁,则按下式计算:

非抗震设计

$$V_b \le \frac{0.2}{\lambda+1.5} f_c b_b h_{b0} + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \qquad (5.2.28\text{-}3)$$

抗震设计

$$V_b \le \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{0.16}{\lambda+1.5} f_c b_b h_{h0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \qquad (5.2.28\text{-}4)$$

式中 λ——验算截面的剪跨比,可取λ=a/h_{b0},a 为集中荷载作用点到支座的距离,当λ大于3时,取λ等于3,当λ小于1.4时,取λ等于1.4;

s——框架梁箍筋间距。

第5.2.29条 按抗震设计的框架梁,沿梁全跨纵向受拉钢筋和受压钢筋的配置,应符合下列要求;

一、纵向受拉钢筋的配筋百分率,应不大于2.5%,且不应小于表5.2.29规定的最小配筋百分率;

抗震设计框架纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 表5.2.29

抗震等级	支座	跨中
一	0.40	0.30
二	0.30	0.25
三、四	0.25	0.20

二、一、二级框架梁,贯通梁全跨的上部和下部钢筋截面面积,不应小于梁上部和下部纵向钢筋中较大截面面积的四分之一;

三、梁截面上部和下部至少应各配置两根贯通梁全跨的钢筋,钢筋直径:一、二级框架梁不应小于14mm,三、四级框架梁不应小于12mm;

四、框架梁宜采用直钢筋,不宜采用弯起钢筋;

五、一、二级框架梁贯通中柱的纵筋直径,均不宜大于柱截面高度的1/20。

第5.2.30条 抗震设计时,框架梁纵向钢筋伸入边柱的锚固长度l_{aE}应符合下列规定:

一级 $l_{aE} = l_a + 10d$

二极 $l_{aE} = l_a + 5d$

三、四级 $l_{aE} = l_a$

l_a为纵向受拉钢筋的锚固长度。

一、二级框架梁纵向钢筋应伸过边柱节点中心线。

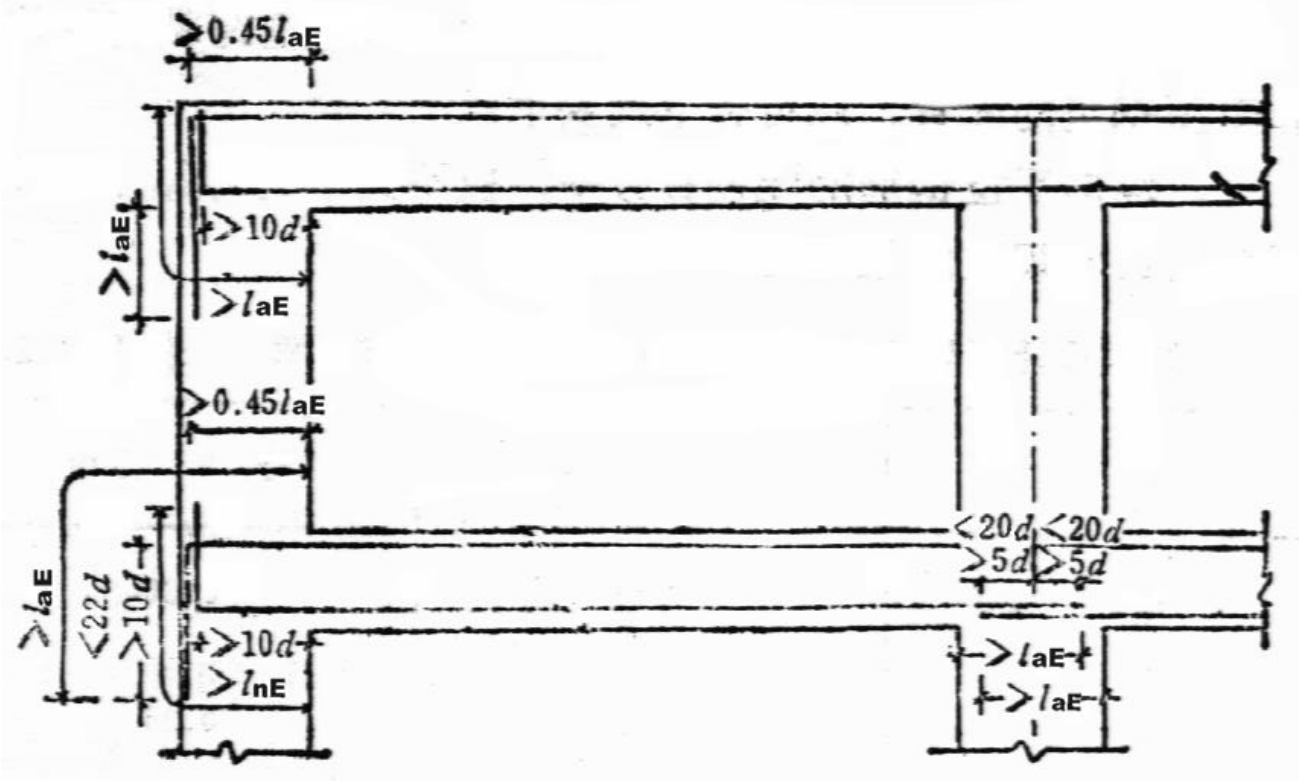


图 5.2.30　**抗震设计框架梁纵向钢筋在节点内的锚固**

当纵向钢筋在节点内水平锚固长度不够时,应伸至对面柱边后再向下弯折，弯折前的水平锚固长度不应小于 $0.45l_{aE}$ **,弯折后的垂直长度不应小于** 10d,**也不宜大于** 22d **。**

框架梁上部纵向钢筋应贯穿中间节点,按一级设计时,宜在柱轴线附近增加锚固措施。梁的下部钢筋伸入中柱节点的总长度也应大于 l_{aE} **,并应伸过柱中心线** 5d,**也不宜大于** 20d(**如图** 5.2.30)**。**

第 5.2.31 **条　非抗震设计的框架梁,其纵向钢筋的配筋构造应符合下列要求(图** 5.2.31)**：**

一、纵向受拉纲筋的最小配筋百分率,支座不应小于 0.25%,**跨中不应小于** 0.20%**；**

二、在梁的跨中上部,至少应配置 $2\phi 12$ **钢筋与梁支座的负钢筋搭接,搭接长度为** $1.2l_a$ **；**

三、框架屋面主梁端节点处的负钢筋应伸入边柱内,伸入边柱的总长度不应小于 $1.2l_a$ **,且其中至少** 50%**的钢筋的锚固长度应从梁底面算起；**

框架标准层的主梁端节点处负钢筋应伸入边柱,伸入柱内的总长度不应小于 l_a ;

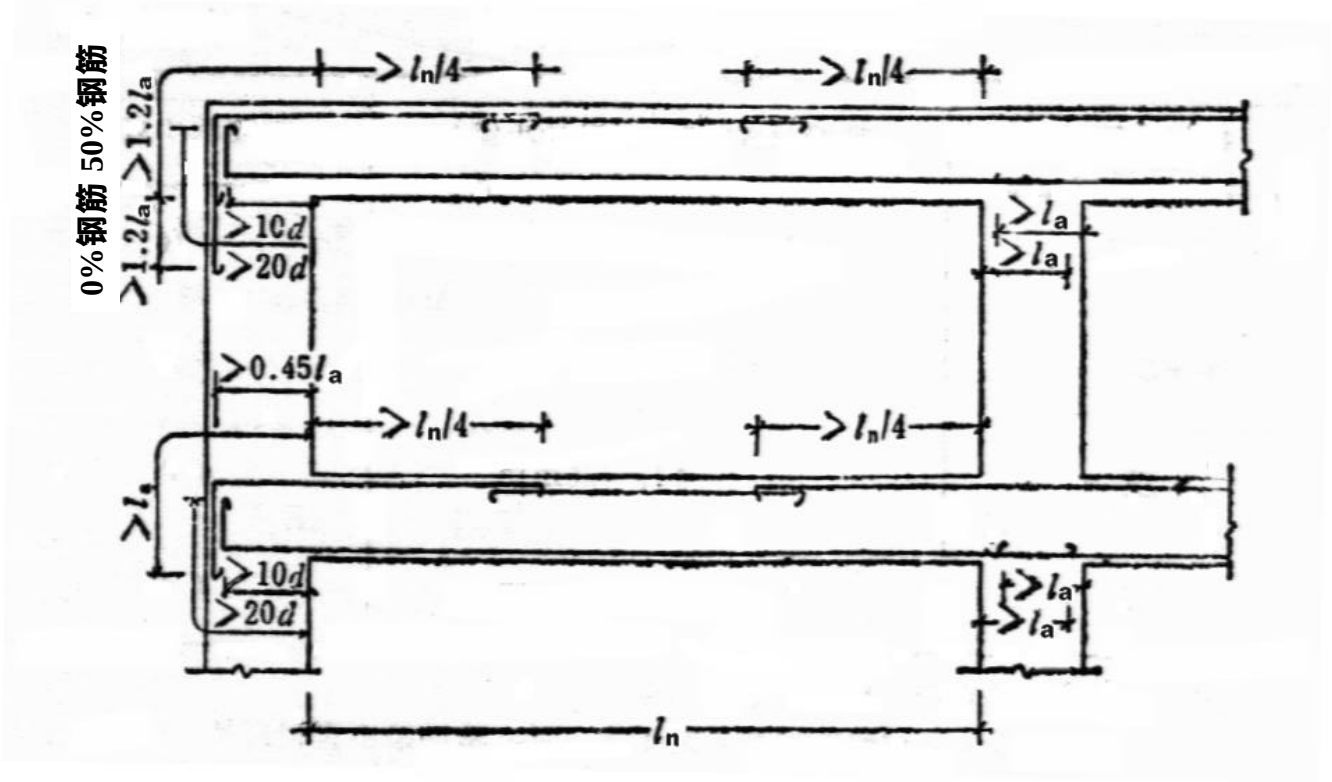


图 5.2.31　非抗震设计框架梁纵向钢筋在节点内的锚固与连接

四、梁支座截面下部至少应有两根纵向钢筋伸入柱中,伸入柱中的总长度不应小于 20d,**如需向上弯时,则钢筋自柱边到上弯点的水平长度,不应小于** 10d;

五、梁支座截面的负弯矩钢筋自柱边缘算起的长度不应小于 $l_n/4$(**l_n 为该跨主梁净跨**)。

第 5.2.32 **条　抗震设计时,梁中纵向钢筋的接头,一级应采用焊接,二级宜采用焊接。**

第 5.2.33 **条　抗震设计的框架梁,梁端箍筋加密区范围内纵向受压钢筋截面面积** A'_s **和纵向受拉钢筋截面面积** A_s **的比值,应符合下列要求**:

一级　　$A'_s/A_s \geq 0.5$　　(5.2.33-1)

二、三级　$A'_s/A_s \geq 0.3$　　(5.2.33-2)

第 5.2.34 **条　抗震设计时梁中箍筋应符合下列要求**:

一、一级框架梁端 2 **倍梁高范围内和二～四级框架梁端** 1.5 **倍梁高范围内,箍筋应当加密,且加密区长度不应小于** 500mm,

二、加密区箍筋应按表 5.2.34 **采用**;

三、第一个箍筋应设置在距离节点边缘 50mm **以内**;

梁端加密区箍筋构造要求　　**表** 5.2.34

抗震等级	箍筋最大间距(取最小值)	箍筋最小值径
一	h_b/4,6d,100mm	Φ 10
二	h_b/4,8d,100mm	Φ 8
三	h_b/4,8d,150mm	Φ 8
四	h_b/4,8d,150mm	Φ 6

注① d 为纵筋直径,h_b 为梁截面高度。

②当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 2%时,箍筋最小直径应按表内数值增大 2mm;

③箍筋直径不应小于 d/4 。

四、箍筋应有 135 ° 弯钩,弯钩端头直端长度不应小于 10d, d 为箍筋直径;

五、在箍筋加密区范围内,箍筋肢距一、二级不应大于 200mm 三、四级不宜大于 200mm,梁中纵筋多于 4 根时,宜每隔一根用箍筋或拉筋予以固定。

第 5.2.35 条　沿梁全长箍筋的面积配筋率 ρ_{sv} 应符合下列规定:

非抗震设计

$$\rho_{sv} \geq 0.020 f_c / f_{yv} \qquad (5.2.35\text{-}1)$$

抗震设计

一级　$\rho_{sv} \geq 0.035 f_c / f_{yv}$　(5.2.35-2)

二级　$\rho_{sv} \geq 0.030 f_c / f_{yv}$　(5.2.35-3)

三、四级　$\rho_{sv} \geq 0.025 f_c / f_{yv}$　(5.2.35-4)

非抗震设计时箍筋的间距应符合表 5.2.35 的要求.抗震设计时,箍筋的间距不应大于 $h_b/2$ 、 b_b 及 250mm 。

非抗震设计梁箍筋的最大间距　　表 5.2.35

h_b \ V_b	$>0.07f_bb_bh_{bg}$	$\leq 0.07f_bb_bh_{bg}$
$h_b \leq 300$mm	150mm	200mm
$300<h_b \leq 500$mm	200mm	300mm
$500<h_b \leq 800$mm	250mm	350mm
$h_b>800$mm	300mm	500mm

第 5.2.36 条　抗震设计的框架节点,其截面应符合下列要求.

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.30\eta_j f_c b_j h_j) \qquad (5.2.36\text{-}1)$$——

式中　b_j、h_j——分别为框架节点截面的有效宽度及有效高度,当梁柱轴线重合时可取 $b_j = b_c$, $h_j = h_c$, b_c、h_c 分别为框架柱的宽度和高度,当梁柱轴线有偏心距 e_0 时, e_0 不宜大于 l/4 柱宽,此时尚应符合下列要求：

$$b_j \leq 0.5b_c + 0.5b_b + 0.25h_c - e_0 \qquad (5.2.36\text{-}2)$$

η_j——节点约束系数,对四边有梁约束的节点,当两个方向梁的高差不大于框架主梁高度的 1/4,且梁宽不小于 1/2 柱宽时取 1.5,其他情况均取 1.0;

V_j——节点剪力设计值,按 5.2.37 条计算。

第 5.2.37 条　抗震设计时,框架节点的剪力设计值按下列规定计算:

一、一级

1.中柱节点

$$V_j = 1.05\frac{M_{buE}^l + M_{buE}^r}{h_{b0} - a_s'}\left(1 - \frac{h_{b0} - a_s'}{H_c - h_b}\right) \qquad (5.2.37\text{-}1)$$

2.**边、角柱节点**

$$V_j = 1.05\frac{M_{buE}}{h_{b0} - a_s'}\left(1 - \frac{h_{b0} - a_s'}{H_c - h_b}\right) \qquad (5.2.37\text{-}2)$$

3.**顶层中柱节点**

$$V_j = 1.05\frac{M_{buE}^l + M_{buE}^r}{h_{b0} - a_s'} \qquad (5.2.37\text{-}3)$$

4.**顶层边、角柱节点**

$$V_j = 1.05\frac{M_{buE}}{h_{b0} - a_s'} \qquad (5.2.37\text{-}4)$$

二、二级

1.**中柱节点**

$$V_j = 1.05\frac{M_b^l + M_b^r}{h_{b0} - a_s'}\left(1 - \frac{h_{b0} - a_s'}{H_c - h_b}\right) \qquad (5.2.37\text{-}5)$$

2.**顶层中柱节点**

$$V_j = 1.05\frac{M_b^l + M_b^r}{h_{b0} - a_s'} \qquad (5.2.37\text{-}6)$$

3.**边角柱节点剪力设计值的计算同一级抗震等级时的计算。**

式中 M_b^l、M_b^r ——**分别为节点左右侧梁端的弯矩设计值；**

M_{buE}^l、M_{buE}^r ——**分别为节点两侧梁端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力**;

- M_{buE} ——**边节点梁端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力**;

H_c ——**节点上、下层柱反弯点之间的距离**;

h_{b0}；h_b ——**分别为梁截面有效高度和截面高度,当节点两侧梁高不同时,取平均值。**

第 5.2.38 **条　一、二级框架节点应进行受剪承载力计算,三、四级和非抗震设计框架节点可不进行受剪承载力计算。**

第 5.2.39 **条　框架节点的受剪承载力应按下式进行计算**:

$$V_j \le \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[(0.1 + 0.1\frac{N}{f_c h_c b_c})\eta_j f_c b_j h_j + \frac{f_{yv} A_{sv}}{s}(h_{b0} - a_s')\right] \qquad (5.2.39)$$

式中 N ——**上柱底部考虑地震作用组合的轴向压力设计值,当** N **大于** $0.5 f_c b_c h_{c0}$ **时,取** N **等于** $0.5 f_c b_c h_{c0}$ **。**

第 5.2.40 **条　抗震设计的框架节点区箍筋配置不应小于柱端加密区实际配置的箍筋;柱中纵向钢筋,不宜在节点范围内切断。**

第 5.2.41 **条　装配整体式框架节点的构造及截面设计,可依照以下原则进行**:

一、应保证节点的整体性;

二、应进行施工阶段和使用阶段的承载能力计算;

三、在保证结构整体受力性能的前提下,连接形式力求简单,传力直接,受力明确;

四、应安装方便,误差易于调整,并且连接后能较早承受荷载,以便于上部结构的继续施工。

第 5.2.42 条　抗震设计时,装配整体式框架节点应进行抗剪承载力计算。

第 5.2.43 条　框架的填充墙或隔墙应优先选用预制轻质墙板,并必须与框架牢固地连接。

抗震设计当采用砌体填充墙时,应在框架柱与填充的交接处,沿高度每隔 500mm 或砌体皮数的倍数,用两根直径 ϕ 6 钢筋与柱拉结。钢筋由柱的每边伸出,进入墙内的长度,一、二级宜沿墙全长设置,三、四级不应小于墙长的 1/5 及 700mm。填充墙的砌筑砂浆强度等级不应低于 M2.5。

墙长度大于 5m 时,墙顶部与梁宜有拉结措施,墙高度超过 4m 时,宜在墙高中部设置与柱连接的通长钢筋混凝土水平墙梁。

第三节　一般剪力墙结构

第 5.3.1 条　剪力墙的混凝土强度等级不应低于 C20。

剪力墙的厚度,按一级抗震等级设计时不应小于楼层高度的 $\frac{1}{20}$,且不应小于 160mm.按二、三、四级抗震等级和非抗震设计时不应小于楼层高度的 $\frac{1}{25}$,且不应小于 140mm。

第 5.3.2 条　剪力墙的截面应符合下列要求.

