



CECS 28 : 2012

中国工程建设协会标准

钢管混凝土结构技术规程

Technical specification for concrete-filled steel
tubular structures

中国计划出版社

中国工程建设协会标准

钢管混凝土结构技术规程

Technical specification for concrete-filled steel
tubular structures

CECS 28 : 2012

主编单位：哈 尔 滨 工 业 大 学

中国建筑科学研究院

批准单位：中国工程建设标准化协会

施行日期：2 0 1 2 年 1 0 月 1 日

中国计划出版社

2012 北 京

中国工程建设标准化协会公告

第 109 号

关于发布《钢管混凝土结构技术规程》的公告

根据中国工程建设标准化协会(2002)建标协字第 12 号文《关于印发〈中国工程建设标准化协会 2002 年第一批标准制、修订项目计划〉的通知》的要求,由哈尔滨工业大学、中国建筑科学研究院等单位全面修订的《钢管混凝土结构技术规程》,经本协会混凝土结构专业委员会组织审查,现批准发布,编号为 CECS 28 : 2012,自 2012 年 10 月 1 日起施行。原《钢管混凝土结构设计与施工规程》CECS 28 : 90 同时废止。

中国工程建设标准化协会
二〇一二年六月二十六日

前 言

根据中国工程建设标准化协会(2002)建标协字第 12 号文《关于印发〈中国工程建设标准化协会 2002 年第一批标准制、修订项目计划〉的通知》的要求,由哈尔滨工业大学、中国建筑科学研究院会同有关的科研、高校及企业单位共同修订而成。

本规程的修订总结了近年来我国钢管混凝土结构的研究成果和应用实践经验,参考了国内外相关标准。在修订过程中,规程修订组进行了大量的调研工作,与相关的标准进行了协调,对主要问题进行了反复讨论,并经广泛征求意见后定稿。

本规程主要包括总则、术语和符号、材料、基本设计规定、承载力计算、连接设计、防火、施工与质量要求等内容。其中,在原规程的基础上增加了结构体系、抗震设计等内容,提出并完善了钢管混凝土构件的构造与受压、受拉、受剪、连接及防火的设计计算方法,补充了施工的相关规定。

根据原国家计委计标[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》的要求,推荐给工程建设设计、施工等使用单位及工程技术人员采用。

本规程由中国工程建设标准化协会混凝土结构专业委员会归口管理,由中国建筑科学研究院负责解释。在执行过程中如有意见或建议,请寄送解释单位(地址:北京北三环东路 30 号《钢管混凝土结构技术规程》管理组,邮政编码:100013)。

主 编 单 位: 哈尔滨工业大学

中国建筑科学研究院

参 编 单 位: 清华大学

上海市机电设计研究院有限公司

天津建工集团钢结构设计研究所
华南理工大学建筑设计研究院
福建省建筑设计研究院

主要起草人：王玉银 肖从真

(以下按姓氏笔画排序)

方小丹 张佩生 钟善桐 夏汉强 钱稼茹
龚昌基 韩林海 蔡绍怀

主要审查人：柯长华 娄宇 丁大益 叶列平 白生翔
孙慧中 李晓明 杨伟彪 曹万林

目 次

1	总 则	(1)
2	术语和符号	(2)
2.1	术语	(2)
2.2	符号	(2)
3	材 料	(5)
3.1	钢管	(5)
3.2	混凝土	(7)
3.3	连接材料	(7)
4	基本设计规定	(10)
4.1	一般规定	(10)
4.2	结构体系	(12)
4.3	结构分析原则	(15)
4.4	构件承载力设计	(18)
5	承载力计算	(19)
5.1	钢管混凝土柱轴向受压承载力计算	(19)
5.2	单肢柱轴向受拉承载力计算	(23)
5.3	单肢柱横向受剪承载力计算	(24)
5.4	局部受压计算	(25)
5.5	钢管混凝土格构柱承载力计算	(27)
6	连接设计	(35)
6.1	一般规定	(35)
6.2	钢筋混凝土梁(板)与钢管混凝土柱的管外剪力传递	(36)
6.3	钢筋混凝土梁(板)与钢管混凝土柱的管外弯矩传递	(41)
6.4	钢梁与钢管混凝土柱连接	(43)

6.5	钢管与管内混凝土界面的剪力传递	(47)
6.6	钢管柱的对接	(49)
6.7	钢管混凝土柱的柱脚	(50)
7	防 火	(54)
8	施工与质量要求	(59)
8.1	一般规定	(59)
8.2	钢管制作与安装	(59)
8.3	管内混凝土施工	(62)
附录 A	钢筋混凝土梁-圆钢管混凝土柱的环梁节点 配筋计算方法	(64)
	本规程用词说明	(68)
	引用标准名录	(69)
	附:条文说明	(71)

Contents

1	General provisions	(1)
2	Terms and symbols	(2)
2.1	Terms	(2)
2.2	Symbols	(2)
3	Materials	(5)
3.1	Steel tube	(5)
3.2	Concrete	(7)
3.3	Connection	(7)
4	Basic design requirement	(10)
4.1	General requirement	(10)
4.2	Structural system	(12)
4.3	Stipulations for structural analysis	(15)
4.4	Strength design of members	(18)
5	Ultimate limit states design	(19)
5.1	Concrete-filled steel tubular (CFST) columns under axial compression	(19)
5.2	CFST columns under axial tension	(23)
5.3	CFST columns under shear force	(24)
5.4	Local compression	(25)
5.5	CFST lattice columns	(27)
6	Design of connection	(35)
6.1	General requirement	(35)
6.2	Shear stress transformation between reinforced concrete beams (slabs) and CFST columns	(36)

6.3	Bending moment transformation between reinforced concrete beams (slabs) and CFST columns	(41)
6.4	Connection between steel beams and CFST columns	(43)
6.5	Shear stress transformation between steel tubes and concrete core	(47)
6.6	Butt joint of steel tubes	(49)
6.7	Connection between CFST columns and foundation	(50)
7	Design for fire resistance	(54)
8	Construction requirement and quality control	(59)
8.1	General requirement	(59)
8.2	Fabrication and erection of steel tube	(59)
8.3	Concrete pouring inside the steel tube	(62)
Appendix A Design method of RC beam-CFST column ring beam connection		(64)
Explanation of wording in this specification		(68)
List of quoted standards		(69)
Addition: Explanation of provisions		(71)

1 总 则

1.0.1 为了在钢管混凝土结构设计与施工中贯彻执行国家的技术经济政策,做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量,制定本规程。

1.0.2 本规程适用于采用圆形钢管混凝土构件的工业与民用建筑及构筑物的结构设计及施工,也可适用于采用圆形钢管混凝土构件的桥梁、塔架的设计与施工。

1.0.3 本规程按现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 规定的原则制定。符号、计量单位和基本术语按现行国家标准《建筑结构术语和符号标准》GB/T 50083 的规定采用。

1.0.4 钢管混凝土结构的设计与施工,除应符合本规程外,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 圆形钢管混凝土构件 circular concrete-filled steel tubular members

在圆形钢管内浇注混凝土且共同受力的构件。

2.1.2 钢管混凝土结构 concrete filled steel tubular structures

采用钢管混凝土(本规程特指圆钢管混凝土)构件的结构。

2.1.3 套箍指标 confinement index

反映钢管混凝土组合截面的几何特征和组成材料的物理特性的综合参数,用 θ 表示。

2.1.4 钢管混凝土格构式构件 latticed circular concrete-filled steel tubular members

两个或两个以上的钢管混凝土构件,用缀条或缀板连接而组成的构件。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

N ——轴向压力设计值;

N_a ——钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力设计值;

N_{at} ——钢管混凝土单肢柱的轴向受拉承载力设计值;

N_0 ——钢管混凝土轴心受压短柱的承载力设计值;

M ——柱端弯矩设计值;

M_b ——验算连接时梁端截面组合的弯矩设计值;

V_s ——本层总地震层剪力;

V ——横向剪力设计值；

V_b ——验算连接受剪承载力采用的剪力设计值。

2.2.2 材料性能和抗力

E_s ——钢材的弹性模量；

E_c ——混凝土的弹性模量；

EA ——钢管混凝土柱的截面压缩刚度；

EI ——钢管混凝土柱的截面弯曲刚度；

GA ——钢管混凝土柱的截面剪切刚度；

G_s ——钢材的剪变模量；

G_c ——混凝土的剪变模量；

f_s ——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} ——钢材端面承压(刨平顶紧)强度设计值；

f_y ——钢材的屈服点,钢材的抗拉、抗压和抗弯强度标准值；

f_{yb} ——梁的钢材屈服强度；

f_{ck} ——混凝土的轴心抗压强度标准值；

f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值；

f_{tk} ——混凝土的轴心抗拉强度标准值；

f_t ——混凝土的轴心抗拉强度设计值；

f_c^w ——对接焊缝的抗压强度设计值；

f_t^w ——对接焊缝的抗拉强度设计值；

f_v^w ——对接焊缝的抗剪强度设计值；

f_l^w ——角焊缝抗拉、抗压和抗剪强度设计值；

f_v^b ——螺栓的抗剪强度设计值；

f_c^b ——螺栓的承压强度设计值。

2.2.3 几何参数

A_s ——钢管的截面面积；

A_c ——钢管内核心混凝土的截面面积；

A_l ——局部受压面积；

A_b ——混凝土局部受压计算底面积；
 I ——承重销截面惯性矩；
 I_a ——钢管的截面惯性矩；
 I_c ——钢管内核心混凝土的截面惯性矩；
 D ——钢管的外直径；
 r ——钢管的外半径；
 r_c ——核心混凝土横截面的半径(钢管的内半径)；
 r_i ——钢管混凝土构件的回转半径；
 r_x ——格构柱截面换算面积对 x 轴的回转半径；
 r_y ——格构柱截面换算面积对 y 轴的回转半径；
 L ——柱的实际长度；
 L_1 ——格构柱节间长度；
 L_0 ——构件的计算长度；
 λ ——构件长细比。

2.2.4 计算系数

θ ——钢管混凝土的套箍指标；
 θ_i ——格构柱拉肢套箍指标；
 $[\theta]$ ——与混凝土强度等级有关的套箍指标界限值；
 φ_l ——考虑长细比影响的承载力折减系数；
 φ_e ——考虑偏心率影响的承载力折减系数；
 φ_0 ——按轴心受压柱考虑的 φ_l 值；
 φ_a^* ——考虑偏心率影响的整体承载力折减系数；
 φ_l^* ——考虑长细比影响的整体承载力折减系数；
 n ——长期荷载比(即施加在构件上的长期荷载与柱轴心受压时的极限承载力的比值)；
 μ ——考虑柱端约束条件的计算长度系数；
 γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；
 γ_0 ——结构重要性系数。

3 材 料

3.1 钢 管

3.1.1 钢管可采用 Q235、Q345、Q390、Q420 和 Q345GJ 钢材。采用 Q235、Q345 和 Q345GJ 钢材且工作温度大于 0℃ 时,可选用 B 级;当工作温度低于 0℃ 而高于 -20℃ 时,应选用 C 级;当工作温度低于 -20℃ 时,应选用 D 级。采用 Q390 和 Q420 钢材且工作温度低于 0℃ 而高于 -20℃ 时,应选用 D 级;当工作温度低于 -20℃ 时,应选用 E 级。

钢材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 钢管采用耐候钢时,其质量要求应符合现行国家标准《耐候结构钢》GB/T 4171 的要求;当有可靠依据时,也可采用高性能耐火耐候建筑用钢。

3.1.3 钢管宜采用螺旋焊接管和直缝焊接管,也可采用无缝钢管。焊接管必须采用对接熔透焊缝,焊缝强度不应低于管材强度。

3.1.4 钢材的强度值应按表 3.1.4 采用。其弹性模量 E_s 应为 $2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$,剪变模量 G_s 应为 $7.9 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 。

表 3.1.4 钢材的强度值 (N/mm^2)

钢 材		屈服强度 f_y	强度设计值		
牌号	钢材厚度 (mm)		抗拉、抗压、 抗弯 f_a	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
Q235	≤ 16	235	215	125	325
	$> 16 \sim 40$	225	205	120	
	$> 40 \sim 100$	215	200	115	
	$> 100 \sim 150$	195	180	110	

续表 3.1.4

钢 材		屈服强度 f_y	强度设计值		
牌号	钢材厚度 (mm)		抗拉、抗压、 抗弯 f_a	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
Q345	≤ 16	345	310	180	400
	$> 16 \sim 40$	335	300	175	
	$> 40 \sim 63$	325	290	165	
	$> 63 \sim 80$	315	280	160	
	$> 80 \sim 100$	305	270	155	
	$> 100 \sim 150$	285	255	150	
Q390	≤ 16	390	350	205	415
	$> 16 \sim 40$	370	335	190	
	$> 40 \sim 63$	350	315	180	
	$> 63 \sim 100$	330	295	170	
	$> 100 \sim 150$	310	280	160	
Q420	≤ 16	420	380	220	440
	$> 16 \sim 40$	400	360	210	
	$> 40 \sim 63$	380	340	195	
	$> 63 \sim 100$	360	325	190	
	$> 100 \sim 150$	340	305	175	
Q345GJ	≤ 16	345	305	180	400
	$> 16 \sim 35$	345	310	180	
	$> 35 \sim 50$	335	300	175	
	$> 50 \sim 100$	325	290	170	

3.1.5 当抗震设计时,钢管混凝土结构的钢材应符合下列要求:

1 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85。

2 钢材应有明显的屈服台阶,且伸长率不应小于 20%。

3 钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。

3.2 混 凝 土

3.2.1 钢管内的混凝土可采用普通混凝土和自密实混凝土,其强度等级不应低于 C30。

3.2.2 混凝土的轴心抗压、轴心抗拉强度和弹性模量应按表 3.2.2 采用。

表 3.2.2 混凝土强度和弹性模量值(N/mm²)

混凝土强度等级		C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70	C80
轴心抗压强度	标准值 f_{ck}	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5	44.5	50.2
	设计值 f_c	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	31.8	35.9
轴心抗拉强度	标准值 f_{tk}	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85	2.99	3.11
	设计值 f_t	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04	2.14	2.22
弹性模量 $E_c(\times 10^4)$		3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.70	3.80

3.3 连 接 材 料

3.3.1 用于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。

3.3.2 焊缝的强度设计值应按表 3.3.2 采用。

表 3.3.2 焊缝的强度设计值(N/mm²)

焊接方法和 焊条型号	构件钢材		对接焊缝			角焊缝	
	牌号	厚度 (mm)	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列 等级时,抗拉 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、抗压和 抗剪 f_t^w
				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	215	185	125	160
		$> 16 \sim 40$	205	205	175	120	
		$> 40 \sim 60$	200	200	170	115	
自动焊、半自动 焊和 E50 型焊条 的手工焊	Q345	≤ 16	310	310	265	180	200
		$> 16 \sim 35$	295	295	250	170	
		$> 35 \sim 50$	265	265	225	155	
自动焊、半自动 焊和 E55 型焊条 的手工焊	Q390	≤ 16	350	350	300	205	220
		$> 16 \sim 35$	335	335	285	190	
		$> 35 \sim 50$	315	315	270	180	
	Q420	≤ 16	380	380	320	220	220
		$> 16 \sim 35$	360	360	305	210	
		$> 35 \sim 50$	340	340	290	195	

注:对接焊缝在受压区的抗弯强度设计值取 f_c^w ,在受拉区的抗弯强度设计值取 f_t^w 。表中厚度系指计算点的钢材厚度,对轴心受拉和轴心受压构件指截面中较厚板件的厚度。

3.3.3 用于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》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 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《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定。用于栓钉的钢材屈服强度不应低于 320N/mm^2 , 抗拉强度不应低于 400N/mm^2 。

3.3.4 钢管混凝土柱与钢梁的连接中, 钢梁腹板与牛腿竖板可采用普通螺栓或承压型高强度螺栓, 应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定进行设计。普通螺栓和承压型高强度螺栓的强度设计值应按表 3.3.4 采用。

表 3.3.4 螺栓连接的强度设计值 (N/mm^2)

螺栓种类		A 级 B 级普通螺栓		承压型连接高强度螺栓	
		抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b
普通螺栓	5.6 级	190	—	—	—
	8.8 级	320	—	—	—
承压型连接 高强度螺栓	8.8 级	—	—	250	—
	10.9 级	—	—	310	—
构件	Q235	—	405	—	470
	Q345	—	510	—	590
	Q390	—	530	—	615
	Q420	—	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 $d > 24\text{mm}$ 和 $l > 10d$ 或 $l' > 150\text{mm}$ (按较小值) 的螺栓。 d 为公称直径, l 为螺栓公称长度, l' 为连接板件总厚度。

2 A 级和 B 级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度要求应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 中的规定。

4 基本设计规定

4.1 一般规定

4.1.1 抗震设防的钢管混凝土结构应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 确定其抗震设防类别及抗震设防标准。

4.1.2 抗震设计的房屋建筑钢管混凝土结构的地震影响、场地和地基、建筑形体及其构件布置的规则性、结构体系,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 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

4.1.3 房屋建筑钢管混凝土结构可采用钢筋混凝土楼屋盖(钢筋混凝土梁或钢骨混凝土梁)或钢梁-混凝土板楼屋盖。房屋高度超过 50m 时,框架-剪力墙结构、筒体结构的钢筋混凝土楼屋盖应现浇,部分框支剪力墙结构和框架结构的钢筋混凝土楼屋盖宜现浇。

4.1.4 抗震设计采用钢筋混凝土楼屋盖的房屋建筑钢管混凝土结构,其框架(包括框支层的框架)柱和钢筋(钢骨)混凝土梁内力设计值的调整或增大,应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 对相同抗震等级钢筋混凝土框架的柱和梁内力设计值调整或增大的规定。

4.1.5 抗震设计的房屋建筑钢管混凝土结构,其剪力墙(筒)墙肢和连梁内力设计值的调整或增大,应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 对相同抗震等级剪力墙的墙肢和连梁内力设计值调整或增大的规定。

4.1.6 抗震设计采用钢梁-混凝土板楼屋盖的房屋建筑钢管混凝土结构,其框架梁柱节点处,柱端组合的弯矩设计值应符合下式要求:

$$\sum M_c \geq \eta_c \sum W_{pb} f_{yb} \quad (4.1.6)$$

式中: $\sum M_c$ ——节点上、下柱端截面顺时针或逆时针方向组合的弯矩设计值之和,上、下柱端的弯矩设计值,可按弹性分析分配;

$\sum W_{pb} f_{yb}$ ——节点左右梁端截面逆时针或顺时针方向的全塑性受弯承载力所对应的弯矩值之和;

W_{pb} ——梁的塑性截面模量;

f_{yb} ——梁的钢材屈服强度;

η_c ——柱端弯矩增大系数,抗震等级特一级取 1.25,一级取 1.15,二级取 1.10,三级取 1.05。

4.1.7 钢管混凝土结构施工安装阶段(浇筑混凝土前和混凝土终凝前)钢管的承载力、变形和稳定性,应按钢构件验算。

4.1.8 钢管混凝土构件宜满足下列要求:

1 钢管外直径不宜小于 200mm,壁厚不宜小于 4mm。

2 钢管外直径大于 2000mm 时,应采取措施减小混凝土收缩等不利因素的影响。当采取配置同心双层或多层钢管的措施时,各层钢管之间的直径之差不宜大于 1000mm。

3 钢管径厚比 D/t 宜为 $(20 \sim 135) \frac{235}{f_y}$, D 和 t 分别为钢管外直径和壁厚。

4 套箍指标 θ 宜为 0.5~2.5,套箍指标可按本规程第 5.1.2 条的规定计算。

5 钢管混凝土构件的长径比 (L_0/D) 不宜大于 20 或长细比 (L_0/r_i) 不宜大于 80, L_0 和 r_i 分别为钢管混凝土构件的计算长度和回转半径, D 为钢管的外直径。

4.1.9 钢管混凝土结构表面的温度不宜超过 100℃;当超过

100℃时,应采取有效的防护措施。

4.2 结构体系

4.2.1 房屋建筑钢管混凝土结构可包括其柱为钢管混凝土上的框架结构、框架-支撑结构、框架-剪力墙结构、部分框支剪力墙结构、框架-核心筒结构和筒中筒结构。部分框支剪力墙结构的钢管混凝土框支柱应延伸至基础;其他结构类型房屋建筑的高度达到或接近本规程第 4.2.2 条规定的最大适用高度时,其钢管混凝土柱的高度不宜低于结构高度的 1/2。钢管混凝土柱转换为钢筋混凝土柱或钢柱时,应设置不少于 2 层过渡层。

4.2.2 钢管混凝土结构乙类和丙类建筑的最大适用高度宜符合表 4.2.2 的规定。

表 4.2.2 钢管混凝土结构房屋建筑的最大适用高度 (m)

结构类型		非抗震设计	设防烈度				
			6	7	8(0.2g)	8(0.3g)	9
框架		80	70	60	50	40	24
部分框支剪力墙		130	120	100	80	50	不应采用
框架-剪力墙		170	160	140	120	100	50
框架-中心支撑		240	220	200	180	150	120
框架-偏心支撑		260	240	220	200	180	160
筒体	框架-核心筒	240	220	190	150	130	70
	筒中筒	300	280	230	170	150	90

注:1 建筑物高度指室外地面至顶层屋面高度,不包括突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度,当室外地面有不同标高时,以低点计;

2 表中剪力墙、核心筒和筒中筒的内筒为钢筋混凝土墙或钢筋混凝土筒,框架-剪力墙结构的剪力墙、框架-核心筒的核心筒墙体采用型钢(钢管)混凝土剪力墙且型钢(钢管)的高度不低于结构高度的 1/2 时,非抗震设计及 6、7 度最大适用高度可增加 20m,8、9 度最大适用高度可增加 10m;

3 框架是指采用钢管混凝土柱的框架;

4 框架-中心支撑和框架-偏心支撑是指采用钢管混凝土柱、钢梁和钢支撑的

结构；

- 5 部分框支剪力墙结构是指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构，其框支柱为钢管混凝土柱；
- 6 平面和竖向均不规则的建筑，表中数值宜降低 10% 采用；
- 7 甲类建筑，6、7、8 度时宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的规定，9 度时应专门研究；
- 8 房屋高度超过表中数值时，应进行专门研究和论证，并采取有效加强措施。

