



CECS ***:2021

隐式钢管混凝土结构技术标准

Technical Standard for structures with hidden concrete-
filled steel tubular members

（征求意见稿）

中国 XX 出版社

中国工程建设协会标准

隐式钢管混凝土结构技术标准

Technical Standard for structures with hidden concrete-
filled steel tubular members

CECS **: 2021

主编单位：浙江大学

杭州铁木辛柯建筑设计事务所有限公司

批准单位：中国工程建设标准化协会

施行日期：2021 年 XX 月 XX 日

中国 XX 出版社

2021 年北京

前 言

根据中国工程建设标准化协会《关于印发〈2019 年第一批协会标准制订、修订计划〉的通知》(建标协字〔2019〕12 号)的要求,编制组经广泛调查研究,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。

本标准共分 10 章和 1 个附录,主要技术内容包括:总则、术语和符号、材料、基本设计规定、结构体系和结构分析、隐式框架柱构件设计、抗侧力构件设计、节点设计、钢结构防护、施工。

本标准的某些内容涉及专利,涉及专利的具体技术问题,使用者可直接与本标准主编单位协商处理,本标准的发布机构不承担识别专利的责任。

本标准由中国工程建设标准化协会钢结构专业委员会归口管理,由杭州铁木辛柯建筑设计事务所有限公司负责具体技术内容的解释(浙江省杭州市萧山区钱江世纪城博地中心 B 座 1502 室,邮编 311215),在实际执行中如发现需要修改或补充之处,请将意见和有关资料寄送解释单位。

主编单位:浙江大学

杭州铁木辛柯建筑设计事务所有限公司

参编单位:

主要起草人:

主要审查人:

目 次

目 次.....	1
1 总则.....	3
2 术语和符号.....	2
2.1 术语	2
2.2 符号	2
3 材料.....	7
3.1 钢材	7
3.2 连接材料	7
3.3 混凝土	8
4 基本设计规定.....	10
4.1 一般规定	10
4.2 水平位移限值和舒适度要求	11
4.3 抗震等级	13
4.4 结构抗震性能化设计	14
5 结构体系和结构分析.....	15
5.1 结构体系	15
5.2 结构分析	16
6 隐式框架构件设计.....	21
6.1 轴心受力构件的计算	21
6.2 拉弯、压弯构件的计算	22
6.3 构造要求	35
6.4 能力设计法验算	37
6.5 钢梁和钢与混凝土组合梁	42
7 抗侧力构件设计.....	54
7.1 支撑	54

7.2 钢板剪力墙 57

7.3 横肋—混凝土板防屈曲钢板墙..... 76

7.4 钢框架内填混凝土剪力墙板 79

8 节点设计..... 82

8.1 梁柱连接 82

8.2 柱子拼接 89

8.3 柱脚 91

9 钢结构防护..... 94

9.1 抗火设计 94

9.2 防腐蚀设计 94

10 施工..... 97

10.1 一般规定 97

10.2 隐式框架柱构件的制作和施工..... 97

10.3 混凝土施工 98

附表 A 轴心受压构件的稳定系数..... 100

本标准用词说明..... 100

Contents

Contents	1
1 General provisions	3
2 Terms and symbols.....	2
2.1 Terms	2
2.2 Symbols	2
3 Materials	7
3.1 Steel	7
3.2 Connections and Fasteners Materials.....	7
3.3 Concrete.....	8
4 Basic requirements of design	10
4.1 General requirements.....	10
4.2 Drift limit and comfort requirements.....	11
4.3 Grades in seismic resistance	13
4.4 Performance design in seismic resistance of structure.....	14
5 Systems of structural and analysis	15
5.1 Systems of structural.....	15
5.2 Structural analysis.....	16
6 Design of hidden frame members	21
6.1 Axially loaded members	21
6.2 Members under combined axial force and bending	22
6.3 Detailing requirements.....	35
6.4 Capacity design.....	37
6.5 Steel beams and composite steel and concrete beams	42
7 Design of lateral force-resisting members	54
7.1 Diagonal bracing.....	54
7.2 Steel plate shear wall	57
7.3 Buckling-restrained steel plate shear wall with transverse rib and concrete panel	76
7.4 Steel frame filled with RC shear wall.....	79
8 Design of joints	82

8.1 Beam-column joints	82
8.2 Splice of column	89
8.3 Column footing	91
9 Protection of steel structures	94
9.1 Fire-resistance design	94
9.2 Corrosion prevention design	94
10 Erection	97
10.1 General requirements	97
10.2 Fabrication and construction of hidden columns	97
10.3 Concrete project	98
Appendix A Stability coefficients of members under axial compression	100
Explanation of wording in this specification	100

1 总则

1.0.1 为规范隐式钢管混凝土结构的合理应用，做到技术先进、安全适用、经济合理、确保质量，制定本标准。

【条文说明】：隐式钢管混凝土结构体系，由宽钢管混凝土柱（截面高宽比大于 2）、方矩形钢管混凝土柱、异形钢管混凝土柱和 H 型钢梁组成框架，以及支撑或钢板剪力墙作为抗侧力构件所组成的多高层钢结构体系。由于宽钢管混凝土柱和异形钢管混凝土柱的截面短向尺寸较小，一般不超过围护墙体厚度，在建筑中能将梁、柱、支撑等结构构件便利的隐藏于围护墙体中，建成后建筑中看不到结构构件，故称为隐式钢管混凝土结构体系。该体系具有建筑适应性强、承载力高、稳定性好的优势，适合用于装配式住宅体系。

1.0.2 本标准适用于多、高层民用建筑的隐式钢管混凝土结构设计、制作、施工与验收。

1.0.3 隐式钢管混凝土结构的设计、制作、施工与验收，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 隐式框架 hidden frame

由可以隐藏在建筑墙体內的普通钢管混凝土柱、宽钢管混凝土柱、异形钢管混凝土柱和 H 型钢梁组成的可以隐藏在建筑墙体內的框架结构。

2.1.2 隐式框架柱 frame with hidden columns

本标准特指可以隐藏在建筑墙体內的框架柱，包括宽钢管混凝土柱、异形钢管混凝土柱。

2.1.3 宽钢管混凝土柱 deep concrete-filled steel tubular column

长边尺寸大于短边尺寸 2 倍以上，小于等于 4 的矩形钢管，在宽矩形钢管內浇筑混凝土并由钢管和管内混凝土共同承担荷载的构件。

2.1.4 异形钢管混凝土柱 special shaped concrete-filled steel tubular column

由若干矩形钢管和钢板拼装组成具有多个竖向空腔的异形单元，并在空腔內浇筑混凝土使得异形单元和管内混凝土共同承担荷载的构件，异形单元的形式有 L 形、T 形等。

2.1.5 隐式钢管混凝土结构 hidden concrete-filled steel tubular structure

由隐式框架柱、钢梁和抗侧力构件共同组成的承受竖向和水平作用的结构。

2.1.6 钢板剪力墙 steel plate shear wall

设置在框架梁柱間的钢板，以承担水平剪力为主，也可用于承担竖向力。

2.1.7 钢板剪力墙一级板块 primary panel of steel wall

由相邻的水平加劲肋之間或水平加劲肋与钢梁之間所围成的钢板区格。

2.1.8 钢板剪力墙二级板块 secondary panel of steel wall

由相邻的竖向加劲肋、水平加劲肋或钢梁之間所围成的钢板区格。

2.2 符号

2.2.1 作用、作用效应和抗力

M ——弯矩设计值；

M_u ——截面受弯承载力设计值；

M_{uk} ——框架柱的全塑性受弯承载力标准值；

M_{un} ——净截面受弯承载力设计值；

M_{uk}^b ——框架梁的全塑性受弯承载力标准值；

M_u^j ——节点的受弯承载力设计值；

N ——轴心压（拉）力设计值；

N_u ——截面受压承载力设计值；

N_{uk} ——截面受压承载力标准值；

N_{un} ——净截面受压承载力设计值；

N_E ——欧拉临界力；

N_f ——火灾时作用于柱子的轴向力设计值；

N_{uf} ——火灾时柱子承载力设计值；

R ——承载力设计值；

S ——不考虑地震作用时的荷载效应组合设计值；

S_E ——考虑多遇地震作用时，荷载和地震作用效应组合的设计值；

V ——剪力设计值；

V_j ——环梁与柱结合面处剪力设计值；

V_{js} ——环梁与柱结合面的直剪承载力设计值；

V_{jb} ——环梁与柱结合面处助钢筋上混凝土的局部承压力设计值；

V_{su} ——矩形环梁的受剪承载力设计值；

V_u^j ——节点的受剪承载力设计值。

2.2.2 材料性能

E_c ——混凝土的弹性模量；

E_s ——钢材的弹性模量；

f ——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值；

f_{ce} —— 钢材的端面承压强度设计值;
 f_c —— 混凝土的抗压强度设计值;
 f_t —— 混凝土的抗拉强度设计值;
 f_y —— 钢材的屈服强度;
 f_{ck} —— 混凝土的抗压强度标准值;
 f_{cu} —— 混凝土的 150mm 立方体试块强度;
 f_{tk} —— 混凝土的抗拉强度标准值;
 f_w —— 焊缝的抗拉强度设计值;
 G —— 钢材的剪变模量;
 t_f —— 构件的设计耐火极限;
 α —— 钢材的线膨胀系数;
 ρ —— 钢材的质量密度。

2.2.3 几何参数

A_c —— 管内混凝土的截面面积;
 A_{es} —— 结合面混凝土的直剪面积;
 A_l —— 局部受压面积;
 A_s —— 钢管的截面面积;
 A_{sn} —— 钢管的净截面面积;
 A_{sh} —— 环梁外侧弯起钢筋的面积;
 A_{sv} —— 柱宽或 3 倍框架梁宽二者之小者范围内的箍筋面积;
 α_c —— 钢管角部的有效焊缝厚度;
 b, h —— 矩形钢管截面的边长;
 b_c, h_c —— 管内混凝土截面的边长;
 b_b —— 钢梁截面的宽度;
 b_0, b_1, b_2 —— 分别为弦杆、受压腹杆和受拉腹杆的截面宽度;

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

2.2.4 计算系数

k_s ——矩形钢管混凝土横向局部承压系数；
 α_c ——受压构件中混凝土的工作承担系数；
 β_{mx}, β_{tx} ——等效弯矩系数；
 β_c ——混凝土强度影响系数；
 β_1 ——管内混凝土局部受压强度提高系数；
 β_m ——弯矩放大系数；
 β_v ——剪力放大系数；
 φ ——轴心受压构件的稳定系数；
 γ ——系数；
 γ_0 ——结构重要性系数；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；

η ——设计强度的降低系数；

η_c ——强柱系数；

η_m ——环梁的弯矩放大系数；

η_v ——环梁的剪力放大系数。

3 材料

3.1 钢材

3.1.1 钢材宜采用 Q235、Q355、Q390、Q420 和 Q345GJ 钢，其质量应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB / T 700、《低合金高强度结构钢》GB / T 1591 和《建筑结构用钢板》GB / T 19879 的规定。

3.1.2 钢材的选用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 的有关规定，高层建筑结构钢材的选用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。

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

3.1.4 宽钢管混凝土柱和异形钢管混凝土柱的钢管材料，应根据结构的重要性、荷载特征、应力状态、钢材厚度、连接方式、环境条件等因素合理选取牌号和等级。Q235A 级钢不应用于焊接结构。各类牌号的 A 级钢不宜用于高层钢结构的主结构构件中。

3.1.5 矩形钢管可采用热轧钢管，或采用冷弯成型高频焊接的直缝管，也可用冷弯型钢或热轧钢板、型钢焊接成型的钢管。焊缝可采用高频焊、自动或半自动焊和手工对接焊缝。

3.1.6 当采用热轧成型钢管或由热轧钢板、型钢焊接组成的矩形钢管时，钢材的强度指标应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定采用；当采用冷弯成型或由冷弯型钢焊接组成的矩形钢管时，钢材的强度指标应按现行国家标准《冷弯型钢结构技术规范》GB 50018 的规定采用。

3.1.7 对冷弯成型或由冷弯型钢焊接组成的矩形钢管，当钢管截面板件尺寸符合本规程第 6.3.4 条规定即全截面有效时，可根据现行国家标准《冷弯型钢结构技术规范》GB 50018 的相关规定，选取考虑冷弯效应后的强度设计值。

3.1.8 结构中钢筋混凝土构件的钢筋应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。普通钢筋宜采用 HRB400 级和 HRB500 级钢筋。

3.2 连接材料

3.2.1 用于隐式钢管混凝土结构的焊接材料应符合下列要求：

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

2 自动或半自动焊接用的焊丝和焊剂应与被焊钢材相适应，并应符合现行有关标准的规定。

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

4 当两种不同钢材相焊接时，宜采用与强度较低的一种钢材相适应的焊条或焊丝。

3.2.2 用于隐式钢管混凝土结构的连接紧固件应符合下列规定：

1 普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓-C 级》GB / T 5780 和《六角头螺栓-A 级和 B 级》GB / T 5782 的规定。

2 高强度螺栓应符合现行国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB / T 1228、《钢结构用高强度大六角螺母》GB / T 1229、《钢结构用高强度垫圈》GB / T 1230、《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》GB / T 1231 或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副地》GB/T 3632、《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副技术条件》GB / T 3633 的规定。高强度螺栓的预拉力和摩擦面的抗滑移系数应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 选用。

3 栓钉应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB / T 10433 的规定。用于栓钉的钢材屈服强度不应低于 $235\text{N} / \text{mm}^2$ 。

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

3.3 混凝土

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

3.3.2 隐式框架柱的管内混凝土强度等级不应低于 C30 级。对 Q235 钢管，宜配 C30~C40 级混凝土；对 Q355 钢管，宜配 C40~C60 级的混凝土；对 Q390 和 Q420 钢管，宜配不低于 C50 级的混凝土。

3.3.3 隐式框架柱的管内混凝土宜采用自密实混凝土，也可采用普通混凝土。当采用普通

混凝土时，应采取振捣措施。自密实混凝土的配合比设计、施工、质量检验和验收应符合现行行业标准《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283 的有关规定。

4 基本设计规定

4.1 一般规定

4.1.1 隐式钢管混凝土结构设计应综合考虑建筑的使用功能、环境条件、材料供应、制作安装、施工条件等因素，选用抗震和抗风性能好且经济合理的结构体系、构件形式、连接构造和平立面布置。结构构件宜采用通用和标准化构件。

4.1.2 隐式钢管混凝土结构应有明确的竖向及水平力传递路径，结构布置宜规则，楼层刚度分布宜均匀。结构平面和竖向布置及规则性要求，应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、现行行业标准《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，并应使结构受力明确，满足对承载力、稳定性和刚度的设计要求。

4.1.3 设计隐式钢管混凝土结构时，荷载标准值、荷载分项系数、荷载组合及荷载组合值系数等除本标准有规定者外，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用；地震作用应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 确定。

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

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

1) 持久设计状况、短暂设计状况：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (4.1.4-1)$$

式中： γ_0 —结构重要性系数，按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定选取，对一般工业与民用建筑隐式框架结构的安全等级取二级。设计使用年限取 50 年；

S —不考虑地震作用时，荷载效应组合的设计值；

R —承载力设计值。

2) 地震设计状况：

$$S_E \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} R \quad (4.1.4-2)$$

式中：\$S_E\$—多遇地震作用时，荷载和地震作用效应组合的设计值；

\$\gamma_{RE}\$—承载力抗震调整系数，对隐式钢管混凝土结构，按表 4.1.4 的规定选用。

表 4.1.4 承载力抗震调整系数

构件名称	强度验算					稳定验算	
	梁	柱	支撑	节点板件	连接焊缝	柱	支撑
\$\gamma_{RE}\$	0.75			0.85	0.9	0.8	

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

【条文说明】：参照《建筑抗震设计规范》GB50010 的规定，给出了隐式钢管混凝土结构的承载力抗震调整系数。

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

4.1.5 隐式框架柱构件尚应按空钢管进行施工阶段的强度、稳定性和变形验算。施工阶段的荷载主要为混凝土的重力和实际可能作用的施工荷载。

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

4.2 水平位移限值和舒适度要求

4.2.1 不同类型受弯构件的变形，应符合下列规定：

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

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

4.2.2 多、高层隐式钢管混凝土结构或主要抗侧力结构为钢结构的多、高层隐式钢管混凝土结构房屋，在风荷载作用下的层间相对位移与层高之比值不宜大于 1/300。

【条文说明】：宽钢管混凝土框架柱的混凝土工作承担系数一般小于 0.3，底部 1/3 的柱子

的混凝土工作承担系数一般小于 0.2，且框架结构中钢梁、钢支撑变形的占比大于钢管混凝土柱、因而其性能更接近钢结构，侧移限值可以比高钢规和抗震规范的 1/250 略严格，所以取 1/300。

混凝土工作承担系数算例（C40,Q355）

<i>b</i>	<i>h</i>	<i>t</i>	混凝土工作承担系数 α_c	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>t</i>	混凝土工作承担系数 α_c
160	300	6	0.328	180	400	8	0.301
160	350	8	0.273	180	450	10	0.258
160	400	8	0.281	180	500	10	0.264
160	450	10	0.239	180	550	12	0.230
160	500	10	0.244	180	600	12	0.234
160	550	12	0.211	180	600	16	0.178
160	600	14	0.185	200	600	16	0.193
160	600	16	0.161				

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

- 1 在多遇地震作用下（按弹性计算）层间相对位移与层高之比值不宜大于 1/275。
- 2 在罕遇地震作用下（按弹塑性计算）层间相对位移与层高之比值不宜大于 1/50。

【条文说明】：地震作用下主要看性能，宽钢管混凝土柱的混凝土工作承担系数较低，侧移限值可比方钢管混凝土稍有放宽。

4.2.4 当采用有较高变形限制的非结构构件和装饰材料时，层间相对位移与层高之比值宜适当减小。

4.2.5 隐式钢管混凝土结构在罕遇地震作用下的薄弱层弹塑性变形验算，应符合下列规定：

- 1 下列结构应进行弹塑性变形验算：
 - 1) 甲类建筑和 9 度抗震设防的乙类建筑；
 - 2) 采用隔震和消能减震设计的建筑结构；
 - 3) 房屋高度大于 150m 的结构。
- 2 下列结构宜进行弹塑性变形验算：
 - 1) 表 4.2.5 所列高度范围且为竖向不规则类型的结构；

2) 7 度 III、IV 类场地和 8 度时的乙类建筑。

表 4.2.5 宜进行弹塑性变形验算的竖向不规则结构高度范围

烈度、场地类别	房屋高度范围 (m)
8 度 I、II 类场地和 7 度	>100
8 度 III、IV 类场地	>80
9 度	>60

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

4.2.7 隐式钢管混凝土结构的风振舒适度验算及楼盖结构舒适度验算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。

4.3 抗震等级

4.3.1 各抗震设防类别的隐式钢管混凝土结构的抗震措施应分别符合现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

4.3.2 当建筑场地为 III、IV 类时，对设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区，宜分别按抗震设防烈度 8 度（0.2g）和 9 度时各类建筑的要求采取抗震构造措施。对乙类建筑及 III、IV 类场地且设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 地区的丙类建筑，当高度超过对应的适用高度时，应采用特一级的抗震构造措施。

4.3.3 抗震设计时，隐式钢管混凝土结构应根据抗震设防分类、烈度和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级应按表 4.3.3 确定。

表 4.3.3 隐式钢管混凝土结构的抗震等级

结构类型		烈 度						
		6 度		7 度		8 度		9 度
隐式钢管混凝土框架	高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24	
	框架	四级	三级	三级	二级	二级	一级	一级

隐式钢管混凝土 土框架-支撑 (钢板墙)	高度 (m)	≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	
	框架	四级	三级	三级	二级	二级	一级	一级
隐式钢管混凝土 土框架-混凝土 土剪力墙	高度 (m)	≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	
	框架	四级	三级	三级	二级	二级	一级	一级
	混凝土墙	三级	二级	三级	二级	二级	一级	一级
隐式钢管混凝土 土框架-混凝土 土核心筒	高度 (m)	≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	
	框架	四级	三级	三级	二级	二级	一级	一级
	核心筒	三级	二级	三级	二级	一级	一级	一级
筒中筒	高度 (m)	≤180	>180	≤150	>150	≤120	>120	
	内筒	二级	二级	二级	一级	一级	一级	一级
	外筒	三级	二级	二级	一级	一级	一级	一级

注：1 高度接近或等于高度分界时，应允许结合房屋不规则程度和场地、地基条件确定抗震等级；

2 一般情况下，构件的抗震等级应与结构相同；当某个部位各构件的承载力均满足 2 倍地震作用组合下的内力要求时，7~9（8.5）度的构件抗震等级应允许按降低一度确定。

3 当框架-核心筒的高度不超过 60m 时，其抗震等级可按框架剪力墙结构采用。

4 结构中的钢梁和钢支撑的抗震等级可按钢结构构件确定，抗震设防烈度为 6 度、7 度、8 度、9 度时应分别取四、三、二、一级。

4.4 结构抗震性能化设计

4.4.1 当隐式钢管混凝土结构采用抗震性能化设计时，应根据其抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构类型和不规则性，建筑使用功能和附属设施功能的要求、投资大小、震后损失和修复难易程度等，选用适宜的结构抗震性能目标。

4.4.2 结构及其构件抗震性能化设计的性能目标、性能水准和计算方法应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 和现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

5 结构体系和结构分析

5.1 结构体系

5.1.1 多、高层民用建筑可采用隐式钢管混凝土框架结构、隐式钢管混凝土框架-支撑结构、隐式钢管混凝土框架-延性墙板结构、隐式钢管混凝土框架-混凝土剪力墙（核心筒）结构、框筒结构和筒中筒结构。

5.1.2 隐式钢管混凝土结构可与钢结构、型钢混凝土结构和钢筋混凝土结构同时使用。

5.1.3 隐式钢管混凝土结构体系的最大适用高度应符合表 5.1.3 的规定。对平面和竖向均不规则的结构或 IV 类场地上的结构，适用的最大高度应适当降低。

表 5.1.3 隐式钢管混凝土结构体系的适用高度（m）

结构体系	抗震设防烈度				
	6 度和 7 度 (0.1g)	7 度 (0.15g)	8 度 (0.2g)	8 度 (0.3g)	9 度
隐式钢管混凝土框架	80	70	60	50	40
隐式钢管混凝土框架 -支撑(钢板剪力墙)	160	150	130	100	80
隐式钢管混凝土框架—混凝土剪力墙(核心筒)	130	100	90	75	65
框筒，筒中筒	200	160	140	120	100

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 超过表内高度的房屋，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施；

3 筒中筒的筒体为由钢结构或隐式框架结构组成的筒体；

4 甲类建筑，6、7、8 度时宜按本地区抗震设防烈度提高 1 度后符合本表要求，9 度时应专门研究。

5 当柱宽大于等于 250mm,适用高度参照《高层民用建筑钢结构技术规程》执行。

5.1.4 隐式钢管混凝土结构体系民用房屋适用的最大高宽比，不宜大于表 5.1.4 的规定。

表 5.1.4 隐式钢管混凝土结构体系的适用高宽比

烈度	6 度、7 度	8 度	9 度
最大高宽比	7	6	5

注：1 计算高宽比的高度从室外地面算起；

2 当塔形建筑底部有大底盘时，计算高宽比的高度从大底盘顶部算起。

3 框架结构的高宽比宜按表列数据减 1 采用；框架—核心筒按照表列数据减 0.5；

5.1.5 隐式钢管混凝土结构体系中：框架梁宜采用钢梁；抗侧力构件可采用钢支撑、钢板剪力墙、带竖缝混凝土剪力墙、混凝土剪力墙或核心筒。楼屋面次梁可采用钢-混凝土组合梁或非组合梁，楼板可采用现浇钢筋混凝土楼板或钢筋桁架楼承板，也可采用其他轻型楼板。采用其他轻型楼板时，应将楼板预埋件与钢梁焊接，或采取其他保证楼盖整体性的措施。

5.1.6 隐式框架-支撑(延性墙板)结构体系，支撑、延性墙板宜沿建筑高度竖向连续布置，并应延伸至计算嵌固端。必要时，可设置结构加强层。钢板剪力墙必须有框架柱作为边缘构件。

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

5.1.8 在采用隐式框架-混凝土核心筒的结构体系中，周边隐式框架的梁柱连接，在抗震设防烈度为 7 度及以上地区应采用刚接，在 6 度地区，可采用部分铰接；钢梁与核心筒的连接可为铰接。

5.1.9 采用隐式钢管混凝土结构体系的多高层住宅建筑，当设置地下室且框架柱伸至不少于地下一层时，可采用外包式柱脚、外露式柱脚或埋入式柱脚。采用埋入式柱脚时，为避免基坑局部深开挖，柱脚可设置水平外伸钢梁，钢梁高度不小于柱截面高度，单侧外伸长度不小于两倍梁高。无地下室时宜采用埋入式柱脚，当结构高度不超过 50m 时，可采用外包式柱脚；结构高度不超过 24m 时，可采用外露式柱脚。

5.1.10 隐式钢管混凝土结构体系，当钢管混凝土柱在地面以上开始布置时，首层应全高外包混凝土，按照钢筋混凝土框架柱建模计算和设计；首层除框架柱以外的抗侧力构件为钢筋混凝土墙时，首层侧移限值按照钢筋混凝土剪力墙结构采用；当首层除框架柱以外的抗侧力构件是钢板墙或钢支撑时，层间侧移角限值按照混凝土框架结构采用。

5.2 结构分析

5.2.1 在竖向荷载、风荷载以及多遇地震作用下，隐式钢管混凝土结构的内力和变形可采用弹性方法计算；罕遇地震作用下，隐式钢管混凝土结构的弹塑性变形可采用弹塑性时程分析法或静力弹塑性分析法计算。