非抗震设计 $V_w \le 0.25 f_c b_w h_w$　　(5.3.2-1)

抗震设计　$V_w \le \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.20 f_c b_w h_w)$ (5.3.2-2)

式中　V_w ——剪力墙的剪力设计值;

b_w ——矩形截面的宽度或 I 形截面、 T 形截面的腹板宽度;

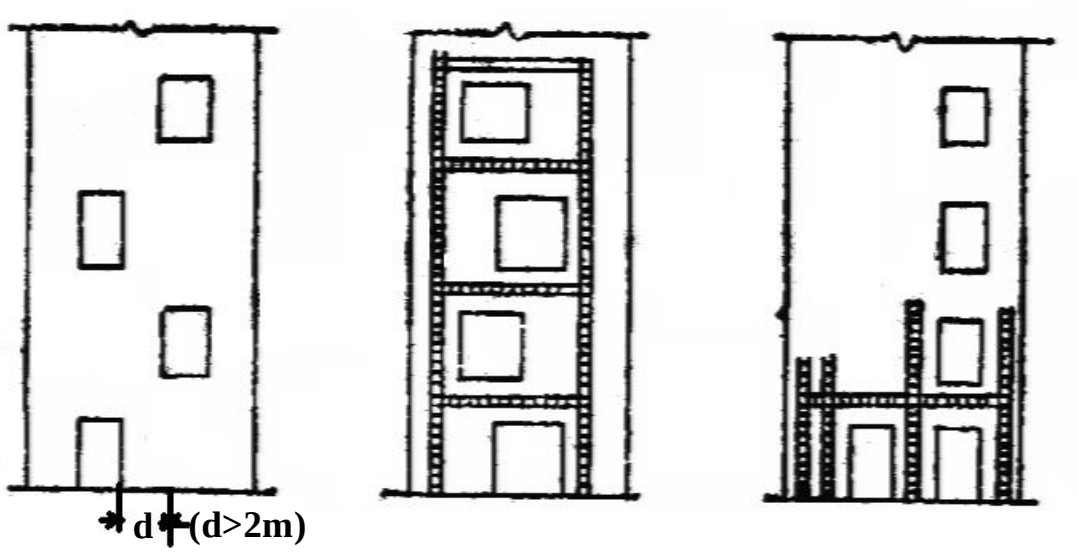
h_w ——截面高度。

第 5.3.3 条　钢筋混凝土剪力墙应进行斜截面抗剪、偏心受压或偏心受拉,平面外竖向荷载轴心受压承载力计算。在集中荷载作用下,还应进行局部受压承载力计算。

第 5.3.4 条　抗震设计时,小墙肢的截面高度不宜小于 $3b_w$,并应按第 5.3.17 条规定配筋;一、二级剪力墙的小墙肢,其轴压比不宜大于 0.6。

第 5.3.5 条　抗震设计时,一级不应采用错洞墙。二、三级不宜采用错洞墙。当必须采用错洞墙时,洞口错开距离不宜小于 2m(图 5.3.5a)

抗震设计及非抗震设计时,均不宜采用叠合错洞墙,采用时应按图 5.3.5b 暗框架配筋。



a)一般错洞墙　　b)叠合错洞墙　　c)底层局部错洞墙

图 5.3.5　错洞剪力墙

底层局部错洞墙配筋构造按图 5.3.5c,其标准层洞口部位的竖向钢筋应延伸至底层,并在一、二层形成上下连续的暗柱,二层洞口下设暗梁并加强配筋。底层墙截面的暗柱应伸入二层。

第 5.3.6 条　当连肢剪力墙中某几层连梁的弯矩设计值超过其最大受弯承载力时,可降低这些部位的连梁弯矩设计值,并将其余部位的连梁弯矩设计值相应提高,以满足平衡条件。

经调整的连梁弯矩设计值,可均取为最大弯矩连梁调整前弯矩设计值的 80%(图 5.3.6)。

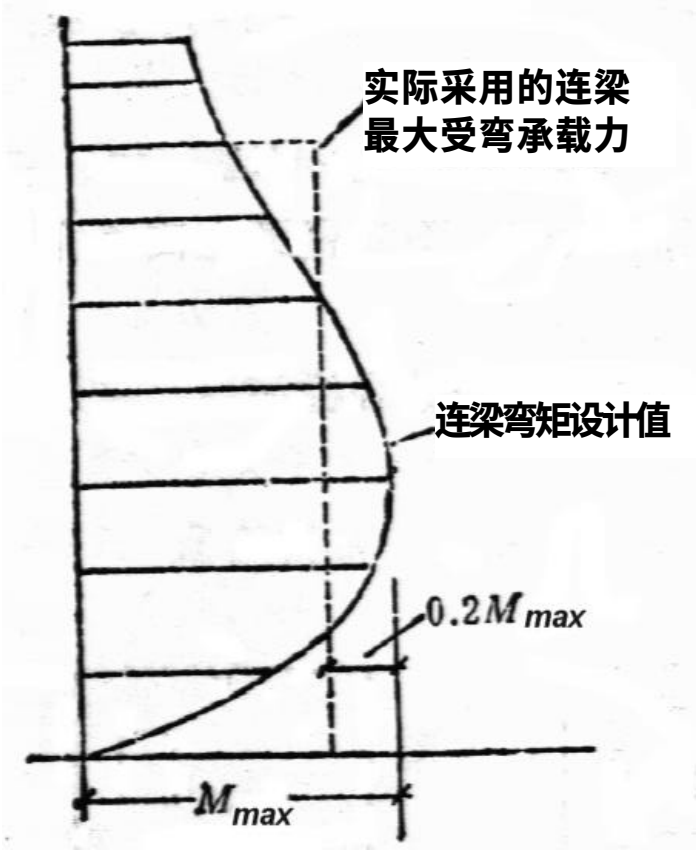


图 5.3.6　**联肢剪力墙连梁的弯矩设计值**

第 5.3.7 **条**　**按抗震设计的双肢剪力墙,不宜出现墙肢全截面受拉的情况,当其中的一肢为大偏心受拉时,则受压墙肢弯矩设计值及剪力设计值应乘以增大系数** 1.25 **。**

第 5.3.8 **条**　**矩形、** T **形、** I **形偏心受压剪力墙的正截面承载力可按《混凝土结构设计规范》** GBJ10 — 89 **的有关规定计算,也可按下列公式计算**:

非抗震设计

$$N \le A'_s f'_y - A_s \sigma_s - N_{sw} + N_c \qquad (5.3.8\text{-}1)$$

$$N\left(e_0 + h_{w0} - \frac{h_w}{2}\right) \le A'_s f'_y (h_{w0} - a'_s) - M_{sw} + M_c \qquad (5.3.8\text{-}2)$$

当 $x > h'_f$ **时**

$$N_c = f_{cm} b_w x + f_{cm} (b'_f - b'_w) h'_f \qquad (5.3.8\text{-}3)$$

$$M_c = f_{cm} b_w x \left(h_{w0} - \frac{x}{2}\right) + f_{cm} (b'_f - b_w) h'_f \left(h_{w0} - \frac{h'_f}{2}\right) \qquad (5.3.8\text{-}4)$$

当 $x \le h'_f$ **时**

$$N_c = f_{cm} b'_f x \qquad (5.3.8\text{-}5)$$

$$M_c = f_{cm} b'_f x \left(h_{w0} - \frac{x}{2}\right) \qquad (5.3.8\text{-}6)$$

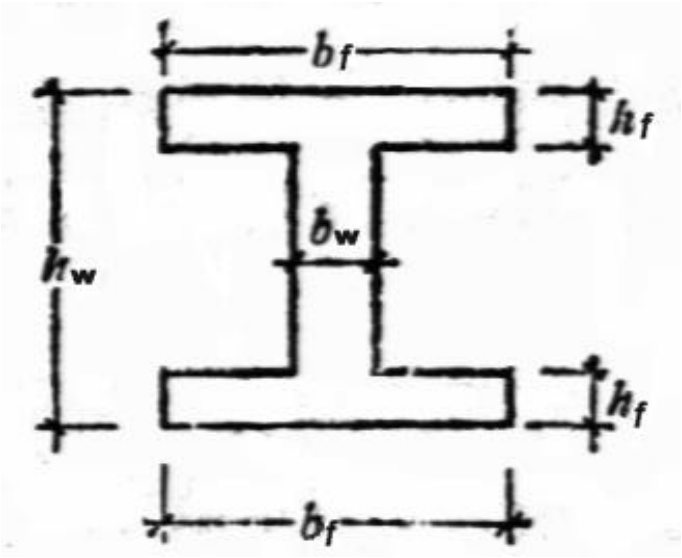


图 5.3.8

当 $x \le \xi_b h_{w0}$ **时**

$$\sigma_s = f_y \qquad (5.3.8\text{-}7)$$

$$N_{sw} = (h_{w0} - 1.5x) b_w f_{yw} \rho_w \qquad (5.3.8\text{-}8)$$

$$M_{sw} = \frac{1}{2}(h_{w0} - 1.5x)^2 b_w f_{yw} \rho_w \qquad (5.3.8\text{-}9)$$

当 $x > \xi_b h_{w0}$ **时**

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8}\left(\frac{x}{h_{w0}} - 0.8\right) \qquad (5.3.8\text{-}10)$$

$$N_{sw} = 0 \qquad (5.3.8\text{-}11)$$

$$M_{sw} = 0 \qquad (5.3.8\text{-}12)$$

其中 $\xi_b = \dfrac{0.8}{1+\dfrac{f_y}{0.0033E_s}}$ (5.3.8-13)

抗震设计时,公式(5.3.8-1)(5.3.8-2)**右端均需除以承载力抗震调整系数** γ_{RE} , γ_{RE} **取** 0.85 **。**

式中 f_y、f'_y、f_{yw} **——分别为剪力墙端部受拉、受压钢筋和墙体竖向分布钢筋强度设计值;**

f_{cm} **——混凝土弯曲抗压强度设计值;**

e_0 **——偏心距** $e_0 = M/N$ **;**

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

a'_s **——剪力墙受压区端部钢筋合力点到受压区边缘的距离,一般取** $a'_s = b_w$ **;**

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。**

第 5.3.9 **条　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:**

非抗震设计

$$N \le \frac{1}{\dfrac{1}{N_{ou}} + \dfrac{e_0}{M_{wu}}} \qquad (5.3.9\text{-}1)$$

抗震设计

$$N \le \frac{1}{\gamma_{RE}}\left(\frac{1}{\dfrac{1}{N_{ou}} + \dfrac{e_0}{M_{wu}}}\right) \qquad (5.3.9\text{-}2)$$

N_{ou}**和**M_{wu} **可按下列公式计算;**

$$N_{ou} = 2A_s f_y + A_{sw} f_{yw} \qquad (5.3.9\text{-}3)$$

$$M_{wu} = A_s f_y (h_{w0} - a'_s) + A_{sw} f_{yw} \frac{(h_{w0} - a'_n)}{2} \qquad (5.3.9\text{-}4)$$

式中 A_{sw} **——剪力墙腹板竖向分布钢筋的全部截面面积。**

第 5.3.10 **条　剪力墙的剪力设计值按下列规定计算:**

一、底部加强区范围内

1.**非抗震设计时,取考虑水平荷载组合的剪力设计值;**

2.**抗震设计时**

一级 $V_w = 1.1\dfrac{M_{wuE}}{M_w}V$ (5.3.10-1)

二级 $V_w = 1.1V$ (5.3.10-2)

三级 $V_w = V$ (5.3.10-3)

二、其他部位均取 $V_w = V$

式中 M_{wu} **——剪力墙考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力,可参按第** 5.2.9 **条计算** M_{cuE} **的方法按本章第** 5.3.8 **条、第** 5.3.9 **条公式计算,计算中材料强度取标准值,钢筋取实际配筋的面积,**N **可取重力荷载代表值的墙中轴向压力设计值** N_G **;**

M_w **——考虑地震作用组合的剪力墙计算部位的弯矩设计值;**

V **——考虑地震作用组合的剪力墙计算部位的剪力值**

第 5.3.11 **条　偏心受压剪力墙其斜截面受剪承载力按下列公式计算:**

非抗震设计

$$V_w \le \frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.05 f_c b_w h_{w0} + 0.13 N \frac{A_w}{A}\right) + f_{yh}\frac{A_{sh}}{s}h_{w0} \quad (5.3.11\text{-}1)$$

抗震设计

$$V_w \le \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.04 f_c b_w h_{w0} + 0.1 N \frac{A_w}{A}\right) + 0.8 f_{yh}\frac{A_{sh}}{A}h_{w0}\right] \quad (5.3.11\text{-}2)$$

式中 N——**剪力墙的轴向压力设计值,当** N **大于** $0.2 f_c b_w h_{w0}$ **时,取** N **等于** $0.2 f_c b_w h_{w0}$**,抗震设计时,应考虑地震作用组合**;

A——**剪力墙截面面积**;

A_w —— T **形式** I **形截面剪力墙腹板的面积,矩形截面时取** A_w **等于** A,

λ——计算截面处的剪跨比,λ = M/Vh_{w0}**,λ 小于** 1.5 **时取** 1.5,**λ 大于** 2.2 **时取** 2.2,**此处** M **为与** V **相应的弯矩值。当计算截面与墙底之间的距离小于** $h_{w0}/2$ **时,λ 应按距墙底** $h_{w0}/2$ **处的弯矩值与剪力值计算**;

S——**剪力墙水平分布钢筋间距。**

第 5.3.12 **条　偏心受拉剪力墙,其斜截面受剪承载力按下列公式计算**:

非抗震设计

$$V_w \le \frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.05 f_c b_w h_{w0} - 0.13 N \frac{A_w}{A}\right) + f_{yh}\frac{A_{sh}}{A}h_{w0} \quad (5.3.12\text{-}1)$$

当公式右边计算值小于 $f_{yh}\frac{A_{sh}}{A}h_{w0}$ **时,取等于**

$$f_{yh}\frac{A_{sh}}{A}h_{w0}$$

抗震设计

$$V_w \le \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.04 f_c b_w h_{w0} - 0.1 N \frac{A_w}{A}\right) + 0.8 f_{yh}\frac{A_{sh}}{A}h_{w0}\right] \quad (5.3.12\text{-}2)$$

当公式右边计算值小于 $\frac{1}{\gamma_{RE}}\left(0.8 f_{yh}\frac{A_{sh}}{A}h_{w0}\right)$**时,取等于**

$\frac{1}{\gamma_{RE}}\left(0.8 f_{yh}\frac{A_{sh}}{A}h_{w0}\right)$**。**

第 5.3.13 **条　按一级抗震等级设计的剪力墙水平施工缝处竖向钢筋的截面面积应符合下列要求**:

当 N **为轴向压力时**

$$V_w \le \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.6 f_y A_s + 0.8N) \quad (5.3.13\text{-}1)$$

当 N **为轴向拉力时**

$$V_w \le \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.6 f_y A_s - 0.8N) \quad (5.3.13\text{-}2)$$

式中 V_w——**水平施工缝处的剪力设计值**;

N ——水平施工缝处考虑地震作用组合的轴向力设计值;

A_s ——水平施工缝处的全部竖向钢筋截面面积,包括原有的竖向钢筋及附加竖向插筋。

第 5.3.14 条　抗震设计时,一、二级剪力墙应设暗柱,翼缘或端柱,横向剪力墙截面端部宜设翼缘。

第 5.3.15 条　剪力墙水平和竖向分布钢筋应满足表 5.3.15 的要求。下列部位为水平和竖向分布箍筋加强区。

一、剪力墙的顶层:

二、剪力墙的底部加强区,其高度为 $H_w/8$,并不小于底层层高;

三、楼梯间及电梯间墙;

四、现浇端部山墙;

五、内纵墙的端开间。

剪力墙水平和竖向分布钢筋的配筋构造　　表 5.3.15

		最小配筋率(%)		最大间距 (mm)	最小直径 (mm)
		一般位部	加强部位		
非抗震设计		0.15	0.20	横向 300 竖向 400	φ 8 φ 8
抗震设计	一级	0.25	0.25	300	φ 8
	二级	0.20	0.25	300	φ 8
	三、四级	0.15	0.20	300	φ 8