4.2.3 框支柱为钢管混凝土柱的部分框支剪力墙结构，地面以上框支层的层数，8 度时不宜超过 4 层，7 度时不宜超过 6 层，6 度时其层数可适当增加。

4.2.4 抗震设防的房屋建筑钢管混凝土结构应根据烈度、结构类型和房屋高度按表 4.2.4 确定抗震等级，并应满足相应的抗震措施。

表 4.2.4 房屋建筑钢管混凝土结构的抗震等级

结构类型		烈 度												
		6		7				8			9			
框架	高度(m)	≤24	>24		≤24		>24		≤24		>24		≤24	
	框架	四	三		三		二		二		一		一	
框架- 剪力墙	高度(m)	≤60	61~130	>130	≤24	25~60	61~120	>120	≤24	25~60	61~100	>100	≤24	>24
	框架	四	三	二	四	三	二	一	三	二	一	一	二	一
	剪力墙	三		二	三	二		一	二	一		特一	一	
部分框支 剪力墙	高度(m)	≤80	>80		≤24	25~80	>80		≤24	>24			一	
	非底部加强 部位剪力墙	四	三		四	三	二		三	二			一	
	底部加强 部位剪力墙	三	二		三	二	一		二	一			一	
	框支 框架	二			二		一		一			一		
框架-中心支撑	高度(m)	≤150		>150	≤130			>130	≤200			≤150		
框架-偏心支撑	框架	三		二	二			一	一			一		

续表 4.2.4

结构类型		烈 度						
		6		7		8		9
框架-核心筒	高度(m)	≤150	>150	≤130	>130	≤100	>100	≤70
	框架	二	二	二	—	—	—	—
	核心筒	二	二	二	—	—	特一	特一
筒中筒	高度(m)	≤180	>180	≤150	>150	≤120	>120	≤80
	内筒	二	二	二	—	—	特一	特一
	外筒	三	二	二	—	—	特一	—

注:1 接近或等于高度分界时,应结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级;

2 高度不超过 60m 的框架-核心筒结构按框架-剪力墙的要求设计时,应按表中框架-剪力墙结构的规定确定其抗震等级;

3 对于框架-中心支撑和框架-偏心支撑结构,其框架的抗震等级适用于钢管混凝土柱,钢梁和钢支撑的抗震等级应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定确定。

4.2.5 确定钢管混凝土房屋抗震构造措施的抗震等级时,表 4.2.4 中的烈度应根据抗震设防类别、场地类别和设防烈度按表 4.2.5-1 确定;确定钢管混凝土房屋抗震计算措施的抗震等级时,表 4.2.4 中的烈度应根据抗震设防类别和设防烈度按表 4.2.5-2 确定。

表 4.2.5-1 用于确定钢管混凝土房屋抗震构造措施的抗震等级时的烈度

抗震设防类别	场地类别	设防烈度			
		6	7	8	9
甲类、乙类	I	6	7	8	9
	II、III、IV	7	8	9	9+
丙类	I	6	6	7	8
	II、III、IV	6	7	8	9

续表 4.2.5-1

抗震设防类别	场地类别	设防烈度			
		6	7	8	9
丁类	I	6	6	7	8
	II、III、IV	6	7 ⁻	8 ⁻	9 ⁻

注:1 表中设防烈度上标“+”表示应符合比本地区抗震设防更高的要求;

2 表中设防烈度上标“-”表示允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低。

表 4.2.5-2 用于确定钢管混凝土房屋抗震计算措施的
抗震等级时的烈度

建筑类别	设防烈度			
	6	7	8	9
甲类、乙类	7	8	9	9 ⁺
丙类	6	7	8	9
丁类	6	7 ⁻	8 ⁻	9

注:1 表中设防烈度上标“+”表示应符合比本地区抗震设防更高的要求;

2 表中设防烈度上标“-”表示允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低。

4.2.6 抗震设防的部分框支剪力墙结构的剪力墙底部加强部位的高度,可取框支层加框支层以上两层和落地剪力墙总高度的 1/10 二者中的较大值。抗震设防的其他结构的剪力墙底部加强部位的高度,可取底部两层和墙体总高度的 1/10 二者中的较大值;房屋高度不大于 24m 时,可取底部一层。

底部加强部位的高度,应从地下室顶板算起。当结构计算嵌固端位于地下一层的底板或以下时,底部加强部位尚宜向下延伸到计算嵌固端。

4.3 结构分析原则

4.3.1 钢管混凝土结构在竖向荷载、吊车荷载、风荷载等荷载和多遇地震作用下的内力和位移计算及荷载效应组合,应按国家现行标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计规范》GB

50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定执行。

4.3.2 钢管混凝土结构弹性内力和位移计算时,钢管混凝土柱的截面刚度可按下列公式计算:

$$EA = E_s A_s + E_c A_c \quad (4.3.2-1)$$

$$EI = E_s I_s + E_c I_c \quad (4.3.2-2)$$

$$GA = G_s A_s + G_c A_c \quad (4.3.2-3)$$

式中: EA ——钢管混凝土柱的截面压缩刚度;

EI ——钢管混凝土柱的截面弯曲刚度;

GA ——钢管混凝土柱的截面剪切刚度;

E_s 、 E_c ——分别为钢管、钢管内混凝土的弹性模量;

G_s 、 G_c ——分别为钢管、钢管内混凝土的剪变模量;

A_s 、 A_c ——分别为钢管、钢管内混凝土的截面面积;

I_s 、 I_c ——分别为钢管、钢管内混凝土的截面惯性矩。

4.3.3 钢管混凝土结构弹性内力和位移计算时,钢筋混凝土楼屋盖和钢梁-混凝土板楼屋盖楼面梁的截面弯曲刚度可考虑楼板的作用予以增大,增大系数可取 1.5~2.0。

4.3.4 抗震设计时,侧向刚度沿竖向分布基本均匀的框架-剪力墙结构和框架-核心筒结构,任一层框架部分的地震剪力值,不应小于结构底部总地震剪力的 20% 和按框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构计算的框架部分各楼层地震剪力中最大值 1.5 倍二者的较小值。

4.3.5 框架-核心筒结构除加强层及相邻上、下层外,按框架-核心筒计算分析的框架部分各层地震剪力中的最大值不宜小于结构底部总地震剪力的 10%。当小于 10% 时,核心筒墙体的地震剪力应适当提高,边缘构件的抗震构造措施应适当加强;任一层框架部分的地震剪力不应小于结构底部总地震剪力的 15%。

4.3.6 钢管混凝土结构在多遇地震作用下的阻尼比,可按下列规定取值:

1 采用钢筋混凝土楼屋盖时可取 0.05。

2 框架-中心支撑和框架-偏心支撑结构高度不大于 50m 时可取 0.04;高度大于 50m 且小于 200m 时可取 0.03;高度不小于 200m 时宜取 0.02。

3 除框架-中心支撑和框架-偏心支撑结构外,其他采用钢梁-混凝土板楼屋盖的结构可取 0.04。

4.3.7 钢管混凝土结构在罕遇地震作用下的阻尼比可取 0.05。

4.3.8 钢管混凝土结构在风荷载和多遇地震作用下按弹性方法计算的楼层内最大的层间位移与层高的比值 $\Delta u/h$ 宜符合下列规定:

1 高度不大于 150m 时,其 $\Delta u/h$ 不宜大于表 4.3.8 的限值。

2 高度不小于 250m 时,框架-中心支撑和框架-偏心支撑结构的 $\Delta u/h$ 不宜大于 1/250,其他结构类型的 $\Delta u/h$ 不宜大于 1/500。

3 高度在 150m~250m 之间时,其 $\Delta u/h$ 的限值可取本条第 1 款和第 2 款的限值线性插值。

表 4.3.8 钢管混凝土结构楼层内最大层间位移与层高之比的限值
(结构高度不大于 150m)

结构类型		$\Delta u/h$ 限值
框架	钢筋混凝土楼屋盖	1/550
	钢梁-混凝土板楼屋盖	1/300
框架-中心支撑、框架-偏心支撑		1/300
框架-剪力墙、框架-核心筒		1/800
部分框支剪力墙、筒中筒		1/1000

4.3.9 钢管混凝土结构在罕遇地震作用下的弹塑性变形验算,应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定,弹塑性层间位移与层高的比值 $\Delta u_p/h$ 不宜大于表 4.3.9 的限值。

表 4.3.9 钢管混凝土结构弹塑性层间位移与层高之比的限值

结 构 类 型	$\Delta u_p/h$ 限值
框架-框架-中心支撑、框架-偏心支撑	1/50
框架-剪力墙、框架-核心筒	1/100
部分框支剪力墙、筒中筒	1/120

4.3.10 高度超过 150m 的钢管混凝土结构在风荷载作用下顶点最大加速度的限值,可按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定采用。

4.4 构件承载力设计

4.4.1 高层建筑结构构件的承载力应按下列公式验算:

持久设计状况、短暂设计状况:

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (4.4.1-1)$$

地震设计状况:

$$S_d \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (4.4.1-2)$$

式中: γ_0 ——结构重要性系数,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;

S_d ——作用组合的效应设计值;

R_d ——构件承载力设计值;

γ_{RE} ——构件承载力抗震调整系数。

4.4.2 抗震设计时,钢筋混凝土构件的承载力抗震调整系数应按表 4.4.2 采用。当仅考虑竖向地震作用组合时,各类结构构件的承载力抗震调整系数均应取为 1.0。

表 4.4.2 承载力抗震调整系数

正截面承载力验算						斜截面 承载力验算	钢支撑		节点 板件
钢筋 混凝土 梁	钢筋梁	钢筋混凝土柱		钢管 混凝土 柱	墙	混凝土 梁、柱、墙、 钢管 混凝土柱	强度	稳定	
		轴压比 小于 0.15	轴压比不 小于 0.15						
0.75	0.75	0.75	0.80	0.80	0.85	0.85	0.75	0.80	0.75

5 承载力计算

5.1 钢管混凝土柱轴向受压承载力计算

5.1.1 钢管混凝土柱的轴向受压承载力应满足下列要求：

持久、短暂设计状况：

$$N \leqslant N_u \quad (5.1.1-1)$$

地震设计状况：

$$N \leqslant N_u / \gamma_{RE} \quad (5.1.1-2)$$

式中： N ——轴向压力设计值；

N_u ——钢管混凝土柱的轴向受压承载力设计值。

5.1.2 钢管混凝土柱的轴向受压承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_u = \varphi_1 \varphi_c N_0 \quad (5.1.2-1)$$

当 $0.5 < \theta \leqslant [\theta]$ 时，

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \alpha \theta) \quad (5.1.2-2)$$

当 $2.5 > \theta > [\theta]$ 时，

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \quad (5.1.2-3)$$

$$\theta = \frac{A_s f_s}{A_c f_c} \quad (5.1.2-4)$$

且在任何情况下均应满足下列条件：

$$\varphi_1 \varphi_c \leqslant \varphi_0 \quad (5.1.2-5)$$

式中： N_0 ——钢管混凝土轴心受压短柱的承载力设计值；

θ ——钢管混凝土的套箍指标；

α ——与混凝土强度等级有关的系数，按表 5.1.2 取值；

$[\theta]$ ——与混凝土强度等级有关的套箍指标界限值，按表 5.1.2 取值；

- A_c ——钢管内的核心混凝土横截面面积；
 f_c ——核心混凝土的轴心抗压强度设计值；
 A_a ——钢管的横截面面积；
 f_a ——钢管的抗拉、抗压强度设计值；
 φ_l ——考虑长细比影响的承载力折减系数，按第 5.1.4 条的规定确定；
 φ_e ——考虑偏心率影响的承载力折减系数，按第 5.1.3 条的规定确定；
 φ_0 ——按轴心受压柱考虑的 φ_l 值。

表 5.1.2 系数 α 、 $[\theta]$

混凝土等级	$\leq C50$	C55~C80
α	2.00	1.80
$[\theta]$	1.00	1.56

注：表中数据根据 $[\theta] = 1/(\alpha - 1)^2$ 得来的。

5.1.3 钢管混凝土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，

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + 1.85 \frac{e_0}{r_c}} \quad (5.1.3-1)$$

$$e_0 = \frac{M_2}{N} \quad (5.1.3-2)$$

当 $e_0/r_c > 1.55$ 时，

$$\varphi_e = \frac{0.4}{\frac{e_0}{r_c}} \quad (5.1.3-3)$$

式中： e_0 ——柱端轴向压力偏心距之较大者；

r_c ——核心混凝土横截面的半径；

M_2 ——柱端弯矩设计值的较大者；

N ——轴向压力设计值。

5.1.4 钢管混凝土柱考虑长细比影响的承载力折减系数 φ_1 ,应按下列公式计算:

当 $L_c/D > 4$ 时,

$$\varphi_1 = 1 - 0.115 \sqrt{L_c/D - 4} \quad (5.1.4-1)$$

当 $L_c/D \leq 4$ 时,

$$\varphi_1 = 1 \quad (5.1.4-2)$$

式中: D ——钢管的外直径;

L_c ——柱的等效计算长度,按本规程第 5.1.5 条和第 5.1.6 条的规定确定;拱肋的等效计算长度,按本规程第 5.1.7 条的规定确定。

5.1.5 柱的等效计算长度应按下列公式计算:

$$L_c = \mu k L \quad (5.1.5)$$

式中: 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《钢结构设计规范》GB 50017 确定;

k ——考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数,按第 5.1.6 条的规定确定;

L ——柱的实际长度。

5.1.6 钢管混凝土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:

1 轴心受压柱和杆件(图 5.1.6a):

$$k = 1 \quad (5.1.6-1)$$

2 无侧移框架柱(图 5.1.6b、c):

$$k = 0.5 + 0.3\beta + 0.2\beta^2 \quad (5.1.6-2)$$

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。单曲压弯时, β 为正值;双曲压弯时, β 为负值。

3 有侧移框架柱(图 5.1.6d)和悬臂柱(图 5.1.6e、f):

当 $e_0/r_c \leq 0.8$ 时,

$$k = 1 - 0.625e_0/r_c \quad (5.1.6-3)$$

当 $e_0/r_c > 0.8$ 时,取 $k = 0.5$ 。

当自由端有力矩 M_1 作用时,

$$k = (1 + \beta_1) / 2 \quad (5.1.6-4)$$

式中: β_1 ——悬臂柱自由端弯矩设计值 M_1 与嵌固端弯矩设计值 M_2 的比值。当 β_1 为负值(双曲压弯)时,则按反弯点所分割成的高度为 L_2 的子悬臂柱计算(图 5.1.6f)。

比较式(5.1.6-3)与式(5.1.6-4)所得 k 值,取其中较大值。

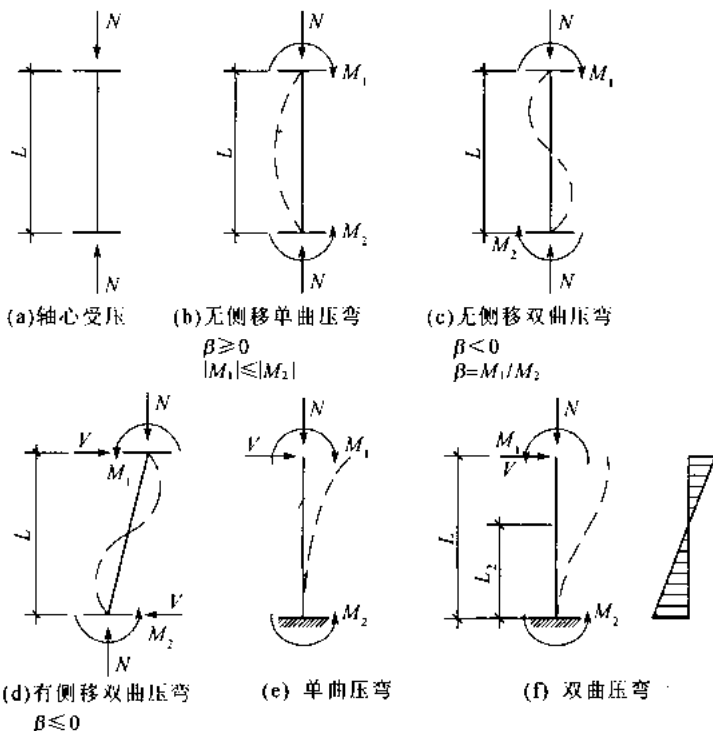


图 5.1.6 框架柱及悬臂柱计算简图

注:1 无侧移框架系指框架中设有支撑桁架、剪力墙、筒体等支撑结构,且其抗侧移刚度不小于框架抗侧移刚度的 5 倍者。有侧移框架系指框架中未设上述支撑结构或支撑结构的抗侧移刚度小于框架抗侧移刚度的 5 倍者。

2 嵌固端系指相交于柱的横梁的线刚度与柱的线刚度的比值不小于 4 者,或柱基础的长和宽均不小于柱直径的 4 倍者。

5.1.7 对于 $f/L \leq 0.4$ 的拱结构(图 5.1.7),其在拱平面内的拱肋等效计算长度,可简化为铰支直杆:

$$L_e = \mu S \quad (5.1.7)$$

式中: S ——拱轴长度之半;

μ ——考虑柱端约束条件的计算长度系数,可按表 5.1.7 取值。

表 5.1.7 拱肋 μ 值

拱 型	μ 值
三铰拱	1.20
双铰拱	1.10
无铰拱	0.75

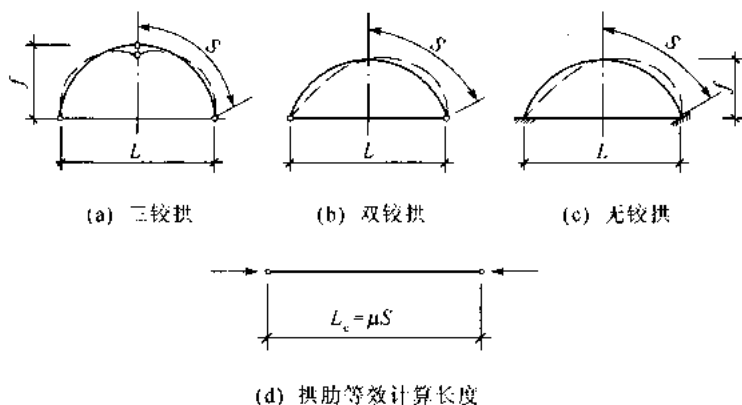


图 5.1.7 拱肋等效计算长度简图

5.2 单肢柱轴向受拉承载力计算

5.2.1 钢管混凝土单肢柱的轴向受拉承载力应满足下列要求:
持久、短暂设计状况:

$$N \leqslant N_{\text{ut}} \quad (5.2.1-1)$$

地震设计状况：

$$N \leqslant N_{\text{ut}} / \gamma_{\text{RE}} \quad (5.2.1-2)$$

式中： N ——轴向拉力设计值；

N_{ut} ——钢管混凝土单肢柱的轴向受拉承载力设计值。

5.2.2 钢管混凝土单肢柱的轴向受拉承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_{\text{ut}} = \frac{A_s f_s}{1 + 2 \frac{e_0}{r_c}} \quad (5.2.2-1)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (5.2.2-2)$$

式中： e_0 ——轴向拉力的偏心距；

r_c ——钢管的内半径；

M ——柱端弯矩设计值；

N ——轴向拉力设计值。

5.3 单肢柱横向受剪承载力计算

5.3.1 当钢管混凝土单肢柱的剪跨 a (即横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离) 小于柱直径 D 的 2 倍时, 应验算柱的横向受剪承载力, 并应满足下列要求:

持久、短暂设计状况:

$$V \leqslant V_{\text{uc}} \quad (5.3.1-1)$$

地震设计状况:

$$V \leqslant V_{\text{uc}} / \gamma_{\text{RE}} \quad (5.3.1-2)$$

式中： V ——横向剪力设计值；

V_{uc} ——钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值。

5.3.2 钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值应按下列公式计算：

$$V_{wc} = (V_0 + 0.1N') \left(1 - 0.45 \sqrt{\frac{a}{D}} \right) \quad (5.3.2-1)$$

$$V_0 = 0.2A_c f_c (1 + 3\theta) \quad (5.3.2-2)$$

式中: V_0 ——钢管混凝土单肢柱受纯剪时的承载力设计值;

N' ——与横向剪力设计值 V 对应的轴向压力设计值, 受拉时取 0;

a ——剪跨, 即横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离;

D ——钢管混凝土柱的外径;

A_c ——钢管内的核心混凝土横截面面积;

f_c ——核心混凝土的抗压强度设计值;

θ ——钢管混凝土的套箍指标, 按公式(5.1.2-4)确定。

注: 横向剪力设计值 V 必须以压力方式作用于钢管混凝土柱。

5.4 局部受压计算

5.4.1 钢管混凝土的局部受压应满足下列要求:

持久、短暂设计状况:

$$N_l \leq N_{ul} \quad (5.4.1-1)$$

地震设计状况:

$$N_l \leq N_{ul} / \gamma_{RE} \quad (5.4.1-2)$$

式中: N_l ——局部作用的轴向压力设计值;

N_{ul} ——钢管混凝土柱的局部受压承载力设计值。

5.4.2 钢管混凝土柱在中央部位受压时(图 5.4.2), 局部受压承载力设计值应按下列公式计算:

$$N_{ul} = N_0 \sqrt{\frac{A_l}{A_c}} \quad (5.4.2)$$

式中: N_0 ——局部受压段的钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值, 按本规程公式(5.1.2-2)和公式(5.1.2-3)计算;

A_l ——局部受压面积;

A_c ——钢管内核心混凝土的横截面面积。

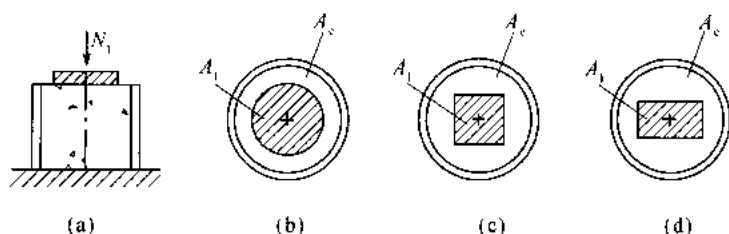


图 5.4.2 中央部位局部受压

5.4.3 钢管混凝土柱在其组合界面附近受压时(图 5.4.3),局部受压承载力设计值应按下列公式计算:

