

中国工程建设标准化协会标准

部分填充钢-混凝土结构技术规程

Technical specification for structures with partially
encased concrete composite members

（征求意见稿）

前言

根据中国工程建设标准化协会关于印发《2016年第二批工程建设协会标准制订、修订计划》的要求，制定本规程。

本规程的主要内容包括：1. 总则；2. 术语和符号；3. 材料；4. 基本设计规定；5. 梁设计；6. 柱和支撑设计；7. 节点设计；8. 抗震措施和抗震计算；9. 制作安装和涂装；10. 施工验收。

本规程由中国工程建设标准化协会归口管理，由同济大学土木工程学院建筑工程系（上海市杨浦区四平路1239号同济大学土木大楼A楼609室，邮编200092）负责解释。在使用中如发现需要修改和补充之处，请将意见和资料寄送解释单位。

本规程主编单位：

本规程参编单位：

本规程主要起草人员：

本规程主要审查人员：

目次

1	总则	0
2	术语和符号	1
2.1	术语	1
2.2	符号	1
3	材料	6
3.1	钢材	6
3.2	钢筋	6
3.3	混凝土	6
3.4	螺栓栓钉及锚栓	7
3.5	焊接材料	7
4	基本设计规定	8
4.1	构件和结构类型	8
4.2	设计原则	9
4.3	变形规定	10
4.4	既有钢结构改建的设计原则	11
5	梁设计	12
5.1	一般规定	12
5.2	承载力计算	13
5.3	挠度验算	20
5.4	裂缝宽度验算	22
5.5	构造要求	23
6	柱和支撑设计	26
6.1	一般规定	26
6.2	轴心受力构件截面承载力计算	26
6.3	轴心受压构件整体稳定计算	27
6.4	单向压弯构件承载力计算	27
6.5	双向压弯构件承载力计算	30
6.6	构造要求	32
7	节点设计	33
7.1	一般规定	33
7.2	梁梁连接	33
7.3	柱与柱拼接连接	34
7.4	梁柱节点	35
7.5	柱脚	38
7.6	支撑连接	38
8	抗震措施和抗震计算	39
8.1	一般规定	39
8.2	框架梁	40
8.3	框架柱	42
8.4	框架梁柱节点和柱脚	45
8.5	非结构部品连接	47
9	制作安装和涂装	48

9.1 制作.....	48
9.2 安装.....	49
9.3 防腐涂装.....	49
9.4 防火涂装.....	50
10 施工验收.....	51
10.1 一般规定.....	51
10.2 构件验收.....	51
10.3 安装验收.....	52
本规程用词说明.....	53
引用标准名录.....	54

Content

1	General Provisions.....	0
2	Terms , Symbols and Notations.....	1
2.1	Terms.....	1
2.2	Symbols and Notations.....	1
3	Materials.....	6
3.1	Structural Steel.....	6
3.2	Steel Reinforcement.....	6
3.3	Concrete.....	6
3.4	Bolts,Studs and Anchors.....	7
3.5	Welding Materials.....	7
4	Basis of Design.....	8
4.1	Member and Structural Types.....	8
4.2	Design Principles.....	9
4.3	Deflection limitations.....	10
4.4	Design Requirements for Rehabilitation of Existing Steel Structures.....	11
5	Design of Beams.....	12
5.1	General Requirements.....	12
5.2	Bearing Capacity.....	13
5.3	Deflection	20
5.4	Crack Width	22
5.5	Detailing Requirements.....	23
6	Design of Columns and Members Subjected to Axial Loads.....	26
6.1	General Requirements.....	26
6.2	Strength of Members Subjected to Tension or Compression.....	26
6.3	Stability of Members Subjected to Axial Compression.....	27
6.4	Strength of Members Subjected to Combined Compression and Uniaxial Bending.....	27
6.5	Strength of Members Subjected to Combined Compression and Biaxial Bending.....	30
6.6	Detailing Requirements.....	32
7	Design of Connections.....	33
7.1	General Requirements.....	33
7.2	Beam-to-Beam Connections.....	33
7.3	Column Splices.....	34
7.4	Beam to Column Connections.....	35
7.5	Column Footing.....	38
7.6	Brace-to-Column and Beam Connections.....	38
8	Details and Design of Resisting Seism.....	39
8.1	General Requirements.....	39
8.2	Frame Beam.....	40
8.3	Frame Column.....	42
8.4	Connections of Beam-to-Column and Column Footing.....	45
8.5	Connections of non-structure elements.....	47
9	Fabrication,Erection and Protection.....	48

9.1	Fabrication.....	48
9.2	Erection.....	49
9.3	Corrosion Coating.....	49
9.4	Fire-resistance Protection.....	50
10	Construction Acceptance.....	51
10.1	General Requirements.....	51
10.2	Member Acceptance.....	51
10.3	Erection Acceptance.....	52
	Explanation of Wording in This Standard.....	53
	Referenced Specifications,Codes and Standards.....	54

1 总则

1.0.1 为使部分填充钢-混凝土组合结构的设计和建造做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于新建、改建的工业与民用建筑部分填充钢-混凝土组合结构的设计、制作安装与验收。一般构筑物采用部分填充钢-混凝土组合构件时，可参照本规程有关规定。

1.0.3 本规程根据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 及《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的原则制定。

1.0.4 部分填充钢-混凝土组合结构的设计、制作安装与验收，除应符合本规程外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 部分填充钢-混凝土组合构件 Partially Encased Composite Members (简称构件)

主钢件外周轮廓间填充混凝土所形成的结构构件。

2.1.2 部分填充钢-混凝土组合梁 Partially Encased Composite beams (简称梁)

主要内力分量为弯矩或弯矩-剪力的部分填充钢-混凝土组合构件。包括部分填充钢-混凝土无楼板组合梁和部分填充钢-混凝土有楼板组合梁。

2.1.3 部分填充钢-混凝土无楼板组合梁 Partially Encased Composite beams without concrete slab (简称矩形组合梁):

仅在钢梁腹部填充混凝土的部分填充钢-混凝土组合梁。

2.1.4 部分填充钢-混凝土有楼板组合梁 Partially Encased Composite beams with concrete slab (简称 T 形组合梁):

部分填充钢-混凝土无楼板组合梁与混凝土板或组合板通过抗剪连接件而形成整体受力的梁。

2.1.5 部分填充钢-混凝土组合柱 Partially Encased Composite Columns (简称柱)

主要内力分量为轴力或轴力-弯矩的部分填充钢-混凝土组合构件, 包括部分填充钢-混凝土组合框架柱(简称框架柱)和部分填充钢-混凝土组合单独柱(简称单独柱)。

2.1.6 部分填充钢-混凝土组合支撑 Partially Encased Composite bracings (简称支撑):

承受轴力的部分填充钢-混凝土组合斜杆, 与框架结构协同抵抗侧向力。

2.1.7 部分填充钢-混凝土组合框架 Partially Encased Composite frames (简称框架):

由部分填充钢-混凝土组合柱和部分填充钢-混凝土组合梁组成的框架。

2.1.8 主钢件 Steel component of PEC member:

部分填充钢-混凝土组合构件中的承载结构钢, 由单个或若干个工字形钢或 H 形钢(包括热轧型钢、钢板焊接截面)或工字钢附加钢板组成。

2.1.9 翼缘 flange

轴压构件中的主钢件位于截面周边的板件, 受弯或压弯构件中主钢件位于截面周边且平行于弯曲轴的板件。

2.1.10 腹板 web

轴压构件中的主钢件位于截面内部的板件, 受弯或压弯构件中主钢件垂直于弯曲轴的板件。

2.1.11 连杆 Link

焊接于工字形钢或 H 形钢两翼缘间的连接钢筋或扁钢。

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 —— 部分填充钢-混凝土组合构件截面轴向刚度;

EI —— 部分填充钢-混凝土组合构件截面抗弯刚度;

$(EI)_e$	——	轴心受压构件等效刚度；
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_{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_{rlv}	——	竖向加劲肋钢材抗剪强度设计值；
f_y	——	钢筋抗拉强度设计值；
f'_y	——	钢筋抗压强度设计值；
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	——	部分填充钢-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 、 M_x 、 M_y	——	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 、 M_{ux} 、 M_{uy}	——	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 、 N_{mx} 、 N_{my}	——	特征轴力；
N_u	——	截面轴压承载力设计值；
$N_{a,y}$ 、 $N_{an,y}$	——	轴拉屈服承载力、轴拉断裂承载力；
N_v^c	——	一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力；
R	——	结构构件的抗力设计值；
S	——	承载能力极限状态下作用组合的效应设计值；
V_x 、 V_y	——	沿 x 轴方向、y 轴方向剪力设计值；
V_u	——	主钢件受剪承载力设计值；
V_{ux} 、 V_{uy}	——	沿 x 轴方向、y 轴方向主钢件受剪承载力设计值；
V_b 、 V_c 、 V_j	——	梁、柱及节点剪力设计值；
V_{ju}	——	节点受剪承载力设计值；
V_s	——	每个剪跨区段内梁主钢件与混凝土翼板交界面的纵向剪力；
σ_{sa}	——	梁主钢件受拉翼缘、部分腹板及受拉钢筋的等效钢筋应力值；
σ_{sq}	——	开裂截面纵向受拉钢筋应力
σ_w	——	柱主钢件腹板应力；
$\omega_{\max}$	——	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	——	填充混凝土中受拉钢筋截面面积；
A_s'	——	填充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_c	——	混凝土外轮廓尺寸；梁主钢件腹板两侧混凝土宽度之和；柱主钢件截面宽度；
b_e	——	混凝土翼板的有效宽度；
b_f	——	主钢件截面翼缘宽度；
c_s	——	纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度；
d	——	钢筋的最大直径；
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_{0s}	——	纵向受拉钢筋至混凝土截面受压边缘的距离；
h_{0f}	——	主钢件受拉翼缘至混凝土截面受压边缘的距离；
h_{0w}	——	主钢件受拉腹板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形组合梁翼缘厚度；
s_a	——	沿构件长度方向上横向连杆的间距；
t_f 、 t_f'	——	主钢件受拉、受压翼缘厚度；
t_w	——	主钢件腹板厚度；
I_0	——	部分填充钢-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}	——	部分填充钢-混凝土组合梁开裂面的换算截面惯性矩；
I_{ucr}	——	部分填充钢-混凝土组合梁未开裂面的换算截面惯性矩；
I_{cf}	——	混凝土翼板的截面惯性矩；
I_{eq}	——	部分填充钢-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	——	部分填充钢-混凝土组合梁的跨度；
l_0	——	部分填充钢-混凝土组合柱的计算长度；
l_e	——	等效跨度；
n	——	轴压比；

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；
x	——	混凝土受压区高度。

2.2.4 计算系数及其他

B	——	考虑楼板与 T 形组合梁之间滑移效应的折减刚度；
k	——	抗剪连接件的刚度；
α_1	——	受压区混凝土压应力影响系数；
α_E	——	钢材与混凝土弹性模量的比值；
β_{mx} 、 β_{my}	——	等效弯矩系数；
β_{tx} 、 β_{ty}	——	等效弯矩系数；
γ_0	——	结构构件的重要性系数；
γ_{RE}	——	承载力抗震调整系数；
δ	——	柱主钢件的贡献率；
ε_a	——	钢号修正系数；
ζ	——	刚度折减系数。
ρ_{te}	——	考虑梁主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效配箍率；
φ 、 φ_x 、 φ_y	——	轴心受压构件的稳定系数；
ψ	——	考虑梁主钢件翼缘作用的钢筋应变不均匀系数；

3 材料

3.1 钢材

- 3.1.1 钢材选用应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。
- 3.1.2 承重结构所用的钢材应具有屈服强度、抗拉强度、断后伸长率和硫、磷含量的合格保证，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 的规定采用。当采用国外钢材时，钢材材质（化学成分及其含量限值）、力学性能、屈强比及可焊性等均应满足我国标准。
- 3.1.4 用于考虑塑性发展的主钢件及其连接件的钢材应符合下列要求：
- 1 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85；
 - 2 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%；
 - 3 钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。
- 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，钢板厚度方向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 中 Z15 级规定的容许值。
- 3.1.6 楼板采用压型钢板时，其材质和材料性能应符合现行国家标准《建筑用压型钢板》GB/T 12755 的相关规定。

3.2 钢筋

- 3.2.1 纵向受力钢筋、箍筋以及连杆钢筋的选用应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定。
- 3.2.2 钢筋的屈服强度标准值、极限强度标准值、抗拉强度设计值、抗压强度设计值及弹性模量应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定采用。
- 3.2.3 抗震等级为一、二、三级的框架和斜撑构件，其纵向受力钢筋应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 中的混凝土结构构件抗震设计有关规定。

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》GB50010 的有关规定。构件的混凝土强度等级不宜低于 C25；当构件承载力计算中不考虑混凝土作用时，不受此限。楼板的混凝土强度等级不应低于 C20。抗震设防烈度为 9 度时，构件的混凝土强度等级不宜高于 C60，8 度时不宜高于 C70。
- 3.3.2 构件可采用轻质混凝土。轻质混凝土选用应符合现行行业标准《轻骨料混凝土技术规程》JGJ 51 的有关规定。强度等级不宜低于 LC25。
- 3.3.3 混凝土及轻质混凝土轴心抗压强度标准值及设计值、轴心抗拉强度标准值及设计值、混凝土受压和受拉弹性模量、混凝土剪切变形模量应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和现行行业标准《轻骨料混凝土技术规程》JGJ 51 的规定采用。
- 3.3.4 构件的混凝土最大骨料直径不宜大于 25mm。当采用自密实混凝土时，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 的规定。
- 3.3.5 注浆材料的选用及检验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 的有关规定。

3.4 螺栓栓钉及锚栓

3.4.1 受力螺栓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，应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定采用。

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，其材料及力学性能应符合现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的规定。

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 Q345、Q390 或强度更高的钢材，其质量等级不宜低于 B 级。

3.5 焊接材料

3.5.1 焊接材料选用应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。

3.5.2 焊缝强度指标应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定采用。

3.5.3 焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。

4 基本设计规定

4.1 构件和结构类型

4.1.1 部分填充钢-混凝土组合构件由开口截面主钢件和混凝土组成，混凝土内可设纵筋、箍筋、抗剪件、连杆等钢配件（图 4.1.1）。

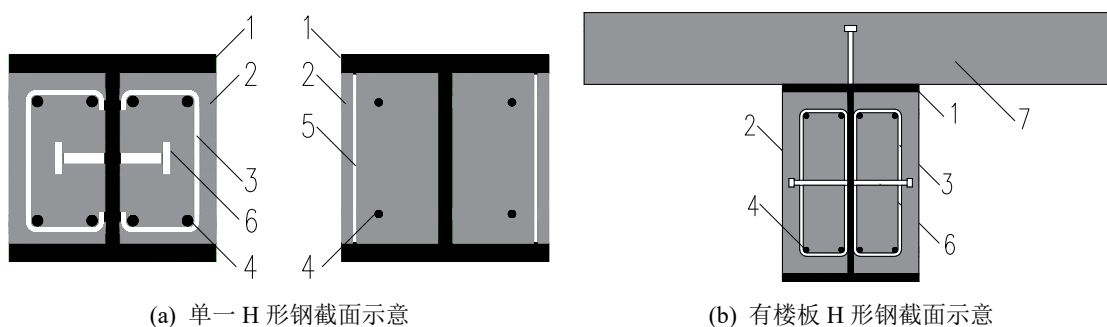


图 4.1.1 部分填充钢-混凝土组合构件的截面形式

4.1.2 主钢件可采用型钢、钢板焊接、以及型钢与钢板焊接等方式制作，宜优先采用型钢。主钢件的截面设计应便于制作时内部配件的安装，并留有混凝土的浇筑开口。

4.1.3 主钢件的宽厚比应符合下列要求：

1 受压翼缘外伸部分的宽厚比应符合表 4.1.3 的规定。

表 4.1.3 主钢件受压翼缘外伸部分宽厚比

分类	构件设计要求	宽厚比最大值 (b_0/t_f)
1	构件发生充分塑性转动	$\leq 9\epsilon_a$
2	截面达到塑性弯矩	$\leq 14\epsilon_a$
3	钢组件截面边缘可达到钢材屈服强度	$\leq 20\epsilon_a$

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，钢板焊接截面为翼缘自由端至焊脚边缘（图 4.1.3）；

2 t_f 为翼缘厚度；

3 ϵ_a 为钢号修正系数， $\epsilon_a = \sqrt{235/f_{ay}}$ ， f_{ay} 为翼缘钢材的屈服强度。

2 当部分填充钢-混凝土组合构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 $s_a/b_f \leq 0.5$ ，则表 4.1.3 的宽厚比最大值可放大 1.5 倍，当 $0.5 < s_a/b_f \leq 1$ ，则表 4.1.3 的宽厚比最大值可在 1.5~1.0 间插值。当沿构件全长弯矩分布不均匀时，满足本款所要求的 s_a/b_f 的范围应覆盖弯矩最大区域，且不应小于构件全长的 1/8。

3 当件中主钢件受压翼缘的外侧面紧贴钢筋混凝土板、压型钢板混凝土组合板等并有抗剪件与该类刚性板有效连接时，可不受本条第 1 款、第 2 款的规定限制。

4.1.4 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要求。

4.1.5 选配主钢件与混凝土的材料强度时，宜使混凝土抗压强度对应的应变不小于钢材屈服应变。

4.1.6 混凝土的外轮廓尺寸 b_c 宜与主钢件的外轮廓尺寸 b_f 一致；当需适当缩进时，应使 b_c 不小于 b_f 的 0.8 倍。

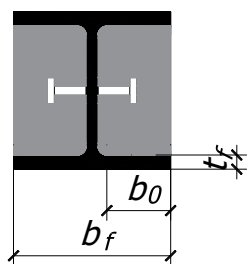


图 4.1.3 受压翼缘外伸部分宽厚比

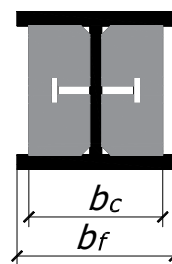
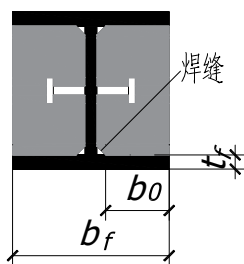


图 4.1.6 混凝土的外轮廓尺寸

4.1.7 部分填充钢-混凝土组合构件适用于框架结构、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，可作为框架柱、框架梁、楼面梁、屋面梁和支撑构件。也可适用于排架结构、门式刚架结构的柱、梁构件。

4.1.8 采用部分填充钢-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 4.1.8 的规定。

表 4.1.8 结构的最大适用高度 (m)

项次	结构类型	非抗震设计	抗震设防烈度				
			6 度	7 度	8 度		9 度
					0.20g	0.30g	
1	框架结构	70	60	50	40	35	24
2	框架-支撑结构	220	200	170	150	110	70
3	框架-钢筋混凝土剪力墙结构	150	130	120	100	80	50
4	框架-钢筋混凝土核心筒结构	240	220	190	150	130	70

注：1 房屋高度指室外地面到主要屋面板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）；

2 平面和竖向均不规则的结构，最大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。

4.2 设计原则

4.2.1 本规程采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，用分项系数设计表达式进行计算。

4.2.2 承重结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计。

4.2.3 部分填充钢-混凝土组合结构的安全等级和设计使用年限应符合国家现行标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 和《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 的规定。

4.2.4 按承载能力极限状态设计部分填充钢-混凝土组合结构时，应考虑荷载效应的基本组合，必要时尚应考虑荷载效应的偶然组合。

按正常使用极限状态设计部分填充钢-混凝土组合结构时，应考虑荷载效应的标准组合，对部分填充钢-混凝土组合梁，尚应考虑准永久组合。

4.2.5 荷载的标准值、荷载分项系数、荷载组合值系数等，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用。

4.2.6 结构构件、连接及节点应采用下列承载能力极限状态设计表达式：

对持久设计状况、短暂设计状况：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (4.2.6-1)$$

对地震设计状况：

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (4.2.6-2)$$

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

等级为二级的结构构件不应小于 1.0，对安全等级为三级的结构构件不应小于 0.9；

- S — 承载能力极限状况下，作用组合的效应设计值；对非抗震设计，应按作用的基本组合计算；对抗震设计，应按作用的地震组合计算；
- R — 结构构件的抗力设计值；
- γ_{RE} — 承载力抗震调整系数，截面承载力取 0.75，稳定承载力取 0.80，其它情况按国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定取值。

4.2.7 设计部分填充钢-混凝土组合结构时，应从工程实际情况出发，合理选用材料、结构方案和构造措施，满足结构构件在运输、安装和使用过程中的强度、稳定性和刚度要求，并符合防火、防腐蚀要求。宜采用通用化、模数化、标准化的设计方法，提高结构的预制率，减少制作、安装工作量。

4.2.8 在进行结构整体内力和变形分析时，部分填充钢-混凝土组合梁、柱构件的刚度按下式计算：

$$EA = E_c A_c + E_a A_a \quad (4.2.8-1)$$

$$GA = G_c A_c + G_a A_a \quad (4.2.8-2)$$

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \quad (4.2.8-3)$$

式中： E_a 、 E_c —— 钢材弹性模量、混凝土弹性模量；
 G_a 、 G_c —— 钢材剪切模量、混凝土剪切模量；
 A_a 、 A_c —— 主钢件面积、混凝土面积；
 I_a 、 I_c —— 主钢件惯性矩、混凝土惯性矩；
 EA 、 GA 、 EI —— 部分填充钢-混凝土组合构件截面轴向刚度、抗剪刚度、抗弯刚度。

部分填充钢-混凝土有楼板组合梁的惯性矩可取式（4.2.8-3）的 1.3 倍。

4.2.9 利用计算机进行结构整体分析时，应符合以下要求：

- 1 计算模型的建立、必要的简化计算与处理，应符合结构的实际工作情况；
- 2 计算机软件的技术条件应符合本规程及相关标准的规定，并应阐明其特殊处理的内容和依据；
- 3 所有计算机计算结果，应经分析判断确认其合理、有效后方可用于工程设计。

4.2.10 采用本规程未予规定的截面形式或节点形式时，应有充分的分析依据和必要的试验依据。

4.3 变形规定

4.3.1 多高层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，以及结构薄弱层层间弹塑性相对位移，不应超过表 4.3.1 的限值。

表 4.3.1 多高层结构楼层相对位移限值

结构类型	弹性相对位移限值	弹塑性相对位移限值
框架结构	1/400	1/50
框架-支撑结构		
框架-钢筋混凝土剪力墙结构	1/800	1/100
框架-钢筋混凝土核心筒结构		

