

备案号： xxxx

DB

浙江省工程建设标准

DB 33/T xxxx-202x

装配式部分包覆钢-混凝土组合结构技术规程

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

（征求意见稿）

2020-xx-xx 发布

2020-xx-xx 实施

浙江省住房和城乡建设厅 发布

浙江省工程建设标准

## 装配式部分包覆钢-混凝土组合结构技术规程

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

**DB33/T xxxx-202x**

主编单位： 浙江绿筑集成科技有限公司  
浙江大学建筑设计研究院有限公司  
浙江工业大学工程设计集团有限公司

批准部门： 浙江省住房和城乡建设厅

实行日期： 202x 年 xx 月 xx 日

xxxxxxx出版社

## 前言

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

本规程共分为 9 章和 2 个附录，主要技术内容包括：总则、术语和符号、材料、基本设计规定、梁设计、柱和支撑设计、节点设计、防护设计和制作安装以及有关的附录。

本规程由浙江省住房和城乡建设厅负责管理，由浙江绿筑集成科技有限公司负责具体技术内容的解释。在执行过程中如有需要修改或补充之处，请将意见或有关资料寄送浙江绿筑集成科技有限公司（地址：浙江省绍兴市柯桥区齐贤街道步锦路 816 号 1 号楼，邮编 312000），以供修改时参考。

本规程主编单位、参编单位、主要起草人和主要审查人：

**主编单位：** 浙江绿筑集成科技有限公司

浙江大学建筑设计研究院有限公司

浙江工业大学工程设计集团有限公司

**参编单位：** 同济大学

浙江工业大学土木工程学院

上海杉达学院

宁波工程学院

浙江省城市化发展研究中心

绍兴市建筑产业现代化促进中心

精工工业建筑系统集团有限公司

杭州华正建筑设计院有限公司

浙江圣鑫建设有限公司

浙江波威建工有限公司

浙江省三建建设集团有限公司

浙江精工绿筑住宅科技有限公司

浙江精工钢结构集团有限公司

绿城房地产集团有限公司  
宁波市公共工程建设中心有限公司  
绍兴市城投建设开发有限公司  
温州市现代服务业发展集团有限公司  
浙江省建工集团有限责任公司  
浙江元垄地产集团有限公司  
绍兴市柯桥区政府投资项目管理中心  
杭州铁木辛柯建筑设计事务所  
江苏万斯达建筑科技有限公司

**主要起草人：**肖志斌 徐国军 章雪峰 金振奋 单玉川  
李 杰 蒋 路 李少华 赵必大 胡 玺  
岑 伟 蒋首超 钱梦必

**主要审查人：**

# 目 次

|                        |    |
|------------------------|----|
| 1 总 则.....             | 1  |
| 2 术语和符号.....           | 2  |
| 2.1 术 语.....           | 2  |
| 2.2 符 号.....           | 3  |
| 3 材 料.....             | 7  |
| 3.1 钢 材.....           | 7  |
| 3.2 钢 筋.....           | 7  |
| 3.3 混 凝 土.....         | 7  |
| 3.4 连接材料.....          | 9  |
| 4 基本设计规定.....          | 10 |
| 4.1 构件和结构类型.....       | 10 |
| 4.2 设 计 计 算.....       | 12 |
| 4.3 变 形 规 定.....       | 15 |
| 4.4 一 般 构 造.....       | 16 |
| 5 梁 设 计.....           | 19 |
| 5.1 一 般 规 定.....       | 19 |
| 5.2 承 载 力 计 算.....     | 21 |
| 5.3 挠 度 验 算.....       | 28 |
| 5.4 裂 缝 宽 度 验 算.....   | 30 |
| 5.5 抗震设计及构造.....       | 32 |
| 6 柱和支撑设计.....          | 36 |
| 6.1 一 般 规 定.....       | 36 |
| 6.2 轴心受力构件截面承载力计算..... | 36 |
| 6.3 轴心受压构件整体稳定计算.....  | 37 |
| 6.4 单向压弯构件承载力计算.....   | 37 |
| 6.5 双向压弯构件承载力计算.....   | 41 |
| 6.6 抗震设计及构造.....       | 42 |
| 7 节点设计.....            | 47 |

|                            |    |
|----------------------------|----|
| 7.1 一般规定.....              | 47 |
| 7.2 梁与梁连接.....             | 47 |
| 7.3 柱与柱拼接连接.....           | 48 |
| 7.4 梁柱节点.....              | 50 |
| 7.5 柱脚.....                | 55 |
| 7.6 支撑连接.....              | 55 |
| 8 防护设计.....                | 57 |
| 8.1 抗火设计与防火保护.....         | 57 |
| 8.2 防腐设计.....              | 59 |
| 9 制作安装.....                | 60 |
| 9.1 一般规定.....              | 60 |
| 9.2 制作.....                | 60 |
| 9.3 安装.....                | 62 |
| 附录A 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁设计 ..... | 64 |
| 附录B 部分包覆钢桁架-混凝土组合梁设计.....  | 68 |
| 本规程用词说明.....               | 71 |
| 引用标准名录.....                | 72 |
| 附：条文说明                     |    |

## Contents

|          |                                                                                     |           |
|----------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1</b> | <b>General Provisions .....</b>                                                     | <b>1</b>  |
| <b>2</b> | <b>Terms and Symbols.....</b>                                                       | <b>2</b>  |
| 2. 1     | Terms .....                                                                         | 2         |
| 2. 2     | Symbols.....                                                                        | 3         |
| <b>3</b> | <b>Materials .....</b>                                                              | <b>7</b>  |
| 3. 1     | Structural Steel .....                                                              | 7         |
| 3. 2     | Steel Reinforcement .....                                                           | 7         |
| 3. 3     | Concrete .....                                                                      | 7         |
| 3. 4     | Connection Materials .....                                                          | 9         |
| <b>4</b> | <b>Basic Requirements .....</b>                                                     | <b>10</b> |
| 4. 1     | Member and Structural Types .....                                                   | 10        |
| 4. 2     | Design Principles .....                                                             | 12        |
| 4. 3     | Deflection limitations.....                                                         | 15        |
| 4. 4     | General Detailing .....                                                             | 16        |
| <b>5</b> | <b>Design of Beams .....</b>                                                        | <b>19</b> |
| 5. 1     | General Requirements.....                                                           | 19        |
| 5. 2     | Strength .....                                                                      | 21        |
| 5. 3     | Deflection.....                                                                     | 28        |
| 5. 4     | Crack Width .....                                                                   | 30        |
| 5. 5     | Seismic Details and Detailing Requirements .....                                    | 32        |
| <b>6</b> | <b>Design of Columns and Bracings .....</b>                                         | <b>36</b> |
| 6. 1     | General Requirements.....                                                           | 36        |
| 6. 2     | Strength of Sections Subjected to Axial Loads.....                                  | 36        |
| 6. 3     | Stability of Members Subjected to Axial Compression.....                            | 37        |
| 6. 4     | Capacity of Members Subjected to Combined Compression and Uniaxial<br>Bending ..... | 37        |
| 6. 5     | Capacity of Members Subjected to Combined Compression and Biaxial<br>Bending .....  | 41        |
| 6. 6     | Seismic Details and Detailing Requirements .....                                    | 42        |
| <b>7</b> | <b>Design of Joints.....</b>                                                        | <b>47</b> |
| 7. 1     | General Requirements.....                                                           | 47        |

|                                                               |           |
|---------------------------------------------------------------|-----------|
| 7. 2 Beam-to-Beam Splices and Joints.....                     | 47        |
| 7. 3 Column-to-Column Splices and Joints .....                | 48        |
| 7. 4 Beam-to-Column Joints .....                              | 50        |
| 7. 5 Column Footing .....                                     | 55        |
| 7. 6 Brace-to-Column and Beam Joints .....                    | 55        |
| <b>8 Fire-Resistant Design and Coating .....</b>              | <b>57</b> |
| 8. 1 Fire-Resistant Design and Fire Proof Protection .....    | 60        |
| 8. 2 Corrosion Coating .....                                  | 60        |
| <b>9 Fabrication and Erection.....</b>                        | <b>60</b> |
| 9. 1 General Requirements.....                                | 60        |
| 9. 2 Fabrication.....                                         | 60        |
| 9. 3 Erection .....                                           | 622       |
| Appendix A: Partially Encased Honeycomb Composite Beams ..... | 64        |
| Appendix B: Partially Encased Truss Composite Beams .....     | 68        |
| Referenced Specifications,Codes and Standards .....           | 71        |
| Addition: Explanation of Provisions.....                      | 72        |

## 1 总 则

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

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

**1.1.3** 装配式部分包覆钢-混凝土组合结构的设计、制作和安装，除应符合本规程外，尚应符合国家、行业和地方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) steel and concrete members

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），包括 PEC 柱、PEC 梁、PEC 支撑等构件。

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

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，包括 PEC 框架、PEC 框架-支撑、PEC 框架-钢板剪力墙、PEC 框架-钢筋混凝土剪力墙、PEC 框架-钢筋混凝土核心筒等结构类型。

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

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（简称矩形组合梁）和有翼板的部分包覆钢-混凝土组合梁（简称 T 形组合梁）。

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

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

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

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

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（工字形）钢（包括热轧型钢、钢板焊接截面）或工字钢附加钢板或钢桁架组成。

**2.1.8 连杆** link

焊接于主钢件两翼缘间的连接钢筋、圆钢或扁钢。

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

主钢件采用腹板开孔的 H 形（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）。

**2.1.10 部分包覆钢桁架-混凝土组合梁** partially-encased steel truss and concrete composite

beams

主钢件采用上下弦杆同宽度的T形钢、腹杆为角钢或钢条（扁钢）的钢桁架，在主钢件外周轮廓间包覆混凝土，且混凝土与桁架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PELSC梁）。

## 2.2 符 号

### 2.2.1 材料性能

- $E_a$  —— 钢材弹性模量；
- $E_c$  —— 混凝土弹性模量；
- $E_s$  —— 钢筋弹性模量；
- $EA$  —— 部分包覆钢-混凝土组合构件截面轴向刚度；
- $E_{EQ}$  —— 组合截面当量弹性模量；
- $EI$  —— 部分包覆钢-混凝土组合构件截面抗弯刚度；
- $(EI)_e$  —— 轴心受压构件等效截面抗弯刚度；
- $f_a$  —— 钢材抗拉强度设计值
- $f'_a$  —— 钢材抗压强度设计值；
- $f_{ay}$  —— 钢材屈服强度；
- $f_{au}$  —— 钢材极限抗拉强度；
- $f_{av}$  —— 钢材抗剪强度设计值；
- $f_{EQ}$  —— 组合截面当量强度；
- $f_{ac}$  —— 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；
- $f_{tlv}$  —— 竖向加劲肋钢材抗剪强度设计值；
- $f_y$  —— 钢筋抗拉强度设计值；
- $f'_y$  —— 钢材抗压强度设计值；
- $f_{yv}$  —— 箍筋或横向钢筋抗拉强度设计值；
- $f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值；
- $f_{ck}$  —— 混凝土轴心抗压强度标准值；
- $f_t$  —— 混凝土轴心抗拉强度设计值；
- $f_{tk}$  —— 混凝土轴心抗拉强度标准值；
- $f_{cw}$  —— 梁主钢件腹部混凝土轴心抗压强度设计值；
- $G_a$  —— 钢材剪切模量；
- $G_c$  —— 混凝土剪切模量；
- $GA$  —— 部分包覆钢-混凝土组合构件截面剪切刚度。

### 2.2.2 作用效应和承载力

- $M$  —— 正弯矩设计值；
- $M'$  —— 负弯矩设计值；
- $M_j$  —— 主次梁连接的弯矩设计值；
- $M_q$  —— 按荷载效应准永久组合计算的弯矩值；

$M_u$  —— 截面受弯承载力设计值；  
 $M_{cr}$  —— 梁正截面开裂弯矩；  
 $M_{u,r}$  —— 部分抗剪连接时组合梁正截面受弯承载力；  
 $N$  —— 轴力设计值；  
 $N_{Ex}$ 、 $N_{Ey}$  —— 轴心受压构件绕  $x$  轴和  $y$  轴弹性稳定临界力；  
 $N_m$  —— 特征轴力；  
 $N_u$  —— 截面轴压承载力设计值；  
 $N_{a,y}$ 、 $N_{an,u}$  —— 轴拉屈服承载力、轴拉断裂承载力；  
 $N_v^c$  —— 一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力；  
 $R$  —— 结构构件的抗力设计值；  
 $S$  —— 承载能力极限状态下作用组合的效应设计值；  
 $V_x$ 、 $V_y$  —— 沿  $x$  轴方向、 $y$  轴方向剪力设计值；  
 $V_u$  —— 主钢件受剪承载力设计值；  
 $V_{ux}$ 、 $V_{uy}$  —— 沿  $x$  轴方向、 $y$  轴方向主钢件受剪承载力设计值；  
 $V_b$ 、 $V_c$ 、 $V_j$  —— 梁、柱及节点剪力设计值；  
 $V_{ju}$  —— 节点受剪承载力设计值；  
 $V_s$  —— 每个剪跨区段内梁主钢件与混凝土翼板交界面的纵向剪力；  
 $\sigma_{sa}$  —— 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；  
 $\sigma_{sq}$  —— 开裂截面纵向受拉钢筋应力；  
 $\omega_{max}$  —— 最大裂缝宽度。

### 2.2.3 几何参数

$A_a$  —— 主钢件全截面面积；  
 $A_{ac}$  —— 梁主钢件受压区截面面积；  
 $A_{af}$ 、 $A'_{af}$ 、 $A_{aw}$  —— 主钢件受拉翼缘面积、受压翼缘面积、腹板面积；  
 $A_{an}$  —— 主钢件的净截面面积；  
 $A_s$  —— 包覆混凝土中受拉钢筋截面面积；  
 $A'_s$  —— 包覆混凝土中受压钢筋截面面积；  
 $A_{sf}$  —— 有效翼缘宽度内受拉钢筋截面面积；  
 $A_{st}$  —— 圆柱头栓钉钉杆截面面积；  
 $A_c$  —— 混凝土截面面积；  
 $A_{cf}$  —— 混凝土翼板截面面积；  
 $A_{cw}$  —— 梁主钢件腹部混凝土受压截面面积；  
 $a_s$  —— 纵向受拉钢筋合力点至混凝土截面近边的距离；  
 $a'_s$  —— 纵向受压钢筋合力点至混凝土截面近边的距离；  
 $b_0$  —— 主钢件翼缘外伸宽度；T 形组合梁板托顶部宽度；  
 $b_c$  —— 混凝土外轮廓宽度；  
 $b_e$  —— 混凝土翼板的有效宽度；  
 $b_f$  —— 主钢件翼缘宽度；  
 $c_s$  —— 纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度；  
 $d_c$  —— 梁主钢件截面形心到混凝土翼板截面形心的距离；

$d_e$  —— 考虑主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效直径；  
 $h$  —— 构件截面总高度；  
 $h_0$  —— 腹板计算高度，混凝土截面有效高度；  
 $h_{0s}$  —— 纵向受拉钢筋截面重心至混凝土截面受压边缘的距离；  
 $h_{of}$  —— 主钢件受拉翼缘截面重心至混凝土截面受压边缘的距离；  
 $h_{ow}$  —— 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；  
 $\lambda$  —— 构件长细比；  
 $\lambda_n$  —— 构件正则化长细比。

#### 2.2.4 计算系数及其他

$k$  —— 抗剪连接件的刚度；  
 $n$  —— 轴压比；  
 $\alpha_1$  —— 受压区混凝土压应力影响系数；  
 $\alpha_E$  —— 钢材与混凝土弹性模量的比值；  
 $\beta_{mx}$ 、 $\beta_{my}$  —— 计算平面内稳定时，关于  $x$ 、 $y$  轴的等效弯矩系数；  
 $\beta_{tx}$ 、 $\beta_{ty}$  —— 计算平面外稳定时，关于  $x$ 、 $y$  轴的等效弯矩系数；  
 $\gamma_0$  —— 结构重要性系数；  
 $\gamma_{RE}$  —— 承载力抗震调整系数；

- $\delta$  —— 钢贡献率；
- $\varepsilon_k$  —— 钢号修正系数；
- $\zeta$  —— 刚度折减系数；
- $\rho_{te}$  —— 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；
- $\varphi$  —— 轴心受压构件的稳定系数；
- $\psi$  —— 考虑梁主钢件翼缘作用的钢筋应变不均匀系数。

## 3 材 料

### 3.1 钢 材

**3.1.1** 部分包覆钢-混凝土组合结构构件中钢材宜采用Q355、Q390、Q420、Q345GJ低合金高强度结构钢及Q235碳素结构钢，质量等级不宜低于B级，且应分别符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591和《建筑结构用钢板》GB/T 19879、《碳素结构钢》GB/T 700等的相关规定。

**3.1.2** 承重结构所用的钢材应具有屈服强度、抗拉强度、断后伸长率等力学性能和冷弯试验的合格保证，同时尚应具有硫、磷等化学成分的合格保证，对焊接结构尚应具有碳当量的合格保证。焊接承重结构以及重要的非焊接承重结构采用的钢材应具有冷弯试验的合格保证。

**3.1.3** 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** 采用塑性设计的结构及进行弯矩调幅的构件、抗震设计中具有产生塑性铰要求的框架梁、柱和抗侧力支撑等主要抗侧力构件，所用的钢材应符合下列规定：

1 钢材抗拉性能应有明显的屈服台阶，且断后伸长率不应小于 20%；

2 钢材的屈服强度波动范围不应大于  $120 \text{ N/mm}^2$ ，钢材实物的实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85。

**3.1.5** 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规定的容许值。

**3.1.6** 组合楼板中压型钢板的材质和材料性能应符合现行国家标准《建筑用压型钢板》GB/T 12755的有关规定。

### 3.2 钢 筋

**3.2.1** 纵向受力钢筋、箍筋、钢筋连杆的选用，以及钢筋的屈服强度标准值、极限强度标准值、抗拉强度设计值、抗压强度设计值和弹性模量取值，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定。

**3.2.2** 一、二、三级抗震等级的框架和斜撑构件的纵向受力钢筋应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010中的混凝土结构构件抗震设计有关材料性能的规定。

### 3.3 混 凝 土

**3.3.1** 混凝土材料选用应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010有关规定，梁、柱构件采用的混凝土强度等级不宜低于C30，不宜高于C70；组合楼板的强度等级不应低于C25；混凝土的最大骨料直径不宜大于25mm。

**3.3.2** PEC梁可采用轻骨料混凝土。轻骨料混凝土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，强度等级不宜低于LC25。

**3.3.3** PEC 柱的后浇区宜采用自密实混凝土或水泥基灌浆材料，PEC 梁的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。自密实混凝土的配合比设计、施工、质量检验和验收应符合现行行业标准《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283的有关规定。水泥基灌浆材料的主要性能的试验方法应符合现行国家标准《水泥基灌浆材料应用技术规范》GB/T 50448有关规定。

**3.3.4** PEC 柱、PEC 支撑的后浇区材料强度等级宜比相应主体构件混凝土强度等级提高一级，PEC 梁的后浇区强度等级不应低于相应主体构件混凝土强度等级。

**3.3.5** PEC 柱、PEC 支撑和PEC 梁的后浇区材料用自密实混凝土和水泥基灌浆材料时，宜按表3.3.5-1 选择。

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 3.3.5-2 中 IV 类材料的性能要求。

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

表 3.3.5-1 PEC 构件连接后浇区材料的选择

| 深度 (mm)<br>宽度(mm) | d≤200       | d>200       |
|-------------------|-------------|-------------|
| 70<b≤100          | I类、II类、III类 | I类、II类、III类 |
| 100<b≤200         | I类、II类、III类 | IV类         |
| b>200             | IV类         | IV类         |

注：后灌浆材料分为I类、II类、III类、IV类四种类型，其中自密实混凝土为IV类，水泥基灌浆材料依据主要性能参数不同分为I~IV类四种类型。

表 3.3.5-2 PEC 构件后浇区材料的主要性能指标

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

| 类别         |     | I类    | II类 | III类 | IV类       |
|------------|-----|-------|-----|------|-----------|
| 最大骨料粒径（mm） |     | ≤4.75 |     |      | >4.75且≤25 |
|            | 28d | ≥50   | ≥60 |      |           |
| 氯离子含量（%）   |     | < 0.1 |     |      |           |
| 泌水率（%）     |     | 0     |     |      |           |

注：\*表示坍落扩展度数值。

3 用于冬期施工的 PEC 构件后浇区浇筑材料性能除应符合表 3.3.5-2 的规定外，尚应符合表 3.3.5-3 的规定。

表 3.3.5-3 冬期施工时的 PEC 构件后浇区浇筑材料性能指标

| 规定温度 (°C) | 抗压强度比 (%)      |                   |                   |
|-----------|----------------|-------------------|-------------------|
|           | R <sub>7</sub> | R <sub>7+28</sub> | R <sub>7+56</sub> |
| -5        | ≥20            | ≥80               | ≥90               |
| -10       | ≥12            |                   |                   |

注：R<sub>7</sub>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<sub>7+28</sub>、R<sub>7+56</sub>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℃。

### 3.4 连接材料

**3.4.1** 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，应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。

**3.4.2** 圆柱头焊（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、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 中规定的Q355、Q390，其质量等级不宜低于 B 级。

**3.4.4** 焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的有关规定，检验方法应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的有关规定。

## 4 基本设计规定

### 4.1 构件和结构类型

**4.1.1** 装配式部分包覆钢-混凝土组合构件由开口截面主钢件及其外轮廓范围内浇筑的混凝土组成，混凝土内设纵筋、箍筋、连杆、抗剪件等钢配件（图 4.1.1）。部分包覆钢-混凝土组合构件的包覆混凝土宜采用工厂预制。

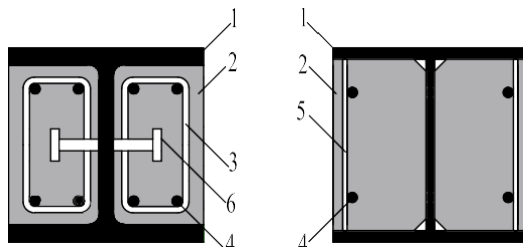


图 4.1.1 部分包覆钢-混凝土组合构件的截面形式

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

**4.1.2** 装配式部分包覆钢-混凝土组合构件可用于框架结构、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。可作为框架柱、框架梁、次梁和支撑构件等，也可用于排架结构、门式钢架结构的柱、梁构件。

**4.1.3** 主钢件的截面分类与宽厚比限值应符合下列要求：

1 框架柱、梁等构件中主钢件截面按塑性发展能力可分为 3 类，各类截面的宽厚比限值应符合表 4.1.3 的规定。

表 4.1.3 PEC 构件主钢件截面分类和宽厚比限值

| 截面分类 | 构件设计要求              | 外伸翼缘<br>( $b_0/t_f$ ) | 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 | $9\epsilon_k$         | $65\epsilon_k$  | $35\epsilon_k$ |
| 2    | 截面达到塑性弯矩            | $14\epsilon_k$        | $124\epsilon_k$ | $75\epsilon_k$ |
| 3    | 主钢件仅截面边缘达到钢材屈服强度    | $20\epsilon_k$        | 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（图4.1.3）；

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)  $\epsilon_k$ 为钢号修正系数， $\epsilon_k = \sqrt{235/f_{ay}}$ ， $f_{ay}$ 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。

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 4.1.3 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 4.1.3 中截面分类 3 的规定。

3 支撑中主钢件翼缘外伸部分的宽厚比不宜大于表 4.1.3 中截面分类 1 的规定。

4 当主钢件受压翼缘通过连杆与另侧翼缘牢固连接，且连杆间距  $s_a$ （对钢筋或圆钢连杆取中心距，对扁钢连杆取净距）与翼缘宽度  $b_f$  的比值满足  $s_a/b_f \leq 0.25$ ，则表 4. 1. 3 的宽厚比限值可放大 1.5 倍；当  $0.25 < s_a/b_f \leq 0.5$ ，则表 4. 1. 3 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 形组合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. 3 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。

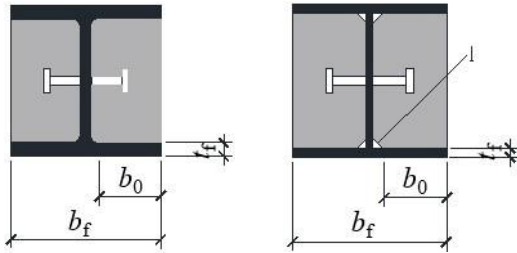


图 4. 1. 3 受压翼缘外伸部分宽厚比尺寸示意

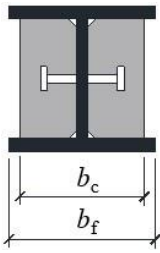


图 4. 1. 4 混凝土的外轮廓尺寸

1-焊缝

4. 1. 4 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 0.8 倍（图 4. 1. 4）。

4. 1. 5 纵筋、箍筋、抗剪件、连杆等钢配件应符合构件在不同受力条件下的构造规定。

4. 1. 6 采用装配式部分包覆钢-混凝土组合构件作为框架柱和框架梁的房屋结构，其最大适用高度应符合表 4. 1. 6 的规定。

表 4. 1. 6 结构的最大适用高度（m）

| 项 次 | 结构类型             | 抗震设防烈度 |     |       |
|-----|------------------|--------|-----|-------|
|     |                  | 6 度    | 7 度 | 8 度   |
|     |                  |        |     | 0.20g |
| 1   | PEC框架结构          | 60     | 50  | 40    |
| 2   | PEC框架-支撑结构       | 200    | 170 | 150   |
| 3   | PEC框架-钢板剪力墙结构    | 200    | 170 | 150   |
| 4   | PEC框架-钢筋混凝土剪力墙结构 | 130    | 120 | 100   |
| 5   | PEC框架-钢筋混凝土核心筒结构 | 220    | 190 | 150   |

注：1 房屋高度指室外地面到主要屋面板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）；

2 平面和竖向均不规则的结构，最大适用高度宜适当降低；

3 超过表内高度的房屋，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

4. 1. 7 在 PEC 框架-钢筋混凝土剪力墙结构和 PEC 框架-钢筋混凝土核心筒结构中，外围框架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 设计计算

**4.2.1** 采用装配式部分包覆钢-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《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定。结构的安全等级和设计使用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 的规定。

**4.2.2** 采用装配式部分包覆钢-混凝土组合结构的多层和高层建筑的平面和竖向布置及规则性要求，应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011，《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** 结构构件、连接及节点应采用下列承载力极限状态设计表达式：

1 持久设计状况、短暂设计状况：

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

2 地震设计状况：

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

式中：  $\gamma_0$  —— 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；

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

表 4.2.3 承载力抗震调整系数

| 构件类型          | 梁    |      | 柱及支撑       |               |      |      |      |      |
|---------------|------|------|------------|---------------|------|------|------|------|
| 受力特征          | 受弯   | 受剪   | 偏压         |               | 轴压   | 轴拉   | 受剪   | 稳定   |
|               |      |      | $n < 0.15$ | $n \geq 0.15$ |      |      |      |      |
| $\gamma_{RE}$ | 0.75 | 0.75 | 0.75       | 0.80          | 0.80 | 0.75 | 0.75 | 0.80 |

注：  $n$  为轴压比，应符合本规程第 6.6.1 条规定。

**4.2.4** 部分包覆钢—混凝土组合结构结构的抗震设计，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4.2.4确定。

表 4.2.4 部分包覆钢-混凝土组合结构的抗震等级

| 结构类型    |         | 抗震设防烈度 |     |     |     |     |     |
|---------|---------|--------|-----|-----|-----|-----|-----|
|         |         | 6 度    |     | 7 度 |     | 8 度 |     |
| PEC框架结构 | 房屋高度（m） | ≤24    | >24 | ≤24 | >24 | ≤24 | >24 |
|         | 框架      | 四      | 三   | 三   | 二   | 二   | 一   |
|         | 大跨度框架   | 三      |     | 二   |     | 一   |     |

续表 4.2.4

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

注：1 建筑场地为 I 类时，除 6 度设防烈度外可按表内降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低；

2 接近或等于高度分界时，可结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级；

3 大跨度框架指跨度不小于 18m 的框架；

4 高度不超过 60m 的框架-核心筒结构按框架-剪力墙的要求设计时，应按表中框架-剪力墙结构的规定确定其抗震等级；

5 当采用框架-钢板剪力墙结构时，框架的抗震等级可按框架-支撑结构中的框架确定（当框架梁为钢梁时，按照《建筑抗震设计规范》GB 50011规定确定）；剪力墙抗震等级可按现行行业标准《高层建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定确定；

6 特一级抗震等级的结构抗震设计要求，应满足现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的规定，当核心筒为混凝土核心筒时，还应满足现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定。

#### 4.2.5 装配式部分包覆钢-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 200m 时宜取 0.02；

2 在罕遇地震作用下的弹塑性分析，阻尼比可取 0.05。

#### 4.2.6 在进行结构整体内力分析和变形计算时，部分包覆钢-混凝土组合矩形梁、柱构件的截面刚度可按下列公式计算：

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

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

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

式中：  $E_a$ 、 $E_c$  —— 钢材弹性模量 (N/mm<sup>2</sup>)、混凝土弹性模量 (N/mm<sup>2</sup>)；

$G_a$ 、 $G_c$  —— 钢材剪切模量 (N/mm<sup>2</sup>)、混凝土剪切模量 (N/mm<sup>2</sup>)；

$A_a$ 、 $A_c$  —— 主钢件截面面积 (mm<sup>2</sup>)、混凝土截面面积 (mm<sup>2</sup>)；

$I_a$ 、 $I_c$  —— 主钢件惯性矩 ( $\text{mm}^4$ )、混凝土惯性矩 ( $\text{mm}^4$ );  
 $EA$ 、 $GA$ 、 $EI$  —— 组合构件截面轴向刚度 (N)、抗剪刚度 (N)、抗弯刚度 ( $\text{N}\cdot\text{mm}^2$ )。