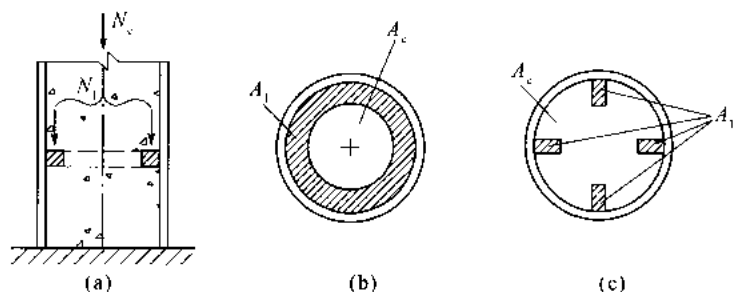


图 5.4.3 组合界面附近局部受压

当 $A_1/A_c \geq 1/3$ 时:

$$N_{ul} = (N_0 - N_c) \omega \sqrt{\frac{A_1}{A_c}} \quad (5.4.3-1)$$

当 $A_1/A_c < 1/3$ 时:

$$N_{ul} = (N_0 - N_c) \omega \sqrt{3} \cdot \frac{A_1}{A_c} \quad (5.4.3-2)$$

式中: N_0 ——局部受压段的钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值,按本规程公式(5.1.2-2)和公式(5.1.2-3)计算;

N_c ——非局部作用的轴向压力设计值;

ω ——考虑局部受压应力分布状况的系数,当局部受压应

力为均匀分布时,取 $\omega=1$;当局部受压应力通过与钢管内壁焊接的柔性抗剪连接件作用于混凝土时,取 $\omega=0.75$ 。

当局部受压承载力不足时,应将局部受压区段(等于钢管直径的 1.5 倍)的管壁加厚,予以补强。

注:这里所谓的柔性抗剪连接件包括节点构造中采用的内加强环、环形隔板、钢筋环和焊钉等。内衬管段和穿心牛腿(承重销)可视为刚性抗剪连接件。

5.5 钢管混凝土格构柱承载力计算

5.5.1 由双肢或多肢钢管混凝土柱组成的格构柱(图 5.5.1),应分别对其单肢承载力和整体承载力两种情况进行计算。

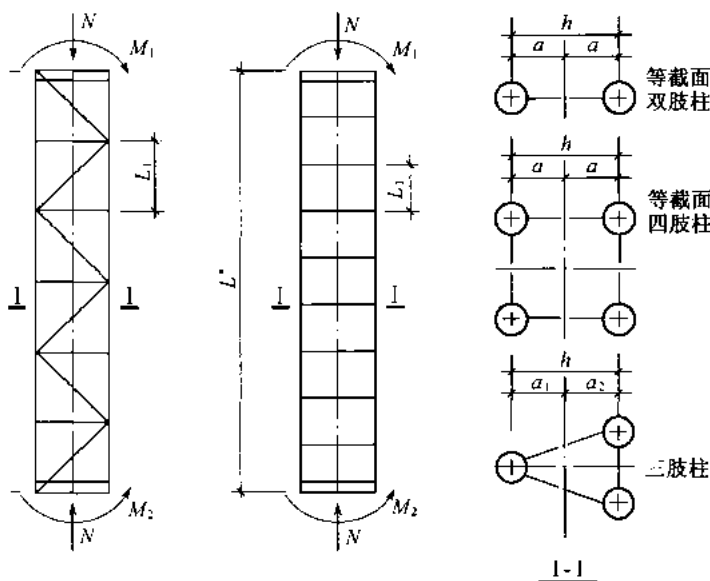


图 5.5.1 钢管混凝土格构柱

5.5.2 格构柱的单肢承载力计算,首先应按桁架确定其单肢的轴向力,然后按压肢和拉肢分别进行承载力计算。压肢的承载力应

按本规程第 5.1 节的公式计算,其杆件长度在桁架平面内取格构柱节间长度 L_1 (图 5.5.1);在垂直于桁架平面方向则取侧向支撑点的间距。拉肢的承载力,如同钢结构的拉杆,不考虑混凝土的抗拉强度,应按本规程第 5.2 节的公式计算。

5.5.3 格构柱缀件的构造和计算,应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定。格构柱的缀件剪力设计值应取实际作用于格构柱上的横向剪力设计值,且不小于按式(5.5.3)计算的结果。剪力 V 值可认为沿格构柱全长不变。

$$V = N_0^* / 85 \quad (5.5.3)$$

式中: N_0^* ——格构柱轴心受压短柱承载力设计值,按公式(5.5.5-2)确定。

5.5.4 格构柱的整体承载力应满足下列要求:

持久、短暂设计状况:

$$N \leqslant N_u^* \quad (5.5.4-1)$$

地震设计状况:

$$N \leqslant N_u^* / \gamma_{RE} \quad (5.5.4-2)$$

式中: N ——轴向压力设计值;

N_u^* ——格构柱的整体承载力设计值。

5.5.5 格构柱的整体承载力设计值应按下列公式计算:

$$N_u^* = \varphi_1^* \varphi_c^* N_0^* \quad (5.5.5-1)$$

$$N_0^* = \sum_i N_{0i} \quad (5.5.5-2)$$

式中: N_{0i} ——格构柱各单肢柱的轴心受压短柱承载力设计值,按本章第一节公式确定;

φ_c^* ——考虑偏心率影响的整体承载力折减系数;按本节第 5.5.6 条的公式确定;

φ_1^* ——考虑长细比影响的整体承载力折减系数,按本节第 5.5.7 条的公式确定。

5.5.6 格构柱考虑偏心率影响的整体承载力折减系数 φ_c^* 应按

下列公式计算(图 5.5.6):

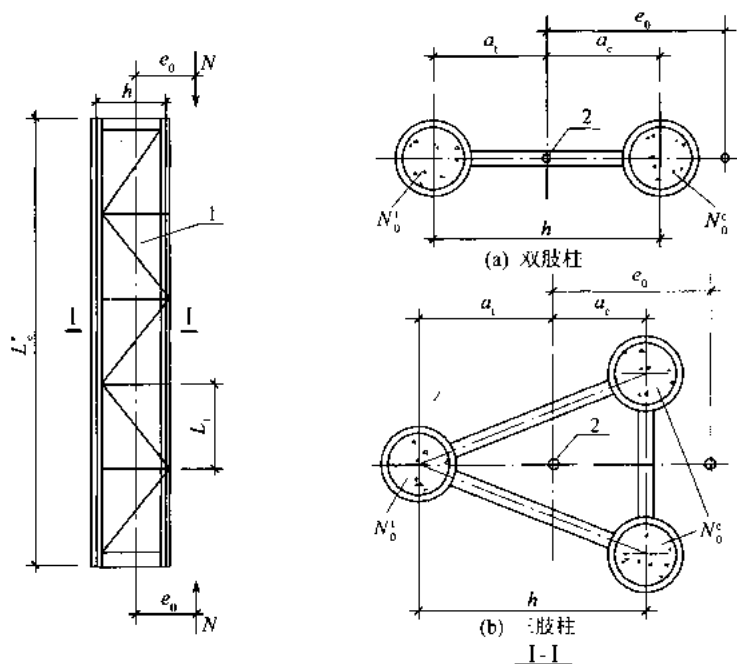


图 5.5.6 格构柱计算简图

1—压力重心轴;2—压力重心

当偏心率 $e_0/a_c \leq 2$ 时,

$$\varphi_c^* = \frac{1}{1 + e_0/a_t} \quad (5.5.6-1)$$

当偏心率 $e_0/a_c > 2$ 时,

$$\varphi_c^* = \frac{1}{3(e_0/a_c - 1)} \quad (5.5.6-2)$$

$$e_0 = M_2/N \quad (5.5.6-3)$$

$$a_t = \frac{N_0^c}{N_0^c + N_0^t} \cdot h \quad (5.5.6-4)$$

$$a_c = \frac{N_0^t}{N_0^c + N_0^t} \cdot h \quad (5.5.6-5)$$

式中: e_0 ——柱两端轴向压力偏心距之较大者;

M_2 ——柱两端弯矩设计值之较大者;

N ——轴向压力设计值;

a_c ——弯矩单独作用下的受压区柱肢重心至格构柱压强重心的距离;

a_t ——弯矩单独作用下的受拉区柱肢重心至格构柱压强重心的距离;

h ——在弯矩作用平面内的柱肢重心之间的距离;

N_o^c ——弯矩单独作用下的受压区各柱肢短柱轴心受压承载力设计值的总和;

N_o^t ——弯矩单独作用下的受拉区各柱肢短柱轴心受压承载力设计值的总和。

5.5.7 格构柱考虑长细比影响的整体承载力折减系数 φ_1^* 应按下列公式计算:

当 $\lambda^* \leq 16$ 时,

$$\varphi_1^* = 1 \quad (5.5.7-1)$$

当 $\lambda^* > 16$ 时,

$$\varphi_1^* = 1 - 0.058 \sqrt{\lambda^* - 16} \quad (5.5.7-2)$$

格构柱的换算长细比 λ^* 应按下列公式计算:

1 双肢格构柱(图 5.5.7a):

1) 当缀件为缀板时,

$$\lambda^* = \sqrt{\lambda_y^2 + 16 \left(\frac{L}{D} \right)^2} \quad (5.5.7-3)$$

2) 当缀件为缀条时,

$$\lambda^* = \sqrt{\lambda_y^2 + 27 A_0 / A_{1y}} \quad (5.5.7-4)$$

2 四肢格构柱(图 5.5.7b):

1) 当缀件为缀板时,

$$\lambda_x^* = \sqrt{\lambda_x^2 + 16 \left(\frac{L_1}{D} \right)^2} \quad (5.5.7-5)$$

$$\lambda_y^* = \sqrt{\lambda_y^2 + 16 \left(\frac{L_1}{D} \right)^2} \quad (5.5.7-6)$$

2) 当缀件为缀条时,

$$\lambda_x^* = \sqrt{\lambda_x^2 + 40 A_0 / A_{1x}} \quad (5.5.7-7)$$

$$\lambda_y^* = \sqrt{\lambda_y^2 + 40 A_0 / A_{1y}} \quad (5.5.7-8)$$

3 缀件为缀条的三肢格构柱(图 5.5.7c):

$$\lambda_x^* = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{42 A_0}{A_1 (1.5 - \cos^2 \alpha)}} \quad (5.5.7-9)$$

$$\lambda_y^* = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{42 A_0}{A_1 \cos^2 \alpha}} \quad (5.5.7-10)$$

$$\lambda_x = \frac{L_e^*}{r_x} \quad (5.5.7-11)$$

$$\lambda_y = \frac{L_e^*}{r_y} \quad (5.5.7-12)$$

$$A_0 = \sum_i A_{ai} + \frac{E_c}{E_a} \sum_i A_{ci} \quad (5.5.7-13)$$

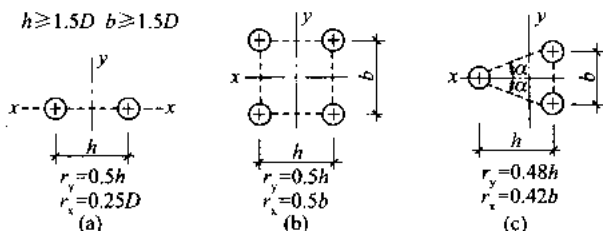


图 5.5.7 格构柱截面及回转半径

式中: L_e^* ——格构柱的等效计算长度,按第 5.5.8 条和第 5.5.9 条的公式确定;格构式拱肋的等效计算长度按第 5.5.10 条确定;

L ——格构柱节间长度(图 5.5.6);

D ——钢管外直径;

A_{1x} ——格构柱横截面中垂直于 x 轴的各斜缀条毛截面面积

之和；

A_{ly} ——格构柱横截面中垂直于 y 轴的各斜缀条毛截面面积之和；

α ——格构柱截面内缀条所在平面与 x 轴的夹角(图 5.5.7c)，应在 $20^\circ \sim 35^\circ$ 范围内；

r_x ——格构柱截面换算面积对 x 轴的回转半径(图 5.5.7)；

r_y ——格构柱截面换算面积对 y 轴的回转半径(图 5.5.7)；

A_0 ——格构柱横截面所截各分肢换算截面面积之和；

A_{si} 、 A_{ci} ——分别为第 i 分肢的钢管横截面面积和钢管内混凝土横截面面积。

5.5.8 格构柱的等效计算长度应按下列公式计算：

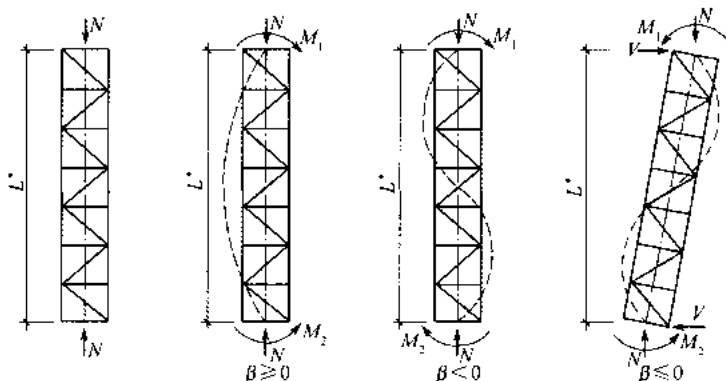
$$L_e^* = \mu k L^* \quad (5.5.8)$$

式中： L^* ——格构柱的实际长度；

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《钢结构设计规范》GB 50017 确定；

k ——考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数，按本规程第 5.5.9 条的规定。

5.5.9 格构柱考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数，应按下列公式计算(图 5.5.9)：



(a) 轴心受压 (b) 无侧移单曲弯 (c) 无侧移双曲弯 (d) 有侧移双曲弯

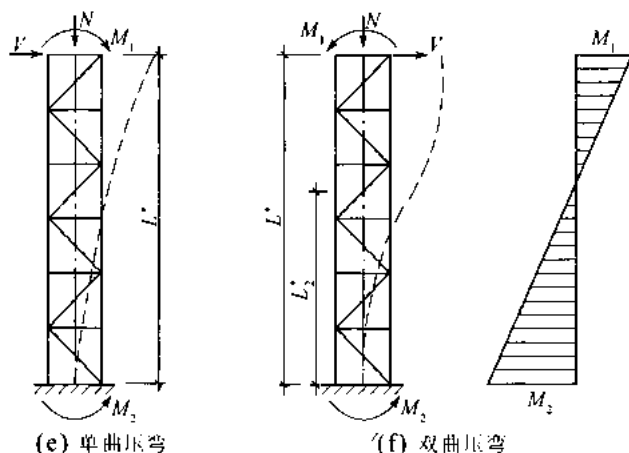


图 5.5.9 格构式框架柱及悬臂柱计算简图

1 轴心受压柱和杆件:

$$k = 1 \quad (5.5.9-1)$$

2 无侧移框架柱:

$$k = 0.5 + 0.3\beta + 0.2\beta^2 \quad (5.5.9-2)$$

式中: β ——柱两端弯矩设计值之较小者 M_1 与较大者 M_2 的比值 ($|M_1| \leq |M_2|$)。单曲压弯时, β 为正值, 双曲压弯时, β 为负值。

3 有侧移框架柱(图 5.5.9d)和悬臂柱(图 5.5.9e、f):

当 $e_0/a_c \leq 1$ 时,

$$k = 1 - 0.5e_0/a_c \quad (5.5.9-3)$$

当 $e_0/a_c > 1$ 时, 取 $k = 0.5$ 。

当自由端有力矩 M_1 作用时,

$$k = (1 + \beta_1)/2 \quad (5.5.9-4)$$

式中: β_1 ——悬臂柱自由端力矩设计值 M_1 与嵌固端弯矩设计值 M_2 的比值。当 β_1 为负值(双曲压弯)时, 按反弯点所分割成的高度为 L_2^* 的子悬臂柱计算(图 5.5.9f)。

比较式(5.5.9-3)与式(5.5.9-4)所得 k 值比较,取其中较大者。

5.5.10 对于 $f/L \leq 0.4$ 的格构式拱结构,其在拱平面内的拱肋等效计算长度可按本规程第 5.1.7 条的规定采用。

6 连接设计

6.1 一般规定

6.1.1 梁(板)与钢管混凝土柱的连接应做到构造简单,传力明确,整体性好,安全可靠,经济合理,施工方便;抗震设计时,连接破坏不应先于被连接构件破坏。

6.1.2 采用钢筋混凝土楼屋盖时,梁(板)与钢管混凝土柱连接的受剪承载力应符合下列规定:

持久、短暂设计状况:

$$V_b \leq V_u \quad (6.1.2-1)$$

地震设计状况:

$$V_b \leq V_u / \gamma_{RE} \quad (6.1.2-2)$$

式中: V_b ——梁端截面组合的剪力设计值;

V_u ——连接的受剪承载力,可按本规程 6.2 节计算。

6.1.3 采用钢筋混凝土楼盖时,梁(板)与钢管混凝土柱连接的受弯承载力应符合下列规定:

持久、短暂设计状况:

$$M_b \leq M_u \quad (6.1.3-1)$$

地震设计状况:

$$M_b \leq M_u / \gamma_{RE} \quad (6.1.3-2)$$

式中: M_b ——梁端截面组合的弯矩设计值;

M_u ——连接的受弯承载力,可按本规程 6.3 节计算。

6.1.4 钢梁与钢管混凝土柱的刚接连接应符合下列要求:

1 连接的受弯承载力设计值和受剪承载力设计值,分别不应小于相连构件的受弯承载力设计值和受剪承载力设计值;高强度螺栓连接不得滑移。

2 连接的受弯承载力应由梁翼缘与柱的连接提供,连接的受剪承载力应由梁腹板与柱的连接提供。

3 地震设计状况时,应按下列公式验算连接的极限承载力:

$$M_u \geq \eta_j M_p \quad (6.1.4-1)$$

$$V_u \geq 1.2(2M_p/l_n) + V_{GB} \quad (6.1.4-2)$$

式中: M_u ——连接的极限受弯承载力,应按国家现行标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定计算;

V_u ——连接的极限受剪承载力,应按国家现行标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定计算;

M_p ——梁端截面的塑性受弯承载力;

V_{GB} ——梁在重力荷载代表值(9 度时还应包括竖向地震作用标准值)作用下,按简支梁分析的梁端截面剪力设计值;

l_n ——梁的净跨;

η_j ——连接系数,可按表 6.1.4 采用。

表 6.1.4 钢梁与钢管混凝土柱刚接连接抗震设计的连接系数

母材牌号	焊 接	螺栓连接
Q235	1.40	1.45
Q345	1.30	1.35
Q345GJ	1.25	1.30

6.1.5 焊缝的坡口形式和尺寸,应按现行国家标准《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 的规定采用。

6.1.6 采用钢筋混凝土楼屋盖时,梁、板的受力钢筋不应直接焊接于钢管壁上。

6.2 钢筋混凝土梁(板)与钢管混凝土柱的管外剪力传递

6.2.1 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱连接时,钢管外剪力传递可采用环形牛腿、抗剪环或承重销;钢筋混凝土无梁楼板或井式密肋

楼板与钢管混凝土柱连接时,钢管外剪力传递可采用台锥式环形深牛腿。也可采用其他符合本规程第 6.1.1 条要求的连接方式传递钢管外剪力。

6.2.2 环形牛腿、台锥式环形深牛腿可由呈放射状均匀分布的肋板和上、下加强环组成(图 6.2.2)。肋板应与钢管壁外表面及上、下加强环采用角焊缝焊接,上、下加强环可分别与钢管壁外表面采用角焊缝焊接。环形牛腿的上、下加强环,台锥式深牛腿的下加强环,应打直径不小于 50mm 的圆孔。台锥式环形深牛腿下加强环的直径可由楼板的冲切强度确定。

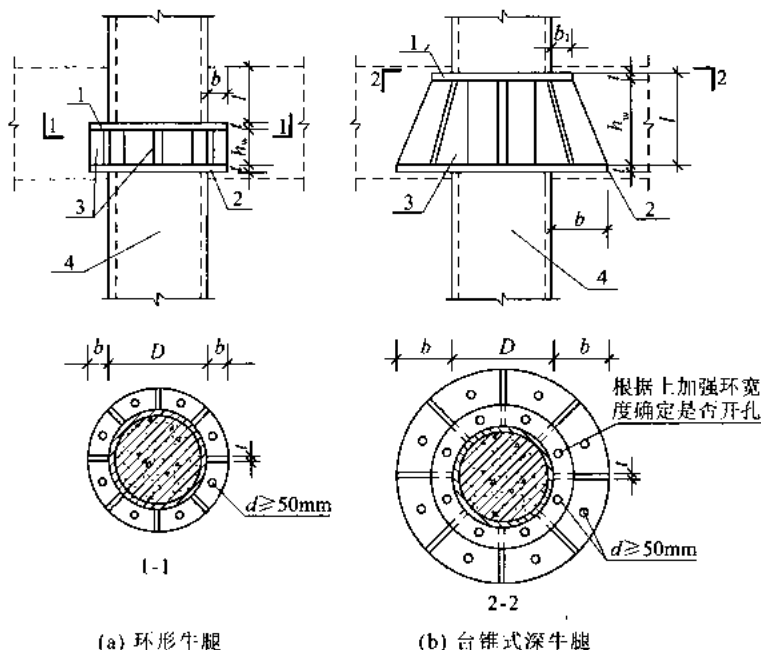


图 6.2.2 环形牛腿构造示意图

1—上加强环;2—下加强环;3—腹板(肋板);4—钢管混凝土柱

6.2.3 环形牛腿及台锥式环形深牛腿的受剪承载力可按下列规定计算:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}, V_{u5}\} \quad (6.2.3-1)$$

$$V_{u1} = \pi(D+b)bf_c \quad (6.2.3-2)$$

$$V_{u2} = nh_w t_w f_v \quad (6.2.3-3)$$

$$V_{u3} = \sum l_w h_e f_t^w \quad (6.2.3-4)$$

$$V_{u4} = \pi(D+2b)l \cdot 2f_t \quad (6.2.3-5)$$

$$V_{u5} = 4\pi t(h_w + t)f_a \quad (6.2.3-6)$$

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_{u5} ——由环形牛腿上、下环板决定的受剪承载力;

D ——钢管的外直径;

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;

