

前 言

根据原建设部《关于印发〈二〇〇四年度工程建设城建、建工行业标准制定、修订计划的通知〉》(建标 [2004] 66 号) 的要求, 规程编制组经广泛调查研究, 认真总结工程实践经验, 参考有关国际标准和国外先进标准, 在广泛征求意见的基础上, 修订了《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-98。

本规程主要技术内容是: 1. 总则; 2. 术语和符号; 3. 结构设计基本规定; 4. 材料; 5. 荷载与作用; 6. 结构计算分析; 7. 钢构件设计; 8. 连接设计; 9. 制作和涂装; 10. 安装; 11. 防火设计。

本规程修订的主要内容是: 1. 修改了适用范围; 2. 修改、补充了结构平面和立面规则性有关规定; 3. 调整了部分结构最大适用高度, 增加了 7 度 ($0.15g$)、8 度 ($0.3g$) 抗震设防区房屋最大适用高度规定; 4. 增加了相邻楼层的侧向刚度比的规定; 5. 增加了抗震等级的规定; 6. 增加了结构抗震性能设计基本方法及抗连续倒塌设计基本要求; 7. 增加和修订了高性能钢材 GJ 钢和低合金高强度结构钢的力学性能指标; 8. 修改、补充了风荷载及地震作用有关内容; 9. 增加了结构刚重比的有关规定; 10. 修改、补充了框架柱计算长度的设计规定和框筒结构柱轴压比的限值; 11. 增加了伸臂桁架和腰桁架的有关规定; 12. 修改了构件连接强度的连接系数; 13. 修改了梁柱刚性连接的计算方法、设计规定和构造要求; 14. 修改了强柱弱梁的计算规定, 增加了圆管柱和十字形截面柱的节点域有效体积的计算公式; 15. 修改了钢柱脚的计算方法和设计规定; 16. 增加了加强型的梁柱连接形式和骨式连接形式; 17. 增加了梁腹板与柱连接板采用焊接的有关内容; 18. 增加了钢板剪力墙、异形柱的制作允许偏差

值的规定；19. 增加了构件预拼装的有关内容。

本规程中以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

本规程由住房和城乡建设部负责管理和对强制性条文的解释，由中国建筑标准设计研究院有限公司负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议，请寄送中国建筑标准设计研究院有限公司（地址：北京市海淀区首体南路9号主语国际2号楼，邮编：100048）。

本 规 程 主 编 单 位：中国建筑标准设计研究院有限公司

本 规 程 参 编 单 位：哈尔滨工业大学

清华大学

浙江大学

同济大学

西安建筑科技大学

苏州科技大学

湖南大学

广州大学

中冶集团建筑研究总院

中国建筑科学研究院

宝钢钢构有限公司

中国新兴建设开发总公司钢结构工程
公司

上海中巍结构设计事务所有限公司

浙江杭萧钢构股份有限公司

江苏沪宁钢机股份有限公司

深圳建升和钢结构建筑安装工程有限
公司

浙江精工钢结构有限公司

舞阳钢铁有限责任公司

本规程主要起草人员：郁银泉 蔡益燕 钱稼茹 童根树

张耀春	李国强	柴 昶	贺明玄
王康强	崔鸿超	舒兴平	苏明周
陈绍蕃	沈祖炎	王 喆	张文元
孙飞飞	张艳明	顾 强	周 云
郭彦林	石永久	鲍广鉴	申 林
何若全	胡天兵	宋文晶	李元齐
杨强跃	郭海山	易方民	常跃峰
王寅大	陈国栋	梁志远	刘中华
刘晓光	高继领		
周绪红	范 重	路克宽	娄 宇
黄世敏	肖从真	徐永基	窦南华
冯 远	戴国欣	方小丹	吴欣之
舒赣平	范懋达	贺贤娟	包联进

本规程主要审查人员：

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	3
3	结构设计基本规定	7
3.1	一般规定	7
3.2	结构体系和选型	8
3.3	建筑形体及结构布置的规则性	9
3.4	地基、基础和地下室	13
3.5	水平位移限值和舒适度要求	13
3.6	构件承载力设计	15
3.7	抗震等级	16
3.8	结构抗震性能化设计	16
3.9	抗连续倒塌设计基本要求	19
4	材料	21
4.1	选材基本规定	21
4.2	材料设计指标	24
5	荷载与作用	28
5.1	竖向荷载和温度作用	28
5.2	风荷载	29
5.3	地震作用	30
5.4	水平地震作用计算	35
5.5	竖向地震作用	39
6	结构计算分析	42
6.1	一般规定	42

6.2	弹性分析	43
6.3	弹塑性分析	45
6.4	荷载组合和地震作用组合的效应	46
7	钢构件设计	50
7.1	梁	50
7.2	轴心受压柱	51
7.3	框架柱	52
7.4	梁柱板件宽厚比	58
7.5	中心支撑框架	59
7.6	偏心支撑框架	62
7.7	伸臂桁架和腰桁架	65
7.8	其他抗侧力构件	66
8	连接设计	68
8.1	一般规定	68
8.2	梁与柱刚性连接的计算	70
8.3	梁与柱连接的形式和构造要求	76
8.4	柱与柱的连接	83
8.5	梁与梁的连接和梁腹板设孔的补强	87
8.6	钢柱脚	90
8.7	中心支撑与框架连接	99
8.8	偏心支撑框架的构造要求	101
9	制作和涂装	105
9.1	一般规定	105
9.2	材料	105
9.3	放样、号料和切割	107
9.4	矫正和边缘加工	108
9.5	组装	109
9.6	焊接	109
9.7	制孔	117
9.8	摩擦面的加工	119

9.9	端部加工	119
9.10	防锈、涂层、编号及发运	120
9.11	构件预拼装	120
9.12	构件验收	121
10	安装	127
10.1	一般规定	127
10.2	定位轴线、标高和地脚螺栓	128
10.3	构件的质量检查	129
10.4	吊装构件的分段	130
10.5	构件的安装及焊接顺序	130
10.6	钢构件的安装	131
10.7	安装的测量校正	132
10.8	安装的焊接工艺	133
10.9	高强度螺栓施工工艺	136
10.10	现场涂装	138
10.11	安装的竣工验收	138
11	抗火设计	140
11.1	一般规定	140
11.2	钢梁与柱的抗火设计	142
11.3	压型钢板组合楼板	143
附录 A	偏心率计算	145
附录 B	钢板剪力墙设计计算	146
附录 C	无粘结内藏钢板支撑墙板的设计	160
附录 D	钢框架-内嵌竖缝混凝土剪力墙板	169
附录 E	屈曲约束支撑的设计	178
附录 F	高强度螺栓连接计算	187
	本规程用词说明	193
	引用标准名录	194

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	3
3	Basic Requirement of Structural Design	7
3.1	General Requirements	7
3.2	Systems of Structures and Selection of Its Types	8
3.3	Configuration and Regularity in Arrangement of Structure	9
3.4	Ground, Foundation and Underground Floors	13
3.5	Drift Limit and Comfort Requirements	13
3.6	Design on Strength of Structural Members	15
3.7	Grades in Seismic Resistance	16
3.8	Performance Design in Seismic Resistance of Structure	16
3.9	Basic Requirements on Design of Resistance to Continuous Collapse	19
4	Materials	21
4.1	General Rules for Selection of Materials	21
4.2	Design Normal Strength of Materials	24
5	Loads and Actions	28
5.1	Vertical Loads and Thermal Action	28
5.2	Wind Load	29
5.3	Seismic Action	30
5.4	Calculation on Horizontal Seismic Action	35

5.5	Other Stipulations Regarding to Seismic Action	39
6	Structural Analysis and Calculation of Effect Induced by Action	42
6.1	General Requirements	42
6.2	Elastic Analysis	43
6.3	Elasto-plastic Analysis	45
6.4	Load Combination Effect and Load-seismic Combination Effect	46
7	Design of Structural Steel Members	50
7.1	Beam	50
7.2	Axially Loaded Column	51
7.3	Framed Column	52
7.4	Width-to-thickness Ratio Limit for Components of Girder and Column	58
7.5	Concentrically Braced Frame	59
7.6	Eccentrically Braced Frame	62
7.7	Outrigger and Belt Truss	65
7.8	Others	66
8	Connection Design	68
8.1	General Requirements	68
8.2	Calculation of Rigid Joint Beam-to-column Connection	70
8.3	Types and Details for Beam-to-column Connection	76
8.4	Splice of Column	83
8.5	Splice of Beams and Strengthening for Members with Holes	87
8.6	Column Base	90
8.7	Brace-to-column Connection for Concentrically Braced Frame	99
8.8	Details for Eccentrically Braced Frame	101

9	Fabrication and Coating	105
9.1	General Requirements	105
9.2	Materials	105
9.3	Layout, Numbering and Cutting	107
9.4	Correction and Edge Processing	108
9.5	Assembling	109
9.6	Welding	109
9.7	Drilling	117
9.8	Processing for Contacted Surface at Joint	119
9.9	Milling	119
9.10	Antirust, Coating and Numbering	120
9.11	Test Assembling of Steel Elements	120
9.12	Acceptance for Members	121
10	Erection	127
10.1	General Requirements	127
10.2	Positioning, Leveling and Anchoring	128
10.3	Check Up on Acceptance of Structural Members	129
10.4	Order of Erection	130
10.5	Order for Welding in Situ	130
10.6	Erection of Steel Members	131
10.7	Measuring and Correction in Erection	132
10.8	Welding Technology in Erection	133
10.9	Technology in Erection of High-tension Bolts	136
10.10	Coating for Structure	138
10.11	Acceptance for Completed Structure	138
11	Fire Resistance	140
11.1	General Requirements	140
11.2	Fire Resistance Design for Beam and Column	142
11.3	Composite Slab on Deck Plate	143
Appendix A	Calculation of Eccentricity Ratio	145

Appendix B	Design and Calculation of Steel Plate Shear Wall	146
Appendix C	Design of Shear Wall with Unbounded Bracing Inside	160
Appendix D	Steel Frame with Inlaid RC Shear Wall in Slits	169
Appendix E	Buckling-restrained Bracing	178
Appendix F	Calculation of High-tension Bolt Connections	187
	Explanation of Wording in This Specification	193
	List of Quoted Standards	194

1 总 则

1.0.1 为了在高层民用建筑中合理应用钢结构，做到技术先进、安全适用、经济合理、确保质量，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于 10 层及 10 层以上或房屋高度大于 28m 的住宅建筑以及房屋高度大于 24m 的其他高层民用建筑钢结构的设计、制作与安装。非抗震设计和抗震设防烈度为 6 度至 9 度抗震设计的高层民用建筑钢结构，其适用的房屋最大高度和结构类型应符合本规程的有关规定。

本规程不适用于建造在危险地段以及发震断裂最小避让距离内的高层民用建筑钢结构。

1.0.3 高层民用建筑钢结构应注重概念设计，综合考虑建筑的使用功能、环境条件、材料供应、制作安装、施工条件因素，优先选用抗震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。在抗震设计时，应保证结构的整体抗震性能，使整体结构具有必要的承载能力、刚度和延性。

1.0.4 抗震设计的高层民用建筑钢结构，当其房屋高度、规则性、结构类型等超过本规程的规定或抗震设防标准等有特殊要求时，可采用结构抗震性能化设计方法进行补充分析和论证。

1.0.5 高层民用建筑钢结构设计、制作与安装除应符合本规程外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 高层民用建筑 tall building

10 层及 10 层以上或房屋高度大于 28m 的住宅建筑以及房屋高度大于 24m 的其他高层民用建筑。

2.1.2 房屋高度 building height

自室外地面至房屋主要屋面的高度，不包括突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。

2.1.3 框架 moment frame

由柱和梁为主要构件组成的具有抗剪和抗弯能力的结构。

2.1.4 中心支撑框架 concentrically braced frame

支撑杆件的工作线交汇于一点或多点，但相交构件的偏心距应小于最小连接构件的宽度，杆件主要承受轴心力。

2.1.5 偏心支撑框架 eccentrically braced frame

支撑框架构件的杆件工作线不交汇于一点，支撑连接点的偏心距大于连接点处最小构件的宽度，可通过消能梁段耗能。

2.1.6 支撑斜杆 diagonal bracing

承受轴力的斜杆，与框架结构协同作用以桁架形式抵抗侧向力。

2.1.7 消能梁段 link

偏心支撑框架中，两根斜杆端部之间或一根斜杆端部与柱间的梁段。

2.1.8 屈曲约束支撑 buckling restrained brace

支撑的屈曲受到套管的约束，能够确保支撑受压屈服前不屈曲的支撑，可作为耗能阻尼器或抗震支撑。

2.1.9 钢板剪力墙 steel plate shear wall

将设置加劲肋或不设加劲肋的钢板作为抗侧力剪力墙，是通过拉力场提供承载能力。

2.1.10 无粘结内藏钢板支撑墙板 shear wall with unbonded bracing inside

以钢板条为支撑，外包混凝土墙板为约束构件的屈曲约束支撑墙板。

2.1.11 带竖缝混凝土剪力墙 slitted reinforced concrete shear wall

将带有一段竖缝的钢筋混凝土墙板作为抗侧力剪力墙，是通过竖缝墙段的抗弯屈服提供承载能力。

2.1.12 延性墙板 shear wall with refined ductility

具有良好延性和抗震性能的墙板。本规程特指：带加劲肋的钢板剪力墙，无粘结内藏钢板支撑墙板、带竖缝混凝土剪力墙。

2.1.13 加强型连接 strengthened beam-to-column connection

采用梁端翼缘扩大或设置盖板等形式的梁与柱刚性连接。

2.1.14 骨式连接 dog-bone beam-to-column connection

将梁翼缘局部削弱的一种梁柱连接形式。

2.1.15 结构抗震性能水准 seismic performance levels of structure

对结构震后损坏状况及继续使用可能性等抗震性能的界定。

2.1.16 结构抗震性能设计 performance-based seismic design of structure

针对不同的地震地面运动水准设定的结构抗震性能水准。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

a —— 加速度；

F —— 地震作用标准值；

G —— 重力荷载代表值；

H —— 水平力；

M ——弯矩设计值；
 N ——轴心压力设计值；
 Q ——重力荷载设计值；
 S ——作用效应设计值；
 T ——周期；温度；
 V ——剪力设计值；
 v ——风速。

2.2.2 材料指标

c ——比热；
 E ——弹性模量；
 f ——钢材抗拉、抗压、抗弯强度设计值；
 f_c^b 、 f_t^b 、 f_v^b ——螺栓承压、抗拉、抗剪强度设计值；
 f_c^w 、 f_t^w 、 f_v^w ——对接焊缝抗压、抗拉、抗剪强度设计值；
 f_{ce} ——钢材端面承压强度设计值；
 f_{ck} 、 f_{tk} ——混凝土轴心抗压、抗拉强度标准值；
 f_{cu}^b ——螺栓连接板件的极限承压强度；
 f_f^w ——角焊缝抗拉、抗压、抗剪强度设计值；
 f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；
 f_t^a ——锚栓抗拉强度设计值；
 f_u ——钢材抗拉强度最小值；
 f_u^b ——螺栓钢材的抗拉强度最小值；
 f_v ——钢材抗剪强度设计值；
 f_y ——钢材屈服强度；
 G ——剪切模量；
 M_{lp} ——消能梁段的全塑性受弯承载力；
 M_{pb} ——梁的全塑性受弯承载力；
 M_{pc} ——考虑轴力时，柱的全塑性受弯承载力；
 M_u ——极限受弯承载力；
 N_E ——欧拉临界力；
 N_y ——构件的轴向屈服承载力；

N_t^a ——单根锚栓受拉承载力设计值；
 N_t^b 、 N_v^b ——高强度螺栓仅承受拉力、剪力时，抗拉、抗剪承载力设计值；
 N_{vu}^b 、 N_{cu}^b ——1个高强度螺栓的极限受剪承载力和对应的板件极限承载力；
 R ——构件承载力设计值；
 V_l 、 V_{lc} ——消能梁段不计入轴力影响和计入轴力影响的受剪承载力；
 V_u ——受剪承载力；
 ρ ——材料密度。

2.2.3 几何参数

A ——毛截面面积；
 A_e^b ——螺栓螺纹处的有效截面面积；
 d ——螺栓杆公称直径；
 h_{0b} ——梁腹板高度，自翼缘中心线算起；
 h_{0c} ——柱腹板高度，自翼缘中心线算起；
 I ——毛截面惯性矩；
 I_e ——有效截面惯性矩；
 K_1 、 K_2 ——汇交于柱上端、下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值；
 S ——面积矩；
 t ——厚度；
 V_p ——节点域有效体积；
 W ——毛截面模量；
 W_e ——有效截面模量；
 W_n 、 W_{np} ——净截面模量；塑性净截面模量；
 W_p ——塑性截面模量。

2.2.4 系数

α ——连接系数；
 $\alpha_{\max}$ 、 $\alpha_{v\max}$ ——水平、竖向地震影响系数最大值；

γ_0 —— 结构重要性系数；
 γ_{RE} —— 承载力抗震调整系数；
 γ_x —— 截面塑性发展系数；
 φ —— 轴心受压构件的稳定系数；
 φ_b 、 φ'_b —— 钢梁整体稳定系数；
 λ —— 构件长细比；
 λ_n —— 正则化长细比；
 μ —— 计算长度系数；
 ξ —— 阻尼比。

3 结构设计基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 高层民用建筑的抗震设防烈度必须按国家审批、颁发的文件确定。一般情况下，抗震设防烈度应采用根据中国地震动参数区划图确定的地震基本烈度。

3.1.2 抗震设计的高层民用建筑，应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 的规定确定其抗震设防类别。本规程中的甲类建筑、乙类建筑、丙类建筑分别为现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 中的特殊设防类、重点设防类、标准设防类的简称。

3.1.3 抗震设计的高层民用建筑的结构体系应符合下列规定：

- 1 应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径；
- 2 应具有必要的承载能力，足够大的刚度，良好的变形能力和消耗地震能量的能力；
- 3 应避免因部分结构或构件的破坏而导致整个结构丧失承受重力荷载、风荷载和地震作用的能力；
- 4 对可能出现的薄弱部位，应采取有效的加强措施。

3.1.4 高层民用建筑的结构体系尚宜符合下列规定：

- 1 结构的竖向和水平布置宜使结构具有合理的刚度和承载力分布，避免因刚度和承载力突变或结构扭转效应而形成薄弱部位；
- 2 抗震设计时宜具有多道防线。

3.1.5 高层民用建筑的填充墙、隔墙等非结构构件宜采用轻质板材，应与主体结构可靠连接。房屋高度不低于 150m 的高层民用建筑外墙宜采用建筑幕墙。

3.1.6 高层民用建筑钢结构构件的钢板厚度不宜大于 100mm。

3.2 结构体系和选型

3.2.1 高层民用建筑钢结构可采用下列结构体系：

- 1 框架结构；
- 2 框架-支撑结构：包括框架-中心支撑、框架-偏心支撑和框架-屈曲约束支撑结构；
- 3 框架-延性墙板结构；
- 4 筒体结构：包括框筒、筒中筒、桁架筒和束筒结构；
- 5 巨型框架结构。

3.2.2 非抗震设计和抗震设防烈度为 6 度至 9 度的乙类和丙类高层民用建筑钢结构适用的最大高度应符合表 3.2.2 的规定。

表 3.2.2 高层民用建筑钢结构适用的最大高度 (m)

结构体系	6 度, 7 度(0.10g)	7 度 (0.15g)	8 度		9 度 (0.40g)	非抗震 设计
			(0.20g)	(0.30g)		
框架	110	90	90	70	50	110
框架-中心支撑	220	200	180	150	120	240
框架-偏心支撑 框架-屈曲约束支撑 框架-延性墙板	240	220	200	180	160	260
筒体(框筒,筒中筒, 桁架筒,束筒) 巨型框架	300	280	260	240	180	360

- 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 表内筒体不包括混凝土筒；
- 4 框架柱包括全钢柱和钢管混凝土柱；
- 5 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。

3.2.3 高层民用建筑钢结构的高宽比不宜大于表 3.2.3 的规定。

表 3.2.3 高层民用建筑钢结构适用的最大高宽比

烈 度	6、7	8	9
最大高宽比	6.5	6.0	5.5

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。

3.2.4 房屋高度不超过 50m 的高层民用建筑可采用框架、框架-中心支撑或其他体系的结构；超过 50m 的高层民用建筑，8、9 度时宜采用框架-偏心支撑、框架-延性墙板或屈曲约束支撑等结构。高层民用建筑钢结构不应采用单跨框架结构。

3.3 建筑形体及结构布置的规则性

3.3.1 高层民用建筑钢结构的建筑设计应根据抗震概念设计的要求明确建筑形体的规则性。不规则的建筑方案应按规定采取加强措施；特别不规则的建筑方案应进行专门研究和论证，采用特别的加强措施；严重不规则的建筑方案不应采用。

3.3.2 高层民用建筑钢结构及其抗侧力结构的平面布置宜规则、对称，并应具有良好的整体性；建筑的立面和竖向剖面宜规则，结构的侧向刚度沿高度宜均匀变化，竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小，应避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力突变。建筑形体及其结构布置的平面、竖向不规则性，应按下列规定划分：

1 高层民用建筑存在表 3.3.2-1 所列的某项平面不规则类型或表 3.3.2-2 所列的某项竖向不规则类型以及类似的不规则类型，应属于不规则的建筑。

2 当存在多项不规则或某项不规则超过规定的参考指标较多时，应属于特别不规则的建筑。

表 3.3.2-1 平面不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
扭转不规则	在规定的水平力及偶然偏心作用下，楼层两端弹性水平位移（或层间位移）的最大值与其平均值的比值大于 1.2
偏心布置	任一层的偏心率大于 0.15（偏心率按本规程附录 A 的规定计算）或相邻层质心相差大于相应边长的 15%
凹凸不规则	结构平面凹进的尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%
楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，例如，有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%，或开洞面积大于该层楼面面积的 30%，或有较大的楼层错层

表 3.3.2-2 竖向不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%；除顶层或出屋面小建筑外，局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件（柱、支撑、剪力墙）的内力由水平转换构件（梁、桁架等）向下传递
楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一层的 80%

3.3.3 不规则高层民用建筑应按下列要求进行水平地震作用计算和内力调整，并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施：

1 平面不规则而竖向规则的建筑，应采用空间结构计算模型，并应符合下列规定：

- 1) 扭转不规则或偏心布置时，应计入扭转影响，在规定的水平力及偶然偏心作用下，楼层两端弹性水平位移（或层间位移）的最大值与其平均值的比值不宜大于 1.5，当最大层间位移角远小于规程限值时，可适当放宽。
- 2) 凹凸不规则或楼板局部不连续时，应采用符合楼板平面内实际刚度变化的计算模型；高烈度或不规则程度较大时，宜计入楼板局部变形的影响。

- 3) 平面不对称且凹凸不规则或局部不连续时,可根据实际情况分块计算扭转位移比,对扭转较大的部位应采用局部的内力增大。

2 平面规则而竖向不规则的高层民用建筑,应采用空间结构计算模型,侧向刚度不规则、竖向抗侧力构件不连续、楼层承载力突变的楼层,其对应于地震作用标准值的剪力应乘以不小于 1.15 的增大系数,应按本规程有关规定进行弹塑性变形分析,并应符合下列规定:

- 1) 竖向抗侧力构件不连续时,该构件传递给水平转换构件的地震内力应根据烈度高低和水平转换构件的类型、受力情况、几何尺寸等,乘以 1.25~2.0 的增大系数;
- 2) 侧向刚度不规则时,相邻层的侧向刚度比应依据其结构类型符合本规程第 3.3.10 条的规定;
- 3) 楼层承载力突变时,薄弱层抗侧力结构的受剪承载力不应小于相邻上一楼层的 65%。

3 平面不规则且竖向不规则的高层民用建筑,应根据不规则类型的数量和程度,有针对性地采取不低于本条第 1、2 款要求的各项抗震措施。特别不规则时,应经专门研究,采取更有效的加强措施或对薄弱部位采用相应的抗震性能化设计方法。

3.3.4 高层民用建筑宜不设防震缝;体型复杂、平立面不规则的建筑,应根据不规则程度、地基基础等因素,确定是否设防震缝;当在适当部位设置防震缝时,宜形成多个较规则的抗侧力结构单元。

3.3.5 防震缝应根据抗震设防烈度、结构类型、结构单元的高度和高差情况,留有足够的宽度,其上部结构应完全分开;防震缝的宽度不应小于钢筋混凝土框架结构缝宽的 1.5 倍。

3.3.6 抗震设计的框架-支撑、框架-延性墙板结构中,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。除底部楼层和伸臂桁架所在楼层外,支撑的形式和布置沿建筑竖向宜一致。

3.3.7 高层民用建筑，宜采用有利于减小横风向振动影响的建筑形体。

3.3.8 高层民用建筑钢结构楼盖应符合下列规定：

1 宜采用压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼板、现浇钢筋桁架混凝土楼板或钢筋混凝土楼板，楼板应与钢梁有可靠连接；

2 6、7度时房屋高度不超过50m的高层民用建筑，尚可采用装配整体式钢筋混凝土楼板，也可采用装配式楼板或其他轻型楼盖，应将楼板预埋件与钢梁焊接，或采取其他措施保证楼板的整体性；

3 对转换楼层楼盖或楼板有大洞口等情况，宜在楼板内设置钢水平支撑。

3.3.9 建筑物中有较大的中庭时，可在中庭的上端楼层用水平桁架将中庭开口连接，或采取其他增强结构抗扭刚度的有效措施。

3.3.10 抗震设计时，高层民用建筑相邻楼层的侧向刚度变化应符合下列规定：

1 对框架结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比 γ_1 可按式(3.3.10-1)计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于0.7，与相邻上部三层刚度平均值的比值不宜小于0.8。

$$\gamma_1 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \quad (3.3.10-1)$$

式中： γ_1 ——楼层侧向刚度比；

V_i 、 V_{i+1} ——第*i*层和第*i*+1层的地震剪力标准值(kN)；

Δ_i 、 Δ_{i+1} ——第*i*层和第*i*+1层在地震作用标准值作用下的层间位移(m)。

2 对框架-支撑结构、框架-延性墙板结构、筒体结构和巨型框架结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比 γ_2 可按式(3.3.10-2)计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于0.9；当本层层高大于相邻上层层高的1.5倍时，该比值不宜小于1.1；对结构底部嵌固层，该比值不宜小于1.5。

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \cdot \frac{h_i}{h_{i+1}} \quad (3.3.10-2)$$

式中： γ_2 ——考虑层高修正的楼层侧向刚度比；

h_i 、 h_{i+1} ——第 i 层和第 $i+1$ 层的层高（m）。

3.4 地基、基础和地下室

3.4.1 高层民用建筑钢结构的基础形式，应根据上部结构情况、地下室情况、工程地质、施工条件等综合确定，宜选用筏基、箱基、桩筏基础。当基岩较浅、基础埋深不符合要求时，应验算基础抗拔。

3.4.2 钢框架柱应至少延伸至计算嵌固端以下一层，并且宜采用钢骨混凝土柱，以下可采用钢筋混凝土柱。基础埋深宜一致。

3.4.3 房屋高度超过 50m 的高层民用建筑宜设置地下室。采用天然地基时，基础埋置深度不宜小于房屋总高度的 1/15；采用桩基时，不宜小于房屋总高度的 1/20。

3.4.4 当主楼与裙房之间设置沉降缝时，应采用粗砂等松散材料将沉降缝地面以下部分填实；当不设沉降缝时，施工中宜设后浇带。

3.4.5 高层民用建筑钢结构与钢筋混凝土基础或地下室的钢筋混凝土结构层之间，宜设置钢骨混凝土过渡层。

3.4.6 在重力荷载与水平荷载标准值或重力荷载代表值与多遇水平地震作用标准值共同作用下，高宽比大于 4 时基础底面不宜出现零应力区；高宽比不大于 4 时，基础底面与基础之间零应力区面积不应超过基础底面积的 15%。质量偏心较大的裙楼和主楼，可分别计算基底应力。

3.5 水平位移限值和舒适度要求

3.5.1 在正常使用条件下，高层民用建筑钢结构应具有足够的刚度，避免产生过大的位移而影响结构的承载能力、稳定性和使用要求。

3.5.2 在风荷载或多遇地震标准值作用下，按弹性方法计算的楼层层间最大水平位移与层高之比不宜大于 $1/250$ 。

3.5.3 高层民用建筑钢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) 本规程表 5.3.2 所列高度范围且为竖向不规则类型的高层民用建筑钢结构；
- 2) 7 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 8 度时乙类建筑。

3.5.4 高层民用建筑钢结构薄弱层或薄弱部位弹塑性层间位移不应大于层高的 $1/50$ 。

3.5.5 房屋高度不小于 150m 的高层民用建筑钢结构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 3.5.5 的限值。结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度，可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定计算，也可通过风洞试验结果判断确定。计算时钢结构阻尼比宜取 $0.01 \sim 0.015$ 。

表 3.5.5 结构顶点的顺风向和横风向风振加速度限值

使用功能	α_{lim}
住宅、公寓	0.20m/s^2
办公、旅馆	0.28m/s^2

3.5.6 圆筒形高层民用建筑顶部风速不应大于临界风速，当大于临界风速时，应进行横风向涡流脱落试验或增大结构刚度。顶部风速、临界风速应按下列公式验算：

$$v_n < v_{cr} \quad (3.5.6-1)$$

$$v_{cr} = 5D/T_1 \quad (3.5.6-2)$$

$$v_n = 40\sqrt{\mu_z w_0} \quad (3.5.6-3)$$

式中： v_n ——圆筒形高层民用建筑顶部风速（m/s）；

μ_z ——风压高度变化系数；

w_0 ——基本风压（kN/m²），按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定取用；

v_{cr} ——临界风速（m/s）；

D ——圆筒形建筑的直径（m）；

T_1 ——圆筒形建筑的基本自振周期（s）。

3.5.7 楼盖结构应具有适宜的舒适度。楼盖结构的竖向振动频率不宜小于 3Hz，竖向振动加速度峰值不应大于表 3.5.7 的限值。楼盖结构竖向振动加速度可按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定计算。

表 3.5.7 楼盖竖向振动加速度限值

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：楼盖结构竖向频率为 2Hz~4Hz 时，峰值加速度限值可按线性插值选取。

3.6 构件承载力设计

3.6.1 高层民用建筑钢结构构件的承载力应按下列公式验算：

$$\text{持久设计状况、短暂设计状况} \quad \gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3.6.1-1)$$

$$\text{地震设计状况} \quad S_d \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (3.6.1-2)$$

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

S_d ——作用组合的效应设计值；

R_d ——构件承载力设计值；

γ_{RE} ——构件承载力抗震调整系数。结构构件和连接强度计算时取 0.75；柱和支撑稳定计算时取 0.8；当仅计算竖向地震作用时取 1.0。

3.7 抗震等级

3.7.1 各抗震设防类别的高层民用建筑钢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》GB 50223 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

3.7.2 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。

3.7.3 抗震设计时，高层民用建筑钢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现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定确定。对甲类建筑和房屋高度超过 50m，抗震设防烈度 9 度时的乙类建筑应采取更有效的抗震措施。

3.8 结构抗震性能化设计

3.8.1 结构抗震性能化设计应根据结构方案的特殊性、选用适宜的结构抗震性能目标，并采取满足预期的抗震性能目标的措施。

结构抗震性能目标应综合考虑抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构的特殊性、建造费用、震后损失和修复难易程度等各项因素选定。结构抗震性能目标可分为 A、B、C、D 四个等级，结构抗震性能可分为 1、2、3、4、5 五个水准，每个性能目标均与一组在指定地震地面运动下的结构抗震性能水准相对应，具体情况可按表 3.8.1 划分。

表 3.8.1 结构抗震性能目标

地震水准 性能水准	性能目标	A	B	C	D
多遇地震		1	1	1	1
设防烈度地震		1	2	3	4
预估的罕遇地震		2	3	4	5

3.8.2 结构抗震性能水准可按表 3.8.2 进行宏观判别。

表 3.8.2 各性能水准结构预期的震后性能状况的要求

结构抗震性能水准	宏观损坏程度	损坏部位			继续使用的可能性
		关键构件	普通竖向构件	耗能构件	
第 1 水准	完好、无损坏	无损坏	无损坏	无损坏	一般不需修理即可继续使用
第 2 水准	基本完好、轻微损坏	无损坏	无损坏	轻微损坏	稍加修理即可继续使用
第 3 水准	轻度损坏	轻微损坏	轻微损坏	轻度损坏、部分中度损坏	一般修理后才可使用
第 4 水准	中度损坏	轻度损坏	部分构件中度损坏	中度损坏、部分比较严重损坏	修复或加固后才可使用
第 5 水准	比较严重损坏	中度损坏	部分构件比较严重损坏	比较严重损坏	需排险大修

注：关键构件是指该构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏；普通竖向构件是指关键构件之外的竖向构件；耗能构件包括框架梁、消能梁段、延性墙板及屈曲约束支撑等。

3.8.3 不同抗震性能水准的结构可按下列规定进行设计：

1 第 1 性能水准的结构，应满足弹性设计要求。在多遇地

震作用下，其承载力和变形应符合本规程的有关规定；在设防烈度地震作用下，结构构件的抗震承载力应符合下式规定：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk}^* + \gamma_{Ev} S_{Evk}^* \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (3.8.3-1)$$

式中： R_d 、 γ_{RE} ——分别为构件承载力设计值和承载力抗震调整系数，同本规程第 3.6.1 条；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；

S_{Ehk}^* ——水平地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数；

S_{Evk}^* ——竖向地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数；

γ_G 、 γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——分别为上述荷载或作用的分项系数。

2 第 2 性能水准的结构，在设防烈度地震或预估的罕遇地震作用下，关键构件及普通竖向构件的抗震承载力宜符合式 (3.8.3-1) 的规定；耗能构件的抗震承载力应符合下式规定：

$$S_{GE} + S_{Ehk}^* + 0.4 S_{Evk}^* \leq R_k \quad (3.8.3-2)$$

式中： R_k ——截面极限承载力，按钢材的屈服强度计算。

3 第 3 性能水准的结构应进行弹塑性计算分析，在设防烈度地震或预估的罕遇地震作用下，关键构件及普通竖向构件的抗震承载力应符合式 (3.8.3-2) 的规定，水平长悬臂结构和大跨度结构中的关键构件的抗震承载力尚应符合式 (3.8.3-3) 的规定；部分耗能构件进入屈服阶段，但不允许发生破坏。在预估的罕遇地震作用下，结构薄弱部位的最大层间位移应满足本规程第 3.5.4 条的规定。

$$S_{GE} + 0.4 S_{Ehk}^* + S_{Evk}^* \leq R_k \quad (3.8.3-3)$$

4 第 4 性能水准的结构应进行弹塑性计算分析，在设防烈度地震或预估的罕遇地震作用下，关键构件的抗震承载力应符合式 (3.8.3-2) 的规定，水平长悬臂结构和大跨度结构中的关键构件的抗震承载力尚应符合式 (3.8.3-3) 的规定；允许部分竖向构件以及大部分耗能构件进入屈服阶段，但不允许发生破坏。在预估的罕遇地震作用下，结构薄弱部位的最大层间位移应符合

本规程第 3.5.4 条的规定。

5 第 5 性能水准的结构应进行弹塑性计算分析,在预估的罕遇地震作用下,关键构件的抗震承载力宜符合式 (3.8.3-2) 的规定;较多的竖向构件进入屈服阶段,但不允许发生破坏且同一楼层的竖向构件不宜全部屈服;允许部分耗能构件发生比较严重的破坏;结构薄弱部位的层间位移应符合本规程第 3.5.4 条的规定。

3.9 抗连续倒塌设计基本要求

3.9.1 安全等级为一级的高层民用建筑钢结构应满足抗连续倒塌概念设计的要求,有特殊要求时,可采用拆除构件方法进行抗连续倒塌设计。

3.9.2 抗连续倒塌概念设计应符合下列规定:

- 1 应采取必要的结构连接措施,增强结构的整体性;
- 2 主体结构宜采用多跨规则的超静定结构;
- 3 结构构件应具有适宜的延性,应合理控制截面尺寸,避免局部失稳或整个构件失稳、节点先于构件破坏;
- 4 周边及边跨框架的柱距不宜过大;
- 5 转换结构应具有整体多重传递重力荷载途径;
- 6 框架梁柱宜刚接;
- 7 独立基础之间宜采用拉梁连接。

3.9.3 抗连续倒塌的拆除构件方法应符合下列规定:

- 1 应逐个分别拆除结构周边柱、底层内部柱以及转换桁架腹杆等重要构件;
- 2 可采用弹性静力方法分析剩余结构的内力与变形;
- 3 剩余结构构件承载力应满足下式要求:

$$R_d \geq \beta S_d \quad (3.9.3)$$

式中: S_d ——剩余结构构件效应设计值,可按本规程第 3.9.4 条的规定计算;

R_d ——剩余结构构件承载力设计值,可按本规程第 3.9.6

条的规定计算；

β ——效应折减系数，对中部水平构件取 0.67，对其他构件取 1.0。

3.9.4 结构抗连续倒塌设计时，荷载组合的效应设计值可按下列式确定：

$$S_d = \eta_d (S_{Gk} + \sum \psi_{qi} S_{Qi,k}) + \psi_w S_{wk} \quad (3.9.4)$$

式中： S_{Gk} ——永久荷载标准值产生的效应；

$S_{Qi,k}$ ——竖向可变荷载标准值产生的效应；

S_{wk} ——风荷载标准值产生的效应；

ψ_{qi} ——第 i 个竖向可变荷载的准永久值系数；

ψ_w ——风荷载组合值系数，取 0.2；

η_d ——竖向荷载动力放大系数，当构件直接与被拆除竖向构件相连时取 2.0，其他构件取 1.0。

3.9.5 构件截面承载力计算时，钢材强度可取抗拉强度最小值。

3.9.6 当拆除某构件不能满足结构抗连续倒塌要求时，在该构件表面附加 80kN/m^2 侧向偶然作用设计值，此时其承载力应满足下列公式的要求：

$$R_d \geq S_d \quad (3.9.6-1)$$

$$S_d = S_{Gk} + 0.6S_{Qk} + S_{Ad} \quad (3.9.6-2)$$

式中： R_d ——构件承载力设计值，按本规程第 3.6.1 条采用；

S_d ——作用组合的效应设计值；

S_{Gk} ——永久荷载标准值的效应；

S_{Qk} ——活荷载标准值的效应；

S_{Ad} ——侧向偶然作用设计值的效应。

4 材 料

4.1 选材基本规定

4.1.1 钢材的选用应综合考虑构件的重要性和荷载特征、结构形式和连接方法、应力状态、工作环境以及钢材品种和厚度等因素，合理地选用钢材牌号、质量等级及其性能要求，并应在设计文件中完整地注明对钢材的技术要求。

4.1.2 钢材的牌号和等级应符合下列规定：

1 主要承重构件所用钢材的牌号宜选用 Q345 钢、Q390 钢，一般构件宜选用 Q235 钢，其材质和材料性能应分别符合现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 或《碳素结构钢》GB/T 700 的规定。有依据时可选用更高强度级别的钢材。

2 主要承重构件所用较厚的板材宜选用高性能建筑用 GJ 钢板，其材质和材料性能应符合现行国家标准《建筑结构用钢板》GB/T 19879 的规定。

3 外露承重钢结构可选用 Q235NH、Q355NH 或 Q415NH 等牌号的焊接耐候钢，其材质和材料性能要求应符合现行国家标准《耐候结构钢》GB/T 4171 的规定。选用时宜附加要求保证晶粒度不小于 7 级，耐腐蚀指数不小于 6.0。

4 承重构件所用钢材的质量等级不宜低于 B 级；抗震等级为二级及以上的高层民用建筑钢结构，其框架梁、柱和抗侧力支撑等主要抗侧力构件钢材的质量等级不宜低于 C 级。

5 承重构件中厚度不小于 40mm 的受拉板件，当其工作温度低于 -20°C 时，宜适当提高其所用钢材的质量等级。

6 选用 Q235A 或 Q235B 级钢时应选用镇静钢。

4.1.3 承重构件所用钢材应具有屈服强度、抗拉强度、伸长率等力学性能和冷弯试验的合格保证；同时尚应具有碳、硫、磷等

化学成分的合格保证。焊接结构所用钢材尚应具有良好的焊接性能，其碳当量或焊接裂纹敏感性指数应符合设计要求或相关标准的规定。

4.1.4 高层民用建筑中按抗震设计的框架梁、柱和抗侧力支撑等主要抗侧力构件，其钢材性能要求尚应符合下列规定：

1 钢材抗拉性能应有明显的屈服台阶，其断后伸长率 A 不应小于 20%；

2 钢材屈服强度波动范围不应大于 120N/mm^2 ，钢材实物的实测屈强比不应大于 0.85；

3 抗震等级为三级及以上的高层民用建筑钢结构，其主要抗侧力构件所用钢材应具有与其工作温度相应的冲击韧性合格保证。

4.1.5 焊接节点区 T 形或十字形焊接接头中的钢板，当板厚不小于 40mm 且沿板厚方向承受较大拉力作用（含较高焊接约束拉应力作用）时，该部分钢板应具有厚度方向抗撕裂性能（Z 向性能）的合格保证。其沿板厚方向的断面收缩率不应小于现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 规定的 Z15 级允许限值。

4.1.6 钢框架柱采用箱形截面且壁厚不大于 20mm 时，宜选用直接成方工艺成型的冷弯方（矩）形焊接钢管，其材质和材料性能应符合现行行业标准《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T 178 中 I 级产品的规定；框架柱采用圆钢管时，宜选用直缝焊接圆钢管，其材质和材料性能应符合现行行业标准《建筑结构用冷成型焊接圆钢管》JG/T 381 的规定，其截面规格的径厚比不宜过小。

4.1.7 偏心支撑框架中的消能梁段所用钢材的屈服强度不应大于 345N/mm^2 ，屈强比不应大于 0.8；且屈服强度波动范围不应大于 100N/mm^2 。有依据时，屈曲约束支撑核心单元可选用材质与性能符合现行国家标准《建筑用低屈服强度钢板》GB/T 28905 的低屈服强度钢。

4.1.8 钢结构楼盖采用压型钢板组合楼板时，宜采用闭口型压型钢板，其材质和材料性能应符合现行国家标准《建筑用压型钢板》GB/T 12755 的相关规定。

4.1.9 钢结构节点部位采用铸钢节点时，其铸钢件宜选用材质和材料性能符合现行国家标准《焊接结构用铸钢件》GB/T 7659 的 ZG 270-480H、ZG 300-500H 或 ZG 340-550H 铸钢件。

4.1.10 钢结构所用焊接材料的选用应符合下列规定：

1 手工焊焊条或自动焊焊丝和焊剂的性能应与构件钢材性能相匹配，其熔敷金属的力学性能不应低于母材的性能。当两种强度级别的钢材焊接时，宜选用与强度较低钢材相匹配的焊接材料。

2 焊条的材质和性能应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117、《热强钢焊条》GB/T 5118 的有关规定。框架梁、柱节点和抗侧力支撑连接节点等重要连接或拼接节点的焊缝宜采用低氢型焊条。

3 焊丝的材质和性能应符合现行国家标准《熔化焊用钢丝》GB/T 14957、《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110、《碳钢药芯焊丝》GB/T 10045 及《低合金钢药芯焊丝》GB/T 17493 的有关规定。

4 埋弧焊用焊丝和焊剂的材质和性能应符合现行国家标准《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293、《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》GB/T 12470 的有关规定。

4.1.11 钢结构所用螺栓紧固件材料的选用应符合下列规定：

1 普通螺栓宜采用 4.6 或 4.8 级 C 级螺栓，其性能与尺寸规格应符合现行国家标准《紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺母》GB/T 3098.1、《六角头螺栓 C 级》GB/T 5780 和《六角头螺栓》GB/T 5782 的规定。

2 高强度螺栓可选用大六角高强度螺栓或扭剪型高强度螺栓。高强度螺栓的材质、材料性能、级别和规格应分别符合现行国家标准《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 和《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接

副》GB/T 3632 的规定。

3 组合结构所用圆柱头焊钉（栓钉）连接件的材料应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定。其屈服强度不应小于 320N/mm^2 ，抗拉强度不应小于 400N/mm^2 ，伸长率不应小于 14%。

