

陕西省工程建设标准

装配式部分包覆钢-混凝土组合结构 技术规程

Code of practice for assembled partially-encased composite
structures of steel and concrete
(征求意见稿)

《装配式部分包覆钢-混凝土组合结构技术规程》编制组

2025 年 11 月

前 言

根据陕西省住房和城乡建设厅、陕西省市场监督管理局《关于下达 2025 年度工程建设标准制定计划的通知》（陕建标发〔2025〕6 号）的要求，规程编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考国内相关标准，结合陕西省实际，在广泛征求意见的基础上，制定本规程。

本规程主要内容包括：1.总则；2.术语和符号；3.材料；4.结构设计基本规定；5.构件设计；6.节点设计；7.防护设计；8.制作安装；9.质量验收；附录 A~附录 B。

本规程由陕西省住房和城乡建设厅负责归口管理，陕西省建设标准设计站负责日常管理，中国建筑西北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，请反馈给中国建筑西北设计研究院有限公司（地址：西安市文景路 98 号，邮编：710018，电话：029-68515930，邮箱：xinli1129@sina.com）。

本标准主编单位：中国建筑西北设计研究院有限公司

精工绿筑科技集团有限公司

本标准参编单位：西安工业大学

长安大学

西安建筑科技大学

中联西北工程设计研究院有限公司

陕西省现代建筑设计研究院有限公司

基准方中建筑设计股份有限公司

陕西建工集团股份有限公司

浙江精工钢结构集团有限公司

绍兴精工绿筑集成建筑系统工业有限公司

上海杉达学院

浙江绿筑集成科技有限公司

本标准主要起草人：辛 力 李 栋 黄 华 李 彬
史生志 刘中华 李瑞锋 黄桥平
叶艳霞 刘 源 潘长俊 刘福祿
董立国 杨 勇 时 炜 骆福前
王世斌 刘 挺 左恩胜 韩刚启
扈 鹏 郭得旺 王留成 李 杰
黄 超 孙炎云 邱仙荣 徐立丰
史松波 年学成 常康辉 赵 阳
徐春平 田利君

本标准主要审查人：

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	3
2.1	术语	3
2.2	符号	5
3	材料	10
3.1	钢材	10
3.2	钢筋	11
3.3	混凝土	11
3.4	连接材料	13
4	结构设计基本规定	15
4.1	结构体系	15
4.2	设计分析	29
4.3	变形规定	47
4.4	一般构造	51
5	构件设计	54
5.1	一般规定	54
5.2	受弯构件截面承载力计算	58
5.3	受弯构件挠度验算	73
5.4	受弯构件裂缝宽度验算	76
5.5	轴心受力构件截面承载力计算	80
5.6	轴心受压构件整体稳定计算	83
5.7	单向压弯构件承载力计算	85
5.8	双向压弯构件承载力计算	93
5.9	抗震设计及构造	97

6	节点设计	107
6.1	一般规定	107
6.2	梁与梁连接	107
6.3	柱与柱拼接连接	109
6.4	梁柱节点	111
6.5	柱脚	116
6.6	支撑连接	117
6.7	非结构构件与墙连接节点	117
7	防护设计	118
7.1	抗火设计与防火保护	118
7.2	防腐设计	122
8	制作安装	125
8.1	一般规定	125
8.2	制作	125
8.3	安装	128
9	质量验收	131
9.1	一般规定	131
9.2	构件验收	132
9.3	安装验收	134
附录 A	部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁设计	137
附录 B	异形 PEC 柱截面抗弯承载力计算方法	142
	本规程用词说明	162
	引用标准名录	163

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	3
2.1	Terms	3
2.2	Symbols	5
3	Materials	10
3.1	Structural Steel	10
3.2	Steel Reinforcement	11
3.3	Concrete	11
3.4	Connection Materials	13
4	Basic Requirements of Design	15
4.1	Structural System and Members	15
4.2	Design Analysis	29
4.3	Deflection limitations	47
4.4	General Detailing	51
5	Design of Structural Members	54
5.1	General Requirements	54
5.2	Strength of Sections Subjected to Flexural Laods	58
5.3	Checking of Deflection of Flexural Members	73
5.4	Checking of Cracks	76
5.5	Strength of Sections Subjected to Axial Laods	80
5.6	Stability of Members Subjected to Axial Compression	83
5.7	Capacity of Members Subjected to Combined Compression and Uniaxial Bending	85
5.8	Capacity of Members Subjected to Combined Compression and Biaxial Bending	93
5.9	Seismic Details and Detailing Requirements	97
6	Design of Joints	107

6.1	General Requirements	107
6.2	Beam-to-Beam Splices and Joints	107
6.3	Column-to-Column Splices and Joints	109
6.4	Beam-to-Column Joints	111
6.5	Column Footing	116
6.6	Brace-to-Column and Beam Joints	117
6.7	Non-structural element-to-Wall Joints	117
7	Design of Protection	118
7.1	Fire-Resistant Design and Fire Proof Protection	118
7.2	Corrosion Coating	122
8	Fabrication and Erection	125
8.1	General Requirements	125
8.2	Fabrication	125
8.3	Erection	128
9	Construction Quality Acceptance	131
9.1	General Requirements	131
9.2	Component Acceptance	132
9.3	Installation Acceptance	134
Appendix A	Partially Encased Honeycomb Composite Beams	137
Appendix B	Flexural Capacity Calculation Method of Special-Shaped PEC Column	142
	Explanation of Wording in This Code	162
	List of Quoted Standards	163

1 总 则

1.0.1 为规范部分包覆钢-混凝土组合结构设计和建造的技术要求，做到安全适用、技术先进、经济合理、提高质量，制定本规程。

【条文说明】1.0.1 本条是建筑工程中合理应用装配式部分包覆钢-混凝土组合结构应当遵循的总方针。

PEC 构件通过混凝土与钢的合理组合，使之具有混凝土和钢结构的双重优点，可以有效减小构件截面，节材，钢材锈蚀、受压失稳、隔音、防火、舒适性等性能得到较大提升；现场湿作业少，预制率高，基本做到全装配；施工速度快；节点连接安全可靠等特点。

由于部分包覆钢-混凝土组合结构特点和优势，近年来已经在我省得到了越来越多的应用，本规程是在总结国内外在部分包覆钢-混凝土组合结构领域的理论研究和大量试验的基础上，结合我省的工程项目实践编写而成，旨在规范和指导部分包覆钢-混凝土组合结构在我省的工程项目的设计、制作和安装。

1.0.2 本规程适用于陕西省工业和民用建筑部分包覆钢-混凝土组合结构的设计、制作安装与验收。

【条文说明】1.0.2 本规程主要阐明了部分包覆钢-混凝土组合结构的适用范围、设计方法、施工要求和方法等，作为部分包覆钢-混凝土组合结构在我省建造的依据。

PEC 柱和 PEC 梁构件可以全部或部分在工厂或现场预制，预制构件的吊装和连接方式与钢构件类似，现场只需少量补填或完全不填混凝土，可达到较高的预制化、装配化水平。PEC 构件由于利用了钢-混凝土的组合作用，经济性良好。该类结构可以用于新建结构，也可用于既有钢结构的改建。工业建筑如采用装配式部分包覆钢-混凝土组合结构，可按本规程有关规定执行。构筑物如采用 PEC 构件，构件和节点的设计可按本规程有关规定。

采用本规程尚未规定的截面形式或节点形式时，应有充分的计算分析依据和试验

依据。

为保证 PEC 构件中主钢件与混凝土能共同作用，最大化利用钢和混凝土的材料性能，对混凝土中的纵筋、箍筋，以及抗剪件、连杆等需满足一定的构造要求。

1.0.3 部分包覆钢-混凝土组合结构的设计、制作安装与验收，除应执行本规程外，尚应符合国家和陕西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。

【条文说明】2.1.1 PEC 构件是在开口型钢结构构件截面的翼缘间填筑混凝土，形成型钢和混凝土共同受力的组合构件，能较好地将钢与混凝土组合协同工作，混凝土提高开口截面钢的局部稳定性，钢的外包约束一定程度上抑制混凝土裂缝早期开裂，使得构件具有较高的竖向承载力，又具有较好的抗震性能。

PEC 构件包括 PEC 柱、PEC 梁、PEC 剪力墙以及 PEC 支撑等。

2.1.2 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。

2.1.3 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。

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

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。

【条文说明】2.1.2~2.1.4 给出了部分包覆钢-混凝土组合各构件的定义和简称，

如 PEC 柱、PEC 梁，在不至于混淆时，用简称表达以使表述简洁。

2.1.5 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。

【条文说明】2.1.5 部分包覆钢-混凝土组合结构是指由部分包覆钢-混凝土组合构件组成的结构，一般包括框架、框架-支撑、框架-钢板剪力墙、框架-钢筋混凝土剪力墙、框架-钢筋混凝土核心筒等结构类型。

PEC 构件可以单独形成框架等结构体系，也可以与钢构件、钢筋混凝土构件或其他形式的钢-混凝土组合构件形成结构体系。

框架结构、框架-支撑结构、框架-剪力墙结构和框架-钢筋混凝土核心筒结构等结构体系中的框架柱、框架梁、次梁和支撑等构件可全部或者部分采用 PEC 构件，排架结构、门式钢架结构中的柱、梁构件可采用 PEC 构件。

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。

【条文说明】2.1.7 PEC 构件有别于型钢混凝土构件和钢管混凝土构件，为此给出了组合构件截面中钢骨的专有名词“主钢件”以示区别。

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。

【条文说明】2.1.8 连杆是 PEC 构件中特有的组件，连杆不是箍筋，尽管连杆可以采用钢筋，连杆的主要作用是约束受压钢翼缘向外鼓屈，在术语中特加说明。

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；

E_{EQ} ——组合截面当量弹性模量；

f_a ——钢材抗拉强度设计值；

f'_a ——钢材屈服强度；

f_{ay} ——钢材屈服强度；

f_{at} ——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_{rv} ——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_u ——截面受弯承载力设计值；

N ——轴力设计值；

N_u ——截面轴压承载力设计值；

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；

$N_{a,y}$ 、 $N_{an,u}$ ——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；

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_c ——混凝土截面面积；

A_s ——包覆混凝土中受拉钢筋截面面积；

A_l ——单根连杆面积；

a_a ——受压端型钢合力点至截面受压边缘的距离；

a'_a ——开裂截面纵向受拉钢筋应力；

b_0 ——主钢件翼缘外伸宽度；
 b_f ——主钢件翼缘宽度；
 e ——轴向力作用点到受拉型钢合力点的距离；
 e_a ——附加偏心距；
 e_i ——初始偏心距；
 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；
 s_a ——沿构件长度方向连杆的间距；
 x ——混凝土受压区高度；

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_{tx} 、 β_{ty} ——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；
 ψ ——考虑梁主钢件翼缘作用的钢筋应变不均匀系数；
 k_a ——主钢件抗弯刚度与全截面抗弯刚度之比；
 ρ_v ——箍筋体积配箍率；
 λ_v ——约束边缘构件配箍特征值；

α_1 ——受压区混凝土压应力影响系数；

β_1 ——受压区混凝土应力图形影响系数；

β_c ——混凝土强度影响系数；

η_{vw} ——剪力增大系数；

λ ——剪力系数；

φ ——组合稳定系数；

【条文说明】2.2.1~2.2.4 符号是根据现行国家标准《工程结构设计基本术语标准》GB/T 50083 的有关规定制定的，并尽可能保持同现行国家标准（如《钢结构设计标准》GB 50017、《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 及现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138）的协调性。

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 钢材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。

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。

【条文说明】3.1.2 本条规定了承重的 PEC 构件主钢件钢材应具有力学性能和化学成分等合格保证的项目。非焊接的重要 PEC 构件，如吊车梁、吊车桁架、有振动设备或有较大吨位吊车厂房的屋架、托架，大跨度重型桁架等，以及需要弯曲成型的构件等，均需要具有冷弯试验合格的保证。

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 N/mm^2 ，钢材实物的实测屈强比不应大于 0.85。
- 3 钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。

【条文说明】3.1.4 结构设计时，当构件需经受较大塑性变形时，结构钢材的选用应满足本条规定。

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（即 Z 向性能）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。压型钢板的基板应选用热浸镀锌钢板，镀锌层应符合现行国家标准《连续热镀锌薄钢板及钢带》GB/T 2518 的规定。

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《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的有关规定和《混凝土结构通用规范》GB 55008 的有关规定。

3.2.2 一、二、三级抗震等级的 PEC 柱、PEC 梁、PEC 剪力墙的边缘构件和 PEC 斜撑的纵向受力钢筋应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 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。

3.2.3 焊接钢筋网片应符合现行行业标准《焊接钢筋网混凝土结构技术规程》JGJ 114 的有关规定。

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《混凝土结构设计标准》GB/T 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；混凝土的最大骨料直径不宜大于 20mm。对浇筑难度较大或复杂节点部位，宜采用骨料更小、流动性更强的高性能混凝土。

【条文说明】3.3.1 本条规定了 PEC 构件中包覆混凝土的要求及强度等级鉴于 PEC 构件含钢率较高，故当要求计入混凝土对承载力的贡献（如 PEC 柱）时，混凝土强度等级不宜过低。

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。

【条文说明】3.3.2 PEC 梁中的包覆混凝土对构件承载力的贡献主要在于其抑制主钢件板件的局部屈曲，提高梁的整体稳定性和刚度，因此可以采用低强度的轻质混凝土，以减少跨度较大的 PEC 梁的自重，降低起吊重量。

3.3.3 PEC 柱、PEC 剪力墙的连接后浇区宜采用自密实混凝土或水泥基灌浆材料。PEC 梁的连接后浇区可采用自密实混凝土、水泥基灌浆材料或普通混凝土。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。

【条文说明】3.3.3 PEC 梁中混凝土对梁的刚度贡献较大，但对抗弯承载力提高幅度不大，在有可靠措施时，也可采用普通混凝土浇筑后浇节点。

3.3.4 PEC 柱、PEC 支撑、PEC 剪力墙的连接后浇区的材料强度等级宜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，并应符合下列规定：

- 1 当采用自密实混凝土材料时，材料应具备一定的微膨胀性，其主要性能应满足表中 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 3.3.5-2 中 I~IV 类的性能要求。
- 3 冬期施工时连接后浇区材料的性能除应符合本文件表 3.3.5-2 的规定外，尚应符合表 3.3.5-3 的规定。

表3.3.5-1 PEC构件连接后浇区材料要求

主钢件外伸翼缘长度（mm）	主钢件腹板高度（mm）	
	$h \leq 200$	$h > 200$
$70 < b \leq 100$	不低于Ⅲ类	不低于Ⅲ类
$100 < b \leq 200$	不低于Ⅲ类	不低于Ⅳ类
$b > 200$	不低于Ⅳ类	不低于Ⅳ类

表3.3.5-2 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

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*
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		
氯离子含量（%）		＜0.1			
泌水率（%）		0			

注：*表示坍落扩展度数值。

表3.3.5-3 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。

【条文说明】3.3.4~3.3.5 为保证 PEC 构件连接后浇区的性能，对节点进行了分类，节点材料根据类别规定了不同的要求。

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 和《钢结构通用规范》GB 55006 的有关规定。

3.4.2 圆柱头焊钉或栓钉连接件的质量应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊

钉》GB/T 10433 的有关规定，圆柱头焊钉或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 钢或强度更高的钢材，并应符合相关规定。

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《钢结构设计标准》GB 50017、《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 梁、PEC 柱、PEC 剪力墙、PEC 斜撑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、连杆、抗剪件等钢配件（图 4.1.1）。PEC 构件宜在工厂制作。

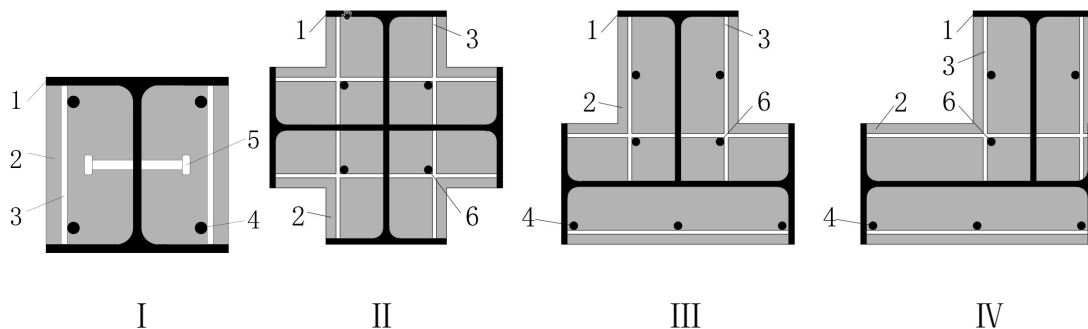


图 4.1.1 PEC 构件的截面形式

1—开口截面主钢件；2—包覆混凝土；3—连杆；4—纵筋；5—抗剪键；6—构造纵筋

【条文说明】4.1.1 PEC 构件主要由 H 型钢等开口截面主钢件和混凝土组成。

PEC 构件的主钢件可以为单 H 形截面，也可以为两个或多个 H 形截面焊接组合（图 1）。正文中 I 类截面可以用于梁、柱、支撑；II、III、IV 类截面一般用于竖向构件，竖向构件还可以采用以下 a~f 类截面。本规程规定了主钢件为单 H 形截面的 PEC 构件的计算方法与构造要求。采用其他主钢件形式时，有关的计算规定还需进一步研究。

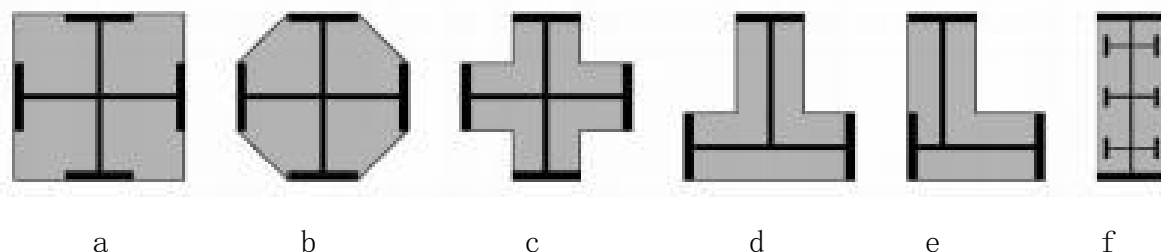


图 1 主钢件截面形式

PEC 构件的主钢件可以采用型钢，也可以采用焊接截面。焊接截面可以采用宽厚比较大的板件。起到节省钢材的作用，但采用型钢有利于标准化、模数化的设计，能

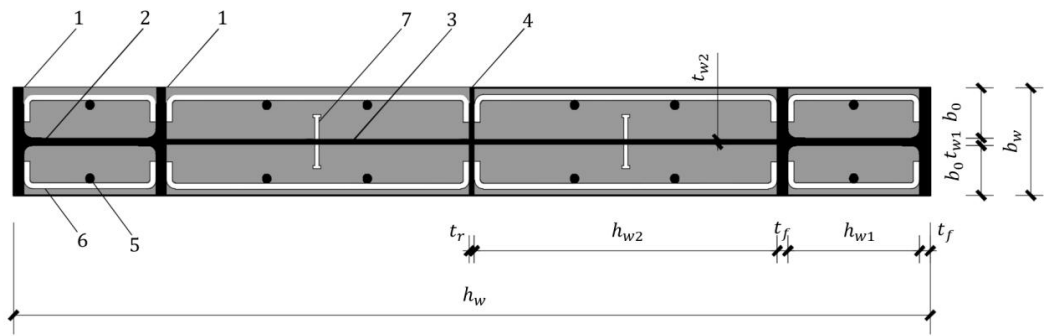
获得较高综合效益。

为体现装配式特点，部分包覆钢-混凝土组合结构的主钢件及包覆混凝土宜在工厂预制完成。对于既有钢结构的改建加固，也可采用在既有主钢件的基础上，安装纵筋、箍筋、抗剪件、连杆等钢配件后再支模现浇包覆混凝土。

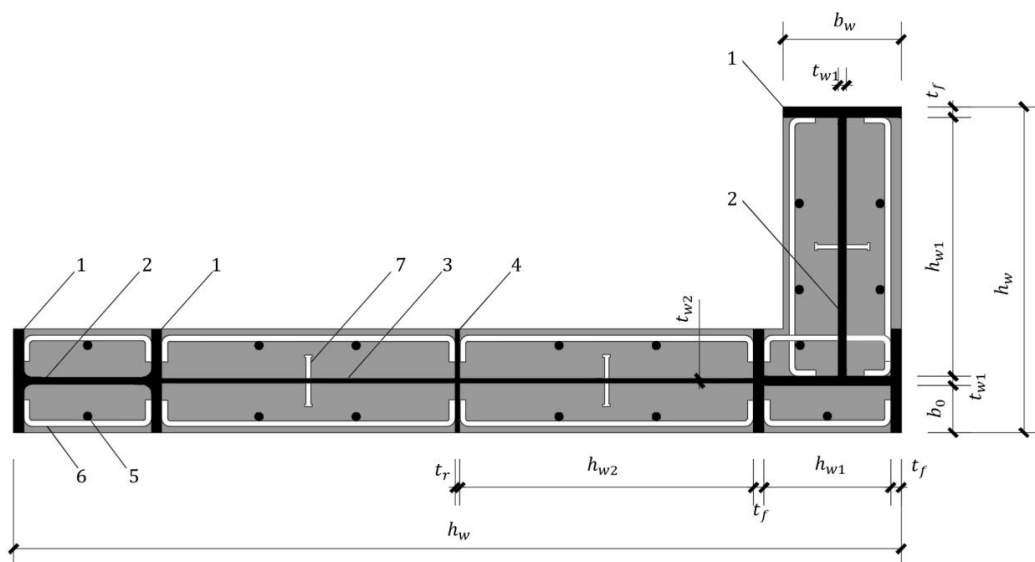
框架结构、框架-支撑结构、框架-钢筋混凝土剪力墙或 PEC 剪力墙结构（钢板剪力墙）、框架-钢筋混凝土核心筒（PEC 核心筒、钢板剪力墙核心筒）结构的框架柱、框架梁、次梁和支撑构件可全部或部分采用 PEC 构件，排架结构、门式刚架结构的柱、梁构件可采用 PEC 构件。

本规范采用了各项设计规定都已相对成熟的 H 型钢作为主钢件的截面形式，当采用本规范尚未规定的截面形式或节点形式时，应有充分的计算分析依据和必要的试验依据。

4.1.2 PEC 剪力墙的常用截面形式为一字形（图 4.1.2 a）、L 形（图 4.1.2 b）等，翼缘之间和翼缘与纵向加劲肋间应设置一定间距的连杆。PEC 剪力墙的包覆混凝土除节点区外宜采用工厂预制。



(a) PEC 剪力墙的截面形式—一字形



(b) PEC 剪力墙的截面形式-L 形

图 4.1.2 PEC 剪力墙的截面形式

1-翼缘；2-边缘构件腹板；3-墙身腹板；4-纵向加劲肋；5-纵筋；6-连杆（两侧与主钢件焊接）；
7-栓钉

【条文说明】4.1.2 部分包覆钢-混凝土组合构件（PEC 构件）主要由 H 型钢等开口截面主钢件和混凝土组成，且混凝土与主钢件共同受力。PEC 剪力墙是基于 PEC 柱构造形式进行拓展，截面高宽比大于 4 的竖向构件。PEC 剪力墙的主钢件可采用两端 H 型钢，中间焊接钢板和纵向加劲肋。

PEC 剪力墙在墙身腹板宽厚比不满足要求时，可在墙身腹板两侧设置纵向加劲肋。正文图例为四区格 PEC 剪力墙，设计中也可根据剪力墙长度调整为三区格或五区格。

PEC 剪力墙常用的截面形式为一字形、L 形，也可拓展为 T 形（图 2）、Z 形（图 3）。

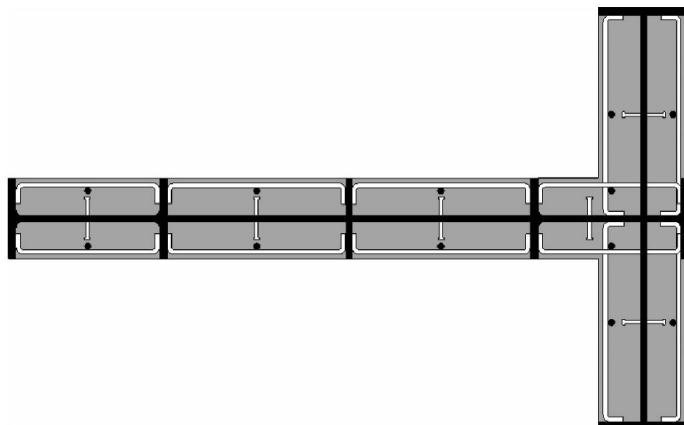


图 2 PEC 剪力墙的截面形式-T 形

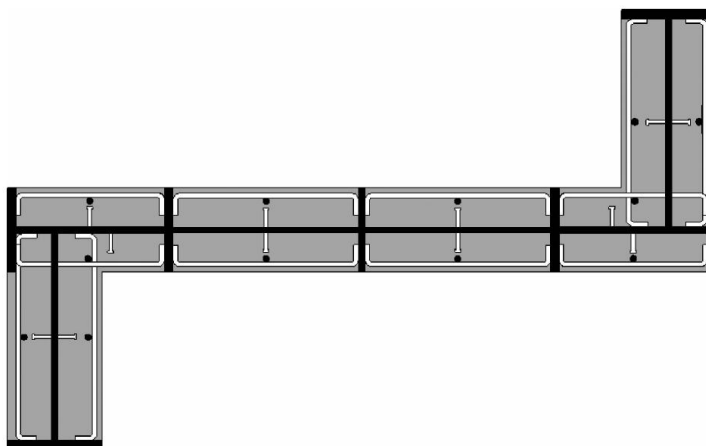


图 3 PEC 剪力墙的截面形式-Z 形

为满足实际工程需要，PEC 剪力墙除采用 H 型钢拼接作为主钢件外，在有充分论证和必要的试验的前提下，还可采用十字型钢柱（图 4）或槽钢（图 5）等型钢作为边缘构件。

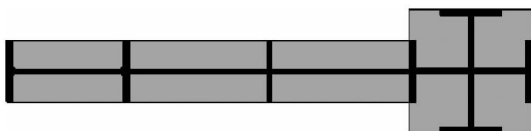


图 4 含端的 PEC 剪力墙



图 5 含卷边的 PEC 剪力墙

4.1.3 PEC 剪力墙可用于剪力墙结构、框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构等结构体系中。

【条文说明】4.1.3 本条中的剪力墙结构、框架-剪力墙结构、框架-核心筒结

构等结构体系的竖向构件可以由 PEC 剪力墙、钢管混凝土柱、PEC 柱、纯钢柱中的一种或几种组成，水平构件可以由 PEC 梁、纯钢梁、桁架中的一种或几种组成。 PEC 剪力墙构件也可用于部分框支剪力墙结构、PEC 剪力墙-混凝土核心筒结构等体系，对此类结构体系的应用，可根据工程经验与其他相应规范、标准的要求研究制定。

4.1.4 与 PEC 剪力墙相连的梁宜采用 PEC 梁或钢梁，与钢筋混凝土墙连接的梁也可以采用钢筋混凝土梁或型钢混凝土梁，当采用钢筋混凝土梁、型钢混凝土梁等应采取可靠连接措施。

【条文说明】4.1.4 PEC 剪力墙与钢筋混凝土梁在地下室的刚接连接（图 6），混凝土梁纵筋与钢牛腿采用搭接焊接，单面焊接长度不小于 $10d$ ，双面焊接长度不小于 $5d$ 。PEC 剪力墙与型钢混凝土梁的刚性连接方式应符合现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 中型钢混凝土柱与混凝土梁的刚性连接要求。

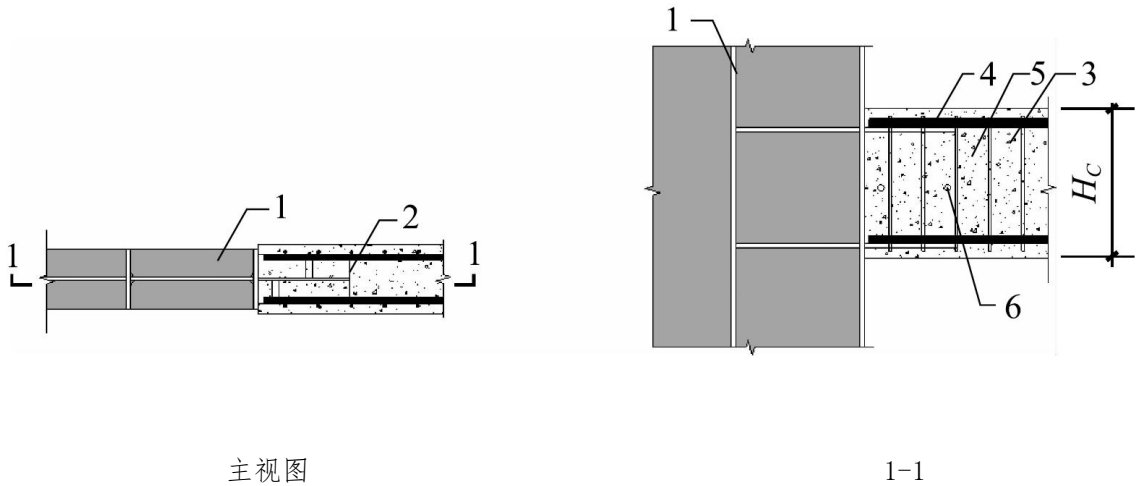


图 6 PEC 剪力墙与钢筋混凝土梁刚接示意

1-预制混凝土；2-钢牛腿；3-现浇混凝土梁；4-纵筋；5-箍筋；6-栓钉

4.1.5 设置地下室时，竖向构件中主钢件至少应延伸至地下一层。

4.1.6 PEC 梁、PEC 柱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、PEC 支撑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 4.1.6 的规定（图 4.1.6-1）；

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 4.1.6 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 4.1.6 中截面分类 3 的规定；

表4.1.6 PEC梁、PEC柱、PEC支撑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。

3 支撑中主钢件翼缘外伸部分的宽厚比不宜大于表 4.1.6 中截面分类 1 的规定，腹板的宽厚比不宜大于表 4.1.6 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 4.1.6 的外伸翼缘宽厚比限值可放大 1.5 倍；当 $0.25 < s_a/b_f \leq 0.5$ ，则表 4.1.6 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 4.1.6 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。

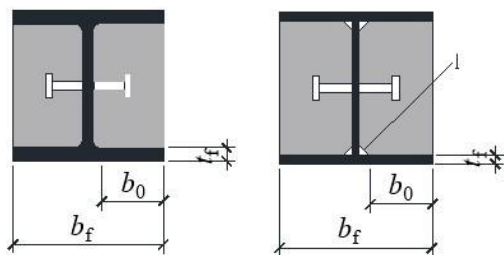


图 4.1.6-1 受压翼缘外伸部分宽厚比示意

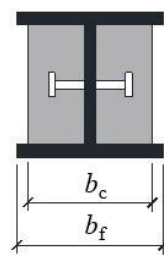


图 4.1.6-2 混凝土外轮廓尺寸示意

1-焊缝

【条文说明】4.1.6 PEC 构件的塑性承载能力和变形能力发展与可能达到的程度与主钢件板件宽厚比密切相关。应当依据 PEC 构件主钢件的板件宽厚比及构件的截面分类来确定梁柱构件设计原则和选择计算方法。

本条第 1 项规定了 PEC 梁和 PEC 柱中主钢件的截面分类及相应的宽厚比限值。主钢件受压翼缘的局部稳定临界应力高于纯钢构件受压翼缘的局部稳定临界应力。基于能量方法所做的理论分析表明，板件失稳临界应力与屈服强度相等时的外伸部分宽厚比可达 $35 \varepsilon_k$ ，故相较于纯钢构件，受压翼缘的宽厚比限制可以放宽。

截面分类 1 是对于构件形成塑性铰的要求，此时，混凝土已处于压溃状态，钢翼缘按无面外约束板件考虑，故与普通钢构件的宽厚比规定一致；其他分类则计入了混凝土对钢翼缘板件的面外约束作用。虽然钢翼缘局部失稳的临界宽厚比可 $35 \varepsilon_k$ ，设计时若无第 4 项所规定的措施则按最大宽厚比不超过 $20 \varepsilon_k$ 加以限制，以计入板件初始变形等不利影响。事实上，板件宽厚比还受加工制作因素的约束，宽厚比过大的板件在主钢件焊接时容易产生较大变形，不适宜采用。

主钢件腹板受到两侧混凝土的约束，局部失稳受到抑制。但鉴于极限状态下混凝土受损后对腹板的约束作用降低，仍需对其高厚比予以适当限制。

本条第 2 项基于轴心受压柱与压弯框架柱不同的性能要求，即不需要形成充分的塑性转动能力，其受压翼缘宽厚比满足本条第 1 项截面分类 2 即可保证截面的轴压极限承载力。当该构件稳定承载力小于截面承载力的 75% 时，钢材为弹性，故要求满足截面分类 3 即可。

本条第 3 项基于支撑构件往复受压以及整体失稳后存在反复压弯的可能，要求受

压翼缘宽厚比满足本条第 1 项截面分类 1。但当框架-支撑结构抗震等级为三级或四级时，可按满足截面分类 2 设计。

本条第 4 项经过多项滞回试验结果予以确认（表 1）。设计时有充分依据的前提下，允许采用超出正文中表 4.1.6 宽厚比限值的主钢件，能够取得更高的材料利用效率。其中连杆间距 S_a 对钢筋或圆钢连杆取中心距，对扁钢连杆取净距。

表1 PEC构件试验结果

方法	试验数据来源	受力性质	轴压比	等效翼缘宽厚比	加密区连杆间距/翼缘宽度	加密区长度 (试件全长)	极限荷载/屈服荷载	单调延性	滞回延性
试验	李炜 2015	纯弯	0	10. 30	1. 28	试件全长	1. 76	14. 85	—
				17. 21	0. 64		1. 36	13. 94	
				17. 21	0. 64		1. 34	9. 84	
				17. 21	1. 28		1. 38	14. 64	
				17. 21	1. 40		1. 29	13. 34	
				17. 21	1. 40		1. 43	—	4. 05
	刘杰 2019	压弯	0. 30	9. 69	0. 50	500 (3000)	1. 91	—	2. 74
			0. 50	9. 69			1. 69	—	2. 56
	A. S. ELNASHAI 1994	压弯	0. 15	11. 73	0. 26	360 (1690)	1. 29	—	5. 55
		压弯	0. 30	11. 73			1. 27		5. 64
	A. S. ELNASHAI 1991	压弯	0. 15	12. 86	0. 27	360 (2400)			8. 80
		压弯	0. 30	12. 86					4. 30
	李鹏宇 2009	压弯	0. 15	12. 13	0. 50	试件全长	1. 16	—	4. 18
			0. 25	12. 13			1. 20		4. 16
			0. 15	16. 17			1. 06		4. 18
			0. 25	16. 17			1. 05		3. 56
	何雅雯 1994	双向压弯	0. 20	13. 68	0. 23	350 (3600)	1. 19	—	3. 94

续表1

方法	试验数据来源	受力性质	轴压比	等效翼缘宽厚比	加密区连杆间距/翼缘宽度	加密区长度 (试件全长)	极限荷载/屈服荷载	单调延性	滞回延性
试验	杨婧 2007	压弯	0.20	19.50	0.21	柱底区域	1.24	—	4.33
			0.20	19.50			1.04		3.08
			0.20	19.50			1.05		4.40
	陆佳 2011	压弯	0.28	22.11	1.28	600(1750)	1.18	—	2.60
			0.30	25.93	0.21	300(1750)	1.18		2.25
			0.33	25.93			1.18		2.95
	简思敏 2016	偏压	—	16.30	0.50	试件全长	—	2.31	—
				19.60	0.50			2.56	
				24.50	0.30			2.53	
				24.50	0.50			1.75	
				24.50	1.00			1.85	
	银英姿 2008	轴压	—	8.00	1.00	试件全长	1.45	1.40	—
				12.13	1.00		1.34	1.30	
				12.13	1.00		1.47	2.30	
				16.20	0.50		1.26	1.70	