$\sum l_w$ ——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_t^w ——角焊缝的抗剪强度设计值;

f_c ——楼盖混凝土的轴心抗压强度设计值;

f_t ——楼盖混凝土的抗拉强度设计值。

6.2.4 抗剪环可采用通过双面角焊缝焊接于钢管壁外表面的闭合钢筋环或闭合带钢环(图 6.2.4)。钢筋直径 d 不应小于

20mm;带钢厚度 b 不应小于 20mm,带钢高度 h 不应小于其厚度。每个连接节点的抗剪环不应少于两道。设置两道抗剪环时,一道可在距框架梁底 50mm 的位置且宜尽可能接近框架梁底,另一道可在距框架梁底 $1/2$ 梁高的位置。

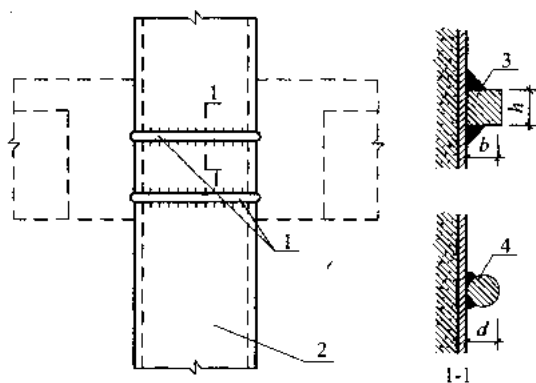
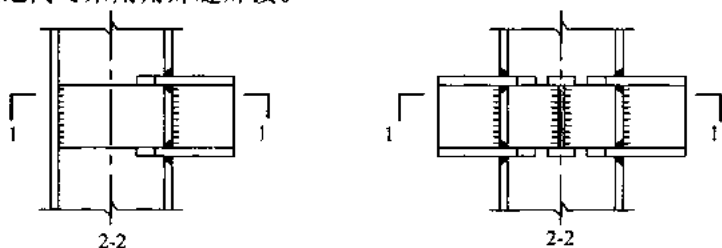


图 6.2.4 抗剪环构造示意图

1—抗剪环;2—钢管混凝土柱;3—带钢;4—圆钢

6.2.5 抗剪环的受剪承载力可按附录 A 第 A.0.4 条计算确定。

6.2.6 钢管混凝土柱的外径不小于 600mm 时可采用承重销传递剪力。由穿心腹板和上下翼缘板组成的承重销(图 6.2.6),其截面高度宜取框架梁截面高度的 0.5 倍,其平面位置应根据框架梁的位置确定。翼缘板在穿过钢管壁不少于 50mm 后可逐渐减窄。钢管与翼缘板之间、钢管与穿心腹板之间应采用全熔透坡口焊缝焊接,穿心腹板与对面的钢管壁之间或与另一方向的穿心腹板之间可采用角焊缝焊接。



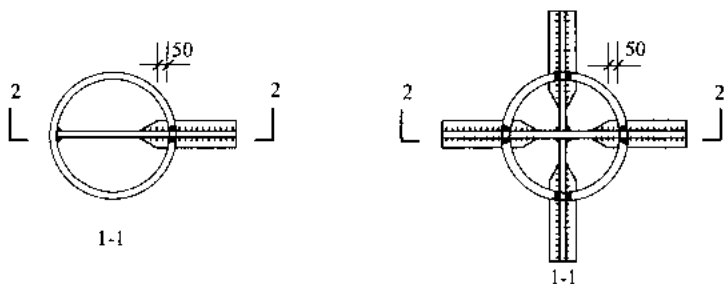


图 6.2.6 承重销构造示意图

6.2.7 承重销的受剪承载力可按下列公式计算：

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}\} \quad (6.2.7-1)$$

$$V_{u1} = \omega \beta_2 f_c A_1 \quad (6.2.7-2)$$

$$V_{u2} = \frac{I b f_v}{S_r} \quad (6.2.7-3)$$

$$V_{u3} = \frac{W f_s}{l - x/2} \quad (6.2.7-4)$$

$$\beta_2 = \sqrt{\frac{A_b}{A_1}} \quad (6.2.7-5)$$

$$A_1 = B \cdot l \quad (6.2.7-6)$$

$$\dot{A}_b \leq 3A_1 \quad (6.2.7-7)$$

$$x = V / (\omega \beta_2 B f_c) \quad (6.2.7-8)$$

式中： V_{u1} ——由承重销伸出柱外的翼缘顶面混凝土的局部受压承载力决定的受剪承载力；

V_{u2} ——由承重销腹板决定的受剪承载力；

V_{u3} ——由承重销翼缘受弯承载力决定的受剪承载力；

V ——承重销的剪力设计值；

ω ——局部荷载非均匀分布影响系数，取 0.75；

β_2 ——混凝土局部受压强度提高系数；

A_b ——混凝土局部受压计算底面积；

A_1 ——混凝土局部受压面积；

B ——承重销翼缘宽度；
 l ——承重销伸出柱外的长度，一般可取 $(200 \sim 300)\text{mm}$ ；
 I ——承重销截面惯性矩；
 b ——承重销腹板厚度；
 S_1 ——承重销中和轴以上面积矩；
 W ——承重销截面模量；
 x ——梁端剪力在承重销翼缘上的分布长度；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；
 f_v ——钢材抗剪强度设计值；
 f_s ——钢材抗拉强度设计值。

6.3 钢筋混凝土梁(板)与钢管混凝土柱的管外弯矩传递

6.3.1 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的管外弯矩传递可采用井式双梁、环梁、穿筋单梁和变宽度梁，也可采用其他符合本规程第 6.1.1 条要求的连接方式。

6.3.2 井式双梁可采用图 6.3.2 所示的构造，梁的钢筋可从钢管侧面平行通过，井式双梁与钢管之间应浇筑混凝土。

6.3.3 钢筋混凝土环梁(图 6.3.3)的配筋可按本规程附录 A 的方法由计算确定。环梁的构造应符合下列规定：

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 框架梁的纵向钢筋在环梁内的锚固长度应满足现行国家标准《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，应分别不小于框架梁上、下纵筋截面积的 0.7 倍。

5 环梁内、外侧应设置环向腰筋，腰筋直径不宜小于 14mm，间距不宜大于 200mm。

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 150mm。

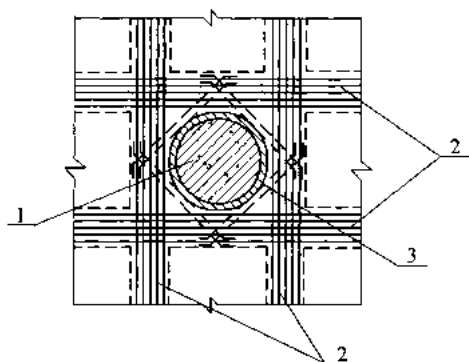


图 6.3.2 井式双梁构造示意图

1—钢管混凝土柱；2—双梁纵筋；3—附加架角筋

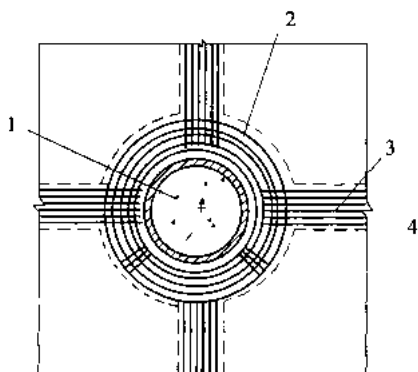


图 6.3.3 钢筋混凝土环梁构造示意图

1—钢管混凝土柱；2—主梁环筋；3—框架梁纵筋；4—环梁箍筋

6.3.4 穿筋单梁可采用图 6.3.4 所示的构造。在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)管的壁厚应不小于钢管的壁厚，穿筋孔的环向净距 s 应不小于孔的长径 b ，衬(套)管端面至孔边的净距 w 应不小于孔长径 b 的 2.5 倍。宜采用双筋并股穿孔。

采用外加强环连接(图 6.4.1-1),外加强环应是环绕钢管混凝土柱的封闭的满环(图 6.4.1-2)。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。外加强环的厚度不应小于钢梁翼缘的厚度,宽度 c 不应小于钢梁翼缘宽度的 0.7 倍。

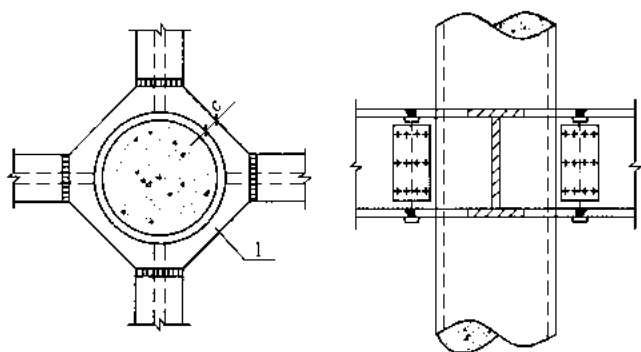


图 6.4.1-1 钢梁与钢管混凝土柱采用外加强环连接构造示意图

1—外加强环

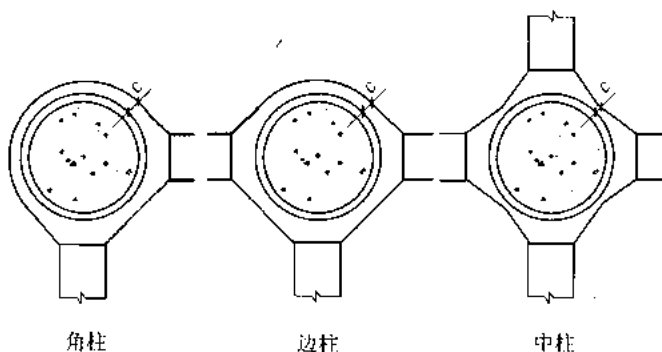


图 6.4.1-2 外加强环构造示意图

6.4.2 钢管混凝土柱的直径较大时,钢梁与钢管混凝土柱之间可

采用内加强环连接。内加强环的钢板壁厚不应小于钢梁翼缘的厚度,预留排气孔的直径不宜小于 50mm,预留浇灌孔的直径不宜小于 150mm。内加强环与钢管内壁应采用全熔透坡口焊缝连接。梁与柱可采用现场直接连接,也可与带有悬臂梁段的柱在现场与梁拼接。采用等截面悬臂梁段(图 6.4.2-1),一级和二级时,宜采用端部扩大形连接(图 6.4.2-2、图 6.4.2-3)、梁端加盖板或骨形连接。

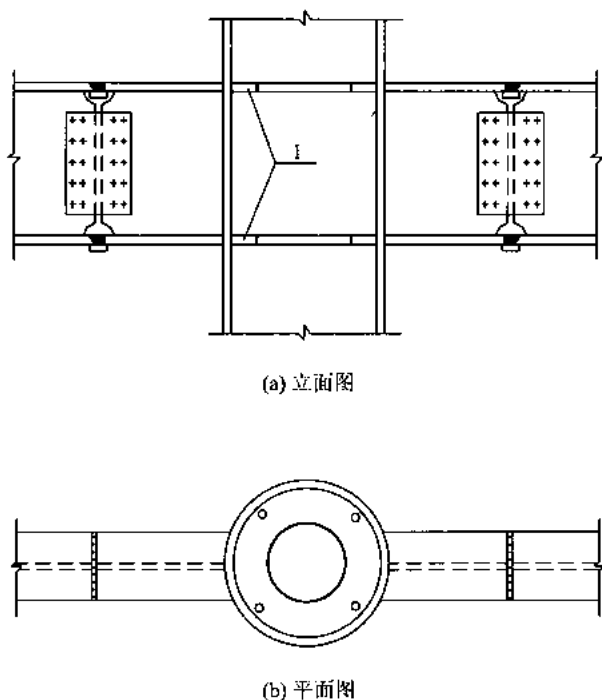
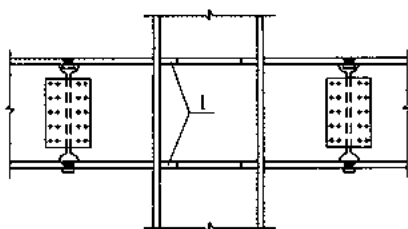
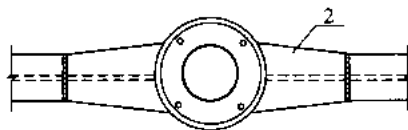


图 6.4.2-1 等截面悬臂钢梁与钢管混凝土柱
采用内加强环连接构造示意图



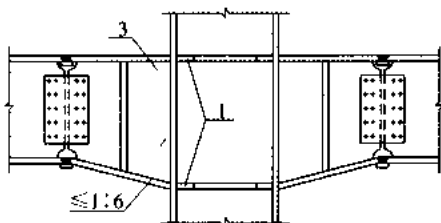
(a) 立面图



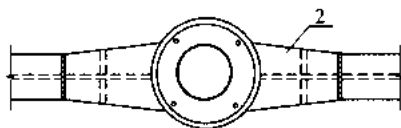
(b) 平面图

图 6.4.2-2 翼缘加宽的悬臂钢梁与
钢管混凝土柱连接构造示意图

1—内加强环;2—翼缘加宽



(a) 立面图



(b) 平面图

图 6.4.2-3 翼缘加宽、腹板加腋的悬臂钢梁与
钢管混凝土柱连接构造示意图

1—内加强环;2—翼缘加宽;3—梁腹板加腋

6.4.3 钢梁与钢管混凝土柱可采用钢梁穿过钢管混凝土柱的穿心式连接,钢管壁与钢梁翼缘应采用全融透剖口焊,钢管壁与钢梁腹板可采用角焊缝(图 6.4.3)。

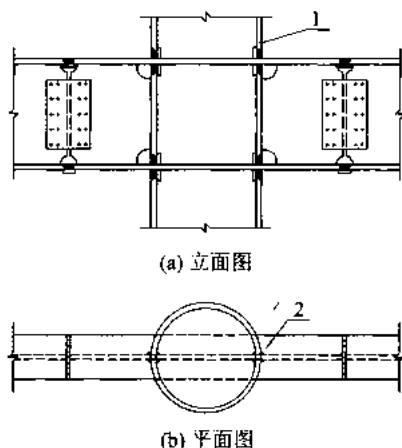


图 6.4.3 钢梁 钢管混凝土柱穿心式连接

1—钢管混凝土柱;2—钢梁

6.5 钢管与管内混凝土界面的剪力传递

6.5.1 钢梁与钢管混凝土柱连接节点的钢管与管内混凝土界面的剪力传递应满足:

持久、短暂设计状况:

$$V_b \leqslant V_{ul} \quad (6.5.1-1)$$

地震设计状况:

$$V_b \leqslant (V_{ul} + N_{ul}) / \gamma_{RE} \quad (6.5.1-2)$$

当不能满足上式要求时,应在剪力传递区内的钢管内设置抗剪连接件,并应满足:

持久、短暂设计状况:

$$V_b \leqslant V_{ul} + N_{ul} \quad (6.5.1-3)$$

地震设计状况；

$$V_b \leqslant (V_{ul} + N_{ul})/\gamma_{RE} \quad (6.5.1-4)$$

式中： V_b ——钢管与管内混凝土界面传递的剪力，可取梁端剪力设计值；

V_{ul} ——钢管与管内混凝土界面剪力传递区的粘结受剪承载力，应按本规程第 6.5.2 条的规定计算；

N_{ul} ——管内抗剪连接件部位混凝土的局部承压承载力，应按本规程第 5.4.3 条的规定计算。

6.5.2 钢管与管内混凝土界面剪力传递区(图 6.5.2)的长度可取为钢管直径的 2 倍即 $2D$ (顶层可取 D)，剪力传递区的粘结受剪承载力可按下式计算(顶层可取下式计算值的 1/2)：

$$V_{ul} = 2\pi D^2 \tau_0 \quad (6.5.2)$$

式中： D ——钢管的外直径；

τ_0 ——钢管与管内混凝土界面的粘结强度，可按表 6.5.2 采用。

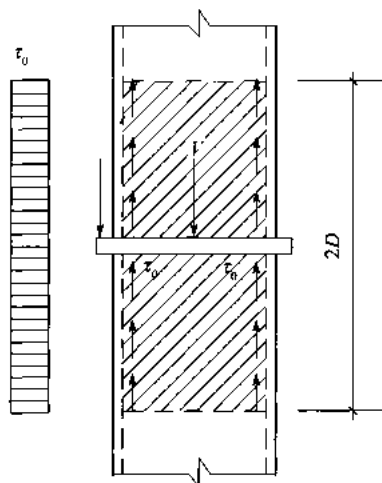


图 6.5.2 界面剪力传递区

表 6.5.2 钢管与管内混凝土界面的粘结强度 τ_0 (N/mm²)

混凝土强度等级	C30	C40	C50	C60	C70	C80
τ_0	0.40	0.43	0.45	0.50	0.55	0.60

6.5.3 焊接于钢管壁内表面的抗剪连接件可采用环形隔板、钢筋环、内衬管段或栓钉(图 6.5.3)。

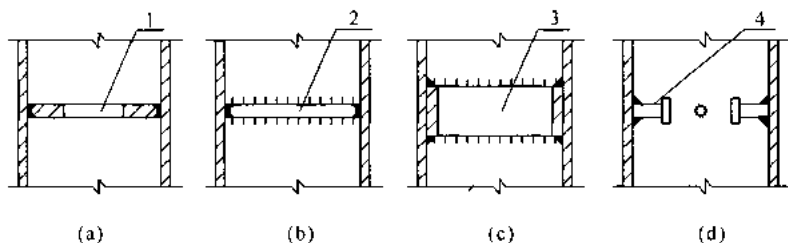


图 6.5.3 焊接于钢管内壁的抗剪连接件

1—环形隔板;2—钢筋环;3—内衬管段;4—栓钉

6.6 钢管柱的对接

6.6.1 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抗剪连接件,上下钢管之间应采用全熔透坡口焊缝(图 6.6.1)。直焊缝钢管对接处应错开钢管焊缝。

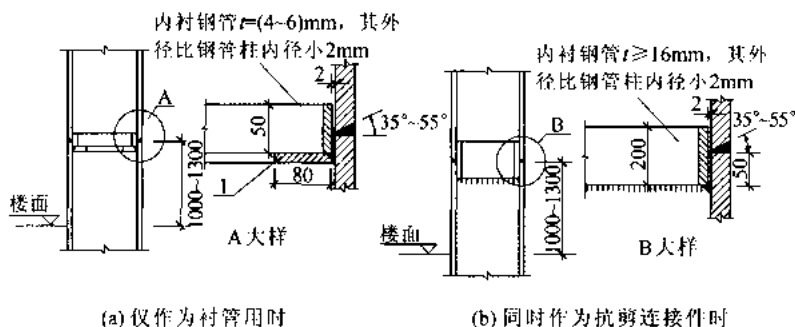


图 6.6.1 等直径钢管对接构造示意图

1—环形隔板

6.6.2 不同直径钢管对接时,宜采用一段变径钢管连接(图 6.6.2)。变径钢管的上下两端均宜设置环形隔板,变径钢管的壁厚不应小于所连接的钢管壁厚,变径段的斜度不宜大于 1:4,变径段宜设置在楼屋盖结构高度范围内。

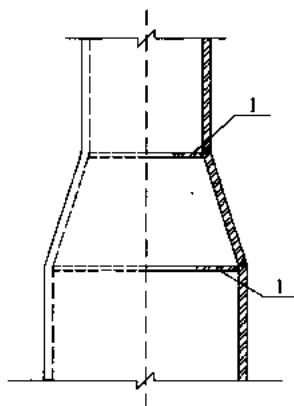


图 6.6.2 不同直径钢管对接构造示意图

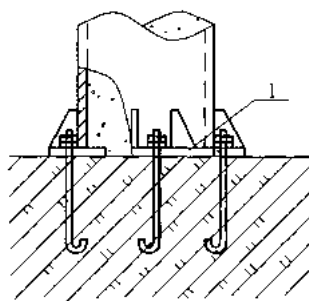
1—环形隔板

6.6.3 钢管分段接头在现场对接时,宜加焊内套圈和必要的焊缝定位件。

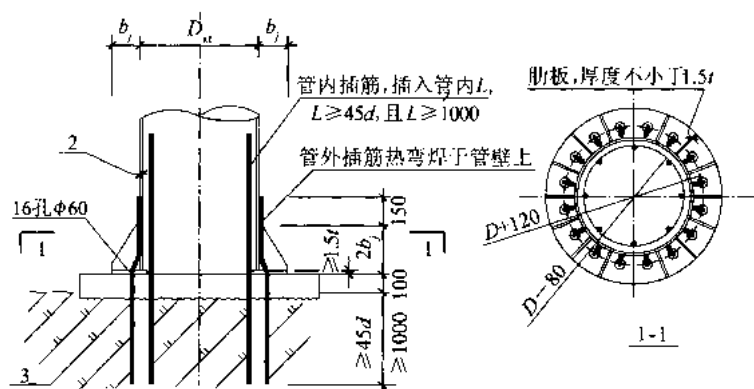
6.7 钢管混凝土柱的柱脚

6.7.1 钢管混凝土柱的柱脚可采用端承式(图 6.7.1a、b)或埋入式(图 6.7.1c),单层厂房可采用杯口埋入式柱脚。埋入式柱脚的埋入深度,对于单层厂房不应小于 $1.5D$,对于房屋建筑不应小于 $2D$ (D 为钢管混凝土柱直径)。也可根据具体情况采用其他有效、可靠的柱脚形式。

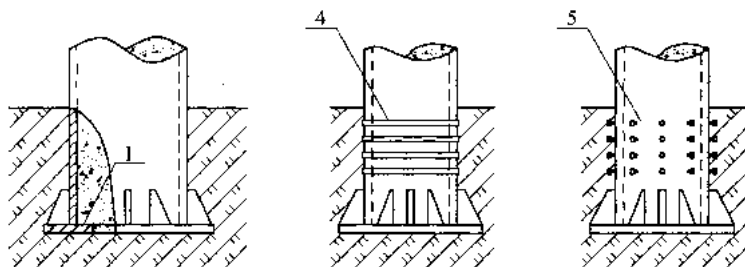
6.7.2 端承式柱脚可由环形柱脚板、加劲肋和锚筋等构成。柱脚板及加劲肋应满足施工阶段空钢管柱可能受到的荷载要求。环形柱脚板可同时作为安装钢管柱的定位器,可采用图 6.7.2 所示的构造。



