

前　　言

根据原建设部《关于印发〈二〇〇四年度工程建设城建、建工行业标准制订、修订计划〉的通知》(建标〔2004〕66号)的要求,规范编制组经广泛调查研究,认真总结工程实践经验,参考国际标准和国外先进标准,并在广泛征求意见的基础上,修订了《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138—2001。

本规范的主要技术内容是:1.总则;2.术语和符号;3.材料;4.结构设计基本规定;5.型钢混凝土框架梁和转换梁;6.型钢混凝土框架柱和转换柱;7.矩形钢管混凝土框架柱和转换柱;8.圆形钢管混凝土框架柱和转换柱;9.型钢混凝土剪力墙;10.钢板混凝土剪力墙;11.带钢斜撑混凝土剪力墙;12.钢与混凝土组合梁;13.组合楼板;14.连接构造。

本规范修订的主要技术内容是:1.增加了组合结构房屋最大适用高度的规定;2.补充了型钢混凝土框架柱的设计和构造规定;3.补充了型钢混凝土转换梁和转换柱的设计和构造规定;4.增加了矩形钢管混凝土柱、圆形钢管混凝土柱的设计和构造规定;5.增加了型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙、带钢斜撑混凝土剪力墙的设计和构造规定;6.增加了各类组合柱柱脚的设计和构造规定;7.增加了钢与混凝土组合梁的设计和构造规定;8.增加了钢与混凝土组合楼板的设计和构造规定。

本规范中以黑体字标志的条文为强制性条文,必须严格执行。

本规范由住房和城乡建设部负责管理和对强制性条文的解释,由中国建筑科学研究院负责具体技术内容的解释,执行过程中如有意见和建议,请寄送中国建筑科学研究院(地址:北京市北三环东路30号,邮编:100013)。

本规范主编单位：中国建筑科学研究院
本规范参编单位：西安建筑科技大学
 西南交通大学建筑勘察设计研究院
 华南理工大学建筑学院
 华东建筑设计研究院有限公司
 大连市建筑设计研究院有限公司
 同济大学
 清华大学
 中冶集团建筑研究总院
 中建一局发展公司

本规范主要起草人员：孙慧中 王翠坤 姜维山 王祖华
 赵世春 汪大绥 王立长 吕西林
 肖从真 聂建国 白力更 包联进
 陈才华 高华杰

本规范主要审查人员：柯长华 钱稼茹 傅学怡 窦南华
 任庆英 周建龙 娄 宇 左 江
 丁洁民 陈 星

目 次

1 总则	1
2 术语和符号	2
2.1 术语	2
2.2 符号	3
3 材料	7
3.1 钢材	7
3.2 钢筋	14
3.3 混凝土	14
4 结构设计基本规定	17
4.1 一般规定	17
4.2 结构体系及结构构件类型	17
4.3 设计计算原则	19
4.4 一般构造	26
5 型钢混凝土框架梁和转换梁	28
5.1 一般规定	28
5.2 承载力计算	29
5.3 裂缝宽度验算	35
5.4 挠度验算	36
5.5 构造措施	37
6 型钢混凝土框架柱和转换柱	42
6.1 一般规定	42
6.2 承载力计算	43
6.3 裂缝宽度验算	58
6.4 构造措施	59
6.5 柱脚设计及构造	62
6.6 梁柱节点计算及构造	69

7	矩形钢管混凝土框架柱和转换柱	80
7.1	一般规定	80
7.2	承载力计算	81
7.3	构造措施	88
7.4	柱脚设计及构造	89
7.5	梁柱节点计算及构造	94
8	圆形钢管混凝土框架柱和转换柱	101
8.1	一般规定	101
8.2	承载力计算	101
8.3	构造措施	107
8.4	柱脚设计及构造	107
8.5	梁柱节点形式及构造	113
9	型钢混凝土剪力墙	119
9.1	承载力计算	119
9.2	构造措施	129
10	钢板混凝土剪力墙	134
10.1	承载力计算	134
10.2	构造措施	141
11	带钢斜撑混凝土剪力墙	143
11.1	承载力计算	143
11.2	构造措施	146
12	钢与混凝土组合梁	148
12.1	一般规定	148
12.2	承载力计算	149
12.3	挠度计算及负弯矩区裂缝宽度计算	158
12.4	构造措施	161
13	组合楼板	164
13.1	一般规定	164
13.2	承载力计算	165
13.3	正常使用极限状态验算	169
13.4	构造措施	172

13.5 施工阶段验算及规定	174
14 连接构造.....	176
14.1 型钢混凝土柱的连接构造	176
14.2 矩形钢管混凝土柱的连接构造	179
14.3 圆形钢管混凝土柱的连接构造	182
14.4 梁与梁连接构造	184
14.5 梁与墙连接构造	184
14.6 斜撑与梁、柱连接构造	185
14.7 抗剪连接件构造	186
14.8 钢筋与钢构件连接构造	187
附录 A 常用压型钢板组合楼板的剪切粘结系数及 标准试验方法	189
附录 B 组合楼盖舒适度验算	196
本规范用词说明.....	200
引用标准名录.....	201

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	3
3	Materials	7
3.1	Steel	7
3.2	Reinforcement	14
3.3	Concrete	14
4	Basic Requirements of Structural Design	17
4.1	General Requirements	17
4.2	Structural System and Configurations	17
4.3	General Design and Requirements	19
4.4	General Detailing	26
5	Steel Reinforced Concrete Frame Beams and Transfer Beams	28
5.1	General Requirements	28
5.2	Strength Analysis	29
5.3	Crack Width Checking	35
5.4	Deflection Checking	36
5.5	Detailing Requirements	37
6	Steel Reinforced Concrete Frame Columns and Transfer Columns	42
6.1	General Requirements	42
6.2	Strength Analysis	43
6.3	Crack Width Checking	58
6.4	Detailing Requirements	59

6.5	Column Base Design and Detailings	62
6.6	Beam-column Joints Analysis and Detailings	69
7	Concrete-filled Rectangular Steel Tube Columns and Transfer Columns	80
7.1	General Requirements	80
7.2	Strength Analysis	81
7.3	Detailing Requirements	88
7.4	Column Base Design and Detailings	89
7.5	Beam-column Joints Analysis and Detailings	94
8	Concrete-filled Circular Steel Tube Columns and Transfer Columns	101
8.1	General Requirements	101
8.2	Strength Analysis	101
8.3	Detailing Requirements	107
8.4	Column Base Design and Detailings	107
8.5	Beam-column Joints Types and Detailings	113
9	Steel-concrete Composite Shear Walls	119
9.1	Strength Analysis	119
9.2	Detailing Requirements	129
10	Steel Plate-concrete Composite Shear Walls	134
10.1	Strength Analysis	134
10.2	Detailing Requirements	141
11	Steel Concealed Bracing-concrete Composite Shear Walls	143
11.1	Strength Analysis	143
11.2	Detailing Requirements	146
12	Composite Beams of Steel and Concrete	148
12.1	General Requirements	148
12.2	Strength Analysis	149
12.3	Deflection Checking	158
12.4	Detailing Requirements	161

13	Composite Slab	164
13.1	General Requirements	164
13.2	Strength Analysis	165
13.3	Crack Width Check and Deflection Checking	169
13.4	Detailing Requirements	172
13.5	Construction Phase Checking and Requirements	174
14	Detailings of Connections	176
14.1	Column-column Connections of Steel Reinforced Concrete	176
14.2	Column-column Connections of Concrete-filled Rectangular Steel Tube	179
14.3	Column-column Connections of Concrete-filled Circular Steel Tube	182
14.4	Beam-beam Connections	184
14.5	Beam-wall Connections	184
14.6	Brace-column-beam Connections	185
14.7	Anti-shear Nail Detailings	186
14.8	Steel Bar-steel Connections	187
Appendix A	Shear Bond Coefficient and Standard Test Method for Commonly Used Composite Slabs with Profiled Steel Sheets	189
Appendix B	Composite Floor Comfort Checking	196
	Explanation of Wording in This Code	200
	List of Quoted Standards	201

1 总 则

- 1.0.1** 为在建筑工程中合理应用钢与混凝土组合结构，做到安全适用、技术先进、经济合理、方便施工，制定本规范。
- 1.0.2** 本规范适用于非地震区和抗震设防烈度为 6 度至 9 度地震区的高层建筑、多层建筑和一般构筑物的钢与混凝土组合结构的设计。
- 1.0.3** 组合结构的设计，除应符合本规范的规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 组合结构构件 composite structure members

由型钢、钢管或钢板与钢筋混凝土组合能整体受力的结构构件。

2.1.2 组合结构 composite structures

由组合结构构件组成的结构，以及由组合结构构件与钢构件、钢筋混凝土构件组成的结构。

2.1.3 型钢混凝土框架梁 steel reinforced concrete frame beams

钢筋混凝土截面内配置型钢的框架梁。

2.1.4 型钢混凝土转换梁 steel reinforced concrete transfer beams

承托上部楼层墙或柱，实现上部楼层到下部楼层结构形式转变或结构布置改变的型钢混凝土梁；部分框支剪力墙结构的转换梁亦称框支梁。

2.1.5 型钢混凝土框架柱 steel reinforced concrete frame columns

钢筋混凝土截面内配置型钢的框架柱。

2.1.6 矩形钢管混凝土框架柱 concrete-filled rectangular steel tube frame columns

矩形钢管内填混凝土形成钢管与混凝土共同受力的框架柱。

2.1.7 圆形钢管混凝土框架柱 concrete-filled circular steel tube frame columns

圆形钢管内填混凝土形成钢管与混凝土共同受力的框架柱。

2.1.8 转换柱 transfer columns

承托上部楼层墙或柱，实现上部楼层到下部楼层结构形式转变或结构布置改变的柱。

2.1.9 型钢混凝土剪力墙 steel concrete composite shear walls
钢筋混凝土剪力墙的边缘构件中配置实腹型钢的剪力墙。

2.1.10 钢板混凝土剪力墙 steel plate concrete composite shear walls
钢筋混凝土截面内配置钢板和端部型钢的剪力墙。

2.1.11 带钢斜撑混凝土剪力墙 steel concealed bracing concrete composite shear walls
钢筋混凝土截面内配置型钢斜撑和端部型钢的剪力墙。

2.1.12 钢与混凝土组合梁 steel and concrete composite beams
混凝土翼板与钢梁通过抗剪连接件组合而成能整体受力的梁。

2.1.13 组合楼板 composite slabs
压型钢板上现浇混凝土组成压型钢板与混凝土共同承受载荷的楼板。

2.2 符号

2.2.1 材料性能

E_a ——型钢（钢管、钢板）弹性模量；

E_c ——混凝土弹性模量；

E_s ——钢筋弹性模量；

f_a 、 f'_a ——型钢（钢管、钢板）抗拉、抗压强度设计值；

f_{ak} 、 f'_{ak} ——型钢（钢管、钢板）抗拉、抗压强度标准值；

f_{ck} 、 f_c ——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

f_y 、 f'_y ——钢筋抗拉、抗压强度设计值；

f_{yh} ——剪力墙水平分布钢筋抗拉强度设计值；

f_{yk} 、 f'_{yk} ——钢筋抗拉、抗压强度标准值；

f_{yv} ——横向钢筋抗拉强度设计值；

f_{yw} ——剪力墙竖向分布钢筋抗拉强度设计值。

2.2.2 作用和作用效应

M ——弯矩设计值；

N ——轴向力设计值；

V ——剪力设计值；

σ_s 、 σ'_s ——正截面承载力计算中纵向钢筋的受拉、受压应力；

σ_a 、 σ'_a ——正截面承载力计算中型钢翼缘的受拉、受压应力；

ω_{\max} ——最大裂缝宽度。

2.2.3 几何参数

A_c 、 A_a 、 A_s 、 A'_s ——混凝土全截面、型钢全截面、受拉钢筋总截面、受压钢筋总截面的面积；

A_{af} 、 A'_{af} 、 A_{aw} 、 A_{sw} ——型钢受拉翼缘截面、型钢受压翼缘截面、型钢腹板截面的面积，剪力墙竖向分布钢筋的全部截面面积；

a_s 、 a'_s ——纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点至混凝土截面近边的距离；

a_a 、 a'_a ——型钢受拉翼缘截面重心、型钢受压翼缘截面重心至混凝土截面近边的距离；

B ——型钢混凝土框架梁截面考虑长期作用影响的刚度；

B_s ——型钢混凝土框架梁截面短期刚度；

b ——混凝土矩形截面宽度；

b_l ——型钢翼缘宽度；

c ——混凝土保护层厚度；

e ——轴向力作用点至纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘合力点之间的距离；对矩形钢管混凝土柱为轴向力作用点至矩形钢管远端钢板厚度中心的距离；

e_a ——附加偏心距；

e_i ——初始偏心距；

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距；
 h ——混凝土截面高度；
 h_a ——型钢截面高度；
 h_0 ——型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点至混凝土截面受压边缘的距离；
 h_{0s} 、 h_{0f} ——纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘截面重心到混凝土截面受压边缘的距离；
 h_w ——型钢腹板高度；
 I_a ——型钢截面惯性矩；
 I_c ——混凝土截面惯性矩；
 s ——箍筋间距；
 t_f ——型钢翼缘厚度；
 t_w ——型钢腹板厚度；
 x ——混凝土受压区高度。

2.2.4 计算系数及其他

k ——考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数；
 α_1 ——受压区混凝土压应力影响系数；
 α_E ——钢与混凝土弹性模量之比；
 β_1 ——受压区混凝土应力图形影响系数；
 β_c ——混凝土强度影响系数；
 β_h ——柱脚计算中有关冲切截面高度的影响系数；
 β_r ——带边框型钢混凝土剪力墙，周边柱对混凝土墙体的约束系数；
 θ ——圆钢管混凝土的套箍指标；
 ξ ——混凝土相对受压区高度；
 ρ_s 、 ρ'_s ——纵向受拉钢筋、受压钢筋配筋率；
 ρ_{sv} ——箍筋面积配筋率；
 ρ_v ——箍筋体积配筋率；
 φ_e ——考虑偏心率影响的承载力折减系数；

φ_l ——考虑长细比影响的承载力折减系数；
 ω ——剪力墙竖向分布钢筋配置范围 h_{sw} 与截面有效高度 h_{w0} 的比值。

住房城乡建设部信息云公开
浏览专用

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 组合结构构件中钢材宜采用 Q345、Q390、Q420 低合金高强度结构钢及 Q235 碳素结构钢，质量等级不宜低于 B 级，且应分别符合现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 和《碳素结构钢》GB/T 700 的规定。当采用较厚的钢板时，可选用材质、材性符合现行国家标准《建筑结构用钢板》GB/T 19879 的各牌号钢板，其质量等级不宜低于 B 级。当采用其他牌号的钢材时，尚应符合国家现行有关标准的规定。

3.1.2 钢材应具有屈服强度、抗拉强度、伸长率、冲击韧性和硫、磷含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳含量的合格保证及冷弯试验的合格保证。

3.1.3 钢材宜采用镇静钢。

3.1.4 钢板厚度大于或等于 40mm，且承受沿板厚方向拉力的焊接连接板件，钢板厚度方向截面收缩率，不应小于现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 中 Z15 级规定的容许值。

3.1.5 考虑地震作用的组合结构构件的钢材应符合国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 第 3.9.2 条的有关规定。

3.1.6 钢材强度指标应按表 3.1.6-1、表 3.1.6-2 采用。

表 3.1.6-1 钢材强度指标 (N/mm²)

钢材 牌号	钢板厚度 (mm)	极限抗拉 强度最小 值 f_{au}	屈服 强度 f_{ay}	强度 标准值	强度设计值		端面承压 (刨平顶紧) 设计值 f_{ce}
					抗拉、抗压、 抗弯 f_{ak}	抗拉、抗压、 抗弯 f_a	
Q235	≤16	370	235	235	215	125	325

续表 3.1.6-1

钢材牌号	钢板厚度 (mm)	极限抗拉强度最小值 f_{au}	屈服强度 f_{ay}	强度标准值	强度设计值		端面承压(刨平顶紧) 设计值 f_{ce}
					抗拉、抗压、 抗弯 f_{ak}	抗拉、抗压、 抗弯 f_a	
Q235	>16~40	370	225	225	205	120	325
	>40~60	370	215	215	200	115	
	>60~100	370	215	215	190	110	
Q345	≤16	470	345	345	310	180	400
	>16~35	470	335	335	295	170	
	>35~50	470	325	325	265	155	
	>50~100	470	315	315	250	145	
Q345GJ	6~16	490	345	345	310	180	400
	>16~35	490	345	345	310	180	
	>35~50	490	335	335	300	175	
	>50~100	490	325	325	290	170	
Q390	≤16	490	390	390	350	205	415
	>16~35	490	370	370	335	190	
	>35~50	490	350	350	315	180	
	>50~100	490	330	330	295	170	
Q420	≤16	520	420	420	380	220	440
	>16~35	520	400	400	360	210	
	>35~50	520	380	380	340	195	
	>50~100	520	360	360	325	185	

表 3.1.6-2 冷弯成型矩形钢管强度设计值 (N/mm²)

钢材牌号	抗拉、抗压、抗弯 f_a	抗剪 f_{av}	端面承压(刨平顶紧) f_{ce}
Q235	205	120	310
Q345	300	175	400

3.1.7 钢材物理性能指标应按表 3.1.7 采用。

表 3.1.7 钢材物理性能指标

弹性模量 E_a (N/mm ²)	剪切模量 G_a (N/mm ²)	线膨胀系数 α (以每℃计)	质量密度 (kg/m ³)
2.06×10^5	79×10^3	12×10^{-6}	7850

注：压型钢板采用冷轧钢板时，弹性模量取 1.90×10^5 。

3.1.8 压型钢板质量应符合现行国家标准《建筑用压型钢板》GB/T 12755 的规定，压型钢板的基板应选用热浸镀锌钢板，不宜选用镀铝锌板。镀锌层应符合现行国家标准《连续热镀锌薄钢板及钢带》GB/T 2518 的规定。

3.1.9 压型钢板宜采用符合现行国家标准《连续热镀锌薄钢板及钢带》GB/T 2518 规定的 S250(S250GD+Z、S250GD+ZF)、S350(S350GD+Z、S350GD+ZF)、S550(S550GD+Z、S550GD+ZF)牌号的结构用钢，其强度标准值、设计值应按表 3.1.9 的规定采用。

表 3.1.9 压型钢板强度标准值、设计值 (N/mm²)

牌号	强度标准值	强度设计值	
	抗拉、抗压、抗弯 f_{ak}	抗拉、抗压、抗弯 f_a	抗剪 f_{av}
S250	250	205	120
S350	350	290	170
S550	470	395	230

3.1.10 钢材的焊接材料应符合下列规定：

1 手工焊接用焊条应与主体金属力学性能相适应，且应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117、《热强钢焊条》GB/T 5118 的规定。

2 自动焊接或半自动焊接采用的焊丝和焊剂，应与主体金

属力学性能相适应，且应符合现行国家标准《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293、《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》GB/T 12470、《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110的规定。

3.1.11 焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205的规定，焊缝强度设计值应按表 3.1.11 的规定采用。

表 3.1.11 焊缝强度设计值 (N/mm²)

焊接方法 焊条型号	钢材 牌号	钢板 厚度 (mm)	对接焊缝强度设计值			角焊缝强度 设计值	
			抗压 f_w^p	抗拉 f_w^t			
				一级、 二级	三级		
自动焊、半自动焊 和 E43××型焊条的 手工焊	Q235	≤16	215 (205)	215 (205)	185 (175)	125 (120)	160 (140)
		>16~ 40	205	205	175	120	
		>40~ 60	200	200	170	115	
		>60~ 100	190	190	160	110	
自动焊、半自动焊 和 E50××型焊条 的手工焊	Q345	≤16	310 (300)	310 (300)	265 (255)	180 (170)	200 (195)
		>16~ 35	295	295	250	170	
		>35~ 50	265	265	225	155	
		>50~ 100	250	250	210	145	

续表 3.1.11

焊接方法 焊条型号	钢材 牌号	钢板 厚度 (mm)	对接焊缝强度设计值			角焊缝强度 设计值	
			抗压 f_z^w	抗拉 f_t^w			
				一级、 二级	三级		
自动焊、半自动焊 和 E55 型焊条的 手工焊	Q390	≤ 16	350	350	300	205	
		$>16 \sim 35$	335	335	285	190	
		$>35 \sim 50$	315	315	270	180	
		$>50 \sim 100$	295	295	250	170	
	Q420	≤ 16	380	380	320	220	
		$>16 \sim 35$	360	360	305	210	
		$>35 \sim 50$	340	340	290	195	
		$>50 \sim 100$	325	325	275	185	

注：1 表中所列一级、二级、三级指焊缝质量等级；

2 括号中的数值用于冷成型薄壁型钢。

3.1.12 钢构件连接使用的螺栓、锚栓材料应符合下列规定：

1 普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓》GB/T 5782 和《六角头螺栓-C 级》GB/T 5780 的规定；A、B 级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度，C 级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度，均应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。

2 高强度螺栓应符合现行国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228、《钢结构用高强度大六角头螺母》GB/T 1229、《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230、《钢结构用高强度大

六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231 或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632 的规定。

3 普通螺栓连接的强度设计值应按表 3.1.12-1 采用；高强度螺栓连接的钢材摩擦面抗滑移系数值应按表 3.1.12-2 采用；高强度螺栓连接的设计预拉力应按表 3.1.12-3 采用。

4 锚栓可采用符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 规定的 Q235 钢、Q345 钢。

表 3.1.12-1 螺栓连接的强度设计值 (N/mm²)

螺栓的性能等级、锚栓和构件钢材的牌号		普通螺栓						锚栓	承压型连接高强度螺栓			
		C 级螺栓			A 级、B 级螺栓							
		抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b		抗拉 f_t^a	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b
普通螺栓	4.6 级、4.8 级	170	140	—	—	—	—	—	—	—	—	
	5.6 级	—	—	—	210	190	—	—	—	—	—	
	8.8 级	—	—	—	400	320	—	—	—	—	—	
锚栓 (C 级普通螺栓)	Q235	(165)	(125)	—	—	—	—	140	—	—	—	
	Q345	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—	
承压型连接高强度螺栓	8.8 级	—	—	—	—	—	—	—	400	250	—	
	10.9 级	—	—	—	—	—	—	—	500	310	—	
承压构件	Q235	—	—	305 (295)	—	—	405	—	—	—	470	
	Q345	—	—	385 (370)	—	—	510	—	—	—	590	
	Q390	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615	
	Q420	—	—	425	—	—	560	—	—	—	655	

注：1 A 级螺栓用于 $d \leq 24\text{mm}$ 和 $l \leq 10d$ 或 $l \leq 150\text{mm}$ (按较小值) 的螺栓；B 级螺栓用于 $d > 24\text{mm}$ 或 $l > 10d$ 或 $l > 150\text{mm}$ (按较小值) 的螺栓。 d 为公称直径， l 为螺杆公称长度。

2 表中带括号的数值用于冷成型薄壁型钢。

表 3.1.12-2 摩擦面的抗滑移系数

连接处构件接触面的处理方法	构件的钢号		
	Q235	Q345、Q390	Q420
喷砂（丸）	0.45	0.50	0.50
喷砂（丸）后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40
喷砂（丸）后生赤锈	0.45	0.50	0.50
钢丝刷清除浮锈或未经处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.40

表 3.1.12-3 一个高强度螺栓的预拉力 (kN)

螺栓的性能等级	螺栓公称直径 (mm)					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8 级	80	125	150	175	230	280
10.9 级	100	155	190	225	290	355

3.1.13 栓钉应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定，其材料及力学性能应符合表 3.1.13 规定。

表 3.1.13 栓钉材料及力学性能

材料	极限抗拉强度 (N/mm ²)	屈服强度 (N/mm ²)	伸长率 (%)
ML15、ML15Al	≥400	≥320	≥14

3.1.14 一个圆柱头栓钉的抗剪承载力设计值应符合下式规定：

$$N_v^c = 0.43A_s \sqrt{E_c f_c} \leqslant 0.7 A_s f_{at} \quad (3.1.14)$$

式中： N_v^c ——栓钉的抗剪承载力设计值；

E_c ——混凝土弹性模量；

f_c ——混凝土受压强度设计值；

A_s ——圆柱头栓钉钉杆截面面积；

f_{at} ——圆柱头栓钉极限抗拉强度设计值，其值取为 360 N/mm²。

3.2 钢筋

3.2.1 纵向受力钢筋宜采用 HRB400、HRB500、HRB335 热轧钢筋；箍筋宜采用 HRB400、HRB335、HPB300、HRB500，其强度标准值、设计值应按表 3.2.1 的规定采用。

表 3.2.1 钢筋强度标准值、设计值 (N/mm²)

牌号	符号	公称直径 d (mm)	屈服强度 标准值 f_{yk}	极限强度 标准值 f_{stk}	最大拉力下 总伸长率 $\delta_{gt} (\%)$	抗拉强度 设计值 f_y	抗压强度 设计值 f'_y
HPB300	Φ	6~22	300	420	不小于 10	270	270
HRB335	屈	6~50	335	455	不小于 7.5	300	300
HRB400	Ⅲ	6~50	400	540		360	360
HRB500	Ⅳ	6~50	500	630		435	410

注：1 当采用直径大于 40mm 的钢筋时，应有可靠的工程经验；

2 用作受剪、受扭、受冲切承载力计算的箍筋，其强度设计值 f_{yv} 应按表中 f_y 数值取用，且其数值不应大于 360 N/mm²。

3.2.2 钢筋弹性模量 E_s 应按表 3.2.2 采用。

表 3.2.2 钢筋弹性模量 ($\times 10^5$ N/mm²)

种类	E_s
HPB300	2.1
HRB400、HRB500、HRB335	2.0

3.2.3 抗震等级为一、二、三级的框架和斜撑构件，其纵向受力钢筋应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010 第 11.2.3 条的有关规定。

3.3 混凝土

3.3.1 型钢混凝土结构构件采用的混凝土强度等级不宜低于 C30；有抗震设防要求时，剪力墙不宜超过 C60；其他构件，设

防烈度 9 度时不宜超过 C60；8 度时不宜超过 C70。钢管中的混凝土强度等级，对 Q235 钢管，不宜低于 C40；对 Q345 钢管，不宜低于 C50；对 Q390、Q420 钢管，不应低于 C50。组合楼板用的混凝土强度等级不应低于 C20。

3.3.2 混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 、轴心抗拉强度标准值 f_{tk} 应按表 3.3.2-1 的规定采用；轴心抗压强度设计值 f_c 、轴心抗拉强度设计值 f_t 应按表 3.3.2-2 的规定采用。

表 3.3.2-1 混凝土强度标准值 (N/mm²)

强度	混凝土强度等级												
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_{ck}	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
f_{tk}	1.54	1.78	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85	2.93	2.99	3.05	3.11

表 3.3.2-2 混凝土强度设计值 (N/mm²)

强度	混凝土强度等级												
	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
f_c	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
f_t	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22

3.3.3 混凝土受压和受拉弹性模量 E_c 应按表 3.3.3 的规定采用，混凝土的剪切变形模量可按相应弹性模量值的 0.4 倍采用，混凝土泊松比可按 0.2 采用。

表 3.3.3 混凝土弹性模量 ($\times 10^4$ N/mm²)

混凝土强度等级	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

3.3.4 型钢混凝土组合结构构件的混凝土最大骨料直径宜小于型钢外侧混凝土保护层厚度的1/3，且不宜大于25mm。对浇筑难度较大或复杂节点部位，宜采用骨料更小，流动性更强的高性能混凝土。钢管混凝土构件中混凝土最大骨料直径不宜大于25mm。

住房城乡建设部信息公
示浏览专用

4 结构设计基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 组合结构构件可用于框架结构、框架-剪力墙结构、部分框支剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构等结构体系。

4.1.2 各类结构体系中，可整个结构体系采用组合结构构件，也可采用组合结构构件与钢结构、钢筋混凝土结构构件同时使用。

4.1.3 考虑地震作用组合的各类结构体系中的框架柱，沿房屋高度宜采用同类结构构件。当采用不同类型结构构件时，应设置过渡层，并应符合本规范有关柱与柱连接构造的规定。

4.1.4 各类结构体系中的楼盖结构应具有良好的水平刚度和整体性，其楼面宜采用组合楼板或现浇钢筋混凝土楼板；采用组合楼板时，对转换层、加强层以及有大开洞楼层，宜增加组合楼板的有效厚度或采用现浇钢筋混凝土楼板。

4.2 结构体系及结构构件类型

4.2.1 型钢混凝土柱内埋置的型钢，宜采用实腹式焊接型钢（图 4.2.1a、b、c）；对于型钢混凝土巨型柱，其型钢宜采用多个焊接型钢通过钢板连接成整体的实腹式焊接型钢（图 4.2.1d）。

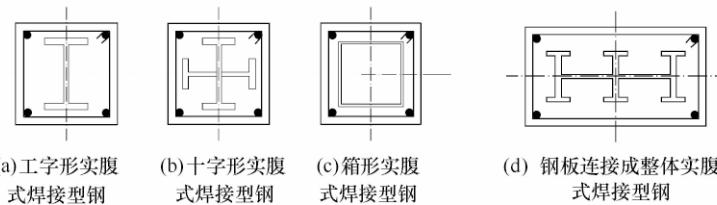


图 4.2.1 型钢混凝土柱的型钢截面配筋形式

4.2.2 型钢混凝土梁的型钢，宜采用充满型实腹型钢，其型钢的一侧翼缘宜位于受压区，另一侧翼缘应位于受拉区（图 4.2.2）。

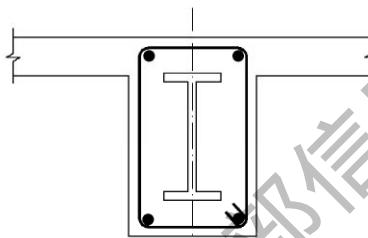


图 4.2.2 型钢混凝土梁的型钢截面配筋形式

4.2.3 矩形钢管混凝土柱的矩形钢管，可采用热轧钢板焊接成型的钢管，也可采用热轧成型钢管或冷成型的直缝焊接钢管。

4.2.4 圆形钢管混凝土柱的圆形钢管，宜采用直焊缝钢管或无缝钢管，也可采用螺旋焊缝钢管，不宜选用输送流体用的螺旋焊管。

4.2.5 钢与混凝土组合剪力墙可采用型钢混凝土剪力墙（图 4.2.5a）、钢板混凝土剪力墙（图 4.2.5b）、带钢斜撑混凝土剪力墙（图 4.2.5c）以及有端柱或带边框型钢混凝土剪力墙（图 4.2.5d）。

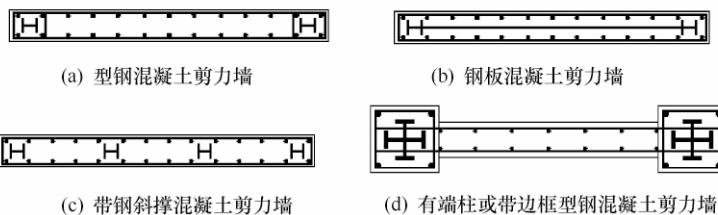


图 4.2.5 钢与混凝土组合剪力墙截面形式

4.2.6 钢与混凝土组合梁的翼板可采用现浇混凝土板、混凝土

叠合板或压型钢板混凝土组合板（图 4.2.6）。

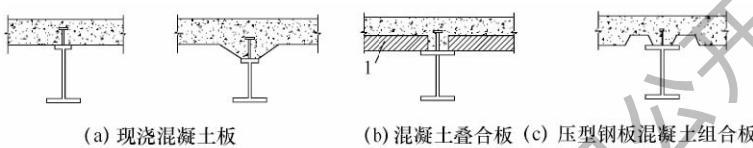


图 4.2.6 钢与混凝土组合梁

1—预制板

4.2.7 钢与混凝土组合楼板中的压型钢板可采用开口型压型钢板、缩口型压型钢板和闭口型压型钢板（图 4.2.7）。



图 4.2.7 钢与混凝土组合楼板中压型钢板的形式

4.3 设计计算原则

4.3.1 钢与混凝土组合结构多、高层建筑，其结构地震作用或风荷载作用组合下的内力和位移计算、水平位移限值、舒适度要求、结构整体稳定验算，以及结构抗震性能化设计、抗连续倒塌设计等，应符合国家现行标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计规范》GB 50011、《混凝土结构设计规范》GB 50010、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 等的相关规定。

4.3.2 组合结构构件应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计。

4.3.3 组合结构构件的承载力设计应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$\gamma_0 S \leq R \quad (4.3.3-1)$$

2 地震设计状况

$$S \leq R / \gamma_{RE} \quad (4.3.3-2)$$

式中: S ——构件内力组合设计值, 应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定进行计算;

γ_0 ——构件的重要性系数, 对安全等级为一级的结构构件不应小于 1.1, 对安全等级为二级的结构构件不应小于 1.0;

R ——构件承载力设计值;

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数, 其值应按表 4.3.3 的规定采用。

表 4.3.3 承载力抗震调整系数

构件类型	组合结构构件								钢构件		
	梁	柱、支撑			剪力墙	各类构件		节点	梁、柱、支撑	柱、支撑	
受力特性	受弯	偏压轴压比小于 0.15	偏压轴压比不小于 0.15	轴压	偏拉、轴拉	偏压、偏拉	局压	受剪	强度	稳定	
γ_{RE}	0.75	0.75	0.80	0.80	0.85	0.85	1.0	0.85	0.85	0.75	0.80

注: 圆形钢管混凝土偏心受压柱 γ_{RE} 取 0.8。

4.3.4 在进行结构内力和变形计算时, 型钢混凝土和钢管混凝土组合结构构件的刚度, 可按下列规定计算:

1 型钢混凝土结构构件、钢管混凝土结构构件的截面抗弯刚度、轴向刚度和抗剪刚度可按下列公式计算:

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \quad (4.3.4-1)$$

$$EA = E_c A_c + E_a A_a \quad (4.3.4-2)$$

$$GA = G_c A_c + G_a A_a \quad (4.3.4-3)$$

式中: EI 、 EA 、 GA ——构件截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度;

$E_c I_c$ 、 $E_a A_a$ 、 $G_c A_c$ ——钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴

向刚度、抗剪刚度；

$E_a I_a$ 、 $E_a A_a$ 、 $G_a A_a$ ——型钢或钢管部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度。

2 型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙、带钢斜撑混凝土剪力墙的截面刚度可按下列原则计算：

- 1) 型钢混凝土剪力墙，其截面刚度可近似按相同截面的钢筋混凝土剪力墙计算截面刚度，可不计人端部型钢对截面刚度的提高作用；
- 2) 有端柱型钢混凝土剪力墙，其截面刚度可按端柱中混凝土截面面积加上型钢按弹性模量比折算的等效混凝土面积计算其抗弯刚度和轴向刚度；墙的抗剪刚度可不计人型钢作用；
- 3) 钢板混凝土剪力墙，可把钢板按弹性模量比折算为等效混凝土面积计算其截面刚度；
- 4) 带钢斜撑混凝土剪力墙，可不考虑钢斜撑对其截面刚度的影响。

4.3.5 采用组合结构构件作为主要抗侧力结构的各种组合结构体系，其房屋最大适用高度应符合表 4.3.5 的规定。表中框架结构、框架-剪力墙结构中的型钢（钢管）混凝土框架，系指型钢（钢管）混凝土柱与钢梁、型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁组成的框架；表中框架-核心筒结构中的型钢（钢管）混凝土框架和筒中筒结构中的型钢（钢管）混凝土外筒，系指结构全高由型钢（钢管）混凝土柱与钢梁或型钢混凝土梁组成的框架、外筒。

表 4.3.5 组合结构房屋的最大适用高度 (m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度				
			6 度	7 度	8 度		9 度
框架结构	型钢（钢管）混凝土框架	70	60	50	40	35	24
				0.20g	0.30g		

续表 4.3.5

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度				
			6 度	7 度	8 度		9 度
					0.20g	0.30g	
框架-剪力墙结构	型钢（钢管）混凝土框架-钢筋混凝土剪力墙	150	130	120	100	80	50
剪力墙结构	钢筋混凝土剪力墙	150	140	120	100	80	60
部分框支剪力墙结构	型钢（钢管）混凝土转换柱-钢筋混凝土剪力墙	130	120	100	80	50	不应用 采用
框架-核心筒结构	钢框架-钢筋混凝土核心筒	210	200	160	120	100	70
	型钢（钢管）混凝土框架-钢筋混凝土核心筒	240	220	190	150	130	70
筒中筒结构	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	280	260	210	160	140	80
	型钢（钢管）混凝土外筒-钢筋混凝土核心筒	300	280	230	170	150	90

注：1 平面和竖向均不规则的结构，最大适用高度宜适当降低；
 2 表中“钢筋混凝土剪力墙”、“钢筋混凝土核心筒”，系指其剪力墙全部是钢筋混凝土剪力墙以及结构局部部位是型钢混凝土剪力墙或钢板混凝土剪力墙。

4.3.6 组合结构在多遇地震作用下的结构阻尼比可取为 0.04，房屋高度超过 200m 时，阻尼比可取为 0.03；当楼盖梁采用钢筋混凝土梁时，相应结构阻尼比可增加 0.01；风荷载作用下楼层位移验算和构件设计时，阻尼比可取为 0.02~0.04；结构舒适度验算时的阻尼比可取为 0.01~0.02。

4.3.7 采用型钢（钢管）混凝土转换柱的部分框支剪力墙结构，在地面以上的框支层层数，设防烈度 8 度时不宜超过 4 层，7 度时不宜超过 6 层。

4.3.8 组合结构构件的抗震设计，应根据设防烈度、结构类型、房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施规定。丙类建筑组合结构构件的抗震等级应按表 4.3.8 确定。

表 4.3.8 组合结构房屋的抗震等级

结构类型		设防烈度					
		6 度		7 度		8 度	
框架结构	房屋高度 (m)	≤ 24	> 24	≤ 24	> 24	≤ 24	> 24
	型钢 (钢管) 混凝土普通框架	四	三	三	二	二	≤ 24
框架-剪力墙结构	房屋高度 (m)	≤ 60	> 60	≤ 24	$25 \sim 60$	> 60	≤ 24
	型钢 (钢管) 混凝土框架	四	三	四	三	二	> 60
剪力墙结构	房屋高度 (m)	≤ 80	> 80	≤ 24	$25 \sim 80$	> 80	≤ 24
	钢筋混凝土剪力墙	三	三	三	二	二	$25 \sim 50$
剪力墙结构	房屋高度 (m)	≤ 80	> 80	≤ 24	$25 \sim 80$	> 80	≤ 24
	钢筋混凝土剪力墙	四	三	四	三	二	> 80
部分框支剪力墙结构	房屋高度 (m)	≤ 80	> 80	≤ 24	$25 \sim 80$	> 80	≤ 24
	非底部加强部位剪力墙	四	三	四	三	二	$25 \sim 80$
	底部加强部位剪力墙	三	二	三	二	二	≤ 24
	型钢 (钢管) 混凝土框支框架	二	二	二	二	—	$25 \sim 60$

续表 4.3.8

结构类型		设防烈度					
		6 度		7 度		8 度	
框架-核心筒结构	房屋高度 (m)	≤150	>150	≤130	>130	≤100	>100
	型钢 (钢管) 混凝土框架-钢筋混凝土核心筒	框架	三	二	—	—	—
	核心筒	二	二	—	—	特—	特—
	钢框架-钢筋混凝土核心筒	框架	四	—	—	—	—
简中筒结构	房屋高度 (m)	≤180	>180	≤150	>150	≤120	>120
	型钢 (钢管) 混凝土外筒-钢筋混凝土核心筒	外筒	三	二	—	—	—
	核心筒	二	二	—	—	特—	特—
	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	外筒	四	—	—	—	—
	房屋高度 (m)	≤180	>180	≤150	>150	≤120	>120
	型钢 (钢管) 混凝土外筒-钢筋混凝土核心筒	外筒	三	二	—	—	—
	核心筒	二	二	—	—	特—	特—
	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	核心筒	二	—	特—	—	特—

注：1 建筑场地为 I 类时，除 6 度外应允许按表内降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低；

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

3 高度不超过 60m 的框架核心筒结构，其抗震等级应允许按框架-剪力墙结构采用；

4 大跨度框架指跨度不小于 18m 的框架。

4.3.9 多高层组合结构在正常使用条件下，按风荷载或多遇地震标准值作用下，以弹性方法计算的楼层层间最大水平位移与层高的比值，以及结构的薄弱层层间弹塑性位移，应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定。

4.3.10 型钢混凝土梁、钢与混凝土组合梁及组合楼板的最大挠度，应按荷载效应的准永久组合，并考虑荷载长期作用的影响进行计算，其计算值不应超过表 4.3.10-1 和表 4.3.10-2 规定的挠度限值。

表 4.3.10-1 型钢混凝土梁及组合楼板挠度限值 (mm)

跨度	挠度限值 (以计算跨度 l_0 计算)
$l_0 < 7m$	$l_0/200$ ($l_0/250$)
$7m \leq l_0 \leq 9m$	$l_0/250$ ($l_0/300$)
$l_0 > 9m$	$l_0/300$ ($l_0/400$)

注：1 表中 l_0 为构件的计算跨度；悬臂构件的 l_0 按实际悬臂长度的 2 倍取用；

2 构件有起拱时，可将计算所得挠度值减去起拱值；

3 表中括号中的数值适用于使用上对挠度有较高要求的构件。

表 4.3.10-2 钢与混凝土组合梁挠度限值 (mm)

类型	挠度限值 (以计算跨度 l_0 计算)
主梁	$l_0/300$ ($l_0/400$)
其他梁	$l_0/250$ ($l_0/300$)

注：1 表中 l_0 为构件的计算跨度；悬臂构件的 l_0 按实际悬臂长度的 2 倍取用；

2 表中数值为永久荷载和可变荷载组合产生的挠度允许值，有起拱时可减去起拱值；

3 表中括号内数值为可变荷载标准值产生的挠度允许值。

4.3.11 型钢混凝土梁按荷载效应的准永久值，并考虑荷载长期作用影响的最大裂缝宽度，不应大于表 4.3.11 规定的最大裂缝宽度限值。

表 4.3.11 型钢混凝土梁最大裂缝宽度限值 (mm)

耐久性环境等级	裂缝控制等级	最大裂缝宽度限值 ω_{max}
一	三级	0.3 (0.4)
二 a		
二 b		0.2
三 a 三 b		

注：对于年平均相对湿度小于 60% 地区一级环境下的型钢混凝土梁，其裂缝最大宽度限值可采用括号内的数值。

4.3.12 钢管混凝土柱的钢管在施工阶段的轴向应力不应大于其抗压强度设计值的 60%，并应符合稳定性验算的规定。

4.3.13 框架-核心筒、筒中筒组合结构，在施工阶段应计算竖向构件压缩变形的差异，根据分析结果预调构件的加工长度和安装标高，并应采取必要的措施控制由差异变形产生的结构附加内力。

4.4 一般构造

4.4.1 型钢混凝土和钢管混凝土组合结构构件，其梁、柱、支撑的节点构造、钢筋机械连接套筒、连接板设置位置、型钢上预留钢筋孔和混凝土浇筑孔、排气孔位置等应进行专业深化设计。

4.4.2 组合结构中的钢结构制作、安装应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205、《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定。