注：当采用框架-钢板剪力墙结构时，可按框架-支撑结构的规定采用。

4.3.2 部分填充钢-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 部分填充钢-混凝土组合梁的最大挠度限值

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 l_0 按实际悬臂长度的 2 倍取用；

2 表中括号中的数值适用于使用上对挠度有较高要求的构件。

4.3.3 部分填充钢-混凝土组合构件的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 部分填充钢-混凝土梁最大裂缝宽度限值 (mm)

耐久性环境等级	最大裂缝宽度限值 $\omega_{\max}$
室内正常环境	0.4
露天或室内高湿度环境	0.3

4.4 既有钢结构改建的设计原则

4.4.1 既有钢结构改变用途、加层、改扩建、灾后修复加固或延长使用年限等情况下将结构改为部分填充钢-混凝土组合构件时，均应对既有钢结构进行检测、鉴定和评定。

4.4.2 对既有钢结构进行安全性、适用性、耐久性及抗灾能力评定时，应符合现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 的原则要求，并应符合下列规定：

1 应根据评定结果、使用要求及后续使用年限确定既有钢结构的设计方案；

2 既有钢结构设计为部分填充钢-混凝土组合结构时，其承载能力极限状态验算应符合本规程的有关规定；

3 既有钢结构设计为部分填充钢-混凝土组合结构时，其正常使用极限状态验算宜符合本规程的有关规定。

4.4.3 既有钢结构改建为部分填充钢-混凝土组合结构时，其设计应符合下列规定：

1 应保证结构的整体性能，包括良好的抗震性；

2 荷载标准值可取实测数据。但不能小于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的数值；

3 既有钢结构材料强度应根据实测值确定。当材料性能符合原设计要求时，可按原设计的规定取值；

4 设计时应考虑既有钢结构实际几何尺寸差异、截面锈蚀、连接构造偏差和已有缺陷的影响。当尺寸、构造和质量符合原设计要求时，可按原设计的规定取值；

5 应考虑既有钢结构承载历史和施工卸载程度对构件两次受力的影响。对后浇混凝土及相应配置的钢筋需考虑应变滞后对材料极限强度的折减。对原钢结构部分应考虑应力超前的影响；

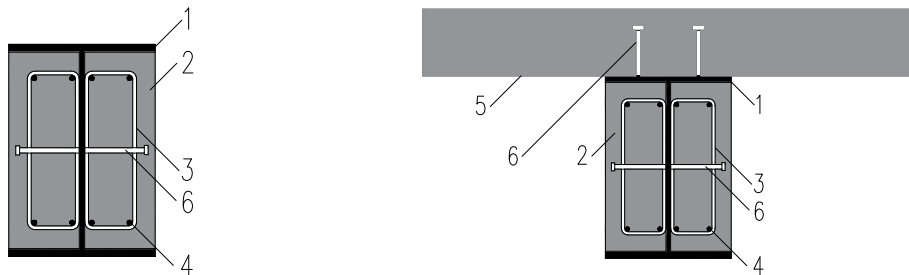
6 设计应与实施的施工方法相协调，并应采取有效措施，保证后浇混凝土部分与原钢结构部分可靠连接并能共同工作。应避免对既有钢构件造成不利的影响。

4.4.4 既有钢结构施工时要采取措施减小结构或构件的应力承载度，当需对既有钢结构实施焊接操作时，要确保结构的承载力和稳定性，计算应力值应小于 $0.55f_{ay}$ 。

5 梁设计

5.1 一般规定

5.1.1 本章适用于部分填充钢-混凝土组合梁（图 5.1.1）绕截面强轴弯曲的情况。现浇混凝土板、混凝土叠合板或压型钢板混凝土组合板必须通过抗剪连接件与梁主钢件截面连接，方可作为有楼板组合梁的有效截面（图 5.1.1b）。



1-H 形钢；2-预制混凝土；3-箍筋；4-纵向钢筋；5-翼缘板；6-抗剪连接件（栓钉）
 (a) 部分填充钢-混凝土无楼板组合梁 (b) 部分填充钢-混凝土有楼板组合梁

图 5.1.1 部分填充钢-混凝土组合梁截面

5.1.2 部分填充钢-混凝土组合梁截面抗弯承载力计算时，对于 1 类、2 类截面可采用刚-塑性理论，梁主钢件翼缘的宽厚比应符合本规程 4.1.3 条的规定，腹板高厚比符合式(5.1.2)的规定。

$$h_w/t_w \leq 124\epsilon_a \quad (5.1.2)$$

式中： h_w — 梁主钢件腹板净高；
 t_w — 梁主钢件腹板厚度。

5.1.3 部分填充钢-混凝土组合梁截面抗弯承载力计算时，对于 3 类截面可采用非线性理论，基本假定如下：

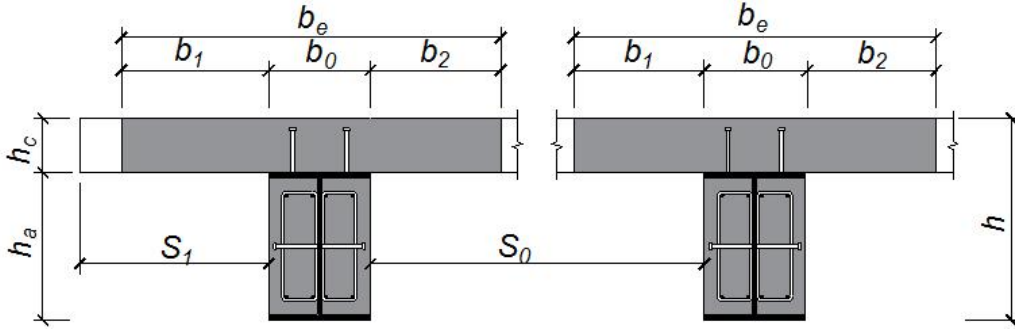
- 1 组合截面应变符合平截面分布；
- 2 钢材应力-应变曲线参照《钢结构设计标准》GB 50017 规定执行；
- 3 混凝土应力-应变曲线参照《混凝土设计规范》GB 50010 规定执行；
- 4 钢筋应力-应变曲线参照《混凝土设计规范》GB 50010 规定执行；
- 5 忽略混凝土抗拉作用。

5.1.4 部分填充钢-混凝土有楼板组合梁截面承载力计算时，跨中与支座处混凝土翼板的有效宽度 b_e 应按下式计算（图 5.1.4）

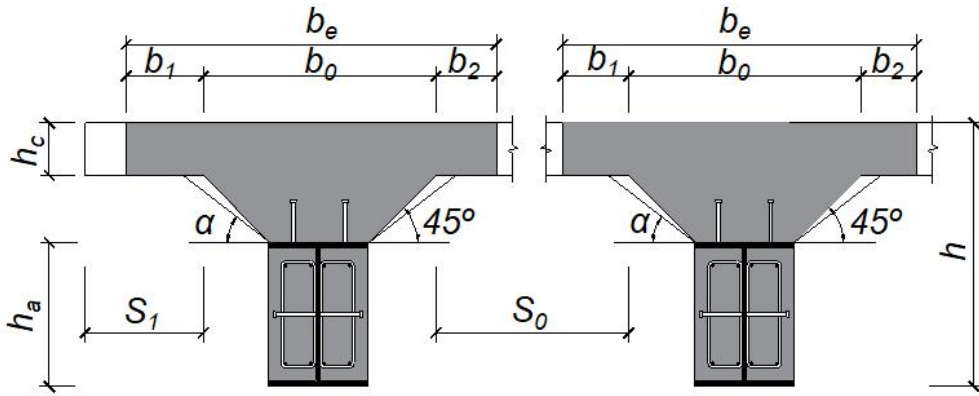
$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (5.1.4)$$

式中： b_e — 混凝土翼板的有效宽度；
 b_0 — 梁主钢件上翼缘的宽度，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；
 b_1, b_2 — 梁外侧和内侧的翼板计算宽度，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，对于简支 T 形组合梁，取为梁的跨度 l ；对于连续 T 形组合梁，

中间跨正弯矩区取该跨跨度 l 的 0.6 倍, 边跨正弯矩区取该跨跨度 l 的 0.8 倍, 支座负弯矩区取相邻两跨跨度之和的 0.2 倍。



(a) 不设板托的组合梁



(b) 设板托的组合梁

图 5.1.4 混凝土翼板的有效宽度

5.1.5 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%。

5.1.6 梁钢材牌号宜为 Q235~Q345, 混凝土强度等级宜为 C20~C40。

5.1.7 在梁强度、挠度和裂缝宽度计算中, 可不考虑板托截面的作用。

5.2 承载力计算

5.2.1 部分填充钢-混凝土无楼板组合梁正截面强轴受弯承载力应符合下列公式的规定:

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

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

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

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

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

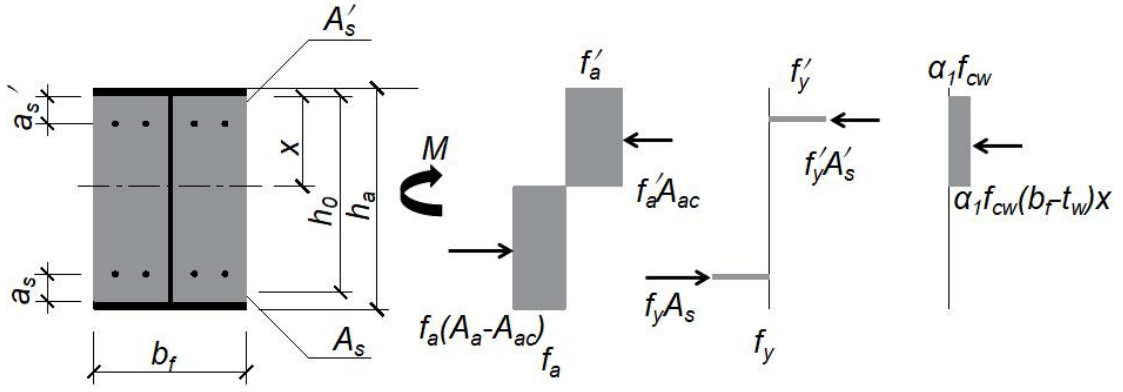


图5.2.1 正弯矩作用下组合截面及应力图形

- 式中:
- M — 正弯矩设计值;
 - M_u — 截面受弯承载力设计值;
 - f_{cw} — 梁主钢件腹部混凝土抗压强度设计值;
 - x — 组合截面中和轴至混凝土受压边缘的距离;
 - 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;
 - α_1 — 受压区混凝土压应力影响系数, 当混凝土强度等级不超过 C50 时, α_1 取 1.0, 当混凝土强度等级为 C80 时, α_1 取 0.94, 其间接线性内插法确定;
 - f_y 、 f'_y — 钢筋抗拉、抗压强度设计值;
 - f_a 、 f'_a — 梁主钢件抗拉、抗压强度设计值;
 - A_s 、 A'_s — 受拉、受压钢筋截面面积;
 - A_a 、 A_{ac} — 梁主钢件全截面、梁主钢件受压区截面面积;
 - 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;
 - 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;
 - h_0 — 混凝土截面有效高度, 为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;
 - E_s 、 E_a — 钢筋弹性模量、梁主钢件弹性模量;

5.2.2 完全抗剪连接的部分填充钢-混凝土有楼板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 $f_c b_e h_c \geq f_a A_a + f_y A_s$ 时, 塑性中和轴位于混凝土板内 (图 5.2.2-1):

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

$$M_u = f_c b_e x^2 / 2 + f_a A_a y_1 + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) \quad (5.2.2-2)$$

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

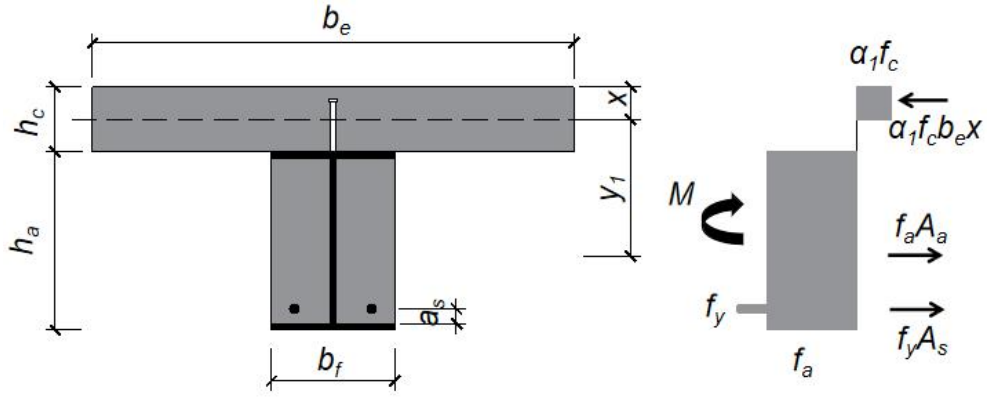


图5.2.2-1中和轴位于混凝土板中时的组合截面及应力图形

2) 当 $f_a(A_a - A'_{af}) + f_y A_s - f'_a A'_{af} \leq f_c b_e h_c < f_a A_a + f_y A_s$ 时, 塑性中和轴位于梁主钢件上翼缘内 (图 5.2.2-2):

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

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

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

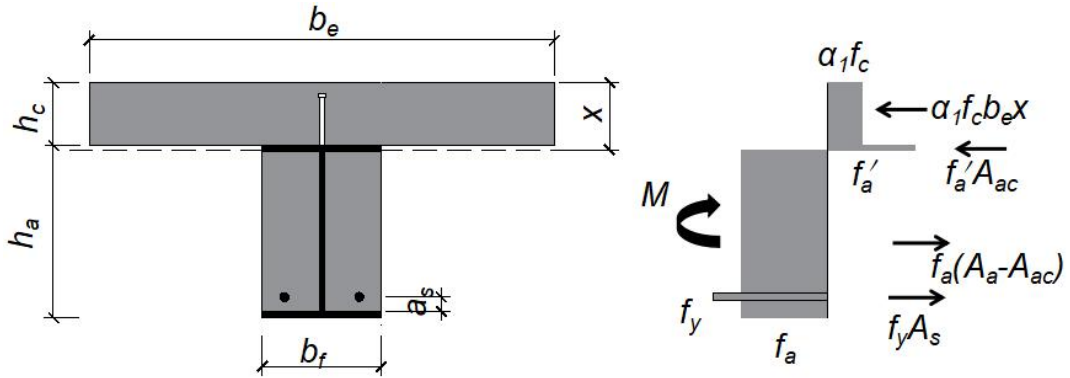


图5.2.2-2中和轴位于梁主钢件上翼缘时的组合截面及应力图形

3) 当 $f_c b_e h_c < f_a (A_a - A'_{af}) + f_y A_s - f'_a A'_{af}$ 时, 塑性中和轴位于梁主钢件腹板内 (图 5.2.2-3):

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

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

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

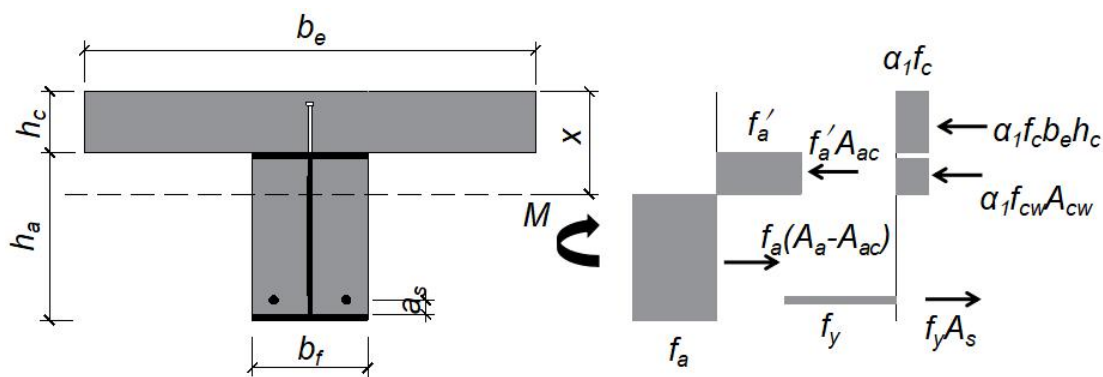


图5.2.2-3中和轴位于梁主钢件腹板时的组合截面及应力图形

- 式中: f_c — 翼板混凝土抗压强度设计值;
 h_c — 混凝土翼板厚度, 不考虑托板、压型钢板肋的高度;
 h_a — 梁主钢件的截面高度;
 t'_f — 梁主钢件受压翼缘的厚度;
 A_{af} 、 A'_{af} — 梁主钢件受拉翼缘截面、梁主钢件受压翼缘截面的面积;
 y_1 — 梁主钢件截面应力的合力至组合截面塑性中和轴的距离;
 A_{cw} — 梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积, $A_{cw}=(b_f-t_w)(x-h_c-t'_f)$ 。

2 负弯矩作用区段

当 $f_y A'_s < f'_a (A_a - A_{af}) + f_{cw} (b_f - t_w) h_w + f'_y A_s - f_a A_{af}$ 时, 塑性中和轴位于梁主钢件腹板内 (图 5.2.2-4):

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

$$M_u = f_y A'_s (x - a'_s) + f'_a S_{af} + f'_a S_{ac} + f_{cw} A_{cw} y_2 + f'_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) \quad (5.2.2-11)$$

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

- 式中: M' — 负弯矩设计值;
 M_u — 截面受弯承载力设计值;
 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;
 A_{cw} — 梁主钢件腹部混凝土受压截面的面积, $A_{cw}=(b_f-t_w)(h_c+h_a-x-t_f)$;
 y_2 — 梁主钢件腹部混凝土截面应力的合力至组合截面塑性中和轴的距离。

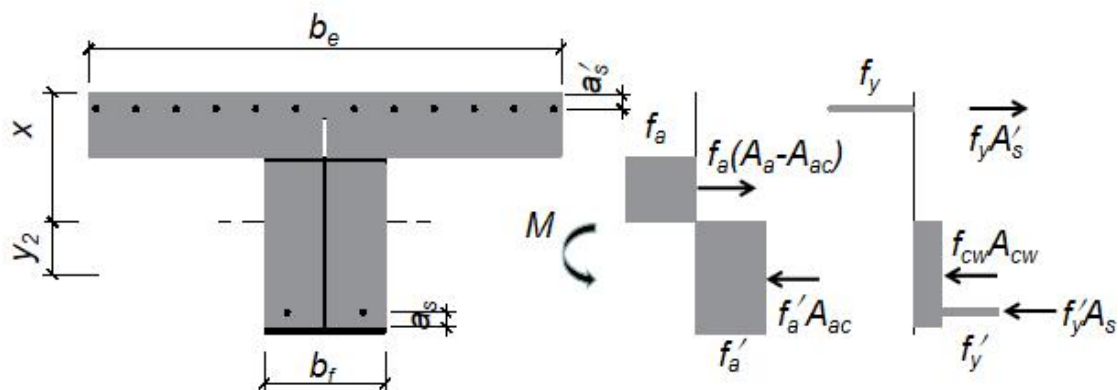


图5.2.2-4 中和轴位于梁主钢件腹板时的组合截面及应力图形

5.2.3 部分抗剪连接的部分填充钢-混凝土有楼板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 (图 5.2.3)

$$M \leq M_{u,r} \quad (5.2.3-12)$$

$$M_{u,r} = f_c b_e x_c \left(x - \frac{x_c}{2}\right) + f_a S_{at} + f'_a S_{ac} + f_y A_s (h_c + h_a - x - t_f - a_s) \quad (5.2.3-13)$$

$$f_c b_e x_c + f'_a A_{ac} - f_a (A_a - A_{ac}) - f_y A_s = 0 \quad (5.2.3-14)$$

$$f_c b_e x_c = n_{st} N_v^c \quad (5.2.3-15)$$

式中: $M_{u,r}$ —— 部分抗剪连接时组合截面受弯承载力;
 x_c —— 混凝土翼板受压区高度;
 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, 按本规程第 5.2.8 条规定计算。

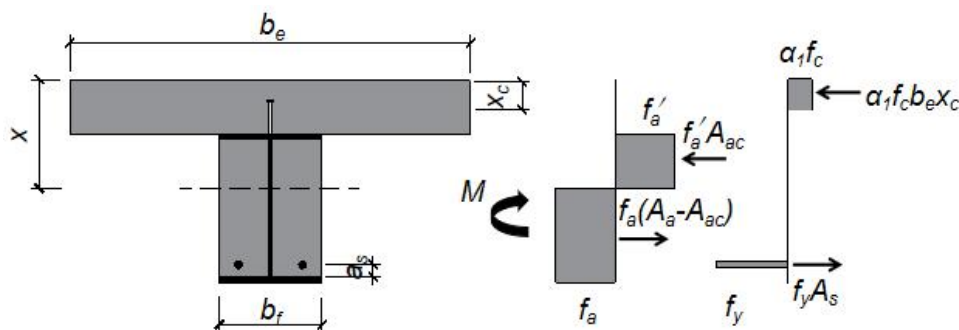


图 5.2.3 部分抗剪连接时的组合截面及应力图形

2 负弯矩作用区段

抗弯承载力应按本规程式 (5.2.2-8) 计算, 计算中将 $f_y A'_s$ 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 有楼板组合梁根据抗剪连接栓钉的数量可分为完全抗剪连接组合梁和部分抗剪连接组合梁, 其混凝土翼板与梁主钢件间设置的抗剪连接件应符合下列公式的规定:

1 完全抗剪连接

$$n_{st} \geq V_s / N_v^c \quad (5.2.4-1)$$

2 部分抗剪连接

$$n_{st} \geq 0.5 V_s / N_v^c \quad (5.2.4-2)$$

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, 按本规程第 5.2.5 条的规定计算;

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。

5.2.5 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 5.2.5):

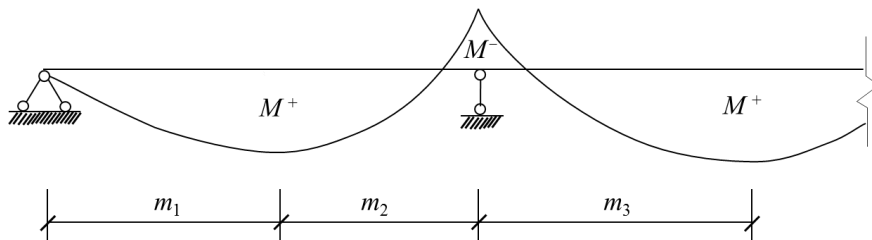


图 5.2.5 连续梁剪跨区划分

1 正弯矩最大点到边支座区段，即 m_1 区段：

$$V_s = \min \{ A_a f_a + A_s f_y, f_c b_c h_c \} \quad (5.2.5-1)$$

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：

$$V_s = \min \{ A_a f_a + A_s f_y, f_c b_c h_c \} + A'_s f_y \quad (5.2.5-2)$$

式中： A_s —— 梁主钢件填充混凝土中钢筋截面面积；
 A'_s —— 负弯矩区混凝土翼板中钢筋截面面积。

5.2.6 竖向受剪承载力计算可仅考虑钢组件中平行于剪力方向的板件受力而不考虑内填混凝土，按下列公式计算：

$$V_b \leq h_w t_w f_{av} \quad (5.2.6)$$

式中： V_b —— 梁剪力设计值；
 f_{av} —— 梁主钢件腹板的抗剪强度设计值。

5.2.7 用塑性设计法计算梁正截面受弯承载力时，受正弯矩的梁可不考虑弯矩和剪力的相互影响，受负弯矩的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：