4 锚栓钢材可采用现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 规定的 Q235 钢，《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 中规定的 Q345 钢、Q390 钢或强度更高的钢材。

4.2 材料设计指标

4.2.1 各牌号钢材的设计用强度值应按表 4.2.1 采用。

表 4.2.1 设计用钢材强度值（N/mm²）

钢材牌号		钢材厚度 或直径 (mm)	钢材强度		钢材强度设计值		
			抗拉强度 最小值 f_u	屈服强度 最小值 f_y	抗拉、抗 压、抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
碳素 结构钢	Q235	≤ 16	370	235	215	125	320
		$> 16, \leq 40$		225	205	120	
		$> 40, \leq 100$		215	200	115	
低合金高 强度 结构 钢	Q345	≤ 16	470	345	305	175	400
		$> 16, \leq 40$		335	295	170	
		$> 40, \leq 63$		325	290	165	
		$> 63, \leq 80$		315	280	160	
		$> 80, \leq 100$		305	270	155	
	Q390	≤ 16	490	390	345	200	415
		$> 16, \leq 40$		370	330	190	
		$> 40, \leq 63$		350	310	180	
		$> 63, \leq 100$		330	295	170	
	Q420	≤ 16	520	420	375	215	440
		$> 16, \leq 40$		400	355	205	
		$> 40, \leq 63$		380	320	185	
		$> 63, \leq 100$		360	305	175	

续表 4.2.1

钢材牌号		钢材厚度 或直径 (mm)	钢材强度		钢材强度设计值		
			抗拉强度 最小值 f_u	屈服强度 最小值 f_y	抗拉、抗压、抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
建筑 结构 用钢板	Q345GJ	$>16, \leq 50$	490	345	325	190	415
		$>50, \leq 100$		335	300	175	

注：表中厚度系指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和受压杆件系指截面中较厚板件的厚度。

4.2.2 冷弯成型的型材与管材，其强度设计值应按现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 的规定采用。

4.2.3 焊接结构用铸钢件的强度设计值应按表 4.2.3 采用。

表 4.2.3 焊接结构用铸钢件的强度设计值 (N/mm^2)

铸钢件牌号	抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压（刨平顶紧） f_{ce}
ZG 270-480H	210	120	310
ZG 300-500H	235	135	325
ZG 340-550H	265	150	355

注：本表适用于厚度为 100mm 以下的铸件。

4.2.4 设计用焊缝的强度值应按表 4.2.4 采用。

表 4.2.4 设计用焊缝强度值 (N/mm^2)

焊接方法和 焊条型号	构件钢材		对接焊缝抗拉 强度最小值 f_u	对接焊缝强度设计值				角焊缝强度 设计值
	钢材 牌号	厚度或 直径 (mm)		抗压 f_c^w	焊缝质量为 下列等级 时抗拉、 抗弯 f_t^w		抗剪 f_v^w	
					一级、 二级	三级		
F4XX-H08A 焊 剂焊丝自动焊、半 自动焊 E43 型焊条手 工焊	Q235	≤16	370	215	215	185	125	160
>16, ≤40		205		205	175	120		
>40, ≤100		200		200	170	115		

续表 4.2.4

焊接方法和 焊条型号	构件钢材		对接焊缝抗拉 强度最小值 f_u	对接焊缝强度设计值				角焊缝强度 设计值
	钢材 牌号	厚度或 直径 (mm)		抗压 f_c^w	焊缝质量为 下列等级 时抗拉、 抗弯 f_t^w		抗剪 f_v^w	
					一级、 二级	三级		
F48XX-H08MnA 或 F48XX-H10Mn2 焊剂-焊丝自动焊、 半自动焊 E50 型焊条手工焊	Q345	≤ 16	470	305	305	260	175	200
		$> 16, \leq 40$		295	295	250	170	
		$> 40, \leq 63$		290	290	245	165	
		$> 63, \leq 80$		280	280	240	160	
		$> 80, \leq 100$		270	270	230	155	
F55XX-H10Mn2 或 F55XX-H08Mn MoA 焊剂-焊丝自动焊、半自动焊 E55 型焊条手工焊	Q390	≤ 16	490	345	345	295	200	220
		$> 16, \leq 40$		330	330	280	190	
		$> 40, \leq 63$		310	310	265	180	
		$> 63, \leq 100$		295	295	250	170	
	Q420	≤ 16	520	375	375	320	215	220
		$> 16, \leq 40$		355	355	300	205	
		$> 40, \leq 63$		320	320	270	185	
		$> 63, \leq 100$		305	305	260	175	
	Q345GJ	$> 16, \leq 50$	490	325	325	275	185	200
		$> 50, \leq 100$		300	300	255	170	

- 注：1 焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定，其检验方法应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。其中厚度小于 8mm 钢材的对接焊缝，不应采用超声波探伤确定焊缝质量等级。
- 2 对接焊缝在受压区的抗弯强度设计值取 f_c^w ，在受拉区的抗弯强度设计值取 f_t^w 。
- 3 表中厚度系指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度。
- 4 进行无垫板的单面施焊对接焊缝的连接计算时，上表规定的强度设计值应乘折减系数 0.85。
- 5 Q345GJ 钢与 Q345 钢焊接时，焊缝强度设计值按较低者采用。

4.2.5 设计用螺栓的强度值应按表 4.2.5 采用。

表 4.2.5 设计用螺栓的强度值 (N/mm²)

螺栓的钢材牌号（或性能等级）和连接构件的钢材牌号		螺栓的强度设计值											锚栓、高强度螺栓钢材的抗拉强度最小值 f_t^b
		普通螺栓						锚栓		承压型连接高强螺栓			
		C 级螺栓			A 级、B 级螺栓								
		抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	
普通螺栓	4.6 级	170	140	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	4.8 级	—	—	—	210	190	—	—	—	—	—		
	5.6 级	—	—	—	400	320	—	—	—	—	—		
锚栓	Q235 钢	—	—	—	—	—	—	140	80	—	—	—	370
	Q345 钢	—	—	—	—	—	—	180	105	—	—	—	470
	Q390 钢	—	—	—	—	—	—	185	110	—	—	—	490
承压型连接的高强度螺栓	8.8 级	—	—	—	—	—	—	—	—	400	250	—	830
	10.9 级	—	—	—	—	—	—	—	—	500	310	—	1040
所连接构件钢材牌号	Q235 钢	—	—	305	—	—	405	—	—	—	—	470	—
	Q345 钢	—	—	385	—	—	510	—	—	—	—	590	
	Q390 钢	—	—	400	—	—	530	—	—	—	—	615	
	Q420 钢	—	—	425	—	—	560	—	—	—	—	655	
	Q345GJ 钢	—	—	400	—	—	530	—	—	—	—	615	

- 注：1 A 级螺栓用于 $d \leq 24\text{mm}$ 和 $l \leq 10d$ 或 $l \leq 150\text{mm}$ (按较小值) 的螺栓；B 级螺栓用于 $d > 24\text{mm}$ 或 $l > 10d$ 或 $l > 150\text{mm}$ (按较小值) 的螺栓。 d 为公称直径， l 为螺杆公称长度。
- 2 B 级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度及 C 级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度，均应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。
- 3 摩擦型连接的高强度螺栓钢材的抗拉强度最小值与表中承压型连接的高强度螺栓相应值相同。

5 荷载与作用

5.1 竖向荷载和温度作用

5.1.1 高层民用建筑的楼面活荷载、屋面活荷载及屋面雪荷载等应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用。

5.1.2 计算构件内力时，楼面及屋面活荷载可取为各跨满载，楼面活荷载大于 4kN/m^2 时宜考虑楼面活荷载的不利布置。

5.1.3 施工中采用附墙塔、爬塔等对结构有影响的起重机械或其他施工设备时，应根据具体情况验算施工荷载对结构的影响。

5.1.4 旋转餐厅轨道和驱动设备自重应按实际情况确定。

5.1.5 擦窗机等清洁设备应按实际情况确定其大小和作用位置。

5.1.6 直升机平台的活荷载应采用下列两款中能使平台产生最大内力的荷载：

1 直升机总重量引起的局部荷载，应按实际最大起飞重量决定的局部荷载标准值乘以动力系数确定。对具有液压轮胎起落架的直升机，动力系数可取 1.4；当没有机型技术资料时，局部荷载标准值及其作用面积可根据直升机类型按表 5.1.6 取用。

表 5.1.6 局部荷载标准值及其作用面积

直升机类型	局部荷载标准值 (kN)	作用面积 (m^2)
轻型	20.0	0.20×0.20
中型	40.0	0.25×0.25
重型	60.0	0.30×0.30

2 等效均布活荷载 5kN/m^2 。

5.1.7 宜考虑施工阶段和使用阶段温度作用对钢结构的影响。

5.2 风 荷 载

5.2.1 垂直于高层民用建筑表面的风荷载，包括主要抗侧力结构和围护结构的风荷载标准值，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定计算。

5.2.2 对于房屋高度大于 30m 且高宽比大于 1.5 的房屋，应考虑风压脉动对结构产生顺风向振动的影响。结构顺风向风振响应计算应按随机振动理论进行，结构的自振周期应按结构动力学计算。

对横风向风振作用效应或扭转风振作用效应明显的高层民用建筑，应考虑横风向风振或扭转风振的影响。横风向风振或扭转风振的计算范围、方法及顺风向与横风向效应的组合方法应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定。

5.2.3 考虑横风向风振或扭转风振影响时，结构顺风向及横风向的楼层层间最大水平位移与层高之比应分别符合本规程第 3.5.2 条的规定。

5.2.4 基本风压应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用。对风荷载比较敏感的高层民用建筑，承载力设计时应按基本风压的 1.1 倍采用。

5.2.5 计算主体结构的风荷载效应时，风荷载体型系数 μ_s 可按下列规定采用：

- 1 对平面为圆形的建筑可取 0.8。
- 2 对平面为正多边形及三角形的建筑可按下列式计算：

$$\mu_s = 0.8 + 1.2 / \sqrt{n} \quad (5.2.5)$$

式中： μ_s ——风荷载体型系数；

n ——多边形的边数。

3 高宽比 H/B 不大于 4 的平面为矩形、方形和十字形的建筑可取 1.3。

4 下列建筑可取 1.4：

- 1) 平面为 V 形、Y 形、弧形、双十字形和井字形的建筑；

2) 平面为 L 形和槽形及高宽比 H/B 大于 4 的平面为十字形的建筑;

3) 高宽比 H/B 大于 4、长宽比 L/B 不大于 1.5 的平面为矩形和鼓形的建筑。

5 在需要更细致计算风荷载的场合, 风荷载体型系数可由风洞试验确定。

5.2.6 当多栋或群集的高层民用建筑相互间距较近时, 宜考虑风力相互干扰的群体效应。一般可将单栋建筑的体型系数 μ_s 乘以相互干扰增大系数, 该系数可参考类似条件的试验资料确定, 必要时通过风洞试验或数值技术确定。

5.2.7 房屋高度大于 200m 或有下列情况之一的高层民用建筑, 宜进行风洞试验或通过数值技术判断确定其风荷载:

1 平面形状不规则, 立面形状复杂;

2 立面开洞或连体建筑;

3 周围地形和环境较复杂。

5.2.8 计算檐口、雨篷、遮阳板、阳台等水平构件的局部上浮风荷载时, 风荷载体型系数 μ_s 不宜大于 -2.0。

5.2.9 设计高层民用建筑的幕墙结构时, 风荷载应按国家现行标准《玻璃幕墙工程技术规范》JGJ 102、《金属与石材幕墙工程技术规范》JGJ 133、《人造板材幕墙工程技术规范》JGJ 336 和《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定采用。

5.3 地震作用

5.3.1 高层民用建筑钢结构的地震作用计算除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定外, 尚应符合下列规定:

1 扭转特别不规则的结构, 应计入双向水平地震作用下的扭转影响; 其他情况, 应计算单向水平地震作用下的扭转影响;

2 9 度抗震设计时应计算竖向地震作用;

3 高层民用建筑中的大跨度、长悬臂结构, 7 度 (0.15g)、

8 度抗震设计时应计入竖向地震作用。

5.3.2 高层民用建筑钢结构的抗震计算，应采用下列方法：

1 高层民用建筑钢结构宜采用振型分解反应谱法；对质量和刚度不对称、不均匀的结构以及高度超过 100m 的高层民用建筑钢结构应采用考虑扭转耦联振动影响的振型分解反应谱法。

2 高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的高层民用建筑钢结构，可采用底部剪力法。

3 7 度～9 度抗震设防的高层民用建筑，下列情况应采用弹性时程分析进行多遇地震下的补充计算。

- 1) 甲类高层民用建筑钢结构；
- 2) 表 5.3.2 所列的乙、丙类高层民用建筑钢结构；
- 3) 不满足本规程第 3.3.2 条规定的特殊不规则的高层民用建筑钢结构。

表 5.3.2 采用时程分析的房屋高度范围

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 计算罕遇地震下的结构变形，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定，采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法。

5 计算安装有消能减震装置的高层民用建筑的结构变形，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定，采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法。

5.3.3 进行结构时程分析时，应符合下列规定：

1 应按建筑场地类别和设计地震分组，选取实际地震记录和人工模拟的加速度时程曲线，其中实际地震记录的数量不应少于总数量的 2/3，多组时程曲线的平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震反应谱曲线在统计意义上相符。进

行弹性时程分析时，每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线计算所得结构底部剪力平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

2 地震波的持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的 5 倍和 15s，地震波的时间间距可取 0.01s 或 0.02s。

3 输入地震加速度的最大值可按表 5.3.3 采用。

表 5.3.3 时程分析所用地震加速度最大值 (cm/s²)

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35 (55)	70 (110)	140
设防地震	50	100 (150)	200 (300)	400
罕遇地震	125	220 (310)	400 (510)	620

注：括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

4 当取三组加速度时程曲线输入时，结构地震作用效应宜取时程法计算结果的包络值与振型分解反应谱法计算结果的较大值；当取七组及七组以上的时程曲线进行计算时，结构地震作用效应可取时程法计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值。

5.3.4 计算地震作用时，重力荷载代表值应取永久荷载标准值和各可变荷载组合值之和。各可变荷载的组合值系数应按表 5.3.4 采用。

表 5.3.4 组合值系数

可变荷载种类		组合值系数
雪荷载		0.5
屋面活荷载		不计入
按实际情况计算的楼面活荷载		1.0
按等效均布荷载计算的楼面活荷载	藏书库、档案库、库房	0.8
	其他民用建筑	0.5

5.3.5 建筑结构的地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期以及阻尼比确定。其水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 应按表 5.3.5-1 采用；对处于发震断裂带两侧 10km 以内的建筑，尚应乘以近场效应系数。近场效应系数，5km 以内取 1.5，5km~10km 取 1.25。特征周期 T_g 应根据场地类别和设计地震分组按表 5.3.5-2 采用，计算罕遇地震作用时，特征周期应增加 0.05s。周期大于 6.0s 的高层民用建筑钢结构所采用的地震影响系数应专门研究。

表 5.3.5-1 水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32
设防地震	0.12	0.23 (0.34)	0.45 (0.68)	0.90
罕遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40

注：7、8 度时括号内的数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

表 5.3.5-2 特征周期值 T_g (s)

设计地震 分组	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

5.3.6 建筑结构地震影响系数曲线（图 5.3.6）的阻尼调整和形状参数应符合下列规定：

1 当建筑结构的阻尼比为 0.05 时，地震影响系数曲线的阻尼调整系数应按 1.0 采用，形状参数应符合下列规定：

- 1) 直线上升段，周期小于 0.1s 的区段；
- 2) 水平段，自 0.1s 至特征周期 T_g 的区段，地震影响系数应取最大值 $\alpha_{\max}$ ；
- 3) 曲线下降段，自特征周期至 5 倍特征周期的区段，衰减指数 γ 应取 0.9；

- 4) 直线下降段, 自 5 倍特征周期至 6.0s 的区段, 下降斜率调整系数 η_1 应取 0.02。

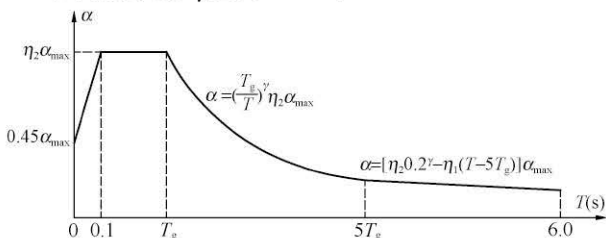


图 5.3.6 地震影响系数曲线

α —地震影响系数; $\alpha_{\max}$ —地震影响系数最大值; η_1 —直线下降段的下降斜率调整系数; γ —衰减指数; T_g —特征周期; η_2 —阻尼调整系数; T —结构自振周期

2 当建筑结构的阻尼比不等于 0.05 时, 地震影响系数曲线的阻尼调整系数和形状参数应符合下列规定:

- 1) 曲线下降段的衰减指数应按下列式确定:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \xi}{0.3 + 6\xi} \quad (5.3.6-1)$$

式中: γ ——曲线下降段的衰减指数;

ξ ——阻尼比。

- 2) 直线下降段的下降斜率调整系数应按下列式确定:

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{0.05 - \xi}{4 + 32\xi} \quad (5.3.6-2)$$

式中: η_1 ——直线下降段的下降斜率调整系数, 小于 0 时取 0。

- 3) 阻尼调整系数应按下列式确定:

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.08 + 1.6\xi} \quad (5.3.6-3)$$

式中: η_2 ——阻尼调整系数, 当小于 0.55 时, 应取 0.55。

5.3.7 多遇地震下计算双向水平地震作用效应时可不考虑偶然偏心的影响, 但应验算单向水平地震作用下考虑偶然偏心影响的楼层竖向构件最大弹性水平位移与最大和最小弹性水平位移平均

值之比；计算单向水平地震作用效应时应考虑偶然偏心的影响。每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按下列公式计算：

$$\text{方形及矩形平面} \quad e_i = \pm 0.05L_i \quad (5.3.7-1)$$

$$\text{其他形式平面} \quad e_i = \pm 0.172r_i \quad (5.3.7-2)$$

式中： e_i ——第 i 层质心偏移值（m），各楼层质心偏移方向相同；

r_i ——第 i 层相应质点所在楼层平面的转动半径（m）；

L_i ——第 i 层垂直于地震作用方向的建筑物长度（m）。

5.4 水平地震作用计算

5.4.1 采用振型分解反应谱法时，对于不考虑扭转耦联影响的结构，应按下列规定计算其地震作用和作用效应：

1 结构 j 振型 i 层的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (5.4.1-1)$$

$$\gamma_j = \sum_{i=1}^n X_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n, j = 1, 2, \dots, m) \quad (5.4.1-2)$$

式中： F_{ji} —— j 振型 i 层的水平地震作用标准值；

α_j ——相应于 j 振型自振周期的地震影响系数，应按本规程第 5.3.5 条、第 5.3.6 条确定；

X_{ji} —— j 振型 i 层的水平相对位移；

γ_j —— j 振型的参与系数；

G_i —— i 层的重力荷载代表值，应按本规程第 5.3.4 条确定；

n ——结构计算总层数，小塔楼宜每层作为一个质点参与计算；

m ——结构计算振型数；规则结构可取 3，当建筑较高、结构沿竖向刚度不均匀时可取 5~6。

2 水平地震作用效应，当相邻振型的周期比小于 0.85 时，

可按下式计算：

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^m S_j^2} \quad (5.4.1-3)$$

式中： S_{Ek} ——水平地震作用标准值的效应；

S_j —— j 振型水平地震作用标准值的效应（弯矩、剪力、轴向力和位移等）。

5.4.2 考虑扭转影响的平面、竖向不规则结构，按扭转耦联振型分解法计算时，各楼层可取两个正交的水平位移和一个转角位移共三个自由度，并按下列规定计算结构的地震作用和作用效应。确有依据时，尚可采用简化计算方法确定地震作用效应。

1 j 振型 i 层的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{xji} = \alpha_j \gamma_{vj} X_{ji} G_i$$

$$F_{yji} = \alpha_j \gamma_{vj} Y_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n, j = 1, 2, \dots, m) \quad (5.4.2-1)$$

$$F_{\varphi ji} = \alpha_j \gamma_{vj} r_i^2 \varphi_{ji} G_i$$

式中： F_{xji} 、 F_{yji} 、 $F_{\varphi ji}$ ——分别为 j 振型 i 层的 x 方向、 y 方向和转角方向的地震作用标准值；

X_{ji} 、 Y_{ji} ——分别为 j 振型 i 层质心在 x 、 y 方向的水平相对位移；

φ_{ji} —— j 振型 i 层的相对扭转角；

r_i —— i 层转动半径，可取 i 层绕质心的转动惯量除以该层质量的商的正二次方根；

α_j ——相当于第 j 振型自振周期 T_j 的地震影响系数，应按本规程第 5.3.5 条、第 5.3.6 条确定；

γ_{vj} ——计入扭转的 j 振型参与系数，可按本规程式 (5.4.2-2) ~ 式 (5.4.2-4) 确定；

n ——结构计算总质点数，小塔楼宜每层作为一个质点参与计算；

m ——结构计算振型数。一般情况可取 9~15, 多塔楼建筑每个塔楼振型数不宜小于 9。

当仅考虑 x 方向地震作用时:

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n X_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (5.4.2-2)$$

当仅考虑 y 方向地震作用时:

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n Y_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (5.4.2-3)$$

当考虑与 x 方向斜交的地震作用时:

$$\gamma_{ij} = \gamma_{xj} \cos \theta + \gamma_{yj} \sin \theta \quad (5.4.2-4)$$

式中: γ_{xj} 、 γ_{yj} ——分别由式 (5.4.2-2)、式 (5.4.2-3) 求得的振型参与系数;

θ ——地震作用方向与 x 方向的夹角 (度)。

2 单向水平地震作用下, 考虑扭转耦联的地震作用效应, 应按下列公式确定:

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (5.4.2-5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k} (\xi_j + \lambda_T \xi_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\xi_j \xi_k (1 + \lambda_T)^2 \lambda_T + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) \lambda_T^2} \quad (5.4.2-6)$$

式中: S_{Ek} ——考虑扭转的地震作用标准值的效应;

S_j 、 S_k ——分别为 j 、 k 振型地震作用标准值的效应;

ξ_j 、 ξ_k ——分别为 j 、 k 振型的阻尼比;

ρ_{jk} —— j 振型与 k 振型的耦联系数;

λ_T —— k 振型与 j 振型的自振周期比。

3 考虑双向水平地震作用下的扭转地震作用效应, 应按下列公式中的较大值确定:

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85 S_y)^2} \quad (5.4.2-7)$$

$$\text{或} \quad S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85 S_x)^2} \quad (5.4.2-8)$$

式中： S_x ——仅考虑 x 向水平地震作用时的地震作用效应，按式 (5.4.2-5) 计算；

S_y ——仅考虑 y 向水平地震作用时的地震作用效应，按式 (5.4.2-5) 计算。

5.4.3 采用底部剪力法计算高层民用建筑钢结构的水平地震作用时，各楼层可仅取一个自由度，结构的水平地震作用标准值，应按下列公式确定（图 5.4.3）。

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (5.4.3-1)$$

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (5.4.3-2)$$

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} \quad (5.4.3-3)$$

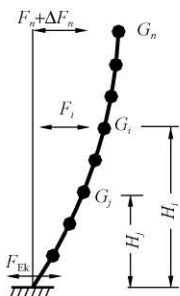


图 5.4.3 结构水平地震作用计算简图

式中： F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值（kN）；

α_1 ——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数值，应按本规程第 5.3.5 条、第 5.3.6 条确定；

G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值（kN），多质点可取总重力荷载代表值的 85%；

F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值（kN）；

G_i, G_j ——分别为集中于质点 i, j 的重力荷载代表值（kN），应按本规程第 5.3.4 条确定；

H_i, H_j ——分别为质点 i, j 的计算高度（m）；

δ_n ——顶部附加地震作用系数，按表 5.4.3 采用；
 ΔF_n ——顶部附加水平地震作用（kN）。

表 5.4.3 顶部附加地震作用系数 δ_n

T_g (s)	$T_1 > 1.4T_g$	$T_1 \leq 1.4T_g$
$T_g \leq 0.35$	$0.08 T_1 + 0.07$	0
$0.35 < T_g \leq 0.55$	$0.08 T_1 + 0.01$	
$T_g > 0.55$	$0.08 T_1 - 0.02$	

注： T_1 为结构基本自振周期。

5.4.4 高层民用建筑钢结构采用底部剪力法计算水平地震作用时，突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等的地震作用效应，宜乘以增大系数 3。此增大部分不应往下传递，但与该突出部分相连的构件应予计入；采用振型分解法反应谱时，突出屋面部分可作为一个质点。

5.4.5 多遇地震水平地震作用计算时，结构各楼层对应于地震作用标准值的剪力应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

5.4.6 高层民用建筑钢结构抗震计算时的阻尼比取值应符合下列规定：

- 1 多遇地震下的计算：高度不大于 50m 可取 0.04；高度大于 50m 且小于 200m 可取 0.03；高度不小于 200m 时宜取 0.02；
- 2 当偏心支撑框架部分承担的地震倾覆力矩大于地震总倾覆力矩的 50% 时，多遇地震下的阻尼比可比本条 1 款相应增加 0.005；
- 3 在罕遇地震作用下的弹塑性分析，阻尼比可取 0.05。

5.5 竖向地震作用

5.5.1 9 度时的高层民用建筑钢结构，其竖向地震作用标准值应按下列公式确定（图 5.5.1）；楼层各构件的竖向地震作用效应可按各构件承受的重力荷载代表值的比例分配，并宜乘以增大

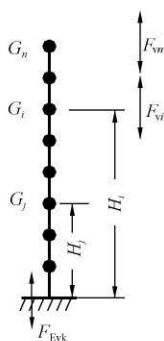


图 5.5.1 结构竖向地震作用计算简图

系数 1.5。

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \quad (5.5.1-1)$$

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Evk} \quad (5.5.1-2)$$

式中： F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值（kN）；

F_{vi} ——质点 i 的竖向地震作用标准值（kN）；

α_{vmax} ——竖向地震影响系数最大值，可取水平地震影响系数最大值的 65%；

G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值（kN），可取其总重力荷载代表值的 75%。

5.5.2 跨度大于 24m 的楼盖结构、跨度大于 12m 的转换结构和连体结构，悬挑长度大于 5m 的悬挑结构，结构竖向地震作用效应标准值宜采用时程分析法或振型分解反应谱法进行计算。时程分析计算时输入的地震加速度最大值可按规定的水平输入最大值的 65% 采用，反应谱分析时结构竖向地震影响系数最大值可按水平地震影响系数最大值的 65% 采用，设计地震分组可按第一组采用。

5.5.3 高层民用建筑中，大跨度结构、悬挑结构、转换结构、连体结构的连接体的竖向地震作用标准值，不宜小于结构或构件

承受的重力荷载代表值与表 5.5.3 规定的竖向地震作用系数的乘积。

表 5.5.3 竖向地震作用系数

设防烈度	7 度	8 度		9 度
设计基本地震加速度	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
竖向地震作用系数	0.08	0.10	0.15	0.20

注：g 为重力加速度。

6 结构计算分析

6.1 一般规定

6.1.1 在竖向荷载、风荷载以及多遇地震作用下，高层民用建筑钢结构的内力和变形可采用弹性方法计算；罕遇地震作用下，高层民用建筑钢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。

6.1.2 计算高层民用建筑钢结构的内力和变形时，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，计算时应采用楼盖平面内的实际刚度，考虑楼盖的面内变形的影响。

6.1.3 高层民用建筑钢结构弹性计算时，钢筋混凝土楼板与钢梁间有可靠连接，可计入钢筋混凝土楼板对钢梁刚度的增大作用，两侧有楼板的钢梁其惯性矩可取为 $1.5 I_b$ ，仅一侧有楼板的钢梁其惯性矩可取为 $1.2 I_b$ ， 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。

6.1.4 结构计算中不应计入非结构构件对结构承载力和刚度的有利作用。

6.1.5 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期，应考虑非承重填充墙体的刚度影响予以折减。

6.1.6 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，自振周期折减系数可取 $0.9 \sim 1.0$ 。

6.1.7 高层民用建筑钢结构的整体稳定性应符合下列规定：

- 1 框架结构应满足下式要求：

$$D_i \geq 5 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (6.1.7-1)$$

- 2 框架-支撑结构、框架-延性墙板结构、筒体结构和巨型

框架结构应满足下式要求：

$$EJ_d \geq 0.7H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (6.1.7-2)$$

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 1.2 倍的永久荷载标准值与 1.4 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。

6.2 弹性分析

6.2.1 高层民用建筑钢结构的弹性计算模型应根据结构的实际情况确定，应能较准确地反映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，可按本规程附录 B、附录 C、附录 D 的有关规定执行。

6.2.2 高层民用建筑钢结构弹性分析时，应计入重力二阶效应的影响。

6.2.3 高层民用建筑钢结构弹性分析时，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 消能梁段的剪切变形和弯曲变形。

6.2.4 钢框架-支撑结构的支撑斜杆两端宜按铰接计算；当实际构造为刚接时，也可按刚接计算。

6.2.5 梁柱刚性连接的钢框架计入节点域剪切变形对侧移的影响时，可将节点域作为一个单独的剪切单元进行结构整体分析，也可按下列规定作近似计算：

1 对于箱形截面柱框架，可按结构轴线尺寸进行分析，但应将节点域作为刚域，梁柱刚域的总长度，可取柱截面宽度和梁截面高度的一半两者的较小值。

2 对于 H 形截面柱框架，可按结构轴线尺寸进行分析，不考虑刚域。

3 当结构弹性分析模型不能计算节点域的剪切变形时，可将框架分析得到的楼层最大层间位移角与该楼层柱下端的节点域在梁端弯矩设计值作用下的剪切变形角平均值相加，得到计入节点域剪切变形影响的楼层最大层间位移角。任一楼层节点域在梁端弯矩设计值作用下的剪切变形角平均值可按式计算：

$$\theta_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{M_i}{GV_{p,i}} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (6.2.5)$$

式中： θ_m ——楼层节点域的剪切变形角平均值；

M_i ——该楼层第 i 个节点域在所考虑的受弯平面内的不平衡弯矩 ($N \cdot mm$)，由框架分析得出，即 $M_i = M_{b1} + M_{b2}$ ， M_{b1} 、 M_{b2} 分别为受弯平面内该楼层第 i 个节点左、右梁端同方向的地震作用组合下的弯矩设计值；

n ——该楼层的节点域总数；

G ——钢材的剪切模量 (N/mm^2)；

$V_{p,i}$ ——第 i 个节点域的有效体积 (mm^3)，按本规程第 7.3.6 条的规定计算。

6.2.6 钢框架-支撑结构、钢框架-延性墙板结构的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，达到不小于结构总地震剪力的 25% 和框架部分计算最大层剪力 1.8 倍二者的

较小值。

6.2.7 体型复杂、结构布置复杂以及特别不规则的高层民用建筑钢结构，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。对结构分析软件的分析结果，应进行分析判断，确认其合理、有效后方可作为工程设计的依据。

6.3 弹塑性分析

6.3.1 高层民用建筑钢结构进行弹塑性计算分析时，可根据实际工程情况采用静力或动力时程分析法，并应符合下列规定：

1 当采用结构抗震性能设计时，应根据本规程第 3.8 节的有关规定，预定结构的抗震性能目标；

2 结构弹塑性分析的计算模型应包括全部主要结构构件，应能较正确反映结构的质量、刚度和承载力的分布以及结构构件的弹塑性性能；

3 弹塑性分析宜采用空间计算模型。

6.3.2 高层民用建筑钢结构弹塑性分析时，应考虑构件的下列变形：

1 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，消能梁段的弹塑性剪切变形；

2 宜考虑梁柱节点域的弹塑性剪切变形；

3 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。

6.3.3 高层民用建筑钢结构弹塑性变形计算应符合下列规定：

1 房屋高度不超过 100m 时，可采用静力弹塑性分析方法；高度超过 150m 时，应采用弹塑性时程分析法；高度为 100m～150m 时，可视结构不规则程度选择静力弹塑性分析法或弹塑性时程分析法；高度超过 300m 时，应有两个独立的计算。

2 复杂结构应首先进行施工模拟分析，应以施工全过程完成后的状态作为弹塑性分析的初始状态。

3 结构构件上应作用重力荷载代表值，其效应应与水平地震作用产生的效应组合，分项系数可取 1.0。

4 钢材强度可取屈服强度 f_y 。

5 应计入重力荷载二阶效应的影响。

6.3.4 钢柱、钢梁、屈曲约束支撑及偏心支撑消能梁段恢复力模型的骨架线可采用二折线型，其滞回模型可不考虑刚度退化；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。

6.3.5 采用静力弹塑性分析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进行静力弹塑性分析；

2 水平力可作用在各层楼盖的质心位置，可不考虑偶然偏心的影响；

3 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；

4 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。

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

1 一般情况下，采用单向水平地震输入，在结构的各主轴方向分别输入地震加速度时程；对体型复杂或特别不规则的结构，宜采用双向水平地震或三向地震输入；

2 地震地面运动加速度时程的选取，时程分析所用地震加速度时程的最大值等，应符合本规程第 5.3.3 条的规定。

6.4 荷载组合和地震作用组合的效应

6.4.1 持久设计状况和短暂设计状况下，当荷载与荷载效应按

线性关系考虑时，荷载基本组合的效应设计值应按下列式确定：

$$S_d = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_L \psi_Q \gamma_Q S_{Qk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (6.4.1)$$

式中： S_d ——荷载组合的效应设计值；

γ_G 、 γ_Q 、 γ_w ——分别为永久荷载、楼面活荷载、风荷载的分项系数；

γ_L ——考虑结构设计使用年限的荷载调整系数，设计使用年限为 50 年时取 1.0，设计使用年限为 100 年时取 1.1；

S_{Gk} 、 S_{Qk} 、 S_{wk} ——分别为永久荷载、楼面活荷载、风荷载效应标准值；

ψ_Q 、 ψ_w ——分别为楼面活荷载组合值系数和风荷载组合值系数，当永久荷载效应起控制作用时应分别取 0.7 和 0.0；当可变荷载效应起控制作用时应分别取 1.0 和 0.6 或 0.7 和 1.0；对书库、档案库、储藏室、通风机房和电梯机房，楼面活荷载组合值系数取 0.7 的场合应取 0.9。

6.4.2 持久设计状况和短暂设计状况下，荷载基本组合的分项系数应按下列规定采用：

1 永久荷载的分项系数 γ_G ：当其效应对结构承载力不利时，对由可变荷载效应控制的组合应取 1.2，对由永久荷载效应控制的组合应取 1.35；当其效应对结构承载力有利时，应取 1.0。

2 楼面活荷载的分项系数 γ_Q ：一般情况下应取 1.4。

3 风荷载的分项系数 γ_w 应取 1.4。

6.4.3 地震设计状况下，当作用与作用效应按线性关系考虑时，荷载和地震作用基本组合的效应设计值，应按下列式确定：

$$S_d = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (6.4.3)$$

式中： S_d ——荷载和地震作用基本组合的效应设计值；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数、调整系数；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数、调整系数；

γ_G 、 γ_{Eh} 、 γ_{Ev} 、 γ_w ——分别为上述各相应荷载或作用的分项系数；

ψ_w ——风荷载的组合值系数，应取 0.2。

6.4.4 地震设计状况下，荷载和地震作用基本组合的分项系数应按表 6.4.4 采用。当重力荷载效应对结构的承载力有利时，表 6.4.4 中的 γ_G 不应大于 1.0。

表 6.4.4 地震设计状况时荷载和地震作用基本组合的分项系数

参与组合的荷载和作用	γ_G	γ_{Eh}	γ_{Ev}	γ_w	说 明
重力荷载及水平地震作用	1.2	1.3	—	—	抗震设计的高层民用建筑均应考虑
重力荷载及竖向地震作用	1.2	—	1.3	—	9 度抗震设计时考虑；水平长悬臂和大跨度结构 7 度 (0.15g)、8 度、9 度抗震设计时考虑
重力荷载、水平地震作用及竖向地震作用	1.2	1.3	0.5	—	9 度抗震设计时考虑；水平长悬臂和大跨度结构 7 度 (0.15g)、8 度、9 度抗震设计时考虑
重力荷载、水平地震作用及风荷载	1.2	1.3	—	1.4	60m 以上高层民用建筑考虑
重力荷载、水平地震作用、竖向地震作用及风荷载	1.2	1.3	0.5	1.4	60m 以上高层民用建筑，9 度抗震设计时考虑；水平长悬臂结构和大跨度结构 7 度 (0.15g)、8 度、9 度抗震设计时考虑
	1.2	0.5	1.3	1.4	水平长悬臂结构和大跨度结构 7 度 (0.15g)、8 度、9 度抗震设计时考虑

6.4.5 非抗震设计时，应按本规程第 6.4.1 条的规定进行荷载组合的效应计算。抗震设计时，应同时按本规程第 6.4.1 条和第 6.4.3 条的规定进行荷载和地震作用组合的效应计算；按本规程第 6.4.3 条计算的组合内力设计值，尚应按本规程的有关规定进行调整。

6.4.6 罕遇地震作用下高层民用建筑钢结构弹塑性变形计算时，可不计入风荷载的效应。

7 钢构件设计

7.1 梁

7.1.1 梁的抗弯强度应满足下式要求：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leq f \quad (7.1.1)$$

式中： M_x ——梁对 x 轴的弯矩设计值 ($N \cdot mm$)；

W_{nx} ——梁对 x 轴的净截面模量 (mm^3)；

γ_x ——截面塑性发展系数，非抗震设计时按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用，抗震设计时宜取 1.0；

f ——钢材强度设计值 (N/mm^2)，抗震设计时应按本规程第 3.6.1 条的规定除以 γ_{RE} 。

7.1.2 除设置刚性隔板情况外，梁的稳定应满足下式要求：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leq f \quad (7.1.2)$$

式中： W_x ——梁的毛截面模量 (mm^3) (单轴对称者以受压翼缘为准)；

φ_b ——梁的整体稳定系数，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定确定。当梁在端部仅以腹板与柱 (或主梁) 相连时， φ_b (或 $\varphi'_b > 0.6$ 时的 φ'_b) 应乘以降低系数 0.85；

f ——钢材强度设计值 (N/mm^2)，抗震设计时应按本规程第 3.6.1 条的规定除以 γ_{RE} 。

7.1.3 当梁上设有符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中规定的整体式楼板时，可不计算梁的整体稳定性。

7.1.4 梁设有侧向支撑体系，并符合现行国家标准《钢结构设

计规范》GB 50017 规定的受压翼缘自由长度与其宽度之比的限值时，可不计算整体稳定。按三级及以上抗震等级设计的高层民用建筑钢结构，梁受压翼缘在支撑连接点间的长度与其宽度之比，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 关于塑性设计时的长细比要求。在罕遇地震作用下可能出现塑性铰处，梁的上下翼缘均应设侧向支撑点。

7.1.5 在主平面内受弯的实腹构件，其抗剪强度应按下式计算：

$$\tau = \frac{VS}{It_w} \leq f_v \quad (7.1.5-1)$$

框架梁端部截面的抗剪强度，应按下式计算：

$$\tau = \frac{V}{A_{wn}} \leq f_v \quad (7.1.5-2)$$

式中：V——计算截面沿腹板平面作用的剪力设计值（N）；

S——计算剪应力处以上毛截面对中性轴的面积矩（mm³）；

I——毛截面惯性矩（mm⁴）；

t_w——腹板厚度（mm）；

A_{wn}——扣除焊接孔和螺栓孔后的腹板受剪面积（mm²）；

f_v——钢材抗剪强度设计值（N/mm²），抗震设计时应按本规程第 3.6.1 条的规定除以 γ_{RE}。

7.1.6 当在多遇地震组合下进行构件承载力计算时，托柱梁地震作用产生的内力应乘以增大系数，增大系数不得小于 1.5。

7.2 轴心受压柱

7.2.1 轴心受压柱的稳定性应满足下式要求：

$$\frac{N}{\varphi A} \leq f \quad (7.2.1)$$

式中：N——轴心压力设计值（N）；

A——柱的毛截面面积（mm²）；

φ——轴心受压构件稳定系数，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用；

f ——钢材强度设计值 (N/mm^2), 抗震设计时应按本规程第 3.6.1 条的规定除以 γ_{RE} 。

7.2.2 轴心受压柱的长细比不宜大于 $120\sqrt{235/f_y}$, f_y 为钢材的屈服强度。

7.3 框 架 柱

7.3.1 与梁刚性连接并参与承受水平作用的框架柱, 应按本规程第 6 章的规定计算内力, 并应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定及本节的规定计算其强度和稳定性。

7.3.2 框架柱的稳定计算应符合下列规定:

1 结构内力分析可采用一阶线弹性分析或二阶线弹性分析。当二阶效应系数大于 0.1 时, 宜采用二阶线弹性分析。二阶效应系数不应大于 0.2。框架结构的二阶效应系数应按下式确定:

$$\theta_i = \frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h_i} \quad (7.3.2-1)$$

式中: $\sum N$ ——所考虑楼层以上所有竖向荷载之和 (kN), 按荷载设计值计算;

$\sum H$ ——所考虑楼层的总水平力 (kN), 按荷载的设计值计算;

Δu ——所考虑楼层的层间位移 (m);

h_i ——第 i 楼层的层高 (m)。

2 当采用二阶线弹性分析时, 应在各楼层的楼盖处加上假想水平力, 此时框架柱的计算长度系数取 1.0。

1) 假想水平力 H_{wi} 应按下式确定:

$$H_{\text{wi}} = \frac{Q_i}{250} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \sqrt{0.2 + \frac{1}{n}} \quad (7.3.2-2)$$

式中: Q_i ——第 i 楼层的总重力荷载设计值 (kN);

n ——框架总层数, 当 $\sqrt{0.2 + 1/n} > 1$ 时, 取此根号值为 1.0。

2) 内力采用放大系数法近似考虑二阶效应时, 允许采用

叠加原理进行内力组合。放大系数的计算应采用下列荷载组合下的重力：

$$1.2G + 1.4[\phi L + 0.5(1 - \phi)L] = 1.2G + 1.4 \times 0.5(1 + \phi)L \quad (7.3.2-3)$$

式中：G —— 为永久荷载；

L —— 为活荷载；

ϕ —— 为活荷载的准永久值系数。

3 当采用一阶线弹性分析时，框架结构柱的计算长度系数应符合下列规定：

1) 框架柱的计算长度系数可按下列式确定：

$$\mu = \sqrt{\frac{7.5K_1K_2 + 4(K_1 + K_2) + 1.6}{7.5K_1K_2 + K_1 + K_2}} \quad (7.3.2-4)$$

式中：K₁、K₂ —— 分别为交于柱上、下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。当梁的远端铰接时，梁的线刚度应乘以 0.5；当梁的远端固接时，梁的线刚度应乘以 2/3；当梁近端与柱铰接时，梁的线刚度为零。

2) 对底层框架柱：当柱下端铰接且具有明确转动可能时，K₂ = 0；柱下端采用平板式铰支座时，K₂ = 0.1；柱下端刚接时，K₂ = 10。

3) 当与柱刚接的横梁承受的轴力很大时，横梁线刚度应乘以按下列公式计算的折减系数。

$$\text{当横梁远端与柱刚接时} \quad \alpha = 1 - N_b / (4N_{Eb}) \quad (7.3.2-5)$$

$$\text{当横梁远端铰接时} \quad \alpha = 1 - N_b / N_{Eb} \quad (7.3.2-6)$$

$$\text{当横梁远端嵌固时} \quad \alpha = 1 - N_b / (2N_{Eb}) \quad (7.3.2-7)$$

$$N_{Eb} = \pi^2 EI_b / l_b^2 \quad (7.3.2-8)$$

式中：α —— 横梁线刚度折减系数；

N_b —— 横梁承受的轴力 (N)；

I_b —— 横梁的截面惯性矩 (mm⁴)；

l_b —— 横梁的长度 (mm)。

- 4) 框架结构当设有摇摆柱时, 由式 (7.3.2-4) 计算得到的计算长度系数应乘以按下式计算的放大系数, 摇摆柱本身的计算长度系数可取 1.0。

$$\eta = \sqrt{1 + \Sigma P_k / \Sigma N_j} \quad (7.3.2-9)$$

式中: η —— 摇摆柱计算长度放大系数;

