

UDC

中华人民共和国国家标准

GB

P

GB 50017—201X

钢结构设计规范

Code for design of steel structure

（送审稿初稿）

《钢结构设计规范》国家标准管理组

2012年10月22日

目 次

1	总 则	6
2	术语和符号	7
2.1	术语	7
2.2	符 号	10
3	基本设计规定	16
3.1	设计原则	16
3.2	结构体系	18
3.3	荷载和作用	19
3.4	结构或构件变形的规定	20
3.5	截面设计等级	21
3.6	钢结构抗震设计	22
4	材料和材料选用	23
4.1	钢材牌号及标准	23
4.2	连接材料型号及标准	23
4.3	材料选用	24
4.4	设计指标和设计参数	26
5	结构分析与稳定性设计	32
5.1	一般规定	32
5.2	初始缺陷	33
5.3	一阶弹性分析与设计	35
5.4	二阶弹性分析与设计	35
5.5	直接分析设计法	36
6	受弯、受剪和受扭构件的计算及梁的设计	38
6.1	受弯、受剪构件的强度	38
6.2	受弯构件的整体稳定	40
6.3	受扭构件的强度及整体稳定	43
6.4	局部稳定	43

6.5	焊接截面梁腹板考虑屈曲后强度的计算	50
6.6	腹板开孔要求	52
6.7	梁的构造要求	54
7	轴心受力构件的计算和桁架杆件的设计	55
7.1	截面强度计算	55
7.2	轴压构件的稳定性计算	56
7.3	实腹轴压构件的局部稳定和屈曲后强度	66
7.4	桁架构件及支撑的计算长度和容许长细比	68
7.5	轴压构件的支撑	72
7.6	桁架和塔架杆件的特殊问题	73
8	拉弯、压弯构件的计算和柱的设计	77
8.1	截面强度计算	77
8.2	构件的稳定性计算	78
8.3	柱的计算长度	83
8.4	压弯构件的局部稳定和屈曲后强度	89
8.5	柱身的构造要求	91
9	钢板剪力墙	92
9.1	一般规定	92
9.2	加劲钢板剪力墙的计算	92
9.3	构造要求	94
10	塑性及弯矩调幅设计	96
10.1	一般规定	96
10.2	弯矩调幅设计要点	97
10.3	构件的计算	97
10.4	容许长细比和构造要求	98
11	连接	100
11.1	一般规定	100
11.2	焊接连接计算	101
11.3	焊接连接构造要求	105
11.4	紧固件连接计算	109

11.5	紧固件连接构造要求.....	113
11.6	销轴连接.....	115
11.7	钢管法兰连接构造.....	117
12	节 点.....	119
12.1	一般规定.....	119
12.2	连接板节点.....	119
12.3	梁柱连接节点.....	122
12.4	铸钢节点.....	126
12.5	预应力索节点.....	127
12.6	支座.....	127
12.7	柱脚.....	129
13	钢管连接节点.....	134
13.1	一般规定.....	134
13.2	构造要求.....	135
13.3	圆钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算.....	138
13.4	矩形钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算.....	152
14	钢与混凝土组合梁.....	162
14.1	一般规定.....	162
14.2	组合梁设计.....	164
14.3	抗剪连接件的计算.....	167
14.4	挠度计算.....	169
14.5	负弯矩区裂缝宽度计算.....	171
14.6	纵向抗剪计算.....	171
14.7	构造要求.....	173
15	钢管混凝土组合柱及节点.....	175
15.1	一般规定.....	175
15.2	矩形钢管混凝土构件.....	175
15.3	圆钢管混凝土构件.....	179
15.4	梁柱连接节点.....	182
16	疲劳计算及防脆断设计.....	188

16.1	一般规定.....	188
16.2	疲劳计算.....	188
16.3	构造要求.....	193
16.4	防脆断设计.....	195
17	钢结构构件和节点抗震设计.....	197
17.1	一般规定.....	197
17.2	计算要点.....	199
17.3	节点设计与构造要求.....	205
18	钢结构防护.....	211
18.1	抗火设计.....	211
18.2	防腐蚀设计.....	211
18.3	隔热.....	213
附录 A	常用建筑结构体系.....	214
A.1	单层钢结构.....	214
A.2	多高层钢结构.....	214
A.3	大跨度钢结构.....	215
附录 B	结构或构件的变形允许值.....	217
B. 1	受弯构件的挠度容许值.....	217
B. 2	结构的位移容许值.....	218
附录 C	简支梁、悬臂梁的弹性屈曲临界弯矩.....	222
C. 1	简支梁的弹性屈曲临界弯矩.....	222
C. 2	悬臂梁的弹性屈曲临界弯矩.....	224
附录 D	轴心受压构件的稳定系数.....	226
附录 E	柱的计算长度系数.....	231
附录 F	设置加劲的钢板剪力墙的弹性屈曲临界应力.....	232
F.1	仅设置竖向加劲的钢板剪力墙.....	232
F.2	设置水平加劲的钢板剪力墙.....	235
F.3	同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙.....	237
附录 G	桁架节点板在斜腹杆压力作用下的稳定计算.....	239
附录 H	无加劲钢管直接焊接节点刚度判别.....	241

附录 J 钢与混凝土组合梁的疲劳验算	243
附录 K 圆钢管混凝土组合抗压、抗剪强度设计值	245
附录 L 疲劳计算的构件和连接分类	247
附录 M 结构分类	255
附录 N 防屈曲支撑	258