1 当剪力设计值 $V_b > 0.5 h_w t_w f_{av}$ 时

$$f_{ac} = (1 - \rho) f_a \quad (5.2.7-1)$$

$$\rho = [2V_b / (h_w t_w f_{av}) - 1]^2 \quad (5.2.7-2)$$

2 当剪力设计值 $V_b \leq 0.5 h_w t_w f_{av}$ 时，可不对腹板强度设计值进行折减。

式中： f_{ac} —— 折减后的梁主钢件腹板抗压、抗拉强度设计值；
 ρ —— 折减系数。

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焊钉（栓钉），也可采用槽钢。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

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

2 槽钢连接件

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

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，其一个抗剪连接件的承载力设计值应乘以折减系数 0.9（中间支座两侧）和 0.8（悬臂部分）。

式中： N_v^c —— 一个抗剪连接件的纵向抗剪承载力；

A_{st} —— 圆柱头焊钉钉杆截面面积；
 f_{at} —— 圆柱头焊钉极限抗拉强度设计值；
 t —— 槽钢翼缘的平均厚度；
 t_w —— 槽钢腹板的厚度；

l_c —— 槽钢的长度。

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

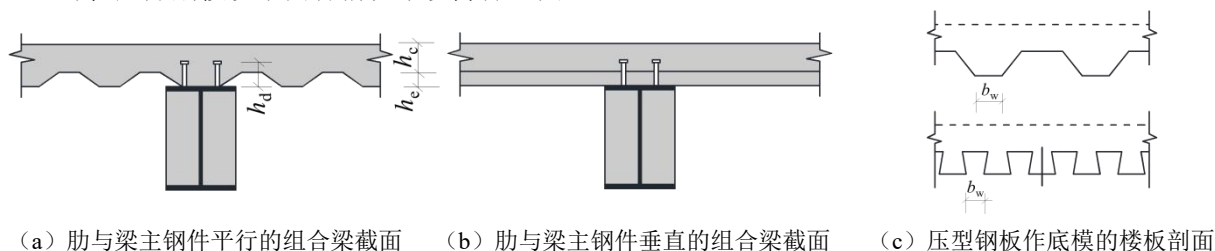


图 5.2.9 用压型钢板作混凝土翼板底模的组合梁

1 当压型钢板肋平行于梁主钢件布置（图 5.2.9a）， $b_w/h_e < 1.5$ 时，焊钉抗剪连接件承载力设计值的折减系数应按下列公式计算：

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

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列公式计算：

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

式中：
 β_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，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，不大于 85mm，且 $h_e \leq b_w$ ；
 h_d —— 焊钉高度；
 n_0 —— 梁截面处一个肋中布置的栓钉数，当多于 2 个时，按 2 个计算。

表 5.2.9 折减系数 β_v 的上限值

一个肋中栓钉的数量	压型钢板的厚度 (mm)	采用穿透焊技术焊接栓钉，其直径不超过 20mm	预先在压型钢板上穿孔，然后焊接栓钉，直径 $\leq 22\text{mm}$
$n_0 = 1$	≤ 1.0	0.85	0.75
	> 1.0	1.0	0.75
$n_0 = 2$	≤ 1.0	0.70	0.60
	> 1.0	0.8	0.60

5.2.10 计算所得的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 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按下列公式计算（图 5.2.11）：

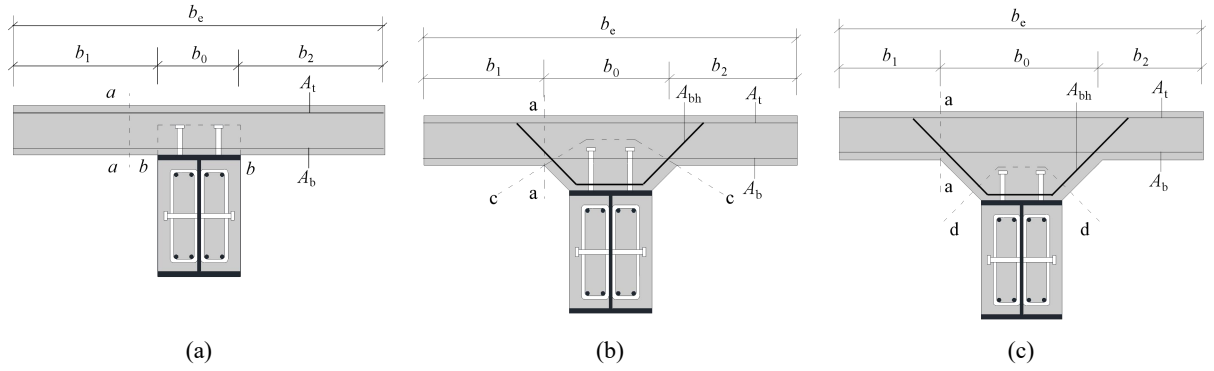


图 5.2.11 托板及翼板的纵向受剪界面及纵向剪力简化计算图

1 a-a 界面，应按下列公式计算并取其较大值：

$$V_{bl} = \frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_1}{b_e} \quad (5.2.11-1)$$

$$V_{bl} = \frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_2}{b_e} \quad (5.2.11-2)$$

2 b-b、c-c、d-d 界面：

$$V_{bl} = \frac{V_s}{m_i} \quad (5.2.11-3)$$

式中： V_{bl} — 荷载作用引起的单位纵向抗剪界面长度上的剪力；
 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，按本规程第 5.2.5 条的规定计算；
 m_i — 剪跨区段长度，按 5.2.5 条的规定计算；
 b_e — 混凝土翼板的有效宽度，按本规程第 5.1.4 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。

5.2.12 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斜截面承载力应符合下列规定：

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

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

式中： f_t — 混凝土抗拉强度设计值；
 b_s — 垂直于纵向抗剪界面的长度，按图 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。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， $A_e = 2(A_b + A_{bh})$ ；对于有板托的界面 d-d， $A_e = 2A_{bh}$ ；
 f_{yv} — 横向钢筋抗拉强度设计值。

5.2.13 混凝土板横向钢筋最小配筋宜符合下列规定：

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

5.3 挠度验算

5.3.1 部分填充钢-混凝土组合梁在正常使用极限状态下的的挠度可根据构件的刚度按结构力学方法计算。挠度变形的限值应符合本规程 4.3.2 条的规定。

5.3.2 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，其值取该区段内最大弯矩截面的刚度。

5.3.3 部分填充钢-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，以其中的最大值作为依据。

5.3.4 对于部分填充钢-混凝土组合梁刚度，应考虑腹部混凝土开裂影响，基于下述公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} — 部分填充钢-混凝土组合梁未开裂的换算截面惯性矩；对于荷载标准组合，可将翼缘和截面腹部混凝土除以钢材与混凝土模量的比值 α_E 换算成钢截面后计算整个截面的惯性矩；对荷载准永久组合，则除以 $2\alpha_E$ 进行换算；

I_{cr} — 部分填充钢-混凝土组合梁开裂截面的换算截面惯性矩；对于荷载标准组合，可将翼缘及截面腹部受压区混凝土除以钢材与混凝土模量的比值 α_E 换算成钢截面后计算整个截面的惯性矩；对荷载准永久组合，则除以 $2\alpha_E$ 进行换算。

5.3.5 对于部分填充钢-混凝土有楼板组合梁，考虑楼板与梁主钢件之间滑移效应的折减刚度 B 可按式确定。

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

式中： E_a — 梁主钢件的弹性模量；

ζ — 刚度折减系数，按照 5.3.6 进行计算。

5.3.6 刚度折减系数 ζ 按下式计算（当 $\zeta \leq 0$ 时，取 $\zeta = 0$ ）：

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

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

$$j = 0.81 \sqrt{\frac{n_s N_v^c A_1}{E_a I_0 p}} \quad (\text{mm}^{-1}) \quad (5.3.6-3)$$

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

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

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

式中： A_{cf} — 混凝土翼板截面面积 (mm^2)；

A_a — 梁主钢件截面面积 (mm^2)；

I_a — 梁主钢件截面惯性矩 (mm^4)

I_{cf} — 混凝土翼板的截面惯性矩 (mm^4)

d_c — 梁主钢件截面形心到混凝土翼板截面形心的距离 (mm)；

h — 部分填充钢-混凝土组合梁截面高度 (mm)；

l — 部分填充钢-混凝土组合梁跨度 (mm)；

- k — 抗剪连接件刚度系数, 取 $k=N_v^c$ (N/mm);
 N_v^c — 抗剪连接件的承载力设计值 (N);
 p — 抗剪连接件的纵向平均间距 (mm);
 n_s — 抗剪连接件在一根梁上的列数;
 α_E — 钢材与混凝土弹性模量的比值。

部分填充钢-混凝土矩形组合梁取 $\zeta=0$ 。

5.4 裂缝宽度验算

5.4.1 部分填充钢-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 部分填充钢-混凝土无楼板组合梁最大裂缝宽度可按下列公式计算 (图 5.4.2):

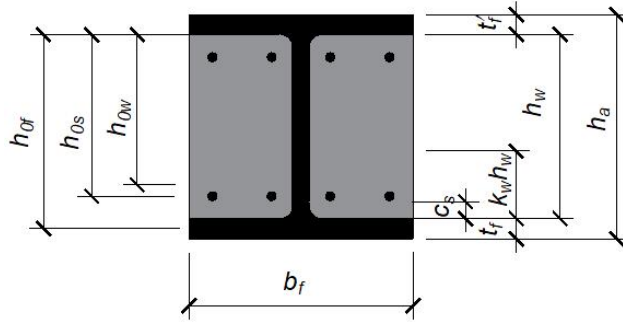


图 5.4.2 部分填充钢-混凝土无楼板组合梁最大裂缝宽度计算参数示意

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

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

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

$$\sigma_{sa} = \frac{M_q}{0.87(A_s h_{os} + A_{af} h_{of} + k_w A_{aw} h_{ow})} \quad (5.4.2-4)$$

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

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

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

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

- 式中: c_s — 纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度;
 ψ — 考虑梁主钢件翼缘作用的钢筋应变不均匀系数; 当 $\psi \leq 0.4$ 时, 取 $\psi=0.4$, 当 $\psi \geq 1.0$ 时, 取 $\psi=1.0$;
 k_w — 梁主钢件腹板影响系数, 其值取 1/4 梁高范围中腹板高度与整个腹板高度的比值;
 d_e 、 ρ_{te} — 考虑梁主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效直径、有效配筋率;
 σ_{sa} — 考虑梁主钢件受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的等效钢筋应力值;

- M_{cr} — 混凝土截面的抗裂弯矩；
 A_s 、 A_{af} — 纵向受拉钢筋面积、梁主钢件受拉翼缘面积；
 A_{aw} 、 h_{aw} 、 t_w — 梁主钢件腹板面积、腹板高度、厚度；
 b_f — 梁主钢件翼缘宽度；
 h_{0s} 、 h_{0f} 、 h_{0w} — 纵向受拉钢筋、梁主钢件受拉翼缘、 kA_{aw} 截面重心至混凝土截面受压边缘的距离；
 n_r — 纵向受拉钢筋的数量；
 u — 纵向受拉钢筋和梁主钢件受拉翼缘与部分腹板周长之和；
 b_c — 梁主钢件腹板两侧混凝土宽度之和， $b_c=b_f-t_w$ 。

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，但公式 (5.4.2-4) 中的力臂系数 0.87 改为 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。最大裂缝宽度计算参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中轴心受拉构件的规定，开裂截面纵向受拉钢筋应力计算参照 5.4.5 条。

5.4.5 T 形截面组合梁负弯矩区翼缘开裂截面纵向受拉钢筋应力按下式计算：

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

式中： I_{cr} ——由翼缘纵向受拉钢筋与矩形组合梁形成的开裂截面的组合截面惯性矩；

σ_{sq} ——开裂截面纵向受拉钢筋应力；

y_s ——钢筋截面重心至翼缘纵向受拉钢筋和矩形组合梁形成的开裂截面的组合截面中和轴的距离；

M_q ——准永久荷载作用下支座负弯矩，可按未开裂截面由弹性计算得到。

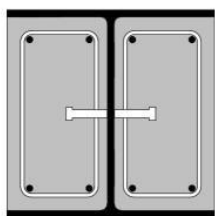
5.5 构造要求

5.5.1 填充混凝土部分配置的纵筋和箍筋要求如下：

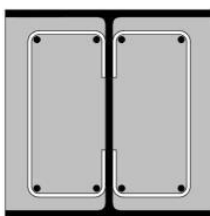
1 当主钢件截面不设置连杆时应满足：

1) 腹板的填充混凝土应配纵向钢筋和箍筋；

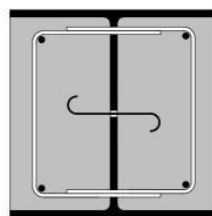
2) 设置箍筋时，箍筋可通过直径大于 10mm、焊接在腹板上的栓钉连接，也可将箍筋焊接在腹板上，或箍筋穿过腹板连接，见图 5.5.1-1；



(a) 封闭箍筋加栓钉



(b) 焊接到腹板的开放箍



(c) 穿过腹板的箍筋

图 5.5.1-1 无连杆配筋构造型式

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得大于 400mm。翼缘内表面到腹板最近一排栓钉或穿孔拉筋的距离不得大于 200mm。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梁主钢件，可采用交错布置栓钉或穿孔拉筋的方式。

2 当主钢件截面设置连杆时应满足如下规定：

1) 腹板的填充混凝土中应配纵向钢筋和连杆，见图 5.5.1-2。连杆型式如图 5.5.1-3 所示；

2) 连杆采用钢筋时，直径不宜小于 8mm，焊缝长度 l_a 应能保证受拉钢筋达到屈服强度，并满足 $l_a \geq 15\text{mm}$ 要求。连杆间距不小于 0.5 倍梁宽度，也不大于 3 倍梁宽度。

3) 连杆采用薄钢板时，宜选用厚度不小于 4mm、宽度不小于 25mm 的钢板；钢板间距不宜小于 0.5 倍梁宽度，也不宜大于 3 倍梁宽度。

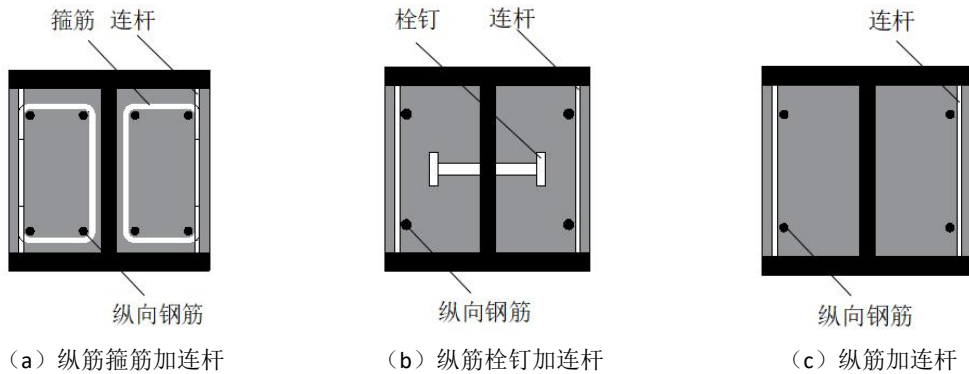


图 5.5.1-2 有连杆配筋构造型式

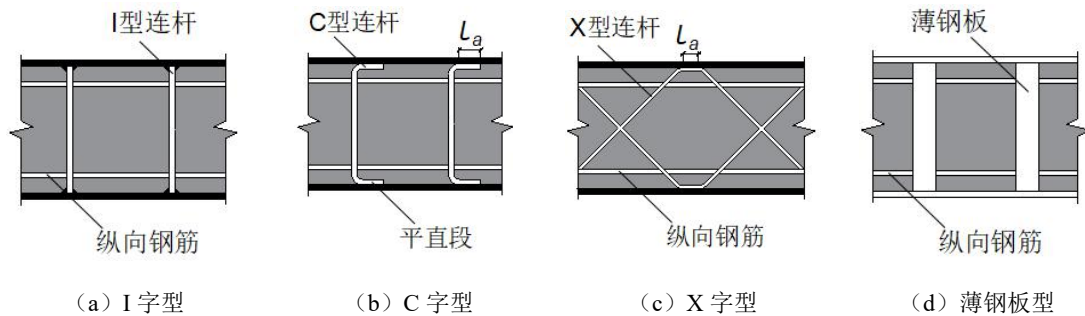


图 5.5.1-3 连杆型式

5.5.2 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。

5.5.3 栓钉连接件除应满足 5.5.2 条要求外，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；垂直于梁轴线方向的间距不应小于杆

径的 4 倍；

5.5.4 槽钢连接件一般采用 Q235 钢，截面不宜大于[12.6。

5.5.5 填充混凝土中纵向钢筋不宜超过二排，单侧配筋率宜大于 0.2%，直径宜取 12~22mm，净距不宜小于 25mm 和 $1.5d$ (d 为钢筋的最大直径)；梁的受拉钢筋在端部宜和节点板焊接。箍筋直径不宜小于 6mm。

5.5.6 梁主钢件的腹板高度不小于 450mm 时，在梁的两个侧面沿高度应配置纵向构造钢筋。每侧纵向构造钢筋的间距不宜大于 200mm，面积不应小于混凝土面积 ($b_c h_w$) 的 0.1%，宜直径细而间距密。

5.5.7 有楼板组合梁的主钢件顶面不得刷油漆，在浇灌（或安装）混凝土翼板以前应清除铁锈、焊渣、冰层、积雪、泥土和其他杂物。

6 柱和支撑设计

6.1 一般规定

6.1.1 本章适合于独立柱、框架柱及其它受拉、压构件。

6.1.2 柱子钢材强度宜为 Q235~Q460，混凝土强度等级宜为 C25~C60。

6.1.3 钢贡献率 δ 应该满足以下条件：

$$0.3 \leq \delta \leq 0.9 \quad (6.1.3-1)$$

δ 按下式计算：

$$\delta = \frac{A_a f_a}{N_u} \quad (6.1.3-2)$$

式中： A_a 、 f_a ——柱主钢件截面面积、钢材屈服强度设计值。

N_u ——柱截面轴压承载力设计值，按式（6.2.3-2）计算。

6.1.4 主钢件面积与钢筋面积之和不超过全截面面积的 20%。纵筋配筋率不宜超过混凝土截面面积的 5%。

6.1.5 翼缘宽厚比限值宜满足 1、2 类截面的要求。

6.1.6 截面高宽比宜在 0.9~4.0 之间。

6.2 轴心受力构件截面承载力计算

6.2.1 本节适用于承受轴心荷载的独立构件。轴心受拉构件的截面承载力应由组合截面中钢材截面强度决定；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低值决定。

6.2.2 轴心受拉构件，当端部连接处组成截面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，其截面强度计算应符合下列规定：

$$\text{毛截面屈服} \quad N \leq N_{a,y} \quad (6.2.2-1)$$

$$\text{净截面断裂} \quad N \leq 0.7 N_{an,u} \quad (6.2.2-2)$$

$$\text{屈服承载力} \quad N_{a,y} = A_a f_a \quad (6.2.2-3)$$

$$\text{断裂极限承载力} \quad N_{an,u} = A_{an} f_u \quad (6.2.2-4)$$

式中： N —— 轴向拉力设计值；

A_a —— 组合截面中柱主钢件毛截面面积；

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

f_a —— 钢材抗拉强度设计值；

f_u —— 钢材极限抗拉强度最小值。

6.2.3 轴心受压构件，当端部连接处组成截面的各板件都由连接件直接传力时，其截面强度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、截面抗压强度设计值；

A_a 、 A_c 、 A_s —— 柱主钢件、混凝土、钢筋截面面积；

f_a 、 f_c 、 f'_y —— 钢材、混凝土、钢筋抗压强度设计值；

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：

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

式中： N 、 N_u —— 轴向压力设计值、截面受压承载力设计值；

φ —— 轴心受压构件的稳定系数。

轴心受压构件的稳定系数 φ 取截面两主轴稳定系数中的较小值。计算长细比时，按组合截面计算回转半径。根据钢材屈服强度，对 H 型钢主轴采用钢结构设计标准 GB 50017 规定的 b 曲线，对 H 型钢弱轴，采用钢结构设计标准 GB 50017 规定的 c 曲线。

组合截面回转半径按下式计算：

$$i = \sqrt{\frac{E_a I_a + E_c I_c}{E_a A_a + E_c A_c}} \quad (6.3.2)$$

式中： i —— 组合截面回转半径。

6.3.2 轴心受力构件和框架柱的计算长度按现行国家规范《钢结构设计标准》GB 50017 规定执行。

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承载力计算

1 压弯承载力计算

1) 采用简化 N - M 相关曲线，如图 6.4.1-1、图 6.4.1-2 所示，应符合下列公式的规定：

当 $0 \leq N < N_m$

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

当 $N_m < N \leq N_u$

$$\frac{N - N_m}{N_u - N_m} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (6.4.1-2)$$

式中: N 、 M —— 轴力设计值、弯矩设计值;

N_m —— 特征轴力, 分别代表 N_{mx} 或 N_{my} , 按式 (6.4.1-3)、式 (6.4.1-4) 规定计算;

N_u —— 截面受压承载力设计值, 按 6.2.3 条计算;

M_u —— 截面受弯承载力设计值, 分别代表 M_{mx} 或 M_{my} , 按公式 (5.2.1-2)、公式 (6.4.1-5) 计算。

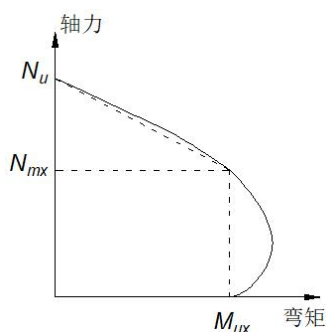


图 6.4.1-1 强轴截面轴力 N-弯矩 M 相关曲线简化

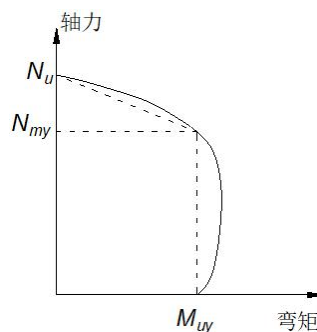


图 6.4.1-2 弱轴截面轴力 N-弯矩 M 相关曲线简化

2) 特征轴力 N_m 区分为绕强轴 x 轴 N_{mx} 和绕弱轴 y 轴 N_{my} , 计算应符合下列公式:

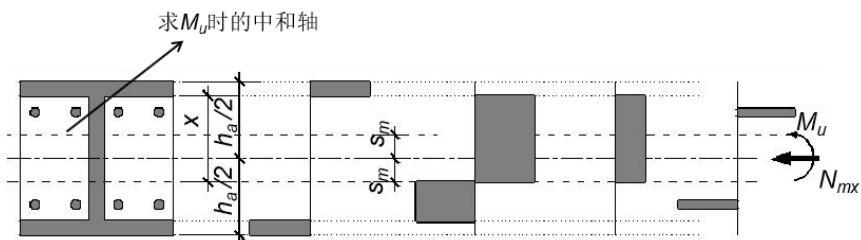


图 6.4.1-3 强轴截面特征轴力 N_{mx} 计算应力图式

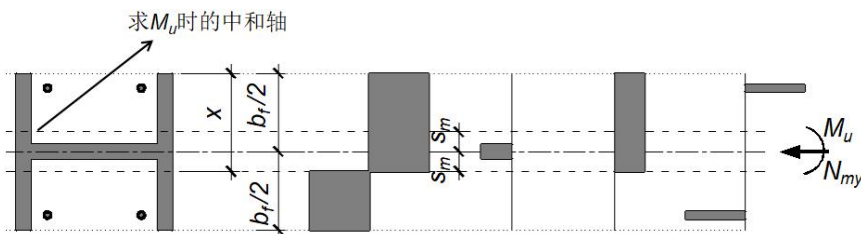


图 6.4.1-4 弱轴截面特征轴力 N_{my} 计算应力图式

强轴:
$$N_{mx} = \alpha_1 f_c (b_f - t_w) x + 2 s_m t_w f_a \quad (6.4.1-3)$$

弱轴:
$$N_{my} = \alpha_1 f_c (h_a - 2 t_f) (x - t_w) + 2 s_m t_f f_a + (h_a - 2 t_f) t_w f_a \quad (6.4.1-4)$$

3) 截面受弯承载力设计值应符合下列公式:

截面绕强轴受弯承载力设计值 M_{ux} 应符合 5.2.1 条的规定。

截面绕弱轴受弯承载力设计值 M_{uy} 应符合下列公式的规定：

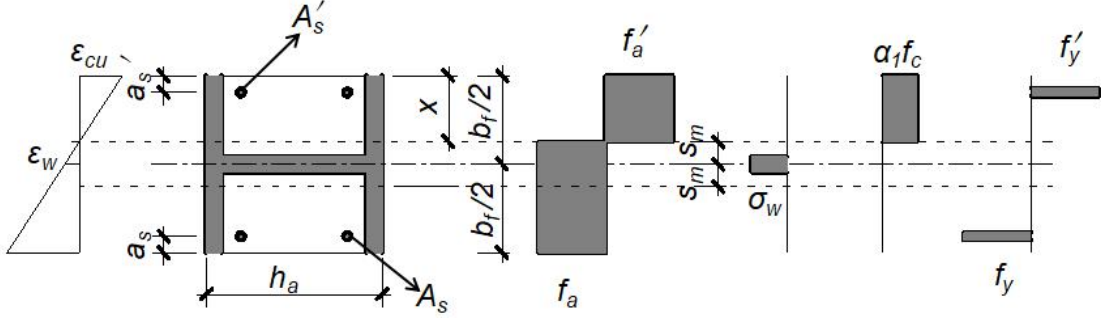


图 6.4.1 弱轴截面受弯承载力计算应力图式

$$M_{uy} = 2t_f x f_a (b_f - x) + [4s_m t_f + t_w (h_a - 2t_f)] f_a (b_f / 2 - x) + \quad (6.4.1-5)$$

$$+ \alpha_1 f_c (h_a - 2t_f) x^2 / 2 + A_s' f_y' (x - a_s') + A_s f_y (b_f - x - a_s)$$

$$\alpha_1 f_c (h_a - 2t_f) x + A_s' f_y' - A_s f_y - 4s_m t_f f_a - t_w (h_a - 2t_f) \sigma_w = 0 \quad (6.4.1-6)$$

$$\sigma_w = E_a \epsilon_{cu} (0.5b_f / x - 1) \quad (6.4.1-7)$$

$$2a_s' \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (6.4.1-8)$$

式中： σ_w 、 ϵ_w —— 柱主钢件腹板应力、柱主钢件腹板应变；

E_a 、 h_0 —— 钢材弹性模量、受压钢筋面积重心到受压混凝土边缘的距离；

ϵ_{cu} —— 混凝土极限压应变，可取 0.0033。

2 截面的受剪承载力

1) 受剪计算时可仅考虑柱主钢件中平行于剪力方向的板件对受剪承载力的贡献，按下式计算：

$$V_y \leq V_u \quad (6.4.1-9)$$

$$V_u = A_w f_{av} \quad (6.4.1-10)$$

式中： V_y —— 截面上沿 y 轴（主钢件腹板）方向的剪力设计值；

V_u —— 截面上沿 y 轴（主钢件腹板）方向受剪承载力设计值

A_w —— 柱主钢件腹板面积（取翼缘间的净高计算）；

f_{av} —— 钢材的抗剪强度设计值。

2) 如按式 (6.4.1-9) 计算得到的左端值大于 $0.5V_u$ ，则按式 (5.2.1-2) 计算截面受弯承载力时，钢腹板应力需乘以调整系数 $\rho = [2V_y / (A_w f_{av}) - 1]^2$ 。

6.4.2 单向压弯构件的整体稳定承载力计算

1 当需要进行单向压弯构件平面内整体稳定计算时，可采用下式计算：

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + \frac{\beta_{mx} M_x}{M_{ux}(1 - \varphi_x N / N_{Ex})} \leq 1 \quad (6.4.2-1)$$

式中： φ_x —— 轴心受压构件绕 x 轴整体稳定系数，按 6.3.1 条规定选取；
 N_{Ex} —— 轴心受压构件绕 x 轴弹性稳定临界力，按式 6.4.2-2 计算；
 β_{mx} —— 等效弯矩系数，按《钢结构设计标准》GB 50017 执行。

轴心受压构件弹性稳定临界力按下式计算：

$$N_{Ex} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{l_0^2} \quad (6.4.2-2)$$

式中： l_0 —— 轴心受压构件计算长度，按 6.3.3 条规定选取；
 $(EI)_e$ —— 轴心受压构件等效刚度，按以下规定采用。

等效刚度按下式计算：

$$(EI)_e = E_a I_a + E_s I_s + k_e E_c I_c \quad (6.4.2-3)$$

式中： E_a 、 E_s 、 E_c —— 钢材、钢筋、混凝土弹性模量，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；
 k_e —— 折减系数，取 0.5。

2 当需要进行单向压弯构件平面外整体稳定计算时，可采用下式计算：

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0.85 M_{ux}} \leq 1 \quad (6.4.2-4)$$

式中： φ_y —— 轴心受压构件绕 y 轴整体稳定系数，按 6.3.1 条规定选取；
 β_{tx} —— 等效弯矩系数，按《钢结构设计标准》GB 50017 执行。

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

1 截面双向压弯承载力

当受压翼缘外伸部分宽厚比满足 4.1.3 条分类 1 或分类 2 要求时，压弯承载力应同时符合以下规定：

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

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

式中： N 、 M_x 、 M_y —— 截面上的轴力设计值、绕 x 轴的弯矩设计值、绕 y 轴的弯矩设计值；

N_u —— 截面受压承载力设计值，按 6.2.3 条计算；

N_{mx} 、 N_{my} —— 绕 x 轴和绕 y 轴的特征轴力，按 6.4.1 条计算。

M_{ux} 、 M_{uy} —— 绕 x 轴和绕 y 轴的受弯承载力设计值，按 6.4.1 条计算。

2 截面的双向受剪承载力

截面的双向受剪承载力计算可仅考虑钢组件中平行于剪力方向的板件受力而不考虑内填混凝土作用，对单一 H 钢组件截面，应符合以下计算规定：

$$V_y \leq V_{uy} \quad (6.5.1-2a)$$

$$V_{uy} = A_w f_{av} \quad (6.5.1-2b)$$

$$V_x \leq V_{ux} \quad (6.5.1-2c)$$

$$V_{ux} = 2A_f f_{av} \quad (6.5.1-2d)$$

式中： V_x 、 V_y —— 截面上沿 x 轴（钢组件翼缘板面方向）和 y 轴（钢组件腹板面方向）的剪力设计值；

V_{ux} 、 V_{uy} —— 截面上沿 x 轴（钢组件翼缘板面方向）和 y 轴（钢组件腹板面方向）的受剪承载力设计值；

A_f 、 A_w —— 钢组件一个翼缘的面积、腹板的面积（取翼缘间的净高计算）；

f_{av} —— 钢材的抗剪强度设计值，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。

如按式（6.5.1-2a）计算得到的左端大于 $0.5V_{uy}$ 或按式（6.5.1-2c）计算的左端大于 $0.1V_{ux}$ ，则按式（5.2.1-2）和（6.4.1-5）计算截面压弯强度时受弯承载力 M_{ux} 、 M_{uy} 需分别乘以调整系数 $\rho_x = (2V_y / (A_w f_v) - 1)^2$ ， $\rho_y = (2V_x / (2A_f f_v) - 1)^2$ 。

6.5.2 双向压弯构件的整体稳定承载力计算

双向压弯构件整体稳定承载力应符合以下计算规定：

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

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

式中： φ_x 、 φ_y —— 轴心受压构件整体稳定系数，按 6.3.1 条规定选取；

N_{Ex} 、 N_{Ey} —— 弹性稳定临界力，按公式（6.4.2-2）计算，计算 N_{Ey} 时作相应代换；

β_{mx} 、 β_{my} —— 绕 x 轴或 y 轴单向压弯时的弯矩等效系数，按《钢结构设计标

准》GB 50017 执行；

β_{tx} 、 β_{ty} —— 绕 x 轴或 y 轴单向压弯时的平面外稳定弯矩等效系数，按《钢结构设计标准》GB 50017 执行

6.6 构造要求

6.6.1 钢筋的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。

6.6.2 纵向钢筋与主钢件板件之间净距可小于《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于钢筋和钢筋之间距离的要求。

6.6.3 不宜使用无筋部分填充钢-混凝土组合柱。构造配筋宜满足纵向钢筋直径不小于 10mm，间距不大于 250mm；箍筋直径不小于 6mm，间距不大于 200mm。

6.6.4 连杆为钢筋时，间距 s_a 不宜大于 500mm 或截面最小尺寸 2/3 的较小值。钢筋与翼缘可采用角焊缝，要求等强焊接。钢筋截面积要求取下列数值的最大值：

(1) 50.2mm^2 、(2) $0.01b_f \times t_f$ 、(3) $0.5\text{mm}^2/s_a$ (mm)。

6.6.5 钢筋连杆的混凝土保护层厚度不小于 25mm。

6.6.6 连杆为钢板时，钢板截面不小于宽度 25mm、厚度 4mm，间距要求同 6.6.4。

6.6.7 应保证钢板（连杆）与主钢件翼缘的焊接质量，保证钢板的拉应力能达到屈服强度，且钢板的混凝土保护层厚度不宜小于 30mm。

7 节点设计

7.1 一般规定

7.1.1 部分填充钢-混凝土组合结构节点设计应根据结构的重要性与受力特点、荷载情况和工作环境等因素，选用适当的节点形式、材料与加工工艺。主钢件宜优先采用部分螺栓连接或全螺栓连接。

7.1.2 节点设计应满足承载能力极限状态要求，防止节点因强度破坏、板件局部失稳、焊缝及其周边开裂等引起节点失效。

7.1.3 节点构造应符合结构计算假定，传力可靠，减小应力集中。当构件在节点偏心相交时，尚应考虑局部弯矩的影响。

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

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

7.2 梁梁连接

7.2.1 同轴梁段现场连接可采用主钢件翼缘焊接、腹板螺栓连接或翼缘、腹板均为螺栓连接，主钢件连接后可现场补浇混凝土。梁段主钢件宜在连接板外侧设置永久挡板或临时挡板，防止预制混凝土浇筑时影响连接面（图 7.2.1）。

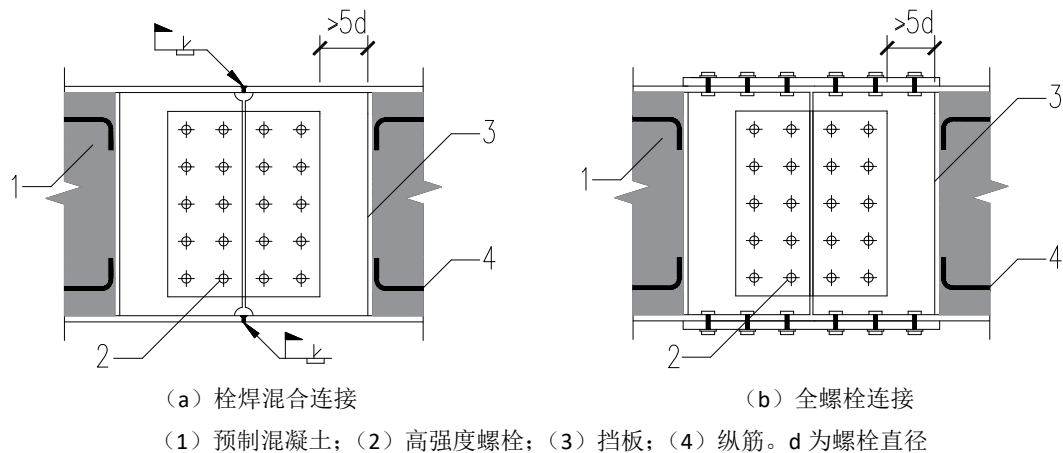


图 7.2.1 梁拼接连接

7.2.2 同轴梁段连接位置应避开受弯较大截面。连接承载力设计值不应小于连接处梁的内力设计值，且不得小于相连梁承载力设计值的0.5倍。

7.2.3 主次梁连接节点可采用铰接连接（图 7.2.3）。

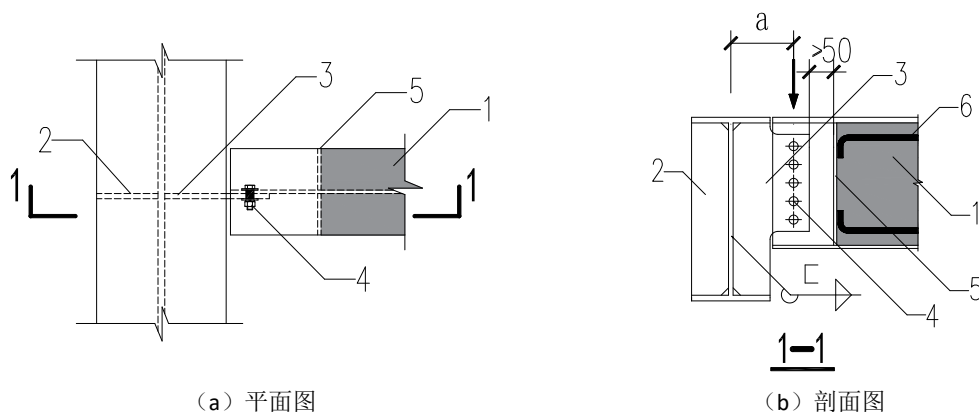


图 7.2.3 主次梁铰接连接

7.2.4 进行连接强度计算时，除应考虑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，弯矩设计值可按式计算：

$$M_j = V_b a \frac{I_{aw}}{I_a} \tag{7.2.4}$$

式中： M_j —— 主次梁连接的弯矩设计值；
 V_b —— 次梁端部剪力设计值；
 a —— 主次梁连接的合力中心到主梁腹板中线的水平距离；
 I_a, I_{aw} —— 次梁主钢件全截面惯性矩和主钢件腹板惯性矩。

连接强度设计值应包括螺栓群强度设计值、连接板与主梁的焊缝强度设计值以及连接板拉剪强度设计值。连接强度设计值按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 有关规定采用。

7.3 柱与柱拼接连接

7.3.1 框架柱在安装现场的拼接位置宜距下层框架梁顶面上方一定距离，可取 1.3m 和柱净高一半中的较小值。当柱子截面外包尺寸有变化时，变化过渡段内不宜设置现场拼接。

7.3.2 上下柱拼接接头可采用主钢件栓焊混合连接或全螺栓连接（图 7.3.2）。柱拼接接头上下柱段中的纵向钢筋搭接焊，搭接接头为 10d，且不小于 200mm。

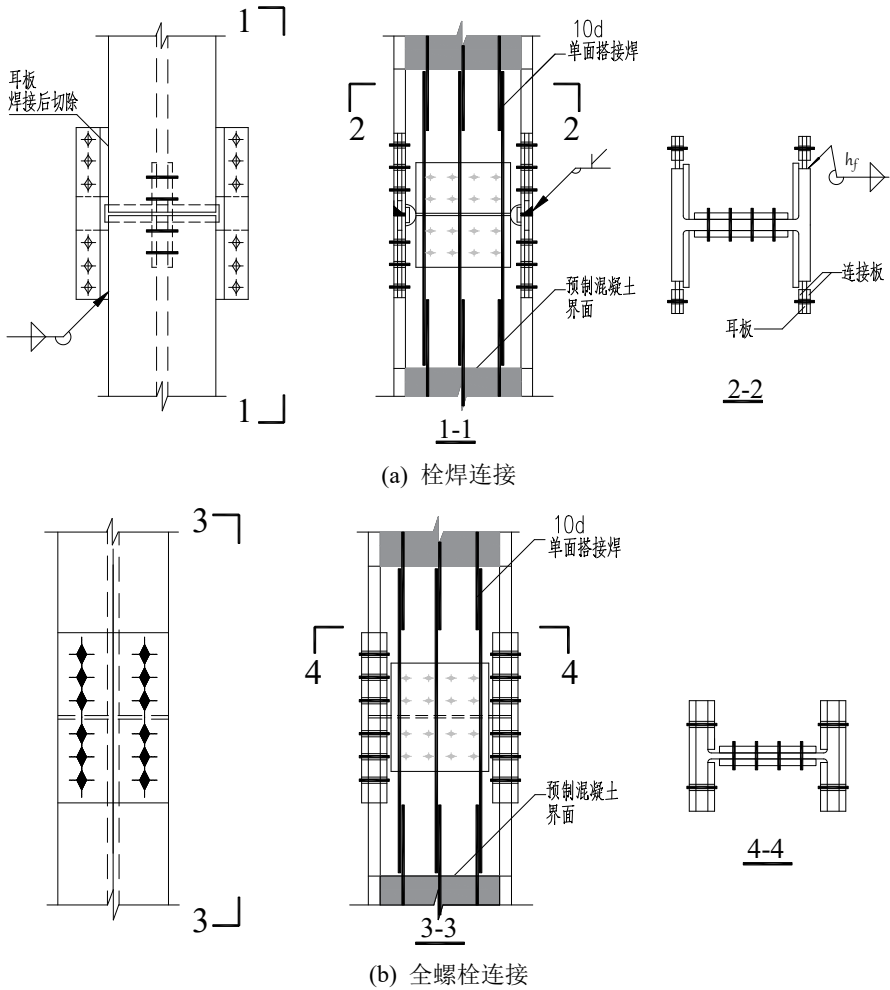


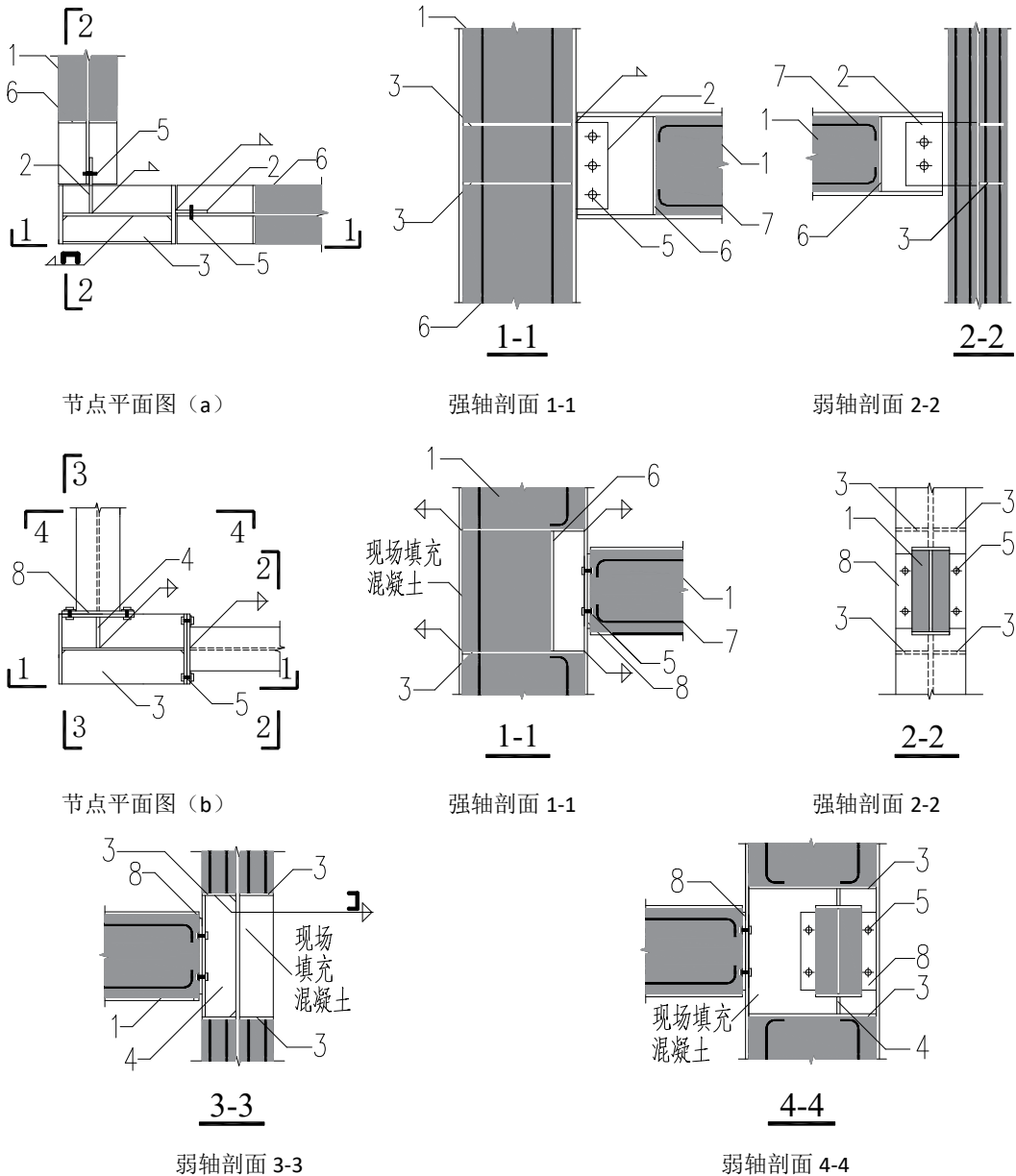
图7.3.2 柱拼接连接

7.3.3 拼接连接的计算应符合以下规定：

- 1 当柱段两端的弯矩曲率相同且其相差不超过 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。
- 2 当柱段两端的弯矩曲率相异时，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，且不得小于该柱段承载力设计值的 0.5 倍。