(a) 端承式柱脚1



(b) 端承式柱脚2



(c) 埋入式柱脚

图 6.7.1 柱脚构造示意图

1—柱脚板; 2—钢管壁厚 t ; 3—基础承台; 4—贴焊钢筋环; 5—平头栓钉

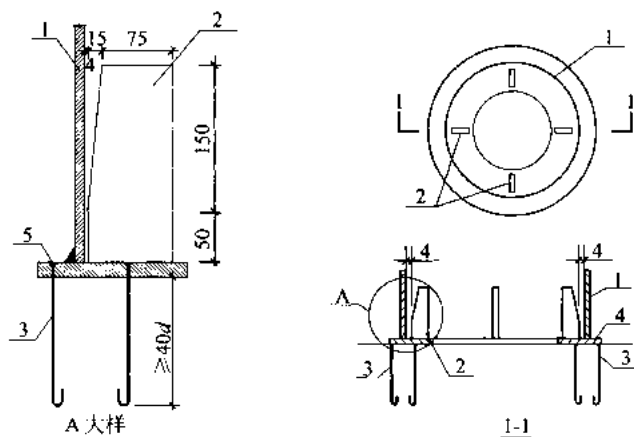


图 6.7.2 环形柱脚板构造示意图

1 钢管柱;2 定位板 $t=16$;3 锚筋;4 柱脚板;5 塞焊

6.7.3 端承式柱脚的构造应符合下列要求:

- 1 环形柱脚板的厚度不宜小于钢管壁厚的 1.5 倍,且不应小于 20mm。
- 2 环形柱脚板的宽度不宜小于钢管壁厚的 6 倍,且不应小于 100mm。
- 3 加劲肋的厚度不宜小于钢管壁厚,肋高不宜小于柱脚板外伸宽度的 2 倍,肋距不应大于柱脚板厚度的 10 倍。

4 锚栓(锚筋)的总截面积应通过计算确定。按构造配置时,锚栓(锚筋)直径不宜小于 25mm、间距不宜大于 200mm;锚筋锚入钢筋混凝土基础的长度不应小于 $40d$ (d 为锚筋直径);管内的锚筋可直接锚入混凝土内,锚固长度不应小于 $40d$ 。

6.7.4 钢管混凝土柱脚板下的基础混凝土内应配置方格钢筋网或螺旋式箍筋。应验算施工阶段和竣工后柱脚板下基础混凝土的局部受压承载力,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 的规定。计算局部受压承载力时,混凝土局部受压面积 A_l 可取柱脚板(图 6.7.2)的外围面积,局部受压的

计算底面积 A_b 可取 $3A_1$, A_b 不应大于基础或桩承台的顶面面积。
9 度抗震设防时,或柱底出现大偏心受压或偏心受拉时,尚应按有关规定验算锚筋应力。

6.7.5 端承式钢管混凝土柱脚板下基础混凝土局部受压承载力应符合下列公式要求:

$$N_1 \leq \pi(D - 2t)(t + 3.5h)\beta_2 f_c \quad (6.7.5-1)$$

$$N_1 = N \frac{A_s E_s}{A_s E_s + A_c E_c}, N_1 \leq A_s f_y \quad (6.7.5-2)$$

式中: N_1 ——钢管承担的轴向压力设计值;

N ——钢管混凝土柱承担的轴向压力设计值;

D ——钢管外径;

t ——钢管壁厚;

h ——柱脚板的厚度;

f_c ——基础混凝土轴心抗压强度设计值;

E_s 、 E_c ——分别为钢管钢材和管内混凝土的弹性模量;

A_s 、 A_c ——分别为钢管和管内混凝土的截面积;

β_2 ——基础混凝土局部受压强度提高系数,可取 2。

7 防 火

7.0.1 钢管混凝土柱的耐火等级和耐火极限,以及进行防火保护时所采用的防火涂料或外包裹防火措施应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 和现行协会标准《建筑钢结构防火技术规范》CECS 200 的有关规定。

7.0.2 对于未采取防火保护措施的钢管混凝土柱,为保证其耐火极限满足本规程第 7.0.1 条的有关规定,应使钢管混凝土柱的轴向压力设计值 N 满足下列要求:

$$N \leq k_t \cdot N_u \quad (7.0.2)$$

式中: N_u ——常温下钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力设计值,按式(5.1.2-1)计算;

k_t ——受火时间为 t 时钢管混凝土柱的火灾下承载力影响系数,可按表 7.0.2 取值。

表 7.0.2 火灾下钢管混凝土柱承载力影响系数

柱长细比 λ	钢管外直径 D (mm)	受火时间 t (h)											
		0.25	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.25	2.5	2.75	3.0
20	300	0.90	0.61	0.46	0.41	0.39	0.37	0.35	0.33	0.31	0.28	0.26	0.24
	600	0.91	0.64	0.51	0.47	0.46	0.45	0.43	0.42	0.41	0.40	0.39	0.38
	900	0.92	0.67	0.55	0.50	0.50	0.49	0.49	0.48	0.48	0.47	0.46	0.46
	1200	0.93	0.71	0.58	0.52	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.50	0.50
	1500	0.95	0.75	0.61	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.52	0.52
	1800	0.96	0.80	0.64	0.56	0.55	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.53
	2000	0.97	0.84	0.67	0.59	0.56	0.56	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
40	300	0.85	0.47	0.33	0.29	0.25	0.21	0.18	0.14	0.10	0.06	0.02	0.00
	600	0.87	0.52	0.40	0.37	0.35	0.33	0.31	0.29	0.27	0.25	0.23	0.21
	900	0.89	0.57	0.43	0.42	0.41	0.40	0.39	0.38	0.37	0.36	0.35	0.34

续表 7.0.2

柱长细比 λ	钢管外直径 D (mm)	受火时间 t (h)											
		0.25	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.25	2.5	2.75	3.0
40	1200	0.90	0.61	0.46	0.45	0.45	0.44	0.44	0.43	0.42	0.42	0.41	0.41
	1500	0.92	0.66	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46	0.45	0.45	0.45	0.44	0.44
	1800	0.94	0.73	0.50	0.48	0.48	0.48	0.47	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46
	2000	0.95	0.77	0.54	0.49	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48	0.47	0.47	0.47
60	300	0.79	0.34	0.28	0.23	0.17	0.12	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	600	0.81	0.40	0.36	0.33	0.30	0.27	0.24	0.21	0.18	0.00	0.12	0.00
	900	0.83	0.43	0.41	0.40	0.38	0.37	0.35	0.34	0.32	0.31	0.29	0.00
	1200	0.85	0.47	0.44	0.44	0.43	0.42	0.41	0.41	0.40	0.39	0.38	0.38
	1500	0.88	0.52	0.46	0.46	0.45	0.45	0.44	0.44	0.43	0.43	0.42	0.42
	1800	0.91	0.58	0.48	0.47	0.47	0.46	0.46	0.45	0.45	0.44	0.44	0.43
	2000	0.93	0.64	0.49	0.48	0.48	0.47	0.47	0.46	0.46	0.45	0.45	0.44
80	300	0.72	0.30	0.23	0.16	0.09	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	600	0.74	0.37	0.33	0.29	0.25	0.21	0.17	0.14	0.10	0.06	0.02	0.00
	900	0.77	0.41	0.39	0.37	0.35	0.33	0.31	0.29	0.27	0.25	0.23	0.21
	1200	0.80	0.43	0.42	0.41	0.40	0.39	0.38	0.37	0.36	0.35	0.34	0.34
	1500	0.83	0.45	0.44	0.43	0.43	0.42	0.42	0.41	0.40	0.40	0.39	0.39
	1800	0.87	0.47	0.45	0.45	0.44	0.44	0.43	0.42	0.42	0.41	0.41	0.40
	2000	0.89	0.51	0.47	0.46	0.45	0.45	0.44	0.43	0.43	0.42	0.42	0.41

注:表内中间值可用插值法求得。

7.0.3 钢管混凝土柱采用金属网抹 M5 普通水泥砂浆或非膨胀型防火涂料做防火保护层时,其厚度可按表 7.0.3-1 和 7.0.3-2 取值。

表 7.0.3-1 火灾荷载比 n 为 0.30~0.40 时钢管混凝土柱所需的防火保护层厚度 (mm)

柱长 细比 λ	钢管外 直径 D (mm)	耐火极限 t_f (h)																			
		金属网抹 M5 普通水泥砂浆保护层										非膨胀型防火涂料保护层									
		$n=0.30$					$n=0.40$					$n=0.30$					$n=0.40$				
		1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
10	200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

续表 7.0.3-1

柱长 细比 λ	钢管外 直径 D (mm)	耐火极限 t_r (h)																			
		金属网抹 M5 普通水泥砂浆保护层										非膨胀型防火涂料保护层									
		$n=0.30$					$n=0.40$					$n=0.50$					$n=0.40$				
		1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
10	400	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	600	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	800	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1400	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	200	0	0	7	7	10	7	7	8	13	18	0	0	7	7	7	7	7	7	7	7
	400	0	0	0	0	7	0	7	7	7	8	0	0	0	0	0	0	0	7	7	7
	600	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	7	7
	800	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1400	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
40	200	7	10	17	23	26	10	17	24	30	34	7	7	7	7	7	7	7	7	8	9
	400	0	7	8	13	18	7	10	15	21	26	0	7	7	7	7	7	7	7	7	7
	600	0	0	7	7	8	7	7	9	13	17	0	0	0	7	7	0	7	7	7	7
	800	0	0	0	0	0	0	7	7	7	10	0	0	0	0	0	0	0	7	7	7
	1000	0	0	0	0	0	0	0	0	7	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
	1200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1400	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
60	200	9	19	27	30	34	16	27	35	41	46	7	7	7	8	9	7	7	9	10	12
	400	7	10	17	26	32	10	19	27	35	42	0	7	7	7	8	7	7	7	9	11
	600	0	7	7	13	20	7	12	18	25	32	0	0	7	7	7	7	7	7	7	8
	800	0	0	0	7	7	1	7	10	15	21	0	0	0	0	7	0	7	7	7	7
	1000	0	0	0	0	0	0	0	7	7	11	0	0	0	0	0	0	0	7	7	7
	1200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
1400	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

注:1 表内中间值可用插值法求得。

2 表中火灾荷载比 n 为火灾下施加在柱上的轴向压力设计值与 N_{01} 的比值。

表 7.0.3-2 火灾荷载比 n 为 0.50~0.60 时钢管混凝土柱
所需的防火保护层厚度 (mm)

柱长 细比 λ	钢管外 直径 D (mm)	耐火极限 t_r (h)															
		金属网抹 1:3 普通水泥砂浆保护层								非膨胀型防火涂料保护层							
		$n=0.50$				$n=0.60$				$n=0.50$				$n=0.60$			
		1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	1.00
15	200	0	7	7	7	9	7	13	13	16	20	0	0	7	7	7	7
	400	0	0	0	0	7	7	7	8	10	13	0	0	0	0	7	7
	600	0	0	0	0	0	7	7	7	7	8	0	0	0	0	7	7
	800	0	0	0	0	0	0	7	7	7	7	0	0	0	0	0	7
	1000	0	0	0	0	0	0	0	0	7	7	0	0	0	0	0	7
	1200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1400	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	200	7	12	16	21	25	13	19	23	28	33	7	7	7	7	8	10
	400	7	7	10	13	16	9	13	17	20	24	7	7	7	7	7	8
	600	7	7	7	8	10	7	10	13	16	19	7	7	7	7	7	7
	800	0	7	7	7	7	7	8	10	12	15	0	0	7	7	7	7
	1000	0	0	0	7	7	7	7	8	10	12	0	0	0	0	7	7
	1200	0	0	0	0	0	7	7	7	8	10	0	0	0	0	0	7
	1400	0	0	0	0	0	7	7	7	7	8	0	0	0	0	0	7
40	200	16	24	31	38	43	22	31	38	45	51	7	7	8	10	12	14
	400	11	17	23	29	34	17	24	31	37	43	7	7	7	8	10	12
	600	8	13	17	22	27	14	20	26	31	36	7	7	7	7	8	10
	800	7	9	13	16	20	13	18	22	26	31	7	7	7	7	7	9
	1000	7	7	9	12	15	11	15	19	23	27	7	7	7	7	7	7
	1200	7	7	7	9	11	10	14	17	20	21	7	7	7	7	7	7
	1400	7	7	7	7	9	9	13	16	19	22	7	7	7	7	7	7
60	200	23	35	44	51	57	31	43	53	61	69	7	8	11	13	15	18
	400	18	28	37	45	53	26	37	46	55	63	7	7	9	11	13	16
	600	14	22	29	37	44	23	32	40	48	57	7	7	7	9	11	14
	800	11	17	23	29	35	20	28	36	42	50	7	7	7	7	9	12
	1000	8	13	17	22	27	18	25	32	38	44	7	7	7	7	9	11
	1200	7	10	13	17	21	17	23	28	34	39	7	7	7	7	8	10
	1400	7	8	11	14	17	16	22	27	31	36	7	7	7	7	7	9

注:表内中间值可用插值法求得。

7.0.4 每个楼层的钢管混凝土柱均应设置直径为 20mm 的排气孔,其位置宜位于柱与楼板相交位置的上方及下方 100mm 处,并应沿柱身反对称布置。排气孔纵向间距不宜超过 6m。

8 施工与质量要求

8.1 一般规定

8.1.1 钢管混凝土结构的施工质量和验收标准应按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 和《钢管混凝土施工质量验收规范》GB 50628 中的相关规定执行。

8.1.2 钢管及连接材料所用钢材、焊条及涂装材料均应有产品质量证明书,并应满足设计要求。

8.1.3 利用空钢管临时承重时,宜避免空钢管受弯及径向受压,避免产生不易矫正的变形。管壁的竖向应力不宜大于 $0.4f_y$ 。

8.2 钢管制作与安装

8.2.1 采用成品无缝钢管或焊接钢管应具有产品出厂合格证书。

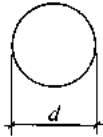
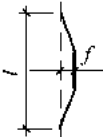
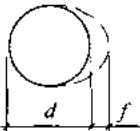
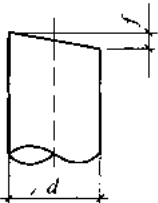
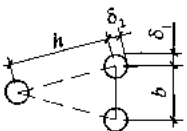
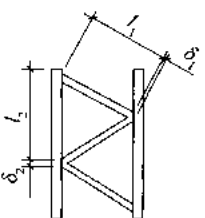
8.2.2 施工单位自行卷制的钢管,所采用的板材应平直,表面未受冲击,未锈蚀,当表面有轻微锈蚀、麻点、划痕等缺陷时,其深度不得大于钢板厚度负偏差值的 $1/2$,钢管壁厚的负偏差不应超过设计壁厚的 3% 。

8.2.3 钢管焊缝宜优先采用全熔透自动焊。焊缝质量应满足现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》GB 50205 中一级焊缝的质量要求。水平向(与钢管垂直)焊缝应满足二级焊缝的质量要求。

8.2.4 钢管的制作长度可依运输和吊装条件确定。

8.2.5 钢管制作的允许偏差应符合表 8.2.5 的要求。

表 8.2.5 钢管制作允许偏差

偏差名称	示意图	允许值
钢管外径		$\pm \frac{d}{500}$
纵向弯曲		$f \leq \frac{l}{1500}$ H. $f \leq 5\text{mm}$
椭圆度		$\frac{f}{d} \leq \frac{1}{500}$
管端不平度		$\frac{f}{d} \leq \frac{5}{1000}$ $f \leq 3\text{mm}$
管肢组合误差		$\frac{\delta_1}{b} \leq \frac{1}{1000}$ $\frac{\delta_2}{h} \leq \frac{1}{1000}$
缀件组合误差		$\frac{\delta_1}{l_1} \leq \frac{1}{1000}$ $\frac{\delta_2}{l_2} \leq \frac{1}{1000}$

8.2.6 钢管制作完成、检查合格后可进行除锈、涂装。除锈的方法可采用喷射或动力工具除锈,质量等级应不低于 Sa2 或 St2 级。

8.2.7 钢管外表面的防锈涂料、涂装遍数、涂层厚度应符合设计要求。当作为临时防锈措施时,钢管外表面防锈干漆膜厚不宜小于 $100\mu\text{m}$,涂装遍数不应少于 3 遍;钢管内表面应保持清洁,可涂刷纯水泥浆 2 遍~3 遍防锈。现场施焊部位暂不涂装,待焊接完成后补涂。

8.2.8 钢管运输及现场安装时应避免钢管的附加变形,吊点的位置应根据吊装方法、钢管的受力状况经验算后确定。

8.2.9 钢管吊装就位并校正后,应采取临时固定措施。

8.2.10 钢管的吊装允许偏差应符合表 8.2.10 的要求。

表 8.2.10 钢管吊装允许偏差

序号	检查项目	允许偏差
1	立柱中心线与基础中心线	$\pm 5\text{mm}$
2	立柱顶面标高和设计标高	$\pm 10\text{mm}$,中间层 $\pm 20\text{mm}$
3	立柱顶面不平度	5mm
4	立柱不垂直度	长度的 $1/1000$,最大不大于 15mm
5	各柱之间的距离	间距的 $1/1000$
6	各立柱上下两平面相应的对角线差	长度的 $1/1000$,最大不大于 20mm

8.2.11 钢管现场拼接加长时,宜分段对称施焊,采取有效措施避免或减少焊接残余变形。焊缝应满足二级焊缝的质量要求。当管壁厚大于或等于 30mm 时,施焊前宜均匀加热焊缝附近部位,以减少焊接残余应力。

8.2.12 钢管拼接加长接缝处应设置附加内衬管。当钢管壁厚 $t \leq 16\text{mm}$ 时,衬管壁厚不小于钢管壁厚;当钢管壁厚 $t > 16\text{mm}$ 时,衬管壁厚不小于 16mm 。内衬管宽度不宜小于 200mm ,外径宜比上层钢管内径小 4mm 。内衬管与钢管间的角焊缝高不应小于 0.7 倍衬管壁厚,并应满足三级焊缝的质量要求。

8.2.13 钢管上端口应包封,防止雨水及异物进入管内。

8.3 管内混凝土施工

8.3.1 混凝土施工前应有切实可行的施工组织计划,应有突然遇雨、突然停电等异常情况的应急措施。

8.3.2 对于 C50 以上的高强混凝土,应重视混凝土配合比的设计及试配。当缺乏充分依据时,不应采用膨胀剂。

8.3.3 混凝土的坍落度可根据混凝土的浇灌工艺确定。当采用预拌混凝土时,坍落度不宜小于 10cm,不宜大于 16cm。

8.3.4 管内混凝土浇注可采用常规人工浇捣法、高位抛落无振捣法,以及泵送顶升法。当采用高位抛落无振捣法或泵送顶升法且缺乏可靠经验时,应做混凝土配合比试验,确保混凝土浇灌质量。

8.3.5 管内混凝土浇注采用常规人工浇捣法时,应符合下列规定:

1 混凝土一次浇灌高度不宜大于 1.5m。

2 当管径不小于 400mm 时,宜采用插入式振动器振捣,插点应均匀,每点振捣时间约 15s~30s;当管径小于 400mm 时,可采用外部振动器(附着式振动器)于钢管外部振捣。

3 振动器位置应随管内混凝土面的升高而调整,每次宜升高 1m~1.5m。

4 当管径不小于 1000mm 时,工人可进入管内按常规方法用振动棒振捣。

8.3.6 管内混凝土浇注采用高位抛落无振捣法时,应符合下列规定:

1 当管径不小于 300mm,高度不小于 4m 时,宜采用高位抛落无振捣法。

2 当抛落高度不足 4m 时,应辅以插入式振动器振实。

8.3.7 管内混凝土浇注采用泵送顶升法时,应符合下列规定:

1 钢管下部应设带有止回阀的进料口,混凝土可自下而上泵送顶升,无需振捣。

2 钢管的直径宜大于进料管的 2 倍。

8.3.8 带内隔板或穿心构件的钢管在浇注混凝土时宜保证节点以上有不少于 3m 的混凝土。

8.3.9 管内混凝土应连续浇注完成。施工缝宜留于钢管端口以下 500mm~600mm 处。当浮浆过厚时,应刮去浮浆。混凝土终凝后,可注入清水养护,水深不宜少于 200mm。

8.3.10 钢管拼接加长前,应清理施工缝,清除积水杂物,剔去浮石,刷纯水泥浆二遍。

8.3.11 管内混凝土的浇注质量可用敲击钢管的方法检查。有穿心构件者应选取部分构件进行超声波检测。检测构件数不宜少于总构件数的 25%,且不应少于 3 根。

8.3.12 管内混凝土的强度等级宜以同等条件养护的混凝土试块或芯样的抗压强度评定。

附录 A 钢筋混凝土梁-圆钢管混凝土柱的 环梁节点配筋计算方法

A.0.1 当环梁上部环向钢筋的直径相同、水平间距相等时,环梁受拉环筋面积及箍筋单肢面积可按下式计算:

1 不考虑楼板时,环梁受拉环筋面积可按下列公式计算:

$$A_{sh} \geq \frac{M_k}{1.4\alpha_{dp}f_{yh}l_r \left\{ \frac{5}{7}\sin\theta_2 + \lambda\sin\theta_2 + \lambda\frac{R-r}{l_r}[\sin(\theta_2 + \alpha_0) - \sin\theta_2] \right\}} \quad (\text{A.0.1-1})$$

$$\theta_2 = \pi/4 + \arcsin\left[\frac{r}{R}\sin(\theta_1 - \pi/4)\right] \quad (\text{A.0.1-2})$$

$$\alpha_0 = \min\left\{\frac{\sqrt{3}h_r}{3R}, \arccos\frac{r}{R} - \theta_2, \pi/4 - \theta_2\right\} \quad (\text{A.0.1-3})$$

$$\theta_1 = \arcsin[b_k/(2R)] \quad (\text{A.0.1-4})$$

式中: A_{sh} ——环向钢筋的截面积;

M_k ——由实配钢筋计算得出的框架梁梁端截面弯矩;

α_{dp} ——试验修正系数,取 $\alpha_{dp}=1.3$;

f_{yh} ——环梁环向钢筋的抗拉强度设计值;

l_r ——环梁受拉环筋合力作用点到受压区合力点的力臂,
取 $\min\{0.87h_{r0}, h_r - 50\}$;

h_r ——环梁截面高度;

h_{r0} ——环梁截面有效高度;