ΣP_k —— 为本层所有摇摆柱的轴力之和 (kN);

ΣN_j —— 为本层所有框架柱的轴力之和 (kN)。

4 支撑框架采用线性分析设计时, 框架柱的计算长度系数应符合下列规定:

- 1) 当不考虑支撑对框架稳定的支承作用, 框架柱的计算长度按式 (7.3.2-4) 计算;
- 2) 当框架柱的计算长度系数取 1.0, 或取无侧移失稳对应的计算长度系数时, 应保证支撑能对框架的侧向稳定提供支承作用, 支撑构件的应力比 ρ 应满足下式要求。

$$\rho \leq 1 - 3\theta_i \quad (7.3.2-10)$$

式中: θ_i —— 所考虑柱在第 i 楼层的二阶效应系数。

5 当框架按无侧移失稳模式设计时, 应符合下列规定:

- 1) 框架柱的计算长度系数可按下式确定:

$$\mu = \sqrt{\frac{(1 + 0.41K_1)(1 + 0.41K_2)}{(1 + 0.82K_1)(1 + 0.82K_2)}} \quad (7.3.2-11)$$

式中: K_1 、 K_2 —— 分别为交于柱上、下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。当梁的远端铰接时, 梁的线刚度应乘以 1.5; 当梁的远端固接时, 梁的线刚度应乘以 2; 当梁近端与柱铰接时, 梁的线刚度为零。

- 2) 对底层框架柱: 当柱下端铰接且具有明确转动可能时, $K_2 = 0$; 柱下端采用平板式铰支座时, $K_2 = 0.1$; 柱下端固接时, $K_2 = 10$ 。
- 3) 当与柱刚接的横梁承受的轴力很大时, 横梁线刚度应

乘以折减系数。当横梁远端与柱刚接和横梁远端铰接时,折减系数应按本规程式(7.3.2-5)和式(7.3.2-6)计算;当横梁远端嵌固时,折减系数应按本规程式(7.3.2-7)计算。

7.3.3 钢框架柱的抗震承载力验算,应符合下列规定:

1 除下列情况之一外,节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力应满足式(7.3.3-1)、式(7.3.3-2)的要求:

- 1) 柱所在楼层的受剪承载力比相邻上一层的受剪承载力高出 25%;
- 2) 柱轴压比不超过 0.4;
- 3) 柱轴力符合 $N_2 \leq \varphi A_c f$ 时 (N_2 为 2 倍地震作用下的组合轴力设计值);
- 4) 与支撑斜杆相连的节点。

2 等截面梁与柱连接时:

$$\Sigma W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) \geq \Sigma(\eta f_{yb} W_{pb}) \quad (7.3.3-1)$$

3 梁端加强型连接或骨式连接的端部变截面梁与柱连接时:

$$\Sigma W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) \geq \Sigma(\eta f_{yb} W_{pbl} + M_v) \quad (7.3.3-2)$$

式中: W_{pc} 、 W_{pb} ——分别为计算平面内交汇于节点的柱和梁的塑性截面模量 (mm^3);

W_{pbl} ——梁塑性铰所在截面的梁塑性截面模量 (mm^3);

f_{yc} 、 f_{yb} ——分别为柱和梁钢材的屈服强度 (N/mm^2);

N ——按设计地震作用组合得出的柱轴力设计值 (N);

A_c ——框架柱的截面面积 (mm^2);

η ——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_v ——梁塑性铰剪力对梁端产生的附加弯矩 ($\text{N} \cdot \text{mm}$), $M_v = V_{pb} \cdot x$;

V_{pb} ——梁塑性铰剪力 (N);

x ——塑性铰至柱面的距离 (mm),塑性铰可取

梁端部变截面翼缘的最小处。骨式连接取 $(0.5 \sim 0.75)b_f + (0.30 \sim 0.45)h_b$ ， b_f 和 h_b 分别为梁翼缘宽度和梁截面高度。梁端加强型连接可取加强板的长度加四分之一梁高。如有试验依据时，也可按试验取值。

7.3.4 框筒结构柱应满足下式要求：

$$\frac{N_c}{A_c f} \leq \beta \quad (7.3.4)$$

式中： N_c ——框筒结构柱在地震作用组合下的最大轴向压力设计值 (N)；

A_c ——框筒结构柱截面面积 (mm^2)；

f ——框筒结构柱钢材的强度设计值 (N/mm^2)；

β ——系数，一、二、三级时取 0.75，四级时取 0.80。

7.3.5 节点域的抗剪承载力应满足下式要求：

$$(M_{bl} + M_{b2})/V_p \leq (4/3)f_v \quad (7.3.5)$$

式中： M_{bl} 、 M_{b2} ——分别为节点域左、右梁端作用的弯矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)；

V_p ——节点域的有效体积，可按本规程第 7.3.6 条的规定计算。

7.3.6 节点域的有效体积可按下列公式确定：

$$\text{工字形截面柱 (绕强轴)} V_p = h_{bl} h_{cl} t_p \quad (7.3.6-1)$$

$$\text{工字形截面柱 (绕弱轴)} V_p = 2h_{bl} b_f \quad (7.3.6-2)$$

$$\text{箱形截面柱} V_p = (16/9)h_{bl} h_{cl} t_p \quad (7.3.6-3)$$

$$\text{圆管截面柱} V_p = (\pi/2)h_{bl} h_{cl} t_p \quad (7.3.6-4)$$

式中： h_{bl} ——梁翼缘中心间的距离 (mm)；

h_{cl} ——工字形截面柱翼缘中心间的距离、箱形截面壁板中心间的距离和圆管截面柱管壁中线的直径 (mm)；

t_p ——柱腹板和节点域补强板厚度之和，或局部加厚时的节点域厚度 (mm)，箱形柱为一块腹板的厚度

(mm)，圆管柱为壁厚 (mm)；

t_f —— 柱的翼缘厚度 (mm)；

b —— 柱的翼缘宽度 (mm)。

十字形截面柱 (图 7.3.6) $V_p = \varphi h_{bl} (h_{cl} t_p + 2bt_f)$

(7.3.6-5)

$$\varphi = \frac{\alpha^2 + 2.6(1 + 2\beta)}{\alpha^2 + 2.6} \quad (7.3.6-6)$$

$$\alpha = h_{bl}/b \quad (7.3.6-7)$$

$$\beta = A_f/A_w \quad (7.3.6-8)$$

$$A_f = bt_f \quad (7.3.6-9)$$

$$A_w = h_{cl} t_p \quad (7.3.6-10)$$

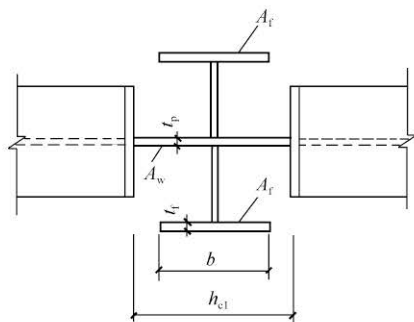


图 7.3.6 十字形柱的节点域体积

7.3.7 柱与梁连接处，在梁上下翼缘对应位置应设置柱的水平加劲肋或隔板。加劲肋（隔板）与柱翼缘所包围的节点域的稳定性，应满足下式要求：

$$t_p \geq (h_{ob} + h_{oc})/90 \quad (7.3.7)$$

式中： t_p —— 柱节点域的腹板厚度 (mm)，箱形柱时为了一块腹板的厚度 (mm)；

h_{ob} 、 h_{oc} —— 分别为梁腹板、柱腹板的高度 (mm)。

7.3.8 抗震设计时节点域的屈服承载力应满足下式要求，当不满足时应进行补强或局部改用较厚柱腹板。

$$\psi(M_{pb1} + M_{pb2})/V_p \leq (4/3)f_{yv} \quad (7.3.8)$$

式中: ψ ——折减系数, 三、四级时取 0.75, 一、二级时取 0.85;

M_{pb1} 、 M_{pb2} ——分别为节点域两侧梁段截面的全塑性受弯承载力 ($N \cdot mm$);

f_{yv} ——钢材的屈服抗剪强度, 取钢材屈服强度的 0.58 倍。

7.3.9 框架柱的长细比, 一级不应大于 $60\sqrt{235/f_y}$, 二级不应大于 $70\sqrt{235/f_y}$, 三级不应大于 $80\sqrt{235/f_y}$, 四级及非抗震设计不应大于 $100\sqrt{235/f_y}$ 。

7.3.10 进行多遇地震作用下构件承载力计算时, 钢结构转换构件下的钢框架柱, 地震作用产生的内力应乘以增大系数, 其值可采用 1.5。

7.4 梁柱板件宽厚比

7.4.1 钢框架梁、柱板件宽厚比限值, 应符合表 7.4.1 的规定。

表 7.4.1 钢框架梁、柱板件宽厚比限值

板件名称		抗震等级				非抗震设计
		一级	二级	三级	四级	
柱	工字形截面翼缘外伸部分	10	11	12	13	13
	工字形截面腹板	43	45	48	52	52
	箱形截面壁板	33	36	38	40	40
	冷成型方管壁板	32	35	37	40	40
	圆管 (径厚比)	50	55	60	70	70
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	9	9	10	11	11
	箱形截面翼缘在两腹板之间部分	30	30	32	36	36
	工字形截面和箱形截面腹板	$72-120\rho$	$72-100\rho$	$80-110\rho$	$85-120\rho$	$85-120\rho$

注: 1 $\rho = N/(Af)$ 为梁轴压比;

2 表列数值适用于 Q235 钢, 采用其他牌号应乘以 $\sqrt{235/f_y}$, 圆管应乘以 $235/f_y$;

3 冷成型方管适用于 Q235GJ 或 Q345GJ 钢;

4 工字形梁和箱形梁的腹板宽厚比, 对一、二、三、四级分别不宜大于 60、65、70、75。

7.4.2 非抗侧力构件的板件宽厚比应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定执行。

7.5 中心支撑框架

7.5.1 高层民用建筑钢结构的中心支撑宜采用：十字交叉斜杆（图 7.5.1-1a），单斜杆（图 7.5.1-1b），人字形斜杆（图 7.5.1-1c）或 V 形斜杆体系。中心支撑斜杆的轴线应交汇于框架梁柱的轴线上。抗震设计的结构不得采用 K 形斜杆体系（图 7.5.1-1d）。当采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设不同倾斜方向的两组单斜杆（图 7.5.1-2），且每层不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。

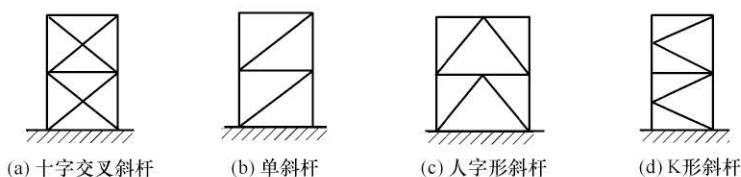


图 7.5.1-1 中心支撑类型

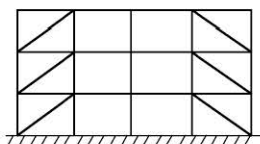


图 7.5.1-2 单斜杆支撑

7.5.2 中心支撑斜杆的长细比，按压杆设计时，不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$ ，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。

7.5.3 中心支撑斜杆的板件宽厚比，不应大于表 7.5.3 规定的限值。

表 7.5.3 钢结构中心支撑板件宽厚比限值

板件名称	一级	二级	三级	四级、非抗震设计
翼缘外伸部分	8	9	10	13
工字形截面腹板	25	26	27	33
箱形截面壁板	18	20	25	30
圆管外径与壁厚之比	38	40	40	42

注：表中数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ ，圆管应乘以 $235/f_y$ 。

7.5.4 支撑斜杆宜采用双轴对称截面。当采用单轴对称截面时，应采取防止绕对称轴屈曲的构造措施。

7.5.5 在多遇地震效应组合作用下，支撑斜杆的受压承载力应满足下式要求：

$$N/(\varphi A_{br}) \leq \psi f / \gamma_{RE} \quad (7.5.5-1)$$

$$\psi = 1/(1 + 0.35\lambda_n) \quad (7.5.5-2)$$

$$\lambda_n = (\lambda/\pi) \sqrt{f_y/E} \quad (7.5.5-3)$$

式中：N——支撑斜杆的轴压力设计值（N）；

A_{br} ——支撑斜杆的毛截面面积（mm²）；

φ ——按支撑长细比 λ 确定的轴心受压构件稳定系数，按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 确定；

ψ ——受循环荷载时的强度降低系数；

λ, λ_n ——支撑斜杆的长细比和正则化长细比；

E——支撑杆件钢材的弹性模量（N/mm²）；

f, f_y ——支撑斜杆钢材的抗压强度设计值（N/mm²）和屈服强度（N/mm²）；

γ_{RE} ——中心支撑屈曲稳定承载力抗震调整系数，按本规程第 3.6.1 条采用。

7.5.6 人字形和 V 形支撑框架应符合下列规定：

- 1 与支撑相交的横梁，在柱间应保持连续。
- 2 在确定支撑跨的横梁截面时，不应考虑支撑在跨中的支

承作用。横梁除应承受大小等于重力荷载代表值的竖向荷载外，尚应承受跨中节点处两根支撑斜杆分别受拉屈服、受压屈曲所引起的不平衡竖向分力和水平分力的作用。在该不平衡力中，支撑的受压屈曲承载力和受拉屈服承载力应分别按 $0.3\varphi Af_y$ 及 Af_y 计算。为了减小竖向不平衡力引起的梁截面过大，可采用跨层 X 形支撑（图 7.5.6a）或采用拉链柱（图 7.5.6b）。

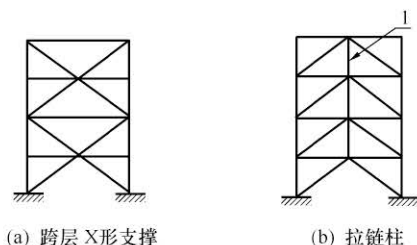


图 7.5.6 人字支撑的加强
1—拉链柱

3 在支撑与横梁相交处，梁的上下翼缘应设置侧向支承，该支承应设计成能承受在数值上等于 0.02 倍的相应翼缘承载力 $f_y b_t t_f$ 的侧向力的作用， f_y 、 b_t 、 t_f 分别为钢材的屈服强度、翼缘板的宽度和厚度。当梁上为组合楼盖时，梁的上翼缘可不必要验算。

7.5.7 当中心支撑构件为填板连接的组合截面时，填板的间距应均匀，每一构件中填板数不得少于 2 块。且应符合下列规定：

1 当支撑屈曲后会在填板的连接处产生剪力时，两填板之间单肢杆件的长细比不应大于组合支撑杆件控制长细比的 0.4 倍。填板连接处的总受剪承载力设计值至少应等于单肢杆件的受拉承载力设计值。

2 当支撑屈曲后不在填板连接处产生剪力时，两填板之间单肢杆件的长细比不应大于组合支撑杆件控制长细比的 0.75 倍。

7.5.8 一、二、三级抗震等级的钢结构，可采用带有耗能装置的中心支撑体系。支撑斜杆的承载力应为耗能装置滑动或屈服时

承载力的 1.5 倍。

7.6 偏心支撑框架

7.6.1 偏心支撑框架中的支撑斜杆，应至少有一端与梁连接，并在支撑与梁交点和柱之间或支撑同一跨内另一支撑与梁交点之间形成消能梁段（图 7.6.1）。超过 50m 的钢结构采用偏心支撑框架时，顶层可采用中心支撑。

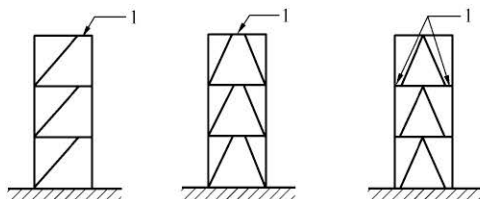


图 7.6.1 偏心支撑框架立面图

1—消能梁段

7.6.2 消能梁段的受剪承载力应符合下列公式的规定：

1 $N \leq 0.15Af$ 时

$$V \leq \phi V_l \quad (7.6.2-1)$$

2 $N > 0.15Af$ 时

$$V \leq \phi V_{lc} \quad (7.6.2-2)$$

式中： N ——消能梁段的轴力设计值（N）；

V ——消能梁段的剪力设计值（N）；

ϕ ——系数，可取 0.9；

V_l 、 V_{lc} ——分别为消能梁段不计入轴力影响和计入轴力影响的受剪承载力（N），可按本规程第 7.6.3 条的规定计算；有地震作用组合时，应按本规程第 3.6.1 条规定除以 γ_{RE} 。

7.6.3 消能梁段的受剪承载力可按下列公式计算：

1 $N \leq 0.15Af$ 时

$$\left. \begin{aligned} V_l &= 0.58A_w f_y \text{ 或 } V_l = 2M_{lp}/a, \text{ 取较小值} \\ A_w &= (h - 2t_f)t_w \\ M_{lp} &= fW_{np} \end{aligned} \right\} \quad (7.6.3-1)$$

2 $N > 0.15Af$ 时

$$V_{lc} = 0.58A_w f_y \sqrt{1 - [N/(fA)]^2} \quad (7.6.3-2)$$

$$\text{或 } V_{lc} = 2.4M_{lp}[1 - N/(fA)]/a, \text{ 取较小值} \quad (7.6.3-3)$$

式中: V_l ——消能梁段不计入轴力影响的受剪承载力 (N);

V_{lc} ——消能梁段计入轴力影响的受剪承载力 (N);

M_{lp} ——消能梁段的全塑性受弯承载力 (N·mm);

a 、 h 、 t_w 、 t_f ——分别为消能梁段的净长 (mm)、截面高度 (mm)、腹板厚度和翼缘厚度 (mm);

A_w ——消能梁段腹板截面面积 (mm²);

A ——消能梁段的截面面积 (mm²);

W_{np} ——消能梁段对其截面水平轴的塑性净截面模量 (mm³);

f 、 f_y ——分别为消能梁段钢材的抗压强度设计值和屈服强度值 (N/mm²)。

7.6.4 消能梁段的受弯承载力应符合下列公式的规定:

1 $N \leq 0.15Af$ 时

$$\frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq f \quad (7.6.4-1)$$

2 $N > 0.15Af$ 时

$$\left(\frac{M}{h} + \frac{N}{2}\right)\frac{1}{b_f t_f} \leq f \quad (7.6.4-2)$$

式中: M ——消能梁段的弯矩设计值 (N·mm);

N ——消能梁段的轴力设计值 (N);

W ——消能梁段的截面模量 (mm³);

A ——消能梁段的截面面积 (mm^2);

h 、 b_f 、 t_f ——分别为消能梁段的截面高度 (mm)、翼缘宽度 (mm) 和翼缘厚度 (mm)。

f ——消能梁端钢材的抗压强度设计值 (N/mm^2), 有地震作用组合时, 应按本规程第 3.6.1 条的规定除以 γ_{RE} 。

7.6.5 有地震作用组合时, 偏心支撑框架中除消能梁段外的构件内力设计值应按下列规定调整:

1 支撑的轴力设计值

$$N_{\text{br}} = \eta_{\text{br}} \frac{V_l}{V} N_{\text{br,com}} \quad (7.6.5-1)$$

2 位于消能梁段同一跨的框架梁的弯矩设计值

$$M_{\text{b}} = \eta_{\text{b}} \frac{V_l}{V} M_{\text{b,com}} \quad (7.6.5-2)$$

3 柱的弯矩、轴力设计值

$$M_{\text{c}} = \eta_{\text{c}} \frac{V_l}{V} M_{\text{c,com}} \quad (7.6.5-3)$$

$$N_{\text{c}} = \eta_{\text{c}} \frac{V_l}{V} N_{\text{c,com}} \quad (7.6.5-4)$$

式中: N_{br} ——支撑的轴力设计值 (kN);

M_{b} ——位于消能梁段同一跨的框架梁的弯矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_{c} 、 N_{c} ——分别为柱的弯矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)、轴力设计值 (kN);

V_l ——消能梁段不计入轴力影响的受剪承载力 (kN), 取式 (7.6.3-1) 中的较大值;

V ——消能梁段的剪力设计值 (kN);

$N_{\text{br,com}}$ ——对应于消能梁段剪力设计值 V 的支撑组合的轴力计算值 (kN);

$M_{\text{b,com}}$ ——对应于消能梁段剪力设计值 V 的位于消能梁段同一跨框架梁组合的弯矩计算值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

$M_{c,com}$ 、 $N_{c,com}$ ——分别为对应于消能梁段剪力设计值 V 的柱组合的弯矩计算值 ($kN \cdot m$)、轴力计算值 (kN);

η_{br} ——偏心支撑框架支撑内力设计值增大系数, 其值在一级时不应小于 1.4, 二级时不应小于 1.3, 三级时不应小于 1.2, 四级时不应小于 1.0;

η_b 、 η_c ——分别为位于消能梁段同一跨的框架梁的弯矩设计值增大系数和柱的内力设计值增大系数, 其值在一级时不应小于 1.3, 二、三、四级时不应小于 1.2。

7.6.6 偏心支撑斜杆的轴向承载力应符合下式要求:

$$\frac{N_{br}}{\varphi A_{br}} \leq f \quad (7.6.6)$$

式中: N_{br} ——支撑的轴力设计值 (N);

A_{br} ——支撑截面面积 (mm^2);

φ ——由支撑长细比确定的轴心受压构件稳定系数;

f ——钢材的抗拉、抗压强度设计值 (N/mm^2), 有地震作用组合时, 应按本规程第 3.6.1 条的规定除以 γ_{RE} 。

7.6.7 偏心支撑框架梁和柱的承载力, 应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定进行验算; 有地震作用组合时, 钢材强度设计值应按本规程第 3.6.1 条的规定除以 γ_{RE} 。

7.7 伸臂桁架和腰桁架

7.7.1 伸臂桁架及腰桁架的布置应符合下列规定:

1 在需要提高结构整体侧向刚度时, 在框架-支撑组成的筒中筒结构或框架-核心筒结构的适当楼层(加强层)可设置伸臂桁架, 必要时可同时在外框柱之间设置腰桁架。伸臂桁架设置在外框架柱与核心构架或核心筒之间, 宜在全楼层对称布置。

2 抗震设计结构中设置加强层时, 宜采用延性较好、刚度

及数量适宜的伸臂桁架及（或）腰桁架，避免加强层范围产生过大的层刚度突变。

3 巨型框架中设置的伸臂桁架应能承受和传递主要的竖向荷载及水平荷载，应与核心构架或核心筒墙体及外框巨柱有同等的抗震性能要求。

4 9 度抗震设防时不宜使用伸臂桁架及腰桁架。

7.7.2 伸臂桁架及腰桁架的设计应符合下列规定：

1 伸臂桁架、腰桁架宜采用钢桁架。伸臂桁架应与核心构架柱或核心筒转角部或有 T 形墙相交部位连接。

2 对抗震设计的结构，加强层及其上、下各一层的竖向构件和连接部位的抗震构造措施，应按规定的结构抗震等级提高一级采用。

3 伸臂桁架与核心构架或核心筒之间的连接应采用刚接，且宜将其贯穿核心筒或核心构架，与另一边的伸臂桁架相连，锚入核心筒剪力墙或核心构架中的桁架弦杆、腹杆的截面面积不小于外部伸臂桁架构件相应截面面积的 $1/2$ 。腰桁架与外框架柱之间应采用刚性连接。

4 在结构施工阶段，应考虑内筒与外框的竖向变形差。对伸臂结构与核心筒及外框柱之间的连接应按施工阶段受力状况采取临时连接措施，当结构的竖向变形差基本消除后再进行刚接。

5 当伸臂桁架或腰桁架兼作转换层构件时，应按本规程第 7.1.6 条规定调整内力并验算其竖向变形及承载能力；对抗震设计的结构尚应按性能目标要求采取措施提高其抗震安全性。

6 伸臂桁架上、下楼层在计算模型中宜按弹性楼板假定。

7 伸臂桁架上、下层楼板厚度不宜小于 160mm。

7.8 其他抗侧力构件

7.8.1 钢板剪力墙的设计，应符合本规程附录 B 的有关规定。

7.8.2 无粘结内藏钢板支撑墙板的设计，应符合本规程附录 C 的有关规定。

7.8.3 钢框架-内嵌竖缝混凝土剪力墙板的设计，应符合本规程附录 D 的有关规定。

7.8.4 屈曲约束支撑的设计，应符合本规程附录 E 的有关规定。

8 连接设计

8.1 一般规定

8.1.1 高层民用建筑钢结构的连接，非抗震设计的结构应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定执行。抗震设计时，构件按多遇地震作用下内力组合设计值选择截面；连接设计应符合构造措施要求，按弹塑性设计，连接的极限承载力应大于构件的全塑性承载力。

8.1.2 钢框架抗侧力构件的梁与柱连接应符合下列规定：

1 梁与 H 形柱（绕强轴）刚性连接以及梁与箱形柱或圆管柱刚性连接时，弯矩由梁翼缘和腹板受弯区的连接承受，剪力由腹板受剪区的连接承受。

2 梁与柱的连接宜采用翼缘焊接和腹板高强度螺栓连接的形式，也可采用全焊接连接。一、二级时梁与柱宜采用加强型连接或骨式连接。

3 梁腹板用高强度螺栓连接时，应先确定腹板受弯区的高度，并应对设置于连接板上的螺栓进行合理布置，再分别计算腹板连接的受弯承载力和受剪承载力。

8.1.3 钢框架抗侧力结构构件的连接系数 α 应按表 8.1.3 的规定采用。

表 8.1.3 钢构件连接的连接系数 α

母材 牌号	梁柱连接		支撑连接、构件拼接		柱 脚	
	母材破坏	高强螺栓 破坏	母材或连 接板破坏	高强螺栓 破坏		
Q235	1.40	1.45	1.25	1.30	埋入式	1.2 (1.0)
Q345	1.35	1.40	1.20	1.25	外包式	1.2 (1.0)

续表 8.1.3

母材 牌号	梁柱连接		支撑连接、构件拼接		柱 脚	
	母材破坏	高强螺栓 破坏	母材或连 接板破坏	高强螺栓 破坏		
Q345GJ	1.25	1.30	1.10	1.15	外露式	1.0

注：1 屈服强度高于 Q345 的钢材，按 Q345 的规定采用；

2 屈服强度高于 Q345GJ 的 GJ 钢材，按 Q345GJ 的规定采用；

3 括号内的数字用于箱形柱和圆管柱；

4 外露式柱脚是指刚接柱脚，只适用于房屋高度 50m 以下。

8.1.4 梁与柱刚性连接时，梁翼缘与柱的连接、框架柱的拼接、外露式柱脚的柱身与底板的连接以及伸臂桁架等重要受拉构件的拼接，均应采用一级全熔透焊缝，其他全熔透焊缝为二级。非熔透的角焊缝和部分熔透的对接与角接组合焊缝的外观质量标准应为二级。现场一级焊缝宜采用气体保护焊。

焊缝的坡口形式和尺寸，宜根据板厚和施工条件，按现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的要求选用。

8.1.5 构件拼接和柱脚计算时，构件的受弯承载力应考虑轴力的影响。构件的全塑性受弯承载力 M_p 应按下列规定以 M_{pc} 代替：

1 对 H 形截面和箱形截面构件应符合下列规定：

1) H 形截面（绕强轴）和箱形截面

$$\text{当 } N/N_y \leq 0.13 \text{ 时 } M_{pc} = M_p \quad (8.1.5-1)$$

$$\text{当 } N/N_y > 0.13 \text{ 时 } M_{pc} = 1.15(1 - N/N_y)M_p \quad (8.1.5-2)$$

2) H 形截面（绕弱轴）

$$\text{当 } N/N_y \leq A_w/A \text{ 时 } M_{pc} = M_p \quad (8.1.5-3)$$

当 $N/N_y > A_w/A$ 时

$$M_{pc} = \left\{ 1 - \left(\frac{N - A_w f_y}{N_y - A_w f_y} \right)^2 \right\} M_p \quad (8.1.5-4)$$

2 圆形空心截面的 M_{pc} 可按下列公式计算：

$$\text{当 } N/N_y \leq 0.2 \text{ 时 } M_{pc} = M_p \quad (8.1.5-5)$$

当 $N/N_y > 0.2$ 时 $M_{pc} = 1.25(1 - N/N_y)M_p$ (8.1.5-6)

式中: N ——构件轴力设计值 (N);

N_y ——构件的轴向屈服承载力 (N);

A ——H 形截面或箱形截面构件的截面面积 (mm^2);

A_w ——构件腹板截面积 (mm^2);

f_y ——构件腹板钢材的屈服强度 (N/mm^2)。

8.1.6 高层民用建筑钢结构承重构件的螺栓连接, 应采用高强度螺栓摩擦型连接。考虑罕遇地震时连接滑移, 螺栓杆与孔壁接触, 极限承载力按承压型连接计算。

8.1.7 高强度螺栓连接受拉或受剪时的极限承载力, 应按本规程附录 F 的规定计算。

8.2 梁与柱刚性连接的计算

8.2.1 梁与柱的刚性连接应按下列公式验算:

$$M_u \geq \alpha M_p \quad (8.2.1-1)$$

$$V_u \geq \alpha (\sum M_p / l_n) + V_{Gb} \quad (8.2.1-2)$$

式中: M_u ——梁与柱连接的极限受弯承载力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

M_p ——梁的全塑性受弯承载力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) (加强型连接按未扩大的原截面计算), 考虑轴力影响时按本规程第 8.1.5 条的 M_{pc} 计算;

$\sum M_p$ ——梁两端截面的塑性受弯承载力之和 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

V_u ——梁与柱连接的极限受剪承载力 (kN);

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

l_n ——梁的净跨 (m);

α ——连接系数, 按本规程表 8.1.3 的规定采用。

8.2.2 梁与柱连接的受弯承载力应按下列公式计算:

$$M_j = W_e^j \cdot f \quad (8.2.2-1)$$

梁与 H 形柱（绕强轴）连接时

$$W_e^j = 2I_e/h_b \quad (8.2.2-2)$$

梁与箱形柱或圆管柱连接时

$$W_e^j = \frac{2}{h_b} \left\{ I_e - \frac{1}{12} t_{wb} (h_{0b} - 2h_m)^3 \right\} \quad (8.2.2-3)$$

式中：\$M_j\$——梁与柱连接的受弯承载力（N·mm）；

\$W_e^j\$——连接的有效截面模量（mm³）；

\$I_e\$——扣除过焊孔的梁端有效截面惯性矩（mm⁴）；当梁腹板用高强度螺栓连接时，为扣除螺栓孔和梁翼缘与连接板之间间隙后的截面惯性矩；

\$h_b\$、\$h_{0b}\$——分别为梁截面和梁腹板的高度（mm）；

\$t_{wb}\$——梁腹板的厚度（mm）；

\$f\$——梁的抗拉、抗压和抗弯强度设计值（N/mm²），

\$h_m\$——梁腹板的有效受弯高度（mm），应按本规程第 8.2.3 条的规定计算。

8.2.3 梁腹板的有效受弯高度 \$h_m\$ 应按下列公式计算（图 8.2.3）：

$$\text{H 形柱（绕强轴）} \quad h_m = h_{0b}/2 \quad (8.2.3-1)$$

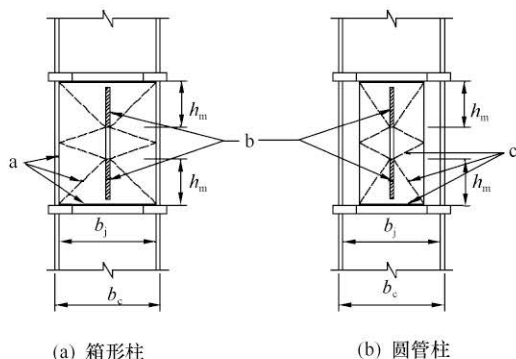


图 8.2.3 工字形梁与箱形柱和圆管柱连接的符号说明
a—壁板的屈服线；b—梁腹板的屈服区；c—钢管壁的屈服线

$$\text{箱形柱时} \quad h_m = \frac{b_j}{\sqrt{\frac{b_j t_{wb} f_{yb}}{t_{fc}^2 f_{yc}} - 4}} \quad (8.2.3-2)$$

$$\text{圆管柱时} \quad h_m = \frac{b_j}{\sqrt{\frac{k_1}{2}} \sqrt{k_2 \sqrt{\frac{3k_1}{2}} - 4}} \quad (8.2.3-3)$$

$$\text{当箱形柱、圆管柱 } h_m < S_r \text{ 时, 取 } h_m = S_r \quad (8.2.3-4)$$

$$\text{当箱形柱 } h_m > \frac{d_j}{2} \text{ 或 } \frac{b_j t_{wb} f_{yb}}{t_{fc}^2 f_{yc}} \leq 4 \text{ 时, 取 } h_m = \frac{d_j}{2} \quad (8.2.3-5)$$

$$\text{当圆管柱 } h_m > \frac{d_j}{2} \text{ 或 } k_2 \sqrt{\frac{3k_1}{2}} \leq 4 \text{ 时, 取 } h_m = \frac{d_j}{2} \quad (8.2.3-6)$$

式中: d_j ——箱形柱壁板上下加劲肋内侧之间的距离 (mm);

b_j ——箱形柱壁板屈服区宽度 (mm), $b_j = b_c - 2t_{fc}$;

b_c ——箱形柱壁板宽度或圆管柱的外径 (mm);

h_m ——与箱形柱或圆管柱连接时, 梁腹板 (一侧) 的有效受弯高度 (mm);

S_r ——梁腹板过焊孔高度, 高强螺栓连接时为剪力板与梁翼缘间间隙的距离 (mm);

h_{0b} ——梁腹板高度 (mm);

f_{yb} ——梁钢材的屈服强度 (N/mm^2), 当梁腹板用高强度螺栓连接时, 为柱连接板钢材的屈服强度 (N/mm^2);

f_{yc} ——柱钢材屈服强度 (N/mm^2);

t_{fc} ——箱形柱壁板厚度 (mm);

t_{fb} ——梁翼缘厚度 (mm);

t_{wb} ——梁腹板厚度 (mm);

k_1, k_2 ——圆管柱有关截面和承载力指标, $k_1 = b_j/t_{fc}$, $k_2 = t_{wb} f_{yb}/(t_{fc} f_{yc})$ 。

8.2.4 抗震设计时，梁与柱连接的极限受弯承载力应按下列规定计算（图 8.2.4）：

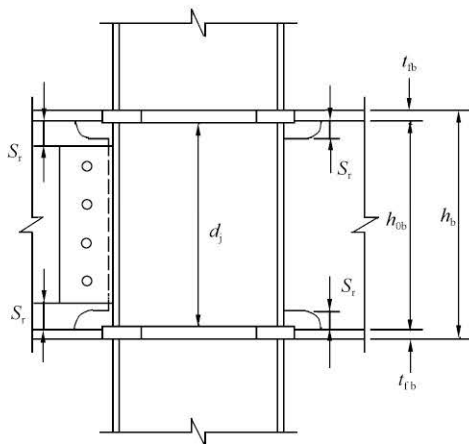


图 8.2.4 梁柱连接

1 梁端连接的极限受弯承载力

$$M_u^i = M_{uf}^i + M_{uw}^i \quad (8.2.4-1)$$

2 梁翼缘连接的极限受弯承载力

$$M_{uf}^i = A_f (h_b - t_{fb}) f_{ub} \quad (8.2.4-2)$$

3 梁腹板连接的极限受弯承载力

$$M_{uw}^i = m \cdot W_{wpe} \cdot f_{yw} \quad (8.2.4-3)$$

$$W_{wpe} = \frac{1}{4} (h_b - 2t_{fb} - 2S_r)^2 t_{wb} \quad (8.2.4-4)$$

4 梁腹板连接的受弯承载力系数 m 应按下列公式计算：

H 形柱（绕强轴） $m = 1 \quad (8.2.4-5)$

箱形柱
$$m = \min \left\{ 1, 4 \frac{t_{fc}}{d_j'} \sqrt{\frac{b_1 \cdot f_{yc}}{t_{wb} \cdot f_{yw}}} \right\} \quad (8.2.4-6)$$

圆管柱
$$m = \min \left\{ 1, \frac{8}{\sqrt{3} k_1 \cdot k_2 \cdot r} \left[\sqrt{k_2 \sqrt{\frac{3k_1}{2}} - 4} + r \sqrt{\frac{k_1}{2}} \right] \right\} \quad (8.2.4-7)$$

式中: W_{wpe} ——梁腹板有效截面的塑性截面模量 (mm^3);
 f_{yw} ——梁腹板钢材的屈服强度 (N/mm^2);
 h_b ——梁截面高度 (mm);
 d_j ——柱上下水平加劲肋 (横隔板) 内侧之间的距离 (mm);
 b_j ——箱形柱壁板内侧的宽度或圆管柱内直径 (mm), $b_j = b_c - 2t_{fc}$;
 r ——圆钢管上下横隔板之间的距离与钢管内径的比值, $r = d_j/b_j$;
 t_{fc} ——箱形柱或圆管柱壁板的厚度 (mm);
 f_{yc} ——柱钢材屈服强度 (N/mm^2);
 f_{yf} 、 f_{yw} ——分别为梁翼缘和梁腹板钢材的屈服强度 (N/mm^2);
 t_{fb} 、 t_{wb} ——分别为梁翼缘和梁腹板的厚度 (mm);
 f_{ub} ——为梁翼缘钢材抗拉强度最小值 (N/mm^2)。

8.2.5 梁腹板与 H 形柱 (绕强轴)、箱形柱或圆管柱的连接, 应符合下列规定:

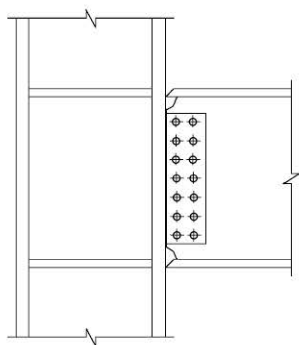


图 8.2.5-1 柱连接板与梁腹板的螺栓连接

1 连接板应采用与梁腹板相同强度等级的钢材制作, 其厚度应比梁腹板大 2mm。连接板与柱的焊接, 应采用双面角焊缝, 在强震区焊缝端部应围焊, 对焊缝的厚度要求与梁腹板与柱的焊缝要求相同。

2 采用高强度螺栓连接时 (图 8.2.5-1), 承受弯矩区和承受剪力区的螺栓数应按弯矩在受弯区引起的水平力和剪力作用在受剪区

(图 8.2.5-2) 分别进行计算, 计算时应考虑连接的不同破坏模式取较小值。

对承受弯矩区：

$$\alpha V_{\text{um}}^j \leq N_u^b = \min \{ n_1 N_{\text{vu}}^b, n_1 N_{\text{cu1}}^b, N_{\text{cu2}}^b, N_{\text{cu3}}^b, N_{\text{cu4}}^b \} \quad (8.2.5-1)$$

对承受剪力区：

$$V_u^j \leq n_2 \cdot \min \{ N_{\text{vu}}^b, N_{\text{cu1}}^b \} \quad (8.2.5-2)$$

式中：

n_1 、 n_2 ——分别为承受弯矩区（一侧）和承受剪力区需要的螺栓数；

V_{um}^j ——为弯矩 M_{uw}^j 引起的承受弯矩区的水平剪力（kN）；

α ——连接系数，按本规程表 8.1.3 的规定采用；

$N_{\text{vu}}^b, N_{\text{cu1}}^b, N_{\text{cu2}}^b, N_{\text{cu3}}^b, N_{\text{cu4}}^b$ ——按本规程附录 F 中的第 F.1.1 条、第 F.1.4 条的规定计算。

3 腹板与柱焊接时（图 8.2.5-3），应设置定位螺栓。腹板承受弯矩区内应验算弯应力与剪应力组合的复合应力，承受剪力区可仅按所承受的剪力进行受剪承载力验算。

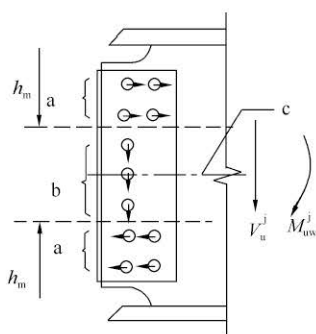


图 8.2.5-2 梁腹板与柱连接时
高强度螺栓连接的内力分担

a—承受弯矩区；b—承受剪力区；c—梁轴线

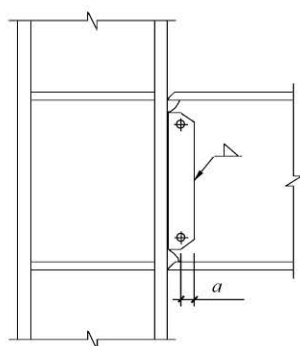


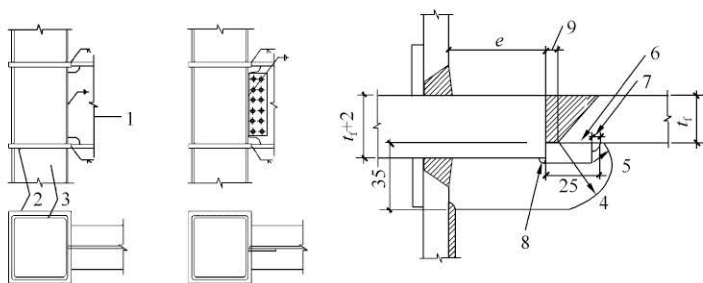
图 8.2.5-3 柱连接板与
梁腹板的焊接连接

a—不小于 50mm

8.3 梁与柱连接的形式和构造要求

8.3.1 框架梁与柱的连接宜采用柱贯通型。在互相垂直的两个方向都与梁刚性连接时，宜采用箱形柱。箱形柱壁板厚度小于16mm时，不宜采用电渣焊焊接隔板。

8.3.2 冷成型箱形柱应在梁对应位置设置隔板，并应采用隔板贯通式连接。柱段与隔板的连接应采用全熔透对接焊缝（图8.3.2）。隔板宜采用Z向钢制作。其外伸部分长度 e 宜为25mm~30mm，以便将相邻焊缝热影响区隔开。



(a) 梁与柱工厂焊接 (b) 梁翼缘焊接腹板栓接 (c) 梁翼缘焊接详图

图 8.3.2 框架梁与冷成型箱形柱隔板的连接

- 1—H 形钢梁；2—横隔板；3—箱形柱；4—大圆弧半径 $\approx 35\text{mm}$ ；5—小圆弧半径 $\approx 10\text{mm}$ ；6—衬板厚度 8mm 以上；7—圆弧端点至衬板边缘 5mm；8—隔板外侧衬板边缘采用连续焊缝；9—焊根宽度 7mm，坡口角度 35°

8.3.3 当梁与柱在现场焊接时，梁与柱连接的过焊孔，可采用常规型（图 8.3.3-1）和改进型（图 8.3.3-2）两种形式。采用改进型时，梁翼缘与柱的连接焊缝应采用气体保护焊。

梁翼缘与柱翼缘间应采用全熔透坡口焊缝，抗震等级一、二级时，应检验焊缝的 V 形切口冲击韧性，其夏比冲击韧性在 -20°C 时不低于 27J。

梁腹板（连接板）与柱的连接焊缝，当板厚小于 16mm 时可采用双面角焊缝，焊缝的有效截面高度应符合受力要求，且不

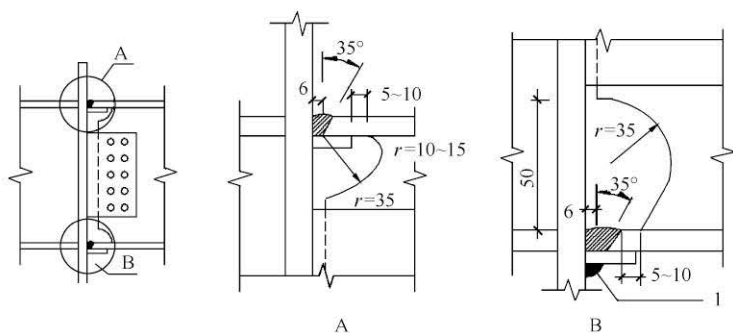
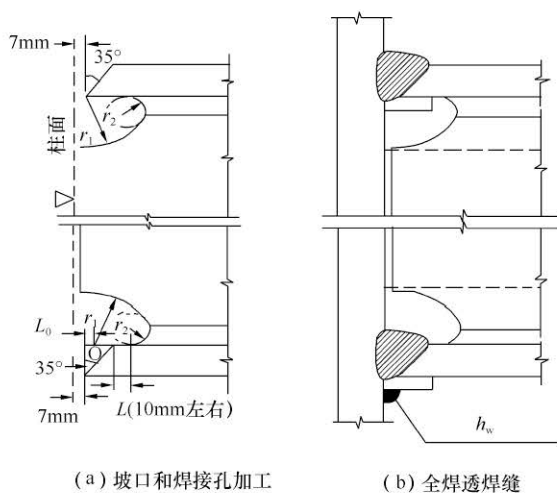