注:对三级抗震等级Ⅳ类场地上较高的高层建筑其一般部位最小配筋百分率应按二级抗震等级的数值采用。

一级抗震等级的剪力墙的所有部位和二级剪力墙的加强部位应采用双排钢筋,二级剪力墙一般部位、三级、四级和非抗震设计剪力墙加强部位宜采用双排钢筋。

双排钢筋之间应采用拉筋连接,拉筋直径不小于φ 6,间距不大于 700mm,拉筋应与外皮水平钢筋钩牢,底部加强部位的拉筋宜适当加密。

第 5.3.16 条　剪力墙端部、暗柱、端柱应设置表 5.3.16 要求的构造钢筋。

剪力墙端部、暗柱、端柱的构造配筋要求　　表 5.3.16

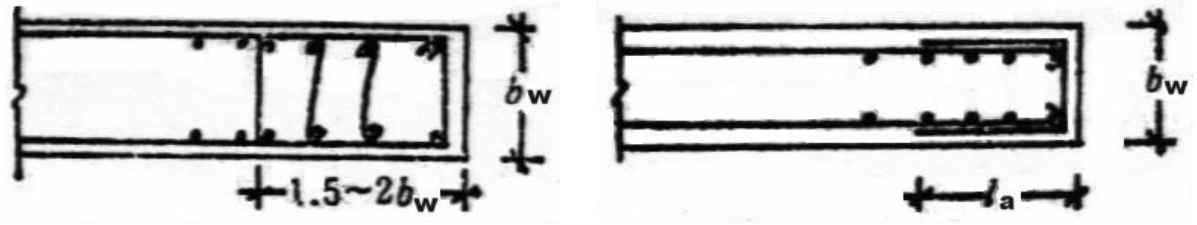
		底部加强区		其他部位	
		竖向钢筋最小量 (取较大值)	箍筋 (拉筋)	竖向钢筋最小量 (取较大值)	箍筋 (拉筋)
非抗震设计		2 Φ 12	Φ 6@150	2 Φ 12	Φ 6@200
抗震设计	一级	$0.015A_c$	Φ 8@100	$0.012A_c$	Φ 8@150
	二级	$0.012A_c$	Φ 8@150	$0.010A_c$ 4 Φ 12	Φ 8@200
	三级	$0.005A_c$ 2 Φ 14	Φ 6@150	$0.005A_c$ 2 Φ 14	Φ 6@200
	四级	2 Φ 12	Φ 6@150	2 Φ 12	Φ 6@200

注:① A_c **暗柱、端柱面积,当为暗柱时,**A_c **取** $1.5b_w^2$ **～** $2.0b_w^2$;

②**纵向钢筋搭接范围内,钢筋间距不大于** 5d,**且不大于** 100mm **。**

第 5.3.17 **条　剪力墙小墙肢的配筋,抗震设计时底部加强区竖向钢筋不少于** $0.015A_c$ **,其他部位不少于** $0.01A_c$ **,箍筋不少于本章表** 5.2.16 **规定的配筋率;非抗震设计时,竖向钢筋不少于** $0.008A_c$ **,箍筋直径不小于Φ** 8,**间距不大于** 150mm **。** A_c **为小墙肢的截面面积。**

第5. 3.18　**剪力墙水平分布钢筋在端部的锚固要求如图** 5.3.18 **。**



a)**端部设暗柱**　　b)**端部未形成暗柱**

图 5.3.18　**剪力墙水平分布钢筋在段部的锚固**

第 5.3.19 **条　剪力墙内分布钢筋的连接和锚固应满足下列要求**:

一、墙内水平分布钢筋的连接见图 5.3.19;

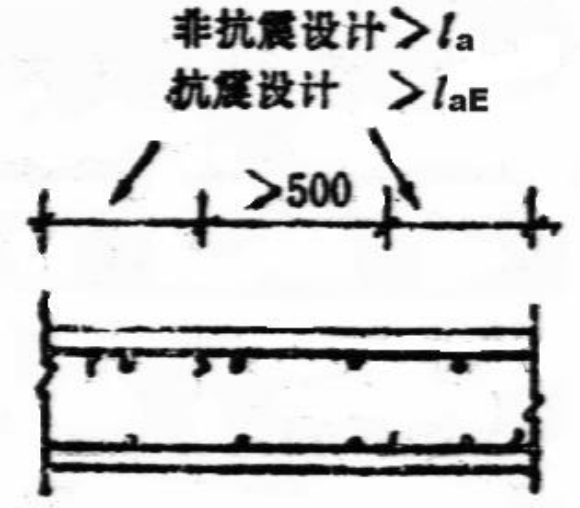


图 5.3.19　**墙内水平分布钢筋的连接**

二、墙内竖向分布钢筋的连接:一级抗震等级的剪力墙所有部位和二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超过 50%,**其它剪力墙的钢筋可在同一部位连接。**

第 5.3.20 **条　剪力墙连接的截面尺寸应符合下列列要求**:

非抗震设计

$$V_b \le 0.25 f_c b_b h_{b0} \qquad (5.3.20\text{-}1)$$

抗震设计

跨高比大于 2.5:

$$V_b \le \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.20 f_c b_b h_{b0}) \qquad (5.3.20\text{-}2)$$

跨高比小于 2.5:

$$V_b \le \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15 f_c b_b h_{b0}) \qquad (5.3.20\text{-}3)$$

第 5.3.21 **条　连梁的剪力设计值应按下列规定计算**:

一、非抗震设计,取考虑水平荷载组合的剪力设计值;

二、抗震设计

一级　$V_b = 1.05\dfrac{M_{buE}^{l} + M_{buE}^{r}}{l_n} + V_{Gb}$　　5.3.21-1

二级　$V_b = 1.05\dfrac{M_b^{l} + M_b^{r}}{l_n} + V_{Gb}$　　5.3.21-2

三级
四级　$V_b = \dfrac{M_b^{l} + M_b^{r}}{l_n} + V_{Gb}$　　5.3.21-3

式中　M_{buE}^{l}、M_{buE}^{r} **——分别为梁左、右端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力,计算**

时一端取上部纵筋为受拉钢筋,则另一端取下部纵筋为受拉钢筋;

M_b^{l}、M_b^{r} **——分别为梁左右端考虑地震作用组合的弯矩设计值**;

V_{Gb} **——考虑地震作用组合的竖向荷载作用下,按简支梁计算的剪力。**

第 5.3.22 **条　连梁的斜截面受剪承截力,按下列公式计算**:

非抗震设计

$$V_b \le 0.07 f_c b_b h_{b0} + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_{b0} \qquad (5.3.22\text{-}1)$$

抗震设计

跨高比大于 2.5 **时**

$$V_b \le \frac{1}{\gamma_{RE}}\left(0.056 f_c b_b h_{b0} + 0.8 f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_{b0}\right) \qquad (5.3.22\text{-}2)$$

跨高比小于 2.5 **时**:

$$V_b \le \frac{1}{\gamma_{RE}}\left(0.049 f_c b_b h_{b0} + 0.7 f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_{b0}\right) \qquad (5.3.22\text{-}3)$$

第 5.3.23 **条　连梁上下水平钢筋伸入墙内的长度** l_a **不应小于:一级抗震等级时** $l_a + 10d$ **;二级** $l_a + 5d$ **;三级、四级及非抗震设计** l_a **,并且伸入墙内长度不应小于** 600mm **。** l_a

为钢筋的锚固长度,d 为钢筋直径。

连梁沿梁全长箍筋的构造要求应按本章表 5.2.34 框架梁梁端加密区箍筋构造要求采用,当为非抗震设计时,箍筋直径应不小于ϕ 6,间距不大于 150mm 。

在顶层连梁伸入墙体的钢筋长度范围内,应设置间距小于 150mm 的构造箍筋,构造箍筋直径同该连梁的箍筋直径(图 5.3.23)。

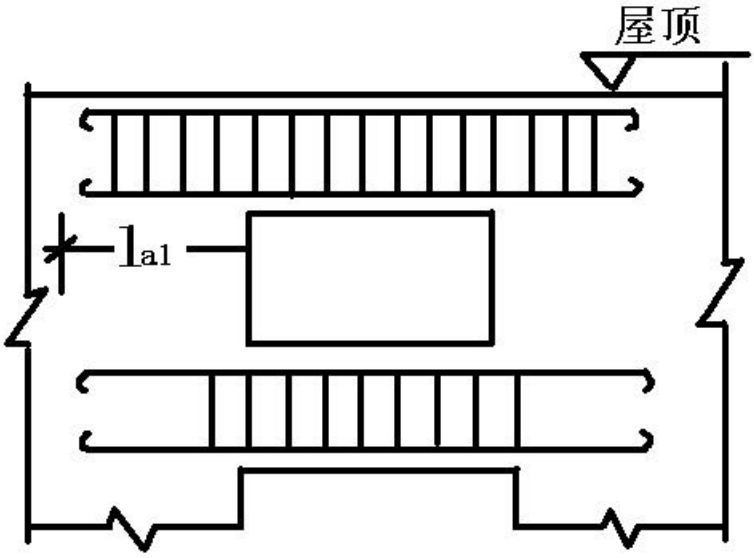


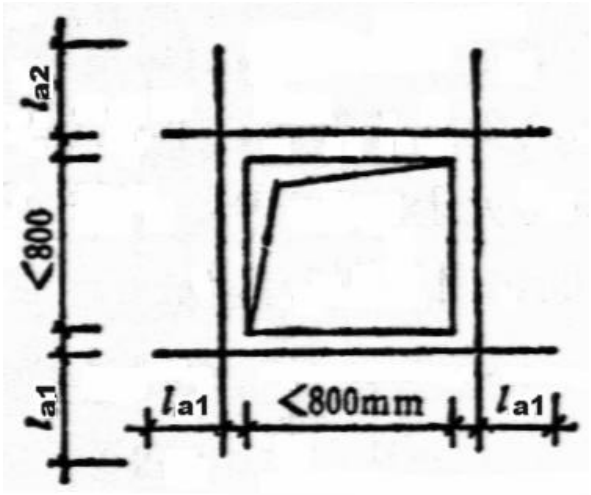
图 5.3.23　连梁配筋示意图

跨高比小于 2.5 的连梁,在自连梁底边 0.2h ～ 0.6h 范围内,应设置配筋率不低于 0.25%的水平分布筋。

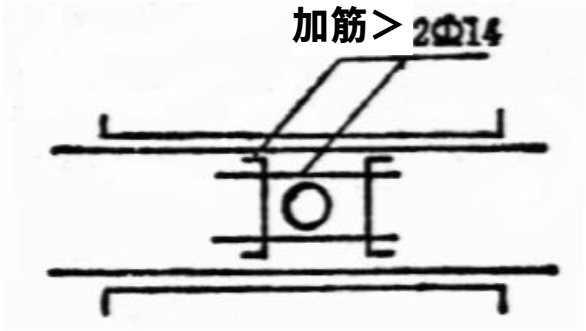
第 5.3.24 条　剪力墙小洞口补强筋应符合下列要求:

一、剪力墙上当有非连续小洞口,且其各边长度小于 800mm 时,应在洞口周边配置两根直径不小于ϕ 8 的补强钢筋(图 5.3.24a);高度超过 50m 剪力墙开有小洞口时,应将在洞口处被截断的分布筋集中配置在洞口四边,此补强筋的锚固长度为 l_a ;

二、穿过连梁搭管道应预埋套管,洞口上下的有效高度不小于梁高的 1/3,并不小于 200mm,洞口处宜置补强钢筋,被洞口削弱的截面应进行抗剪承载力计算(图 5.3.24b)。



a)剪力墙洞口补强



b)连梁洞口补强

第四节　底层大空间剪力墙结构

第 5.4.1 **条　底层大空间剪力墙结构的截面设计和构造措施,除本节有规定者外,应按本章第二节、第三节有关规定采用。**

第 5.4.2 **条　转换层楼板混凝土强度等级不宜低于** C30,**并应采用双向上下层配筋,每层每一方向的配筋率不宜小于** 0.25%**。楼板外侧可利用纵向框架或外纵墙加强。楼板开洞位置尽可能远离外侧边,在大空间部分的楼板不宜开洞。与转换层相邻的楼板也应适当加强。**

第 5.4.3 **条　框支梁的截面尺寸及构造应符分下列要求：**

一、框支梁宽度 h_b **不宜小于上层墙体厚度的** 2 **倍,且不小于** 400mm,**梁高** h_b **抗震设计时不应小于跨度的** 1/6,**非抗震设计时不应小于跨度的** 1/8,**也可采用加腋梁**;

二、框支梁的混凝土强度等级不应低于 C30;

三、框支梁为偏心受拉构件,按《混凝土结构设计规范》 GBJ10-89 **第四章的规定设计,其主筋应按以下要求配置**:

1.**主筋的最小配筋率为** 0.2%,**不宜有接头。有接头时,应采用焊接接头,同一截面内接头钢筋截面面积不应超过全部主筋截面面积的** 25%**。接头位置应避开墙体开洞部位。**

2.**支座上部主筋至少应有** 50%**沿梁全长贯通。下部主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** ϕ 16 **的腰筋。梁上、下主筋和腰筋的锚固见图** 5.4.3;

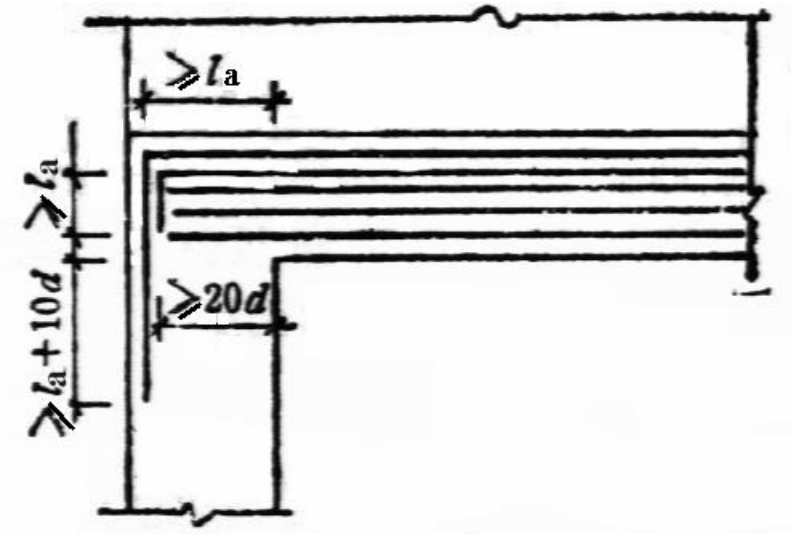


图 5.4.3　**框支梁主筋和腰筋的锚固**

四、梁支座处(离柱边 0.2l_0 **或** 1.5h_b **范围内)箍筋应加密,加密区箍筋直径不应小于** ϕ 10,**间距不应大于** 100mm **。门洞附近梁的箍筋也应按上述要求加密。**

第 5.4.4 **条　框支柱的截面尺寸及构造应符合下列要求**:

一、框支柱截面宽度 b_c **宜和梁宽度** b_b **相等,也可比梁宽度大** 50mm **。非抗震设计时** b_c **不宜小于** 400mm,**框支柱截面高度** h_c **不宜小于梁跨度的** 1/15;**抗震设计时** b_c **不宜小于** 450mm, h_c **不宜小于梁跨度的** 1/12 **。**

柱净高与截面长边尺寸之比宜大于 4.

二、框支柱的轴向力设计值取考虑水平荷载组合的轴向力设计值乘以增大系数 1.20;

框支柱的轴压比限值　　表 5.4.4

抗震等级	一级	二级	三级
周压比限值	0.60	0.70	0.80

三、抗震设计时框支柱轴压比宜符合表 5.4.4 搭要求;

非抗震设计时,框支柱的轴压比限值取 0.9;

四、框支柱的混凝土强度等级不应低于 C30;

五、柱内全部纵向钢筋配筋率:一级抗震等级设计时不小于 1.0%。二级不小于 0.9%,三级及非抗震设计时不小于 0.8%。纵向钢筋间距,抗震设计时不应大于 200mm,非抗震设计时,不应大于 250mm,且均不应小于 80mm 。全部纵向钢筋配筋率不宜大于 3.0%,超过时,箍筋应焊成封闭式。

六、抗震设计时,框支柱箍筋应沿全高加密;

七、框支柱箍筋体积配筋率。抗震设计时按本章第 5.2.17 条采用,非抗震设计时不小于 0.4%.加密区箍筋应采用复合箍或螺旋箍,非抗震设计时箍筋直径不小于 φ 10,间距不大于 200mm,抗震设计时箍筋直径不小于φ 10.间距不大于 100mm 。

第 5.4.5 条　框支梁上部墙体的构造应满足下列要求:

一、框支梁上的墙体当开有边门洞时,应加强小墙肢,同时应提高该部位框支梁的抗剪承载力,并可采用加腋梁。如图 5.4.5 中的边墙肢应设置外墙翼缘,或将外墙肢加厚;

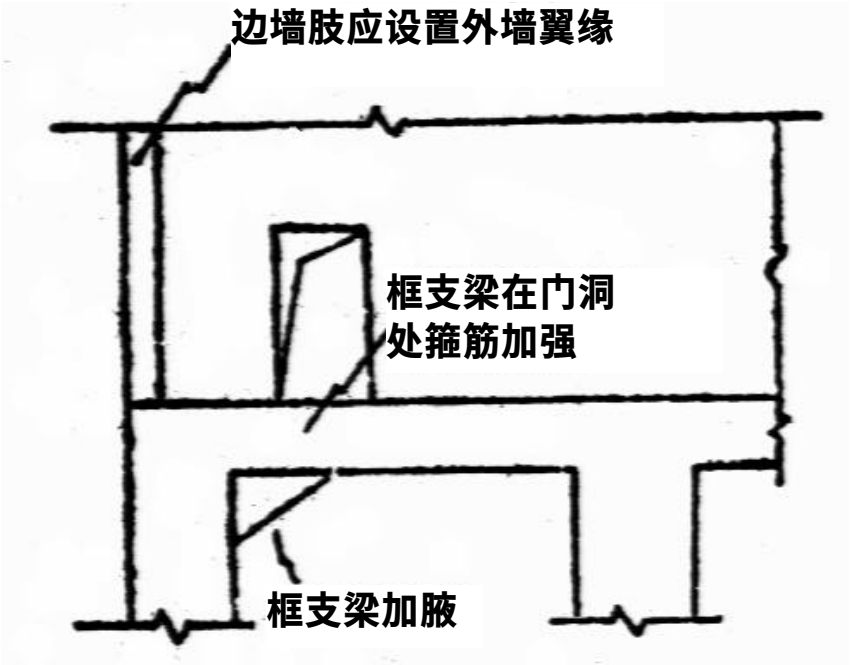


图 5.4.5　框支梁上墙体有边洞时的构造

二、框支柱应有部分受力钢筋延伸到框支梁以上墙体,延伸长度等于层高;