**4.2.7** 在进行结构整体内力分析和变形计算时, 部分包覆钢-混凝土组合 T 形梁的抗弯刚度可取矩形组合梁按本规程式 (4.2.6-3) 计算结果的 1.5 倍 (对边框架) 和 2.0 倍 (对中框架)。当梁端局部区段为纯钢件时, 该区段组合梁的抗弯刚度可仅取主钢件抗弯刚度的 1.2 倍 (对边框架) 和 1.5 倍 (对中框架)。

**4.2.8** 装配式部分包覆钢-混凝土组合结构整体稳定性应符合下列规定:

1 框架结构应符合下式要求:

$$D_i \geq 7.5 \sum_{j=i}^n \frac{G_j}{h_i} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (4.2.8-1)$$

2 框架-支撑结构、框架-钢板剪力墙结构应符合下式要求:

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

3 框架-剪力墙结构、框架-筒体结构应符合下式要求:

$$EJ_d \geq 1.4H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (4.2.8-3)$$

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 ( $\text{kN/m}$ );

$h_i$  —— 第  $i$  楼层层高 ( $\text{m}$ );

$G_i$ 、 $G_j$  —— 分别为第  $i$ ,  $j$  楼层重力荷载设计值 ( $\text{kN}$ ), 取 1.2 倍的永久荷载标准值与 1.4 倍的楼面可变荷载标准值的组合值;

$H$  —— 房屋高度 ( $\text{m}$ );

$EJ_d$  —— 结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度 ( $\text{kN}\cdot\text{mm}^2$ ), 可取倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等的原则, 将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度。

**4.2.9** 楼盖体系应保证必要的水平刚度和整体性, 其布置应符合下列规定:

1 楼面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、预制混凝土叠合板和现浇钢筋混凝土楼板等, 楼板与主体结构应可靠连接, 保证楼盖的整体性;

2 抗震设防烈度为 6 度、7 度且房屋高度不超过 50m 时, 可采用装配整体式钢筋混凝土楼板, 也可采用其他轻型楼盖, 但应采取措施保证楼盖的整体性;

3 机房设备层、避难层所在楼层的楼板宜采用现浇钢筋混凝土楼板, 并应采取加强措施;

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

**4.2.10** 装配式部分包覆钢-混凝土组合结构房屋防震缝设置应符合下列规定:

1 防震缝宽度应符合下列要求:

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

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

3 防震缝宜沿房屋全高设置, 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。

4.2.11 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。

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

4.2.13 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 多层及高层装配式部分包覆钢-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层间相对位移角, 以及在罕遇地震作用下结构薄弱层层间弹塑性相对位移角, 不宜超过表 4.3.1 的限值。

表 4.3.1 多层及高层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 |
|----------------------------------------|-----------|-------|------------|
| PEC 框架结构<br>PEC 框架-支撑结构、PEC 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 |            |
| PEC 框架-钢筋混凝土剪力墙结构<br>PEC 框架-钢筋混凝土核心筒结构 | 1/800     |       | 1/100      |

注: 采用部分包覆钢-混凝土组合框架柱和钢框架梁的房屋结构, 层间位移角限值参照表 4.3.1 的规定。

4.3.2 装配式部分包覆钢-混凝土组合梁的最大挠度，不应超过表4.3.2规定的挠度限值。

表 4.3.2 部分包覆钢-混凝土组合梁的最大挠度限值 (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 悬臂构件的计算跨度  $l_0$  按实际悬臂长度的 2 倍取用；

2 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；

3 构件有起拱时，可将计算得到的挠度值减去起拱值。

4.3.3 装配式部分包覆钢-混凝土组合构件的混凝土最大裂缝宽度不应大于表4.3.3规定的最大裂缝宽度限值。

表 4.3.3 部分包覆钢-混凝土组合梁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 $\omega_{\text{lim}}$ |
|-------------|--------|-----------------------------------|
| 一           | 三级     | 0.3                               |
| 二a、二b、三a、三b |        | 0.2                               |

#### 4.4 一般构造

4.4.1 部分包覆钢-混凝土组合构件宜采用截面分类 1、截面分类 2 的厚实型主钢件截面，其截面高宽比宜为 0.2~5.0。

4.4.2 部分包覆钢-混凝土组合构件采用截面分类 3 的薄柔型主钢件截面时，组合柱截面高宽比宜为 0.9~1.1，且应设置防止板件局部屈曲的连杆；矩形、T 形组合梁截面主钢件高宽比宜为 0.25~4，矩形组合梁可设防止板件局部屈曲的连杆，T 形组合梁正弯矩区段可不设连杆，负弯矩区段宜设连杆。主钢件外伸翼缘宽度不宜小于 70mm。

4.4.3 框架梁、柱中主钢件的受压翼缘外伸部分宽厚比，应根据构件抗震等级按表4.4.3确定，表中截面分类符合4.1.3条规定。

表 4.4.3 PEC 框架梁、柱中主钢件受压翼缘外伸部分宽厚比

| 构件抗震等级 | 一级 | 二级  | 三、四级  |
|--------|----|-----|-------|
| 截面分类   | 1  | 1、2 | 1、2、3 |

注：轴心受压柱截面分类不得低于截面分类 2 要求。

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

1 包覆混凝土应设置纵向钢筋、箍筋和栓钉或穿孔拉筋；

2 设置箍筋时，箍筋可通过直径大于 10mm、焊接在腹板上的栓钉连接；也可将箍筋焊接在腹板上；或箍筋穿过腹板焊接连接，见图 4.4.4；



(a) 栓钉连接的封闭箍筋 (b) 焊接到腹板的箍筋 (c) 穿过腹板的焊接箍筋

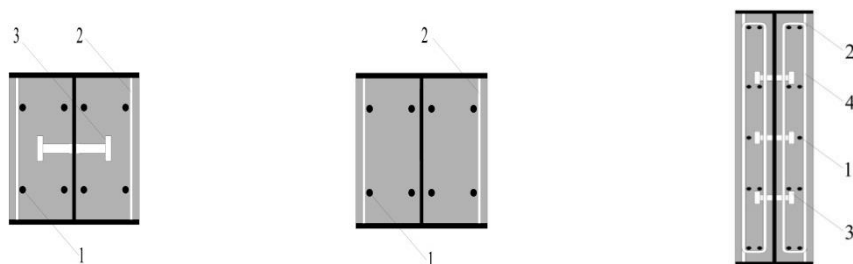
图 4.4.4 厚实型截面构造形式

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

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

1 包覆混凝土应设置纵向钢筋、连杆和栓钉，见图 4.4.5-1 (a)。截面高宽比不大于 2 时，可设置纵向钢筋和连杆，见图 4.4.5-1 (b)；截面高宽比大于 4 时，可设置纵筋、箍筋、连杆和栓钉，见图 4.4.5-1 (c)。

2 连杆可采用钢筋（圆钢）连杆和钢板连杆。钢筋（圆钢）连杆形式可采用 I 型、C 型及 X 型，见图 4.4.5-2。



(a) 纵筋连杆和栓钉 (b) 纵筋和连杆 (c) 纵筋箍筋连杆和栓钉

图 4.4.5-1 薄柔型截面构造形式

1-纵向钢筋；2-连杆；3-栓钉；4-箍筋

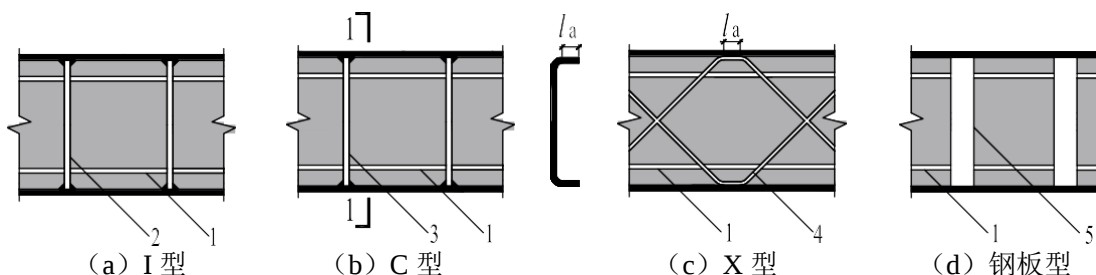


图 4.4.5-2 连杆形式

1-纵向钢筋；2-I 型连杆；3-C 型连杆；4-X 型连杆；5-钢板连杆

3 钢筋（圆钢）连杆直径不宜小于 8mm，连杆间距不宜小于 70mm，连杆水平长度  $l_a$  不应小于 15mm，连杆焊缝应满足本规程第 5.5.6 条的承载要求。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。钢板连杆与主钢件翼缘的焊接应满足本规程第 5.5.6 条的承载要求。

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

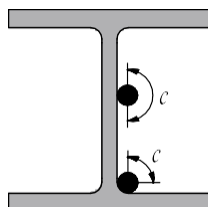


图 4.4.6 有效周长示意图

## 5 梁 设 计

### 5.1 一般规定

5.1.1 部分包覆钢-混凝土组合梁的主钢件可采用实腹工字钢梁、腹板开孔蜂窝形钢梁或空腹钢桁架。

5.1.2 部分包覆钢-混凝土组合梁可分为矩形截面组合梁和 T 形截面组合梁，如图 5.1.2 所示。混凝土楼板通过抗剪连接件与梁主钢件连接时，方可作为有翼板的 T 形组合梁的有效截面。

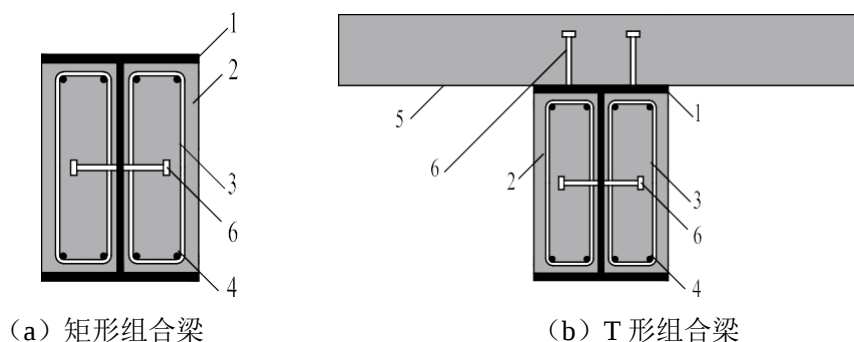


图 5.1.2 部分包覆钢-混凝土组合梁截面

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

5.1.3 对于符合本规程第 4.1.3 条规定的截面分类 1、分类 2 的部分包覆钢-混凝土组合梁，其截面受弯承载力可采用全塑性理论按本规程第 5.2 节计算。

5.1.4 对于符合本规程第 4.1.3 条规定的截面分类 3 的部分包覆钢-混凝土组合梁，其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) 组合截面应变符合平截面分布；
- 2) 钢材应力-应变曲线采用理想弹塑性模型，弹性段应力等于应变乘以弹性模量，并不大于强度设计值；受拉塑性极限应变取 15 倍屈服应变；
- 3) 混凝土应力-应变曲线应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定；
- 4) 钢筋应力-应变曲线应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定；
- 5) 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，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，按边缘屈服方法计算截面弹性受弯承载力；
- 3) 当翼缘宽厚比大于 14 且小于 20 时，按实际翼缘宽厚比在全截面塑性承载力和边缘屈服承载力之间线性插值；

5.1.5 T 形组合梁截面受弯承载力计算时可考虑混凝土翼板的有效宽度，跨中与支座处混

混凝土翼板的有效宽度应根据图 5.1.5 和式 5.1.5 计算。

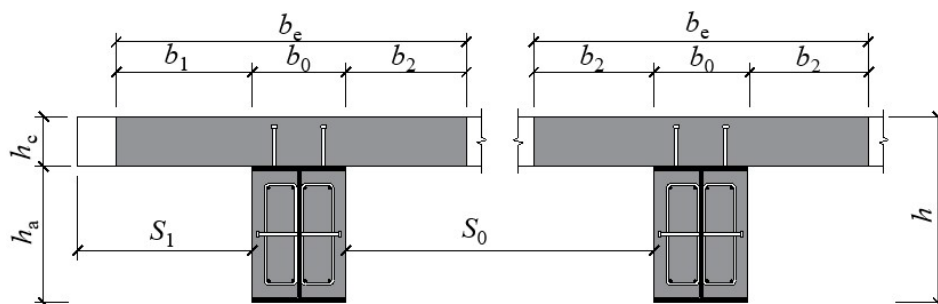
$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (5.1.5)$$

式中：  $b_e$  —— 混凝土翼板的有效宽度 (mm)；

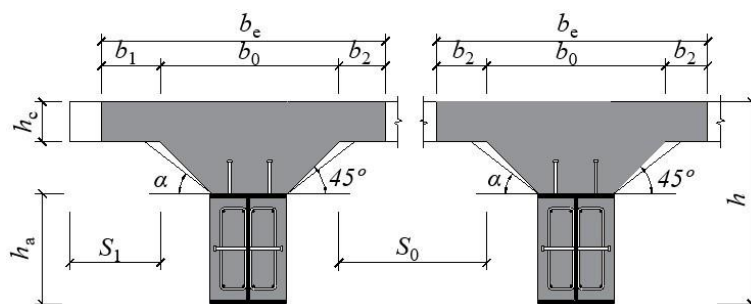
$b_0$  —— 板托顶部宽度 (mm)，当板托倾角  $\alpha < 45^\circ$  时，应按  $\alpha = 45^\circ$  计算板托顶部的宽度；当无板托时，则取梁主钢件上翼缘的宽度；当混凝土板和钢梁不直接接触（如之间有压型钢板分隔）时，取栓钉的横向间距，仅有一列栓钉时取 0；

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

$l_e$  —— 等效跨度 (mm)，对于简支 T 形组合梁，取梁的计算跨度  $l$ ；对于连续 T 形组合梁，中间跨正弯矩区取该跨计算跨度  $l$  的 0.6 倍，边跨正弯矩区取该跨计算跨度  $l$  的 0.8 倍，支座负弯矩区取相邻两跨计算跨度之和的 0.2 倍。



(a) 不设板托的 T 形组合梁



(b) 设板托的 T 形组合梁

图 5.1.5 混凝土翼板的有效宽度

**5.1.6** 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采用弹性分析，不考虑混凝土开裂。对弹性分析结果采用弯矩调幅法，考虑负弯矩区混凝土开裂以及截面塑性发展的影响，内力调幅系数不宜超过 30%。

**5.1.7** 在梁的强度、挠度和裂缝宽度计算中，可不考虑板托截面的贡献。

**5.1.8** 梁截面受弯承载力计算时，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。当不能满足上述要求时，本规程第 5.2.1 条 ~ 第 5.2.1 条计算公式中的钢筋面积应取为零。

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

5.1.10 当主钢件采用空腹钢桁架时，相关计算和构造要求应符合本规程附录B的规定。

## 5.2 承载力计算

5.2.1 无翼板部分包覆钢-混凝土组合梁绕强轴正截面受弯承载力应符合下列规定：

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

$$M_u = \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{x^2}{2} + f_y A_s (h_a - x - 2t_f - a_s) \quad (5.2.1-2)$$

$$+ f_y' A_s' (x - a_s') + f_a S_{at} + f_a' S_{ac}$$

$$\alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) x + f_y' A_s' + f_a' A_{ac} - f_y A_s - f_a (A_a - A_{ac}) = 0 \quad (5.2.1-3)$$

$$2a_s' \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (5.2.1-4)$$

$$\xi_b = \frac{1}{1 + \frac{f_y + f_a}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (5.2.1-5)$$

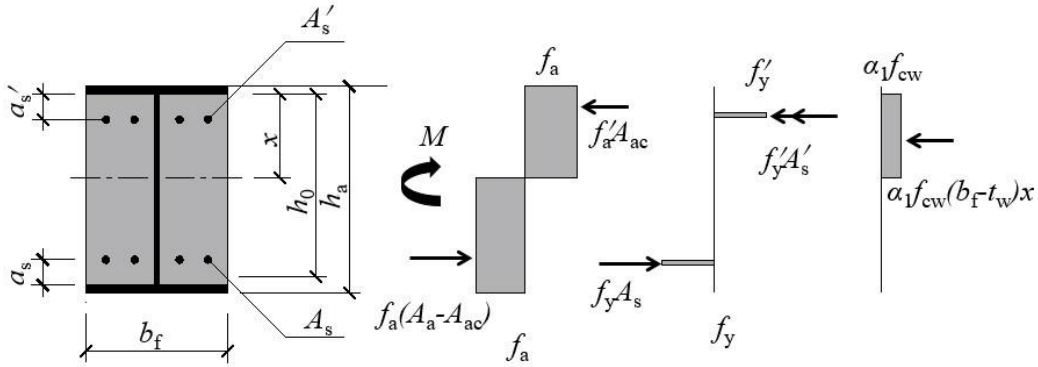


图 5.2.1 正弯矩作用下矩形组合梁截面及应力图形

式中：  $M$  —— 正弯矩设计值 (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/mm<sup>2</sup>)；

$x$  —— 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)；

$\alpha_1$  —— 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， $\alpha_1$  取 1.0，当混凝土强度等级为 C80 时， $\alpha_1$  取 0.94，其间按线性内插法确定；

$f_y$ 、 $f_y'$  —— 钢筋抗拉、抗压强度设计值 (N/mm<sup>2</sup>)；

$f_a$ 、 $f_a'$  —— 梁主钢件抗拉、抗压强度设计值 (N/mm<sup>2</sup>)；

$A_s$ 、 $A_s'$  —— 受拉、受压钢筋截面面积 (mm<sup>2</sup>)；

$A_a$ 、 $A_{ac}$  —— 梁主钢件全截面、梁主钢件受压区截面面积 (mm<sup>2</sup>)；

$a_s$ 、 $a_s'$  —— 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塑性中和轴的面积矩 ( $\text{mm}^3$ );

$h_0$  —— 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 ( $\text{N/mm}^2$ )。

**5.2.2 完全抗剪连接的有翼板部分包覆钢-混凝土组合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):

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

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

$$\alpha_1 f_c b_e x - f_a A_a - f_y A_s = 0 \quad (5.2.2-3)$$

式中:  $S_a$  —— 钢主梁全截面对组合截面塑性中和轴的面积矩 ( $\text{mm}^3$ ), 当梁主钢件为对称布置的实腹式 H 形截面时,  $S_a = A_a(0.5h_a + h_c - x)$ ;

$h_c$  —— 混凝土翼板的厚度 (mm);

其余参数同本规程第 5.2.1 条参数。

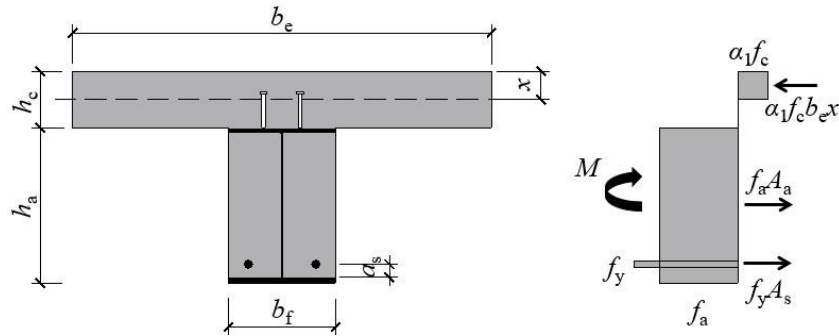


图 5.2.2-1 中和轴位于混凝土翼板内时的 T 形组合梁截面及应力图形

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):

$$M \leq M_u \quad (5.2.2-4)$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b_e h_c (x - \frac{h_c}{2}) + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) \quad (5.2.2-5)$$

$$\alpha_1 f_c b_e h_c + f'_a A_{ac} - f_a (A_a - A_{ac}) - f_y A_s = 0 \quad (5.2.2-6)$$

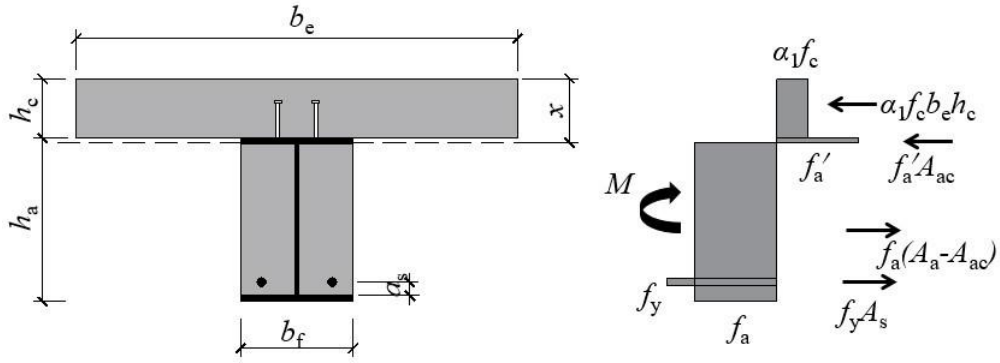


图 5.2.2-2 中和轴位于梁主钢件上翼缘时的 T 形组合梁截面及应力图形

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) :

$$M \leq M_u \quad (5.2.2-7)$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b_e h_c \left( x - \frac{h_c}{2} \right) + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{(x - h_c - t'_f)}{2} \quad (5.2.2-8)$$

$$\alpha_1 f_c b_e h_c + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f'_a A_{ac} - f_a (A_a - A_{ac}) - f_y A_s = 0 \quad (5.2.2-9)$$

式中:  $f_c$  —— 翼板混凝土轴心抗压强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$h_c$  —— 混凝土翼板厚度, 不考虑托板、压型钢板肋的高度 (mm);

$h_a$  —— 梁主钢件的截面高度 (mm);

$t'_f$  —— 梁主钢件受压翼缘的厚度 (mm);

$A_{af}$ 、 $A'_{af}$  —— 梁主钢件受拉翼缘截面、受压翼缘截面的面积 ( $\text{mm}^2$ );

$A_{cw}$  —— 梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积 ( $\text{mm}^2$ ),  $A_{cw} = (b_f - t_w)(x - h_c - t'_f)$ ;

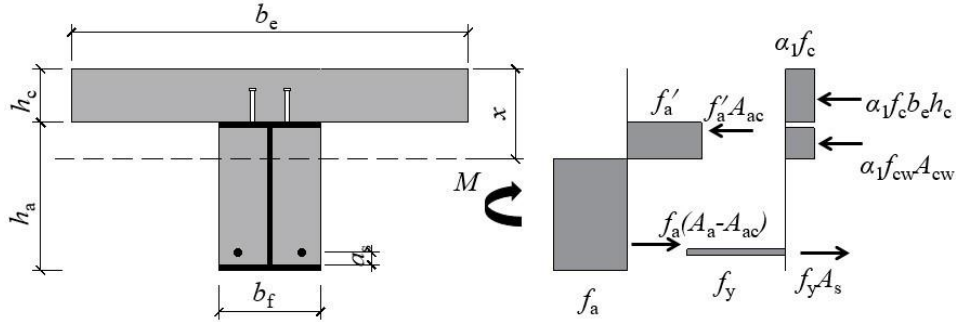


图 5.2.2-3 中和轴位于梁主钢件腹板时的 T 形组合梁截面及应力图形

## 2 负弯矩作用区段

负弯矩作用下, 塑性中和轴一般位于主钢件的腹板内, 按下式计算承载力:

$$M' \leq M'_u \quad (5.2.2-10)$$

$$M'_u = f_y A'_s (h_a + h_c - x - t_f - a'_s) + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} + \frac{\alpha_1 f_{cw} A_{cw} x}{2} + f'_y A_s (x - a_s) \quad (5.2.2-11)$$

$$f'_a A_{ac} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f'_y A_s - f_y A'_s - f_a (A_a - A_{ac}) = 0 \quad (5.2.2-12)$$

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 ( $\text{mm}^2$ );

$A_{cw}$  —— 梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积 ( $\text{mm}^2$ ),  $A_{cw} = (b_f - t_w)x$ ;

$x$  —— 组合截面中和轴至混凝土受压边缘的距离 (mm)。

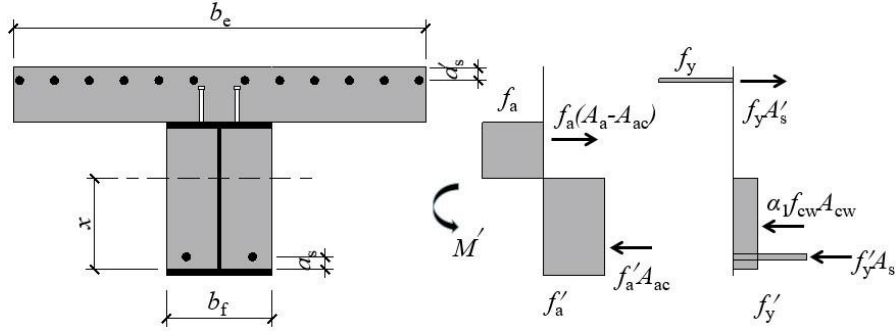


图 5.2.2-4 中和轴位于梁主钢件腹板时的 T 形组合梁截面及应力图形

5.2.3 部分抗剪连接的有翼板部分包覆钢-混凝土组合梁正截面受弯承载力应符合下列定:

1 正弯矩作用区段 (图 5.2.3)

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

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

$$\alpha_1 f_c b_e x_c + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f'_a A_{ac} - f_a (A_a - A_{ac}) - f_y A_s = 0 \quad (5.2.3-3)$$

$$\alpha_1 f_c b_e x_c = n_{st} N_V^c \quad (5.2.3-4)$$

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, 应符合 5.2.8 条规定 (N)。

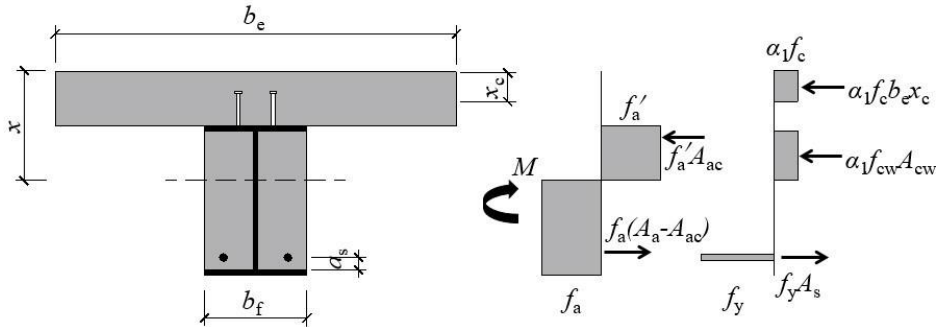


图 5.2.3 部分抗剪连接时的 T 形组合梁截面及应力图形

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** 受剪承载力计算可仅考虑主钢件中平行于剪力方向的板件受力, 不计内填混凝土和箍筋的作用, 按下列公式计算:

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

$$V_u = h_w t_w f_{av} \quad (5.2.4-2)$$

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/mm<sup>2</sup>);

**5.2.5** 用塑性设计法计算梁正截面受弯承载力时, 承受正弯矩的 T 形组合梁可不考虑弯矩和剪力的相互影响, 承受正、负弯矩的矩形组合梁、承受负弯矩的 T 形组合梁应考虑弯矩与剪力间的相互影响, 按下列规定对腹板抗压、抗拉强度设计值进行折减, 采用  $f_{ae}$  代替  $f_a$  :

1 当剪力设计值  $V_b > 0.5V_u$  时

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

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

式中:  $f_{ae}$  —— 折减后的梁主钢件腹板抗压、抗拉强度设计值 (N/mm<sup>2</sup>);  
 $\rho$  —— 折减系数。

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

**5.2.6** T 形组合梁完全抗剪连接或部分抗剪连接时, 其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符合下列公式的规定:

1 完全抗剪连接

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

2 部分抗剪连接

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

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), 应符合 5.2.6 条规定;

$N_V^c$  —— 一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力 (N), 应符合 5.2.8 条规定;

$n_{st}$  —— 完全或部分抗剪连接的组合梁在一个剪跨区的抗剪连接件数目。

**5.2.7** 当采用柔性抗剪连接件时, 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, 划分若干剪跨区计算, 各剪跨区纵向剪力应按下列公式计算 (图 5.2.6) :

1 正弯矩最大点到边支座区段, 即  $m_1$  区段:

$$V_s = \min\{A_a f_a + A_s f_y, \alpha_1 f_c b_e h_c\} \quad (5.2.6-1)$$

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:

$$V_s = \min\{A_a f_a + A_s f_y, \alpha_1 f_c b_e h_c\} + A'_s f_y \quad (5.2.6-2)$$

式中：  $A_s$  —— 梁主钢件包覆混凝土中钢筋截面面积 ( $\text{mm}^2$ )；  
 $A'_s$  —— 负弯矩区混凝土翼板中钢筋截面面积 ( $\text{mm}^2$ )。

