

备案号: J 16777 - 2023

浙江省工程建设标准

DBJ

DBJ33/T 1290 - 2023

装配式部分包覆钢-混凝土组合结构 技术规程

Technical specification for fabricated partially-encased
composite structures of steel and concrete

2023 - 01 - 31 发布

2023 - 06 - 01 施行

浙江省住房和城乡建设厅 发布

浙江省住房和城乡建设厅

公 告

2023 年 第 1 号

关于发布浙江省工程建设标准《装配式部分 包覆钢-混凝土组合结构技术规程》的公告

现批准《装配式部分包覆钢-混凝土组合结构技术规程》为浙江省工程建设标准，编号为 DBJ33/T 1290 - 2023，自 2023 年 6 月 1 日起施行。

本标准由浙江省住房和城乡建设厅负责管理，浙江绿筑集成科技有限公司负责具体技术内容的解释，并在浙江省住房和城乡建设厅网站公开。

浙江省住房和城乡建设厅

2023 年 1 月 31 日

前 言

根据浙江省住房和城乡建设厅《关于印发〈2017年度浙江省建筑节能与绿色建筑及相关工程建设标准制修订计划〉的通知》（建设发〔2018〕3号）的要求，规程编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，结合浙江省的实际情况，按有关国家标准、国内外先进经验，并在广泛征求意见的基础上，制定本规程。

本规程共分为9章和1个附录，主要技术内容包括：总则，术语和符号，材料，结构设计基本规定，梁设计，柱和支撑设计，节点设计，防护设计和制作安装以及有关的附录。

本规程由浙江省住房和城乡建设厅负责管理，浙江绿筑集成科技有限公司负责具体技术内容的解释。在执行过程中如有意见或建议，请寄送浙江绿筑集成科技有限公司（地址：绍兴市柯桥区齐贤街道步锦路816号1号楼，邮编：312030，邮箱：gjxu@163.com），以供修订时参考。

本标准主编单位、参编单位、主要起草人及主要审查人：

主 编 单 位：浙江绿筑集成科技有限公司

浙江大学建筑设计研究院有限公司

浙江工业大学工程设计集团有限公司

参 编 单 位：上海杉达学院

浙江工业大学土木工程学院

同济大学

浙江省建筑设计研究院

宁波工程学院

浙江省城市化发展研究中心

绍兴市建筑产业现代化促进中心
精工工业建筑系统集团有限公司
杭州华正建筑设计院有限公司
浙江圣鑫建设有限公司
浙江波威建工有限公司
浙江省三建建设集团有限公司
浙江精工绿筑住宅科技有限公司
浙江精工钢结构集团有限公司
绿城房地产集团有限公司
大象建筑设计有限公司
宁波市公共工程建设中心有限公司
绍兴市城投建设开发有限公司
温州市现代服务业发展集团有限公司
浙江省建工集团有限责任公司
浙江元垄地产集团有限公司
绍兴市柯桥区政府投资项目管理中心
绍兴市柯桥区建设集团有限公司
杭州铁木辛柯工程设计有限公司
浙江歌山建筑科技有限公司
江苏万斯达建筑科技有限公司

主要起草人：肖志斌 徐国军 单玉川 金振奋 章雪峰
李杰 李少华 赵必大 胡玺 刘中华
蒋路 岑伟 蒋首超 钱梦必 蔡鹰
刘中华（华正） 张国灿 王狄龙 盛雷军
毛抒昕 茹建冬 韩坚强 夏雷 马健
景亭 吴建军 常康辉 王抒弦 李瑞锋
沈旭凯 叶冬明 傅林峰 刘新华 陈卓
朱浩川 林巍 李丽 金成 黄伟志
霍喆赟 袁俊 应凌云 杨展新 裘锂锂

章海 周建敏 金秋爽 谢重磊 赵洪波
崔三艺 赵志海 孙志军 邵燕军 赵阳
何晓峰 孙叶根 孙春峰 张莉莉 陈雪英
付鹏

主要审查人：李志飏 李亚明 游劲秋 王平山 赵宇宏
郭丽 蔡颖天

浙江省建设厅信息公开
浏览专用

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	3
3	材料	9
3.1	钢材	9
3.2	钢筋	10
3.3	混凝土	10
3.4	连接材料	12
4	结构设计基本规定	13
4.1	结构体系	13
4.2	设计分析	16
4.3	变形规定	21
4.4	一般构造	23
5	梁设计	27
5.1	一般规定	27
5.2	承载力计算	30
5.3	挠度验算	42
5.4	裂缝宽度验算	44
5.5	抗震设计及构造	46
6	柱和支撑设计	51
6.1	一般规定	51
6.2	轴心受力构件截面承载力计算	51
6.3	轴心受压构件整体稳定计算	52

6.4	单向压弯构件承载力计算	54
6.5	双向压弯构件承载力计算	59
6.6	抗震设计及构造	62
7	节点设计	68
7.1	一般规定	68
7.2	梁与梁连接	69
7.3	柱与柱拼接连接	70
7.4	梁柱节点	72
7.5	柱脚	80
7.6	支撑连接	81
8	防护设计	82
8.1	抗火设计与防火保护	82
8.2	防腐设计	84
9	制作安装	85
9.1	一般规定	85
9.2	制作	85
9.3	安装	88
附录 A	部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁设计	90
	本规程用词说明	95
	引用标准名录	96
	附：条文说明	99

Contents

1	General provisions	1
2	Terms and symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	3
3	Materials	9
3.1	Structural steel	9
3.2	Steel reinforcement	10
3.3	Concrete	10
3.4	Connection materials	12
4	Basic requirements of structural design	13
4.1	Structural system	13
4.2	Design analysis	16
4.3	Deflection limitations	21
4.4	General detailing	23
5	Design of beams	27
5.1	General requirements	27
5.2	Strength	30
5.3	Deflection	42
5.4	Crack width	44
5.5	Seismic details and detailing requirements	46
6	Design of columns and bracings	51
6.1	General requirements	51
6.2	Strength of sections subjected to axial loads	51

6.3	Stability of members subjected to axial compression	52
6.4	Capacity of members subjected to combined compression and uniaxial bending	54
6.5	Capacity of members subjected to combined compression and biaxial bending	59
6.6	Seismic details and detailing requirements	62
7	Design of joints	68
7.1	General requirements	68
7.2	Beam-to-beam splices and joints	69
7.3	Column-to-column splices and joints	70
7.4	Beam-to-column joints	72
7.5	Column footing	80
7.6	Brace-to-column and beam Joints	81
8	Design of protection	82
8.1	Fire-resistant design and fire proof protection	82
8.2	Corrosion coating	84
9	Fabrication and erection	85
9.1	General requirements	85
9.2	Fabrication	85
9.3	Erection	88
	Appendix A: Partially encased honeycomb composite beams	90
	Explanation of wording in this code	95
	List of quoted standards	96
	Addition: Explanation of provisions	99

1 总 则

1.0.1 为规范浙江省装配式部分包覆钢-混凝土组合结构的设计、制作和安装，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于浙江省民用建筑装配式部分包覆钢-混凝土组合结构的设计、制作和安装。

1.0.3 装配式部分包覆钢-混凝土组合结构的应用除应符合本规程外，尚应符合国家和浙江省现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 部分包覆钢-混凝土组合构件 partially-encased composite (PEC) members of steel and concrete

开口截面主钢件外周轮廓间包覆混凝土，且混凝土与主钢件共同受力的结构构件，简称 PEC 构件。

2.1.2 装配式部分包覆钢-混凝土组合结构 fabricated partially-encased composite structures of steel and concrete

由部分包覆钢-混凝土组合构件通过可靠连接装配而成的结构。

2.1.3 部分包覆钢-混凝土组合梁 partially-encased composite beams of steel and concrete

主要承受弯矩或弯矩-剪力的部分包覆钢-混凝土组合构件，简称 PEC 梁，包括无翼板的部分包覆钢-混凝土组合梁，简称矩形 PEC 梁；有翼板的部分包覆钢-混凝土组合梁，简称 T 形 PEC 梁。

2.1.4 部分包覆钢-混凝土组合柱 partially-encased composite columns of steel and concrete

主要承受轴力或轴力-弯矩的部分包覆钢-混凝土组合构件，简称 PEC 柱，包括部分包覆钢-混凝土组合框架柱和两端铰接柱。

2.1.5 部分包覆钢-混凝土组合支撑 partially-encased composite braces of steel and concrete

承受轴力的部分包覆钢-混凝土组合斜杆，简称 PEC 支撑，与框架结构协同抵抗侧向力。

2.1.6 部分包覆钢-混凝土组合框架 partially-encased composite frames of steel and concrete

由部分包覆钢-混凝土组合柱和部分包覆钢-混凝土组合梁组成的框架，简称 PEC 框架。

2.1.7 主钢件 main steel component

部分包覆钢-混凝土组合构件中的承载结构钢，由单个或若干个 H 形或工字形钢或工字钢附加钢板组成。

2.1.8 连杆 link

焊接于主钢件两翼缘间的连接钢筋、圆钢或扁钢。

2.1.9 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁 partially-encased castellated composite beams of steel and concrete

主钢件采用腹板开孔的 H 形或工字形钢，在主钢件外周轮廓间包覆混凝土，且混凝土与蜂窝式主钢件共同承受弯矩或弯矩剪力共同作用的组合构件，简称 PECSC 梁。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能

E_a ——钢材弹性模量；

E_c ——混凝土弹性模量；

E_s ——钢筋弹性模量；

EA ——部分包覆钢-混凝土组合构件截面轴向刚度；

E_{EQ} ——组合截面当量弹性模量；

EI ——部分包覆钢-混凝土组合构件截面抗弯刚度；

$(EI)_e$ ——轴心受压构件等效截面抗弯刚度；

f_a ——钢材抗拉强度设计值

f'_a ——钢材抗压强度设计值；

f_{ay} ——钢材屈服强度；

f_{au} ——钢材极限抗拉强度；

f_{av} ——钢材抗剪强度设计值；

f_{EQ} ——组合截面当量强度；
 f_{ae} ——折减后的主钢件腹板钢材抗压、抗拉强度设计值；
 f_{at} ——圆柱头栓钉极限抗拉强度设计值；
 f_{rlv} ——竖向加劲肋钢材抗剪强度设计值；
 f_y ——钢筋抗拉强度设计值；
 f'_y ——钢材抗压强度设计值；
 f_{yv} ——箍筋或横向钢筋抗拉强度设计值；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；
 f_{ck} ——混凝土轴心抗压强度标准值；
 f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；
 f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值；
 f_{cw} ——梁主钢件腹部混凝土轴心抗压强度设计值；
 G_a ——钢材剪切模量；
 G_c ——混凝土剪切模量；
 GA ——部分包覆钢-混凝土组合构件截面剪切刚度。

2.2.2 作用效应和承载力

M ——正弯矩设计值；
 M' ——负弯矩设计值；
 M_j ——主次梁连接的弯矩设计值；
 M_q ——按荷载效应准永久组合计算的弯矩值；
 M_u ——截面受弯承载力设计值；
 M_{cr} ——梁正截面开裂弯矩；
 $M_{u,r}$ ——部分抗剪连接时组合梁正截面受弯承载力；
 N ——轴力设计值；
 N_{Ex} 、 N_{Ey} ——轴心受压构件绕 x 轴和 y 轴弹性稳定临界力；
 N_m ——特征轴力；
 N_u ——截面轴压承载力设计值；
 $N_{a,y}$ 、 $N_{an,u}$ ——轴拉屈服承载力、轴拉断裂承载力；

- N_v^c ——一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力；
 R ——结构构件的抗力设计值；
 S ——承载能力极限状态下作用组合的效应设计值；
 V_x 、 V_y ——沿 x 轴方向、 y 轴方向剪力设计值；
 V_u ——主钢件受剪承载力设计值；
 V_{ux} 、 V_{uy} ——沿 x 轴方向、 y 轴方向主钢件受剪承载力设计值；
 V_b 、 V_c 、 V_j ——梁、柱及节点剪力设计值；
 V_{ju} ——节点受剪承载力设计值；
 V_s ——每个剪跨区段内梁主钢件与混凝土翼板交界面的纵向剪力；
 σ_{sa} ——梁主钢件受拉翼缘、部分腹板及受拉钢筋的等效钢筋应力值；
 σ_{sq} ——开裂截面纵向受拉钢筋应力；
 ω_{max} ——最大裂缝宽度。

2.2.3 几何参数

- A_a ——主钢件全截面面积；
 A_{ac} ——梁主钢件受压区截面面积；
 A_{af} 、 A'_{af} 、 A_{aw} ——主钢件受拉翼缘面积、受压翼缘面积、腹板面积；
 A_{an} ——主钢件的净截面面积；
 A_s ——包覆混凝土中受拉钢筋截面面积；
 A'_s ——包覆混凝土中受压钢筋截面面积；
 A_{sf} ——有效翼缘宽度内受拉钢筋截面面积；
 A_{st} ——圆柱头栓钉钉杆截面面积；
 A_c ——混凝土截面面积；
 A_{cf} ——混凝土翼板截面面积；
 A_{cw} ——梁主钢件腹部混凝土受压截面面积；
 a_s ——纵向受拉钢筋合力点至混凝土截面近边的

- 距离；
- a'_s ——纵向受压钢筋合力点至混凝土截面近边的距离；
- b_0 ——主钢件翼缘外伸宽度；T形组合梁板托顶部宽度；
- b_c ——混凝土外轮廓宽度；
- b_e ——混凝土翼板的有效宽度；
- b_f ——主钢件翼缘宽度；
- c_s ——纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度；
- d_c ——梁主钢件截面形心到混凝土翼板截面形心的距离；
- d_e ——考虑主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效直径；
- h ——构件截面总高度；
- h_0 ——腹板计算高度，混凝土截面有效高度；
- h_{0s} ——纵向受拉钢筋截面重心至混凝土截面受压边缘的距离；
- h_{0f} ——主钢件受拉翼缘截面重心至混凝土截面受压边缘的距离；
- h_{0w} ——主钢件受拉腹板截面重心至混凝土截面受压边缘的距离；
- h_a ——主钢件高度；
- h_w ——主钢件腹板高度；
- h_c ——T形组合梁混凝土翼板厚度；
- i ——组合截面回转半径；
- I_0 ——部分包覆钢-混凝土组合梁的换算截面惯性矩；
- I_a ——主钢件截面的惯性矩；
- I_c ——混凝土截面的惯性矩；
- I_{cr} ——部分包覆钢-混凝土组合梁开裂截面的换算截

面惯性矩；

I_{ucr} ——部分包覆钢-混凝土组合梁未开裂截面的换算截面惯性矩；

I_{cf} ——混凝土翼板的截面惯性矩；

I_{eq} ——部分包覆钢-混凝土组合梁的截面等效惯性矩；

I_{s} ——钢筋截面的惯性矩；

l ——部分包覆钢-混凝土组合梁的跨度；

l_0 ——部分包覆钢-混凝土组合柱的计算长度；

l_e ——等效跨度；

s_a ——沿构件长度方向连杆的间距；

S_a ——梁主钢件截面对组合截面塑性中和轴的面积矩；

S_{at} ——受拉区梁主钢件截面对组合截面塑性中和轴的面积矩；

S_{ac} ——受压区梁主钢件截面对组合截面塑性中和轴的面积矩；

t_f ——主钢件受拉翼缘厚度；当拉、压翼缘等厚时的受压翼缘厚度；

t'_f ——受压翼缘厚度；

t_w ——主钢件或槽钢连接件腹板厚度；

x ——混凝土受压区高度；

λ ——构件长细比；

λ_n ——构件正则化长细比。

2.2.4 计算系数及其他

k ——抗剪连接件的刚度；

n ——轴压比；

α_1 ——受压区混凝土压应力影响系数；

α_E ——钢材与混凝土弹性模量的比值；

β_{mx} 、 β_{my} ——计算平面内稳定时，关于 x 、 y 轴的等效弯矩

系数；

β_{lx} 、 β_{ly} ——计算平面外稳定时，关于 x 、 y 轴的等效弯矩系数；

γ_0 ——结构重要性系数；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；

δ ——钢贡献率；

ε_k ——钢号修正系数；

ζ ——刚度折减系数；

ρ_{te} ——考虑梁主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效配筋率；

φ ——轴心受压构件的稳定系数；

ψ ——考虑梁主钢件翼缘作用的钢筋应变不均匀系数。

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 PEC 构件主钢件的钢材宜采用 Q355、Q390、Q420、Q345GJ 低合金高强度结构钢和 Q235 碳素结构钢，质量等级不宜低于 B 级，并应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591、《建筑结构用钢板》GB/T 19879 和《碳素结构钢》GB/T 700 的相关规定。

3.1.2 承重的 PEC 构件主钢件所用的钢材应具有屈服强度、抗拉强度、断后伸长率等力学性能和冷弯试验的合格保证，同时应具有硫、磷等化学成分的合格保证，对焊接结构应具有碳当量的合格保证。焊接承重 PEC 构件以及重要的非焊接承重 PEC 构件主钢件采用的钢材应具有冷弯试验的合格保证。

3.1.3 PEC 构件主钢件采用的钢材的屈服强度、抗拉强度、强度设计值、弹性模量和剪切模量应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定采用。

3.1.4 PEC 梁、PEC 柱和 PEC 支撑等主要抗侧力构件，主钢件所用的钢材性能要求应符合下列规定：

1 钢材抗拉性能应有明显的屈服台阶，且断后伸长率不应小于 20%；

2 钢材的屈服强度波动范围不应大于 $120\text{N}/\text{mm}^2$ ，钢材实物的实测屈强比不应大于 0.85。

3.1.5 PEC 构件主钢件采用钢板厚度大于或等于 40mm，且承受沿板厚方向拉力的焊接连接板件，应具有厚度方向抗撕裂性能的合格保证，钢板厚度方向的截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 规定的允许值。

3.1.6 组合楼板中压型钢板的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 的有关规定。

3.2 钢 筋

3.2.1 PEC 构件混凝土中钢筋的选用，以及钢筋的屈服强度标准值、极限强度标准值、抗拉强度设计值、抗压强度设计值和弹性模量取值，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

3.2.2 一、二、三级抗震等级的 PEC 柱和 PEC 斜撑的纵向受力钢筋应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《混凝土结构通用规范》GB 55008 中混凝土结构构件抗震设计有关材料性能的规定。

3.3 混 凝 土

3.3.1 PEC 构件中的混凝土材料性能应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《混凝土结构通用规范》GB 55008 的有关规定，PEC 构件中的混凝土强度等级不应低于 C30，不宜高于 C70；楼板的混凝土强度等级不应低于 C25；混凝土的最大骨料直径不宜大于 25mm。

3.3.2 PEC 梁可采用轻骨料混凝土。轻骨料混凝土的选用应符合现行行业标准《轻骨料混凝土应用技术标准》JGJ/T 12 的有关规定，轻骨料混凝土强度等级不宜低于 LC25。

3.3.3 PEC 构件的连接后浇区宜采用自密实混凝土或水泥基灌浆材料，PEC 梁的连接后浇区也可采用普通混凝土。自密实混凝土的选用应符合现行行业标准《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283 的有关规定。水泥基灌浆材料的选用应符合现行国家标准《水泥基灌浆材料应用技术规范》GB/T 50448 有关规定。

3.3.4 PEC 柱、PEC 支撑的连接后浇区的材料强度等级应比相

应主体构件材料强度等级提高一级，PEC 梁的连接后浇区的材料强度等级不应低于相应主体构件材料强度等级。

3.3.5 PEC 构件的连接后浇区的材料采用自密实混凝土或水泥基灌浆材料时，应满足表 3.3.5-1 的要求，规定：

1 当采用自密实混凝土材料时，其主要性能应满足表 3.3.5-3 中Ⅳ类材料的性能要求。

2 当采用水泥基灌浆材料时，其主要性能应满足表 3.3.5-3 中Ⅰ～Ⅳ类的性能要求。

表 3.3.5-1 PEC 构件连接后浇区材料要求 (mm)

主钢件外伸翼缘长度	主钢件腹板高度	
	$h \leq 200$	$h > 200$
$70 < b \leq 100$	Ⅰ类、Ⅱ类、Ⅲ类	Ⅰ类、Ⅱ类、Ⅲ类
$100 < b \leq 200$	Ⅰ类、Ⅱ类、Ⅲ类	Ⅳ类
$b > 200$	Ⅳ类	Ⅳ类

表 3.3.5-2 冬期施工时 PEC 构件连接后浇区浇筑材料性能指标

规定温度 (°C)	抗压强度比 (%)		
	R_{-7}	R_{-7+28}	R_{-7+56}
-5	≥ 20	≥ 80	≥ 90
-10	≥ 12		

注： R_{-7} 表示负温养护 7d 的试件抗压强度值与标准养护 28d 的试件抗压强度值的比值； R_{-7+28} 、 R_{-7+56} 分别表示负温养护 7d 转标准养护 28d 和负温养护 7d 转标准养护 56d 的试件抗压强度值与标准养护 28d 的试件抗压强度值的比值；施工时最低温度可比规定温度低 5°C。

表 3.3.5-3 PEC 构件连接后浇区材料的主要性能指标

类别		Ⅰ类	Ⅱ类	Ⅲ类	Ⅳ类
最大骨料粒径 (mm)		≤ 4.75			> 4.75 且 ≤ 25
截锥流动度 (mm)	初始值	—	≥ 340	≥ 290	≥ 650 *
	30min	—	≥ 310	≥ 260	≥ 550 *

续表 3.3.5-3

类别		I类	II类	III类	IV类
流锥流动度 (s)	初始值	≤35	—	—	—
	30min	≤50	—	—	—
竖向膨胀率 (%)	3h	0.1~3.5			
	24h与3h的 膨胀值之差	0.02~0.50			
抗压强度 (MPa)	1d	≥15	≥20		
	3d	≥30	≥40		
	28d	≥50	≥60		
氯离子含量 (%)		<0.1			
泌水率 (%)		0			

注：*表示坍落扩展度数值。

3.4 连接材料

3.4.1 PEC构件中受力螺栓选用应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的有关规定。螺栓连接的强度指标、高强度螺栓的预拉力设计值，以及高强度螺栓连接的钢材摩擦面抗滑移系数等应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的有关规定。

