中华人民共和国行业标准

高层民用建筑钢结构技术规程

Technical specification for steel structure of tall buildings

JGJ 99—98

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

1998 北 京

中华人民共和国行业标准

高层民用建筑钢结构技术规程

Technical specification for steel structure of tall buildings

JGJ 99—98

主编单位：中国建筑技术研究院
批准部门：中华人民共和国建设部
施行日期：1998年12月1日

1998 北 京

关于发布行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》的通知

建标[1998]103号

根据建设部(89)建标计字第8号文的要求，由中国建筑技术研究院标准设计研究所主编的《高层民用建筑钢结构技术规程》，业经审查，现批准为行业标准，编号JGJ99—98，自1998年12月1日起施行。

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归口管理，由中国建筑技术研究院标准设计研究所负责具体解释。本规程的出版发行由建设部标准定额研究所组织。

中华人民共和国建设部

1998年5月12日

中国建筑资讯网 www.sinoes.com

目　　录

第一章　总则 …… 1
第二章　材料 …… 3
第三章　结构体系和布置 …… 6
第一节　结构体系和选型 …… 6
第二节　结构平面布置 …… 7
第三节　结构竖向布置 …… 9
第四节　结构布置的其他要求 …… 10
第五节　地基、基础和地下室 …… 10
第四章　作用 …… 11
第一节　竖向作用 …… 11
第二节　风荷载 …… 12
第三节　地震作用 …… 14
第五章　作用效应计算 …… 21
第一节　一般规定 …… 21
第二节　静力计算 …… 22
第三节　地震作用效应验算 …… 26
第四节　作用效应组合 …… 28
第五节　验算要求 …… 29
第六章　钢构件设计 …… 33
第一节　梁 …… 33
第二节　轴心受压柱 …… 35
第三节　框架柱 …… 37
第四节　中心支撑 …… 39
第五节　偏心支撑 …… 42
第六节　其他抗侧力构件 …… 45
第七章　组合楼盖 …… 46
第一节　一般要求 …… 46
第二节　组合梁设计 …… 50

中国建筑信息网 www.sinoaec.com

第三节　压型钢板组合楼板设计 …… 60
第四节　组合梁和组合板的构造要求 …… 63
第八章　节点设计 …… 66
第一节　设计原则 …… 66
第二节　连接 …… 68
第三节　梁与柱的连接 …… 69
第四节　柱与柱的连接 …… 74
第五节　梁与梁的连接 …… 77
第六节　钢柱脚 …… 80
第七节　支撑连接 …… 87
第九章　幕墙与钢框架的连接 …… 91
第一节　一般要求 …… 91
第二节　连接节点的设计和构造 …… 91
第三节　施工要点 …… 96
第十章　制作 …… 98
第一节　一般要求 …… 98
第二节　材料 …… 98
第三节　放样、号料和切割 …… 99
第四节　矫正和边缘加工 …… 100
第五节　组装 …… 100
第六节　焊接 …… 103
第七节　制孔 …… 110
第八节　摩擦面的加工 …… 111
第九节　端部加工 …… 112
第十节　防锈、涂层、编号及发运 …… 112
第十一节　构件验收 …… 113
第十一章　安装 …… 117
第一节　一般要求 …… 117
第二节　定位轴线、标高和地脚螺栓 …… 118
第三节　构件的质量检查 …… 119
第四节　构件的安装顺序 …… 119
第五节　构件接头的现场焊接顺序 …… 120

中国建筑资讯网 www.sinaec.com

第六节　钢构件的安装 …… 120
第七节　安装的测量校正 …… 121
第八节　安装的焊接工艺 …… 122
第九节　高强度螺栓施工工艺 …… 125
第十节　结构的涂层 …… 126
第十一节　安装的竣工验收 …… 127
第十二章　防火 …… 131
第一节　一般要求 …… 131
第二节　防火保护材料及保护层厚度的确定 …… 132
第三节　防火构造与施工 …… 133
附录一　高层建筑风荷载体型系数 …… 135
附录二　偏心率计算 …… 138
附录三　轴心受压构件 d 类截面稳定系数 φ …… 139
附录四　钢板剪力墙的计算 …… 140
附录五　内藏钢板支撑剪力墙的设计 …… 142
附录六　带竖缝混凝土剪力墙板的设计 …… 147
附录七　钢构件防火保护层厚度的计算 …… 153
附录八　本规程用词说明 …… 157
附加说明　本规程主编单位、参加单位和主要起草人 …… 158

中国建筑资讯网 www.s.inaec.com

主 要 符 号

作用和作用效应

G_E ——结构抗震设计采用的重力荷载代表值；

G_{eq} ——结构抗震设计采用的等效重力荷载；

F_{Ek}、F_{Evk} ——结构总水平、竖向地震作用标准值；

w_0 ——基本风压；

v_{cr} ——高层建筑临界风速；

v_n ——建筑顶层处风速；

$v_{n,m}$ ——建筑顶层处平均风速；

a_w ——高层建筑顶点顺风向最大加速度；

a_t ——高层建筑顶点横风向最大加速度；

w_k ——风荷载标准值；

S ——作用效应；

N ——轴心力；

M ——弯矩；

σ_N ——轴心力产生的构件平均正应力；

u_i ——第 i 层楼层侧移；

u_i' ——第 i 层楼层修正后的侧移；

u_n ——建筑顶点侧移；

$\triangle u_i$ ——第 i 层层间侧移差；

θ ——角位移。

材料强度和结构抗力

E ——钢材弹性模量；

中国建筑信息网 www.cinoaec.com

f ——钢材抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

f_y ——钢材屈服强度；

f_u ——钢材极限抗拉强度最小值；

f_v ——钢材抗剪强度设计值；

f_t^a ——锚栓抗拉强度设计值；

f_t^b、f_v^b ——螺栓抗拉、抗剪强度设计值；

f_u^s ——栓钉钢材的极限抗拉强度最小值；

f_t^w、f_c^w、f_v^w ——对接焊缝抗拉、抗压、抗剪强度设计值；

f_f^w ——角焊缝抗拉、抗压和抗剪强度设计值；

R ——结构抗力；

M_{pc} ——钢柱的全塑性受弯承载力；钢构件考虑轴力时的全塑性受弯承载力；

M_{pb} ——钢梁的全塑性受弯承载力；

M_u ——连接的最大受弯承载力；

N_E ——欧拉临界力；

N_t^a ——一个锚栓受拉承载力设计值；

N_t^b、N_v^b ——一个螺栓受拉、受剪承载力设计值；

N_v^a ——混凝土中一个栓钉受剪承载力设计值；

V_v ——节点连接的最大受剪承载力；

T_1 ——建筑横风向基本自振周期。

几 何 参 数

a ——偏心支撑耗能梁段净长；

b_0 ——箱形梁翼缘在两腹板间的宽度；

b_{st} ——加劲肋外伸宽度；

h_b ——梁截面高度；

h_c ——柱截面高度；

h_0 ——腹板计算高度；

h_{0b} ——梁腹板高度；

中国建筑标准设计网 www.sinoaec.com

h_{0c} ——柱腹板高度；

h_e ——角焊缝有效厚度；

h_s ——栓钉高度；

h_d ——地面饰面层厚度；

h_p ——压型钢板截面高度；

t_f ——钢构件翼缘厚度；

t_w ——钢构件腹板厚度；

t_{st} ——加劲肋厚度；

A ——钢构件毛截面面积；

A_n ——钢构件净截面面积；

A_{br} ——支撑斜杆截面面积；

A_{st} ——加劲肋截面面积；

V_p ——节点域体积；

W ——毛截面抵抗矩；

W_n ——净截面抵抗矩；

W_p ——毛截面塑性抵抗矩；

W_{np} ——净截面塑性抵抗矩；

I ——毛截面惯性矩；

I_n ——净截面惯性矩；

I_f ——翼缘对截面中和轴的惯性矩；

I_w ——腹板对截面中和轴的惯性矩。

系　　数

C_G ——恒荷载效应系数；

C_Q ——楼面活荷载效应系数；

C_E、C_{Ev} ——水平地震作用、竖向地震作用效应系数；

C_w ——风荷载效应系数；

γ_G ——恒荷载分项系数；

γ_Q ——楼面活荷载分项系数；

中国建筑标准网 www.sinoaec.com

γ_E、γ_{Ev} ——水平地震作用、竖向地震作用分项系数；

γ_w ——风荷载分项系数；

γ_{RE} ——构件承载力抗震调整系数；

γ_0 ——结构重要性系数；

γ_j ——结构 j 振型参与系数；

α_{max}、α_{vmax} ——水平、竖向地震影响系数最大值；

α_1 ——与结构基本自振周期相应的地震影响系数；

δ_n ——顶层附加地震作用系数；

ξ ——计算周期修正系数；

μ_z ——风压高度变化系数；

μ_s ——风荷载体型系数；

μ_r ——风压重现期调整系数；

v ——风荷载脉动影响系数；

ζ ——建筑横风向临界阻尼比；

ψ_w ——风荷载组合值系数；

λ ——长细比；

λ_n ——正则化长细比；

φ_b、φ_b' ——钢梁整体稳定系数；

ρ ——配筋率。

防火设计参数

C ——荷载等级；

T ——构件的耐火极限；

T_s ——钢构件的监界强度；

t_1 ——构件的温度滞后时间；

c ——防火材料的比热；

c_s ——钢材的比热；

a ——防火保护层厚度；

A_1 ——单位长度构件的隔热材料内表面面积；

中国建筑学讯网 www.sinoaec.com

V_s ——单位长度构件的钢材体积；

ρ ——防火材料密度；

λ ——防火材料导热系数；

w ——防火材料平均含水率；

ξ ——构件欠载系数。

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

第一章　总　　则

第 1.0.1 条　为在高层建筑钢结构设计与施工中贯彻执行国家的技术经济政策，做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，制定本规程。

第 1.0.2 条　本规程适用于高度和结构类型符合表 1.0.2 规定的非抗震设防和设防烈度为 6 度至 9 度（以下简称 6 度至 9 度）的乙类及以下高层民用建筑钢结构的设计和施工。

钢结构和有混凝土剪力墙的钢结构高层建筑的适用高度（m）

表 1.0.2

结构种类	结构体系	非抗震设防	抗震设防烈度		
			6、7	8	9
钢结构	框架	110	110	90	70
	框架-支撑（剪力墙板）	260	220	200	140
	各类筒体	360	300	260	180
有混凝土剪力墙的钢结构	钢框架-混凝土剪力墙 钢框架-混凝土核心筒	220	180	100	70
	钢框筒-混凝土核心筒	220	180	150	70

注：表中适用高度系指规则结构的高度，为从室外地坪算起至建筑檐口的高度。

第 1.0.3 条　高层建筑钢结构的设计，应根据高层建筑的特点，综合考虑建筑的使用功能、荷载性质、材料供应、制作安装、施工条件等因素，合理选择结构型式，对结构选型、构造和节点设计，应择优选用抗震和抗风性能好且又经济合理的结构体系和平立面布置。

第 1.0.4 条　有混凝土剪力墙的钢结构尚应符合国家现行标准《钢筋混凝土高层建筑设计与施工规程》（JGJ 3）的规定。

www.sinoec.com

第 1.0.5 条 抗震设防的高层民用建筑钢结构，根据其使用使功能的重要性可分为甲类、乙类、丙类、丁类四个类别。其划分应符合现行国家标准《建设抗震设防分类标准》(GB 50233)的规定。

第 1.0.6 条 高层建筑钢结构各类建筑的抗震设计，应符合下列要求：

一、甲类建筑应按专门研究的地震动参数计算地震作用；

二、按 6 度设防位于Ⅰ—Ⅲ类场地上的丙类建筑，可不计算地震作用；

三、按 6 度设防位于Ⅳ类的地上的丙类建筑、按 6 度设防的乙类建筑以及 7 度至 9 度设防的乙、丙类建筑，应按本地区的设防烈度计算地震作用；

四、按 6 度设防的建筑可不进行罕遇地震作用下的结构计算。

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

第二章　材　　料

第 2.0.1 条　高层建筑钢结构的钢材，宜采用 Q235 等级 *B*、*C*、*D* 的碳素结构钢，以及 Q345 等级 *B*、*C*、*D*、*E* 的低合金高强度结构钢。其质量标准应分别符合我国现行国家标准《碳素结构钢》(GB 700)和《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591)的规定。当有可靠根据时，可采用其他牌号的钢材。

第 2.0.2 条　承重结构的钢材应根据结构的重要性、荷载特征、连接方法、环境温度以及构件所处部位等不同情况，选择其牌号和材质，并应保证抗拉强度、伸长率、屈服点、冷弯试验、冲击韧性合格和硫、磷含量符合限值。对焊接结构尚应保证碳含量符合限值。

第 2.0.3 条　抗震结构钢材的强屈比不应小于 1.2；应有明显的屈服台阶；伸长率应大于 20%；应有良好的可焊性。

第 2.0.4 条　承重结构处于外露情况和低温环境时，其钢材性能尚应符合耐大气腐蚀和避免低温冷脆的要求。

第 2.0.5 条　采用焊接连接的节点，当板厚等于或大于 50mm，并承受沿板厚方向的拉力作用时，应按现行国家标准《厚度方向性能钢板》(GB 5313)的规定，附加板厚方向的断面收缩率，并不得小于该标准 Z15 级规定的允许值。

第 2.0.6 条　结构采用的钢材强度设计值，不得小于表 2.0.6 的规定。

第 2.0.7 条　钢材的物理性能，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 3.2.3 条的规定采用。

在高层建筑钢结构的设计和钢材订货文件中，应注明所采用钢材的牌号、等级和对 Z 向性能的附加保证要求。

第 2.0.8 条　钢结构的焊接材料应符合下列要求：

中国建筑设计资讯网 www.sinoac.com

一、手工焊接用焊条的质量，应符合现行国家标准《碳钢焊条》(GB 5117)或《低合金钢焊条》(GB 5118)的规定。选用的焊条型号应与主体金属相匹配。

设计用钢材强度值(N/mm²)　　表 2.0.6

钢材牌号	钢材厚度(mm)	极限抗拉强度最小值 f_u	屈服强度 f_y	强度设计值		
				抗拉、抗压、抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压(刨平顶紧) f_{ce}
Q235	≤16	375	235	215	125	320
	>16～40	375	225	205	120	320
	>40～60	375	215	200	115	320
	>60～100	375	205	190	110	320
Q345	≤16	470	345	315	185	410
	>16～35	470	325	300	175	410
	>35～50	470	295	270	155	410
	>50～100	470	275	250	145	410

二、自动焊接或半自动焊接采用的焊丝和焊剂，应与主体金属强度相适应，焊丝应符合现行国家标准《熔化焊用钢丝》(GB/T 14957)或《气体保护焊用钢丝》(GB/T 14958)的规定。

焊缝的强度设计值应按表 2.0.8 的规定采用。

设计用焊缝强度值(N/mm²)　　表 2.0.8

焊接方法和焊条型号	构件钢材牌号		对接焊缝极限抗拉强度最小值 f_u	对接焊缝强度设计值				角焊缝强度设计值
	钢材牌号	厚度或直径(mm)		抗压 f_c^w	焊缝质量为下列级别时抗拉和抗弯 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、抗压、抗剪 f_f^w
					一、二级	三级		
自动焊、半自动焊和 E43××型焊条的手工焊	Q235	≤16	375	215	215	185	125	160
		>16～40	375	205	205	175	120	160
		>40～60	375	200	200	170	115	160
		>60～100	375	190	190	160	110	160

中国建筑设计网 www.jzsjw.com

续表

焊接方法和焊条型号	构件钢材牌号		对接焊缝极限抗拉强度最小值 f_u	对接焊缝强度设计值				角焊缝强度设计值
	钢材牌号	厚度或直径(mm)		抗压 f_c^w	焊缝质量为下列级别时抗拉和抗弯 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、抗压、抗剪 f_f^w
					一、二级	三级		
自动焊、半自动焊和E50××型焊条的手工焊	Q345	≤16	470	315	315	270	185	200
		>16～35	470	300	300	255	175	200
		>35～50	470	270	270	230	155	200
		>50～100	470	250	250	210	145	200

注：1. 自动焊和半自动焊采用的焊丝和焊剂，其熔敷金属的抗拉强度不应小于相应手工焊焊条的抗拉强度。

2. 一、二级是指现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205)规定的全熔透焊缝内部缺陷的质量等级。

第2.0.9条 钢结构螺栓连接的材料应符合下列要求：

一、普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓——*A* 和 *B* 级》(GB 5782)和《六角头螺栓——*C* 级》(GB 5780)的规定。

二、锚栓可采用现行国家标准《碳素结构钢》(GB 700)规定的Q235钢或《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591)规定的Q345钢。

三、高强度螺栓应符合现行国家标准《钢结构高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈与技术条件》(GB/T 1228～1231)或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》(GB 3632～GB 3633)的规定。

四、螺栓连接的强度设计值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17)表3.2.1-6的规定采用。高强度螺栓的设计预拉力值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17)表7.2.2-2的规定采用。高强度螺栓连接的钢材摩擦面抗滑移系数值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17)表7.2.2-1的规定采用。

中国建筑设计网 www.sinoasc.com

第三章　结构体系和布置

第一节　结构体系和选型

第 3.1.1 条　本规程适用于高层建筑钢结构的下列体系：

一、框架体系

二、双重抗侧力体系

1. 钢框架-支撑(剪力墙板)体系

2. 钢框架-混凝土剪力墙体系

3. 钢框架-混凝土核心筒体系

三、筒体体系

1. 框筒体系

2. 桁架筒体系

3. 筒中筒体系

4. 束筒体系

第 3.1.2 条　高层建筑钢结构当根据刚度需要设置外伸刚臂和腰桁架或帽桁架(在顶层)时，宜设在设备层。外伸刚臂应横贯楼层连续布置。

第 3.1.3 条　支撑和剪力墙板可选用中心支撑、偏心支撑、内藏钢板支撑、带缝混凝土剪力墙板或钢板剪力墙。

第 3.1.4 条　抗震高层建筑钢结构的体系和布置，应符合下列要求：

一、应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径；

二、宜有避免因部分结构或构件破坏而导致整个体系丧失抗震能力的多道设防；

三、应具备必要的刚度和承载力、良好的变形能力和耗能能力；

中国建筑设计院 www.sinoaec.com

四、宜具有均匀的刚度和承载力分布，避免因局部削弱或突变形成薄弱部位，产生过大的应力集中或塑性变形集中；对可能出现的薄弱部位，应采取加强措施。

五、宜积极采用轻质高强材料。

第 3.1.5 条 钢结构和有混凝土剪力墙的钢结构高层建筑的高宽比不宜大于表 3.1.5 的规定。

高 宽 比 的 限 值　　表 3.1.5

结构种类	结 构 体 系	非抗震设 防	抗震设防烈度		
			6、7	8	9
钢结构	框架	5	5	4	3
	框架-支撑(剪力墙板)	6	6	5	4
	各类筒体	6.5	6	5	5
有混凝土剪力墙的钢结构	钢框架-混凝土剪力墙	5	5	4	4
	钢框架-混凝土核心筒	5	5	4	4
	钢框筒-混凝土核心筒	6	5	5	4

注：当塔形建筑的底部有大底盘时，高宽比采用的高度应从大底盘的顶部算起。

第二节　结构平面布置

第 3.2.1 条 建筑平面宜简单规则，并使结构各层的抗侧力刚度中心与水平作用合力中心接近重合，同时各层接近在同一竖直线上。建筑的开间、进深宜统一；柱截面的钢板厚度不宜大于 100mm。

抗震设防的高层建筑钢结构，其常用平面的尺寸关系应符合表 3.2.1 和图 3.2.1 的要求。当钢框筒结构采用矩形平面时，其长宽比不宜大于 1.5：1，不能满足此项要求时，宜采用多束筒结构。

L,l,l',B' 的限值　　表 3.2.1

L/B	L/B_{max}	l/b	l'/B_{max}	B'/B_{max}
$\leqslant 5$	$\leqslant 4$	$\leqslant 1.5$	$\geqslant 1$	$\leqslant 0.5$

中国建筑设计院 www.s.noaec.com

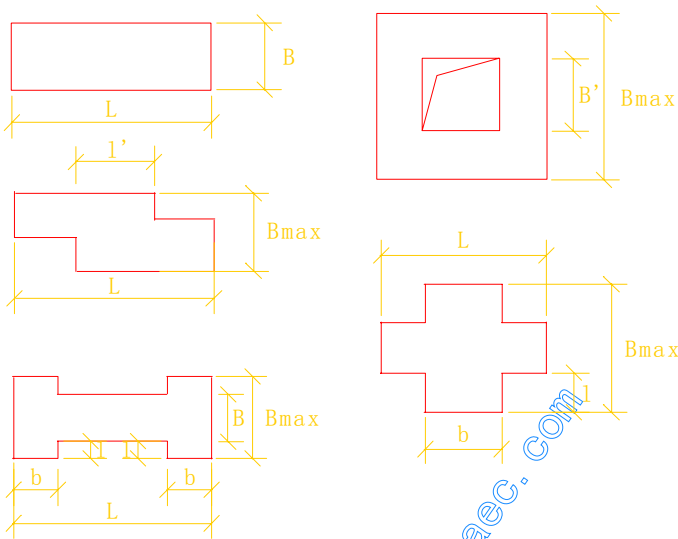


图 3.2.1

第 3.2.2 条 抗震设防的高层建筑钢结构，除不符合表 3.2.1 和图 3.2.1 者外，在平面布置上具有下列情况之一者，也属平面不规则结构：

一、任一层的偏心率大于 0.15（偏心率应按本规程附录二的规定计算）；

二、结构平面形状有凹角，凹角的伸出部分在一个方向的长度，超过该方向建筑总尺寸的 25%；

三、楼面不连续或刚度突变，包括开洞面积超过该层总面积的 50%；

四、抗水平力构件既不平行于又不对称于抗侧力体系的两个互相垂直的主轴。

属于上述情况第一、四项者应计算结构扭转的影响，属于第三项者应采用相应的计算模型，属于第二项者应采用相应的构造措施。

第 3.2.3 条 高层建筑宜选用风压较小的平面形状，并应考

中国建筑信息网 www.cinoaec.com

虑邻近高层建筑物对该建筑物风压的影响。在体形上应避免在设计风速范围内出现横风向振动。

第 3.2.4 条 高层建筑钢结构不宜设置防震缝。薄弱部位应采取措施提高抗震能力。

高层建筑钢结构不宜设置伸缩缝。当必须设置时，抗震设防的结构伸缩缝应满足防震缝要求。

第三节 结构竖向布置

第 3.3.1 条 抗震设防的高层建筑钢结构，宜采用竖向规则的结构。在竖向布置上具有下列情况之一者，为竖向不规则结构：

一、楼层刚度小于其相邻上层刚度的70%，且连续三层总的刚度降低超过 50%；

二、相邻楼层质量之比超过 1.5（建筑为轻屋盖时，顶层除外）；

三、立面收进尺寸的比例为 $L_1/L<0.75$（图 3.3.1）；

四、竖向抗侧力构件不连续；

五、任一楼层抗侧力构件的总受剪承载力，小于其相邻上层的 80%。

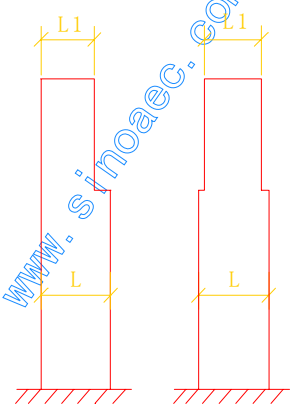


图 3.3.1 立面收进

对竖向不规则结构，应按本规程第四章第三节和第五章第三节的有关规定设计。

第 3.3.2 条 抗震设防的框架-支撑结构中，支撑（剪力墙板）宜竖向连续布置。除底部楼层和外伸刚臂所在楼层外，支撑的形式和布置在竖向宜一致。

www.sinoaec.com 中国建筑信息网

第四节　结构布置的其他要求

第 3.4.1 条　楼板宜采用压型钢板现浇钢筋混凝土结构，不宜采用预制钢筋混凝土楼板。当采用预应力薄板加混凝土现浇层或一般现浇钢筋混凝土楼板时，楼板与钢梁应有可靠连接。

第 3.4.2 条　对转换楼层或设备、管道孔口较多的楼层，应采用现浇混凝土楼板或设水平刚性支撑。

建筑物中有较大的中庭时，可在中庭的上端楼层用水平桁架将中庭开口连接，或采取其他增强结构抗扭刚度的有效措施。

第五节　地基、基础和地下室

第 3.5.1 条　高层建筑钢结构的基础形式，应根据上部结构、工程地质条件、施工条件等因素综合确定，宜选用筏基、箱基、桩基或复合基础。当基岩较浅、基础埋深不符合要求时，应采用岩石锚杆基础。

第 3.5.2 条　钢结构高层建筑宜设地下室。抗震设防建筑的高层结构部分，基础埋深宜一致，不宜采用局部地下室。

第 3.5.3 条　高层建筑钢结构的基础埋置深度(从室外地坪或通长采光井底面到承台底部或基础底部的深度)，当采用天然地基时不宜小于$\frac{1}{15}H$，当采用桩基时不宜小于$\frac{1}{18}H$。此处，H 是室外地坪至屋顶檐口(不包括突出屋面的屋顶间)的高度。当有根据时，埋置深度可适当减小。

第 3.5.4 条　当主楼与裙房之间设置沉降缝时，应采用粗砂等松散材料将沉降缝地面以下部分填实，以确保主楼基础四周的可靠侧向约束；当不设沉降缝时，在施工中宜预留后浇带。

第 3.5.5 条　高层建筑钢结构与钢筋混凝土基础或地下室的钢筋混凝土结构层之间，宜设置钢骨混凝土结构层。

第 3.5.6 条　在框架-支撑体系中，竖向连续布置的支撑桁架，应以剪力墙形式延伸至基础。

中国建筑学会网 www.sinsc.com

第四章　作　　用

第一节　竖 向 作 用

第 4.1.1 条　高层建筑钢结构楼面和屋顶活荷载以及雪荷载的标准值及其准永久系数，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)表 3.1.1 的规定采用。该表未规定的荷载，宜按实际情况采用，但不得小于表 4.1.1 所列的数值。

静力计算时，楼面活荷载标准值折减系数应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)第 3.1.2 条的规定采用。

民用建筑楼面均布活荷载标准值及其准永久值系数

表 4.1.1

类　　别	活荷载标准值 (kN/m^2)	准永久值系数 ψ_q
酒吧间、展销厅	3.5	0.5
屋顶花园	4.0	0.8
档案库、储藏室	5.0	0.8
饭店厨房、洗衣房	4.0	0.5
健身房、娱乐室	4.0	0.5
办公室灵活隔断	0.5	0.8

第 4.1.2 条　在计算构件效应时，楼面及屋面竖向荷载可仅考虑各跨满载的情况。

第 4.1.3 条　直升机平台荷载，应取下列二项中能使平台结构产生最大效应的荷载。直升机荷载的准永久值可不考虑。

一、直升机总重引起的局部荷载，按由实际最大起飞重量决定的荷载标准值乘动力系数 1.4 确定。当没有机型的技术资料时，

中国建筑资讯网 www.sinasc.com

局部荷载标准值及其作用面积可根据直升机类型按下列规定采用：

直升机的局部荷载标准值及其作用面积　　表 4.1.3

直升机类型	最大起飞重量(t)	局部荷载标准值(kN)	作用面积(m^2)
轻　型	2	20	0.20×0.20
中　型	4	40	0.25×0.25
重　型	6	60	0.30×0.30

二、等效均布荷载 5kN/m^2。

第 4.1.4 条　施工中采用附墙塔、爬塔等对结构有影响的起重机械或其他设备时，在结构设计中应根据具体情况进行施工阶段验算。

第二节　风　荷　载

第 4.2.1 条　作用在高层建筑任意高度处的风荷载标准值，应根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)按下列公式计算：

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \qquad (4.2.1)$$

式中　w_k ——任意高度处的风荷载标准值(kN/m^2)；

w_0 ——高层建筑基本风压(kN/m^2)，按本规程 4.2.2 的规定采用；

μ_z ——风压高度变化系数，按本规程 4.2.3 的规定采用；

μ_s ——风荷载体形系数，按本规程 4.2.4 的规定采用；

β_z ——顺风向 z 高度处的风振系数，按本规程 4.2.5 的规定采用。

第 4.2.2 条　基本风压系以当地比较空旷平坦地面上，离地面 10m 高处，统计所得 30 年一遇的 10min 平均最大风速 v_0(m/s)为标准，按 $w_0 = v_0^2/1600$ 计算确定的风压值。高层建筑的基本风压

中国建筑结构网 www.snoae.com

w_0，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)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 1.2 采用。

第 4.2.3 条 风压高度变化系数应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)的规定采用。

第 4.2.4 条 高层建筑风载体型系数，可按下列规定采用：

一、单个高层建筑的风载体型系数，可按本规程附录一的规定采用。

二、城市建成区内新建高层建筑，应考虑周围已有高层建筑，特别是邻近已有高层建筑的影响。

对于周围环境复杂、邻近有高层建筑、体型与本规程附录一中的体型不同且又无参考资料可以借鉴的或外形极不规则高层建筑以及高度较大的超高层建筑，其风荷载体型系数应根据风洞试验确定。

三、验算墙面构件及其连接时，对风吸力区应采用表 4.2.4 规定的局部体型系数。

风吸力区的局部体型系数　　表 4.2.4

部位		局部体型系数
外墙构件、玻璃幕墙	墙面一般部位	−1.0
	墙角、屋面周边和屋面坡度大于 10 度的屋脊部位①	−1.5
檐口、雨篷、遮阳板、阳台		−2.0

① 作用宽度为房屋总宽度的 0.1，但不小于 1.5m。

四、封闭式建筑物的内表面，应按外表面的风压情况取±0.2。

第 4.2.5 条 沿高度等截面的高层建筑钢结构，顺风向风振系数应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)的有关规定采用。

第 4.2.6 条 在主体结构的顶部有小体型建筑时，应计入鞭稍效应，可根据小体型建筑作为独立体时的基本自振周期 T_u 与

中国建筑标准网 www.snoac.com

主体建筑的基本自振周期 T_1 的比例，分别按下列规定处理：

一、当 $T_u \leqslant T_1/3$ 时，可假定主体建筑的高度延伸至小体型建筑的顶部，其风振系数宜按本规程第 4.2.5 条的规定采用。

二、当 $T_u > T_1/3$ 时，其风振系数宜按风振理论进行计算。

第三节　地震作用

第 4.3.1 条　高层建筑抗震设计时，第一阶段设计应按多遇地震计算地震作用，第二阶段设计应按罕遇地震计算地震作用。

第 4.3.2 条　第一阶段设计时，其地震作用应符合下列要求：

一、通常情况下，应在结构的两个主轴方向分别计入水平地震作用，各方向的水平地震作用应全部由该方向的抗侧力构件承担；

二、当有斜交抗侧力构件时，宜分别计入各抗侧力构件方向的水平地震作用；

三、质量和刚度明显不均匀、不对称的结构，应计入水平地震作用的扭转影响；

四、按 9 度抗震设防的高层建筑钢结构，或者按 8 度和 9 度抗震设防的大跨度和长悬臂构件，应计入竖向地震作用。

第 4.3.3 条　高层建筑钢结构的设计反应谱，应采用图 4.3.3 所示阻尼比为 0.02 的地震影响系数 α 曲线表示，并应符合下列规定：

一、α 值应根据近震、远震、场地类别及结构自振周期计算，α_{max} 及特征周期 T_g 按表 4.3.3-1 和 4.3.3-2 的规定采用，系数 $\zeta(T)$ 按下列公式确定：

$$\zeta(T) = 1 + 3.5T \qquad (0 \leqslant T \leqslant 0.1) \qquad (4.3.2\text{-}1)$$

$$\zeta(T) = 1.35 \qquad (0.1 < T \leqslant 2T_g) \qquad (4.3.2\text{-}2)$$

$$\zeta(T) = 1.35 + 0.2T_g - 0.1T \geqslant 1 \qquad (T > 2T_g) \qquad (4.3.2\text{-}3)$$

并应使修正后的 α 值不小于 $0.2\alpha_{max}$。

二、抗震设计水平地震影响系数最大值，应按表 4.3.3-1

中国建筑设计院 www.snoac.com

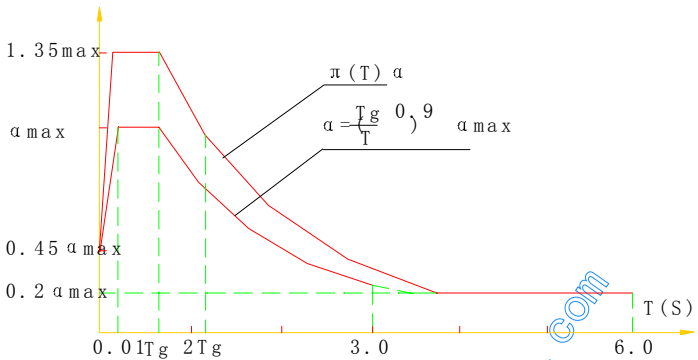


图 4.3.3　高层建筑钢结构的地震影响系数

α—地震影响系数；α_{max}—地震影响系数最大值；

T—结构自振周期；T_g—场地特征周期

采用。

抗震设计水平地震影响系数最大值　　表 4.3.3-1

烈　　度	6	7	8	9
α_{max}	0.04	0.08	0.16	0.32

三、特征周期应按表 4.3.3-2 采用。

特 征 周 期 T_g(s)　　表 4.3.3-2

	场　地　类　别			
	1	2	3	4
近　震	0.20	0.30	0.40	0.65
远　震	0.25	0.40	0.55	0.85

采用以钢筋混凝土结构为主要抗侧力构件的高层钢结构时，地震影响系数应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)的有关规定采用。

中国建筑信息网 www.sinoec.com

第 4.3.4 条 采用底部剪力法计算水平地震作用时，各楼层可仅按一个自由度计算，结构水平地震作用，应按下列公式计算：

一、与结构的总水平地震作用等效的底部剪力标准值

$$F_{Ek}=\alpha_1 G_{eq} \qquad (4.3.4\text{-}1)$$

二、在质量沿高度分布基本均匀、刚度沿高度分度基本均匀或向上均匀减小的结构中，各层水平地震作用标准值

$$F_i=\frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^{n} G_j H_j} F_{Ek}(1-\delta_n) \quad (i=1,2\cdots n) \qquad (4.3.4\text{-}2)$$

三、顶部附加水平地震作用标准值

$$\triangle F_n=\delta_n F_{Ek} \qquad (4.3.4\text{-}3)$$

$$\delta_n=\frac{1}{T_1+8}+0.05 \qquad (4.3.4\text{-}4)$$

式中 α_1——相应于结构基本自振周期 T_1（按 s 计）的水平地震影响系数值，按本章第 4.3.3 条的规定计算；

G_{eq}——结构的等效总重力荷载，取总重力荷载代表值的 80%；

G_i、G_j——分别为第 i、j 层重力荷载代表值，应按本章第 4.3.5 条确定；

H_i、H_j——分别为 i、j 层楼盖距底部固定端的高度；

F_i——第 i 层的水平地震作用标准值；

δ_n——顶部附加地震作用系数；

$\triangle F_n$——顶部附加水平地震作用。

采用底部剪力法时，突出屋面小塔楼的地震作用效应，宜乘以增大系数 3。增大影响宜向下考虑 1～2 层，但不再往下传递。

第 4.3.5 条 抗震计算中，重力荷载代表值应为恒荷载标准值和活荷载组合值之和，并应按下列规定取值；

恒荷载：应取现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 规定的结构、构配件和装修材料等自重的标准值；

雪荷载：应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ9) 规

www.sitoec.com

定的标准值乘0.5取值；

楼面活荷载：应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)规定的标准值乘组合值系数取值。一般民用建筑应取0.5，书库、档案库建筑应取0.8。计算时不应再按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)的规定折减，且不应计入屋面活荷载。

第4.3.6条 钢结构的计算周期，应采用按主体结构弹性刚度计算所得的周期乘以考虑非结构构件影响的修正系数ξ_T，该修正系数宜采用0.90。用弹性方法计算高层建筑钢结构周期及振型时，应符合本规程第五章第二节静力计算的规定。