4.4.3 焊缝的坡口形式和尺寸，应符合现行国家标准《气焊、焊条电弧焊、气体保护焊和高能束焊的推荐坡口》GB/T 985.1 和《埋弧焊的推荐坡口》GB/T 985.2 的规定。

4.4.4 型钢混凝土柱和钢管混凝土柱采用埋入式柱脚时，型钢、钢管与底板的连接焊缝宜采用坡口全熔透焊缝，焊缝等级为二级；当采用非埋入式柱脚时，型钢、钢管与柱脚底板的连接应采用坡口全熔透焊缝，焊缝等级为一级。

4.4.5 抗剪栓钉的直径规格宜选用 19mm 和 22mm，其长度不

宜小于 4 倍栓钉直径，水平和竖向间距不宜小于 6 倍栓钉直径且不宜大于 200mm。栓钉中心至型钢翼缘边缘距离不应小于 50mm，栓钉顶面的混凝土保护层厚度不宜小于 15mm。

4.4.6 钢筋连接可采用绑扎搭接、机械连接或焊接，纵向受拉钢筋的接头面积百分率不宜大于 50%。机械连接宜用于直径不小于 16mm 受力钢筋的连接，其接头质量应符合现行行业标准《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107、《钢筋机械连接用套筒》JG/T 163 的规定。当纵向受力钢筋与钢构件连接时，可采用可焊接机械连接套筒或连接板。可焊接机械连接套筒的抗拉强度不应小于连接钢筋抗拉强度标准值的 1.1 倍。可焊接机械连接套筒与钢构件应采用等强焊接并在工厂完成。连接板与钢构件、钢筋连接时应保证焊接质量。

5 型钢混凝土框架梁和转换梁

5.1 一般规定

5.1.1 型钢混凝土框架梁和转换梁正截面承载力应按下列基本假定进行计算：

1 截面应变保持平面；

2 不考虑混凝土的抗拉强度；

3 受压边缘混凝土极限压应变 ϵ_{cu} 取 0.003，相应的最大压应力取混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 乘以受压区混凝土压应力影响系数 α_1 ，当混凝土强度等级不超过 C50 时， α_1 取为 1.0；当混凝土强度等级为 C80 时， α_1 取为 0.94，其间按线性内插法确定；受压区应力图简化为等效的矩形应力图，其高度取按平截面假定所确定的中和轴高度乘以受压区混凝土应力图形影响系数 β_1 ，当混凝土强度等级不超过 C50 时， β_1 取为 0.8，当混凝土强度等级为 C80 时， β_1 取为 0.74，其间按线性内插法确定；

4 型钢腹板的应力图形为拉压梯形应力图形，计算时简化为等效矩形应力图形；

5 钢筋、型钢的应力等于钢筋、型钢应变与其弹性模量的乘积，其绝对值不应大于其相应的强度设计值；纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘的极限拉应变取 0.01。

5.1.2 型钢混凝土框架梁和转换梁中的型钢钢板厚度不宜小于 6mm，其钢板宽厚比（图 5.1.2）应符合表 5.1.2 的规定。

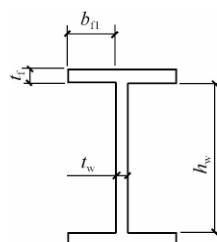


图 5.1.2 型钢混凝土梁的型钢钢板宽厚比

表 5.1.2 型钢混凝土梁的型钢钢板宽厚比限值

钢号	$b_{\text{fl}}/t_{\text{f}}$	h_w/t_w
Q235	≤ 23	≤ 107
Q345、Q345GJ	≤ 19	≤ 91
Q390	≤ 18	≤ 83
Q420	≤ 17	≤ 80

5.1.3 型钢混凝土框架梁和转换梁最外层钢筋的混凝土保护层最小厚度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。型钢的混凝土保护层最小厚度（图 5.1.3）不宜小于 100mm，且梁内型钢翼缘离两侧边距离 b_1 、 b_2 之和不宜小于截面宽度的 1/3。

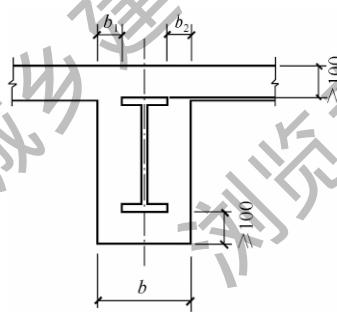


图 5.1.3 型钢混凝土梁中型钢的混凝土保护层最小厚度

5.2 承载力计算

5.2.1 型钢截面为充满型实腹型钢的型钢混凝土框架梁和转换梁，其正截面受弯承载力应符合下列规定（图 5.2.1）：

1 持久、短暂设计状况

$$M \leq \alpha_l f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_a A'_{af} (h_0 - a'_a) + M_{aw}$$

(5.2.1-1)

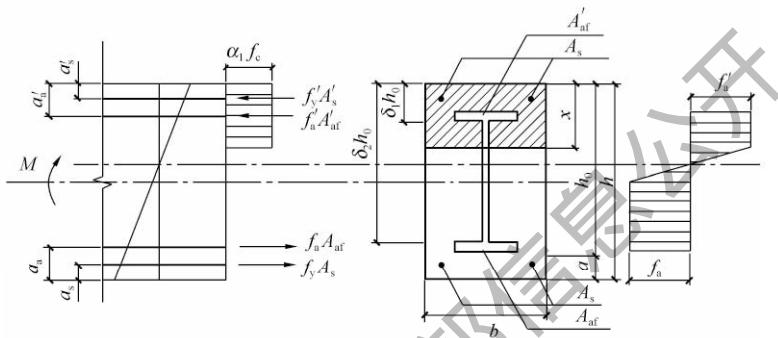


图 5.2.1 梁正截面受弯承载力计算参数示意

$$\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s + f'_a A'_{af} - f_y A_s - f_a A_{af} + N_{aw} = 0 \quad (5.2.1-2)$$

2 地震设计状况

$$M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_a A'_{af} (h_0 - a'_a) + M_{aw} \right] \quad (5.2.1-3)$$

$$\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s + f'_a A'_{af} - f_y A_s - f_a A_{af} + N_{aw} = 0 \quad (5.2.1-4)$$

$$h_0 = h - a \quad (5.2.1-5)$$

3 当 $\delta_1 h_0 < 1.25x$, $\delta_2 h_0 > 1.25x$ 时, M_{aw} 、 N_{aw} 应按下列公式计算:

$$M_{aw} = [0.5(\delta_1^2 + \delta_2^2) - (\delta_1 + \delta_2) + 2.5 \frac{x}{h_0}] t_w h_0^2 f_a - \left(1.25 \frac{x}{h_0} \right)^2 t_w h_0^2 f_a \quad (5.2.1-6)$$

$$N_{aw} = \left[2.5 \frac{x}{h_0} - (\delta_1 + \delta_2) \right] t_w h_0 f_a \quad (5.2.1-7)$$

4 混凝土等效受压区高度应符合下列公式的规定:

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (5.2.1-8)$$

$$x \geq a'_a + t'_f \quad (5.2.1-9)$$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y + f_a}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (5.2.1-10)$$

式中： M ——弯矩设计值；

M_{aw} ——型钢腹板承受的轴向合力对型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点的力矩；

N_{aw} ——型钢腹板承受的轴向合力；

α_1 ——受压区混凝土压应力影响系数；

β_1 ——受压区混凝土应力图形影响系数；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

f_a 、 f'_a ——型钢抗拉、抗压强度设计值；

f_y 、 f'_y ——钢筋抗拉、抗压强度设计值；

A_s 、 A'_s ——受拉、受压钢筋的截面面积；

A_{af} 、 A'_{af} ——型钢受拉、受压翼缘的截面面积；

b ——截面宽度；

h ——截面高度；

h_0 ——截面有效高度；

t_w ——型钢腹板厚度；

t_f 、 t'_f ——型钢受拉、受压翼缘厚度；

ξ_b ——相对界限受压区高度；

E_s ——钢筋弹性模量；

x ——混凝土等效受压区高度；

a_s 、 a_a ——受拉区钢筋、型钢翼缘合力点至截面受拉边缘的距离；

a'_s 、 a'_a ——受压区钢筋、型钢翼缘合力点至截面受压边缘的距离；

a ——型钢受拉翼缘与受拉钢筋合力点至截面受拉边缘的距离；

δ_1 ——型钢腹板上端至截面上边的距离与 h_0 的比值， $\delta_1 h_0$ 为型钢腹板上端至截面上边的距离；

δ_2 ——型钢腹板下端至截面上边的距离与 h_0 的比值, $\delta_2 h_0$ 为型钢腹板下端至截面上边的距离。

5.2.2 型钢混凝土框架梁和转换梁的剪力设计值应按下列规定计算:

1 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架

$$V_b = 1.1 \frac{(M_{bu}^l + M_{bu}^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (5.2.2-1)$$

2 其他情况

一级抗震等级

$$V_b = 1.3 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (5.2.2-2)$$

二级抗震等级

$$V_b = 1.2 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (5.2.2-3)$$

三级抗震等级

$$V_b = 1.1 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (5.2.2-4)$$

四级抗震等级, 取地震作用组合下的剪力设计值。

3 公式 (5.2.2-1) 中的 M_{bu}^l 与 M_{bu}^r 之和, 应分别按顺时针和逆时针方向进行计算, 并取其较大值。公式 (5.2.2-2) ~ (5.2.2-4) 中的 M_b^l 与 M_b^r 之和, 应分别按顺时针和逆时针方向进行计算的两端考虑地震组合的弯矩设计值之和的较大值, 对一级抗震等级框架, 两端弯矩均为负弯矩时, 绝对值较小的弯矩应取零。

式中: M_{bu}^l 、 M_{bu}^r —— 梁左、右端顺时针或逆时针方向按实配钢筋和型钢截面积 (计入受压钢筋及梁有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋)、材料强度标准值, 且考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值; 梁有效翼缘宽度取梁两侧跨距的 $1/6$ 和翼板厚度 6

倍中的较小者；

M_b^l 、 M_b^r —— 考虑地震作用组合的梁左、右端顺时针或逆时针方向弯矩设计值；

V_b —— 梁剪力设计值；

V_{Gb} —— 考虑地震作用组合时的重力荷载代表值产生的剪力设计值，可按简支梁计算确定；

l_n —— 梁的净跨。

5.2.3 型钢混凝土框架梁的受剪截面应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_b \leq 0.45\beta_e f_c b h_0 \quad (5.2.3-1)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{\beta_e f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (5.2.3-2)$$

2 地震设计状况

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.36\beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.3-3)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{\beta_c f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (5.2.3-4)$$

式中： h_w —— 型钢腹板高度；

β_c —— 混凝土强度影响系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\beta_c=1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取为 $\beta_c=0.8$ ；其间按线性内插法确定。

5.2.4 型钢混凝土转换梁的受剪截面应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_b \leq 0.4\beta_c f_c b h_0 \quad (5.2.4-1)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{\beta_c f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (5.2.4-2)$$

2 地震设计状况

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3\beta_c f_c b h_0) \quad (5.2.4-3)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{\beta_c f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (5.2.4-4)$$

5.2.5 型钢截面为充满型实腹型钢的型钢混凝土框架梁和转换梁，其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 一般框架梁和转换梁

1) 持久、短暂设计状况

$$V_b \leq 0.8f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.58f_a t_w h_w \quad (5.2.5-1)$$

2) 地震设计状况

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.5f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.58f_a t_w h_w \right) \quad (5.2.5-2)$$

2 集中荷载作用下框架梁和转换梁

1) 持久、短暂设计状况

$$V_b \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w \quad (5.2.5-3)$$

2) 地震设计状况

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w \right) \quad (5.2.5-4)$$

式中： f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值；

A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积；

s ——沿构件长度方向上箍筋的间距；

λ ——计算截面剪跨比， λ 可取 $\lambda = a/h$ ， a 为计算截面至支座截面或节点边缘的距离，计算截面取集中荷载作用点处的截面；当 $\lambda < 1.5$ 时，取 $\lambda = 1.5$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$ ；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值。

5.2.6 配置桁架式型钢的型钢混凝土梁，其受弯承载力计算可将桁架的上、下弦型钢等效为纵向钢筋，受剪承载力计算可将桁架的斜腹杆按其承载力的竖向分力等效为抗剪箍筋，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中钢筋混凝土梁的相关规定计算。

5.3 裂缝宽度验算

5.3.1 型钢混凝土框架梁和转换梁应验算裂缝宽度，最大裂缝宽度应按荷载的准永久值并考虑长期作用的影响进行计算。

5.3.2 型钢混凝土梁的最大裂缝宽度可按下列公式计算（图 5.3.2）。

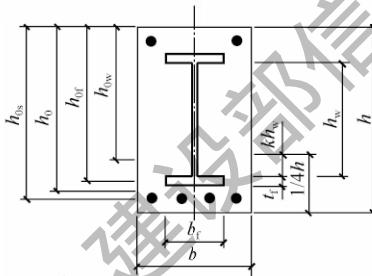


图 5.3.2 型钢混凝土梁最大裂缝宽度计算参数示意

$$\omega_{\max} = 1.9\psi \frac{\sigma_{sa}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_e}{\rho_{te}} \right) \quad (5.3.2-1)$$

$$\psi = 1.1(1 - M_{cr}/M_q) \quad (5.3.2-2)$$

$$M_{cr} = 0.235bh^2f_{tk} \quad (5.3.2-3)$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_q}{0.87(A_sh_{0s} + A_{af}h_{0f} + kA_{aw}h_{0w})} \quad (5.3.2-4)$$

$$k = \frac{0.25h - 0.5t_f - a_a}{h_w} \quad (5.3.2-5)$$

$$d_e = \frac{4(A_s + A_{af} + kA_{aw})}{u} \quad (5.3.2-6)$$

$$u = n\pi d_s + (2b_f + 2t_f + 2kh_{aw}) \times 0.7 \quad (5.3.2-7)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_{af} + kA_{aw}}{0.5bh} \quad (5.3.2-8)$$

式中： ω_{\max} ——最大裂缝宽度；

M_q ——按荷载效应的准永久值计算的弯矩值；

M_{cr} ——梁截面抗裂弯矩；

c_s ——最外层纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度 (mm); 当 $c_s > 65$ 时, 取 $c_s = 65$;

ψ ——考虑型钢翼缘作用的钢筋应变不均匀系数;
当 $\psi < 0.2$ 时, 取 $\psi = 0.2$; 当 $\psi > 1.0$ 时,
取 $\psi = 1.0$;

k ——型钢腹板影响系数, 其值取梁受拉侧 1/4 梁高范围内腹板高度与整个腹板高度的比值;

n ——纵向受拉钢筋数量;

b_f, t_f ——受拉翼缘宽度、厚度;

d_e, ρ_{te} ——考虑型钢受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效直径、有效配筋率;

σ_{sa} ——考虑型钢受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的钢筋应力值;

A_s, A_{sf} ——纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘面积;

A_{aw}, h_{aw} ——型钢腹板面积、高度;

h_{0s}, h_{0f}, h_{0w} ——纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘、 kA_{aw} 截面重心至混凝土截面受压边缘的距离;

u ——纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘与部分腹板周长之和。

5.4 挠度验算

5.4.1 型钢混凝土框架梁和转换梁在正常使用极限状态下的挠度不应超过本规范表 4.3.10-1 规定的限值。对于等截面构件, 计算中可假定各同号弯矩区段内的刚度相等, 并取用该区段内最大弯矩处的刚度。

5.4.2 型钢混凝土框架梁和转换梁的纵向受拉钢筋配筋率为 0.3%~1.5% 时, 按荷载的准永久值计算的短期刚度和考虑长期作用影响的长期刚度, 可按下列公式计算:

$$B_s = \left(0.22 + 3.75 \frac{E_s}{E_c} \rho_s\right) E_c I_c + E_a I_a \quad (5.4.2-1)$$

$$B = \frac{B_s - E_a I_a}{\theta} + E_a I_a \quad (5.4.2-2)$$

$$\theta = 2.0 - 0.4 \frac{\rho'_{sa}}{\rho_{sa}} \quad (5.4.2-3)$$

式中： B_s ——梁的短期刚度；

B ——梁的长期刚度；

ρ_{sa} ——梁截面受拉区配置的纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘面积之和的截面配筋率；

ρ'_{sa} ——梁截面受压区配置的纵向受压钢筋和型钢受压翼缘面积之和的截面配筋率；

ρ_s ——纵向受拉钢筋配筋率；

E_c ——混凝土弹性模量；

E_a ——型钢弹性模量；

E_s ——钢筋弹性模量；

I_c ——按截面尺寸计算的混凝土截面惯性矩；

I_a ——型钢的截面惯性矩；

θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数。

5.5 构造措施

5.5.1 型钢混凝土框架梁截面宽度不宜小于300mm；型钢混凝土托柱转换梁截面宽度，不应小于其所托柱在梁宽度方向截面宽度。托墙转换梁截面宽度不宜大于转换柱相应方向的截面宽度，且不宜小于其上墙体截面厚度的2倍和400mm的较大值。

5.5.2 型钢混凝土框架梁和转换梁中纵向受拉钢筋不宜超过二排，其配筋率不宜小于0.3%，直径宜取16mm~25mm，净距不宜小于30mm和 $1.5d$ ， d 为纵筋最大直径；梁的上部和下部纵向钢筋伸入节点的锚固构造要求应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定。

5.5.3 型钢混凝土框架梁和转换梁的腹板高度大于或等于

450mm 时，在梁的两侧沿高度方向每隔 200mm 应设置一根纵向腰筋，且每侧腰筋截面面积不宜小于梁腹板截面面积的 0.1%。

5.5.4 考虑地震作用组合的型钢混凝土框架梁和转换梁应采用封闭箍筋，其末端应有 135°弯钩，弯钩端头平直段长度不应小于 10 倍箍筋直径。

5.5.5 考虑地震作用组合的型钢混凝土框架梁，梁端应设置箍筋加密区，其加密区长度、加密区箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表 5.5.5 的要求。非加密区的箍筋间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍。

表 5.5.5 抗震设计型钢混凝土梁箍筋加密区的构造要求

抗震等级	箍筋加密区长度	加密区箍筋最大间距 (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一级	$2h$	100	12
二级	$1.5h$	100	10
三级	$1.5h$	150	10
四级	$1.5h$	150	8

注：1 h 为梁高；

2 当梁跨度小于梁截面高度 4 倍时，梁全跨应按箍筋加密区配置；

3 一级抗震等级框架梁箍筋直径大于 12mm、二级抗震等级框架梁箍筋直径大于 10mm，箍筋数量不少于 4 支且肢距不大于 150mm 时，箍筋加密区最大间距应允许适当放宽，但不得大于 150mm。

5.5.6 非抗震设计时，型钢混凝土框架梁应采用封闭箍筋，其箍筋直径不应小于 8mm，箍筋间距不应大于 250mm。

5.5.7 梁端设置的第一个箍筋距节点边缘不应大于 50mm。沿梁全长箍筋的面积配筋率应符合下列规定：

1 持久、短暂设计状况

$$\rho_{sv} \geqslant 0.24 f_t / f_{yv} \quad (5.5.7-1)$$

2 地震设计状况

$$\text{一级抗震等级} \quad \rho_{sv} \geqslant 0.30 f_t / f_{yv} \quad (5.5.7-2)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad \rho_{sv} \geqslant 0.28 f_t / f_{yv} \quad (5.5.7-3)$$

三、四级抗震等级 $\rho_{sv} \geqslant 0.26 f_t / f_{yv}$ (5.5.7-4)

3 篦筋的面积配筋率应按下式计算：

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} \quad (5.5.7-5)$$

5.5.8 型钢混凝土框架梁和转换梁的篦筋肢距，可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定适当放松。

5.5.9 型钢混凝土托柱转换梁，在离柱边 1.5 倍梁截面高度范围内应设置篦筋加密区，其篦筋直径不应小于 12mm，间距不应大于 100mm，加密区篦筋的面积配筋率应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$\rho_{sv} \geqslant 0.9 f_t / f_{yv} \quad (5.5.9-1)$$

2 地震设计状况

一级抗震等级 $\rho_{sv} \geqslant 1.2 f_t / f_{yv}$ (5.5.9-2)

二级抗震等级 $\rho_{sv} \geqslant 1.1 f_t / f_{yv}$ (5.5.9-3)

三、四级抗震等级 $\rho_{sv} \geqslant 1.0 f_t / f_{yv}$ (5.5.9-4)

5.5.10 型钢混凝土托柱转换梁与托柱截面中线宜重合，在托柱位置宜设置正交方向楼面梁或框架梁，且在托柱位置的型钢腹板两侧应对称设置支承加劲肋。

5.5.11 型钢混凝土托墙转换梁与转换柱截面中线宜重合；托墙转换梁的梁端以及托墙设有门洞的门洞边，在离柱边和门洞边 1.5 倍梁截面高度范围内应设置篦筋加密区，其篦筋直径、篦筋面积配筋率宜符合本规范第 5.5.5 条、第 5.5.7 条、第 5.5.9 条的规定。在托墙门洞边位置，型钢腹板两侧应对称设置支承加劲肋。

5.5.12 当转换梁处于偏心受拉时，其支座上部纵向钢筋应至少有 50% 沿梁全长贯通，下部纵向钢筋应全部直通到柱内；沿梁高应配置间距不大于 200mm、直径不小于 16mm 的腰筋。

5.5.13 配置桁架式型钢的型钢混凝土框架梁，其压杆的长细比不宜大于 120。

5.5.14 对于配置实腹式型钢的托墙转换梁、托柱转换梁、悬臂

梁和大跨度框架梁等主要承受竖向重力荷载的梁，型钢上翼缘应设置栓钉，栓钉的设置宜符合本规范第 4.4.5 条的规定。

5.5.15 在型钢混凝土梁上开孔时，其孔位宜设置在剪力较小截面附近，且宜采用圆形孔。当孔洞位于离支座 $1/4$ 跨度以外时，圆形孔的直径不宜大于 0.4 倍梁高，且不宜大于型钢截面高度的 0.7 倍；当孔洞位于离支座 $1/4$ 跨度以内时，圆孔的直径不宜大于 0.3 倍梁高，且不宜大于型钢截面高度的 0.5 倍。孔洞周边宜设置钢套管，管壁厚度不宜小于梁型钢腹板厚度，套管与梁型钢腹板连接的角焊缝高度宜取 0.7 倍腹板厚度；腹板孔周围两侧宜各焊上厚度稍小于腹板厚度的环形补强板，其环板宽度可取 75mm~125mm；且孔边应加设构造箍筋和水平筋（图 5.5.15）。

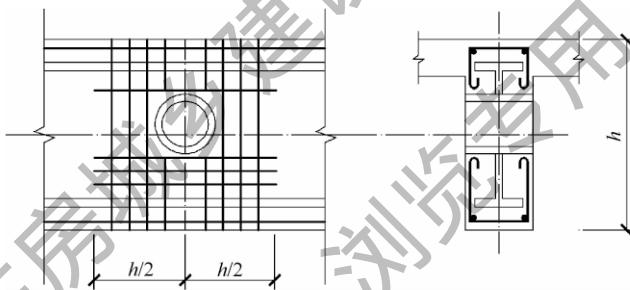


图 5.5.15 圆形孔口加强措施

5.5.16 型钢混凝土框架梁的圆孔孔洞截面处，应进行受弯承载力和受剪承载力计算。受弯承载力应按本规范第 5.2.1 条计算，计算中应扣除孔洞面积；受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_b \leqslant 0.8 f_t b h_0 \left(1 - 1.6 \frac{D_h}{h} \right) + 0.58 f_a t_w (h_w - D_h) \gamma + \sum f_{yv} A_{sv}$$

(5.5.16-1)

2 地震设计状况

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.6 f_t b h_0 \left(1 - 1.6 \frac{D_h}{h} \right) + 0.58 f_a t_w (h_w - D_h) \gamma + 0.8 \sum f_{yv} A_{sv} \right] \quad (5.5.16-2)$$

式中： γ ——孔边条件系数，孔边设置钢套管时取 1.0，孔边不设钢套管时取 0.85；

D_h ——圆孔洞直径；

$\sum f_{yv} A_{sv}$ ——加强箍筋的受剪承载力。

6 型钢混凝土框架柱和转换柱

6.1 一般规定

6.1.1 型钢混凝土框架柱和转换柱正截面承载力计算的基本假定应按本规范第 5.1.1 条的规定采用。

6.1.2 型钢混凝土框架柱和转换柱受力型钢的含钢率不宜小于 4%，且不宜大于 15%。当含钢率大于 15% 时，应增加箍筋、纵向钢筋的配筋量，并宜通过试验进行专门研究。

6.1.3 型钢混凝土框架柱和转换柱纵向受力钢筋的直径不宜小于 16mm，其全部纵向受力钢筋的总配筋率不宜小于 0.8%，每一侧的配筋百分率不宜小于 0.2%；纵向受力钢筋与型钢的最小净距不宜小于 30mm；柱内纵向钢筋的净距不宜小于 50mm 且不宜大于 250mm。纵向受力钢筋的最小锚固长度、搭接长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

6.1.4 型钢混凝土框架柱和转换柱最外层纵向受力钢筋的混凝土保护层最小厚度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。型钢的混凝土保护层最小厚度（图 6.1.4）不宜小于 200mm。

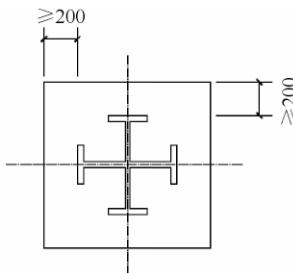


图 6.1.4 型钢混凝土柱中型钢保护层最小厚度

6.1.5 型钢混凝土柱中型钢钢板厚度不宜小于8mm，其钢板宽厚比（图6.1.5）应符合表6.1.5的规定。

表6.1.5 型钢混凝土柱中型钢钢板宽厚比限值

钢号	柱		
	b_{fl}/t_f	h_w/t_w	B/t
Q235	≤ 23	≤ 96	≤ 72
Q345、Q345GJ	≤ 19	≤ 81	≤ 61
Q390	≤ 18	≤ 75	≤ 56
Q420	≤ 17	≤ 71	≤ 54

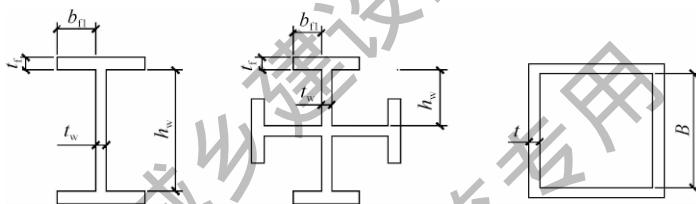


图6.1.5 型钢混凝土柱中型钢钢板宽厚比

6.2 承载力计算

6.2.1 型钢混凝土轴心受压柱的正截面受压承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq 0.9\varphi(f_c A_c + f'_y A'_s + f'_a A'_a) \quad (6.2.1-1)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [0.9\varphi(f_c A_c + f'_y A'_s + f'_a A'_a)] \quad (6.2.1-2)$$

式中： N ——轴向压力设计值；

A_c 、 A'_s 、 A'_a ——混凝土、钢筋、型钢的截面面积；

f_c 、 f'_y 、 f'_a ——混凝土、钢筋、型钢的抗压强度设计值；

φ ——轴心受压柱稳定系数，应按表6.2.1采用。

表 6.2.1 型钢混凝土柱轴心受压稳定系数 φ

l_0/i	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	104
φ	1.00	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56	0.52

注: 1 l_0 为构件的计算长度;

$$2 \quad i \text{ 为截面的最小回转半径, } i = \sqrt{\frac{E_c I_c + E_a I_a}{E_c A_c + E_a A_a}}.$$

6.2.2 型钢截面为充满型实腹型钢的型钢混凝土偏心受压框架柱和转换柱, 其正截面受压承载力应符合下列规定 (图 6.2.2):

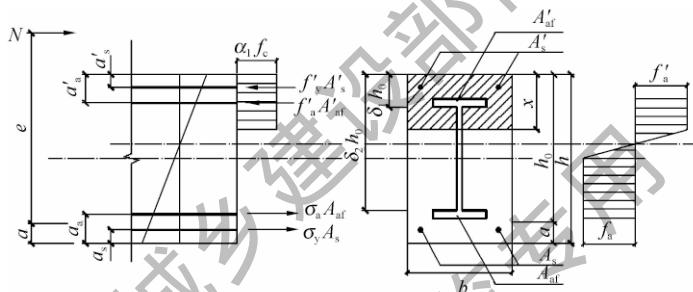


图 6.2.2 偏心受压框架柱和转换柱的承载力计算参数示意

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s + f'_a A'_af - \sigma_s A_s - \sigma_a A_{af} + N_{aw} \quad (6.2.2-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_a A'_af (h_0 - a'_a) + M_{aw} \quad (6.2.2-2)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s + f'_a A'_af - \sigma_s A_s - \sigma_a A_{af} + N_{aw}) \quad (6.2.2-3)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\alpha_1 f_c b x (h_0 - \frac{x}{2}) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_a A'_af (h_0 - a'_a) + M_{aw} \right] \quad (6.2.2-4)$$

$$h_0 = h - a \quad (6.2.2-5)$$

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a \quad (6.2.2-6)$$

$$e_i = e_o + e_a \quad (6.2.2-7)$$

$$e_o = \frac{M}{N} \quad (6.2.2-8)$$

3 N_{aw} 、 M_{aw} 应按下列公式计算：

1) 当 $\delta_1 h_0 < \frac{x}{\beta_1}$, $\delta_2 h_0 > \frac{x}{\beta_1}$ 时,

$$N_{aw} = \left[\frac{2x}{\beta_1 h_0} - (\delta_1 + \delta_2) \right] t_w h_0 f_a \quad (6.2.2-9)$$

$$M_{aw} = \left[0.5(\delta_1^2 + \delta_2^2) - (\delta_1 + \delta_2) + \frac{2x}{\beta_1 h_0} - \left(\frac{x}{\beta_1 h_0} \right)^2 \right] t_w h_0^2 f_a \quad (6.2.2-10)$$

2) 当 $\delta_1 h_0 < \frac{x}{\beta_1}$, $\delta_2 h_0 < \frac{x}{\beta_1}$ 时,

$$N_{aw} = (\delta_2 - \delta_1) t_w h_0 f_a \quad (6.2.2-11)$$

$$M_{aw} = [0.5(\delta_1^2 - \delta_2^2) + (\delta_2 - \delta_1)] t_w h_0^2 f_a \quad (6.2.2-12)$$

4 受拉或受压较小边的钢筋应力 σ_s 和型钢翼缘应力 σ_a 可按下列规定计算：

1) 当 $x \leq \xi_b h_0$ 时, $\sigma_s = f_y$, $\sigma_a = f_a$;

2) 当 $x > \xi_b h_0$ 时,

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_0} - \beta_1 \right) \quad (6.2.2-13)$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_0} - \beta_1 \right) \quad (6.2.2-14)$$

3) ξ_b 可按下式计算：

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y + f_a}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (6.2.2-15)$$

式中： e ——轴向力作用点至纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘的合力点之间的距离；

- e_0 ——轴向力对截面重心的偏心矩；
 e_i ——初始偏心矩；
 e_a ——附加偏心距，按本规范第 6.2.4 条规定计算；
 α_l ——受压区混凝土应力影响系数；
 β_l ——受压区混凝土应力图形影响系数；
 M ——柱端较大弯矩设计值；当需要考虑挠曲产生的二阶效应时，柱端弯矩 M 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定确定；
 N ——与弯矩设计值 M 相对应的轴向压力设计值；
 M_{aw} ——型钢腹板承受的轴向合力对受拉或受压较小边型钢翼缘和纵向钢筋合力点的力矩；
 N_{aw} ——型钢腹板承受的轴向合力；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；
 f_a 、 f'_a ——型钢抗拉、抗压强度设计值；
 f_y 、 f'_y ——钢筋抗拉、抗压强度设计值；
 A_s 、 A'_s ——受拉、受压钢筋的截面面积；
 A_{af} 、 A'_{af} ——型钢受拉、受压翼缘的截面面积；
 b ——截面宽度；
 h ——截面高度；
 h_0 ——截面有效高度；
 t_w ——型钢腹板厚度；
 t_f 、 t'_f ——型钢受拉、受压翼缘厚度；
 ξ_b ——相对界限受压区高度；
 E_s ——钢筋弹性模量；
 x ——混凝土等效受压区高度；
 a_s 、 a_a ——受拉区钢筋、型钢翼缘合力点至截面受拉边缘的距离；
 a'_s 、 a'_a ——受压区钢筋、型钢翼缘合力点至截面受压边缘的距离；
 a ——型钢受拉翼缘与受拉钢筋合力点至截面受拉边缘

的距离；

δ_1 ——型钢腹板上端至截面上边的距离与 h_0 的比值，

$\delta_1 h_0$ 为型钢腹板上端至截面上边的距离；

δ_2 ——型钢腹板下端至截面上边的距离与 h_0 的比值，

$\delta_2 h_0$ 为型钢腹板下端至截面上边的距离。

6.2.3 配置十字形型钢的型钢混凝土偏心受压框架柱和转换柱（图 6.2.3），其正截面受压承载力计算中可折算计入腹板两侧的侧腹板面积，其等效腹板厚度 t'_w 可按下式计算。

$$t'_w = t_w + \frac{0.5 \sum A_{aw}}{h_w} \quad (6.2.3)$$

式中： $\sum A_{aw}$ ——两侧的侧腹板总面积；

t_w ——腹板厚度。

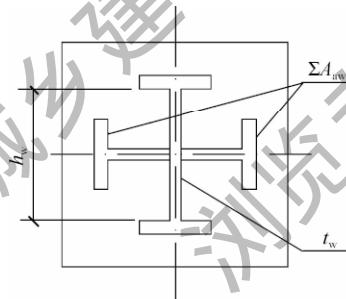


图 6.2.3 配置十字形型钢的型钢混凝土柱

6.2.4 型钢混凝土偏心受压框架柱和转换柱的正截面受压承载力计算，应考虑轴向压力在偏心方向存在的附加偏心距 e_a ，其值宜取 20mm 和偏心方向截面尺寸的 1/30 两者中的较大值。

6.2.5 对截面具有两个互相垂直的对称轴的型钢混凝土双向偏心受压框架柱和转换柱，应符合 X 向和 Y 向单向偏心受压承载力计算要求；其双向偏心受压承载力计算可按下列规定计算，也可按基于平截面假定、通过划分为材料单元的截面极限平衡方程，用数值积分的方法进行迭代计算。

1 型钢混凝土双向偏心受压框架柱和转换柱，其正截面受

压承载力可按下列公式计算：

1) 持久、短暂设计状况

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}}$$

(6.2.5-1)

2) 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{u0}}} \right) \quad (6.2.5-2)$$

2 型钢混凝土双向偏心受压框架柱和转换柱, 当 e_{iy}/h 、 e_{ix}/b 不大于 0.6 时, 其正截面受压承载力可按下列公式计算(图 6.2.5):

1) 持久、短暂设计状况

$$N \leq \frac{A_c f_c + A_s f_y + A_a f_a / (1.7 - \sin\alpha)}{1 + 1.3 \left(\frac{e_{ix}}{b} + \frac{e_{iy}}{h} \right) + 2.8 \left(\frac{e_{ix}}{b} + \frac{e_{iy}}{h} \right)^2} k_1 k_2$$

(6.2.5-3)

~~2) 地震设计状况~~

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{A_c f_c + A_s f_y + A_a f_a / (1.7 - \sin \alpha)}{1 + 1.3 \left(\frac{e_{ix}}{b} + \frac{e_{iy}}{h} \right) + 2.8 \left(\frac{e_{ix}}{b} + \frac{e_{iy}}{h} \right)^2 k_1 k_2} \right]$$

$$k_1 = 1.09 - 0.015 \frac{l_0}{h} \quad (6.2.5-5)$$

$$k_2 = 1.09 - 0.015 \frac{l_0}{h} \quad (6.2.5-6)$$

式中： N ——双偏心轴向压力设计值；

N_{u0} ——柱截面的轴心受压承载力设计值，应按本规范第 6.2.1 条计算，并将此式改为等号；

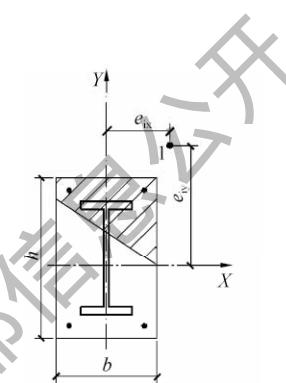


图 6.2.5 双向偏心受压
框架柱和转换柱
的承载力计算
——轴向力作用点

N_{ux} 、 N_{uy} ——柱截面的X轴方向和Y轴方向的单向偏心受压承载力设计值；应按本规范第6.2.2条规定计算，公式中的N应分别用 N_{ux} 、 N_{uy} 替换。

l_0 ——柱计算长度；

f_c 、 f_y 、 f_a ——混凝土、纵向钢筋、型钢的抗压强度设计值；

A_c 、 A_s 、 A_a ——混凝土、纵向钢筋、型钢的截面面积；

e_{ix} 、 e_{iy} ——轴向力N对X轴及Y轴的计算偏心距，按本规范第6.2.2条中公式(6.2.2-6)～(6.2.2-8)计算；

b 、 h ——柱的截面宽度、高度；

k_1 、 k_2 ——X轴和Y轴构件长细比影响系数；

α ——荷载作用点与截面中心点连线相对于X或Y轴的较小偏心角，取 $\alpha \leqslant 45^\circ$ 。

6.2.6 型钢混凝土轴心受拉柱的正截面受拉承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq f_y A_s + f_a A_a \quad (6.2.6-1)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (f_y A_s + f_a A_a) \quad (6.2.6-2)$$

式中：N——构件的轴向拉力设计值；

A_s 、 A_a ——纵向受力钢筋和型钢的截面面积；

f_y 、 f_a ——纵向受力钢筋和型钢的材料抗拉强度设计值。

6.2.7 型钢截面为充满型实腹型钢的型钢混凝土偏心受拉框架柱和转换柱，其正截面受拉承载力应符合下列规定（图6.2.7）：

1 大偏心受拉

1) 持久、短暂设计状况

$$N \leq f_y A_s + f_a A_{af} - f'_y A'_s - f'_a A'_{af} - \alpha_1 f_c b x + N_{aw} \quad (6.2.7-1)$$

$$N e \leq \alpha_1 f_c b x (h_0 - \frac{x}{2}) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

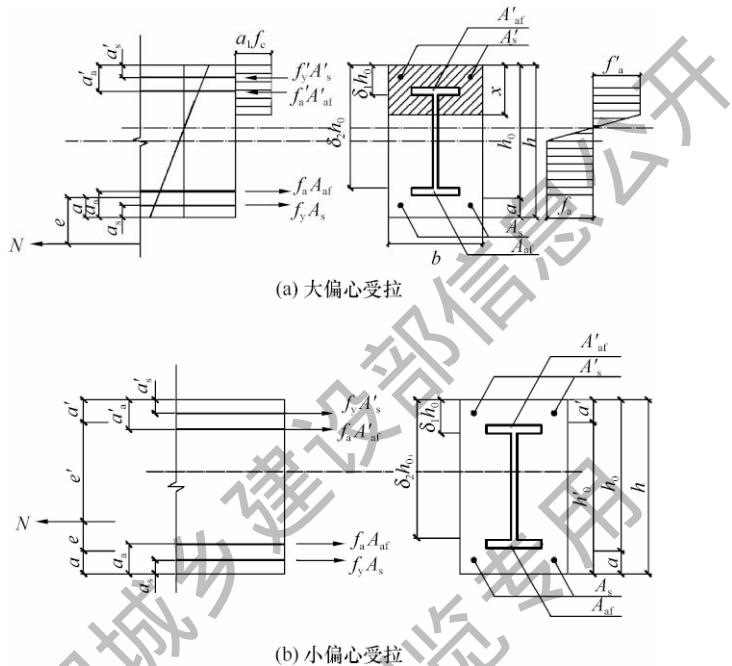


图 6.2.7 偏心受拉框架柱和转换柱的承载力计算参数示意

$$+ f'_a A'_{af} (h_0 - a'_a) + M_{aw} \quad (6.2.7-2)$$

2) 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [f_y A_s + f_a A_{af} - f'_y A'_s - f'_a A'_{af} - \alpha_1 f_c b x + N_{aw}] \quad (6.2.7-3)$$

$$\begin{aligned} Ne \leq & \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right. \\ & \left. + f'_a A'_{af} (h_0 - a'_a) + M_{aw} \right] \end{aligned} \quad (6.2.7-4)$$

$$h_0 = h - a \quad (6.2.7-5)$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a \quad (6.2.7-6)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (6.2.7-7)$$

3) N_{aw} 、 M_{aw} 应按下列公式计算：

当 $\delta_1 h_0 < \frac{x}{\beta_1}$, $\delta_2 h_0 > \frac{x}{\beta_1}$ 时,

$$N_{aw} = \left[(\delta_1 + \delta_2) - \frac{2x}{\beta_1 h_0} \right] t_w h_0 f_a \quad (6.2.7-8)$$

$$M_{aw} = \left[(\delta_1 + \delta_2) + \left(\frac{x}{\beta_1 h_0} \right)^2 - \frac{2x}{\beta_1 h_0} - 0.5(\delta_1^2 + \delta_2^2) \right] t_w h_0^2 f_a \quad (6.2.7-9)$$

当 $\delta_1 h_0 > \frac{x}{\beta_1}$, $\delta_2 h_0 > \frac{x}{\beta_1}$ 时,

$$N_{aw} = (\delta_2 - \delta_1) t_w h_0 f_a \quad (6.2.7-10)$$

$$M_{aw} = [(\delta_2 - \delta_1) - 0.5(\delta_2^2 - \delta_1^2)] t_w h_0^2 f_a \quad (6.2.7-11)$$

4) 当 $x < 2a'_a$ 时, 可按本条 6.2.7-1~6.2.7-4 计算, 式中 f'_a 应改为 σ'_a , σ'_a 可按下式计算:

$$\sigma'_a = \left(1 - \frac{\beta_1 a'_a}{x} \right) \varepsilon_{cu} E_a \quad (6.2.7-12)$$

2 小偏心受拉

1) 持久、短暂设计状况

$$Ne \leqslant f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_a A'_{af} (h_0 - a'_a) + M_{aw} \quad (6.2.7-13)$$

$$Ne' \leqslant f_y A_s (h'_0 - a_s) + f_a A_{af} (h_0 - a_a) + M'_{aw} \quad (6.2.7-14)$$

2) 地震设计状况

$$Ne \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} [f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_a A'_{af} (h_0 - a'_a) + M_{aw}] \quad (6.2.7-15)$$

$$Ne' \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} [f_y A_s (h'_0 - a_s) + f_a A_{af} (h'_0 - a_a) + M'_{aw}] \quad (6.2.7-16)$$

$$M_{aw} = [(\delta_2 - \delta_1) - 0.5(\delta_2^2 - \delta_1^2)] t_w h_0^2 f_a \quad (6.2.7-17)$$

$$M'_{aw} = \left[0.5(\delta_2^2 - \delta_1^2) - (\delta_2 - \delta_1) \frac{a'}{h_0} \right] t_w h_0^2 f_a \quad (6.2.7-18)$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a \quad (6.2.7-19)$$

式中: e —— 轴向拉力作用点至纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘的合力点之间的距离;

e' —— 轴向拉力作用点至纵向受压钢筋和型钢受压翼缘的合力点之间的距离。

6.2.8 考虑地震作用组合一、二、三、四级抗震等级的框架柱的节点上、下端的内力设计值应按下列公式计算:

1 节点上、下柱端的弯矩设计值

1) 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度一级抗震等级的各类框架

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{buu} \quad (6.2.8-1)$$

2) 框架结构

$$\begin{array}{ll} \text{二级抗震等级} & \sum M_c = 1.5 \sum M_b \\ \text{三级抗震等级} & \sum M_c = 1.3 \sum M_b \\ \text{四级抗震等级} & \sum M_c = 1.2 \sum M_b \end{array} \quad (6.2.8-2) \quad (6.2.8-3) \quad (6.2.8-4)$$

3) 其他各类框架

$$\begin{array}{ll} \text{一级抗震等级} & \sum M_c = 1.4 \sum M_b \\ \text{二级抗震等级} & \sum M_c = 1.2 \sum M_b \\ \text{三、四级抗震等级} & \sum M_c = 1.1 \sum M_b \end{array} \quad (6.2.8-5) \quad (6.2.8-6) \quad (6.2.8-7)$$

式中: $\sum M_c$ —— 考虑地震作用组合的节点上、下柱端的弯矩设计值之和; 柱端弯矩设计值可取调整后的弯矩设计值之和按弹性分析的弯矩比例进行分配;

$\sum M_{buu}$ —— 同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向采用实配钢筋和实配型钢材料强度标准值, 且考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力之和的较大值; 应按本规范第 5.2.2 条的有关规定计算;

ΣM_b ——同一节点左、右梁端，按顺时针和逆时针方向计算的两端考虑地震作用组合的弯矩设计值之和的较大值；一级抗震等级，当两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩值应取零。

2 考虑地震作用组合的框架结构底层柱下端截面的弯矩设计值，对一、二、三、四级抗震等级应分别乘以弯矩增大系数 1.7、1.5、1.3 和 1.2。底层柱纵向钢筋宜按柱上、下端的不利情况配置。

3 与转换构件相连的一、二级抗震等级的转换柱上端和底层柱下端截面的弯矩设计值应分别乘以弯矩增大系数 1.5 和 1.3。

4 顶层柱、轴压比小于 0.15 柱，其柱端弯矩设计值可取地震作用组合下的弯矩设计值。

5 节点上、下柱端的轴向力设计值，应取地震作用组合下各自的轴向力设计值。

6.2.9 一、二级抗震等级的转换柱由地震作用产生的柱轴力应分别乘以增大系数 1.5 和 1.2，但计算柱轴压比时可不计该项增大。

6.2.10 框架角柱和转换角柱宜按双向偏心受力构件进行正截面承载力计算。一、二、三、四级抗震等级的框架角柱和转换角柱的弯矩设计值和剪力设计值应取调整后的设计值乘以不小于 1.1 的增大系数。

6.2.11 地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，地下一层柱截面每侧的纵向钢筋面积除应符合计算要求外，不应小于地上一层对应柱每侧纵向钢筋面积的 1.1 倍，地下一层梁端顶面及底面的纵向钢筋应比计算值增大 10%。

6.2.12 考虑地震作用组合一、二、三、四级抗震等级的框架柱、转换柱的剪力设计值应按下列规定计算：

1 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度一级抗震等级的各类框架

$$V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^t + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (6.2.12-1)$$

2 框架结构

二级抗震等级

$$V_c = 1.3 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.2.12-2)$$

三级抗震等级

$$V_c = 1.2 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.2.12-3)$$

四级抗震等级

$$V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.2.12-4)$$

3 其他各类框架

一级抗震等级

$$V_c = 1.4 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.2.12-5)$$

二级抗震等级

$$V_c = 1.2 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.2.12-6)$$

三、四级抗震等级

$$V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.2.12-7)$$

4 公式 (6.2.12-1) 中 M_{cua}^t 与 M_{cua}^b 之和，应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值。 M_{cua}^t 与 M_{cua}^b 的值可按本规范第 6.2.2 条的规定计算，但在计算中应将材料的强度设计值以强度标准值代替，并取实配的纵向钢筋截面面积，不等式改为等式，对于对称配筋截面柱，将 N_e 以 $\left[M_{cua} + N \left(\frac{h}{2} - a \right) \right]$ 代替。公式 (6.2.12-2~6.2.12-7) 中 M_c^t 与 M_c^b 之和应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值。

式中： V_c ——柱剪力设计值；

M_{cua}^t 、 M_{cua}^b ——柱上、下端顺时针或逆时针方向按实配钢筋和型钢截面积、材料强度标准值，且考虑承载力抗震

调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值；
 M_c^t 、 M_c^b ——考虑地震作用组合，且经调整后的柱上、下端弯矩设计值；
 H_n ——柱的净高。

6.2.13 型钢混凝土框架柱的受剪截面应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_c \leq 0.45\beta_c f_c b h_0 \quad (6.2.13-1)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{\beta_c f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (6.2.13-2)$$

2 地震设计状况

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.36\beta_c f_c b h_0) \quad (6.2.13-3)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{\beta_c f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (6.2.13-4)$$

式中： h_w ——型钢腹板高度；

β_c ——混凝土强度影响系数，当混凝土强度等级不超过C50时，取 $\beta_c=1.0$ ；当混凝土强度等级为C80时，取为 $\beta_c=0.8$ ；其间接线性内插法确定。

6.2.14 型钢混凝土转换柱的受剪截面应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_c \leq 0.40\beta_c f_c b h_0 \quad (6.2.14-1)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{\beta_c f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (6.2.14-2)$$

2 地震设计状况

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30\beta_c f_c b h_0) \quad (6.2.14-3)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{\beta_c f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (6.2.14-4)$$

6.2.15 配置十字形型钢的型钢混凝土框架柱和转换柱，其斜截面受剪承载力计算中可折算计入腹板两侧的侧腹板面积，等效腹板厚度可按本规范第6.2.3条规定计算。

6.2.16 型钢混凝土偏心受压框架柱和转换柱，其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_c \leq \frac{1.75}{\lambda+1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w + 0.07 N \quad (6.2.16-1)$$

2 地震设计状况

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda+1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w + 0.056 N \right] \quad (6.2.16-2)$$

式中： f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值；

A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积；

s ——沿构件长度方向上箍筋的间距；

λ ——柱的计算剪跨比，其值取上、下端较大弯矩设计值 M 与对应的剪力设计值 V 和柱截面有效高度 h_0 的比值，即 $M/(Vh_0)$ ；当框架结构中框架柱的反弯点在柱层高范围内时，柱剪跨比也可采用 1/2 柱净高与柱截面有效高度 h_0 的比值；当 $\lambda < 1$ 时，取 $\lambda = 1$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$ ；

N ——柱的轴向压力设计值；当 $N > 0.3 f_c A_c$ 时，取 $N = 0.3 f_c A_c$ 。

6.2.17 型钢混凝土偏心受拉框架柱和转换柱，其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_c \leq \frac{1.75}{\lambda+1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w - 0.2 N \quad (6.2.17-1)$$

当 $V_c \leq f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w$ 时，应取 $V_c = f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 +$

$$\frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w;$$

2 地震设计状况

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w + 0.2N \right] \quad (6.2.17-2)$$

当 $V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w \right)$ 时，应取

$$V_c = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w \right).$$

式中： λ ——柱的计算剪跨比，按本规范第 6.2.16 条确定；

N ——柱的轴向拉力设计值。

6.2.18 考虑地震作用组合的剪跨比不大于 2.0 的偏心受压柱，其斜截面受剪承载力宜取下列公式计算的较小值。

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w + 0.056N \right] \quad (6.2.18-1)$$

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{4.2}{\lambda + 1.4} f_t b_0 h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{0.58}{\lambda - 0.2} f_a t_w h_w \right]$$

(6.2.18-2)

式中： b_0 ——型钢截面外侧混凝土的宽度，取柱截面宽度与型钢翼缘宽度之差。

6.2.19 考虑地震作用组合的框架柱和转换柱，其轴压比应按下式计算，且不宜大于表 6.2.19 规定的限值。

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a} \quad (6.2.19)$$

式中： n ——柱轴压比；

N ——考虑地震作用组合的柱轴向压力设计值。

表 6.2.19 型钢混凝土框架柱和转换柱的轴压比限值

结构类型	柱类型	抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
框架结构	框架柱	0.65	0.75	0.85	0.90
框架-剪力墙结构	框架柱	0.70	0.80	0.90	0.95
框架-筒体结构	框架柱	0.70	0.80	0.90	—
	转换柱	0.60	0.70	0.80	—
筒中筒结构	框架柱	0.70	0.80	0.90	—
	转换柱	0.60	0.70	0.80	—
部分框支剪力墙结构	转换柱	0.60	0.70	—	—

- 注：1 剪跨比不大于 2 的柱，其轴压比限值应比表中数值减小 0.05；
 2 当混凝土强度等级采用 C65~C70 时，轴压比限值应比表中数值减小 0.05；
 当混凝土强度等级采用 C75~C80 时，轴压比限值应比表中数值减小 0.10。

6.3 裂缝宽度验算

6.3.1 在正常使用极限状态下，当型钢混凝土轴心受拉构件允许出现裂缝时，应验算裂缝宽度，最大裂缝宽度应按荷载的准永久组合并考虑长期效应组合的影响进行计算。

6.3.2 配置工字形型钢的型钢混凝土轴心受拉构件，按荷载的准永久组合并考虑长期效应组合的影响的最大裂缝宽度可按下列公式计算，并不应大于本规范第 4.3.11 条规定的限值。

$$\omega_{\max} = 2.7\psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} \left(1.9c + 0.07 \frac{d_e}{\rho_{te}} \right) \quad (6.3.2-1)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_{sq}} \quad (6.3.2-2)$$

$$\sigma_{sq} = \frac{N_q}{A_s + A_a} \quad (6.3.2-3)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_a}{A_{te}} \quad (6.3.2-4)$$

$$d_e = \frac{4(A_s + A_a)}{u} \quad (6.3.2-5)$$

$$u = n\pi d_s + 4(b_f + t_f) + 2h_w \quad (6.3.2-6)$$

式中： ω_{\max} ——最大裂缝宽度；
 c_s ——纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度；
 ψ ——裂缝间受拉钢筋和型钢应变不均匀系数：当
 $\psi < 0.2$ 时，取 0.2；当 $\psi > 1$ 时，取 $\psi = 1$ ；
 N_q ——按荷载效应的准永久组合计算的轴向拉力值；
 σ_{sq} ——按荷载效应的准永久组合计算的型钢混凝土构件
 纵向受拉钢筋和受拉型钢的应力的平均应力值；
 d_e 、 ρ_{te} ——综合考虑受拉钢筋和受拉型钢的有效直径和有效
 配筋率；
 A_{te} ——轴心受拉构件的横截面面积；
 u ——纵向受拉钢筋和型钢截面的总周长；
 n 、 d_s ——纵向受拉变形钢筋的数量和直径；
 b_f 、 t_f 、 h_w ——型钢截面的翼缘宽度、厚度和腹板高度。

6.4 构造措施

6.4.1 考虑地震作用组合的型钢混凝土框架柱应设置箍筋加密区。加密区的箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表 6.4.1 的规定。

表 6.4.1 柱端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	加密区箍筋间距 (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一级	100	12
二级	100	10
三、四级	150 (柱根 100)	8

- 注：1 底层柱的柱根指地下室的顶面或无地下室情况的基础顶面；
 2 二级抗震等级框架柱的箍筋直径大于 10mm，且箍筋采用封闭复合箍、螺旋箍时，除柱根外加密区箍筋最大间距应允许采用 150mm。

6.4.2 考虑地震作用组合的型钢混凝土框架柱，其箍筋加密区应为下列范围：

1 柱上、下两端，取截面长边尺寸、柱净高的 1/6 和 500mm 中的最大值；

- 2 底层柱下端不小于 1/3 柱净高的范围；
- 3 刚性地面上、下各 500mm 的范围；
- 4 一、二级框架角柱的全高范围。

6.4.3 考虑地震作用组合的型钢混凝土框架柱箍筋加密区箍筋的体积配筋率应符合下式规定：

$$\rho_v \geq 0.85 \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (6.4.3)$$

式中： ρ_v ——柱箍筋加密区箍筋的体积配筋率；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；当强度等级低于 C35 时，按 C35 取值；

f_{yv} ——箍筋及拉筋抗拉强度设计值；

λ_v ——最小配箍特征值，按表 6.4.3 采用。

表 6.4.3 柱箍筋最小配箍特征值 λ_v

抗震 等级	箍筋形式	轴压比						
		≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
一级	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23
	螺旋箍、复合或连续 复合矩形螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21
二级	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19
	螺旋箍、复合或连续 复合矩形螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17
三、 四级	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17
	螺旋箍、复合或连续 复合矩形螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15

- 注：1 普通箍指单个矩形箍筋或单个圆形箍筋；螺旋箍指单个螺旋箍筋；复合箍指由多个矩形或多边形、圆形箍筋与拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍指矩形、多边形、圆形螺旋箍筋与拉筋组成的箍筋；连续复合螺旋箍筋指全部螺旋箍筋为同一根钢筋加工而成的箍筋；
- 2 在计算复合螺旋箍筋的体积配筋率时，其中非螺旋箍筋的体积应乘以换算系数 0.8；
- 3 对一、二、三、四级抗震等级的柱，其箍筋加密区的箍筋体积配筋率分别不应小于 0.8%、0.6%、0.4% 和 0.4%；
- 4 混凝土强度等级高于 C60 时，箍筋宜采用复合箍、复合螺旋箍或连续复合矩形螺旋箍；当轴压比不大于 0.6 时，其加密区的最小配箍特征值宜按表中数值增加 0.02；当轴压比大于 0.6 时，宜按表中数值增加 0.03。

6.4.4 考虑地震作用组合的型钢混凝土框架柱非加密区箍筋的体积配筋率不宜小于加密区的一半；箍筋间距不应大于加密区箍筋间距的 2 倍。一、二级抗震等级，箍筋间距尚不应大于 10 倍纵向钢筋直径；三、四级抗震等级，箍筋间距尚不应大于 15 倍纵向钢筋直径。

6.4.5 考虑地震作用组合的型钢混凝土框架柱，应采用封闭复合箍筋，其末端应有 135° 弯钩，弯钩端头平直段长度不应小于 10 倍箍筋直径。截面中纵向钢筋在两个方向宜有箍筋或拉筋约束。当部分箍筋采用拉筋时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住封闭箍筋。在符合箍筋配筋率计算和构造要求的情况下，对箍筋加密区内的箍筋肢距可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定作适当放松，但应配置不少于两道封闭复合箍筋或螺旋箍筋（图 6.4.5）。

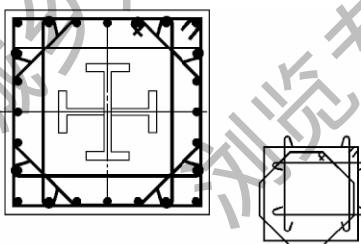


图 6.4.5 箍筋配置

6.4.6 型钢混凝土转换柱箍筋应采用封闭复合箍或螺旋箍，箍筋直径不应小于 12mm，箍筋间距不应大于 100mm 和 6 倍纵筋直径的较小值并沿全高加密，箍筋末端应有 135° 弯钩，弯钩端头平直段长度不应小于 10 倍箍筋直径。

6.4.7 考虑地震作用组合的型钢混凝土转换柱，其箍筋最小配箍特征值 λ_v 应按本规范表 6.4.3 的数值增大 0.02，且箍筋体积配筋率不应小于 1.5%。

6.4.8 考虑地震作用组合的剪跨比不大于 2 的型钢混凝土框架柱，箍筋宜采用封闭复合箍或螺旋箍，箍筋间距不应大于

100mm 并沿全高加密；其箍筋体积配筋率不应小于 1.2%；9 度设防烈度时，不应小于 1.5%。

6.4.9 非抗震设计时，型钢混凝土框架柱和转换柱应采用封闭箍筋，其箍筋直径不应小于 8mm，箍筋间距不应大于 250mm。

6.5 柱脚设计及构造

I 一般规定

6.5.1 型钢混凝土柱可根据不同的受力特点采用型钢埋入基础底板（承台）的埋入式柱脚或非埋入式柱脚。考虑地震作用组合的偏心受压柱宜采用埋入式柱脚；不考虑地震作用组合的偏心受压柱可采用埋入式柱脚，也可采用非埋入式柱脚；偏心受拉柱应采用埋入式柱脚（图 6.5.1）。

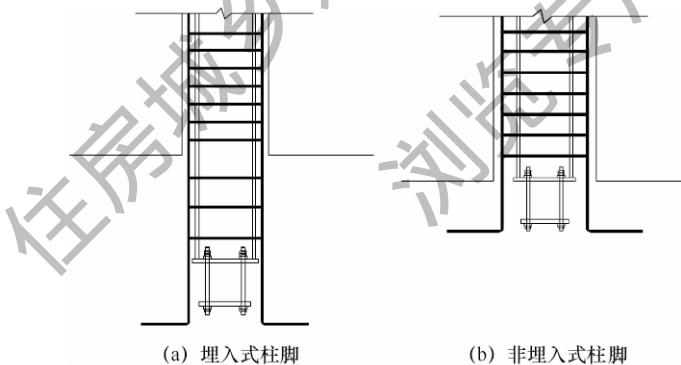


图 6.5.1 型钢混凝土柱脚

6.5.2 无地下室或仅有一层地下室的型钢混凝土柱的埋入式柱脚，其型钢在基础底板（承台）中的埋置深度除应符合本规范第 6.5.4 条规定外，尚不应小于柱型钢截面高度的 2.0 倍。

6.5.3 型钢混凝土偏心受压柱嵌固端以下有两层及两层以上地下室时，可将型钢混凝土柱伸入基础底板，也可伸至基础底板顶面。当伸至基础底板顶面时，纵向钢筋和锚栓应锚入基础底板并

符合锚固要求；柱脚应按非埋入式柱脚计算其受压、受弯和受剪承载力，计算中不考虑型钢作用，轴力、弯矩和剪力设计值应取柱底部的相应设计值。

II 埋入式柱脚

6.5.4 型钢混凝土偏心受压柱，其埋入式柱脚的埋置深度应符合下式规定（图 6.5.4）：

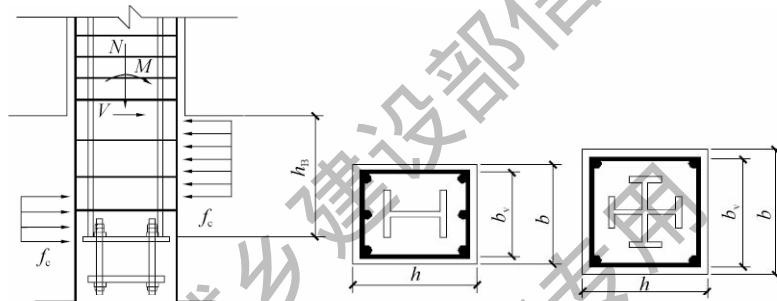


图 6.5.4 埋入式柱脚的埋置深度

$$h_B \geq 2.5 \sqrt{\frac{M}{b_v f_c}} \quad (6.5.4)$$

式中： h_B ——型钢混凝土柱脚埋置深度；

M ——埋入式柱脚最大组合弯矩设计值；

f_c ——基础底板混凝土抗压强度设计值；

b_v ——型钢混凝土柱垂直于计算弯曲平面方向的箍筋边长。

6.5.5 型钢混凝土偏心受压柱，其埋入式柱脚在柱轴向压力作用下，基础底板的局部受压承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关局部受压承载力计算的规定。

6.5.6 型钢混凝土偏心受压柱，其埋入式柱脚在柱轴向压力作用下，基础底板受冲切承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关受冲切承载力计算的规定。

6.5.7 型钢混凝土偏心受拉柱，其埋入式柱脚的埋置深度应符合本规范第 6.5.2、6.5.4 条的规定。基础底板在轴向拉力作用下的受冲切承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关受冲切承载力计算的规定，冲切面高度应取型钢的埋置深度，冲切计算中的轴向拉力设计值应按下式计算：

$$N_t = N_{\max} \frac{f_a A_a}{f_y A_s + f_a A_a} \quad (6.5.7)$$

式中： N_t ——冲切计算中的轴向拉力设计值；

N_{\max} ——埋入式柱脚最大组合轴向拉力设计值；

A_a ——型钢截面面积；

A_c ——全部纵向钢筋截面面积；

f_a ——型钢抗拉强度设计值；

f_y ——纵向钢筋抗拉强度设计值。

6.5.8 型钢混凝土柱的埋入式柱脚，其型钢底板厚度不应小于柱脚型钢翼缘厚度，且不宜小于 25mm。

6.5.9 型钢混凝土柱的埋入式柱脚，其埋入范围及其上一层的型钢翼缘和腹板部位应设置栓钉，栓钉直径不宜小于 19mm，水平和竖向间距不宜大于 200mm，栓钉离型钢翼缘板边缘不宜小于 50mm，且不宜大于 100mm。

6.5.10 型钢混凝土柱的埋入式柱脚，伸入基础内型钢外侧的混凝土保护层的最小厚度，中柱不应小于 180mm，边柱和角柱不应小于 250mm（图 6.5.10）。

6.5.11 型钢混凝土柱的埋入式柱脚，在其埋入部分顶面位置处，应设置水平加劲肋，加劲肋的厚度宜与型钢翼缘等厚，其形状应便于混凝土浇筑。

6.5.12 埋入式柱脚型钢底板处设置的锚栓埋置深度，以及柱内纵向钢筋在基础底板中的锚固长度，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定，柱内纵向钢筋锚入基础底板部分应设置箍筋。

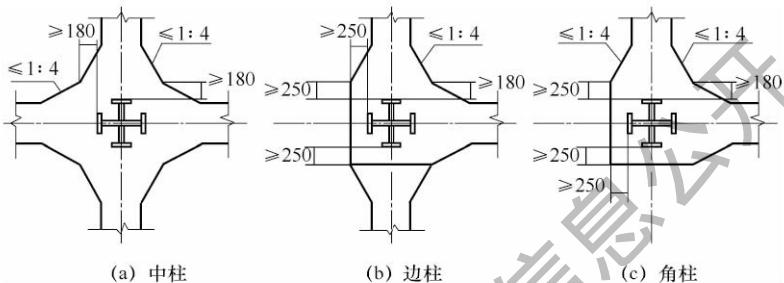


图 6.5.10 埋入式柱脚混凝土保护层厚度

III 非埋入式柱脚

6.5.13 型钢混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚型钢底板截面处的锚栓配置，应符合下列偏心受压正截面承载力计算规定（图 6.5.13）：

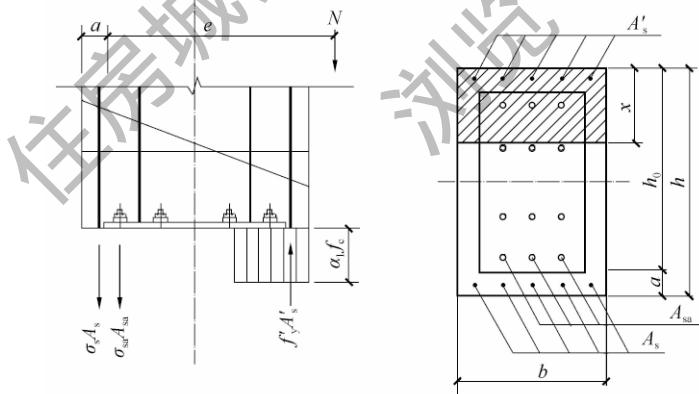


图 6.5.13 柱脚底板锚栓配置计算参数示意

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s - 0.75 \sigma_{sa} A_{sa} \quad (6.5.13-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (6.5.13-2)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (\alpha_1 f_c bx + f'_y A'_s - \sigma_s A_s - 0.75 \sigma_{sa} A_{sa}) \quad (6.5.13-3)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\alpha_1 f_c bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right] \quad (6.5.13-4)$$

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a \quad (6.5.13-5)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (6.5.13-6)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (6.5.13-7)$$

$$h_0 = h - a \quad (6.5.13-8)$$

3 纵向受拉钢筋应力 σ_s 和受拉一侧最外排锚栓应力 σ_{sa} 可按下列规定计算：

1) 当 $x \leq \xi_b h_0$ 时, $\sigma_s = f_y$, $\sigma_{sa} = f_{sa}$;

2) 当 $x \geq \xi_b h_0$ 时,

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_l} \left(\frac{x}{h_0} - \beta_l \right) \quad (6.5.13-9)$$

$$\sigma_{sa} = \frac{f_{sa}}{\xi_b - \beta_l} \left(\frac{x}{h_0} - \beta_l \right) \quad (6.5.13-10)$$

3) ξ_b 可按下式计算：

$$\xi_b = \frac{\beta_l}{1 + \frac{f_y + f_{sa}}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (6.5.13-11)$$

式中： N ——非埋入式柱脚底板截面处轴向压力设计值；

M ——非埋入式柱脚底板截面处弯矩设计值；

e ——轴向力作用点至纵向受拉钢筋与受拉一侧最外排锚栓合力点之间的距离；

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心矩；

e_a ——附加偏心距；按本规范第 6.2.4 条规定计算；
 A_s 、 A'_s 、 A_{sa} ——纵向受拉钢筋、纵向受压钢筋、受拉一侧最外排锚栓的截面面积；
 σ_s 、 σ_{sa} ——纵向受拉钢筋、受拉一侧最外排锚栓应力；
 a ——纵向受拉钢筋与受拉一侧最外排锚栓合力点至受拉边缘的距离；
 E_s ——钢筋弹性模量；
 x ——混凝土受压区高度；
 b 、 h ——型钢混凝土柱截面宽度、高度；
 h_0 ——截面有效高度；
 ξ_b ——相对界限受压区高度；
 f_y 、 f_{sa} ——钢筋抗拉强度设计值、锚栓抗拉强度设计值；
 α_1 ——受压区混凝土压应力影响系数，按本规范第 5.1.1 条取值；
 β_1 ——受压区混凝土应力图形影响系数，按本规范第 5.1.1 条取值。

6.5.14 型钢混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚在柱轴向压力作用下，基础底板的局部受压承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关局部受压承载力计算的规定。

6.5.15 型钢混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚在柱轴向压力作用下，基础底板的受冲切承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关受冲切承载力计算的规定。

6.5.16 型钢混凝土偏心受压柱非埋入式柱脚底板截面处的偏心受压正截面承载力不符合本规范第 6.5.13 条计算规定时，可在柱周边外包钢筋混凝土增大柱截面，并配置计算所需的纵向钢筋及构造规定的箍筋。外包钢筋混凝土应延伸至基础底板以上一层的层高范围，其纵筋锚入基础底板的锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定，钢筋端部应设置弯钩。

6.5.17 型钢混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚型钢底板截面

处的受剪承载力应符合下列规定（图 6.5.17）：

1 柱脚型钢底板下不设置抗剪连接件时

$$V \leq 0.4N_B + V_{rc} \quad (6.5.17-1)$$

2 柱脚型钢底板下设置抗剪连接件时

$$V \leq 0.4N_B + V_{rc} + 0.58f_a A_{wa} \quad (6.5.17-2)$$

$$N_B = N \frac{E_a A_a}{E_c A_c + E_a A_a} \quad (6.5.17-3)$$

$$V_{rc} = 1.5f_t(b_{cl} + b_{c2})h + 0.5f_y A_{sl} \quad (6.5.17-4)$$

式中： V ——柱脚型钢底板处剪力设计值；

N_B ——柱脚型钢底板下按弹性刚度分配的轴向压力设计值；

N ——柱脚型钢底板处与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值；

A_c ——型钢混凝土柱混凝土截面面积；

A_a ——型钢混凝土柱型钢截面面积；

b_{cl} 、 b_{c2} ——柱脚型钢底板周边箱形混凝土截面左、右侧沿受剪方向的有效受剪宽度；

h ——柱脚底板周边箱形混凝土截面沿受剪方向的高度；

A_c 、 A_s 、 A_a ——型钢混凝土柱的混凝土截面面积、全部纵向钢筋截面面积、型钢截面面积；

A_{sl} ——柱脚底板周边箱形混凝土截面沿受剪方向的有效受剪宽度和高度范围内的纵向钢筋截面面积；

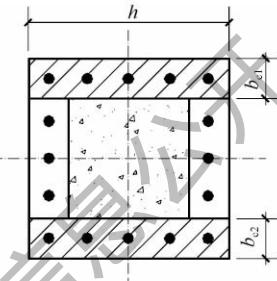


图 6.5.17 型钢混凝土柱非埋入式柱脚受剪承载力的计算参数示意

A_{wa} ——抗剪连接件型钢腹板的受剪截面面积。

6.5.18 型钢混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚型钢底板厚度不应小于柱脚型钢翼缘厚度，且不宜小于 30mm。

6.5.19 型钢混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚型钢底板的锚栓直径不宜小于 25mm，锚栓锚入基础底板的长度不宜小于 40 倍锚栓直径。纵向钢筋锚入基础的长度应符合受拉钢筋锚固规定，外围纵向钢筋锚入基础部分应设置箍筋。柱与基础在一定范围内混凝土宜连续浇筑。

6.5.20 型钢混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚上一层的型钢翼缘和腹板应按本规范第 6.5.9 条的规定设置栓钉。

6.6 梁柱节点计算及构造

I 承载力计算

6.6.1 考虑地震作用组合的型钢混凝土框架梁柱节点的剪力设计值应按下列公式计算：

1 型钢混凝土柱与钢梁连接的梁柱节点

1) 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度一级抗震等级的各类框架顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{M_{au}^l + M_{au}^r}{h_a} \quad (6.6.1-1)$$

其他层的中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{(M_{au}^l + M_{au}^r)}{h_a} \left(1 - \frac{h_a}{H_c - h_a} \right) \quad (6.6.1-2)$$

2) 框架结构

二级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \quad (6.6.1-3)$$

其他层的中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{(M_a^l + M_a^r)}{h_a} \left(1 - \frac{h_a}{H_c - h_a}\right) \quad (6.6.1-4)$$

3) 其他各类框架

一级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \quad (6.6.1-5)$$

其他层的中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{(M_a^l + M_a^r)}{h_a} \left(1 - \frac{h_a}{H_c - h_a}\right) \quad (6.6.1-6)$$

二级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \quad (6.6.1-7)$$

其他层的中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{(M_a^l + M_a^r)}{h_a} \left(1 - \frac{h_a}{H_c - h_a}\right) \quad (6.6.1-8)$$

2 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁连接的梁柱节点

1) 一级抗震等级框架结构和 9 度设防烈度一级抗震等级的各类框架

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{M_{buu}^l + M_{buu}^r}{Z} \quad (6.6.1-9)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{M_{buu}^l + M_{buu}^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.6.1-10)$$

2) 框架结构

二级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (6.6.1-11)$$

其他层的中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{(M_a^l + M_a^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.6.1-12)$$

3) 其他各类框架

一级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \quad (6.6.1-13)$$

其他层的中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.6.1-14)$$

二级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \quad (6.6.1-15)$$

其他层的中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.6.1-16)$$

式中： V_j —— 框架梁柱节点的剪力设计值；

M_{au}^l 、 M_{au}^r —— 节点左、右两侧钢梁的正截面受弯承载力对应的弯矩值，其值应按实际型钢面积和钢材强度标准值计算；

M_a^l 、 M_a^r —— 节点左、右两侧钢梁的梁端弯矩设计值；

M_{buu}^l 、 M_{buu}^r —— 节点左、右两侧型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁的梁端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力对应的弯矩值，其值应按本规范第 5.2.1 条或现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算；

M_b^l 、 M_b^r —— 节点左、右两侧型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁的梁端弯矩设计值；

H_c —— 节点上柱和下柱反弯点之间的距离；

Z ——对型钢混凝土梁，取型钢上翼缘和梁上部钢筋合力点与型钢下翼缘和梁下部钢筋合力点间的距离；对钢筋混凝土梁，取梁上部钢筋合力点与梁下部钢筋合力点间的距离；

h_a ——型钢截面高度，当节点两侧梁高不相同时，梁截面高度 h_a 应取其平均值；

h_b ——梁截面高度，当节点两侧梁高不相同时，梁截面高度 h_b 应取其平均值。

6.6.2 考虑地震作用组合的框架梁柱节点，其核心区的受剪水平截面应符合下式规定：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.36 \bar{\eta} f_c b_j h_j) \quad (6.6.2)$$

式中： h_j ——节点截面高度，可取受剪方向的柱截面高度；

b_j ——节点有效截面宽度，可按本规范第 6.6.3 条取值；

$\bar{\eta}$ ——梁对节点的约束影响系数，对两个正交方向有梁约束，且节点核心区内配有十字形型钢的中间节点，当梁的截面宽度均大于柱截面宽度的 $1/2$ ，且正交方向梁截面高度不小于较高框架梁截面高度的 $3/4$ 时，可取 $\bar{\eta} = 1.3$ ，但 9 度设防烈度宜取 1.25；其他情况的节点，可取 $\bar{\eta} = 1$ 。

6.6.3 框架梁柱节点有效截面宽度应按下列公式计算：

1 型钢混凝土柱与钢梁节点

$$b_j = b_c / 2$$

2 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁节点

$$b_j = (b_b + b_c) / 2$$

3 型钢混凝土柱与钢筋混凝土梁节点

1) 梁柱轴线重合

当 $b_b > b_c / 2$ 时，

$$b_j = b_c$$

当 $b_b \leq b_c / 2$ 时，

$$b_j = \min(b_b + 0.5h_c, b_c)$$

2) 梁柱轴线不重合, 且偏心距不大于柱截面宽度的 $1/4$

$$b_j = \min(0.5b_c + 0.5b_b + 0.25h_c - e_0, b_b + 0.5h_c, b_c)$$

式中: b_c —— 柱截面宽度;

h_c —— 柱截面高度;

b_b —— 梁截面宽度。

6.6.4 型钢混凝土框架梁柱节点的受剪承载力应符合下列公式的规定:

1 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度一级抗震等级的各类框架

1) 型钢混凝土柱与钢梁连接的梁柱节点

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[1.7\phi_j \eta f_t b_j h_j + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (h_0 - a'_s) + 0.58 f_a t_w h_w \right] \quad (6.6.4-1)$$

2) 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁连接的梁柱节点

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[2.0\phi_j \eta f_t b_j h_j + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (h_0 - a'_s) + 0.58 f_a t_w h_w \right] \quad (6.6.4-2)$$

3) 型钢混凝土柱与钢筋混凝土梁连接的梁柱节点

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[1.0\phi_j \eta f_t b_j h_j + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (h_0 - a'_s) + 0.3 f_a t_w h_w \right] \quad (6.6.4-3)$$

2 其他各类框架

1) 型钢混凝土柱与钢梁连接的梁柱节点

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[1.8\phi_j f_t b_j h_j + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (h_0 - a'_s) + 0.58 f_a t_w h_w \right] \quad (6.6.4-4)$$

2) 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁连接的梁柱节点

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[2.3\phi_j \eta f_t b_j h_j + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (h_0 - a'_s) + 0.58 f_a t_w h_w \right] \quad (6.6.4-5)$$

3) 型钢混凝土柱与钢筋混凝土梁连接的梁柱节点

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[1.2\phi_j \eta_j f_t b_j h_j + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (h_0 - a'_s) + 0.3 f_a t_w h_w \right] \quad (6.6.4-6)$$

式中: ϕ_j —— 节点位置影响系数, 对中柱中间节点取 1, 边柱节点及顶层中间节点取 0.6, 顶层边节点取 0.3。

6.6.5 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁节点双向受剪承载力宜按下式计算:

$$\left(\frac{V_{jx}}{1.1V_{jux}} \right)^2 + \left(\frac{V_{jy}}{1.1V_{juy}} \right)^2 = 1 \quad (6.6.5)$$

式中: V_{jx} 、 V_{jy} —— X 方向、Y 方向剪力设计值;

V_{jux} 、 V_{juy} —— X 方向、Y 方向单向极限受剪承载力。

6.6.6 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁节点抗裂计算宜符合下列公式的规定:

$$\frac{\sum M_{bk}}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b} \right) \leq A_c f_t (1 + \beta) + 0.05 N \quad (6.6.6-1)$$

$$\beta = \frac{E_a}{E_c} \frac{t_w h_w}{b_c (h_b - 2c)} \quad (6.6.6-2)$$

式中: β —— 型钢抗裂系数;

t_w —— 柱型钢腹板厚度;

h_w —— 柱型钢腹板高度;

c —— 柱钢筋保护层厚度;

$\sum M_{bk}$ —— 节点左右梁端逆时针或顺时针方向组合弯矩准永久值之和;

Z —— 型钢混凝土梁中型钢上翼缘和梁上部钢筋合力点与型钢下翼缘和梁下部钢筋合力点间的距离;

A_c —— 柱截面面积。

6.6.7 型钢混凝土框架梁柱节点的梁端、柱端的型钢和钢筋混凝土各自承担的受弯承载力之和, 宜分别符合下列公式的规定:

$$0.4 \leq \frac{\sum M_c^a}{\sum M_b^a} \leq 2.0 \quad (6.6.7-1)$$

$$\frac{\sum M_c^{rc}}{\sum M_b^{rc}} \geq 0.4 \quad (6.6.7-2)$$

式中： $\sum M_c^a$ —— 节点上、下柱端型钢受弯承载力之和；

$\sum M_b^a$ —— 节点左、右梁端型钢受弯承载力之和；

$\sum M_c^{rc}$ —— 节点上、下柱端钢筋混凝土截面受弯承载力之和；

$\sum M_b^{rc}$ —— 节点左、右梁端钢筋混凝土截面受弯承载力之和。

II 梁柱节点形式

6.6.8 型钢混凝土框架梁柱节点的连接构造应做到构造简单，传力明确，便于混凝土浇捣和配筋。梁柱连接可采用下列几种形式：

- 1 型钢混凝土柱与钢梁的连接；
- 2 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁的连接；
- 3 型钢混凝土柱与钢筋混凝土梁的连接。

6.6.9 在各种结构体系中，型钢混凝土柱与钢梁、型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁的连接，其柱内型钢宜采用贯通型，柱内型钢的拼接构造应符合钢结构的连接规定。当钢梁采用箱形等空腔截面时，钢梁与柱型钢连接所形成的节点区混凝土不连续部位，宜采用同等强度等级的自密实低收缩混凝土填充（图 6.6.9）。

6.6.10 型钢混凝土柱与钢梁或型钢混凝土梁采用刚性连接时，其柱内型钢与钢梁或型钢

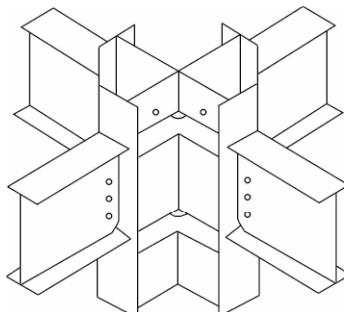


图 6.6.9 型钢混凝土梁柱节点及水平加劲肋

混凝土梁内型钢的连接应采用刚性连接。当钢梁直接与钢柱连接时，钢梁翼缘与柱内型钢翼缘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；当采用柱边伸出钢悬臂梁段时，悬臂梁段与柱应采用全熔透焊缝连接。具体连接构造应符合国家现行标准《钢结构设计规范》GB 50017、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定（图 6.6.10）。

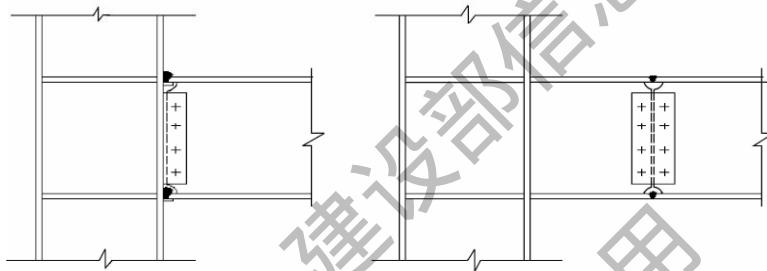


图 6.6.10 型钢混凝土柱与钢梁或型钢混凝土梁内型钢的连接构造

6.6.11 型钢混凝土柱与钢梁采用铰接时，可在型钢柱上焊接短牛腿，牛腿端部宜焊接与柱边平齐的封口板，钢梁腹板与封口板宜采用高强螺栓连接；钢梁翼缘与牛腿翼缘不应焊接（图 6.6.11）。

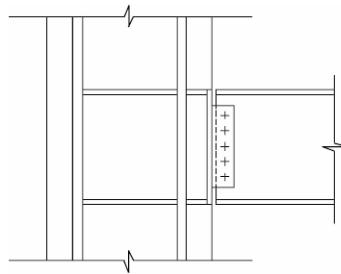


图 6.6.11 型钢混凝土柱与钢梁铰接连接

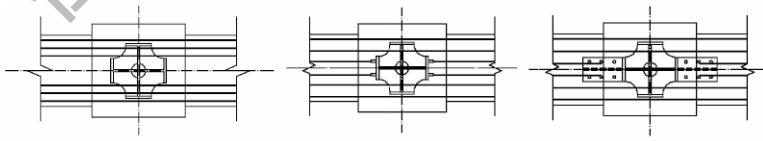
6.6.12 型钢混凝土柱与钢筋混凝土梁的梁柱节点宜采用刚性连接，梁的纵向钢筋应伸入柱节点，且应符合现行国家标准《混凝

土结构设计规范》GB 50010 对钢筋的锚固规定。柱内型钢的截面形式和纵向钢筋的配置，宜减少梁纵向钢筋穿过柱内型钢柱的数量，且不宜穿过型钢翼缘，也不应与柱内型钢直接焊接连接。梁柱连接节点可采用下列连接方式：

1 梁的纵向钢筋可采取双排钢筋等措施尽可能多的贯通节点，其余纵向钢筋可在柱内型钢腹板上预留贯穿孔，型钢腹板截面损失率宜小于腹板面积的 20%（图 6.6.12a）。

2 当梁纵向钢筋伸入柱节点与柱内型钢翼缘相碰时，可在柱型钢翼缘上设置可焊接机械连接套筒与梁纵筋连接，并应在连接套筒位置的柱型钢内设置水平加劲肋，加劲肋形式应便于混凝土浇灌（图 6.6.12b）。

3 梁纵筋可与型钢柱上设置的钢牛腿可靠焊接，且宜有不少于 1/2 梁纵筋面积穿过型钢混凝土柱连续配置。钢牛腿的高度不宜小于 0.7 倍混凝土梁高，长度不宜小于混凝土梁截面高度的 1.5 倍。钢牛腿的上、下翼缘应设置栓钉，直径不宜小于 19mm，间距不宜大于 200mm，且栓钉至钢牛腿翼缘边缘距离不应小于 50mm。梁端至牛腿端部以外 1.5 倍梁高范围内，箍筋设置应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 梁端箍筋加密区的规定（图 6.6.12c）。



(a) 梁柱节点穿筋构造 (b) 可焊接连接器连接 (c) 钢牛腿焊接

图 6.6.12 型钢混凝土柱与钢筋混凝土梁的连接

6.6.13 型钢混凝土柱与钢梁、钢斜撑连接的复杂梁柱节点，其节点核心区除在纵筋外围设置间距为 200mm 的构造箍筋外，可设置外包钢板。外包钢板宜与柱表面平齐，其高度宜与梁型钢高度相同，厚度可取柱截面宽度的 1/100，钢板与钢梁的翼缘和腹