3.4.2 圆柱头栓钉的材料及力学性能应符合现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138的有关规定。

3.4.3 锚栓可采用现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700规定的Q235钢和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591规定的Q355和Q390，其质量等级不宜低于B级。

3.4.4 PEC构件的焊缝材料选择和焊缝强度指标应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661和《钢结构通用规范》GB 55006的有关规定。

4 结构设计基本规定

4.1 结构体系

4.1.1 PEC 构件应由开口截面主钢件及外轮廓范围内浇筑的混凝土组成，混凝土内可设纵筋、箍筋、连杆、抗剪件等钢配件（图 4.1.1）。PEC 构件宜在工厂制作。

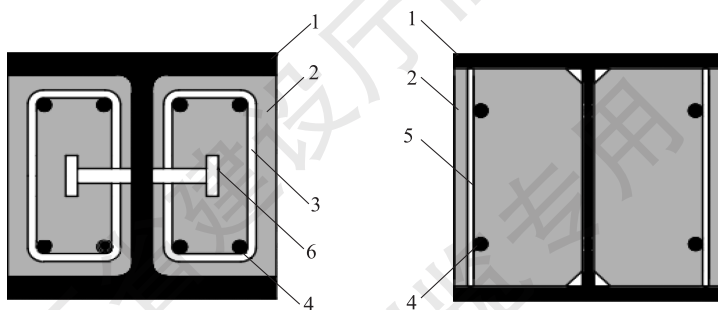


图 4.1.1 PEC 构件的截面形式

1—开口截面主钢件；2—包覆混凝土；3—箍筋；4—纵筋；
5—连杆；6—抗剪件（栓钉）

4.1.2 PEC 构件主钢件的截面分类与宽厚比限值应符合下列规定：

1 PEC 柱、PEC 梁等构件中主钢件截面按塑性发展能力可分 3 类，各类截面的宽厚比限值应符合表 4.1.2 的规定（图 4.1.2）。

表 4.1.2 PEC 构件主钢件的宽厚比限值

截面分类	构件设计要求	外伸翼缘 (b_0/t_f)	腹板 (h_0/t_w)	
			梁	柱
1	截面达到塑性弯矩、构件发生充分塑性转动	$9\varepsilon_k$	$65\varepsilon_k$	$35\varepsilon_k$
2	截面达到塑性弯矩	$14\varepsilon_k$	$124\varepsilon_k$	$75\varepsilon_k$
3	主钢件仅截面边缘达到钢材屈服强度	$20\varepsilon_k$	250	250

- 注：1 b_0 为翼缘外伸部分宽度，热轧工字钢和热轧 H 型钢为翼缘自由端至根部圆弧起弧处，焊接 H 形截面为翼缘自由端至焊脚边缘； t_f 为翼缘厚度；
 2 h_0 为腹板计算高度，热轧工字钢和热轧 H 型钢为腹板两端圆弧间的距离，焊接 H 形截面为两端焊脚间的距离， t_w 为翼缘厚度；
 3 ε_k 为钢号修正系数， $\varepsilon_k = \sqrt{235/f_{ay}}$ ， f_{ay} 为钢材的屈服强度，当翼缘和腹板的钢材牌号不同时，应取各自对应的屈服强度。

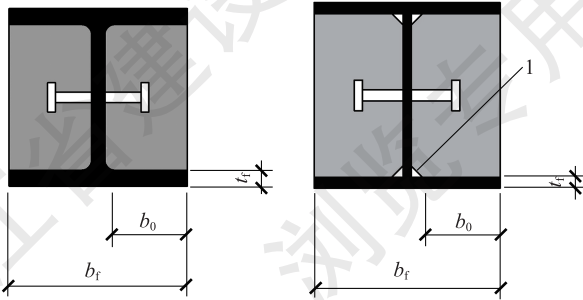


图 4.1.2 受压翼缘外伸部分宽厚比尺寸示意

1—焊缝

2 轴心受压柱中主钢件翼缘外伸部分的宽厚比不应大于表 4.1.2 中截面分类 2 的规定；当柱整体稳定承载力小于截面强度承载力的 75% 时，不应大于表 4.1.2 中截面分类 3 的规定。

3 支撑中主钢件翼缘外伸部分的宽厚比不宜大于表 4.1.2 中截面分类 1 的规定，腹板的宽厚比不宜大于表 4.1.2 中截面分

类 1 中柱的规定。

4 当主钢件受压翼缘通过连杆与另一侧翼缘牢固连接，且连杆间距 s_a 与翼缘宽度 b_f 的比值满足 $s_a/b_f \leq 0.25$ ，则表 4.1.2 的宽厚比限值可放大 1.5 倍；当 $0.25 < s_a/b_f \leq 0.5$ ，则表 4.1.2 的宽厚比限值可在 1.5 ~ 1.0 倍间插值。

5 梁和框架柱构件沿全长弯矩分布不均匀时，满足本条第 4 款要求的 s_a/b_f 的范围应覆盖弯矩最大值相邻区域，且不应小于构件净长的 1/8。

6 当 T 形 PEC 梁的主钢件受压翼缘外侧面与钢筋混凝土板、钢筋桁架楼承板、压型钢板混凝土组合板等刚度较大的板可靠连接或贴合连接，且其受弯中和轴位于混凝土板或与混凝土板相连的主钢件翼缘中时，表 4.1.2 截面分类 2 的宽厚比限值可采用该表截面分类 3 对应的宽厚比限值。

4.1.3 PEC 构件混凝土的外轮廓宽度 b_c 宜与主钢件翼缘宽度 b_f 一致；当需缩进时， b_c 不应小于 b_f 的 80%（图 4.1.3）。

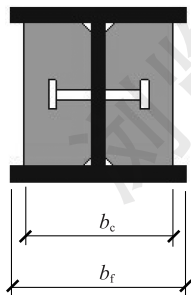


图 4.1.3 混凝土的外轮廓尺寸

4.1.4 采用 PEC 构件作为框架柱和框架梁的房屋结构，房屋的最大适用高度不宜超过表 4.1.4 的规定。

表 4.1.4 房屋的最大适用高度 (m)

结构类型	设防烈度		
	6 度	7 度	8 度
			0.20g
框架结构	60	50	40
框架-支撑结构	200	170	150
框架-钢板剪力墙结构	200	170	150
框架-钢筋混凝土剪力墙结构	130	120	100
框架-钢筋混凝土核心筒结构	220	190	150

注：1 房屋高度指室外地面到主要屋面板顶的高度，不包括局部突出屋顶部分；

2 平面和竖向均不规则的结构，最大高度宜适当降低；

3 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。

4.1.5 部分包覆钢-混凝土组合结构房屋适用的最大高宽比应符合表 4.1.5 的规定。

表 4.1.5 房屋适用的最大高宽比

结构类型	设防烈度		
	6 度	7 度	8 度
			0.20g
框架结构	5	5	4
框架-支撑结构	6	6	5
框架-钢板剪力墙结构	6.5	6.5	6
框架-钢筋混凝土剪力墙结构	6.5	6.5	5.5
框架-钢筋混凝土核心筒结构	7	7	6

4.1.6 采用 PEC 柱的框架-钢筋混凝土剪力墙结构和框架-钢筋混凝土核心筒结构中，外围 PEC 柱平面内连接应采用刚性连接，楼面梁与钢筋混凝土剪力墙或核心筒的连接宜采用刚接或铰接。

4.2 设计分析

4.2.1 部分包覆钢-混凝土组合结构的荷载标准值、分项系数、

组合值系数等应符合现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068、《建筑结构荷载规范》GB 50009 和《工程结构通用规范》GB 55001 的有关规定。结构的安全等级和设计工作年限应符合现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 和《工程结构通用规范》GB 55001 的有关规定。

4.2.2 部分包覆钢-混凝土组合结构的多层和高层建筑的平面、竖向布置和规则性要求，应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

4.2.3 部分包覆钢-混凝土组合结构的结构构件、连接及节点的承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (4.2.3-1)$$

$$S \leq R / \gamma_{RE} \quad (4.2.3-2)$$

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，对安全等级为三级的结构构件不应小于 0.9；

S ——作用组合的效应设计值；

R ——结构构件的抗力设计值；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，按表 4.2.3 采用，其它情况按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定取值。

表 4.2.3 承载力抗震调整系数

构件类型	梁		柱及支撑					核心区		
	受弯	受剪	偏压		轴压	轴拉	受剪		稳定	抗剪
			$n < 0.15$	$n \geq 0.15$						
γ_{RE}	0.75	0.75	0.75	0.80	0.80	0.75	0.75	0.80	0.80	

注： n 为轴压比。

4.2.4 部分包覆钢-混凝土组合结构的抗震设计，应根据设防类

别、烈度、结构类型和房屋高度等因素采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施规定。丙类部分包覆钢-混凝土组合结构的抗震等级应按表 4.2.4 确定。

表 4.2.4 PEC 结构的抗震等级

结构类型		设防烈度							
		6 度		7 度		8 度/0.20g			
框架结构	房屋高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24		
	框架	四	三	四	三	二	一		
	大跨度框架	三		二		一			
框架- 钢筋混 凝土剪力 墙结构	房屋高度 (m)	≤60	>60	≤24	25~60	>60	≤24	25~60	>60
	框架	四	三	四	三	二	三	二	一
	钢筋混凝土剪力墙	三		三	二	二	二	一	
框架- 支撑结构	房屋高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24		
	框架	四	三	四	三	二	一		
	支撑框架	三	二	二	一	一	一		
	支撑	四		三		二			
框架-核心 筒结构	房屋高度 (m)	≤150	>150	≤130	>130	≤100	>100		
	框架	三	二	二	一	一	一		
	核心筒	二	二	二	一	一	特一		

- 注：1 建筑场地为 I 类时，除 6 度设防烈度外可按表内降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低；
- 2 接近或等于高度分界时，可结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级；
- 3 大跨度框架指跨度不小于 18m 的框架；
- 4 高度不超过 60m 的框架-核心筒结构按框架-剪力墙的要求设计时，可按表中框架-剪力墙结构的规定确定其抗震等级；
- 5 当采用框架-钢板剪力墙结构时，框架的抗震等级可按框架-支撑结构中的框架确定，当框架梁为钢梁时，按照《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定确定；钢板剪力墙抗震等级可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定确定；
- 6 特一级抗震等级的结构抗震设计要求，应满足现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的规定，当核心筒为混凝土核心筒时，还应满足现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定。

4.2.5 部分包覆钢-混凝土组合结构抗震计算的阻尼比宜按下列规定取值：

1 多遇地震下的计算，房屋高度不大于 50m 时可取 0.04；高度大于 50m 且小于 200m 时可取 0.03；高度大于等于 200m 时宜取 0.02；

2 在罕遇地震作用下的弹塑性分析，阻尼比可取 0.05。

4.2.6 在进行结构整体内力分析和变形计算时，矩形 PEC 梁、PEC 柱构件的截面刚度可按下列公式计算：

$$EA = E_a A_a + E_c A_c \quad (4.2.6-1)$$

$$GA = G_a A_a + G_c A_c \quad (4.2.6-2)$$

$$EI = E_a I_a + E_c I_c \quad (4.2.6-3)$$

式中： E_a 、 E_c ——钢材弹性模量（N/mm²）、混凝土弹性模量（N/mm²）；

G_a 、 G_c ——钢材剪切模量（N/mm²）、混凝土剪切模量（N/mm²）；

A_a 、 A_c ——主钢件截面面积（mm²）、混凝土截面面积（mm²）；

I_a 、 I_c ——主钢件惯性矩（mm⁴）、混凝土惯性矩（mm⁴）；

EA 、 GA ——组合构件截面轴向刚度（N）、抗剪刚度（N）；

EI ——组合构件截面抗弯刚度（N·mm²）。

4.2.7 在进行结构整体内力分析和变形计算时，T 型 PEC 梁的抗弯刚度，对边框架可取矩形 PEC 梁按本规程式（4.2.6-3）计算结果的 1.2 倍；对中框架可取矩形 PEC 梁按本规程式（4.2.6-3）计算结果的 1.5 倍。

4.2.8 部分包覆钢-混凝土组合结构整体稳定性应符合下列规定：

框架结构应按下式计算：

$$D_i \geq 7 \sum_{j=i}^n \frac{G_j}{h_i} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (4.2.8-1)$$

框架-支撑结构、框架-钢板剪力墙结构、框架-钢筋混凝土剪力墙结构、框架-钢筋混凝土筒体结构应按下式计算：

$$EJ_d \geq 1.0 H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (4.2.8-2)$$

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

h_i ——第 i 楼层层高（m）；

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

H ——房屋高度（m）；

EJ_d ——结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度（kN·mm²），可取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。

4.2.9 楼盖体系应保证必要的水平刚度和整体性，并应符合下列规定：

1 楼板可采用压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼板、钢筋桁架楼承板、预制混凝土叠合板或现浇钢筋混凝土楼板等，楼板与主体结构应可靠连接；

2 当抗震设防烈度为 6 度或 7 度且房屋高度不超过 50m 时，除可采用本条第 1 项中的楼板外，也可采用其他轻型楼盖，但应采取保证楼板的整体性；

3 当楼层为机房设备层或避难层时，宜采用现浇钢筋混凝土楼板，并应采取增加楼板厚度或配筋率等加强措施；

4 当楼面有大开洞或为转换楼层时，应采用现浇钢筋混凝土楼板，对楼板大开洞部位宜采取刚性水平支撑等加强措施。

4.2.10 部分包覆钢-混凝土组合结构房屋防震缝设置应符合下列规定：

1 防震缝宽度应符合下列要求：

- 1) 框架结构、框架-支撑结构、框架-钢板剪力墙结构房屋的防震缝宽度，当高度不超过 15m 时不应小于 130mm；高度超过 15m 时，6 度、7 度和 8 度分别每增加高度 5m、4m 和 3m，宜加宽 30mm；
- 2) 框架-剪力墙结构房屋的防震缝宽度不应小于本款第 1 项规定数值的 70%，剪力墙结构房屋的防震缝宽度不应小于本款第 1 项规定数值的 50%，且均不宜小于 100mm；
- 3) 防震缝两侧结构类型不同时，宜按需要较宽防震缝的结构类型和较低房屋高度确定缝宽。

2 8 度设防烈度的框架结构房屋防震缝两侧结构层高相差较大时，可根据需要在缝两侧沿房屋全高各设置不少于两道垂直于防震缝的抗撞墙。抗撞墙的布置宜避免加大扭转效应，其长度可不大于 1/2 层高，抗震等级可同框架结构。框架构件的内力应按设置和不设置抗撞墙两种计算模型的不利情况取值。

3 防震缝应沿房屋全高设置，地下室、基础可不设防震缝，但在与上部防震缝对应处应加强构造和连接。

4 当相邻结构的基础存在较大沉降差时，宜增大防震缝的宽度。

4.2.11 非结构构件与结构的连接应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《非结构构件抗震设计规范》JGJ 339 的有关规定。

4.2.12 建筑附属设备的抗震设计应符合现行国家标准《建筑机电工程抗震设计规范》GB 50981 的有关规定。

4.3 变形规定

4.3.1 部分包覆钢-混凝土组合结构在风荷载或多遇地震作用下按弹性方法计算的楼层弹性层间位移角，在罕遇地震作用下结构

薄弱层弹塑性层间位移角，不宜超过表 4.3.1 的限值。

表 4.3.1 结构层间位移角限值

结构类型	弹性层间位移角限值		弹塑性层间位移角限值
框架结构 框架-支撑结构 框架-钢板剪力墙结构	风荷载标准值作用	1/400	1/50
	地震作用	1/350	
框架-钢筋混凝土剪力墙结构 框架-钢筋混凝土核心筒结构	1/800		1/100

4.3.2 PEC 梁的最大挠度不应超过表 4.3.2 规定的最大挠度限值。

表 4.3.2 PEC 梁的最大挠度限值 (mm)

跨度	挠度限值
$l_0 < 7\text{m}$	$l_0/200$ ($l_0/250$)
$7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$	$l_0/250$ ($l_0/300$)
$l_0 > 9\text{m}$	$l_0/300$ ($l_0/400$)

- 注：1 l_0 为构件的计算跨度，悬臂构件的计算跨度 l_0 按实际悬臂长度的 2 倍取用；
 2 构件有起拱时，可将计算得到的挠度值减去起拱值；
 3 表中括号内的数值适用于使用上对挠度有较高要求的构件。

4.3.3 PEC 构件的混凝土最大裂缝宽度不应超过表 4.3.3 规定的最大裂缝宽度限值。

表 4.3.3 PEC 构件的混凝土最大裂缝宽度限值 (mm)

环境类别	裂缝控制等级	混凝土最大裂缝宽度限值 ω_{lim}
—	三级	0.3
二 a、二 b、三 a、三 b		0.2

4.3.4 房屋高度不小于 150m 的部分包覆钢-混凝土组合结构高层民用建筑应满足风振舒适度要求，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度不应超过表 4.3.4 规定的加速度限值。

表 4.3.4 结构顶点风振加速度限值 (m/s^2)

使用功能	加速度限值 a_{lim}
住宅、公寓	0.20
办公、旅馆	0.28
其他	0.30

4.4 一般构造

4.4.1 PEC 构件宜采用截面分类 1 或截面分类 2 的厚实型主钢件截面，截面高宽比宜为 0.2 ~ 5.0。

4.4.2 PEC 构件采用截面分类 3 的薄柔型主钢件截面时，PEC 柱截面高宽比宜为 0.9 ~ 1.1，应设置防止板件局部屈曲的连杆；PEC 梁截面高宽比宜为 0.25 ~ 4.00，矩形 PEC 梁应设置防止板件局部屈曲的连杆，T 形 PEC 梁宜设连杆。PEC 构件主钢件外伸翼缘宽度不宜小于 70mm。

4.4.3 PEC 梁和 PEC 柱主钢件的截面分类应根据构件抗震等级按表 4.4.3 规定，表中截面分类和宽厚比限制应符合本规程 4.1.2 条规定。

表 4.4.3 PEC 梁、柱中主钢件截面分类

构件抗震等级	一级	二级	三、四级
截面分类	1	1、2	1、2、3

注：轴心受压柱截面分类不得低于截面分类 2 要求。

4.4.4 PEC 构件采用厚实型主钢件截面时，包覆混凝土内的纵筋、箍筋、连杆和腹板连接件应符合下列规定：

1 包覆混凝土应设置纵向钢筋、箍筋、连杆和栓钉或穿孔拉筋。

2 设置箍筋时，箍筋可通过直径大于 10mm，焊接在腹板上的栓钉连接 [图 4.4.4 (a)]；也可将箍筋焊接在腹板上 [图 4.4.4 (b)]；或箍筋穿过腹板焊接连接 [图 4.4.4 (c)]；

也可采用焊接连杆形式（图 4.4.4（d））。

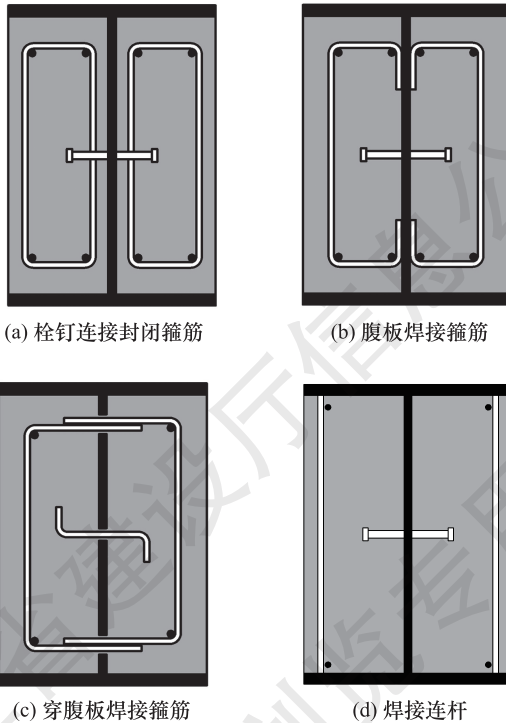


图 4.4.4 厚实型截面构造形式

3 腹板设置栓钉或穿孔拉筋时，纵向间距不应大于 400mm。翼缘内表面到腹板最近一排栓钉或穿孔拉筋的距离不应大于 200mm，沿腹板高度方向栓钉或穿孔拉筋之间的距离不应大于 250mm。当截面高度大于 400mm 并有两排或两排以上栓钉或穿孔拉筋时，可采用交错布置栓钉或穿孔拉筋的方式。

4 当截面高宽比不大于 3 时，可不设栓钉；当截面高宽比大于 3 小于等于 4 时，宜设栓钉；当截面高宽比大于 4 时，应设栓钉。

4.4.5 PEC 构件采用薄柔型主钢件截面时，包覆混凝土内的纵筋、连杆和栓钉应符合下列规定：

1 包覆混凝土应设置纵向钢筋和连杆 [图 4.4.5-1 (a)]。当截面高宽比大于 2 小于等于 4 时，宜设栓钉 [图 4.4.5-1 (b)]；当截面高宽比大于 4 时，应设栓钉，并宜设箍筋 [图 4.4.5-1 (c)]。翼缘外伸长度大于 300mm 时宜设置栓钉。