λ ——剪环比, $\lambda = F_v/F_h$, 即环梁箍筋名义拉力与环梁受拉环筋名义拉力的比值,可取 $0.35 \sim 0.7$; 不考虑楼板的作用时可取较高值且不应小于 $\frac{2\sin\theta_2}{7\sin\theta_1}$; 考虑楼板的

作用时可取较低值,且不应小于 $\frac{2\beta_1 \sin\theta_2}{7\beta_2 \sin\theta_1}$;

r ——钢管半径;

R ——环梁半径(环梁边缘到钢管中心的径向距离);

b_k ——与环梁连接的框架梁宽度。

负弯矩作用下 β_1 取0.5, β_2 取0.65, β_3 取0.6;正弯矩作用下取 $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ 均取1.0;

2 考虑楼板时,环梁受拉环筋面积可按式计算:

$$A_{sh} \geq \frac{M_k}{1.4\alpha_{dp}f_{yh}l_r \left\{ \frac{5}{7\beta_2} \sin\theta_2 + \frac{\lambda}{\beta_1} \sin\theta_2 + \lambda \frac{R-r}{\beta_3 l_r} [\sin(\theta_2 + \alpha_0) - \sin\theta_2] \right\}} \quad (\text{A.0.1-5})$$

3 环梁箍筋单肢面积可按下列公式计算:

$$A_{sv} = 0.7 f_{yv} A_{sh} \lambda \gamma_{11} / (\alpha_v f_{yv}) \quad (\text{A.0.1-6})$$

$$\gamma_{11} = S / (r + b_r / 2) \quad (\text{A.0.1-7})$$

式中: A_{sv} ——环梁箍筋单肢箍面积;

f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值;

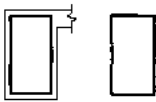
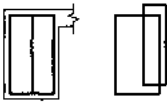
b_r ——环梁宽度;

α_v ——闭合箍筋计算系数,按表A.0.1取值;

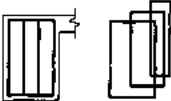
γ_{11} ——箍筋间夹角(弧度);

S ——环梁中线处箍筋间距。

表 A.0.1 闭合箍筋计算系数表

箍筋形式	图例	α_v
1		1.00
2		2.00

续表 A.0.1

箍筋形式	图例	α_v
3		3.00

A.0.2 当环梁环向钢筋的强度等级与框架梁相同,环向钢筋直径相同、水平间距相等,环梁受拉环筋面积及箍筋单肢面积可按下列简化公式计算:

1 不考虑楼板作用:

$$A_{sh} = 0.86A_{sk} \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$A_{sv} = 0.36f_{yh}A_{sk}g_H/(f_{yv}\alpha_v) \quad (\text{A.0.2-2})$$

2 考虑楼板作用:

$$A_{sh} = 0.7A_{sk} \quad (\text{A.0.2-3})$$

$$A_{sv} = 0.19f_{yh}A_{sk}g_H/(f_{yv}\alpha_v) \quad (\text{A.0.2-4})$$

式中: A_{sk} ——框架梁梁端受拉钢筋面积。

A.0.3 当采用钢筋混凝土无梁楼盖时,楼盖与圆钢管混凝土柱的环梁节点中,环梁环筋面积按下式计算:

$$A_{skl} = 1.15A_{sk} \quad (\text{A.0.3-1})$$

环梁箍筋单肢面积按下式计算:

$$A_{sv} = 0.14f_{yh}A_{sk}g_H/(f_{yv}\alpha_v) \quad (\text{A.0.3-2})$$

式中: A_{sk} ——钢管混凝土柱范围内受拉板筋的面积。

A.0.4 环梁节点与钢管混凝土柱联结面采用抗剪环抗剪时,抗剪环的受剪承载力可按下列公式计算:

$$V_u = \min\{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, V_{u4}\} \quad (\text{A.0.4-1})$$

$$V_{u1} = f_c \pi D (1.5d_m + 2.0d_b) \quad (\text{A.0.4-2})$$

$$V_{u2} = \sum l_w h_c \beta_t f_t^* \quad (\text{A.0.4-3})$$

$$V_{u3} = 2\pi(D + 2b)l f_t \quad (\text{A.0.4-4})$$

$$V_{u4} = 0.3f_t u_m h_0 + 0.8f_{yv} \sum A_{sv} \quad (\text{A.0.4-5})$$

式中: V_u ——抗剪环的受剪承载力;

V_{u1} ——由抗剪环支承面上的混凝土局部受压强度决定的受剪承载力;

V_{u2} ——由抗剪环与钢管壁之间的焊缝强度决定的受剪承载力;

V_{u3} ——由连接面混凝土直剪强度决定的受剪承载力;

V_{u4} ——当环梁设置中部、底部两道抗剪环时,中部抗剪环对环梁的冲切承载力;

D ——钢管的外径;

d_m ——中部抗剪环的直径或宽度;

d_b ——底部抗剪环的直径或宽度;

b ——抗剪环的厚度;

$\sum l_w$ ——环形焊缝的总长度;

h_e ——角焊缝的有效高度;

β_t ——正面角焊缝的强度设计值增大系数:对承受静力荷载和间接承受动力荷载的结构, $\beta_t = 1.22$;对直接承受动力荷载的结构, $\beta_t = 1.0$;

f_t^w ——角焊缝的抗剪强度设计值;

l ——最底部抗剪环到环梁顶部距离,即直剪面的高度;

f_t ——楼盖混凝土抗拉强度设计值;

u_m ——距钢管柱 $b_{w0}/2$ 处的冲切面周长;

b_{w0} ——环梁截面有效宽度,即环梁宽度减去外侧混凝土保护层厚度;

$\sum A_{sv}$ ——与呈 45° 冲切破坏锥斜面积相交的全部箍筋竖肢面积;

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值。

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”,反面词采用“不宜”;

4) 表示有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为:“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 《建筑设计防火规范》GB 50016
- 《钢结构设计规范》GB 50017
- 《建筑结构术语和符号标准》GB/T 50083
- 《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153
- 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204
- 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
- 《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223
- 《钢管混凝土施工质量验收规范》GB 50628
- 《碳素结构钢》GB/T 700
- 《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
- 《埋弧焊的推荐坡口》GB 985.2
- 《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
- 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
- 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632
- 《耐候结构钢》GB/T 4171
- 《碳钢焊条》GB/T 5117

《低合金钢焊条》GB/T 5118
《六角头螺栓 C级》GB/T 5780
《六角头螺栓》GB/T 5782
《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110
《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433
《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99
《建筑钢结构防火技术规范》CECS 200

中国工程建设协会标准

钢管混凝土结构技术规程

CECS 28 : 2012

条文说明

修 订 说 明

《钢管混凝土结构技术规程》CECS 28 : 2012 经中国工程建设标准化协会 2012 年 6 月 26 日以第 109 号公告批准、发布。

本规程是在《钢管混凝土结构设计与施工规程》CECS 28 : 90 的基础上修订而成的,上一版的主编单位是哈尔滨建筑工程学院和中国建筑科学研究院,参编单位是清华大学土木系、北京工业大学土木系、中国船舶工业总公司第九设计研究院、中国建筑第三工程局科研所、核工业第二研究设计院、北京市城市建设设计院、首都钢铁公司设计院,主要起草人员是钟善桐、蔡绍怀、沈聚敏、陆赐麟、高伯扬、沈希明、彭少武、顾维平、苗若愚、张小丽、李传铭、李太惠、李桥。

本规程修订过程中,修订组进行了广泛的调查研究,总结了我国钢管混凝土在工程应用中的实践经验,同时参考了国外的先进技术法规、技术标准。许多单位和学者进行了卓有成效的试验和研究,为本次修订提供了极有价值的参考资料。

为方便广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本规程时能正确理解和执行条文规定,《钢管混凝土结构技术规程》修订组按章、节、条顺序编制了本规程的条文说明,对条文规定的目的、依据以及执行中需要注意的有关事项进行了说明。但是,条文说明不具备与标准正文同等的效力,仅供使用者作为理解和把握规程规定的参考。

目 次

3	材 料	(77)
3.1	钢管	(77)
3.2	混凝土	(77)
3.3	连接材料	(77)
4	基本设计规定	(78)
4.1	一般规定	(78)
4.2	结构体系	(79)
4.3	结构分析原则	(80)
4.4	构件承载力设计	(80)
5	承载力计算	(81)
5.1	钢管混凝土柱轴向受压承载力计算	(81)
5.2	单肢柱轴向受拉承载力计算	(89)
5.3	单肢柱横向受剪承载力计算	(89)
5.4	局部受压计算	(90)
5.5	钢管混凝土格构柱承载力计算	(91)
6	连接设计	(95)
6.1	一般规定	(95)
6.2	钢筋混凝土梁(板)与钢管混凝土柱的管外剪力传递	(95)
6.3	钢筋混凝土梁(板)与钢管混凝土柱的管外弯矩传递	(96)
6.4	钢梁与钢管混凝土柱连接	(97)
6.5	钢管与管内混凝土界面的剪力传递	(98)
6.6	钢管柱的对接	(98)
6.7	钢管混凝土柱的柱脚	(98)
7	防 火	(100)

8 施工与质量要求	(105)
8.1 一般规定	(105)
8.2 钢管制作与安装	(105)
8.3 管内混凝土施工	(105)
附录 A 钢筋混凝土梁-圆钢管混凝土柱的环梁节点 配筋计算方法	(106)

3 材 料

3.1 钢 管

3.1.1 为了防止钢管混凝土柱在低温条件下可能发生脆性破坏,提出了根据钢材冲击韧性的要求选择钢材等级。

3.1.2 对于露天采用的钢管混凝土构件,可采用耐候钢和高性能耐火耐候建筑用钢。对于室内采用的钢管混凝土构件,可采用高性能耐火耐候建筑用钢。

3.1.3 钢管混凝土构件采用的焊接管必须保证焊缝强度大于或等于钢管的强度,以免发生焊缝破坏。无缝钢管均为厚壁管且价格高,不经济。

3.2 混 凝 土

3.2.1 考虑到混凝土与钢材的合理匹配,保证质量,提出了混凝土强度等级不低于 C30 的要求。

3.3 连 接 材 料

3.3.1、3.3.2 这两条是根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017的有关规定确定的。

3.3.3 本条是根据现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205的有关规定确定的。

3.3.4 本条是根据现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 和《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的有关规定确定的。

4 基本设计规定

4.1 一般规定

4.1.3 采用钢管混凝土柱的房屋建筑的楼屋盖,可以为钢筋混凝土楼屋盖或钢-混凝土板组合楼屋盖;可以整幢建筑采用钢-混凝土组合楼盖,也可以局部(如梁跨度大的部位)采用钢-混凝土组合楼盖。现浇混凝土楼屋盖的整体性好,对抗震有利。抗震设计采用钢筋混凝土楼屋盖的钢管混凝土结构,应尽可能采用现浇混凝土楼屋盖。

4.1.4 本条对抗震设计的采用钢筋混凝土楼屋盖的房屋建筑钢管混凝土结构,规定了框架梁和钢管混凝土柱的内力设计值的调整或增大要求,以满足“强柱弱梁”、“强剪弱弯”的抗震设计要求。

4.1.5 本条规定了抗震设计的钢管混凝土结构的剪力墙墙肢和连梁的内力设计值的调整或增大要求。

4.1.6 本条规定了钢梁-钢管混凝土柱框架强柱弱梁的抗震设计要求。柱端弯矩设计值之和应大于增大了的梁端全塑性受弯承载力之和,柱端弯矩增大系数 η_c 的取值参考现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 钢框架的强柱系数确定,特一级时略大于一级时的增大系数。

4.1.8 本条规定了钢管混凝土构件的基本构造要求。钢管混凝土柱的直径过大时,应采取措施,消除管内混凝土由于收缩等可能产生的对约束的不利影响,采用配置同心双层或多层钢管的方法,比较简单易行。钢管混凝土柱的套箍指标过小,则钢管对混凝土的约束作用不大;若套箍指标过大,则钢管壁可能较厚,不经济。

4.2 结构体系

4.2.1 本条规定了钢管混凝土柱适用的房屋建筑结构体系。在一幢建筑内,可以从下到上全部采用钢管混凝土柱,也可以底部采用钢管混凝土柱、上部采用钢筋混凝土柱或钢柱。部分框支剪力墙结构的钢管混凝土框支柱与转换构件的连接应形成固定端,以承受弯矩作用。

4.2.2 本条规定了乙类和丙类高层建筑钢管混凝土结构的最大适用高度。其中,框架结构除 8 度(0.3g)和 9 度外,比《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 钢筋混凝土框架结构的最大适用高度增大 10m;部分框支剪力墙、框架-中心支撑和框架-偏心支撑结构与《建筑抗震设计规范》GB 50011—2010 相应结构类型的最大适用高度相同;框架-剪力墙、框架-核心筒和筒中筒结构系参照现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 规定的 B 级高度钢筋混凝土高层建筑和钢-混凝土混合结构高层建筑的最大适用高度确定。

4.2.3 由于钢管混凝土柱的抗震性能优于钢筋混凝土柱,因此,当按抗震设计的框支剪力墙结构的框支柱采用钢管混凝土柱时,地面以上框支层的层数,8 度时比现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定多 2 层、7 度时多 4 层。

4.2.4 钢管混凝土高层建筑结构的抗震等级划分,参照了国家现行标准《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 的规定确定。

4.2.5 按表 4.2.4 确定抗震等级时的“烈度”,不一定与该建筑的设防烈度相同。根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定,该“烈度”不仅与设防烈度有关,还与建筑类别、场地类别有关,在确定抗震构造措施的抗震等级和确定抗震计算措施的抗震等级时也有不同规定。本条做了细化。

4.2.6 本条与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规

定相同。

4.3 结构分析原则

4.3.1 本条规定了钢管混凝土结构弹性内力和位移的计算、荷载效应组合应遵循的标准。

4.3.2 钢管混凝土柱的截面弹性刚度为钢管和钢管内混凝土弹性刚度之和。

4.3.3 钢管混凝土结构弹性计算时,应考虑现浇混凝土楼屋盖和装配整体式楼屋盖的楼板对梁刚度的增大作用。

4.3.4 本条规定了抗震设计的框架-剪力墙结构和框架-核心筒结构框架部分承担的最小地震层剪力。按整体计算分析达不到规定的最小层剪力时,应按比例将构件截面的弯矩、剪力放大,柱的轴力不放大。

4.3.6 采用混凝土楼屋盖的钢管混凝土结构接近钢筋混凝土结构,其阻尼比与钢筋混凝土结构相同;框架-支撑结构视为钢结构,其阻尼比与房屋建筑钢结构相同;框架-支撑结构以外的其他采用钢-混凝土板楼屋盖的结构,视为混合结构,其小震时的阻尼比低于钢筋混凝土结构。

4.3.8 采用钢梁-混凝土板楼盖的钢管混凝土框架结构和框架-支撑结构,其弹性位移角限值比钢结构严一些、比钢筋混凝土结构松一些。

4.4 构件承载力设计

4.4.2 除螺栓、焊缝的承载力抗震调整系数另有规定外,其余与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定相同。

5 承载力计算

5.1 钢管混凝土柱轴向受压承载力计算

本规程对钢管混凝土柱承载力的计算采用基于实验的极限平衡理论,其主要特点是:

①不以柱的某一临界截面作为考察对象,而以整长的钢管混凝土柱即所谓单元柱,作为考察对象,视之为结构体系的基本元件。

②应用极限平衡理论中的广义应力和广义应变概念,在试验观察的基础上,直接探讨单元柱在轴力 N 和柱端弯矩 M 这两个广义应力共同作用下的广义屈服条件。

这样做的好处是:勿需确知组成材料(钢管和核心混凝土)的本构关系;可避免探求钢管混凝土临界截面在非均匀应变下的应力分布图和对之进行积分等繁难程序;可绕过探求附加挠度和二阶力矩对临界截面极限强度的影响(即所谓 $P-\Delta$ 效应)这一从理论上和实验上都难于尽善处理的问题;同时可以较方便地统一描述钢管混凝土柱的三种破坏形态,即材料强度破坏、失稳破坏(包括弹性失稳和非弹性失稳)和变形过大(例如挠度超过杆件跨长的 $1/50$)而不适于继续承载,从而可直接在实验观察的基础上,建立起简明实用的承载力计算公式和设计方法。影响钢管混凝土柱极限承载能力的主要因素,如:钢管对核心混凝土的套箍强化、柱的长细比、荷载偏心率、柱端约束条件(转动和侧移)和沿柱身的弯矩分布梯度等,在计算中都可做出恰当的考虑。轴压柱和偏压柱、短柱和长柱都统一表达在整套计算公式中,手算即可完成,无需图表辅助,十分便捷。

5.1.2 本规程将长径比 $L/D \leq 4$ 的钢管混凝土柱定义为短柱,可

忽略其受压极限状态的压曲效应(即 $P-\Delta$ 效应)影响,其轴心受压的破坏荷载(最大荷载)记为 N_0 ,是钢管混凝土柱承载力计算的基础。

短柱轴心受压极限承载力 N_0 的计算公式(5.1.2-2)和(5.1.2-3)系在总结国内外约 480 个试验资料的基础上,用极限平衡法导得的。公式(5.1.2-2)中 α 的取值,主要与混凝土强度等级有关。经大量试验资料归纳分析,并考虑到计算的简便, α 的取值较原规程有所调整,对普通混凝土($\leq C50$)取 2.0;对高强混凝土($\leq C50 \sim C80$)取 1.8(图 1、图 2)。试验结果和理论分析表明,该公式对于钢管与核心混凝土同时受载,仅核心混凝土直接受载,钢管在弹性极限内预先受载,然后再与核心混凝土共同受载等加载方式均适用。

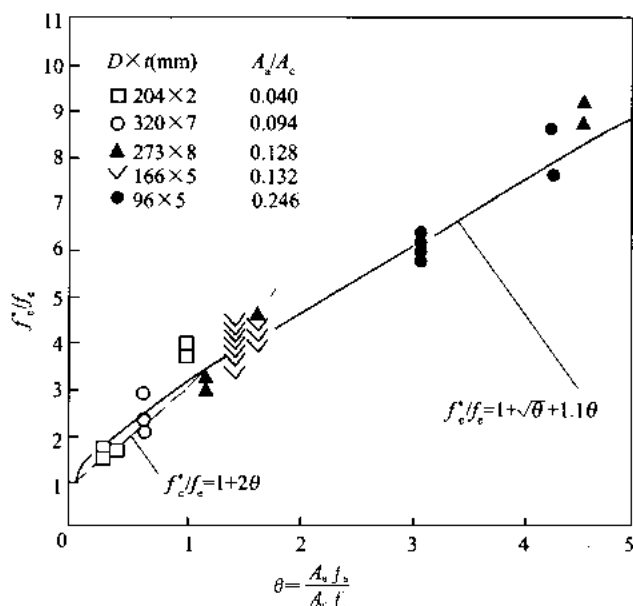


图 1 钢管混凝土短柱极限强度实测值与理论值的比较

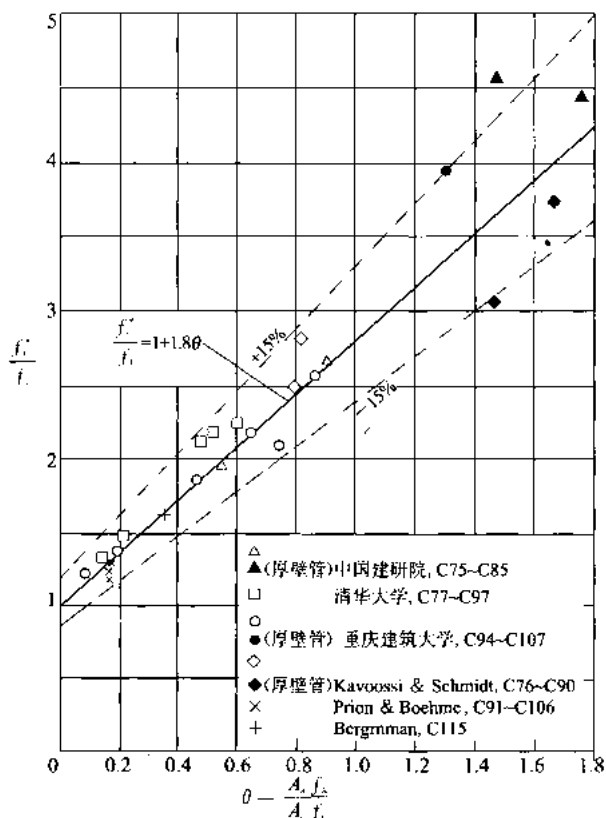


图2 钢管高强混凝土轴压短柱极限强度实测值与理论值的比较

公式(5.1.2-2)和(5.1.2-3)右端的系数0.9,是参照国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010,为提高包括螺旋箍筋柱在内的各种钢筋混凝土受压构件的安全度而引入的附加系数。

公式(5.1.2-1)的双系数乘积规律是根据中国建筑科学研究院的系列试验结果确定的。经用国内外大量试验结果(约360个)复核,证明该公式与试验结果符合良好。在压弯柱的承载力计算中,采用该公式后,可避免求解 $M-N$ 相关方程,从而使计算大为简化,用双系数表达的承载力变化规律也更为直观。

值得强调指出,套箍效应使钢管混凝土柱的承载力较普通钢筋混凝土柱有大幅度提高(可达 30%~50%),相应地,在使用荷载下的材料使用应力也有同样幅度的提高。经试验观察和理论分析证明,在规程规定的套箍指标 $\theta \leq 3$ 和规程所设置的安全度水平内,钢管混凝土柱在使用荷载下仍然处于弹性工作阶段,符合极限状态设计原则的基本要求,不会影响其使用质量。

图 3 为相同长度的标准单元柱与非标准单元柱的 $M-N$ 相关曲线的比较。可以看出,当偏心率小于某一数值以后(图中 E 点所对应者),非标准单元柱的极限承载能力 N_0 会高于标准单元柱在轴心受压时的极限承载能力;当偏心率更小以致趋近于零时,非标准单元柱的极限承载能力必然又趋近于标准单元柱轴心受压时的极限承载能力,其 $M-N$ 相关曲线是一条有峰值点 D 的 ADE 曲线。由于 ADE 所代表的承载能力的提高,是以有弯矩 M 的同时存在为前提的,是不稳定的,一旦弯矩消失或减弱,就会引起承载能力的突然下降。为避免这种危险,特规定了在任何情况下都必须遵守式(5.1.2-5) $\varphi_1 \varphi_e \leq \varphi_0$ 的限制条件。

