

重庆市工程建设标准

外包钢组合梁-钢管混凝土柱
框架结构技术标准

Technical standard for frame structures with
wrapped steel-concrete composite beams
and concrete-filled steel tubular columns

DBJ50/T-413-2022

主编单位：重庆现代建筑产业发展研究院

渝建实业集团股份有限公司

批准部门：重庆市住房和城乡建设委员会

施行日期：2022年07月01日

2022 重 庆

重庆工程建设

重庆市住房和城乡建设委员会文件

渝建标〔2022〕14号

重庆市住房和城乡建设委员会
关于发布《外包钢组合梁—钢管混凝土柱
框架结构技术标准》的通知

各区县(自治县)住房城乡建委,两江新区、经开区、高新区、万盛经开区、双桥经开区建设局,有关单位:

现批准《外包钢组合梁 钢管混凝土柱框架结构技术标准》为我市工程建设推荐性标准,编号为 DBJ50/T 413 2022,自 2022 年 7 月 1 日起施行。

本标准由重庆市住房和城乡建设委员会负责管理,重庆现代建筑产业发展研究院负责具体技术内容解释。

重庆市住房和城乡建设委员会

2022年5月5日

重庆工程建设

前 言

根据重庆市住房和城乡建设委员会《关于下达 2020 年度重庆市工程建设标准制订修订项目立项计划(第一批)的通知》(渝建标[2020]31 号)的要求,重庆现代建筑产业发展研究院会同有关单位,经广泛调查研究,认真总结实践经验,参考国内外有关标准,并在广泛征求意见的基础上,制定本标准。

本标准共 9 章,主要技术内容包括:总则、术语和符号、材料、设计基本规定、构件设计、连接节点设计、防火及防腐蚀设计、制作与施工、验收。

本标准由重庆市住房和城乡建设委员会负责管理,由重庆现代建筑产业发展研究院负责具体技术内容的解释。本标准执行过程中如有意见或建议,请寄送至重庆现代建筑产业发展研究院(地址:重庆市九龙坡区经纬大道烟灯山公园重庆国际科技企业孵化园 B 座,邮编:400000)。

本标准主编单位、参编单位、主要起草人和审查专家：

主 编 单 位：重庆现代建筑产业发展研究院

渝建实业集团股份有限公司

参 编 单 位：渝建建筑工业科技集团有限公司

中国建筑科学研究院有限公司

建研科技股份有限公司

重庆大学

重庆交通大学

重庆市设计院有限公司

重庆市市政设计研究院有限公司

主要起草人：肖基成 江世永 田春雨 崔 佳 陈 琨

肖基荣 夏双武 张振勇 齐秀芝 周 剑

朱礼敏 程 睿 胥 兴 邹 航 李炳宏

向 博 周 琅 陈 杰 谭楚钦 王国珏

王欢欢 李俊阳 赵 毅 廖 姜

审 查 专 家：薛尚铃 刘界鹏 杨 越 于海祥 肖 勇

杨长辉 刘宏斌 肖正直 唐 毅

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	6
3.1	钢材	6
3.2	混凝土	7
3.3	连接材料	8
4	设计基本规定	9
4.1	结构体系和布置	9
4.2	结构分析	11
5	构件设计	15
5.1	一般规定	15
5.2	矩形钢管混凝土柱	17
5.3	钢管混凝土异形柱	20
5.4	外包钢组合梁	32
6	连接节点设计	49
6.1	矩形钢管混凝土柱与梁连接节点	49
6.2	钢管混凝土异形柱与梁连接节点	61
6.3	支撑节点	63
6.4	柱拼接及柱脚节点	65
6.5	楼盖节点	66
7	防火及防腐蚀设计	70
8	制作与施工	72

8.1	一般规定	72
8.2	钢管柱制作	74
8.3	U形钢梁制作	75
8.4	钢构件安装与连接	76
8.5	混凝土施工	78
9	验收	80
9.1	一般规定	80
9.2	U形钢梁进场质量验收	81
9.3	外包钢组合梁混凝土浇筑质量验收	82
9.4	外包钢组合梁连接质量验收	84
附录 A	轴力对 L 形钢管混凝土异形柱截面受弯承载力的影响系数	87
附录 B	系数 α_1 、 α_2	89
附录 C	轴力对 T 形钢管混凝土异形柱截面受弯承载力的影响系数	94
	本标准用词说明	97
	引用标准名录	98
	条文说明	101

Contents

1	General	1
2	Terms and symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	3
3	Materials	6
3.1	Steel products	6
3.3	Concrete	7
3.2	Connection materials	8
4	Basic requirements of design	9
4.1	System and arrangement of structure	9
4.2	Structural analysis	11
5	Design of members	15
5.1	General requirements	15
5.2	Rectangular concrete filled steel tubular column	17
5.3	Concrete filled steel tubular special shaped column	20
5.4	Wrapped steel and concrete composite beam	32
6	Design of joints	49
6.1	Joint of rectangular concrete filled steel tubular column and beam	49
6.2	Joint of concrete filled steel tubular special shaped column and beam	61
6.3	Brace joint	63
6.4	Column connection and footing joints	65

6.5	Floor joints	66
7	Fireproofing and corrosion prevention design	70
8	Manufacturing and construction	72
8.1	General requirements	72
8.2	Manufacturing of steel tubular column	74
8.3	Manufacturing of U shaped steel beam	75
8.4	Installation and connection of steel member	76
8.5	Concrete construction	78
9	Acceptance	80
9.1	General requirements	80
9.2	Site quality acceptance of U shaped steel beam	81
9.3	Concrete pouring quality acceptance of wrapped steel and concrete composite beam	82
9.4	Connection quality acceptance of wrapped steel and concrete composite beam	84
Appendix A	Influence coefficients of axial force on flexural capacity of L shaped concrete filled steel tubular column	87
Appendix B	Coefficient α_1, α_2	89
Appendix C	Influence coefficients of axial force on flexural capacity of T shaped concrete filled steel tubular column	94
	Explanation of Wording in this standard	97
	List of quoted standards	98
	Explanation of provisions	101

1 总 则

1.0.1 为规范和促进外包钢组合梁 钢管混凝土柱框架及框架支撑结构在重庆市的推广应用,做到技术先进、安全适用、经济合理、质量可靠,制定本标准。

1.0.2 本标准适用于重庆市工业与民用建筑的外包钢组合梁 钢管混凝土柱框架及框架支撑结构的设计、制作、施工及验收。

1.0.3 外包钢组合梁 钢管混凝土柱框架及框架支撑结构的设计、制作、施工及验收,除应符合本标准外,尚应符合国家及重庆市现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 外包 U 形钢 wrapped U shaped steel

用于外包 U 形钢 混凝土组合梁的顶部带内翻边的 U 形截面钢,简称 U 形钢。在内部混凝土浇筑前称为 U 形钢梁。

2.1.2 外包 U 形钢 混凝土组合梁 wrapped U shaped steel and concrete composite beam

由带翼缘的外包 U 形钢及内部混凝土与混凝土翼板组合而成的可整体受力的钢 混凝土组合梁,简称外包钢组合梁。

2.1.3 外包钢组合梁 钢管混凝土柱框架结构 frame structure with wrapped steel concrete composite beams and concrete filled steel tubular columns

由外包 U 形钢 混凝土组合梁作为框架梁,钢管混凝土柱作为框架柱的装配式钢 混凝土组合框架结构,简称组合框架结构。当框架柱采用矩形钢管混凝土柱时,简称矩形柱组合框架结构;当框架柱采用钢管混凝土异形柱时,简称异形柱组合框架结构。

2.1.4 外包钢组合梁 钢管混凝土柱框架 支撑结构 frame bracing structure with wrapped steel concrete composite beams and concrete filled steel tubular columns

由外包 U 形钢 混凝土组合梁和钢管混凝土柱组成的框架与柱间钢支撑共同组成抗侧力体系的结构,简称组合框架 支撑结构。当框架柱采用矩形钢管混凝土柱时,简称为矩形柱组合框架支撑结构;当框架柱采用钢管混凝土异形柱时,简称为异形柱组合框架 支撑结构。

2.1.5 多腔钢管混凝土异形柱 multi cell concrete filled steel tubular special shaped column

在L形、T形、十字形、Z形多腔钢管内浇筑混凝土形成的由钢管与管内混凝土共同承担荷载的柱,简称钢管混凝土异形柱。在内部混凝土浇筑前称为异形钢管柱。

2.1.6 端板式连接 end plate connection

梁与钢管混凝土柱连接处,柱贯通且在梁端与柱之间焊接端板的连接形式。

2.1.7 分离内隔板式连接 separate inner diaphragm connection

梁与钢管混凝土柱节点处,柱贯通且在柱内部焊接分离的隔板的连接形式。

2.2 符号

2.2.1 材料性能

- f_c 混凝土轴心抗压强度设计值;
- f_{ck} 混凝土轴心抗压强度标准值;
- f_t 混凝土轴心抗拉强度设计值;
- f_a 钢管或钢板抗拉、抗压强度设计值;
- f_{ya} 钢管或钢板屈服强度;
- f_{va} 钢管或钢板抗剪强度设计值;
- f_{vva} 钢管或钢板的极限抗剪强度;
- f_s 纵向钢筋抗拉强度设计值;
- f_{sw} 横向钢筋抗拉强度设计值。

2.2.2 作用和作用效应

- N 轴向力设计值;
- V 剪力设计值;
- $M^+、M^-$ 正、负弯矩设计值;

N_v^{cl}	单个抗剪连接件作用范围的受剪承载力设计值；
v_n	单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力设计值；
σ_s	按荷载准永久组合计算的开裂截面纵向受拉钢筋的应力；
V_{vi}	连接的受剪承载力设计值；
V_u^j	连接的极限受剪承载力；
V_{vj}	节点核心区的受剪承载力设计值；
M_{vj}	节点单侧受弯承载力设计值；
Δ_{q0}	施工无支撑时梁的挠度计算值；
Δ_{qb}	施工有支撑时梁的挠度计算值。

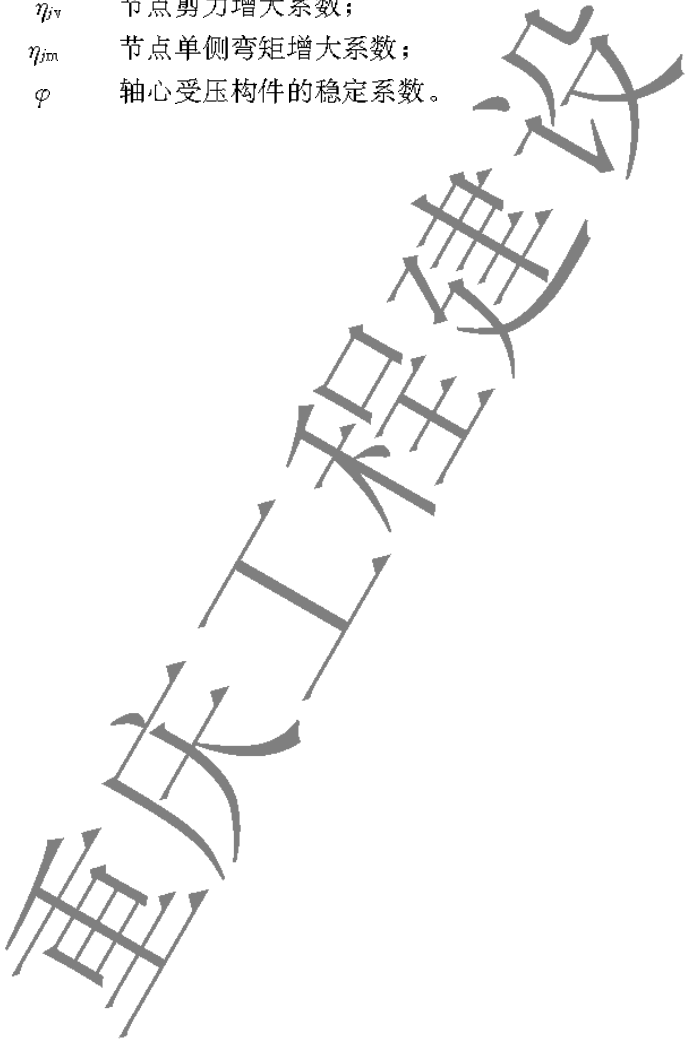
2.2.3 几何参数

A_s^+	正弯矩区 U 形钢内底部纵向钢筋截面面积；
A_s^-	负弯矩区翼板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积；
A_s	钢管或钢板的截面面积；
A_c	钢管内混凝土的截面面积；
A_{sv}	单位长度上横向钢筋的截面面积；
b	截面宽度；
b_e	翼板有效宽度；
b_t	纵向受剪界面的横向长度；
h	截面高度；
h_c	混凝土翼板厚度；
m_t	剪跨区段长度；
x	混凝土受压区高度；
x_c	混凝土实际受压区高度, $x_c = x/\beta_1$ 。

2.2.4 计算系数及其他

α_1	受压区混凝土等效矩形应力图压应力系数；
β_1	受压区混凝土等效矩形应力图受压区高度系数；
β_c	混凝土强度影响系数；

- ϵ_k 钢号修正系数,其值为 235 与钢材牌号中屈服点数值之比的平方根;
- η_{jv} 节点剪力增大系数;
- η_{jm} 节点单侧弯矩增大系数;
- φ 轴心受压构件的稳定系数。



3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 组合框架结构、组合框架支撑结构中钢材的牌号、设计指标及选用等除应符合现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006和《钢结构设计标准》GB 50017的有关规定外，尚应符合下列规定：

1 框架柱、框架梁及支撑用钢材应符合现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002的有关规定；

2 高层民用建筑用钢材应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99的有关规定；

3 冷成型钢应符合现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018和现行行业标准《建筑结构用冷弯薄壁型钢》JG/T 380及其它相关标准的有关规定。

3.1.2 外包钢组合梁用 U 形钢、钢管混凝土柱用矩形钢管及异形钢管宜采用通用化、标准化的截面形式、尺寸和长度。

3.1.3 外包钢组合梁用 U 形钢宜采用 Q235、Q355、Q390 钢，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 的有关规定，且质量等级不应低于 B 级。

3.1.4 钢管混凝土柱用矩形钢管应符合下列规定：

1 当采用冷弯矩形钢管时，应选用符合现行行业标准《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T 178 规定的 Q235、Q355 或 Q390 钢的 I 级产品；

2 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，原料钢板应选用符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700

和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的 Q235、Q355、Q390、Q420 钢。

3.1.5 热轧钢板、槽钢、角钢等应符合现行国家标准《碳素结构钢和低合金结构钢热轧钢板和钢带》GB/T 3274 和《热轧型钢》GB/T 706 的有关规定,冷弯薄壁型钢应符合现行行业标准《建筑结构用冷弯薄壁型钢》JG/T 380 的有关规定。

3.1.6 钢筋的牌号及标准、选用、设计指标和设计参数等应符合现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 和《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

3.1.7 抗震等级为一、二、三级的外包钢组合框架梁的纵向受力钢筋,其抗拉强度实测值与屈服强度实测值之比不应小于 1.25,屈服强度实测值与屈服强度标准值之比不应大于 1.3,且最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%。

3.2 混凝土

3.2.1 混凝土的力学性能指标及质量等应符合现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008、《混凝土结构设计规范》GB 50010、《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 及《混凝土质量控制标准》GB 50164 的有关规定。

3.2.2 钢管混凝土柱的混凝土强度等级不应低于 C30,且对矩形钢管混凝土柱,不宜超过 C80,对钢管混凝土异形柱,不宜超过 C60。

3.2.3 钢管内及梁柱节点内宜采用自密实混凝土或高抛免振捣混凝土。自密实混凝土、高抛免振捣混凝土的配合比设计、施工、质量检验和验收等应分别符合现行行业标准《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283 和《高抛免振捣混凝土应用技术规程》JGJ/T 296 的规定。

3.2.4 外包钢组合梁及板的混凝土强度等级不应低于 C30。

3.3 连接材料

3.3.1 钢构件用焊条、焊丝、焊剂等焊接材料和螺栓、铆钉等紧固件材料的选用应符合现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006 和《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

3.3.2 用作抗剪连接件的槽钢连接件可采用 Q235、Q355 钢；吊筋连接件可采用 HPB300、HRB400 钢筋；栓钉连接件应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的有关规定。

3.3.3 钢筋之间、钢筋与钢板的焊接材料应符合现行行业标准《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18 的有关规定；钢筋机械连接材料应符合现行行业标准《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107 的有关规定。

3.3.4 钢筋与钢构件连接用可焊接机械连接套筒应符合现行行业标准《钢筋机械连接用套筒》JG/T 163 的要求，且应满足可焊性要求。可焊接机械连接套筒的实测受拉承载力不应小于被连接钢筋受拉承载力标准值的 1.1 倍，钢筋受拉承载力标准值应按抗拉极限强度标准值乘以钢筋截面面积计算。

4 设计基本规定

4.1 结构体系和布置

4.1.1 对乙类和丙类建筑,组合框架结构、组合框架-支撑结构房屋的最大适用高度应符合表 4.1.1 的规定:

表 4.1.1 组合框架结构、组合框架-支撑结构房屋的最大适用高度(m)

结构类型	抗震设防烈度		
	6 度	7 度	8 度
矩形柱组合框架结构	70	60	50
矩形柱组合框架-支撑结构	105	95	80
异形柱组合框架结构	60	50	40
异形柱组合框架-支撑结构	95	85	70

注:1 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度,不包括局部突出屋顶部分;

2 对甲类建筑,宜按本地区抗震设防烈度提高一度后确定最大适用高度;

3 平面和竖向均不规则的结构,最大适用高度宜适当降低。

4.1.2 组合框架结构、组合框架-支撑结构的高宽比不宜超过表 4.1.2 的规定。

表 4.1.2 组合框架结构、组合框架-支撑结构适用的最大高宽比

结构类型	抗震设防烈度	
	6 度	7 度
矩形柱组合框架结构	6	5
矩形柱组合框架-支撑结构	7	6
异形柱组合框架结构	5.5	4.5
异形柱组合框架-支撑结构	6.5	5.5

4.1.3 组合框架结构、组合框架支撑结构的抗震等级和抗震措施应符合下列规定：

1 丙类建筑：应按本地区抗震设防烈度确定其抗震措施，抗震等级应按表 4.1.3 确定；当建筑场地为 I 类、抗震设防烈度为 7 度时，应允许按本地区抗震设防烈度降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施；

2 甲、乙类建筑：应按本地区抗震设防烈度提高一度后按表 4.1.3 确定抗震等级，如果房屋高度超过提高一度后对应的房屋最大适用高度，则应采取比对应抗震等级更有效的抗震构造措施；当建筑场地为 I 类时，应允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施。

表 4.1.3 组合框架结构、组合框架支撑结构的抗震等级

结构类型		抗震设防烈度					
		6 度		7 度		8 度	
组合 框架 结构	高度(m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24
	跨度小于 18m	四	三	三	二	二	一
	跨度不小于 18m	三	二	一			
组合 框架- 支撑 结构	高度(m)	≤36	>36	≤36	>36	≤36	>36
	框架部分	四	三	三	二	二	一
	支撑框架部分	三	二	二	一	一	特一

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

4.1.4 对组合框架支撑结构，在规定的水平力作用下，底层框架部分所承担的地震倾覆力矩不应大于结构总地震倾覆力矩的 50%。

4.1.5 组合框架结构、组合框架支撑结构的建筑形体及结构布置的规则性应符合现行国家标准《建筑与市政抗震通用规范》GB 55002 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定，高层组合框

架结构、组合框架 支撑结构尚应符合《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。

4.1.6 组合框架结构、组合框架 支撑结构建筑宜通过调整平面形状和结构布置,避免设置防震缝。体型复杂、平立面不规则的建筑,应根据不规则程度、地基基础条件和技术经济等因素的比较分析,确定是否设置防震缝,并应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。当在适当部位设置防震缝时,防震缝宽度应符合下列规定:

- 1 当高度不超过 15m 时不应小于 100mm;
- 2 当高度超过 15m 时,6 度、7 度分别每增加高度 5m、4m,宜加宽 25mm。

4.1.7 甲、乙类建筑以及高度大于 24m 的丙类建筑,不应采用单跨组合框架结构;高度不大于 24m 的丙类建筑不宜采用单跨组合框架结构。

4.1.8 组合框架结构、组合框架 支撑结构的楼盖应具有良好的水平刚度和整体性,宜采用钢筋桁架楼承板组合楼板,也可采用压型钢板组合楼板、钢筋桁架混凝土叠合板、现浇混凝土板;对转换层、加强层以及有大开洞楼层,可采取设置钢水平支撑等措施确保水平力的可靠传递。

4.1.9 组合框架 支撑结构应采用中心支撑,支撑设计应符合国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 等的有关规定。

4.2 结构分析

4.2.1 结构的作用及作用组合应根据国家现行标准《工程结构通用规范》GB 55001、《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002、《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑结构可靠性设计统一标准》

GB 50068 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 等确定。

4.2.2 结构应进行竖向荷载、风荷载及多遇地震作用下的内力和变形分析,分析时可采用弹性分析方法。

4.2.3 进行结构整体分析时,可假定楼盖在其自身平面内为无限刚性。当楼盖开有较大洞口或其局部会产生明显平面内变形时,在结构分析中应考虑楼板面内变形的影响。

4.2.4 在进行结构弹性内力和变形计算时,钢管混凝土柱和外包钢组合梁的截面刚度可按下列公式计算:

$$EI = E_a I_{ac} \quad (4.2.4 1)$$

$$EA = E_a A_a + E_c A_c \quad (4.2.4 2)$$

$$GA = G_a A_a + G_c A_c \quad (4.2.4 3)$$

式中: EI 、 EA 、 GA 构件截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度;
 E_a 、 E_c 混凝土、钢材的弹性模量;
 G_a 、 G_c 混凝土、钢材的剪切变形模量;
 I_{ac} 构件的换算截面惯性矩,为将截面中混凝土部分宽度通过除以钢与混凝土弹性模量的比值换算为钢截面宽度后,计算的整个截面的惯性矩;
 A_a 、 A_c 钢材部分、混凝土部分的截面面积。

4.2.5 进行整体结构弹性内力和变形计算时,宜根据混凝土翼板的有效宽度确定外包钢组合梁的刚度,每跨混凝土翼板的有效宽度可固定取为本标准第 5.4.4 条规定的连续梁边跨跨中的有效宽度;当采用梁刚度放大系数法近似考虑时,两侧有翼板的梁的抗弯刚度可取为 $2.0EI_b$,仅一侧有翼板的梁的抗弯刚度可取为 $1.5EI_b$, EI_b 为不含梁宽范围外翼板的外包钢组合梁的抗弯刚度,其应按本标准第 4.2.4 条计算。

4.2.6 当非承重墙体为轻质砌块填充墙、轻质填充墙板或外挂墙板时,组合框架结构、组合框架支撑结构的周期折减系数可取 $0.7 \sim 0.9$;结构计算中不应计入非承重墙体对结构承载力和刚度

的有利作用。

4.2.7 结构的阻尼比宜符合下列规定：

1 多遇地震作用下的计算，高度不大于 50m 时可取 0.045；高度大于 50m 且不大于 100m 时可取 0.04，高度大于 100m 时可取 0.035；

2 在罕遇地震作用下的弹塑性分析，可取 0.05；

3 风荷载作用下的楼层位移验算和构件设计，可取 0.02~0.04；风振舒适度验算时可取 0.01~0.02。

4.2.8 结构在风荷载或多遇地震作用标准值下，按弹性方法计算的层间位移角不宜大于 1/400。

4.2.9 组合框架结构、组合框架-支撑结构在罕遇地震作用下的薄弱层弹塑性层间位移角不应大于 1/50。

4.2.10 高度不小于 80m 的住宅以及高度不小于 150m 的其他建筑应满足风振舒适度要求。在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的 10 年一遇的风荷载标准值作用下，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度计算值不应大于表 4.2.10 的限值。

表 4.2.10 组合框架结构、组合框架-支撑结构顶点的顺风向和横风向风振加速度限值

使用功能	风振加速度限值(m/s ²)
住宅、公寓	0.15
办公、旅馆	0.25

4.2.11 楼盖结构应具有适宜的舒适度。楼盖结构的自振频率及振动峰值加速度应按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 和《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441 的有关规定进行计算并符合限值要求。以行走激励为主的楼盖结构，第一阶竖向自振频率不宜低于 3Hz，竖向振动峰值加速度不应大于表 4.2.11 规定的限值。

表 4.2.11 楼盖竖向振动峰值加速度限值

人员活动环境	峰值加速度限值 (m/s^2)	
	竖向自振频率不大于 2Hz	竖向自振频率不小于 4Hz
住宅、办公	0.07	0.05
商场及室内连廊	0.22	0.15

注：楼盖结构竖向自振频率为 2Hz~3Hz 时，峰值加速度限值可按线性插值选取。

5 构件设计

5.1 一般规定

5.1.1 构件应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计,并应符合下列规定:

1 各构件应进行持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况下的承载力(包括失稳)计算;

2 外包钢组合梁尚应进行挠度验算及负弯矩区裂缝宽度验算。

5.1.2 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

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (5.1.2.1)$$

地震设计状况

$$S_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RE}} \quad (5.1.2.2)$$

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,应按现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001、《建筑与市政抗震通用规范》GB 55002、《建筑结构可靠性设计统一标准》及本标准的有关规定计算;

R_d 构件承载力设计值;

γ_{RE} 构件承载力抗震调整系数,应按表 5.1.2 采用。

表 5.1.2 承载力抗震调整系数

构件类别	组合结构构件						钢构件	
	梁	柱		各类构件		节点	梁、柱、支撑	
受力状态	受弯	偏压(轴压比 小于 0.15)	轴压、偏压 (轴压比 不小于 0.15)	受剪、偏 拉、轴拉	局压	受剪、 受弯	强度	稳定
γ_{RE}	0.75	0.75	0.8	0.85	1.0	0.85	0.75	0.8

5.1.3 外包钢组合梁的最大挠度应按荷载的准永久组合,并考虑荷载长期作用的影响进行计算,其计算值不应超过表 5.1.3 规定的挠度限值。

表 4.3.3 外包钢组合梁的挠度限值

类型	挠度限值
框架梁	$l_0/300(l_0/400)$
其他梁	$l_0/250(l_0/300)$

- 注:1 表中 l_0 为构件的计算跨度;悬臂构件的 l_0 按实际悬臂长度的 2 倍取用;
 2 表中括号外数值为永久荷载和可变荷载组合产生的挠度允许值,构件有起拱时可将计算所得的挠度值减去起拱值;
 3 表中括号内数值为可变荷载标准值产生的挠度允许值。

5.1.4 外包钢组合梁负弯矩区按荷载准永久组合并考虑长期作用影响计算时,其最大裂缝宽度不应超过表 5.1.4 规定的最大裂缝宽度限值。

表 5.1.4 外包钢组合梁负弯矩区最大裂缝宽度限值 w_{hm} (mm)

环境类别	w_{hm}
一	0.30(0.40)
二 a、二 b	0.20

- 注:1 对处于年平均相对湿度小于 60% 地区一类环境下的外包钢组合梁,其最大裂缝宽度限值可采用括号内的数值;
 2 外包钢组合梁用于三 a、三 b、四、五类环境时,应进行特殊设计。

5.1.5 特一级抗震等级的构件除应符合一级构件的所有设计要

求外,尚应符合下列规定:

1 特一级框架柱的柱端弯矩增大系数、柱端剪力增大系数应增大 20%;

2 特一级框架梁的梁端剪力增大系数应增大 20%。

5.1.6 矩形钢管柱、异形钢管柱和 U 形钢梁应进行安装阶段的施工验算,并应符合下列规定:

1 矩形钢管柱、异形钢管柱、U 形钢梁及其板件之间焊缝的强度及稳定性应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 对钢构件的有关规定;

2 U 形钢梁在永久荷载标准值作用下的最大挠度不应超过挠度限值,挠度限值宜取为计算跨度的 $1/400$;

3 矩形钢管柱、异形钢管柱在浇筑混凝土前,其轴向应力不应大于钢管抗压强度设计值的 60%,并应满足稳定性要求。

5.2 矩形钢管混凝土柱

5.2.1 矩形钢管混凝土柱的钢管壁宽厚比 b/t 、 h/t (图 5.2.1) 均不应大于 $60\epsilon_k$ 。

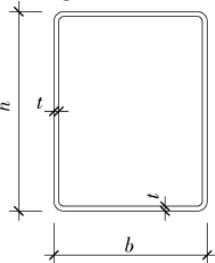


图 5.2.1 矩形钢管混凝土柱截面尺寸示意

b —矩形钢管截面宽度; h —矩形钢管截面高度; t —矩形钢管壁厚

5.2.2 矩形钢管混凝土框架柱的计算长度应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 对框架柱的有关规定确定。

5.2.3 考虑地震作用组合的矩形钢管混凝土框架柱的柱端弯矩设计值应符合下列规定：

1 节点上、下柱端弯矩设计值

1) 一级抗震等级

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (5.2.3 1)$$

2) 二级抗震等级

$$\sum M_c = 1.5 \sum M_b \quad (5.2.3 2)$$

3) 三级抗震等级

$$\sum M_c = 1.3 \sum M_b \quad (5.2.3 3)$$

4) 四级抗震等级

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_b \quad (5.2.3 4)$$

式中： $\sum M_c$ 考虑地震作用组合的节点上、下柱端的弯矩设计值之和；柱端弯矩设计值可按弹性分析分配；

$\sum M_{bua}$ 节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向采用实配钢筋、型钢和材料强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数计算的正截面受弯承载力所对应的弯矩值之和的较大值。梁端实配钢筋应包含翼板有效宽度范围内的纵向钢筋；

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

2 对底层框架柱下端截面考虑地震作用组合的弯矩设计值，一、二、三、四级抗震等级应分别乘以弯矩增大系数 1.7、1.5、1.3 和 1.2；

3 顶层柱、轴压比小于 0.15 的柱，其柱端弯矩设计值可取

地震作用组合下的弯矩设计值。

5.2.4 矩形钢管混凝土框架柱考虑地震作用组合的剪力设计值的应按下列规定计算：

一级抗震等级：

$$V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^e + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (5.2.4-1)$$

二级抗震等级：

$$V_c = 1.3 \frac{(M_c^e + M_c^b)}{H_n} \quad (5.2.4-2)$$

三级抗震等级

$$V_c = 1.2 \frac{(M_c^e + M_c^b)}{H_n} \quad (5.2.4-3)$$

四级抗震等级

$$V_c = 1.1 \frac{(M_c^e + M_c^b)}{H_n} \quad (5.2.4-4)$$

式中： V_c 柱剪力设计值；

M_{cua}^e 、 M_{cua}^b 柱上、下端顺时针和逆时针方向按材料强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数计算的正截面受弯承载力所对应的弯矩值，计算时轴力设计值可取重力荷载代表值作用下的结果；二者之和应分别按顺时针和逆时针方向计算，并取其较大值；

M_c^e 、 M_c^b 考虑地震作用组合，且经调整后的框架柱上、下端弯矩设计值；二者之和应分别按顺时针和逆时针方向计算，并取其较大值；

H_n 柱的净高。

5.2.5 矩形钢管混凝土框架角柱宜按双向偏心受力构件进行正截面承载力计算。一、二、三、四级抗震等级的框架角柱的剪力设计值应在按本标准第 5.2.4 条调整的基础上乘以不小于 1.1 的增大系数。

5.2.6 矩形钢管混凝土柱的承载力计算及相关构造要求应符合

现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 等的规定。

5.2.7 考虑地震作用组合的矩形钢管混凝土框架柱,其轴压比应按式(5.2.7)计算,且不宜大于表 5.2.7 规定的限值。

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_s} \quad (5.2.7)$$

式中: n 框架柱轴压比;

N 考虑地震作用组合的框架柱轴向压力设计值;

A_c 矩形钢管内的混凝土面积;

A_s 矩形钢管截面面积。

表 5.2.7 矩形钢管混凝土框架柱的轴压比限值

抗震等级			
一级	二级	三级	四级
0.65	0.75	0.85	0.90

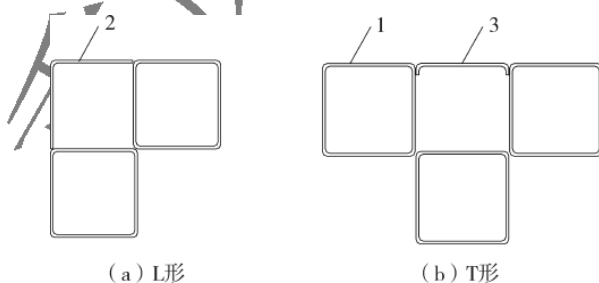
注:1 剪跨比不大于 2 的柱,其轴压比限值应比表中数值减小 0.05;

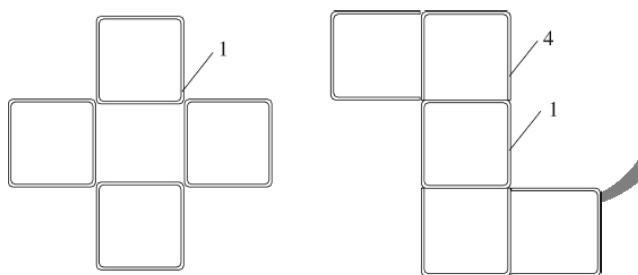
2 当混凝土强度等级采用 C65、C70 时,轴压比限值应比表中数值减小 0.05;

当混凝土强度等级采用 C75、C80 时,轴压比限值应比表中数值减小 0.10。

5.3 钢管混凝土异形柱

5.3.1 钢管混凝土异形柱的钢管应由几个正方形钢管和 L 形钢、C 形钢或 U 形钢焊接组成,截面形式包括 L 形、T 形、十字形和 Z 形(图 5.3.1)。





(c) 十字形

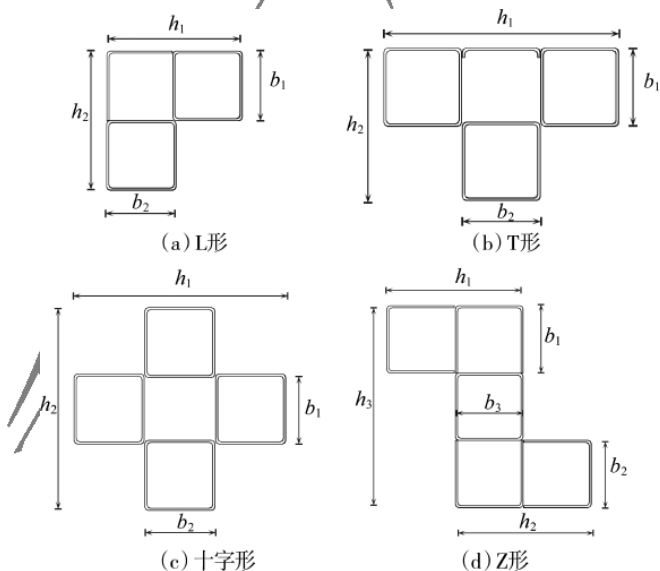
(d) Z形

图 5.3.1 钢管混凝土异形柱构造

1—正方形钢管;2—L形钢;3—C形钢;4—U形钢

5.3.2 钢管混凝土异形柱的各个腔室管壁板件的宽厚比不应大于 $60\epsilon_k$, 且单个腔室应为正方形截面。

5.3.3 钢管混凝土异形柱的截面宽度 $b_1 \sim b_3$ 均不应小于 100mm 且不宜大于 250mm, 钢管壁厚 t 不宜小于 4mm, 且截面高度与宽度之比 h_1/b_1 、 h_2/b_2 、 h_3/b_3 均不宜大于 3 (图 5.3.3)。



(a) L形

(b) T形

(c) 十字形

(d) Z形

图 5.3.3 钢管混凝土异形柱截面尺寸

5.3.4 钢管混凝土异形柱轴压承载力应符合下列规定：

$$N \leq N_0 / \gamma \quad (5.3.4 1)$$

式中：\$N\$ 作用于构件的轴心压力设计值；

\$N_0\$ 钢管混凝土异形柱的轴心受压承载力设计值；

\$\gamma\$ 系数，\$\gamma_{RE}\$ 应按本标准第 5.1.2 条取用。

5.3.5 钢管混凝土异形短柱的轴心受压承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_0 = 0.9 (\sum A_{aci} f_{aci} - 2A'_a f_a) \quad (5.3.5 1)$$

$$f_{aci} = (1.212 + B\xi'_i + C\xi_i) f_c \quad (5.3.5 2)$$

$$B = 0.131 f_a / 213 + 0.723 \quad (5.3.5 3)$$

$$C = -0.070 f_c / 14.4 + 0.026 \quad (5.3.5 4)$$

$$\xi'_i = \gamma_i \xi_i \quad (5.3.5 5)$$

$$\xi_i = \frac{A_{ai} f_a}{A_{ci} f_c} \quad (5.3.5 6)$$

式中：\$N_0\$ 钢管混凝土异形短柱的轴心受压承载力设计值；

\$A_{aci}\$ 钢管混凝土异形柱第 \$i\$ 个腔室的截面面积，等于钢管和管内混凝土面积之和；

\$f_{aci}\$ 钢管混凝土异形柱第 \$i\$ 个腔室的等效截面强度；

\$A'_a\$ 钢管混凝土异形柱各腔室之间重复计算的钢板面积之和；

\$f_a\$ 钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

\$\xi'_i\$ 钢管混凝土异形柱第 \$i\$ 个腔室的有效约束效应系数；

\$f_c\$ 混凝土的轴心抗压强度设计值；

\$\xi_i\$ 钢管混凝土异形柱第 \$i\$ 个腔室的约束效应系数；

\$\gamma_i\$ 钢管混凝土异形柱第 \$i\$ 个腔室的相对约束系数，可按表 5.3.5 取值。

\$A_{ai}\$ 钢管混凝土异形柱第 \$i\$ 个腔室的钢管面积；

\$A_{ci}\$ 钢管混凝土异形柱第 \$i\$ 个腔室的混凝土面积。

表 5.3.5 γ_c 的取值

约束情况	γ_c
四侧弱约束	1.000
三侧弱约束, 一侧强约束	1.105
两侧弱约束, 两侧强约束	1.211
一侧弱约束, 三侧强约束	1.316
四侧强约束	1.421

5.3.6 L形和T形钢管混凝土异形柱的轴心受压稳定承载力设计值应按下式计算,且长细比不宜大于100:

$$N_v = \varphi N_0 \quad (5.3.6 1)$$

当 $9 \leq \lambda \leq 100$ 时

$$\varphi = -0.11 \left(\frac{\lambda - 9}{100} \right)^2 - 0.43 \left(\frac{\lambda - 9}{100} \right) + 1 \quad (5.3.6 2)$$

当 $\lambda < 9$ 时

$$\varphi = 1.0 \quad (5.3.6 3)$$

式中: φ L形和T形钢管混凝土异形柱的轴心受压稳定系数。

5.3.7 钢管混凝土异形柱的长细比应按下式计算:

$$\lambda_x = l_{0x}/i_x, \lambda_y = l_{0y}/i_y \quad (5.3.7 1)$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_{ax} + I_{cx} E_c / E_a}{A_a + A_c f_c / f_a}}, i_y = \sqrt{\frac{I_{ay} + I_{cy} E_c / E_a}{A_a + A_c f_c / f_a}} \quad (5.3.7 2)$$

式中: l_{0x}, l_{0y} 分别为轴心受压构件对 x 轴和 y 轴的计算长度,应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定计算;

i_x, i_y 分别为轴心受压构件截面对 x 轴和 y 轴的回转半径;

I_{ax}, I_{ay} 分别为钢管截面对全截面形心轴的惯性矩;

I_{cx} 、 I_{cy} 分别为钢管内混凝土截面对全截面形心轴的惯性矩；

E_c 钢管内混凝土的弹性模量。

5.3.8 L形和T形钢管混凝土柱截面的受弯承载力设计值应按下列规定计算：

$$M_u = \gamma_m W_{ac} f_{ac} \quad (5.3.8\ 1)$$

$$f_{ac} = N_0 / A_{ac} \quad (5.3.8\ 2)$$

式中： γ_m 塑性发展系数；若为L形截面， $\gamma_m = 1.01 + 0.65 \ln(\xi + 0.1)$ ；若为T形截面，当 $\xi < 0.85$ 时， γ_m 取1.2；当 $\xi \geq 0.85$ 时， γ_m 取1.4；

W_{ac} 构件截面模量， $W_{ac} = 2I_{sc}/h$ ， h 为弯矩作用方向的截面高度；

f_{ac} 钢管混凝土异形柱等效截面抗压强度设计值；

ξ 钢管混凝土异形柱全截面的约束效应系数， $\xi = (A_s f_s) / (A_c f_c)$ ；

A_{ac} 钢管混凝土异形柱的截面面积，等于钢管和混凝土面积之和。

5.3.9 L形钢管混凝土异形短柱在一个主平面下的偏心受压承载力应符合下列规定：

1 绕 x 轴压弯(图5.3.9)

$$\frac{N}{N_u} + \frac{M_x}{M_{ux}} \leq 1 \quad (5.3.9\ 1)$$

2 绕 y 轴压弯(图5.3.9)

当 $0.25 < N/N_u \leq 1$ 时

$$\frac{N}{N_u} + 0.75 \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad (5.3.9\ 2)$$

当 $0 < N/N_u \leq 0.25$ 时

$$\frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad (5.3.9\ 3)$$

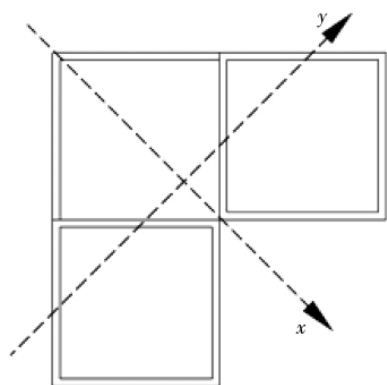


图 5.3.9 L 形钢管混凝土异形柱截面图

式中： M_x L 形钢管混凝土异形柱截面关于 x 轴的弯矩设计值；

M_{ux} L 形钢管混凝土异形柱截面关于 x 轴的受弯承载力设计值；

M_y L 形钢管混凝土异形柱截面关于 y 轴的弯矩设计值；

M_{uy} L 形钢管混凝土异形柱截面关于 y 轴的受弯承载力设计值。

5.3.10 T 形钢管混凝土异形短柱在一个主平面下的偏心受压承载力应符合下列规定：

当 $\eta_1 < N/N_v \leq 1$ 时

$$\frac{N}{N_v} - \frac{\eta_1 - 1}{\zeta_1} \frac{M}{M_v} \leq 1 \quad (5.3.10\ 1)$$

当 $\eta_2 < N/N_v \leq \eta_1$ 时

$$\frac{N}{N_v} - \frac{\eta_2 - \eta_1}{\zeta_2 - \zeta_1} \frac{M}{M_v} \leq \eta_1 - \frac{\eta_2 - \eta_1}{\zeta_2 - \zeta_1} \zeta_1 \quad (5.3.10\ 2)$$

当 $0 < N/N_v \leq \eta_2$ 时

$$\frac{N}{N_v} - \frac{\eta_2}{\zeta_2 - 1} \frac{M}{M_v} \leq \frac{\eta_2}{1 - \zeta_2} \quad (5.3.10\ 3)$$

其中

$$\eta_1, \eta_2, \zeta_1, \zeta_2 = a\xi^2 + b\xi + cq^2 + dq + e \quad (5.3.10-4)$$

式中: M T形钢管混凝土异形柱截面在一个主平面下的弯矩设计值,坐标轴如图 5.3.10 所示;

M_0 T形钢管混凝土异形柱截面的受弯承载力设计值;

$\eta_1, \eta_2, \zeta_1, \zeta_2$ 系数,其中 a, b, c, d, e 应按表 5.3.10-1 和表 5.3.10-2 取值;

q 腹板高宽比, $q = 1$ 或 $q = 2$ 。

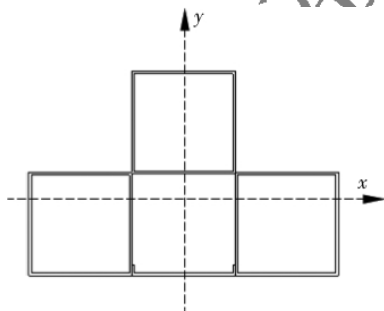


图 5.3.10 T形钢管混凝土异形柱截面图

表 5.3.10-1 a, b, c, d, e 的取值(绕 x 轴压弯)

系数	y^+				y^-			
	ζ_1	η_1	ζ_2	η_2	ζ_1	η_1	ζ_2	η_2
a	0.0023	0.0216	0.0198	0.0005	0.0576	-0.0044	0.0400	-0.0024
b	-0.0156	-0.1178	-0.1063	0.0191	-0.3215	0.0301	-0.2251	0.0025
c	-0.0930	-0.0004	0.1305	-0.1947	-0.3259	-0.1158	-0.1336	0.0301
d	0.2394	-0.0328	-0.3993	0.4150	0.9994	0.5483	0.5771	0.0140
e	0.7128	0.6188	1.4110	0.0137	0.5594	0.0315	0.7398	0.3109

注: y^+ 表示荷载作用点位于 y 轴正向即最大受压边缘位于腹板; y^- 表示荷载作用点位于 y 轴负向即最大受压边缘位于翼缘。

表 5.3.10-2 a、b、c、d、e 的取值(绕 y 轴压弯)

系数	绕 y 轴压弯			
	ξ_1	η	ξ_2	η_2
a	0.036	-0.005	0.005	0.035
b	-0.202	0.061	-0.028	-0.158
c	0.039	-0.018	0.069	0.021
d	-0.110	0.024	-0.253	-0.058
e	1.063	0.506	1.290	0.313

5.3.11 L 形和 T 形钢管混凝土异形短柱双向偏压承载力应符合下列规定:

1 L 形钢管混凝土异形短柱

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux,n}}\right)^2 + \left(\frac{M_y}{M_{uy,n}}\right)^2 + \xi \sqrt{\left|\frac{M_x}{M_{ux,n}} \cdot \frac{M_y}{M_{uy,n}}\right|} \leq 1 \quad (5.3.11\ 1)$$

其中

$$M_{ux,n} = k_1 \cdot M_{ux} \quad (5.3.11\ 2)$$

$$M_{uy,n} = k_1 \cdot M_{uy} \quad (5.3.11\ 3)$$

2 T 形钢管混凝土异形短柱

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux,n}}\right)^{\alpha_1} + \left(\frac{M_y}{M_{uy,n}}\right)^{\alpha_2} \leq 1 \quad (5.3.11\ 4)$$

其中

$$M_{ux,n} = k_{2,x} \cdot M_{ux} \quad (5.3.11\ 5)$$

$$M_{uy,n} = k_{2,y} \cdot M_{uy} \quad (5.3.11\ 6)$$

式中: M_x 钢管混凝土异形柱截面关于 x 轴的弯矩设计值;
 $M_{ux,n}$ 轴压比 n 下钢管混凝土异形柱截面关于 x 轴的受弯承载力设计值;
 M_y 钢管混凝土异形柱截面关于 y 轴的弯矩设计值;
 $M_{uy,n}$ 轴压比 n 下钢管混凝土异形柱截面关于 y 轴的受弯承载力设计值;

- n 轴力设计值与短柱轴压承载力设计值的比值；
- ζ 系数，应按表 5.3.11 取值；
- k_1 轴力对 L 形钢管混凝土异形柱截面受弯承载力的影响系数，应按本标准附录 A 确定；
- θ 加载点和原点的连线与 y 轴的夹角，如图 5.3.11 1 和 5.3.11 2 所示；
- α_1, α_2 系数，应按本标准附录 B 确定；
- $k_{2,x}$ 轴力对 T 形钢管混凝土异形柱截面绕 x 轴受弯承载力的影响系数，应按本标准附录 C 确定；
- $k_{2,y}$ 轴力对 T 形钢管混凝土异形柱截面绕 y 轴受弯承载力的影响系数，应按本标准附录 C 确定。

表 5.3.11 ζ 的取值

系数	n								
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
$\zeta(\theta)$ -180~0°	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	-0.21	-0.28	-0.38	-0.40	-0.40
$\zeta(\theta)$ 0~180°	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	-0.21	0.28	0.38	0.40	0.40

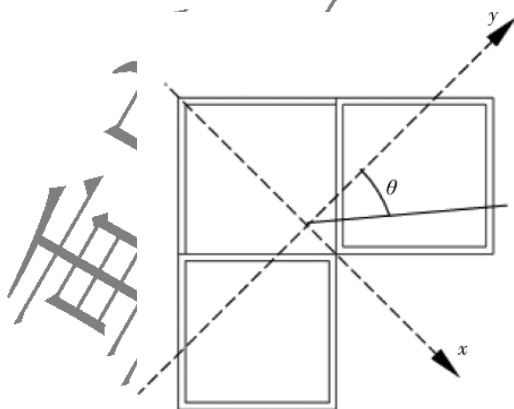


图 5.3.11 1 L 形钢管混凝土异形柱截面图

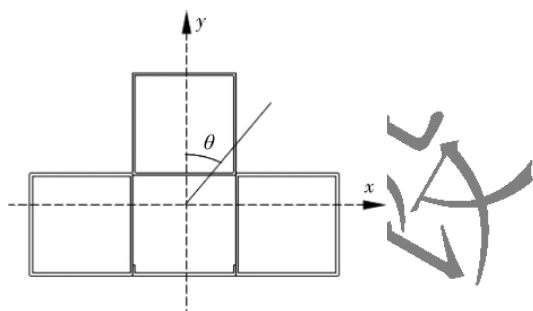


图 5.3.11-2 T形钢管混凝土异形柱截面图

5.3.12 L形和 T形钢管混凝土异形柱在一个主平面下的偏心受压稳定承载力应符合下列规定:

1 L形钢管混凝土异形柱

1) 绕 x 轴压弯

$$\frac{N}{\varphi N_v} + \frac{M_x}{M_{ux}} \leq 1 \quad (5.3.12\ 1)$$

2) 绕 y 轴压弯 ($\lambda_y \leq 48$)

当 $0.15 < N/N_v \leq 1$ 时

$$\frac{N}{\varphi N_v} + 0.85 \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad (5.3.12\ 2)$$

当 $0 < N/N_v \leq 0.15$ 时

$$\frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad (5.3.12\ 3)$$

3) 绕 y 轴压弯 ($\lambda_y > 48$)

$$\frac{N}{\varphi N_v} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad (5.3.12\ 4)$$

式中: φ L形钢管混凝土异形柱的稳定系数,应按本标准第 5.3.6 条计算。

2 T形钢管混凝土异形柱

绕 x 轴压弯

当 $\eta'_1 < N/N_v \leq 1$ 时

$$\frac{N}{\varphi N_u} - \frac{\eta'_1 - 1}{\zeta_1} \frac{M_x}{\kappa M_{ux}} \leq 1 \quad (5.3.12.5)$$

当 $\eta'_2 < N/N_u \leq \eta'_1$ 时

$$\frac{N}{\varphi N_u} - \frac{\eta'_2 - \eta'_1}{\zeta_2 - \zeta_1} \frac{M_x}{\kappa M_{ux}} \leq \eta'_1 - \frac{\eta'_2 - \eta'_1}{\zeta_2 - \zeta_1} \zeta_1 \quad (5.3.12.6)$$

当 $0 < N/N_u \leq \eta'_2$ 时

$$\frac{N}{\varphi N_u} - \frac{\eta'_2}{\zeta_2 - 1} \frac{M_x}{\kappa M_{ux}} \leq \frac{\eta'_2}{1 - \zeta_2} \quad (5.3.12.7)$$

其中

$$\eta'_1 = \varphi^{1.5} \eta \quad (5.3.12.8)$$

$$\eta'_2 = \varphi^{1.5} \eta_2 \quad (5.3.12.9)$$

$$\zeta_1 = \begin{cases} \varphi^{1.5} \zeta_1 & y^+ \\ \varphi^3 \zeta_1 & y^- \end{cases} \quad (5.3.12.10)$$

$$\zeta_2 = \begin{cases} \varphi^{1.5} \zeta_2 & y^+ \\ \varphi^{2.5} \zeta_2 & y^- \end{cases} \quad (5.3.12.11)$$

$$N_u = \varphi N_0 \quad (5.3.12.12)$$

$$\kappa = 1 - 0.8 \left(\frac{N}{N_{FK}} \right) \quad (5.3.12.13)$$

$$N_{FK} = \frac{\pi^2 (E_{sc} I_{sc})}{L^2} \quad (5.3.12.14)$$

$$E_{sc} I_{sc} = E_s I_s + E_c I_c \quad (5.3.12.15)$$

式中: φ T形钢管混凝土异形柱的轴心受压稳定系数,应按本标准第 5.3.6 条计算;

N_{FK} 欧拉临界力;

$E_{sc} I_{sc}$ 截面抗弯刚度;

y^+ 荷载作用点位于 y 轴正向即最大受压边缘位于腹板,坐标轴如图 5.3.10 所示;

y^- 荷载作用点位于 y 轴负向即最大受压边缘位于翼缘,坐标轴如图 5.3.10 所示。

5.3.13 钢管混凝土异形柱的受剪承载力应符合下列规定:

$$V_x \leq V_{ux}/\gamma; V_y \leq V_{uy}/\gamma \quad (5.3.13 1)$$

$$V_{ux} = V_{ax} + V_c; V_{uy} = V_{ay} + V_c \quad (5.3.13 2)$$

其中

$$V_{ax} = A_{ax} f_{va}; V_{ay} = A_{ay} f_{va} \quad (5.3.13 3)$$

$$V_c = \begin{cases} \frac{1.6}{\lambda_1 + 0.3} A_c f_t & \lambda_1 < 0.5 \\ 2A_c f_t & \lambda_1 \geq 0.5 \end{cases} \quad (5.3.13 4)$$

- 式中： V_x 钢管混凝土异形柱沿 x 轴方向的剪力设计值；
 V_y 钢管混凝土异形柱沿 y 轴方向的剪力设计值；
 V_{ux} 钢管混凝土异形柱沿 x 轴方向的受剪承载力设计值；
 V_{uy} 钢管混凝土异形柱沿 y 轴方向的受剪承载力设计值；
 V_{ax} 钢管混凝土异形柱沿 x 轴方向的钢管受剪承载力设计值；
 V_{ay} 钢管混凝土异形柱沿 y 轴方向的钢管受剪承载力设计值；
 f_{va} 钢材的抗剪强度设计值；
 V_c 钢管混凝土异形柱的混凝土受剪承载力设计值；
 A_{ax} 钢管混凝土异形柱沿 x 轴方向的钢板总面积；
 A_{ay} 钢管混凝土异形柱沿 y 轴方向的钢板总面积；
 t 钢管厚度；
 λ_1 剪跨比；
 A_c 钢管混凝土异形柱的混凝土面积；
 f_t 混凝土抗拉强度设计值。