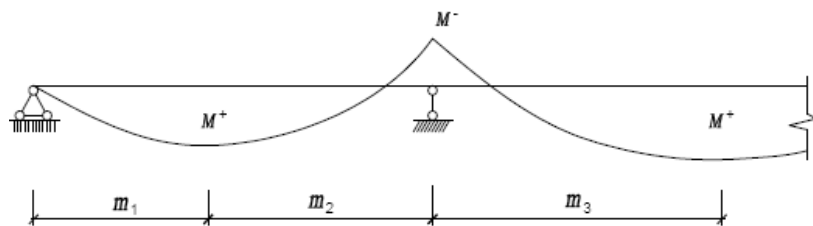


图 5.2.6 连续梁剪跨区划分

**5.2.8 T 形组合梁混凝土翼板与梁主钢件之间的抗剪连接件宜采用圆柱头栓钉（焊钉）和槽钢（图 5.2.8）。组合梁腹部的抗剪连接件宜采用圆柱头栓钉。一个抗剪连接件的抗剪承载力设计值由下列公式确定：**

**1 圆柱头焊钉（栓钉）连接件**

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

式中：  $A_{st}$  —— 圆柱头栓钉钉杆截面面积 ( $\text{mm}^2$ )；  
 $f_{at}$  —— 圆柱头栓钉极限抗拉强度设计值 ( $\text{N/mm}^2$ )；

**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 ( $\text{mm}$ )；  
 $t_w$  —— 槽钢腹板的厚度 ( $\text{mm}$ )；  
 $l_c$  —— 槽钢的长度 ( $\text{mm}$ )。

**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 位于负弯矩区段的抗剪连接件，一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。**

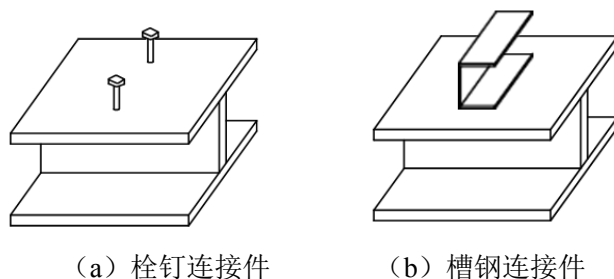
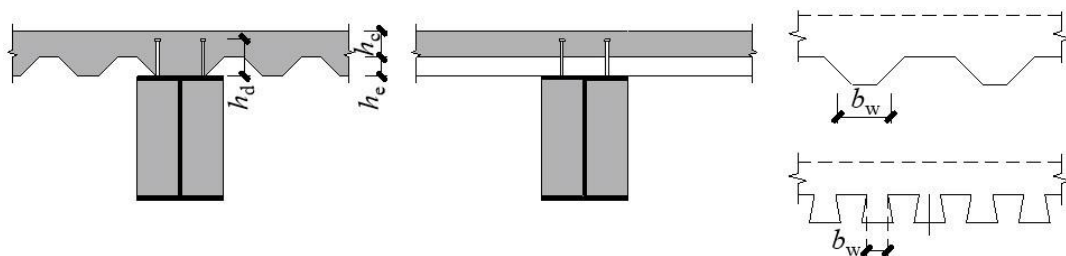


图 5.2.8 组合梁抗剪连接件

**5.2.9 采用压型钢板混凝土组合板做翼板的组合梁，其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组合梁

1 当压型钢板肋平行于梁主钢件布置(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下式计算:

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

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下式计算:

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

式中:  $\beta_v$  —— 抗剪连接件承载力折减系数, 不大于表 5.2.9 中的上限值;  
 $b_w$  —— 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 (图 5.2.9c), 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  $\beta_v$  的上限值

| 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 $\leq 20\text{mm}$ | 预先在压型钢板上穿孔, 然后焊接栓钉, 直径 $\leq 22\text{mm}$ |
|-----------|-------------|------------------------------------|-------------------------------------------|
| $n_0 = 1$ | $\leq 1.0$  | 0.85                               | 0.75                                      |
|           | $> 1.0$     | 1.0                                | 0.75                                      |
| $n_0 = 2$ | $\leq 1.0$  | 0.70                               | 0.60                                      |
|           | $> 1.0$     | 0.80                               | 0.60                                      |

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

5.2.11 T 形组合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):

1 a-a 界面

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

2 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 5.2.6 条的规定；  
 $m_i$  —— 剪跨区段长度 (mm)，应符合本规程第 5.2.6 条的规定；  
 $b_e$  —— 混凝土翼板的有效宽度 (mm)，应符合本规程第 5.1.5 条的规定，取跨中有效宽度；  
 $b_1$ 、 $b_2$  —— 混凝土翼板左、右两侧挑出的宽度 (mm)。

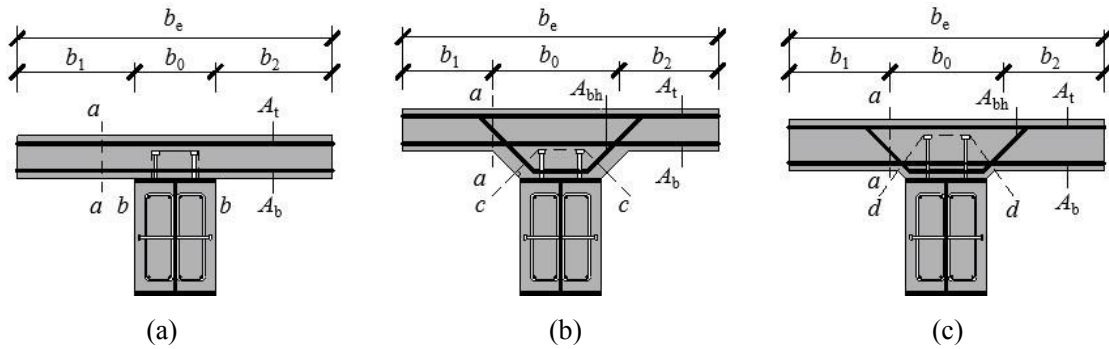


图 5.2.11 托板及翼板的纵向受剪界面及纵向剪力简化计算图

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

**5.2.12 T形组合梁单位纵向抗剪界面长度上的斜截面受剪承载力应符合下列规定：**

$$V_{b2} \leq 0.7f_t b_s + 0.8A_e f_{yv} \quad (5.2.12-1)$$

$$V_{b2} \leq 0.25f_c b_s \quad (5.2.12-2)$$

式中：  $V_{b2}$  —— 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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )；  
 $b_s$  —— 垂直于纵向抗剪界面的长度 (mm)，按本规程图 5.2.11所示的a-a、b-b、c-c及d-d连线在抗剪连接件以外的最短长度取值；  
 $A_e$  —— 单位纵向抗剪界面长度上的横向钢筋截面面积 ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )。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 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )。

**5.2.13 混凝土板横向钢筋最小配筋宜符合下列规定：**

$$A_e f_{yv} / b_s > t_s \quad (5.2.13)$$

式中：  $t_s$  —— 混凝土板横向钢筋最小配筋率限值，取 0.75 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )；

### 5.3 挠度验算

**5.3.1** 部分包覆钢-混凝土组合梁挠度应分别按照荷载的标准组合和准永久组合进行计算，并以其中的最大值作为依据。

**5.3.2** 部分包覆钢-混凝土组合梁的挠度可根据构件的刚度按结构力学方法计算。挠度的限值应符合本规程4.3.2条的规定。

**5.3.3** 计算梁的挠度变形时，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形组合梁，抗弯刚度应取考虑滑移效应的折减刚度，按本规程第 5.3.5 条计算；连续T形组合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，不计入翼板混凝土对刚度的影响，但应计入纵向钢筋的作用，其余区段按正弯矩区的方法计算截面刚度。

**5.3.4** 部分包覆钢-混凝土组合梁应考虑受拉混凝土开裂影响，按下式计算截面等效惯性矩 $I_{eq}$ ：

$$I_{eq} = (I_{ucr} + I_{cr})/2 \quad (5.3.4)$$

式中： $I_{ucr}$  —— 部分包覆钢-混凝土组合梁未开裂的换算截面惯性矩（ $\text{mm}^4$ ）；对于荷载标准组合，可将翼缘和主钢件腹部混凝土除以  $\alpha_E$  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； $\alpha_E$  为钢材与混凝土弹性模量的比值；

$I_{cr}$  —— 部分包覆钢-混凝土组合梁开裂截面的换算截面惯性矩（ $\text{mm}^4$ ）。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  $\alpha_E$  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  $\alpha_E$  换算成钢截面后计算整个截面的惯性矩。对荷载准永久组合，则除以  $2\alpha_E$  进行换算。

**5.3.5** 对于T形组合梁，考虑混凝土翼板与主钢件之间滑移效应的折减刚度  $B$  可按下式确定：

$$B = \frac{E_a I_{eq}}{1 + \zeta} \quad (5.3.5)$$

式中： $E_a$  —— 梁主钢件的弹性模量（ $\text{N/mm}^2$ ）；  
 $I_{eq}$  —— 截面等效惯性矩（ $\text{mm}^4$ ），按式（5.3.4）计算；  
 $\zeta$  —— 刚度折减系数，按 5.3.6 条计算。

**5.3.6** 刚度折减系数 $\zeta$ 可按下式计算：

$$\zeta = \eta \left[ 0.4 - \frac{3}{(jl)^2} \right] \quad (5.3.6-1)$$

$$\eta = \frac{36E_a d_c p A_0}{n_s k h l^2} \quad (5.3.6-2)$$

$$j = 0.81 \sqrt{\frac{n_s N_v^c A_1}{E_a I_0 p}} \quad (5.3.6-3)$$

$$A_0 = \frac{A_{cf} A_a}{\alpha_E A_a + A_{cf}} \quad (5.3.6-4)$$

$$A_1 = \frac{I_0 + A_0 d_c^2}{A_0} \quad (5.3.6-5)$$

$$I_0 = I_a + \frac{I_{cf}}{\alpha_E} \quad (5.3.6-6)$$

式中：  $\zeta$  —— 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(mm<sup>2</sup>)；  
 $A_a$  —— 梁主钢件截面面积(mm<sup>2</sup>)；  
 $I_a$  —— 梁主钢件截面惯性矩(mm<sup>4</sup>)  
 $I_{cf}$  —— 混凝土翼板的截面惯性矩(mm<sup>4</sup>)  
 $d_c$  —— 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；  
 $\alpha_E$  —— 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， $\alpha_E$  应乘以2。

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

## 5.4 裂缝宽度验算

**5.4.1** 部分包覆钢-混凝土组合梁应验算裂缝宽度，最大裂缝宽度应按荷载准永久组合并考虑长期作用影响的效应计算。

**5.4.2** 无翼板部分包覆钢-混凝土组合梁混凝土最大裂缝宽度应按下列公式计算（图 5.4.2）：

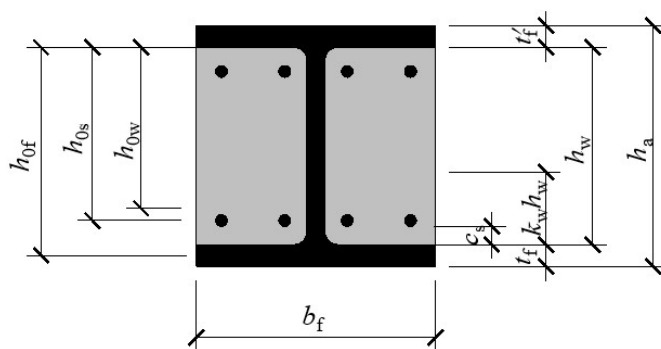


图 5.4.2 无翼板部分包覆钢-混凝土组合梁最大裂缝宽度计算参数示意

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

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

$$M_{cr} = 0.235(b_c - t_w)h_w^2 f_{tk} \quad (5.3.6-3)$$

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

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

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

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

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

- 式中：
- $c_s$  —— 纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度 (mm)；
  - $\psi$  —— 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；
  - $d_e$ 、 $\rho_{te}$  —— 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；
  - $\gamma_s$  —— 力臂系数，取 0.87；
  - $\sigma_{sa}$  —— 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/mm<sup>2</sup>)；
  - $M_{cr}$  —— 混凝土截面的抗裂弯矩 (N mm)；
  - $A_s$ 、 $A_{af}$  —— 纵向受拉钢筋面积 (mm<sup>2</sup>)、梁主钢件受拉翼缘面积 (mm<sup>2</sup>)；
  - $A_{aw}$ 、 $h_w$ 、 $t_w$  —— 梁主钢件腹板面积 (mm<sup>2</sup>)、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、 $kA_{aw}$  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)（见本规程图 4.1.4）。

**5.4.3** T形截面组合梁最大裂缝宽度可按不计翼缘作用的矩形截面组合梁计算，但本规程式 (5.4.2-4) 中的力臂系数  $\gamma_s$  取为 0.92。

**5.4.4** T形截面组合梁负弯矩区段混凝土最大裂缝宽度可按荷载准永久组合并考虑长期作用影响的效应计算。最大裂缝宽度计算应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 轴心受拉构件的规定，开裂截面翼板纵向受拉钢筋应力计算应符合本规程第 5.4.5 条规定。

**5.4.5** T形截面组合梁负弯矩区翼板开裂截面纵向受拉钢筋应力应按式计算：

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q \gamma_s}{I_{cr}} \quad (5.4.5)$$

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 ( $\text{mm}^4$ )；  
 $\sigma_{sq}$  —— 开裂截面纵向受拉钢筋应力 ( $\text{N/mm}^2$ )；  
 $y_s$  —— 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 ( $\text{mm}$ )；  
 $M_q$  —— 准永久荷载作用下支座负弯矩 ( $\text{N}\cdot\text{mm}$ )，可按未开裂截面由弹性计算得到。

## 5.5 抗震设计及构造

5.5.1 部分包覆钢-混凝土组合框架梁端部剪力设计值应按下列规定计算：

1 一级抗震等级的框架结构按下式计算：

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

2 除本条第 1 款以外的其他情况，应按下式计算：

一级抗震等级

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

二级抗震等级

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

三级抗震等级

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

四级抗震等级，取地震作用组合下的剪力设计值。

式中：  $M_{bua}^l$ 、 $M_{bua}^r$  —— 框架梁左、右端顺时针或逆时针方向按主钢件面积和实配钢筋面积（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 ( $\text{N}\cdot\text{mm}^2$ )，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 ( $\text{N}$ )；

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

$l_n$  —— 框架梁的净跨 ( $\text{mm}$ )。

5.5.2 部分包覆钢-混凝土组合梁包覆混凝土中纵向受力钢筋不宜超过两排，净距不宜小于 25mm 和 1.5d (d 为纵筋的最大直径) 的较大值，单侧纵向受力钢筋配筋率 ( $\rho = A_s/A$ ，

$\rho' = A'_s/A$ ,  $A = b_f h$ ) 不宜小于0.2%。

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

5.5.4 PEC 梁的受拉钢筋可在端部和连接钢板焊接，或用可焊接机械连接套筒连接（图5.4），并应符合《组合结构设计规范》JGJ 138 -2016 第 14.8.2 条、14.8.3 条的相关规定。

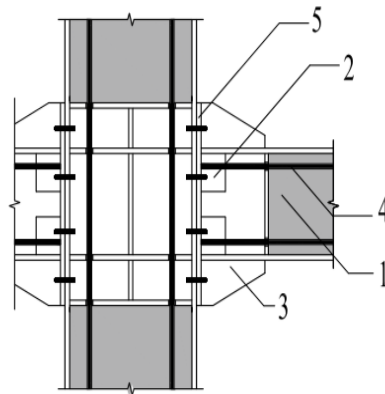


图 5.5.4 受拉钢筋端部连接构造

1-包覆混凝土；2-连接钢板或套筒；3-加劲肋；4-纵向钢筋；5-端板

5.5.5 PEC 框架梁配置箍筋时应符合下列要求：梁端应设置箍筋加密区，加密区长度、加密区箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表5.5.5的要求。非加密区的箍筋间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍。

表 5.5.5 梁中箍筋直径和间距要求

| 抗震等级 | 截面分类 | 箍筋加密区长度  | 加密区箍筋最大间距 | 箍筋最小直径 |
|------|------|----------|-----------|--------|
| 一级   | 1    | $1.0h_a$ | 150       | 8      |
| 二级   | 1    | $1.0h_a$ | 200       | 8      |
|      | 2    | $1.5h_a$ | 150       | 8      |
| 三级   | 1    | $1.0h_a$ | 250       | 6      |
|      | 2    | $1.5h_a$ | 200       | 8      |
| 四级   | 1    | $1.0h_a$ | 250       | 6      |
|      | 2    | $1.0h_a$ | 200       | 8      |
|      | 3    | $1.5h_a$ | 150       | 10     |

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，梁全跨应按箍筋加密区配置；

3 非抗震设计时，箍筋直径不应小于 6mm，箍筋间距不应大于 250mm。

5.5.6 PEC 框架梁配置连杆时应符合下列要求：

1 梁端应设置连杆加密区，加密区长度和加密区最大间距应满足本规程第 5.5.5 条的要求；非加密区的连杆间距不宜大于主钢件翼缘全宽的 1.5 倍和 500mm 两者的较小值，连

杆面积宜与加密区相同。

2 垂直于主钢件翼缘平面的连杆面积不应小于按式 (5.5.6-1) 计算得到的结果, 且抗震等级为一、二级时, 连杆面积不宜小于  $78.5\text{mm}^2$ ; 抗震等级为三、四级时, 连杆面积不宜小于  $50\text{mm}^2$ 。

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

式中:  $A_l$  —— 连杆面积 ( $\text{mm}^2$ );

$t_f$  —— 连杆拉结的主钢件翼缘厚度 ( $\text{mm}$ );

$\varepsilon_k$  —— 主钢件翼缘的钢号修正系数;

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

3 抗震等级为一级时, 加密区的连杆间距应使主钢件满足本规程第 4.1.3 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 4.1.3 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 4.1.3 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 4.1.3 条截面分类 2 的性能要求。

4 按本条第 2、3 款要求设置的连杆, 其与主钢件翼缘连接的角焊缝承载力设计值应满足式 (5.5.6-2) 的计算要求:

$$N_{LW} \geq 0.1 t_f^2 \varepsilon_k f_{ay} \quad (5.5.6-2)$$

式中:  $N_{LW}$  —— 连杆角焊缝承载力设计值 (N)。

5 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 4 款要求时, 宜采用 C 型或 X 型连杆, 并应符合本规程 4.4.5 条规定。

#### 5.5.7 翼板抗剪连接件的设置应符合以下规定:

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

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

3 连接件的外侧边缘与梁主钢件翼缘边缘之间的距离不应小于 20mm;

4 连接件的外侧边缘至混凝土翼板边缘间的距离不应小于 100mm;

5 连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

#### 5.5.8 栓钉连接件尚应符合下列规定:

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

2 栓钉长度不应小于其杆径的 4 倍;

3 栓钉沿梁轴线方向的间距不应小于杆径的 6 倍; 布置多排栓钉时, 垂直于梁轴线方

向的间距不应小于杆径的 4 倍；

**5.5.9** 槽钢连接件宜采用Q235钢，截面不宜大于槽钢 [12.6。

## 6 柱和支撑设计

### 6.1 一般规定

6.1.1 柱和支撑主钢件贡献率  $\delta$  应符合以下规定：

$$0.3 \leq \delta \leq 0.9 \quad (6.1.1-1)$$

$$\delta = \frac{A_a f'_a}{N_u} \quad (6.1.1-2)$$

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

$N_u$  —— 柱和支撑截面受压承载力设计值(N)，按本规程式 (6.2.3-2) 计算。

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

### 6.2 轴心受力构件截面承载力计算

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

6.2.2 当端部连接处主钢件的各板件都由连接件直接传力时，除采用高强度螺栓摩擦型连接者外，轴心受拉构件截面承载力计算应符合下列规定：

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

$$N \leq N_{an,u} \quad (6.2.2-2)$$

$$N_{a,y} = A_a f_a \quad (6.2.2-3)$$

$$N_{an,u} = 0.7(A_{an} f_{au} + A_s f_y) \quad (6.2.2-4)$$

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 ( $\text{mm}^2$ )；

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

$A_s$  —— 组合截面中柱主钢件受拉钢筋面积 ( $\text{mm}^2$ )；

$f_a$  —— 钢材抗拉强度设计值 ( $\text{N/mm}^2$ )；

$f_{au}$  —— 钢材抗拉强度最小值 ( $\text{N/mm}^2$ )；

$f_y$  —— 钢筋受拉强度设计值 ( $\text{N/mm}^2$ )。

6.2.3 当端部连接处组成截面的各板件都由连接件直接传力时，轴心受压构件截面承载力计算应符合下列规定。

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

$$N_u = f'_a A_a + f_c A_c + f'_y A_s \quad (6.2.3-2)$$

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

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

$f'_a$ 、 $f_c$ 、 $f'_y$  —— 钢材、混凝土、钢筋抗压强度设计值 ( $\text{N/mm}^2$ )。

### 6.3 轴心受压构件整体稳定计算

6.3.1 轴心受压构件的整体稳定计算应符合下列要求：

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

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

$\varphi$  —— 轴心受压构件的稳定系数。

轴心受压构件的稳定系数  $\varphi$  取截面两主轴稳定系数  $\varphi_x$ 、 $\varphi_y$  中的较小值。对强轴  $\varphi_x$  采用现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 附录 A 规定的 b 曲线，对弱轴  $\varphi_y$  采用该标准附录 A 规定的 c 曲线。

组合截面回转半径按下式计算：

$$i = \sqrt{\frac{E_a I_a + E_c I_c}{E_a A_a + E_c A_c}} \quad (6.3.1-2)$$

式中：  $i$  —— 组合截面回转半径 ( $\text{mm}$ )。

构件正则化长细比  $\lambda_n$  按下列公式计算：

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{EQ}}{E_{EQ}}} \quad (6.3.1-3)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (6.3.1-4)$$

$$f_{EQ} = \frac{f_{ay} A_a + f_{ck} A_c}{A_a + A_c} \quad (6.3.1-5)$$

$$E_{EQ} = \frac{E_a A_a + E_c A_c}{A_a + A_c} \quad (6.3.1-6)$$

式中：  $l_0$  —— 轴心受压构件计算长度 ( $\text{N}$ )，应符合本规程第 6.3.2 条规定；

$\lambda$  —— 构件长细比；

$f_{EQ}$  —— 组合截面当量强度 ( $\text{N/mm}^2$ )；

$E_{EQ}$  —— 组合截面当量弹性模量 ( $\text{N/mm}^2$ )；

$f_{ay}$  —— 钢材屈服强度 ( $\text{N/mm}^2$ )；

$f_{ck}$  —— 混凝土轴心抗压强度标准值 ( $\text{N/mm}^2$ )。

6.3.2 轴心受力构件和框架柱的计算长度应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 规定。确定框架柱的柱端约束时，应按本规程式 (4.2.6-3) 计算相应的组合梁、组合柱截面抗弯刚度。

### 6.4 单向压弯构件承载力计算

6.4.1 单向压弯构件的截面压弯承载力计算应符合下列规定：

1 采用简化 N-M 相关曲线 (图 6.4.1-1、图 6.4.1-2)，按下列公式计算：

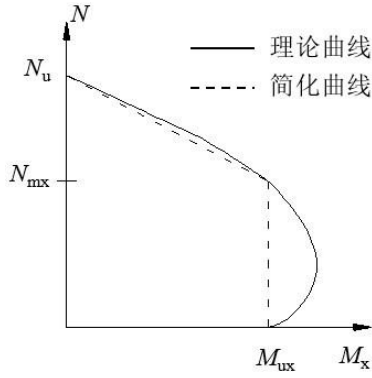


图 6.4.1-1 轴力 N-绕强轴弯矩  $M_x$  相

关曲线及简化

当  $0 \leq N < N_m$  时

$$M \leq M_u \quad (6.4.1-1)$$

$$M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} M_u \quad (6.4.1-2)$$

当  $N_m \leq N < N_u$  时

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

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

式中:  $N$  —— 轴力设计值 (N);

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

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

$N_u$  —— 截面受压承载力设计值 (N), 按本规程式 (6.2.3-2) 计算;

$M_u$  —— 截面受弯承载力设计值 (N·mm), 针对不同弯曲轴, 分别取  $M_{ux}$  或  $M_{uy}$ , 按本规程式 (5.2.1-2) 或 (6.4.1-14) 计算。

2 绕强轴 x 轴的特征轴力  $N_{mx}$ :

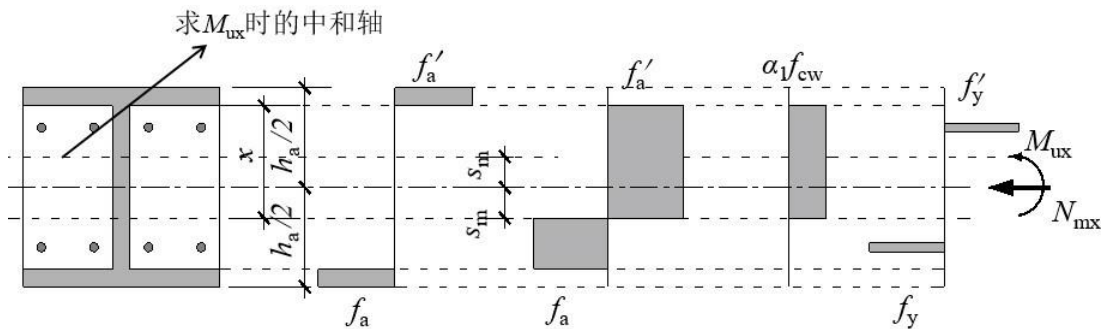


图 6.4.1-3 强轴截面特征轴力  $N_{mx}$  计算应力图式 (取  $As=A'_a$ ,  $f_a=f'_a$ ,  $f_y=f'_y$ )

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

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

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

式中:  $x$  —— 中和轴高度 (mm), 即混凝土受压边缘至中和轴的距离;

$s_m$  —— 中和轴距离截面中心的距离 (mm)。

### 3 绕弱轴 y 轴的特征轴力 $N_{my}$ :

1) 当  $\alpha_1 f_{cw} h_w (b_f - t_w)/2 > f_a h_a t_w$  时, 塑性中和轴位于混凝土板内, 弱轴特征轴力按式 (6.4.1-8) 计算:

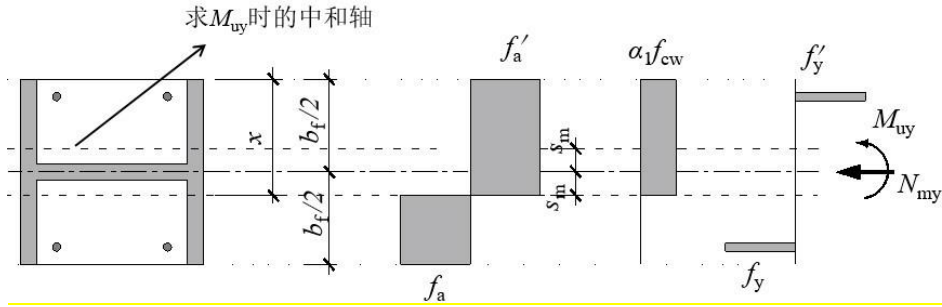


图 6.4.1-4 弱轴截面特征轴力  $N_{my}$  计算应力图式 (中和轴在混凝土内)

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

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

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

2) 当  $\alpha_1 f_{cw} h_w (b_f - t_w)/2 < f_a h_a t_w$  时, 塑性中和轴位于主钢件腹板内, 弱轴特征轴力按式 (6.4.1-11) 计算:

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

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

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

### 4 截面受弯承载力设计值应符合下列规定:

- 1) 绕强轴截面受弯承载力设计值  $M_{ux}$  应符合本规程第 5.2.1 条的规定。
- 2) 绕弱轴截面受弯, 塑性中和轴位于混凝土内时, 承载力设计值  $M_{uy}$  应按式 (6.4.1-14) 计算。

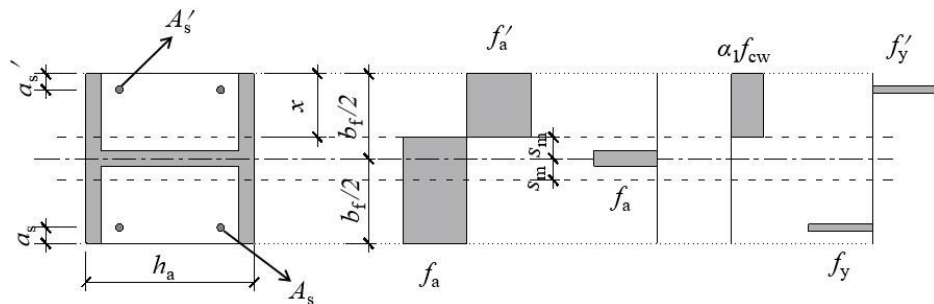


图 6.4.1-5 绕弱轴截面受弯承载力计算应力图式

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

$$x = \frac{f_a (t_w h_w + 2t_f b_f)}{\alpha_1 f_{cw} h_w + 4f_a t_f} \quad (6.4.1-15)$$

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

式中:  $s_m$  —— 计算参数, 取中和轴到截面中心轴的距离 (mm);

$E_a$ 、 $h_0$  —— 钢材弹性模量 (N/mm<sup>2</sup>), 受拉钢筋面积重心到受压混凝土边缘的距离 (mm);

3) 绕弱轴截面受弯, 塑性中和轴位于钢腹板内时, 承载力设计值  $M_{uy}$  应按式 (6.4.1-17) 计算。

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

$$x = \frac{b_f}{2} - \frac{\alpha_1 f_{cw} h_w (b_f - t_w)}{4f_a h_a} \quad (6.4.1-18)$$

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

1 受剪承载力计算应按下列公式计算:

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

$$V_u = A_w f_{av} \quad (6.4.1-2)$$

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<sup>2</sup>)  
(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<sup>2</sup>)。

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

**6.4.3** 单向压弯构件的整体稳定承载力计算应符合下列规定:

1 单向压弯构件平面内整体稳定应按下列式计算:

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

式中  $\varphi_x$  —— 轴心受压构件绕 x 轴整体稳定系数, 应符合本规程第 6.3.1 条规定;