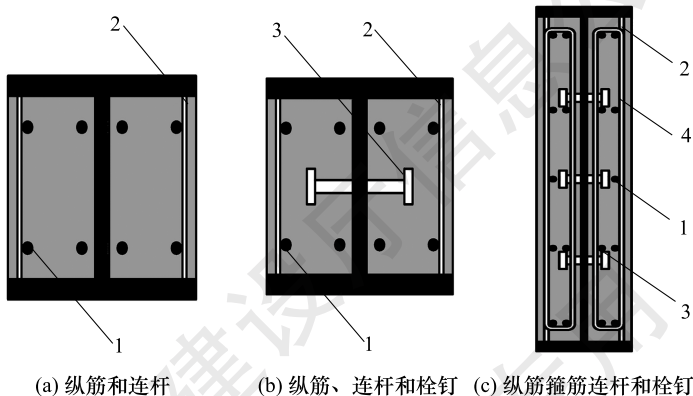


图 4.4.5-1 薄柔型截面构造形式

1—纵向钢筋；2—连杆；3—栓钉；4—箍筋

2 连杆可采用钢筋连杆、圆钢连杆或钢板连杆，钢筋连杆和圆钢连杆形式有 I 型、C 型（图 4.4.5-2）。

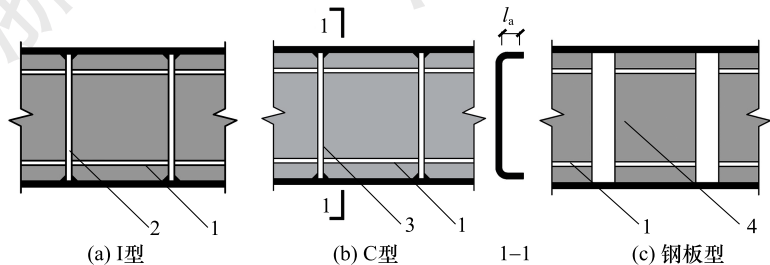


图 4.4.5-2 连杆形式

1—纵向钢筋；2— I 型连杆；3—C 型连杆；4—钢板连杆

3 钢筋连杆或圆钢连杆直径不宜小于 8mm，连杆间距不宜小于 70mm，连杆水平长度 l_a 不应小于 5d，d 为连杆直径，混凝土保护层厚度不应小于 25mm；

4 钢板连杆厚度不宜小于 4mm，宽度不宜小于 25mm，净距不宜小于 70mm，混凝土保护层厚度不应小于 30mm；

5 栓钉设置应满足本规程第 4.4.4 条的相关规定；

6 按本条第 3、4 款要求设置的连杆，连杆与主钢件翼缘连接的焊缝承载力设计值应按下式计算：

$$N_{LW} \geq 0.1 l_a^2 \varepsilon_k f_{ay} \quad (4.4.5)$$

式中： N_{LW} ——连杆焊缝承载力设计值（N）。

7 直线式圆钢或钢筋连杆与主钢件翼缘的连接角焊缝不能满足本条第 6 款要求时，宜采用 C 型连杆。

4.4.6 PEC 构件中纵筋和箍筋的保护层厚度应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求。当内排纵向钢筋与主钢件板件之间的净距小于 25mm 和 1.5d 的较大值时，粘结力计算时应采用有效周长 c （图 4.4.6），d 为纵筋的最大直径。

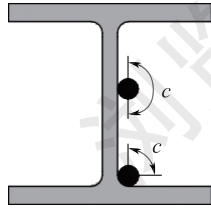


图 4.4.6 有效周长示意图

5 梁设计

5.1 一般规定

5.1.1 PEC 梁的主钢件宜采用实腹工字钢梁，也可采用蜂窝形钢梁。

5.1.2 PEC 梁可分为矩形 PEC 梁和 T 形 PEC 梁（图 5.1.2）。混凝土楼板通过抗剪连接件与梁主钢件连接时，可作为有翼板的 T 形 PEC 梁的有效截面。

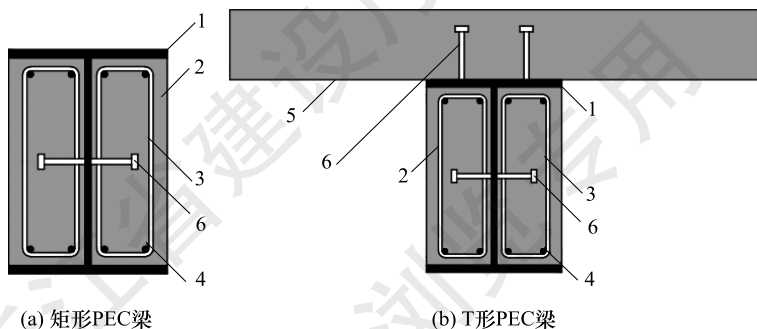


图 5.1.2 PEC 梁示意图

1—工字形主钢件；2—包覆混凝土；3—箍筋；4—纵筋；
5—混凝土翼板；6—抗剪件（栓钉）

5.1.3 对于符合本规程第 4.1.2 条规定的截面分类 1 和截面分类 2 的 PEC 梁，截面受弯承载力可按全塑性理论计算。

5.1.4 对于符合本规程第 4.1.2 条规定的截面分类 3 的 PEC 梁，截面受弯承载力可采用下列方法之一计算：

- 1 采用非线性方法计算，并应符合下列规定：

- 1) 组合截面应变应符合平截面分布；
 - 2) 钢材应力-应变曲线按理想弹塑性模型，弹性段应力等于应变乘以弹性模量，且不大于强度设计值；受拉塑性极限应变取 15 倍屈服应变；
 - 3) 混凝土应力-应变曲线应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定；
 - 4) 钢筋应力-应变曲线应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定；
 - 5) 可忽略混凝土抗拉作用。
- 2 采用简化方法计算，并应符合下列规定：
- 1) 当翼缘宽厚比小于等于 14 时，可按全截面塑性方法计算截面塑性受弯承载力；
 - 2) 当翼缘宽厚比大于等于 20 时，可按边缘屈服方法计算截面弹性受弯承载力；
 - 3) 当翼缘宽厚比大于 14 且小于 20 时，可按实际翼缘宽厚比在全截面塑性承载力和边缘屈服承载力之间线性插值。

5.1.5 T 形 PEC 梁截面受弯承载力计算时，跨中与支座处混凝土翼板的有效宽度应按下式计算（图 5.1.5）：

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (5.1.5)$$

式中： b_e ——混凝土翼板的有效宽度（mm）；

b_0 ——板托顶部宽度（mm），当板托倾角 $\alpha < 45^\circ$ 时，应按 $\alpha = 45^\circ$ 计算板托顶部的宽度；当无板托时，则取梁主钢件上翼缘的宽度；当混凝土板和钢梁之间有压型钢板分隔等不直接接触时，取栓钉的横向间距，仅有一列栓钉时取 0；

b_1, b_2 ——梁外侧和内侧的翼板计算宽度（mm），各取梁等效跨度 l_e 的 1/6； b_1 尚不应超过翼板实际外伸宽度 S_1 ； b_2 尚不应超过相邻梁主钢件上翼缘或托板间净距 S_0 的 1/2；

l_e ——等效跨度 (mm)，对于简支 T 形组合梁，取梁的计算跨度 l ；对于连续 T 形组合梁，中间跨正弯矩区取该跨计算跨度 l 的 60%，边跨正弯矩区取该跨计算跨度 l 的 80%，支座负弯矩区取相邻两跨计算跨度之和的 20%。

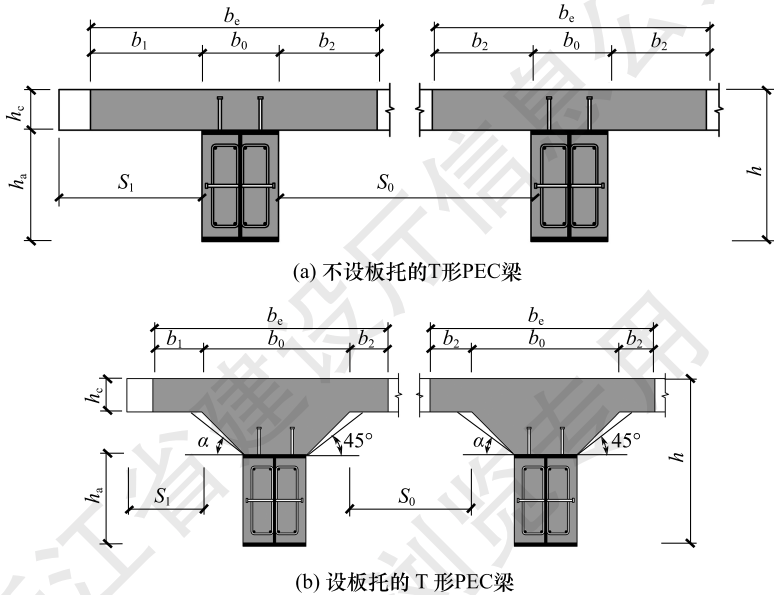


图 5.1.5 T 形 PEC 梁混凝土翼板的有效宽度

5.1.6 PEC 梁按塑性分析方法进行计算时，连续梁和框架梁在竖向荷载作用下的内力可采用弹性分析，不计混凝土开裂。对弹性分析结果可采用弯矩调幅法，计入负弯矩区混凝土开裂以及截面塑性发展的影响，内力调幅系数不宜超过 30%。

5.1.7 PEC 梁的强度、挠度和裂缝宽度计算中，可忽略板托截面的贡献。

5.1.8 PEC 梁端钢筋及混凝土翼板中受拉钢筋应采取有效锚固

措施，保证受力钢筋达到抗拉或抗压设计强度。当不能满足有效锚固要求时，梁截面受弯承载力计算时不计入该部分钢筋的作用。

5.1.9 当 PEC 梁主钢件采用腹板开孔的蜂窝形钢梁时，相关计算和构造要求应符合本规程附录 A 的规定。

5.2 承载力计算

5.2.1 无翼板矩形 PEC 梁绕强轴正截面受弯承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$M \leq M_u \quad (5.2.1-1)$$

$$M \leq M_u / \gamma_{RE} \quad (5.2.1-2)$$

$$M_u = \alpha_l f_{cw} (b_f - t_w) \frac{x^2}{2} + f_y A_s (h_a - x - 2 t_f - a_s) + f_y A'_s (x - a'_s) + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} \quad (5.2.1-3)$$

$$x = \frac{f_y A_s + f_a b_f t_f + f'_a h_w t_w - f'_y A'_s - f'_a b_f t_f}{f'_a t_w + f_a t_w + \alpha_l f_{cw} (b_f - t_w)} \quad (5.2.1-4)$$

混凝土受压区高度应符合下列公式的规定：

$$2a'_s \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (5.2.1-5)$$

$$\xi_b = \frac{1}{1 + \frac{f_y + f_a}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (5.2.1-6)$$

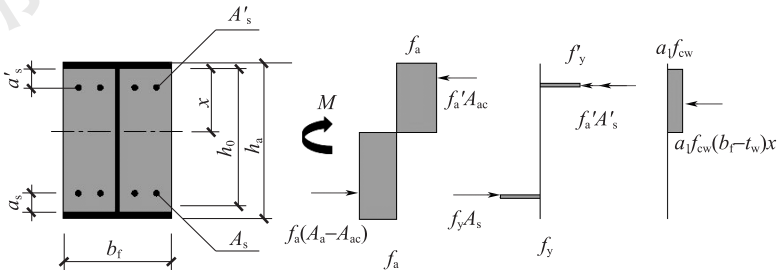


图 5.2.1 正弯矩作用下矩形 PEC 梁截面及应力图形

式中：
 M ——弯矩设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)；
 M_u ——截面受弯承载力设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)；
 f_{cw} ——梁主钢件腹部混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2)；
 x ——组合截面中和轴至混凝土受压边缘的距离 (mm)；
 b_f 、 h_a 、 t_w 、 t_f ——梁主钢件翼缘宽度、截面高度、腹板厚度、翼缘厚度 (mm)；
 α_1 ——受压区混凝土压应力影响系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时， α_1 取 1.0，当混凝土强度等级为 C80 时， α_1 取 0.94，其间按线性内插法确定；
 f_y 、 f'_y ——钢筋抗拉、抗压强度设计值 (N/mm^2)；
 f_a 、 f'_a ——梁主钢件抗拉、抗压强度设计值 (N/mm^2)；
 A_s 、 A'_s ——受拉、受压钢筋截面面积 (mm^2)；
 A_a 、 A_{ac} ——梁主钢件全截面、梁主钢件受压区截面面积 (mm^2)；
 a_s 、 a'_s ——受拉区钢筋合力点至混凝土受拉边缘的距离，受压区钢筋合力点至混凝土受压边缘的距离 (mm)；
 S_{at} 、 S_{ac} ——受拉区梁主钢件截面、受压区梁主钢件截面对组合截面中和轴的面积矩 (mm^3)；
 h_0 ——混凝土截面有效高度，即混凝土截面受压区的外边缘至梁主钢件受拉翼缘与受拉钢筋合力点的距离 (mm)；
 E_s 、 E_a ——钢筋弹性模量、梁主钢件弹性模量 (N/mm^2)。

5.2.2 完全抗剪连接的有翼板 T 形 PEC 梁正截面受弯承载力应符合下列规定：

- 1 正弯矩作用区段正截面受弯承载力应符合下列规定：
 - 1) 当 $\alpha_1 f_c b_e h_c \geq f_a A_a + f_y A_s$ 时，塑性中和轴位于混凝土翼

板内（图 5.2.2-1），正截面受弯承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$M \leq M_u \quad (5.2.2-1)$$

$$M \leq M_u / \gamma_{RE} \quad (5.2.2-2)$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b_e x^2 / 2 + f_a A_a (0.5 h_a + h_c - x) + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) \quad (5.2.2-3)$$

$$x = \frac{f_a A_a + f_y A_s}{\alpha_1 f_c b_e} \quad (5.2.2-4)$$

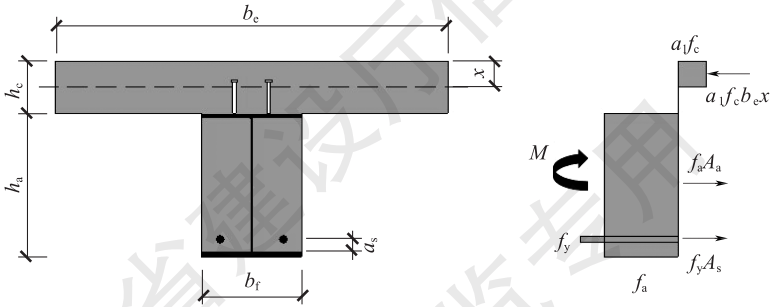


图 5.2.2-1 中和轴位于混凝土翼板内 T 形 PEC 梁截面及应力图形

- 2) 当 $f_a (A_a - A'_{af}) + f_y A_s - f'_a A'_{af} \leq \alpha_1 f_c b_e h_c < f_a A_a + f_y A_s$ 时，塑性中和轴位于梁主钢件上翼缘内（图 5.2.2-2），正截面受弯承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$M \leq M_u \quad (5.2.2-5)$$

$$M \leq M_u / \gamma_{RE} \quad (5.2.2-6)$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b_e h_c \left(x - \frac{h_c}{2} \right) + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) \quad (5.2.2-7)$$

$$x = \frac{f_y A_s + f_a A_a - \alpha_1 f_c b_e h_c}{f'_a b_f + f_a b_f} + h_c \quad (5.2.2-8)$$

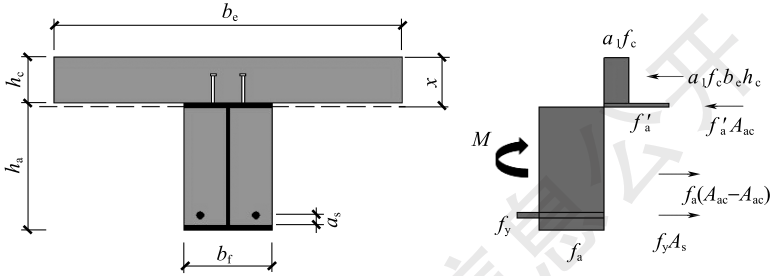


图 5.2.2-2 中和轴位于梁主钢件上翼缘内 T 形 PEC 梁截面及应力图形

- 3) 当 $\alpha_1 f_c b_e h_c < f_a (A_a - A'_{af}) + f_y A_s - f'_a A'_{af}$ 时, 塑性中和轴位于梁主钢件腹板内 (图 5.2.2-3), 正截面受弯承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类, 应按下列公式计算:

$$M \leq M_u \quad (5.2.2-9)$$

$$M \leq M_u / \gamma_{RE} \quad (5.2.2-10)$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b_e h_c \left(x - \frac{h_c}{2} \right) + f_a S_{af} + f'_a S_{ac} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{(x - h_c - t'_f)}{2} \quad (5.2.2-11)$$

$$x = \frac{f_y A_s + f_a b_f t_f + f_a h_w t_w - f'_a b_f t'_f - \alpha_1 f_c b_e h_c}{f'_a t_w + f_a t_w + \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w)} + h_c + t'_f \quad (5.2.2-12)$$

$$A_{cw} = (b_f - t_w) (x - h_c - t'_f) \quad (5.2.2-13)$$

- 式中: f_c ——翼板混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2);
 h_c ——混凝土翼板厚度, 不计入托板、压型钢板肋的高度 (mm);
 h_a ——梁主钢件的截面高度 (mm);

- t'_f ——梁主钢件受压翼缘的厚度 (mm);
- A_{af} 、 A'_{af} ——梁主钢件受拉翼缘截面、受压翼缘截面的面积 (mm²);
- A_{cw} ——梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积 (mm²)。

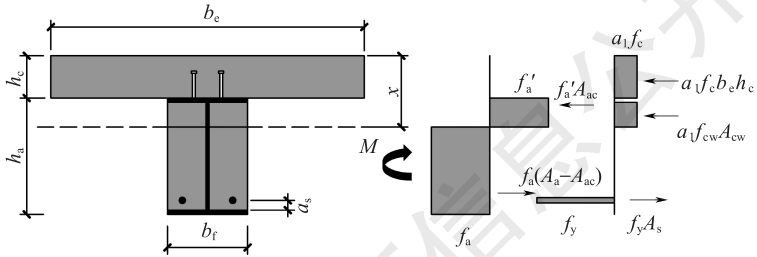


图 5.2.2-3 中和轴位于梁主钢件腹板内 T 形 PEC 梁截面及应力图形

2 负弯矩作用区段中, 当塑性中和轴位于梁主钢件腹板内时 (图 5.2.2-4), 正截面受弯承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类, 应按下列公式计算:

$$M' \leq M'_u \quad (5.2.2-14)$$

$$M \leq M_u / \gamma_{RE} \quad (5.2.2-15)$$

$$M'_u = f_y A'_s (h_a + h_c - x - t_f - a'_s) + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} x / 2 + f'_y A_s (x - a_s) \quad (5.2.2-16)$$

$$x = \frac{f_y A'_s + f_a b_f t'_f + f_a h_w t_w - f'_y A_s - f'_a b_f t_f}{f'_a t_w + f_a t_w + \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w)} \quad (5.2.2-17)$$

式中: M' ——负弯矩设计值 (N·mm);

M'_u ——截面受弯承载力设计值 (N·mm);

A'_s ——负弯矩区混凝土翼板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积 (mm²);

A_{cw} ——梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积 (mm²),

$$A_{cw} = (b_f - t_w) x;$$

x ——组合截面中和轴至混凝土受压边缘的距离 (mm)。

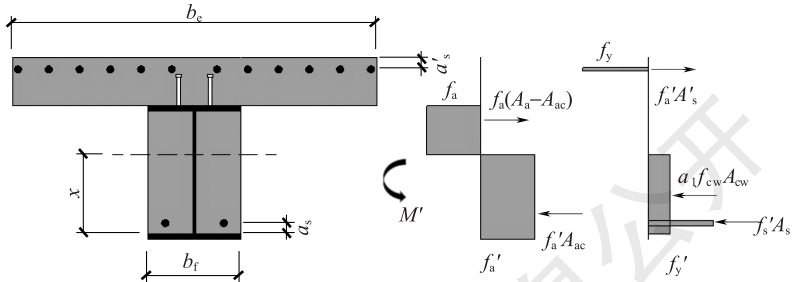


图 5.2.2-4 中和轴位于梁主钢件腹板内 T 形 PEC 梁截面及应力图形

5.2.3 部分抗剪连接的 T 形 PEC 梁正截面受弯承载力应符合下列规定：

1 正弯矩作用区段正截面受弯承载力应符合下列规定（图 5.2.3）

正截面受弯承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$M \leq M_{u,r} \quad (5.2.3-1)$$

$$M \leq M_u / \gamma_{RE} \quad (5.2.3-2)$$

$$M_{u,r} = \alpha_1 f_c b_c x_c \left(x - \frac{x_c}{2} \right) + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} (x - h_c - t'_f) / 2 + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) \quad (5.2.3-3)$$

$$x = \frac{f_y A_s + f_a b_f t_f + f_a h_w t_w - f'_a b'_f t'_f - \alpha_1 f_c b_c x_c}{f'_a t_w + f_a t_w + \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w)} + h_c + t'_f \quad (5.2.3-4)$$

$$\alpha_1 f_c b_c x_c = n_{st} N_v^c \quad (5.2.3-5)$$

式中：\$M_{u,r}\$——部分抗剪连接时组合截面受弯承载力（N·mm）；
 \$x_c\$——混凝土翼板受压区高度（mm）；
 \$n_{st}\$——部分抗剪连接时最大正弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目；

N_v^c ——一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力 (N)。

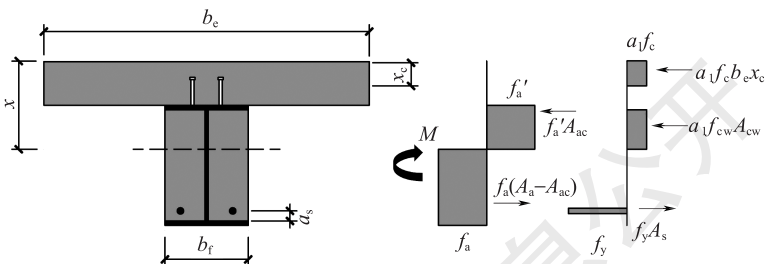


图 5.2.3 部分抗剪连接时 T 形 PEC 梁截面及应力图形

2 负弯矩作用区段正截面受弯承载力应按本规程式 (5.2.2-11) 计算, 计算中应将 $f_y A'_s$ 改为 $f_y A'_s$ 和 $n_{st} N_v^c$ 两者的较小值, n_{st} 为最大负弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目。

5.2.4 PEC 梁受剪承载力计算可仅计入主钢件中平行于剪力方向的板件受力, 不计内填混凝土和箍筋的作用, 可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类, 应按下列公式计算:

$$V_b \leq V_u \quad (5.2.4-1)$$

$$V_b \leq V_u / \gamma_{RE} \quad (5.2.4-2)$$

$$V_u = h_w t_w f_{av} \quad (5.2.4-3)$$

式中: V_b ——梁剪力设计值 (N);