1 总 则

1.0.1 为在钢结构设计中贯彻执行国家的技术经济政策，做到技术先进、安全适用、经济合理、保证质量，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于工业与民用房屋和一般构筑物的钢结构设计。当进行构件的强度和稳定性及节点的强度计算时，由冷弯成型钢材制作的构件及其连接尚应符合国家现行标准《冷弯型钢结构技术规范》GB50018 的规定。

1.0.3 本规范依据国家现行标准《工程结构可靠度设计统一标准》GB50153 及《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 的原则制定。

1.0.4 钢结构设计除应符合本规范外，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 钢结构 steel structure

以钢板、钢管、圆钢、热轧型钢或冷加工成型的型钢通过焊接、铆钉或螺栓连接而成的结构。

2.1.2 脆断 brittle fracture

指钢结构在拉应力状态下没有出现警示性的塑性变形而突然发生的脆性断裂。

2.1.3 一阶弹性分析 first-order elastic analysis

不考虑几何非线性对结构内力和变形产生的影响，根据未变形的结构建立平衡条件，按弹性阶段分析结构内力及位移。

2.1.4 二阶弹性分析 second-order elastic analysis

考虑几何非线性对结构内力和变形产生的影响，根据位移后的结构建立平衡条件，按弹性阶段分析结构内力及位移。

2.1.5 直接分析设计

同时考虑结构几何非线性、材料非线性以及构件残余应力等缺陷对内力产生的影响，以整个结构体系为对象进行二阶弹塑性分析的设计方法。

2.1.6 屈曲 buckling

板件、杆件或结构在轴心压力、弯矩、剪力单独或共同作用下突然发生与原变形状态正交的较大变形而失去稳定的现象。

2.1.7 腹板屈曲后强度 post-buckling strength of web plate

腹板屈曲后尚能继续保持承受额外荷载的能力。

2.1.8 正则化长细比 normalized slenderness

参数，其值等于钢材受弯、受剪或受压屈服强度除以相应的板件抗弯、抗剪或局部承压弹性屈曲应力之商的平方根。

2.1.9 整体稳定 overall stability

构件或结构抵抗荷载的一阶、二阶效应而继续保持平衡的能力。

2.1.10 有效宽度 effective width

在进行截面强度和稳定性计算时，假定板件有效的那一部分宽度。

2.1.11 有效宽度系数 effective width factor

板件有效宽度与板件实际宽度的比值。

2.1.12 计算长度 effective length

构件在其有效约束点间的几何长度乘以考虑杆端变形情况和所受荷载情况的系数而得的等效长度，用以计算构件的长细比。

2.1.13 长细比 slenderness ratio

构件计算长度与构件截面回转半径的比值。

2.1.14 换算长细比 equivalent slenderness ratio

在轴心受压构件的整体稳定计算中，按临界力相等的原则，将格构式构件换算为实腹构件进行计算时对应的长细比或将弯扭与扭转失稳换算为弯曲失稳时采用的长细比。

2.1.15 支撑力 nodal bracing force

为减少受压构件（或构件的受压翼缘）的自由长度所设置的侧向支撑处，在被支撑构件（或构件受压翼缘）的屈曲方向，所需施加于该构件（或构件受压翼缘）截面剪心的侧向力。

2.1.16 纯框架 unbraced frame

依靠构件及节点连接的抗弯能力抵抗侧向荷载的框架。

2.1.17 框架支撑结构 frame-bracing structure

由框架及支撑共同组成的抗侧力体系。

2.1.18 强支撑框架 frame braced with strong bracing system

在支撑框架中，支撑结构（支撑桁架、剪力墙、筒体等）抗侧力刚度较大，可将该框架视为无侧移的框架。

2.1.19 弱支撑框架 frame braced with weak bracing system

在支撑框架中，支撑结构抗侧力刚度较弱，不能将该框架视为无侧移的框架。

2.1.20 摇摆柱 leaning column

框架内两端为铰接不能抵抗侧向荷载的柱。

2.1.21 节点域 panel zone

框架梁柱的刚接节点处，柱腹板在梁高度范围内上下边设有加劲肋或隔板的区域。

2.1.22 球形钢支座 spherical steel bearing

使结构在支座处可以沿任意方向转动，以钢球面作为支承面的铰接支座或可移动支座。

2.1.23 板式橡胶支座 rubber bearing

满足支座位移要求，以橡胶和薄板等复合材料制成传递支座反力的支座。

2.1.24 钢板剪力墙 steel-plate shear wall

以钢板为材料填充于框架中承受框架中的水平剪力的墙体。

2.1.25 主管 chord member

钢管结构构件中，在节点处连续贯通的管件，如桁架中的弦杆。

2.1.26 支管 brace member

钢管结构中，在节点处断开并与主管相连的管件，如桁架中与主管相连的腹杆。

2.1.27 间隙节点 gap joint

两支管的趾部离开一定距离的管节点。

2.1.28 搭接节点 overlap joint

在钢管节点处，两支管相互搭接的节点。

2.1.29 平面管节点 uniplanar joint

支管与主管在同一平面内相互连接的节点。

2.1.30 空间管节点 multiplanar joint

在不同平面内的支管与主管相接而形成的管节点。

2.1.31 焊接截面 welded section

由板件（或型钢）焊接而成的截面。

2.1.32 钢与混凝土组合梁 composite steel and concrete beam