三、框支梁上墙体分布钢筋的最小配筋率应按本章第 5.3.15 条剪力墙加强区最小配筋率采用。墙体竖向钢筋在框支梁内的锚固长度,抗震设计时一级不应小于 l_a+10d;二级不应小于 l_a+5d;三级不应小于 l_a;非抗震设计时不应小于 l_a。

四、框支梁以上一层墙体的配筋按下式计算:

1.柱上墙体的端部竖向钢筋 A_s

$$A_s = h_c b_w (\sigma_{01} - f_c)/f_y \qquad (5.4.5\text{-}1)$$

2.柱边$0.2l_n$宽度范围内竖向分布箍筋A_{sw}

$$A_{sw} = 0.2l_n b_w (\sigma_{02} - f_c)/f_{yw} \qquad (5.4.5\text{-}2)$$

3.框支梁上的$0.2l_n$高度范围内横向分布筋A_{sh}

$$A_{sh} = 0.2l_n b_w \sigma_{x.max}/f_{yh} \qquad (5.4.5\text{-}3)$$

式中 l_n——框支梁净跨;

h_c——框支柱截面高度;

b_w——墙厚;

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

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

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

抗震设计时公式(5.4.5-1) (5.4.5-2) (5.4.5-3)中σ_{01}、σ_{02}、$\sigma_{x.max}$均应乘以γ_{RE}，$\gamma_{RE} = 0.85$。

第 5.4.6 条　抗震设计时,落地剪力墙底部截面的弯矩设计值应乘以放大系数η。η取由式 5.4.6 计算的值及 1.5 中的较大值。

$$\eta = M_{2uE}/M_2 \qquad (5.4.6)$$

式中 M_{2uE}——落地剪力墙在转换层以上一层墙体底部截面考虑承载力抗震调整系数的受弯

承载力;

M_2——落地剪力墙在转换层以上一层墙体底部截面的弯矩设计值。

第 5.4.7 条　当大空间楼层落地剪力墙的剪跨比λ小于 1.5 时,其截面应符合下列要求:

非抗震设计　$V_w \le 0.20 f_c b_w h_w$　(5.4.7-1)

抗震设计　$V_w \le \frac{1}{\gamma_{RE}} 0.15 f_c b_w h_w$　(5.4.7-2)

式中 V_w——剪力设计值,按本章第 5.3.10 条采用。

第 5.4.8 条　落地剪力墙极其转换层以上一层墙体水平和竖向分布钢筋最小配筋率:抗震设计时为 0.3%,非抗震设计时为 0.25%。

第 5.4.9 条　抗震设计时落地双肢剪力墙受压墙肢的剪力设计值应乘以增大系数 1.25 。此时,不需要再乘以本章第 5.3.7 条的增大系数。

第 5.4.10 条　底层大空间剪力墙结构底部加强区的范围除应符合第 5.3.15 条规定外,尚不应小于到转换层以上一层的高度。

第五节　框架－剪力墙结构

第 5.5.1 条　框架－剪力墙结构的截面设计及构造措施除本节有规定者外,应按本章第二节、第三节采用。

第 5.5.2 条　周边有梁柱的现浇剪力墙(包括现浇柱、预制梁的现浇剪力墙),当剪力墙与梁柱有可靠连接时,其截面设计应采用本章第三节一般剪力墙结构的截面设计方法,其主要竖向受力钢筋应配置在柱截面内。柱截面配筋构造应满足本章第 5.2.12 条、第 5.2.13 条的要求。柱的箍筋设置应符合表 5.3.16 中对底部加强部位的要求。梁与墙为整体现浇时,梁的钢筋可按本章第二节的构造要求配置;梁为预制时,应进行施工阶段的验算。

第 5.5.3 条　周边有梁、柱的剪力墙,厚度不应小于 160mm,且不小于墙净高的

1/20 。剪力墙中线与墙端边柱中线宜重合,防止偏心。梁的截面宽度不小于 $2b_w$(b_w 为剪力墙厚度),梁的截面高度不小于 $3b_w$,柱的截面宽度不小于 $2.5b_w$;柱的截面高度不小于柱的宽度。如剪力墙周边仅有柱而无梁时,则应设置暗梁。

第 5.5.4 条　预制框架柱与现浇剪力墙之间的钢筋应互相连接,当墙体水平分布钢筋直径大于或等于 16mm 时,应采用焊接,单面焊缝长度 10d;直径小于 16mm 时可采用搭接。墙内水平和竖向分布钢筋的锚固端应加直钩,直钩长度 10d,钩的方向与墙面垂直。

第 5.5.5 条　剪力墙不宜开边长超过 800mm 的洞口,洞口边长小于 800mm 时应在洞口四周按表 5.3.16 中的要求配置构造钢筋。

第 5.5.6 条　非抗震设计时,剪力墙水平和竖向分布钢筋配筋率均不应小于 0.2%,直径不应小于φ 8,且应双排配置。

抗震设计时,剪力墙水平和竖向分布钢筋配筋率均不应小于 0.25%,直径不应小于φ 8,间距不应大于 300mm,且应双排配置。

第 5.5.7 条　框架－剪力墙结构中当框架柱底部截面承受的地震剪力小于结构底部总地震剪力的 20%时,一、二级框架柱的轴压比限值可分别按本章第 5.2.4 条表 5.2.4 中的数值提高 0.1 采用。

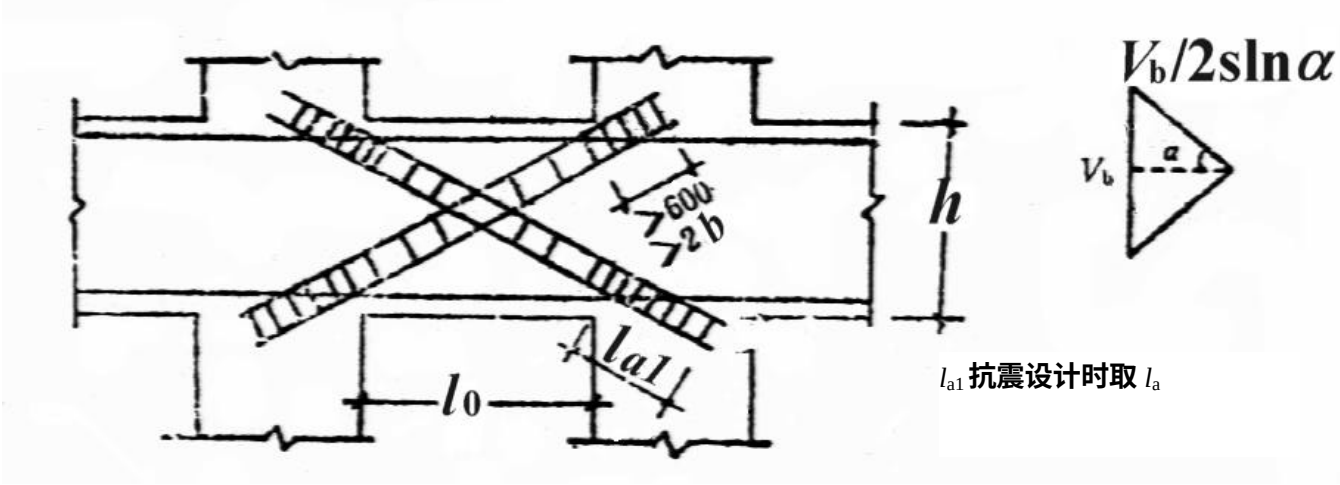
第六节　筒体结构

第 5.6.1 条　筒体结构的柱、梁、剪力墙的截面设计及构造措施,除本节有规定者外,应按本章第二节、第三节采用。

第 5.6.2 条　楼盖体系的布置宜使较大竖向荷载传递到角柱,以减小组合地震作用时角柱的拉力。

第 5.6.3 条　筒体结构的裙梁,柱及筒体的混凝土强度等级不宜低于 C25 。

第 5.6.4 条　当裙梁的跨高比小于 1 时,可配置交叉斜筋(图 5.6.4)。



l_{a1} 抗震设计时取 l_a

图 5.6.4　配交叉斜筋的裙梁

每肢交叉斜筋总面积 A_s 按下式计算:

非抗震设计　$$A_s \geq \frac{V_b}{2f_y \sin\alpha} \qquad (5.6.4\text{-}1)$$

抗震设计　$$A_s \geq \frac{V_b \gamma_{RE}}{2f_y \sin\alpha} \qquad (5.6.4-2)$$

式中 V_b 为裙梁的剪力设计值,按本章 5.3.21 条采用。

两个方向的斜筋均应采用矩形箍筋或螺旋形箍筋绑扎成小柱。箍筋在四角处应加密,间距为 100mm,其他部分为 b/2(b 为裙梁的截面宽度)。

斜筋直径应大于φ 12,裙梁纵向钢筋每侧不应少于两根,直径不应小于φ 16,腰筋直径不应小于φ10,间距不应大于300mm,裙梁箍筋直径不应小于φ8,间距不应大于 200mm。

配置交叉斜筋的裙梁,宽度不应小于 300mm。

第 5.6.5 条　当裙梁采用普通配筋时,腰筋直径不应小于φ 12,非抗震设计时,间距不应大于 300mm;抗震设计时,不应大于 200mm。箍筋直径,非抗震设计时不应小于φ 8,抗震设计时不应小于φ 10;箍筋间距不应大于 8d 及 150mm。d 为纵筋直径。箍筋直径沿梁长不变。

第 5.6.6 条　柱的正截面受弯承载力按双向偏心受压计算。

角筒或角柱的受弯承载力计算按双向弯矩进行,且两个方向的偏心矩均不应小于相应边长的 1/10。

第 5.6.7 条　验算筒体墙身平面内截面受弯承载力时,宜考虑墙身分布钢筋与翼缘的作用,按双向偏心受压计算。计算斜截面抗剪承载力时,仅考虑与剪力作用方向平行的肋部面积。

第 5.6.8 条　墙肢应进行墙身平面外正截面受弯承载力校核,以验算竖向分布钢筋的配筋量。此时,墙身轴向力取竖向荷载作用产生的轴向力与风荷载、地震作用产生的轴向力的组合计算,偏心距不应小于墙厚的 1/10。

第 5.6.9 条　墙肢的端部钢筋及分布钢筋在底部加强区范围内,应保持配筋量不变,底部加强区应按本章第 5.3.15 条、第 5.3.16 条规定采用。

第 5.6.10 条　墙肢的端部均需按柱的要求配置封闭箍筋,在底部加强区范围内,箍筋间距不应大于 6d 及 100mm,其他部位箍筋构造要求按本章第 5.3.16 条规定采用。

第七节　楼板、楼板与剪力墙、框架的连接构造

第 5.7.1 条　抗震设计的框架－剪力墙结构采用装配式楼面时,6、7 度宜每层设现浇层;8、9 度时应每层设现浇层。面层厚度不应小于 40mm,混凝土强度等级不应低于 C20,并应双向配置直径φ 4～φ 6、间距 150～250mm 的钢筋网。

第 5.7.2 条　当框架-剪力墙结构的楼面采用装配式楼面时,预制板应均匀排列,板缝拉开的宽度不宜小于 40mm,板缝大于 40mm 时应在板缝内配钢筋,形成板缝梁,并宜贯通整个结构单元。预制板板缝、板缝梁混凝土强度等级不应低于 C20。

第 5.7.3 条　高度小于 50m 的框架结构或剪力墙结构采用预制板时,应符合第 5.7.2 条规定的板缝构造要求。

第 5.7.4 条　预制板搁置于墙上或梁上的最小长度为 35mm,同时墙上下贯通的截面不应小于总截面面积的 60%,预制板板端留出胡子筋,长度不应小于 100mm,缝内设置 1 根直径为φ 8 的通长纲筋,板孔堵头应留出不小于 50mm 空腔,空腔内用不低于 C20 的细石混凝土浇灌密实。

当采用叠合板时,预制预应力薄板的厚度不应小于板跨的 1/100,且不应小于 50mm,在施工阶段应设支撑。

第 5.7.5 条　预制板与剪力墙平行时,应在预制板的板面上设置拉筋,拉筋的一

端锚入墙内,另一端钩入板缝底。非抗震设计时拉筋间距不大于 1500mm,且每一开间内不少于两根,直径不小于φ 8;抗震设计时,间距不大于 800mm,且每一开间内不小于 4 根,直径不小于φ 8 。

预制板与纵墙间也可留有一定宽度的现浇带,内配计算确定的纵向钢筋。

第六章　　基础

第一节　一般规定

第 6.1.1 条　基础的选型应根据上部结构情况、工程地质、施工条件等因素综合考虑确定,宜选用整体性较好的箱形、筏形或交叉梁式基础。

第 6.1.2 条　基础的埋置深度必须满足地基变形和稳定的要求,以减少建筑的整体倾斜,防止倾覆及滑移。埋置深度,采用天然地基时可不小于建筑高度的 1/12,采用桩基时可不小于建筑高度的 1/15,桩的长度不计在埋置深度内。抗震设防烈度为 6 度或非抗震设计的建筑,基础埋置深度可适当减小。

高层建筑宜设置地下室。当基础落在岩石上时,可不设地下室,但应采用地锚等措施。

注:基础埋置深度一般从室外地面算起,如果地下室周围无可靠侧限时,应从具有侧限的地面算起。

第 6.1.3 条　高层建筑与裙房之间,经计算基础后期沉降差在允许范围内并采取措施时,基础可以不分开,但应通过计算确定基础及上部结构由于差异沉降引起的内力,进行配筋。为减小高层部分与裙房间的差异沉降量,在施工时应采用施工后浇带断开,待高层部分主体结构完成时再连接成整体。如采用桩基,可根据沉降情况,在高层部分主体结构未全部完成时连接成整体。

高层建筑与裙房设沉降缝分开时,如两者的基础埋置深度相同或高差较小,则应采取措施保证高层部分基础的侧向约束。

第二节　地基土承载力和单桩承载力

第 6.2.1 条　天然地基的地基土抗震承载力应按式(6.2.1)计算:

$$f_{sE} = \zeta_s f_s \qquad (6.2.1)$$

式中　f_{sE}——调整后的地基土抗震承载力设计值(kPa);

.　f_s——地基土静载承载力设计值(kPa),应按国家标准《建筑地基基础设计规范》 GBJ7-89 第 5.1.3 条采用;

.　ζ_s——地基土抗震承载力调整系数,应按表 6.2.1 采用。

地基土抗震承载力调整系数　　表 6.2.1

岩土名称和形状	ξ_s 值
岩石,密实的碎石土,密实的砾、粗、中砂,$f_k \geq 300$kPa 的粘性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土,中密和稍密的砾、粗、中砂,密实和中密的细、粉砂，150Kpa $\leq f_k <$300Kpa 的粘性土和粉土	1.3
稍密的细、粉砂,100Kpa $\leq f_k <$150Kpa 的粘土和粉土;新近沉积的粘性土和粉土	1.1
淤泥,淤泥质土；松散的砂,填土	1.0

注:表中 f_k 为地基土静载力标准值。

第 6.2.2 条　当需要验算天然地基土在地震作用下的竖向承载力时,基础底面平均压力和边缘最大压力值,应符合下列要求:

$$p \leq f_{sE} \qquad (6.2.2\text{-}1)$$

$$p_{max} \leq 1.2 f_{sE} \qquad (6.2.2\text{-}2)$$

式中　p 和 p_{max} ——基础底面地震组合的平均压力设计值和边缘最大压力设计值(kPa)。

地震作用下基础底面与地基之间零应力区的面积不应超过基础底面面积的25%。

第 6.2.3 条　单桩的竖向承载力应通过现场静载荷试验确定,单桩的水平承载力宜通过试验确定。当地质勘察部门根据当地同类桩的单桩试验,能提出单桩竖向和水平承载力设计值时,设计时也可采用。