5.2.2 计算结构内力与变形时，可假定楼盖在其自身平面内为无限刚性，设计时应采取相应的措施保证楼盖平面内的整体刚度。当楼盖可能产生较明显的面内变形时，计算时应考

考虑楼盖平面内的实际刚度，考虑楼盖的面内变形影响。

5.2.3 弹性计算时，宜考虑钢梁与现浇混凝土楼板的共同作用，同时构造上应保证钢梁与楼板有可靠连接；可计入钢筋混凝土楼板对钢梁惯性矩的增大作用，两侧有楼板的钢梁其惯性矩可取为 $1.5I_b$ ；仅一侧有楼板的钢梁其惯性矩可取为 $1.2I_b$ ； I_b 为钢梁截面惯性矩。弹塑性计算时，不应考虑楼板对钢梁惯性矩的增大作用。

5.2.4 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期，在结构承载力和刚度计算时不应计入非结构构件的有利作用，但应考虑非承重填充墙的刚度影响予以折减。当非承重墙体为填充轻质砌块、填充轻质墙板或外挂墙板时，自振周期的折减系数可取 0.9~1.0。

【条文说明】：当 90%以上开间上的砌块墙上开有门窗时，周期折减系数 0.95~1.0；非承重砌块的弹性模量大于 3000MPa，且砌块发挥作用时改变了结构体系，例如使框架结构变为由砌块起斜压杆作用的框架—支撑结构时，周期折减系数为 0.8~0.9。

5.2.5 隐式钢管混凝土结构的整体稳定性应符合下列规定：

1 隐式框架结构应满足下式要求：

$$D_i \geq 6 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (5.2.5-1)$$

2 隐式框架-支撑结构、隐式框架-延性墙板结构、框筒结构和筒中筒结构应满足下式要求：

$$EJ_d \geq 0.8H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (5.2.5-2)$$

3 隐式框架-混凝土剪力墙(核心筒)结构应满足下式要求：

$$EJ_d \geq 1.6H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (5.2.5-3)$$

式中： D_i ——第 i 楼层的抗侧刚度(kN/mm)，可取该层剪力与层间位移的比值；

h_i ——第 i 楼层层高(mm)；

G_i 、 G_j ——分别为第 i 、 j 楼层重力荷载设计值(kN)，取 1.3 倍的永久荷载标准值与 1.5 倍的楼面可变荷载标准值的组合值；

H ——房屋高度 (mm)；

EJ_d ——结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度 ($\text{kN} \cdot \text{mm}^2$)，可按倒三角形分布荷载

作用下结构顶点位移相等的原则，将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度；

【条文说明】：结构的刚度和重力荷载之比是影响重力 $P-\Delta$ 效应的主要参数。隐式钢管混凝土结构的各类构件中，提供抗侧刚度的，首要的是钢板墙、钢支撑，其次是钢梁和钢管混凝土柱，因此参照对钢结构的刚重比要求制定本条的刚重比限值。如果结构的刚重比满足本条公式，重力 $P-\Delta$ 效应可控制在 20% 之内，结构的稳定具有适宜的安全储备。除了采用本条给出的公式以外，结构的整体稳定性也可通过结构整体屈曲分析来进行判定。

5.2.6 隐式钢管混凝土结构的弹性计算模型应根据结构的刚度和质量分布以及各结构构件的实际受力状况；可选择空间杆系、空间杆—墙板元及其他组合有限元等计算模型；延性墙板的计算模型，可按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定执行。

5.2.7 隐式钢管混凝土结构弹性分析时，应计入重力二阶效应的影响。当采用二阶弹性分析方法时，假想水平荷载的取值宜符合现行国家标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015 中的有关规定。

5.2.8 隐式钢管混凝土结构弹性分析时，应考虑构件的下列变形：

- 1 梁的弯曲和扭转变形，必要时考虑轴向变形；
- 2 柱的弯曲、轴向、剪切和扭转变形；
- 3 支撑的弯曲、轴向和扭转变形；
- 4 延性墙板的剪切变形。

5.2.9 隐式框架柱的截面刚度取值应符合下列公式的规定：

$$\text{轴向刚度 } EA = E_s A_s + E_c A_c \quad (5.2.9-1)$$

$$\text{弯曲刚度 } EI = E_s I_s + E_c I_c \quad (5.2.9-2)$$

$$\text{剪切刚度 } GA = G_s A_s + G_c A_c \quad (5.2.9-3)$$

式中 I_s —钢管截面在所计算方向对其形心轴的惯性矩；

I_c —管内混凝土截面在所计算方向对其形心轴的惯性矩；

A_s 、 A_c —钢管、钢管内混凝土的截面面积；

E_s 、 E_c —钢材、混凝土的弹性模量；

G_s 、 G_c —钢材、混凝土的剪变模量；

5.2.10 隐式钢管混凝土结构的阻尼比应按以下原则采用：

- 1 多遇地震下的计算，房屋高度不大于 50m 时可取 0.04；房屋高度大于 50m 且小于 100m 时可取 0.035；房屋高度不小于 100m 时宜取 0.03；
- 2 在罕遇地震作用下的弹塑性分析，阻尼比可取 0.05；
- 3 风荷载作用下内力和变形计算时，阻尼比可取 0.02~0.03，风振舒适度验算时，阻尼比可取 0.01~0.015。

表 5.2.10 多遇地震下隐式钢管混凝土结构阻尼比

结构类型	结构高度 (H)		
	H≤50m	50m<H≤100m	H>100m
隐式钢管混凝土框架	0.04	0.035	-
隐式钢管混凝土框架-支撑(钢板剪力墙)	0.04	0.035	0.03
隐式钢管混凝土框架-混凝土剪力墙（核心筒）	0.04	0.04	0.035

5.2.11 体型复杂、结构布置复杂以及特别不规则的高层隐式钢管混凝土结构，应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算。对结构分析软件的计算结果，应进行分析判断，确认其合理、有效后方可作为工程设计依据。

5.2.12 采用隐式钢管混凝土框架与抗侧力构件（支撑、延性墙板等）组成的双重结构体系，其框架部分按刚度分配计算得到的地震层剪力应乘以调整系数，使其值达到不小于结构底部总地震剪力的 25% 和框架部分地震剪力最大值 1.8 倍二者中的较小值。

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

5.2.14 隐式钢管混凝土结构弹塑性分析时，应考虑梁的弹塑性弯曲变形、柱在轴力和弯矩作用下的弹塑性变形、支撑的弹塑性轴向变形、延性墙板的弹塑性剪切变形。采用消能减震设计时尚应考虑消能器的弹塑性变形，隔震结构尚应考虑隔震支座的弹塑性变形。

5.2.15 钢梁恢复力模型的骨架线可采用二折线模型，其滞回模型可不考虑刚度退化；隐式框架柱的轴力—弯矩相关关系可采用纤维模型来模拟；钢支撑和延性墙板的恢复力模型，

应按杆件特性确定。杆件的恢复力模型也可由试验研究确定。

5.2.16 采用静力弹塑性分析方法进行罕遇地震作用下的变形计算时，应符合下列规定：

- 1 可在结构的各主轴方向分别施加单向水平力；水平力可作用在各层楼盖的质心位置，不考虑偶然偏心的影响；
- 2 结构的每个主轴方向宜采用不少于两种水平力沿高度分布模式，其中一种可与振型分解反应谱法得到的水平力沿高度分布模式相同；
- 3 采用能力谱法时，需求谱曲线可由现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的地震影响系数曲线得到，或由建筑场地的地震安全性评价提出的加速度反应谱曲线得到。

5.2.17 采用弹塑性时程分析方法进行罕遇地震作用下的变形计算时，应符合下列规定：

- 1 一般情况下计算采用双向水平地震作用，输入地震加速度时程；对体型复杂或特别不规则的结构，计算宜包含竖向分量的三向地震作用；
- 2 地震波的选取应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

6 隐式框架构件设计

6.1 轴心受力构件的计算

6.1.1 轴心受压时的隐式框架柱截面强度应满足下式的要求：

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

$$N_{un} = A_{sn} f + A_{cn} f_c \quad (6.1.1-2)$$

式中：

N ——轴心压力设计值；

N_{un} ——轴心受压时净截面受压承载力设计值；

γ ——系数，无地震作用组合时， $\gamma = \gamma_0$ ；有地震作用组合时， $\gamma = \gamma_{RE}$ 。

A_{sn} ——钢管的净截面面积；

A_{cn} ——钢管内混凝土的净截面面积；

f ——钢材强度设计值；

f_c ——混凝土抗压强度设计值。

6.1.2 轴心受压时的宽钢管混凝土框架柱稳定性应满足下式的要求：

$$N \leq \varphi N_u / \gamma \quad (6.1.2-1)$$

当 $\lambda_n \leq 0.215$ 时，

$$\varphi = 1 - 0.65 \lambda_n^2 \quad (6.1.2-2)$$

当 $\lambda_n > 0.215$ 时，

$$\varphi = \frac{0.965 + 0.3 \lambda_n + \lambda_n^2 - \sqrt{(0.965 + 0.300 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4 \lambda_n^2}}{2 \lambda_n^2} \quad (6.1.2-3)$$

式中 φ ——轴心受压构件的稳定系数，其值可从附录 A 查得；

λ_n ——隐式框架柱的正规化长细比，按第 6.1.3 条计算；

N_u ——轴心受压时截面屈服承载力设计值：

$$N_u = A_s f + A_c f_c \quad (6.1.2-4)$$

6.1.3 隐式框架柱的正则化长细比应按下式计算：

$$\lambda_n = \sqrt{\frac{N_{uk}}{N_E}} \quad (6.1.3-1)$$

$$N_{uk} = A_s f_y + A_c f_{ck} \quad (6.1.3-2)$$

$$N_E = \frac{\pi^2 (E_s I_s + E_c I_c)}{l_0^2} \quad (6.1.3-3)$$

式中： f_y ——钢材的屈服强度标准值；

f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值；

λ_n ——轴心受压构件的长细比；

l_0 ——轴心受压构件的计算长度，按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定采用；

N_{uk} ——轴心受压时截面受压承载力标准值。

N_E ——轴心压杆弹性屈曲压力。

6.1.4 轴心受拉时的隐式框架柱截面强度应满足下式要求：

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

式中： N ——轴心拉力设计值；

6.2 拉弯、压弯构件的计算

6.2.1 弯矩作用在一个主平面内的隐式框架钢管混凝土压弯构件，其承载力应满足下式的要求：

$$\frac{N}{N_u} \leq \alpha_c: \quad \frac{1}{1-\alpha_c} \left(\frac{\gamma N}{N_{un}} \right)^2 - \frac{\alpha_c}{1-\alpha_c} \frac{\gamma N}{N_{un}} + \frac{\gamma M}{M_{un}} \leq 1 \quad (6.2.1-1)$$

$$\frac{N}{N_u} > \alpha_c: \quad \left(\frac{\gamma N}{N_{un}} \right)^\beta + (1-\alpha_c^\beta) \frac{\gamma M}{M_{un}} \leq 1 \quad (6.2.1-2)$$

式中: $M_{un} = \psi \frac{1-\alpha_c}{(1-0.5\alpha_c)^2} M_{pm}$ (6.2.1-3)

$$M_{pm} = M_{ps} + \frac{1}{8} b_c h_c^2 f_c \quad (6.2.1-4)$$

绕弱轴弯曲时, $\psi = \left(\frac{a_{min}}{a_{max}} \right)^{0.08}$ (6.2.1-5)

绕强轴弯曲时, $\psi = 1.0$ (6.2.1-6)

绕强轴弯曲时: $\beta = \beta_x = 2\alpha_c^{0.175} \left(\frac{a_{max}}{a_{min}} \right)^{0.2}$ (6.2.1-7)

绕弱轴弯曲时: $\beta = \beta_y = 2\alpha_c^{0.175} \left(\frac{a_{min}}{a_{max}} \right)^{0.2} \geq 1$ (6.2.1-8)

式中: N ——轴心压力设计值;

M ——弯矩设计值;

α_c ——混凝土工作承担系数, 按式(6.3.5)计算;

M_{un} ——只有弯矩作用时净截面的受弯承载力设计值;

b ——宽钢管截面平行于弯曲轴的边长;

h ——宽钢管截面垂直于弯曲轴的边长;

b_c ——钢管内混凝土平行于弯曲轴的宽度;

h_c ——钢管内混凝土垂直于弯曲轴的宽度;

t ——钢管壁厚;

M_{ps} —钢截面绕自身的形心轴弯曲时的塑性弯矩设计值；

β —指数，绕强轴和绕弱轴取不同的值；

$$a_{\min} = \min(b, h) ;$$

$$a_{\max} = \max(b, h)$$

【条文说明】：对 x 轴弯曲和对 y 轴弯曲，都采用式(6.2.1-1)和式 6.2.1-2)计算；但是式中的参数不同。方钢管混凝土和宽钢管混凝土的轴力与弯矩相关关系曲线的四个算例如图 C6.2.1-2 所示，图中“抛物线”是指 (6.2.1-1) 式应用于全范围。可以发现，该式应用于全范围，对于方钢管在混凝土分担率较小时偏于不安全；对宽钢管混凝土绕弱轴的压弯，也偏于不安全，因此需要分段拟合，这是引入(6.2.1-2)式的原因。由图可见，分段曲线拟合后，精度好，且略偏于安全。

仔细分析还发现，宽钢管混凝土柱绕弱轴弯曲时，初始屈服弯矩与塑性弯矩的距离较小，即塑性开展潜力小，参照钢结构设计标准 GB50017 的做法，采用部分利用塑性潜力的思路，对绕弱轴的塑性弯矩进行折减，式 (6.2.1-6) 就是这个折减系数，图中画出了折减后的塑性弯矩计算的曲线。这样做偏于安全，基本保证了绕弱轴是在弹性阶段工作。

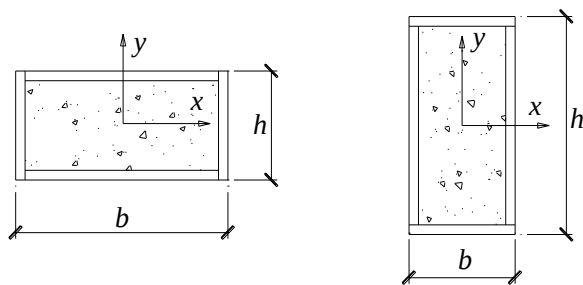


图 C6.2.1-1

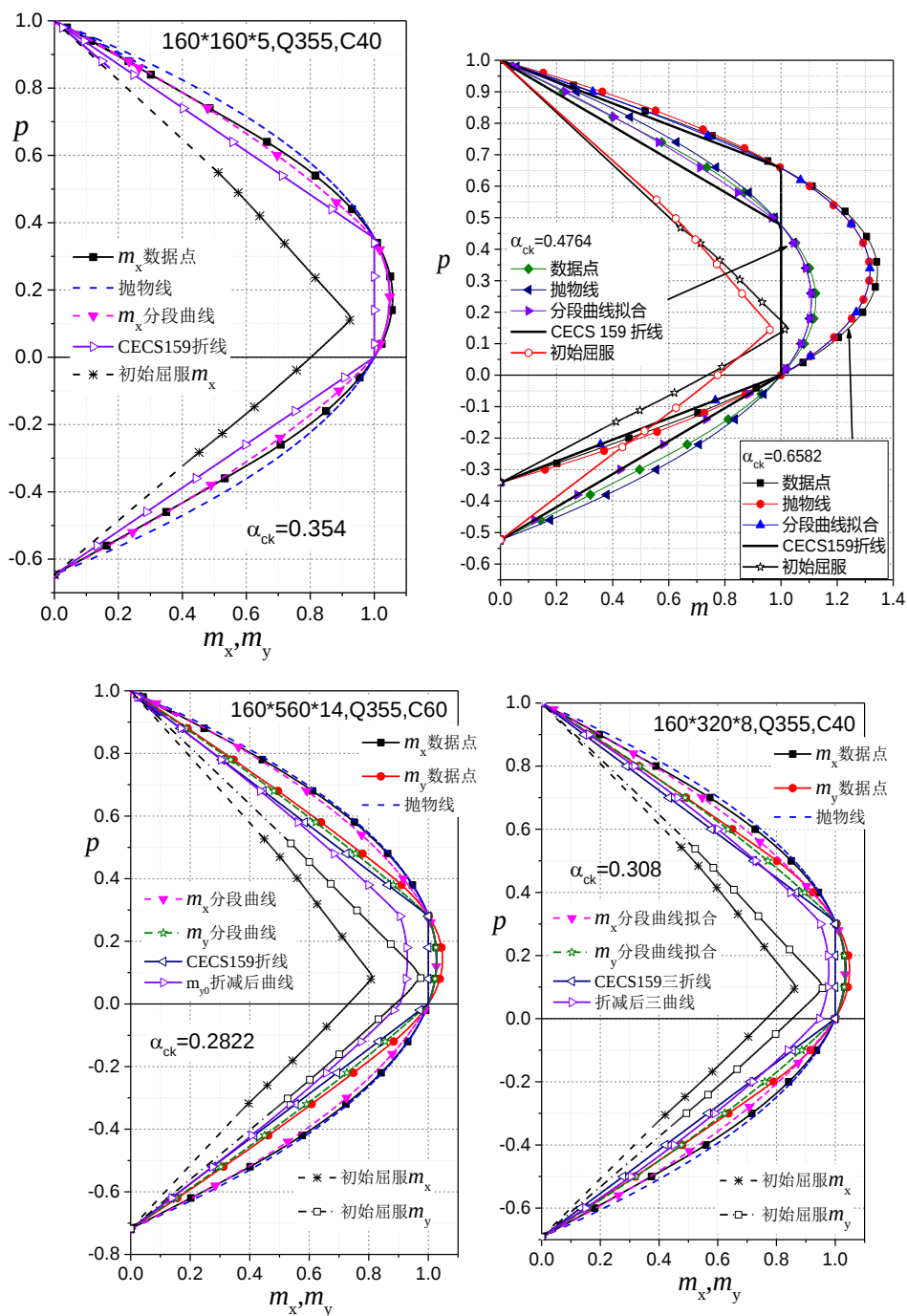


图 C6.2.1-2 相关作用曲线的对比

6.2.2 隐式框架钢管混凝土截面在给定轴压力下双向弯矩应满足式(6.2.2)要求。

$$\left[\left(\frac{M_x}{M_{ucx}} \right)^{5/3} + \left(\frac{M_y}{M_{ucy}} \right)^{5/3} \right]^{0.6} \leq 1.0 \quad (6.2.2)$$

式中

M_{ucx} ——在轴力 P 同时作用下绕 x 轴的抗弯承载力, 根据 6.2.1 条计算;

M_{ucy} ——在轴力 P 同时作用下绕 y 轴的抗弯承载力, 根据 6.2.1 条计算。

【条文说明】: 按照 6.2.1 条计算, 即按照如下两个公式计算

$$\frac{N}{N_u} \leq \alpha_c : M_{uc} = \frac{1}{\gamma} \left[1 + \frac{\alpha_c}{1 - \alpha_c} \frac{\gamma N}{N_{un}} - \frac{1}{1 - \alpha_c} \left(\frac{\gamma N}{N_{un}} \right)^2 \right] M_{un} \quad (C6.2.2-1)$$

$$\frac{N}{N_u} \geq \alpha_c : M_{uc} = \frac{M_{un}}{\gamma (1 - \alpha_c^\beta)} \left[1 - \left(\frac{\gamma N}{N_{un}} \right)^\beta \right] \quad (C6.2.2-2)$$

分别对 x 轴和 y 轴应用以上两式子。对框架柱的两端, 均应采用式(6.2.2)计算。

对框架柱的两端, 均应采用式(6.2.2)计算

6.2.3 弯矩作用在一个主平面内的隐式框架钢管混凝土压弯构件, 其弯矩作用平面内的稳定性应满足(6.2.3-1, 6.2.3-2)式的要求:

$$\frac{N}{\varphi N_u} + (1 - \alpha_c^\beta) \frac{1 + \frac{6N^2}{N_E N_u}}{1 - \varphi^\beta \left[1 - \frac{1 - p^\beta}{1 - p} \left(1 - \frac{N}{N_E} \right) \right]} \frac{\beta_m M}{M_u} \leq 1 \quad (6.2.3-1)$$

$$\frac{N}{\varphi N_u} + \frac{1 + \frac{6N^2}{N_E N_u}}{\left[1 + \frac{\varphi}{1 - \alpha_c} \left(\frac{1}{\lambda_n^2} + \alpha_c - \varphi - \frac{N}{N_u} \right) \frac{N}{N_E} \right]} \frac{\beta_m M}{M_u} \leq 1 \quad (6.2.3-2)$$

式中

β_m ——弯矩作用平面内失稳的等效弯矩系数;

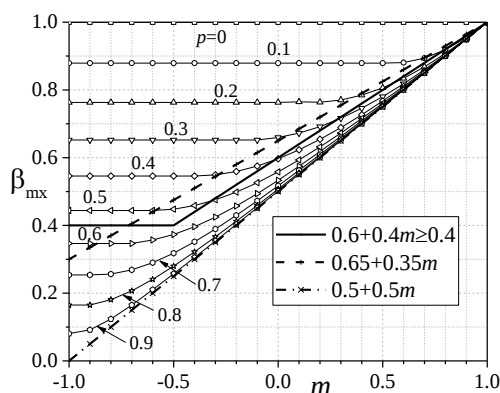
1. 当内力采用线性分析且平面内发生有侧移屈曲时, 取 1.0;
2. 无侧移屈曲时或按照二阶分析方法设计时, 按式(6.2.3-3)计算;

$$\beta_{\text{mx}} = 0.6 + 0.4 \frac{M_2}{M_1} \geq 0.4 \quad (6.2.3-3)$$

φ —轴压杆的稳定系数；

M_1, M_2 —两端弯矩中的较大弯矩和较小弯矩；

【条文说明】：绕 x 轴和绕 y 轴都按照本条计算，截面性质和参数相应取值。等效弯矩系数的取值如下图。对钢管柱在线性弯矩作用下的压弯杆的弹塑性稳定分析表明，采用 $0.65+0.35m$ 会略偏保守， $0.6+0.4m$ 并且对最小取值有所限制，其结果在最好的。



6.2.4 绕强轴的弯矩 M_x 作用下，隐式框架钢管混凝土柱弯矩作用平面外的稳定性应满足下式的要求：

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + 0.7 \frac{\beta_{\text{tx}} M_x}{M_{\text{ux}}} \leq 1 \quad (6.2.4)$$

式中：

φ_y ——弯矩作用平面外的轴心受压稳定系数，按式(6.1.2-2)、式(6.1.2-3)计算，或

从附录 A 查得；

M_{ux} ——只有弯矩 M_x 作用时截面的受弯承载力设计值；

β_{tx} ——弯矩作用平面外弯扭屈曲的等效弯矩系数；

等效弯矩系数 β_{tx} 应按下列规定采用：

- 1 平面外有侧移的框架柱和悬臂构件， $\beta_{\text{tx}} = 1.0$ ；
- 2 平面外无侧移屈曲的框架柱和两端支承的构件、采用平面外采用了二阶分析设计法的构件：

1) 无横向荷载作用时: $\beta_{tx} = 0.6 + 0.4 \frac{M_{x2}}{M_{x1}} \geq 0.4$;

M_{x1}, M_{x2} —— 绕 x 轴的柱端弯矩设计值, 构件无反弯点时取同号, 构件有反弯点时取异号, $|M_{x1}| \geq |M_{x2}|$;

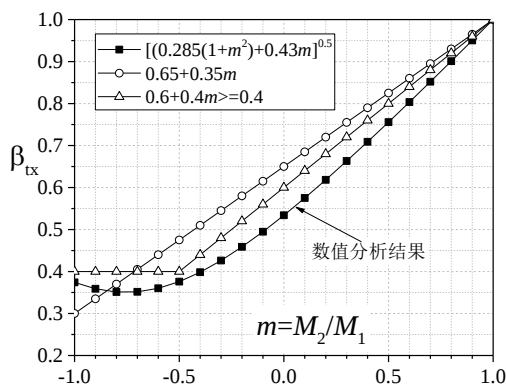
2) 有端弯矩和横向荷载作用时:

使构件产生同向曲率时, $\beta_{tx} = 1.0$;

使构件产生反向曲率时, $\beta_{tx} = 0.85$;

3) 无端弯矩但有横向荷载作用时, $\beta_{tx} = 1.0$ 。

【条文说明】: 线性变化的弯矩, 无侧移屈曲, 其等效弯矩系数有精确值, 见下图, 本条文采用的公式更加符合。



公式中的系数 0.7, 直接借用了箱形截面压杆的数据。在钢管混凝土的情况下, 这个数据的取值与 M_x 采用一阶分析还是二阶分析有关, 采用二阶分析时, 该系数与混凝土的分担系数有关, 可以取 $(1 - \alpha_{ck}) \geq 0.7$ 。分析表明, 式 (6.2.4) 偏安全, 长细比越大, 偏安全程度越大。

6.2.5 双轴压弯宽钢管混凝土构件的稳定性, 应满足下式的要求:

$$\left[\left(\frac{M_x}{M_{uax}} \right)^{5/3} + \left(\frac{M_y}{M_{uay}} \right)^{5/3} \right]^{0.6} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.5-1)$$

式中

M_{uax} —— 在轴力 P 同时作用下绕 x 轴的抗弯承载力, 根据 6.2.3 条计算;

