



CECS 159 : 2004

中国工程建设标准化协会标准

矩形钢管混凝土结构技术规程

**Technical specification for structures with
concrete-filled rectangular steel tube members**



中国工程建设标准化协会标准

矩形钢管混凝土结构技术规程

**Technical specification for structures with
concrete-filled rectangular steel tube members**

CECS 159 : 2004

主编单位:同 济 大 学

浙江杭萧钢构股份有限公司

批准单位:中国工程建设标准化协会

施行日期:2 0 0 4 年 8 月 1 日

2004 北 京

前 言

根据中国工程建设标准化协会(2000)建标协字第 15 号文《关于印发中国工程建设标准化协会 2000 年第一批推荐性标准制、修订计划的通知》的要求,制定本规程。

矩形钢管混凝土结构由于兼有钢结构及混凝土结构的优点,能够降低工程造价、缩短工期、节约材料、减少能耗,应用前景良好,我国已越来越多地在工程中采用。为了对其设计、施工等技术要求作出配套的规定,以促进其进一步发展,本规程在总结国内外设计、施工、管理经验和科研成果的基础上,对矩形钢管混凝土结构的材料、设计基本规定、结构体系与结构分析、构件及节点设计、耐火设计、施工等作出了规定。

根据国家计委计标[1986]1649 号文《关于请中国工程建设标准化委员会负责组织推荐性工程建设标准试点工作的通知》,现批准协会标准《矩形钢管混凝土结构技术规程》,编号为 CECS159 : 2004,推荐给建设工程的设计、施工、使用单位采用。

本规程第 4.1.2、4.1.6、4.3.1、4.3.2、4.3.4 条和第 4.1.5 条第 1 款(黑体字部分)为直接涉及人身、财产安全的重要条文,必须严格执行;其余为推荐性条文。

本规程由中国工程建设标准化协会轻型钢结构专业委员会 CECS/TC28 归口管理,由同济大学土木学院(上海四平路 1239 号,邮编:200092)负责解释。在使用过程中如发现需要修改或补充之处,请将意见和资料径寄解释单位。

主编单位:同济大学

浙江杭萧钢构股份有限公司

参编单位:长安大学

中国建筑标准设计研究院
西安建筑科技大学
上海机电设计研究院
福州大学
哈尔滨工业大学
中南建筑设计院

主要起草人:沈祖炎(以下按姓氏笔画为序)

吕西林 何保康 张素梅 陈以一 陈国津
单银木 周绪红 秦效启 夏汉强 黄奎生
韩林海 翟新民 蔡益燕 魏潮文

中国工程建设标准化协会

2004年4月30日

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	连接材料	(7)
3.3	混凝土	(8)
4	基本设计规定	(9)
4.1	一般规定	(9)
4.2	结构变形	(10)
4.3	设计指标	(11)
4.4	构造要求	(13)
5	结构体系和结构分析	(16)
5.1	结构体系	(16)
5.2	结构分析	(17)
6	承重构件设计	(20)
6.1	轴心受力构件的计算	(20)
6.2	压弯、拉弯构件的计算	(21)
6.3	框架柱的设计要求	(24)
7	节点设计	(27)
7.1	梁柱连接	(27)
7.2	柱子拼接	(35)
7.3	柱脚	(38)

8	抗侧力构件设计	(42)
8.1	支撑	(42)
8.2	钢板剪力墙	(46)
8.3	内藏钢板支撑剪力墙	(46)
8.4	带竖缝混凝土剪力墙板	(47)
8.5	带框混凝土剪力墙	(47)
9	桁架设计	(49)
9.1	一般规定	(49)
9.2	矩形钢管混凝土桁架	(49)
9.3	钢管桁架与混凝土板的组合桁架	(55)
10	耐火设计	(57)
10.1	一般规定	(57)
10.2	作用和作用效应组合	(57)
10.3	耐火极限	(57)
10.4	无防火涂层柱的耐火计算	(58)
10.5	有防火保护柱的防火涂层厚度	(58)
11	施 工	(60)
11.1	一般规定	(60)
11.2	矩形钢管构件的制作和施工	(60)
11.3	混凝土施工	(62)
附录 A	轴心受压构件的稳定系数 φ	(64)
	本规程用词说明	(65)

1 总 则

1.0.1 为了使矩形钢管混凝土结构的设计及施工贯彻执行国家的技术经济政策,做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量,制定本规程。

1.0.2 本规程适用于工业与民用房屋和一般构筑物的矩形钢管混凝土结构的设计及施工。

注:本规程未考虑直接承受动力荷载的承重结构的特殊要求。

1.0.3 本规程的设计原则是根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》**GB 50068** 制定的。

1.0.4 矩形钢管混凝土结构按本规程设计和施工时,除本规程有明确规定者外,荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》**GB 50009**的规定采用;设计应符合现行国家标准《钢结构设计规范》**GB 50017**、《冷弯薄壁型钢结构技术规范》**GB 50018**、《混凝土结构设计规范》**GB 50010** 和《建筑抗震设计规范》**GB 50011** 的要求;材料和施工质量验收应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》**GB 50205** 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》**GB 50204**的要求。

1.0.5 对有特殊设计要求和在特殊环境条件下的矩形钢管混凝土结构设计,尚应符合国家现行有关标准的要求。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 矩形钢管混凝土构件 **Concrete-filled rectangular steel tube member**

在矩形钢管内浇筑混凝土并由钢管和管内混凝土共同承担荷载的构件。

2.1.2 矩形钢管混凝土结构 **Structure with concrete-filled rectangular steel tube member**

主要由矩形钢管混凝土构件组成的结构。

2.1.3 管内混凝土 **Concrete in the tube**

浇筑在矩形钢管内的混凝土。

2.1.4 抗侧力结构 **Structure resisting lateral force**

抵抗作用在建筑物上水平力的结构。水平力系由风荷载或地震作用产生。

2.1.5 混凝土的工作承担系数 **Percentage of load-carrying capacity shared by concrete**

在矩形钢管混凝土轴心受压构件中,管内混凝土的抗压承载力占全部截面抗压承载力的百分数。

2.1.6 钢-混凝土组合梁 **Steel-concrete composite beam**

由混凝土翼板与钢梁通过连接件组合而成的能整体受力的梁。

2.1.7 钢管局部失稳 **Local buckling of steel tube**

在压应力作用下矩形钢管管壁的局部失稳。此时,钢管构件未发生整体失稳。

2.1.8 轴心受压承载力 **Load-carrying capacity in compression**

轴心受压构件全截面屈服时能够承受的最大压力。

2.1.9 受弯承载力 Load-carrying capacity in bending

受弯构件全截面屈服时能够承受的最大弯矩。

2.2 符 号

2.2.1 作用、作用效应和抗力

- M ——弯矩设计值；
- M_u ——截面受弯承载力设计值；
- M_{uk} ——框架柱的全塑性受弯承载力标准值；
- M_{un} ——净截面受弯承载力设计值；
- M_{uk}^b ——框架梁的全塑性受弯承载力标准值；
- M_u^i ——节点的受弯承载力设计值；
- N ——轴心压(拉)力设计值；
- N_u ——截面受压承载力设计值；
- N_{uk} ——截面受压承载力标准值；
- N_{un} ——净截面受压承载力设计值；
- N_E ——欧拉临界力；
- N_f ——火灾时作用于柱子的轴向力设计值；
- N_{uf} ——火灾时柱子承载力设计值；
- R ——承载力设计值；
- S ——不考虑地震作用时的荷载效应组合设计值；
- S_E ——考虑多遇地震作用时,荷载和地震作用效应组合的设计值；
- V ——剪力设计值；
- V_j ——环梁与柱结合面处剪力设计值；
- V_{js} ——环梁与柱结合面的直剪承载力设计值；
- V_{jb} ——环梁与柱结合面处肋钢筋上混凝土的局部承压力设计值；
- V_{su} ——矩形环梁的受剪承载力设计值；

V_u^1 ——节点的受剪承载力设计值。

2.2.2 材料性能

E_c ——混凝土的弹性模量；

E_s ——钢材的弹性模量；

f ——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值；

f_{ce} ——钢材的端面承压强度设计值；

f_c ——混凝土的抗压强度设计值；

f_t ——混凝土的抗拉强度设计值；

f_y ——钢材的屈服强度；

f_{ck} ——混凝土的抗压强度标准值；

f_{cu} ——混凝土的 150mm 立方体试块强度；

f_{tk} ——混凝土的抗拉强度标准值；

f_w ——焊缝的抗拉强度设计值；

f_j ——内隔板钢材的抗拉强度设计值；

G ——钢材的剪变模量；

t_f ——构件的设计耐火极限；

α ——钢材的线膨胀系数；

ρ ——钢材的质量密度。

2.2.3 几何参数

A_c ——管内混凝土的截面面积；

A_{ce} ——结合面混凝土的直剪面积；

A_1 ——局部受压面积；

A_s ——钢管的截面面积；

A_{sn} ——钢管的净截面面积；

A_{sb} ——环梁外侧弯起钢筋的面积；

A_{sv} ——柱宽或 3 倍框架梁宽二者之小者范围内的箍筋面积；

α_c ——钢管角部的有效焊缝厚度；

- b, h ——矩形钢管截面的边长；
- b_c, h_c ——管内混凝土截面的边长；
- b_b ——钢梁截面的宽度；
- b_0, b_1, b_2 ——分别为弦杆、受压腹杆和受拉腹杆的截面宽度；
- d ——肋钢筋直径, 肋钢板的挑出宽度；
- d_n ——管内混凝土受压区高度；
- e ——偏心距；
- h_b ——钢梁截面的高度；
- h_0, h_1, h_2 ——分别为弦杆、受压腹杆和受拉腹杆的截面高度；
- I_s ——钢管截面的惯性矩；
- I_c ——管内混凝土截面的惯性矩；
- l ——肋钢筋、肋钢板的长度；
- l_0 ——轴心受压构件的计算长度；
- r_0 ——矩形钢管混凝土轴心受压构件截面的当量回转半径；
- t ——厚度；
- t_0, t_1, t_2 ——分别为弦杆、受压腹杆和受拉腹杆的壁厚；
- t_{bf} ——梁翼缘厚度；
- t_j ——内、外隔板厚度；
- λ ——长细比；
- λ_0 ——相对长细比；
- θ_1, θ_2 ——分别为受压腹杆、受拉腹杆与弦杆间的夹角。

2.2.4 计算系数

- k_s ——矩形钢管混凝土横向局部承压系数；
- α_c ——受压构件中混凝土的工作承担系数；
- β ——等效弯矩系数；
- β_c ——混凝土强度影响系数；
- β_1 ——管内混凝土局部受压强度提高系数；
- β_m ——弯矩放大系数；

- β_v ——剪力放大系数；
- φ ——轴心受压构件的稳定系数；
- γ ——系数；
- γ_0 ——结构重要性系数；
- γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；
- η ——设计强度的降低系数；
- η_c ——强柱系数；
- η_m ——环梁的弯矩放大系数；
- η_v ——环梁的剪力放大系数。

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 矩形钢管混凝土构件的钢管,可采用牌号为 Q235、Q345、Q390 和 Q420 的钢材,其质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的规定。当有可靠根据时,可采用其他牌号的钢材。

3.1.2 矩形钢管混凝土承重构件的钢管材料,应根据结构的重要性、荷载特征、应力状态、钢材厚度、连接方式、环境条件等因素合理选取牌号和质量等级。Q235A 级钢不应用于焊接结构。各类牌号的 A 级钢不宜用于高层钢结构。

3.1.3 矩形钢管可采用冷成型的直缝或螺旋缝焊接管或热轧管,也可用冷弯型钢或热轧钢板、型钢焊接成型的矩形管。焊缝可采用高频焊、自动或半自动焊和手工对接焊缝。

3.1.4 对焊接承重结构,当采用可防止层状撕裂的 Z 向钢时,其材质应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 的规定。

3.1.5 结构中钢筋混凝土构件的钢筋应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。普通钢筋宜采用 HRB400 级和 HRB335 级钢筋,也可采用 HPB235 级和 RRB400 级钢筋。

3.2 连接材料

3.2.1 用于矩形钢管混凝土构件的焊接材料应符合下列要求:

1 手工焊接用的焊条,应符合现行国家标准《碳钢焊条》GB/T 5117 或《低合金钢焊条》GB/T 5118 的规定。选择的焊条型号应与被焊钢材的力学性能相适应。

2 自动或半自动焊接用的焊丝和焊剂应与被焊钢材相适应,

并应符合现行有关标准的规定。

3 二氧化碳气体保护焊接用的焊丝,应符合现行国家标准《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110 的规定。

4 当两种不同钢材相焊接时,宜采用与强度较低的一种钢材相适应的焊条或焊丝。

3.2.2 用于矩形钢管混凝土构件的连接紧固件应符合下列规定:

1 普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓—C级》GB/T 5780和《六角头螺栓—A级和B级》GB/T 5782 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、《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副技术条件》GB/T 3633 的规定。高强度螺栓的预拉力和摩擦面的抗滑移系数应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 选用。

3 栓钉应符合现行国家标准《圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定。用于栓钉的钢材屈服强度不应低于 235N/mm^2 。

4 用于连接薄钢板或其他金属板件的自攻螺钉应符合现行国家标准《自钻自攻螺钉》GB/T 15856.1~15856.4、GB/T 3098.11 或《自攻螺栓》GB/T 5282~5285 的规定。

3.3 混 凝 土

3.3.1 矩形钢管中的混凝土强度等级不应低于 C30 级。对 Q235 钢管,宜配 C30 或 C40 级混凝土;对 Q345 钢管,宜配 C40 或不低于 C50 级的混凝土;对 Q390、Q420 钢管,宜配不低于 C50 级的混凝土。

3.3.2 混凝土的强度等级、力学性能和质量标准应分别符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《混凝土强度检验评定标准》GB 50107 的规定。

4 基本设计规定

4.1 一般规定

4.1.1 本规程采用以概率理论为基础的极限状态设计法,采用分项系数设计表达式进行计算。

4.1.2 设计矩形钢管混凝土结构时,荷载组合、荷载标准值、荷载分项系数、荷载组合值系数等除本规程有规定者外,应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》**GB 50009** 的规定采用;在抗震设防区还应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》**GB 50011** 的规定。