第三节　筏　形　基　础

第 6.3.1 条　筏形基础可选用平板式或梁板式。地下水位较高时可设置架空地坪,并注意防水和排水。

第 6.3.2 条　筏形基础的混凝土强度等级不宜低于 C20,当有防水要求时,其外围的梁、底板混凝土抗渗要求不应低于 S6 。

第 6.3.3 条　筏形基础梁与上部结构柱的连接构造宜符合图 6.3.3-1 的要求,筏形基础梁与上部剪力墙的连接构造宜符合图 6.3.3-2 的要求。

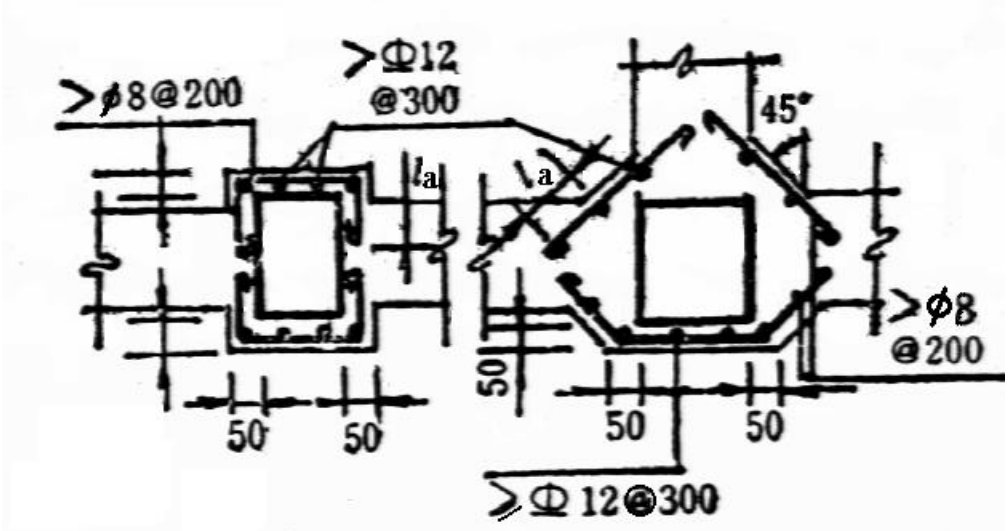


图 6.3.3 － 1　筏形基础梁与上部结构柱的连接平面

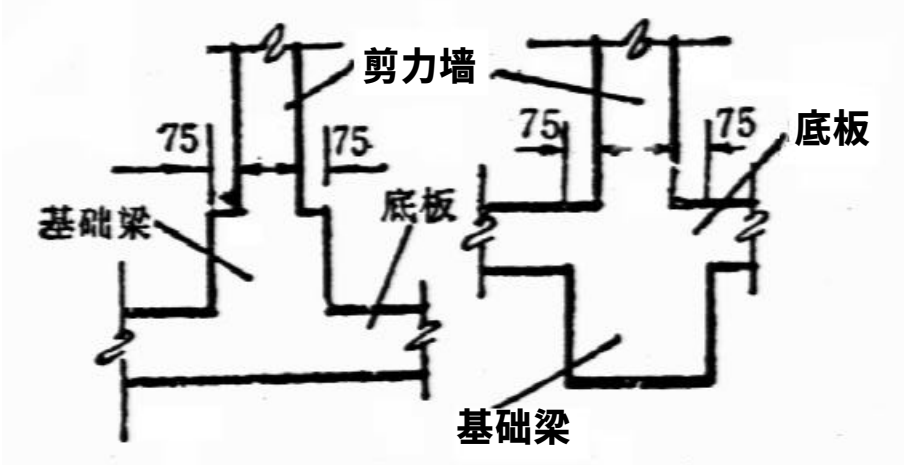


图 6.3.3 － 2　筏形基础梁与上部剪力墙的连接剖面

第 四 节 箱 形 基 础

第 6.4.1 **条**　箱形基础的平面尺寸应根据地基土承载力、上部结构的布置及荷载分布等因素确定。对于单幢建筑,在均匀地基及无相邻建筑荷载影响的条件下,基底平面形心宜与结构竖向长期荷载重心重合,偏心距 e 应满足下列要求:

一、当恒载与活载组合时　$e \le \frac{B}{60}$;

二、当恒载、活载与风载组合时　$e \le \frac{B}{30}$

式中 B **为矩形箱形基础底板的宽度或长度。**

第 6.4.2 **条**　箱形基础的高度应满足结构的承载力和刚度需要,并根据建筑使用要求确定。高度可取建筑地面以上高度的 1/8至1/12,且不宜小于箱形基础长度的 1/18,也不小于 3m。箱形基础长度不包括底板悬挑部分。

第 6.4.3 **条**　高层建筑在同一结构单元内,不宜采用局部箱形基础。同一结构单元的箱形基础埋置深度宜一致。

第 6.4.4 **条**　箱形基础的外墙应沿建筑四周布置,内墙沿上部结构的柱网或剪力墙位置纵横向均匀布置。平均每平方米基础面积上的墙体长度不宜小于 400mm,且墙体水平截面面积不宜小于基础面积的 1/10,板式建筑时,其中纵向墙的配置量不得小于墙体总量的 60%

计算墙体长度或水平截面面积时不扣除洞口,基础面积不包括底板悬挑部分。

第 6.4.5 **条**　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,基础底板与外墙的厚度不应小于 250mm,内墙的厚度不应小于 200mm,顶板厚度不应小于 150mm。

第 6.4.6 **条**　墙体的门洞应设在柱间居中部位,洞边至柱中心的距离不宜小于 1.2mm,开口系数 γ 宜符合下式要求:

$$\gamma = \sqrt{\frac{A_{op}}{A_f}} \le 0.4 \qquad (6.4.6)$$

式中　A_{op} ——墙面洞口面积;

.　A_f ——墙面面积,取柱距与箱形基础全高之乘积。

第 6.4.7 **条**　箱形基础的混凝土强度等级不应低于 C20,采用密实混凝土刚性防水方案时,其外围结构的抗渗要求不应低于 S_6。

第 6.4.8 条　当上部为现浇剪力墙结构时,箱型基础的顶板和底板均应按局部弯曲计算,顶板取实际荷载,底板取均布基底反力。钢筋配置量除符合计算要求外,纵横方向支座钢筋尚应有 1/3 至 1/2 且分别有 0.15%、 0.10%配筋率连通配置,跨中钢筋按实际需要的配筋全部连通。

当上部为框架、框架－剪力墙结构时,箱形基础内力应同时考虑整体弯曲和局部弯曲的作用,基底反力确定方法及整体弯曲所产生的弯矩计算,可遵照现行标准《高层建筑箱形基础设计与施工规程》中的有关规定。

箱形基础底板及顶板的钢筋,如有接头宜优先采用焊接接头,当采用搭接接头时,应按受拉搭接长度考虑。

第 6.4.9 条　底层柱与箱形基础交接处,在墙边与柱边或柱角与八字角之间的净距不宜小于 50mm(图 6.4.9),并应验算交接面处墙体的局部受压承载力,当不满足时,应增加箱形基础墙体的受压面积或采取其他措施。

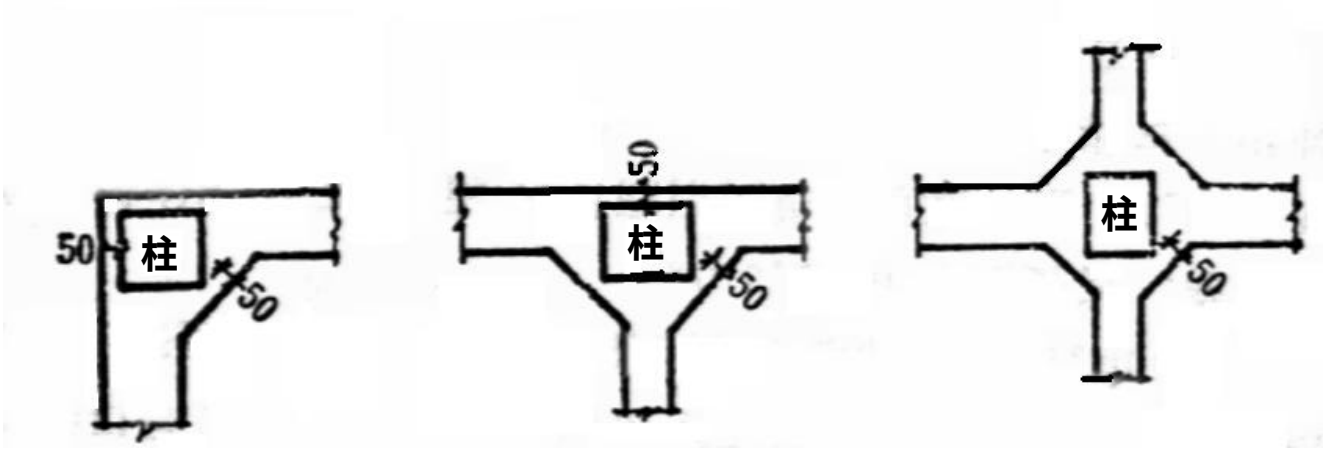


图 6.4.9　底层柱与箱形基础墙交接

第 6.4.10 条　箱形基础的顶板、底板及墙体均应采用双层双向配筋。外墙的竖向钢筋直径不宜小于 12mm,水平钢筋直径不宜小于 10mm,间距均不宜大于 200mm,内墙的水平及竖向钢筋直径不宜小于 10mm,间距不宜大于 200mm 。除上部为剪力墙以外,内外墙顶部及底部宜配置不少于两根直径 25mm 的通长构造钢筋,并在搭接和转角处应按受拉搭接长度考虑。

第 6.4.11 条　墙体洞口削弱处,上下过梁的截面尺寸及纵向钢筋,以及洞口两侧和角部的加强钢筋应按计算决定,且洞口每侧加强钢筋的截面面积不应小于洞口宽度内被切断受力钢筋截面面积的一半,也不少于两根直径为 φ 16mm 的钢筋,洞口钢筋应伸人墙内 40d 。洞口角部墙体两面各配置不少于两很直径为 φ 12mm 的斜筋,其长度不小于 1.3m 。

第 6.4.12 条　底层柱纵向钢筋伸入箱形基础墙体的长度为：外柱、与剪力墙相连的柱、仅一侧有墙和四周无墙的地下室内柱,应全部直通到基础底,其它内柱可把四角的纵向钢筋通到基础底,其余钢筋可伸入墙体内 45d,当有多层箱形基础时,上述伸到基础底的纵向钢筋可仅伸至箱形基础的最上一层的墙底。

第 6.4.13 条　当采用刚性防水方案时,同一建筑的箱形基础应避免设置变形缝。可沿基础长度每隔 20m 至 40m 留一道贯通顶板、底板及墙板的施工后浇带,带宽度不宜小于 800mm,此带宜设在柱距三等分的中间范围内。后浇带处底板及外墙宜采用附加卷材防水,在顶板、底板和墙体的钢筋可以贯通不断,后浇带两侧宜采用钢筋

支架铅丝网或单层钢板网隔断(图 6.4.13)。

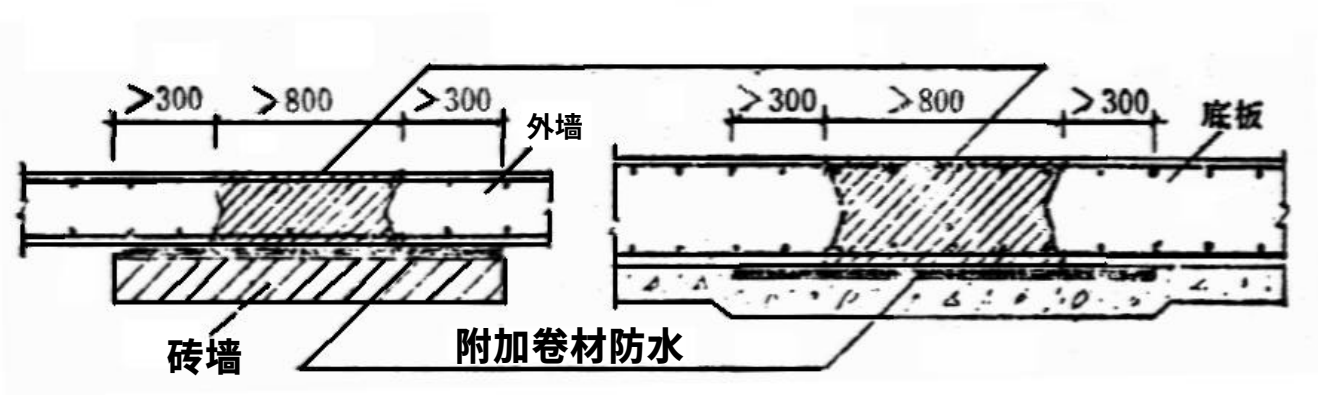


图 6.4.13　施工后浇带

施工后浇带可在顶板浇筑混凝土 14 天后,采用比设计强度等级提高一级的无收缩水泥配制的混凝土浇筑密实,并加强养护。

第 6.4.14 条　与高层建筑毗连且伸出长度不大的门厅等低矮裙房的基础,可采用箱形基础外挑基础梁的方案。挑梁底面的填土不应夯实,或采取其他能保证挑梁自由下沉的措施。

第 6.4.15 条　有窗井的箱形基础地下室,窗井结构应与箱形基础连接整体。

第五节　桩 基 础

第 6.5.1 条　高层建筑的桩基础可采用预制钢筋混凝土桩、混凝土灌注桩和钢管桩。选用时应根据地质情况、上部结构类型、荷载大小、施工条件、设计单桩承载力、沉桩设备、建筑场地环境等因素,通过技术经济比较进行综合分析后确定。

第 6.5.2 条　预制钢筋混凝土桩的桩身尺寸、间距、配筋、混凝土保护层、接头方式等构造应符合下列要求:

一、现场预制的钢筋混凝土桩的单节长度不宜超过 30m,工厂预制桩的长度不宜超过 12m;

二、钢筋混凝土预制桩的中距不应小于三倍桩的边长或直径,应避免在墙体门洞下布桩;

三、钢筋混凝土预制桩的桩身配筋应与沉桩方法相适应,锤击桩的纵向钢筋配筋率不宜小于 0.8%,压入桩不宜小于 0.5%,但当压入桩的桩身细长时,桩的纵向钢筋配筋率也不宜小于 0.8%,桩的纵向钢筋直径不宜小于 14mm,桩身宽度或直径大于等于 350mm 时,纵向钢筋不应少于 8 根,当桩需打入基岩风化带、碎石层或沉桩困难时,宜设置桩靴;

四、采用一根柱、两根桩以及单排桩的桩基,当有偏心荷载时,可在桩身上部增加配筋;

五、当采用整根桩,桩身配筋仅由起吊应力控制时,可在吊点处增加配筋;

六、在下列情况下,桩的配筋率应提高到 1%至 1.2%.

1.桩尖穿过一定厚度的硬土层;

2.桩的长细比 L/D 大于 60 且不大于 80;

3.单桩的设计荷载较大;

4.桩大片密集;

5.桩受到大面积地面堆载影响。

当估计沉桩有困难,长细比 L/D 大于 80,单桩设计荷载很大,且承台下桩数很少(不多于 3 根)成为单排桩时,宜结合具体情况,可适当增加桩身配筋量。

七、桩身混凝土强度等级不应低于 C30,纵向钢筋保护层厚度不应小于 30mm。

八、桩的接头不宜超过两个,当在地基浅层存在厚度超过 3m 的亚砂土层、粉细砂层或其他难以穿透的土层时,应适当提高桩身承载力,桩的接头应布置在上述土层以下。

九、钢筋混凝土预制桩可采用锚接法或焊接法接桩,其各自适用范围如下:

1.锚接可在估计沉桩无困难的情况下采用,宜优先选用硫磺胶泥锚接桩;

2.设计荷载较大、长细比大、需穿透一定厚度硬土层或估计沉桩较困难的桩,用于地震区的桩,以及大片密集的桩,均宜采用焊接桩。

钢筋混凝土预制桩可用方形实心,圆形实心及圆形空心管等形式。

第 6.5.3 条　高层建筑可采用钻孔灌注桩、冲孔灌注桩、沉管灌注桩和挖孔灌注桩。灌注桩的桩径、桩长、间距、混凝土强度等级及配筋等应符合下列要求:

一、灌注桩的常用桩径与桩长应符合 6.5.3-1 的要求;

二、灌注桩的间距应符合表 6.5.3-2 的要求;

三、桩身混凝土强度等级不得低于 C15,水下灌注混凝土时不得低于 C20,

四、人工挖孔灌注桩护壁混凝土强度等级不应低于 C15,计算单桩承载力时,不考虑护壁的作用,仅取内径 d 作为桩身计算直径。每节护壁的构造见图 6.5.3。

五、混凝土灌注桩桩身配筋应按计算确定,并应符合下列要求:

灌注桩的常用桩径与桩长　　表 6.5.3 － 1

灌注桩名称	钻孔灌注桩	冲孔灌注桩	沉管灌注桩	挖孔灌注桩
成孔工艺	钻孔（泥浆护壁）	冲孔（泥浆护壁）	打入式沉管	人工挖孔
桩径 d（mm）	300 ～ 1400	500 ～ 1400	480	800 ～ 3000
桩长 L（m）	≤ 50	≤ 50	≤ 25	≤ 60

灌注桩的间距　　表 6.5.3 － 2

沉管灌注桩	穿越非饱和土	≥ 3d
	穿越饱和土	≥ 3.5d
钻孔、冲孔灌注桩		≥ 2.5d
人工挖孔灌注桩		可根据设计要求在保证施工安全条件下决定

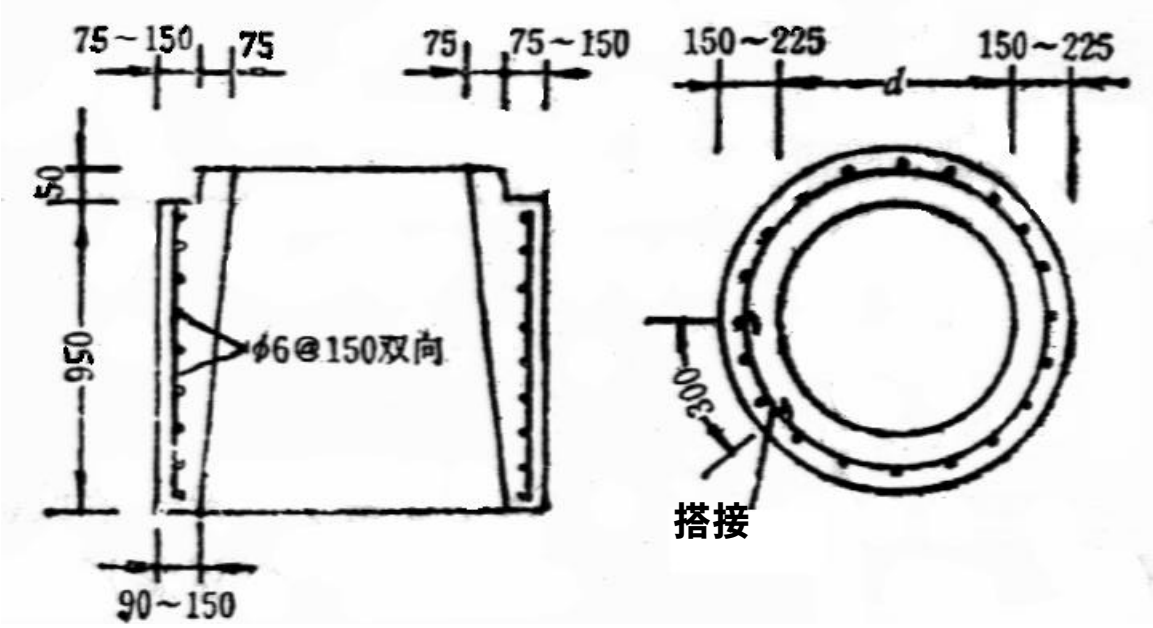


图 6.5.3　人工挖孔灌注桩护壁

1.轴向受压桩的配筋率不宜小于 0.2%至 0.4%,纵向钢筋直径不宜小于 10mm。端承桩的纵向筋应沿桩身通长配置,并沿桩周边均匀布置;