图 8.3.3-1 常规型过焊孔

1— $h_w \approx 5$ 长度等于翼缘总宽度



(a) 坡口和焊接孔加工

(b) 全焊透焊缝

图 8.3.3-2 改进型过焊孔

$r_1 = 35\text{mm}$ 左右; $r_2 = 10\text{mm}$ 以上;

O 点位置: $t_f < 22\text{mm}$; $L_0 (\text{mm}) = 0$

$t_f \geq 22\text{mm}$; $L_0 (\text{mm}) = 0.75 t_f - 15$, t_f 为下翼缘板厚

$h_w \approx 5$ 长度等于翼缘总宽度

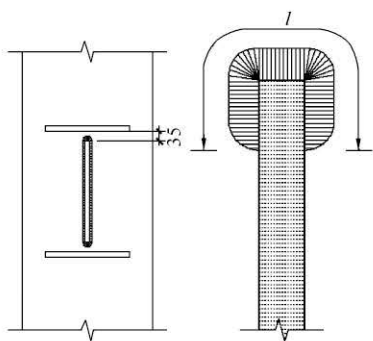


图 8.3.3-3 围焊的施焊要求

得小于 5mm。当腹板厚度等于或大于 16mm 时应采用 K 形坡口焊缝。设防烈度 7 度 (0.15g) 及以上时, 梁腹板与柱的连接焊缝应采用围焊, 围焊在竖向部分的长度 l 应大于 400mm 且连续施焊 (图 8.3.3-3)。

8.3.4 梁与柱的加强型连接或骨式连接 包含下列形式, 有依据时也可采用其他

形式。

1 梁翼缘扩翼式连接 (图 8.3.4-1), 图中尺寸应按下列公式确定:

$$l_a = (0.50 \sim 0.75)b_f \quad (8.3.4-1)$$

$$l_b = (0.30 \sim 0.45)h_b \quad (8.3.4-2)$$

$$b_{wf} = (0.15 \sim 0.25)b_f \quad (8.3.4-3)$$

$$R = \frac{l_b^2 + b_{wf}^2}{2b_{wf}} \quad (8.3.4-4)$$

式中: h_b ——梁的高度 (mm);

b_f ——梁翼缘的宽度 (mm);

R ——梁翼缘扩翼半径 (mm)。

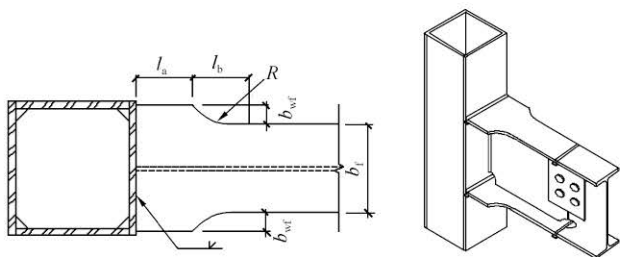


图 8.3.4-1 梁翼缘扩翼式连接

2 梁翼缘局部加宽式连接 (图 8.3.4-2), 图中尺寸应按下列公式确定:

$$l_a = (0.50 \sim 0.75)h_b \quad (8.3.4-5)$$

$$b_s = (1/4 \sim 1/3)b_f \quad (8.3.4-6)$$

$$b'_s = 2t_f + 6 \quad (8.3.4-7)$$

$$t_s = t_f \quad (8.3.4-8)$$

式中: t_f —— 梁翼缘厚度 (mm);
 t_s —— 局部加宽板厚度 (mm)。

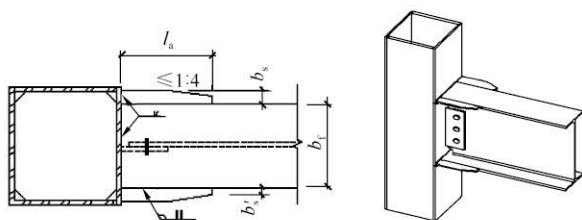


图 8.3.4-2 梁翼缘局部加宽式连接

3 梁翼缘盖板式连接 (图 8.3.4-3):

$$L_{cp} = (0.5 \sim 0.75)h_b \quad (8.3.4-9)$$

$$b_{cp1} = b_f - 3t_{cp} \quad (8.3.4-10)$$

$$b_{cp2} = b_f + 3t_{cp} \quad (8.3.4-11)$$

$$t_{cp} \geq t_f \quad (8.3.4-12)$$

式中: t_{cp} —— 楔形盖板厚度 (mm)。

4 梁翼缘板式连接 (图 8.3.4-4), 图中尺寸应按下列公式确定:

$$l_{tp} = (0.5 \sim 0.8)h_b \quad (8.3.4-13)$$

$$b_{tp} = b_f + 4t_f \quad (8.3.4-14)$$

$$t_{tp} = (1.2 \sim 1.4)t_f \quad (8.3.4-15)$$

式中: t_{tp} —— 梁翼缘板厚度 (mm)。

5 梁骨式连接 (图 8.3.4-5), 切割面应采用铣刀加工。图中尺寸应按下列公式确定:

$$a = (0.5 \sim 0.75)b_f \quad (8.3.4-16)$$

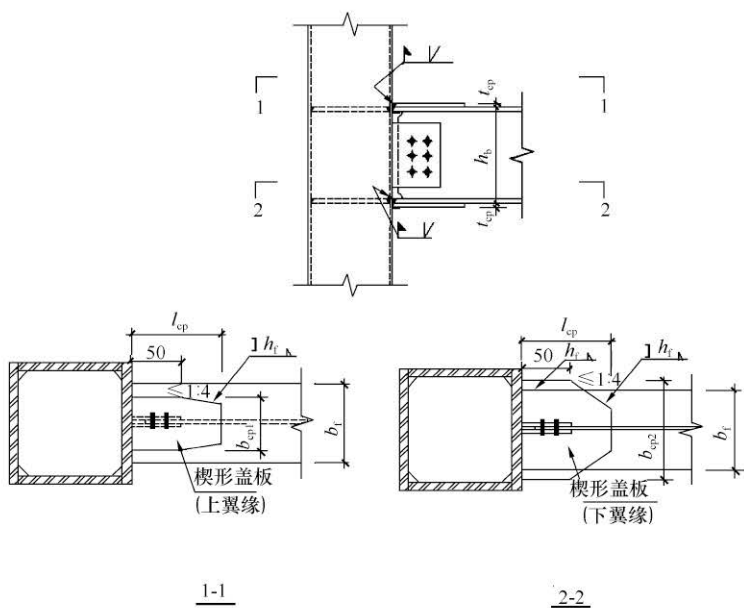


图 8.3.4-3 梁翼缘盖板式连接

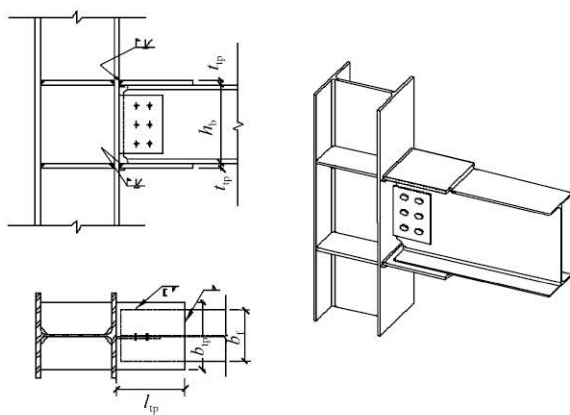


图 8.3.4-4 梁翼缘板式连接

$$b = (0.65 \sim 0.85)h_b \quad (8.3.4-17)$$

$$c = 0.25b_b \quad (8.3.4-18)$$

$$R = (4c^2 + b^2)/8c \quad (8.3.4-19)$$

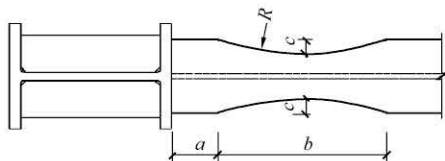


图 8.3.4-5 梁骨式连接

8.3.5 梁与 H 形柱（绕弱轴）刚性连接时，加劲肋应伸至柱翼缘以外 75mm，并以变宽度形式伸至梁翼缘，与后者用全熔透对接焊缝连接。加劲肋应两面设置（无梁外侧加劲肋厚度不应小于梁翼缘厚度之半）。翼缘加劲肋应大于梁翼缘厚度，以协调翼缘的允许偏差。梁腹板与柱连接板用高强螺栓连接。

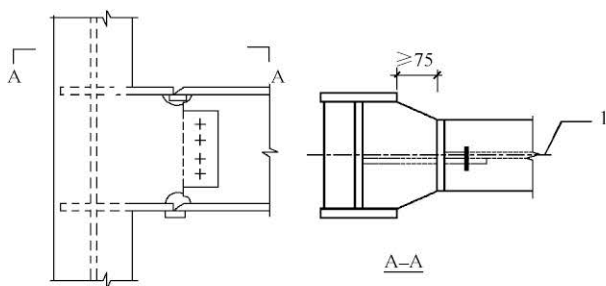


图 8.3.5 梁与 H 形柱弱轴刚性连接

1—梁柱轴线

8.3.6 框架梁与柱刚性连接时，应在梁翼缘的对应位置设置水平加劲肋（隔板）。对抗震设计的结构，水平加劲肋（隔板）厚度不得小于梁翼缘厚度加 2mm，其钢材强度不得低于梁翼缘的钢材强度，其外侧应与梁翼缘外侧对齐（图 8.3.6）。对非抗震设计的结构，水平加劲肋（隔板）应能传递梁翼缘的集中力，厚度应由计算确定；当内力较小时，其厚度不得小于梁翼缘厚度的 1/2，并应

符合板件宽厚比限值。水平加劲肋宽度应从柱边缘后退 10mm。

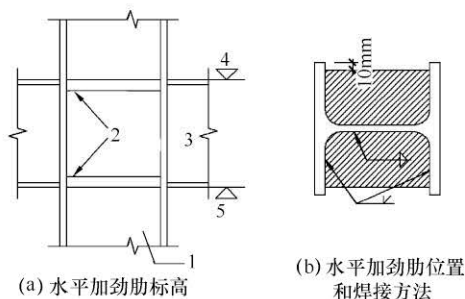


图 8.3.6 柱水平加劲肋与梁翼缘外侧对齐

1—柱；2—水平加劲肋；3—梁；

4—强轴方向梁上端；5—强轴方向梁下端

8.3.7 当柱两侧的梁高不等时，每个梁翼缘对应位置均应按本条的要求设置柱的水平加劲肋。加劲肋的间距不应小于 150mm，且不应小于水平加劲肋的宽度（图 8.3.7a）。当不能满足此要求时，应调整梁的端部高度，可将截面高度较小的梁腹板高度局部加大，腋部翼缘的坡度不得大于 1:3（图 8.3.7b）。当与柱相连的梁在柱的两个相互垂直的方向高度不等时，应分别设置柱的水平加劲肋（图 8.3.7c）。

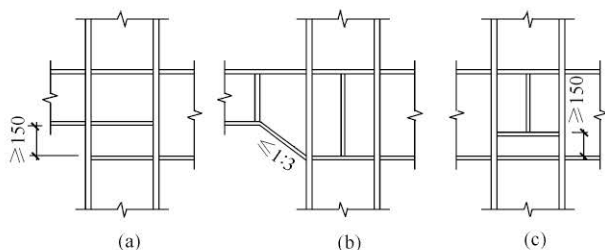


图 8.3.7 柱两侧梁高不等时的水平加劲肋

8.3.8 当节点域厚度不满足本规程第 7.3.5 条～第 7.3.8 条要求时，对焊接组合柱宜将腹板在节点域局部加厚（图 8.3.8-1），腹板加厚的范围应伸出梁上下翼缘外不小于 150mm；对轧制 H

形钢柱可贴焊补强板加强（图 8.3.8-2）。

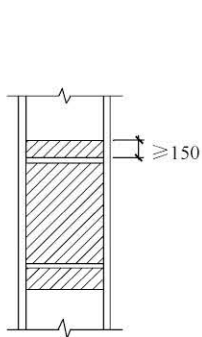


图 8.3.8-1 节点域的加厚

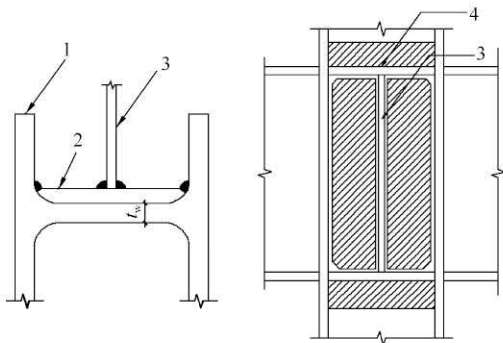


图 8.3.8-2 补强板的设置
1—翼缘；2—补强板；3—弱轴方向梁腹板；
4—水平加劲肋

8.3.9 梁与柱铰接时（图 8.3.9），与梁腹板相连的高强度螺栓，除应承受梁端剪力外，尚应承受偏心弯矩的作用，偏心弯矩 M 应按下式计算。当采用现浇钢筋混凝土楼板将主梁和次梁连成整体时，可不计算偏心弯矩的影响。

$$M = V \cdot e \quad (8.3.9)$$

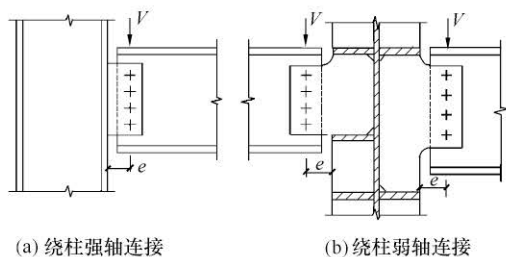


图 8.3.9 梁与柱的铰接

8.4 柱与柱的连接

8.4.1 柱与柱的连接应符合下列规定：

1 钢框架宜采用 H 形柱、箱形柱或圆管柱，钢筋混凝土柱中钢筋宜采用 H 形或十字形。

2 框架柱的拼接处至梁面的距离应为 $1.2\text{m} \sim 1.3\text{m}$ 或柱净高的一半，取二者的较小值。抗震设计时，框架柱的拼接应采用坡口全熔透焊缝。非抗震设计时，柱拼接也可采用部分熔透焊缝。

3 采用部分熔透焊缝进行柱拼接时，应进行承载力验算。当内力较小时，设计弯矩不得小于柱全塑性弯矩的一半。

8.4.2 箱形柱宜为焊接柱，其角部的组装焊缝一般应采用 V 形坡口部分熔透焊缝。当箱形柱壁板的 Z 向性能有保证，通过工艺试验确认不会引起层状撕裂时，可采用单边 V 形坡口焊缝。

箱形柱含有组装焊缝一侧与框架梁连接后，其抗震性能低于未设焊缝的一侧，应将不含组装焊缝的一侧置于主要受力方向。

组装焊缝厚度不应小于板厚的 $1/3$ ，且不应小于 16mm ，抗震设计时不应小于板厚的 $1/2$ （图 8.4.2-1a）。当梁与柱刚性连接时，在框架梁翼缘的上、下 500mm 范围内，应采用全熔透焊缝；柱宽度大于 600mm 时，应在框架梁翼缘的上、下 600mm 范围内采用全熔透焊缝（图 8.4.2-1b）。

十字形柱应由钢板或两个 H 形钢焊接组合而成（图 8.4.2-2）；组装焊缝均采用部分熔透的 K 形坡口焊缝，每边焊接深度不应小于 $1/3$ 板厚。

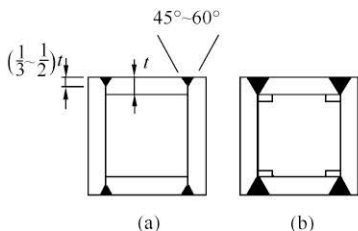


图 8.4.2-1 箱形组合柱
的角部组装焊缝

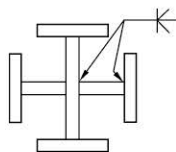


图 8.4.2-2 十字形柱
的组装焊缝

8.4.3 在柱的工地接头处应设置安装耳板，耳板厚度应根据阵

风和其他施工荷载确定，并不得小于 10mm。耳板宜仅设于柱的一个方向的两侧。

8.4.4 非抗震设计的高层民用建筑钢结构，当柱的弯矩较小且不产生拉力时，可通过上下柱接触面直接传递 25% 的压力和 25% 的弯矩，此时柱的上下端应磨平顶紧，并应与柱轴线垂直。坡口焊缝的有效深度 t_e 不宜小于板厚的 1/2（图 8.4.4）。

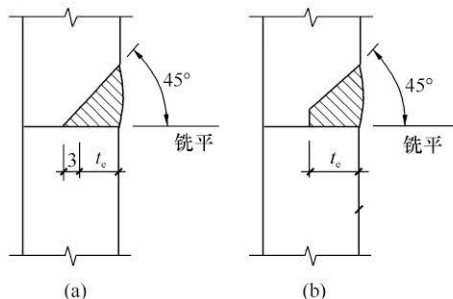


图 8.4.4 柱接头的部分熔透焊缝

8.4.5 H 形柱在工地的接头，弯矩应由翼缘和腹板承受，剪力应由腹板承受，轴力应由翼缘和腹板分担。翼缘接头宜采用坡口全熔透焊缝，腹板可采用高强度螺栓连接。当采用全焊接接头时，上柱翼缘应开 V 形坡口，腹板应开 K 形坡口。

8.4.6 箱形柱的工地接头应全部采用焊接（图 8.4.6）。非抗震设计时，可按本规程第 8.4.4 条的规定执行。

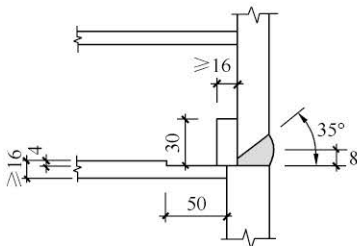


图 8.4.6 箱形柱的工地焊接

下节箱形柱的上端应设置隔板，并应与柱口齐平，厚度不宜

小于 16mm。其边缘应与柱口截面一起刨平。在上节箱形柱安装单元的下部附近，尚应设置上柱隔板，其厚度不宜小于 10mm。柱在工地接头的上下侧各 100mm 范围内，截面组装焊缝应采用坡口全熔透焊缝。

8.4.7 当需要改变柱截面积时，柱截面高度宜保持不变而改变翼缘厚度。当需要改变柱截面高度时，对边柱宜采用图 8.4.7a 的做法，对中柱宜采用图 8.4.7b 的做法，变截面的上下端均应设置隔板。当变截面段位于梁柱接头时，可采用图 8.4.7c 的做法，变截面两端距梁翼缘不宜小于 150mm。

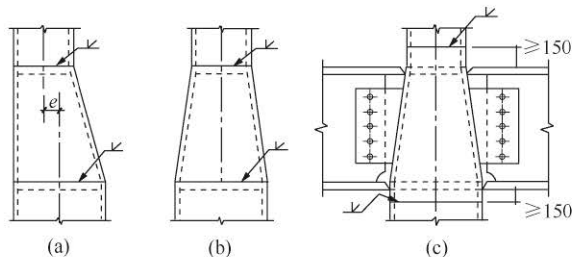


图 8.4.7 柱的变截面连接

8.4.8 十字形柱与箱形柱相连处，在两种截面的过渡段中，十字形柱的腹板应伸入箱形柱内，其伸入长度不应小于钢柱截面高度加 200mm (图 8.4.8)。与上部钢结构相连的钢筋混凝土柱，

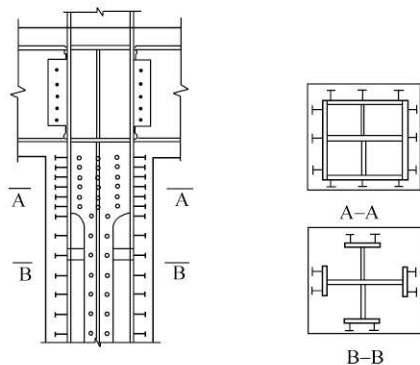


图 8.4.8 十字形柱与箱形柱的连接

沿其全高应设栓钉，栓钉间距和列距在过渡段内宜采用 150mm，最大不得超过 200mm；在过渡段外不应大于 300mm。

8.5 梁与梁的连接和梁腹板设孔的补强

8.5.1 梁的拼接应符合下列规定：

- 1 翼缘采用全熔透对接焊缝，腹板用高强度螺栓摩擦型连接；
- 2 翼缘和腹板均采用高强度螺栓摩擦型连接；
- 3 三、四级和非抗震设计时可采用全截面焊接；
- 4 抗震设计时，应先做螺栓连接的抗滑移承载力计算，然后再进行极限承载力计算；非抗震设计时，可只做抗滑移承载力计算。

8.5.2 梁拼接的受弯、受剪承载力应符合下列规定：

- 1 梁拼接的受弯、受剪极限承载力应满足下列公式要求：

$$M_{ub,sp} \geq \alpha M_p \quad (8.5.2-1)$$

$$V_{ub,sp} \geq \alpha(2M_p/l_n) + V_{Gb} \quad (8.5.2-2)$$

- 2 框架梁的拼接，当全截面采用高强度螺栓连接时，其在弹性设计时计算截面的翼缘和腹板弯矩宜满足下列公式要求：

$$M = M_f + M_w \geq M_j \quad (8.5.2-3)$$

$$M_f \geq (1 - \psi \cdot I_w/I_0) M_j \quad (8.5.2-4)$$

$$M_w \geq (\psi \cdot I_w/I_0) M_j \quad (8.5.2-5)$$

式中： $M_{ub,sp}$ ——梁拼接的极限受弯承载力（kN·m）；

$V_{ub,sp}$ ——梁拼接的极限受剪承载力（kN）；

M_f 、 M_w ——分别为拼接处梁翼缘和梁腹板的弯矩设计值（kN·m）；

M_j ——拼接处梁的弯矩设计值原则上应等于 $W_b f_y$ ，当拼接处弯矩较小时，不应小于 $0.5 W_b f_y$ ， W_b 为梁的截面塑性模量， f_y 为梁钢材的屈服强度（MPa）；

I_w ——梁腹板的截面惯性矩（m⁴）；

I_0 ——梁的截面惯性矩（m⁴）；

ψ ——弯矩传递系数，取 0.4；

α ——连接系数，按本规程表 8.1.3 的规定采用。

8.5.3 抗震设计时，梁的拼接应按本规程第 8.1.5 条的要求考虑轴力的影响；非抗震设计时，梁的拼接可按内力设计，腹板连接应按受全部剪力和部分弯矩计算，翼缘连接应按所分配的弯矩计算。

8.5.4 次梁与主梁的连接宜采用简支连接，必要时也可采用刚性连接（图 8.5.4）。

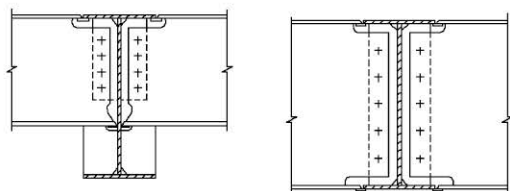


图 8.5.4 梁与梁的刚性连接

8.5.5 抗震设计时，框架梁受压翼缘根据需要设置侧向支承（图 8.5.5），在出现塑性铰的截面上、下翼缘均应设置侧向支承。当梁上翼缘与楼板有可靠连接时，固端梁下翼缘在梁端 0.15 倍梁跨附近均宜设置隅撑（图 8.5.5a）；梁端采用加强型连接或骨式连接时，应在塑性区外设置竖向加劲肋，隅撑与偏置 45°的竖向加劲肋在梁下翼缘附近相连（图 8.5.5b），该竖向加

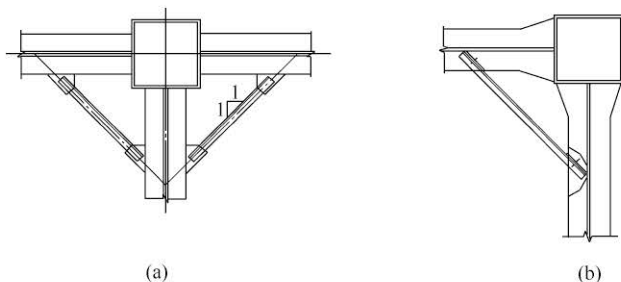


图 8.5.5 梁的隅撑设置

劲肋不应与翼缘焊接。梁端下翼缘宽度局部加大，对梁下翼缘侧向约束较大时，视情况也可不设隅撑。相邻两支承点间的构件长细比，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 对塑性设计的有关规定。

8.5.6 当管道穿过钢梁时，腹板中的孔口应予补强。补强时，弯矩可仅由翼缘承担，剪力由孔口截面的腹板和补强板共同承担，并符合下列规定：

1 不应在距梁端相当于梁高的范围内设孔，抗震设计的结构不应在隅撑范围内设孔。孔口直径不得大于梁高的 $1/2$ 。相邻圆形孔口边缘间的距离不得小于梁高，孔口边缘至梁翼缘外皮的距离不得小于梁高的 $1/4$ 。

圆形孔直径小于或等于 $1/3$ 梁高时，可不予补强。当大于 $1/3$ 梁高时，可用环形加劲肋加强（图 8.5.6-1a），也可用套管（图 8.5.6-1b）或环形补强板（图 8.5.6-1c）加强。

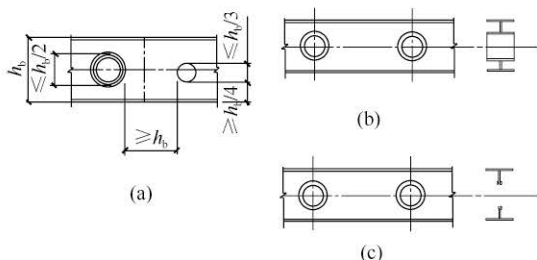


图 8.5.6-1 梁腹板圆形孔口的补强

圆形孔口加劲肋截面不宜小于 $100\text{mm} \times 10\text{mm}$ ，加劲肋边缘至孔口边缘的距离不宜大于 12mm 。圆形孔口用套管补强时，其厚度不宜小于梁腹板厚度。用环形板补强时，若在梁腹板两侧设置，环形板的厚度可稍小于腹板厚度，其宽度可取 $75\text{mm} \sim 125\text{mm}$ 。

2 矩形孔口与相邻孔口间的距离不得小于梁高或矩形孔口长度之较大值。孔口上下边缘至梁翼缘外皮的距离不得小于梁高的 $1/4$ 。矩形孔口长度不得大于 750mm ，孔口高度不得大于梁高的 $1/2$ ，其边缘应采用纵向和横向加劲肋加强。

矩形孔口上下边缘的水平加劲肋端部宜伸至孔口边缘以外各300mm。当矩形孔口长度大于梁高时，其横向加劲肋应沿梁全高设置（图 8.5.6-2）。

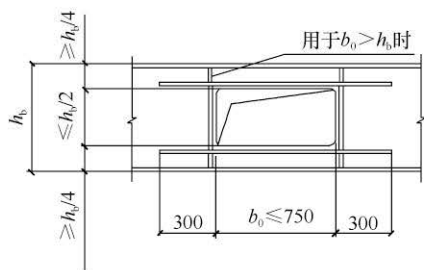


图 8.5.6-2 梁腹板矩形孔口的补强

矩形孔口加劲肋截面不宜小于 $125\text{mm} \times 18\text{mm}$ 。当孔口长度大于 500mm 时，应在梁腹板两侧设置加劲肋。

8.6 钢 柱 脚

8.6.1 钢柱柱脚包括外露式柱脚、外包式柱脚和埋入式柱脚三类（图 8.6.1-1）。抗震设计时，宜优先采用埋入式；外包式柱脚可在有地下室的高层民用建筑中采用。各类柱脚均应进行受压、受弯、受剪承载力计算，其轴力、弯矩、剪力的设计值取钢柱底部的相应设计值。各类柱脚构造应分别符合下列规定：

1 钢柱外露式柱脚应通过底板锚栓固定于混凝土基础上（图 8.6.1-1a），高层民用建筑的钢柱应采用刚接柱脚。三级及以上抗震等级时，锚栓截面面积不宜小于钢柱下端截面积的 20%。

2 钢柱外包式柱脚由钢柱脚和外包混凝土组成，位于混凝土基础顶面以上（图 8.6.1-1b），钢柱脚与基础的连接应采用抗弯连接。外包混凝土的高度不应小于钢柱截面高度的 2.5 倍，且从柱脚底板到外包层顶部箍筋的距离与外包混凝土宽度之比不应小于 1.0。外包层内纵向受力钢筋在基础内的锚固长度（ l_a ， l_{aE} ）应根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关

规定确定，且四角主筋的上、下都应加弯钩，弯钩投影长度不应小于 $15d$ ；外包层中应配置箍筋，箍筋的直径、间距和配箍率应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中钢筋混凝土柱的要求；外包层顶部箍筋应加密且不应少于 3 道，其间距不应大于 50mm。外包部分的钢柱翼缘表面宜设置栓钉。

3 钢柱埋入式柱脚是将柱脚埋入混凝土基础内（图 8.6.1-1c），H 形截面柱的埋置深度不应小于钢柱截面高度的 2 倍，箱形柱的埋置深度不应小于柱截面长边的 2.5 倍，圆管柱的埋置深度不应小于柱外径的 3 倍；钢柱脚底板应设置锚栓与下部混凝土连接。钢柱埋入部分的侧边混凝土保护层厚度要求（图 8.6.1-2a）： C_1 不得小于钢柱受弯方向截面高度的一半，且不小于 250mm， C_2 不得小于钢柱受弯方向截面高度的 $2/3$ ，且不小于 400mm。

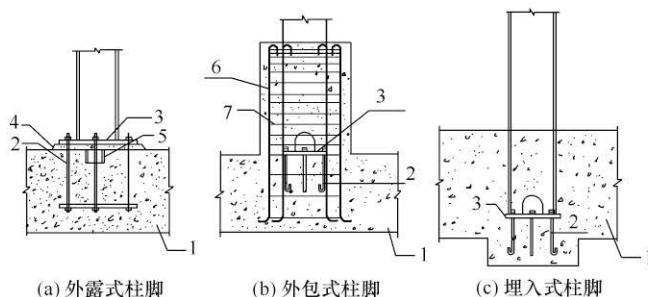


图 8.6.1-1 柱脚的不同形式

- 1—基础；2—锚栓；3—底板；4—无收缩砂浆；
5—抗剪键；6—主筋；7—箍筋

钢柱埋入部分的四角应设置竖向钢筋，四周应配置箍筋，箍筋直径不应小于 10mm，其间距不大于 250mm；在边柱和角柱柱脚中，埋入部分的顶部和底部尚应设置 U 形钢筋（图 8.6.1-2b），U 形钢筋的开口应向内；U 形钢筋的锚固长度应从钢柱内侧算起，锚固长度（ l_a ， l_{aE} ）应根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定确定。埋入部分的柱表面宜设

置栓钉。

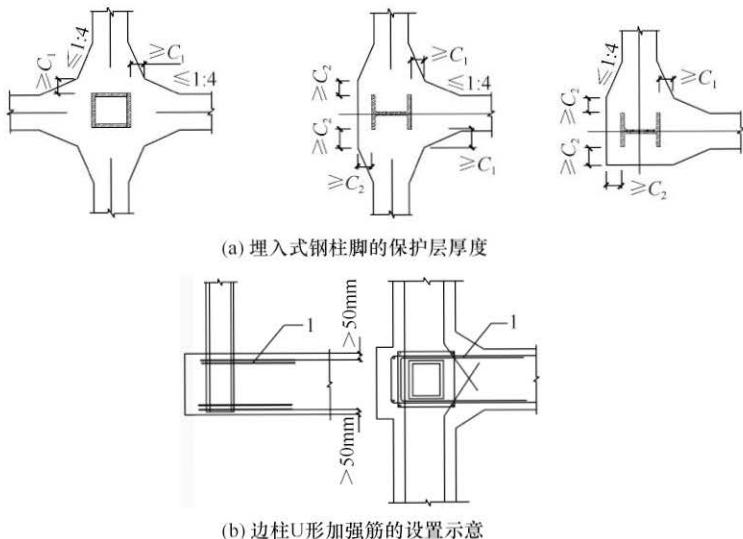


图 8.6.1-2 埋入式柱脚的其他构造要求

1—U形加强筋（二根）

在混凝土基础顶部，钢柱应设置水平加劲肋。当箱形柱壁板宽厚比大于 30 时，应在埋入部分的顶部设置隔板；也可在箱形柱的埋入部分填充混凝土，当混凝土填充至基础顶部以上 1 倍箱形截面高度时，埋入部分的顶部可不设隔板。

4 钢柱柱脚的底板均应布置锚栓按抗弯连接设计（图 8.6.1-3），锚栓埋入长度不应小于其直径的 25 倍，锚栓底部应设锚板或弯钩，锚板厚度宜大于 1.3 倍锚栓直径。应保证锚栓四周及底部的混凝土有足够厚度，避免基础冲切破坏；锚栓应按混

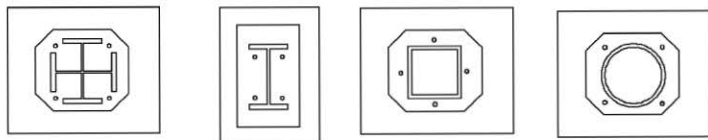


图 8.6.1-3 抗弯连接钢柱底板形状和锚栓的配置

凝土基础要求设置保护层。

5 埋入式柱脚不宜采用冷成型箱形柱。

8.6.2 外露式柱脚的设计应符合下列规定：

1 钢柱轴力由底板直接传至混凝土基础，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 验算柱脚底板下混凝土的局部承压，承压面积为底板面积。

2 在轴力和弯矩作用下计算所需锚栓面积，应按下式验算：

$$M \leq M_1 \quad (8.6.2-1)$$

式中： M ——柱脚弯矩设计值（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

M_1 ——在轴力与弯矩作用下按钢筋混凝土压弯构件截面设计方法计算的柱脚受弯承载力（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）。设截面为底板面积，由受拉边的锚栓单独承受拉力，混凝土基础单独承受压力，受压边的锚栓不参加工作，锚栓和混凝土的强度均取设计值。

3 抗震设计时，在柱与柱脚连接处，柱可能出现塑性铰的柱脚极限受弯承载力应大于钢柱的全塑性抗弯承载力，应按下式验算：

$$M_u \geq M_{pc} \quad (8.6.2-2)$$

式中： M_{pc} ——考虑轴力时柱的全塑性受弯承载力（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ），按本规程第 8.1.5 条的规定计算；

M_u ——考虑轴力时柱脚的极限受弯承载力（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ），按本条第 2 款中计算 M_1 的方法计算，但锚栓和混凝土的强度均取标准值。

4 钢柱底部的剪力可由底板与混凝土之间的摩擦力传递，摩擦系数取 0.4；当剪力大于底板下的摩擦力时，应设置抗剪键，由抗剪键承受全部剪力；也可由锚栓抵抗全部剪力，此时底板上的锚栓孔直径不应大于锚栓直径加 5mm，且锚栓垫片下应设置盖板，盖板与柱底板焊接，并计算焊缝的抗剪强度。当锚栓同时受拉、受剪时，单根锚栓的承载力应按下式计算：

$$\left(\frac{N_t}{N_t^a}\right)^2 + \left(\frac{V_v}{V_v^a}\right)^2 \leq 1 \quad (8.6.2-3)$$

式中: N_t ——单根锚栓承受的拉力设计值 (N);

V_v ——单根锚栓承受的剪力设计值 (N);

N_t^a ——单根锚栓的受拉承载力 (N), 取 $N_t^a = A_e f_t^a$;

V_v^a ——单根锚栓的受剪承载力 (N), 取 $V_v^a = A_e f_v^a$;

A_e ——单根锚栓截面面积 (mm^2);

f_t^a ——锚栓钢材的抗拉强度设计值 (N/mm^2);

f_v^a ——锚栓钢材的抗剪强度设计值 (N/mm^2)。

8.6.3 外包式柱脚的设计应符合下列规定:

1 柱脚轴向压力由钢柱底板直接传给基础, 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 验算柱脚底板下混凝土的局部承压, 承压面积为底板面积。

2 弯矩和剪力由外包层混凝土和钢柱脚共同承担, 按外包层的有效面积计算 (图 8.6.3-1)。柱脚的受弯承载力应按下式验算:

$$M \leq 0.9 A_s f h_0 + M_1 \quad (8.6.3-1)$$

式中: M ——柱脚的弯矩设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

A_s ——外包层混凝土中受拉侧的钢筋截面面积 (mm^2);

f ——受拉钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2);

h_0 ——受拉钢筋合力点至混凝土受压区边缘的距离 (mm);

M_1 ——钢柱脚的受弯承载力 ($\text{N} \cdot \text{mm}$), 按本规程第 8.6.2 条外露式钢柱脚 M_1 的计算方法计算。

3 抗震设计时, 在外包混凝土顶部箍筋处, 柱可能出现塑性铰的柱脚极限受弯承载力应大于钢柱的全塑性受弯承载力 (图 8.6.3-2)。柱脚的极限受弯承载力应按下列公式验算:

$$M_u \geq \alpha M_{pc} \quad (8.6.3-2)$$

$$M_u = \min \{M_{u1}, M_{u2}\} \quad (8.6.3-3)$$

$$M_{u1} = M_{pc} / (1 - l_r / l) \quad (8.6.3-4)$$

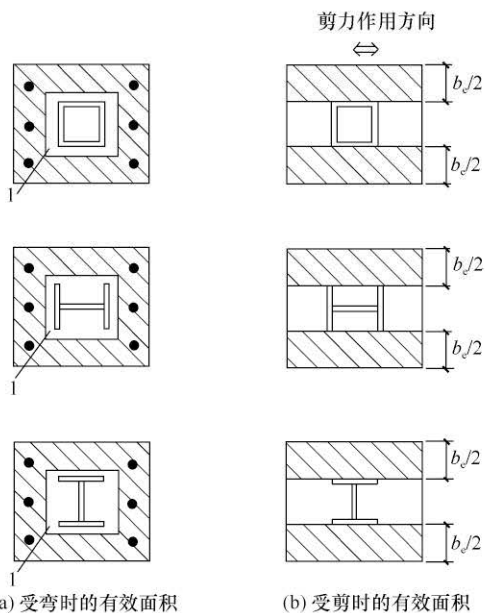


图 8.6.3-1 斜线部分为外包式钢筋混凝土的有效面积
1—底板

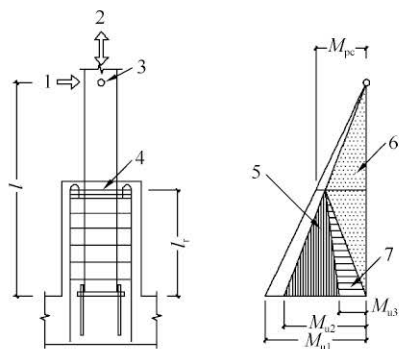


图 8.6.3-2 极限受弯承载力时外包式柱脚的受力状态
1—剪力；2—轴力；3—柱的反弯点；4—最上部箍筋；
5—外包钢筋混凝土的弯矩；6—钢柱的弯矩；
7—作为外露式柱脚的弯矩

$$M_{u2} = 0.9A_s f_{yk} h_0 + M_{u3} \quad (8.6.3-5)$$

式中: M_u ——柱脚连接的极限受弯承载力 ($N \cdot mm$);

M_{pc} ——考虑轴力时, 钢柱截面的全塑性受弯承载力 ($N \cdot mm$), 按本规程第 8.1.5 条的规定计算;

M_{u1} ——考虑轴力影响, 外包混凝土顶部箍筋处钢柱弯矩达到全塑性受弯承载力 M_{pc} 时, 按比例放大的外包混凝土底部弯矩 ($N \cdot mm$);

l ——钢柱底板到柱反弯点的距离 (mm), 可取柱脚所在层层高的 $2/3$;

l_r ——外包混凝土顶部箍筋到柱底板的距离 (mm);

M_{u2} ——外包钢筋混凝土的抗弯承载力 ($N \cdot mm$) 与 M_{u3} 之和;

M_{u3} ——钢柱脚的极限受弯承载力 ($N \cdot mm$), 按本规程第 8.6.2 条外露式钢柱脚 M_u 的计算方法计算;

α ——连接系数, 按本规程表 8.1.3 的规定采用;

f_{yk} ——钢筋的抗拉强度最小值 (N/mm^2)。

4 外包层混凝土截面的受剪承载力应满足下式要求:

$$V \leq b_e h_0 (0.7f_t + 0.5f_{yv}\rho_{sh}) \quad (8.6.3-6)$$

抗震设计时尚应满足下列公式要求:

$$V_u \geq M_u / l_r \quad (8.6.3-7)$$

$$V_u = b_e h_0 (0.7f_{tk} + 0.5f_{yv}\rho_{sh}) + M_{u3} / l_r \quad (8.6.3-8)$$

式中: V ——柱底截面的剪力设计值 (N);

V_u ——外包式柱脚的极限受剪承载力 (N);

b_e ——外包层混凝土的截面有效宽度 (mm) (图 8.6.3-1b);

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值 (N/mm^2);

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm^2);

f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2);

f_{yvk} ——箍筋的抗拉强度标准值 (N/mm^2);

ρ_{sh} ——水平箍筋的配箍率; $\rho_{sh} = A_{sh} / b_e s$, 当 $\rho_{sh} > 1.2\%$

时, 取 1.2% ; A_{sh} 为配置在同一截面内箍筋的截面面积 (mm^2); s 为箍筋的间距 (mm)。

8.6.4 埋入式柱脚的设计应符合下列规定:

1 柱脚轴向压力由柱脚底板直接传给基础, 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 验算柱脚底板下混凝土的局部承压, 承压面积为底板面积。

2 抗震设计时, 在基础顶面处柱可能出现塑性铰的柱脚应按埋入部分钢柱侧向应力分布 (图 8.6.4-1) 验算在轴力和

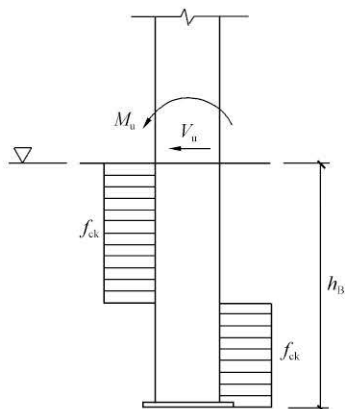


图 8.6.4-1 埋入式柱脚混凝土的侧向应力分布

弯矩作用下基础混凝土的侧向抗弯极限承载力。埋入式柱脚的极限受弯承载力不应小于钢柱全塑性抗弯承载力; 与极限受弯承载力对应的剪力不应大于钢柱的全塑性抗剪承载力, 应按下列公式验算:

$$M_u \geq \alpha M_{pc} \quad (8.6.4-1)$$

$$V_u = M_u/l \leq 0.58 h_w t_w f_y \quad (8.6.4-2)$$

$$M_u = f_{ck} b_c l \left\{ \sqrt{(2l + h_B)^2 + h_B^2} - (2l + h_B) \right\} \quad (8.6.4-3)$$

式中: M_u ——柱脚埋入部分承受的极限受弯承载力 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);
 M_{pc} ——考虑轴力影响时钢柱截面的全塑性受弯承载力 ($\text{N} \cdot \text{mm}$), 按本规程第 8.1.5 条的规定计算;
 l ——基础顶面到钢柱反弯点的距离 (mm), 可取柱脚所在层层高的 $2/3$;
 b_c ——与弯矩作用方向垂直的柱身宽度, 对 H 形截面柱应取等效宽度 (mm);
 h_B ——钢柱脚埋置深度 (mm);

f_{ck} ——基础混凝土抗压强度标准值 (N/mm^2);