$N_{Ex}$  —— 轴心受压构件绕 x 轴的弹性稳定临界力 (N), 应按本规程式 (6.4.4-1) 计算;

$\beta_{mx}$  —— 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 单向压弯构件平面外整体稳定应按下列式计算:

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0.85 M_{ux}} \leq 1 \quad (6.4.3-2)$$

式中:  $\varphi_y$  —— 轴心受压构件绕 y 轴整体稳定系数, 应符合本规程第 6.3.1 条规定;  
 $\beta_{tx}$  —— 等效弯矩系数, 按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定取值。

**6.4.4** 轴心受压构件绕 x 轴的弹性稳定临界力按下式计算:

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

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

式中:  $l_0$  —— 轴心受压构件计算长度 (mm), 应符合本规程第 6.3.2 条规定;  
 $(EI)_e$  —— 构件等效抗弯刚度 (N·mm<sup>2</sup>);  
 $E_a$ 、 $E_s$ 、 $E_c$  —— 钢材、钢筋、混凝土弹性模量 (N/mm<sup>2</sup>), 按相关规范取值;  
 $I_a$ 、 $I_s$ 、 $I_c$  —— 柱主钢件、钢筋、混凝土截面惯性矩 (mm<sup>4</sup>);  
 $k_e$  —— 折减系数, 取 0.5。

## 6.5 双向压弯构件承载力计算

**6.5.1** 双向压弯构件的承载力计算应符合下列规定:

1 截面双向压弯承载力应符合下列规定:

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

$$\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad (6.4.4-2)$$

式中:  $N$  —— 截面上的轴力设计值 (N);  
 $M_x$ 、 $M_y$  —— 绕 x 轴的弯矩设计值、绕 y 轴的弯矩设计值 (N·mm);  
 $N_u$  —— 截面受压承载力设计值 (N), 按本规程第 6.2.3 条计算;  
 $N_{mx}$ 、 $N_{my}$  —— 针对 x 轴和 y 轴的特征轴力 (N), 应符合本规程第 6.4.1 条第 2 款规定;  
 $M_{ux}$ 、 $M_{uy}$  —— 绕 x 轴和绕 y 轴的受弯承载力设计值 (N·mm), 应符合本规程第 6.4.1 条第 3 款规定。

2 截面双向受剪承载力应符合下列规定:

1) 截面双向受剪承载力计算可仅考虑主钢件中平行于剪力方向的板件受力, 不考虑内填混凝土和箍筋的作用, 对主钢件为单一 H 型钢的截面, 应符合以下计算规定:

$$V_y \leq V_{uy} \quad (6.5.1-3)$$

$$V_{uy} = A_{aw} f_{av} \quad (6.4.4-4)$$

$$V_x \leq V_{ux} \quad (6.4.4-5)$$

$$V_{ux} = 2A_{af} f_{av} \quad (6.4.4-6)$$

式中:  $V_x$ 、 $V_y$  —— 截面上沿 x 轴 (主钢件翼缘板面方向) 和 y 轴 (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（主钢件翼缘板面方向）和  $y$  轴（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（ $\text{mm}^2$ ）（取翼缘间的净高计算）；

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

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

**6.5.2** 双向压弯构件的整体稳定承载力计算应符合下列计算规定：

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

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

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

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

$\beta_{mx}$ 、 $\beta_{my}$  —— 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；

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

## 6.6 抗震设计及构造

**6.6.1** 抗震设计时，框架柱的轴压比  $n$  按式 (6.6.1) 计算，且不宜大于表 6.6.1 规定的限值。

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

式中： $N$  —— 地震作用组合下框架柱承受的最大轴压力设计值（N）；

$A_c$ 、 $A_a$  —— 框架柱混凝土截面面积和主钢件截面面积（ $\text{mm}^2$ ）；

**表 6.6.1 框架柱的轴压比限值**

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

注：1 剪跨比不大于 2 的柱，其轴压比限值应比表中限值减小 0.05；

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

3 “-”表示不采用。

## 6.6.2 采用地震作用组合的框架节点上、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应符合下列规定：

#### 1) 一级抗震等级的框架结构

$$\Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_{bua} \quad (6.6.2-1)$$

#### 2) 其他抗震等级的框架结构

|        |                               |           |
|--------|-------------------------------|-----------|
| 二级抗震等级 | $\Sigma M_c = 1.5 \Sigma M_b$ | (6.6.2-2) |
|--------|-------------------------------|-----------|

|        |                               |           |
|--------|-------------------------------|-----------|
| 三级抗震等级 | $\Sigma M_c = 1.3 \Sigma M_b$ | (6.6.2-3) |
|--------|-------------------------------|-----------|

|        |                               |           |
|--------|-------------------------------|-----------|
| 四级抗震等级 | $\Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_b$ | (6.6.2-4) |
|--------|-------------------------------|-----------|

#### 3) 其他各类结构体系中的框架

|        |                               |           |
|--------|-------------------------------|-----------|
| 一级抗震等级 | $\Sigma M_c = 1.4 \Sigma M_b$ | (6.6.2-5) |
|--------|-------------------------------|-----------|

|        |                               |           |
|--------|-------------------------------|-----------|
| 二级抗震等级 | $\Sigma M_c = 1.2 \Sigma M_b$ | (6.6.2-6) |
|--------|-------------------------------|-----------|

|          |                               |           |
|----------|-------------------------------|-----------|
| 三、四级抗震等级 | $\Sigma M_c = 1.1 \Sigma M_b$ | (6.6.2-7) |
|----------|-------------------------------|-----------|

式中：  $\Sigma M_c$  —— 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；

$\Sigma M_{bua}$  —— 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)。

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

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

4 节点上、下柱端的轴向力设计值，应取地震作用组合下各自的轴向力设计值。

## 6.6.3 考虑地震作用组合的框架柱的剪力设计值应按下列规定计算：

### 1 一级抗震等级的框架结构

$$V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^t + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (6.6.3-1)$$

### 2 其他抗震等级的框架结构

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

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

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

### 3 其他各类结构体系中的框架结构

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

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

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

式中：  $V_c$  —— 框架柱剪力设计值 (N)；

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

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

$H_n$  —— 框架柱的净高 (mm)。

4 公式 (6.6.3-1) 中  $M_{cua}^t$  与  $M_{cua}^b$  之和，应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值。公式 (6.6.3-2~6.6.3-7) 中  $M_c^t$  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。

**6.6.4** PEC 框架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 14mm；一、二、三抗震设计时，纵向钢筋间距不宜大于 250mm；四级设计时，纵向钢筋间距不宜大于 300mm；柱纵向钢筋净距均不应小于 50mm；

3 全部纵向钢筋的最小配筋率不应小于 0.5%。

**6.6.5** PEC 框架柱配置箍筋时应符合下列要求：柱端应设置箍筋加密区，加密区箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表 6.6.4 的规定。

表 6.6.4 PEC 框架柱端箍筋的构造要求

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

|    |   |              |   |
|----|---|--------------|---|
| 四级 | 1 | 200          | 8 |
|    | 2 | 200 (柱根 150) | 8 |
|    | 3 | 150 (柱根 100) | 8 |

注：1 柱根指地下室的顶面或无地下室的基础顶面；

2 箍筋宜采用封闭箍或与主钢件焊接。

#### 6.6.6 PEC 框架柱配置连杆时应符合下列要求：

1 柱端应设置连杆加密区，加密区最大间距和最小面积应符合本规程第 5.5.5 条的规定；非加密区的连杆间距不宜大于主钢件翼缘全宽的 1.5 倍和 500mm 两者的较小值，连杆面积宜与加密区相同。

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

#### 6.6.7 按地震作用组合设计的 PEC 框架柱，其箍筋或连杆加密区应按下列范围布置：

- 1 柱上、下端，取截面长边长度、柱净高 1/6 和 500mm 的最大值；
- 2 底层柱不小于 1/3 柱净高的范围；
- 3 刚性地面上、下各 500mm 的范围；
- 4 一、二级框架角柱的全高范围。

#### 6.6.8 按地震作用组合的 PEC 框架柱配置箍筋时，其加密区体积配箍率应符合下列规定：

$$\rho_v \geq 0.85\lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (6.6.8)$$

式中： $\rho_v$  —— 框架柱箍筋加密区的体积配箍率；

$f_c$  —— 混凝土轴心抗压强度设计值 ( $\text{N/mm}^2$ )；当强度等级低于 C35 时，按 C35 取值；

$f_{yv}$  —— 箍筋的抗拉强度设计值 ( $\text{N/mm}^2$ )；

$\lambda_v$  —— 箍筋的最小配筋特征值，按表 6.6.8 采用。

表 6.6.8 PEC 框架柱端箍筋的最小配筋特征值  $\lambda_v$

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

注：1 对一、二、三、四级抗震等级柱，其箍筋加密区的体积配箍率分别不应小于 0.8%、0.6%、0.4%

和0.4%;

- 2 当混凝土强度等级高于 C60 时, 如轴压比不大于 0.6, 其加密区的最小配筋特征值宜按表中数值增大 0.02; 如轴压比大于 0.6, 宜按表中数值增大 0.03。

- 3 “-” 表示不采用。

**6.6.9** 按地震作用组合设计的 PEC 框架柱非加密区箍筋体积配箍率不宜小于加密区的一半; 箍筋间距不宜大于加密区的 2 倍和框架柱截面的短边长度。一、二级抗震等级, 箍筋间距尚不应大于 10 倍纵筋直径; 三、四级抗震等级, 箍筋间距尚不应大于 15 倍纵筋直径。

**6.6.10** 按地震作用组合设计的剪跨比不大于 2 的 PEC 框架柱, 箍筋间距不应大于 100mm 并沿全高加密, 其体积配箍率不应小于 1.2%。

## 7 节点设计

### 7.1 一般规定

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

**7.1.2** PEC 构件的节点设计应满足承载能力极限状态要求，应保证其强度和刚度。防止节点因强度破坏、板件局部失稳、焊缝及其周边开裂等引起的失效。

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

**7.1.4** 梁柱节点区柱端部位、柱的纵向受力钢筋应连续，并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，并应采用同等强度等级或提高一级强度等级的后浇材料进行浇筑。

**7.1.5** 梁柱节点的梁端区和主次梁连接区无混凝土后浇时，主钢件的强度、局部稳定、刚度、抗震性能和构造措施应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

**7.1.6** 构造复杂的重要节点应通过有限元分析确定其承载力，并宜进行试验验证。

**7.1.7** 节点构造应便于制作、运输、安装和维护，并应采取可靠的防腐与防火措施。

### 7.2 梁与梁连接

**7.2.1** 同轴梁段现场拼接时，主钢件可采用翼缘焊接连接、腹板螺栓连接（如图 7.2.1（a）所示）或翼缘、腹板均为螺栓连接（如图 7.2.1（b）所示）或翼缘、腹板均为焊接连接。采用预制混凝土梁段现场拼接的区域可采用相同强度等级或提高一级的混凝土现场后浇以包覆主钢件；当不采取混凝土后浇时，拼接区段应能满足本规程第 7.1.5 条、第 7.2.4 条要求，强度不足时可采用加贴钢板等方式予以加强，并满足防腐和防火保护要求。梁段主钢件宜在连接板外侧设置永久或临时挡板。挡板与腹板连接板间距不宜小于螺栓直径的 5 倍。

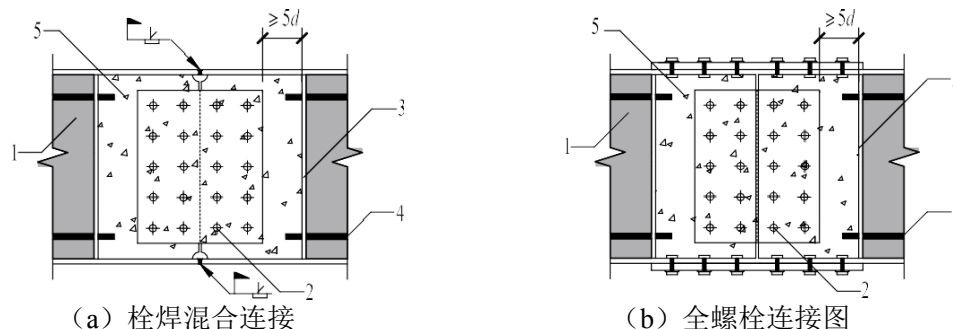


图 7.2.1 梁拼接连接示意

1-预制包覆混凝土；2-高强度螺栓；3-挡板；4-纵筋；5-后浇混凝土

7.2.2 梁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  $10d$ ，双面焊接长度不小于  $5d$ ， $d$  为纵向钢筋直径。

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

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

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

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

式中：  $M_j$  —— 主次梁连接的弯矩设计值（N·mm）；

$V_b$  —— 次梁端部剪力设计值（N）；

$a$  —— 次梁连接板的合力中心到主梁翼缘侧边的水平距离（mm）。

2 当采用现浇混凝土楼板将主次梁连成整体时，可不计算该弯矩的影响。

3 连接强度计算应包括螺栓群强度、连接板与主梁的焊缝强度以及连接板拉剪强度。

连接强度设计应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 有关规定。

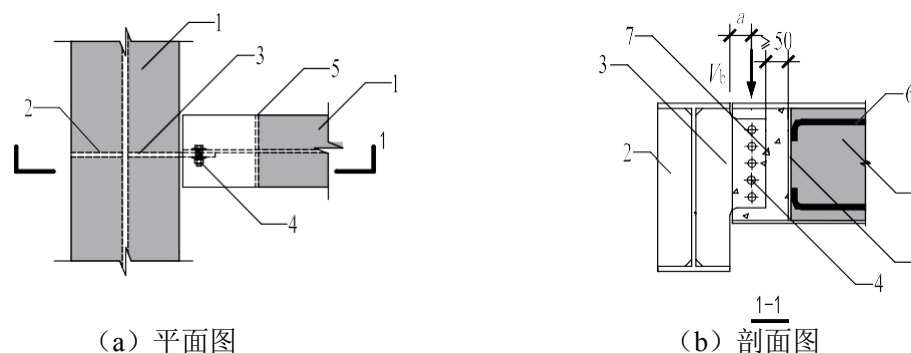


图 7.2.4 主次梁铰接连接示意

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

### 7.3 柱与柱拼接连接

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

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

1 当采用焊接连接时，翼缘宜采用全熔透的坡口对接焊缝，腹板可采用高强螺栓连接或全熔透坡口对接焊缝。

2 柱拼接缝两侧的纵向钢筋可采用机械式连接或焊接连接。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 采用预制混凝土柱段现场拼接的区域宜采用提高一级强度等级的后浇筑材料以包覆主钢件。

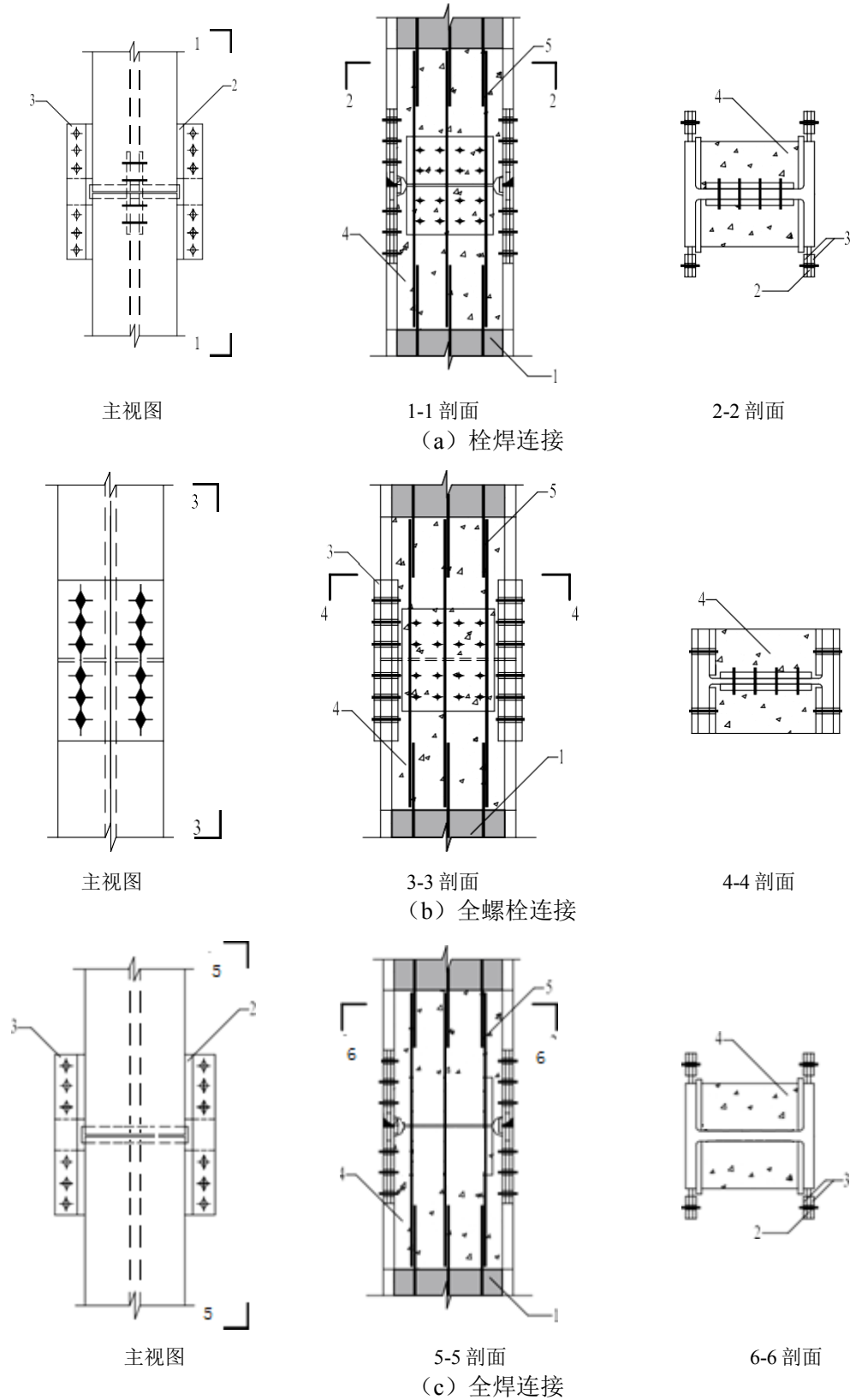


图 7.3.2 柱拼接连接示意

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

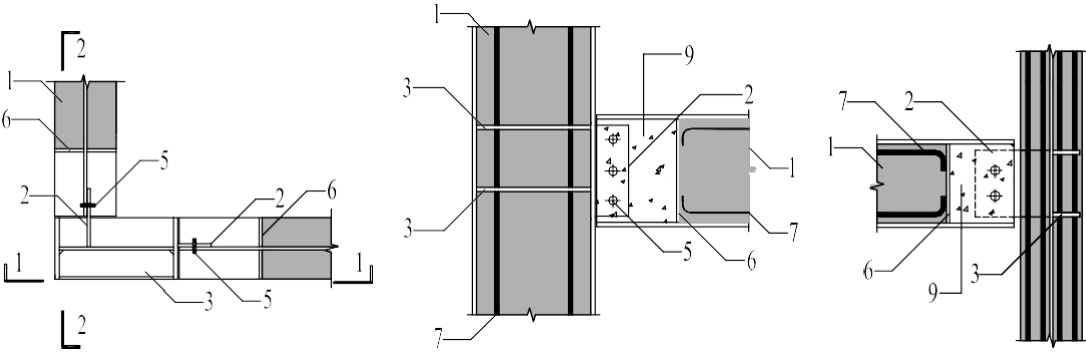
**7.3.3** 采用预制混凝土柱段现场拼接的区域，拼接连接的计算应符合以下规定：

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 倍或整层柱最大内力设计值，且不得小于该柱截面承载力设计值的 0.5 倍。

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

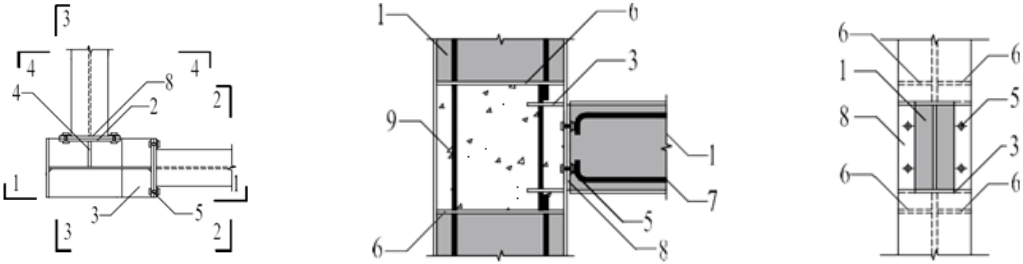
### 7.4 梁柱节点

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

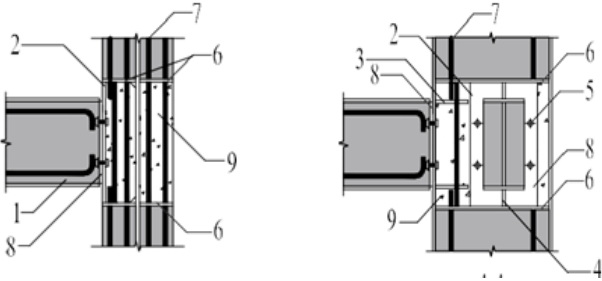


(a) 节点平面图 (b) 强轴剖面 1-1 (c) 弱轴剖面 2-2

图 7.4.1-1 梁柱铰接类型 1



(a) 节点平面图 (b) 强轴剖面 1-1 (c) 强轴剖面 2-2



(d) 弱轴剖面 3-3 (e) 弱轴剖面 4-4

图 7.4.1-2 梁柱铰接类型 2

1-包覆混凝土；2-连接板；3-横向加劲板；4-竖向加劲板；

5-高强度螺栓；6-挡板；7-纵向钢筋；8-端板；9-后浇混凝土

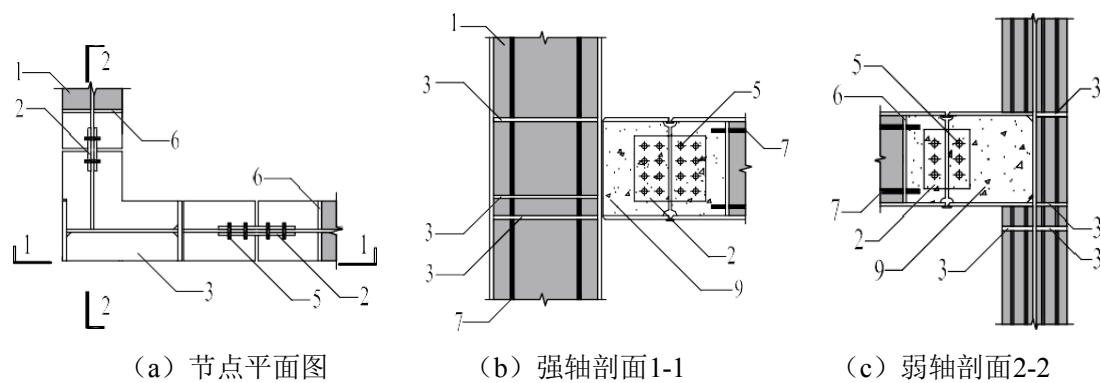


图7.4.1-3 梁柱刚接（悬臂梁式）

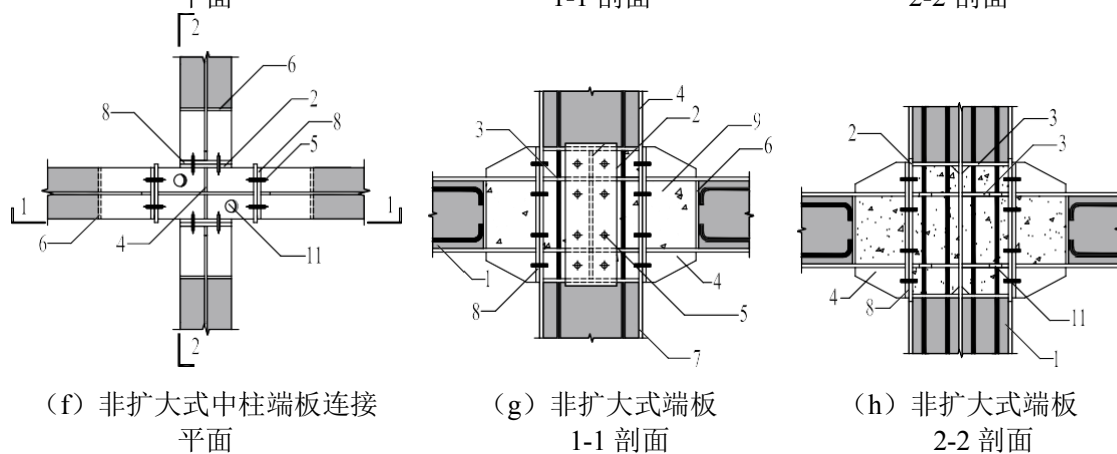
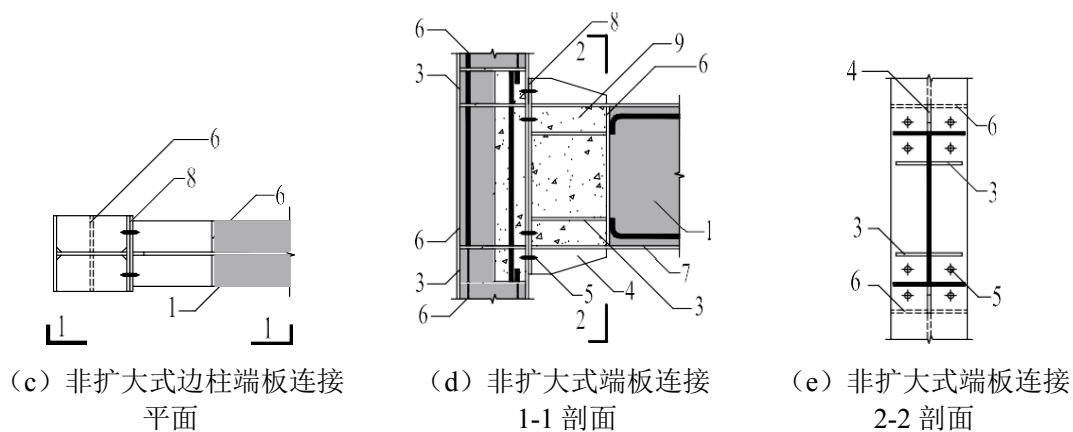
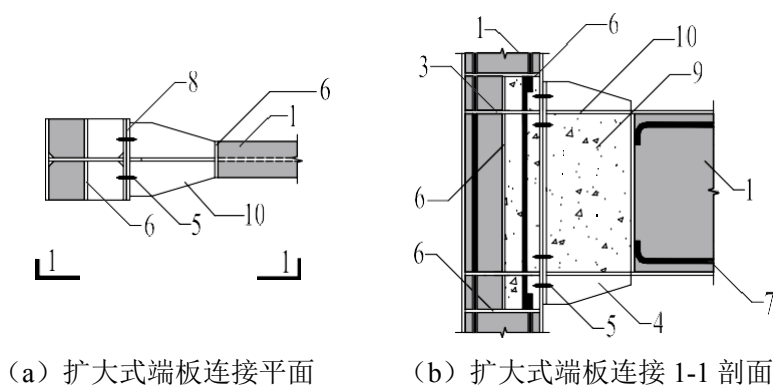


图7.4.1-4 梁柱刚接（端板式）

1-包覆混凝土；2-连接板；3-横向加劲板；4-竖向加劲板；5-高强度螺栓；6-挡板；

7-纵向钢筋；8-端板；9-后浇混凝土；10-扩大端；11-灌浆孔

1 铰接节点宜将梁主钢件的腹板与柱的主钢件连接；刚接节点应使梁主钢件的翼缘和腹板均与柱的主钢件连接。

2 刚接节点采用柱边伸出钢悬臂梁段时，悬臂梁段和柱应采用全熔透焊缝连接，悬臂梁段和梁连接应满足 7.2 节的要求。

3 柱纵筋在节点区应连续布置；梁内主钢件腹板范围的纵筋在梁端宜有可靠措施锚固在梁端板或梁端部附近的钢档板上。

**7.4.2** 梁柱铰接节点的强度计算应符合本规程第 7.2.4 条的规定。

**7.4.3** 梁柱刚接节点的强度计算应包括受弯计算和受剪计算。节点承载力设计值应符合以下规定：

#### 1 全焊连接的节点

**1)** 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，焊缝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。对接焊缝、角焊缝的计算厚度以及焊缝强度设计值应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

**2)** 节点区受剪承载力设计值应符合以下规定：

框架梁轴线平行于柱主钢件腹板时（图 7.4.3 中的水平梁），按下式计算：

$$V_{ju} = \sqrt{1 - n^2} (h_a - t_f) t_w f_{av} + 0.3 (b_c - t_w) (h - 2t_f) f_c \quad (7.4.3-1)$$

框架梁轴线垂直于柱主钢件腹板时（图 7.4.3 中的竖向梁），按下式计算：

$$V_{ju} = b_c t_{r1} f_{r1v} + 0.3 (b_{r2} - t_{r1}) (b_c - 2t_{r2}) f_c \quad (7.4.3-2)$$