2.承受水平力作用的桩,桩身内力可按 M 法计算。桩纵向筋的长度为 4.0/a,当桩长度小于 4.0/a 时也应通长配置。其中 a 为桩身变形系数。桩纵向钢筋配筋率不宜小于 0.4%至 0.65%。

3.抗拔桩应按计算配置通长或局部长度的抗拉钢筋,纵向筋应沿桩周边均匀布置,纵向钢筋焊接接头必须符合受拉接头的要求。

4.箍筋直径可采用 6mm 至 10mm,间距可为 200mm 至 300mm,宜采用螺旋或环形焊接箍筋。承受水平力的桩其桩顶部位箍筋应适当加密。当纵向钢筋笼长度超过 4m 时,每隔 2m 宜设一道焊接加强箍筋。

六、纵向钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 30mm,水下灌注混凝土时,保护层厚度不得小于 50mm。

第 6.5.4 条　重大工程,按建筑物平面面积折算作用在基础底面的压力大于 500kPa,建筑场地狭小,周围环境不允许沉桩产生挤土影响,工期紧迫,无条件采用其他措施时,经方案比较方可采用大直径开口钢管桩。

第 6.5.5 条　钢管桩应符合下列要求:

一、钢管桩管壁的设计厚度应大于有效厚度与腐蚀厚度之和,其中有效厚度为管壁在外力作用下所需要的厚度;腐蚀厚度为建筑物在使用年限内管壁腐蚀所需要的厚度。当桩顶在地下水位以下且地下水无侵蚀性时,钢材的腐蚀速度可取每年 0.03mm,可取 2mm 的腐蚀预留量;

二、钢管桩的外径与有效壁厚之比不宜大于 100,且管壁厚度不得小于 8mm;

三、桩顶和桩尖可不采取加固措施。但当桩尖需要穿越障碍物或打入风化岩、砂砾石等坚硬土层时,宜进行加固。

第 6.5.6 条　单独柱基、筏形基础、交叉梁基础下的桩基承台和箱形基础底板与桩基连接构造均应符合下列要求:

一、承台的基本尺寸:

1.边桩中心至承台边缘的距离不宜小于桩的直径、桩身计算平均直径或边长,且桩边缘至承台边缘的净距不宜小于 150mm;

2.双桩承台和单排桩承台的底板宽度均不宜小于 2 倍桩的直径或边长,也不宜小于 600mm,桩边缘至承台边缘的净距不宜小于 150mm;

3.桩基承台的厚度应根据上部结构要求确定,其厚度自垫层面算起不宜小于 300mm,当为锥形承台时,承台边缘的厚度也不宜小于 300mm,

二、承台混凝土和配筋的要求:混凝土强度等级不应低于 C15;承台梁的纵向钢筋直径不宜小于 12mm,架立筋直径不宜小于 10mm,箍筋直径不宜小于 8mm;板式承台宜采用直径较小的受力钢筋,但直径不宜小于 10mm,间距不宜大于 200mm 也不宜小于 100mm,承台底面的受力钢筋宜直接放在根据设计标高凿平的桩顶面上。

三、桩与承台或箱基底板的连接要求:桩顶伸入承台或箱基底板的长度不宜小于 50mm,桩纵向钢筋伸入承台或箱基底板的长度取受拉锚固长度。

四、承台钢筋的混凝土保护层厚度不小于 50mm,当有混凝土垫层时,下部钢筋的保护层可减小到 30mm 。

第 6.5.7 **条　桩基承台拉梁的设置应符合下列规定**:

一、单桩承台应在两个垂直方向设置拉梁,两桩承台应在承台短方向设置拉梁。

二、承台拉梁底面宜与承台底面同一标高。拉梁高度应按计算确定,且不小于相邻承台中心距的 1/15,宽度不宜小于 200mm 。拉梁纵向受拉钢筋最小截面面积可按所连接柱子最大轴力的 10%作为拉力来确定,且不宜小于上下各两根直径 14mm 钢筋,纵向钢筋按受拉要求锚入承台。箍筋直径不宜小于 8mm,间距不宜大于 300mm 。

三、可利用承托钢筋混凝土墙的基础梁或按抗震设计的基础拉梁兼作承台拉梁。

四、拉梁设计时应考虑由于桩位施工误差产生的偏心弯矩或扭矩影响。

第 6.5.8 **条　桩端全断面进入持力层的深度可按下列不同情况确定**:

一、对硬粘性土和中密砂土,可取为 3 至 4 倍桩的直径或边长。

二、当存在软弱下卧层时,桩端以下硬土层厚度不宜小于 5 至 6 倍桩的直径或边长,并应验算下卧层的承载力;

三、穿越软弱土层,支承在倾斜基岩上的端承桩,若岩层强风化带的厚度大于 2 倍桩的直径或边长时,则桩端应嵌入微风化或未风化岩层,嵌入深度不应小于桩的直径或边长。

直径大于 800mm 的桩,桩端进入持力层的深度可根据地基土的具体情况确定。

第六节　大直径扩底墩

第 6.6.1 **条　大直径扩底墩应支承在承载力较高的坚硬土层上,如硬塑的粘性土、中密或密实的砂类土、砂卵石,卵石层及基岩等。**

扩底墩墩底进入持力层的深度 h_p **应按下列要求确定**:

一、粘性土和砂类土: $h_p \geq 1.5m$;

二、砂卵石或卵石层: $h_p \geq 0.5m$;

三、基岩: $h_p \geq (0.5 \sim 1.0)d$, d **为墩身直径。**

需要抗震设防而持力层以上为可液化土层时,墩底进入持力层的深度应比上述

要求增加一倍。

第 6.6.2 条　大直径扩底墩应在无地下水或人工降低地下水水位后的条件下施工。

当采用人工成孔人工扩底施工时,应设混凝土护壁,其构造同人工挖孔灌注桩的护壁(图 6.5.3)。计算单墩承载力时,除摩擦力外,不考虑护壁的作用。

当采用机械成孔人工扩底施工时,应在机械成孔后加临时钢筋笼作护壁或采取其它安全保护措施。

第 6.6.3 条　当采用机械成孔时,扩底墩的墩身直径,宜为 0.8m 和 1.0m,采用人工成孔时,可根据工程具体情况确定,但墩身直径不应小于 0.8m 。

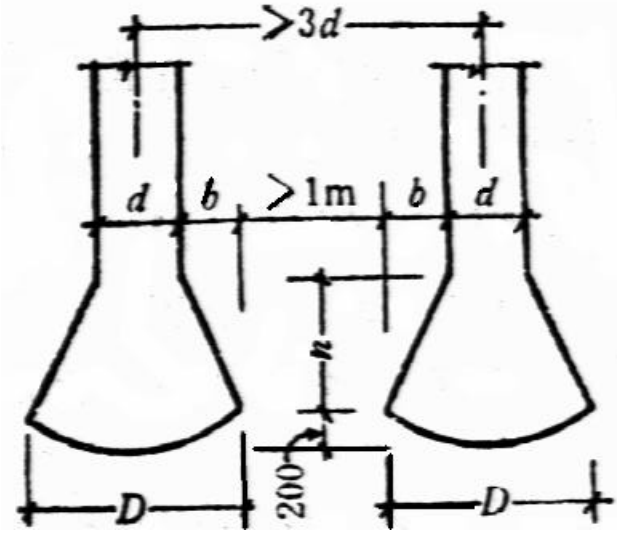


图 6.6.3　扩底墩扩底构造

扩底墩底部应挖成锅底形,锅底中央可比四周低 0.2m,扩头部分的高度 h 应考虑竖向压力的刚性扩散角和施工安全的要求,可取 1.2m 至 2m,扩头高度 h 与宽度 b 之比不应大于 3 。扩头直径 D 与墩身直径 d 之比不宜大于 3 。扩底墩的两墩之间中心距离不应小于三倍墩身直径,两墩扩底之间的净距不应小于 1.0m 。

大直径扩底墩扩底部分尺寸要求见图 6.6.3 。

第 6.6.4　扩底墩的单墩竖向承载力可按灌注桩的计算方法确定。墩长不大于 6m 或在有效墩长范围内人工回填土厚度超过有效墩长的 60%时,计算承载力中可不考虑墩身周边摩擦力。

底层柱下有基础梁,而基础梁的抗弯刚度大于墩的抗弯刚度 5 倍以上,或底层为箱形基础,或底层为剪力墙时,墩顶可只考虑轴向力和水平力的作用,不考虑弯矩。当不符合上述情况时,可将柱子传来的弯矩在墩和基础梁之间按抗弯刚度进行分配。

第 6.6.5 条　扩底墩的混凝土、配筋等构造应符合下列规定:

一、混凝土强度等级不应低于 C20;

二、墩身的配筋应根据受力情况由计算确定,但纵向钢筋最小配筋率为 0.4%,且不得少于 8 根。抗震设计或风荷载较大或墩长小于 15m 时,墩身纵向钢筋应直伸到底;非抗震设计且风荷载较小,以及墩长较大时,纵向钢筋可有一半伸到底(且不得少于 8 根),另一半可伸至 1/2 墩长。扩底部分不需要另行配筋;

三、箍筋可采用螺旋箍或封闭单箍,宜采用环形焊接箍,箍筋直径不宜小于 8mm,间距可采用 200 至 300mm,在墩顶 1.5m 范围内,箍筋直径宜加大一级,间距宜缩小一

倍。可每隔 2m 左右设置一道直径为 12mm 或 14mm 焊接加强箍筋;

四、墩身纵向钢筋保护层厚度,无护壁时为 50mm,有护壁时为 30mm;

五、扩底墩顶部应设置墩帽,墩帽应能锚固和连接墩、柱和拉梁,墩帽边至墩边的距离不宜小于 200mm 。墩帽上下配筋直径不宜小于φ 12,间距不宜大于 150mm,且应双向配置。

有基础梁或箱形基础、筏形基础板时,可不另设墩帽。

六、墩顶嵌入墩帽或基础底板的长度宜为 50mm 至 70mm,墩顶纵向钢筋伸入墩帽或基础底板的长度应取受拉锚固长度。

第 6.6.6 条　抗震设计时或风荷载较大时,扩底墩的拉梁应按下列情况分别考虑:

一、箱形基础的底板厚度不小于 300mm,可不再另设拉梁,但在墩面沿柱轴线在底板内增配不少于 4 根直径为φ 18 的双向通长拉筋,各拉筋伸入墩身的长度不宜小于 1m 。

二、无箱形基础或筏形基础底板或其底板厚度小于 300mm,也无基础梁时,应在墩顶设置双向拉梁,其截面高度应不小于柱距的 1/15,纵向钢筋按计算确定,受拉钢筋截面面积可按所连接柱子最大轴力的 10%作为拉力计算确定。

三、当有基础梁时,可不再单独设置拉梁。

第七章　高层建筑结构的施工

第一节　一般规定

第 7.1.1 条　高层建筑结构施工前,施工单位应密切配合设计单位,结合施工技术装备及施工工艺对结构方案、构造处理等进行全面考虑,以保证质量,方便施工和有利于提高综合效益。

第 7.1.2 条　编制施工方案时,应结合高层建筑结构的特点,对吊装和垂直运输、模板、外脚手架等施工方案作重点考虑,从综合效益比较中选取最优方案。

第 7.1.3 条　施工吊装和垂直运输,可采用塔吊、泵送、垂直运输门式架、外用电梯等多种垂直运输配套方案,有条件时可设立混凝土集中搅拌站。

第 7.1.4 条　外脚手架(如常用的扣件、碗式钢管架、组合式门架、其它类型脚手架及特殊架子)必需根据使用条件和有关规定进行设计,并采取有效的稳定措施。

第 7.1.5 条　采用外立式或内爬式塔式起重机,要结合现场条件、地基或结构情况,为支承塔式起重机的地基或结构进行设计和验算,并采取必要的加固措施。

第 7.1.6 条　雨季和冬期施工,应结合结构特点和施工条件,按照有关规定确定施工方案。

第二节　测量放线

第 7.2.1 条　高层建筑施工测量放线的方法,应根据建筑物的体形、平面和现场条件确定。对复杂的平面(如多边形、圆弧形,双曲线形等),应通过计算后编制测量放线方案。

第 7.2.2 条　建筑物的平面控制网和主轴线,应根据复核后的红线桩或坐标点准

确地测量。并应保护好场地平面控制网和主轴线的桩位。平面网中的控制线应包括建筑物的主要轴线,间距宜为 30～50m,并组成封闭图形,其测距精度不低于 1/10000,测角精度不低于 20〃。

第 7.2.3 条　测量竖向垂直度时,每隔 3～5 条轴线选取一条竖向控制轴线。各层均应由初始控制线向上投测。

层间垂直度测量偏差不应超过 3mm,建筑全高垂直度测量偏差不应超过 3H/10000,(H 为建筑总高度),且不应大于:

30m<H ≤ 60m 时,　　10mm;

60m<H ≤ 90m 时,　　15mm;

90m<H,　　20mm。

第 7.2.4 条　建筑的标高控制网应根据复核后的水准点或已知高程点引测,引测高程可用附合测法或往返测法,闭合差不应超过± $5\sqrt{n}$ mm(n 为测站数)或± $20\sqrt{L}$ mm(L 为测线长度,以 km 为单位)。

第 7.2.5 条　建筑楼层标高由首层± 0.000 标高控制。当建筑高度超过 30m 成 50m 时,应另设标高控制线。层间测量偏差不应超过± 3mm,建筑总高测量偏差不应超过 3H/10000(H 为建筑总高度),且不应超过:

30m<H ≤ 60m 时,　　± 10mm

60m<H ≤ 90m 时,　　± 15mm

90m<H 时,　　± 20mm

第三节　现浇框架、框架－剪力墙结构的施工

第 7.3.1 条　模板及其支架的选用,应根据工程结构特点、材料供应情况和施工设备条件综合考虑。宜优先选用工具式组合模板。模板及其支架应按有关规范的规定,进行承载力、刚度、稳定性设计及模板组合设计。

第 7.3.2 条　承重模板的拆模强度应符合现行标准《混凝土结构工程施工及验收规范》中的规定,层间及多支架支模时还应考虑施工荷载的传递对拆模强度要求的影响,并且模板支架应传力明确,位置在同一竖向中心线上。

第 7.3.3 条　标准的梁、柱、墙钢筋宜采取预制安装方法,并应符合现行标准《混凝土结构工程施工及验收规范》的有关规定。当采用气压焊、电渣压力焊等焊接方法时,应按相应有关规定执行。

第 7.3.4 条　混凝土施工缝宜留在结构受力小且便于施工的位置,并应符合以下要求:

一、梁:梁不宜留设施工缝;次梁的施工缝可留设在跨中 1/3 区段;悬臂梁应与其相连接的结构整体浇筑,在特殊情况下必须留施工缝时,应取得设计单位同意,并应采取有效措施。

二、板:单向板施工缝可留设在与主筋平行的任何位置,或与受力主筋垂直方向的跨度的 $\frac{1}{3}$ 处,双向板施工缝的位置应按设计要求留设。

三、柱：施工缝宜留设在梁底标高以下 20 ～ 30mm 或留设在梁、板面标高处。

四、墙：施工缝宜留设在门洞口连梁跨中 1/3 区段,也可留在纵横剪力墙的交接处。

五、大截面梁、厚板、高度超过 6m 的柱及大体积混凝土,应根据其结构受力特点,按设计要求留设施工缝。

第 7.3.5 条　继续浇筑混凝土时,施工缝的处理应遵照现行标准《混凝土结构工程施工及验收规范》中有关规定执行。

第 7.3.6 条　后浇带应按设计要求预留,并按规定时间浇筑混凝土。浇筑前应将其表面清理干净,将钢筋加以整理或施焊,然后浇筑早强、无收缩水泥配制的混凝土,浇筑后应加强养护。

第 7.3.7 条　梁柱节点部位的混凝土应振捣密实,当节点钢筋过密时,可采用同强度等级的细石混凝土。

第 7.3.8 条　采用内爬升塔式起重机时,支承塔式起重机的框架梁应经设计核算,并采取加固措施。

第 7.3.9 条　冬期施工的结构,特别是高空施工部位,应拟定专门的技术措施。

第 7.3.10 条　现浇框架、框架-剪力墙结构的施工偏差,应符合表 7.3.10 的规定。

现浇框架、框架－剪力墙的允许偏差　　表 7.3.10

项次	项目			允许偏差（mm）	备注
1	轴线位置	梁、柱		8	尺检
		剪力墙		5	
2	垂直度	层间	层高不大于 5m	8	2m 靠尺检查
			层高大于 5m	10	
		全高		H/1000 ；30	经纬仪检查
3	标高	层高 全高		±10 ±30	尺检
4	截面尺寸	抹灰 不抹灰		+8、-5 ±4	尺检
5	表面平整	不抹灰 抹灰		4 8	2m 靠尺、楔尺检查
6	预埋设施中心线位移	预埋件 预埋螺栓、预留孔		10 5	尺检
7	预留洞口中心线位移			15	尺检