本条第 5 项对连杆布置范围提出要求。基于连杆可有效约束受压翼缘外伸部分在塑性阶段的局部失稳，故可仅要求覆盖构件最大弯矩附近区域。当弯矩分布较为均匀时，弯矩超过构件上最大弯矩 80% 的范围内均需满足连杆设置的要求，以保证受压翼缘塑性承载和变形能力。

本条第 6 项“贴合连接”指受压翼缘外侧有板件阻止翼缘鼓曲变形，而板件并非 PEC 构件的组成部分的情况。

4.1.7 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 4.1.6-2）。

【条文说明】4.1.7 欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 表 5.2 显示，主钢件翼缘内侧混凝土包覆宽度不应小于对应翼缘宽度的 80%。当混凝土宽度小于翼缘宽度时，应注意对钢板无包覆范围采取相应的结构防火措施。

4.1.8 PEC 剪力墙中主钢件的截面分类与宽厚比限值应符合下列要求：

1 主钢件截面按塑性发展能力可分为 2 类，各类截面的宽厚比限值应符合表 4.1.8 的规定；

表4.1.8 PEC剪力墙中主钢件截面分类和宽厚比限值

截面分类	构件设计要求	边缘构件		墙身腹板 (h_{w02}/t_{w2})
		翼缘 (b_0/t_f)	腹板 (h_{w01}/t_{w1})	
1	截面达到塑性弯矩且构件发生充分塑性转动	$9\varepsilon_k$	$35\varepsilon_k$	$65\varepsilon_k$
2	截面达到塑性弯矩	$14\varepsilon_k$	$75\varepsilon_k$	$105\varepsilon_k$

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_{w01} 、 h_{w02} 分别为腹板 h_{w1} 、 h_{w2} 的计算高度，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_{w1} 为边缘构件腹板厚度， t_{w2} 为墙身腹板厚度；

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。

4 对于轴压比不大于 0.3 的 PEC 剪力墙，墙身腹板高厚比可以放宽到 $124\varepsilon_k$ ，腹板厚度的选择应综合考虑制造加工工序工艺的可行性。

2 当受压翼缘通过连杆与相邻肋板牢固连接，且端部区格连杆竖向间距 s_a 与翼缘宽度 b_w 的比值满足 $s_a/b_w \leq 0.5$ ，则表 4.1.8 中外伸翼缘的宽厚比限值可放大 1.5 倍；当 $0.50 < s_a/b_w \leq 1.0$ ，则表 4.1.8 中外伸翼缘的宽厚比限值可在 1.5~1.0 倍间插值；

3 纵向加劲肋截面尺寸应符合下列公式（4.1.8）规定：

$$t_r \geq b_0/19 \quad (4.1.8)$$

4 纵向加劲肋与墙身腹板可采用断续角焊缝连接。断续角焊缝焊段的长度不得小于 $10h_f$ 或 50mm，其净距不应大于 $15t$ ， t 为较薄焊件厚度；

本款规定了墙中主钢件的截面分类及相应不同部位的宽厚比限值。根据试验和有限元分析，PEC 剪力墙破坏出现在受压侧角部，破坏形态基本为角部混凝土压碎，钢翼缘向外局部屈曲。因此对于 PEC 剪力墙的宽厚比控制分为端部区格和墙身两个部分。钢板外侧混凝土墙体对保证钢板的侧向稳定有重要作用，且根据试验结果，极限状态下墙身区格内的混凝土受损程度较小，对腹板依然存在约束作用，因此对于墙身腹板的宽厚比限值在端部区格宽厚比限值的基础上相应放大。目前在 29 个剪力墙构件试验中，尚未发生腹板破坏的情况。在基于 16 个钢板混凝土剪力墙的相关试验研究（同济大学王伟《钢板钢筋混凝土复合剪力墙抗震性能的试验研究》，2018）内藏于钢筋混凝土剪力墙中的钢板高厚比最大做到了 200，随着混凝土的裂缝的发展，越来越多的混凝土退出工作后，钢板才会发生屈曲。钢板承担了分担侧向力的主要作用，而混凝土则对钢板提供侧向约束。因此，混凝土可以防止钢板过早失效。

纵向加劲肋宽厚比限值参考现行《钢结构设计标准》中的相关规定。纵向加劲肋与腹板采用断续角焊缝可减小加工阶段产生的钢板变形。

也可采用焊接角钢或粗钢筋构造措施增加 PEC 剪力墙受压翼缘的局部稳定性。

4.1.9 采用 PEC 构件作为框架柱、剪力墙和框架梁的房屋结构，房屋的最大适用高度不宜超过表 4.1.9 的规定。

表4.1.9 房屋的最大适用高度（m）

项次	结构类型		设防烈度				
			6 度	7 度	8 度		9 度
					0.20g	0.3g	
1	框架结构		60	50	40	35	24
2	框架-支撑结构		200	170	150	110	70
3	框架-钢板剪力墙结构		200	170	150	110	70
4	框架-钢筋混凝土剪力墙结构		130	120	100	80	50
5	框架-钢筋混凝土核心筒结构		220	190	150	130	70
6	PEC剪力墙结构		170	150	130	100	70
7	框架-PEC剪力墙结构		130	120	100	80	50
8	框架-PEC核心筒结构	钢框架-PEC核心筒	200	160	120	100	70
		PEC框架-PEC核心筒	220	190	150	130	70
		钢管混凝土框架-PEC核心筒	220	190	150	130	70

- 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 表中第1~5项中的“框架”包含PEC柱与钢梁或PEC梁、钢管混凝土柱与PEC梁组成的框架；
 5 表中第7项中的“框架”包含钢框架、PEC框架、钢管混凝土框架。

【条文说明】4.1.9 正文中表 4.1.9 第 1、3、4 项的规定与行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 - 2016 第 4.3.5 条中对应型钢混凝土框架(柱)的规定一致。其原因是部分包覆钢-混凝土组合结构的力学性能与型钢混凝土构件近似，前者边缘部分始终有钢材参与工作，在正常使用状态下能更有效地防止裂缝开展，在极限状态下前者钢材外包轮廓范围内的受压混凝土在完全压溃前也能较充分地发挥作用。

正文中表 4.1.9 第 2 项的规定，框架-支撑结构通常采用钢支撑或 PEC 支撑，比钢筋混凝土剪力墙具有更大变形能力，按行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-2015 第 3.2.2 条对钢框架-中心支撑结构的规定，采用适用高度至少减小 20m 的措施对高度取较严格的限制。本规程所称的框架-支撑结构，当采用 PEC 柱和 PEC 梁时，应采用中心支撑结构（尚无与偏心支撑相连的 PEC 梁试验与理论研究）；当结构采用 PEC 柱和钢梁时，可采用中心支撑结构或偏心支撑结构。偏心支撑结构的适用高度可按正文表 4.1.9 的支撑结构选用，其耗能梁等的设计应按有关规范的规定采用。正文表 4.1.9 中第 5 项的规定，是根据钢板剪力墙的延性性能与支撑相近或更优的情况，取与框架-支撑结构的规定相同。由于平面和竖向均不规则的结构对抗震不利，为确保结构安全，最大高度适当降低，与行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 4.3.5 条保持一致。

PEC 剪力墙结构体系延性好，类似于框架-支撑结构体系。考虑到 PEC 剪力墙结构体系使用经验还需要进一步积累，PEC 剪力墙结构是在框架-支撑结构体系的基础上，对适用高度适当降低了 50m。框架-PEC 剪力墙结构、框架-PEC 核心筒结构分别与现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 中对应框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构的规定一致。其原因是部分包覆钢-混凝土组合结构的力学性能与型钢混凝土构件相比性能更有优势，前者边缘部分始终有钢材参与工作，在正常使用状态下能更有效地防止裂缝开展，在极限状态下前者钢材外包轮廓范围内的受压混凝土在完全压溃前也能较充分地发挥作用，故按型钢混凝土结构取值是合理且偏于安全的。

本条尚不能全部覆盖应用 PEC 柱、PEC 梁、PEC 剪力墙的结构体系。对其他结构体系的适用高度，需根据工程经验与其他规范、标准的要求研究制定。

4.1.10 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 4.1.10 的规定。

表4.1.10 房屋适用的最大高宽比

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

- 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 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 表中括号内数据适用于框架柱采用钢管混凝土柱的结构体系。

【条文说明】4.1.10 高宽比是对结构刚度、整体稳定、承载能力和经济合理性的宏观控制。参考现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3，建筑结构适用的最大高宽比与结构体系及抗震设防烈度有关；参考现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99，高宽比仅与抗震设防烈度有关。由于 PEC 剪力墙结构刚度、整体稳定、承载能力等优于钢筋混凝土剪力墙，故本条在高宽比取值上遵循不超过钢结构但适当高于钢筋混凝土结构的原则。

4.1.11 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可采用刚接或铰接。

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。

【条文说明】4.2.1 建筑结构安全等级按现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153 和《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 的规定划分为一级、二级和三级。

荷载效应的组合原则根据现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068 的有关规定制定。对荷载效应的偶然组合，本规程只做出原则性的规定，具体的设计表达式及各种系数应符合相关标准的有关规定。对于正常使用极限状态，一般采取荷载效应的标准组合，当有可靠依据和实践经验时，亦可采取荷载效应的频遇组合。对于 PEC 梁，因需要计入混凝土在长期荷载作用下的徐变影响，应采取荷载效应的标准组合和准永久组合。部分包覆钢-混凝土组合结构的极限状态设计规定与现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 和《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 一致。

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《建筑抗震设计标准》GB/T50011、《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 采用 PEC 构件的结构，在竖向荷载、风荷载以及多遇地震作用下，变形和内力可按弹性方法计算。结构分析模型应根据结构实际情况确定。所选的分析模型应能准确地反映结构中各构件的实际受力状况，并应对结构分析软件的计算结果进行合理性和有效性的分析判断。

4.2.4 采用 PEC 构件的结构进行内力和位移计算时，对于现浇结构或装配整体式结构，可假定楼板在其自身平面内为无限刚性。当楼盖开有较大洞口或可能产生较明显的平面内变形时，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，

4.2.5 采用 PEC 构件的结构，弹性计算模型应根据结构的实际情况确定，应能反应结构的刚度和质量分布以及各结构构件的实际受力情况。

4.2.6 框架-PEC 剪力墙结构进行弹性分析时，应计入梁的弯曲、剪切、扭转变形，柱在轴力和弯矩作用下的弹性变形，以及 PEC 剪力墙的弹性弯曲及剪切变形；对于刚性连接的钢框架宜计入梁柱节点域的弹性剪切变形，其计算按现行行业标准《高层民

用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的相关要求。

4.2.7 当结构在地震作用下的重力附加弯矩大于初始弯矩的 10%时，应计入重力二阶效应的影响。重力附加弯矩是指任一楼层以上全部重力荷载与该楼层地震平均层间位移的乘积，初始弯矩是指该楼层地震剪力与楼层层高的乘积。

4.2.8 弹性分析时，PEC 剪力墙宜采用壳单元或墙单元。

4.2.9 部分包覆钢-混凝土组合结构的构件、连接及节点的承载力计算可分为持久、短暂设计状况和地震设计状况两类，应按公式（4.2.9-1）、式（4.2.9-2）计算：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (4.2.9-1)$$

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (4.2.9-2)$$

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 4.2.9 采用，其它情况按现行国家标准 GB/T50011 的规定取值。

表4.2.9 承载力抗震调整系数

构件类型	梁		柱及支撑						核心区
受力特征	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：1 n 为轴压比；

2 对于PEC剪力墙，构件强度验算取0.85；连接强度计算时取0.75；当仅计算竖向地震作用时取1.0。

【条文说明】4.2.9 PEC 构件的承载力设计是基于国家现行标准《建筑结构荷载规范》GB50009、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 和《组合结构设计规范》JGJ138 有关极限状态设计表达式的规定，本规程对 PEC 构件的承载力抗震调整系数按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 的规定执行。

4.2.10 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 4.2.10 确定。

表4.2.10 PEC结构的抗震等级

结构类型		设防烈度									
		6 度		7 度			8 度			9度	
框架 结构	房屋高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24		≤24	>24		≤24	
	框架	四	三	四	三		二	一		一	
	大跨度框 架	三		二			一			一	
框架 -钢 筋混 凝土 剪力 墙结 构	房屋高度 (m)	≤60	>60	≤24	25~6 0	>60	≤24	25~6 0	>6 0	≤24	>24
	框架	四	三	四	三	二	三	二	一	二	一
	钢筋混凝 土剪力墙	三		三	二		二	一		一	
框架 -支 撑结 构	房屋高度 (m)	≤24	>24	≤24	>24		≤24	>24		≤24	>24
	框架	四	三	四	三		二	一		一	特一
	支撑框架	三	二	三	二		一	一		一	特一

	支撑	四		三		二		一	特一
框架-核心筒结构	房屋高度 (m)	≤150	>150	≤130	>130	≤100	>100	≤70	
	框架	三	二	二	一	一	一	一	
	核心筒	二		二	一	一	特一	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 表中框架包含采用钢管混凝土柱的结构体系；

4 大跨度框架指跨度不小于18m的框架；

5 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；

6 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《建筑抗震设计标准》GB/T 50011规定确定；钢板剪力墙抗震等级可按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011规定确定；

【条文说明】4.2.10 采用 PEC 构件的框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构的抗震等级的规定与《组合结构设计规范》JGJ138-2016 第 4.3.8 条条文相一致。对于采用 PEC 构件的框架结构，考虑到 PEC 框架的抗震性能提高的特点，按国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 第 8.1.3 条的规定。本规程第 4.1.9 条规定 7 度时 PEC 框架结构最大适用高度不超过 50m，故对于 7 度时 PEC 框架结构的抗震等级予以放宽。框架-支撑结构抗震等级按国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 附录 G.1.2 条要求采用。框架-剪力墙结构按钢筋混凝土剪力墙和钢板剪力墙区分为两类。

4.2.11 采用 PEC 剪力墙的房屋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要求。丙类建筑的抗震等级应按表 4.2.11 确定。

表4.2.11 采用PEC剪力墙的房屋结构的抗震等级

结构类型		设防烈度											
		6 度			7 度				8 度			9度	
PE C剪 力 墙 结 构	房屋 高度 (m)	≤8 0	81~14 0	>14 0	≤2 4	25~8 0	81~12 0	>12 0	≤2 4	25~8 0	>8 0	≤2 4	25~7 0
	剪力 墙	四	三	二	四	三	二	一	三	二	一	二	一

续表4.2.11

结构类型			设防烈度									
			6 度		7 度			8 度			9度	
框架- PEC 剪力墙 结构	房屋高度（m）		≤60	>60	≤2 4	25~ 60	>6 0	≤2	25 ~60	>60	≤24	25 ~50
	钢框架		四		四	三		三	二		二	一
	PEC框架		四	三	四	三	二	三	二	一	二	一
	钢管混凝土框架		四	三	四	三	二	三	二	一	二	一
	PEC剪力墙		四	三	四	三	二	三	二	一	二	一
框架- PEC 核心筒 结构	房屋高度（m）		≤15	>15	≤1	>130		≤1	>100		≤70	
	PEC	框架	三	二	二	一		一	一		一	

	框架、 钢管混 凝土框 架	核心筒	三	二	二	一	一	特一	特一
	钢框架	框架	四		三		二		一
		核心筒	三	二	二	一	一	特一	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 当抗震等级需要提高一级采用，已为一级时允许不再提高。
- 4 表中的“框架”包含钢框架、PEC框架、钢管混凝土框架。

【条文说明】4.2.11 抗震等级的划分体现了对结构不同的延性要求。本条参考现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 和《组合结构设计规范》JGJ138 等的规定确定 PEC 剪力墙的抗震等级，并适当考虑 PEC 剪力墙的抗震性能。由于 PEC 剪力墙延性优于现浇混凝土剪力墙，前者相应抗震等级可适当降低，在遇到转换层、错层、体型收进等复杂结构情况且抗震等级为一级时可不再提高。

一般情况下，构件的抗震等级应与结构相同；当某个部位各构件的承载力均满足 2 倍地震作用组合下的内力要求时，7~8 度的构件抗震等级应允许按降低一度确定。

4.2.12 PEC 构件中主钢件的截面分类应根据构件抗震等级按表 4.2.12 的规定确定。

表4.2.12 PEC梁、柱、剪力墙中主钢件截面分类

构件抗震等级	一级、特一级	二级、三级	四级
截面类型	梁、柱、剪力墙	梁、柱、剪力墙	梁、柱、剪力墙
截面分类	1	不低于2	不低于3

注：1 轴心受压柱及剪力墙截面分类不得低于2类要求。

2 剪力墙非底部加强区的边缘构件可比底部加强区的边缘构件截面类型降低一级,但不得低于2类。

【条文说明】4.2.12 本条所规定的主钢件截面分类要求,当主钢件不满足上表规定时,可按4.1.6、4.1.8条要求设置连杆,以达到宽厚比要求。

4.2.13 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 采用PEC剪力墙的房屋,多遇地震作用下的阻尼比可取0.04;

3 罕遇地震作用下的弹塑性分析,阻尼比可取0.05。

【条文说明】4.2.13 部分包覆钢-混凝土组合结构抗震计算时,阻尼比取值按行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 - 2016第4.3.6条规定采用。实际情况中存在组合构件与混凝土构件、钢构件共同组成结构体系的情况,目前尚无充分的分析研究确定其阻尼比的取值,采用本条规定进行设计时由设计人员分析确定。罕遇地震作用下的弹塑性分析阻尼比可依据具体情况做适当调整。

4.2.14 采用PEC剪力墙的房屋结构在风荷载作用下楼层位移验算和构件设计时阻尼比可取0.02~0.04,验算建筑风振舒适度时,阻尼比宜取0.01~0.02。

【条文说明】4.2.14 风荷载作用下的阻尼比取值按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 相关规定采用。框架(包含钢框架、PEC框架和钢管混凝土框架)-PEC剪力墙结构、框架(包含钢框架 PEC 框架和钢管混凝土框架)-PEC核心筒结构阻尼比取值依据PEC剪力墙结构。

4.2.15 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、PEC剪力墙的截面刚度可按公式(4.2.15-1)、式(4.2.15-2)、式(4.2.15-3)计算:

$$EA = E_a A_a + E_c A_c \quad (4.2.15-1)$$

$$GA = G_a A_a + G_c A_c \quad (4.2.15-2)$$

$$EI = E_a I_a + E_c I_c \quad (4.2.15-3)$$

【条文说明】4.2.15 本条适用于结构整体弹性分析时采用的截面刚度计算。按

现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 的有关规定，截面刚度计算采用主钢件截面刚度和混凝土截面刚度叠加的方法。在弹性范围内用叠加方法计算截面刚度简单可行，符合实际情况。

现行协会标准《矩形钢管混凝土结构设计规程》CECS 159 中规定弯曲刚度计算要考虑混凝土开裂影响，采用 0.8 折减系数，即 $EI_I = E_a I_a + 0.8 E_c I_c$ 。

大量计算表明，折减抗弯刚度 $EI_I = E_a I_a + 0.8 E_c I_c$ 和全抗弯刚度 $EI_I = E_a I_a + E_c I_c$ 之比，对于宽翼缘 PEC 构件，强轴为 0.91~0.95，弱轴为 0.85~0.89；对于中翼缘 PEC 构件，强轴为 0.88~0.92，弱轴为 0.83~0.86；对于窄翼缘 PEC 构件，强轴为 0.88~0.91，弱轴为 0.82~0.85。

按上述两种刚度对典型框架结构计算发现，竖向荷载作用下，框架梁弯矩变化不超过 3%，框架柱弯矩变化不超过 5%。比较周期、底部剪力、最大水平侧移及层间位移角可知，周期和底部剪力变化不超过 5%，最大水平侧移及层间位移角变化不超过 6%。

通常工程设计中的构件内力和结构变形是根据弹性分析获得或基于弹性计算结果予以调整，因此使用本条规定能够满足工程设计和安全使用的要求。构件设计计算时其刚度需要进行适当折减的情况，在相关构件设计的条文中予以规定。结构进入弹塑性后，截面刚度不能按本条规定计算，因此在非线性分析中，可根据理论假定、试验结果、数值模拟等建立的非弹性刚度计算，本规程对此不予规定。

4.2.16 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（4.2.15-3）计算结果的 1.2 倍；对中框架可取矩形 PEC 梁按本规程式（4.2.15-3）计算结果的 1.5 倍。

【条文说明】4.2.16 按行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 第 5.2.2 条，T 形 PEC 梁刚度增大系数取为 1.2 和 1.5。对于梁端部无混凝土包覆的纯钢梁段，按行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-2015 第 6.1.3 条，纯钢段梁刚度增大系数取为 1.2 和 1.5。整体内力和变形计算时，梁

端部无混凝土包覆的组合梁,可根据是否有混凝土包覆而划分为不同刚度的梁段。

4.2.17 任一楼层的水平地震剪力应符合下式规定:

$$V_{eki} > \lambda \sum_{j=i}^n G_j \tag{4.2.17}$$

式中: V_{eki} —— 第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力 (kN);
 λ —— 剪力系数, 不应小于表 4.2.17 规定的楼层最小地震剪力系数值,
对竖向不规则结构的薄弱层, 尚应乘以 1.15 的增大系数;
 G_j —— 第 j 楼层重力荷载设计值 (kN);

表4.2.17 楼层最小地震剪力系数

类别	抗震设防烈度			
	6度	7度	8度	9度
扭转效应明显或基本周期小于3.5s的结构	0.008	0.016(0.024)	0.032(0.048)	0.064
基本周期大于5.0s的结构	0.006	0.012(0.018)	0.024(0.036)	0.048

注: 1 基本周期介于3.5s和5s之间的结构, 按插入法取值;
2 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。

4.2.18 当非承重墙体为砌体墙时, PEC 剪力墙结构计算周期折减系数可取为 0.8 ~ 1.0, 框架-PEC 剪力墙结构和框架-PEC 核心筒结构的计算周期折减系数可取为 0.7 ~ 0.9。

【条文说明】4.2.18 非承重墙体为刚性连接的砌体填充墙, 因砌体刚度大。对建筑物自振周期的影响显著, 自振周期折减系数应取小值。当非承重墙为轻质砌块、填充轻质墙板或外挂墙板时, 自振周期折减系数可取大值。

4.2.19 采用 PEC 构件的结构, 抗震性能设计和结构弹塑性分析尚应按国家现行标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关

规定进行分析。

4.2.20 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：

$$D_i \geq 7 \sum_{j=i}^n \frac{G_j}{h_i} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (4.2.20-1)$$

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、PEC 剪力墙结构、框架-PEC 剪力墙结构和框架-PEC 核心筒结构应按下式计算：

$$EJ_d \geq 1.0H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (4.2.20-2)$$

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·m²），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。

【条文说明】4.2.20 本条提出 PEC 结构整体稳定性的最小刚重比要求，即结构重力二阶效应(P-△效应)下限。正文中式(4.2.20-1)和正文中式(4.2.20-2)分别对应结构变形形态为剪切型和弯剪型两种情况，式中 D_i 和 EJ_d 分别为剪切型和弯剪型的弹性等效侧向刚度。根据结构临界荷重，可推导出考虑 P-△效应的侧移与不考虑 P-△效应的侧移之间关系如下：

剪切型：

$$\Delta^* = \frac{1}{1 - \frac{1}{D_1 H_1 / \sum_{j=1}^n G_j}} \quad (1)$$

弯曲型：

$$\delta^* = \frac{1}{1 - \frac{1}{EJ_1 / \sum_{j=1}^n G_j}} \delta \quad (2)$$

可以看出，结构的弹性等效抗侧刚度是影响 P-△效应的主要参数。通过上式计算，当结构刚重比大于 5（剪切型）和大于 0.7（弯剪型）时，P-△效应可控制在 20% 以内；考虑混凝土弹性刚度折减 50% 的情况下，混凝土结构的钢重比大于 10（剪切型）和 1.4（弯剪型）时，P-△效应可控制在 20% 以内；在满足上述条件下，结构的稳定具有适当的安全储备。而当结构的刚重比进一步减小时，P-△效应会呈现非线性关系而急剧增长，直至引起结构的整体失稳。以上原则与现行国家标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 保持一致。

对 PEC 结构而言，其构件由混凝土和主钢件两部分组成，虽然混凝土能够提供较大刚度，但构件受力行为更接近钢结构，相应设计理念在本规程第 4.3.1 条结构位移角限值中亦有所体现。因此，考虑混凝土弹性刚度折减影响，将 PEC 结构弹性刚度按 65%~70% 考虑，则相应刚重比限值为 7（剪切型）和 1.0（弯剪型），即规范正文中式（4.2.20-1）和正文中式（4.2.20-2）。

4.2.21 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，但应采取措施保证楼板的整体性；

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。

【条文说明】4.2.21 第 1、3、4 项采用行业标准《高层建筑混凝土结构技

术规程》JGJ3-2010 第 11.2.6 条的规定；第 2 项采用行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-2015 第 3.3.8 条的规定。第 4 项中当建筑物楼面有大开洞或为转换楼层时，优先采用现浇钢筋混凝土楼板，也可采用钢筋桁架楼承板现浇钢筋混凝土组合楼板。

4.2.22 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、框架-PEC 剪力墙和 PEC 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-混凝土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 防震缝宜沿房屋全高设置，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。

【条文说明】4.2.22 根据本规程第 4.3.1 条 PEC 框架小震作用下的容许结构变形相对钢筋混凝土结构框架予以放大的规定，第 1~2 项按国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 6.1.4 条对混凝土框架结构和其他结构的规定放大 1.3 倍，第 3~4 项按行业标准《高层建筑混凝土结构技术规

程》JGJ3-2010 第 3.4.10 条的要求。

4.2.23 框架-剪力墙结构应根据在规定的水平力作用下结构底层框架部分承受的地震倾覆力矩与结构总地震倾覆力矩的比值，确定相应的设计方法，并应符合下列规定：

1 框架部分承受的地震倾覆力矩不大于结构总地震倾覆力矩的 10%时，按 PEC 剪力墙结构设计，其中的框架部分应按框架-剪力墙结构的框架进行设计；

2 框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 10%但不大于 50%时，按框架-剪力墙结构设计；

3 框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50%但不大于 80%时，按框架-剪力墙结构设计，其最大适用高度可比框架结构适当增加，框架部分的抗震等级宜按框架结构采用；

4 框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 80%时，按框架-剪力墙结构设计，其最大适用高度宜按框架结构采用，框架部分的抗震等级应按框架结构采用。

【条文说明】4.2.23 作为结构体系的判断依据，本条与现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 保持一致。当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 80%时，按框架-剪力墙结构设计，其中框架部分采用的是钢框架时最大适用高度和抗震等级按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 中的钢框架结构采用且不小于本规程框架抗震等级要求，框架部分采用的是 PEC 框架时最大适用高度和抗震等级按本规程中的 PEC 框架结构采用，框架部分采用的是钢管混凝土框架时最大适用高度和抗震等级按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 中的钢管混凝土框架结构采用。

4.2.24 抗震设计时，框架-PEC 剪力墙结构对应于地震作用标准值的各层框架总剪力应符合下列规定：

1 满足式（4.2.24）要求的楼层，其框架总剪力不必调整；不满足式（4.2.24）要求的楼层，其框架总剪力应按 $0.2V_0$ 和 $1.5V_{F, \max}$ 二者的较小值采用；

$$V_f \geq 0.2V_0 \quad (4.2.24)$$

式中： V_0 —— 对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应与地震作用标准值的结构底层总剪力；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段底层结构对应于地震作用标准值的总剪力；

V_f —— 对应于地震作用标准值且未经调整的各层（或某一段内各层）框架承担的地震总剪力；

$V_{f, \max}$ —— 对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段中对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值。

2 各层框架所承担的地震总剪力按本条第 1 款调整后，应按调整前、后总剪力的比值调整每根框架柱和与之相连框架梁的剪力及端部弯矩标准值，框架柱的轴力标准值可不予调整；

3 按振型分解反应谱法计算地震作用时，本条第 1 款所规定的调整可在振型组合之后、并满足本规程第 4.2.17 条关于楼层最小地震剪力系数的前提下进行。

【条文说明】4.2.24 框架-PEC 剪力墙结构在水平地震作用下，框架部分计算所得的剪力一般都较小。按多道防线的概念设计要求，墙体是第一道防线，在设防地震、罕遇地震下先于框架破坏，由于塑性内力重分布，框架部分按侧向刚度分配的剪力会比多遇地震下加大，为保证作为第二道防线的框架具有一定的抗侧力能力，需要对框架承担的剪力予以适当的调整。调整参数根据现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 对于框架-剪力墙结构的调整系数。

4.2.25 框架-PEC 剪力墙结构应设计成双向抗侧力体系；抗震设计时，结构两主轴方向均应布置剪力墙。

【条文说明】4.2.25 为了发挥框架-PEC 剪力墙结构的优势，无论是否抗震设计，均应设计成双向抗侧力体系，且结构在两个主轴方向的刚度和承载力不宜相差过大；抗震设计时，框架-PEC 剪力墙结构在结构两个主轴方向均应布置 PEC 剪力墙，以体现多道防线的要求。

4.2.26 框架-PEC 核心筒结构的框架部分按侧向刚度分配的楼层地震剪力标准值应符合下列规定：

1 框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不宜小于结构底部总地震剪力标准值的 10%；

2 当框架部分分配的地震剪力标准值的最大值小于结构底部总地震剪力标准值的 10%时，各层框架部分承担的地震剪力标准值应增大到结构底部总地震剪力标准值的 15%；此时，各层核心筒墙体的地震剪力标准值宜乘以增大系数 1.1，但可不大于结构底部总地震剪力标准值，墙体的抗震构造措施应提高一级，已为一级时可不提高；

3 当框架部分分配的地震剪力标准值小于结构底部总地震剪力标准值的 20% ，且最大值不小于结构底部总地震剪力标准值的 10 %时，应按结构底部总地震剪力标准值的 20%和框架部分楼层地震剪力标准值中最大值的 1.5 倍的较小值调整；

4 框架柱的地震剪力按本条第 2 款或第 3 款调整后，框架柱端弯矩及与之相连的框架梁端弯矩、剪力应相应调整；

5 有加强层时，本条框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不应包括加强层及其上、下层的框架剪力。

4.2.27 框架-PEC 核心筒结构的周边柱间必须设置框架梁。

4.2.28 对内筒偏置的框架-PEC 核心筒结构，应控制结构在计入偶然偏心影响的规定地震力作用下，最大楼层水平位移和层间位移不应大于楼层平均值的 1.4 倍，结构扭转为主的第一自振周期（ T_t ）与平动为主的第一自振周期（ T_1 ）之比不应大于 0.85，且 T_1 的扭转成分不宜大于 30%。

4.2.29 采用 PEC 构件的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弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法，并应符合下列规定：

1 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；

2 弹塑性分析宜采用空间计算模型。

【条文说明】4.2.29 弹塑性分析有限元模型可采用分层壳单元建模的方法墙肢由杆单元、混凝土壳单元、钢腹板壳单元三部分共同组成（图7）。将杆单元设置在分层壳单元的边缘，单元与壳单元共节点，实现整体结构的协调变形。

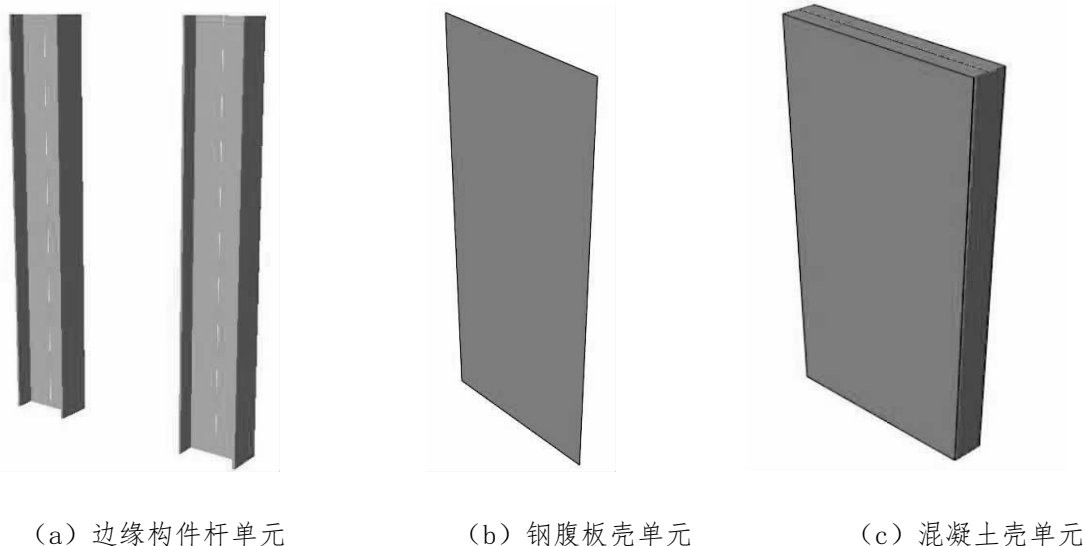


图7 PEC墙有限元模型

4.2.30 结构弹塑性分析时，应计入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、弹塑性弯曲及剪切变形；宜计入梁墙节点域的弹塑性剪切变形。

4.2.31 钢柱、钢梁的恢复力模型和骨架曲线可采用二折线模型，滞回模型可不计入刚度退化。

【条文说明】4.2.31 钢梁和钢柱的恢复力模型根据现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99的有关条文。PEC剪力墙采用壳单元模型和墙单元模型时，可近似按混凝土保护层为零的型钢-混凝土剪力墙来处理。

4.2.32 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 200m 时，应有两个独立的计算。

- 2 施工模拟分析时，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 结构构件上应施加重力荷载代表值，效应应与水平地震作用产生的效应进行组合，分项系数可取 1.0；
- 4 应计入重力荷载二阶效应的影响；
- 5 钢材强度可取屈服强度 f_y ，混凝土强度可取标准值。

【条文说明】4.2.32 重力荷载二阶效应的影响可按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关条文执行。混凝土材料强度可取标准值，有依据时可取平均值。

弹塑性计算结果与分析软件的计算模型、有限元单元划分等有关系，存在较多经验因素。因此，弹塑性分析计算首先需要了解分析软件的适应性，选择适合于所设计工程的分析软件，并对计算结果合理性进行判断。因此对于超高层结构，需进行两个独立的计算，包括用两个不同的软件程序分别进行计算。

4.2.33 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《建筑抗震设计标准》GB/T 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。

4.2.34 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，可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 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；

3 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；

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构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。罕遇地震下输入地震加速度取值按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的有关规定。

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

4.2.36 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
PEC剪力墙结构或主要抗侧力构	风荷载标准值作用	1/450	1/70

件为 PEC 剪力墙的结构体系	地震作用	1/450	
-----------------	------	-------	--

注：1 表中的“框架”包含PEC柱框架、钢管混凝土柱框架。

2 当采用有较高变形限值的非结构构件和装饰材料时，层间相对位移与层高之比宜适当减小。

【条文说明】4.3.1 考虑到国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011（2024 年版）未有对组合结构详细规定，根据试验结果，本规程规定了位移限值。大量试验研究表明，PEC 受弯构件和压弯构件受力-变形曲线的特征与纯钢构件相近。这一特征不仅不同于钢筋混凝土构件，也有别于型钢混凝土构件。因为与后者相比，PEC 构件的主钢件的大部分材料布置在截面外侧，其承载能力高且塑性变形能力大。因此，对以 PEC 构件作为主要抗侧力构件的框架结构，或以钢构件（支撑、剪力墙）与 PEC 构件共同作为抗侧力主体的结构，弹性层间位移角限值应严于钢框架，弹塑性层间位移角限值则可与钢框架一致；以钢筋混凝土剪力墙或钢筋混凝土核心筒与 PEC 框架共同作为抗侧主体的结构，则按钢筋混凝土结构对待，与现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 和现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 一致。

采用 PEC 柱和钢框架梁的房屋结构，层间位移角限值按正文中表 4.3.1 的规定。考虑到 PEC 结构的性能，本地方标准对框架结构等部分结构体系在风荷载标准值作用下弹性层间位移角限值进行了适当放宽。

4.3.2 PEC 剪力墙结构或主要抗侧力构件为 PEC 剪力墙的结构体系，在风荷载标准值作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比不宜大于 1/450。

【条文说明】4.3.2 结构限制弹性层间位移角属于正常使用极限状态的要求，主要基于两个目的：1. 保证主结构基本处于弹性受力状态，建筑主体不受损坏。2. 避免非结构构件、如玻璃幕墙内隔墙等、因层间位移角过大而损坏。