式中：  $V_{ju}$  —— 节点受剪承载力设计值（N）；

$n$  —— 柱轴压比；

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

$t_f$ 、 $t_w$  —— 翼缘厚度（mm）、腹板厚度（mm）；

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

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

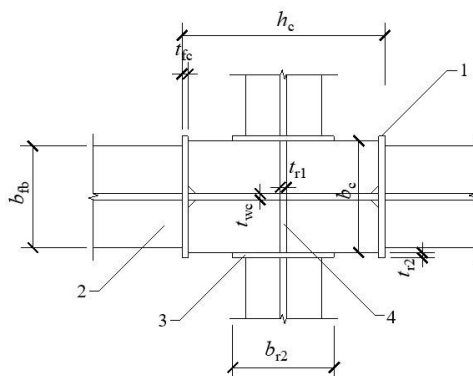


图 7.4.3 节点区受剪计算参数示意

1-柱；2-梁；3-连接板；4-竖向加劲肋

## 2 栓焊接连接的节点

- 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。焊缝计算厚度、强度设计值和螺栓承载力设计值应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

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

## 3 端板式高强度螺栓连接的节点

- 1) 节点受弯承载力设计值应分别计算端板与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。焊缝承载力设计值计算应符合本条第 1 款第 1 项规定；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现行国家标准《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022 的有关规定。
- 2) 节点区受剪承载力设计值按本规程式 (7.4.3-1)、式 (7.4.3-2) 计算。

### 7.4.4 按地震作用组合设计的框架结构，其梁柱节点设计应符合下列规定：

- 1 连接的极限承载力应大于相连构件的屈服承载力，连接极限承载力计算应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011的规定。

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

### 7.4.5 按地震作用组合的部分包覆钢-混凝土组合柱与部分包覆钢-混凝土组合梁连接节点的剪力设计值应符合下列规定：

- 1 一级抗震等级的框架结构应按下列公式计算：

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{Z} \quad (6.6.3-1)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.6.3-2)$$

- 2 二级抗震等级的框架结构应按下列公式计算：

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.25 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \quad (6.6.3-3)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.25 \frac{(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.6.3-4)$$

- 3 其他各类框架结构应按符合下列规定：

- 1) 一级抗震等级应按下列公式计算：

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.25 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \quad (6.6.3-5)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.25 \frac{(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.6.3-6)$$

2) 二级抗震等级应按下列公式计算:

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.1 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{Z} \quad (6.6.3-7)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.1 \frac{(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.6.3-8)$$

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)。

**7.4.6** 采用全焊连接或栓焊混合连接的梁柱刚接节点, 柱主钢件对应于梁主钢件翼缘部位应设置横向加劲肋, 其厚度不宜小于梁主钢件翼缘厚度, 总宽度不宜小于梁主钢件翼缘的宽度。按非支承边计算的板件宽厚比不应超过  $15\varepsilon_k$ , 横向加劲肋的上表面宜与梁主钢件翼缘的上表面对齐, 并以对接焊缝与柱翼缘连接。当梁主钢件与柱主钢件非翼缘侧连接 (图7.4.1-3(c)、图7.4.1-4(h)), 即梁轴与柱主钢件腹板平面垂直时, 横向加劲肋与柱主钢件腹板的连接宜采用对接焊缝。

**7.4.7** 框架梁与柱的连接构造应符合下列要求:

**1** 框架梁与柱刚接节点应符合下列规定:

- 1) 梁主钢件翼缘与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℃ 时不低于 27J;
- 2) 柱主钢件的横向加劲肋的强度应与梁主钢件翼缘相同;
- 3) 梁主钢件腹板与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梁主钢件翼缘和柱主钢件翼缘间的全焊透坡口焊缝完全隔开；

- 4) 腹板连接板与柱主钢件的焊接，当板厚不大于 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。

2 悬臂梁段与柱刚接时，应采用全焊接连接。

**7.4.8** 采用栓焊混合连接的梁柱刚接节点，悬臂梁段与柱、悬臂梁段与钢梁翼缘应采用全熔透焊缝连接，焊缝质量等级应为一级（工地拼接焊缝质量等级可为二级）。

**7.4.9** 框架梁柱采用刚性节点时，在梁主钢件翼缘上、下各 600mm 的范围内，框架柱主钢件翼缘与腹板间的连接焊缝应采用全焊透坡口焊缝。

**7.4.10** 主钢构件也可采用全螺栓连接、端板连接、顶底角钢连接等形式，应符合现行规范《钢结构设计标准》GB50017 相关规定。

## 7.5 柱脚

**7.5.1** 柱脚可采用外露式柱脚、外包式柱脚或埋入式柱脚（图 7.5.1）。外露式柱脚用于低层和多层建筑。外包式柱脚可用于有地下室的高层民用建筑。

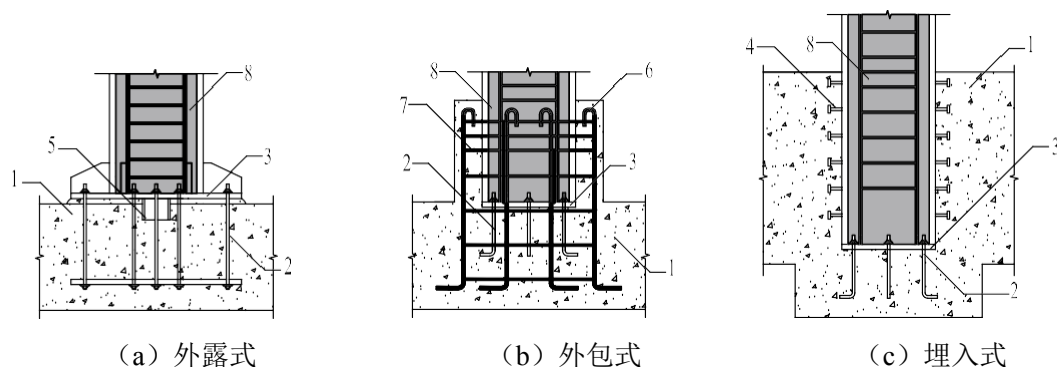


图 7.5.1 柱脚构造示意图

1-基础，2-锚栓；3-底板；4-栓钉；5-抗剪键；6-纵筋；7-箍筋；8-组合柱

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

**7.5.3** 柱刚性柱脚宜采用埋入式，也可采用外包式；抗震设防烈度为 6 度、7 度且高度不超过 50m 时也可采用外露式。

## 7.6 支撑连接

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

**7.6.2** 由部分包覆钢-混凝土组合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。

## 8 防护设计

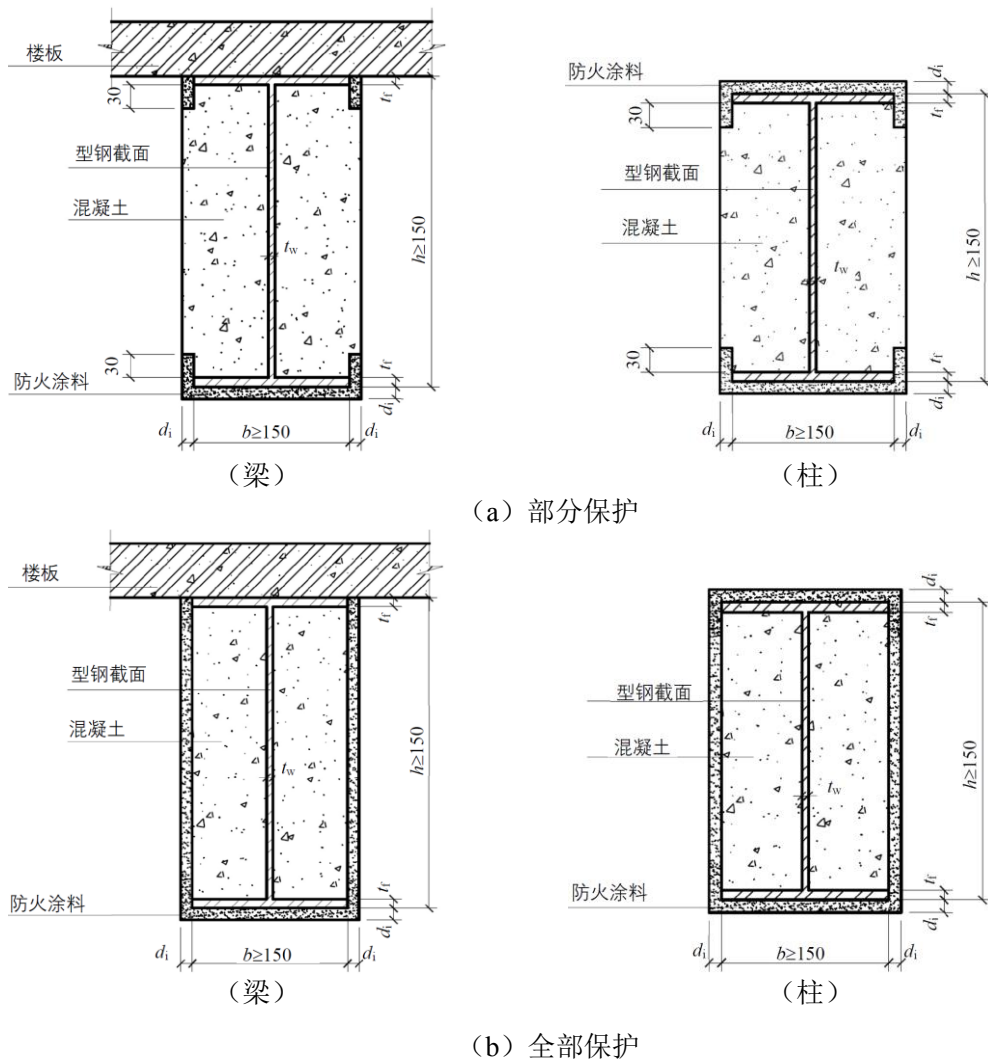
### 8.1 抗火设计与防火保护

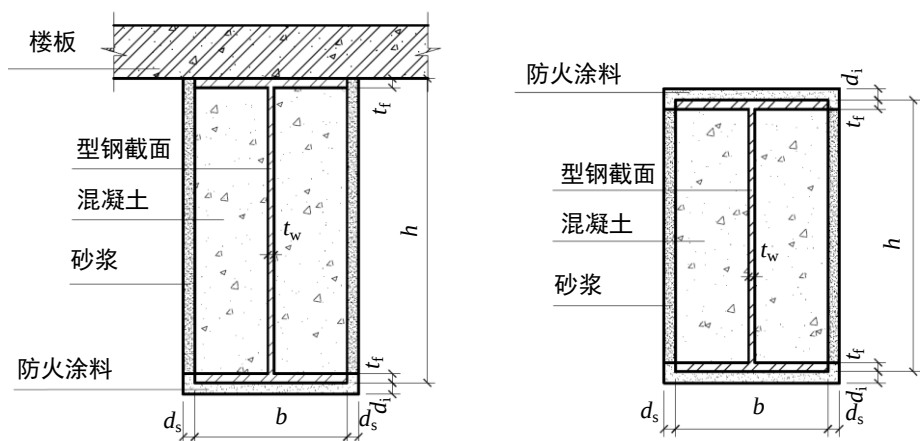
**8.1.1** 部分包覆钢-混凝土组合构件的设计耐火极限应根据建筑的耐火等级，按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016的有关规定确定。

**8.1.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件防火保护设计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。

**8.1.3** 部分包覆钢-混凝土组合构件的耐火性能不满足要求时，应对构件进行防火保护（图8.1.3）。防火保护层的材料及构造应符合下列规定：

- 1 设计工作环境下应具有良好的耐久、耐候性能；
- 2 火灾下应保持完整，不开裂、不脱落；
- 3 应能够适应被保护构件在火灾下的变形；
- 4 防火保护层的最小热阻  $R_f$  应满足表 8.1.3 的要求。





(c) 混合保护(砂浆中应布置金属网)  
图 8.1.3 构件防火保护构造  
(型钢翼缘厚度 $t_f \geq 6.0\text{mm}$ )

表 8.1.3 保护最小热阻要求

| 构件类型 | 防火保护构造形式                           | 耐火极限要求(h)                    | 最小等效热阻<br>$R_i(\text{m}^2 \cdot \text{K/W})$                                                         |
|------|------------------------------------|------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 梁    | 部分保护                               | 1.5                          | 0.06                                                                                                 |
|      |                                    | 2.0                          | 0.10                                                                                                 |
|      | 全保护                                | 1.5                          | 0.05                                                                                                 |
|      |                                    | 2.0                          | 0.07                                                                                                 |
|      | 混合保护<br>( $d_s \geq 30\text{mm}$ ) | 1.5                          | 0.10( $150 \leq b \leq 200$ )<br>0.08( $b > 200$ )                                                   |
|      |                                    | 2.0                          | 0.25( $150 \leq b \leq 200$ )<br>0.10( $b > 200$ )                                                   |
| 柱    | 部分保护                               | 2.0                          | 0.08                                                                                                 |
|      |                                    | 2.5                          | 0.14                                                                                                 |
|      |                                    | $3.0(t_f \geq 8.0\text{mm})$ | 0.16                                                                                                 |
|      | 全保护                                | 2.0                          | 0.06                                                                                                 |
|      |                                    | 2.5                          | 0.08                                                                                                 |
|      |                                    | 3.0                          | 0.10                                                                                                 |
|      | 混合保护                               | 2.0                          | 0.15( $b \geq 200$ 且 $d_s \geq 30\text{mm}$ )                                                        |
|      |                                    | 2.5                          | 0.30( $200 \leq b \leq 300$ 且 $d_s \geq 30\text{mm}$ )<br>0.30( $b > 300$ 且 $d_s \geq 30\text{mm}$ ) |
|      |                                    | 3.0                          | 0.30( $200 \leq b \leq 300$ 且 $d_s \geq 40\text{mm}$ )<br>0.30( $b > 300$ 且 $d_s \geq 30\text{mm}$ ) |

8.1.4 构件的防火保护可采用下列措施之一或其中几种的复合或组合：

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

**8.1.5** 防火保护材料供应商应提供材料的等效热传导系数  $\lambda_i$  或等效热阻  $R_i$ 、比热  $C_i$  和密度  $\rho_i$  等性能参数。

**8.1.6** 部分包覆钢-混凝土组合结构中构件主钢件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 或《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。

## **8.2 防腐设计**

**8.2.1** 装配式部分包覆钢-混凝土组合结构中的主钢件防腐蚀设计应符合《工业建筑防腐蚀设计规范》GB50046、《钢结构设计标准》GB50017、《钢结构防腐蚀涂装技术规程》CECS343等国家现行有关标准的规定，并应综合考虑结构重要性、所处腐蚀介质环境、涂装涂层使用年限要求和维护条件等要素，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。

**8.2.2** 主钢件的除锈和防腐涂装工作应在构件质量检验、检测合格并完成连杆焊接后，方可进行，并应符合《钢结构工程施工规范》GB50755、《钢结构工程施工质量验收标准》GB50205、《钢结构防腐蚀涂装技术规程》CECS343等国家现行有关标准的规定。

**8.2.3** 主钢件表面除锈宜在室内进行，钢材表面除锈方法和除锈等级应符合设计要求，工厂被混凝土包覆的部位应除去浮锈。

**8.2.4** 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应符合设计文件要求，涂装工艺应符合《钢结构工程施工规范》GB50755、《钢结构防腐蚀涂装技术规程》CECS343及涂料产品说明书的相关规定，节点区应做好有效保护措施。

**8.2.5** 当部分包覆钢-混凝土组合构件中的混凝土采取工厂预制时，主钢件被混凝土包覆的部位应进行除锈，但不应涂装底漆；当部分包覆钢-混凝土组合构件中的混凝土采取现场预制时，主钢件被混凝土包覆的部位应进行除锈，并进行底漆涂装。

**8.2.6** 进行主钢件中混凝土施工时，应做好成品保护，避免对主钢件外露部分涂层面的污染和损伤。对污染和损伤部位，必须进行清理和涂层修复，方可出厂或吊装。

**8.2.7** 部分包覆钢-混凝土组合构件油漆补涂应符合下列规定：

1 表面涂有工厂底漆的构件，因焊接、火焰校正、暴晒和擦伤等原因造成重新锈蚀或附有白锌盐时，应经表面处理后再按原涂装规定进行补漆；

2 运输、安装过程的涂层碰损、焊接烧伤等，应根据原涂装规定进行补涂。

## 9 制作安装

### 9.1 一般规定

- 9.1.1** 本章适用于部分包覆钢-混凝土组合结构的构件加工、安装及保护。
- 9.1.2** 零件及部件加工前，应熟悉设计文件和施工详图并完成深化设计，应做好各道工序的工艺准备；并结合加工的实际情况，编制加工工艺文件。
- 9.1.3** 构件组装前，组装人员应熟悉施工详图、组装工艺及有关技术文件的要求，检查组装用的零部件的材质、规格、外观、尺寸、数量等均应符合设计要求。
- 9.1.4** 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规范》GB 50205的有关规定。

### 9.2 制作

- 9.2.1** 部分包覆钢-混凝土组合构件的主钢件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及《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205的有关规定。
- 9.2.2** 部分包覆钢-混凝土组合构件的钢筋混凝土部分的制作应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工规范》GB 50666及《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204的有关规定。
- 9.2.3** 部分包覆钢-混凝土组合构件中的混凝土部分的制作宜采取工厂或现场专用场地预制的方式。
- 9.2.4** 部分包覆钢-混凝土组合构件中预制混凝土浇筑可采取双面或多面分次浇筑成型以及双面或多面一次浇筑成型的方式。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洞口，并宜设置排气孔。构件同一区格内的混凝土应一次浇筑完成。
- 9.2.5** 主钢件腹板上开设的混凝土浇筑孔宜为圆形，浇筑孔的孔径和孔间距除应满足设计文件的规定外，尚应符合下列规定：
- 1 开孔位置宜选在剪力较小处；
  - 2 孔间距宜为孔径的 3 倍~4 倍；
  - 3 当主钢件上设置劲板时，浇筑孔边缘距离劲板不应小于 50mm；
  - 4 浇筑孔应满足混凝土浇筑要求，孔径不应小于 50mm，不宜大于构件截面高度的 1/2；当孔径大于构件高度 1/2 时，应进行验算，必要时采取补强措施。
- 9.2.6** 部分包覆钢-混凝土组合构件中连接主钢件翼缘的连杆应符合下列规定：
- 1 连杆形式可采用直钢筋、C 形钢筋以及扁钢条；
  - 2 连杆的位置宜避开主钢件腹板上浇筑孔的位置，不宜在孔中心区域；
  - 3 直钢筋和扁钢条连杆与主钢件采用围焊，C 形连杆与主钢件采用双面角焊缝，焊缝应饱满。

**9.2.7** 部分包覆钢-混凝土组合构件在混凝土浇筑前应进行构件的隐蔽工程验收，验收项目应包括但不限于下列内容：

- 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。

**9.2.8** 部分包覆钢-混凝土组合构件中预制混凝土浇筑应符合下列规定：

1 混凝土浇筑前，外露钢骨表面以及预埋件、预留钢筋的外露部分宜采取防止污染的措施；

2 混凝土倾落高度不宜大于 600mm，并应均匀摊铺；

3 混凝土浇筑应连续进行；

4 对一次浇筑双面或多面成型的混凝土，宜采用振动模台或振动棒振捣的方式，确保浇筑的混凝土达到密实要求；

5 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；

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

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

**9.2.9** 部分包覆钢-混凝土组合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方式；

2 混凝土浇筑完毕后应及时覆盖保湿，脱模前不得揭开；

3 采用蒸汽加热养护时，应有防止未被混凝土包裹钢表面腐蚀的保障措施。

**9.2.10** 设计文件未规定时，构件脱模、起吊、翻转时的混凝土强度等级不应小于 $15\text{N/mm}^2$ ，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%。

**9.2.11** 对构造复杂的部分包覆钢-混凝土组合构件，在制作前宜进行工艺性试验。

**9.2.12** 部分包覆钢-混凝土组合结构的构件制作应执行首件验收制度，首件验收合格后方可批量生产。

**9.2.13** 部分部分包覆钢-混凝土组合结构的构件运输与堆放应符合下列规定：

1 构件支垫应坚实，垫块在构件下的位置宜与制作、起吊位置一致；

2 应采取防止构件产生裂缝的措施，梁构件宜采用立式的方式堆放或运输。

3 重叠堆放构件时，每层构件间的垫块应上下对齐，堆垛层数应根据构件、垫块的承

载力确定，并应根据需要采取防止堆垛倾覆的措施。

### 9.3 安 装

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

**9.3.2** 部分包覆钢-混凝土组合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 部分包覆钢-混凝土组合构件的安装工艺、流程及安装精度控制措施；
- 2 部分包覆钢-混凝土组合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 部分包覆钢-混凝土组合构件临时固定方案及安装误差纠偏方案。

**9.3.3** 部分包覆钢-混凝土组合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开裂验算；
- 2 吊装及安装耳板的承载力验算；
- 3 吊装用吊具的相关验算；
- 4 构件临时固定措施的安全验算。

**9.3.4** 部分包覆钢-混凝土组合柱在安装前，应根据构件重量确定吊机型号和布置位置。

**9.3.5** 部分包覆钢-混凝土组合结构安装应根据结构特点按照合理顺序进行，并应形成稳固的空间刚度单元，必要时应增加临时支承结构或临时措施。

**9.3.6** 部分包覆钢-混凝土组合构件预留的节点后浇区域在现场进行补浇之前，应进行隐蔽工程验收，验收内容应包括本规程第 8.2.7 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。

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

**9.3.8** PEC 柱的竖向拼接区域和梁的两端区域的后浇混凝土，应先浇筑竖向拼接区域，再浇筑梁的两端区域。PEC 柱竖向拼接区域及 PEC 梁两端区域后浇时间应依据主体结构的施工验算而确定。

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

**9.3.10** 部分包覆钢-混凝土组合构件连接或拼接区域后浇混凝土时宜采用标准化模具，模具应表面平整，并应具有足够刚度。

**9.3.11** 部分包覆钢-混凝土组合构件后浇混凝土检测应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204的有关规定。

**9.3.12** 部分包覆钢-混凝土组合构件后浇混凝土经检测存在质量缺陷的部位应立即修复，修复用材料宜选用水泥基灌浆料。

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

## 附录A 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁设计

**A. 0. 1** 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁的主钢件采用腹板开孔的蜂窝形主钢件，孔的形状宜为六边形或圆形，开孔位置应避免受剪力作用较大的支座端。

**A. 0. 2** 蜂窝形主钢件可由 H 形钢（或工字形钢）剖分后重新组合焊接加工制作而成，也可由 H 形钢的腹板切割成孔或冲孔而成，以及钢板切割（冲）成孔后作为腹板再和钢翼缘板焊接而成，如图 A.0.2 所示。

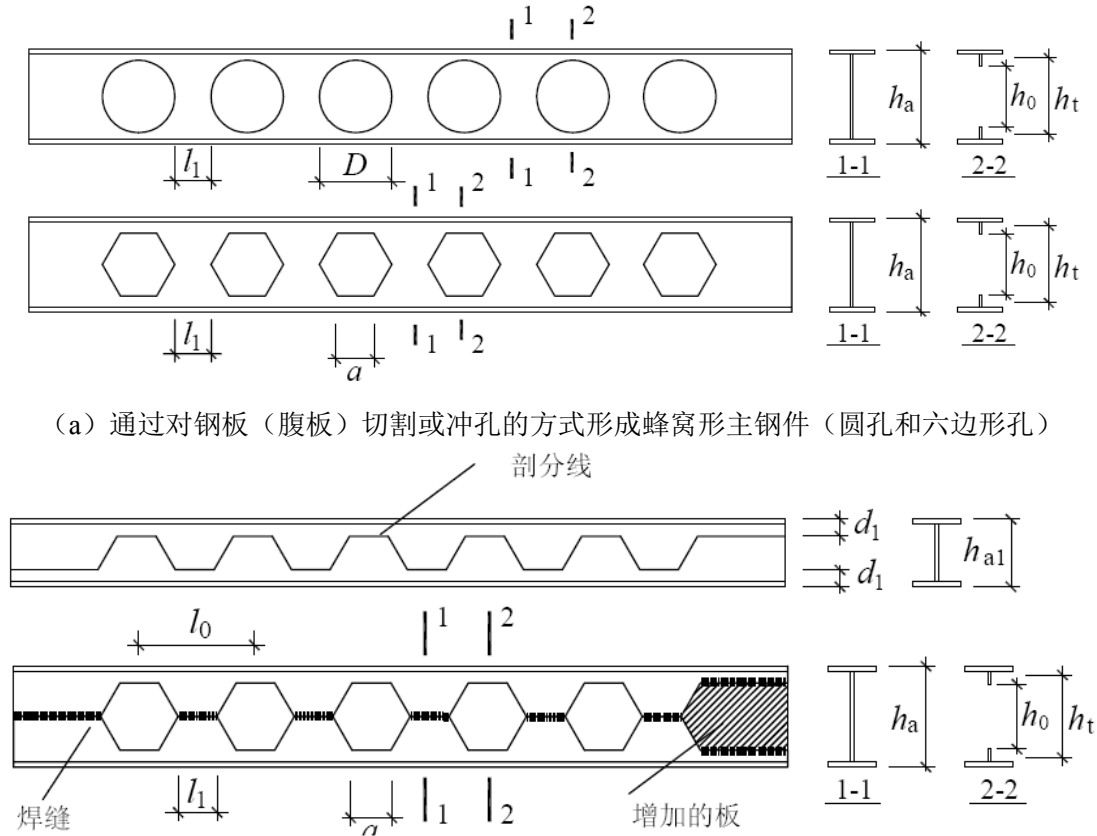


图 A. 0. 2 蜂窝梁示意图

**A. 0. 3** 无翼板部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁的正截面受弯承载力计算应符合下列规定：

1 应对削弱截面（如跨中区）和非削弱截面（如支座区）的抗弯承载力分别计算。

2 主钢件削弱最大的截面（如图 A. 0. 2-b 中的 2-2 截面）受弯承载力按本规程的 5. 2. 1 条计算。计算时，采用  $A_{ac1}$  替换  $A_{ac}$ ， $S_{at1}$  替换  $S_{at}$ ， $S_{ac1}$  替换  $S_{ac}$ 。  $A_a$ 、 $A_{ac1}$ 、 $S_{at1}$ 、 $S_{ac1}$  按式（A. 0. 3-1）~式（A. 0. 3-4）计算。

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

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

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

$$S_{at1} = t_w(d_1 - t_f) \left( h_w - x - \frac{d_1 - t_f}{2} \right) + b_f t_f \left( h_w - x + \frac{t_f}{2} \right) \quad (\text{A. 0. 3-5})$$

式中:  $A_a$  —— 削弱最大处的钢截面面积 ( $\text{mm}^2$ );

$A_{ac1}$  —— 削弱最大处上部钢的截面面积 ( $\text{mm}^2$ );

$S_{at1}$ 、 $S_{ac1}$  —— 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 ( $\text{mm}^3$ );

$h_w$  —— 蜂窝主钢件的腹板高度 (mm)

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

**A. 0. 4** 完全抗剪有翼板部分包覆蜂窝钢-混凝土组合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的正弯矩承载力按下列规定计算:

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, 受弯承载力的计算方法与实腹梁相同, 可分别按本规程式 (5. 2. 2-2)、(5. 2. 2-5)、(5. 2. 2-8) 计算。

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

$$M_u = \alpha_1 f_c b_e h_c \left( x - \frac{h_c}{2} \right) + f_a S_{at1} + f'_a S_{ac1} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{x - h_c - t'_f}{2} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) \quad (\text{A. 0. 4-1})$$

$$\alpha_1 f_c b_e h_c + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f'_a A_{ac1} - f_a A_{at1} - f_y A_s = 0 \quad (\text{A. 0. 4-2})$$

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

$t'_f$ 、 $t_f$  —— 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 ( $\text{mm}^2$ ),  $A_{cw} = (b_f - t_w)(x - h_c - t'_f)$ ;

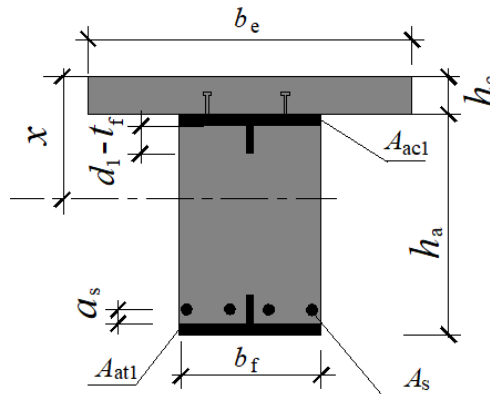


图 A. 0. 4-1 承受正弯矩 T 形截面蜂窝梁 (中和轴位于开孔处)

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

承载力按下列规定计算：

$$M'_u = f_y A'_s (h_c + h_a - x - t_f - a'_s) + f'_a S_{at1} + f_a S_{ac1} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} \frac{x}{2} + f'_y A_s (x - a_s) \quad (\text{A. 0. 4-3})$$

$$f'_a A_{at1} + \alpha_1 f_{cw} A_{cw} + f'_y A_s - f_a A_{ac1} - f_y A'_s = 0 \quad (\text{A. 0. 4-4})$$

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

$S_{ac1}$ 、 $S_{at1}$  —— 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 ( $\text{mm}^3$ )；

$A_{cw}$  —— 梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积 ( $\text{mm}^2$ )， $A_{cw} = (b_f - t_w)x$ ；

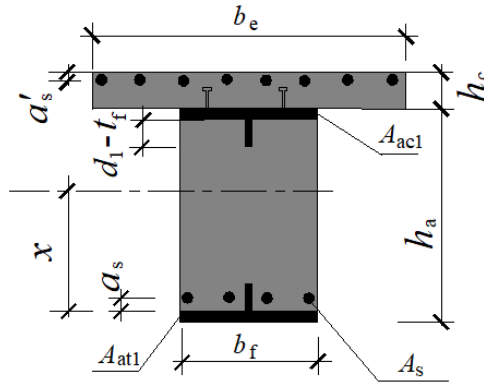


图 A. 0. 4-2 承受负弯矩 T 形截面蜂窝梁（中和轴位于开孔处）

**A. 0. 5** 部分抗剪有翼板部分包覆蜂窝钢-混凝土组合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与完全抗剪有翼板组合梁的计算相似，按照本规程第 A. 0. 4 条计算，计算中混凝土翼板厚度  $h_c$  需替换为有效厚度  $x_c$ ；

$$x_c = \min\left(\frac{n_{st} N_V^c}{\alpha_1 f_c b_e}, h_c\right) \quad (\text{A. 0. 5-4})$$