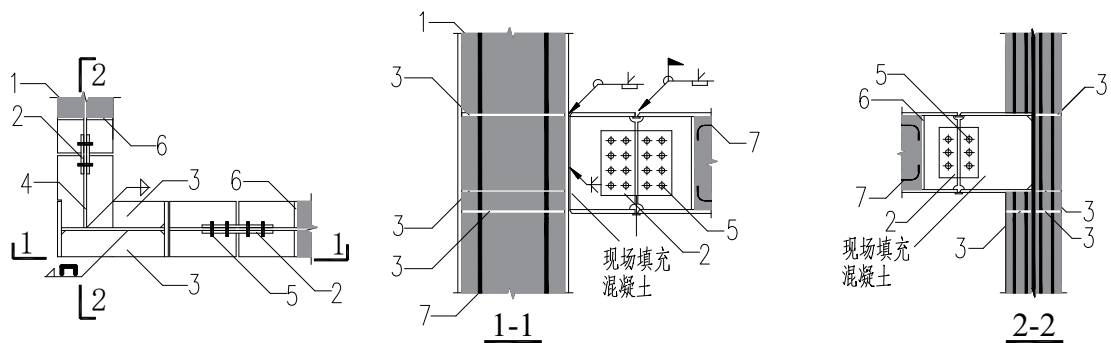
7.4 梁柱节点

7.4.1 梁柱连接可采用铰接节点或刚接节点(图 7.4.1)。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。梁内纵筋在梁端应有可靠措施锚固在梁端部附近的钢档板上。



1-预制混凝土；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

图 7.4.1-1 梁柱铰接

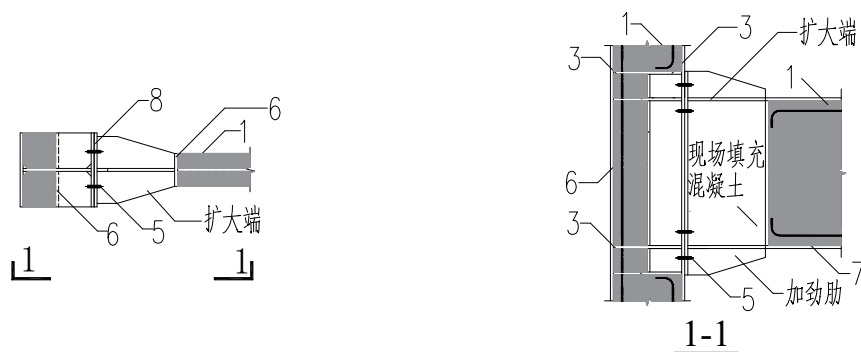


(a) 节点平面图

(b) 强轴剖面 1-1

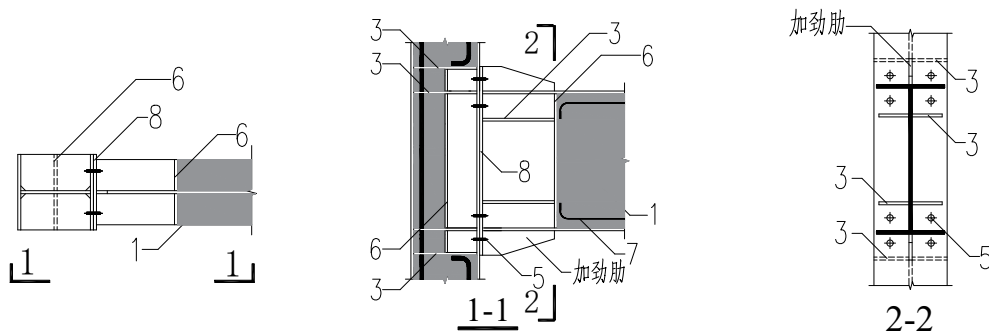
(c) 弱轴剖面 2-2

1-预制混凝土；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



(d) 扩大式端板连接平面

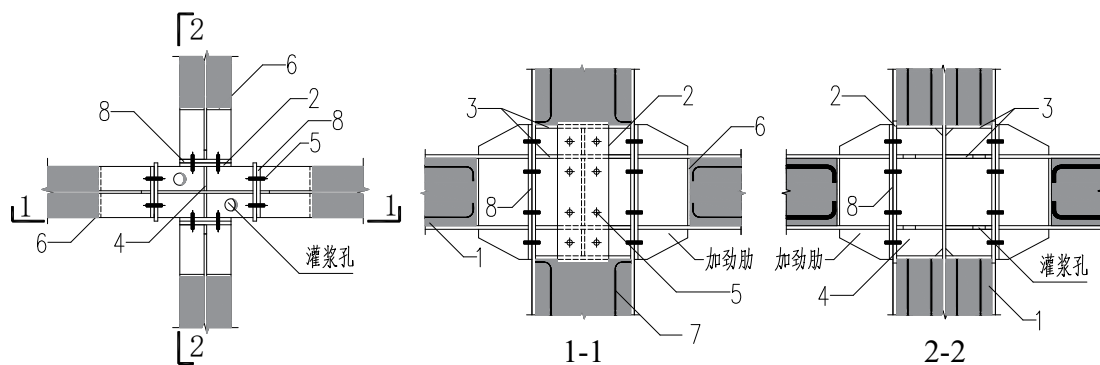
(e) 扩大式端板连接 1-1 剖面



(f) 非扩大式端板连接平面

(g) 非扩大式端板连接 1-1 剖面

(h) 非扩大式端板连接 2-2 剖面



(i) 有肋式端板连接平面

(j) 有肋式端板 1-1 剖面

(k) 有肋式端板 2-2 剖面

1-预制混凝土；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

图 7.4.1-2 梁柱刚接

7.4.2 节点区域主钢件连接后未用混凝土填充的部分宜用后浇混凝土填充。当不采用混凝土

部分填充时, 节点区主钢件必须达到与部分填充钢-混凝土组合构件等强的承载力设计值, 其防火防腐涂装要求应与部分填充钢-混凝土组合构件相同。

7.4.3 梁柱铰接节点的强度计算可采用本规程 7.2.2 条的规定。

7.4.4 梁柱刚接节点的强度计算应包括节点受弯计算和受剪计算。节点承载力设计值按以下规定采用:

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按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定采用。

2) 节点区受剪承载力设计值按以下规定计算:

框架梁轴线平行于柱主钢件腹板时（图 7.4.4），按式（7.4.4-1）计算：

$$V_{\text{ju}} = \sqrt{1-n^2} (h_c - t_{fc}) t_{wc} f_{av} + 0.3(b_c - t_{wc})(h_c - 2t_{fc}) f_c \quad (7.4.4-1)$$

框架梁轴线垂直于柱主钢件腹板时（图 7.4.4），按式（7.4.4-2）计算：

$$V_{\text{iu}} = b_c t_{r1} f_{r1v} + 0.3(b_{r2} - t_{r1})(b_c - 2t_{r2})f_c \quad (7.4.4-2)$$

式中:	V_{ju}	——	节点受剪承载力设计值;
	n	——	柱子轴压比, 见 8.3.1 条。
	h_c 、 b_c 、 t_{fc} 、 t_{wc}	——	柱主钢件截面高度、宽度、翼缘厚度和腹板厚度;
	f_{av} 、 f_c	——	柱主钢件腹板的钢材抗剪强度设计值和混凝土抗压强度设计值;
	t_{rl} 、 b_{l2} 、 t_{r2}	——	竖向加劲肋厚度、连接面板宽度和厚度;
	f_{rlv}	——	竖向加劲肋的钢材抗剪强度设计值。

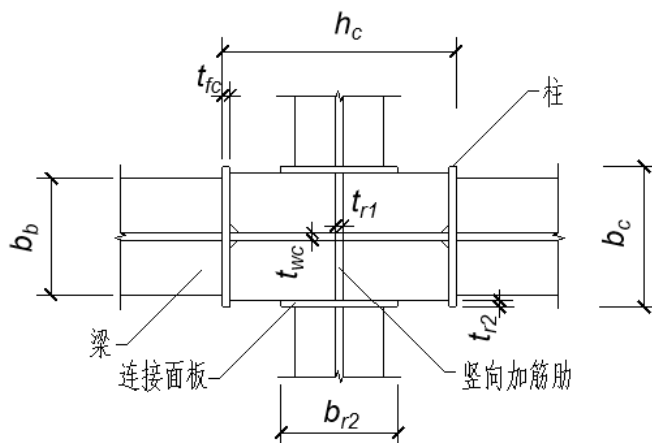


图 7.4.4 节点区受剪计算参数示意

2 栓焊连接的节点

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按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017的有关规定采用。

2) 节点区受剪承载力设计值按式 (7.4.4-1)、式 (7.4.4-2) 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按现行国家标准《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022 的有关规定采用。

2) 节点区受剪承载力设计值按式(7.4.4-1)、式(7.4.4-2)计算。

7.4.5 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 $15\epsilon_a$ ，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7.4.1-2剖面c、k），即梁轴与腹板平面垂直时，横向加劲肋与柱主钢件腹板的连接宜采用对接焊缝。

7.4.6 端板连接的梁柱刚接节点，端板宜采用外伸式加劲端板。端板的厚度不宜小于螺栓直径。柱主钢件对应于梁主钢件翼缘部位应设置横向加劲肋，其构造要求应符合7.4.5条的规定。

7.4.7 钢梁与部分填充钢-混凝土组合柱的节点，可按本节规定进行节点计算和构造设计。

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）。外包式柱脚可在有地下室的高层民用建筑中采用。

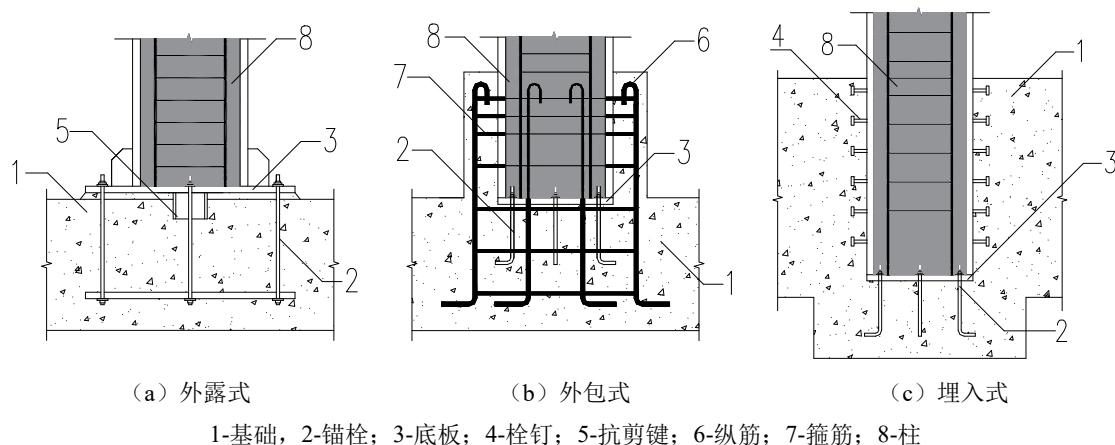


图 7.5.1

7.5.2 各类柱脚均应按照现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 进行受压、受弯、受剪承载力计算和构造设计，其轴力、弯矩、剪力的设计值取柱子底部的相应内力设计值。

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 进行承载力计算和构造设计。

7.6.2 由部分填充钢-混凝土组合柱、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满足现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的构造要求。

8 抗震措施和抗震计算

8.1 一般规定

8.1.1 本节规定适用于抗震设防的部分填充钢-混凝土组合结构。

8.1.2 结构的抗震等级

部分填充钢-混凝土组合结构构件的抗震设计，应根据设防类别、烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级应按表 8.1.2 确定。

表 8.1.2 部分填充钢-混凝土结构的抗震等级

结构类型		设防烈度									
		6 度		7 度			8 度			9 度	
框架 结构	房屋高度（m）	≤24	>24	≤24	>24		≤24	>24		≤24	
	框架	四	三	三	二		二	一		一	
	大跨度框架	三		二			一			一	
框架- 剪力 墙结 构	房屋高度（m）	≤60	>60	≤ 24	25~60	>60	≤24	25~60	>60	≤24	25~50
	框架	四	三	四	三	二	三	二	一	二	一
	钢筋混凝土剪力墙	三		三	二	二	二	一		一	
框架- 支撑 结构	房屋高度（m）	≤24	>24	≤24		>24	≤24	>60		≤24	
	框架	四	三	三		二	二	一		一	
	支撑框架	三	二	二		一	一	一		一	
	支撑	四		三			二			一	
框架- 核心 筒结 构	房屋高度	≤150	>150	≤130	>130		≤100	>100		≤70	
	框架	三	二	二	一		一	一		一	
	核心筒	二	二	二	一		一	特一		特一	

注:1 建筑场地为 I 类时，除 6 度设防烈度外应允许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，应允许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。

8.1.3 框架柱、梁中主钢件受压翼缘外伸部分宽厚比分类选择应根据构件抗震等级确定，符合表 8.1.3 的规定，表中分类符合 4.1.3 条规定。

表 8.1.3 框架柱、梁中主钢件受压翼缘外伸部分宽厚比选择

构件抗震等级	一级、二级	三级	四级
宽厚比分类	1	2	3

8.1.4 阻尼比

部分填充钢-混凝土组合结构在多遇地震作用下的阻尼比可取为 0.04, 在罕遇地震作用下的阻尼比可取 0.05。

8.1.5 防震缝的设置

部分填充钢-混凝土组合结构房屋需要设置防震缝时, 应符合下列规定:

1 防震缝宽度应分别符合下列要求:

- 1) 框架结构(包括设置少量剪力墙的框架结构)房屋的防震缝宽度, 当高度不超过 15m 时不应小于 100mm; 高度超过 15m 时, 6 度、7 度、8 度和 9 度分别每增加高度 5m、4m、3m 和 2m, 宜加宽 20mm;
- 2) 框架-剪力墙结构房屋的防震缝宽度不应小于本款 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 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、9 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 防震缝两侧结构类型不同时, 防震缝宽度应按不利的结构类型确定。

4 当相邻结构的基础存在较大沉降差时, 宜增大防震缝的宽度。

5 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。

6 结构单元之间或主楼与裙楼之间不宜采用牛腿托梁的做法设置防震缝, 否则应采取可靠措施。

8.1.6 楼/屋盖的要求

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 楼面宜采用压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼板、现浇钢筋混凝土楼板、钢筋混凝土叠合楼板, 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、7 度且房屋高度不超过 50m 时, 尚可采用装配整体式钢筋混凝土楼板, 也可采用装配式楼板或其他轻型楼盖, 但应采取措施保证楼板的整体性;

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 对于建筑物楼面有较开大洞或为转换楼层时, 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。

8.2 框架梁

8.2.1 部分填充钢-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和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架

$$V_b = 1.1 \frac{(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (8.2.1-1)$$

2 其他情况

一级抗震等级

$$V_b = 1.3 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (8.2.1-2)$$

二级抗震等级

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

(8.2.1-3)

三级抗震等级

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

(8.2.1-4)

四级抗震等级，取地震作用组合下的剪力设计值。

3 公式（8.2.1-1）中的 M_{bua}^l 与 M_{bua}^r 之和，应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值。公式（8.2.1-2）～（8.2.1-4）中的 M_b^l 与 M_b^r 之和，应分别按顺时针和逆时针方向进行计算的两端考虑地震组合的弯矩设计值之和的较大值，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。

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（计入受压钢筋及框架梁有效翼缘宽度范围内的楼板钢筋）、材料强度标准值，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；框架梁有效翼缘宽度取值参照 5.1.3 条；

M_b^l 、 M_b^r

——

考虑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；

V_b

——

框架梁剪力设计值；

V_{Gb}

——

考虑地震作用组合时的重力荷载代表值产生的剪力设计值可按简支梁计算确定；

l_n

——

框架梁的净跨。

8.2.2 框架梁中纵向受拉钢筋不宜超过二排，其配筋率不宜小于 0.3%，净距不宜小于 30mm 和 1.5d，d 为纵筋最大直径。

8.2.3 框架梁主钢件的腹板高度大于 450mm 时，在梁的两侧应沿高度方向设置纵向构造钢筋。纵向构造钢筋的间距，对于一级抗震，不宜大于 200mm；对于二、三级抗震，不宜大于 250mm；对于四级抗震，不宜大于 300mm。

8.2.4 框架梁配置箍筋时应符合下列要求：

- 1 箍筋直径不应小于 8mm ，箍筋间距不应大于 250mm 。
- 2 梁端应设置箍筋加密区，其加密区长度、加密区箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表 8.2.4 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 8.2.4 梁中箍筋直径和间距要求

抗震等级	箍筋加密区长度	加密区箍筋最大间距（mm）	箍筋最小直径（mm）
一级	2 <i>h</i>	100	12
二级	1.5 <i>h</i>	100	10
三级	1.5 <i>h</i>	150	10
四级	1.5 <i>h</i>	150	8

注：1 *h* 为梁高；

- 2 当梁跨度小于梁截面高度 4 倍时，梁全跨应按箍筋加密区配置。

8.2.5 框架梁配置连杆时，应符合以下要求：

- 1 梁端连杆加密区长度应取表 8.2.4 中箍筋加密区长度和 1/6 梁跨中的较大值。
- 2 抗震等级为一、二级时，加密区的连杆间距应使主钢件翼缘宽厚比满足本规程第 4.1.3

条分类 1 的要求，垂直于主钢件翼缘平面的连杆面积不应小于按式（8.2.5-1）计算得到的结果，且连杆面积不宜小于 78.5mm^2 ；抗震等级为三级时，加密区的连杆间距应使主钢件翼缘宽厚比满足本规程第 4.1.3 条分类 2 的要求，垂直于主钢件翼缘平面的连杆面积应满足式（8.2.5-1）计算得到的结果，且连杆面积不宜小于 50.2mm^2 。

$$A_L \geq 0.14t_f^2 \varepsilon_a \frac{f_{ay}}{f_{Ly}} \tag{8.2.5-1}$$

式中： A_L —— 连杆面积；
 t_f —— 连杆拉结的主钢件翼缘厚度；
 ε_a —— 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，取标准值。

3 按本条第 2 款设置的连杆，其与主钢件翼缘连接的角焊缝承载力设计值应满足式（8.2.5-2）的计算要求：

$$N_{Lw} \geq 0.1t_f^2 \varepsilon_a f_{ay} \tag{8.2.5-2}$$

式中： N_{Lw} —— 连杆角焊缝承载力设计值。

4 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前款要求的，宜采用 C 型或 X 型连杆（图 5.5.1-2、图 5.5.1-3）。
 5 非加密区的连杆间距不宜大于主钢件翼缘全宽的 1.5 倍，连杆面积宜与加密区相同。

8.3 框架柱

8.3.1 抗震设计时，框架柱在重力荷载代表值作用下的轴压比 n 按式（8.3.1）计算，且不宜大于表 8.3.1 规定的限值。

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a} \tag{8.3.1}$$

式中： N —— 地震作用组合下框架柱承受的最大轴压力设计值；
 A_c —— 框架柱混凝土的截面面积；
 A_a —— 框架柱主钢件的截面面积。

表 8.3.1 框架柱和转换柱的轴压比限值

结构类型	柱类型	抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
框架结构、框架-支撑结构	框架柱	0.60	0.70	0.80	0.85
框架-剪力墙结构	框架柱	0.65	0.75	0.85	0.90
框架-核心筒结构	框架柱	0.65	0.75	0.85	—
	转换柱	0.55	0.65	0.75	—

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；
 当混凝土强度等级采用 C75-C80 时，轴压比限值应比表中限值减小 0.10。

8.3.2 考虑地震作用组合的框架柱的节点上、下端内力设计值应按下列公式计算：

- 1 节点上、下柱端的弯矩设计值
- 1) 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度一级抗震等级的各类框架

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \tag{8.3.2-1}$$

2) 框架结构

$$\text{二级框架} \quad \sum M_c = 1.5 \sum M_b \quad (8.3.2-2)$$

$$\text{三级框架} \quad \sum M_c = 1.3 \sum M_b \quad (8.3.2-3)$$

$$\text{四级框架} \quad \sum M_c = 1.2 \sum M_b \quad (8.3.2-4)$$

1) 其他各类框架

$$\text{一级框架} \quad \sum M_c = 1.4 \sum M_b \quad (8.3.2-5)$$

$$\text{二级框架} \quad \sum M_c = 1.2 \sum M_b \quad (8.3.2-6)$$

$$\text{三、四级框架} \quad \sum M_c = 1.1 \sum M_b \quad (8.3.2-7)$$

式中: $\sum M_c$ —— 考虑地震作用组合的节点上、下柱端的弯矩设计值之和; 柱端弯矩设计值可取调整后的弯矩设计值之和按弹性分析的弯矩比例进行分配;

$\sum M_{bua}$ —— 同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向采用实配钢筋和实配钢筋材料强度标准值, 且考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力之和的较大值;

$\sum M_b$ —— 同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向计算的两端考虑地震作用组合的弯矩设计值之和的较大值; 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 考虑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 与转换构件相连的一、二抗震等级的转换柱上端和底层柱下端截面的弯矩设计值应分别乘以 1.5 和 1.3。

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

5 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。

8.3.3 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和 9 度设防烈度一级抗震等级的各类框架

$$V_c = 1.2 \frac{(M_{cua}^t + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (8.3.3-1)$$

2 框架结构

二级抗震等级

$$V_c = 1.3 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (8.3.3-2)$$

三级抗震等级

$$V_c = 1.2 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (8.3.3-3)$$

四级抗震等级

$$V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (8.3.3-4)$$

3 其他各类框架结构

一级抗震等级

$$V_c = 1.4 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (8.3.3-5)$$

二级抗震等级

$$V_c = 1.2 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (8.3.3-6)$$

三、四级抗震等级

$$V_c = 1.1 \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \quad (8.3.3-7)$$