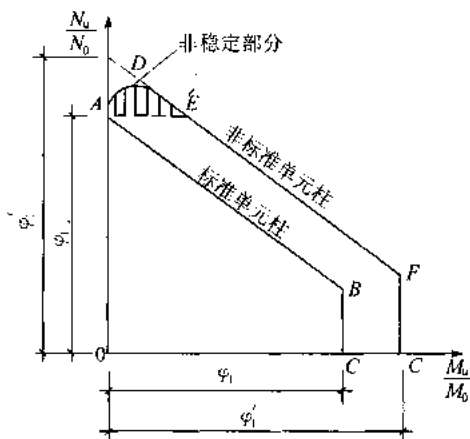


图 3 相同长度的标准单元柱与非标准单元柱的 $M-N$ 相关曲线

5.1.3 由极限平衡理论可知,钢管混凝土标准单元柱在轴力 N

和端弯矩 M 共同作用下的广义屈服条件,在 $M-N$ 直角坐标系中是一条外凸曲线,并可足够精确地简化为两条直线 AB 和 BC (图4)。根据大量试验资料,可建立该二条直线的方程式为:

$$\frac{N}{\varphi_1 N_0} + 0.74 \frac{M}{\varphi_1 M_0} = 1 \quad (1)$$

$$\frac{M_0}{\varphi_1 M_0} = 1 \quad (2)$$

以 $M = Ne_0$ 和由试验确定的 $M_0 = 0.4N_0 r_c$ 代入式(1)和式(2),并定义 $\varphi_e = \frac{N}{\varphi_1 N_0}$, 经简单变换后,即得:

$$\varphi_e = \frac{N}{\varphi_1 N_0} = \frac{1}{1 + 1.85 \frac{e_0}{r_c}} \quad (3)$$

$$\varphi_e = \frac{N_0}{\varphi_1 N_0} = \frac{0.4}{\left(\frac{e_0}{r_c}\right)} \quad (4)$$

此即规程公式(5.1.3-1)和(5.1.3-3)。如令(3)、式(4)二式的 φ_e 相等,即得界限偏心率 $\frac{e_0}{r_c} = 1.55$ 。

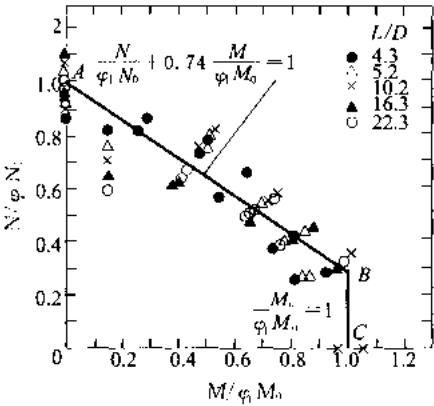


图4 $M-N$ 相关曲线

规程公式(5.1.3-1)与试验实测值的比较见图 5~图 7。

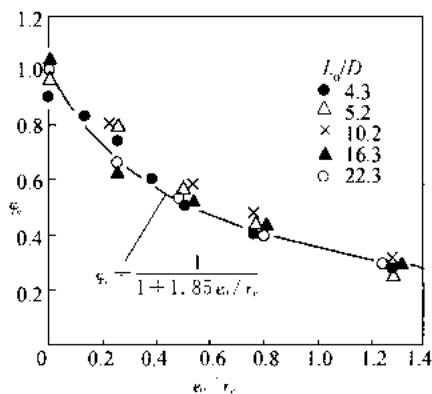


图 5 折减系数 φ_c 与偏心率的相关曲线

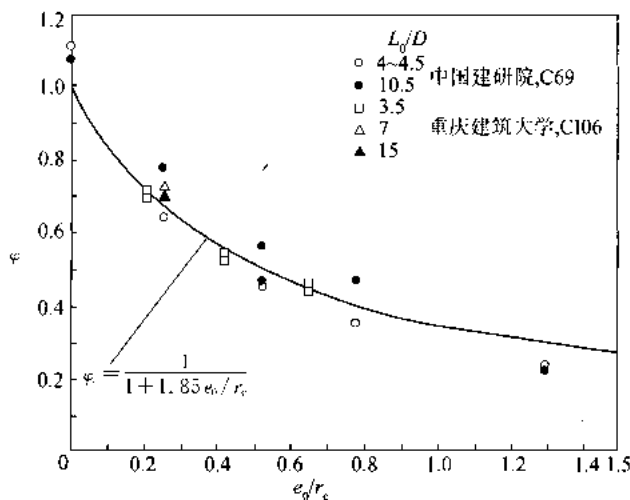


图 6 钢管高强混凝土柱折减系数 φ_c 实测值
与计算值的比较(一)

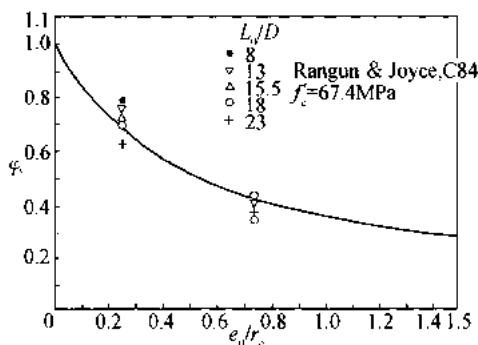


图7 钢管高强混凝土柱折减系数 φ_c 实测值
与计算值的比较(二)

5.1.4 式(5.1.4-1)是总结国内外大量试验结果(约340个)得出的经验公式。对于普通混凝土,在 $L_0/D \leq 50$ 的范围内,对于高强混凝土,在 $L_0/D \leq 20$ 的范围内,该公式的计算值与试验实测值均符合良好(图8~图9)。从现有的试验数据看,钢管径厚比 D/t , 钢材品种以及混凝土强度等级或套箍指标等的变化,对 φ_1 值的影响无明显规律,其变化幅度都在试验结果的离散程度以内,故公式中对这些因素都不予考虑。为合理地发挥钢管混凝土抗压承载能力的优势,本规程对柱的长径比作了 $L/D \leq 20$ 的限制。

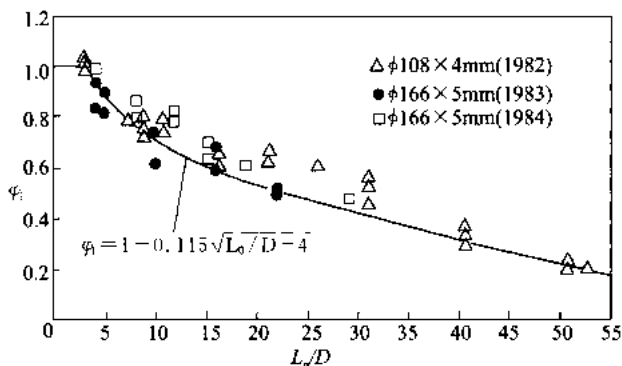


图8 长细比对轴心受压柱承载能力的影响

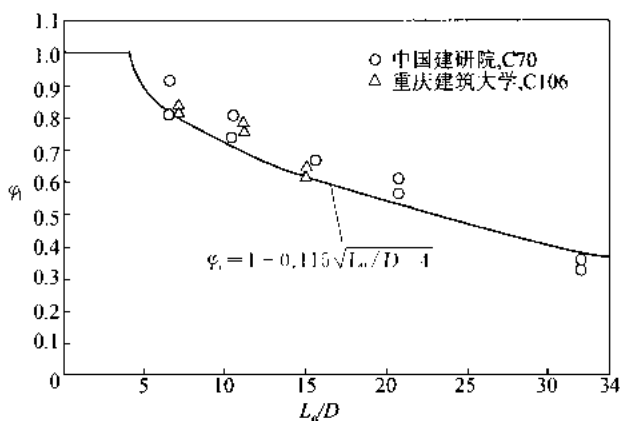


图9 考虑长细比影响的折减系数试验值
与计算曲线比较(高强混凝土)

5.1.5、5.1.6 条文的等效计算长度考虑了柱端约束条件(转动和侧移)和沿柱身弯矩分布梯度等因素对柱承载力的影响。

柱端约束条件的影响,借引入“计算长度”的办法予以考虑,与现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 所采用的办法完全相同。

为考虑沿柱身弯矩分布梯度的影响,在实用上可采用等效标准单元柱的办法予以考虑,即将各种一次弯矩分布图不为矩形的两端铰支柱以及悬臂柱等非标准柱转换为具有相同承载力的一次弯矩分布图呈矩形的等效标准柱。我国现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 和国外的一些结构设计规范,例如美国 ACI 混凝土结构规范,采用的是等效弯矩法,即将非标准柱的较大端弯矩予以缩减,取等效弯矩系数 $C \leq 1$,相应的柱长保持不变(图 10a);本规程采用的则是等效长度法,即将非标准柱的长度予以缩减,取等效长度系数 $k \leq 1$,相应的柱端较大弯矩 M_2 保持不变(图 10b)。两种处理办法的效果应该是相同的。本规程采用等效长度法,在概念上更为直观,对于在实验中观察到的双曲压弯下的零挠度点漂移现象,更易于解释。

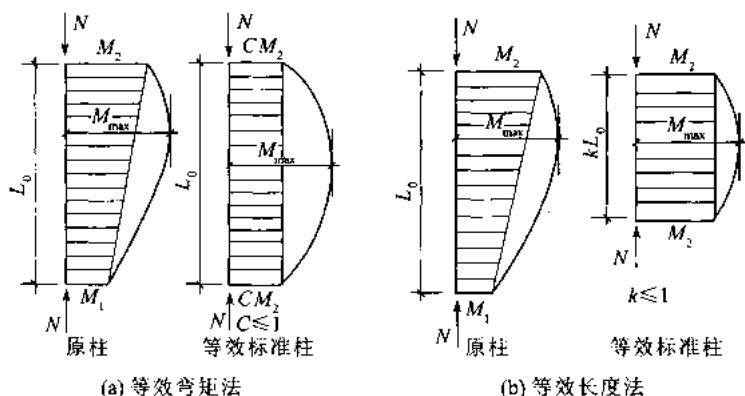


图 10 非标准单元柱的两种等效转换法

第 5.1.6 条所列的等效长度系数公式,是根据中国建筑科学研究院专门的试验结果建立的经验公式。

5.1.7 本条采用的拱肋等效计算长度的计算方法,是中外相关标准所通用的,这里忽略了沿拱身弯矩分布图对拱肋整体刚度的影响,是偏于安全的。

5.2 单肢柱轴向受拉承载力计算

5.2.1、5.2.2 虽然钢管混凝土柱的优势在抗压,只宜作受压构件,但在个别特殊工况下,钢管混凝土柱也可能处于受拉状态。为验算这种工况下的安全性,本规程增加了钢管混凝土柱轴向受拉承载能力的计算方法。基本假设:钢管承担全部拉力,不考虑核心混凝土的作用。这对于小偏心受拉,即偏心距不超过截面核心点($e_0 \leq 0.25r_c$)是合适的,对于大偏心受拉,因忽略核心混凝土的抗压作用,偏于保守。

5.3 单肢柱横向受剪承载力计算

5.3.1、5.3.2 钢管混凝土中的钢管,是一种特殊形式的配筋,系三维连续的配筋场,既是纵筋,又是横向箍筋,无论构件受到压、

拉、弯、剪、扭等何种作用,钢管均可随着应变场的变化而自行调节变换其配筋功能。一般情况下,钢管混凝土柱主要受压弯作用,在按压弯构件确定了柱的钢管规格和套箍指标后,其抗剪配筋场亦相应确定,勿需像普通钢筋混凝土构件那样另做抗剪配筋设计。以往的试验观察表明,钢管混凝土柱在剪跨柱径比 $a/D > 2$ 时,都是弯曲型破坏。在一般建筑工程中的钢管混凝土框架柱,其高度与柱径之比(即剪跨柱径比)大都在 3 以上,横向抗剪问题不突出,因而在原规程中对横剪承载力计算未作任何规定。工程实践表明,在某些情况下,例如钢管混凝土柱之间设有斜撑的节点处,大跨重载梁的梁柱节点区等,仍可能出现影响设计的钢管混凝土小剪跨抗剪问题。为解决这一问题,中国建筑科学研究院进行了专门的抗剪试验研究,本条的计算公式(5.3.2-1)和(5.3.2-2)即系根据这批试验结果提出的。

5.4 局部受压计算

5.4.1~5.4.3 众所周知,对混凝土配置螺旋箍筋或横向方格钢筋网片,形成所谓套箍混凝土,可显著提高混凝土的局部承压强度。钢管混凝土是一种特殊形式的套箍混凝土,其钢管具有类似螺旋箍筋的功能,显然也应具有较高的局部承压强度。钢管混凝土的局部承压可分为中央部位的局部承压和组合界面附近的局部承压两类。中国建筑科学研究院的试验研究表明,在上述两类局部承压下的钢管混凝土强度提高系数亦服从与面积比的平方根成线性关系的规律。

第 5.4.3 条的公式可用于抗剪连接件的承载力计算,其中所指的柔性抗剪连接件包括节点构造中采用的内加强环、环形隔板和钢筋环等。至于内衬管段和穿心牛腿(承重销)则应视为刚性抗剪连接件。

当局部受压强度不足时,可将局部受压区段(等于钢管直径的 1.5 倍)管壁加厚,予以补强,这比局部配置螺旋箍筋更简便些。

5.5 钢管混凝土格构柱承载力计算

5.5.3 有关缀件剪力的规定,是按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 套用的。由于钢管混凝土为组合材料,故将现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中的应力表达改为广义应力,即改为极限承载力表达。

5.5.5 格构柱的整体承载能力随长细比和偏心率的增大而下降的规律,如单肢柱那样,采用双系数乘积公式表达。

5.5.6 本规程的格构柱压弯强度计算,反映了钢管混凝土柱肢的抗压强度与抗拉强度不相等这一重要特点。

根据格构柱在弯矩作用下的应变状态,可将柱肢区分为拉区柱肢和压区柱肢,其轴心受压短柱承载力分别记为 N_0^l 和 N_0^c 。图 5.5.6 格构柱的整体轴压承载力记为 N_0^* ,

$$N_0^* = N_0^l + N_0^c \quad (5)$$

$$\text{令} \quad \gamma = N_0^l / N_0^c \quad (6)$$

称之为格构柱截面不对称系数(对称截面 $\gamma=1$)。

压强重心轴至拉区柱肢重心的距离为:

$$a_l = \frac{N_0^c}{N_0^*} h = \frac{N_0^c}{N_0^l + N_0^c} h \quad (7)$$

压强重心轴至压区柱肢重心的距离为:

$$a_c = \frac{N_0^l}{N_0^*} h = \frac{N_0^l}{N_0^l + N_0^c} h \quad (8)$$

设拉区柱肢的轴拉承载力(不考虑混凝土的抗拉强度)为:

$$N_s^l = A_s f_s \quad (9)$$

则当轴拉力作用于格构柱的压强重心,且各柱肢达到极限拉力 N_s^l 时的整体轴拉承载力将为 N_s^* ,并令:

$$\eta = \frac{N_0^*}{N_s^*} = \frac{N_0^l}{N_s^l} \quad (10)$$

称之为柱肢的压拉强度比。

由于钢管混凝土的轴压承载力和轴拉承载力不相等,格构柱在轴压力 N 和弯矩 M 联合作用下的破坏形态将有以压区柱肢抗压承载力控制的压坏型和以拉区柱肢钢管抗拉承载力控制的拉坏型两种。显然,以压区柱肢抗压承载力控制的格构柱的极限弯矩为:

$$M_0^* = N_0^* a_1 \quad (11)$$

以拉区柱肢抗拉承载力控制的格构柱的极限弯矩为:

$$M_s^* = N_s^* a_c \quad (12)$$

在 $M-N$ 坐标系中,格构柱压坏型的屈服条件为如图 11 所示通过 $A(0,1)$ 和 $D(1,0)$ 两点的 I-I 直线:

$$\frac{N}{N_0^*} + \frac{M}{M_0^*} = 1 \quad (13)$$

格构柱拉坏型的屈服条件为图中通过 $E(0,1/\eta)$ 和 $C(1/\gamma\eta, 0)$ 两点的 II-II 直线:

$$-\frac{N}{N_s^*} + \frac{M}{M_s^*} = 1 \quad (14)$$

从而格构柱的 $M-N$ 相关曲线即如图中的 ABC 折线, B 点为拉区和压区同时发生破坏的平衡破坏点。

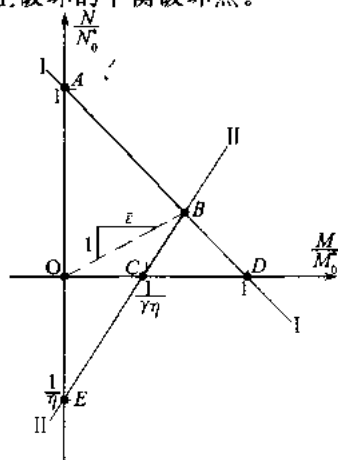


图 11 钢管混凝土格构柱的 $M-N$ 相关曲线

考虑到 $M = Ne_0$ ，并将式(13)代入(14)，得：

$$\frac{N}{N_0^*} + \frac{Ne_0}{N_0^* a_t} = 1$$

或
$$\frac{N}{N_0^*} \left(1 + \frac{e_0}{a_t}\right) = 1 \quad (15)$$

根据定义， $\varphi_e^* = N/N_0^*$ ，于是由式(15)得压坏型的折减系数为：

$$\varphi_e^* = \frac{1}{1 + \frac{e_0}{a_t}} \quad (16)$$

此即规程公式(5.5.6-1)。

同样，将 $M = Ne_0$ 和式(12)代入式(14)，得：

$$-\frac{N}{N_s^*} + \frac{Ne_0}{N_s^* a_c} = 1 \quad (17)$$

又由式(10)得 $N_s^* = N_0^* / \eta$ ，将其代入上式，得：

$$-\frac{\eta N}{N_0^*} + \frac{\eta Ne_0}{N_0^* a_c} = 1$$

或
$$\frac{N}{N_0^*} \cdot \eta \left(\frac{e_0}{a_c} - 1\right) = 1 \quad (18)$$

同样，根据定义， $\varphi_e^* = N/N_0^*$ ，由式(18)得拉坏型的折减系数为：

$$\varphi_e^* = \frac{1}{\eta \left(\frac{e_0}{a_c} - 1\right)} \quad (19)$$

令式(16)和式(19)的 φ_e^* 相等，即得到对应于平衡破坏点的界限偏心率为：

$$\bar{e} = \frac{\bar{e}_0}{a_c} = \frac{\gamma(\eta+1)}{\gamma\eta-1} \quad (20)$$

考虑到 $N_0^i = A_c f_c (1 + \alpha\theta_t)$ ， $N_s^i = A_s f_s$ ，可得：

$$\eta = \frac{N_0^i}{N_s^i} = \frac{1 + \alpha\theta_t}{\theta_t} \quad (21)$$

$$\text{其中 } \theta_1 = \frac{A_s f_s}{A_c f_c}$$

由此可见,界限偏心率 $\frac{\bar{e}_0}{a_c}$ 和拉坏型折减系数公式(19)均是拉肢套箍指标 θ_1 的函数。为简化计算,经分析比较后,直接以 $\gamma=1$ 和 $\theta=1$ 和 $\alpha=2$ 作为一般情况的代表,从而得 $\eta=3$ 和界限偏心率 $\frac{\bar{e}_0}{a_c}=2$ 。将 $\eta=3$ 代入式(19)即得规程公式(5.5.6-2)。

5.5.7 本条按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的原则,认为格构柱承载能力随长细比增大而降低的规律与实腹柱的规律相同,亦即与单肢钢管混凝土柱的规律相同。

近似的取钢管混凝土圆形截面积的回转半径为 $r=D/4$,于是长细比 λ 可表达为:

$$\lambda = L_0/r = 4L_0/D \quad (22)$$

$$\text{由此可得:} \quad L_0/D = \lambda/4 \quad (23)$$

将其代入式(5.1.4-1),即得:

$$\varphi_1 = 1 - 0.115 \sqrt{\frac{\lambda}{4} - 4} = 1 - 0.058 \sqrt{\lambda - 16} \quad (24)$$

将上式中的长细 λ 以格构柱的换算长细比 λ^* 置换,即得本规程公式(5.5.7-2)。规程中有关换算长细比 λ^* 的公式,均全部引自现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017。

5.5.8~5.5.10 格构柱等效计算长度的计算公式完全仿照单肢柱的公式导得。对于有侧移框架柱和悬臂柱,以 $e_0/a_c=1$,亦即以界限偏心率($e_0/a_c=2$)的 0.5 倍作为选用 k 值公式的分界线,这是参照单肢柱的分界线 $e_0/r_c=0.8$ 大致相当于界限偏心率($e_0/r_c=1.55$)的 0.5 倍这样一个规律定出的。

6 连接设计

6.1 一般规定

6.1.1 本条规定了对梁(板)与钢管混凝土柱连接的一般要求。

6.1.2、6.1.3 这两条规定了采用钢筋混凝土楼屋盖时,梁与钢管混凝土柱连接的受剪承载力和受弯承载力应分别不小于被连接构件端截面的组合的剪力设计值和弯矩设计值。连接的承载力抗震调整系数取 1.0。

6.1.4 钢梁与钢管混凝土柱的刚接连接,应按弹性进行设计;抗震时,还应进行连接的极限承载力验算,以实现“强连接、弱构件”的设计概念。研究表明,钢梁与钢柱刚性连接时,除梁翼缘与柱的连接承担弯矩外,腹板连接的上、下受弯区也可承担弯矩,腹板中部的连接承担剪力。这样计算合理一些,但给设计增加麻烦,因此,本规程没有考虑腹板连接承担弯矩的作用。

6.1.6 梁、板的纵向受力钢筋若直接焊接在钢管壁上,将使钢管壁产生额外的复杂应力和变形,影响钢管对混凝土的约束作用。

6.2 钢筋混凝土梁(板)与钢管混凝土柱的管外剪力传递

6.2.3 环形牛腿(及台锥式环形深牛腿)的受剪承载力由 5 个环节中的最薄弱环节决定。公式(6.2.3-2)~(6.2.3-6)分别用来计算这 5 个环节。为了简化,公式未考虑管外剪力的不均匀分布(不利因素),因此,计算时应取与环形牛腿相连接的各梁中最大的梁端剪力乘以梁端的数量,作为该牛腿的管外剪力 V 的设计值。此外,公式未考虑某些有利因素,以留作安全储备,如:取混凝土局部承压强度提高系数 $\beta=1.0$;不计混凝土与钢管壁接触面的粘结强度;不计上下加强环板对肋板受剪承载力的贡献;不计上下加强

