ICSXX.XXX.XX

PXX

中国钢结构协会标准

CSCS

T/CSCSxxx—202x

690 至 960 MPa 高强钢结构设计标准

(征求意见稿)

Standard for design of steel structures using 690～960 MPa high strength steels

202X-XX-XX 发布　　202X-XX-XX 实施

中国钢结构协会 发布

ICSXX.XXX.XX

PXX

中国钢结构协会标准

CSCS

T/CSCSxxx—202x

690 至 960 MPa 高强钢结构设计标准

（征求意见稿）

Design of steel structures using 690～960 MPa high strength steels

202X-XX-XX 发布　　202X-XX-XX 实施

中国钢结构协会 发布

前　言

根据中国钢结构协会《关于发布中国钢结构协会2023年第三批团体标准编制计划的通知》（中钢构协[2013]51号）的要求，标准编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国际标准和国外先进标准，并在广泛征求意见的基础上，编制了本标准。

本标准的主要技术内容是：1 总则；2 术语和符号；3 基本规定；4 材料；5 轴心受力构件；6 受弯构件；7 拉弯和压弯构件；8 连接和节点；9 钢管混凝土组合柱；10 焊接工艺。

本标准由中国钢结构协会负责管理，由香港理工大学和清华大学负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议，请寄送香港理工大学国家钢结构工程技术研究中心香港分中心（地址：香港九龙红磡香港理工大学第八期Z座106室，邮编：999077）。

本标准主编单位：香港理工大学
清华大学

本标准参编单位：中国建筑业协会
国家钢结构工程技术研究中心
香港特别行政区政府土木工程拓展署
广州大学
重庆大学
同济大学
华南理工大学
哈尔滨工业大学
北京工业大学
天津大学
西南石油大学
香港大学
中国建筑设计研究院
同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司
北京城建集团有限责任公司
华诚博远工程技术集团有限公司
福建省建筑设计研究院股份有限公司
凯德集团
中国宝武钢铁集团有限公司
首钢集团有限公司技术研究院
湘潭钢铁集团有限公司
河北津西钢铁集团股份有限公司
南京钢铁集团有限公司
上海振华重工（集团）股份有限公司

中建钢构股份有限公司
福建金强钢构集成工业有限公司
新加坡 TJJ 工程设计有限公司
香港有生集团有限公司
艾奕康工程顾问公司
建盛（亚洲）工程顾问有限公司
中国路桥工程有限责任公司
金门建筑有限公司
俊和发展集团有限公司
香港建筑金属结构协会

本标准主要起草人员：钟国辉　石永久　周福霖　王立军
何浩祥　班慧勇　方学诚　李开源
张爱林　王　湛　丁洁民　贺明玄
任庆英　党保卫　李林久　奚　铁
谢木才　马立芬　阚　军　夏林印
王玉银　侯志超　陆伟霖　陈振明
曾志攀　刘晓刚　杨　璐　王彦博
关景辉　黄港来　李质刚　周文浩
陈素文　陈德明　刘　锟　宗　亮
蒋　路　赵　欣　贾良玖　闫强军
罗俊杰　徐　菲　柯　珂　王宣鼎
陈　成　胡方鑫　熊明祥　王　隽
刘金铃　陈志发　殷庆昌　Y.H.NG
苏安第　胡亦非　余香林　朱梦飞
金　皓　杨晓峰

本标准主要审查人员：

目　次

前　言.....3
目　次.....5
1　总　则.....1
2　术语和符号.....2
2.1　术　语.....2
2.2　符　号.....2
3　基本规定.....6
3.1　设计原则.....6
3.2　抗震性能化设计.....7
3.3　截面分类.....7
4　材　料.....10
4.1　钢材牌号.....10
4.2　连接材料.....10
4.3　材料选用.....11
4.4　强度设计指标.....12
5　轴心受力构件.....15
5.1　轴心受力构件的强度.....15
5.2　轴心受压构件的稳定性.....16
6　受弯构件.....18
6.1　受弯构件的强度.....18
6.2　受弯构件的稳定性.....18
7　拉弯和压弯构件.....20
7.1　拉弯和压弯构件的强度.....20
7.2　压弯构件的稳定性.....20
8　连接和节点.....23
8.1　焊接连接.....23
8.2　高强度螺栓连接.....23
8.3　钢管连接节点.....25
9　钢-混凝土组合梁.....33
9.1　一般规定.....33
9.2　梁内力与弯矩分析.....34
9.3　组合截面的确定.....35
9.4　组合截面分类.....37
9.5　组合梁设计.....38
9.6　抗剪连接件设计.....45
10　钢-混凝土组合柱.....50
10.1　一般规定.....50
10.2　材料和构造要求.....51
10.3　组合柱设计方法.....52
11　焊接工艺.....63
11.1　一般要求.....63
11.2　焊接材料要求.....63
11.3　焊接方法.....63

11.4 焊前规定.....63
11.5 预热和道间温度控制.....64
11.6 焊后热处理.....64
11.7 焊接质量检验.....64
11.8 焊接工艺评定.....64
附录 A 轴心受压构件的稳定系数φ.....66
本标准用词说明.....72
引用标准名录.....73
条文说明.....75

Contents

1 GENERAL PROVISIONS 1
2 TERMS AND SYMBOLS 2
2.1 Terms 2
2.2 Symbols 2
3 GENERAL REQUIREMENTS 6
3.1 Design Principles 6
3.2 Performance-based Seismic Design 7
3.3 Classification of Cross-sections 7
4 MATERIALS 10
4.1 Structural Steel Designations 10
4.2 Materials of Connections and Fasteners 10
4.3 Selection of Materials 11
4.4 Design Strength and Parameters 12
5 AXIALLY LOADED MEMBERS 15
5.1 Strength Calculation of Cross-sections 15
5.2 Stability Calculation of Members under Axial Compression 16
6 FLEXURAL MEMBERS 18
6.1 Strength Calculation of Cross-sections 18
6.2 Flexural-torsional Stability of Flexural Members 18
7 MEMBERS UNDER COMBINED AXIAL LOAD AND BENDING 20
7.1 Strength Calculation of Cross-sections 20
7.2 Stability Calculation of Beam-columns 20
8 CONNECTIONS AND JOINTS 23
8.1 Welded Connections 23
8.2 High-strength Bolted Connections 23
8.3 Steel Tubular Joints 25
9 COMPOSITE STEEL AND CONCRETE BEAMS 33
9.1 General Requirements 33
9.2 Analysis of Beam Internal Force and Moment 34
9.3 Determination of Composite Section 35
9.4 Classification of Cross Sections 37
9.5 Design of Composite Beams 38
9.6 Design of Shear Connectors 45
10 COMPOSITE STEEL AND CONCRETE COLUMNS 50
10.1 General Requirements 50
10.2 Materials and Detailing Provisions 51
10.3 Design Methods of Composite Columns 52
11 WELDING PROCEDURES 63
11.1 General Requirements 63
11.2 Requirement of Welding Consumables 63
11.3 Welding Methods 63
11.4 Pre-welding Requirements 63
11.5 Preheat and Interpass Temperature 64

11.6 Heat Treatment after Welding 64
11.7 Inspection of Welding Quality 64
11.8 Welding Procedure Qualification 64
APPENDIX A STABILITY COEFFICIENTS φ OF MEMBERS UNDER AXIAL COMPRESSION 66
EXPLANATION OF WORDING IN THIS STANDARD 72
LIST OF QUOTED STANDARDS 73
ADDITION: EXPLANATION OF PROVISIONS 75

1 总　则

1.0.1　为了推动高强钢的工程应用，为高强钢结构设计提供依据，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量，制定本标准。

1.0.2　本标准适用于采用屈服强度 690 至 960 MPa 高强度结构钢材的工业与民用建筑及一般构筑物的钢结构设计。

1.0.3　高强度钢材钢结构的设计除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2　术语和符号

2.1　术　语

2.1.1　高强度结构钢 high strength structural steel

屈服强度不小于 690 MPa，且不大于 960 MPa 的高强度结构钢材。

2.1.2　高强度钢构件 high strength steel structural member

采用高强度结构钢材加工制作的结构构件。

2.1.3　高强度钢结构 high strength steel structure

采用高强度钢构件的钢结构。

2.1.4　抗震性能化设计 performance-based seismic design

基于结构承载力和延性的合理匹配来选定性能目标的抗震设计方法。

2.1.5　塑性耗能区 plastic energy dissipative zone

在大震（或罕遇地震）作用下，结构构件首先进入塑性变形状态并消耗能量的区域。

2.2　符　号

2.2.1　作用和作用效应

M——弯矩；

N——轴力；

P——高强度螺栓的预拉力；

V——剪力；

σ——正应力；

τ——剪应力。

2.2.2　计算指标

E——钢材的弹性模量；

f——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

f_{v}——钢材的抗剪强度设计值；

f_{ce}——钢材的端面承压强度设计值；

f_{y}——钢材的屈服强度；

f_{u}——钢材的抗拉强度最小值；

$f_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}}$、$f_{\mathrm{v}}^{\mathrm{b}}$、$f_{\mathrm{c}}^{\mathrm{b}}$——高强度螺栓的抗拉、抗剪和承压强度设计值；

$f_{\mathrm{t}}^{\mathrm{w}}$、$f_{\mathrm{c}}^{\mathrm{w}}$、$f_{\mathrm{v}}^{\mathrm{w}}$ ——对接焊缝的抗拉、抗压和抗剪强度设计值；

$f_{\mathrm{u}}^{\mathrm{f}}$——角焊缝的抗拉、抗压和抗剪强度；

$f_{\mathrm{u}}^{\mathrm{b}}$——高强度螺栓的抗拉强度最小值；

f^{b}——销轴的抗弯强度设计值；

G——钢材的剪切模量；

$M_{0\mathrm{x}}$、$M_{0\mathrm{y}}$——组合截面绕 x 轴、y 轴的塑性抗弯承载力；

M_{x}、M_{y}——绕 x 轴、y 轴的弯矩设计值；

$M_{\mathrm{x,Rd}}$、$M_{\mathrm{y,Rd}}$——绕 x 轴、y 轴的抗弯承载力；

$M_{\mathrm{u,x}}$、$M_{\mathrm{u,y}}$——绕 x 轴、y 轴的抗弯承载力设计值；

N_{Ex}、N_{Ey}——计算参数，$N_{\mathrm{Ex}}=\pi^2EA/\lambda_{\mathrm{x}}^2$，$N_{\mathrm{Ey}}=\pi^2EA/\lambda_{\mathrm{y}}^2$；

$N_{\mathrm{pl,Rk}}$——组合截面的受压承载力标准值；

$N_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}}$、$N_{\mathrm{v}}^{\mathrm{b}}$——一个高强度螺栓的受拉、受剪承载力设计值；

γ_{m}——钢材的抗力分项系数；

δ_{u}——钢材的伸长率；

ε_{k}——钢号修正系数，$\varepsilon_{\mathrm{k}}=\sqrt{235/f_{\mathrm{y}}}$；

ε_{y}——钢材的屈服应变；

ε_{u}——钢材的极限应变；

$\varepsilon_{\mathrm{st}}$——钢材的硬化应变。

2.2.3 几何参数

A——毛截面面积；

A_{e}——有效截面面积；

A_{n}——净截面面积；

b——翼缘板的外伸宽度；壁板的净宽度；角钢的宽度；

b_0——箱形截面壁板间的距离；

D——圆管的外径；

d——螺栓直径；销轴直径；

d_0——孔径；

e——偏心距；

h_{w}——腹板的高度；

h_{m}——上下翼缘中面间的距离；

h_0——腹板的计算高度；

h_c——腹板的受压区高度；

h_e——腹板的受压区有效高度；

h_f——角焊缝的焊脚尺寸；

I——毛截面惯性矩；

l——长度或跨度；

l_1——梁受压翼缘侧向支承间距离；螺栓受力方向的连接长度；

l_w——焊缝的计算长度；

S——毛截面面积矩；

t——板的厚度；

t_f——翼缘的厚度；

t_w——腹板的厚度；

W——截面模量；

W_e——弹性截面模量；

W_p——塑性截面模量；

w——角钢的平板宽度。

2.2.4 计算系数及其他

C_f——高强度钢管连接节点的材料系数；

n——高强度螺栓的数目；受弯构件整体稳定计算公式指数；

α——轴心受压构件板件宽厚比限值的放大系数；

α_0——截面应力分布系数；

β_m、β_t——压弯构件整体稳定的等效弯矩系数；

ε_k——钢号修正系数，其值为 235 与钢材牌号对应的名义屈服强度的比值的平方根；

λ——长细比；

$\bar{\lambda}$、λ_n——正则化长细比；

λ_x、λ_y——绕 x 轴、y 轴的长细比；

μ_d——抗弯承载力比；

ρ——轴心受压构件的有效截面系数；

ρ_s——配筋率；

φ——轴心受压构件的整体稳定系数；

φ_b——受弯构件的整体稳定系数。

φ_x、φ_y——绕 x 轴、y 轴的整体稳定系数；

3 基本规定

3.1 设计原则

3.1.1 690 至 960 MPa 高强钢结构的设计应符合现行国家标准《钢结构通用规范》GB 55006-2021、《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 规定的原则，并应符合现行国家标准《工程结构设计基本术语标准》GB/T 50083、《工程结构设计通用符号标准》GB/T 50132、《钢结构设计标准》GB 50017 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定。

3.1.2 结构上的作用应根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 确定，地震作用应根据现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 确定。

3.1.3 高强钢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；对结构中重要和关键传力部位的高强钢构件的安全等级宜提高。

3.1.4 高强钢宜应用于下列构件：

1 由强度控制截面的构件；

2 要求自重轻且承载力高的结构构件；

3 多层框架的框架柱。

3.1.5 非抗震设计时，结构或构件变形、构件的长细比应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。

3.1.6 抗震设计时，应按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定进行抗震验算，或按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 进行抗震性能化设计。

3.1.7 抗震设计时，应按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定进行抗震验算，构件的抗震等级、框架柱的长细比和截面板件宽厚比应按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的有关规定确定，并应符合相应的抗震措施。高强钢构件的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 取值：结构构件和连接的强度计算时应取 0.80，结构构件的稳定计算时应取 0.85；当仅计算竖向地震作用时，可取 1.0。

3.1.8 可按现行国家标准《建筑隔震设计标准》GB/T 51408 对高强钢结构进行

隔震设计。

3.1.9 高强钢结构抗震性能化设计应按本标准第 3.2 节执行。

3.1.10 高强钢结构体系中的塑性耗能区宜布置延性钢构件，可采用屈曲约束钢支撑、屈曲约束钢板墙、无屈曲波纹钢板墙等延性钢构件。延性钢构件在框架结构中的布置应符合 CECS 599 第 5.1.5 条的规定。

3.2 抗震性能化设计

3.2.1 690 至 960 MPa 高强钢可用于工业与民用建筑物、构筑物和桥梁等结构构件。在大震（或罕遇地震）下，可采取有效的隔震和减震措施，亦可采用有效的抗震性能化设计。

3.2.2 应用于抗震性能化设计的高强钢可用于塑性耗能区。在大震作用时，钢结构和钢-混凝土组合结构底层框架柱脚部位允许出现塑性发展。

3.2.3 结构构件的长细比应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定，截面板件宽厚比等级及限值应符合本标准 3.3.1 条的规定。

3.2.4 结构采用抗震性能化设计时，钢材应符合下列规定：

对于 Q690 钢，可采用整体弹性分析或弹塑性分析；对于 Q890 及 Q960 钢，只允许采用整体弹性分析，且均应符合以下条件：

1) 钢材的屈服强度与抗拉强度的比值不宜大于 0.95；

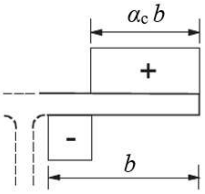
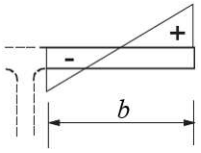
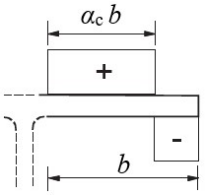
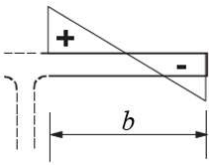
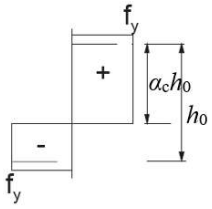
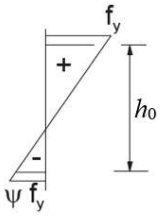
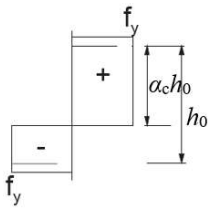
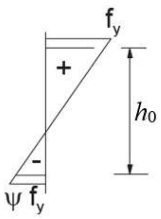
2) 钢材的断后伸长率不宜小于 12 %。

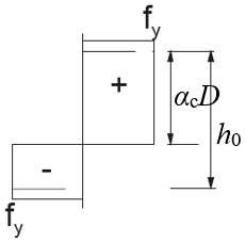
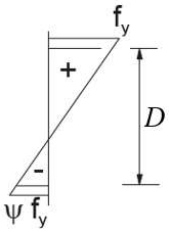
3.3 截面分类

3.3.1 进行受压、受弯和压弯构件计算时，690 至 960 MPa 高强钢截面板件宽厚比等级及限值应符合表 3.3.1 的规定。

表 3.3.1 受压、受弯及压弯构件的截面板件宽厚比等级及限值

构件	板件宽厚比		1 类	2 类	3 类
受压构件(柱)	H 形截面	翼缘 b/t	$9\varepsilon_k$	$10\varepsilon_k$	$14\varepsilon_k$
		腹板 h_0/t_w	$28\varepsilon_k$	$34\varepsilon_k$	$38\varepsilon_k$
	箱形截面	b_0/t	$28\varepsilon_k$	$34\varepsilon_k$	$38\varepsilon_k$
	圆管截面	径厚比 D/t	$50\varepsilon_k^2$	$70\varepsilon_k^2$	$90\varepsilon_k^2$
受弯构件	工字形截	翼缘 b/t	$9\varepsilon_k$	$10\varepsilon_k$	$14\varepsilon_k$

(梁)	面	腹板 h_0/t_w	$72\varepsilon_k$	$83\varepsilon_k$	$121\varepsilon_k$
	箱形截面	b_0/t	$72\varepsilon_k$	$83\varepsilon_k$	$121\varepsilon_k$
	圆管截面	径厚比 D/t	$50\varepsilon_k^2$	$70\varepsilon_k^2$	$140\varepsilon_k^2$
压弯构件(框架柱)	H 形截面	翼缘 b/t			
			$9\varepsilon_k/\alpha_c$	$10\varepsilon_k/\alpha_c$	$21\varepsilon_k\sqrt{k_\sigma}$
					
			$9\varepsilon_k/(\alpha_c\sqrt{\alpha_c})$	$10\varepsilon_k/(\alpha_c\sqrt{\alpha_c})$	$21\varepsilon_k\sqrt{k_\sigma}$
		腹板 h_0/t_w			
			当$\alpha_c > 0.5$ 时，$h_0/t_w \le 126\varepsilon_k/(5.5\alpha_c - 1)$；当$\alpha_c \le 0.5$ 时，$h_0/t_w \le 36\varepsilon_k/\alpha_c$	当$\alpha_c > 0.5$ 时，$h_0/t_w \le 188\varepsilon_k/(6.53\alpha_c - 1)$；当$\alpha_c \le 0.5$ 时，$h_0/t_w \le 41.5\varepsilon_k/\alpha_c$	当$\psi > -1$ 时，$h_0/t_w \le 38\varepsilon_k/(0.608 + 0.343\psi + 0.049\psi^2)$；当$\psi \le -1$ 时，$h_0/t_w \le 60.5\varepsilon_k(1-\psi)$
	箱形截面	b_0/t			
			当$\alpha_c > 0.5$ 时，$h_0/t_w \le 126\varepsilon_k/(5.5\alpha_c - 1)$；当$\alpha_c \le 0.5$ 时，	当$\alpha_c > 0.5$ 时，$h_0/t_w \le 188\varepsilon_k/(6.53\alpha_c - 1)$；当$\alpha_c \le 0.5$ 时，	当$\psi > -1$ 时，$h_0/t_w \le 38\varepsilon_k/(0.608 + 0.343\psi + 0.049\psi^2)$；

			$h_0/t_w \le 36\varepsilon_k/\alpha_c$	$h_0/t_w \le 41.5\varepsilon_k/\alpha_c$	当$\psi \le -1$时，$h_0/t_w \le 60.5\varepsilon_k(1-\psi)$
	圆管截面	径厚比 D/t			
			$50\varepsilon_k^2$	$70\varepsilon_k^2$	$2520\varepsilon_k^2/(5\psi+23)$

3.3.2　根据板件宽厚比，对 690 至 960 MPa 高强钢构件的截面划分为 3 个等级，如图 3.3.2 所示。用于计算受弯承载力的截面模量W的取值取决于截面形式，对于工形截面、H 形截面和箱形截面，W的取值如表 3.3.2 所示。

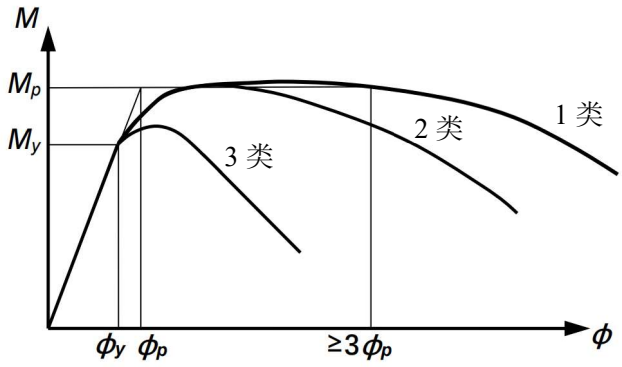


图 3.3.2　截面分类及其转动能力

表 3.3.2　截面类型和截面模量取值

截面形式	绕 x/y 轴	1 类和 2 类	3 类
		W_p	W_e
H 形/工字形	x-x	塑性	弹性
	y-y	塑性	弹性
箱形	x-x	塑性	弹性
	y-y	塑性	弹性
圆钢管	任意轴	塑性	弹性

4 材　料

4.1 钢材牌号

4.1.1 高强度钢构件采用 Q690 钢、Q890 钢、Q960 钢时，其质量应分别符合现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的规定。

高强度钢构件采用 Q690GJ 钢时，其质量应符合现行国家标准《建筑结构用钢板》GB/T 19879 的规定。

高强度钢构件采用 Q690q 钢时，其质量应符合现行国家标准《桥梁用结构钢》GB/T 714 的规定。

4.1.2 当焊接承重结构为防止钢材的层状撕裂而采用 Z 向钢时，Z 向钢的材质应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 的有关规定。

4.1.3 处于外露环境，且对耐腐蚀有特殊要求或处于侵蚀性介质环境中的钢结构，宜采用对应强度等级的耐候钢。

4.1.4 当采用本标准未列出的其他牌号钢材或国外钢材时，除应符合相关标准和设计文件的规定外，生产厂还应进行生产过程质量控制认证，提交质量证明文件，并应进行专门的验证试验和统计分析，确定设计强度及质量等级。

4.2 连接材料

4.2.1 对于高强度钢材，所选用焊接材料的强度可以低于母材，以保证焊接接头的延性。

4.2.2 高强度钢结构用焊接材料应符合下列规定：

1 手工焊接用焊条，应符合现行国家标准《热强钢焊条》GB/T 5118 的规定，焊条型号应与主体钢材力学性能相适应；

2 自动焊或半自动焊用焊丝应符合现行国家标准《熔化焊用钢丝》GB/T 14957、《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110、《高强钢药芯焊丝》GB/T 36233 的规定；

3 埋弧焊用焊丝和焊剂应符合现行国家标准《埋弧焊用热强钢实心焊丝、药芯焊丝和焊丝-焊剂组合分类要求》GB/T 12470、《埋弧焊用高强钢实心焊丝、药芯焊丝和焊丝-焊剂组合分类要求》GB/T 36034 的规定。

4.2.3 高强度钢结构用紧固件材料应符合下列规定：

1 宜采用 10.9 级及 12.9 级高强度螺栓。高强度螺栓性能和质量应符合现行国家标准《紧固件机械性能 — 螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1 的有关规定；

2 宜采用大六角高强度螺栓或扭剪型高强度螺栓。大六角高强度螺栓的质量应符合现行国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓连接副》GB/T 1231 的规定。扭剪型高强度螺栓的质量应符合现行国家标准《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632 的规定。

4.3 材料选用

4.3.1 设计时，应综合考虑结构的重要性、荷载特征、应力状态、板件厚度和工作环境、加工条件以及钢材性价比等要素，合理地选用钢材牌号、质量等级、性能指标和技术要求，并明确交货状态；钢材质量等级的选取应满足钢材在结构工作温度下具有冲击韧性合格保证的要求。

4.3.2 高强度钢材的选用应符合下列规定：

1 选用的高强钢应具有屈服强度、断后伸长率、抗拉强度和硫、磷含量的合格保证，焊接结构采用的高强钢尚应具有碳当量的合格保证；

2 焊接结构以及重要的非焊接结构选用的高强钢应具有冷弯试验的合格保证；

3 直接承受动力荷载、重要的受拉或受弯焊接结构或需验算疲劳的构件选用的高强钢应具有冲击韧性的合格保证。

4.3.3 焊缝连接材料应符合下列规定：

1 焊接材料的型号和性能可与母材的性能等强或欠强匹配，其熔覆金属的力学性能应符合设计规定，除强度指标外，其余指标均不应低于相应母材标准的下限值；

2 当所采用的焊接材料强度低于母材而造成欠强匹配时，应对焊缝进行受力验算；

3 当被焊母材有冲击韧性要求规定时，熔覆金属的冲击韧性不应低于设计规定或对母材的要求；

4 对直接承受动力荷载或振动荷载且需要验算疲劳的结构，或低温环境下工作的厚板结构，宜采用低氢型焊条或低氢焊接方法。

4.4 强度设计指标

4.4.1 高强度钢材的设计用强度指标，应根据钢材牌号、厚度或直径按表 4.4.1a ($\gamma_{\mathrm{m}}=1.1$) 或表 4.4.1b ($\gamma_{\mathrm{m}}=1.0$) 采用。若采用表 4.4.1b 中的强度设计指标，应要求钢材厂家进行认证并保证指标全合格，同时要求厚度正公差，即 C 类偏差。

表 4.4.1a 高强度 690 至 960 MPa 钢材的强度设计指标（N/mm^2）

牌号	厚度t或直径d (mm)	抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_{v}	端面承压（刨平顶紧） f_{ce}	钢材名义屈服强度 f_{y}	抗拉强度最小值 f_{u}	γ_{m}
Q690	$t\leq 40$	630	360	655	690	770	1.1
	$40<t\leq 80$	575	330	605	630	710	1.1
Q890	$t\leq 50$	810	465	800	890	940	1.1
	$50<t\leq 125$	755	435	750	830	880	1.1
Q960	$t\leq 50$	875	505	835	960	980	1.1
	$50<t\leq 125$	775	445	765	850	900	1.1

注：表中直径指实芯棒材，厚度系指计算点的钢材或钢管壁厚度，对轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度。

表 4.4.1b 高强度 690 至 960 MPa 钢材的强度设计指标（N/mm^2）

牌号	厚度t或直径d (mm)	抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_{v}	断面承压（刨平顶紧） f_{ce}	钢材名义屈服强度 f_{y}	抗拉强度最小值 f_{u}	γ_{m}
Q690	$t\leq 40$	690	395	655	690	770	1.0
	$40<t\leq 80$	630	365	605	630	710	1.0
Q890	$t\leq 50$	890	515	800	890	940	1.0
	$50<t\leq 125$	830	480	750	830	880	1.0
Q960	$t\leq 50$	960	555	835	960	980	1.0
	$50<t\leq 125$	940	540	765	850	900	1.0

4.4.2 焊缝的强度设计指标应按表 4.4.2 采用，并应符合下列规定：

1 焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定，其检验方法应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定，其中厚度小于 6 mm 钢材的对接焊缝，不应采用超声波探伤确定焊缝质量

等级；

2 对接焊缝在受压区的抗弯强度设计值取f_c^w，在受拉区的抗弯强度设计值取f_t^w；

3 计算下列情况的连接时，焊缝强度设计值应乘以相应的折减系数；几种情况同时存在时，其折减系数应连乘：

1）施工条件较差的高空安装焊缝应乘以折减系数 0.90；

2）进行单面施焊对接焊缝的连接计算应考虑清根程序和垫板的使用而采用 1.0 至 0.85 不等的折减系数。

表 4.4.2　焊缝的强度设计指标（N/mm²）

焊接方法和焊条型号	牌号	厚度或直径(mm)	对接焊缝			角焊缝
			抗压f_c^w	焊缝质量为下列等级时，抗拉f_t^w	抗剪f_v^w	抗拉、抗压和抗剪强度f_u^f
				一级和二级		
自动焊、半自动焊和 E76 型手工焊	Q690	$t \le 40$	690	690	400	310 (E76)
		$40 < t \le 80$	630	630	365	
自动焊、半自动焊和 E83 型手工焊	Q690 Q890	$t \le 40$	690	690	400	340 (E83)
		$40 < t \le 80$	630	630	365	
自动焊、半自动焊和 E83 型手工焊	Q890 Q960	$t \le 50$	890	890	515	340 (E83)
		$50 < t \le 125$	830	830	480	