5.3.14 考虑地震作用组合的钢管混凝土异形框架柱，其轴压比应按下式计算，且不宜大于表 5.3.14 规定的限值。

$$n = N/N_0 \quad (5.3.14)$$

式中： n 钢管混凝土异形框架柱轴压比；

N 考虑地震作用组合的钢管混凝土异形柱轴向压力设计值。

表 5.3.14 钢管混凝土异形框架柱轴压比限值

抗震等级			
一级	二级	三级	四级
0.55	0.65	0.75	0.85

5.3.15 钢管混凝土异形柱的抗震承载力验算及内力调整、柱壁排气孔设置应符合本标准第 5.2 节对矩形钢管混凝土柱的有关规定。

5.4 外包钢组合梁

I 一般规定

5.4.1 外包钢组合梁的 U 形钢截面宽度 b 不应小于 150mm, 对框架梁不宜小于 200mm; U 形钢截面高度 h_u 不应小于 200mm, 上翼缘宽度 b_u 不应小于 45mm, 上翼缘净距 b_s 不应小于 60mm, 壁厚 t 不宜小于 4mm (图 5.4.1); U 形钢常用截面尺寸宜按表 5.4.1 采用。

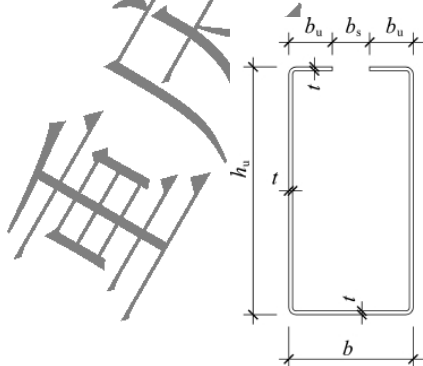


图 5.4.1 外包钢组合梁截面尺寸示意

表 5.4.1 外包钢组合梁用 U 形钢常用截面尺寸

型号	截面尺寸(mm)			
	h_w	b	t_w	t
U300×150×45×4	300	150	45	4
U350×150×45×4	350	150	45	4
U400×150×45×4	400	150	45	4
U450×200×65×5	450	200	65	5
U500×200×65×5	500	200	65	5
U550×200×65×6	550	200	65	6
U600×200×65×6	600	200	65	6

5.4.2 外包钢组合梁的 U 形钢板件宽厚比(图 5.4.1)应符合下列规定:

- 1 受压上翼缘宽厚比 b_w/t 不应大于 $23\epsilon_k$;
- 2 腹板受压区高厚比 h_{wc}/t 不宜大于 $51\epsilon_k$, h_{wc} 为根据塑性中和轴确定的腹板受压区高度;
- 3 受压下翼缘宽厚比 b/t 不应大于 $51\epsilon_k$ 。

5.4.3 外包钢组合梁宜按完全抗剪连接设计。抗剪连接件宜采用槽钢、吊筋或有可靠依据的其他类型连接件。

5.4.4 外包钢组合梁跨中及支座处混凝土翼板的有效宽度 b_e (图 5.4.4)应按下式计算:

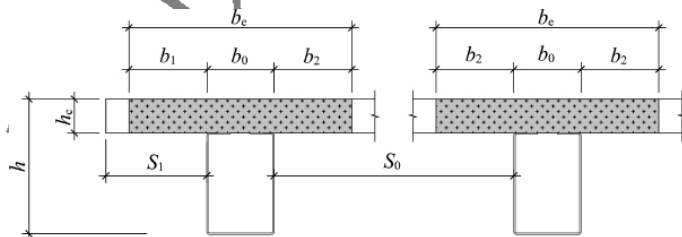


图 5.4.4 混凝土翼板的计算宽度

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (5.4.4)$$

- 式中: b_0 U形钢截面宽度;
- b_1 、 b_2 梁外侧和内侧的翼板计算宽度,各取梁等效跨度 l_e 的 $1/6$; b_1 尚不应超过翼板实际外伸宽度 S_1 ; b_2 尚不应超过相邻 U形钢上翼缘净距 S_0 的 $1/2$;
- l_e 等效跨度,对简支梁,取 l ;对连续梁,中间跨正弯矩区取 $0.6l$,边跨正弯矩区取 $0.8l$,支座负弯矩区取相邻两跨跨度之和的 0.2 倍; l 为梁跨度。

II 承载力计算

5.4.5 外包钢组合连续梁和框架梁在重力荷载作用下的内力可采用不考虑混凝土开裂的模型进行弹性分析,并对负弯矩进行调幅,调幅应符合下列规定:

1 混凝土受压区高度 x^+ 为 $0.25(h_0^+ - t_b) \sim 0.35(h_0^+ - t_b)$ 时,负弯矩调幅幅度可取为 $10\% \sim 20\%$;混凝土受压区高度 x^+ 不大于 $0.25(h_0^+ - t_b)$ 时,负弯矩调幅幅度可取为 $20\% \sim 25\%$;

2 负弯矩调幅后,梁跨中弯矩应按平衡条件相应增大;

3 对框架梁,应先对竖向荷载作用下的弯矩进行调幅,负弯矩调幅幅度不宜超过 20% ,再与水平作用产生的弯矩进行组合。

5.4.6 完全抗剪连接的外包钢组合梁的正截面受弯承载力应符合下列规定,对地震设计状况,应在不等式右端项除以承载力抗震调整系数 γ_{RE} :

1 正弯矩作用区段

1) 当塑性中和轴在混凝土翼板内(图 5.4.6 1),即 $x_c^+ \leq h_c$ 时;

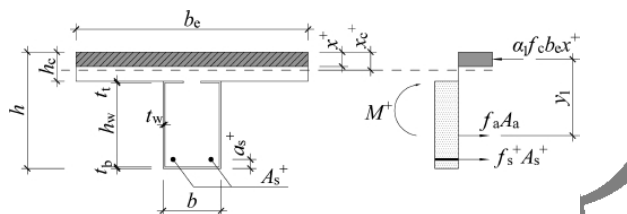


图 5.4.6-1 塑性中和轴在翼板内时的外包钢组合梁截面

$$M^+ \leq k [f_a A_a y_1 + f_s^+ A_s^+ (h - a_1^+ - \frac{\beta_1 x_c^+}{2})] \quad (5.4.6.1)$$

$$a_1 \beta_1 f_c b_c x_c^+ = f_a A_a + f_s^+ A_s^+ \quad (5.4.6.2)$$

- 式中： M^+ 正弯矩设计值；
 k 承载力折减系数，对外包钢组合框架梁梁端，取 0.6；对其他情况，取 1.0；
 A_a U 形钢截面面积；
 f_a 钢材抗拉、抗压强度设计值；
 A_s^+ 正弯矩区 U 形钢内底部纵向受拉钢筋截面面积；
 f_s^+ 正弯矩区 U 形钢内底部纵向受拉钢筋抗拉强度设计值；
 y_1 U 形钢截面应力的合力至翼板受压区截面应力的合力的距离；
 x_c^+ 正弯矩区混凝土实际受压区高度；
 x^+ 正弯矩区混凝土受压区高度， $x^+ = \beta_1 x_c^+$ ；
 b_c 混凝土翼板有效宽度；
 h_c 混凝土翼板厚度；
 h 外包钢组合梁高度；
 h_w U 形钢腹板高度；
 t_w U 形钢腹板厚度；
 t_c U 形钢上翼缘厚度；
 t_b U 形钢下翼缘厚度；

- a_s^+ 正弯矩区 U 形钢内底部纵向受拉钢筋合力点至 U 形钢下翼缘外表面的距离；
- α_1 受压区混凝土压应力影响系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时， α_1 取 1.0，当混凝土强度等级为 C80 时， α_1 取 0.94，其间接线性内插法得到；
- β_1 系数，当混凝土强度等级不超过 50 时，取 0.8，当混凝土强度等级为 C80 时，取 0.74，其间接线性内插法确定。

2) 当塑性中和轴在 U 形钢截面内(图 5.4.6 2)且 $h_c <$

$$x_c^+ < \frac{h_c}{\beta_1} \text{ 时:}$$

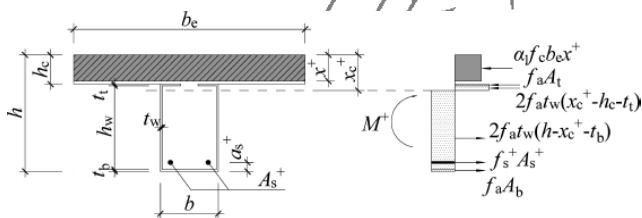


图 5.4.6-2 塑性中和轴在 U 形钢内时的外包钢组梁截面(情况 1)

$$M \leq k \left[f_a A_b \left(h - x_c^+ - \frac{t_b}{2} \right) + f_a t_w (h - x_c^+ - t_b)^2 + f_a t_w (x_c^+ - h_c - t_t)^2 + f_a A_t (x_c^+ - h_c - \frac{t_t}{2}) + \alpha_1 \beta_1 f_c b x_c^+ \left(x_c^+ - \frac{\beta_1 x_c^+}{2} \right) + f_s^+ A_s^+ (h - \beta_1 x_c^+ - a_s^+) \right] \quad (5.4.6 3)$$

$$\begin{aligned} & \alpha_1 \beta_1 f_c b x_c^+ + f_a A_t + 2 f_a t_w (x_c^+ - h_c - t_t) \\ & = 2 f_a t_w (h - x_c^+ - t_b) + f_a A_b + f_s^+ A_s^+ \quad (5.4.6 4) \end{aligned}$$

3) 当塑性中和轴在 U 形钢截面内(图 5.4.6 3)且 $x_c^+ \geq \frac{h_c}{\beta_1}$ 时:

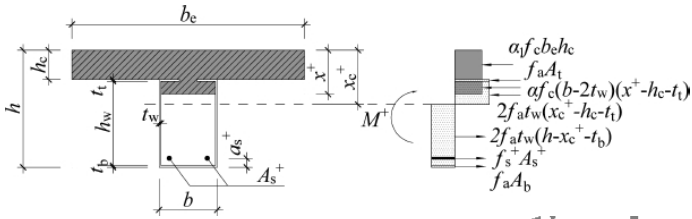


图 5.4.6-3 塑性中和轴在 U 形钢内时的外包钢组梁截面(情况 2)

$$\begin{aligned}
 M \leq & k[f_a A_b(h - x_c^+ - \frac{t_b}{2}) + f_a t_w(h - x_c^+ - t_b)^2 + \\
 & f_a t_w(x_c^+ - h_c - t_t)^2 + f_a A_t(x_c^+ - h_c - \frac{t_t}{2}) + \\
 & \frac{1}{2} \alpha_1 f_c(b - 2t_w)(\beta_1 x_c^+ - h_c - t_t)[(2 - \beta_1)x_c^+ - h_c - t_t] \\
 & + \alpha_1 f_c b_e h_c(x_c^+ - \frac{h_c}{2}) + f_s^+ A_s^+(h - x_c^+ - a_s^+)]
 \end{aligned} \quad (5.4.6.5)$$

$$\begin{aligned}
 & \alpha_1 f_c b_e h_c + \alpha_1 f_c(b - 2t_w)(\beta_1 x_c^+ - h_c - t_t) + \\
 & f_a A_t + 2f_a t_w(x_c^+ - h_c - t_t) \\
 & = 2f_a t_w(h - x_c^+ - t_b) + f_a A_b + f_s^+ A_s^+ \quad (5.4.6.6)
 \end{aligned}$$

2 负弯矩作用区段

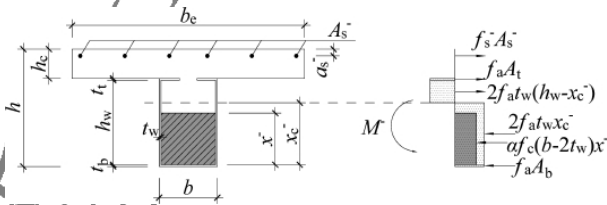


图 5.4.6-4 负弯矩作用时的外包钢组合梁截面

$$\begin{aligned}
 M^- \leq & f_s^- A_s^- (h - a_s^- - \frac{t_b}{2}) + f_a A_t (h_w + \frac{t_t}{2} + \frac{t_b}{2}) + \\
 & f_a t_w (h_w - x_c^-) (h_w + x_c^- + t_b) - f_a t_w x_c^- (x_c^- + t_b) \\
 & - \frac{1}{2} \alpha_1 \beta_1 f_c (b - 2t_w) x_c^- (\beta_1 x_c^- + t_b) \quad (5.4.6.7)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & f_s^- A_s^- + f_a A_c + 2f_a t_w (h_w - x_c^-) \\
 & = 2f_a t_w x_c^- + \alpha_1 \beta_1 f_c (b - 2t_w) x_c^- + f_a A_b \quad (5.4.6 8)
 \end{aligned}$$

式中: x_c^- 负弯矩区混凝土实际受压区高度;
 x^- 负弯矩区混凝土受压区高度, $x^- = \beta_1 x_c^-$;
 a_s^- 负弯矩区纵向受拉钢筋合力点至翼板顶面的距离。

5.4.7 外包钢组合梁的受剪承载力应符合下列公式的规定:

1 持久、短暂设计状况

$$V_b \leq 2f_{va} t_w h_w + \alpha_{cv} f_t (b - 2t_w) (h - t_b) \quad (5.4.7 1)$$

2 地震设计状况

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [2f_{va} t_w h_w + 0.6 \alpha_{cv} f_t (b - 2t_w) (h - t_b)] \quad (5.4.7 2)$$

式中: V_b 剪力设计值;
 f_{va} U形钢腹板的抗剪强度设计值;
 α_{cv} 斜截面混凝土受剪承载力系数,取0.7;对集中荷载作用下(包括作用有多种荷载,其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力的75%以上的情况)的独立梁,取 $1.75/(\lambda + 1)$, λ 为计算截面的剪跨比,可取 $\lambda = a/(h - t_b)$,当 λ 小于1.5时,取1.5,当 λ 大于3时,取3, a 取集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离;
 f_t U形钢内混凝土的轴心抗拉强度设计值。

5.4.8 用塑性方法计算外包钢组合梁的正截面受弯承载力时,受正弯矩作用的外包钢组合梁可不考虑弯矩和剪力的相互影响,受负弯矩作用的外包钢组合梁应考虑弯矩与剪力的相互影响,按下列规定对U形钢腹板强度设计值进行折减:

1 当剪力设计值 $V_b > f_{va} t_w h_w + 0.5 \alpha_{cv} f_t (b - 2t_w) (h - t_b)$ 时:

$$f_{ae} = (1 - \rho_e) f_a \quad (5.4.8 1)$$

$$\rho_e = [V_b / (f_{va} t_w h_w + 0.5 \alpha_{cv} f_t (b - 2t_w)(h - t_b)) - 1]^2 \quad (5.4.8 2)$$

2 当剪力设计值 $V_b \leq f_{va} t_w h_w + 0.5 \alpha_{cv} f_t (b - 2t_w)(h - t_b)$ 时,可不对腹板强度设计值进行折减;

3 对地震设计状况,本条第 1 款、第 2 款判别式右端应除以 γRE 。

式中: f_{se} 折减后的 U 形钢腹板抗压、抗拉设计值;
 ρ_e 折减系数。

III 抗剪连接件及纵向抗剪计算

5.4.9 外包钢组合梁单个抗剪连接件的受剪承载力设计值应由下列公式确定:

1 槽钢连接件:

$$N_v^{cl} = \min\{0.26(t_{cht} + 0.5t_{chw})l_{ch} \sqrt{E_c f_c}, N_{vw}^{ch}\} \quad (5.4.9 1)$$

式中: t_{cht} 槽钢翼缘的平均厚度;

t_{chw} 槽钢腹板的厚度;

l_{ch} 槽钢的长度;

N_{vw}^{ch} 槽钢角焊缝的受剪承载力设计值,应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 计算。

2 吊筋连接件:

$$N_v^{cl} = \min\{0.7f_t A_{cr} + 0.8f_{sr} A_{sr}, 0.25f_c A_{cr}\} \quad (5.4.9 2)$$

式中: f_{sr} 吊筋的抗拉强度设计值;

A_{sr} 单个吊筋的截面面积;

f_t 吊筋处混凝土轴心抗拉强度设计值;

f_c 吊筋处混凝土轴心抗压强度设计值;

A_{cr} 单个吊筋作用范围内的混凝土界面面积。

5.4.10 位于负弯矩区的抗剪连接件,其受剪承载力设计值 N_v^d 应乘以折减系数 0.9,且不应考虑贯通混凝土的抗剪贡献。

5.4.11 对抗剪连接件,应以弯矩绝对值最大点及支座为界限,将外包钢组合梁划分为若干个区段(图 5.4.11),逐段进行布置。每个剪跨区段内 U 形钢及其内部混凝土与翼板交界面的纵向剪力 V_{s1} 、U 形钢与内部混凝土及翼板接触面的纵向剪力 V_{s2} 和抗剪连接件的布置应符合下列规定:

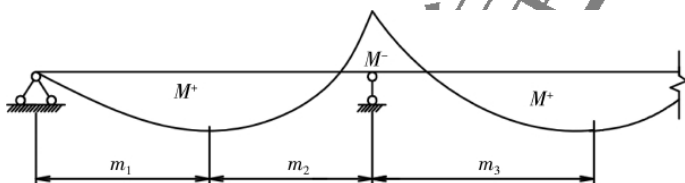


图 5.4.11 连续梁剪跨区段划分图

1 正弯矩最大点至边支座区段,即 m_1 区段:

当塑性中和轴在混凝土翼板内,即 $x_c^+ \leq h_c$ 时:

$$V_{s1} = f_s A_s + f_s^+ A_s^+ \quad (5.4.11 1)$$

$$V_{s2} = f_s A_s \quad (5.4.11 2)$$

当塑性中和轴在 U 形钢截面内,且 $h_c < x_c^+ < h_c/\beta_1$ 时:

$$V_{s1} = \alpha_1 \beta_1 f_c b_e x_c^+ \quad (5.4.11 3)$$

$$V_{s2} = \alpha_1 \beta_1 f_c b_e x_c^+ - f_s^+ A_s^+ \quad (5.4.11 4)$$

当塑性中和轴在 U 形钢截面内,且 $x_c^+ \geq h_c/\beta_1$ 时:

$$V_{s1} = \alpha_1 f_c b_e h_c \quad (5.4.11 5)$$

$$V_{s2} = \alpha_1 f_c b_e h_c + \alpha_1 f_c (b - 2t_w) (\beta_1 x_c^+ - h_c - t_t) - f_s^+ A_s^+ \quad (5.4.11 6)$$

正弯矩最大点至中支座(负弯矩最大点)区段,即 m_2 和 m_3 区段:

当塑性中和轴在混凝土翼板内,即 $x_c^+ \leq h_c$ 时:

$$V_{s1} = f_s A_a + f_s^+ A_s^+ + f_s^- A_s^- \quad (5.4.11\ 7)$$

$$V_{s2} = 2f_s A_b + 4f_s t_w x_c^- \quad (5.4.11\ 8)$$

当塑性中和轴在 U 形钢截面内,且 $h_c < x_c^+ < h_c/\beta_1$ 时:

$$V_{s1} = \alpha_1 \beta_1 f_c b_e x_c^+ + f_s^- A_s^- \quad (5.4.11\ 9)$$

$$V_{s2} = \alpha_1 \beta_1 f_c b_e x_c^+ - f_s^+ A_s^+ + f_s^- A_s^- - \alpha_1 \beta_1 f_c (b - 2t_w) x_c^- \quad (5.4.11\ 10)$$

当塑性中和轴在 U 形钢截面内,且 $x_c^+ \geq h_c/\beta_1$ 时:

$$V_{s1} = \alpha_1 f_c b_e h_c + f_s^- A_s^- \quad (5.4.11\ 11)$$

$$V_{s2} = \alpha_1 f_c b_e h_c + \alpha_1 f_c (b - 2t_w) (\beta_1 x_c^+ - \beta_1 x_c^- - h_c - t_c) - f_s^+ A_s^+ + f_s^- A_s^- \quad (5.4.11\ 12)$$

按完全抗剪连接设计时,每个剪跨区段内需要的连接件总数 n_4 应符合下式要求:

$$n_4 N_4^{\text{pl}} \geq V_{s1} \quad (5.4.11\ 13)$$

$$n_4 N_4^{\text{pl}} \geq V_{s2} \quad (5.4.11\ 14)$$

4 按本条第 3 款计算的连接件数量,可在对应剪跨区段内均匀布置。当在此剪跨区段内有较大集中荷载作用时,应将连接件个数 n_4 按剪力图面积比例分配后再各自均匀布置。

5.4.12 外包钢组合梁的混凝土翼板纵向受剪承载力验算应符合下列规定:

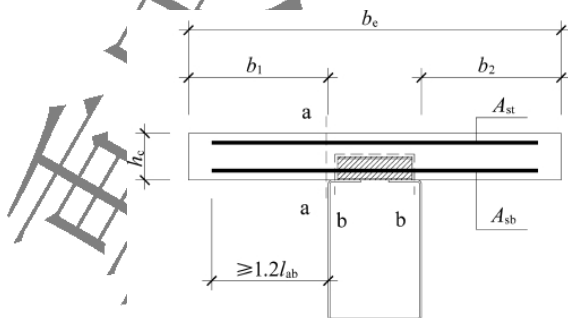


图 5.4.12 外包钢组合梁的混凝土翼板纵向受剪界面

A_{st} 、 A_{sb} —板顶、板底单位长度内横向钢筋截面面积的总和(mm^2/mm)

- 1 应分别验算图 5.4.12 所示的纵向受剪界面 a a、b b;
- 2 纵向受剪界面的纵向受剪承载力应符合下式要求:

$$v_{\Omega} \leq 0.7 f_t b_t + 0.8 A_{sv} f_{sv} \quad (5.4.12 1)$$

$$v_{\Omega} \leq 0.25 f_c b_t \quad (5.4.12 2)$$

式中: v_{Ω} 单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力设计值(N/mm),应按本标准第 5.4.13 条计算;

f_t 混凝土轴心抗拉强度设计值(N/mm²);

b_t 受剪界面的横向长度,按图 5.4.12 所示的 a a、b b 连线在抗剪连接件以外的最短长度取值(mm);

A_{sv} 单位长度上横向钢筋的截面面积(mm²/mm);对界面 a a, $A_{sv} = A_{sb} + A_{st}$;对界面 b b, $A_{sv} = 2A_{sb}$;

f_{sv} 横向钢筋抗拉强度设计值(N/mm²)。

- 3 横向钢筋最小配筋应符合下式要求:

$$A_{sv} f_{sv} / b_t \geq 0.75 (N/mm^2) \quad (5.4.12 3)$$

4 横向钢筋自梁边缘伸进板跨内的长度不应小于 $1.2l_{ab}$, l_{ab} 为横向钢筋的基本锚固长度,当横向钢筋兼做板受力钢筋时尚应符合受力钢筋的锚固或搭接要求。

5.4.13 外包钢组合梁的混凝土翼板单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力设计值应按下列规定计算:

- 1 受剪界面 a a(图 5.4.12):

$$v_{\Omega} = \max\left(\frac{V_{s1}}{m_i} \times \frac{b_1}{b_e}, \frac{V_{s1}}{m_i} \times \frac{b_2}{b_e}\right) \quad (5.4.13 1)$$

- 2 受剪界面 b b(图 5.4.12):

$$v_{\Omega} = \frac{V_{s1}}{m_i} \quad (5.4.13 2)$$

式中: V_{s1} 每个剪跨区段内 U 形钢及其内部混凝土与翼板交界面的纵向剪力,按本标准第 5.4.11 条计算(N);

m_i 剪跨区段长度(图 5.4.11)(mm);

b_1 、 b_2 分别为混凝土翼板左右两侧外伸的宽度(图 5.4.