第4.3.7条 对于重量及刚度沿高度分布比较均匀的结构，基本自振周期可用下列公式近似计算：

$$T_1=1.7\xi_T\sqrt{u_n} \qquad (4.3.7)$$

式中 u_n——结构顶层假想侧移(m)，即假想将结构各层的重力荷载作为楼层的集中水平力，按弹性静力方法计算所得到的顶层侧移值。

第4.3.8条 在初步计算时，结构的基本自振周期可按下列经验公式估算：

$$T_1=0.1n \qquad (4.3.8\text{-}1)$$

式中 n——建筑物层数(不包括地下部分及屋顶小塔楼)。

第4.3.9条 对不计扭转影响的结构，振型分解反应谱法仅考虑平移作用下的地震效应组合，并应符合下列规定：

一、j振型i层质点的水平地震作用标准值，可按下列公式计算：

$$F_{ji}=\alpha_j\gamma_jX_{ji}G_i \quad (i=1,2\cdots n,j=1,2\cdots m) \qquad (4.3.9\text{-}1)$$

$$\gamma_j=\sum_{i=1}^{n}X_{ji}G_i/\sum_{i=1}^{n}X_{ji}^2G_i \qquad (4.3.9\text{-}2)$$

式中 α_j——相应于j振型计算周期T_j的地震影响系数，按第4.3.3条取值；

γ_j——j振型的参与系数；

中国建筑标准网 www.sinoec.com

X_{ji}——j 振型 i 质点的水平相对位移。

二、水平地震作用效应(弯矩、剪力、轴向力和变形),应按下列公式计算:

$$S=\sqrt{\sum S_j^2} \qquad (4.3.9\text{-}3)$$

式中 S——水平地震作用效应;

S_j——j 振型水平地震作用产生的效应,可只取前 2～3 个振型。当基本自振周期大于 1.5s 或房屋高宽比大于 5 时,振型个数可适当增加。

第 4.3.10 条 突出屋面的小塔楼,应按每层一个质点进行地震作用计算和振型效应组合。当采用 3 个振型时,所得地震作用效应可以乘增大系数 1.5;当采用 6 个振型时,所得地震作用效应不再增大。

第 4.3.11 条 当按空间协同工作或空间结构计算空间振型时,采用振型分解反应谱法应按下列规定计算水平地震作用和进行地震效应组合:

一、j 振型 i 层的水平地震作用标准值,应按下列公式确定:

$$F_{xji}=\alpha_j\gamma_{tj}X_{ji}G_i$$

$$F_{yji}=\alpha_j\gamma_{tj}Y_{ji}G_i \quad (i=1,2\cdots n;j=1,2\cdots m)$$

$$F_{tji}=\alpha_j\gamma_{tj}r_i^2\varphi_{ji}G_i \qquad (4.3.11\text{-}1)$$

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

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

γ_{tj}——考虑扭转的 j 振型参与系数;

φ_{ji}——j 振型 i 层的相对扭转角;

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

二、考虑扭转的 j 振型参与系数 γ_{tj} 可按下列公式确定:

中国建筑资讯网 www.sinoec.com

当仅考虑 x 方向地震时，

$$\gamma_{tj}=\sum_{j=1}^{n}X_{ji}G_i/\sum_{i=1}^{n}(X_{ji}^2+Y_{ji}^2+\varphi_{ji}^2\,r_i^2)G_i \qquad (4.3.11\text{-}2)$$

当仅考虑 y 方向地震时

$$\gamma_{tj}=\sum_{i=1}^{n}Y_{ji}G_i/\sum_{i=1}^{n}(X_{ji}^2+Y_{ji}^2+\varphi_{ji}^2\,r_i^2)G_i \qquad (4.3.11\text{-}3)$$

当地震作用方向与 x 轴有 θ 夹角时，可用 γ_θ 代替 γ_{tj}

其中

$$\gamma_{\theta j}=\gamma_{xj}\cos\theta+\gamma_{yj}\sin\theta \qquad (4.3.11\text{-}4)$$

三、采用空间振型时，地震作用效应按下列公式计算：

$$S=\sqrt{\sum_{j=1}^{m}\sum_{k=1}^{m}\rho_{jk}S_jS_k} \qquad (4.3.11\text{-}5)$$

$$\rho_{jk}=\frac{8\zeta^2(1+\lambda_T)\lambda_T^{1.5}}{(1-\lambda_T^2)^2+4\zeta^2(1+\lambda_T)^2\lambda_T} \qquad (4.3.11\text{-}6)$$

式中 S——组合作用效应；

S_j、S_k——分别为 j、k 振型地震作用产生的作用效应，可取 9～15 个振型，当基本自振周期 $T_1>2$s 时，振型数应取较大者；在刚度和质量沿高度分布很不均匀的情况下，应取更多的振型(18 个或更多)；

ρ_{jk}——j 振型与 k 振型的耦连系数；

λ_T——k 振型与 j 振型的自振周期比；

ζ——阻尼比，钢结构一般可取 0.02；

m——振型组合数。

第 4.3.12 条 高层建筑计算竖向地震作用时，可按下列要求确定竖向地震作用标准值；

一、总竖向地震作用标准值

$$F_{Evk}=\alpha_{vmax}G_{eq} \qquad (4.3.12\text{-}1)$$

式中 α_{vmax}——竖向地震影响系数最大值，可取水平地震影响系数的 65%；

G_{eq}——结构的等效总重力荷载，取总重力荷载代表值的 75%。

中国建筑设计网 www.inoaec.com

二、楼层 i 的竖向地震作用标准值

$$F_{vi}=\frac{G_iH_i}{\sum_{j=1}^{n}G_jH_j}\cdot F_{Evk} \qquad (4.3.12\text{-}2)$$

$$(i=1,2\cdots n)$$

三、各层的竖向地震效应，应按各构件承受重力荷载代表值的比例分配，并应考虑向上或向下作用产生的不利组合。

四、长悬臂和大跨度结构的竖向地震作用标准值，对 8 度和 9 度抗震设防的建筑，可分别取该结构或构件重力荷载代表值的 10%和 20%。

第 4.3.13 条 采用时程分析法计算结构的地震反应时，输入地震波的选择应符合下列要求：

采用不少于四条能反映当地场地特性的地震加速度波，其中宜包括一条本地区历史上发生地震时的实测记录波。

地震波的持续时间不宜过短，宜取 10～20s 或更长

第 4.3.14 条 输入地震波的峰值加速度，可按表 4.3.14 采用。

地震加速度峰值(gal) 表 4.3.14

设 防 烈 度	7	8	9
第一阶段设计	35	70	140
第二阶段设计	220	400	620

中国建筑资讯网 www.jzjs.com

第五章　作用效应计算

第一节　一般规定

第 5.1.1 条　结构的作用效应可采用弹性方法计算。抗震设防的结构除进行地震作用下的弹性效应计算外，尚应计算结构在罕遇地震作用下进入弹塑性状态时的变形。

第 5.1.2 条　当进行结构的作用效应计算时，可假定楼面在其自身平面内为绝对刚性。在设计中应采取保证楼面整体刚度的构造措施。

对整体性较差，或开孔面积大，或有较长外伸段的楼面，或相邻层刚度有突变的楼面，当不能保证楼面的整体刚度时，宜采用楼板平面内的实际刚度，或对按刚性楼面假定计算所得结果进行调整。

第 5.1.3 条　当进行结构弹性分析时，宜考虑现浇钢筋混凝土楼板与钢梁的共同工作，且在设计中应使楼板与钢梁间有可靠连接。当进行结构弹塑性分析时，可不考虑楼板与梁的共同工作。

当进行框架弹性分析时，压型钢板组合楼盖中梁的惯性矩对两侧有楼板的梁宜取 $1.5I_b$，对仅一侧有楼板的梁宜取 $1.2I_b$，I_b 为钢梁惯性矩。

第 5.1.4 条　高层建筑钢结构的计算模型，可采用平面抗侧力结构的空间协同计算模型。当结构布置规则、质量及刚度沿高度分布均匀、不计扭转效应时，可采用平面结构计算模型；当结构平面或立面不规则、体型复杂、无法划分成平面抗侧力单元的结构，或为筒体结构时，应采用空间结构计算模型。

第 5.1.5 条　结构作用效应计算中，应计算梁、柱的弯曲变形和柱的轴向变形，尚宜计算梁、柱的剪切变形，并应考虑梁柱节点

中国建筑设计院 www.cnadec.com

域剪切变形对侧移的影响。通常可不考虑梁的轴向变形，但当梁同时作为腰桁架或帽桁架的弦杆时，应计入轴力的影响。

第 5.1.6 条 柱间支撑两端应为刚性连接，但可按两端铰接计算。偏心支撑中的耗能梁段应取为单独单元。

第 5.1.7 条 现浇竖向连续钢筋混凝土剪力墙的计算，宜计入墙的弯曲变形、剪切变形和轴向变形。

当钢筋混凝土剪力墙具有比较规则的开孔时，可按带刚域的框架计算；当具有复杂开孔时，宜采用平面有限元法计算。

装配嵌入式剪力墙，可按相同水平力作用下侧移相同的原则，将其折算成等效支撑或等效剪切板计算。

第 5.1.8 条 除应力蒙皮结构外，结构计算中不应计入非结构构件对结构承载力和刚度的有利作用。

第 5.1.9 条 当进行结构内力分析时，应计入重力荷载引起的竖向构件差异缩短所产生的影响。

第二节 静 力 计 算

第 5.2.1 条 框架结构、框架-支撑结构、框架剪力墙结构和框筒结构等，其内力和位移均可采用矩阵位移法计算。

筒体结构可按位移相等原则转化为连续的竖向悬臂筒体，采有薄壁杆件理论、有限条法或其他有效方法进行计算。

在预估截面时，可采用本规程第 5.2.2 条至 5.2.7 条的近似方法计算荷载效应。

第 5.2.2 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。在水平荷载作用下，框架内力和位移可采用 D 值法进行简化计算。

第 5.2.3 条 平面布置规则的框架-支撑结构，在水平荷载作用下当简化为平面抗侧力体系分析时，可将所有框架合并为总框架，并将所有竖向支撑合并为总支撑，然后进行协同工作分析(图 5.2.3)。总支撑可当作一根弯曲杆件，其等效惯性矩 I_{eq} 可按下列公式计算：

中国建筑标准设计网 www.chinabzsc.com

$$I_{eq}=\mu\sum_{j=1}^{m}\sum_{i=1}^{n}A_{ij}a_{ij}^{2} \tag{5.2.3}$$

式中 μ——折减系数，对中心支撑可取 0.8～0.9；

A_{ij}——第 j 榀竖向支撑第 i 根柱的截面面积；

a_{ij}——第 i 根柱至第 j 榀竖向支撑的柱截面形心轴的距离；

n——每一榀竖向支撑的柱子数；

m——水平荷载作用方向竖向支撑的榀数。

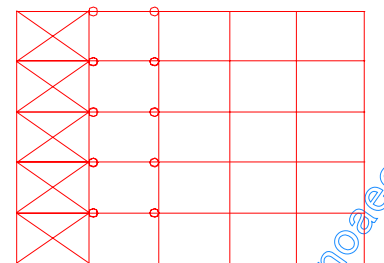


图 5.2.3 框架-支撑结构协同分析

第 5.2.4 条 平面布置规则的框架剪力墙结构，在水平荷载作用下当简化为平面抗侧力体系分析时，可将所有框架合并为总框架，所有剪力墙合并为总剪力墙，然后进行协同工作分析。

第 5.2.5 条 平面为矩形或其他规则形状的框筒结构，可采用等效角柱法、展开平面框架法或等效截面法，转化为平面框架进行近似计算。

第 5.2.6 条 当对规则但有偏心的结构进行近似分析时，可先按无偏心结构进行分析，然后将内力乘以修正系数，修正系数应按下式计算(但当扭矩计算结果对构件的内力起有利作用时，应忽略扭矩的作用)。

$$\psi_i=1+\frac{e_d a_i\sum K_i}{\sum K_i a_i^2} \tag{5.2.6}$$

式中 e_d——偏心矩设计值，非地震作用时宜取 $e_d=e_0$，地震作用时宜取

中国建筑设计网 www.inoaec.com

$$e_d = e_0 + 0.05L;$$

e_0——楼层水平荷载合力中心至刚心的距离；

L——垂直于楼层剪力方向的结构平面尺寸；

ψ_i——楼层第 i 榀抗侧力结构的内力修正系数；

a_i——楼层第 i 榀抗侧力结构至刚心的距离；

K_i——楼层第 i 榀抗侧力结构的侧向刚度。

第 5.2.7 条 用底部剪力法估算高层钢框架结构的构件截面时，水平地震作用下倾覆力矩引起的柱轴力，对体型较规则的丙类建筑可折减，但对乙类建筑不应折减。折减系数 k 的取值，根据所考虑截面的位置，按图 5.2.7 的规定采用。下列情况倾覆力矩不应折减；

一、体型不规则的建筑；

二、体型规则但基本自振周期 $T_1 \leqslant$ 1.5s 的结构。

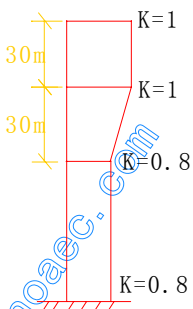


图 5.2.7

第 5.2.8 条 应计入梁柱节点域剪切变形对高层建筑钢结构侧移的影响。可将梁柱节点域当作一个单独的单元进行结构分析，也可按下列规定作近似计算。

一、对于箱型截面柱框架，可将节点域当作刚域，刚域的尺寸取节点域尺寸的一半；

二、对工字形截面柱框架，可按结构轴线尺寸进行分析，并应按本规程第 5.2.9 条的规定对侧移进行修正。

第 5.2.9 条 当工字形截面柱框架所考虑楼层的主梁线刚度平均值与节点域剪切刚度平均值之比 $EI_{bm}/(K_m h_{bm}) > 1$ 或参数 $\eta > 5$ 时，按本规程第 5.2.8 条近似方法计算的楼层侧移，可按下式进行修正：

$$u_i' = \left(1 + \frac{\eta}{100 - 0.5\eta}\right) u_i \qquad (5.2.9\text{-}1)$$

中国建筑设计网 www.sinoaec.com

$$\eta=\left[17.5\frac{EI_{bm}}{K_m h_{bm}}-1.8\left(\frac{EI_{bm}}{K_m h_{bm}}\right)^2-10.7\right]\cdot\sqrt[4]{\frac{I_{cm}h_{bm}}{I_{bm}h_{cm}}} \tag{5.2.9-2}$$

式中 u_i'——修正后的第 i 层楼层的侧移；

u_i——忽略节点域剪切变形，并按结构轴线分析得出的第 i 层楼层的侧移；

I_{cm}、I_{bm}——分别为结构中柱和梁截面惯性矩的平均值；

h_{cm}、h_{bm}——分别为结构中柱和梁腹板高度的平均值；

K_m——节点域剪切刚度平均值

$$K_m=h_{cm}h_{bm}t_m G \tag{5.2.9-3}$$

t_m——节点域腹板厚度平均值；

G——钢材的剪切模量；

E——钢材的弹性模量。

第 5.2.10 条 高层建筑钢结构当同时符合下列条件时，可不验算结构的整体稳定。

一、结构各楼层柱子平均长细比和平均轴压比，满足下式要求：

$$\frac{N_m}{N_{pm}}+\frac{\lambda_m}{80}\leqslant 1 \tag{5.2.10-1}$$

式中 λ_m——楼层柱的平均长细比；

N_m——楼层柱的平均轴压力设计值；

N_{pm}——楼层柱的平均全塑性轴压力

$$N_{mp}=f_y\cdot A_m \tag{5.2.10-2}$$

f_y——钢材屈服强度；

A_m——柱截面面积的平均值。

二、结构按一阶线性弹性计算所得的各楼层层间相对侧移值，满足下列公式要求：

$$\frac{\triangle u}{h}\leqslant 0.12\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \tag{5.2.10-3}$$

式中 $\triangle u$——按一阶线性弹性计算所得的质心处层间侧移；

www.sinoaec.com

h——楼层层高；

$\sum F_h$——计算楼层以上全部水平作用之和；

$\sum F_v$——计算楼层以上全部竖向作用之和。

第 5.2.11 条 对于不符合本规程第 5.2.10 条的高层建筑钢结构，可按下列要求验算整体稳定：

对于有支撑的结构，且$\triangle u/h \leqslant 1/1000$，按有效长度法验算。柱的计算长度系数可按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)附录四附表 4.1 采用。支撑体系可以是钢支撑、翦力墙和核心筒体等。

对于无支撑的结构和$\triangle u/h > 1/1000$的有支撑的结构，应按能反映二阶效应的方法验算结构的整体稳定。

第三节 地震作用效应验算

第 5.3.1 条 高层建筑钢结构的抗震设计，应采用两阶段设计法。第一阶段为多遇地震作用下的弹性分析，验算构件的承载力和稳定以及结构的层间侧移；第二阶段为罕遇地震下的弹塑性分析，验算结构的层间侧移和层间侧移延性比。

第 5.3.2 条 高层建筑钢结构的第一阶段抗震设计，可采用下列方法计算地震作用效应：

一、高度不超过 40m 且平面和竖向较规则的以剪切型变形为主的建筑，可采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)规定的地震作用和底部剪力法计算；

二、高度不超过 60m 且平面和竖向较规则的建筑，以及高度超过 60m 的建筑预估截面时，可采用本规程规定的地震作用和底部剪力法计算；

三、高度超过 60m 的建筑，应采用振型分解反应谱法计算；

四、竖向特别不规则的建筑，宜采用时程分析法作补充计算。

第 5.3.3 条 第一阶段抗震设计中，框架-支撑(剪力墙板)体系中总框架任一楼层所承担的地震剪力，不得小于结构底部总剪力的 25%。

中国设计资料网 www.sinoec.com

第 5.3.4 条 在结构平面的两个主轴方向分别计算水平地震效应时，角柱和两个方向的支撑或剪力墙所共有的柱构件，其水平地震作用引起的构件内力，应在按本规程第 5.3.3 条规定调整的基础上提高 30%。

第 5.3.5 条 验算倾覆力矩对地基的作用，应符合下列规定：

一、验算在多遇地震作用下整体基础(筏形或箱形基础)对地基的作用时，可采用底部剪力法计算作用于地基的倾覆力矩，其折减系数宜取 0.8；

二、计算倾覆力矩对地基的作用时，不应考虑基础侧面回填土的约束作用。

第 5.3.6 条 高层建筑钢结构第二阶段抗震设计验算，应采用时程分析法计算结构的弹塑性地震反应，其结构计算模型可以采用杆系模型，剪切型层模型、剪弯型层模型或剪弯协同工作模型。

第 5.3.7 条 当采用时程分析法时，时间步长不宜超过输入地震波卓越周期的 1/10，且不宜大于 0.02s。

第二阶段抗震设计当进行弹塑性分析时，钢结构阻尼比可取 0.05。

第 5.3.8 条 当进行高层建筑钢结构的弹塑性地震反应分析时，其恢复力模型可由试验或根据已有的资料确定。

钢柱及梁的恢复力模型可采用二折线型，其滞回模型可不考虑刚度退化。钢支撑和耗能梁段等构件的恢复力模型，应按杆件特性确定。钢筋混凝土剪力墙、剪力墙板和核心筒，应选用二折线或三折线型，并考虑刚度退化。

第 5.3.9 条 当采用层模型进行高层建筑钢结构的弹塑性地震反应分析时，应采用计入有关构件弯曲、轴向力、剪切变形影响的等效层剪切刚度，层恢复力模型的骨架线可采用静力弹塑性方法进行计算，并可简化为折线型，要求简化后的折线与计算所得骨架线尽量吻合。在对结构进行静力弹塑性计算时，应同时考虑水平地震作用与重力荷载。构件所用材料的屈服强度和极限强

中国建筑标准设计网 www.c-nbaec.com

度应采用标准值。

第 5.3.10 条 当进行高层建筑钢结构的弹塑性时程反应分析时，应计入二阶效应对侧移的影响。

第四节 作用效应组合

第 5.4.1 条 荷载效应与地震作用效应组合的设计值，应按下列公式确定：

一、无地震作用时

$$S=\gamma_G C_G G_k+\gamma_{Q1} C_{Q1} Q_{1k}+\gamma_{Q2} C_{Q2} Q_{2k}+\psi_w \gamma_w C_w w_k \tag{5.4.1-1}$$

二、有地震作用，按第一阶段设计时

$$S=\gamma_G C_G G_E+\gamma_E C_E F_{Ek}+\gamma_{Ev} C_{Ev} F_{Evk}+\psi_w \gamma_w C_w w_k \tag{5.4.1-2}$$

式中 G_k、C_{Qk}、Q_{2k}——分别为永久荷载、楼面活荷载、雪荷载等竖向荷载标准值；

F_{Ek}、F_{Evk}、w_k——分别为水平地震作用、竖向地震作用和风荷载的标准值；

G_E——考虑地震作用时的重力荷载代表值，按本规程第 4.3.5 条的规定计算；

$C_G G_k$、$C_{Q1} Q_{1k}$、$C_{Q2} Q_{2k}$、$C_w w_k$、$C_G G_E$、$C_E F_{Ek}$、$C_{Ev} F_{Evk}$——分别为上述各相应荷载和作用标准值产生的荷载效应和作用效应，按力学计算求得；

γ_G、γ_{Q1}、γ_{Q2}、γ_W、γ_E、γ_{Ev}——分别为上述各相应荷载或作用的分项系数，其值见表 5.4.2。

ψ_w——风荷载组合系数，在无地震作用的组合中取 1.0，在有地震作用的组合中取 0.2。

第 5.4.2 条 第一阶段抗震设计进行构件承载力验算时，其荷载或作用的分项系数应按表 5.4.2 的规定采用，并应取各构件

中国建筑设计网 www.sinaec.com

可能出现的最不利组合进行截面设计。

荷载或作用的分项系数　　表 5.4.2

组合情况	重力荷载 γ_G	活荷载 γ_{Q1}、γ_{Q2}	水平地震作用 γ_E	竖向地震作用 γ_{Ev}	风荷载 γ_w	备注
1. 考虑重力、楼面活荷载及风荷载	1.20	1.3～1.40	—	—	1.40	
2. 考虑重力及水平地震作用	1.20	—	1.30	—	—	
3. 考虑重力、水平地震作用及风荷载	1.20	—	1.30	—	1.40	用于 60m 以上高层建筑
4. 考虑重力及竖向地震作用	1.20	—	—	1.30	—	用于：(1) 9 度设防；(2) 8、9 度设防的大跨度和长悬臂结构
5. 考虑重力、水平与竖向地震作用	1.20	—	1.30	0.50	—	
6. 考虑重力、水平及竖向地震作用及风荷载	1.20	—	1.30	0.50	1.40	同上，但用于 60m 以上高层

注：1. 在地震作用组合中，重力荷载代表值应符合本规程第 4.3.5 条的规定。当重力荷载效应对构件承载力有利时，宜取 γ_G 为 1.0。

2. 对楼面结构，当活荷载标准值不小于 4kN/m² 时，其分项系数取 1.3。

第 5.4.3 条　第一阶段抗震设计当进行结构侧移验算时，应取与构件承载力验算相同的组合，但各荷载或作用的分项系数应取 1.0。

第 5.4.4 条　第二阶段抗震设计当采用时程分析法验算时，不应计入风荷载，其竖向荷载宜取重力荷载代表值。

第五节　验算要求

第 5.5.1 条　非抗震设防的高层建筑钢结构，以及抗震设防的高层建筑钢结构在不计算地震作用的效应组合中，应满足下列

中国建筑设计网 www.sinoaec.com

要求：

一、构件承载力应满足下列公式要求：

$$\gamma_0 S \leqslant R \qquad (5.5.1\text{-}1)$$

式中 γ_0——结构重要性系数，按结构构件安全等级确定；

S——荷载或作用效应组合设计值；

R——结构构件承载力设计值。

二、结构在风荷载作用下，顶点质心位置的侧移不宜超过建筑高度的1/500；质心层间侧移不宜超过楼层高度的1/400。对于以钢筋混凝土结构为主要抗侧力构件的高层钢结构的位移，应符合国家现行标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》(JGJ 3)的有关规定，但在保证主体结构不开裂和装修材料不出现较大破坏的情况下，可适当放宽。

结构平面端部构件最大侧移不得超过质心侧移的1.2倍。

三、高层建筑钢结构在风荷载作用下的顺风向和横风向顶点最大加速度，应满足下列关系式的要求：

公寓建筑 a_w(或 a_{tr})$\leqslant 0.20\text{m/s}^2$ (5.5.1-2)

公共建筑 a_w(或 a_{tr})$\leqslant 0.28\text{m/s}^2$ (5.5.1-3)

四、顺风向和横风向的顶点最大加速度应按下列公式计算：

1. 顺风向顶点最大加速度

$$a_w = \xi \nu \frac{\mu_s \mu_r w_0 A}{m_{tot}} \qquad (5.5.1\text{-}4)$$

式中 a_w——顺风向顶点最大加速度(m/s^2)；

μ_s——风荷载体型系数；

μ_r——重现期调整系数，取重现期为10年时的系数0.83；

w_0——基本风压(kN/m^2)，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)全国基本风压分布图的规定采用；

ξ、ν——分别为脉动增大系数和脉动影响系数，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)的规定采用；

A——建筑物总迎风面积(m^2)；

m_{tot}——建筑物总质量(t)。

中国建筑资讯网 www.sinoac.com

2. 横风向顶点最大加速度

$$a_{tr}=\frac{b_r}{T_t^2}\cdot\frac{\sqrt{BL}}{\gamma_B\sqrt{\xi_{t,cr}}} \tag{5.5.1-5}$$

$$b_r=2.05\times10^{-4}\left[\frac{v_{n,m}T_t}{\sqrt{BL}}\right]^{3.3}\quad(\mathrm{kN/m^3})$$

式中 a_{tr}——横风向顶点最大加速($\mathrm{m/s^2}$)；

$v_{n,m}$——建筑物顶点平均风速(m/s)，$v_{n,m}=40\sqrt{\mu_s\mu_z w_0}$；

μ_z——风压高度变化系数；

γ_B——建筑物所受的平均重力($\mathrm{kN/m^3}$)；

$\xi_{t,cr}$——建筑物横风向的临界阻尼比值；

T_t——建筑物横风向第一自振周期(s)；

B、L——分别为建筑物平面的宽度和长度(m)。

五、圆筒形高层建筑钢结构应满足下列条件，当不能满足时，应进行横风向涡流脱落试验或增大结构刚度。

$$v_n<v_{cr} \tag{5.5.1-6}$$

$$v_{cr}=5D/T_1 \tag{5.5.1-7}$$

式中 v_n——高层建筑顶部风速，可采用风压换算；

v_{cr}——临界风速。

D——圆筒形建筑的直径；

T_1——圆筒形建筑的基本自振周期。

第 5.5.2 条 高层建筑钢结构的第一阶段抗震设计，作用效应应符合下列要求：

一、结构构件的承载力应满足下列公式要求：

$$S\leqslant R/\gamma_{RE} \tag{5.5.2-1}$$

式中 S——地震作用效应组合设计值；

R——结构构件承载力设计值；

γ_{RE}——结构构件承载力的抗震调整系数，按表 5.5.2 的规定选用。当仅考虑竖向效应组合时，各类构件承载力抗震调整系数均取 1.0。

中国建筑钢结构网 www.sngcc.com

构件承载力的抗震调整系数　　表 5.5.2

构件名称	梁	柱	支撑	节点	节点螺栓	节点焊缝
γ_{RE}	0.80	0.85	0.90	0.90	0.90	1.0

二、高层建筑钢结构的层间侧移标准值，不得超过结构层高的1/250。以钢筋混凝土结构为主要抗侧力构件的结构，其侧移限值应符合国家现行标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》(JGJ 3)的规定，但在保证主体结构不开裂和装修材料不出现较大破坏的情况下，可适当放宽。

结构平面端部构件最大侧移，不得超过质心侧移的1.3倍。

第 5.5.3 条　高层建筑钢结构的第二阶段抗震设计，应满足下列要求：

一、结构层间侧移不得超过层高的1/70；

二、结构层间侧移延性比不得大于表5.5.3的规定。

结构层间侧移延性比　　表 5.5.3

结构类别	层间侧移延性比
钢框架	3.5
偏心支撑框架	3.0
中心支撑框架	2.5
有混凝土剪力墙的钢框架	2.0

中国建筑资讯网 www.chinaaec.com

第六章　钢构件设计

第一节　梁

第 6.1.1 条　梁的抗弯强度应按下列公式计算：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leqslant f \tag{6.1.1}$$

式中　M_x——梁对 x 轴的弯矩设计值；

W_{nx}——梁对 x 轴的净截面抵抗矩；

γ_x——截面塑性发展系数，非抗震设防时按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)的规定采用，抗震设防时宜取 1.0。

f——钢材强度设计值，抗震设防时应按本规程第 5.5.2 条的规定除以 γ_{RE}。

第 6.1.2 条　梁的稳定，除设置刚性铺板情况外，应按下列公式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leqslant f \tag{6.1.2}$$

式中　W_x——梁的毛截面抵抗矩(单轴对称者以受压翼缘为准)；

φ_b——梁的整体稳定系数，按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)的规定确定。当梁在端部仅以腹板与柱(或主梁)相连时，φ_b(或当 $\varphi_b > 0.6$ 时的 φ_b)应乘以降低系数 0.85；

f——钢材强度设计值，抗震设防时应按本规程第 5.5.2 条的规定除以 γ_{RE}。

第 6.1.3 条　当梁上设有符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)中规定的整体铺板时，可不计算整体稳定性。钢筋混

中国建筑书网 www.sinasc.com

凝土楼板及在压型钢板上现浇混凝土的楼板，都可视为刚性铺板。单纯压型钢板当有充分依据时方可视为刚性铺板。

第 6.1.4 条 梁设有侧向支撑体系，并符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)规定的受压翼缘自由长度与其宽度之比的限值时，可不计算整体稳定。按 7 度及以上抗震设防的高层建筑，梁受压翼缘在支撑连接点间的长度与其宽度之比，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)关于塑性设计时的长细比要求。在罕遇地震作用下可能出现塑性铰处，梁的上下翼缘均应设支撑点。

第 6.1.5 条 在主平面内受弯的实腹构件，其抗剪强度应按下列公式计算：

$$\tau=\frac{VS}{It_w}\leqslant f_v \qquad (6.1.5)$$

框架梁端部截面的抗剪强度，应按下列公式计算：

$$\tau=V/A_{wn}\leqslant f_v$$

式中 V——计算截面沿腹板平面作用的剪力；

S——计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩；

I——毛截面惯性矩；

t_w——腹板厚度；

A_{wn}——扣除扇形切角和螺栓孔后的腹板受剪面积；

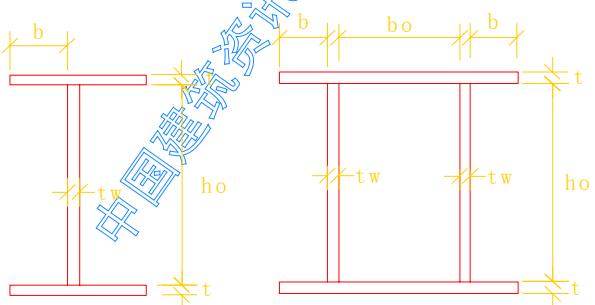


图 6.1.6 钢梁的截面

第 6.1.6 条 按 7 度及以上抗震设防的高层建筑，其抗侧力

中国建筑设计网 www.cinaec.com

框架的梁中可能出现塑性铰的区段，板件宽厚比不应超过表 6.1.6 规定的限值(见图 6.1.6)。

框架梁板件宽厚比限值　　表 6.1.6

板　　件	7 度及以上	6 度和非抗震设防
工字形梁和箱形梁翼缘悬伸部分 b/t	9	11
工字形梁和箱形梁腹板 h_0/t_w	$72-100\frac{N}{Af}$	$85-120\frac{N}{Af}$
箱形梁翼缘在两腹板之间的部分 b_0/t	30	36

注：1. 表中，N 为梁的轴向力，A 为梁的截面面积，f 为梁的钢材强度设计值；

2. 表列值适用于 $f_y=235\text{N/mm}^2$ 的 Q235 钢，当钢材为其他牌号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$。

第 6.1.7 条　当在多遇地震作用下进行构件承载力计算时，托柱梁的内力应乘以增大系数，增大系数不得小于 1.5。

第二节　轴心受压柱

第 6.2.1 条　轴心受压柱的稳定性应按下式计算：

$$\frac{N}{\varphi A}\leqslant f \qquad (6.2.1)$$

式中　N——压力的设计值；

A——柱的毛截面面积；

φ——轴心受压构件稳定系数，当柱的板件厚度不超过 40mm 时，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)采用，超过 40mm 者，按本规程第 6.2.2 条取用；

f——钢材强度设计值，抗震设防时应按本规程第 5.5.2 条的规定除以 γ_{RE}。

第 6.2.2 条　轴心受压柱板件厚度超过 40mm 者，稳定系数

中国建筑设计院 www.jnoae.com

φ应按表 6.2.2 规定的类别取值。其中，b，c 类截面的稳定系数 φ，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)附表 3.2～3.3 和附表 3.5～3.6 取值。d 类截面的稳定系数 φ，应根据正则化长细比 λ_n 由下列公式计算，或由本规程附录三的附表 3.1 查得。

$$\lambda_n=\frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_y}{E}} \tag{6.2.2-1}$$

当 $\lambda_n\leqslant 0.215$ 时，$\varphi=1-\alpha_1\lambda_n^2$ (6.2.2-2)

当 $\lambda_n>0.215$ 时，

$$\varphi=\frac{1}{2\lambda_n^2}\left[(\alpha_2+\alpha_3\lambda_n+\lambda^2)-\sqrt{(\alpha_2+\alpha_3\lambda_n+\lambda_n^2)^2-4\lambda_n^2}\right] \tag{6.2.2-3}$$

式中 α_1、α_2、α_3——系数。

$\alpha_1=2.165$

α_2、α_3 的取值应符合下列规定：

当 $0.215<\lambda_n\leqslant 0.6$ 时，$\alpha_2=0.874$，$\alpha_3=1.081$

当 $\lambda_n>0.6$ 时，$\alpha_2=1.377$，$\alpha_3=0.242$

厚壁构件稳定系数 φ 的类别　　表 6.2.2

构件类别			φ_x	φ_y
轧制 H 型钢 ($b/h>0.8$)		$40<t\leqslant 80$	b	c
		$t>80$	c	d
焊接 H 型钢	焰割板	$t\geqslant 40$	b	b
	轧制板	$t\geqslant 40$	c	d
焊接箱型截面		$b/t\geqslant 20$	b	b
		$b/t<20$	c	c

第 6.2.3 条　轴心受压柱的板件宽厚比，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 5.4.1 至第 5.4.5 条的规定。

第 6.2.4 条　轴心受压柱的长细比不宜大于 120。

中国建筑信息网 www.cinaec.com

第三节　框　架　柱

第 6.3.1 条　与梁刚性连接并参与承受水平作用的框架柱，应按本规程第五章计算内力，并应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第五章有关规定及本节的各项规定，计算其强度和稳定性。

在罕遇地震作用下，柱截面应能满足本规程第 5.5.3 条规定的第二阶段抗震设计的要求。

第 6.3.2 条　框架柱的计算长度，应按下列规定计算：

一、当计算框架柱在重力作用下的稳定性时，纯框架体系柱的计算长度应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)附表 4.2(有侧移)的 μ 系数确定；有支撑和(或)剪力墙的体系当符合第 5.2.11 条规定时，框架柱的计算长度应按现行《钢结构设计规范》(GBJ 17)附表 4.1(无侧移)的 μ 系数确定。

其计算长度系数亦可采用下列近似公式计算：

1. 有侧移时

$$\mu=\sqrt{\frac{1.6+4(K_1+K_2)+7.5K_1K_2}{K_1+K_2+7.5K_1K_2}} \qquad (6.3.2\text{-}1)$$

2. 无侧移时

$$\mu=\frac{3+1.4(K_1+K_2)+0.64K_1K_2}{3+2(K_1+K_2)+1.28K_1K_2} \qquad (6.3.2\text{-}2)$$

式中　K_1、K_2——分别为交于柱上、下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。

二、当计算在重力和风力或多遇地震作用组合下的稳定性时，有支撑和(或)剪力墙的结构，在层间位移满足本规程第 5.5.2 条第二款要求的条件下，柱计算长度系数可取 1.0。若纯框架体系层间位移小于 $0.001h$(h 为楼层层高)时，也可按公式(6.3.2-2)计算柱的计算长度系数。