PEC 剪力墙在主抗侧方向的受力性能和破坏模式更偏向于钢结构，钢截面的刚度贡献占比较高。在已有试验中，PEC 剪力墙试验构件剪跨比较大（最大尺寸为 180mmx1600mm），且混凝土被纵向钢翼缘切割成相互独立的混凝土细长柱，剪力也主要由钢腹板传递，各试件的最终破坏形式均表现为典型的压弯破坏，特点为：往复荷载下，受拉侧出现多条水平裂缝，随着屈服位移倍数的增加，构件两侧角部混凝土压

碎，钢翼缘外鼓，试件破坏，与传统混凝土剪力墙有明显区别。PEC 剪力墙由钢部分包混凝土，含钢率（5%-12%）远高于传统钢筋混凝土剪力墙，靠中部钢腹板传递剪力，性能明显优于依靠箍筋抗剪的传统钢筋混凝土剪力墙，且受拉处依靠钢端柱抗拉，变形能力也显著优于传统钢筋混凝土，构件受力性能偏向于钢结构构件。相比于矩形钢管混凝土和双钢板混凝土组合剪力墙，PEC 剪力墙中的钢筋混凝土部分填充于腹板空腔处，一侧外露，所以层间位移角限值略严进行了限制，取 1/450。

结合试验的数据，PEC 剪力墙试验开裂位移角主要分布在 1/230 到 1/750 之间，平均开裂位移角为 1/327，取 1/450 限值不影响结构正常使用的功能要求。根据 PEC 剪力墙荷载位移骨架曲线，该构件屈服时的层间位移角为 1/150，当层间位移角为 1/450 时构件仍然完全处于弹性状态。

另外，在 PEC 剪力墙试验中，墙脚与基础刚性连接，无法产生任何转动，此时试验所得位移角实际上都属于有害位移角和广义剪切变形。当实际高层结构以层间位移角 1/450 控制时，实际上其包含不会引起构件开裂或受力的整体转动位移，而且实际广义剪切变形占比试验更小。即只含有害位移和广义剪切变形的试验构件在 1/450 时均处于弹性状态，实际结构更远处于弹性状态。

在刚度退化性能上，通过对 24 片 PEC 剪力墙试验数据的收集，PEC 剪力墙较传统混凝土剪力墙有较大的提升，PEC 剪力墙在 1/450 位移角处刚度退化均值为 14.7%，较普通混凝土剪力墙退化 35%明显改善。

同时，层间位移角限值，也应和非结构构件和装饰材料的要求相匹配。设计人员可按实际情况，必要时提高控制标准。

综合考虑各方面因素，建议填充墙与主体结构采用刚性连接做法。

4.3.3 PEC 梁的最大挠度不应超过表 4.3.3 规定的最大挠度限值。

表4.3.3 PEC梁的最大挠度限值（mm）

跨度	挠度限值
----	------

$l_0 < 7\text{m}$	$l_0/200$ ($l_0/250$)
$7\text{m} \leq l_0 < 9\text{m}$	$l_0/250$ ($l_0/300$)
$l_0 \geq 9\text{m}$	$l_0/300$ ($l_0/400$)

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。

【条文说明】4.3.3 此规定与国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 -2010（2024 年版）一致；钢与混凝土组合梁（不分跨度）：主梁不应超过 $l_0/300$ ($l_0/400$)，次梁不应超过 $l_0/250$ ($l_0/300$)。根据以上规定，本规程按构件力学性能最为接近的型钢混凝土梁及组合楼板处理，即按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 的有关规定采用。

4.3.4 PEC 构件的混凝土最大裂缝宽度不应超过表 4.3.4 规定的最大裂缝宽度限值。

表4.3.4 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}
一	三级	0.3
二a、二b、三a、三b		0.2

4.3.5 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，在 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不应超过表 4.3.5 规定的加速度限值。

表4.3.5 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
----	------

【条文说明】4.3.5 本条引用了现行国家标准《组合结构通用规范》55004 的规定。鉴于现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 都是以 150m 为高度分界点，而 PEC 结构的刚度介于两者之间，故仍维持此高度分界点不变。

4.4 一般构造

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

【条文说明】4.4.1 截面分类 1、截面分类 2 属于厚实型主钢件截面，板件宽厚比能确保构件在达到塑性极限受弯承载力前不发生局部屈曲，因此可以采用简便的全塑性方法来计算截面承载力。本条高宽比的含义为：平行弯曲轴的截面外包尺寸为宽，垂直弯曲轴的截面外包尺寸为高。

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。

【条文说明】4.4.2 截面分类 3 属于薄柔型主钢件截面，当作为承受轴力为主的组合柱时，宽翼缘截面有良好的受力性能和一定的经济性。为了防止翼缘局部屈曲，应通过连杆来施加约束。对于矩形 PEC 梁，可以采用非线性方法计算部分塑性的截面受弯承载力。T 形 PEC 梁因有混凝土翼板约束，故受压翼缘不会发生局部屈曲。

4.4.3 PEC 构件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 4.4.3-1a）。当截面高宽比大于 2 小于等于 4 时，腹板宜设栓钉；当截面高宽比大于 4 时，腹板应设栓钉（图 4.4.3-1b）。翼缘外伸长度大于 300 mm 时，翼缘内侧宜设置栓钉。

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有 I 型、C 型（图 4.4.3-2）。

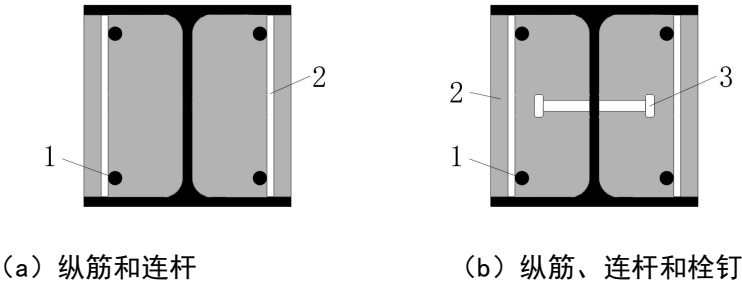


图 4.4.3-1 截面构造形式

1-纵向钢筋；2-连杆；3-栓钉；

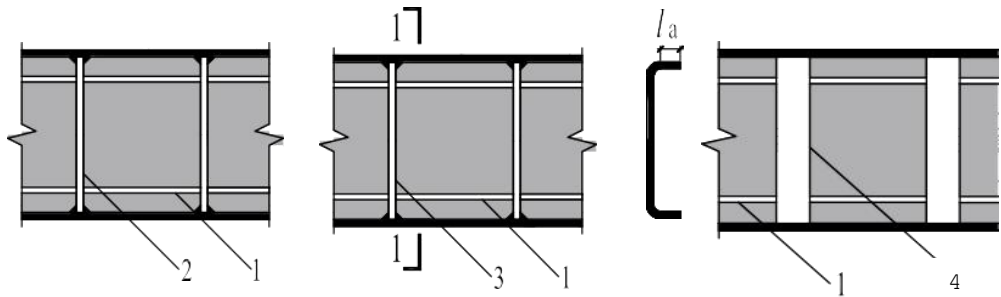


图 4.4.3-2 连杆形式

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 6mm，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；

【条文说明】4.4.3 厚实型主钢件截面都能满足截面塑性发展的要求，腹板空腔内包覆的混凝土能防止腹板屈曲，避免受压翼缘向腹板侧失稳，因此必须确保达到极限破坏前混凝土不会从空腔内崩落，构造上应配置纵筋、连杆以及腹板上设连接件（栓钉）。国内外试验研究证明，上下翼缘可不设置栓钉等抗剪件，以方便施工，但当翼

缘外伸较大时候，翼缘内侧宜设置栓钉。由焊接宽翼缘 H 型钢组成的薄柔型主钢件截面，由于其翼缘会发生局部屈曲而导致截面塑性发展不充分，如设计要求达到塑性承载力，必须采用钢筋连杆或钢板连杆连接上下翼缘，使其截面满足截面分类 1 或截面分类 2 的要求。正文中图 4.4.3-1、图 4.4.3-2 为本规程建议的截面构造和连杆形式。

混凝土保护层厚度是保证 PEC 构件腹部沿钢筋（圆钢）连杆或钢板连杆不出现竖向裂缝的措施之一。考虑到钢板连杆和混凝土的粘结性能较弱，故混凝土保护层厚度取 30mm。

4.4.4 PEC 构件中纵筋和箍筋的保护层厚度应满足现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 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 1.0d 的较大值时，粘结力计算时应采用有效周长 c （图 4.4.4）， d 为纵筋的最大直径。

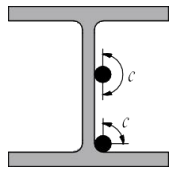


图 4.4.4 有效周长示意图

【条文说明】4.4.4 保护层厚度与混凝土结构的耐久性有关，故需要满足现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的要求。实际工程中，当梁截面宽度较小时，靠近主钢件腹板的内排钢筋与腹板很难满足净距要求，可予以放宽。净距不满足要求时需要考虑对粘结力计算的不利影响，采用有效周长。

5 构件设计

5.1 一般规定

5.1.1 PEC 梁的主钢件宜采用实腹 H 型钢梁，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。

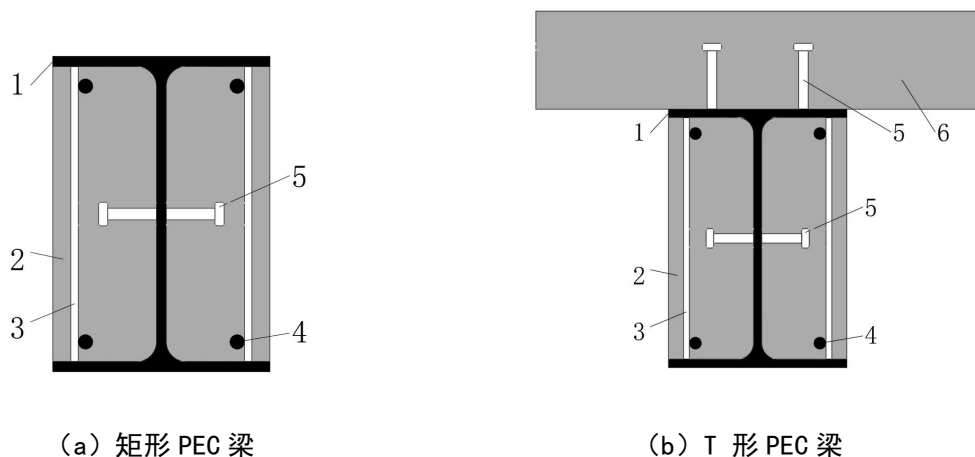


图 5.1.2 PEC 梁示意图

1-主钢件；2-包覆混凝土；3-连杆；4-纵筋；5-抗剪键（栓钉）；6-混凝土翼板

5.1.3 对于符合本规程第 5.1.6 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。

【条文说明】5.1.3 本条给出 PEC 构件按全塑性理论计算截面受弯承载力的截面分类适用范围。对符合本规程第 4.1.6 条规定的截面分类 1、截面分类 2 的 PEC 构件以及通过设置连杆达到相应截面分类要求的 PEC 构件（本规程第 4.1.6 条第 4、5 项），均适用于本条规定。

5.1.4 对于符合本规程第 4.1.6 条规定的截面分类 3 的组合 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《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定；
- 4) 钢筋应力-应变曲线应按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定；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) 当翼缘宽厚比为 14 时，可按全截面塑性方法计算截面塑性受弯承载力；
- 2) 当翼缘宽厚比为 20 时，可按边缘屈服方法计算截面弹性受弯承载力；
- 3) 当翼缘宽厚大于 14 且小于 20 时，可采用本款第 1) 项、第 2) 项所得的受弯承载力按实际翼缘宽厚比线性插值。

【条文说明】5.1.4 全塑性受弯承载力计算方法适用于截面分类 1 和截面分类 2 的 PEC 构件，非线性设计方法可适用于截面分类 1、截面分类 2 和截面分类 3 这三类截面的构件计算。当受压翼缘宽厚比为 14 时，截面应力分布达到全塑性分布；当受压翼缘宽厚比为 20 时，截面应力分布满足边缘屈服条件；当受压翼缘宽厚比介于两者之间时，截面应力分布为部分塑性。因此在其他条件不变的前提下，随着受压翼缘宽厚比增大，截面受弯承载力降低。鉴于翼缘宽厚比在 14 ~ 20 范围内变化时，截面应力为部分塑性分布，翼缘宽厚与弯矩比的曲线呈现为外凸曲线，为简化计算，可按翼缘宽厚比线性插值求得截面极限受弯承载力。

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列式计算（图 5.1.5）：

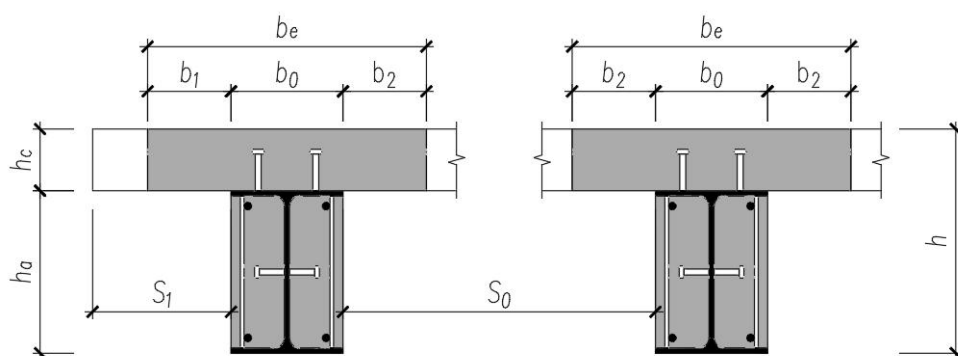
$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (5.1.5)$$

式中： b_e ——混凝土翼板的有效宽度（mm）；

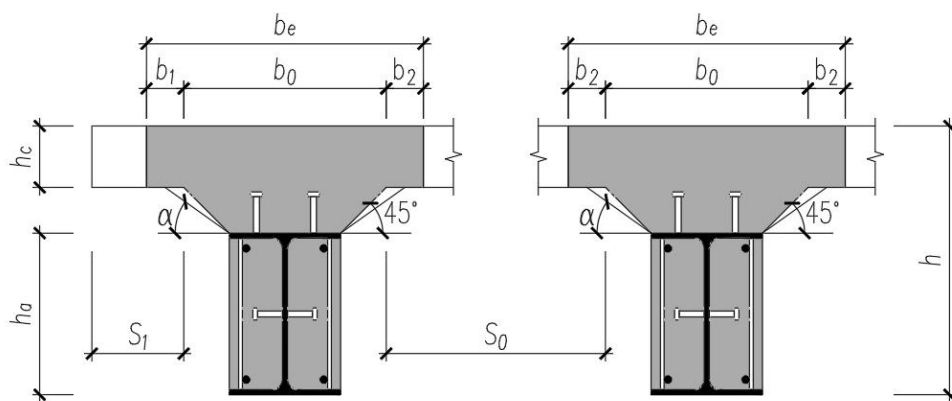
b_0 ——板托顶部宽度（mm），当板托倾角 $\alpha < 45^\circ$ 时，应按 $\alpha = 45^\circ$ 计算板托顶部的宽度；当无板托时，则取梁主钢件上翼缘的宽度；当混凝土板和钢梁之间有压型钢板分隔等不直接接触时，取栓钉的横向间距，仅有一列栓钉时取 0；

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板托间净距 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%。



(a) 不设板托的 T 形 PEC 梁



(b) 设板托的 T 形 PEC 梁

图 5.1.5 T 形 PEC 梁混凝土翼板的有效宽度

【条文说明】5.1.5 本条规定按现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 的有关规定。对于 PEC 梁，一般不宜采用带板托的组合梁。

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%。

【条文说明】5.1.6 当采用非开裂分析时，对于截面分类 1 的 PEC 梁调幅系数不超过 40%，截面分类 2 的 PEC 梁调幅系数不超过 30%。符合塑性设计要求的截面基本满足截面分类 1 的要求，且全部满足截面分类 2 的要求。试验研究表明，腹部包覆的混凝土可以有效地限制主钢件受压区的局部屈曲，使得 PEC 梁负弯矩区的塑性发展比普通组合梁更加充分。故本规程取 30%的内力调幅系数限值是偏于安全的。

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。

【条文说明】5.1.8 实际工程中，当框架梁支座截面腹部空腔内纵向钢筋和混凝土翼缘板受拉钢筋不能满足受拉钢筋锚固要求时，负弯矩作用下截面受弯承载力计算时，不能计入受拉钢筋的作用。

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。

【条文说明】5.1.9 本条将 PEC 梁的主钢件从 H 型钢推广到用钢量更省、承载力更大、刚度更大、便于埋设管道的蜂窝形钢梁。鉴于作为受弯构件的梁，对抗弯矩主要作用的是主钢件的翼缘和靠近翼缘部分的腹板，故用钢量相同的前提下，主钢件为蜂窝梁钢将获得更高的承载力。蜂窝钢梁可以采用工程中较为常见的工字钢或 H 型钢剖分后再焊接的制作方法，其制作如下：首先将 H 型钢或工字钢沿着腹板进行剖分为上下两段，然后将下段做水平翻转后和上段进行焊接，同时补焊一块腹板，最终将原截面高度为 h_{a1} 的 H 型钢制作成截面高度为 h_a 的蜂窝梁（附录 B）， h_a/h_{a1} 的比值通常在 1.4~1.6 之间。蜂窝钢梁也可采用将 H 形的腹板切割成孔或冲成孔；或者将一块钢板通过数控切割和冲成孔后作为腹板，然后再和钢翼缘焊接而成。

5.1.10 PEC 柱和 PEC 支撑主钢件贡献率 δ 应按下列公式计算:

$$\delta = \frac{A_a f_a'}{N_u} \quad (5.1.10-1)$$

$$0.3 \leq \delta \leq 0.9 \quad (5.1.10-2)$$

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)。

【条文说明】5.1.10 通常 PEC 柱主钢件配钢率 $\rho_a=6\%\sim 15\%$, 纵筋配筋率 $\rho_s=0.5\%\sim 5\%$, 取混凝土强度等级 C20~C60, 钢材强度等级 Q235~Q420, 为简化计算, 不计纵向钢筋作用, 计算钢贡献率在 0.333~0.875 之间, 故取 0.3 至 0.9。钢贡献率按下式计算:

$$\delta \approx A_a f_a' / (A_a f_a' + A_c f_c) = 1 / (1 + A_c f_c / A_a f_a') \quad (3)$$

5.1.11 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%。

【条文说明】5.1.11 PEC 柱主钢件面积过少, 构件不能体现出钢结构强度高、延性好的优势, 也会对节点施工装配性能带来不利影响; 反之则不能充分利用混凝土达到减少用钢量、节约造价的目的。因此, 对 PEC 柱主钢件配钢率进行了规定。纵筋配筋率的限值则是按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 关于柱最大配筋率的规定而制定的。

5.1.12 钢管混凝土柱的计算与设计应符合现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 和《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关规定。

5.2 受弯构件截面承载力计算

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:

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

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

$$M_u = \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) x^2 / 2 + f_y A_s (h_a - x - 2t_f - a_s) + f_y' A_s' (x - a_s') + f_a S_{at} + f_a' S_{ac} \quad (5.2.1-3)$$

$$x = \frac{f_y' A_s' + f_a b_f t_f + f_a h_w t_w - f_y' A_s' - f_a' b_f t_f}{f_a' t_w + f_a t_w + \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w)} \quad (5.2.1-4)$$

混凝土受压区高度应符合下列公式的规定：

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

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

式中： M ——弯矩设计值（N·mm）；

M_u ——截面受弯承载力设计值（N·mm）；

f_{cw} ——梁主钢件腹部混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm²）；

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，其间接线性内插法确定；

f_y 、 f_y' ——钢筋抗拉、抗压强度设计值（N/mm²）；

f_a 、 f_a' ——梁主钢件抗拉、抗压强度设计值（N/mm²）；

A_s 、 A_s' ——受拉、受压钢筋截面面积（mm²）；

A_a 、 A_{ac} ——梁主钢件全截面、梁主钢件受压区截面面积（mm²）；

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) 。

【条文说明】5.2.1 国内外的试验研究表明, 矩形 PEC 梁可以按全塑性理论来计算受弯承载力。按本条公式计算采用如下基本假定: 主钢件与腹部混凝土之间有可靠的连接, 相对滑移很小, 可忽略不计; 极限状态下混凝土压应力呈矩形分布, 达到轴心抗压强度, 忽略受拉区混凝土的作用; 主钢件在受拉或受压区的应力都均匀分布, 并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值; 主钢件腹部纵向钢筋受拉或受压, 钢筋应力达到屈服强度。分析表明, 矩形截面应力高度系数 β_1 取值对受弯承载力影响不超过 2%, 故取 $\beta_1=1.0$ 。

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

- 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:

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

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

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

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

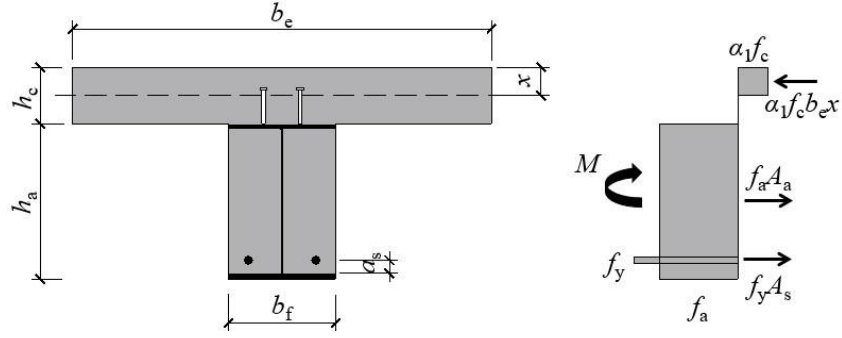


图 5.2.2-1 中和轴位于混凝土翼板内 T 形 PEC 梁截面及应力图形

- 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:

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

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

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

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

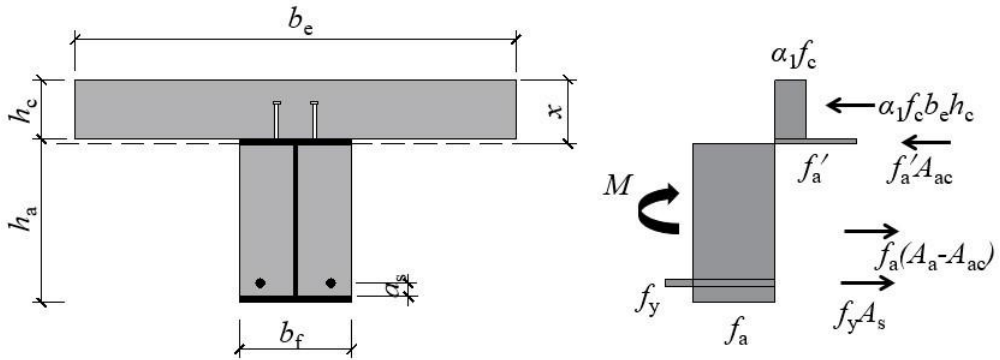


图 5.2.2-2 中和轴位于梁主钢件上翼缘内 T 形 PEC 梁截面及应力图形

- 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:

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

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

$$M_u = \alpha_1 f_c b_e h_c \left(x - \frac{h_c}{2}\right) + f_a S_{at} + f_a' S_{ac} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{(x - h_c - t_f')}{2} \quad (5.2.2-11)$$

$$x = \frac{f_y A_s + f_a b_f t_f + f_a h_w t_w - f_a' b_f t_f' - \alpha_1 f_c b_e h_c}{f_a' t_w + f_a t_w + \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w)} + h_c + t_f' \quad (5.2.2-12)$$

$$A_{cw} = (b_f - t_w)(x - h_c - t_f') \quad (5.2.2-13)$$

式中： f_c ——翼板混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm²）；

h_c ——混凝土翼板厚度，不计入板托、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）；

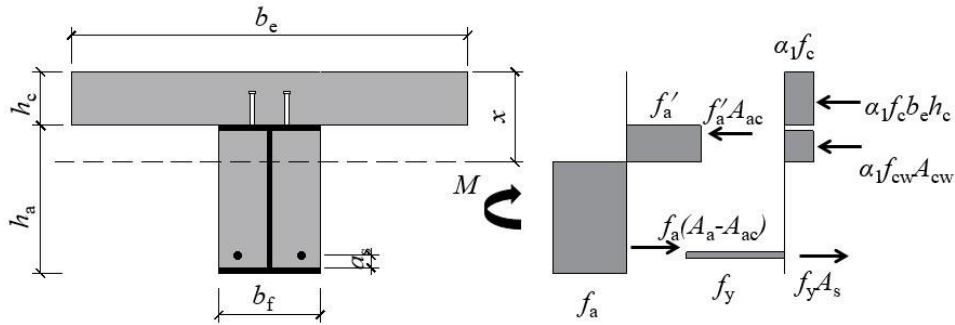


图 5.2.2-3 中和轴位于梁主钢件腹板内 T 形 PEC 梁截面及应力图形

2 负弯矩作用区段

负弯矩作用区段中，当 $f_y A_s' < f_a' (A_a - A_{af}) + \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) h_w + f_y A_s - f_a A_{af}$ 即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：

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

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

$$M_u' = f_y A_s' (h_a + h_c - x - t_f - a_s') + f_a S_{at} + f_a' S_{ac} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} x / 2 + f_y A_s (x - a_s) \quad (5.2.2-16)$$

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

$$A_{cw} = (b_f - t_w)x \quad (5.2.2-18)$$

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）；

x ——组合截面中和轴至混凝土受压边缘的距离（mm）。

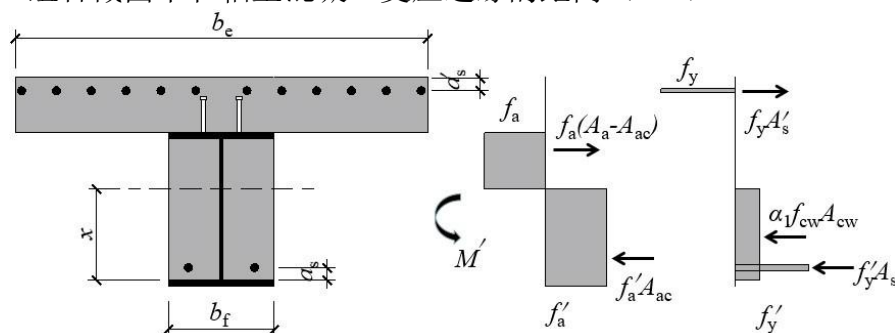


图 5.2.2-4 中和轴位于梁主钢件腹板内 T 形 PEC 梁截面及应力图形

【条文说明】5.2.2 完全抗剪连接 T 形 PEC 梁是指主钢件与混凝土翼板之间、主钢件与腹部混凝土之间有可靠的连接，可以保证 PEC 梁的抗弯能力得到充分发挥。抗剪连接件的数量按计算配置。根据试验研究结论，T 形 PEC 梁也可以按全塑性理论来计算抗弯承载力。

按本条公式计算正弯矩区塑性承载力时采用如下假定：主钢件与混凝土翼缘板之间，主钢件与腹部混凝土之间有可靠的连接，相对滑移很小，可忽略不计；极限状态下混凝土压应力呈矩形分布，达到轴心抗压强度，忽略受拉区混凝土的作用；主钢件在受拉或受压区的应力都均匀分布，并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值；主钢件腹部下排纵向钢筋均匀受拉，其应力达到屈服强度，不计入上排纵向钢筋的作用。

按本条公式计算负弯矩区塑性承载力时采用如下假定：主钢件与混凝土翼缘板之间，主钢件与腹部混凝土之间有可靠的连接，相对滑移很小，可忽略不计；极限状态下混凝土压应力呈矩形分布，达到轴心抗压强度，并忽略受拉区混凝土的作用；主钢

件在受拉或受压区的应力都均匀分布，并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值；极限状态下，主钢件、混凝土翼板内钢筋及主钢件腹部配置在下翼缘附近的钢筋均达到屈服强度，考虑到通常情况下主钢件上腹部的钢筋离中和轴较近，不计入上腹部所配置的钢筋作用。

带压型钢板的混凝土翼板，计算厚度取压型钢板顶面以上混凝土厚度 h_c (图 8)。

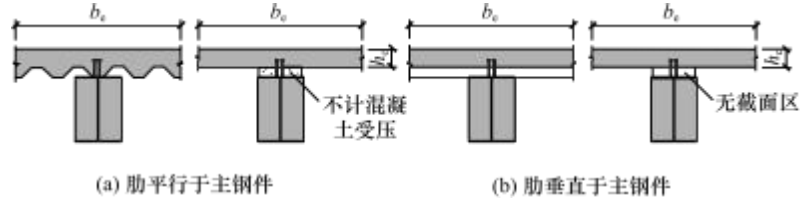


图 8 带压型钢板的 T 形 PEC 梁截面简化示意图

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要求：

1 正弯矩作用区段 (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：

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

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

$$M_{u,r} = \alpha_1 f_c b_e x_c \left(x - \frac{x_c}{2} \right) + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} (x - h_c - t_f') / 2 + f_a S_{at} + f_a' S_{ac} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) \quad (5.2.3-3)$$

$$x = \frac{f_y A_s + f_a b_f t_f + f_a h_w t_w - f_a' b_f t_f' - \alpha_1 f_c b_e x_c}{f_a' t_w + f_a t_w + \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w)} + h_c + t_f' \quad (5.2.3-4)$$

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

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)。

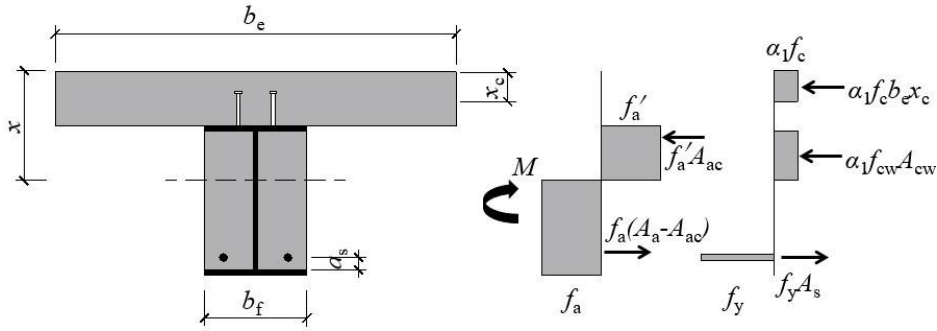


图 5.2.3 部分抗剪连接时 T 形 PEC 梁截面及应力图形

2 负弯矩作用区段

抗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,不计内填混凝土和连杆的作用,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);

【条文说明】5.2.4 由于 PEC 梁主钢件腹板承担竖向剪力通常都能满足要求,为简化设计,可仅计算主钢件腹板的受剪承载力。当按本条规定不能满足竖向受剪承载力的要求时(尤其是主钢件为蜂窝式时),可计入腹部钢筋混凝土对受剪承载力的贡献,采用剪力分配法进行设计,总的设计剪力 V_d 可以分解成 V_{ad} 和 V_{csd} 两部分, V_{ad} 由主钢件截面承担, V_{csd} 由腹部的钢筋混凝土截面承担,即须满足:

$$V_{ad} \leq V_{au} \quad (4)$$

$$V_{csd} \leq V_{csu} \quad (5)$$

式中： V_{au} ——主钢件的受剪承载力，按本规程第5.2.4条的 V_u 计算；

V_{csu} ——主钢件腹部钢筋混凝土部分的受剪承载力，按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010中的受剪构件进行计算。

V_{ad} 和 V_{csd} 可以按主钢件截面和腹部钢筋混凝土截面受弯承载力的比例进行分配，即：

$$V_{ad} = V_d \frac{M_{au}}{M_u} \quad (6)$$

$$V_{csd} = V_d \frac{M_{rcu}}{M_u} \quad (7)$$

$$M_u = M_{au} + M_{rcu} \quad (8)$$

式中： M_{au} ——主钢件截面的塑性受弯承载力，按现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017计算；

M_{rcu} ——腹部钢筋混凝土截面的正截面受弯承载力，按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 中的受弯构件进行计算。如果主钢件腹部混凝土中配置了开口箍筋，开口箍筋必须焊接在主钢件腹板上，否则不计其对受剪承载力的贡献。

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，按符合下列规定：

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

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

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

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。

【条文说明】 5.2.5 对于正弯矩区梁截面，忽略弯矩和剪力的相互影响；对于负弯矩区梁截面，通过对主钢件腹板强度的折减来计入剪力和弯矩的相互作用。

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。

【条文说明】5.2.6 对于采用柔性抗剪连接件的 PEC 梁，因连接件具有很好的剪力重分布的能力，每个剪跨内的连接件可假定为均匀受力。

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

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

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

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

式中： A_s ——梁主钢件包覆混凝土中钢筋截面面积（mm²）；

A'_s ——负弯矩区混凝土翼板中钢筋截面面积（mm²）。

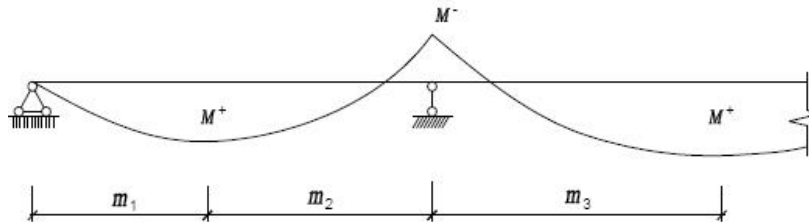


图 5.2.7 连续梁剪跨区划分

【条文说明】5.2.7 PEC 梁在计算 V_s 时，要考虑腹部纵向钢筋的作用。

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、焊钉或槽钢（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 圆柱头焊钉或栓钉连接件

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

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

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

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。

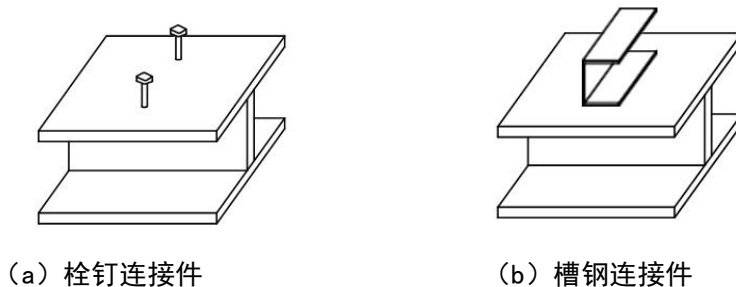


图 5.2.8 PEC 梁抗剪连接件

【条文说明】5.2.8 根据试验研究和理论分析可知，对于高度和直径的比值大于 4 的圆柱头栓钉连接件，提出了如下计算公式：

$$N_v^c = 0.5 A_{st} \sqrt{E_c f_c} \quad (7)$$

此公式由于形式简单，量纲统一，适用性强，既适用于普通混凝土，又适用于轻混凝土，且与试验结果吻合较好，因而被广泛应用。本规范公式就是在上式的基础上，考虑可靠度修正乘以 0.85 的系数后得到的。试验表明，该公式的上限值的平均值大约

为栓钉连接件的极限抗拉强度 $A_{St} f_{at}$ ，行业标准《组合结构设计规范》JGJ138-2016 考虑可靠度后取 $0.7 A_{St} f_{at}$ ，是偏于安全的。

位于负弯矩区的栓钉由于受周围混凝土受拉或者开裂的影响，导致其周围混凝土对连接件的约束程度降低，故应对栓钉抗剪承载力予以折减，折减系数为 $0.8 \sim 0.9$ （图 9）。

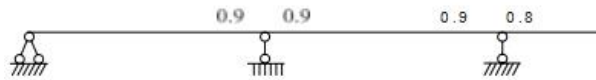
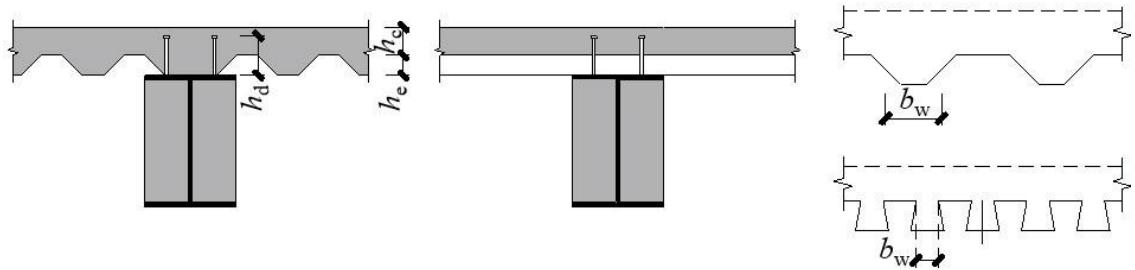