注：表中厚度系指计算点的钢材厚度，对于轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度。

4.4.3　高强度螺栓承压型连接的强度设计指标按表 4.4.3-1 采用，高强度螺栓摩擦型连接的高强钢接触面抗滑移系数应按表 4.4.3-2 采用，单个高强度螺栓的预拉力设计值应按表 4.4.3-3 采用。

表 4.4.3-1　高强度螺栓承压型连接的强度设计指标（N/mm²）

螺栓的性能等级和构件钢材的牌号			抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	高强度螺栓的抗拉强度最小值 f_u^b
高强度螺栓连接副	8.8 级		400	250	1000	830
	10.9 级		500	310	1000	1040
	12.9 级		585	365	1000	1220
连接处构件钢材牌号	Q690	$t \le 40$	—	—	1000	1120
		40< t ≤ 63	—	—	1000	1095
		63< t ≤ 80	—	—	1000	1065
	Q890	$t \le 50$	—	—	1000	1370
		50< t ≤ 100		—	1000	1280
	Q960	$t \le 50$	—	—	1000	1370
		50< t ≤ 100	—	—	1000	1280

表 4.4.3-2　高强钢接触面抗滑移系数

连接处板件接触面的处理方法	抗滑移系数
抛丸 (喷砂)	0.40
喷硬质石英砂或铸钢棱角砂	0.45
热喷涂锌、铝及其合金	0.50
喷砂除锈后电弧喷铝	0.60

注：1. 除锈级别应达到现行国家标准《涂覆涂料前钢材表面处理 —— 表面清洁度的目视评定 —— 第 1 部分：未涂覆过的钢材表面和全面清除原有涂层后的钢材表面的锈蚀等级和处理等级》GB/T 8923.1 规定的 Sa3 级别；

2. 采用其他类型的接触面处理工艺，应有可靠试验结果确定抗滑移系数。

表 4.4.3-3　单个高强度螺栓的预拉力设计值（kN）

螺栓的性能等级	螺栓规格								
	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M36	M39	M42
8.8 级	80	125	150	175	230	280	400	480	550
10.9 级	100	155	190	225	290	355	500	600	685
12.9 级	115	180	225	260	340	415	600	715	820

5　轴心受力构件

5.1　轴心受力构件的强度

5.1.1　计算轴心受拉构件时，当端部连接及中部拼接处组成截面的各板件都有连接件直接传力时，应符合下列规定：

1　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：

毛截面屈服：

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq f \tag{5.1.1-1}$$

净截面断裂：

$$\sigma = \frac{N}{A_{\mathrm{n}}} \leq 0.7 f_{\mathrm{u}} \tag{5.1.1-2}$$

式中：N——所计算截面的拉力设计值（N）；

f——钢材抗拉强度设计值（N/mm^2）；

A——构件的毛截面面积（mm^2）；

A_{n}——构件的净截面面积，当构件多个截面有孔时，取最不利的截面（mm^2）；

f_{u}——钢材抗拉强度最小值（N/mm^2），按表 4.4.1a 或表 4.4.1b 取值。

2　采用高强螺栓摩擦型连接的构件，其截面强度计算应符合下列规定：

1）当构件为沿全长都有排列较密螺栓的组合构件时，其截面强度应按下式计算：

$$\sigma = \frac{N}{A_{\mathrm{n}}} \leq f \tag{5.1.1-3}$$

2）除 1）规定的情形外，其毛截面强度计算应采用式（5.1.1-1），净截面强度应按下式计算：

$$\sigma = \left(1 - 0.5\frac{n_1}{n}\right)\frac{N}{A_{\mathrm{n}}} \leq 0.7 f_{\mathrm{u}} \tag{5.1.1-4}$$

式中：n——在节点或拼接处，构件一端连接的高强度螺栓数目；

n_1——所计算截面（最外列螺栓处）上高强度螺栓数目。

5.1.2　桁架或塔架的单角钢腹杆，当以一个肢连接于节点板时，除弦杆亦为单角钢且位于节点板同侧的情况外，可按轴心受力构件采用式（5.1.1-1）和（5.1.1-

2）计算受拉构件的截面强度，但计算时对拉力乘以放大系数 1.15。

5.1.3 计算轴心受压构件时，当端部连接及中部拼接处组成截面的各板件都有连接件直接传力时，截面强度应按式（5.1.1-1）计算。

5.2 轴心受压构件的稳定性

5.2.1 除板件宽厚比超过 3.3.1 条规定的实腹式构件外，轴心受压构件的稳定性应按下式计算：

$$\frac{N}{\varphi N_{\mathrm{Rd}}} \leq 1.0 \qquad (5.2.1)$$

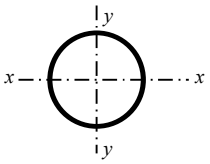
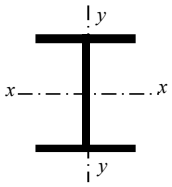
式中：φ——轴心受压构件的稳定系数（取截面两主轴稳定系数中的较小者），根据构件的长细比（或换算长细比）、钢材屈服强度和表 5.2.1-1、表 5.2.1-2 的截面分类，按附录 A 采用；

N_{Rd}——截面轴心受压承载力，且 $N_{\mathrm{Rd}} = Af$；

f——钢材抗压强度设计值。

5.2.2 轴心受压构件的稳定系数 φ 应根据构件的长细比（或换算长细比）、钢材屈服强度和表 5.2.2-1、表 5.2.2-2 的截面分类，按附录 A 采用。

表 5.2.2-1 轴心受压构件的截面分类（板厚 t < 40 mm）

截面形式	对 x 轴	对 y 轴
 焊接圆钢管	a*类	a*类
 焊接工字形截面	a*类	a*类

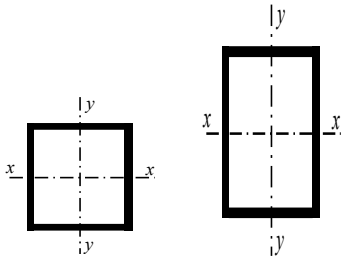
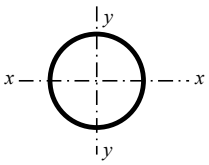
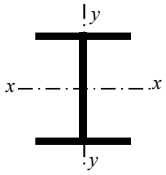
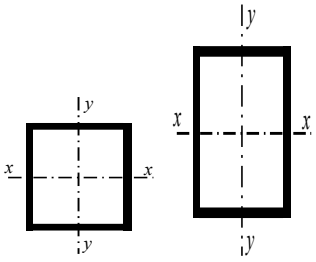
 焊接箱形截面	a*类	a*类

表 5.2.2-2　轴心受压构件的截面分类（板厚 t≥40 mm）

截面形式		对 x 轴	对 y 轴
 焊接圆钢管		a 类	a 类
 焊接工字形截面	翼缘为焰切边	a 类	a 类
	翼缘为轧制或剪切边	b 类	c 类
 焊接箱形截面	板件宽厚比>20	a 类	a 类
	板件宽厚比≤20	b 类	b 类

5.2.3　轴心受压构件应按下式计算剪力设计值，并假定沿构件全长不变；对格构式轴心受压构件，剪力V应由承受该剪力的缀材面（包括用整体板连接的面）分担。

$$V = \frac{A\ f}{85\ \varepsilon_{\mathrm{k}}} \tag{5.2.3}$$

6　受弯构件

6.1　受弯构件的强度

6.1.1　在主平面内受弯的实腹构件，其受弯强度应按下式计算：

$$\frac{M_{\mathrm{x}}}{M_{\mathrm{x,Rd}}}+\frac{M_{\mathrm{y}}}{M_{\mathrm{y,Rd}}}\leq 1.0 \qquad (6.1.1)$$

式中：M_{x}、M_{y} —— 同一截面处绕 x 轴和 y 轴的弯矩设计值（N·mm）；

$M_{\mathrm{x,\,Rd}}$、$M_{\mathrm{y,\,Rd}}$ —— 同一截面处绕 x 轴和 y 轴的抗弯承载力（N·mm），且

$M_{\mathrm{x,\,Rd}}=W_{\mathrm{x}}f$，$M_{\mathrm{y,\,Rd}}=W_{\mathrm{y}}f$；

W_{x}、W_{y} —— 对 x 轴和 y 轴的截面模量（mm^3），按表 3.3.2 取值；当截面类型为 1 类或 2 类截面时，W_{x} 及 W_{y} 取塑性截面模量 W_{p}；当截面类型为 3 类截面时，W_{x} 及 W_{y} 取弹性截面模量 W_{e}；

f —— 钢材的抗弯强度设计值（$\mathrm{N/mm}^2$）。

6.1.2　在主平面内受弯的实腹构件，其受剪强度应按下式计算：

$$\tau=\frac{VS}{It_{\mathrm{w}}}\leq f_{\mathrm{v}} \qquad (6.1.2)$$

式中：V ——计算截面沿腹板平面作用的剪力设计值（N）；

S——计算剪应力处以上（或以下）毛截面对中和轴的面积矩（mm^3）；

I——构件的毛截面惯性矩（mm^4）；

t_{w}——构件的腹板厚度（mm）；

f_{v}——钢材的抗剪强度设计值（$\mathrm{N/mm}^2$）。

6.2　受弯构件的稳定性

6.2.1　在最大刚度主平面内受弯的构件，当梁腹板满足局部稳定性要求时，其整体稳定性应按下式计算：

$$\frac{M_{\mathrm{x}}}{\varphi_{\mathrm{b}}M_{\mathrm{x,Rd}}}\leq 1.0 \qquad (6.2.1)$$

式中：M_{x} —— 绕强轴作用的最大弯矩设计值（N·mm）；

$M_{x,Rd}$ —— 绕 x 轴的抗弯承载力（N·mm），见 6.1.1 节；

φ_b —— 梁的整体稳定性系数，按现行国家标准 GB 50017 附录 C 取值。

6.2.2 当箱形截面简支梁截面尺寸（图 6.2.2）同时满足$h/b_0 \leq 6$和$l_1/b_0 \leq 95\varepsilon_k^2$时，可不计算整体稳定性。

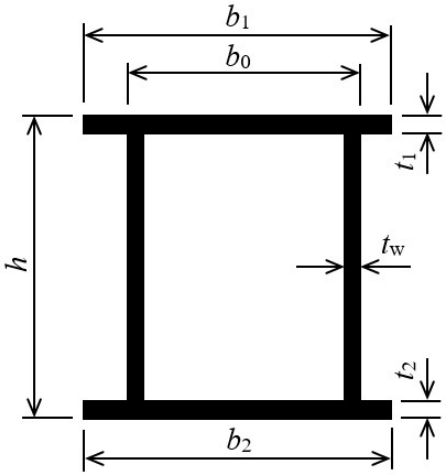


图 6.2.2 箱形截面

7　拉弯和压弯构件

7.1　拉弯和压弯构件的强度

7.1.1　弯矩作用在两个主平面内的拉弯构件和压弯构件，其截面强度应符合下列规定：

1 弯矩作用在两个主平面内的圆形截面拉弯构件和压弯构件，其截面强度应按下式计算：

$$\frac{N}{N_{\mathrm{Rd}}}+\frac{\sqrt{M_{\mathrm{x}}^{2}+M_{\mathrm{y}}^{2}}}{M_{\mathrm{x,Rd}}}\leq 1.0 \tag{7.1.1-1}$$

2 除圆管截面外，弯矩作用在两个主平面内的拉弯构件和压弯构件，其截面强度应按下式计算：

$$\frac{N}{N_{\mathrm{Rd}}}\pm\frac{M_{\mathrm{x}}}{M_{\mathrm{x,Rd}}}\pm\frac{M_{\mathrm{y}}}{M_{\mathrm{y,Rd}}}\leq 1.0 \tag{7.1.1-2}$$

式中：N——同一截面处轴心压力设计值（N）；

N_{Rd}——同一截面轴心承载力（N），且 $N_{\mathrm{Rd}}=Af$；

M_{x}、M_{y}——分别为同一截面处对 x 轴和 y 轴的弯矩设计值（N·mm）；

$M_{\mathrm{x,\,Rd}}$、$M_{\mathrm{y,\,Rd}}$——同一截面处绕 x 轴和 y 轴的抗弯承载力（N·mm），见 6.1.1 节。

7.2　压弯构件的稳定性

7.2.1　弯矩作用在对称轴平面内的实腹式高强钢压弯构件，x 轴为对称轴，其弯矩作用平面内的稳定性应符合下列规定：

弯矩作用平面内的稳定性应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\varphi_{\mathrm{x}}N_{\mathrm{Rd}}}+\frac{\beta_{\mathrm{mx}}M_{\mathrm{x}}}{M_{\mathrm{x,Rd}}\left(1-0.8\dfrac{N}{N_{\mathrm{Ex}}}\right)}\leq 1.0 \tag{7.2.1-1}$$

$$N_{\mathrm{Ex}}=\frac{\pi^{2}EA}{\lambda_{\mathrm{x}}^{2}} \tag{7.2.1-2}$$

式中：N——所计算构件范围内轴心压力设计值（N）；

N_{Rd}——截面轴心承载力（N），见 7.1.1 节；

φ_{x}——弯矩作用平面内轴心受压构件稳定系数；

M_x——所计算构件段范围内的最大弯矩设计值（N·mm）；

$M_{x,Rd}$——截面绕 x 轴的抗弯承载力（N·mm），见 6.1.1 节；

N_{Ex}——参数，按式（7.1.2-2）计算（mm）；

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

λ_x——截面绕 x 轴的长细比。

7.2.2 弯矩作用在对称轴平面内的实腹式压弯构件，其弯矩作用平面外的稳定性应按下式计算：

$$\frac{N}{\varphi_y N_{Rd}}+\eta\frac{\beta_{tx}M_x}{\varphi_b M_{x,Rd}}\leq 1.0 \qquad (7.2.2)$$

式中：φ_y——弯矩作用平面外轴心受压构件稳定系数；

φ_b——均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数，按 GB 50017 附录 C 计算；

M_x——所计算构件段范围内的最大弯矩设计值（N·mm）；

$M_{x,Rd}$——截面绕 x 轴的抗弯承载力（N·mm），见 6.1.1 节；

η——截面影响系数，闭口截面$\eta=0.7$，其他截面$\eta=1.0$；

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

7.2.3 弯矩作用在两个主平面内的双轴对称实腹式高强钢工字形（含 H 形）和箱形（闭口）截面的压弯构件，其稳定性应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\varphi_x N_{Rd}}+\frac{\beta_{mx}M_x}{M_{x,Rd}\left(1-0.8\frac{N}{N_{Ex}}\right)}+\eta\frac{\beta_{ty}M_y}{\varphi_{by}M_{y,Rd}}\leq 1.0 \qquad (7.2.3\text{-}1)$$

$$\frac{N}{\varphi_y N_{Rd}}+\eta\frac{\beta_{tx}M_x}{\varphi_{bx}M_{x,Rd}}+\frac{\beta_{my}M_y}{M_{y,Rd}\left(1-0.8\frac{N}{N_{Ey}}\right)}\leq 1.0 \qquad (7.2.3\text{-}2)$$

式中：φ_x、φ_y——绕强轴 x-x 和弱轴 y-y 的轴心受压构件整体稳定系数；

φ_{bx}、φ_{by}——考虑弯矩变化和荷载位置影响的均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数；应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定；对于闭合截面，取 $\varphi_{bx}=\varphi_{by}=1.0$；

M_x、M_y——所计算构件段范围内对强轴和弱轴的最大弯矩设计值

（N·mm）；

$M_{x,\,Rd}$、$M_{y,\,Rd}$——截面绕 x 轴和 y 轴的抗弯承载力（N·mm），见 6.1.1 节；

N_{Ex}、N_{Ey}——参数，$N_{Ex}=\pi^2EA/\lambda_x^2$，$N_{Ey}=\pi^2EA/\lambda_y^2$；

W_x、W_y——对 x 轴和 y 轴的截面模量（mm^3），按表 3.3.2 取值；

β_{mx}、β_{my}——等效弯矩系数，应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定取值；

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

8 连接和节点

8.1 焊接连接

8.1.1 高强钢采用焊缝连接时，焊缝的坡口形式和焊缝连接的构造要求应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《钢结构焊接规范》GB 50661 中的相关规定。

8.1.2 Q690、Q890 级钢材焊接时，宜采用匹配的焊接材料；Q960 钢材焊接时，可采用低一级别焊接材料；不同牌号的结构钢材焊接时，可采用与屈服强度较低的母材相匹配的焊接材料。

8.1.3 焊缝强度计算应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定进行，角焊缝的强度设计值参见表 4.4.2。

8.1.4 强度等级在 Q690 及以上的钢材，搭接接头中侧面角焊缝的计算长度不应超过$150h_{\mathrm{f}}$；其中h_{f}为焊缝的焊脚尺寸。

8.2 高强度螺栓连接

8.2.1 高强度螺栓连接的构造要求应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定，并符合下列规定：

1 高强度螺栓摩擦型连接在非抗震设计时宜采用标准孔，不宜采用标准大圆孔或槽孔，抗震设计时应采用标准孔或开孔方向与受力方向垂直的槽孔；高强度螺栓承压型连接应采用标准孔，螺栓排布和构造要求应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定；

2 不同厚度钢板和构件拼接时，宜采用单层填板调整。

8.2.2 高强度螺栓摩擦型连接应按下列规定计算：

1 高强度螺栓摩擦型连接板件接触面的处理方法应在施工图中说明，抗滑移系数应按表 4.4.3-2 采用；

2 在受剪连接中，每个高强度螺栓的承载力设计值按下式计算：

$$N_{\mathrm{v}}^{\mathrm{b}} = 0.9kn_{\mathrm{f}}\mu P \qquad (8.2.2\text{-}1)$$

式中：$N_{\mathrm{v}}^{\mathrm{b}}$——一个高强度螺栓的受剪承载力设计值（N）；

k——孔型系数，标准孔取 1.0；大圆孔取 0.85；内力与槽孔长向垂直时取 0.7；内力与槽孔长向平行取 0.6；

n_f——传力摩擦面数目；

μ——摩擦面的抗滑移系数，按表 4.4.3-2 取值；

P——一个高强度螺栓的预拉力设计值（N），按表 4.4.3-3 取值。

3 在螺栓杆轴方向受拉的连接中，每个高强度螺栓的承载力应按下式计算：

$$N_t^b = 0.8P \tag{8.2.2-2}$$

4 当高强度螺栓摩擦型连接同时承受摩擦面间的剪力和螺栓杆轴方向的外拉力时，承载力应符合下式要求：

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1.0 \tag{8.2.2-3}$$

式中：N_v、N_t —— 分别为某个高强度螺栓所承受的剪力和拉力（N）；

N_v^b、N_t^b —— 一个高强度螺栓的受剪、受拉承载力设计值（N）。

5 高强度螺栓摩擦型连接抗剪承载力设计值不应大于对应的承压型连接承载力设计值。

8.2.3 高强度螺栓承压型连接应按下列规定计算：

1 承压型连接的高强度螺栓预拉力P的施拧工艺和设计值取值应与摩擦型连接高强度螺栓相同；

2 承压型连接中每个高强度螺栓的受剪承载力设计值，其计算方法与普通螺栓相同，但当计算剪切面在螺纹处时，其受剪承载力设计值应按螺纹处的有效截面积进行计算；

3 在杆轴受拉的连接中，每个高强度螺栓的受拉承载力设计值的计算方法与普通螺栓相同；

4 同时承受剪力和杆轴方向拉力的承压型连接，承载力应符合下列公式的要求：

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1.0 \tag{8.2.3-1}$$

$$N_v \leq \frac{N_c^b}{1.2} \tag{8.2.3-2}$$

式中：N_v、N_t——分别为某个高强度螺栓所承受的剪力和拉力（N）；

N_v^b、N_t^b、N_c^b——一个高强度螺栓按普通螺栓计算时的受剪、受拉和承压承载力设计值（N）。

8.3 钢管连接节点

8.3.1 高强度钢管连接节点的构造要求应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。

8.3.2 高强度钢管连接节点的强度设计值在计算式需要考虑不同的强度等级的钢材，强度设计值需要乘以材料系数 C_{f} ，材料系数 C_{f} 的取值参考表 8.3.1.

表 8.3.1 高强度钢管连接节点的材料系数

Q690	$C_{\mathrm{f}}=0.90$
Q890	$C_{\mathrm{f}}=0.83$
Q960	$C_{\mathrm{f}}=0.80$

8.3.3 钢管焊接节点的几何参数

在计算时钢管焊接节点的几何参数如图 8.3.3 所示。

下标 i 表示钢管节点的主管或支管，$\mathrm{i}=0$表示主管，$\mathrm{i}=1,2$ 或 3 表示支管。

钢管焊接节点的无量纲几何参数分别为：

支管与主管的宽度比，β 对 T 形、Y 形或 X 形节点：

d_1/d_0；b_1/d_0；d_1/b_0；b_1/b_0

对带间隙的 K 形或 N 形节点：

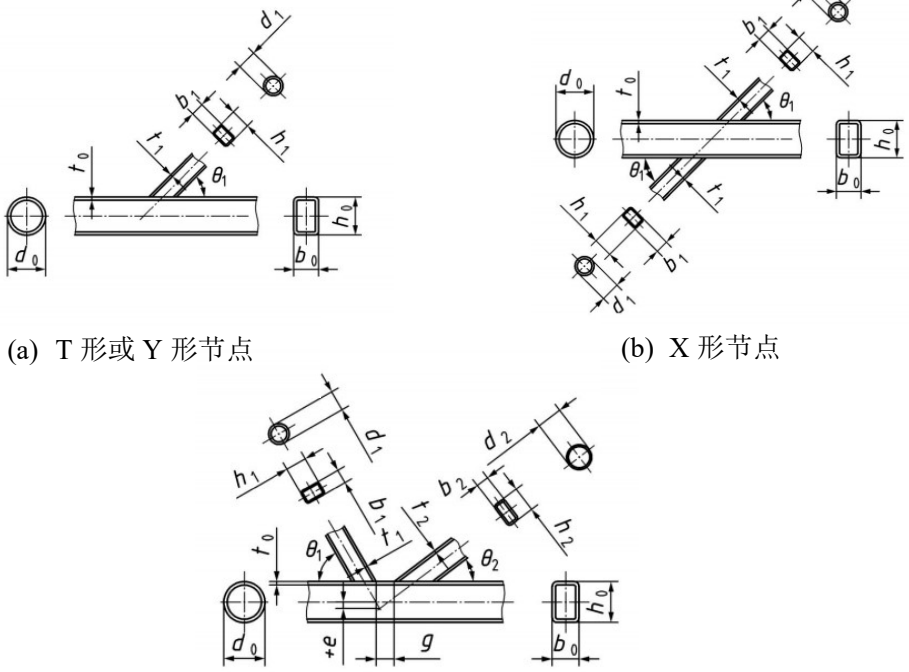
$(d_1+d_2)/(2d_0)$；

$(d_1+d_2)/(2b_0)$；

$(b_1+b_2+h_1+h_2)/(4b_0)$

主管长细比，γ $d_0/(2t_0)$；$b_0/(2t_0)$ 或 $b_0/(2t_{\mathrm{f}})$

主管深度系数，η h_{i}/d_0；h_{i}/b_0 或 $h_{\mathrm{i}}/b_{\mathrm{p}}$



(a) T 形或 Y 形节点　　(b) X 形节点

(c) K 形或 N 形间隙节点

图 8.3.3　钢管焊接节点的几何参数

8.3.4　钢管焊接节点的主管应力系数 n_0 以及主管应力公式 Q_{f} 应按下列公式计算：

$$n_0 = \frac{N_0}{A_0 f_0} \pm \frac{M_{\mathrm{ip},0}}{W_{\mathrm{p},0} f_0} \tag{8.3.4-1}$$

$$Q_{\mathrm{f}} = (1 - |n_0|)^{C_1} \geq Q_{\mathrm{f,min}} \tag{8.3.4-2}$$

式中指数 C_1 及主管应力系数最小值 $Q_{\mathrm{f,min}}$ 按照表 8.3.4 取值。

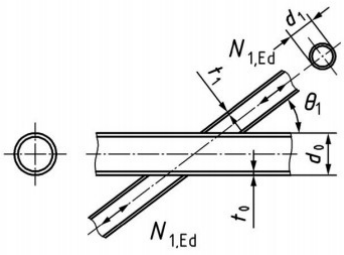
表 8.3.4　指数 C_1 及主管应力系数最小值 $Q_{\mathrm{f,min}}$

		主管应力系数最小值 $Q_{\mathrm{f,min}}$	当主管受轴压或轴拉作用时指数 C_1 的取值			
			T 形，Y 形或 X 形节点		K 形或 N 形间隙节点	
			主管受压应力 $n_0 < 0$	主管受拉应力 $n_0 \geq 0$	主管受压应力 $n_0 < 0$	主管受拉应力 $n_0 \geq 0$
支管	主管	0.4	$0.45 - 0.25\beta$	0.2	0.25	0.2

圆管	圆管	0.3	0.25	0.2	-	-
圆管或矩形管	矩形管	0.4	$0.6-0.5\beta$	0.1	$0.5-0.5\beta$ ≥ 0.1	0.1

8.3.5 圆钢管直接焊接节点，当支管承受轴力作用时，节点承载力应按下列规定计算：

1 平面 X 形节点



支管在管节点处的承载力设计值 $N_{1,\mathrm{Rd}}$ 应按下列公式计算：

主管塑性破坏：

$$N_{1,\mathrm{Rd}}=C_{\mathrm{f}}\frac{f_0{t_0}^2}{\sin\theta_1}\left(\frac{2.6+2.6\beta}{1-0.7\beta}\right)\gamma^{0.15}Q_{\mathrm{f}} \tag{8.3.5-1}$$

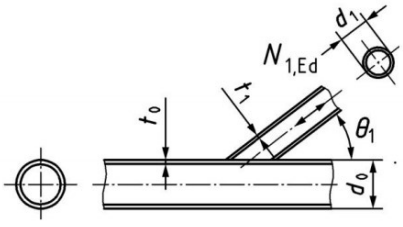
当 $\cos\theta_1>\beta$ 时，需要验算主管剪切破坏：

$$N_{1,\mathrm{Rd}}=C_{\mathrm{f}}\frac{f_0}{\sqrt{3}}\frac{(2/\pi)A_0}{\sin\theta_1} \tag{8.3.5-2}$$

当 $d_1\leq d_0-2t_0$时，需要验算主管冲切破坏：

$$N_{1,\mathrm{Rd}}=C_{\mathrm{f}}\frac{f_0}{\sqrt{3}}\pi d_1 t_0\frac{1+\sin\theta_1}{2\sin^2\theta_1} \tag{8.3.5-3}$$

2 平面 T 形或 Y 形节点



支管在管节点处的承载力设计值 $N_{1,\mathrm{Rd}}$ 应按下式计算：

主管塑性破坏：

$$N_{1,\mathrm{Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_0 {t_0}^2}{\sin\theta_1} (2.6 + 17.7\beta^2) \gamma^{0.2} Q_{\mathrm{f}} \tag{8.3.5-4}$$

当 $d_1 \le d_0 - 2t_0$时，需要验算主管冲切破坏：

$$N_{1,\mathrm{Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_0}{\sqrt{3}} \pi d_1 t_0 \frac{1 + \sin\theta_1}{2\sin^2\theta_1} \tag{8.3.5-5}$$

3 带间隙的 N 形或 K 形节点 $i = 1$ 或 2

主管塑性破坏：

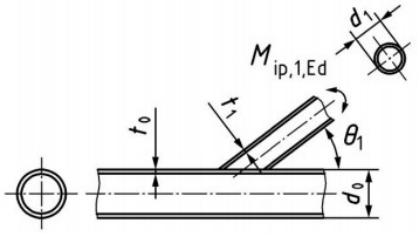
$$N_{1,\mathrm{Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_0 {t_0}^2}{\sin\theta_1} (1.65 + 13.2\beta^{1.6}) \gamma^{0.3} \left[1 + \frac{1}{1.2 + (g/t_0)^{0.8}}\right] Q_{\mathrm{f}} \tag{8.3.5-6}$$

$$N_{2,\mathrm{Rd}} = \frac{\sin\theta_1}{\sin\theta_2} N_{1,\mathrm{Rd}}$$

当 $d_{\mathrm{i}} \le d_0 - 2t_0$时，需要验算主管冲切破坏：

$$N_{1,\mathrm{Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_0}{\sqrt{3}} \pi d_1 t_0 \frac{1 + \sin\theta_1}{2\sin^2\theta_1} \tag{8.3.5-7}$$

8.3.6 圆钢管直接焊接 T 形、Y 形或 X 形节点，当支管承受弯矩作用时，节点承载力应按下列规定计算：



1 支管在管节点处的平面内受弯承载力设计值 $M_{\mathrm{ip,1,Rd}}$ 应按下列公式计算：

$$M_{\mathrm{ip,1,Rd}} = 4.3 C_{\mathrm{f}} \frac{f_0 {t_0}^2 d_1}{\sin\theta_1} \beta \gamma^{0.5} Q_{\mathrm{f}} \tag{8.3.6-1}$$