4 公式 (8.3.3-1) 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 (8.3.3-2~8.3.3-7) 中 M_c^t 与 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。

式中: V_c —— 框架柱剪力设计值;
 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和钢骨截面积、材料强度标准值, 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;
 M_c^t 、 M_c^b —— 考虑地震作用组合, 且经调整后的柱上、下端弯矩设计值;
 H_n —— 框架柱的净高。

8.3.4 考虑地震作用组合的部分填充钢-混凝土框架柱应设置箍筋或连杆加密区。加密区的箍筋最大间距和最小直径应符合表8.3.4的规定, 连杆的最大间距和最小面积应符合8.2.4条的规定。

表8.3.4 部分填充钢-混凝土框架柱端箍筋的构造要求

抗震等级	加密区间距 (mm)	最小直径 (mm)
一级	100	12
二级	100	10
三、四级	150 (柱根 100)	8

注: 1 底层柱的柱根指地下室的顶面或无地下室的基础顶面;

2 箍筋应采用封闭箍或与钢骨封闭。

8.3.5 考虑地震作用组合的部分填充钢-混凝土框架柱, 其箍筋或连杆杆加密区应为下列范围:

- 1 柱上、下两端, 取截面长边长度、柱净高 1/6 和 500mm 的最大值;
- 2 底层柱不小于 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。

8.3.6 考虑地震作用组合的部分填充钢-混凝土框架柱配置箍筋时，其加密区配筋率应符合下列规定：

$$\rho_v \geq 0.85 \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (8.3.6)$$

式中： ρ_v —— 框架柱箍筋加密区的相应体积配筋率；
 f_c —— 混凝土轴心抗压强度设计值；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；
 λ_v —— 箍筋的最小配筋特征值，按表 8.3.6 采用。

表8.3.6部分填充钢-混凝土框架柱端箍筋的配筋特征值 λ_v

抗震等级	箍筋形式	轴压比						
		≤ 0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
一级	普通箍、连杆	0.1	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23
	复合箍+栓钉	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21
二级	普通箍、连杆	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19
	复合箍+栓钉	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17
三、四级	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

注：1 对一、二、三、四级抗震等级柱，其箍筋加密区的体积配筋率分别不应小于 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 时，宜按表中数值增大 0.03。

8.3.7 考虑地震作用组合的框架柱非加密区箍筋体积配筋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，间距尚不应大于10倍纵筋直径；三、四级抗震等级，间距尚不应大于15倍纵筋直径。

8.3.8 考虑地震作用组合的剪跨比不大于 2 的部分填充钢-混凝土框架柱，箍筋间距不应大于 100mm 并沿全高加密；其体积配筋率不宜不应小于 1.2%；9 度设防烈度时，不应小于 1.5%。

8.3.9 连杆的设置和构造要求应符合 8.2.5 条的规定。

8.4 框架梁柱节点和柱脚

8.4.1 有抗震设防要求的部分填充钢-混凝土框架结构，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与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 部分填充钢-混凝土框架结构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计算。

8.4.2 考虑地震作用组合的部分填充钢-混凝土框架梁柱节点的剪力设计值应按下列公式计算：

部分填充钢-混凝土组合柱与部分填充钢-混凝土组合梁连接节点：

1 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度一级抗震等级的各类框架
 顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{M_{bua}^l + M_{bua}^r}{Z} \quad (8.4.2-1)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (8.4.2-2)$$

2 二级抗震等级的框架结构

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (8.4.2-3)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (8.4.2-4)$$

3 其他各类框架

一级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (8.4.2-5)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (8.4.2-6)$$

二级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (8.4.2-7)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (8.4.2-8)$$

式中： V_j —— 框架梁柱节点的剪力设计值；

M_{bua}^l 、 M_{bua}^r —— 节点两侧框架梁的梁端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力对应的弯矩值，其值应按本规程 5.2.1 条规定计算；

M_b^l 、 M_b^r —— 节点两侧框架梁的梁端弯矩设计值；

H_c —— 节点上柱和下柱反弯点之间的距离；

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；

8.4.3 部分填充钢-混凝土组合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或水平隔板的强度与梁主钢件翼缘相同;

3) 梁主钢件腹板宜采用摩擦高强度螺栓与柱主钢件的连接板连接(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。该焊缝宜采用气体保护焊,且板端应绕焊。

2 框架柱采用悬臂梁段与柱刚接时,悬臂梁段与柱主钢件应采用全焊接连接。

8.4.4 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。

8.4.5 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、7 度且高度不超过 50m 时也可采用外露式。

8.5 非结构部品连接

8.5.1 建筑非结构部品与建筑结构的连接,应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和现行行业标准《非结构构件抗震设计规范》JGJ 339 的有关规定。

8.5.2 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。

9 制作安装和涂装

9.1 制作

9.1.1 制作部分填充钢-混凝土组合构件的单位应具备钢结构加工和混凝土浇筑振捣的相应生产工艺设施以及相关的资质。

9.1.2 部分填充钢-混凝土组合构件的钢结构部分的制作应符合现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755、《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205的相关规定，混凝土部分的制作应符合《混凝土结构工程施工规范》GB 50666、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204的相关规定。

9.1.3 断面较小的部分填充钢-混凝土组合构件中的混凝土宜采取预制方式，可在工厂预制，也可在项目的安装现场的专用场地进行预制。

9.1.4 部分填充钢-混凝土组合构件中的混凝土的浇筑成型可采取双面或多面分次浇筑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，应在主钢件的腹板上开设洞口并采取确保混凝土能够振捣密实的措施。

9.1.5 主钢件腹板上开设的混凝土浇筑孔宜为圆形，其孔径和孔间距除满足设计文件要求外，尚应满足以下要求：

- 1 孔间距宜为孔径的3-4倍；
- 2 当主钢件上设置劲板时，浇筑孔边缘距离劲板不得小于50mm。
- 3 孔径宜为腹板高度的 $\frac{1}{3}$ - $\frac{1}{2}$ ，可参照以下数据：
 - (1) 当腹板高度=300mm时，孔径宜取120mm；
 - (2) 当主钢件高度=350mm时，孔径宜取150mm；
 - (3) 当主钢件高度H400=mm时，孔径宜取180mm。

9.1.6 部分填充钢-混凝土组合构件中连接主钢件翼缘的连杆宜采用弯钩钢筋或扁钢的形式，并应满足以下要求：

- 1 连杆的位置尽量避开主钢件腹板上浇筑孔的位置，至少不宜在孔中央区域；
- 2 连杆应采取双面角焊缝，焊缝应饱满；

9.1.7 连杆的焊接宜采用自动化焊接设备。

9.1.8 部分填充钢-混凝土组合构件的混凝土在浇筑前应进行构件的隐蔽工程验收，验收的项目包括但不限于以下内容：

- 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 连杆的焊接质量；
- 4 钢筋和连杆的混凝土保护层厚度。

9.1.9 预制混凝土部分浇筑前，对不与混凝土接触的主钢件表面以及预留后浇带的节点或牛腿区域的钢表面采取防止污染的措施。

9.1.10 部分填充钢-混凝土组合构件中预制混凝土应满足以下要求：

- 1 对一次浇筑多面成型的混凝土，宜采用振动模台与振动棒相结合的方式，使浇筑的混凝土达到密实要求；
- 2 对分次浇筑多面成型的混凝土，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其强度，强度差值应在5MPa以内。
- 3 混凝土倾落高度不宜大于600mm，并应均匀摊铺；
- 4 若设计无要求，构件脱模、起吊、翻转时的混凝土强度不应小于 15N/mm^2 ，且应达到设计标准值的50%；构件出厂时的混凝土强度不应低于设计强度等级值的75%。

6 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。

9.1.11 对构造复杂的部分填充钢-混凝土组合构件，在制作前宜进行工艺性试验。

9.2 安装

9.2.1 部分填充钢-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的相关规定；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的相关规定。

9.2.2 部分填充钢-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《建筑工程施工组织设计规范》GB/T 50502的相关规定，其内容包括但不限于：

- 1 部分填充钢-混凝土组合构件的安装工艺、流程及安装精度控制措施；
- 2 部分填充钢-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 部分填充钢-混凝土组合构件临时固定方案及安装误差纠偏方案；

9.2.3 部分填充钢-混凝土组合构件在安装前应进行施工验算，施工验算内容包括但不限于：

- 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。

9.2.4 部分填充钢-混凝土组合柱在安装前，应根据构件重量情况确定吊机型号和布置位置。

9.2.5 部分填充钢-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，验收内容除满足9.1.8条内容外，尚应额外增加以下验收内容：

1 主钢件焊缝连接、现场补焊的连杆的加工及焊接需符合设计图纸及现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661的有关要求；

2 高强螺栓连接需符合设计图纸及现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 有关要求。

9.2.6 部分填充钢-混凝土组合构件竖向拼接以及梁-柱节点处预留混凝土后浇区完成时间应依据对主体结构进行施工验算而确定。

9.2.7 在项目的施工全过程中，应采取保护措施防止构件上的附件、预埋件、吊件的损伤。

9.3 防腐涂装

9.3.1 部分填充钢-混凝土组合构件的除锈和涂装工作，应在质量检查部门对制作质量检验合格后、混凝土内受力钢筋、连杆等安放前进行。

9.3.2 钢构件除锈宜在室内进行，除锈方法及等级应符合设计要求，当设计无要求时，宜选用喷砂或抛丸除锈方法，除锈等级应不低于Sa2.5级。

9.3.3 涂装工序要求：主钢件经检测合格并完成连杆焊接后，方可进行抛丸除锈。

9.3.4 主钢件除端部节点区域外非混凝土填充的部位必须进行底漆涂装，非混凝土填充的部位通常指主钢件翼缘正面及侧面。底漆涂装宜在连杆焊接完成之后进行。防腐涂装部位的除锈等级、防腐涂料品种和厚度，应符合设计文件要求和现行国家标准《钢结构工程施工规范》GB 50755的规定。

9.3.5 当部分填充钢-混凝土组合构件中的混凝土采取现场预制时，其主钢件在出厂前除高强螺栓栓接合面处应全部进行底漆涂装，禁涂区应做好现场防护措施。

9.3.6 当构件表面有防火层或保温装饰层时，不应涂刷面漆。

9.3.7 柱脚在地面以下的部分应采用低强度等级的混凝土包裹（保护层厚度不应小于50mm），包裹的混凝土高出室外地面不应小于150mm，室内地面不应小于50mm。

9.3.8 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。

9.3.9 构件进行混凝土施工时，应避免对主钢件外露部分涂层面的损伤。对损伤部位必须进行涂装修复，方可进行吊装。

9.4 防火涂装

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

9.4.2 构件防火保护设计应符合《建筑钢结构防火技术规范》GB51249 的规定。对构件进行防火保护设计时，可以考虑构件上既有混凝土的防火保护作用。

9.4.3 构件的耐火性能不满足要求时，应对构件裸露的钢构件部分进行防火保护，见图 9.4.3。防火保护层的材料及构造应符合下列要求：

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

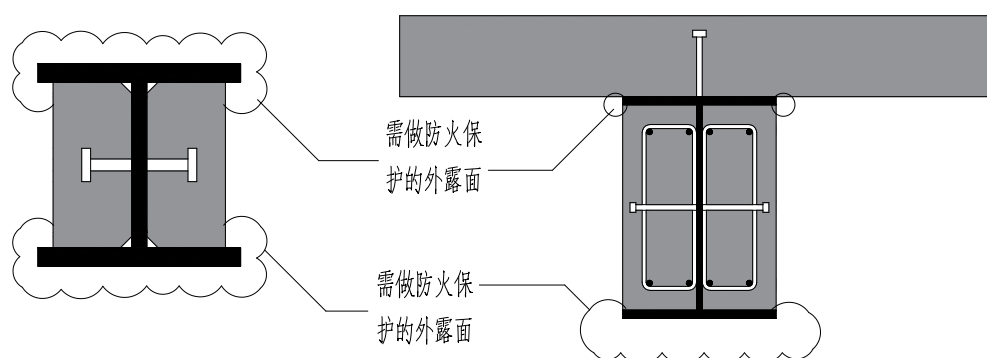


图 9.4.3 需防火保护的裸露区域

9.4.4 构件的防火保护可采用下列措施之一或其中几种的复（组）合：

- 1 喷涂（抹涂）防火涂料；
- 2 填充防火板；
- 3 填充柔性毡状隔热材料；
- 4 外包混凝土、金属网抹砂浆或砌块。

9.4.5 防火保护材料供应商应提供材料的等效热传导系数或等效热阻、比热和密度等性能参数，并提供满足 10.1.8 要求的证明材料。

10 施工验收

10.1 一般规定

10.1.1 部分填充钢-混凝土组合结构的施工验收应符合现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 的规定，在施工单位自检合格的基础上，按照检验批、分项工程的划分，作为部分填充钢-混凝土组合结构子分部工程进行验收。

10.1.2 部分填充钢-混凝土组合构件与现场焊接、螺栓等连接材料的进场验收应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 与《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的有关规定。

10.1.3 部分填充钢-混凝土组合结构的外观质量除设计有专门的规定外，尚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 中关于现浇混凝土结构的有关规定。

10.1.4 部分填充钢-混凝土组合结构的制作和安装工程可按楼层或施工段等划分为一个或若干个检验批。

10.1.5 部分填充钢-混凝土组合结构检验批合格质量标准应符合下列规定：

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

2 一般项目其检验结果应有 80%及以上的检验点符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 中合格质量标准的要求，且允许偏差项目中最大偏差值不应超过其允许偏差限值的 1.2 倍；

3 质量检查记录、质量证明文件等资料应完整。

10.1.6 部分填充钢-混凝土组合结构紧固件连接工程应按现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 规定的质量验收方法和质量验收项目执行，同时应符合现行行业标准《钢结构高强度螺栓连接技术规程》JGJ 82 的规定。

10.1.7 部分填充钢-混凝土组合结构钢结构防腐涂装工程应按国家现行标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205、《建筑防腐蚀工程施工及验收规范》GB 50212、《建筑防腐蚀工程质量检验评定标准》GB 50224 及《建筑钢结构防腐技术规程》JGJ/T 251 的规定进行验收。

10.1.8 部分填充钢-混凝土组合结构钢结构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规范》GB 50205 的规定，防火涂料的厚度应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 关于耐火极限的设计要求，试验方法应符合现行国家标准《建筑构件耐火试验方法》GB 9978 的规定。

10.1.9 部分填充钢-混凝土组合结构验收时，除应按现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 和《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的要求提供文件和记录外，尚应提供下列文件和记录：

1 工程设计文件、预制构件制作和安装的深化设计图；

2 部分填充钢-混凝土组合构件、主要材料及配件的质量证明文件、进场验收记录、抽样复验报告；

3 部分填充钢-混凝土组合构件安装施工记录；

4 后浇混凝土部位的隐蔽工程检查验收文件；

5 后浇混凝土强度检测报告。

10.2 构件验收

10.2.1 部分填充钢-混凝土组合构件制作完毕后，检查部门应按施工详图的要求和本节的规定，对成品进行检查验收，检查合格后方可出厂。

10.2.2 部分填充钢-混凝土组合构件的外形和几何尺寸的允许偏差应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定及其他相关标准的规定。

10.2.3 部分填充钢-混凝土组合构件的焊缝外观质量、超声波探伤检查、栓钉的位置及焊接质量应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661、《电弧螺柱焊用圆柱头栓钉》GB/T 10433 的规定。

10.2.4 部分填充钢-混凝土组合构件中的混凝土施工前应进行隐蔽工程验收，并做好隐蔽工程质量验收记录。

10.2.5 部分填充钢-混凝土组合构件中的混凝土结构性能检验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。需要做结构性能检验的应提供检验报告；不需要做结构性能检验的可提供监理监造时的有关质量验收记录。

10.2.6 部分填充钢-混凝土组合构件的外观质量一般缺陷应按产品标准规定全数检验；当构件没有产品标准或现场制作时，应按现浇结构构件的外观质量要求检查和处理。

10.2.7 构件制作单位应分别提交产品质量证明及下列技术文件：

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

10.3 安装验收

10.3.1 部分填充钢-混凝土组合构件的安装允许偏差应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的相关规定。

10.3.2 部分填充钢-混凝土组合构件采用焊接连接时，钢材焊接的焊缝尺寸应满足设计要求，焊缝质量应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 和《钢结构工程施工质量验收规范》GB

50205 的有关规定。

10.3.3 部分填充钢-混凝土组合构件采用螺栓连接时，螺栓的材质、规格、拧紧力矩应符合设计要求及现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的有关规定。施工时应分批逐个检查螺栓的拧紧力矩，并做好施工记录。

10.3.4 部分填充钢-混凝土组合结构中节点区的后浇混凝土的强度指标应符合设计要求。

本规程用词说明

1 为了便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先这样做的用词：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规程中指定应按其它有关标准、规范、规程执行时，写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《工程结构可靠度设计统一标准》GB 50153
- 2 《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068
- 3 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 4 《钢结构设计标准》GB 50017
- 5 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 6 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 7 《门式刚架轻型房屋钢结构技术规范》GB 51022
- 8 《钢结构工程施工规范》GB 50755
- 9 《混凝土结构工程施工规范》GB 50666
- 10 《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300
- 11 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204
- 12 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
- 13 《钢结构焊接规范》GB 50661
- 14 《建筑设计防火规范》GB 50016
- 15 《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249
- 16 《钢结构防火涂料》GB14907
- 17 《建筑构件耐火试验方法》GB 9978
- 18 《建筑防腐蚀工程施工及验收规范》GB 50212
- 19 《建筑防腐蚀工程质量检验评定标准》GB 50224
- 20 《建筑机电工程抗震设计规范》GB 50981
- 21 《厚度方向性能钢板》GB/T 5313
- 22 《建筑用压型钢板》GB/T 12755
- 23 《碳素结构钢》GB/T 700
- 24 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
- 25 《建筑工程施工组织设计规范》GB/T 50502
- 26 《水泥基灌浆料应用技术规范》GB/T 50448
- 27 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433
- 28 《组合结构设计规范》JGJ 138
- 29 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99
- 30 《非结构构件抗震设计规范》JGJ 339
- 31 《轻骨料混凝土技术规程》JGJ 51
- 32 《钢结构高强度螺栓连接技术规程》JGJ 82
- 33 《自密实混凝土应用技术规程》JGJ/T 283
- 34 《建筑钢结构防腐技术规程》JGJ/T 251

中国工程建设标准化协会标准

部分填充钢-混凝土结构技术规程

附：条文说明

CECS 2019

目 录

1 总 则.....	2
2 术语和符号.....	3
2.1 术 语.....	3
2.2 符 号.....	3
3 材 料.....	4
3.1 钢 材.....	4
3.2 钢 筋.....	4
3.3 混 凝 土.....	4
4 基本设计规定.....	5
4.1 构件和结构类型.....	5
4.2 设计原则.....	6
4.3 变形规定.....	7
4.4 既有钢结构的设计原则.....	7
5 梁设计.....	9
5.1 一般规定.....	9
5.2 承载力计算.....	9
5.3 挠度验算.....	11
5.4 裂缝宽度验算.....	12
5.5 构造要求.....	12
6 柱和支撑设计.....	14
6.1 一般规定.....	14
6.2 轴心受力构件截面承载力计算.....	14
6.3 轴心受压构件整体稳定计算.....	16
6.4 单向压弯构件承载力计算.....	16
6.5 双向压弯构件承载力计算.....	21
6.6 构造要求.....	21
7 节点设计.....	23
7.2 梁梁连接.....	23
7.3 柱与柱拼接连接.....	23
7.4 梁柱节点.....	23
8 抗震措施和抗震计算.....	24
8.1 一 般 规 定.....	24
8.2 框架梁.....	24
8.3 框架柱.....	24
8.4 框架梁柱节点和柱脚.....	24
9 制作安装和涂装.....	25
9.1 制作.....	25
9.2 安装.....	25

1 总 则

1.0.1 本条是建筑工程中合理应用部分填充钢-混凝土组合结构应当遵循的总方针。

1.0.2 部分填充钢-混凝土组合结构（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，因而可以达到较高的预制化、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。

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考虑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 5×10^4 的情况。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1~2.1.11 本节给出了部分填充钢-混凝土组合构件（简称 PEC 构件），如部分填充钢-混凝土组合柱、部分填充钢-混凝土组合梁、部分填充钢-混凝土组合支撑以及部分填充钢-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。考虑到强轴和弱轴受力时的翼缘和腹板的互换性，给出了翼缘和腹板的合适定义。连杆是 PEC 构件中特有的组件，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《工程结构设计基本数据标准》GB/T 50083 的规定制定的，并尽可能保持同已有规范，如现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017、《混凝土设计规范》GB50010 及现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138 的协调性。

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.3 连杆作为约束钢杆翼缘局部失稳的部件,在保持构件极限后的承载能力和变形能力中有重要作用,其性能应按本条要求予以保证。

3.1.5 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 当部分填充钢-混凝土组合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 梁构件中混凝土对截面抗弯承载力的贡献较小,多数情况下不考虑其抗剪承载力也能满足结构要求,因此虽然混凝土的存在有效提高了构件整体稳定承载力和主钢件的板件局部稳定承载力,也有助于构件防火,但在构件截面承载力计算中可不予以考虑。

3.3.2 部分填充钢-混凝土组合梁中的混凝土对构件承载力的贡献主要在于其抑制钢骨的板件局部失稳以及提高梁的整体稳定性,因此可以考虑采用强度低于普通混凝土的轻质混凝土材料,尤其对跨度较大的部分填充钢-混凝土组合梁减少构件挠度、降低吊装起重量等都有较大作用。

4 基本设计规定

4.1 构件和结构类型

4.1.1 部分填充钢-混凝土组合构件主要由 H 钢等开口截面主钢件和混凝土组成。当构件采用较大截面尺寸时（例如中高层建筑框架柱），可以配置纵筋、箍筋和栓钉等钢配件，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），可以配置纵筋、连杆等钢配件，连杆主要用于提高 H 钢翼缘的板件稳定性。本标准仅列出了各种设计规定都已相对成熟的采用 H 钢作为主钢件的截面形式，其他截面形式的设计可以参照，相关规定参见 4.2.10 条说明。

4.1.2 基于提高工业化程度、取得总体最优效益的考虑，推荐采用型钢作为主钢件的优先选项。

4.1.3 部分填充钢-混凝土组合构件中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 $35\epsilon_s$ 。（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 4.1.3 采取了欧洲规范 EN1994-1-1:2004 中对部分填充钢-混凝土组合构件受压翼缘的规定。其中，分类 1 是对于构件段形成塑性铰的要求，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。

本条第 2 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。该款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所在的区域。