M_{uy} ——在轴力 P 同时作用下绕 y 轴的抗弯承载力，根据 6.2.3 条计算；

β_{mx} ——绕 x 轴弯矩的等效弯矩系数，取值参照 6.2.4 条；

β_{my} ——绕 y 轴弯矩的等效弯矩系数，取值参照 6.2.4 条。

【条文说明】：由 6.2.3 条计算的 M_{uax} ，即为下面两个式子中的较小值。

$$M_{uax} = \frac{\left(1 - \frac{N}{\varphi_x N_u}\right)}{\beta_{mx} \left(1 + \frac{6N^2}{N_{Ex} N_u}\right)} \left[1 + \frac{\varphi_x}{1 - \alpha_c} \left(\frac{1}{\lambda_{mx}^2} + \alpha_c - \varphi_x - \frac{N}{N_u}\right) \frac{N}{N_{Ex}}\right] M_{ux} \quad (C6.2.5-1)$$

$$M_{uax} = \frac{\left(1 - \frac{N}{\varphi_x N_u}\right) M_{ux}}{\beta_{mx} (1 - \alpha_c^{\beta_x}) \left(1 + \frac{6N^2}{N_{Ex} N_u}\right)} \left\{1 - \varphi_x^{\beta_x} \left[1 - \frac{1 - p_x^{\beta_x}}{1 - p_x} \left(1 - \frac{N}{N_{Ex}}\right)\right]\right\} \quad (C6.2.5-2)$$

M_{uay} 是下面两个式子中的较小值：

$$M_{uay} = \frac{\left(1 - \frac{N}{\varphi_y N_u}\right)}{\beta_{my} \left(1 + \frac{6N^2}{N_{Ey} N_u}\right)} \left[1 + \frac{\varphi_y}{1 - \alpha_c} \left(\frac{1}{\lambda_{ny}^2} + \alpha_c - \varphi_y - \frac{N}{N_u}\right) \frac{N}{N_{Ey}}\right] M_{uy} \quad (C6.2.5-3)$$

$$M_{uay} = \frac{\left(1 - \frac{N}{\varphi_y N_u}\right) M_{uy}}{\beta_{my} (1 - \alpha_c^{\beta_y}) \left(1 + \frac{6N^2}{N_{Ey} N_u}\right)} \left\{1 - \varphi_y^{\beta_y} \left[1 - \frac{1 - p_y^{\beta_y}}{1 - p_y} \left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\right)\right]\right\} \quad (C6.2.5-4)$$

式中 $p_x = \frac{N}{\varphi_x N_u}$ ， $p_y = \frac{N}{\varphi_y N_u}$

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

$$\frac{N}{A_{sn} f} + \frac{M_x}{M_{unx}} + \frac{M_y}{M_{uny}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.6)$$

6.2.7 弯矩作用在两个形心轴平面内的双轴拉弯和压弯 L 形钢管混凝土构件，其截面强度应满足式(6.2.7-1, 6.2.7-2, 6.2.7-3, 6.2.7-4)的要求：

当 $M_{ux2} \leq M_x \leq M_{ux1}, M_{uy1} \leq M_y \leq M_{uy2}$ 时：

$$\left[\left(\frac{M_x - M_{ux2}}{M_{ux1} - M_{ux2}} \right)^{\alpha_1} + \left(\frac{M_y - M_{uy1}}{M_{uy2} - M_{uy1}} \right)^{\alpha_1} \right]^{\frac{1}{\alpha_1}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.7-1)$$

当 $M_{ux3} \leq M_x \leq M_{ux2}, M_{uy3} \leq M_y \leq M_{uy2}$ 时：

$$\left[\left(\frac{M_x - M_{ux3}}{M_{ux2} - M_{ux3}} \right)^{\alpha_2} + \left(\frac{M_y - M_{uy3}}{M_{uy2} - M_{uy3}} \right)^{\alpha_2} \right]^{\frac{1}{\alpha_2}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.7-2)$$

当 $M_{ux3} \leq M_x \leq M_{ux4}, M_{uy4} \leq M_y \leq M_{uy3}$ 时：

$$\left[\left(\frac{M_x - M_{ux3}}{M_{ux4} - M_{ux3}} \right)^{\alpha_3} + \left(\frac{M_y - M_{uy4}}{M_{uy3} - M_{uy4}} \right)^{\alpha_3} \right]^{\frac{1}{\alpha_3}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.7-3)$$

当 $M_{ux4} \leq M_x \leq M_{ux1}, M_{uy4} \leq M_y \leq M_{uy1}$ 时：

$$\left[\left(\frac{M_x - M_{ux4}}{M_{ux1} - M_{ux4}} \right)^{\alpha_4} + \left(\frac{M_y - M_{uy1}}{M_{uy4} - M_{uy1}} \right)^{\alpha_4} \right]^{\frac{1}{\alpha_4}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.7-4)$$

式中：

M_x, M_y ——分别为绕形心轴 x、y 轴作用的弯矩设计值， M_x 以翼缘肢受压为正，

M_y 以 $x < 0$ 部分受压为正(图 6.2.7-1)；

M_{ux1}, M_{uy1} ——给定轴力下，L 形截面的翼缘侧混凝土受压，塑性中性轴平行于 x 轴时，截面绕 x 轴和绕 y 轴的塑性弯矩；其中钢材部分受压和受拉应力取钢材抗拉强度设计值 f ，混凝土受压部分取混凝土抗压强度设计值 f_c ；

M_{ux2}, M_{uy2} ——给定轴力下, L 形截面的腹板侧混凝土受压, 塑性中性轴平行于 y 轴时, 截面绕 x 轴和绕 y 轴的塑性弯矩;

M_{ux3}, M_{uy3} ——给定轴力下, L 形截面的翼缘侧混凝土受拉, 塑性中性轴平行于 x 轴时, 截面绕 x 轴和绕 y 轴的塑性弯矩;

M_{ux4}, M_{uy4} ——给定轴力下, L 形截面的腹板侧混凝土受拉, 塑性中性轴平行于 y 轴时, 截面绕 x 轴和绕 y 轴的塑性弯矩;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ ——指数, 计算式为;

$$\alpha_1 = 2 - p \quad (6.2.7-5)$$

$$\alpha_2 = 1.6 + 0.5p \quad (6.2.7-6)$$

$$\alpha_3 = 1.6 + \frac{2}{3}p \quad (6.2.7-7)$$

$$\alpha_4 = 2 - p \quad (6.2.7-8)$$

p ——L 形钢管混凝土柱的轴力设计值与全截面受压承载力之比;

$$p = \frac{N}{N_u} \quad (6.2.7-9)$$

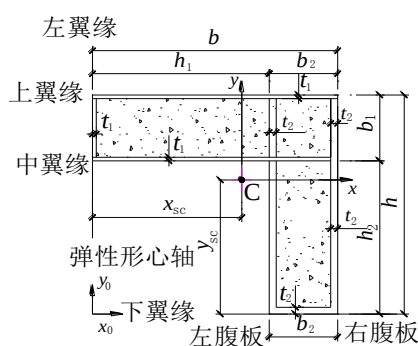


图 6.2.7-1 L 形钢管混凝土柱截面

【条文说明】: 1、L 形 CFT 截面因为不具备对称性, 有上下左右四种布置, 设计计算公式必须与特定的布置联系。本条公式与图 6.2.7-1 所示的布置对应;

2、本条给出的四个公式与图 6.2.7-2 所示的封闭曲线的四段对应;

3、图 6.2.7-2 曲线上的四个点，是给定轴力下，塑性中性轴平行于 x 轴或 y 轴时的弯矩，罗列这些弯矩的计算公式，篇幅较长，本规程不再列出，实际应用时可以编写小程序计算。

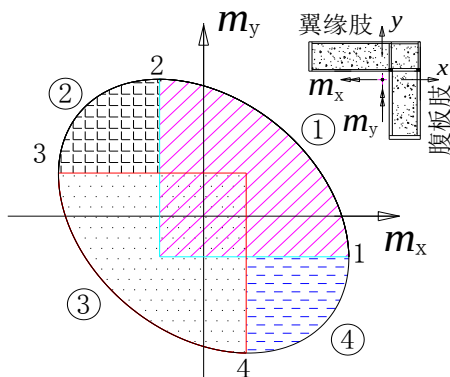


图 6.2.7-2 LCFT 截面弯矩相关关系分段

6.2.8 L 形截面的稳定计算，仍采用式(6.2.7-1)~式(6.2.7-4)计算，但弯矩应按式 (6.2.8-1) 和 (6.2.8-2)式修正；

$$M_{xe} = \frac{1}{1 - N / N_{Ex}} \left(\beta_{mx} M_x + \frac{N l_{0x}}{250} \right) \quad (6.2.8-1)$$

$$M_{ye} = \frac{1}{1 - N / N_{Ey}} \left(\beta_{my} M_y + \frac{N l_{0y}}{250} \right) \quad (6.2.8-2)$$

式中 l_{0x}, l_{0y} — 分别是 x 和 y 方向的计算长度，当采用二阶分析时，取几何长度；

β_{mx}, β_{my} — 等效弯矩系数，采用 6.2.3 条的规定计算；

N — 轴力设计值；

N_{Ex}, N_{Ey} — 绕 x 轴和绕 y 轴弹性弯曲屈曲的临界荷载，分别按照式(6.1.3-3)计算。

【条文说明】：异形柱的边长一般不小于 350mm，几何长细比换算成长度与回转半径之比，在 20-25 之间，因此采用二阶分析设计法后，其稳定性变得比较不敏感，本条就在于提供一个粗略的算法。其中几何缺陷取 1/250，是参考了假想荷载系数，两个方向同步取 1/250，相当于放大了初始弯曲，偏安全。；另外一方面，将 $\beta_{mx} M_x$ 和初始缺陷部分的弯矩简单相加，也是偏于安全的，其实两个弯矩出现的位置并不相同。

6.2.9 弯矩作用在两个形心轴平面内的双轴拉弯和压弯 T 形钢管混凝土构件，其截面强度

应满足式(6.2.9-1)和式(6.2.9-2)的要求:

当 $M_x \geq M_{ux2}$ 时:

$$\left[\left(\frac{M_x - M_{ux2}}{M_{ux1} - M_{ux2}} \right)^{2.1-p} + \left(\frac{M_y}{M_{uy2}} \right)^{2.1-p} \right]^{\frac{1}{2.1-p}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.9-1)$$

当 $M_x \leq M_{ux2}$ 时:

$$\left[\left(\frac{M_x - M_{ux2}}{M_{ux3} - M_{ux2}} \right)^{1.6+p} + \left(\frac{M_y}{M_{uy2}} \right)^{1.6+p} \right]^{\frac{1}{1.6+p}} \leq \frac{1}{\gamma} \quad (6.2.9-2)$$

式中

(M_{ux2}, M_{uy2}) —分别是给定轴力下, 左翼缘 ($x < 0$, 图 6.2.9-1) 受压, 塑性中性轴平行于 y 轴时, 绕 x 轴和绕 y 轴的塑性弯矩;

M_{ux1} —给定轴力下, 翼缘肢受压, 塑性中性轴平行于 x 轴时的塑性弯矩;

M_{ux3} —给定轴力下, 翼缘肢受拉, 塑性中性轴平行于 x 轴时的塑性弯矩。

p —轴压比, 按照式(6.2.7-9)计算。

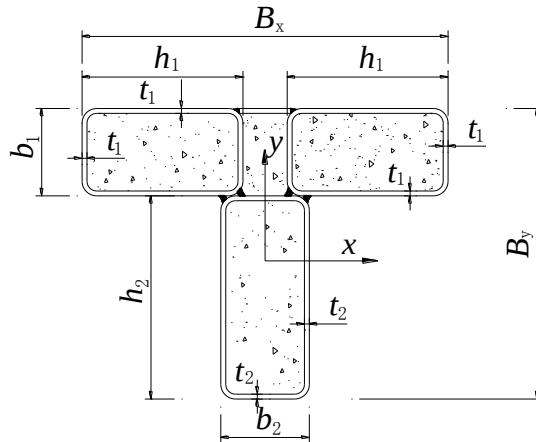


图 6.2.9-1 T 形钢管混凝土柱

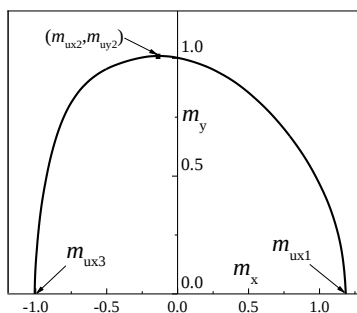


图 6.2.9-2 T 形 CFT 柱双向压弯相关曲线分段

【条文说明】：1、T 形 CFT 截面因为只要一个对称轴，有上下两种布置，设计计算公式必须与特定的布置联系。本条公式与图 6.2.9-1 所示的布置对应；

2、本条给出的两个公式与图 6.2.9-2 所示的封闭曲线的两段对应；当弯矩 m_y 是负的，曲线关于 m_x 轴对称；

3 图 6.2.9-2 曲线上的 m_x 轴上的两个点，是给定轴力下，塑性中性轴平行于 x 轴的弯矩， m_{ux1} 是翼缘肢受压时的弯矩， m_{ux3} 是翼缘肢受拉时的弯矩。 (m_{ux2}, m_{uy2}) 是塑性中性轴平行于 y 轴时绕 x 轴和绕 y 轴的弯矩。罗列这些弯矩的计算公式，篇幅较长，本规程不再列出，实际应用时可以编写小程序计算

6.2.10 T 形钢管混凝土柱的稳定性计算，按 6.2.9 条计算，但弯矩取有效弯矩，有效弯矩按 6.2.8 条计算。

6.2.11 隐式框架柱的剪力可假定由钢管管壁承受，其剪切强度应同时满足下式要求：

$$V_x \leq A_x f_v \quad (6.2.11-1)$$

$$V_y \leq A_y f_v \quad (6.2.11-2)$$

式中： V_x, V_y —隐式框架柱中沿主轴 x 轴、主轴 y 轴的最大剪力设计值；

f_v —钢材的抗剪强度设计值。

A_x — x 方向受力的抗剪面积，只计入与 x 轴平行的板件的面积；

A_y — y 方向受力的抗剪面积，只计入与 y 轴平行的板件的面积；

6.3 构造要求

6.3.1 隐式框架柱构件的截面最小边尺寸不宜小于 120mm，钢管壁厚不宜小于 4mm。当混凝土分担系数不大于 0.4 时，截面的高宽比可取 3.5；当混凝土分担系数不大于 0.25 时，截面的高宽比可取 4。当柱构件截面最大边尺寸不小于 800mm 时，宜采取在柱钢管内壁上焊接栓钉、纵向加劲肋等构造措施。

6.3.2 L 形钢管混凝土柱的长肢宽度与短肢宽度之比不宜大于 3，最小肢宽不宜小于 350mm；T 形钢管混凝土柱的翼缘肢总宽度不宜大于腹板肢净宽度的 3 倍，翼缘肢净宽不宜小于 450，腹板肢净高不宜小于 300mm。组成 L 形和 T 形截面的钢板厚度不宜超过 2 种，每个腔截面的高宽比满足宽钢管的高宽比要求。

6.3.3 隐式框架柱的长细比，应符合表 6.3.3 的规定。

表 6.3.3 宽钢管混凝土柱的长细比限值

抗震等级	一	二	三	四
框架柱	$60 \varepsilon_k$	$70 \varepsilon_k$	$80 \varepsilon_k$	$100 \varepsilon_k$
支撑架的立柱 钢板墙边框柱 竖缝墙边框柱	$50 \varepsilon_k$	$60 \varepsilon_k$	$70 \varepsilon_k$	$85 \varepsilon_k$

6.3.4 隐式框架柱构件中的钢管管壁板件的宽厚比 $b/t, h/t$ （图 6.3.4），应不大于表 6.3.4 的规定。

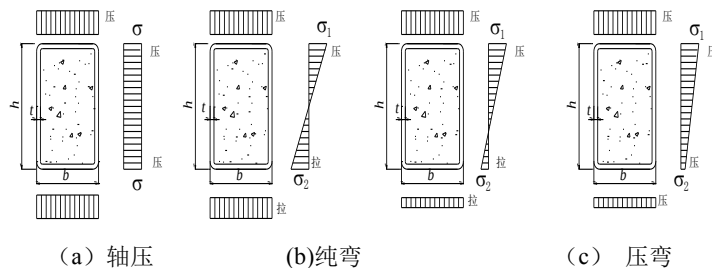


图 6.3.4 宽钢管混凝土柱截面

表 6.3.4 宽厚比限值

构件类型	b/t		h/t	
轴压比	>0.6	≤ 0.6	>0.6	≤ 0.6

轴压 (图 6.3.3-a)	$54 \varepsilon_k$	$60 \varepsilon_k$	$54 \varepsilon_k$	$60 \varepsilon_k$
弯曲 (图 6.3.3-b)	$54 \varepsilon_k$	$60 \varepsilon_k$	$135 \varepsilon_k$	$150 \varepsilon_k$
压弯 (图 6.3.3-c)	$54 \varepsilon_k$	$60 \varepsilon_k$	当 $0 \leq \psi \leq 1$ 时 $27(0.9\psi^2 - 1.7\psi + 2.8)\varepsilon_k$ 当 $-1 \leq \psi \leq 0$ 时 $27(0.74\psi^2 - 1.44\psi + 2.8)\varepsilon_k$	当 $0 \leq \psi \leq 1$ 时 $30(0.9\psi^2 - 1.7\psi + 2.8)\varepsilon_k$ 当 $-1 \leq \psi \leq 0$ 时 $30(0.74\psi^2 - 1.44\psi + 2.8)\varepsilon_k$

注: 1 $\varepsilon_k = \sqrt{235 / f_y}$; f_y ——钢材的屈服强度, 对 Q235 $f_y = 235 \text{N/mm}^2$, 对 Q355 钢 $f_y = 355 \text{N/mm}^2$, 对 Q390 钢 $f_y = 390 \text{N/mm}^2$, 对 420 钢 $f_y = 420 \text{N/mm}^2$ 。

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

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

4 当宽钢管混凝土柱是支撑架的立柱时, 壁板宽厚比按照均匀受压取值。

5 异形柱的每一块壁板的宽厚比限值按照翼缘取值。

6.3.5 隐式框架柱受压构件中混凝土的工作承担系数 α_c 应控制在 0.15~0.6 之间。 α_c 按式 (6.3.5) 计算:

$$\alpha_c = \frac{A_c f_c}{A_s f + A_c f_c} \quad (6.3.5)$$

式中: f, f_c ——钢材、混凝土的抗压强度设计值;

A_s, A_c ——钢管、管内混凝土的截面面积。

当混凝土的分担率小于 0.3 时, 可以参照钢结构决定侧移指标。

6.3.6 抗震设计时, 隐式框架柱的轴压比应按下式计算, 并不宜大于表 6.3.6 的限值:

$$\mu_N = \frac{N}{(A_s f + A_c f_c)} \leq \varphi[n_0] \quad (6.3.6)$$

式中: μ_N ——轴压比;

N ——地震作用组合的柱轴压力设计值 (N);

f, f_c —钢材、混凝土的抗压强度设计值 (MPa);

A_s, A_c —钢管、管内混凝土的截面面积 (mm²)。

表 6.3.6 隐式框架柱轴压比限值 $[n_0]$

柱子类型	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
钢管混凝土柱, 宽钢管 混凝土柱, 异形柱	0.65	0.7	0.75	0.8

【条文说明】: 本标准将轴压比限值与稳定系数联系起来, 计算稳定系数时计算长度取层高, 以层高 3m 的住宅为例, 轴压比限值为表 C6.3.6。

表 C6.3.6 宽钢管混凝土框架柱轴压比限值(层高 3m)

柱窄边尺寸	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
160	0.54	0.58	0.62	0.66
180	0.56	0.60	0.64	0.68
200	0.58	0.62	0.66	0.70
220	0.60	0.64	0.67	0.72
≥ 350 和异形柱	0.65	0.70	0.75	0.80

6.3.7 在每层隐式框架柱下部每个钢管壁上应对称开两个排气孔, L 形和 T 形的两肢汇交腔开一个排气孔, 孔径为 20mm。

6.4 能力设计法验算

6.4.1 钢管混凝土柱的强柱弱梁验算

1 强轴方向:

$$\sum \left[1 - \left(\frac{M_y}{M_{ucyk}} \right)^{5/3} \right]^{0.6} M_{ucxk} \geq \eta_c \sum M_{uxk}^b$$

(6.4.1-1)

2 弱轴方向

$$\sum \left[1 - \left(\frac{M_x}{M_{ucxk}} \right)^{5/3} \right]^{0.6} M_{ucyk} \geq \eta_c \sum M_{uyk}^b \quad (6.4.1-2)$$

式中：

M_{ucxk} ——强轴平面内交汇于节点的框架柱的全塑性受弯承载力标准值，按 6.2.1 条计算，但材料强度取标准值；

M_{ucyk} ——弱轴平面内交汇于节点的框架柱的全塑性受弯承载力标准值，按 6.2.1 条计算，但材料强度取标准值；

η_c ——强柱系数，一级取 1.15，二级取 1.10，三级取 1.05，四级取 1.0；

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

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

b, h ——分别为宽钢管截面的宽度和高度；

N_{uk} ——宽钢管混凝土柱轴心受压时，截面受压承载力标准值；

f_{ck} ——框架柱管内混凝土的抗压强度标准值；

M_x, M_y ——计算时采用的柱轴力和柱端弯矩，按多遇地震作用组合的柱轴力设计值和弯矩设计值；

计算时采用的轴压承载力和抗弯承载力，采用材料的标准值计算。

【条文说明】：1、抗震设计时才需要能力设计法进行第二阶段设计。

2、按照 6.2.1 条计算，即按照如下两个公式计算：

$$\frac{N}{N_{uk}} \leq \alpha_{ck} : M_{uck} = \left[1 + \frac{\alpha_{ck}}{1 - \alpha_{ck}} \frac{N}{N_{uk}} - \frac{1}{1 - \alpha_{ck}} \left(\frac{N}{N_{uk}} \right)^2 \right] M_{uk} \quad (C6.4.1-1)$$

$$\frac{N}{N_{uk}} \geq \alpha_{ck} : M_{uck} = \frac{M_{uk}}{(1 - \alpha_{ck}^\beta)} \left[1 - \left(\frac{N}{N_{uk}} \right)^\beta \right] \quad (C6.4.1-2)$$

$$M_{uk} = \frac{1 - \alpha_{ck}}{(1 - 0.5\alpha_{ck})^2} M_{p, \max} \quad (C6.4.1-3)$$

$$M_{p,\max} = M_{ps,k} + \frac{1}{8} b_c h_c^2 f_{ck} \quad (C6.4.1-4)$$

$$\alpha_{ck} = \frac{A_c f_{ck}}{A_s f_y + A_c f_{ck}} \quad (6.4.1-5)$$

$$N_{uk} = A_s f_y + A_c f_{ck} \quad (6.4.1-6)$$

式中： N ——按多遇地震作用组合的柱轴力设计值；

N_{uk} ——宽钢管混凝土柱轴心受压时，截面受压承载力标准值；

f_{ck} ——框架柱管内混凝土的抗压强度标准值；

b_c ——钢管内混凝土与弯曲轴平行的宽度；

h_c ——钢管内混凝土与弯曲轴垂直的高度；

β ——公式的指数，参照 6.2.1 条；

对 x 轴和对 y 轴分别应用以上公式，求得式(6.4.1-1)和式(6.4.1-2)所需要的 M_{ucxk} ， M_{ucyk} 。

6.4.2 L 形钢管混凝土柱的强柱弱梁验算

$$\sum M_{cxk} \geq \eta_c \sum M_{uxk}^b \quad (6.4.2-1)$$

$$\sum M_{cyk} \geq \eta_c \sum M_{uyk}^b \quad (6.4.2-2)$$

当 $M_{ux2k} \leq M_x \leq M_{ux1k}$ ， $M_{uy1k} \leq M_y \leq M_{uy2k}$ 时：

$$M_{cxk} = M_{ux2k} + \left[1 - \left(\frac{M_y - M_{uy1k}}{M_{uy2k} - M_{uy1k}} \right)^{\alpha_1} \right]^{\frac{1}{\alpha_1}} (M_{ux1k} - M_{ux2k}) \quad (6.4.2-3)$$

$$M_{cyk} = M_{uy1k} + \left[1 - \left(\frac{M_x - M_{ux1k}}{M_{ux1k} - M_{ux2k}} \right)^{\alpha_1} \right]^{\frac{1}{\alpha_1}} (M_{uy2k} - M_{uy1k}) \quad (6.4.2-4)$$

当 $M_{ux3k} \leq M_x \leq M_{ux2k}$ ， $M_{uy3k} \leq M_y \leq M_{uy2k}$ 时：

$$M_{cxk} = M_{ux3k} + \left[1 - \left(\frac{M_y - M_{uy3k}}{M_{uy2k} - M_{uy3k}} \right)^{\alpha_2} \right]^{\frac{1}{\alpha_2}} (M_{ux2k} - M_{ux3k}) \quad (6.4.2-5)$$

$$M_{cyk} = M_{uy3k} + \left[1 - \left(\frac{M_x - M_{ux3k}}{M_{ux2k} - M_{ux3k}} \right)^{\alpha_2} \right]^{\frac{1}{\alpha_2}} (M_{uy2k} - M_{uy3k}) \quad (6.4.2-6)$$