V_u ——梁受剪承载力设计值 (N);

f_{av} ——梁主钢件腹板的抗剪强度设计值 (N/mm²)。

5.2.5 用塑性设计法计算 PEC 梁正截面受弯承载力时, 承受正弯矩的 T 形 PEC 梁可不计入弯矩和剪力的相互影响, 承受正、负弯矩的矩形 PEC 梁、承受负弯矩的 T 形 PEC 梁应计入弯矩与剪力间的相互影响, 应符合下列规定:

1 当剪力设计值 $V_b > 0.5 V_u$ 时, 应对腹板抗压、抗拉强度设计值进行折减, 采用 f_{ac} 代替 f_a , 按下列公式计算:

$$f_{ac} = (1 - \rho)f_a \quad (5.2.5-1)$$

$$\rho = (2V_b/V_u - 1)^2 \quad (5.2.5-2)$$

式中： f_{ac} ——折减后的梁主钢件腹板抗压、抗拉强度设计值
(N/mm^2)；

ρ ——折减系数。

2 当剪力设计值 $V_b \leq 0.5V_u$ 时，可不对腹板强度设计值进行折减。

5.2.6 T形 PEC 梁完全抗剪连接或部分抗剪连接时，混凝土翼板与梁主钢件间设置的抗剪连接件的数量应分别按下列公式计算：

$$n_{st} \geq V_s/N_v^c \quad (5.2.6-1)$$

$$n_{st} \geq 0.5V_s/N_v^c \quad (5.2.6-2)$$

式中： V_s ——每个剪跨区段内梁主钢件与混凝土翼板交界面的纵向剪力 (N)；

N_v^c ——一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力 (N)；

n_{st} ——完全或部分抗剪连接的组合梁在一个剪跨区的抗剪连接件数目。

5.2.7 当采用柔性抗剪连接件时，PEC 梁主钢件与混凝土翼板交界面的纵向剪力应以弯矩绝对值最大点及支座为界限，划分若干剪跨区分别进行计算（图 5.2.7），各剪跨区纵向剪力应按下列公式计算：

1 正弯矩最大点到边支座区段，即 m_1 区段剪力应按下式计算：

$$V_s = \min\{A_a f_a + A_s f_y, \alpha_1 f_c b_e h_c\} \quad (5.2.7-1)$$

2 正弯矩最大点到中支座（负弯矩最大点）区段，即 m_2 和 m_3 区段剪力应按下式计算：

$$V_s = \min\{A_a f_a + A_s f_y, \alpha_1 f_c b_e h_c\} + A'_s f_y \quad (5.2.7-2)$$

式中： A_s ——梁主钢件包覆混凝土中钢筋截面面积 (mm^2)；

A'_s ——负弯矩区混凝土翼板中钢筋截面面积 (mm^2)。

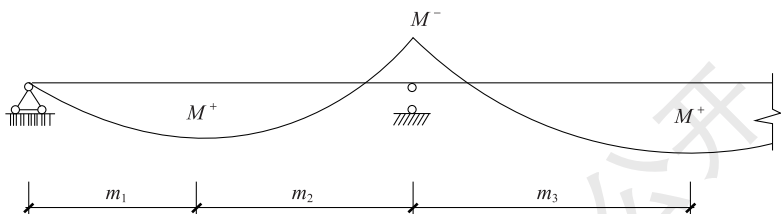


图 5.2.7 连续梁剪跨区划分

5.2.8 T形 PEC 梁混凝土翼板与主钢件之间的抗剪连接件宜采用圆柱头栓钉或槽钢 (图 5.2.8)。梁腹部的抗剪连接件宜采用圆柱头栓钉。单个抗剪连接件的纵向抗剪承载力设计值按下列公式计算:

1 圆柱头栓钉连接件纵向抗剪承载力设计值按下式计算:

$$N_v^c = 0.43 A_{st} \sqrt{E_c f_c} \leq 0.7 A_{st} f_{at} \quad (5.2.8-1)$$

式中: A_{st} ——圆柱头栓钉钉杆截面面积 (mm^2);

f_{at} ——圆柱头栓钉极限抗拉强度设计值 (N/mm^2);

2 槽钢连接件纵向抗剪承载力设计值按下式计算:

$$N_v^c = 0.26(t + 0.5 t_w) l_c \sqrt{E_c f_c} \quad (5.2.8-2)$$

式中: t ——槽钢翼缘平均厚度 (mm);

t_w ——槽钢腹板的厚度 (mm);

l_c ——槽钢的长度 (mm)。

3 槽钢连接件通过肢尖肢背两条通长角焊缝与梁主钢件连接,角焊缝应按承受该连接件的抗剪承载力设计值 N_v^c 进行计算。

4 位于负弯矩区段的单个抗剪连接件的承载力设计值 N_v^c 应乘以折减系数,中间支座两侧折减系数可取 0.9,悬臂部分折减系数可取 0.8。

5.2.9 采用压型钢板混凝土组合板做翼板的 PEC 梁,圆柱头栓钉连接件的抗剪承载力设计值应分别按以下两种情况予以降低 (图 5.2.9):

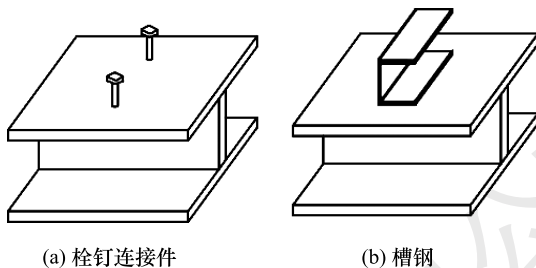


图 5.2.8 PEC 梁抗剪连接件

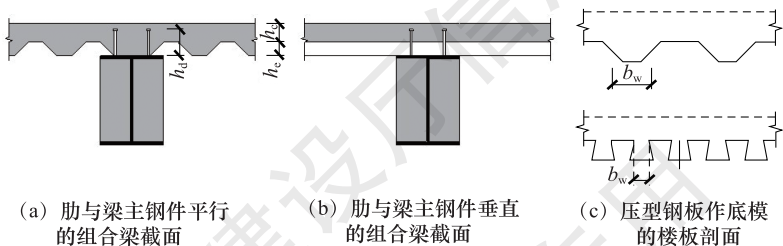


图 5.2.9 采用压型钢板混凝土组合板做翼板的 PEC 梁

1 当压型钢板肋平行于 PEC 梁主钢件布置 [图 5.2.9 (a)], 且 b_w/h_e 小于 1.5 时, 抗剪连接件承载力设计值的折减系数应按下式计算, 且不大于表 5.2.9 中的上限值:

$$\beta_v = 0.6 \frac{b_w}{h_e} \left(\frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \quad (5.2.9-1)$$

2 当压型钢板肋垂直于 PEC 梁主钢件布置 [图 5.2.9 (b)] 时, 抗剪连接件承载力设计值的折减系数应按下式计算, 且不大于表 5.2.9 中的上限值:

$$\beta_v = \frac{0.7 b_w}{\sqrt{n_0} h_e} \left(\frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \quad (5.2.9-2)$$

式中: β_v ——抗剪连接件承载力折减系数;

b_w ——混凝土凸肋的平均宽度 (mm), 当肋的上部宽度小

于下部宽度时，取其上部宽度；

h_e ——混凝土凸肋高度（mm），不大于85mm，且 $h_e \leq b_w$ ；

h_d ——栓钉高度（mm）；

n_0 ——梁截面处一个肋中布置的栓钉数，当多于2个时，按2个计算。

表 5.2.9 折减系数 β 的上限值

一个肋中 栓钉数量	压型钢板厚度 (mm)	采用穿透焊接技术 焊接栓钉， 直径 ≤ 20 mm	预先在压型钢板上穿孔， 然后焊接栓钉， 直径 ≤ 22 mm
$n_0 = 1$	≤ 1.0	0.85	0.75
	> 1.0	1.0	0.75
$n_0 = 2$	≤ 1.0	0.70	0.60
	> 1.0	0.80	0.60

5.2.10 按本规程式 (5.2.4-1)、式 (5.2.4-2) 算得的抗剪连接件数量，可在对应的剪跨区段内均匀布置。当在此剪跨区段内有较大集中荷载作用时，应将连接件个数 n_{st} 按剪力图面积比例分配后再各自均匀布置。

5.2.11 T形 PEC 梁由荷载作用引起的单位纵向抗剪界面长度上的剪力设计值应按下列公式计算（图 5.2.11）：

$$V_{b1} = \max \left\{ \frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_1}{b_e}, \frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_2}{b_e} \right\} \quad (5.2.11-1)$$

$$V_{b2} = \frac{V_s}{m_i} \quad (5.2.11-2)$$

式中： V_{b1} ——荷载作用引起的单位纵向抗剪 a-a 界面长度上的剪力设计值（N）；

V_{b2} ——荷载作用引起的单位纵向抗剪 b-b、c-c、d-d 界面长度上的剪力设计值（N）；

V_{bl} ——荷载作用引起的单位纵向抗剪界面长度上的剪力

设计值 (N)；

V_s ——每个剪跨区段内梁主钢件与混凝土翼板交界面的纵向剪力设计值 (N)，应符合本规程第 5.2.6 条的规定；

m_1 ——剪跨区段长度 (mm)，应符合本规程第 5.2.6 条的规定；

b_e ——混凝土翼板的有效宽度 (mm)，应符合本规程第 5.1.5 条的规定，取跨中有效宽度；

b_1 、 b_2 ——混凝土翼板左、右侧挑出的宽度 (mm)。

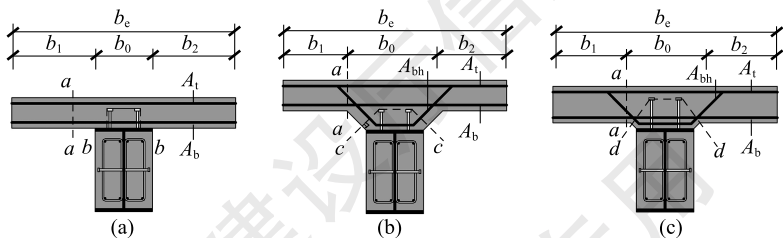


图 5.2.11 纵向抗剪界面上的剪力计算简图

A_t ——混凝土顶部紧邻主钢件单位长度内抗弯钢筋面积总和；

A_b ——混凝土板底部紧邻主钢件单位长度内抗弯钢筋面积总和；

A_{bh} ——混凝土托板单位长度内弯起钢筋面积总和，量纲均为 mm^2/mm

5.2.12 T 形 PEC 梁单位纵向抗剪界面长度上的斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

$$V_{bl} \leq 0.7 f_t b_s + 0.8 A_e f_{yv} \quad (5.2.12-1)$$

$$V_{bl} \leq 0.25 f_c b_s \quad (5.2.12-2)$$

式中： V_{bl} ——纵向抗剪界面的抗剪承载力 (N)；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm^2)；

b_s ——垂直于纵向抗剪界面的长度 (mm)，按本规程图 5.2.11 所示的 a-a、b-b、c-c 及 d-d 连线在抗剪连接件以外的最短长度取值；

A_e ——单位纵向抗剪界面长度上的横向钢筋截面面积 (mm^2/m)。对于界面 a-a, $A_e = A_b + A_s$; 对于界面 b-b, $A_e = 2A_b$; 对于有板托的界面 c-c, $A_e = 2A_{bh}$; 对于有板托的界面 d-d, $A_e = 2(A_b + A_{bh})$;

f_{yv} ——横向钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2)。

5.2.13 混凝土楼板横向钢筋面积宜按下式计算:

$$A_e f_{yv} / b_s > 0.75 \quad (5.2.12)$$

5.3 挠度验算

5.3.1 PEC 梁挠度应分别按荷载的标准组合和准永久组合进行计算, 并应符合本规程 4.3.2 条的规定。

5.3.2 计算 PEC 梁的挠度变形时, 可假定各同号弯矩区段内的刚度相等。仅受正弯矩作用的 T 形 PEC 梁的抗弯刚度应取计入滑移效应的折减刚度; 连续 T 形 PEC 梁应按变截面刚度梁进行计算, 在距中间支座两侧各 0.15 倍梁跨度范围内, 按负弯矩作用确定截面等效刚度, 其余区段按正弯矩区的方法取折减刚度。

5.3.3 PEC 梁应计入受拉混凝土开裂影响, 按下式计算截面等效惯性矩:

$$I_{eq} = (I_{ucr} + I_{cr}) / 2 \quad (5.3.3)$$

式中: I_{ucr} ——PEC 梁未开裂的换算截面惯性矩 (mm^4); 对于荷载标准组合, 可将翼缘和主钢件腹部混凝土除以 α_E 换算成钢截面后计算整个截面的惯性矩; 对荷载准永久组合, 则除以 $2\alpha_E$ 进行换算; α_E 为钢材与混凝土弹性模量的比值;

I_{cr} ——PEC 梁开裂截面的换算截面惯性矩 (mm^4)。对于荷载标准组合, 当正弯矩作用时, 可将翼缘及主钢件腹部受压区混凝土除以 α_E 换算成钢截面后计算整个截面的惯性矩; 当负弯矩作用时, 应计入翼板内纵向钢筋的作用, 可将截面腹部受压区混

混凝土除以 α_E 换算成钢截面后计算整个截面的惯性矩。对荷载准永久组合，则除以 $2\alpha_E$ 进行换算。

5.3.4 仅受正弯矩作用的 T 形 PEC 梁，抗弯刚度取计入混凝土翼板与主钢件之间滑移效应的折减刚度，按下式计算：

$$B = \frac{E_a I_{eq}}{1 + \zeta} \quad (5.3.4)$$

式中： E_a ——梁主钢件的弹性模量（N/mm²）；

I_{eq} ——截面等效惯性矩（mm⁴），按式（5.3.3）计算；

ζ ——刚度折减系数。

5.3.5 PEC 梁的刚度折减系数可按下列公式计算：

$$\zeta = \eta \left[0.4 - \frac{3}{(jl)^2} \right] \quad (5.3.5-1)$$

$$\eta = \frac{36 E_a d_c p A_0}{n_s k h l^2} \quad (5.3.5-2)$$

$$j = 0.81 \sqrt{\frac{n_s N_v^c A_1}{E_a I_0 p}} \quad (5.3.5-3)$$

$$A_0 = \frac{A_{cf} A_a}{\alpha_E A_a + A_{cf}} \quad (5.3.5-4)$$

$$A_1 = \frac{I_0 + A_0 d_c^2}{A_0} \quad (5.3.5-5)$$

$$I_0 = I_a + \frac{I_{cf}}{\alpha_E} \quad (5.3.5-6)$$

式中： ζ ——滑移刚度折减系数，当 $\zeta \leq 0$ 时，取 $\zeta = 0$ ；

A_{cf} ——混凝土翼板截面面积（mm²）；

A_a ——梁主钢件截面面积（mm²）；

I_a ——梁主钢件截面惯性矩（mm⁴）

I_{cf} ——混凝土翼板的截面惯性矩（mm⁴）

d_c ——梁主钢件截面形心到混凝土翼板截面形心的距离（mm）；

h ——部分包覆钢-混凝土组合梁截面高度（mm）；

- l ——部分包覆钢-混凝土组合梁跨度 (mm)；
- k ——抗剪连接件刚度系数，取 $k = N_v^c$ (N/mm)；
- N_v^c ——抗剪连接件的承载力设计值 (N)；
- p ——抗剪连接件的纵向平均间距 (mm)；
- n_s ——抗剪连接件在一根梁上的列数；
- α_E ——钢材与混凝土弹性模量的比值，当按荷载效应的准永久组合进行计算时， α_E 应乘以 2。

5.3.6 对于负弯矩作用的 T 形 PEC 梁和正、负弯矩作用的矩形 PEC 梁，应按本规程式 (5.3.5) 计算截面等效刚度 $E_a I_{eq}$ ，取 $\zeta = 0$ 。

5.4 裂缝宽度验算

5.4.1 PEC 梁应验算裂缝宽度，最大裂缝宽度应按荷载准永久组合并计入长期作用影响的效应计算。

5.4.2 无翼板的矩形 PEC 梁混凝土最大裂缝宽度应按下列公式计算 (图 5.4.2)：

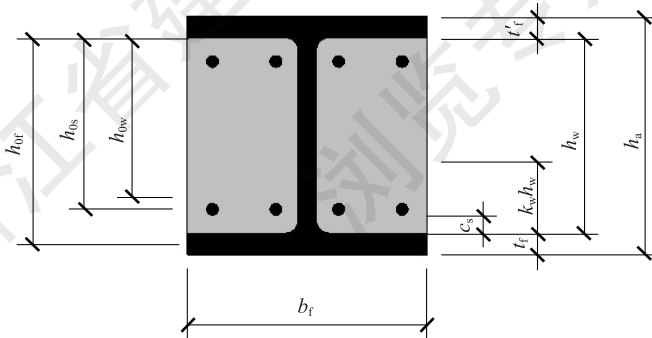


图 5.4.2 矩形 PEC 梁最大裂缝宽度计算参数示意

$$\omega_{\max} = 1.9\psi \frac{\sigma_{sa}}{E_s} \left(1.9 c_s + 0.08 \frac{d_e}{\rho_{te}} \right) \quad (5.4.2-1)$$

$$\psi = 1.1 \left(1 - M_{cr}/M_q \right) \quad (5.4.2-2)$$

$$M_{cr} = 0.235(b_c - t_w)h_w^2 f_{tk} \quad (5.3.5-3)$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_q}{\gamma_s(A_s h_{0s} + A_{af} h_{of} + k_w A_{aw} h_{ow})} \quad (5.4.2-4)$$

$$d_e = \frac{4(A_s + A_{af} + k_w A_{aw})}{u} \quad (5.4.2-5)$$

$$u = n_r \pi d_s + (b_c - t_w + 2k_w h_w) \times 0.7 \quad (5.4.2-6)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_{af} + k_w A_{aw}}{0.5(b_c - t_w)h_w} \quad (5.4.2-7)$$

$$k_w = \frac{0.25 h_a - t_f}{h_w} \quad (5.4.2-8)$$

- 式中：
- c_s ——纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度 (mm)；
 - ψ ——考虑梁主钢件翼缘作用的钢筋应变不均匀系数；当 $\psi \leq 0.4$ 时，取 $\psi = 0.4$ ，当 $\psi \geq 1.0$ 时，取 $\psi = 1.0$ ；
 - M_q ——按荷载效应准永久组合计算的弯矩 (N·mm)；
 - k_w ——梁主钢件腹板影响系数，取 1/4 梁高范围中腹板高度与整个腹板高度的比值；
 - d_e 、 ρ_{te} ——考虑梁主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效直径 (mm)、有效配筋率；
 - γ_s ——力臂系数，取 0.87；
 - σ_{sa} ——考虑梁主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的等效钢筋应力值 (N/mm²)；
 - M_{cr} ——混凝土截面的抗裂弯矩 (N·mm)；
 - A_s 、 A_{af} ——纵向受拉钢筋面积 (mm²)、梁主钢件受拉翼缘面积 (mm²)；
 - A_{aw} 、 h_w 、 t_w ——梁主钢件腹板面积 (mm²)、腹板高度 (mm)、厚度 (mm)；
 - b_f ——梁主钢件翼缘宽度 (mm)；
 - h_{0s} 、 h_{of} 、 h_{ow} ——纵向受拉钢筋、梁主钢件受拉翼缘、 $k_w A_{aw}$ 截面重

心至混凝土界面受压边缘的距离 (mm);

n_r ——纵向受拉钢筋的数量;

u ——等效周长 (mm), 取纵向受拉钢筋周长、梁主钢件受拉翼缘内侧边长的 0.7 倍及受拉区部分腹板长度的 0.7 倍之和;

b_c ——梁主钢件腹板两侧混凝土外轮廓宽度 (mm)。

5.4.3 T 形 PEC 梁最大裂缝宽度可按不计翼缘作用的矩形 PEC 梁计算, 按本程式 (5.4.2-4) 计算时力臂系数 γ_s 取 0.92。

5.4.4 T 形 PEC 梁负弯矩区翼板开裂截面纵向受拉钢筋应力按下式计算:

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q y_s}{I_{cr}} \quad (5.4.4)$$

式中: I_{cr} ——由翼板纵向受拉钢筋和矩形组合梁组成的开裂换算截面惯性矩 (mm^4);

σ_{sq} ——开裂截面纵向受拉钢筋应力 (N/mm^2);

y_s ——翼板纵向受拉钢筋截面重心至翼板纵向受拉钢筋和矩形组合梁组成的开裂换算截面中和轴的距离 (mm);

M_q ——准永久荷载作用下支座负弯矩 ($\text{N} \cdot \text{mm}$), 可按未开裂截面由弹性计算得到。

5.4.5 T 形 PEC 梁负弯矩区段混凝土最大裂缝宽度计算应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 轴心受拉构件的规定, 开裂截面翼板纵向受拉钢筋应力计算应符合本规程第 5.4.4 条规定。

5.5 抗震设计及构造

5.5.1 PEC 梁端部剪力设计值应按下列公式计算:

1 一级抗震等级的 PEC 框架结构剪力设计值应按下式计算:

$$V_b = 1.1 \frac{(M_{\text{bua}}^l + M_{\text{bua}}^r)}{l_n} + V_{\text{Gb}} \quad (5.5.1-1)$$

2 除本条第1款以外的其他情况剪力设计值应按下列各式计算：
一级抗震等级

$$V_b = 1.2 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{\text{Gb}} \quad (5.5.1-2)$$

二级抗震等级

$$V_b = 1.1 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{\text{Gb}} \quad (5.5.1-3)$$

三级抗震等级

$$V_b = 1.05 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{\text{Gb}} \quad (5.5.1-4)$$

四级抗震等级：取地震作用组合下的剪力设计值。

式中： M_{bua}^l 、 M_{bua}^r ——框架梁左、右端顺时针或逆时针方向按主钢件面积，并计入梁纵向钢筋及框架梁有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋，当上述钢筋未能可靠锚固时则不计入，按材料强度标准值计算且计入承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值（ N/mm^2 ），取两者中的较大值。框架梁有效翼缘宽度取值应符合本规程第5.1.5条规定；