第 6.3.3 条　抗震设防的框架柱在框架的任一节点处，柱截面的塑性抵抗矩和梁截面的塑性抵抗矩宜满足下式的要求：

中国建筑资讯网 www.sinoacc.com

$$\sum W_{pc}(f_{yc}-N/A_c)\geqslant\sum W_{pb}f_{yb} \qquad (6.3.2\text{-}1)$$

式中 W_{pc}、W_{pb}——分别为计算平面内交汇于节点的柱和梁的截面塑性抵抗矩；

f_{yc}、f_{yb}——分别为柱和梁钢材的屈服强度；

N——按多遇地震作用组合得出的柱轴力；

A_c——框架柱的截面面积。

在罕遇地震作用下不可能出现塑性铰的部分，框架柱可按下式计算：

$$N\leqslant 0.6A_cf \qquad (6.3.2\text{-}2)$$

式中 f—柱钢材的抗压强度设计值，应按本规程第5.5.2条的规定除以γ_{RE}。

第6.3.4条 按7度及以上抗震设防的框架柱板件宽厚比，不应大于表6.3.4的规定，按6度抗震设防和非抗震设防的框架柱板件宽厚比，可按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第5.4.1条至第5.4.5条的规定采用。

框架柱板件宽厚比　　表6.3.4

板　件	7度	8度或9度
工字形柱翼缘悬伸部分	11	10
工字形柱腹板	43	43
箱形柱壁板	37	33

注：表列数值适用于$f_y=235N/mm^2$的Q235钢，当钢材为其他牌号时，应乘以$\sqrt{235/f_y}$。

第6.3.5条 在柱与梁连接处，柱应设置与上下翼缘位置对应的加劲肋。按7度及以上抗震设防的结构，工字形截面柱和箱截面柱腹板在节点域范围的稳定性，应符合下列要求：

$$t_{wc}\geqslant\frac{h_{0b}+h_{0c}}{90} \qquad (6.3.5)$$

式中 t_{wc}——柱在节点域的腹板厚度，当为箱形柱时仍取一块腹板的厚度；

中国建筑结构网 www.sjgcs.com

h_{0b}——梁腹板高度；

h_{0c}——柱腹板高度。

第 6.3.6 条 按 7 度及以上抗震设防的结构，柱长细比不宜大于 $60\sqrt{235/f_y}$。按 6 度抗震设防和非抗震设防的结构，柱长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$。f_y 以 N/mm^2 为单位。

第 6.3.7 条 在多遇地震下进行构件承载力计算时，承托钢筋混凝土抗震墙的钢框架柱由地震作用产生的内力，应乘以增大系数，增大系数可取 1.5。

第四节 中 心 支 撑

第 6.4.1 条 高层建筑钢结构的中心支撑宜采用：十字交叉斜杆(图 6.4.1-1*a*)，单斜杆(图 6.4.1-1*b*)，人字形斜杆(图 6.4.1-1*c*)或 V 形斜杆体系。抗震设防的结构不得采用 K 形斜杆体系

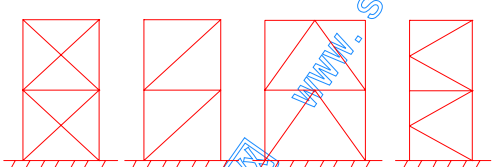


图 6.4.1.1-1 中心支撑类型

(图6.4.1-1*d*)。当采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设不同倾斜方向的两组单斜杆(图 6.4.1-2)，且每层中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。

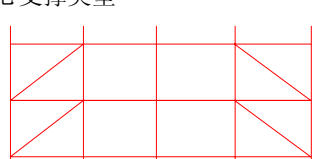


图 6.4.1-2 单斜杆支撑的布置

第 6.4.2 条 非抗震设防建筑中的中心支撑，当按只能受拉的杆件设计时，其长细比不应大于 $300\sqrt{235/f_y}$；当按既能受拉又

www.sinoec.com

能受压的杆件设计时，其长细比不应大于 $150\sqrt{235/f_y}$。

抗震设防建筑中的支撑杆件长细比，当按 6 度或 7 度抗震设防时不得大于 $120\sqrt{235/f_y}$；按 8 度抗震设防时不得大于 $80\sqrt{235/f_y}$；按 9 度抗震设防时不得大于 $40\sqrt{235/f_y}$。f_y 以 N/mm^2 为单位。

第 6.4.3 条 按 7 度及以上抗震设防的结构，支撑斜杆的板件宽厚比，当板件为一边简支一边自由时不得大于 $8\sqrt{235/f_y}$；当板件为两边简支时不得大于 $25\sqrt{235/f_y}$。f_y 以 N/mm^2 为单位。按 6 度抗震设防和非抗震设防时，支撑斜杆板件宽厚比可按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第五章第四节的规定采用。

支撑斜杆宜采用双轴对称截面。当采用单轴对称截面时(例如双角钢组合 T 形截面)，应采取防止绕对称轴屈曲的构造措施。

第 6.4.4 条 在初步设计阶段计算支撑杆件所受内力时，可按下列要求计算附加效应：

一、在重力和水平力(风荷载或多遇地震作用)下，支撑除作为竖向桁架的斜杆承受水平荷载引起的剪力外，还承受水平位移和重力荷载产生的附加弯曲效应。人字形和 V 形支撑尚应考虑支撑跨梁传来的楼面垂直荷载。楼层附加剪力可按下式计算：

$$V_i = 1.2\frac{\triangle u_i}{h_i}\sum G_i \qquad (6.4.4\text{-}1)$$

式中 h_i——计算楼层的高度；

$\sum G_i$——计算楼层以上的全部重力；

$\triangle u_i$——计算楼层的层间位移。

人字形和 V 形支撑尚应考虑支撑跨梁传来的楼面垂直荷载。

二、对于十字交叉支撑、人字形支撑和 V 形支撑的斜杆，尚应计入柱在重力下的弹性压缩变形在斜杆中引起的附加压应力。附加压应力可按下式计算：

对十字交叉支撑的斜杆

中国建筑设计网 www.sjcad.com

$$\triangle\sigma_{br}=\frac{\sigma_c}{\left(\frac{l_{br}}{h}\right)^2+\frac{h}{l_{br}}\cdot\frac{A_{br}}{A_c}+2\frac{b^3}{l_{br}h^2}\cdot\frac{A_{br}}{A_b}} \tag{6.4.4-2}$$

对于人字形和V形支撑的斜杆

$$\triangle\sigma_{br}=\frac{\sigma_c}{\left(\frac{l_{br}}{h}\right)^2+\frac{b^3}{24l_{br}}\cdot\frac{A_{br}}{I_b}} \tag{6.4.4-3}$$

式中 σ_c——斜杆端部连接固定后，该楼层以上各层增加的恒荷载和活荷载产生的柱压应力；

l_{br}——支撑斜杆长度；

b、I_b、h——分别为支撑跨梁的长度、绕水平主轴的惯性矩和楼层高度；

A_{br}、A_c、A_b——分别为计算楼层的支撑斜杆、支撑跨的柱和梁的截面面积。

第6.4.5条 在多遇地震效应组合作用下，人字形支撑和V形支撑的斜杆内力应乘以增大系数1.5，十字交叉支撑和单斜杆支撑的斜杆内力应乘以增大系数1.3。

第6.4.6条 在多遇地震作用效应组合下，支撑斜杆的受压验算按下列公式计算：

$$\frac{N}{\varphi A_{br}}\leqslant\eta f \tag{6.4.6-1}$$

$$\eta=\frac{1}{1+0.35\lambda_n} \tag{6.4.6-2}$$

$$\lambda_n=\frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_y}{E}} \tag{6.4.6-3}$$

式中 η——受循环荷载时的设计强度降低系数；

λ_n——支撑斜杆的正则化长细比；

f——钢材强度设计值，应按本规程第5.5.2条的规定除以γ_{RE}。

第6.4.7条 与支撑一起组成支撑系统的横梁、柱及其连接，应具有承受支撑斜杆传来内力的能力。与人字支撑、V形支撑相

中国建筑设计院网 www.sinoaec.com

交的横梁，在柱间的支撑连接处应保持连续。在计算人字形支撑体系中的横梁截面时，尚应满足在不考虑支撑的支点作用情况下按简支梁跨中承受竖向集中荷载时的承载力。

第 6.4.8 条 按 7 度及以上抗震设防的结构，当支撑为填板连接的双肢组合构件时，肢件在填板间的长细比不应大于构件最大长细比的 1/2，且不应大于 40。

第 6.4.9 条 按 8 度及以上抗震设防的结构，可以采用带有消能装置的中心支撑体系。此时，支撑斜杆的承载力应为消能装置滑动或屈服时承载力的 1.5 倍。

第五节 偏心支撑

第 6.5.1 条 偏心支撑框架中的支撑斜杆，应至少在一端与梁连接(不在柱节点处)，另一端可连接在梁与柱相交处，或在偏离另一支撑的连接点与梁连接，并在支撑与柱之间或在支撑与支撑之间形成耗能梁段(图 6.5.1)。

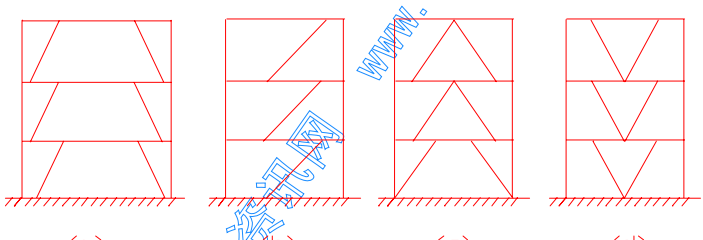


图 6.5.1 偏心支撑框架

(a) 门架式；(b) 单斜杆式；(c) 人字形；(d) V 字形

第 6.5.2 条 耗能梁段的塑性受剪承载力 V_p 和塑性受弯承载力 M_p，以及梁段承受轴向力时的全塑性受弯承载力 M_{pc}，应分别按下式计算：

$$V_p = 0.58 f_y h_0 t_w \qquad (6.5.2\text{-}1)$$

$$M_p = W_p f_y \qquad (6.5.2\text{-}2)$$

$$M_{pc} = W_p (f_y - \sigma_N) \qquad (6.5.2\text{-}3)$$

中国建筑设计网 www.sinaacc.com

式中 h_0——梁段腹板计算高度；

t_w——梁段腹板厚度；

W_p——梁段截面的塑性抵抗矩；

σ_N——轴力产生的梁段翼缘平均正应力。

第 6.5.3 条 耗能梁段轴向力产生的梁段翼缘平均正应力 σ_N，应按下式计算：

一、耗能梁段净长 $a<2.2M_p/V_p$ 时

$$\sigma_N=\frac{V_p}{V_{lb}}\cdot\frac{N_{lb}}{2b_ft_f} \tag{6.5.3-1}$$

二、耗能梁段净长 $a\geqslant 2.2M_p/V_p$ 时

$$\sigma_N=\frac{N_{lb}}{A_{lb}} \tag{6.5.3-2}$$

式中 V_{lb}、N_{lb}——分别为梁段的剪力设计值和轴力设计值；

b_f——梁段翼缘宽度；

t_f——梁段翼缘厚度；

A_{lb}——梁段截面面积。

当 $\sigma_N<0.15f_y$ 时，取 $\sigma_N=0$。

第 6.5.4 条 耗能梁段宜设计成剪切屈服型，当其与柱连接时，不应设计成弯曲屈服型。耗能梁段的净长 a 符合下式者为剪切屈服型，不符合者为弯曲屈服型。

$$a\leqslant 1.6M_p/V_p \tag{6.5.4}$$

第 6.5.5 条 耗能梁段的截面宜与同一跨内框架梁相同，在多遇地震作用效应组合下，其强度应符合下列要求：

一、耗能梁段净长 $a<2.2M_p/V_p$ 时

1. 其腹板强度应按下式计算：

$$\frac{V_{lb}}{0.8\times 0.58h_0t_w}\leqslant f \tag{6.5.5-1}$$

2. 其翼缘强度应按下式计算：

$$\left(\frac{M_{lb}}{h_{lb}}+\frac{N_{lb}}{2}\right)\frac{1}{b_ft_f}\leqslant f \tag{6.5.5-2}$$

中国建筑设计院网 www.sinoaec.com

二、耗能梁段净长 $a \geqslant 2.2M_p/V_p$ 时

1. 其腹板强度应按式(6.5.5-1)计算：

2. 其翼缘强度应按下式计算：

$$\frac{M_{lb}}{W}+\frac{N_{lb}}{A_{lb}} \leqslant f \tag{6.5.5-3}$$

式中 M_{lb}——耗能梁段的弯矩设计值；

W——梁段截面抵抗矩；

f——钢材的强度设计值，应按本规程第 5.5.2 条的规定除以 γ_{RE}。

第 6.5.6 条 偏心支撑斜杆的承载力应按下式计算：

$$\frac{N_{br}}{\varphi A_{br}} \leqslant f \tag{6.5.6-1}$$

$$N_{br}=1.6\frac{V_p}{V_{lb}}N_{br,com} \tag{6.5.6-2a}$$

$$N_{br}=1.6\frac{M_{pc}}{M_{lb}}N_{br,com} \tag{6.5.6-2b}$$

式中 A_{br}——支撑截面面积；

φ——由支撑长细比确定的轴心受压构件稳定系数；

N_{br}——支撑轴力设计值，取公式(6.5.6-2a)和(6.5.6-2b)中之较小值；

$N_{br,com}$——在跨间梁的竖向荷载和水平作用最不利组合下的支撑轴力；

f——钢材的强度设计值，应按本规程第 5.2.2 条的规定除以 γ_{RE}。

第 6.5.7 条 偏心支撑框架柱的承载力，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第五章的有关规定计算，抗震计算时，钢材强度设计值应按本规程第 5.5.2 条除以 γ_{RE}。计算承载力时

一、其弯矩设计值 M_c 应按下列公式计算，并取其较小值：

$$M_c=2.0\frac{V_p}{V_{lb}}M_{c,com} \tag{6.5.7-1}$$

中国建筑设计网 www.sinoaec.com

$$M_c = 2.0\frac{M_{pc}}{M_{lb}}M_{c,com} \qquad (6.5.7\text{-}2)$$

二、其轴力设计值 N_c 应按下列公式计算，并取其较小值：

$$N_c = 2.0\frac{V_p}{V_{lb}}N_{c,com} \qquad (6.5.7\text{-}3)$$

$$N_c = 2.0\frac{M_{pc}}{M_{lb}}N_{c,com} \qquad (6.5.7\text{-}4)$$

式中 $M_{c,com}$、$N_{c,com}$——分别为竖向和水平作用最不利组合下的柱弯矩和轴力。

第 6.5.8 条 耗能梁段腹板不得加焊贴板提高强度，也不得在腹板上开洞，并应符合下列规定：

一、翼缘板自由外伸宽度 b_1 与其厚度 t_f 之比，应符合下式要求：

$$b_1/t_f = 8\sqrt{235/f_y} \qquad (6.5.8\text{-}1)$$

二、腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w 之比，应符合下式要求：

$$h_0/t_w = \left(72 - 100\frac{N_{lb}}{A_{lb}f}\right)\sqrt{235/f_y} \qquad (6.5.8\text{-}2)$$

式中 A_{lb}——耗能梁段的截面面积。

第 6.5.9 条 高层钢结构采用偏心支撑框架时，顶层可不设耗能梁段。在设置偏心支撑的框架跨，当首层的弹性承载力为其余各层承载力的 1.5 倍及以上时，首层可采用中心支撑。

第六节 其他抗侧力构件

第 6.6.1 条 钢板剪力墙的计算，应按本规程附录四的规定进行。

第 6.6.2 条 内藏钢板支撑剪力墙的设计，应按本规程附录五的规定进行。

第 6.6.3 条 带竖缝混凝土剪力墙板的设计，应按本规程附录六的规定进行。

中国建筑学会网 www.s.noaec.com

第七章　组　合　楼　盖

第一节　一　般　要　求

第 7.1.1 条　组合梁混凝土翼板的有效宽度 b_{ce}，应按下列公式计算，并应取其中的最小值。

$$b_{ce}=l_0/3 \qquad (7.1.1\text{-}1)$$

$$b_{ce}=b_0+12h_c \qquad (7.1.1\text{-}2)$$

$$b_{ce}=b_0+b_{c1}+b_{c2} \qquad (7.1.1\text{-}3)$$

式中　l_0——钢梁计算跨度；

b_0——钢梁上翼缘宽度；

h_c——混凝土翼板计算厚度；

b_{c1}、b_{c2}——相邻钢梁间净距 s_n 的 1/2，b_{c1} 尚不应超过混凝土翼板实际外伸长度 s_1（图 7.1.1）。

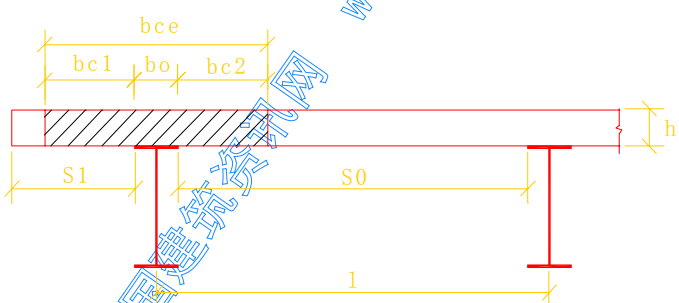


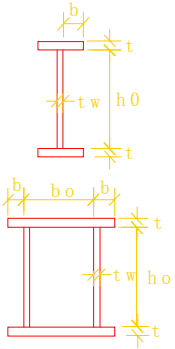
图 7.1.1　组合梁混凝土翼板的有效宽度

第 7.1.2 条　组合梁的塑性中和轴通过钢梁截面时，钢梁翼缘及腹板的板件宽厚比应符合表 7.1.2 的要求。

第 7.1.3 条　连续组合梁采用塑性内力重分布法进行分析时，应符合下列条件：

www.sinoaec.com 中国建筑资讯网

塑性设计时钢梁翼缘及腹板的板件宽厚比　　表 7.1.2

截面形式	翼　缘	腹　板
	$\frac{b}{t}\leqslant 9\sqrt{235/f_y}$ $\frac{b_0}{t}\leqslant 30\sqrt{235/f_y}$	当$\frac{A_s f_{sy}}{A_f}<0.37$时 $\frac{h_0}{t_w}\leqslant\left(72-100\frac{A_s f_{sy}}{Af}\right)\sqrt{235/f_y}$ 当$\frac{A_s f_{sy}}{Af}\geqslant 0.37$时 $\frac{h_0}{t_w}\leqslant 35\sqrt{235/f_y}$

注：表中　A_s——负弯矩截面中钢筋的截面面积；

f_{sy}——钢筋强度设计值；

A——钢梁截面面积；

f_y——钢材屈服强度；

f——塑性设计时钢梁钢材的抗拉、抗压、抗弯强度设计值，按现行国家标准《钢结构设计规范》(BGJ 17)第 9.1.3 条的规定乘以折减系数 0.9。

一、相邻两跨跨度之差不大于短跨的 45%；

二、边跨跨度不小于邻跨的 70%，也不大于邻跨的 115%；

三、在每跨的 1/5 范围内，集中作用的荷载不大于该跨总荷载的一半；

四、内力合力与外荷载保持平衡；

五、中间支座截面材料总强度比 γ 小于 0.5，且大于 0.15。此处，$\gamma=A_s f_{sy}/Af$；

六、内力调幅不超过 25%。

第 7.1.4 条　连续组合梁采用弹性分析时，应符合下列规定：

一、不计入负弯矩区段内受拉开裂的混凝土翼板对刚度的影响；

中国建筑学习网 www.sinoaec.com

二、在正弯矩区段，换算截面应根据短期或长期荷载采用相应的刚度；

三、负弯矩区受拉开裂的翼板长度，可按试算法确定。

第 7.1.5 条 按弹性分析时，应将受压混凝土翼板的有效宽度 b_{ce} 折算成与钢材等效的换算宽度 b_{eq}，构成单质的换算截面(图 7.1.5)。

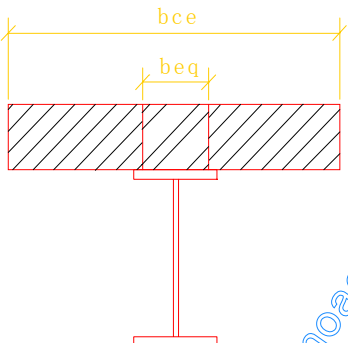


图 7.1.5 组合梁的换算截面

一、荷载短期效应组合

$$b_{eq}=b_{ce}/\alpha_E \qquad (7.1.5\text{-}1)$$

二、荷载长期效应组合

$$b_{eq}=b_{ce}/2\alpha_E \qquad (7.1.5\text{-}2)$$

式中 b_{eq}——混凝土翼板的换算宽度；

b_{ce}——混凝土翼板的有效宽度，应按第 7.1.1 条的规定确定；

α_E——钢材弹性模量对混凝土弹性模量的比值。

第 7.1.6 条 组合梁混凝土翼板的计算厚度，应符合下列规定：

一、普通钢筋混凝土翼板的计算厚度，应取原厚度 h_0(见图 7.1.1)；

二、带压型钢板的混凝土翼板计算厚度，取压型钢板顶面以上的混凝土厚度 h_c(见图 7.3.3)；

中国建筑设计网 www.sinoaec.com

第 7.1.7 条　设计组合楼板时，应符合下列要求：

一、施工阶段，应对作为浇注混凝土底模的压型钢板进行强度和变形验算。此时，应考虑以下荷载：

1. 永久荷载，包括压型钢板、钢筋和混凝土的自重；

2. 可变荷载，包括施工荷载和附加荷载。当有过量冲击、混凝土堆放、管线和泵的荷载时，应增加附加荷载。

二、使用阶段，应对组合楼板在全部荷载作用下的强度和变形进行验算。

第 7.1.8 条　当压型钢板跨中挠度 w 大于 20mm 时，确定混凝土自重应考虑挠曲效应，在全跨增加混凝土厚度 $0.7w$，或增设临时支撑。

第 7.1.9 条　在局部荷载下，组合板的有效工作宽度 b_{ef}（图 7.1.9）不得大于按下列公式计算的值：

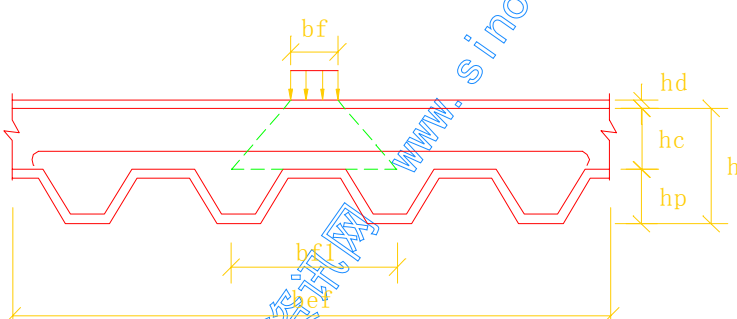


图 7.1.9　集中荷载分布的有效宽度

一、抗弯计算时

简支板　　$b_{ef}=b_{fl}+2l_p(1-l_p/l)$　　(7.1.9-1)

连续板　　$b_{ef}=b_{fl}+[4l_p(1-l_p/l)]/3$　　(7.1.9-2)

二、抗剪计算时

$$b_{ef}=b_{fl}+l_p(1-l_p/l)\qquad(7.1.9-3)$$

$$b_{fl}=b_f+2(h_c+h_d)\qquad(7.1.9-4)$$

式中　l——组合板跨度；

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

l_p——荷载作用点到组合楼板较近支座的距离；

b_{ef}——集中荷载在组合板中的分布宽度；

b_f——荷载宽度；

h_c——压型钢板顶面以上的混凝土计算厚度；

h_d——地板饰面层厚度。

第 7.1.10 条 在施工阶段，压型钢板作为浇注混凝土的模板，应采用弹性方法计算。强边(顺肋)方向的正、负弯矩和挠度应按单向板计算，弱边方向不计算。

第 7.1.11 条 在使用阶段，当压型钢板上的混凝土厚度为 50mm 至 100mm 时，宜符合下列规定：

一、组合板强边(顺肋)方向的正弯矩和挠度，按承受全部荷载的简支单向板计算；

二、强边方向负弯矩按固端板取值；

三、不考虑弱边(垂直肋)方向的正负弯矩。

第 7.1.12 条 当压型钢板上的混凝土厚度大于 100mm 时，板的挠度应按强边方向的简支单向板计算，板的承载力应按下列规定计算：

当 $0.5<\lambda_e<2.0$ 时，应按双向板计算；

当 $\lambda_e\leqslant 0.5$ 或 $\lambda_e\geqslant 2.0$ 时，应按单向板计算。

$$\lambda_e=\mu l_x/l_y \qquad (7.1.12)$$

式中 μ——板的受力异向性系数，$\mu=(I_x/I_y)^{1/4}$；

l_x——组合板强边(顺肋)方向的跨度；

l_y——组合板弱边(垂直肋)方向的跨度；

I_x、I_y——分别为组合板强边和弱边方向的截面惯性矩(计算 I_y 时只考虑压型钢板顶面以上的混凝土厚度 h_c)。

第二节 组合梁设计

第 7.2.1 条 符合本规程第 7.1.2 条的组合梁，且混凝土翼板与钢构件完全抗剪连接时，其截面抗弯承载力可根据下列假定计算：

中国建筑设计网 www.chinaaec.com

一、在混凝土翼板的有效宽度内，纵向钢筋和钢梁受拉及受压应力均达到强度设计值；

二、塑性中和轴受拉侧的混凝土强度设计值可忽略不计；

三、塑性中和轴受压区的混凝土截面均匀受压，并达到弯曲抗压强度设计值。

第 7.2.2 条 组合梁正截面受弯承载力，应按下列公式计算：

一、正弯矩作用时

1. 当 $Af \leqslant b_{ce}h_c f_{cm}$ 时(图 7.2.2-1)，塑性中和轴位于混凝土受压翼板内，为第一类截面

$$M \leqslant b_{ce}x f_{cm}y \tag{7.2.2-1}$$

$$x = Af/b_{ce}f_{cm} \tag{7.2.2-2}$$

式中 x——组合梁截面塑性中和轴至混凝土翼板顶面的距离，按(7.2.2-2)式计算；

M——全部荷载产生的弯矩

A——钢梁截面面积；

y——钢梁截面应力合力至混凝土受压区应力合力之间的距离；

f——塑性设计时钢梁钢材的抗拉、抗压、抗弯强度设计值，按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 9.1.3 条的规定乘以 0.9；

h_c——混凝土翼板计算厚度；

f_{cm}——混凝土弯曲抗压强度设计值；

b_{ce}——混凝土翼板的有效宽度。

2. 当 $Af > b_{ce}h_c f_{cm}$(图 7.2..2-2)，塑性中和轴在钢梁截面内，为第二类截面

$$M \leqslant b_{ce}h_c f_{cm}y + A_c f_{y1} \tag{7.2.2-3}$$

式中 A_c——钢梁受压区截面面积，按下式计算：

$$A_c = 0.5(A - b_{ce}h_c f_{cm}/f) \tag{7.2.2-4}$$

y——钢梁受拉区截面应力合力至混凝土翼板截面应力合力之间的距离；

中国建筑设计网 www.sinoaec.com

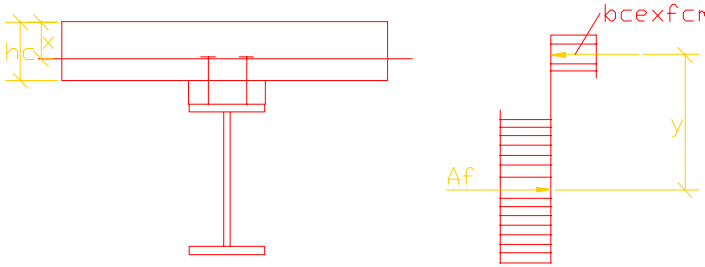


图 7.2.2-1　第一类截面和计算简图

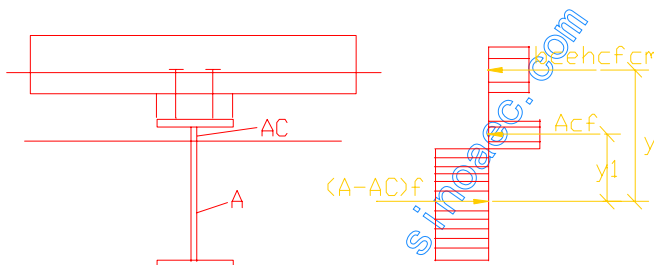


图 7.2.2-2　第二类截面和计算简图

y_1——钢梁受拉区截面应力合力至钢梁受压区截面应力合力之间的距离；

其他符合意义同前。

二、负弯矩作用时(图 7.2.2-3)

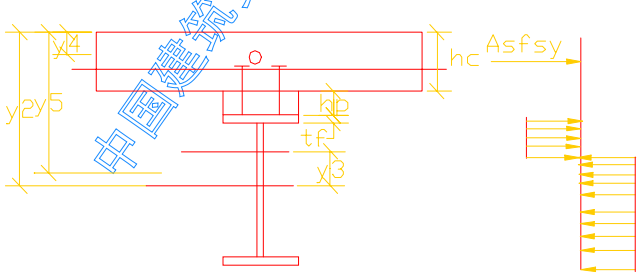


图 7.2.2-3　负弯矩时组合梁截面和计算简图

中国建筑设计资讯网 www.sinoasc.com

$$M \leqslant M_p + A_s f_{sy}(y_5 - y_4) \qquad (7.2.2\text{-}5)$$

$$y_5 = y_2 - y_3/2 \geqslant h_c + h_p + t_f \qquad (7.2.2\text{-}6)$$

式中 M_p——钢梁截面的全塑性受弯承载力，取 $0.9W_p f$，f 为钢材强度设计值；

y_2——钢梁截面重心至混凝土翼板顶面的距离；

y_3——钢梁截面重心至整个截面塑性中和轴的距离，$y_3 = A_s f_{sy}/(2t_w f)$；

A_s——翼板有效宽度范围内钢筋截面面积；

f_{sy}——钢筋抗拉强度设计值；

y_4——钢筋截面重心至混凝土翼板顶面的距离；

t_f、t_w——分别为钢梁上翼缘厚度及腹板厚度；

y_5——y_2 与 $y_3/2$ 的差值；

h_p——压型钢板高度。

第 7.2.3 条 组合梁截面的全部剪力假定由钢梁腹板承受，其受剪承载力应按下式计算：

$$V \leqslant h_w t_w f_v \qquad (7.2.3)$$

式中 h_w、t_w——分别为钢梁腹板的高度和厚度；

f_v——塑性设计时钢梁钢材的抗剪强度设计值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 9.1.3 条的规定乘以 0.9。

第 7.2.4 条 采用塑性设计法计算组合梁的承载力时，遇有下列情况之一者可不计入弯矩与剪力的相互影响：

一、受正弯矩的组合梁截面；

二、截面材料总强度比 $\gamma \geqslant 0.15$ 的负弯矩截面，其中 $\gamma = A_s f_{sy}/(Af)$；此外，f 为塑性设计时钢梁材料的抗拉、抗压、抗弯强度设计值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 9.1.3 条的规定乘以 0.9。

第 7.2.5 条 当组合梁进行连接的计算时，应以支座点、变矩绝对值最大点和零弯矩点为界限，划分为若干剪跨区(图 7.2.5)。

中国建筑设计资讯网 www.sinaec.com

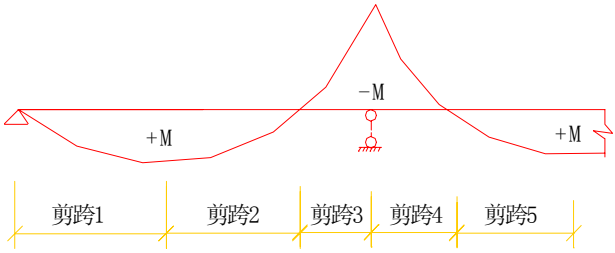


图 7.2.5　组合梁剪跨区段的划分

第 7.2.6 条　每个剪跨区段内所配置的剪力连接件的总数，可按下式计算：

$$n = V / N_v^s \qquad (7.2.6)$$

剪力键可均匀分布于该剪跨区段内。当剪跨区内有较大集中力作用时，可将连接件总数按各剪力区段的剪力图面积分配，然后各自均匀布置(图 7.2.6)。

式中　V——每个剪跨区内，混凝土与钢梁叠合面上的纵向剪力；

N_v^s——每个剪力连接件的受剪承载力设计值。

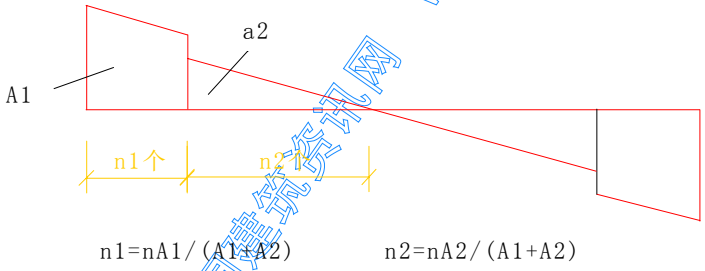


图 7.2.6　集中力作用时剪力连接件的布置

第 7.2.7 条　每个剪跨区段内，混凝土与钢梁叠合面上的纵向剪力 V 可按下列公式计算：

一、正弯矩区剪跨段(图 7.2.5 中的 1、2、5 剪跨段)

1. 当塑性中和轴位于混凝土翼板内时

$$V = Af \qquad (7.2.7\text{-}1)$$

中国建筑资讯网 www.cs.noacc.com

2. 当塑性中和轴位于钢梁时

$$V = b_{ce} h_c f_{cm} \qquad (7.2.7\text{-}2)$$

式中 f——塑性设计时钢梁钢材的抗拉、抗压、抗弯强度设计值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 9.1.3 条的规定乘以 0.9。

二、负弯矩区剪跨段(图 7.2.5 中的 3、4 剪跨段)

$$V = A_s f_{sy} \qquad (7.2.7\text{-}3)$$

第 7.2.8 条 栓钉剪力连接件的受剪承载力，应符合下列规定：

一、受剪承载力设计值 N_v^s，应按下式计算：

$$N_v^s = 0.43 A_{st} \sqrt{E_c f_c} \qquad (7.2.8\text{-}1)$$

且

$$N_v^s \leqslant 0.7 A_{st} f_u \qquad (7.2.8\text{-}2)$$

式中 A_{st}——栓钉钉杆截面面积；

f_u——栓钉钢材的极限抗拉强度最小值；

E_c——混凝土弹性模量；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值。

二、栓钉的受剪承载力设计值 N_v^s，遇下列情况之一时应予折减：

1. 位于连续梁中间支座上负弯矩段时，应乘以折减系数 0.93；

2. 位于悬臂梁负弯矩区段时，应乘以折减系数 0.8。

第 7.2.9 条 带压型钢板的混凝土楼板与钢梁组成的组合梁，其叠合面上的栓钉连接件受剪承载力设计值 N_v^s，遇下列情况之一时应予以折减：

一、压型钢板肋与钢梁平行时(图 7.2.9a)，应乘以折减系数 η。折减系数 η 应按下式计算：

$$\eta = 0.6 \frac{b}{h_p} \cdot \frac{h_s - h_p}{h_p}$$

且

$$\eta \leqslant 1 \qquad (7.2.9\text{-}1)$$

中国建筑设计网 www.sinoaec.com

二、压型钢板肋与钢梁垂直时(图 7.2.9b),应乘以按下式计算的折减系数 η:

$$\eta=\frac{0.85}{\sqrt{n_0}}\cdot\frac{b}{h_p}\cdot\frac{h_s-h_p}{h_p} \tag{7.2.9-1}$$

且

$$\eta\leqslant 1 \tag{7.2.9-2}$$

式中 b——混凝土凸肋(压型钢板波槽)的宽度(图 7.2.9c、d);

h_p——压型钢板高度;

h_s——栓钉焊接后的高度,但不应大于 h_p+75mm;

n_0——组合梁截面上一个肋板中配置的栓钉总数,当栓钉数大于 3 个时,应仍取 3 个。

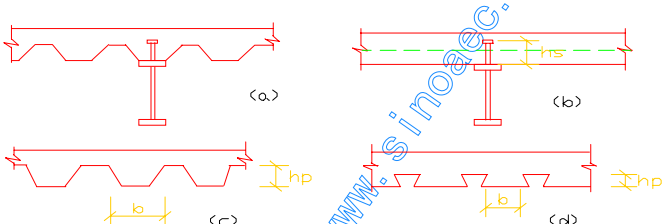


图 7.2.9 压型钢板楼盖及组合梁

(a) 肋平行于支承梁;(b) 肋垂直于支承梁;(c)、(d) 楼板剖面

第 7.2.10 条 当抗剪连接键的设置受构造等原因的影响不能满足本规程(7.2.6)式的要求时,可采用部分抗剪连接设计法。对于单跨简支梁,可采用简化塑性理论按下列假定计算:

一、在所计算截面左右两个剪跨内,取连接件受剪承载力设计值之和 nN_v^s 的较小者,作为混凝土翼板中的剪力;