当 $M_{ux3k} \leq M_x \leq M_{ux4k}$, $M_{uy4k} \leq M_y \leq M_{uy3k}$ 时:

$$M_{cxk} = M_{ux3k} + \left[1 - \left(\frac{M_y - M_{uy4k}}{M_{uy3k} - M_{uy4k}} \right)^{\alpha_3} \right]^{\frac{1}{\alpha_3}} (M_{ux4k} - M_{ux3k}) \quad (6.4.2-7)$$

$$M_{cyk} = M_{uy4k} + \left[1 - \left(\frac{M_x - M_{ux3k}}{M_{ux4k} - M_{ux3k}} \right)^{\alpha_3} \right]^{\frac{1}{\alpha_3}} (M_{uy3k} - M_{uy4k}) \quad (6.4.2-8)$$

当 $M_{ux4k} \leq M_x \leq M_{ux1k}$, $M_{uy4k} \leq M_y \leq M_{uy1k}$ 时:

$$M_{cxk} = M_{ux4k} + \left[1 - \left(\frac{M_y - M_{uy1k}}{M_{uy4k} - M_{uy1k}} \right)^{\alpha_4} \right]^{\frac{1}{\alpha_4}} (M_{ux1k} - M_{ux4k}) \quad (6.4.2-9)$$

$$M_{cyk} = M_{uy1k} + \left[1 - \left(\frac{M_x - M_{ux4k}}{M_{ux1k} - M_{ux4k}} \right)^{\alpha_4} \right]^{\frac{1}{\alpha_4}} (M_{uy4k} - M_{uy1k}) \quad (6.4.2-10)$$

M_{ux1k}, M_{uy1k} ——给定轴力下, L 形截面的翼缘侧混凝土受压, 塑性中性轴平行于 x 轴时, 截面绕 x 轴和绕 y 轴的塑性弯矩; 其中钢材部分受压和受拉应力取钢材抗拉强度标准值 f_y , 混凝土受压部分去混凝土抗压强度标准值 f_{ck} ;

M_{ux2k}, M_{uy2k} ——给定轴力下, L 形截面的腹板侧混凝土受压, 塑性中性轴平行于 y 轴时, 截面绕 x 轴和绕 y 轴的塑性弯矩标准值;

M_{ux3k}, M_{uy3k} ——给定轴力下, L 形截面的翼缘侧混凝土受拉, 塑性中性轴平行于 x 轴

时，截面绕 x 轴和绕 y 轴的塑性弯矩标准值；

M_{uxk}, M_{uyk} ——给定轴力下，L 形截面的腹板侧混凝土受拉，塑性中性轴平行于 y 轴

时，截面绕 x 轴和绕 y 轴的塑性弯矩标准值；

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ ——指数，按照式（6.2.7-5）～式 6.2.7-8）计算，式中的 p 为

$$p = \frac{N}{N_{uk}} \quad (6.4.2-11)$$

【参考 6.2.7 条和 6.4.1 条的条文说明】

6.4.3 T 形钢管混凝土截面强柱弱梁验算：验算公式(6.4.2-1)和式(6.4.2-2)。其中

当 $M_x \geq M_{ucxk2}$ 时：

$$M_{cxk} = M_{ucxk2} + \left[1 - \left(\frac{M_y}{M_{ucyk2}} \right)^{2.1-p} \right]^{\frac{1}{2.1-p}} (M_{ucxk1} - M_{ucxk2}) \quad (6.4.3-1)$$

$$M_{cyk} = \left[1 - \left(\frac{M_x - M_{ucxk2}}{M_{ucxk1} - M_{ucxk2}} \right)^{2.1-p} \right]^{\frac{1}{2.1-p}} M_{ucyk2} \quad (6.4.3-2)$$

当 $M_x \leq M_{ucxk2}$ 时：

$$M_{cxk} = M_{ucxk2} + \left[1 - \left(\frac{M_y}{M_{ucyk2}} \right)^{1.6+p} \right]^{\frac{1}{1.6+p}} (M_{ucxk3} - M_{ucxk2}) \quad (6.4.3-3)$$

$$M_{cyk} = \left[1 - \left(\frac{M_x - M_{ucxk2}}{M_{ucxk3} - M_{ucxk2}} \right)^{1.6+p} \right]^{\frac{1}{1.6+p}} M_{ucyk2} \quad (6.4.3-4)$$

式中

(M_{ucxk2}, M_{ucyk2}) ——分别是给定轴力下，左翼缘 ($x < 0$) 受压，塑性中性轴平行于 y

轴时，绕 x 轴和绕 y 轴的塑性弯矩标准值；

M_{ucxk1} ——给定轴力下，翼缘肢受压，塑性中性轴平行于 x 轴时的塑性弯矩标准值；

M_{ucxk3} —给定轴力下，翼缘肢受拉，塑性中性轴平行于 x 轴时的塑性弯矩标准值。

p —轴压比，按照式(6.4.2-11)计算。

【参考 6.2.9 条和 6.4.1 条的条文说明】

6.4.4 对抗震设防的隐式框架柱，在框架的任一节点处，出现下列情况之一时，可免除强柱弱梁要求：

- 1) 单层框架和框架顶层柱；
- 2) 柱所在楼层的受剪承载力标准值比相邻上一层的受剪承载力标准值高出 25%；
- 3) 不满足强柱弱梁要求的柱子提供的受剪承载力之和，不超过总受剪承载力的 20%；
- 4) 与支撑斜杆相连的节点；
- 5) 柱轴压比不超过 0.4；
- 6) 柱轴力符合 $N_2 \leq \varphi N_u$ 时 (N_2 为 2 倍地震作用下的组合轴力设计值)。

6.5 钢梁和钢与混凝土组合梁

6.5.1 钢框架梁的强度、稳定性和刚度应参照《钢结构设计标准》GB50017 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 设计。

6.5.2 钢—混凝土组合梁可参照《钢结构设计标准》GB50017 设计计算；也可进行弹性设计。

6.5.3 钢梁腹板开孔应符合表 6.5.3 规定。

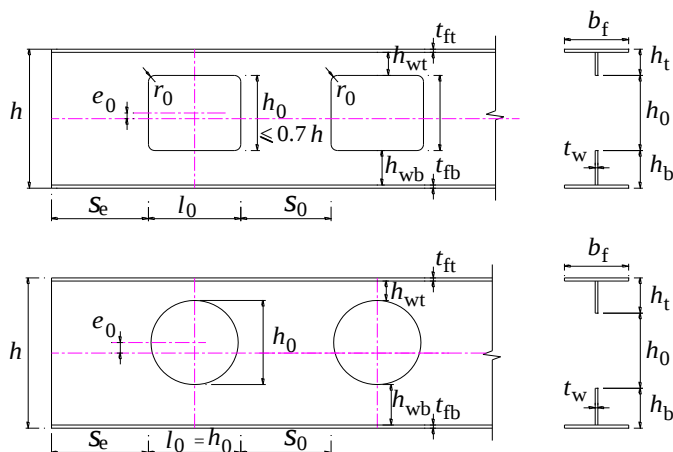


图 6.5.3—1 开孔梁的尺寸

表 6.5.3 孔的布置要求

	圆孔	矩形孔
最大孔高 h_0	$\leq 0.8h$	$\leq 0.7h$
T 形截面最小高度	$\geq t_f + 30\text{mm}$	$\geq 0.1h$
上弦 T 最小高度	$\geq t_f + 30\text{mm}$	$\geq 0.1h$ ；未加劲时尚应 $\geq 0.1l_0$
上弦 T 与下弦 T 截面高度的比例	$0.5 \leq \frac{h_b}{h_t} \leq 3$	$1 \leq \frac{h_b}{h_t} \leq 2$
未加劲时孔宽 l_0 最大值		高剪力区 $\leq 1.5h_0$ ； 低剪力区 $\leq 2.5h_0$
水平加劲时孔宽 l_0 最大值		高剪力区 $\leq 2.5h_0$ 低剪力区 $\leq 4h_0$
相邻孔间桥墩最小宽度 S_0	低剪力区 $\geq 0.3h_0$ 高剪力区 $\geq 0.4h_0$	低剪力区 $\geq 0.5l_0$ 高剪力区 $\geq l_0$
矩形孔四角圆弧半径		$\geq \max(2t_w, 15\text{mm})$
第一个孔离端部距离	$\geq 0.5h_0$	$\geq \max(l_0, h_0)$
离集中荷载的最小距离	未加劲 $\geq 0.5h$ 加劲孔 $\geq 0.25h_0$	未加劲 $\geq h$ 水平加劲孔 $\geq 0.5h_0$

注：高剪力区是指截面剪力大于最大剪力 0.5 倍的区域。

6.5.4 开孔截面整体抗弯承载力

1 开孔中心截面的整体抗弯承载力计算，可以考虑混凝土楼板与上弦截面形成上弦组合截面，与下弦截面组成桁架的上下弦，共同抵抗外弯矩。

2 楼板参与整体抗弯计算的有效宽度为

$$b_e = 0.2L \quad (6.5.3-1)$$

【条文说明】：开孔部位不一定在跨中，根据剪切滞后确定楼板有效宽度的理论，沿长度各个截面有效宽度是不一样的，最小在支座是 $0.187L$ ，跨中是 $0.25L$ ，考虑到开孔离开支座一段距离，本规程取 $0.2L$ 。

3 开孔截面整体抗弯承载力的计算，参照图 6.5.3-2 的应力分布图式进行，求得的抗弯承载力应大于等于最大外弯矩；也可按照平截面假定进行弹性分析，外弯矩作用下的钢截面应力和混凝土的压应力小于等于各自的强度设计值。

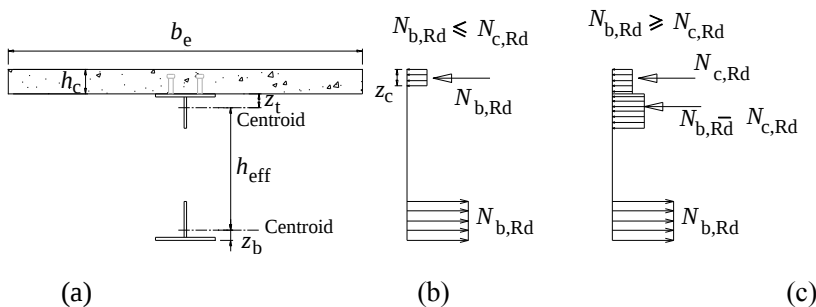


图 6.5.4 整体抗弯计算

6.5.5 开孔段的抗剪强度

1 开孔段的抗剪强度由空腹桁架机制和钢剩余腹板与混凝土楼板的抗剪强度分别确定，取较小值；

2 上下 T 形截面腹板的抗剪屈服承载力是

$$V_{rs} = h_{wT} t_w f_v + h_{wB} t_w f'_v \quad (6.5.5-1)$$

$$f'_v = f_v \sqrt{1 - \left(\frac{N_T}{A_T f} \right)^2} \quad (6.5.5-2)$$

式中

f'_v —考虑下弦拉应力影响后的抗剪强度设计值，

N_T —下弦拉力设计值；

A_T —下弦截面面积。

【条文说明】：上弦因为主要是楼板承受了压应力，上弦的钢截面内的压应力或者拉应力都比较小，抗剪强度不折减。

3 空腹桁架机制的下弦和上弦提供的抗剪承载力按照开孔两端形成塑性铰计算，计算

下弦的两端塑性较弯矩时应考虑下弦拉力的影响；也可采用边缘屈服准则计算两端的屈服弯矩；由两端弯矩计算下弦和上弦能够承担的剪力 V_{ms} ；

4 混凝土楼板的抗剪承载力是

$$V_{rc} = [C + 0.15\sigma_{cp}] b_w h_c \quad (6.5.5-3)$$

$$C = \min \left(\frac{1}{\gamma_c} 0.18k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3}, 0.035k^{1.5} \sqrt{f_{ck}} \right) \quad (6.5.5-4)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{h_c}} \leq 2 \quad (6.5.5-5)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w h_c} \quad (6.5.5-6)$$

式中：

A_{sl} —抗裂钢筋网提供的有效宽度范围内的钢筋面积，也包含开孔部位额外增加的配筋，这些额外增加的配筋必须在外伸到有效宽度范围外三个楼板宽度以上。

$\gamma_c = 1.4$ 是抗力分项系数。

h_c —楼板厚度，压型钢板时取压型钢板上部的厚度；

b_w —楼板参与空腹桁架工作的有效宽度，取钢梁宽度加两倍楼板厚度；

σ_{cp} —外弯矩作用下整体受弯时在楼板内产生的平均应力；

5 开孔段的抗剪强度应满足

$$V \leq \min(V_{rs} + V_{rc}, V_{ms} + V_{rc}) \quad (6.5.5-7)$$

【条文说明】：上述抗剪强度计算方法未考虑上弦钢截面与楼板的组合作用，如果不特别地加强，这种组合作用不太可靠，因为孔宽范围内也许只有一排或2排栓钉。

6.5.6 开孔段考虑楼板的组合作用

1 在矩形孔边对应的位置，应布置栓钉；开孔段的内部栓钉不少于两排；

【条文说明】：孔边截面上的栓钉为具有组合作用的空腹桁架杆件的楼板部分提供支座。开孔段内不少于两排，保证了开孔段被分为不少于三等份，如果仅是两等分，将没有这种局

部的钢—混凝土组合作用。当孔比较长时，比如孔长与上弦钢截面的高度相比大于 3，加密的双排栓钉能够显著改善刚度和承载力。

2 开孔段内楼板的压力增量为

$$\Delta N_c = n_c N_v^s \quad (6.5.6-1)$$

式中 n_c —开孔宽度范围内的栓钉数量；

N_v^s —一颗栓钉的承载力；

3 计算弯矩

$$\Delta M_{cs,R} = n_c N_v^s (h_{slab} + z_t - 0.5h_c) \quad (6.5.6-2)$$

式中

h_{slab} —楼板总厚度，

h_c —压型钢板时是压型钢板以上的楼板厚度，

z_t —上弦钢截面的形心到钢梁上翼缘表面的距离

4 上弦组合作用提供的抗剪能力为

$$V_{cs,R} = \frac{\Delta M_{cs,R}}{l_0} \quad (6.5.6-3)$$

与下弦空腹桁架机构提供的抗剪能力迭加后作为开孔段的抗剪承载力。

5 孔边栓钉的拉力

$$F_{st} = \frac{n_c N_v^s (h_{slab} - 0.5h_c)}{nl_0} \quad (6.5.6-4)$$

n —栓钉的列数；

l_0 —孔净宽；

6 孔边栓钉的承载力验算

$$\left[\left(\frac{N_v}{N_v^s} \right)^{1.5} + \left(\frac{F_{stud}}{0.8N_v^s} \right)^{1.5} \right]^{2/3} \leq 1 \quad (6.5.6-5)$$

N_v^s ——一颗栓钉的承载力；按照《钢结构设计规范》GB50017 计算；

N_v ——栓钉承担的剪力，由整体计算得到。

【条文说明】：整体计算是开孔部位弯矩到支座 0 弯矩这一段范围内的栓钉的剪力，且不小于按照 0 弯矩截面到最大弯矩截面计算的栓钉平均剪力。由此可知，除按照未开孔梁那样布置栓钉外，在开孔的端部各增补一个栓钉可以避免附加计算。

6.5.7 孔边水平加劲肋

1 当开孔段上下剩余腹板的高厚比大于 $10\sqrt{235/f_y}$ （塑性设计）或 $13\sqrt{235/f_y}$ （弹性设计）时，宜设置水平加劲肋；水平加劲肋参与上下弦的受力。

2 加劲肋可采用单侧加劲肋，如图 6.5.7a 所示。单侧加劲肋厚度不小于 8mm，宽度不大于 10 倍厚度，加劲肋延伸过孔边的距离不小于 150mm，且应满足 $l_r/b_r \geq 2.5$ 的要求，外伸部分可以切斜角，伸出孔外的加劲肋与腹板的焊缝的厚度应采用水平加劲肋的抗拉屈服强度计算。受力需要时可采用双面加劲肋。

2 当腹板的高厚比大于 $70\sqrt{235/f_y}$ 时，尚应在背面增加竖向加劲肋或采用双面水平加劲肋。竖向加劲肋的厚度 $t_v \leq t_r$ ，宽度可与翼缘齐平减 10mm。

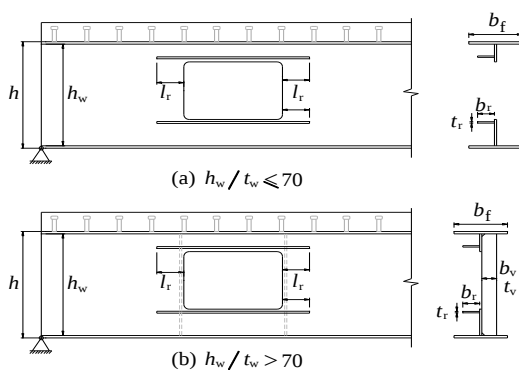


图 6.5.7 孔边加强

【条文说明】：水平加劲肋的作用是：(1) 增加空腹桁架上下弦的单肢抗弯承载力，从而增加组合梁截面的抗剪承载力；(2) 改善腹板的局部稳定。竖向加劲肋的作用是减小单侧水平加劲肋带来的截面受力偏心的影响。

从受力角度分析，孔边设置竖向加劲肋是没有必要的，因为开孔释放的孔两侧腹板的

应力，查阅资料发现，国外很多不设加劲肋或仅设水平加劲肋，如图所示。

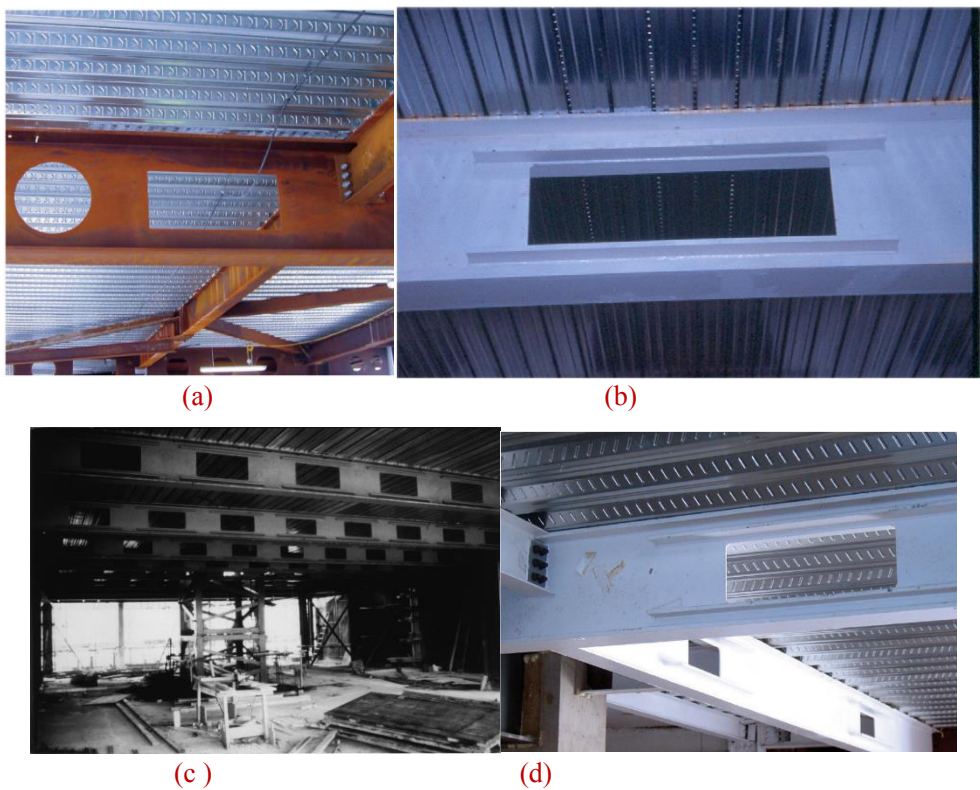
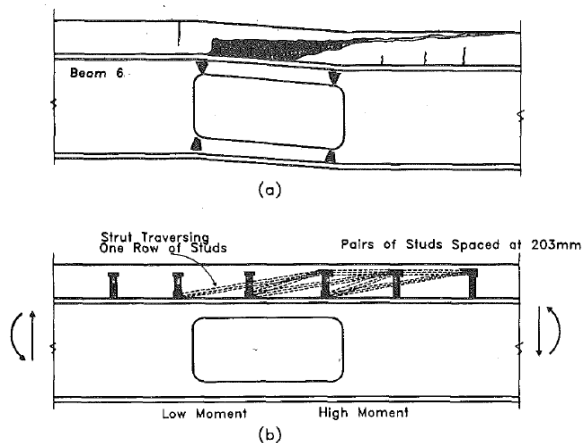


图 6.5.7-1 组合梁的开孔及开孔加强



(a) 空腹桁架破坏模式



(b) 孔上楼板的破坏模式

图 6.5.7-2 单个开孔的破坏机构

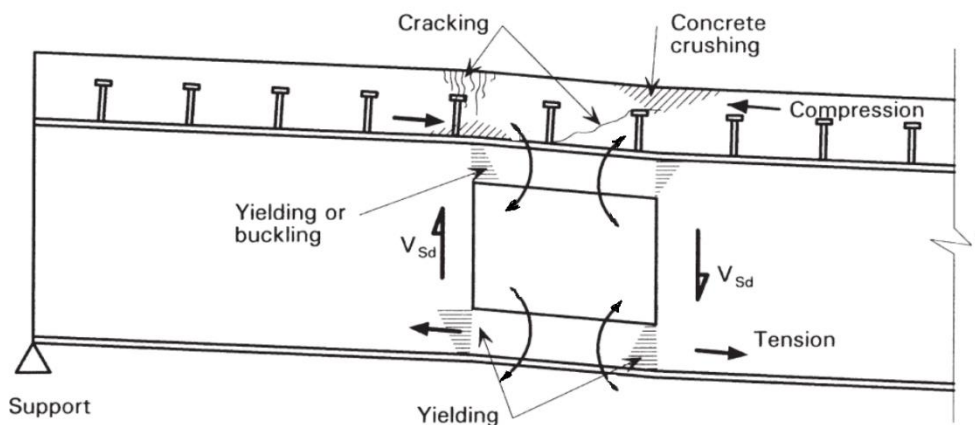


图 6.5.7-3 单孔破坏模式

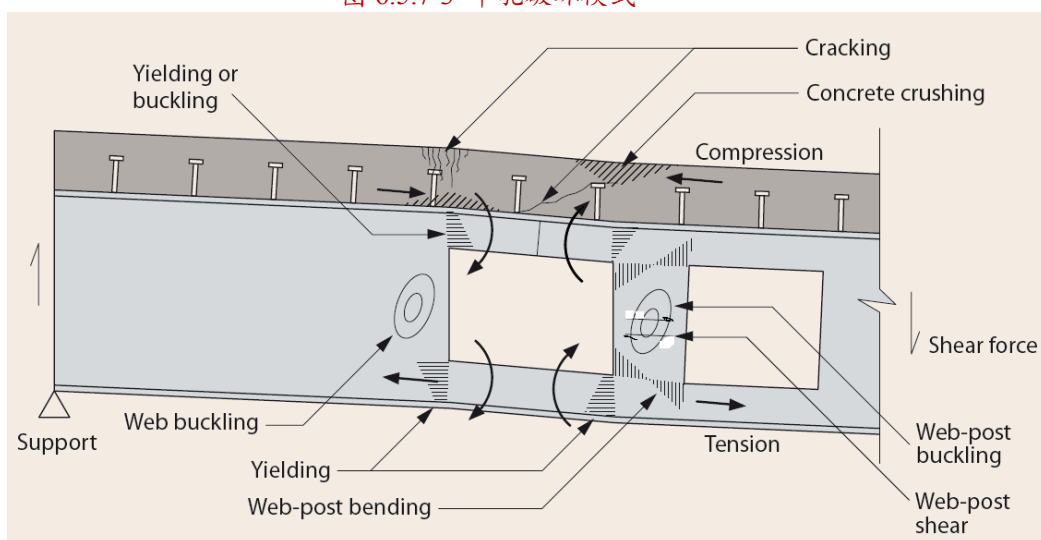


图 6.5.7-4 双孔破坏模式

6.5.8 并排孔的情况下，按以下规定计算孔与孔之间的腹板的强度和局部稳定。图 6.5.8 所示，设两孔相同，

1 计算孔间腹板水平剪力

$$V_h = \rho_b V \cdot \frac{s}{0.5h_0 + h_b - z_b} \quad (6.5.8-1)$$

s —两个孔中心间距

V —桥墩竖向截面的剪力，

V_h —桥墩水平截面的剪力；

z_b —下弦截面形心到下表面的距离；

h_b —下弦截面高度；

h_0 —孔高度；

ρ_b —下弦分配到的截面剪力的百分比，可以按照上下截面的惯性矩分配，也可以按照上下截面的抗剪承载力分配。

【条文说明】：水平剪力可以偏安全地取 $V_h = \frac{(0.4 \sim 0.5)Vs}{0.5h_0 + h_b - z_b}$ ，即 40%-50%被假设分配到了下弦。

2 计算抗剪强度：

$$\frac{1.5V_h}{s_0 t_w} \leq f_v \quad (6.5.8-2)$$

式中 s_0 —桥墩的宽度。

3 桥墩在孔根部截面的压弯强度

$$\frac{0.5V_h h_0}{t_w s_0^2 / 6} \leq f \quad (6.5.8-3)$$

4 桥墩截面的稳定性：

$$\frac{\sqrt{s_0 h_0}}{t_w} \leq 26 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (6.5.8-4)$$