12)(mm);

- b. 混凝土翼板的有效宽度,按本标准第 5.4.4 条的规定取跨中有效宽度。

IV 挠度及负弯矩区裂缝宽度计算

5.4.14 外包钢组合梁的挠度计算应符合下列规定:

1 应按荷载的准永久组合并考虑长期作用的影响进行计算;

2 计算时可假定各同号弯矩区段内的刚度相等,并取用该区段内最大弯矩处的刚度;对框架梁,翼板有效宽度可按连续梁的中间跨取值;

3 短期刚度和考虑长期作用影响的长期刚度,可按下列公式计算:

$$B_s = (0.22 + 3.75 \frac{E_s}{E_c} \rho_s) E_c I_c + E_a I_a \quad (5.4.14 1)$$

$$B = \frac{B_s - E_a I_a}{\theta} + E_a I_a \quad (5.4.14 2)$$

$$\theta = 2.0 - 0.4 \frac{\rho'_{sa}}{\rho_{sa}} \quad (5.4.14 3)$$

- 式中: B_s 外包钢组合梁的短期刚度;
 B 外包钢组合梁的长期刚度;
 ρ_{sa} 外包钢组合梁截面受拉区的纵向受拉钢筋和 U 形钢受拉翼缘面积之和的截面配筋率;
 ρ'_{sa} 外包钢组合梁截面受压区的纵向受压钢筋和 U 形钢受压翼缘面积之和的截面配筋率;
 ρ_s 纵向受拉钢筋配筋率;
 E_c 混凝土弹性模量;
 E_a U 形钢弹性模量;

- E_s 钢筋弹性模量；
 I_c 按截面尺寸计算的混凝土截面惯性矩；
 I_a U形钢的截面惯性矩；
 θ 考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数。

5.4.15 计算外包钢组合梁挠度时应考虑施工方法及工序的影响,且应符合下列规定:

1 施工无支撑时,应按下式计算:

$$\Delta_{q0} = \Delta_{1Gk} + \Delta_{2Gk} + \sum_{i \geq 1} \psi_{qi} \Delta_{Qik} \quad (5.4.15-1)$$

- 式中: Δ_{q0} 施工无支撑时外包钢组合梁的挠度计算值;
- Δ_{1Gk} 施工阶段按永久荷载标准值计算的 U 形钢梁挠度值;
- Δ_{2Gk} 除施工阶段永久荷载外,其他永久荷载标准值作用下,且考虑荷载长期作用影响的外包钢组合梁挠度计算值;
- Δ_{Qik} 第 i 个可变荷载标准值作用下,且考虑荷载长期作用影响的外包钢组合梁挠度计算值;
- ψ_{qi} 第 i 个可变荷载的准永久值系数,按现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001 和《建筑结构荷载规范》GB 50009 采用。

2 施工有支撑时,应按下式计算:

$$\Delta_{qb} = \Delta'_{1Gk} + \Delta''_{1Gk} + \Delta_{2Gk} + \sum_{i \geq 1} \psi_{qi} \Delta_{Qik} \quad (5.4.15-2)$$

- 式中: Δ_{qb} 施工有支撑时外包钢组合梁的挠度计算值;
- Δ'_{1Gk} 施工阶段有支撑条件下按永久荷载标准值计算的 U 形钢梁挠度值;
- Δ''_{1Gk} 拆除支撑后将支承点反力标准值反向施加,按外包钢组合梁截面计算的考虑荷载长期作用影响的外包钢组合梁挠度值。

5.4.16 外包钢组合梁负弯矩区混凝土,按荷载准永久组合并考

考虑长期作用影响的最大裂缝宽度 w_{\max} 可按下列公式计算：

$$w_{\max} = \xi \frac{\sigma_s}{E_s} (1.9c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}}) C_d \quad (5.4.16 1)$$

$$\sigma_s = \frac{M_q y_s}{I_{\text{cr}}} \quad (5.4.16 2)$$

$$d_{\text{eq}} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \quad (5.4.16 3)$$

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s}{b_e h_c} \quad (5.4.16 4)$$

$$C_d = 1 - \frac{a_s}{h - x_c - t_b} \quad (5.4.16 5)$$

- 式中： ξ 外包钢组合梁受力特征综合系数，取 2.25；
- σ_s 按荷载准永久组合计算的开裂截面纵向受拉钢筋的应力；
- E_s 钢筋的弹性模量；
- c_s 最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区边缘的距离 (mm)；小于 20 时取 20；大于 65 时取 65；
- d_{eq} 纵向受拉钢筋的等效直径；
- ρ_{te} 纵向受拉钢筋配筋率，小于 0.01 时取 0.01；
- M_q 荷载准永久组合作用下考虑弯矩调幅的支座截面负弯矩值，负弯矩调幅幅度可按本标准第 5.4.5 条取用，且不宜大于 15%；
- y_s 纵向受拉钢筋截面重心至由纵向受拉钢筋和 U 形钢形成的组合截面中和轴的距离；
- I_{cr} 由纵向受拉钢筋和 U 形钢形成的组合截面的惯性矩；
- A_s 纵向受拉钢筋截面面积；
- n_i 第 i 种纵向受拉钢筋的根数；
- d_i 第 i 种纵向受拉钢筋的公称直径；
- v_i 第 i 种纵向受拉钢筋的相对粘结特性系数，对带肋钢

- 筋取 1.0；
- b_e 翼板有效宽度；
- h_c 翼板厚度；
- C_d 修正系数；
- h 外包钢组合梁截面高度；
- x_c^- 负弯矩区混凝土实际受压区高度；
- a_s^- 负弯矩区纵向受拉钢筋合力点至翼板顶面的距离；
- t_b U形钢下翼缘厚度。

VI 构造要求

5.4.17 外包钢组合梁负弯矩区纵向受拉钢筋应符合下列规定：

1 梁宽范围内的钢筋不应少于 2 根，直径不宜小于梁宽范围外的钢筋，且不宜小于 12mm，钢筋净间距不应小于 50mm 和 $2.5d$ ， d 为钢筋直径；梁宽范围外的钢筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 200mm，其构造尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对混凝土板的有关规定；

2 钢筋的承载力应符合下式要求：

$$0.1(h_0^- - t_b) \leq x^- \leq 0.35(h_0^- - t_b) \quad (5.4.17)$$

式中： x^- 负弯矩区混凝土受压区高度，应按本标准第 5.4.6 条计算；

h_0^- 外包钢组合梁负弯矩区截面有效高度，即纵向受拉钢筋合力点至 U 形钢受压边缘的距离；

t_b U 形钢下翼缘厚度。

3 按包含翼板的截面计算的最小配筋百分率应取 0.2%；

4 钢筋的截断应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

5.4.18 外包钢组合框架梁的上部纵向钢筋除应符合本标准第 5.4.17 条规定外，尚应符合下列规定：

1 支座截面上部纵向受拉钢筋的最小配筋百分率,对一、二级,应分别取 0.4%和 0.3%;对三、四级抗震等级,应取 0.25%;

2 梁宽范围内沿梁全长至少应配置两根通长的纵向钢筋,对一、二级抗震等级,钢筋直径不应小于 14mm,且不应少于全部纵向受力钢筋截面面积的 1/4;对三、四级抗震等级,钢筋直径不应小于 12mm;

3 当上部纵向钢筋贯穿框架柱时,贯穿柱的每根纵向钢筋直径,对一级抗震等级的框架结构,不宜大于矩形截面柱在该方向截面尺寸的 1/25;对其他情况的一、二、三级抗震等级,不应大于矩形截面柱在该方向截面尺寸的 1/20。

5.4.19 外包钢组合梁跨内正弯矩区,可在 U 形钢内配置下部纵向钢筋,下部纵向钢筋边缘至 U 形钢内壁的距离不宜小于 25mm 和钢筋直径,下部纵向钢筋水平方向的净间距、各层钢筋的净间距及截断位置应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

5.4.20 外包钢组合梁上开设洞口时,洞口位置宜位于剪力较小截面处,且宜采用圆洞口。当洞口位于距离支座 1/4 跨度以外时,圆洞口直径不宜大于 0.4 倍梁高;当洞口位于距离支座 1/4 跨度以内时,圆洞口直径不宜大于 0.3 倍梁高。洞口周边宜设置钢套管,管壁厚度不宜小于 U 形钢腹板厚度,钢套管与 U 形钢腹板宜采用全熔透焊缝连接;洞口周边宜焊接厚度为 2 倍 U 形钢腹板厚度的环形补强板,环形补强板的宽度可取 75mm~125mm。

5.4.21 外包钢组合梁上开设圆洞口时,应对圆洞口处截面进行受弯承载力和受剪承载力计算。受弯承载力应按本标准第 5.4.6 条计算,计算时应扣除洞口面积;受剪承载力应符合下列规定:

1 持久、短暂设计状况

$$V_b \leq 2f_{vt}t_w(h_w - D_b)\gamma + 0.8f_t(b - 2t_w)(h - t_b)(1 - 1.6\frac{D_b}{h}) \quad (5.4.21 1)$$

2 地震设计状况

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [2f_{vs}t_w(h_w - D_b)\gamma + 0.6f_t(b - 2t_w)(h - t_b)(1 - 1.6\frac{D_b}{h})] \quad (5.4.21-2)$$

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

D_b 圆洞口直径。

5.4.22 抗剪连接件的设置尚应符合下列规定：

1 槽钢连接件的截面不宜大于[12.6，且上翼缘下表面高出翼板底部钢筋顶面的距离不宜小于 30mm；

2 连接件沿梁跨度方向的最大间距不应大于混凝土翼板厚度的 3 倍，且不应大于 300mm；

3 连接件的外侧边缘至 U 形钢翼缘边缘的距离不应小于 20mm；

4 连接件的外侧边缘至混凝土翼板边缘的距离不应小于 100mm；

5 连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

6 连接节点设计

6.1 矩形钢管混凝土柱与梁连接节点

I 一般规定

6.1.1 外包钢组合梁与矩形钢管混凝土柱应采用刚性连接。矩形钢管混凝土柱外宜预焊短梁,短梁与矩形钢管混凝土柱可采用内隔板式连接、贯通隔板式连接、外环板式连接等连接形式。U形钢梁与短梁焊接连接,结合临时固定方式,可采用直口连接、坡口连接、弧形连接等方式。

6.1.2 矩形钢管混凝土柱外预焊的短梁截面宜与U形钢梁相同,长度不应小于截面高度。短梁采用焊接截面时,短梁板件之间的焊缝应采用质量等级不低于二级的全熔透焊缝。短梁与柱壁、U形钢梁与短梁分别应采用质量等级不低于一级和二级的全熔透焊缝连接。

6.1.3 矩形钢管混凝土柱内隔板的中心部位应设置混凝土浇筑孔,孔径不宜小于200mm;围绕浇筑孔周边应设置排气孔,孔径宜取25mm。

II 连接节点计算

6.1.4 当外包钢组合梁与矩形钢管混凝土柱采用本标准第6.1.1条、第6.1.2条的连接方式且符合相应构造要求时,可不验算连接的受弯承载力。

6.1.5 外包钢组合梁与矩形钢管混凝土柱连接的受剪承载力应

按下列公式验算：

1 永久、短暂设计状况

$$V_b \leq V_{\text{ud}}^i \quad (6.1.5 1)$$

2 地震设计状况

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{\text{RE}}} V_{\text{ud}}^i \quad (6.1.5 2)$$

$$V_u \geq \eta_v (\sum M_{\text{bu}}/L_n) + V_{\text{Gb}} \quad (6.1.5 3)$$

3 连接的受剪承载力

$$V_{\text{ud}}^i = 2f_{\text{va}} t_w h_w + V_{\text{ud}}^k \quad (6.1.5 4)$$

$$V_u^i = 2f_{\text{va}} t_w h_w + V_u^k \quad (6.1.5 5)$$

式中： V_b 剪力设计值，应取按本标准调整后的梁端截面组合的剪力设计值；

V_{ud}^i 连接的受剪承载力设计值；

V_u^i 连接的极限受剪承载力；

M_{bu} 外包钢组合梁端截面塑性受弯承载力，应按本标准第 5.4.6 条计算，且 f_a 由屈服强度 f_{ys} 替代， f_c 由混凝土轴心抗压强度标准值 f_{sk} 替代，同时不考虑 γ_{RE} ；

L_n 外包钢组合梁的净跨；

V_{Gb} 外包钢组合梁在重力荷载代表值作用下，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值；

η_v 系数，对一级抗震等级取 1.35，对二、三、四级抗震等级取 1.2；

f_{va} U 形钢腹板的抗剪强度设计值；

f_{va}^k U 形钢腹板的极限抗剪强度，取极限抗拉强度的 0.58 倍；

t_w U 形钢腹板厚度；

h_w U 形钢腹板高度。

V_{ud}^k 抗剪键的受剪承载力设计值，当不设抗剪键时取 0；

V_u^k 抗剪键的极限受剪承载力，当不设抗剪键时取 0。

6.1.6 外包钢组合梁与矩形钢管混凝土柱的节点核心区的抗震受剪承载力应按下列公式进行验算：

$$V_j \leq V_w / \gamma_{RE} \quad (6.1.6)$$

式中： V_j 节点核心区的剪力设计值；

V_w 节点核心区的受剪承载力设计值。

6.1.7 外包钢组合梁与矩形钢管混凝土柱的节点核心区的剪力设计值 V_j ，应按下列规定计算：

1 一级抗震等级

1) 顶层中间节点和端节点：

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{b,ns}}{Z} \quad (6.1.7 1)$$

2) 其他层中间节点和端节点：

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{b,ns}}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h} \right) \quad (6.1.7 2)$$

2 二、三、四级抗震等级

1) 顶层中间节点和端节点

$$V_j = \frac{\eta_{jv} \sum M_b}{Z} \quad (6.1.7 3)$$

2) 其他层中间节点和端节点

$$V_j = \frac{\eta_{jv} \sum M_b}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h} \right) \quad (6.1.7 4)$$

式中： $\sum M_{b,ns}$ 节点左、右两侧的梁端顺时针或逆时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，可根据实配截面和材料强度标准值确定；

$\sum M_b$ 节点左、右两侧的梁端顺时针或逆时针方向的组合弯矩设计值之和，一级抗震等级框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

η_{jv} 节点剪力增大系数，二级取 1.35，三、四级取

1.20;

- Z U形钢下翼缘合力点至下翼缘合力点的距离;
 H_c 节点上柱和下柱反弯点之间的距离;
 h 外包钢组合梁截面高度,当节点两侧梁高不同时,取平均值。

6.1.8 采用内隔板式和贯通隔板式连接形式时,节点的抗震受弯承载力应按式(6.1.8)进行验算:

$$M_j \leq M_{uj} / \gamma_{RE} \quad (6.1.8)$$

式中: M_j 节点单侧弯矩设计值;
 M_{uj} 节点单侧受弯承载力设计值。

6.1.9 外包钢组合梁与矩形钢管混凝土柱的节点单侧弯矩设计值 M_j ,应按下列规定计算:

1 一级抗震等级

$$M_j = 1.05M_{bua} \quad (6.1.9-1)$$

2 二、三、四级抗震等级

$$M_j = \eta_{jm} M_b \quad (6.1.9-2)$$

式中: M_{bua} 节点单侧梁端按实配截面和材料强度标准值计算的正截面抗震受弯承载力;
 M_b 节点单侧梁端组合弯矩设计值;
 η_{jm} 节点单侧弯矩增大系数,二级取 1.25,三、四级取 1.10。

III 连接形式及构造要求

6.1.10 短梁与柱采用内隔板式连接形式时(图 6.1.10),应符合下列规定:

1 应在柱内与短梁下翼缘对应高度处设置下隔板,隔板净截面受拉承载力设计值不应小于短梁下翼缘截面受拉承载力设计值的 1.1 倍;

2 应在柱内设置上隔板,当节点处梁上部纵向钢筋贯穿柱时,上隔板位置应与短梁上翼缘对应,隔板净截面受拉承载力设计值不应小于短梁上翼缘截面受拉承载力设计值的 1.1 倍;当节点处梁上部纵向钢筋与柱采用套筒连接时,上隔板位置应与梁上部纵向钢筋对应,隔板净截面受拉承载力设计值不应小于短梁上翼缘截面受拉承载力设计值与梁上部纵向钢筋受拉承载力设计值之和的 1.1 倍;

3 上、下隔板厚度尚应满足本标准第 6.1.6 条和第 6.1.8 条的计算要求,且分别不应小于短梁上、下翼缘厚度加 2mm;

4 隔板与柱的焊缝,当柱采用焊接箱型截面时可采用电渣焊,且柱壁板厚度不宜小于 16mm;当柱采用冷弯矩形钢管时,应采用质量等级不低于二级的全熔透焊缝。

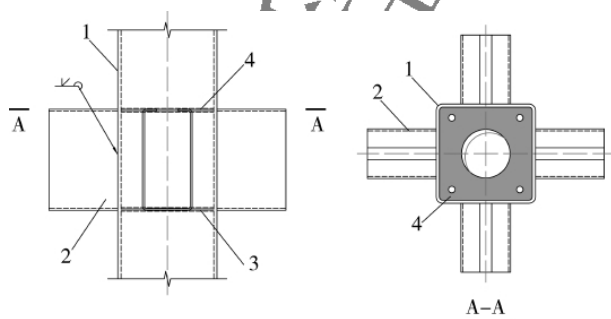


图 6.1.10 短梁与柱内隔板式连接

1—矩形钢管柱;2—短梁;3—下隔板;4—上隔板

6.1.11 短梁与柱采用贯通隔板式连接形式时(图 6.1.11),应符合下列规定:

1 应在柱内与短梁下翼缘对应高度处设置下隔板,隔板净截面受拉承载力设计值不应小于短梁下翼缘截面受拉承载力设计值的 1.1 倍;

2 应在柱内设置上隔板,上隔板位置应与短梁上翼缘对应,隔板净截面受拉承载力设计值不应小于短梁上翼缘截面受拉承

承载力设计值的 1.1 倍；

3 上、下隔板均应贯穿柱截面，且应在上、下隔板间设置连接腹板，连接腹板与隔板及柱壁应采用一级全熔透焊缝连接；上、下隔板的外伸宽度不宜小于 30mm；

4 上、下隔板厚度尚应满足本标准第 6.1.6 条和第 6.1.8 条的计算要求，且分别不应小于短梁上、下翼缘厚度加 2mm；

5 节点处梁上部纵向钢筋应贯穿柱，柱与隔板、短梁与隔板应采用质量等级不低于二级的全熔透焊缝连接。

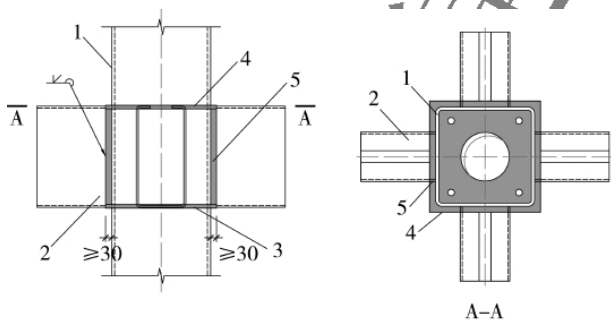


图 6.1.11 短梁与柱贯通隔板式连接

1—矩形钢管柱；2—短梁；3—下隔板；4—上隔板；5—连接腹板

6.1.12 采用内隔板式和贯通隔板式连接形式时，框架节点核心区的受剪承载力应按下列公式计算：

$$V_{vj} = \frac{2N_y h_{cc} + 4M_{vw} + 2M_{vz} + 0.5N_{cv} h_{cc}}{h_v} \quad (6.1.12 1)$$

$$N_y = \frac{t_c h_v f_a}{\sqrt{3}} \quad (6.1.12 2)$$

$$M_{vw} = \frac{h_v^2 t_c [1 - \cos(\sqrt{3} h_{cc} / h_v)] f_a}{6} \quad (6.1.12 3)$$

$$M_{vz} = \frac{1}{4} b_{cc} f_z (t_{z1}^2 + t_{z2}^2) \quad (6.1.12 4)$$

$$N_{cv} = \frac{2b_{cc} h_{cc} f_c}{4 + (h_{cc} / h_v)^2} \quad (6.1.12 5)$$

- 式中： V_{vj} 节点核心区的受剪承载力设计值；
 N_y 柱钢管角部连接截面的竖向受剪承载力；
 M_{vw} 柱钢管腹板的受弯承载力；
 M_{vg} 隔板的受弯承载力；
 N_{cv} 节点核心区混凝土斜压承载力的竖向分量；
 t_c 柱钢管壁厚度；
 t_{g1} 、 t_{g2} 分别为下隔板、上隔板的厚度；
 f_s 柱钢管壁的抗拉强度设计值；
 f_g 隔板的抗拉强度设计值；
 f_c 节点域矩形钢管内混凝土的轴心抗压强度设计值；
 b_{cc} 、 h_{cc} 节点域矩形钢管内混凝土截面宽度、高度；
 h_v U形钢截面高度。

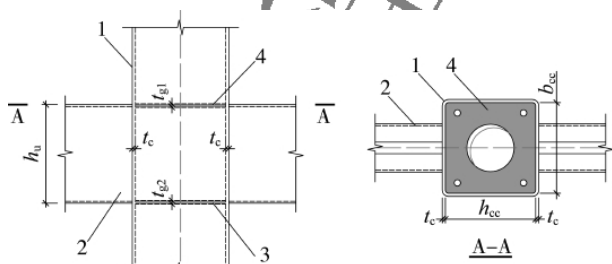


图 6.1.12 内隔板式连接节点构造及尺寸

1—矩形钢管柱；2—U形钢；3—下隔板；4—上隔板

6.1.13 采用内隔板式和和贯通隔板式连接形式时，节点单侧受弯承载力设计值可按下列公式计算：

$$M_{vj} = \left[\frac{f_s(4t_m + 2t_1)t_c^2}{b_c - b} + \frac{f_s b_c t_c^2}{x_m} + \sqrt{2} f_g t_g (l_2 + 0.5l_1) + f_s A_s \right] \left(h_v - \frac{t_1 + t'_1}{2} \right) \quad (6.1.13 1)$$

$$x_m = \sqrt{0.25(b_c - b)b_c} \quad (6.1.13 2)$$

式中： t_1 、 t'_1 分别为受拉侧 U形钢翼缘、受压侧 U形钢翼缘的

- 厚度；
- t_g 与受拉侧 U 形钢翼缘对应的隔板厚度；
- b_c 节点计算侧的矩形钢管的翼缘宽度；
- b U 形钢的截面宽度；
- l_1, l_2 分别为隔板上排气孔边缘至柱角、浇筑孔边缘的距离(图 6.1.13)；
- f_s 钢筋抗拉强度设计值；
- A_s 受拉侧穿过柱截面且与隔板相邻的水平钢筋截面面积。

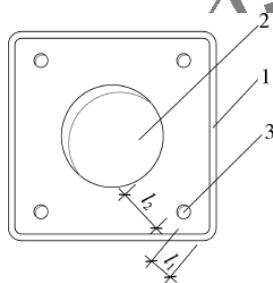


图 6.1.13 隔板上排气孔至边缘的距离

1—矩形钢管柱；2—浇筑孔；3—排气孔

6.1.14 短梁与柱采用外环板式连接形式时(图 6.1.14),应符合下列规定:

- 1 可采用独立外环板式连接,即单独设置由上环板、下环板和连接腹板焊接组成的整体外环板,短梁与整体外环板焊接;
- 2 可采用附加外环板式连接,即短梁仍与柱壁焊接,分别在短梁上、下翼缘部位焊接上、下环板,环板同时与柱壁焊接;
- 3 上、下环板位置应分别与短梁上、下翼缘对应,梁根部上环板上应设置浇筑孔,浇筑孔宜采用长圆孔形式,其短向尺寸不宜小于 60mm;
- 4 上、下环板的外伸宽度 c 应不应小于 100mm 且不应大于 $15t_{b\text{ek}}$, t_b 为外环板厚度;

- 5 上、下环板厚度分别不应小于短梁上、下翼缘厚度加 2mm；
- 6 节点处梁上部纵向钢筋应贯穿柱；环板及连接腹板之间、环板及连接腹板与柱及短梁均采用质量等级不低于二级的全熔透焊缝连接。

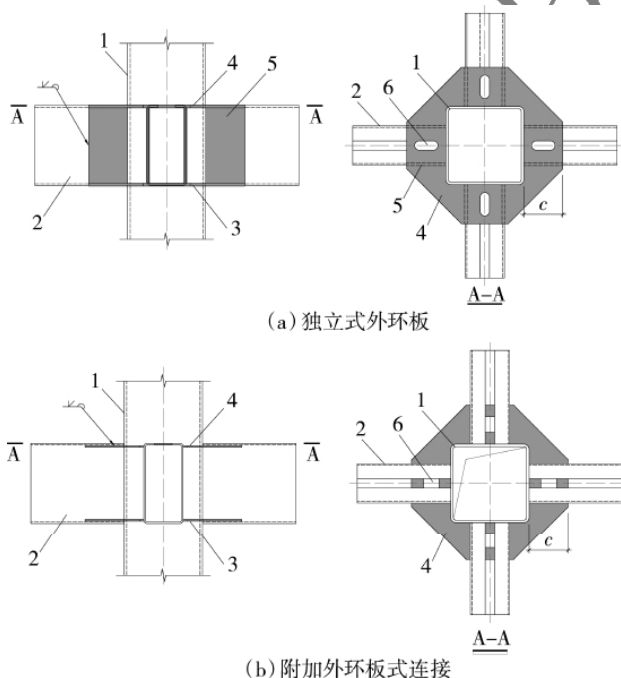


图 6.1.14 短梁与柱外环板式连接

1—矩形钢管柱；2—短梁；3—下环板；4—上环板；5—连接腹板；6—浇筑孔

6.1.15 短梁与柱也可采用下部内隔板、上部外环板的连接形式，即在钢管混凝土柱内与短梁下翼缘对应的位置设置内隔板，在钢管混凝土柱外与短梁上翼缘对应的位置设置外环板，下部内隔板应符合本标准第 6.1.10 条的有关规定，上部外环板应符合本标准第 6.1.14 条的有关规定。

6.1.16 短梁与柱采用分离内隔板式连接形式时(图 6.1.16)，应符合下列规定：

1 应在柱内与短梁下翼缘对应高度处设置下分离隔板,隔板净截面受拉承载力设计值不应小于短梁下翼缘截面受拉承载力设计值的 1.1 倍;

2 应在柱内设置上分离隔板,当节点处梁上部纵向钢筋贯穿柱时,上分离隔板位置应与短梁上翼缘对应,隔板净截面受拉承载力设计值不应小于短梁上翼缘截面受拉承载力设计值的 1.1 倍;当节点处梁上部纵向钢筋与柱采用套筒连接时,上分离隔板位置应与梁上部纵向钢筋对应,隔板净截面受拉承载力设计值不应小于短梁上翼缘截面受拉承载力设计值与梁上部纵向钢筋受拉承载力设计值之和的 1.1 倍;

3 上、下分离隔板的厚度分别不应小于短梁上、下翼缘厚度加 2mm;

4 分离隔板侧边应居中焊接加劲板,加劲板高出分离隔板的高度不宜小于 30mm,加劲板间的距离不宜小于 100mm;

5 上、下分离隔板与柱应采用质量等级不低于二级的全熔透焊缝连接。

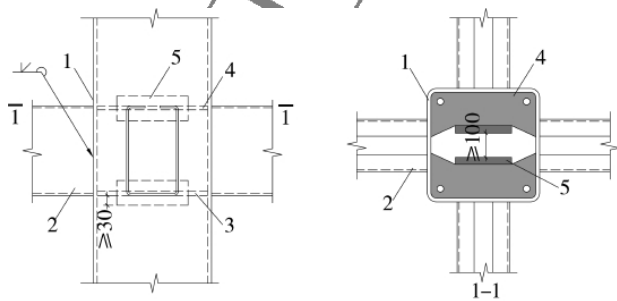


图 6.1.16 短梁与柱分离内隔板式连接

1—矩形钢管柱;2—短梁;3—下分离隔板;4—上分离隔板;5—加劲板

6.1.17 U 形钢梁与短梁的连接(图 6.1.17)应符合下列规定:

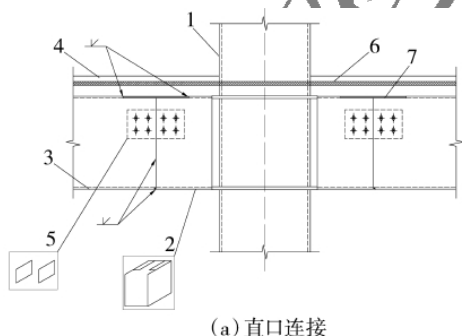
1 采用直口连接形式时,连接处短梁和 U 形钢梁端部均应为竖直形式,且二者宜采用连接板临时固定;

2 采用坡口连接形式时,连接处短梁和 U 形钢梁端部均应为

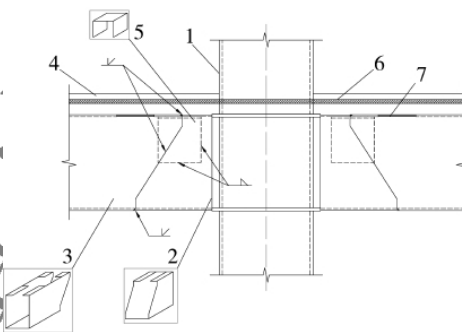
斜坡形式,且二者宜采用支承件临时固定,支承件可采用倒 U 形截面。斜坡坡度及尺寸应满足构件制作及现场施工的操作要求;

3 各类连接形式中,U 形钢梁下翼缘和短梁下翼缘对接焊缝对应的 U 形钢梁上翼缘和短梁上翼缘处应设置缺口,以便于俯焊;缺口尺寸应满足现场焊接的操作空间要求;缺口处应待焊接完成后采用填板补填,填板与缺口周围板件应采用质量等级不低于二级的全熔透焊缝连接;