二、剪力连接件全截面进入塑性状态;

三、钢梁与混凝土翼板间产生相对滑移,以致混凝土翼板与钢梁有各自的中和轴。

www.sinoaec.com 中国建筑资讯网

第 7.2.11 条　当组合梁承受静荷载且集中力不大时，可采用部分抗剪连接组合梁。其跨度不应超过 20m。当钢梁为等截面梁时，其配置的连接件数量 n_1 不得小于完全抗剪连接时的连接件数量 n 的 50%。

第 7.2.12 条　部分抗剪连接组合梁的受弯承载力 M_1，可按下式计算：

$$M_1 = M_p + (n_1/n)(M_{com} - M_p) \qquad (7.2.12)$$

式中　M_{com}——完全抗剪连接时组合梁正截面的受弯承载力；

M_p——钢梁的全塑性受弯承载力；

n_1——部分抗剪连接时剪跨区的连接件总数。

第 7.2.13 条　部分抗剪连接组合梁的挠度 w_1，可按下式计算：

$$w_1 = w_{com} + 0.5(w - w_{com})(1 - n_1/n) \qquad (7.2.13)$$

式中　w_{com}——完全抗剪连接组合梁的挠度；

w——全部荷载由钢梁承受时的挠度。

第 7.2.14 条　当进行组合梁的钢梁翼缘与混凝土翼板的纵向界面受剪承载力的计算时，应分别取包络连接件的纵向界面（图 7.2.14 界面 *b-b*）和混凝土翼板纵向界面（该图界面 *a-a*）。

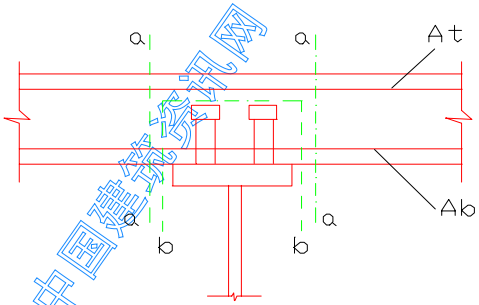


图 7.2-14　组合梁翼板纵向受剪界面

在纵向界面 *a-a* 和 *b-b* 上，单位长度上横向钢筋的计算面积 $A_{s,tr}$ 按下列公式计算。压型钢板肋与钢梁垂直的组合梁可不验算。

一、界面 *a-a*

中国建筑资讯网 www.sinoacc.com

$$A_{s,tr}=A_{sb}+A_{st} \qquad (7.2.14\text{-}1)$$

二、界面 b-b

$$A_{s,tr}=2A_{sb} \qquad (7.2.14\text{-}2)$$

式中 A_{sb}——在组合梁单位长度上，翼板底部钢筋的截面面积；

A_{st}——在组合梁单位长度上，翼板上部钢筋的截面面积。

第 7.2.15 条 在混凝土翼板纵向界面上，沿梁单位长度的剪力可按下列公式计算：

一、包络连接件的纵向界面

$$V_1=n_r N_v^s/s \qquad (7.2.15\text{-}1)$$

二、混凝土翼板纵向界面

$$V_1=\frac{n_r N_v^s}{s}\cdot\frac{b_{c1}}{b_{ce}} \qquad (7.2.15\text{-}2)$$

或

$$V_1=\frac{n_r N_v^s}{s}\cdot\frac{b_{c2}}{b_{ce}} \qquad (7.2.15\text{-}3)$$

式中 V_1——混凝土翼板单位梁长纵向界面剪力(N/mm)；

n_r——一排连接件的个数；

s——连接件纵向间距(mm)；

设计时，V_1 应取式(7.2.15-2)和(7.2.15-3)中之较大者。

第 7.2.16 条 混凝土翼板纵向界面的剪力，应符合下列公式的要求：

$$V_1\leqslant 0.9\xi u+0.7A_{s,tr}f_y \qquad (7.2.16\text{-}1)$$

且

$$V_1\leqslant 0.25uf_c \qquad (7.2.16\text{-}2)$$

式中 ξ——系数，取为 1N/mm²；

u——纵向受剪界面的周长(mm)，如图 7.2.14 所示；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值(N/mm²)；

$A_{s,tr}$——单位梁长纵向受剪界面上(图 7.2.14)与界面相交的横向钢筋截面积(mm²/mm)，按第 7.2.14 条的规定采用。

第 7.2.17 条 组合梁翼板的横向钢筋最小配筋量，应符合下式要求：

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

$$\frac{A_{s,tr}f_{sy}}{u}\geqslant 0.75(\mathrm{N/mm^2}) \qquad (7.2.17)$$

第 7.2.18 条 组合梁的挠度应按荷载短期和长期效应组合分别计算，刚度取值应符合本规程第 7.1.4 条和 7.1.5 条的要求，不得大于现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 3.3.2 条规定的容许值。

第 7.2.19 条 连续组合梁负弯矩区段内最大裂缝宽度 w_{cr}(mm)，可按下列公式计算。负弯矩区的开裂宽度，处于正常环境时不应大于 0.3mm，处于室内高湿度环境或露天时不应大于 0.2mm。

$$w_{cr}=2.7\psi\frac{\sigma_s}{E_{st}}\left(2.7c+0.1\frac{d}{\rho_{te}}\right)\nu \qquad (7.2.19\text{-}1)$$

$$\psi=1.1-\frac{0.65f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_s} \qquad (7.2.19\text{-}2)$$

式中 ν——与纵向钢筋表面特征有关的系数，变形钢筋宜取 0.7，光面钢筋宜取 1.0；

ψ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数。当 $\psi<0.3$ 时宜取 0.3，当 $\psi>1.0$ 时宜取 1.0；

c——纵向钢筋保护层厚度(mm)。当 $c<20$ 时宜取 20；$c>50$ 时宜取 50；

d——纵向钢筋直径，以 mm 计；

ρ_{te}——按受拉混凝土面积计算的纵向受拉钢筋配筋率，当 $\rho_{te}\leqslant 0.008$ 时宜取 0.008；

f_{tk}——混凝土抗拉强度标准值；

σ_s——荷载标准值短期效应作用下的负弯矩纵向钢筋应力。

第 7.2.20 条 荷载标准值短期效应作用下的负弯矩纵向钢筋应力，应按下式计算：

$$\sigma_s=M_k y_s/I$$

式中 M_k——荷载短期效应负弯矩标准值；

I——包括混凝土翼板中钢筋在内的钢截面惯性矩，不应计入受拉混凝土截面；

www.sinoaec.com

y_s——钢筋截面重心至钢截面中和轴的距离(图 7.2.20)。

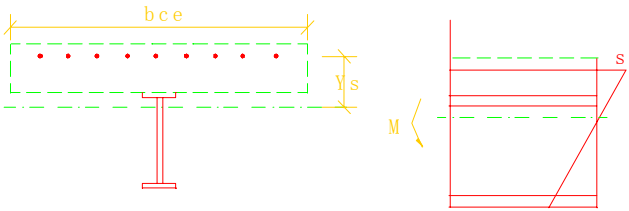


图 7.2.20　负弯矩时的计算截面及钢筋应力

第 7.2.21 条　组合梁负弯矩区段钢梁受压翼缘在弯矩作用平面外的长细比,应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 9.3.2 条的规定验算。

第三节　压型钢板组合楼板设计

第 7.3.1 条　压型钢板组合楼盖中,压型钢板与混凝土的联结,应符合下列形式之一:

一、依靠压型钢板的纵向波槽(图 7.3.1α);

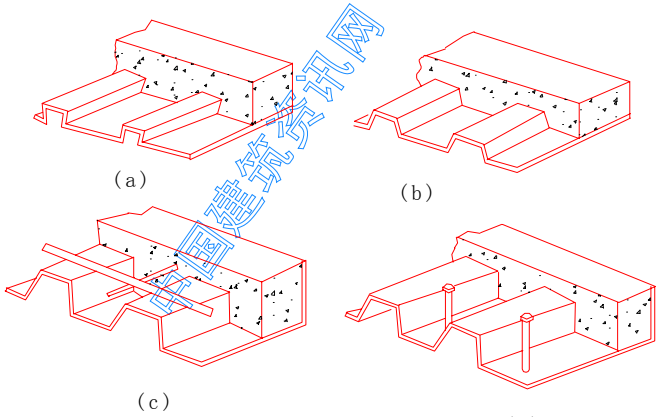


图 7.3.1　组合板的联结

www.sinoaec.com 中国建筑资讯网

二、依靠压型钢板上的压痕，开的小洞或冲成的不闭合孔眼（图 7.3.1*b*）；

三、依靠压型钢板上焊接的横向钢筋（图 7.3.1*c*）。

在任何情况下，均应设置端部锚固件（图 7.3.1*d*）。

第 7.3.2 条 组合板或非组合板（指压型钢板只作永久性模板）的设计，应符合下列要求：

一、压型钢板应对施工阶段的强度和变形进行验算，验算时应计入临时支撑的影响；

二、组合板在混凝土硬化后，应验算使用阶段的横截面抗弯能力、纵向抗剪能力、斜截面抗剪能力和抗冲剪能力；

三、非组合板可按常规钢筋混凝土楼板的设计方法进行设计。

第 7.3.3 条 组合板正截面抗弯承载力应按塑性设计法计算，此时应假定截面受拉区和受压区的材料均达到强度设计值。压型钢板钢材强度设计值与混凝土的弯曲抗压强度设计值，均应乘以折减系数 0.8。

第 7.3.4 条 组合板的承载力计算，应符合下列要求：

一、当 $A_p f \leqslant f_{cm} h_c b$ 时，塑性中和轴在压型钢板顶面以上的混凝土截面内（图 7.3.3*a*），组合板的弯矩应符合下式要求：

$$M \leqslant 0.8 f_{cm} x b y_p \qquad (7.3.4\text{-}1)$$

式中 x——组合板受压区高度，$x = A_p f / f_{cm} b$，当 $x > 0.55 h_0$ 时取 $0.55 h_0$，h_0 为组合板有效高度；

y_p——压型钢板截面应力合力至混凝土受压区截面应力合力的距离，$y_p = h_0 - x/2$；

b——压型钢板的波距；

A_p——压型钢板波距内的截面面积；

f——压型钢板钢材的抗拉强度设计值；

f_{cm}——混凝土弯曲抗压强度设计值；

h_c——压型钢板顶面以上混凝土计算厚度。

二、当 $A_p f > f_{cm} h_c b$ 时，塑性中和轴在压型钢板内（图 7.3.3*b*），组合板横截面弯矩应符合下式要求：

中国建筑设计院网 www.sinoacc.com

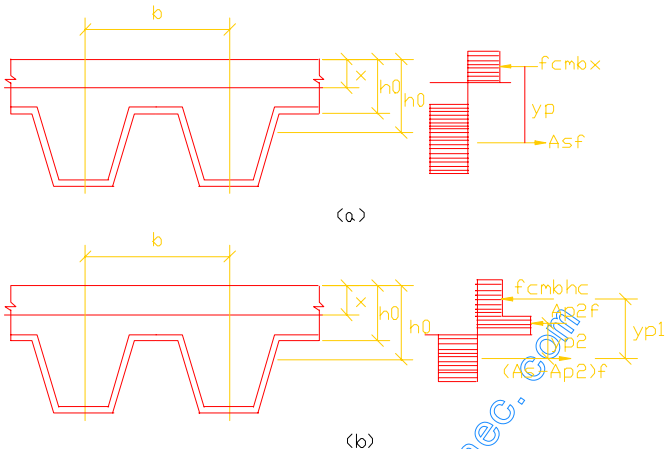


图 7.3.3　组合板正截面受弯承载力计算图

(*a*)塑性中和轴在压型钢板顶面以上的混凝土截面内

(*b*)塑性中和轴在压型钢板截面内

$$M \leqslant 0.8(f_{cm} h_c b y_{p1} + A_{p2} f y_{p2}) \qquad (7.3.4\text{-}2)$$

$$A_{p2} = 0.5(A_p - f_{cm} h_c b / f) \qquad (7.3.4\text{-}3)$$

式中　A_{p2}——塑性中和轴以上的压型钢板波距内截面面积；

y_{p1}、y_{p2}——压型钢板受拉区截面应力合力分别至受压区混凝土板截面和压型钢板截面压应力合力的距离。

三、当压型钢板仅作为模板使用时，应在波槽内设置钢筋，并进行相应计算。

第 7.3.5 条　组合板在集中荷载下的冲切力 V_1，应符合下式要求：

$$V_1 \leqslant 0.6 f_t u_{cr} h_c \qquad (7.3.5)$$

式中　u_{cr}——临界周界长度，如图 7.3.5 所示；

h_c——压型钢板顶面以上的混凝土计算厚度；

f_t——混凝土轴心抗拉强度设计值。

第 7.3.6 条　组合板斜截面抗剪承载力应符合下式要求：

中国建筑标准网 www.bzsec.com

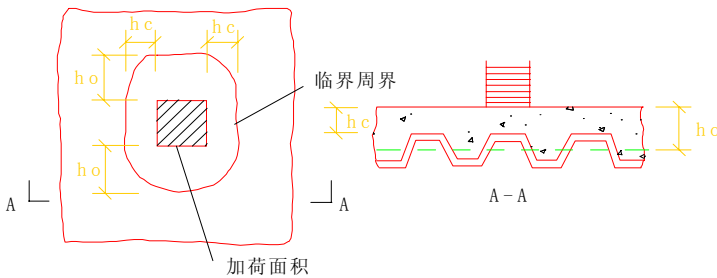


图 7.3.5　剪力临界周界

$$V_{in} \leqslant 0.07 f_t b h_0 \qquad (7.3.6)$$

式中　V_{in}——组合板一个波距内斜截面最大剪力设计值。

第 7.3.7 条　组合板的挠度，应分别按荷载短期效应组合和荷载长期效应组合计算，不应超过计算跨度的 1/360。组合板负弯矩区的最大裂缝宽度，可按现行国家标准《钢筋混凝土结构设计规范》(GBJ 10)的规定计算。

第 7.3.8 条　组合板的自振频率 f，可按下式估算，但不得小于 15Hz。

$$f = 1/(0.178\sqrt{w}) \qquad (7.3.8)$$

式中　w——永久荷载产生的挠度(cm)。

第 7.3.9 条　当用足尺试件进行试验确定构件承载力时，其设计荷载应符合下列规定之一；

一、具有完全抗剪连接的构件，其设计荷载应取静力试验极限荷载的 1/2；

二、具有不完全抗剪连接的构件，其设计荷载应取静力极限荷载的 1/3；

三、挠度达跨度 1/50 时的荷载的一半。

第四节　组合梁和组合板的构造要求

第 7.4.1 条　组合梁栓钉连接件的设置，必须与钢梁焊接，且

www.sfdaec.com 中国建筑设计院

应符合下列规定：

一、当栓钉焊于钢梁受拉翼缘时，其直径不得大于翼缘板厚度的1.5倍；当栓钉焊于无拉应力部位时，其直径不得大于翼缘板厚度的2.5倍；

二、栓钉沿梁轴线方向布置，其间距不得小于$5d$（d为栓钉直径）；栓钉垂直于轴线布置，其间距不得小于$4d$，边距不得小于35mm；

三、当栓钉穿透钢板焊接于钢梁时，其直径不得大于19mm，焊后栓钉高度应大于压型钢板波高加30mm。

四、栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于15mm。

第7.4.2条 组合板在下列情况之一时应配置钢筋：

一、为组合板提供储备承载力的附加抗拉钢筋；

二、在连续组合板或悬臂组合板的负弯矩区配置连续钢筋；

三、在集中荷载区段和孔洞周围配置分布钢筋；

四、改善防火效果的受拉钢筋；

五、在压型钢板上翼缘焊接横向钢筋，应配置在剪跨区段内，其间距宜为150～300mm。

第7.4.3条 连续组合梁或组合板在中间支座负弯矩区的上部纵向钢筋，应伸过梁的反弯点，并应留出锚固长度和弯钩。下部纵向钢筋在支座处应连续配置，不得中断。

第7.4.4条 组合板用的压型钢板应采用镀锌钢板，其镀锌层厚度尚应满足在使用期间不致锈损的要求。

第7.4.5条 用于组合板的压型钢板净厚度（不包括镀锌层或饰面层厚度）不应小于0.75mm，仅作模板的压型钢板厚度不小于0.5mm，浇注混凝土的波槽平均宽度不应小于50mm。当在槽内设置栓钉连接件时，压型钢板总高度不应大于80mm。

第7.4.6条 组合板的总厚度不应小于90mm；压型钢板顶面以上的混凝土厚度不应小于50mm。此外，尚应符合本规程第12.2.3条规定的楼板防火保护层厚度的要求。

第7.4.7条 组合板端部应设置栓钉锚固件。栓钉应设置在

中国建筑标准设计网 www.sinoasc.com

端支座的压型钢板凹肋处，穿透压型钢板并将栓钉、钢板均焊牢于钢梁上。栓钉直径可按下列规定采用：

一、跨度小于 3m 的板，栓钉直径宜为 13mm 或 16mm；

二、跨度为 3～6m 的板，栓钉直径宜为 16mm 或 19mm；

三、跨度大于 6m 的板，栓钉直径宜为 19mm。

第 7.4.8 条 组合板中的压型钢板在钢梁上的支承长度，不应小于 50mm。在砌体上的支承长度不应小于 75mm。

第 7.4.9 条 当连续组合板按简支板设计时，抗裂钢筋的截面不应小于混凝土截面的 0.2%，抗裂钢筋从支承边缘算起的长度，不应小于跨度的 1/6，且应与不少于 5 支分布钢筋相交。

抗裂钢筋最小直径应为 4mm，最大间距应为 150mm。顺肋方向抗裂钢筋的保护层厚度宜为 20mm。

与抗裂钢筋垂直的分布钢筋直径，不应小于抗裂钢筋直径的 2/3，其间距不应大于抗裂钢筋间距的 1.5 倍。

第 7.4.10 条 组合板在集中荷载作用处，应设置横向钢筋，其截面面积不应小于压型钢板顶面以上混凝土板截面面积的 0.2%，其延伸宽度不应小于板的有效工作宽度(图 7.1.9)。

中国建筑资讯网 www.chinacc.com

第八章　节　点　设　计

第一节　设　计　原　则

第 8. 1. 1 条　高层建筑钢结构的节点连接，当非抗震设防时，应按结构处于弹性受力阶段设计；当抗震设防时，应按结构进入弹塑性阶段设计，节点连接的承载力应高于构件截面的承载力。

要求抗震设防的结构，当风荷载起控制作用时，仍应满足抗震设防的构造要求。

第 8.1.2 条　抗震设防的高层建筑钢结构框架，从梁端或柱端算起的 1/10 跨长或两倍截面高度范围内，节点设计应验算下列各项：

一、节点连接的最大承载力；

二、构件塑性区的板件宽厚比；

三、受弯构件塑性区侧向支承点间的距离。

第 8.1.3 条　抗震设防的高层建筑钢框架，其节点连接的最大承载力应符合下列要求：

一、梁与柱连接应满足下列公式要求：

$$M_u \geqslant 1.2M_p \qquad (8.1.3\text{-}1)$$

$$V_u \geqslant 1.3(2M_p/l) \qquad (8.1.3\text{-}2)$$

式中　M_u——基于极限强度最小值的节点连接最大受弯承载力，仅由翼缘的连接承担；

V_u——基于极限强度最小值的节点连接最大受剪承载力，仅由腹板的连接承担；

M_p——梁构件(梁贯通时为柱)的全塑性受弯承载力；

l——梁的净跨。

中国建筑设计院 www.sinoaec.com

在柱贯通型连接中，当梁翼缘用全熔透焊缝与柱连接并采用引弧板时，式(8.1.3-1)将自行满足。

二、支撑连接应满足下式要求：

$$N_{ubr} \geqslant 1.2 A_n f_y \qquad (8.1.3\text{-}3)$$

式中 N_{ubr}——基于极限强度最小值的支撑连接最大承载力；

A_n——支撑的净截面面积；

f_y——支撑钢材的屈服强度。

三、梁、柱构件拼接的承载力，应满足式(8.1.3-1)和(8.1.3-2)的要求。当存在轴力时，式中 M_p 应以 M_{pc} 代替，并应符合下列规定：

1. 对工字形截面(绕强轴)和箱形截面

当 $N/N_y \leqslant 0.13$ 时

$$M_{pc} = M_p \qquad (8.1.3\text{-}4)$$

当 $N/N_y > 0.13$ 时

$$M_{pc} = 1.15(1 - N/N_y) M_p \qquad (8.1.3\text{-}5)$$

2. 对工字形截面(绕弱轴)

当 $N/N_y \leqslant A_{wn}/A_n$ 时

$$M_{pc} = M_p \qquad (8.1.3\text{-}6)$$

当 $N/N_y > A_{wn}/A_n$ 时

$$M_{pc} = \left[1 - \left(\frac{N - A_{wn} f_y}{N_y - A_{wn} f_y}\right)^2\right] M_p \qquad (8.1.3\text{-}7)$$

式中 N——构件轴力；

N_y——构件的轴向屈服承载力，$N_y = A_n f_y$；

A_n——构件截面的净面积；

A_{wn}——构件腹板截面净面积；

第 8.1.4 条 框架节点塑性区段内，梁受压翼缘在侧向支承点间的长细比，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 9 章第 9.3.2 条的规定。

第 8.1.5 条 在节点设计中，节点的构造应避免采用约束度大和易产生层状撕裂的连接形式。

中国建筑学术网 www.snoaec.com

第 8.1.6 条 钢框架安装单元的划分，在采用柱贯通型连接时，宜为三层一根，视具体情况也可为一层、两层或四层一根，工地接头设于主梁顶面以上 1.0～1.3m 处。梁的安装单元为每跨一根。

采用带悬臂梁段的柱单元时，悬臂梁段的长度一般距柱轴线不超过 1.6m。框筒结构采用带悬臂梁段的柱安装单元时，梁的接头可设置在跨中。

第二节 连 接

第 8.2.1 条 高层建筑钢结构的节点连接，可采用焊接、高强度螺栓连接或栓焊混合连接。

第 8.2.2 条 节点的焊接连接，根据受力情况可采用全熔透或部分熔透焊缝，遇下列情况之一时应采用全熔透焊缝：

一、要求与母材等强的焊接连接；

二、框架节点塑性区段的焊接连接。

第 8.2.3 条 焊缝的坡口形式和尺寸，应按现行国家标准《手工电弧焊焊缝坡口的基本形式和尺寸》(GB 985)和《埋弧焊焊缝坡口的基本形式和尺寸》(GB 986)的规定采用，或选用其他适用的规定。

第 8.2.4 条 焊缝熔敷金属应与母材强度相匹配。不同强度的钢材焊接时，焊接材料的强度应按强度较低的钢材选用。

第 8.2.5 条 高层建筑钢结构承重构件的螺栓连接，应采用摩擦型高强度螺栓。

第 8.2.6 条 高强度螺栓的最大受剪承载力应按下式计算：

$$N_v^b = 0.75 n A_n^b f_u^b \qquad (8.2.6)$$

式中 N_v^b——一个高强度螺栓的最大受剪承载力；

n——连接的剪切面数目；

A_n^b——螺栓螺纹处的净截面面积；

f_u^b——螺栓钢材的极限抗拉强度最小值。

中国建筑规范网 www.sinoacc.com

第三节　梁与柱的连接

第 8.3.1 条　框架梁与柱的连接宜采用柱贯通型。在互相垂直的两个方向都与柱刚性连接的柱，宜采用箱型截面。

第 8.3.2 条　梁与柱刚性连接时，应按下列各项进行验算：

一、梁与柱的连接在弯矩和剪力作用下的承载力；

二、在梁上下翼缘标高处设置的柱水平加劲肋或隔板的厚度；

三、节点域的抗剪强度。

第 8.3.3 条　当框架梁与柱翼缘刚性连接时，梁翼缘与柱应采用全熔透焊缝连接，梁腹板与柱宜采用摩擦型高强度螺栓连接（图 8.3.3*a*），悬臂梁段与柱应采用全焊接连接（图 8.3.3*b*）。

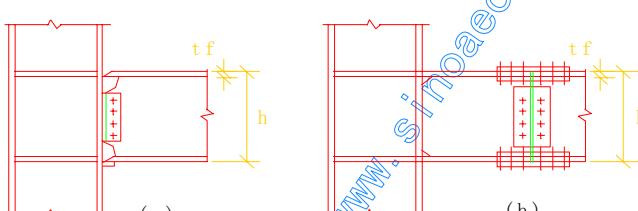


图 8.3.3　框架梁与柱翼缘的刚性连接

(*a*)框架梁与柱栓焊混合连接；(*b*)框架梁与柱全焊接连接

第 8.3.4 条　当框架梁端垂直于工字形柱腹板与柱刚接时，应在梁翼缘的对应位置设置柱的横向加劲肋，在梁高范围内设置柱的竖向连接板。梁与柱的现场连接中，梁翼缘与柱横向加劲肋用全熔透焊缝连接，并应避免连接处板件宽度的突变，腹板与柱连接板用高强度螺栓连接（图 8.3.4*a*），其设计方法按第 8.1.3 条进行。当采用悬臂梁段时，梁段与柱全部焊接（图 8.3.4*b*）。

第 8.3.5 条　梁翼缘与柱焊接时，应全部采用全熔透坡口焊缝，并按规定设置衬板，翼缘坡口两侧设置引弧板（图 8.3.5*a*）。在梁腹板上下端应作扇形切角，其半径 r 宜取 35mm（图 8.3.5*b*）。扇形切角端部与梁翼缘连接处，应以 $r=10$mm 的圆弧过渡，衬板

www.sinoaec.com

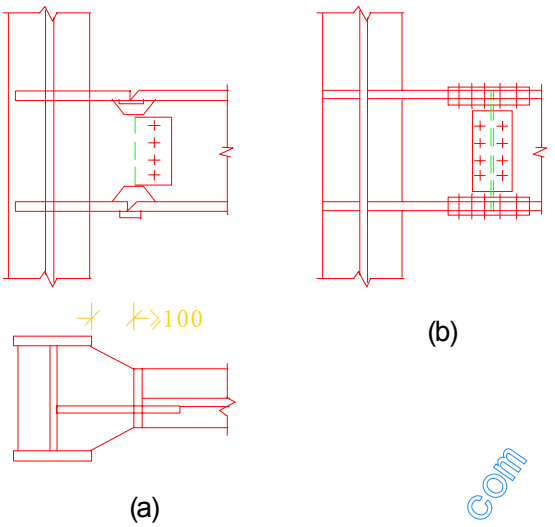


图 8.3.4　梁端垂直于工字形柱腹板与柱的刚性连接

反面与柱翼缘相接处宜适当焊接。

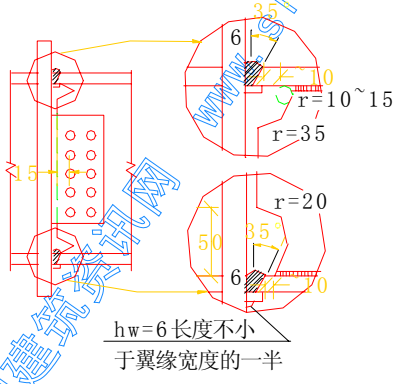


图 8.3.5　梁-柱刚接细部构造

第 8.3.6 条　框架梁与柱刚性连接时，应在梁翼缘的对应位置设置柱的水平加劲肋(或隔板)。对于抗震设防的结构，水平加劲肋应与梁翼缘等厚。对非抗震设防的结构，水平加劲肋应能传递梁翼缘的集中力，其厚度不得小于梁翼缘厚度的 1/2，并应符合板件宽厚比限值。水平加劲肋的中心线应与梁翼缘的中心线对准。

www.sinoacc.com 中国建筑资讯网

第 8.3.7 条　在抗震设防的结构中，工字形柱水平加劲肋与柱翼缘焊接时，宜采用坡口全熔透焊缝，与柱腹板连接时可采用角焊缝。当梁端垂直于工字形柱腹板平面焊接时，水平加劲肋与柱腹板的焊接则应采用坡口全熔透焊缝。

箱型柱隔板与柱的焊接，应采用坡口全熔透焊缝；对无法进行手工焊接的焊缝，应采用熔化咀电渣焊，并应对称布置，同时施焊。

第 8.3.8 条　当柱两侧的梁高不等时，每个梁翼缘对应位置均应设置柱的水平加劲肋。加劲肋间距不应小于 150mm，且不应小于水平加劲肋的宽度(图 8.3.8*a*)。当不能满足此要求时，应调整梁的端部高度，此时可将截面高度较小的梁腹板高度局部加大，腋部翼缘的坡度不得大于 1∶3(图 8.3.8*b*)。

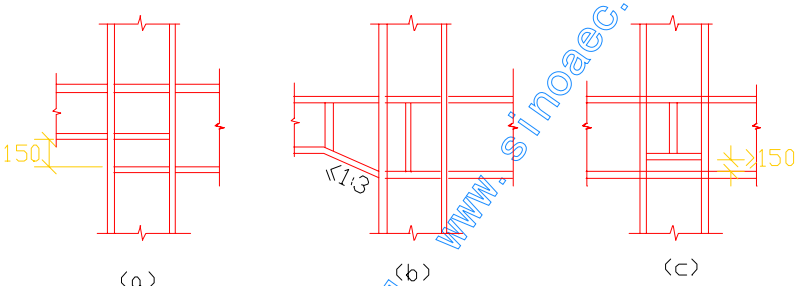


图 8.3.8　柱两侧梁高不等时的水平加劲肋

当与柱相连的梁在柱的两个互相垂直的方向高度不等时，同样也应分别设置柱的水平加劲肋(图 8.3.8*c*)。

第 8.3.9 条　由柱翼缘与水平加劲肋包围的节点域，在周边弯矩和剪力的作用下(图 8.3.9-1)，其抗剪强度应按下列公式计算：

$$\tau=\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p}\leqslant\frac{4}{3}f_v \qquad (8.3.9\text{-}1)$$

按 7 度及以上抗震设防的结构尚应符合下列公式的要求：

$$\frac{\alpha(M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p}\leqslant\frac{4}{3}f_v \qquad (8.3.9\text{-}2)$$

中国建筑标准网 www.sinoaec.com

式中 α——系数，按7度设防的结构可取0.6，按8、9度设防的结构应取0.7；

M_{b1}、M_{b2}——分别为节点域两侧梁端弯矩设计值；

M_{pb1}、M_{pb2}——节点域两侧钢梁端部截面全塑性受弯承载力；

f_v——节点域抗剪强度设计值，应按本规程第5.5.2条的规定除以γ_{RE}。

V_p——节点域体积。

当节点域厚度不满足式(8.3.9-1)或(8.3.9-2)的要求时，对工字形组合柱宜将柱腹板在节点域局部加厚(图8.3.9-2)。对H型钢柱，可在节点域加焊贴板，贴板上下边缘应伸出加劲肋以外不小于150mm，并用不小于5mm的角焊缝连接贴板与柱翼缘可用角焊缝或对接焊缝连接。当在节点域的垂直方向有连接板时，贴板应采用塞焊与节点域连接。

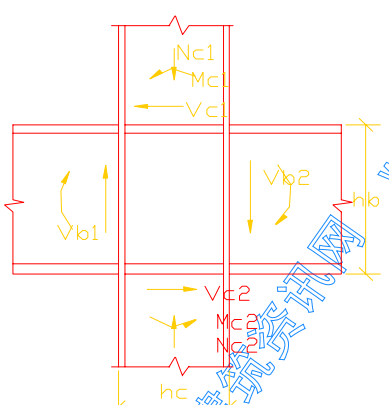


图8.3.9-1 节点域周边的梁端弯矩和剪力

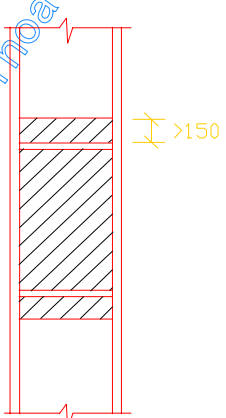


图8.3.9-2 节点域的加厚

第8.3.10条 节点域体积，根据柱截面形状应分别按下列公式计算：

一、工字形截面柱

$$V_{p1}=h_b h_c t_p \qquad (8.3.10\text{-}1)$$

二、箱形截面柱

中国建筑学讯网 www.sinoaec.com

$$V_{p2}=1.8h_bh_ct_p \qquad (8.3.10\text{-}2)$$

三、十字形截面(图 8.3.10)

$$V_{p3}=\varphi V_{p1} \qquad (8.3.10\text{-}3)$$

$$\varphi=\frac{\alpha^2+2.6+(1+2\beta)}{\alpha^2+2.6} \qquad (8.3.10\text{-}4)$$

$$\alpha=h_b/b, \qquad \beta=A_f/A_w$$

$$A_f=bt_f, \qquad A_w=h_ct_p$$

式中 V_{p1}——与梁直接连接的工字形截面的节点域体积;

h_b——梁的截面高度;

h_c——柱的截面高度;

t_p——节点板域厚度;

t_f——柱的翼缘厚度;

b——柱的翼缘宽度。

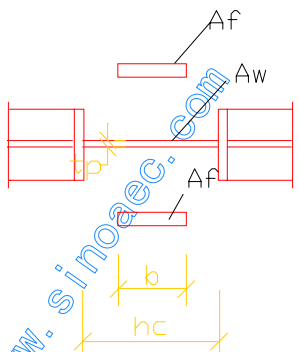


图 8.3.10 十字形柱的节点域体积

第 8.3.11 条 梁与柱铰接时(图 8.3.11),与梁腹板相连的高强度螺栓,除应承受梁端剪力外,尚应承受偏心弯矩的作用。偏心弯矩 M 应按下列公式计算:

$$M=V\cdot e \qquad (8.3.11)$$

式中 e——支承点到螺栓合力作用线的距离。

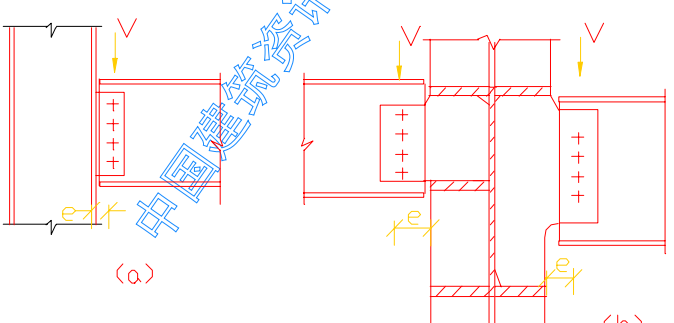


图 8.3.11 梁与柱的铰接

(a)与柱强轴连接;(b)与柱弱轴连接

www.sinoaec.com 中国建筑设计网

第四节　柱与柱的连接

第 8.4.1 条　钢框架宜采用工字形柱或箱形柱，钢骨混凝土框架部分宜采用工字形柱或十字形柱。

第 8.4.2 条　箱形柱宜为焊接柱，其角部的组装焊缝应为部分熔透的 V 形或 U 形焊缝，焊缝厚度不应小于板厚的 1/3，并不应小于 14mm，抗震设防时不应小于板厚的 1/2(图 8.4.2-1*a*)。当梁与柱刚性连接时，在框架梁的上、下 600mm 范围内，应采用全熔透焊缝(图 8.4.2-1*b*)。

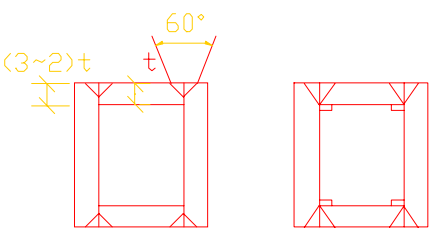


图 8.4.2-1　箱形组合柱的角部组装焊缝

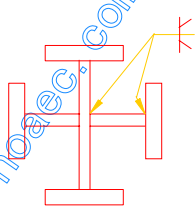


图 8.4.2-2　十字形组合柱的组装焊缝

www.sinoaec.com 中国建筑设计院网

十字形柱应由钢板或两个 H 型钢焊接而成(图 8.4.2-2)；组装的焊缝均应采用部分熔透的 K 形坡口焊缝，每边焊接深度不应小于 1/3 板厚。

第 8.4.3 条　在柱的工地接头处应设置安装耳板，耳板厚度应根据阵风和其他的施工荷载确定，并不得小于 10mm。耳板宜仅设置于柱的一个方向的两侧，或柱接头受弯应力最大处。

第 8.4.4 条　非抗震设防的高层建筑钢结构，当柱的弯矩较小且不产生拉力时，可通过上下柱接触面直接传递 25%的压力和 25%的弯矩，此时柱的上下端应磨平顶紧，并应与柱轴线垂直。坡口焊缝的有效深度 t_e 不宜小于厚度的 1/2(图 8.4.4)。