由混凝土翼板与钢梁通过抗剪连接件组合而成可整体受力的梁。

2.1.33 支撑（剪力墙）系统 bracing system

包括支撑（剪力墙）及与之相连的梁（包括基础梁）、柱及其连接。

2.1.34 钢管混凝土柱 concrete filled steel tubular column

钢管内浇注混凝土，钢管和混凝土共同承担荷载的柱子。

2.1.35 消能梁段 link

框架支撑结构中，支撑连接位置偏离梁柱节点，每根支撑应至少一端与框架梁相连，并在支撑与梁交点和柱之间或同一跨内另一支撑与梁交点之间形成的一段短梁。

2.1.36 中心支撑框架 concentrically braced frame

不具有消能梁段的框架支撑结构。

2.1.37 偏心支撑框架 eccentrically braced frame

具有消能梁段的框架支撑结构

2.1.38 防屈曲支撑 buckling-restrained brace

由核心钢支撑、外约束单元和两者之间的无粘结构造层组成的支撑。

2.1.39 弯矩调幅设计 moment redistribution design

利用钢结构的塑性性能进行弯矩重分布的设计方法。

2.1.40 畸变屈曲 torsional buckling

截面形状发生变化、且板件与板件的交线至少有一条会产生位移的一种屈曲形式。

2.1.41 塑性耗能区 plastic dissipative zone

在强烈地震作用下，结构首先进入塑性变形、削减刚度、并消耗能量的区域。。

2.1.42 弹性区 elastic region

在强烈地震作用下，结构仍处于弹性工作状态的区域。

2.2 符号

2.2.1 作用和作用效应设计值

- F —— 集中荷载；
- H —— 水平力；
- M —— 弯矩；
- N —— 轴心力；
- P —— 高强度螺栓的预拉力；
- Q —— 重力荷载；
- R —— 支座反力；
- V —— 剪力。

2.2.2 计算指标

- E —— 钢材的弹性模量；
- E_c —— 混凝土的弹性模量；
- G —— 钢材的剪变模量；
- N_t^a —— 一个锚栓的抗拉承载力设计值；
- N_t^b 、 N_v^b 、 N_c^b —— 一个螺栓的抗拉、抗剪和承压承载力设计值；
- N_t^r 、 N_v^r 、 N_c^r —— 一个铆钉的抗拉、抗剪和承压承载力设计值；
- N_v^c —— 组合结构中一个抗剪连接件的抗剪承载力设计值；

- N_t^{pj} 、 N_c^{pj} —— 受拉和受压支管在管节点处的承载力设计值；
- S_b —— 支撑结构的侧移刚度（产生单位侧倾角的水平力）；
- 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 —— 极限抗拉强度设计值；
- f_t^a —— 锚栓的抗拉强度设计值；
- f_t^b 、 f_v^b 、 f_c^b —— 锚栓的抗拉、抗剪和承压强度设计值；
- f_t^r 、 f_v^r 、 f_c^r —— 铆钉的抗拉、抗剪和承压强度设计值；
- f_t^w 、 f_v^w 、 f_c^w —— 对接焊缝的抗拉、抗剪和抗压强度设计值；
- f_f^w —— 角焊缝的抗拉、抗剪和抗压强度设计值；
- f_c —— 混凝土抗压强度设计值；
- Δu —— 楼层的层间位移；
- $[v_Q]$ —— 仅考虑可变荷载标准值产生的挠度的容许值；
- $[v_T]$ —— 同时考虑永久和可变荷载标准值产生的挠度的容许值；
- σ —— 正应力；
- σ_c —— 局部压应力；
- σ_f —— 垂直于角焊缝长度方向，按焊缝有效截面计算的应力；
- $\Delta\sigma$ —— 疲劳计算的应力幅或折算应力幅；
- $\Delta\sigma_e$ —— 变幅疲劳的等效应力幅；
- $[\Delta\sigma]$ —— 疲劳容许应力幅；
- σ_{cr} 、 $\sigma_{c,cr}$ 、 τ_{cr} —— 分别为板件的弯曲应力、局部压应力和剪应力的临界值；

τ —— 剪应力；

τ_f —— 角焊缝的剪应力；

2.2.3 几何参数

A —— 毛截面面积；

A_n —— 净截面面积；

H —— 柱的高度；

H_1 、 H_2 、 H_3 —— 阶形柱上段、中段（或单阶柱下段）、下段的高度；

I —— 毛截面惯性矩；

I_t —— 毛截面抗扭惯性矩；

I_ω —— 毛截面扇性惯性矩；

I_n —— 净截面惯性矩；

S —— 毛截面面积矩；

W —— 毛截面模量；

W_n —— 净截面模量；

W_p —— 塑性毛截面模量；

W_{pn} —— 塑性净截面模量；

b —— 板的宽度；

b_0 —— 箱形截面翼缘板在腹板之间的无支承宽度；混凝土板托顶部的宽度；

b_s —— 加劲肋的外伸宽度；

b_e —— 板件的有效宽度；

d —— 直径；

d_e —— 有效直径；

d_o —— 孔径；

e —— 偏心距；

h	——	截面全高；
h_{c1}	——	混凝土板的厚度；
h_{c2}	——	混凝土板托的厚度；
h_e	——	角焊缝的计算厚度；
h_f	——	角焊缝的焊脚尺寸；
h_w	——	腹板的高度；
h_0	——	腹板的计算高度；
i	——	截面回转半径；
l	——	长度或跨度；
l_1	——	梁受压翼缘侧向支承间距离；螺栓（或铆钉）受力方向的连接长度；
l_w	——	焊缝计算长度；
l_z	——	集中荷载在腹板计算高度边缘上的假定分布长度；
t	——	板的厚度；主管壁厚；
t_s	——	加劲肋的厚度；
t_w	——	腹板的厚度；
λ	——	长细比；
λ_0 、 λ_{yz} 、 λ_z 、 λ_{uz}	——	换算长细比；
$\bar{\lambda}_b$	——	梁腹板受弯计算时的正则化长细比；
$\bar{\lambda}_s$	——	梁腹板受剪计算时的正则化长细比；
$\bar{\lambda}_c$	——	梁腹板受局部压力计算时的正则化长细比；
$\bar{\lambda}_0$	——	正则化长细比。