图9 负弯矩区栓钉抗剪承载力折减系数取值

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）：



(a) 肋与梁主钢件平行的组合梁截面 (b) 肋与梁主钢件垂直的组合梁截面 (c) 压型钢板作底模的楼板剖面

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 PEC 梁主钢件布置(图 5.2.9a)，且 $b_w/h_e < 1.5$ 时，焊钉抗剪连接件承载力设计值的折减系数应按式计算，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 5.2.9b）时，焊钉抗剪连接件承载力设计值的折减系数应按式计算，且不大于表 5.2.9 中的上限值：

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

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_v 的上限

一个肋中栓钉数量	压型钢板厚度 (mm)	采用穿透焊技术焊接栓钉，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

【条文说明】5.2.9 试验研究表明，当压型钢板肋垂直于主钢件布置时，正文公式（5.2.9.2）中的系数按国家标准《钢结构设计标准》GB 50017-2017 的规定取 0.85 在许多情况下是不安全的，按该公式计算的结果与试验值比较离散性很大。根据对试验结果的计算对比，并通过可靠度分析，对公式的系数进行了折减，并对上限值进行了限制。为了保证焊接质量，采用穿透焊接技术的栓钉连接件，栓钉直径不宜大于 20mm；采用先在压型钢板上穿孔，然后进行焊接的连接件，栓钉直径不宜大于 22mm。当 b_w/h_w 不小于 1.5 时，正文公式(52)的 β_v 取 1.0，即不必折减。

5.2.10 按本规程式（5.2.6-1）、式（5.2.6-2）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。

【条文说明】5.2.10 本条“均匀布置”的规定适用于柔性连接件。采用栓钉等柔性抗剪连接件的 PEC 梁有很好的剪力重分布能力，因此可以按塑性极限平

衡方法在每个剪跨区段内均匀布置连接件,但应注意各区段内混凝土翼板隔离体的平衡。当剪力有较大突变时,考虑到抗剪连接件变形能力的限制,应采用弹性设计方法,在剪力分布大的区段集中布置连接件。

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):

a-a 界面

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

b-b、c-c、d-d 界面

$$V_{b1} = \frac{V_s}{m_i} \quad (5.2.11-2)$$

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 5.2.7 条的规定;

m_i ——剪跨区段长度(mm),应符合本规程第 5.2.7 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、右两侧挑出的宽度(mm)。

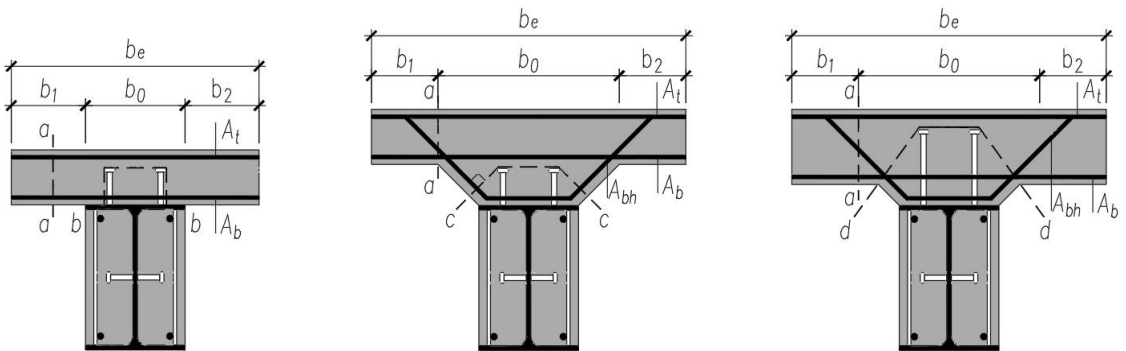


图 5.2.11 纵向抗剪界面上的剪力计算简图

A_t —混凝土板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} —混凝土板托单位长度内弯起钢筋面积总和,量纲均为 mm^2/mm

【条文说明】5.2.11 试验研究表明，PEC梁可能沿着一个既定的纵向界面发生纵向剪切破坏，正文图5.2.11给出了 PEC梁纵向抗剪最不利界面，a-a 抗剪界面长度为混凝土板厚度；b-b 抗剪截面长度为栓钉外缘尺寸的包络长度；c-c 抗剪界面长度取栓钉顶部外边缘连线长度加上距承托两侧斜边轮廓线的垂线长度；当垂线的垂足在斜边轮廓线顶点之外时，取栓钉顶部外边缘连线长度加上斜边轮廓线顶点至最外侧栓钉顶点的连线长度2倍，即d-d 抗剪界面长度。

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：

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

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

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/mm²）；

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（mm²/mm）。对于界面

a-a, $A_e = A_b + A_t$ ；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/mm²）。

【条文说明】5.2.12 PEC梁纵向抗剪能力主要与混凝土翼板尺寸及其横向钢筋配筋率有关。在混凝土板剪力传递计算理论的基础上，给出了混凝土翼板纵向抗剪强度的计算公式。试验研究表明，混凝土强度对混凝土板的纵向抗剪能力有一定的影响。本条规定按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138的有关规定，并计入了混凝土强度对PEC梁纵向抗剪强度的影响。

5.2.13 混凝土楼板横向钢筋面积宜按下式计算：

$$A_e f_{yv} / b_s \geq 0.75 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5.2.13)$$

【条文说明】5.2.13 本条规定参照《钢结构设计标准》GB50017 组合梁

相关要求，给出了 PEC 梁横向钢筋最小配筋率，目的是为了防止 PEC 梁在受力过程中发生纵向剪切破坏。

5.3 受弯构件挠度验算

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，并应分别符合本规程 4.3.4 条的规定。

【条文说明】5.3.1 本条规定按现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 的有关规定，挠度验算属于正常使用极限状态，荷载组合采用标准值组合和准永久值组合，取两种组合做包络计算，结果偏于安全。计算表明，当翼板混凝土面积比例较大时，可能由准永久组合控制。

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。

【条文说明】5.3.3 本条规定按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 的有关规定。

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：

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

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

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

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

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

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

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(mm^4)

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 (5.3.5-1~6) 计算截面等效刚度 $E_a I_{eq}$, 取 $\zeta = 0$ 。

【条文说明】5.3.4~5.3.6 等效惯性矩采用未开裂截面和开裂截面的惯性矩的平均值计算。大量计算表明, 用此等效刚度得到的计算挠度值与试验结果吻合良好且偏于安全。注意计算换算截面惯性矩 (I_{cr}) 时, 可将主钢件腹部混凝土换算为主钢件腹板, 换算厚度为 $(b_f - t_w) / \alpha_E$ 。

对 PEC 梁挠度的计算方法进行了试验及理论研究, 比较了换算截面法、欧洲规范法、折减刚度法1 (忽略翼缘间包覆混凝土开裂) 和折减刚度法2 (计入翼缘间包覆混凝土开裂) 这四种计算方法的不同。通过与试验结果比对, 发现换算截面法偏于不安全, 欧洲规范法与折减刚度法1 与试验结果吻合较好, 折减刚度法2 偏于安全。

对 7 根 PEC 梁进行了试验, 其中 5 根为矩形 PEC 梁, 2 根为 T 形 PEC 梁。试验数据与计算结果表明, 本规程采用平均等效折减刚度法得到的计算挠度值与试验结果吻合良好且偏于安全 (表 2)。

刚度折减系数 ζ 按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 或现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的公式计算, 对于 T 形 PEC 梁, 需要计入楼板与翼缘之间滑移; 对于矩形 PEC 梁, 由于不存在翼缘, 可取 $\zeta = 0$ 。注意计算换算截面惯性矩 I_0 时,

可将主钢件腹部混凝土换算为主钢件腹板，换算厚度为 $(b_f - t_w) / \alpha_E$ 。

对不同跨度、荷载、配钢率 (A_a/A)、配筋率 (A_s/A) 及高跨比 (1/15~1/20) 的梁，取允许挠度为跨度的1/200，一般情况下，梁的极限状态由截面受弯承载力控制，挠度不起控制作用。

表2 试验实测挠度与理论计算对比

试件编号		荷载	f/mm	f_1/mm	误差/%	统计
矩形 PEC梁	B1	0.5P _u	10.4	9.8	-5.8	误差平均值 -0.032
		0.7P _u	15.6	13.8	- 11.5	
	B2	0.5P _u	6.0	7.5	+25.0	
		0.7P _u	10.6	10.5	-0.9	
	B3	0.5P _u	6.7	7.3	+8.9	
		0.7P _u	10.5	10.2	-2.9	
	B4	0.5P _u	10.6	9.7	-8.5	
		0.7P _u	15.7	13.6	- 13.4	
	B5	0.5P _u	10.8	9.7	- 10.2	
		0.7P _u	15.6	13.6	- 12.8	
T形 PEC梁	B6	0.5P _u	7.5	7.7	+2.7	误差平均值 -0.029
		0.7P _u	12.0	11.2	-6.7	
	B7	0.5P _u	7.6	7.6	0	
		0.7P _u	13.0	12.0	-7.7	

注： f 为试验实测跨中挠度， f_1 为按本规程计算公式得到的跨中挠度。

5.4 受弯构件裂缝宽度验算

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。

【条文说明】5.4.1 按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010的有关规定，普通钢筋混凝土最大裂缝宽度按荷载准永久组合并考虑长期作用影响进行计算。

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）：

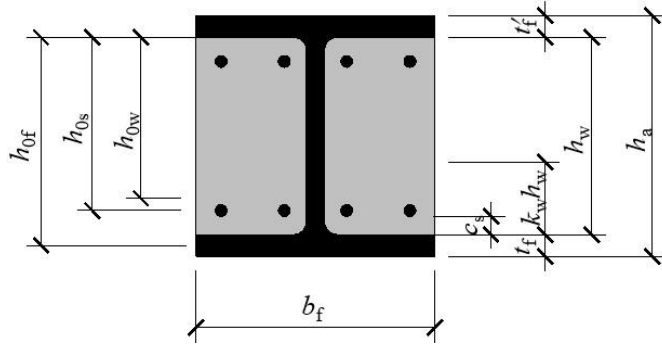


图 5.4.2 矩形 PEC 梁最大裂缝宽度计算参数示意

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

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

$$M_{cr} = 0.235(b_c - t_w)h_w^2 f_{tk} \quad (5.4.2-3)$$

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

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

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

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

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

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_{0f} 、 h_{0w} ——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)。

【条文说明】5.4.2 本条规定在现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138的基础上，鉴于主钢件受拉翼缘仅内侧与混凝土接触，故主钢件对混凝土裂缝的约束作用应该比型钢混凝土中钢骨弱，故计算有效周长 u 时，仅采用主钢件腹板两侧混凝土宽度之和 ($b_c - b_w$)。试验结果表明，用此方法得到的计算结果与试验数据符合较好，表3为理论计算值与试验值对比。

表3 理论计算值与试验值对比

试件编号		ω_{max} (mm)	ω_1	误差 /%	统计
矩形组合梁	B1	0.22	0.24	+9.1	误差平均值 0.026
	B2	0.21	0.18	- 14.3	
	B3	0.16	0.16	0	
	B4	0.22	0.24	+9.1	

	B5	0.22	0.24	+9.1	
T形组合梁	B6	0.22	0.24	+9.1	误差平均值 0.067
	B7	0.24	0.25	+4.2	

注： ω_{\max} 为试验实测最大裂缝宽度， ω_1 为本规程计算公式所得值。

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，按本规程式（5.4.2-4）计算时力臂系数 γ_s 取0.92。

【条文说明】5.4.3 其他条件相同情况下，翼板的存在会增加力臂高度，减小受拉钢筋的应力。试验结果表明，力臂系数可按下式计算：

$$\gamma_s = 1 - 0.4 \sqrt{\alpha_E \rho} / (1 + 2\gamma_f') \quad (9)$$

计算时取 $\alpha_E = 6 \sim 8$ ， $\rho = 0.2\% \sim 2.0\%$ 。

当翼板宽度为主钢件宽度的2倍，翼板厚度为主钢件高度的1/8倍，得到 $\gamma_s = 0.965 \sim 0.872$ ，平均值为0.919；当翼板宽度为主钢件宽度的6倍，翼板厚度为主钢件高度的1/2倍，得到 $\gamma_s = 0.993 \sim 0.973$ ，平均值为0.983；故偏安全地取 $\gamma_s = 0.92$ 。

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。

【条文说明】5.4.4 本条在现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138的有关规定的基礎上，明确应按荷载效应的准永久组合并考虑长期作用影响，而不是荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响，和现行国家标准《混凝土结构设计

标准》GB/T 50010 保持一致。

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《混凝土结构设计标准》GB/T 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。

【条文说明】5.4.5 荷载效应准永久组合作用下，可忽略混凝土裂缝影响，近似按弹性分析计算内力，且不计入支座弯矩调幅。计算组合截面惯性矩 I_{cr} 时，仅计入翼板内有可靠锚固措施的钢筋。

5.5 轴心受力构件截面承载力计算

5.5.1 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。

5.5.2 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：

$$N \leq N_{a,y} \quad (5.5.2-1)$$

$$N \leq N_{a,y} / \gamma_{RE} \quad (5.5.2-2)$$

$$N \leq N_{an,u} \quad (5.5.2-3)$$

$$N \leq N_{an,u} / \gamma_{RE} \quad (5.5.2-4)$$

$$N_{a,y} = A_a f_a \quad (5.5.2-5)$$

$$N_{an,u} = 0.7 A_{an} f_{au} \quad (5.5.2-6)$$

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（mm²）；

A_{an} ——组合截面中柱主钢件净截面面积（mm²），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/mm²)；

f_{au} ——钢材抗拉强度最小值 (N/mm²)；

【条文说明】5.5.2 本条为轴心受拉PEC柱的截面承载力计算要求。由于受拉PEC柱的混凝土强度难以发挥作用，所以轴心受拉PEC柱截面承载力计算时不计入混凝土的抗拉强度，以PEC柱主钢件毛截面达到屈服强度和主钢件净截面达到抗拉强度为承载能力极限状态。本条按国家标准《钢结构设计标准》GB50017-2017第7.1.1条的相关规定。

5.5.3 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：

$$N \leq N_u \quad (5.5.3-1)$$

$$N \leq N_u / \gamma_{RE} \quad (5.5.3-2)$$

$$N_u = f'_a A_a + f_c A_c + f'_y A_s \quad (5.5.3-3)$$

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 (mm²)；

f'_a 、 f'_y ——钢材、钢筋抗压强度设计值 (N/mm²)；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm²)。

【条文说明】5.5.3 本条为轴心受压PEC柱的截面承载力计算要求。焊接普通H型钢PEC柱短柱轴压试验结果表明，柱在达到极限承载力之前，钢与混凝土能够很好地协同工作，这种组合短柱最终的破坏模式主要是混凝土压碎，横向连杆间翼缘发生局部屈曲。基于叠加原理，建立了PEC柱轴压截面承载力计算公式。对比可见，计算结果与试验结果吻合良好（表4）。

表4 轴心受压PEC柱承载力试验值和公式计算值对比

试验数据来源	试件编号	长宽比 (I_0/b_f)	正则化 长细比	N_u (kN)	N (kN)	N/N_u
Tremblay1998	C-2	5	0.212	10033	10100	1.007
	C-3	5	0.212	9985	7690	0.970
	C-4	5	0.212	9905	9390	0.948
	C-5	5	0.214	10291	10000	0.972
	C-6	5	0.204	8522	7650	0.898
	C-7	5	0.211	4367	4280	0.980
Tremblay2002	C-8	5	0.212	18006	16470	0.915
	C-9	5	0.212	18023	16610	0.922
	C-10	5	0.212	17965	16240	0.904
	C-11	5	0.205	15905	14930	0.939
	C-12	5	0.212	17994	17450	0.970
Tremblay2003	P-1	5	0.218	4878	4770	0.978
	P-2	5	0.218	4878	4670	0.957
	P-3	5	0.218	4878	4790	0.982
	P-4	5	0.218	4878	4975	1.020
	P-5	5.222	0.220	9235	9225	0.999
Bergmann2000	V1	5.172	0.238	6954	8867	1.275
Prickett2006	H1	5	0.192	7387	7380	0.999
	H2	5	0.194	7524	7570	1.006
Prickett2006	H3	5	0.239	11388	12340	1.084
	H4	5	0.237	11255	11860	1.054
	H5	5	0.241	11617	12390	1.067
	H6	5	0.229	10493	11890	1.133
	H7	5	0.224	10034	12180	1.214
赵根田 2012	PECC-1	4	0.156	1922	2108	1.097
	PECC-2	4	0.151	1792	1867	1.042
	PECC-3	4	0.159	1983	2558	1.290
	PECC-4	4	0.149	1753	1688	0.963
	PECC-5	4	0.158	2119	2382	1.124
	PECC-6	4	0.159	2129	2664	1.251
	PECC-7	4	0.159	2129	2559	1.202
	PECC-8	4	0.154	2148	2178	1.014
	PECC-9	4	0.166	2645	3110	1.176

续表4

试验数据来源	试件编号	长宽比 (l_0/b_f)	正则化 长细比	N_u (kN)	N (kN)	N/N_u
吴波 2016	FT8-S400-R0	5	0.189	6788	7753	1.142
	FT8-S400-R20	5	0.191	6991	7850	1.123
	FT8-S400-R33	5	0.191	6991	7906	1.131
	FT8-S200-R0	5	0.189	6849	8136	1.188
	FT8-S200-R20	5	0.191	6991	8200	1.173
	FT8-S200-R33	5	0.191	6991	8275	1.183
	FT8-S120-R33	5	0.191	6991	8343	1.193
	FT10-S200-R33	5	0.185	6906	8185	1.185
	FT8-S400-R30-E0	5	0.193	7457	7134	0.957
	FT8-S200-R30-E0	5	0.198	7457	7150	0.959
平均值						1.060
标准差						0.111

注： N_u 为根据公式计算得到的极限轴压力； N 为试验极限轴压力； l_0 为试件计算长度。

5.6 轴心受压构件整体稳定计算

5.6.1 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：

$$N \leq \varphi N_u \quad (5.6.1-1)$$

$$N \leq \varphi N_u / \gamma_{RE} \quad (5.6.1-2)$$

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 50017-2017 附录 C 规定的 b 曲线，弱轴（ φ_y ）应采用 c 曲线。

组合截面回转半径按下式计算：

$$i = \sqrt{\frac{E_a I_a + E_c I_c}{E_a A_a + E_c A_c}} \quad (5.6.1-3)$$

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：

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{EQ}}{E_{EQ}}} \quad (5.6.1-4)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (5.6.1-5)$$

$$f_{EQ} = \frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{A_a + A_c} \quad (5.6.1-6)$$

$$E_{EQ} = \frac{E_aA_a + E_cA_c}{A_a + A_c} \quad (5.6.1-7)$$

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/mm²）；

E_{EQ} ——组合截面当量弹性模量（N/mm²）；

f_{ay} ——钢材屈服强度（N/mm²）；

f_{ck} ——混凝土轴心抗压强度标准值（N/mm²）。

【条文说明】5.6.1 本条为轴心受压 PEC 柱的整体稳定性计算要求。条文中关于稳定系数取值的规定，是根据 PEC 柱主钢件为双轴对称单一 H 形截面（包括轧制、冷成型或焊接钢截面）的轴心受压构件的试验和数值计算结果确定的。按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 的有关规定，整体稳定计算时按组合截面计算截面回转半径。按组合截面计算的回转半径与纯钢截面的回转半径关系大致为：强轴 $i_x=0.967 i_{x \cdot \text{钢}}$ ，弱轴 $i_y=1.068 i_{y \cdot \text{钢}}$ 。计算稳定系数时，采用正则化长细比，公式推导如下：

$$\begin{aligned} \lambda_n &= \sqrt{\frac{N_{uk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{\pi^2(E_aI_a + E_cI_c)/l_0^2}} = \frac{l_0}{\pi} \sqrt{\frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{E_aI_a + E_cI_c}} \\ &= \frac{l_0}{\pi} \sqrt{\frac{(f_{ay}A_a + f_{ck}A_c)/(E_aA_a + E_cA_c)}{(E_aI_a + E_cI_c)/(E_aA_a + E_cA_c)}} = \frac{l_0}{\pi i} \sqrt{\frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{E_aA_a + E_cA_c}} \quad (10) \\ &= \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{(f_{ay}A_a + f_{ck}A_c)/(A_a + A_c)}{(E_aA_a + E_cA_c)/(A_a + A_c)}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{EQ}}{E_{EQ}}} \end{aligned}$$

式中：当量强度 $f_{EQ} = \frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{A_a + A_c}$ ；当量弹性模量 $E_{EQ} = \frac{E_aA_a + E_cA_c}{A_a + A_c}$ 。

通过有限元数值计算结果与试验结果对比，经过参数统计回归得到稳定系数计算正文公式（5.6.2-1）、公式（5.6.2-2），公式形式与现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 规定的相同，但公式分段点及系数 α_1 、 α_2 、 α_3 不同。

5.6.2 轴心受压 PEC 构件的稳定系数应按下列公式计算：

当 $\lambda_n \leq 0.382$ 时 (5.6.2-1)

$$\varphi = 1 - \alpha_1 \lambda_n^2$$

当 $\lambda_n > 0.382$ 时

$$\varphi = \frac{1}{2\lambda_n^2} [\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2 - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2}]$$
(5.6.2-2)

式中： α_1 、 α_2 、 α_3 ——系数，按表 5.6.2 取值，计算 PEC 异形柱时，均按强轴取值。

表 5.6.2 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

5.6.3 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 4.2.15-3 式计算相应的 PEC 梁和 PEC 柱截面抗弯刚度。

5.7 单向压弯构件承载力计算

5.7.1 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 当绕对称轴受力时，采用简化 N-M 相关曲线（图 5.7.1-1、图 5.7.1-2），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：

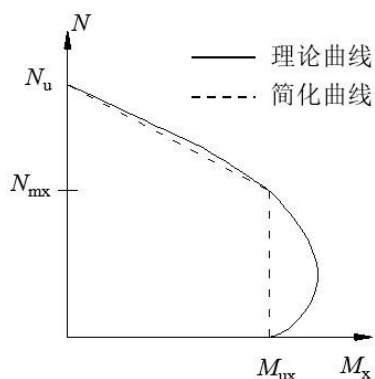


图 5.7.1-1 轴力 N-绕强轴弯矩 M_x 相关
曲线及简化

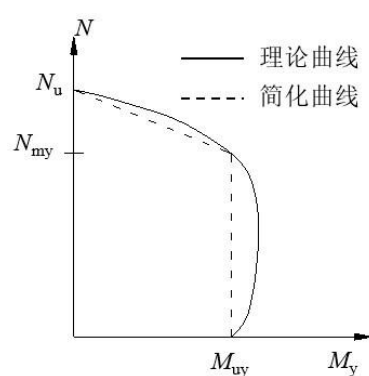


图 5.7.1-2 轴力 N-绕弱轴弯矩 M_y 相关
曲线及简化

$$M \leq M_u \quad (0 \leq N < N_m) \quad (5.7.1-1)$$

$$M \leq M_u / \gamma_{RE} \quad (0 \leq N < N_m) \quad (5.7.1-2)$$

$$\frac{N - N_m}{N_u - N_m} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (N_m < N \leq N_u) \quad (5.7.1-3)$$

$$\frac{N - N_m}{N_u - N_m} + \frac{M}{M_u} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (N_m < N \leq N_u) \quad (5.7.1-4)$$

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), 取 $\alpha_1 A_c f_c$;

N_u ——截面受压承载力设计值 (N), 按本规程式 (5.5.3-3) 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} ,

按本条第 3、4 款计算。

2 当 PEC 异形柱绕非对称轴受力时, 采用图 5.7.1-3 所示的简化 N-M 相关曲线, 应按下列公式计算:

$$\frac{N}{N_u} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (5.7.1-5)$$

$$\frac{N}{N_u} + \frac{M}{M_u} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (5.7.1-6)$$

式中: M_u ——PEC 异形柱截面受弯承载力设计值 (N·mm), 按本条第 4) 款计

算；

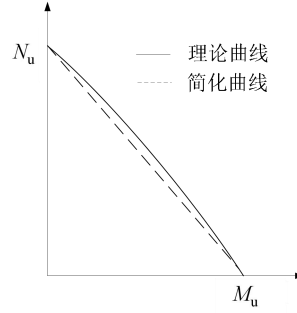


图 5.7.1-3 PEC 异形柱轴力 N -绕非对称轴弯矩 M_u 相关曲线及简化

3 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：

列公式计算：

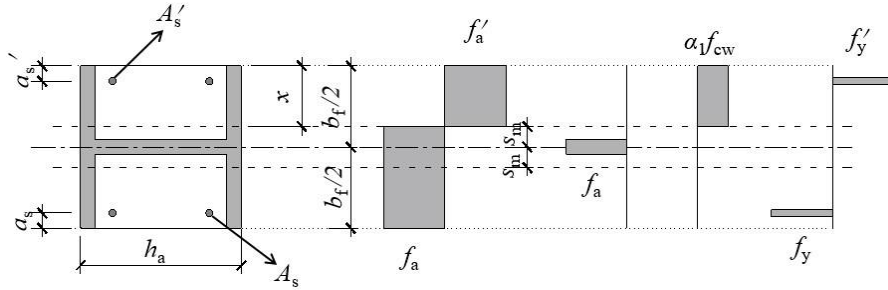


图 5.7.1-4 绕弱轴截面受弯承载力计算应力图

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f) x^2 / 2 + A'_s f'_y (x - a'_s) + A_s f_y (b_f - x - a_s) + 2f_a t_f x (b_f - x) + f_a [4s_m t_f + t_w (h_a - 2t_f)] (b_f / 2 - x) \quad (5.7.1-7)$$

$$\alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f) x + A'_s f'_y - A_s f_y - 4f_a s_m t_f - f_a (h_a - 2t_f) t_w = 0 \quad (5.7.1-8)$$

$$2a'_s \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (5.7.1-9)$$

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_{wy} 应按下列

列公式计算：

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f) \frac{(b_f - t_w)}{2} \left(x - \frac{b_f - t_w}{4} \right) + A'_s f'_y (x - a'_s) + A_s f_y (b_f - x - a_s) \\ + \frac{f_a t_f x (b_f^2 - t_w^2)}{2} + f_a h_a \left(\frac{t_w^2}{4} - s_m^2 \right) + 2 f_a h_a s_m^2 \quad (5.7.1-10)$$

$$\alpha_1 f_{cw} (h_a - 2t_f) x + A'_s f'_y - A_s f_y - 2 f_a h_a s_m = 0 \quad (5.7.1-11)$$

4 异形 PEC 柱截面受弯承载力设计值应符合下列规定：

- 1) 将柱截面划分为有限个混凝土单元、钢筋单元及型钢单元，近似取单元内的应变和应力为均匀分布，合力点在单元重心处。
- 2) 截面达到承载能力极限状态时各单元的应变按截面应变保持平面的假定确定。
- 3) 混凝土单元、钢筋单元及型钢单元的应力-应变关系应按国家现行标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 和《组合结构设计规范》JGJ 138 的相关规定取用。
- 4) PEC 异形柱截面受弯承载力设计值 M_{us} 应符合下列公式的规定（具体计算方法见附录 B）：

$$\sum f_{ci} A_{ci} + \sum f_{aj} A_{aj} + \sum f_{yk} A_{yk} = 0 \quad (5.7.1-12)$$

$$M_{usx} = \sum f_{ci} A_{ci} (X_{ci} - X_0) + \sum f_{aj} A_{aj} (X_{aj} - X_0) + \sum f_{yk} A_{yk} (X_{yk} - X_0) \quad (5.7.1-13)$$

$$M_{usy} = \sum f_{ci} A_{ci} (Y_{ci} - Y_0) + \sum f_{aj} A_{aj} (Y_{aj} - Y_0) + \sum f_{yk} A_{yk} (Y_{yk} - Y_0) \quad (5.7.1-14)$$

$$X_0 = \frac{\sum f_{ci} A_{ci} X_{ci} + \sum f_{aj} A_{aj} X_{aj} + \sum f_{yk} A_{yk} X_{yk}}{\sum f_{ci} A_{ci} + \sum f_{aj} A_{aj} + \sum f_{yk} A_{yk}} \quad (5.7.1-15)$$

$$Y_0 = \frac{\sum f_{ci} A_{ci} Y_{ci} + \sum f_{aj} A_{aj} Y_{aj} + \sum f_{yk} A_{yk} Y_{yk}}{\sum f_{ci} A_{ci} + \sum f_{aj} A_{aj} + \sum f_{yk} A_{yk}} \quad (5.7.1-16)$$

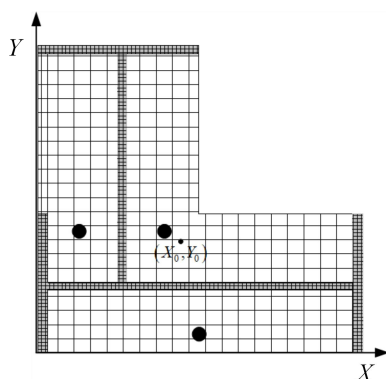


图 5.7.1-5 异形 PEC 柱截面受弯承载力计算模式示意

式中： X_0 、 Y_0 ——PEC 异形柱截面中心坐标；

f_{ci} 、 A_{ci} ——第 i 个混凝土单元的轴心抗压强度、面积；

f_{aj} 、 A_{aj} ——第 j 个型钢单元的屈服强度、面积；

f_{yk} 、 A_{yk} ——第 k 个钢筋单元的屈服强度、面积；

X_{ci} 、 Y_{ci} ——第 i 个混凝土单元的中心坐标；

X_{aj} 、 Y_{aj} ——第 j 个型钢单元的中心坐标；

X_{yk} 、 Y_{yk} ——第 k 个钢筋单元的中心坐标；

5.7.2 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：

$$V \leq V_u \quad (5.7.2-1)$$

$$V \leq V_u / \gamma_{RE} \quad (5.7.2-2)$$

$$V_u = A_w f_{av} \quad (5.7.2-3)$$

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 (5.2.1-3) 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。

3 PEC 异形柱受剪承载力按本条第 1 款和第 2 款计算，式中 A_w 取宽度平行于剪力方向的主钢件受剪板件面积 (mm²)。

【条文说明】5.7.1~5.7.2 截面压弯承载力按极限状态分析得到的 $N-M$ 相关曲线为抛物线型，可将其简化为三折线型 $abcd$ ， a 点对应于轴心受压， b 点轴向承载力为 c 点的二倍， c 点对应于受弯承载力最大点， d 点对应于纯弯 (图 10)。分析表明在大多数情况下 N_u 下方曲线外凸程度不大，即 bcd 所围三角形面积较小。本规程为便于应用并与双向压弯截面承载力计算公式相衔接，将其进一步简化为二折线 abd 。与短柱偏压试验结果比较，公式计算结果偏于安全 (表 5.7.1-1、表 5.7.1-2)。

由于双向压弯承载力计算需要，本节给出了绕弱轴正截面受弯承载力计算公式。

异形截面 PEC 柱绕对称轴单向压弯受力时，其压弯曲线和 PEC 柱类似，压弯承载力计算公式也与 PEC 柱承载力计算公式相同。异形截面 PEC 柱绕非对称轴单向压弯受力时，其理论 $N-M$ 曲线可能为抛物线型 (图 10)，也可能为近似直线型 (图 11)。为简化计算，统一简化为直线型 $N-M$ 曲线计算。

为简化计算，给出了仅由 PEC 柱主钢件腹板受剪的承载力计算公式。如果要计入腹部钢筋混凝土的受剪承载力，可按本规程第 5.2.4 条文说明计算。当 PEC 柱承受的剪力大于截面受剪承载力的 50% 时，由于正应力和剪应力共同作用时承载力会下降，故对腹板应力强度予以折减，图 12 为腹板应力图式。

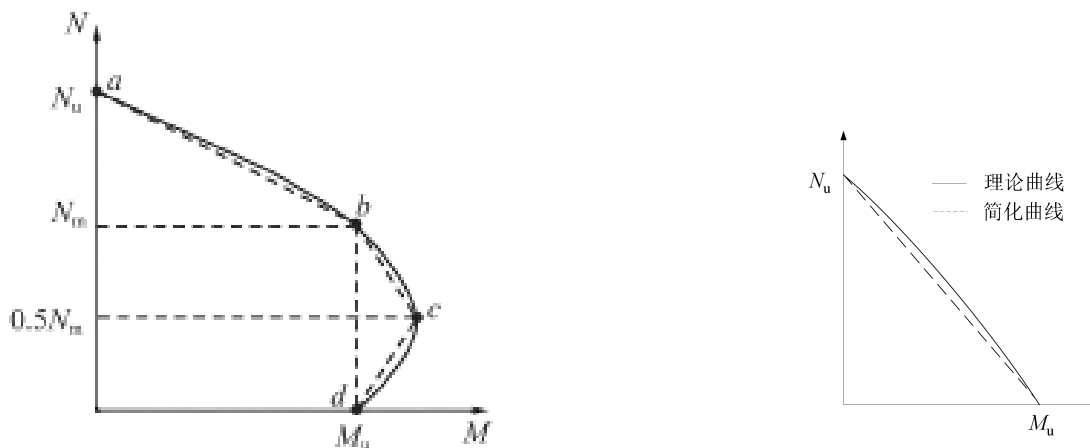


图10 抛物线型N-M相关曲线简化

图11 直线型N-M相关曲线简化

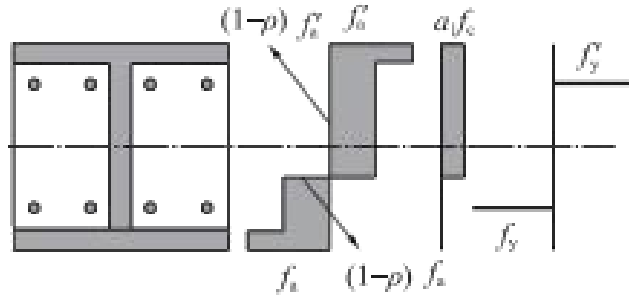


图12 剪力对压弯承载力的影响

5.7.3 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：

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux}(1 - \varphi_x N / N_{Ex})} \leq 1 \quad (5.7.3-1)$$

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux}(1 - \varphi_x N / N_{Ex})} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (5.7.3-2)$$

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：

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0.85 M_{ux}} \leq 1 \quad (5.7.3-3)$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0.85 M_{ux}} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (5.7.3-4)$$

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。

【条文说明】5.7.3 对单向压弯构件稳定承载力计算，不同规范采用的方法不尽相同。

单向压弯构件平面内稳定承载力计算时，可采用单项弯矩公式，轴力影响隐含在分母项弯矩中；也可采用轴力和弯矩相关公式，轴力和弯矩为线性组合。现行团体标准《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS 159 采用国家标准《钢结构设计规范》GB 50017-2003 的计算方法，但在弯矩项前乘以钢贡献率 δ ，并限制弯矩不大于正截面受弯承载力；现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 采用现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的设计思路，根据截面达到极限状态时的应力分布，通过轴向力和弯矩的平衡条件，计入偏心距增大系数，联合求解截面压弯承载力，图 13 中比较了这四种规范的计算方法。

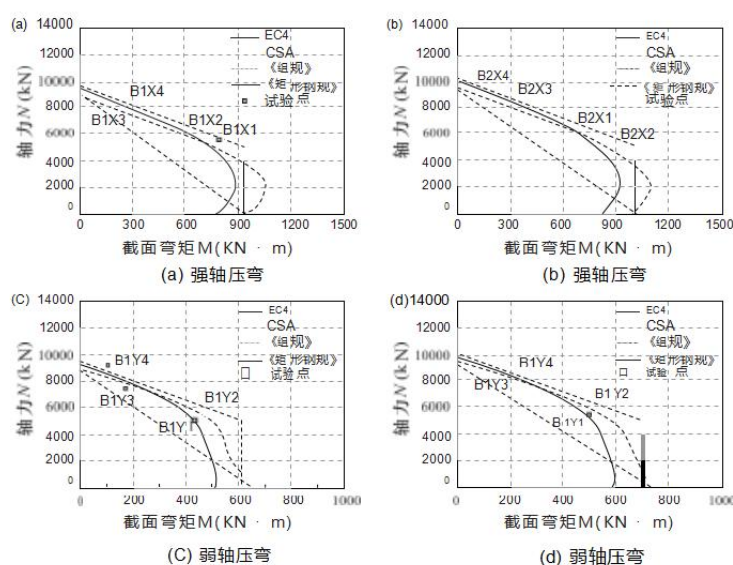


图 13 不同设计标准采用的压弯整体稳定计算公式比较

根据现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017的计算公式的形式，本条提出轴力-弯矩相关计算公式。考虑到极限状态时沿柱高度部分混凝土截面达到塑性，故计算轴压弹性稳定临界力时采用等效抗弯刚度 $(EI)_e$ ，将混凝土弹性模量折减0.5。与试验值与理论值比较可知，本规程公式计算结果偏于安全