第 8.4.5 条　工字形柱在工地的接头，弯矩应由翼缘和腹板承受，剪力应由腹板承受，轴力应由翼缘和腹板分担。翼缘接头

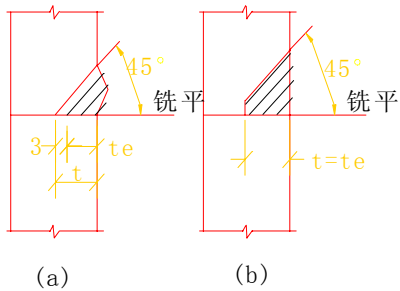


图 8.4.4　柱接头的部分熔透焊缝

宜采用坡口全熔透焊缝，腹板可采用高强度螺栓连接。当采用全焊接接头时，上柱翼缘应开 V 形坡口；腹板应开 K 形坡口。

第 8.4.6 条　箱形柱在工地的接头应全部采用焊接，其坡口应采用图 8.4.6 所示的形式。非抗震设防时可按本规程第 8.4.4 条的规定执行。

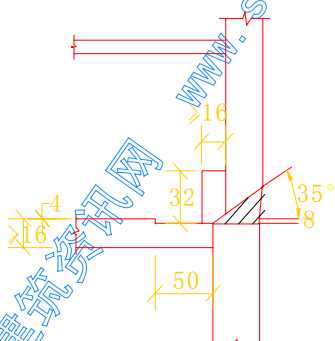


图 8.4.6　箱形柱的工地焊接

下节箱形柱的上端应设置隔板，并应与柱口齐平，厚度不宜小于 16mm。其边缘应与柱口截面一起刨平。在上节箱形柱安装单元的下部附近，尚应设置上柱隔板，其厚度不宜小于 10mm。柱在工地的接头上下侧各 100mm 范围内，截面组装焊缝应采用坡口全熔透焊缝。

第 8.4.7 条　柱需要改变截面时，柱截面高度宜保持不变，而

www.sinoec.com 中国建筑资讯网

改为其翼缘厚度。当需要改变柱截面高度时，对边柱宜采用图 8.4.7(a)所示的做法。变截面的上下端均应设置隔板(图 8.4.7a、b)。当变截面段位于梁柱接头时，可采用图 8.4.7(c)所示做法，变截面两端距梁翼缘不宜小于 150mm。

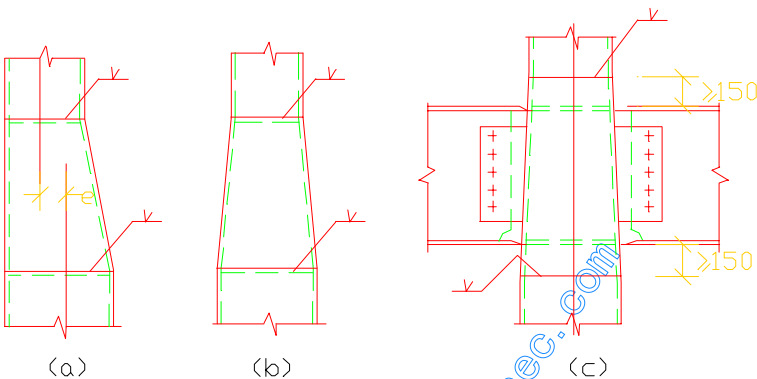


图 8.4.7　柱的变截面连接

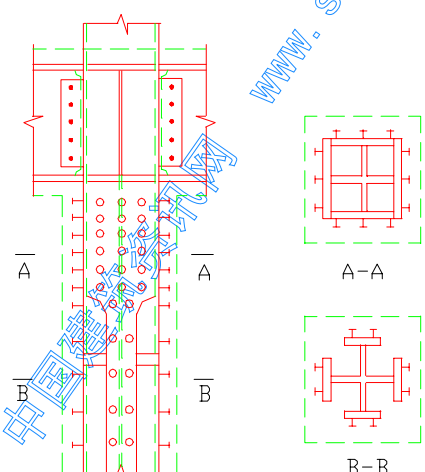


图 8.4.8　箱型柱与十字形柱的连接

第 8.4.8 条　十字形柱与箱形柱相连处，在两种截面的过渡段中，十字形柱的腹板应伸入箱形柱内，其伸入长度应不小于钢柱

截面高度加200mm(图8.4.8)。

第8.4.9条 与上部钢结构相连的钢骨混凝土柱,沿其全高应设栓钉(图8.4.8),栓钉间距和列距在过渡段内宜采用150mm,不大于200mm;在过渡段外不大于300mm。

第五节 梁与梁的连接

第8.5.1条 梁在工地的接头,主要用于柱带悬臂梁段与梁的连接,可采用下列接头形式:

一、翼缘采用全熔透焊缝连接,腹板用摩擦型高强度螺栓连接;

二、翼缘和腹板采用摩擦型高强度螺栓连接;

三、翼缘和腹板采用全熔透焊缝连接。

第8.5.2条 当用于抗震设防时,梁的接头应按本规程第8.1.3条第三款的要求设计;当用于非抗震设防时,梁的接头应按内力设计,此时,腹板连接按受全部剪力和所分配的弯矩共同作用计算,翼缘连接按所分配的弯矩设计。当接头处的内力较小时,接头承载力不应小于梁截面承载力的50%。

第8.5.3条 次梁与主梁的连接宜采用简支连接,必要时也可采用刚性连接(图8.5.3)。

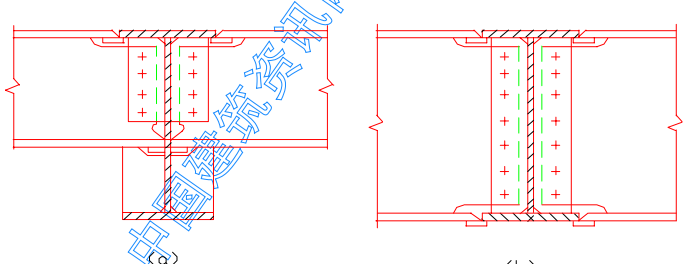


图8.5.3 梁与梁的刚性连接

(*a*)次梁与主梁不等高;(*b*)次梁与主梁等高

第8.5.4条 抗震设防时,框架横梁下翼缘在距柱轴线1/8

中国建筑资讯网 www.sinasac.com

～1/10 梁跨处，应设置侧向支承构件(图 8.4.5)，并应满足现行国家标准《钢结构设计规范》(GB17)第 9.3.2 条的要求。侧向隅撑长细比不得大于 $130\sqrt{235/f_{y0}}$ 其设计轴压力 N 应按下式计算：

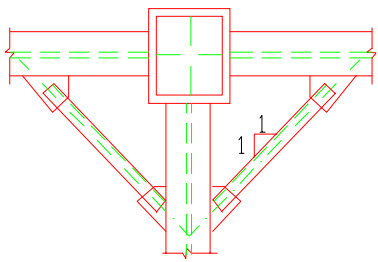


图 8.5.4　梁的侧向隅撑

$$N=\frac{A_f f}{85\sin\alpha}\sqrt{f_y/235} \qquad (8.5.4)$$

式中　A_f——梁受压翼缘的截面面积；

f——梁翼缘抗压强度设计值；

α——隅撑与梁轴线的夹角，当梁互相垂直时可取 45°。

第 8.5.5 条　当管道穿过钢梁时，腹板中的孔口应予补强。补强时，弯矩可仅由翼缘承担，剪力由孔口截面的腹板和补强板共同承担。

不应在距梁端相当于梁高的范围内设孔，抗震设防的结构不应在隅撑范围内设孔。孔口直径不得大于梁高的 1/2。相邻圆形孔口边缘间的距离不得小于梁高，孔口边缘至梁翼缘外皮的距离不得小于梁高的 1/4。

圆形孔直径小于或等于 1/3 梁高时，可不予补强。当大于 1/3 梁高时，可用环形加劲肋加强(图 8.5.5-1*a*)，也可用套管(图 8.5.5-1*b*)或环形补强板(图 8.5.5-1*c*)加强。

圆形孔口加劲肋截面不宜小于 100mm×10mm，加劲肋边缘至孔口边缘的距离不宜大于 12mm。圆形孔口用套管补强时，其厚

中国建筑设计院 www.sinoaec.com

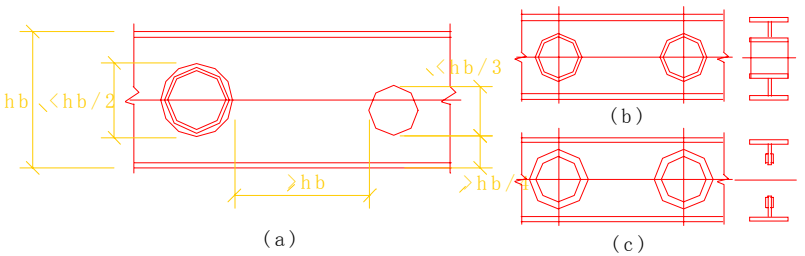


图 8.5.5-1　钢梁圆形孔口的补强

度不宜小于梁腹板厚度。用环形板补强时，若在梁腹板两侧设置，环形板的厚度可稍小于腹板厚度，其宽度可取 75～125mm。

矩形孔口与相邻孔口间的距离不得小于梁高或矩形孔口长度中之较大值。孔口上下边缘至梁翼缘外皮的距离不得小于梁高的 1/4。矩形孔口长度不得大于750mm，孔口高度不得大于梁高的 1/2，其边缘应采用纵向和横向加劲肋加强。

矩形孔口上下边缘的水平加劲肋端部宜伸至孔口边缘以外各 300mm。当矩形孔口长度大于梁高时，其横向加劲肋应沿梁全高设置(图 8.5.5-2)。

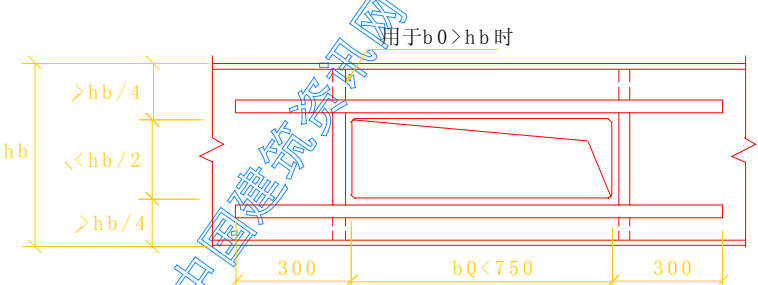


图 8.5.5-2　钢梁矩形孔口的补强

矩形孔口加劲肋截面不宜小于 125mm×18mm。当孔口长度大于 500mm 时，应在梁腹板两面设置加劲肋。

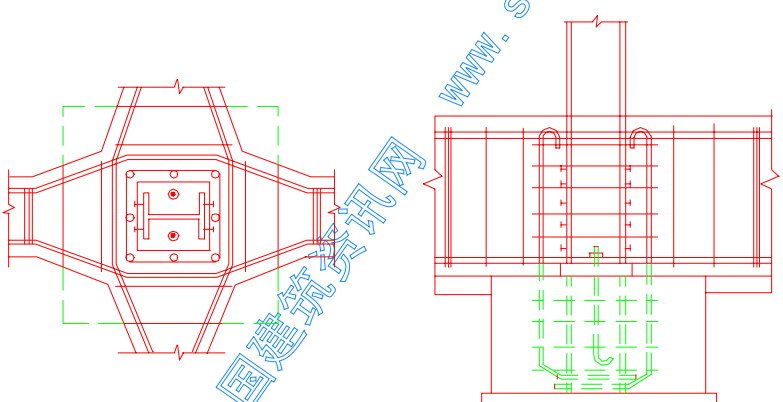
www.s.nsec.com
中国建筑结构网

第六节　钢　柱　脚

第 8.6.1 条　高层钢结构框架柱的柱脚宜采用埋入式或外包式柱脚。仅传递垂直荷载的铰接柱脚可采用外露式柱脚。当钢框架按本规程第 3.5.2 条和第 3.5.5 条的要求在地下室中设置钢骨混凝土结构层时，其钢柱脚可按本节要求进行设计。

第 8.6.2 条　埋入式柱脚(图 8.6.2)的埋深，对轻型工字形柱，不得小于钢柱截面高度的二倍；对于大截面 H 型钢柱和箱型柱，不得小于钢柱截面高度的三倍。

埋入式柱脚在钢柱埋入部分的顶部，应设置水平加劲肋或隔板。加劲肋或隔板的宽厚比应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)关于塑性设计的规定。埋入式柱脚在钢柱的埋入部分应设置栓钉，栓钉的数量和布置可按外包式柱脚的有关规定确定。



中国建筑资讯网 www.sinoacc.com

图 8.6.2　埋入式柱脚

第 8.6.3 条　埋入式柱脚(图 8.6.3)通过混凝土对钢柱的承压力传递弯矩(图 8.6.3-1)。埋入式柱脚的混凝土承压应力应小于混凝土轴心抗压强度设计值，可按下式计算(图 8.6.3-2)：

$$\sigma=\left(\frac{2h_0}{d}+1\right)\left[1+\sqrt{1+\frac{1}{(2h_0/d+1)^2}}\right]\frac{V}{b_f d} \qquad (8.6.3)$$

式中 V——柱脚剪力；

h_0——柱反弯点到柱脚底板的距离；

d——柱脚埋深；

b_f——钢柱翼缘宽度。

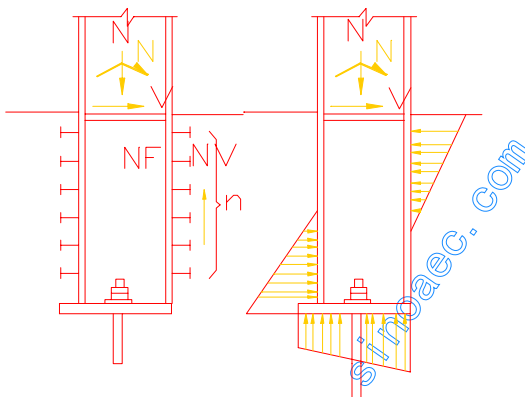


图 8.6.3-1 埋入式柱脚的受力状态

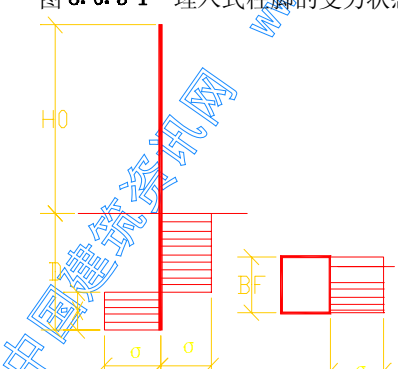


图 8.6.3-2 埋入式柱脚的计算简图

第 8.6.4 条 埋入式柱脚钢柱翼缘的保护层厚度，应符合下列规定：

一、对中间柱不得小于 180mm(图 8.6.4-1)；

www.sinoaec.com 中国建筑资讯网

二、对边柱和角柱的外侧不宜小于 250mm(图 8.6.4-1)；

三、埋入式柱脚钢柱的承压翼缘到基础梁端部的距离，应符合下列要求(图 8.6.4-2～3)；

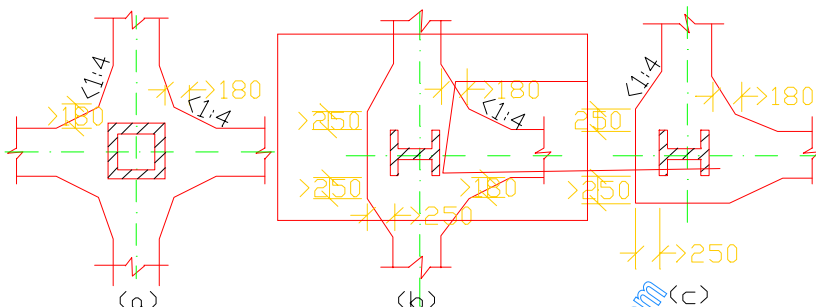


图 8.6.4-1　埋入式柱脚的保护层厚度

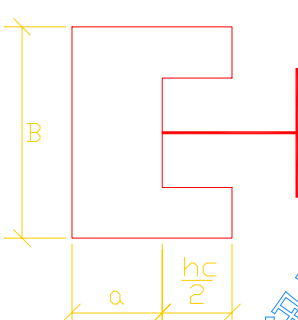


图 8.6.4-2　基础梁长度

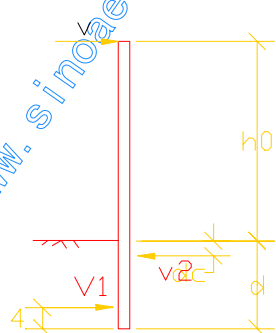


图 8.6.4-3　计算简图

$$V_1 = f_{ct} A_{cs} \tag{8.6.4-1}$$

$$V_1 = (h_0 + d_c) V / (3d/4 - d_c) \tag{8.6.4-2}$$

$$A_{cs} = B(a + h_c/2) - b_f h_c/2 \tag{8.6.4-3}$$

式中　V_1——基础梁端部混凝土的最大抵抗剪力；

V——柱脚的设计剪力；

b_f、h_c——分别为钢柱承压翼缘宽度和截面高度；

a——自钢柱翼缘外表面算起的基础梁长度；

B——基础梁宽度，等于 b_f 加两侧保护层厚度；

www.sinoaec.com 中国建筑资讯网

f_{ct}——混凝土的抗拉强度设计值；

h_0、d——见图 8.6.3-2；

d_c——钢柱承压区合力作用点至混凝土顶面的距离。

四、混凝土对钢柱的压力通过位于柱脚上部的加劲肋和柱腹板传递，钢柱承压区及其承压力合力至混凝土顶面的距离 d_c，应按下列规定确定(图 8.6.4-4)：

$$d_c=\frac{b_f b_{e,s} d_s+d^2 b_{e,w}/8-b_{e,s} b_{e,w} d_s}{b_f b_{e,s}+d\, b_{e,w}/2-b_{e,s} b_{e,w}} \qquad (8.6.4\text{-}5)$$

式中 b_f——钢柱承压翼缘宽度；

$b_{e,s}$——位于柱脚上部的钢柱横向加劲肋有效承压宽度；

$b_{e,w}$——柱腹板的有效承压宽度；

d_s——加劲肋中心至混凝土顶面的距离；

d——柱脚埋深。

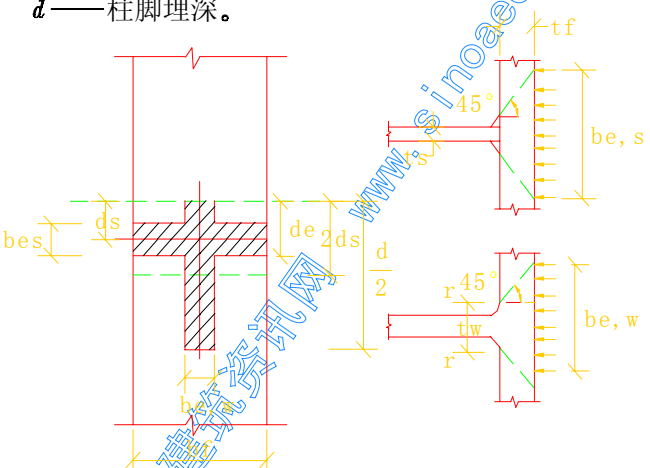


图 8.6.4-4　钢柱承压面积合力位置

第 8.6.5 条　埋入式柱脚的钢柱四周，应按下列要求设置主筋和箍筋：

一、主筋的截面面积应按下列公式计算：

$$A_s=M/(d_0 f_{sy}) \qquad (8.6.5\text{-}1)$$

$$M=M_0+Vd \qquad (8.6.5\text{-}2)$$

中国建筑设计网 www.sinoaec.com

式中　M——作用于钢柱脚底部的弯矩；

M_0——柱脚的设计弯矩；

V——柱脚的设计剪力；

d——钢柱埋深；

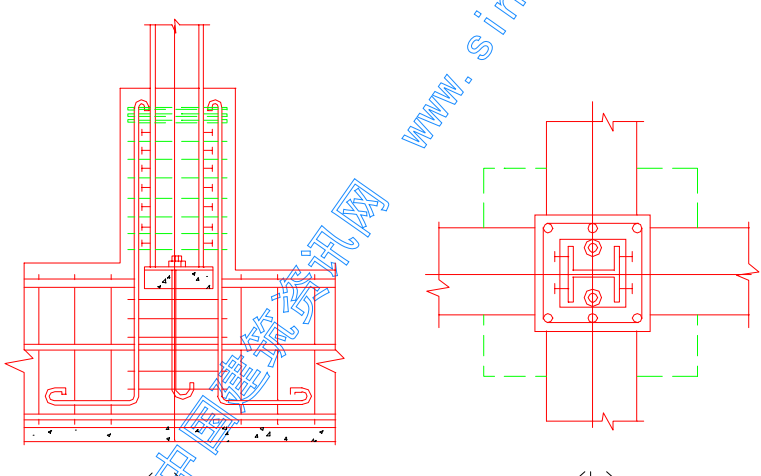
d_a——受拉侧与受压侧纵向主筋合力点间的距离；

f_{sy}——钢筋抗拉强度设计值。

二、主筋的最小含钢率为 0.2%，其配筋不宜小于 4∅22，并在上端设弯钩。主筋的锚固长度不应小于 35d（d 为钢筋直径），当主筋的中心距大于 200mm 时，应设置∅16 的架立筋。

三、箍筋宜为∅10，间距 100；在埋入部分的顶部，应配置不少于 3∅12、间距 50 的加强箍筋。

第 8.6.6 条　外包式柱脚（图 8.6.6-1）的混凝土外包高度与埋入式柱脚的埋入深度要求应相同。



中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

图 8.6.6-1　外包式柱脚

外包式柱脚的抗震第一阶段设计，应符合下列规定：

一、在计算平面内，钢柱一侧翼缘上的圆柱头栓钉数目，应按下列公式计算。柱轴向的栓钉间距不得大于 200mm（图 8.6.3-1）

$$n = N_f / N_v^s \quad (8.6.6\text{-}1)$$

$$N_f = M/(h_c - t_f) \quad (8.6.6\text{-}2)$$

式中 n——钢柱脚一侧翼缘需要的圆柱头栓钉数目；

N_f——钢柱一侧抗剪栓钉传递的翼缘轴力；

M——外包混凝土顶部箍筋处的钢柱弯矩设计值；

h_c——钢柱截面高度；

t_f——钢柱翼缘厚度；

N_v^s——一个圆柱头栓钉的受剪承载力设计值，按本规程第7.2.8条的规定计算，栓钉直径不得小于16mm。

二、外包式柱脚底部的弯矩全部由外包钢筋混凝土承受，其抗弯承载力应按下式验算。受拉主筋的锚固长度，应符合现行国家标准《钢筋混凝土结构设计规范》(GBJ 10)的规定。

$$M \leqslant n A_s f_{sy} d_0 \quad (8.6.6\text{-}3)$$

式中 M——外包式柱脚底部的弯矩设计值；

A_s——一根受拉主筋截面面积；

n——受拉主筋的根数；

f_{sy}——受拉主筋的抗拉强度设计值；

d_0——受拉主筋重心至受压区主筋重心间的距离。

三、外包混凝土的抗剪承载力，应符合下列规定：

1. 当钢柱为工形截面时(图8.6.6-2a)，外包式钢筋混凝土的受剪承载力宜按式(8.6.6-5)和(8.6.6-6)计算，并取其较小者：

$$V - 0.4N \leqslant V_{rc} \quad (8.6.6\text{-}4)$$

$$V_{rc} = b_{rc} h_0 (0.07 f_{cc} + 0.5 f_{ysh} \rho_{sh}) \quad (8.6.6\text{-}5)$$

$$V_{rc} = b_{rc} h_0 (0.14 f_{cc} b_c / b_{rc} + f_{ysh} \rho_{sh}) \quad (8.6.6\text{-}6)$$

式中 V——柱脚的剪力设计值；

N——柱最小轴力设计值；

V_{rc}——外包钢筋混凝土所分配到的受剪承载力；

b_{rc}——外包钢筋混凝土的总宽度；

b_c——外包钢筋混凝土的有效宽度(图8.6.4-2a)

中国建筑标准设计网 www.sinoaec.com

$$b_e = b_{e1} + b_{e2}$$

f_{cc}——混凝土轴心抗压强度设计值；

f_{ysh}——水平箍筋抗拉强度设计值；

ρ_{sh}——水平箍筋配筋率

$$\rho_{sh} = A_{sh} / b_{rc} s$$

当 $\rho_{sh} > 0.6\%$ 时，取 0.6%。

A_{sh}——一支水平箍筋的截面面积；

s——箍筋的间距；

h_0——混凝土受压区边缘至受拉钢筋重心的距离。

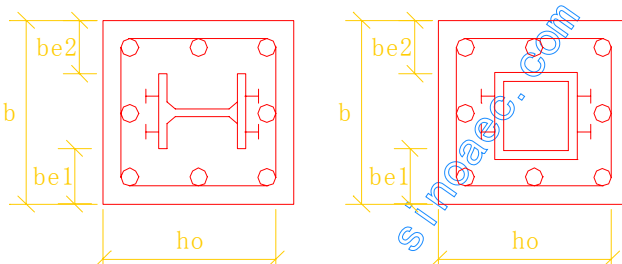


图 8.6.6-2　外包式柱脚截面

(*a*)工字形柱；(*b*)箱型柱

2. 当钢柱为箱形截面时(图 8.6.6-2*b*)，外包钢筋混凝土的受剪承载力为：

$$V_{rc} = b_e h_0 (0.07 f_{cc} + 0.5 f_{ysh} \rho_{sh}) \qquad (8.6.6\text{-}6)$$

式中　b_e——钢柱两侧混凝土的有效宽度之和，每侧不得小于 180mm；

ρ_{sh}——水平箍筋的配筋率

$$\rho_{sh} = A_{sh} / b_e s$$

当 $\rho_{sh} \geqslant 1.2\%$ 时，取 1.2%。

第 8.6.7 条　由柱脚锚栓固定的外露式柱脚承受轴力和弯矩时，其设计应符合下列规定：

一、底板尺寸应根据基础混凝土的抗压强度设计值确定；

中国建筑设计院 www.sinoaec.com

二、当底板压应力出现负值时，应由锚栓来承受拉力。当锚栓直径大于 60mm 时，可按钢筋混凝土压弯构件中计算钢筋的方法确定锚栓直径；

三、锚栓和支承托座应连接牢固，后者应能承受锚栓的拉力；

四、锚栓和内力应由其与混凝土之间的粘结力传递。当埋设深度受到限制时，锚栓应固定在锚板或锚梁上；

五、柱脚底板的水平反力，由底板和基础混凝土间的摩擦力传递，摩擦系数可取 0.4。当水平反力超过摩擦力时，可采用下列方法之一加强：

1. 底板下部焊接抗剪键；

2. 柱脚外包钢筋混凝土。

第七节　支　撑　连　接

第 8.7.1 条　抗剪支撑节点设计应符合下列要求：

一、在抗震设防的结构中，支撑节点连接的最大承载力应满足本规程式(8.1.3-3)的要求；

二、除偏心支撑外，支撑的重心线应通过梁与柱轴线的交点，当受条件限制有不大于支撑杆件宽度的偏心时，节点设计应计入偏心造成的附加弯矩的影响；

三、柱和梁在与支撑翼缘的连接处，应设置加劲肋。加劲肋应按承受支撑轴心力对柱或梁的水平或竖向分力计算。支撑翼缘与箱形柱连接时，在柱壁板的相应位置应设置隔板(图 8.7.2)；

四、在抗震设防的结构中，支撑宜采用 H 形钢制作，在构造上两端应刚接。当采用焊接组合截面时，其翼缘和腹板应采用坡口全熔透焊缝连接。

第 8.7.2 条　当支撑翼缘朝向框架平面外，且采用支托式连接时(图 8.7.2*a*、*b*)，其平面外计算长度可取轴线长度的 0.7 倍；当支撑腹板位于框架平面内时(图 8.7.2*c*、*d*)，其平面外计算长度可取轴线长度的 0.9 倍。

第8.7.3条　偏心支撑与耗能梁段相交时，支撑轴线与梁轴

中国建筑标准设计网 www.sbaec.com

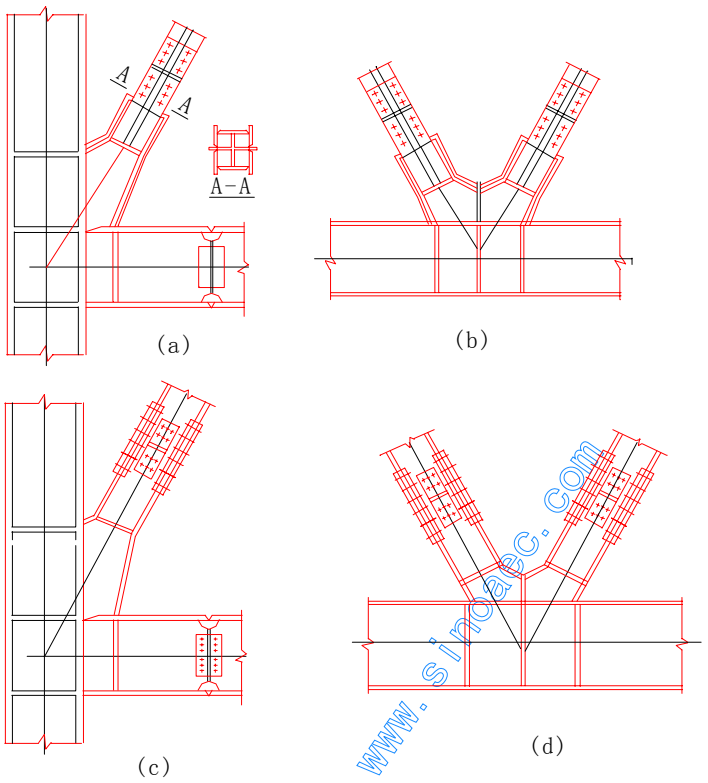


图 8.7.2　支撑与框架的连接节点

线的交点，不得位于耗能梁段外(图 8.7.3-1 和图 8.7.3-2)。

第 8.7.4 条　偏心支撑的剪切屈服型耗能梁段与柱翼缘连接时(图 8.7.3-1)，梁翼缘与柱翼缘之间应采用坡口全熔透对接焊缝；梁腹板与柱之间应采用角焊缝，焊缝强度应满足本规程式(8.1.3-2)的要求。耗能梁段不宜与工字形柱腹板连接。

第 8.7.5 条　耗能梁段腹板加劲肋的设置，应符合下列要求(图 8.7.3)：

一、耗能梁段与支撑连接的一端，应在支撑两侧设置加劲肋。当耗能梁段的净长 $a<2.6M_p/V_p$ 时，应在距两端 b_f 的位置两侧设置加劲肋。加劲肋在腹板两侧的总宽度不应小于 b_f-2t_w，其厚度不应小于 $0.75t_w$ 或 10mm；

www.sinoasc.com 中国建筑设计院

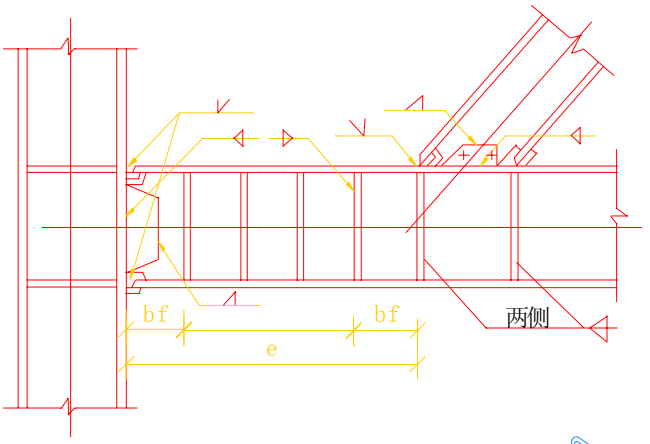


图 8.7.3-1　耗能梁段与柱翼缘的连接

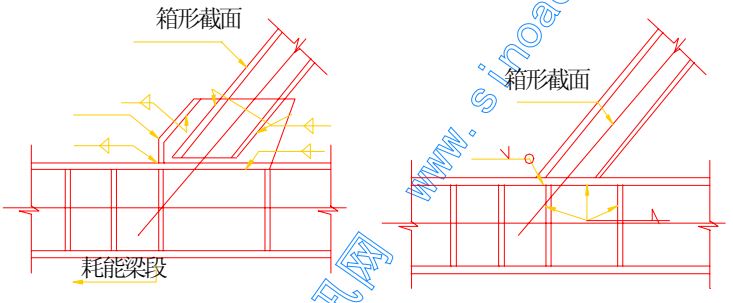


图 8.7.3-2　支撑与耗能梁段轴线交点的位置

二、当耗能梁段的净长 $a<2.2M_p/V_p$，或 $a\geqslant 2.2M_p/V_p$，但其截面弯矩达 M_{pc} 时的剪力大于 $0.47fh_0t_w$ 时，还应设置中间加劲肋。

当其净长 $a\leqslant 1.6M_p/V_p$ 时，中间加劲肋间距不得大于 $38t_w$—$h_0/5$；

当其净长 $a\geqslant 2.6M_p/V_p$ 时，中间加劲肋间距不得大于 $56t_w$—$h_0/5$；

当其净长 a 介于两者之间时，中间加劲肋间距应采用性线插

www.sinoaec.com 中国建筑资讯网

值。

三、高度不超过 600mm 的耗能梁段，可仅在单侧设置加劲肋。等于或大于 600mm 时，应两侧设置加劲肋。一侧加劲肋的宽度不应小于$(b_f/2)-t_w$，厚度不应小于 10mm。

第 8.7.6 条 耗能梁段加劲肋应在三边与梁用角焊缝连接。其与腹板连接焊缝的承载力不应低于$A_{st}f$，与翼缘连接焊缝的承载力不应低于$A_{st}f/4$。此处，$A_{st}=b_{st}t_{st}$，b_{st}为加劲肋的宽度，t_{st}为加劲肋的厚度。

第 8.7.7 条 耗能梁段两端上下翼缘，应设置水平侧向支撑，其轴力设计值至少应为 $0.015fb_ft_f$，b_f、t_f 分别为其翼缘的宽度和厚度。与耗能梁段同跨的框架梁上下翼缘，也应设置水平侧向支撑，其间距不应大于 $13b_f\sqrt{235/f_y}$，其轴力设计值至少不应小于现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 5.1.6 条规定的值。梁在侧向支承点间的长细比应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 9.3.2 条的规定。

中国建筑资讯网 www.sinoce.com

第九章　幕墙与钢框架的连接

第一节　一　般　要　求

第 9.1.1 条　本章适用于幕墙与钢框架主体结构的连接和施工。

第 9.1.2 条　幕墙构件应按国家现行建筑产品标准《建筑幕墙》(JG 3035)、现行国家标准《玻璃幕墙工程技术规范》(JGJ 102)以及现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)进行承载力设计并作必要的刚度验算。

第 9.1.3 条　在地震作用或风荷载作用下，应防止幕墙构件相互碰撞和脱落。

第 9.1.4 条　在抗震设防的建筑中，采用混凝土幕墙时，幕墙构件与主体结构之间的分离缝宽度，宜取 30mm，幕墙构件相互之间的纵向及横向分离缝宽度宜取 25mm。分离缝应采用压缩性良好的弹性密封材料密封。

第二节　连接节点的设计和构造

第 9.2.1 条　幕墙构件与钢框架的连接节点，宜设可微调的承重节点、固定节点和可动节点等三类节点，并应根据幕墙构件可能出现的相对于钢框架的变位形式，确定节点的连接方法及构造。