4 连接件、支承件及短梁,在 U 形钢梁安装工况下,强度和稳定性应满足计算要求。



(a) 直口连接



(b) 坡口连接

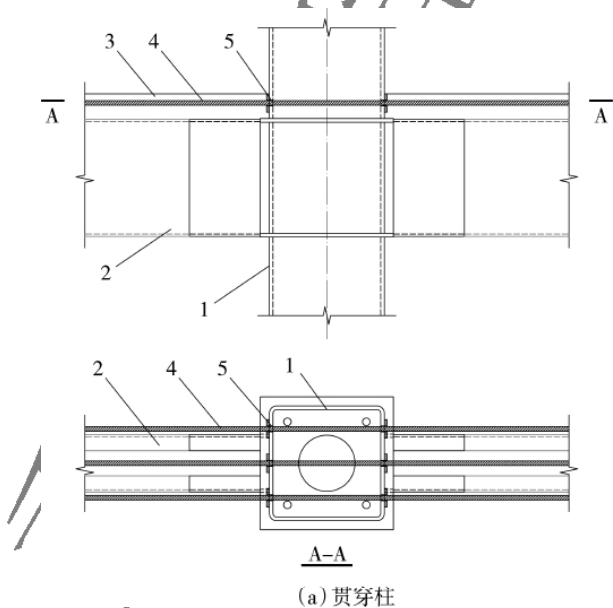
图 6.1.17 U 形钢梁与短梁的连接

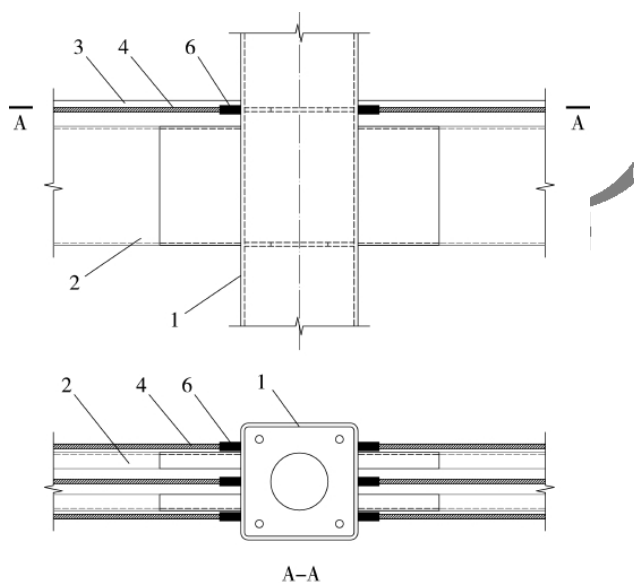
1—矩形钢管混凝土柱;2—短梁;3—U 形钢梁;4—混凝土板;5—连接件或支承件;
6—梁上部纵向钢筋;7—上翼缘填板

6.1.18 节点两侧外包钢组合梁的上部纵向钢筋的连接(图 6.1.18)应符合下列规定:

1 可贯穿柱实现上部纵向钢筋连续,柱壁上应设置相应的钢筋孔,且应对柱壁开孔处采取补强措施;钢筋孔直径宜取 $1.2d$,且最大不应超过 $2d$, d 为穿过钢筋孔的钢筋直径;贯穿柱的钢筋净距不应小于柱内混凝土骨料最大粒径的 1.5 倍及 40mm ;

2 可采用可焊接机械连接套筒与柱壁连接,柱内与套筒对应位置应设置内隔板,套筒应符合本标准第 3.3.4 条的规定,连接接头应符合国家现行标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 和《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107 中 I 级接头的极限抗拉强度、残余变形、最大力下总伸长率以及高应力和大变形条件下的反复拉压性能要求。





(b) 套筒连接

图 6.1.18 节点两侧梁上部纵向钢筋连接

- 1—矩形钢管混凝土柱；2—U形钢梁；3—混凝土板；4—梁上部纵向钢筋；
5—钢筋孔；6—可焊接机械连接套筒

6.2 钢管混凝土异形柱与梁连接节点

6.2.1 钢管混凝土异形柱与外包钢组合梁应采用刚性连接，且宜采用端板式连接形式，也可采用其他可靠的刚性连接形式。

6.2.2 钢管混凝土异形柱与外包钢组合梁采用端板式连接形式时(图 6.2.2)，应符合下列规定：

1 翼缘连接板、翼缘连接板与异形钢管柱之间角焊缝的极限承载力均不应小于翼缘连接板的轴力；端板与异形钢管柱之间角焊缝，其承载力设计值不应小于外包钢组合梁的受剪承载力设计值，极限承载力不应小于外包钢组合梁端受弯屈服或受剪屈服时的剪力较小值；

2 外包钢组合梁支座上部纵筋宜在端板处截断,且宜通过焊接在端板上的可焊接机械连接套筒与异形钢管柱连接;

3 端板上、下边分别至 U 形钢梁上、下翼缘外表面的距离不应小于 $1.12b$, 左、右边至翼缘连接板外表面的距离不应小于 5mm ; 端板与异形钢管柱应采用角焊缝围焊; 端板与翼缘连接板应采用全熔透焊缝连接, 焊缝质量等级不应低于二级; U 形钢梁与端板应采用全熔透焊缝连接, 焊缝质量等级宜达到一级; 端板在 U 形钢梁翼缘上、下各 $3t$ 范围内 (t 为 U 形钢梁翼缘厚度), 应进行探伤检查, 不应有夹渣、分层等缺陷;

4 翼缘连接板厚度不宜大于相连接的异形钢管柱壁板厚度的 3.5 倍; 翼缘连接板的宽度应至少保证上翼缘连接板的上边缘与楼板顶面平齐, 下边缘在 U 形钢梁上翼缘以下不应小于 50mm ; 翼缘连接板端部至异形钢管柱纵向焊缝的距离不应小于 30mm ; 翼缘连接板宜与 U 形钢梁的上、下翼缘分别对中, 如有偏心, 不应超过翼缘连接板宽度的 20% 。

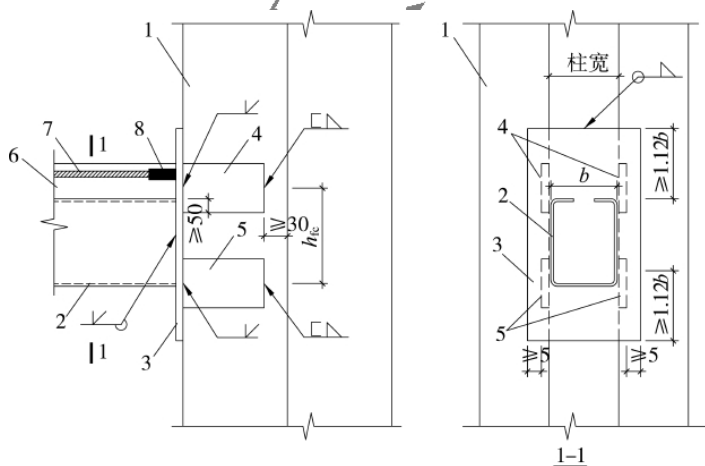


图 6.2.2 梁柱端板式刚接节点

1—异形钢管柱; 2—U 形钢梁; 3—端板; 4—上翼缘连接板; 5—下翼缘连接板;

6—楼板; 7—外包钢组合梁支座上部纵筋; 8—可焊接机械连接套筒

6.2.3 钢管混凝土异形柱与外包钢组合梁连接的受剪承载力应符合本标准第 6.1.5 条的规定。

6.3 支撑节点

6.3.1 当支撑采用矩形钢管时,支撑与框架节点的连接(图 6.3.1)宜符合下列规定:

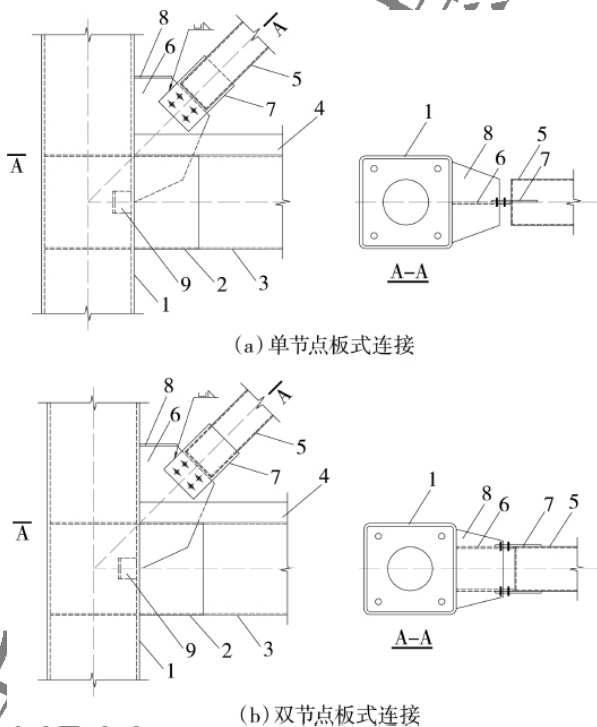


图 6.3.1 矩形钢管支撑与框架节点连接构造

1—钢管混凝土柱;2—短梁;3—U形钢梁;4—混凝土板;5—矩形钢管支撑;
6—节点板;7—连接板;8—加劲板;9—内锚板

1 可采用单节点板式连接,即在框架节点处设置与柱壁焊

接的单节点板,支撑端部设置插入支撑内且与支撑焊接的连接板,现场将带有连接板的支撑与单节点板通过螺栓连接固定,然后将连接板围焊于节点板;

2 可采用双节点板式连接,即在框架节点处设置两块与柱壁、短梁腹板焊接的节点板,支撑端部设置与支撑两侧贴焊的两块连接板,现场将带有连接板的支撑与节点板通过螺栓连接固定,然后将连接件围焊于节点板;

3 支撑的轴线应交汇于梁柱轴线的交点,当有偏离时,偏离距离不应超过支撑截面宽度,并应计入由此产生的附加弯矩;

4 节点板与柱连接处应根据支撑受力大小设置加劲板或内锚板。

6.3.2 当支撑采用双槽钢时,支撑与框架节点的连接宜采用单节点板式连接(图 6.3.2)。

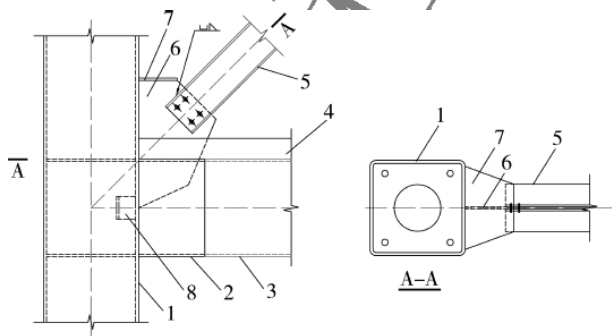


图 6.3.2 双槽钢支撑与框架节点连接构造

1—钢管混凝土柱;2—短梁;3—U形钢梁;4—混凝土板;5—双槽钢支撑;

6—节点板;7—加劲板;8—内锚板

6.3.3 支撑连接用节点板、连接板等板件的设计计算及构造应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

6.3.4 支撑与梁连接、交叉支撑连接等节点构造应符合现行国

家标准《钢结构设计标准》GB 50017、《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

6.4 柱拼接及柱脚节点

I 柱拼接节点

6.4.1 根据构造、吊装能力和运输要求,矩形钢管柱可按多个楼层下料分段制作,也可按每层下料制作,异形钢管柱应按每层下料制作;钢管柱的分段接头位置宜在楼面以上 1.0m~1.3m 处。

6.4.2 柱的对接拼接宜符合下列规定:

1 不同壁厚钢管的工厂拼接

- 1) 对内壁齐平的对接拼接,当两钢管壁厚相差不大于 4mm 时,可直接拼接;当两钢管壁厚相差大于 4mm 时,较厚钢管的外壁应加工成斜坡,斜坡坡度不应大于 1:2.5;
- 2) 对外壁齐平的对接拼接,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 加该公称壁厚的 0.1 倍,且不应大于 3mm;当两钢管的壁厚相差较大而不满足以上规定时,应采用有厚度差的内衬板或将较厚钢管的内壁加工成斜坡,斜坡坡度不应大于 1:2.5;
- 3) 当较厚钢管的管壁加工成斜坡时,拼接处两钢管端部管壁厚度宜相等或相差不大于 4mm,内衬板的厚度不宜小于 6mm。

2 钢管的现场拼接

钢管现场拼接时,下节柱的上端应设置开口隔板或环形隔板,隔板顶面与柱口齐平或略低。接口应采用坡口全熔透焊接,

管内应设衬管或衬板。

6.4.3 当上下节柱的截面宽度或高度明显不同时,应根据现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的规定采用顶板拼接方式、上节柱外壁加劲方式、台锥形连接方式等。

II 柱脚节点

6.4.4 当无地下室时,对多层结构,可采用埋入式柱脚、外包式柱脚或外露式柱脚;对高层结构,应采用埋入式柱脚。

6.4.5 当仅有一层地下室且嵌固端位于基础顶部时,宜采用埋入式柱脚,也可采用外包式柱脚。

6.4.6 当嵌固端以下有一层或一层以上地下室时,矩形钢管混凝土柱或钢管混凝土异形柱应自嵌固端至少向下延伸一层,延伸层应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。

6.4.7 埋入式柱脚底板埋入基础的深度应由计算确定,且不应小于矩形钢管柱长边尺寸的 2.0 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承受的拉力。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。

6.4.8 各类柱脚的承载力验算及构造要求应符合国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017、《组合结构设计规范》JGJ 138 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

6.5 楼盖节点

6.5.1 外包钢组合梁的主次梁节点根据受力需要可采用铰接或刚接方式。

6.5.2 外包钢组合梁的主次梁铰接节点(图 6.5.2)应符合下列

规定：

1 可采用螺栓连接，即预先在主梁侧面焊接无上翼缘的 U 形短梁，现场将次梁搁置于短梁内，然后将次梁腹板与短梁通过螺栓连接，其余部位不连接。为便于安装螺栓，次梁在伸进短梁范围的上翼缘处应设置缺口；

2 可采用焊接连接，即预先在主梁侧面焊接无上翼缘的 U 形短梁，现场将次梁搁置于短梁内，然后将次梁腹板与短梁通过外侧角焊缝连接，其余部位不连接。

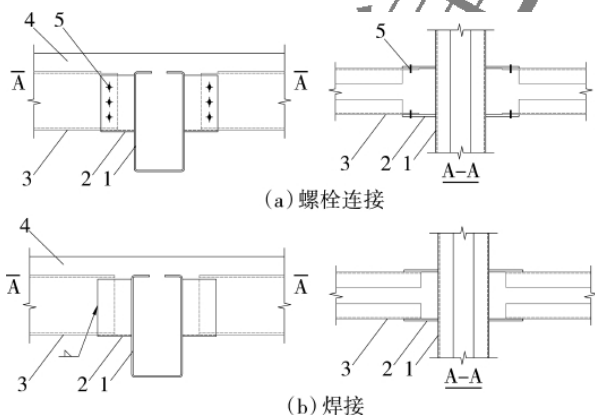


图 6.5.2 外包钢组合梁的主次梁铰接节点构造

1—主梁；2—短梁；3—次梁；4—混凝土板；5—螺栓

6.5.3 外包钢组合梁的主次梁刚接节点应符合下列规定：

1 可采用盖板连接(图 6.5.3)，即预先在主梁侧面焊接无上翼缘的 U 形短梁，现场将次梁搁置于短梁内。次梁腹板与短梁的连接方式和铰接节点相同，可采用焊接连接或螺栓连接；两侧次梁上翼缘通过附加盖板连接，盖板与次梁上翼缘和主梁上翼缘均采用角焊缝连接；次梁下翼缘与短梁不连接，计算次梁负弯矩区正截面受弯承载力时不考虑下翼缘的作用；

2 可通过增强负弯矩钢筋实现刚接，即次梁腹板与短梁的连接方式和铰接节点相同，可采用焊接连接或螺栓连接；次梁翼缘均

不连接,通过增强负弯矩钢筋满足节点处弯矩传递的要求,计算次梁负弯矩区正截面受弯承载力时不考虑上、下翼缘的作用。

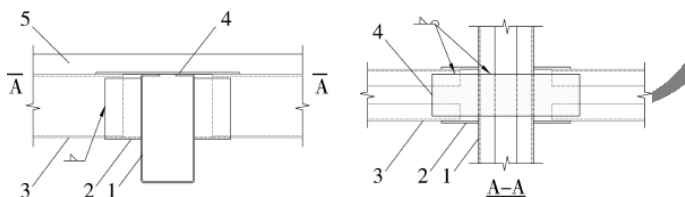


图 6.5.3 外包钢组合梁的主次梁盖板连接节点构造

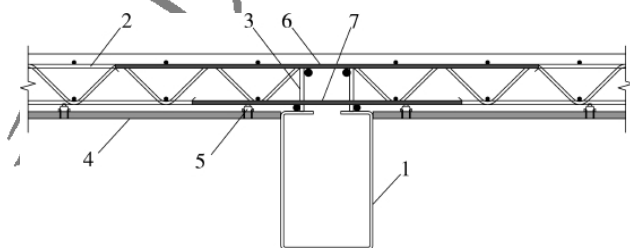
1—主梁;2—短梁;3—次梁;4—盖板;5—混凝土板

6.5.4 用于搁置次梁的短梁在安装工况下,其强度和稳定性应满足设计要求。

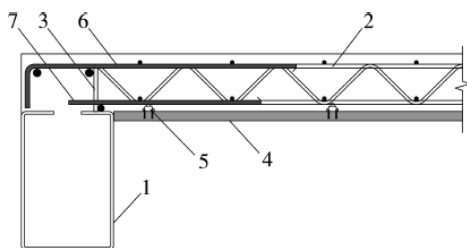
6.5.5 用于主次梁连接的焊缝及螺栓的承载力应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 进行验算。

6.5.6 楼板采用钢筋桁架楼承板时,其与外包钢组合梁的支座连接构造(图 6.5.6)应符合下列规定:

- 1 底模顶宜与 U 形钢梁顶齐平,钢筋桁架宜伸入支座且现场宜通过将钢筋桁架支座竖筋焊接于 U 形钢梁顶实现调平和固定;
- 2 钢筋桁架支座竖筋至支座边缘的距离不应小于 25mm;
- 3 支座附加上筋和附加下筋的数量、长度及锚固、连接构造等应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。



(a) 中间支座



(b) 边支座

图 6.5.6 楼承板与外包钢组合梁支座连接构造示意

1—U形钢梁；2—钢筋桁架；3—支座竖筋；4—底模；5—专用连接件；
6—支座附加上筋；7—支座附加下筋

7 防火及防腐蚀设计

7.0.1 组合框架结构、组合框架支撑结构的防火设计和耐火极限应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 中的有关规定,并应合理确定房屋的防火类别与防火等级。

7.0.2 在结构设计文件中,应注明结构的设计耐火等级、构件的设计耐火极限、所需要的防火保护措施及防火保护材料的性能要求。

7.0.3 当采用防火涂料时,防火涂料施工前,构件应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定进行除锈和防锈底漆的涂装,防火涂料应与底漆相容并结合良好。防火涂料的粘结强度、抗压强度应满足设计要求。

7.0.4 当采用板材外包防火构造时,构件应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定进行除锈,并应进行底漆和面漆的涂装保护;板材外包防火构造的耐火性能,应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 的有关规定或通过试验确定。

7.0.5 节点的防火保护应与被连接构件中防火保护要求最高者相同。

7.0.6 矩形钢管混凝土柱和钢管混凝土异形柱应按现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 的有关规定进行防火计算。

7.0.7 外包钢组合梁宜按现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 中关于钢-混凝土组合梁的有关规定进行防火计算,计算截面形状系数时,受火面积(F_f)可取外包钢组合梁的受火面展开面积,体积(V)可取 U 形钢体积与 U 形钢内混凝土等效

体积之和,U形钢内混凝土等效体积可取 U形钢内混凝土实际体积的 1/30。

7.0.8 外包钢组合梁上开设洞口时,洞口处钢套管的防火保护要求不应低于 U形钢的防火保护要求。

7.0.9 钢构件应根据设计文件要求选择除锈、防腐涂装工艺。钢构件防腐涂装可采用热镀锌、喷涂锌、喷刷涂料等方式,防腐蚀材料应符合国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017、《建筑钢结构防腐蚀技术规程》JGJ/T 251 等的规定。

8 制作与施工

8.1 一般规定

8.1.1 钢构件制作及质量检验应符合设计要求,并应符合现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006、《钢结构焊接规范》GB 50661及《钢结构工程施工规范》GB 50755的有关规定。钢构件制作完成后,应按本标准及现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006、《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205的有关规定进行质量检验。

8.1.2 钢构件制作前应根据设计文件绘制加工详图,并按设计文件和加工详图的要求编制制作工艺文件,编制时应考虑制作单位的生产条件和现场施工条件、运输要求、吊装能力和安装条件等因素。

8.1.3 施工前,应按现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755和本标准的有关规定进行施工阶段结构分析和验算。

8.1.4 对构造复杂的钢构件,必要时应在制作前进行工艺试验。

8.1.5 制作采用的钢材、连接材料等应符合设计要求及本标准第3章的有关规定,且应按国家现行有关标准的规定进行进厂质量验收。

8.1.6 应根据加工详图进行放样和下料,且应根据工艺要求预留制作时的焊接收缩量 and 切割、端铣等的加工余量。

8.1.7 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。

8.1.8 钢构件组装前,组装人员应检查组装用零部件的材质、规格、外观、尺寸偏差、数量等,检验合格后方可进行组装。

8.1.9 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,焊缝质量等级应符合设计要求及现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 等有关标准的规定,且熔透焊缝的质量等级不应低于二级,角焊缝外观质量等级不应低于三级。

8.1.10 钢构件的除锈和涂装应在制作质量检验合格后进行。应根据设计文件要求选择除锈、防腐涂装工艺,构件表面的除锈方法和等级应符合设计要求,且应符合现行国家标准《涂覆涂料前钢材表面处理 表面清洁度的目视评定 第1部分:未涂覆过的钢材表面和全面清除原有涂层后的钢材表面的锈蚀等级和处理等级》GB/T 8923.1 的有关规定。

8.1.11 钢构件出厂前,应标识清晰、编号准确,经检验合格并附合格证方可出厂。

8.1.12 钢构件进入堆放场地前,应进行外观质量检验,发现不合格的构件,应先进行矫正,再进行堆放,矫正后仍不符合要求的构件,应返厂再加工。

8.1.13 钢构件堆放场地应平整、坚实、干燥,且宜设置排水设施,不得积水;构件下方应设置垫木或垫板,且应均匀平整放置;构件应分类别、分规格进行堆放,重要构件宜放入仓库存放;构件露天堆放时,宜采取防止构件内积水的排水措施。

8.1.14 钢构件在全面吊装前宜先进行试吊;应按现行行业标准《建筑机械使用安全技术规程》JGJ 33 的有关规定,检查复核吊装设备及吊具处于安全操作状态,并核实现场环境、天气、道路状态等满足吊装施工要求。

8.1.15 施工过程中应采取安全措施,并应符合现行行业标准《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ 80、《建筑机械使用安全技术规程》JGJ 33、《建筑施工起重吊装工程安全技术规范》JGJ 276 和《施工现场临时用电安全技术规范》JGJ 46 等的有关规定。高处作业人员应正确使用安全防护用品,宜采用工具式操作架进行安装作业。

8.1.16 钢筋工程及混凝土的输送、浇筑、养护应符合现行国家

标准《混凝土结构通用规范》GB 55008、《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 及《钢 混凝土组合结构施工规范》GB 50901 的有关规定,应选择合理的浇筑方法以保证混凝土浇筑密实。

8.2 钢管柱制作

8.2.1 钢管柱用矩形钢管的制作及质量检验要求应符合国家现行标准《冷弯型钢通用技术要求》GB/T 6725、《结构用冷弯空心型钢》GB/T 6728、《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T 178、《建筑结构用冷弯薄壁型钢》JG/T 380 等的有关规定。

8.2.2 当钢筋与钢管柱采用可焊接机械连接套筒连接时,可焊接机械连接套筒应在钢管柱制作期间完成焊接,焊接应采用熔透焊缝与角焊缝的组合焊缝,组合焊缝的高度应按计算确定,计算时钢筋的拉力应取钢筋按极限抗拉强度标准值计算的受拉承载力的 1.1 倍。

8.2.3 钢管柱的制作尺寸允许偏差应符合表 8.2.3 的规定。

表 8.2.3 钢管柱的尺寸允许偏差(mm)

项目		允许偏差	检验方法
截面	宽度、高度	±3	尺寸
	对角线差	5	
长度	±3		
侧向弯曲	柱高的 1/1500,且≤5	拉线和钢尺量测	
柱脚底板平面度	5	1m 直尺和塞尺量测	
预留钢筋孔	中心线位置	1	尺寸
	孔径	0,+2	
隔板或环板	标高	±1	
	外伸宽度	±2	
短梁	外伸长度	±3	拉线、直角尺和钢尺量测
	翘曲或扭曲	2	
	中心线位置	2	尺寸

8.2.4 钢管的接长应采用对接熔透焊缝,焊缝质量等级应为一級。每个柱段接头不宜超过1个。

8.2.5 每层矩形钢管柱或异形钢管柱的每个腔室下部的钢管壁上应对称开设两个排气孔,孔径宜为20mm。

8.2.6 对由若干管段组成的焊接钢管柱,应先组对、矫正、焊接纵向焊缝形成单元管段,然后焊接隔板,最后组对、矫正、焊接横向接缝形成钢管柱安装的单元柱段;相邻两管段的纵向焊缝应相互错开;单元柱段的管口处,应有加强隔板等零件;单元柱段在出厂前宜进行预拼装,检查合格后,宜标注中心线、控制基准线等,必要时应设置定位器。

8.3 U形钢梁制作

8.3.1 U形钢宜采用一次冷弯成型,也可采用冷弯焊接组合成型、全焊接成型或热轧成型方式,焊缝可采用高频焊、自动或半自动焊和手工对接焊缝。

8.3.2 U形钢梁用冷弯U形钢的制作及质量检验要求应符合国家现行标准《通用冷弯开口型钢》GB/T 6723、《冷弯型钢通用技术要求》GB/T 6725、《结构用冷弯空心型钢》GB/T 6728、《建筑结构用冷弯薄壁型钢》JG/T 380等的有关规定

8.3.3 U形钢梁采用焊接组合方式时,制作及质量检验要求应符合现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006、《钢结构工程施工规范》GB 50755及《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205对构件组装及加工的有关规定。

8.3.4 U形钢梁的制作尺寸允许偏差应符合表8.3.4的规定,带短梁时短梁相对于U形钢梁的位置允许偏差应符合本标准第8.2.3条的规定。

表 8.3.4 U 形钢梁的尺寸允许偏差(mm)

项目		允许偏差	检验方法
截面	宽度	±2	尺寸
	高度	±2	
	垂直度	宽度的 1/200,且不大于 3	
	上翼缘宽度	±2	
长度		长度的 1/2500,且不超过±5	拉线和钢尺量测
侧向弯曲		长度的 1/2000,且≤10	
连接件位置		5	尺寸
开孔	中心线位置	1	尺寸
	孔径	0, ±2	
缺口尺寸		±2	尺寸

8.3.5 设置于 U 形钢梁上翼缘的抗剪连接件的焊接形式及质量检验应符合本标准及现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006、《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定。当抗剪连接件采用吊筋或栓钉时,U 形钢梁上翼缘应设置拉结板,拉结板宜与上翼缘焊接,构造及尺寸宜根据工艺试验确定。

8.4 钢构件安装与连接

8.4.1 钢构件的安装质量应符合国家现行标准《钢结构工程施工规范》GB 50755、《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

8.4.2 钢构件吊装宜在构件上设置专门的吊装耳板或吊装孔;吊装全过程应平稳进行,不得碰撞、歪扭、快起和急停;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。