5.7.4 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：

$$N_{Ex} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l_0^2} \quad (5.7.4-1)$$

$$(EI)_e = E_a I_a + E_s I_s + k_e E_c I_c \quad (5.7.4-2)$$

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·mm²）；

E_a 、 E_s 、 E_c ——钢材、钢筋、混凝土弹性模量（N/mm²）；

I_a 、 I_s 、 I_c ——柱主钢件、钢筋、混凝土截面惯性矩（mm⁴）；

k_e ——折减系数，取 0.5。

【条文说明】5.7.4 由于极限状态时沿柱高度部分混凝土截面达到塑性，故计算轴压弹性稳定临界力时采用等效抗弯刚度 $(EI)_e$ ，混凝土弹性模量乘以折减系数 0.5。

5.8 双向压弯构件承载力计算

5.8.1 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：

$$\frac{(N_u - N_{mx})M_x}{(N_u - N)M_{ux}} + \frac{(N_u - N_{my})M_y}{(N_u - N)M_{uy}} \leq 1 \quad (5.8.1-1)$$

$$\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad (5.8.1-2)$$

$$\frac{(N_u - N_{mx})M_x}{(N_u - N)M_{ux}} + \frac{(N_u - N_{my})M_y}{(N_u - N)M_{uy}} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (5.8.1-3)$$

$$\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (5.8.1-4)$$

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 5.5.3 条计算；

N_{mx} 、 N_{my} ——针对 x 轴和 y 轴的特征轴力 (N)，取 $\alpha_1 A_c f_c$ ；

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

5.7.1 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，忽略内填混凝土和连杆的作用，对主钢件为单一 H 型钢的截面，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：

$$V_y \leq V_{uy} \quad (5.8.1-5)$$

$$V_x \leq V_{ux} \quad (5.8.1-6)$$

$$V_y \leq V_{uy} / \gamma_{RE} \quad (5.8.1-7)$$

$$V_x \leq V_{ux} / \gamma_{RE} \quad (5.8.1-8)$$

$$V_{uy} = A_{aw} f_{av} \quad (5.8.1-9)$$

$$V_{ux} = 2 A_{af} f_{av} \quad (5.8.1-10)$$

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 (mm²)，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/mm²)，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 $0.5V_{uy}$ ，则采用本规程式 (6.2.1-3) 计算截面受弯承载力 M_{ux} 时，腹板的设计强度应分别按本规程第 5.2.5 条规则进行折减。如 V_x 大于 $0.1V_{ux}$ ，则采用本规程式 (5.7.1-7)、(5.7.1-10) 计算截面受弯承载力 M_{uy} 时，翼

缘板的设计强度应乘以应力强度调整系数 $1-(1.11V_x/V_{ux}-0.11)^2$ 。

【条文说明】5.8.1 双向压弯构件截面承载力相关曲面为空间外凸曲面(图 14a)。实际工程应用中可简化为空间平面。为了和单向压弯构件受弯承载力曲线协调，包络面由本节正文公式 (5.8.1-1) 所示的空间斜平面和正文公式 (5.8.1-2) 所示的垂直平面所组成 (图 14b)。

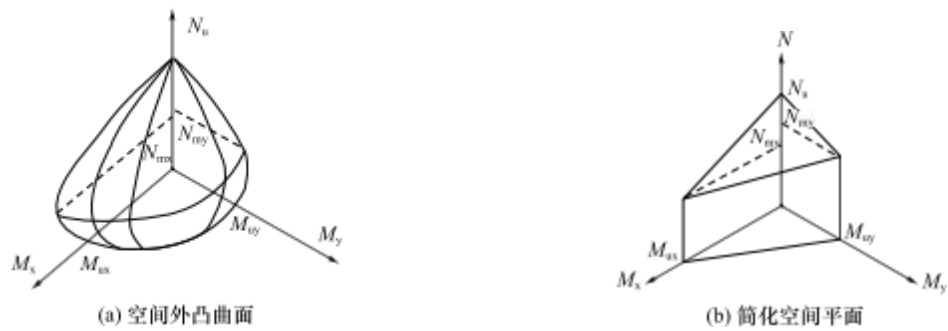


图 14 双向压弯构件截面受弯承载力 $N-M_x-M_y$ 相关曲线

当 M_y 等于零时，退化为强轴单向压弯截面承载力曲线，当 M_x 等于零时，即为弱轴单向压弯截面承载力曲线。由试验值和公式计算值对比可知计算公式偏安全（表 5）。

表5 双向压弯截面受弯承载力试验值和公式计算值对比

试验数据来源	试件编号	长宽比 (I_0/b_f)	正则化 长细比	正则化长 细比	正文公式 (5.8.1-1)	正文公式 (5.8.1-2)
赵根田 2008	PECC-1	4	0.127	0.156	1.593	0.898
	PECC-2	4	0.132	0.163	1.562	0.838
	PECC-3	4	0.129	0.163	2.475	0.916
	PECC-5	4	0.129	0.163	1.982	1.148
	PECC-6	4	0.127	0.156	2.595	1.221
	PECC-7	4	0.132	0.163	1.420	0.782
	PECC-8	4	0.129	0.163	1.527	0.749
	PECC-9	4	0.127	0.156	2.064	0.762
	PECC-10	4	0.132	0.163	1.822	1.078
	PECC-11	4	0.129	0.163	1.859	1.020
	PECC-12	4	0.132	0.156	2.226	1.026
陈以一 2017	B1-R15-S30-0.2	7	0.232	0.299	1.722	1.817
	B2-R15-S60-0.2	7	0.231	0.299	1.868	1.963
	B3-R20-S60-0.2	7	0.227	0.288	2.847	2.151
	B4-R25-S60-0.2	7	0.235	0.287	2.784	2.931

	B5-R15-S30-0.4	7	0.232	0.300	2.381	2.100
	B6-R20-S60-0.4	7	0.230	0.291	2.339	2.657

注：上表最后两列为把试验数据代入正文公式（5.8.1-1）、（5.8.1-2）后的计算值，若其中某一计算值大于1，说明试验承载力高于公式设计值，即设计公式偏安全。

截面的双向受剪承载力计算同样可仅计入主钢件中平行于剪力方向的板件受力而忽略内填混凝土和箍筋的作用，且按两个方向分别验算。但当剪力较大时，如 $V_y > 0.5 V_{uy}$ 时，腹板设计强度 f_a 需要折减；如 $V_x > 0.1 V_{ux}$ 时，翼缘板（此时与 V_x 平行）设计强度 f_a 需要折减，由于翼缘板同时兼具抗弯和抗剪作用，正应力和剪应力都较大，屈服强度降低较严重，因此取 0.1。

5.8.2 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：

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux}(1 - \varphi_x N / N_{Ex})} + \frac{\beta_{ty} M_y}{0.85 M_{uy}} \leq 1 \quad (5.8.2-1)$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0.85 M_{ux}} + \frac{\beta_{my} M_y}{M_{uy}(1 - \varphi_y N / N_{Ey})} \leq 1 \quad (5.8.2-2)$$

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux}(1 - \varphi_x N / N_{Ex})} + \frac{\beta_{ty} M_y}{0.85 M_{uy}} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (5.8.2-3)$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0.85 M_{ux}} + \frac{\beta_{my} M_y}{M_{uy}(1 - \varphi_y N / N_{Ey})} \leq 1 / \gamma_{RE} \quad (5.8.2-4)$$

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 5.6.1 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（5.7.4-1）

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。

【条文说明】5.8.2 现行团体标准《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS 159

采用轴力和双向弯矩相关公式，其中主要弯矩项乘以钢贡献率予以调整；现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的设计思路，采用叠加原理，在型钢混凝土柱单向偏压承载力计算的基础上，用尼克勤公式得到截面压弯承载力。本条按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 计算公式的形式，采用轴力和双向弯矩相关公式计算构件整体稳定承载力，平面外弯矩作用项加以简化。

5.9 抗震设计及构造

5.9.1 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

$$V_b = 1.1 \frac{(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (5.9.1-1)$$

2 除本条第 1 款以外的其他情况：

一级抗震等级

$$V_b = 1.2 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (5.9.1-2)$$

二级抗震等级

$$V_b = 1.1 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (5.9.1-3)$$

三级抗震等级

$$V_b = 1.05 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (5.9.1-4)$$

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)。

【条文说明】5.9.1 本条规定按行业标准《组合结构设计规范》JGJ138-2016 第 5.2.2 条，将梁端剪力增大系数做了适当减小。原因是一方面梁端包覆混凝土会提高梁正截面受弯承载力，从而增加了所受的剪力，另一方面受剪设计中没有计入包覆混凝土的抗剪承载力，受剪承载力全部由主钢件腹板提供，而主钢件具有良好的抗剪延性，故予以调低。鉴于一级抗震等级的框架结构的重要性，故梁端剪力增大系数未予降低。当梁端无混凝土包覆时，剪力可不作调整。

5.9.2 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 1.0d 的较大值，d 为纵筋的最大直径。

【条文说明】5.9.2 由于主钢件腹板空腔尺寸有限，钢筋太密会影响混凝土浇捣，故限制钢筋排数不大于两排，并控制钢筋间的最小间距。钢筋太少预制时容易产生裂缝，因此规定了最小配筋率。

5.9.3 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。每侧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 10mm。

【条文说明】5.9.3 本条规定按行业标准《组合结构设计规范》JGJ138-2016 第 5.5.3 条制定。

5.9.4 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，并应符合行业标准《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。

5.9.5 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、加密区连杆最大间距和连杆最小直径应满足表 5.9.5 的要求。

2 非加密区的连杆面积宜与加密区相同，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。

表 5.9.5 PEC 梁连杆加密区长度、连杆最大间距（mm）

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

注：1 h_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，梁全跨应按连杆加密区配置；

3 垂直于主钢件翼缘平面的连杆面积按下式计算，且抗震等级为一级时，连杆直径不宜小于 10mm；抗震等级为二、三级时，连杆直径不宜小于 8mm。

$$A_l \geq 0.005 b_f t_f f_{ay} / f_{ly} \quad (5.9.5-1)$$

式中： A_l ——连杆面积（ mm^2 ）；

b_f ——连杆拉结的主钢件翼缘宽度（mm）；

t_f ——连杆拉结的主钢件翼缘厚度（mm）；

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

4 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 4.1.6 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 4.1.6 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 4.1.6 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 4.1.6 条截面分类 2 的性能要求。抗震等级为一、二、三、四级的梁，塑性发展区以外的梁主钢件也可采用截面分类 3。

5 按本条第 1、2 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：

$$N_{LW} \geq 0.7 A_1 f_{ly} \quad (5.9.5-2)$$

式中： N_{LW} ——连杆焊缝承载力设计值（N），按《钢结构设计标准》GB 50017 相关公式确定。

6 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 5 款要求时，宜采用 C 型连杆，并应符合本规程 4.4.3 条规定。

7 扁钢连杆面积可按最小直径面积等效。

【条文说明】5.9.5 本条规定按国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的有关规定，由于 PEC 梁主钢件翼缘承担弯矩比例大，且主要依靠主钢件腹板抗剪，其延性性能优于混凝土梁，因此对包覆混凝土的箍筋加密要求可以降低，只要约束包覆混凝土不过早崩落即可，故减小了加密区长度、增大了加密区箍筋最大间距，并根据箍筋所起作用的不同调整了箍筋最小直径的要求。根据理论分析和试验结果，结合已有的工程实践项目，本地方标准对箍筋加密区长度、加密区箍筋最大间距和箍筋最小直径进行了进一步的调整。

当主钢件翼缘宽厚比较大时，连杆是避免其早期失稳，从而保证构件塑性变形能力的重要措施，因此连杆应有必要的承载力，包括与主钢件翼缘的连接焊缝承载力。关于正文公式（5.9.5-1）：假设翼缘塑性失稳时板件承载力可超过材料屈服强度（取为屈服强度的 1.5 倍，对应抗震等级为一级、二级的要求）或达到屈服强度（对应抗震等级为三级的要求），而能否超过或达到屈服强度与翼缘板宽厚比有关，此时防止

翼缘板面外失稳的支承力应达翼缘板面内受力的 $1/60$ ，再假设腹板可分担该面外支承力的 60% ，依据以上受力需求推得条文的连杆面积公式。该公式计算结果仅适用于连杆垂直翼缘板面的情况，当采用X型连杆时，截面面积应按连杆倾角予以放大。同时也规定了当连杆为圆钢时的最小面积，以防止计算结果偏小。当连杆采用扁钢时，还需满足施焊工艺要求和最小焊缝尺寸及长度要求，确保最小面积大于本条规定。

连杆的拉接焊缝承载力可按焊缝极限强度计算，故正文公式（5.9.5-2）采用在（5.9.5-1）左端项乘以系数 0.7 的方式计算焊缝所需承载力设计值，系数 0.7 大于焊缝强度设计值与焊缝极限强度的比值（ $0.38\sim 0.41$ ），具有必要的安全储备。

考虑连杆所起作用和施工制作难易程度，本地方标准对连杆加密区长度和加密区最大间距进行了进一步的调整。

5.9.6 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 。

5.9.7 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。

5.9.8 槽钢连接件宜采用 Q235 钢，截面不宜大于槽钢 [12.6。

【条文说明】5.9.7~5.9.8 按现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 制定了抗剪连接件构造规定。

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

5.9.10 抗震设计时，PEC 柱的轴压比 n 按下式计算，且不宜大于表 5.9.10 规定的轴压比限值。

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a} \quad (5.9.10)$$

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（mm²）；

A_a ——PEC 柱主钢件截面面积（mm²）；

表5.9.10 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。

【条文说明】5.9.10 本条主要内容根据现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关要求制定。当 PEC 柱主钢件为截面分类 3 时，过大轴压比不利于地震往复作用下的构件局部稳定性，宜使重力荷载作用下柱的轴心压力标准值不超过主钢件轴力屈服承载力（钢材抗压强度取屈服强度）。

5.9.11 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

$$\text{一级抗震等级} \quad \sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (5.9.11-1)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad \sum M_c = 1.5 \sum M_b \quad (5.9.11-2)$$

$$\text{三级抗震等级} \quad \sum M_c = 1.3 \sum M_b \quad (5.9.11-3)$$

$$\text{四级抗震等级} \quad \sum M_c = 1.2 \sum M_b \quad (5.9.11-4)$$

2) 其他各类结构体系中的框架

$$\text{一级抗震等级} \quad \sum M_c = 1.4 \sum M_b \quad (5.9.11-5)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad \sum M_c = 1.2 \sum M_b \quad (5.9.11-6)$$

$$\text{三、四级抗震等级} \quad \sum M_c = 1.1 \sum M_b \quad (5.9.11-7)$$

式中： $\sum M_c$ ——采用地震作用组合的节点上、下柱端弯矩设计值之和（N·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；

$\sum M_{bua}$ ——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·mm）。

$\sum M_b$ ——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·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。

【条文说明】5.9.11 本条主要内容按现行行业标准《组合结构设计规范》

JGJ 138 的有关要求制定。当框架梁采用钢梁时，如 PEC 柱轴力符合 $N_2 \leq \phi N_u$ 时（ N_2 为 2 倍地震作用下的组合轴力设计值），不要求进行强柱弱梁计算。

5.9.12 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

$$\text{一级抗震等级} \quad V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^t + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (5.9.12-1)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad V_c = 1.2 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (5.9.12-2)$$

$$\text{三级抗震等级} \quad V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (5.9.12-3)$$

$$\text{四级抗震等级} \quad V_c = 1.05 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (5.9.12-4)$$

2 其他各类结构体系中的框架结构

$$\text{一级抗震等级} \quad V_c = 1.3 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (5.9.12-5)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (5.9.12-6)$$

$$\text{三、四级抗震等级} \quad V_c = 1.05 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (5.9.12-7)$$

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（5.9.12-1）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（5.9.12-2~5.9.12-7）中 M_c^t 和 M_c^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。

【条文说明】5.9.12 本条规定根据行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 5.2.2 条，将梁端剪力增大系数做了适当减小。一级抗震等级的框架结构的剪力增大系数未予降低。

5.9.13 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 柱的纵筋宜符合下列规定：

- 1 抗震设计时宜采用对称配筋；
- 2 纵向钢筋直径不宜小于 12mm；一、二、三级抗震设计时，纵向钢筋间距不宜大于 250mm；
- 3 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；
- 4 全部纵向钢筋的最小配筋率不应小于 0.4%。

【条文说明】5.9.13 鉴于压弯作用下混凝土易于剥落，故不宜采用无筋包覆混凝土。

5.9.14 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，加密区连杆的设置和构造要求应符合本规程第 5.9.5 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。

【条文说明】5.9.14 考虑连杆所起作用、施工制作难易程度，本地方标准对连杆加密区长度和加密区最大间距进行了进一步的调整。

5.9.15 考虑地震组合时，PEC 柱的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。

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

$$\rho_v \geq 0.6 \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (5.9.16)$$

式中： ρ_v ——框架柱连杆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} ——连杆的抗拉强度设计值（N/mm²）；

λ_v ——连杆的最小配筋特征值，按表 5.9.16 采用。

表5.9.16 PEC柱端连杆加密区最小配筋特征值 λ_v

抗震等级	轴压比							
	≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95
一级	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	-	-	-
二级	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	-	-
三级	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	-
四级	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19

注：1 一、二、三、四级抗震等级柱的连杆加密区的体积配箍率，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宜按表中数值增大 0.01；如轴压比大于 0.6，宜按表中数值增大 0.02；

3 扁钢连杆取面积等效的换算直径；

4 “-”表示不采用。

5.9.17 考虑地震组合时，PEC 柱非加密区连杆体积配箍率不宜小于加密区的一半。

一、二级抗震等级，连杆间距尚不应大于纵筋直径的 10 倍；三、四级抗震等级，连杆间距尚不应大于纵筋直径的 15 倍。

5.9.18 考虑地震组合时，剪跨比不大于 2 的 PEC 柱，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%。

【条文说明】5.9.15~5.9.18 主要内容按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关要求制定。

6 节点设计

6.1 一般规定

6.1.1 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。

【条文说明】6.1.1 PEC 构件的优点之一，是其构件在安装现场可以如同钢结构那样实现装配式连接，优先采用螺栓连接有助于减少工地施焊的质量控制难点，提高安装效率。在节点设计阶段应充分考虑。

6.1.2 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。

6.1.3 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。

6.1.4 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。

6.1.5 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。

6.1.6 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。

6.2 梁与梁连接

6.2.1 PEC 梁现场拼接时，主钢件可采用翼缘焊接连接、腹板螺栓连接或翼缘、腹

板均为螺栓连接或翼缘、腹板均为焊接连接。

【条文说明】6.2.1 被拼接 PEC 梁可以仅完成分段主钢件预制后在现场拼接，并对整梁进行包覆混凝土后浇施工，也可分段完成包覆混凝土预制后再进行现场拼接。本条规定针对 PEC 梁段预制后进行现场拼接的情况。从提高现场装配化程度考虑，本条仅规定了栓焊连接、全焊接连接和全螺栓连接三种构造形式。

在拼接接头处，纵向钢筋的锚固，除了设置弯钩焊接于挡板之外，也可设置连接短钢板焊于挡板和腹板上，用于焊接纵筋。也可采用在端板上打孔、钢筋穿过后用螺栓锚固的方式，但其需要加工钢筋端部螺纹，实际上减小钢筋的有效截面。事实上，由于 PEC 梁中纵筋离开截面上下边缘较远，纵筋对截面抗弯刚度和承载力的贡献都较小，一般不会超过 10%。故在满足本规程第 6.2.3 条的前提下，拼接截面纵筋不贯通也能满足对构件弯曲刚度和截面受弯承载力的要求。当拼接截面不能避开较大受弯截面时，本条规定并不限制在拼接时将纵筋穿过挡板加以连接，或者在主钢件拼接部位补设短纵筋连接两头挡板的做法。此外，也可采用截面受弯承载力计算公式中的纵筋面积取为零，按此方法计算的截面承载力应满足要求。

6.2.2 PEC 梁拼接缝两侧的纵向钢筋可采用机械连接或焊接连接。

【条文说明】6.2.2 当采用搭接焊接时，单面焊接长度不小于 10d，双面焊接长度不小于 5d，d 纵向钢筋直径。

6.2.3 PEC 梁拼接位置宜避开受弯较大位置。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%。

6.2.4 主次梁连接节点采用铰接连接（图 6.2.4）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，弯矩设计值可按下列下式计算：

$$M_j = V_b a \quad (6.2.4)$$

式中： M_j ——主次梁连接的弯矩设计值（N·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。

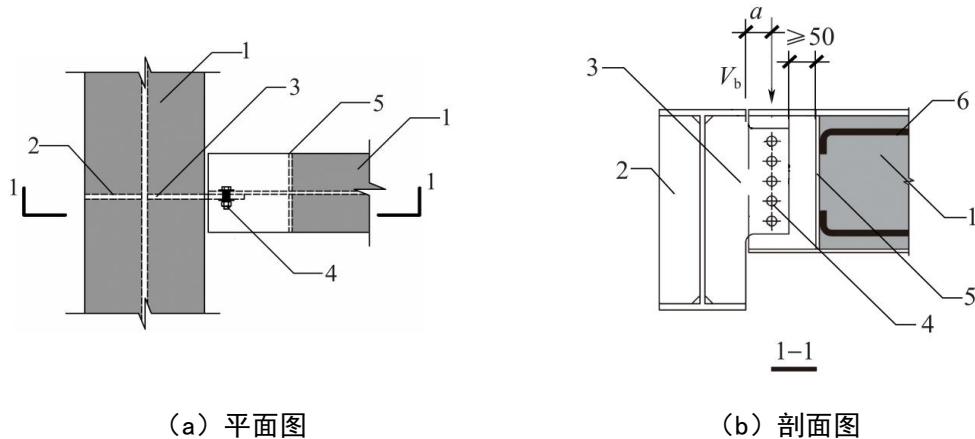


图 6.2.4 主次梁铰接连接示意

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

【条文说明】6.2.4 本条为主次梁铰接连接的构造和计算。当次梁截面高度不足以单列布置数量充足的螺栓时，可布置多列螺栓。腹板螺栓限制梁端的完全自由转动，产生一定的约束弯矩，计算连接强度（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）时，宜考虑约束弯矩的作用。对于连接上方有混凝土楼板使之连成整体的情况，按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定执行。

6.2.5 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 6.2.1）。

6.3 柱与柱拼接连接

6.3.1 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。

【条文说明】6.3.1 为提高现场安装效率，避免复杂构造处理，应尽量减少 PEC 柱现场拼接接头的总量。PEC 柱需要拼接时，接头宜布置在等截面段内，以降低拼接构造的复杂程度。

6.3.2 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，并应符合下列规定：

- 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 柱拼接接头区域宜采用提高一级强度等级的后浇筑材料包覆主钢件。

【条文说明】6.3.2 本条基于提高装配率、降低现场焊接工作量的考虑，对主钢件推荐使用栓焊连接和全栓连接的方式，但根据现场施工条件等需要，也可使用全焊接连接。

PEC 柱拼接段要求纵筋连续，构造应尽量采取施工性能较好、连接质量易于控制的方式。一般情况下，应优先采用拼接区段现场补浇筑自密实混凝土或水泥基灌浆材料的做法。在构件承载力和防护措施满足设计要求的前提下，可采用免后浇节点，即节点区域可免除现场浇筑自密实混凝土或水泥基灌浆材料。

6.3.3 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。

【条文说明】6.3.3 对层高范围内存在反弯点的 PEC 柱，最大内力截面一般在柱端，按本规程第 6.3.1 条要求设置的拼接接头处于弯矩较小的范围内，因此计算连接强度时可按本条第 1 款采用内力设计值。当框架结构整体变形呈现弯曲型特征时，可能出现层高范围内弯矩相差不大的情况，此时计算连接强度时的承载力设计值需按本条第 2 款规定执行。

6.4 梁柱节点

6.4.1 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或刚接节点，并应符合下列规定：

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类（工地拼接焊缝质量等级可为二类）。

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。

【条文说明】6.4.1 梁柱节点按抗弯性质可区分为铰接节点和刚接节点，两者均可用于框架结构。PEC 结构梁柱节点的构造形式与梁柱连接面位于柱主钢件的翼缘一侧还是腹板一侧有关。PEC 梁连接于 PEC 柱主钢件腹板一侧时，可以采用铰接节点；当设计为刚接节点时，宜在 PEC 柱主钢件腹板上设置竖向加劲肋或端板或面板，形成局部双 H 型钢的方式。

节点构造涉及 PEC 柱纵筋与 PEC 梁的纵筋在节点区的布置。PEC 柱纵筋应在节点区连续布置，可采用在柱主钢件上下（横向）加劲肋上打孔贯穿，实际构造宜结合节点域的空间尺寸予以处理。PEC 梁的纵筋不要求一定贯穿节点域，T 形 PEC 梁中楼板内的纵筋可采用钢结构或组合结构中楼板纵筋的处理方法。

6.4.2 PEC 柱与 PEC 梁刚接节点也可按等效原则采用梁端连接区域免浇筑的连接方式，连接处钢梁的强度、局部稳定、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、《建筑抗震设计标准》GB/T 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。采用梁端连接区域免浇筑的连接方式时，塑性铰的位置应确保发生在 PEC 梁段。

【条文说明】6.4.2 梁柱 PEC 柱与 PEC 梁刚接节点采用梁端连接区域免浇筑的连接方式时，塑性铰的位置应确保发生在 PEC 梁段。

6.4.3 梁柱铰接节点的强度计算应符合本规程第 6.2.4 条的规定。梁柱刚接节点的承

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。

6.4.4 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 6.4.4a 中水平梁）时，受剪承载力设计值应按下列公式计算：

$$V_{ju} = [\sqrt{1-n^2}(h_c - t_{fc})t_{wc}f_{av} + 0.3(b_c - t_{wc})(h_c - 2t_{fc})f_c] / \gamma_{RE} \quad (6.4.4-1)$$

2 设端部连接板的框架梁轴线垂直于柱主钢件腹板（图 6.4.4a 中竖向梁）时，受剪承载力设计值应按下列公式计算：

$$V_{ju} = [2\sqrt{1-n^2}b_c t_{fc} f_{av} + b_c t_{r1} f_{r1v} + 0.3(b_{r2} - t_{r1})(b_c - t_{wc})f_c] / \gamma_{RE} \quad (6.4.4-2)$$

3 无端部连接板的框架梁轴线垂直于柱主钢件腹板（图 6.4.4b 中竖向梁）时，受剪承载力设计值应按下列公式计算：

$$V_{ju} = [2\sqrt{1-n^2}b_c t_{fc} f_{av} + b_c t_{r1} f_{r1v} + 0.1(b_b - t_{r1})(b_c - t_{wc})f_c] / \gamma_{RE} \quad (6.4.4-3)$$

4 无端部连接板的框架梁轴线垂直于柱主钢件腹板（图 6.4.4c 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公式计算：

$$V_{ju} = [\sqrt{1-n^2}b_c t_{fc} f_{av} + b_c t_{r1} f_{r1v} + 0.5b_c t_{r2} f_{r2v} + 0.1(b_b - t_{fc} - t_{r1})(b_c - t_{wc})f_c] / \gamma_{RE} \quad (6.4.4-4)$$

式中： V_{ju} ——节点受剪承载力设计值（N）；

n ——柱轴压比；

h_c 、 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和混凝土抗压强度设计值（N/mm²）；

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

f_{r1v} 、 f_{r2v} ——竖向加劲肋的钢材抗剪强度设计值（N/mm²）；

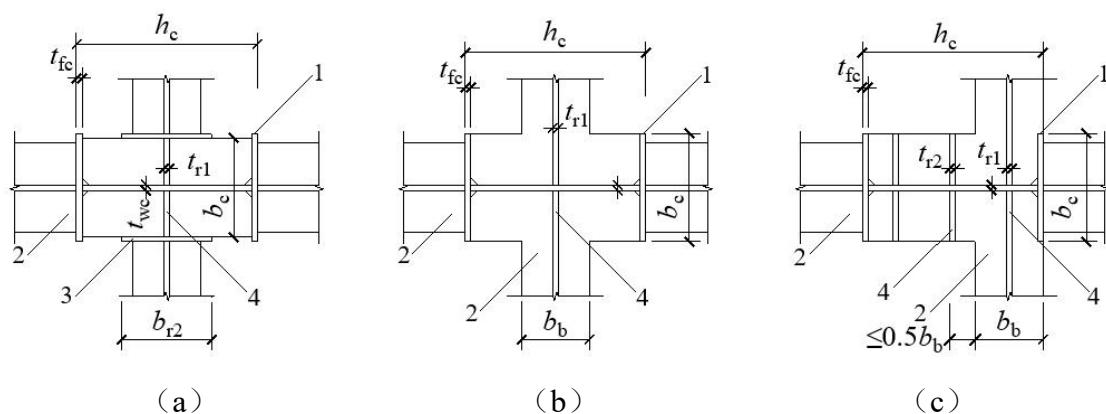


图 6.4.4 节点区受剪计算参数示意

1—柱；2—梁；3—连接板；4—竖向加劲肋

【条文说明】6.4.4 对接焊缝、角焊缝的计算厚度以及焊缝强度设计值应按照 GB 50017 的有关规定。公式 (6.4.4-1) 是根据理论分析和试验检验得到的简化计算公式,节点区受剪承载力由 PEC 柱主钢件腹板的受剪承载力和节点区混凝土的斜压承载力组成,偏安全地略去了横向加劲肋和主钢件翼缘的框架效应对受剪承载力的贡献。公式 (6.4.4-2) 系根据类比方法,由公式 (6.4.4-1) 转化得到的公式。

6.4.5 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 (6.4.4-1)、式 (6.4.4-2) 计算。

6.4.6 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 (6.4.4-1)、式 (6.4.4-2) 计算。

6.4.7 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塑性承载力,连接的极限承载力计算应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 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。

6.4.8 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列式计算：

1) 一级抗震等级的框架结构

$$V_j = 1.15 \frac{(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{Z} \quad (6.4.8-1)$$

2) 二级抗震等级的框架结构

$$V_j = 1.25 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \quad (6.4.8-2)$$

2 PEC 柱与 PEC 梁其他层连接节点的剪力设计值应按下列式计算：

1) 一级抗震等级的框架结构

$$V_j = 1.15 \frac{(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b} \right) \quad (6.4.8-3)$$

2) 二级抗震等级的框架结构

$$V_j = 1.25 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b} \right) \quad (6.4.8-4)$$

3 其他各类框架结构的顶层连接节点的剪力设计值应按下列式计算：

1) 一级抗震等级的框架结构

$$V_j = 1.25 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \quad (6.4.8-5)$$

2) 二级抗震等级的框架结构

$$V_j = 1.1 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \quad (6.4.8-6)$$

4 其他各类框架结构的其他层连接节点的剪力设计值应按下列式计算：

1) 一级抗震等级的框架结构

$$V_j = 1.25 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b} \right) \quad (6.4.8-7)$$

2) 二级抗震等级的框架结构

$$V_j = 1.1 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b} \right) \quad (6.4.8-8)$$

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，和实配主钢件截面积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）；

【条文说明】6.4.5~6.4.8 这几条主要内容根据《建筑抗震设计标准》

GB/T 50011 和《钢结构设计标准》GB 50017 及行业《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关要求制定。焊缝计算厚度、强度设计值和螺栓承载力设计值应满足《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。端板受弯承载力设计值和螺栓群受弯承载力设计值应符合《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022 的有关规定。

6.4.9 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 横向加劲肋厚度不应小于 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 $15\epsilon_k$ ，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。

6.4.10 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。

6.4.11 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。

6.5 柱 脚

6.5.1 PEC 柱柱脚可采用外露式柱脚、外包式柱脚或埋入式柱脚（图 6.5.1）。柱刚性柱脚宜采用埋入式，也可采用外包式。

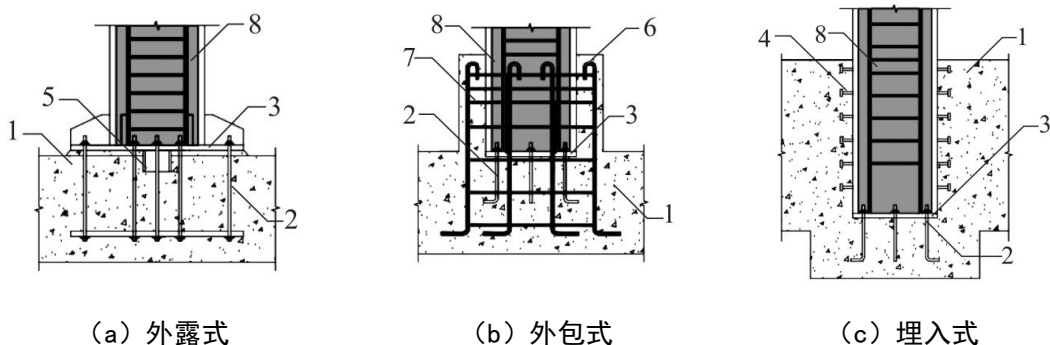


图 6.5.1 柱脚构造示意图

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

6.5.2 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。

6.5.3 外露式柱脚用于低层和多层建筑。外包式柱脚、埋入式柱脚可用于有地下室的高层民用建筑。当低、多层建筑有地下室时，也可采用埋入式或外包式柱脚。

6.6 支撑连接

6.6.1 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标准《钢结构通用规范》GB55006、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011、《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。

6.6.2 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。

6.7 非结构构件与墙连接节点

6.7.1 采用 PEC 剪力墙的建筑，外围护系统应采取防水、防结露、防冷桥处理措施。

6.7.2 采用 PEC 剪力墙的建筑，外围护系统采用整体式外墙板时，与主体结构的连接应符合下列规定：

1 连接节点在保证主体结构整体受力的前提下，应牢固可靠、受力明确、传力简捷、构造合理。

2 连接节点应具有足够的承载力。承载能力极限状态下，连接节点不应发生破坏；当单个连接节点失效时，外墙板不应掉落。

3 连接部位采用柔性连接方式时，连接节点应具有适应主体结构变形的能力。

4 节点设计应便于工厂加工、现场安装。

5 连接件的耐久性应满足使用年限要求。

6.7.3 内隔墙与 PEC 剪力墙间应有可靠连接构造,适应结构及温度变形的要求。

6.7.4 设备与管线宜采用与主体结构分离方式,当无法分离,需 PEC 剪力墙预留孔洞时,应符合下列规定:

- 1 管线应统筹布置,合理选型、准确定位,并减少预留孔洞数量。
- 2 孔洞应预留并满足结构安全要求,不得在结构构件安装后开槽、钻孔、打洞。
- 3 管线与预留孔洞之间应留有空隙,或在空隙处填充柔性材料。
- 4 管道应设置支架固定,并有防颤减振措施。

6.7.5 PEC 剪力墙可在主钢件腹板区格中间 1/3 范围内开设圆形孔,孔直径不大于腹板区格宽度的 1/3,且孔边缘距主钢件翼缘或纵向加劲板的距离不得小于 15mm。孔周边可采用套管或外贴钢板等措施予以补强,补强后的截面承载力不应低于未开洞截面的承载力,套管的壁厚应大于钢板厚度 2mm 以上。

【条文说明】6.7.5 本条针对的是 PEC 剪力墙的永久性留洞,不是加工过程中的浇筑孔。

7 防护设计

7.1 抗火设计与防火保护

7.1.1 PEC 构件的设计耐火极限应根据建筑的耐火等级和构件类别,按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 和《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 的相关规定确定。

7.1.2 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。对构件进行防火保护设计时,可利用主钢件上包覆混凝土的防火保护作用。