式中：  $x_c$  —— 混凝土翼板的有效厚度 ( $\text{mm}$ )；

$N_V^c$  —— 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与完全抗剪有翼板组合梁的计算相似，按照本规程第 A. 0. 4 条计算，计算中有效受拉钢筋拉力  $f_y A'_s$  需改为有效拉力： $\min(f_y A'_s, n_{st} N_V^c)$ 。

**A. 0. 6** 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁的受剪承载力应对削弱截面和非削弱截面分别计算，计算可仅考虑主钢件中平行于剪力方向的板件受力，不计内填混凝土和箍筋的作用：

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式 (A. 0. 6-3) 计算：

$$V_u = 2d_1 t_w f_{av} \quad (\text{A. 0. 6-3})$$

式中:  $f_{av}$  —— 梁主钢件腹板的抗剪强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );

$d_1$  —— 蜂窝梁主钢件削弱最大截面处的上、下部分截面净高度 ( $\text{mm}$ );

**A. 0.7** 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁尚应满足下列构造要求:

- 1 翼缘宽厚比和腹杆高厚比限制符合本规程第 4.1.3 条相关要求;
- 2 两端距离支座 (或与梁连接的柱翼缘) 1.5 倍梁截面高度范围的不宜开孔;
- 3 相邻孔洞的净间距  $l_1$  不宜小于六边形孔洞边长 (或圆形孔洞的半径), 孔洞的高度不宜超过蜂窝钢截面总高度的 75%;
- 4 孔洞的高度和间距宜满足预制组合梁施工时混凝土一次浇筑成形的要求, 即无需如实腹式主钢件那样先浇筑腹板的一侧混凝土后再翻转浇筑另一侧混凝土;
- 5 当蜂窝主钢件采用剖分后重新组合而成时, 剖分后的截面高度和原截面高度之比 ( $h_a/h_{a1}$ ) 宜为 1.4~1.6;
- 6 当蜂窝孔洞兼做设备管道孔时, 应在混凝土开孔处设置加强钢筋, 按照《混凝土结构设计规范》GB50010 的相关构造要求进行设计。

## 附录B 部分包覆钢桁架-混凝土组合梁设计

**B.0.1** 部分包覆钢-混凝土组合梁的主钢件采用钢桁架时，钢桁架的弦杆宜采用 T 形钢（或 H 形钢剖分成 T 形钢），腹杆宜采用端部竖腹板、中间斜腹杆的布置方式，腹杆通过角焊缝连接于 T 形钢（弦杆）而无需节点板。

**B.0.2** 钢桁架（主钢件）的上、下弦杆的截面宽度相同，但截面高度和翼缘厚度可以根据简支梁和框架梁的受力特性采用不同的尺寸，腹杆截面满足本规程第 B.0.6 条的抗剪承载力要求，如图 B.0.2 所示。

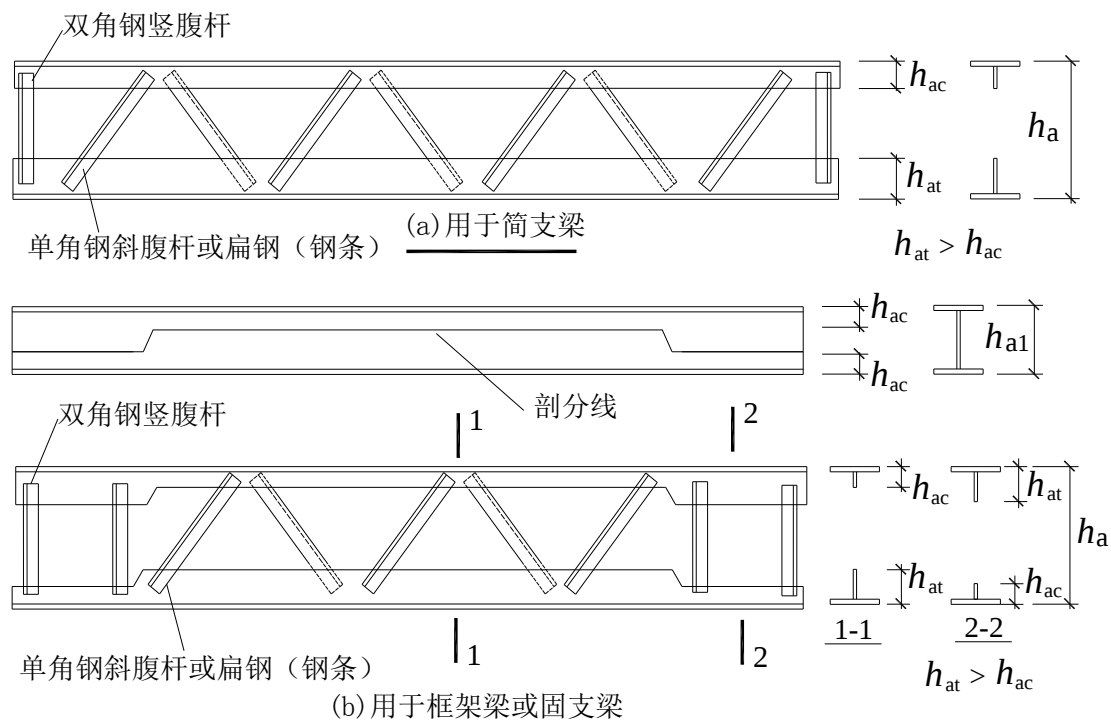


图 B.0.2 部分包覆桁架组合梁

**B.0.3** 无翼板部分包覆钢桁架-混凝土组合梁的正截面受弯承载力按下列规定计算：

$$M_u = \alpha_1 f_{cw} (b_f - t_w) \frac{x^2}{2} + f_a S_{at1} + f'_a S_{ac1} \quad (B.0.3-1)$$

$$\alpha_1 f_{cw} (b_f x - (h_{ac} - t_{f1}) t_w) + f'_a A_{ac1} - f_a A_{at1} = 0 \quad (B.0.3-2)$$

$$A_{ac1} = b_f t_{f1} + (h_{ac} - t_{f1}) t_w \quad (B.0.3-3)$$

$$A_{at1} = b_f t_{f2} + (h_{at} - t_{f2}) t_w \quad (B.0.3-4)$$

$$S_{at1} = b_f t_{f2} (h_0 - x + t_{f2}/2) + (h_{at} - t_{f2}) t_w (h_0 - x - \frac{h_{at} - t_{f2}}{2}) \quad (B.0.3-5)$$

$$S_{ac1} = b_f t_{f1} (x + t_{f1}/2) + (h_{ac} - t_{f1}) t_w (x - \frac{h_{ac} - t_{f1}}{2}) \quad (B.0.3-6)$$

式中：  $b_f$  —— 截面宽度 (mm)；

$f_{cw}$  —— 梁主钢件腹部混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm<sup>2</sup>)；

$x$  —— 组合截面中和轴至混凝土受压边缘的距离 (mm)；

$h_a$ 、 $h_0$ 、 $t_w$  —— 截面高度、包覆混凝土高度、腹板厚度 (mm)；

- $t_{f1}$ 、 $t_{f2}$  —— 主钢件上、下翼缘厚度 (mm);
- $h_{ac}$ 、 $h_{at}$  —— 梁主钢件受压弦杆、受拉弦杆的截面高度 (mm);
- $A_{ac1}$ 、 $A_{at1}$  —— 受压弦杆、受拉弦杆截面面积 (mm<sup>2</sup>);
- $S_{ac1}$ 、 $S_{at1}$  —— 受压弦杆、受拉弦杆对组合截面塑性中和轴的面积矩 (mm<sup>3</sup>);

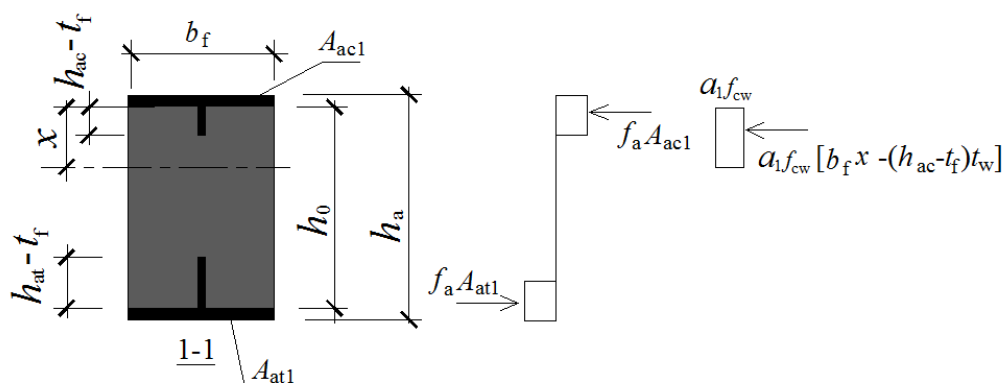


图 B.0.3 无翼板部分包覆桁架组合梁受弯塑性应力图形

**B.0.4** 完全抗剪有翼板部分包覆钢桁架-混凝土组合梁正截面受弯承载力的计算类似蜂窝梁最大削弱截面处，可按本规程第 A.0.4 条第 3 款和第 4 款计算，计算时需将  $d_1$  修改为对应的上弦杆高度  $h_{ac}$ 、下弦杆高度  $h_{at}$ 。

**B.0.5** 部分抗剪有翼板部分包覆钢桁架-混凝土组合梁正截面受弯承载力的计算类似蜂窝梁最大削弱截面处，可按本规程第 A.0.5 条计算，计算时需将  $d_1$  修改为对应的上弦杆高度  $h_{ac}$ 、下弦杆高度  $h_{at}$ 。

**B.0.6** 部分包覆钢桁架-混凝土组合梁的受剪承载力可仅考虑主钢件中平行于剪力方向的板件受力，不计内填混凝土和箍筋的作用，按式 (B.0.5-4) 计算：

$$V_u \leq \min\{A_{bs} f_{by} \sin\theta, A_{bs} f_{bv}\} \quad (\text{B.0.5-4})$$

式中：  $A_{bs}$  —— 腹杆的截面面积 (mm<sup>2</sup>);

$f_{by}$ 、 $f_{bv}$  —— 桁架主钢构件的腹杆的抗拉强度设计值 (MPa)、抗剪强度设计值 (MPa);

$\theta$  —— 腹杆和主钢件中纵向弦杆的夹角。

**B.0.7** 部分包覆钢桁架-混凝土组合梁尚需满足以下构造要求：

1 钢桁架中的斜腹杆宜优选单角钢、且在 T 形钢（弦杆）腹板两侧交错布置，角钢的最小规格应为 L30×4，且厚度不应小于弦杆厚度的 1/2；

2 钢桁架中的斜腹杆也可以采用钢条（扁钢），其厚度不应小于弦杆厚度的 1/2、宽度不应小于弦杆最小截面高度的 1/3；

3 斜腹杆与弦杆的夹角宜为 40° ~60°、且不应小于 30°，相邻腹杆的轴线相交点宜在弦杆轴线上（即腹杆和弦杆连接节点不宜偏心）；

4 钢桁架两端应采用双角钢竖腹杆加强，角钢最小规格为 L45×4；

**5** 组合梁的主钢件上下翼缘之间可不配置纵向受力钢筋，但宜按《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关要求配置约束混凝土裂缝发展的箍筋和腰筋。

## 本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件允许时首先这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 标准中指定应按其他有关标准、规范执行时，写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

## 引用标准名录

- 1 《建筑地基基础设计规范》 GB 50007
- 2 《建筑结构荷载规范》 GB 50009
- 3 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 4 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 5 《建筑设计防火规范》 GB 50016
- 6 《钢结构设计标准》 GB 50017
- 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及验收规范》 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 《钢结构焊接规范》 GB 50661
- 15 《混凝土结构工程施工规范》 GB 50666
- 16 《钢结构工程施工规范》 GB 50755
- 17 《建筑机电工程抗震设计规范》 GB 50981
- 18 《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》 GB 51022
- 19 《建筑钢结构防火技术规范》 GB 51249
- 20 《碳素结构钢》 GB/T 700
- 21 《低合金高强度结构钢》 GB/T 1591
- 22 《厚度方向性能钢板》 GB/T 5313
- 23 《建筑构件耐火试验方法》 GB/T 9978
- 24 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》 GB/T 10433
- 25 《建筑用压型钢板》 GB/T 12755
- 26 《水泥基灌浆材料应用技术规范》 GB/T 50448
- 27 《建筑施工组织设计规范》 GB/T 50502
- 28 《轻骨料混凝土技术规程》 JGJ 12
- 29 《钢筋焊接及验收规程》 JGJ 18
- 30 《钢结构高强度螺栓连接技术规程》 JGJ 82
- 31 《高层民用建筑钢结构技术规程》 JGJ 99
- 32 《组合结构设计规范》 JGJ 138
- 33 《非结构构件抗震设计规范》 JGJ 339

- 34 《建筑钢结构防腐技术规程》 JGJ/T 251
- 35 《自密实混凝土应用技术规程》 JGJ/T 283

浙江省工程建设标准

装配式部分包覆钢-混凝土组合结构技术规程

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

**DB 33/T xxxx-202x**

条文说明

## 1 总 则

**1.1.1** 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。

**1.1.2** 部分包覆钢-混凝土组合结构（partially-encased composite structures of steel and concrete，简称 PEC 结构）的柱、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，即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。构筑物如采用 PEC 构件，构件和节点的设计可参照本规程有关规定。

由于对此类构件的高周疲劳尚未有充分研究结果能够指导工程实践，故本规程暂不适用于需要高周疲劳的构件，即直接承受动力荷载重复作用且结构使用期间应力循环次数大于  $5 \times 10^4$  的情况。

## 2 术语和符号

### 2.1 术 语

**2.1.1~2.1.10** 本节给出了部分包覆钢-混凝土组合构件（简称 PEC 构件），如部分包覆钢-混凝土组合柱、部分包覆钢-混凝土组合梁、部分包覆钢-混凝土组合支撑以及部分包覆钢-混凝土组合框架等术语的含义和简称，在不至于混淆时，用简称表达以使表述简洁。

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。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

**2.2.1~2.2.4** 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标准（如《钢结构设计标准》GB 50017、《混凝土结构设计规范》GB 50010 及现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138）的协调性。

## 3 材 料

### 3.1 钢 材

**3.1.2** 本条规定了承重结构的钢材应具有力学性能和化学成分等合格保证的项目。非焊接的重要结构（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架等，亦都需要具有冷弯试验合格的保证。

**3.1.4** 结构设计包括抗震设计中，如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。

### 3.2 钢 筋

**3.2.1** 当 PEC 构件中的纵筋主要起约束混凝土作用、且未在承载力计算中予以考虑时，可不按受力钢筋要求。

### 3.3 混 凝 土

**3.3.1** 本条参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的设计原则，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。

本规程构件截面强度计算是基于材料达到极限变形假定的，也即要求主钢件和混凝土材料在承载能力极限状态下分别能达到其屈服强度和轴心抗压强度。因为达到轴心受压强度后混凝土承载能力将下降，如果这一状态发生在主钢件屈服之前，极限分析假定将与实际情况产生一定偏差。混凝土和钢材应变比较（见表 1）说明，当主钢件的钢材牌号在 Q235~Q420 范围内时，匹配的混凝土标号为 C20~C70，则都能满足这一要求。国内外已完成的构件试验大多都在上述材料范围内，试验结果均表明试件可以达到基于极限变形假定所计算的承载力。但当采用高强度钢材（如 Q460）时，需要注意可能出现混凝土压碎时钢材没有屈服的情况。

表 1 混凝土和钢材应变比较

| 混凝土强度           | C20~C50 | C55     | C60     | C65     | C70    |
|-----------------|---------|---------|---------|---------|--------|
| $\varepsilon_0$ | 0.00200 | 0.00202 | 0.00205 | 0.00208 | 0.0021 |
| 钢材牌号            | Q235    | Q355    | Q390    | Q420    | Q460   |
| $\varepsilon_y$ | 0.0011  | 0.0017  | 0.0019  | 0.0020  | 0.0022 |

注：混凝土应变  $\varepsilon_0 = 0.002 + 0.5 \times (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5}$ ，钢材应变  $\varepsilon_y = f_{ay} / E_a$ 。

**3.3.2** PEC 梁中的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，以减少跨度较大的组合梁的自重、降低起吊重量等，此时可不计包覆混凝土对抗弯承载力的作用。

**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 ~ 3.3.5** 为保证 PEC 构件后浇区的性能，对节点进行了分类，节点材料根据类别规定了不同的要求。

## 4 基本设计规定

### 4.1 构件和结构类型

**4.1.1** 部分覆盖钢-混凝土组合构件（PEC 构件）主要由H 钢等开口截面主钢件和混凝土组成。从 20 世纪 80 年代起，欧洲工程界着手研究 PEC 构件的力学性能并已广泛用于多层以及高层建筑结构，其设计与构造要求已纳入欧洲规范 EN1994-1-1: 2004，常用的构件一般由 H 形截面的型钢或焊接钢、混凝土、箍筋、纵筋与栓钉组成，箍筋分布在腹板两侧，栓钉连接在腹板上；有的截面构造则不设置栓钉，而使用穿过腹板的箍筋。20 世纪 90 年代后期，加拿大 Canam 公司研发推广了较大翼缘宽厚比的薄柔截面焊接主钢件，在翼缘之间设置连杆（Link）来提高其局部稳定性。

PEC 构件与型钢混凝土构件的截面构成类似，承载机理相近，因此欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 对两者的极限承载力采取了相同的计算假定与方法。但 PEC 构件与型钢混凝土构件截面形式的最大区别在于主钢件的部分材料位于截面外周，对构件的弯曲刚度和受弯承载力的贡献远远高于型钢混凝土中的钢骨，另外，纵筋布置在主钢件的内侧，离中和轴距离较近，对构件弯曲刚度和受弯承载力的贡献较小。这一材料布置形成了不同于型钢混凝土的受力特点，例如外周钢板件的局部稳定性不同于型钢混凝土构件，纵筋的作用减少。自 20 世纪 90 年代以来，欧美研究者进行的相关试验，已充分支持了欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的合理性和适用性；2000 年以来我国研究者也进行了一系列试验，为本规程的编制提供了依据。研究表明，与钢骨存在于内核的型钢混凝土构件相比，在截面外包尺寸和含钢率相同的条件下，PEC 构件的抗弯刚度与承载力都高于型钢混凝土构件。研究还表明，不设置栓钉或其他抗剪连接件的试件，也能保证钢与混凝土的共同受力，达到并超过塑性极限状态对应的理论承载力。在实际工程中应用这些构件时，在层高和柱跨之间构件的长度有限，且两端都有实际存在的限制混凝土纵向变形的约束，加上其他构造措施，能使钢与混凝土协同变形和受力。

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）。本规程规定了主钢件为单 H 形截面的构件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制。

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，也能获得较高综合效益。

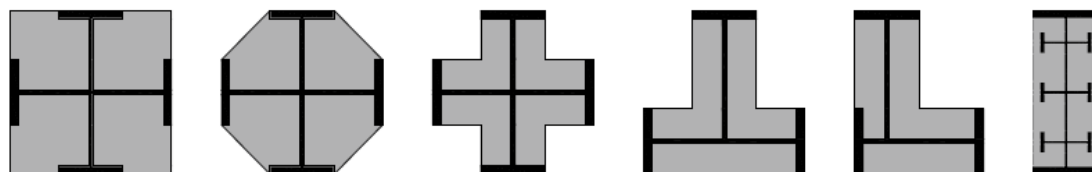


图 1 主钢件截面形式

当构件采用较大截面尺寸时（例如中高层建筑框架柱），可以在混凝土中设置纵筋、箍筋

和栓钉等钢配件，这种情况下，主钢件大多为厚实截面；当构件采用较小截面尺寸或设计荷载较小时（例如低多层建筑框架柱、楼面梁等），可以采用薄柔截面，在混凝土中设置纵筋、连杆等钢配件，连杆主要用于提高 H 形钢翼缘的板件稳定性。本规程仅列出了各种设计规定都已相对成熟的采用 H 形钢作为主钢件的截面形式，其他截面形式的设计可以参照其方法加以推广。

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。

**4.1.2** 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。

本规程中涉及的结构体系中，以框架柱、梁均采用 PEC 构件的情况为主，给出了较为具体的规定。仅有柱或梁采用 PEC 构件，其他采用钢构件或钢筋混凝土构件等的情况，PEC 构件设计可采用本规程的相关规定，其他构件的设计应满足相应标准的要求。但连接和节点的构造类型较多，本规程尚不能完全覆盖；有关结构体系设计的整体指标，也需经过论证或研究，尚不能在本规程中规定。这些情况，需要设计工程师在调研基础上针对个案具体解决，积累一定经验后作为普遍性规定予以明确。

**4.1.3** 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。确定梁柱构件设计原则、选择计算方法时，应当依据主钢件的板件宽厚比及与之有关的截面分类。

本条第 1 款规定了梁和框架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  $35\epsilon_k$ （李炜：《部分组合钢-混凝土梁试验研究》，同济大学申请硕士学位论文，2015），故相较于纯钢构件，受压翼缘的宽厚比限制可以放宽。表 4.1.2 采取了欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 中对部分包覆钢-混凝土组合构件受压翼缘的规定。其中，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；其他分类则考虑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为  $35\epsilon_k$ ，工程设计时无第 4 款所规定的措施则按最大宽厚比不超过  $20\epsilon_k$  加以限制，以考虑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，是不适宜采用的。

主钢件腹板受到两侧混凝土的约束，局部失稳受到抑制。但考虑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。本款关于梁主钢件腹板的高厚比限值参考了欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 规定的原则，截面分类 1 对应的腹板宽厚比限值，原则上与现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017-2017 中 S1 级一致，但根据既有试验数据做了适当调整，而不要求进行应力分布参数的计算；对应截面分类 2，采用了欧洲规范 EN1994-1-1:

2004 的规定，因混凝土约束，故腹板宽厚比限制与钢构件腹板的 S4 级相当，其中对于柱腹板也采用了不计应力分布参数的简化处理方法；截面分类 3 的腹板宽厚比则与 S5 级的钢构件腹板相当。在框架结构抗震设计中，根据“强柱弱梁”要求，除柱脚部分外，主钢件达到截面分类 2 的塑性承载力即能满足要求，按本款规定设计截面仍能得到良好的经济性。但对柱脚等要求达到塑性铰能力的部位，腹板宽厚比应符合截面分类 1 的要求。

本条第 2 款考虑了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 款截面分类 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 款考虑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 款截面分类 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 款参考了欧洲规范 1998-1: 2004 第 7.6.5 条第 (4) 款的规定内容，并经过多项滞回试验结果予以确认（图 2 和表 2 所示）。本款规定事实上允许采用超出表 4.1.3 宽厚比限值的主钢件，一定条件下可能取得更高的材料利用效率。

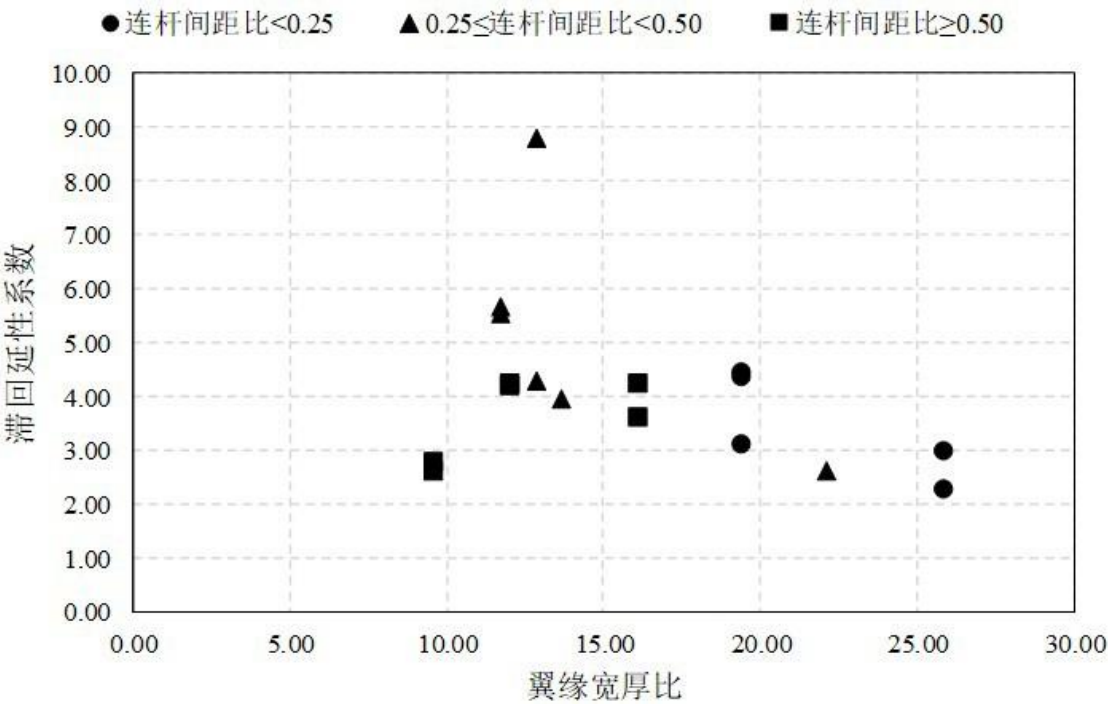


图 2 压弯滞回试验结果

本条第 5 款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 0.8 倍的范围内均宜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 款“贴合连接”指受压翼缘外侧有板件阻止翼缘鼓曲变形，导致板件并非成为 PEC 构件的组成部分的情况。

表 2 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<br>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<br>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<br>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<br>1991 | 压弯   | 0.15 | 12.86   | 0.27         | 360(2400)   | —         | —     | 8.80 |
|    |                      | 压弯   | 0.30 | 12.86   |              |             |           |       | 4.30 |
|    | 李鹏宇<br>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 |
|    | 杨婧<br>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<br>2011           | 压弯   | 0.28 | 22.11   | 0.25         | 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 |
|    | 何雅雯<br>2017          | 双向压弯 | 0.20 | 13.68   | 0.23         | 350(3600)   | 1.19      | —     | 3.94 |
|    | 简思敏<br>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<br>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   | 0.50         |             | 1.47      | 2.30  |      |
|    |                      |      |      | 16.20   | 0.50         |             | 1.26      | 1.70  |      |
|    |                      |      |      | 16.20   | 1.00         |             | 1.35      | 1.60  |      |
|    |                      |      |      | 16.20   | 2.00         |             | 1.29      | 1.10  |      |

4.1.4 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。

**4.1.5** 为保证 PEC 构件中钢骨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。

**4.1.6** 表 4.1.6 中第 1、3、4 项的规定与《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 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的防止裂缝开展，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的发挥作用。

表 4.1.6 中第 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，参考《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015 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部分包覆组合梁试验与理论研究）；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参照表 4.1.6 的中心支撑结构，其耗能梁等的设计应按有关规范的规定采用。

表 4.1.6 中第 5 项的规定，系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。

本条尚不能全部覆盖可以应用 PEC 柱、PEC 梁的结构体系。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。

## 4.2 设计计算

**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》GB 50153 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。对一般工业与民用建筑部分包覆钢-混凝土组合结构，其安全等级可取为二级。

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》GB 50068 的有关规定制订。对荷载效应的偶然组合，统一标准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规范的有关规定。对于正常使用极限状态，一般只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。对部分包覆钢-混凝土组合梁，因需要考虑混凝土在长期荷载作用下的徐变影响，故除应采取荷载效应的标准组合外，尚应采取准永久组合。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》GB 50009、《建筑抗震设计规范》GB 50011 一致。

**4.2.3** 构件的承载力设计，基于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《组合结构设计规范》JGJ 138 有关极限状态设计表达式的规定，本规程对部分包覆钢-混凝土组合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》

JGJ 138 的规定执行。

**4.2.4** 对于采用 PEC 构件的框架结构、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。框架-支撑结构抗震等级按《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010（2016年版）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。

**4.2.5** 结构抗震计算时的阻尼比取值按《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。

**4.2.6** 本条适用于结构整体弹性分析时采用的截面刚度计算。截面刚度计算中参考现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138，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  $EI_1 = E_a I_a + 0.8E_c I_c$ 。

大量计算表明，折减抗弯刚度  $EI_1 = E_a I_a + 0.8E_c I_c$  和全抗弯刚度  $EI_1 = E_a I_a + E_c I_c$  之比，对于宽翼缘构件，强轴为 0.91 ~ 0.95，弱轴为 0.85 ~ 0.89；对于中翼缘构件，强轴为 0.88 ~ 0.92，弱轴为 0.83 ~ 0.86；对于窄翼缘构件，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试算发现，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的一般要求。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。

**4.2.7** 参考《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 5.2.2 条，T 形组合梁刚度增大系数取为 1.5 和 2.0。对于梁端部无混凝土包覆的纯钢梁段，参考《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015 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。T 形组合梁的挠度计算时，T 形组合梁的惯性矩应符合本规程第 5.3 节规定。

**4.2.9** 第 1、3、4 款采用《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 11.2.6 条的规定；第 2 款采用《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015 第 3.3.8 条的规定。