8.4.3 应对现场焊接的施焊工艺进行控制,尽量减少焊接残余

应力和残余变形；焊缝质量等级应符合设计要求，且熔透焊缝质量等级不应低于二级，角焊缝外观质量等级不应低于三级。

8.4.4 对钢构件上的预留孔，不得在现场采用气割扩孔。

8.4.5 钢管柱的安装和连接应符合下列规定：

1 在运输、吊装及浇筑混凝土前，应将其管口包封，防止异物和雨水落入管内；

2 底层柱吊装前应将基础表面找平至设计标高并清理干净；对基础标高及相关定位进行全面检查及修正，并在基础表面标识出定位轴线和安装范围；

3 吊装宜采用在柱顶两侧安装耳板孔的方式，也可采用在柱顶两侧面捆绑索具的方式；

4 就位后应进行平面定位、标高及垂直度的校正；

5 上下节柱的拼接施工应符合本标准及国家现行有关标准的规定。

8.4.6 U形钢梁的安装和连接应符合下列规定：

1 应在钢管柱校正完成后进行；

2 吊装时应控制变形，吊点宜通过计算确定，必要时应采取临时加固措施；

3 对梁柱连接和主次梁连接，应根据连接形式按本标准第6章的有关规定，将U形钢梁支承于短梁上，实现免支撑；

4 应根据连接形式，合理确定就位后的校正工艺；

5 上部纵向钢筋的绑扎和连接应在U形钢梁安装完成后进行；

6 U形钢梁与相邻构件的连接施工应符合本标准及国家现行有关标准的规定。

8.4.7 钢管柱安装的尺寸允许偏差应符合表8.4.7的要求。

表 8.4.7 钢管柱安装的尺寸允许偏差(mm)

项目		允许偏差	检验方法
柱脚底座中心线偏移		5	吊线和钢尺量测
定位轴线偏移		1	尺量
基准点标高		+5, -8	水准仪
垂直度	单节柱	高度的 1/1000, 且不大于 10	经纬仪或全站仪量测
	柱全高	35	
同层柱顶标高差		5	

8.4.8 U形钢梁安装的尺寸允许偏差应符合表 8.4.8 的要求。

表 8.4.8 U形钢梁安装的尺寸允许偏差(mm)

项目	允许偏差	检验方法
两端顶面高差	长度的 1/1000, 且不大于 10	水准仪
主次梁顶面高差	2	尺量

8.5 混凝土施工

8.5.1 钢管柱、U形钢梁内的混凝土施工除应符合现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 和《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 的有关规定,尚应符合下列规定:

- 1 混凝土的坍落度应根据混凝土的浇筑方法确定,且不宜小于 100mm,不宜大于 200mm;
- 2 混凝土浇筑前,应将管内异物、积水清除干净。混凝土浇筑应在钢构件安装完毕并验收合格后进行;
- 3 宜采用自密实混凝土,且应采取减少收缩的技术措施;
- 4 浇筑过程中混凝土不得出现离析现象。

8.5.2 钢管柱内的混凝土浇筑应符合下列规定:

- 1 应在一个竖向安装段的全部构件安装、校正和固定完毕,

并应经检验合格后,方可浇筑;

2 可采用导管浇筑法、高位抛落免振捣法和手工逐段浇筑法,施工前应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;

3 采用导管浇筑法时,应在柱内插入上端装有料斗的钢制导管,导管下口至钢管底部的距离不宜小于 300mm,边上提边浇筑。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 的钢管柱,宜采用外壁附着式振捣器进行振捣;

4 采用高位抛落免振捣法时,适用于最小边长不小于 350mm 的钢管。混凝土一次抛落量应控制在 0.7m^3 左右,用料斗装填,料斗的下口尺寸应小于钢管最小边长 100~200mm,便于管内空气排出。当抛落高度小于 4m 时,需用振捣器进行提升振捣;

5 当采用手工逐段浇筑法时,混凝土自钢管上口灌入,用振捣器振捣。当管截面最小边长大于 350mm 时,可采用内部振捣器振捣,每次振捣时间宜为 15s~30s,一次浇灌高度不宜大于 2m。当管截面最小边长小于 350mm,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。

8.5.3 U 形钢梁内的混凝土浇筑应符合下列规定:

1 分层浇筑且采用振动棒振捣时,分层厚度不应大于振动棒作用部分长度的 1.25 倍;

2 振捣时应沿梁纵向逐点振捣,两振捣点之间距离不得大于 400mm;

3 宜与楼板混凝土同时浇筑。

8.5.4 钢管柱和 U 形钢梁内混凝土的浇筑质量,可采用敲击钢管的方法进行初步检查,当有异常时应采用超声波法或抽芯法进行检测;对浇筑不密实的地方,应采用局部钻孔压浆法进行补强,且钻孔处应进行补焊加固。

9 验收

9.1 一般规定

9.1.1 组合框架结构、组合框架支撑结构工程应在施工单位自行检验评定合格的基础上,按现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 的规定进行子分部工程验收。

9.1.2 组合框架结构、组合框架支撑结构子分部工程应按表 9.1.2 划分为 9 个分项工程。

表 9.1.2 组合框架结构、组合框架支撑结构子分部工程的分项工程

子分部工程	分项工程
组合框架结构或组合框架-支撑结构	钢管柱进场 U形钢梁进场 钢管柱安装 钢管混凝土柱柱脚 外包钢组合梁连接 钢管柱内混凝土浇筑 外包钢组合梁混凝土浇筑 支撑 楼板

9.1.3 钢管柱进场、钢管柱安装、钢管混凝土柱柱脚、钢管柱内混凝土浇筑、支撑等 5 个分项工程应按现行国家标准《组合结构通用规范》GB 55004、《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 及《钢管混凝土工程施工质量验收规范》GB 50628 的有关规定进行施工质量验收;楼板分项工程应按现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定进行施工质量验收;其余分项工程应按本标准的有关规定进行施工质量验收。

9.1.4 组合框架结构、组合框架 支撑结构子分部工程的观感质量检验应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定。

9.1.5 组合框架结构子分部工程质量验收合格应符合下列规定：

- 1 各分项工程施工质量验收合格；
- 2 质量控制资料应完整；
- 3 有关安全及功能的结构检验和抽样检测结果应符合本标准及国家现行有关标准的规定；
- 4 观感质量验收合格。

9.1.6 组合框架结构、组合框架 支撑结构子分部工程质量验收时,应提供下列文件和记录：

- 1 深化设计文件；
- 2 施工现场质量管理检查记录；
- 3 有关安全及功能的检验和见证检测项目检查记录；
- 4 有关观感质量检验项目检查记录；
- 5 所含各分项工程质量验收记录；
- 6 分项工程所含各检验批质量验收记录；
- 7 强制性条文检验项目检查记录及证明文件；
- 8 隐蔽工程检验项目检查验收记录；
- 9 原材料、成品质量合格证明文件、中文标志及性能检测报告；
- 10 不合格项的处理记录及验收记录；
- 11 重大质量、技术问题实施方案及验收记录；
- 12 其他有关文件和记录。

9.2 U形钢梁进场质量验收

I 主控项目

9.2.1 U形钢梁进场应进行验收,其加工制作质量应符合设计

要求和合同约定。

检查数量:全数检查。

检验方法:检查出厂验收记录。

9.2.2 U形钢梁进场应按安装工序核查构件、配件数量。

检查数量:全数检查。

检验方法:按照安装工序清单清点构件、配件数量。

9.2.3 U形钢梁上的连接件、开孔、缺口的规格和数量应符合设计要求,位置和尺寸允许偏差及检验方法应符合本标准表 8.3.4 的规定。

检查数量:同批构件抽查 10%,且不少于 3 件。

检验方法:尺量、观察,检查出厂验收记录。

II 一般项目

9.2.4 U形钢梁不应有运输、堆放造成的变形、脱漆等现象。

检查数量:同批构件抽查 10%,且不少于 3 件。

检验方法:尺量、观察,检查出厂验收记录。

9.2.5 U形钢梁进场时应抽查构件尺寸偏差,尺寸允许偏差及检验方法应符合本标准表 8.3.4 的规定。

检查数量:同批构件抽查 10%,且不少于 3 件。

9.3 外包钢组合梁混凝土浇筑质量验收

I 主控项目

9.3.1 外包钢组合梁的混凝土强度等级应符合设计要求。用于检验混凝土强度的试件应在浇筑地点随机抽取。

检查数量:对同一配合比混凝土,取样与试件留置应符合下列规定:

- 1 每拌制 100 盘且不超过 100m^3 时,取样不得少于一次;
- 2 每工作班拌制不足 100 盘时,取样不得少于一次;
- 3 连续浇筑超过 1000m^3 时,每 200m^3 取样不得少于一次;
- 4 每一楼层取样不得少于一次;
- 5 每次取样应至少留置一组试件。

检验方法:检查施工记录及混凝土强度试验报告。

9.3.2 外包钢组合梁的混凝土不应离析。

检查数量:全数检查。

检验方法:观察。

9.3.3 外包钢组合梁的混凝土稠度应满足施工方案的要求。

检查数量:对同一配合比混凝土,取样应符合下列规定:

- 1 每拌制 100 盘且不超过 100m^3 时,取样不得少于一次;
- 2 每工作班拌制不足 100 盘时,取样不得少于一次;
- 3 连续浇筑超过 1000m^3 时,每 200m^3 取样不得少于一次;
- 4 每一楼层取样不得少于一次。

检验方法:检查稠度抽样检验记录。

II 一般项目

9.3.4 外包钢组合梁混凝土浇筑前,应对 U 形钢梁安装质量检查确认,并应清理其内壁污物。

检查数量:全数检查。

检验方法:观察、检查施工记录。

9.3.5 外包钢组合梁混凝土浇筑后的养护方法和养护时间应符合专项施工方案的要求。

检查数量:全数检查。

检验方法:检查施工记录。

9.4 外包钢组合梁连接质量验收

I 主控项目

9.4.1 外包钢组合梁与钢管混凝土柱连接节点处,外包钢组合梁上部纵向钢筋规格、位置、数量及连接方式应符合设计要求。

检查数量:全数检查。

检验方法:观察、检查施工记录和隐蔽工程验收记录。

9.4.2 外包钢组合梁与钢管混凝土柱连接节点、主次梁连接节点处,连接方式应符合设计要求。

检查数量:全数检查。

检验方法:观察、检查施工记录和隐蔽工程验收记录。

9.4.3 外包钢组合梁与钢管混凝土柱连接节点、主次梁连接节点处,一、二级焊缝质量应符合设计要求和现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006、《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205的有关规定。

检查数量:全数检查。

检验方法:检查施工记录及焊缝检测报告。

9.4.4 外包钢组合梁采用高强度螺栓连接时,摩擦面的抗滑移系数试验和复验、终拧质量应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205的有关规定。

检查数量及检验方法:按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205执行。

9.4.5 钢筋与钢管柱采用的可焊接机械连接套筒的实测受拉承载力不应小于钢筋受拉承载力标准值的 1.1 倍;连接接头应符合国家现行标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 和《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107 2016 中 I 级接头的极限抗拉强度、残余变形、最大力下总伸长率以及高应力和大变形条件下的反复拉压性

能要求。

检查数量:全数检查。

检验方法:检查产品合格证和型式检验报告。

9.4.6 钢筋与钢管柱采用的可焊接机械连接套筒连接接头的实测受拉承载力不应小于钢筋的实际拉断力或不小于钢筋极限抗拉强度标准值对应拉断力的 1.1 倍。

检查数量:同一施工条件下采用同一批材料的同等级、同规格接头为一批,每批应在构件加工厂选取 3 个有代表性的接头试件进行受拉试验。

检验方法:试件制作和检验方法应符合现行国家标准《钢筋混凝土组合结构施工规范》GB 50901 的有关规定。

9.4.7 可焊接机械连接套筒与钢管柱焊接应进行焊接工艺评定。

检查数量:全数检查。

检验方法:检查焊接工艺报告。

II 一般项目

9.4.8 外包钢组合梁上部纵向钢筋的间距、净距应符合设计要求及本标准的有关规定。

检查数量:全数检查。

检验方法:尺量。

9.4.9 外包钢组合梁的翼缘及腹板的二、三级焊缝外观质量应符合设计要求及现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定。

检查数量:同批构件抽查 10%,且不少于 3 件。

检验方法:观察、尺量。

9.4.10 外包钢组合梁采用高强度螺栓连接时,初拧及终拧扭矩、螺栓丝扣外露扣数、摩擦面、螺栓孔径等应符合现行国家标准

《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定。

检查数量及检验方法:按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 执行。

9.4.11 钢筋连接套筒与钢板的焊缝尺寸应满足设计要求和现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的要求。焊脚尺寸的允许偏差应为 0, +2mm。

检查数量:抽查 10%,且不应少于 3 个。

检验方法:观察、焊缝量规测量。

9.4.12 钢筋孔制孔后,宜清除孔周边的毛刺、切屑等杂物,孔壁应光滑,应无裂纹和大于 1.0mm 的缺陷。其孔径及垂直度的允许偏差应符合表 9.4.12 的规定。

检查数量:按钢构件数量抽查 10%,且不应少于 3 件。

检验方法:用游标卡尺或孔径量规检查。

表 9.4.12 钢筋孔径及垂直度的允许偏差(mm)

项目	允许偏差
直径	0, +2.0
垂直度	0.03 l ,且不应大于 2.0, l 为钢板厚度

9.4.13 钢筋孔孔距、钢筋连接套筒间距、连接板中心位置的允许偏差应符合表 9.4.13 的规定。

检查数量:按钢构件数量抽查 10%,且不应少于 3 件。

检验方法:用钢尺检查。

表 9.4.13 钢筋孔孔距、钢筋连接套筒间距及连接板中心位置的允许偏差(mm)

项目	允许偏差
钢筋孔孔距	2.0
钢筋连接套筒间距	2.0
连接板中心位置	3.0

附录 A 轴力对 L 形钢管混凝土异形柱截面 受弯承载力的影响系数

表 A.0.1 k_1 的取值 (绕 x 轴)

$\xi \backslash n$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.4	1.05	1.07	1.06	1.01	0.99	0.82	0.68	0.51	0.30
0.6	1.03	1.04	1.01	0.96	0.88	0.77	0.62	0.45	0.25
0.8	1.02	1.02	0.98	0.92	0.84	0.72	0.58	0.42	0.22
1	1.01	1.00	0.96	0.89	0.80	0.69	0.55	0.39	0.20
1.2	1.00	0.98	0.94	0.87	0.78	0.67	0.53	0.37	0.19
1.4	1.00	0.97	0.92	0.85	0.76	0.65	0.52	0.36	0.18
1.6	0.99	0.96	0.91	0.84	0.75	0.64	0.51	0.35	0.18
1.8	0.99	0.95	0.90	0.83	0.74	0.63	0.50	0.35	0.18
2	0.98	0.95	0.89	0.82	0.73	0.62	0.49	0.35	0.18

表 A.0.2 k_1 的取值 (绕 y 轴)

$\xi \backslash n$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.4	1.29	1.50	1.64	1.69	1.67	1.56	1.38	1.12	0.78
0.6	1.21	1.35	1.43	1.45	1.41	1.30	1.13	0.89	0.59
0.8	1.15	1.25	1.30	1.29	1.23	1.12	0.96	0.74	0.47
1	1.12	1.18	1.21	1.19	1.12	1.01	0.85	0.65	0.40
1.2	1.09	1.14	1.15	1.12	1.04	0.93	0.78	0.58	0.35
1.4	1.07	1.11	1.11	1.07	0.99	0.88	0.73	0.54	0.32
1.6	1.06	1.09	1.08	1.04	0.96	0.85	0.70	0.52	0.30
1.8	1.06	1.08	1.06	1.02	0.94	0.83	0.68	0.50	0.29
2	1.05	1.07	1.05	1.01	0.93	0.81	0.67	0.49	0.28

注: k_1 也可按下列公式计算:

$$k_1 = 1 + a_1 n + a_2 n^2$$

$$a_1 = \begin{cases} 0.55 + 6.14e^{(-\xi/0.50)} & y \\ -0.22 + 1.40e^{(-\xi/0.88)} & x \end{cases}$$

$$a_2 = \begin{cases} -1.51 - 5.27e^{(-\xi/0.52)} & y \\ -0.69 - 1.29e^{(-\xi/1.17)} & x \end{cases}$$

其中, x 、 y 表示弯矩作用方向, 如图 A. 0. 1 所示。

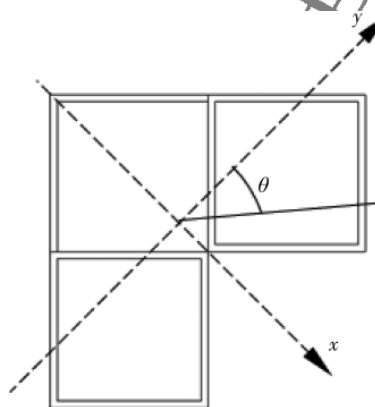


图 A. 0. 1 L形钢管混凝土异形柱截面图

附录 B 系数 α_1 、 α_2

表 B.0.1 α_1 、 α_2 的取值 ($q = 1.0, \theta = 0 \sim 90^\circ$)

n	0.1		0.2		0.3		0.4		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9	
	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2
0.5	2.9	2.6	2.5	2.8	2.5	2.9	2.2	2.9	1.8	2.8	0.4	2.7	1.6	2.5	1.7	2.3	1.8	1.9
0.6	2.8	2.6	2.4	2.8	2.4	2.8	2.1	2.8	1.7	2.8	0.3	2.7	1.5	2.5	1.6	2.3	1.7	1.9
0.7	2.8	2.6	2.4	2.8	2.4	2.8	2.0	2.8	1.6	2.8	0.2	2.7	1.5	2.5	1.5	2.3	1.6	1.9
0.8	2.7	2.6	2.3	2.8	2.3	2.8	2.0	2.8	1.5	2.8	0.1	2.7	1.4	2.5	1.4	2.3	1.5	1.9
0.9	2.6	2.6	2.2	2.8	2.2	2.8	1.9	2.8	1.4	2.8	0.0	2.7	1.3	2.5	1.3	2.3	1.5	1.9
1.0	2.5	2.6	2.1	2.8	2.1	2.8	1.8	2.8	1.4	2.8	0.0	2.7	1.2	2.5	1.3	2.3	1.4	1.9
1.1	2.5	2.6	2.1	2.8	2.1	2.8	1.7	2.8	1.3	2.8	-0.1	2.7	1.2	2.5	1.2	2.3	1.3	1.9
1.2	2.4	2.6	2.0	2.8	2.0	2.8	1.7	2.8	1.3	2.8	-0.2	2.7	1.1	2.5	1.2	2.3	1.3	1.9
1.3	2.4	2.6	2.0	2.8	2.0	2.8	1.6	2.8	1.2	2.8	-0.2	2.7	1.1	2.5	1.1	2.3	1.2	1.9
1.4	2.3	2.6	1.9	2.8	1.9	2.8	1.6	2.8	1.2	2.8	-0.3	2.7	1.0	2.5	1.1	2.3	1.2	1.9
1.5	2.3	2.6	1.9	2.8	1.9	2.8	1.5	2.8	1.1	2.8	-0.3	2.7	1.0	2.5	1.0	2.3	1.1	1.9
1.6	2.2	2.6	1.8	2.8	1.8	2.8	1.5	2.8	1.1	2.8	-0.3	2.7	0.9	2.5	1.0	2.3	1.1	1.9
1.7	2.2	2.6	1.8	2.8	1.8	2.9	1.5	2.8	1.0	2.8	-0.4	2.7	0.9	2.5	1.0	2.3	1.1	1.9
1.8	2.2	2.6	1.8	2.8	1.8	2.9	1.5	2.8	1.0	2.8	-0.4	2.7	0.9	2.5	0.9	2.3	1.0	1.9
1.9	2.2	2.6	1.8	2.8	1.8	2.9	1.4	2.8	1.0	2.8	-0.4	2.7	0.9	2.5	0.9	2.3	1.0	1.9
2.0	2.2	2.6	1.8	2.8	1.8	2.9	1.4	2.9	1.0	2.8	-0.4	2.7	0.9	2.5	0.9	2.3	1.0	2.0

表 B.0.2 α_1, α_2 的取值 ($q = 1.0, \theta = 90 \sim 180^\circ$)

n	0.1		0.2		0.3		0.4		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9	
	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2
0.5	0.2	2.3	0.7	2.2	1.3	2.2	1.8	2.1	2.4	2.1	2.9	2.0	3.4	2.0	3.9	2.0	4.4	1.9
0.6	0.3	2.3	0.9	2.2	1.4	2.1	2.0	2.1	2.5	2.0	3.0	2.0	3.5	2.0	4.1	1.9	4.6	1.9
0.7	0.4	2.3	1.0	2.2	1.5	2.1	2.1	2.1	2.6	2.0	3.1	2.0	3.7	1.9	4.2	1.9	4.7	1.9
0.8	0.5	2.2	1.1	2.2	1.6	2.1	2.2	2.0	2.7	2.0	3.2	1.9	3.7	1.8	4.3	1.9	4.8	1.9
0.9	0.6	2.2	1.1	2.1	1.7	2.1	2.2	2.0	2.8	2.0	3.3	1.9	3.8	1.9	4.3	1.9	4.9	1.9
1.0	0.7	2.2	1.2	2.1	1.8	2.1	2.3	2.0	2.9	1.9	3.4	1.9	3.9	1.9	4.4	1.9	4.9	1.8
1.1	0.7	2.2	1.3	2.1	1.8	2.0	2.4	2.0	2.9	1.9	3.5	1.9	4.0	1.9	4.5	1.8	5.0	1.8
1.2	0.8	2.2	1.3	2.1	1.9	2.0	2.4	2.0	3.0	1.9	3.5	1.9	4.0	1.8	4.6	1.8	5.1	1.8
1.3	0.8	2.2	1.4	2.1	1.9	2.0	2.5	2.0	3.0	1.9	3.6	1.9	4.1	1.8	4.6	1.8	5.1	1.8
1.4	0.9	2.2	1.4	2.1	2.0	2.0	2.5	1.9	3.1	1.9	3.6	1.9	4.1	1.8	4.6	1.8	5.1	1.8
1.5	0.9	2.2	1.5	2.1	2.0	2.0	2.6	1.9	3.1	1.9	3.6	1.8	4.2	1.8	4.7	1.8	5.2	1.8
1.6	0.9	2.2	1.5	2.1	2.0	2.0	2.6	1.9	3.1	1.9	3.7	1.8	4.2	1.8	4.7	1.8	5.2	1.8
1.7	0.9	2.1	1.5	2.1	2.0	2.0	2.6	1.9	3.1	1.9	3.7	1.8	4.2	1.8	4.7	1.8	5.2	1.8
1.8	0.9	2.1	1.5	2.1	2.0	2.0	2.6	1.9	3.1	1.9	3.7	1.8	4.2	1.8	4.7	1.8	5.2	1.8
1.9	0.9	2.1	1.5	2.1	2.0	2.0	2.6	1.9	3.1	1.9	3.6	1.8	4.2	1.8	4.7	1.8	5.2	1.8
2.0	0.9	2.2	1.5	2.1	2.0	2.0	2.6	1.9	3.1	1.9	3.6	1.8	4.1	1.8	4.7	1.8	5.2	1.8

表 B.0.3 α_1, α_2 的取值($q = 2.0, \theta = 0 \sim 90^\circ$)

η	0.1		0.2		0.3		0.4		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9	
	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2
0.5	3.3	2.2	2.9	2.4	2.9	2.4	2.6	2.5	2.1	2.4	2.0	2.3	2.0	2.1	2.0	1.9	2.2	1.5
0.6	3.2	2.2	2.8	2.4	2.8	2.4	2.5	2.5	2.1	2.4	1.9	2.3	1.9	2.1	2.0	1.9	2.1	1.5
0.7	3.1	2.2	2.7	2.3	2.7	2.4	2.4	2.5	2.0	2.4	1.9	2.3	1.8	2.1	1.9	1.9	2.0	1.5
0.8	3.0	2.2	2.6	2.3	2.6	2.4	2.3	2.5	1.9	2.4	1.8	2.3	1.8	2.1	1.8	1.8	1.9	1.5
0.9	3.0	2.2	2.6	2.3	2.6	2.4	2.2	2.5	1.8	2.4	1.7	2.3	1.7	2.1	1.7	1.8	1.8	1.5
1.0	2.9	2.2	2.5	2.3	2.5	2.4	2.2	2.5	1.7	2.4	1.6	2.3	1.6	2.1	1.6	1.8	1.8	1.5
1.1	2.8	2.2	2.4	2.3	2.4	2.4	2.1	2.5	1.7	2.4	1.6	2.3	1.5	2.1	1.6	1.8	1.7	1.5
1.2	2.8	2.2	2.4	2.3	2.4	2.4	2.1	2.5	1.6	2.4	1.5	2.3	1.5	2.1	1.5	1.8	1.6	1.5
1.3	2.7	2.2	2.3	2.3	2.3	2.4	2.0	2.5	1.6	2.4	1.5	2.3	1.4	2.1	1.5	1.8	1.6	1.5
1.4	2.7	2.2	2.3	2.3	2.3	2.4	2.0	2.5	1.5	2.4	1.4	2.3	1.4	2.1	1.4	1.8	1.5	1.5
1.5	2.6	2.2	2.2	2.3	2.2	2.4	1.9	2.5	1.5	2.4	1.4	2.3	1.3	2.1	1.4	1.9	1.5	1.5
1.6	2.6	2.2	2.2	2.3	2.2	2.4	1.9	2.5	1.4	2.4	1.3	2.3	1.3	2.1	1.4	1.9	1.5	1.5
1.7	2.6	2.2	2.2	2.4	2.2	2.4	1.8	2.5	1.4	2.4	1.3	2.3	1.3	2.1	1.3	1.9	1.4	1.5
1.8	2.6	2.2	2.2	2.4	2.2	2.4	1.8	2.5	1.4	2.4	1.3	2.3	1.3	2.1	1.3	1.9	1.4	1.5
1.9	2.5	2.2	2.1	2.4	2.1	2.5	1.8	2.5	1.4	2.4	1.3	2.3	1.2	2.1	1.3	1.9	1.4	1.5
2.0	2.5	2.2	2.1	2.4	2.1	2.5	1.8	2.5	1.4	2.4	1.3	2.3	1.2	2.1	1.3	1.9	1.4	1.5