【条文说明】7.1.2 进行 PEC 构件防火设计分析时,火灾升温曲线可以按国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 第 6.1 节确定。

可以采用有限元方法计算 PEC 构件在火灾下的温度分布,也可以按国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 第 6.2 节的方法计算标准升温条件下 PEC 构件截面

中主钢件部分的温度。在计算主钢件部分的温度时，把外包的混凝土与防火保护层均作为主钢件的防火保护层考虑，PEC 构件截面中钢筋混凝土部分温度可以按钢筋混凝土构件在标准升温条件下截面温度分布查表得到，具体可以按广东省标准《建筑混凝土构件耐火设计技术规程》DBJ/T 15-81 第 3.3 节及附录 B。

高温下钢材和混凝土的材料特性可以按现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 第 5 章的规定执行。

火灾下 PEC 构件的承载力根据下列步骤得到：

- 1 根据主钢件部分的温度，确定高温下主钢件钢材的设计强度；
- 2 根据混凝土部分的温度分布，确定各部分混凝土与钢筋在高温下的力学特性参数；

3 采用高温下的材料特性参数，按照现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 第 5.2 条、第 6.2~6.5 条的相关条文，计算高温下构件的承载力。

7.1.3 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。

7.1.4 PEC 构件的防火保护构造可采取部分保护的构造形式。

【条文说明】7.1.4 PEC 构件主钢件的腹板一般都被混凝土包裹，翼缘的内侧表面也有混凝土包裹，只有翼缘外侧表面和翼缘厚度方向的侧面暴露，通过对采取不同防火包裹方式的 PEC 构件进行了 ISO 834 标准火灾条件下的构件升温试验研究，试件的翼缘外表面分别采用防火涂料或 50mm 加气混凝土块进行保护，由于翼缘厚度方向侧面尺寸很小，故对不同的试件分别采用防火涂料（翼缘外表面均采用防火涂料时）、钢丝网水泥砂浆或厚度方向无防火保护三种方式，试件的截面如图 15 中试件 1 至试件 4 所示。试验结果表明，主钢件裸露部分被完全包裹（不论是采用防火涂料、还是

加气混凝土块或砂浆)的 PEC 试件(试件 1、2、4),受火 3.0h 后,试件 1 和试件 2 的主钢件截面最高温度均小于 550℃,受火 2.0h 后,试件 4 的主钢件截面最高温度小于 550℃。在 550℃时,结构钢的设计强度为常温下的 58%。而此时构件截面绝大部分区域的温度实际上远小于 550℃,因此,此时构件的承载力一般大于火灾时构件的偶然工况组合效应,满足抗火承载力要求,但具体的保护层厚度需要通过分析设计确定。当部分包覆钢-混凝土组合构件主钢件翼缘厚度方向的裸露部分不进行防火保护时(试件 3),在受火 2.0h 后,主钢件翼缘的温度就超过了 750℃,此时,结构钢的设计强度小于常温下的 15%,受火 3.0h 小时后,主钢件截面大部分区域的温度就超过了 900℃,此时结构钢的设计强度只有常温下的 5%左右,基本不能满足火灾下的承载要求。

因此,PEC 构件主钢件裸露部分必须完全用防火保护材料包裹,对于翼缘厚度方向的侧面保护,可以在混凝土包覆时,将混凝土延伸至翼缘厚度方向,将翼缘厚度部分包裹,也可以结合混凝土表面的砂浆粉刷层将翼缘厚度方向的侧面包裹,并通过验算分析确定保护层的厚度。

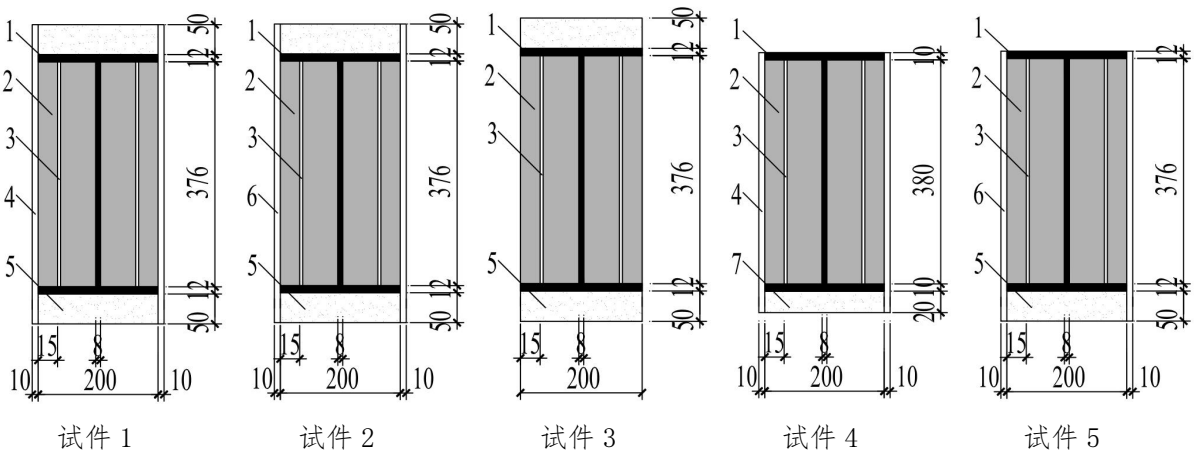


图 15 PEC 构件截面升温试验及足尺梁耐火性能试验的试件截面示意图

试件 1、试件 2、试件 3—柱截面,四面受火;

试件 4、试件 5—梁截面,三面受火,顶面不受火;

1—主钢件; 2—包覆混凝土; 3—钢板连杆; 4—砂浆; 5—加气混凝土;

7.1.5 PEC 构件的防火保护层的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；

7.1.6 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，尚应符合下列规定：

- 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。
- 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；当构件的腹板高度大于 500mm 且涂层厚度不小于 30mm 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。

【条文说明】7.1.6 PEC 构件中，因主钢件所包覆混凝土厚度较大，通常可直接满足构件设计耐火极限的要求。但对于非混凝土包覆部位、直接外露主钢构件表面及侧壁，在不采取任何防火保护措施的情况下较难直接满足构件设计耐火极限的要求。因此，主钢件裸露部分必须完全用防火保护材料包裹，对于构件厚度方向的侧面保护，可以采用内置镀锌钢丝网或玻璃纤维布的砂浆进行保护，砂浆厚度可根据截面形式及构件受力情况，根据现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 中 7.2.8 条的要求计算确定保护层的厚度，对于较难满足耐火极限要求的部分保护构造，在主钢件翼缘侧壁也可采用防火涂料或防火板等其他加强措施。本标准基于 PEC 剪力墙构件特点，提供了一字形和 L 形截面的 PEC 剪力墙构件分

别采用完全保护和部分保护非膨胀型防火涂料的防护保护构造方式,供相关工程选用。若采用其他防火构造措施,应有充分的试验依据或经由专家论证确定。

7.1.7 设计文件中,应注明建筑的耐火等级、构件的耐火极限、所采取的防火保护措施及防火保护材料的性能要求。

【条文说明】7.1.7 根据现行国家标准《钢结构防火涂料》GB 14907、《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 相关规定执行。在 PEC 剪力墙中,PEC 剪力墙、PEC 柱等竖向构件耐火极限通常超过 2.0h,宜采用非膨胀型防火涂料;PEC 梁等水平构件耐火极限较低,可采用膨胀型防火涂料。

7.1.8 采用防火涂料应符合现行国家标准《钢结构防火涂料》GB 14907 的有关规定。

7.2 防 腐 设 计

7.2.1 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,并应符合现行国家现行标准《工业建筑防腐蚀设计标准》GB 50046、《钢结构设计标准》GB 50017、《建筑钢结构防腐蚀技术规程》JGJ/T 251、《色漆和清漆防护涂料体系对钢结构的防腐蚀保护》GB/T 30790 和《钢结构工程施工规范》GB 50755 的有关规定。

【条文说明】7.2.1 PEC 构件的主钢件防腐蚀设计,应综合考虑所处腐蚀介质环境、结构重要性、涂装涂层使用年限要求和施工、维护条件等要素,并在全寿命周期成本分析的基础上,选用良好性价比的长效防腐蚀涂装措施和合理配套的复合涂层方案。

7.2.2 PEC 构件应根据环境条件、材质、构件重要性、大气腐蚀性等级、防护层耐久性年限、施工条件和维护管理条件等因素进行防腐蚀设计,选用良好性价比的长效防腐蚀涂装措施和合理配套的复合涂层方案。设计文件中应注明所要求的钢材表面除锈等级、涂料种类及涂层厚度,并应注明进行定期检查和维护的要求。

【条文说明】7.2.2 钢构件的除锈方法、除锈等级和涂层的种类、厚度、涂装方法,应考虑构件的基材种类、钢材表面原始状态、构件所处的环境、涂层的预期耐蚀寿命和工程造价等因素综合确定。

大气腐蚀性等级应符合现行国家标准《色漆和清漆防护涂料体系对钢结构的防腐保护第2部分：环境分类》GB/T 30790.2的规定，分为C1、C2、C3、C4、C5-I和C5-M六个等级。

防腐涂料的耐久性年限分为四个等级：低（L），5年；中（M），5年~15年；高（H），15年~25年；非常高（VH），25年以上。

7.2.3 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Sa2.5；
- 2 采用手工和动力工具清理时，除锈等级不应低于St3；
- 3 表面原始锈蚀等级为D级的钢材不应用作结构钢；
- 4 喷砂或抛丸用的磨料等表面处理材料应满足防腐蚀产品对表面清洁度和粗糙度的要求，并应满足环保要求。

【条文说明】7.2.3 涂装前，主钢件表面除锈等级应符合设计要求。当设计无要求时，裹入混凝土内的主钢件表面可不作相应处理，但应去除浮锈。

7.2.4 PEC构件主钢件与混凝土的直接接触面应除去浮锈，不应进行防腐涂覆。

【条文说明】7.2.4 主钢件内侧与混凝土直接接触面不应涂装底漆。涂装底漆会削弱钢与混凝土间的相互作用，对构件受力性能具有一定损害。

7.2.5 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。

7.2.6 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，外包混凝土等级不低于C15。

【条文说明】7.2.6 本条规定按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的防腐规定。

7.2.7 主钢件除锈后除端部节点区域外，非混凝土包覆的部位应进行防腐涂装，防腐涂装部位的防腐涂料品种和厚度以及涂装工艺应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755 的相关规定及涂料产品说明书，节点区应做好有效保护措施。

【条文说明】7.2.7 被混凝土包覆部位的钢构件因混凝土的保护作用，耐腐蚀性较强，且设置底漆、中间漆会削弱钢与混凝土间的粘结，阻碍其共同工作性能的发挥。因此，本标准仅对主钢件非混凝土包裹部位的防腐涂装提出要求。对于与混凝土直接接触的钢构件表面，不宜进行防腐涂装，但在混凝土浇筑前应对主钢件进行除锈。

7.2.8 各涂层间应具有良好的相容性。

【条文说明】7.2.8 防腐蚀涂装配套中的底漆、中间漆和面漆因使用功能不同，对主要性能的要求也有所差异，但同一配套中的底漆、中间漆、面漆宜有良好的相容性。在涂装配套中，因底漆、中间漆和面漆所起作用不同，各厂家同类产品的成分配比也有所差别。如果一个涂装系统采用不同厂家的产品，配套性难以保证。一旦出现质量问题，不易分析原因，也难以确定责任者，因此宜选用同一厂家的产品。

8 制 作 安 装

8.1 一 般 规 定

8.1.1 PEC 构件加工前，应具有加工制作的深化图纸。深化图中应明确各类构件的节点位置和构造形式。

8.1.2 PEC 构件制作前，加工人员应熟悉深化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。对构造复杂的 PEC 构件，在批量制作前宜进行工艺性验证。

【条文说明】8.1.2 PEC 结构应具有加工制作的深化图纸，提供构件的加工制作深化图纸。管线预埋，翼缘开孔需满足设计要求。严禁施工现场进行对翼缘的二次开槽切割。

8.1.3 PEC 构件组装前，组装人员应熟悉深化详图、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。

8.1.4 PEC 构件上的开孔及预埋应在工厂加工制作完成。

【条文说明】8.1.4 避免现场对 PEC 构件的二次开槽切割。

8.1.5 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。

8.1.6 PEC 构件采用的材料应符合本文件第 3 章的规定，并应进行加工材料检验验收，且符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 与《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。

8.2 制 作

8.2.1 PEC 构件钢结构部分的制作应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755、《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定。PEC 构件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 及《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。

8.2.2 PEC 构件中预制混凝土浇筑宜采取双面或多面分次浇筑成型。当采取一次浇

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浇筑孔，并应设置排气孔。

【条文说明】8.2.2 PEC 构件中的混凝土优先采取工厂预制的方式，也可采取现场专用场地预制或主钢件安装后现场支模浇筑的方式。基于提高工业化程度、取得总体最优效益的考虑，推荐采用预制方式，宜采用微膨胀性混凝土，并宜优先选用型钢作为主钢件。

8.2.3 PEC 主钢件腹板上开设的混凝土浇筑孔宜为圆形，孔径和孔间距应符合下列规定：

- 1 孔间距宜为孔径的 3 倍~4 倍；
- 2 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；
- 3 浇筑孔应满足混凝土浇筑要求，孔径不应小于 50mm，不宜大于构件截面高度的 1/2；当孔径大于构件高度 1/2 时，应进行计算并采取补强措施；
- 4 开孔位置宜选在受力较小处。

【条文说明】8.2.3 采用腹板开孔方式对腹板两侧同时进行浇筑的方法时，应按板件开洞后的净截面进行构件验算。当采用本条文内容进行腹板开浇筑孔设计时可不采取额外措施对腹板进行补强或补充局部板件验算。主钢件腹板上开设的混凝土浇筑孔径可参照如下：

- 1 当主钢件腹板高度为 300mm 时，孔径不宜大于 120mm；
- 2 当主钢件腹板高度为 350mm 时，孔径不宜大于 150mm；
- 3 当主钢件腹板高度为 400mm 时，孔径不宜大于 180mm。

8.2.4 PEC 构件中连接主钢件翼缘的连杆应符合下列规定：

- 1 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；
- 2 采用 I 型、C 型连杆，应与主钢件采用围焊。

【条文说明】8.2.4 PEC 构件是钢与混凝土组合构件，连杆是钢与混凝土组合的关键构件，连杆与钢骨的焊接质量对 PEC 构件组合作用很重要。采用 I 型连杆时，钢筋端部与钢骨采用围焊；采用 C 型连杆时，连杆弯折部位焊缝宜圆滑过度。

8.2.5 PEC 构件在混凝土浇筑前应进行构件的隐蔽工程验收，并留存相关资料，验收项目应包括但不限于下列内容：

- 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。

8.2.6 PEC 构件中预制混凝土浇筑应符合下列规定：

- 1 混凝土浇筑前，外露钢筋表面以及预埋件、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 600mm，并应均匀摊铺；
- 3 混凝土浇筑应连续进行；
- 4 构件同一区格内的混凝土应一次浇筑完成；
- 5 对一次浇筑双面或多面成型的混凝土，宜采用振动模台与振动棒相结合的方式，确保浇筑的混凝土达到密实要求；
- 6 对分次浇筑双面或多面成型的混凝土，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试块强度，强度差值应在 5MPa 以内；
- 7 对分次浇筑双面或多面成型的 PEC 构件，应合理设置构件支垫的间距，防止制作期间混凝土产生裂缝；
- 8 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。

【条文说明】8.2.6 在浇筑混凝土时，建议在混凝土初凝即将完成时，再进行一次抹面。如果采用翻面二次浇筑，要保证第一次浇筑的混凝土有足够的强度。

8.2.7 PEC 构件中预制混凝土养护应符合下列规定：

- 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；

2 混凝土浇筑完毕或压面工序完成后应及时覆盖保湿养护至脱模前；

3 采用蒸汽加热养护时，应对裸露钢表面采取防腐蚀的保护。

8.2.8 设计文件未明确规定时，构件脱模、起吊、翻转时的混凝土强度等级不应小于 15MPa，且应达到设计强度的 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%。

8.2.9 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。

8.2.10 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。

【条文说明】8.2.10 对构造复杂、板件及钢筋布置较密，或存在异形截面的 PEC 构件，如因上述原因可能导致浇筑不密实等质量问题，宜在制作前进行工艺试验从而保证构件质量。

8.2.11 PEC 剪力墙构件宜设置辅助支撑，保证构件在加工、制作、运输、堆放时的稳定性。

8.2.12 PEC 构件的运输与堆放应符合下列规定：

1 构件支垫应牢靠，在构件下的位置宜与制作、起吊时的位置一致；

2 应采取防止构件在运输与堆放过程中产生裂缝的有效措施；

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。

8.3 安 装

8.3.1 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。

8.3.2 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，并应包括但不限于下列内容：

1 PEC 构件的安装工艺、流程及安装精度控制措施；

2 PEC 构件预制时预留的节点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。

8.3.3 PEC 构件安装前应进行施工验算，施工验算应包括但不限于下列内容：

- 1 构件吊装过程中的变形验算和预制混凝土裂缝验算；
- 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。

8.3.4 PEC 构件安装应根据结构特点合理安排组装顺序，应形成稳固的空间刚度单元，必要时采取临时支承措施。

8.3.5 PEC 柱及 PEC 剪力墙的竖向拼接区域和 PEC 梁的两端水平拼接区域的主钢件，应在校正完成后及时进行永久性的固定连接。

【条文说明】8.3.3、8.3.6 PEC 剪力墙由于预制混凝土存在，其重量相对纯钢构件有较大提高，对吊具、耳板的承载力都应进行验算。深化阶段应根据现场吊装方案调整构件长度，建议 PEC 剪力墙二层一节吊装，对于层高较高可一层一节进行吊装；建议 PEC 柱三层一节吊装，对于层高较高可二层一节或一层一节进行吊装。上述一节 PEC 柱、剪力墙范围内相关梁均安装完成后再进行校正，在构件校正后，下一节 PEC 柱、剪力墙安装前进行主钢件的永久性连接。

8.3.6 PEC 构件的节点后浇区域在现场进行浇筑前，应进行隐蔽工程验收，验收内容应包括本规程 8.2.5 条的内容，并应符合下列规定：

1 主钢件焊缝连接、现场补焊的连杆的加工及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。

8.3.7 PEC 柱、PEC 剪力墙的竖向拼接后浇区域和 PEC 梁的两端拼接后浇区域，应先浇筑 PEC 柱、PEC 剪力墙的竖向拼接区域，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。拼接区混凝土后浇工序的组织安排应根据主体结构的施工验算确定，集中后浇作业不宜超过 3 层。

【条文说明】8.3.8 连接区域后浇混凝土之前，无混凝土包覆截面仅计主钢件承重，施工验算时主钢件的正应力不宜大于 $0.4f_y$ 。

8.3.8 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。

8.3.9 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。

8.3.10 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。

8.3.11 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。

8.3.12 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。

9 质量验收

9.1 一般规定

9.1.1 PEC 结构应进行单位（子单位）工程验收、分部（子分部）工程验收和分项工程验收，应符合现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300、《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 及《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。

9.1.2 PEC 结构的外观质量除设计要求外，尚应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 中钢构件外形尺寸允许偏差的有关规定和现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 中关于混凝土结构的有关规定。

9.1.3 PEC 构件的制作和安装工程可按楼层或施工段等划分为一个或若干个检验批。

9.1.4 PEC 结构检验批合格质量标准应符合下列规定：

1 主控项目应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 中合格质量标准的规定；

2 一般项目检验结果应有 80% 及以上的检验点符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 中合格质量标准的规定，且允许偏差项目中最大偏差值不应超过允许偏差限值的 1.5 倍；

3 质量检查记录、质量证明文件等资料应完整。

9.1.5 PEC 结构紧固件连接工程应按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 规定的质量验收方法和质量验收项目执行，同时应符合现行行业标准《钢结构高强度螺栓连接技术规程》JGJ 82 的有关规定。

9.1.6 PEC 结构中构件主钢件防腐蚀涂装工程应按国家现行标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205、《建筑防腐蚀工程施工规范》GB 50212 及《建筑防腐蚀工程施工质量验收标准》GB 50224 的有关规定进行验收。

9.1.7 PEC 结构中主钢件的防火保护工程验收应满足《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249。主钢件防火涂料的厚度应满足设计要求，且防火涂料的厚度应符合现行国

家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 关于耐火极限的设计规定。防火涂料的粘结强度、抗压强度应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定；试验方法应符合现行国家标准《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 6 部分：梁的特殊要求》GB/T 9978.6、《建筑构件耐火试验方法 第 7 部分：柱的特殊要求》GB/T 9978.7 的有关规定。

9.1.8 PEC 结构验收时，除应按现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 要求提供的文件和记录外，尚应提供下列文件和记录：

- 1 工程设计文件、预制构件制作和安装的深化设计图；
- 2 PEC 构件、主要材料及配件的质量证明文件、进场验收记录、抽样复验报告；
- 3 PEC 构件安装施工记录；
- 4 后浇混凝土部位的隐蔽工程检查验收文件；
- 5 后浇混凝土强度等级检测报告；
- 6 PEC 结构分项工程质量验收文件。

9.1.9 PEC 构件结构性能检验除设计有专门要求外，进场时可不做结构性能检验。

9.2 构 件 验 收

9.2.1 主控项目

- 1 PEC 构件质量应符合本规范、国家现行有关标准的规定和设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查质量证明文件、技术文件或质量验收记录。

- 2 PEC 构件的外观质量不应有严重缺陷，且不应有影响结构性能和安装、使用功能的尺寸偏差。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，尺量；检查处理记录。

- 3 PEC 构件上的预留插筋、预埋管线等的规格和数量以及预留孔、预留洞的数量应符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

9.2.2 一般项目

1 PEC 构件应有标识。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

2 PEC 构件的外观质量不应有一般缺陷。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，检查处理记录。

3 PEC 构件的尺寸偏差应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定，预留插筋、预埋管线等的规格和数量以及预留孔、预留洞的尺寸偏差应满足表 9.2.2 的规定。

检查数量：同一类型的构件，每批应抽查构件数量的 10%，且不应少于 3 个。

检验方法：尺量。

表 9.2.2 尺寸的允许偏差及检验方法

项目		允许偏差 (mm)	检验方法
预留孔	中心线位置	5	尺量
	孔尺寸	±5	
预留洞	中心线位置	10	尺量
	孔尺寸	±10	
预留插筋	中心线位置	5	尺量
	外露长度	10, -5	
预埋件	预埋板中心线位置	5	尺量
	预埋板与混凝土面平面高差	0, -5	
	预埋螺栓中心线位置	2	
	预埋螺栓外露长度	10, -5	

9.3 安 装 验 收

9.3.1 主控项目

1 PEC 构件采用焊接连接时，钢材焊接的焊缝尺寸应满足设计文件的要求，焊缝质量应符合现行 国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定。

检查数量：按国家现行标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 和《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定确定。

检验方法：检查施工记录及检验报告。

2 PEC 构件采用螺栓连接时，螺栓的材质、规格、拧紧力矩应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定。

检查数量：按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定。

检验方法：检查质量证明文件、施工记录及检验报告。

3 PEC 构件钢筋采用焊接连接时，其接头质量应符合现行行业标准《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18 的规定。

检查数量：按现行行业标准《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18 的规定确定。

检验方法：检查质量证明文件及检验报告。

4 部分包覆钢-混凝土组合结构中，节点区后浇混凝土的选用及强度、收缩性指标应符合设计文件的规定。

检查数量：

- 1) 当采用混凝土时按现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 执行；
- 2) 当采用灌浆料时，其强度应满足设计要求，用于检验灌浆料的试件应在灌注地点随机抽取，每一楼层取样不得少于一组，每次取样至少留置一组试件。

检验方法：检查质量证明文件、施工记录、灌浆记录、混凝土强度试验报告及相关检验报告。

5 PEC 结构分项工程的外观质量不应有严重缺陷，且不得有影响结构性能和使用功能的尺寸偏差，构件安装的允许偏差应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的有关规定。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，量测；检查处理记录。

9.3.2 一般项目

1 PEC 结构工程的外观质量不应有一般缺陷。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，检查处理记录。

2 PEC 构件安装的允许尺寸偏差应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定。

检查数量：同一类型的构件，每批应抽查构件数量的 10%，且不应少于 3 个。

检验方法：尺量。

3 PEC 梁、柱、剪力墙安装允许偏差及检验方法应符合表 9.3.2 的规定。

检查数量：按检验批抽样不应少于 10 个点，且不应少于 10 个构件。

检验方法：用钢尺和拉线等辅助量具实测。

表 9.3.2 PEC 构件安装允许偏差及检验方法

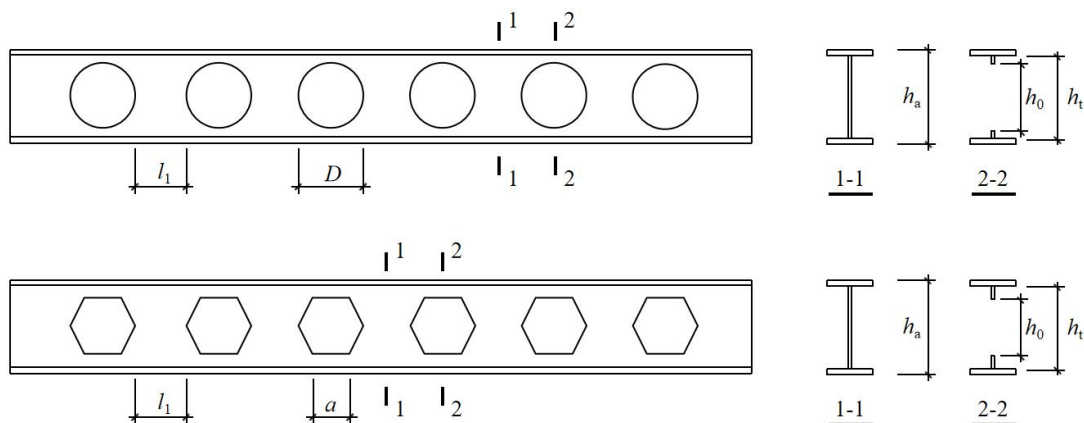
项目		允许偏差 (mm)	检验方法
PEC 柱、剪力墙轴线位置		5	基准线尺测
PEC 柱、剪力墙标高		±5	水准仪或拉线、尺测
PEC 柱、剪力墙 垂直度	H ≤ 6m	H/1000 且 ≤ 5	经纬仪或吊线、尺测
	H > 6m	H/1000 且 ≤ 10	
PEC 梁轴线位置		5	基准线尺测
PEC 梁标高		±5	水准仪或拉线尺测
PEC 梁倾斜度		5	经纬仪或吊线、尺测

PEC 梁相邻构件平整度	4	塞尺测量
--------------	---	------

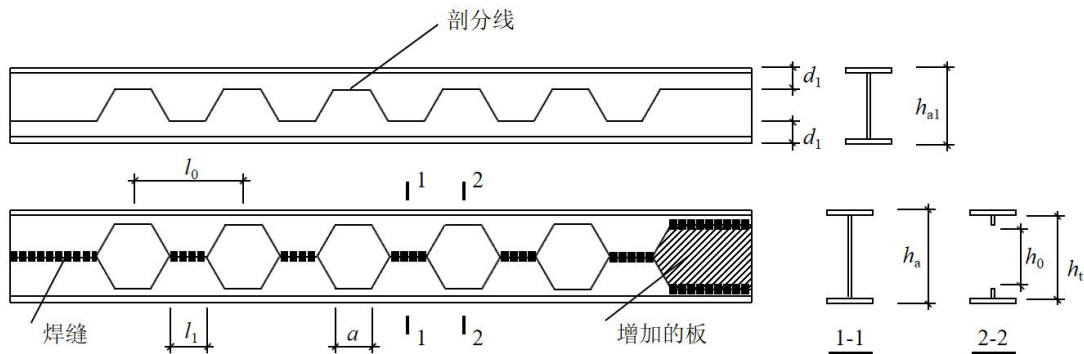
附录 A 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁设计

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如图 A.0.1 所示，开孔位置应避开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 型钢（或工字形钢）剖分后重新组合焊接加工制作而成如图 A.0.2 所示，也可由 H 型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第 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第 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:

$$A_a = 2(t_w(d_1 - t_f) + b_f t_f) \quad (A.0.3-1)$$

$$A_{ac1} = t_w(d_1 - t_f) + b_f t_f \quad (A.0.3-2)$$

$$S_{ac1} = t_w(d_1 - t_f) \left(x - \frac{d_1 - t_f}{2} \right) + b_f t_f \left(x + \frac{t_f}{2} \right) \quad (A.0.3-3)$$

$$S_{at1} = t_w(d_1 - t_f) \left(h_w - x - \frac{d_1 - t_f}{2} \right) + b_f t_f \left(h_w - x + \frac{t_f}{2} \right) \quad (A.0.4-4)$$

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)、式 (5.2.2-5)、式 (5.2.2-8) 计算。
- 2) 当 $\alpha_1 f_c b_e h_c + \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w)(d_1 - t_f) \leq f_a A_{at1} + f_y A_s - f_a A_{ac1}$ 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:

$$M_u = \alpha_1 f_c b_e h_c \left(x - \frac{h_c}{2} \right) + f_a S_{at1} + f'_a S_{ac1} \quad (A.0.4-1)$$

$$+ \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{x - h_c - t'_f}{2} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s)$$

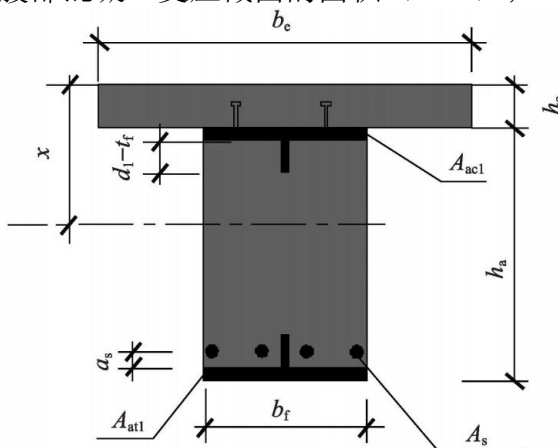
$$\alpha_1 f_c b_e h_c + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f'_a A_{ac1} - f_a A_{at1} - f_y A_s = 0 \quad (A.0.4-2)$$

$$A_{cw} = (b_f - t_w)(x - h_c - t'_f) \quad (\text{A.0.4-3})$$

式中： A_{ac1} 、 A_{at1} ——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：

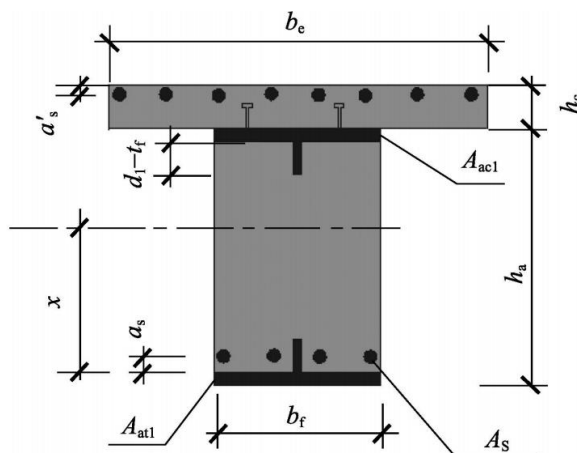
$$M'_u = f_y A'_s (h_c + h_a - x - t_f - a'_s) + f'_a S_{at1} + f_a S_{ac1} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{x}{2} + f_y A_s (x - a_s) \quad (\text{A.0.4-4})$$

$$f'_a A_{at1} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f_y A_s - f_a A_{ac1} - f_y A'_s = 0 \quad (\text{A.0.4-5})$$

式中： A_{ac1} 、 A_{at1} ——削弱最大处上部钢、下部钢的截面面积（ mm^2 ）；

S_{ac1} 、 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 PECS 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/mm²）；

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：

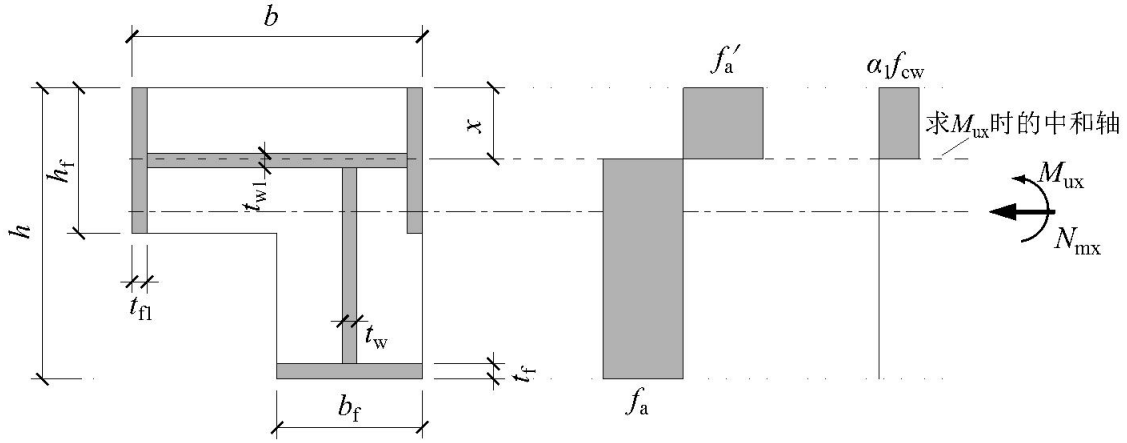
- 1 PECSC 梁主钢件翼缘宽厚比和腹杆高厚比限制应符合本规程第 4.1.6 条相关要求；
- 2 两端距离支座（或与梁连接的柱翼缘）1.5 倍梁截面高度范围的不宜开孔；
- 3 相邻孔洞的净间距 l_1 不宜小于六边形孔洞边长（或圆形孔洞的半径），孔洞的高度不宜超过蜂窝钢截面总高度的 75%；
- 4 孔洞的高度和间距宜满足预制组合梁施工时混凝土一次浇筑成形的要求，即无需如实腹式主钢件那样先浇筑腹板的一侧混凝土后再翻转浇筑另一侧混凝土；
- 5 当蜂窝主钢件采用剖分后重新组合而成时，剖分后的截面高度和原截面高度之比（ h_a/h_{a1} ）宜为 1.4~1.6；
- 6 当蜂窝孔洞兼做设备管道孔时，应在混凝土开孔处设置加强钢筋，按照现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的相关构造要求进行设计。

附录 B 异形 PEC 柱截面抗弯承载力计算方法

B.1 L 形 PEC 柱截面抗弯承载力计算方法

B.1.1 承受绕 X 轴正弯矩时，截面受弯承载力设计值 (M_{ux}) 应符合以下规定：

1 当 $\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2}) > f_a b t_{wl} + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} - t_f) + f_a b_f t_f$ ，塑性中和轴位于腹板外侧时（图 B.1.1-1）：

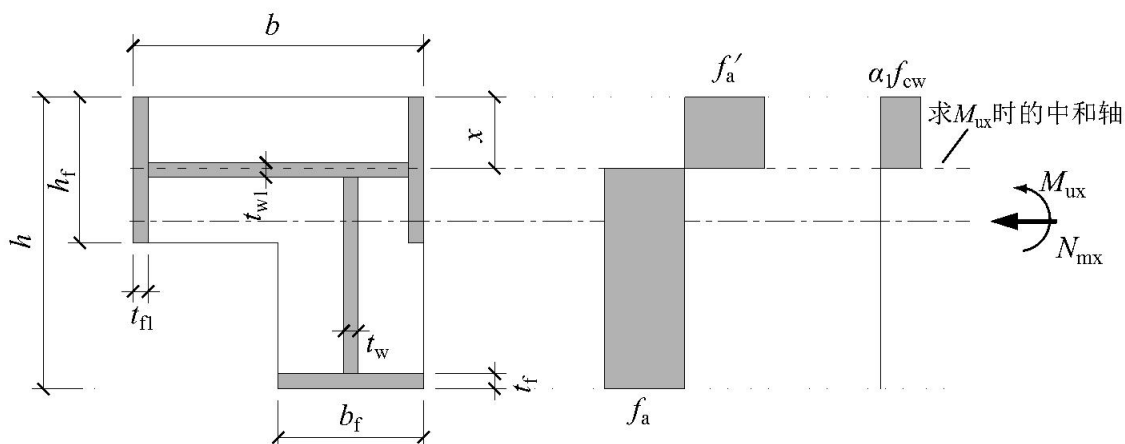


图B. 1. 1-1 绕X轴正弯矩受弯承载力计算的应力分布模式1示意图

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) \frac{x^2}{2} + f_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.1.1-1)$$

$$x = \frac{f_a (b - 2t_{fl}) + 2f_a t_{fl} h_f + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} - t_f) + f_a b_f t_f}{\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) + 4f_a t_{fl}} \quad (B.1.1-2)$$