当 $d_1 \le d_0 - 2t_0$时，需要验算主管冲切破坏：

$$M_{\mathrm{ip,1,Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_0}{\sqrt{3}} t_0 d_1^2 \frac{1 + 3\sin\theta_1}{4\sin^2\theta_1} \tag{8.3.6-2}$$

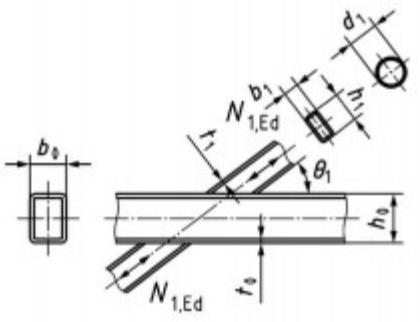
2 支管在管节点处的平面外受弯承载力设计值 $M_{\mathrm{op,1,Rd}}$ 应按下列公式计算：

$$M_{\mathrm{op,1,Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_0 {t_0}^2 d_1}{\sin\theta_1} \left(\frac{1.3 + 1.3\beta}{1 - 0.7\beta} \right) \gamma^{0.5} Q_{\mathrm{f}} \qquad （8.3.6\text{-}3）$$

当 $d_1 \leq d_0 - 2t_0$时，需要验算主管冲切破坏：

$$M_{\mathrm{op,1,Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_0}{\sqrt{3}} t_0 d_1^2 \frac{3 + \sin\theta_1}{4\sin^2\theta_1} \qquad （8.3.6\text{-}4）$$

8.3.7 主管为矩形钢管，支管为矩形或圆钢管的直接焊接节点，当支管承受轴力作用时，节点承载力应按下列规定计算：



1 平面 T 形、Y 形或 X 形节点

当$\beta \leq 0.85$时，需要验算主管塑性破坏：

$$N_{1,\mathrm{Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_0 {t_0}^2}{\sin\theta_1} \left[\frac{2\eta}{(1-\beta)\sin\theta_1} + \frac{4}{\sqrt{1-\beta}} \right] Q_{\mathrm{f}} \qquad （8.3.7\text{-}1）$$

当 $\beta = 1.0$时，需要验算主管塑性破坏：

$$N_{1,\mathrm{Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_b t_0}{\sin\theta_1} \left(\frac{2h_1}{\sin\theta_1} + 10t_0 \right) Q_{\mathrm{f}} \qquad （8.3.7\text{-}2）$$

此外，还需要验算支管破坏：

$$N_{1,\mathrm{Rd}} = C_{\mathrm{f}} f_1 t_1 (2h_1 - 4t_1 + 2b_{\mathrm{eff}}) \qquad （8.3.7\text{-}3）$$

主管冲切破坏：

$$N_{1,\mathrm{Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_0 t_0}{\sqrt{3}\sin\theta_1} \left(\frac{2h_1}{\sin\theta_1} + 2b_{\mathrm{e,p}} \right) \qquad （8.3.7\text{-}4）$$

当主管受拉应力作用时，$f_{\mathrm{b}} = f_0$

当主管受压应力作用时，对于 T 形和 Y 形节点：$f_{\mathrm{b}} = \chi f_0$

对于 X 形节点：$f_{\mathrm{b}} = 0.8\varphi f_0 \sin\theta_1$

其中 φ 是采用附录 A 表 A.0.4 中 c 类曲线计算得到的稳定系数，

$$\lambda = 2\sqrt{3}\left(\frac{h_0}{t_0} - 2\right)\sqrt{\frac{1}{\sin\theta_1}}$$

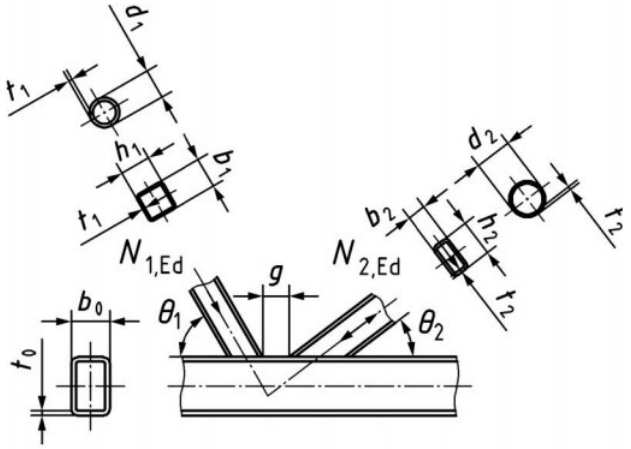
$$b_{\text{eff}} = \left(\frac{10}{b_0/t_0}\right)\left(\frac{f_0 t_0}{f_1 t_1}\right) b_1 \le b_1 \qquad d_{\text{eff}} = \left(\frac{10}{b_0/t_0}\right)\left(\frac{f_0 t_0}{f_1 t_1}\right) d_1 \le d_1$$

$$b_{\text{e,p}} = \frac{10}{b_0/t_0} b_1 \le b_1 \qquad d_{\text{e,p}} = \frac{10}{b_0/t_0} d_1 \le d_1$$

当支管为圆钢管时，式（8.3.7-1）至（8.3.7-4）中承载力设计值需乘以$\pi/4$, 且式中 b_1 和 h_1 改为 d_1, b_2 和 h_2 改为 d_2, b_{eff} 改为 d_{eff} ，$b_{\text{e,p}}$ 改为 $d_{\text{e,p}}$ 。

当 $0.85 < \beta < 1.0$ 时, 支管在主管处的承载力设计值应对取 $\beta = 0.85$ 及 $\beta = 1.0$ 时得到的承载力设计值进行插值。

2 矩形钢管直接焊接 K 形或 N 形间隙节点



主管塑性破坏：

$$N_{\text{i,Rd}} = 8.9 C_{\text{f}} \beta \gamma^{0.5} \frac{f_0 {t_0}^2}{\sin\theta_i} Q_{\text{f}} \qquad (8.3.7\text{-}5)$$

主管受剪破坏：

$$N_{\text{i,Rd}} = C_f \frac{f_0 A_{\text{v,0,gap}}}{\sqrt{3}\sin\theta_{\text{i}}} \qquad (8.3.7\text{-}6)$$

$$N_{\text{0,V,Rd}} = \left(A_0 - A_{\text{v,0,gap}}\right) f_0 + A_{\text{v,0,gap}} f_0 \sqrt{1 - \left(\frac{V_{\text{0,gap}}}{V_{\text{0,gap,Rd}}}\right)^2} \qquad (8.3.7\text{-}7)$$

式中：$V_{\text{0,gap}} = \max\{|N_{\text{i}} \sin\theta_{\text{i}}|\}$，$V_{\text{0,gap,Rd}} = \frac{f_0}{\sqrt{3}} A_{\text{v,0,gap}}$

此外，还需验算支管破坏：

$$N_{\text{i,Rd}} = C_f f_{\text{i}} t_{\text{i}} (2h_{\text{i}} - 4t_{\text{i}} + b_{\text{i}} + b_{\text{eff}}) \qquad (8.3.7\text{-}8)$$

当 $b_{\text{i}} \le (b_0 - 2t_0)$ 时，需要验算主管冲切破坏：

$$N_{\mathrm{i,Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_0}{\sqrt{3}\sin\theta_{\mathrm{i}}} \left(\frac{2h_{\mathrm{i}}}{\sin\theta_{\mathrm{i}}} + b_{\mathrm{i}} + b_{\mathrm{e,p}} \right) \qquad (8.3.7\text{-}9)$$

式中：$A_{\mathrm{v,0,gap}} = 2(h_0 + \alpha b_0)t_0$ 。

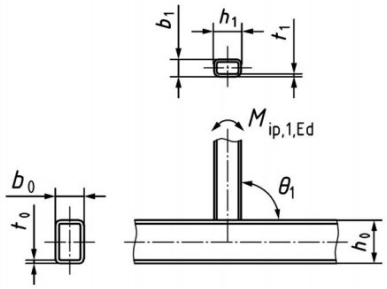
当支管为圆钢管时，$\alpha = 0$；当支管为矩形钢管时，$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1+\frac{4g^2}{3t_0^2}}}$

$$b_{\mathrm{eff}} = \left(\frac{10}{b_0/t_0}\right)\left(\frac{f_0 t_0}{f_{\mathrm{i}} t_{\mathrm{i}}}\right) b_{\mathrm{i}} \leq b_1 \qquad d_{\mathrm{eff}} = \left(\frac{10}{b_0/t_0}\right)\left(\frac{f_0 t_0}{f_{\mathrm{i}} t_{\mathrm{i}}}\right) d_{\mathrm{i}} \leq d_{\mathrm{i}}$$

$$b_{\mathrm{e,p}} = \frac{10}{b_0/t_0} b_{\mathrm{i}} \leq b_1 \qquad d_{\mathrm{e,p}} = \frac{10}{b_0/t_0} d_{\mathrm{i}} \leq d_{\mathrm{i}}$$

当支管为圆钢管时，式（8.3.7-5）、（8.3.7-8）及（8.3.7-9）中承载力设计值需乘以$\pi/4$, 且式中 b_1 和 h_1 改为 d_1，b_2 和 h_2 改为 d_2， b_{eff} 改为 d_{eff} ，$b_{\mathrm{e,p}}$ 改为 $d_{\mathrm{e,p}}$ 。

8.3.8 矩形钢管直接焊接 T 形、Y 形或 X 形节点，当支管承受弯矩作用时，节点承载力应按下列规定计算：



1 支管在管节点处的平面内受弯承载力设计值 $M_{\mathrm{ip,1,Rd}}$ 应按下列公式计算：

当 $\beta \leq 0.85$ 时，需要验算主管塑性破坏：

$$M_{\mathrm{ip,1,Rd}} = C_{\mathrm{f}} f_0 {t_0}^2 h_1 \left(\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{1-\beta} \right) Q_{\mathrm{f}} \qquad (8.3.8\text{-}1)$$

当 $\beta = 1.0$时，需要验算主管塑性破坏：

$$M_{\mathrm{ip,1,Rd}} = 0.5 C_{\mathrm{f}} f_{\mathrm{b}} t_0 (h_1 + 5t_0)^2 Q_{\mathrm{f}} \qquad (8.3.8\text{-}2)$$

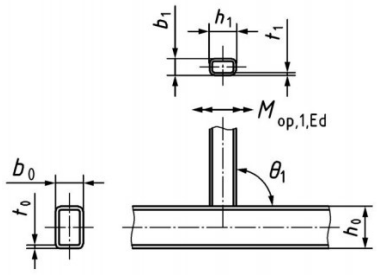
此外，还需验算支管破坏：

$$M_{\mathrm{ip,1,Rd}} = C_f f_1 \left[W_{\mathrm{ip,p,1}} - \left(1 - \frac{b_{\mathrm{eff}}}{b_1}\right) b_1 (t_1 - h_1) t_1 \right] \qquad (8.3.8\text{-}3)$$

主管冲切破坏：

$$M_{\mathrm{ip,1,Rd}} = C_{\mathrm{f}} \frac{f_0}{\sqrt{3}} t_0 \left(0.33 h_1^2 + b_{\mathrm{e,p}} h_1 \right) \qquad (8.3.8\text{-}4)$$

2 支管在管节点处的平面外受弯承载力设计值 $M_{\mathrm{op,1,Rd}}$ 应按下列公式计算：



当 $\beta \leq 0.85$ 时，需要验算主管塑性破坏：

$$M_{\mathrm{op,1,Rd}} = C_{\mathrm{f}} f_0 {t_0}^2 b_1 \left[\frac{h_1(1+\beta)}{2b_1(1-\beta)} + \sqrt{\frac{2(1+\beta)}{\beta(1-\beta)}} \right] Q_{\mathrm{f}} \qquad (8.3.8\text{-}5)$$

当 $\beta = 1.0$ 时，需要验算主管塑性破坏：

$$M_{\mathrm{op,1,Rd}} = C_{\mathrm{f}} f_b t_0 (b_0 - t_0)(h_1 + 5t_0) Q_{\mathrm{f}} \qquad (8.3.8\text{-}6)$$

此外，还需要验算支管破坏：

$$M_{\mathrm{op,1,Rd}} = C_{\mathrm{f}} f_1 \left[W_{\mathrm{op,p,1}} - 0.5 t_1 (b_1 - b_{\mathrm{eff}})^2 \right] \qquad (8.3.8\text{-}7)$$

对于 T 形和 Y 形节点 $f_{\mathrm{b}} = \chi f_0$

对于 X 形节点 $f_{\mathrm{b}} = 0.8\varphi f_0$

式中：φ 是采用附录 A 表 A.0.6 中 c 类曲线计算得到的稳定系数

$$\lambda = 2\sqrt{3}\left(\frac{h_0}{t_0} - 2\right) \sqrt{\frac{1}{\sin\theta_1}}$$

$$b_{\mathrm{eff}} = \left(\frac{10}{b_0/t_0}\right)\left(\frac{f_0 t_0}{f_1 t_1}\right) b_1 \leq b_1$$

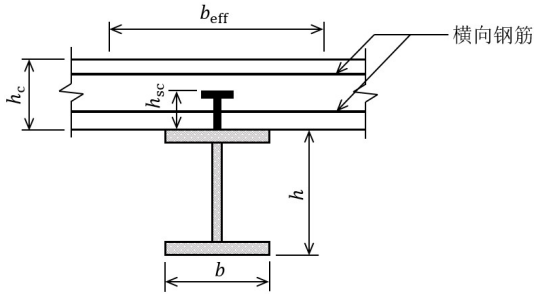
当 $0.85 < \beta < 1.0$ 时，支管在主管处的承载力设计值应对取 $\beta = 0.85$ 及 $\beta = 1.0$ 时得到的承载力设计值进行插值。

9　钢-混凝土组合梁

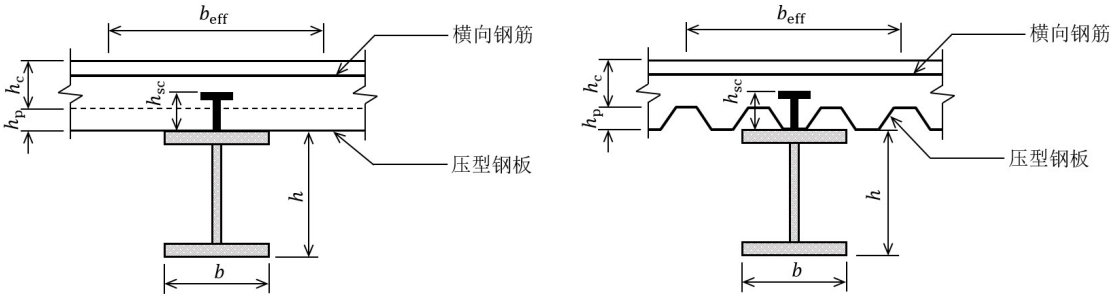
9.1　一般规定

9.1.1　本章适用于钢材强度等级 690 MPa、混凝土强度等级 C30 至 C60 的钢-混凝土组合梁。组合梁中的型钢截面应为双轴对称的 I 形或 H 形截面，且型钢翼缘和腹板应为 1 类、2 类或 3 类截面。

9.1.2　组合梁的翼板可采用现浇混凝土板或压型钢板混凝土组合板等，其中混凝土板除应符合本章的规定外，尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 和国家行业标准 JGJ 138 的有关规定。



1) 现浇混凝土板组合梁



梁跨垂直于板跨　　梁跨平行于板跨

2) 压型钢板混凝土组合板

图 9.1.2　钢与混凝土组合梁的常见截面类型

9.1.3　钢-混凝土组合梁应进行以下验算：

(1)　组合梁截面承载力；

(2)　侧向弯扭屈曲承载力；

(3)　组合梁纵向抗剪承载力

9.1.4　组合梁的抗剪连接件应能有效传递钢梁与混凝土界面的纵向剪力，不应引起混凝土挤压破坏或其他类型的破坏，且界面之间不允许发生过大滑移或脱开。

9.1.5 若施工时未设临时支撑，对于第 1 类（塑性）或第 2 类（厚实型）型钢翼缘皆为受压的组合梁，可按在承载能力极限状态下所有的荷载均由组合梁承受的假定进行设计，组合梁的纵向抗剪也据此计算。若施工时设置了临时支撑，则所有组合梁都按承载能力极限状态下所有荷载均由组合梁承受的假定进行设计。

9.1.6 组合梁的横向钢筋应沿梁长度方向布置，以防止因抗剪连接件处的集中力引起的纵向剪切破坏和混凝土板的劈裂破坏。横向钢筋的设计应满足相关标准要求。

9.1.7 在正常使用极限状态下，混凝土的收缩和徐变对组合梁内力和变形的影响，可参考相关设计标准。

9.1.8 在施工阶段和正常使用阶段，组合梁的挠度计算应考虑混凝土开裂和未开裂两种情况，并应符合相关标准规定。

9.2 梁内力与弯矩分析

9.2.1 对于简支梁或悬臂梁，在计算剪力和弯矩时应采用弹性分析。

9.2.2 只要连续组合梁满足相关的条件，连续组合梁中的弯矩计算可采用下列方法中的任意一种方法：

1 简化方法；

2 弹性整体分析；

3 塑性整体方法。

在所有支承为简支条件下，组合梁假定在内支承处是有效连续的。所有工况下，剪力应与弯矩及外加荷载保持平衡。

9.2.3 在简化分析方法中，满足下列条件时，连续组合梁的弯矩计算可采用表 9.2.3 中的系数：

a）在梁每一跨间，钢梁等截面、翼缘相等且无加腋；

b）梁跨各截面大小相等；

c）主要荷载均匀分布；

d）外加荷载标准值不超过恒载标准值的 2.5 倍；

e）梁最小跨度不小于最大跨度的 75％；

f）边跨跨度不大于其相邻跨度的 115％；

g）无悬臂段。

表 9.2.3 简化弯矩系数

位置	跨数	支座处受压翼缘截面分类			
		3 类半紧实截面	2 类紧实截面	1 类塑性截面	
				一般情况	无配筋情况
边跨跨中	2 跨	+0.71	+0.71	+0.75	+0.79
	3 跨及以上	+0.80	+0.80	+0.80	+0.82
第一内支承处	2 跨	-0.81	-0.71	-0.61	-0.50
	3 跨及以上	-0.76	-0.67	-0.57	-0.48
中跨跨中	3 跨	+0.51	+0.52	+0.56	+0.63
	4 跨及以上	+0.65	+0.65	+0.65	+0.67
其他中间支承	4 跨及以上	-0.67	-0.58	-0.50	-0.42

9.3 组合截面的确定

9.3.1 简支梁或连续梁的计算跨度 L 指梁两支承中心线间的距离，且不大于两支承的净跨与钢构件深度之和。悬臂梁的计算长度应从该支承中心算起，且不大于从支承表面挑出的投射长度与钢构件深度一半之和。

9.3.2 组合梁的抗弯承载力应根据以下有效截面来计算：

a）混凝土翼板的总宽度 b_{eff} 应取钢梁翼缘两侧栓钉中心线间距b_0与混凝土各翼板有效宽度 b_{ei} 的总和，即 $b_{\mathrm{ef}} = b_0 + \sum(\beta_{\mathrm{i}} b_{\mathrm{ei}})$。

- 对于边跨，$\beta_{\mathrm{i}} = (0.55 + 0.025\, L_{\mathrm{e}}/b_{\mathrm{ei}}) \leq 1.0$；
- 对于中间跨或内部支座，$\beta_{\mathrm{i}} = 1.0$；

b）钢板板肋垂直于钢梁长度方向的组合楼板的有效截面，仅考虑板肋顶部上方的混凝土，肋顶以下的混凝土应忽略不计；

c）钢板板肋平行于钢梁长度方向的组合楼板的有效截面，应考虑全截面范围内的混凝土。

d）受拉部分的混凝土应忽略不计，在计算有效截面时，不包括压型钢板截面的贡献；

e）应忽略纵向受压钢筋的贡献。

9.3.3 混凝土翼板的有效宽度 b_{ei} 应按下列情况取值：

a）当板跨方向垂直于钢梁长度方向时，

$$b_{ei} = L_e/8 \leq b_i \qquad (9.3.3\text{-}1)$$

b）当板跨方向平行于钢梁长度方向时，

$$b_{ei} = L_e/8 \leq 0.8b_i \qquad (9.3.3\text{-}2)$$

式中：b_i——几何宽度。应取从钢梁翼缘外侧的抗剪连接件中心线到相邻组合梁的钢梁腹板中心线中点的距离；

L_e——相邻反弯点之间的距离。对于简支梁，L_e 取有效计算跨度 L；对于连续梁，L_e按图 9.3.3 取值。

在左跨 1 区段：　$L_e = 0.85L_1 = b_{eff,1}$；

在中间支座 2 区段：$L_e = 0.25(L_1 + L_2) = b_{eff,2}$；

在右跨 3 区段：　$L_e = 0.70L_2 = b_{eff,1}$；

在右支座 4 区段：　$L_e = 2L_3 = b_{eff,2}$。

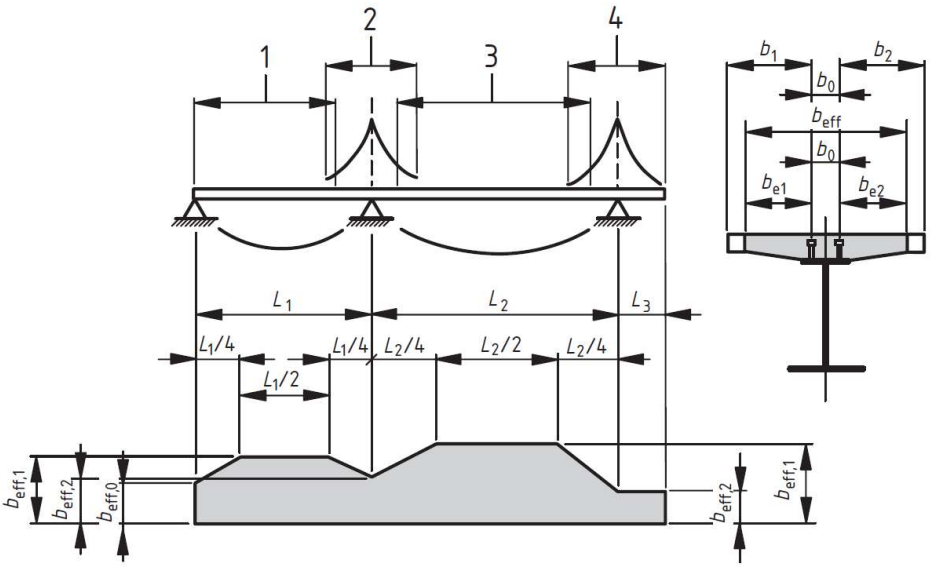


图 9.3.3　连续梁 L_e 取值方法

9.3.4 组合梁的弹性截面模量应通过将混凝土翼板的贡献除以有效截面模量来等效换算成钢梁的截面模量。当有效截面模量的比值α_e未知时，应按下式计算：

$$\alpha_e = \alpha_s + \rho_L(\alpha_L - \alpha_s) \qquad (9.3.4)$$

式中：α_L —— 长期荷载的模量比，对于普通混凝土，α_L取 22；

α_s —— 短期荷载的模量比，对于普通混凝土，α_s取 8；

ρ_L —— 长期荷载占总荷载的比率。

9.4 组合截面分类

9.4.1 组合截面的分类应根据表 9.4.1-1 和 9.4.1-2 确定。

表 9.4.1-1 组合截面翼缘和腹板的极限宽厚比

构件类型		截面种类		
		第 1 类(塑性)截面	第 2 类(厚实)截面	第 3 类(半厚实)截面
受压翼缘外伸宽厚比，c/t_{f}	型钢	10ε	11ε	16ε
	焊接截面	9ε	10ε	14ε
腹板高厚比，$h_{\mathrm{w}}/t_{\mathrm{w}}$	中性轴位于一半高度处	87ε	108ε	130ε
	一般情况	$\dfrac{69\varepsilon}{1+r}$	$\dfrac{82\varepsilon}{1+r}$	详见表 9.4.1-2

表 9.4.1-2 半厚实腹板的极限宽厚比

一般情况下的腹板	第 3 类(半厚实)截面
$r \geq 0.66$	型钢：$\frac{123\varepsilon}{1+2r}$；　焊接截面：$\left(\frac{44}{r}-14\right)\varepsilon$
$0.66 > r \geq 0$	$\dfrac{123\varepsilon}{1+2r}$
$0 > r$	$\dfrac{123\varepsilon(1+r)}{3(1+2r)/2}$

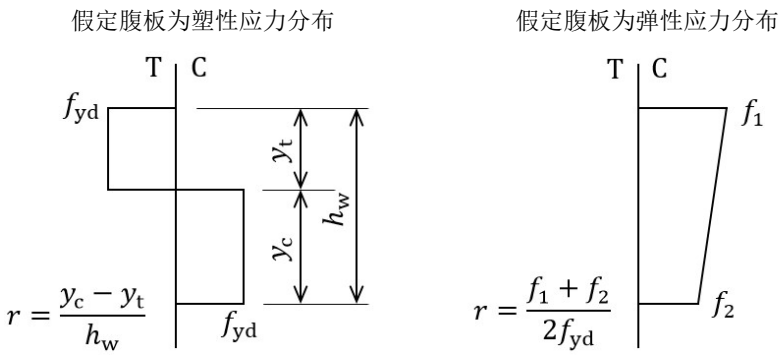
注：1）表中所列极限宽厚比适合于组合截面。

2）当$h_{\mathrm{w}}/t_{\mathrm{w}} \geq 63\varepsilon$时，应验算腹板竖向抗剪承载力。

3）本表所列的值不适用于 T 形截面。

4）$\varepsilon = \sqrt{235/f_{\mathrm{y}}}$。

5）r为腹板纵向应力的平均值与强度设计值f_{y}的比值，其中，压应力为正，拉应力为负（详见图 9.4.1）。当正弯矩作用时，$r = -\frac{N_{\mathrm{c}}}{N_{\mathrm{a,w}}} \geq -1$；当负弯矩作用时，$r = -\frac{N_{\mathrm{s}}}{N_{\mathrm{a,w}}} \leq -1$，其中$N_{\mathrm{c}}$为混凝土翼板所受压力，$N_{\mathrm{a,w}}$为腹板截面的受拉或受压承载力，且$N_{\mathrm{a,w}} = h_{\mathrm{w}}t_{\mathrm{w}}f_{\mathrm{yd}}$，$N_{\mathrm{s}}$为钢筋的受拉承载力，且$N_{\mathrm{s}} = A_{\mathrm{s}}f_{\mathrm{sd}}$。



（1）受压翼缘为 1 类塑性截面和 2 类厚实截面　　（2）受压翼缘为 3 类半厚实截面

图 9.4.1　腹板应力比的确定

9.5 组合梁设计

9.5.1 组合梁截面抗弯承载力计算时，应根据截面所受弯矩类型、塑性中和轴位置及抗剪连接件类型，按照表 9.5.1 进行设计。

表 9.5.1 组合梁截面抗弯承载力计算类型

塑性中和轴位置	正弯矩承载力计算		负弯矩承载力计算
	第 9.5.6 条 完全抗剪连接	**第 9.5.7 条** 部分抗剪连接	**第 9.5.8 条** 完全抗剪连接
钢梁腹板内	式（9.5.6-1）	式（9.5.7-1）	式（9.5.8-1）
钢梁上翼缘内	式（9.5.6-2）	式（9.5.7-2）	式（9.5.8-2）
混凝土翼板内	式（9.5.6-3）	——	式（9.5.8-3）

9.5.2 组合梁截面承载力计算时，跨中及支座处混凝土翼板的有效宽度 b_{ei} 应符合本标准第 9.3.3 节的规定。

9.5.3 在组合梁正弯矩区（下挠区段），组合梁可采用完全抗剪连接设计或部分抗剪连接设计。除非另外验证，组合梁负弯矩区（上翘区段）只可采用完全抗剪连接设计。

9.5.4 组合梁截面塑性抗弯承载力设计值的相关参数按以下公式计算：

钢梁截面承载力：$N_{\mathrm{a}} = f_{\mathrm{yd}} A_{\mathrm{a}}$ （9.5.4-1）

钢梁翼缘截面承载力：$N_{\mathrm{a,f}} = f_{\mathrm{yd}} b t_{\mathrm{f}}$ （9.5.4-2）

钢梁腹板截面承载力：$N_{\mathrm{a,w}} = N_{\mathrm{a}} - 2N_{\mathrm{a,f}}$ （9.5.4-3）

钢筋截面承载力：$N_{\mathrm{s}} = f_{\mathrm{sd}} A_{\mathrm{s}}$ （9.5.4-4）

混凝土翼板受压承载力：$N_{\mathrm{c,f}} = 0.85 f_{\mathrm{cd}} \left(h_{\mathrm{c0}} - h_{\mathrm{p}}\right) b_{\mathrm{eff}}$ （9.5.4-5）