2.2.4 计算系数及其他

k_1 、 k_2 —— 构件线刚度之比；

- O_V —— 管节点的支管搭接率；
- n_f —— 高强度螺栓的传力摩擦面数目；
- n_v —— 螺栓或铆钉的剪切面数目；
- α_E —— 钢材与混凝土弹性模量之比；
- α_e —— 梁截面模量考虑腹板有效宽度的折减系数；
- α_f —— 疲劳计算的欠载效应等效系数；
- α_{2i} —— 考虑二阶效应框架第 i 层杆件的侧移弯矩增大系数；
- β_b —— 梁整体稳定的等效临界弯矩系数；
- β_{E1} 、 β_{E2} —— 结构性能调整系数、构件调整系数
- β_f —— 正面角焊缝的强度设计值增大系数；
- β_m 、 β_t —— 压弯构件稳定的等效弯矩系数；
- ε_k —— 钢号修正系数，其值为 235 与钢材牌号比值的平方根；
- γ —— 栓钉钢材强屈比；
- γ_0 —— 结构的重要性系数；
- γ_x 、 γ_y —— 对主轴 x 、 y 的截面塑性发展系数；
- η —— 调整系数；
- η_b —— 梁截面不对称影响系数；
- η_1 、 η_2 —— 用于计算阶形柱计算长度的参数；
- μ —— 高强度螺栓摩擦面的抗滑移系数；柱的计算长度系数；
- μ_1 、 μ_2 、 μ_3 —— 阶形柱上段、中段（或单阶柱下段）、下段的计算长度系数；
- ξ —— 用于计算梁整体稳定的参数；
- φ —— 轴心受压构件的稳定系数；
- φ_b —— 梁的整体稳定系数；

- ψ —— 集中荷载的增大系数；
- ψ_n 、 ψ_a 、 ψ_d —— 用于计算直接焊接钢管节点承载力的参数。
- Ω —— 地震内力调整系数

3 基本设计规定

3.1 设计原则

3.1.1 钢结构设计应包括下列内容：

- 1 结构方案设计，包括结构选型、构件布置；
- 2 材料选用；
- 3 作用及作用效应分析；
- 4 结构的极限状态验算；
- 5 结构、构件及连接的构造；
- 6 制作、运输、安装、防腐和防火等要求；
- 7 满足特殊要求结构的专门性能设计。

3.1.2 本规范除疲劳计算外，采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，用分项系数设计表达式进行计算。

3.1.3 除疲劳设计采用容许应力法外，钢结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计：

1 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和结构倾覆；

2 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，影响正常使用的振动，影响正常使用或耐久性能的局部损坏（包括混凝土裂缝）。

3.1.4 钢结构的安全等级和设计使用年限应符合国家现行标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 和《工程结构可靠度设计统一标准》GB50153 的规定。

一般工业与民用建筑钢结构的安全等级应取为二级，其他特殊建筑钢结构的安全等级应根据具体情况另行确定。

建筑物中各类结构构件的安全等级，宜与整个结构的安全等级相同。对其中部分结构构件的安全等级可进行调整，但不得低于三级。

3.1.5 按承载能力极限状态设计钢结构时，应考虑荷载效应的基本组合，必要时尚应考虑荷载效应的偶然组合。

按正常使用极限状态设计钢结构时，应考虑荷载效应的标准组合，对钢与混凝土组合梁，尚应考虑准永久组合。

3.1.6 计算结构或构件的强度、稳定性以及连接的强度时，应采用荷载设计值（荷载标准值乘以荷载分项系数）；计算疲劳时，应采用荷载标准值。

3.1.7 对于直接承受动力荷载的结构：在计算强度和稳定性时，动力荷载设计值应乘以动力系数；在计算疲劳和变形时，动力荷载标准值不乘动力系数。

计算吊车梁或吊车桁架及其制动结构的疲劳和挠度时，起重机荷载应按作用在跨间内荷载效应最大的一台起重机确定。

注：本规范中直接承受动力荷载指直接承受冲击产生振动的荷载等，不包括风荷载和地震作用。

3.1.8 预应力钢结构的设计应包括预应力施工（单次或多次预应力方案）阶段和使用阶段的各种工况。应对结构、构件和节点进行强度、刚度和稳定性计算。预应力索膜结构设计应包括找形分析、荷载分析及裁剪分析三个相互制约的过程，必要时还应进行施工过程分析。对于使用阶段需要换索的工况，在计算、构造及施工方案上应预先考虑。

3.1.9 结构构件、连接及节点应采用下列承载能力极限状态设计表达式：

对持久设计状况、短暂设计状况：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (3.1.9-1)$$

对地震设计状况：

$$S \leq R / \gamma_{RE} \quad (3.1.9-2)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数：对安全等级为一级的结构构件不应小于 1.1，对安全等级为二级的结构构件不应小于 1.0，对安全等级为三级的结构构件不应小于 0.9；

S ——承载能力极限状况下，作用组合的效应设计值：对非抗震设计，应按作用的基本组合计算；对抗震设计，应按作用的地震组合计算；

R ——结构构件的抗力设计值；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，按国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011 取值。