M_b^l 、 M_b^r ——地震作用组合的框架梁左、右端顺时针或逆时针方向弯矩设计值（ $\text{N} \cdot \text{mm}$ ），取两者中的较大值。对一级抗震等级框架，两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

V_b ——框架梁剪力设计值（ N ）；

V_{Gb} ——地震作用组合时的重力荷载代表值产生的剪力设计值（ N ），可按简支梁计算确定；

l_n ——框架梁的净跨（mm）。

5.5.2 PEC 梁包覆混凝土中纵向受力钢筋不宜超过两排，净距不宜小于 25mm 和 $1.5d$ 的较大值， d 为纵筋的最大直径。单侧纵向受力钢筋配筋率不应小于 0.2%。

5.5.3 PEC 梁主钢件的腹板高度大于 450mm 时，沿梁两侧高度方向应设置纵向构造钢筋。纵向构造钢筋的间距，对于一级抗震等级，不宜大于 150mm；对于二、三级抗震等级，不宜大于 200mm；对于四级抗震等级，不宜大于 250mm。纵向构造钢筋面积不应小于混凝土截面面积 A_c 的 0.1%，直径不宜小于 12mm。

5.5.4 PEC 梁的受拉钢筋可在端部和连接钢板焊接，或用可焊接机械连接套筒连接（图 5.5.4），并应符合现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 14.8.2 条和第 14.8.3 条的相关规定。

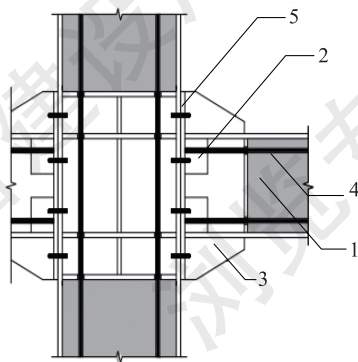


图 5.5.4 受拉钢筋端部连接构造

1—包覆混凝土；2—连接钢板或套筒；3—加劲肋；4—纵向钢筋；5—端板

5.5.5 PEC 框架梁配置箍筋时应符合下列要求：

1 梁端应设置箍筋加密区，加密区长度、加密区箍筋最大间距和箍筋最小直径应满足表 5.5.5 的要求。

2 非加密区的箍筋直径宜与加密区相同，间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍，且不应大于 300mm。

表 5.5.5 PEC 梁箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径 (mm)

抗震等级	截面分类	箍筋加密区长度	加密区箍筋最大间距	箍筋最小直径
一级	1	$1.0h_a$, 500	150	10
二级	1	$1.0h_a$, 500	200	8
	2	$1.5h_a$, 500	150	8
三级	1	$1.0h_a$, 500	200	6
	2	$1.5h_a$, 500	200	8
四级	1	$1.0h_a$, 500	200	6
	2	$1.0h_a$, 500	200	8
	3	$1.5h_a$, 500	150	8

注: $1h_a$ 为梁主钢件高;

2 当梁跨度小于梁主钢件截面高度 4 倍时, 梁全跨应按箍筋加密区配置;

3 非抗震设计时, 箍筋直径不应小于 6mm, 箍筋间距不应大于 250mm。

5.5.6 PEC 框架梁配置连杆时应符合下列要求:

1 梁端应设置连杆加密区, 加密区长度和加密区连杆最大间距应满足表 5.5.5 的要求; 非加密区的连杆间距不宜大于主钢件翼缘全宽的 1.5 倍和 500mm 两者的较小值, 连杆面积宜与加密区相同。

2 垂直于主钢件翼缘平面的连杆面积按下式计算, 且抗震等级为一、二级时, 连杆面积不宜小于 78.5mm^2 ; 抗震等级为三、四级时, 连杆面积不宜小于 50mm^2 。

$$A_1 \geq 0.14t_f^2 \varepsilon_k \frac{f_{ay}}{f_{ly}} \quad (5.5.6-1)$$

式中: A_1 ——连杆面积 (mm^2);

t_f ——连杆拉结的主钢件翼缘厚度 (mm);

ε_k ——主钢件翼缘的钢号修正系数;

f_{ay} 、 f_{ly} ——主钢件翼缘钢材和连杆钢材的屈服强度 (N/mm^2)。

3 抗震等级为一级时, 加密区的连杆间距应使主钢件满足

本规程第 4.1.2 条截面分类 1 的性能要求；抗震等级为二级时，加密区的连杆间距应使主钢件满足本规程第 4.1.2 条截面分类 1 或截面分类 2 的性能要求，且连杆对翼缘的约束效应按本规程第 4.1.2 条第 4 款计算；抗震等级为三级时，加密区的连杆间距应使主钢件满足本规程第 4.1.2 条截面分类 2 的性能要求。

4 扁钢连杆面积可按最小直径面积等效。

5.5.7 PEC 梁主钢件翼缘设置抗剪连接件时，应符合下列规定：

1 栓钉连接件钉头下表面或槽钢连接件上翼缘下表面高出翼板底部钢筋顶面不宜小于 30mm；

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

3 连接件的外侧边缘与梁主钢件翼缘边缘之间的距离不应小于 20mm；

4 连接件的外侧边缘至混凝土翼板边缘间的距离不应小于 100mm；

5 连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

5.5.8 PEC 梁主钢件翼缘设置栓钉连接件时，应符合下列规定：

1 当栓钉位置不正对 PEC 梁主钢件腹板时，当梁主钢件上翼缘承受拉力，栓钉钉杆直径不应大于梁主钢件上翼缘厚度的 1.5 倍；当梁主钢件上翼缘不承受拉力，栓钉钉杆直径不应大于梁主钢件上翼缘厚度的 2.5 倍；

2 栓钉长度不应小于栓杆直径的 4 倍；

3 栓钉沿梁轴线方向的间距不应小于栓杆直径的 6 倍；布置多排栓钉时，垂直于梁轴线方向的间距不应小于栓杆直径的 4 倍。

5.5.9 槽钢连接件宜采用 Q235 钢，截面不宜大于槽钢 C12.6。

5.5.10 PEC 梁上开孔大小、位置及补强措施应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《钢结构设计标准》GB 50017 的相关规定。

6 柱和支撑设计

6.1 一般规定

6.1.1 PEC 柱和 PEC 支撑主钢件贡献率 δ 应按下列公式计算：

$$\delta = \frac{A_a f'_a}{N_u} \quad (6.1.1-1)$$

$$0.3 \leq \delta \leq 0.9 \quad (6.1.1-2)$$

式中： A_a 、 f'_a ——PEC 柱和 PEC 支撑主钢件截面面积（ mm^2 ）、
钢材抗压强度设计值（ N/mm^2 ）；

N_u ——柱和支撑截面受压承载力设计值（N）。

6.1.2 PEC 柱主钢件面积与纵向钢筋面积之和不宜超过全截面面积的 20%，主钢件面积不宜小于全截面面积的 4%，纵向钢筋配筋率不宜超过全截面面积的 4%。

6.2 轴心受力构件截面承载力计算

6.2.1 轴心受拉 PEC 构件的承载力应由组合截面中主钢件截面承载力决定；轴心受压 PEC 构件的承载力应由组合截面承载力和构件整体稳定承载力的较小值决定。

6.2.2 当端部连接处主钢件的各板件都由连接件直接传力时，除采用高强度螺栓摩擦型连接外，轴心受拉构件截面承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$N \leq N_{a,y} \quad (6.2.2-1)$$

$$N \leq N_{a,y} / \gamma_{RE} \quad (6.2.2-2)$$

$$N \leq N_{an,u} \quad (6.2.2-3)$$

$$N \leq N_{an,u} / \gamma_{RE} \quad (6.2.2-4)$$

$$N_{a,y} = A_a f_a \quad (6.2.2-5)$$

$$N_{an,u} = 0.7 A_{an} f_{au} \quad (6.2.2-6)$$

式中： N ——轴向拉力设计值（N）；

$N_{a,y}$ ——毛截面屈服承载力设计值（N）；

$N_{an,u}$ ——净截面断裂承载力设计值（N）；

A_a ——组合截面中柱主钢件毛截面面积（ mm^2 ）；

A_{an} ——组合截面中柱主钢件净截面面积（ mm^2 ），当构件多个截面有孔时，取最不利的截面；

f_a ——钢材抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

f_{au} ——钢材抗拉强度最小值（ N/mm^2 ）；

6.2.3 当端部连接处组成截面的各板件都由连接件直接传力时，轴心受压构件截面承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$N \leq N_u \quad (6.2.3-1)$$

$$N \leq N_u / \gamma_{RE} \quad (6.2.2-2)$$

$$N_u = f'_a A_a + f'_c A_c + f'_y A_s \quad (6.2.3-3)$$

式中： N 、 N_u ——轴向压力设计值（N）、截面受压承载力设计值（N）；

A_a 、 A_c 、 A_s ——柱主钢件、混凝土、钢筋截面面积（ mm^2 ）；

f'_a 、 f'_y ——钢材、钢筋抗压强度设计值（ N/mm^2 ）；

f'_c ——混凝土轴心抗压强度设计值（ N/mm^2 ）。

6.3 轴心受压构件整体稳定计算

6.3.1 轴心受压 PEC 构件的整体稳定计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$N \leq \varphi N_u \quad (6.3.1-1)$$

$$N \leq \varphi N_u / \gamma_{RE} \quad (6.2.2-2)$$

式中： N 、 N_u ——轴向压力设计值（N）、截面受压承载力设计值（N）；

φ ——轴心受压构件的稳定系数。

轴心受压构件的稳定系数 φ 取截面两主轴稳定系数 φ_x 、 φ_y 中的较小值，其中强轴 (φ_x) 应采用现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 附录 A 规定的 b 曲线，弱轴 (φ) 应采用 c 曲线。

组合截面回转半径按下式计算：

$$i = \sqrt{\frac{E_a I_a + E_c I_c}{E_a A_a + E_c A_c}} \quad (6.3.1-3)$$

式中： i ——组合截面回转半径 (mm)。

构件正则化长细比 λ_n 按下列公式计算：

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{EQ}}{E_{EQ}}} \quad (6.3.1-4)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (6.3.1-5)$$

$$f_{EQ} = \frac{f_{ay} A_a + f_{ck} A_c}{A_a + A_c} \quad (6.3.1-6)$$

$$E_{EQ} = \frac{E_a A_a + E_c A_c}{A_a + A_c} \quad (6.3.1-7)$$

式中： l_0 ——轴心受压构件计算长度；

λ ——构件长细比；

f_{EQ} ——组合截面当量强度 (N/mm^2)；

E_{EQ} ——组合截面当量弹性模量 (N/mm^2)；

f_{ay} ——钢材屈服强度 (N/mm^2)；

f_{ck} ——混凝土轴心抗压强度标准值 (N/mm^2)。

6.3.2 轴心受压 PEC 构件的稳定系数应按下列公式计算：

$$\text{当 } \lambda_n \leq 0.382 \text{ 时} \quad \varphi = 1 - \alpha_1 \lambda_n^2 \quad (6.2.3-1)$$

当 $\lambda_n > 0.382$ 时

$$\varphi = \frac{1}{2 \lambda_n^2} [\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2 - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4 \lambda_n^2}] \quad (6.2.3-2)$$

式中： α_1 、 α_2 、 α_3 ——系数，按表 6.3.2 取值。

表 6.3.2 轴压稳定系数公式的参数取值

失稳方向	α_1	α_2	α_3
强轴	0.550	0.986	0.240
弱轴	0.420	0.830	0.595

6.3.3 轴心受力 PEC 构件的计算长度应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。确定 PEC 柱的柱端约束时，应按本规程式（4.2.6-3）计算相应的 PEC 梁和 PEC 柱截面抗弯刚度。

6.4 单向压弯构件承载力计算

6.4.1 单向压弯 PEC 构件的截面压弯承载力计算应符合下列规定：

1 采用简化 N - M 相关曲线（图 6.4.1-1、图 6.4.1-2），截面压弯承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

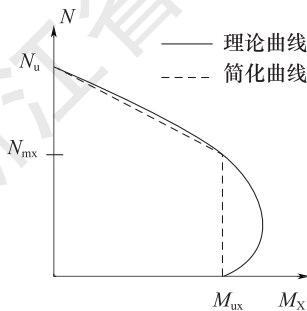


图 6.4.1-1 轴力 N 绕强轴弯矩 M_x 相关曲线及简化

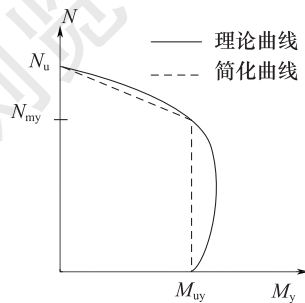


图 6.4.1-2 轴力 N 绕弱轴弯矩 M_y 相关曲线及简化

$$M \leq M_u \quad (0 \leq N < N_m) \quad (6.4.1-1)$$

$$M \leq M_u / \gamma_{RE} \quad (0 \leq N < N_m) \quad (6.4.1-2)$$

$$\frac{N - N_m}{N_u - N_m} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (N_m < N \leq N_u) \quad (6.4.1-3)$$

$$\frac{N - N_m}{N_u - N_m} + \frac{M}{M_u} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (N_m < N \leq N_u) \quad (6.4.1-4)$$

式中： N ——轴力设计值（N）；

M ——弯矩设计值（N·mm），针对不同弯曲轴分别取 M_x 或 M_y ；

N_m ——特征轴力（N），针对不同弯曲轴分别取 N_{mx} 或 N_{my} ，按本条第2项或第3项计算。

N_u ——截面受压承载力设计值（N），按本规程式（6.2.3-2）计算；

M_u ——截面受弯承载力设计值（N·mm），针对不同弯曲轴，分别取 M_{ux} 或 M_{uy} 。

2 绕强轴 x 轴的特征轴力 N_{mx} 按下列公式计算：

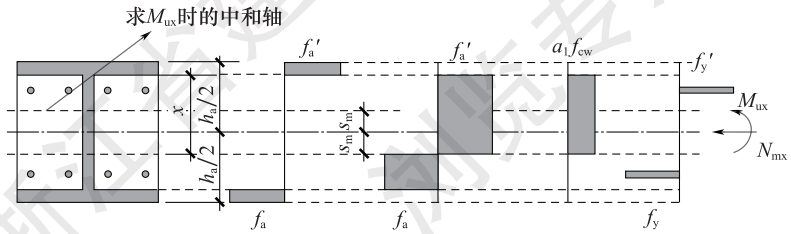


图 6.4.1-3 绕强轴的特征轴力 N_{mx} 计算应力图

（取 $A_s = A'_s$, $f_a = f'_a$, $f_y = f'_y$ ）

$$N_{mx} = \alpha_1 f'_{cw} (b_f - t_w) x + 2 f_a s_m t_w \quad (6.4.1-5)$$

$$x = h_w - \frac{f_a h_w t_w}{\alpha_1 f'_{cw} (b_f - t_w) + 2 f_a t_w} \quad (6.4.1-6)$$

$$s_m = x - \frac{h_w}{2} \quad (6.4.1-7)$$

式中： x ——中和轴高度（mm），即混凝土受压边缘至中和轴的距离；

s_m ——中和轴距截面中心的距离（mm）。

3 绕弱轴 y 轴的特征轴力 N_{my} 按下列规定计算：

1) 当 $\alpha_1 f_{cw} h_w (b_f - t_w) / 2 > f_a h_a t_w$ 时，塑性中和轴位于混凝土板内，弱轴特征轴力按下列公式计算：

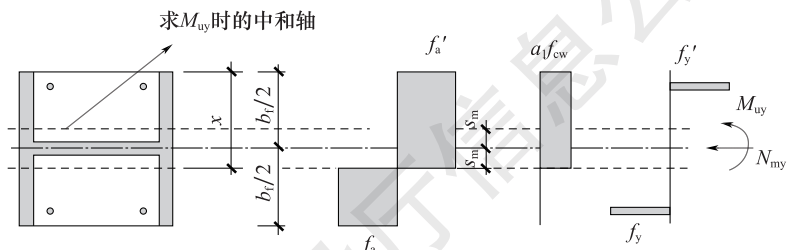


图 6.4.1-4 绕弱轴的特征轴力 N_{my} 计算应力图（中和轴在混凝土内）

$$N_{my} = \alpha_1 f_{cw} (h_a - 2 t_f) (x - t_w) + 4 f_a s_m t_f + f_a (h_a - 2 t_f) t_w \quad (6.4.1-8)$$

$$x = b_f - \frac{f_a (t_w h_w + 2 t_f b_f)}{\alpha_1 f_{cw} h_w + 4 f_a t_f} \quad (6.4.1-9)$$

$$s_m = x - \frac{b_f}{2} \quad (6.4.1-10)$$

2) 当 $\alpha_1 f_{cw} h_w (b_f - t_w) / 2 < f_a h_a t_w$ 时，塑性中和轴位于主钢件腹板内，弱轴特征轴力按下列公式计算：

$$N_{my} = \alpha_1 f_{cw} h_w (b_f - t_w) / 2 + 2 f_a s_m h_a \quad (6.4.1-11)$$

$$x = \frac{b_f}{2} + \frac{\alpha_1 f_{cw} h_w (b_f - t_w)}{4 f_a h_a} \quad (6.4.1-12)$$

$$s_m = x - \frac{b_f}{2} \quad (6.4.1-13)$$

4 截面受弯承载力设计值应符合下列规定：

- 1) 绕强轴截面受弯承载力设计值 M_{ux} 应符合本规程第 5.2.1 条的规定。
- 2) 绕弱轴截面受弯，塑性中和轴位于混凝土内时，承载力设计值 M_{uy} 应按下列公式计算：

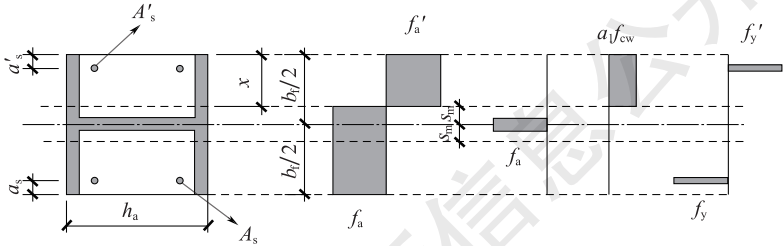


图 6.4.1-5 绕弱轴截面受弯承载力计算应力图

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f) x^2 / 2 + A'_s f'_y (x - a'_s) + A_s f_y (b_f - x - a_s) + 2f_a t_f x (b_f - x) + f_a [4s_m t_f + t_w (h_a - 2t_f)] (b_f / 2 - x) \quad (6.4.1-14)$$

$$\alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f) x + A'_s f'_y - A_s f_y - f_a 4s_m t_f - f_a (h_a - 2t_f) t_w = 0 \quad (6.4.1-15)$$

$$2a'_s \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (6.4.1-16)$$

式中： s_m ——计算参数，取中和轴到截面中心轴的距离（mm）；

E_a 、 h_0 ——钢材弹性模量（N/mm²），受拉钢筋面积重心到受压混凝土边缘的距离（mm）；

- 3) 绕弱轴截面受弯，塑性中和轴位于钢腹板内时，承载力设计值 M_{uy} 应按下列公式计算：

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f) \frac{(b_f - t_w)}{2} \left[x - \frac{(b_f - t_w)}{4} \right] + A'_s f'_y (x - a'_s) + A_s f_y (b_f - x - a_s) + \frac{f_a t_f x (b_f^2 - t_w^2)}{2} + f_a h_a \left(\frac{t_w^2}{4} - s_m^2 \right) + 2f_a h_a s_m^2 \quad (6.4.1-17)$$

$$\alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f) x + A'_s f'_y - A_s f_y - 2f_a h_a s_m = 0 \quad (6.4.1-18)$$

6.4.2 单向压弯 PEC 构件绕强轴受弯时的受剪承载力计算应符合下列规定：

1 受剪承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$V \leq V_u \quad (6.4.1-1)$$

$$V \leq V_u / \gamma_{RE} \quad (6.4.1-2)$$

$$V_u = A_w f_{av} \quad (6.4.1-3)$$

式中：V——剪力设计值（N）；

V_u ——主钢件受剪承载力设计值（N）；

A_w ——主钢件受剪板件（板件宽度平行于剪力方向）的截面面积（ mm^2 ）（当为 H 形截面腹板时，取翼缘间的净高和厚度的乘积计算）；

f_{av} ——钢材的抗剪强度设计值（ N/mm^2 ）。

2 如 $V > 0.5V_u$ ，按本规程式（5.2.1-2）计算截面受弯承载力，主钢件腹板设计强度应按本规范第 5.2.5 条规则进行折减。

6.4.3 单向压弯 PEC 构件的整体稳定承载力计算应符合下列规定：

1 单向压弯 PEC 构件平面内整体稳定计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux} \left(1 - \frac{\varphi_x N}{N_{Ex}} \right)} \leq 1 \quad (6.4.3-1)$$

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux} \left(1 - \varphi_x N / N_{Ex} \right)} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (6.4.3-2)$$

式中： φ_x ——轴心受压构件绕 x 轴整体稳定系数；

N_{Ex} ——轴心受压构件绕 x 轴的弹性稳定临界力（N）；

β_{mx} ——等效弯矩系数，按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定计算。

2 单向压弯 PEC 构件平面外整体稳定计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0.85 M_{ux}} \leq 1 \quad (6.4.3-3)$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0.85 M_{ux}} \leq 1/\gamma_{RE} \quad (6.4.3-4)$$