表 B.0.4 α_1, α_2 的取值 ($q = 2.0, \theta = 90 \sim 180^\circ$)

n	0.1		0.2		0.3		0.4		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9	
	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2
0.5	2.3	2.4	2.9	2.3	3.4	2.2	4.0	2.2	4.5	2.1	5.0	2.1	5.6	2.1	6.1	2.0	6.6	2.0
0.6	2.4	2.4	3.0	2.3	3.5	2.2	4.1	2.2	4.6	2.1	5.1	2.1	5.7	2.0	6.2	2.0	6.7	2.0
0.7	2.5	2.3	3.1	2.3	3.6	2.2	4.2	2.1	4.7	2.1	5.3	2.0	5.8	2.0	6.3	2.0	6.8	2.0
0.8	2.6	2.3	3.2	2.2	3.7	2.2	4.3	2.1	4.8	2.1	5.4	2.0	5.9	2.0	6.4	2.0	6.9	2.0
0.9	2.7	2.3	3.3	2.2	3.8	2.1	4.4	2.1	4.9	2.0	5.4	2.0	6.0	2.0	6.5	1.9	7.0	1.9
1.0	2.8	2.3	3.3	2.2	3.9	2.1	4.4	2.1	5.0	2.0	5.5	2.0	6.0	1.9	6.5	1.9	7.1	1.9
1.1	2.8	2.3	3.4	2.2	4.0	2.1	4.5	2.1	5.1	2.0	5.6	2.0	6.1	1.9	6.6	1.9	7.1	1.9
1.2	2.9	2.3	3.5	2.2	4.0	2.1	4.6	2.0	5.1	2.0	5.6	1.9	6.2	1.9	6.7	1.9	7.2	1.9
1.3	3.0	2.2	3.5	2.2	4.1	2.1	4.6	2.0	5.2	2.0	5.7	1.9	6.2	1.9	6.7	1.9	7.2	1.9
1.4	3.0	2.2	3.6	2.2	4.1	2.1	4.7	2.0	5.2	2.0	5.7	1.9	6.2	1.9	6.8	1.9	7.3	1.9
1.5	3.0	2.2	3.6	2.1	4.1	2.1	4.7	2.0	5.2	2.0	5.8	1.9	6.3	1.9	6.8	1.9	7.3	1.9
1.6	3.0	2.2	3.6	2.1	4.2	2.1	4.7	2.0	5.2	2.0	5.8	1.9	6.3	1.9	6.8	1.9	7.3	1.9
1.7	3.0	2.2	3.6	2.1	4.2	2.1	4.7	2.0	5.3	2.0	5.8	1.9	6.3	1.9	6.8	1.9	7.3	1.9
1.8	3.0	2.2	3.6	2.1	4.2	2.1	4.7	2.0	5.3	2.0	5.8	1.9	6.3	1.9	6.8	1.9	7.3	1.9
1.9	3.0	2.2	3.6	2.1	4.2	2.1	4.7	2.0	5.2	2.0	5.8	1.9	6.3	1.9	6.8	1.9	7.3	1.9
2.0	3.0	2.2	3.6	2.1	4.1	2.1	4.7	2.0	5.2	2.0	5.8	1.9	6.3	1.9	6.8	1.9	7.3	1.9

注: α_1, α_2 也可按下列公式计算:

当 $0^\circ \leq \theta < 90^\circ$ 时(图 B.0.1)

$$\alpha_1 = 3.685n^2 - 5.109n + 0.281\xi^2 - 1.225\xi \\ + 0.997q^2 - 2.623q + 5.579$$

$$\alpha_2 = -4.346n^2 + 2.638n + 0.029\xi^2 - 0.064\xi$$

$$-0.035q^2 - 0.304q + 2.737$$

当 $90^\circ < \theta \leq 180^\circ$ 时(图 B.0.1)

$$\alpha_1 = -0.437n^2 + 5.780n - 0.488\xi^2 + 1.699\xi \\ + 1.889q^2 - 3.544q + 0.525$$

$$\alpha_2 = 0.513n^2 - 0.975n + 0.102\xi^2 - 0.363\xi \\ + 0.793q^2 - 2.303q + 4.073$$

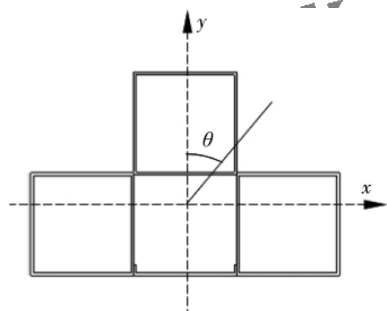


图 B.0.1 T形钢管混凝土异形柱截面图

附录 C 轴力对 T 形钢管混凝土异形柱截面 受弯承载力的影响系数

表 C.0.1 k_2 的取值 ($q = 1.0$)

n	0.1		0.2		0.3		0.4		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9	
ξ	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$
0.5	1.18	1.13	1.20	1.15	1.19	1.14	1.16	1.09	1.10	1.02	1.01	0.92	0.89	0.79	0.75	0.63	0.58	0.44
0.6	1.16	1.12	1.18	1.14	1.18	1.13	1.14	1.08	1.09	1.01	0.99	0.91	0.88	0.78	0.74	0.62	0.57	0.43
0.7	1.15	1.11	1.17	1.13	1.16	1.12	1.13	1.07	1.07	1.00	0.98	0.90	0.86	0.77	0.72	0.61	0.55	0.42
0.8	1.14	1.10	1.16	1.12	1.15	1.11	1.12	1.06	1.05	0.96	0.97	0.89	0.85	0.76	0.71	0.60	0.54	0.41
0.9	1.13	1.10	1.15	1.11	1.14	1.10	1.10	1.06	1.04	0.93	0.95	0.88	0.84	0.75	0.70	0.59	0.53	0.40
1.0	1.11	1.09	1.13	1.10	1.13	1.09	1.09	1.05	1.03	0.97	0.94	0.87	0.83	0.74	0.69	0.58	0.52	0.40
1.1	1.10	1.08	1.12	1.09	1.12	1.08	1.08	1.04	1.02	0.97	0.93	0.87	0.82	0.74	0.67	0.58	0.51	0.39
1.2	1.09	1.07	1.11	1.09	1.11	1.07	1.07	1.03	1.01	0.96	0.92	0.86	0.81	0.73	0.67	0.57	0.50	0.38
1.3	1.09	1.06	1.11	1.08	1.10	1.07	1.06	1.02	1.00	0.95	0.91	0.85	0.80	0.72	0.66	0.56	0.49	0.37
1.4	1.08	1.06	1.10	1.07	1.09	1.06	1.06	1.02	0.99	0.94	0.91	0.84	0.79	0.71	0.65	0.55	0.48	0.37
1.5	1.07	1.05	1.09	1.07	1.08	1.05	1.05	1.01	0.99	0.94	0.90	0.84	0.78	0.71	0.64	0.55	0.47	0.36
1.6	1.06	1.05	1.08	1.06	1.08	1.05	1.04	1.00	0.98	0.93	0.89	0.83	0.78	0.70	0.64	0.54	0.47	0.35
1.7	1.06	1.04	1.08	1.06	1.07	1.04	1.04	1.00	0.98	0.93	0.89	0.83	0.77	0.70	0.63	0.54	0.46	0.35
1.8	1.05	1.03	1.07	1.05	1.07	1.04	1.03	0.99	0.97	0.92	0.88	0.82	0.77	0.69	0.63	0.53	0.46	0.34
1.9	1.05	1.03	1.07	1.05	1.06	1.03	1.03	0.99	0.97	0.92	0.88	0.82	0.76	0.69	0.62	0.53	0.45	0.34
2.0	1.05	1.03	1.07	1.04	1.06	1.03	1.03	0.99	0.96	0.91	0.88	0.81	0.76	0.68	0.62	0.52	0.45	0.33

表 C.0.2 k_2 的取值($q = 2.0$)

n	0.1		0.2		0.3		0.4		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		
	ξ	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$	$k_{2,x}$	$k_{2,y}$
0.5	1.13	1.12	1.15	1.13	1.15	1.14	1.11	1.08	1.05	1.00	0.96	0.90	0.85	0.77	0.71	0.61	0.54	0.42	
0.6	1.12	1.11	1.14	1.12	1.13	1.13	1.10	1.07	1.04	0.99	0.95	0.89	0.83	0.76	0.69	0.60	0.52	0.41	
0.7	1.11	1.10	1.13	1.11	1.12	1.12	1.08	1.06	1.02	0.98	0.93	0.88	0.82	0.75	0.68	0.59	0.51	0.40	
0.8	1.09	1.09	1.11	1.10	1.11	1.11	1.07	1.05	1.01	0.97	0.92	0.87	0.81	0.74	0.66	0.58	0.49	0.39	
0.9	1.08	1.08	1.10	1.09	1.09	1.10	1.06	1.04	1.00	0.97	0.91	0.86	0.80	0.73	0.65	0.57	0.48	0.39	
1.0	1.07	1.07	1.09	1.08	1.08	1.09	1.05	1.03	0.99	0.96	0.90	0.85	0.78	0.73	0.64	0.57	0.47	0.38	
1.1	1.06	1.06	1.08	1.08	1.07	1.08	1.04	1.02	0.98	0.95	0.89	0.85	0.77	0.72	0.63	0.56	0.46	0.37	
1.2	1.05	1.05	1.07	1.07	1.06	1.07	1.03	1.01	0.97	0.94	0.88	0.84	0.76	0.71	0.62	0.55	0.45	0.36	
1.3	1.04	1.05	1.06	1.06	1.05	1.07	1.02	1.01	0.96	0.93	0.87	0.83	0.75	0.70	0.61	0.54	0.44	0.35	
1.4	1.03	1.04	1.05	1.06	1.05	1.06	1.01	1.00	0.95	0.93	0.86	0.83	0.75	0.70	0.60	0.54	0.43	0.35	
1.5	1.03	1.03	1.05	1.05	1.04	1.05	1.00	0.99	0.94	0.92	0.85	0.82	0.74	0.69	0.60	0.53	0.43	0.34	
1.6	1.02	1.03	1.04	1.04	1.03	1.05	1.00	0.98	0.94	0.92	0.85	0.81	0.73	0.68	0.59	0.52	0.42	0.34	
1.7	1.01	1.02	1.03	1.04	1.03	1.04	0.99	0.98	0.93	0.91	0.84	0.81	0.73	0.68	0.59	0.52	0.42	0.33	
1.8	1.01	1.02	1.03	1.03	1.02	1.04	0.99	0.98	0.93	0.90	0.84	0.80	0.72	0.67	0.58	0.51	0.41	0.33	
1.9	1.01	1.01	1.03	1.03	1.02	1.03	0.98	0.97	0.92	0.90	0.83	0.80	0.72	0.67	0.58	0.51	0.41	0.32	
2.0	1.00	1.01	1.02	1.02	1.02	1.03	0.98	0.97	0.92	0.90	0.83	0.80	0.72	0.67	0.57	0.51	0.40	0.32	

注： k_2 也可按下列公式计算：

绕 x 轴(图 C.0.1)：

$$k_{2,x} = -1.354n^2 + 0.606n + 0.041\xi^2 - 0.191\xi \\ + 0.121q^2 - 0.408q + 1.503$$

绕 y 轴(图 C.0.1)：

$$k_{2,y} = -1.460n^2 + 0.596n + 0.023\xi^2 - 0.130\xi \\ - 0.012q^2 + 0.017q + 1.143$$

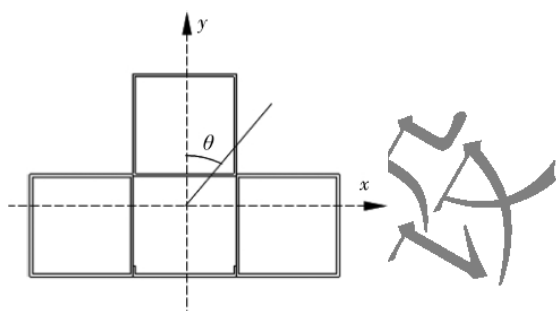


图 C.0.1 T形钢管混凝土异形柱截面图

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待,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

- 1 《工程结构通用规范》GB 55001
- 2 《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002
- 3 《组合结构通用规范》GB 55004
- 4 《钢结构通用规范》GB 55006
- 5 《混凝土结构通用规范》GB 55008
- 6 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 7 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 8 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 9 《建筑设计防火规范》GB 50016
- 10 《钢结构设计标准》GB 50017
- 11 《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018
- 12 《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068
- 13 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204
- 14 《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205
- 15 《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300
- 16 《钢管混凝土工程施工质量验收规范》GB 50628
- 17 《钢结构焊接规范》GB 50661
- 18 《混凝土结构工程施工规范》GB 50666
- 19 《钢结构工程施工规范》GB 50755
- 20 《钢-混凝土组合结构施工规范》GB 50901
- 21 《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936
- 22 《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249
- 23 《碳素结构钢》GB/T 700
- 24 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591

- 25 《碳素结构钢和低合金结构钢热轧钢板和钢带》GB/T 3274
- 26 《通用冷弯开口型钢》GB/T 6723
- 27 《冷弯型钢通用技术要求》GB/T 6725
- 28 《结构用冷弯空心型钢》GB/T 6728
- 29 《涂覆涂料前钢材表面处理 表面清洁度的目视评定 第1部分:未涂覆过的钢材表面和全面清除原有涂层后的钢材表面的锈蚀等级和处理等级》GB/T 8923.1
- 30 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433
- 31 《建筑结构用钢板》GB/T 19879
- 32 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
- 33 《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18
- 34 《建筑机械使用安全技术规程》JGJ 33
- 35 《施工现场临时用电安全技术规范》JGJ 46
- 36 《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ 80
- 37 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99
- 38 《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107
- 39 《组合结构设计规范》JGJ 138
- 40 《建筑钢结构防腐技术规程》JGJ/T 251
- 41 《建筑施工起重吊装工程安全技术规范》JGJ 276
- 42 《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441
- 43 《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T 178
- 44 《钢筋桁架楼承板》JG/T 368
- 45 《建筑结构用冷弯薄壁型钢》JG/T 380

重庆工程建设

重庆市工程建设标准

外包钢组合梁-钢管混凝土柱
框架结构技术标准

DBJ50/T-413-2022

条文说明

2022 重 庆

重庆工程建设

目 次

1	总则	105
2	术语和符号	107
2.1	术语	107
2.2	符号	109
3	材料	110
3.1	钢材	110
3.2	混凝土	110
4	设计基本规定	111
4.1	结构体系和布置	111
4.2	结构分析	112
5	构件设计	114
5.1	一般规定	114
5.2	矩形钢管混凝土柱	114
5.3	钢管混凝土异形柱	115
5.4	外包钢组合梁	121
6	连接节点设计	126
6.1	矩形钢管混凝土柱与梁连接节点	126
6.2	钢管混凝土异形柱与梁连接节点	129
6.5	楼盖节点	129
7	防火及防腐蚀设计	130
8	制作与施工	131
9	验收	132

重庆工程建设

1 总 则

1.0.1 外包钢组合梁 钢管混凝土柱框架结构是一种由外包钢组合梁和矩形或钢管混凝土异形柱等构件组成的新型装配式组合结构体系,其具有以下特点:

- 1) 框架柱及梁均为钢 混凝土组合构件,与钢筋混凝土结构相比承载力大、刚度大、抗震性能好,与钢结构相比防火性能好、稳定性好且节省钢材,可充分发挥钢材和混凝土的力学性能优势;
- 2) 可实现施工免模板、免支撑(或少支撑),同时发挥现浇混凝土的效率和成本优势;
- 3) 可缩短施工周期,减少机械及措施费,有利于降低成本;
- 4) 装配率高,符合国家及地方政策要求,符合新型建筑工业化的发展趋势。

外包钢组合梁 钢管混凝土柱框架结构体系适用于居住建筑、公共建筑等民用建筑,也适用于车间、仓库等工业建筑;当采用钢管混凝土异形柱时,尤其适用于住宅建筑。

1.0.3 外包钢组合梁 钢管混凝土柱框架及框架 支撑结构的设计、制作、施工及验收尚应符合国家现行标准《工程结构通用规范》GB 55001、《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002、《组合结构通用规范》GB 55004、《钢结构通用规范》GB 55006、《混凝土结构通用规范》GB 55008、《钢结构设计标准》GB 50017、《混凝土结构设计规范》GB 50010、《建筑抗震设计规范》GB 50011、《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936、《钢 混凝土组合结构施工规范》GB 50901、《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、《装配式钢结构建筑技术标准》GB/T 51232、《组合结构设计规范》JGJ 138、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99、《装配式钢结构住宅建筑技术标准》JGJ/T 469 等的有关规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 外包 U 形钢如图 1 所示,其可通过一次冷弯成型、冷弯焊接组合成型或全焊接成型。本标准中外包 U 形钢顶部开口端为内翻式。作为外包钢组合梁中的钢构件,在内部混凝土浇筑前称为 U 形钢梁。

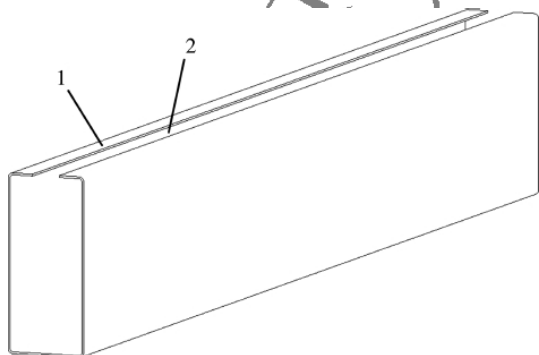


图 1 外包 U 形钢示意图

1—内翻边;2—顶部开口

2.1.2 外包钢组合梁由外包 U 形钢、外包 U 形钢内的混凝土和混凝土翼板组成(图 2),其中外包 U 形钢的开口端内折形成上翼缘,且在上翼缘设置抗剪连接件,待翼板混凝土和外包 U 形钢内混凝土浇筑后形成组合梁。

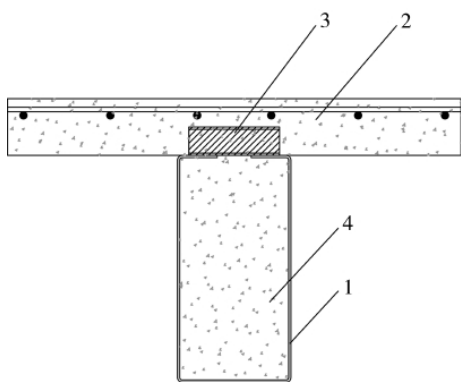


图 2 外包钢组合梁截面示意图

1—U形钢;2—混凝土翼板;3—抗剪连接件;4—U形钢内混凝土

2.1.3 外包钢组合梁 钢管混凝土柱框架结构的框架梁采用外包钢组合梁,框架柱采用矩形钢管混凝土柱或钢管混凝土异形柱,非框架梁一般也采用外包钢组合梁,必要时也可采用钢梁或其他形式的组合梁。组合框架结构局部如图 3 所示。

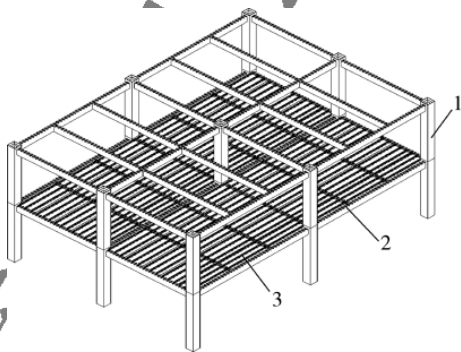


图 3 组合框架结构局部三维示意图

1—钢管混凝土柱;2—外包钢组合梁;3—混凝土板

2.1.4 纯框架结构适用高度范围相对较小,当需要较大的结构高度及抗侧移需求时,可在组合框架结构中设置柱间钢支撑,形成组合框架 支撑结构。

2.1.5 多腔钢管混凝土异形柱是钢管混凝土异形柱的常见形式,本标准多腔钢管混凝土柱采用的多腔钢管由几个矩形钢管、L形钢、槽形钢或 U 形钢焊接而成。

2.2 符 号

本节参考现行国家标准《工程结构设计通用符号标准》GB/T 50132 和有关设计标准,并结合本标准具体情况规定了涉及的符号及其含义。

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.2 推进构件标准化,可提高设计、生产和施工效率,节约成本。

3.1.3 U形钢一般采用 Q235、Q355、Q390 钢,当采用 Q420 及以上的钢材时,应有可靠的加工工艺及受力性能试验依据。

3.1.4 矩形钢管应优先采用冷成型矩形钢管,现行行业标准《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T 178 规定的 I 级产品通过优选原料材质及采用直接成方等合理成型工艺,可保证成管时冷弯圆角区的冷作硬化效应较低。当荷载较大或壁厚较厚时,可采用焊接箱形截面。

3.1.6、3.1.7 参照现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 和《混凝土结构设计规范》GB 50010 对组合框架结构、组合框架支撑结构中的钢筋要求作了规定。

3.2 混 凝 土

3.2.2 根据工程实践经验,钢管混凝土柱的混凝土强度等级一般不低于 C30。矩形钢管混凝土柱的常用混凝土强度等级为 C40~C80,当超过 C80 时,现行标准对强度指标等参数没有具体规定,设计时需有可靠依据。对钢管混凝土异形柱,根据已有研究及工程实践,规定混凝土强度等级不宜超过 C60。

参考现行团体标准《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS 159,对 Q235 钢管,一般采用 C30、C35 或 C40 混凝土;对 Q355 钢管,一般采用 C40 及以上的混凝土;对 Q390、Q420 钢管,一般采用 C50 及以上的混凝土。

4 设计基本规定

4.1 结构体系和布置

4.1.1 框架结构的抗震性能及抗倒塌能力主要取决于柱的性能,采用钢管混凝土结构的框架结构抗震性能优于钢筋混凝土框架结构,最大适用高度应适当提高。本条中矩形柱组合框架结构的最大适用高度参考了现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 的规定;对异形柱结构,根据重庆大学的研究结果,其抗震性能与矩形柱结构相近,考虑工程应用经验相对较少,异形柱组合框架结构的最大适用高度在矩形柱组合框架结构的基础上减小了 10m。

本条中组合框架 支撑结构的支撑形式为钢中心支撑。矩形柱组合框架 支撑结构的最大适用高度参考了现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对钢支撑 钢筋混凝土框架结构的规定,并考虑外包钢组合梁与钢筋混凝土梁的差异,适当提高。异形柱组合框架 支撑结构的最大适用高度在矩形柱框架 支撑结构的基础上减小了 10m。

4.1.2 矩形柱组合框架及框架 支撑结构的最大高宽比按现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 确定。异形柱组合框架结构、异形柱组合框架 支撑结构的最大高宽比适当减小。

4.1.3 组合框架结构、组合框架 支撑结构的抗震等级参照现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 确定,并对各抗震设防烈度对应的分界高度进行统一。异形柱组合框架结构、异形柱组合框架 支撑结构的抗震等级分别与矩形柱组合框架结构、矩形柱组合框架 支撑结构相同。

4.1.4 参考了现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对钢支撑 混凝土框架结构的规定。当底层框架部分所承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时,结构的最大适用高度、最大高宽比、抗震等级宜按组合框架结构确定。

4.1.6 组合框架结构、组合框架 支撑结构的防震缝宽度取钢筋混凝土框架结构与钢结构防震缝宽度的平均值,即钢筋混凝土框架结构的 1.25 倍。

4.1.8 组合框架结构、组合框架 支撑结构的楼盖应优先采用钢筋桁架楼承板技术。金属底模钢筋桁架楼承板的设计应符合现行行业标准《钢筋桁架楼承板》JG/T 368 和团体标准《组合楼板设计与施工规范》CECS 273 的有关规定。目前,钢筋桁架楼承板技术除了传统的金属底模楼承板外,还包括底模可拆式、底模免拆式等新形式的楼承板,但行业内还没有统一的技术标准,使用这些新技术时,应符合相关标准及图集的规定。

钢筋桁架混凝土叠合板、现浇混凝土板的设计应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 和现行团体标准《钢筋桁架混凝土叠合板应用技术规程》T/CECS 715 等的有关规定。

对有大开洞楼层,应优先采用钢筋桁架楼承板组合楼板或现浇混凝土板,当采用压型钢板组合楼板时,应适当增加楼板的有效厚度。

4.2 结构分析

4.2.4 本条参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 给出了组合框架结构、组合框架 支撑结构进行弹性计算时主要构件的截面刚度计算方法。

4.2.5 本条给出了整体结构分析时外包钢组合梁刚度的准确考虑方法和近似考虑方法,其中近似考虑方法参考了现行行业标准

《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 对采用现浇楼盖或装配整体式楼盖时梁刚度放大系数的规定。

4.2.7 编制组完成的梁柱节点拟静力试验结果表明,试件的粘滞阻尼系数要大于钢筋混凝土试件。本标准中结构抗震计算时的阻尼比按现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 对采用钢筋混凝土梁的框架及框架支撑结构的规定取值。风荷载作用下的结构计算用阻尼比按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的规定取值。

4.2.8 组合框架结构、组合框架支撑结构的弹性层间位移角限值参考了现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 对采用钢筋混凝土梁板楼盖的框架结构的规定(限值为 $1/450$),并考虑外包钢组合梁与钢筋混凝土梁的区别,适当放松。

4.2.10 本条参考现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 给出了组合框架结构、组合框架支撑结构的风振舒适度验算要求。

4.2.11 楼盖结构的自振频率、振动峰值加速度,以及除本条规定外的其他情况的舒适度验算要求,应根据具体工程情况选择执行现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 或《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441 的有关规定。

5 构件设计

5.1 一般规定

5.1.2 构件承载力抗震调整系数按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的规定取值。

5.1.3 外包钢组合梁属于钢与混凝土组合梁,挠度限值按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的规定取用。除悬臂构件外的其余外包钢组合梁,计算跨度 l_0 可参照钢筋混凝土梁的原则确定。

5.1.4 本条参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 和《混凝土结构设计规范》GB 50010 对外包钢组合梁负弯矩区的最大裂缝宽度限值作了规定。

5.1.6 施工阶段,钢管混凝土柱的钢管和外包钢组合梁的 U 形钢均兼做模板,其承载力及变形应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 对模板的有关规定。施工阶段的永久荷载应包括构件自重、新浇筑混凝土自重、钢筋自重、新浇筑混凝土产生的侧压力、其余构件传来的永久荷载等;可变荷载应包括施工人员及施工设备产生的荷载、混凝土下料产生的水平荷载、泵送混凝土或不均匀堆载等因素产生的附加水平荷载及风荷载等。

施工时,需通过采取加强措施,如将楼承板钢筋桁架与 U 形钢梁焊接固定、加强上翼缘拉结等,保证 U 形钢梁的稳定性。

5.2 矩形钢管混凝土柱

5.2.1 矩形钢管混凝土柱属于以受压为主的构件,现行国家标

准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 和行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 对其钢管壁宽厚比的规定一致,本条采用相同规定。

5.2.2 本条参考了现行团体标准《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS 159 的规定,计算梁、柱线刚度时,抗弯刚度可按本标准第 4.2.4 条的规定计算。

5.2.3 本条参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 给出了矩形钢管混凝土框架柱弯矩设计值的计算规定,以保证“强柱弱梁”。

5.2.4 本条参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 给出了矩形钢管混凝土框架柱剪力设计值的计算规定,以保证框架柱的“强剪弱弯”。

5.2.7 本条参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 给出了矩形钢管混凝土框架柱的轴压比限值。矩形钢管混凝土柱的剪跨比一般可按 $M/(Vh_0)$ 计算, M 取柱上、下端考虑地震组合的弯矩设计值的较大值, V 取与 M 对应的剪力设计值, h_0 为柱截面有效高度。

5.3 钢管混凝土异形柱

5.3.1 钢管混凝土异形柱的钢管由正方形钢管和 L 形钢、C 形钢、U 形钢通过焊接而组成,其中 L 形钢管柱由 2 个正方形钢管和 1 个 L 形钢或由 2 个正方形钢管、1 个 L 形钢和 2 个 U 形钢组焊而成;T 形钢管柱由 3 个正方形钢管和 1 个 C 形钢或由 3 个正方形钢管、1 个 C 形钢和 1 个 U 形钢组焊而成;十字形钢管柱由 4 个正方形钢管组焊而成,Z 形钢管柱由 1 个正方形钢管和 4 个 U 形钢组焊而成;在焊接时,应保证竖向焊缝的质量以减小冷弯区焊接对构件承载力的影响。异形钢管柱的各腔室应为正方形,且各腔室应对称分布。本标准针对 L 形和 T 形钢管混凝土柱提出

承载力设计公式。

5.3.2 组成钢管混凝土异形柱的各个腔室管壁板件宽厚比要求,参考了现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936的有关规定。