部分填充钢-混凝土组合构件中的腹板受到两侧混凝土的约束，一般不会发生板件失稳。故可放松其宽厚比限制。

4.1.6 欧洲规范 EN1994-1-1:2004 表 5.2 显示，在受弯构件连接于钢筋混凝土楼板时翼缘内侧的混凝土宽度可以略小于主钢件翼缘宽度但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，应注意采取相应的结构防火措施。

4.1.7 部分填充钢-混凝土组合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。

4.1.8 表 4.1.8 中项次 1、3、4 的规定与行业标准《组合结构设计规范》JGJ138-2016（备案号 J130-2016）第 4.3.5 条中对应型钢混凝土框架（柱）的规定一致。其原因是部分填充钢-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 4.1.8 项次 2 的规定，考虑采用框架-支撑结构通常采用钢支撑，比起钢筋混凝土剪力墙具有更大变形能力，参考行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015（备案号 J2105-2015）第 3.2.2 条对钢框架-中心支撑结构的规定，对高度取较严格的限制（比该标准适用高度至少减小 20m）。本规程所称的框架-支撑结构，当结构采用部分填充钢-混凝土组合柱和梁时，应采用中心支撑结构；当结构采用部分填充钢-混凝土组合柱和钢梁时，可采用中心支撑结构或偏心支撑结构。偏心支撑结构中耗能梁等的设计应按有关规范的规定采用。

4.2 设计原则

4.2.3 建筑结构安全等级的划分，按《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068)和《工程结构可靠性设计统一标准》(GB 50153)的规定应符合表1的要求。

表1 建筑结构的安全等级

安全等级	破坏后果	建筑物类型
一级	很严重	重要的房屋
二级	严重	一般的房屋
三级	不严重	次要的房屋

注：1 对特殊的建筑物，其安全等级应根据具体情况另行确定。

2 对抗震建筑结构，其安全等级应符合国家现行有关规范的规定。

对一般工业与民用建筑部分填充钢-混凝土组合结构，其安全等级可取为二级。

4.2.4 荷载效应的组合原则是根据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068的规定提出来的。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，一般只考虑荷载效应的标准组合，当有可靠依据和实践经验时，亦可考虑荷载效应的频遇组合。对部分填充钢-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，故除应考虑荷载效应的标准组合外，尚应考虑准永久组合。部分填充钢-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。

4.2.5 根据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068，结构或构件的变形属于正常使用极限状态，应采用荷载标准值进行设计；而强度和稳定属于承载能力极限状态，在设计表达式中均考虑了荷载分项系数，采用荷载设计值（荷载标准值乘以荷载分项系数）进行计算。

4.2.6 部分填充钢-混凝土组合结构构件的承载力设计，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和现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138有关极限状态设计表达式的规定，本规程对部分填充钢-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的规定采用。

4.2.7 本条提出设计中应具体考虑的一些注意事项，参考《装配式钢结构建筑技术规范》GB 51232。

4.2.8 在进行弹性阶段的内力和位移计算中，除了需要部分填充钢-混凝土组合结构构件的截面换算弹性抗弯刚度外，在考虑构件的剪切变形、轴向变形时，还需要换算截面剪切刚度和轴向刚度。计算中参考《组合结构设计规范》JGJ 138，采用了混凝土的截面刚度和型钢截面刚度叠加的方法。

4.2.9 本条规定主要依据《建筑工程设计文件编制深度规定》，提出使用计算机进行结构分析时应把握的条件。

4.2.10 为满足实际工程需要，部分填充钢-混凝土组合构件的截面形式不限于本标准规定的采用单H钢作为主钢件的情况。

例如，当柱子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钢等作为主钢件。当采用正交双向H钢或类似截面的主钢件时，其相邻两翼缘间的开口大小应满足制作、施工的相关要求。

对部分填充钢-混凝土组合墙（图2），近年来也开展了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。

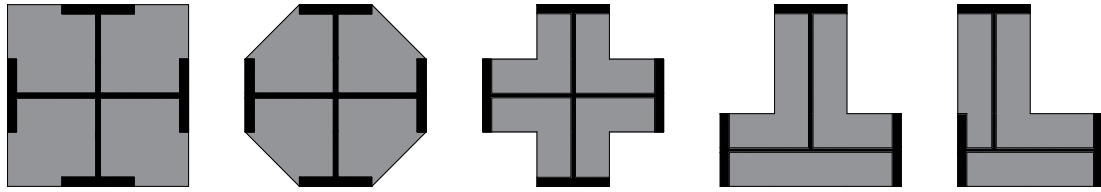


图1 柱截面形式

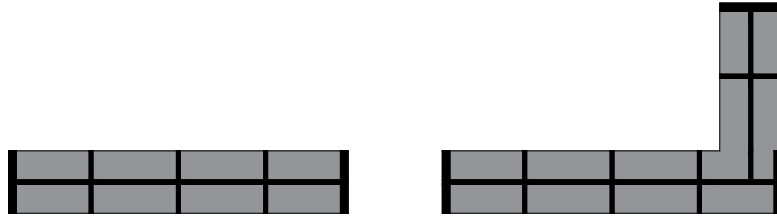


图2 剪力墙截面形式

4.3 变形规定

4.3.1 国家标准《钢结构设计标准》GB 50017规定框架弹性层间位移角“不宜”超过 $1/250$ ，国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2000与之相同；行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010（备案号J186-2010）规定弹性计算的风或多遇地震作用下的层间位移角“不宜”大于：框架结构 $1/550$ ，框架-剪力墙、框架-核心筒结构 $1/800$ ，弹塑性位移角应小于 $1/50$ 和 $1/100$ ，国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011与之相同；行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138规定多高层组合结构层间位移应符合应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3的规定。考虑到GB 50011未对组合结构的详细规定，根据试验结果，规定本规程位移限值。

4.3.2 国家标准《钢结构设计标准》GB 50017-2017 规定受弯构件挠度“不宜”超过：主梁为 $1/400(1/500)$ ；其他梁和楼梯梁为 $1/250(1/300)$ ，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。国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010 规定屋盖、楼盖及楼梯构件挠度限值(mm)“不应”超过：梁跨 $l_0 < 7m$ 时为 $l_0/200(l_0/250)$ ，梁跨 $7m \leq l_0 < 9m$ 时为 $l_0/250(l_0/300)$ ，梁跨 $l_0 > 9m$ 时为 $l_0/300(l_0/400)$ ，括弧内为对挠度有较高要求的构件。行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 规定型钢混凝土梁及组合楼板挠度限值(mm)“不应”超过：梁跨 $l_0 < 7m$ 时为 $l_0/200(l_0/250)$ ，梁跨 $7m \leq l_0 < 9m$ 时为 $l_0/250(l_0/300)$ ，梁跨 $l_0 > 9m$ 时为 $l_0/300(l_0/400)$ ，括弧内为对挠度有较高要求的构件，此规定与GB 50010一致；钢与混凝土组合梁（不分跨度）“不应”超过：主梁为 $l_0/300(l_0/400)$ ，次梁为 $l_0/250(l_0/300)$ 。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JGJ 138的规定采用。

4.4 既有钢结构的设计原则

4.4.1 既有钢结构指已建成使用的结构。近年来，随着设计标准的提高和使用功能的升级，部分钢结构建筑如门式刚架等，存在改建加固的需求。将此类钢结构构件转换为部分填充钢-混凝土组合构件具有独到的优势和便利，但需强调对既有结构须进行检测鉴定以判定其荷载、抗力和构造的实际状况。

4.4.2 既有钢结构改建设计前，应依据《工程结构可靠性统一标准》GB 50153、《建筑结构检测技术标准》GB/T 50344、《钢结构现场检测技术标准》GB/T 50621、《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144、《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292 对既有结构进行检测、鉴定和评定，并以此为参照完成设计方案、复核算或重新设计。

4.4.3 强调整体性能和抗震性能是为了突出改建加固设计时首先要从概念设计角度出发，避免由于局部加固引起结构承载力和刚度的突变。需要按照检测获得的实际荷载、实际柱网和构件尺寸、实际材料强度进行验算或设计。计算中要考虑混凝土和钢筋之应力（应变）滞后的影响，参照《混凝土结构加固设计规范》GB 50367，钢筋强度利用系数可取 0.9，混凝土强度利用系数可取 0.7 至 0.9。尽可能采取卸载方式以减少应力滞后影响。通过栓钉等构造措施增强后浇混凝土与原钢构件（主钢件）的界面粘结能力，保证有效的共同工作。

4.4.4 本条参考《钢结构加固技术规程》CECS 77，目的是保证对钢构件施焊操作时的结构承载力，因为钢结构在高温下承载力和刚度会降低。

5 梁设计

5.1 一般规定

5.1.2 参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004, 给出部分填充钢-混凝土组合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。

5.1.3 本条欧洲规范 EN1994-1-1: 2004, 给出 3 类截面计算截面受弯承载力的方法。

5.1.4 本条规定参照《钢结构设计标准》, 对于部分填充组合梁, 建议一般不宜采用带板托的组合梁。

5.1.5 欧洲规范 4 建议, 当采用非开裂分析时, 对于第一类截面组合梁, 调幅系数不超过 40%, 第二类截面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第一类截面要求, 且全部满足第二类截面要求。而试验研究表明, 腹部填充的混凝土可以有效地限制钢梁受压区的局部屈曲, 使得部分填充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偏于安全的。

5.1.6 考虑到强柱弱梁的抗震要求和避免高强钢在极限状态下不屈服, 故宜采用低强钢; 鉴于填充混凝土对受弯承载力提高有限和混凝土强度与钢材强度的匹配, 规定了较低的混凝土强度等级。

5.2 承载力计算

5.2.1 国内外的试验研究表明, 矩形组合梁可以按简单塑性理论来计算受弯承载力。

基本假定:

- (1) 钢梁与腹部混凝土之间有可靠的连接, 相对滑移很小, 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) 钢梁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) 钢梁腹部纵向钢筋均匀受拉或受压, 其应力达到屈服强度;

5.2.2 完全抗剪连接 T 形组合梁是指钢梁与混凝土翼板之间、钢梁与腹部混凝土之间有可靠的连接, 以保证组合梁的抗弯能力充分发挥。抗剪连接件的数量按计算配置。根据国内外的试验研究, T 形组合梁也可以按简单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) 钢梁与混凝土翼缘板之间, 钢梁与腹部混凝土之间有可靠的连接, 相对滑移很小, 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) 钢梁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) 钢梁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) 钢梁与混凝土翼缘板之间, 钢梁与腹部混凝土之间有可靠的连接, 相对滑移很小, 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) 钢梁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, 钢梁、混凝土翼板内钢筋及部分包覆钢梁腹部配置在下翼缘附近的

钢筋均达到屈服强度,考虑到通常情况下钢梁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。

5.2.4 对于采用柔性抗剪连接件的部分填充钢-混凝土组合梁,考虑到其具有很好的剪力重分布的能力,每个剪跨内的连接件可均匀分布。

5.2.5 部分填充钢-混凝土组合梁在计算 V_s 时,必须考虑腹部纵向钢筋的作用。

5.2.6 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,可仅考虑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,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} 由钢梁截面承担, V_{csd} 由腹部的钢筋混凝土截面承担,即须满足:

$$V_{ad} \leq V_{au} \quad (5.2.6-1)$$

$$V_{csd} \leq V_{csu} \quad (5.2.6-2)$$

式中: V_{au} —— 普通组合梁的竖向塑性受剪承载力,按现行国家标准《钢结构设计标准》(GB 50017)中的竖向受剪构件进行计算;

V_{csu} —— 主钢件腹部钢筋混凝土构件的竖向受剪承载力,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:

$$V_{ad} = V_d \frac{M_{au}}{M_u} \quad (5.2.6-3)$$

$$V_{csd} = V_d \frac{M_{rcu}}{M_u} \quad (5.2.6-4)$$

$$M_u = M_{au} + M_{rcu} \quad (5.2.6-5)$$

式中: M_{au} —— 主钢件截面的塑性受弯承载力,按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 计算;

M_{rcu} —— 腹部钢筋混凝土构件的塑性受弯承载力,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。此外规定总受剪承载力不小于主钢件截面受剪承载力。

5.2.7 本条参照欧洲规范 1994-1-1:2004 的规定,对于正弯矩区梁截面不用考虑弯矩和剪力的相互影响,对于负弯矩区梁截面,通过对钢梁腹板强度的折减来考虑剪力和弯矩的相互作用。

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:

$$N_v^c = 0.5 A_s \sqrt{E_c f_c} \quad (5.2.8)$$

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,考虑可靠度后乘以 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焊钉连接件的极限抗拉强度 $A_s f_u$,我国《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 考

考虑可靠度后取 $0.7 A_s f_t$ ，是偏于安全的。

位于负弯矩区的焊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，故应对焊钉抗剪承载力予以折减。

5.2.9 试验研究表明，当压型钢板肋垂直于钢梁布置时，公式 5.3.9 中的系数按《钢结构设计标准》GB 50017 的规定取 0.85 在许多情况下是偏于不安全的，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分析，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，其直径不宜大于 20mm，采用事先在压型钢板上穿孔，然后进行焊接的连接件，其直径不宜大于 22mm。本条规定参照了欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 的相关要求。

5.2.10 本条规定只适用于柔性连接件。

5.2.11 试验研究表明，部分填充钢-混凝土组合梁可能沿着一个既定的纵向界面发生纵向抗剪破坏，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 抗剪截面长度为焊钉外缘尺寸的包络长度；c-c、d-d 抗剪界面长度取最外侧的焊钉外边缘连线长度加上距承托两侧斜边轮廓线的垂线长度。

5.2.12 部分填充钢-混凝土组合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，给出了梁混凝土翼板纵向抗剪强度的计算公式。试验研究表明，混凝土强度对梁混凝土板的纵向抗剪能力有一定的影响。本条规定参照《组合结构设计规范》JGJ 138-2016，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，主要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 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或准永久值组合。结构力学方法可采用等刚度或变刚度方法。

5.3.2 本条规定参照《混凝土结构设计规范》GB 50010，对于允许出现裂缝的构件，弯矩最大截面刚度最小，将最小刚度在同号弯矩区段内分布，计算偏于安全。

5.3.3 本条规定参照《钢结构设计标准》GB 50017，取两种组合计算做包络，结果偏于安全。计算表明，当翼缘混凝土面积比例较大时，计算往往由准永久组合控制。

5.3.4 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_0 时，可将钢梁腹部混凝土换算为钢梁腹板，其厚度为 $(b_f - t_w) / \alpha_E$ 。

5.3.6 本条规定参照《钢结构设计标准》GB 50017，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 $\xi=0$ 。

对不同跨度、荷载、配钢率 (A_a/A)、配筋率 (A_s/A)、的梁试算，在通常情况下，梁的挠度不起控制作用。5 根梁的试验与理论计算对照如下：

试验实测挠度与理论计算对比

试件编号	荷载	f/mm	f_l/mm	误差/%	统计
B1	0.5Pu	10.4	9.8	-5.8	误差平均值
	0.7Pu	15.6	13.8	-11.5	
B2	0.5Pu	6.0	7.5	+25.0	-0.032%
	0.7Pu	10.6	10.5	-0.9	

B3	0.5Pu	6.7	7.3	+8.9	误差标准差 0.12
	0.7Pu	10.5	10.2	-2.9	
B4	0.5Pu	10.6	9.7	-8.5	
	0.7Pu	15.7	13.6	-13.4	
B5	0.5Pu	10.8	9.7	-10.2	
	0.7Pu	15.6	13.6	-12.8	

注：f 为试验实测跨中挠度，f_i 为本文计算公式得到的跨中挠度。

5.4 裂缝宽度验算

5.4.1 参照《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的效应计算。

5.4.2 本条规定在参照《组合结构设计规范》JGJ 138 的基础上，考虑到由于型钢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构件弱，故计算周长 u 时，仅采用型钢腹板两侧混凝土宽度之和 b_c 。5 根梁试验表明，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（单位 mm）

试件编号	$\omega_{\max}$	ω_1	误差/%	统计
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	误差标准
B5	0.22	0.24	+9.1	差 0.10

注： $\omega_{\max}$ 为试验实测最大裂缝宽度， ω_1 为本文计算方法所得值。

5.4.3 相同情况下，翼缘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 $\alpha_E = 6 \sim 8$ ， $\rho = 0.2\% \sim 2.0\%$ ，翼缘宽度为腹板宽度的 2 倍，翼缘厚度为腹板高度的 1/8 倍，得到 $\gamma_s = 0.965 \sim 0.872$ ，平均值为 0.919；翼缘宽度为腹板宽度的 6 倍，翼缘厚度为腹板高度的 1/2 倍，得到 $\gamma_s = 0.993 \sim 0.973$ ，平均值为 0.983；故偏安全地取 $\gamma_s = 0.92$ 。

5.4.4 此条参考《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《混凝土结构设计规范》GB 50010 协调一致。

5.4.5 荷载效应的准永久组合作用下，可不考虑混凝土裂缝影响，近似按弹性分析计算内力，且不考虑支座弯矩调幅。

5.5 构造要求

5.5.1 由工字型钢和 H 型钢组成的主钢件称为厚实型截面，当有腹部混凝土包覆时，一般都能满足截面塑性发展的要求，故可以采用图 5.5.1-1 的配筋型式。由焊接宽翼缘 H 形钢组成的主钢件称为薄柔型截面，由于其翼缘会发生局部屈曲而导致截面塑性发展不充分，因此须采用钢筋连杆或钢板连杆连接上下翼缘，使其截面满足 1、2 类截面的要求，见图 5.5.1-2。图 5.5.1-3 为建议的连杆型式。

5.5.2~5.5.4 参照《钢结构设计标准》GB 50017 制订构造规定。

5.5.5~5.5.6 参照《混凝土结构设计规范》GB 50010 制订了构造规定。混凝土保护层的厚度是保证构件梁腹部沿箍筋或钢板连杆不出现竖向裂缝的措施之一。此外在浇捣混凝土时，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捣，要保证第一次浇捣的混凝土有足够的强度。

6 柱和支撑设计

6.1 一般规定

6.1.1 规定了本章适用的构件范围，包括压弯受力特征的框架柱、轴压受力特征的独立柱以及轴压或轴拉受力特征的支撑构件。

6.1.2 本条参照欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 制订，由于目前高强混凝土的试验资料不足，故混凝土强度最高不超过 C60。

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

6.1.4 主钢件面积过少，构件体现不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 的基础上作了配钢率的规定。配筋率的限值则是参照《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于柱子最大配筋率的规定而制订的。

6.1.5 为了保证截面达到塑性，要求翼缘宽厚比满足 1、2 类截面的要求。对于 3 类截面，可以按平截面假定，采用边缘屈服准则或混凝土达到极限压应变，混凝土及钢筋的应力-应变曲线参照《混凝土结构设计规范》GB 50010 取值，钢材应力-应变曲线参照《钢结构设计标准》GB 50017 取值，通过截面平衡条件，得到构件轴压或压弯承载力。

6.1.6 截面高宽比在 0.9~4 范围内，可按柱子进行截面设计。对于高宽比大于 4 的压弯构件，宜按部分填充钢-混凝土组合剪力墙进行设计，在有试验依据的条件下，可参照本章的设计方法。

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强度计算要求。由于受拉构件在连接处的混凝土强度难以发挥作用，所以轴心受拉构件截面强度计算时不考虑混凝土的抗拉强度，考虑组成构件截面的钢材毛截面达到屈服强度和净截面达到材料的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 的 7.1.1 条。2003 版规范在条文说明中指出“如果今后采用屈强比更大的钢材，宜用这两个公式来计算，以确保安全”。当前，屈强比高于 0.8 的 Q460 钢已开始采用，为此，用这两个公式取代了净截面屈服的计算公式。对于 Q235 和 Q345 钢，用这两个公式可以节约钢材。

6.2.3 本条为轴心受压构件的截面强度计算要求。焊接普通 H 形钢部分包裹钢-混凝土组合短柱轴压试验结果表明，柱子在极限承载力之前，钢与混凝土能够很好的协同工作，这种组合结构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，建立了部分填充钢-混凝土组合柱轴压承载力计算公式。对比可见，计算结果与试验结果吻合良好。

轴压强度试验值和理论值对比

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/b)	相对长细比	N_u (kN)	N (kN)	N/ N_u
Tremblay, 1998	C-2	5	0.418	10033	10100	1.007
	C-3	5	0.417	9985	9690	0.970
	C-4	5	0.415	9905	9390	0.948
	C-5	5	0.423	10291	10000	0.972
	C-6	5	0.476	8522	7650	0.898
	C-7	5	0.417	4367	4280	0.980

Tremblay, 2002	C-8	5	0.421	18006	16470	0.915
	C-9	5	0.420	18023	16610	0.922
	C-10	5	0.421	17965	16240	0.904
	C-11	5	0.455	15905	14930	0.939
	C-12	5	0.421	17994	17450	0.970
Tremblay, 2003	P-1	5	0.436	4878	4770	0.978
	P-2	5	0.436	4878	4670	0.957
	P-3	5	0.436	4878	4790	0.982
	P-4	5	0.436	4878	4975	1.020
	P-5	5.222	0.421	9235	9225	0.999
Bergmann, 2000	V1	5.172	0.373	6954	8867	1.275
	V5	5.172	0.427	9108	10672	1.172
	V10	5.172	0.448	10032	11170	1.113
Prickett, 2006	H1	5	0.417	7387	7380	0.999
	H2	5	0.420	7524	7570	1.006
	H3	5	0.518	11388	12340	1.084
	H4	5	0.514	11255	11860	1.054
	H5	5	0.522	11617	12390	1.067
	H6	5	0.485	10034	12180	1.214
	H7	5	0.496	10493	11890	1.133
赵根田, 2012	PECC-1	4	0.304	1922	2108	1.097
	PECC-2	4	0.294	1792	1867	1.042
	PECC-3	4	0.309	1983	2558	1.290
	PECC-4	4	0.291	1753	1688	0.963
	PECC-5	4	0.276	2119	2382	1.124
	PECC-6	4	0.277	2129	2664	1.251
	PECC-7	4	0.277	2129	2559	1.202
	PECC-8	4	0.249	2148	2178	1.014
	PECC-9	4	0.252	2645	3110	1.176
吴波, 2016	FT8-S400-R0	5	0.417	6788	7753	1.142
	FT8-S400-R20	5	0.424	6991	7850	1.123
	FT8-S400-R33	5	0.424	6991	7906	1.131
	FT8-S200-R0	5	0.419	6849	8136	1.188
	FT8-S200-R20	5	0.424	6991	8200	1.173
	FT8-S200-R33	5	0.424	6991	8272	1.183
	FT8-S120-R33	5	0.424	6991	8343	1.193
	FT10-S200-R33	5	0.369	6906	8185	1.185
	FT8-S400-R30-E0	5	0.240	7457	7134	0.957
	FT8-S200-R30-E0	5	0.240	7457	7150	0.959
平均值					1.064	
标准差					1.183%	