α ——连接系数, 按本规程表 8.1.3 的规定采用。

3 采用箱形柱和圆管柱时埋入式柱脚的构造应符合下列规定:

- 1) 截面宽厚比或径厚比较大的箱形柱和圆管柱, 其埋入部分应采取措施防止在混凝土侧压力下被压坏。常用方法是填充混凝土 (图 8.6.4-2b); 或在基础顶面附近设置内隔板或外隔板 (图 8.6.4-2c、d)。
- 2) 隔板的厚度应按计算确定, 外隔板的外伸长度不应小于柱边长 (或管径) 的 $1/10$ 。对于有抗拔要求的埋入式柱脚, 可在埋入部分设置栓钉 (图 8.6.4-2a)。

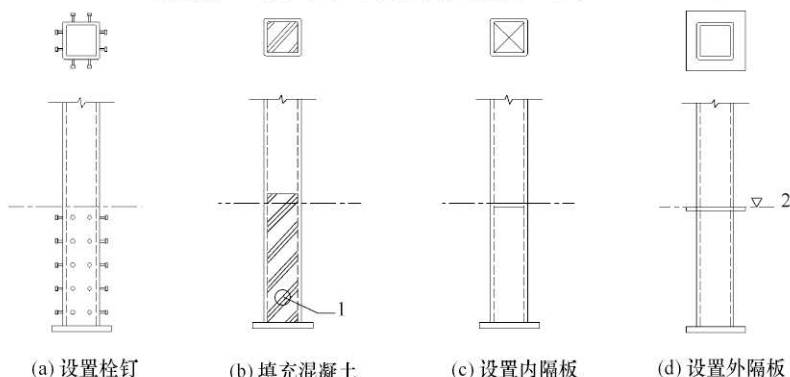


图 8.6.4-2 埋入式柱脚的抗压和抗拔构造

1—灌注孔; 2—基础顶面

4 抗震设计时, 在基础顶面处钢柱可能出现塑性铰的边 (角) 柱的柱脚埋入混凝土基础部分的上、下部位均需布置 U 形钢筋加强, 可按下列公式验算 U 形钢筋数量:

- 1) 当柱脚受到由内向外作用的剪力时 (图 8.6.4-3a):

$$M_u \leq f_{ck} b_c l \left\{ \frac{T_y}{f_{ck} b_c} - l - h_B + \sqrt{(l + h_B)^2 - \frac{2T_y(l + a)}{f_{ck} b_c}} \right\} \quad (8.6.4-4)$$

2) 当柱脚受到由外向内作用的剪力时 (图 8.6.4-3b):

$$M_u \leqslant -(f_{ck}b_c l^2 + T_y l) + f_{ck}b_c l \sqrt{l^2 + \frac{2T_y(l+h_B-a)}{f_{ck}b_c}} \quad (8.6.4-5)$$

式中: M_u ——柱脚埋入部分由 U 形加强筋提供的侧向极限受弯承载力 ($N \cdot mm$), 可取 M_{pc} ;

T_y ——U 形加强筋的受拉承载力 (N/mm^2), $T_y = A_t f_{yk}$, A_t 为 U 形加强筋的截面面积 (mm^2) 之和, f_{yk} 为 U 形加强筋的强度标准值 (N/mm^2);

f_{ck} ——基础混凝土的抗压强度标准值 (N/mm^2);

a ——U 形加强筋合力点到基础上表面或到柱底板下表面的距离 (mm) (图 8.6.4-3);

l ——基础顶面到钢柱反弯点的高度 (mm), 可取柱脚所在层层高的 2/3;

h_B ——钢柱脚埋置深度 (mm);

b_c ——与弯矩作用方向垂直的柱身尺寸 (mm)。

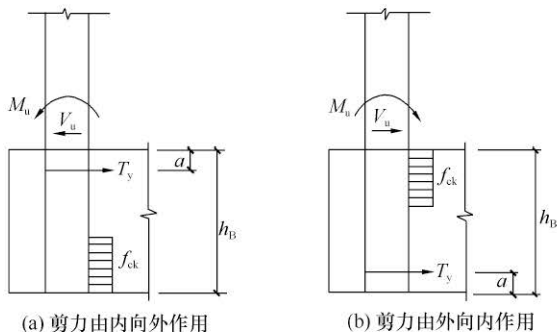


图 8.6.4-3 埋入式钢柱脚 U 形加强筋计算简图

8.7 中心支撑与框架连接

8.7.1 中心支撑与框架连接和支撑拼接的设计承载力应符合下列规定:

1 抗震设计时，支撑在框架连接处和拼接处的受拉承载力应满足下式要求：

$$N_{ubr}^j \geq \alpha A_{br} f_y \quad (8.7.1)$$

式中： N_{ubr}^j ——支撑连接的极限受拉承载力（N）；

α ——连接系数，按本规程表 8.1.3 的规定采用；

A_{br} ——支撑斜杆的截面面积（ mm^2 ）；

f_y ——支撑斜杆钢材的屈服强度（ N/mm^2 ）。

2 中心支撑的重心线应通过梁与柱轴线的交点，当受条件限制有不大于支撑杆件宽度的偏心时，节点设计应计入偏心造成的附加弯矩的影响。

8.7.2 当支撑翼缘朝向框架平面外，且采用支托式连接时（图 8.7.2a、b），其平面外计算长度可取轴线长度的 0.7 倍；当支撑腹板位于框架平面内时（图 8.7.2c、d），其平面外计算长度可取轴线长度的 0.9 倍。

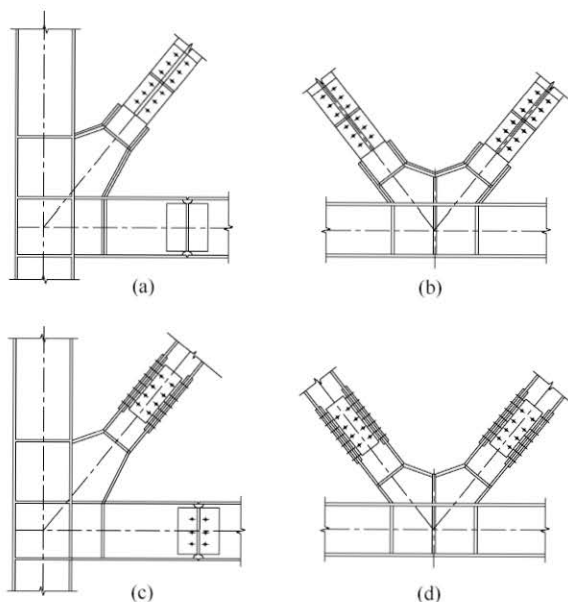


图 8.7.2 支撑与框架的连接

8.7.3 中心支撑与梁柱连接处的构造应符合下列规定：

1 柱和梁在与 H 形截面支撑翼缘的连接处，应设置加劲肋。加劲肋应按承受支撑翼缘分担的轴心力对柱或梁的水平或竖向分力计算。H 形截面支撑翼缘与箱形柱连接时，在柱壁板的相应位置应设置隔板（图 8.7.2）。H 形截面支撑翼缘端部与框架构件连接处，宜做成圆弧。支撑通过节点板连接时，节点板边缘与支撑轴线的夹角不应小于 30° 。

2 抗震设计时，支撑宜采用 H 形钢制作，在构造上两端应刚接。当采用焊接组合截面时，其翼缘和腹板应采用坡口全熔透焊缝连接。

3 当支撑杆件为填板连接的组合截面时，可采用节点板进行连接（图 8.7.3）。为保证支撑两端的节点板不发生出平面失稳，在支撑端部与节点板约束点连线之间应留有 2 倍节点板厚的间隙。节点板约束点连线应与支撑杆轴线垂直，以免支撑受扭。

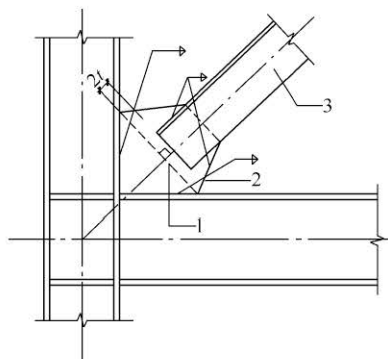


图 8.7.3 组合支撑杆件端部与单壁节点板的连接

1—假设约束；2—单壁节点板；3—组合支撑杆；

t —节点板的厚度

8.8 偏心支撑框架的构造要求

8.8.1 消能梁段及与消能梁段同一跨内的非消能梁段，其板件

的宽厚比不应大于表 8.8.1 规定的限值。

表 8.8.1 偏心支撑框架梁板件宽厚比限值

板 件 名 称		宽厚比限值
翼缘外伸部分		8
腹板	当 $N/(Af) \leq 0.14$ 时	$90[1 - 1.65N/(Af)]$
	当 $N/(Af) > 0.14$ 时	$33[2.3 - N/(Af)]$

注：表列数值适用于 Q235 钢，当材料为其他钢号时应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ ， $N/(Af)$ 为梁轴压比。

8.8.2 偏心支撑框架的支撑杆件的长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$ ，支撑杆件的板件宽厚比不应大于现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 规定的轴心受压构件在弹性设计时的宽厚比限值。

8.8.3 消能梁段的净长应符合下列规定：

1 当 $N \leq 0.16Af$ 时，其净长不宜大于 $1.6M_{lp}/V_l$ 。

2 当 $N > 0.16Af$ 时：

1) $\rho(A_w/A) < 0.3$ 时

$$a \leq 1.6M_{lp}/V_l \quad (8.8.3-1)$$

2) $\rho(A_w/A) \geq 0.3$ 时

$$a \leq [1.15 - 0.5\rho(A_w/A)]1.6M_{lp}/V_l \quad (8.8.3-2)$$

$$\rho = N/V \quad (8.8.3-3)$$

式中： a ——消能梁段净长（mm）；

ρ ——消能梁段轴力设计值与剪力设计值之比。

8.8.4 消能梁段的腹板不得贴焊补强板，也不得开洞。

8.8.5 消能梁段的腹板应按下列规定设置加劲肋（图 8.8.5）：

1 消能梁段与支撑连接处，应在其腹板两侧设置加劲肋，加劲肋的高度应为梁腹板高度，一侧的加劲肋宽度不应小于 $(b_t/2 - t_w)$ ，厚度不应小于 $0.75t_w$ 和 10mm 的较大值；

2 当 $a \leq 1.6M_{lp}/V_l$ 时，中间加劲肋间距不应大于 $(30t_w - h/5)$ ；

3 当 $2.6 M_{lp}/V_l < a \leq 5 M_{lp}/V_l$ 时, 应在距消能梁段端部 $1.5b_f$ 处设置中间加劲肋, 且中间加劲肋间距不应大于 $(52 t_w - h/5)$;

4 当 $1.6 M_{lp}/V_l < a \leq 2.6 M_{lp}/V_l$ 时, 中间加劲肋的间距可取本条 2、3 两款间的线性插入值;

5 当 $a > 5 M_{lp}/V_l$ 时, 可不设置中间加劲肋;

6 中间加劲肋应与消能梁段的腹板等高, 当消能梁段截面的腹板高度不大于 640mm 时, 可设置单侧加劲肋; 消能梁段截面腹板高度大于 640mm 时, 应在两侧设置加劲肋, 一侧加劲肋的宽度不应小于 $(b_f/2 - t_w)$, 厚度不应小于 t_w 和 10mm 的较大值;

7 加劲肋与消能梁段的腹板和翼缘之间可采用角焊缝连接, 连接腹板的角焊缝的受拉承载力不应小于 fA_{st} , 连接翼缘的角焊缝的受拉承载力不应小于 $fA_{st}/4$, A_{st} 为加劲肋的横截面面积。

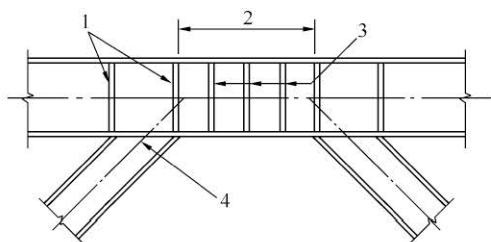


图 8.8.5 消能梁段的腹板加劲肋设置

1—双面全高设加劲肋; 2—消能梁段上、下翼缘均设侧向支撑;
3—腹板高大于 640mm 时设双面中间加劲肋; 4—支撑中心线与消
能梁段中心线交于消能梁段内

8.8.6 消能梁段与柱的连接应符合下列规定:

1 消能梁段与柱翼缘应采用刚性连接, 且应符合本规程第 8.2 节、第 8.3 节框架梁与柱刚性连接的规定。

2 消能梁段与柱翼缘连接的一端采用加强型连接时, 消能梁段的长度可从加强的端部算起, 加强的端部梁腹板应设置加劲

肋，加劲肋应符合本规程第 8.8.5 条第 1 款的要求。

8.8.7 支撑与消能梁段的连接应符合下列规定：

1 支撑轴线与梁轴线的交点，不得在消能梁段外；

2 抗震设计时，支撑与消能梁段连接的承载力不得小于支撑的承载力，当支撑端有弯矩时，支撑与梁连接的承载力应按抗压弯设计。

8.8.8 消能梁段与支撑连接处，其上、下翼缘应设置侧向支撑，支撑的轴力设计值不应小于消能梁段翼缘轴向极限承载力的 6%，即 $0.06f_y b_f t_f$ 。 f_y 为消能梁段钢材的屈服强度， b_f 、 t_f 分别为消能梁段翼缘的宽度和厚度。

8.8.9 与消能梁段同一跨框架梁的稳定不满足要求时，梁的上、下翼缘应设置侧向支撑，支撑的轴力设计值不应小于梁翼缘轴向承载力设计值的 2%，即 $0.02fb_f t_f$ 。 f 为框架梁钢材的抗拉强度设计值， b_f 、 t_f 分别为框架梁翼缘的宽度和厚度。

9 制作和涂装

9.1 一般规定

9.1.1 钢结构制作单位应具有相应的钢结构工程施工资质，应根据已批准的技术设计文件编制施工详图。施工详图应由原设计工程师确认。当修改时，应向原设计单位申报，经同意签署文件后修改才能生效。

9.1.2 钢结构制作前，应根据设计文件、施工详图的要求以及制作厂的条件，编制制作工艺书。制作工艺书应包括：施工中所依据的标准，制作厂的质量保证体系，成品的质量保证体系和措施，生产场地的布置，采用的加工、焊接设备和工艺装备，焊工和检查人员的资质证明，各类检查项目表格和生产进度计算表。

制作工艺书应作为技术文件经发包单位代表或监理工程师批准。

9.1.3 钢结构制作单位宜对构造复杂的构件进行工艺性试验。

9.1.4 钢结构制作、安装、验收及土建施工用的量具，应按同一计量标准进行鉴定，并应具有相同的精度等级。

9.2 材料

9.2.1 钢结构所用钢材应符合设计文件、本规程第4章及国家现行有关标准的规定，应具有质量合格证明文件，并经进场检验合格后使用。常用钢材标准宜按表9.2.1采用。

表 9.2.1 常用钢材标准

标准编号	标准名称及牌号
GB/T 700	《碳素结构钢》GB/T 700 Q235

续表 9.2.1

标准编号	标准名称及牌号
GB/T 1591	《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 Q345、Q390、Q420
GB/T 19879	《建筑结构用钢板》GB/T 19879 Q235GJ、Q345GJ、Q390GJ、Q420GJ
GB/T 4171	《耐候结构钢》GB/T 4171 Q235NH、Q355NH、Q415NH
GB/T 7659	《焊接结构用铸钢件》GB/T 7659 ZG270-480H、ZG300-500H、ZG340-550H

9.2.2 钢结构所用焊接材料、连接用普通螺栓、高强度螺栓等紧固件和涂料应符合设计文件、本规程第4章及国家现行有关标准的规定，应具有质量合格证明文件，并经进场检验合格后使用。常用焊接材料标准宜按表9.2.2-1采用，钢结构连接用紧固件标准宜按表9.2.2-2采用，并应符合下列规定：

1 严禁使用药皮脱落或焊芯生锈的焊条，受潮结块或已熔烧过的焊剂以及生锈的焊丝。用于栓钉焊的栓钉，其表面不得有影响使用的裂纹、条痕、凹痕和毛刺等缺陷。

2 焊接材料应集中管理，建立专用仓库，库内要干燥，通风良好，同时应满足产品说明书的要求。

3 螺栓应在干燥通风的室内存放。高强度螺栓的入库验收，应按现行行业标准《钢结构高强度螺栓连接技术规程》JGJ 82的要求进行，严禁使用锈蚀、沾污、受潮、碰伤和混批的高强度螺栓。

4 涂料应符合设计要求，并存放在专门的仓库内，不得使用过期、变质、结块失效的涂料。

表 9.2.2-1 常用焊接材料标准

标准编号	标准名称
GB/T 5117	《非合金钢及细晶粒钢焊条》

续表 9.2.2-1

标准编号	标准名称
GB/T 5118	《热强钢焊条》
GB/T 14957	《熔化焊用钢丝》
GB/T 8110	《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》
GB/T 10045	《碳钢药芯焊丝》
GB/T 17493	《低合金钢药芯焊丝》
GB/T 5293	《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》
GB/T 12470	《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》

表 9.2.2-2 钢结构连接用紧固件标准

标准编号	标准名称
GB/T 5780	《六角头螺栓 C 级》
GB/T 5781	《六角头螺栓 全螺纹 C 级》
GB/T 5782	《六角头螺栓》
GB/T 5783	《六角头螺栓 全螺纹》
GB/T 1228	《钢结构用高强度大六角头螺栓》
GB/T 1229	《钢结构用高强度大六角螺母》
GB/T 1230	《钢结构用高强度垫圈》
GB/T 1231	《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 3632	《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》
GB/T 3098.1	《紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺母》

9.3 放样、号料和切割

9.3.1 放样和号料应符合下列规定：

- 1 需要放样的工件应根据批准的施工详图放出足尺节点

大样；

2 放样和号料应预留收缩量（包括现场焊接收缩量）及切割、铣端等需要的加工余量，钢框架柱尚应按设计要求预留弹性压缩量。

9.3.2 钢框架柱的弹性压缩量，应按结构自重（包括钢结构、楼板、幕墙等的重量）和经常作用的活荷载产生的柱轴力计算。相邻柱的弹性压缩量相差不超过 5mm 时，可采用相同的压缩量。

柱压缩量应由设计单位提出，由制作单位、安装单位和设计单位协商确定。

9.3.3 号料和切割应符合下列规定：

1 主要受力构件和需要弯曲的构件，在号料时应按工艺规定的方向取料，弯曲件的外侧不应有冲样点和伤痕缺陷；

2 号料应有利于切割和保证零件质量；

3 型钢的下料，宜采用锯切。

9.3.4 框架梁端部过焊孔、圆弧半径和尺寸应符合本规程第 8.3.3 条的要求，孔壁表面应平整，不得采用手工切割。

9.4 矫正和边缘加工

9.4.1 矫正应符合下列规定：

1 矫正可采用机械或有限度的加热（线状加热或点加热），不得采用损伤材料组织结构的方法；

2 进行加热矫正时，应确保最高加热温度及冷却方法不损坏钢材材质。

9.4.2 边缘加工应符合下列规定：

1 需边缘加工的零件，宜采用精密切割来代替机械加工；

2 焊接坡口加工宜采用自动切割、半自动切割、坡口机、刨边等方法进行；

3 坡口加工时，应用样板控制坡口角度和各部分尺寸；

4 边缘加工的精度，应符合表 9.4.2 的规定。

表 9.4.2 边缘加工的允许偏差

边线与号料 线的允许偏差 (mm)	边线的 弯曲矢高 (mm)	粗糙度 (mm)	缺口 (mm)	渣	坡度
± 1.0	$L/3000$, 且 ≤ 2.0	0.02	1.0 (修磨平缓过度)	清除	$\pm 2.5^{\circ}$

注：L 为弦长。

9.5 组 装

9.5.1 钢结构构件组装应符合下列规定：

- 1 组装应按制作工艺规定的顺序进行；
- 2 组装前应对零部件进行严格检查，填写实测记录，制作必要的工装。

9.5.2 组装允许偏差，应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的有关规定。

9.6 焊 接

9.6.1 从事钢结构各种焊接工作的焊工，应按现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定经考试并取得合格证后，方可进行操作。

9.6.2 在钢结构中首次采用的钢种、焊接材料、接头形式、坡口形式及工艺方法，应进行焊接工艺评定，其评定结果应符合设计及现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定。

9.6.3 钢结构的焊接工作，必须在焊接工程师的指导下进行；并应根据工艺评定合格的试验结果和数据，编制焊接工艺文件。焊接工作应严格按照所编工艺文件中规定的焊接方法、工艺参数、施焊顺序等进行；并应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定。

9.6.4 低氢型焊条在使用前必须按照产品说明书的规定进行烘焙。烘焙后的焊条应放入恒温箱备用，恒温温度不应小于

120℃。使用中应置于保温桶中。烘焙合格的焊条外露在空气中超过 4h 的应重新烘焙。焊条的反复烘焙次数不应超过 2 次。

9.6.5 焊剂在使用前必须按产品说明书的规定进行烘焙。焊丝必须除净锈蚀、油污及其他污物。

9.6.6 二氧化碳气体纯度不应低于 99.9%（体积法），其含水量不应大于 0.005%（重量法）。若使用瓶装气体，瓶内气体压力低于 1MPa 时应停止使用。

9.6.7 当采用气体保护焊接时，焊接区域的风速应加以限制。风速在 2m/s 以上时，应设置挡风装置，对焊接现场进行防护。

9.6.8 焊接开始前，应复查组装质量、定位焊质量和焊接部位的清理情况。如不符合要求，应修正合格后方准施焊。

9.6.9 对接接头、T 形接头和要求全熔透的角部焊缝，应在焊缝两端配置引弧板和引出板。手工焊引板长度不应小于 25mm，埋弧自动焊引板长度不应小于 80mm，引焊到引板的焊缝长度不得小于引板长度的 2/3。

9.6.10 引弧应在焊道处进行，严禁在焊道区以外的母材上打火引弧。

9.6.11 焊接时应根据工作地点的环境温度、钢材材质和厚度，选择相应的预热温度对焊件进行预热。无特殊要求时，可按表 9.6.11 选取预热温度。凡需预热的构件，焊前应在焊道两侧各 100mm 范围内均匀进行预热，预热温度的测量应在距焊道 50mm 处进行。当工作地点的环境温度为 0℃ 以下时，焊接件的预热温度应通过试验确定。

表 9.6.11 常用的预热温度

钢材分类	环境温度	板厚（mm）	预热及层间 宜控温度（℃）
碳素结构钢	0℃ 及以上	≥50	80
低合金高强度 结构钢	0℃ 及以上	≥36	100

9.6.12 板厚超过 30mm，且有淬硬倾向和拘束度较大低合金高强度结构钢的焊接，必要时可进行后热处理。后热处理的时间应按每 25mm 板厚为 1h。

后热处理应于焊后立即进行。后热的加热范围为焊缝两侧各 100mm，温度的测量应在距焊缝中心线 75mm 处进行。焊缝后热达到规定温度后，应按规定时间保温，然后使焊件缓慢冷却至常温。

9.6.13 要求全熔透的两面焊焊缝，正面焊完成后在焊背面之前，应认真清除焊缝根部的熔渣、焊瘤和未焊透部分，直至露出正面焊缝金属时方可进行背面的焊接。

9.6.14 30mm 以上厚板的焊接，为防止在厚度方向出现层状撕裂，宜采取下列措施：

1 将易发生层状撕裂部位的接头设计成拘束度小、能减小层状撕裂的构造形式（图 9.6.14）；

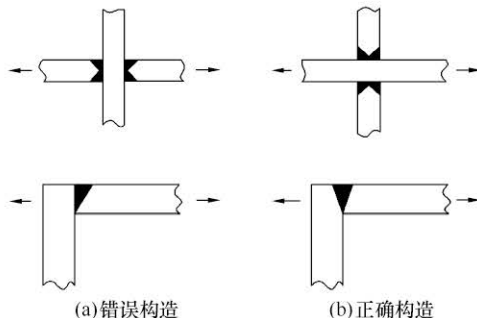


图 9.6.14 能减少层状撕裂的构造形式

2 焊接前，对母材焊道中心线两侧各 2 倍板厚加 30mm 的区域内进行超声波探伤检查。母材中不得有裂纹、夹层及分层等缺陷存在；

3 严格控制焊接顺序，尽可能减小垂直于板面方向的拘束；

4 根据母材的 C_{eq} （碳当量）和 P_{cm} （焊接裂纹敏感性指数）值选择正确的预热温度和必要的后热处理；

5 采用低氢型焊条施焊，必要时可采用超低氢型焊条。在满足设计强度要求的前提下，采用屈服强度较低的焊条。

9.6.15 高层民用建筑钢结构箱形柱内横隔板的焊接，可采用熔嘴电渣焊设备进行焊接。箱形构件封闭后，通过预留孔用两台焊机同时进行电渣焊（图 9.6.15），施焊时应注意下列事项：

- 1 施焊现场的相对湿度等于或大于 90% 时，应停止焊接；
- 2 熔嘴孔内不得受潮、生锈或有污物；
- 3 应保证稳定的网路电压；
- 4 电渣焊施焊前必须做工艺试验，确定焊接工艺参数和施焊方法；

5 焊接衬板的下料、加工及装配应严格控制质量和精度，使其与横隔板和翼缘板紧密贴合；当装配缝隙大于 1mm 时，应采取措施进行修整和补救；

- 6 同一横隔板两侧的电渣焊宜同时施焊，并一次焊接成型；
- 7 当翼缘板较薄时，翼缘板外部的焊接部位应安装水冷却装置；
- 8 焊道两端应按要求设置引弧和引出套筒；
- 9 熔嘴应保持在焊道的中心位置；
- 10 焊接起动及焊接过程中，应逐渐少量加入焊剂；
- 11 焊接过程中应随时注意调整电压；
- 12 焊接过程应保持焊件的赤热状态；

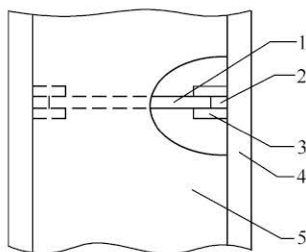


图 9.6.15 箱形柱横隔板的电渣焊

1—横隔板；2—电渣焊部位；3—衬板；4—翼缘板；5—腹板

13 对厚度大于等于 70mm 的厚板焊接时,应考虑预热以加快渣池的形成。

9.6.16 栓钉焊接应符合下列规定:

1 焊接前应将构件焊接面上的水、锈、油等有害杂质清除干净,并应按规定烘焙瓷环;

2 栓钉焊电源应与其他电源分开,工作区应远离磁场或采取措施避免磁场对焊接的影响;

3 施焊构件应水平放置。

9.6.17 栓钉焊应按下列规定进行质量检验:

1 目测检查栓钉焊接部位的外观,四周的熔化金属应以形成一均匀小圈而无缺陷为合格。

2 焊接后,自钉头表面算起的栓钉高度 L 的允许偏差应为 $\pm 2\text{mm}$,栓钉偏离竖直方向的倾斜角度 θ 应小于等于 5° (图 9.6.17)。

3 目测检查合格后,对栓钉进行弯曲试验,弯曲角度为 30° 。在焊接面上不得有任何缺陷。

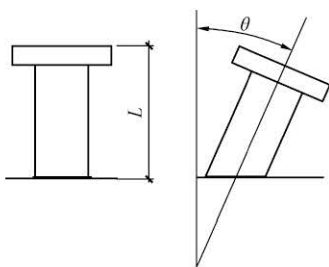


图 9.6.17 栓钉的焊接要求

栓钉焊的弯曲试验采取抽样检查。抽样率为每批同类构件抽查 10%,且不应少于 10 件;被抽查构件中,每件检查焊钉数量的 1%,但不应少于 1 个。试验可用手锤进行,试验时应使拉力作用在熔化金属最少的一侧。当达到规定弯曲角度时,焊接面上无任何缺陷为合格。抽样栓钉不合格时,应再取两个栓钉进行试验,只要其中一个仍不符合要求,则余下的全部栓钉都应进行试验。

4 经弯曲试验合格的栓钉可在弯曲状态下使用,不合格的栓钉应更换,并应经弯曲试验检验。

9.6.18 焊缝质量的外观检查,应按设计文件规定的标准在焊缝

冷却后进行。由低合金高强度结构钢焊接而成的大型梁柱构件以及厚板焊接件，应在完成焊接工作 24h 后，对焊缝及热影响区是否存在裂缝进行复查。

1 焊缝表面应均匀、平滑，无折皱、间断和未焊满，并与基本金属平缓连接，严禁有裂纹、夹渣、焊瘤、烧穿、弧坑、针状气孔和熔合性飞溅等缺陷；

2 所有焊缝均应进行外观检查，当发现有裂纹疑点时，可用磁粉探伤或着色渗透探伤进行复查。设计文件无规定时，焊缝质量的外观检查可按表 9.6.18-1 及表 9.6.18-2 的规定执行。

表 9.6.18-1 焊缝外观质量要求

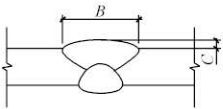
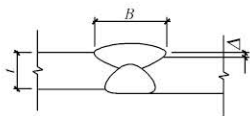
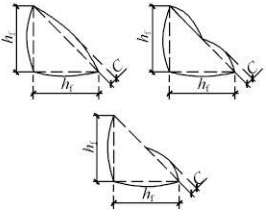
焊缝质量等级 检验项目	一级	二级	三级
裂纹	不允许		
未焊满	不允许	$\leq 0.2\text{mm} + 0.02t$ 且 $\leq 1\text{mm}$ ，每 100mm 长度焊缝内未焊满累计长度 $\leq 25\text{mm}$	$\leq 0.2\text{mm} + 0.04t$ 且 $\leq 2\text{mm}$ ，每 100mm 长度焊缝内未焊满累计长度 $\leq 25\text{mm}$
根部收缩	不允许	$\leq 0.2\text{mm} + 0.02t$ 且 $\leq 1\text{mm}$ ，长度不限	$\leq 0.2\text{mm} + 0.04t$ 且 $\leq 2\text{mm}$ ，长度不限
咬边	不允许	深度 $\leq 0.05t$ 且 $\leq 0.5\text{mm}$ ，连续长度 $\leq 100\text{mm}$ ，且焊缝两侧咬边总长 $\leq 10\%$ 焊缝全长	深度 $\leq 0.1t$ 且 $\leq 1\text{mm}$ ，长度不限
电弧擦伤	不允许		允许存在个别电弧擦伤
接头不良	不允许	缺口深度 $\leq 0.05t$ 且 $\leq 0.5\text{mm}$ ，每 1000mm 长度焊缝内不得超过 1 处	缺口深度 $\leq 0.1t$ 且 $\leq 1\text{mm}$ ，每 1000mm 长度焊缝内不得超过 1 处

续表 9.6.18-1

焊缝质量等级 检验项目	一级	二级	三级
表面气孔	不允许	不允许	每 50mm 长度焊缝内允许存在直径 $<0.4t$ 且 $\leq 3\text{mm}$ 的气孔 2 个;孔距应 ≥ 6 倍孔径
表面夹渣	不允许	不允许	深 $\leq 0.2t$, 长 $\leq 0.5t$,且 $\leq 20\text{mm}$

注: t 为母材厚度。

表 9.6.18-2 焊缝余高和错边允许偏差

序号	项目	示意图	允许偏差 (mm)	
			一、二级	三级
1	对接焊缝余高 (C)		$B < 20$ 时, C 为 $0 \sim 3$; $B \geq 20$ 时, C 为 $0 \sim 4$	$B < 20$ 时, C 为 $0 \sim 3.5$; $B \geq 20$ 时, C 为 $0 \sim 5$
2	对接焊缝错边 (Δ)		$\Delta < 0.1t$ 且 ≤ 2.0	$\Delta < 0.15t$ 且 ≤ 3.0
3	角焊缝余高 (C)		$h_t \leq 6$ 时 C 为 $0 \sim 1.5$; $h_t > 6$ 时 C 为 $0 \sim 3.0$	

注: t 为对接接头较薄母材厚度。

9.6.19 焊缝的超声波探伤检查应按下列规定进行：

1 图纸和技术文件要求全熔透的焊缝，应进行超声波探伤检查。

2 超声波探伤检查应在焊缝外观检查合格后进行。焊缝表面不规则及有关部位不清洁的程度，应不妨碍探伤的进行和缺陷的辨认，不满足上述要求时事前应对需探伤的焊缝区域进行铲磨和修整。

3 全熔透焊缝的超声波探伤检查数量，应由设计文件确定。设计文件无明确要求时，应根据构件的受力情况确定；受拉焊缝应 100% 检查；受压焊缝可抽查 50%，当发现有超过标准的缺陷时，应全部进行超声波检查。

4 超声波探伤检查应根据设计文件规定的标准进行。设计文件无规定时，超声波探伤的检查等级按现行国家标准《焊缝无损检测 超声检测 技术、检测等级和评定》GB/T 11345 标准中规定的 B 级要求执行，受拉焊缝的评定等级为 B 检查等级中的 I 级，受压焊缝的评定等级为 B 检查等级中的 II 级。

5 超声波检查应做详细记录，并应写出检查报告。

9.6.20 经检查发现的焊缝不合格部位，必须进行返修。

1 当焊缝有裂纹、未焊透和超标准的夹渣、气孔时，必须将缺陷清除后重焊。清除可用碳弧气刨或气割进行。

2 焊缝出现裂纹时，应进行原因分析，并制定出修复措施后方可返修。当裂纹界限清楚时，应从裂纹两端加长 50mm 处开始，沿裂纹全长进行清除后再焊接。

3 对焊缝上出现的间断、凹坑、尺寸不足、弧坑、咬边等缺陷，应予以补焊。补焊焊条直径不宜大于 4mm。

4 修补后的焊缝应用砂轮进行修磨，并应按要求重新进行检查。

5 低合金高强度结构钢焊缝，在同一处返修次数不得超过 2 次。对经过 2 次返修仍不合格的焊缝，应会同设计或有关部门研究处理。

9.7 制 孔

9.7.1 制孔应按下列规定进行：

1 宜采用下列制孔方法：

- 1) 使用多轴立式钻床或数控机床等制孔；
- 2) 同类孔径较多时，采用模板制孔；
- 3) 小批量生产的孔，采用样板划线制孔；
- 4) 精度要求较高时，整体构件采用成品制孔。

2 制孔过程中，孔壁应保持与构件表面垂直。

3 孔周围的毛刺、飞边，应用砂轮等清除。

9.7.2 高强度螺栓孔的精度应为 H15 级，孔径的允许偏差应符合表 9.7.2 的规定。

表 9.7.2 高强度螺栓孔径的允许偏差

名称	允许偏差（mm）						
螺栓	12	16	20	(22)	24	(27)	30
孔径	13.5	17.5	22	(24)	26	(30)	33
不圆度（最大和最小直径差）	1.0		1.5				
中心线倾斜	不应大于板厚的 3%，且单层板不得大于 2.0mm，多层板叠组合不得大于 3.0mm						

9.7.3 孔在零件、部件上的位置，应符合设计文件的要求。当设计无要求时，成孔后任意两孔间距离的允许偏差，应符合表 9.7.3 的规定。

表 9.7.3 孔间距离的允许偏差

项 目	允 许 偏 差 (mm)			
	≤500	>500~1200	>1200~3000	>3000
同一组内任意两孔间	±1.0	±1.2	—	—
相邻两组的端孔间	±1.2	±1.5	±2.0	±3.0

9.7.4 过焊孔的加工应符合下列规定：

1 过焊孔加工，应根据加工图的要求。

2 当对工字形截面端部坡口的加工没有注明要设置过焊孔时，可采用下列方法之一：

1) 不设过焊孔（图 9.7.4-1）按下列规定制作：

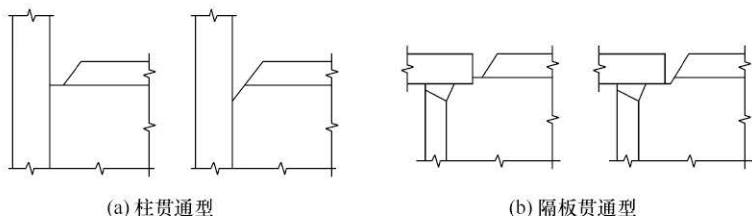


图 9.7.4-1 不设过焊孔时的加工形状

2) 设置过焊孔（图 9.7.4-2），过焊孔的曲线圆弧应与翼缘相切，其中， $r_1 = 35\text{mm}$ ， $r_2 = 10\text{mm}$ ，半径改变和与翼缘相切处应光滑过渡。

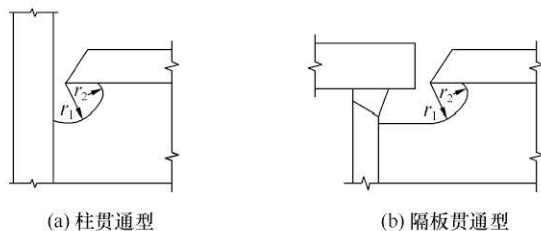


图 9.7.4-2 过焊孔的加工

3 过焊孔加工采用切削加工机或带有固定件手动气切加工机。当用手动气切切割机时，过焊孔圆弧的曲线与翼缘连接处应光滑，采用修边器修正。梁柱连接以外的过焊孔加工精度：当切削面的粗糙度为 $R_z \leq 100\mu\text{m}$ 时，槽口深度应为 1mm 以下；当此精度不能确保时，应采用修边器修正。

9.8 摩擦面的加工

9.8.1 采用高强度螺栓连接时，应对构件摩擦面进行加工处理。处理后的抗滑移系数应符合设计要求。

9.8.2 高强度螺栓连接摩擦面的加工，可采用喷砂、抛丸和砂轮打磨等方法。砂轮打磨方向应与构件受力方向垂直，且打磨范围不得小于螺栓直径的 4 倍。

9.8.3 经处理的摩擦面应采取防油污和损伤的保护措施。

9.8.4 制作厂应在钢结构制作的同时进行抗滑移系数试验，并出具试验报告。试验报告应写明试验方法和结果。

9.8.5 应根据现行行业标准《钢结构高强度螺栓连接技术规程》JGJ 82 的规定或设计文件的要求，制作材质和处理方法相同的复验抗滑移系数用的试件，并与构件同时移交。

9.9 端 部 加 工

9.9.1 构件的端部加工应按下列规定进行：

- 1 构件的端部加工应在矫正合格后进行；
- 2 应根据构件的形式采取必要的措施，保证铣平端面与轴线垂直；
- 3 端部铣平面的允许偏差，应符合表 9.9.1 的规定。

表 9.9.1 端面铣平面的允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)
两端铣平时构件长度	± 2
两端铣平时零件长度	± 0.5
铣平面的平面度	0.3
铣平面的垂直度	$l/1500$
表面粗糙度	0.03

9.10 防锈、涂层、编号及发运

9.10.1 钢结构的除锈和涂装工作，应在质量检查部门对制作质量检验合格后进行。

9.10.2 除锈等级分为三级，并应符合表 9.10.2 的规定。

表 9.10.2 除锈质量等级

涂料品种	除锈等级
油性酚醛、醇酸等底漆或防锈漆	St2
高氯化聚乙烯、氯化橡胶、氯磺化聚乙烯、环氧树脂、聚氨酯等底漆或防锈漆	Sa2
无机富锌、有机硅、过氯乙烯等底漆	Sa2 $\frac{1}{2}$

9.10.3 钢结构的防锈涂料和涂层厚度应符合设计要求，涂料应配套使用。

9.10.4 对规定的工厂内涂漆的表面，要用机械或手工方法彻底清除浮锈和浮物。

9.10.5 涂层完毕后，应在构件明显部位印制构件编号。编号应与施工图的构件编号一致，重大构件尚应标明重量、重心位置和定位标记。

9.10.6 根据设计文件要求和构件的外形尺寸、发运数量及运输情况，编制包装工艺。应采取措施防止构件变形。

9.10.7 钢结构的包装和发运，应按吊装顺序配套进行。

9.10.8 钢结构成品发运时，必须与订货单位有严格的交接手续。

9.11 构件预拼装

9.11.1 制作单位应对合同要求或设计文件规定的构件进行预拼装。

9.11.2 钢构件预拼装有实体预拼装和计算机辅助模拟预拼装方法。

9.11.3 除有特殊规定外，构件预拼装应按设计文件和现行国家

标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的有关规定进行验收。

9.11.4 当采用计算机辅助模拟预拼装的偏差超过现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的有关规定时，应进行实体预拼装。

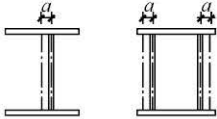
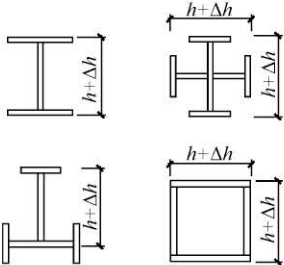
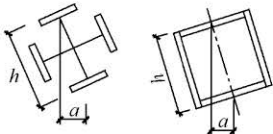
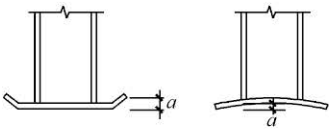
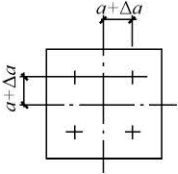
9.12 构件验收

9.12.1 构件制作完毕后，检查部门应按施工详图的要求和本节的规定，对成品进行检查验收。成品的外形和几何尺寸的偏差应符合表 9.12.1-1～表 9.12.1-4 的规定。

表 9.12.1-1 高层多节柱的允许偏差

项目		允许偏差 (mm)	图例
一节柱长度的制造偏差 Δl		± 3.0	
柱底刨平面到牛腿支撑面距离 l 的偏差 Δl_1		± 2.0	
楼面间距离的偏差 Δl_2 或 Δl_3		± 3.0	
牛腿的翘曲或扭曲 a	$l_5 \leq 600$	2.0	
	$l_5 > 600$	3.0	
柱身挠曲矢高	$l/1000$ 且不大于 5.0		
翼缘板倾斜度	$b \leq 400$	3.0	
	$b > 400$	5.0	
	接合部位	$B/100$ 且大于 1.5	

续表 9.12.1-1

项目		允许偏差 (mm)	图例
腹板中心 线偏移		接合部位 1.5	
		其他部分 3.0	
柱截面 尺寸偏差	$h \leq 400$	± 2.0	
	$400 < h < 800$	$\pm h/200$	
	$h \geq 800$	± 4.0	
每节柱的 柱身扭曲		$6h/1000$ 且不大于 5.0	
柱脚底板翘 曲和弯折		3.0	
柱脚螺栓孔对底板 中心线的偏移		1.5	

续表 9.12.1-1

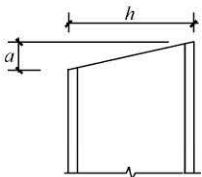
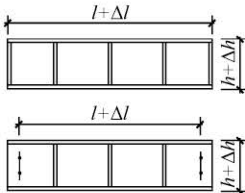
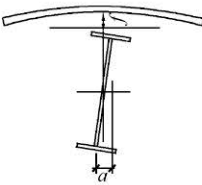
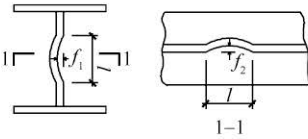
项目	允许偏差 (mm)	图例
柱端连接处的倾斜度	$1.5h/1000$	

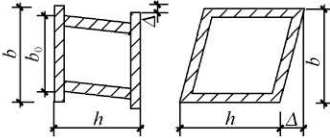
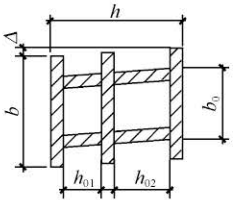
表 9.12.1-2 梁的允许偏差

项目	允许偏差 (mm)	图例
梁的长度偏差	$l/2500$ 且 不大于 5	
焊接梁端部 高度偏差	$h \leq 800$ ± 2.0	
	$h > 800$ ± 3.0	
两端最外侧孔间 距离偏差	± 3.0	
梁的弯曲矢高	$l/1000$ 且 不大于 10	
梁的扭曲 (梁高 h)	$h/200$ ≤ 8	
腹板局部 不平直度	$t < 14$ $3l/1000$	
	$t \geq 14$ $2l/1000$	