当不满足(6.5.8-4)式时，应按下式计算稳定性：

$$\tau \leq \frac{1}{3\sqrt{0.84 + \lambda_k^2}} \frac{s_0}{h_0} f, \quad (6.5.8-5)$$

$$\lambda_k = 0.2 \sqrt{\frac{h_0 s_0 f_y}{E t_w^2}} \quad (6.5.8-6)$$

或设置孔口竖向边缘加劲肋。

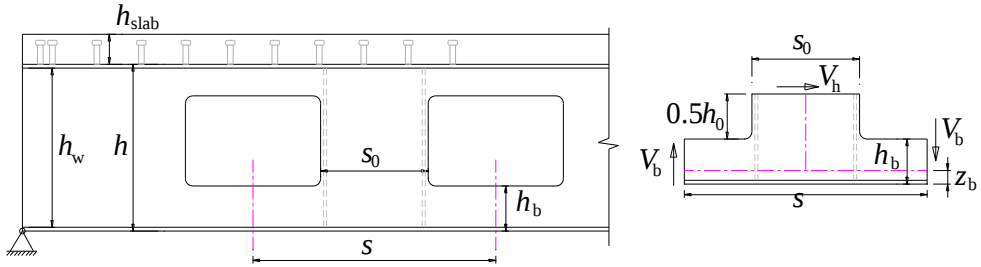


图 6.5.8 孔间桥墩

6.5.9 开孔带来的挠度增量：

1 开孔后因截面惯性矩减小导致的跨中的弯曲挠度增量为
均布荷载：

$$w_{add} = 19.2 \left(1 - \frac{x}{L} \right) \frac{x^2}{L^2} \frac{l_0}{L} \left(\frac{I_x}{I_{x0}} - 1 \right) w \quad (6.5.9-1)$$

跨中集中荷载：

$$w_{add} = 12 \left(1 - \frac{x}{L} \right) \frac{x^2}{L^2} \frac{l_0}{L} \left(\frac{I_x}{I_{x0}} - 1 \right) w \quad (6.5.9-2)$$

式中

x 是孔中心到支座的距离，

w 是未开孔梁的挠度。

I_{x0} 削弱后截面的惯性矩，不考虑滑移影响；

I_x 原截面的惯性矩，不考虑滑移影响；

2 开孔后空腹桁架效应带来的挠度增量是均布荷载：

$$w_{s,add} = 1.6 \left(1 - \frac{2x}{L} \right) \frac{l_0^3}{L^3} \frac{I_x}{I_{xT}} w \quad (6.5.9-3)$$

跨中集中荷载：

$$w_{s,add} = \left(1 - \frac{2x}{L} \right) \frac{l_0^3}{L^3} \frac{I_x}{I_{xT}} w \quad (6.5.9-4)$$

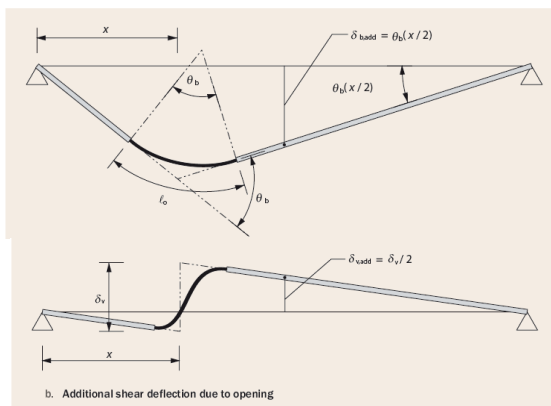
式中

I_{xT} 是上弦 T 和下弦 T 的惯性矩的平均值。

3 总的挠度是 $w + w_{add} + w_{s,add}$ 。

4 多个孔时，每个孔带来的跨中挠度增量线性迭加。

【条文说明】：下图给出了挠度示意图，开孔削弱了截面抗弯刚度，空腹桁架效应更是明显地放大了组合梁的挠度。



(a) 弯曲挠度增加

(b) 剪切挠度增加

图 C6.5.9 开孔使得挠度的增加

6.5.10 组合次梁可在腹板受拉侧单侧开孔，孔高度仍应小于等于钢梁高度的 0.7 倍。受压边缘应布置水平加劲肋。上弦截面宜适当加密栓钉或增加列数与楼板一起形成组合截面。承载力计算仍参照 6.5.4 条和 6.5.5 条。当两个孔并排时，此时桥墩的宽度应增加 25%，高剪力区桥墩宽度不应小于梁高。

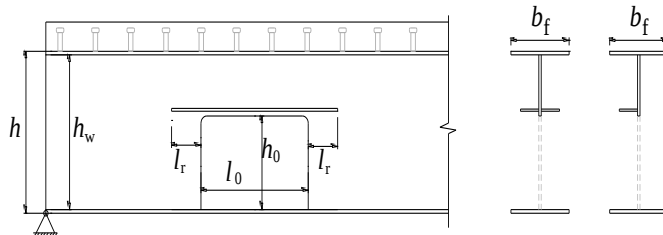


图 6.5.10 腹板单侧开孔

【条文说明】：在受力上，这样的单侧孔具有优越性：抗弯刚度类似但空腹桁架的刚度增加了，特别是增加栓钉数量使得组合作用提供的抗剪能力大幅增加。

7 抗侧力构件设计

7.1 支撑

7.1.1 对由隐式框架柱、H 型钢梁和钢支撑组成的隐式框架-支撑结构体系，结构的抗侧力构件可采用图 7.1.1-1(a)~(d)所示的中心支撑、图 7.1.1-2(a)(b)所示的偏心支撑和图 7.1.1-2(c)所示的联肢支撑架。

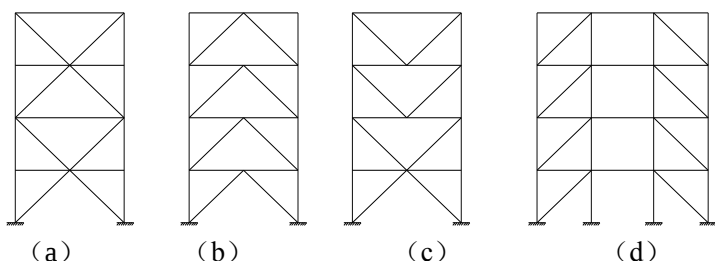


图 7.1.1-1 中心支撑类型

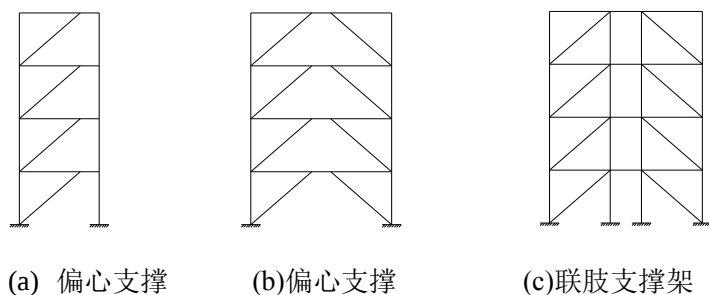


图 7.1.1-2 偏心支撑和联肢支撑架

7.1.2 6、7 度抗震设防地区的抗侧力结构可采用中心支撑。位于 8、9 度抗震设防地区的抗侧力结构宜采用偏心支撑；当有充分依据且条件许可时，可采用带有消能装置的消能支撑。当首层的弹性抗侧承载力为其余各层承载力的 1.5 倍及以上时，首层可采用中心支撑。计算中心支撑的抗侧承载力时，受压支撑的受压承载力应乘以折减系数：

$$\eta = 0.63 + 0.27 \tanh(2.45 - 7\lambda_{br}) \quad (7.1.2-1)$$

式中： λ_{br} 是两个方向的支撑的正则化长细比的较大值，按式 (6.1.3-1) 计算。

7.1.3 中心支撑应按下列规定设计：

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

2 中心支撑斜杆的长细比, 按压杆设计时, 不应大于 $120\varepsilon_k$, 一、二、三级中心支撑斜杆不得采用拉杆设计, 非抗震设计和四级采用拉杆设计时, 其长细比不应大于 180。

3 中心支撑斜杆的板件宽厚比应按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定执行。

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

5 住宅类建筑中支撑的宽度应考虑墙体的厚度的限制, 与柱截面宽度相协调。

6 高层建筑设计中, 支撑斜杆的内力应考虑隐式框架柱在竖向荷载作用下产生轴向压缩变形所带来的影响, 对人字形和 V 形支撑斜杆, 尚应考虑支撑跨梁传来的楼面竖向荷载对其内力的影响。

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

8 中心支撑斜杆的受压稳定性应按下式计算:

$$\frac{N}{\varphi A_{br}} \leq \eta_{br} f / \gamma_{RE} \quad (7.1.3-1)$$

$$\eta_{br} = \frac{1}{1 + 0.35\lambda_{br}} \quad (7.1.3-2)$$

式中: η_{br} —受循环荷载时的强度降低系数(非抗震设计时 $\eta_{br} = 1$);

A_{br} —支撑斜杆的毛截面面积 (mm^2);

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

9 减小斜支撑绕弱轴计算长度的二级支撑, 可不参与结构整体分析。二级支撑的布置方式, 宜与内隔墙的安装方式协调。

7.1.4 可以采用钢筋混凝土圈梁以减小支撑面内的计算长度。圈梁可参照图 7.1.4 的方式设置。圈梁高度不小于 120mm, 内配不小于 4 根直径 8mm 的钢筋, 混凝土强度等级不低于 C30。

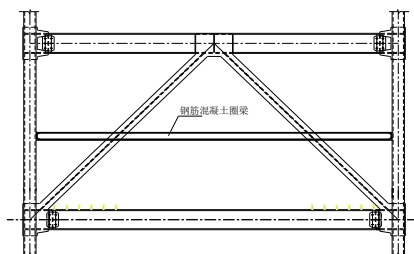


图 7.1.4 钢筋混凝土圈梁用于减小支撑计算长度

7.1.5 中心支撑的节点设计应符合下列要求：

- 1 支撑的重心线应通过梁与柱轴线的交点，否则应考虑节点偏心产生的附加弯矩的影响；
- 2 对抗震设防的高层结构，中心支撑宜采用热轧 H 型钢或焊接工字形截面；8、9 度采用焊接工字形截面时，其翼缘与腹板的焊接宜采用全熔透连续焊缝；
- 3 支撑斜杆与梁柱节点的连接可采用刚接（焊接或栓接），也可采用纯铰接的构造型式。根据节点板的传力方式，在柱、梁内的相应位置应设置贴板、插板或加劲肋等(图 7.1.5)；
- 4 抗震设计时，支撑节点连接的极限承载力应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 8.2.8 条的要求。节点的计算和构造应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定执行。

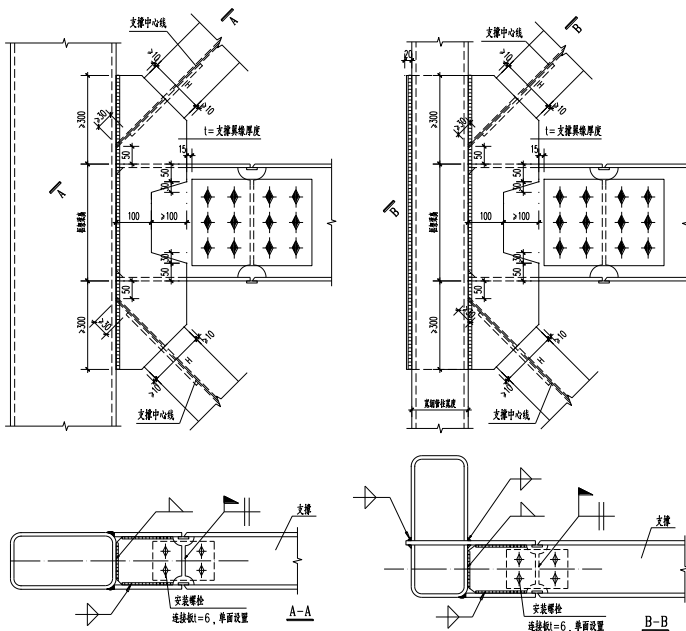


图 7.1.5 支撑与梁柱的贴板和插板连接节点

7.1.6 偏心支撑的设计可按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定执行。

7.2 钢板剪力墙

7.2.1 隐式钢管混凝土结构采用纯钢板剪力墙作为抗侧力构件时，可采用无加劲钢板剪力墙或加劲钢板剪力墙。

7.2.2 宜采取减少重力荷载传递至剪力墙的后固定措施。竖向加劲肋宜双面或交替双面设置，水平加劲肋宜双面设置。当考虑加劲肋参与受力或对钢板墙起支撑作用时，加劲肋在本层范围内应连续。

【条文说明】：钢板墙与两侧立柱采用螺栓固定，先不焊接，钢板墙上侧采用高强螺栓后固定连接，可以减小重力荷载传递到钢板墙。钢板墙下边因为要穿钢筋和浇筑混凝土，可先焊接固定。

7.2.3 钢板剪力墙的内力分析模型应符合下列规定：

1 不承担竖向荷载的钢板剪力墙，可采用剪切膜单元参与结构的整体内力分析，也可按抗侧刚度等代为交叉支撑建模分析。

2 参与承担竖向荷载的钢板剪力墙，采用各向同性的平面应力单元参与结构整体的内力分析；也可以采用正交异性板单元进行分析。内力分析模型中，竖向加劲肋可均摊计入竖向轴压刚度。

7.2.4 非加劲钢板剪力墙的设计应符合下列规定：

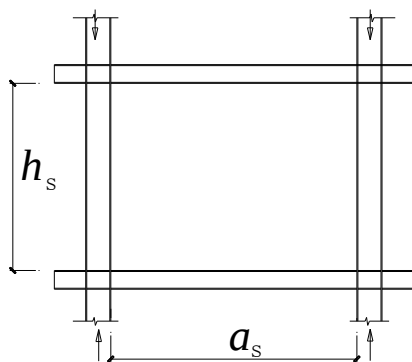


图 7.2.4 未加劲钢板抗剪墙

1 不承受竖向荷载的非加劲钢板剪力墙，不利用其屈曲后抗剪强度时，应按下列公式计算其抗剪稳定性：

$$\tau \leq \varphi_{0,\tau} f_v \quad (7.2.4-1)$$

$$\varphi_{0,\tau} = \frac{1}{\sqrt[3]{1-0.8^6 + \lambda_{0,\tau}^6}} \leq 1 \quad (7.2.4-2)$$

$$\lambda_{0,\tau} = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3}\tau_{0,e}}} \quad (7.2.4-3)$$

$$\tau_{0,e} = \frac{k_{0,\tau} \pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \frac{t^2}{a_s^2} \quad (7.2.4-4)$$

$$\frac{h_s}{a_s} \geq 1: k_{0,\tau} = \chi_\tau \left[5.34 + \frac{4}{(h_s / a_s)^2} \right] \quad (7.2.4-5)$$

$$\frac{h_s}{a_s} \leq 1: k_{0,\tau} = \chi_\tau \left[4 + \frac{5.34}{(h_s / a_s)^2} \right] \quad (7.2.4-6)$$

式中： f_v ——钢材的抗剪强度设计值；

$\varphi_{0,\tau}$ ——剪切屈曲的稳定系数；

$\lambda_{0,\tau}$ ——剪切屈曲的正规化长细比；

χ_τ ——剪切屈曲的嵌固系数，取 1.23；

h_s, a_s, t ——分别为钢板剪力墙的高度、宽度和厚度(mm)。

2 不承受竖向荷载的非加劲钢板剪力墙，允许利用其屈曲后强度，但在荷载标准值组合作用下，其剪应力应满足(7.2.4-1)的要求，设计荷载下应满足下式要求：

$$\tau \leq \varphi_{\tau,p} f_v \quad (7.2.4-7)$$

$$\varphi_{\tau,p} = \frac{1}{\sqrt[3]{1-0.8^{3.6} + \lambda_{0,\tau}^{3.6}}} \leq 1.0 \quad (7.2.4-8)$$

式中： $\varphi_{\tau,p}$ ——考虑屈曲后强度的剪切强度折减系数。

3 按照考虑屈曲后强度的设计，其顶部横梁的强度计算中应该考虑水平压力，其值按式(7.2.4-9)计算：

$$N_\tau = (\varphi_{\tau,p} - \varphi_{0,\tau}) a_s t f_v \quad (7.2.4-9)$$

式中 N_τ ——拉力场在钢梁内产生的压力。

顶部横梁尚应考虑拉力场的均布竖向分力产生的弯矩，与竖向荷载产生的弯矩叠加。
拉力场的均布竖向分力按下式计算：

$$q_{v,b} = (\varphi_{\tau,p1} - \varphi_{0,\tau1})t_b f_v - (\varphi_{\tau,p2} - \varphi_{0,\tau2})t_u f_v \quad (7.2.4-10)$$

式中 t_b ——下层钢板墙厚度；

t_u ——上层钢板墙厚度；

$\varphi_{\tau,p1}, \varphi_{\tau,p2}$ ——分别是下层和上层钢板墙剪切屈曲后强度的剪切强度折减系数；

$\varphi_{0,\tau1}, \varphi_{0,\tau2}$ ——分别是下层和上层钢板墙的剪切屈曲稳定系数；

$q_{v,b}$ ——上下层钢板墙之间的钢梁承担的钢板墙拉力场的竖向分量。

【条文说明】：如果这个分量导致钢梁加大，可以在靠近钢梁处布置双侧水平加劲肋，与工字钢梁一起构成王字型截面的钢梁。

4 剪力墙的边框柱，尚应考虑拉力场的水平均布分力产生的弯矩，与其余内力叠加，水平均布分力按下式计算：

$$q_{h,c} = (\varphi_{\tau,p} - \varphi_{0,\tau})t f_v \quad (7.2.4-11)$$

式中 $q_{h,c}$ ——作用于边框柱的钢板墙拉力场的水平分量。

【条文说明】：如果这个分量导致边框柱加大，可以在靠近边框柱处布置双面竖向加劲肋，与边框柱一起构成水平刚度更大的柱子，共同抵抗水平分量。

5 利用钢板剪力墙屈曲后强度的设计，可设置少量竖向加劲肋，使钢板墙形成接近方形的区格。竖向加劲肋的竖向强度、刚度应分别满足下列公式的要求：

$$N_{st} = (\varphi_{\tau,p} - \varphi_{0,\tau})a_x t f_v \quad (7.2.4-12)$$

$$\gamma_y = \frac{EI_{sy}}{Da_x} \geq 60 \quad (7.2.4-13)$$

$$D = \frac{Et_p^3}{12(1-\mu^2)} \quad (7.2.4-14)$$

式中： a_x ——竖向加劲肋之间的水平距离(mm)，在闭口截面加劲肋的情况下是区格净宽。

6 按照不承受竖向重力荷载进行内力分析的钢板剪力墙，不考虑实际存在的竖向应力对抗剪承载力的影响，但其竖向应力应满足下列公式的要求：

$$\sigma_{\text{Gravity}} \leq 0.5\varphi_{0,\sigma} f \quad (7.2.4-15)$$

$$\varphi_{0,\sigma} = \frac{1}{(1 + \lambda_{0,\sigma}^{2.4})^{0.833}} \quad (7.2.4-16)$$

$$\lambda_{0,\sigma} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{0,e}}} \quad (7.2.4-17)$$

$$\sigma_{0,e} = \frac{k_{0,\sigma} \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \cdot \frac{t^2}{a_s^2} \quad (7.2.4-18)$$

$$\frac{h_s}{a_s} \leq 1: k_{0,\sigma} = \chi_\sigma \left(\frac{a_s}{h_s} + \frac{h_s}{a_s} \right)^2 \quad (7.2.4-19)$$

$$\frac{h_s}{a_s} > 1: k_{0,\sigma} = 4\chi_\sigma \quad (7.2.4-20)$$

式中： χ_σ —嵌固系数，取 1.6。

钢板剪力墙分担的重力荷载对应的应力按下式计算：

$$\sigma_G = \frac{\sum N_i}{\sum A_i + A_s} \quad (7.2.4-21)$$

式中： $\sum N_i, \sum A_i$ ——分别是重力荷载在剪力墙边框柱中产生的轴力(N)和边框柱截面面积(mm²)的和，当边框柱是钢管混凝土时，混凝土应换算成钢截面面积；

A_s ——剪力墙的截面面积。

7 钢板剪力墙的承受弯矩的作用，弯曲应力应满足下列公式要求：

$$\sigma_b \leq \varphi_{0,b} f \quad (7.2.4-22)$$

$$\varphi_{0,b} = \frac{1}{\sqrt[3]{1 - 0.8^6 + \lambda_{0,b}^6}} \leq 1 \quad (7.2.4-23)$$

$$\lambda_{0,b} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{b0,e}}} \quad (7.2.4-24)$$

$$\sigma_{b0,e} = \frac{k_{0,b} \pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \frac{t^2}{a_s^2} \quad (7.2.4-25)$$

$$\frac{h_s}{a_s} \geq 0.67: k_{0,b} = 23.9 \chi_b \quad (7.2.4-26)$$

$$\frac{h_s}{a_s} < 0.67: k_{0,b} = \chi_b \left(11 \frac{h_s^2}{a_s^2} + 14 + 2.2 \frac{a_s^2}{h_s^2} \right) \quad (7.2.4-27)$$

式中: χ_b —弯曲屈曲嵌固系数, 可取 1.3-1.6。

8 承受竖向荷载的钢板剪力墙或区格, 应力应满足下式要求:

$$\left(\frac{\tau}{\phi_{0,\tau} f_v} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{\phi_{0,b} f} \right)^2 + \frac{\sigma}{\phi_{0,\sigma} f} \leq 1 \quad (7.2.4-28)$$

9 未加劲的钢板剪力墙, 当有洞口时应符合下列规定:

(1) 洞口边缘应设置边缘构件, 其平面外刚度应满足下式要求:

$$\gamma_y = \frac{EI_{sy}}{D \cdot \min(a_{sp}, h_s)} \geq 150 \quad (7.2.4-29)$$

(2) 钢板剪力墙的抗剪承载力, 按照洞口高度处的水平剩余截面计算;

(3) 当钢板剪力墙考虑屈曲后强度时, 竖向边缘构件宜采用工字形截面或双加劲肋, 尚应按压弯构件验算边缘构件的平面内和平面外稳定。其压力等于剪力扣除屈曲承载力; 弯矩等于拉力场水平分力按均布荷载作用在两端固定的洞口边缘加劲肋上的模型计算。

【条文说明】: 1 非加劲钢板墙的设计方法有两类: 一是充分利用拉力场的方法, 此时钢板墙实际上是密排的斜拉板条支撑, 墙板水平抗剪承载力是钢板的剪切屈服强度的 0.7 倍左右, 非常高。但是对周边构件也提出了要求, 例如钢板墙与钢管边长的中间连接, 如图 C7.2.4, 斜拉力场会促使钢管壁板弯曲, 影响轴压荷载下的局部稳定和竖向承载力, 壁板变形释放了拉力场, 抗剪承载力得不到发挥, 因此要求钢管内由 T 形加劲肋对斜拉力场提供锚固作用。考虑到本规程主要面对住宅类采用钢结构, 构件截面小, 无法焊接 T 形肋, 因此本规程没有采用这种充分发挥拉力场抗剪的方法。采用的是类似薄腹板钢梁的方法, 有限度利

用屈曲后强度，对边缘构件有所要求，但是不是太大的要求。

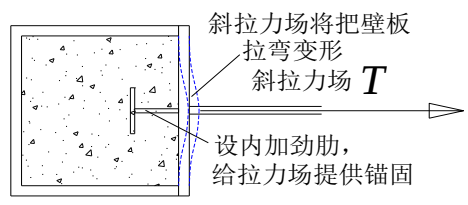


图 C7.2.4 拉力场太大，拉弯了壁板

2 减小重力荷载传递至钢板墙的方法是采用后固定，通常在上部 15 层—20 层的混凝土楼板已经浇筑完毕后固定，这样能够减小重力荷载，也不影响最终的施工进度。采取后固定措施后的重力应力的估算公式是：

$$\sigma_{\text{Gravity}} = \frac{j(N_{\text{Dead},2} + N_{\text{Live}}) + (j - 20)N_{\text{Dead}1}}{\sum A_k + A_s}$$

式中假设采用后固定后，楼层分摊面积范围内的第一部分恒载(楼板自重和结构自重 N_{D1} ，装修部分的恒载计入第二部分恒载 N_{D2})传递给钢板墙的折减系数。假设后固定的楼层数是 20 层， j 是所计算的楼层到最顶部的楼层的总层数，采用设计值计算。

3 (7.2.4-28)式剪应力项的分母也可以采用屈曲后强度，条件是两侧立柱不会产生图 C7.2.4 所示的变形。其他两项采用屈曲强度，从承载力方面是偏安全的，因为后两项的分母采用屈曲后强度，公式仍然是成立的。采用屈曲强度凸显未加劲钢板墙少承担竖向正应力的要求。

7.2.5 仅设置竖向加劲肋的钢板剪力墙的设计应符合下列规定：

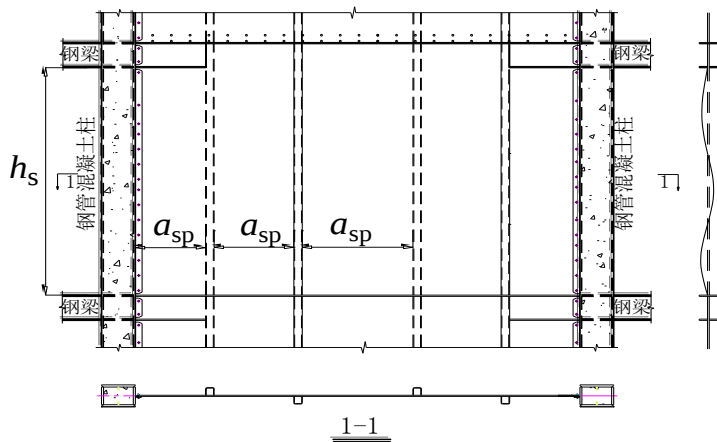


图 7.2.5-1 仅设置竖向加劲肋的钢板墙

1 按本条设计的加劲钢板墙，不利用其剪切屈曲后强度；宜在构造上使加劲肋上下层连续。钢板墙跨楼层部位可仅设水平加劲肋支承楼板。当相邻跨钢梁塑性弯矩大于柱子的塑性弯矩时，宜在钢梁下翼缘对应位置设长度不小于梁高的水平加劲肋（图 7.2.5-1），尺寸同相邻跨钢梁下翼缘。竖向加劲钢板剪力墙承受的轴压比，不应大于加劲钢板墙竖向承载力的 0.7 倍。