式中： φ_y ——轴心受压构件绕 y 轴整体稳定系数；

β_{tx} ——等效弯矩系数，按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定取值。

6.4.4 轴心受压 PEC 构件绕强轴 x 轴的弹性稳定临界力按下式计算：

$$N_{Ex} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l_0^2} \quad (6.4.4-1)$$

$$(EI)_e = E_a I_a + E_s I_s + k_e E_c I_c \quad (6.4.4-2)$$

式中： l_0 ——轴心受压构件计算长度 (mm)；

$(EI)_e$ ——构件等效抗弯刚度 ($N \cdot mm^2$)；

E_a 、 E_s 、 E_c ——钢材、钢筋、混凝土弹性模量 (N/mm^2)；

I_a 、 I_s 、 I_c ——柱主钢件、钢筋、混凝土截面惯性矩 (mm^4)；

k_e ——折减系数，取 0.5。

6.5 双向压弯构件承载力计算

6.5.1 双向压弯 PEC 构件的承载力计算应符合下列规定：

1 PEC 构件双向压弯承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$\frac{(N_u - N_{mx}) M_x}{(N_u - N) M_{ux}} + \frac{(N_u - N_{my}) M_y}{(N_u - N) M_{uy}} \leq 1 \quad (6.5.1-1)$$

$$\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad (6.5.1-2)$$

$$\frac{(N_u - N_{mx})M_x}{(N_u - N)M_{ux}} + \frac{(N_u - N_{my})M_y}{(N_u - N)M_{uy}} \leq 1/\gamma_{RE} \quad (6.5.1-3)$$

$$\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1/\gamma_{RE} \quad (6.5.1-4)$$

式中： N ——截面上的轴力设计值（N）；

M_x 、 M_y ——绕 x 轴的弯矩设计值、绕 y 轴的弯矩设计值（N·mm）；

N_u ——截面受压承载力设计值（N），按本规程第 6.2.3 条计算；

N_{mx} 、 N_{my} ——针对 x 轴和 y 轴的特征轴力（N），应符合本规程第 6.4.1 条第 2 款规定；

M_{ux} 、 M_{uy} ——绕 x 轴和绕 y 轴的受弯承载力设计值（N·mm），应符合本规程第 6.4.1 条第 3 款规定。

2 PEC 构件双向受剪承载力按符合下列规定：

1) PEC 构件双向受剪承载力计算可仅计入主钢件中平行于剪力方向的板件受力，忽略内填混凝土和箍筋的作用，对主钢件为单一 H 形钢的截面，双向受剪承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$V_y \leq V_{uy} \quad (6.5.1-5)$$

$$V_x \leq V_{ux} \quad (6.5.1-6)$$

$$V_y \leq V_{uy}/\gamma_{RE} \quad (6.5.1-7)$$

$$V_x \leq V_{ux}/\gamma_{RE} \quad (6.5.1-8)$$

$$V_{uy} = A_{aw}f_{av} \quad (6.5.1-9)$$

$$V_{ux} = 2A_{af}f_{av} \quad (6.5.1-10)$$

式中： V_x 、 V_y ——截面上沿 x 轴，即主钢件翼缘板面方向和 y 轴，即主钢件腹板面方向的剪力设计值（N）；

V_{ux} 、 V_{uy} ——截面上沿 x 轴，即主钢件翼缘板面方向和 y 轴，即主钢件腹板面方向的受剪承载力设计值（N）；

A_{af} 、 A_{aw} ——主钢件一个翼缘的截面面积、腹板的截面面积

(mm^2)，计算腹板的截面面积时取翼缘间的净高计算；

f_{av} ——钢材的抗剪强度设计值 (N/mm^2)，当翼缘与腹板的钢材牌号不同时，分别取对应的抗剪强度设计值。

- 2) 如 V_y 大于 $0.5V_{uy}$ 或 V_x 大于 $0.1V_{ux}$ ，则采用本规程式 (5.2.1-2) 和 (6.4.1-14) 计算截面受弯承载力 M_{ux} 、 M_{uy} 时，翼缘板和腹板的设计强度应分别按本规范第 5.2.5 条规则进行折减。

6.5.2 双向压弯 PEC 构件的整体稳定承载力计算可分为持久设计状况、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux} \left(1 - \frac{\varphi_x N}{N_{Ex}}\right)} + \frac{\beta_{ly} M_y}{0.85 M_{uy}} \leq 1 \quad (6.5.2-1)$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{lx} M_x}{0.85 M_{ux}} + \frac{\beta_{my} M_y}{M_{uy} \left(1 - \frac{\varphi_y N}{N_{Ey}}\right)} \leq 1 \quad (6.5.2-2)$$

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux} \left(1 - \varphi_x N / N_{Ex}\right)} + \frac{\beta_{ly} M_y}{0.85 M_{uy}} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (6.5.2-3)$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{lx} M_x}{0.85 M_{ux}} + \frac{\beta_{my} M_y}{M_{uy} \left(1 - \varphi_y N / N_{Ey}\right)} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (6.5.2-4)$$

式中： φ_x 、 φ_y ——轴心受压构件整体稳定系数，应符合本规程第 6.3.1 条规定；

N_{Ex} 、 N_{Ey} ——轴心受压构件弹性稳定临界力 (N)， N_{Ex} 应按本规程式 (6.4.4-1) 计算，计算 N_{Ey} 时取弱轴方向的计算长度和等效抗弯刚度作相应代换；

β_{mx} 、 β_{my} ——绕 x 轴或 y 轴单向压弯时的弯矩等效系数，应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB

50017 的规定；

β_{tx} 、 β_{ty} ——绕 x 轴或 y 轴单向压弯时的平面外稳定弯矩等效系数，应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。

6.6 抗震设计及构造

6.6.1 抗震设计时，PEC 柱的轴压比 n 按下式计算，且不宜大于表 6.6.1 规定的轴压比限值。

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a} \quad (6.6.1)$$

式中： N ——地震作用组合下框架柱承受的最大轴压力设计值（N）；

A_c ——PEC 柱混凝土截面面积（ mm^2 ）；

A_a ——PEC 柱主钢件截面面积（ mm^2 ）。

表 6.6.1 框架柱的轴压比限值

结构类型	柱类型	抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
框架结构 框架-支撑结构	框架柱	0.65	0.75	0.85	0.90
框架-剪力墙结构	框架柱	0.70	0.80	0.90	0.95
框架-核心筒结构	框架柱	0.70	0.80	0.90	—

注：1 剪跨比不大于 2 的柱，其轴压比限值应比表中限值减小 0.05；

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

3 “—”表示不采用。

6.6.2 考虑地震组合时，框架节点上、下柱端内力设计值应符合下列规定：

1 节点上、下柱端的弯矩设计值按下列公式计算：

1) PEC 框架结构柱端弯矩设计值按下式计算：

$$\text{一级抗震等级} \quad \sum M_c = 1.2 \sum M_{\text{bua}} \quad (6.6.2-1)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad \sum M_c = 1.5 \sum M_b \quad (6.6.2-2)$$

$$\text{三级抗震等级} \quad \Sigma M_c = 1.3 \Sigma M_b \quad (6.6.2-3)$$

$$\text{四级抗震等级} \quad \Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_b \quad (6.6.2-4)$$

2) 其他各类结构体系中的框架柱端弯矩设计值按下式计算:

$$\text{一级抗震等级} \quad \Sigma M_c = 1.4 \Sigma M_b \quad (6.6.2-5)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad \Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_b \quad (6.6.2-6)$$

$$\text{三、四级抗震等级} \quad \Sigma M_c = 1.1 \Sigma M_b \quad (6.6.2-7)$$

式中: ΣM_c ——采用地震作用组合的节点上、下柱端弯矩设计值之和 ($N \cdot mm$), 柱端弯矩设计值可取调整后的弯矩设计值之和按弹性分析的弯矩比例进行分配;

ΣM_{bua} ——同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向采用实配钢筋, 计入梁纵向钢筋及框架梁有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋, 当上述钢筋未能可靠锚固时则不计入, 和实配主钢件截面积用材料强度标准值计算且考虑抗震调整系数的正截面受弯承载力之和的较大值 ($N \cdot mm$)。

ΣM_b ——同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向计算的两端考虑地震作用组合的弯矩设计值之和的较大值 ($N \cdot mm$); 一级抗震等级, 当两端弯矩均为负弯矩时, 绝对值较小的弯矩值应取零。

2 框架结构底层柱下端截面的弯矩设计值, 对一、二、三、四级抗震等级应分别乘以弯矩增大系数 1.7、1.5、1.3 和 1.2。底层柱纵向钢筋宜按上、下端的不利情况配置。

3 顶层柱、轴压比小于 0.15 的柱, 柱端弯矩设计值可取地震作用组合下的弯矩设计值。

4 节点上、下柱端的轴向力设计值, 应取地震作用组合下各自的轴向力设计值。

6.6.3 考虑地震组合时, 框架柱的剪力设计值应按下列公式

计算：

1 PEC 框架结构中框架柱剪力设计值应按下式计算：

$$\text{一级抗震等级} \quad V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^t + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (6.6.3-1)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad V_c = 1.2 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-2)$$

$$\text{三级抗震等级} \quad V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-3)$$

$$\text{四级抗震等级} \quad V_c = 1.05 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-4)$$

2 其他各类结构体系中的框架结构中框架柱剪力设计值应按下式计算：

$$\text{一级抗震等级} \quad V_c = 1.3 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-5)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-6)$$

$$\text{三、四级抗震等级} \quad V_c = 1.05 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (6.6.3-7)$$

式中： V_c ——框架柱剪力设计值 (N)；

M_{cua}^t 、 M_{cua}^b ——框架柱上、下端顺时针或逆时针方向按实配钢筋，但不计柱端未能有效锚固的钢筋，和主钢件截面积用材料强度标准值计算，且考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值 (N·mm)

M_c^t 、 M_c^b ——按地震作用组合，且经调整后的柱上、下端弯矩设计值 (N·mm)

H_n ——框架柱的净高 (mm)。

3 公式 (6.6.3-1) 中 M_{cua}^t 与 M_{cua}^b 之和，应分别按顺时针和逆

时针方向进行计算，并取其较大值。公式（6.6.3-2 ~ 6.6.3-7）中 M_c^l 和 M_c^r 之和应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值。

6.6.4 PEC 柱应采用配筋混凝土包覆主钢件，一、二、三、四级抗震等级 PEC 柱的纵筋应符合下列规定：

- 1 抗震设计时宜采用对称配筋；
- 2 纵向钢筋直径不宜小于 14mm；一、二、三级抗震设计时，纵向钢筋间距不宜大于 250mm；四级抗震设计时，纵向钢筋间距不宜大于 300mm；柱纵向钢筋净距均不应小于 50mm；
- 3 全部纵向钢筋的最小配筋率不应小于 0.5%。

6.6.5 PEC 柱配置箍筋时应符合下列要求：

- 1 按地震组合设计的 PEC 柱应设置箍筋加密区，加密区箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表 6.6.4 的规定。
- 2 非加密区的箍筋直径宜与加密区相同，间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍，且不应大于 300mm。

表 6.6.4 PEC 柱加密区箍筋最大间距和最小直径（mm）

抗震等级	截面分类	加密区箍筋最大间距 (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一级	1	150	10
二级	1	200	8
	2	150	8
三级	1	200	8
	2	150（柱根 100）	8
四级	1	200	6
	2	200（柱根 150）	8
	3	150（柱根 100）	8

注：1 柱根指地下室的顶面或无地下室的基础顶面；

2 箍筋宜采用封闭箍或与主钢件焊接。

6.6.6 PEC 柱配置连杆时应符合下列要求：

1 柱端应设置连杆加密区，加密区最大间距应符合本规程第 5.5.5 条的规定；

2 非加密区的连杆宜与加密区相同，连杆间距不宜大于加密区间距的 2 倍、主钢件翼缘全宽的 1.5 倍和 300mm 三者的较小值；

3 连杆的设置和构造要求应符合本规程第 5.5.6 条的规定。钢筋连杆和钢板连杆的面积、间距、焊接质量及混凝土保护层厚度要求应符合本规程第 4.4 节及第 5.5.6 条的规定。

6.6.7 考虑地震组合时，PEC 柱的箍筋或连杆加密区长度应按下列范围布置：

1 柱上、下两端，取截面长边长度、柱净高 1/6 和 500mm 的最大值；

2 底层柱的下端不小于 1/3 柱净高的范围；

3 刚性地面上、下各 500mm 的范围；

4 剪跨比不大于 2 的柱、一级和二级框架角柱的全高范围。

6.6.8 考虑地震组合，PEC 柱配置箍筋或连杆时，其加密区体积配箍率应按下列公式计算：

当采用箍筋时，加密区体积配箍率应按下式计算：

$$\rho_v \geq 0.7 \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (6.6.8-1)$$

当采用连杆时，加密区体积配箍率应按下式计算：

$$\rho_v \geq 0.6 \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (6.6.8-2)$$

式中： ρ_v ——框架柱箍筋加密区的体积配箍率；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm²）；当强度等级低于 C35 时，按 C35 取值；

f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值（N/mm²）；

λ_v ——箍筋的最小配筋特征值，按表 6.6.8 采用。

表 6.6.8 PEC 柱端箍筋加密区最小配筋特征值 λ_v

抗震等级	箍筋形式	轴压比							
		≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95
一级	普通箍、连杆	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	—	—	—
	复合箍 + 栓钉	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	—	—	—
二级	普通箍、连杆	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	—	—
	复合箍 + 栓钉	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	—	—
三级	普通箍、连杆	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	—
	复合箍 + 栓钉	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	—
四级	普通箍、连杆	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19
	复合箍 + 栓钉	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17

注：1 一、二、三、四级抗震等级柱的箍筋加密区的体积配箍率，当采用箍筋时分别不应小于 0.8%、0.6%、0.4% 和 0.4%；当采用连杆时分别不应小于 0.6%、0.5%、0.3% 和 0.3%；

2 当混凝土强度等级高于 C60 时，如轴压比不大于 0.6，柱加密区的最小配筋特征值应按表中数值增大 0.01；如轴压比大于 0.6，应按表中数值增大 0.02；

3 扁钢连杆取面积等效的换算直径；

4 “-” 表示不采用。

6.6.9 考虑地震组合时，PEC 柱非加密区箍筋体积配箍率不宜小于加密区的一半；箍筋间距不宜大于加密区的 2 倍和框架柱截面的短边长度。一、二级抗震等级，箍筋间距尚不应大于纵筋直径的 10 倍；三、四级抗震等级，箍筋间距尚不应大于纵筋直径的 15 倍。

6.6.10 考虑地震组合时，剪跨比不大于 2 的 PEC 柱，箍筋或连杆间距不应大于 100mm 并沿全高加密，体积配箍率不应小于 0.8%。

7 节点设计

7.1 一般规定

7.1.1 PEC 构件的节点设计应根据结构的重要性、受力特点、荷载情况和工作环境等因素，选用适当的形式、材料与加工工艺。主钢件之间的节点连接宜采用栓焊混合连接或焊接连接，也可采用全螺栓连接。

7.1.2 PEC 构件的节点设计应满足承载力极限状态要求，防止节点因强度破坏、板件局部失稳、焊缝及周边开裂等引起的失效。

7.1.3 PEC 构件的节点构造应符合结构计算假定，传力可靠，减少应力集中。当构件在节点处偏心相交时，应计入局部弯矩的影响。

7.1.4 梁柱节点区柱段部位和柱拼接区的纵向受力钢筋应连续，柱拼接后浇节点区应采用提高一级强度等级的后浇筑材料进行浇筑。梁柱节点的梁端区和主次梁连接区的纵向受力钢筋宜连续，后浇节点区应采用同等强度等级或提高一级强度等级的后浇材料进行浇筑。

7.1.5 梁柱节点的梁端区和主次梁连接区无混凝土后浇时，主钢件的强度、局部稳定、刚度、抗震性能和构造措施应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017、《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《工程结构通用规范》GB 55001 的有关规定，并满足防腐和防火保护要求。

7.1.6 构造复杂的重要节点应通过有限元分析确定节点承载力，并宜通过试验进行验证。

7.1.7 节点构造应便于制作、运输、安装和维护，并应采取防腐与防火措施。

7.2 梁与梁连接

7.2.1 PEC 梁现场拼接时，主钢件可采用翼缘焊接连接、腹板螺栓连接 [图 7.2.1 (a)] 或翼缘、腹板均为螺栓连接 [图 7.2.1 (b)] 或翼缘、腹板均为焊接连接。

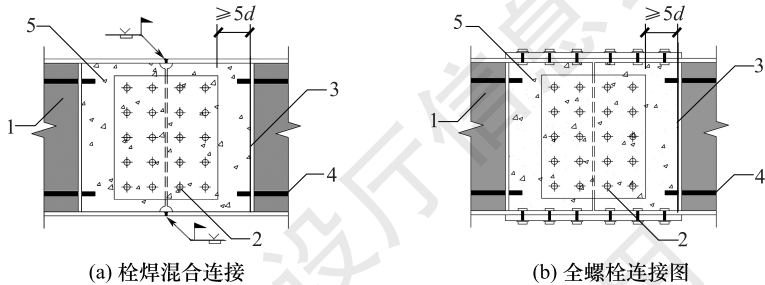


图 7.2.1 梁拼接连接示意

1—预制包覆混凝土；2—高强度螺栓；3—挡板；4—纵筋；5—后浇混凝土

7.2.2 PEC 梁拼接缝两侧的纵向钢筋可采用机械连接或焊接连接。

7.2.3 PEC 梁拼接位置应避免受弯较大位置。连接承载力设计值不应小于拼接处梁的内力设计值，且不得小于梁截面承载力设计值的 50%。

7.2.4 主次梁连接节点采用铰接连接（图 7.2.4）时，连接强度计算应符合下列规定：

1 应计入次梁传递的剪力和次梁端部弯曲约束产生的弯矩，弯矩设计值可按下式计算：

$$M_j = V_b a \quad (7.2.4)$$

式中： M_j ——主次梁连接的弯矩设计值（ $N \cdot mm$ ）；

V_b ——次梁端部剪力设计值（ N ）；

a ——次梁连接板的合力中心到主梁翼缘侧边的水平距离 (mm)。

2 当采用现浇混凝土楼板将主次梁连成整体时, 可不计入端部弯曲约束产生的弯矩的影响。

3 连接强度计算应包括螺栓群强度、连接板与主梁的焊缝强度以及连接板拉剪强度。连接强度设计应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 有关规定。

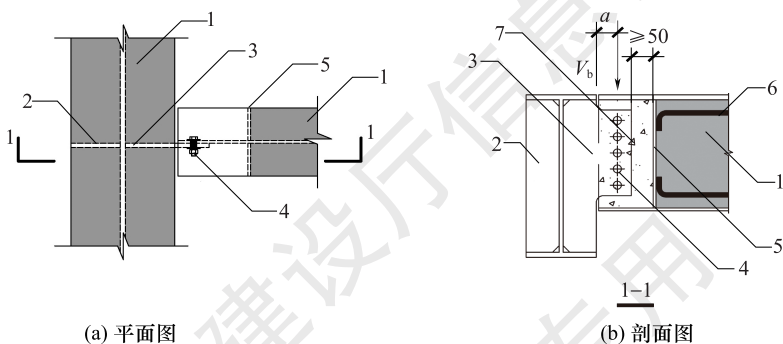


图 7.2.4 主次梁铰接连接示意

1—预制包覆混凝土; 2—加劲板; 3—连接板; 4—高强度螺栓;
5—挡板; 6—纵向钢筋; 7—后浇混凝土

7.2.5 PEC 梁现场拼接时, 梁段主钢件宜在连接板外侧设置永久或临时挡板, 挡板与腹板连接板间距不宜小于螺栓直径的 5 倍 (图 7.2.1)。

7.3 柱与柱拼接连接

7.3.1 PEC 柱现场安装的拼缝位置距下层框架梁顶面上方距离可取 1.3m 和柱净高一半中的较小值。当柱截面外包尺寸有变化时, 变化过渡段内不宜设置现场拼接接头。

7.3.2 上下柱拼接接头可采用主钢件栓焊混合连接或全焊接连接, 也可采用全螺栓连接 (图 7.3.2), 并应符合下列规定:

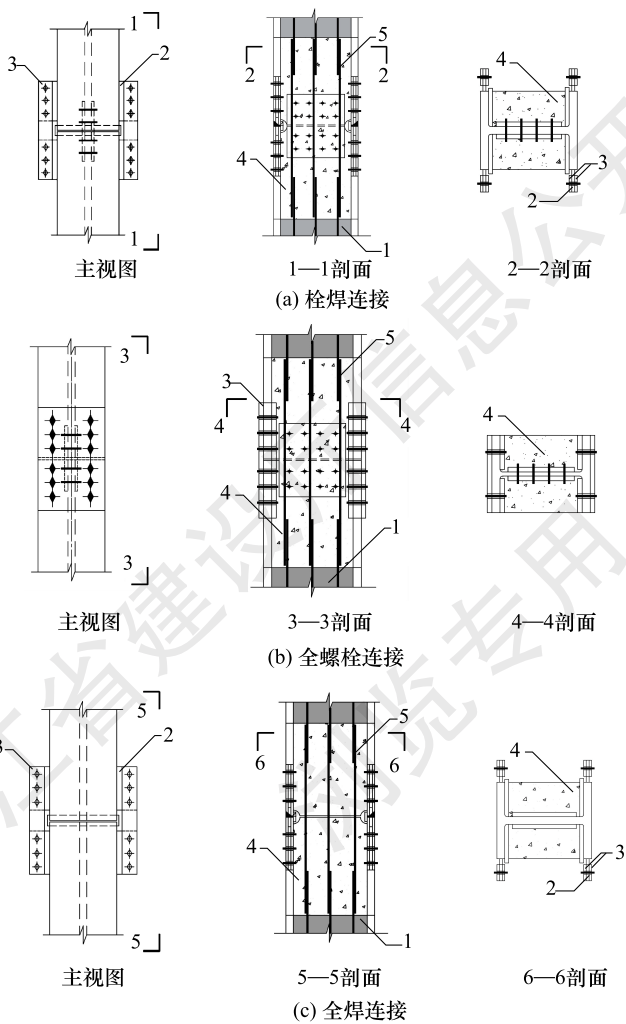


图 7.3.2 柱拼接连接示意

1—预制包覆混凝土；2—耳板；3—连接板；4—后浇混凝土；
5—双面焊 $5d$ 、单面焊 $10d$ ， d 为纵筋直径

1 翼缘宜采用坡口全熔透对接焊缝，腹板可采用高强螺栓连接或坡口全熔透对接焊缝。

2 柱拼接缝两侧的纵向钢筋可采用机械连接或焊接连接。当采用搭接焊接时，单面焊接长度不小于 $10d$ ，且不小于 200mm ，双面焊接长度不小于 $5d$ ，且不小于 100mm ， d 为纵向钢筋直径。