抗剪连接件抗剪承载力：$N_{\mathrm{q}} = n P_{\mathrm{Rd}}$ （9.5.4-6）

钢梁截面抗弯承载力设计值：$M_{\mathrm{pl,a,Rd}} = f_{\mathrm{yd}} W_{\mathrm{p,x}}$ 或 $1.2 f_{\mathrm{yd}} W_{\mathrm{e,x}}$ （9.5.4-7）

组合梁截面抗弯承载力设计值：$M_{\mathrm{pl,Rd}}$ （9.5.4-8）

式中：N_{a}——钢梁截面的受拉或受压承载力；

A_{a}——钢梁的截面面积；

f_{yd}——钢梁用钢材的屈服强度设计值；

$N_{a,f}$——钢梁翼缘截面的受拉或受压承载力；

b——钢梁翼缘宽度；

t_f——钢梁翼缘厚度；

$N_{a,w}$——钢梁腹板截面的受拉或受压承载力；

N_s——钢筋截面的受拉承载力；

f_{sd}——钢筋的屈服强度设计值；

A_s——钢筋的截面面积；

$N_{c,f}$——混凝土翼板的受压承载力；

f_{cd}——混凝土抗压强度设计值;

b_{eff}——混凝土翼板的有效宽度；

h_{c0}——压型钢板混凝土组合板的厚度，$h_{c0}=h_c+h_p$；

h_c——压型钢板肋顶以上混凝土的高度；

h_p——压型钢板板底至肋顶的总高度；

N_q——抗剪连接件的抗剪承载力，

在正弯矩区段：$N_q=N_q{}^+$，

在负弯矩区段：$N_q=N_q{}^-$；

$N_q{}^+$ 和 $N_q{}^-$ 分别为正弯矩区段和负弯矩区段抗剪连接件的抗剪承载力；

n——抗剪连接件的数量，

在正弯矩区段：$n=n^+$，

在负弯矩区段：$n=n^-$；

n^+ 和 n^- 分别为正弯矩区段和负弯矩区段抗剪连接件数量；

P_{Rd}——单个抗剪连接件的抗剪承载力；

$M_{pl,a,Rd}$——钢梁截面的塑性抗弯承载力设计值；

$W_{p,x}$——钢梁截面绕 x 轴的塑性截面模量；

$W_{e,x}$——钢梁截面绕 x 轴的弹性截面模量；

$M_{pl,Rd}$——组合梁截面的塑性抗弯承载力设计值。

9.5.5 组合梁的抗剪连接程度系数 η 按以下公式计算：

当 $N_{\mathrm{a}} \leq N_{\mathrm{c,f}}$ 时：

$$\eta = N_{\mathrm{q}}/N_{\mathrm{a}} \tag{9.5.5-1}$$

当 $N_{\mathrm{a}} > N_{\mathrm{c,f}}$ 时：

$$\eta = N_{\mathrm{q}}/N_{\mathrm{c,f}} \tag{9.5.5-2}$$

正弯矩作用下组合梁的最小抗剪连接系数限值应按以下公式计算：

当 $L_{\mathrm{e}} \leq 25\mathrm{m}$ 时：

$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_{\mathrm{y}}}\right)(0.75 - 0.03L_{\mathrm{e}}) \tag{9.5.5-3}$$

当 $L_{\mathrm{e}} > 25\mathrm{m}$ 时：

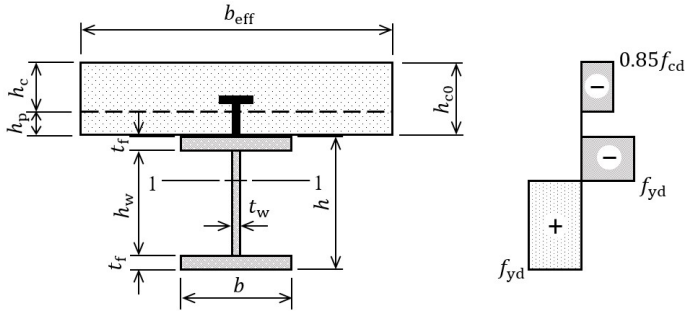
$$\eta = 1 \tag{9.5.5-4}$$

式中：L_{e}——正弯矩作用区段长度。

9.5.6 完全抗剪连接组合梁在正弯矩作用区段的正截面受弯承载力应符合下列规定:

（1）当 $N_{\mathrm{c,f}} < N_{\mathrm{a,w}}$ 时，塑性中和轴在钢梁腹板内（图 9.5.6-1）：

$$M_{\mathrm{pl,Rd}} = M_{\mathrm{pl,a,Rd}} + N_{\mathrm{c,f}}\left(\frac{h + h_{\mathrm{c}}}{2} + h_{\mathrm{p}}\right) - \frac{{N_{\mathrm{c,f}}}^2}{N_{\mathrm{a,w}}}\frac{h_{\mathrm{w}}}{4} \tag{9.5.6-1}$$



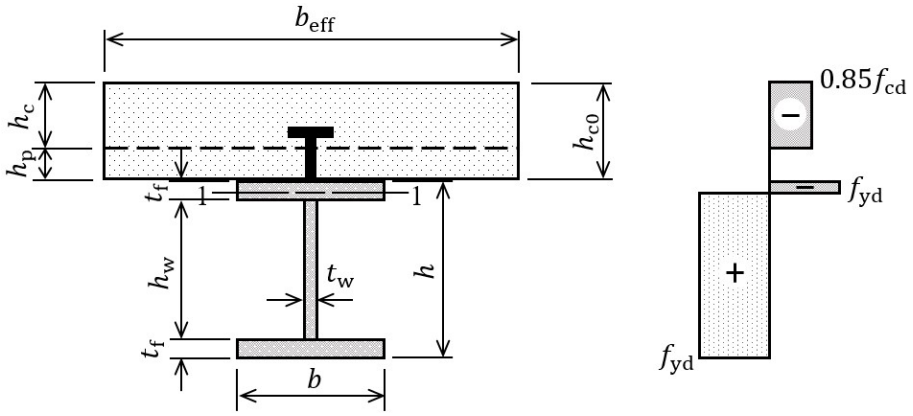
1-1：组合梁塑性中和轴位置

图 9.5.6-1　塑性中和轴在钢梁腹板内的组合梁截面及应力图形

（2）当 $N_{c,f} \geq N_{a,w}$ 时，塑性中和轴在钢梁上翼缘或混凝土翼板内：

1）当 $N_a > N_{c,f}$ 时，塑性中和轴在钢梁上翼缘内（图 9.5.6-2）：

$$M_{pl,Rd} = N_a \frac{h}{2} + N_{c,f}\left(\frac{h_c}{2} + h_p\right) - \frac{\left(N_a - N_{c,f}\right)^2}{N_{a,f}} \frac{t_f}{4} \qquad (9.5.6\text{-}2)$$

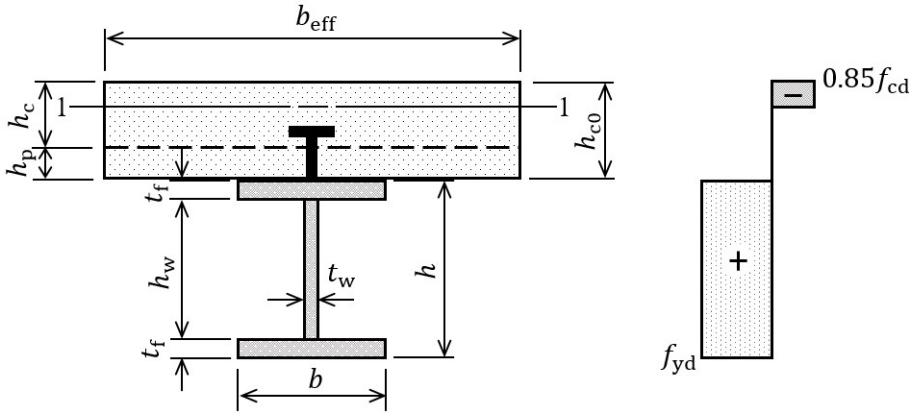


1-1：组合梁塑性中和轴位置

图 9.5.6-2　塑性中和轴在钢梁上翼缘内的组合梁截面及应力图形

2）当 $N_a \leq N_{c,f}$ 时，塑性中和轴在混凝土翼板内（图 9.5.6-3）：

$$M_{pl,Rd} = N_a \left(\frac{h}{2} + h_p + h_c - \frac{N_a}{N_{c,f}} \frac{h_c}{2}\right) \qquad (9.5.6\text{-}3)$$



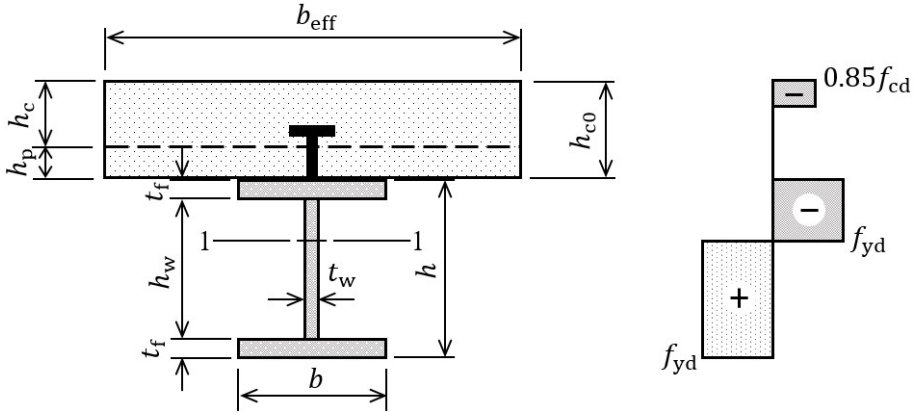
1-1：组合梁塑性中和轴位置

图 9.5.6-3　塑性中和轴在混凝土翼板时的组合梁截面及应力图形

9.5.7 部分抗剪连接组合梁在正弯矩作用区段的正截面受弯承载力应符合下列规定：

（1）当 $N_{\mathrm{q}} < N_{\mathrm{a,w}}$ 时，塑性中和轴在钢梁腹板内（图 9.5.7-1）：

$$M_{\mathrm{pl,Rd}} = M_{\mathrm{pl,a,Rd}} + N_{\mathrm{q}}\left(\frac{1}{2}h + h_{\mathrm{c}} + h_{\mathrm{p}} - \frac{N_{\mathrm{q}}}{N_{\mathrm{c,f}}}\frac{h_{\mathrm{c}}}{2}\right) - \frac{{N_{\mathrm{q}}}^2}{N_{\mathrm{a,w}}}\frac{h_{\mathrm{w}}}{4} \qquad (9.5.7\text{-}1)$$

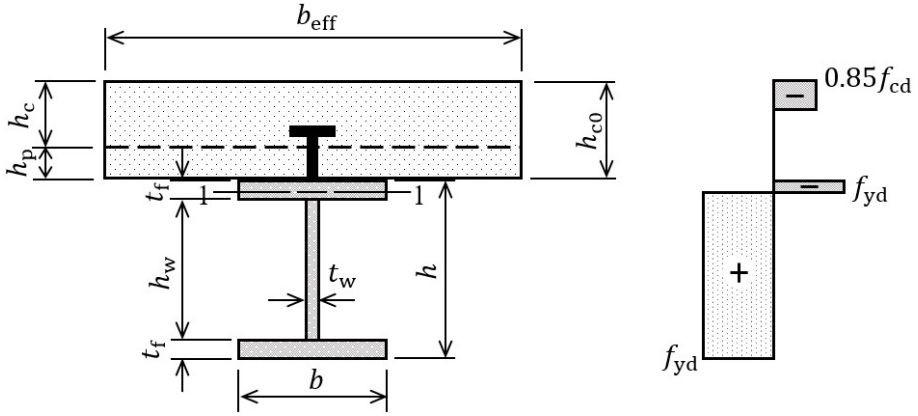


1-1：组合梁塑性中和轴位置

图 9.5.7-1 塑性中和轴在钢梁腹板内时的组合梁截面及应力图形

（2）当 $N_{\mathrm{q}} \geq N_{\mathrm{a,w}}$ 时，塑性中和轴在钢梁上翼缘内（图 9.5.7-2）：

$$M_{\mathrm{pl,Rd}} = N_{\mathrm{a}}\frac{h}{2} + N_{\mathrm{q}}\left(h_{\mathrm{c}} + h_{\mathrm{p}} - \frac{N_{\mathrm{q}}}{N_{\mathrm{c,f}}}\frac{h_{\mathrm{c}}}{2}\right) - \frac{\left(N_{\mathrm{a}} - N_{\mathrm{q}}\right)^2}{N_{\mathrm{a,f}}}\frac{t_{\mathrm{f}}}{4} \qquad (9.5.7\text{-}2)$$



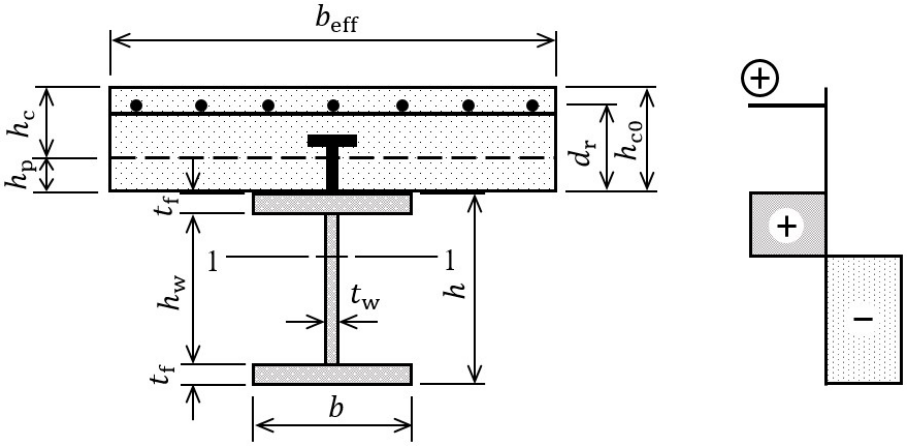
1-1：组合梁塑性中和轴位置

图 9.5.7-2 塑性中和轴在钢梁上翼缘时的组合梁截面及应力图形

9.5.8 完全抗剪连接组合梁在负弯矩作用区段的正截面受弯承载力应符合下列规定：

（1）当 $N_{\mathrm{s}} < N_{\mathrm{a,w}}$ 时，塑性中和轴在钢梁腹板内（图 9.5.8-1）：

$$M_{\mathrm{pl,Rd}} = M_{\mathrm{pl,a,Rd}} + N_{\mathrm{s}}\left(\frac{h}{2} + d_{\mathrm{r}}\right) - \frac{{N_{\mathrm{s}}}^2}{N_{\mathrm{a,w}}}\frac{h_{\mathrm{w}}}{4} \tag{9.5.8-1}$$

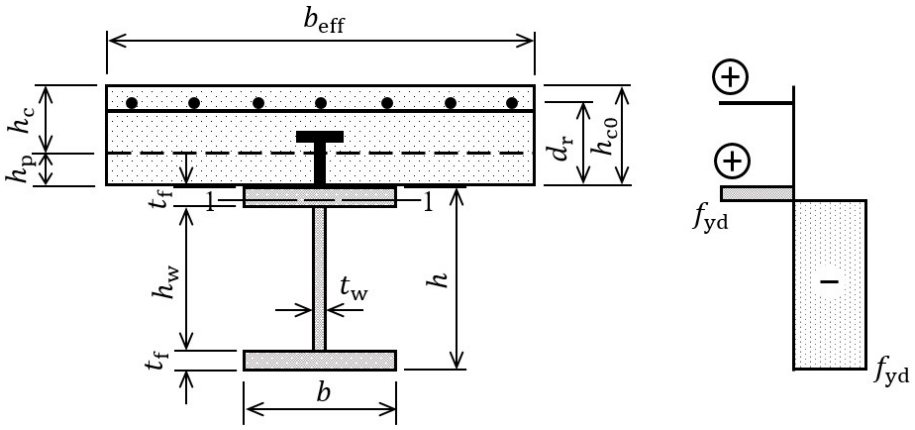


1-1：组合梁塑性中和轴位置

图 9.5.8-1　塑性中和轴在钢梁腹板内时的组合梁截面及应力图形

（2）当 $N_{\mathrm{s}} < N_{\mathrm{a}}$ 时，塑性中和轴在钢梁上翼缘内（图 9.5.8-2）：

$$M_{\mathrm{pl,Rd}} = N_{\mathrm{a}}\frac{h}{2} + N_{\mathrm{s}}d_{\mathrm{r}} - \frac{(N_{\mathrm{a}} - N_{\mathrm{s}})^2}{N_{\mathrm{a,f}}}\frac{t_{\mathrm{f}}}{4} \tag{9.5.8-2}$$

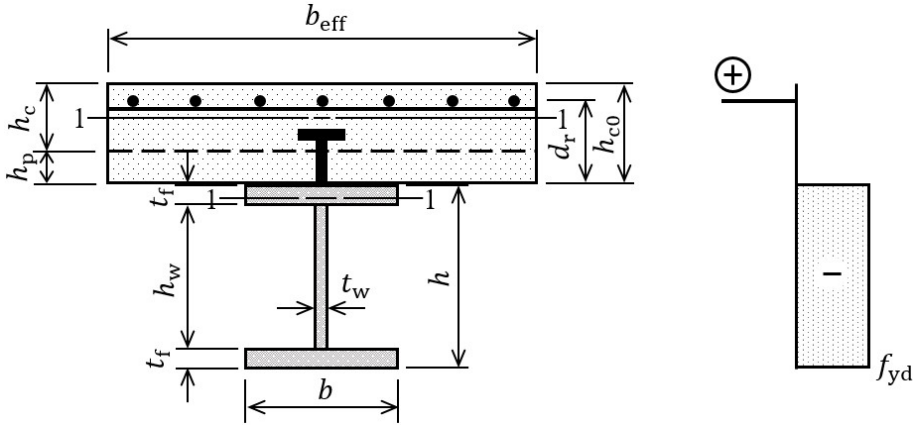


1-1：组合梁塑性中和轴位置

图 9.5.8-2　塑性中和轴在钢梁上翼缘时的组合梁截面及应力图形

（3）当 $N_s \geq N_a$ 时，塑性中和轴在混凝土翼板内（图 9.5.8-3）：

$$M_{pl,Rd} = N_a\left(\frac{h}{2} + d_r\right) \tag{9.5.8-3}$$



1-1：组合梁塑性中和轴位置

图 9.5.8-3　塑性中和轴在钢梁截面外时的组合梁截面及应力图形

9.5.9　侧向无约束连续组合梁的扭转屈曲承载力设计值应按下式计算：

$$M_{b,Rd} = \varphi_b \ M_{Rd} \tag{9.5.9}$$

式中：φ_b —— 侧向扭转屈曲折减系数，应按第 7.2.2 条和 GB 50017 附录 C 计算；

M_{Rd} —— 组合梁截面在负弯矩作用下的塑性抗弯承载力设计值。

9.5.10　组合梁截面的竖向抗剪承载力设计值 $V_{pl,Rd}$ 应取钢梁截面的塑性抗剪承载力设计值 $V_{pl,a,Rd}$，且按下式计算：

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v\left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}} \tag{9.5.10}$$

式中：$V_{pl,Rd}$ —— 组合梁截面的竖向抗剪承载力设计值；

$V_{pl,a,Rd}$ —— 钢梁截面的塑性抗剪承载力设计值；

A_v —— 剪应力作用面积，应按 BS EN 1993-1-1: 2022 第 8.2.6 条取值；

γ_{M0} —— 钢梁材料分项系数。

9.6 抗剪连接件设计

9.6.1 本节仅适用于建筑和桥梁工程中采用圆柱头焊钉进行抗剪连接的情况，对于其他形式抗剪连接件的设计，可参考相关现行标准。抗剪连接件的抗剪承载力可根据标准推出试验得到。

9.6.2 在实心混凝土板组合梁中，单个圆柱头焊钉的抗剪承载力设计值 P_{Rd} 应满足：

$$P_{\mathrm{Rd}} = P_{\mathrm{Rk}}/\gamma_{\mathrm{V}} \tag{9.6.2}$$

式中：P_{Rd} —— 单个圆柱头焊钉的抗剪承载力设计值（N），

在正弯矩作用截面：$P_{\mathrm{Rd}} = P_{\mathrm{Rd}}{}^{+}$；

在负弯矩作用截面：$P_{\mathrm{Rd}} = P_{\mathrm{Rd}}{}^{-}$；

P_{Rk} —— 单个圆柱头焊钉的抗剪承载力标准值（N）；

γ_{V} —— 抗剪连接件的材料分项系数，

在正弯矩作用截面：$\gamma_{\mathrm{V}} = \gamma_{\mathrm{V}}{}^{+} = 1.25$；

在负弯矩作用截面：$\gamma_{\mathrm{V}} = \gamma_{\mathrm{V}}{}^{-} = 1.67$。

9.6.3 圆柱头焊钉材料须为满足下列基本特性（冷拉或冷锻）的软钢：

（1）极限抗拉强度 $f_{\mathrm{u}} \geq 450\mathrm{N/mm^2}$；

（2）断后伸长率 $\left(5.65\sqrt{A_0}\right) \geq 15\%$，$A_0$ 为初始截面面积；

（3）焊钉扩大圆头的最小直径和最小厚度分别为 $1.5d$ 和 $0.4d$，d 为焊钉的标称直径。

9.6.4 普通混凝土实心板中的单个圆柱头焊钉的抗剪承载力标准值 P_{Rk} 应按表 9.6.4 取值。

表 9.6.4 单个圆柱头焊钉的抗剪承载力标准值P_{Rk}（kN）

焊钉尺寸	最小焊接高度（mm）	混凝土立方体抗压强度f_{cu}（N/mm²）						
标称直径（mm）		C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
25	100	133.1	147.6	162.4	176.7	176.7	176.7	176.7
22	88	102.4	114.3	125.8	136.8	136.8	136.8	136.8
19	76	76.3	85.3	93.8	102.1	102.1	102.1	102.1
16	64	54.2	60.5	66.5	72.4	72.4	72.4	72.4

单个圆柱头焊钉的抗剪承载力设计值 P_{Rd} 由下式计算：

$$P_{\mathrm{Rd}}=\min\left(\frac{0.29\alpha d^2\sqrt{0.8f_{\mathrm{cu}}E_{\mathrm{cm}}}}{\gamma_{\mathrm{V}}},\frac{0.8f_{\mathrm{u}}\pi d^2/4}{\gamma_{\mathrm{V}}}\right) \tag{9.6.4}$$

式中：d——圆柱头焊钉的直径，且$16\mathrm{mm}\le d\le 25\mathrm{mm}$；

α——系数，当 $3\le h_{\mathrm{sc}}/d\le 4$ 时，$\alpha=0.2(h_{\mathrm{sc}}/d+1)$；

当 $h_{\mathrm{sc}}/d>4$ 时，$\alpha=1$；

h_{sc}——圆柱头焊钉的总长度；

f_{cu}——混凝土立方体抗压强度标准值（N/mm^2）；

E_{cm}——混凝土弹性模量（GPa）；

γ_{V}——圆柱头焊钉的材料分项系数，$\gamma_{\mathrm{V}}=1.25$；

f_{u}——焊钉材料在冷拉或冷成型前的抗拉强度，取 450 N/mm^2。

9.6.5 圆柱头抗剪焊钉应满足下列条件下方可使用：

（1）压型钢板混凝土组合板中压型钢板的总高度不应小于 35 mm，且不应大于 80 mm；

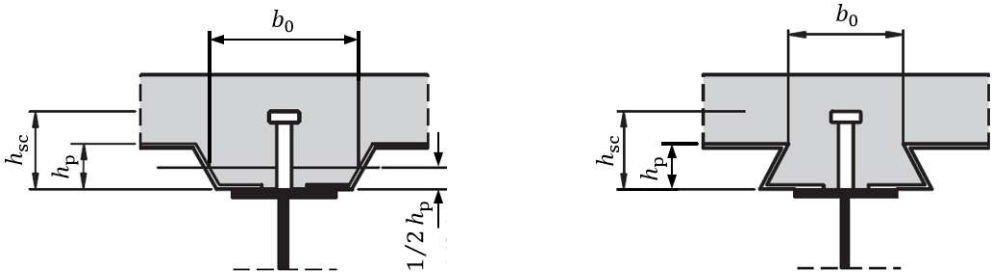
（2）凹槽平均宽度不应小于 50 mm；

（3）圆柱头焊钉的总高度至少比压型钢板的总高度大 35mm。

9.6.6 对于压型钢板板肋平行于钢梁长度方向的组合梁，单个圆柱头焊钉的抗剪承载力应等于 9.6.2 条中相应公式的计算值乘以如下形状修正系数k_l：

$$k_l=0.6\frac{b_0}{h_{\mathrm{p}}}\left(\frac{h_{\mathrm{sc}}}{h_{\mathrm{p}}}-1\right)\le 1.0 \tag{9.6.6}$$

当混凝土肋内布置两排及以上的纵向焊钉时，压型钢板凹槽的平均计算宽度 b_0 应比相邻排焊钉间距至少大 50 mm。



开口型截面　　缩口型截面

图 9.6.6　混凝土肋宽 b_0 取值（压型钢板板肋平行于钢梁长度方向）

9.6.7 对于压型钢板板肋垂直于钢梁长度方向的组合梁，单个圆柱头焊钉的抗剪承载力应等于 9.6.2 条相应公式的计算值乘以如下形状修正系数 k_{t}：

（1）每个肋板内有一个焊钉：

$$k_{\mathrm{t}}=0.7\frac{b_0}{h_{\mathrm{p}}}\left(\frac{h_{\mathrm{sc}}}{h_{\mathrm{p}}}-1\right)\leq 1 \qquad (9.6.7\text{-}1)$$

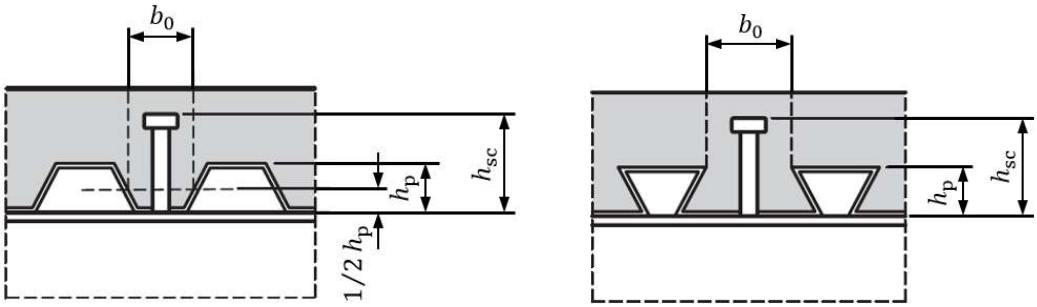
（2）每个肋板内有两个或多个焊钉：

$$k_l=0.5\frac{b_0}{h_{\mathrm{p}}}\left(\frac{h_{\mathrm{sc}}}{h_{\mathrm{p}}}-1\right)\leq 0.8 \qquad (9.6.7\text{-}2)$$

式中：b_0——梯形截面混凝土肋板的平均宽度，或内凹形截面肋板的最小宽度，取值方法见图 9.6.7；

h_{p}——压型钢板的总高度；

h_{sc}——圆柱头焊钉的总高度，$h\leq\min(2h_{\mathrm{p}}、h_{\mathrm{p}}+75)$。



开口型截面　　缩口型截面

图 9.6.7　混凝土肋宽 b_0 取值（压型钢板板肋垂直于钢梁长度方向）

当缺乏合适的试验数据时，形状修正系数 k_{t} 不得大于表 9.6.7 中的上限值 $k_{\mathrm{t,max}}$。

表 9.6.7　k_{t} 的上限值 $k_{\mathrm{t,max}}$

条件	每个肋内圆头抗剪焊钉的数量 n_{r}	压型钢板的厚度（mm）	上限值 $k_{\mathrm{t,max}}$
焊钉直径 $d\leq 20$mm，穿透焊接固定的压型钢板	1	≤ 1.0	0.85
		> 1.0	1.0
	2	≤ 1.0	0.7
		> 1.0	0.8
仅使用$d=19$mm 或22mm焊钉，预钻孔焊接固定的压型钢板	1	0.75~1.5	0.75
	2	0.75~1.5	0.60

注：d表示圆柱头焊钉的直径。

9.6.8 对于正弯矩作用下的完全抗剪连接，用以充分发挥截面正弯矩承载力的抗剪连接件的数量 n^+，即布置在最大正弯矩截面和零弯矩截面之间所需抗剪连接件的数量，按照下列公式计算：

$$N_{\mathrm{q}}{}^{+} = n^{+} P_{\mathrm{Rd}} \geq F_{\mathrm{p}} \tag{9.6.8}$$

式中：P_{Rd}——组合梁正弯矩区域单个抗剪连接件的抗剪承载力设计值；

F_{p}——组合梁最大正弯矩处混凝土板中的纵向压力；当以组合截面塑性弯矩承载力为基础进行设计时，F_{p} 等于钢梁抗力与混凝土翼缘抗力中的较小值；而当以组合截面的弹性弯矩承载力为基础进行设计时，F_{p} 根据混凝土板中的计算应力来确定。