板可靠焊接。梁型钢上、下部可设置条形小钢板箍，条形小钢板箍尺寸应符合下列公式的规定（图 6.6.13）。

$$t_{wl}/h_b \geq 1/30 \quad (6.6.13-1)$$

$$t_{wl}/b_c \geq 1/30 \quad (6.6.13-2)$$

$$h_{wl}/h_b \geq 1/5 \quad (6.6.13-3)$$

式中： t_{wl} ——小钢板箍厚度；

h_{wl} ——小钢板箍高度；

h_b ——钢梁高度；

b_c ——柱截面宽度。

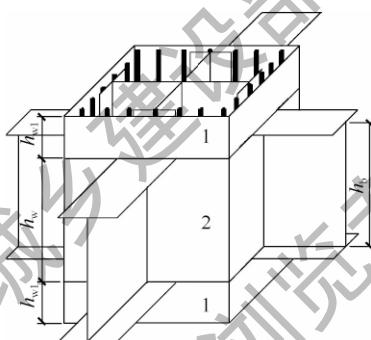


图 6.6.13 型钢混凝土柱与钢梁连接节点

1—小钢板箍；2—大钢板箍

III 构造措施

6.6.14 型钢混凝土节点核心区的箍筋最小直径宜符合本规范第 6.4.1 条的规定。对一、二、三级抗震等级的框架节点核心区，其箍筋最小体积配筋率分别不宜小于 0.6%、0.5%、0.4%；且箍筋间距不宜大于柱端加密区间距的 1.5 倍，箍筋直径不宜小于柱端箍筋加密区的箍筋直径；柱纵向受力钢筋不应在各层节点中切断。

6.6.15 型钢柱的翼缘与竖向腹板间连接焊缝宜采用坡口全熔透焊缝或部分熔透焊缝。在节点区及梁翼缘上下各 500mm 范围

内，应采用坡口全熔透焊缝；在高层建筑底部加强区，应采用坡口全熔透焊缝；焊缝质量等级应为一级。

6.6.16 型钢柱沿高度方向，对于钢梁或型钢混凝土梁内型钢的上、下翼缘处或钢筋混凝土梁的上下边缘处，应设置水平加劲肋，加劲肋形式宜便于混凝土浇筑；对钢梁或型钢混凝土梁，水平加劲肋厚度不宜小于梁端型钢翼缘厚度，且不宜小于12mm；对于钢筋混凝土梁，水平加劲肋厚度不宜小于型钢柱腹板厚度。加劲肋与型钢翼缘的连接宜采用坡口全熔透焊缝，与型钢腹板可采用角焊缝，焊缝高度不宜小于加劲肋厚度。

7 矩形钢管混凝土框架柱和转换柱

7.1 一般规定

7.1.1 矩形钢管混凝土框架柱和转换柱的截面最小边尺寸不宜小于400mm，钢管壁壁厚不宜小于8mm，截面高宽比不宜大于2。当矩形钢管混凝土柱截面边长大于等于1000mm时，应在钢管内壁设置竖向加劲肋。

7.1.2 矩形钢管混凝土框架柱和转换柱管壁宽厚比 b/t 、 h/t 应符合下列公式的规定（图7.1.2）：

$$b/t \leq 60\sqrt{235/f_{ak}} \quad (7.1.2-1)$$

$$h/t \leq 60\sqrt{235/f_{ak}} \quad (7.1.2-2)$$

式中： b 、 h ——矩形钢管管壁宽度、高度；

t ——矩形钢管管壁厚度；

f_{ak} ——矩形钢管抗拉强度标准值。

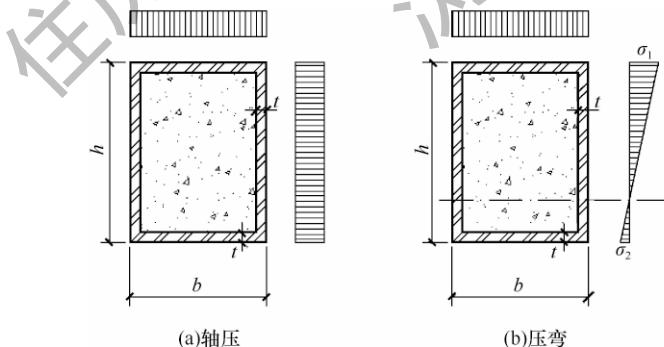


图 7.1.2 矩形钢管截面板件应力分布示意

7.1.3 矩形钢管混凝土框架柱和转换柱，其内设的钢隔板宽厚比 h_{wl}/t_{wl} 、 h_{w2}/t_{w2} 宜符合本规范第6.1.5条 h_w/t_w 的限值规定

(图 7.1.3)。

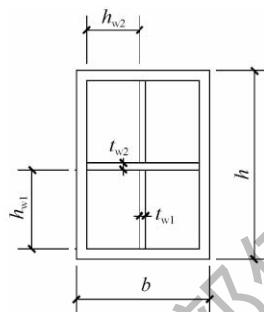


图 7.1.3 钢隔板位置及尺寸示意

7.2 承载力计算

7.2.1 矩形钢管混凝土框架柱和转换柱，其正截面承载力计算的基本假定应按本规范第 5.1.1 条的规定采用。

7.2.2 矩形钢管混凝土轴心受压柱的受压承载力应符合下列公式的规定（图 7.2.2）：

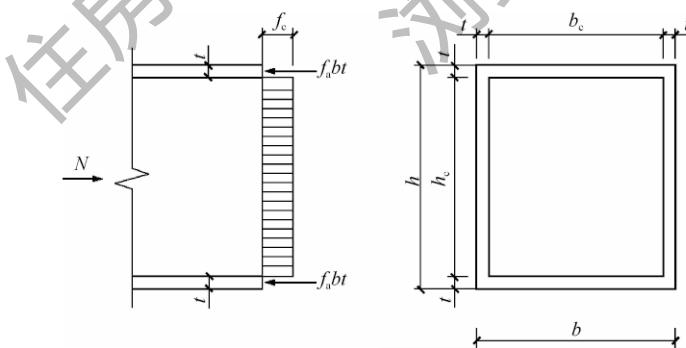


图 7.2.2 轴心受压柱受压承载力计算参数示意

1 持久、短暂设计状况

$$N \leqslant 0.9\varphi(\alpha_1 f_c b_c h_c + 2f_a b t + 2f_a h_c t) \quad (7.2.2-1)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [0.9\varphi(\alpha_1 f_c b_e h_c + 2f_a b t + 2f_a h_c t)]$$

(7.2.2-2)

式中: N ——矩形钢管柱轴向压力设计值;

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数;

f_a 、 f_c ——矩形钢管抗压和抗拉强度设计值、内填混凝土抗压强度设计值;

b 、 h ——矩形钢管截面宽度、高度;

b_e ——矩形钢管内填混凝土的截面宽度;

h_c ——矩形钢管内填混凝土的截面高度;

t ——矩形钢管的管壁厚度;

α_1 ——受压区混凝土压应力影响系数, 按本规范第 5.1.1 条取值;

φ ——轴心受压柱稳定系数, 按本规范第 6.2.1 条的规定取值。

7.2.3 矩形钢管混凝土偏心受压框架柱和转换柱正截面受压承载力应符合下列规定:

1) 当 $x \leq \xi_b h_c$ 时 (图 7.2.3-1):

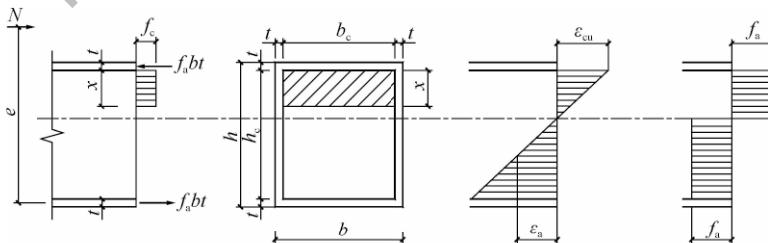


图 7.2.3-1 大偏心受压柱计算参数示意

1) 持久、短暂设计状况

$$N \leq \alpha_1 f_c b_e x + 2f_a t \left(2 \frac{x}{\beta_1} - h_c \right) \quad (7.2.3-1)$$

$$Ne \leqslant \alpha_1 f_c b_c x (h_c + 0.5t - 0.5x) + f_a b t (h_c + t) + M_{aw} \quad (7.2.3-2)$$

2) 地震设计状况

$$N \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\alpha_1 f_c b_c x + 2f_a t \left(2 \frac{x}{\beta_1} - h_c \right) \right] \quad (7.2.3-3)$$

$$Ne \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} [\alpha_1 f_c b_c x (h_c + 0.5t - 0.5x) + f_a b t (h_c + t) + M_{aw}] \quad (7.2.3-4)$$

$$M_{aw} = f_a t \frac{x}{\beta_1} \left(2h_c + t - \frac{x}{\beta_1} \right) - f_a t \left(h_c - \frac{x}{\beta_1} \right) \left(h_c + t - \frac{x}{\beta_1} \right) \quad (7.2.3-5)$$

2 当 $x > \xi_b h_c$ 时 (图 7.2.3-2):

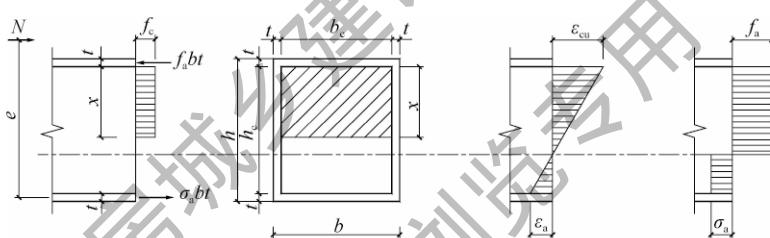


图 7.2.3-2 小偏心受压柱计算参数示意

1) 持久、短暂设计状况

$$N \leqslant \alpha_1 f_c b_c x + f_a b t + 2f_a t \frac{x}{\beta_1} - 2\sigma_a t \left(h_c - \frac{x}{\beta_1} \right) - \sigma_a b t \quad (7.2.3-6)$$

$$Ne \leqslant \alpha_1 f_c b_c x (h_c + 0.5t - 0.5x) + f_a b t (h_c + t) + M_{aw} \quad (7.2.3-7)$$

2) 地震设计状况

$$N \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} [\alpha_1 f_c b_c x + f_a b t + 2f_a t \frac{x}{\beta_1} - 2\sigma_a t \left(h_c - \frac{x}{\beta_1} \right) - \sigma_a b t] \quad (7.2.3-8)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [\alpha_1 f_c b_c x (h_c + 0.5t - 0.5x) + f_a b t (h_c + t) + M_{aw}] \quad (7.2.3-9)$$

$$M_{aw} = f_a t \frac{x}{\beta_1} \left(2h_c + t - \frac{x}{\beta_1} \right) - \sigma_a t \left(h_c - \frac{x}{\beta_1} \right) \left(h_c + t - \frac{x}{\beta_1} \right) \quad (7.2.3-10)$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_c} - \beta_1 \right) \quad (7.2.3-11)$$

3 ξ_b 、 e 应按下列公式计算：

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_a}{E_a \epsilon_{cu}}} \quad (7.2.3-12)$$

$$e = e_i + \frac{h}{2} - \frac{t}{2} \quad (7.2.3-13)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (7.2.3-14)$$

$$e_0 = M/N \quad (7.2.3-15)$$

式中： e —— 轴力作用点至矩形钢管远端翼缘钢板厚度中心的距离；

e_0 —— 轴力对截面重心的偏心距；

e_a —— 附加偏心距，按本规范第 7.2.4 条规定计算；

M —— 柱端较大弯矩设计值，当考虑挠曲产生的二阶效应时，柱端弯矩 M 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定确定；

N —— 与弯矩设计值 M 相对应的轴向压力设计值；

M_{aw} —— 钢管腹板轴向合力对受拉或受压较小端钢管翼缘钢板厚度中心的力矩；

σ_a —— 受拉或受压较小端钢管翼缘应力；

x —— 混凝土等效受压区高度；

ϵ_{cu} —— 混凝土极限压应变，按本规范第 5.1.1 条规定确定；

ξ_b —— 相对界限受压区高度；

h_c —— 矩形钢管内填混凝土的截面高度；

E_a ——钢管弹性模量；

β_1 ——受压区混凝土应力图形影响系数，应按本规范第 5.1.1 条规定。

7.2.4 矩形钢管混凝土偏心受压框架柱和转换柱的正截面受压承载力计算，应考虑轴向压力在偏心方向存在的附加偏心距，其值宜取 20mm 和偏心方向截面尺寸的 1/30 两者中的较大者。

7.2.5 矩形钢管混凝土轴心受拉柱的受拉承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq 2f_a b t + 2f_a h_e t \quad (7.2.5-1)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (2f_a b t + 2f_a h_c t) \quad (7.2.5-2)$$

7.2.6 矩形钢管混凝土偏心受拉框架柱和转换柱正截面受拉承载力应符合下列公式的规定：

1 大偏心受拉（图 7.2.6-1）

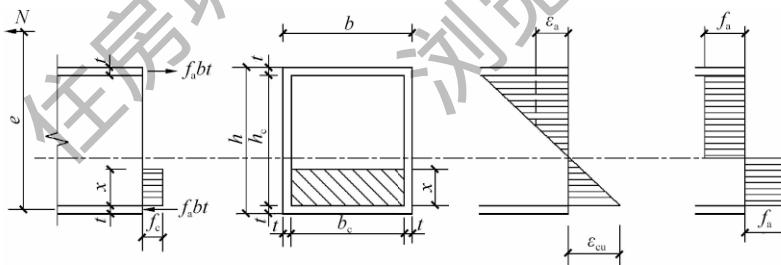


图 7.2.6-1 大偏心受拉柱计算参数示意

1) 持久、短暂设计状况

$$N \leq 2f_a t \left(h_c - 2 \frac{x}{\beta_1} \right) - \alpha_1 f_c b_c x \quad (7.2.6-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b_c x (h_c + 0.5t - 0.5x) + f_a b t (h_c + t) + M_{aw} \quad (7.2.6-2)$$

2) 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[2f_a t \left(h_c - 2 \frac{x}{\beta_1} \right) - \alpha_1 f_c b_c x \right] \quad (7.2.6-3)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\alpha_1 f_c b_c x (h_c + 0.5t - 0.5x) + f_a b t (h_c + t) + M_{aw} \right] \quad (7.2.6-4)$$

$$M_{aw} = f_a t \frac{x}{\beta_1} \left(2h_c + t - \frac{x}{\beta_1} \right) - f_a t \left(h_c - \frac{x}{\beta_1} \right) \left(h_c + t - \frac{x}{\beta_1} \right) \quad (7.2.6-5)$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + \frac{t}{2} \quad (7.2.6-6)$$

2 小偏心受拉 (图 7.2.6-2)

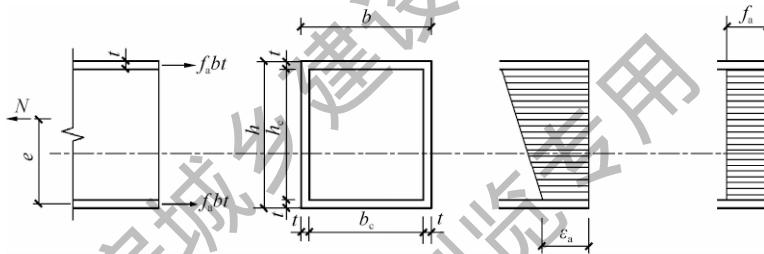


图 7.2.6-2 小偏心受拉柱计算参数示意

1) 持久、短暂设计状况

$$N \leq 2f_a b t + 2f_a h_c t \quad (7.2.6-7)$$

$$Ne \leq f_a b t (h_c + t) + M_{aw} \quad (7.2.6-8)$$

2) 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [2f_a b t + 2f_a h_c t] \quad (7.2.6-9)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [f_a b t (h_c + t) + M_{aw}] \quad (7.2.6-10)$$

$$M_{aw} = f_a h_c t (h_c + t) \quad (7.2.6-11)$$

$$e = \frac{h}{2} - \frac{t}{2} - e_0 \quad (7.2.6-12)$$

7.2.7 矩形钢管混凝土偏心受压框架柱和转换柱的斜截面受剪

承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_c \leq \frac{1.75}{\lambda+1} f_t b_c h_c + \frac{1.16}{\lambda} f_a t h + 0.07 N \quad (7.2.7-1)$$

2 地震设计状况

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.05}{\lambda+1} f_t b_c h_c + \frac{1.16}{\lambda} f_a t h + 0.056 N \right) \quad (7.2.7-2)$$

式中： λ ——框架柱计算剪跨比，取上下端较大弯矩设计值 M 与对应剪力设计值 V 和柱截面高度 h 的比值，即 $M/(Vh)$ ；当框架结构中的框架柱反弯点在柱层高范围内时，也可采用 1/2 柱净高与柱截面高度 h 的比值；当 λ 小于 1 时，取 $\lambda=1$ ；当 λ 大于 3 时，取 $\lambda=3$ ； N ——框架柱和转换柱的轴向压力设计值；当 $N > 0.3 f_c b_c h_c$ 时，取 $N = 0.3 f_c b_c h_c$ 。

7.2.8 矩形钢管混凝土偏心受拉框架柱和转换柱的斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_c \leq \frac{1.75}{\lambda+1} f_t b_c h_c + \frac{1.16}{\lambda} f_a t h - 0.2 N \quad (7.2.8-1)$$

当 $V_c \leq \frac{1.16}{\lambda} f_a t h$ 时，应取 $V_c = \frac{1.16}{\lambda} f_a t h$ ；

2 地震设计状况

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.05}{\lambda+1} f_t b_c h_c + \frac{1.16}{\lambda} f_a t h - 0.2 N \right) \quad (7.2.8-2)$$

当 $V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.16}{\lambda} f_a t h \right)$ 时，应取 $V_c = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.16}{\lambda} f_a t h \right)$ 。

式中： N ——柱轴向拉力设计值。

7.2.9 考虑地震作用组合的框架柱和转换柱的内力设计值应按本规范第 6.2.8~6.2.12 条规定计算。

7.2.10 考虑地震作用组合的矩形钢管混凝土框架柱和转换柱，其轴压比应按下式计算，且不宜大于表 7.2.10 中规定的限值。

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a} \quad (7.2.10)$$

式中： n —— 柱轴压比；

N —— 考虑地震作用组合的柱轴向压力设计值；

A_c —— 矩形钢管内填混凝土面积；

A_a —— 矩形钢管壁截面面积。

表 7.2.10 矩形钢管混凝土框架柱和转换柱的轴压比限值

结构类型	柱类型	抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
框架结构	框架柱	0.65	0.75	0.85	0.90
框架-剪力墙结构	框架柱	0.70	0.80	0.90	0.95
框架-筒体结构	框架柱	0.70	0.80	0.90	—
	转换柱	0.60	0.70	0.80	—
筒中筒结构	框架柱	0.70	0.80	0.90	—
	转换柱	0.60	0.70	0.80	—
部分框支剪力墙结构	转换柱	0.60	0.70	—	—

- 注：1 剪跨比不大于 2 的柱，其轴压比限值应比表中数值减小 0.05；
 2 当混凝土强度等级采用 C65~C70 时，轴压比限值应比表中数值减小 0.05；
 当混凝土强度等级采用 C75~C80 时，轴压比限值应比表中数值减小 0.10。

7.3 构造措施

7.3.1 矩形钢管混凝土柱与钢梁、型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁的连接宜采用刚性连接，矩形钢管混凝土柱与钢梁也可采用铰接连接。当采用刚性连接时，对应钢梁上、下翼缘或钢筋混凝土梁上、下边缘处应设置水平加劲肋，水平加劲肋与钢梁翼缘等厚，且不宜小于 12mm；水平加劲肋的中心部位宜设置混凝土浇

筑孔，孔径不宜小于 200mm；加劲肋周边宜设置排气孔，孔径宜为 50mm。

7.3.2 矩形钢管混凝土柱边长大于等于 2000mm 时，应设置内隔板形成多个封闭截面；矩形钢管混凝土柱边长或由内隔板分隔的封闭截面边长大于或等于 1500mm 时，应在柱内或封闭截面中设置竖向加劲肋和构造钢筋笼。内隔板的厚度宜符合本规范第 7.1.3 条宽厚比的规定，构造钢筋笼纵筋的最小配筋率不宜小于柱截面或分隔后封闭截面面积的 0.3%。

7.3.3 每层矩形钢管混凝土柱下部的钢管壁上应对称设置两个排气孔，孔径宜为 20mm。

7.3.4 焊接矩形钢管上、下柱的对接焊缝应采用坡口全熔透焊缝。

7.4 柱脚设计及构造

I 一般规定

7.4.1 矩形钢管混凝土柱可根据不同的受力特点采用埋入式柱脚或非埋入式柱脚，且应符合本规范第 6.5.1 条的规定。

7.4.2 无地下室或仅有一层地下室的矩形钢管混凝土柱的埋入式柱脚，其在基础底板（承台）中的埋置深度除应符合本规范第 7.4.4 条规定外，尚不应小于矩形钢管柱长边尺寸的 2.0 倍。

7.4.3 矩形钢管混凝土偏心受压柱嵌固端以下有两层及两层以上地下室时，可将矩形钢管混凝土柱伸入基础底板，也可伸至基础底板顶面。当伸至基础底板顶面时，柱脚锚栓应锚入基础，且应符合锚固规定，柱脚应按非埋入式柱脚计算其受压、受弯和受剪承载力。

II 埋入式柱脚

7.4.4 矩形钢管混凝土偏心受压柱，其埋入式柱脚的埋置深度应符合下式规定：

$$h_B \geq 2.5 \sqrt{\frac{M}{bf_c}} \quad (7.4.4)$$

式中: h_B ——矩形钢管混凝土柱埋置深度;

M ——埋入式柱脚弯矩设计值;

f_c ——基础底板混凝土抗压强度设计值;

b ——矩形钢管混凝土柱垂直于计算弯曲平面方向的柱边长。

7.4.5 矩形钢管混凝土偏心受压柱, 其埋入式柱脚在柱轴向压力作用下, 基础底板的局部受压承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关局部受压承载力计算的规定。

7.4.6 矩形钢管混凝土偏心受压柱, 其埋入式柱脚在柱轴向压力作用下, 基础底板受冲切承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关受冲切承载力计算的规定。

7.4.7 矩形钢管混凝土偏心受拉柱, 其埋入式柱脚的埋置深度应符合本规范第 7.4.2 条、第 7.4.4 条的规定。基础底板在轴向拉力作用下的受冲切计算应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关受冲切承载力计算的规定, 计算中冲切面高度应取钢管的埋置深度。

7.4.8 矩形钢管混凝土柱埋入式柱脚的钢管底板厚度, 不应小于柱脚钢管壁的厚度, 且不宜小于 25mm。

7.4.9 矩形钢管混凝土柱埋入式柱脚的埋置深度范围内的钢管壁外侧应设置栓钉, 栓钉的直径不宜小于 19mm, 水平和竖向间距不宜大于 200mm, 栓钉离侧边不宜小于 50mm 且不宜大于 100mm。

7.4.10 矩形钢管混凝土柱埋入式柱脚, 在其埋入部分的顶面位置, 应设置水平加劲肋, 加劲肋的厚度不宜小于 25mm, 且加劲肋应留有混凝土浇筑孔。

7.4.11 矩形钢管混凝土柱埋入式柱脚钢管底板处的锚栓埋置深度, 应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的

规定。

III 非埋入式柱脚

7.4.12 矩形钢管混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚宜采用由矩形环底板、加劲肋和刚性锚栓组成的柱脚（图 7.4.12）。

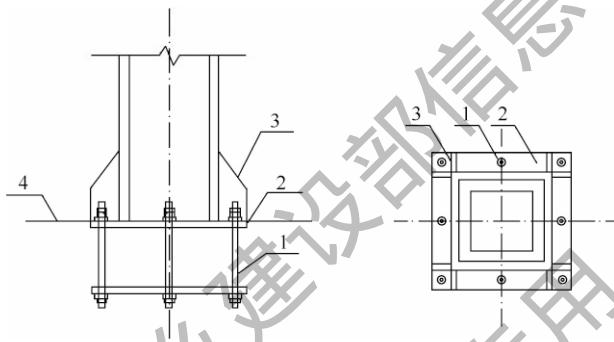


图 7.4.12 矩形钢管混凝土柱非埋入式柱脚

1—锚栓；2—矩形环底板；3—加劲肋；4—基础顶面

7.4.13 矩形钢管混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚在柱脚底板截面处的锚栓配置，应符合下列偏心受压正截面承载力计算规定：

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq \alpha_1 f_c b_a x - 0.75 \sigma_{sa} A_{sa} \quad (7.4.13-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b_a x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (7.4.13-2)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (\alpha_1 f_c b_a x - 0.75 \sigma_{sa} A_{sa}) \quad (7.4.13-3)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\alpha_1 f_c b_a x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \right] \quad (7.4.13-4)$$

$$e = e_i + \frac{h_a}{2} - a \quad (7.4.13-5)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (7.4.13-6)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (7.4.13-7)$$

$$h_0 = h_a - a_{sa} \quad (7.4.13-8)$$

3 受拉一侧锚栓应力 σ_{sa} 可按下列规定计算：

- 1) 当 $x \leq \xi_b h_0$ 时, $\sigma_{sa} = f_{sa}$;
- 2) 当 $x > \xi_b h_0$ 时,

$$\sigma_{sa} = \frac{f_{sa}}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_0} - \beta_1 \right) \quad (7.4.13-9)$$

- 3) ξ_b 可按下式计算:

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_{sa}}{0.003 E_{sa}}} \quad (7.4.13-10)$$

式中: N —非埋入式柱脚底板截面处轴向压力设计值;

M —非埋入式柱脚底板截面处弯矩设计值;

e —轴向力作用点至受拉一侧锚栓合力点之间的距离;

e_0 —轴向力对截面重心的偏心距;

e_a —附加偏心距, 应按本规范第 7.2.4 条规定计算;

A_{sa} —受拉一侧锚栓截面面积;

f_{sa} —锚栓强度设计值;

E_{sa} —锚栓弹性模量;

a_{sa} —受拉一侧锚栓合力点至柱脚底板近边的距离;

b_a 、 h_a —柱脚底板宽度、高度;

h_0 —柱脚底板截面有效高度;

x —混凝土受压区高度;

σ_{sa} —受拉一侧锚栓的应力值;

α_1 —受压区混凝土压应力影响系数, 按本规范第 5.1.1 条取值;

β_1 —受压区混凝土应力图形影响系数, 按本规范第 5.1.1 条取值。

7.4.14 矩形钢管混凝土偏心受压柱, 其非埋入式柱脚在柱轴向压力作用下, 基础底板局部受压承载力应符合现行国家标准《混

凝土结构设计规范》GB 50010 中有关局部受压承载力计算的规定。

7.4.15 矩形钢管混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚在柱轴向压力作用下，基础底板受冲切承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关受冲切承载力计算的规定。

7.4.16 矩形钢管混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚底板截面处的偏心受压正截面承载力不符合本规范第 7.4.13 条规定时，可在钢管周围外包钢筋混凝土增大柱截面，并配置计算所需的纵向钢筋及构造规定的箍筋。外包钢筋混凝土应延伸至基础底板以上一层的层高范围，其纵筋锚入基础底板的锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定，钢筋端部应设置弯钩。钢管壁外侧应按本规范第 7.4.9 条设置栓钉。

7.4.17 矩形钢管混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚底板截面处的受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 柱脚矩形环底板下不设置抗剪连接件时

$$V \leq 0.4N_B + 1.5f_t A_{cl} \quad (7.4.17-1)$$

2 柱脚矩形环底板下设置抗剪连接件时

$$V \leq 0.4N_B + 1.5f_t A_{cl} + 0.58f_a A_{wa} \quad (7.4.17-2)$$

3 柱脚矩形环底板内的核心混凝土中设置钢筋笼时

$$V \leq 0.4N_B + 1.5f_t A_{cl} + 0.5f_y A_{sl} \quad (7.4.17-3)$$

$$N_B = N \frac{E_a A_a}{E_c A_c + E_a A_a} \quad (7.4.17-4)$$

式中： V ——非埋入式柱脚底板截面处的剪力设计值；

N_B ——矩形环底板按弹性刚度分配的轴向压力设计值；

N ——柱脚底板截面处与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值；

A_{cl} ——矩形钢管混凝土柱环形底板内上下贯通的核心混凝土截面面积；

A_c ——矩形钢管混凝土柱内填混凝土截面面积；

A_a ——矩形钢管混凝土柱钢管壁截面面积；

- A_{wa} ——矩形环底板下抗剪连接件型钢腹板的受剪截面面积；
 A_{sl} ——矩形环底板内核心混凝土中配置的纵向钢筋截面面积；
 f_a ——抗剪连接件的抗拉强度设计值；
 f_y ——纵向钢筋抗拉强度设计值；
 f_t ——矩形钢管混凝土柱环形底板内核心混凝土抗拉强度设计值。

7.4.18 矩形钢管混凝土偏心受压柱，采用矩形环板的非埋入式柱脚构造应符合下列规定：

- 1 矩形环板的厚度不宜小于钢管壁厚的 1.5 倍，宽度不宜小于钢管壁厚的 6 倍；
- 2 锚栓直径不宜小于 25mm，间距不宜大于 200mm，锚栓锚入基础的长度不宜小于 40 倍锚栓直径和 1000mm 的较大值；
- 3 钢管壁外加劲肋厚度不宜小于钢管壁厚，加劲肋高度不宜小于柱脚板外伸宽度的 2 倍，加劲肋间距不应大于柱脚底板厚度的 10 倍。

7.5 梁柱节点计算及构造

I 承载力计算

7.5.1 考虑地震作用的矩形钢管混凝土框架梁柱节点，其内力设计值应按本规范第 6.6.1 条的规定计算。

7.5.2 在各种结构体系中，矩形钢管混凝土柱与框架梁或转换梁形成的框架梁柱节点，其框架梁或转换梁宜采用钢梁、型钢混凝土梁，也可采用钢筋混凝土梁。

7.5.3 带内隔板的矩形钢管混凝土柱与钢梁的刚性焊接节点，其框架节点受剪承载力应按下列公式计算（图 7.5.3）：

$$V_j = \frac{2N_y h_c + 4M_{uw} + 4M_{uj} + 0.5N_{cv}h_c}{h_b} \quad (7.5.3-1)$$

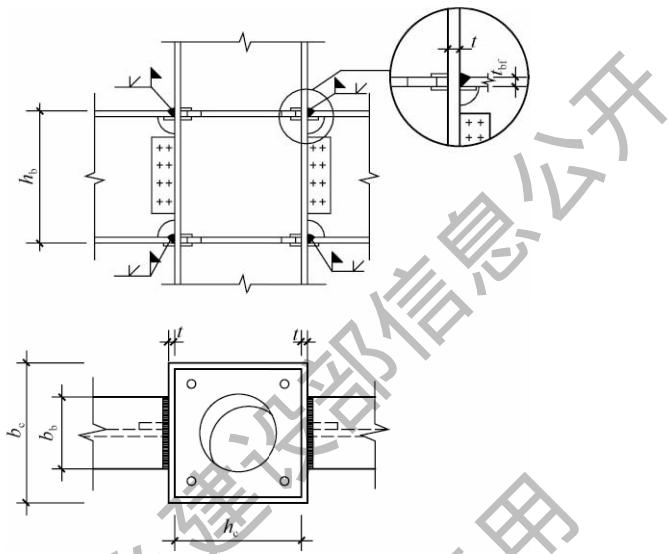


图 7.5.3 带内隔板的刚性节点示意

$$N_y = \min\left(\frac{a_c h_b f_w}{\sqrt{3}}, \frac{t h_b f_a}{\sqrt{3}}\right) \quad (7.5.3-2)$$

$$M_{uw} = \frac{h_b^2 t [1 - \cos(\sqrt{3} h_c / h_b)] f_w}{6} \quad (7.5.3-3)$$

$$M_{uj} = \frac{1}{4} b_c t_j^2 f_j \quad (7.5.3-4)$$

$$N_{cv} = \frac{2 b_c h_c f_c}{4 + \left(\frac{h_c}{h_b}\right)^2} \quad (7.5.3-5)$$

式中: V_j —— 梁柱节点剪力设计值;

M_{uw} —— 焊缝受弯承载力;

M_{uj} —— 内隔板受弯承载力;

N_{cv} —— 核心混凝土上受剪承载力;

t, t_j —— 钢管壁、钢管内隔板厚度;

f_w, f_a, f_j —— 焊缝、柱钢管壁、内隔板抗拉强度设计值;

b_c, h_c —— 矩形钢管内填混凝土截面宽度、高度;

h_b —— 钢梁高度;

a_c ——钢梁翼缘与钢管柱壁的有效焊缝厚度。

II 梁柱节点形式

7.5.4 矩形钢管混凝土柱与钢梁的连接可采用下列形式：

1 带牛腿内隔板式刚性连接：矩形钢管内设横隔板，钢管外焊接钢牛腿，钢梁翼缘应与牛腿翼缘焊接，钢梁腹板与牛腿腹板宜采用摩擦型高强螺栓连接（图 7.5.4-1）。

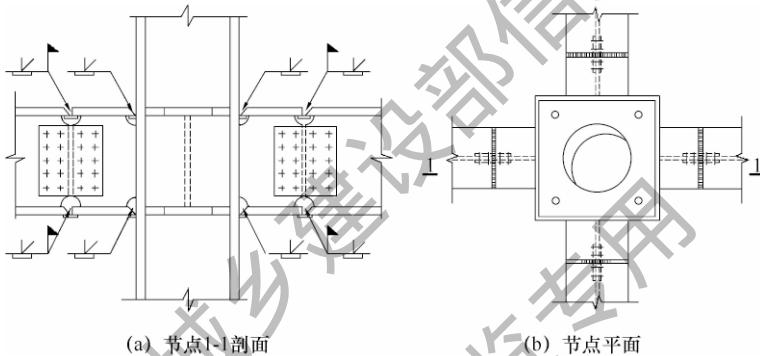


图 7.5.4-1 带牛腿内隔板式梁柱连接示意

2 内隔板式刚性连接：矩形钢管内设横隔板，钢梁翼缘应与钢管壁焊接，钢梁腹板与钢管壁宜采用摩擦型高强螺栓连接（图 7.5.4-2）。

3 外环板式刚性连接：钢管外焊接环形牛腿，钢梁翼缘应与环板焊接，钢梁腹板与牛腿腹板宜采用摩擦型高强螺栓连接；环板挑出宽度 c 应符合下列规定（图 7.5.4-3）：

$$100\text{mm} \leqslant c \leqslant 15t_j\sqrt{235/f_{ak}} \quad (7.5.4)$$

式中： t_j ——外环板厚度；

f_{ak} ——外环板钢材的屈服强度标准值。

4 外伸内隔板式刚性连接：矩形钢管内设贯通钢管壁的横隔板，钢管与隔板焊接，钢梁翼缘应与外伸内隔板焊接，钢梁腹板与钢管壁宜采用摩擦型高强度螺栓连接（图 7.5.4-4）。

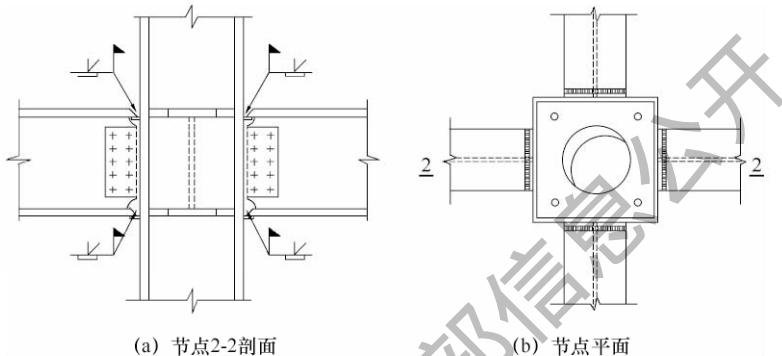


图 7.5.4-2 内隔板式梁柱连接示意

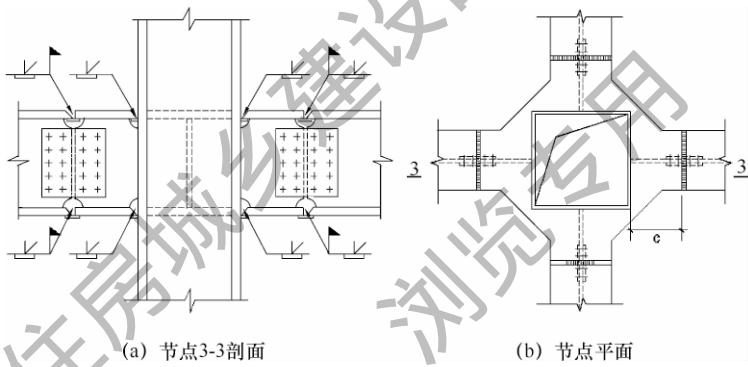


图 7.5.4-3 外隔板式梁柱连接示意

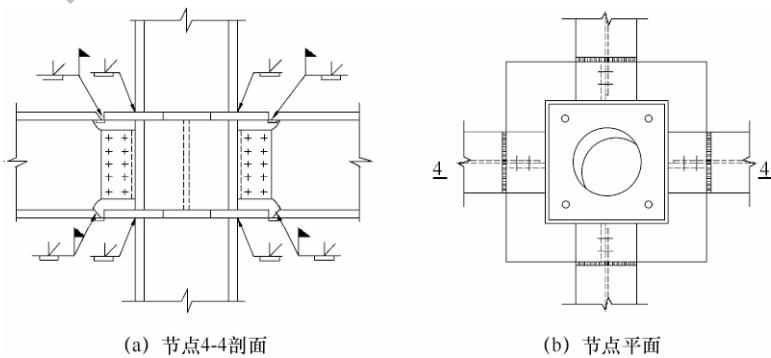


图 7.5.4-4 外伸内隔板式梁柱连接示意

7.5.5 矩形钢管混凝土柱与型钢混凝土梁的连接可采用焊接牛腿式连接节点，梁内型钢可通过变截面牛腿与柱焊接，梁纵筋应与钢牛腿可靠焊接，钢管柱内对应牛腿翼缘位置应设置横隔板，其厚度应与牛腿翼缘等厚。节点的受剪承载力可按本规范第7.5.3条规定计算（图7.5.5）。

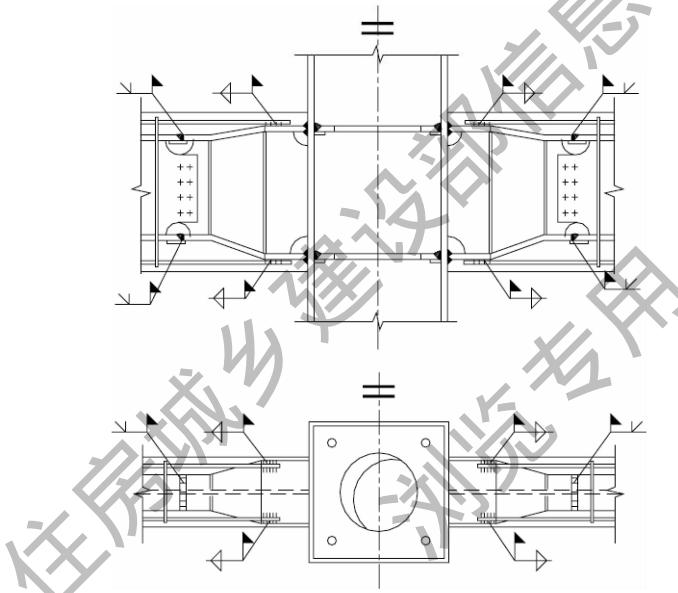


图7.5.5 型钢混凝土梁与矩形钢管混凝土柱连接节点示意

7.5.6 矩形钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁的连接可采用焊接牛腿式连接节点，其钢牛腿高度不宜小于0.7倍梁高，长度不宜小于1.5倍梁高；牛腿上下翼缘和腹板的两侧应设置栓钉，间距不宜大于200mm；梁纵筋与钢牛腿应可靠焊接。钢管柱内对应牛腿翼缘位置应设置横隔板，其厚度应与牛腿翼缘等厚。梁端应设置箍筋加密区，箍筋加密区范围除钢牛腿长度以外，尚应从钢牛腿外端点处为起点并符合箍筋加密区长度的规定；加密区箍筋构造应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011和《混

凝土结构设计规范》GB 50010 的规定（图 7.5.6）。

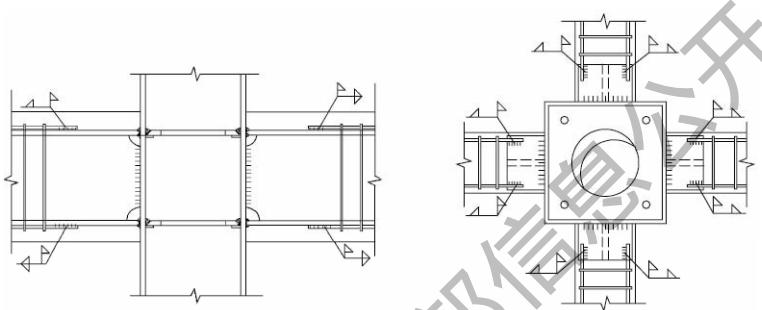


图 7.5.6 钢筋混凝土梁与矩形钢管混凝土柱焊接牛腿式连接节点示意

7.5.7 矩形钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁采用钢牛腿连接时，其梁端抗剪及抗弯均应由牛腿承担。

III 构造措施

7.5.8 当矩形钢管混凝土柱与梁刚接，且钢管为四块钢板焊接时，钢管角部的拼接焊缝在节点区以及框架梁上、下不小于 600mm 以及底层柱柱根以上 1/3 柱净高范围内应采用全熔透焊缝，其余部位可采用部分熔透焊缝。钢梁的上、下翼缘与牛腿、隔板或柱焊接时，应采用全熔透坡口焊缝，且应在梁上、下翼缘的底面设置焊接衬板。抗震设计时，对采用与柱面直接连接的刚接节点，梁下翼缘焊接用的衬板在翼缘施焊完毕后，应在底面与柱相连处用角焊缝沿衬板全长焊接，或将衬板割除再补焊焊根。当柱钢管壁较薄时，在节点处应加强以利于与钢梁焊接。