2 仅设置竖向加劲肋的钢板剪力墙，抗剪强度按照如下规定计算：

1) 加劲肋的门槛刚度为：

$$I_{sy,\tau th} = \frac{\psi_{y\tau}}{\pi^2 E} (\varphi_{sp,\tau} - \varphi_{0,\tau}) a_{sp} t_p h_s^2 f_v \quad (7.2.5-1)$$

$$\varphi_{sp,\tau} = \frac{1}{\sqrt[3]{1 - 0.8^6 + \lambda_{sp,\tau}^6}} \quad (7.2.5-2)$$

$$\lambda_{sp,\tau} = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3}\tau_{sp,e}}} \quad (7.2.5-3)$$

$$\tau_{sp,e} = k_{\tau,sp} \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \frac{t^2}{a_{sp}^2} \quad (7.2.5-4)$$

其中 $k_{\tau,sp}$ 是小区格板块剪切屈曲系数，按照四边简支计算时：

$$\alpha_{sp} \leq 1: k_{\tau,sp} = (5.34 + 4\alpha_{sp}^2) \quad (7.2.5-5)$$

$$\alpha_{sp} > 1: k_{\tau,sp} = (4 + 5.34\alpha_{sp}^2) \quad (7.2.5-6)$$

开口截面加劲肋：

$$\psi_{y\tau} = 1 + 4.5e^{-6(\alpha_{sp} - 0.3)^2} \quad (7.2.5-7)$$

闭口截面加劲肋：

$$\psi_{y\tau} = \frac{1}{\alpha_{sp}^{1.7}} \left[0.085 + 0.915 \tanh(3(\alpha_{sp} - 0.2)^{1.3}) \right] \quad (7.2.5-8)$$

式中 I_{sy} ——竖向加劲肋的惯性矩；

$$\alpha_{sp} = \frac{a_{sp}}{h_s}$$

$\varphi_{0,\tau}$ —按照式(7.2.4-2)计算;

a_{sp} —加劲区格的水平宽度;

- 1) 当 $I'_{sy} \geq I_{sy,\tau th}$ 时 钢板墙的剪应力满足

$$\tau \leq \varphi_{sp,\tau} f_v \quad (7.2.5-9)$$

- 2) 当 $I'_{sy} < I_{sy,\tau th}$ 时

$$\tau \leq \left[\varphi_{0,\tau} + (\varphi_{sp,\tau} - \varphi_{0,\tau}) \left(\frac{I'_{sy}}{I_{sy,\tau th}} \right)^{0.6} \right] f_v \quad (7.2.5.10)$$

式中 I'_{sy} —扣除加劲肋上承受的轴压力的影响后的竖向加劲肋的有效惯性矩, 见本条第 5 款;

3 仅设置竖向加劲肋的钢板剪力墙, 竖向受压承载力计算

- 1) 加劲肋与钢板墙区格的有效宽度部分作为整体进行压杆承载力计算, 稳定系数按表 7.2.5 取《钢结构设计规范》GB50017 的压杆稳定系数曲线;

表 7.2.5 加劲肋受压柱子曲线

	闭口加劲肋	开口加劲肋
单侧加劲肋	曲线 c	曲线 d
双侧加劲肋	曲线 b	曲线 c

【条文说明】: 单侧加劲肋柱子曲线较低, 是考虑单侧加劲肋带来的压力偏心, 相当于偏心加大了, 稳定系数减小。

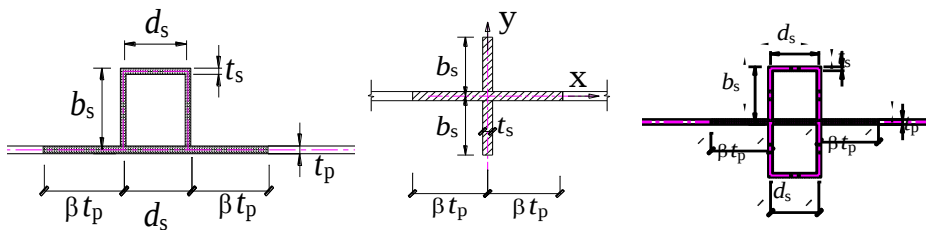


图 7.2.5-2 加劲肋—墙板有效截面的组合压杆截面

- 2) 钢板墙区格参与加劲肋工作的单侧有效宽度

$$\beta = \frac{1}{2(0.327 + \lambda_{sp,\sigma})} \leq 0.5 \quad (7.2.5-11)$$

$$\lambda_{\text{sp},\sigma} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{\text{sp},e}}} \quad (7.2.5-12)$$

$$\sigma_{\text{sp},e} = \frac{k_{\sigma,\text{sp}} \pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{a_{\text{sp}}} \right)^2 \quad (7.2.5-13)$$

$$k_{\sigma,\text{sp}} = 4 \left[1 + \frac{0.203\eta_{\text{st}}^{1.05} + 0.728\eta_{\text{st}}^{2.1}}{(1.16 + \eta_{\text{st}}^{1.05})^2} \right] \quad (7.2.5-14)$$

$$\eta_{\text{st}} = \frac{GJ_s}{Da_{\text{sp}}} \quad (7.2.5-15)$$

3) 按照组合压杆的承载力计算加劲钢板墙的平均抗压稳定系数

$$\chi_{\text{st}} = \frac{(2\beta a_{\text{sp}} t_p + A_s) \sigma_{\text{cs}}}{(a_{\text{sp}} t_p + A_s) f} \quad (7.2.5-16)$$

式中 σ_{cs} —按加劲肋—钢板墙有效宽度组合压杆计算的承载力除以组合截面面积得到的应力；

A_s —单根加劲肋的面积；

4) 加劲板的弹性屈曲应力是

$$\sigma_{\text{g,cr}} = \sigma_{0,e} + (\sigma_{\text{sp},e} - \sigma_{0,e}) \frac{I_{\text{sy}}}{I_{\text{sy,oth}}} \quad (7.2.5-17)$$

式中 $I_{\text{y,oth}}$ 是刚度参数门槛值

$$I_{\text{sy,oth}} = \frac{\psi_{\text{oy}}}{12(1-\mu^2)} \left[\left(1 + \frac{n_v A_s}{a_s t_p} \right) k_{\sigma,\text{sp}} - \frac{k_{\sigma 0}}{(1+n_v)^2} \right] \frac{h_s^2}{a_{\text{sp}}} t_p^3 \quad (7.2.5-18)$$

$$\psi_{\text{oy}} = 1.34 + 0.30 \tanh(2.89\alpha_{\text{sp}} - 1.73) \quad (7.2.5-19)$$

n_v 是加劲肋的道数

5) 按照正交异性板件计算屈曲后的强度

$$\rho_g = \frac{1}{0.327 + \lambda_{\text{g},\sigma}} \leq 1.0 \quad (7.2.5-20)$$

$$\lambda_{\text{g},\sigma} = \sqrt{\frac{(2\beta a_{\text{sp}} t_p + A_s) f_y}{(a_{\text{sp}} t_p + A_s) \sigma_{\text{g,cr}}}} \quad (7.2.5-21)$$

计算加劲板件的承载力

$$\varphi_{\text{stp}} = (\rho_g - \chi_{\text{st}}) \xi^{1/3} + \chi_{\text{st}} \quad (7.2.5-22)$$

φ_{stp} —加劲钢板墙受压稳定系数;

$$\xi = \frac{\sigma_{\text{g,cr}}}{\sigma_{\text{cr,c}}} - 1, \quad 0 \leq \xi \leq 1 \quad (7.2.5-23)$$

$\sigma_{\text{cr,c}}$ —加劲肋组合压杆（加劲肋+两侧一半的区格宽度组成的压杆）的弹性屈曲临界应力；按照毛截面计算；

6) 内力分析模型输出的钢板墙竖向平均应力 σ 应满足：

$$\sigma \leq \varphi_{\text{stp}} f \quad (7.2.5-24)$$

【条文说明】：考虑竖向加劲肋承担竖向力，则竖向加劲肋没有门槛刚度：只要不停地施加竖向压力，总会使加劲肋和钢板墙发生整体弹塑性屈曲。所以关键是验算受压钢板墙的弹塑性承载力。

加劲钢板墙的整体墙面可能是窄的，也可能是宽的。宽矮的加劲钢板墙的受压屈曲类似压杆屈曲，而窄的加劲钢板墙有可观的屈曲后强度，有可能是板件对竖向加劲肋起支承作用。加劲钢板墙的性能介于两者之间，其承载力要压杆的承载力和板件屈曲后承载力之间进行插值。

加劲肋进入弹塑性屈曲，钢板墙小区格可能已经进入屈曲后阶段，问题变得复杂起来，因为需要知道小区格板的有效宽度，而小区格板有效宽度范围内的应力必然是与加劲肋承受的应力一致。

这样，按照压杆计算的加劲钢板剪力墙的平均稳定系数的方法是：

1 建模阶段要输入板厚 t_{model} ；

2 内力分析，得到竖向应力；

3 布置加劲肋，使宽高比 $\alpha_{\text{sp}} = \frac{a_{\text{sp}}}{h_s} \leq 1$ ，取 $\frac{1}{2}, \frac{1}{3}, \frac{1}{4}$ 比较好，竖向加劲肋的数量 n_v 确定；

4 选定板厚 $t_p = 0.7t_{\text{model}}$ 左右，取定墙板厚。

5 加劲肋面积 $A_s = \frac{a_s(t_{\text{model}} - t_p)}{n_v}$ ，加劲肋板厚 t_s 与钢板墙相同或更薄一点； t_s 确定；计

算单侧闭口加劲肋的宽度 $b_s = \frac{A_s}{3t_s}$ 。 b_s 应大于 50，小于 100，超出 100 的应注意墙的总厚

度会过大。第 4,5 步可以循环,按照第 5 步确定的加劲肋小了,可以减小 t_p ,把更多钢材放在加劲肋上。

6 计算加劲肋的截面性质(以单侧闭口加劲肋为例)

$$A_e = (2\beta t_p + d_s)t_p + 2b_s t_s + d_f t_s$$

$$y_0 = \frac{d_s t_s b_s + b_s^2 t_s}{A}$$

$$I_{sy} = (2\beta t_p + d_s)t_p y_0^2 + \frac{2}{3}t_s [y_0^3 + (b_s - y_0)^3] + d_s t_s (b_s - y_0)^2$$

$$i_y = \sqrt{I_{sy} / A_e}$$

$$\lambda = h_s / i_y$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi \sqrt{E / f_y}}$$

计算稳定系数 ρ_g , 计算 χ_c

在双侧对称加劲肋的情况下,有效宽度系数 β 计算公式中的长细比可以采用下式

$$\lambda_{sp,\sigma} = \sqrt{\frac{\sigma_{cs}}{\sigma_{sp,e}}}$$

因为 σ_{cs} 事先不知道,实际上需要迭代计算,如果不想迭代,则偏安全取式(7.2.5-12)计算。

接下去是按照正交异性板件计算整体屈曲的弹性临界应力以及屈曲后强度系数,插值得到加劲板件的屈曲系数 ϕ_{sp}

(7.2.5-17)式中 I_{sy} 可以大于 $I_{sy,oth}$,计算得到的临界应力可以大于小区格屈曲的临界应力。

4 设置 2 道及以上竖向加劲肋的钢板墙,其抗弯和压弯弹塑性承载力计算参照 7.2.5 条第 3 款进行,其中 χ_{st} 仍按照(7.2.5-16)计算;加劲肋不是均布时, χ_{st} 按照相邻区格板块的有效宽度计算取平均值。

$$\rho_g = \frac{1}{0.327 - 0.1\alpha_0 + \lambda_{g,b}} \leq 1 \quad (7.2.5-25)$$

$$\lambda_{g,b} = \sqrt{\frac{(2\beta a_{sp} t_p + A_s) f_y}{(a_{sp} t_p + A_s) \sigma'_{g,cr}}} \quad (7.2.5-26)$$

$$\sigma'_{g,cr} = (1 + 0.4\alpha_0 + 0.4\alpha_0^3) \cdot \sigma_{g,cr} \quad (7.2.5-27)$$

$$\varphi_{stp} = (\rho_g - \psi \chi_{st}) \xi^{1/3} + \psi \chi_{st} \leq 1 \quad (7.2.5-28)$$

$$\psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_{st}} \quad (7.2.5-29)$$

$$\sigma_1 \leq \varphi_{stp} f \quad (7.2.5-30)$$

式中：

σ_1 —钢板墙受力较大边缘的应力；

σ_2 —钢板墙受力较小侧的应力；

σ_{st} —第一道加劲肋处的竖向应力；

$\sigma_{g,cr}$ —按照轴压计算的临界应力；

当仅有一道加劲肋时，按(7.2.5-33)式验算加劲板压弯承载力：

$$\frac{7}{12} \sigma_1 + \frac{5}{12} \sigma_2 \leq \rho_c f \quad (7.2.5-31)$$

5 仅设置竖向加劲肋的钢板剪力墙，在受剪、受压和受弯组合内力作用下，加劲肋惯性矩和面积（含钢板墙的有效面积，见图 7.2.5-2）应满足：

$$I_{sy} \geq \frac{\sigma_{st,e} A_s h_s^2}{\pi^2 E} + (I_{sy})_{th,\tau} \quad (7.2.5-32)$$

$$A_s \geq \frac{\psi_{y\tau} (\varphi_{sp,\tau} - \varphi_{0,\tau}) a_{sp} t_p f_v}{\chi_{st} f - \sigma_{st}} \quad (7.2.5-33)$$

小区格在组合内力作用下的弹塑性稳定承载力按下式计算：

$$\left(\frac{\tau}{\varphi_{sp,\tau} f_v} \right)^2 + \frac{\sigma}{\rho_{sp,\sigma} f} + \left(\frac{\sigma_b}{\rho_{sp,b} f} \right)^2 \leq 1 \quad (7.2.5-34)$$

$$\rho_{sp,\sigma} = \frac{1}{0.327 + \lambda_{\sigma,sp}} \leq 1 \quad (7.2.5-35)$$

$$\lambda_{\sigma,sp} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{sp,e}}} \quad (7.2.5-36)$$

$$\rho_{sp,b} = \frac{1}{0.127 + \lambda_{b,sp}} \leq 1 \quad (7.2.5-37)$$

$$\lambda_{sp,b} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{sp,be}}} \quad (7.2.5-38)$$

$$I'_{sy} = I_{sy} - \frac{\sigma_{st,e} A_s h_s^2}{\pi^2 E} \quad (7.2.5-39)$$

式中： $\varphi_{sp,\tau}$ ——小区格的弹塑性剪切屈曲稳定系数；

$\rho_{sp,\sigma}$ ——小区格钢板墙轴压稳定系数；

$\rho_{sp,b}$ ——小区格钢板墙弯曲屈曲稳定系数；

$\sigma_{sp,e}$ ——小区格轴压屈曲应力；

$\sigma_{sp,be}$ ——小区格弯曲屈曲应力；

σ, σ_b, τ ——小区格轴压，弯曲和剪切应力；

$\sigma_{st,e}$ ——加劲肋有效截面上的应力；

【条文说明】：加劲钢板墙的小区格的验算公式，各项均采用了屈曲后强度，这与整块的未加劲钢板墙不同，这是因为，整体稳定承载力满足后，加劲肋不会屈曲，小区格的屈曲后变形不会大，所以可以利用屈曲后强度。其中 I'_{sy} 称为竖向加劲肋的有效惯性矩，这个有效惯性矩才是用于帮助提供剪切屈曲强度的。

7.2.6 仅设置横向加劲肋的钢板墙的设计应符合下列规定：

1 仅设置横向加劲肋的钢板剪力墙，在竖向轴压和压弯状态下，水平加劲肋的门槛刚度应满足下列公式的要求：

$$I_{sx,sth} = \psi_{x\sigma,p} \frac{2.4}{\pi^4 E a_y} t a_s^4 \rho_{c,sp} f_y \quad (7.2.6-1)$$

$$\rho_{c,sp} = (\rho_{sp} - \varphi_c) \sqrt[3]{\xi_{sp}} + \varphi_c \quad (7.2.6-2)$$

$$\xi_{sp} = \frac{\sigma_{sp,e}}{\sigma_{cr,c}} - 1, \quad 0 \leq \xi_{sp} \leq 1.0, \quad (7.2.6-3)$$

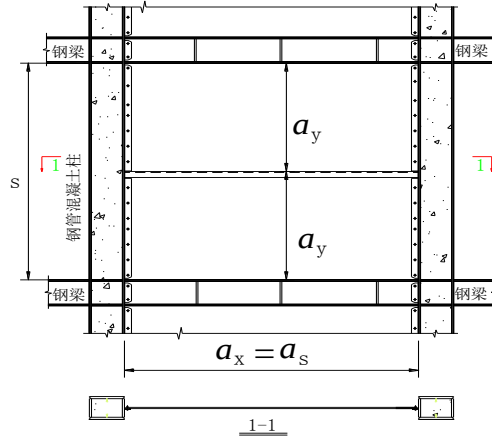


图 7.2.6 仅横向加劲的钢板墙

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\mu^2)a_y^2} \quad (7.2.6-4)$$

$$\sigma_{sp,e} = \chi_{hs} \left(\frac{a_s}{a_y} + \frac{a_y}{a_s} \right)^2 \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \frac{t^2}{a_s^2} \quad (7.2.6-5)$$

$$\chi_{hs} = \frac{(-0.147 + 0.521\alpha_{sp}) + (0.943 - 0.869e^{-0.861\alpha_{sp}})\eta_{st}^{1.07}}{(-0.147 + 0.521\alpha_{sp}) + 0.476\eta_{st}^{1.07}} \quad (7.2.6-6)$$

$$\rho_{sp} = \frac{1}{0.327 + \lambda_{\sigma,sp}} \quad (7.2.6-7)$$

$$\varphi_c = \frac{1}{(1 + \lambda_c^{2.724})^{0.734}} \quad (7.2.6-8)$$

$$\lambda_{\sigma,sp} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{sp,e}}} \quad (7.2.6-9)$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad (7.2.6-10)$$

$$a_y = \frac{h_s}{n_h + 1} \quad (7.2.6-11)$$

开口加劲肋时

$$\psi_{x\sigma,p} = \tanh(0.25\alpha_{sp}^{1.8}) \quad (7.2.6-12)$$

闭口加劲肋时:

$$\psi_{x\sigma,p} = \psi_h \frac{2.1 \tanh(0.25\alpha_{sp}^{1.8})}{1 + 1.86e^{-13.14K_s}} \quad (7.2.6-13)$$

$$K_{sx} = \frac{J_{sx}}{2.6I_{sx}} \quad (7.2.6-14)$$

$$\eta_{sx} = \frac{GJ_{sx}}{Da_s} \quad (7.2.6-15)$$

式中: a_y ——水平加劲肋的间距;

n_h ——水平加劲肋的道数。

α_{sp} ——小区格的宽高比, $\alpha_{sp} = \frac{a_s}{a_y}$, 通常大于 1。

ψ_h ——系数, 一道闭口加劲肋时取 1, 二道及以上时取 0.67。

2 设置横向肋的钢板墙受剪时, 水平加劲肋的门槛刚度应满足下列公式的要求:

$$I_{sx,\tau th} = \psi_{x\tau} (\varphi_{sp,\tau} - \varphi_{0,\tau}) \frac{a_y t a_s^2 f_y}{\sqrt{3}\pi^2 E} \quad (7.2.6-16)$$

$$\psi_{x\tau} = \frac{\frac{0.218}{\alpha_{sp}} + \frac{0.073\alpha_{sp}^{2.771} + 1.976}{\alpha_{sp}^{2.771} + 1.242} K_{sx}^{0.487}}{\left(\frac{0.137}{\alpha_{sp}} + K_{sx}^{0.487} \right) \left(0.144 + \frac{1}{\alpha_{sp}^{3.081}} \right)} \quad (7.2.6-17)$$

$$\varphi_{\tau,sp} = \frac{1}{\sqrt[3]{1 - 0.8^6 + \lambda_{\tau,sp}^6}} \leq 1.0 \quad (7.2.6-18)$$

$$\lambda_{\tau,sp} = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3}\tau_{sp,e}}} \quad (7.2.6-19)$$

$$\tau_{sp,e} = k_{\tau,sp} \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \frac{t^2}{a_s^2} \quad (7.2.6-20)$$

按照四边简支计算时：

$$\alpha_{sp} = \frac{a_s}{a_y} \leq 1: k_{\tau,sp0} = 5.34 + 4\alpha_{sp}^2 \quad (7.2.6-21)$$

$$\alpha_{sp} = \frac{a_s}{a_y} > 1: k_{\tau,sp0} = 4 + 5.34\alpha_{sp}^2 \quad (7.2.6-22)$$

按照三边简支一边固定计算时：

$$\alpha_{sp} = \frac{a_s}{a_y} < 1.0, \quad k_{3s1f} = 7.13 + 4.33\alpha_{sp}^2 - 0.75\alpha_{sp}^3 \quad (7.2.6-23)$$

$$\alpha_{sp} = \frac{a_s}{a_y} > 1.0, \quad k_{3s1f} = 3.97 + 5.5\alpha_{sp}^2 + \frac{1.24}{\alpha_{sp}^3} \quad (7.2.6-24)$$

小区格钢板墙的剪切屈曲系数为：

$$k_{\tau,sp} = \frac{k_{\tau,sp0} + (\xi_h \kappa) k_{\tau,3s1f}}{1 + \xi_v \kappa} \quad (7.2.6-25)$$

$$\xi_h = 0.4 + 0.08\alpha_{sp} + \frac{1.15}{\alpha_{sp}^2}, \quad \kappa = \frac{3J_{sx}}{a_y t^3} \quad (7.2.6-26)$$

式中： J_{sx}, I_{sx} — 分别是水平加劲肋的自由扭转常数和惯性矩。

抗剪稳定验算公式

$$\tau \leq \varphi_{\tau,sp} f_v \quad (7.2.6-27)$$

3 仅设置横向加劲肋的钢板剪力墙，在剪力和压力共同作用下，水平加劲肋的门槛刚度应满足下列公式的要求：

$$I_{sx} \geq \max \left\{ I_{sx,\sigma th}, I_{sx,\tau th}, \frac{7\sigma_1 + 5\sigma_2}{12\rho_{c,cs} f} I_{sx,\sigma th} + \left(\frac{\tau / f_v - \varphi_{0,\tau}}{\varphi_{sp,\tau} - \varphi_{0,\tau}} \right)^{5/3} I_{sx,\tau th} \right\} \quad (7.2.6-28)$$

式中 σ_1, σ_2 — 两侧的竖向应力， $\sigma_1 > \sigma_2$ 。

4 组合内力作用下，小区格钢板墙的弹塑性稳定承载力按下式计算：

$$\frac{\sigma}{\rho_{c,sp} f} + \frac{\sigma_b^2}{(\rho_{b,sp} f)^2} + \frac{\tau^2}{(\varphi_{sp,\tau} f_v)^2} = 1 \quad (7.2.6-29)$$

7.2.7 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙，其设计应符合下列规定：

1 水平加劲肋应能够为被加劲的钢板墙提供刚性的侧向支承；横向加劲肋宜采用开口双侧对称加劲肋。

【条文说明】：指在压力弯矩和剪切力的作用下发生屈曲时，水平肋基本不出现屈曲变形。提出这个要求，一方面为了简化计算条文，二是中间刚性的水平加劲肋有利于保证两个边框柱的性能，例如减小拉力场的不利影响。横向加劲肋采用开口的，是为了竖肋和横肋交汇处焊接方便。

2 加劲钢板墙被划分为一级板块和二级板块，图 7.2.7 所示。

3 竖向加劲肋按 7.2.5 条设计，层高按照 $a_y = \frac{h_s}{n_h + 1}$ 取值；一级板块在竖向轴压、弯矩和剪应力作用下，满足 7.2.5 条的要求。

【条文说明】：承载力计算都在一级板块上完成，本条第 4,5,6 款只需要保证水平加劲肋的刚度。

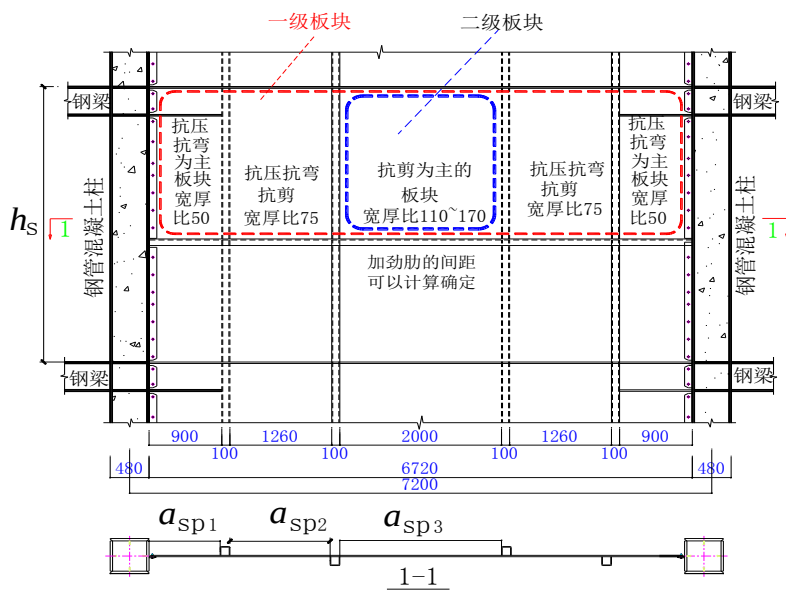


图 7.2.7 同时设置横向和竖向加劲肋的钢板墙

4 水平加劲肋的竖向轴压门槛刚度为

$$I_{s_{xth},\sigma} = \psi_{x\sigma,p} \frac{2.4N_{csu}}{\pi^4 E} \frac{a_s^3}{a_y} \left(1 + \cos \frac{\pi}{n_h + 1} \right) \quad (7.2.7-1)$$