3.1.10 对于可能遭受火灾、爆炸、冲击等偶然作用，安全等级为一级的结构，宜进行防连续倒塌控制设计，保证部分梁或柱失效时结构有一条竖向荷载重分布的途径，保证部分梁或楼板失效时结构的稳定性，保证部分构件失效后节点仍可有效传递荷载。

3.1.11 进行钢结构设计时，应合理选择材料、结构方案和构造措施，满足结构构件在运输、

安装和使用过程中的强度、稳定性和刚度要求并符合防火、防腐蚀要求，必要时，尚应考虑结构部分构件替换的可能性，并提出相应的要求。进行抗震设计时，应综合考虑结构承载力和变形能力，合理选择提高延性降低弹性承载力要求或提高弹性承载力降低延性要求的抗震设计方法。

钢结构的构造应便于制作、运输、安装、维护并使结构受力简单明确，减少应力集中，避免材料三向受拉。以受风载为主的空腹结构，应尽量减少受风面积。宜采用通用和标准化构件。

3.1.12 在钢结构设计文件中，应注明所采用的规范、建筑结构设计使用年限、钢材牌号、连接材料的型号（或钢号）和设计所需的附加保证项目。对焊接连接，应注明焊缝熔透和质量等级及承受动荷载的特殊构造要求；对高强度螺栓连接，应注明预拉力、摩擦面处理和抗滑移系数。此外，还应注明螺栓防松构造要求，端面刨平顶紧部位、钢结构最低防腐设计年限和防护要求及措施、对施工的要求。对抗震设防的钢结构，关键连接部位应注明其连接的细部构造、尺寸，同时注明在塑性耗能区采用钢材的最大允许屈服应力。

3. 2 结构体系

3.2.1 钢结构体系的选用应符合下列原则：

1 应综合考虑结构合理性、建筑及工艺需求、环境条件（包括地质条件及其他）、节约投资和资源、材料供应、制作安装便利性等因素；

2 宜选用成熟的结构体系，当采用新型结构体系时，设计计算和论证应充分，必要时应进行试验。

3.2.2 钢结构的布置应符合下列要求：

1 应具备合理的竖向和水平荷载传递途径；

2 应具有必要的刚度和承载力、良好的结构整体稳定性和构件稳定性；

3 应具有足够冗余度并应加强主要构件间拉结，避免因部分结构或构件破坏导致整个结构体系丧失承载能力而发生连续倒塌；

4 竖向和水平荷载引起的构件和结构的振动，应满足正常使用或舒适度要求；

5 隔墙、外围护等宜采用轻质材料。

3.2.3 施工方法或顺序对主体结构的内力和变形有较大影响时，应进行施工阶段验算。

3.2.4 常用建筑结构体系的设计应符合附录 A 的规定。

3.3 荷载和作用

3.3.1 设计钢结构时，荷载的标准值、荷载分项系数、荷载组合值系数、动力荷载的动力系数等，应按国家现行标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定采用；地震作用应根据国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011 确定。

注：1 对支承轻屋面的构件或结构（檩条、屋架、框架等），当仅有一个可变荷载且受荷水平投影面积超过 60 m^2 时，屋面均布活荷载标准值应取为 0.3 kN/m^2 ；

2 门式刚架轻型房屋的风荷载和雪荷载应符合专门的规定。

3.3.2 计算重级工作制吊车梁（或吊车桁架）及其制动结构的强度、稳定性以及连接（吊车梁或吊车桁架、制动结构、柱相互间的连接）的强度时，应考虑由起重机摆动引起的横向水平力（此水平力不与荷载规范规定的横向水平荷载同时考虑），作用于每个轮压处的此水平力标准值可由下式进行计算：

$$H_k = \alpha P_{k,\max} \quad (3.2.2-1)$$

对软钩起重机：

$$\alpha = 0.1 \quad (3.2.2-2a)$$

对抓斗或磁盘起重机：

$$\alpha = 0.15 \quad (3.2.2-2b)$$

对硬钩起重机：

$$\alpha = 0.2 \quad (3.2.2-2c)$$

式中： $P_{k,\max}$ ——起重机最大轮压标准值；

α ——系数。

注：国家现行标准《起重机设计规范》GB/T3811 将起重机工作级别划分为 A1—A8 级。在一般情况下，本规范中的轻级工作制相当于 A1—A3 级，中级工作制相当于 A4、A5 级；重级工作制相当于 A6—A8 级，其中 A8 属于特重级。

3.3.3 计算屋盖桁架考虑悬挂起重机和电动葫芦的荷载时，在同一跨间每条运动线路上的台数；对梁式起重机不宜多于 2 台；对电动葫芦不宜多于 1 台。

3.3.4 计算冶炼车间或其他类似车间的工作平台结构时，由检修材料所产生的荷载，可乘以下列折减系数：

主梁：0.85；

柱（包括基础）：0.75。

3.3.5 在结构的设计过程中，当考虑温度变化的影响时，温度的变化范围可根据地点、环境、结构类型及使用功能等实际情况确定。

单层房屋和露天结构的温度区段长度（伸缩缝的间距），当不超过表 3.3.5 的数值时，一般情况下可不考虑温度应力和温度变形的影响。

表 3.3.5 温度区段长度值（m）

结构情况	纵向温度区段 （垂直屋架或构架跨度 方向）	横向温度区段 （沿屋架或构架跨度方向）	
		柱顶为刚接	柱顶为铰接
采暖房屋和非采暖地区的房屋	220	120	150
热车间和采暖地区的非采暖房屋	180	100	125
露天结构	120	—	—
围护构件为金属压型钢板的房屋	300	150	