注：（1） 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。（2） L_0 为试件计算长度； b 为PEC柱截面宽度。

6.3 轴心受压构件整体稳定计算

6.2.1 本条为轴心受压构件的整体稳定性计算要求。仅限于在整个构件长度上具有双轴对称和均匀截面的构件，包括轧制、冷成型或焊接钢截面。参照《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。选用稳定系数曲线时，根据钢材屈服强度，对 H 形钢强轴采用《钢结构设计标准》GB 50017 规定的 b 曲线，对 H 形钢弱轴，采用规定的 c 曲线。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 $i_y=1.068i_{y\text{钢}}$ 。对比可见，公式计算结果与试验结果吻合良好。

轴压稳定试验值和理论值对比

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/b)	相对长细比	稳定系数 φ	N_d (kN)	N (kN)	N/ N_d
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, 2016	P1	8	0.421	0.873	978	943	0.964
	P1R	8	0.420	0.873	978	974	0.996
	P2	8	0.421	0.875	962	954	0.991
	P2R	8	0.455	0.875	962	950	0.987
陈以一, 2017	N-S200	10	0.436	0.604	4076	4770	1.015
平均值		1.059	标准差		1.117%		

注：（1） 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。（2） L_0 为试件计算长度；b 为 PEC 柱截面宽度。

6.4 单向压弯构件承载力计算

6.4.1 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 4 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 3。本规程为便于应用，进一步简化为二折线 abd，偏于安全。和短柱偏压试验结果比较，公式计算结果偏于安全。

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。如果要考虑腹部钢筋混凝土的受剪承载力，可参见 5.2.6 条文说明执行。当柱子承受的剪力大于截面受剪承载力的 50%时，考虑到正应力和剪应力共同作用下承载力下降，故对腹板应力予以折减，腹板应力图式见图 4。

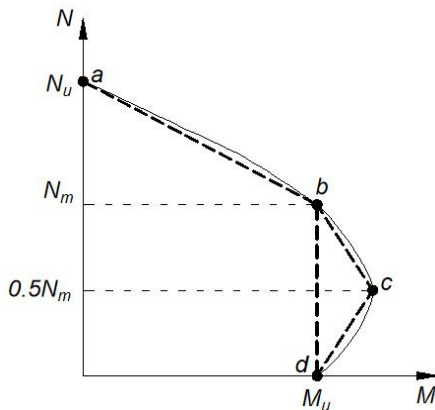


图 3 N-M 相关曲线简化

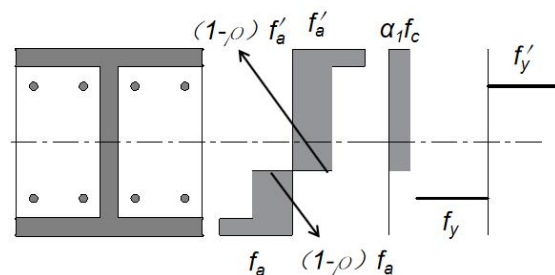


图 4 剪力对压弯承载力的影响

单向压弯强度试验值和理论值对比（绕强轴）

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/h)	相对长细比	$(N-N_m)/(N_u-N_m)$	M/M_u	前二者总和
Elnashai, 1991	EM01	4.839	0.147	0	1.323	1.323
	IC01	4.839	0.147	0	1.342	1.342
	EM02	4.839	0.147	0.113	1.255	1.368
	IC02	4.839	0.147	0.113	1.259	1.372
Bergmann, 2000	V3	5	0.172	0.551	0.955	1.505
	V7	5	0.200	0.441	1.085	1.526
	V8	5	0.200	0.986	1.880	2.865
	V12	5	0.207	0.416	1.144	1.560
	V13	5	0.207	0.419	1.149	1.568
	V14	5	0.207	0.929	1.970	2.898
	V17	5	0.203	0.433	1.133	1.566
	V23	5	0.187	0.462	1.015	1.477
	V24	5	0.203	0.418	1.111	1.529
Bouche, 2003	B1-X1	5	0.167	0.456	0.906	1.362
	B1-X2	5	0.167	0.444	0.890	1.334
	B1-X3	5	0.167	0.784	0.309	1.093
	B1-X4	5	0.167	0.830	0.312	1.142
	B2-X1	5	0.167	0.492	0.961	1.454
	B2-X2	5	0.167	0.525	1.012	1.537
	B2-X3	5	0.167	0.880	0.338	1.218
	B2-X4	5	0.167	0.881	0.328	1.209
赵根田, 2008	PECC-1	6	0.201	0.523	0.883	1.406
	PECC-2	6	0.200	0.743	0.493	1.236
	PECC-3	6	0.202	0.902	0.614	1.516
	PECC-4	6	0.194	0.924	0.530	1.455
	PECC-5	6	0.194	0.623	0.872	1.496
	PECC-6	6	0.190	0.936	0.514	1.450
	PECC-7	6	0.192	0.648	0.878	1.526
	PECC-8	6	0.191	0.547	1.065	1.612
赵根田, 2009	PECC-1	4	0.127	0.782	0.889	1.672
	PECC-2	4	0.132	0.582	0.952	1.534
	PECC-3	4	0.130	0.707	0.919	1.626
	PECC-4	4	0.134	0.717	1.073	1.789
	PECC-5	6	0.205	0	1.228	1.228
	PECC-6	6	0.203	0	1.531	1.531
	PECC-7	6	0.205	0	1.452	1.452
	PECC-8	6	0.202	0	1.742	1.742
	PECC-9	6	0.205	0	1.481	1.481
Kim, 2012	C6	3.462	0.180	0.258	0.677	0.935
	C7	3.462	0.180	0.444	0.458	0.902
Prickett,	H8	5	0.205	1.001	0.411	1.412

2006	H9	5	0.209	0.580	1.107	1.687
总平均值		1.499	总标准差		13.130%	

注：（1） N 、 M 为试验极限轴压力和试验极限弯矩； N_m 、 N_u 和 M_u 的含义及具体计算如公式所定义。

（2） L_0 为试件计算长度； h 为 PEC 柱截面高度。（3）把试验数据代入设计公式中，若其值（即上表中最后一列）大于 1，说明设计公式偏安全。

单向压弯强度试验值和理论值对比（绕弱轴）

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/B)	相对长 细比	$(N-N_m)/(N_u-N_m)$	M/M_u	前二者 总和
Bergmann, 2000	V2	5	0.233	0.970	2.826	3.796
	V4	5	0.233	0.294	1.307	1.601
	V6	5	0.274	0.745	2.612	3.357
	V9	5	0.274	0.782	2.699	3.482
	V11	5	0.279	0.740	2.725	3.466
	V15	5	0.279	0.133	1.281	1.414
	V16	5	0.279	0.728	2.697	3.425
	V18	5	0.273	0.128	1.225	1.353
	V19	5	0.252	0.150	1.113	1.264
	V20	5	0.273	0.056	1.056	1.113
	V21	5	0.252	0.176	1.172	1.347
	V22	5	0.273	0.088	1.132	1.220
	V25	5	0.252	0.223	1.282	1.505
	V26	5	0.273	0.214	1.430	1.644
	V27	5	0.252	0.242	1.326	1.568
	V28	5	0.273	0.143	1.262	1.406
	V29	5	0.252	0.297	1.454	1.751
	V30	5	0.273	0.159	1.299	1.458
Bouche, 2003	B1-Y1	5	0.201	0.260	0.755	1.015
	B1-Y2	5	0.201	0.346	0.839	1.185
	B1-Y3	5	0.201	0.612	0.301	0.913
	B1-Y4	5	0.201	0.885	0.195	1.080
	B2-Y1	5	0.201	0.314	0.876	1.190
	B2-Y2	5	0.201	0.342	0.884	1.225
	B2-Y3	5	0.201	0.803	0.351	1.154
	B2-Y4	5	0.201	0.853	0.364	1.217
Prickett, 2006	H8	5	0.238	1.002	0.671	1.674
	H9	5	0.244	0.234	1.798	2.032
	H10	5	0.245	0.694	0.632	1.326
	H11	5	0.245	0.048	1.181	1.229
赵根田, 2015	PECC-1	5	0.185	0.394	0.910	1.304
	PECC-2	5	0.194	0.476	0.894	1.370
	PECC-3	5	0.194	0.539	0.923	1.463
	PECC-4	5	0.185	0.216	1.057	1.273
	PECC-5	5	0.194	0.331	1.093	1.423
	PECC-6	5	0.194	0.336	1.003	1.340

	PECC-7	5	0.194	0.275	1.146	1.421
	FT8-S400-R0-E120	5	0.196	0.434	1.682	2.116
	FT8-S400-R30-E120	5	0.194	0.343	1.563	1.906
	FT8-S200-R30-E60	5	0.194	0.727	1.112	1.839
吴波, 2016	FT8-S200-R30-E120	5	0.195	0.422	1.676	2.097
	FT8-S120-R30-E120	5	0.195	0.447	1.667	2.114
	FT10-S200-R30-E120	5	0.188	0.402	1.650	2.052
	总平均值	1.553		总标准差	14.110%	

注：(1) N 、 M 为试验极限轴压力和试验极限弯矩； N_m 、 N_u 和 M_u 的含义及具体计算如公式所定义。

(2) L_0 为试件计算长度； b 为 PEC 柱截面宽度。(3) 把试验数据代入设计公式中，若其值（即上表中最后一列）大于 1，说明设计公式偏安全。

6.4.2 单向压弯构件稳定承载力计算不同规范计算方法不尽相同。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；《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS 159 参照《钢结构设计标准》GB 50017 的计算方法，但在弯矩项前乘以钢贡献率 δ ，并限制弯矩不大于正截面受弯承载力；《组合结构设计规范》JGJ 138 依循《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，考虑偏心距增大系数，联合求解截面压弯承载力。图 5 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.）。

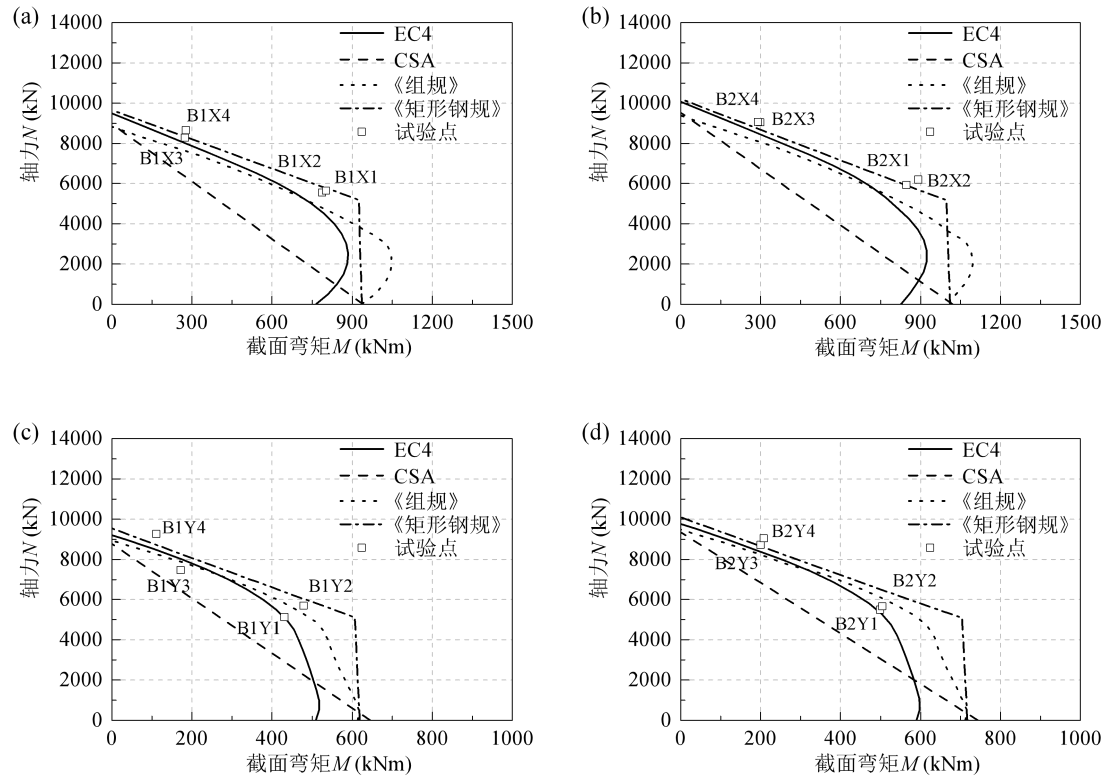


图 5 (a) 强轴压弯，(b) 强轴压弯，(c) 弱轴压弯，(d) 弱轴压弯

基于《钢结构设计标准》GB 50017 的计算方法，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

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，计算值与试验数据比较可知计算结果偏于安全。

单向压弯稳定试验值和理论值对比（绕强轴）

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/B)	相对长细 比	$N/\varphi N_u$	$\beta M/(Mu(1-N/N_{cr}))$	前二者总和
Oh, 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, 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, 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, 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
总平均值		1.483	总标准差		6.407%	

单向压弯稳定试验值和理论值对比（绕弱轴）

文献来源	试件编号	高宽比 (L_0/B)	相对长 细比	$N/\varphi N_u$	$\beta M/(Mu(1-N/N_{cr}))$	前二者总和
Bergmann, 2000	VL1	18.333	0.923	0.612	1.208	1.821
	VL2	18.333	1.000	0.552	1.053	1.605
Oh, 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, 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, 2011-2014	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	1.861	2.093
陈以一, 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	1.490
	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-n0.3-HR	8.75	0.762	0.450	0.836	1.285
	Y-250-n0.3	8.75	0.762	0.450	0.716	1.165
总平均值		1.531	总标准差		14.961%	

注：（1） N 、 M 为试验极限轴压力和极限弯矩； φ 、 N_{cr} 、 N_u 和 M_u 的含义及具体计算如公式所定义。（2） L_0 为试件计算长度； b 为 PEC 柱截面宽度。（3）把试验数据代入设计公式中，若其值（即上表中最后一列）大于 1，说明设计公式偏安全。

6.5 双向压弯构件承载力计算

6.5.1 双向压弯构件截面受弯承载力相关曲面为空间外凸曲面，见图 7a。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(6.5.1-1a)所示的空间斜平面和公式(6.5.1-1b)所示的垂直平面所组成，见图 7(b)。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。试验和理论对比可知计算公式偏安全。

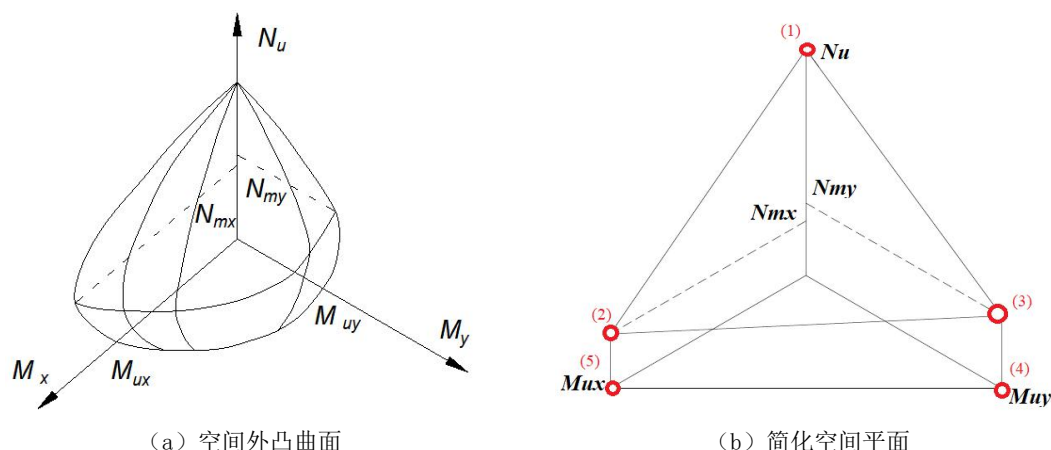


图 7 双向压弯构件截面受弯承载力 N - M_x - M_y 相关曲线

截面的双向受剪承载力计算同样可仅考虑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_d 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_d 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；加拿大规范规范为轴力及双向弯矩相关公式的线性组合。《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；《组合结构设计规范》JGJ 138 依循《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，用尼克勤公司得到截面压弯承载力。本条参照《钢结构设计标准》GB 50017，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 柱双向压弯的试验数据。

6.6 构造要求

6.6.1 保护层厚度涉及到混凝土结构的耐久性，故需要满足《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求。

6.6.2 纵向钢筋与主钢件腹板之间的净距可以比钢筋和钢筋之间的距离小，甚至为零。为零时需要考虑对粘结力计算的影响，本条是参考欧洲规范 EN1994-1-1: 2004 提出的。

6.6.3 ，考虑到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。

6.6.4 为保证连杆对混凝土的有效约束，减缓柱翼缘的局部屈曲，连杆与翼缘要求等强焊接。且保证连杆间距和截面积要求。本条参考了加拿大钢结构规范 CSA S16-09。

6.6.5 加拿大钢结构规范 CSA S16-09 要求连杆混凝土最小保护层厚度为 30mm，本规程根据实际工程情况，减小为 25mm，由于施工中易产生顺连杆高度方向的裂缝，因此施工中需要采取有效的措施。

6.6.7 考虑到钢连板和混凝土的粘结性能较弱，故混凝土保护层取 30mm。

7 节点设计

7.2 梁梁连接

7.2.1 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。

部分填充钢-混凝土组合梁段预制后的现场拼接构造处理较为复杂，增加较多工作量，宜尽可能避免。主钢件材料的拼接宜在工厂钢构件制作时完成，之后完成整个构件的混凝土浇筑工作。跨度特别大的梁受吊装能力限制必须在现场拼装时，应经专项研究后采取合适的构造。

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，应控制柱子现场拼接接头的总量。柱子需要拼接时，接头宜布置在等截面段内。

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7.3.1条设置的拼接接头，一般处于弯矩较小的范围内，因此计算连接强度时可按本条第2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，本条第1款对计算连接强度时的内力设计值规定适用于该种情况。

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。

部分填充钢-混凝土组合结构梁柱节点的构造型式与梁柱连接面位于柱子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，宜在柱子主钢件腹板上设置竖向板和面板，形成局部双H钢的方式。图7.4.1-1和图7.4.1-2中用单H钢作为主钢件的框架角柱表示这两者情况。当框架柱采用双H钢或鱼骨形截面作为主钢件时，则两正交方向的梁柱连接面都相对柱子主钢件的翼缘一侧。

节点构造处理涉及到梁的纵筋断点与锚固。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（b）），则梁内纵筋可通长布置，通过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（a）、图7.4.1-2）。

7.4.3 未布置纵筋的梁端部区间，梁截面承载力会略有降低。对铰接梁而言，无需因此而采取其他措施；对刚接梁，当纵筋对梁的抗弯承载力贡献较小时也无需采取其他措施，但若纵筋提供的抗弯承载力不能忽视时，可在梁端部区间考虑适当加强，如增厚该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。

当柱子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。其余情况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。

7.4.4 公式（7.4.4-1）系根据理论分析和试验检验得到的简化计算公式，考虑由柱子主钢件腹板的抗剪承载力和节点区混凝土的斜压承载力形成的节点区抗剪承载力，偏安全的略去了横向加劲类和主钢件翼缘的框架效应对抗剪承载力的贡献。其推导和试验检验可参考传光红等“部分包覆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（8.4.4-2）系根据类比方法，由（8.4.4-1）转化得到的公式。

8 抗震措施和抗震计算

8.1 一般规定

8.1.3 对于采用部分填充钢-混凝土组合构件的框架结构、框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构的抗震等级的规定与行业标准《组合结构设计规范》JGJ138-2016 第 4.3.8 条强制性条文相一致。框架-支撑结构抗震等级按国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 附录 G.1.2 条要求采用。

8.1.4 部分填充钢-混凝土组合结构抗震计算时的阻尼比取值按行业标准《组合结构设计规范》JGJ138-2016 第 4.3.6 条规定采用。

8.1.5 第 1、2 款采用国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010 第 6.1.4 条规定采用，第 3~6 款参照行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 3.4.10 条有关要求。

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

8.2 框架梁

8.2.1 本条规定与现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 5.2.2 条一致。

8.2.2 本条规定参考现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 5.5.2 条制订。

8.2.3 本条规定参考国家建筑构造设计图集《型钢混凝土组合结构构造》04SG523 第 3.5 条制订。

8.2.4 本条规定参考现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 5.5.5 条制订。

8.2.5 当主钢件翼缘宽厚比较大时，连杆是避免其早期失稳、保证构件塑性变形能力的重要措施，必须保证连杆必要的承载力特别是与主钢件翼缘的拉接焊缝承载力。公式（9.2.5-1）根据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）、翼缘板的面外支承力应达其板面内受力的 1/60、以及腹板可分担该面外支承力的 60%的条件设定的。该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。同时也规定了连杆的最小面积，以防止计算结果偏小。

连杆的拉结焊缝承载力可按其极限强度计算，故式（8.2.5-2）采用在（8.2.5-1）左端项乘以 0.7 倍系数的方式考虑焊缝所需承载力设计值，该系数大于焊缝极限强度与强度设计值的比值（0.38~0.41），具有必要的安全储备。

8.3 框架柱

8.3.1~8.3.8 主要内容根据现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138-2016 的有关要求制定。

8.4 框架梁柱节点和柱脚

8.4.1~8.4.6 主要内容根据现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138-2016、现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 和《钢结构设计标准》GB50017-2017 的有关要求制定。

9 制作安装和涂装

9.1 制作

9.1.3 断面较小的构件通常指翼缘宽度不大于 300mm 的构件。

9.1.6 部分填充钢-混凝土组合构件，系杆弯折部位焊缝宜圆滑过渡。

9.1.10 本条第 5 款，当部分填充钢-混凝土组合构件采用轻质混凝土时，构件脱模、起吊、翻转、出厂时，当设计无要求时，混凝土强度不应低于设计强度等级的 75%。

9.2 安装

9.2.1 由于 H 型钢骨架的存在，且柱-柱拼接、柱-梁节点与纯钢结构类似，因此部分填充钢-混凝土组合构件本质上类似钢构件，故其安装参考钢结构构件的安装方法。

9.2.3 部分填充钢-混凝土组合构件由于预制混凝土的存在，其重量大幅度提高，且预制混凝土在安装过程中存在开裂风险。

9.2.6 后浇带浇筑之前，可只考虑利用钢骨承重，验算时钢骨的竖向应力不宜大于 $0.4f_y$ 。