**4.2.10** 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 款参考《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010（2016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 1.2 倍，第 3~5 款参照《高层建筑混凝土结构

技术规程》JGJ 3-2010 第3.4.10 条的要求。

**4. 2. 11** 为满足实际工程需要，PEC 构件的截面形式不限于本规程规定的采用单 H 形钢作为主钢件的情况。

例如，当柱与正交两方向的梁均按刚接要求设计时，也可采用图 1 所示双 H 形钢等作为主钢件。当采用正交双向 H 形钢或类似截面的主钢件时，主钢件相邻两翼缘间的开口大小应满足制作、施工的相关要求。

对部分包覆钢-混凝土组合墙（图 3），近年来也开展了相关试验研究和工程试点应用，当房屋层数较高时经济指标较好。由于理论和试验研究成果尚不充分，本规程暂未列入这类截面。针对具体工程采用此类构件时，应进行必要的试验和充分的论证。

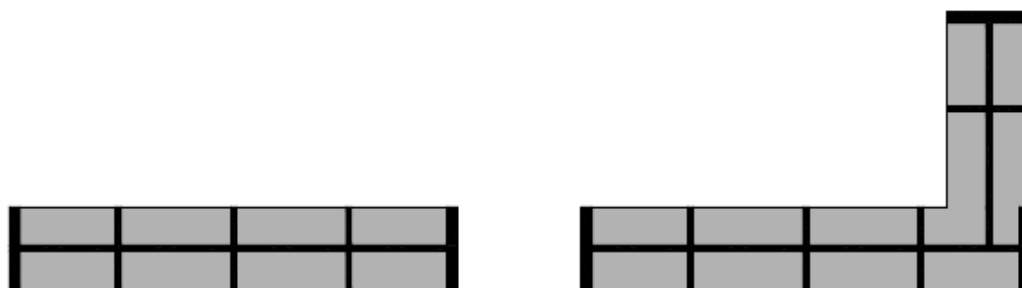


图 3 剪力墙截面形式

### 4.3 变形规定

**4. 3. 1** 现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 - 2017 规定钢框架弹性层间位移角不宜超过  $1/250$ ，《建筑抗震设计规范》GB 50011 - 2010（2016年版）与之相同；《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 - 2010 规定，弹性计算的风或多遇地震作用下的层间位移角：框架结构不宜大于  $1/550$ ，弹塑性位移角应小于  $1/50$ ；框架-剪力墙、框架-核心筒结构不宜大于  $1/800$ ，弹塑性位移角应小于  $1/100$ ，现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 - 2010（2016年版）与之相同；《组合结构设计规范》JGJ 138 2016 规定，多高层组合结构层间位移应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定。考虑到《建筑抗震设计规范》GB 50011 - 2010（2016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、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《建筑抗震设计规范》GB 50011、现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 一致。

采用 PEC 柱和钢框架梁的房屋结构，层间位移角限值参照表 4.3.1 的规定。考虑到 PEC 结构的性能，本地方标准在我国行业标准 T/CECS 719-2020 的基础上，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制进行了适当放宽。

**4.3.2** 《钢结构设计标准》GB 50017-2017 规定受弯构件挠度：主梁不宜超过  $1/400(1/500)$ ；其他梁和楼梯梁不宜超过  $1/250(1/300)$ ，括弧外对应永久荷载+可变荷载标准值，括弧内对应可变荷载标准值。《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010（2015年版）规定：梁跨  $l_0 < 7m$  时，屋盖、楼盖及楼梯构件挠度限值（mm）不应超过  $l_0/200(l_0/250)$ ，梁跨  $7m \leq l_0 \leq 9m$  时不应超过  $l_0/250(l_0/300)$ ，梁跨  $l_0 > 9m$  时不应超过  $l_0/300(l_0/400)$ ，括弧内为对挠度有较高要求的构件。《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 规定：梁跨  $l_0 < 7m$  时，型钢混凝土梁及组合楼板挠度限值（mm）不应超过  $l_0/200(l_0/250)$ ，梁跨  $7m \leq l_0 \leq 9m$  时不应超过  $l_0/250(l_0/300)$ ，梁跨  $l_0 > 9m$  时不应超过  $l_0/300(l_0/400)$ ，括弧内为对挠度有较高要求的构件。此规定与《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010（2015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，本规程按构件力学行为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》JGJ 138 的有关规定采用。

## 4.4 一般构造

**4.4.1** 截面分类 1、截面分类 2 属于厚实型主钢件截面，其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。截面高宽比取值范围是参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 第 6.7.3.1（4）制定。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** 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，高宽比 0.9~1.1 的规定是参考加拿大钢结构设计规范 CSA S16-09 第 18.3.1（d）制定，高宽比的含义同本规程第 4.4.1 条。为了防止翼缘局部屈曲，应通过连杆来施加约束。对于矩形组合梁，可以采用非线性方法计算部分塑性的截面受弯承载力。T 形组合梁因有混凝土翼板约束，故受压翼缘不会发生局部屈曲。

对框架柱，截面高宽比在 0.9~4 范围内，可按 PEC 柱进行截面设计。对于高宽比大于 4 的压弯构件，宜按剪力墙进行设计，在有试验依据的条件下，可参照本规程关于 PEC 柱的设计方法。对轴压柱和支撑构件，因考虑弱轴方向稳定性，故不受本条规定限制。

**4.4.3** 本条所规定的主钢件截面分类要求，包括了本规程第 4.1.2 条中设置连杆后达到宽厚比限值的情况。本地方标准在我国行业标准 T/CECS 719-2020 的基础上，对不同抗震等级下截面分类进行了适当放宽。

**4.4.4** 厚实型主钢件截面都能满足截面塑性发展的要求，故可以采用图 4.4.3 无连杆的配筋形

式。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、箍筋以及腹板上设连接件（栓钉或穿孔钢筋）。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。

**4.4.5** 由焊接宽翼缘 H 形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。图 4.5.4-1、图 4.5.4-2 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。

为保证连杆对混凝土的有效约束，减缓柱翼缘的局部屈曲，连杆与翼缘的焊接有最低强度要求，且需保证连杆间距和截面面积要求。本条参考了加拿大钢结构规范 CSA S16-09。

**4.4.6** 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《混凝土结构设计规范》GB 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，参考欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 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 梁 设 计

### 5.1 一般规定

**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 4.1.2 条规定的截面分类 1、截面分类 2 的构件以及通过设置连杆达到相应截面分类要求的构件（本规程第 4.1.2 条第 4、5 款），均适用于本条规定。

**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。鉴于受压翼缘宽厚比在 14 至 20 范围内变化时，截面应力为部分塑性分布，受压翼缘宽厚与弯矩比的曲线呈现为外凸曲线，为简化计算，可按受压翼缘宽厚比线性插值求得截面极限受弯承载力。

根据《部分组合钢-混凝土梁试验研究》（李炜和陈以一）推导结果，其将 PEC 梁的翼缘视为三边固支、一边自由板，推导稳定系数  $k = 1.967$ （发生一个波失稳时），远大于纯工字钢梁的 0.425，此时系杆间距  $a$  和钢梁翼缘板外伸宽度  $b_0$  之比为 2.49。当  $a/b_0$  大于 2.49 则发生两个或两个以上波失稳，两个波失稳时稳定系数为 1.472。按照翼缘发生弹性屈曲时的应力等于屈服强度，则可以推出外伸翼缘宽厚比  $b_0/t_f$  为 35，比现在规定的 20（三类截面）明显大，李炜和陈以一的试验试件的宽厚比  $b_0/t_f$  为 14.1，而且其试验承载力和全截面塑性承载力之比均超过 1 且大部分在 1.2 左右。可见目前 EC4 规范和我国行业标准 T/CECS 719-2020 对 2 类、3 类截面的规定较严，可以进一步适当放宽。但翼缘板的稳定性还跟构件初始缺陷、残余应力等有关，尚需进一步研究证明。因此，本地方标准建议第 2 类截面的梁的外伸翼缘宽厚比、腹板高厚比可以进一步放宽约 10%，但不宜超过  $15.5 \varepsilon_k$ 、 $135 \varepsilon_k$ 。

**5.1.5** 本条规定参照现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017，对于 PEC 梁，一般不宜采用带板托的组合梁。

**5.1.6** 欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 建议，当采用非开裂分析时，对于截面分类 1 组合梁，调幅系数不超过 40%，截面分类 2 组合梁调幅系数不超过 30%。符合塑性设计要求的截面基本满足截面分类 1 要求，且全部满足截面分类 2 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，使得部分包覆组合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。

**5.1.8** 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 ~ 5.1.10** 这两条将 PEC 梁的主钢构件从 H 形钢推广到用钢量更省、承载力更大、刚度更大、以及便于埋设管道的蜂窝形钢梁和钢桁架（空腹格构梁）。鉴于作为受弯构件

的梁，对抗弯起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，主钢件为蜂窝梁钢或格构式钢梁（桁架）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 形钢剖分后在焊接的制作方法，其制作如下：首先将 H 形钢或工字钢沿着腹板进行剖分为上下两段（见附录 A 图 A. 0. 2 (a)），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 形钢制作成截面高度为  $h_a$  的蜂窝梁（见附录 A 图 A. 0. 2 (b)所示）， $h_a / h_{a1}$  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。对于跨度大、承受荷载大、截面高度大的部分包覆钢-混凝土组合梁，为了节省钢材，可考虑其中的主钢件采用上下弦杆为同截面宽的 T 形钢、斜腹杆为单角钢的空腹式格构钢梁，格构钢梁的端部应用双角钢加强。当组合梁为简支梁时，可将 H 形钢剖分为上部高度小、下部高度大的两个 T 形截面，或者采用截面高度不同、但宽度相同的 2 个 T 形截面，如附录 B 图 B. 0. 2 (a) 所示，这样充分利用上部受压区的混凝土。对于框架梁，因两端有负弯矩作用，则可以将 H 形钢或工字钢进行剖分，形成上部为两端大、中间小的 T 形钢，下部为两端小、中间大的 T 形钢，如附录 B 图 B. 0. 2 (b) 所示。

## 5. 2 承载力计算

**5. 2. 1** 国内外的试验研究表明，矩形组合梁可以按全塑性理论来计算受弯承载力。基本假定如下：

- (1) 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；
- (2) 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；
- (3) 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；
- (4) 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，混凝土矩形应力高度系数 $\beta_1$ 取值对受弯承载力影响不超过2%，故取 $\beta_1 = 10$ 。

此外，本条比行业标准增加了主钢件为蜂窝梁、桁架式空腹梁的抗弯承载力计算公式，但需要试验进一步验证。

**5. 2. 2** 完全抗剪连接 T 形组合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，可以保证组合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。根据国内外的试验研究，T 形组合梁也可以按全塑性理论来计算抗弯承载力。

在计算正弯矩区塑性承载力时假定：

- (1) 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；
- (2) 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；
- (3) 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；

(4) 主钢件腹部下排纵向钢筋均匀受拉，其应力达到屈服强度，不考虑上排纵向钢筋的作用。

在负弯矩区塑性承载力计算时假定：

(1) 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；

(2) 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；

(3) 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；

(4) 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，忽略上腹部所配置的钢筋作用。

带压型钢板的混凝土翼板，其计算厚度取压型钢板顶面以上混凝土厚度  $h_c$ ，见图 4。

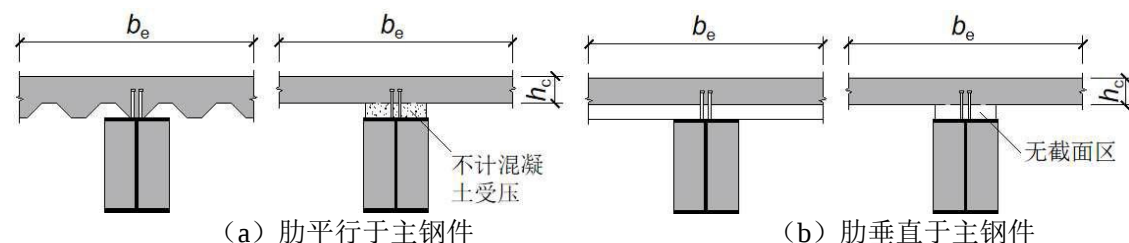


图4 带压型钢板的T形组合梁截面简化

5. 2. 4 由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和空腹式时），参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的规定，可考虑腹部钢筋混凝土对受剪承载力的贡献。根据欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的建议，可以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：

$$V_{ad} \leq V_{au} \quad (1)$$

$$V_{csd} \leq V_{csu} \quad (2)$$

式中：  $V_{au}$  ——主钢件的受剪承载力，按本规程 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《混凝土结构设计规范》GB 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：

$$V_{ad} = V_d \frac{M_{au}}{M_u} \quad (3)$$

$$V_{\text{csd}} = V_d \frac{M_{\text{rcu}}}{M_u} \quad (4)$$

$$M_u = M_{\text{au}} + M_{\text{rcu}} \quad (5)$$

式中：  $M_{\text{au}}$  ——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》GB

50017 计算；

$M_{\text{rcu}}$  ——腹部钢筋混凝土部分的正截面受弯承载力，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 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** 本条参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的规定，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考虑剪力和弯矩的相互作用。

**5.2.6** 对于采用柔性抗剪连接件的部分包覆钢-混凝土组合梁，考虑到连接件具有很好的剪力重分布的能力，故每个剪跨内的连接件可假定为均匀受力。

**5.2.7** PEC 梁在计算  $V_s$  时，考虑腹部纵向钢筋的作用。

**5.2.8** Olgaard, Sluttr 和 Fisher 在 1971 年经过试验研究和理论分析，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：

$$N_v^c = 0.5 A_{\text{st}} \sqrt{E_c f_c} \quad (6)$$

Olgaard 等人的公式由于形式简单，量纲统一，适用性强（既适用普通混凝土，又适用于轻混凝土），且与试验结果吻合较好，因而被世界各国规范广泛引用。我国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  $A_{\text{st}} f_{\text{at}}$ ，《组合结构设计规范》JGJ 138 - 2016 考虑可靠度后取  $0.7 A_{\text{st}} f_{\text{at}}$ ，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，折减系数取值部位见图 5。

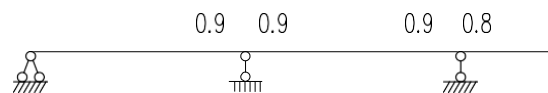


图5 负弯矩区栓钉抗剪承载力折减系数取值

**5.2.9** 试验研究表明，当压型钢板肋垂直于主钢件布置时，公式（5.2.9-2）中的系数按《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。欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 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；采用事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。本条规定参照了欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的相关要求。注意当  $b_w/h_w$  不小于 1.5 时，式 (5.2.9-1) 的  $\beta_v$  取 1.0，即不必折减。

**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组合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** 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，图 5.2.11 给出了组合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，见 d-d 抗剪界面长度。

**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。欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 在 Mattock 等人关于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。本条规定参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138，在欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的基础上，考虑了混凝土强度对梁纵向抗剪强度的影响。

**5. 2. 13** 本条规定给出了梁横向钢筋最小配筋率，目的是为了防止梁在受力过程中发生纵向剪切破坏。

### 5.3 挠度验算

**5.3.1** 本条规定参照现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017, 挠度验算属于正常使用极限状态, 荷载组合要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。

**5.3.3** 本条规定参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的相关规定。

**5.3.4~5.3.6** 本条规定参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004, 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。大量试算表明, 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, 厚度为  $(b_f - t_w) / \alpha_E$ 。

胡夏闽等(2007 年)对 PEC 组合梁挠度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 EN1994-1-1: 2004 方法、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 EN1994-1-1: 2004 方法与折减刚度法 1 与试验结果吻合较好, 折减刚度法 2 偏于安全。

陈以一等完成了 7 根 PEC 梁的试验, 其中 5 根为矩形组合梁, 2 根为 T 形组合梁。试验数据与计算结果表明, 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, 见表 3。

刚度折减系数  $\zeta$  参照现行国家标准《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 形组合梁, 需要考虑楼板与翼缘之间滑移; 对于矩形组合梁, 由于不存在翼缘, 故可取  $\zeta = 0$ 。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, 其厚度为  $(b_f - t_w) / \alpha_E$ 。

对不同跨度、荷载、配钢率 ( $A_s / A$ )、配筋率 ( $A_s / A$ ) 及高跨比 (1/15 至 1/20) 的梁, 取允许挠度为跨度的 1/200 进行试算, 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。

### 5.4 裂缝宽度验算

**5.4.1** 参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010, 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** 本条规定在借鉴现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的基础上, 考虑到由于主钢件受拉翼缘仅内侧与混凝土接触, 故其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  $b_c - b_w$ 。试验表明, 用此方法得到的计算结果与试验数据符合较好, 理论计算值与试验值对比见表 4。

表 3 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              |
|-------|----|----------|--------|----------|-------|-----------------|
| 矩形组合梁 | B1 | $0.5P_u$ | 10.4   | 9.8      | -5.8  | 误差平均值<br>-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 |                 |
| T形组合梁 | B6 | $0.5P_u$ | 7.5    | 7.7      | +2.7  | 误差平均值<br>-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。

表 4 理论计算值与试验值对比（单位 mm）

| 试件编号   |    | $\omega_{\max}$ | $\omega_1$ | 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：  $\omega_{\max}$  为试验实测最大裂缝宽度，  $\omega_1$  为本规程计算公式所得值。

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  $\gamma_s = 1 - 0.4\sqrt{\alpha_E \rho} / (1 + 2\gamma_f')$  计算，取  $\alpha_E = 6 \sim 8$ ， $\rho = 0.2\% \sim 2.0\%$ ，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  $\gamma_s = 0.965 \sim 0.87$ ，平均值为0.919；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  $\gamma_s = 0.993 \sim 0.975$ ，平均值为 0.983；故偏安全地取  $\gamma_s = 0.92$ 。

5.4.4 本条参考现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138，但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《混凝土结构设计规范》GB 50010 协调一致。

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，且不考虑支座弯矩调幅。求组合截面惯性矩  $I_{cr}$  时，仅计入翼板内有可靠锚固措施的钢筋。

## 5.5 抗震设计及构造

**5.5.1** 本条规定借鉴《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。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。

**5.5.2** 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。但钢筋太少预制时容易产生裂缝，因此规定了最小配筋率。

**5.5.3** 本条规定参考《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第5.5.3 条制订。

**5.5.5** 本条规定参考《建筑抗震设计规范》GB 50011 -2010（2016年版）第6.3.3 条制订，由于 PEC 组合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。本地方标准在我国行业标准 T/CECS 719-2020 的基础上，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。

**5.5.6** 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。关于公式（5.6.6-1）：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。但当连杆采用扁钢时，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，故式（5.6.6-2）采用在（5.6.6-1）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（0.38~0.41），具有必要的安全储备。

考虑连杆所起作用、施工制作难易程度，本地方标准在我国行业标准 T/CECS 719-2020 的基础上，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。

**5.5.7~5.5.8** 参照现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 制订了抗剪连接件构造规定。

## 6 柱和支撑设计

### 6.1 一般规定

**6.1.1** 通常主钢件配钢率  $\rho_a = 6\% \sim 15\%$ ，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。钢贡献率计算公式如下：

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

**6.1.2** 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。在参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的基础上作了主钢件配钢率的规定。纵筋配筋率的限值则是参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于柱最大配筋率的规定而制定的。

### 6.2 轴心受力构件截面承载力计算

**6.2.2** 本条为轴心受拉构件的截面承载力计算要求。由于受拉构件的混凝土强度难以发挥作用，所以轴心受拉构件截面承载力计算时不计入混凝土的抗拉强度，以组成构件截面的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。本条沿用《钢结构设计标准》GB 50017-2017 的 7.1.1 条的相关规定。

**6.2.3** 本条为轴心受压构件的截面承载力计算要求。焊接普通 H 形钢部分包覆钢-混凝土组合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的协同工作，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，建立了部分包覆钢-混凝土组合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，见表 6。

表 6 轴压截面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<br>( $l_0/b_f$ ) | 正则化<br>长细比 | $N_u$<br>(kN) | $N$<br>(kN) | $N/N_u$ |
|------------------|------|----------------------|------------|---------------|-------------|---------|
| Tremblay<br>1998 | 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   |
| Tremblay<br>2002 | 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 |
| Tremblay<br>2003 | 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 |
| Bergmann<br>2000 | V1              | 5.172 | 0.238 | 6954  | 8867  | 1.275 |
| Prickett<br>2006 | H1              | 5     | 0.192 | 7387  | 7380  | 0.999 |
|                  | H2              | 5     | 0.194 | 7524  | 7570  | 1.006 |
|                  | 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     | 0.224 | 10034 | 12180 | 1.214 |
|                  | H7              | 5     | 0.229 | 10493 | 11890 | 1.133 |
| 赵根田<br>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 |
| 吴波<br>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。

## 6.3 轴心受压构件整体稳定计算

**6.3.1** 本条为轴心受压构件的整体稳定性计算要求。条文中关于稳定系数的取值的规定，系根据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。参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138，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  $i_x = 0.967i_{x\text{钢}}$ ，弱轴  $i_y = 1.068i_{y\text{钢}}$ 。计算稳定系数时，采用正则化长细比，公式推导如下：

$$\begin{aligned}\lambda_n &= \sqrt{\frac{N_{uk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{\pi^2(E_a I_a + E_c I_c)/l_0^2}} = \frac{l_0}{\pi} \sqrt{\frac{f_{ay} + f_{ck}A_c}{E_a I_a + E_c I_c}} = \frac{l_0}{\pi} \sqrt{\frac{(f_{ay}A_a + f_{ck}A_c)/(E_a A_a + E_c A_c)}{(E_a I_a + E_c I_c)/(E_a A_a + E_c A_c)}} \\ &= \frac{l_0}{\pi i} \sqrt{\frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{E_a A_a + E_c A_c}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{(f_{ay}A_a + f_{ck}A_c)/(A_a + A_c)}{(E_a A_a + E_c A_c)/(A_a + A_c)}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{EQ}}{E_{EQ}}} \\ \text{式中：当量强度 } f_{EQ} &= \frac{f_{ay}A_a + f_{ck}A_c}{A_a + A_c}；\text{当量弹性模量 } E_{EQ} = \frac{E_a A_a + E_c A_c}{A_a + A_c}。 \end{aligned}$$

选用稳定系数曲线时，对截面强轴采用现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 规定的 b 曲线，对截面弱轴，采用规定的 c 曲线。公式计算结果与绕弱轴失稳的试验结果对比见表 7-1，因这些数据中正则化长细比未超过 1，故补充了表 7-2 中的有限元模型计算结果。此外，目前收集到的试验数据均只有绕弱轴失稳的结果，表 8 中补充了绕强轴失稳的有限元模型计算数据与本规程公式的比较。总体来看吻合良好。

表 7-1 轴压稳定试验值和公式计算值对比（绕弱轴失稳）

| 试验数据来源          | 试件编号   | 长宽比<br>( $l_0/b_f$ ) | 正则化<br>长细比 | 稳定系数  | $N_d$<br>(kN) | $N$<br>(kN) | $N/N_d$ |
|-----------------|--------|----------------------|------------|-------|---------------|-------------|---------|
| Bergmann 2000   | V5     | 5.172                | 0.280      | 0.927 | 8446          | 10672       | 1.264   |
|                 | V10    | 5.172                | 0.284      | 0.925 | 9278          | 11170       | 1.204   |
| Tremblay 2003   | CL-1   | 20                   | 0.845      | 0.587 | 5960          | 7440        | 1.248   |
|                 | CL-2   | 20                   | 0.845      | 0.587 | 5966          | 5770        | 0.967   |
|                 | CL-3   | 20                   | 0.844      | 0.587 | 5942          | 6670        | 1.122   |
| Pereira<br>2016 | P1     | 8                    | 0.373      | 0.873 | 978           | 943         | 0.964   |
|                 | P1R    | 8                    | 0.373      | 0.873 | 978           | 974         | 0.996   |
|                 | P2     | 8                    | 0.370      | 0.875 | 962           | 954         | 0.991   |
|                 | P2R    | 8                    | 0.370      | 0.875 | 962           | 950         | 0.987   |
| 陈以一 2017        | N-S200 | 10                   | 0.816      | 0.604 | 3159          | 3773        | 1.194   |
| 赵根田<br>2019     | PEC1-1 | 9                    | 0.355      | 0.884 | 2014          | 2222        | 1.103   |
|                 | PEC1-2 | 9                    | 0.355      | 0.884 | 2014          | 2835        | 1.408   |
|                 | PEC1-3 | 9                    | 0.355      | 0.884 | 2014          | 2556        | 1.269   |

|     |        |       |       |       |      |       |       |
|-----|--------|-------|-------|-------|------|-------|-------|
|     | PEC1-4 | 9     | 0.355 | 0.884 | 2014 | 2688  | 1.335 |
|     | PEC1-5 | 9     | 0.355 | 0.884 | 2014 | 2555  | 1.269 |
|     | PEC1-6 | 9     | 0.355 | 0.884 | 2014 | 2782  | 1.382 |
|     | PEC2-1 | 10    | 0.408 | 0.852 | 2597 | 3284  | 1.265 |
|     | PEC2-2 | 10    | 0.408 | 0.852 | 2597 | 3255  | 1.253 |
|     | PEC2-3 | 10    | 0.408 | 0.852 | 2597 | 3297  | 1.269 |
|     | PEC2-4 | 10    | 0.409 | 0.852 | 2906 | 3653  | 1.257 |
|     | PEC3-1 | 9     | 0.364 | 0.878 | 2439 | 2718  | 1.114 |
|     | PEC3-2 | 9     | 0.364 | 0.878 | 2439 | 2765  | 1.134 |
| 平均值 |        | 1.182 |       | 标准差   |      | 0.136 |       |

注：  $N_d$  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；  $b_f$  为PEC 柱截面宽度。

表 7-2 轴压稳定有限元计算值和公式计算值对比（绕弱轴失稳）

| 模型编号     | 截面尺寸<br>( $h_a \times b_f \times t_w \times t_f / mm$ ) | 长宽比<br>( $l_0 / b_f$ ) | 正则比<br>长细比 | 稳定系数  | $N_d$<br>( $kN$ ) | $N_{FEM}$<br>( $kN$ ) | $N_{FEM} / N_d$ |
|----------|---------------------------------------------------------|------------------------|------------|-------|-------------------|-----------------------|-----------------|
| C-40-e0  | 210×160×8×10                                            | 10.625                 | 0.425      | 0.842 | 1719              | 1842                  | 1.071           |
| C-50-e0  | 210×160×8×10                                            | 13.438                 | 0.537      | 0.775 | 1581              | 1722                  | 1.089           |
| C-60-e0  | 210×160×8×10                                            | 16.25                  | 0.650      | 0.706 | 1441              | 1525                  | 1.058           |
| C-70-e0  | 210×160×8×10                                            | 18.75                  | 0.750      | 0.644 | 1315              | 1395                  | 1.060           |
| C-80-e0  | 210×160×8×10                                            | 21.25                  | 0.850      | 0.584 | 1193              | 1226                  | 1.028           |
| C-90-e0  | 210×160×8×10                                            | 24.063                 | 0.962      | 0.520 | 1062              | 1074                  | 1.011           |
| C-100-e0 | 210×160×8×10                                            | 26.563                 | 1.062      | 0.468 | 955               | 960                   | 1.005           |
| C-110-e0 | 210×160×8×10                                            | 29.375                 | 1.174      | 0.415 | 846               | 855                   | 1.010           |
| C-120-e0 | 210×160×8×10                                            | 32.188                 | 1.287      | 0.368 | 751               | 765                   | 1.018           |
| 平均值      |                                                         |                        |            |       |                   | 1.039                 |                 |
| 标准差      |                                                         |                        |            |       |                   | 0.031                 |                 |

表 8 轴压稳定有限元计算值和公式计算值对比（绕强轴失稳）

| 模型编号     | 截面尺寸<br>( $h_a \times b_f \times t_w \times t_f / mm$ ) | 长宽比<br>( $l_0 / b_f$ ) | 正则比<br>长细比 | 稳定系数  | $N_d$<br>(kN) | $N_{FEM}$<br>(kN) | $N_{FEM} / N_d$ |
|----------|---------------------------------------------------------|------------------------|------------|-------|---------------|-------------------|-----------------|
| C-40-e0  | 210×160×8×10                                            | 18.750                 | 0.433      | 0.898 | 1832          | 1870              | 1.021           |
| C-50-e0  | 210×160×8×10                                            | 23.125                 | 0.534      | 0.858 | 1751          | 1770              | 1.011           |
| C-60-e0  | 210×160×8×10                                            | 28.125                 | 0.650      | 0.805 | 1643          | 1710              | 1.041           |
| C-70-e0  | 210×160×8×10                                            | 32.500                 | 0.751      | 0.752 | 1535          | 1630              | 1.062           |
| C-80-e0  | 210×160×8×10                                            | 36.875                 | 0.852      | 0.693 | 1414          | 1470              | 1.040           |
| C-90-e0  | 210×160×8×10                                            | 41.875                 | 0.967      | 0.621 | 1269          | 1310              | 1.032           |
| C-100-e0 | 210×160×8×10                                            | 46.250                 | 1.068      | 0.559 | 1141          | 1170              | 1.025           |
| C-110-e0 | 210×160×8×10                                            | 51.250                 | 1.184      | 0.492 | 1005          | 1030              | 1.025           |
| C-120-e0 | 210×160×8×10                                            | 55.625                 | 1.285      | 0.439 | 897           | 920               | 1.026           |
| 平均值      |                                                         |                        |            |       |               | 1.031             |                 |
| 标准差      |                                                         |                        |            |       |               | 0.015             |                 |

#### 6.4 单向压弯构件承载力计算

6.4.1 ~ 6.4.2 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，欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 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，见图 6。分析表明在大多数情况下  $N_m$  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，见表 9、表 10。