4.1.3 矩形钢管材料的强度设计值应为材料强度标准值除以抗力分项系数。抗力分项系数,当采用热轧成型或由热轧钢板、型钢焊接组成的矩形钢管时,应按现行国家标准《钢结构设计规范》**GB 50017** 的规定采用;当采用冷成型或由冷弯型钢焊接组成的矩形钢管时,应按现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》**GB 50018** 的规定采用。

4.1.4 对冷成型或由冷弯型钢焊接组成的矩形钢管,当钢管截面板件尺寸符合本规程第 4.4.3 条规定即全截面有效时,可根据现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》**GB 50018** 中第 4.2.2 和 4.2.3 条的规定,选取考虑冷弯效应后的强度设计值。

4.1.5 矩形钢管混凝土结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计。

1 当按承载能力极限状态设计时应考虑荷载效应的基本组合,必要时尚应考虑荷载效应的偶然组合。荷载和材料强度均采用设计值。结构的承载能力应包括构件和连接的强度、结构和构件的稳定性。处于抗震设防地区的结构,尚应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》**GB 50011** 和其他有关标准的规定进行结构构件和连

接的抗震承载能力计算。

承载能力计算应满足下列公式的要求：

$$\text{当不考虑地震作用时} \quad \gamma_0 S \leq R \quad (4.1.5-1)$$

$$\text{当考虑多遇地震作用时} \quad S_E \leq R / \gamma_{RE} \quad (4.1.5-2)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数，按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定选取，对一般工业与民用建筑矩形钢管混凝土结构的安全等级取二级，设计使用年限取 50 年；

S ——不考虑地震作用时，荷载效应组合的设计值；

S_E ——考虑多遇地震作用时，荷载和地震作用效应组合的设计值；

R ——承载力设计值；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，对矩形钢管混凝土构件，按表 4.1.5 的规定选用。

表 4.1.5 承载力抗震调整系数

构件名称	梁	柱	支撑	节点板件	连接焊缝	连接螺栓
γ_{RE}	0.75	0.80	0.80	0.85	0.9	0.85

注：当仅计算竖向地震作用时，承载力抗震调整系数 γ_{RE} 宜取 1.0。

2 正常使用极限状态设计应考虑荷载效应的标准组合，采用荷载标准值、组合值和变形容许值进行计算；对于钢—混凝土组合梁尚应考虑荷载效应的准永久组合。

4.1.6 矩形钢管混凝土构件尚应按空矩形钢管进行施工阶段的强度、稳定性和变形验算。施工阶段的荷载主要为湿混凝土的重力和实际可能作用的施工荷载。

4.1.7 矩形钢管柱在施工阶段的轴向应力不应大于其抗压强度设计值的 60%，并应满足强度和稳定性的要求。

4.2 结构变形

4.2.1 不同类型受弯构件的变形，应符合下列规定：

1 钢筋混凝土受弯构件的最大挠度、裂缝控制及裂缝宽度计算及其限值,应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》**GB 50010**的规定。

2 钢结构受弯构件的最大挠度计算及其容许值,应符合现行国家标准《钢结构设计规范》**GB 50017**的规定。

3 钢-混凝土组合梁、压型钢板混凝土组合楼板的最大挠度、负弯矩区裂缝宽度计算及其容许值,应符合现行国家标准《钢结构设计规范》**GB 50017**和现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》**JGJ 99**的规定。

4.2.2 多、高层矩形钢管混凝土框架结构或主要抗侧力结构为钢结构的多、高层矩形钢管混凝土结构房屋,在风荷载作用下的层间相对位移与层高之比不宜大于 $1/400$ 。当采用有较高变形限制的非结构构件和装饰材料时,层间相对位移与层高之比宜适当减小;当无隔墙时,则可适当增大。

4.2.3 多、高层矩形钢管混凝土框架结构或主要抗侧力结构为钢结构的多、高层矩形钢管混凝土结构房屋,在地震作用下的层间相对位移与层高之比不宜大于下列数值:

- 1** 在多遇地震作用下(按弹性计算) $1/300$;
- 2** 在罕遇地震作用下(按弹塑性计算) $1/50$ 。

当采用有较高变形限制的非结构构件和装饰材料时,在多遇地震作用下的层间相对位移与层高之比宜适当减小。

4.2.4 当多、高层矩形钢管混凝土结构的主要抗侧力结构为钢筋混凝土结构时,其层间相对位移与层高之比应按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》**JGJ 3**的规定确定。

4.3 设计指标

4.3.1 热轧成型或由热轧钢板、型钢焊接组成的矩形钢管的钢材强度设计值应按表 **4.3.1** 采用。

表 4.3.1 热轧成型钢材的强度设计值(N/mm²)

钢 材		抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压(刨平顶紧) f_{ce}
牌 号	厚度或直径 (mm)			
Q235 钢	≤16	215	125	325
	>16~40	205	120	
	>40~60	200	115	
	>60~100	190	110	
Q345 钢	≤16	310	180	400
	>16~35	295	170	
	>35~50	265	155	
	>50~100	250	145	
Q390 钢	≤16	350	205	415
	>16~35	335	190	
	>35~50	315	180	
	>50~100	295	170	
Q420 钢	≤16	380	220	440
	>16~35	360	210	
	>35~50	340	195	
	>50~100	325	185	

4.3.2 冷成型或由冷弯型钢焊接组成的矩形钢管的钢材强度设计值应按表 4.3.2 采用。

表 4.3.2 冷成型钢材的强度设计值(N/mm²)

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

注:表中数值适用于板厚 $t \leq 6\text{mm}$ 。

4.3.3 钢材的物理性能指标应按表 4.3.3 采用。

表 4.3.3 钢材的物理性能

弹性模量 E_s (N/mm^2)	剪变模量 G (N/mm^2)	线膨胀系数 α (以每℃计)	质量密度 ρ (kg/m^3)
206×10^3	79×10^3	12×10^{-6}	7850

4.3.4 混凝土的强度设计值、强度标准值和弹性模量应按表 4.3.4 采用。

表 4.3.4 混凝土强度指标和弹性模量(N/mm^2)

混凝土 强度等级		C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
设计 值	轴心抗压 f_c	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9
	轴心抗拉 f_t	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.09	2.14	2.18	2.22
标 准 值	轴心抗压 f_{ck}	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	41.5	44.5	47.4	50.2
	轴心抗拉 f_{tk}	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85	2.93	2.99	3.05	3.11
弹性模量 E_c ($\times 10^4$)		3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

4.4 构造要求

4.4.1 矩形钢管混凝土构件的截面最小边尺寸不宜小于 100mm, 钢管壁厚不宜小于 4mm, 截面的高宽比 h/b 不宜大于 2。当有可靠依据时, 上列限值可适当放宽。当矩形钢管混凝土构件

截面最大边尺寸不小于 800mm 时,宜采取在柱子内壁上焊接栓钉、纵向加劲肋等构造措施。

4.4.2 矩形钢管混凝土受压构件中混凝土的工作承担系数 α_c 应控制在 0.1~0.7 之间。 α_c 可按下列式计算:

$$\alpha_c = \frac{f_c A_c}{f A_s + f_c A_c} \quad (4.4.2)$$

式中 f 、 f_c ——钢材、混凝土的抗压强度设计值;

A_s 、 A_c ——钢管、管内混凝土的截面面积。

4.4.3 矩形钢管混凝土构件钢管管壁板件的宽厚比 b/t 、 h/t (图 4.4.3),应不大于表 4.4.3 的规定。

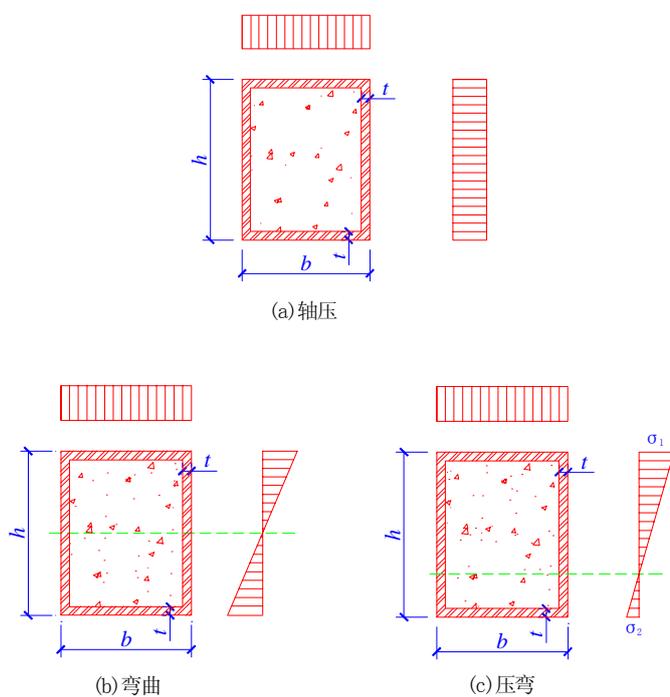


图 4.4.3 矩形钢管截面板件应力分布示意

表 4.4.3 矩形钢管管壁板件宽厚比 b/t 、 h/t 的限值

构件类型	b/t	h/t
轴压(图 4.4.3-a)	60ϵ	60ϵ
弯曲(图 4.4.3-b)	60ϵ	150ϵ
压弯(图 4.4.3-c)	60ϵ	当 $1 \geq \psi > 0$ 时 $30(0.9\psi^2 - 1.7\psi + 2.8)\epsilon$ 当 $0 \geq \psi \geq -1$ 时 $30(0.74\psi^2 - 1.44\psi + 2.8)\epsilon$

注:1 $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$; f_y ——钢材的屈服强度,对 Q235 钢 $f_y = 235\text{N/mm}^2$,对 Q345 钢 $f_y = 345\text{N/mm}^2$,对 Q390 钢 $f_y = 390\text{N/mm}^2$,对 Q420 钢 $f_y = 420\text{N/mm}^2$ 。

2 $\psi = \sigma_2/\sigma_1$; σ_1 、 σ_2 ——分别为板件最外边缘的最大、最小应力(N/mm^2),压应力为正,拉应力为负。

3 当施工阶段验算时,表 4.4.3 中的限值应除以 1.5,但 $\epsilon = \sqrt{235/1.1\sigma_0}$, σ_0 应按第 4.1.6 条的规定,取施工阶段荷载作用下的板件实际应力设计值,压弯时 σ_0 取 σ_1 。

4.4.4 矩形钢管混凝土构件的长细比容许值,可按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用。

4.4.5 在每层钢管混凝土柱下部的钢管壁上应对称开两个排气孔,孔径为 20mm。

5 结构体系和结构分析

5.1 结构体系

5.1.1 矩形钢管混凝土可用于多、高层建筑的框架体系、框架-支撑体系、框架-剪力墙体系、框架筒体体系、巨型框架体系和交错桁架体系等的框架柱构件。

5.1.2 矩形钢管混凝土结构可与钢结构、型钢混凝土结构、钢筋混凝土结构和圆形钢管混凝土结构同时使用。

5.1.3 矩形钢管混凝土结构的适用最大高度应符合表 5.1.3 的规定。对平面和竖向均不规则的结构或Ⅳ类场地上的结构,适用的最大高度应适当降低。

表 5.1.3 矩形钢管混凝土结构适用的最大高度(m)

结构体系	非抗震	抗震设防烈度			
		6度	7度	8度	9度
框架	150	110	90	50	
框架-钢支撑(嵌入式剪力墙)	260	220	200	140	
框架-混凝土剪力墙、框架-混凝土核心筒	240	220	190	150	70
框筒、筒中筒	360	300	260	180	

注:筒中筒的筒体为由钢结构或矩形钢管混凝土结构组成的筒体。

5.1.4 矩形钢管混凝土结构民用房屋适用的最大高宽比,不宜大于表 5.1.4 的规定。

表 5.1.4 矩形钢管混凝土结构民用房屋适用的最大高宽比

结构体系	非抗震	抗震设防烈度			
		6度	7度	8度	9度
框架、框架-钢支撑(嵌入式剪力墙)	7	6.5	6	5.5	
框架-混凝土剪力墙、框架-混凝土核心筒	8	7	6	4	
框筒、筒中筒	8	7	6	5.5	

注:筒中筒的筒体为由钢结构或矩形钢管混凝土结构组成的筒体。

5.1.5 矩形钢管混凝土与其他构件组成的结构体系,其布置宜规则,楼层刚度分布宜均匀。结构布置应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求,并使结构受力明确,满足对承载力、稳定性和刚度的设计要求。

5.1.6 在采用框架-混凝土核心筒的结构体系中,周边矩形钢管混凝土柱框架的梁与柱连接,在抗震设防烈度为 7 度及以上地区应采用刚接;在 6 度地区,可采用部分铰接;在非抗震设防地区,允许全部采用铰接。

5.1.7 矩形钢管混凝土用于多、高层建筑结构的框架时,框架梁宜采用钢梁或钢-混凝土组合梁,也可采用钢筋混凝土梁、钢桁架、矩形钢管混凝土桁架或组合桁架;抗侧力构件可采用钢支撑、带竖缝钢筋混凝土剪力墙、内藏钢支撑混凝土剪力墙、钢板剪力墙或钢筋混凝土剪力墙。楼盖可采用钢-混凝土组合梁或非组合梁,楼板可采用压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼板或非组合楼板,也可采用装配-整体式钢筋混凝土楼板、预制板或其他轻型楼板。采用装配整体式钢筋混凝土楼板、预制板或其他轻型楼板时,应将楼板预埋件与钢梁焊接,或采取其他保证楼盖整体性的措施。

5.1.8 采用框架-支撑结构体系时,支撑在竖向宜连续布置。必要时,可设置结构加强层。

5.1.9 采用框架-混凝土剪力墙结构体系时,混凝土剪力墙宜采用带翼墙或有端柱的剪力墙。

5.1.10 采用矩形钢管混凝土框架柱的多层建筑,矩形钢管混凝土柱宜采用埋入式柱脚;当设置地下室且框架柱伸至地下一层时,或按 7 度及以下抗震设防时,也可采用外包式柱脚或外露式柱脚;当有根据时,也可采用其他型式的柱脚。

5.2 结构分析

5.2.1 矩形钢管混凝土结构分析应符合下列规定:

- 1 抗震设计时,在多遇地震作用下,矩形钢管混凝土结构与

混凝土结构的混合结构的阻尼比可取 0.04；其他情况下的阻尼比可取 0.035；在罕遇地震下，阻尼比可取 0.05。

2 内力和变形计算时，应按第 5.2.2 条规定的刚度对结构进行弹性分析。

3 对钢-混凝土组合构件，进行混凝土硬结后承载力计算时，可不计入混凝土的抗拉强度；但结构分析时，构件刚度计算可计入混凝土受拉区，并按等截面构件计算。当进行框架弹性分析时，压型钢板组合楼盖中梁的惯性矩宜按下列规定取值：对两侧有楼板的梁，取 $1.5I_b$ ；对仅一侧有楼板的梁，取 $1.2I_b$ ， I_b 为钢梁的截面惯性矩。

4 当钢-混凝土组合梁按塑性理论设计时，可考虑连续梁跨间的内力重分布，进行弯矩调幅。计算时，可将混凝土截面按弹性模量比换算为等效的钢截面。

5 钢-混凝土组合结构应进行施工阶段（混凝土浇筑前和混凝土硬结前）的结构分析和验算。此时，不考虑混凝土的承载作用，应按钢结构进行设计。

5.2.2 矩形钢管混凝土构件的刚度，可按下列规定取值：

轴向刚度

$$EA = E_s A_s + E_c A_c$$

弯曲刚度

$$EI = E_s I_s + 0.8 E_c I_c$$

式中： I_s ——钢管截面在所计算方向对其形心轴的惯性矩；

I_c ——管内混凝土截面在所计算方向对其形心轴的惯性矩；

E_s 、 E_c ——钢材、混凝土的弹性模量。

5.2.3 在抗震设防烈度为 7 度及以上的地区，采用矩形钢管混凝土柱框架与抗侧力构件（支撑框架、剪力墙等）组成的双重结构体系，其框架部分按计算所得的地震剪力应乘以调整系数，使其值达到不小于结构底部总地震剪力的 25% 和框架部分地震剪力最大

值 1.8 倍二者中的较小值。

5.2.4 抗震设计时,框架角柱的组合弯矩设计值、剪力设计值应乘以不小于 1.1 的增大系数。

6 承重构件设计

6.1 轴心受力构件的计算

6.1.1 矩形钢管混凝土轴心受压构件的承载力应满足下式的要求：

$$N \leq \frac{1}{\gamma} N_u \quad (6.1.1-1)$$

$$N_u = f A_s + f_c A_c \quad (6.1.1-2)$$

式中 N ——轴心压力设计值；

N_u ——轴心受压时截面受压承载力设计值；

γ ——系数，无地震作用组合时， $\gamma = \gamma_0$ ；有地震作用组合时， $\gamma = \gamma_{RE}$ ； γ_0 和 γ_{RE} 按第 4.1.5 条取用。

当钢管截面有削弱时，其净截面承载力应满足下式的要求：

$$N \leq \frac{1}{\gamma} N_{un} \quad (6.1.1-3)$$

$$N_{un} = f A_{sn} + f_c A_c \quad (6.1.1-4)$$

式中 N_{un} ——轴心受压时净截面受压承载力设计值；

A_{sn} ——钢管的净截面面积。

6.1.2 轴心受压构件的稳定性应满足下式的要求：

$$N \leq \frac{1}{\gamma} \varphi N_u \quad (6.1.2-1)$$

$$\text{当 } \lambda_0 \leq 0.215 \text{ 时, } \varphi = 1 - 0.65 \lambda_0^2 \quad (6.1.2-2)$$

$$\text{当 } \lambda_0 > 0.215 \text{ 时, } \varphi = \frac{1}{2 \lambda_0^2} [(0.965 + 0.300 \lambda_0 + \lambda_0^2) -$$

$$\sqrt{(0.965 + 0.300 \lambda_0 + \lambda_0^2)^2 - 4 \lambda_0^2}] \quad (6.1.2-3)$$

式中 φ ——轴心受压构件的稳定系数，其值可从附录 A 查得；

λ_0 ——相对长细比，按第 6.1.3 条计算。

6.1.3 轴心受压构件的相对长细比应按下列式计算：

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \quad (6.1.3-1)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_0} \quad (6.1.3-2)$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_s + I_c E_c / E_s}{A_s + A_c f_c / f}} \quad (6.1.3-3)$$

式中 f_y ——钢材的屈服强度，其值按表 4.4.3 注取用；
 λ ——矩形钢管混凝土轴心受压构件的长细比；
 l_0 ——轴心受压构件的计算长度；
 r_0 ——矩形钢管混凝土轴心受压构件截面的当量回转半径。

6.1.4 矩形钢管混凝土轴心受拉构件的承载力应满足下列式要求：

$$N \leq \frac{1}{\gamma} A_{sn} f \quad (6.1.4)$$

式中 N ——轴心拉力设计值；
 f ——钢材的抗拉强度设计值。

6.2 压弯、拉弯构件的计算

6.2.1 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土压弯构件，其承载力应满足下列式的要求：

$$\frac{N}{N_{un}} + (1 - \alpha_c) \frac{M}{M_{un}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.1-1)$$

同时应满足下列式的要求：

$$\frac{M}{M_{un}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.1-2)$$

$$M_{un} = [0.5A_{sn}(h - 2t - d_n) + bt(t + d_n)]f \quad (6.2.1-3)$$

$$d_n = \frac{A_s - 2bt}{(b - 2t) \frac{f_c}{f} + 4t} \quad (6.2.1-4)$$

式中 N ——轴心压力设计值；
 M ——弯矩设计值；
 α_c ——混凝土工作承担系数，按式(4.2.2)计算；
 M_{un} ——只有弯矩作用时净截面的受弯承载力设计值；
 f ——钢材抗弯强度设计值；
 b, h ——分别为矩形钢管截面平行、垂直于弯曲轴的边长；
 t ——钢管壁厚；
 d_n ——管内混凝土受压区高度。

6.2.2 弯矩作用在一个主平面内(绕 x 轴)和矩形钢管混凝土压弯构件,其弯矩作用平面内的稳定性应满足下式的要求:

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}) M_{ux}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.2-1)$$

$$M_{ux} = [0.5A_s(h - 2t - d_n) + bt(t + d_n)]f \quad (6.2.2-2)$$

$$N'_{Ex} = \frac{N_{Ex}}{1.1} \quad (6.2.2-3)$$

$$N_{Ex} = N_u \frac{\pi^2 E_s}{\lambda_{x,f}^2} \quad (6.2.2-4)$$

并应满足下式的要求:

$$\frac{\beta M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}) M_{ux}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.2-5)$$

同时,弯矩作用平面外的稳定性应满足下式的要求:

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta M_x}{1.4 M_{ux}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.2-6)$$

式中 φ_x, φ_y ——分别为弯矩作用平面内、弯矩作用平面外的轴心受压稳定系数,按式(6.1.2-2、6.1.2-3)计算,或从附录 A 查得;

N_{Ex} ——欧拉临界力;

M_{ux} ——只有弯矩 M_x 作用时截面的受弯承载力设计值;

β ——等效弯矩系数。

6.2.3 等效弯矩系数应根据稳定性的计算方向按下列规定采用：

- 1 在计算方向内有侧移的框架柱和悬臂构件， $\beta=1.0$ ；
- 2 在计算方向内无侧移的框架柱和两端支承的构件：

(1) 无横向荷载作用时： $\beta=0.65+0.35\frac{M_2}{M_1}$ ， M_1 和 M_2 为端弯矩，使构件产生相同曲率时取同号，使构件产生反向曲率时取异号， $|M_1|\geq|M_2|$ ；

(2) 有端弯矩和横向荷载作用时：

使构件产生同向曲率时， $\beta=1.0$ ；

使构件产生反向曲率时， $\beta=0.85$ ；

(3) 无端弯矩但有横向荷载作用时， $\beta=1.0$ 。

6.2.4 弯矩作用在一个主面内的矩形钢管混凝土拉弯构件，其承载力应满足下式的要求：

$$\frac{N}{fA_{su}} + \frac{M}{M_{un}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.4)$$

6.2.5 弯矩作用在两个主面内的双轴压弯矩形钢管混凝土构件，其承载力应满足下式的要求：

$$\frac{N}{N_{un}} + (1-\alpha_c)\frac{M_x}{M_{unx}} + (1-\alpha_c)\frac{M_y}{M_{uny}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.5-1)$$

同时应满足下式的要求：

$$\frac{M_x}{M_{unx}} + \frac{M_y}{M_{uny}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.5-2)$$

式中 M_x 、 M_y ——分别为绕主轴 x 、 y 轴作用的弯矩设计值；

M_{unx} 、 M_{uny} ——分别为绕 x 、 y 轴的净截面受弯承载力设计值，按式(6.2.1-3)计算。

6.2.6 双轴压弯矩形钢管混凝土构件绕主轴 x 轴的稳定性，应满足下式的要求：

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + (1-\alpha_c)\frac{\beta_x M_x}{(1-0.8\frac{N}{N'_{Ex}})M_{ux}} + \frac{\beta_y M_y}{1.4M_{uy}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.6-1)$$

同时应满足下式的要求：

$$\frac{\beta_x M_x}{(1-0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}) M_{ux}} + \frac{\beta_y M_y}{1.4 M_{uy}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.6-2)$$

绕主轴 y 轴的稳定性，应满足下式的要求：

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_x M_x}{1.4 M_{ux}} + (1-\alpha_c) \frac{\beta_y M_y}{(1-0.8 \frac{N}{N'_{Ey}}) M_{uy}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.6-3)$$

同时应满足下式的要求：

$$\frac{\beta_x M_x}{1.4 M_{ux}} + \frac{\beta_y M_y}{(1-0.8 \frac{N}{N'_{Ey}}) M_{uy}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.6-4)$$

式中 φ_x 、 φ_y ——分别为绕主轴 x 轴、绕主轴 y 轴的轴心受压稳定系数，可按式(6.1.2-2)计算，或从附录 A 查得；

β_x 、 β_y ——分别为在计算稳定的方向对 M_x 、 M_y 的弯矩等效系数，其值由第 6.2.3 条确定；

M_{ux} 、 M_{uy} ——分别为绕 x 、 y 轴的受弯承载力设计值，按式(6.2.2-2)计算。

6.2.7 弯矩作用在两个主平面内的双轴拉弯矩形钢管混凝土构件，其承载力应满足下式的要求：

$$\frac{N}{f A_{sn}} + \frac{M_x}{M_{unx}} + \frac{M_y}{M_{uny}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.7)$$

6.3 框架柱的设计要求

6.3.1 矩形钢管混凝土框架柱的计算长度应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用。

6.3.2 当矩形钢管混凝土构件用作抗震设防区的多层和高层框架结构柱时，矩形钢管混凝土柱的混凝土工作承担系数 α_c 应符合下式的要求：

$$\alpha_c \leq [\alpha_c] \quad (6.3.2)$$

式中 $[\alpha_c]$ ——考虑柱具有一定延性的混凝土工作承担系数的限值,按表 6.3.2 确定。

表 6.3.2 混凝土工作承担系数限值 $[\alpha_c]$

长细比 λ	轴压比(N/N_u)	
	≤ 0.6	> 0.6
≤ 20	0.50	0.47
30	0.45	0.42
40	0.40	0.37

注:当 λ 值在 20~30、30~40 之间时, $[\alpha_c]$ 可按线性插值取值。

6.3.3 对抗震设防的框架柱,在框架的任一节点处,宜同时满足式(6.3.3-1)和式(6.3.3-2)的要求:

$$\sum \left(1 - \frac{N}{N_{uk}}\right) \frac{M_{uk}}{1 - \alpha_c} \geq \eta_c \sum M_{uk}^b \quad (6.3.3-1)$$

$$\sum M_{uk} \geq \eta_c \sum M_{uk}^b \quad (6.3.3-2)$$

$$N_{uk} = f_y A_s + f_{ck} A_c \quad (6.3.3-3)$$

$$M_{uk} = [0.5A_s(h - 2t - d_{nk}) + bt(t + d_{nk})]f_y \quad (6.3.3-4)$$

式中 N ——按多遇地震作用组合的柱轴力设计值;

N_{uk} ——矩形钢管混凝土柱轴心受压时,截面受压承载力标准值;

f_{ck} ——框架柱管内混凝土的抗压强度标准值,按表 4.3.4 采用;

η_c ——强柱系数,一般取 1.0,对于超过 6 层的框架,8 度设防时取 1.2,9 度设防时取 1.3;

M_{uk}^b ——计算平面内交汇于节点的框架梁的全塑性受弯承载力标准值;

M_{uk} ——计算平面内交汇于节点的框架柱的全塑性受弯承载力标准值;

b 、 h ——分别为矩形钢管截面平行、垂直于弯曲轴的边长;

d_{nk} ——框架柱管内混凝土受压区高度,按(6.2.1-4)式计

算,其中 f_c 用 f_{α} 、 f 用 f_y 替代。

6.3.4 矩形钢管混凝土柱的剪力可假定由钢管管壁承受,其剪切强度应同时满足下式要求:

$$V_x \leq 2t(b-2t)f_v \quad (6.3.4-1)$$

$$V_y \leq 2t(h-2t)f_v \quad (6.3.4-2)$$

式中 V_x 、 V_y ——矩形钢管混凝土柱中沿主轴 x 轴、主轴 y 轴的最大剪力设计值;

b ——矩形钢管沿主轴 x 轴方向的边长;

h ——矩形钢管沿主轴 y 轴方向的边长;

f_v ——钢材的抗剪强度设计值。

7 节点设计

7.1 梁柱连接

7.1.1 节点的形式应构造简单、整体性好、传力明确、安全可靠、节约材料和施工方便。节点设计应做到构造合理，使节点具有必要的延性，能保证焊接质量，并避免出现应力集中和过大约束应力。

7.1.2 矩形钢管混凝土柱与钢梁的连接可采用下列型式：

1 带短梁内隔板式连接。矩形钢管内设隔板，柱外预焊短钢梁；钢梁的缘与柱边预设短钢梁的翼缘焊接，钢梁的腹板与短钢梁的腹板用双夹板高强度螺栓摩擦型连接(图 7.1.2-1)。