续表 9.12.1-2

项目		允许偏差 (mm)	图例
悬臂梁段 端部偏差	竖向偏差	$l/300$	
	水平偏差	3.0	
	水平 总偏差	4.0	
悬臂梁段 长度偏差		± 3.0	
梁翼缘板 弯曲偏差		2.0	

表 9.12.1-3 异型断面柱外形尺寸的允许偏差

项目		允许偏差（mm）		图例
单箱体	箱形截面高度 h	连接处	± 3.0	
		非连接处	$+4.0$ $+0.0$	
	宽度 b	± 2.0		
	腹板间距 b_0	± 3.0		
	垂直度 Δ	$2b/150$ ，且 不大于 5.0		
双箱体	箱形截面高度 h	连接处	± 4.0	
		非连接处	$+8.0$ $+0.0$	
	翼板宽度 b	± 2.0		
	腹板间距 b_0	± 3.0		
	翼板间距 h_0	± 3.0		
	垂直度 Δ	$2b/150$ ，且 不大于 6.0		

续表 9.12.1-3

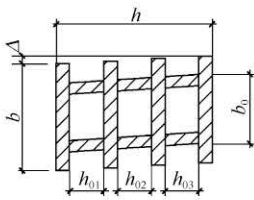
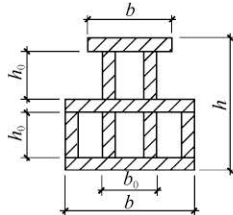
项目		允许偏差 (mm)		图例
三箱体	箱形截面 尺寸 h	连接处	± 4.0	
		非连接处	$+8.0$ $+0.0$	
	翼板宽度 b	± 2.0		
	腹板间距 b_0	± 3.0		
	翼板间距 h_0	± 3.0		
	垂直度 Δ	非连接处 ± 4.0		
特殊箱体	箱形截面 尺寸 h	连接处	± 5.0	
		非连接处	$+12.0$ $+0.00$	
	翼板宽度 b	$+2.0$		
	腹板间距 b_0	± 3.0		
	翼板间距 h_0	± 3.0		
	垂直度 Δ	$2h/150$, 且 不大于 5.0		

表 9.12.1-4 钢板剪力墙的允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)	备注
柱与柱中心轴线间距离 A	± 3.0	
柱预装单元总长 L	$-4 \sim +2$	
预装块上下相邻两块对角线之差 ΔC	$H/2000$, 且 ≤ 8.0	H 为相应预装块高度
预装块单块对角线之差 ΔE	$H/2000$, 且 ≤ 5.0	
摩擦面连接间隙	≤ 1.0	
墙板边缘的直线度	$H/1500$, 且 ≤ 5.0	H 为相应预装块高度
板间接口错边 (焊接位置)	$t/10$, 且 ≤ 3.0	t 为相应板件厚度
与预装墙面正交的构件垂直度 (地下部分有孔侧)	≤ 2.0	

注：由于构件的外形影响手工测量，对角线的测量使用全站仪。

9.12.2 构件出厂时，制作单位应分别提交产品质量证明及下列技术文件。提交的技术文件同时应作为制作单位技术文件的一部分存档备查。

- 1 钢结构加工图纸；
- 2 制作中对问题处理的协议文件；
- 3 所用钢材、焊接材料的质量证明书及必要的实验报告；
- 4 高强度螺栓抗滑移系数的实测报告；
- 5 焊接的无损检验记录；
- 6 发运构件的清单。

10 安 装

10.1 一 般 规 定

10.1.1 钢结构安装前,应根据设计图纸编制安装工程施工组织设计。对于复杂、异型结构,应进行施工过程模拟分析并采取相应安全技术措施。

10.1.2 施工详图设计时应综合考虑安装要求:如吊装构件的单元划分、吊点和临时连接件设置、对位和测量控制基准线或基准点、安装焊接的坡口方向和形式等。

10.1.3 施工过程验算时应考虑塔吊设置及其他施工活荷载、风荷载等。施工活荷载可按 $0.6\text{kN/m}^2 \sim 1.2\text{kN/m}^2$ 选取,风荷载宜按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的 10 年一遇的风荷载标准值采用。

10.1.4 钢结构安装时应有可靠的作业通道和安全防护措施,应制定极端气候条件下的应对措施。

10.1.5 电焊工应具备安全作业证和技能上岗证。持证焊工须在考试合格项目认可范围有效期内施焊。

10.1.6 安装用的焊接材料、高强度螺栓、普通螺栓、栓钉和涂料等,应具有产品质量证明书,其质量应分别符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117、《热强钢焊条》GB/T 5118、《熔化焊用钢丝》GB/T 14957、《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110、《碳钢药芯焊丝》GB/T 10045、《低合金钢药芯焊丝》GB/T 17493、《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293、《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》GB/T 12470、《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、《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632、《紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1、《六角头

螺栓 C 级》GB/T 5780 和《六角头螺栓》GB/T 5782、《电弧螺栓焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 及其他相关标准。

10.1.7 安装用的专用机具和工具，应满足施工要求，并定期进行检验，保证合格。

10.1.8 安装的主要工艺，如测量校正、厚钢板焊接、栓钉焊接、高强度螺栓连接的抗滑移面加工、防腐及防火涂装等，应在施工前进行工艺试验，并应在试验结论的基础上制定各项操作工艺指导书，指导施工。

10.1.9 安装前，应对构件的外形尺寸、螺栓孔直径及位置、连接件位置及角度、焊缝、栓钉焊、高强度螺栓接头抗滑移面加工质量、构件表面的涂层等进行检查，在符合设计文件或本规程第 9 章的要求后，方能进行安装工作。

10.1.10 安装使用的钢尺，应符合本规程第 9.1.4 条的要求。土建施工、钢结构制作、钢结构安装应使用同一标准检验的钢尺。

10.1.11 安装工作应符合环境保护、劳动保护和安全技术方面现行国家有关法规和标准的规定。

10.2 定位轴线、标高和地脚螺栓

10.2.1 钢结构安装前，应对建筑物的定位轴线、平面闭合差、底层柱的位置线、钢筋混凝土基础的标高和混凝土强度等级等进行检查，合格后方可开始安装工作。

10.2.2 框架柱定位测量可采用内控法和外控法。每节柱的定位轴线应从地面控制轴线引上来，不得从下层柱的轴线引出。

10.2.3 地脚螺栓应采用套板或套箍支架独立、精确定位。当地脚螺栓与钢筋相互干扰时，应遵循先施工地脚螺栓，后穿插钢筋的原则，并做好成品保护。螺栓螺纹应采取保护措施。

10.2.4 底层柱地脚螺栓的紧固轴力，应符合设计文件的规定。一般螺母止退可采用双螺母固定。

10.2.5 结构的楼层标高可按相对标高或设计标高进行控制，并

符合下列规定：

1 按相对标高安装时，建筑物高度的累积偏差不得大于各节柱制作、安装、焊接允许偏差的总和。

2 按设计标高安装时，应以每节柱为单位进行柱标高的测量工作。

10.2.6 第一节柱标高精度控制，可采用在底板下的地脚螺栓上加一调整螺母的方法（图 10.2.6）。

10.2.7 地脚螺栓施工完毕直至混凝土浇筑终凝前，应加强测量监控，采取必要的成品保护措施。混凝土终凝后应实测地脚螺栓最终定位偏差值，偏差超过允许值影响钢柱就位时，可通过适当扩大柱底板螺栓孔的方法处理。

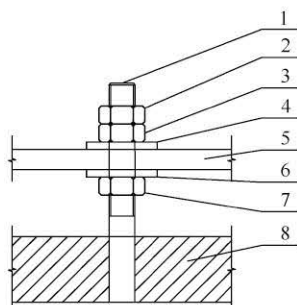


图 10.2.6 柱脚的调整螺母

- 1—地脚螺栓；2—止退螺母；
- 3—紧固螺母；4—螺母垫板；
- 5—钢柱底板；6—螺母垫板；
- 7—调整螺母；8—钢筋混凝土基础

10.3 构件的质量检查

10.3.1 构件成品出厂时，制作厂应将每个构件的质量检查记录及产品合格证交安装单位。

10.3.2 对柱、梁、支撑等主要构件，应在出厂前进行检查验收，检查合格后方可出厂。

10.3.3 端部进行现场焊接的梁、柱构件，其长度尺寸应按下列方法进行检查：

1 柱的长度，应增加柱端焊接产生的收缩变形值和荷载使柱产生的压缩变形值。

2 梁的长度应增加梁接头焊接产生的收缩变形值。

10.3.4 钢构件的弯曲变形、扭曲变形以及钢构件上的连接板、螺栓孔等的位置和尺寸，应以钢构件的轴线为基准进行核对，不宜采用钢构件的边棱线作为检查基准线。

10.3.5 钢构件焊缝的外观质量和超声波探伤检查，栓钉的位

置及焊接质量，以及涂层的厚度和强度，应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661、《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 和《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 等的规定。

10.4 吊装构件的分段

10.4.1 构件分段应综合考虑加工、运输条件和现场起重设备能力，本着方便实施、减少现场作业量的原则进行。

10.4.2 钢柱分段一般宜按（2~3）层一节，分段位置应在楼层梁顶标高以上 1.2m~1.3m；钢梁、支撑等构件一般不宜分段；特殊、复杂构件分段应会同设计共同确定。

10.4.3 各分段单元应能保证吊运过程中的强度和刚度，必要时采取加固措施。

10.4.4 构件分段应在详图设计阶段综合考虑。

10.5 构件的安装及焊接顺序

10.5.1 钢结构的安装应按下列程序进行：

- 1 划分安装流水区段；
- 2 确定构件安装顺序；
- 3 编制构件安装顺序图、安装顺序表；

4 进行构件安装，或先将构件组拼成扩大安装单元，再进行安装。

10.5.2 安装流水区段可按建筑物的平面形状、结构形式、安装机械的数量、现场施工条件等因素划分。

10.5.3 构件的安装顺序，平面上应从中间向四周扩展，竖向应由下向上逐渐安装。

10.5.4 构件的安装顺序表，应注明构件的平面位置图、构件所在的详图号，并应包括各构件所用的节点板、安装螺栓的规格数量、构件的重量等。

10.5.5 构件接头的现场焊接应按下列程序进行：

- 1 完成安装流水段内主要构件的安装、校正、固定（包括预留焊接收缩量）；
- 2 确定构件接头的焊接顺序；
- 3 绘制构件焊接顺序图；
- 4 按规定顺序进行现场焊接。

10.5.6 构件接头的焊接顺序，平面上应从中部对称地向四周扩展，竖向可采用有利于工序协调、方便施工、保证焊接质量的顺序。当需要通过焊接收缩微调柱顶垂直偏差值时，可适当调整平面方向接头焊接顺序。

10.5.7 构件的焊接顺序图应根据接头的焊接顺序绘制，并列列出顺序编号，注明焊接工艺参数。

10.5.8 电焊工应严格按分配的焊接顺序施焊，不得自行变更。

10.6 钢构件的安装

10.6.1 柱的安装应先调整标高，再调整水平位移，最后调整垂直偏差，并应重复上述步骤，直到柱的标高、位移、垂直偏差符合要求。调整柱垂直度的缆风绳或支撑夹板，应在柱起吊前在地面绑扎好。

10.6.2 当由多个构件在地面组拼成为扩大安装单元进行安装时，其吊点应经计算确定。

10.6.3 柱、梁、支撑等大构件安装时，应随即进行校正。

10.6.4 当天安装的钢构件应形成空间稳定体系。

10.6.5 当采用内、外爬塔式起重机或外附塔式起重机进行高层民用建筑钢结构安装时，对塔式起重机与钢结构相连接的附着装置，应进行验算，并应采取相应的安全技术措施。

10.6.6 进行钢结构安装时，楼面上堆放的安装荷载应予限制，不得超过钢梁和压型钢板的承载能力。

10.6.7 一节柱的各层梁安装完毕并验收合格后，应立即铺设各层楼面的压型钢板，并安装本节柱范围内的各层楼梯。

10.6.8 钢构件安装和楼盖中的钢筋混凝土楼板的施工，应相继进行，两项作业相距不宜超过 6 层。当超过 6 层时，应由责任工程师会同设计部门和专业质量检查部门共同协商处理。

10.6.9 一个流水段一节柱的全部钢构件安装完毕并验收合格后，方可进行下一个流水段的安装工作。

10.6.10 钢板剪力墙单元应随柱梁等构件从下到上依次安装。吊装及运输时应采取措施防止平面外变形；钢板剪力墙与柱和梁的连接次序应满足设计要求。当设计无要求时，宜与柱梁等构件同步连接。

10.6.11 对设有伸臂桁架的钢框架-混凝土核心筒结构，为避免由于施工阶段竖向变形差在伸臂结构中产生过大的初应力，应对悬挑段伸臂桁架采取临时定位措施，待竖向变形差基本消除后再进行刚接。

10.6.12 转换桁架或腰桁架应根据制作运输条件和起重能力进行分段并散装，采用由下到上，从中间向两端的顺序安装。

10.7 安装的测量校正

10.7.1 钢结构安装前，应按本规程第 10.2.5 条的要求确定按设计标高或相对标高安装。

10.7.2 钢结构安装前应根据现场测量基准点分别引测内控和外控测量控制网，作为测量控制的依据。地下结构一般采用外控法，地上结构可根据场地条件和周边建筑情况选择内控法或外控法。

10.7.3 高度大于 400m 的高层民用建筑的平面控制网在垂直传递时，宜采用 GPS 进行复核。

10.7.4 柱在安装校正时，水平及垂直偏差应校正到现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 规定的允许偏差以内，垂直偏差应达到 ± 0.000 。安装柱和柱之间的主梁时，应根据焊缝收缩量预留焊缝变形值，预留的变形值应作书面记录。

10.7.5 结构安装时，应注意日照、焊接等温度变化引起的热影

响对构件的伸缩和弯曲引起的变化，并应采取相应措施。

10.7.6 安装柱与柱之间的主梁构件时，应对柱的垂直度进行监测。除监测这根梁的两端柱子的垂直度变化外，尚应监测相邻各柱因梁连接影响而产生的垂直度变化。

10.7.7 安装压型钢板前，应在梁上标出压型钢板铺放的位置线。铺放压型钢板时，相邻两排压型钢板端头的波形槽口应对准。

10.7.8 栓钉施工前应标出栓钉焊接的位置。若钢梁或压型钢板在栓钉位置有锈污或镀锌层，应采用角向砂轮打磨干净。栓钉焊接时应按位置线排列整齐。

10.7.9 在一节柱子高度范围内的全部构件完成安装、焊接、铺设压型钢板、栓接并验收合格后，方能从地面引放上一节柱的定位轴线。

10.7.10 各种构件的安装质量检查记录，应为结构全部安装完毕后的最后一次实测记录。

10.8 安装的焊接工艺

10.8.1 钢结构安装前，应对主要焊接接头的焊缝进行焊接工艺试验，制定所用钢材的焊接材料、有关工艺参数和技术措施。

10.8.2 当焊接作业处于下列情况之一时，严禁焊接：

- 1 焊接作业区的相对湿度大于 90%；
- 2 焊件表面潮湿或暴露于雨、冰、雪中；
- 3 焊接作业条件不符合现行国家标准《焊接与切割安全》

GB 9448 的有关规定。

10.8.3 焊接环境温度低于 0℃ 但不低于 -10℃ 时，应采取加热或防护措施。应确保接头焊接处各方向大于等于 2 倍板厚且不小于 100mm 范围内，母材温度不低于 20℃ 和现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 规定的最低预热温度二者的较大值，且在焊接过程中不应低于该温度。

10.8.4 当焊接环境温度低于 -10°C 时，必须进行相应焊接环境下的工艺评定试验，并应在评定合格后再进行焊接，否则，严禁焊接。

10.8.5 低碳钢和低合金钢厚钢板，应选用与母材同一强度等级的焊条或焊丝，同时考虑钢材的焊接性能、焊接结构形状、受力状况、设备状况等条件。焊接用的引弧板的材质，应与母材相一致，或通过试验选用。

10.8.6 焊接开始前，应将焊缝处的水分、脏物、铁锈、油污、涂料等清除干净，垫板应靠紧，无间隙。

10.8.7 零件采用定位点焊时，其数量和长度应由计算确定，也可按表 10.8.7 的数值采用。

表 10.8.7 点焊缝的最小长度

钢板厚度 (mm)	点焊缝的最小长度 (mm)	
	手工焊、半自动焊	自动焊
3.2 以下	30	40
3.2~25	40	50
25 以上	50	60

10.8.8 柱与柱接头焊接，应由两名或多名焊工在相对称位置以相等速度同时施焊。

10.8.9 加引弧板焊接柱与柱接头时，柱两对边的焊缝首次焊接的层数不宜超过 4 层。焊完第一个 4 层，切去引弧板和清理焊缝表面后，转 90° 焊另两个相对边的焊缝。这时可焊完 8 层，再换至另两个相对边，如此循环直至焊满整个柱接头的焊缝为止。

10.8.10 不加引弧板焊接柱与柱接头时，应由两名焊工在相对称位置以逆时针方向在距柱角 50mm 处起焊。焊完一层后，第二层及以后各层均在离前一层起焊点 (30~50)mm 处起焊。每焊一遍应认真检查清渣，焊到柱角处要稍放慢焊条移动速度，使柱角焊成方角，且焊缝饱满。最后一遍盖面焊缝可采用直径较小

的焊条和较小的电流进行焊接。

10.8.11 梁和柱接头的焊接，应设长度大于 3 倍焊缝厚度的引弧板。引弧板的厚度、坡口角度应和焊缝厚度相适应，焊完后割去引弧板时应留 5mm~10mm。

10.8.12 梁和柱接头的焊缝，宜先焊梁的下翼缘板，再焊上翼缘板。先焊梁的一端，待其焊缝冷却至常温后，再焊另一端，不宜对一根梁的两端同时施焊。

10.8.13 柱与柱、梁与柱接头焊接试验完毕后，应将焊接工艺全过程记录下来，测量出焊缝的收缩值，反馈到钢结构制作厂，作为柱和梁加工时增加长度的依据。

厚钢板焊缝的横向收缩值，可按下式计算确定，也可按表 10.8.13 选用。

$$S = k \times \frac{A}{t} \quad (10.8.13)$$

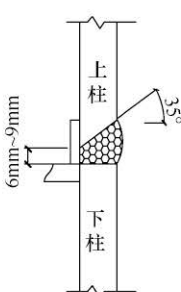
式中：S——焊缝的横向收缩值（mm）；

A——焊缝横截面面积（mm²）；

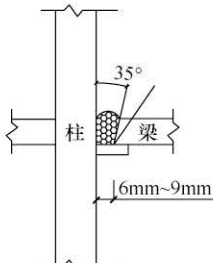
t——焊缝厚度，包括熔深（mm）；

k——常数，一般可取 0.1。

表 10.8.13 焊缝的横向收缩值

焊缝坡口形式	钢材厚度 (mm)	焊缝收缩值 (mm)	构件制作增加长度 (mm)
	19	1.3~1.6	1.5
	25	1.5~1.8	1.7
	32	1.7~2.0	1.9
	40	2.0~2.3	2.2
	50	2.2~2.5	2.4
	60	2.7~3.0	2.9
	70	3.1~3.4	3.3
	80	3.4~3.7	3.5
	90	3.8~4.1	4.0
	100	4.1~4.4	4.3

续表 10.8.13

焊缝坡口形式	钢材厚度 (mm)	焊缝收缩值 (mm)	构件制作增加长度 (mm)
	12	1.0~1.3	1.2
	16	1.1~1.4	1.3
	19	1.2~1.5	1.4
	22	1.3~1.6	1.5
	25	1.4~1.7	1.6
	28	1.5~1.8	1.7
	32	1.7~2.0	1.8

10.8.14 进行手工电弧焊时当风速大于 8m/s, 进行气体保护焊时当风速大于 2m/s, 均应采取防风措施方能施焊。

10.8.15 焊接工作完成后, 焊工应在焊缝附近打上代号钢印。焊工自检和质量检查员所作的焊缝外观检查以及超声波检查, 均应有书面记录。

10.8.16 经检查不合格的焊缝应按本规程第 9.6.20 条的要求进行返修, 并按同样的焊接工艺进行补焊, 再用同样的方法进行质量检查。同一部位的一条焊缝, 修理不宜超过 2 次, 否则应更换母材, 或由责任工程师会同设计 and 专业质量检验部门协商处理。

10.8.17 发现焊接引起的母材裂纹或层状撕裂时, 应会同相关部门和人员分析原因, 制定专项处理方案。

10.8.18 栓钉焊接开始前, 应对采用的焊接工艺参数进行测定, 编制焊接工艺方案, 并应在施工中执行。

10.9 高强度螺栓施工工艺

10.9.1 高强度螺栓的入库、存放和使用, 应符合本规程第 9.2.2 条第 3 款的要求。

10.9.2 高强度螺栓拧紧后，丝扣应露出 2 扣~3 扣为宜；高强度螺栓长度可根据表 10.9.2 选用。

表 10.9.2 高强度螺栓需增加的长度

螺栓直径 (mm)	接头钢板总厚度外增加的长度 (mm)	
	扭剪型高强度螺栓	大六角头高强度螺栓
M12	—	25
M16	25	30
M20	30	35
M22	35	40
M24	40	45
M27	45	50
M30	50	55

10.9.3 高强度螺栓接头的抗滑移面加工，应按本规程第 9.8.1 条、第 9.8.2 条的规定进行。

10.9.4 高强度螺栓接头各层钢板安装时发生错孔，允许用铰刀扩孔。一个节点中的扩孔数不宜多于节点孔数的 1/3，扩孔直径不得大于原孔径 2mm。严禁用气割扩孔。

10.9.5 高强度螺栓应能自由穿入螺孔内，严禁用榔头强行打入或用扳手强行拧入。一组高强度螺栓宜同一方向穿入螺孔内，并宜以扳手向下压为紧固螺栓的方向。

10.9.6 当钢框架梁与柱接头为腹板栓接、翼缘焊接时，宜按先栓后焊的方式进行施工。

10.9.7 在工字钢、槽钢的翼缘上安装高强度螺栓时，应采用与其斜面的斜度相同的斜垫圈。

10.9.8 高强度螺栓应通过初拧、复拧和终拧达到拧紧。终拧前应检查接头处各层钢板是否充分密贴。钢板较薄，板层较少，也可只作初拧和终拧。

10.9.9 高强度螺栓拧紧的顺序，应从螺栓群中部开始，向四周扩展，逐个拧紧。

10.9.10 使用扭剪型高强度螺栓扳子时，应定期进行扭矩值的检查，每天上班前检查一次。

10.9.11 扭剪型高强度螺栓的初拧、复拧、终拧，每完成一次应做一次相应的颜色或标记。

10.9.12 对于个别不能用扭剪型专用扳手进行终拧的扭剪型高强度螺栓，可用六角头高强度螺栓扳手进行终拧（扭转系数为0.13）。

10.9.13 高强度螺栓不得用作安装螺栓使用。

10.10 现场涂装

10.10.1 高层民用建筑钢结构在一个流水段一节柱的所有构件安装完毕，并对结构验收合格后，结构的现场焊缝、高强度螺栓及其连接点，以及在运输安装过程中构件涂层被磨损的部位，应补刷涂层。涂层应采用与构件制作时相同的涂料和相同的涂刷工艺。

10.10.2 涂装前应将构件表面的焊接飞溅、油污杂质、泥浆、灰尘、浮锈等清除干净。

10.10.3 涂装时环境温度、湿度应符合涂料产品说明书的要求，当产品说明书无要求时，温度应为 $5^{\circ}\text{C} \sim 38^{\circ}\text{C}$ ，湿度不应大于85%。

10.10.4 涂层外观应均匀、平整、丰满，不得有咬底、剥落、裂纹、针孔、漏涂和明显的皱皮流坠，且应保证涂层厚度。当涂层厚度不够时，应增加涂刷的遍数。

10.10.5 经检查确认不合格的涂层，应铲除干净，重新涂刷。

10.10.6 当涂层固化干燥后方可进行下道工序。

10.11 安装的竣工验收

10.11.1 钢结构安装工程的竣工验收应分下列两个阶段进行：

1 每个流水段一节柱的高度范围内全部构件（包括钢楼梯、压型钢板等）安装、校正、焊接、栓接完毕并自检合格后，应作

隐蔽工程验收；

2 全部钢结构安装、校正、焊接、栓接完成并经隐蔽工程验收合格后，应做钢结构安装工程的竣工验收。

10.11.2 安装工程竣工验收，应提交下列文件：

1 钢结构施工图和设计变更文件，并在施工图中注明修改内容；

2 钢结构安装过程中，业主、设计单位、钢构件制作厂、钢结构安装单位达成协议的各种技术文件；

3 钢构件出厂合格证；

4 钢结构安装用连接材料（包括焊条、螺栓等）的质量证明文件；

5 钢结构安装的测量检查记录、高强度螺栓安装检查记录、栓钉焊质量检查记录；

6 各种试验报告和技术资料；

7 隐蔽工程分段验收记录。

10.11.3 钢结构安装工程的安装允许偏差应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的相关规定。

11 抗 火 设 计

11.1 一 般 规 定

11.1.1 钢结构的梁、柱和楼板宜进行抗火设计。钢结构各种构件的耐火极限应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 的规定。

11.1.2 在规定的结构耐火极限时间内，结构或构件的承载力应满足下式要求：

$$R_d \geq S_m \quad (11.1.2)$$

式中： R_d ——结构或构件的承载力；

S_m ——各种作用所产生的组合效应值。

11.1.3 结构的抗火设计可按各种构件分别进行。进行结构某一构件抗火设计时，可仅考虑该构件受火升温。

11.1.4 结构构件抗火设计应按下列步骤进行：

- 1 确定防火被覆厚度；
- 2 计算构件在耐火时间内的内部温度；
- 3 计算构件在外荷载和受火温度作用下的内力；
- 4 进行构件荷载效应组合；
- 5 根据构件和受载的类型，按本规程第 11.2 节的有关规定，进行构件抗火验算；
- 6 当设定的防火被覆厚度不适合时（过小或过大），调整防火被覆厚度，重复本条第 1 款至第 5 款的步骤。

11.1.5 构件在耐火时间内的内部温度可按下列公式计算：

$$T_s = (\sqrt{0.044 + 5.0 \times 10^{-5} B} - 0.2)t + 20 \quad (11.1.5-1)$$

$$B = \frac{1}{1 + \frac{c_i \rho_i d_i F_i}{2c_s \rho_s V}} \frac{\lambda_i}{d_i} \frac{F_i}{V} \quad (11.1.5-2)$$

式中: T_s —— 构件在耐火时间内的内部温度 ($^{\circ}\text{C}$);

t —— 构件耐火时间 (s);

B —— 防火被覆的综合参数;

ρ_s —— 钢材的密度, $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$;

c_s —— 钢材的比热, $c_s = 600 \text{ J/(kg} \cdot \text{K)}$;

ρ_i —— 防火保护层的密度 (kg/m^3);

c_i —— 防火保护层的比热 [$\text{J/(kg} \cdot \text{K)}$];

F_i —— 单位构件长度的防火保护层的内表面积 (m^2/m);

d_i —— 防火保护层厚度 (m);

λ_i —— 防火保护层的导热系数 [$\text{W/(m} \cdot \text{K)}$]。

11.1.6 进行结构构件抗火验算时, 受火构件在外荷载作用下的内力, 可采用常温下相同荷载所产生的内力。

11.1.7 进行结构抗火验算时, 采用下式对荷载效应进行组合:

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \sum_i \gamma_{Qi} S_{Qki} + \gamma_W S_{Wk} + \gamma_T S_T \quad (11.1.7)$$

式中: S —— 荷载组合效应;

S_{Gk} —— 永久荷载标准值的效应;

S_{Qki} —— 楼面或屋面活载 (不考虑屋面雪载) 标准值的效应;

S_{Wk} —— 风荷载标准值的效应;

S_T —— 构件或结构的温度变化 (考虑温度效应) 产生的效应;

γ_G —— 永久荷载分项系数, 取 1.0;

γ_{Qi} —— 楼面或屋面活载分项系数, 取 0.7;

γ_W —— 风载分项系数, 取 0 或 0.3, 选不利情况;

γ_T —— 温度效应的分项系数, 取 1.0。

11.1.8 进行钢构件抗火设计时, 应考虑温度内力的影响。在荷

载效应组合中不考虑温度内力时,则对于在结构中受约束较大的构件应将计算所得的保护层厚度增加 30% 作为构件的保护层设计厚度。

11.1.9 连接节点的防火保护层厚度不得小于被连接构件保护层厚度的较大值。

11.2 钢梁与柱的抗火设计

11.2.1 对于钢框架梁,当有楼板作为梁的可靠侧向支撑时,应按下列公式进行梁的抗火验算。

$$\frac{B_n}{8} q l^2 \leq W_p \gamma_R \eta_T f \quad (11.2.1-1)$$

当 $20^\circ\text{C} \leq T_s \leq 300^\circ\text{C}$ 时,

$$\eta_T = 1 \quad (11.2.1-2)$$

当 $300^\circ\text{C} < T_s < 800^\circ\text{C}$ 时,

$$\eta_T = 1.24 \times 10^{-8} T_s^3 - 2.096 \times 10^{-5} T_s^2 + 9.228 \times 10^{-3} T_s - 0.2168 \quad (11.2.1-3)$$

式中: q ——作用在梁上的局部荷载设计值 (N/mm);

l ——梁的跨度 (mm);

B_n ——与梁连接有关的系数,当梁两端铰接时,取 1.0,当梁两端刚接时,取 0.5;

W_p ——梁的塑性截面模量 (mm^3);

f ——常温下钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值 (N/mm^2);

γ_R ——钢材抗火设计强度调整系数,取 1.1;

η_T ——高温下钢材强度折减系数;

T_s ——火灾下构件的内部温度 ($^\circ\text{C}$),按本规程第 11.1.5 条确定。

11.2.2 钢框架柱应按下列公式验算火灾下框架平面内和平面外的整体稳定性。

$$\frac{N}{\varphi_T A} \leq 0.75 \gamma_R \eta_T f \quad (11.2.2-1)$$

$$\varphi_T = \alpha \varphi \quad (11.2.2-2)$$

式中：\$N\$——火灾下框架柱的轴压力设计值（\$N\$）；

\$\varphi_T\$——按框架平面内或平面外柱的计算长度确定的高温下轴压构件的稳定系数的较小值；

\$\alpha\$——系数，根据构件的长细比和温度按表 11.2.2 确定；

\$\varphi\$——受压构件的稳定系数，按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定确定。

表 11.2.2 系数 \$\alpha\$ 的确定

构件温度(\$^\circ\$C) 构件长细比	200	300	400	500	550	570	580	600
\$\leq 50\$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96
100	1.04	1.08	1.12	1.12	1.05	1.00	0.97	0.85
150	1.08	1.14	1.21	1.21	1.11	1.00	0.94	0.74
\$\geq 200\$	1.10	1.17	1.25	1.25	1.13	1.00	0.93	0.68

11.3 压型钢板组合楼板

11.3.1 当压型钢板组合楼板中的压型钢板仅用作混凝土楼板的永久性模板、不充当板底受拉钢筋参与结构受力时，压型钢板可不进行防火保护。

11.3.2 当压型钢板组合楼板中的压型钢板除用作混凝土楼板的永久性模板外、还充当板底受拉钢筋参与结构受力时，组合楼板应按下列规定进行耐火验算与防火设计。

1 组合楼板不允许发生大挠度变形时，在温升关系符合国家现行标准规定的标准火灾作用下，组合楼板的耐火时间 \$t_d\$ 应按式 (11.3.2-1) 进行计算。当组合楼板的耐火时间 \$t_d\$ 大于或等于组合楼板的设计耐火极限 \$t_m\$ 时，组合楼板可不进行防火保护；当组合楼板的耐火时间 \$t_d\$ 小于组合楼板的设计耐火极限 \$t_m\$ 时，应按本规程第 11.3.3 条规定采取措施。

$$t_d = 114.06 - 26.8 \frac{M}{f_t W} \quad (11.3.2-1)$$

式中： t_d ——无防火保护的组合楼板的耐火时间（min）；

M ——火灾下单位宽度组合楼板内的最大正弯矩设计值（N·mm）；

f_t ——常温下混凝土的抗拉强度设计值（N/mm²）；

W ——常温下素混凝土板的截面模量（mm³）。

2 组合楼板允许发生大挠度变形时，组合楼板的耐火验算可考虑组合楼板的薄膜效应。当火灾下组合楼板考虑薄膜效应时的承载力符合下式规定时，组合楼板可不进行防火保护；不符合下式规定时，应按本规程第 11.3.3 条的规定采取措施。

$$q_r \geq q \quad (11.3.2-2)$$

式中： q_r ——火灾下组合楼板考虑薄膜效应时的承载力设计值（kN/m²），应按国家现行标准的规定确定；

q ——火灾下组合楼板的荷载设计值（kN/m²），应按国家现行标准的规定确定。

11.3.3 当组合楼板不满足耐火要求时，应对组合楼板进行防火保护，或者在组合楼板内增配足够的钢筋、将压型钢板改为只作模板使用。其中，组合楼板的防火保护应根据组合楼板耐火试验结果确定，耐火试验应按现行国家标准《建筑构件耐火试验方法 第 1 部分：通用要求》GB/T 9978.1、《建筑构件耐火试验方法 第 3 部分：试验方法和试验数据应用注释》GB/T 9978.3、《建筑构件耐火试验方法 第 5 部分：承重水平分隔构件的特殊要求》GB/T 9978.5 的有关规定进行。

附录 A 偏心率计算

A. 0. 1 偏心率应按下列公式计算：

$$\epsilon_x = \frac{e_y}{r_{ex}} \quad \epsilon_y = \frac{e_x}{r_{ey}} \quad (\text{A. 0. 1-1})$$

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{K_T}{\Sigma K_x}} \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{K_T}{\Sigma K_y}} \quad (\text{A. 0. 1-2})$$

$$K_T = \Sigma(K_x \cdot y^2) + \Sigma(K_y \cdot x^2) \quad (\text{A. 0. 1-3})$$

式中：
 ϵ_x, ϵ_y ——分别为所计算楼层在 x 和 y 方向的偏心率；
 e_x, e_y ——分别为 x 和 y 方向水平作用合力线到结构刚心的距离；
 r_{ex}, r_{ey} ——分别为 x 和 y 方向的弹性半径；
 $\Sigma K_x, \Sigma K_y$ ——分别为所计算楼层各抗侧力构件在 x 和 y 方向的侧向刚度之和；
 K_T ——所计算楼层的扭转刚度；
 x, y ——以刚心为原点的抗侧力构件坐标。

附录 B 钢板剪力墙设计计算

B.1 一般规定

B.1.1 钢板剪力墙可采用非加劲钢板和加劲钢板两种形式，并符合下列规定：

1 非抗震设计及四级的高层民用建筑钢结构，采用钢板剪力墙时，可以不设加劲肋（图 B.1.1-1）；

2 三级及以上时，宜采用带竖向及（或）水平加劲肋的钢板剪力墙（图 B.1.1-2），竖向加劲肋的设置，可采用竖向加劲肋不连续的构造和布置；

3 竖向加劲肋宜两面设置或两面交替设置，横向加劲肋宜单面或两面交替设置。

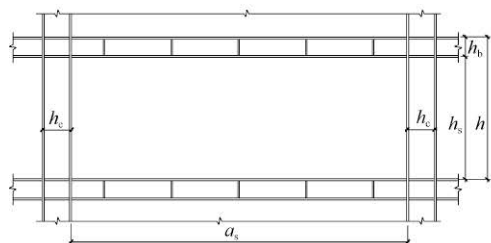


图 B.1.1-1 非加劲钢板剪力墙

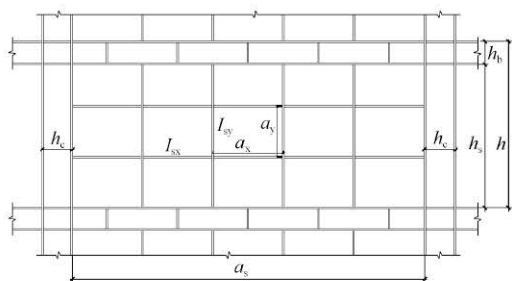


图 B.1.1-2 加劲钢板剪力墙

B.1.2 钢板剪力墙宜按不承受竖向荷载设计。实际情况不易实现时,承受竖向荷载的钢板剪力墙,其竖向应力导致抗剪承载力的下降不应大于20%。

B.1.3 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;

2 参与承担竖向荷载的钢板剪力墙,应采用正交异性板的平面应力单元参与结构整体的内力分析。

B.2 非加劲钢板剪力墙计算

B.2.1 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:

$$\tau \leq \varphi_s f_v \quad (\text{B.2.1-1})$$

$$\varphi_s = \frac{1}{\sqrt[3]{0.738 + \lambda_s^6}} \leq 1.0 \quad (\text{B.2.1-2})$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3}\tau_{cr0}}} \quad (\text{B.2.1-3})$$

$$\tau_{cr0} = \frac{k_{ss0} \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t^2}{a_s^2} \quad (\text{B.2.1-4})$$

$$\frac{h_s}{a_s} \geq 1: k_{ss0} = 6.5 + \frac{5}{(h_s/a_s)^2} \quad (\text{B.2.1-5})$$

$$\frac{h_s}{a_s} \leq 1: k_{ss0} = 5 + \frac{6.5}{(h_s/a_s)^2} \quad (\text{B.2.1-6})$$

式中: f_v ——钢材抗剪强度设计值 (N/mm^2);

ν ——泊松比,可取0.3;

E ——钢材弹性模量 (N/mm^2);

a_s 、 h_s ——分别为剪力墙的宽度和高度 (mm);

t ——钢板剪力墙的厚度 (mm)。

B.2.2 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,其剪应力应满足本规程第

B. 2. 1 的要求, 且符合下列规定:

1 考虑屈曲后强度的钢板剪力墙的平均剪应力应满足下列公式要求:

$$\tau \leq \varphi_{sp} f_v \quad (\text{B. 2. 2-1})$$

$$\varphi_{sp} = \frac{1}{\sqrt[3]{0.552 + \lambda_s^{3.6}}} \leq 1.0 \quad (\text{B. 2. 2-2})$$

2 按考虑屈曲后强度的设计, 其横梁的强度计算中应考虑压力, 压力的大小按下式计算:

$$N = (\varphi_{sp} - \varphi_s) a_s t f_v \quad (\text{B. 2. 2-3})$$

式中: a_s —— 钢板剪力墙的宽度 (mm);

t —— 钢板剪力墙的厚度 (mm)。

3 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:

$$q_s = (\varphi_{sp} - \varphi_s) t f_v \quad (\text{B. 2. 2-4})$$

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。

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组成接近方形的区格, 其竖向强度、刚度应分别满足下列公式的要求:

$$N \leq (\varphi_{sp} - \varphi_s) a_x t f_v \quad (\text{B. 2. 2-5})$$

$$\gamma = \frac{EI_{sy}}{Da_x} \geq 60 \quad (\text{B. 2. 2-6})$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (\text{B. 2. 2-7})$$

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;

D —— 剪力墙板的抗弯刚度 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)。

B. 2. 3 竖向重力荷载产生的压应力应满足下列公式的要求:

$$\sigma_G \leq 0.3 \varphi_\sigma f \quad (\text{B. 2. 3-1})$$

$$\varphi_\sigma = \frac{1}{(1 + \lambda_\sigma^{2.4})^{0.833}} \quad (\text{B. 2. 3-2})$$

$$\lambda_{\sigma} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr0}}} \quad (\text{B. 2. 3-3})$$

$$\sigma_{cr0} = \frac{k_{\sigma 0} \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{a_s} \right)^2 \quad (\text{B. 2. 3-4})$$

$$k_{\sigma 0} = \chi \left(\frac{a_s}{h_s} + \frac{h_s}{a_s} \right)^2 \quad (\text{B. 2. 3-5})$$

式中: χ ——嵌固系数, 取 1.23。

B. 2. 4 钢板剪力墙承受弯矩的作用, 弯曲应力应满足下列公式要求:

$$\sigma_b \leq \varphi_{bs} f \quad (\text{B. 2. 4-1})$$

$$\varphi_{bs} = \frac{1}{\sqrt[3]{0.738 + \lambda_b^6}} \leq 1 \quad (\text{B. 2. 4-2})$$

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{bcr0}}} \quad (\text{B. 2. 4-3})$$

$$\sigma_{bcr0} = \frac{k_{b0} \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \frac{t^2}{a_s^2} \quad (\text{B. 2. 4-4})$$

$$k_{b0} = 11 \frac{h_s^2}{a_s^2} + 14 + 2.2 \frac{a_s^2}{h_s^2} \quad (\text{B. 2. 4-5})$$

B. 2. 5 承受竖向荷载的钢板剪力墙或区格, 应力组合应满足下式要求:

$$\left(\frac{\tau}{\varphi_s f_v} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{\varphi_{bs} f} \right)^2 + \frac{\sigma_G}{\varphi_s f} \leq 1 \quad (\text{B. 2. 5})$$

B. 2. 6 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, 其平面外的刚度应满足下式的要求:

$$\gamma_y = \frac{EI_{sy}}{D\alpha_x} \geq 150 \quad (\text{B. 2. 6})$$

2 钢板剪力墙的抗剪承载力, 应按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、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。

B. 2. 7 按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，但应限制实际可能存在的竖向应力。竖向应力 σ_G 应满足本规程第 B. 2. 3 条的要求， σ_G 应按下式计算：

$$\sigma_G = \frac{\sum N_i}{\sum A_i + A_s} \quad (\text{B. 2. 7})$$

式中： $\sum N_i, \sum A_i$ ——分别为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，当边框是钢管混凝土柱时，混凝土应换算成钢截面面积；

A_s ——剪力墙截面面积（mm²）。

B. 3 仅设置竖向加劲肋的钢板剪力墙计算

B. 3. 1 按本节和第 B. 4 节规定设计的加劲钢板剪力墙，一般不利用其屈曲后强度。竖向加劲肋宜在构造上采取不承受竖向荷载的措施。

B. 3. 2 仅设置竖向加劲肋的钢板剪力墙，其弹性剪切屈曲临界应力应按下列公式计算：

1 当 $\gamma = \frac{EI_s}{Da_x} \geq \gamma_{\text{th}}$ 时：

$$\tau_{\text{cr}} = \tau_{\text{cp}} = k_{\text{cp}} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t^2}{a_x^2} \quad (\text{B. 3. 2-1})$$

$$\frac{h_s}{a_x} \geq 1: k_{\text{cp}} = \chi \left[5.34 + \frac{4}{(h_s/a_x)^2} \right] \quad (\text{B. 3. 2-2})$$

$$\frac{h_s}{a_x} \leq 1: k_{\text{cp}} = \chi \left[4 + \frac{5.34}{(h_s/a_x)^2} \right] \quad (\text{B. 3. 2-3})$$

2 当 $\gamma < \gamma_{\text{th}}$ 时：

$$\tau_{\text{cr}} = k_{\text{ss}} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t^2}{a_x^2} \quad (\text{B. 3. 2-4})$$

$$k_{ss} = k_{ss0} \frac{a_x^2}{a_s^2} + (k_{cp} - k_{ss0} \frac{a_x^2}{a_s^2}) \left(\frac{\gamma}{\gamma_{\text{th}}} \right)^{0.6} \quad (\text{B. 3. 2-5})$$

3 当 $0.8 \leq \beta = \frac{h_s}{a_x} \leq 5$ 时, γ_{th} 应按下列公式计算:

$$\gamma_{\text{th}} = 6\eta_v(7\beta^2 - 5) \geq 6 \quad (\text{B. 3. 2-6})$$

$$\eta_v = 0.42 + \frac{0.58}{[1 + 5.42 (J_{\text{sy}}/I_{\text{sy}})^{2.6}]^{0.77}} \quad (\text{B. 3. 2-7})$$

$$a_x = \frac{a_s}{n_v + 1} \quad (\text{B. 3. 2-8})$$

式中: χ ——闭口加劲肋时取 1.23, 开口加劲肋时取 1.0。

$J_{\text{sy}}, I_{\text{sy}}$ ——分别为竖向加劲肋自由扭转常数和惯性矩 (mm^4);

a_x ——在闭口加劲肋的情况下取区格净宽 (mm);

n_v ——竖向加劲肋的道数。

B. 3. 3 仅设置竖向加劲肋的钢板剪力墙, 竖向受压弹性屈曲应力应按下列公式计算:

1 当 $\gamma \geq \gamma_{\text{th}}$ 时:

$$\sigma_{\text{cr}} = \sigma_{\text{crp}} = \frac{k_{\text{pan}} \pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{a_x} \right)^2 \quad (\text{B. 3. 3-1})$$