第 9.2.2 条　节点连接铁件和紧固件均应采用延性好的材料制作，其承载力设计值可按第二章的规定采用。

第 9.2.3 条　连接节点应承受单块幕墙的自重、风荷载、温度变化等引起的作用及施工临时荷载，在地震区尚应承受幕墙本身的地震作用。

中国建筑技术网 www.sinaec.com

第 9.2.4 条 作用于幕墙构件上的风荷载标准值，应按下式计算：

$$w_k = \beta_D \mu_z \mu_s w_0 \tag{9.2.4}$$

式中 w_k——风荷载标准值(N/mm^2)；

μ_z——风压高度变化系数，按本规程第 4.2.3 条规定采用；

μ_s——风荷载体型系数，按本规程第 4.2.4 条规定采用；

w_0——高层建筑基本风压(kN/m^2)，按本规程第 4.2.2 条规定采用；

β_D——考虑瞬时风压的阵风风压系数，取 2.25。

第 9.2.5 条 当幕墙构件上下端均与钢框架连接时，作用于幕墙构件的地震作用标准值，可按下列公式计算。位于屋顶突出小塔屋上的幕墙构件，其地震作用标准值尚应乘以动力增大系数 3，但此地震作用不向下传递。

$$F_{Ek} = \beta_E \alpha_{max} G_{0K} \tag{9.2.5-1}$$

$$F'_{Ek} = F_{Ek} \tag{9.2.5-2}$$

式中 F_{Ek}——作用于幕墙构件平面内的水平地震作用标准值；

F'_{Ek}——作用于幕墙构件平面外的水平地震作用标准值；

G_{0k}——幕墙构件自重标准值；

α_{max}——地震影响系数最大值，本规程第 4.3.3 条的规定采用；

β_E——地震作用的动力增大系数，取 3.0。

第 9.2.6 条 幕墙构件的温度作用效应，应按下列规定计算：

一、幕墙构件的温度作用可按下列公式计算：

$$F_{Tk} = E[\alpha \triangle T - (2c - d)/l] \tag{9.2.6-1}$$

式中 F_{Tk}——温差引起的幕墙构件温度作用标准值(N/mm^2)；

E——幕墙构件的弹性模量(N/mm^2)，见表 9.2.6；

α——幕墙构件的线膨胀系数，见表 9.2.6；

$\triangle T$——当地一年内的最大温差(℃)，缺乏必要资料时可取

中国建筑资讯网 www.sinoca.com

$\triangle T=80℃$；

c——幕墙构件之间的分离缝宽度之半(mm)；

d——施工误差，可取 3mm；

l——单块幕墙构件两个支点间的距离(mm)。

二、当 F_{Tk} 为负数时表示温度应力为零。

三、幕墙构件材料的弹性模量和线膨胀系数，可按表 9.2.6 的规定采用：

幕墙构件材料的弹性模量和线膨胀系数　　表 9.2.6

性　能	钢　材	铝合金	混凝土	玻　璃
弹性模量 E (N/mm^2)	206×10^3	7×10^4	2.55×10^4～3.0×10^4	7.2×10^4
线膨胀系数 α	12×10^{-6}	2.35×10^{-5}	1.0×10^{-5}	8×10^{-6}～14×10^{-6}

注：混凝土弹性模量为 C20～C30 时的值。

第 9.2.7 条　幕墙构件的连接钢件的紧固件，应按下列公式计算作用组合的效应：

$$S=\gamma_G C_G G_{0k}+\gamma_E C_E F_{Ek}(\text{或 } \gamma'_E \gamma'_E F'_{Ek})+\psi_w \gamma_w C_w w_k+\gamma_T C_T F_{Tk} \quad (9.2.7)$$

式中　G_E——幕墙构件总自重标准值；

F_{Ek}、F'_{Ek}——分别为幕墙构件平面内、平面外的水平地震作用标准值；

w_k——风荷载标准值；

F_{Tk}——温度作用标准值；

C_G、C_E、C'_E、C_w、C_T——分别为上述各项荷载和作用相应的效应系数；

γ_G、γ_E、γ'_E、γ_w、γ_T——分别为上述各项荷载和作用相应的系数。$\gamma'_E=\gamma_E$，$\gamma_T=1.0$，其余按表 5.4.2 的规定取值。

ψ_w——风荷载的组合系数，在有地震作用的

中国建筑资讯网 www.jinoaec.com

荷载组合中取 0.2，无地震作用时取 1.0。

荷载组合可按本规程表 5.4.2 的规定进行，但平面内和平面外的地震作用应分别与其他荷载组合，不考虑它们同时施加。温度作用在各组合中均应考虑。

第 9.2.8 条 在抗震设防的建筑中，幕墙构件与主体结构的连接节点，均应按地震作用组合计算螺栓、连接角钢和焊缝的承载力。受力螺栓、销钉、铆钉每处不得少于 2 个，并应乘以不小于 2.5 的增大系数。

第 9.2.9 条 幕墙构件节点的紧固件和连接件同时受拉剪作用时，其承载力应符合下式的要求：

$$\sqrt{\left(\frac{N}{N_t^b}\right)^2+\left(\frac{V}{N_v^b}\right)^2}\leqslant 1 \qquad (9.2.9)$$

式中 N——每个螺栓承受的拉力；

N_t^b——每个螺栓的受拉承载力设计值；

V——每个螺栓承受的剪力；

N_v^b——每个螺栓的受剪承载力设计值。

第 9.2.10 条 幕墙构件节点紧固件及连接件的最小构造尺寸，应符合表 9.2.10 的规定。焊缝及螺栓的构造要求应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第八章的规定。

紧固件及连接件的最小构造尺寸 表 9.2.10

幕墙类别	螺栓	连接角钢 (mm)
混凝土幕墙	Ø20	∟ 140×140×10
玻璃幕墙	Ø14	∟ 100×100×6

第 9.2.11 条 可动节点应设置大孔径连接钢件、长孔径钢垫板及滑移垫片(图 9.2.11)。

第 9.2.12 条 当可动节点以横向滑动方式吸收层间变位时，连接钢件上横向长圆孔的长向孔径应按下式计算：

中国建筑学会 www.sinoaec.com

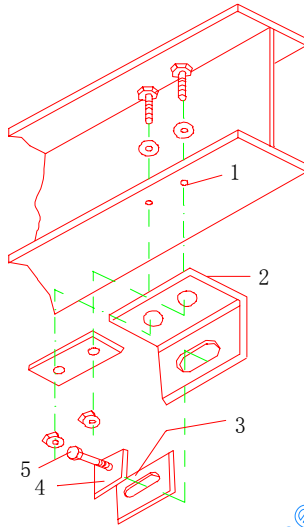


图 9.2-11　可动节点连接钢件示意图

1—螺栓孔；2—大孔径连接钢件；3—插入滑移垫片；
4—小孔径钢垫板；5—连接幕墙构件的螺栓

$$d = 2(r + \triangle l + u) \qquad (9.2.12)$$

式中　d——横向长圆孔的长向孔径；

$\triangle l$——幕墙构件安装的尺寸容许误差；

u——幕墙构件在相对于钢框架运动时的层间变位量，对抗震结构可取层高的 1/150；

r——螺栓半径。

第 9.2.13 条　可动节点以旋转方式承受层间位移时，连接钢件上竖向长圆孔的长向孔径应按下列公式计算：

$$d_1 = 2(r + \triangle l + d) \qquad (9.2.13\text{-}1)$$

$$d = a_h / a_v u \qquad (9.2.13\text{-}2)$$

式中　d_1——竖向长圆孔直径；

a_h——幕墙构件上下端支点间的水平距离；

a_v——幕墙构件上下端支点间的竖向距离。

第 9.2.14 条　可动节点中长圆孔的连接钢件，不得与幕墙构

中国建筑设计网 www.chinaaec.com

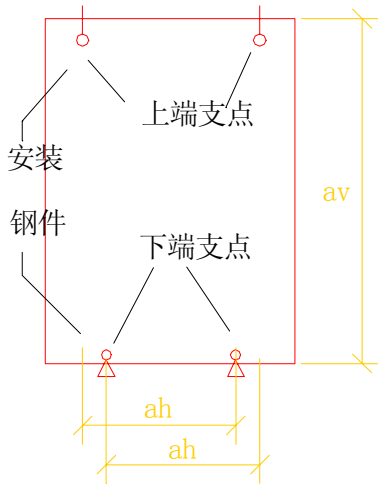


图 9.2.13

件上的钢件焊接，但可与钢框架焊接或用螺栓固定。

第 9.2.15 条 可动节点的滑移垫片，应选用耐磨、高强、耐老化、韧性好、摩擦系数小的薄片，其垫片厚度宜为 1mm。

第三节 施 工 要 点

第 9.3.1 条 施工中各环节的技术要求应符合现行行业标准《玻璃幕墙工程技术规范》(JGJ 102)等的规定，保证预埋件位置正确，有足够的牢固度，并对其进行妥善的保护，在任何情况下均不得敲打、碰撞。不得将受损的预埋件、未经检验的和检验不合格的幕墙构件装到钢框架上。

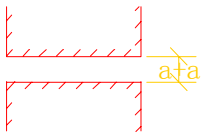
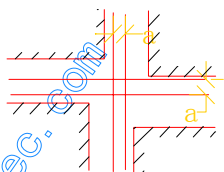
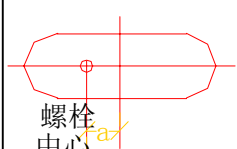
第 9.3.2 条 紧固可动节点长圆孔内的螺栓时，应采用扭矩搬手控制螺栓的预拉力。不得对此种螺栓进行焊接固定，但需采取防止螺栓松动的措施。

第 9.3.3 条 可动节点内不得使用翘曲不平或破损的滑移垫片。各节点的连接钢件及紧固件的材料和精度，均应符合设计要求，并不得有扭、翘、弯曲等现象。

第 9.3.4 条 幕墙构件及节点螺栓安装的尺寸容许误差，应符合表 9.3.4 的规定。

中国建筑设计网 www.sinoac.com

安装尺寸允许误差　　表 9.3.4

项　　目	允许误差(mm)			图　　例
	金属幕墙	玻璃幕墙	混凝土幕墙	
幕墙构件间水平接缝宽度误差 [△a]	±3	±5	±5	
接缝中心线错位 [a]	2	3	3	
螺栓中心线与长圆孔中心线的误差 [a]	±2	±3	±3	

www.sinoaec.com 中国建筑设计网

第 9.3.5 条　幕墙构件与钢结构连接的钢件和预埋件，均应预先进行表面防锈处理。幕墙固定后其节点尚应按本规程第十一章和第十二章的要求，对节点采取防锈和防火措施。可动节点的防锈和防火措施不得削弱节点随动变位的功能。

第 9.3.6 条　幕墙构件安装，除应符合本规程第 9.3.1 条的规定外，尚应符合下列要求：

一、幕墙构件在钢框架上的临时固定点不得少于 4 处；

二、基本风速超过 10m/s 时，不应进行吊装作业。

第十章　制　　作

第一节　一　般　要　求

第 10.1.1 条　高层建筑钢结构的制作单位，应根据已批准的技术设计文件编制施工详图。

施工详图应由原设计工程师批准，或由合同文件规定的监理工程师批准。当需要修改时，制作单位应向原设计单位申报，经同意和签署文件后修改才能生效。

第 10.1.2 条　钢结构制作前，应根据设计文件、施工详图的要求以及制作厂的条件，编制制作工艺。制作工艺书应包括：施工中所依据的标准，制作厂的质量保证体系，成品的质量保证和为保证成品达到规定的要求而制订的措施，生产场地的布置、采用的加工、焊接设备和工艺装备，焊工和检查人员的资质证明，各类检查项目表格和生产进度计算表。

制作工艺书应作为技术文件经发包单位代表或监理工程师批准。

第 10.1.3 条　钢结构制作单位应在必要时对构造复杂的构件进行工艺性试验。

第 10.1.4 条　高层钢建筑结构制作、安装、验收及土建施工用的量具，应按同一标准进行鉴定，并具有相同的精度等级。

第 10.1.5 条　连接复杂的钢构件，应根据合同要求在制作单位进行预拼装。

第二节　材　　料

第 10.2.1 条　高层建筑钢结构采用的钢材，应符合设计文件的要求，并具有质量证明书，其质量应符合现行国家标准《碳素结

中国建筑资讯网 www.sinoac.com

构钢》(GB 700)、《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591),以及本规程第二章的规定。

第 10.2.2 条 高层建筑钢结构采用的各种焊接材料、高强度螺栓、普通螺栓和涂料,应符合设计文件的要求,并应具有质量证明书;其质量应分别符合现行国家标准《碳钢焊条》(GB5117)、《低合金钢焊条》(GB 5118)、《熔化焊用钢丝》(GB/T14957)、《气体保护焊用钢丝》(GB/T 14958)、《钢结构高强度六角头螺栓、大六角头螺母、垫圈与技术条件》(GB/T 1228～1231)、《钢结构扭剪型高强度螺栓连接副》(GB 3632～3633)等,并应符合下列要求:

一、严禁使用药皮脱落或焊芯生锈的焊条、受潮结块或已熔烧过的焊剂以及生锈的焊丝。用于栓钉焊的栓钉,其表面不得有影响使用的裂纹、条痕、凹痕和毛刺等缺陷。

二、焊接材料应集中管理,建立专用仓库,库内要干燥,通风良好。

三、螺栓应在干燥通风的室内存放。高强度螺栓的入库验收,应按国家现行标准《钢结构高强度螺栓连接的设计、施工及验收规程》(JGJ 82)的要求进行,严禁使用锈蚀、沾污、受潮、碰伤和混批的高强度螺栓。

四、涂料应符合设计要求,并存放在专门的仓库内,不得使用过期、变质、结块失效的涂料。

第三节 放样、号料和切割

第 10.3.1 条 放样和号料应符合下列规定:

一、需要放样的工件应根据批准的施工详图放出足尺节点大样;

二、放样和号料应预留收缩量(包括现场焊接收缩量)及切割、铣端等需要的加工余量,高层钢框架柱尚应预留弹性压缩量。

第 10.3.2 条 高层钢框架柱的弹性压缩量,应按结构自重(包括钢结构、楼板、幕墙等的重量和经常作用的活荷载产生的柱轴力计算。相邻柱的弹性压缩量相差不超过 5mm 时,可采用相同

中国建筑设计网 www.sinoaec.com

的压缩量。

柱压缩量应由设计者提出，由制作厂和设计者协商确定。

第 10.3.3 条 号料和切割应符合下列要求：

一、主要受力构件和需要弯曲的构件，在号料时应按工艺规定的方向取料，弯曲件的外侧不应有冲样点和伤痕缺陷；

二、号料应有利于切割和保证零件质量；

三、宽翼缘型钢等的下料，宜采用锯切。

第四节 矫正和边缘加工

第 10.4.1 条 矫正应符合下列规定：

一、矫正可采用机械或有限度的加热(线状加热或点加热)，不得采用损伤材料组织结构的方法；

二、进行加热矫正时，应确保最高加热温度及冷却方法不损坏钢材材质。

第 10.4.2 条 边缘加工应符合下列规定：

一、需边缘加工的零件，宜采用精密切割来代替机械加工；

二、焊接坡口加工宜采用自动切割、半自动切割、坡口机、刨边等方法进行；

三、坡口加工时，应用样板控制坡口角度和各部分尺寸；

四、边缘加工的精度，应符合表 10.4.2 的规定。

边缘加工的允许偏差 表 10.4.2

边线与号料线的允许偏差(mm)	边线的弯曲矢高(mm)	精糙度(mm)	缺口(mm)	渣	坡度
±1.0	$l/3000$，且≤2.0	0.02	2.0 (修磨平缓过度)	清除	±2.5°

注：l 为弦长。

第五节 组 装

第 10.5.1 条 钢结构构件组装应符合下列规定：

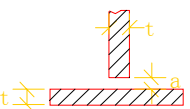
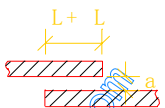
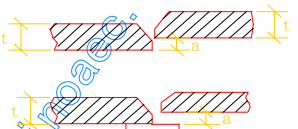
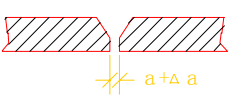
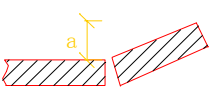
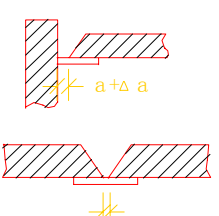
一、组装应按制作工艺规定的顺序进行；

中国建筑设计院 www.sinoadc.com

二、组装前应对零部件进行严格检查，填写实测记录，制作必要的工装。

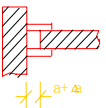
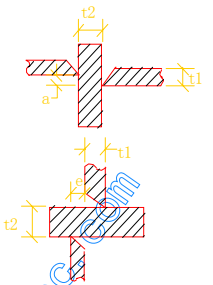
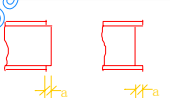
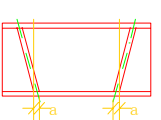
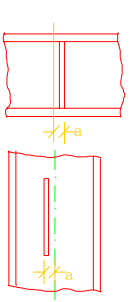
第 10.5.2 条 组装允许偏差，应符合表 10.5.2 的规定。

组装允许偏差 表 10.5.2

项目		允许偏差(mm)	图例
T 形连接的间隙	$t<16$	1.0	
	$t\geqslant16$	2.0	
搭接接头长度偏差		±5.0	
搭接接头间隙偏差		1.0	
对接接头底板错位	$t\leqslant16$	1.5	
	$16<t<30$	$t/10$	
	$t\geqslant30$	3.0	
对接接头间隙偏差	手工电弧焊	4.0 0	
	埋弧自动焊和气体保护焊	+1.0 0	
对接接头直线度偏差		2.0	
根部开口间隙偏差(背部加衬板)		±2.0	

www.sinoaec.com 中国建筑资讯网

续表

项　　目		允许偏差(mm)	图　　例
水平隔板电渣焊间隙偏差	±2.0		
隔板与梁翼缘的错位量	$t_1 \geqslant t_2$ 且 $t_1 \leqslant 20$	$t_2/2$	
	$t_1 \geqslant t_2$ 且 $t_1 > 20$	4.0	
	$t_1 < t_2$ 且 $t_1 \leqslant 20$	$t_1/4$	
	$t_1 < t_2$ 且 $t_1 > 20$	5.0	
焊接组装构件端部偏差		3.0	
加劲板或隔板倾斜偏差		2.0	
连接板、加劲板间距或位置偏差		2.0	

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

第六节　焊　　接

第 10.6.1 条　从事钢结构各种焊接工作的焊工，应按现行国家标准《建筑钢结构焊接规程》(JGJ81)的规定经考试并取得合格证后，方可进行操作。

第 10.6.2 条　在钢结构中首次采用的钢种、焊接材料、接头形式、坡口形式及工艺方法，应进行焊接工艺评定，其评定结果应符合设计要求。

第 10.6.3 条　高层建筑钢结构的焊接工作，必须在焊接工程师的指导下进行，并应根据工艺评定合格的试验结果和数据，编制焊接工艺文件。

焊接工作应严格按照所编工艺文件中规定的焊接方法、工艺参数、施焊顺序等进行。并应符合现行国家标准《建筑钢结构焊接规程》(JGJ81)的规定。

第 10.6.4 条　低氢型焊条在使用前必须按照产品说明书的规定进行烘焙。烘焙后的焊条应放入恒温箱备用，恒温温度控制在80～100℃。

烘焙合格的焊条外露在空气中超过 4h 的应重新烘焙。焊条的反复烘焙次数不宜超过 2 次。

第 10.6.5 条　焊剂在使用前必须按其产品说明书的规定进行烘焙。焊丝必须除净锈蚀、油污及其他污物。

第 10.6.6 条　二氧化碳气体纯度不应低于 99.5%(体积法)，其含水量不应大于 0.005%(重量法)。若使用瓶装气体，瓶内气体压力低于 1MPa 时应停止使用。

第 10.6.7 条　当采用气体保护焊时，焊接区域的风速应加以限制。风速在 1m/s 以上时，应设置挡风装置，对焊接现场进行防护。

第 10.6.8 条　焊接开始前，应复查组装质量、定位焊质量和焊接部位的清理情况。如不符合要求，应修正合格后方准施焊。

第 10.6.9 条　对接接头、T 型接头和要求全熔透的角部焊

中国建筑标准网 www.chinabzw.com

缝，应在焊缝两端配置引弧板和引出板，其材质应与焊件相同或通过试验选用。手工焊引板长度不应小于60mm，埋弧自动焊引板长度不应小于150mm，引焊到引板上的焊缝长度不得小于引板长度的2/3。

第10.6.10条 引弧应在焊道处进行，严禁在焊道区以外的母材上打火引弧。

第10.6.11条 焊接时应根据工作地点的环境温度、钢材材质和厚度，选择相应的预热温度，对焊件进行预热。无特殊要求时，可按表10.6.11选取预热温度。

常用的预热温度　　表10.6.11

钢材分类	环境温度	板厚(mm)	预热及层间宜控温度(℃)
普通碳素结构钢	0℃以上	≥50	70～100
低合金结构钢	0℃以上	≥36	70～100

凡需预热的构件，焊前应在焊道两侧各100mm范围内均匀进行预热，预热温度的测量应在距焊道50mm处进行。

当工作地点的环境温度为0℃以下时，焊接件的预热温度应通过试验确定。

第10.6.12条 板厚超过30mm，且有淬硬倾向和约束度较大的低合金结构钢的焊接，必要时可进行后热处理。后热处理的温度和时间可按表10.6.12选取。

后热处理的温度和时间　　表10.6.12

钢种	后热温度	后热时间
低合金结构钢	200～300℃	1h/每30mm板厚

后热处理应于焊后立即进行。后热的加热范围为焊缝两侧各100mm，温度的测量应在距焊缝中心线50mm处进行。焊缝后热

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

达到规定温度后，按规定时间保温，然后使焊件缓慢冷却至常温。

第 10.6.13 条 要求全熔透的两面焊焊缝，正面焊完成后在焊背面之前，应认真清除焊缝根部的熔渣、焊瘤和未焊透部分，直至露出正面焊缝金属时方可进行背面的焊接。

第 10.6.14 条 30mm 以上厚板的焊接，为防止在厚度方向出现层状撕裂，宜采取以下措施：

一、将易发生层状撕裂部位的接头设计成约束度小、能减小层状撕裂的构造形式，如图 10.6.14 所示。

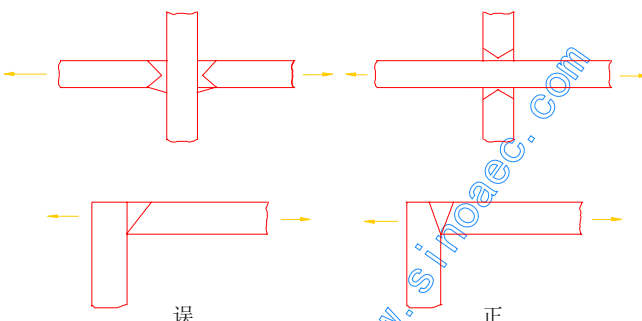


图 10.6.14

二、焊接前，对母材焊道中心线两侧各 2 倍板厚加 30mm 的区域内进行超声波探伤检查。母材中不得有裂纹、夹层及分层等缺陷存在。

三、严格控制焊接顺序，尽可能减小垂直于板面方面的约束。

四、根据母材的 C_{eq}（碳当量）和 P_{cm}（焊接裂纹敏感性系数）值选择正确的预热温度和必要的后热处理。

五、采用低氢型焊条施焊，必要时可采用超低氢型焊条。在满足设计强度要求的前提下，采用屈服强度较低的焊条。

第 10.6.15 条 高层建筑钢结构箱型柱内横隔板的焊接，可采用熔咀电渣焊或电渣焊设备进行焊接。箱形结构封闭后，通过预留孔用两台焊机同时进行电渣焊，如图 10.6.15 所示。施焊时应注意下列事项：

中国建筑设计网 www.sinoaec.com

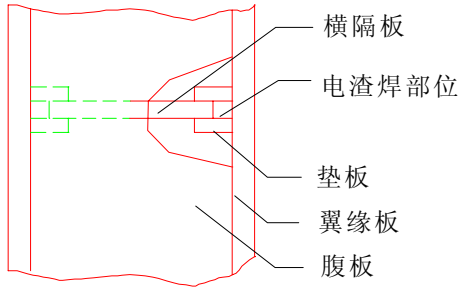


图 10.6.15

一、施焊现场的相对湿度等于或大于 90%时，应停止焊接；

二、熔咀孔内不得受潮、生锈或有污物；

三、应保证稳定的网路电压；

四、电渣焊施焊前必须做工艺试验，确定焊接工艺参数和施焊方法；

五、焊接衬板的下料、加工及装配应严格控制质量和精度，使其与横隔板和翼缘板紧密贴合；当装配缝隙大于 1mm 时，应采取措施进行修整和补救；

六、同一横隔板两侧的电渣焊应同时施焊，并一次焊接成型；

七、当翼缘板较薄时，翼缘板外部的焊接部位应安装水冷却装置；

八、焊道两端应按要求设置引弧和引出套筒；

九、熔咀应保持在焊道的中心位置；

十、焊接起动及焊接过程中，应逐渐少量加入焊剂；

十一、焊接过程中应随时注意调整电压；

十二、焊接过程应保持焊件的赤热状态。

第 10.6.16 条 栓钉焊接应符合下列要求：

一、焊接前应将构件焊接面上的水、锈、油等有害杂质清除干净，并按规定烘焙瓷环；

二、栓钉焊电源应与其他电源分开，工作区应远离磁场或采取措施避免磁场对焊接的影响；

中国建筑资讯网(www.chinabuilding.com.cn)

三、施焊构件应水平放置。

第 10.6.17 条 栓钉焊应按下列要求进行质量检验：

一、目测检查栓钉焊接部位的外观，四周的熔化金属以形成一均匀小圈而无缺陷为合格。

二、焊接后，自钉头表面算起的栓钉高度 L 的允许偏差为 $\pm 2mm$，栓钉偏离竖直方向的倾斜角度 $\theta \leqslant 5°$（图 10.6.17）。

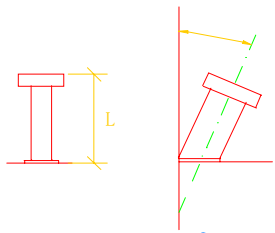


图 10.6.17

三、目测检查合格后，对栓钉进行冲力弯曲试验，弯曲角度为 15°。在焊接面上不得有任何缺陷。

栓钉焊的冲力弯曲试验采取抽样检查。取样率为每 100 个栓钉取一个，或每根柱或每根梁取一个。试验可用手锤进行，试验时应使拉力作用在熔化金属最少的一侧。当达到规定弯曲角度时，焊接面上无任何缺陷为合格。抽样栓钉不合格时，应再取两个栓钉进行试验，只要其中一个仍不符合要求，则余下的全部栓钉都应进行试验。

四、经冲力弯曲试验合格的栓钉可在弯曲状态下使用，不合格的栓钉应更换，并经弯曲试验检验。

第 10.6.18 条 焊缝质量的外观检查，应按设计文件规定的标准在焊缝冷却后进行。由低合金结构钢焊接而成的大型梁柱构件以及厚板焊接件，应在完成焊接工作 24h 后，对焊缝及热影响区是否存在裂缝进行复查。

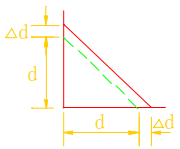
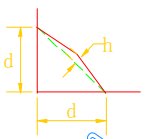
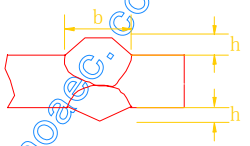
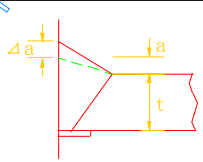
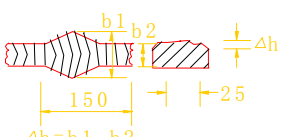
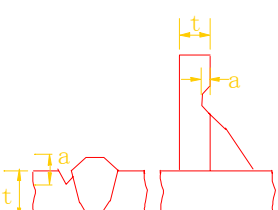
一、焊缝表面应均匀、平滑，无折皱、间断和未满焊，并与基本金属平缓连接，严禁有裂纹、夹渣、焊瘤、烧穿、弧坑、针状气孔和熔合性飞溅等缺陷；

二、所有焊缝均应进行外观检查，当发现有裂纹疑点时，可用磁粉探伤或着色渗透探伤进行复查。

设计文件无规定时，焊缝质量的外观检查可按表 10.6.18 的规定执行。

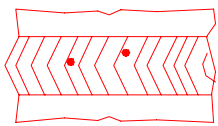
中国建筑标准设计网 www.sris.cc.com

焊缝外观检验的允许偏差或质量标准　　表 10.6.18

项目		允许偏差或质量标准	图例
焊脚尺寸偏差	$d \leqslant 6mm$	$+1.5mm$ 0	
	$d > 6mm$	$+3mm$ 0	
角缝焊余高	$d \leqslant 6mm$	$+1.5mm$ 0	
	$d > 6mm$	$+3mm$ 0	
焊缝余高	$b < 15mm$	$+3mm$ $+0.5$	
	$15mm \leqslant b < 20mm$	$+4mm$ $+0.5mm$	
T 型接头焊缝余高	$t \leqslant 10mm$ $a = t/4mm$	$+5mm$ 0	
	$t > 40mm$ $a = 10mm$	$+5mm$ 0	
焊缝宽度偏差		在任意 150mm 范围内≤5mm	
焊缝表面高低差		在任意 25mm 范围内≤2.5mm	
咬边		≤$t/20$，≤0.5mm 在受拉对接焊缝中，咬边总长度不得大于焊缝长度的 10%；在角焊缝中，咬边总长度不得大于焊缝长度的 20%	

www.sinoaec.com 中国建筑设计院

续表

项　　目	允许偏差或质量标准	图　　例
气　　孔	承受拉力或压力且要求与母材等强度的焊缝不允许有气孔；角焊缝允许有直径不大于 1.0mm 的气孔，但在任意 1000mm 范围内不得大于 3 个；焊缝长度不足 1000mm 的不得大于 2 个	

第 10.6.19 条　焊缝的超声波探伤检查应按下列要求进行：

一、图纸和技术文件要求全熔透的焊缝，应进行超声波探伤检查；

二、超声波探伤检查应在焊缝外观检查合格后进行。焊缝表面不规则及有关部位不清洁的程度，应不妨碍探伤的进行和缺陷的辨认，不满足上述要求时事前应对需探伤的焊缝区域进行铲磨和修整。

三、全熔透焊缝的超声波探伤检查数量，应由设计文件确定。设计文件无明确要求时，应根据构件的受力情况确定：受拉焊缝应 100%检查；受压焊缝可抽查 50%，当发现有超过标准的缺陷时，应全部进行超声波检查。

四、超声波探伤检查应根据设计文件规定的标准进行。设计文件无规定时，超声波探伤的检查等级按《钢焊缝手工超声波检验方法和探伤结果分级》GB11345—89 标准中规定的 *B* 级要求执行，受拉焊缝的评定等级为 *B* 检查等级中的Ⅰ级，受压焊缝的评定等级为 *B* 检查等级中的Ⅱ级

五、超声波检查应做详细记录，并写出检查报告。

第 10.6.20 条　经检查发现的焊缝不合格部位，必须进行返修。

一、当焊缝有裂纹、未焊透和超标准的夹渣、气孔时，必须将缺

中国建筑设计院网 www.chinadec.com

陷清除后重焊。清除可用碳弧气刨或气割进行。

二、焊缝出现裂纹时，应由焊接技术负责人主持进行原因分析，制定出措施后方可返修。当裂纹界限清楚时，应从裂纹两端加长 50mm 处开始，沿裂纹全长进行清除后再焊接。

三、对焊缝上出现的间断、凹坑、尺寸不足、弧坑、咬边等缺陷，应予补焊。补焊焊条直径不宜大于 4mm。

四、修补后的焊缝应用砂轮进行修磨，并按要求重新进行检查。

五、低合金结构钢焊缝，在同一处返修次数不得超过 2 次。对经过 2 次返修仍不合格的焊缝，应会同设计或有关部门研究处理。

第七节　制　　孔

第 10.7.1 条　制孔应按下列规定进行：

一、宜采用下列制孔方法：

1. 使用多轴立式钻床或数控机床等制孔；
2. 同类孔径较多时，采用模板制孔；
3. 小批量生产的孔，采用样板划线制孔；
4. 精度要求较高时，整体构件采用成品制孔。

二、制孔过程中，孔壁应保持与构件表面垂直。

三、孔周围的毛刺、飞边，应用砂轮等清除。

第 10.7.2 条　高强度螺栓孔的精度应为 H15 级，孔径的允许偏差应符合表 10.7.2 的规定。

高强度螺栓孔径的允许偏差　　表 10.7.2

名　　称	允　许　偏　差 (mm)						
螺　　栓	12	16	20	(22)	24	(27)	30
孔　　径	13.5	17.5	22	(24)	26	(30)	33
不圆度（最大和最小直径差）	1.0		1.5				
中心线倾斜	不应大于板厚的 3%，且单层板不得大于 2.0mm，多层板叠组合不得大于 3.0mm						

中国建筑钢结构网 www.sjnoaec.com

第 10.7.3 条 孔在零件、部件上的位置，应符合设计文件的要求。当设计无要求时，成孔后任意两孔间距离的允许偏差，应符合表 10.7.3 的规定。

孔间距离的允许偏差　　表 10.7.3

项　　目	允许偏差 (mm)			
	≤500	>500～1200	>1200～3000	>3000
同一组内相邻两孔间	±0.7	—	—	—
同一组内任意两孔间	±1.0	±1.2	—	—
相邻两组的端孔间	±1.2	±1.5	±2.0	±3.0

第 10.7.4 条 孔的分组应符合下列规定：

一、在节点中，连接板与一根杆件相连的所有连接孔划为一组；

二、在接头处，通用接头半个拼接板上的孔为一组，阶梯接头两接头之间的孔为一组；

三、在两相邻节点或接头间的连接孔为一组，但不包括以上两款中所指的孔；

四、受弯构件翼缘上每 1.0m 长度内的孔为一组。

第八节　摩擦面的加工

第 10.8.1 条 采用高强度螺栓连接时，应对构件摩擦面进行加工处理。处理后的抗滑移系数应符合设计要求。

第 10.8.2 条 高强度螺栓连接摩擦面的加工，可采用喷砂、抛丸和砂轮打磨等方法。

注：砂轮打磨方向应与构件受力方向垂直，且打磨范围不得小于螺栓直径的 4 倍。

第 10.8.3 条 经处理的摩擦面应采取防油污和损伤的保护措施。

第 10.8.4 条 制作厂应在钢结构制作的同时进行抗滑移系

中国建筑标准设计网 www.sinoasc.com

数试验，并出具试验报告。试验报告应写明试验方法和结果。

第 10.8.5 条 应根据现行国家标准《钢结构高强度螺栓连接的设计、施工及验收规程》(JGJ82)的要求或设计文件的规定，制作材质和处理方法相同的复验抗滑移系数用的试件，并与构件同时移交。

第九节 端 部 加 工

第 10.9.1 条 构件的端部加工应按下列要求进行：

一、构件的端部加工应在矫正合格后进行；

二、应根据构件的形式采取必要的措施，保证铣平端面与轴线垂直；

三、端部铣平面的允许偏差，应符合表 10.9.1 的规定。

端部铣平面的允许偏差 表 10.9.1

项 目	允 许 偏 差
两端铣平时的构件长度	±3mm
铣平面的平直度	0.3mm
端面倾斜度(正切值)	≤1/1500
表面粗糙度	0.03mm

第十节 防锈、涂层、编号及发运

第 10.10.1 条 钢结构的除锈和涂底工作，应在质量检查部门对制作质量检验合格后进行。

第 10.10.2 条 除锈质量分为两级，并应符合表 10.10.2 的规定。

除 锈 质 量 等 级 表 10.10.2

质 量 标 准	除 锈 方 法
钢材表面应露出金属色泽	喷砂、抛丸
钢材表面允许存留不能再清除的轧制表皮	一般工具(如钢铲、钢刷)

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

第 10.10.3 条 钢结构的防锈涂料和涂层厚度应符合设计要求，涂料应配套使用。

第 10.10.4 条 对规定的工厂内涂漆的表面，要用机械或手工方法彻底清除浮锈和浮物。

第 10.10.5 条 涂层完毕后，应在构件明显部位印制构件编号。编号应与施工图的构件编号一致，重大构件还应标明重量、重心位置和定位标记。

第 10.10.6 条 根据设计文件要求和构件的外形尺寸、发运数量及运输情况，编制包装工艺。应采取措施防止构件变形。

第 10.10.7 条 钢结构的包装和发运，应按吊装顺序配套进行。

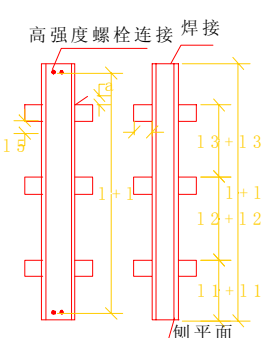
第 10.10.8 条 钢结构成品发运时，必需与订货单位有严格的交接手续。

第十一节 构件验收

第 10.11.1 条 构件制作完毕后，检查部门应按施工详图的要求和本规程的规定，对成品进行检查验收。成品的外形和几何尺寸的偏差应符合表 10.11.1-1 和 10.11.1-2 的规定。