注：1 围护结构可根据具体情况参照有关规范单独设置伸缩缝。

- 2 无桥式起重机房屋的柱间支撑和有桥式起重机房屋吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑，宜对称布置于温度区段中部。当不对称布置时，上述柱间支撑的中点（两道柱间支撑时为两柱间支撑的中点）至温度区断端部的距离不宜大于表 3.3.5 纵向温度区段长度的 60%。
- 3 当横向为多跨高低屋面时，纵向温度区段数据可适当减少。
- 4 当有充分依据或可靠措施时，表中数字可予以增减。

3. 4 结构或构件变形的规定

3.4.1 结构或构件变形（挠度或侧移）的容许值应符合本规范附录 B 的规定。当有实践经验或有特殊要求时，可根据不影响正常使用和观感的原则对附录 B 中的构件变形容许值进行适当的调整。

3.4.2 计算结构或构件的变形时，可不考虑螺栓（或铆钉）孔引起的截面削弱。

3.4.3 横向受力构件可预先起拱，起拱大小应视实际需要而定，可取恒载标准值加 1/2 活载标准值所产生的挠度值。当仅为改善外观条件时，构件挠度应取在恒荷载和活荷载标准值作用下的挠度计算值减去起拱值。

3. 5 截面设计等级

3.5 进行受弯和压弯构件计算及塑性、弯矩调幅设计和抗震设计时，压弯和受弯构件的截面设计等级应符合表 3.5 的规定，其中参数 α_0 应按下式计算：

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (3.5)$$

式中： σ_{\max} ——腹板计算边缘的最大压应力；

σ_{\min} ——腹板计算高度另一边缘相应的应力，压应力取正值，拉应力取负值。

表 3.5 压弯和受弯构件的截面设计等级表

构件	截面等级	A 级 (限值)	B 级 (限值)	C 级 (限值)	D 级 (限值)	E 级 (限值)
框架柱、压弯构件	H 形及 T 形截面 翼缘 b/t	$9 \varepsilon_k$	$11 \varepsilon_k$	$13 \varepsilon_k$	$15 \varepsilon_k$	20
	T 形截面腹板 h_w/t_w	$18 \varepsilon_k \sqrt{\frac{t}{2t_w}}$	$20 \varepsilon_k \sqrt{\frac{t}{2t_w}}$	$22 \varepsilon_k \sqrt{\frac{t}{2t_w}}$	$25 \varepsilon_k \sqrt{\frac{t}{2t_w}}$	$30 \varepsilon_k \sqrt{\frac{t}{2t_w}}$
	H 形截面腹板 h_w/t_w	$44 \varepsilon_k$	$50 \varepsilon_k$	$(42 + 18\alpha_0^{1.51}) \varepsilon_k$	$(45 + 25\alpha_0^{1.66}) \varepsilon_k$	250
	箱形截面 壁板、腹板间 翼缘 b_0/t	$30 \varepsilon_k$	$35 \varepsilon_k$	$42 \varepsilon_k$	$45 \varepsilon_k$	—
	圆钢管截面 径厚比 D/t	$50 \varepsilon_k^2$	$70 \varepsilon_k^2$	$90 \varepsilon_k^2$	$100 \varepsilon_k^2$	—
	圆钢管混凝土柱 径厚比 D/t	$70 \varepsilon_k^2$	$85 \varepsilon_k^2$	$90 \varepsilon_k^2$	$100 \varepsilon_k^2$	—
	矩形钢管混凝土截面 壁板间翼缘 b_0/t	$40 \varepsilon_k$	$50 \varepsilon_k$	$55 \varepsilon_k$	$60 \varepsilon_k$	—
梁、面	工字形截面 翼缘 b/t	$9 \varepsilon_k$	$11 \varepsilon_k$	$13 \varepsilon_k$	$15 \varepsilon_k$	20
	腹板 h_w/t_w	$65 \varepsilon_k$	$72 \varepsilon_k$	$80 \varepsilon_k$	$130 \varepsilon_k$	250

受弯构件	箱形截面	壁板、腹板间翼缘 b/t	$25 \varepsilon_k$	$32 \varepsilon_k$	$37 \varepsilon_k$	$42 \varepsilon_k$	—
------	------	----------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	---

注：1 ε_k 为钢号修正系数，其值为 235 与钢材牌号比值的平方根；

- b, t, h_w, t_w 分别是工字形、H 形、T 形截面翼缘外伸宽度、翼缘厚度、腹板净高和腹板厚度，为对轧制型截面，不包括翼缘腹板过渡处圆弧段；D 为圆管截面外径；
- 当箱形截面柱单向受弯时，其腹板限值应根据 H 形截面腹板采用；
- 腹板的宽厚比，可通过设置加劲肋减小。

3.6 钢结构抗震设计

3.6.1 钢结构建筑的抗震设防类别和抗震设防标准应按国家现行标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223 的规定采用。

3.6.2 有抗震设防要求的钢结构应根据国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011 规定的抗震设计原则进行设计。

3.6.3 多遇地震作用下，有抗震设防要求的钢结构的侧移限值应满足国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定。

3.6.4 有抗震设防要求的钢结构，在设防及罕遇地震作用下宜进行性能化设计，其性能目标不宜低于表 3.6.4 的规定。

表 3.6.4 结构性能目标

设防烈度	6 度	7 度	8 度、9 度
单层工业厂房	性能 3	性能 3	性能 4
多高层钢结构	性能 3	性能 4	性能 4

3.6.5 有抗震设防要求的钢结构，其钢材应符合下列规定：

- 塑性耗能区所采用的钢材除应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定外，尚应满足屈服强度实测值不高于上一级钢材屈服强度的条件；
- 弹性区所采用的钢材，可根据本规范 4.1 节的规定采用；
- 钢材应具有良好的可焊性和合格的冲击韧性。