9.6.9 对于负弯矩作用下的完全抗剪连接，用以充分发挥截面负弯矩承载力的抗剪连接件的数量 n^-，即布置在最大负弯矩截面和零弯矩截面之间所需的抗剪连接件的数量，按照下列公式计算：

$$N_{\mathrm{q}}{}^{-} = n^{-} P_{\mathrm{Rd}} \geq F_{\mathrm{n}} \tag{9.6.9}$$

式中：P_{Rd}——组合梁负弯矩区域单个抗剪连接件的抗剪承载力设计值；

F_{n}——位于有效横截面内的纵向钢筋的抗力。

9.6.10 当组合梁某跨的最大正弯矩小于塑性抗弯承载力时，抗剪连接件的数量 n 应少于 n^+，其中 n^+为完全抗剪连接时的连接件数量。不得对负弯矩区所需完全抗剪连接件的数量 n^- 进行折减。

9.6.11 部分抗剪连接组合梁截面折减后的塑性抗弯承载力按下式计算：

$$N_{\mathrm{q}} = n P_{\mathrm{Rd}} = F_{\mathrm{c}} \tag{9.6.11}$$

式中：F_{c}——混凝土受压翼缘截面折减后的压力；

N_{q}——抗剪连接件的抗剪承载力设计值。

9.6.12 组合梁最大正弯矩截面与相邻支承间的抗剪连接件的数目不得少于 $(n^+ + n^-)$，且所有抗剪连接件沿梁纵向宜均匀布置。

9.6.13 对连续组合梁，负弯矩区抗剪连接件的间距应适当减小，以适应受拉钢筋的截断。悬臂段中抗剪连接件的间距亦应根据受拉钢筋的截断情况来确定。

9.6.14 当符合下列任一条件时，应按 9.6.15 条的规定对组合梁中间点处抗剪连接件的安全性进行附加验算：

1. 正弯矩区作用一个非常大的集中力；

2. 组合梁横截面突变处；

3. 构件为变截面构件；

4. 混凝土翼缘非常大。

9.6.15 对于抗剪连接件间距发生改变的中间点处截面和 9.6.14 条的中间点处截面，应验算抗剪连接的安全性。任意上述中间点处截面与相邻支承截面之间的抗剪连接件的数量不得小于按下式计算得到的 n 值：

正弯矩作用下：

$$n = \frac{M - M_{\mathrm{pl,a,Rd}}}{M_{\mathrm{pl,Rd}} - M_{\mathrm{pl,a,Rd}}} n^{+} + n^{-}，且 \quad n \geq n^{-} \qquad （9.6.15\text{-}1）$$

负弯矩作用下：

$$n = \frac{M_{\mathrm{pl,Rd}} - M}{M_{\mathrm{pl,Rd}} - M_{\mathrm{pl,a,Rd}}} n^{-}，且 \quad n \leq n^{-} \qquad （9.6.15\text{-}2）$$

式中：M——中间点处截面的弯矩值；

$M_{\mathrm{pl,Rd}}$——组合梁截面塑性抗弯承载力设计值；

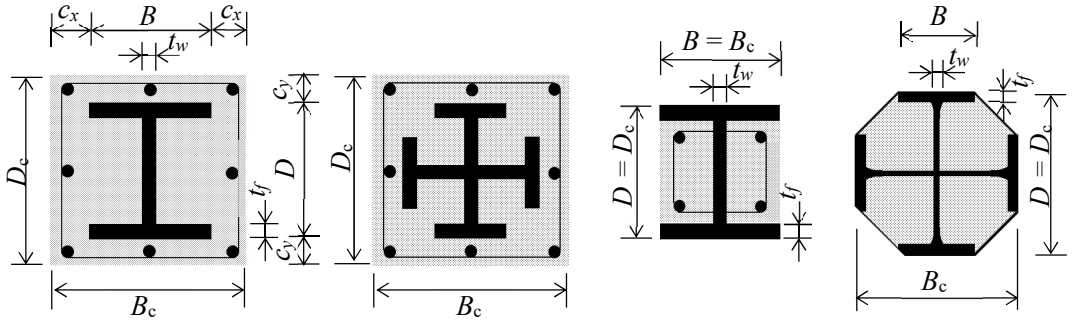
$M_{\mathrm{pl,a,Rd}}$——钢梁的抗弯承载力设计值。

10　钢-混凝土组合柱

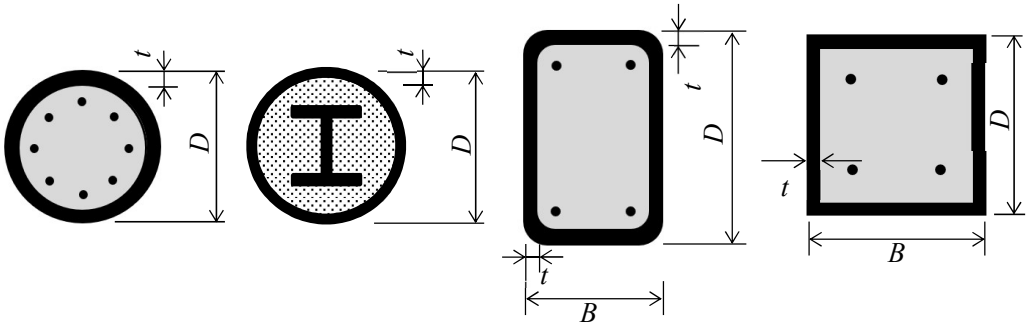
10.1　一般规定

10.1.1　本章适用于钢材强度等级 690 MPa、混凝土强度等级 C45 至 C80 的钢-混凝土组合柱，包含钢管混凝土柱及型钢混凝土柱，以下简称“组合柱”。

10.1.2　主要组合柱构件的钢管及型钢截面如图 10.1.2 所示。



全埋入式型钢混凝土截面　　部分埋入式型钢混凝土截面



圆形钢管混凝土截面　　矩形钢管混凝土截面　　焊接箱形钢管混凝土截面

图 10.1.2　组合柱的截面类型

10.1.3　组合柱构件钢管及型钢截面的宽厚比限值

为保证组合柱不发生局部屈曲，组合柱的钢管及型钢截面的宽厚比限值应满足以下要求：

部分埋入式 H 型钢混凝土柱　　$\dfrac{B}{t_f} \le 44\varepsilon$

圆形钢管混凝土柱　　$\dfrac{D}{t} \le 90\varepsilon^2$

矩形钢管混凝土柱　　$\dfrac{D}{t} \le 52\varepsilon$

其中 $\varepsilon = \sqrt{235/f_{\mathrm{y}}}$。对全部埋入式 H 型钢混凝土柱，无需验算局部屈曲承载力。

10.1.4　钢管混凝土柱除应进行使用阶段的承载力设计外，尚应进行施工阶段的承载力验算。进行施工阶段的承载力验算时，应采用空钢管截面，空钢管柱在施

工阶段的轴向应力，不应大于其抗压强度设计值的 60%，并应满足稳定性要求。

10.1.5 组合柱截面按钢管对于混凝土的约束效应主要可分为以下三类：

1. 对型钢混凝土组合柱短柱，混凝土强度取 $0.85f_{\mathrm{cd}}$；

2. 对矩形钢管混凝土柱短柱，混凝土强度取 $0.85f_{\mathrm{cd}}$；

3. 对圆形钢管混凝土柱短柱，应考虑钢管对混凝土的约束效应对混凝土强度的增强系数 η_{c}。

10.1.6 对组合柱长柱构件，由于轴向变形较小，钢管对管内混凝土的约束难以完全发挥，因此约束效应显著降低。

10.1.7 组合柱截面受压弯组合作用时，应采用 N-M 多段相关曲线确定截面承载力。

10.1.8 组合柱长柱构件受压弯组合作用时，应根据不同计算参数及构件长细比采用多段 N-M 相关曲线确定构件稳定承载力。

10.1.9 在计算组合柱长柱构件的稳定承载力时，应考虑组合柱的有效截面。长柱构件的稳定承载力介于短柱轴压承载力和由欧拉公式计算得到的临界力之间，稳定承载力应按 Perry-Robertson 公式进行计算。

10.2 材料和构造要求

10.2.1 型钢混凝土

1. 型钢混凝土柱的 H 型钢通过焊接成型。

2. 型钢混凝土柱边长尺寸不宜小于 150 mm，钢管壁厚不应小于 10 mm。

10.2.2 矩形钢管混凝土柱

1. 矩形钢管可采用热轧管及冷成型的直缝钢管或螺旋缝焊接管，也可采用冷弯型钢或热轧钢板、型钢焊接成型的矩形管。当矩形钢管混凝土构件采用钢板或型钢组合时，其壁板间的连接焊缝应采用全熔透焊缝。

2. 矩形钢管混凝土柱边长尺寸不宜小于 150 mm，钢管壁厚不应小于 10 mm。

3. 矩形钢管混凝土柱应考虑截面中部对混凝土约束作用的减弱，当长边尺寸大于 1m 时，应采取适当的构造措施以增强矩形钢管对混凝土的约束作用和减小混凝土收缩的影响。

4. 矩形钢管混凝土柱受压计算时，混凝土的轴心受压承载力承担系数可考虑钢管与混凝土的变形协调来分配；受拉计算时，可不考虑混凝土的作用，仅计算钢管的受拉承载力。

10.2.3 圆形钢管混凝土柱

1. 圆钢管可采用焊接圆钢管或热轧无缝钢管。

2. 圆形钢管混凝土柱截面直径不宜小于 180 mm，壁厚不宜小于 10 mm。

3. 圆形钢管混凝土柱应采取有效措施保证钢管对混凝土的环箍作用；当直径大于 2m 时，应采取有效措施减小混凝土收缩的影响。

4. 圆形钢管混凝土柱受拉弹性阶段计算时，可不考虑混凝土的作用，仅计算钢管的受拉承载力；钢管屈服后，可考虑钢管和混凝土共同工作，受拉承载力可适当提高。

10.3 组合柱设计方法

10.3.1 组合柱截面的轴心受压承载力

1. 型钢混凝土或矩形钢管混凝土截面的轴心受压承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_{\mathrm{pl,Rd}} = A_{\mathrm{a}} f_{\mathrm{yd}} + \alpha_{\mathrm{c}} A_{\mathrm{c}} f_{\mathrm{cd}} + A_{\mathrm{s}} f_{\mathrm{sd}} \qquad (10.3.1\text{-}1)$$

式中：$N_{\mathrm{pl,Rd}}$ 型钢混凝土短柱或矩形钢管混凝土短柱的轴心受压承载力设计值（N）；

A_{a}、A_{c}、A_{s} 型钢或钢管、混凝土及钢筋的面积（mm^2）；

f_{yd}、f_{cd}、f_{sd} 型钢或矩形钢管、混凝土、纵向受力钢筋的抗压强度设计值（$\mathrm{N/mm}^2$）

α_{c}—混凝土的强度系数，对于全埋入式或部分埋入式型钢混凝—土短柱，取 0.85；对于矩形钢管混凝土短柱，取 1.0。

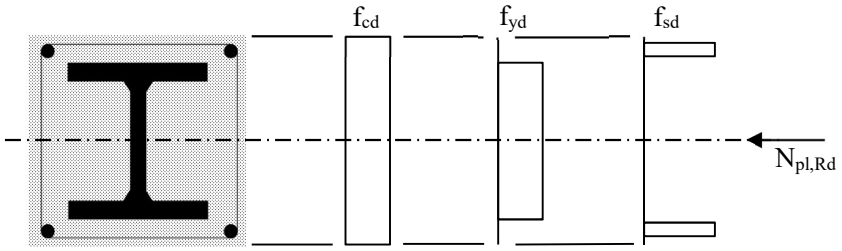


图 10.3.1 型钢混凝土组合柱截面在轴心受压状态的应力分布

2. 圆形钢管混凝土短柱的受压承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_{\mathrm{pl,Rd}} = \eta_{\mathrm{a}} A_{\mathrm{a}} f_{\mathrm{yd}} + A_{\mathrm{c}} f_{\mathrm{cd}} \left(1 + \eta_{\mathrm{c}} \frac{t}{d} \frac{f_{\mathrm{y}}}{0.8 f_{\mathrm{cu}}}\right) + A_{\mathrm{s}} f_{\mathrm{sd}} \qquad (10.3.1\text{-}2)$$

式中：$N_{\mathrm{pl,Rd}}$ —— 圆形钢管混凝土短柱的轴心受压承载力设计值（N）；

η_{a}、η_{c} —— 钢管、管内混凝土的约束效应系数；当钢管混凝土截面承受轴压或偏压荷载，偏心距与钢管外径的比值$0 \le e/D < 0.1$，且 $\bar{\lambda} \le 0.5$ 时：

$$\eta_{\mathrm{a}} = \eta_{\mathrm{a0}} + (1 - \eta_{\mathrm{a0}}) \left(10 \frac{e}{D}\right)，\text{且 } \eta_{\mathrm{s}} < 1.0 \qquad (10.3.1\text{-}3)$$

$$\eta_{\mathrm{c}} = \eta_{\mathrm{c0}} \left(1 - 10 \frac{e}{D}\right)，\text{且 } \eta_{\mathrm{c}} < 1.0 \qquad (10.3.1\text{-}4)$$

$$\eta_{\mathrm{a0}} = 0.25(3 + 2\bar{\lambda})，\text{且 } \eta_{\mathrm{a0}} < 1.0 \qquad (10.3.1\text{-}5)$$

$$\eta_{\mathrm{c0}} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2，\text{且 } \eta_{\mathrm{c0}} \ge 1.0 \qquad (10.3.1\text{-}6)$$

其中：$\bar{\lambda}$为正则化长细比，由下式确定：

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{\mathrm{pl,Rk}}}{N_{\mathrm{cr}}}} \qquad (10.3.1\text{-}7)$$

式中：N_{cr} —— 组合柱的欧拉屈曲临界力（N）；

$N_{\mathrm{pl,Rk}}$ —— 组合截面的受压承载力标准值，即采用材料强度标准值按公式（10.3.1-1）或式（10.3.1-2）计算。

采用本章简化设计方法时，应满足 $\bar{\lambda} \le 2.0$。

η_{a0} 和 η_{c0} 的常用取值可参考表 10.3.2。

A_{a}、A_{c}、A_{s} —— 钢管、管内混凝土及钢筋的面积（mm^2）；

f_{yd} —— 钢材的抗压强度设计值（$\mathrm{N/mm}^2$）；

f_{y} —— 钢材的抗压强度标准值（$\mathrm{N/mm}^2$）；

t —— 圆钢管壁厚（mm）；

d —— 圆钢管外径（mm）；

f_{cu} —— 混凝土立方体抗压强度标准值（$\mathrm{N/mm}^2$）。

表 10.3.2 参数 η_{a0} 和 η_{c0} 的常用取值

参数	$\bar{\lambda} = 0$	$\bar{\lambda} = 0.1$	$\bar{\lambda} = 0.2$	$\bar{\lambda} = 0.3$	$\bar{\lambda} = 0.4$	$\bar{\lambda} = 0.5$
η_{a0}	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
η_{c0}	4.90	3.22	1.88	0.88	0.22	0.00

10.3.2 组合柱的轴心受压稳定承载力

1. 组合柱的欧拉屈曲临界力按以下公式计算

$$N_{\mathrm{cr}} = \pi^2 \frac{(EI)_{\mathrm{eff}}}{L^2} \qquad (10.3.2\text{-}1)$$

式中：$(EI)_{\mathrm{eff}}$——组合截面的有效弹性抗弯刚度；

L——组合柱的计算长度。

2. 短期荷载作用下，组合截面的有效弹性抗弯刚度按以下公式计算：

$$(EI)_{\mathrm{eff}} = E_{\mathrm{a}} I_{\mathrm{a}} + 0.53 E_{\mathrm{cm}} I_{\mathrm{c}} + E_{\mathrm{s}} I_{\mathrm{s}} \qquad (10.3.2\text{-}2)$$

式中：I_{a}、I_{c}、I_{s}——钢管、混凝土及钢筋的截面惯性矩；

E_{s}、E_{c}——钢管和混凝土的弹性模量；

E_{cm}——短期荷载作用下混凝土割线弹性模量。

3. 长期荷载作用下，应考虑由于混凝土徐变和收缩引起的组合柱的刚度减小，但这一因素只影响长柱的承载力。因此，仅在长柱构件的长度-截面高度比大于 15 时，才需要考虑长期荷载作用下长柱承载力的减小。当偏心距大于组合柱截面高度的 2 倍，可不考虑长期荷载作用下混凝土徐变和收缩产生的影响。长期荷载作用下，组合柱构件的正则化长细比 $\bar{\lambda}$ 不宜超过表 10.3.3 的范围。

4. 组合柱截面内，钢截面的承载力贡献系数 δ 由下式确定：

$$\delta = \frac{A_{\mathrm{a}} f_{\mathrm{yd}}}{N_{\mathrm{pl,Rd}}} \qquad (10.3.2\text{-}3)$$

采用本章简化设计方法时，应满足 $0.2 \leq \delta \leq 0.9$。

5. 长期荷载作用下，组合柱正则化长细比 $\bar{\lambda}$ 的限值应按表 10.3.3 确定。

表 10.3.3 长期荷载作用下组合柱正则化长细比 $\bar{\lambda}$ 限值

	无侧移框架	有侧移框架
型钢混凝土柱	0.8	0.5
钢管混凝土柱	$\frac{0.8}{1-\delta}$	$\frac{0.5}{1-\delta}$

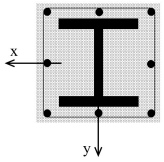
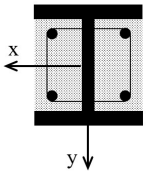
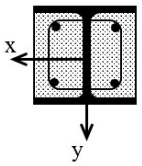
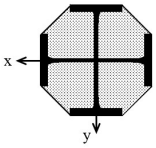
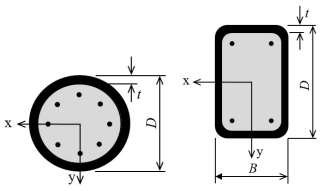
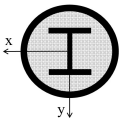
6. 组合柱轴心受压稳定承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_{\mathrm{Ed}} \leq \varphi N_{\mathrm{pl,Rd}} \qquad (10.3.2\text{-}4)$$

式中：$N_{\mathrm{pl,Rd}}$ —— 组合柱的轴心受压承载力设计值（N），应按本标准公式（10.3.1-1）或（10.3.1-2）计算；

φ —— 轴心受压构件稳定系数，按表 10.3.2 及附录 A 取值。

表 10.3.2 组合柱的失稳曲线和构件缺陷

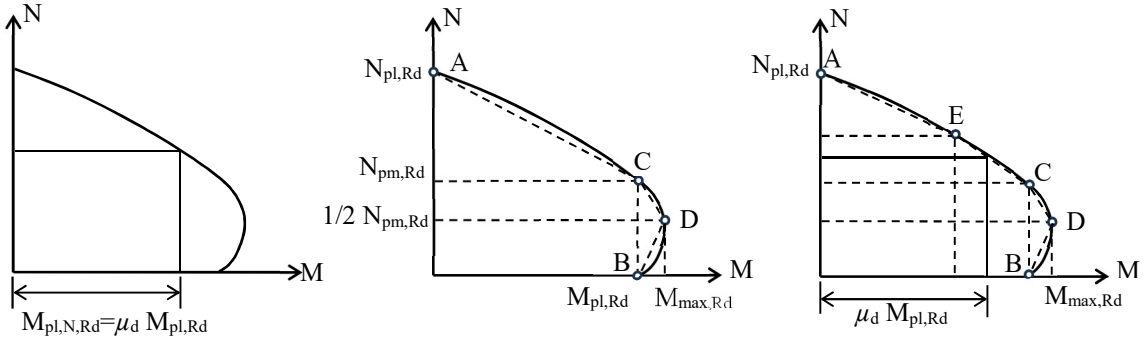
	截面类型	绕 x 或 y 轴	失稳曲线	构件缺陷
型钢混凝土截面	全埋入式 H 型钢截面 	x-x	b	$L/200$
		y-y	c	$L/150$
	部分埋入式 H 型钢截面 	x-x	b	$L/200$
		y-y	c	$L/150$
	部分埋入式工字型钢截面 	x-x 或 y-y	b	$L/200$
	部分埋入式十字形钢截面 	x-x 或 y-y	b	$L/200$
钢管混凝土截面	圆形和矩形钢管截面 	x-x 或 y-y	a* ($\rho_s \leq 3\%$)	$L/300$
		x-x 或 y-y	b ($3\% < \rho_s \leq 6\%$)	$L/200$
	圆形和矩形钢管截面（内置 H 型钢） 	x-x	b	$L/200$
		y-y	b	$L/200$

注：ρ_{s}是纵向受力钢筋的配筋率，且 $\rho_{\mathrm{s}} = A_{\mathrm{s}}/A_{\mathrm{c}}$。

10.3.3 组合柱截面受压弯组合作用的承载力

1. N-M 相关曲线和应力分布

组合柱截面受压弯组合作用下的承载力应由 N-M 相关曲线确定，如图 10.3.3 所示。对组合短柱构件，可采用图 10.3.3（b）所示简化的多折线相关曲线，该曲线上的各点，根据组合截面中心线至中和轴的距离h_n以及相应的应力分布图确定，如图 10.3.3 所示。

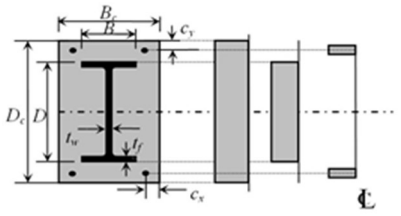
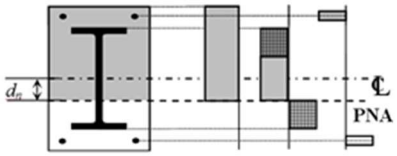
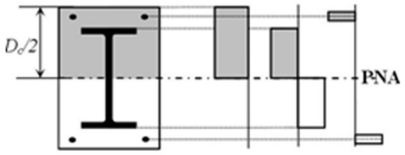
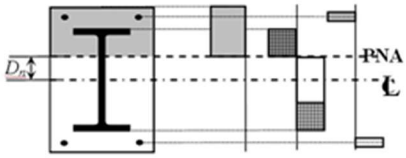


(a) 非线性相关曲线　　(b) 多折线相关曲线

图 10.3.3　组合截面在轴力和单向弯矩作用下的非线性 *N-M* 相关曲线

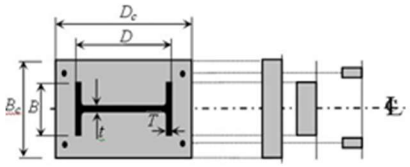
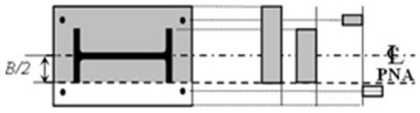
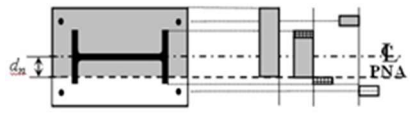
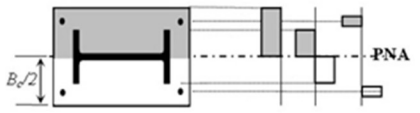
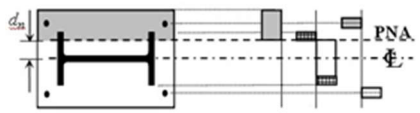
2. 全埋入式 H 型钢混凝土截面的抗弯及抗压承载力按下表计算

弯矩绕 x 轴

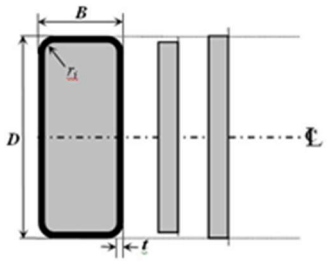
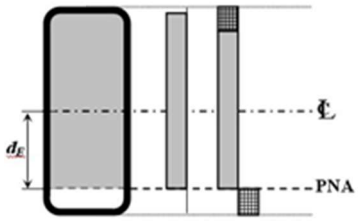
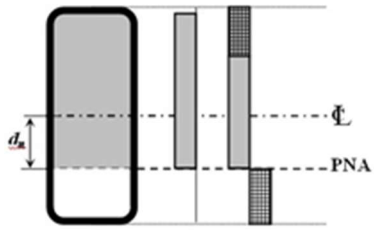
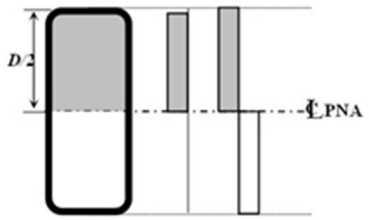
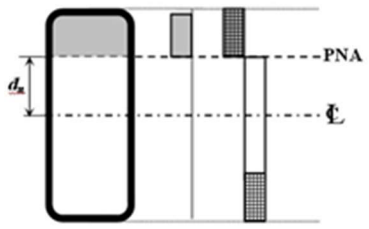
截面应力分布	对应点	计算公式
	A 点	$A_c = B_c D_c - A_s - A_a$ $P_A = A_a f_{yd} + A_s f_{sd} + A_c(\alpha_c' f_{cu})$ $M_A = 0$ 其中 A_a为钢截面的面积 A_s为纵向钢筋的面积 α_c' 取 0.45
	C 点	$P_C = A_c(\alpha_c' f_{cu})$ $M_C = M_B$
	D 点	$S_p = Bt(D-t) + \frac{(D-2T)t^2}{4}$ $S_{ps} = A_s(\frac{D_c}{2} - c_y)$ $S_{pc} = \frac{1}{4}B_c D_c^2 - S_p - S_{ps}$ $P_D = \frac{1}{2}A_c(\alpha_c' f_{cu})$ $M_D = S_p f_{yd} + S_{ps} f_{sd} + \frac{1}{2}S_{pc}(\alpha_c' f_{cu})$
	B 点	a) 当 $d_n < \frac{D}{2} - T$ 时 $d_n = \frac{(A_c + A_s)\alpha_c' f_{cu} - 2A_s f_{sd}}{2\,[(B_c - t)\alpha_c' f_{cu} + 2Tf_{yd}]}$ $S_{pn} = t\ d_n^2$ b) 当 $\frac{D}{2} - T < d_n < \frac{D}{2}$ 时 $d_n = \frac{(A_c + A_a + A_s - BD)\alpha_c' f_{cu} - 2(A_a - DB)f_{yd} - 2A_s f_{sd}}{2\,[(B_c - D)\alpha_c' f_{cu} + 2Bf_{yd}]}$ $S_{pn} = B\ {d_n}^2 - \frac{(B-t)(D-2t)^2}{4}$ c) 当$d_n > \frac{D}{2}$ 时 $d_n = \frac{(A_c + A_a + A_s)\alpha_c' f_{cu} - 2A_a f_{yd} - 2A_s f_{sd}}{2B_c(\alpha_c' f_{cu})}$ $S_{psn} = \sum_{i=1}^{n} \lvert A_{s,i} e_{y,i} \rvert$ $P_B = 0$ $M_B = M_D - W_{pn} f_{yd} - W_{psn} f_{sd} - \frac{1}{2}S_{pcn}(\alpha_c' f_{cu})$

3. 全埋入式 H 型钢混凝土截面的抗弯及抗压承载力按下表计算

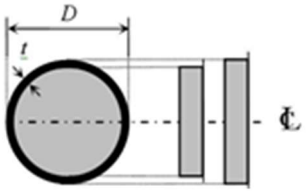
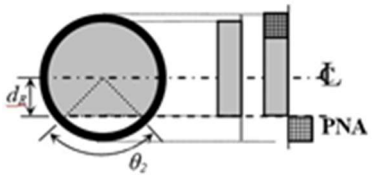
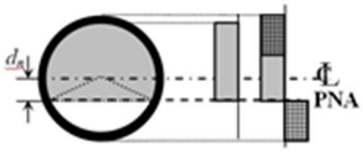
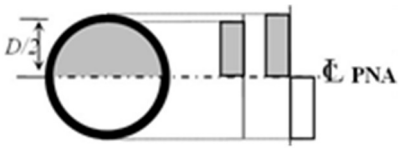
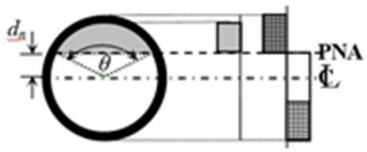
弯矩绕 y 轴