注:H 为建筑总高度。

第四节　装配式框架、框架－剪力墙结构的施工

第 7.4.1 条　预制构件的制作、运输、存放及其质量标准均应遵守现行标准《混凝土结构工程施工及验收规范.》及《预制混凝土构件质量检验评定标准》中的有

关规定。

第 7.4.2 条　预制构件应由工厂配套生产供应,出厂前应进行检查、分类、编号。所有出厂的构件均应有出厂合格证。

第 7.4.3 条　构件安装应严格按照施工程序进行,做到安装位置准确,装配关系正确,连接牢固。

第 7.4.4 条　构件安装就位后应及时焊接,焊接质量应符合现行标准《钢筋焊接及验收规程》及《钢结构工程施工及验收规范》中的有关规定。全部焊接工程应有隐蔽验收记录。

第 7.4.5 条　接头现浇混凝土强度应符合设计要求,施工中所需控制的强度应以同条件养护的混凝土试块强度为依据,未达到设计规定的强度时,不允许吊装上层结构构件。设计无规定时,应在接头混土强度大于 10MPa,或在采取有效的加固措施后,方可吊装上层结构构件。

第 7.4.6 条　接头在浇筑混凝土前必须清理干净,不得有杂物,接头模板应便于混凝土浇筑密实。拆模后应及时养护,冬期施工应有专门的保温措施。

第7. 4.7 条　装配式框架,框架-剪力墙结构的施工偏差应符合表 7.4.7 的规定。

装配式框架、框架-剪力墙结构的允许偏差　　表 7.4.7

项次	项目			允许偏差（mm）	备注
1	轴线位置	柱、梁、板		5	尺检
		剪力墙		5	
2	垂直度	层间	层高不大于 5m	5	2m 靠尺检查
			层高大于 5m	10	
		全高		H/1000 ；20	经纬仪检查
3	标高	层高		± 5	尺检
		全高		± 30	
4	上下柱接头中心线位移			3	

注:H 为建筑总高度。

第五节　预制梁板现浇柱框架、框架－剪力墙结构的施工

第 7.5.1 条　现浇柱宜采用工具式模板,周转重复使用,模板应具有足够的刚度、承载力及稳定性。工具式承重模板及其支撑系统应能承受施工中的全部竖向及水平荷载。

第 7.5.2 条　常温施工时柱子脱模强度不得低于 1.5MPa 。安装梁时柱子混凝土强度应符合设计要求,设计无规定时柱混凝土强度应大于 10MPa,否则,应加可靠支撑。

第 7.5.3 条　预制梁不伸入柱内的齿槽节点,接头混凝土强度应达到设计规定,或不低于预制梁混凝土强度等级后,方能拆除预制梁的垂直支撑。

第 7.5.4 条　预制梁板现浇柱结构的施工允许偏差可参照本章第 7.3.10 条表 7.3.10 及第 7.4.7 条表 7.4.7 中相应规定。

第六节　采用大模板工艺的剪力墙结构施工

第 7.6.1 条　大模板设计应做到选型和结构合理,具有足够的承力和刚度,牢固耐用,通用性强,构造简单,制作方便,易于装拆。模板制作偏差应符合表 7.6.1 规定。

大模板制作允许偏差　　表 7.6.1

项次	项目	允许偏差（mm）	备注
1	平面尺寸	-2	尺检
2	表面平整	2	2m 靠尺，楔尺检查
3	对角线差	3	尺检
4	螺栓孔位置偏差	2	尺检

第7. 6.2 条　模板的组装校正应严格按施工程序进行,应保证施工中大模板的稳定;模板安装的偏差应符合表 7.6.2 规定。

大模板安装允许偏差　　表 7.6.2

项次	项目	允许偏差（mm）	备注
1	模板位置偏差	-2	尺检
2	模板竖向偏差	3	2m 靠尺检查
3	模板标高偏差	5	
4	墙体上口宽度 模板距离偏差	-2 3	尺检

第 7.6.3 条　拆除模板应严格按照与组装模板相反的顺序进行,先拆除连杆附件,再放松底脚丝杠。拆除模板和吊运时,严禁挤撞墙体。

第 7.6.4 条　模板拆除后,应及时清除粘结在其表面的水泥浆,重复使用前须喷涂隔离剂,喷涂时不得污染钢筋及混凝土的施工缝。

模板多次使用后检查有无过大变形及损坏,并及时维修。

第 7.6.5 条　剪力墙宜采用点焊钢筋网片。网片钢筋的搭接长度、搭接位置应符合设计要求,并遵守现行标准,《混凝土结构工程施工及验收规范》中的有关规定。

第 7.6.6 条　焊接网片和绑扎接头的墙体钢筋上下层搭接时,钢筋应调整理直,绑扎牢固。

双排钢筋网片应绑扎定位连接筋,每平方米不应少于两处,钢筋网片与模板之间应设有足够数量的垫块,保证钢筋位置准确及保护层的厚度。

第 7.6.7 条　混凝土应进行试配,并注意节约水泥,方便施工,满足混凝土早期强度高、拆模后墙面平整不必抹灰的要求。

施工中原材料计量必须准确,不得随意调改配合比,宜用外加剂。入模时混凝土的坍落度宜为 10 ～ 60mm 。

第 7.6.8 条　为使新浇筑的混凝土与下层已浇筑的混凝土结合良好,在浇筑混凝土前应先浇 50 ～ 100mm 与原混凝土内相同成分的砂浆。

墙体混凝土应分层浇筑振捣,第一层浇筑高度不应超过 500mm,以后每次浇筑高

度不应超过 1m。混凝土浇筑到墙体上口预定标高时应将其表面找平。

第 7.6.9 条　当采用筒模施工时,混凝土施工缝宜留设在门洞连梁跨中 1/3 区段;采用平模施工时,可留设在门洞连梁跨中 1/3 区段,或留设在纵横墙的交接处。

第 7.6.10 条　外墙采用轻质混凝土时,轻混凝土的搅拌、浇灌,振捣等应遵照轻质混凝土的有关规定执行,内外墙接岔部位应符合设计要求并采取措施保证质量。

第 7.6.11 条　应严格掌握墙体的拆模强度,常温施工时不得低于 1MPa,冬期施工时不得低于受冻临界强度,并保证拆模时墙体不粘模、不掉角、不裂缝。

吊装楼板时墙体混凝土强度应达到设计要求,且不得低于 4MPa。

第 7.6.12 条　常温施工时墙体混凝土拆模后必须及时养护。冬期施工时,混凝土的养护方法应根据建筑的特点、热源、技术经济效果、热工计算综合考虑。

第 7.6.13 条　混凝土墙体施工偏差应符合表 7.6.13 的规定。

大模板施工混凝土墙体施工允许偏差　　表 7.6.13

项次	项目		允许偏差（mm）	备注
1	轴线位移		5	尺检
2	垂直度	层间	5	2m 靠尺检查
		全高	H/1000 ；30	经纬仪检查
3	标高	层间	± 10	尺检
		全高	± 30	
4	截面尺寸		+5 ，-2	
5	表面平整		4	2m 靠尺、楔尺检查

第七节　框架、框架-剪力墙、剪力墙及筒体结构的液压滑模施工

第 7.7.1 条　建筑物的平面布置及立面选型应符合滑模施工的特点,宜简洁、整齐,有利于连续施工。

第 7.7.2 条　平面面积较大的建筑宜分区段滑升,区段的分界线宜设置在结构的变形缝(沉降缝,伸缩缝、防震缝)处。

第 7.7.3 条　滑模应进行设计,模板及操作平台应有足够的承载力、整体刚度和稳定性,并满足建筑成型的要求。液压滑升设备必须工作可靠,运转良好,能保证结构的施工质量和安全。

第 7.7.4 条　滑升模板施工前应按连续施工要求,统筹安排好施工条件,液压机具和配件等应有足够的储备。

第 7.7.5 条　滑模施工应根据结构的受力特点、混凝土出模强度和支承杆承压的稳定性等因素确定合理的滑升速度。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。

滑升速度可控制在 200 ～ 300mm/h,无特殊情况时,滑升速度不宜低于 100mm/h,也不宜高于 400mm/h 。

第 7.7.6 条　滑模组装宜按下列步骤进行:

一、做地坪或搭设临时组装台;

二、检查起滑线以下已施工完的基础或结构的几何尺寸及标高,并标出结构的轴线、边线,提升架及各种模板的位置和标高,

三、检查核对滑模装置各类部件的规格和数量及质量;

四、安装提升架;

五、安装内外围圈,并调整倾斜度;

六、绑扎竖向钢筋和提升架横梁以下的水平钢筋,安设预埋件及预留孔洞模板,安设水电暗管;

七、安装内侧模板,核对尺寸后挂外侧模板。模板安装时,宜先安装角模,后安装墙、柱模板;

八、安设内、外施工操作平台;

九、安装千斤顶;安设液压控制装置及管路;试验检查液压系统和照明、动力设

施。

十、插放支承杆:

十一、浇灌混凝土;

十二、滑升模板升到规定高度时设内外脚手架、挂设安全网。

第 7.7.7 条　模板应有上口小,下口大的倾斜度。模板单面的倾斜度宜取为模板高度的 1/1000 ～ 2/1000 。门窗洞口、预埋件等位置要符合设计要求。

第 7.7.8 条　滑升模板组装偏差应符合表 7.7.8 的规定。

滑升模板组装允许偏差　　表 7.7.8

项次	项目		允许偏差（mm）	备注
1	模板中心线与相应位置结构中心线的偏移		3	尺检
2	提升架横梁水平度	平面内 平面外	2 1	尺检
3	提升架立柱垂直度	平面内 平面外	3 2	2m 靠尺检查
4	模板位置	上口 下口	-1 +2	尺检
5	千斤顶安装位置		5	尺检
6	相邻模板板面平整		2	尺检
7	操作平台水平度		20	尺检

第 7.7.9 条　钢筋绑扎应与混凝土的浇筑和模板的滑升相配合,混凝土浇筑面以上至少留设一道绑扎好的水平钢筋,水平钢筋长度不宜超过 8m;竖向钢筋应严格控制下端位置准确,上端宜采取限位支架临时固定,竖向钢筋直径小于 12mm 时长度不宜超过 7m 。

第 7.7.10 条　混凝土强度等级应符合设计要求,其早期强度还应满足滑升工艺的要求,做到混凝土出模后不坍、不裂,出模强度宜为 0.05 ～ 0.25MPa 。

第 7.7.11 条　混凝土的浇筑与模板的滑升应密切协调,注意适时滑升,适时浇筑。混凝土应分层浇筑,一次浇筑高度宜采用 300mm,每层浇筑的时间不应超过混凝土的初凝时间,否则应按混凝土施工缝处理,继续浇筑时应防止结构扭转、倾斜。

混凝土应按顺序均匀分布在操作平台上,再人工入模。宜采用小型低频捣器,施工中不得直接振动钢筋。模板滑升时,不得振捣混凝土。

第 7.7.12 条　当墙体混凝土浇筑至楼板下皮标高时如采用逐层浇筑楼板施工方法,则滑升模板的空滑高度不宜超过 250mm,非承重墙不宜空滑;如采取措施,纵、横墙全部空滑时,必须验算支承杆的承载力和稳定性,采用先滑墙体、楼板后跟进的施工方法时,应验算墙体的稳定性,并采取可靠的措施保证质量和安全。

第 7.7.13 条　采用空滑插板方法施工,插板时墙体混凝土强度不得小于 4MPa,采用预制楼板,现浇边梁(暗牛腿)方法施工时,现浇区域的钢筋必须与预制板伸出的钢筋连成整体,混凝土应浇筑密实,达设计强度的 70%方可拆模。

第 7.7.14 条　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至少错开 500mm,同一截面高度内接头不超过总数的 25%。

第 7.7.15 条　滑升过程中应注意控制操作平台的水平度,每滑升一个建筑层均应检查千斤顶的升差,各千斤预的相对标高差不得超过 40mm,相邻提升架上端千斤顶标高不得大于 20mm,同一柱内的千斤顶应保持同步。在滑升过程中应及时进行垂直度观测和纠偏。

第 7.7.16 条　滑升过程中应随时检查操作平台结构、支承杆及出模混凝土的状态,凡有液压系统漏油、千斤顶失灵、操作平台结构变形较大、支承杆弯曲或倾斜,出模混凝土拉裂坍塌等现象时,必须及时分析原因,采取有效措施。

第 7.7.17 条　滑模施工的高层建筑施工偏差应符合表 7.7.17 的规定。

滑模施工允许偏差　　表 7.7.17

项次	项目		允许偏差（mm）	备注
1	轴线间相对位移		10	尺检
2	垂直度	本层	5	2m 靠尺检查
		全高	H/1000 ；50	经纬仪检查
3	截面尺寸	墙、柱	±10	尺检
		梁	+10 、-5	
4	表面平整		8	楔尺检查 2m 靠尺
5	预留洞口中心线位移		15	尺检
6	标高	层间	10	尺检
		全高	30	
7	预埋件位置		20	尺检

注：H 为建筑总高度。

第 7.7.18 条　液压滑模施工除执行本规程外,尚应遵守现行标准《液压滑升模板工程设计与施工规定》中的有关规定。

第八节　深基础施工

第 7.8.1 条　高层建筑深基础施工前,必须结合基础结构特点、地质勘察资料和现场施工条件,制定土方放坡或支护、基底降水和基础结构施工方案。

第 7.8.2 条　开挖区域内的地下障碍物应在基槽土方开挖前清除和处理完毕。

土方开挖深度在 5m 以内,土质具有天然湿度、构造均匀、水文地质条件良好、无地下水时,应按国家规范及地区规定放坡。

当土方开挖深度超过 5m 时,可调整放坡坡度或进行边坡土方稳定性计算,采用有效的护坡措施,尽量减少挖方和填方。

第 7.8.3 条　当地下水位高于基底设计标高时,土方开挖前应采取降低水位的措施,地下水位宜降到低于基底设计标高 500mm 以下,降低地下水位应遵守现行标准《地基与基础工程施工及验收规范》中的有关规定。并注意降水对邻近建筑物的不良影响。

第 7.8.4 条　机械挖土时严禁扰动基底持力层土,应控制挖土深度,保留 200～400mm 土层用人工清至槽底设计标高;如有超挖现象,应保持原状,不得虚填,经验槽

后进行处理。

第 7.8.5 条　采用天然地基的基础,土方开挖完毕后应经勘察、设计、施工三方面共同进行验槽。验槽时应检验核对基槽地质状况与勘察报告所提供的状况是否一致以及设计建议是否恰当,并及时处理发现的问题。

第 7.8.6 条　非岩石天然地基深基础的下卧层 1 ～ 2m 深度范围的土质的均匀程度,可采用钎探检查。钎探深度和钎距可根据需要决定。

第 7.8.7 条　当采用换土地基时,应遵守现行标准《地基与基础工程施工及验收规范》的有关规定分层分部位进行碾压并严格检验控制干容重,以符合设计要求。

第 7.8.8 条　采用桩基础时,施工前应进行试桩、试钻,而后依编号顺序施工,并做好施工记录。

遇到地下障碍物不能按原位施工时,应经设计单位同意后及时进行移位补桩。

第 7.8.9 条　各类中、大直径桩应对桩尖土质进行检验,土质必须符合勘察资料的要求;其他各类桩均应按照不同桩型和具体条件严格检查验收。

当施工中有局部桩的承载力未能满足设计要求时,应由设计、勘探施工单位共同研究,及时采取补救措施。,

第 7.8.10 条　雨季施工应有保证工程质量和安全的措施,并应注意下列问题:

一、保持基槽开挖时的边坡稳定。可适当放缓边坡,或采取护坡措施。

二、控制工作面不宜过大。应逐段,逐片分期施工。重要或特殊工程的土方工程应尽量避开雨季施工。

第 7.8.11　冬期施工,开挖后应采取措施防止基槽底土受冻,如遇有受冻现象,应将土层全部挖除。

第 7.8.12　基础大体积混凝土连续施工时,应实测混凝土的内外温差、内部温差和温度陡降。混凝土内外温差不应超过 25 ℃;温度陡降不应超过 10 ℃,为了防止温度裂缝,应合理选择混凝土的原材料(可采用低热水泥)和配合比,并尽量降低水泥用量,控制混凝土的浇灌温度,采用冰水或在结构内部设冷却管。

第 7.8.13 条　应注意地下水的侵蚀性,合理选用基础混凝土的水泥品种。

第 7.8.14 条　基槽回填土时,应分层铺土,分层夯实,每层回填土或灰土的干容重经验收后方可继续施工。

第 7.8.15 条　上部结构施工前,应对已施工完毕的基础进行检验,应核对结构轴线、标高、预留洞口、预留件、插筋等位置,不符合要求的,应及时处理后方可继续施工。

第 7.8.16 条　基础施工除满足本规程的要求外,尚应遵守以下标准的有关要求:

《土方与爆破工程施工及验收规范》、《地基与基础工程施工及验收规范》、《混凝土结构工程施工及验收规范》、《高层建筑箱形基础设计与施工规程》。

第九节　施工中的安全规定

第 7.9.1 条　高层建筑结构施工除遵守一般建筑安装工程的安全操作规程外,尚应根据高层建筑结构施工特点编制安全施工的技术措施。,

第 7.9.2 条　高层建筑施工时,应采取稳妥可靠的上下通讯联系措施。

第 7.9.3 条　雨季施工期间,应注意周围的环境,结合建筑以及选用起重设备的

情况,在施工现场设立可靠的避雷装置。

第 7.9.4 条　采用大模板施工时,大模板的吊装、运输、存放,必须稳固可靠,严防倾覆,存放时如不能满足自稳角要求,必需采取加固措施。

第 7.9.5 条　采用大模板、组合大面积钢模板施工时,模板安装就位后,应设专人负责将钢模板串联,然后接通地线,防止漏电伤人。

第 7.9.6 条　结构施工时,施工层使用的中小型电气机具应安装漏电装置。

第 7.9.7 条　结构施工期间,施工承重和安全防护所采用的插口架子、插挑架子和挂架子必须经过设计计算,使用中应严格控制使用荷载。

架子提升至施工层使用时,该层现浇混凝土强度应大于 4MPa,承受施工承重架子的现浇混凝土强度应符合施工设计的要求。

第 7.9.8 条　高层建筑结构施工中应严防高空坠落物体打击,建筑物的出人口、楼梯口、孔洞口以及临近建筑的交通要道口,均应采取有效的防护措施。

第 7.9.9 条　高层建筑结构施工中,安全网除应随施工楼层架设外,尚应在首层和每隔四层各设一道。也可以采取其他相当于安全网的有效安全措施。垂直作业必须采取有效的隔离防护安全措施。

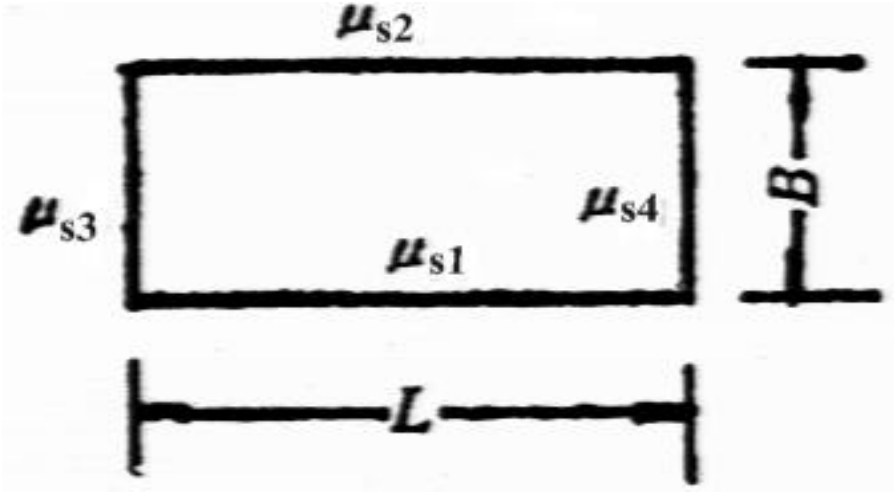
墙体用滑模施工,而现浇楼板采用降模施工时、设在墙体上的吊点、吊杆和连接夹具,以及主桁架吊点,均应安装牢固、安全可靠,吊杆及夹具经试验检验后方可使用。

第 7.9.10 条　必须加强消防治安工作,消防供水系统应设高压水泵和直径不小于 76mm 的竖管,逐层应设消防结口,消防水泵应有专线供电。

附录一　　风荷载体型系数

风荷载体型悉数应根据建筑物平面性状安下列规定取用:

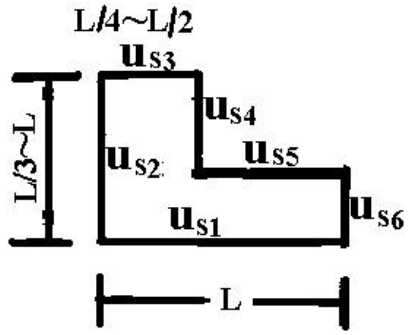
(一)矩形平面



μ_{s_1}	μ_{s_2}	μ_{s_3}	μ_{s_4}
0.80	$-\left(0.48+0.03\frac{H}{L}\right)$	-0.60	-0.6

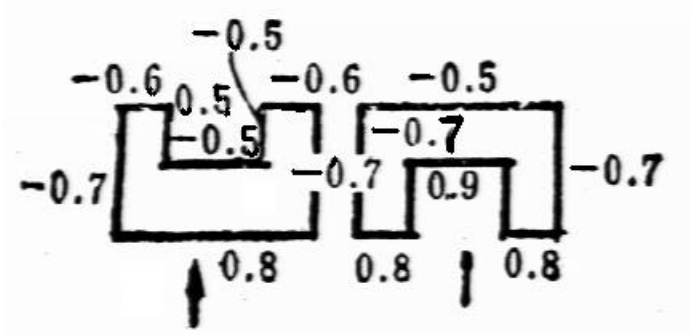
表中 H ——**建筑的高度**

(二)L **型平面**

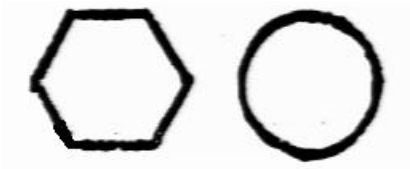


α \ μ_s	μ_{s_1}	μ_{s_2}	μ_{s_3}	μ_{s_4}	μ_{s_5}	μ_{s_6}
0 °	0.80	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60
45 °	0.50	0.50	-0.80	-0.70	-0.70	-0.80
225 °	-0.60	-0.60	0.30	0.90	0.90	0.30

(三)槽形平面

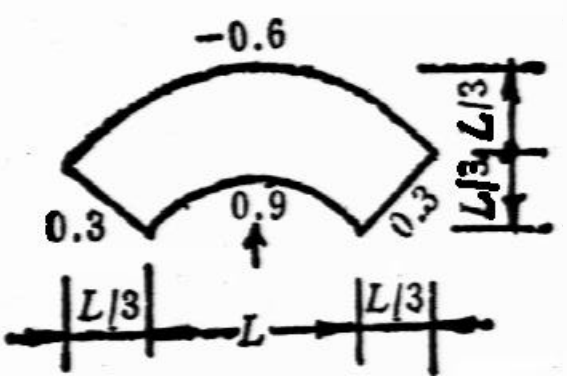


(四)正多边形平面、圆形平面

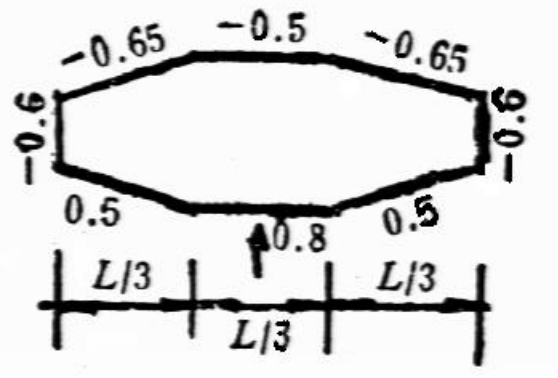


$\mu_s = 0.8+\frac{1.2}{\sqrt{n}}$ (n **为边数**)　　(**当圆形高层建规弯面较粗糙时,** μ_s =0.8)

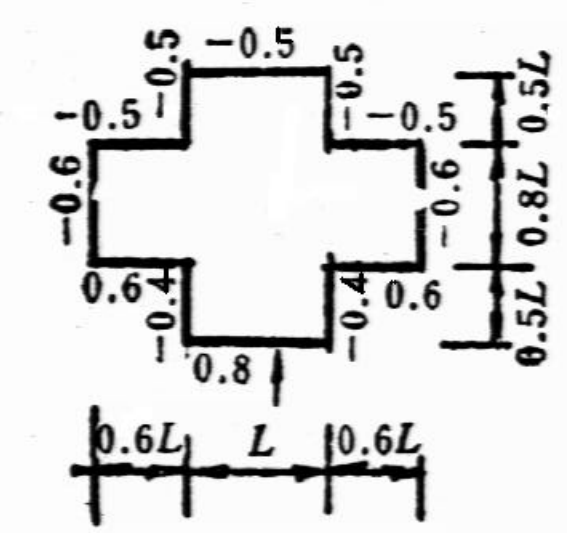
(五)扇形平面　　**(六)梭形平面**



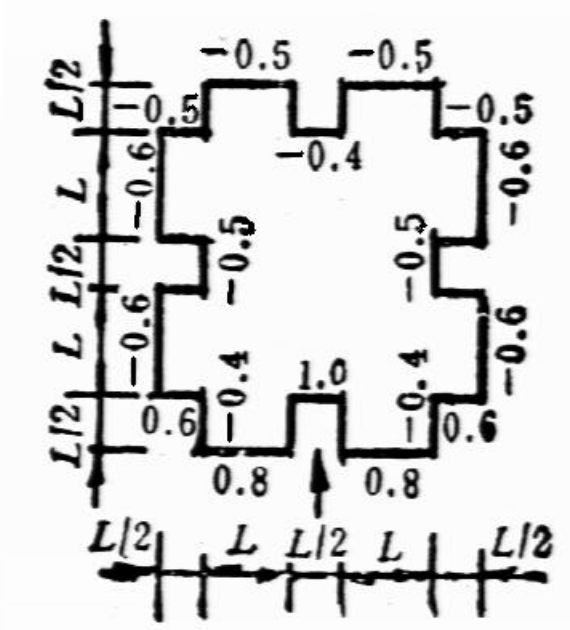
（七）十字型平面



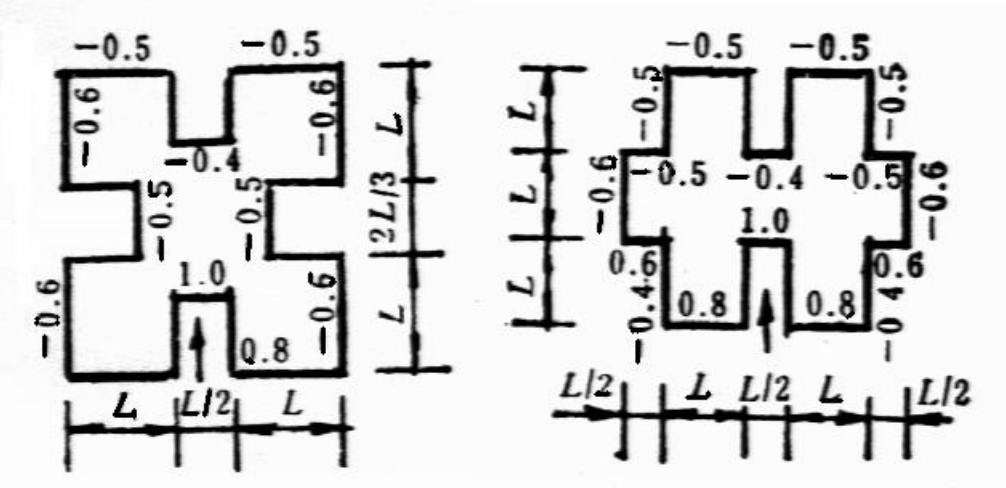
（八）井字形平面



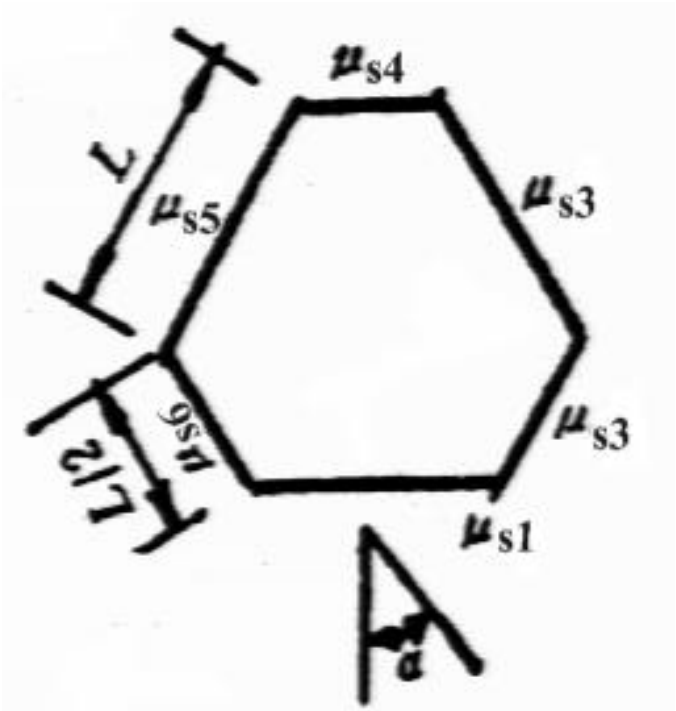
（九）X 型平面



（十）卄型平面

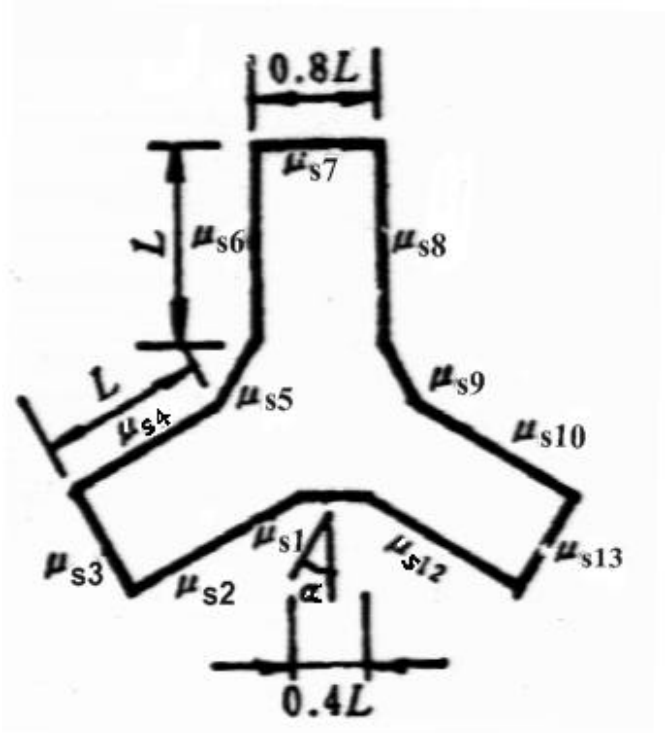


（十一）六角型平面



α	μ_{s_1}	μ_{s_2}	μ_{s_3}	μ_{s_4}	μ_{s_5}	μ_{s_6}
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

（十二） Y 型平面



α	0 °	10 °	20 °	30 °	40 °	50 °	60 °
μ_{s_1}	1.05	1.05	1.00	0.95	0.90	0.50	-0.15
μ_{s_2}	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.40	-0.10
μ_{s_3}	-0.70	-0.10	0.30	0.50	0.70	0.85	0.95
μ_{s_4}	-0.50	-0.50	-0.55	-0.60	-0.75	-0.40	-0.10
μ_{s_5}	-0.50	-0.55	-0.60	-0.65	-0.75	-0.45	-0.15
μ_{s_6}	-0.55	-0.55	-0.60	-0.70	-0.65	-0.15	-0.35
μ_{s_7}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55
μ_{s_8}	-0.55	-0.55	-0.55	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s_9}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$\mu_{s_{10}}$	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$\mu_{s_{11}}$	-0.70	-0.60	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55
$\mu_{s_{12}}$	1.00	0.95	0.90	0.80	0.75	0.65	0.35

附录二　习用的非法定计量单位与法定计量单位的换算关系表

序号	量的名称	非法定计量单位		法定计量单位		单位换算关系
		名称	符号	名称	符号	
1	力、重力	千克力	kgf	牛顿	N	1kgf=9.806　65N
		吨力	tf	千牛顿	KN	1tf=9.806　65kN
2	线分布力	千克力每米	kgf/m	牛顿每米	N/m	1kgf/m=9.806 65N/m
		吨力每米	tf/m	千牛顿每米	kN/m	1tf/m=9.806 65kN/m
3	面分布力（压强）	千克力每平方米	kgf/m^2	牛顿每平方米（帕斯卡）	N/m^2（pa）	$1kgf/m^2=9.806$ $65N/m^2$（pa）
		吨每平方米	tf/m^2	千牛顿每平方米（千帕斯卡）	kN/m^2（kpa）	$1tf/m^2=9.806$ $65kN/m^2$（kpa）
4	体分布力 重力密度	千克力每平方米	kgf/m^3	牛顿每立方米	N/m^3	$1kgf/m^3=9.806$ $65N/m^3$
		吨力每平方米	tf/m^3	千牛顿每立方米	kN/m^3	$1tf/m^3=9.806kN/m^3$

注:在设计精度允许的条件下,单位换算时可近似采用重力加速度值为 $10m/s^2$ 。例如可取 $1kgf \approx 10N$ 。

附录三　本规程用词说明

一、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作的:

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,首先应这样作的。

正而词采用“宜”或“可”,反面词采用“不宜”。

二、条文中指明必须按其他有关标准执行的写法为,“应按……执行”或“应符合……的要求(或规定)”。非必须按所指定的标准执行的写法为,“可参照……的要求(或规定)”。

附加说明

本规程主编单位参加单位和主要起草人名单

主编单位:

中国建筑科学研究院

参加单位.

北京市建筑设计院、清华大学、北京市建筑工程总公司、中京建筑事务所、上海市建筑科学研究所、上海市民用建筑设计院、广东省建筑设计研究院

主要起草人:

赵西安、郝锐坤、李国胜、龚炳年、方鄂华、范毓莲、郁彦、胡绍隆、诸葛滨、伍焯、戴振国、李国强。