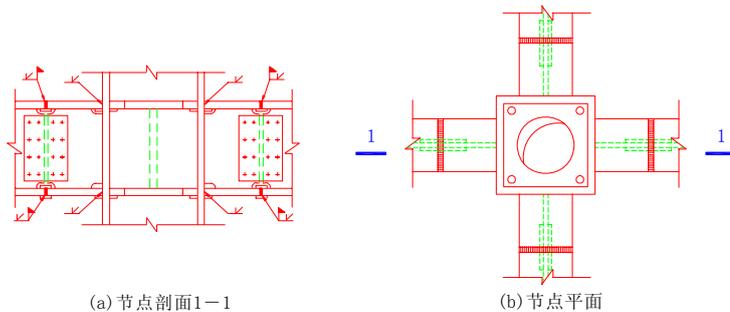


图 7.1.2-1 带短梁内隔板式梁柱连接

2 外伸内隔板式连接。矩形钢管内设隔板，隔板贯通钢管壁，钢管与隔板焊接；钢梁腹板与柱钢管壁通过连接板采用高强度螺栓摩擦型连接；钢梁翼缘与外伸的内隔板焊接(图 7.1.2-2)。

3 外隔板式连接。钢梁腹板与柱外预设的连接件采用高强度螺栓摩擦型连接；柱外设水平外隔板，钢梁翼缘与外隔板焊接(图 7.1.2-3)。

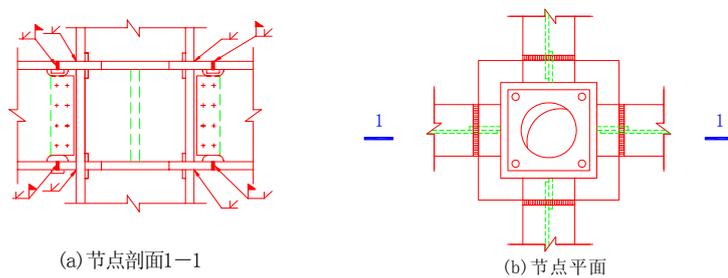


图 7.1.2-2 外伸内隔板式梁柱连接

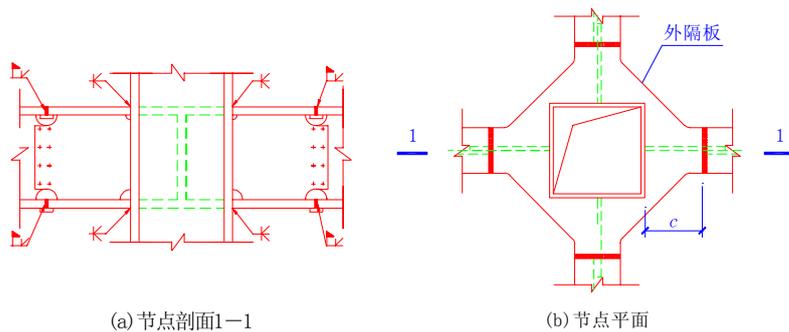


图 7.1.2-3 外隔板式梁柱连接

4 内隔板式连接。钢梁腹板与柱钢管壁通过连接板采用高强度螺栓摩擦型连接；矩形钢管混凝土柱内设隔板，钢梁翼缘与柱钢管壁焊接(图 7.1.2-4)。

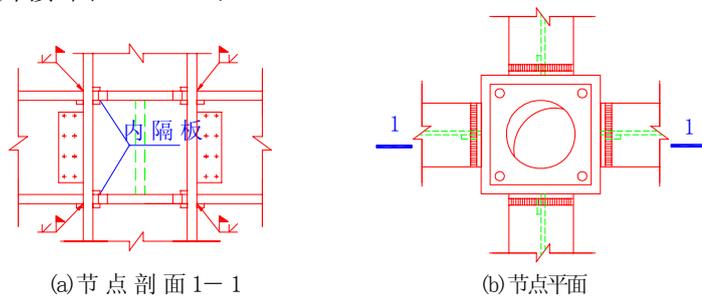


图 7.1.2-4 内隔板式梁柱连接

5 当为 8 度设防Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度设防时,柱与钢梁的刚性连接宜采用能将塑性铰外移的骨形连接。

6 当钢梁与柱为铰接连接时,钢梁翼缘与钢管可不焊接。腹板连接采用内隔板式连接型式。

7.1.3 矩形钢管混凝土柱与现浇钢筋混凝土梁的连接可采用下列型式:

1 环梁-钢承重销式连接。在钢管外壁焊半穿心钢牛腿,柱外设八角形钢筋混凝土环梁;梁端纵筋锚入钢筋混凝土环梁传递弯矩(图 7.1.3-1)。

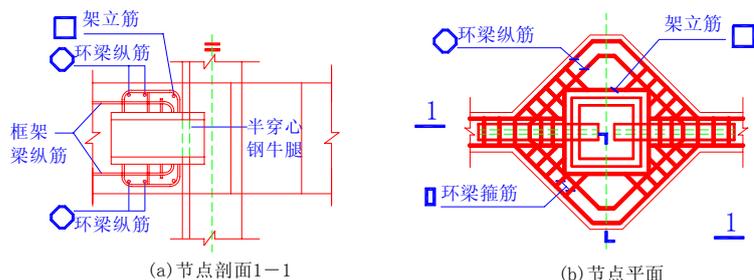


图 7.1.3-1 环梁-钢承重销式连接节点

2 穿筋式连接。柱外设矩形钢筋混凝土环梁,在钢管外壁焊水平肋钢筋(或水平肋板),通过环梁和肋钢筋(或肋板)传递梁端剪力;框架梁纵筋通过预留孔穿越钢管传递弯矩(图 7.1.3-2)。

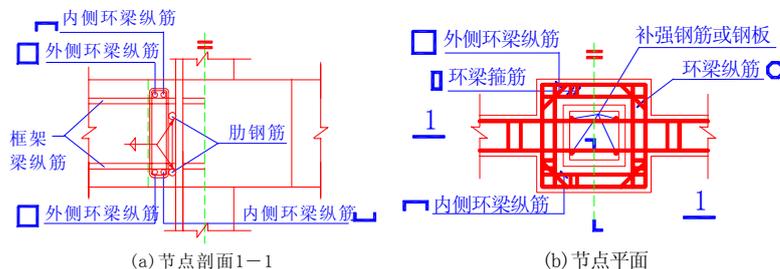


图 7.1.3-2 穿筋式节点

7.1.4 抗震设计时,钢梁与柱的连接除应按地震组合内力进行强度验算外,尚应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011

第 8.2.8 条第 1 款的要求。对于钢筋混凝土梁与矩形钢管混凝土柱的连接节点(图 7.1.3-1、图 7.1.3-2),在柱边处按实际配筋计算所得的抗弯承载力与该处设计弯矩之比值不应小于梁端处相应比值的 η_m 倍;柱边处的抗剪承载力应不小于梁两端出现塑性铰时梁中剪力的 η_v 倍。 η_m 和 η_v 可按表 7.1.4 采用。

表 7.1.4 η_m 、 η_v 的值

抗震等级	一	二	三、四
η_m	1.30	1.2	1.1
η_v	1.35	1.2	1.1

注:本表中,框架的抗震等级按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 表 6.1.2 确定,对高层建筑尚应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定。

7.1.5 带内隔板的矩形钢管混凝土柱与钢梁的刚性焊接节点,除应验算连接焊缝和高强度螺栓的强度外,尚应按下列规定验算节点的强度(图 7.1.5):

1 节点抗剪承载力应符合(7.1.5-1)式的要求:

$$\beta_v V \leq \frac{1}{\gamma} V_u^j \quad (7.1.5-1)$$

$$V_u^j = \frac{2N_y h_c + 4M_{uw} + 4M_{uj} + 0.5N_{cv} h_c}{h_b} \quad (7.1.5-2)$$

$$N_y = \min \left[\frac{a_c h_b f_w}{\sqrt{3}}, \frac{t h_b f}{\sqrt{3}} \right] \quad (7.1.5-3)$$

$$M_{uw} = \frac{h_b^2 t [1 - \cos(\sqrt{3} h_c / h_b)] f}{6} \quad (7.1.5-4)$$

$$M_{uj} = \frac{1}{4} b_c t_j^2 f_j \quad (7.1.5-5)$$

$$N_{cv} = \frac{2b_c h_c f_c}{4 + (\frac{h_c}{h_b})^2} \quad (7.1.5-6)$$

$$V = \frac{2M_c - V_b h_c}{h_b} \quad (7.1.5.7)$$

- 式中 V ——节点所承受的剪力设计值；
 β_v ——剪力放大系数，抗震设计时取 1.3，非抗震设计时取 1.0；
 V_u^i ——节点受剪承载力设计值；
 M_c ——节点上、下柱弯矩设计值的平均值，弯矩对节点顺时针作用时为正；
 V_b ——节点左、右梁端剪力设计值的平均值，剪力对节点中心逆时针作用时为正；
 t, t_j ——柱钢管壁、内隔板厚度；
 f_w, f, f_j ——焊缝、钢柱管壁、内隔板钢材的抗拉强度设计值；
 b_c, h_c ——管内混凝土截面的宽度和高度；
 h_b ——钢梁截面的高度；
 α_c ——钢管角部的有效焊缝厚度。

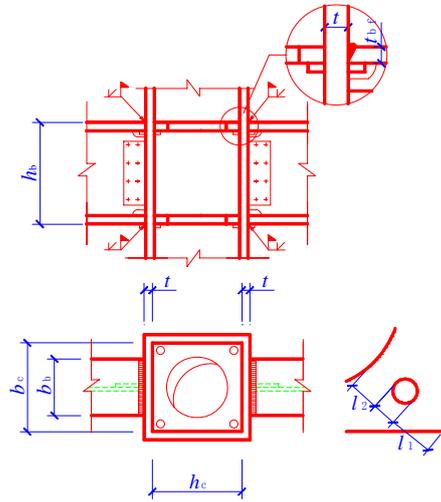


图 7.1.5 带内隔板的刚性节点

2 节点的抗弯强度应符合式(7.1.5-8)的要求：

$$\beta_m M \leq \frac{1}{\gamma} M_u^i \quad (7.1.5-8)$$

$$M_u^i = \left[\frac{(4x + 2t_{bf})(M_u + M_a)}{0.5(b - b_b)} + \frac{4bM_u}{x} + \sqrt{2} t_{bf} f_j (l_2 + 0.5l_1) \right] (h_b - t_{bf}) \quad (7.1.5-9)$$

$$M_u = 0.25ft^2 \quad (7.1.5-10)$$

$$M_a = \min(M_u, 0.25f_w a_c^2) \quad (7.1.5-11)$$

$$x = \sqrt{0.25(b - b_b)b} \quad (7.1.5-12)$$

式中 M ——节点处梁端弯矩设计值；
 β_m ——弯矩放大系数，抗震设计时，取 1.2；非抗震设计时，取 1.0；
 M_u^i ——节点的受弯承载力设计值；
 x ——由 $\partial M_u^i / \partial x = 0$ 确定的值；
 b 、 b_b ——柱宽、梁宽；
 t_{bf} ——梁翼缘厚度；
 l_1 、 l_2 ——内隔板上气孔到边缘的距离(图 7.1.5)。

7.1.6 当采用环梁-钢承重销式连接时(图 7.1.3-1)，垂直于梁轴的柱截面宽度(b)不宜小于框架梁宽度的 1.8 倍。钢牛腿的里端进入钢管内的长度不应小于 $h/4$ (h 为平行于梁轴线的柱边长)，外端宜进入框架梁端。钢牛腿高度应尽可能大，但不应影响环梁和框架梁浇筑混凝土。

7.1.7 矩形钢管混凝土柱与现浇钢筋混凝土梁采用穿筋式连接时(图 7.1.3-2)，应按下列规定进行设计：

1 环梁的抗剪强度应符合式(7.1.7-1)的要求(图 7.1.7)：

$$\eta_v V \leq \frac{1}{\gamma} V_{su} \quad (7.1.7-1)$$

$$V_{su} = 2f_b A_{sb} \sin\theta + f_s A_{sv} \quad (7.1.7-2)$$

式中 V_{su} ——矩形环梁的受剪承载力设计值；
 A_{sb} 、 f_b ——弯起钢筋(置于环梁外侧)的截面面积及其抗拉强度设计值；
 V ——梁端剪力设计值；

- η_v ——剪力放大系数,抗震设计时按表 7.1.4 取值,非抗震设计时取 1.0;
- A_{sv} 、 f_s ——柱宽或 3 倍框架梁宽二者之小者范围内的箍筋截面面积及其抗拉强度设计值;
- θ ——弯起钢筋与水平面的夹角。

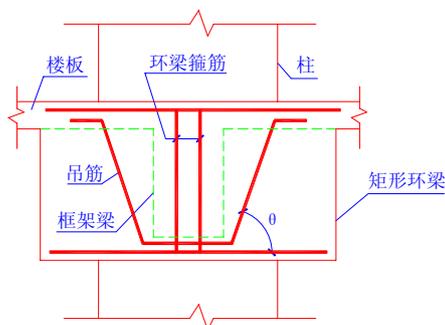


图 7.1.7 穿筋式节点抗剪构造

2 钢管与矩形钢筋混凝土环梁间结合面的承载力验算,应包括肋钢筋的焊缝强度、混凝土的直剪承载力、混凝土的局部承压三个方面。

验算肋钢筋焊缝强度时,焊缝在剪力作用下按纯剪切考虑,可按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定计算。

验算结合面混凝土直剪承载力时,混凝土直剪强度设计值可取 $1.5f_t$,结合面直剪承载力可按下式验算:

$$\eta_v V_j \leq \frac{1}{\gamma} V_{js} \quad (7.1.7-3)$$

$$V_{js} = 1.5f_t A_{cs} \quad (7.1.7-4)$$

式中 V_j ——环梁与柱结合面上的剪力设计值;

V_{js} ——环梁与柱结合面的直剪承载力设计值;