式中: k_{pan} ——小区格竖向受压屈曲系数, 取 $k_{\text{pan}} = 4\chi$;

χ ——嵌固系数, 开口加劲肋取 1.0, 闭口加劲肋取 1.23。

2 当 $\gamma < \gamma_{\text{th}}$ 时:

$$\sigma_{\text{cr}} = \sigma_{\text{cr0}} + (\sigma_{\text{crp}} - \sigma_{\text{cr0}}) \frac{\gamma}{\gamma_{\text{th}}} \quad (\text{B. 3. 3-2})$$

式中: σ_{cr0} ——未加劲钢板剪力墙的竖向屈曲应力。

3 γ_{th} 应按下列公式计算:

$$\gamma_{\text{th}} = 1.5 \left(1 + \frac{1}{n_v} \right) [k_{\text{pan}} (n_v + 1)^2 - k_{s0}] \frac{h_s^2}{a_s^2} \quad (\text{B. 3. 3-3})$$

B. 3. 4 仅设置竖向加劲肋的钢板剪力墙, 其竖向抗弯弹性屈曲应力应按下列公式计算:

1 当 $\gamma \geq \gamma_{\text{sth}}$ 时:

$$\sigma_{\text{brp}} = \frac{k_{\text{bpan}} \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{a_x} \right)^2 \quad (\text{B. 3. 4-1})$$

$$k_{\text{bpan}} = 4 + 2\beta_\sigma + 2\beta_\sigma^3 \quad (\text{B. 3. 4-2})$$

式中: k_{bpan} ——小区格竖向不均匀受压屈曲系数;

β_σ ——区格两边的应力差除以较大压应力。

2 当 $\gamma < \gamma_{\text{sth}}$ 时:

$$\sigma_{\text{ber}} = \sigma_{\text{ber0}} + (\sigma_{\text{brp}} - \sigma_{\text{ber0}}) \frac{\gamma}{\gamma_{\text{sth}}} \quad (\text{B. 3. 4-3})$$

式中: σ_{ber0} ——未加劲钢板剪力墙的竖向弯曲屈曲应力 (N/mm^2)。

B. 3. 5 加劲钢板剪力墙, 在剪应力、压应力和弯曲应力作用下的弹塑性承载力的计算应符合下列规定:

1 应由受剪、受压和受弯各自的弹性临界应力, 分别按本规程第 B. 2. 1 条、第 B. 2. 3 条和第 B. 2. 4 条计算稳定性;

2 在受剪、受压和受弯组合内力作用下的稳定承载力应按本规程第 B. 2. 5 条计算;

3 当竖向重力荷载产生的应力设计值, 不符合本规程第 B. 2. 7 条的规定时, 应采取措施减少竖向荷载传递给剪力墙。

B. 4 仅设置水平加劲肋的钢板剪力墙计算

B. 4. 1 仅设置水平加劲肋的钢板剪力墙的受剪计算, 应符合下列规定:

1 当 $\gamma_x = \frac{EI_{\text{sx}}}{Da_y} \geq \gamma_{\text{sth}, \text{h}}$ 时, 弹性屈曲剪应力应按小区格计算:

$$\tau_{\text{crp}} = k_{\text{cp}} \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2) a_s^2} \quad (\text{B. 4. 1-1})$$

$$\text{当 } \frac{a_y}{a_s} \geq 1 \text{ 时, } k_{\text{cp}} = \chi \left[5.34 + \frac{4}{(a_y/a_s)^2} \right] \quad (\text{B. 4. 1-2})$$

$$\text{当 } \frac{a_y}{a_s} \leq 1 \text{ 时, } k_{\text{cp}} = \chi \left[4 + \frac{5.34}{(a_y/a_s)^2} \right] \quad (\text{B. 4. 1-3})$$

$$\text{当 } 0.8 \leq \beta_h = \frac{a_s}{a_y} \leq 5 \text{ 时, } \gamma_{\text{rth},h} = 6\eta_h(7\beta_h^2 - 4) \geq 5 \quad (\text{B. 4. 1-4})$$

$$\eta_h = 0.42 + \frac{0.58}{[1 + 5.42 (J_{\text{sx}}/I_{\text{sx}})^{2.6}]^{0.77}} \quad (\text{B. 4. 1-5})$$

$$a_y = \frac{h_s}{n_h + 1} \quad (\text{B. 4. 1-6})$$

式中: $J_{\text{sx}}, I_{\text{sx}}$ ——分别为水平加劲肋自由扭转常数和惯性矩 (mm^4);

a_y ——在闭口加劲肋的情况下取区格净高 (mm);

n_h ——水平加劲肋的道数。

2 当 $\gamma < \gamma_{\text{rth},h}$ 时:

$$\tau_{\text{cr}} = k_{\text{ss}} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{a_s} \right)^2 \quad (\text{B. 4. 1-7})$$

$$k_{\text{ss}} = k_{\text{ss}0} + (k_{\text{cp}} - k_{\text{ss}0}) \left(\frac{\gamma}{\gamma_{\text{rth},h}} \right)^{0.6} \quad (\text{B. 4. 1-8})$$

B. 4. 2 仅设置水平加劲肋的钢板剪力墙竖向受压计算, 应符合下列规定:

1 当 $\gamma_x = \frac{EI_{\text{sx}}}{Da_y} \geq \gamma_{x0}$ 时, 在竖向荷载作用下的临界应力应按下列公式计算:

$$\sigma_{\text{crp}} = k_{\text{pan}} \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2) a_s^2} \quad (\text{B. 4. 2-1})$$

$$k_{\text{pan}} = \left(\frac{a_s}{a_y} + \frac{a_y}{a_s} \right)^2 \quad (\text{B. 4. 2-2})$$

$$\gamma_{x0} = 0.3 \left(1 + \cos \frac{\pi}{n_h + 1} \right) \left(1 + \frac{a_s^2}{a_y^2} \right)^2 \quad (\text{B. 4. 2-3})$$

2 当 $\gamma_x < \gamma_{x0}$ 时:

$$\sigma_{\text{cr}} = \sigma_{\text{cr}0} + (\sigma_{\text{crp}} - \sigma_{\text{cr}0}) \left(\frac{\gamma}{\gamma_{x0}} \right)^{0.6} \quad (\text{B. 4. 2-4})$$

B. 4. 3 仅设置水平加劲肋的钢板剪力墙的受弯计算，应符合下列规定：

1 当 $\gamma_x \geq \gamma_{x0}$ 时，在弯矩作用下的临界应力应按下列公式计算：

$$\sigma_{\text{bcrp}} = K_{\text{bpan}} \frac{\pi^2 D}{a_s^2 t} \quad (\text{B. 4. 3-1})$$

$$K_{\text{bpan}} = 11 \left(\frac{a_y}{a_s} \right)^2 + 14 + 2.2 \left(\frac{a_s}{a_y} \right)^2 \quad (\text{B. 4. 3-2})$$

2 当 $\gamma_x < \gamma_{x0}$ 时：

$$\sigma_{\text{b,cr}} = \sigma_{\text{bcr0}} + (\sigma_{\text{bcrp}} - \sigma_{\text{bcr0}}) \left(\frac{\gamma}{\gamma_{x0}} \right)^{0.6} \quad (\text{B. 4. 3-3})$$

B. 4. 4 水平加劲钢板剪力墙，在剪应力、压应力和弯曲应力作用下的弹塑性承载力的验算，应符合下列规定：

1 应由受剪、受压和受弯各自的弹性临界应力，分别按本规程第 B. 2. 1 条、第 B. 2. 3 条和第 B. 2. 4 条计算各自的稳定性；

2 在受剪、受压和受弯组合内力作用下的稳定承载力应按本规程第 B. 2. 5 条计算；

3 当竖向重力荷载产生的应力设计值，不符合本规程第 B. 2. 7 条的规定时，应采取措施减小竖向荷载传递给剪力墙。

B. 5 设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙计算

B. 5. 1 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙，不宜采用考虑屈曲后强度的计算；加劲肋一侧的计算宽度取钢板剪力墙厚度的 15 倍（图 B. 5. 1）。加劲肋划分的剪力墙板区格的宽高比宜接近 1；剪力墙板区格的宽厚比应满足下列公式的要求：

$$\text{当采用开口加劲肋时，} \quad \frac{a_x + a_y}{t} \leq 220 \quad (\text{B. 5. 1-1})$$

$$\text{当采用闭口加劲肋时，} \quad \frac{a_x + a_y}{t} \leq 250 \quad (\text{B. 5. 1-2})$$

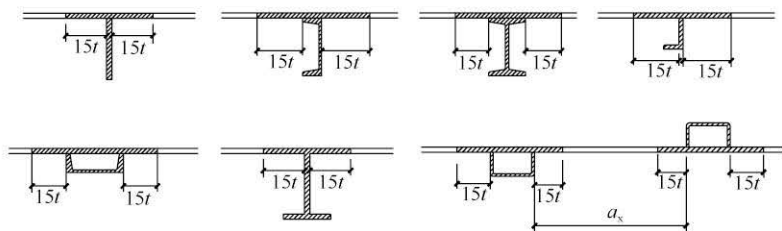


图 B.5.1 单面加劲时计算加劲肋惯性矩的截面

B.5.2 当加劲肋的刚度参数满足下列公式时，可只验算区格的稳定性。

$$\gamma_x = \frac{EI_{sx}}{Da_y} \geq 33\eta_h \quad (\text{B.5.2-1})$$

$$\gamma_y = \frac{EI_{sy}}{Da_x} \geq 40\eta_v \quad (\text{B.5.2-2})$$

B.5.3 当加劲肋的刚度不符合本规程第 B.5.2 条的规定时，加劲钢板剪力墙的剪切临界应力应满足下列公式的要求：

$$\tau_{cr} = \tau_{cr0} + (\tau_{crp} - \tau_{cr0}) \left(\frac{\gamma_{av}}{36.33\sqrt{\eta_v\eta_h}} \right)^{0.7} \leq \tau_{crp} \quad (\text{B.5.3-1})$$

$$\gamma_{av} = \sqrt{\frac{EI_{sx}}{Da_x} \cdot \frac{EI_{sy}}{Da_y}} \quad (\text{B.5.3-2})$$

式中： τ_{crp} ——小区格的剪切屈曲临界应力 (N/mm^2)；

τ_{cr0} ——未加劲板的剪切屈曲临界应力 (N/mm^2)。

B.5.4 当加劲肋的刚度不符合本规程第 B.5.2 条的规定时，加劲钢板剪力墙的竖向临界应力应按下列公式计算：

$$\text{当 } \frac{h_s}{a_s} < \left(\frac{D_y}{D_x} \right)^{0.25} \text{ 时, } \sigma_{ycr} = \frac{\pi^2}{a_s^2 t_s} \left(\frac{h_s^2}{a_s^2} D_x + 2D_{xy} + D_y \frac{a_s^2}{h_s^2} \right) \quad (\text{B.5.4-1})$$

$$\text{当 } \frac{h_s}{a_s} \geq \left(\frac{D_y}{D_x} \right)^{0.25} \text{ 时, } \sigma_{ycr} = \frac{2\pi^2}{a_s^2 t_s} (\sqrt{D_x D_y} + D_{xy}) \quad (\text{B.5.4-2})$$

$$D_x = D + \frac{EI_{sx}}{a_y} \quad (\text{B.5.4-3})$$

$$D_y = D + \frac{EI_{sy}}{a_x} \quad (\text{B.5.4-4})$$

$$D_{xy} = D + \frac{1}{2} \left(\frac{GJ_{sx}}{a_x} + \frac{GJ_{sy}}{a_y} \right) \quad (\text{B. 5. 4-5})$$

B. 5. 5 设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙，其竖向抗弯弹性屈曲应力应按下列公式计算：

$$\text{当 } \frac{h_s}{a_s} < \frac{2}{3} \left(\frac{D_y}{D_x} \right)^{0.25} \text{ 时, } \sigma_{\text{bcr}} = \frac{6\pi^2}{a_s^2 t_s} \left(\frac{a_s^2}{h_s^2} D_y + 2D_{xy} + D_x \frac{h_s^2}{a_s^2} \right) \quad (\text{B. 5. 5-1})$$

$$\text{当 } \frac{h_s}{a_s} \geq \frac{2}{3} \left(\frac{D_y}{D_x} \right)^{0.25} \text{ 时, } \sigma_{\text{bcr}} = \frac{12\pi^2}{a_s^2 t_s} (\sqrt{D_x D_y} + D_{xy}) \quad (\text{B. 5. 5-2})$$

B. 5. 6 双向加劲钢板剪力墙，在剪应力、压应力和弯曲应力作用下的弹塑性稳定承载力的验算，应符合下列规定：

1 应由受剪、受压和受弯各自的弹性临界应力，分别按本规程第 B. 2. 1 条、第 B. 2. 3 条和第 B. 2. 4 条计算各自的稳定性；

2 在受剪、受压和受弯组合内力作用下的稳定承载力应按本规程第 B. 2. 5 条计算；

3 竖向重力荷载作用产生的应力设计值，不宜大于竖向弹塑性稳定承载力设计值的 0. 3 倍。

B. 5. 7 加劲的钢板剪力墙，当有门窗洞口时，应符合下列规定：

1 计算钢板剪力墙的抗剪承载力时，不计算洞口以外部分的水平投影面积；

2 钢板剪力墙上开设门洞时，门洞口边加劲肋的刚度，应满足本规程第 B. 2. 6 条的要求，加强了竖向边缘加劲肋应延伸至整个楼层高度，门洞上边的边缘加劲肋宜延伸 600mm 以上。

B. 6 弹塑性分析模型

B. 6. 1 允许利用屈曲后强度的钢板剪力墙，参与整体结构的静力弹塑性分析时，宜采用下列平均剪应力与平均剪应变关系曲线（图 B. 6. 1）。

B. 6. 2 允许利用屈曲后强度的钢板剪力墙，平均剪应变应按下列

列公式计算:

$$\gamma_s = \frac{\varphi'_s f_v}{G} \quad (\text{B. 6. 2-1})$$

$$\gamma_{sp} = \gamma_s + \frac{(\varphi'_{sp} - \varphi'_s) f_v}{\kappa G} \quad (\text{B. 6. 2-2})$$

$$\kappa = 1 - 0.2 \frac{\varphi'_{sp}}{\varphi'_s}, \quad 0.5 \leq \kappa \leq 0.7 \quad (\text{B. 6. 2-3})$$

式中: φ'_s 、 φ'_{sp} ——分别为扣除竖向重力荷载影响的剩余剪切屈服强度和屈曲后强度的稳定系数。

B. 6. 3 设置加劲肋的钢板剪力墙, 不利用其屈曲后强度, 参与静力弹塑性分析时, 应采用下列平均剪应力与平均剪应变关系曲线 (图 B. 6. 3)。

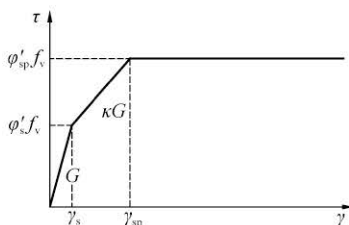


图 B. 6. 1 考虑屈曲后强度的平均剪应力与平均剪应变关系曲线
τ—平均剪应力; γ—平均剪应变

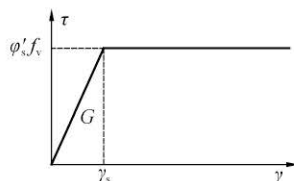


图 B. 6. 3 未考虑屈曲后强度的平均剪应力与平均剪应变关系曲线
τ—平均剪应力; γ—平均剪应变

B. 6. 4 弹塑性动力分析时, 应采用合适的滞回曲线模型。在设置加劲肋的情况下, 可采用双线性弹塑性模型, 第二阶段的剪切刚度取为初始刚度的 0.01~0.03, 但最大强度应取为 $\varphi'_s f_v$ 。

B. 7 焊接要求

B. 7. 1 钢柱上应焊接鱼尾板作为钢板剪力墙的安装临时固定, 鱼尾板与钢柱应采用熔透焊缝焊接, 鱼尾板与钢板剪力墙的安装宜采用水平槽孔, 钢板剪力墙与柱子的焊接应采用与钢板等强的对接焊缝, 对接焊缝质量等级三级; 鱼尾板尾部与钢板剪力墙宜采用角焊缝现场焊接 (图 B. 7. 1)。

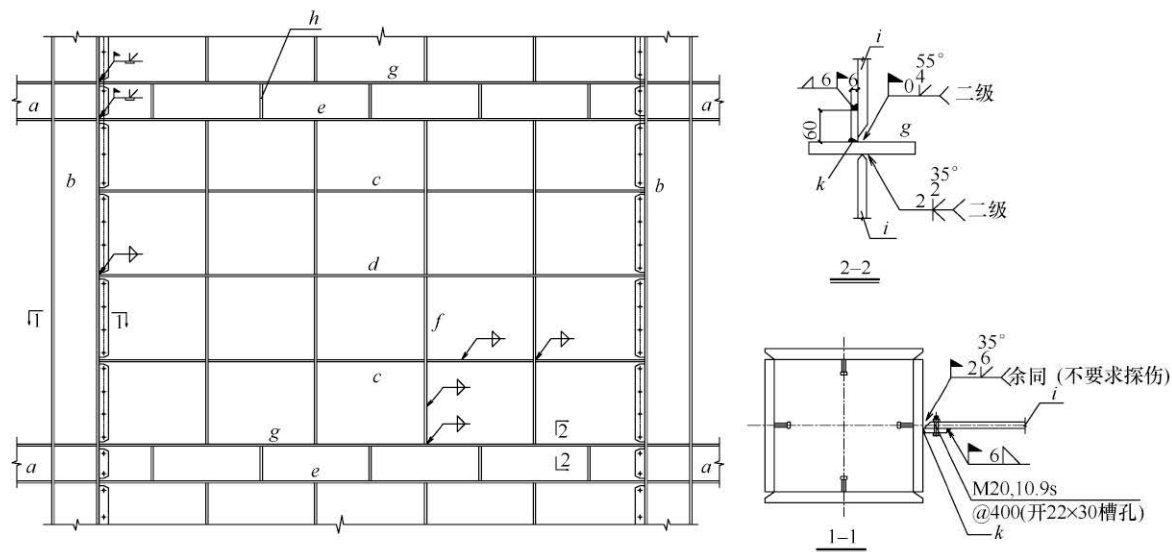


图 B.7.1 焊接要求

a—钢梁；*b*—钢柱；*c*—水平加劲肋；*d*—贯通式水平加劲肋；
e—水平加劲肋兼梁的下翼缘；*f*—竖向加劲肋；*g*—贯通式水平
 加劲肋兼梁的上翼缘；*h*—梁内加劲肋，与剪力墙上的加劲肋错开，
 可尽量减少加劲肋承担的竖向应力；*i*—钢板剪力墙；*k*—工厂熔透焊缝

B. 7. 2 当设置水平加劲肋时，可以采用横向加劲肋贯通，钢板剪力墙水平切断的形式，此时钢板剪力墙与水平加劲肋的焊缝，采用熔透焊缝，焊缝质量等级二级，现场应采用自动或半自动气体保护焊，单面熔透焊缝的垫板应采用熔透焊缝焊接在贯通加劲肋上，垫板上部与钢板剪力墙角焊缝焊接。钢板厚度大于等于22mm时宜采用K形熔透焊。

B. 7. 3 钢板剪力墙跨的钢梁腹板，其厚度不应小于钢板剪力墙厚度。其翼缘可采用加劲肋代替，但此处加劲肋的截面，不应小于所需要钢梁的翼缘截面。加劲肋与钢柱的焊缝质量等级按梁柱节点的焊缝要求执行。

B. 7. 4 加劲肋与钢板剪力墙的焊缝，水平加劲肋与柱子的焊缝，水平加劲肋与竖向加劲肋的焊缝，根据加劲肋的厚度可选择双面角焊缝或坡口全熔透焊缝，达到与加劲肋等强，熔透焊缝质量等级为三级。

附录 C 无粘结内藏钢板支撑墙板的设计

C.1 一般规定

C.1.1 内藏钢板支撑的形式宜采用人字支撑、V形支撑或单斜杆支撑,且应设置成中心支撑。若采用单斜杆支撑,应在相应柱间成对对称布置。

C.1.2 内藏钢板支撑的净截面面积,应根据无粘结内藏钢板支撑墙板所承受的楼层剪力按强度条件选择,不考虑屈曲。

C.1.3 无粘结内藏钢板支撑墙板制作中,应对内藏钢板表面的无粘结材料的性能和敷设工艺进行专门的验证。无粘结材料应沿支撑轴向均匀地设置在支撑钢板与墙板孔壁之间。

C.1.4 钢板支撑的材料性能应符合下列规定:

1 钢材拉伸应有明显屈服台阶,且钢材屈服强度的波动范围不应大于 100N/mm^2 ;

2 屈强比不应大于 0.8,断后伸长率 A 不应小于 20%;

3 应具有良好的可焊性。

C.2 构造要求

C.2.1 混凝土墙板厚度 T_c 应满足下列公式要求。支撑承载力调整系数可按表 C.2.1 采用。

$$T_c \geq 2\sqrt{A} \cdot \left(\frac{f_y}{235}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \chi \quad (\text{C.2.1-1})$$

$$T_c \geq \left[\frac{6N_{\max}a_0}{5bf_t(1 - N_{\max}/N_E)} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{C.2.1-2})$$

$$T_c \geq 140\text{mm} \quad (\text{C.2.1-3})$$

$$T_c \geq 7t \quad (\text{C.2.1-4})$$

$$N_E = \pi^2 E_c I / L^2 \quad (\text{C.2.1-5})$$

$$I = 5bT_c^3/12 \quad (\text{C. 2. 1-6})$$

$$N_{\max} = \beta \omega \eta A f_y \quad (\text{C. 2. 1-7})$$

式中: A —— 支撑钢板屈服段的横截面积 (mm^2);

f_y —— 支撑钢材屈服强度实测值 (N/mm^2);

χ —— 循环荷载下的墙板加厚系数, 可结合滞回试验确定, 无试验时可取 1.2;

a_0 —— 钢板支撑中部面外初始弯曲矢高与间隙之和 (mm);

b —— 钢板支撑屈服段的宽度 (mm);

f_t —— 墙板混凝土的轴心抗拉强度设计值 (N/mm^2);

N_E —— 宽度为 $5b$ 的混凝土墙板的欧拉临界力 (N), 按两端铰支计算;

E_c —— 墙板混凝土弹性模量 (N/mm^2);

L —— 钢板支撑长度 (mm);

t —— 钢板支撑屈服段的厚度 (mm);

$N_{\max}$ —— 钢板支撑的最大轴向承载力 (N);

β —— 支撑与墙板摩擦作用的受压承载力调整系数;

ω —— 应变硬化调整系数;

η —— 钢板支撑钢材的超强系数, 定义为屈服强度实测值与名义值之比, 当 f_y 采用实测值时取 $\eta = 1.0$ 。

表 C. 2. 1 支撑承载力调整系数

钢材牌号	η	ω	β
Q235	1.25	1.5	1.2
其他钢材	通过试验或参考相关研究取值		

注: 一般采用的钢材要求 $100\text{N}/\text{mm}^2 \leq f_y \leq 345\text{N}/\text{mm}^2$ 。

C. 2. 2 支撑钢板与墙板间应留置适宜间隙 (图 C. 2. 2), 为实现适宜间隙量值, 板厚和板宽方向每侧无粘结材料的厚度宜满足下列公式要求:

$$C_t = 0.5 \epsilon_p t \quad (\text{C. 2. 2-1})$$

$$C_b = 0.5 \varepsilon_p b \quad (\text{C. 2. 2-2})$$

$$\varepsilon_p = \delta / L_p \quad (\text{C. 2. 2-3})$$

$$\delta = \Delta \cos \alpha \approx h \gamma \cos \alpha \quad (\text{C. 2. 2-4})$$

式中： b 、 t ——分别为支撑钢板的宽度和厚度。

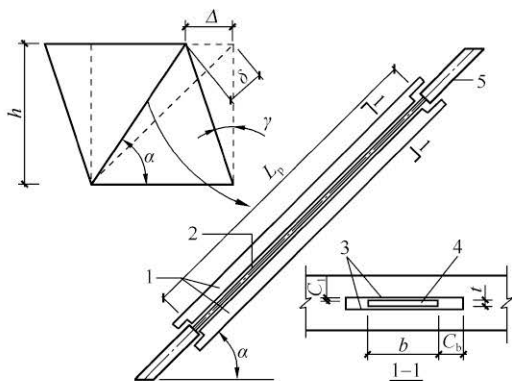


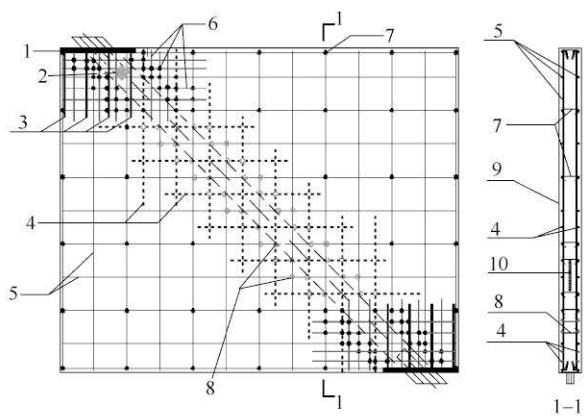
图 C. 2. 2 钢板支撑与墙板孔道间的适宜间隙

1—墙板；2—屈服段；3—墙板孔壁；4—钢板支撑；5—弹性段

C. 2. 3 钢板支撑宜采用较厚实的截面，支撑的宽厚比宜满足下式的要求。钢板支撑两端应设置加劲肋。钢板支撑的厚度不应小于 12mm。

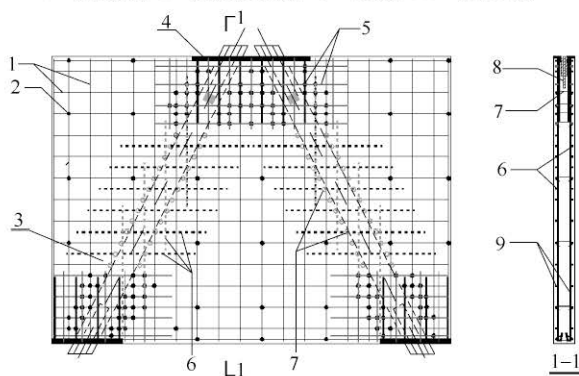
$$5 \leq b/t \leq 19 \quad (\text{C. 2. 3})$$

C. 2. 4 墙板的混凝土强度等级不应小于 C20。混凝土墙板内应设双层钢筋网，每层单向最小配筋率不应小于 0.2%，且钢筋直径不应小于 6mm，间距不应大于 150mm。沿支撑周围间距应加密至 75mm，加密筋每层单向最小配筋率不应小于 0.2%。双层钢筋网之间应适当设置连系钢筋，在支撑钢板周围应加强双层钢筋网之间的拉结，钢筋网的保护层厚度不应小于 15mm。应在支撑上部加劲肋端部粘贴松软的泡沫橡胶作为缓冲材料（图 C. 2. 4）。



(a) 单斜无粘结内藏钢板支撑墙板

- 1—锚板；2—泡沫橡胶；3—锚筋；4—加密钢筋；
5—双层双向钢筋；6—加密的钢筋和拉结筋；
7—拉结筋；8—加密拉结筋；9—墙板；10—钢板支撑



(b) 人字形无粘结内藏钢板支撑墙板

- 1—双层双向钢筋；2—拉结筋；3—墙板；4—锚板；
5—加密的钢筋和拉结筋；6—加密钢筋；7—加密拉结筋；
8—钢板支撑；9—双层双向钢筋

图 C.2.4 墙板内钢筋布置

C.2.5 在支撑两端的混凝土墙板边缘应设置锚板或角钢等加强件,且应在该处墙板内设置箍筋或加密筋等加强构造(图C.2.5)。

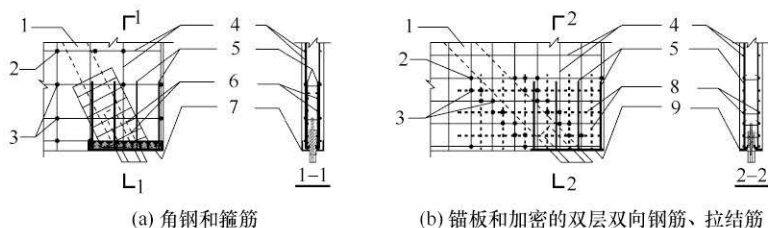


图 C.2.5 墙板端部的加强构造

1—钢板支撑; 2—拉结筋; 3—加密的拉结筋; 4—纵横向双层钢筋;

5—锚筋; 6—箍筋; 7—角钢; 8—加密的纵横向钢筋; 9—锚板

C.2.6 当平卧浇筑混凝土墙板时,应避免钢板自重引起支撑的初始弯曲。应使支撑的初始弯曲矢高小于 $L/1000$, L 为支撑的长度。

C.2.7 支撑钢板应进行刨边加工,应力求沿轴向截面均匀,其两端的加劲肋宜用角焊缝沿侧边均匀施焊,避免偏心和应力集中。

C.2.8 无粘结内藏钢板支撑墙板应仅在节点处与框架结构相连,墙板的四周均应与框架间留有间隙。在无粘结内藏钢板支撑墙板安装完毕后,墙板四周与框架之间的间隙,宜用隔音的弹性绝缘材料填充,并用轻型金属架及耐火板材覆盖。

墙板与框架间的间隙量应综合无粘结内藏钢板支撑墙板的连接构造和施工等因素确定。最小的间隙应满足层间位移角达 $1/50$ 时,墙板与框架在平面内不发生碰撞。

C.3 强度和刚度计算

C.3.1 多遇地震作用下,无粘结内藏钢板支撑承担的楼层剪力 V 应满足下式的要求:

$$0.81 \leq \frac{V}{nA_p f_y \cos \alpha} \leq 0.90 \quad (\text{C. 3. 1})$$

式中: n —— 支撑斜杆数, 单斜杆支撑 $n = 1$, 人字支撑和 V 形支撑 $n = 2$;

α —— 支撑杆相对水平面的倾角;

A_p —— 支撑杆屈服段的横截面面积 (mm^2);

f_y —— 支撑钢材的屈服强度 (N/mm^2)。

C. 3. 2 钢板在屈服前后, 不考虑失稳的整个钢板支撑的抗侧刚度应按下列公式计算:

$$\text{当 } \Delta \leq \Delta_y \text{ 时, } k_e = E (\cos \alpha)^2 / (l_p / A_p + l_e / A_e) \quad (\text{C. 3. 2-1})$$

$$\text{当 } \Delta > \Delta_y \text{ 时, } k_t = (\cos \alpha)^2 / (l_p / E_t A_p + l_e / E A_e) \quad (\text{C. 3. 2-2})$$

式中: Δ_y —— 支撑的侧向屈服位移 (mm);

A_e —— 支撑两端弹性段截面面积 (mm^2);

A_p —— 中间屈服段截面面积 (mm^2);

l_p —— 支撑屈服段长度 (mm);

l_e —— 支撑弹性段的总长度 (mm);

E —— 钢材的弹性模量 (N/mm^2);

E_t —— 屈服段的切线模量 (N/mm^2)。

C. 3. 3 无粘结内藏钢板支撑墙板可简化为与其抗侧能力等效的等截面支撑杆件 (图 C. 3. 3)。其等效支撑杆件的截面面积 A_{eq} , 等效支撑杆件的屈服强度 f_{yeq} , 等效支撑杆件的切线模量 E_{teq} , 可按下列公式计算:

$$A_{eq} = L/a \quad (\text{C. 3. 3-1})$$

$$f_{yeq} = A_p f_y a / L \quad (\text{C. 3. 3-2})$$

$$E_{teq} = k_t L / (A_{eq} (\cos \alpha)^2) = a/t \quad (\text{C. 3. 3-3})$$

$$L = L_p + L_e \quad (\text{C. 3. 3-4})$$

$$L_e = L_{e1} + L_{e2} \quad (\text{C. 3. 3-5})$$

$$a = L_p / A_p + L_e / A_e \quad (\text{C. 3. 3-6})$$

$$t = L_p/E_t A_p + L_e/E A_e \quad (\text{C. 3. 3-7})$$

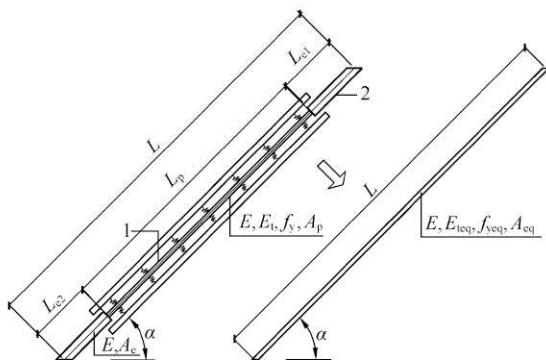


图 C. 3. 3 无粘结内藏钢板支撑墙板的简化模型

1—屈服段；2—弹性段

C. 3. 4 单斜和人字形无粘结内藏钢板支撑墙板计算分析时，可采用下列两种滞回模型（图 C. 3. 4）。对于单斜钢板支撑，当拉、压两侧的承载力和刚度相差较小时，也可以采用拉、压两侧一致的滞回模型。

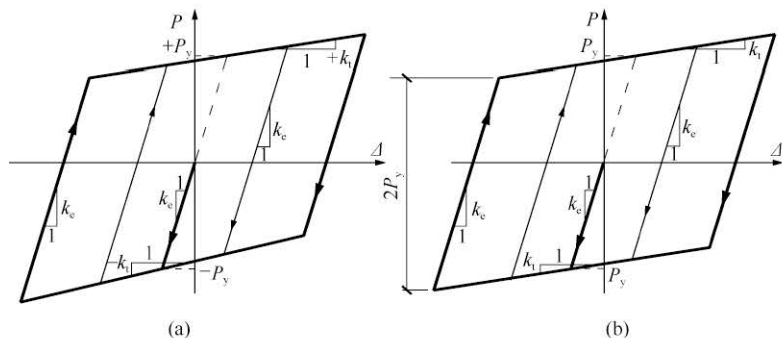


图 C. 3. 4 无粘结内藏钢板支撑墙板的滞回模型

C. 3. 5 可应用性能化设计等方法，结合支撑屈服后超强等因素，对与支撑相连的框架梁和柱的承载力进行设计。

C.3.6 当内藏钢板支撑为人字形和 V 字形时,在本规程第 C.3.2 条的基础上,被撑梁的设计不应考虑支撑的竖向支点作用。

C.4 墙板与框架的连接

C.4.1 内藏钢板支撑连接节点的极限承载力,应结合支撑的屈服后超强等因素进行验算,以避免在地震作用下连接节点先于支撑杆件破坏。连接的极限轴力 N_c 应按下列公式计算确定:

$$\text{受拉时:} \quad N_c = \omega \cdot N_{yc} \quad (\text{C.4.1-1})$$

$$\text{受压时:} \quad N_c = \omega \cdot \beta \cdot N_{yc} \quad (\text{C.4.1-2})$$

式中: N_{yc} ——钢板支撑的屈服承载力。

C.4.2 钢板支撑的上、下节点与钢梁翼缘可采用角焊缝连接(图 C.4.2-1),也可采用带端板的高强度螺栓连接(图 C.4.2-2)。最终的固定,应在楼面自重到位后进行,以防支撑承受过大的竖向荷载。

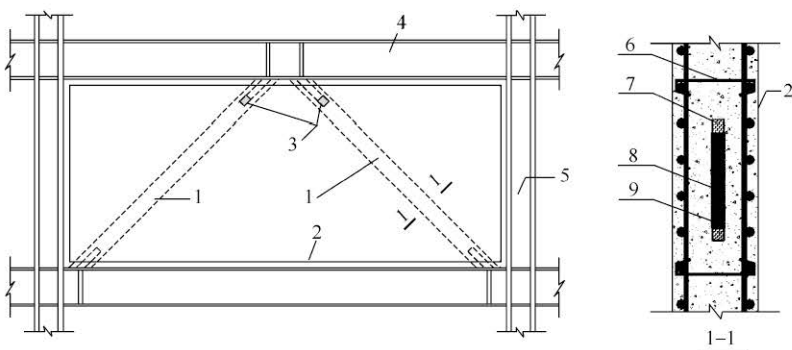


图 C.4.2-1 无粘结内藏钢板支撑墙板与框架的连接

- 1—无粘结内藏钢板支撑; 2—混凝土墙板; 3—泡沫橡胶等松软材料;
4—钢梁; 5—钢柱; 6—拉结筋; 7—松软材料; 8—钢板支撑; 9—无粘结材料

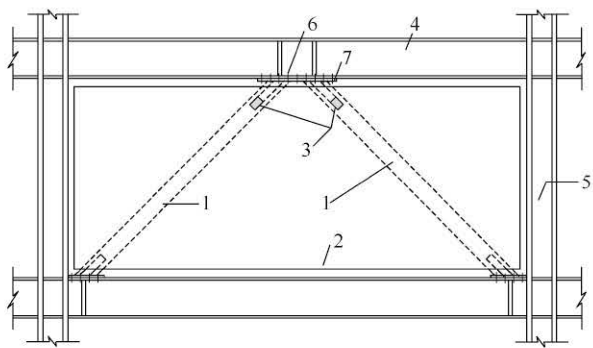


图 C.4.2-2 带端板的高强度螺栓连接方式示意

1—无粘结内藏钢板支撑；2—混凝土墙板；3—泡沫橡胶等松软材料；
4—钢梁；5—钢柱；6—高强螺栓；7—端板

附录 D 钢框架-内嵌竖缝混凝土剪力墙板

D.1 设计原则与几何尺寸

D.1.1 带竖缝混凝土剪力墙板应按承受水平荷载,不应承受竖向荷载的原则进行设计。

D.1.2 带竖缝混凝土剪力墙板的几何尺寸,可按下列要求确定(图 D.1.2):

1 墙板总尺寸 l 、 h 应按建筑 and 结构设计要求确定。

2 竖缝的数目及其尺寸,应按下列公式要求:

$$h_1 \leq 0.45h_0 \quad (\text{D.1.2-1})$$

$$0.6 \geq l_1/h_1 \geq 0.4 \quad (\text{D.1.2-2})$$

$$h_{\text{sol}} \geq l_1 \quad (\text{D.1.2-3})$$

式中: h_0 ——每层混凝土剪力墙部分的高度 (m);

h_1 ——竖缝的高度 (m);

h_{sol} ——实体墙部分的高度 (m);

l_1 ——竖缝墙肢的宽度 (m), 包括缝宽。

3 墙板厚度 t 应满足下列公式的要求:

$$t \geq \frac{\eta_v V_1}{0.18(l_{10} - a_1)f_c} \quad (\text{D.1.2-4})$$

$$t \geq \frac{\eta_v V_1}{k_s l_{10} f_c} \quad (\text{D.1.2-5})$$

$$k_s = \frac{0.9\lambda_s(l_{10}/h_1)}{0.81 + (l_{10}/h_1)^2 [h_0/(h_0 - h_1)]^2} \quad (\text{D.1.2-6})$$

$$\lambda_s = 0.8(n_1 - 1)/n_l \quad (\text{D.1.2-7})$$

式中： k_s ——竖向约束力对实体墙斜截面抗剪承载力影响系数；
 η_v ——剪力设计值调整系数，可取 1.2；
 f_c ——混凝土抗压强度设计值（N/mm²）；
 λ_s ——剪应力不均匀修正系数；
 n_l ——墙肢的数量；
 V_1 ——单肢竖缝墙的剪力设计值（N）；
 l_{10} ——单肢缝间墙的净宽， $l_{10} = l_1 - \text{缝宽}$ ，缝宽一般取为 10mm；
 a_1 ——墙肢内受拉钢筋合力点到竖缝墙混凝土边缘的距离（mm）。

4 内嵌竖缝墙板的框架，梁柱节点应上下扩大加强。

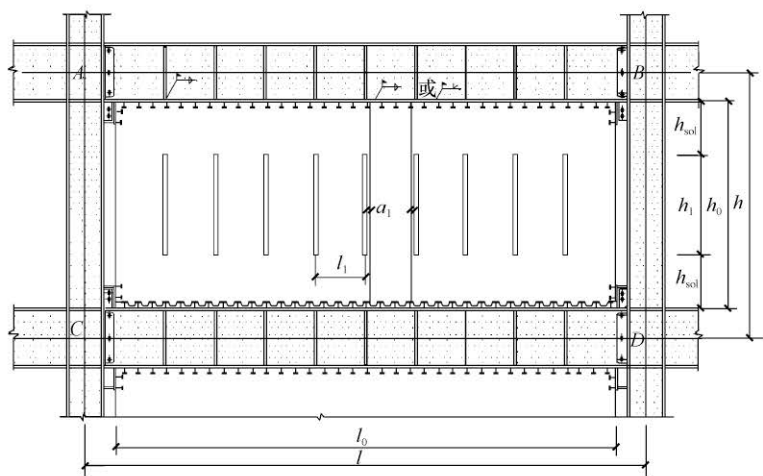


图 D.1.2 带竖缝剪力墙板结构的外形图

D.1.3 墙板的混凝土强度等级不应低于 C20，也不应高于 C35。

D.2 计算模型

D.2.1 带竖缝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下式确定：

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

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_{i0} —— 第 i 个墙肢的净宽 (mm), $l_{i0} = l_{li} - \text{缝宽}$;

h —— 层高 (mm) ;

l_n —— 钢梁净跨度 (mm) ;

t_w —— 钢梁腹板的厚度 (mm) ;

t —— 墙板的厚度 (mm) 。

D. 2. 2 钢梁梁端截面腹板和上、下加强板共同抵抗梁端剪力。
梁端剪力应按下列式计算:

$$V_{\text{beam}} = \frac{h}{l_n} V + V_{\text{b,FEM}} \quad (\text{D. 2. 2})$$

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) 。

D. 3 墙板承载力计算

D. 3. 1 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。

D. 3. 2 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, 且应符合下列规定:

1 缝根截面内力应按下列公式计算:

$$M = V_1 h_1 / 2 \quad (\text{D. 3. 2-1})$$

$$N_1 = 0.9 V_1 h_1 / l_1 \quad (\text{D. 3. 2-2})$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{t(l_{10} - a_1)} \frac{f_{yv}}{f_c} \quad (\text{D. 3. 2-3})$$

2 ρ_1 宜为 0.075~0.185, 且实配钢筋面积不应超过计算所需面积的 5%。

D. 3. 3 缝间墙斜截面受剪承载力应满足下列公式要求:

$$V_1 \leq V_s \quad (\text{D. 3. 3-1})$$

$$V_s = \frac{\frac{1.75}{\lambda+1} f_t t (l_{10} - a_1) + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (l_{10} - a_1)}{1 - 0.063 h_1 / l_{10}} \quad (\text{D. 3. 3-2})$$

式中: λ —— 偏心受压构件计算截面的剪跨比, $\lambda = h_1 / l_{10}$;

s —— 沿竖缝墙高度方向的箍筋间距 (mm);

A_{sv} —— 配置在同一截面箍筋的全部截面面积 (mm²);

f_{yv} —— 箍筋的抗拉强度设计值 (N/mm²);

f_t —— 混凝土抗拉强度设计值 (N/mm²)。

D. 3. 4 缝间墙弯曲破坏时的最大抗剪承载力 V_b 应满足下列公式要求:

$$V_1 \leq V_b \quad (\text{D. 3. 4-1})$$

$$V_b = 1.1 t x f_c \cdot l_1 / h_1 \quad (\text{D. 3. 4-2})$$

$$x = -B + \sqrt{B^2 + \frac{2A_s f (l_1 - 2a_1)}{t f_c}} \quad (\text{D. 3. 4-3})$$

$$B = \frac{l_1}{18} + 0.003 h_0 \quad (\text{D. 3. 4-4})$$

式中: x —— 缝根截面的缝间墙混凝土受压区高度 (mm);