5.3.3 为了方便向钢管内浇筑混凝土,本条规定截面宽度不应小于100mm。本条还规定了钢管壁厚不宜小于4mm,这是为了避免钢管在浇筑混凝土时出现局部外鼓现象。如果浇筑混凝土工艺能确保管内混凝土施工质量和不发生钢管管壁外鼓现象,上列限值尚可适当放宽。

5.3.5 钢管混凝土异形柱承载力的计算采用了“钢管混凝土统一理论”中的统一设计公式。统一理论把钢管混凝土看作是一种组合材料,研究它的组合工作性能。它的工作性能具有统一性、连续性和相关性。“统一性”首先反映在钢材和混凝土两种材料的统一,把钢管和混凝土视为一种组合材料来看待,用组合性能指标来确定其承载力;其次是不同截面构件的承载力的计算是统一的。不论是实心或空心钢管混凝土构件,也无论是圆形、多边形还是正方形截面,只要是对称截面,设计的公式都是统一的。“连续性”反映在钢管混凝土构件的性能变化是随着钢材和混凝土的物理参数,及构件的几何参数的变化而变化的,变化是连续的。“相关性”反映在钢管混凝土构件在各种荷载作用下,产生的应力之间存在着相关性。

本标准钢管混凝土异形短柱的轴心受压承载力按多个矩形腔室承载力之和计算。考虑到实际结构中,异形柱中间竖向隔板一般无法实现可靠的焊接或连接,本标准建议多腔室钢管混凝土异形短柱的轴心受压承载力不考虑这部分钢板对承载力的贡献。

钢管加工方式的不同,残余应力分布模式不同,较为复杂,这方面的研究比较缺乏。考虑到残余应力和几何初始缺陷对钢管混凝土异形柱轴压承载力的影响,本标准钢管混凝土异形柱轴压承载力设计值按0.9的系数进行折减。

现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 提出了适用于方、矩形钢管混凝土短柱轴压承载力计算公式,等效截面强度 f_{sc} 仅与约束效应系数 ξ_i 相关。考虑截面形状的影响,截面中各个腔室的约束效应有所不同,阳角处的约束特征尺寸取值借鉴正方形钢管混凝土中的阳角取值的方法,取矩形钢管混凝土相应钢板边长的 $1/6$ (图 4)。依据重庆大学对钢管混凝土异形短柱轴压承载力的研究,本标准参照 Mander 模型,将截面混凝土划分为强、弱约束区,提出相对约束系数 γ_i ,对各个腔室的约束效应系数 ξ_i 进行修正。相对约束系数 γ_i 定义如下:

$$\gamma_i = \frac{A_{ei}}{A'_{ei}} \quad (1)$$

式中: A_{ei} 钢管混凝土异形柱第 i 个腔室的混凝土强约束区面积(图 4);

A'_{ei} 钢管混凝土异形柱第 i 个腔室对应的正方形截面的混凝土强约束区面积(图 4);

θ 抛物线切角,取 45° (图 4)。

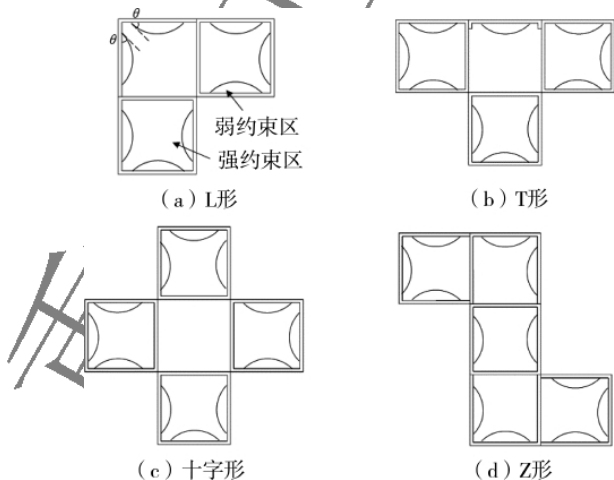


图 4 钢管混凝土异形柱混凝土强弱约束区划分

5.3.6 依据重庆大学对 L 形和 T 形钢管混凝土异形柱轴压稳定承载力的研究。从现有的试验数据看,腹板高宽比、钢材品种以及混凝土强度等级或套箍系数等的变化,对构件承载力的影响无明显规律,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 L 形和 T 形钢管混凝土异形柱抗压承载能力的优势,本标准对柱的长细比作了 $\lambda \leq 100$ 的限制。

5.3.7 回转半径 i 的计算公式(5.3.7 2)推导过程如下:钢管混凝土异形柱的欧拉力 $N_E = \frac{\pi^2 (E_a I_a + E_c I_c)}{l_0^2} = (A_a f_a + A_c f_c) \frac{\pi^2 E_a}{\lambda^2 f_a}$, 式中 $\lambda = l_0/i$, 即得公式(5.3.7 2)。

5.3.8 参考国内相关单位对 L 形和 T 形钢管混凝土异形柱截面的受弯承载力的研究,受弯承载力设计值计算公式中的受弯承载力 M_0 是采用有限元法导得实心钢管混凝土受弯时的弯矩与纵向纤维应变的全过程曲线,定义最大拉应变为 $10000\mu\epsilon$ 时的弯矩为受弯极限,同时考虑了截面的塑性发展,由此得公式(5.3.8 1)。

5.3.9 参考国内相关单位对 L 形钢管混凝土异形短柱压弯承载力的研究,当 L 形钢管混凝土异形短柱所受弯矩方向为 x 向时, $N/N_0 - M/M_0$ 相关曲线可近似看作直线,故可以采用直线的函数形式来简化计算。图 5 为公式(5.3.9 1)的计算结果与有限元结果对比(x 向),由图可以看出,公式(5.3.9 1)所绘曲线位于有限数据点的内侧,说明采用简化直线式相关公式是偏于安全的。

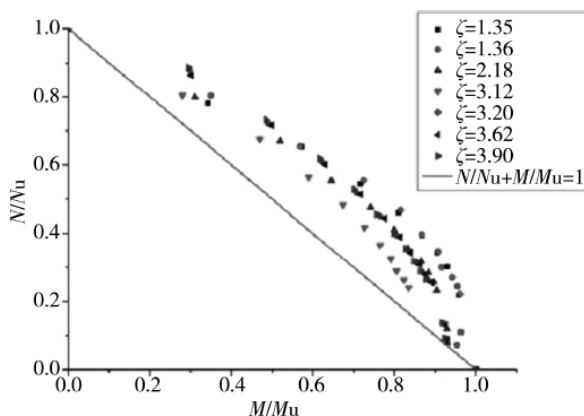


图5 公式(5.3.9-1)与有限元结果对比(x向)

当L形钢管混凝土异形短柱所受弯矩方向为 y 向时, $N/N_u - M/M_u$ 相关曲线形式为抛物线,故采用两段折线的函数形式来简化计算。图6为公式(5.3.9-2)和公式(5.3.9-3)的计算结果与有限元结果对比(y 向)。由图可以看出,公式(5.3.9-2)和公式(5.3.9-3)所绘曲线位于有限元数据点的内侧,说明采用两段折线相关公式是偏于安全的。

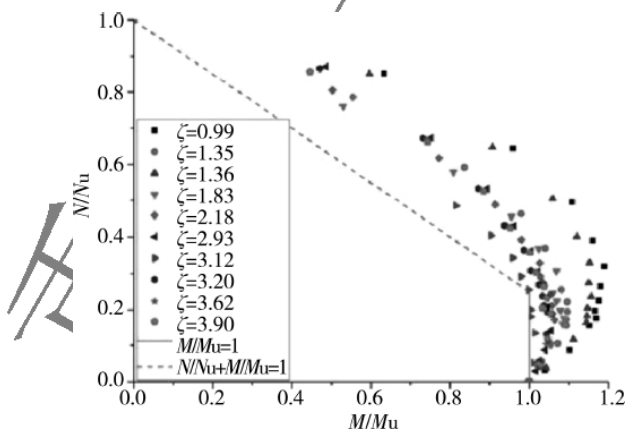


图6 公式(5.3.9-1)、(5.3.9-2)与有限元结果对比(y向)

使用公式(5.3.9 1)~(5.3.9 3)时,需将实际弯矩转化到 x 和 y 主轴上(图 5.3.9)。

5.3.10 依据重庆大学对 T 形钢管混凝土异形短柱压弯承载力的研究,图中直线和双折线为常见的简化方式,发现直线和双折线的简化曲线相对安全,与实际承载力相差较大。采用图中三折线 ABCD 简化方式,通过直线描述 AB 段,通过双折线描述 BCD 段,根据图 7 可初步判断三折线 ABCD 简化曲线能够更好地预测 T 形钢管混凝土异形短柱偏压性能。

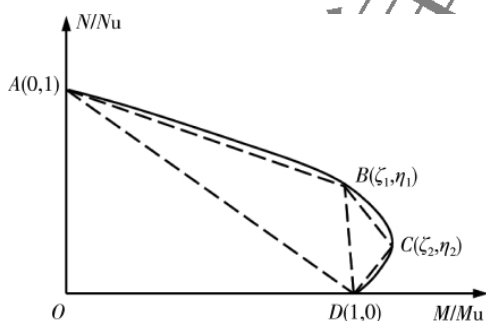


图 7 T 形钢管混凝土异形短柱 $N/N_u - M/M_u$ 相关曲线

5.3.11 参考国内相关单位对 L 形钢管混凝土异形短柱的双向偏压承载力的研究,L 形钢管混凝土异形短柱的 $N/N_u - M/M_u$ 相关曲线形状大致呈椭圆形。截面尺寸与构件长细比对 L 形钢管混凝土异形短柱的 $N/N_u - M/M_u$ 相关曲线形状影响不大,试件轴压比 n 在超过 0.5 后对 L 形钢管混凝土异形短柱的 $N/N_u - M/M_u$ 相关曲线形状影响较大。根据 L 形钢管混凝土异形短柱 $N/N_u - M/M_u$ 相关曲线的特点,构造出 L 形钢管混凝土异形短柱的 $N/N_u - M/M_u$ 相关曲线方程(5.3.11 1)。

依据重庆大学对 T 形钢管混凝土异形短柱的双向偏压承载力的研究,选取钢管厚度、混凝土强度、钢材强度、腹板高宽比和轴压比 5 种参数对 T 形钢管混凝土异形短柱的双向偏压参数分析。结果表明增大混凝土强度等级、提高钢材强度等级或增厚钢管厚度对

一定轴压比 n 的条件下的 $M_x/M_{uxx} - M_y/M_{uyy}$ 相关关系曲线的影响较小,腹板高宽比 q 和轴压比 n 对于 $M_x/M_{uxx} - M_y/M_{uyy}$ 相关关系曲线的形状影响较大。随着轴压比 n 的增大, $M_x/M_{uxx} - M_y/M_{uyy}$ 相关曲线由类椭圆形逐渐过渡为椭圆形,再变化为 $-M_x$ 一侧平直, $+M_x$ 一侧凸起的水滴形。由于约束效应系数 ξ 可以综合反映钢管强度、混凝土强度和钢管厚度对 T 形钢管混凝土异形短柱双向压弯性能的影响,因此本标准通过建立 α_1 、 α_2 与 n 、 ξ 和 q 的关系来提出 T 形钢管混凝土异形短柱的双向偏压承载力公式。

5.3.12 L 形钢管混凝土异形压弯构件的稳定性分析,参考国内相关单位的研究。

依据重庆大学对 T 形钢管混凝土异形柱压弯稳定承载力的研究,弯矩作用在一个主平面内的 T 形钢管混凝土异形柱压弯构件的稳定性分析,是在 T 形钢管混凝土异形柱压弯构件的强度分析的基础上,结合轴心受压构件的稳定性分析,比照现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的设计方法得出的。公式中的 $\kappa = 1 - 0.8(N/N_{Exx})$ 是考虑在弹塑性阶段轴力 N 引起弯矩增大的影响。与试验结果对比后,表明这种方法简明,物理意义清楚,对于实际工程设计是适用的。

5.3.13 参考国内相关单位对钢管混凝土异形柱的受剪承载力的研究,钢管混凝土异形柱的受剪承载力由钢管和混凝土的受剪承载力组成。其中,钢管受剪承载力由沿剪力作用方向的钢板承担,计算结果偏于安全;考虑剪跨比的影响提出混凝土受剪承载力,此公式为试验值的下限包络线。

5.3.14 钢管混凝土异形框架柱的轴压比限值在混凝土异形柱的基础上有所提高,但低于矩形钢管混凝土柱的限值。

5.4 外包钢组合梁

5.4.1 本条根据工程经验给出了外包钢组合梁 U 形钢的截面尺

寸最小要求和常用截面尺寸。

5.4.2 对外包 U 形钢上翼缘,其受力状态与型钢混凝土梁中型钢翼缘类似,上下均被混凝土包裹,因此其宽厚比参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 对型钢混凝土梁的型钢钢板宽厚比的规定取值。

对 U 形钢的受压翼缘和腹板受压区,参照欧洲及日本资料,考虑混凝土的约束作用,限值取为 $51\epsilon_k$ 。

针对板件宽厚比,编制组完成了 5 个受弯为主和 3 个受剪为主的外包钢组合梁试件的往复加载试验,研究表明,本条给出的限值可以满足外包钢组合梁的受力要求。

5.4.3 外包钢组合梁的 U 形钢板件厚度较小,采用栓钉连接件时,栓钉直径可能大于翼缘厚度的 1.5~2.5 倍,超出现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定,因此采用时应有可靠试验依据。槽钢连接件和吊筋连接件如图 8 所示。采用槽钢连接件除了满足抗剪连接设计要求外,还可起到拉结 U 形钢上翼缘的作用。吊筋连接件可与槽钢连接件配合使用。

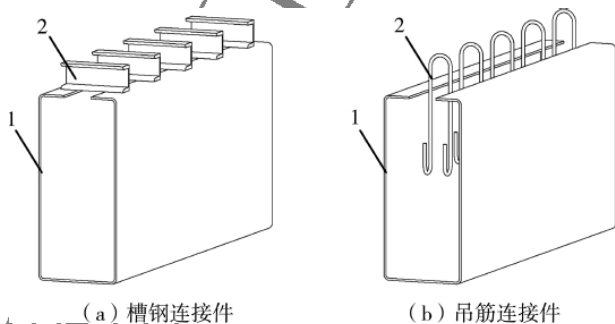


图 8 外包钢组合梁抗剪连接件示意图

1—U 形钢;2—槽钢连接件;3—吊筋连接件

5.4.5 本条根据编制组完成的 4 个外包钢组合连续梁试件的受弯试验结果,并结合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 对钢 混凝土组合梁的调幅规定及《混凝土结构设计规范》GB

50010 对混凝土梁的调幅规定确定。

5.4.6 本条基于塑性理论给出了外包钢组合梁正截面受弯承载力的计算公式,计算假定为:受拉区混凝土不参与工作,受压区混凝土均匀受压,并达到轴心抗压强度设计值;U形钢受拉区和受压区均为均匀受力,并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值;纵向受拉钢筋应力达到钢筋抗拉强度设计值。对正弯矩作用区段,当塑性中和轴正好位于U形钢上翼缘内时,可按 $x_c^+ = h_c + t_v$ 计算。

编制组完成的外包钢组合连续梁受弯试验结果表明,在单调荷载作用下,外包钢组合梁可以充分发挥塑性承载力。编制组完成的外包钢组合梁与矩形钢管混凝土柱的连接节点试验结果表明,对外包钢组合梁梁端截面,负弯矩方向的截面实际承载力可达到塑性理论承载力的100%,正弯矩方向受焊接、往复加载等因素影响,U形钢下翼缘在腹板受拉区充分屈服之前发生撕裂,导致截面实际承载力达到塑性理论承载力的65%~98%,本标准保守按60%取用。

5.4.7 外包钢组合梁的受剪承载力包括U形钢腹板抗剪贡献、U形钢内凝土及梁宽范围内翼板混凝土抗剪贡献,其中混凝土项参考了现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010对钢筋混凝土梁的规定。编制组完成了4个外包钢组合梁试件的受剪试验,结果表明按本条公式计算结果偏于安全。

5.4.8 编制组完成的外包钢组合梁试件的受剪试验结果表明,U形钢腹板屈服前,其承担的剪力占总剪力的比值与其贡献的受剪承载力占总受剪承载力的比值接近,因此本条参考现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017对普通钢-混凝土组合梁的有关规定,给出了外包钢组合梁正截面受弯承载力计算时考虑弯矩和剪力相互影响的规定。

5.4.9 外包钢组合梁单个抗剪连接件作用范围的受剪承载力除了连接件自身的贡献,还有贯通混凝土的抗剪贡献,本条公式未考虑贯通混凝土的抗剪贡献,偏于保守,若需计入贯通混凝土的

抗剪贡献时,应通过试验研究确定。槽钢连接件的受剪承载力计算公式参考了现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017。

吊筋连接件的受剪承载力计算公式参考了现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 中组合梁翼缘板界面纵向受剪承载力的计算方法。

5.4.11 外包钢组合梁与普通组合梁相比,除了钢梁与混凝土翼板的交界面受剪问题外,还存在 U 形钢与全部混凝土(包括外包钢内填混凝土及翼板混凝土)的接触面整体受剪问题,正弯矩区段和负弯矩区段内的纵向剪力 V_{s1} 和 V_{s2} 可由组合梁极限状态下的隔离体受力分析得到。剪跨区段的划分参考了现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017。

5.4.12 本条参考了现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定,同时给出了横向钢筋伸入板跨内的长度要求。

5.4.14 本条参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 对型钢混凝土梁的挠度计算规定给出了外包钢组合梁的挠度计算方法。编制组完成的外包钢组合梁受弯试验结果表明,按本条公式计算的结果偏于安全。

5.4.15 本条按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 中组合梁考虑施工过程的计算原则,给出了外包钢组合梁挠度的具体计算方法。

5.4.16 编制组针对外包钢组合梁的裂缝宽度计算问题进行了专项试验研究,基于试验结果,参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《钢结构设计标准》GB 50017 给出了外包钢组合梁的负弯矩区裂缝宽度计算方法。试验结果表明,按公式计算的结果与试验结果吻合良好,且总体偏于安全。

由于最大裂缝宽度限值对应的是构件侧面纵向受拉钢筋重心高度处的裂缝宽度,而外包钢组合梁试验中量测的最大裂缝宽度是位于翼板上表面的裂缝,因此计算公式中还需考虑裂缝量测位置的影响。已有研究表明,受弯构件不同高度处的裂缝宽度基

本上与裂缝所在位置至截面中和轴的距离成正比,基于此规律,本条通过引入修正系数 C_d 考虑裂缝位置的影响。

5.4.17 本条根据编制组进行的外包钢组合梁的受弯试验及工程实践,对外包钢组合梁负弯矩区纵向受拉钢筋的配置数量及构造要求作了规定。公式(5.4.17)是为了保证按塑性及弯矩调幅设计时,负弯矩区具有足够的转动能力并限制裂缝宽度。

5.4.18 本条参照现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 和《混凝土结构设计规范》GB 50010 给出了外包钢组合框架梁的上部纵向钢筋构造要求。当纵向钢筋在框架柱内采取可靠的锚固措施时,钢筋直径限值可适当放宽。

5.4.19 当外包钢组合梁跨内正弯矩区承载力难以满足设计需要时,可配置下部纵向钢筋,相关构造要求需符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

5.4.20 本条参考了现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 对型钢混凝土梁开设洞口的相关规定。

5.4.21 本条参考了现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 对型钢混凝土梁开设圆洞口的相关规定。

6 连接节点设计

6.1 矩形钢管混凝土柱与梁连接节点

6.1.1 对组合框架支撑结构,必要时梁与柱也可采用铰接。

6.1.5 本条公式(6.1.5 1)和(6.1.5 2)用于验算连接的受剪承载力设计值大于剪力设计值,是连接设计的基本要求。对地震设计状况,尚应符合强连接弱构件的原则,即应符合公式(6.1.5 3)的要求,对二、三、四级抗震等级,连接系数取 1.2,对一级抗震等级,连接系数提高为 1.35。对于连接的受剪承载力,当 U 形钢腹板的抗剪贡献可满足要求时,可不设抗剪键。

6.1.6 本条的目的为保证框架节点在梁端出现塑性铰后,节点核心区不发生剪切破坏,即实现“强节点弱构件”。

6.1.7 本条参考了现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对钢筋混凝土梁柱节点和现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 对型钢混凝土梁柱节点的有关规定,并增加抗震等级为四级时的验算要求。

6.1.10 内隔板式连接构造如图 9 所示。隔板净截面、短梁翼缘截面的受拉承载力设计值应按截面面积乘以钢材抗拉强度设计值计算。

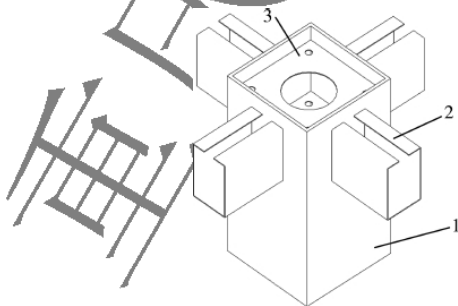


图 9 内隔板式连接三维示意图

1—矩形钢管柱;2—短梁;3—内隔板

6.1.11 贯通隔板式连接构造如图 10 所示。

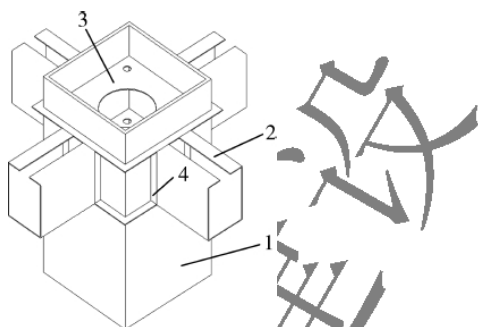


图 10 贯通隔板式连接三维示意图

1—矩形钢管柱；2—短梁；3—贯通隔板；4—连接腹板

6.1.12 本条参考了现行团体标准《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS 159 对矩形钢管混凝土柱与钢梁的刚性连接节点的有关规定，其中柱按冷弯矩形钢管柱或等强焊接的箱型截面柱考虑，公式中还考虑了上、下隔板厚度不同的情况。

6.1.13 本条参考了现行团体标准《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS 159 对矩形钢管混凝土柱与钢梁的刚性连接节点的有关规定，同时考虑了穿过柱截面且与隔板相邻的水平钢筋的贡献。对于内隔板式连接，由于没有穿柱截面的水平钢筋，因此 A_s 取 0；对贯通隔板式连接， A_s 一般取翼板内穿过柱截面的纵向受拉钢筋截面面积。

6.1.14 外环板式连接构造如图 11 所示。

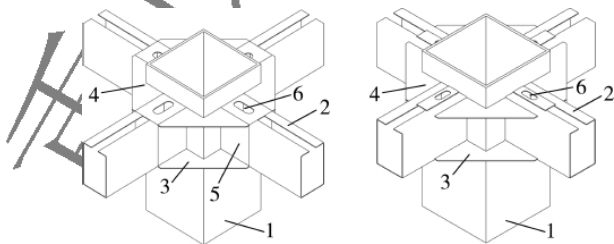


图 11 外环板式连接三维示意图

1—矩形钢管柱；2—短梁；3—下环板；4—上环板；5—连接腹板；6—浇筑孔

6.1.16 分离内隔板式连接构造如图 12 所示。

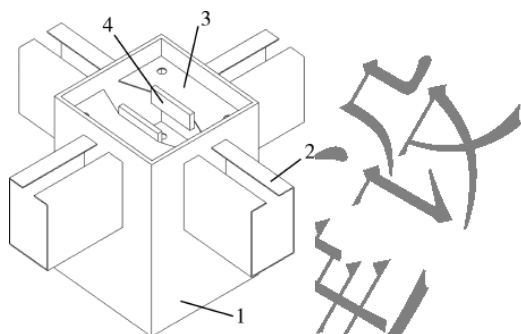
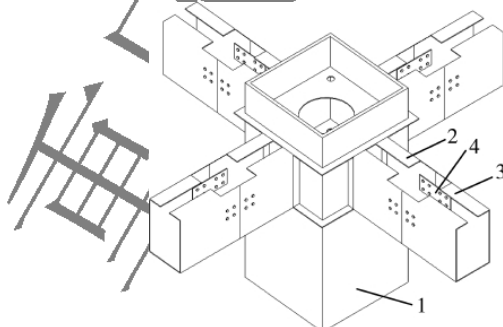


图 12 分离内隔板式连接三维示意图

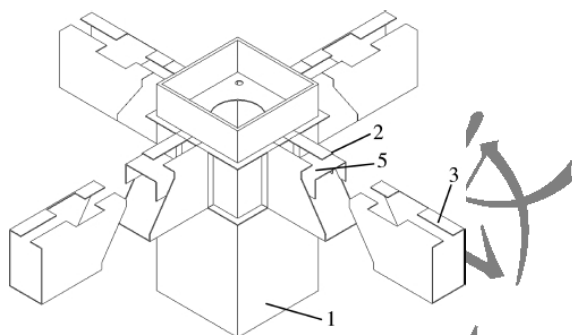
1—矩形钢管柱；2—短梁；3—分离隔板；4—加劲板

6.1.17 采用直口连接形式(图 13a)时,连接板宜通过螺栓预先固定于 U 形钢梁腹板内侧,短梁顶部设置缺口;安装时带有连接板的 U 形钢梁沿缺口竖直就位,然后通过螺栓将连接板固定于短梁腹板内侧;调整到位后将 U 形钢梁翼缘、腹板分别与短梁翼缘、腹板对接焊接。

采用坡口连接形式(图 13b)时,支承件与短梁预先采用角焊缝连接;安装时 U 形钢梁的上翼缘搁置于支承件上;调整到位后将 U 形钢梁翼缘、腹板分别与短梁翼缘、腹板对接焊接。



(a) 直口连接



(b) 坡口连接

图 13 U 形钢梁与短梁连接三维示意图

1—矩形钢管柱;2—短梁;3—U 形钢梁;4—连接件;5—连接件

6.2 钢管混凝土异形柱与梁连接节点

6.2.2 钢管混凝土异形柱与外包钢组合梁采用端板式刚接节点形式时,焊缝总体较少,且不需要设置短梁,有利于制作和运输。

6.5 楼盖节点

6.5.6 楼盖节点包括主次梁节点、悬挑梁节点、梁板节点等。本节给出了各节点的常见连接构造。

7 防火及防腐蚀设计

7.0.1~7.0.8 根据组合框架结构、组合框架支撑结构的特点,主要参考现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017、《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 等给出了组合框架结构、组合框架支撑结构的防火设计方法。

7.0.9 本标准的构件防腐涂装工艺是工程常用的方式,设计人员可根据具体工程情况进行涂装设计。防腐涂装的热镀锌、喷涂锌、喷刷涂料等工艺、技术规范及涂层质量检验标准等应符合国家现行有关标准的规定。

8 制作与施工

本章根据组合框架结构、组合框架支撑结构的技术要求、工厂生产经验和现场施工经验,给出了制作和施工的相关要求。

制作部分主要包括钢管柱制作和 U 形钢梁制作;施工部分主要包括钢构件安装与连接和混凝土施工。

9 验 收

本章根据组合框架结构、组合框架支撑结构的技术要求和实践经验,给出了结构工程的验收规定。

施工质量验收按子分部工程进行,共包含 9 个分项工程,其中 6 个分项工程的具体质量验收规定可直接参考国家现行有关标准,本标准仅给出其余 3 个分项工程的质量验收规定。