A_{cs} ——结合面混凝土的直剪面积;

f_t ——混凝土的抗拉强度设计值。

验算结合面肋钢筋上混凝土的受压承载力时,局部承压混凝土

土的垂直抗压强度可取 $1.5f_c$ ，局压承载力可按式验算：

$$\eta_v V_j \leq \frac{1}{\gamma} V_{jb} \quad (7.1.7-5)$$

$$V_{jb} = 1.5f_c l d \quad (7.1.7-6)$$

式中 V_{jb} ——环梁与柱结合面处肋钢筋上混凝土的局部承压力设计值；

l ——肋钢筋或肋钢板的长度；

d ——肋钢筋直径或肋钢板的挑出宽度。

7.1.8 节点设计时宜尽量减少现场焊接。当确实需要现场焊接时，焊缝质量应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 相应级别的要求。当焊缝用作传递拉力时，宜采用全熔透焊缝，且要求焊缝至少与连接件等强。焊缝应避免交叉，减少应力集中。

7.1.9 当现浇钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱连接时，梁钢筋的锚固和箍筋加密区应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

7.1.10 当钢管混凝土柱钢筋混凝土梁采用穿筋式节点时，孔径宜取 $1.2d$ (d 为梁的纵筋直径)，最大不应超过 $2d$ ；不得在现场采用气割扩孔，避免造成刻槽，产生严重的应力集中；柱钢管壁开孔后，应在钢管内壁采取相应补强措施；贯穿钢管的钢筋之间净距不应小于 1.5 倍柱中混凝土骨料的最大粒径及 40mm。

7.1.11 当采用在钢管壁上焊接肋钢筋(或钢板)来传递结合面剪力时，肋钢筋的直径(或肋钢板的挑出宽度)应由式(7.1.7-5)确定，且应与环梁混凝土粗骨料的最大粒径相当，可取 20~30mm。最少应设置中部、下部两道肋钢筋；抗震设计时，至少应设上、中、下三道肋钢筋。

7.1.12 抗震设计中，当梁与矩形钢管混凝土柱刚接，且钢管为四块钢板焊接时，钢管角部的拼接焊缝在框架梁上、下 600mm 范围内应采用全熔透焊缝，其余部位可采用部分熔透焊缝。当钢梁的上

下翼缘与柱外短梁、隔板或柱面焊接连接时,应采用全熔透坡口焊缝,并在梁上下翼缘的底面设置焊接衬板。为便于设置衬板和施焊,梁腹板端头上下应切割成弧形缺口,缺口半径可采用 35mm。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,在节点处应予以加强,以利于与钢梁焊接。

7.1.13 矩形钢管混凝土柱的内隔板厚度应满足板件的宽厚比限值,且不小于钢梁翼缘的厚度。钢管外隔板的挑出宽度 c (图 7.1.2-3)应满足下式要求:

$$100\text{mm} \leq c \leq 15t_j \sqrt{235/f_y} \quad (7.1.13)$$

式中 t_j ——隔板厚度;

f_y ——外隔板材料的屈服强度。

7.1.14 矩形钢管混凝土柱内隔板与柱的焊接应采用坡口全熔透焊。钢管内隔板上应设置混凝土浇筑孔,其孔径不应小于 200mm;内隔板四角应设透气孔,其孔径宜为 25mm(图 7.1.14)。

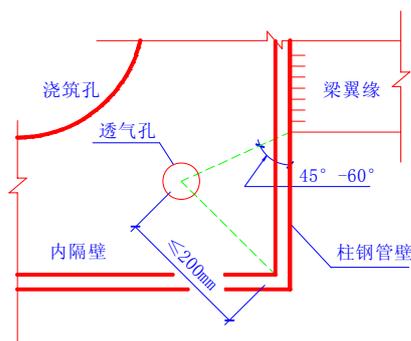


图 7.1.14 内隔板透气孔位置

7.2 柱子拼接

7.2.1 根据构造和运输要求,框架柱可按多个楼层下料分段制

作,分段接头宜设在楼面以上 1.0~1.3m 处。

7.2.2 柱段的对接拼接可采用下列方式:

1 不同壁厚钢管的工厂焊接

对内壁平齐的对接拼接,当两钢管壁厚相差不大于 4mm 时,可按图 7.2.2-1a 的方式焊接;当两钢管壁厚相差大于 4mm 时,较厚钢管的管壁应按图 7.2.2-1b 所示加工成斜坡后连接。

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,两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 3mm;当两钢管的壁厚相差较大而不满足以上规定时,应采用图 7.2.2-1c 所示的有厚度差的内衬板,或按图 7.2.2-1d 所示将较厚钢管内壁加工成有一定坡度的过渡段。当采用图 7.2.2-1b、d 所示连接方式时,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 5mm。

2 钢管的现场焊接

钢管在现场焊接时宜采用图 7.2.2-2 所示的连接方式。下节柱的上端应设置开孔隔板或环状隔板,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。

7.2.3 当两钢管混凝土柱的截面宽度或高度明显不同时,可采用下列方式拼接;

1 在连接处,当上节柱外壁与下节柱外壁间的差距 s 不大于 25mm,可采用顶板拼接方式(图 7.2.3-1a)。此时,顶板厚度应满足下列要求:

$$t \geq s - t_1 + t_2, \text{ 且不小于 } 16\text{mm} \quad (7.2.3)$$

式中 t ——顶板厚度;

$t_1、t_2$ ——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(图 7.2.3-1b)。

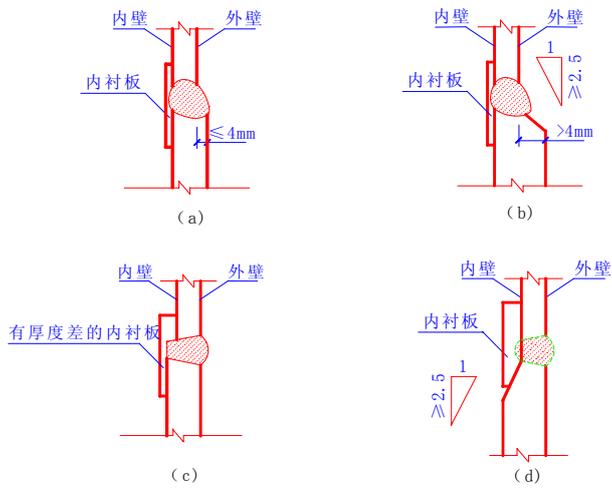


图 7.2.2-1 不同壁厚钢管的工厂焊接

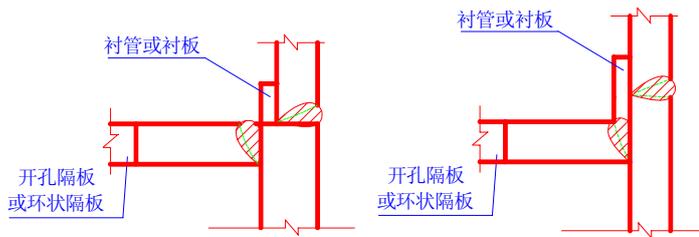


图 7.2.2-2 钢管的现场焊接

此时,顶板厚度不宜小于柱下段壁厚加 2mm。

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(图 7.2.3-2a,图 7.2.3-2b)。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,可采用图 7.2.3-2c 所示的方式处理,其拼接钢管两端宜突出梁翼缘外侧各 150mm,并在梁翼缘高度处设置开

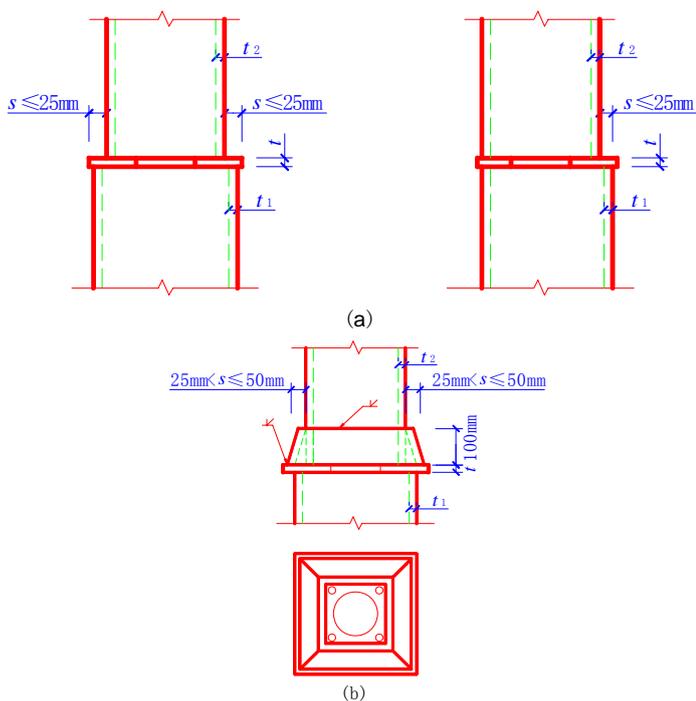


图 7.2.3-1 钢管柱的顶板拼接方式

孔隔板；并可采用图 7.2.3-2d 所示的方式处理，在拼接钢管两端设置开孔外伸隔板。

7.3 柱 脚

7.3.1 当高层建筑设有地下室时，可采用外包混凝土式柱脚。当仅有一层地下室时，柱底板可位于基础顶面(图 7.3.1-1)；当有多层地下室时，柱至少应向地下室延伸一层，柱底板可位于下层地下室梁的顶面(图 7.3.1-2)。柱底板采用预埋锚柱连接。地下室中的钢管混凝土柱全部采用钢筋混凝土外包，在外包部分的柱身上应设置栓钉，保证外包混凝土与柱共同工作。柱脚部位的轴拉力应由预埋锚栓承受，弯矩应由混凝土承压部分和锚栓共同承受。

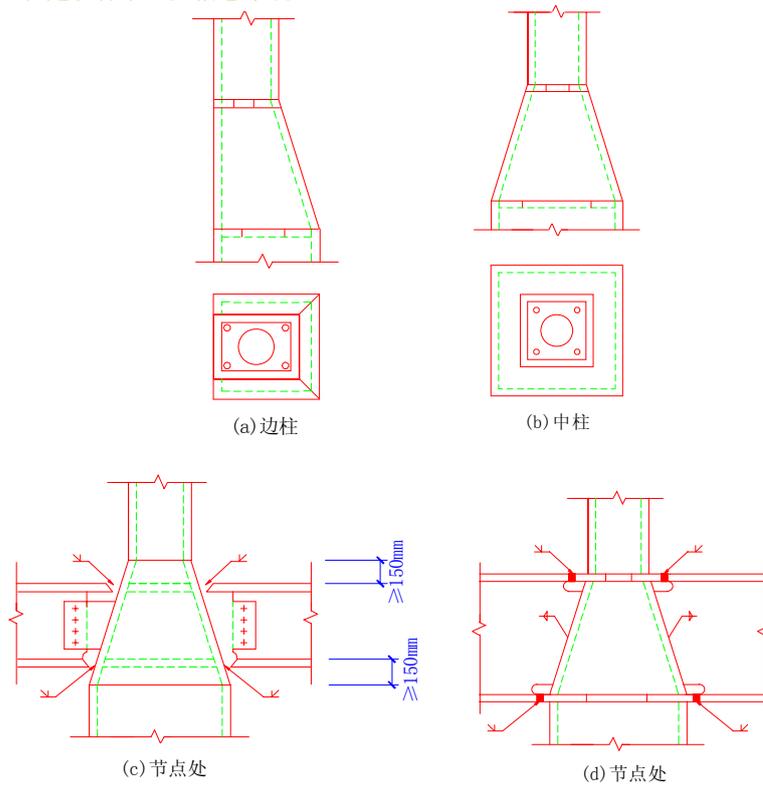


图 7.2.3-2 钢管柱的台锥形拼接方式

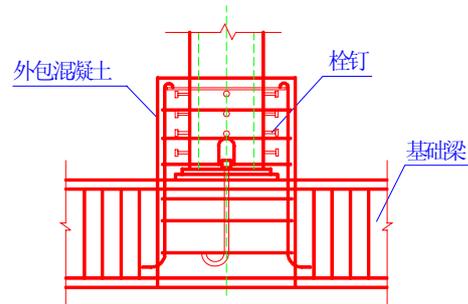


图 7.3.1-1 外包式柱脚

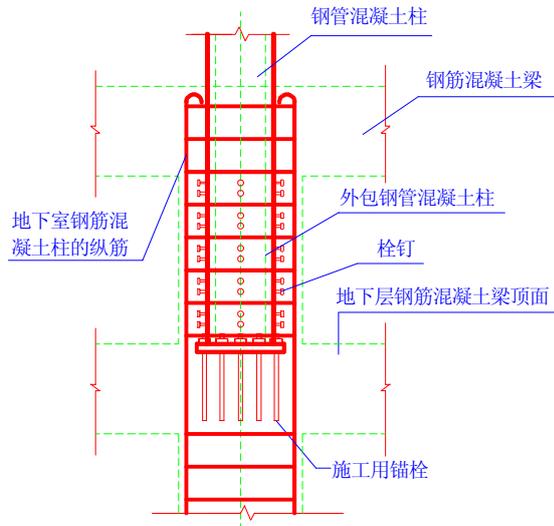


图 7.3.1-2 延伸到地下室的柱脚

7.3.2 埋入式柱脚底板埋入基础的深度宜为柱截面高度的 2 至 3 倍。柱脚底板应采用预埋锚栓连接,必要时可在埋入部分的柱身上设置抗剪键传递柱子承受的拉力(图 7.3.2)。灌入的混凝土应采用微膨胀细石混凝土,其强度等级应高于基础混凝土。

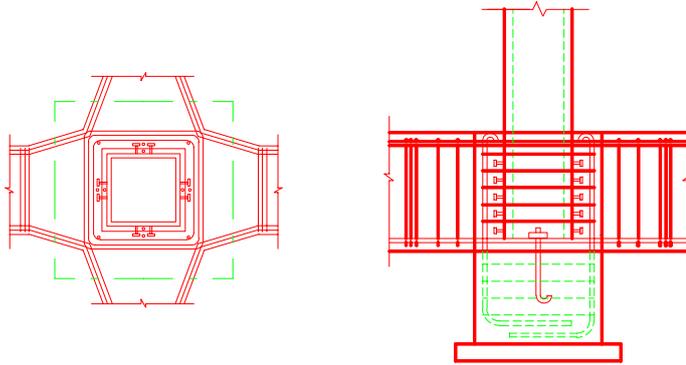


图 7.3.2 埋入式柱脚

7.3.3 外露式柱脚(图 7.3.3)应满足下列构造要求:

1 锚栓应有足够的锚固长度,防止柱脚在轴拉力或弯矩作用下将锚栓从基础中拔出。锚栓应采用双重螺帽拧紧或采用其他措施防止松动。

2 底板除满足强度要求外,尚应具有足够的面外刚度。

3 底板应与基础顶面应密切接触。

4 柱底剪力可由底板与混凝土间的摩擦传递,摩擦系数可取 0.4。当基础顶面预埋钢板时,柱底板与预埋钢板间应采取剪力传递措施。当剪力大于摩擦力或柱脚受拉时,宜采用抗剪键传递剪力。

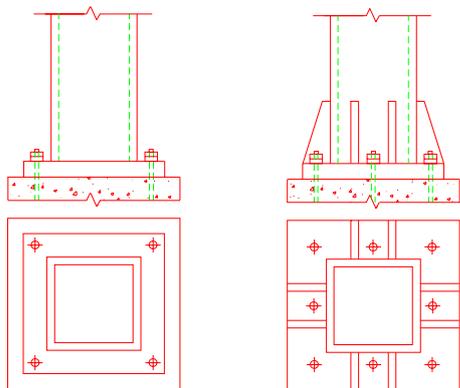


图 7.3.3 外露式柱脚

7.3.4 外包式、埋入式柱脚可按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定计算。

8 抗侧力构件设计

8.1 支 撑

8.1.1 对由矩形钢管混凝土柱、钢梁和钢支撑组成的框架-支撑结构体系,结构的抗侧力构件可采用图 8.1.1-1(a)~(d)所示的中心支撑和图 8.1.1-2(a)~(d)所示的偏心支撑。对抗震设防的结构,不得采用图 8.1.1-1(e)所示的 K 形支撑。

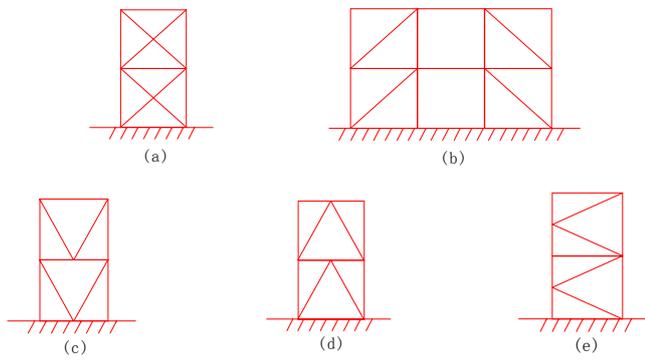


图 8.1.1-1 中心支撑类型

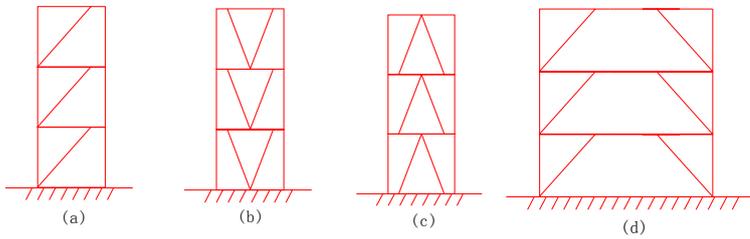


图 8.1.1-2 偏心支撑类型

8.1.2 位于非抗震设防地区或 6、7 度抗震设防地区的抗侧力结

构可采用中心支撑。位于 8、9 度抗震设防地区的抗侧力结构宜采用偏心支撑；当有充分依据且条件许可时，可采用带有消能装置的消能支撑。当首层的弹性承载力为其余各层承载力的 1.5 倍及以上时，首层可采用中心支撑。

8.1.3 中心支撑应按下列规定设计：

1 对单层或多层矩形钢管混凝土结构，当柱距和层高较大时，可采用按受拉杆件设计的十字交叉式(图 8.1.1-1a)或二组对称布置单斜杆式(图 8.1.1-1b)的柔性中心支撑。此时，斜杆的长细比 λ ，非抗震设计时不应大于 $300\sqrt{235/f_y}$ ；6、7 度抗震设计时，不应大于 $200\sqrt{235/f_y}$ ；8、9 度抗震设计时，不应大于 $150\sqrt{235/f_y}$ 。当支撑按受压杆件设计时，其长细比 λ ，非抗震设计时不应大于 $200\sqrt{235/f_y}$ ；6、7 度抗震设计时，不应大于 $150\sqrt{235/f_y}$ ；8、9 度抗震设计时，不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$ 。当高层建筑采用中心支撑时，抗震设计应采用刚性斜杆，其长细比 λ ，6、7 度抗震设计时，不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$ ；8 度抗震设计时，不宜大于 $90\sqrt{235/f_y}$ ；9 度抗震设计时，不宜大于 $60\sqrt{235/f_y}$ ；非抗震设计时，宜采用刚性斜杆，长细比不宜大于 $150\sqrt{235/f_y}$ 。

2 柔性支撑假定只能承受拉力而不能承受压力；刚性支撑既能承受拉力又能承受压力。

3 刚性支撑斜杆的板件宽厚比应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定采用。

4 支撑斜杆宜采用双轴对称截面。当采用单轴对称截面(包括组合截面或缀板连接的双肢组合截面)时，应采取防止绕对称轴屈曲的构造措施。

5 在多遇地震效应组合作用下，十字交叉和单斜杆中心支撑的斜杆内力应乘以 1.3 的增大系数；V 形和人字形中心支撑的斜杆内力应乘以 1.5 的增大系数。

6 高层建筑设计中，支撑斜杆的内力应考虑矩形钢管混凝土柱在

竖向荷载作用下产生轴向压缩变形所带来的影响,对人字形和V形支撑斜杆,尚应考虑支撑跨梁传来的楼面竖向荷载对其内力的影响。

7 与支撑共同组成支撑系统的横梁,在与支撑的连接处应保持连续。在计算人字形或V形支撑体系的横梁截面时,尚应满足在不考虑支撑支点作用的情况下,简支梁跨中承受竖向集中荷载时所具有的承载力。

8 除高强度螺栓摩擦型连接的连接处外,中心支撑斜杆的强度,应按下式计算:

$$\frac{N}{A_n} \leq \frac{f}{\gamma} \quad (8.1.3-1)$$

式中 N ——支撑斜杆轴心拉力或压力设计值;

A_n ——支撑斜杆净截面面积。

当斜杆两端为高强度螺栓摩擦型连接时,节点处斜杆的强度应按下式计算:

$$(1 - 0.5 \frac{n_1}{n}) \frac{N}{A_n} \leq \frac{f}{\gamma} \quad (8.1.3-2)$$

式中 n ——节点连接处高强度螺栓的数目;

n_1 ——杆件计算截面(指垂直于杆件线的最外列螺栓处的截面)上高强度螺栓的数目。

9 中心支撑斜杆的受压稳定性应按下式计算:

$$\frac{N}{\varphi A} \leq \eta \frac{f}{\gamma} \quad (8.1.3-3)$$

$$\eta = \frac{1}{1 + 0.35\lambda_0} \quad (8.1.3-4)$$

式中 η ——在循环荷载作用下(主要指地震作用)杆件设计强度的降低系数(非抗震设计时 $\eta=1$);

λ_0 ——相对长细比,按式(6.1.2-3)计算;

φ ——按支撑斜杆长细比确定的轴心受压构件的稳定系数,按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定取用。

8.1.4 中心支撑的节点设计应符合下列要求:

1 支撑的重心线应通过梁与柱轴线的交点,否则应考虑节点偏心产生的附加弯矩的影响。

2 对抗震设防的高层结构,中心支撑宜采用热轧 H 型钢或焊接工字形截面;8、9 度采用焊接工字形截面时,其翼缘与腹板的焊接宜采用全熔透连续焊缝。

3 支撑斜杆与梁柱节点的连接可采用刚接(焊接或栓接),也可采用纯铰接的构造型式。根据节点板的传力方式,在柱、梁内的相应位置应设置环板、锚板或加劲肋等(图 8.1.4a~d)。

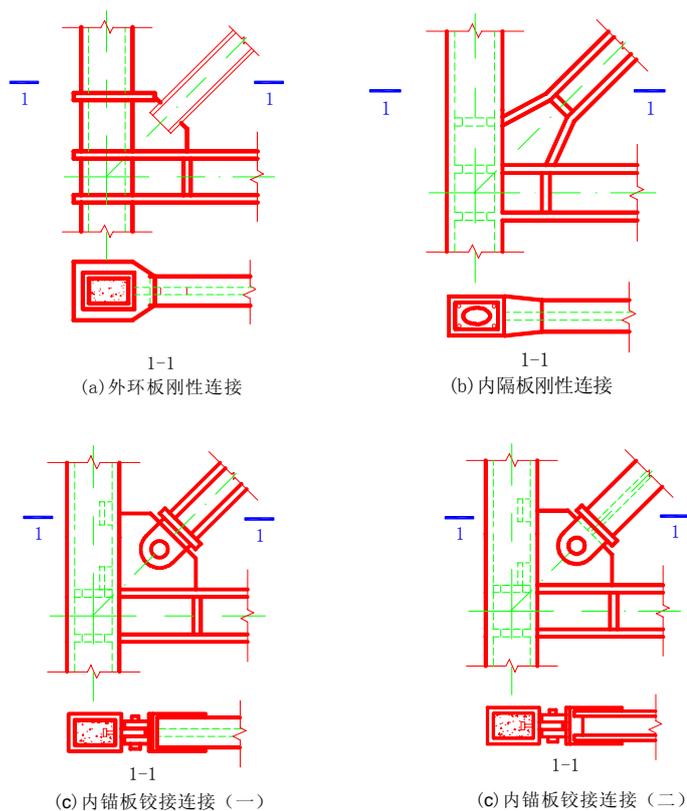


图 8.1.4 支撑斜杆与梁柱节点的连接

4 抗震设计时,支撑节点连接的极限承载力应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 8.2.8 条的要求。节点的连接计算和构造应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定执行。

8.1.5 偏心支撑的设计可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定执行。

8.2 钢板剪力墙

8.2.1 钢板剪力墙的计算,应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定执行。

8.2.2 钢板剪力墙的周边应与主体结构的梁柱有可靠连接,且连接构造宜使剪力墙只承担水平荷载产生的剪力,而不承受竖向荷载。连接方式可采用高强度螺栓连接或焊接连接(图 8.2.2)。

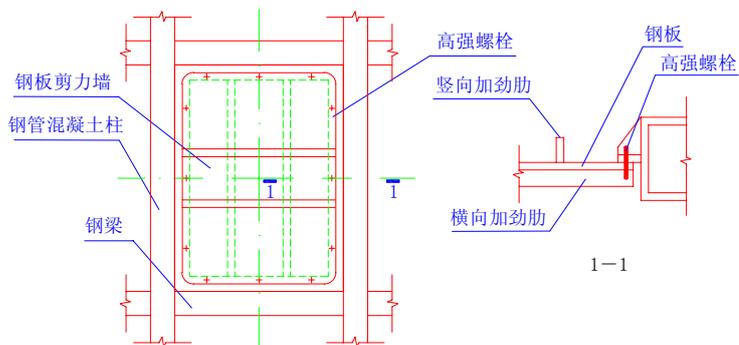


图 8.2.2 钢板剪力墙与梁柱的连接

8.3 内藏钢板支撑剪力墙

8.3.1 内藏钢板支撑剪力墙的设计,应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定执行。

8.4 带竖缝混凝土剪力墙板

8.4.1 带竖缝混凝土剪力墙板的设计,应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的有关规定执行。

8.5 带框混凝土剪力墙

8.5.1 带框混凝土剪力墙可由现浇钢筋混凝土剪力墙与矩形钢管混凝土柱和混凝土梁组成,同时承受水平和竖向荷载的作用。

8.5.2 结构分析时,矩形钢管混凝土柱可等刚度代换为混凝土柱,作为剪力墙的翼缘参与结构整体分析,边框梁作为构造措施可不考虑参与内力分析。

8.5.3 带框混凝土剪力墙的承载力计算可采用下列假定:

1 作用于带框混凝土剪力墙的整体弯矩,可全部由钢管混凝土柱中产生的轴向拉力和轴向压力承担,不考虑柱和剪力墙的局部弯矩;

2 作用于带框混凝土剪力墙的水平剪力,可全部由剪力墙承担;

3 作用于带框混凝土剪力墙的竖向荷载,应分别由钢管混凝土柱和剪力墙按实际情况分担。

8.5.4 抗震设计时,带框混凝土剪力墙的钢管混凝土柱当用作角柱且仅单方向与剪力墙连接时,其内力设计值应乘以 1.3 增大系数,底层角柱应乘以 1.5 增大系数。

8.5.5 钢管混凝土柱应按本规程第 6 章的要求进行强度及稳定性计算,柱的稳定系数 φ ,在剪力墙平面内可取 $\varphi=1$;在剪力墙平面外应按第 6 章的要求取用。

8.5.6 钢筋混凝土剪力墙应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定进行正截面承载力和斜截面承载力等计算,并进行平面外正截面受弯承载力校核(偏心距按不小于墙厚的 1/10 考虑)。

8.5.7 带框混凝土剪力墙的构造应符合下列要求：

1 混凝土剪力墙的厚度,非抗震设计时,不应小于 140mm,且不应小于墙净高的 1/25;抗震设计时,不应小于 160mm,且不应小于墙净高的 1/20。混凝土的强度等级不应低于 C20。

2 边框构件的截面尺寸,梁宽 $b_1 \geq 2b_w$,梁高 $h_1 \geq 1.5b_1$;柱宽 $b \geq 2.5b_w$,柱截面高度 $h \geq b$, b_w 为剪力墙厚度。

3 当因设计需要不设置边框明梁时,可改设暗梁。暗梁高度与对明梁的要求相同。无论采用明梁或暗梁,其配筋均应满足普通框架梁的构造要求。

4 剪力墙水平和竖向分布钢筋的配筋率,应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

5 混凝土剪力墙与钢管混凝土柱之间应有可靠连接。

9 桁架设计

9.1 一般规定

9.1.1 矩形钢管混凝土桁架可由矩形钢管混凝土弦杆和矩形钢管腹杆组成,腹杆与弦杆可采用焊缝直接连接。组合桁架可由钢管桁架和通过连接件与受压弦杆相连接的混凝土板组成。