截面应力分布	对应点	计算公式
	A 点	$A_c = B_c D_c - A_s - A_a$ $P_A = A_a f_{yd} + A_s f_{sd} + A_c(\alpha_c' f_{cu})$ $M_A = 0$ 其中 A_a为钢截面的面积 A_s为纵向钢筋的面积 α_c' 取 0.45
	E 点	$S_{pcE} = \frac{D_c B^2}{4} - S_{pE}$ $P_E = A_a f_{yd} + \alpha_c' f_{cu}\left[A_c - \frac{D_c}{2}(B_c - B) + \frac{A_s}{2}\right]$ $M_E = M_D - S_{pE} f_{yd} - \frac{1}{2} W_{pcE} \alpha_c' f_{cu}$ 其中 $S_{pE} = S_{pa} =$ 截面对 y 轴的塑性惯性矩
	C 点	$P_C = A_c(\alpha_c' f_{cu})$ $M_C = M_B$
	D 点	$S_{ps} = A_s\left(\frac{B_c}{2} - c_x\right)$ $S_{pc} = \frac{1}{4} D_c B_c^2 - S_{ps} - S_p$ $P_D = \frac{1}{2} A_c(\alpha_c' f_{cu})$ $M_D = S_p f_{yd} + S_{ps} f_{sd} + \frac{1}{2} S_{pc}(\alpha_c' f_{cu})$ 其中 S_p 为截面对 y 轴的塑性截面惯性矩
	B 点	a) 当 $d_n < \frac{t}{2}$ 时， $d_n = \frac{A_c \alpha_c' f_{cu} - A_s(2f_{sd} - \alpha_c' f_{cu})}{2D_c \alpha_c' f_{cu} + 2D(2f_{yd} - \alpha_c' f_{cd})}$ $S_{pn} = D d_n^2$ b) 当 $\frac{t}{2} < d_n < \frac{B}{2}$ 时， $d_n = \frac{(A_c + A_a + A_s - 2TB)\alpha_c' f_{cu} - X}{2\left[(D_c - 2T)\alpha_c' f_{cu} + 4T f_{yd}\right]}$ 其中 $X = 2(A_a - 2TB) f_{yd} - 2A_s f_{sd}$ $S_{pn} = 2\,T\,d_n^2 + \frac{(D - 2T)t^2}{4}$ c) 当 $d_n > \frac{B}{2}$ 时 $d_n = \frac{\alpha_c f_{cu}(A_c + A_a + A_s) - 2f_{yd}A_a - 2A_s f_{sd}}{2\alpha_c' f_{cu} D_c}$ S_{pn} 及 S_{pa}为截面对 y 轴的塑性截面惯性矩 $S_{psn} = \sum_{i=1}^{n} \left\lvert A_{s,i} e_{y,i} \right\rvert$ $S_{pcn} = D_c d_n^2 - S_{pn} - S_{psn}$ $P_B = 0$ $M_B = M_D - S_{pn} f_{yd} - S_{psn} f_{sd} - \frac{1}{2} S_{pcn} \alpha_c' f_{cu}$

4. 矩形钢管混凝土截面的抗弯及抗压承载力按下表计算

截面应力分布	对应点	计算公式
	A 点	$A_c=(B-2t)(D-2t)-0.858r_i^2$ $P_A=A_af_{yd}+A_c(\alpha_c'f_{cu})$ $M_A=0$ 其中A_a为钢管截面的面积 α_c' 取 0.53
	E 点	$d_E=\frac{d_n}{2}+\frac{D}{4}$ ，其中 d_n 由 B 点计算可得 $S_{pcE}=(B-2t)d_E^2$ $S_{pE}=Bd_E^2-S_{pcE}$ $P_E=\frac{1}{2}A_c(\alpha_c'f_{cu})+(B-2t)d_E(\alpha_c'f_{cu})+4td_Ef_{yd}$ $M_E=M_D-S_{pE}f_{yd}-\frac{1}{2}S_{pcE}(\alpha_c'f_{cu})$
	C 点	$P_C=A_c(\alpha_c'f_{cu})$ $M_C=M_B$
	D 点	$S_{pc}=\frac{1}{4}(B-2t)(D-2t)^2-0.192r_i^3$ $P_D=\frac{1}{2}A_c(\alpha_c'f_{cu})$ $M_D=S_pp_y+\frac{1}{2}S_{pc}(\alpha_c'f_{cu})$ S_p为钢管截面对 x 轴的塑性惯性矩
	B 点	$d_n=\frac{A_c(\alpha_c'f_{cu})}{2[\alpha_c'f_{cu}(B-2t)+4tf_{yd}]}\le\frac{D-2t}{2}$ $S_{pn}=2\ t\ d_n^2$ $S_{pcn}=(B-2t)d_n^2$ $P_B=0$ $M_B=M_D-S_{pn}f_{yd}-\frac{1}{2}S_{pcn}(\alpha_c'f_{cu})$

5. 圆形钢管混凝土截面的抗弯及抗压承载力按下表计算

截面应力分布	对应点	计算公式
	A 点	$A_a = 2\pi\left(\frac{D-t}{2}\right)t$ $A_c = \frac{\pi(D-2t)^2}{4}$ $P_A = A_a f_{yd} + A_c(\alpha_c' f_{cu})$ $M_A = 0$ 其中A_a为钢管截面的面积 α_c' 取 0.53
	E 点	$d_E = \frac{d_n}{2} + \frac{D-2t}{4}$ $\theta_2 = \pi - 2\arcsin(\frac{2d_E}{D-2t})$ $S_{pE} = \frac{D^3-(D-2t)^3}{12}\sin^3(\frac{\theta_2}{2})X$ $X = \left[\frac{\theta_2}{\theta_2-\sin\theta_2} + \frac{2\pi-\theta_2}{(2\pi-\theta_2)-\sin(2\pi-\theta_2)}\right]$ $S_{pE} \approx \frac{D^3-(D-2t)^3}{6}\sin^{(4/3)}(\frac{\theta_2}{2})$ $W_{pcE} = \frac{(D-2t)^3}{6}\sin^3(\frac{\theta_2}{2})$ $P_E = (A_a f_{yd} + A_c\alpha_c' f_{cu})$ $-\frac{1}{4}\left[f_{yd}[D^2-(D-2t)^2]\theta_2 + \frac{1}{2}\alpha_c' f_{cu}(D-2t)^2(\theta_2-\sin\theta_2)\right]$ $M_E = S_{pE} f_{yd} + \frac{1}{2}S_{pcE}\alpha_c' f_{cu}$
	C 点	$P_C = A_c(\alpha_c' f_{cu})$ $M_C = M_B$
	D 点	$S_p = \frac{D^3}{6} - S_{pc}$ $S_{pc} = \frac{(D-2t)^3}{6}$ $P_D = \frac{1}{2}A_c(\alpha_c' f_{cu})$ $M_D = S_p f_{yd} + \frac{1}{2}S_{pc}(\alpha_c' f_{cu})$
	B 点	$d_n = \frac{(D-2t)}{2}\sin(\frac{\pi-\theta}{2})$ $K_c = \alpha_c' f_{cu}(D-2t)^2$ $K_s = f_{yd}\frac{(D-t)}{2}t$ $\theta = \frac{0.0260K_c - 2K_s}{0.0848K_c} + \frac{\sqrt{(0.0260K_c+2K_s)^2 + 0.857K_cK_s}}{0.0848K_c}$ $S_{pB} \approx \frac{D^3-(D-2t)^3}{6}\sin^{(4/3)}(\theta/2)$ $S_{pcB} = \frac{(D-2t)^3\sin^3(\theta/2)}{6}$ $M_B = S_{pB} f_{yd} + \frac{S_{pcB}(\alpha_c' f_{cu})}{2}$ $P_B = 0$

6. 轴力和单向弯矩作用的稳定承载力

组合柱受轴力和单向弯曲作用下的稳定承载力设计值应按下式确定：

$$\frac{M_{\mathrm{Ed}}}{\mu_{\mathrm{d}} M_{\mathrm{pl,Rd}}} \leq \alpha_{\mathrm{M}} \qquad (10.3.3\text{-}1)$$

式中：M_{Ed}——抗弯承载力设计值

μ_{d}——抗弯承载力比，从图 10.3.4 的 *N-M* 曲线获取；为便于计算，采用多折线相关曲线进行近似求解，

当 $\chi_{\mathrm{d}} > \chi_{\mathrm{pm}}$ 时，$\mu_{\mathrm{d}} = 1 - \frac{(\chi_{\mathrm{d}} - \chi_{\mathrm{pm}})}{1 - \chi_{\mathrm{pm}}} \leq \alpha_{\mathrm{M}}$；

当 $\chi_{\mathrm{d}} \leq \chi_{\mathrm{pm}}$ 时，$\mu_{\mathrm{d}} = 1$；

其中：

χ_{pm}是混凝土截面轴压承载力比，且 $\chi_{\mathrm{pm}} = \frac{N_{\mathrm{pm,Rd}}}{N_{\mathrm{pl,Rd}}}$；

χ_{d}是设计轴压承载力比，且 $\chi_{\mathrm{d}} = \frac{N_{\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{pl,Rd}}}$；

$M_{\mathrm{pl,Rd}}$——组合截面的塑性抗弯承载力；

α_{M}——对于 690 MPa 高强钢，α_{M}取 0.9。

矩形或圆形钢管混凝土压弯构件在轴力和双向弯曲作用下的抗弯承载力设计值应按下式确定：

$$\frac{M_{\mathrm{x,Ed}}}{\mu_{\mathrm{dx}} M_{\mathrm{pl,x,Rd}}} \leq \alpha_{\mathrm{M,x}} \qquad (10.3.3\text{-}2)$$

$$\frac{M_{\mathrm{y,Ed}}}{\mu_{\mathrm{dy}} M_{\mathrm{pl,y,Rd}}} \leq \alpha_{\mathrm{M,y}} \qquad (10.3.3\text{-}3)$$

$$\frac{M_{\mathrm{x,Ed}}}{\mu_{\mathrm{dx}} M_{\mathrm{pl,x,Rd}}} + \frac{M_{\mathrm{y,Ed}}}{\mu_{\mathrm{dy}} M_{\mathrm{pl,y,Rd}}} \leq 1.0 \qquad (10.3.3\text{-}4)$$

式中：$M_{\mathrm{x,Ed}}$、$M_{\mathrm{y,Ed}}$——抗弯承载力设计值，必要时可通过乘以系数来考虑二阶效应的影响；

$M_{\mathrm{pl,x,Rd}}$、$M_{\mathrm{pl,y,Rd}}$——轴力和双向弯曲共同作用下，组合截面的塑性抗弯承载力；

μ_{dx}、μ_{dy}——抗弯承载力比，从图 10.3.5 的 *N-M* 曲线获取；

$\alpha_{\mathrm{M,x}}$、$\alpha_{\mathrm{M,y}}$——对于 690 MPa 高强钢，$\alpha_{\mathrm{M,x}}$、$\alpha_{\mathrm{M,y}}$均取 0.9。

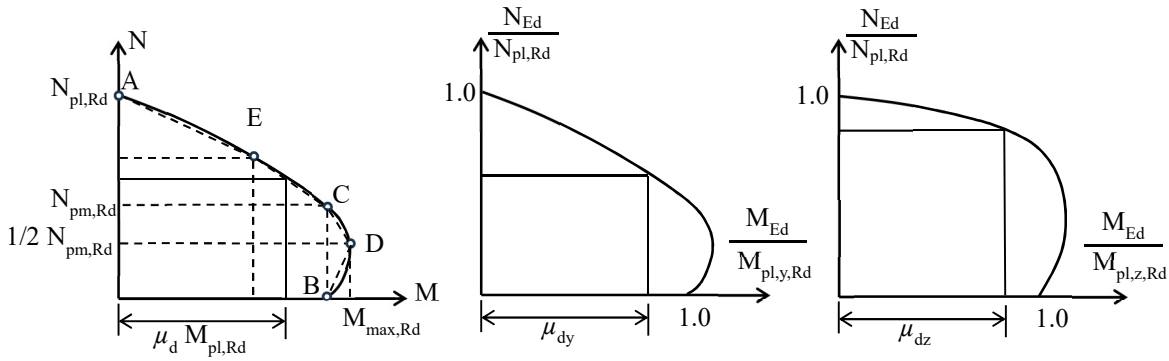


图 10.3.4 抗弯承载力比 μ_d 根据 N-M 相关曲线的确定方法

10.3.4 组合柱截面抗剪承载力

组合截面抗剪承载力设计值V_{Rd}可近似认为完全由型钢或钢管承担，即 $V_{Rd} = V_{pl,a,Rd}$，$V_{pl,a,Rd}$为型钢或钢管截面的抗剪承载力。

1）当 $V_{a,Ed} \leq 0.5V_{pl,a,Rd}$ 时，无需对截面的抗压和抗弯承载力进行折减。V_{Ed}为作用于组合截面的剪力，且 $V_{Ed} = V_{a,Ed}$ ，$V_{a,Ed}$为型钢或钢管所受剪力。

2）当 $V_{a,Ed} > 0.5V_{pl,a,Rd}$ 时，在受剪区域，需对设计强度进行折减以计算截面的抗弯和抗压承载力，折减的设计强度值为$(1-\rho)f_{yd}$，其中 $\rho = \left(2\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1\right)^2$，如图 10.3.4 所示。

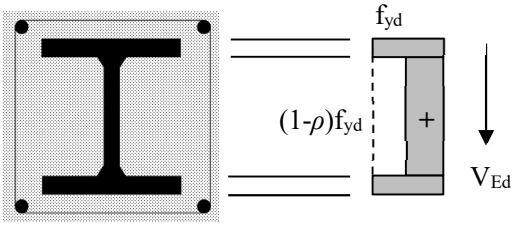


图 10.3.4 考虑竖向剪力作用，对设计强度进行修正后的组合截面应力分布

3）当 $V_{Ed} > V_{pl,a,Rd}$ 时，需考虑混凝土对组合截面抗剪承载力的贡献 $V_{c,Ed}$，且

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \qquad (10.3.4\text{-}1)$$

$$V_{a,Ed} = V_{Ed}\frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \qquad (10.3.4\text{-}2)$$

其中，$M_{pl,a,Rd}$ 为型钢或钢管截面的塑性抗弯承载力，$M_{pl,Rd}$ 为组合截面的塑性抗弯承载力。

11 焊接工艺

11.1 一般要求

11.1.1 为防止高强钢焊接冷裂纹的产生，应采取以下措施：

1）选择合适的焊接材料；

2）保证预热温度和层间温度；

3）焊后及时进行热处理；

4）拟定合理的焊接工艺参数和焊接顺序。

11.1.2 为减轻热影响区的脆化和软化，应严格控制焊接工艺。

11.2 焊接材料要求

11.2.1 对承载和受压焊接部件所用的焊接材料，宜按与母材金属等强原则选用，即焊缝金属的抗拉强度不低于母材标准规定的下限值。对非承载部件的焊缝，可采用比母材金属强度低一级别的焊接材料。

11.2.2 在高强钢焊接中，应保证焊缝金属的低温冲击韧性不低于母材。

11.2.3 对于厚板、拘束度大以及冷裂纹倾向高的焊接结构，应选用塑性、韧性良好的低氢或超低氢焊材，以及碱性焊条和焊剂。

11.3 焊接方法

11.3.1 高强钢焊接可采用焊条电弧焊、埋弧焊、熔化极气体保护焊。对于焊后不再调质处理的钢材，应严格按焊接工艺规程控制焊前温度和焊接热输入，以减小焊接对母材的影响。

11.4 焊前规定

11.4.1 在设计焊接坡口时，应尽量减少焊缝的横截面积。在厚板结构中，可优先采用 U 形坡口。在热切割过程中，焊接前应将接头表面的氧化层打磨去除。

11.4.2 装配时应尽可能减小临时支撑。如不能避免，应与工程师或设计人员沟通，确定临时支撑的位置。临时支撑应通过切割或打磨的方式去除，切割时留取 2~3mm 根部以免损坏母材，随后应小心打磨平整。

11.4.3 焊前应清除焊接边缘和坡口表面的污染物，以及焊接区域钢板表面的吸附水分。

11.4.4 在高强钢焊接中，宜选用低氢型碱性焊材，按照焊材厂家规定说明烘干保温，消除过高的水分。对于强度级别高的焊条，应随用随取，且使用过程中用保温桶通电保温，超过规定时间必须返回烘干箱重新烘焙，高强钢焊条一般重新烘焙次数不超过两次。

11.4.5 在制定焊接工艺规范时，应明确焊接时的预热、层间温度以及热输入的上下限。

11.5 预热和道间温度控制

11.5.1 焊接过程中，宜对构件进行预热处理，同时保持层间温度。受热区域的宽度应在焊缝两侧至少大于 100 mm。层间温度和热输入量应保持相对较低水平。

11.6 焊后热处理

11.6.1 如规范要求焊后热处理，应与钢铁生产商沟通。焊后热处理通常在 200 ºC ～ 300 ºC 进行。

11.6.2 钢构加工商应证明所选用的高强钢的焊后热处理程序满足要求。

11.7 焊接质量检验

11.7.1 焊缝质量一般通过目检及 NDT 检验。NDT 检验应根据合同规定或相应标准进行。

11.7.2 对高强钢焊接结构，应在焊接以后达到最低保持时间的要求后进行磁粉探伤(NDT)。最低保持时间通常为 24 至 72 小时，如有需要可在 12 小时冷却后做预探伤。正式探伤应根据板厚、强度等级分别为 24、48、72 小时。

11.8 焊接工艺评定

11.8.1 加工现场应安排一名焊接监督员，负责监督焊接的操作过程。焊接监督员应了解国家标准 GB/T 19419 中与板件厚度、钢材强度、可靠度要求、结构和构件的类型以及荷载类型等方面的相关知识。焊接监督员应具备 GB/T 12467-5 中规定的技术水平，或同类国际 IWE、CWI 技能水平。

11.8.2 高强钢焊接前应进行焊接工艺评定试验。焊接工艺文件应依据焊接工艺评定编制，并应在施焊时严格执行。制定高强钢焊接结构的焊接工艺规范时，应由具备资质的第三方进行焊接工艺评定。

11.8.3 焊接工艺评定所采用的试件和试验应能反映影响焊缝、母材与焊接热影

响区的性能等参数。

11.8.4 焊接工艺评定应使用项目指定的材料进行评定，用于焊接工艺评定的试件钢材应按照相关标准可以覆盖实际施工中使用的钢材。

11.8.5 对角焊缝进行焊接工艺评定时，可按国家标准 GB/T 26957 进行十字形接头拉伸试验。

11.8.6 焊接人员和操作工须获得相应的专业资格，且至少应满足国家标准 GB/T 15169 及国家标准 GB/T 19805 的相关要求。

附录A　轴心受压构件的稳定系数φ

A.0.1　a*类截面轴心受压构件的稳定系数应按表 A.0.1 取值。

表 A.0.1　a*类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

λ/ε_k	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.999	0.998
10	0.998	0.998	0.997	0.997	0.996	0.996	0.995	0.994	0.994	0.993
20	0.992	0.991	0.991	0.990	0.989	0.988	0.987	0.986	0.985	0.984
30	0.983	0.981	0.980	0.979	0.978	0.976	0.975	0.974	0.972	0.971
40	0.969	0.968	0.966	0.964	0.963	0.961	0.959	0.958	0.957	0.955
50	0.953	0.951	0.949	0.947	0.945	0.943	0.941	0.939	0.937	0.934
60	0.932	0.929	0.926	0.924	0.921	0.918	0.915	0.911	0.908	0.905
70	0.901	0.897	0.893	0.889	0.885	0.880	0.876	0.871	0.866	0.860
80	0.855	0.849	0.843	0.837	0.831	0.824	0.818	0.811	0.804	0.796
90	0.789	0.781	0.773	0.765	0.757	0.749	0.740	0.732	0.723	0.714
100	0.706	0.697	0.688	0.679	0.671	0.662	0.653	0.645	0.636	0.627
110	0.619	0.611	0.602	0.594	0.586	0.578	0.570	0.562	0.554	0.547
120	0.539	0.532	0.524	0.517	0.510	0.503	0.496	0.490	0.483	0.477
130	0.470	0.464	0.458	0.452	0.446	0.440	0.434	0.428	0.423	0.417
140	0.412	0.406	0.401	0.396	0.391	0.386	0.381	0.377	0.372	0.367
150	0.363	0.358	0.354	0.350	0.345	0.341	0.337	0.333	0.329	0.325
160	0.322	0.318	0.314	0.311	0.307	0.303	0.300	0.297	0.293	0.290
170	0.287	0.284	0.281	0.277	0.274	0.271	0.268	0.266	0.263	0.260
180	0.257	0.254	0.252	0.249	0.247	0.244	0.242	0.239	0.237	0.234
190	0.232	0.230	0.227	0.225	0.223	0.221	0.218	0.216	0.214	0.212
200	0.210	0.208	0.206	0.204	0.202	0.200	0.198	0.197	0.195	0.193
210	0.191	0.189	0.188	0.186	0.184	0.183	0.181	0.179	0.178	0.176
220	0.175	0.173	0.172	0.170	0.169	0.167	0.166	0.164	0.163	0.162
230	0.160	0.159	0.157	0.156	0.155	0.154	0.152	0.151	0.150	0.149
240	0.147	0.146	0.145	0.144	0.143	0.142	0.140	0.139	0.138	0.137
250	0.136	——	——	——	——	——	——	——	——	——

A.0.2 a 类截面轴心受压构件的稳定系数应按表 A.0.2 取值。

表 A.0.2 a 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

λ/ε_k	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.998	0.997	0.996
10	0.995	0.994	0.993	0.992	0.991	0.989	0.988	0.986	0.985	0.983
20	0.981	0.979	0.977	0.976	0.974	0.972	0.970	0.968	0.966	0.964
30	0.963	0.961	0.959	0.957	0.954	0.952	0.950	0.948	0.946	0.944
40	0.941	0.939	0.937	0.934	0.932	0.929	0.927	0.924	0.921	0.918
50	0.916	0.913	0.910	0.907	0.903	0.900	0.897	0.893	0.890	0.886
60	0.883	0.879	0.875	0.871	0.867	0.862	0.858	0.854	0.849	0.844
70	0.839	0.834	0.829	0.824	0.818	0.813	0.807	0.801	0.795	0.789
80	0.783	0.776	0.770	0.763	0.756	0.749	0.742	0.735	0.728	0.721
90	0.713	0.706	0.698	0.691	0.683	0.676	0.668	0.660	0.653	0.645
100	0.637	0.630	0.622	0.614	0.607	0.599	0.592	0.584	0.577	0.569
110	0.562	0.555	0.548	0.541	0.534	0.527	0.520	0.513	0.507	0.500
120	0.494	0.487	0.481	0.475	0.469	0.463	0.457	0.451	0.445	0.439
130	0.434	0.428	0.423	0.417	0.412	0.407	0.402	0.397	0.392	0.387
140	0.382	0.378	0.373	0.368	0.364	0.360	0.355	0.351	0.347	0.343
150	0.339	0.335	0.331	0.327	0.323	0.319	0.316	0.312	0.308	0.305
160	0.302	0.298	0.295	0.292	0.288	0.285	0.282	0.279	0.276	0.273
170	0.270	0.267	0.264	0.261	0.259	0.256	0.253	0.250	0.248	0.245
180	0.243	0.240	0.238	0.235	0.233	0.231	0.228	0.226	0.224	0.222
190	0.219	0.217	0.215	0.213	0.211	0.209	0.207	0.205	0.203	0.201
200	0.199	0.197	0.196	0.194	0.192	0.190	0.188	0.187	0.185	0.183
210	0.182	0.180	0.178	0.177	0.175	0.174	0.172	0.171	0.169	0.168
220	0.166	0.165	0.163	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.155	0.154
230	0.153	0.151	0.150	0.149	0.148	0.147	0.145	0.144	0.143	0.142
240	0.141	0.140	0.139	0.137	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131
250	0.130	——	——	——	——	——	——	——	——	——

A.0.3 b 类截面轴心受压构件的稳定系数应按表 A.0.3 取值。

表 A.0.3 b 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

λ/ε_k	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.994
10	0.992	0.991	0.989	0.987	0.985	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973
20	0.970	0.967	0.963	0.960	0.957	0.953	0.950	0.946	0.943	0.939
30	0.936	0.932	0.929	0.925	0.921	0.918	0.914	0.910	0.906	0.903
40	0.899	0.895	0.891	0.886	0.882	0.878	0.874	0.870	0.865	0.861
50	0.856	0.852	0.847	0.842	0.837	0.833	0.828	0.823	0.818	0.812
60	0.807	0.802	0.796	0.791	0.785	0.780	0.774	0.768	0.762	0.757
70	0.751	0.745	0.738	0.732	0.726	0.720	0.713	0.707	0.701	0.694
80	0.687	0.681	0.674	0.668	0.661	0.654	0.648	0.641	0.634	0.628
90	0.621	0.614	0.607	0.601	0.594	0.587	0.581	0.574	0.568	0.561
100	0.555	0.548	0.542	0.535	0.529	0.523	0.517	0.511	0.504	0.498
110	0.492	0.487	0.481	0.475	0.469	0.464	0.458	0.453	0.447	0.442
120	0.436	0.431	0.426	0.421	0.416	0.411	0.406	0.401	0.396	0.392
130	0.387	0.383	0.378	0.374	0.369	0.365	0.361	0.357	0.352	0.348
140	0.344	0.340	0.337	0.333	0.329	0.325	0.322	0.318	0.314	0.311
150	0.308	0.304	0.301	0.297	0.294	0.291	0.288	0.285	0.282	0.279
160	0.276	0.273	0.270	0.267	0.264	0.262	0.259	0.256	0.253	0.251
170	0.248	0.246	0.243	0.241	0.238	0.236	0.234	0.231	0.229	0.227
180	0.225	0.222	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212	0.210	0.208	0.206
190	0.204	0.202	0.200	0.198	0.196	0.195	0.193	0.191	0.189	0.188
200	0.186	0.184	0.183	0.181	0.179	0.178	0.176	0.175	0.173	0.172
210	0.170	0.169	0.167	0.166	0.164	0.163	0.162	0.160	0.159	0.158
220	0.156	0.155	0.154	0.152	0.151	0.150	0.149	0.147	0.146	0.145
230	0.144	0.143	0.142	0.141	0.139	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134
240	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124
250	0.123	—	—	—	—	—	—	—	—	—

A.0.4 c 类截面轴心受压构件的稳定系数应按表 A.0.4 取值。

表 A.0.4 c 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

λ/ε_k	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.997	0.996	0.995	0.993
10	0.992	0.990	0.988	0.986	0.983	0.981	0.978	0.976	0.973	0.970
20	0.966	0.959	0.953	0.947	0.940	0.934	0.928	0.921	0.915	0.909
30	0.902	0.896	0.890	0.883	0.877	0.871	0.865	0.858	0.852	0.845
40	0.839	0.833	0.826	0.820	0.813	0.807	0.800	0.794	0.787	0.781
50	0.774	0.768	0.761	0.755	0.748	0.742	0.735	0.728	0.722	0.715
60	0.709	0.702	0.695	0.689	0.682	0.675	0.669	0.662	0.656	0.649
70	0.642	0.636	0.629	0.623	0.616	0.610	0.603	0.597	0.591	0.584
80	0.578	0.572	0.565	0.559	0.553	0.547	0.541	0.535	0.529	0.523
90	0.517	0.511	0.505	0.499	0.494	0.488	0.483	0.477	0.471	0.467
100	0.462	0.458	0.453	0.449	0.445	0.440	0.436	0.432	0.427	0.423
110	0.419	0.415	0.411	0.407	0.402	0.398	0.394	0.390	0.386	0.383
120	0.379	0.375	0.371	0.367	0.363	0.360	0.356	0.352	0.349	0.345
130	0.342	0.338	0.335	0.332	0.328	0.325	0.322	0.318	0.315	0.312
140	0.309	0.306	0.303	0.300	0.297	0.294	0.291	0.288	0.285	0.282
150	0.279	0.277	0.274	0.271	0.269	0.266	0.263	0.261	0.258	0.256
160	0.253	0.251	0.248	0.246	0.244	0.241	0.239	0.237	0.235	0.232
170	0.230	0.228	0.226	0.224	0.222	0.220	0.218	0.216	0.214	0.212
180	0.210	0.208	0.206	0.204	0.203	0.201	0.199	0.197	0.195	0.194
190	0.192	0.190	0.189	0.187	0.185	0.184	0.182	0.181	0.179	0.178
200	0.176	0.175	0.173	0.172	0.170	0.169	0.167	0.166	0.165	0.163
210	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.155	0.154	0.153	0.152	0.151
220	0.149	0.148	0.147	0.146	0.145	0.144	0.142	0.141	0.140	0.139
230	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129
240	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124	0.123	0.123	0.122	0.121	0.120
250	0.119	—	—	—	—	—	—	—	—	—