7.5.9 矩形钢管混凝土柱短边尺寸不小于 1500mm 时，钢管角部拼接焊缝应沿柱全高采用全熔透焊缝。

7.5.10 当设防烈度为 8 度、场地为Ⅲ、Ⅳ类或设防烈度为 9 度时，柱与钢梁的刚性连接宜采用能将梁塑性铰外移的连接方式。

7.5.11 当钢梁与柱为铰接连接时，钢梁翼缘与钢管可不焊接。腹板连接宜采用内隔板式连接形式。

7.5.12 矩形钢管混凝土柱内隔板厚度应符合板件的宽厚比限值，且不应小于钢梁翼缘厚度。钢管外隔板厚度不应小于钢梁翼缘厚度。

7.5.13 矩形钢管混凝土柱内竖向隔板与柱的焊接在节点区和框架梁上、下 600mm 范围应采用坡口全熔透焊。

住房城乡建设部信息公
示浏览专用

8 圆形钢管混凝土框架柱和转换柱

8.1 一般规定

8.1.1 圆形钢管混凝土框架柱和转换柱的钢管外直径不宜小于400mm，壁厚不宜小于8mm。

8.1.2 圆形钢管混凝土框架柱和转换柱的套箍指标 θ 宜取0.5～2.5；套箍指标应按下式计算：

$$\theta = \frac{f_a A_a}{f_c A_c} \quad (8.1.2)$$

式中： A_c 、 f_c ——钢管内的核心混凝土横截面面积、抗压强度设计值；

A_a 、 f_a ——钢管的横截面面积、抗拉和抗压强度设计值。

8.1.3 圆形钢管混凝土框架柱和转换柱的钢管外直径与钢管壁厚之比 D/t 应符合下式规定（图8.1.3）：

$$D/t \leqslant 135(235/f_{ak}) \quad (8.1.3)$$

式中： D ——钢管外直径；

t ——钢管壁厚；

f_{ak} ——钢管的抗拉强度标准值。

8.1.4 圆形钢管混凝土框架柱和转换

柱的等效计算长度与钢管外直径之比 L_e/D 不宜大于20。

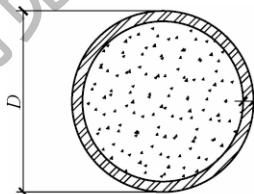


图8.1.3 圆形钢管混凝土柱截面

8.2 承载力计算

8.2.1 圆形钢管混凝土轴心受压柱的正截面受压承载力应符合下列规定：

1 持久、短暂设计状况

当 $\theta \leq [\theta]$ 时：

$$N \leq 0.9\varphi_l f_c A_c (1 + \alpha\theta) \quad (8.2.1-1)$$

当 $\theta > [\theta]$ 时：

$$N \leq 0.9\varphi_l f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \quad (8.2.1-2)$$

2 地震设计状况

当 $\theta \leq [\theta]$ 时：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [0.9\varphi_l f_c A_c (1 + \alpha\theta)] \quad (8.2.1-3)$$

当 $\theta > [\theta]$ 时：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [0.9\varphi_l f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta)] \quad (8.2.1-4)$$

式中： N —— 圆形钢管混凝土柱的轴向压力设计值；

α —— 与混凝土强度等级有关的系数，按表 8.2.1 取值；

$[\theta]$ —— 与混凝土强度等级有关的套箍指标界限值，按表 8.2.1 取值；

φ_l —— 考虑长细比影响的承载力折减系数，按本规范第 8.2.2 条计算。

8.2.2 圆形钢管混凝土轴心受压柱考虑长细比影响的承载力折减系数 φ_l 应按下列公式计算：

当 $L_e/D > 4$ 时：

$$\varphi_l = 1 - 0.115\sqrt{L_e/D - 4} \quad (8.2.2-1)$$

当 $L_e/D \leq 4$ 时：

$$\varphi_l = 1 \quad (8.2.2-2)$$

$$L_e = \mu L \quad (8.2.2-3)$$

式中： L —— 柱的实际长度；

D —— 钢管的外直径；

L_e —— 柱的等效计算长度；

μ —— 考虑柱端约束条件的计算长度系数，根据梁柱刚度的比值，按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 确定。

表 8.2.1 系数 α 、套箍指标界限值 $[\theta]$

混凝土等级	$\leq C50$	$C55 \sim C80$
α	2.00	1.8
$[\theta] = \frac{1}{(\alpha - 1)^2}$	1.00	1.56

8.2.3 圆形钢管混凝土偏心受压框架柱和转换柱的正截面受压承载力应符合下列规定：

1 持久、短暂设计状况

当 $\theta \leq [\theta]$ 时：

$$N \leq 0.9\varphi_l\varphi_e f_c A_c (1 + \alpha\theta) \quad (8.2.3-1)$$

当 $\theta > [\theta]$ 时：

$$N \leq 0.9\varphi_l\varphi_e f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \quad (8.2.3-2)$$

2 地震设计状况

当 $\theta \leq [\theta]$ 时：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [0.9\varphi_l\varphi_e f_c A_c (1 + \alpha\theta)] \quad (8.2.3-3)$$

当 $\theta > [\theta]$ 时：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [0.9\varphi_l\varphi_e f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta)] \quad (8.2.3-4)$$

3 $\varphi_l\varphi_e$ 应符合下式规定：

$$\varphi_l\varphi_e \leq \varphi_0 \quad (8.2.3-5)$$

式中： φ_e —— 考虑偏心率影响的承载力折减系数，按本规范第 8.2.4 条计算；

φ_l —— 考虑长细比影响的承载力折减系数，按本规范第 8.2.5 条计算；

φ_0 —— 按轴心受压柱考虑的长细比影响的承载力折减系数 φ_1 值，按本规范第 8.2.2 条计算。

8.2.4 圆形钢管混凝土框架柱和转换柱考虑偏心率影响的承载力折减系数 φ_e ，应按下列公式计算：

当 $e_0/r_c \leq 1.55$ 时：

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + 1.85 \frac{e_0}{r_c}} \quad (8.2.4-1)$$

当 $e_0/r_c > 1.55$ 时：

$$\varphi_e = \frac{1}{3.92 - 5.16\varphi_l + \varphi_l \frac{e_0}{0.3r_c}} \quad (8.2.4-2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (8.2.4-3)$$

式中： e_0 ——柱端轴向压力偏心距之较大值；

r_c ——核心混凝土横截面的半径；

M ——柱端较大弯矩设计值；

N ——轴向压力设计值。

8.2.5 圆形钢管混凝土偏心受压框架柱和转换柱考虑长细比影响的承载力折减系数 φ_l 应按下列公式计算：

当 $L_e/D > 4$ 时：

$$\varphi_l = 1 - 0.115\sqrt{L_e/D - 4} \quad (8.2.5-1)$$

当 $L_e/D \leqslant 4$ 时：

$$\varphi_l = 1 \quad (8.2.5-2)$$

$$L_e = \mu k L \quad (8.2.5-3)$$

式中： k ——考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数，按本规范第 8.2.6 条计算。

8.2.6 圆形钢管混凝土框架柱和转换柱考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数 k ，应按下列公式计算（图 8.2.6）：

1 无侧移

$$k = 0.5 + 0.3\beta + 0.2\beta^2 \quad (8.2.6-1)$$

$$\beta = M_1/M_2 \quad (8.2.6-2)$$

2 有侧移

当 $e_0/r_c \leqslant 0.8$ 时：

$$k = 1 - 0.625e_0/r_c \quad (8.2.6-3)$$

当 $e_0/r_c > 0.8$ 时：

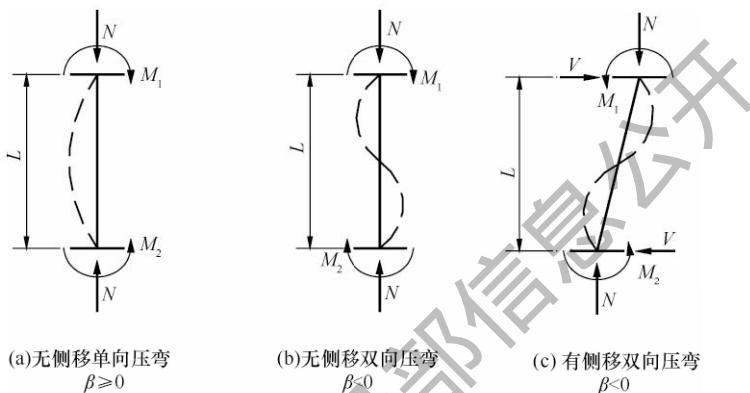


图 8.2.6 框架有无侧移示意图

$$k = 0.5 \quad (8.2.6-4)$$

式中: β ——柱两端弯矩设计值之绝对值较小者 M_1 与较大者 M_2 的比值; 单向压弯时, β 为正值; 双曲压弯时, β 为负值。

8.2.7 圆形钢管混凝土轴心受拉柱的正截面受拉承载力应符合下列公式的规定:

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq f_a A_a \quad (8.2.7-1)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} f_a A_a \quad (8.2.7-2)$$

8.2.8 圆形钢管混凝土偏心受拉框架柱和转换柱的正截面受拉承载力应符合下列公式的规定:

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ut}} + \frac{e_0}{M_u}} \quad (8.2.8-1)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{N_{ut}} + \frac{e_0}{M_u} \right] \quad (8.2.8-2)$$

3 N_{ut} 、 M_u 按下列公式计算

$$N_{ut} = f_a A_a \quad (8.2.8-3)$$

$$M_u = 0.3 r_c N_0 \quad (8.2.8-4)$$

当 $\theta \leq [\theta]$ 时：

$$N_0 = 0.9 f_c A_c (1 + \alpha \theta) \quad (8.2.8-5)$$

当 $\theta > [\theta]$ 时：

$$N_0 = 0.9 f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \quad (8.2.8-6)$$

式中： N ——圆形钢管混凝土柱轴向拉力设计值；

M ——圆形钢管混凝土柱柱端较大弯矩设计值；

N_{ut} ——圆形钢管混凝土柱轴心受拉承载力计算值；

M_u ——圆形钢管混凝土柱正截面受弯承载力计算值；

N_0 ——圆形钢管混凝土轴心受压短柱的承载力计算值。

8.2.9 圆形钢管混凝土框架柱和转换柱轴力为 0 的正截面受弯承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$M \leq M_u \quad (8.2.9-1)$$

2 地震设计状况

$$M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} M_u \quad (8.2.9-2)$$

式中： M_u ——圆形钢管混凝土柱正截面受弯承载力计算值，按本规范第 8.2.8 条计算。

8.2.10 圆形钢管混凝土偏心受压框架柱和转换柱，当剪跨小于柱直径 D 的 2 倍时，应验算其斜截面受剪承载力。斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq [0.2 f_c A_c (1 + 3\theta) + 0.1 N] \left(1 - 0.45 \sqrt{\frac{a}{D}} \right) \quad (8.2.10-1)$$

2 地震设计状况

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [0.2 f_c A_c (0.8 + 3\theta) + 0.1 N] \left(1 - 0.45 \sqrt{\frac{a}{D}}\right) \quad (8.2.10-2)$$

$$a = \frac{M}{V} \quad (8.2.10-3)$$

式中: V ——柱剪力设计值;

N ——与剪力设计值对应的轴向力设计值;

M ——与剪力设计值对应的弯矩设计值;

D ——钢管混凝土柱的外径;

a ——剪跨。

8.2.11 考虑地震作用组合的圆形钢管混凝土框架柱和转换柱的内力设计值应按本规范第 6.2.8~6.2.12 条的规定计算。

8.3 构造措施

8.3.1 圆形钢管混凝土柱与钢梁、型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁的连接宜采用刚性连接, 圆形钢管混凝土柱与钢梁也可采用铰接连接。对于刚性连接, 柱内或柱外应设置与梁上、下翼缘位置对应的水平加劲肋, 设置在柱内的水平加劲肋应留有混凝土浇筑孔; 设置在柱外的水平加劲肋应形成加劲环肋。加劲肋的厚度与钢梁翼缘等厚, 且不宜小于 12mm。

8.3.2 圆形钢管混凝土柱的直径大于或等于 2000mm 时, 宜采取在钢管内设置纵向钢筋和构造箍筋形成芯柱等有效构造措施, 减少钢管内混凝土收缩对其受力性能的影响。

8.3.3 焊接圆形钢管的焊缝应采用坡口全熔透焊缝。

8.4 柱脚设计及构造

I 一般规定

8.4.1 圆形钢管混凝土柱可根据不同的受力特点采用埋入式柱

脚或非埋入式柱脚，且应符合本规范第 6.5.1 条的规定。

8.4.2 无地下室或仅有一层地下室的圆形钢管混凝土柱的埋入式柱脚，其在基础中的埋置深度除应符合本规范第 8.4.4 条计算规定外，尚不应小于圆形钢管直径的 2.5 倍。

8.4.3 圆形钢管混凝土偏心受压柱嵌固端以下有两层及两层以上地下室时，可将圆形钢管混凝土柱伸入基础底板，也可伸至基础底板顶面。当伸至基础底板顶面时，柱脚锚栓应锚入基础，且应符合锚固规定，柱脚应按非埋入式柱脚计算其受压、受弯和受剪承载力。

II 埋入式柱脚

8.4.4 圆形钢管混凝土偏心受压柱，其埋入式柱脚的埋置深度应符合下式规定：

$$h_B \geqslant 2.5 \sqrt{\frac{M}{0.4Df_c}} \quad (8.4.4)$$

式中： h_B —— 圆形钢管混凝土柱埋置深度；

M —— 埋入式柱脚弯矩设计值；

D —— 钢管柱外直径。

8.4.5 圆形钢管混凝土偏心受压柱，其埋入式柱脚在柱轴向压力作用下，基础底板的局部受压承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关局部受压承载力计算的规定。

8.4.6 圆形钢管混凝土偏心受压柱，其埋入式柱脚在柱轴向压力作用下，基础底板受冲切承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中的有关受冲切承载力计算的规定。

8.4.7 圆形钢管混凝土偏心受拉柱，其埋入式柱脚的埋置深度应符合本规范第 8.4.2 条、第 8.4.4 条的规定。基础底板在柱轴向拉力作用下的受冲切计算应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关受冲切承载力计算的规定，计算中冲切面高度可取钢管的埋置深度。

8.4.8 圆形钢管混凝土柱埋入式柱脚的柱脚底板厚度不应小于圆形钢管壁厚，且不应小于25mm。

8.4.9 圆形钢管混凝土柱埋入式柱脚的埋置深度范围内的钢管壁外侧应设置栓钉，栓钉的直径不宜小于19mm，水平和竖向间距不宜大于200mm。

8.4.10 圆形钢管混凝土柱埋入式柱脚，在其埋入部分的顶面位置，应设置水平加劲肋，加劲肋的厚度不宜小于25mm，且加劲肋应留有混凝土浇筑孔。

8.4.11 圆形钢管混凝土柱埋入式柱脚钢管底板处的锚栓埋置深度，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

III 非埋入式柱脚

8.4.12 圆形钢管混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚底板宜采用由环形底板、加劲肋和刚性锚栓组成的端承式柱脚（图8.4.12）。

8.4.13 圆形钢管混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚在柱脚底

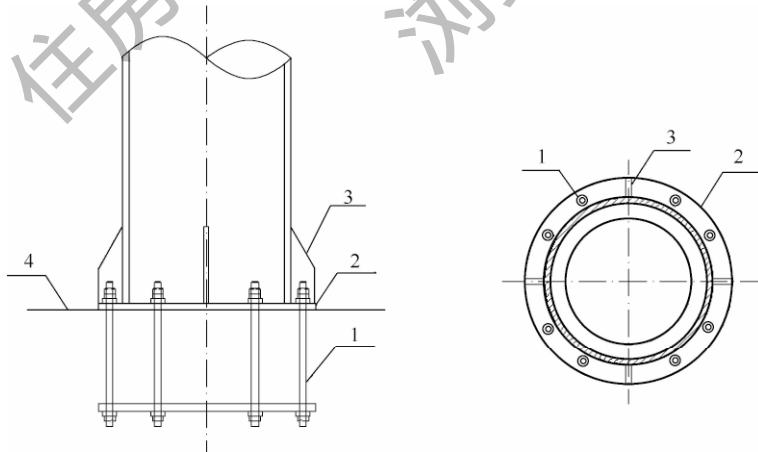


图 8.4.12 圆形钢管混凝土柱非埋入式柱脚

1—锚栓；2—环形底板；3—加劲肋；4—基础顶面

板截面处的锚栓配置，应符合下列偏心受压正截面承载力计算公式的规定（图 8.4.13）：

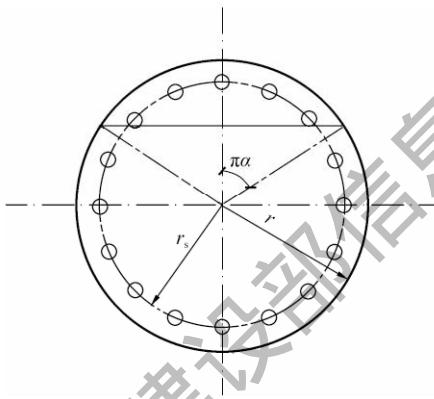


图 8.4.13 柱脚环形底板锚栓配置计算

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq \alpha \alpha_1 f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) - 0.75 \alpha_t f_{sa} A_{sa} \quad (8.4.13-1)$$

$$Ne_i \leq \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + 0.75 f_{sa} A_{sa} r_s \frac{\sin \pi\alpha_t}{\pi} \quad (8.4.13-2)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\alpha \alpha_1 f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) - 0.75 \alpha_t f_{sa} A_{sa} \right] \quad (8.4.13-3)$$

$$Ne_i \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{2}{3} \alpha_1 f_c A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + 0.75 f_{sa} A_{sa} r_s \frac{\sin \pi\alpha_t}{\pi} \right] \quad (8.4.13-4)$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (8.4.13-5)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (8.4.13-6)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (8.4.13-7)$$

式中：N——柱脚底板截面处轴向压力设计值；

M ——柱脚底板截面处弯矩设计值；
 e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距；
 e_a ——考虑荷载位置不定性、材料不均匀、施工偏差等引起的附加偏心距；按本规范第 6.2.4 条规定计算；
 A_{sa} ——锚栓总截面面积；
 A ——柱脚底板外边缘围成的圆形截面面积；
 r ——柱脚底板外边缘围成的圆形截面半径；
 r_s ——锚栓中心所在圆周半径；
 α ——对应于受压区混凝土截面面积的圆心角 (rad) 与 2π 的比值；
 α_t ——纵向受拉锚栓截面面积与总锚栓截面面积的比值，当 α_t 大于 0.625 时，取 α_t 为 0；
 f_{sa} ——锚栓强度设计值；
 α_1 ——受压区混凝土压应力影响系数，按本规范第 5.1.1 条取值；
 β_1 ——受压区混凝土应力图形影响系数，按本规范第 5.1.1 条取值。

8.4.14 圆形钢管混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚在轴向压力作用下，基础底板局部受压承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中的有关局部受压承载力计算的规定。

8.4.15 圆形钢管混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚在轴向压力作用下，基础底板受冲切承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中有关受冲切承载力计算的规定。

8.4.16 圆形钢管混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚底板截面处的偏心受压正截面承载力不符合本规范第 8.4.13 条计算规定时，可在钢管周围外包钢筋混凝土增大柱截面，并配置计算所需的纵向钢筋及构造规定的箍筋。外包钢筋混凝土应延伸至基础底板以上一层的层高范围，其纵筋锚入基础底板的锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定，钢筋端

部应设置弯钩。钢管壁外侧应按本规范第 8.4.9 条规定设置栓钉。

8.4.17 圆形钢管混凝土偏心受压柱，其非埋入式柱脚底板截面处的受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 柱脚环形底板下不设置抗剪连接件时

$$V \leq 0.4N_B + 1.5f_t A_{cl} \quad (8.4.17-1)$$

2 柱脚环形底板下设置抗剪连接件时

$$V \leq 0.4N_B + 1.5f_t A_{cl} + 0.58f_a A_{wa} \quad (8.4.17-2)$$

3 柱脚环形底板内的核心混凝土中设置芯柱时

$$V \leq 0.4N_B + 1.5f_t A_{cl} + 0.5f_y A_{sl} \quad (8.4.17-3)$$

$$N_B = N \frac{E_a A_a}{E_c A_c + E_a A_a} \quad (8.4.17-4)$$

式中： V ——非埋入式柱脚底板截面处的剪力设计值；

N_B ——环形底板按弹性刚度分配的轴向压力设计值；

N ——柱脚底板截面处与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值；

A_{cl} ——环形底板内上下贯通的核心混凝土截面面积；

A_c ——圆形钢管混凝土柱内填混凝土截面面积；

A_a ——圆形钢管截面面积；

A_{wa} ——环形底板下抗剪连接件型钢腹板的受剪截面面积；

A_{sl} ——环形底板内核心混凝土中配置的纵向钢筋截面面积；

f_a ——抗剪连接件的抗压强度设计值；

f_y ——环形底板内核心混凝土中配置的纵向钢筋抗压强度设计值；

f_t ——环形底板内核心混凝土抗拉强度设计值。

8.4.18 圆形钢管混凝土偏心受压柱，采用环形底板的非埋入式柱脚构造宜符合下列规定：

1 环形底板的厚度不宜小于钢管壁厚的 1.5 倍，且不应小

于 20mm；

2 环形底板的宽度不宜小于钢管壁厚的 6 倍；且不应小于 100mm；

3 钢管壁外加劲肋厚度不宜小于钢管壁厚，加劲肋高度不宜小于柱脚板外伸宽度的 2 倍，加劲肋间距不应大于柱脚底板厚度的 10 倍；

4 锚栓直径不宜小于 25mm，间距不宜大于 200mm，锚栓锚入基础的长度不宜小于 40 倍锚栓直径和 1000mm 的较大值。

8.5 梁柱节点形式及构造

8.5.1 在各种结构体系中，圆形钢管混凝土柱与框架梁或转换梁连接的梁柱节点，其框架梁或转换梁宜采用钢梁、型钢混凝土梁，也可采用钢筋混凝土梁。

8.5.2 圆形钢管混凝土柱与钢梁的连接可采用外加强环或内加强环形式，并应符合下列规定：

1 外加强环应是环绕柱的封闭钢环，外加强环与钢管外壁应采用全熔透焊缝连接，外加强环与钢梁应采用栓焊连接，环板厚度不宜小于钢梁翼缘厚度，宽度（ c ）不宜小于钢梁翼缘宽度的 0.7 倍（图 8.5.2-1）。

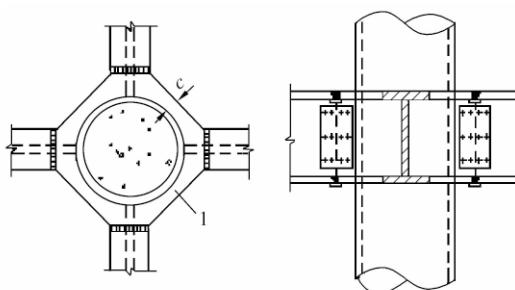


图 8.5.2-1 钢梁与圆形钢管混凝土柱外设置加强环连接构造

1—外加强环

2 内加强环与钢管外壁应采用全熔透焊缝连接；梁与柱可采用现场焊缝连接，也可以在柱上设置悬臂梁段现场拼接，型钢翼缘应采用全熔透焊缝，腹板宜采用摩擦型高强螺栓连接（图 8.5.2-2）。

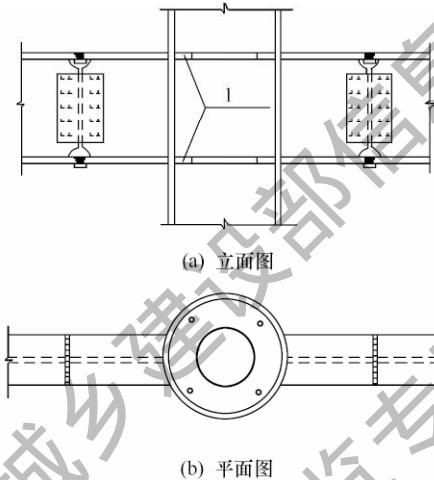


图 8.5.2-2 钢梁与圆形钢管混凝土柱设置内加强环连接构造
1—内加强环

8.5.3 圆形钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁连接时，钢管外剪力传递可采用环形牛腿或承重销；钢管混凝土柱与钢筋混凝土无梁楼板或井式密肋楼板连接时，钢管外剪力传递可采用台锥式环形深牛腿；其构造应符合下列规定：

1 环形牛腿或台锥式环形深牛腿由均匀分布的肋板和上、下加强环组成，肋板与钢管壁、加强环与钢管壁及肋板与加强环均可采用角焊缝连接；牛腿下加强环应预留直径不小于 50mm 的排气孔（图 8.5.3-1）。其受剪承载力宜按下列公式计算：

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}, V_{u5}\} \quad (8.5.3-1)$$

$$V_{u1} = \pi(D+b)b\beta_2 f_c \quad (8.5.3-2)$$

$$V_{u2} = nh_w t_w f_v \quad (8.5.3-3)$$

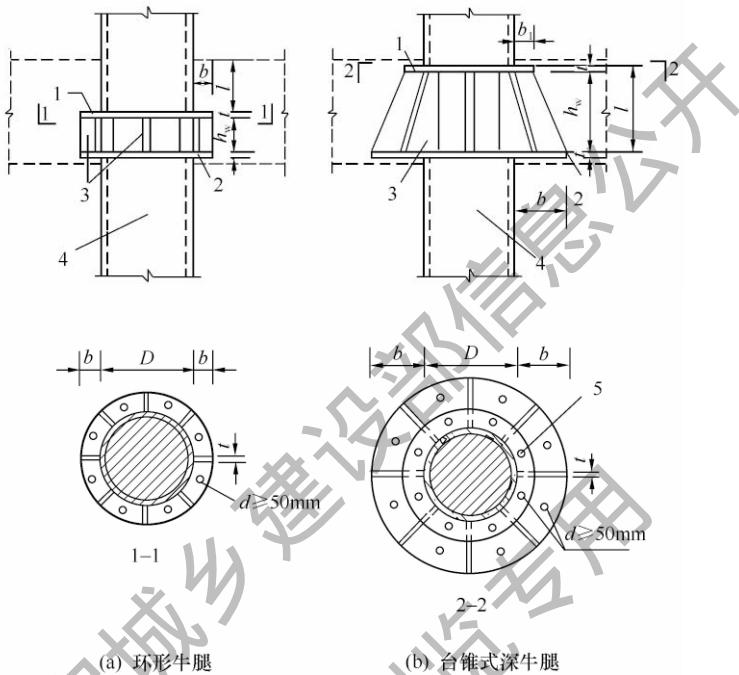


图 8.5.3-1 环形牛腿、台锥式深牛腿构造

1—上加强环；2—下加强环；3—腹板（肋板）；4—钢管混凝土柱；

5—根据上加强环宽确定是否开孔

$$V_{u3} = \sum l_w h_e f_f^w \quad (8.5.3-4)$$

$$V_{u4} = \pi(D + 2b)l \cdot 2f_t \quad (8.5.3-5)$$

$$V_{u5} = 4\pi t(h_w + t)f_a \quad (8.5.3-6)$$

式中： V_{u1} ——由环形牛腿支承面上的混凝土局部承压强度决定的受剪承载力；

V_{u2} ——由肋板抗剪强度决定的受剪承载力；

V_{u3} ——由肋板与管壁的焊接强度决定的受剪承载力；

V_{u4} ——由环形牛腿上部混凝土的直剪（或冲切）强度决定的受剪承载力；

V_{us} ——由环形牛腿上、下环板决定的受剪承载力；
 β_2 ——混凝土局部承压强度提高系数， β_2 可取为 1；
 D ——钢管的外径；
 b ——环板的宽度；
 l ——直剪面的高度；
 t ——环板的厚度；
 n ——肋板的数量；
 h_w ——肋板的高度；
 t_w ——肋板的厚度；
 f_v ——钢材的抗剪强度设计值；
 f_a ——钢材的抗拉（压）强度设计值；
 Σl_w ——肋板与钢管壁连接角焊缝的计算总长度；
 h_e ——角焊缝有效高度；
 f_l^w ——角焊缝的抗剪强度设计值。

2 钢管混凝土柱外径较大时，可采用承重销传递剪力。承重销的腹板和部分翼缘应深入柱内，其截面高度宜取梁截面高度的 0.5 倍，翼缘板穿过钢管壁不少于 50mm，钢管与翼缘板、钢管与穿心腹板应采用全熔透坡口焊缝连接，其余焊缝可采用角焊缝连接（图 8.5.3-2）。

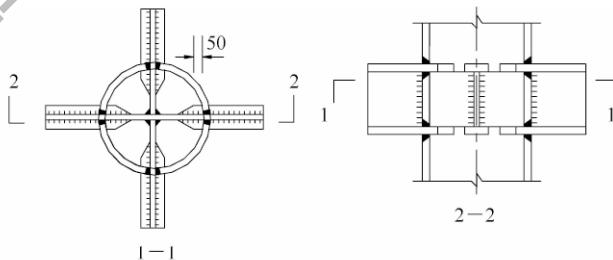


图 8.5.3-2 承重销构造

8.5.4 钢筋混凝土梁与圆形钢管混凝土柱的弯矩传递可采用设置钢筋混凝土环梁或纵向钢筋直接穿入梁柱节点，其构造应符合

下列规定：

1 钢筋混凝土环梁的配筋应由计算确定，环梁的构造应符合下列规定（图 8.5.4-1）：

- 1) 环梁截面高度宜比框架梁高 50mm；
- 2) 环梁的截面宽度不宜小于框架梁宽度；
- 3) 钢筋混凝土梁的纵向钢筋应伸入环梁，在环梁内的锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定；
- 4) 环梁上、下环筋的截面积，分别不应小于梁上、下纵筋截面积的 0.7 倍；
- 5) 环梁内、外侧应设置环向腰筋，其直径不宜小于 16mm，间距不宜大于 150mm；
- 6) 环梁按构造设置的箍筋直径不宜小于 10mm，外侧间距不宜大于 150 mm。

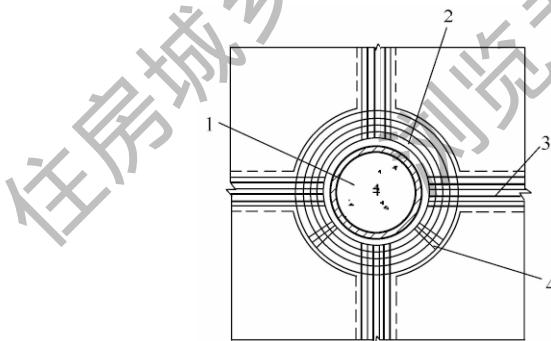


图 8.5.4-1 钢筋混凝土环梁构造示意图

- 1—钢管混凝土柱；2—主梁环筋；
3—框架梁纵筋；4—环梁箍筋

2 钢筋直接穿入梁柱节点时，宜采用双筋并股穿孔，钢管开孔的区段应采用内衬管段或外套管段与钢管壁紧贴焊接，衬（套）管的壁厚不应小于钢管的壁厚，穿筋孔的环向净距 s 不应小于孔的长径 b ，衬（套）管端面至孔边的净距 w 不应小于孔长

径 b 的 2.5 倍 (图 8.5.4-2)。

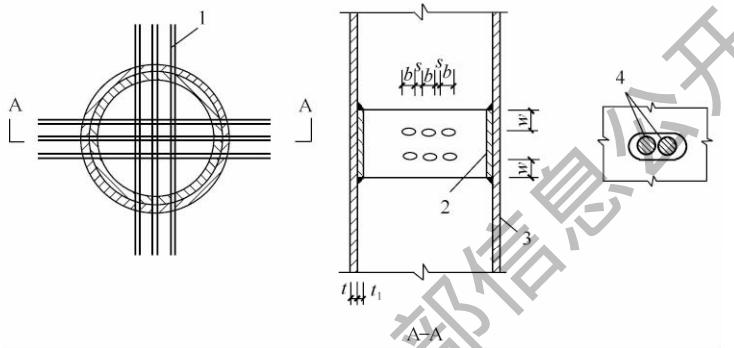


图 8.5.4-2 钢筋直接穿入梁柱节点构造示意图

1—双钢筋；2—内衬管段；3—柱钢管；4—双筋并股穿孔

住房城乡建设部指定选用
浏览专用

9 型钢混凝土剪力墙

9.1 承载力计算

9.1.1 型钢混凝土偏心受压剪力墙，其正截面受压承载力应符合下列规定（图 9.1.1）：

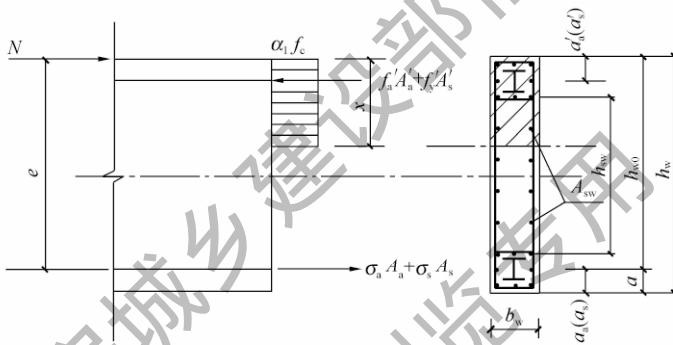


图 9.1.1 型钢混凝土偏心受压剪力墙正截面受压承载力计算参数示意

1 持久、短暂设计状况

$$N \leqslant \alpha_1 f_c b_w x + f'_a A'_a + f'_y A'_s - \sigma_a A_a - \sigma_s A_s + N_{sw} \quad (9.1.1-1)$$

$$\begin{aligned} Ne &\leqslant \alpha_1 f_c b_w x \left(h_{w0} - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_{w0} - a'_s) \\ &+ f'_a A'_a (h_{w0} - a'_a) + M_{sw} \end{aligned} \quad (9.1.1-2)$$

2 地震设计状况

$$N \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} (\alpha_1 f_c b_w x + f'_a A'_a + f'_y A'_s - \sigma_a A_a - \sigma_s A_s + N_{sw}) \quad (9.1.1-3)$$

$$Ne \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} [\alpha_1 f_c b_w x \left(h_{w0} - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_{w0} - a'_s)]$$

$$+ f'_a A'_a (h_{w0} - a'_a) + M_{sw}] \quad (9.1.1-4)$$

$$e = e_0 + \frac{h_w}{2} - a \quad (9.1.1-5)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (9.1.1-6)$$

$$h_{w0} = h_w - a \quad (9.1.1-7)$$

3 N_{sw} 、 M_{sw} 应按下列公式计算：

1) 当 $x \leq \beta_1 h_{w0}$ 时，

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{x - \beta_1 h_{w0}}{0.5 \beta_1 h_{sw}}\right) f_{yw} A_{sw} \quad (9.1.1-8)$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{x - \beta_1 h_{w0}}{\beta_1 h_{sw}}\right)^2\right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (9.1.1-9)$$

2) 当 $x > \beta_1 h_{w0}$ 时，

$$N_{sw} = f_{yw} A_{sw} \quad (9.1.1-10)$$

$$M_{sw} = 0.5 f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (9.1.1-11)$$

4 受拉或受压较小边的钢筋应力 σ_s 和型钢翼缘应力 σ_a 可按下列规定计算：

1) 当 $x \leq \xi_b h_{w0}$ 时，取 $\sigma_s = f_y$ ， $\sigma_a = f_a$ ；

2) 当 $x > \xi_b h_{w0}$ 时，

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{w0}} - \beta_1 \right) \quad (9.1.1-12)$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{w0}} - \beta_1 \right) \quad (9.1.1-13)$$

3) ξ_b 可按下式计算：

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y + f_a}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (9.1.1-14)$$

式中： e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心矩；

e ——轴向力作用点到受拉型钢和纵向受拉钢筋合力点的距离；

M ——剪力墙弯矩设计值；

N —— 剪力墙弯矩设计值 M 相对应的轴向压力设计值;
 a_s 、 a_a —— 受拉端钢筋、型钢合力点至截面受拉边缘的距离;
 a'_s 、 a'_a —— 受压端钢筋、型钢合力点至截面受压边缘的距离;
 a —— 受拉端型钢和纵向受拉钢筋合力点至受拉边缘的距离;
 α_1 —— 受压区混凝土压应力影响系数, 按本规范第 5.1.1 条取值;
 h_w —— 剪力墙截面高度;
 h_{w0} —— 剪力墙截面有效高度;
 x —— 受压区高度;
 A_a 、 A'_a —— 剪力墙受拉、受压边缘构件阴影部分内配置的型钢截面面积;
 A_s 、 A'_s —— 剪力墙受拉、受压边缘构件阴影部分内配置的纵向钢筋截面面积;
 A_{sw} —— 剪力墙边缘构件阴影部分外的竖向分布钢筋总面积;
 f_{yw} —— 剪力墙竖向分布钢筋抗拉强度设计值;
 β_1 —— 受压区混凝土应力图形影响系数, 按本规范第 5.1.1 条取值;
 N_{sw} —— 剪力墙竖向分布钢筋所承担的轴向力;
 M_{sw} —— 剪力墙竖向分布钢筋的合力对受拉端型钢截面重心的力矩;
 h_{sw} —— 剪力墙边缘构件阴影部分外的竖向分布钢筋配置高度;
 b_w —— 剪力墙厚度。

9.1.2 型钢混凝土偏心受拉剪力墙, 其正截面受拉承载力应符合下列公式的规定:

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{0u}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \quad (9.1.2-1)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\frac{1}{N_{0u}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \right] \quad (9.1.2-2)$$

3 N_{0u} 、 M_{wu} 应按下列公式计算：

$$N_{0u} = f_y(A_s + A'_s) + f_a(A_a + A'_a) + f_{yw}A_{sw} \quad (9.1.2-3)$$

$$M_{wu} = f_yA_s(h_{w0} - a'_s) + f_aA_a(h_{w0} - a'_a) + f_{yw}A_{sw}\left(\frac{h_{w0} - a'_s}{2}\right) \quad (9.1.2-4)$$

式中：
 N ——型钢混凝土剪力墙轴向拉力设计值；

e_0 ——轴向拉力对截面重心的偏心矩；

N_{0u} ——型钢混凝土剪力墙轴向受拉承载力；

M_{wu} ——型钢混凝土剪力墙受弯承载力。

9.1.3 特一级抗震等级的型钢混凝土剪力墙，底部加强部位的弯矩设计值应乘以 1.1 的增大系数，其他部位的弯矩设计值应乘以 1.3 的增大系数；一级抗震等级的型钢混凝土剪力墙，底部加强部位以上墙肢的组合弯矩设计值应乘以 1.2 的增大系数。

9.1.4 考虑地震作用组合的型钢混凝土剪力墙，其剪力设计值应按下列公式计算：

1 底部加强部位

1) 9 度设防烈度的一级抗震等级

$$V = 1.1 \frac{M_{wu1}}{M_w} V_w \quad (9.1.4-1)$$

2) 其他情况

特一级抗震等级

$$V = 1.9V_w \quad (9.1.4-2)$$

一级抗震等级

$$V = 1.6V_w \quad (9.1.4-3)$$

二级抗震等级

$$V = 1.4V_w \quad (9.1.4-4)$$

三级抗震等级

$$V = 1.2V_w \quad (9.1.4-5)$$

四级抗震等级

$$V = V_w \quad (9.1.4-6)$$

2 其他部位

特一级抗震等级

$$V = 1.4V_w \quad (9.1.4-7)$$

一级抗震等级

$$V = 1.3V_w \quad (9.1.4-8)$$

二、三、四级抗震等级

$$V = V_w \quad (9.1.4-9)$$

式中: V ——考虑地震作用组合的剪力墙墙肢截面的剪力设计值;

V_w ——考虑地震作用组合的剪力墙墙肢截面的剪力计算值;

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

M_w ——考虑地震作用组合的剪力墙墙肢截面的弯矩计算值。

9.1.5 型钢混凝土剪力墙的受剪截面应符合下列公式的规定:

1 持久、短暂设计状况

$$V_{cw} \leqslant 0.25\beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (9.1.5-1)$$

$$V_{cw} = V - \frac{0.4}{\lambda} f_a A_{al} \quad (9.1.5-2)$$

2 地震设计状况

1) 当剪跨比大于 2.5 时:

$$V_{cw} \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20\beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (9.1.5-3)$$

2) 当剪跨比不大于 2.5 时:

$$V_{cw} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (9.1.5-4)$$

3) V_{cw} 应按下式计算:

$$V_{cw} = V - \frac{0.32}{\lambda} f_a A_{al} \quad (9.1.5-5)$$

式中: V_{cw} ——仅考虑墙肢截面钢筋混凝土部分承受的剪力设计值;

λ ——计算截面处的剪跨比, $\lambda = \frac{M}{Vh_{w0}}$; 当 $\lambda < 1.5$ 时,

取 1.5; 当 $\lambda > 2.2$ 时, 取 $\lambda = 2.2$; 此处, M 为与剪力设计值 V 对应的弯矩设计值, 当计算截面与墙底之间距离小于 $0.5h_{w0}$ 时, 应按距离墙底 $0.5h_{w0}$ 处的弯矩设计值与剪力设计值计算。

A_{al} ——剪力墙一端所配型钢的截面面积, 当两端所配型钢截面面积不同时, 取较小一端的面积;

β_c ——混凝土强度影响系数, 按本规范第 5.2.3 条取值。

9.1.6 型钢混凝土偏心受压剪力墙, 其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定(图 9.1.6):

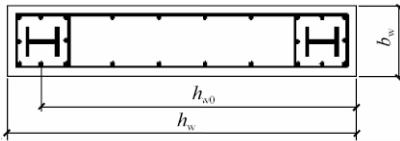


图 9.1.6 型钢混凝土剪力墙斜截面受剪承载力计算参数示意

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 f_t b_w h_{w0} + 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.4}{\lambda} f_a A_{al} \quad (9.1.6-1)$$

2 地震设计状况

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b_w h_{w0} + 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.32}{\lambda} f_a A_{al} \right] \quad (9.1.6-2)$$

式中: N —— 剪力墙的轴向压力设计值, 当 $N > 0.2 f_c b_w h_w$ 时, 取 $N = 0.2 f_c b_w h_w$;

A —— 剪力墙的截面面积, 当有翼缘时, 翼缘有效面积可按本规范第 9.1.7 条规定计算;

A_w —— 剪力墙腹板的截面面积, 对矩形截面剪力墙应取 $A_w = A$;

A_{sh} —— 配置在同一水平截面内的水平分布钢筋的全部截面面积;

f_{yh} —— 剪力墙水平分布钢筋抗拉强度设计值;

s —— 水平分布钢筋的竖向间距。

9.1.7 在承载力计算中, 剪力墙的翼缘计算宽度可取剪力墙的间距、门窗洞口间翼墙的宽度、剪力墙厚度加两侧各 6 倍翼墙厚度、剪力墙墙肢总高度的 1/10 四者中的最小值。

9.1.8 型钢混凝土偏心受拉剪力墙, 其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定:

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 f_t b_w h_{w0} - 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.4}{\lambda} f_a A_{al} \quad (9.1.8-1)$$

当上式右端的计算值小于 $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.4}{\lambda} f_a A_{al}$ 时, 应取等于 $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.4}{\lambda} f_a A_{al}$ 。

2 地震设计状况

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b h_0 - 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.32}{\lambda} f_a A_{al} \right] \quad (9.1.8-2)$$

当上式右端的计算值小于 $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.32}{\lambda} f_a A_{al} \right]$ 时，应取等于 $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.32}{\lambda} f_a A_{al} \right]$ 。

式中：N —— 剪力墙的轴向拉力设计值。

9.1.9 带边框型钢混凝土偏心受压剪力墙，其正截面受压承载力可按本规范第 9.1.1 条计算，计算截面应按工字形截面计算，有关受压区混凝土部分的承载力可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中工字形截面偏心受压构件的计算方法计算。

9.1.10 带边框型钢混凝土偏心受压剪力墙，其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定（图 9.1.10）：

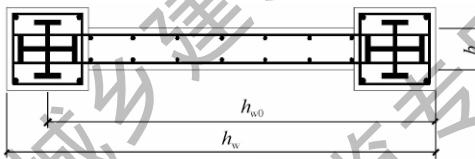


图 9.1.10 带边框型钢混凝土剪力墙斜截面受剪承载力计算参数示意

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5\beta_r f_t b_w h_{w0} + 0.13N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.4}{\lambda} f_a A_{al} \quad (9.1.10-1)$$