2 当 $\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2}) \leq f_a b t_{wl} + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} - t_f) + f_a b_f t_f$ ，且 $\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2}) + f_a b t_{wl} > f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} - t_f) + f_a b_f t_f$ ，塑性中和轴位于腹板内时（图 B.1.1-2）：



图B.1.1-2 绕X轴正弯矩受弯承载力计算的应力分布模式2示意图

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) \left(x - \left(\frac{h_f}{4} - \frac{t_{wl}}{4} \right) \right) + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (\text{B.1.1-3})$$

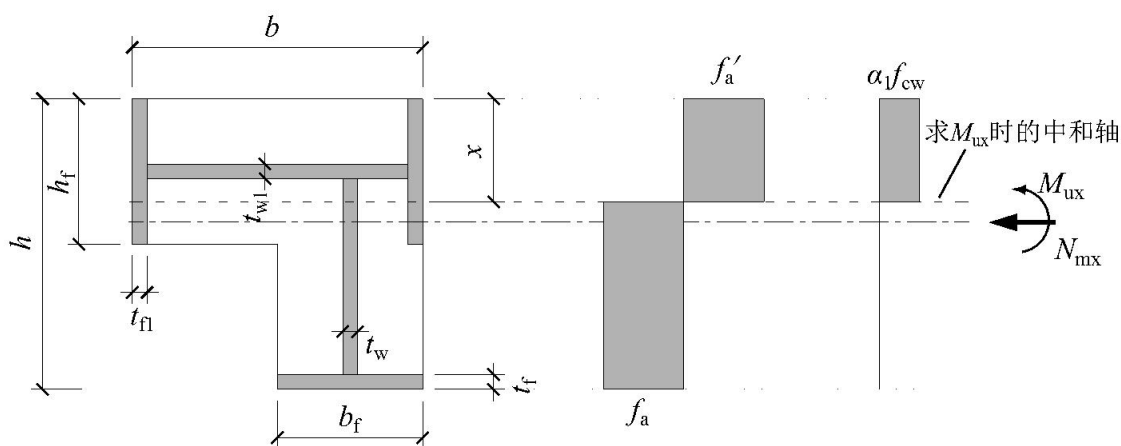
$$x = \frac{-\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) + f_a t_w \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_f \right) + f_a b h_f + f_a b_f t_f}{2 f_a b} \quad (\text{B.1.1-4})$$

3 当 $\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) + f_a b t_{wl} \leq f_a t_w \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} - t_f \right) + f_a b_f t_f$ ，且

$$2 f_a t_{fl} h_f + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) +$$

$$f_a (b - 2t_{fl}) t_{wl} + f_a t_w \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) > f_a t_w (h - h_f - t_f) + f_a b_f t_f, \text{ 塑性中和轴位于腹板外侧时 (图}$$

B.1.1-3) :



图B.1.1-3 绕X轴正弯矩受弯承载力计算的应力分布模式3示意图

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) \left(x - \left(\frac{h_f}{4} - \frac{t_{wl}}{4} \right) \right) + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) \frac{\left(x - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right)^2}{2} + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (\text{B.1.1-5})$$

$$x = \frac{-\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) \left(\frac{h_f}{2} + \frac{t_{wl}}{2} \right) - f_a (b - 2t_{fl}) t_{wl}}{4f_a t_{fl} + 2f_a t_w + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w)} \quad (\text{B.1.1-6})$$

$$+ \frac{2f_a t_{fl} h_f + f_a t_w (h - t_f + \frac{h_f}{2} + \frac{t_{wl}}{2}) + f_a b_f t_f}{4f_a t_{fl} + 2f_a t_w + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w)}$$

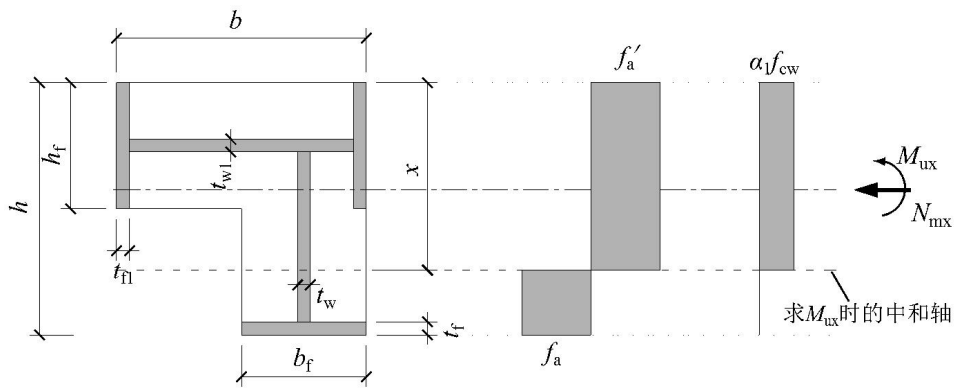
4 当

$$2f_a t_{fl} h_f + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) + f_a (b - 2t_{fl}) t_{wl} + f_a t_w \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) \leq f_a t_w (h - h_f - t_f) + f_a b_f t_f, \text{ 塑性中和轴位于混凝土内时 (图 B.1.1-4):}$$

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) \left(x - \left(\frac{h_f}{4} - \frac{t_{wl}}{4} \right) \right) + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) \left(\frac{h_f}{4} - \frac{t_{wl}}{4} + x - h_f \right) + \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{(x - h_f)^2}{2} + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (\text{B.1.1-7})$$

$$x = \frac{-2f_a t_{fl} h_f - \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right) - \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} \right)}{\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) + 2f_a t_w}$$

$$+ \frac{\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) h_f - f_a (b - 2t_{fl}) t_{wl} + f_a t_w (h - t_f + \frac{h_f}{2} + \frac{t_{wl}}{2}) + f_a b_f t_f}{\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) + 2f_a t_w} \quad (\text{B.1.1-8})$$

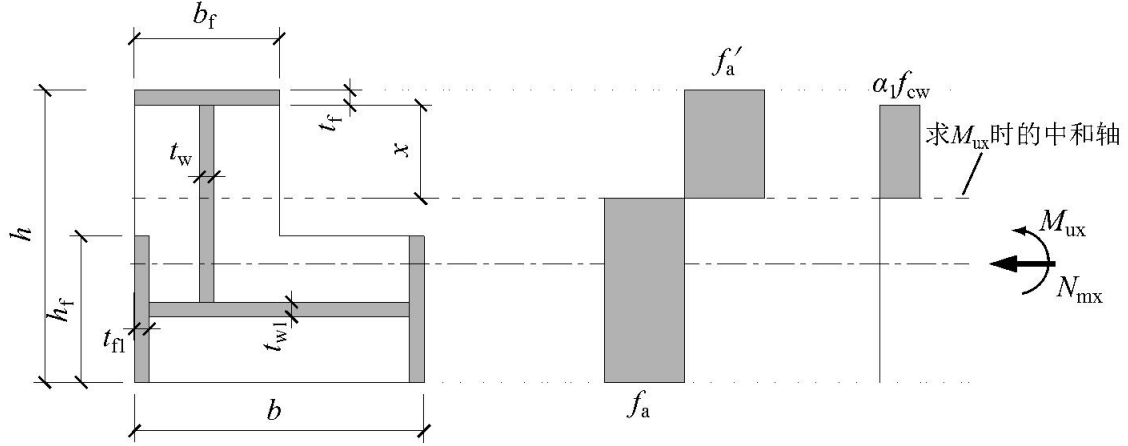


图B. 1. 1-4 绕X轴正弯矩受弯承载力计算的应力分布模式4示意图

B.1.2 承受绕 X 轴负弯矩时，截面受弯承载力设计值（ M_{ux} ）应符合以下规定：

1 当 $f_a b_f t_f + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f)(b_f - t_w) + f_a t_w (h - t_f - \frac{3h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2}) > 2f_a t_{fl} h_f + f_a (b - 2t_{fl}) t_{w1}$ ，塑

性中和轴位于混凝土内时（图 B.1.2-1）：



图B. 1. 2-1 绕X轴负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式1示意图

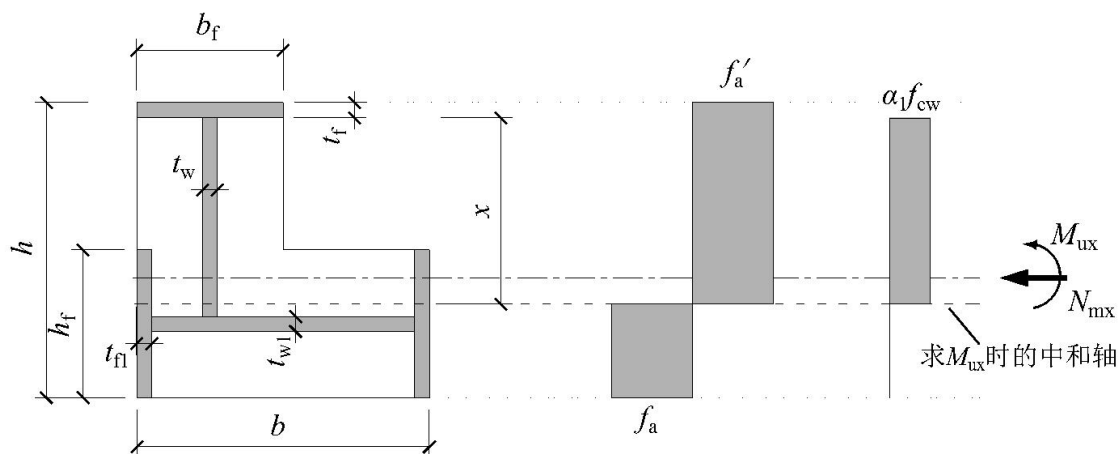
$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} \frac{(b_f - t_w)x^2}{2} + f_a' S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.1.2-1)$$

$$x = \frac{-f_a b_f t_f + 2f_a t_{fl} h_f + f_a t_{w1} (b - 2t_{fl}) + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - t_f - \frac{t_{w1}}{2})}{\alpha_1 f_{cw} (b - t_w) + 2f_a t_w} \quad (B.1.2-2)$$

2 当 $f_a b_f t_f + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f)(b_f - t_w) + f_a t_w (h - t_f - \frac{3h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2}) \leq 2f_a t_{fl} h_f + f_a (b - 2t_{fl}) t_{w1}$ ，且

$$f_a b_f t_f + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{fl} + \alpha_1 f_{cw} (h - \frac{h_f}{2} - t_f - \frac{t_{w1}}{2})(b_f - t_w - t_{fl}) + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - t_f - \frac{t_{w1}}{2}) + \alpha_1 f_{cw} (\frac{h_f}{2}$$

$-\frac{t_{w1}}{2})(b - b_f - t_{fl}) > f_a t_{w1} b$ ，塑性中和轴位于翼缘内侧腹板外侧时（图 B.1.2-2）：



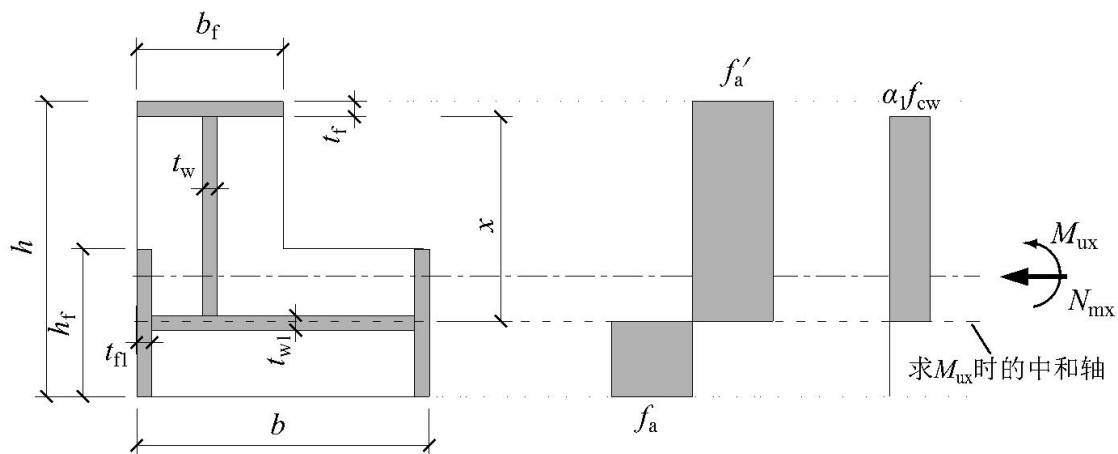
图B. 1. 2-2 绕X轴负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式2示意图

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) (h - h_f - t_f) \left(x - \frac{(h - h_f - t_f)}{2} \right) + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) \frac{(x - (h - h_f - t_f))^2}{2} + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.1.2-3)$$

$$x = \frac{-f_a b_f t_f - \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) \left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} + t_{fl} \right) - \alpha_1 f_{cw} (h_f - h + t_f) \left(b - \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right)}{\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w - 2t_{fl}) + 4f_a t_{fl} + 2f_a t_w} + \frac{2f_a t_{fl} (2h - 2t_f - h_f) + f_a t_{w1} (b - 2t_f) + f_a t_w \left(\left(h - \frac{h_f}{2} - t_f \right) - \frac{t_{w1}}{2} \right)}{\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w - 2t_{fl}) + 4f_a t_{fl} + 2f_a t_w} \quad (B.1.2-4)$$

3 当

$$f_a b_f t_f + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{fl} + \alpha_1 f_{cw} \left(h - \frac{h_f}{2} - t_f - \frac{t_{w1}}{2} \right) (b_f - t_w - t_{fl}) + f_a t_w \left(h - \frac{h_f}{2} - t_f - \frac{t_{w1}}{2} \right) + \alpha_1 f_{cw} \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) (b - b_f - t_{fl}) \leq f_a t_{w1} b, \text{ 塑性中和轴位于腹板内时 (图 B.1.2-3):}$$



图B. 1. 2-3 绕X轴负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式3示意图

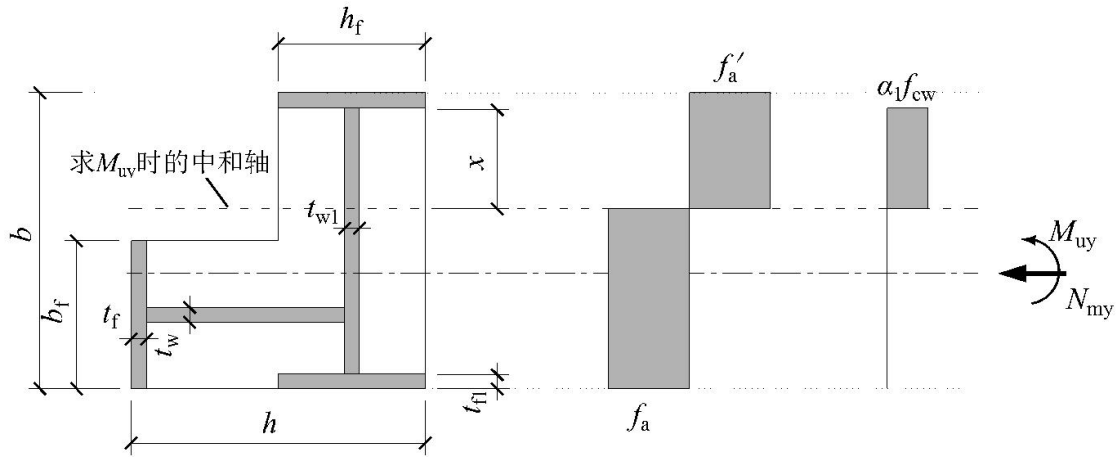
$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) (h - h_f - t_f) \left(x - \frac{(h - h_f - t_f)}{2} \right) + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) \quad (\text{B.1.2-5})$$

$$\begin{aligned} & \left(x - h + \frac{3h_f}{4} + \frac{t_{w1}}{4} + t_f \right) + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \\ x = & \frac{-f_a b_f t_f - \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{fl} - \alpha_1 f_{cw} \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right) (b_f - t_w - t_{fl})}{2f_a b} \\ & + \frac{-f_a t_w \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right) - \alpha_1 f_{cw} \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) (b - b_f - t_{fl}) + 2f_a t_{fl} (2h - 2t_f - h_f)}{2f_a b} \\ & + \frac{f_a (b - 2t_{fl}) (t_{w1} + 2h - h_f - t_{w1} - 2t_f)}{2f_a b} \end{aligned} \quad (\text{B.1.2-6})$$

B.1.3 承受绕 Y 轴正弯矩时，截面受弯承载力设计值 (M_{uy}) 应符合以下规定：

1 当 $\alpha_1 f_{cw} (h_f - t_{w1}) (b - b_f - t_{fl}) + f_a t_{w1} (b - 2b_f - t_{fl}) > f_a t_f b_f + f_a t_w \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right)$ ，塑性中

和轴位于混凝土内时（图 B.1.3-1）：



图B. 1. 3-1 绕Y轴正弯矩受弯承载力计算的应力分布模式1示意图

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} (h_f - t_{w1}) \frac{x^2}{2} + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (\text{B.1.3-1})$$

$$x = \frac{f_a t_f b_f + f_a t_w \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right) + f_a t_{w1} (b - 2t_{fl})}{\alpha_1 f_{cw} (h_f - t_{w1}) + 2f_a t_{w1}} \quad (\text{B.1.3-2})$$

2 当 $\alpha_1 f_{cw} (h_f - t_{w1}) (b - b_f - t_{fl}) + f_a t_{w1} (b - 2b_f - t_{fl}) \leq f_a t_f b_f + f_a t_w \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right)$ ，且

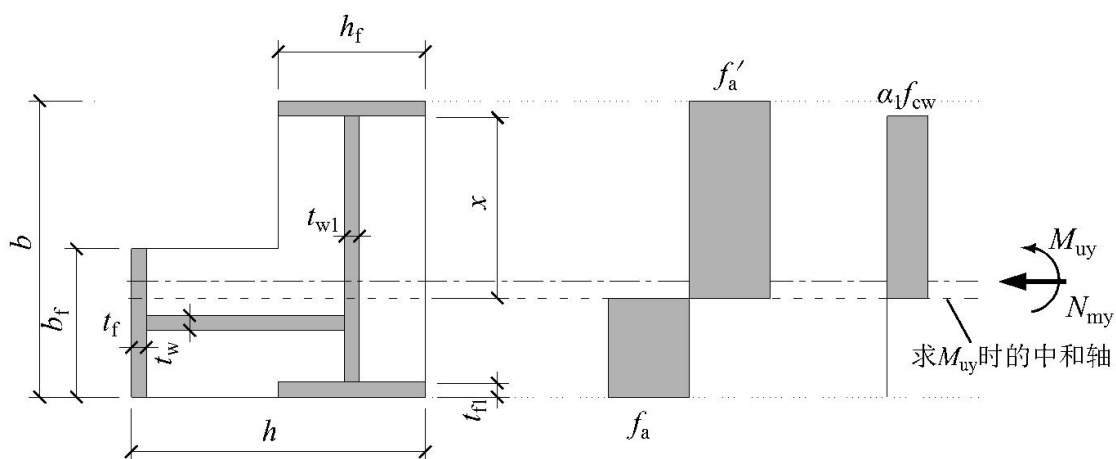
$$\alpha_1 f_{cw} (h_f - t_{w1}) \left(b - \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right) + f_a t_{w1} (b - b_f - t_w) + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) \left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} \right) > f_a t_w \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right)$$

，塑性中和轴位于翼缘内侧腹板外侧时（图 B.1.3-2）：

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} (h_f - t_{w1}) \frac{x^2}{2} + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) \frac{(x - (b - b_f - t_{fl}))^2}{2} + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (\text{B.1.3-3})$$

$$x = \frac{\alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) (b - b_f - t_{fl}) + f_a t_f (2b - b_f - 2t_{fl}) + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f)}{\alpha_1 f_{cw} (h - t_{w1} - t_f) + 2f_a t_{w1} + 2f_a t_f} \quad (\text{B.1.3-4})$$

$$+ \frac{f_a t_{w1} (b - 2t_{fl})}{\alpha_1 f_{cw} (h - t_{w1} - t_f) + 2f_a t_{w1} + 2f_a t_f}$$

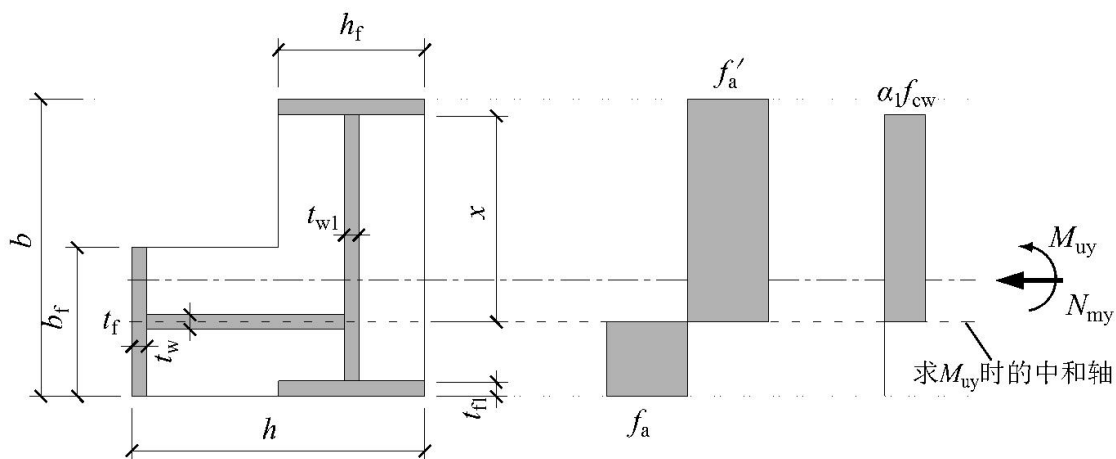


图B. 1. 3-2 绕Y轴正弯矩受弯承载力计算的应力分布模式2示意图

3 当

$$\alpha_1 f_{cw} (h_f - t_{w1}) (b - \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl}) + f_a t_{w1} (b - b_f - t_w) + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) (\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - \frac{t_{w1}}{2}) \leq f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2}),$$

塑性中和轴位于腹板内时（图 B.1.3-3）：



图B. 1. 3-3 绕Y轴正弯矩受弯承载力计算的应力分布模式3示意图

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} \frac{(h_f - t_{w1})}{2} \frac{x^2}{2} + \alpha_1 f_{cw} \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) \left(b - \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right) \left(x - \frac{b}{2} + \frac{b_f}{4} + \frac{t_w}{4} + \frac{t_{fl}}{2} \right) + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) \left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} \right) \left(x - \left(\frac{b_f}{4} - \frac{t_w}{4} \right) - (b - b_f - t_{fl}) \right) + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.1.3-5)$$

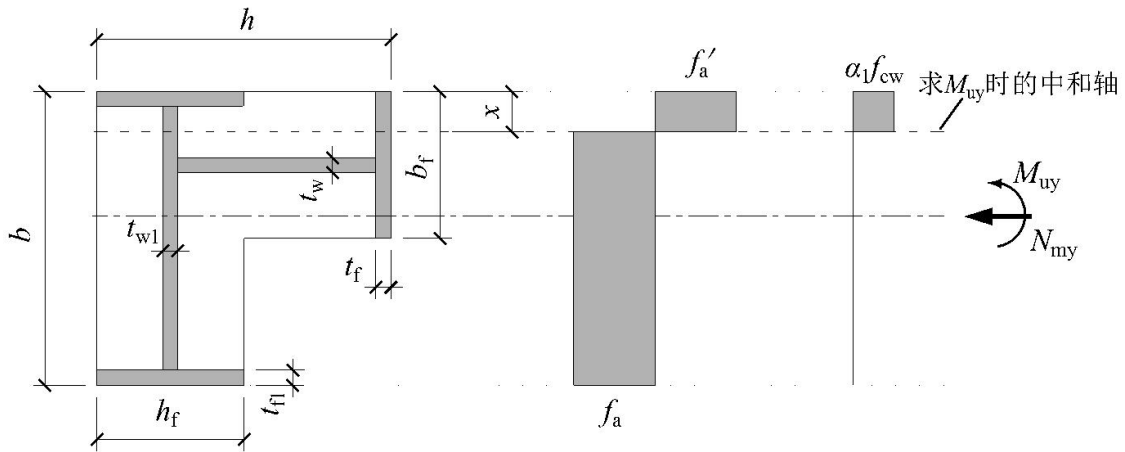
$$x = \frac{-\alpha_1 f_{cw} \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) \left(b - \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right) - \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) \left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} \right)}{\alpha_1 f_{cw} \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) + 2f_a \left(h - \frac{h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2} \right)} + \frac{f_a t_f (2b - b_f - 2t_{fl}) + f_a \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right) (2b - b_f - 2t_{fl}) + f_a t_{w1} (b - 2t_{fl})}{\alpha_1 f_{cw} \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) + 2f_a \left(h - \frac{h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2} \right)} \quad (B.1.3-6)$$

B.1.4 承受绕 Y 轴负弯矩时，截面受弯承载力设计值（ M_{uy} ）应符合以下规定：

1 当

$$\alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{fl} + \alpha_1 f_{cw} (h - t_{w1} - t_f) \left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right) > f_a t_{w1} (b - b_f + t_w) + f_a t_w \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right)$$

+ $f_a t_f t_w$ ，塑性中和轴位于腹板内侧时（图 B.1.4-1）：



图B. 1. 4-1 绕Y轴负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式1示意图

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{fl} \left(x - \frac{t_{fl}}{2} \right) + \alpha_1 f_{cw} (h - t_{w1} - t_f) \frac{(x - t_{fl})^2}{2} + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.1.4-1)$$

$$x = \frac{\alpha_1 f_{cw} (h_f - t_{w1}) t_{fl} + f_a t_{w1} b + f_a t_w \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right) + f_a t_f b_f}{\alpha_1 f_{cw} (h_f - t_{w1} - t_f) + 2f_a t_{w1} + 2f_a t_f} \quad (B.1.4-2)$$

2 当

$$\alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{fl} + \alpha_1 f_{cw} (h - t_{w1} - t_f) \left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right) \leq f_a t_{w1} (b - b_f + t_w) + f_a t_w \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right)$$

$$+ f_a t_f t_w$$

且 $\alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{fl} + \alpha_1 f_{cw} \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) \left(\frac{b_f}{2} + \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right) + \alpha_1 f_{cw} \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right) \left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right) + f_a \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) t_w > f_a t_{w1} (b - (b_f + t_w))$ ，塑性中和轴位于腹板内时（图 B.1.4-2）：

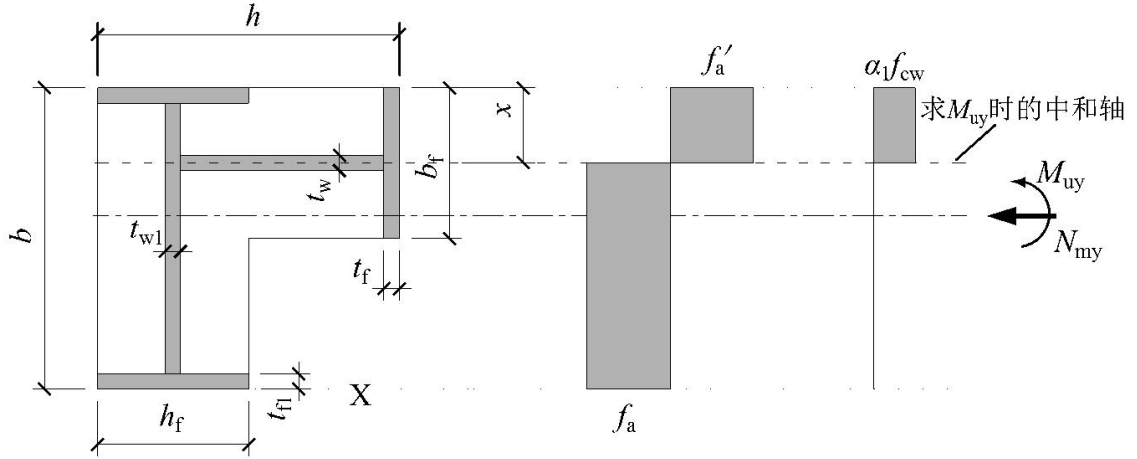
$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{fl} \left(x - \frac{t_{fl}}{2} \right) + \alpha_1 f_{cw} \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right) \left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right) \quad (\text{B.1.4-3})$$

$$\left[x - \left(\frac{b_f}{4} - \frac{t_w}{4} - \frac{t_{fl}}{2} \right) - t_{fl} \right] + \alpha_1 f_{cw} \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) \frac{(x - t_{fl})^2}{2} + f_a' S_{ac} + f_a S_{at}$$

$$x = \frac{\alpha_1 f_{cw} \left(\frac{3h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - h + t_f \right) t_{fl} - \alpha_1 f_{cw} \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right) \left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right)}{\alpha_1 f_{cw} \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) + 2f_a \left(h - \frac{h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2} \right)}$$

(B.1.4-4)

$$+ \frac{f_a \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) b_f + f_a t_{w1} b}{\alpha_1 f_{cw} \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) + 2f_a \left(h - \frac{h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2} \right)}$$



图B. 1. 4-2 绕Y轴负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式2示意图

3 当

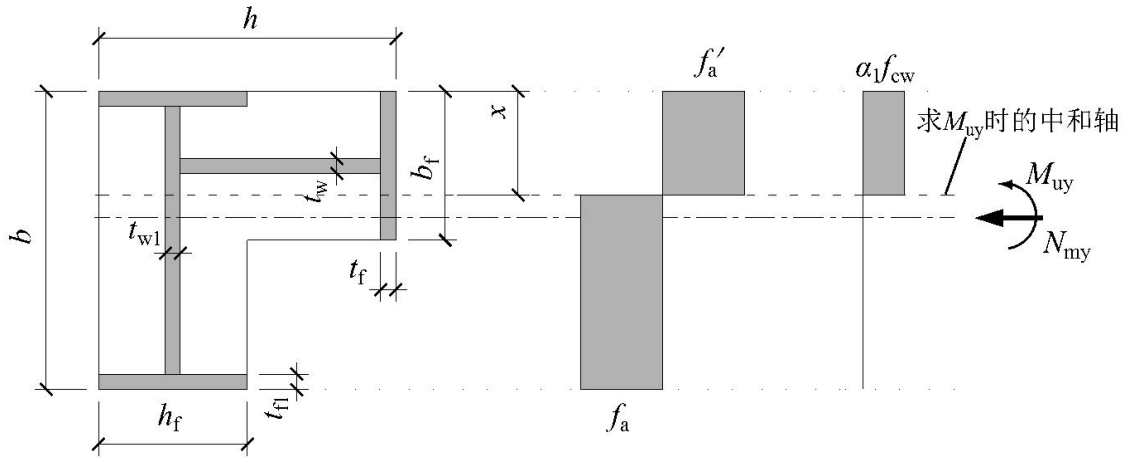
$$\alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{fl} + \alpha_1 f_{cw} \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} \right) \left(\frac{b_f}{2} + \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right) + \alpha_1 f_{cw} \left(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f \right) \left(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl} \right) + f_a$$

$$(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2})t_w \leq f_a t_{w1}(b - (b_f - t_w)) \text{ 且}$$

$$\alpha_1 f_{cw}(h - h_f - t_f)t_{fl} + \alpha_1 f_{cw}(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2})(b_f - t_{fl}) + \alpha_1 f_{cw}(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f)(b_f - t_w - t_{fl}) +$$

$$f_a t_f b_f + f_a t_w(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f) > f_a t_{w1}(b - 2b_f), \text{ 塑性中和轴位于翼缘内侧腹板外侧时}$$

(图 B.1.4-3) :



图B. 1. 4-3 绕Y轴负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式3示意图

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw}(h - h_f - t_f)t_{fl}(x - \frac{t_{fl}}{2}) + \alpha_1 f_{cw}(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f)(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl})$$

$$(x - (\frac{b_f}{4} - \frac{t_w}{4} - \frac{t_{fl}}{2}) - t_{fl}) + \alpha_1 f_{cw}(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2})\frac{(x - t_{fl})^2}{2} + \alpha_1 f_{cw}(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f)$$

$$\frac{(x - \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2})^2}{2} + f_a' S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.1.4-5)$$

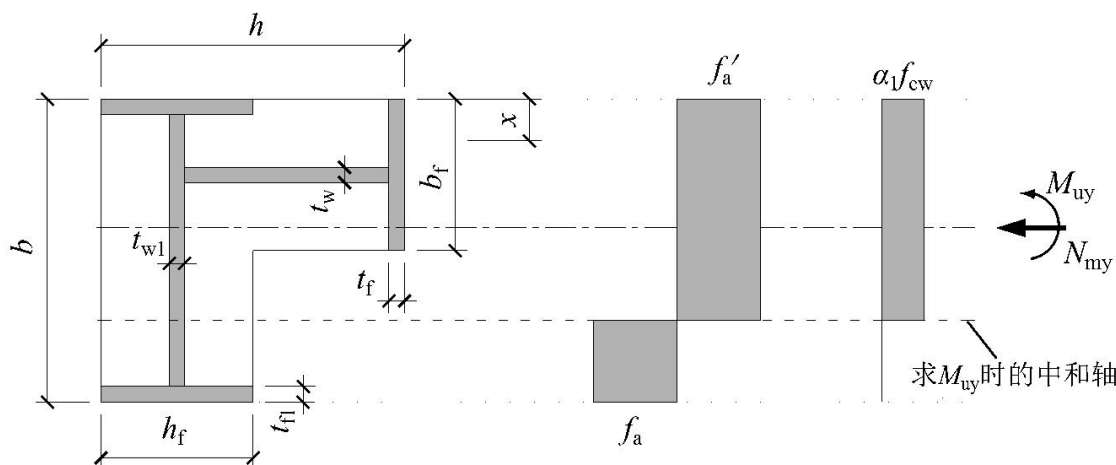
$$x = \frac{\alpha_1 f_{cw}(\frac{3h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - h + t_f)t_{fl} - \alpha_1 f_{cw}(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f)(t_w + t_{fl})}{\alpha_1 f_{cw}(h - t_{w1} - t_f) + 2f_a t_{w1} + 2f_a t_f}$$

$$+ \frac{-f_a t_w(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f) + f_a t_{w1}b + f_a t_f b_f}{\alpha_1 f_{cw}(h - t_{w1} - t_f) + 2f_a t_{w1} + 2f_a t_f} \quad (B.1.4-6)$$

4 当

$$\alpha_1 f_{cw}(h - h_f - t_f)t_{fl} + \alpha_1 f_{cw}(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2})(b_f - t_{fl}) + \alpha_1 f_{cw}(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f)(b_f - t_w - t_{fl}) + f_a t_f b_f +$$

$$f_a t_w(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f) \leq f_a t_{w1}(b - 2b_f), \text{ 塑性中和轴位于混凝土内时 (图 B.1.4-4) :}$$



图B. 1. 4-4 绕Y轴负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式4示意图

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{f1} (x - \frac{t_{f1}}{2}) + \alpha_1 f_{cw} (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f) (\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{f1})$$

$$(x - (\frac{b_f}{4} - \frac{t_w}{4} - \frac{t_{f1}}{2}) - t_{f1}) + \alpha_1 f_{cw} (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2}) \frac{(x - t_{f1})^2}{2} + \alpha_1 f_{cw} (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f)$$

(B.1.4-7)

$$(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2}) ((\frac{b_f}{4} - \frac{t_w}{4}) + x - b_f) + \alpha_1 f_{cw} (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2}) \frac{(x - b_f)^2}{2} + f_a' S_{ac} + f_a S_{at}$$

$$x = \frac{\alpha_1 f_{cw} (\frac{3h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - h + t_f) t_{f1} - \alpha_1 f_{cw} (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f) (b_f - t_w + t_{f1})}{2\alpha_1 f_{cw} (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2}) + 2f_a t_{w1}}$$

$$+ \frac{\alpha_1 f_{cw} (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2}) b - f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f) + f_a t_{w1} b + f_a t_f b_f}{2\alpha_1 f_{cw} (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2}) + 2f_a t_{w1}}$$