A_s —— 缝间墙所配纵向受拉钢筋截面面积 (mm²);

f —— 纵向受拉钢筋抗拉强度设计值 (N/mm²)。

D. 3. 5 竖缝墙的配筋及其构造应满足下式要求:

$$V_b \leq 0.9 V_s \quad (\text{D. 3. 5})$$

D. 4 墙板骨架曲线

D. 4. 1 缝间墙板纵筋屈服时的总受剪承载力 V_{y1} 和墙板的总体侧移 u_y , 应按下列公式计算:

$$V_{y1} = \mu \cdot \frac{l_1}{h_1} \cdot A_s f_{sk} \quad (D. 4. 1-1)$$

$$u_y = V_{y1} / K_y \quad (D. 4. 1-2)$$

$$K_y = B_1 \cdot 12 / (\xi h_1^3) \quad (D. 4. 1-3)$$

$$\xi = \left[35 \rho_1 + 20 \left(\frac{l_1 - a_1}{h_1} \right)^2 \right] \left(\frac{h - h_1}{h} \right)^2 \quad (D. 4. 1-4)$$

$$B_1 = \frac{E_s A_s (l_1 - a_1)^2}{1.35 + 6(E_s / E_c) \rho} \quad (D. 4. 1-5)$$

$$\rho = \frac{A_s}{l(l_{10} - a_1)} \quad (D. 4. 1-6)$$

式中: μ ——系数, 按表 D. 4. 1 采用。

A_s ——缝间墙所配纵筋截面面积 (mm^2);

K_y ——缝间墙纵筋屈服时墙板的总体抗侧力刚度 (N/mm);

ξ ——考虑剪切变形影响的刚度修正系数;

f_{sk} ——水平横向钢筋的强度标准值 (N/mm^2);

B_1 ——缝间墙抗弯刚度 ($\text{N} \cdot \text{mm}^2$);

ρ ——缝间墙的受拉钢筋的配筋率。

表 D. 4. 1 μ 系数值

a_1	μ
0.05 l_1	3.67
0.10 l_1	3.41
0.15 l_1	3.20

D. 4. 2 缝间墙弯曲破坏时的最大抗剪承载力 V_{ul} 和墙板的总体最大侧移 u_u , 可按下列公式计算:

$$V_{ul} = 1.1 \alpha f_{ck} \cdot l_1 / h_1 \quad (D. 4. 2-1)$$

$$u_u = u_y + (V_{ul} - V_{y1}) / K_u \quad (D. 4. 2-2)$$

$$K_u = 0.2 K_y \quad (D. 4. 2-3)$$

$$x = -B + \sqrt{B^2 + \frac{2A_s f_{sk} (l_1 - 2a_1)}{t f_{ck}}} \quad (D. 4. 2-4)$$

$$B = l_1 / 18 + 0.003 h_0 \quad (D. 4. 2-5)$$

式中: K_u ——缝间墙达到压弯最大力时的总体抗侧移刚度 (N/mm);

x ——缝根截面的缝间墙混凝土受压区高度 (mm);

f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值 (N/mm²)。

D. 4. 3 墙板的极限侧移可按下式确定:

$$u_{\max} = \frac{h_0}{\sqrt{\rho_1}} \cdot \frac{h_1}{l_1 - a_1} \cdot 10^{-3} \quad (\text{D. 4. 3})$$

D. 4. 4 进行墙板的弹塑性分析时, 可采用下列墙板骨架曲线 (图 D. 4. 4)。

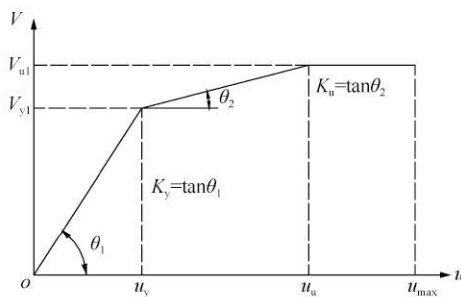


图 D. 4. 4 墙板的骨架曲线

D. 5 强度和稳定性验算

D. 5. 1 梁柱连接和梁腹板的抗剪强度应满足下列公式要求:

$$Q_u \geq \beta \frac{\sum_{i=1}^{n_l} V_{ui} h}{l_n} \quad (\text{D. 5. 1-1})$$

$$Q_u = h_w t_w f_v + Q_v \quad (\text{D. 5. 1-2})$$

$$Q_v = \min \left[(h_{v1} + h_{v2}) t_v f_v, \sum N_v^s \right] \quad (\text{D. 5. 1-3})$$

式中: h_w 、 t_w ——分别为钢梁腹板的高度和厚度 (mm);

f_v ——梁腹板或加强板钢材的抗剪强度设计值 (N/mm²);

β ——增强系数, 梁柱连接的抗剪强度计算时取 1. 2,

梁腹板抗剪强度计算时取 1.0；

V_{ul} ——单肢剪力墙弯曲破坏时最大抗剪承载力 (N)；

h_{v1} 、 h_{v2} ——用于加强梁端截面抗剪强度的角部抗剪加强板的高度 (mm) (图 D. 5. 1)；

t_v ——角部加强板的厚度 (mm)。

$\sum N_v^s$ ——角部加强板预埋在混凝土墙里面的栓钉提供的抗剪能力 (N)。

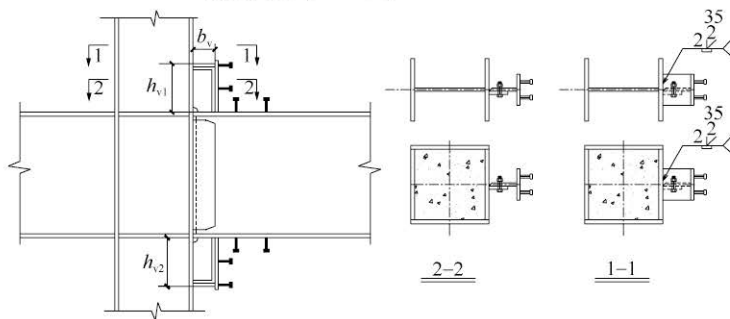


图 D. 5. 1 梁柱节点角部抗剪加强板

D. 5. 2 框架梁腹板稳定性计算应符合下列规定：

1 梁腹板受竖缝墙膨胀力作用下的稳定计算应满足下式要求：

$$N_1 \leq \varphi w_b t_w f \quad (\text{D. 5. 2-1})$$

式中： N_1 ——缝间墙宽度 l_1 传给钢梁腹板的竖向力 (N)；

φ ——稳定系数，按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的柱子稳定系数 b 曲线计算；

w_b ——承受竖向力 N_1 的腹板宽度 (mm)，对蜂窝梁取墩腰处的最小截面，对实腹梁取 l_1 ；

t_w ——钢梁腹板的厚度 (mm)；

f ——钢梁腹板钢材的抗压强度设计值 (N/mm²)。

2 采用蜂窝梁时，长细比应按下式计算：

$$\lambda = 0.7 \sqrt{3} w_b / t_w \quad (\text{D. 5. 2-2})$$

3 采用实腹梁时,长细比应按下式计算:

$$\lambda = \sqrt{3}h_w/t_w \quad (\text{D. 5. 2-3})$$

4 当不满足稳定要求时,应设置横向加劲肋,每片缝间墙对应的位置至少设置 1 道加劲肋。

D. 5. 3 钢梁与墙板采用栓钉的数量 n_s 、梁柱节点下部抗剪加强板截面应满足下式要求:

$$V \leq n_s N_v^s + 2b_v t_v f_v \quad (\text{D. 5. 3})$$

式中: n_s ——钢梁与墙板间采用的栓钉数量;

N_v^s ——1 个栓钉的抗剪承载力设计值 (N);

b_v ——梁柱节点下部加强板的宽度 (mm);

t_v ——梁柱节点下部加强板的厚度 (mm);

f_v ——加强板钢材的抗剪强度设计值 (N/mm²)。

D. 6 构造要求

D. 6. 1 钢框架-内嵌竖缝混凝土剪力墙板的构造应符合下列规定:

1 墙肢中水平横向钢筋应满足下列公式要求:

当 $\eta_v V_1/V_{y1} < 1$ 时:

$$\rho_{sh} \leq 0.65 \frac{V_{y1}}{l_1 f_{sk}} \quad (\text{D. 6. 1-1})$$

当 $1 \leq \eta_v V_1/V_{y1} \leq 1.2$ 时

$$\rho_{sh} \leq 0.60 \frac{V_{ul}}{l_1 f_{sk}} \quad (\text{D. 6. 1-2})$$

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{ts} \quad (\text{D. 6. 1-3})$$

式中: s ——横向钢筋间距 (mm);

A_{sh} ——同一高度处横向钢筋总截面积 (mm²);

f_{sk} ——水平横向钢筋的强度标准值 (N/mm²);

V_{y1} 、 V_{ul} ——缝间墙纵筋屈服时的抗剪承载力 (N) 和缝间墙压弯破坏时的抗剪承载力 (N),按本规程第 D. 4. 1 条、第 D. 4. 2 条计算;

ρ_{sh} ——墙板水平横向钢筋配筋率，其值不宜小于 0.3%。

2 缝两端的实体墙中应配置横向主筋，其数量不低于缝间墙一侧的纵向钢筋用量。

3 形成竖缝的填充材料宜用延性好、易滑移的耐火材料（如二片石棉板）。

4 高强度螺栓和栓钉的布置应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定。

5 框架梁的下翼缘宜与竖缝墙整浇成一体。吊装就位后，在建筑物的结构部分完成总高度的 70%（含楼板），再与腹板和上翼缘组成的 T 形截面梁现场焊接，组成工字形截面梁。

6 当竖缝墙很宽，影响运输或吊装时，可设置竖向拼接缝。拼接缝两侧采用预埋钢板，钢板厚度不小于 16mm，通过现场焊接连成整体（图 D. 6. 1）。

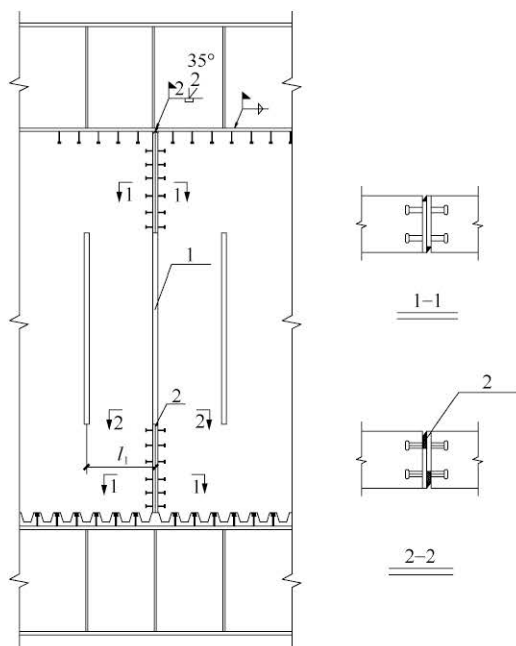


图 D. 6. 1 设置竖向拼接的构造要求

1—缝宽等于 2 个预埋板厚；2—绕角焊缝 50mm 长度

附录 E 屈曲约束支撑的设计

E.1 一般规定

E.1.1 屈曲约束支撑的设计应符合下列规定：

1 屈曲约束支撑宜设计为轴心受力构件；

2 耗能型屈曲约束支撑在多遇地震作用下应保持弹性，在设防地震和罕遇地震作用下应进入屈服；承载型屈曲约束支撑在设防地震作用下应保持弹性，在罕遇地震作用下可进入屈服，但不能用作结构体系的主要耗能构件；

3 在罕遇地震作用下，耗能型屈曲约束支撑的连接部分应保持弹性。

E.1.2 屈曲约束支撑框架结构的设计应符合下列规定：

1 屈曲约束支撑框架结构中的梁柱连接宜采用刚接连接；

2 屈曲约束支撑的布置应形成竖向桁架以抵抗水平荷载，宜选用单斜杆形、人字形和 V 字形等布置形式，不应采用 K 形与 X 形布置形式；支撑与柱的夹角宜为 $30^{\circ}\sim 60^{\circ}$ ；

3 在平面上，屈曲约束支撑的布置应使结构在两个主轴方向的动力特性相近，尽量使结构的质量中心与刚度中心重合，减小扭转地震效应；在立面上，屈曲约束支撑的布置应避免因局部的刚度削弱或突变而形成薄弱部位，造成过大的应力集中或塑性变形集中；

4 屈曲约束支撑框架结构的地震作用计算可采用等效阻尼比修正的反应谱法。对重要的建筑物尚应采用时程分析法补充验算。

E.2 屈曲约束支撑构件

E.2.1 屈曲约束支撑可根据使用需求采用外包钢管混凝土型屈

曲约束支撑、外包钢筋混凝土型屈曲约束支撑与全钢型屈曲约束支撑。屈曲约束支撑应由核心单元、约束单元和两者之间的无粘结构造层三部分组成（图 E. 2. 1-1）。核心单元由工作段、过渡段和连接段组成（图 E. 2. 1-2）。

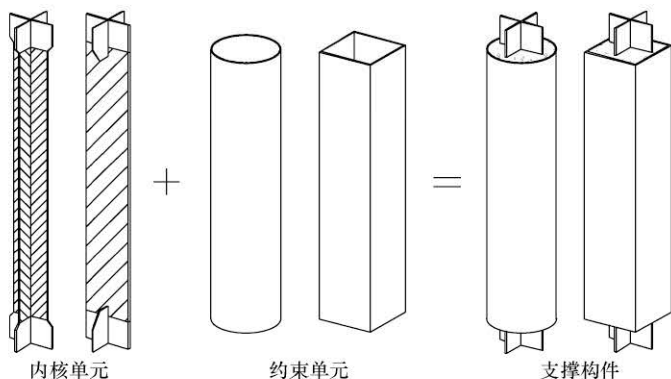


图 E. 2. 1-1 屈曲约束支撑的构成

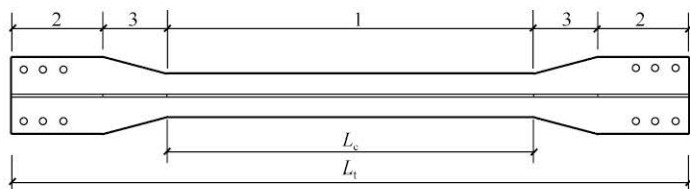


图 E. 2. 1-2 核心单元的构成

1—工作段；2—连接段；3—过渡段

E. 2. 2 屈曲约束支撑的承载力应满足下式要求：

$$N \leqslant A_1 f \quad (\text{E. 2. 2})$$

式中： N ——屈曲约束支撑轴力设计值（N）；

f ——核心单元钢材强度设计值（N/mm²）；

A_1 ——核心单元工作段截面积（mm²）。

E. 2. 3 屈曲约束支撑的轴向受拉和受压屈服承载力可按下式计算：

$$N_{ysc} = \eta_y f_y A_1 \quad (\text{E. 2. 3})$$

式中: N_{ysc} —— 屈曲约束支撑的受拉或受压屈服承载力 (N);

f_y —— 核心单元钢材的屈服强度 (N/mm^2);

η_y —— 核心单元钢材的超强系数, 可按表 E. 2. 3 采用, 材性试验实测值不应超出表中数值 15%。

表 E. 2. 3 核心单元钢材的超强系数 η_y

钢材牌号	η_y
Q235	1.25
Q195	1.15
低屈服点钢 ($f_y \leq 160 \text{ N/mm}^2$)	1.10

E. 2. 4 屈曲约束支撑的极限承载力可按式计算:

$$N_{ymax} = \omega N_{ysc} \quad (\text{E. 2. 4})$$

式中: N_{ymax} —— 屈曲约束支撑的极限承载力 (N);

ω —— 应变强化调整系数, 可按表 E. 2. 4 采用。

表 E. 2. 4 核心单元钢材的应变强化调整系数 ω

钢材牌号	ω
Q195、Q235	1.5
低屈服点钢 ($f_y \leq 160 \text{ N/mm}^2$)	2.0

E. 2. 5 屈曲约束支撑连接段的承载力设计值应满足下式要求:

$$N_c \geq 1.2 N_{ymax} \quad (\text{E. 2. 5})$$

式中: N_c —— 屈曲约束支撑连接段的轴向承载力设计值 (N)。

E. 2. 6 屈曲约束支撑的约束比宜满足下列公式要求:

$$\zeta = \frac{N_{cm}}{N_{ysc}} \geq 1.95 \quad (\text{E. 2. 6-1})$$

$$N_{cm} = \frac{\pi^2 (aE_1 I_1 + KE_r I_r)}{L_t^2} \quad (\text{E. 2. 6-2})$$

$$E_r I_r = \begin{cases} E_c I_c + E_2 I_2 & \text{外包钢管混凝土型} \\ E_c I_c + E_s I_s & \text{外包钢筋混凝土型} \\ E_2 I_2 & \text{全钢型} \end{cases} \quad (\text{E. 2. 6-3})$$

$$K = \frac{B_s}{E_r I_r} \quad (\text{E. 2. 6-4})$$

$$B_s = (0.22 + 3.75\alpha_E\rho_s)E_c I_c \quad (\text{E. 2. 6-5})$$

- 式中：
 ζ ——屈曲约束支撑的约束比；
 N_{cm} ——屈曲约束支撑的屈曲荷载（N）；
 N_{ysc} ——核心单元的受压屈服承载力（N）；
 L_t ——屈曲约束支撑的总长度（mm）；
 α ——核心单元钢材屈服后刚度比，通常取0.02~0.05；
 E_1 、 I_1 ——分别为核心单元的弹性模量（N/mm²）与核心单元对截面形心的惯性矩（mm⁴）；
 E_r 、 I_r ——分别为约束单元的弹性模量（N/mm²）与约束单元对截面形心的惯性矩（mm⁴）；
 E_c 、 E_s 、 E_2 ——分别为约束单元所使用的混凝土、钢筋、钢管或全钢构件的弹性模量（N/mm²）；
 I_c 、 I_s 、 I_2 ——分别为约束单元所使用的混凝土、钢筋、钢管或全钢构件的截面惯性矩（mm⁴）；当约束单元采用全钢材料时， I_2 取由各个装配式构件所形成的组合截面惯性矩（mm⁴）；
 K ——约束单元刚度折减系数：当约束单元采用整体式钢管混凝土或整体式全钢时，取 $K = 1$ ；当约束单元外包钢筋混凝土时，按式（E. 2. 6-4）计算；当约束单元采用全钢构件时，取 $K = 1$ ；
 B_s ——钢筋混凝土短期刚度（N·mm²）；
 α_E ——钢筋与混凝土模量比， $\alpha_E = E_s/E_c$ ；
 ρ_s ——钢筋混凝土单侧纵向钢筋配筋率， $\rho_s = A_s/(bh_0)$ ，其中 A_s 为单侧受拉纵向钢筋面积（mm²）， b 为钢筋混凝土约束单元的截面宽度（mm）， h_0 为钢筋混凝土约束单元的截面有效高度（mm）。

E. 2.7 屈曲约束支撑约束单元的抗弯承载力应满足下列公式要求：

$$M \leq M_u \quad (\text{E. 2.7-1})$$

$$M = \frac{N_{\text{cm} \max} \cdot N_{\text{cm}} a}{N_{\text{cm}} - N_{\text{cm} \max}} \quad (\text{E. 2.7-2})$$

式中： M ——约束单元的弯矩设计值（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

M_u ——约束单元的受弯承载力（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ），当采用钢管混凝土时，按现行行业标准《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138 计算；当采用钢筋混凝土时，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算；当采用全钢构件时，依据边缘屈服准则按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 计算；

$N_{\text{cm} \max}$ ——核心单元的极限受压承载力（ kN ），取 $N_{\text{cm} \max} = 2N_{\text{ysc}}$ ；

a ——屈曲约束支撑的初始变形（ m ），取 $L_t/500$ 和 $b/30$ 两者中的较大值，其中 b 为截面边长尺寸中的较大值，当为圆形截面时，取截面直径。

E. 2.8 约束单元的钢管壁厚或钢筋混凝土的体积配箍率应符合下列规定：

1 当约束单元采用钢管混凝土时，约束单元的钢管壁厚应满足下式要求：

$$t_s \geq \frac{f_{\text{ck}} b_1}{12f} \quad (\text{E. 2.8-1})$$

2 当约束单元采用钢筋混凝土时，其体积配箍率 ρ_{sv} 应满足下列公式要求：

对矩形截面：

$$\rho_{\text{sv}} \geq \frac{(b + h - 4a_s) f_{\text{ck}} b_1}{6bh f_v} \quad (\text{E. 2.8-2})$$

对圆形截面：

$$\rho_{\text{sv}} \geq \frac{f_{\text{ck}} b_1}{12d f_v} \quad (\text{E. 2.8-3})$$

式中: t_s ——钢管壁厚 (mm);

b_1 ——核心单元工作段宽度 (mm), 对于工字形钢和十字形钢, 取翼缘宽度 (mm);

f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值 (N/mm²);

f ——钢管钢材的抗拉强度设计值 (N/mm²);

f_v ——箍筋的抗拉强度设计值 (N/mm²);

d ——圆形截面直径 (mm);

a_s ——箍筋的保护层厚度 (mm);

b 、 h ——钢筋混凝土截面边长 (mm)。

3 在约束单元端部的 1.5 倍截面长边尺寸范围内, 钢管壁厚或钢筋混凝土的配箍率不应小于按式 (E. 2. 8-1)、式 (E. 2. 8-2) 或式 (E. 2. 8-3) 确定值的 2 倍。

E. 2. 9 屈曲约束支撑的设计尚应满足以下要求:

1 屈曲约束支撑的钢材选用应满足现行国家标准《金属材料 拉伸试验 第 1 部分: 室温试验方法》GB/T 228.1 和《金属材料 室温压缩试验方法》GB/T 7314 的规定, 混凝土材料强度等级不宜小于 C25。核心单元宜优先采用低屈服点钢材, 其屈强比不应大于 0.8, 断后伸长率 A 不应小于 25%, 且在 3% 应变下无弱化, 应具有夏比冲击韧性 0℃ 下 27J 的合格保证, 核心单元内部不允许有对接接头, 且应具有良好的可焊性。

2 核心单元的截面可设计成一字形、工字形、十字形和环形等, 其宽厚比或径厚比 (外径与壁厚的比值) 应满足下列要求: ①对一字形板截面宽厚比取 10~20; ②对十字形截面宽厚比取 5~10; ③对环形截面径厚比不宜超过 22; ④对其他截面形式, 应满足本规程表 7.5.3 中所规定的一级中心支撑板件宽厚比限值要求; ⑤核心单元钢板厚度宜为 10mm~80mm。

3 核心单元钢板与外围约束单元之间的间隙值每一侧不应小于核心单元工作段截面边长的 1/250, 一般情况下取 1mm~2mm, 并宜采用无粘结材料隔离。

4 当采用钢管混凝土或钢筋混凝土作为约束单元时, 加强

段伸入混凝土，伸入混凝土部分的过渡段与约束单元之间应预留间隙，并用聚苯乙烯泡沫或海绵橡胶材料填充（图 E. 2. 9a）。过渡段与加强段不伸入混凝土内部，在外包约束段端部与支撑加强段端部斜面之间应预留间隙（图 E. 2. 9b）。间隙值应满足罕遇地震作用下核心单元的最大压缩变形的需求。

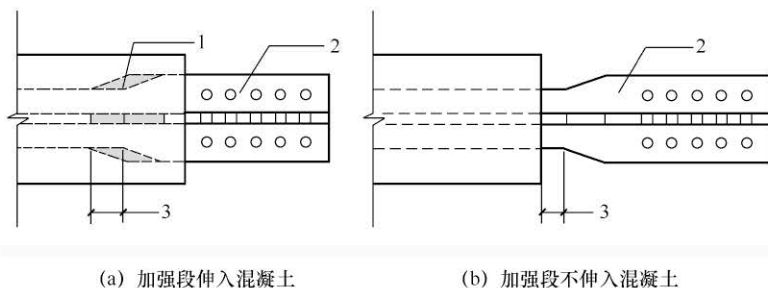


图 E. 2. 9 端部加强段构造

1—聚苯乙烯泡沫；2—连接加强段；3—间隙

E. 3 屈曲约束支撑框架结构

E. 3. 1 耗能型屈曲约束支撑结构在设防地震和罕遇地震作用下的验算应采用弹塑性分析方法。可采用静力弹塑性分析法或动力弹塑性分析法，其中屈曲约束支撑可选用双线性恢复力模型(图 E. 3. 1)。

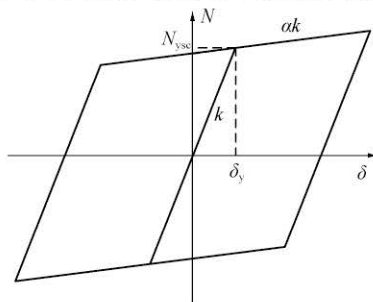


图 E. 3. 1 屈曲约束支撑双线性恢复力模型

注： N_{ysc} 为屈曲约束支撑的屈服承载力 (N)； δ_y 为屈曲约束支撑的初始屈服变形； k 为屈曲约束支撑的刚度 (N/mm)， $k = EA_e/L_t$ ； A_e 为屈曲约束支撑的等效截面积 (mm^2)； L_t 为支撑长度 (mm)。

E. 3. 2 屈曲约束支撑框架的梁柱设计应考虑屈曲约束支撑所传递的最大拉力与最大压力的作用。屈曲约束支撑采用人字形或 V 形布置时, 横梁应能承担支撑拉力与压力所产生的竖向力差值, 此差值可根据屈曲约束支撑的单轴拉压试验确定。梁柱的板件宽厚比应符合本规程第 7. 4. 1 条的规定。

E. 3. 3 屈曲约束支撑与结构的连接节点设计应符合下列规定:

1 屈曲约束支撑与结构的连接宜采用高强度螺栓或销栓连接, 也可采用焊接连接。

2 当采用高强度螺栓连接时, 螺栓数目 n 可由下式确定:

$$n \geq \frac{1.2N_{y\max}}{0.9n_t\mu P} \quad (\text{E. 3. 3-1})$$

式中: n_t —— 螺栓连接的剪切面数量;

μ —— 摩擦面的抗滑移系数, 按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定采用;

P —— 每个高强螺栓的预拉力 (kN), 按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定采用。

3 当采用焊接连接时, 焊缝的承载力设计值 N_f 应满足下式要求:

$$N_f \geq 1.2N_{y\max} \quad (\text{E. 3. 3-2})$$

4 梁柱等构件在与屈曲约束支撑相连接的位置处应设置加劲肋。

5 在罕遇地震作用下, 屈曲约束支撑与结构的连接节点板不应发生强度破坏与平面外屈曲破坏。

E. 4 试验及验收

E. 4. 1 屈曲约束支撑的设计应基于试验结果, 试验至少应有两组: 一组为组件试验, 考察支撑连接的转动要求; 另一组为支撑的单轴试验, 以检验支撑的工作性状, 特别是在拉压反复荷载作用下的滞回性能。

E. 4. 2 屈曲约束支撑的试验加载应采取位移控制, 对构件试验

时控制轴向位移,对组件试验时控制转动位移。

E. 4.3 耗能型屈曲约束支撑的单轴试验应按下列加载幅值及顺序进行:

1 依次在 $1/300$ 、 $1/200$ 、 $1/150$ 、 $1/100$ 支撑长度的位移水平下进行拉压往复加载,每级位移水平下循环加载 3 次,轴向累计非弹性变形至少为屈服变形的 200 倍;

2 组件试验可不按 1 款加载幅值与顺序进行。

E. 4.4 屈曲约束支撑的试验检验应符合下列规定:

1 同一工程中,屈曲约束支撑应按支撑的构造形式、核心单元材料和屈服承载力分类别进行试验检验。抽样比例为 2%,每种类别至少有一根试件。构造形式和核心单元材料相同且屈服承载力在试件承载力的 50%~150%范围内的屈曲约束支撑划分为同一类别。

2 宜采用足尺试件进行试验。当试验装置无法满足足尺试验要求时,可减小试件的长度。

3 屈曲约束支撑试件及组件的制作应反映设计实际情况,包括材料、尺寸、截面构成及支撑端部连接等情况。

4 对屈曲约束支撑核心单元的每一批钢材应进行材性试验。

5 当屈曲约束支撑试件的试验结果满足下列要求时,试件检验合格:

1) 材性试验结果满足本规程第 E. 2.9 条第 1 款的要求;

2) 屈曲约束支撑试件的滞回曲线稳定饱满,没有刚度退化现象;

3) 屈曲约束支撑不出现断裂和连接部位破坏的现象;

4) 屈曲约束支撑试件在每一加载循环中核心单元屈服后的最大拉、压承载力均不低于屈服荷载,且最大压力和最大拉力之比不大于 1.3。

E. 4.5 试验结果的内插或外推应有合理的依据,并应考虑尺寸效应和材料偏差等不利影响。

附录 F 高强度螺栓连接计算

F.1 一般规定

F.1.1 高强度螺栓连接的极限承载力应取下列公式计算得出的较小值:

$$N_{vu}^b = 0.58n_f A_e^b f_u^b \quad (\text{F.1.1-1})$$

$$N_{cu}^b = d \sum t f_{cu}^b \quad (\text{F.1.1-2})$$

式中: N_{vu}^b ——1个高强度螺栓的极限受剪承载力 (N);

N_{cu}^b ——1个高强度螺栓对应的板件极限承载力 (N);

n_f ——螺栓连接的剪切面数量;

A_e^b ——螺栓螺纹处的有效截面面积 (mm^2);

f_u^b ——螺栓钢材的抗拉强度最小值 (N/mm^2);

f_{cu}^b ——螺栓连接板件的极限承压强度 (N/mm^2), 取 $1.5 f_u$;

d ——螺栓杆直径 (mm);

$\sum t$ ——同一受力方向的钢板厚度 (mm) 之和。

F.1.2 高强度螺栓连接的极限受剪承载力, 除应计算螺栓受剪和板件承压外, 尚应计算连接板件以不同形式的撕裂和挤穿, 取各种情况下的最小值。

F.1.3 螺栓连接的受剪承载力应满足下式要求:

$$N_u^b \geq \alpha N \quad (\text{F.1.3})$$

式中: N ——螺栓连接所受拉力或剪力 (kN), 按构件的屈服承载力计算;

N_u^b ——螺栓连接的极限受剪承载力 (kN);

α ——连接系数, 按本规程表 8.1.3 的规定采用。

F.1.4 高强度螺栓连接的极限受剪承载力应按下列公式计算:

1 仅考虑螺栓受剪和板件承压时:

$$N_u^b = \min \{ nN_{vu}^b, nN_{cul}^b \} \quad (\text{F. 1. 4-1})$$

2 单列高强度螺栓连接时:

$$N_u^b = \min \{ nN_{vu}^b, nN_{cul}^b, N_{cu2}^b, N_{cu3}^b \} \quad (\text{F. 1. 4-2})$$

3 多列高强度螺栓连接时:

$$N_u^b = \min \{ nN_{vu}^b, nN_{cul}^b, N_{cu2}^b, N_{cu3}^b, N_{cu4}^b \} \quad (\text{F. 1. 4-3})$$

4 连接板挤穿或拉脱时, 承载力 $N_{cu2}^b \sim N_{cu4}^b$ 可按式计算:

$$N_{cu}^b = (0.5A_{ns} + A_{nt})f_u \quad (\text{F. 1. 4-4})$$

式中: N_u^b ——螺栓连接的极限承载力 (N);

N_{vu}^b ——螺栓连接的极限受剪承载力 (N);

N_{cul}^b ——螺栓连接同一受力方向的板件承压承载力(N)之和;

N_{cu2}^b ——连接板边拉脱时的受剪承载力 (N) (图 F. 1. 4b);

N_{cu3}^b ——连接板件沿螺栓中心线挤穿时的受剪承载力 (N) (图 F. 1. 4c);

N_{cu4}^b ——连接板件中部拉脱时的受剪承载力(N)(图 F. 1. 4a);

f_u ——构件母材的抗拉强度最小值 (N/mm²);

A_{ns} ——板区拉脱时的受剪截面面积 (mm²) (图 F. 1. 4);

A_{nt} ——板区拉脱时的受拉截面面积 (mm²) (图 F. 1. 4);

n ——连接的螺栓数。

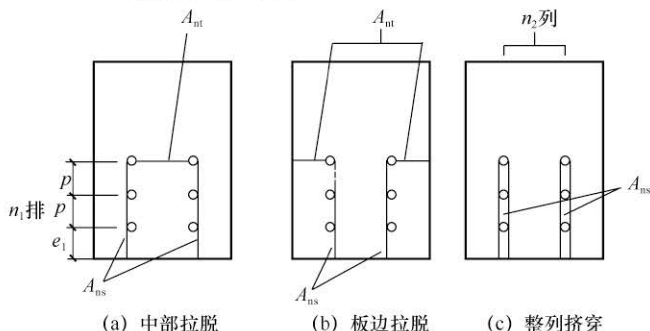


图 F. 1. 4 拉脱举例 (计算示意)

中部拉脱 $A_{ns} = 2 \{ (n_1 - 1)p + e_1 \} t$

板边拉脱 $A_{ns} = 2 \{ (n_1 - 1)p + e_1 \} t$

整列挤穿 $A_{ns} = 2n_2 \{ (n_1 - 1)p + e_1 \} t$

F.1.5 高强度螺栓连接在两个不同方向受力时应符合下列规定：

1 弹性设计阶段，高强度螺栓摩擦型连接在摩擦面间承受两个不同方向的力时，可根据力作用方向求出合力，验算螺栓的承载力是否符合要求，螺栓受剪和连接板承压的强度设计值应按弹性设计时的规定取值。

2 弹性设计阶段，高强度螺栓摩擦型连接同时承受摩擦面间剪力和螺栓杆轴方向的外拉力时（如端板连接或法兰连接），其承载力应按下列式验算：

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1 \quad (\text{F.1.5})$$

式中： N_v 、 N_t ——所考虑高强度螺栓承受的剪力和拉力设计值（kN）；

N_v^b ——高强度螺栓仅承受剪力时的抗剪承载力设计值（kN）；

N_t^b ——高强度螺栓仅承受拉力时的抗拉承载力设计值（kN）。

3 极限承载力验算时，考虑罕遇地震作用下摩擦面已滑移，摩擦型连接成为承压型连接，只能考虑一个方向受力。在梁腹板的连接和拼接中，当工形梁与 H 形柱（绕强轴）连接时，梁腹板全高可同时受弯和受剪，应验算螺栓由弯矩和剪力引起的螺栓连接极限受剪承载力的合力。螺栓群角部的螺栓受力最大，其由弯矩和剪力引起的按本规程式（F.1.4-2）和式（F.1.4-3）分别计算求得的较小者得出的两个剪力，应根据力的作用方向求出合力，进行验算。

F.2 梁拼接的极限承载力计算

F.2.1 梁拼接采用的极限承载力应按下列公式计算：

$$M_u^i \geq \alpha M_{pb} \quad (\text{F.2.1-1})$$

$$M_u^i = M_{uf}^i + M_{uw}^i \quad (\text{F.2.1-2})$$

$$V_u^j \leq n_w N_{vu}^b \quad (\text{F. 2. 1-3})$$

式中: M_{pb} ——梁的全塑性截面受弯承载力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

α ——连接系数, 按本规程表 8. 1. 3 确定;

V_u^j ——梁拼接的极限受剪承载力;

n_w ——腹板连接一侧的螺栓数;

N_{vu}^b ——1 个高强度螺栓的极限受剪承载力 (kN)。

F. 2. 2 梁翼缘拼接的极限受弯承载力应按下列公式计算:

$$M_{uf1}^j = A_{nf} f_u (h_b - t_f) \quad (\text{F. 2. 2-1})$$

$$M_{uf2}^j = A_{ns} f_{us} (h_{bs} - t_{fs}) \quad (\text{F. 2. 2-2})$$

$$M_{uf3}^j = n_2 \{ (n_1 - 1) p + e_{f1} \} t_f f_u (h_b - t_f) \quad (\text{F. 2. 2-3})$$

$$M_{uf4}^j = n_2 \{ (n_1 - 1) p + e_{s1} \} t_{fs} f_{us} (h_{bs} - t_{fs}) \quad (\text{F. 2. 2-4})$$

$$M_{uf5}^j = n_3 N_{vu}^b h_b \quad (\text{F. 2. 2-5})$$

式中: M_{uf1}^j ——翼缘正截面净面积决定的最大受弯承载力 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

M_{uf2}^j ——翼缘拼接板正截面净面积决定的拼接最大受弯承载力 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

M_{uf3}^j ——翼缘沿螺栓中心线挤穿时的最大受弯承载力 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

M_{uf4}^j ——翼缘拼接板沿螺栓中心线挤穿时的最大受弯承载力 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

M_{uf5}^j ——高强螺栓受剪决定的最大受弯承载力 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

A_{nf} ——翼缘正截面净面积 (mm^2);

A_{ns} ——翼缘拼接板正截面净面积 (mm^2);

f_u ——翼缘钢材抗拉强度最小值 (N/mm^2);

f_{us} ——拼接板钢材抗拉强度最小值 (N/mm^2);

h_b ——上、下翼缘外侧之间的距离 (mm);

h_{bs} ——上、下翼缘拼接板外侧之间的距离 (mm);

n_1 ——翼缘拼接螺栓每列中的螺栓数;

n_2 ——翼缘拼接螺栓 (沿梁轴线方向) 的列数;

n_3 ——翼缘拼接 (一侧) 的螺栓数;

e_{f1} ——梁翼缘板相邻两列螺栓横向中心间的距离

(mm);

e_{sl} ——翼缘拼接板相邻两列螺栓横向中心间的距离 (mm);

t_f ——梁翼缘板厚度 (mm);

t_{fs} ——翼缘拼接板板厚 (mm) (两块时为其和)。

F. 2.3 梁腹板拼接的极限承载力应按下列公式计算

$$M_{uw}^j = \min \{ M_{uw1}^j, M_{uw2}^j, M_{uw3}^j, M_{uw4}^j, M_{uw5}^j \} \quad (F. 2. 3-1)$$

$$M_{uw1}^j = W_{pw} f_u \quad (F. 2. 3-2)$$

$$M_{uw2}^j = W_{sn} f_{us} \quad (F. 2. 3-3)$$

$$M_{uw3}^j = (\sum r_i^2 / r_m) e_{w1} t_w f_u \quad (F. 2. 3-4)$$

$$M_{uw4}^j = (\sum r_i^2 / r_m) e_{s1} t_{ws} f_{us} \quad (F. 2. 3-5)$$

$$M_{uw5}^j = \frac{\sum r_i^2}{r_m} \left\{ \sqrt{(N_{vu}^b)^2 - \left(\frac{V_j y_m}{n_w r_m} \right)^2} - \frac{V_j x_m}{n_w r_m} \right\} \quad (F. 2. 3-6)$$

$$r_m = \sqrt{x_m^2 + y_m^2} \quad (F. 2. 3-7)$$

式中: M_{uw1}^j ——梁腹板的极限受弯承载力 ($N \cdot mm$);

M_{uw2}^j ——腹板拼接板正截面决定的极限受弯承载力 ($N \cdot mm$);

M_{uw3}^j ——腹板横向单排螺栓拉脱时的极限受弯承载力 ($N \cdot mm$);

M_{uw4}^j ——腹板拼接板纵向单排螺栓拉脱时的极限受弯承载力 ($N \cdot mm$);

M_{uw5}^j ——腹板螺栓决定的极限受弯承载力 ($N \cdot mm$);

W_{pw} ——梁腹板全截面塑性截面模量 (mm^3);

W_{sn} ——腹板拼接板正截面净面积截面模量 (mm^3);

e_{w1} ——梁腹板受力方向的端距 (mm);

e_{s1} ——腹板拼接板受力方向的端距 (mm);

t_w ——梁腹板的板厚 (mm);

t_{ws} ——腹板拼接板板厚 (mm) (二块时为厚度之和);

r_i, r_m ——腹板螺栓群中心至所计算螺栓的距离 (mm), r_m 为 r_i 的最大值;

N_{vu}^b ——一个螺栓的极限受剪承载力 (N);
 V_j ——腹板拼接处的设计剪力 (N);
 x_m, y_m ——分别为最外侧螺栓至螺栓群中心的横标距和纵标距 (mm)。

F. 2. 4 当梁拼接进行截面极限承载力验算时, 最不利截面应取通过翼缘拼接最外侧螺栓孔的截面。当沿梁轴线方向翼缘拼接的螺栓数 n_f 大于该方向腹板拼接的螺栓数 n_w 加 2 时 (图 F. 2. 4a), 有效截面为直虚线; 当沿梁轴线方向的梁翼缘拼接的螺栓数 n_f 小于或等于该方向腹板拼接的螺栓数 n_w 加 2 时 (图 F. 2. 4b), 有效截面位置为折虚线。

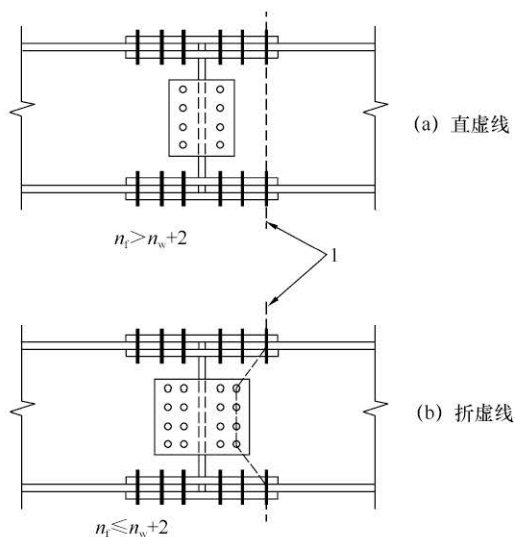


图 F. 2. 4 有效截面

1—有效断面位置

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对于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 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 2 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 3 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 4 《建筑设计防火规范》GB 50016
- 5 《钢结构设计规范》GB 50017
- 6 《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018
- 7 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
- 8 《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223
- 9 《钢结构焊接规范》GB 50661
- 10 《金属材料 拉伸试验 第1部分：室温试验方法》GB/T 228.1
- 11 《碳素结构钢》GB/T 700
- 12 《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228
- 13 《钢结构用高强度大六角螺母》GB/T 1229
- 14 《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230
- 15 《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
- 16 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
- 17 《紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1
- 18 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632
- 19 《耐候结构钢》GB/T 4171
- 20 《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117
- 21 《热强钢焊条》GB/T 5118
- 22 《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293
- 23 《厚度方向性能钢板》GB/T 5313

- 24 《六角头螺栓 C级》GB/T 5780
- 25 《六角头螺栓 全螺纹 C级》GB/T 5781
- 26 《六角头螺栓》GB/T 5782
- 27 《六角头螺栓 全螺纹》GB/T 5783
- 28 《金属材料 室温压缩试验方法》GB/T 7314
- 29 《焊接结构用铸钢件》GB/T 7659
- 30 《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110
- 31 《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
- 32 《焊接与切割安全》GB 9448
- 33 《建筑构件耐火试验方法 第1部分：通用要求》GB/
T 9978.1
- 34 《建筑构件耐火试验方法 第3部分：试验方法和试验
数据应用注释》GB/T 9978.3
- 35 《建筑构件耐火试验方法 第5部分：承重水平分隔构
件的特殊要求》GB/T 9978.5
- 36 《碳钢药芯焊丝》GB/T 10045
- 37 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433
- 38 《焊缝无损检测 超声检测 技术、检测等级和评定》
GB/T 11345
- 39 《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》GB/T 12470
- 40 《建筑用压型钢板》GB/T 12755
- 41 《熔化焊用钢丝》GB/T 14957
- 42 《低合金钢药芯焊丝》GB/T 17493
- 43 《建筑结构用钢板》GB/T 19879
- 44 《建筑用低屈服强度钢板》GB/T 28905
- 45 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
- 46 《钢结构高强度螺栓连接技术规程》JGJ 82
- 47 《玻璃幕墙工程技术规范》JGJ 102

- 48 《金属与石材幕墙工程技术规范》JGJ 133
- 49 《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138
- 50 《人造板材幕墙工程技术规范》JGJ 336
- 51 《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T 178
- 52 《建筑结构用冷成型焊接圆钢管》JG/T 381