4 材料和材料选用

4.1 钢材牌号及标准

4.1.1 承重结构的钢材宜采用 Q235 钢、Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢、Q460、Q345GJ 钢，其质量应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 和《建筑结构用钢板》GB/T 19879 的规定。

结构用钢板的厚度和外形尺寸应符合现行国家标准《热轧钢板和钢带的尺寸、外形、重量及允许偏差》GB/T 709 的规定。热轧工字钢、槽钢、角钢、H 型钢和钢管等型材产品的规格、外形、重量和允许偏差应符合相关的现行国家标准的规定。

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，其材质应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 的规定。

4.1.3 对处于外露环境，且对耐腐蚀有特殊要求或在腐蚀性气体和固态介质作用下的承重结构，宜采用 Q235NH、Q355NH 和 Q415NH 牌号的耐候结构钢，其性能和技术条件应符合现行国家标准《耐候结构钢》GB/T 4171 的规定。

4.1.4 非焊接结构用铸钢件的材质与性能应符合现行国家标准《一般工程用铸造碳钢件》GB/T 11352 的规定；焊接结构用铸钢件的材质与性能应符合现行国家标准《焊接结构用碳素钢铸件》GB/T 7659 的规定。

4.1.5 当采用本规范未列出的其它牌号钢材时，应根据国家现行标准作为其材质与性能选用的依据。

4.2 连接材料型号及标准

4.2.1 钢结构用焊接材料应符合下列要求：

1 手工焊接所用的焊条，应符合国家现行标准《碳钢焊条》GB/T 5117 或《低合金钢焊条》GB/T 5118 的规定，选择的焊条型号应与主体金属力学性能相适应。

2 自动焊或半自动焊用焊丝应符合国家现行标准《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，及《碳钢药芯焊丝》GB/T 10045、《低合金钢药芯焊丝》GB/T 17493 的规定。

3 埋弧焊用焊丝和焊剂应符合国家现行标准《埋弧焊用碳素钢焊丝和焊剂》GB/T 5293、《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》GB/T 12470 的规定。

4.2.2 钢结构用紧固件材料应符合下列要求：

1 钢结构连接用 4.6 级与 4.8 级普通螺栓（C 级螺栓）及 5.6 级与 8.8 级普通螺栓（A 级或 B 级螺栓），其性能和质量应符合国家现行标准《紧固件机械性能螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1 的规定。C 级螺栓与 A 级、B 级螺栓的规格和尺寸应分别符合国家现行标准《六角头螺栓 C 级》GB/T 5780 与《六角头螺栓》GB/T 5782 的规定。

2 连接件用圆柱头焊（栓）钉的材质和性能应符合国家现行标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定。

3 钢结构用大六角高强度螺栓的材质和性能应符合国家现行标准《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228、《钢结构用高强度大六角螺母》GB/T 1229、《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230、《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231 的规定。扭剪型高强度螺栓的材质和性能应符合国家现行标准《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632 的规定。

4 网架用高强度螺栓的材质和性能应符合国家现行标准《钢网架螺栓球节点用高强度螺栓》GB/T 16939 的规定。

5 铆钉应采用国家现行标准《标准件用碳素钢热轧圆钢》GB/T715 中规定的 BL2 或 BL3 号钢制成。

4.3 材料选用

4.3.1 结构钢材的选用应遵循技术可靠、经济合理的原则，综合考虑结构的重要性、荷载特征、结构形式、应力状态、连接方法、工作环境、钢材厚度和价格等因素，选用合适的钢材牌号和材性保证项目。

4.3.2 承重结构所用的钢材应具有较高的强度与良好的延性、韧性、冷弯性能和焊接性能，选用时应要求其具有屈服强度、伸长率、抗拉强度、冷弯试验和碳、硅、锰、硫、磷含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳含量（或碳当量）的合格保证；对直接承受动力荷载或需验算疲劳的构件所用钢材尚应具有常温冲击韧性合格保证。

4.3.3 钢材的质量等级和脱氧方法的选用，应符合下列要求：

1 Q235A、B 级钢应选用镇静钢，Q235A 级钢仅可用于非焊接结构。

2 主要承重构件钢材宜选用 B 级，安全等级为一级的建筑结构中主要承重梁、柱、框架构件钢材宜选用 C 级。

3 需验算疲劳的焊接结构用钢材，应具有常温冲击韧性的合格保证。当工作环境温度高于 0℃ 时其质量等级不应低于 B 级；不高于 0℃ 但高于 -20℃ 时，Q235 钢和 Q345 钢不应

低于 C 级，Q390 钢、Q420 钢及 Q460 钢不应低于 D 级；不高于-20℃时，Q235 钢和 Q345 钢不应低于 D 级，Q390 钢、Q420 钢、Q460 钢应选用 E 级。

需验算疲劳的非焊接结构，其钢材质量等级要求可较上述焊接结构降低一级但不应低于 B 级。

注：吊车起重量不小于 50t 的中级工作制吊车梁，其质量等级要求应与需要验算疲劳的构件相同。

4.3.4 工作环境温度不高于-20℃的受拉承重构件，所用钢材厚度或直径不宜大于 36mm，质量等级宜为 C 级。其主要承重结构的受拉板件厚度不小于 40mm 时，宜选建筑结构用钢板。