A.0.5 d 类截面轴心受压构件的稳定系数应按表 A.0.5 取值。

表 A.0.5 d 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

λ/ε_k	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.996	0.994	0.992	0.990	0.987
10	0.984	0.981	0.978	0.974	0.969	0.965	0.960	0.955	0.949	0.944
20	0.937	0.927	0.918	0.909	0.900	0.891	0.883	0.874	0.865	0.857
30	0.848	0.840	0.831	0.823	0.815	0.807	0.798	0.790	0.782	0.774
40	0.766	0.758	0.751	0.743	0.735	0.727	0.720	0.712	0.705	0.697
50	0.690	0.682	0.675	0.668	0.660	0.653	0.646	0.639	0.632	0.625
60	0.618	0.611	0.605	0.598	0.591	0.585	0.578	0.571	0.565	0.559
70	0.552	0.546	0.540	0.534	0.528	0.521	0.516	0.510	0.504	0.498
80	0.492	0.487	0.481	0.476	0.470	0.465	0.459	0.454	0.449	0.444
90	0.439	0.434	0.429	0.424	0.419	0.414	0.409	0.405	0.401	0.397
100	0.393	0.390	0.386	0.383	0.380	0.376	0.373	0.369	0.366	0.363
110	0.359	0.356	0.353	0.350	0.346	0.343	0.340	0.337	0.334	0.331
120	0.328	0.325	0.322	0.319	0.316	0.313	0.310	0.307	0.304	0.301
130	0.298	0.296	0.293	0.290	0.288	0.285	0.282	0.280	0.277	0.275
140	0.272	0.270	0.267	0.265	0.262	0.260	0.257	0.255	0.253	0.250
150	0.248	0.246	0.244	0.242	0.239	0.237	0.235	0.233	0.231	0.229
160	0.227	0.225	0.223	0.221	0.219	0.217	0.215	0.213	0.211	0.210
170	0.208	0.206	0.204	0.202	0.201	0.199	0.197	0.196	0.194	0.192
180	0.191	0.189	0.187	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.177
190	0.175	0.174	0.173	0.171	0.170	0.168	0.167	0.166	0.164	0.163
200	0.162	—	—	—	—	—	—	—	—	—

A.0.6 当构件的λ/ε_k值超出表 A.0.1~表 A.0.5 的范围时，φ值应根据以下公式计算：

当$\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 0.5$时：

$$\varphi = \varphi = 1 - \alpha_1\lambda_n^2 \qquad \text{（A.0.6-1）}$$

当$\lambda_n > 0.5$时：

$$\varphi = \frac{1}{2\lambda_n^2}\left[(\alpha_2 + \alpha_3\lambda_n + \lambda_n^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3\lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2}\right] \qquad \text{（A.0.6-2）}$$

式中：α_1、α_2、α_3 —— 系数，应根据本标准表 5.2.2-1、表 5.2.2-2 的截面分

类，按表 A.0.6 取值。

表 A.0.6　系数α_1、α_2、α_3

截面类别		α_1	α_2	α_3
a*类		0.17	0.989	0.089
a 类		0.41	0.986	0.152
b 类		0.65	0.965	0.3
c 类	$\lambda_n \leq 1.05$	0.73	0.906	0.595
	$\lambda_n > 1.05$		1.216	0.302
d 类	$\lambda_n \leq 1.05$	1.35	0.868	0.915
	$\lambda_n > 1.05$		1.375	0.432

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1）表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2）表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3）表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4）表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指定应按其他有关标准、规范执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

1. 《建筑结构荷载规范》GB 50009
2. 《建筑抗震设计标准》GB/T 50011
3. 《钢结构设计标准》GB 50017
4. 《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483
5. 《冷弯型钢结构技术规范》GB 50018
6. 《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068
7. 《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153
8. 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
9. 《钢结构焊接规范》GB 50661
10. 《热轧钢板和钢带的尺寸、外形、重量及允许偏差》GB/T 709
11. 《钢结构用高强度大六角头螺栓连接副》GB/T 1231
12. 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
13. 《紧固件机械性能螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1
14. 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632
15. 《耐候结构钢》GB/T 4171
16. 《热强钢焊条》GB/T 5118
17. 《厚度方向性能钢板》GB/T 5313
18. 《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110
19. 《涂覆涂料前钢材表面处理表面清洁度的目视评定第1部分：未涂覆过的钢材表面和全面清除原有涂层后的钢材表面的锈蚀等级和处理等级》GB/T 8923.1
20. 《热喷涂金属和其他无机覆盖层锌、铝及其合金》GB/T 9793
21. 《热轧H型钢和剖分T型钢》GB/T 11263
22. 《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》GB/T 12470
23. 《熔化焊用钢丝》GB/T 14957
24. 《低合金钢药芯焊丝》GB/T 17493
25. 《建筑结构用钢板》GB/T 19879

26. 《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083
27. 《钢结构高强度螺栓连接技术规程》JGJ 82
28. 《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936
29. 《Eurocode 3 ─ Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings》BS EN 1993-1-1
30. 《Eurocode 3 ─ Design of steel structures, Part 1-8: Joints》BS EN 1993-1-8
31. 《Eurocode 4 ─ Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings》BS EN 1994-1-1

中国钢结构协会团体标准

690 至 960 MPa 高强钢结构设计标准

T/CSCSxxx—202x

条文说明

（初稿讨论稿）

编制说明

《690 至 960 MPa 高强钢结构设计标准》T/CSCSxxx—202x，经中国钢结构协会 202x 年 x 月 x 日以第 x 号公告批准发布。

本标准制订过程中，编制组进行了大量的调查研究，总结了近年来我国高强钢结构科研、设计、施工、加工等领域的实践经验，同时参考了国际标准及先进的国外规范，通过大量试验和已有的工程应用经验，取得本次标准编制的重要技术参数。

为便于广大设计、科研、教学、施工等单位的有关人员在使用本标准时，能正确理解和执行条文规定，《690 至 960 MPa 高强钢结构设计标准》编制组按照章、节、条顺序编写了本标准条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需要注意的有关事宜进行了说明，还着重对强制性条文的强制性理由作了解释。但是，本条文说明不具备与规程正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握条文规定的参考。

目　次

条文说明.....75
目　次.....77
1　总　则.....79
2　术语和符号.....80
2.1　术　语.....80
2.2　符　号.....80
3　基本规定.....81
3.1　设计原则.....81
3.2　抗震性能化设计.....82
3.3　截面分类.....82
4　材　料.....83
4.1　钢材牌号.....83
4.2　连接材料.....83
4.3　材料选用.....83
4.4　强度设计指标.....84
5　轴心受力构件.....86
5.1　轴心受力构件的强度.....86
5.2　轴心受压构件的稳定性.....86
6　受弯构件.....88
6.1　受弯构件的强度.....88
6.2　受弯构件的稳定性.....88
7　拉弯和压弯构件.....89
7.1　拉弯和压弯构件的强度.....89
7.2　压弯构件的稳定性.....89
8　连接和节点.....90
8.1　焊接连接.....90
8.2　高强度螺栓连接.....90
8.3　钢管连接节点.....90
9　钢-混凝土组合梁.....92
9.1　一般规定.....92
9.2　梁内力与弯矩分析.....93
9.3　组合截面的确定.....93
9.4　组合截面分类.....94
9.5　组合梁设计.....94
9.6　抗剪连接件设计.....96
10　钢-混凝土组合柱.....100
10.1　一般规定.....100
10.2　材料和构造要求.....100
10.3　组合柱设计方法.....100
11　焊接工艺.....102
11.1　一般规定.....102
11.2　焊接材料要求.....102
11.3　焊接方法.....103

11.4 焊前规定.....103
11.5 预热和道间温度控制.....104
11.6 焊后热处理.....104
11.7 焊接质量检验.....104
11.8 焊接工艺评定.....105

1 总 则

1.0.2 考虑到国家标准《钢结构设计标准》GB 50017-2017 和行业标准《高强钢结构设计标准》JGJ/T 483-2020 已覆盖了 Q690 及以下牌号钢材的相关设计要求和规定，本标准主要是针对采用符合《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的 Q690 及以上牌号结构钢材，和符合《建筑结构用钢板》GB/T 19879 的 Q690GJ 及以上牌号结构钢材的钢结构，本标准对采用符合《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的 Q690 钢材钢结构的相关规定与国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 协调一致。

1.0.3 本标准针对高强钢结构的特有材料指标、构件和连接节点设计方法、构造要求做出了相应的规定，与相关的标准和规范间有一定的分工和衔接，执行时尚应符合相关标准和规范的规定。

2　术语和符号

2.1　术　语

2.1.3　当钢结构体系中有构件采用本标准所定义的高强钢时，可称为高强钢结构，应按本标准的要求设计和计算采用高强钢的相关构件和连接。

2.1.4　690 至 960 MPa 高强钢具有强度高、伸长率低、屈强比高等特性。当抗震地区采用高强钢结构时，应采用抗震性能化设计方法并选择合理的抗震性能目标，以充分发挥高强钢的强度优势，降低对钢材延性的要求，保证结构具有足够的抗震承载性能。

2.2　符　号

本节只列出常用的符号，对于其他不常用的符号，标准条文及说明中已进行解释。符号规定与现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 已有的符号一致，仅针对 690 至 960 MPa 高强钢结构设计的特点适当引入其他符号。

3　基本规定

3.1　设计原则

3.1.1　根据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 的规定，采用概率极限状态设计方法，以分项系数的形式表达。包括结构重要性系数、荷载分项系数、材料性能分项系数（材料分项系数直接以材料的强度设计值表达）、构件承载力调整系数等。

本标准中的荷载分项系数应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用。

对高强钢结构极限状态的分类系根据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 确定的。承载能力极限状态包括：构件或连接的强度破坏、脆性断裂，因过度变形而不适用于继续承载，结构或构件丧失稳定，结构转变为机动体系或结构倾覆。正常使用极限状态包括：影响结构、构件或非结构构件正常使用或外观的变形，影响正常使用的震动，影响正常使用或耐久性能的局部损坏。

3.1.2　本条规定了确定结构上作用的原则，直接作用根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 确定；地震作用根据现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 确定；对于直接承受吊车荷载的构件应按不同工况确定相应的动力系数。

间接作用包括温度变化、强迫位移、环境引起的材料性能劣化等造成的影响，设计时应根据具体情况确定。爆炸、撞击、火灾等偶然作用应根据有关标准或具体情况和设计要求确定。

3.1.3　高强钢结构的安全等级根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 确定。

本条补充规定：可以根据实际情况调整构件的安全等级。对破坏引起严重后果的重要构件和关键传力部位，宜适当提高安全等级，增大构件重要性系数。

3.1.4　本条根据高强钢的材性，提出了主要的适用范围供设计时参考。由强度控制截面的构件主要是指构件的截面尺寸不是由构件的失稳、或者板件的失稳、或者挠度限值控制，而是由截面的应力控制。对于大跨度结构中的受拉构件，其承载力通常由截面强度控制；对于安全性要求高的建筑结构中承重构件，因其内

力较大，经常采用厚板截面，其承载力也通常由截面强度控制；这两类构件都适宜采用高强钢。同时，高强钢由于材料强度提高，也适用于要求自重轻、强度高的结构构件。

3.1.5 与任何类型建筑结构一样，有抗震设计要求的高强钢结构或含有高强钢构件的结构，均应按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定进行抗震设计，其中的高强钢构件尚应满足本标准有关的抗震构造措施要求。

3.1.6 本条是参照现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定，并依照高强钢的性能，适当提高安全度的要求制定的。

3.2 抗震性能化设计

3.2.3 结构构件的长细比和截面板件宽厚比不仅对构件的延性影响较大，同时也是影响用钢量的重要因素，因此有必要根据其延性要求规定合理的长细比和截面板件宽厚比。

3.2.4 根据本标准第 3.2.2 条规定的高强钢构件可用于允许发生塑性发展的部位，本条调整了屈强比和伸长率的要求。另外，考虑到罕遇地震作用下结构的内力重分布可能使得高强钢发生屈服，故本条给出了对于高强钢用于抗震钢结构的材料性能最低要求。

3.3 截面分类

3.3.1 本节采用欧标 Eurocode 3 的截面分类方法。Eurocode 3 的截面分类是基于板件宽厚比、材料强度、截面塑性发展能力、受力状态及边界条件的综合评估，旨在确保设计时合理考虑局部屈曲或塑性发展对承载力和延性的影响。这一分类决定了截面承载力的计算方式。对于第 4 类截面，本标准不予考虑。

3.3.2 截面板件宽厚比等级的划分与欧标 Eurocode 3 相同，不同之处在于高强钢构件的板件不允许发生第 4 类截面的破坏失效模式。

对于 1 类和 2 类截面：受弯承载力取决于塑性截面模量。因这类截面表现出优异的受弯承载力，证明采用塑性弯矩M_{p}是合理的，W应取塑性截面模量W_{p}。

对于 3 类截面：截面可以达到屈服弯矩，但由于局部屈曲而不能发展塑性，无法达到塑性弯矩M_{p}，W应取弹性截面模量W_{e}。

4 材　料

4.1 钢材牌号

4.1.1 高强钢应为按国家现行标准所规定的性能、技术与质量要求生产的高强度钢材。本条包括《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的 Q690 及以上等级的高强度钢材、《建筑结构用钢板》GB/T 19879 中的 Q690GJ 钢，以及《桥梁用结构钢》GB/T 714 中的 Q690q 调质钢。《建筑结构用钢板》GB/T 19879 中的 Q690GJ 钢与《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 中的 Q690 钢的力学性能指标相近，但 Q690GJ 钢中微合金元素含量得到控制，塑性性能较好，屈强比低，屈服强度变化范围小，有冷加工成型要求（如方矩管）或抗震要求的构件宜优先采用。采用 Q690q 钢的桥梁结构，除应满足《桥梁用结构钢》GB/T 714 的规定外，尚应依据现行桥梁钢结构的相关标准和规定进行设计。

结构用钢板、型钢等产品的尺寸规格、外形、重量应严格要求不容许出现负公差。

4.1.2 本条与现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定一致。

4.1.3 耐候钢是通过添加少量合金元素 Cu、P、Cr、Ni 等，使其在金属基体表面形成保护层，以提高耐大气腐蚀性能的钢。本条包括《耐候结构钢》GB/T 4171 的 Q690NH 及以上等级的高强度耐候钢材。

4.1.4 本条与现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定一致。

4.2 连接材料

4.2.1 本条与现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定一致。

4.2.2 对于 690 MPa 及以上等级的高强钢，普通螺栓连接的强度指标偏低，如 A 级螺栓 8.8 级抗拉强度设计值为 400 N/mm^2，远小于 Q690 钢材强度设计值 690 N/mm^2，即普通螺栓不适宜在高强钢的连接中使用。因此，本条规定对高强钢结构宜采用高强度螺栓连接。

4.3 材料选用

4.3.1 本条与现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定一致。交货状态可由钢结构施工单位在确保成品性能的前提下依据加工工艺确定。

4.3.2 本条与现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定一致。冷弯试

验应根据现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 和《建筑结构用钢板》GB/T 19879 中的方法进行。

4.3.3 对于 690 至 960 MPa 高强钢采用欠强匹配焊接材料，应基于焊接材料可获取性、焊接工艺可行性、残余应力控制、韧性优化及经济性等综合选择。前提条件是通过焊缝的塑性能力保护高强母材，避免脆性破坏，同时满足工程实际需求。表 4.3.3 给出了推荐的焊接材料匹配，可根据实际情况酌情采纳。

表 4.3.3 焊接材料推荐匹配表

母材	焊接材料		
	实心焊丝气体保护焊 GMAW	药芯焊丝气体保护焊 FCAW	埋弧焊 SAW
Q690	GB/T 8110: ER83-X	GB/T 36233: T83XTX-X	GB/T 36034: S83XXX-SUXX S83XXX-TUXX
Q890	GB/T 8110: ER83-X	GB/T 36233: T83XTX-X	GB/T 36034: S83XXX-SUXX S83XXX-TUXX
Q960	GB/T 8110: ER83-X	GB/T 36233: T83XTX-X	GB/T 36034: S83XXX-SUXX S83XXX-TUXX

4.4 强度设计指标

4.4.1 本条提供了两种可供选择的高强钢材料分项系数取值。当钢材制造商能够提供具有 100%保证率的钢材最低屈服强度满足牌号标准值要求时，γ_m可取 1.0，相关强度指标按照表 4.4.1(a)采用。当只能提供具有 95%保证率的钢材强度达标时，γ_m可取 1.1，相关强度指标按照表 4.4.1(b)采用。

4.4.2 鉴于高强钢结构使用的自身特点，不考虑采用三级对接焊缝。不同焊接工艺的评定参照相关标准进行。对接焊缝按等强或欠强设计，故相应抗压、抗拉、抗剪强度的设计值均应等于或稍低于母材相应的强度设计值。角焊缝抗压、抗拉、抗剪强度设计值均采用现行国家标准《高强钢结构设计标准》GJG/T 483-2020 中对 Q690 钢的计算方法，本条所推荐的焊接材料型号来自现行国家标准《热强钢

焊条》GB/T 5118、《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊》GB/T 8110 和《低合金钢药芯焊丝》GB/T 17493，按照焊缝金属强度略高于钢材强度的原则，并且考虑了焊缝金属的韧性应高于钢材韧性的要求。对于无清根的无垫板单面施焊对接焊缝的连接计算建议乘以折减系数 0.85；对于有清根的无垫板单面施焊，对接焊缝的力学性能优于衬垫焊的性能，故无折减，可取 1.0。

4.4.3 鉴于高强钢结构使用的自身特点，本条推荐采用 10.9 级和 12.9 级高强度螺栓。高强度螺栓承压型连接的抗拉、抗剪、承压强度设计值的计算方法与现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 一致，即$f_{\mathrm{t}}^{\mathrm{b}} = 0.48 f_{\mathrm{u}}^{\mathrm{b}}$、$f_{\mathrm{v}}^{\mathrm{b}} = 0.30 f_{\mathrm{u}}^{\mathrm{b}}$，其中螺栓的抗拉强度最小值$f_{\mathrm{u}}^{\mathrm{b}}$按现行国家标准《紧固件机械性能螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1 确定。

5　轴心受力构件

5.1　轴心受力构件的强度

5.1.1　本条为轴心受力构件的强度计算要求。

国际常用钢结构设计标准中，轴心受拉构件的承载能力计算通常考虑两种破坏状态，即毛截面屈服和净截面拉断。

1　毛截面的平均应力达到材料的屈服强度，构件将产生很大的变形，即达到不适于继续承载的变形极限状态，其计算公式为：

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \frac{f_{\mathrm{y}}}{\gamma_{\mathrm{R}}} = f \tag{1}$$

式中γ_{R}为抗力分项系数。

2　净截面的平均应力达到材料的抗拉强度f_{u}，即达到最大承载能力的极限状态，其计算式为：

$$\sigma = \frac{N}{A_{\mathrm{n}}} \leq \frac{f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{uR}}} = \frac{\gamma_{\mathrm{R}}}{\gamma_{\mathrm{uR}}} \cdot \frac{f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{R}}} \approx 0.8 \frac{f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{R}}} \approx 0.7 f_{\mathrm{u}} \tag{2}$$

由于净截面的孔眼附近应力集中较大，容易首先出现裂缝，因此其抗力分项系数γ_{uR}应予提高。上式中参考国外资料取$\gamma_{\mathrm{R}}/\gamma_{\mathrm{uR}} = 0.8$，即$\gamma_{\mathrm{uR}}$比$\gamma_{\mathrm{R}}$增大 25%。此条与现行《钢结构设计标准》GB 50017 的要求一致。

5.1.2　《钢结构设计标准》GB 50017 采用对强度设计值进行折减的方法。这种方法容易造成概念上的混淆，拉杆轴力放大系数 1.15 是原强度折减系数的倒数。本条强度计算针对构件中部截面。

5.1.3　轴心受压构件当孔洞处有螺栓填充时，不必验算该截面的净截面强度。

5.2　轴心受压构件的稳定性

5.2.1　式（5.2.1）采用轴心压力设计值与构件承载力之比的表达式，有别于截面强度的应力表达式，使概念明确。

5.2.2　对于板厚 t < 40 mm 的三种类型截面的稳定系数分类，根据国外内相关的研究成果进行了调整，并归纳提出 a*截面分类和相关稳定系数表达式。对于板厚 t > 40 mm 的三种类型截面，因缺乏试验数据，故依据现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017-2020 采取适当提高一级的方法进行截面分类。

5.2.3 《钢结构设计标准》GB 50017-2017 的 7.2.7 条规定$V = \frac{Af}{85_{\ k}}$。计算表明，该剪力公式的屈服强度调整系数并无必要，予以删除。

6　受弯构件

6.1　受弯构件的强度

6.1.1　高强钢受弯构件的抗弯强度计算公式采用欧标 Eurocode 3 的表达形式，即用弯矩设计值与截面抗弯承载力的比值进行描述。截面抗弯承载力则根据截面类型和截面模量来确定。

6.1.2　本条与现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 规定一致。

6.2　受弯构件的稳定性

6.2.1　高强钢受弯构件的稳定承载力计算公式采用欧标 Eurocode 3 的表达形式，即用绕强轴作用的最大弯矩设计值与稳定系数乘以截面抗弯承载力的比值进行描述。

7　拉弯和压弯构件

7.1　拉弯和压弯构件的强度

7.1.1　高强钢拉弯和压弯构件的强度计算公式采用欧标 Eurocode 3 的表达形式，即用构件拉/压力或弯矩设计值与截面受拉/受压或抗弯承载力的比值进行描述。截面抗力则根据截面类型和截面模量来确定。

7.2　压弯构件的稳定性

7.2.1　高强钢压弯构件的稳定性计算公式采用欧标 Eurocode 3 的表达形式，即用绕强轴作用的最大效应设计值与稳定系数乘以截面抗力的比值进行描述。除截面模量的选取方法不同外，计算过程与现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的计算方法相同。7.2.2 条和 7.2.3 条的计算公式亦采用欧标 Eurocode 3 的表达形式，而计算过程与《钢结构设计标准》GB 50017 的计算方法相同。

8 连接和节点

8.1 焊接连接

8.1.4 由于高强钢结构在焊缝连接处的工作应力较高，长焊缝连接变形会使焊缝内力分布更不均匀，研究发现钢材强度越高，焊缝的剪力分布不均匀性越大，所以建议焊缝的抗剪承载力设计值折减系数与钢材屈服强度成反比，考虑超长焊缝折减过多，限制焊缝计算长度不超过$150h_{\mathrm{f}}$，这也与欧标 Eurocode 3 (BS EN 1993-1-8: 2024)第 6.11 条第（4）款规定一致。

8.2 高强度螺栓连接

8.2.1 试验表明，当高强度螺栓连接处剪力较大，发生滑移后，如果螺栓孔过大，高强度螺栓承压型连接会产生较大变形，不宜采用大圆孔或长槽孔。

本条规定也是避免在连接处产生过大变形。

8.2.2 试验表明，由于高强钢的强度高，当采用相同的表面处理工艺时，表面粗糙程度会低于普通钢材，因此高强度螺栓摩擦型连接的抗滑移系数有所下降，需要提出更高的摩擦面处理要求，如S_a3除锈等级或电喷铝，以便保证高强钢的抗滑移系数不降低。

试验表明，如果高强钢结构的螺栓孔过大，高强度螺栓摩擦型连接会产生很大变形，采用大孔或长槽孔时抗剪承载力降低幅度更大，采用的孔型系数也要小于常规钢结构的孔型折减系数。

8.2.3 由于高强钢结构在螺栓连接处的工作应力较高，长螺栓接头变形会使螺栓群内力分布更不均匀，研究发现钢材强度越高，螺栓的剪力分布不均匀性越大，所以建议螺栓长接头的抗剪承载力设计值折减系数与钢材屈服强度成反比。

8.3 钢管连接节点

8.3.1 本条高强度钢管连接节点的构造要求沿用国家标准GB 50017中第13.2.1条要求。由于缺乏高强钢加劲节点的有关测试数据，故本标准不考虑局部加劲节点，仅考虑常用的T形、Y形、X形节点，及K形或N形间隙节点。

8.3.2 本条规定了高强度钢管连接节点强度设计值的材料系数，用 C_{f} 表示。参考欧标Eurocode 3 (BS EN 1993-1-8: 2024)，在计算高强度钢管连接节点承载力时，针对不同钢材强度等级，需要乘以不同的折减系数。此外，根据CIDECT设计指南，这一折减系数主要综合考虑了以下因素：1) 高强钢管节点的变形更大，

2) 高强钢管节点的延性较普通钢管节点降低。

根据欧标Eurocode 3，C_{f} 的取值如下表所示，

$355 < f_{\mathrm{y}} \leq 460$	$C_{\mathrm{f}} = 0.90$
$460 < f_{\mathrm{y}} \leq 550$	$C_{\mathrm{f}} = 0.86$
$550 < f_{\mathrm{y}} \leq 700$	$C_{\mathrm{f}} = 0.80$

其中，对强度等级690 MPa以上钢管节点并未涉及。

近年来，根据国内外试验和数值模拟结果，发现欧标的 C_{f} 取值偏于保守，尤其是钢管节点主管塑性破坏这类延性破坏模式，可不考虑承载力的折减。故本标准根据试验和数值模拟结果，对 C_{f} 的取值进行修改，并补充 Q890 和 Q960 高强钢管节点的 C_{f} 取值，使承载力计算公式总体仍偏于保守。其中，Q690和Q960钢管连接节点的材料系数分别参考上表 $355 < f_{\mathrm{y}} \leq 460$ MPa 和 $550 < f_{\mathrm{y}} \leq 700$ MPa 的对应系数进行取值，Q890钢管连接节点的材料系数 0.83 则通过线性插值得到。

8.3.3 本条统一对钢管焊接节点的无量纲几何参数作出规定。

8.3.4 本条对钢管焊接节点的主管应力系数n_0和主管应力公式 Q_{f} 作出规定。

8.3.5 本条规定了圆钢管焊接节点支管受轴力作用时，节点的承载力设计$N_{1,\mathrm{Rd}}$的设计公式，公式的表达形式参考欧标Eurocode 3。

8.3.6 本条规定了圆钢管焊接T形 Y形或X形节点，当支管承受弯矩作用时，节点的抗弯承载力设计公式，公式的表达形式参考欧标Eurocode 3。

8.3.7 主管为矩形钢管，支管为矩形或圆钢管的直接焊接节点，节点的承载力设计$N_{1,\mathrm{Rd}}$的设计公式，公式的表达形式参考欧标Eurocode 3。

8.3.8 本条规定了矩形钢管直接焊接T形、Y形或X形节点，当支管承受弯矩作用时，节点的抗弯承载力设计公式，公式的表达形式参考欧标Eurocode 3。

9　钢-混凝土组合梁

9.1　一般规定

9.1.1　本条旨在规定用于高性能钢-混凝土组合梁的材料强度范围、型钢截面形式以及截面等级要求。其核心目的是确保组合梁在设计荷载下具有足够的承载力、良好的延性和稳定的受力性能，防止因局部屈曲或材料强度不匹配而导致的结构提前破坏。适用于建筑和桥梁工程中采用栓钉等抗剪连接件，将钢梁与钢筋混凝土板或压型钢板混凝土组合板连接成整体共同工作的组合梁结构。因本章组合梁和第 10 章组合柱的总体设计方法均基于欧标 BS EN 1994-1-1，故混凝土材料的强度设计值和弹性模量与 GB 50010 存在一定差异，如表 9.1 和表 9.2 所示，供研究人员和工程设计人员参考或酌情选用。经比较分析可知，混凝土轴心抗压强度设计值的偏差均在 10%～20%之间，弹性模量的偏差均在 2%～5%之间。

表 9.1 混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm²）

强度	混凝土强度等级										
	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
EC：f_{cd}	16.0	18.7	21.3	24.0	26.7	29.3	32.0	34.7	37.3	40.0	42.7
GB：f_c	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5	29.7	31.8	33.8	35.9

表 9.2 混凝土弹性模量（$\times 10^4$ N/mm²）

强度	混凝土强度等级										
	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
EC：E_{cm}	3.10	3.20	3.30	3.40	3.50	3.60	3.70	3.75	3.85	3.90	4.00
GB：E_c	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80

9.1.3　钢-混凝土组合梁常见的破坏形式有：弯曲破坏、剪切破坏、侧向弯扭屈曲破坏和局部破坏。为防止组合梁发生整体弯曲破坏，应进行组合截面的塑性抗弯承载力计算；为防止钢梁腹板剪切屈服或屈曲，应进行钢梁腹板的塑性抗剪承载力计算，由于通过限制腹板高厚比限值可以避免腹板发生局部屈曲，故本标准不对钢梁腹板的塑性抗剪承载力进行验算；为确保钢梁与混凝土界面能够有效传递纵向剪力，防止界面滑移和连接件破坏，应进行抗剪连接件设计和组合梁纵向抗剪承载力计算；对于侧向无约束的连续组合梁，易发生侧向弯曲并伴随扭转的

弯扭屈曲破坏，故应进行侧向弯扭屈曲承载力计算。

9.1.4 组合梁中的抗剪连接件应能有效传递钢梁与混凝土界面之间的纵向剪力，不应引起混凝土挤压破坏或其他类型的破坏，且界面之间不允许发生过大滑移或脱开。为确保钢梁与混凝土板能够形成整体构件共同工作，充分发挥两种材料的力学性能，并防止发生脆性破坏或功能失效，抗剪连接件是实现“组合作用”的关键，其性能直接决定了组合梁的实际受力行为与理论模型的符合程度。

9.1.5 本条规定了钢-混凝土组合梁在不同施工工况（有无临时支撑）下的两种基本设计方法，其核心在于准确界定钢梁与组合梁在不同阶段的受力分配，确保结构在整个生命周期（从施工到使用）中的安全性与经济性。在施工阶段，混凝土尚未达到其设计强度，故无法与钢梁共同工作；在使用阶段，混凝土硬化并达到设计强度，与钢梁通过抗剪连接件形成整体，共同承受荷载作用。临时支撑的存在与否，直接改变荷载的分配方式，从而影响构件的内力、变形和设计。