3 柱拼接接头区域应采用提高一级强度等级的后浇筑材料包覆主钢件。

7.3.3 拼接连接的计算应符合以下规定：

1 当柱两端的弯矩曲率异号，或柱两端弯矩曲率同号但弯矩相差大于 20% 时，拼接连接的承载力设计值不应小于连接处柱的内力设计值的 1.2 倍，且不得小于该柱截面承载力设计值的 50% ；

2 当柱两端的弯矩曲率同号且弯矩值相差不大于 20% 时，拼接连接的承载力设计值不应小于柱的截面承载力设计值。

7.4 梁柱节点

7.4.1 PEC 梁与 PEC 柱的连接宜采用柱贯通型。梁柱连接可采用铰接节点（图 7.4.1-1、7.4.1-2）或刚接节点（图 7.4.1-3、7.4.1-4），并应符合下列规定：

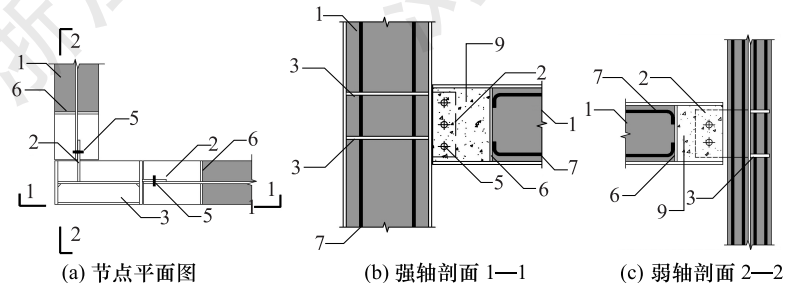


图 7.4.1-1 梁柱铰接类型 1

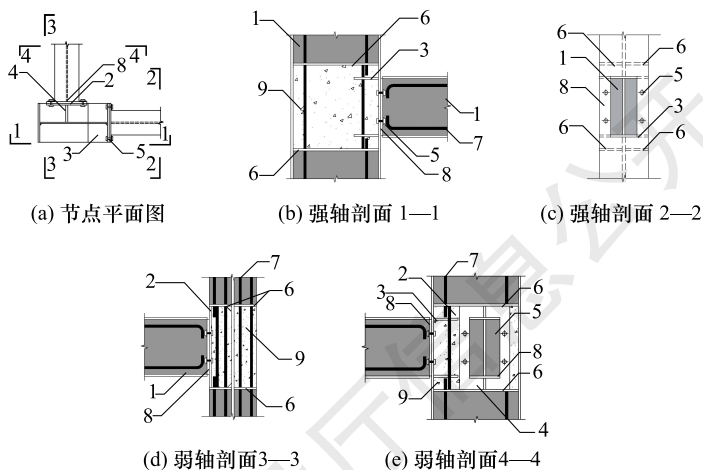


图 7.4.1-2 梁柱铰接类型 2

1—包覆混凝土；2—连接板；3—横向加劲板；4—竖向加劲板；
5—高强度螺栓；6—挡板；7—纵向钢筋；8—端板；9—后浇混凝土

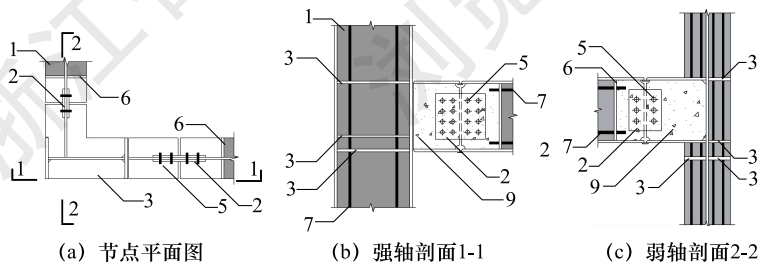


图 7.4.1-3 梁柱刚接（悬臂梁式）

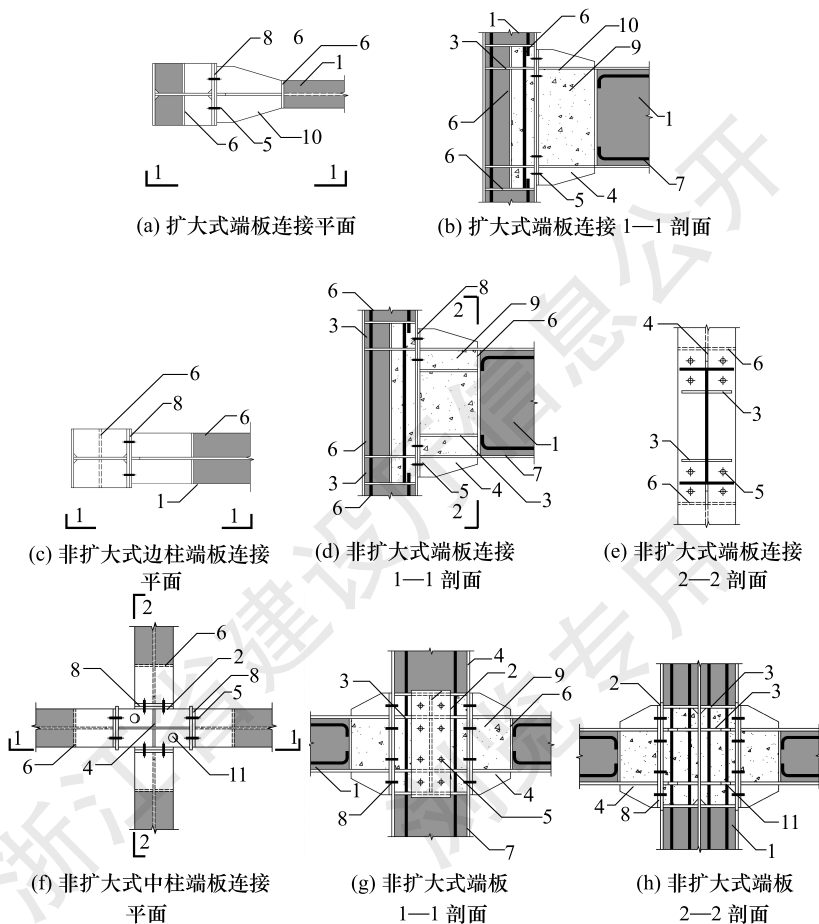


图 7.4.1-4 梁柱刚接（端板式）

- 1—包覆混凝土；2—连接板；3—横向加劲板；4—竖向加劲板；
 5—高强度螺栓；6—挡板；7—纵向钢筋；8—端板；9—后浇混凝土；
 10—扩大端；11—灌浆孔

1 铰接节点应将 PEC 梁主钢件的腹板与 PEC 柱的主钢件连接；刚接节点应使 PEC 梁主钢件的翼缘和腹板均与 PEC 柱的主

钢件连接。

2 刚接节点采用柱边伸出钢悬臂梁段时，悬臂梁段与 PEC 柱主钢件、悬臂梁段与 PEC 梁主钢件翼缘应采用坡口全熔透焊缝连接，焊缝质量等级应为一级（工地拼接焊缝质量等级可为二级）。

3 柱纵筋在节点区应连续布置；梁内主钢件腹板范围的钢筋在梁端应可靠锚固。

7.4.2 梁柱铰接节点的强度计算应符合本规程第 7.2.4 条的规定。梁柱刚接节点的承载力设计应包括受弯承载力计算、受剪承载力计算以及节点核心区受剪承载力计算。

7.4.3 梁柱刚接节点采用全焊连接时，节点受弯承载力设计值由梁翼缘和腹板与柱连接的焊缝群截面模量和焊缝强度设计值确定。节点的受剪承载力由梁腹板与柱连接的焊缝面积和焊缝强度设计值确定，应符合下列规定：

1 设端部连接板的框架梁轴线平行于柱主钢件腹板（图 7.4.3-a 中水平梁）时，受剪承载力设计值应按下式计算：

$$V_{ju} = [\sqrt{1-n^2}(h_c-t_{fc})t_{wc}f_{av} + 0.3(b_c-t_{wc})(h_c-2t_{fc})f_c]/\gamma_{RE} \quad (7.4.3-1)$$

2 设端部连接板的框架梁轴线垂直于柱主钢件腹板（图 7.4.3-a 中竖向梁）时，受剪承载力设计值应按下式计算：

$$V_{ju} = [2\sqrt{1-n^2}b_c t_{fc} f_{av} + b_c t_{rl} f_{rlv} + 0.3(b_{i2}-t_{rl})(b_c-t_{wc})f_c]/\gamma_{RE} \quad (7.4.3-2)$$

3 无端部连接板的框架梁轴线垂直于柱主钢件腹板（图 7.4.3-b 中竖向梁）时，受剪承载力设计值应按下式计算：

$$V_{ju} = [2\sqrt{1-n^2}b_c t_{fc} f_{av} + b_c t_{rl} f_{rlv} + 0.1(b_b-t_{rl})(b_c-t_{wc})f_c]/\gamma_{RE} \quad (7.4.3-3)$$

4 无端部连接板的框架梁轴线垂直于柱主钢件腹板（图 7.4.3-c 中竖向边梁），且梁与柱轴线偏心距不大于柱宽的 1/

4 时, 可计入小于 1/2 边梁宽度范围内的加劲肋作用, 受剪承载力设计值应按下列式计算:

$$V_{ju} = [\sqrt{1 - n^2} b_c t_{fc} f_{av} + b_c t_{r1} f_{r1v} + 0.5 b_c t_{r2} f_{r2v} + 0.1 (b_b - t_{fc} - t_{r1}) (b_c - t_{wc}) f_c] / \gamma_{RE} \quad (7.4.3-4)$$

式中: V_{ju} ——节点受剪承载力设计值 (N);

n ——柱轴压比;

h_a 、 b_c ——柱主钢件截面高度 (mm)、柱包覆混凝土外轮廓宽度 (mm);

t_{fc} 、 t_{wc} ——翼缘厚度 (mm)、腹板厚度 (mm);

f_{av} 、 f_{r1v} 、 f_c ——柱主钢件腹板的钢材抗剪强度设计值、竖向加劲肋的钢材抗剪强度设计值和混凝土抗压强度设计值 (N/mm^2);

t_{r1} 、 b_{r2} 、 t_{r2} ——竖向加劲肋厚度 (mm)、连接面板宽度和厚度 (mm);

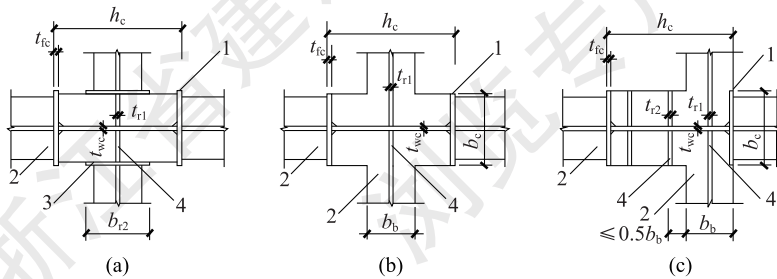


图 7.4.3 节点区受剪计算参数示意

1—柱; 2—梁; 3—连接板; 4—竖向加劲肋

7.4.4 梁柱刚接节点采用栓焊连接时, 节点承载力设计值应符合以下规定:

1 节点受弯承载力设计值由梁主钢件翼缘与柱主钢件连接的焊缝面积和焊缝强度设计值以及梁主钢件腹板与柱主钢件连接的螺栓受剪承载力设计值确定。

2 节点区受剪承载力设计值应按本规程式 (7.4.3-1)、式 (7.4.3-2) 计算。

7.4.5 梁柱刚接节点采用端板式高强度螺栓连接时, 节点承载力设计值应符合以下规定:

1 节点受弯承载力设计值应分别计算端板与梁主钢件的连接焊缝承载力设计值、端板受弯承载力设计值和螺栓群受弯承载力设计值。

2 节点区受剪承载力设计值按本规程式 (7.4.3-1)、式 (7.4.3-2) 计算。

7.4.6 考虑地震组合时, 框架梁柱连接节点设计应符合下列规定:

1 连接的极限承载力应大于相连构件的屈服承载力, 连接的极限承载力计算应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

2 框架的梁柱节点按刚接设计且采用高强度螺栓连接时, 弹性设计阶段应采用摩擦型连接设计, 极限承载力验算可按承压型连接设计。

7.4.7 考虑地震组合时, 框架梁柱连接节点的剪力设计值应按下列规定计算:

1 PEC 柱与 PEC 梁顶层连接节点的剪力设计值应按下式计算:

1) 一级抗震等级的框架结构时按下式计算:

$$V_j = 1.15 \frac{(M_{\text{bua}}^l + M_{\text{bua}}^r)}{Z} \quad (7.4.5-1)$$

2) 二级抗震等级的框架结构时按下式计算:

$$V_j = 1.25 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \quad (7.4.5-2)$$

2 PEC 柱与 PEC 梁其他层连接节点的剪力设计值应按下式计算:

1) 一级抗震等级的框架结构时按下式计算:

$$V_j = 1.15 \frac{(M_{\text{bua}}^l + M_{\text{bua}}^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (7.4.5-3)$$

2) 二级抗震等级的框架结构时按下式计算:

$$V_j = 1.25 \frac{(M_{\text{bua}}^l + M_{\text{bua}}^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (7.4.5-4)$$

3 其他各类框架结构的顶层连接节点的剪力设计值按下式计算:

1) 一级抗震等级的框架结构时按下式计算:

$$V_j = 1.25 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \quad (7.4.5-5)$$

2) 二级抗震等级的框架结构时按下式计算:

$$V_j = 1.1 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \quad (7.4.5-6)$$

4 其他各类框架结构的其他层连接节点的剪力设计值按下式计算:

1) 一级抗震等级的框架结构时按下式计算:

$$V_j = 1.25 \frac{(M_{\text{bua}}^l + M_{\text{bua}}^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (7.4.5-7)$$

2) 二级抗震等级的框架结构时按下式计算:

$$V_j = 1.1 \frac{(M_{\text{bua}}^l + M_{\text{bua}}^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (7.4.5-8)$$

式中: V_j ——框架梁柱节点的剪力设计值 (N);

M_{bua}^l 、 M_{bua}^r ——同一节点左、右梁端按顺时针或逆时针方向采用实配钢筋, 计入梁纵向钢筋及框架梁有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋, 当上述钢筋未能可靠锚固时则不计, 和实配主钢件截面采用材料强度标准值计算, 且计入承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力对应的弯矩值 (N·mm);

M_b^l 、 M_b^r ——节点两侧框架梁的梁端弯矩设计值（N·mm）；

H_c ——节点上柱和下柱反弯点之间的距离（mm）；

Z ——对框架梁，取主钢件上翼缘与梁上部纵向受力钢筋合力点与主钢件下翼缘与梁下部纵向受力钢筋合力点之间的距离（mm）。

7.4.8 采用全焊连接或栓焊混合连接的梁柱刚接节点，PEC 柱主钢件对应 PEC 梁主钢件翼缘部位应设置横向加劲肋，应符合下列要求：

1 横向加劲肋厚度不宜小于 PEC 梁主钢件翼缘厚度，总宽度不宜小于 PEC 梁主钢件翼缘的宽度。

2 按非支承边计算的横向加劲肋宽厚比不应超过 $15\varepsilon_k$ ，横向加劲肋的上表面宜与 PEC 梁主钢件翼缘的上表面对齐，并以对接焊缝与 PEC 柱主钢件翼缘连接。

3 当 PEC 梁主钢件与 PEC 柱主钢件非翼缘侧连接，即梁轴与 PEC 柱主钢件腹板平面垂直时，横向加劲肋与 PEC 柱主钢件腹板的连接宜采用对接焊缝。

7.4.9 PEC 梁与 PEC 柱的刚接节点构造应符合下列要求：

1 PEC 梁主钢件翼缘与 PEC 柱主钢件翼缘采用焊接连接时，应采用全焊透坡口焊缝，抗震等级为一、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；

2 PEC 柱主钢件的横向加劲肋的强度应与 PEC 梁主钢件翼缘相同；

3 PEC 梁主钢件腹板与 PEC 柱主钢件的连接板宜采用高强度螺栓摩擦型连接；经工艺试验合格能确保现场施工质量时，可采用气体保护焊进行焊接；腹板角部应设置焊接孔，焊接孔形应使其端部与 PEC 梁主钢件翼缘和 PEC 柱主钢件翼缘间的全焊透坡口焊缝完全隔开；

4 腹板连接板与 PEC 柱主钢件的焊接，板厚不大于 16mm 时应采用双面角焊缝，焊缝有效厚度应满足等强度要求，且不小

于5mm；板厚大于16mm时应采用K形坡口对接焊缝，焊缝宜采用气体保护焊，且板端应绕焊。

7.4.10 PEC梁与PEC柱采用刚接节点时，在PEC梁主钢件翼缘上、下各500mm的范围内，PEC柱主钢件翼缘与腹板间的连接焊缝应采用坡口全熔透焊缝。当PEC柱主钢件截面宽度大于600mm时，应在PEC梁主钢件翼缘上下各600mm的范围内采用坡口全熔透焊缝。

7.5 柱 脚

7.5.1 PEC柱柱脚可采用外露式柱脚、外包式柱脚或埋入式柱脚（图7.5.1）。柱刚性柱脚宜采用埋入式，也可采用外包式。

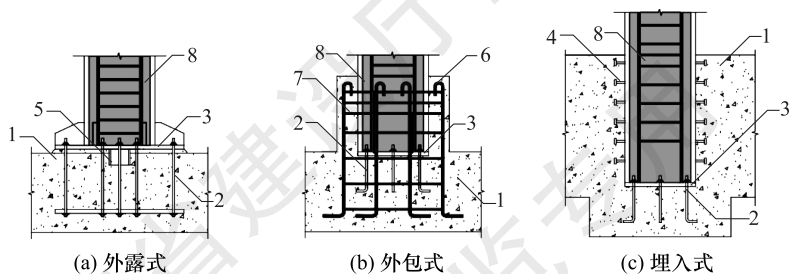


图 7.5.1 柱脚构造示意图

1—基础，2—锚栓；3—底板；4—栓钉；5—抗剪键；

6—纵筋；7—箍筋；8—组合柱

7.5.2 外露式柱脚应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 有关规定进行计算和构造设计。外包式和埋入式柱脚应按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 进行计算和构造设计。设计时轴力、弯矩、剪力取柱底部的相应内力设计值。

7.5.3 外露式柱脚用于低层和多层建筑。外包式柱脚可用于有地下室的高层民用建筑。

7.6 支撑连接

7.6.1 当设置中心支撑时，中心支撑与框架的连接和支撑拼接应按照现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 中的相关规定进行承载力计算和构造设计。

7.6.2 由 PEC 柱与钢梁组成的框架-支撑结构中，当设置偏心支撑时，偏心支撑与消能梁段的连接应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的构造规定。

浙江省建设厅信息公开
浏览专用

8 防护设计

8.1 抗火设计与防火保护

8.1.1 PEC 构件的设计耐火极限应根据建筑的耐火等级，按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 的规定确定。

8.1.2 PEC 构件应进行防火保护设计，并应符合现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 的有关规定。

8.1.3 PEC 构件的耐火极限经计算低于设计耐火极限时，应对构件进行防火保护。PEC 构件的防火保护可采用下列措施之一或其中几种的复合或组合：

- 1 喷涂或抹涂防火涂料；
- 2 包覆防火板；
- 3 包覆柔性毡状隔热材料；
- 4 外包混凝土、金属网抹砂浆或砌筑砌体。

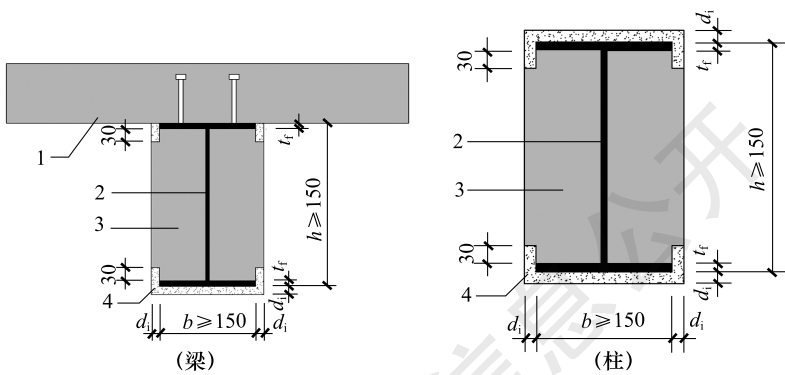
8.1.4 PEC 构件的防火保护构造可采取部分保护（图 8.1.3-a）和全部保护（图 8.1.3-b）等构造形式。

8.1.5 PEC 构件的防火保护层材料应符合下列规定：

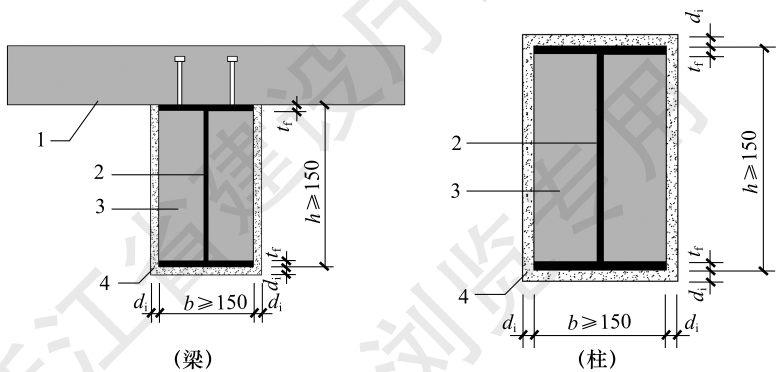
- 1 具有良好的耐久、耐候性能；
- 2 火灾下保持完整，不开裂、不脱落；
- 3 能够适应被保护构件在火灾下的变形。