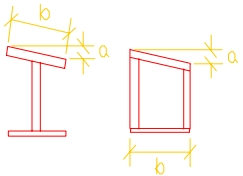
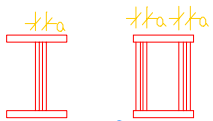
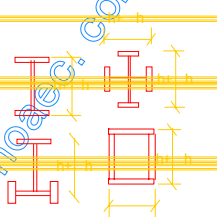
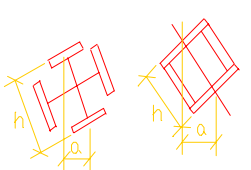
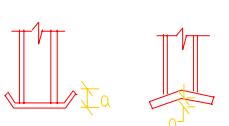
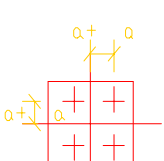
高层多节柱的允许偏差　　表 10.11.1-1

项目		允许偏差(mm)	图例
一节柱长度的制造偏差 $\triangle l$		±3.0	
柱底刨平面到牛腿支承面距离 l 的偏差 $\triangle l_1$		±2.0	
楼层间距离的偏差 $\triangle l_2$ 或 $\triangle l_3$		±3.0	
牛腿的翘曲或扭曲 a	$l_5 \leqslant 600$	2.0	
	$l_5 > 600$	3.0	
柱身挠曲矢高	$l/1000$ 且有大于 5.0		



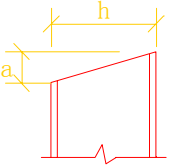
中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

续表

项目		允许偏差(mm)	图例
翼缘板倾斜度	$b \leqslant 400$	3.0	
	$b > 400$	5.0	
	接合部位	$B/100$ 且不大 1.5	
腹板中心线偏移		接合部位 1.5	
		其他部分 3.0	
柱截面尺寸偏差	$h \leqslant 400$	±2.0	
	$400 < h < 800$	$\pm h/200$	
	$h \geqslant 800$	±4.0	
每节柱的柱身扭曲		$6h/1000$ 且不大于 5.0	
柱脚底板翘曲和弯折		3.0	
柱脚螺栓孔对底板中心线的偏移		1.5	

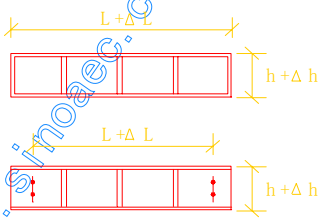
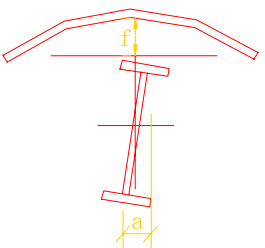
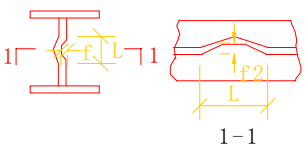
www.sinosec.com 中国建筑资讯网

续表

项　　目	允许偏差(mm)	图　　例
柱端连接处的倾斜度	1.5h/1000	

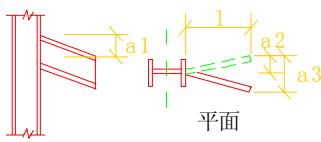
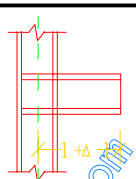
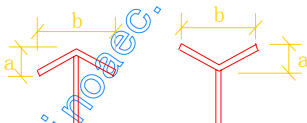
注：项目中的尺寸以 mm 为单位。

梁的允许偏差　　表 10.11.1-2

项　　目		允许偏差(mm)	图　　例
梁长度的偏差		l/2500 且不大于 5.0	
焊接梁端部高度偏差	h≤800	±2.0	
	h>800	±3.0	
两端最外侧孔间距离偏差		±3.0	
梁的弯曲矢高		l/1000 且不大于 10	
梁的扭曲(梁高 h)		h/200 ≤8	
腹板局部不平直度	t<14 时	3l/1000	
	t≥14 时	2l/1000	

www.sinoaec.com 中国建筑资讯网

续表

项目		允许偏差(mm)	图例
悬臂梁段端部偏差	竖向偏差	$l/300$	
	水平偏差	3.0	
	水平总偏差	4.0	
悬臂梁段长度偏差		±3.0	
梁翼缘板弯曲偏差		2.0	

注：项目中的尺寸以 mm 为单位。

第 10.11.2 条 构件出厂时，制造单位应分别提交产品质量证明及下列技术文件：

一、钢结构加工图纸；

二、制作中对问题处理的协议文件；

三、所用钢材、焊接材料的质量证明书及必要的实验报告；

四、高强度螺栓抗滑移系数的实测报告；

五、焊接的无损检验记录；

六、发运构件的清单。

以上材料同时应作为制作单位技术文件的一部分存档备查。

www.sinoec.com 中国建筑资讯网

第十一章　安　　装

第一节　一　般　要　求

第 11.1.1 条　高层建筑钢结构的安装，应符合施工图设计的要求，并应编制安装工程施工组织设计。

第 11.1.2 条　电焊工应经考试并取得合格证后，方能参加高层建筑钢结构安装的焊接工作。

第 11.1.3 条　安装用的焊接材料、高强度螺栓、普通螺栓、栓钉和涂料等，应具有产品质量证明书，其质量应分别符合现行国家标准《碳钢焊条》(GB 5117)、《低合金钢焊条》(GB 5118)、《熔化焊用钢丝》(GB/T 14957)、《气体保护焊用钢丝》(GB/T 14958)、《钢结构高强度大六角头螺栓、大六角头螺母、垫圈与技术条件》(GB/T1228～1231)、《钢结构扭剪型高强度螺栓连接副》(GB3632～3633)、《圆柱头焊钉》(GB 10433)及其他标准。

第 11.1.4 条　安装用的专用机具和工具，应满足施工要求，并应定期进行检验，保证合格。

第 11.1.5 条　安装的主要工艺，如测量校正，厚钢板焊接，栓钉焊接，高强度螺栓连接的摩擦面加工等，应在施工前进行工艺试验，并应在试验结论的基础上制定各项操作工艺。

第 11.1.6 条　安装前，应对构件的外形尺寸、螺栓孔直径及位置、连接件位置及角度、焊缝、栓钉焊、高强度螺栓接头摩擦面加工质量、栓件表面的油漆等进行全面检查，在符合设计文件或有关标准的要求后，方能进行安装工作。

第 11.1.7 条　安装使用的钢尺，应符合本规程第 10.1.4 条的要求。

第 11.1.8 条　安装工作应符合环境保护、劳动保护和安全技

建筑钢结构行业网 www.sjgzw.com

术方面现行国家有关法规和标准的规定。

第二节　定位轴线、标高和地脚螺栓

第 11.2.1 条　高层建筑钢结构安装前，应对建筑物的定位轴线、平面封闭角、底层柱的位置线、钢筋混凝土基础的标高和混凝土强度等级等进行复查，合格后方能开始安装工作。

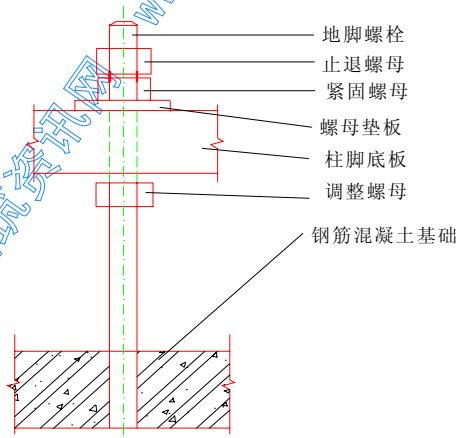
第 11.2.2 条　框架柱定位轴线的控制，可采用在建筑物外部或内部设辅助线的方法。每节柱的定位轴线应从地面控制轴线引上来，不得从下层柱的轴线引出。

第 11.2.3 条　柱的地脚螺栓位置应符合设计文件或有关标准的要求，并应有保护螺纹的措施。

第 11.2.4 条　底层柱地脚螺栓的紧固轴力，应符合设计文件的规定。螺母止退可采用双螺母，或用电焊将螺母焊牢。

第 11.2.5 条　结构的楼层标高可按相对标高或设计标高进行控制。

一、按相对标高安装时，建筑物高度的累积偏差不得大于各



中国建筑资讯网 www.sinasc.com

图 11.2.6

节柱制作允许偏差的总和。

二、按设计标高安装时，应以每节柱为单位进行柱标高的调整工作，将每节柱接头焊缝的收缩变形和在荷载下的压缩变形值，加到柱的制作长度中去。

第 11.2.6 条 第一节柱的标高，可采用在底板下的地脚螺栓上加一螺母的方法精确控制，如图 11.2.6 所示。

第三节 构件的质量检查

第 11.3.1 条 构件成品出厂时，制作厂应将每个构件的质量检查记录及产品合格证交安装单位。

第 11.3.2 条 对柱、梁、支撑等主要构件，在安装现场应进行复查。凡其偏差大于本规程规定之允许偏差时，安装前应在地面进行修理。

第 11.3.3 条 端部进行现场焊接的梁柱构件，其长度尺寸应按下列方法进行检查：

一、柱的长度，应增加柱端焊接产生的收缩变形值和荷载使柱产生的压缩变形值。

二、梁的长度应增加梁接头焊接产生的收缩变形值。

第 11.3.4 条 钢构件的弯曲变形、扭曲变形以及钢构件上的连接板、螺栓孔等的位置和尺寸，应以钢构件的轴线为基准进行核对，不宜用钢构件的边棱线作为检查基准线。

第 11.3.5 条 钢构件焊缝的外观质量和超声波探伤检查，栓钉的位置及焊接质量，以及涂层的厚度和强度，应符合现行国家标准《建筑钢结构焊接规程》(GBJ 81)、《圆柱头焊钉》(GB 10433)和《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》(GB 8923—88)等的规定。

第四节 构件的安装顺序

第 11.4.1 条 高层建筑钢结构的安装，应符合下列要求：

一、划分安装流水区段；

中国建筑设计网 www.sinaec.com

二、确定构件安装顺序；

三、编制构件安装顺序表；

四、进行构件安装，或先将构件组拼成扩大安装单元，再行安装。

第 11.4.2 条 安装流水区段可按建筑物的平面形状、结构形式、安装机械的数量、现场施工条件等因素划分。

第 11.4.3 条 构件的安装顺序，平面上应从中间向四周扩展，竖向应由下向上逐渐安装。

第 11.4.4 条 构件的安装顺序表，应包括各构件所用的节点板、安装螺栓的规格数量等。

第五节 构件接头的现场焊接顺序

第 11.5.1 条 构件接头的现场焊接，应符合下列要求：

一、完成安装流水区段内主要构件的安装、校正、固定(包括预留焊接收缩量)；

二、确定构件接头的焊接顺序；

三、绘制构件焊接顺序图；

四、按规定顺序进行现场焊接。

第 11.5.2 条 构件接头的焊接顺序，平面上应从中部对称地向四周扩展，竖向可采取有利于工序协调、方便施工、保证焊接质量的顺序。

第 11.5.3 条 构件的焊接顺序图应根据接头的焊接顺序绘制，并应列出顺序编号，注明焊接工艺参数。

第 11.5.4 条 电焊工应严格按照分配的焊接顺序施焊，不得自行变更。

第六节 钢构件的安装

第 11.6.1 条 柱的安装应先调整标高，再调整位移，最后调整垂直偏差，并应重复上述步骤，直到柱的标高、位移、垂直偏差符合要求。调整柱垂直度的缆风绳和支撑夹板，应在柱起吊前在地面

中国建筑设计网 www.sinaec.com

绑扎好。

第 11.6.2 条 当由多个构件在地面组拼为扩大安装单元进行安装时，其吊点应经过计算确定。

第 11.6.3 条 构件的零件及附件应随构件一起起吊。尺寸较大、重量较重的节点板，可以用铰链固定在构件上。

条 11.6.4 条 柱上的爬梯以及大梁上的轻便走道，应预先固定在构件上一起起吊。

第 11.6.5 条 柱、主梁、支撑等大构件安装时，应随即进行校正。

第 11.6.6 条 当天安装的钢构件应形成空间稳定体系。

第 11.6.7 条 当采用内爬塔式起重机或外附塔式起重机进行高层建筑钢结构安装时，对塔式起重机与结构相连接的附着装置，应进行验算，并应采取相应的安全技术措施。

第 11.6.8 条 进行钢结构安装时，楼面上堆放的安装荷载应予限制，不得超过钢梁和压型钢板的承载能力。

第 11.6.9 条 一节柱的各层梁安装完毕后，宜立即安装本节柱范围内的各层楼梯，并铺设各层楼面的压型钢板。

第 11.6.10 条 安装外墙板时，应根据建筑物的平面形状对称安装。

第 11.6.11 条 钢构件安装和楼盖钢筋混凝土楼板的施工，应相继进行，两项作业相距不宜超过 5 层。当超过 5 层时，应由责任工程师会同设计部门和专业质量检查部门共同协商处理。

第 11.6.12 条 一个流水段一节柱的全部钢构件安装完毕并验收合格后，方可进行下一流水段的安装工作。

第七节 安装的测量校正

第 11.7.1 条 高层建筑钢结构安装前，首先应按本规程第 11.2.5 条的要求确定按设计标高或相对标高安装。

第 11.7.2 条 柱在安装校正时，水平偏差应校正到本规程规定的允许偏差以内，垂直偏差应达到±0.000。在安装柱和柱之间的主梁时，再根据焊缝收缩量预留焊缝变形值，预留的变形值应作

中国建筑标准网 www.chinabzw.com

书面记录。

第 11.7.3 条 结构安装时，应注意日照、焊接等温度变化引起的热影响对构件的伸缩和弯曲引起的变化，应采取相应措施。

第 11.7.4 条 用缆风绳或支撑校正柱时，应在缆风绳或支撑松开状态下使柱保持垂直，才算校正完毕。

第 11.7.5 条 当上柱和下柱发生扭转错位时，应采用在连接上柱和下柱的临时耳板处加垫板的方法进行调正。

第 11.7.6 条 在安装柱与柱之间的主梁构件时，应对柱的垂直度进行监测。除监测一根梁两端柱子的垂直度变化外，还应监测相邻各柱因梁连接而产生的垂直度变化。

第 11.7.7 条 安装压型钢板前，应在梁上标出压型钢板铺放的位置线。铺放压型钢板时，相邻两排压型钢板端头的波形槽口应对准。

第 11.7.8 条 栓钉施工前应标出栓钉焊接的位置。若钢梁或压型钢板在栓钉位置有锈污或镀锌层，应采用角向砂轮打磨干净。栓钉焊接时应按位置线排列整齐。

第 11.7.9 条 每一节柱子高度范围内的全部构件，在完成安装、焊接、栓接并验收合格后，方能从地面引放上一节柱的定位轴线。

第 11.7.10 条 各种构件的安装质量检查记录，应为结构全部安装完毕前的最后一次实测记录。

第八节 安装的焊接工艺

第 11.8.1 条 高层建筑钢结构安装前，应对主要焊接接头(柱与柱、梁与柱)的焊缝进行焊接工艺试验(焊接工艺考核)，制定所用钢材的焊接材料、有关工艺参数和技术措施。施工期间出现负温度的地区，尚应进行当地负温度下的焊接工艺试验。

第 11.8.2 条 低碳钢和低合金钢厚钢板，应选用与母材同一强度等级的焊条或焊丝，同时考虑钢材的焊接性能、焊接结构形状、受力状况、设备状况等条件。焊接用的引弧板的材质，应与母材

www.sinoec.com

相一致，或通过试验选用。

第 11.8.3 条 焊接开始前，应将焊缝处的水分、脏物、铁锈、油污、涂料等清除干净，垫板应靠紧，无间隙。

第 11.8.4 条 零件采用定位点焊时，其数量和长度应由计算确定，也可参考表 11.8.4 的数值采用。

点焊缝的最小长度　　表 11.8.4

钢板厚度 (mm)	点焊缝的最小长度(mm)	
	手工焊、半自动焊	自动焊
3.2 以下	30	40
3.2～25	40	50
25 以上	50	60

第 11.8.5 条 柱与柱接头焊接，应由两名焊工在相对称位置以相等速度同时施焊。

第 11.8.6 条 加引弧板焊接柱与柱接头时，柱两相对边的焊缝首次焊接的层数不宜超过 4 层 。焊完第一个 4 层，切去引弧板和清理焊缝表面后，转 90°焊另两个相对边的焊缝。这时可焊完 8 层，再换至另两个相对边，如此循环直至焊满整个柱接头的焊缝为止。

第 11.8.7 条 不加引弧板焊接柱与柱接头时，应由两名焊工在相对位置以逆时针方向在距柱角 50mm 处起焊。焊完一层后，第二层及以后各层均在离前一层起焊点 30～50mm 处起焊。每焊一遍应认真清渣，焊到柱角处要稍放慢速度，使柱角焊缝饱满。最后一层盖面焊缝，可采用直径较小的焊条和较小的电流进行焊接。

第 11.8.8 条 梁和柱接头的焊接，应设长度大于 3 倍焊缝厚度的引弧板。引弧板的厚度应和焊缝厚度相适应，焊完后割去引弧板时应留 5～10mm。

第 11.8.9 条 梁和柱接头的焊缝，宜先焊梁的下翼缘板，再焊其上翼缘板。先焊梁的一端，待其焊缝冷却至常温后，再焊另一端，不宜对一根梁的两端同时施焊。

中国建筑设计网 www.sinoec.com

第 11.8.10 条 柱与柱、梁与柱接头焊接试验完毕后，应将焊接工艺全过程记录下来，测量出焊缝的收缩值，反馈到钢结构制作厂，作为柱和梁加工时增加长度的依据。

厚钢板焊缝的横向收缩值，可按公式(11.8.10)计算确定，也可按表 11.8.10 选用。

$$s = k \cdot \frac{A}{t} \qquad (11.8.10)$$

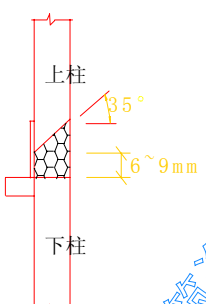
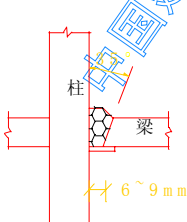
式中 s——焊缝的横向收缩值(mm)；

A——焊缝横截面面积(mm^2)；

t——焊缝厚度，包括熔深(mm)；

k——常数，一般可取 0.1。

焊缝的横向收缩值 表 11.8.10

焊缝坡口形式	钢材厚度(mm)	焊缝收缩值(mm)	构件制作增加长度(mm)
	19	1.3～1.6	1.5
	25	1.5～1.8	1.7
	32	1.7～2.0	1.9
	40	2.0～2.3	2.2
	50	2.2～2.5	2.4
	60	2.7～3.0	2.9
	70	3.1～3.4	3.3
	80	3.4～3.7	3.5
	90	3.8～4.1	4.0
	100	4.1～4.4	4.3
	12	1.0～1.3	1.2
	16	1.1～1.4	1.3
	19	1.2～1.5	1.4
	22	1.3～1.6	1.5
	25	1.4～1.7	1.6
	28	1.5～1.8	1.7
	32	1.7～2.0	1.8

中国建筑资讯网 www.sinoacc.com

第 11.8.11 条 进行手工电弧焊时当风速大于 5m/s(三级风),进行气体保护焊时当风速大于 3m/s(二级风),均应采取防风措施方能施焊。

第 11.8.12 条 焊接工作完成后,焊工应在焊缝附近打上自己的代号钢印。焊工自检和质量检查员所作的焊缝外观检查以及超声波检查,均应有书面记录。

第 11.8.13 条 焊缝应按本规程第 10.6.20 条的要求进行返修,并应按同样的焊接工艺进行补焊,再用同样的方法进行质量检查。同一部位的一条焊缝,修理不宜超过 2 次,否则要更换母材,或由责任工程师会同设计和专业质量检验部门协商处理。

第 11.8.14 条 发现焊接引起的母材裂纹或层状撕裂时,宜更换母材,经设计和质量检查部门同意,也可进行局部处理。

第 11.8.15 条 栓钉焊接开始前,应对采用的焊接工艺参数进行测定,编出焊接工艺,并在施工中认真执行。

第九节 高强度螺栓施工工艺

第 11.9.1 条 高强度螺栓的入库、存放和使用,应符合本规程第 10.2.2 条第三款的要求。

第 11.9.2 条 高强度螺栓拧紧后,丝扣以露出 2～4 扣为宜;高强度螺栓长度可根据表 11.9.2 考虑选用。

高强度螺栓需增加的长度 表 11.9.2

螺栓直径 (mm)	接头钢板总厚度外增加的长度(mm)	
	扭剪型高强度螺栓	大六角头高强度螺栓
16	25	30
18	30	35
22	35	40
24	40	45

第 11.9.3 条 高强度螺栓接头的摩擦面加工,应按本规程第 10.8.1 条 10.8.2 条的规定进行。

第 11.9.4 条 高强度螺栓接头各层钢板安装时发生错孔,允

中国建筑学术资讯网 www.sinoarc.com

许用铰刀扩孔。一个节点中的扩孔数不宜多于该节点孔数的1/3，扩孔直径不得大于原孔径2mm。严禁用气割扩孔。

第11.9.5条 高强度螺栓应能自由穿入螺孔内，严禁用榔头强行打入或用搬手强行拧入。一组高强度螺栓宜按同一方向穿入螺孔内，并宜以搬手向下压为紧固螺栓的方向。

第11.9.6条 当高层钢框架梁与柱接头为腹板栓接、翼缘焊接时，宜按先栓后焊的方式进行施工。

第11.9.7条 在工字钢、槽钢的翼缘上安装高强度螺栓时，应采用与其斜面的斜度相同的斜垫圈。

第11.9.8条 高强度螺栓宜通过初拧、复拧和终拧达到拧紧。终拧前应检查接头处各层钢板是否充分密贴。如果钢板较薄，板层较少，也可只作初拧和终拧。

第11.9.9条 高强度螺栓拧紧的顺序，应从螺栓群中部开始，向四周扩展，逐个拧紧。

第11.9.10条 使用扭矩型高强度螺栓搬子时，应定期进行扭矩值的检查，每天上班时应检查一次。

第11.9.11条 扭矩型高强度螺栓的初拧、复拧、终拧，每完成一次应涂上一次相应的颜色或标记。

第十节 结构的涂层

第11.10.1条 高层建筑钢结构在一个流水段一节柱的所有构件安装完毕，并对结构验收合格后，结构的现场焊缝、高强度螺栓及其连接节点，以及在运输安装过程中构件涂层被磨损的部位，应补刷涂层。涂层应采用与构件制作时相同的涂料和相同的涂刷工艺。

第11.10.2条 涂层外观应均匀、平整、丰满，不得有咬底、剥落、裂纹、针孔、漏涂和明显的皱皮流坠，且应保证涂层厚度。当涂层厚度不够时，应增加涂刷的遍数。

第11.10.3条 经检查确认不合格的涂层，应铲除干净，重新涂刷。

中国建筑规范网 www.sinoaec.com

第 11.10.4 条 当涂层固化干燥后方可进行下一道工序。

第十一节 安装的竣工验收

第 11.11.1 条 高层建筑钢结构安装工程的竣工验收，宜分二个阶段进行：

一、在每个流水段一节柱的高度范围内全部构件(包括钢楼梯、压型钢板等)安装、校正、焊接、栓接完毕并自检合格后，应作隐蔽工程验收；

二、全部钢结构安装、校正、焊接、栓接完成并经隐蔽工程验收合格后，应作高层建筑钢结构安装工程的竣工验收。

第 11.11.2 条 安装工程竣工验收，应提交下列文件：

一、钢结构施工图和设计变更文件，并在施工图中注明修改内容；

二、钢结构安装过程中，业主、设计单位、钢构件制作厂、钢结构安装单位达成协议的各种技术文件；

三、钢结构制作合格证；

四、钢结构安装用连接材料(包括焊条、螺栓等)的质量证明文件；

五、钢结构安装的测量检查记录、高强度螺栓安装检查记录、栓钉焊质量检查记录；

六、各种试验报告和技术资料；

七、隐蔽工程分段验收记录。

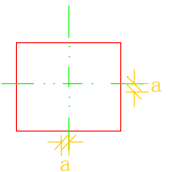
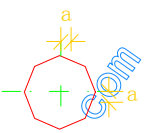
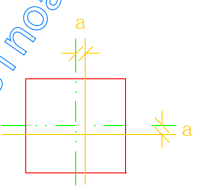
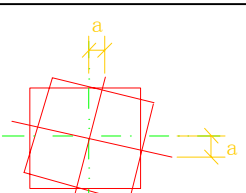
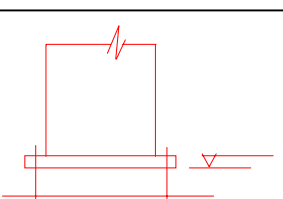
第 11.11.3 条 高层建筑钢结构安装工程的安装允许偏差，应符合表 11.11.3 的规定。

高层钢结构安装的允许偏差 表 11.11.3

项 目	允许偏差(mm)	图 例
钢结构定位轴线	$L/20000$	

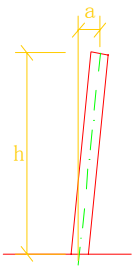
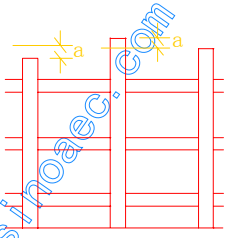
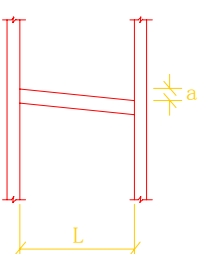
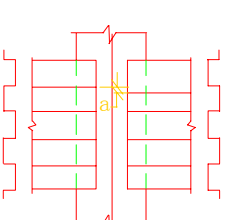
中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

续表

项　　目	允许偏差(mm)	图　　例
柱定位轴线	1.0	
地脚螺栓位移	2.0	
柱底座位移	3.0	
上柱和下柱扭转	3.0	
柱底标高	±2.0	

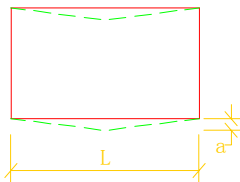
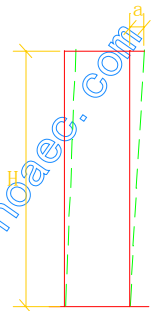
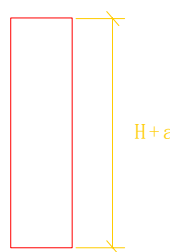
www.sinoaec.com
中国建筑资讯网

续表

项　　目	允许偏差(mm)	图　　例
单节柱的垂直度	h/1000	
同一层柱的柱顶标高	±5.0	
同一根梁两端的水平度	(l/1000)+3 10	
压型钢板在钢梁上的排列错位	15	

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

续表

项　　目		允许偏差(mm)	图　　例
建筑物的平面弯曲		$L/2500$	
建筑物的整体垂直度		$(H/2500)+10$ $\leqslant 50$	
建筑物总高度	按相对标高安装	$\sum_{i}^{n}(\alpha_h+\alpha_w)$	
	按设计标高安装	± 30	

注：表中，α_h 为柱的制造长度允许误差；α_w 为柱经荷载压缩后的缩短值；n 为柱子节数。

www.sinoaec.com 中国建筑资讯网

第十二章　防　　火

第一节　一 般 要 求

第 12.1.1 条　高层建筑防火设计，应符合现行国家标准《高层民用建筑设计防火规范》(GBJ 45)的有关规定及本章的补充规定。

第 12.1.2 条　高层建筑钢结构构件的燃烧性能和耐火极限，不应低于表 12.1.2 的规定：

建筑构件的燃烧性能和耐火极限　　表 12.1.2

构件名称		燃烧性能和耐火极限(h)	
		一　级	二　级
墙	防　火　墙	不燃烧体，3.00	不燃烧体，3.00
	承重墙、楼梯间墙、电梯井墙及单元之间的墙	不燃烧体，2.00	不燃烧体，2.00
	非承重墙、疏散走道两侧的隔墙	不燃烧体，1.00	不燃烧体，1.00
	房间的隔墙	不燃烧体，0.75	不燃烧体，0.50
柱	自楼顶算起(不包括楼顶的塔形小屋)15m 高度范围内的柱	不燃烧体，2.00	不燃烧体，2.00
	自楼顶以下 15m 算起至楼顶以下 55m 高度范围内的柱	不燃烧体，2.50	不燃烧体，2.00
	自楼顶以下 55m 算起至其以下高度范围内的柱	不燃烧体，3.00	不燃烧体，2.50
其他	梁	不燃烧体，2.00	不燃烧体，1.50
	楼板、疏散楼梯及吊顶承重构件	不燃烧体，1.50	不燃烧体，1.00
	抗剪支撑，钢板剪力墙	不燃烧体，2.00	不燃烧体，1.50
	吊顶(包括吊顶搁栅)	不燃烧体，0.25	难燃烧体，0.25

注：1. 设在钢梁上的防火墙，不应低于一级耐火等级钢梁的耐火极限；

2. 中庭桁架的耐火极限可适当降低，但不应低于 0.5h；

3. 楼梯间平台上部设有自动灭火设备时，其楼梯的耐火极限可不限制。

中国建筑信息网 www.jzsec.com

第 12.1.3 条 存放可燃物超过 200kg/m² 的房间，当不设自动灭火设备时，其主要承重构件的耐火极限应按本规程表 12.1.2 的规定再提高 0.5h。

第二节 防火保护材料及保护层厚度的确定

第 12.2.1 条 防火保护材料应选择绝热性好，具有一定抗冲击能力，能牢固地附着在构件上，又不腐蚀钢材，且经国家检测机构检测合格的钢结构防火涂料或不燃性板型材。

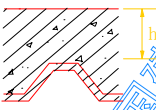
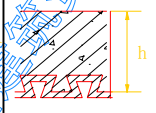
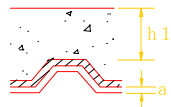
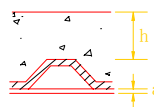
第 12.2.2 条 梁和柱的防火保护层厚度，宜直接采用实际构件的耐火试验数据。当构件的截面形状和尺寸与试验标准构件不同时，应按现行国家标准《钢结构防火涂料应用技术规程》(CECS24)附录三的方法，推算实际构件的防火保护层厚度，并按本规程附录七的公式进行验算，取其较大值确定实际构件的防火保护层厚度。

第 12.2.3 条 楼板的防火保护层厚度，应符合下列规定：

一、钢筋混凝土楼板的最小截面尺寸及保护层厚度，可按现行国家标准《高层民用建筑设计防火规范》(GBJ45)附录 A 确定。

二、压型钢板作承重结构时，应进行防火保护，其保护层厚度应符合本规程表 12.2.3 的要求。

耐火极限为 1.5h 时压型钢板组合楼板厚度和保护层厚度　　表 12.2.3

类别	无保护层的楼板		有保护层的楼板	
图例				
楼板厚度 h_1 或 h (mm)	≥80	≥110	≥50	
保护层厚度 a (mm)	—	—	≥15	

中国建筑设计网 www.sinoacc.com

第三节　防火构造与施工

第 12.3.1 条　钢结构的防火保护层厚度和总体构造要求应在设计时规定，由专业施工单位负责实施。建设单位应组织当地消防监督部门与设计、施工单位进行竣工验收。

第 12.3.2 条　钢结构的防火构造与施工，在符合现行国家标准的前提下，应由设计单位、施工单位和防火保护材料生产厂共同商讨确定实施方案。

第 12.3.3 条　处于侵蚀性介质环境中的钢结构，应采取相应的保护措施。

第 12.3.4 条　柱的防火保护措施应符合下列规定之一：

一、采用喷涂防火涂料保护。应采用厚涂型钢结构防火涂料，其涂层厚度应达到设计值，且节点部位宜作加厚处理。喷涂场地要求、构件表面处理、接缝填补、涂料配制、喷涂遍数、质量控制与验收等，均应符合现行国家标准《钢结构防火涂料应用技术条件》(CECS24)的规定。当采用粘结强度小于 0.05MPa 的钢结构防火涂料时，涂层内应设置与钢构件相连的钢丝网。

二、采用防火板材包复保护。当采用石膏板、蛭石板、硅酸钙板、珍珠岩板等硬质防火板材包复时，板材可用粘结剂或钢件固定，构件的粘贴面应作防锈去污处理，非粘贴面均应涂刷防锈漆。当包复层数等于或大于十二层时，各层板应分别固定，板缝应相互错开，接缝的错开距离不宜小于 400mm。

当采用岩棉、矿棉等软质板材包复时，应采用薄金属板或其他不燃性板材包裹起来。

第 12.3.5 条　梁的防火保护措施应符合下列规定之一：

一、采用喷涂防火涂料保护。应采用厚涂型钢结构防火涂料，其涂层厚度应达到设计值，节点部位宜作加厚处理。喷涂场地要求、构件表面处理、接缝填补、涂料配制、喷涂遍数、质量控制与验收等，均应符合现行国家标准《钢结构防火涂料应用技术条件》(CECS24)的规定。

当遇下列情况之一时，涂层内应设置与钢构件相连的钢丝网：

1. 承受冲击、振动荷载的梁；

2. 涂层厚度等于或大于 40mm 的梁；

3. 粘结强度小于或等于 0.05MPa 的钢结构防火涂料；

4. 腹板高度超过 1.5m 的梁。

二、采用防火板材包复保护。可按本规程第 12.3.4 条的规定实施。

当楼板下的空间用不燃性板材封闭时，次梁可不作防火保护。

第 12.3.6 条 楼板的防火保护措施应符合下列规定：

当压型钢板作为承重楼板结构时，应采用喷涂钢结构防火涂料或粘贴防火板材的保护措施，并应按照本章第 12.3.4 条的规定实施。

当管道穿过楼板时，其贯通孔应采用防火堵料填塞。

第 12.3.7 条 屋盖的防火保护措施应符合下列规定之一：

一、钢结构屋盖采用厚涂型钢结构防火涂料保护；中庭桁架采用薄涂型钢结构防火涂料保护或设置喷水灭火保护系统。

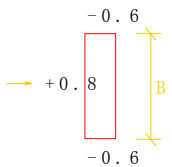
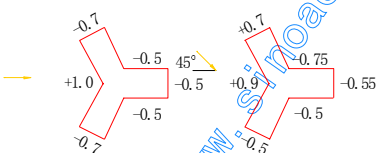
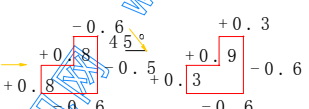
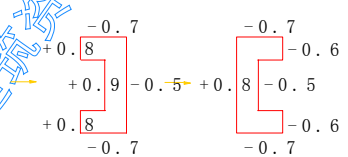
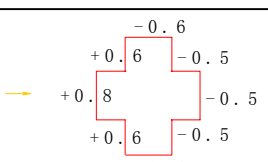
二、当钢结构屋盖采用自动喷水灭火装置保护时，可不作喷涂钢结构防火涂料保护。

中国建筑资讯网 www.cnjzzx.com

附录一　高层建筑风荷载体型系数

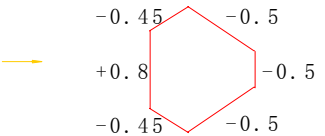
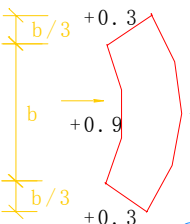
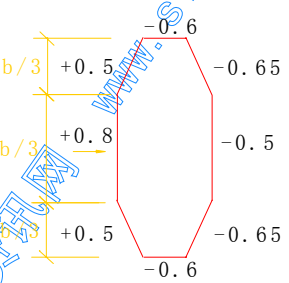
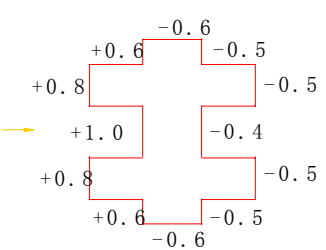
高层建筑风荷载体型系数，应符合下列规定：

高层建筑风荷载体型系数　　**附表 1.1**

项　次	平面形状	风荷载体型系数 μ_s
1	矩　　形	 $\mu_s=-(0.48+0.03H/B)$ H 为建筑物总高度； B 为建筑物迎风面高度
2	Y　　形	
3	L　　形	
4	π　　形	
5	十字形	

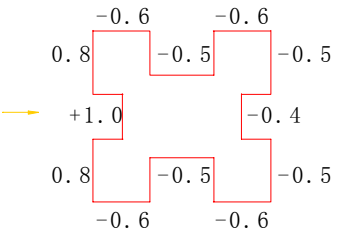
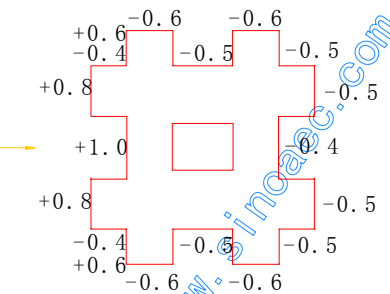
中国建筑设计网 www.sinoaec.com