9.1.8 计算组合梁挠度和负弯矩区裂缝宽度时应考虑施工方法及工序的影响。计算组合梁挠度时，应将施工阶段的挠度和使用阶段续加荷载产生的挠度相叠加，当钢梁下有临时支撑时，应考虑拆除临时支撑时引起的附加变形。计算组合梁负弯矩区裂缝宽度时，可仅考虑形成组合截面后引入的支座负弯矩值。

9.2 梁内力与弯矩分析

9.2.1 对于简支梁和悬臂梁，其弯矩和剪力仅通过静力平衡方程即可唯一确定，与材料的本构关系（弹塑性）无关。因此，弹性分析的结果是精确的、确定的。

9.2.2 连续组合梁在承载能力极限状态下存在内力重分布的可能性，故可根据具体工程的约束条件（使用功能、截面等级、构造细节）和目标（经济效益、计算效率），灵活选择最合适的设计方法。

9.3 组合截面的确定

9.3.3 与混凝土结构类似，组合梁混凝土板同样存在剪力滞后效应。目前各国规范均采用有效宽度法来考虑混凝土板剪力滞后效应的影响，但计算方法不尽相同。本条参考欧标 BS EN 1994-1-1 的规定，当采用弹性方法对组合梁进行整体分析时，每一跨的有效宽度可以采用定值。对于简支组合梁，有效跨径取为梁的实际跨度；对于连续组合梁，正弯矩区有效宽度与正弯矩区的长度有关，负弯矩区的有效宽度则与负弯矩区（中间支座区段）的长度有关。值得注意的是，当忽

略混凝土的抗拉作用后，负弯矩区的有效宽度主要用于定义混凝土翼板内纵向受拉钢筋的有效截面积。

9.4 组合截面分类

9.4.2 组合梁中组合截面的分类主要依据钢梁（翼缘和腹板）的局部稳定性（板件宽厚比），即在截面达到全塑性弯矩承载力并发生足够的塑性转动（内力重分布）过程中，钢梁的各板件（受压翼缘和腹板）能否保持稳定而不发生局部屈曲。组合截面的分类是所采用设计理论和强度计算方法的重要依据。

9.5 组合梁设计

9.5.1 本条明确给出了组合梁正截面受弯承载力的计算方法和公式分类。计算公式通过组合截面的内力平衡方程推导得出。

9.5.3 本条规定了在高强钢-混凝土组合梁设计中，针对正弯矩区和负弯矩区采用不同抗剪连接设计原则的要求。其核心目的在于确保结构安全的前提下，充分发挥 690～960 MPa 级高强钢材的强度优势，并兼顾经济性与施工可行性。

完全抗剪连接是指配置足够数量的抗剪连接件，使得钢梁与混凝土翼板之间的界面剪力能够保证混凝土翼板截面的压力与钢梁截面的拉力充分发展，确保组合截面达到最大抗弯承载力。此时，截面抗弯承载力由钢材的屈服强度或混凝土的抗压强度控制。对于采用 690～960 MPa 超高强度钢材的组合梁，其抗拉承载力极高。为实现全截面塑性应力发展并充分利用高强钢的强度，通常需要混凝土翼板提供巨大的压力来平衡。完全抗剪连接是确保这种力偶得以实现的基础。

另一方面，高强钢梁的承载力往往远高于普通混凝土翼板所能提供的压力。在许多情况下，即使采用部分抗剪连接，其最终的抗弯承载力也已完全满足设计要求。盲目追求完全抗剪连接会导致连接件数量过多，间距过密，不仅不经济，还可能给施工带来困难。部分抗剪连接设计可以显著减少连接件的数量，降低成本。部分抗剪连接组合梁的受力性能表现出更好的延性。连接件的滑移在一定程度上释放了界面剪力，使得截面的内力重分布能力增强，这对于结构的整体性能是有利的。

在负弯矩区，混凝土翼板位于受拉区，其抗拉作用通常忽略不计（考虑开裂）。钢梁下翼缘受拉，上翼缘（即混凝土翼板附近的区域）受压。此时，截面的抗弯承载力主要由能够发展全截面塑性的钢梁自身提供，混凝土翼板内的纵向钢筋参

与受拉。抗剪连接件不仅承受水平剪力，还承受由于混凝土翼板与钢梁分离引起的巨大掀起力。这种复合受力状态极大地降低了单个连接件的抗剪承载力。如果采用部分抗剪连接，连接件数量本已减少。在拉剪复合作用下，界面滑移量会显著增大，可能导致连接件周围的混凝土压碎或撕裂，从而造成抗剪连接能力急剧退化，甚至发生脆性破坏。负弯矩区是裂缝开展和应力集中的关键区域，完全抗剪连接可确保纵向钢筋的拉力能够通过连接件可靠地传递到钢梁上翼缘。这对于控制裂缝宽度、保证结构整体性和承载力至关重要。此外，采用 690～960 MPa 高强钢时，截面所能承受的内力巨大，对剪力连接的可靠性要求更高。任何连接失效都可能引发截面承载力的突然丧失，这与高延性、高冗余度的设计理念相悖。

9.5.4　本条给出了组合梁截面塑性抗弯承载力设计值的相关参数及计算公式，以用于第 9.5.5～9.5.8 条的相关计算。

9.5.5　组合梁的抗剪连接程度系数 η 是衡量钢梁与混凝土翼板之间协同工作程度的重要指标。抗剪连接程度系数量化了钢与混凝土界面连接的“牢固”程度，直接决定了组合梁的设计方法、破坏模式和最终承载力。

9.5.6　完全抗剪连接组合梁是指混凝土翼板与钢梁之间抗剪连接件的数量足以充分发挥组合梁截面的抗弯能力。组合梁设计可按简单塑性理论形成塑性铰的假定来计算组合梁的抗弯承载能力。即：位于塑性中和轴一侧的受拉混凝土因为开裂而不参与工作，混凝土受压区假定为均匀受压，并达到轴心抗压强度设计值；根据塑性中和轴的位置，钢梁可能全部受拉或部分受压部分受拉，但均假定为均匀受力，并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值；忽略钢筋混凝土翼板受压区中钢筋的作用。用塑性设计方法计算组合梁最终承载力时，可不考虑施工过程中有无支承及混凝土徐变、收缩与温度作用的影响。计算公式可根据组合截面的应力平衡条件推导得出。

9.5.7　当抗剪连接件的布置受构造等因素影响不足以承受组合梁剪跨区内总的纵向水平剪力时，可采用部分抗剪连接设计法。在部分抗剪连接中，因受抗剪连接件数量限制及有限剪力的传递，混凝土翼板的抗压承载能力和钢梁的抗拉承载力均无法充分发挥，故抗剪连接件的抗剪承载力与混凝土受压区高度范围内的截面压力值相等。混凝土受压区假定为均匀受压，并达到轴心抗压强度设计值；根据塑性中和轴的位置，钢梁部分受压部分受拉，但均假定为均匀受力，并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值；忽略钢筋混凝土翼板受压区中钢筋的作用。计算公

式可通过组合截面的应力平衡条件推导得出。

9.5.8 完全抗剪连接组合梁在负弯矩作用区段的正截面受弯承载力计算方法与第 9.5.6 条类似，不同之处在于混凝土翼板处于受拉状态，而钢梁处于完全受压或部分受压部分受拉状态。计算中忽略混凝土的受拉作用，但应考虑混凝土翼板纵向钢筋的受拉作用。计算公式可根据组合截面的应力平衡条件推导得出。

9.5.9 钢-混凝土组合梁中，混凝土板通常借助抗剪连接件与钢梁有效连接，从而为钢梁的受压翼缘提供了强大的侧向和扭转约束。因此，组合梁的抗侧向扭转屈曲能力远优于纯钢梁。本条通过考虑这种约束效应来显著提高侧向无约束组合梁的屈曲承载力。对于绝大多数符合常规设计和构造要求的连续组合梁（正弯矩区），由于其强大的自然抗侧扭能力，可以直接忽略侧向扭转屈曲验算，设计时只需进行弯矩和剪力的强度验算以及挠度验算即可。如果由于特殊情况（例如施工阶段无板、板未有效连接、或截面非常特殊），需要评估其抗侧向扭转屈曲能力，则按本条公式进行计算。

9.5.10 本条规定组合梁的竖向抗剪承载力仅由钢梁腹板承担，而混凝土板由于其抗剪强度相对较低且存在开裂问题，在竖向抗剪计算中通常不予考虑。计算公式基于 Von Mises 屈服准则，采用钢梁腹板的剪应力作用面积和钢材的屈服强度进行计算。该方法是基于组合梁的受力特性所采用的偏于安全的简化设计方法。

9.6 抗剪连接件设计

9.6.1 本条明确了组合梁抗剪连接设计的适用范围和依据。由于圆柱头焊钉技术成熟且本节条款是针对其与高强钢匹配的特性和试验研究制定的，故本节仅适用于圆柱头焊钉抗剪连接的情况。对于其他形式的抗剪连接件，因与高强钢匹配的研究尚不充分，建议参考其他现行标准并进行充分论证。同时，条文确立了标准推出试验作为确定抗剪承载力的根本方法和解决特殊工程问题的最终依据，保证了设计的科学性和可靠性。

9.6.2 单个抗剪连接件的抗剪承载力设计值计算公式基于极限状态设计法，确保结构具有足够的安全储备。正负弯矩作用区域分别采用不同的分项系数，主要原因如下：在正弯矩作用区域，混凝土板处于受压区，对焊钉根部具有良好的约束作用。焊钉的受力状态相对较好，破坏模式通常表现为焊钉自身的剪切屈服或混凝土板的承压破坏。这两种破坏模式均具有较好的延性，故可靠度要求可适当

降低，因此采用较小的分项系数（$\gamma_V^+ = 1.25$）。在负弯矩作用区域，混凝土板处于受拉区，不可避免地出现开裂。裂缝的存在导致混凝土对焊钉的约束作用减弱，尤其是对焊钉根部的约束。焊钉的工作环境更为不利，其破坏模式更多地表现出脆性特征，例如焊钉周围混凝土的劈裂破坏或过早剥离破坏。由于混凝土开裂导致受力状态复杂且破坏时的延性变差，为了保障结构具有更高的安全储备，必须采用更大的分项系数（$\gamma_V^- = 1.67$）。由于抗剪连接件在混凝土中的工作机理和破坏模式并未随着钢梁屈服强度的提高而发生本质改变，因此与国内外现行标准的规定保持协调一致。

本条规定了抗剪连接件承载力设计值的通用计算方法。其核心在于区分正、负弯矩区并采用不同的材料分项系数 γ_V 。正弯矩区混凝土受压，约束作用良好，连接件延性破坏特征显著，故取 $\gamma_V^+ = 1.25$；负弯矩区混凝土易开裂，约束作用变弱，连接件工作环境不利且破坏更具脆性特征，为提供更高的安全储备，故取 $\gamma_V^- = 1.67$。该规定是基于连接件在不同区域的受力性能、破坏模式和可靠度理论分析的结果，并与国内外现行标准保持协调一致，确保了高强钢组合结构抗剪连接设计的安全可靠性。

9.6.3 本条对圆柱头焊钉材料的力学性能和尺寸做出了强制性规定，其根本目的是确保在高强钢结构中获得安全、可靠、延性良好的抗剪连接。

9.6.4 本条给出了高强钢-混凝土组合梁中圆柱头焊钉抗剪承载力的计算方法。其核心是采用“混凝土承压破坏”和“焊钉剪切破坏”两者中的较低值作为抗剪承载力设计值，综合考虑了材料性能、破坏机理和构造细节，为高强钢-混凝土组合梁的抗剪连接设计提供科学、安全且便于操作的设计依据。式中，混凝土立方体抗压强度标准值 f_{cu} 与（圆柱体）轴心抗压强度设计值 f_{cd} 之间满足换算关系：$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 0.8f_{cu}/\gamma_c = 0.8f_{cu}/1.5 = 0.53f_{cu}$；混凝土弹性模量 E_{cm} 随强度变化的关系式为：$E_{cm} = 22[(0.8f_{cu} + 8)/10]^{0.3} = 22[(1.5f_{cd} + 8)/10]^{0.3}$。

9.6.5 本条对圆柱头焊钉应用于钢梁与压型钢板组合板之间的抗剪连接中提出了三项构造规定，其根本目的是为了克服压型钢板的存在所带来的不利影响，确保抗剪连接的可靠性。

9.6.6 针对压型钢板板肋平行于钢梁的情况，规定了抗剪连接件的承载力折减方法，其核心是考虑混凝土肋窄导致的约束不足和脆性破坏模式。折减系数 k_l 的公式定量反映了混凝土肋的相对宽度 b_0/h_p 和焊钉的有效相对埋深

$(h_{sc}/h_p - 1)$ 这两个关键几何参数对承载力的影响。对多排焊钉中计算宽度 b_0 的特殊规定，是为了考虑多钉应力重叠的不利效应，通过规定最小有效承压宽度（钉间距+50mm）来确保计算模型的安全性，防止混凝土肋发生劈裂破坏。

9.6.7 针对压型钢板肋垂直于钢梁的情况，规定了更为细致的抗剪连接件承载力折减方法，其核心是区分单钉与多钉的不同破坏机理。对于多钉情况，由于“群钉效应”会引发混凝土肋的脆性劈裂破坏，因此采用了更小的系数（0.5）和更严格的上限（0.8） 进行大幅折减。对焊钉总高度的限制是为了保证焊接质量，并确保焊钉锚固头能有效埋入混凝土翼板中，是保证连接件充分发挥抗剪连接作用的必要构造措施。

9.6.8 本条和 9.6.9 条规定了实现组合梁完全抗剪连接所需连接件数量的基本计算原则，其本质是确保界面抗剪能力不小于实现截面全塑性（或弹性）抗弯承载力所需传递的纵向剪力。这两条规定共同构成了组合梁抗剪连接设计的基础，设计师需根据结构体系（塑性/弹性设计）和弯矩符号（正/负）正确选用相应的公式和参数进行计算，以确保组合梁能够达到预期的抗弯承载力。

9.6.10 本条文的制定是基于组合梁在正、负弯矩区具有不同的受力机理和破坏模式。允许对正弯矩区连接件数量 n^+ 进行折减，是基于“部分抗剪连接”的理论和经济性考虑，适用于承载力有富余的情况；不允许对负弯矩区连接件数量 n^- 进行任何折减，是因为负弯矩区的承载性能严重依赖于足够的抗剪连接来保证钢筋锚固、控制裂缝宽度并防止脆性破坏。此规定确保了组合梁，特别是高强钢组合梁，在负弯矩区具有必要的延性、安全储备和使用性能。

9.6.11 本条规定了计算部分抗剪连接组合梁抗弯承载力的基本原则与核心公式。在极限状态下，抗剪连接件所能提供的总剪力 N_q，决定了混凝土翼板实际能够被激发出的受压承载力 F_c，即 $N_q = F_c$。在部分抗剪连接设计中，组合梁的抗弯承载力由抗剪连接件的强度和数量控制，体现了“连接件强度”是此类设计的控制因素。

9.6.14 本条文和 9.6.15 条是针对组合梁中特殊位置和特殊工况的精细化抗剪连接设计规定，其制定基于塑性理论和大量工程经验。本条规定了四种必须进行附加验算的危险情况，这些情况会导致剪力流集中或分布异常。

9.6.16 针对抗剪连接件间距发生改变的中间点处截面和 9.6.14 条的中间点处截

面，本条文提供了抗剪连接安全性的具体验算公式。其核心是确保从支座到跨中任意区段内的连接件数量均与该区段所需传递的剪力成正比，从而保证整个梁长的剪力传递协调一致，确保组合梁在复杂受力状态下的整体安全性与可靠性。

10 钢-混凝土组合柱

10.1 一般规定

10.1.1 本章采纳国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 或欧盟标准 Eurocode 4 关于矩形和圆形钢管混凝土组合柱的相关计算公式，且对于轴心受压短柱的承载力计算公式进行了试验验证和中欧标准对比分析。试验所采用的钢材强度等级为 690 MPa、混凝土强度等级为 C45 至 C80。

10.1.2 本条参考欧标 Eurocode 4 第 6.7.1 条表 6.3 的规定，给出组合柱构件的钢管及型钢截面的宽厚比限值。

10.1.4 本条参考国家标准《钢结构设计标准》GB50017 第 15.6.1 条规定。

10.1.5 本条至 10.1.9 条主要参考欧标 Eurocode 4，给出组合柱总体设计原则。对不同形式的组合柱受压构件，需要考虑钢截面对混凝土的约束效应。

10.2 材料和构造要求

10.2.1 本条至 10.2.3 条主要参考国标国家标准《钢结构设计标准》GB50017 第 15.2 节及 15.3 节，给出组合柱的相应构造要求。组合柱钢管及型钢应避免产生局部屈曲，因此钢管壁厚或板件厚度不应小于 10mm。

10.3 组合柱设计方法

10.3.1 本条给出组合柱截面轴心受压承载力计算方法。其中，型钢混凝或矩形钢管混凝土短柱轴心受压承载力计算公式参考欧标 Eurocode 4 (BS EN 1994-1-1:2004(E))中的第 6.7.3.2 条的计算规定。

矩形钢管混凝土短柱的轴心受压承载力计算方法采用叠加理论，不考虑钢管对混凝土的约束效应，且不考虑混凝土对钢管承载力的影响。通过相关文献的计算比较和分析可知，当 690 MPa 及以上强度等级钢管的含钢率过高（或过低）时，抑或钢管强度与混凝土强度的匹配不合理时，依据现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 计算得出的组合柱受压承载力显著低于（或显著高于）试验结果，这是因为根据 GB 50936 表 5.1.2 得出的套箍效应影响系数计算公式在上述情况下不再适用于 690 MPa 及以上强度等级的钢管。而依据 Eurocode 4 (BS EN 1994-1-1:2004(E))计算得出的矩形钢管混凝土柱的受压承载力标准值比试验结果低 5%-15%，受压承载力设计值则比试验结果低 15%-35%，均在合理范

围内，故满足规范设计要求。

圆形钢管混凝土短柱轴心受压承载力计算公式参考欧标 Eurocode 4 (BS EN 1994-1-1:2004(E))中的第 6.7.3.2 条的计算规定。圆形钢管混凝土短柱不采用现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 计算公式的原因是计算结果过于保守。通过相关文献的计算比较和分析可知，依据 GB 50936 计算公式得出的圆形钢管混凝土组合柱的受压承载力设计值比试验结果低 95%，受压承载力标准值比试验结果低 40%，而依据 Eurocode 4 (BS EN 1994-1-1:2004(E))计算得出的钢管混凝土柱的受压承载力标准值比试验结果低 5%-10%，受压承载力设计值则比试验结果低 30%左右，均在合理范围内，故满足规范设计要求。

10.3.2 本条主要给出组合柱轴心受压稳定承载力计算公式。主要参考欧标 Eurocode 4 第 6.7.3.3 及 6.7.3.5 条的计算公式。组合柱的截面分类则根据本标准表 10.3.4 确定，稳定系数 φ 则根据本标准附录 A 的相关公式求解得到。

10.3.3 本条主要参考 Eurocode 4(BS EN 1994-1-1:2004(E))第 6.7.3.2 条简化计算方法，给出了组合柱截面受压弯组合作用承载力的计算公式。对于 N-M 多段线相关曲线上各点对应的抗弯和抗压承载力的计算公式，则通过组合截面的内力平衡方程推导得出。组合柱截面受压弯组合作用的稳定承载力参考 Eurocode 4(BS EN 1994-1-1:2004(E))第 6.7.3.6 条及 6.7.3.7 条的计算公式。

10.3.4 本条规定组合柱的抗剪承载力仅由钢截面腹板承担，而混凝土由于其抗剪强度相对较低且存在开裂问题，在竖向抗剪计算中通常不予考虑。计算公式基于 Von Mises 屈服准则，采用钢截面腹板的剪应力作用面积和钢材的屈服强度进行计算。

11 焊接工艺

11.1 一般规定

11.1.1 高强钢的焊接具有很强的裂纹敏感性。焊接裂纹主要是冷裂纹，为防止冷裂纹的产生，主要从以下四个方面采取工艺措施：

选择合适的焊接材料。焊前焊剂、焊丝等要按规定烘干，焊丝应仔细去除油污药芯焊丝要密封防潮，焊接前清理焊缝区域，以减少氢的来源。

保证预热温度和层间温度，以控制焊后冷却速度。

焊后及时进行热处理，以加速氢的扩散溢出。

拟定合理的焊接工艺参数和焊接顺序，控制焊接热输入。

11.1.2 调质（QT）与热机械控制轧制（TMCP）高强钢焊接在焊接时均会出现脆化与软化的现象。这类钢在热影响区中引起脆化的原因除了奥氏体晶粒粗化引起外，主要是由于脆化性混合组织的形成，这些脆性混合组织的形成与合金化程度及 $t_{8/5}$ 时间的控制有关。热影响区出现软化是因为在调质状态下焊接时，热影响区的加热温度高于母材回火温度至 Ac_1 的温度区间，由于碳化物的集聚长大而使钢材软化。由于软化程度和软化区宽度与焊接工艺有很大关系，因此在制定这类钢焊接工艺时须加以控制。

11.2 焊接材料要求

10.2.2 在高强钢焊接中，应保证焊缝金属具有不低于母材金属的韧性，且不低60J（即低温冲击韧性要求），这比保证强度更为重要。高强钢的强度等级越高，接头因韧性不足而产生脆性断裂的危险性越大。焊缝金属的韧性取决于它的化学成分和金相组织，另外还受到焊接工艺参数、焊后热处理参数、工作温度和时间的影响。低合金高强钢焊缝金属按其合金成分和杂质含量，可能会产生蠕变脆化和回火脆性等现象。因此焊缝金属的等韧性原则应理解为在焊后状态，各种热处理态和结构长时间运行后焊缝金属具有与母材金属相当的韧性水平。

10.2.3 对于厚板、拘束度大以及冷裂纹倾向高的焊接结构，应选用超低焊接材料，以提高抗裂性能；焊接厚板、大拘束度的材料时，第一层打底焊缝最容易产生裂纹，故可选用强度稍低，塑性、韧性良好的低氢或超低氢焊材；对于重要的焊接产品，需确保产品使用性能的可靠性，应具有优良的低温冲击韧性和断裂韧

性，故选用高韧性焊接材料和高碱度焊剂等。

11.3 焊接方法

11.3.1 高强钢焊接方法的选择主要考虑构件结构、板厚、性能要求和生产条件等因素，其中最为常用的是焊条电弧焊、埋弧焊、熔化极气体保护焊。焊接时由于温度的作用使热影响区局部强度和韧性下降几乎是不可避免的，应尽量限制焊接过程中热量对临近焊缝区域的影响，除非焊后对焊件重新调质处理（但是焊后重新调质会延长生产周期提高制造成本，而且大的构件无法进行焊后热处理）。对于焊后不再调质处理的钢材，应严格按焊接工艺规程控制焊前温度以及焊接热输入，尽量减小焊接对母材的影响。

11.4 焊前规定

10.4.1 焊接坡口的几何形状、尺寸、角度、制备方法，会直接影响到接头质量和经济性。在设计焊接坡口时，尽量减少焊缝的横截面积，以减少焊接材料的消耗量，提高生产效率降低劳动强度。例如，U 形坡口与 V 形坡口相比，U 形坡口必须采用机加工，比较费时，但是焊缝截面显著减少，在厚板结构中可以优先考虑采用 U 形坡口。

所有常用的坡口加工方法都可用于高强钢。在热切割过程中，接头表面可能会形成一层较薄的氧化层，于焊接前先应将其打磨去除。

10.4.3 焊接区域的清理是一项不可忽视的工作，它是建立低氢环境的主要环节之一。钢材的淬硬倾向越大，对焊接区清理的要求越高。焊接边缘和坡口表面不应有氧化皮、锈蚀、油漆、油脂及其他污染物。焊前还必须清除焊接区域钢板表面的吸附水分，尤其是在相对湿度较大的环境下焊接时。

10.4.4 在高强钢焊接中，为防止产生冷裂纹，通常选用低氢型碱性焊材，但是这类焊材往往容易吸潮，通过合理的烘焙工序，消除过高的水分含量，以期达到低氢的效果。在焊条和焊剂使用前，应按技术条件的规定或生产厂家推荐的规范进行烘焙，对于强度级别高的焊条应随用随取，并且使用过程中使用保温桶通电保温。

10.4.5 焊接工艺参数包括能量参数、温度参数、操作参数三部分。能量参数是指焊接电流、电压和焊接速度。温度参数则包括预热温度、层间温度和后热温度。操作参数主要由焊接位置、焊接顺序、焊接方向和焊道层次等参数组成。

在焊接高强钢时，主要考虑接头性能的影响，接头的冷却速度直接取决于焊接热输入的大小，高强钢而言，热输入线能量过小易产生硬组织，出现熔合区冷裂纹;热输入过大，易产生过热组织，强度降低。因此应在制定焊接工艺规范（WPS）时，应明确焊接时的预热、层间温度，以及热输入的上下限。

11.5 预热和道间温度控制

10.5.1 对构件预热可以降低产生氢致裂纹的风险。预热会使构件在焊接后冷却速度降低，使氢有足够的时间扩散出去。氢的扩散温度主要在 100℃和 300℃之间。除了预热，焊接过程中还必须保持层间温度。受热的区域的宽度应在焊缝两侧至少大于 100 mm。层间温度和热输入量应保持相对较低，防止晶粒长大（导致韧性降低）和过度回火（导致强度降低）。可根据欧盟标准 EN 1011-2 附录 C 确定是否需要预热。例如，当明确了钢材的碳当量、焊接接头的板件厚度、焊材的氢含量和热输入量时，可根据 EN 1011-2，附录 C 中的方法 A 选择合适的预热温度和层间温度。也可与钢材生产商沟通，咨询预热温度和层间温度的相关建议。

11.6 焊后热处理

10.6.1 焊后热处理 (PWHT) 主要用于降低构件中的残余应力，或让氢在钢结构中扩散开来，避免开裂。焊后热处理通常在 200 ºC ～ 300 ºC 进行。如果规范要求进行焊后热处理，则应与钢铁生产商沟通，以确保焊后热处理不会对母材及焊缝性能产生不利的影响。

11.7 焊接质量检验

10.7.1 焊缝质量主要是通过目检及 NDT 检验。目检主要是检查焊缝的外观，如咬边焊脚尺寸、焊缝成形、表面裂纹等肉眼能看到的缺陷。NDT 检查主要是检测焊缝内部是否有缺陷。NDT 检查常用的方法主要包括磁粉检测(MT)、超声波检测(UT)和射线检测(RT)等方法。以上各种检测方法主要根据合同规定或者相应标准进行。690 MPa 及以上强度等级钢材的焊接通常采用一级焊缝，根据《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），需100%超声波（UT）或射线（RT）探伤检验，例如全焊透桥梁节点等关键部位。

10.7.2 对高强钢焊接结构，应在焊接以后达到最低保持时间的要求后进行磁粉探伤(NDT)。最低保持时间通常为 24 至 72 小时，如表 9.1 所示。

表 9.7.2 高强钢焊后保持时间要求

焊缝尺寸 [mm] *	热输入量 Q [kJ/mm]	保持时间 [小时]
a 或 $s \leq 6$	全部	24
$6 < a$ 或 $s \leq 12$	≤ 3	24
	> 3	48
a 或 $s > 12$	≤ 3	48
	> 3	72
* 焊缝尺寸代表角焊缝的名义焊喉尺寸 a 或全熔透焊缝的名义材料厚度 s。对于单边部分熔透对接焊缝， a 表示名义焊缝深度，对于双边部分熔透对接焊缝，a 表示名义焊喉尺寸的总和。		

上述的焊后保持时间均为最低要求。对于主要受力结构，应考虑更严格的要求。例如，在磁粉探伤之前，所有高强钢都应经过 72 小时的保持时间，这与相关钢材的碳当量有关。此外，应考虑提高检测的要求。

11.8 焊接工艺评定

10.8.2 针对高强钢焊接结构制订焊接工艺规范 (WPS)时。应由具备资质的第三方进行焊接工艺评定(WPQR)，评定内容包括焊接结构的强度、硬度、韧性、材料等测试结果，并提供鉴定证书。国家标准 GB 50661 也针对焊接工艺规范和评定提出了建议。

10.8.3 焊接工艺评定所采用的试件和试验应能反映影响母材或者焊接热影响区的性能等关键问题，包括焊接接头的准备，焊材的选用，热输入量，氢扩散，预热等问题。焊接工艺评定还可用于解决异种材料的焊接以及焊材低强匹配的工艺问题。

10.8.5 对角焊缝进行焊接工艺评定时，可按国家标准 GB/T 26957 进行十字形接头拉伸试验。如果焊材采用欠强匹配，亦可增加角焊缝的焊喉尺寸作为补偿，此时应进行焊材拉伸试验，并与焊材的名义抗拉强度进行比较。

10.8.6 焊接人员和操作工须获得一定的专业资格，以证明其完成的高强钢焊接结构质量满足要求。焊接人员和操作工至少应满足国家标准 GB/T 15169 以及国家标准 GB/T 19805 的相关要求。