8.1.6 PEC 构件的防火保护层构造措施应符合现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 的有关规定外，且应符合下列规定：

1 连接节点的防火保护不应低于与被连接构件中防火保护要求最高者。



(a) 部分保护



(b) 全部保护

图 8.1.3 构件防火保护构造

(型钢翼缘厚度 $t_f \geq 6.0\text{mm}$)

1—楼板；2—型钢截面；3—混凝土；4—防火涂料

2 当使用非膨胀型防火涂料时，涂层厚度不应小于 15mm，粘结强度不应小于 0.04Mpa；当保护层厚度大于 25mm 时，应设置与钢构件连接的钢丝网或其他防止保护层脱落的有效措施。

3 当使用膨胀型防火涂料时，涂层厚度不应小于 1.5mm，

粘结强度不应小于 0.15Mpa；装饰面层不应限制涂料的发泡膨胀。

4 当采用水泥砂浆或其他混合砂浆时，宜在涂层表面涂刷聚合物界面剂，并设置与钢构件连接的钢丝网或其他防止保护层脱落的有效措施。

5 当采用防火板时，防火板底面、防火板之间应采用防火材料填缝；防火板、固定防火板的连接装置及黏结剂应为不燃材料；黏结剂在高温下应能保持一定的强度。

8.2 防腐设计

8.2.1 PEC 构件主钢件的防腐蚀设计应根据环境条件、结构重要性、防护层耐久性年限、施工条件和维护管理条件等因素选择防腐涂料和防腐配套，并应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《钢结构工程施工规范》GB 50755 的有关规定。

8.2.2 防腐涂装前，PEC 构件主钢件表面应进行除锈处理。除锈等级应符合现行国家标准《涂覆涂料前钢材表面处理表面清洁度的目视评定》GB/T 8923 的有关规定外，且应符合下列规定：

- 1 采用喷射清理的表面处理时，除锈等级不应低于 Sa2；
- 2 采用手工和动力工具清理时，除锈等级不应低于 St3。

8.2.3 PEC 构件主钢件与混凝土的直接接触面，不应进行防腐涂覆。

8.2.4 PEC 构件主钢件工地焊接部位的焊缝两侧宜留出暂不涂装区，宽度可为焊缝两侧各 100mm。焊接完毕后，对非混凝土包覆的主钢件重新进行表面处理和涂装。

8.2.5 PEC 构件直接埋置于土壤时，宜外包 100 厚的细石混凝土，且外包高度伸出室外地面不应小于 150mm。

9 制作安装

9.1 一般规定

- 9.1.1** PEC 构件的加工制作前应由有设计资质的单位进行深化设计。
- 9.1.2** PEC 构件加工前，加工人员应熟悉设计文件和构件加工图，做好各道工序的工艺准备，并结合加工的实际情况，编制加工工艺文件。
- 9.1.3** PEC 构件组装前，组装人员应熟悉施工详图、组装工艺及有关技术文件的要求，组装用的零部件的材质、规格、外观、尺寸、数量等均应符合设计要求。
- 9.1.4** PEC 构件组装的尺寸偏差应符合设计文件和现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定。
- 9.1.5** PEC 构件加工前需与设备专业和建筑专业进行管线预埋的复核，PEC 构件上的开孔及预埋应在加工时完成。

9.2 制 作

- 9.2.1** PEC 构件主钢件的制作应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定。
- 9.2.2** PEC 构件钢筋混凝土部分的制作应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。
- 9.2.3** PEC 构件混凝土部分的制作宜在工厂制作。
- 9.2.4** PEC 构件混凝土浇筑可采用双面或多面分次浇筑成型，

也可采用双面或多面一次浇筑成型。采用一次浇筑成型的方式时，混凝土应振捣密实，应在主钢件的腹板上开设洞口，并设置排气孔。构件同一区格内的混凝土应一次浇筑完成。

9.2.5 PEC 构件主钢件腹板上开设的混凝土浇筑孔宜为圆形，浇筑孔的孔径和孔间距应满足设计文件的规定，且应符合下列规定：

- 1 开孔位置宜选在剪力较小处；
- 2 孔间距宜为孔径的 3 倍~4 倍；
- 3 当主钢件上设置加劲板时，浇筑孔边缘距离加劲板不应小于 50mm；
- 4 浇筑孔应满足混凝土浇筑要求，孔径不应小于 50mm，不应大于构件截面高度的 1/2。浇筑孔处应进行受力计算，并采取补强措施。

9.2.6 PEC 构件中连接主钢件翼缘的连杆的位置宜避开主钢件腹板上浇筑孔的位置，不应在孔中心区域。

9.2.7 PEC 构件在混凝土浇筑前应进行构件的隐蔽工程验收，验收项目应包括下列内容：

- 1 内置连接板、钢筋和连杆钢材的牌号、规格、数量、位置、间距等；
- 2 钢筋的连接方式、接头位置、接头质量、接头面积百分率、搭接长度等；
- 3 预埋件、预埋线盒及管线、预留孔洞的规格、数量、位置及固定措施等；
- 4 连杆的焊接质量；
- 5 钢筋和连杆的混凝土保护层厚度。

9.2.8 PEC 构件中混凝土浇筑应符合下列规定：

- 1 混凝土浇筑前，外露钢骨表面以及预埋件、预留钢筋的外露部分宜采取防止污染的措施；
- 2 混凝土倾落高度不宜大于 150mm，并应均匀摊铺；

3 混凝土浇筑应连续进行；

4 对双面或多面一次浇筑成型的混凝土，宜采用振动模台或振动棒振捣的方式；

5 对双面或多面分次浇筑成型的混凝土，若混凝土不属于同一批次，应分别预留每一批次的混凝土试块并测试块强度，强度差值应在 5MPa 以内；

6 对双面或多面分次浇筑成型的 PEC 构件，浇筑过程中应通过计算控制构件的支垫间距，防止制作期间混凝土产生裂缝；

7 混凝土从搅拌机卸出到浇筑完毕的延续时间，气温高于 25℃ 时不宜超过 60min，气温不高于 25℃ 时不宜超过 90min。

9.2.9 PEC 构件中预制混凝土养护宜采用自然养护，并应符合下列规定：

1 应根据预制构件特点和生产任务量选择自然养护、自然养护加养护剂或加热养护等方式；

2 混凝土浇筑完毕或压面工序完成后应及时覆盖保湿层，脱模前不得揭开。

9.2.10 PEC 构件脱模、起吊、翻转时的混凝土强度等级不应小于 15N/mm^2 ，且不应低于设计强度的 50%；构件出厂时的混凝土强度等级不应低于设计强度等级的 75%。

9.2.11 对构造复杂的 PEC 构件，在制作前宜进行工艺性试验。

9.2.12 PEC 构件制作应执行首件验收制度，首件验收合格后方可批量生产。

9.2.13 PEC 构件的制作、翻转、起吊、成品堆放、搬运等应编制工艺措施方案，防止构件的开裂和变形。

9.2.14 PEC 构件的运输与堆放应符合下列规定：

1 构件支垫应坚实，垫块在构件下的位置宜与制作、起吊位置一致；

2 应采取防止构件产生裂缝的措施，PEC 梁、PEC 柱构件宜采用强轴高度方向堆放或运输。

3 重叠堆放构件时，每层构件间的垫块应上下对齐，堆垛层数应根据构件、垫块的承载力确定，并应根据需要采取防止堆垛倾覆的措施。

9.3 安 装

9.3.1 PEC 构件的安装应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 的有关规定；现场后浇部位的施工应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666 的有关规定。

9.3.2 PEC 构件安装前应进行施工组织方案设计，施工组织方案应符合现行国家标准《建筑施工组织设计规范》GB/T 50502 的有关规定，应包括下列内容：

- 1 PEC 构件的安装工艺、流程及安装精度控制措施；
- 2 PEC 构件节点后浇区域现场后浇混凝土的施工方案；
- 3 PEC 构件临时固定方案及安装误差纠偏方案。

9.3.3 PEC 构件安装前应进行施工验算，施工验算应包括下列内容：

- 1 构件吊装过程中的变形验算和预制混凝土开裂验算；
- 2 吊装及安装耳板的承载力验算；
- 3 吊装用吊具的相关验算；
- 4 构件临时固定措施的安全验算；
- 5 施工阶段对 PEC 结构的竖向构件在节点浇筑前进行钢结构承载力验算。

9.3.4 PEC 柱在安装前，应根据构件重量确定吊机型号和布置位置。

9.3.5 PEC 构件安装应根据结构特点按照合理顺序进行，并形成稳固的空间刚度单元，必要时应增加临时支承结构或采取临时措施确保施工安全。

9.3.6 PEC 构件节点后浇区域在现场进行浇筑前，应进行隐蔽工程验收，并应符合下列规定：

1 主钢件连接焊缝、现场补焊的连杆的焊接应符合设计图纸及现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的有关规定；

2 高强度螺栓连接应符合设计图纸及现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 有关规定。

9.3.7 PEC 柱的竖向拼接区域和 PEC 梁的两端拼接区域的主钢件应在校正完成后立即进行永久性连接。

9.3.8 PEC 柱的竖向拼接区域和 PEC 梁的两端拼接区域，应先浇筑 PEC 柱的竖向拼接区域，再浇筑 PEC 梁的两端拼接区域。后浇时间应依据主体结构的施工验算而确定。

9.3.9 PEC 构件后浇节点的材料应具备自密实、微膨胀性、高流动性，扩展度试验初始值不宜小于 300mm，强度等级应等同或高于构件中混凝土的强度等级。

9.3.10 PEC 构件连接或拼接区域后浇施工时宜采用标准化模具，模具应表面平整，并应具有足够刚度。

9.3.11 PEC 构件后浇混凝土检测应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。

9.3.12 PEC 构件后浇混凝土经检测存在质量缺陷的部位应立即修复，修复用材料宜选用水泥基灌浆料。

9.3.13 项目施工全过程中，应采取防止构件上附件、预埋件、吊件损伤的保护措施。

附录 A 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁设计

A.0.1 PECSC 梁主钢件采用腹板开孔的蜂窝形开口型截面，孔的形状宜为六边形或圆形（图 A.0.1），开孔位置应避免受剪力作用较大的支座端。

A.0.2 PECSC 梁蜂窝形主钢件可由 H 形钢（或工字形钢）剖分后重新组合焊接加工制作而成（图 A.0.2），也可由 H 形钢的腹板切割成孔或冲孔而成，或者钢板切割（冲）成孔后作为腹板再和钢翼缘板焊接而成。

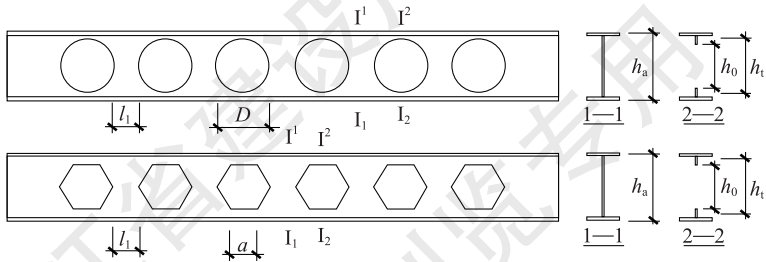


图 A.0.1 PECSC 梁主钢件示意图（圆孔和六边形孔）

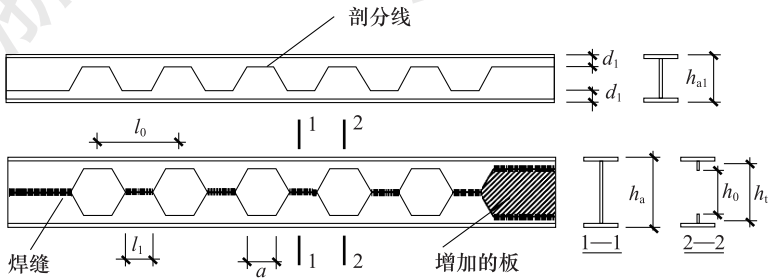


图 A.0.2 蜂窝梁制作示意图

A. 0.3 无翼板 PECSC 梁的正截面受弯承载力计算应符合下列规定：

1 应对非削弱截面（图 A. 0. 2 中 1-1 截面）和削弱截面（图 A. 0. 2 中 2-2 截面）的抗弯承载力分别计算。

2 主钢件未削弱截面（图 A. 0. 2 中的 1-1 截面）受弯承载力按本规程的 5. 2. 1 条计算。

3 主钢件削弱最大的截面（图 A. 0. 2 中 2-2 截面）受弯承载力按本规程的 5. 2. 1 条计算。计算时，采用 A_{ac1} 替换 A_{ac} ， S_{at1} 替换 S_{at} ， S_{ac1} 替换 S_{ac} 。 A_a 、 A_{ac1} 、 S_{at1} 、 S_{ac1} 按下列公式计算：

$$A_a = 2(t_w(d_1 - t_f) + b_f t_f) \quad (\text{A. 0. 3-1})$$

$$A_{ac1} = t_w(d_1 - t_f) + b_f t_f \quad (\text{A. 0. 3-2})$$

$$S_{ac1} = t_w(d_1 - t_f) \left(x - \frac{d_1 - t_f}{2} \right) + b_f t_f \left(x + \frac{t_f}{2} \right) \quad (\text{A. 0. 3-3})$$

$$S_{at1} = t_w(d_1 - t_f) \left(h_w - x - \frac{d_1 - t_f}{2} \right) + b_f t_f \left(h_w - x + \frac{t_f}{2} \right) \quad (\text{A. 0. 3-4})$$

式中： A_a ——削弱最大处的钢截面面积（ mm^2 ）；

A_{ac1} ——削弱最大处上部钢的截面面积（ mm^2 ）；

S_{at1} 、 S_{ac1} ——削弱最大处下部钢、上部钢对组合截面塑性中和轴的面积矩（ mm^3 ）；

h_w ——蜂窝主钢件的腹板高度（ mm ）。

A. 0.4 完全抗剪的有翼板 PECSC 梁的正截面受弯承载力的计算应符合下列规定：

1 应对削弱截面和非削弱截面的抗弯承载力分别计算；

2 非削弱截面正弯矩承载力和负弯矩承载力与实腹工字钢梁计算相同，按本规程第 5. 2. 2 条计算；

3 主钢件削弱最大的截面正弯矩承载力符合下列规定：

1) 当塑性中和轴位于混凝土翼板内、钢梁上翼缘内、上部主钢件腹板内时，截面受弯承载力的计算方法与实

腹梁相同，可分别按本规程式（5.2.2-2）、（5.2.2-5）、（5.2.2-8）计算。

- 2) 当 $\alpha_{lf_c}b_e h_c + \alpha_{lf_{cw}}(b_f - t_w)(d_1 - t_f) \leq f_a A_{atl} + f_y A_s - f_a A_{acl}$ 时，塑性中和轴位于主钢件开孔处，截面受弯承载力按下列公式计算：

$$M_u = \alpha_{lf_c} b_e h_c \left(x - \frac{h_c}{2} \right) + f_a S_{atl} + f'_a S_{acl} + \alpha_{lf_{cw}} A_{cw} \frac{x - h_c - t'_f}{2} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) \quad (\text{A. 0. 4-1})$$

$$\alpha_{lf_c} b_e h_c + \alpha_{lf_{cw}} A_{cw} + f'_a A_{acl} - f_a A_{atl} - f_y A_s = 0 \quad (\text{A. 0. 4-2})$$

$$A_{cw} = (b_f - t_w)(x - h_c - t'_f) \quad (\text{A. 0. 4-3})$$

式中： A_{acl} 、 A_{atl} ——削弱最大处上部钢、下部钢的截面面积（ mm^2 ）；
 t'_f 、 t_f ——梁主钢件受压翼缘、受拉翼缘的厚度（ mm ）；
 A_{cw} ——梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积（ mm^2 ）。

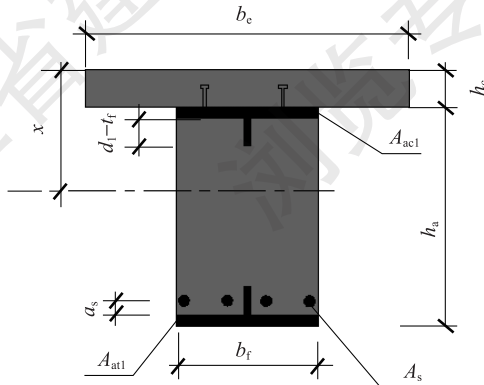


图 A. 0. 4-1 承受正弯矩 T 形截面蜂窝梁（中和轴位于开孔处）

4 主钢件削弱最大的截面，承受负弯矩时塑性中和轴一般位于主钢件开孔处。负弯矩承载力按下列公式计算：

$$M'_u = f_y A'_s (h_c + h_a - x - t_f - a'_s) + f'_a S_{at1} + f_a S_{acl} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{x}{2} + f'_y A_s (x - a_s) \quad (\text{A. 0. 4-3})$$

$$f'_a A_{at1} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f'_y A_s - f'_a A_{acl} - f_y A'_s = 0 \quad (\text{A. 0. 4-4})$$

式中： A_{acl} 、 A_{at1} ——削弱最大处上部钢、下部钢的截面面积 (mm^2)；
 S_{acl} 、 S_{at1} ——削弱最大处上部钢、下部钢对组合截面塑性中和轴的面积矩 (mm^3)；
 A_{cw} ——梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积 (mm^2)。

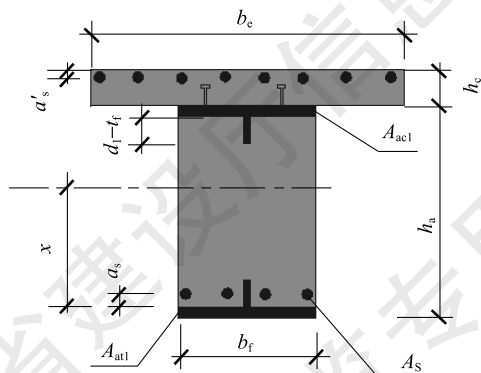


图 A. 0. 4-2 承受负弯矩 T 形截面蜂窝梁 (中和轴位于开孔处)

A. 0. 5 部分抗剪有翼板 PECSC 梁的正截面受弯承载力计算应符合下列规定：

1 正弯矩的抗弯承载力计算按照本规程第 A. 0. 4 条计算，混凝土翼板厚度 h_c 需替换为有效厚度 x_c ，按下式计算：

$$x_c = \min \left(\frac{n_{st} N_v^c}{\alpha_1 f_c b_e}, h_c \right) \quad (\text{A. 0. 5})$$

式中： x_c ——混凝土翼板的有效厚度 (mm)；

N_v^c ——一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力，应符合本规程第 5. 2. 8 条规定 (N)；

n_{st} ——部分抗剪连接时最大正弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目。

2 负弯矩的抗弯承载力计算按照本规程第 A.0.4 条计算,其中有效受拉钢筋拉力 $f_y A_s'$ 改为有效拉力: $\min(f_y A_s', n_{st} N_v^c)$ 。

A.0.6 PECSC 梁的受剪承载力应对削弱截面和非削弱截面分别计算,计算可仅计入主钢件中平行于剪力方向的板件受力,不计填充混凝土和箍筋的作用:

1 非削弱截面的抗剪承载力计算与实腹工字钢相同,按本规程第 5.2.4 条第 1 款计算;

2 主钢件削弱最大截面处的抗剪承载力按下式计算:

$$V_u = 2d_1 t_w f_{av} \quad (\text{A.0.6})$$

式中: f_{av} ——梁主钢件腹板的抗剪强度设计值 (N/mm^2);

d_1 ——蜂窝梁主钢件削弱最大截面处的上、下部分截面净高度 (mm)。

A.0.7 PECSC 梁应满足下列构造要求:

1 PECSC 梁主钢件翼缘宽厚比和腹杆高厚比限制应符合本规程第 4.1.3 条相关要求;

2 两端距离支座 (或与梁连接的柱翼缘) 1.5 倍梁截面高度范围的不宜开孔;

3 相邻孔洞的净间距 l_1 不宜小于六边形孔洞边长 (或圆形孔洞的半径), 孔洞的高度不宜超过蜂窝钢截面总高度的 75%;

4 孔洞的高度和间距宜满足预制组合梁施工时混凝土一次浇筑成形的要求,即无需如实腹式主钢件那样先浇筑腹板的一侧混凝土后再翻转浇筑另一侧混凝土;

5 当蜂窝主钢件采用剖分后重新组合而成时,剖分后的截面高度和原截面高度之比 (h_a/h_{a1}) 宜为 1.4 ~ 1.6;

6 当蜂窝孔洞兼做设备管道孔时,应在混凝土开孔处设置加强钢筋,按照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关构造要求进行设计。

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

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

引用标准名录

- 《工程结构通用规范》 GB 55001
《组合结构通用规范》 GB 55004
《钢结构通用规范》 GB 55006
《混凝土结构通用规范》 GB 55008
《建筑结构荷载规范》 GB 50009
《混凝土结构设计规范》 GB 50010
《建筑抗震设计规范》 GB 50011
《建筑设计防火规范》 GB 50016
《钢结构设计标准》 GB 50017
《建筑结构可靠性设计统一标准》 GB 50068
《工程结构可靠性设计统一标准》 GB 50153
《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB 50204
《钢结构工程施工质量验收规范》 GB 50205
《钢结构焊接规范》 GB 50661
《混凝土结构工程施工规范》 GB 50666
《钢结构工程施工规范》 GB 50755
《建筑机电工程抗震设计规范》 GB 50981
《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》 GB 51022
《建筑钢结构防火技术规范》 GB 51249
《碳素结构钢》 GB/T 700
《低合金高强度结构钢》 GB/T 1591
《厚度方向性能钢板》 GB/T 5313
《建筑用压型钢板》 GB/T 12755
《建筑结构用钢板》 GB/T 19879

- 《建筑施工组织设计规范》 GB/T 50502
《水泥基灌浆材料应用技术规范》 GB/T 50448
《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ 3
《轻骨料混凝土技术规程》 JGJ 12
《高层民用建筑钢结构技术规程》 JGJ 99
《组合结构设计规范》 JGJ 138
《非结构构件抗震设计规范》 JGJ 339
《自密实混凝土应用技术规程》 JGJ/T 283

浙江省建设厅信息公开
浏览专用