续表

项　次	平面形状	风荷载体型系数 μ_s
6	六边形	
7	扇　　形	
8	梭子形	
9	双十字	

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

续表

项　次	平面形状	风荷载体型系数 μ_s
10	X　形	
11	井字形	
12	正多边形	 整体 $\mu_s=0.8+1.2/\sqrt{n}$，n 为正多边形边数，圆形时 $n=\infty$

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

附录二　偏心率计算

1. 偏心率应按下列公式计算；

$$\varepsilon_x=\frac{e_y}{r_{ex}} \qquad \varepsilon_y=\frac{e_x}{r_{ey}} \tag{附 2.1}$$

$$r_{ex}=\sqrt{\frac{K_T}{\sum K_x}} \qquad r_{ey}=\sqrt{\frac{K_T}{\sum K_y}} \tag{附 2.2}$$

$$K_T=\sum(K_x\cdot y^2)+\sum(K_y\cdot x^2) \tag{附 2.3}$$

式中　ε_x、ε_y——分别为所计算楼层在 x 和 y 方向的偏心率；

e_x、e_y——分别为 x 和 y 方向水平作用合力线到结构刚心的距离；

r_{ex}、r_{ey}——分别为 x 和 y 方向的弹性半径；

$\sum K_x$、$\sum K_y$——分别为所计算楼层各抗侧力构件在 x 和 y 方向的侧向刚度之和；

K_T——所计算楼层的扭转刚度；

x、y——以刚心为原点的抗侧力构件座标。

中国建筑资讯网 www.chinabuilder.com

附录三　轴心受压构件 d 类截面稳定系数 φ

轴心受压构件 d 类截面稳定系数 φ　　附表 3.1

λ_n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
00	1.0000	0.9998	0.9991	0.9981	0.9965	0.9946	0.9922	0.9894	0.9862	0.9825
01	0.9784	0.9738	0.9689	0.9634	0.9576	0.9513	0.9446	0.9375	0.9299	0.9219
02	0.9135	0.9046	0.8967	0.8896	0.8825	0.8754	0.8684	0.8615	0.8546	0.8477
03	0.8408	0.8340	0.8272	0.8204	0.8137	0.8070	0.8003	0.7937	0.7871	0.7805
04	0.7739	0.7673	0.7608	0.7543	0.7478	0.7414	0.7349	0.7285	0.7221	0.7157
05	0.7094	0.7031	0.6968	0.6905	0.6842	0.6780	0.6718	0.6656	0.6595	0.6534
06	0.6473	0.6412	0.6351	0.6291	0.6231	0.6172	0.6113	0.6054	0.5995	0.5937
07	0.5879	0.5822	0.5764	0.5708	0.5651	0.5595	0.5539	0.5484	0.5429	0.5375
08	0.5321	0.5283	0.5244	0.5206	0.5168	0.5130	0.5092	0.5053	0.5015	0.4977
09	0.4938	0.4900	0.4862	0.4823	0.4785	0.4747	0.4709	0.4671	0.4633	0.4595
1.0	0.4557	0.4520	0.4482	0.4445	0.4407	0.4370	0.4333	0.4296	0.4260	0.4223
1.1	0.4187	0.4151	0.4115	0.4079	0.4043	0.4008	0.3973	0.3938	0.3903	0.3869
1.2	0.3835	0.3801	0.3767	0.3733	0.3700	0.3667	0.3634	0.3602	0.3569	0.3537
1.3	0.3506	0.3474	0.3443	0.3412	0.3381	0.3351	0.3321	0.3291	0.3261	0.3232
1.4	0.3203	0.3174	0.3146	0.3117	0.3089	0.3062	0.3034	0.3007	0.2980	0.2953
1.5	0.2927	0.2901	0.2875	0.2850	0.2824	0.2799	0.2774	0.2750	0.2726	0.2702
1.6	0.2678	0.2654	0.2631	0.2608	0.2585	0.2563	0.2540	0.2518	0.2496	0.2475
1.7	0.2453	0.2432	0.2411	0.2391	0.2370	0.2350	0.2330	0.2310	0.2291	0.2271
1.8	0.2252	0.2233	0.2214	0.2196	0.2178	0.2159	0.2141	0.2124	0.2106	0.2089
1.9	0.2072	0.2055	0.2036	0.2021	0.2005	0.1989	0.1972	0.1957	0.1941	0.1925
2.0	0.1910	0.1895	0.1880	0.1865	0.1850	0.1835	0.1821	0.1807	0.1792	0.1778
2.1	0.1765	0.1751	0.1737	0.1724	0.1711	0.1698	0.1685	0.1672	0.1659	0.1647
2.2	0.1634	0.1622	0.1610	0.1598	0.1586	0.1574	0.1562	0.1551	0.1539	0.1528
2.3	0.1517	0.1506	0.1495	0.1484	0.1473	0.1463	0.1452	0.1442	0.1431	0.1421
2.4	0.1411	0.1401	0.1391	0.1381	0.1372	0.1362	0.1352	0.1343	0.1334	0.1324
2.5	0.1315	0.1306	0.1297	0.1288	0.1280	0.1271	0.1262	0.1254	0.1245	0.1237
2.6	0.1229	0.1220	0.1212	0.1204	0.1196	0.1188	0.1180	0.1173	0.1165	0.1157

注：λ_n 为正则化长细比，$\lambda_n=\frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_y}{E}}$

中国建筑标准设计网 www.chinabzs.com

附录四　钢板剪力墙的计算

(一)一般规定

钢板剪力墙用钢板或带加劲肋的钢板制成。非抗震设防的及按6度抗震设防的建筑,采用钢板剪力墙可不设置加劲肋。按7度及7度以上抗震设防的建筑,宜采用带纵向和横向加劲肋的钢板剪力墙,且加劲肋宜两面设置。

(二)钢板剪力墙的计算

1.不设加劲肋的钢板剪力墙,可按下列公式计算其抗剪强度及稳定性:

$$\tau \leqslant f_v \tag{附4.1}$$

$$\tau \leqslant \tau_{cr} = \left[123 + \frac{93}{(l_1/l_2)^2}\right]\left(\frac{100t}{l_2}\right)^2 \tag{附4.2}$$

式中　τ——钢板剪力墙的剪应力;

f_v——钢材的抗剪强度设计值,抗震设防的结构应按本规程第5.5.2条的规定除以0.90。

l_1、l_2——分别为所计算的柱和楼层梁所包围区格的长边和短边尺寸;

t——钢板的厚度。

对非抗震设防的钢板剪力墙,当有充分根据时可利用其屈曲后强度。在利用板的屈曲后强度时,钢板的张力应能传递于楼板梁和柱,且设计梁和柱截面时应计入张力场效应。

2.设有纵向和横向加劲肋的钢板剪力墙,应按以下公式验算其抗剪强度和局部稳定性:

$$\tau \leqslant \alpha f_v \tag{附4.3}$$

$$\tau \leqslant \alpha \tau_{cr,p} \tag{附4.4}$$

www.cnoaec.com

$$\tau_{cr,p}=\left[100+75\left(\frac{c_2}{c_1}\right)^2\right]\left(\frac{100t}{c_2}\right)^2 \qquad (附\ 4.5)$$

式中　α——系数，非抗震设防时取 1.0，抗震设防时取 0.9；

$\tau_{cr,p}$——由纵向和横向加劲分割成的区格内钢板的临界应力；

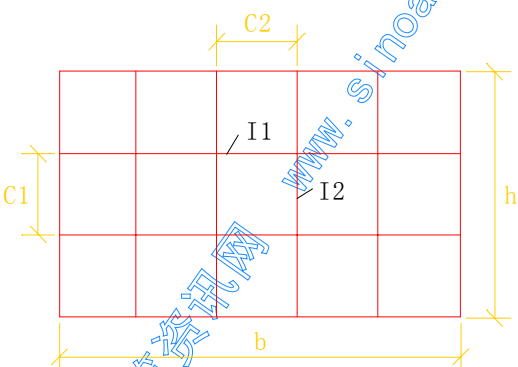
c_1、c_2——分别为区格的长边和短边尺寸。

3. 设有纵向和横向加劲肋的钢板剪力墙，尚应按下式验算其整体稳定性。当 $h<b$ 时

$$\tau_{crt}=\frac{3.5\pi^2}{h_t^2}D_1^{1/4}\cdot D_2^{3/4}\geqslant\tau_{cr,p} \qquad (附\ 4.6)$$

式中　τ_{crt}——钢板剪力墙的整体临界应力；

D_1、D_2——分别为两个方向加劲肋提供的单位宽度弯曲刚度，$D_1=EI_1/c_1$，$D_2=EI_2/c_2$，数值小者为 D_2，大者为 D_1。



附图 4.1　带加劲肋的钢板剪力墙

4. 采用钢板剪力墙时，楼顶倾斜率按下式计算：

$$\gamma=\frac{\tau}{G}+\frac{e_c}{b} \qquad (附\ 4.7)$$

式中　e_c——剪力墙两边的柱在水平力作用下轴向伸长和压缩之和；

b——设有剪力墙的开间宽度。

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

附录五　内藏钢板支撑剪力墙的设计

(一)一般规定

内藏钢板支撑剪力墙是以钢板为基本支撑,外包钢筋混凝土墙板的预制构件。它只在支撑节点处与钢框架相连,而且混凝土墙板与框架梁柱间留有间隙,因此实际上仍是一种支撑,其设计原则如下:

1. 内藏钢板支撑的基本设计原则可参照普通钢支撑。它与普通钢支撑一样,可以是人字形支撑、交叉支撑或单斜杆支撑。若选用单斜杆支撑,宜在相应柱间成对对称布置。

2. 内藏钢板支撑按其与框架的连接,可做成中心支撑,也可做成偏心支撑。在高烈度地震区,宜采用偏心支撑。

3. 内藏钢板支撑的净截面面积,应根据所承受的剪力按强度条件选择,不考虑屈曲。

(二)构造要求

1. 混凝土墙板截面尺寸应满足下式:

$$V \leqslant 0.1 f_c d_w l_w \qquad \text{(附 5.1)}$$

$$d_w \geqslant 140\text{mm}$$

$$d_w \geqslant h_w/20 \qquad \text{(附 5.2)}$$

$$d_w \geqslant 8t$$

式中　V——设计荷载下墙板所承受的剪力;

d_w——墙板厚度;

h_w——墙板高度;

t——支撑钢板厚度;

l_w——墙板长度;

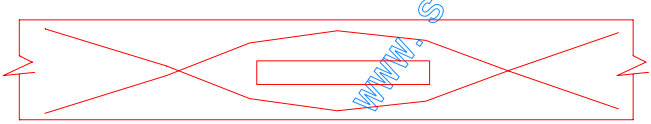
f_c——墙板的混凝土轴心抗压强度设计值,按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ10)的规定采用,混凝

土的强度等级应不小于C20；

2. 内藏钢板支撑宜采用与框架结构相同的钢材，支撑钢板的宽厚比以15左右为宜。适当选用较小宽厚比可有效提高支撑的抗屈曲能力。支撑钢板的厚度不应小于16mm。

3. 混凝土墙板内应设双层钢筋网，每层双向配筋的最小配筋率 ρ_{min} 为0.4%，且不应小于∅6@100×100。双层钢筋网之间应适当设置连系钢筋，尤其在支撑钢板端部墙板边缘处应加强双层钢筋网之间的连系钢筋网的保护层厚度 c 不应小于15mm。墙板四周宜设置不小于2∅10的周边钢筋。

4. 内藏钢板支撑混凝土板中，在钢板支撑端部离墙板边缘1.5倍支撑钢板宽度的范围内，应设置加强构造钢筋。加强构造钢筋可从下列几种形式中选用：(1)麻花形钢筋(附图5.1)；(2)螺旋形钢筋；(3)加密的钢箍。



附图5.1 麻花形钢筋

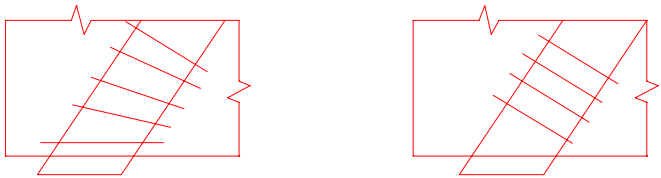
当支撑钢板端部与钢板不垂直时，应注意使支撑钢板端部的加强构造钢筋在靠近墙板边缘附近与墙板边缘平行布置，不得形成空白区，以免支撑钢板端部失稳(附图5.2)。

当墙板厚度 d_w 与支撑钢板的厚度相比较小时，为了提高墙板对支撑的侧向约束，也可沿钢板支撑全长在墙板内设带状钢筋骨架(图5.3)。

墙板对支撑端部的侧向约束较小，为了提高支撑钢板端部的抗屈曲能力，可在支撑钢板端部长度等于其宽度的范围内，沿支撑方向设置构造加劲肋。

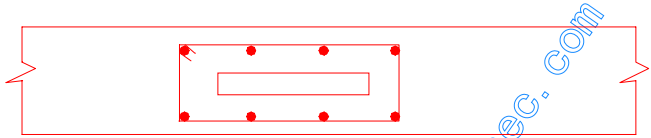
5. 在支撑钢板端部1.5倍宽度范围内不得焊接钢筋、钢板或

www.sinoaec.com 中国建筑设计网



附图 5.2　钢箍的布置

(*a*)正确布置;(*b*)错误布置



附图 5.3　钢箍的钢筋骨架

采用任何有利于提高局部粘结力的措施。当平卧浇捣混凝土墙板时,应避免钢板自重引起支撑的初始弯曲。

6. 支撑端部的节点构造,应力求截面变化平缓,传力均匀,以避免应力集中。

内藏钢板支撑剪力墙仅在节点处与框架结构相连。墙板上部宜用节点板和高强度螺栓与上框架梁下翼缘处的连接板在施工现场连接,支撑钢板的下端与下框架梁的上翼缘在现场用焊缝连接(附录 5.4)。

用高强度螺栓连接时,每个节点的高强度螺栓不宜少于 4 个,螺栓布置应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17)的要求。

7. 剪力墙下端的缝隙在浇筑楼板时应该用混凝土填充;剪力墙上部与上框架梁之间的间隙以及两侧与框架柱之间的间隙,宜用隔音的弹性绝缘材料填充,并用轻型金属架及耐火板材复盖。

8. 剪力墙与框架柱的间隙 α,应满足下列要求:

中国建筑设计网 www.sinoaec.com

$$2[u] \leqslant a \leqslant 4[u] \qquad \text{(附 5.3)}$$

式中 $[u]$——荷载标准值下框架的层间位移容许值。

(三)强度和刚度计算

1. 内藏钢板支撑的受剪承载力 V 可按下式计算：

$$V = nA_{br} f \cos\theta \qquad \text{(附 5.4)}$$

式中 n——支撑斜杆数，单斜杆支撑 $n=1$，人字支撑和交叉支撑 $n=2$；

θ——支撑杆的倾角；

A_{br}——支撑杆截面面积；

f——支撑钢材的抗拉、抗压强度设计值。

2. 支撑钢板屈服前，内藏钢板剪力墙的刚度 K_1，可近似地按下式计算：

$$K_1 = 0.8(A_s + md_w^2/\alpha_E)E_s \qquad \text{(附 5.5)}$$

式中 E_s——钢材弹性模量；

α_E——钢与混凝土弹性模量之比，$\alpha_E = E_s/E_c$；

d_w——墙板厚度；

m——墙板有效宽度系数，单斜杆支撑为 1.08，人字支撑及交叉支撑为 1.77。

3. 支撑钢板屈服后，内藏钢板支撑剪力墙刚度 K_2，可近似取：

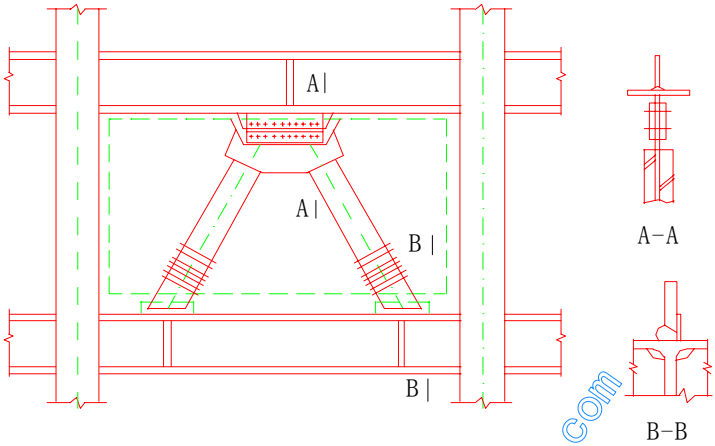
$$K_2 = 0.1K_1 \qquad \text{(附 5.6)}$$

4. 内藏钢板支撑剪力墙连接节点的最大承载力，应大于支撑屈服承载力的 20%，以避免在地震作用下连接节点先于支撑杆件破坏。

(四)与框架的连接

内藏钢板支撑剪力墙板与四周梁柱之间均留有 25mm 空隙，上节点通过钢板用高强度螺栓与上钢梁下翼缘连接板相连，下节点与下钢梁上翼缘连接件用全熔透坡口焊缝连接(附图 5.4)。

中国建筑标准设计网 www.snoaec.com



附图 5.4　内藏钢板剪力墙板与框架的连接

www.sinoec.com
中国建筑资讯网

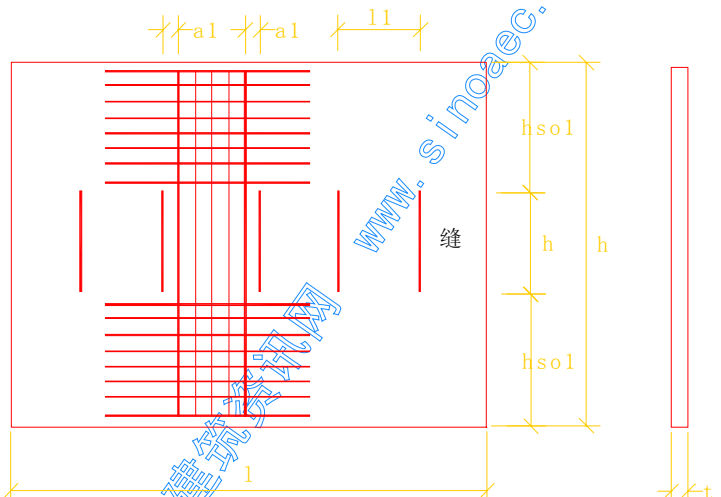
附录六　带竖缝混凝土剪力墙板的设计

(一)设计原则

带竖缝混凝土剪力墙板只承受水平荷载产生的剪力,不考虑承受竖向荷载产生的压力。

(二)墙板几何尺寸设计

带竖缝混凝土剪力墙板的几何尺寸,可按下列要求确定(附图6.1):



附图 6.1

(1)墙板总尺寸 l、h 按建筑和结构设计要求确定。

(2)竖缝的数目及其尺寸,应满足下列要求:

$$h_1 \leqslant 0.45h \qquad \text{(附 6.1)}$$

$$0.6 \geqslant l_1/h_1 \geqslant 0.4 \qquad \text{(附 6.2)}$$

www.sinoaec.com 中国建筑资讯网

$$h_{sol} \geqslant l_1 \qquad \text{(附 6.3)}$$

(3)墙板厚度的确定

$$t \geqslant \frac{F_v}{w \rho_{sh} l f_{shy}} \qquad \text{(附 6.4)}$$

$$w = \frac{2}{1 + \frac{0.4 I_{os}}{t l_1^2 h_1} \cdot \frac{1}{\rho_2}} \leqslant 1.5 \qquad \text{(附 6.5)}$$

式中 F_v——墙板的总剪力设计值；

ρ_{sh}——墙板水平横向钢筋配筋率，初步设计时可取 $\rho_{sh}=0.6\%$；

ρ_2——箍筋配筋系数，$\rho_2=\rho_{sh} \cdot f_{shy}/f_{cm}$；

f_{shy}——水平横向钢筋的抗拉强度设计值；

f_{cm}——混凝土弯曲抗压强度设计值；

w——墙板开裂后，竖向约束力对墙板横向承载力的影响系数；

I_{os}——单肢缝间墙折算惯性矩，可近似取 $I_{os}=1.08I$，$I=tl_1^3/12$。

(三)墙板的承载力计算

1. 墙板的承载力，以一个缝间墙及在相应范围内的实体墙作为计算对象。

2. 缝间墙两侧的纵向钢筋，按对称配筋大偏心受压构件计算确定。缝根截面内力按下式确定：

$$M = V_1 \cdot h_1/2 \qquad \text{(附 6.6)}$$

$$N = 0.9V_1 \cdot h_1/l_1 \qquad \text{(附 6.7)}$$

式中 V_1——单肢缝间墙剪力设计值，$V_1=F_v/n_1$，n_1 为缝间墙肢数。

由缝间墙弯剪变形引起的附加偏心矩$\triangle e$，按下列确定：

$$\triangle e = 0.003h \qquad \text{(附 6.8)}$$

截面配筋系数 ρ_1 按下式计算：

$$\rho_1 = \frac{A}{t(l_1 - a_1)} \cdot \frac{f_{sy}}{f_{cm}} = \rho \cdot \frac{f_{sy}}{f_{cm}} \qquad \text{(附 6.9)}$$

中国建筑设计网 www.sinoarc.com

ρ_1 宜控制在 0.075～0.185，且实配钢筋面积不宜超过计算所需面积的 5%。若超出此范围过多，则应重新调整缝间墙肢数 n_1、缝间墙尺寸 l_1、h_1 以及 a_1（受力纵筋合力中心至缝间墙边缘的距离）f_{cm}、f_{sy} 的值，使 ρ_1 尽可能控制在上述范围内。

3. 缝间墙斜截面抗剪强度应满足下式要求：

$$\eta_v V_1 \leqslant 0.18t(l_1-a_1)f_c \qquad \text{(附 6.10)}$$

式中 η_v——剪力设计值调整系数，可取 1.2；

f_c——混凝土抗压强度设计值。

4. 实体墙斜截面抗剪强度应满足下式要求：

$$\eta_v V_1 \leqslant k_s t l_1 f_c \qquad \text{(附 6.11)}$$

$$k_s=\frac{\lambda(l_1/h_1)\beta}{\beta^2+(l_1/h_1)^2[h/(h-h^1)]^2} \qquad \text{(附 6.12)}$$

式中 k_s——竖向约束力对实体墙斜截面抗剪承载力的影响系数；

λ——剪应力不均匀修正系数，$\lambda=0.8(n_1-1)/n_1$；

β——竖向约束系数，$\beta=0.9$。

（四）墙板 V-u 曲线

1. 缝间墙纵筋屈服时的总受剪承载力 V_y 和墙板的总体侧移 u_y，按下列公式计算：

$$V_{y1}=\mu \cdot \frac{l_1}{h_1} \cdot A_s f_{shy} \qquad \text{(附 6.13)}$$

$$u_y=V_{y1}/K_y \qquad \text{(附 6.14)}$$

$$K_y=B_1 \cdot 12/(\xi h_1^3) \qquad \text{(附 6.15)}$$

$$\xi=\left[35\rho_1+20\left(\frac{l_1-a_1}{h_1}\right)^2\right]\left(\frac{h-h_1}{h}\right)^2 \qquad \text{(附 6.16)}$$

式中 μ——系数，按附表 6.1 采用

A_s——缝间墙所配纵筋截面面积；

K_y——缝间墙纵筋屈服时墙板的总体抗侧力刚度；

ξ——考虑剪切变形影响的刚度修正系数；

B_1——缝间墙抗弯刚度，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ10) 的规定确定，

中国建筑设计网 www.sinoaec.com

$$B_1=\frac{E_sA_s(l_1-a_1)^2}{1.35+6(E_s/E_c)\rho}$$

系数 μ 值　　附表 6.1

a_1	μ
$0.05l_1$	3.67
$0.10l_1$	3.41
$0.15l_1$	3.20

2. 缝间墙弯曲破坏时的最大抗剪承载力 V_{u1} 和墙板的总体最大侧移 u_u，可按下列公式计算：

$$V_{u1}=(2txf_{cmk}e_1)/h_1\approx 1.1txf_{cmk}\cdot l_1/h_1 \qquad (附\ 6.17)$$

$$u_u=u_y+(V_{u1}-V_{y1})/K_u \qquad (附\ 6.18)$$

$$K_u=0.2K_y \qquad (附\ 6.19)$$

$$x=[-AB\sqrt{(AB)^2+2AC}]/A \qquad (附\ 6.20)$$

式中　K_u——缝间墙达弯压最大承载力时的总体抗侧移刚度；

e_1——缝根截面的约束力偏心矩，$e_1=l_1/1.8$；

x——缝根截面的缝间墙混凝土受压区高度，其中计算式

$$A=tf_{cmk}$$

$$B=e_1+\triangle e-l_1/2$$

$$C=A_sf_{shy}(l_1-2\alpha_1)$$

3. 墙板的极限侧移可按下式确定：

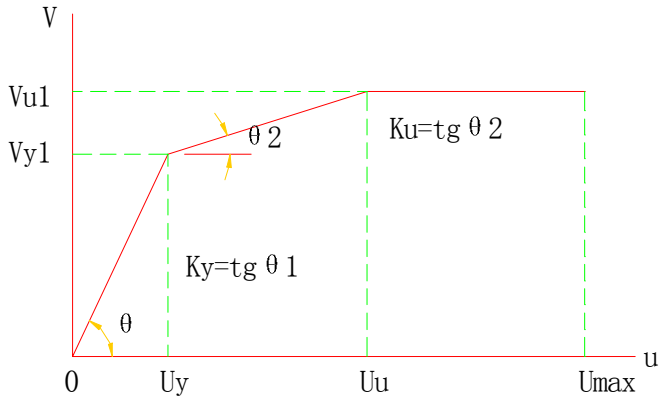
$$u_{max}=\frac{h}{\sqrt{\rho_1}}\cdot\frac{h_1}{l_1-a_1}\cdot 10^{-3} \qquad (附\ 6.21)$$

墙板 V-u 曲线见附图 6.2。

(五)构造要求和连接

1. 墙板应采用 C20～C30 混凝土。板中水平横向钢筋应按下列要求配置：

中国建筑标准设计网 www.sinoec.com



附图 6.2　墙板的 $V-u$ 曲线

当 $\eta_v V_1/v_{y1}<1$ 时

$$\rho_{sh}=\frac{A_{sh}}{t\cdot s}$$

且

$$\rho_{sh}\leqslant 0.65\frac{V_{y1}}{tf_{shyk}} \qquad \text{(附 6.22)}$$

当 $1\leqslant\eta_v V_1/V_{y1}\leqslant 1.2$ 时

$$\rho_{sh}=\frac{A_{sh}}{t\cdot s}$$

且

$$\rho_{sh}\leqslant 0.60\frac{V_{u1}}{tl_1 f_{shyk}} \qquad \text{(附 6.23)}$$

式中　s——横向钢筋间距；

A_{sh}——同一高度处横向钢筋总截面积；

V_{y1}、V_{u1}——缝间墙纵筋屈服时的抗剪承载力和缝间墙弯压破坏时的抗剪承载力，按式(附 6.13)和式(附 6.18)计算。

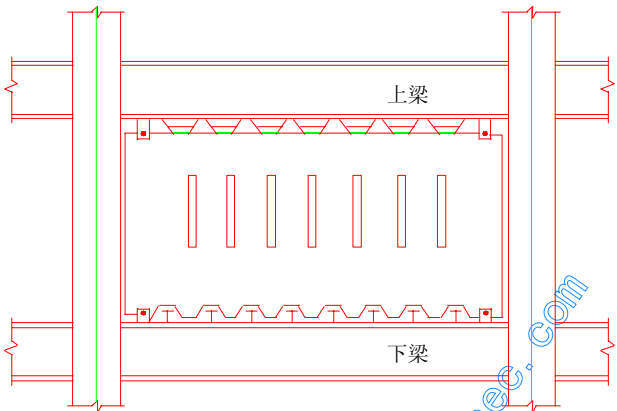
2. 缝两端的实体墙中应配置横向主筋，其数量不低于缝间墙一侧纵向钢筋用量。

3. 形成竖缝的填充材料宜用延性好、易滑动的耐火材料(如二片石棉板)。

4. 墙板和柱间应有一定空隙，使彼此无连接，地板上端与高强度螺栓连接。墙板下端除临时连接措施外，应全长埋于现浇混凝土

中国建筑标准网 www.sinoaec.com

楼板内，通过齿槽和钢梁上焊接栓钉实现可靠连接。墙板的两侧角部，应采取充分可靠的连接措施(附图 6.3)。



附图 6.3　带竖缝剪力墙板与框架的连接

中国建筑资讯网 www.sinoaec.com

附录七　钢构件防火保护层厚度的计算

1. 确定荷载等级 C

$$C=\xi S/R \qquad \text{(附 7.1)}$$

式中　S——作用效应；

R——构件在室温下的最大承载力，梁应为室温下的截面全塑性弯矩，柱应为室温下的临界屈曲荷载。柱的临界屈曲荷载，应根据构件的长细比按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17)附表 3.3(对 Q235)或附表 3.6(对 Q345)查出稳定系数 φ，乘以柱截面的屈服承载力确定。

ξ——欠载系数，可按附表 7.1 采用。

构件的欠载载系数 ξ　　附表 7.1

	S/R	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
梁	静定梁	0.80	0.83	0.85	0.88	0.90	0.93	0.95	0.98	1.00
	一次超静定	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
	二次超静定	0.40	0.48	0.55	0.63	0.70	0.78	0.85	0.93	1.00
柱		0.85								

2. 确定钢构件的临界温度 T_s

钢构件达到破坏极限状态时的钢材临界温度，可根据荷载等级 C 按附表 7.2 采用。当为偏心受压柱时，$T_s\leqslant 550℃$。

中国建筑设计网 www.sinoacc.com

3. 构件在规定的耐火极限时间内所需的保护层厚度 a，应按下列公式计算：

$$a=0.0104\cdot\lambda\xi\left(\frac{T}{T_s-140}\right)^{1.3} \qquad (附\ 7.2)$$

式中 T——构件的耐火极限，按本规程表 12.1.2 确定；

λ——厚涂型钢结构防火涂料或不燃性板型材的导热系数，以实测值为准，或按附表 7.4 采用；

ξ——构件的截面系数，等于 l_i/A_s，或 A_i/V 其中，l_i 为构件外周长度，A_s 为构件截面面积，A_i 为构件外周面积，V 为构件体积，按附表 7.3 确定；

4. 当保护层为重型材料或含水材料时，应按下列规定对厚度值修正：

(1)若 $2c\rho a\xi>c_s\rho_s$，则为重型材料，应采用 ξ_{mod} 代替式(附 7.2)中的 ξ，重新计算 a 值。ξ_{mod} 按下式计算：

$$\xi_{mod}=\frac{c_s\rho_s}{c_s\rho_s+(c\rho a\xi)} \qquad (附\ 7.3)$$

式中 c_s——钢材的比热，$c_s=0.520\text{kJ/kg}\cdot℃$；

ρ_s——钢材的密度，$\rho_s=7850\text{kg/m}^3$；

c、ρ——防火保护材料的比热和密度，取实测值，按附表 7.4 和 7.5 采用。

(2)当含水保护材料的温度达 100℃时，因水分蒸发而使构件温度滞后的值 t_1，可按下式计算：

$$t_1=\frac{w\rho a^2}{5\lambda} \qquad (附\ 7.4)$$

式中 w——防火保护材料的平衡含水率，取实测值，或按附表 7.5 采用。

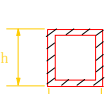
此时，用 t_1 修正式(附 7.2)中的构件耐火极限 T，重新计算 a 值。

中国建筑设计网 www.sinaec.com

钢材的临界温度 T_s　　附表 7.2

T_s(℃)	C	T_s(℃)	C	T_s(℃)	C	T_s(℃)	C
300	0.778	405	0.639	510	0.461	615	0.238
305	0.772	410	0.632	515	0.451	620	0.228
310	0.776	415	0.624	520	0.441	625	0.219
315	0.761	420	0.616	525	0.431	630	0.210
320	0.754	425	0.608	530	0.422	635	0.202
325	0.748	430	0.601	535	0.411	640	0.194
330	0.742	435	0.593	540	0.401	645	0.187
335	0.736	440	0.584	545	0.391	650	0.180
340	0.729	445	0.576	550	0.380	655	0.173
345	0.723	450	0.568	555	0.370	660	0.167
350	0.716	455	0.560	560	0.359	665	0.161
355	0.710	460	0.551	565	0.348	670	0.155
360	0.700	465	0.543	570	0.337	675	0.149
365	0.696	470	0.534	575	0.326	680	0.144
370	0.690	475	0.525	580	0.315	685	0.139
375	0.683	480	0.516	585	0.304	690	0.134
380	0.676	485	0.507	590	0.292	695	0.129
385	0.668	490	0.498	595	0.231	699	0.126
390	0.661	495	0.489	600	0.270	—	—
395	0.654	500	0.480	605	0.259	—	—
400	0.647	505	0.470	610	0.243	—	—

保护层覆盖的钢构件的 ξ　　附表 7.3

截　面	周　边　喷　涂		箱　形　覆　盖	
	$\frac{4b+2h-2t}{A_s}$	$\frac{3b+2h-2t}{A_s}$	$\frac{2(b+h)}{A_s}$	$\frac{b+2h}{A_s}$
	$\frac{2b+2h}{A_s}$	$\frac{b+2h}{A_s}$	$\frac{2(b+h)}{A_s}$	$\frac{b+2h}{A_s}$

注：A_s 为钢材的截面面积。

中国建筑设计院 www.sibdc.com

各种防火材料在明火或
高温条件下的热物理性质　　附表 7.4

材　　料	导热系数 λ (W/m℃)	比热 c (kJ/kg℃)
薄涂型钢结构防火涂料	—	—
厚涂型钢结构防火涂料	0.09～0.12	—
石膏板	0.20	1.7
硅酸钙板	0.10～0.25	—
矿棉(岩棉)板	0.10～0.20	—
粘土砖、灰砂砖	0.40～1.20	1.0
加气混凝土	0.20～0.40	1.0～1.2
轻骨料混凝土	0.30～0.90	1.0～1.2
普通混凝土(无定形骨料为主)	1.30	1.2
普通混凝土(结晶形骨料为主)	1.70	1.2

各种防火保护材料的密度和平衡含水率　　附表 7.5

材　　料	密　度 ρ (kg/m^3)	吸湿平衡含水率 w(重量%)
喷涂矿物纤维	250～350	1.0
石膏板	800	20.0
硅酸钙板	450～900	3.0～5.0
矿棉板	120～150	2.0
珍珠岩或蛭石板	300～800	15.0
加气混凝土	400～800	2.5
轻骨料混凝土	1600	2.5
粘土砖、灰砂砖	2000	0.2
普通混凝土(无定形骨料为主)	2000～2400	1.5
普通混凝土(结晶形骨料为主)	2000～2400	1.5

中国建筑资讯网 www.sinoasc.com

附录八　本规程用词说明

一、执行本规程条文时，要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待；

1. 表示很严格，非这样作不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

2. 表示严格，在正常状态下均应这样作的用词：

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该这样作的用词：

正面词采用“宜”或“可”；

反面词采用“不宜”。

二、条文中必须按指定的标准、规范或其他有关规定执行的，其写法为“应按……执行”或“应符合……要求（或规定）”。非必须按照所指定的标准、规范（或其他规定）执行的，其写法“可参照……”。

中国建筑资讯网 www.sinaec.com

附加说明

本规程主编单位、参加单位和主要起草人

主编单位：

中国建筑技术研究院标准设计研究所

参加单位：

北京市建筑设计研究院、哈尔滨建筑大学、冶金部建筑研究总院、清华大学、同济大学、西安建筑科技大学、中国建筑科学研究院结构所、中国建筑科学研究院抗震所、武警学院、中国建筑西北设计院、北京建筑机械厂、北京市机械施工公司、沪东造船厂、中国建筑总公司三局

主要起草人：

蔡益燕、胡庆昌、周炳章、张耀春、俞国音、方鄂华、潘世劼、陈绍蕃、范懋达、王康强、钱稼茹、邱国桦、崔鸿超、赵西安、高小旺、姜峻岳、李　云、张良铎、何若全、张相庭、沈祖炎、黄本才、王焕定、丁洁民、秦　权、朱聘儒、汪心洌、徐安庭、刘大海、罗家谦、计学润、廉晓飞、王　辉、臧国和、陈民权、鲍广鉴、于福海、易　兵、郝锐坤、顾　强、李国强、陈德彬、钟益村、陈琢如、贺贤娟、李兆凯

www.sinoasc.com