9.1.2 矩形钢管混凝土桁架和组合桁架适用于托架梁、桁架梁、屋架、交错桁架和转换层桁架等结构。

9.1.3 在施工阶段,湿混凝土的重量和施工荷载由钢桁架承受时,应采取可靠措施保证桁架的稳定性,并对桁架进行强度和变形计算。

9.2 矩形钢管混凝土桁架

9.2.1 矩形钢管混凝土桁架高跨比,应根据建筑净空要求、荷载、材料等因素决定,可取 $1/15\sim 1/10$ 。

9.2.2 矩形钢管混凝土桁架中矩形钢管混凝土杆件应按本规程第6章的规定进行设计,空管截面杆件和节点应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定进行设计。

9.2.3 矩形钢管混凝土桁架中,杆件的计算长度可按下列方法确定:

1 弦杆在桁架平面内的计算长度 $l_{0x}=l_x$, l_x 为弦杆节点间的几何长度;

2 弦杆在桁架平面外的计算长度 $l_{0y}=l_y$, l_y 为弦杆侧向支撑点的间距;

3 腹杆在任意平面的计算长度 $l_0=0.75l$, l 为腹杆节点间的几何长度。

9.2.4 对矩形钢管混凝土桁架,当腹杆轴线交点与弦杆轴线的偏心距 e (图 9.2.4)满足 $-0.55 \leq e/h_0 \leq 0.25$ 条件时,可忽略偏心的影响,按铰接模型计算桁架杆件的内力,式中 h_0 为弦杆截面高度(图 9.2.8-1)。否则,必须考虑节点处由于偏心距 e 产生的附加弯矩的影响,按节点处相连杆件的相对刚度来分配附加弯矩,或按图 9.2.4 所示简化模型计算桁架杆件的内力。

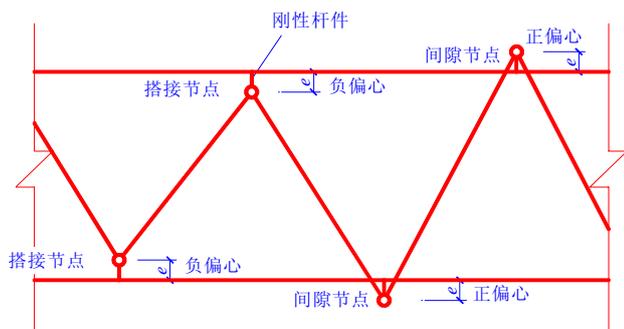


图 9.2.4 考虑节点偏心的桁架杆件内力计算简化模型

9.2.5 矩形钢管混凝土桁架杆件的构造应符合下列要求:

1 钢管的最小壁厚和最小截面尺寸应满足第 4.4.1 条规定的构造要求。

2 弦杆钢管管壁的宽厚比应满足第 4.4.3 条的规定,弦杆钢管壁厚不宜小于腹杆钢管壁厚。

3 腹杆钢管宽厚比不宜大于 $35 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, 也不宜小于 $15 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 。

$15 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 。

4 较大腹杆宽度不应大于较小腹杆宽度的 1.5 倍。

5 腹杆与弦杆的宽度比 β 应在下列范围:对于 T、Y 或 X 型节点 $0.25 \leq \beta \leq 1.0$; 对于 K 型节点或 N 型节点 $0.35 \leq \beta \leq 1.0$ 。

6 杆件轴线间的夹角不宜小于 30° 。

9.2.6 矩形钢管混凝土桁架节点的构造应符合下列要求:

1 在弦杆与腹杆的连接处,不得将腹杆穿入弦杆内。

2 K 型节点或 N 型节点宜采用腹杆间的间隙 $g > 0$ 的间隙接头, g 应满足:

$$0.5[b_0 - (b_1 + b_2)/2] \leq g \leq 1.5[b_0 - (b_1 + b_2)/2] \text{ 和 } g \geq t_1 + t_2$$

式中 b_0, b_1, b_2 ——分别为弦杆、受压腹杆和受拉腹杆的截面宽度;

t_1, t_2 ——分别为受压腹杆和受拉腹杆的壁厚。

3 当 K 型节点或 N 型节点采用搭接接头时,宜采用图 9.2.6-1 所示的构造方案,图中 t_p 不宜小于管壁较厚的腹杆壁厚的 2 倍。

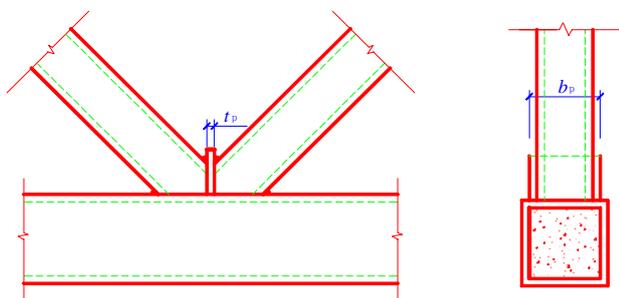


图 9.2.6-1 搭接接头构造

4 当受拉腹杆的轴向力较大,节点抗拉承载力不满足要求时,可按图 9.2.6-2 所示采用钢板加强的措施。加强钢板的尺寸应符合下列要求:

$$l_p \geq 1.5 \left(\frac{h_1}{\sin \theta_1} + g + \frac{h_2}{\sin \theta_2} \right), t_p \geq 2t_2 \quad (9.2.6)$$

式中 l_p, t_p ——分别为加强钢板的长度和厚度;

h_1, h_2 ——分别为弦杆、受压腹杆和受拉腹杆的截面高度;

θ_1, θ_2 ——分别为受压腹杆、受拉腹杆与弦杆间的夹角。

5 腹杆与弦杆间的连接焊缝应沿腹杆四周连接焊接,并平滑过渡。

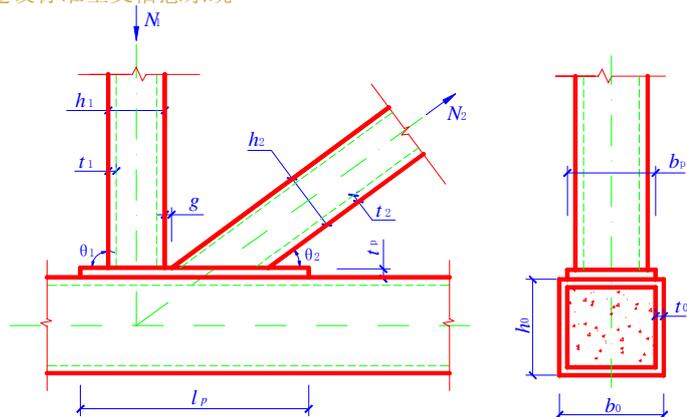


图 9.2.6-2 翼缘焊接钢板的节点加强措施

6 腹杆与弦杆的连接焊缝宜采用角焊缝,也可部分采用角焊缝,部分采用对接焊缝;腹杆管壁与弦杆管壁之间夹角不小于 120° 的连接焊缝宜采用对接焊缝或带坡口的角焊缝。

7 腹杆与弦杆间连接焊缝的焊脚尺寸 h_f 不宜大于腹杆壁厚的 2 倍,也不宜小于腹杆壁厚的 1.1 倍。

8 当腹杆与弦杆的宽度相等,采用图 9.2.6-3 所示喇叭型坡口焊缝时,可按现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 第 6.1.2 条的规定进行焊缝强度计算。

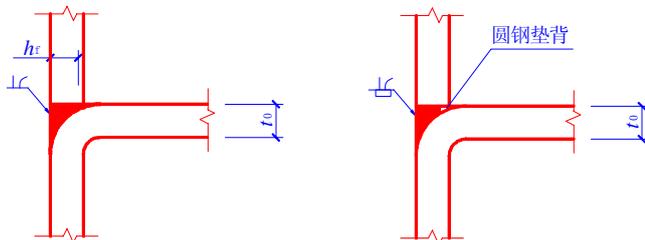


图 9.2.6-3 喇叭型坡口焊缝

9.2.7 腹杆与弦杆的连接焊缝可根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定按角焊缝计算。角焊缝的计算厚度取 $0.7h_f$,受压腹杆的连接焊缝的计算长度取焊缝的实际长度,受拉

腹杆的连接焊缝的计算长度取焊缝的有效长度(图 9.2.7)。有效长度 l_e 按下列公式计算:

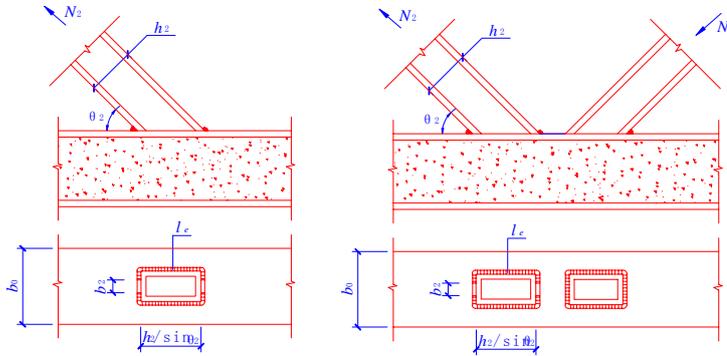


图 9.2.7 受拉腹杆钢管连接焊缝的有效长度

1 T、Y、X 型节点

当 $30^\circ \leq \theta_2 \leq 50^\circ$ 时, $l_e = 2h_2 / \sin \theta_2 + b_2$ (9.2.7-1)

当 $50^\circ < \theta_2 < 60^\circ$ 时, $l_e = 2h_2 / \sin \theta_2 + b_2(60 - \theta_2) / 10$ (9.2.7-2)

当 $60^\circ \leq \theta_2 \leq 90^\circ$ 时, $l_e = 2h_2 / \sin \theta_2$ (9.2.7-3)

2 K、N 型间隙节点

当 $30^\circ \leq \theta_2 \leq 50^\circ$ 时, $l_e = 2h_2 / \sin \theta_2 + 2b_2$ (9.2.7-4)

当 $50^\circ < \theta_2 < 60^\circ$ 时, $l_e = 2h_2 / \sin \theta_2 + b_2(70 - \theta_2) / 10$ (9.2.7-5)

当 $60^\circ \leq \theta_2 \leq 90^\circ$ 时, $l_e = 2h_2 / \sin \theta_2 + b_2$ (9.2.7-6)

9.2.8 矩形钢管混凝土桁架节点(图 9.2.8-1)处的承载力设计值不得小于腹杆所受的轴向力设计值。

1 T、Y、X 型节点

(1)受压腹杆的节点承载力设计值 N_{ul} 可按下列公式计算:

$$N_{ul} = (1 + k_s) \beta_c \beta_1 f_c A_1 \quad (9.2.8-1)$$

$$k_s = \frac{3f_y (\beta_c \beta_1 h_1 / h_0)^2}{\nu_c f_{ck} (h_0 / t_0)^2} \quad (9.2.8-2)$$

$$A_1 = b_1 h_1 / \sin \theta_1 \quad (9.2.8-3)$$

$$\beta_c = \frac{200 - f_{cu}}{150}, \text{ 且 } \beta_c \leq 1 \quad (9.2.8-4)$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{A_b}{A_1}} \quad (9.2.8-5)$$

- 式中 k_s ——矩形钢管混凝土横向局部承压系数；
 A_1 ——局部受压面积；
 A_b ——局部受压的计算底面积，按图 9.2.8-2 所示取值；
 β_c ——混凝土强度影响系数；
 β_1 ——管内混凝土局部受压强度提高系数；
 f_{cu} ——边长 150mm 立方体混凝土试块强度；
 ν_c ——混凝土的泊松比，取 0.23；
 t_0 ——弦杆的壁厚。

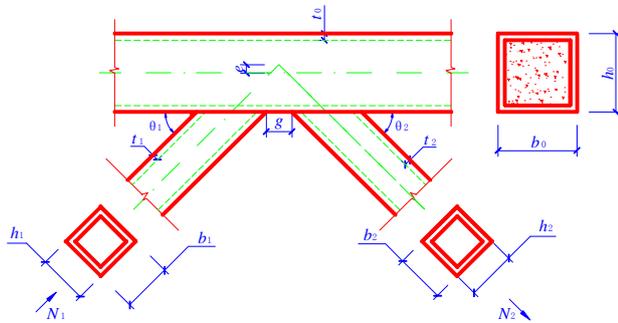


图 9.2.8-1 矩形钢管混凝土桁架节点

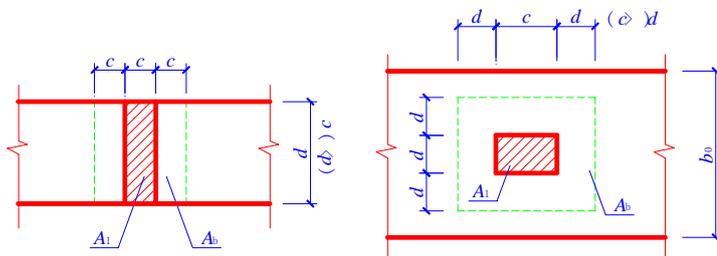


图 9.2.8-2 局部受压计算底面积

(2)受拉腹杆节点承载力设计值 N_{u2} 可按式计算:

当 $\beta \leq 0.85$ 时,

$$N_{u2} = \frac{ft_0^2}{(1-\beta)\sin\theta_2} \left[\frac{2h_2}{b_0\sin\theta_2} + 4(1-\beta)^{0.5} \right] \quad (9.2.8-6)$$

当 $0.85 \leq \beta < 1$ 时, N_{u2} 取式(9.2.8-7)和式(9.2.8-8)的较小值:

$$N_{u2} = f_2 t_2 (2h_2 - 4t_2 + b_2 + b_e) \quad (9.2.8-7)$$

$$N_{u2} = \frac{\sqrt{3}}{3} f t_0 (2h_2 / \sin\theta_2 + b_2 + b_{ep}) / \sin\theta_2 \quad (9.2.8-8)$$

$$b_e = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_y t_0}{f_{y2}/t_2} b_2 \leq b_2 \quad (9.2.8-9)$$

$$b_{ep} = \frac{10}{b_0/t_0} b_2 \leq b_2 \quad (9.2.8-10)$$

$$\beta = \frac{b_2}{b_0} \quad (9.2.8-11)$$

式中 f_y, f ——弦杆钢材的屈服强度、抗拉强度设计值;

f_{y2}, f_2 ——受拉腹杆钢材的屈服强度、抗拉强度设计值。

2 K、N 型间隙节点

受压腹杆节点承载力设计值 N_{u1} 可按式(9.2.8-1)计算;受拉腹杆节点承载力设计值 N_{u2} 可按下列方法确定:

当 $\beta < 0.85$ 且 $g \geq 0.5b_0 \sqrt{1-\beta}$ 时, N_{u2} 可按式(9.2.8-6)计算。

当 $0.85 \leq \beta \leq 1$ 或 $\beta < 0.85$ 但 $g < 0.5b_0 \sqrt{1-\beta}$ 时, N_{u2} 可按式(9.2.8-7)或式(9.2.8-8)计算,取较小值。

9.3 钢管桁架与混凝土板的组合桁架

9.3.1 当考虑钢管桁架受压弦杆与混凝土板的组合效应按组合桁架计算时,可忽略受压弦杆的截面面积。

9.3.2 钢管桁架杆件的最大长细比应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定。

9.3.3 组合桁架的最大挠度宜小于其跨度的 $1/500$ 。

9.3.4 抗剪连接件应按现行国家标准《钢结构设计规范》**GB 50017**的规定进行设计。

10 耐火设计

10.1 一般规定

10.1.1 本章的规定适用于以矩形钢管混凝土柱为主要承载结构的、按现行有关防火规范的规定耐火等级为三级以上的,不施加防火涂层和施加防火涂层的矩形钢管混凝土柱的柱身。

10.1.2 当采用不施加防火涂层的矩形钢管混凝土柱进行结构耐火设计时,原则上同一层建筑应有两个以上防火分区,或同一层内设有部分带防火保护的柱。

10.1.3 矩形钢管混凝土柱的防火涂层宜采用厚涂型钢结构防火涂料或金属网抹M5水泥砂浆。当有可靠依据时,亦可采用其他方法进行防火保护。

10.2 作用和作用效应组合

10.2.1 当进行耐火设计时,可仅考虑永久荷载、可变荷载和火灾变温的作用。永久荷载应采用标准值;可变荷载应采用组合值;钢梁的温度变化可按火灾温度、构件尺寸和构件表面的防火涂层特性确定。

10.2.2 对承载能力极限状态,应采用荷载效应的偶然组合进行设计。

10.3 耐火极限

10.3.1 各类构件的耐火极限应按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016、《高层民用建筑设计防火规范》GB 50045的规定采用。

10.4 无防火涂层柱的耐火计算

10.4.1 当进行耐火设计时,应验算结构在火作用下的整体稳定性、火灾层的稳定性及出火区域内柱子的承载力。

10.4.2 验算结构的整体稳定性时,可假定出火区域内的柱头、柱脚为铰接,混凝土取常温下的强度和弹性模量;出火区域的钢梁应考虑温度变化对强度和弹性模量的影响。

10.4.3 验算火灾层结构的稳定性时,应将出火区柱承担的水平力转移到非出火区的柱,并验算其稳定性。

10.4.4 出火区柱身的轴心受压承载力应按下列公式验算:

$$N_f \leq N_{uf} \quad (10.4.4)$$

式中 N_f ——火灾时作用于柱子的轴向力设计值;

N_{uf} ——火灾时柱子的承载力设计值,按本规程第 10.4.5 条计算。

10.4.5 火灾时出火区域内的柱子,当截面边长不小于 200mm 时,其承载力设计值应按下列规定计算:

1 对无侧移框架的柱

$$N_{uf} = 3.64 A_c f_c (1/t_f)^{0.367} \quad (10.4.5-1)$$

式中 t_f ——构件的设计耐火极限(min)。

2 对有侧移框架的柱,且层间位移小于 1/50 层高时

$$N_{uf} = 1.13 A_c f_c (1/t_f)^{0.176} \quad (10.4.5-2)$$

10.5 有防火保护柱的防火涂层厚度

10.5.1 当采用金属网抹 M5 砂浆或厚涂型钢结构防火涂料时,长细比 $\lambda \leq 60$ 的矩形钢管混凝土柱的防火保护层厚度可分别按表 10.5.1-1 和表 10.5.1-2 确定。

表 10.5.1-1 金属网抹 M5 水泥砂浆防火保护层厚度

保护层厚度(mm)	截面最小尺寸(mm)	耐火极限(h)	燃烧性能
50	200	1.00	不燃烧体
35	600	1.00	不燃烧体
40		1.17	不燃烧体
50		1.50	不燃烧体
30	1000	1.00	不燃烧体
40		1.50	不燃烧体
50		2.00	不燃烧体
30	1400	1.00	不燃烧体
40		1.65	不燃烧体
50		2.25	不燃烧体

注：当水泥砂浆强度等级高于 M5 时，亦可按本表取值。

表 10.5.1-2 厚涂钢结构防火涂料保护层厚度

保护层厚度(mm)	截面最小尺寸(mm)	耐火极限(h)	燃烧性能
9	200	1.00	不燃烧性
12		1.50	不燃烧性
15		2.00	不燃烧性
20		2.50	不燃烧性
25		3.00	不燃烧性
5	600	1.00	不燃烧性
8		1.50	不燃烧性
10		2.00	不燃烧性
12		2.50	不燃烧性
15		3.00	不燃烧性
5	1000	1.00	不燃烧性
6		1.50	不燃烧性
8		2.00	不燃烧性
10		2.50	不燃烧性
11		3.00	不燃烧性
4	1400	1.00	不燃烧性
5		1.50	不燃烧性
7		2.00	不燃烧性
8		2.50	不燃烧性
10		3.00	不燃烧性

11 施 工

11.1 一般规定

11.1.1 矩形钢管混凝土结构的制作和施工,除符合本规程的规定外,尚应遵守现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》**GB 50205**和《混凝土结构工程施工质量验收规范》**GB 50204**的有关规定。

11.1.2 矩形钢管结构的制作单位应根据已批准的技术设计文件编制施工详图,且经原设计单位批准。当需要修改时,制作单位应向原设计单位申报,经同意并签署文件后方能生效。

11.1.3 矩形钢管结构在制作前,应根据设计文件和施工详图的要求编制制作工艺文件。其内容至少应包括:制作所依据的标准,制作厂的质量保证体系,成品的质量保证和为保证成品达到规定的要求而制定的措施。

11.1.4 矩形钢管结构的制作单位,在必要时应对构造复杂的构件进行工艺试验。

11.1.5 矩形钢管混凝土结构采用的钢材、焊接材料、连接材料和混凝土材料的性能,应符合本规程第3章的规定。

11.2 矩形钢管构件的制作和施工

11.2.1 矩形钢管构件应根据施工详图进行放样。放样与号料应预留焊接收缩量 and 切割、端铣等加工余量,对于高层框架柱尚应预留弹性压缩量,弹性压缩量的取值可由制作单位和设计单位协商确定。

11.2.2 需进行边缘加工的零件,宜采用精密切割;焊接坡口宜采用自动切割、半自动切割、坡口机、刨边机等加工,并应采用样板控制坡口角度和尺寸。

11.2.3 在矩形钢管构件组装前,各零、部件应经检查合格。组装的允许偏差应按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》**GB 50205** 和现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》**JGJ 99** 的规定采用。

11.2.4 矩形钢管构件的焊接(包括施工现场焊接)应严格按照工艺文件规定的焊接方法、工艺参数、施焊顺序进行,并应符合设计文件和现行行业标准《建筑钢结构焊接规程》**JGJ 81** 的规定。

11.2.5 矩形钢管构件的除锈和涂装应在制作质量检验合格后进行。构件表面的除锈方法和除锈等级应符合设计规定,其质量要求应符合现行国家标准《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》**GB 8923**的规定。

11.2.6 矩形钢管构件制作完成后,应按照施工图和现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》**GB 50205** 的规定进行验收,其外形尺寸的允许偏差应符合上述规范的规定。

11.2.7 矩形钢管构件制作完毕后应仔细清除钢管内的杂物,并应采取措施保持管内清洁。

11.2.8 矩形钢管构件在吊装时应控制吊装荷载作用下的变形。吊点的设置应根据矩形钢管构件本身的承载力和稳定性经验算后确定。必要时,应采取临时加固措施。

11.2.9 矩形钢管构件在运输、吊装以及吊装完毕浇筑混凝土之前,应将其管口包封,防止异物和雨水落入管内。当采用预制矩形钢管混凝土构件时,应待管内混凝土强度达到设计值的**50%**后,方可进行吊装。

11.2.10 矩形钢管构件吊装就位后应立即进行校正,并采取可靠的固定措施以保证其稳定性。

11.2.11 矩形钢管采用现场焊接拼接时,应对施焊工艺进行控制,尽可能减少焊接残余应力和残余变形。

11.2.12 矩形钢管构件的安装质量应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》**GB 50205** 和现行行业标准《高层民用建

筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定。

11.3 混凝土施工

11.3.1 矩形钢管管内混凝土浇筑之前,应将管内异物、积水清除干净。管内混凝土浇筑应在钢构件安装完毕并验收合格后进行。

11.3.2 矩形钢管内混凝土的浇筑宜采用导管浇筑法,也可采用泵送顶升浇筑法或手工逐段浇筑法;矩形钢管管内混凝土浇筑施工前应根据设计要求进行混凝土配合比设计和必要的浇筑工艺试验,并在此基础上制定浇筑工艺和各项技术措施。

11.3.3 当采用导管浇筑法时,应在矩形钢管柱内插入上端装有混凝土料斗的钢制导管,自下而上边退边完成管内混凝土浇筑。浇筑前,导管下口离矩形钢管底部的距离不宜小于 300mm。导管与柱内水平隔板浇筑孔的侧隙不宜小于 50mm,以便于插入振捣棒。对边长小于 400mm 的矩形钢管柱,宜采用外壁附着式振捣器进行振捣。

11.3.4 当采用泵送顶升浇筑法时,应在矩形钢管柱适当的位置安装一个带有防回流装置的进料支管,直接与泵车的输送管相连,将混凝土连续地自下而上灌入钢管,无需振捣。进料支管宜小于矩形钢管尺寸的二分之一。对泵送顶升浇筑的多层超高柱下部入口处的管壁以及矩形钢管柱纵向焊缝,必要时应进行强度验算。

11.3.5 当采用手工逐段浇筑法时,混凝土自钢管上口灌入,用振捣器捣实。当管截面最小边长大于 350mm 时,可采用内部振捣器振捣,每次振捣时间不应少于 30s,一次浇灌高度不宜大于 1.5m。当管截面最小边长小于 350mm 时,可采用附着在钢管外部的振捣器振捣,外部振捣器的位置应随混凝土的浇筑高度加以调整。

11.3.6 钢管混凝土柱中的混凝土宜采用无收缩混凝土。混凝土的配合比,除应满足强度指标外,尚应注意混凝土坍落度的选择。混凝土配合比应根据混凝土的设计强度等级计算,并通过试验确

定,对于泵送顶升浇筑法,混凝土配合比尚应满足可泵性要求。

11.3.7 矩形钢管内的混凝土宜连续浇筑。当必须间歇时,间歇时间不得超过混凝土的终凝时间,需留施工缝时,应将管口封闭,防止水、油和异物等落入。

11.3.8 当留施工缝时,在浇筑混凝土前,应先浇灌一层厚度为100~200mm 的与混凝土强度等级相同的水泥砂浆,以免自由下落的混凝土骨料产生弹跳。

11.3.9 矩形钢管混凝土结构内混凝土的浇筑质量,可采用敲击钢管法来检查其密实度;对于重要构件或部位,应采用超声波法进行检测。对于混凝土不密实的部位,应采用局部钻孔压浆法进行补强,然后将钻孔补焊封固。

附录 A 轴心受压构件的稳定系数 φ

表 A 轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.994
10	0.992	0.991	0.989	0.987	0.985	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973
20	0.970	0.967	0.963	0.960	0.957	0.953	0.950	0.946	0.943	0.939
30	0.936	0.932	0.929	0.925	0.922	0.918	0.914	0.910	0.906	0.903
40	0.899	0.895	0.891	0.887	0.882	0.878	0.874	0.870	0.865	0.861
50	0.856	0.852	0.847	0.842	0.830	0.833	0.828	0.823	0.818	0.813
60	0.807	0.802	0.797	0.791	0.786	0.780	0.774	0.769	0.763	0.757
70	0.751	0.745	0.739	0.732	0.726	0.720	0.714	0.707	0.701	0.694
80	0.688	0.681	0.675	0.668	0.661	0.655	0.648	0.641	0.635	0.628
90	0.621	0.614	0.608	0.601	0.594	0.588	0.581	0.575	0.568	0.561
100	0.555	0.549	0.542	0.536	0.529	0.523	0.517	0.511	0.505	0.499
110	0.493	0.487	0.481	0.475	0.470	0.464	0.458	0.453	0.447	0.442
120	0.437	0.432	0.426	0.421	0.416	0.411	0.406	0.402	0.397	0.392
130	0.387	0.383	0.378	0.374	0.370	0.365	0.361	0.357	0.353	0.349
140	0.345	0.341	0.337	0.333	0.339	0.326	0.322	0.318	0.315	0.311
150	0.308	0.304	0.301	0.298	0.295	0.291	0.288	0.285	0.282	0.279
160	0.276	0.273	0.270	0.267	0.265	0.262	0.259	0.256	0.254	0.251
170	0.249	0.246	0.244	0.241	0.239	0.236	0.234	0.232	0.229	0.227
180	0.225	0.223	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212	0.210	0.208	0.206
190	0.204	0.202	0.200	0.198	0.197	0.195	0.193	0.191	0.190	0.188
200	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.176	0.175	0.173	0.172
210	0.170	0.169	0.167	0.166	0.165	0.163	0.162	0.160	0.159	0.158
220	0.156	0.155	0.154	0.153	0.151	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145
230	0.144	0.143	0.142	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134
240	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124
250	0.123	—	—	—	—	—	—	—	—	—

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1)表示很严格,非这样做不可的:

正面词采用“必须”,

反面词采用“严禁”。

2)表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”,

反面词采用“不应”或“不得”。

3)表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”或“可”,

反面词采用“不宜”;

2 条文中指定应按其他有关标准执行时,写法为“应按……执行”或“应符合……的规定”。非必须按所指定的标准执行时,写法为“可参照……执行。”