环板与钢管壁之间的焊缝沿钢管轴向的抗剪强度。

公式(6.2.3-6)用于计算由上下加强环决定的受剪承载力。推导如下:由钢管外剪力 V 在钢管柱单位周长上产生的扭矩为:

$$m = \frac{V \cdot \frac{b}{2}}{\pi D} \quad (25)$$

由此得作用于环形牛腿的环向弯矩为:

$$M = m \cdot \frac{D}{2} = \frac{Vb}{4\pi} \quad (26)$$

由上下环板提供的环向抵抗矩为:

$$\bar{M} = b\alpha f_s (h_w + t) \quad (27)$$

令 $M = \bar{M}$ 和 $V = V_{us}$, 即得:

$$V_{us} = 4\pi t (h_w + t) f_s \quad (28)$$

式中: f_s ——钢材的抗拉(压)强度设计值;

b ——环板的宽度;

t ——环板的厚度;

h_w ——肋板的高度。

当上下环板的宽度不等时,须校核并满足:

$$b_1 t_1 \geq b\alpha \quad (29)$$

式中: b_1, t_1 ——分别为较窄环板的宽度和厚度。

6.2.4 每个连接节点最少设两道抗剪环,且下面的一道抗剪环宜靠近梁底。

6.2.5 抗剪环受剪承载力的计算作了一些简化:不考虑楼层混凝土与钢管壁之间的粘结强度(作为安全储备);不考虑管外剪力的不均匀分布的不利影响。

6.2.6、6.2.7 本条规定了传递剪力的承重销的构造要求和承重销受剪承载力的计算方法。

6.3 钢筋混凝土梁(板)与钢管混凝土柱的管外弯矩传递

6.3.2 井式双梁与钢管之间浇筑混凝土,是为了确保节点上各梁

端的不平衡弯矩能传递给柱。

6.3.3 本条规定了钢筋混凝土环梁的构造要求,目的是使框架梁端弯矩能平稳地传递给钢管混凝土柱,并使环梁不先于框架梁端出现塑性铰。环梁的配筋计算,可参考有关文献。

6.3.4 “穿筋单梁”节点增设内衬管或外套管,是为了弥补钢管开孔所造成的管壁削弱。穿筋后,孔与筋的间隙可以补焊。条件许可时,框架梁端可水平加腋,并令梁的部分纵筋从柱侧绕过,以减少穿筋的数量。

6.3.5 当钢管直径较小而钢筋混凝土梁较宽时,可采用变宽度梁的方式连接。本方式可以和穿筋单梁方式结合使用,梁外侧的钢筋绕过钢管混凝土柱,内侧的钢筋穿过钢管混凝土柱。

6.4 钢梁与钢管混凝土柱连接

6.4.1 钢管混凝土柱与钢梁用外加强环的连接是常用的刚接节点。在正对钢梁上、下翼缘的位置,在管柱上用坡口对接熔透焊缝焊接带短梁(也称牛腿)的加强环。牛腿的尺寸和所连接的钢梁相同。梁翼缘的连接可用高强度螺栓,也可用对接焊缝,对接焊缝必须与母材等强;腹板的连接常采用高强度螺栓。

6.4.2 采用内加强环连接时,梁与柱之间最好通过悬臂梁段连接。悬臂梁段在工厂与钢管采用全焊连接,即梁翼缘与钢管壁为全熔透坡口焊缝连接,梁腹板与钢管壁为角焊缝连接;悬臂梁段在现场与梁拼接,可以采用栓焊连接,也可以采用全螺栓连接。采用不等截面悬臂梁段即翼缘端部加宽或腹板加腋或同时翼缘端部加宽和腹板加腋,或采用梁端加盖板或骨形连接,均可有效转移塑性铰,避免悬臂梁段与钢管的连接破坏。

6.4.3 当钢管柱直径较大且钢梁翼缘较窄时直接将钢梁穿过钢管混凝土柱,即钢梁贯通式节点,梁端弯矩及剪力传递直接,且梁端剪力可直接传递到钢管内混凝土上。在钢管内,也可将梁翼缘适当加厚变窄,利于混凝土浇筑。

6.5 钢管与管内混凝土界面的剪力传递

6.5.1 一般楼面荷载是通过钢梁传递给钢管外壁的,为保证钢管混凝土柱作为一个整体受力,需要通过钢管与管内混凝土的界面将钢管上的力传递给管内的混凝土。界面剪力的传递可以通过两个途径:钢管与管内混凝土的粘结力和管内抗剪连接件,当粘结力不足以传递界面剪力时,需要设置抗剪连接件。

6.5.2 根据中国建筑科学研究院的相关研究,钢管与管内混凝土界面的粘结强度可以按本条表 6.5.2 确定。

6.5.3 在钢管内焊接抗剪连接件可更有效地传递钢管与管内混凝土界面的剪力,抗剪连接件的形式可以是环形隔板、钢筋环、内衬管段或栓钉,抗剪连接件可以利用梁柱节点的环板、钢管接长时的衬管,也可以单独设置。

6.6 钢管柱的对接

6.6.1 因为材料长度、吊装能力或运输能力的影响,钢管的长度都是有限制的,需要在施工现场对接。等直径钢管对接时,可采用本条规定的连接方法。为便于连接焊缝的现场焊接,对接焊缝一般设置在楼面以上 1m~1.3m 之间。

6.6.2 不同直径的钢管对接时,不能直接对接,需要设置变径钢管过渡。因过渡段钢管转折处存在较大的横向作用,因此过渡段的坡度不宜过大,而且要在转折处设置环形隔板抵抗横向作用。

6.6.3 内套圈在运输时可以避免管口变形,也有利于钢管的定位和对接焊缝的焊接,因此规定设置内套圈。

6.7 钢管混凝土柱的柱脚

6.7.1 目前工程设计中的钢管混凝土柱的柱脚,根据工程情况,除采用埋入式柱脚外,也有非埋入的端承式柱脚。

6.7.2~6.7.5 端承式柱脚下的环形柱脚板可以避免钢管直接压

在混凝土上造成混凝土局部破坏,因此对环形柱脚板的厚度和宽度做了规定。钢管混凝土柱脚板的尺寸应满足埋置部位混凝土局部承压承载力要求。参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关局部承压承载力计算方法,建立了本规范规定的相关计算公式。

7 防 火

7.0.2 当钢管混凝土柱被应用于高层建筑或工业厂房等结构中时,对其进行合理的防火设计是非常重要和必要的。在英、德、加拿大、韩国、卢森堡和澳大利亚等国,从 1960 年代开始,研究者们就开始对钢管混凝土柱在火灾下的力学性能进行了大量理论分析和试验研究,例如 Klingsch (1985, 1991); Hass (1991); O'Meagher 等 (1991); Falke (1992); Lie 和 Stringer (1994); Lie 和 Chabot (1992); Lie 和 Denham (1993); Lie 和 Caron (1988); Lie 和 Irwin (1990); Lie (1994); Okada 等 (1991); Kim 等 (2000); Wang (1999); Kodur (1999); Kodur 和 Sultan 等 (2000)。但上述研究者都是考虑火灾荷载比相对较小的情况,且上述国家在进行钢管混凝土柱防火设计时,由于考虑到劳动力较为昂贵等因素,大都采用在核心混凝土中专门配置考虑防火的钢筋或钢纤维,或通过降低作用在柱子上的荷载以使构件达到所要求的耐火极限。

我国主要采用在钢管中填充素混凝土的钢管混凝土。由于进行钢管混凝土柱耐火极限试验研究费用昂贵,我国以往在这方面的研究工作相对较少,目前尚未制定该类结构抗火设计方面的规定,不但制约了该类结构的推广,而且对于已建成结构的耐火极限也缺乏必要的科学依据。在已建成的结构中,有的按照钢筋混凝土的要求外包以混凝土,有的则按钢结构的要求涂以防火涂料。这样做虽也可能保证防火要求和结构的安全性,但大都偏于保守而造成浪费,且缺乏科学性和统一性。因此,深入研究钢管混凝土柱的耐火性能,合理确定其防火设计方法具有十分迫切的理论意义和实用价值。

钢管混凝土柱内的混凝土能在相当程度上延缓钢管升温,因此钢管混凝土柱的耐火能力优于纯钢管柱。近年来,我国学者对钢管混凝土柱的耐火极限和防火设计方法进行了较系统的理论分析和试验研究,得到了柱长细比、截面尺寸、材料强度、荷载偏心率、保护层厚度等因素对柱耐火极限的影响规律;并应用有限元理论对火灾下钢管混凝土柱的受力性能进行了大量的参数分析,这些参数涵盖了工程中常用的参数取值范围。研究表明,在 ISO-834 标准火灾作用下,影响钢管混凝土柱承载力的因素主要是受火时间 t 、柱长细比 λ 和钢管外径 D (参见:韩林海, 钢管混凝土结构-理论与实践(第二版), 北京:科学出版社, 2007)。

钢管混凝土柱火灾下的承载力系数 k_t 是指 ISO-834 标准火灾持续时间 t 时刻钢管混凝土柱的抗压承载力与其常温下轴向受压时的极限承载力的比值,当受火时间为 t , $N \leq k_t N_0$ 时,表示这一时刻钢管混凝土柱所能提供的抗压承载力大于火灾下施加在柱上的轴力,钢管混凝土柱不会因外荷载超过承载能力而破坏;当 $N > k_t N_0$ 时,说明 t 时刻钢管混凝土柱所能提供的抗力已不足以抵抗外荷载作用,钢管混凝土柱破坏。

为便于工程设计,对钢管混凝土柱在 ISO-834 标准火灾下的承载力影响系数 k_t 进行分析,回归得到了 k_t 的计算公式(30),该公式计算结果与试验结果及有限元分析结果均吻合。2003 年以来,该公式已为天津、河北、内蒙古、甘肃、安徽、福建、江西、辽宁等地的地方工程建设标准以及中国工程建设标准化协会标准《建筑钢结构防火技术规范》CECS 200 等所采纳。具体公式如下:

$$k_t = \begin{cases} \frac{1}{1 + at_0^{2.5}} & t_0 \leq t_1 \\ \frac{1}{1 + at_1^{2.5} + b(t_0 - t_1)} & t_1 < t_0 \leq t_2 \\ \frac{1}{1 + at_1^{2.5} + b(t_0 - t_1)} + k(t_0 - t_2) & t_0 > t_2 \end{cases} \quad (30)$$

$$a = (-0.13\lambda_0^3 + 0.92\lambda_0^2 - 0.39\lambda_0 + 0.74)(-2.85C_0 + 19.45)$$

$$b = C_0^{0.46}(-1.59\lambda_0^2 + 13.0\lambda_0 - 3.0)$$

$$k = (-0.1\lambda_0^2 + 1.36\lambda_0 - 0.04)$$

$$(0.0034C_0^3 - 0.0465C_0^2 + 0.21C_0 - 0.33)$$

$$t_1 = (7.2 \times 10^{-3}C_0^2 - 0.02C_0 + 0.27)$$

$$(-1.31 \times 10^{-2}\lambda_0^3 + 0.17\lambda_0^2 - 0.72\lambda_0 + 1.49)$$

$$t_2 = (0.006C_0^2 - 0.009C_0 + 0.362)$$

$$(0.007\lambda_0^3 + 0.209\lambda_0^2 - 1.035\lambda_0 + 1.868)$$

$$t_0 = \frac{3t}{5}; C_0 = \frac{C}{400\pi}; \lambda_0 = \frac{\lambda}{40}$$

式中: t 为受火时间, 以 h 计; $D=3.14D$, D 为钢管外直径, 以“mm”计; λ 为柱长细比。

公式适用范围是: f_y 为 235MPa~420MPa, C30~C80 混凝土, 含钢率($\alpha_s = A_s/A_c$)为 0.04~0.20, λ 为 10~80, e_0/r 为 0~3.0, $t \leq 3h$, D 为 200mm~2000mm。

7.0.3 金属网抹 M5 普通水泥砂浆或非膨胀型防火涂料是钢管混凝土柱最常用的防火保护材料, 其性能应符合现行国家标准《钢结构防火涂料》GB 14907 和现行协会标准《钢结构防火涂料应用技术规范》CECS 24 的有关规定。

为工程应用方便, 对 ISO-834 标准升温曲线作用下的钢管混凝土柱的耐火极限算例进行了大量数值计算, 并对结果进行分析, 回归拟合得到了工程常用参数范围内采用金属网抹 M5 普通水泥砂浆和非膨胀型防火涂料的防火保护层厚度 a 实用计算公式(31)和(32)[参见韩林海《钢管混凝土结构——理论与实践(第二版)》, 科学出版社, 2007 年版], 该公式已应用于深圳赛格广场、杭州瑞丰国际商务大厦等多个高层建筑钢管混凝土柱的防火设计。在确定了钢管混凝土柱的火灾荷载比 n 、钢管外直径 D 和柱长细比 λ 等参数的条件下, 该公式可用于计算满足一定耐火极限 t_r 要求时所需的防火保护层厚度, 具体表达式如下:

1 保护层为水泥砂浆时,

$$a = k_{LR} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot C^{-(0.396-0.0045\lambda)} \quad (31)$$

$$k_1 = 135 - 1.12\lambda$$

$$k_2 = 1.85t - 0.5t^2 + 0.07t^3$$

$$k_{LR} = \begin{cases} p \cdot n + q & (k_i < n < 0.77) \\ 1/(r - s \cdot n) & (n \geq 0.77) \end{cases} \quad (k_i < 0.77)$$

$$\omega \cdot (n - k_i)/(1 - k_i) \quad (k_i \geq 0.77)$$

$$p = 1/(0.77 - k_i)$$

$$q = k_i/(k_i - 0.77)$$

$$r = 3.618 - 0.154t_i$$

$$s = 3.4 - 0.2t_i$$

$$\omega = 2.5t_i + 2.3$$

2 保护层为厚涂型钢结构防火涂料时,

$$a = k_{LR} \cdot (19.2t + 9.6) \cdot C^{-(0.28-0.0019\lambda)} \quad (32)$$

$$k_{LR} = \begin{cases} p \cdot n + q & (k_i < n < 0.77) \\ 1/(3.695 - 3.5n) & (n \geq 0.77) \end{cases} \quad (k_i < 0.77)$$

$$\omega \cdot (n - k_i)/(1 - k_i) \quad (k_i \geq 0.77)$$

$$p = 1/(0.77 - k_i)$$

$$q = k_i/(k_i - 0.77)$$

$$\omega = 7.2t_i$$

式(31)和式(32)中, k_{LR} 为考虑火灾荷载比 n 影响的系数; k_i 为火灾下承载力影响系数, 表达式见式(30); t_i 为耐火极限, 以 h 计; $C = 3.14D$, D 为钢管外直径, 以 mm 计。公式的适用范围是: k_{LR} 为 0~1, f_y 为 235MPa~420MPa, C30~C80 混凝土, 含钢率 ($\alpha_s = A_s/A_c$) 为 0.04~0.20, λ 为 10~80, e_0/r 为 0~3.0, $t_i \leq 3h$, D 为 200mm~2000mm。

为保证水泥砂浆和非膨胀型钢结构防火涂料防火保护层的施工质量, 规定当计算的防火保护厚度小于 7mm 时取 7mm。

7.0.4 当温度超过 100℃ 时, 核心混凝土中的自山水和分解水会

发生蒸发现象。为了保证钢管和混凝土之间良好的共同工作,以及结构的安全性,应设置排气孔(图 12)。对于长柱,仅在楼层位置设置排气孔不能保证充分排气,因此规定了排气孔纵向间距不宜超过 6m。

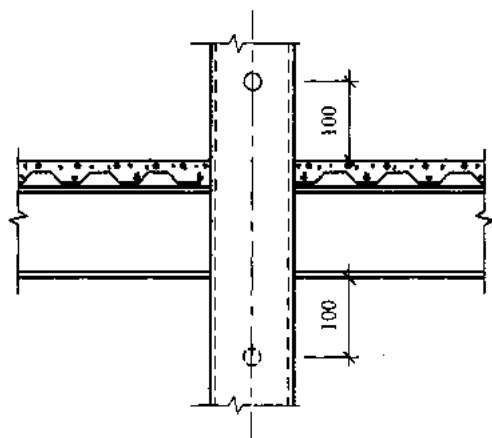


图 12 排气孔位置示意图

8 施工与质量要求

8.1 一般规定

8.1.3 实际工程中常一次吊装多层钢管,利用空钢管临时承重,施工至钢管端部所在楼层才灌注管内混凝土。本条提醒施工过程中应避免钢管整体及局部变形,并不应使钢管承受过大的初始应力,以免对钢管混凝土柱的受力造成影响。

8.2 钢管制作与安装

8.2.3 焊缝施工质量直接影响钢管混凝土柱的安全。考虑到钢管混凝土结构的应用日益广泛,适当提高了焊缝的质量要求。

8.2.5 原管端不平度的要求偏严,施工难以做到,根据工程经验予以放松。

8.3 管内混凝土施工

8.3.2 钢管中的混凝土养护条件较好。工程经验表明,采用合理的级配,合适的高效减水剂,严格控制混凝土的水泥用量及水胶比,可保证混凝土基本不发生径向收缩。

8.3.4 当钢管内有穿心构件时,对抛落的混凝土有阻碍作用,影响混凝土的密实度,应慎用高位抛落无振捣法。

8.3.9 便于现场钢管接长时焊缝散热以避免影响管内混凝土。

8.3.12 钻取管内混凝土芯样的方法损伤钢管壁且补强困难,应尽量避免。宜以同等条件养护的混凝土试块或芯样的抗压强度,必要时辅以管内混凝土施工工艺评定的方法来评定管内混凝土的强度等级。

附录 A 钢筋混凝土梁-圆钢管混凝土柱的 环梁节点配筋计算方法

A.0.1 RC 梁-钢管混凝土柱环梁节点的承载力试验进行了 7 批,共 48 个试件及 1 个 2 层 2 跨框架(18 个节点),节点形式包括“十”字形、“T”字形、“一”字形、“L”字形和单肢形,其中有部分带楼板。根据试验目的不同,加载形式包括单调加载、低周往复加载及 2 层 2 跨的 RC 梁-钢管混凝土柱框架的拟动力试验和单调推覆试验(表 1)。大量试验结果表明,环梁节点具有可靠的受力性能。基于 RC 梁-圆钢管混凝土柱节点试验破坏面的极限平衡条件,得到节点环梁承载力的设计方法。该方法综合考虑了环梁环筋和箍筋的相互作用及钢管混凝土柱、框架梁、环梁截面尺寸的影响,同时,在对节点进行详细的有限元分析的基础上,考虑了楼板的作用,并以试验结果对计算公式作了校正。对环梁环筋和箍筋的配置有特别要求时,可按本条计算,首先需要确定合适的剪环比;一般情况下可按本规程第 A.0.2 条的简化方法设计环梁,依节点的实际情况确定考虑或不考虑楼板的作用。

表 1 环梁节点主要试验情况

批次	类型	个数	比例	地点	钢管直径(mm)
1	静载	11	1:3	广州交通研究所	200,300
2	静载	2	原型	华南理工大学	800
3	低周往复	4	1:3	清华大学	550,800
4	低周往复	6	拟原型	同济大学	1000
5	拟动力、单调推覆	18	2 层 2 跨框架	清华大学	500

续表 1

批次	类型	个数	比例	地点	钢管直径(mm)
6	静载	24	1:2	同济大学	400~600
7	静载	1	原型	广州翠湖山庄工地	1600

A.0.2 当忽略环梁、框架梁及钢管混凝土柱截面尺寸等的影响,且假定 $M_k = 0.87 f_y A_{sk} h_{k0}$, $l_r = 0.87 h_{r0}$, 取合适的剪环比 λ 及环筋计算系数,即可得到节点环梁承载力简化计算方法。由框架梁端截面的实配钢筋,可得到环梁的配筋。当有楼板且楼板厚度较大时,可考虑楼板的作用。如设置了抗剪环,可按本附录中条文验算节点环梁与钢管混凝土柱联结界面的受剪承载力。

A.0.3 钢筋混凝土框架梁-钢管混凝土柱环梁节点的设计方法,得到钢筋混凝土无梁楼盖与圆钢管混凝土柱的环梁节点的配筋计算方法。

A.0.4 当由框架梁端弯矩 M_k 形成的静摩擦力 $F_s = \mu_s \frac{M_k}{0.87 h_{k0}} \geq V_k$ 时,环梁节点实现自锁(即仅静摩擦力就满足节点抗剪要求)。假定静摩擦系数 $\mu_s = 0.25$,当框架梁的剪跨比大于 $\frac{M_k}{V_k h_{k0}} \geq \frac{0.87}{0.25} = 3.48$ 时,环梁节点能实现自锁。

相比于钢管柱与环梁联结面间的静摩擦力和粘结咬合力,与钢管贴焊的抗剪环是框架梁端剪力传递到钢管混凝土柱的可靠途径。环梁节点联结面的破坏形式有三种:联结面直剪破坏、抗剪环承压面混凝土的局部承压破坏和抗剪环筋与钢管间焊缝的剪坏。在环梁节点设计中,要保证框架梁端剪力可靠地传递到钢管混凝土柱,必须保证抗剪环自身和支承环梁处的混凝土不破坏。

为简化计算,可偏保守忽略环梁与钢管壁间的静摩擦力和环梁与钢管壁间的粘结咬合力,认为环梁节点的联结面抗剪计算内容包括联结面的直剪、混凝土局部承压、抗剪环与钢管壁之间的焊

缝强度以及环梁的抗冲切等几方面验算,抗剪环的抗剪承载力取以上几部分抗剪承载力的最小值。

抗剪环支承面上的混凝土局部承压承载力验算时,环梁中部抗剪环处混凝土局部承压强度取 $\sigma_{c,v} = 1.5f_c$,环梁底部抗剪环处取 $\sigma_{c,v} = 2.0f_c$ 。

一般情况下,环梁节点竖向受剪承载力由抗剪环支承面上的混凝土局部承压承载力所控制。