2 地震设计状况

$$\begin{aligned} V \leq & \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4\beta_r f_t b_w h_{w0} + 0.1N \frac{A_w}{A} \right) \right. \\ & \left. + 0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.32}{\lambda} f_a A_{al} \right] \quad (9.1.10-2) \end{aligned}$$

式中：V —— 带边框型钢混凝土剪力墙整个墙肢截面的剪力设计值；

N —— 剪力墙整个墙肢截面的轴向压力设计值；

A_{al} —— 带边框型钢混凝土剪力墙一端边框柱中宽度等于墙

肢厚度范围内的型钢截面面积；

β_r ——周边柱对混凝土墙体的约束系数，取 1.2。

9.1.11 带边框型钢混凝土偏心受拉剪力墙，其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 \beta_r f_t b_w h_{w0} - 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.4}{\lambda} f_a A_{al} \quad (9.1.11-1)$$

当上式右端的计算值小于 $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.4}{\lambda} f_a A_{al}$ 时，取等于 $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.4}{\lambda} f_a A_{al}$ 。

2 地震设计状况

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.4} \left(0.4 \beta_r f_t b_w h_{w0} - 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.32}{\lambda} f_a A_{al} \right] \quad (9.1.11-2)$$

当上式右端的计算值小于 $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.32}{\lambda} f_a A_{al} \right]$ 时，取等于 $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.32}{\lambda} f_a A_{al} \right]$ 。

式中：N —— 剪力墙整个墙肢截面的轴向拉力设计值。

9.1.12 型钢混凝土剪力墙连梁的剪力设计值应按下列公式计算：

1 特一级、一级抗震等级

$$V = 1.3 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (9.1.12-1)$$

2 二级抗震等级

$$V = 1.2 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (9.1.12-2)$$

3 三级抗震等级

$$V = 1.1 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (9.1.12-3)$$

4 四级抗震等级，取地震作用组合下的剪力设计值。

式中： M_{bua}^l 、 M_{bua}^r —— 连梁左、右端顺时针或逆时针方向，按实配钢筋面积、型钢截面积、材料强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值；

M_b^l 、 M_b^r —— 连梁左、右端考虑地震作用组合的弯矩设计值；

V_{Gb} —— 重力荷载代表值作用下按简支梁计算的梁端截面剪力设计值；

l_n —— 梁的净跨。

9.1.13 型钢混凝土剪力墙中的钢筋混凝土连梁的受剪截面应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.25 \beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (9.1.13-1)$$

2 地震设计状况

1) 跨高比大于 2.5

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 \beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (9.1.13-2)$$

2) 跨高比不大于 2.5

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b_b h_{b0}) \quad (9.1.13-3)$$

式中： V —— 连梁截面剪力设计值；

b_b —— 连梁截面宽度；

h_{b0} —— 连梁截面高度。

9.1.14 型钢混凝土剪力墙中的钢筋混凝土连梁，其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.7 f_t b_b h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \quad (9.1.14-1)$$

2 地震设计状况

1) 跨高比大于 2.5

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.42 f_t b_b h_{b0} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \quad (9.1.14-2)$$

2) 跨高比不大于 2.5

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.38 f_t b_b h_{b0} + 0.9 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_{b0} \right) \quad (9.1.14-3)$$

式中: V —— 调整后的连梁截面剪力设计值。

9.1.15 当钢筋混凝土连梁的受剪截面不符合本规范第 9.1.13 条的规定时, 可采取在连梁中设置型钢或钢板等措施。

9.1.16 考虑地震作用的型钢混凝土剪力墙, 其重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比应按下式计算, 且不宜超过表 9.1.16 的限值。

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a} \quad (9.1.16)$$

式中: n —— 型钢混凝土剪力墙轴压比;

N —— 墙肢重力荷载代表值作用下轴向压力设计值;

A_a —— 剪力墙两端暗柱中全部型钢截面面积。

表 9.1.16 型钢混凝土剪力墙轴压比限值

抗震等级	特一级、一级(9 度)	一级(6、7、8 度)	二、三级
轴压比限值	0.4	0.5	0.6

注: 当剪力墙中部设置型钢且与墙内型钢暗梁相连时, 计算剪力墙轴压比可考虑中部型钢的截面面积。

9.2 构造措施

9.2.1 考虑地震作用组合的型钢混凝土剪力墙, 其端部型钢周围应设置纵向钢筋和箍筋组成内配型钢的约束边缘构件或构造边缘构件。端部型钢宜设置在本规范第 9.2.3 条、第 9.2.6 条规定的阴影部分内。

9.2.2 特一、一、二、三级抗震等级的型钢混凝土剪力墙墙肢

底截面在重力荷载代表值作用下轴压比大于表 9.2.2 的规定值时, 以及部分框支剪力墙结构的剪力墙, 其底部加强部位及其上一层墙肢端部应设置约束边缘构件。墙肢截面轴压比不大于表 9.2.2 的规定时, 可设置构造边缘构件。

表 9.2.2 型钢混凝土剪力墙可不设约束边缘构件的最大轴压比

抗震等级	特一级、一级(9度)	一级(6、7、8度)	二、三级
轴压比限值	0.1	0.2	0.3

9.2.3 型钢混凝土剪力墙端部约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 、配箍特征值 λ_v 宜符合表 9.2.3 的规定。在约束边缘构件长度 l_c 范围内, 阴影部分和非阴影部分的箍筋体积配筋率 ρ_v 应符合下列公式的规定 (图 9.2.3):

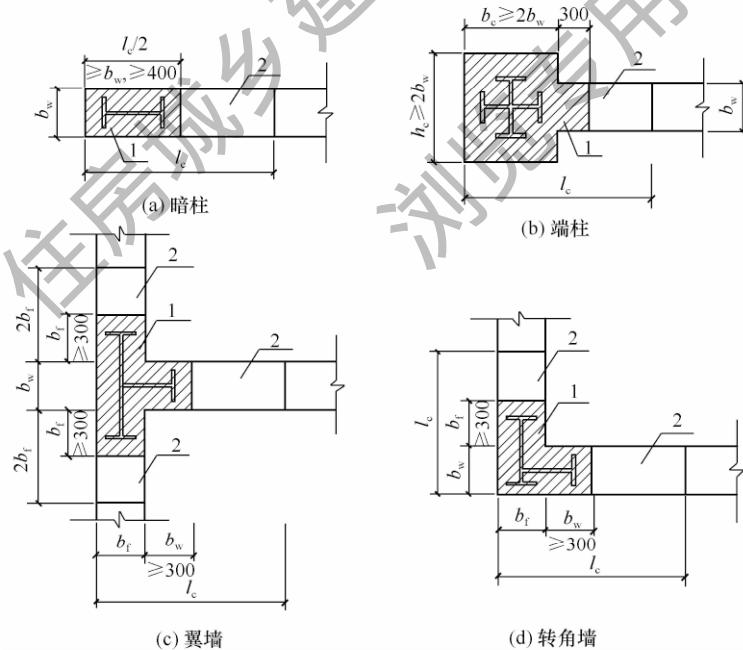


图 9.2.3 型钢混凝土剪力墙约束边缘构件

1—阴影部分; 2—非阴影部分

1 阴影部分

$$\rho_v \geq \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (9.2.4-1)$$

2 非阴影部分

$$\rho_v \geq 0.5\lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (9.2.4-2)$$

式中: ρ_v —— 篦筋体积配筋率, 计入篦筋、拉筋截面积; 当水平分布钢筋伸入约束边缘构件, 绕过端部型钢后 90° 弯折延伸至另一排分布筋并勾住其竖向钢筋时, 可计入水平分布钢筋截面积, 但计人的体积配篦率不应大于总体积配篦率的 30% ;

λ_v —— 约束边缘构件的配篦特征值;

f_c —— 混凝土轴心抗压强度设计值; 当强度等级低于 C35 时, 按 C35 取值;

f_{yv} —— 篦筋及拉筋的抗拉强度设计值。

表 9.2.3 型钢混凝土剪力墙约束边缘构件沿墙肢长度 l_c 及配篦特征值 λ_v

抗震等级	特一级		一级(9 度)		一级(6、7、8 度)		二、三级	
轴压比	$n \leq 0.2$	$n > 0.2$	$n \leq 0.2$	$n > 0.2$	$n \leq 0.3$	$n > 0.3$	$n \leq 0.4$	$n > 0.4$
l_c (暗柱)	$0.20h_w$	$0.25h_w$	$0.20h_w$	$0.25h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$
l_c (翼墙或端柱)	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$
λ_v	0.14	0.24	0.12	0.20	0.12	0.20	0.12	0.20

注: 1 两侧翼墙长度小于其厚度 3 倍时, 视为无翼墙剪力墙; 端柱截面边长小于墙厚 2 倍时, 视为无端柱剪力墙;

2 约束边缘构件沿墙肢长度 l_c 除符合表 9.2.3 的规定外, 且不宜小于墙厚和 400mm; 当有端柱、翼墙或转角墙时, 尚不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加 300mm;

3 h_w 为墙肢长度。

9.2.4 特一、一、二、三级抗震等级的型钢混凝土剪力墙端部约束边缘构件的纵向钢筋截面面积分别不应小于本规范图 9.2.3 中阴影部分面积的 1.4% 、 1.2% 、 1.0% 、 1.0% 。

9.2.5 型钢混凝土剪力墙约束边缘构件内纵向钢筋应有箍筋约束，当部分箍筋采用拉筋时，应配置不少于一道封闭箍筋。箍筋或拉筋沿竖向的间距，特一级、一级不宜大于100mm，二、三级不宜大于150mm。

9.2.6 型钢混凝土剪力墙构造边缘构件的范围宜按图9.2.6阴影部分采用，其纵向钢筋、箍筋的设置应符合表9.2.6的规定。

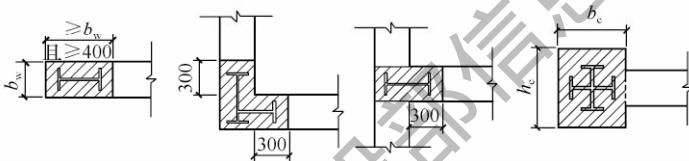


图9.2.6 型钢混凝土剪力墙构造边缘构件

表9.2.6 型钢混凝土剪力墙构造边缘构件的最小配筋

抗震等级	底部加强部位			其他部位		
	竖向钢筋最小量 (取较大值)	箍 筋		竖向钢筋最小量 (取较大值)	拉 筋	
		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)
一	0.010A _c , 6φ16	8	100	0.008A _c , 6φ14	8	150
二	0.008A _c , 6φ14	8	150	0.006A _c , 6φ12	8	200
三	0.006A _c , 6φ12	6	150	0.005A _c , 4φ12	6	200
四	0.005A _c , 4φ12	6	200	0.004A _c , 4φ12	6	200

注：1 A_c为构造边缘构件的截面面积，即图9.2.6剪力墙截面的阴影部分；

2 符号φ表示钢筋直径；

3 其他部位的转角处宜采用箍筋。

9.2.7 在各种结构体系中的剪力墙，当下部采用型钢混凝土约束边缘构件，上部采用型钢混凝土构造边缘构件或钢筋混凝土构造边缘构件时，宜在两类边缘构件间设置1~2层过渡层，其型钢、纵向钢筋和箍筋配置可低于下部约束边缘构件的规定，但应高于上部构造边缘构件的规定。

9.2.8 型钢混凝土剪力墙的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率应符合表 9.2.8 规定，分布钢筋间距不宜大于 300mm，直径不应小于 8mm，拉结筋间距不宜大于 600mm。部分框支剪力墙结构的底部加强部位，水平和竖向分布钢筋间距不宜大于 200mm。

表 9.2.8 型钢混凝土剪力墙分布钢筋最小配筋率

抗震等级	特一级	一级、二级、三级	四级
水平和竖向分布钢筋	0.35%	0.25%	0.2%

注：1 特一级底部加强部位取 0.4%；

2 部分框支剪力墙结构的剪力墙底部加强部位不应小于 0.3%。

9.2.9 型钢混凝土剪力墙端部型钢的混凝土保护层厚度不宜小于 150mm；水平分布钢筋应绕过墙端型钢，且应符合钢筋锚固长度规定。

9.2.10 周边有型钢混凝土柱和梁的带边框型钢混凝土剪力墙，剪力墙的水平分布钢筋宜全部绕过或穿过周边柱型钢，且应符合钢筋锚固长度规定；当采用间隔穿过时，宜另加补强钢筋。周边柱的型钢、纵向钢筋、箍筋配置应符合型钢混凝土柱的设计规定，周边梁可采用型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁；当不设周边梁时，应设置钢筋混凝土暗梁，暗梁的高度可取 2 倍墙厚。

9.2.11 剪力墙洞口连梁中配置的型钢或钢板，其高度不宜小于 0.7 倍连梁高度，型钢或钢板应伸入洞口边，其伸入墙体长度不应小于 2 倍型钢或钢板高度；型钢腹板及钢板两侧应设置栓钉，栓钉应按本规范第 4.4.5 条的规定配置。

10 钢板混凝土剪力墙

10.1 承载力计算

10.1.1 钢板混凝土偏心受压剪力墙，其正截面受压承载力应符合下列规定：

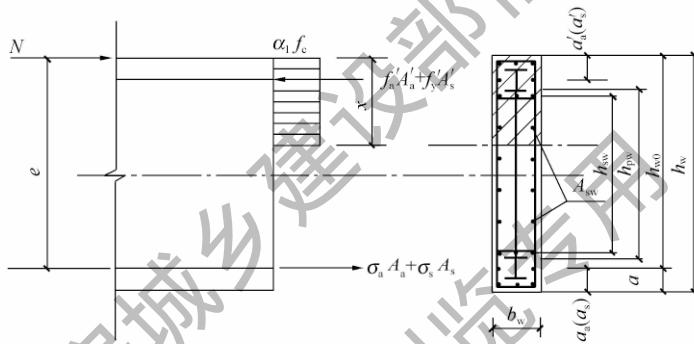


图 10.1.1 钢板混凝土偏心受压剪力墙正截面受压承载力计算参数示意

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq \alpha_1 f_c b_w x + f'_a A'_a + f'_y A'_s - \sigma_a A_a - \sigma_s A_s + N_{sw} + N_{pw} \quad (10.1.1-1)$$

$$\begin{aligned} Ne &\leq \alpha_1 f_c b_w x \left(h_{w0} - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_{w0} - a'_s) \\ &+ f'_a A'_a (h_{w0} - a'_a) + M_{sw} + M_{pw} \quad (10.1.1-2) \end{aligned}$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [\alpha_1 f_c b_w x + f'_a A'_a + f'_y A'_s - \sigma_a A_a - \sigma_s A_s + N_{sw} + N_{pw}] \quad (10.1.1-3)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [\alpha_1 f_c b_w x (h_{w0} - \frac{x}{2}) + f'_y A'_s (h_{w0} - a'_s)]$$

$$+ f'_a A'_a (h_{w0} - a'_a) + M_{sw} + M_{pw}] \quad (10.1.1-4)$$

$$e = e_0 + \frac{h_w}{2} - a \quad (10.1.1-5)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (10.1.1-6)$$

$$h_{w0} = h_w - a \quad (10.1.1-7)$$

3 N_{sw} 、 N_{pw} 、 M_{sw} 、 M_{pw} 应按下列公式计算：

1) 当 $x \leq \beta_1 h_{w0}$ 时，

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{x - \beta_1 h_{w0}}{0.5 \beta_1 h_{sw}}\right) f_{yw} A_{sw} \quad (10.1.1-8)$$

$$N_{pw} = \left(1 + \frac{x - \beta_1 h_{w0}}{0.5 \beta_1 h_{pw}}\right) f_p A_p \quad (10.1.1-9)$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{x - \beta_1 h_{w0}}{\beta_1 h_{sw}}\right)^2\right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (10.1.1-10)$$

$$M_{pw} = \left[0.5 - \left(\frac{x - \beta_1 h_{w0}}{\beta_1 h_{pw}}\right)^2\right] f_p A_p h_{pw} \quad (10.1.1-11)$$

2) 当 $x > \beta_1 h_{w0}$ 时，

$$N_{sw} = f_{yw} A_{sw} \quad (10.1.1-12)$$

$$N_{pw} = f_p A_p \quad (10.1.1-13)$$

$$M_{sw} = 0.5 f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (10.1.1-14)$$

$$M_{pw} = 0.5 f_p A_p h_{pw} \quad (10.1.1-15)$$

4 受拉或受压较小边的钢筋应力 σ_s 和型钢翼缘应力 σ_a 可按下列规定计算：

1) 当 $x \leq \xi_b h_{w0}$ 时，取 $\sigma_s = f_y$ ， $\sigma_a = f_a$ ；

2) 当 $x > \xi_b h_{w0}$ 时，

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{w0}} - \beta_1 \right) \quad (10.1.1-16)$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\xi_b - \beta_1} \left(\frac{x}{h_{w0}} - \beta_1 \right) \quad (10.1.1-17)$$

3) ξ_b 可按下式计算：

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y + f_a}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (10.1.1-18)$$

式中: e_0 —— 轴向压力对截面重心的偏心矩;

e —— 轴向力作用点到受拉型钢和纵向受拉钢筋合力点的距离;

M —— 剪力墙弯矩设计值;

N —— 剪力墙弯矩设计值 M 相对应的轴向压力设计值;

a_s 、 a_a —— 受拉端钢筋、型钢合力点至截面受拉边缘的距离;

a'_s 、 a'_a —— 受压端钢筋、型钢合力点至截面受压边缘的距离;

a —— 受拉端型钢和纵向受拉钢筋合力点到受拉边缘的距离;

x —— 受压区高度;

α_1 —— 受压区混凝土压应力影响系数, 按本规范第 5.1.1 条规定取值;

A_a 、 A'_a —— 剪力墙受拉、受压边缘构件阴影部分内配置的型钢截面面积;

A_{sw} —— 剪力墙边缘构件阴影部分外的竖向分布钢筋总面积;

f_{yw} —— 剪力墙竖向分布钢筋强度设计值;

A_p —— 剪力墙截面内配置的钢板截面面积;

f_p —— 剪力墙截面内配置钢板的抗拉和抗压强度设计值;

β_1 —— 受压区混凝土应力图形影响系数, 按本规范第 5.1.1 条规定取值;

N_{sw} —— 剪力墙竖向分布钢筋所承担的轴向力;

M_{sw} —— 剪力墙竖向分布钢筋合力对受拉型钢截面重心的力矩;

N_{pw} —— 剪力墙截面内配置钢板所承担轴向力;

M_{pw} —— 剪力墙截面配置钢板合力对受拉型钢截面重心的力矩;

h_{sw} ——剪力墙边缘构件阴影部分外的竖向分布钢筋配置高度；
 h_{pw} ——剪力墙截面钢板配置高度；
 h_{w0} ——剪力墙截面有效高度；
 b_w ——剪力墙厚度；
 h_w ——剪力墙截面高度。

10.1.2 钢板混凝土偏心受拉剪力墙，其正截面受拉承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{0u}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \quad (10.1.2-1)$$

2 地震设计状况

$$N \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\frac{1}{N_{0u}} + \frac{e_0}{M_{wu}}} \right] \quad (10.1.2-2)$$

3 N_{0u} 、 M_{wu} 应按下列公式计算：

$$N_{0u} = f_y(A_s + A'_s) + f_a(A_a + A'_a) + f_{yw}A_{sw} + f_pA_p \quad (10.1.2-3)$$

$$M_{wu} = f_yA_s(h_{w0} - a'_s) + f_aA_a(h_{w0} - a'_a) + f_{yw}A_{sw}\left(\frac{h_{w0} - a'_s}{2}\right) + f_pA_p\left(\frac{h_{w0} - a'_a}{2}\right) \quad (10.1.2-4)$$

式中： N ——钢板混凝土剪力墙轴向拉力设计值；

e_0 ——钢板混凝土剪力墙轴向拉力对截面重心的偏心矩；

N_{0u} ——钢板混凝土剪力墙轴向受拉承载力；

M_{wu} ——钢板混凝土剪力墙受弯承载力。

10.1.3 考虑地震作用的钢板混凝土剪力墙，其弯矩设计值、剪力设计值应按本规范第 9.1.3 条、第 9.1.4 条的规定计算。

10.1.4 钢板混凝土剪力墙的受剪截面应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_{cw} \leq 0.25\beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (10.1.4-1)$$

$$V_{cw} = V - \left(\frac{0.3}{\lambda} f_a A_{al} + \frac{0.6}{\lambda - 0.5} f_p A_p \right) \quad (10.1.4-2)$$

2 地震设计状况

1) 当剪跨比大于 2.5 时:

$$V_{cw} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} 0.20 \beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (10.1.4-3)$$

2) 当剪跨比不大于 2.5 时:

$$V_{cw} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} 0.15 \beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (10.1.4-4)$$

3) V_{cw} 应按下式计算:

$$V_{cw} = V - \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{0.25}{\lambda} f_a A_{al} + \frac{0.5}{\lambda - 0.5} f_p A_p \right) \quad (10.1.4-5)$$

式中: V ——钢板混凝土剪力墙的墙肢截面剪力设计值;

V_{cw} ——仅考虑墙肢截面钢筋混凝土部分承受的剪力值, 即墙肢剪力设计值减去端部型钢和钢板承受的剪力值;

λ ——计算截面处的剪跨比, $\lambda = \frac{M}{Vh_{w0}}$ 。当 $\lambda < 1.5$ 时, 取 $\lambda = 1.5$, 当 $\lambda > 2.2$ 时, 取 $\lambda = 2.2$; 当计算截面与墙底之间的距离小于 $0.5h_{w0}$ 时, λ 应按距离墙底 $0.5h_{w0}$ 处的弯矩值与剪力值计算;

A_{al} ——钢板混凝土剪力墙一端所配型钢的截面面积, 当两端所配型钢截面面积不同时, 取较小一端的面积;

β_c ——混凝土强度影响系数, 按本规范第 5.2.3 条取值。

10.1.5 钢板混凝土偏心受压剪力墙, 其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定:

1 持久、短暂设计状况

$$\begin{aligned} V \leq & \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 f_t b_w h_{w0} + 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \\ & + \frac{0.3}{\lambda} f_a A_{al} + \frac{0.6}{\lambda - 0.5} f_p A_p \end{aligned} \quad (10.1.5-1)$$

2 地震设计状况

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b_w h_{w0} + 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right. \\ \left. + \frac{0.25}{\lambda} f_a A_{al} + \frac{0.5}{\lambda - 0.5} f_p A_p \right] \quad (10.1.5-2)$$

式中: N ——钢板混凝土剪力墙的轴向压力设计值, 当 $N > 0.2 f_c b_w h_w$ 时, 取 $N = 0.2 f_c b_w h_w$;

A ——钢板混凝土剪力墙截面面积;

A_w ——剪力墙腹板的截面面积, 对矩形截面剪力墙应取 $A_w = A$;

f_{yh} ——剪力墙水平分布钢筋抗拉强度设计值;

s ——剪力墙水平分布钢筋间距;

A_{sh} ——配置在同一水平截面内的水平分布钢筋的全部截面面积。

10.1.6 钢板混凝土偏心受拉剪力墙, 其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定:

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 f_t b_w h_{w0} - 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \\ + \frac{0.3}{\lambda} f_a A_{al} + \frac{0.6}{\lambda - 0.5} f_p A_p \quad (10.1.6-1)$$

当上式右端的计算值小于 $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.3}{\lambda} f_a A_{al} + \frac{0.6}{\lambda - 0.5} f_p A_p$ 时, 应取等于 $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.3}{\lambda} f_a A_{al} + \frac{0.6}{\lambda - 0.5} f_p A_p$ 。

2 地震设计状况

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b_w h_{w0} - 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) \right. \\ \left. + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.25}{\lambda} f_a A_{al} + \frac{0.5}{\lambda - 0.5} f_p A_p \right] \quad (10.1.6-2)$$

当上式右端的计算值小于 $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.25}{\lambda} f_a A_{al} + \frac{0.5}{\lambda - 0.5} f_p A_p \right]$ 时，应取等于 $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.25}{\lambda} f_a A_{al} + \frac{0.5}{\lambda - 0.5} f_p A_p \right]$ 。

式中：N——钢板混凝土剪力墙的轴向拉力设计值。

10.1.7 考虑地震作用的钢板混凝土剪力墙，其重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比应按下式计算，且不宜超过表 10.1.7 的限值。

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a + f_p A_p} \quad (10.1.7)$$

式中：n——钢板混凝土剪力墙轴压比；

N——墙肢重力荷载代表值作用下轴向压力设计值；

A_a——剪力墙两端暗柱中全部型钢截面面积；

A_p——剪力墙截面内配置的钢板截面面积。

表 10.1.7 钢板混凝土剪力墙轴压比限值

抗震等级	特一级、一级（9 度）	二级（6、7、8 度）	二、三级
轴压比限值	0.4	0.5	0.6

10.1.8 钢板混凝土剪力墙中的钢板两侧面应设置栓钉，每片钢板的栓钉数量应按下列公式计算：

$$n_f = \frac{V_{min}}{N_v^c} \quad (10.1.8-1)$$

$$V_{min} = \min(V_{cw}, V_p) \quad (10.1.8-2)$$

$$V_{cw} = 0.5f_t b_w h_{w0} + 0.13N + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \quad (10.1.8-3)$$

$$V_p = 0.6A_p f_p \quad (10.1.8-4)$$

式中：n_f——每片钢板两侧应设置的栓钉总数量；

V_{cw}——钢板混凝土剪力墙中钢筋混凝土部分承受的剪力值；

V_p ——钢板混凝土剪力墙中钢板部分承受的总剪力值；
 f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；
 f_p ——钢板抗拉和抗压强度设计值；
 A_p ——剪力墙内配置的钢板的截面面积；
 E_c ——混凝土的弹性模量；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度；
 N_v^c ——一个圆柱头栓钉连接件的抗剪承载力，按本规范第3.1.14条规定计算。

10.2 构造措施

10.2.1 钢板混凝土剪力墙，其钢板厚度不宜小于10mm，且钢板厚度与墙体厚度之比不宜大于1/15。

10.2.2 钢板混凝土剪力墙的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率应符合表10.2.2的规定，分布钢筋间距不宜大于200mm，拉结钢筋间距不宜大于400mm，分布钢筋及拉结钢筋与钢板间应有可靠连接。

表10.2.2 钢板混凝土剪力墙分布钢筋最小配筋率

抗震等级	特一级	一级、二级、三级	四级
水平和竖向分布钢筋	0.45%	0.4%	0.3%

10.2.3 钢板混凝土剪力墙的端部型钢周围应配置纵向钢筋和箍筋，组成内配型钢的约束边缘构件或构造边缘构件。边缘构件沿墙肢的长度、纵向钢筋和箍筋的配置应符合本规范第9章有关型钢混凝土剪力墙边缘构件的规定。

10.2.4 钢板混凝土剪力墙在楼层标高处应设置型钢暗梁。钢板混凝土剪力墙内钢板与四周型钢宜采用焊接连接。

10.2.5 钢板混凝土剪力墙端部型钢的混凝土保护层厚度不宜小于150mm，水平分布钢筋应绕过墙端型钢，且应符合钢筋锚固长度规定。

10.2.6 钢板混凝土剪力墙的钢板两侧和端部型钢翼缘应设置栓

钉，栓钉直径不宜小于 16mm，间距不宜大于 300mm。

10.2.7 钢板混凝土剪力墙角部 1/5 板跨且不小于 1000mm 范围内墙体分布钢筋和抗剪栓钉宜适当加密。

10.2.8 钢板混凝土剪力墙约束边缘构件阴影部分的箍筋应穿过钢板或与钢板焊接形成封闭箍筋；阴影部分外的箍筋可采用封闭箍筋或与钢板有连接的拉筋。

住房城乡建设部信息
浏览专用

11 带钢斜撑混凝土剪力墙

11.1 承载力计算

11.1.1 带钢斜撑混凝土偏心受压和偏心受拉剪力墙(图 11.1.1)，其正截面受压承载力和受拉承载力可按本规范第 9.1.1 条、第 9.1.2 条计算，计算中不考虑钢斜撑的压弯和拉弯作用。

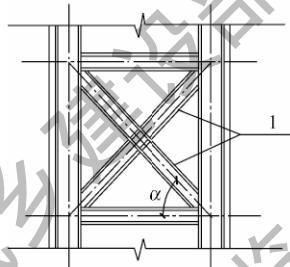


图 11.1.1 带钢斜撑混凝土剪力墙

1—钢斜撑

11.1.2 带钢斜撑混凝土剪力墙，其弯矩设计值、剪力设计值应按本规范第 9.1.3 条、第 9.1.4 条的规定计算。

11.1.3 带钢斜撑混凝土剪力墙的受剪截面应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_{cw} \leqslant 0.25\beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (11.1.3-1)$$

$$V_{cw} = V - \left[\frac{0.3}{\lambda} f_a A_{a1} + (f_g A_g + \varphi f'_g A'_g) \cos\alpha \right] \quad (11.1.3-2)$$

2 地震设计状况

1) 当剪跨比大于 2 时：

$$V_{cw} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 \beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (11.1.3-3)$$

2) 当剪跨比不大于 2 时:

$$V_{cw} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 \beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (11.1.3-4)$$

3) V_{cw} 应按下式计算:

$$V_{cw} = V - \frac{1}{\lambda} \left(\frac{0.25}{\lambda} f_a A_{al} + 0.8 (f_g A_g + \varphi f'_g A'_g) \cos\alpha \right) \quad (11.1.3-5)$$

式中: V —— 剪力墙的剪力设计值;

V_{cw} —— 仅考虑墙肢截面钢筋混凝土部分承受的剪力值, 即墙肢剪力设计值减去端部型钢和钢斜撑承受的剪力值;

λ —— 计算截面处的剪跨比, 当 $\lambda < 1.5$ 时, 取 $\lambda = 1.5$, 当 $\lambda > 2.2$ 时, 取 $\lambda = 2.2$; 当计算截面与墙底之间的距离小于 $0.5h_{w0}$ 时, λ 应按距离墙底 $0.5h_{w0}$ 处的弯矩值与剪力值计算;

A_{al} —— 剪力墙一端所配型钢的截面面积, 当两端所配型钢截面面积不同时, 取较小一端的面积;

f_c —— 混凝土轴心抗压强度设计值;

f_a —— 剪力墙端部型钢抗拉、抗压强度设计值;

f_g 、 f'_g —— 剪力墙受拉、受压钢斜撑的强度设计值;

A_g 、 A'_g —— 剪力墙受拉、受压钢斜撑截面面积;

φ —— 受压斜撑面外稳定系数, 按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定计算;

α —— 斜撑与水平方向的倾斜角度;

h_{w0} —— 剪力墙截面有效高度;

b_w —— 剪力墙厚度;

h_w —— 剪力墙截面高度;

β_c —— 混凝土强度影响系数, 按本规范第 5.2.3 条取值。

11.1.4 带钢斜撑混凝土偏心受压剪力墙，其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 f_t b_w h_{w0} + 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \\ + \frac{0.3}{\lambda} f_a A_{al} + (f_g A_g + \varphi f'_g A'_g) \cos \alpha \quad (11.1.4-1)$$

2 地震设计状况

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b_w h_{w0} + 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right. \\ \left. + \frac{0.25}{\lambda} f_a A_{al} + 0.8 (f_g A_g + \varphi f'_g A'_g) \cos \alpha \right] \quad (11.1.4-2)$$

式中： N —— 剪力墙的轴向压力设计值，当 $N > 0.2 f_c b_w h_w$ 时，取 $N = 0.2 f_c b_w h_w$ ；

A —— 剪力墙截面面积；

A_w —— 剪力墙腹板的截面面积，对矩形截面剪力墙，取 $A_w = A$ ；

A_{sh} —— 配置在同一水平截面内的水平分布钢筋的全部截面面积；

f_t —— 混凝土轴心抗拉强度设计值；

f_{yh} —— 剪力墙水平分布钢筋抗拉强度设计值；

s —— 剪力墙水平分布钢筋间距。

11.1.5 带钢斜撑混凝土偏心受拉剪力墙，其斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 f_t b_w h_{w0} - 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \\ + \frac{0.3}{\lambda} f_a A_{al} + (f_g A_g + \varphi f'_g A'_g) \cos \alpha \quad (11.1.5-1)$$

当上式右端的计算值小于 $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.3}{\lambda} f_a A_{al} +$

$(f_g A_g + \varphi f'_g A'_g) \cos\alpha$ 时, 取等于 $f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.3}{\lambda} f_a A_{al} + (f_g A_g + \varphi f'_g A'_g) \cos\alpha$ 。

2 地震设计状况

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b_w h_{w0} - 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.25}{\lambda} f_a A_{al} + 0.8 (f_g A_g + \varphi f'_g A'_g) \cos\alpha \right] \quad (11.1.5-2)$$

当上式右端的计算值小于 $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.25}{\lambda} f_a A_{al} + 0.8 (f_g A_g + \varphi f'_g A'_g) \cos\alpha \right]$ 时, 取等于 $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.25}{\lambda} f_a A_{al} + 0.8 (f_g A_g + \varphi f'_g A'_g) \cos\alpha \right]$ 。

式中: N —— 剪力墙轴向拉力设计值。

11.1.6 考虑地震作用的带钢斜撑混凝土剪力墙, 其重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比应按下式计算, 且不宜超过表 11.1.6 的限值。

$$n = \frac{N}{f_c A_e + f_a A_a} \quad (11.1.6)$$

式中: n —— 带钢斜撑混凝土剪力墙轴压比;

N —— 墙肢重力荷载代表值作用下轴向压力设计值;

A_a —— 带钢斜撑混凝土剪力墙两端暗柱中全部型钢截面面积。

表 11.1.6 带钢斜撑混凝土剪力墙轴压比限值

抗震等级	特一级、一级(9度)	一级(6、7、8度)	二、三级
轴压比限值	0.4	0.5	0.6

11.2 构造措施

11.2.1 带钢斜撑混凝土剪力墙, 其端部型钢周围应配置纵向钢筋和箍筋, 组成内配型钢的约束边缘构件或构造边缘构件。边缘

构件沿墙肢的长度、纵向钢筋和箍筋的配置应符合本规范第9章有关型钢混凝土剪力墙边缘构件的规定。

11.2.2 带钢斜撑混凝土剪力墙在楼层标高处应设置型钢，其钢斜撑与周边型钢应采用刚性连接。

11.2.3 带钢斜撑混凝土剪力墙，其端部型钢的混凝土保护层厚度不宜小于150mm；钢斜撑每侧混凝土厚度不宜小于墙厚的1/4，且不宜小于100mm；水平及竖向分布钢筋设置应符合本规范第10.2.2条的规定。

11.2.4 钢斜撑全长范围和横梁端1/5跨度范围的型钢翼缘部位应设置栓钉，其直径不宜小于16mm，间距不宜大于200mm。

11.2.5 钢斜撑倾角宜取 $40^{\circ}\sim60^{\circ}$ 。

12 钢与混凝土组合梁

12.1 一般规定

12.1.1 钢与混凝土组合梁截面承载力计算时，跨中及支座处混凝土翼板的有效宽度应按下式计算（图 12.1.1）：

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (12.1.1)$$

式中： b_e ——混凝土翼板的有效宽度；

b_0 ——板托顶部的宽度，当板托倾角 $\alpha < 45^\circ$ 时，应按 $\alpha = 45^\circ$ 计算板托顶部的宽度；当无板托时，则取钢梁上翼缘的宽度；

b_1, b_2 ——梁外侧和内侧的翼板计算宽度，各取梁等效跨度 l_e 的 $1/6$ ； b_1 尚不应超过翼板实际外伸宽度 S_1 ； b_2 尚不应超过相邻钢梁上翼缘或板托间净距 S_0 的 $1/2$ ；

l_e ——等效跨度，对于简支组合梁，取为简支组合梁的跨度 l ；对于连续组合梁，中间跨正弯矩区取为 $0.6l$ ，边跨正弯矩区取为 $0.8l$ ，支座负弯矩区取为相邻两跨跨度之和的 0.2 倍。

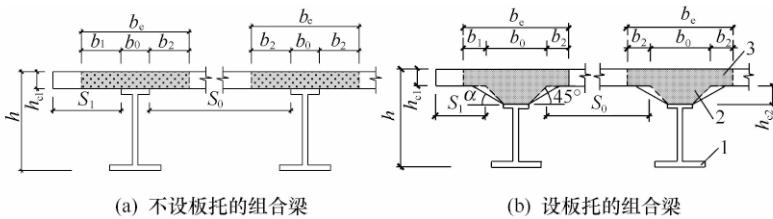


图 12.1.1 混凝土翼板的计算宽度

1—钢梁；2—板托；3—混凝土翼板

12.1.2 进行结构整体内力和变形计算时，对于仅承受竖向荷载的梁柱铰接简支或连续组合梁，每跨混凝土翼板有效宽度可取为

定值，按本规范第 12.1.1 条规定的跨中有效翼缘宽度取值计算；对于承受竖向荷载并参与结构整体抗侧力作用的梁柱刚接框架组合梁，宜考虑楼板与钢梁之间的组合作用，其抗弯惯性矩 I_e 可按下列公式计算：

$$I_e = \alpha I_s \quad (12.1.2-1)$$

$$\alpha = \frac{2.2}{(I_s/I_c)^{0.3} - 0.5} + 1 \quad (12.1.2-2)$$

$$I_c = \frac{[\min(0.1L, B_1) + \min(0.1L, B_2)]h_{cl}^3}{12\alpha_E} \quad (12.1.2-3)$$

式中：
 I_s ——钢梁抗弯惯性矩；

α ——刚度放大系数，当 $\alpha > 2$ 时，宜取 $\alpha = 2$ ；

I_c ——混凝土翼板等效抗弯惯性矩；

L ——梁跨度；

B_1, B_2 ——分别为组合梁两侧实际混凝土翼板宽度，取为梁中心线到混凝土翼板边缘的距离，或梁中心线到相邻梁中心线之间距离的一半；

h_{cl} ——混凝土翼板厚度，不考虑托板、压型钢板肋的高度；

α_E ——钢材和混凝土弹性模量比。

12.1.3 组合梁承载力按本规范第 12.2 节塑性分析方法进行计算时，连续组合梁和框架组合梁在竖向荷载作用下的梁端负弯矩可进行调幅，其调幅系数不宜超过 30%。

12.2 承载力计算

12.2.1 完全抗剪连接组合梁的正截面受弯承载力应符合下列公式的规定：

1 正弯矩作用区段

1) 当 $A_a f_a \leqslant f_c b_e h_{cl}$ 时，中和轴在混凝土翼板内（图 12.2.1-1）：

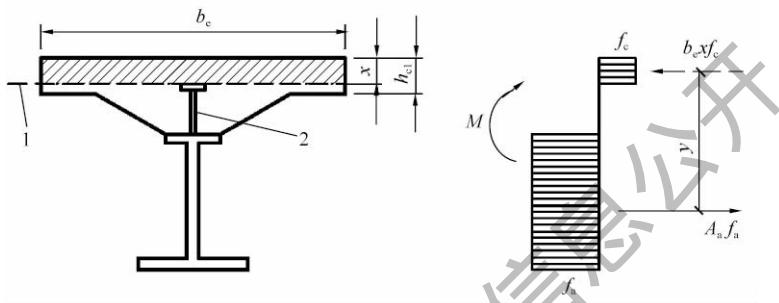


图 12.2.1-1 中和轴在混凝土翼板内时的组合梁截面及应力图形

1—组合梁塑性中和轴；2—栓钉

持久、短暂设计状况：

$$M \leq f_c b_e x y \quad (12.2.1-1)$$

$$f_c b_e x = A_a f_a \quad (12.2.1-2)$$

地震设计状况：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} f_c b_e x y \quad (12.2.1-3)$$

$$f_c b_e x = A_a f_a \quad (12.2.1-4)$$

- 2) 当 $A_a f_a > f_c b_e h_{cl}$ 时，中和轴在钢梁截面内（图 12.2.1-2）：

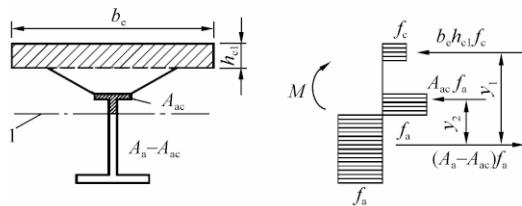


图 12.2.1-2 中和轴在钢梁内时的组合梁截面及应力图形

1—组合梁塑性中和轴

持久、短暂设计状况：

$$M \leq f_c b_e h_{cl} y_1 + A_{ac} f_a y_2 \quad (12.2.1-5)$$

$$f_c b_e h_{cl} + f_a A_{ac} = f_a (A_a - A_{ac}) \quad (12.2.1-6)$$

地震设计状况：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (f_c b_e h_{cl} y_1 + A_{ac} f_a y_2) \quad (12.2.1-7)$$

$$f_c b_e h_{cl} + f_a A_{ac} = f_a (A_a - A_{ac}) \quad (12.2.1-8)$$

2 负弯矩作用区段 (图 12.2.1-3)

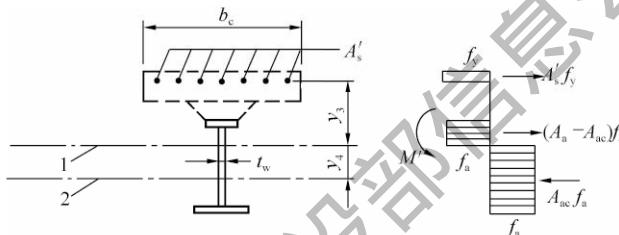


图 12.2.1-3 负弯矩作用时组合梁截面和计算简图

1—组合梁塑性中和轴；2—钢梁塑性中和轴

1) 持久、短暂设计状况

$$M' \leq M_s + A'_s f_y (y_3 + y_4/2) \quad (12.2.1-9)$$

$$f_y A'_s + f_a (A_a - A_{ac}) = f_a A_{ac} \quad (12.2.1-10)$$

2) 地震设计状况

$$M' \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [M_s + A'_s f_y (y_3 + y_4/2)] \quad (12.2.1-11)$$

$$f_y A'_s + f_a (A_a - A_{ac}) = f_a A_{ac} \quad (12.2.1-12)$$

$$M_s = (S_t + S_b) f_a \quad (12.2.1-13)$$

$$y_4 = 0.5 A'_s f_y / (f_a t_w) \quad (12.2.1-14)$$

式中： M' ——正弯矩设计值；

A_a ——钢梁的截面面积；

h_{cl} ——混凝土翼板厚度，不考虑托板、压型钢板肋的高度；

x ——混凝土翼板受压区高度；

y ——钢梁截面应力的合力至混凝土受压区截面应力的合力间的距离；

f_c ——混凝土抗压强度设计值；

- f_a —— 钢梁的抗压和抗拉强度设计值;
 b_e —— 组合梁混凝土翼板有效宽度, 按本规范第 12.1.1 条规定计算;
 γ_{RE} —— 承载力抗震调整系数, 取 0.75;
 A_{ac} —— 钢梁受压区截面面积;
 y_1 —— 钢梁受拉区截面形心至混凝土翼板受压区截面形心的距离;
 y_2 —— 钢梁受拉区截面形心至钢梁受压区截面形心的距离;
 M' —— 负弯矩设计值;
 M_s —— 钢梁塑性弯矩;
 S_t, S_b —— 钢梁塑性中和轴以上和以下截面对该轴的面积矩;
 A'_s —— 负弯矩区混凝土翼板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积;
 f_y —— 钢筋抗拉强度设计值;
 y_3 —— 钢筋截面形心到钢筋和钢梁形成的组合截面塑性中和轴的距离。根据截面轴力平衡式 (12.2.1-10) 或 (12.2.1-12) 求出钢梁受压区面积 A_{ac} , 取钢梁拉压区交界处位置为组合梁塑性中和轴位置;
 y_4 —— 组合梁塑性中和轴至钢梁塑性中和轴的距离。当组合梁塑性中和轴在钢梁腹板内时, 可按公式 (12.2.1-14) 计算, 当组合梁塑性中和轴在钢梁翼缘内时, 可取 y_4 等于钢梁塑性中和轴至腹板上边缘的距离。