式中 N_{csu} —加劲板一级板块的竖向轴压承载力；

$$N_{\text{csu}} = \rho_{\text{c,sp}} \sum (2\beta_i a_{\text{spi}} t + A_{\text{yi}}) f \quad (7.2.7-2)$$

$$\psi_{\text{x}\sigma,\text{p}} = e^{-0.5 \left[\sqrt{3} (\ln \alpha'_{\text{sp}} - 1.38)^2 + (\ln \lambda'_{\sigma,\text{sp}} + 0.22)^2 \right]} \quad (7.2.7-3)$$

α'_{sp} —竖向加劲钢板墙的修正高宽比：

$$\alpha'_{\text{sp}} = \frac{a_s}{a_y} \sqrt[4]{\frac{D}{D_y}} \quad (7.2.7-4)$$

$\lambda'_{\sigma,\text{sp}}$ —一级板块按照 7.2.5 条计算的竖向轴压屈曲的正规化长细比； $\lambda'_{\sigma,\text{sp}} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{\text{g,cr}}}}$

$$D \text{—钢板墙的抗弯刚度, } D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$$

D_y —单位宽度竖向加劲钢板墙的抗弯刚度，含加劲肋均摊的部分；单侧加劲肋上，考虑钢板墙的有效截面部分与加劲肋形成的截面计算；

β_i —二级板块参与一级板块加劲肋的有效宽度系数，按照 7.2.5 条计算；

a_{spi} —二级板块的宽度；

A_{yi} —竖向加劲肋的面积；

5 剪切屈曲对应的水平加劲肋门槛刚度为：

$$I_{\text{sx},\tau\text{th}} = \psi_{\text{x}\tau} \left(\varphi_{\text{sp},\tau}^{\text{II}} - \varphi_{0,\tau} \right) \frac{a_y t a_s^2}{\pi^2 E} f_v \quad (7.2.7-5)$$

式中： $\varphi_{0,\tau}$ ——未加劲墙板的弹塑性剪切屈曲稳定系数，整个墙板区格 $a_s \times h_s$ ；

$\varphi_{\text{sp},\tau}^{\text{II}}$ ——二级板块 $a_x \times a_y$ 的弹塑性剪切屈曲稳定系数；

$\psi_{\text{x},\tau}$ —修正系数，按照(7.2.6-14)式计算，其中 α_{sp} 采用修正的一级板块的修正宽高比(7.2.7-4)式；

6 同时承受竖向和剪切应力时，水平加劲肋的门槛刚度为：

$$I_{sx} \geq \frac{7\sigma_1 + 5\sigma_2}{12\sigma_u} I_{sx, \sigma th} + \left(\frac{\tau / f_v - \varphi_{0.7}}{\varphi_{sp.7}^{II} - \varphi_{0.7}} \right)^{5/3} I_{sx, 7th} \quad (7.2.7-6)$$

同时要满足：

$$I_{sx} \geq \max(I_{sx, \sigma th}, I_{sx, 7th}) \quad (7.2.7-7)$$

7.2.8 钢板墙开门洞时：

- 1 洞边应布置竖向加劲肋，竖向加劲肋的刚度要求见（7.2.4-29）式；
- 2 门洞两侧按照各自的剪力墙板单独设计，分别满足 7.2.4 条，7.2.5 条或 7.2.6 条；
- 3 钢板墙抗剪承载力应满足式(7.2.8)的要求：

$$Q_{capacity} > \eta_w \frac{c}{h} V_{capacity} \quad (7.2.8)$$

式中：\$Q_{capacity}\$——若门洞开在墙体中部，取门洞一侧的钢板墙抗剪承载力；若门洞开在墙体两端，取剩余部分的钢板剪力墙抗剪承载力；

\$V_{capacity}\$——门洞上方钢梁截面的抗剪承载力；

\$h\$——层高；

\$c\$——若门洞开在墙体中部，取门洞一侧的钢板剪力墙宽度；若门洞开在墙体两端，取剩余部分的钢板剪力墙宽度；

\$\eta_w\$——钢板剪力墙的剪力增大系数，一级取 1.4，二级取 1.3，三级取 1.2。

4 门洞上方钢梁的设计应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 有关消能梁段设计的规定。

【条文说明】：满足(7.2.8)式，塑性机构将首先在门洞上方的钢梁内形成，这部分的设计应参照偏心支撑体系的耗能连梁进行，结构的抗震性能也与 EBF 体系相同。

7.2.9 墙板开洞的构造要：

1 除门洞外，其他的洞口尺寸要求：宽度不宜超过钢板墙宽度的 0.25 倍；高度不宜超过层高的 1/3；

2 孔边应采用贯通式边缘加强板，厚度不宜小于 8，宽度不宜小于 120；边缘加劲肋作为承载面积参与计算时，加劲肋应延伸过孔边不少于 150，不少于单侧宽度的 2.5 倍，延伸长度的焊缝与加劲肋的抗拉强度等强。

- 3 边长大于 800 的孔应在力学模型中反映；
- 4 承载力应按照净截面计算。

7.3 横肋—混凝土板防屈曲钢板墙

7.3.1 防屈曲钢板剪力墙的形式应符合下列要求：

- 1 钢板墙宽不超过 3m 时，可仅设置水平加劲肋，并在各区格处填充混凝土板；
- 2 墙宽大于 3m 时，应在墙宽度方向正中设置 1 道或 2 道竖向加劲肋，同时设置水平加劲肋，并在各区格内填充混凝土板；
- 2 加劲肋应两面对称设置；
- 3 区格内填充的混凝土板与钢板墙之间避免粘结；
- 4 竖向肋下部伸入楼板不小于 50mm。竖向肋离开支承楼板的水平肋距离大于等于 40mm。

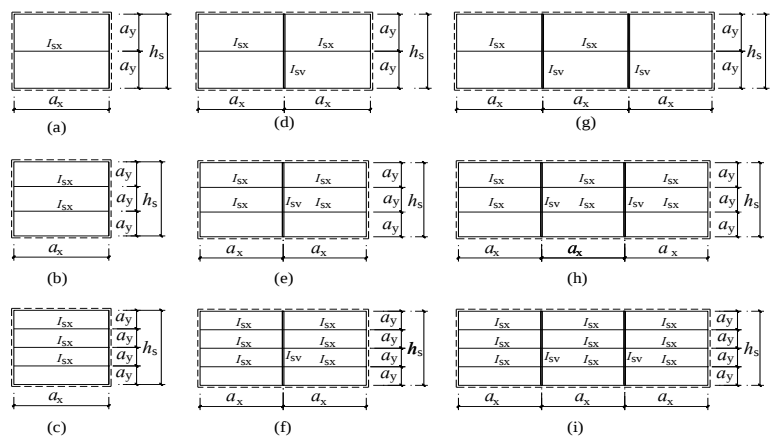


图 7.3.1—1 防屈曲钢板墙的加劲肋布置

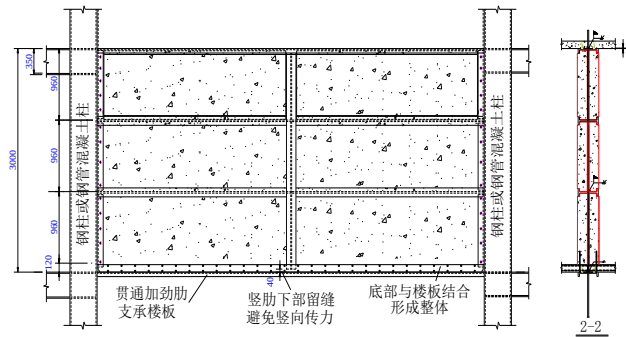


图 7.3.1-2 肋—板防屈曲钢板墙构造

7.3.2 水平加劲肋的平面外抗弯刚度应满足下式要求：

$$I_{sx,sth} = \frac{3 \tanh(0.25 \alpha_{sp}^{1.8})}{\pi^4 E a_y} t a_s^4 f_y \quad (7.3.2)$$

式中： E ——钢材弹性模量(N/mm²)；

f_y ——钢板剪力墙的钢材屈服强度标准值(N/mm²)；

t ——钢板剪力墙的厚度(mm)；

a_y ——上下水平加劲肋的间距(mm)；

a_x ——钢板剪力墙的净宽度，当设置竖向加劲肋时，取区格净宽度 (mm)；

n ——水平加劲肋的数量，

【条文说明】： 1 本条采用平行梁系的理论解放大到 1.5 倍确定对水平肋的加劲刚度要求，当区格较窄时引入板的双向作用折减系数（即式中的双曲正切函数）。

2 式(7.3.2)表明，剪力墙区格宽度 a_x 增加，对水平肋的刚度要求迅速增加，因此，小区格的宽度不能大，因为要控制加劲肋的总宽度小于墙体厚度，试算表明， a_x 在一道时预制混凝土板才需要计算配筋，2,3 道水平加劲肋时，预制板跨度小，构造配筋即可。

3 公式(7.3.2)表明，水平加劲肋间距 a_y 越小，对加劲肋的刚度要求越大，这个看上去有点奇诡，但是支撑问题都是这样的，压杆支撑也是这样，压杆越短，对侧向支撑的要求越高。所以不支持设置太多道水平加劲肋，水平加劲肋的上下间距控制在 1m 以内比较好。住宅层高 3000，（3000-350 梁高-100 楼板）/3=2550/3=850mm， 比较合适。所以住宅标准层可以统一规定 $n=2$ ，三个小区格。

7.3.3 当设置竖向加劲肋时，竖向加劲肋的平面外抗弯刚度应满足下式要求：

$$EI_{sv} = \frac{2 a_x t f_y h_s^2}{\pi^2} \quad (7.3.3)$$

式中： a_x ——设置竖向加劲肋时区格的宽度(mm)。

【条文说明】： 竖向加劲肋要能够完全替代钢板墙的竖向承载力，即

$$\frac{\pi^2 EI_{sv}}{h_s^2} \geq a_x t f_y$$

取安全系数 2，即可以得到(7.3.3)式。

为了控制墙厚，竖向加劲肋应与水平加劲肋同样高度，可以调节翼缘宽度和板件厚度使得惯性矩满足要求。

7.3.4 对于小区格内填充的混凝土板，其一个区格的总配筋量满足式(1.4.1)要求：

$$A_s \geq \frac{3.2a_x}{h_{c0}^2} \left(\frac{2t f_y a_y^2}{\pi^2 E} - \frac{t^3}{500} \right) - \frac{7E_c}{120E} a_x h_{c0} \quad (7.3.4)$$

式中： E_c ——混凝土弹性模量(N/mm²)；

h_0 ——混凝土板有效厚度(mm)；

a_y ——水平加劲肋的竖向间距(mm)；

A_s ——混凝土板外侧的配筋面积(mm²)。

【条文说明】：本条参考防屈曲支撑的规定制定。配筋量与上下水平加劲肋的间距关系最大，计算表明，850mm 时已经是构造配筋。1300mm 时配筋也不大。

7.3.5 水平加劲肋和竖向加劲肋应分别进行抗弯承载力验算，并按式(7.3.5-1)、(7.3.5-2)计算弯矩设计值。

$$M_{sx} = \frac{f_y t a_x^2}{530 \sqrt{1+n}} \quad (7.3.5-1)$$

$$M_{sv} = \frac{t f_y}{350} a_x h_s \quad (7.3.5-2)$$

式中： M_{sx} ——水平加劲肋的弯矩设计值(N·mm)；

M_{sv} ——竖向加劲肋的弯矩设计值(N·mm)。

7.3.6 小区格处填充的混凝土板抗弯承载力应满足下列要求：

$$M \leq M_u \quad (7.3.6-1)$$

$$M = \frac{N_{\text{cm}} N_{\text{cm}} a_y}{500(N_{\text{cm}} - N_{\text{cm}})} \quad (7.3.6-2)$$

$$N_{\text{cm}} = 2a_x t f_y \quad (7.3.6-3)$$

$$N_{\text{cm}} = \frac{\pi^2 a_x}{a_y^2} \left[0.002 E t^3 + \frac{1}{12} h_{c0}^3 (0.22 E_c + 3.75 E \frac{A_s}{a_x h_0}) \right] \quad (7.3.6-4)$$

$$M_u = f_s A_s (h_c - 2a'_s) \quad (7.3.6-5)$$

式中： M ——混凝土板的弯矩设计值($\text{N} \cdot \text{mm}$)；

M_u ——混凝土板的抗弯承载力($\text{N} \cdot \text{mm}$)；

f_s ——钢筋抗拉强度设计值(N/mm^2)；

a'_s ——混凝土板的外侧钢筋合力作用点到板外侧边缘的距离(mm)。

h_c ——混凝土板的厚度

$$h_{c0} = h_c - a'_s$$

【条文说明】：本条参照防屈曲支撑的规定制定。

7.3.7 在剪应力 τ 、压应力 σ_g 和弯曲应力 σ_b 共同作用下，防屈曲钢板剪力墙或区格的承载力应满足下式要求：

$$\sqrt{(\sigma_b + \sigma_g)^2 + 3\tau^2} \leq f \quad (7.3.7)$$

式中： f ——钢板剪力墙的钢材抗拉强度设计值(N/mm^2)；

7.3.8 进行整体结构的弹塑性分析时，对防屈曲钢板剪力墙可采用双线性弹塑性模型，强化阶段剪切刚度取初始刚度的 0.01~0.02。

7.4 钢框架内填混凝土剪力墙板

7.4.1 隐式钢管混凝土柱框架结构可采用内填预制带竖缝混凝土剪力墙板、内填预制整体式混凝土墙板作为抗侧力构件；设计指标和设计方法参考《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 和其他类似规程；

7.4.2 带竖缝混凝土剪力墙板应按承受水平荷载，不承受竖向荷载的原则进行设计。框架梁

柱节点应上下扩大加强。墙板的混凝土强度等级不应低于 C20，也不应高于 C40。

7.4.3 带竖缝混凝土剪力墙板的几何尺寸和构造要求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。

7.4.4 带竖缝混凝土剪力墙采用等效剪切膜单元参与整体结构的内力分析时，等效剪切膜的厚度应按式确定：

$$t' = \frac{3.12h}{E_s l \left[\frac{4.11(h_0 - h_1)}{E_c l_0 t} + \frac{2.79h_1^3}{\sum_{i=1}^{n_l} E_c t l_{i0}^3} + \frac{4.11h_1}{\sum_{i=1}^{n_l} E_c l_{i0} t} + \frac{h^2}{2E_s l_n^2 t_w} \right]} \quad (7.4.4)$$

式中：\$l_0\$—竖缝墙的总宽度 (mm)，\$l_0 = \sum_{i=1}^{n_l} l_{li}\$；

\$E_c\$—混凝土的弹性模量 (N/mm²)；

\$E_s\$—钢材的弹性模量 (N/mm²)；

\$l_{li}\$—第 \$i\$ 个墙肢的宽度 (mm)，包括缝宽；

\$l_{li0}\$—第 \$i\$ 个墙肢的净宽 (mm)，\$l_{li0} = l_{li} - \text{缝宽}\$；

\$h\$—层高 (mm)；

\$h_0\$—每层混凝土剪力墙部分的高度 (mm)；

\$h_1\$—竖缝的高度 (mm)；

\$l\$—钢梁跨度 (mm)；

\$l_n\$—钢梁净跨度 (mm)；

\$t_w\$—钢梁腹板厚度 (mm)；

\$t\$—墙板厚度 (mm)；

7.4.5 带竖缝混凝土剪力墙板的承载力，宜以一个缝间墙及在相应范围内的实体墙作为计算对象。缝间墙两侧的纵向钢筋，应按对称配筋大偏心受压构件计算确定。缝根截面内力计算、缝间墙斜截面受剪承载力和缝间墙弯曲破坏时的最大抗剪承载力计算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。

7.4.6 钢梁梁端截面腹板和上、下加强板共同抵抗梁端剪力。梁端剪力应按式计算：

$$V_{\text{beam}} = \frac{h}{l_n} V + V_{\text{b,FEM}} \quad (7.4.6)$$

式中： V —竖缝墙板承担的总剪力 (kN)；

$V_{\text{b,FEM}}$ —框架梁内力计算输出的剪力 (kN)。

7.4.7 梁柱连接和梁腹板的抗剪强度计算、框架梁腹板稳定性计算、钢梁与墙板间的栓钉数量和梁柱节点下部抗剪加强板截面均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。

7.4.8 进行墙板的弹塑性分析时，墙板骨架曲线可采用三折线模型。墙板的屈服剪力、屈服侧移、最大抗剪承载力和对应的侧移、极限侧移的计算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。

7.4.9 采用预制实心混凝土墙板，混凝土的刚度应折减。当预制墙板全高与边框柱栓钉连接时折减系数取 0.5，仅中点或三分点连接时取 0.4。

8 节点设计

8.1 梁柱连接

8.1.1 梁柱节点应构造简单、传力明确、安全可靠、满足建筑功能要求。节点应具有延性，焊接质量易于保证，并避免出现应力集中和过大约束应力。

8.1.2 钢梁与隐式框架柱的刚性连接，抗弯承载力设计值不应小于钢梁的抗弯承载力设计值，极限抗弯承载力应大于钢梁的塑性抗弯承载力。

8.1.3 钢梁与隐式框架柱的刚性连接，可采用贴板式刚接、顶板式刚接、加强板带式刚接或插板式刚接。

8.1.4 隐式框架柱的截面短边与钢梁的连接采用贴板式刚接的形式时（图 8.1.4），宜设置牛腿，并应符合下列规定：

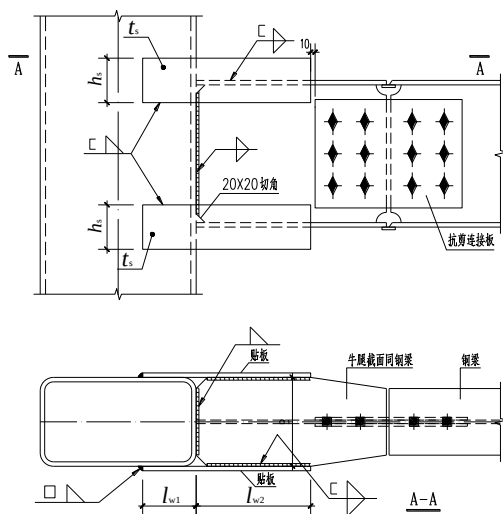


图 8.1.4 贴板式梁柱刚接节点

1 钢梁达到抗弯承载力设计值时贴板的轴力，按式 8.1.4-1 计算；钢梁达到全塑性抗弯承载力时贴板的轴力，按式 8.1.4-2 计算；

$$N_f = \frac{M_e}{h_b - t_f} \quad (8.1.4-1)$$

$$N_{fp} = \eta_j \frac{M_p}{h_b - t_f} \quad (8.1.4-2)$$

式中： N_f —钢梁达到抗弯承载力设计值时，贴板的轴力(N)；

N_{fp} —钢梁达到全塑性抗弯承载力时，贴板的轴力(N)；

M_e —钢梁抗弯承载力设计值；

M_p —钢梁全塑性抗弯承载力；

t_f —钢梁翼缘厚度(mm)；

h_b —钢梁截面高度(mm)；

η_j —连接系数，取 1.4。

2 贴板抗拉承载力设计值和极限承载力、贴板与牛腿翼缘之间角焊缝的承载力设计值和极限承载力、贴板与柱侧壁之间角焊缝的承载力设计值和极限承载力应分别不小于 N_f 和 N_{fp} ；

3 贴板与柱侧壁连接处，柱壁板按拉剪破坏模式计算，拉剪区域计算长度为焊缝长度。拉剪区域的承载力设计值和极限承载力应分别不小于 N_f 和 N_{fp} ；

4 牛腿与柱壁板之间角焊缝的承载力设计值不小于钢梁抗剪承载力设计值，牛腿与柱壁板之间角焊缝的极限承载力不小于梁端抗弯屈服或抗剪屈服时的剪力。

【条文说明】：框架梁与牛腿连接，牛腿通过贴板连接在宽钢管混凝土柱上。贴板与牛腿翼缘侧面通过双面角焊缝连接，贴板与宽钢管侧面通过角焊缝三面围焊连接。牛腿翼缘与框架梁翼缘对接焊缝连接，牛腿腹板与框架梁腹板采用双夹板与摩擦型高强度螺栓连接。

8.1.5 隐式框架柱的截面短边与钢梁的连接采用顶板式刚接的形式时（图 8.1.5），宜设置牛腿，并应符合下列规定：

1 钢梁达到抗弯承载力设计值、钢梁达到全塑性抗弯承载力时顶板的轴力分别按式 8.1.4-1、式 8.1.4-2 计算；

2 顶板抗拉承载力设计值和极限承载力、顶板与柱壁之间焊缝承载力设计值和极限承载力，应分别乘以 0.85 予以折减；

3 顶板与牛腿翼缘之间角焊缝的承载力设计值和极限承载力分别不小于 N_f 和 N_{fp} ；

4 顶板与柱侧壁连接处，柱壁板按受拉破坏模式计算，壁板受拉区高度为焊缝长度，柱壁板抗拉设计强度取 $0.85 f$ 。

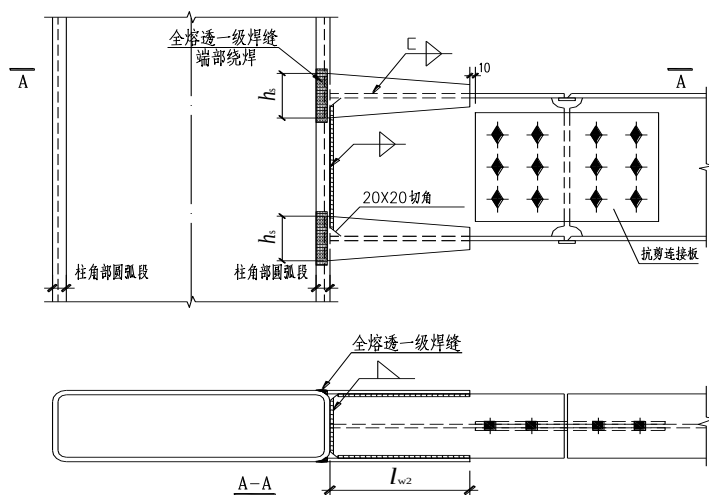


图 8.1.5 顶板式梁柱连接节点

【条文说明】：框架梁与牛腿连接，牛腿通过两侧顶板连接在宽钢管混凝土柱上。顶板与牛腿翼缘侧面通过双面角焊缝连接，顶板与宽钢管侧面对齐，通过对接焊缝与宽钢管的壁板熔透焊接在一起。牛腿翼缘与框架梁翼缘对接焊缝连接，牛腿腹板与框架梁腹板采用双夹板与摩擦型高强度螺栓连接。0.85 系数是考虑了柱内受力的影响。

8.1.6 隐式框架柱的截面短边与钢梁的连接采用加强板带式连接时（图 8.1.6），应符合下列规定：

- 1 加强板带的端板厚度满足强节点弱梁的要求；
- 2 加强板带的侧板抗拉承载力设计值和极限承载力、加强板带的侧板与柱侧壁之间角焊缝的承载力、加强板带的侧板与柱侧壁连接处的柱壁板承载力按第 8.1.4 条进行计算；
- 3 抗震等级为一、二级的框架梁，与隐式框架柱刚接时宜采用能将塑性铰自梁端外移的端部扩大形连接、梁端加盖板或削弱式的骨形连接、翼缘开孔削弱型连接。
- 4 端板与侧板的焊缝是对接焊缝，焊缝质量等级是二级。

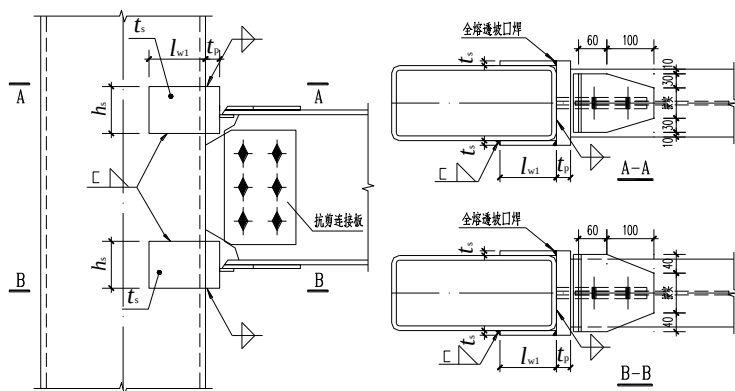


图 8.1.6 加强板带式梁柱连接节点

【条文说明】：在钢梁翼缘与宽钢管混凝土柱短边连接位置处，设置加强板带端板，端板两端对应宽钢管柱两侧边，设置加强板带侧板，端板上下两侧采用角焊缝与宽钢管柱焊接，端板两端与侧板坡口熔透焊接，侧板采用三面围焊的方式与宽钢管柱侧壁板焊接。在钢梁腹板与宽钢管混凝土柱连接位置处，在柱壁板上焊接抗剪连接板。框架梁翼缘采用对接焊缝与加强板带的端板焊接连接，框架梁腹板与抗剪连接板采用摩擦型高强度螺栓连接。