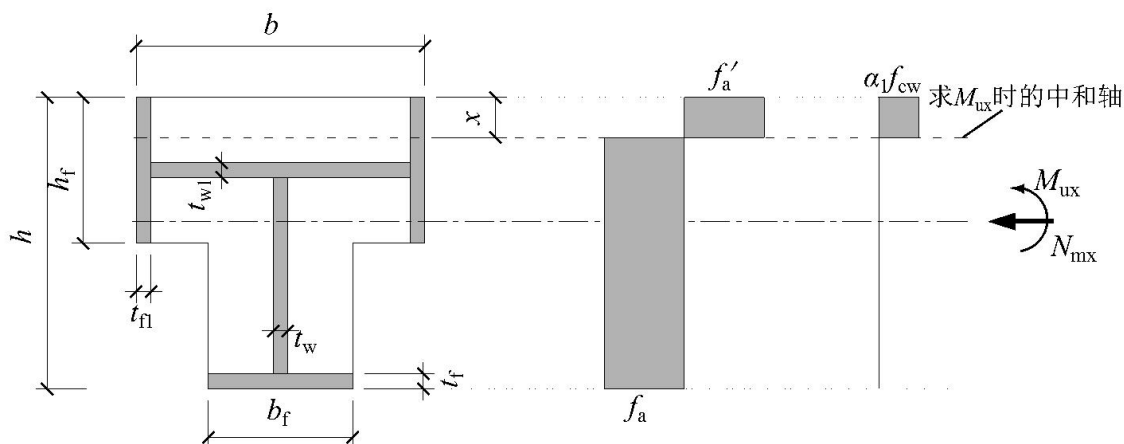
(B.1.4-8)

B.2 T形 PEC 柱截面抗弯承载力计算方法

B.2.1 承受绕 X 轴正弯矩时，截面受弯承载力设计值 (M_{ux}) 应符合以下规定：

- 1 当 $\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{f1}) (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2}) > f_a b t_{w1} + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f) - f_a b_f t_f$ ，塑性中和轴位于腹

板外侧时（图 B.2.1-1）：



图B. 2. 1-1 绕X轴正弯矩受弯承载力计算的应力分布模式1示意图

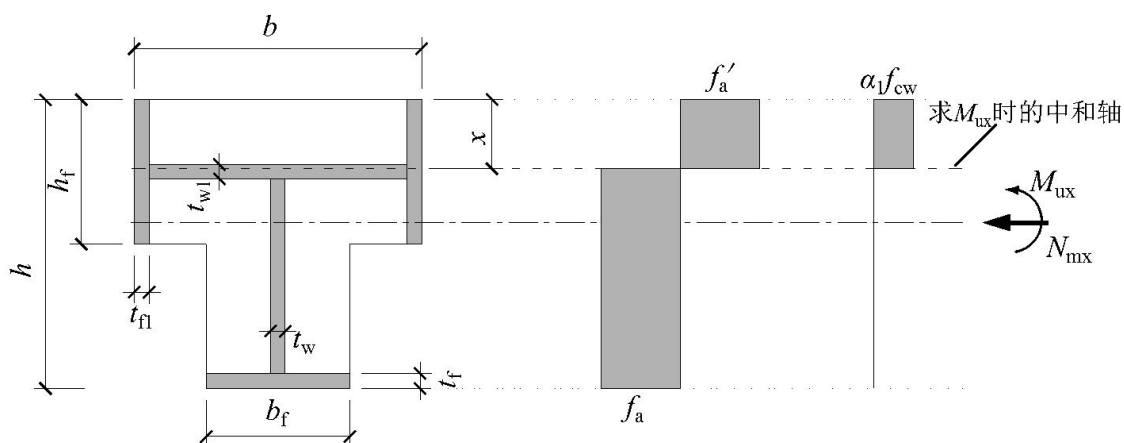
$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) \frac{x^2}{2} + f_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.2.1-1)$$

$$x = \frac{f_a (b - 2t_{fl}) t_{wl} + 2f_a t_{fl} h_f + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} - t_f) + f_a b_f t_f}{\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) + 4f_a t_{fl}} \quad (B.2.1-2)$$

2 当 $\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2}) \leq f_a b t_{wl} + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} - t_f) + f_a b_f t_f$ ，且

$\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2}) + f_a b t_{wl} > f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2} - t_f) + f_a b_f t_f$ ，塑性中和轴位于腹板

内时（图 B.2.1-2）：



图B. 2. 1-2 绕X轴正弯矩受弯承载力计算的应力分布模式2示意图

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2}) (x - (\frac{h_f}{4} - \frac{t_{wl}}{4})) + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.2.1-3)$$

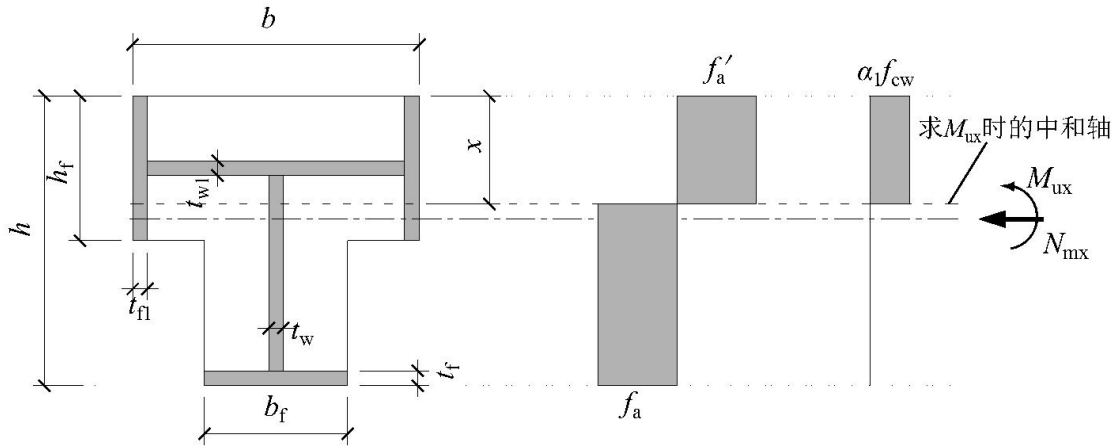
$$x = \frac{-\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2}) + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_f) + f_a b_f h_f + f_a b t_f}{2f_a b} \quad (B.2.1-4)$$

3 当 $\alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl})(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2})+f_a b t_{wl} \leq f_a t_w(h-\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2}-t_f)+f_a b_f t_f$, 且

$$2f_a t_{fl} h_f + \alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl})(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2}) + \alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl}-t_w)(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2}) +$$

$$\alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl}-t_w)(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2}) + f_a(b-2t_{fl})t_{wl} + f_a t_w(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2}) > f_a t_w(h-h_f-t_f) + f_a b_f t_f ,$$

塑性中和轴位于翼缘内侧腹板外侧时（图 B.2.1-3）：



图B. 2. 1-3 绕X轴正弯矩受弯承载力计算的应力分布模式3示意图

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl})(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2})(x-(\frac{h_f}{4}-\frac{t_{wl}}{4})) + \alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl}-t_w)$$

$$\frac{(x-\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2})^2}{2} + f_a' S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.2.1-5)$$

$$x = \frac{-\alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl})(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2}) + \alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl}-t_w)(\frac{h_f}{2}+\frac{t_{wl}}{2}) - f_a(b-2t_{fl})t_{wl}}{4f_a t_{fl} + 2f_a t_w + \alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl}-t_w)}$$

$$+ \frac{2f_a t_{fl} h_f + f_a t_w(h-t_f+\frac{h_f}{2}+\frac{t_{wl}}{2}) + f_a b_f t_f}{4f_a t_{fl} + 2f_a t_w + \alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl}-t_w)} \quad (B.2.1-6)$$

4 当

$$2f_a t_{fl} h_f + \alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl})(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2}) + \alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl}-t_w)(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2}) + f_a(b-2t_{fl})t_{wl} + f_a t_w(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2}) \leq f_a t_w(h-h_f-t_f) + f_a b_f t_f ,$$

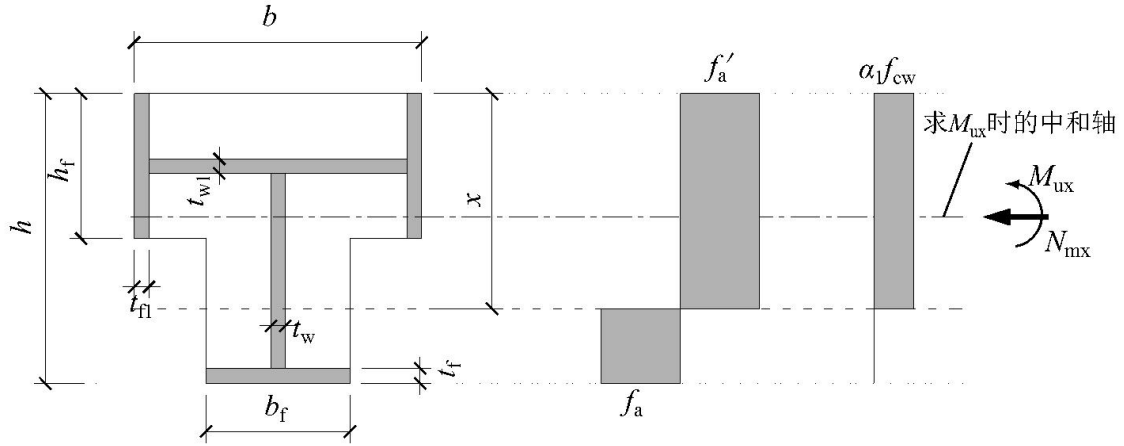
塑性中和轴位于混凝土内时（图 B.2.1-4）：

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl})(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2})(x-(\frac{h_f}{4}-\frac{t_{wl}}{4})) + \alpha_1 f_{cw}(b-2t_{fl}-t_w)(\frac{h_f}{2}-\frac{t_{wl}}{2})$$

$$(\frac{h_f}{4}-\frac{t_{wl}}{4}+x-h_f) + \alpha_1 f_{cw}(b_f-t_w)\frac{(x-h_f)^2}{2} + f_a' S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.2.1-7)$$

$$x = \frac{-2f_a t_{fl} h_f - \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl}) (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2}) - \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{wl}}{2})}{\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) + 2f_a t_w} \quad (\text{B.2.1-8})$$

$$+ \frac{\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) h_f - f_a (b - 2t_{fl}) t_{wl} + f_a t_w (h - t_f + \frac{h_f}{2} + \frac{t_{wl}}{2}) + f_a b_f t_f}{\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) + 2f_a t_w}$$

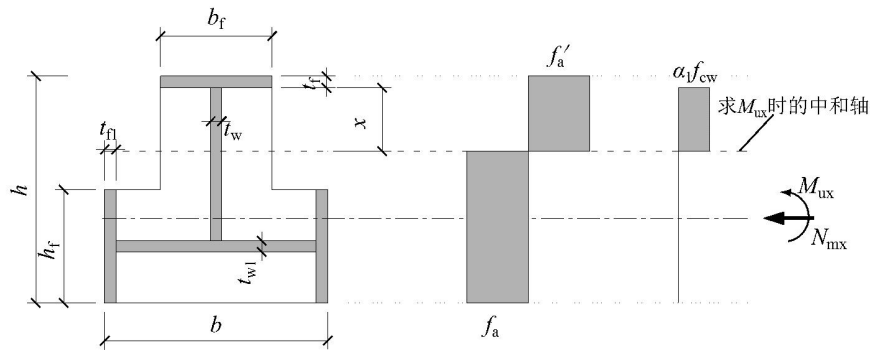


图B. 2. 1-4 绕X轴正弯矩受弯承载力计算的应力分布模式4示意图

B.2.2 承受绕 X 轴负弯矩时，截面受弯承载力设计值（ M_{ux} ）应符合以下规定：

- 1 当 $f_a b_f t_f + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) (b_f - t_w) + f_a t_w (h - t_f - \frac{3h_f}{2} + \frac{t_{wl}}{2}) > 2f_a t_{fl} h_f + f_a (b - 2t_{fl}) t_{wl}$ ，塑

性中和轴位于混凝土内时（图B.2.2-1）：



图B. 2. 2-1 绕X轴负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式1示意图

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} \frac{(b_f - t_w) x^2}{2} + f_a' S_{ac} + f_a S_{at} \quad (\text{B.2.2-1})$$

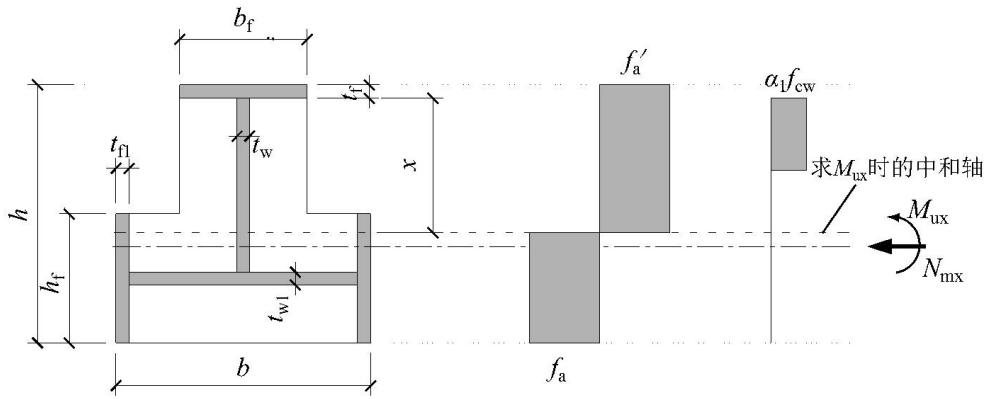
$$x = \frac{-f_a b_f t_f + 2f_a t_{fl} h_f + f_a t_{w1}(b - 2t_{fl}) + f_a t_w(h - \frac{h_f}{2} - t_f - \frac{t_{w1}}{2})}{\alpha_1 f_{cw}(b_f - t_w) + 2f_a t_w} \quad (\text{B.2.2-2})$$

$$2 \quad \text{当} \quad f_a b_f t_f + \alpha_1 f_{cw}(h - h_f - t_f)(b_f - t_w) + f_a t_w(h - t_f - \frac{3h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2}) \leq 2f_a t_{fl} h_f + f_a(b - 2t_{fl})t_{w1}$$

且

$$f_a b_f t_f + \alpha_1 f_{cw}(h - h_f - t_f)t_{fl} + \alpha_1 f_{cw}(h - \frac{h_f}{2} - t_f - \frac{t_{w1}}{2})(b_f - t_w - t_{fl}) + f_a t_w(h - \frac{h_f}{2} - t_f - \frac{t_{w1}}{2}) + \alpha_1 f_{cw}(\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2})(b - b_f - t_{fl}) > f_a t_{w1}b$$

塑性中和轴位于翼缘内侧腹板外侧时（图B.2.2-2）：



图B. 2. 2-2 绕X轴负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式2示意图

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw}(b_f - t_w)(h - h_f - t_f)(x - \frac{(h - h_f - t_f)}{2}) + \alpha_1 f_{cw}(b - 2t_{fl} - t_w) \frac{(x - (h - h_f - t_f))^2}{2} + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (\text{B.2.2-3})$$

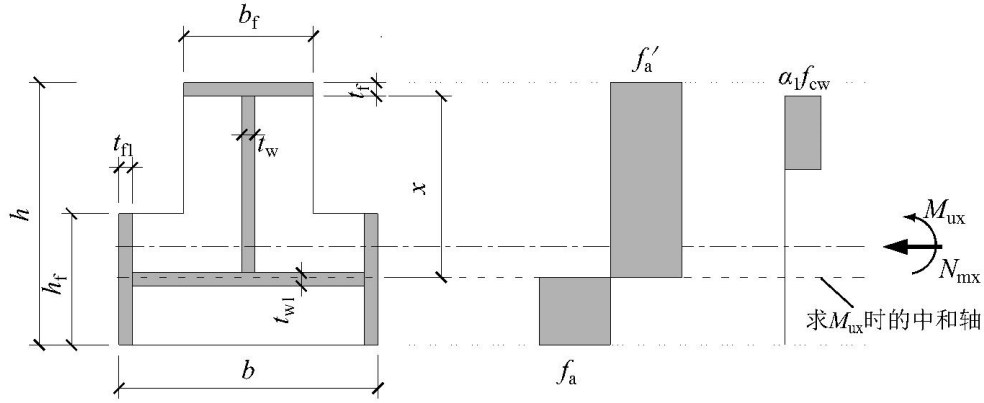
$$x = \frac{-f_a b_f t_f - \alpha_1 f_{cw}(h - h_f - t_f)(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} + t_{fl}) - \alpha_1 f_{cw}(h_f - h + t_f)(b - \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - t_{fl})}{\alpha_1 f_{cw}(b - t_w - 2t_{fl}) + 4f_a t_{fl} + 2f_a t_w} \quad (\text{B.2.2-4})$$

$$+ \frac{2f_a t_{fl}(2h - 2t_f - h_f) + f_a t_{w1}(b - 2t_{fl}) + f_a t_w((h - \frac{h_f}{2} - t_f) - \frac{t_{w1}}{2})}{\alpha_1 f_{cw}(b - t_w - 2t_{fl}) + 4f_a t_{fl} + 2f_a t_w}$$

3 当

$$f_a b_f t_f + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{fl} + \alpha_1 f_{cw} (h - \frac{h_f}{2} - t_f - \frac{t_{w1}}{2}) (b_f - t_w - t_{fl}) + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - t_f - \frac{t_{w1}}{2}) + \alpha_1 f_{cw} (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2}) (b - b_f - t_{fl}) \leq f_a t_{w1} b$$

，塑性中和轴位于腹板内时（图B.2.2-3）：



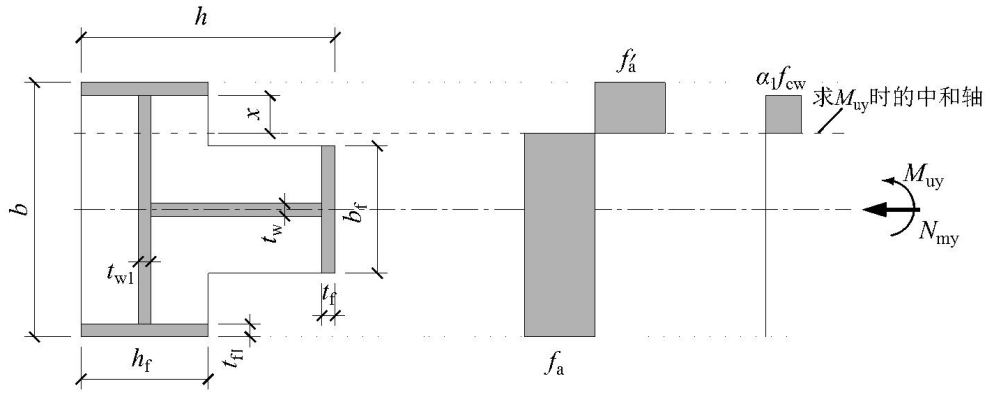
图B. 2. 2-3 绕X轴负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式3示意图

$$M_{ux} = \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) (h - h_f - t_f) (x - \frac{(h - h_f - t_f)}{2}) + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2}) \quad (B.2.2-5)$$

$$\begin{aligned} & (x - h + \frac{3h_f}{4} + \frac{t_{w1}}{4} + t_f) + f_a' S_{ac} + f_a S_{at} \\ x = & \frac{-f_a b_f t_f - \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) t_{fl} - \alpha_1 f_{cw} (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f) (b_f - t_w - t_{fl})}{2f_a b} \\ & + \frac{-f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f) - \alpha_1 f_{cw} (\frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2}) (b - b_f - t_{fl}) + 2f_a t_{fl} (2h - 2t_f - h_f)}{2f_a b} \quad (B.2.2-6) \\ & + \frac{+f_a (b - 2t_{fl}) (t_{w1} + 2h - h_f - t_{w1} - 2t_f)}{2f_a b} \end{aligned}$$

B.2.3 承受绕 Y 轴弯矩时，截面受弯承载力设计值（ M_{uy} ）应符合以下规定：

1 当 $\alpha_1 f_{cw} (h_f - t_{w1}) \frac{b - 2t_{fl} - b_f}{2} > f_a b_f t_f + f_a b_f t_{w1} + f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f)$ ，塑性中和轴位于混凝土内时（图 B.2.2-4）：



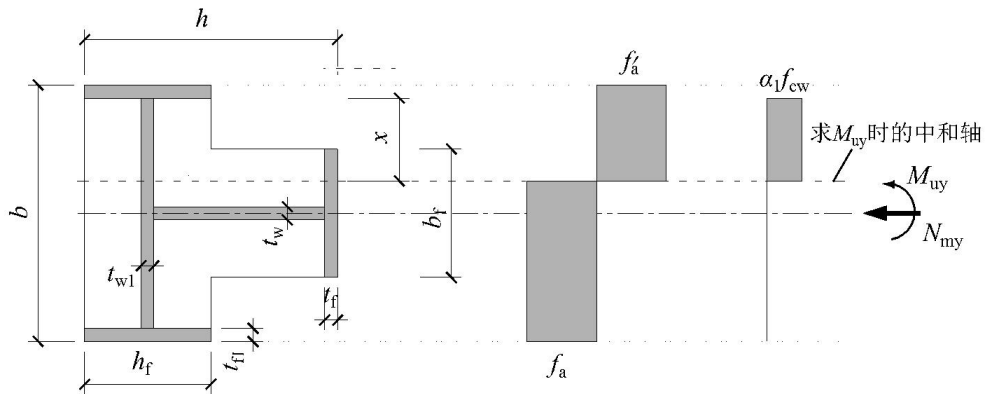
图B. 2. 3-1 绕Y轴弯矩受弯承载力计算的应力分布模式1示意图

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} \frac{(h_f - t_{w1})x^2}{2} + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.2.3-1)$$

$$x = \frac{f_a t_{w1}(b - 2t_{f1}) + f_a t_w(h - \frac{h_f}{2} - t_f - \frac{t_{w1}}{2}) + f_a b_f t_f}{\alpha_1 f_{cw}(h_f - t_{w1}) + 2f_a t_{w1}} \quad (B.2.3-2)$$

2 当 $\alpha_1 f_{cw}(h_f - t_{w1}) \frac{b - 2t_{f1} - b_f}{2} \leq f_a b_f t_f + f_a b_f t_{w1} + f_a t_w(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f)$

且 $\alpha_1 f_{cw}(h_f - t_{w1}) \frac{(b - t_w - 2t_{f1})}{2} + \alpha_1 f_{cw}(h - h_f - t_f)(\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2}) > f_a t_w(h - \frac{h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2})$ ，塑性中和轴位于翼缘内侧腹板外侧时（图 B.2.2-5）：



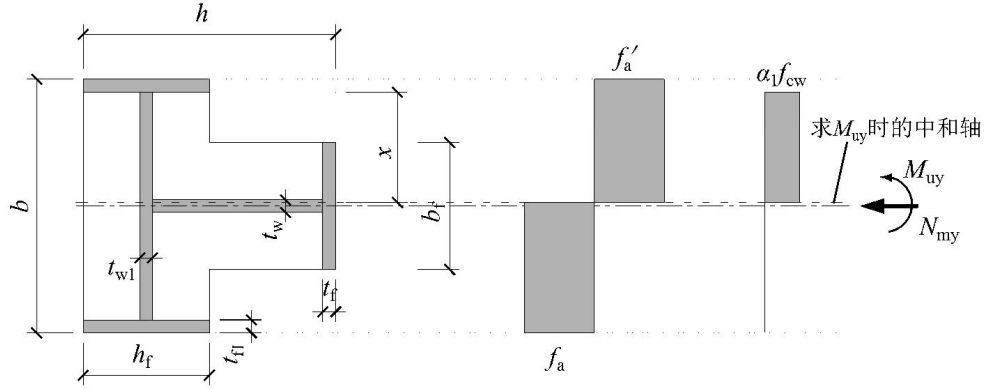
图B. 2. 3-2 绕Y轴弯矩受弯承载力计算的应力分布模式2示意图

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} \frac{(h_f - t_{w1})x^2}{2} + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f)(x - \frac{(b - b_f - 2t_{f1})^2}{2}) / 2 + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (B.2.3-3)$$

$$x = \frac{\alpha_1 f_{cw}(h - h_f - t_f) \frac{(b - b_f - 2t_{f1})}{2} + f_a t_{w1}(b - 2t_{f1}) + f_a t_w(h - \frac{h_f}{2} - \frac{t_{w1}}{2} - t_f)}{\alpha_1 f_{cw}(h_f - t_{w1}) + \alpha_1 f_{cw}(h - h_f - t_f) + 2f_a t_{w1} + 2f_a t_f} + \frac{f_a t_f(b - 2t_{f1})}{\alpha_1 f_{cw}(h_f - t_{w1}) + \alpha_1 f_{cw}(h - h_f - t_f) + 2f_a t_{w1} + 2f_a t_f} \quad (B.2.3-4)$$

3 当 $\alpha_1 f_{cw} (h_f - t_{w1}) \frac{(b - t_w - 2t_{f1})}{2} + \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) (\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2}) \leq f_a t_w (h - \frac{h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2})$, 塑性中和

轴位于腹板内时 (图 B.2.2-6) :



图B. 2. 3-3 绕Y轴弯矩受弯承载力计算的应力分布模式3示意图

$$M_{uy} = \alpha_1 f_{cw} \frac{(h_f - t_{w1}) (b - t_w - 2t_{f1})}{2} (x - \frac{(b - t_w - 2t_{f1})}{4}) + \alpha_1 f_{cw} \frac{(h_f - t_{w1}) x^2}{2} \quad (B.2.3-5)$$

$$+ \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) \frac{(b_f - t_w)}{2} (x - \frac{(b - b_f - 2t_{f1})}{2} - \frac{(b_f - t_w)}{4}) + f_a' S_{ac} + f_a S_{at}$$

$$x = \frac{-\alpha_1 f_{cw} \frac{(h_f - t_{w1}) (b - t_w - 2t_{f1})}{2} - \alpha_1 f_{cw} (h - h_f - t_f) (\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2})}{\alpha_1 f_{cw} \frac{(h_f - t_{w1})}{2} + 2f_a (h - \frac{h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2})}$$

(B.2.3-6)

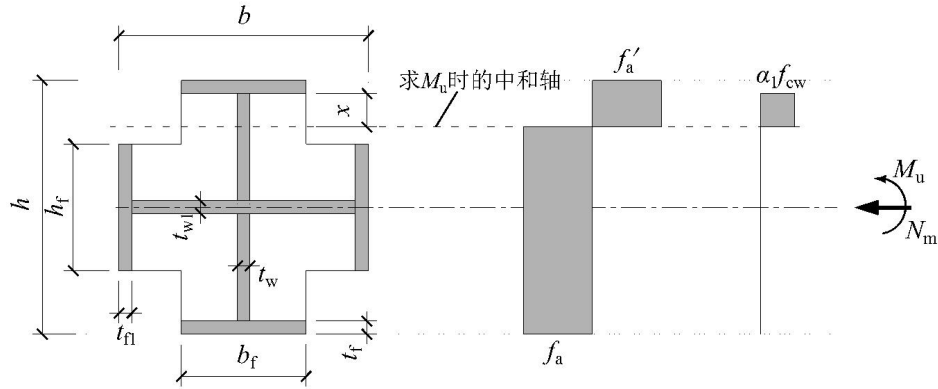
$$+ \frac{f_a (h - \frac{h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2}) (b - 2t_{f1})}{\alpha_1 f_{cw} \frac{(h_f - t_{w1})}{2} + 2f_a (h - \frac{h_f}{2} + \frac{t_{w1}}{2})}$$

B.3 十字形 PEC 柱截面抗弯承载力计算方法

B.3.1 承受绕 X 轴 (Y 轴) 弯矩时, 截面受弯承载力设计值 (M_u) 应符合以下规定:

1 当 $\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{(h - h_f - 2b_f)}{2} > 2h_f t_{f1} + f_a t_w h_f + f_a t_{w1} (b - 2t_{f1} - t_w)$, 塑性中和轴位于混

凝土内时 (图 B.3.1-1) :



图B. 3. 1-1 绕X轴（Y轴）弯矩受弯承载力计算的应力分布模式1示意图

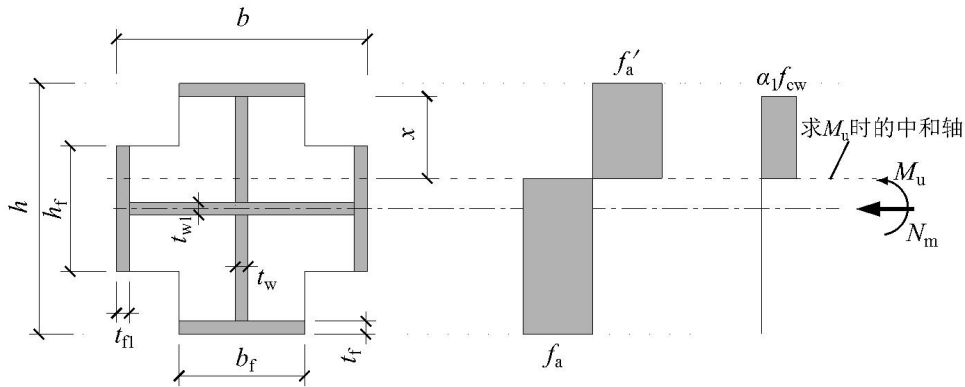
$$M_u = \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{x^2}{2} + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (\text{B.3.1-1})$$

$$x = \frac{f_a t_w (h - 2t_f) + 2f_a h_f t_{fl} + f_a (b - 2t_{fl} - t_w) t_{w1}}{\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) + 2f_a t_w} \quad (\text{B.3.1-2})$$

2 当 $\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{(h - h_f - 2b_f)}{2} \leq 2h_f t_{fl} + f_a t_w h_f + f_a t_{w1} (b - 2t_{fl} - t_w)$

且 $\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{(h - h_f - 2b_f)}{2} + \alpha_1 f_{cw} (b - t_w - 2t_{fl}) \frac{(h_f - t_{w1})}{2} > f_a t_{w1} b$ ，塑性中和轴位于

翼缘内侧腹板外侧时（图 B.3.1-2）：



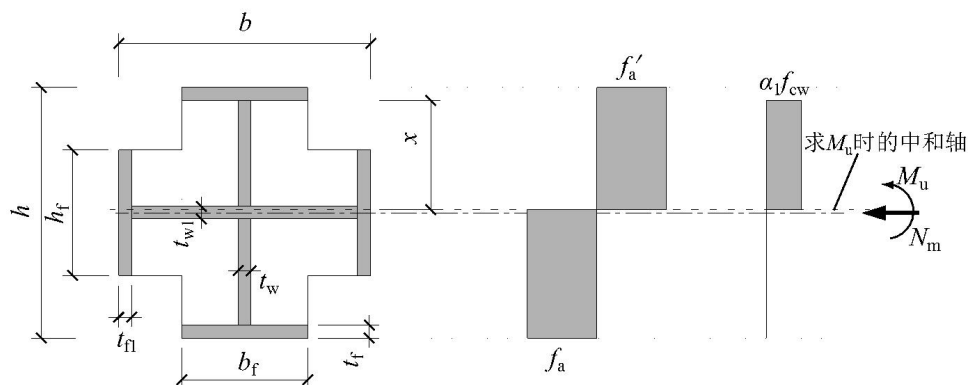
图B. 3. 1-2 绕X轴（Y轴）负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式2示意图

$$M_u = \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{(h - 2t_f - h_f)}{2} \left(x - \frac{(h - 2t_f - h_f)}{4} \right) + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) \left(x - \frac{(h - 2t_f - h_f)}{2} \right)^2 / 2 + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \quad (\text{B.3.1-3})$$

$$x = \frac{\alpha_1 f_{cw} \frac{(h - 2t_f - h_f)}{2} (b - 2t_{fl} - b_f) + 2f_a t_{fl} (h - 2t_f) + f_a t_w (h - 2t_f)}{\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_{w1}) + 2f_a t_w + 4f_a t_{fl}} + \frac{f_a (b - 2t_{fl} - t_w) t_{w1}}{\alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_{w1}) + 2f_a t_w + 4f_a t_{fl}} \quad (\text{B.3.1-4})$$

3 当 $\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{(h - h_f - 2b_f)}{2} + \alpha_1 f_{cw} (b - t_w - 2t_{fl}) \frac{(h_f - t_{wl})}{2} \leq f_a t_{wl} b$ ，塑性中和轴位于腹板内时（图 B.3.1-3）：

板内时（图 B.3.1-3）：



图B. 3. 1-3 绕X轴（Y轴）负弯矩受弯承载力计算的应力分布模式3示意

$$M_u = \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{(h - 2t_f - h_f)}{2} \left(x - \frac{(h - 2t_f - h_f)}{4} \right) + \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) \left(\frac{h_f - t_{wl}}{2} \right) \quad (\text{B.3.1-5})$$

$$\begin{aligned} & \left(x - \frac{(h - 2t_f - h_f)}{2} - \frac{h_f - t_{wl}}{4} \right) + f'_a S_{ac} + f_a S_{at} \\ x = & \frac{-\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{(h - 2t_f - h_f)}{2} - \alpha_1 f_{cw} (b - 2t_{fl} - t_w) \left(\frac{h_f - t_{wl}}{2} \right)}{2 f_a b} \quad (\text{B.3.1-6}) \\ & + \frac{f_a t_w (h - 2t_f) + 2 f_a t_{fl} (h - 2t_f) + f_a (b - 2t_{fl} - t_w) (h - 2t_f)}{2 f_a b} \end{aligned}$$

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，非这样做不可的用词：

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用词：

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用词：

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用词，采用“可”。

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

引用标准名录

- 1 《建筑结构荷载规范》 GB 50009
- 2 《混凝土结构设计标准》 GB/T 50010
- 3 《建筑抗震设计标准》 GB/T 50011
- 4 《建筑设计防火规范》 GB 50016
- 5 《钢结构设计标准》 GB 50017
- 6 《工业建筑防腐蚀设计标准》 GB 50046
- 7 《建筑结构可靠性设计统一标准》 GB 50068
- 8 《工程结构可靠性设计统一标准》 GB 50153
- 9 《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB 50204
- 10 《钢结构工程施工质量验收规范》 GB 50205
- 11 《建筑防腐蚀工程施工规范》 GB 50212
- 12 《建筑防腐蚀工程质量检验评定标准》 GB 50224
- 13 《建筑工程施工质量验收统一标准》 GB 50300
- 14 《水泥基灌浆材料应用技术规范》 GB/T 50448
- 15 《建筑施工组织设计规范》 GB/T 50502
- 16 《钢结构焊接规范》 GB 50661
- 17 《混凝土结构工程施工规范》 GB 50666
- 18 《钢结构工程施工规范》 GB 50755
- 19 《建筑机电工程抗震设计规范》 GB 50981
- 20 《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》 GB 51022
- 21 《建筑钢结构防火技术规范》 GB 51249
- 22 《工程结构通用规范》 GB 55001
- 23 《钢结构通用规范》 GB 55006
- 24 《混凝土结构通用规范》 GB 55008
- 25 《碳素结构钢》 GB/T 700

- 26 《埋弧焊的推荐坡口》GB/T 985.2
- 27 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
- 28 《连续热镀锌和锌合金镀层钢板及钢带》GB/T 2518
- 29 《厚度方向性能钢板》GB/T 5313
- 30 《涂覆涂料前钢材表面处理表面清洁度的目视评定》GB/T 8923
- 31 《建筑构件耐火试验方法》GB/T 9978
- 32 《紧固件电弧螺柱焊用螺柱和瓷环》GB/T 10433
- 33 《建筑用压型钢板》GB/T 12755
- 34 《钢结构防火涂料》GB 14907
- 35 《色漆和清漆防护涂料体系对钢结构的防腐蚀保护》GB/T 30790
- 36 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
- 37 《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18
- 38 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99
- 39 《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107
- 40 《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》JGJ 114
- 41 《组合结构设计规范》JGJ 138
- 42 《非结构构件抗震设计规范》JGJ 339
- 43 《钢筋机械连接用套筒》JG/T 163
- 44 《轻骨料混凝土应用技术标准》JGJ/T 12
- 45 《建筑钢结构防腐蚀技术规程》JGJ/T 251
- 46 《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283