12.2.2 部分抗剪连接组合梁正截面受弯承载力应符合下列规定:

1 正弯矩作用区段 (图 12.2.2)

1) 持久、短暂设计状况

$$M_{u,r} \leq f_c b_e x y_1 + 0.5(A_a f_a - f_c b_e x) y_2 \quad (12.2.2-1)$$

$$f_c b_e x = A_a f_a - 2 f_a A_{ac} \quad (12.2.2-2)$$

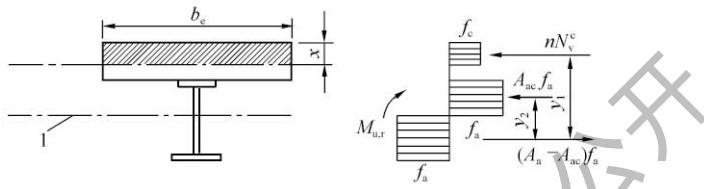


图 12.2.2 部分抗剪连接组合梁计算简图

1—组合梁塑性中和轴

2) 地震设计状况

$$M_{u,r} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [f_c b_e x y_1 + 0.5 (A_a f_a - f_c b_e x) y_2] \quad (12.2.2-3)$$

$$f_c b_e x = A_a f_a - 2 f_a A_{ac} \quad (12.2.2-4)$$

$$f_c b_e x = n N_v^c \quad (12.2.2-5)$$

式中: $M_{u,r}$ ——部分抗剪连接时组合梁截面抗弯承载力;

n ——部分抗剪连接时最大正弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目;

N_v^c ——一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力, 按本规范第 12.2.7 条的规定计算。

2 负弯矩作用区段

应按本规范式 (12.2.1-9) 或 (12.2.1-11) 计算, 计算中将 $A'_s f_y$ 改为 $n N_v^c$ 和 $A'_s f_y$ 两者的较小值, n 为最大负弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目。

12.2.3 组合梁根据抗剪连接栓钉的数量可分为完全抗剪连接和部分抗剪连接, 其混凝土翼板与钢梁间设置的抗剪连接件应符合下列公式的规定:

1 完全抗剪连接

$$n \geq V_s / N_v^c \quad (12.2.3-1)$$

2 部分抗剪连接

$$n \geq 0.5 V_s / N_v^c \quad (12.2.3-2)$$

式中: V_s ——每个剪跨区段内钢梁与混凝土翼板交界面的纵向剪

力，按本规范第 12.2.4 条规定计算；

N_v^c ——一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力，按本规范第 12.2.7 条的规定计算；

n ——完全抗剪连接的组合梁在一个剪跨区的抗剪连接件数目。

12.2.4 钢梁与混凝土翼板交界面的纵向剪力应以弯矩绝对值最大点及支座为界限，划分若干剪跨区计算，各剪跨区纵向剪力应按下列公式计算（图 12.2.4）：

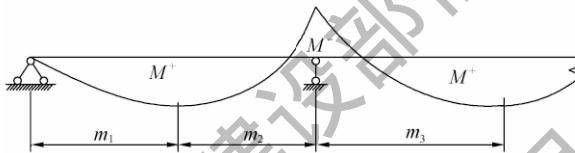


图 12.2.4 连续梁剪跨区划分

1 正弯矩最大点到边支座区段，即 m_1 区段：

$$V_s = \min\{A_a f_a, f_c b_e h_{cl}\} \quad (12.2.4-1)$$

2 正弯矩最大点到中支座（负弯矩最大点）区段，即 m_2 和 m_3 区段：

$$V_s = \min\{A_a f_a, f_c b_e h_{cl}\} + A'_s f_y \quad (12.2.4-2)$$

12.2.5 组合梁的受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 持久、短暂设计状况

$$V_b \leqslant h_w t_w f_{av} \quad (12.2.5-1)$$

2 地震设计状况

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} h_w t_w f_{av} \quad (12.2.5-2)$$

式中： V_b ——剪力设计值，抗震设计时应按本规范第 5.2.2 条的规定计算；

h_w, t_w ——钢梁的腹板高度和厚度；

f_{av} ——钢梁腹板的抗剪强度设计值；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，取 0.75。

12.2.6 用塑性设计法计算组合梁正截面受弯承载力时, 受正弯矩的组合梁可不考虑弯矩和剪力的相互影响, 受负弯矩的组合梁应考虑弯矩与剪力间的相互影响, 按下列规定对腹板抗压、抗拉强度设计值进行折减:

1 当剪力设计值 $V_b > 0.5h_w t_w f_{av}$ 时,

$$f_{ae} = (1 - \rho) f_a \quad (12.2.6-1)$$

$$\rho = [2V_b / (h_w t_w f_{av}) - 1]^2 \quad (12.2.6-2)$$

2 当 $V_b \leq 0.5h_w t_w f_{av}$ 时, 可不对腹板强度设计值进行折减。

式中: f_{ae} —— 折减后的钢梁腹板抗压、抗拉强度设计值;

f_a —— 钢梁腹板抗压和抗拉强度设计值;

ρ —— 折减系数。

12.2.7 组合梁的抗剪连接件宜采用圆柱头焊钉, 也可采用槽钢。一个抗剪连接件的承载力设计值应符合下列规定 (图 12.2.7):

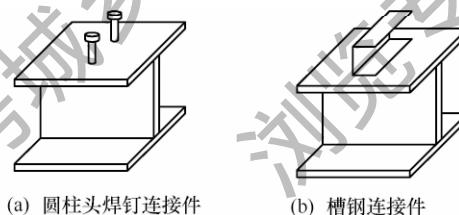


图 12.2.7 组合梁抗剪连接件

1 圆柱头焊钉连接件

$$N_v^c = 0.43A_s \sqrt{E_c f_c} \leq 0.7A_s f_{at} \quad (12.2.7-1)$$

2 槽钢连接件

$$N_v^c = 0.26(t + 0.5t_w)l_c \sqrt{E_c f_c} \quad (12.2.7-2)$$

3 槽钢连接件通过肢尖肢背两条通长角焊缝与钢梁连接, 角焊缝应按承受该连接件的抗剪承载力设计值 N_v^c 进行计算。

4 位于负弯矩区段的抗剪连接件, 其一个抗剪连接件的承载力设计值 N_v^c 应乘以折减系数, 中间支座两侧的折减系数为

0.9，悬臂部分的折减系数为0.8。

式中： N_v^c ——一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力；

A_s ——圆柱头焊钉钉杆截面面积；

f_{at} ——圆柱头焊钉极限强度设计值；

E_c ——混凝土的弹性模量；

t ——槽钢翼缘的平均厚度；

t_w ——槽钢腹板的厚度；

l_c ——槽钢的长度。

12.2.8 对于用压型钢板混凝土组合板做翼板的组合梁，一个圆柱头焊钉连接件的抗剪承载力设计值应分别按下列规定予以折减：

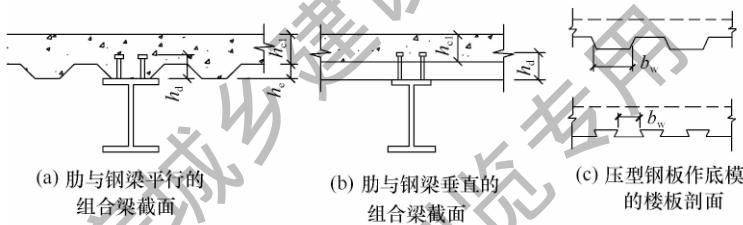


图 12.2.8 用压型钢板作混凝土翼板底模的组合梁

1 当压型钢板肋平行于钢梁布置（图 12.2.8a）， $b_w/h_e < 1.5$ 时，焊钉抗剪连接件承载力设计值的折减系数应按下式计算：

$$\beta_v = 0.6 \frac{b_w}{h_e} \left(\frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \quad (12.2.8-1)$$

2 当压型钢板肋垂直于钢梁布置时（图 12.2.8b），焊钉抗剪连接件承载力设计值的折减系数应按下式计算：

$$\beta_v = \frac{0.85}{\sqrt{n_0}} \frac{b_w}{h_e} \left(\frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \quad (12.2.8-2)$$

式中： β_v ——抗剪连接件承载力折减系数，当 $\beta_v \geq 1$ 时取 $\beta_v = 1$ ；

b_w ——混凝土凸肋的平均宽度，当肋的上部宽度小于下部宽度时（图 12.2.8c），取其上部宽度；

h_e ——混凝土凸肋高度；

h_d ——焊钉高度；

n_0 ——梁截面处一个肋中布置的栓钉数，当多于 3 个时，按 3 个计算。

12.2.9 连接件数量可在对应的剪跨区段内均匀布置。当在此剪跨区段内有较大集中荷载作用时，应将连接件个数按剪力图面积比例分配后再各自均匀布置。

12.2.10 组合梁由荷载作用引起的单位纵向抗剪界面长度上的剪力设计值应按下列规定计算（图 12.2.10）：

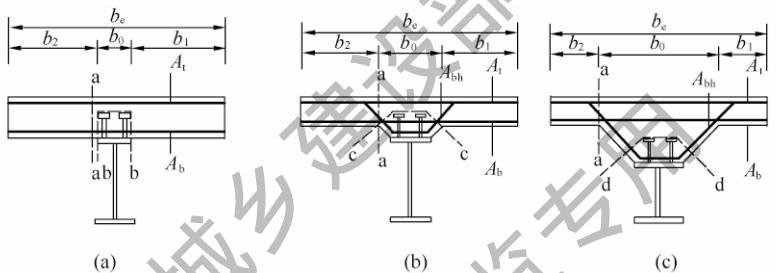


图 12.2.10 托板及翼板的纵向受剪界面及纵向剪力简化计算图

1 a-a 界面，应按下列公式计算并取其较大值：

$$V_{bl} = \frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_1}{b_e} \quad (12.2.10-1)$$

$$V_{bl} = \frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_2}{b_e} \quad (12.2.10-2)$$

2 b-b、c-c、d-d 界面：

$$V_{bl} = \frac{V_s}{m_i} \quad (12.2.10-3)$$

式中： V_{bl} ——荷载作用引起的单位纵向抗剪界面长度上的剪力；

V_s ——每个剪跨区段内钢梁与混凝土翼板交界面的纵向剪力，按本规范第 12.2.4 条的规定计算；

m_i ——剪跨区段长度，按本规范第 12.2.4 条规定计算；

b_e ——混凝土翼板的有效宽度，按本规范第 12.1.1 条的

规定取跨中有效宽度；

b_1, b_2 ——混凝土翼板左、右两侧挑出的宽度。

12.2.11 组合梁由荷载作用引起的单位纵向抗剪界面长度上的斜截面受剪承载力应符合下列公式的规定：

$$V_{bl} \leq 0.7f_t b_f + 0.8A_e f_{yv} \quad (12.2.11-1)$$

$$V_{bl} \leq 0.25f_c b_f \quad (12.2.11-2)$$

式中： f_t ——混凝土抗拉强度设计值；

b_f ——垂直于纵向抗剪界面的长度，按图 12.2.10 所示的 a-a、b-b、c-c 及 d-d 连线在抗剪连接件以外的最短长度取值；

A_e ——单位纵向抗剪界面长度上的横向钢筋截面面积。对于界面 a-a, $A_e = A_b + A_t$ ；对于界面 b-b, $A_e = 2A_b$ ；对于有板托的界面 c-c, $A_e = 2(A_b + A_{bh})$ ；对于有板托的界面 d-d, $A_e = 2A_{bh}$ ；

f_{yv} ——横向钢筋抗拉强度设计值。

12.2.12 混凝土板横向钢筋最小配筋宜符合下式规定：

$$A_e f_{yv} / b_f > 0.75(N/mm^2) \quad (12.2.12)$$

12.3 挠度计算及负弯矩区裂缝宽度计算

12.3.1 组合梁的挠度应分别按荷载的标准组合和准永久组合并考虑长期作用的影响进行计算。挠度计算可按结构力学公式进行，仅受正弯矩作用的组合梁，其抗弯刚度应取考虑滑移效应的折减刚度，连续组合梁应按变截面刚度梁进行计算，在距中间支座两侧各 0.15 倍梁跨度范围内，不计受拉区混凝土对刚度的影响，但应计入纵向钢筋的作用，其余区段仍取折减刚度。在此两种荷载组合中，组合梁应取其相应的折减刚度。

12.3.2 组合梁考虑滑移效应的折减刚度 B 可按下式确定：

$$B = \frac{EI_{eq}}{1+\xi} \quad (12.3.2)$$

式中： E ——钢的弹性模量；

I_{eq} ——组合梁的换算截面惯性矩；对荷载的标准组合，可将截面中的混凝土翼板有效宽度除以钢与混凝土弹性模量的比值 α_E 换算为钢截面宽度后，计算整个截面的惯性矩；对荷载的准永久组合，则除以 $2\alpha_E$ 进行换算；对于钢梁与压型钢板混凝土组合板构成的组合梁，取其较弱截面的换算截面进行计算，且不计压型钢板的作用；
 ξ ——刚度折减系数，按本规范第 12.3.3 条规定计算；
 α_E ——钢与混凝土弹性模量的比值。

12.3.3 刚度折减系数 ξ 可按下列公式计算：

$$\xi = \eta \left[0.4 - \frac{3}{(jl)^2} \right] \quad (12.3.3-1)$$

$$\eta = \frac{36Ed_c p A_0}{n_s khl^2} \quad (12.3.3-2)$$

$$j = 0.81 \sqrt{\frac{n_s N_c A_1}{EI_0 p}} \quad (12.3.3-3)$$

$$A_0 = \frac{A_{cf} A}{\alpha_E A + A_{cf}} \quad (12.3.3-4)$$

$$A_1 = \frac{I_0 + A_0 d_c^2}{A_0} \quad (12.3.3-5)$$

$$I_0 = I + \frac{I_{cf}}{\alpha_E} \quad (12.3.3-6)$$

式中： ξ ——刚度折减系数，当 $\xi \leq 0$ 时，取 $\xi = 0$ ；

A_{cf} ——混凝土翼板截面面积；对压型钢板混凝土组合板的翼板，取其较弱截面的面积，且不考虑压型钢板的面积 (mm^2)；

A ——钢梁截面面积 (mm^2)；

I ——钢梁截面惯性矩 (mm^4)；

I_{cf} ——混凝土翼板的截面惯性矩；对压型钢板混凝土组合板的翼板，取其较弱截面的惯性矩，且不考虑压型钢板 (mm^4)；

- d_c —— 钢梁截面形心到混凝土翼板截面（对压型钢板混凝土组合板为其较弱截面）形心的距离（mm）；
 h —— 组合梁截面高度（mm）；
 l —— 组合梁的跨度（mm）；
 N_v^c —— 抗剪连接件的承载力设计值，按本规范第 12.2.7 条的规定计算（N）；
 k —— 抗剪连接件的刚度系数，取 $k = N_v^c / (N/mm)$ ；
 p —— 抗剪连接件的纵向平均间距（mm）；
 n_s —— 抗剪连接件在一根梁上的列数；
 α_E —— 钢与混凝土弹性模量的比值，当按荷载效应的准永久组合进行计算时， α_E 应乘以 2。

12.3.4 组合梁负弯矩区段混凝土在正常使用极限状态下考虑长期作用影响的最大裂缝宽度应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 轴心受拉构件的规定计算，其值不得大于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定的限值。

12.3.5 按荷载效应的标准组合计算的开裂截面纵向受拉钢筋的应力可按下列公式计算：

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k y_s}{I_{cr}} \quad (12.3.5-1)$$

$$M_k = M_e (1 - \alpha_r) \quad (12.3.5-2)$$

式中： I_{cr} —— 由纵向普通钢筋与钢梁形成的组合截面的惯性矩；

σ_{sk} —— 纵向受拉钢筋应力；

y_s —— 钢筋截面重心至钢筋和钢梁形成的组合截面中和轴的距离；

M_k —— 钢与混凝土形成组合截面之后，考虑了弯矩调幅的标准荷载作用下支座截面负弯矩组合值；对于悬臂组合梁， M_k 应根据平衡条件计算得到；

M_e —— 钢与混凝土形成组合截面之后，标准荷载作用下按照未开裂模型进行弹性计算得到的连续组合梁中支座负弯矩值；

α_r ——正常使用极限状态连续组合梁中支座负弯矩调幅系数，其取值不宜超过15%。

12.4 构造措施

12.4.1 组合梁截面高度不宜超过钢梁截面高度的2倍；混凝土板托高度不宜超过翼板厚度的1.5倍。

12.4.2 有板托的组合梁边梁混凝土翼板伸出长度不宜小于板托高度；无板托时，伸出钢梁中心线不应小于150mm、伸出钢梁翼缘边不应小于50mm（图12.4.2）。

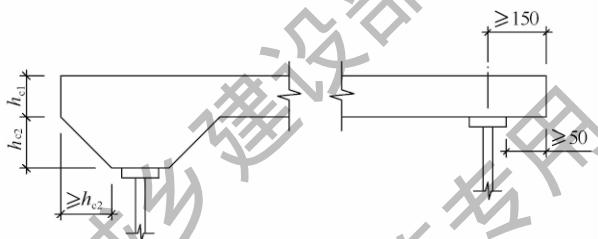


图12.4.2 边梁构造

12.4.3 连续组合梁在中间支座负弯矩区的上部纵向钢筋及分布钢筋，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定设置。负弯矩区的钢梁下翼缘在没有采取防止局部失稳的特殊措施时，其宽厚比应符合塑性设计规定。

12.4.4 抗剪连接件的设置应符合下列规定：

1 圆柱头焊钉连接件钉头下表面或槽钢连接件上翼缘下表面高出翼板底部钢筋顶面的距离不宜小于30mm；

2 连接件沿梁跨度方向的最大间距不应大于混凝土翼板及板托厚度的3倍，且不应大于300mm；当组合梁受压上翼缘不符合塑性设计规定的宽厚比限值，但连接件设置符合下列规定时，仍可采用塑性方法进行设计：

1) 当混凝土板沿全长和组合梁接触时，连接件最大间距不大于 $22t_f\sqrt{235/f_y}$ ；当混凝土板和组合梁部分接触

时，连接件最大间距不大于 $15t_f\sqrt{235/f_y}$ ； t_f 为钢梁受压上翼缘厚度；

2) 连接件的外侧边缘与钢梁翼缘边缘之间的距离不大于 $9t_f\sqrt{235/f_y}$ ， t_f 为钢梁受压上翼缘厚度；

3 连接件的外侧边缘与钢梁翼缘边缘之间的距离不应小于 20mm；

4 连接件的外侧边缘至混凝土翼板边缘间的距离不应小于 100mm；

5 连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

12.4.5 圆柱头焊钉连接件除应符合 12.4.4 条规定外，尚应符合下列规定：

1 钢梁上翼缘承受拉力时，焊钉杆直径不应大于钢梁上翼缘厚度的 1.5 倍；当钢梁上翼缘不承受拉力时，焊钉杆直径不应大于钢梁上翼缘厚度的 2.5 倍；

2 焊钉长度不应小于其杆径的 4 倍；

3 焊钉沿梁轴线方向的间距不应小于杆径的 6 倍；垂直于梁轴线方向的间距不应小于杆径的 4 倍；

4 用压型钢板作底模的组合梁，焊钉杆直径不宜大于 19mm，混凝土凸肋宽度不应小于焊钉杆直径的 2.5 倍；焊钉高度不应小于 $(h_e + 30)$ mm，且不应大于 $(h_e + 75)$ mm， h_e 为混凝土凸肋高度。

12.4.6 槽钢连接件宜采用 Q235 钢，截面不宜大于 [12.6]。

12.4.7 板托的外形尺寸及构造应符合下列规定（图 12.4.7）：

1 板托边缘距抗剪连接件外侧的距离不得小于 40mm，同时板托外形轮廓应在抗剪连接件根部算起的 45°仰角线之外；

2 板托中邻近钢梁上翼缘的部分混凝土应配加强筋，板托中横向钢筋的下部水平段应该设置在距钢梁上翼缘 50mm 的范围之内；

3 横向钢筋的间距不应大于 $4 h_{e0}$ 且不应大于 200mm， h_{e0} 为圆柱头焊钉连接件钉头下表面或槽钢连接件上翼缘下表面高出

翼板底部钢筋顶面的距离。

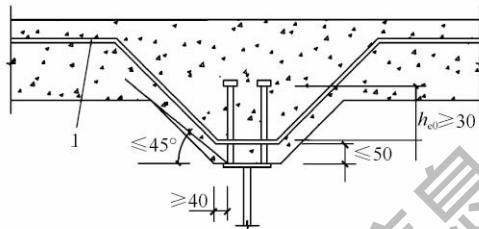


图 12.4.7 板托的构造规定

1—弯筋

12.4.8 无板托的组合梁，混凝土翼板中的横向钢筋应符合本规范第 12.4.7 条中第 2 款、第 3 款的规定。

12.4.9 对于承受负弯矩的箱形截面组合梁，可在钢箱梁底板上方或腹板内侧设置抗剪连接件并浇筑混凝土。

13 组合楼板

13.1 一般规定

13.1.1 组合楼板用压型钢板应根据腐蚀环境选择镀锌量，可选择两面镀锌量为 $275\text{g}/\text{m}^2$ 的基板。组合楼板不宜采用钢板表面无压痕的光面开口型压型钢板，且基板净厚度不应小于 0.75mm 。作为永久模板使用的压型钢板基板的净厚度不宜小于 0.5mm 。

13.1.2 压型钢板浇筑混凝土面的槽口宽度，开口型压型钢板凹槽重心轴处宽度 (b_r)、缩口型压型钢板和闭口型压型钢板槽口最小浇筑宽度 (b_r) 不应小于 50mm 。当槽内放置栓钉时，压型钢板总高 (h_s ，包括压痕) 不宜大于 80mm (图 13.1.2)。

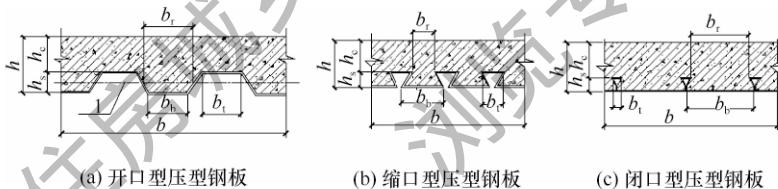


图 13.1.2 组合楼板截面凹槽宽度示意图

1—压型钢板重心轴

13.1.3 组合楼板总厚度 h 不应小于 90mm ，压型钢板肋顶部以上混凝土厚度 h_c 不应小于 50mm 。

13.1.4 组合楼板中的压型钢板肋顶以上混凝土厚度 h_c 为 $50\text{mm}\sim100\text{mm}$ 时，组合楼板可沿强边 (顺肋) 方向按单向板计算。

13.1.5 组合楼板中的压型钢板肋顶以上混凝土厚度 h_c 大于 100mm 时，组合楼板的计算应符合下列规定：

1 当 $\lambda_e < 0.5$ 时，按强边方向单向板进行计算；

- 2 当 $\lambda_e > 2.0$ 时，按弱边方向单向板进行计算；
 3 当 $0.5 \leq \lambda_e \leq 2.0$ 时，按正交异性双向板进行计算；
 4 有效边长比 λ_e 应按下列公式计算：

$$\lambda_e = \frac{l_x}{\mu l_y} \quad (13.1.5-1)$$

$$\mu = \left(\frac{I_x}{I_y} \right)^{1/4} \quad (13.1.5-2)$$

式中： λ_e ——有效边长比；

I_x ——组合楼板强边计算宽度的截面惯性矩；

I_y ——组合楼板弱边方向计算宽度的截面惯性矩，只考虑压型钢板肋顶以上混凝土的厚度；

l_x 、 l_y ——组合楼板强边、弱边方向的跨度。

13.2 承载力计算

13.2.1 组合楼板截面在正弯矩作用下，其正截面受弯承载力应符合下列规定（图 13.2.1）：

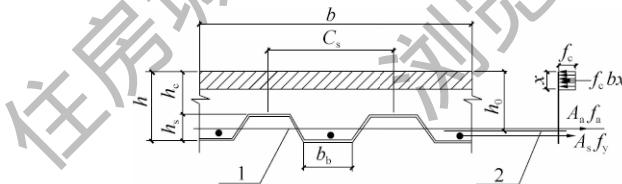


图 13.2.1 组合楼板的受弯计算简图

1—压型钢板重心轴；2—钢材合力点

1 正截面受弯承载力计算：

$$M \leq f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (13.2.1-1)$$

$$f_c b x = A_a f_a + A_s f_y \quad (13.2.1-2)$$

2 混凝土受压区高度应符合下列条件：

$$x \leq h_c \quad (13.2.1-3)$$

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (13.2.1-4)$$

3 相对界限受压区高度应按下列公式计算：

1) 有屈服点钢材

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_a}{E_a \epsilon_{cu}}} \quad (13.2.1-5)$$

2) 无屈服点钢材

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} + \frac{f_a}{E_a \epsilon_{cu}}} \quad (13.2.1-6)$$

3) 当截面受拉区配置钢筋时，相对界限受压区高度计算式

(13.2.1-5) 或 (13.2.1-6) 中的 f_a 应分别用钢筋强度设计值 f_y 和压型钢板强度设计值 f_a 代入计算取其较小值。

式中： M ——计算宽度内组合楼板的弯矩设计值；

h_c ——压型钢板肋以上混凝土厚度；

b ——组合楼板计算宽度，一般情况计算宽度可为 1m；

x ——混凝土受压区高度；

h_0 ——组合楼板截面有效高度，取压型钢板及钢筋拉力合力点至混凝土受压边的距离；

A_a ——计算宽度内压型钢板截面面积；

A_s ——计算宽度内板受拉钢筋截面面积；

f_a ——压型钢板抗拉强度设计值；

f_y ——钢筋抗拉强度设计值；

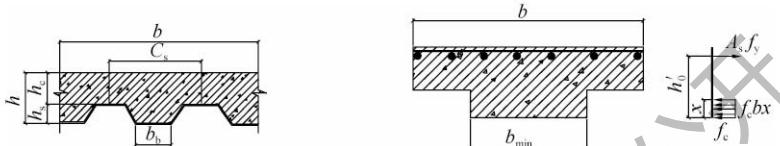
f_c ——混凝土抗压强度设计值；

ϵ_{cu} ——受压区混凝土极限压应变，其值取 0.0033；

ξ_b ——相对界限受压区高度；

β_1 ——受压区混凝土应力图形影响系数，按本规范第 5.1.1 条取值。

13.2.2 组合楼板截面在负弯矩作用下，可不考虑压型钢板受压，将组合楼板截面简化成等效 T 形截面，其正截面承载力应符合下列公式的规定（图 13.2.2）：



(a) 简化前组合楼板截面

(b) 简化后组合楼板截面

图 13.2.2 简化的 T 形截面

$$M \leq f_c b_{\min} \left(h'_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (13.2.2-1)$$

$$f_c b x = A_s f_y \quad (13.2.2-2)$$

$$b_{\min} = \frac{b}{c_s} b_b \quad (13.2.2-3)$$

式中： M ——计算宽度内组合楼板的负弯矩设计值；

h'_0 ——负弯矩区截面有效高度；

b_{\min} ——计算宽度内组合楼板换算腹板宽度；

b ——组合楼板计算宽度；

c_s ——压型钢板板肋中心线间距；

b_b ——压型钢板单个波槽的最小宽度。

13.2.3 组合楼板斜截面受剪承载力应符合下式规定：

$$V \leq 0.7 f_t b_{\min} h_0 \quad (13.2.3)$$

式中： V ——组合楼板最大剪力设计值；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值。

13.2.4 组合楼板中压型钢板与混凝土间的纵向剪切粘结承载力应符合下式规定：

$$V \leq m \frac{A_a h_0}{1.25a} + k f_t b h_0 \quad (13.2.4)$$

式中： V ——组合楼板最大剪力设计值；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值；

a ——剪跨，均布荷载作用时取 $a = l_n/4$ ；

l_n ——板净跨度，连续板可取反弯点之间的距离；

A_a ——计算宽度内组合楼板截面压型钢板面积；
 m 、 k ——剪切粘结系数，按本规范附录 A 取值。

13.2.5 在局部集中荷载作用下，组合楼板应对作用力较大处进行单独验算，其有效工作宽度应按下列公式计算（图 13.2.5）：

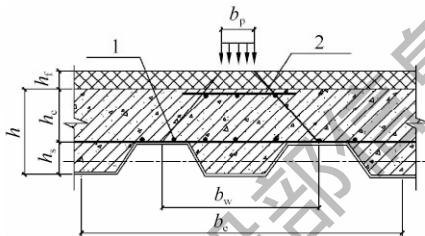


图 13.2.5 局部荷载分布有效宽度
1—承受局部集中荷载钢筋；2—局部承压附加钢筋

1 受弯计算

简支板： $b_e = b_w + 2l_p(1 - l_p/l)$ (13.2.5-1)

连续板： $b_e = b_w + 4l_p(1 - l_p/l)/3$ (13.2.5-2)

2 受剪计算

$$b_e = b_w + l_p(1 - l_p/l) \quad (13.2.5-3)$$

3 b_w 应按下式计算：

$$b_w = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (13.2.5-4)$$

式中： l ——组合楼板跨度；

l_p ——荷载作用中点至楼板支座的较近距离；

b_e ——局部荷载在组合楼板中的有效工作宽度；

b_w ——局部荷载在压型钢板中的工作宽度；

b_p ——局部荷载宽度；

h_c ——压型钢板肋以上混凝土厚度；

h_f ——地面饰面层厚度。

13.2.6 在局部集中荷载作用下的受冲切承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定，混凝土板的有效高度可取组合楼板肋以上混凝土厚度。

13.3 正常使用极限状态验算

13.3.1 组合楼板负弯矩区最大裂缝宽度应按下列公式计算：

$$\omega_{\max} = 1.9\psi \frac{\sigma_{sq}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \quad (13.3.1-1)$$

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{0.87h_0 A_s} \quad (13.3.1-2)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sq}} \quad (13.3.1-3)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \quad (13.3.1-4)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (13.3.1-5)$$

$$A_{te} = 0.5b_{min}h + (b - b_{min})h_c \quad (13.3.1-6)$$

式中： ω_{\max} ——最大裂缝宽度；

ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数：当 $\psi < 0.2$ 时，取 $\psi = 0.2$ ；当 $\psi > 1$ 时，取 $\psi = 1$ ；对直接承受重复荷载的构件，取 $\psi = 1$ ；

σ_{sq} ——按荷载效应的准永久组合计算的组合楼板负弯矩区纵向受拉钢筋的等效应力；

E_s ——钢筋弹性模量；

c_s ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离，当 $c_s < 20\text{mm}$ 时，取 $c_s = 20\text{mm}$ ；

ρ_{te} ——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率；在最大裂缝宽度计算中，当 $\rho_{te} < 0.01$ 时，取 $\rho_{te} = 0.01$ ；

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积；

A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积；

d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径；

d_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径；

n_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的根数；

ν_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数，光面钢筋 $\nu_i = 0.7$ ，带肋钢筋 $\nu_i = 1.0$ ；

A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积；

h_0' ——组合楼板负弯矩区板的有效高度；

M_q ——按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值。

13.3.2 使用阶段组合楼板挠度应按结构力学的方法计算，组合楼板在准永久荷载作用下的截面抗弯刚度可按下列公式计算（图 13.3.2）：

$$B_s = E_c I_{eq}^s \quad (13.3.2-1)$$

$$I_{eq}^s = \frac{I_u^s + I_c^s}{2} \quad (13.3.2-2)$$

$$I_u^s = \frac{bh_c^3}{12} + bh_c(y_{cc} - 0.5h_c)^2 + \alpha_E I_a + \alpha_E A_a y_{cs}^2 + \frac{b_r b h_s}{c_s} \left[\frac{h_s^2}{12} + (h - y_{cc} - 0.5h_s)^2 \right] \quad (13.3.2-3)$$

$$y_{cc} = \frac{0.5bh_c^2 + \alpha_E A_a h_0 + b_r h_s(h_0 - 0.5h_s)b/c_s}{bh_c + \alpha_E A_a + b_r h_s b/c_s} \quad (13.3.2-4)$$

$$I_c^s = \frac{by_{cc}^3}{3} + \alpha_E A_a y_{cs}^2 + \alpha_E I_a \quad (13.3.2-5)$$

$$y_{cc} = (\sqrt{2\rho_a \alpha_E + (\rho_a \alpha_E)^2} - \rho_a \alpha_E) h_0 \quad (13.3.2-6)$$

$$y_{cs} = h_0 - y_{cc} \quad (13.3.2-7)$$

$$\alpha_E = E_a/E_c \quad (13.3.2-8)$$

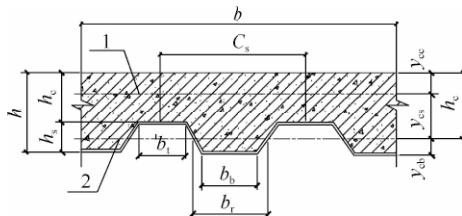


图 13.3.2 组合楼板截面刚度计算简图

1—中和轴；2—压型钢板重心轴

式中： B_s ——短期荷载作用下的截面抗弯刚度；
 I_{eq}^s ——准永久荷载作用下的平均换算截面惯性矩；
 I_u^s ——准永久荷载作用下未开裂换算截面惯性矩；
 I_c^s ——准永久荷载作用下开裂换算截面惯性矩；
 b ——组合楼板计算宽度；
 c_s ——压型钢板板肋中心线间距；
 b_r ——开口板为槽口的平均宽度，锁口板、闭口板为槽口的最小宽度；
 h_c ——压型钢板肋顶上混凝土厚度；
 h_s ——压型钢板的高度；
 h_0 ——组合板截面有效高度；
 y_{ce} ——截面中和轴距混凝土顶边距离，当 $y_{ce} > h_c$ ，取 $y_{ce} = h_c$ ；
 y_{cs} ——截面中和轴距压型钢板截面重心轴距离；
 α_E ——钢对混凝土的弹性模量比；
 E_a ——钢的弹性模量；
 E_c ——混凝土的弹性模量；
 A_a ——计算宽度内组合楼板中压型钢板的截面面积；
 I_a ——计算宽度内组合楼板中压型钢板的截面惯性矩；
 ρ_a ——计算宽度内组合楼板截面压型钢板含钢率。

13.3.3 组合楼板长期荷载作用下截面抗弯刚度可按下列公式计算：

$$B = 0.5 E_c I_{eq}^l \quad (13.3.3-1)$$

$$I_{eq}^l = \frac{I_u^l + I_c^l}{2} \quad (13.3.3-2)$$

式中： B ——长期荷载作用下的截面抗弯刚度；
 I_{eq}^l ——长期荷载作用下的平均换算截面惯性矩；
 I_u^l 、 I_c^l ——长期荷载作用下未开裂换算截面惯性矩及开裂换算截面惯性矩，按本规范公式（13.3.2-3）、（13.3.2-6）计算，计算中 α_E 改用 $2\alpha_E$ 。

13.3.4 组合楼盖应进行舒适度验算，舒适度验算可采用动力时程分析方法，也可采用本规范附录B的方法；对高层建筑也可按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3的方法验算。

13.4 构造措施

13.4.1 组合楼板正截面承载力不足时，可在板底沿顺肋方向配置纵向抗拉钢筋，钢筋保护层净厚度不应小于15mm，板底纵向钢筋与上部纵向钢筋间应设置拉筋。

13.4.2 组合楼板在有较大集中（线）荷载作用部位应设置横向钢筋，其截面面积不应小于压型钢板肋以上混凝土截面面积的0.2%，延伸宽度不应小于集中（线）荷载分布的有效宽度。钢筋间距不宜大于150mm，直径不宜小于6mm。

13.4.3 组合楼板支座处构造钢筋及板面温度钢筋配置应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定。

13.4.4 组合楼板支承于钢梁上时，其支承长度对边梁不应小于75mm（图13.4.4a）；对中间梁，当压型钢板不连续时不应小于50mm（图13.4.4b）；当压型钢板连续时不应小于75mm（图13.4.4c）。

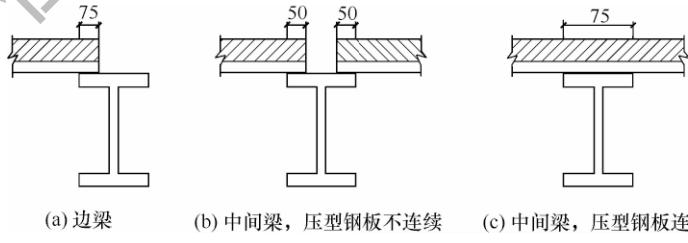


图13.4.4 组合楼板支承于钢梁上

13.4.5 组合楼板支承于混凝土梁上时，应在混凝土梁上设置预埋件，预埋件设计应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定，不得采用膨胀螺栓固定预埋件。组合楼板在

混凝土梁上的支承长度，对边梁不应小于100mm（图13.4.5a）；对中间梁，当压型钢板不连续时不应小于75mm（图13.4.5b）；当压型钢板连续时不应小于100mm（图13.4.5c）。

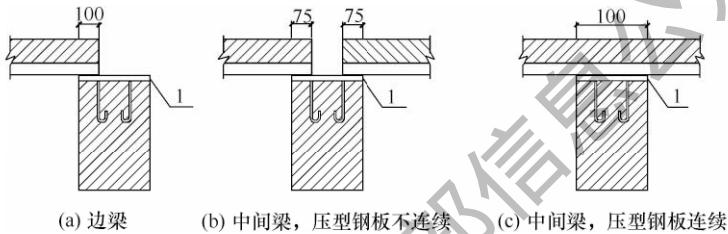


图13.4.5 组合楼板支承于混凝土梁上

1—预埋件

13.4.6 组合楼板支承于砌体墙上时，应在砌体墙上设混凝土圈梁，并在圈梁上设置预埋件，组合楼板应支承于预埋件上，并应符合本规范第13.4.5条的规定。

13.4.7 组合楼板支承于剪力墙侧面时，宜支承在剪力墙侧面设置的预埋件上，剪力墙内宜预留钢筋并与组合楼板负弯矩钢筋连接，埋件设置以及预留钢筋的锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定（图13.4.7）。

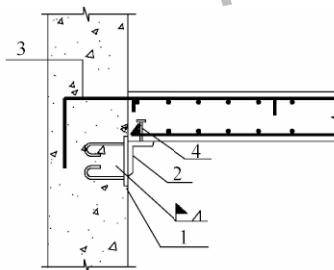


图13.4.7 组合楼板与剪力墙连接构造

1—预埋件；2—角钢或槽钢；3—剪力墙内预留钢筋；4—栓钉

13.4.8 组合楼板栓钉的设置应符合本规范第12.4.4条和第12.4.5条的规定。

13.5 施工阶段验算及规定

13.5.1 在施工阶段，压型钢板作为模板计算时，应考虑下列荷载：

- 1 永久荷载：**压型钢板、钢筋和混凝土自重。
- 2 可变荷载：**施工荷载与附加荷载。施工荷载应包括施工人员和施工机具等，并考虑施工过程中可能产生的冲击和振动。当有过量的冲击、混凝土堆放以及管线等应考虑附加荷载。可变荷载应以工地实际荷载为依据。

3 当没有可变荷载实测数据或施工荷载实测值小于 1.0kN/m^2 时，施工荷载取值不应小于 1.0kN/m^2 。

13.5.2 计算压型钢板施工阶段承载力时，湿混凝土荷载分项系数应取 1.4。

13.5.3 压型钢板在施工阶段承载力应符合现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 的规定，结构重要性系数 γ_0 可取 0.9。

13.5.4 压型钢板施工阶段应按荷载的标准组合计算挠度，并应按现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 计算得到的有效截面惯性矩 I_{ae} 计算，挠度不应大于板支撑跨度 l 的 $1/180$ ，且不应大于 20mm。

13.5.5 压型钢板端部支座处宜采用栓钉与钢梁或预埋件固定，栓钉应设置在支座的压型钢板凹槽处，每槽不应少于 1 个，并应穿透压型钢板与钢梁焊牢，栓钉中心到压型钢板自由边距离不应小于 2 倍栓钉直径。栓钉直径可根据楼板跨度按表 13.5.5 采用。当固定栓钉作为组合楼板与钢梁之间的抗剪栓钉使用时，尚应符合本规范第 12 章的相关规定。

表 13.5.5 固定压型钢板的栓钉直径

楼板跨度 l (m)	栓钉直径 (mm)
$l < 3$	13

续表 13.5.5

楼板跨度 l (m)	栓钉直径 (mm)
$3 \leq l \leq 6$	16, 19
$l > 6$	19

13.5.6 压型钢板侧向在钢梁上的搭接长度不应小于 25mm，在预埋件上的搭接长度不应小于 50mm。组合楼板压型钢板侧向与钢梁或预埋件之间应采取有效固定措施。当采用点焊焊接固定时，点焊间距不宜大于 400mm。当采用栓钉固定时，栓钉间距不宜大于 400mm；栓钉直径应符合本规范第 13.5.5 条的规定。

14 连接构造

14.1 型钢混凝土柱的连接构造

14.1.1 在各种结构体系中，当结构下部楼层采用型钢混凝土柱，上部楼层采用钢筋混凝土柱时，在此两种结构类型间应设置结构过渡层，过渡层应符合下列规定（图 14.1.1）：

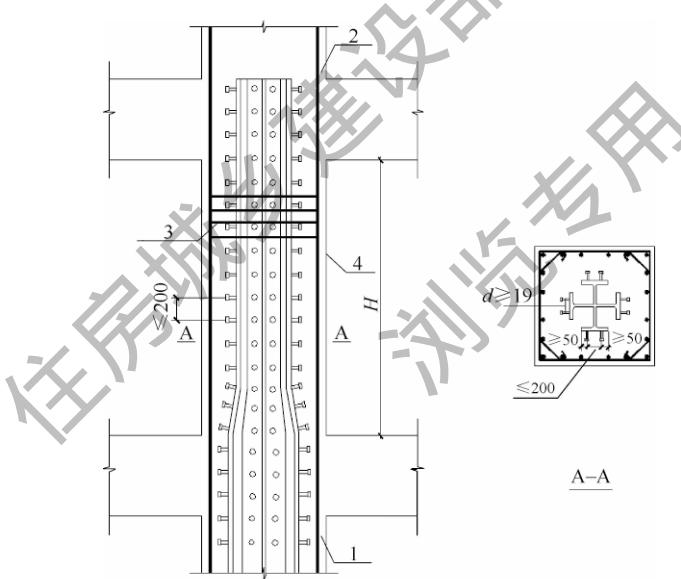


图 14.1.1 型钢混凝土柱与钢筋混凝土柱的过渡层连接构造

1—型钢混凝土柱；2—钢筋混凝土柱；
3—柱箍筋全高加密；4—过渡层

1 设计中确定某层柱由型钢混凝土柱改为钢筋混凝土柱时，下部型钢混凝土柱中的型钢应向上延伸一层或二层作为过渡层，过渡层柱的型钢截面可适当减小，纵向钢筋和箍筋配置应按钢筋