8.1.7 宽钢管混凝土柱的截面长边与钢梁的连接，结构布置应使钢梁与柱边对齐，可采用贴板与插板相结合的方式（图 8.1.7）。贴板抗拉承载力设计值和极限承载力可参照 8.1.4 条计算。

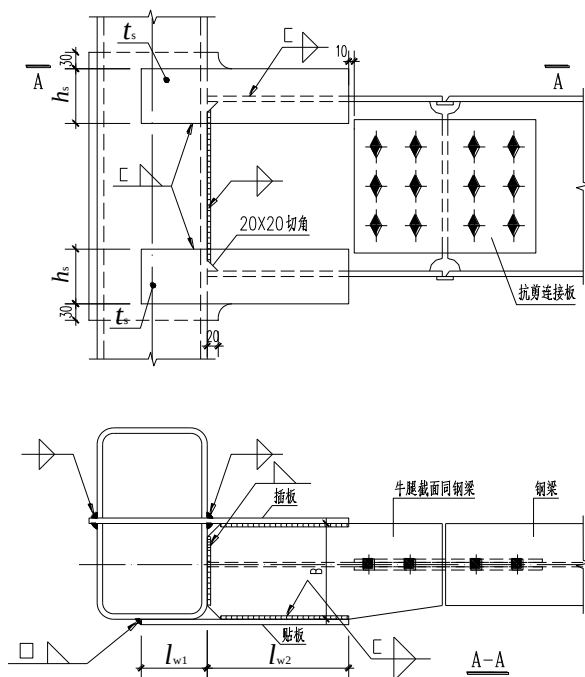


图 8.1.7 宽钢管长边与钢梁的插板式连接节点

【条文说明】：钢梁侧边与宽钢管短边相连的一边，仍采用图 8.1.4 所示的两块贴板。钢梁侧边与宽钢管长边中间连接的位置，采用一块插板贯穿宽钢管，在宽钢管的长边对应位置处预先开槽。插板在钢柱贯穿范围内是一块整板，在伸出与钢梁牛腿翼缘连接的位置，仍分为两块贴板。计算焊缝时假设：(1)前端的焊缝不参加工作；仅后端的焊缝参加工作；(2)忽略混凝土与插板的粘结力；(3)采用双面角焊缝，焊缝厚度取插板的厚度，满焊。

8.1.8 当钢梁与柱为铰接连接时，柱壁板上焊接剪切板与梁腹板采用高强螺栓连接。

8.1.9 宽钢管混凝土柱与钢梁的刚性焊接节点，采用图 8.1.4~图 8.1.7 的构造时，除应验算连接焊缝和高强度螺栓的强度外，尚应按下列规定验算节点域的强度：

1 节点抗剪承载力应符合式 (8.1.9-1) 的要求：

$$\beta_v V \leq V_u^j \quad (8.1.9-1)$$

$$V_u^j = \frac{2 \times 0.9}{\sqrt{3}} \alpha_{s,eff} h_c t_{wc} f_{ywc} + \frac{h_c (B_{c,eff} - 5t_{wc}) f_c}{1 + 4h_b^2 / h_c^2} + \frac{h_c (5t_{wc}) f_c}{1 + 2h_b^2 / h_c^2} + \frac{B_{c,eff} t_{wc}^2 f_{yc}}{h_b} \quad (8.1.9-2)$$

$$\alpha_{s,eff} = \min(1, \quad 1.5 - \frac{b_c}{4h_c}) \quad (8.1.9-3)$$

$$B_{c,eff} = \min(b_c, 3h_c) \quad (8.1.9-4)$$

$$V = \frac{2M_c - V_b h_c}{h_b} \quad (8.1.9-5)$$

式中 V —节点所承受的剪力设计值；

β_v —剪力放大系数，抗震设计时取 1.3，非抗震设计时取 1.0；

V_u^j —节点受剪承载力设计值；

M_c —节点上、下柱弯矩设计值的平均值，弯矩对节点顺时针作用时为正；

V_b —节点左、右梁端剪力设计值的平均值，剪力对节点中心逆时针作用时为正；

t_{wc} —柱钢管壁厚度；

f —钢柱管壁钢材抗拉强度设计值；

b_c, h_c —管内混凝土截面的宽度和高度；

h_b —钢梁截面的高度。

2 节点的抗弯强度应符合式 (8.1.9-6) 的要求：

$$\beta_m M \leq M_u^j = \min(M_{u1}, M_{u2}) \quad (8.1.9-6)$$

贴板提供的抗弯承载力：

$$M_{u1} = 2h_s t_s f_s h_{b1} \quad (8.1.9-7)$$

强轴连接贴板焊缝提供的抗弯承载力：

$$M_{u2} = 2(1.22 \times 0.7h_f h_s + 2a_s \times 0.7h_f) f_f^w h_{b1} \quad (8.1.9-8)$$

插板焊缝提供的抗弯承载力：

$$M_{u2} = 2 \times 2h_s \times 0.7h_f f_f^w h_{b1} \quad (8.1.9-9)$$

式中 M —节点处梁端弯矩设计值；

β_{am} —弯矩放大系数，6 度设防烈度时 1.0，其他设防烈度取 1.2；；

M_u^j —节点的受弯承载力设计值；

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

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

8.1.12 狗骨式节点实施要点

1 尺寸符合如下要求

$$a = (0.5 \sim 0.75)b_f, \quad b = (0.65 \sim 0.85)h_b, \quad c = (0.15 \sim 0.2)b_f \quad (8.1.12)$$

2 内力分析按照等截面进行,重力荷载产生的弯矩进行 8%的重分布,以考虑截面削弱带来的真实的弯矩变化;

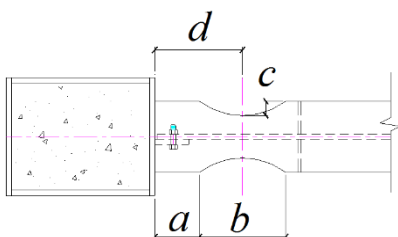


图 8.1.12 RBS 节点构造

- 2 截面验算按照等截面验算,无需对削弱处的截面进行强度验算;
- 3 竖向荷载作用下的跨中挠度增大 8%以后与挠度的限值进行对比;
- 4 纯框架结构,侧移放大 8%后,再与侧移限值进行对比;
- 5 纯框架的框架柱的计算长度系数,乘以 1.04 后对框架柱进行稳定计算;
- 6 对双重抗侧力结构,可以根据分担的剪力比值来进行侧移的放大,可取 5%;
- 7 狗骨式梁柱节点无需采用任何的加强措施,只对焊缝质量等级提一级或二级熔透焊缝的要求。强柱弱梁的验算采用调幅后的梁端弯矩(梁柱形心线交点的弯矩),强节点弱构件的验算采用柱面的梁端弯矩。

8 狗骨段切割要自动或半自动切割,不得进行人工切割操作,切割完毕后磨除毛刺。特别是在柱子这一侧的圆弧起点处不应有尖角。

9 狗骨段完成+50mm 处设置防畸变屈曲加劲肋一道。

8.1.13 翼缘开孔削弱形梁柱节点(图 8.1.13)

1 各尺寸规定如下

$$a = (0.5 \sim 0.75)b_f, \quad b = (0.75 \sim 0.85)h_b, \quad c = (0.15 \sim 0.2)b_f \quad (8.1.13)$$

- 2.孔的数量不少于 3;
- 3.孔直径按离柱表面的距离从小到大排列;

4. 孔径在 $0.15b_f \sim 0.225b_f$ 之间变化为宜；最小孔径不小于 $0.125b_f$ ，最大孔径不大于 $0.25b_f$ ；

5 孔中心间距为 $2.5d_0 \sim 3.5d_0$ ，等间距排列。

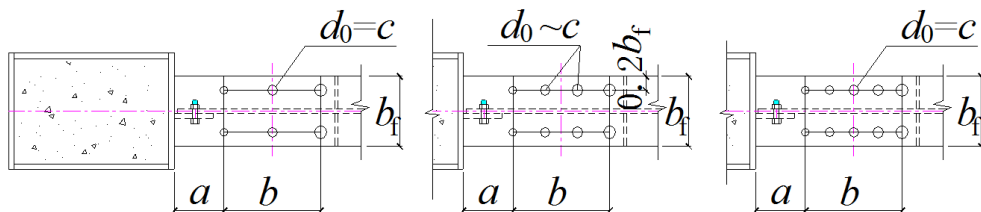


图 8.1.13

8.2 柱子拼接

8.2.1 根据构造和运输要求，隐式框架柱可按多个楼层下料分段制作，分段接头宜设在楼面以上 $1.0 \sim 1.3\text{m}$ 处。

8.2.2 宽钢管的工厂对接拼接可采用下列方式：

对内壁平齐的对接拼接，当两钢管壁厚相差不大于 4mm 时，可按图 8.2.2a 的方式焊接；当两钢管壁厚相差大于 4mm 时，较厚钢管的管壁应按图 8.2.2b 所示加工成斜坡后连接。

对外壁平齐的对接拼接，当两钢管的壁厚相差大于 4mm 时，应采用图 8.2.2c 所示有厚度差的内衬板，或按图 8.2.2d 所示将较厚钢管内壁加工成有一定坡度的过渡段。内衬板的厚度不宜小于 5mm 。

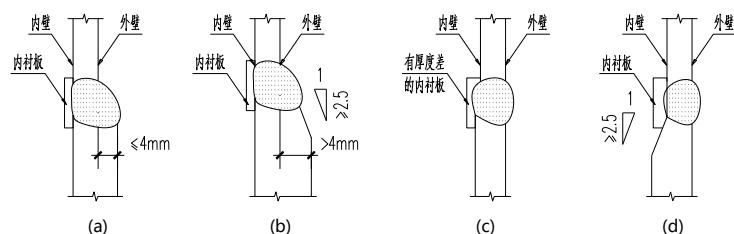


图 8.2.2 不同板厚工厂对接

8.2.3 当上下两个宽钢管混凝土柱的截面宽度或高度明显不同时，可采用下列方式拼接：

1 在连接处，当上节柱外壁与下节柱外壁间的差距 s 不大于 25mm ，可采用贯穿式横隔板拼接方式（图 8.2.3-la）。此时，贯穿式横隔板厚度应满足下列要求：

$$t \geq S - t_1 + t_2, \text{ 且不小于 } 16\text{mm} \quad (8.2.3)$$

式中 t —贯穿式横隔板厚度;

t_1 、 t_2 —下节柱、上节柱的壁厚, 且 $t_1 \geq t_2$ 。

2 当上节柱外壁与下节柱外壁间的差距 s 大于 25mm 但不大于 50mm 时, 可采用上节柱外壁加劲拼接方式(图 8.2.3-lb)。此时, 贯穿式横隔板厚度不宜小于柱下段壁厚加 2mm 。

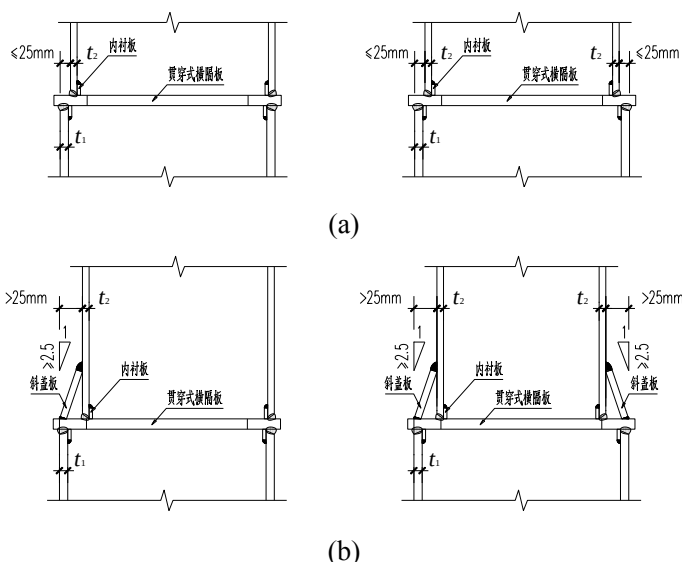


图 8.2.3-1 宽钢管柱的贯穿式横隔板拼接方式

3 截面变高度的位置也可以安排在梁柱节点范围内, 见图 8.2.3-2.

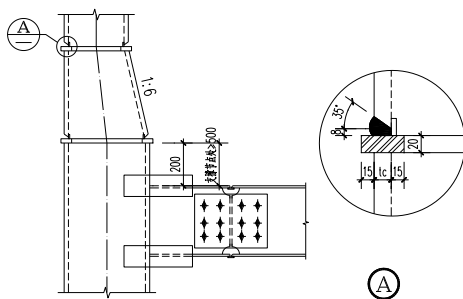


图 8.2.3-2 宽钢管柱的台锥形拼接方式

8.2.4 宽钢管的现场对接拼接可采用下列方式:

宽钢管柱在现场对接拼接时, 宜采用图 8.2.4 所示的连接方式。下节柱的上端应设置开孔隔板或环状隔板, 隔板顶面与柱口平齐或略低。接口应采用坡口全熔透焊接, 管内应

设衬管或衬板。

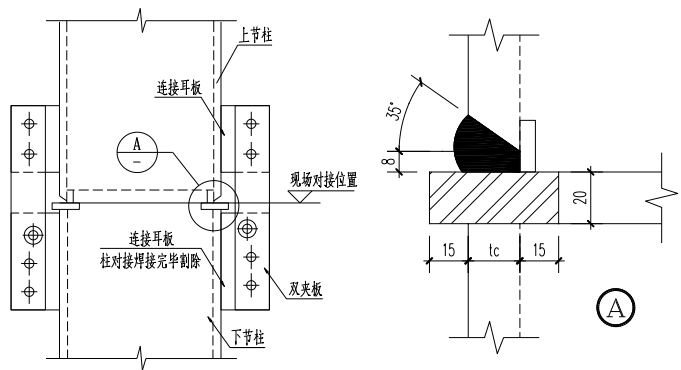


图 8.2.4 柱现场对接焊缝

8.2.5 异形柱的拼接应采取措施使得内部钢板也能够做到等强焊接，如果难以做到，则应采用补强板，补足中断的面积。异形柱的变截面只变肢宽，不变墙厚方向的厚度，变宽度的构造参考矩形截面的进行。

8.3 柱脚

8.3.1 隐式框架用于多高层结构中，框架柱的柱脚可采用埋入式柱脚、插入式柱脚及外包式柱脚，多层结构框架柱也可采用外露式柱脚。单层轻型结构中柱脚可采用插入式柱脚或外露式柱脚。铰接柱脚宜采用外露式柱脚。

8.3.2 外包式、埋入式及插入式柱脚，钢柱与混凝土接触的范围不得涂刷油漆；柱脚安装时，应将钢柱表面的泥土、油污、铁锈和焊渣等用砂轮清刷干净。

8.3.3 当高层建筑设有地下室时，可采用外包混凝土式柱脚。当仅有一层地下室时，柱底板可位于基础顶面；当有多层地下室时，柱至少应向地下室延伸一层，柱底板可位于下层地下室梁的顶面。柱底板采用预埋锚栓连接。地下室中的隐式框架柱可全部或计算确定采用钢筋混凝土外包的高度，在外包部分的柱身上应设置栓钉，保证外包混凝土与柱共同工作。柱脚部位的轴拉力应由预埋锚栓承受，弯矩应由混凝土承压部分和锚栓共同承受。

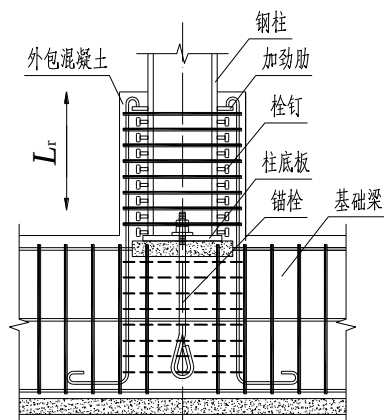


图 8.3.1 外包式柱脚

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

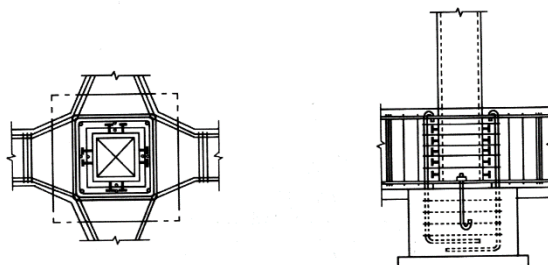


图 8.3.2 埋入式柱脚

8.3.5 外露式柱脚应满足下列构造要求：

- 1 锚栓应有足够的锚固长度，防止柱脚在轴拉力或弯矩作用下将锚栓从基础中拔出。锚栓应采用双重螺帽拧紧或采用其他措施防止松动。
- 2 底板除满足强度要求外，尚应具有足够的面外刚度。
- 3 底板应与基础顶面应密切接触。
- 4 柱底剪力可由底板与混凝土间的摩擦传递，摩擦系数可取 0.4。当基础顶面预埋钢板时，柱底板与预埋钢板间应采取剪力传递措施。当剪力大于摩擦力或柱脚受拉时，宜采用抗剪键传递剪力。

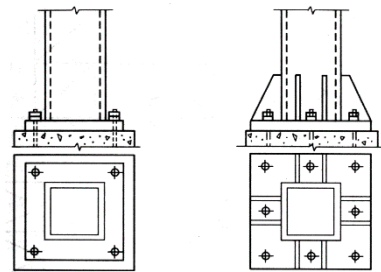


图 8.3.3 外露式柱脚

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

9 钢结构防护

9.1 防火设计

9.1.1 隐式钢管混凝土结构的防火保护措施及其构造应根据工程实际，考虑结构类型、耐火极限要求、工作环境等，按照安全可靠、经济合理的原则确定。

9.1.2 建筑钢构件的设计耐火极限应不低于《建筑设计防火规范》GB 50016 中的有关规定。

9.1.3 当钢构件的耐火时间不能达到规定的设计耐火极限要求时，应进行防火保护设计，建筑钢结构应按现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 的规定进行抗火性能验算。

9.1.4 在钢结构设计文件中，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其防火保护材料的性能要求。

9.1.5 构件采用防火涂料进行防火保护时，其高强度螺栓连接处的涂层厚度不应小于相邻构件的涂料厚度。

9.2 防腐蚀设计

9.2.1 钢结构应遵循安全可靠、经济合理的原则，按下列要求进行防腐蚀设计：

- 1 钢结构防腐蚀设计应根据建筑物的重要性、环境腐蚀条件、施工和维修条件等要求合理确定防腐蚀设计年限；
- 2 防腐蚀设计应考虑节能环保的要求；
- 3 钢结构除必须采取防腐蚀措施外，尚应尽量避免加速腐蚀的不良设计；
- 4 防腐蚀设计中应考虑钢结构全寿命期内的检查、维护和大修。

9.2.2 钢结构防腐蚀设计应综合考虑环境中介质的腐蚀性、环境条件、施工和维修条件等因素，因地制宜，从下列方案中综合选择防腐蚀方案或其组合：

- 1 防腐蚀涂料；
- 2 各种工艺形成的锌、铝等金属保护层；
- 3 阴极保护措施；
- 4 采用耐候钢。

9.2.3 对危及人身安全和维修困难的部位，以及重要的承重结构和构件应加强防护。对

处于严重腐蚀的使用环境且仅靠涂装难以有效保护的主要承重钢结构构件，宜采用耐候钢或外包混凝土。当某些次要构件的设计使用年限与主体结构的设计使用年限不相同，次要构件应便于更换。

9.2.4 结构防腐设计应符合如下规定：

- 1** 当采用型钢组合的杆件时，型钢间的空隙宽度宜满足防护层施工、检查和维修的要求；
- 2** 不同金属材料接触会加速腐蚀时，应在接触部位采用隔离措施；
- 3** 焊条、螺栓、垫圈、节点板等连接构件的耐腐蚀性能，不应低于主材材料。螺栓直径不应小于 12mm。垫圈不应采用弹簧垫圈。螺栓、螺母和垫圈应采用镀锌等方法防护，安装后再采用与主体结构相同的防腐方案；
- 4** 设计使用年限大于或等于 25 年的建筑物，对不易维修的结构应加强防护；
- 5** 避免出现难于检查、清理和涂漆之处，以及能积留湿气和大量灰尘的死角或凹槽。闭口截面构件应沿全长和端部焊接封闭；

6 柱脚在地面以下的部分应采用强度等级较低的混凝土包裹（保护层厚度不应小于 50mm），并应使包裹的混凝土高出室外地面不小于 150mm，室内地面不小于 50mm，混凝土顶面应设置 3mm 钢板与钢柱焊接。当柱脚底面在地面以上时，柱脚底面应高出室外地面不小于 100mm，室内地面不小于 50mm。

9.2.5 钢材表面原始锈蚀等级和钢材除锈等级标准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》GB/T 8923 的规定。

- 1** 表面原始锈蚀等级为 D 级的钢材不应用作结构钢；
- 2** 表面处理的清洁度要求不宜低于《涂覆涂料前钢材表面处理 表面清洁度的目视评定》GB/T 8923 规定的 Sa 2½级，表面粗糙度要求应符合防腐方案的特性；
- 3** 局部难以喷砂处理的部位可采用手工或动力工具，达到《涂覆涂料前钢材表面处理 表面清洁度的目视评定》GB/T 8923 规定的 St3 级，并应具有合适的表面粗糙度，选用合适的防腐产品；
- 4** 喷砂或抛丸用的磨料等表面处理材料应符合防腐产品对表面清洁度和粗糙度的要求，并符合环保要求。

9.2.6 钢结构防腐涂料的配套方案，可根据环境腐蚀条件、防腐设计年限、施工和

维修条件等要求设计。修补和焊缝部位的底漆应能适应表面处理的条件。

9.2.7 在钢结构设计文件中应注明防腐蚀方案，如采用涂（镀）层方案，须注明所要求的钢材除锈等级和所要用的涂料（或镀层）及涂（镀）层厚度，并注明使用单位在使用过程中对钢结构防腐蚀进行定期检查和维修的要求，建议制定防腐蚀维护计划。

10 施工

10.1 一般规定

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

10.1.2 隐式钢管混凝土结构的制作单位应根据已批准的技术设计文件编制施工详图，且经原设计单位批准。当需要修改时，制作单位应向原设计单位申报，经同意并签署文件后方可生效。

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

10.1.4 隐式钢管混凝土结构的制作单位，在必要时应对构造复杂的构件进行工艺试验。

10.1.5 隐式钢管混凝土结构采用的钢材、焊接材料、连接材料和混凝土材料的性能，应符合本标准第 3 章的规定。

10.2 隐式框架柱构件的制作和施工

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

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

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

10.2.4 隐式框架柱构件的焊接（包括施工现场焊接）应严格按照工艺文件规定的焊接方法、工艺参数、施焊顺序进行，并应符合设计文件和现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定。

10.2.5 隐式框架柱构件的除锈和涂装应在制作质量检验合格后进行。构件表面的除锈方法和除锈等级应符合设计规定，其质量要求应符合现行国家标准《涂覆涂料前钢材表面处理 表面清洁度的目视评定》GB/T 8923 的规定

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

10.2.7 隐式框架柱构件制作完毕后应仔细清除钢管内的杂物，并应采取措施保持管内清洁。

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

10.2.9 隐式框架柱构件在运输、吊装以及吊装完毕浇筑混凝土之前，应将其管口包封，防止异物和雨水落入管内。当采用预制隐式框架柱构件时，应待管内混凝土强度达到设计值的 50% 后，方可进行吊装。

10.2.10 隐式框架柱构件吊装就位后应立即进行校正，并采取可靠的固定措施以保证其稳定性。

10.2.11 隐式框架柱构件采用现场焊接拼接时，应对施焊工艺进行控制，尽可能减少焊接残余应力和残余变形。

10.2.12 隐式框架柱构件的安装质量应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 和现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定。

10.3 混凝土施工

10.3.1 隐式框架柱构件管内混凝土浇筑之前，应将管内异物、积水清除干净。管内混凝土浇筑应在钢构件安装完毕并验收合格后进行。

10.3.2 隐式框架柱构件内混凝土的浇筑宜采用导管浇筑法，或高抛法施工；隐式框架柱构件内混凝土浇筑施工前应根据设计要求进行混凝土配合比设计和必要的浇筑工艺试验，并在此基础上制定浇筑工艺和各项技术措施。

10.3.3 当采用导管浇筑法时，应在隐式框架柱构件内插入上端装有混凝土料斗的钢制导管，自下而上边退边完成管内混凝土浇筑。浇筑前，导管下口距离隐式框架柱构件底部的距离不宜小于 300mm。

10.3.4 当采用高抛浇筑法时，管内混凝土的浇筑应从构件顶部向下浇筑。最大倾落高度不宜大于 9m；当倾落高度大于 9m 时，宜采用辅助装置进行浇筑。

10.3.5 隐式框架柱构件中的混凝土宜采用无收缩的自密实混凝土。混凝土的配合比，除应满足强度指标外，尚应注意混凝土坍落度的选择。混凝土配合比应根据混凝土的设计强度等级计算，并通过试验确定。

10.3.6 隐式框架柱构件内的混凝土宜连续浇筑。当必须间歇时，间歇时间不得超过混凝土的终凝时间，需留施工缝时，应将管口封闭，防止水、油和异物等落入。

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

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

附表 A 轴心受压构件的稳定系数

表 A 轴心受压构件的稳定系数 φ

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

本标准用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，

反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，

反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”或“可”，

反面词采用“不宜”；

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