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。

为简化计算，给出了仅由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，可参照本规程第 5.2.4 条文说明计算。当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，腹板应力图式见图 7。

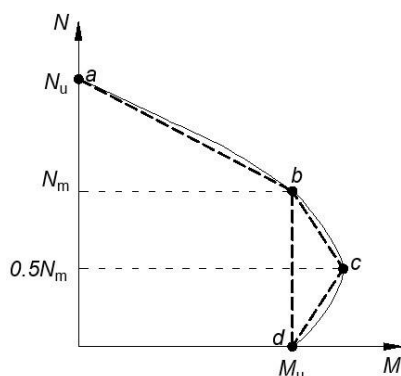


图6  $N$ - $M$  相关曲线简化

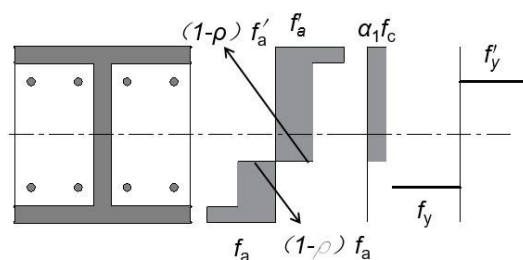


图7 剪力对压弯承载力的影响



注：表中  $N$ 、 $M$  为试验极限轴压力和试验极限弯矩； $N_{mx}$  和  $M_{ux}$  按本规程第 6.4.1 条计算，但采用试验实测的钢材屈服强度和混凝土棱柱体轴心抗压强度； $l_0$  为试件计算长度； $h_a$  为 PEC 柱截面高度。根据本规程第 6.4.1 条，若  $N < N_{mx}$ ，即  $N/N_{mx} < 1$ ，应采用式（6.4.1-1）验算；若  $N > N_{mx}$ ，即  $N/N_{mx} > 1$ ，应采用式（6.4.1-2）验算。把试验数据代入设计公式中，若其公式计算值（分别为上表中最后两列）大于 1，说明设计公式偏安全。

表 10 单向压弯承载力试验值和公式计算值对比（绕弱轴）

| 试验数据来源           | 试件编号      | 长宽比<br>( $l_0/b_f$ ) | 正则化<br>长细比 | $N/N_{my}$ | $M/M_{uy}$ | 公式6.4.1-1<br>计算值 | 公式 6.4.1-2<br>计算值 |
|------------------|-----------|----------------------|------------|------------|------------|------------------|-------------------|
| Bergmann<br>2000 | V2        | 5                    | 0.233      | 4.367      | 1.413      | -                | 2.383             |
|                  | V4        | 5                    | 0.233      | 2.020      | 1.307      | -                | 1.601             |
|                  | V6        | 5                    | 0.274      | 3.042      | 1.306      | -                | 2.051             |
|                  | V9        | 5                    | 0.274      | 3.144      | 1.350      | -                | 2.132             |
|                  | V11       | 5                    | 0.279      | 2.825      | 1.363      | -                | 2.103             |
|                  | V15       | 5                    | 0.279      | 1.328      | 1.281      | -                | 1.414             |
|                  | V16       | 5                    | 0.279      | 2.796      | 1.348      | -                | 2.077             |
|                  | V18       | 5                    | 0.273      | 1.328      | 1.225      | -                | 1.353             |
|                  | V19       | 5                    | 0.252      | 1.456      | 1.113      | -                | 1.264             |
|                  | V20       | 5                    | 0.273      | 1.145      | 1.056      | -                | 1.113             |
|                  | V21       | 5                    | 0.252      | 1.533      | 1.172      | -                | 1.347             |
|                  | V22       | 5                    | 0.273      | 1.227      | 1.132      | -                | 1.220             |
|                  | V25       | 5                    | 0.252      | 1.677      | 1.282      | -                | 1.505             |
|                  | V26       | 5                    | 0.273      | 1.550      | 1.430      | -                | 1.644             |
|                  | V27       | 5                    | 0.252      | 1.735      | 1.326      | -                | 1.568             |
|                  | V28       | 5                    | 0.273      | 1.368      | 1.262      | -                | 1.406             |
|                  | V29       | 5                    | 0.252      | 1.902      | 1.454      | -                | 1.751             |
|                  | V30       | 5                    | 0.273      | 1.408      | 1.299      | -                | 1.458             |
| Bouche<br>2003   | B1-Y1     | 5                    | 0.201      | 1.503      | 0.755      | -                | 1.015             |
|                  | B1-Y2     | 5                    | 0.201      | 1.670      | 0.839      | -                | 1.185             |
|                  | B1-Y3     | 5                    | 0.201      | 2.184      | 0.301      | -                | 0.913             |
|                  | B1-Y4     | 5                    | 0.201      | 2.712      | 0.195      | -                | 1.080             |
|                  | B2-Y1     | 5                    | 0.201      | 1.608      | 0.876      | -                | 1.190             |
|                  | B2-Y2     | 5                    | 0.201      | 1.661      | 0.884      | -                | 1.225             |
|                  | B2-Y3     | 5                    | 0.201      | 2.553      | 0.351      | -                | 1.154             |
|                  | B2-Y4     | 5                    | 0.201      | 2.650      | 0.364      | -                | 1.217             |
| Prickett<br>2006 | H8        | 5                    | 0.238      | 1.861      | 0.671      | -                | 1.674             |
|                  | H9        | 5                    | 0.244      | 1.197      | 1.798      | -                | 2.032             |
|                  | H10       | 5                    | 0.245      | 1.577      | 0.632      | -                | 1.326             |
|                  | H11       | 5                    | 0.245      | 1.040      | 1.181      | -                | 1.229             |
|                  | PECC-1    | 5                    | 0.185      | 1.945      | 0.910      | -                | 1.304             |
|                  | PECC-2    | 5                    | 0.194      | 2.426      | 0.894      | -                | 1.370             |
|                  | PECC-3    | 5                    | 0.194      | 2.883      | 0.923      | -                | 1.463             |
|                  | PECC-4    | 5                    | 0.185      | 1.519      | 1.057      | -                | 1.273             |
|                  | PECC-5    | 5                    | 0.194      | 1.990      | 1.093      | -                | 1.423             |
|                  | PECC-6    | 5                    | 0.194      | 2.174      | 1.003      | -                | 1.340             |
|                  | PECC-7    | 5                    | 0.194      | 1.961      | 1.146      | -                | 1.421             |
| 吴波 2016          | FT8-S400- | 5                    | 0.196      | 1.725      | 1.682      | -                | 2.116             |

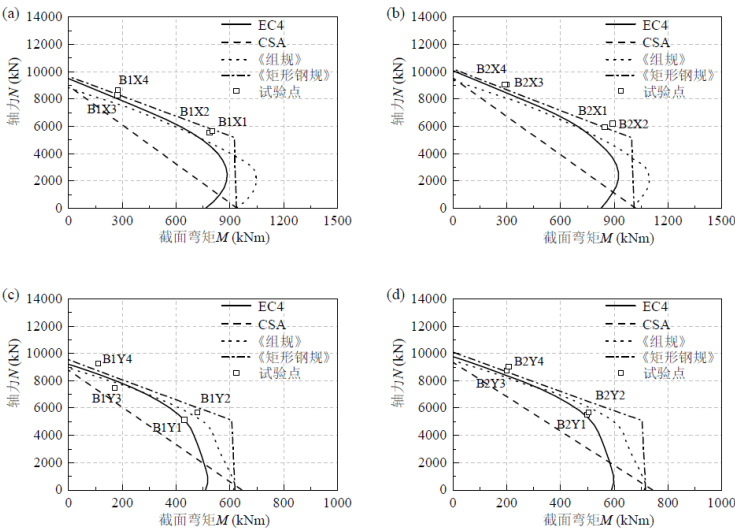
|     |                    |   |       |       |       |   |       |
|-----|--------------------|---|-------|-------|-------|---|-------|
|     | R0-E120            |   |       |       |       |   |       |
|     | FT8-S400-R30-E120  | 5 | 0.194 | 1.582 | 1.563 | - | 1.906 |
|     | FT8-S200-R30-E60   | 5 | 0.194 | 2.236 | 1.112 | - | 1.839 |
|     | FT8-S200-R30-E120  | 5 | 0.195 | 1.712 | 1.676 | - | 2.097 |
|     | FT8-S120-R30-E120  | 5 | 0.195 | 1.754 | 1.667 | - | 2.114 |
|     | FT10-S200-R30-E120 | 5 | 0.188 | 1.682 | 1.650 | - | 2.052 |
| 平均值 |                    |   |       |       |       |   | 1.543 |
| 标准差 |                    |   |       |       |       |   | 0.379 |

注：表中记号含义与表 7-1、表 9 相同。

#### 6.4.3 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，欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 采用单项弯矩公式，轴力影响隐含在分母项弯矩中；加拿大钢结构设计规范 CSA S16-09 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《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  $\delta$ ，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》JGJ 138 依循现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 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 8 中比较了这四种规范的计算方法，表明加拿大规范最保守（试验数据来自文献《The study of compression-bending behavior of partially encased composite columns》(in French) [R]. Rep. No. EPM/GCS-2003-03, Dept. of Civi Geological and Mining Engineering, Ecole Poly Technique, Montréal, 2003.）。



(a) 强轴压弯，(b) 强轴压弯，(c) 弱轴压弯，(d) 弱轴压弯

图 8 不同设计标准采用的压弯整体稳定计算公式比较

借鉴现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 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。本规程公式与加拿大规范公式接近，由试验值与理论值比较可知计算结果偏于安全，见表 11、表 12。

表 11 单向压弯稳定试验值和理论值对比（绕强轴失稳）

| 试验数据来源           | 试件编号    | 长宽比<br>( $l_0/b_f$ ) | 正则化长<br>细比 | $N/N_u$ | $\beta M/(M_u(1-N/N_{cr}))$ | 前二者总和 |
|------------------|---------|----------------------|------------|---------|-----------------------------|-------|
| Oh<br>2006       | B1-SP30 | 12.686               | 0.448      | 0.325   | 0.759                       | 1.084 |
|                  | B2-SP40 | 12.686               | 0.448      | 0.433   | 0.787                       | 1.220 |
| 陈以一<br>2008      | C1-S    | 12.5                 | 0.415      | 0.650   | 0.309                       | 0.959 |
|                  | C2-S    | 12.5                 | 0.415      | 0.219   | 1.497                       | 1.716 |
|                  | C3-S    | 12.5                 | 0.415      | 0.223   | 1.370                       | 1.593 |
| 赵根田<br>2009      | PECC-5  | 8                    | 0.266      | 0.691   | 1.083                       | 1.774 |
|                  | PECC-6  | 8                    | 0.259      | 0.766   | 1.051                       | 1.816 |
| 方有珍<br>2011-2014 | S11     | 10                   | 0.292      | 0.304   | 1.331                       | 1.635 |
|                  | S1A     | 10                   | 0.332      | 0.238   | 1.215                       | 1.452 |
|                  | S1B     | 10                   | 0.342      | 0.225   | 1.179                       | 1.404 |
|                  | S2A     | 10                   | 0.301      | 0.285   | 1.244                       | 1.529 |
|                  | S2B     | 10                   | 0.314      | 0.263   | 1.169                       | 1.432 |
|                  | S3B     | 11.667               | 0.368      | 0.193   | 1.470                       | 1.663 |
| 平均值              |         |                      |            |         |                             | 1.483 |
| 标准差              |         |                      |            |         |                             | 0.263 |

表 12 单向压弯稳定试验值和理论值对比（绕弱轴失稳）

| 试验数据来源               | 试件编号              | 长宽比<br>( $l_0/b_f$ ) | 正则化长<br>细比 | $N/N_u$ | $\beta M/(M_u(1-N/N_{cr}))$ | 前二者总和 |
|----------------------|-------------------|----------------------|------------|---------|-----------------------------|-------|
| Bergmann<br>2000     | VL1               | 18.333               | 0.923      | 0.612   | 1.208                       | 1.821 |
|                      | VL2               | 18.333               | 1.000      | 0.552   | 1.053                       | 1.605 |
| Oh<br>2006           | B3-WP30           | 12.686               | 0.534      | 0.373   | 1.265                       | 1.638 |
|                      | B4-WP40           | 12.686               | 0.533      | 0.497   | 1.317                       | 1.814 |
| 陈以一<br>2008          | C4-W              | 12.5                 | 0.510      | 0.292   | 1.074                       | 1.366 |
|                      | C5-W              | 12.5                 | 0.510      | 0.295   | 1.133                       | 1.428 |
|                      | C6-W              | 12.5                 | 0.509      | 0.294   | 1.074                       | 1.368 |
| 方有珍<br>2011-<br>2014 | S1C               | 10                   | 0.369      | 0.300   | 2.019                       | 2.320 |
|                      | S1CA              | 10                   | 0.348      | 0.288   | 2.045                       | 2.333 |
|                      | S1CB              | 10                   | 0.392      | 0.232   | 1.864                       | 2.093 |
| 陈以一<br>2017          | Y-S200-n0.3       | 8.75                 | 0.762      | 0.449   | 0.712                       | 1.162 |
|                      | Y-S275-n0.3       | 8.75                 | 0.763      | 0.450   | 0.701                       | 1.151 |
|                      | Y-S200-n0.5       | 8.75                 | 0.762      | 0.779   | 0.711                       | 1.049 |
|                      | Y-S200-n0.3-T     | 8.75                 | 0.762      | 0.450   | 0.685                       | 1.134 |
|                      | Y-R12-S200-n0.3-H | 8.75                 | 0.762      | 0.450   | 0.761                       | 1.211 |
|                      | Y-S200-n0.3-H     | 8.75                 | 0.762      | 0.450   | 0.720                       | 1.170 |
|                      | Y-R16-S200-       | 8.75                 | 0.762      | 0.450   | 0.836                       | 1.285 |

|      |            |      |       |       |       |       |
|------|------------|------|-------|-------|-------|-------|
|      | n0.3-HR    |      |       |       |       |       |
|      | Y-250-n0.3 | 8.75 | 0.762 | 0.450 | 0.716 | 1.165 |
| 总平均值 |            |      |       |       |       | 1.531 |
| 总标准差 |            |      |       |       |       | 0.398 |

本条款的平面外整体稳定公式采用了现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的形式。由于目前尚未见到公开发表的单向压弯 PEC 构件平面外稳定试验数据，本规程编制中，采用根据平面内压弯试验校准过的有限元模型进行了数值研究。所计算的试件模型在单向压弯平面外具有中等以上长细比，平面内则赋予不同的偏心率，并通过加强平面内的构件端部约束、施加平面外初弯曲等方式，使得试件模型发生平面外整体失稳破坏并成为极限承载力的控制模式。将计算得到的极限状态时的轴力和弯矩代入规程规定的构件平面外整体稳定计算公式（即式 6.4.3-4），结果示于表 13。表中  $N$ 、 $M_x$  为有限元模型计算所得极限轴压力和极限弯矩；所有计算值（即公式右端项）均大于 1，说明设计公式偏安全；从均值和标准差看，公式的精度也在可接受范围内。

表 13 有限元数值计算结果对规程公式的校核

| 试件编号 | 正则化长细比 | 偏心距<br>$e(mm)$ | 轴力 $N(kN)$ | 弯矩<br>$M_x(kN \cdot m)$ | 公式计算值 |
|------|--------|----------------|------------|-------------------------|-------|
| C-1  | 0.516  | 10             | 1199.80    | 12.00                   | 1.038 |
|      |        | 50             | 845.80     | 42.29                   | 1.169 |
|      |        | 100            | 614.80     | 61.48                   | 1.247 |
|      |        | 150            | 489.45     | 73.42                   | 1.309 |
| C-2  | 0.687  | 10             | 1167.00    | 11.67                   | 1.142 |
|      |        | 50             | 809.67     | 40.48                   | 1.211 |
|      |        | 100            | 588.70     | 58.87                   | 1.261 |
|      |        | 150            | 469.05     | 70.36                   | 1.307 |
| C-3  | 1.031  | 10             | 911.90     | 9.12                    | 1.211 |
|      |        | 50             | 717.83     | 35.89                   | 1.324 |
|      |        | 100            | 526.50     | 52.65                   | 1.312 |
|      |        | 150            | 422.00     | 63.30                   | 1.324 |
| C-4  | 1.375  | 10             | 679.90     | 6.80                    | 1.262 |
|      |        | 50             | 555.00     | 27.75                   | 1.317 |
|      |        | 100            | 439.60     | 43.96                   | 1.327 |
|      |        | 150            | 362.20     | 54.33                   | 1.328 |
| 平均值  |        |                |            |                         | 1.256 |
| 标准层  |        |                |            |                         | 0.083 |

**6.4.4** 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。

### 6.5 双向压弯构件承载力计算

**6.5.1** 双向压弯构件截面承载力相关曲面为空间外凸曲面，见图 9a。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，包络面由本节公式（6.5.1-1）所示的空间斜平面和公式（6.5.1-2）所示的垂直平面所组成，见图 9b。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，见表 14。

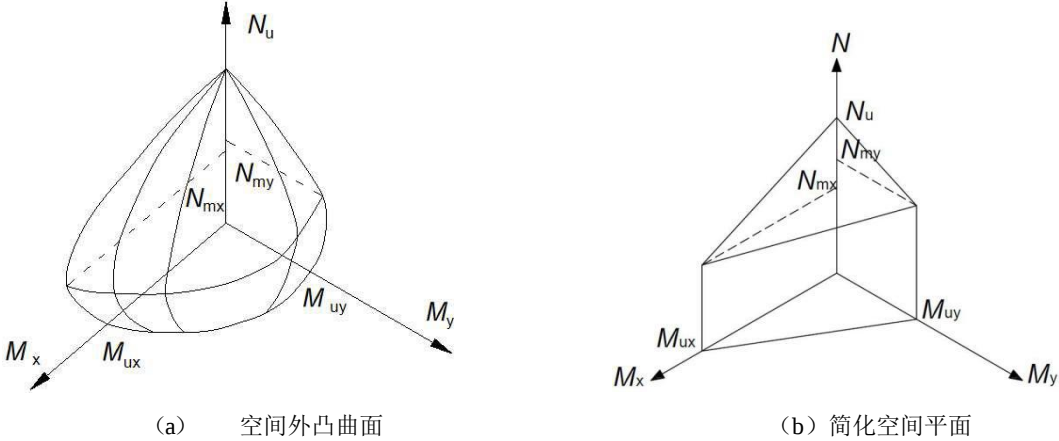


图9 双向压弯构件截面受弯承载力 $N$ - $M_x$ - $M_y$ 相关曲线

表 14 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<br>( $l_0/b_f$ ) | 正则化<br>长细比 | 正则化长<br>细比 | 公式6.5.1-1<br>计算值 | 公式 6.5.1-2<br>计算值 |
|-------------|----------------|----------------------|------------|------------|------------------|-------------------|
| 赵根田<br>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<br>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式（6.5.1-1）、式（6.5.1-2）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不考虑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  $V_y > 0.5V_{uy}$  时，腹板设计强度  $f_a$  需要折减；如  $V_x > 0.1V_{ux}$  时，翼缘板（此时与  $V_x$  平行）设计强度  $f_a$  需要折减，取 0.1 的原因是因为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。

**6.5.2 欧洲规范EN1994-1-1: 2004** 采用双向弯矩相关公式的线性组合,轴力影响隐含在分母项的弯矩中;加拿大规范规范 CSA S16-09 为轴力及双向弯矩相关公式的线性组合。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 依循现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 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。本条借鉴现行国家标准《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。目前,尚无关于PEC 柱双向压弯稳定的试验数据。

## 6.6 抗震设计及构造

**6.6.1** 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)。

**6.6.2** 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。当框架梁采用钢梁时,如柱轴力符合  $N_2 \leq \varphi N_u$  时( $N_2$  为 2 倍地震作用下的组合轴力设计值),不要求进行强柱弱梁计算。

**6.6.3** 本条规定借鉴《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。

**6.6.4** 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,本条是参考欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 提出的。

**6.6.5** 本条规定参考现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关要求制订。本地方标准在我国行业标准 T/CECS 719-2020 的基础上,对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。

**6.6.6** 考虑连杆所起作用、施工制作难易程度,本地方标准在我国行业标准 T/CECS 719-2020 的基础上,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。

**6.6.7~6.6.10** 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。

## 7 节点设计

### 7.1 一般规定

**7.1.1** 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。这一要求需在节点设计阶段予以充分考虑。

**7.1.3~7.1.5** 节点构造对制作、运输、安装和维护的便捷性与经济性密切关联，应在设计阶段予以充分考虑。本章节点构造主要针对混凝土预制的 PEC 构件，混凝土现浇的 PEC 构件可参考并作相应调整。强调柱钢筋应连续通过梁柱节点区，梁的纵筋不要求必须通过（梁柱）节点区。

### 7.2 梁与梁连接

**7.2.1** 被拼接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。本条规定针对组合梁段预制后进行现场拼接的情况。虽然主钢件的连接可以采用全焊接方式，从提高现场装配化程度考虑，本条仅规定了栓焊连接和全螺栓连接两种构造形式。

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，由于部分包覆钢-混凝土组合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 7.2.2 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。

**7.2.4** 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，参照现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定执行。

### 7.3 柱与柱拼接连接

**7.3.1** 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。

**7.3.2** 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焊连接的方式，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混凝土的做法。在保证构件刚度、承载力和防护措施满足设计要求的前提下，也可省却现场补浇筑混凝土。

**7.3.3** 对层高范围内存在反弯点的框架柱，最大内力截面一般在柱端，按本规程第 7.3.1 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。

## 7.4 梁柱节点

**7.4.1** 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。梁连接于主钢件腹板一侧时，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 形钢的方式。图 7.4.1-1 和图 7.4.1-2 中表示了用单 H 形钢作为主钢件的框架柱的两种情况。

节点构造涉及柱纵筋与梁的纵筋在节点区的布置。柱纵筋应在节点区连续布置，可采用在柱上下（横向）加劲肋上打孔贯穿，或通过端部弯折或锚板连接的形式，焊接在节点区上下（横向）加劲肋上，实际构造宜结合节点域的空间尺寸予以处理。梁的纵筋不要求一定贯穿节点域，T 形组合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。

当梁端设置端板且采用全螺栓连接时，若螺栓可布置在梁截面轮廓线外侧（图 7.4.1-1（f）、（h）），则梁内纵筋可通长布置到端板，通过直接焊接或加焊锚板焊接等方式锚固在端板上，梁构件的混凝土可全部预制。除这种情况外，一般需在梁上设置钢档板，梁内纵筋止于档板位置并锚固在档板上（图 7.4.1-1（b）、（c）和图 7.4.1-2（e）、（g）、（j）、（k））。

纵筋未锚固到梁端时，梁端截面承载力略有降低。对铰接梁而言，无须采取其他措施；对刚接梁，当纵筋对梁的抗弯承载力贡献较小时也无须采取其他措施，但如纵筋提供的抗弯承载力不能忽视时，可在梁端部区间予以适当加强，如增厚梁端部位主钢件翼缘或腹板厚度（贴板方式）、主钢件翼缘适当放宽、增设纵向加劲肋等，或在梁端截面受弯承载力计算时，不计入纵筋的作用。

当柱设置短伸臂与梁连接时，柱身节点区间的混凝土可一并预制。连接部位包覆混凝土宜在现场完成，主钢件连接后用混凝土予以包覆；如不采用现场补浇局部混凝土的措施，则应满足强度和防火、防腐的等效处理要求。

**7.4.3** 公式（7.4.3-1）系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，偏安全的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。公式推导和试验检验可参考传光红等“部分包裹式组合结构框架装配节点静力试验及受剪承载力计算”（《建筑结构学报》，38（8）：83-92，

2017.08)。公式(7.4.3-2)系根据类比方法，由(7.4.3-1)转化得到的公式。

**7.4.4~7.4.7** 这几条主要内容根据国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《钢结构设计标准》GB 50017、《组合结构设计规范》JGJ 138 的有关要求制定。本规程未予具体规定或引用的内容如主钢件连接的防断裂措施等，参照相应标准在设计中予以考虑。

## 8 防护设计

### 8.1 防火设计与防火保护

**8.1.1** 现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 对不同耐火等级的建筑中的结构构件的设计耐火极限进行了规定。在进行构件保护设计时，可同时参照国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249-2017 第 3.1 节，确定 PEC 构件的防火设计要求。

**8.1.2** 进行构件防火设计分析时，火灾升温曲线可以参照国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249-2017 第 6.1 节的确定。

可以采用有限元方法计算 PEC 构件在火灾下的温度分布，也可以参照国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249-2017 第 6.2 节的方法计算标准升温条件下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均作为主钢件的防火保护层考虑，构件截面中钢筋混凝土部分温度可以参照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，具体可以参照广东省标准《建筑混凝土构件耐火设计技术规程》DBJ/T 15-81-2011 第 3.3 节及附录 B。

高温下钢材、混凝土的材料特性可以参照现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249-2017 第 5 章的规定执行。

火灾下部分包覆钢-混凝土组合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，确定高温下型钢钢材的设计强度；
- 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，按照本规程第 5.2 节、第 6.2 节至第 6.5 节的相关条文，计算高温下构件的承载力。

**8.1.3** 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部分包覆钢-混凝土组合构件进行了 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 10 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）的部分包覆钢-混凝土组合试件（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。

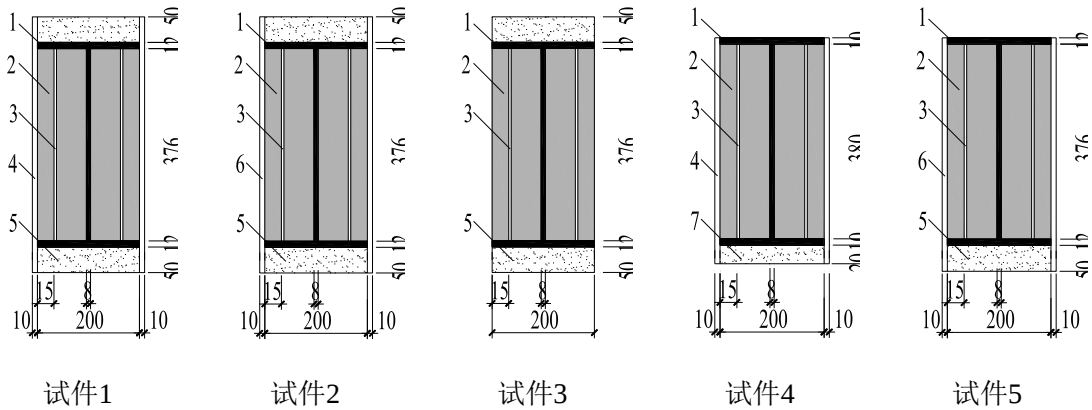


图10 PEC构件截面升温试验及足尺梁耐火性能试验的试件截面示意图

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；

6—钢丝网砂浆；7—厚型防火涂料

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。结合 PEC 构件的特点，通过对标准火灾作用下不同截面尺寸的 PEC 梁和 PEC 柱在不同受火时间下的截面温度分析，建议采用本条中提出的三种构造方式进行防护保护，防火保护层等效热阻不小于表 8.1.3 中的规定值，根据厂家提供的防火保护材料参数，对于非膨胀型(厚型)防火涂料、防火板等厚度在火灾中不会大幅变化的防火保护材料，防火保护层的厚度 $d_i$ 根据下式确定：

$$d_i \geq \lambda_i \times R_i$$

对于膨胀型（薄型）防火涂料，应根据厂家提供的材料特性检测报告，选择对应等效热阻  $R_i$  不小于表 8.1.3 中热阻值对应的厚度作为膨胀型防火涂料的厚度最小值。

当构件截面尺寸或者防火保护构造与图 8.1.3 和表 8.1.3 中不一致时，应按 8.1.2 进行防火设计，确定防火保护层的厚度。

**8.1.5** 要求供应商提供材料的这些性能参数为进行结构抗火分析验算时所需。

## 8.2 防腐设计

**8.2.3** 外露的钢骨表面除锈等级应符合设计要求。当设计无要求时，裹入混凝土内的钢骨表面可不作处理。

**8.2.5** 钢骨内侧与混凝土接触面不应涂装底漆，如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。

## 9 制作安装

### 9.2 制 作

**9.2.3** PEC 构件中的混凝土可采取工厂或现场专用场地预制的方式，也可采取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，推荐采用工厂预制方式，并宜优先选用型钢作为主钢件。

**9.2.4** 采用在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。

**9.2.5** 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。

**9.2.6** PEC 构件连杆弯折部位焊缝宜圆滑过渡。

**9.2.9** 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。

**9.2.10** 采用轻质混凝土的部分包覆钢-混凝土组合构件，如设计无要求，则构件脱模、起吊、翻转、出厂时的混凝土强度等级不应低于设计强度等级的75%。

**9.2.11** 对构造复杂、板件及钢筋布置较密，或存在异形截面的部分包覆钢-混凝土组合构件，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。

### 9.3 安 装

**9.3.1** 由于主钢件的存在，且柱-柱拼接、柱-梁节点与纯钢结构类似，因此部分包覆钢-混凝土组合构件的安装时可参照钢结构的安装方法，应满足相关规范要求。

**9.3.3** PEC 构件由于预制混凝土的存在，其重量相对纯钢构件有较大提高，且预制混凝土在安装过程中存在开裂风险，因此需进行变形验算和裂缝宽度验算。

**9.3.6** 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  $0.4f_y$ 。

**9.3.7** PEC 柱通常为 3 层一节进行安装，在一节 PEC 柱内的三层 PEC 梁均安装完成后再进行校正，在构件校正后、下一节PEC柱安装前进行主钢件的永久性连接。