混凝土柱计算，不考虑型钢作用；箍筋应沿柱全高加密；

2 结构过渡层内的型钢翼缘应设置栓钉，栓钉的直径不应小于19mm，栓钉的水平及竖向间距不宜大于200mm，栓钉至型钢钢板边缘距离不宜小于50mm。

14.1.2 在各种结构体系中，当结构下部楼层采用型钢混凝土柱，上部楼层采用钢柱时，在此两种结构类型间应设置结构过渡层，过渡层应符合下列规定（图14.1.2）：

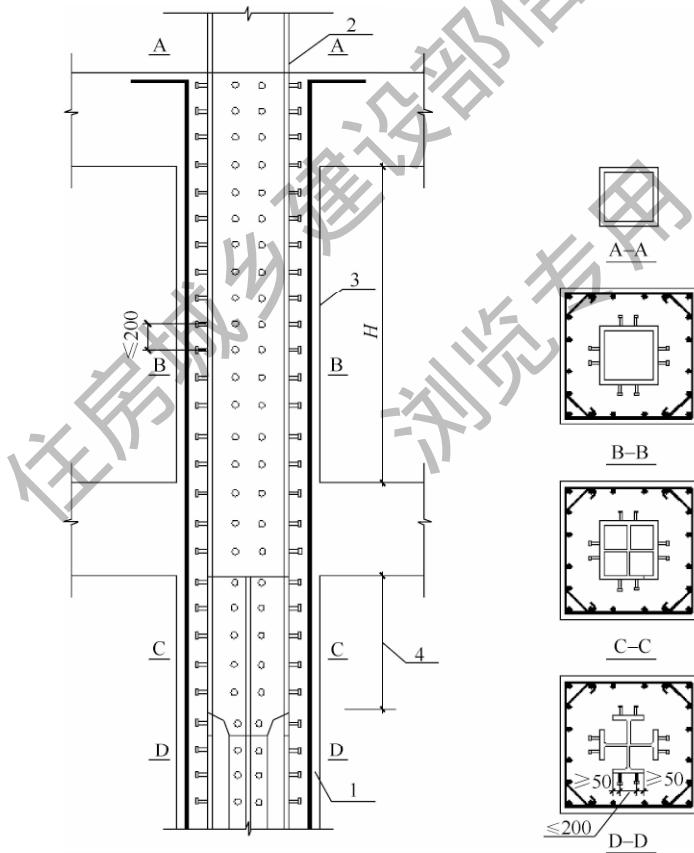


图14.1.2 型钢混凝土柱与钢柱的过渡层连接构造
1—型钢混凝土柱；2—钢柱；3—过渡层；4—过渡层型钢向下延伸高度

1 当某层柱由型钢混凝土柱改为钢柱时，下部型钢混凝土柱应向上延伸一层作为过渡层。过渡层中型钢应按上部钢柱截面配置，且向下一层延伸至梁下部不小于 2 倍柱型钢截面高度处；过渡层柱的箍筋应按下部型钢混凝土柱箍筋加密区的规定配置并沿柱全高加密。

2 过渡层柱的截面刚度应为下部型钢混凝土柱截面刚度 $(EI)_{SRC}$ 与上部钢柱截面刚度 $(EI)_s$ 的过渡值，宜取 $0.6[(EI)_{SRC} + (EI)_s]$ ；其截面配筋应符合型钢混凝土柱承载力计算和构造规定；过渡层柱中型钢应按本规范第 14.1.1 条规定设置栓钉。

3 当下部型钢混凝土柱中的型钢为十字形型钢，上部钢柱为箱形截面时，十字形型钢腹板宜深入箱形钢柱内，其伸入长度不宜小于十字形型钢截面高度的 1.5 倍。

14.1.3 型钢混凝土柱中的型钢柱需改变截面时，宜保持型钢截面高度不变，仅改变翼缘的宽度、厚度或腹板厚度。当改变柱截面高度时，截面高度宜逐步过渡，且在变截面上、下端应设置加劲肋；当变截面段位于梁柱连接节点处时，变截面位置宜设置在两端距梁翼缘不小于 150mm 位置处（图 14.1.3）。

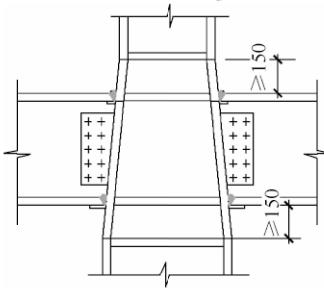


图 14.1.3 型钢柱变截面构造

14.1.4 型钢混凝土柱中的型钢柱拼接连接节点，翼缘宜采用全熔透的坡口对接焊缝；腹板可采用高强螺栓连接或全熔透坡口对

接焊缝，腹板较厚时宜采用焊缝连接。柱拼接位置宜设置安装耳板，应根据柱安装单元的自重确定耳板的厚度、长度、固定螺栓数目及焊缝高度。耳板厚度不宜小于10mm，安装螺栓不宜少于6个M20，耳板与翼缘间宜采用双面角焊缝，焊脚高度不宜小于8mm（图14.1.4）。

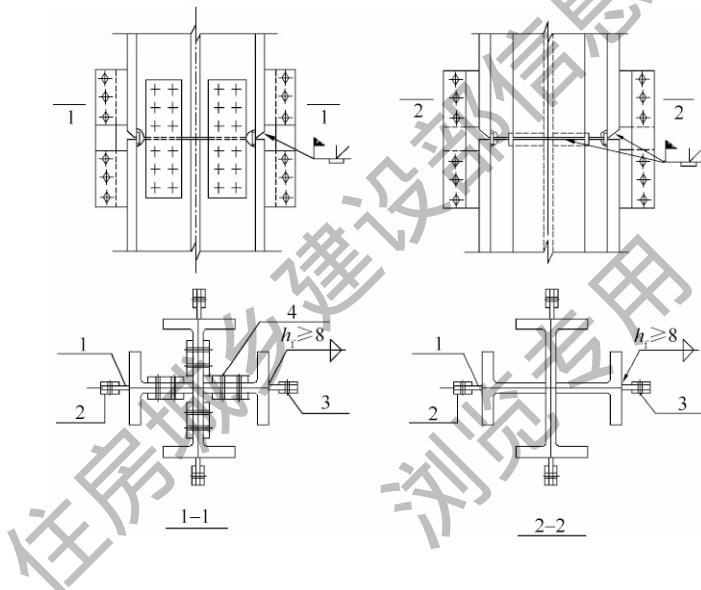


图14.1.4 十字形截面型钢柱拼接节点的构造
1—耳板；2—连接板；3—安装螺栓；4—高强螺栓

14.2 矩形钢管混凝土柱的连接构造

14.2.1 矩形钢管混凝土柱的钢管对接应考虑构造和运输要求，可按多个楼层下料分段制作，分段接头宜设在楼面上1.0m～1.3m处。

14.2.2 不同壁厚的矩形钢管柱段的对接拼接宜采用下列方式：

1 矩形钢管的工厂拼接

1) 对内壁平齐的对接拼接，当钢管壁厚相差不大于4mm

时，可直接拼接（图 14.2.2-1a）；当钢管壁厚相差大于 4mm 时，较厚钢管的管壁应加工成斜坡后连接，斜坡坡度不应大于 1:2.5（图 14.2.2-1b）。

- 2) 对外壁平齐的对接拼接，当较薄钢管的公称壁厚不大于 5mm 时，钢管壁厚相差应小于 1.5mm；当较薄钢管的公称壁厚大于 5mm 时，壁厚相差不应大于 1mm 加公称壁厚的 0.1 倍，且不大于 8mm；当两钢管的壁厚相差较大而不符合以上规定时，应采用有厚度差的内衬板（图 14.2.2-1c）或将较厚钢管内壁加工成斜坡（图 14.2.2-1d），斜坡坡度不应大于 1:2.5。
- 3) 采用较厚钢管的管壁加工成斜坡连接时，下柱顶端管壁厚度宜与上柱底端管壁厚度相等或相差不大于 4mm，内衬板的厚度不宜小于 6mm。

2 矩形钢管的现场拼接

钢管在现场拼接时，下节柱的上端应设置开孔隔板或环形隔板，顶面与柱口平齐或略低。接口应采用坡口全熔透焊接，管内应设衬管或衬板（图 14.2.2-2）。

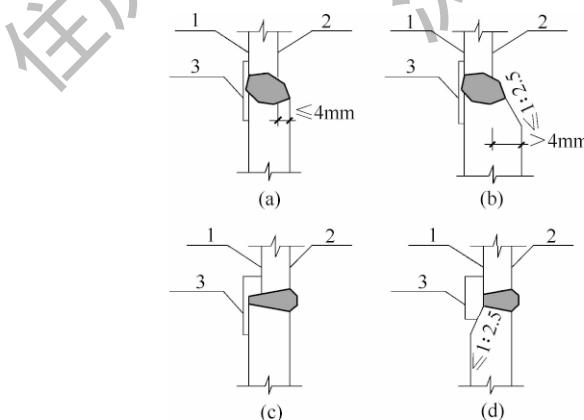


图 14.2.2-1 不同壁厚钢管的工厂拼接

1—内壁；2—外壁；3—内衬板

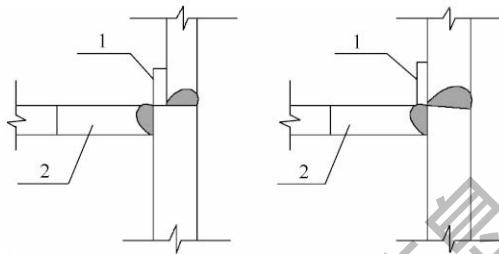


图 14.2.2-2 钢管的现场拼接
1—衬管或衬板；2—开孔隔板或环形隔板

14.2.3 矩形钢管混凝土柱的柱段截面宽度或高度明显不同时，宜采用下列方式拼接：

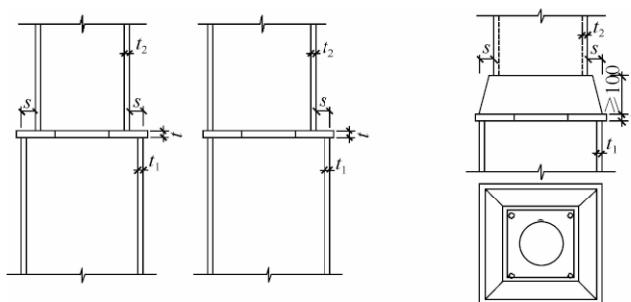
1 当上节柱外壁与下节柱外壁之间的差距 s 不大于 25mm 时，可采用顶板拼接方式（图 14.2.3-1a），顶板厚度应符合下式规定：

$$t \geq s - t_1 + t_2 \quad (14.2.3)$$

式中： t ——顶板厚度，当 $t < 20\text{mm}$ 时取 $t = 20\text{mm}$ ；

t_1 、 t_2 ——下节柱、上节柱的壁厚，且 $t_1 \geq t_2$ 。

2 当上节柱外壁与下节柱外壁间的差距 s 大于 25mm，但不大于 50mm 时，可采用上节柱外壁加劲拼接方式。加劲段高度不宜小于 100mm，顶板厚度 t 宜比下柱壁厚 t_1 增加 2mm（图 14.2.3-1b）。



(a) 顶板拼接

(b) 外壁加劲拼接

图 14.2.3-1 钢管柱的顶板拼接方式

3 当上节柱外壁与下节柱外壁间的差距 s 大于 50mm 时，钢管宜采用台锥形拼接方式，台锥坡度不应大于 1 : 2.5（图 14.2.3-2a、b）。在下节柱顶面和台锥形拼接钢管顶面应设开孔隔板。当台锥形拼接钢管位于梁柱接头部位时，梁翼缘与台锥应采用坡口全熔透焊接，并在梁翼缘高度处设置开孔隔板，梁腹板与台锥可采用高强螺栓连接，拼接钢管两端宜突出梁翼缘外侧不小于 150mm（图 14.2.3-2c）；也可在拼接钢管两端设置开孔外伸隔板，梁翼缘与隔板应采用坡口全熔透焊接，梁腹板与台锥可采用双面角焊缝连接（图 14.2.3-2d）。

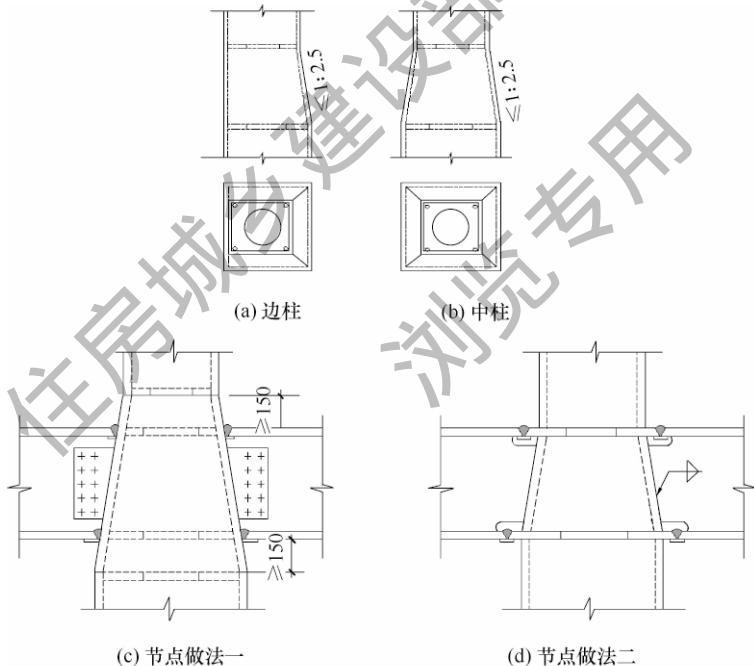


图 14.2.3-2 钢管柱的台锥形拼接方式

14.3 圆形钢管混凝土柱的连接构造

14.3.1 等直径钢管对接时宜设置环形隔板和内衬钢管段，内衬

钢管段也可兼作为抗剪连接件，并应符合下列规定：

1 上下钢管之间应采用全熔透坡口焊缝，焊缝位置宜高出楼面 1000mm~1300mm，直焊缝钢管对接处应错开钢管焊缝；

2 内衬钢管仅作为衬管使用时（图 14.3.1a），衬管管壁厚度宜为 4mm~6mm，衬管高度不宜小于 50mm，其外径宜比钢管内径小 2mm；环形隔板宽度不宜小于 80mm；

3 内衬钢管兼作为抗剪连接件时（图 14.3.1b），衬管管壁厚度不宜小于 16mm，衬管高度不宜小于 100mm，其外径宜比钢管内径小 2mm。内衬钢管焊缝与对接焊缝间距不宜小于 50mm。

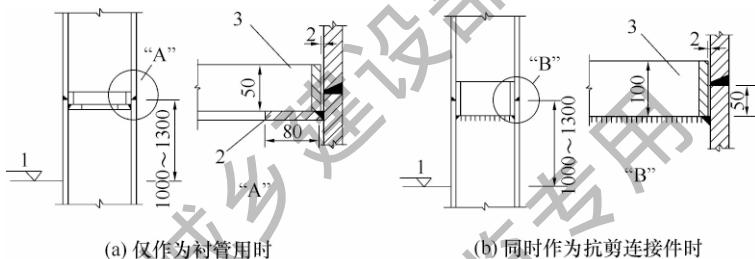


图 14.3.1 等直径钢管对接构造

1—楼面；2—环形隔板；3—内衬钢管

14.3.2 不同直径钢管对接时，宜采用一段变径钢管连接（图 14.3.2）。变径钢管的上下两端均宜设置环形隔板，变径钢管的

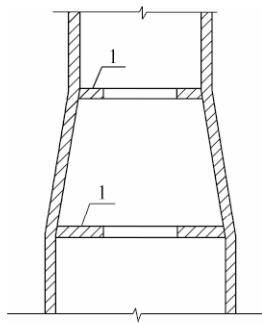


图 14.3.2 不同直径钢管接长构造示意图

1—环形隔板

壁厚不应小于所连接的钢管壁厚，变径段的斜度不宜大于 $1:6$ ，变径段宜设置在楼盖结构高度范围内。

14.4 梁与梁连接构造

14.4.1 当框架柱一侧为型钢混凝土梁，另一侧为钢筋混凝土梁时，型钢混凝土梁中的型钢，宜延伸至钢筋混凝土梁 $1/4$ 跨度处，且在伸长段型钢上、下翼缘设置栓钉。栓钉直径不宜小于 $19mm$ ，间距不宜大于 $200mm$ ，且在梁端至伸长段外 2 倍梁高范围内，箍筋应加密（图 14.4.1）。

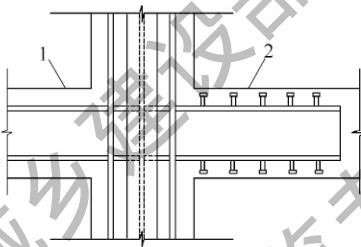


图 14.4.1 框架柱一侧为型钢混凝土梁，另一侧为钢筋混凝土梁的连接
1—型钢混凝土梁；2—钢筋混凝土梁

14.4.2 钢筋混凝土次梁与型钢混凝土主梁连接，次梁纵向钢筋应穿过或绕过型钢混凝土梁的型钢。

14.4.3 钢次梁与型钢混凝土主梁连接，其主梁和次梁的型钢可采用刚接或铰接，主梁的腰筋应穿过钢次梁。

14.5 梁与墙连接构造

14.5.1 型钢混凝土梁或钢梁与钢筋混凝土墙的连接，可采用铰接或刚接，并应符合下列规定：

1 铰接连接可在钢筋混凝土墙中设置预埋件，型钢梁腹板与预埋件之间通过连接板采用高强螺栓连接（图 14.5.1a、b）；预埋件应能传递剪力及弯矩作用，其计算和构造应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

2 刚性连接可采用在钢筋混凝土墙中设置型钢柱，型钢梁与墙中型钢柱或外伸钢梁刚性连接（图 14.5.1c、d）。对于型钢混凝土梁，其纵向钢筋应伸入墙中，且锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

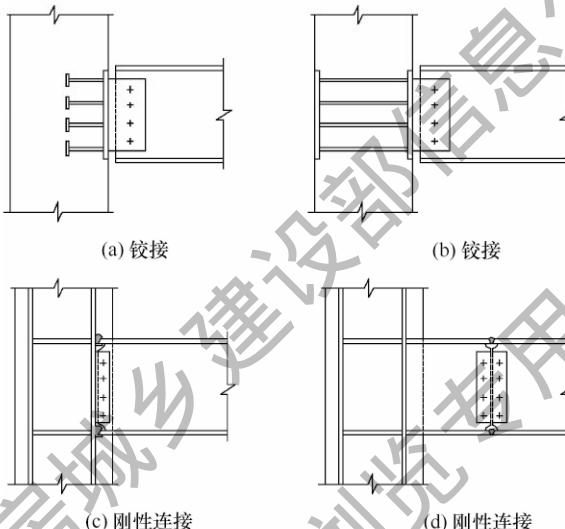


图 14.5.1 梁与墙的连接构造

14.6 斜撑与梁、柱连接构造

14.6.1 斜撑宜采用 H 型钢、钢管等钢斜撑，也可采用型钢混凝土斜撑或钢管混凝土斜撑，其截面形式宜与梁柱节点以及框架梁截面形式相适应。

14.6.2 斜撑与钢梁或型钢混凝土梁内型钢以及型钢混凝土柱内型钢的连接应采用刚性连接，并应符合下列规定（图 14.6.2）：

1 斜撑与梁、柱间应采用全熔透焊缝连接，在对应于斜撑翼缘处应分别在梁内型钢和柱内型钢设置加劲肋，加劲肋应与斜撑翼缘等厚，且厚度不宜小于 12mm。

2 型钢混凝土柱内纵筋应贯通，纵筋布置宜减少与型钢相

碰，相碰的纵筋可采用机械连接套筒连接或与连接板焊接；型钢混凝土柱箍筋可通过腹板穿孔通过或采用带状连接板焊接。连接板以及焊缝的计算、构造应符合国家现行标准《钢结构设计规范》GB 50017 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定。

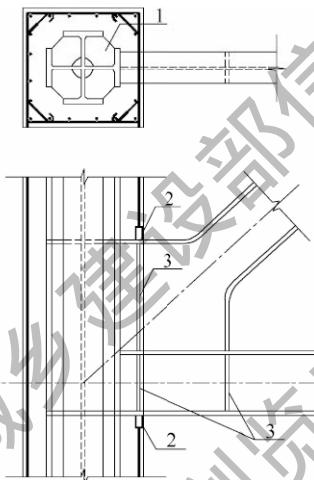


图 14.6.2 斜撑与梁、柱连接构造

1—水平加劲肋；2—纵筋机械连接器；3—竖向加劲肋

14.7 抗剪连接件构造

14.7.1 各种结构体系中的型钢混凝土柱，宜在下列部位设置抗剪栓钉：

- 1 埋入式柱脚型钢翼缘埋入部分及其上一层柱全高；
- 2 非埋入式柱脚上部第一层的型钢翼缘和腹板部位；
- 3 结构类型转换所设置的过渡层及其相邻层全高范围的翼缘部位；
- 4 结构体系中设置的腰桁架层和伸臂桁架加强层及其相邻楼层柱全高范围的翼缘部位；

5 梁柱节点区上、下各 2 倍型钢截面高度范围的型钢柱翼缘部位；

6 受力复杂的节点、承受较大外加竖向荷载或附加弯矩的节点区，在节点上、下各 1/3 柱高范围的型钢柱翼缘部位；

7 框支层及其上、下层的型钢柱全高范围的翼缘部位；

8 各类体系中底层和顶层型钢柱全高范围的翼缘部位。

14.7.2 各种结构体系中的矩形钢管混凝土柱和圆形钢管混凝土柱，应在埋入式柱脚钢管理入部分的外壁设置抗剪栓钉。

14.7.3 型钢、钢板、带钢斜撑混凝土剪力墙边缘构件中的型钢翼缘应设置栓钉，钢板混凝土剪力墙的钢板两侧应设置栓钉，带钢斜撑混凝土剪力墙的钢斜撑翼缘应设置栓钉。

14.8 钢筋与钢构件连接构造

14.8.1 钢筋与钢构件相碰，宜采用在钢构件上开洞穿孔、并筋绕开等方法处理，也可采用可焊接机械连接套筒或连接板与钢构件连接，可焊接机械连接套筒的抗拉强度不应小于连接钢筋抗拉强度标准值的 1.1 倍，套筒与钢构件应采用等强焊接并在工厂完成。可焊接机械连接套筒接头应采用现行行业标准《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107 中规定的一级接头，同一区段内焊接于钢构件上的钢筋面积率不应超过 30%。其连接部位应验算钢构件的局部承载力，钢筋的拉力或压力应取钢筋实际拉断力或标准强度的 1.1 倍。

14.8.2 焊接于钢构件翼缘的可焊接机械连接套筒，应在钢构件内对应套筒位置设置加劲肋，加劲肋宜正对可焊接机械连接套筒，并应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定验算加劲肋、腹板及焊缝的承载力（图 14.8.2）。

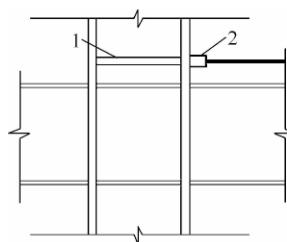


图 14.8.2 对应钢筋连接套筒位置的加劲肋设置
1—加劲肋；2—可焊接
机械连接套筒

14.8.3 可焊接机械连接套筒与钢构件的焊接应采用熔透焊缝与角焊缝的组合焊缝（图 14.8.3），组合焊缝的焊缝高度应按计算确定，角焊缝高度不小于坡口深度加 1mm。当在钢构件上焊接多个可焊接机械连接套筒时，其净距不应小于 30mm，且不应小于连接器外直径。

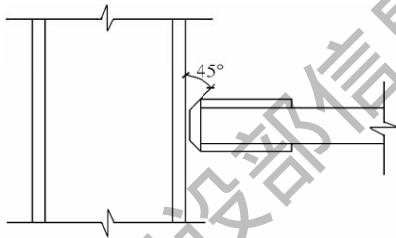


图 14.8.3 可焊接机械连接套筒焊接示意

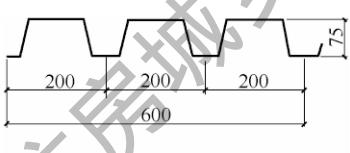
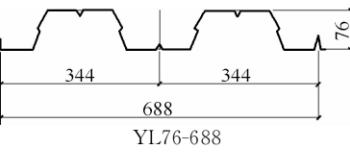
住房城乡建设部信息公
用 划 览 专

附录 A 常用压型钢板组合楼板的剪切 粘结系数及标准试验方法

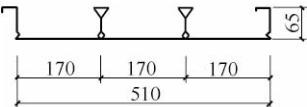
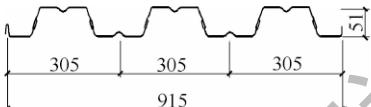
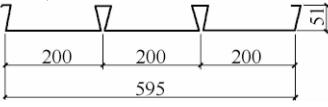
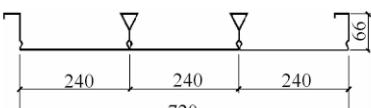
A.1 常用压型钢板 m 、 k 系数

A.1.1 采用本规范计算剪切粘结承载力时，应按本附录给出的标准方法进行试验和数据分析确定 m 、 k 系数，无试验条件时，可采用表 A.1.1 给出的 m 、 k 系数。

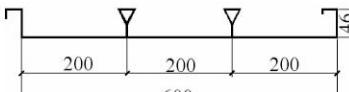
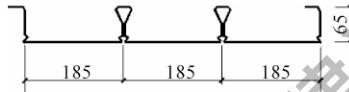
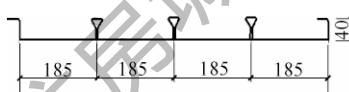
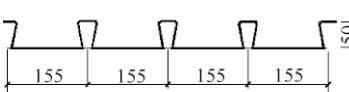
表 A.1.1 m 、 k 系数

压型钢板截面及型号	端部剪力件	适用板跨	m 、 k
 YL75-600	当板跨小于 2700mm 时，采用焊后高度不小于 135mm、直径不小于 13mm 的栓钉；当板跨大于 2700mm 时，采用焊后高度不小于 135mm、直径不小于 16mm 的栓钉，且一个压型钢板宽度内每边不少于 4 个，栓钉应穿透压型钢板	1800mm～3600mm	$m=203.92$ N/mm^2 ； $k=-0.022$
 YL76-688	当板跨小于 2700mm 时，采用焊后高度不小于 135mm、直径不小于 13mm 的栓钉；当板跨大于 2700mm 时，采用焊后高度不小于 135mm、直径不小于 16mm 的栓钉，且一个压型钢板宽度内每边不少于 4 个，栓钉应穿透压型钢板	1800mm～3600mm	$m=213.25$ N/mm^2 ； $k=-0.0016$

续表 A.1.1

压型钢板截面及型号	端部剪力件	适用板跨	m, k
 YL65-510	无剪力件	1800mm~ 3600mm	$m=182.25$ N/mm^2 ; $k=0.1061$
 YL51-915	无剪力件	1800mm~ 3600mm	$m=101.58$ N/mm^2 ; $k=-0.0001$
 YL76-915	无剪力件	1800mm~ 3600mm	$m=137.08$ N/mm^2 ; $k=-0.0153$
 YL51-595	无剪力件	1800mm~ 3600mm	$m=245.54$ N/mm^2 ; $k=0.0527$
 YL66-720	无剪力件	1800mm~ 3600mm	$m=183.40$ N/mm^2 ; $k=0.0332$

续表 A.1.1

压型钢板截面及型号	端部剪力件	适用板跨	m 、 k
 YL46-600	无剪力件	1800mm~3600mm	$m=238.94$ N/mm^2 ； $k=0.0178$
 YL65-555	无剪力件	2000mm~3400mm	$m=137.16$ N/mm^2 ； $k=0.2468$
 YL40-740	无剪力件	2000mm~3000mm	$m=172.90$ N/mm^2 ； $k=0.1780$
 YL50-620	无剪力件	1800mm~4150mm	$m=234.60$ N/mm^2 ； $k=0.0513$

注：表中组合楼板端部剪力件为最小设置规定；端部未设剪力件的相关数据可用于设置剪力件的实际工程。

A.2 标准试验方法

A.2.1 试件所用压型钢板应符合本规范规定，钢筋、混凝土应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

A.2.2 试件尺寸应符合下列规定：

1 长度：试件的长度应取实际工程，且应符合本规范第 A.2.3 条中有关剪跨的规定；

2 宽度：所有构件的宽度应至少等于一块压型钢板的宽度，且不应小于 600mm；

3 板厚：板厚应按实际工程选择，且应符合本规范的构造规定。

A.2.3 试件数量应符合下列规定：

1 组合楼板试件总量不应少于 6 个，其中必须保证有两组试验数据分别落在 A 和 B 两个区域（表 A.2.3），每组不应少于 2 个试件。

2 应在 A、B 两个区域之间增加一组不少于 2 个试件或分别在 A、B 两个区域内各增加一个校验数据。

3 A 区组合楼板试件的厚度应大于 90mm，剪跨 a 应大于 900mm；B 区组合楼板试件可取最大板厚，剪跨 a 应不小于 450mm，且应小于试件截面宽度。试件设计应保证试件破坏形式为剪切粘结破坏。

表 A.2.3 厚度及剪跨限值

区域	板厚 h	剪跨 a
A	$h_{\min} \geqslant 90\text{mm}$	$a > 900\text{mm}$ ，但 $P \times a / 2 < 0.9M_u$
B	h_{\max}	$450\text{mm} \leqslant a \leqslant \text{试件截面宽度}$

注： M_u 为试件以材料实测强度代入本规范式（5.3.1-1）计算所得的受弯极限承载力，计算公式改为等号。

A.2.4 试件剪力件的设计应与实际工程一致。

A.3 试验步骤

A.3.1 试验加载应符合下列规定：

1 试验可采用集中加载方案，剪跨 a 取板跨 l_n 的 $1/4$ （图 A.3.1）；也可采用均布荷载加载，此时剪跨 a 应取支座到主要破坏裂缝的距离。

2 施加荷载应按所估计破坏荷载的 $1/10$ 逐级加载，除在每级荷载读仪表记录有暂停外，应对构件连续加载，并无冲击作用。加载速率不应超过混凝土受压纤维极限的应变率（约为 $1\text{MPa}/\text{min}$ ）。

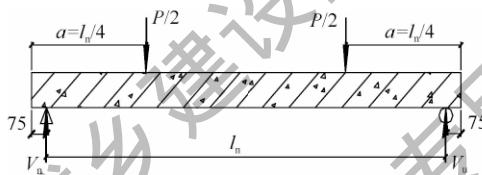


图 A.3.1 集中加载试验

A.3.2 荷载测试仪器精度不应低于 $\pm 1\%$ 。跨中变形及钢板与混凝土间的端部滑移在每级荷载作用下测量精度应为 0.01mm 。

A.3.3 试验应对试验材料、试验过程进行详细记录。

A.4 试验结果分析

A.4.1 剪切极限承载力应按下式计算：

$$V_u = \frac{P}{2} + \frac{\gamma g_k l_n}{2} \quad (\text{A.4.1})$$

式中： P ——试验加载值；

g_k ——试件单位长度自重；

l_n ——试验时试件支座之间的净距离；

γ ——试件制作时与支撑条件有关的支撑系数，应按本规范表 A.4.1 取用。

表 A. 4.1 支撑系数 γ

支撑条件	满支撑	三分点支撑	中点支撑	无支撑
支撑系数 γ	1.0	0.733	0.625	0.0

A. 4.2 剪切粘结 m 、 k 系数应按下列规定得出：

1 建立坐标系，竖向坐标为 $\frac{V_u}{bh_0 f_{t,m}}$ ，横向坐标为 $\frac{\rho_a h_0}{a \cdot f_{t,m}}$ （图 A. 4. 2）。其中， V_u 为剪切极限承载力； b 、 h_0 为组合楼板试件的截面宽度和有效高度； ρ_a 为试件中压型钢板含钢率； $f_{t,m}$ 为混凝土轴心抗拉强度平均值，可由混凝土立方体抗压强度计算， $f_{t,m} = 0.395 f_{cu,m}^{0.55}$ ， $f_{cu,m}$ 为混凝土立方体抗压强度平均值。由试验数据得出的坐标点确定剪切粘结曲线，应采用线性回归分析的方法得到该线的截距 k_1 和斜率 m_1 。

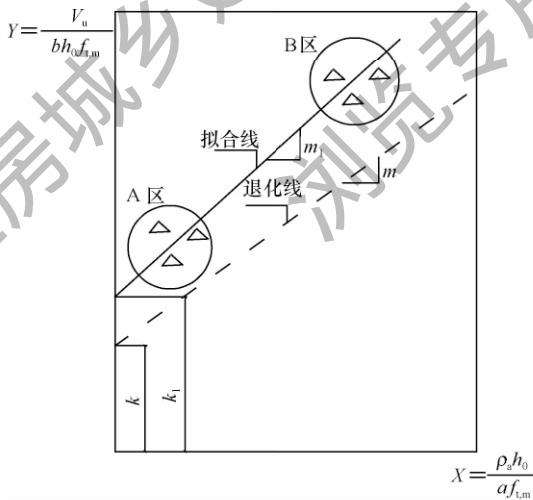


图 A. 4. 2 剪切粘结实验拟合曲线

2 回归分析得到的 m_1 、 k_1 值应分别降低 15% 得到剪切粘结系数 m 、 k 值，该值可用于本规范第 5.4.1 条的剪切粘结承载力计算。如果数据分析中有多个于 8 个试验数据，则可分别降

低 10%。

A. 4.3 当某个试验数据的坐标值 $\frac{V_u}{bh_0 f_{t,m}}$ 偏离该组平均值大于 $\pm 15\%$ 时，至少应再进行同类型的两个附加试验并应采用两个最低值确定剪切粘结系数。

A.5 试验结果应用

A.5.1 试验分析得到的剪切粘结 m 、 k 系数，应用前应得到设计人员的确认。

A.5.2 已有试验结果的应用应符合下列规定：

1 对以往的试验数据，若是按本试验方法得到的数据，且符合本规范第 A.2.3 条关于试验数据的规定，其 m 、 k 系数可用于该工程。

2 已有的试验数据未按本规范表 A.2.3 的规定落入 A 区和 B 区，可做补充试验，试验数据至少应有一个落入 A 区和一个落入 B 区，同以往数据一起分析 m 、 k 系数。

A.5.3 试验中无剪力件试件的试验结果所得到的 m 、 k 系数可用于有剪力件的组合楼板设计；当设计中采用有剪力件试件的试验结果所得到的 m 、 k 系数时，剪力件的形式应与试验试件相同且数量不得少于试件所采用的剪力件数量。

附录 B 组合楼盖舒适度验算

B. 0.1 组合楼盖舒适度应验算振动板格的峰值加速度，板格划分可取由柱或剪力墙在平面内围成的区域（图 B.0.1），峰值加速度不应超过表 B.0.1-1 的规定。

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0.35 f_n)}{\xi G_E} \quad (\text{B. 0.1})$$

式中： a_p ——组合楼盖加速度峰值；

f_n ——组合楼盖自振频率，可按本规范第 B.0.2 条计算或采用动力有限元计算；

G_E ——计算板格的有效荷载，按本规范第 B.0.3 条计算；

P_0 ——人行走产生的激振作用力，一般可取 0.3kN；

g ——重力加速度；

ξ ——楼盖阻尼比，可按表 B.0.1-2 取值。

表 B.0.1-1 振动峰值加速度限值

房屋功能	住宅、办公	餐饮、商场
a_p/g	0.005	0.015

注：当 $f_n < 3\text{Hz}$ 或 $f_n > 9\text{Hz}$ 时或其他房间应做专门研究。

表 B.0.1-2 楼盖阻尼比 ξ

房间功能	住宅、办公	商业、餐饮
计算板格内无家具或家具很少、没有非结构构件或非结构构件很少	0.02	0.02
计算板格内有少量家具、有少量可拆式隔墙	0.03	
计算板格内有较重家具、有少量可拆式隔墙	0.04	
计算板格内每层都有非结构分隔墙	0.05	

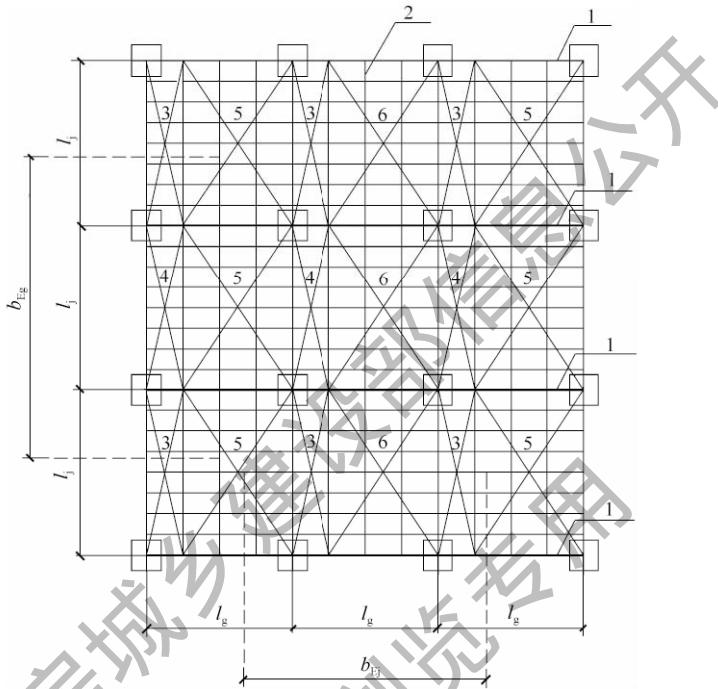


图 B.0.1 组合楼盖板格

1—主梁；2—次梁；3—计算主梁挠度边区格；4—计算主梁挠度内区格；
5—计算次梁挠度边区格；6—计算次梁挠度内区格

B.0.2 对于简支梁或等跨连续梁形成的组合楼盖，其自振频率可按下列规定计算，计算值不宜小于3Hz且不宜大于9Hz：

1 频率计算公式

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\Delta_j + \Delta_g}} \quad (\text{B.0.2-1})$$

2 板带挠度应按有效均布荷载计算，有效均布荷载可按下列公式计算：

$$g_{Eg} = g_{gk} + q_e \quad (\text{B.0.2-2})$$

$$g_{Ej} = g_{jk} + q_e \quad (\text{B.0.2-3})$$

3 当主梁跨度 l_g 小于有效宽度 b_{Ej} 时，式 (B.0.2-1) 中的

主梁挠度 Δ_g 应替换为 Δ'_g , Δ'_g 可按下式计算:

$$\Delta'_g = \frac{l_g}{b_{Ej}} \Delta_g \quad (\text{B. 0. 2-4})$$

式中: Δ_j ——组合楼盖板格中次梁板带的挠度, 限于简支次梁或等跨连续次梁, 此时均按有效均布荷载作用下的简支梁计算, 在板格内各梁板带挠度不同时取挠度较大值 (mm);

Δ_g ——组合楼盖板格中主梁板带的挠度, 限于简支主梁或等跨连续主梁, 此时均按有效均布荷载作用下的简支梁计算, 在板格内各梁板带挠度不同时取挠度较大值 (mm);

l_g ——主梁跨度;

b_{Ej} ——次梁板带有效宽度, 按本规范第 B. 0. 3 条计算;

g_{Eg} ——主梁板带上的有效均布荷载;

g_{Ej} ——次梁板带上的有效均布荷载;

g_{gk} ——主梁板带自重;

g_{jk} ——次梁板带自重;

q_e ——楼板上有效可变荷载, 住宅: $0.25\text{kN}/\text{m}^2$, 其他: $0.5\text{kN}/\text{m}^2$ 。

B. 0. 3 组合楼盖计算板格有效荷载可按下列公式计算:

$$G_E = \frac{G_{Ej}\Delta_j + G_{Eg}\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} \quad (\text{B. 0. 3-1})$$

$$G_{Eg} = \alpha g_{Eg} b_{Eg} l_g \quad (\text{B. 0. 3-2})$$

$$G_{Ej} = \alpha g_{Ej} b_{Ej} l_j \quad (\text{B. 0. 3-3})$$

$$b_{Ej} = C_j (D_s/D_j)^{\frac{1}{4}} l_j \quad (\text{B. 0. 3-4})$$

$$b_{Eg} = C_g (D_j/D_g)^{\frac{1}{4}} l_g \quad (\text{B. 0. 3-5})$$

$$D_s = \frac{h_0^3}{12(\alpha_E/1.35)} \quad (\text{B. 0. 3-6})$$

式中: G_{Eg} ——主梁上的有效荷载;

G_{Ej} ——次梁上的有效荷载;

- α ——系数, 当为连续梁时, 取 1.5, 简支梁取 1.0;
- l_j ——次梁跨度;
- l_g ——主梁跨度;
- b_{Ej} ——次梁板带有效宽度, 当所计算的板格有相邻板格时, b_{Ej} 不超过计算板格与相邻板格宽度一半之和(图 B.0.1);
- b_{Eg} ——主梁板带有效宽度, 当所计算的板格有相邻板格时, b_{Eg} 不超过计算板格与相邻板格宽度一半之和(图 B.0.1);
- C_j ——楼板受弯连续性影响系数, 计算板格为内板格取 2.0, 边板格取 1.0;
- D_s ——垂直于次梁方向组合楼板单位惯性矩;
- h_0 ——组合楼板有效高度;
- α_E ——钢与混凝土弹性模量比值;
- D_j ——梁板带单位宽度截面惯性矩, 等于次梁板带上的次梁按组合梁计算的惯性矩平均到次梁板带上;
- C_g ——主梁支撑影响系数, 支撑次梁时, 取 1.8; 支撑框架梁时, 取 1.6;
- D_g ——主梁板带单位宽度截面惯性矩, 等于计算板格内主梁惯性矩(按组合梁考虑)平均到计算板格内。

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 2 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 3 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 4 《钢结构设计规范》GB 50017
- 5 《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018
- 6 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
- 7 《钢结构焊接规范》GB 50661
- 8 《碳素结构钢》GB/T 700
- 9 《气焊、焊条电弧焊、气体保护焊和高能束焊的推荐坡口》GB/T 985.1
- 10 《埋弧焊的推荐坡口》GB/T 985.2
- 11 《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228
- 12 《钢结构用高强度大六角头螺母》GB/T 1229
- 13 《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230
- 14 《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231
- 15 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
- 16 《连续热镀锌薄钢板及钢带》GB/T 2518
- 17 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632
- 18 《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117
- 19 《热强钢焊条》GB/T 5118
- 20 《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293
- 21 《厚度方向性能钢板》GB/T 5313
- 22 《六角头螺栓—C 级》GB/T 5780
- 23 《六角头螺栓》GB/T 5782

- 24 《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110
- 25 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433
- 26 《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》GB/T 12470
- 27 《建筑用压型钢板》GB/T 12755
- 28 《建筑结构用钢板》GB/T 19879
- 29 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
- 30 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99
- 31 《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107
- 32 《钢筋机械连接用套筒》JG/T 163

住房城乡建设部信息公开
浏览专用