4.3.5 有抗震设防要求的钢结构钢材应符合本规范 3.6.3 条的规定。

4.3.6 有 T 形、十字形和角形焊接接头的连接节点中，当其板件厚度不小于 40mm 且沿板厚方向有较高撕裂拉力作用时（含较高约束拉应力作用），该部位板件钢材应具有厚度方向抗撕裂性能（Z 向性能）的合格保证，其沿板厚方向断面收缩率不小于按现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T5313 规定的 Z15 级允许限值。钢板厚度方向性能等级应根据节点形式、板厚、熔深或焊高、焊接时节点拘束度以及预热后热情况综合确定。

4.3.7 结构按塑性及弯矩调幅设计时，塑性区钢材性能应符合本规范 10.1.4 条的规定。

4.3.8 结构用钢管材料的技术条件应符合下列要求：

1 无缝钢管的化学成分与力学性能指标应按现行国家标准《结构用无缝钢管》GB/T8162 取值，所用钢管直径不应大于 610mm，厚度不宜大于 30mm，并不宜采用热扩无缝钢管；

2 焊接圆钢管所用原料板材与管材成品的质量和性能，应符合设计要求或相关标准的规定，不宜选用流体用焊管；

3 焊接矩形钢管的制造工艺、力学性能指标、质量等级与规格应按现行行业标准《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T178 的规定取值选用；所用钢管宜采用直接成接成方工艺成型的 I 级产品；

4 结构用铸钢管的化学成分、力学性能及规格应按现行行业标准《建筑结构用铸钢管》JG/T300 的规定取值选用，钢管应以热处理状态交货；

5 采用非加劲直接焊接节点的钢管材料，应符合本规范 13.1.2 的规定。

4.3.9 连接材料的选用应符合以下要求：

1 焊条或焊丝的型号和性能应与相应母材的性能相适应，其熔敷金属的力学性能不应低于相应母材标准的下限值；

2 对直接承受动力荷载或需要验算疲劳的结构，以及低温环境下工作的厚板结构，宜采用低氢型焊条；

3 选用高强度螺栓时，其强度级别、直径规格应符合本规范第 4.2.2-3 款所列相关标准的规定。

4 连接薄钢板采用的自攻螺钉、钢拉铆钉（环槽铆钉）、射钉等应符合有关标准的规定。

4.3.10 柱脚锚栓可选用 Q235、Q345 钢，其质量等级不宜低于 B 级。对于工作环境温度不高于-20℃的大直径锚栓应满足本规范第 4.3.4 条的要求。

4.4 设计指标和设计参数

4.4.1 钢材的设计用强度指标，应根据钢材牌号、厚度或直径按表 4.4.1 采用。

表 4.4.1 设计用钢材强度指标 (N/mm²)

钢材 牌号	钢材厚度或直径 (mm)	强度设计值			屈服强度 f_y	极限抗 拉强度设计 值 f_u
		抗拉、抗压、 抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶 紧) f_{ce}		
碳 素 结 构 钢	≤16	215	125	320	235	370
	> 16~40	205	120		225	
	> 40~60	200	115		215	
	> 60~100	200	115		205	
低 合 金 高 强 度 结	≤16	300 (310)	175	400	345	470
	> 16~40	295	170		335	
	> 40~63	290	165		325	
	> 63~80	280	160		315	
	> 80~100	270	155		305	
Q390	≤16	345	200	415	390	490
	> 16~40	330	190		370	

构 钢		> 40~63	310	180		350		
		> 63~80 (可能 有误, 要核对)	295	170		330		
		> 80~100	295	170		330		
	Q420	≤16	375	215	440	420	520	
		> 16~40	355	205		400		
		> 40~63	320	185		380		
		> 63~80	305	175		360		
		> 80~100	305	175		360		
	Q460	≤16	410	235	470	460	550	
		> 16~40	390	225		440		
		> 40~63	355	205		420		
		> 63~80	340	195		400		
		> 80~100	340	195		400		
	建 筑 结 构 用 钢 板	Q345G J	> 16~35	310	180	415	345	490
			> 35~50	290	170		335	
> 50~100			285	165	325			

注：1 表中厚度系指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度；

- 2 壁厚不大于 6mm 的冷弯型材和冷弯钢管，其强度设计值应按国家现行规范《冷弯型钢结构技术规范》GB50018 的规定采用。

4.4.2 铸钢件的强度设计值按表 4.4.2 采用。

表 4.4.2 铸钢件的强度设计值 (N/mm²)

类别	钢号	铸件厚度 (mm)	抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}

非焊接结构 用铸钢件	ZG230-450	≤ 100	180	105	290
	ZG270-500		210	120	325
	ZG310-570		240	140	370
焊接结构 用铸钢件	ZG230-450H	≤ 100	180	105	290
	ZG275-480H		210	120	310
	ZG300-500H		235	135	325
	ZG390-550H		265	150	355

注：表中强度设计值仅适用于本表规定的厚度。

4.4.3 设计用无缝钢管的强度指标按表 4.4.3 采用。

表 4.4.3 设计用无缝钢管的强度指标 (N/mm²)

钢管 钢材牌号	壁厚	强度设计值			钢材屈服强度 标准值 f_y	极限抗拉强度 设计值 f_u
		抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}		
Q235	≤ 16	215	125	320	235	375
	$> 16 \sim 30$	205	120		225	375
	> 30	195	115		215	375
Q345	≤ 16	305	175	400	345	470
	$> 16 \sim 30$	290	170		325	470
	> 30	260	150		295	470
Q390	≤ 16	345	200	415	390	490
	$> 16 \sim 30$	330	190		370	490
	> 30	310	180		350	490
Q420	≤ 16	375	220	445	420	520
	$> 16 \sim 30$	355	205		400	520
	> 30	340	195		380	520
Q460	≤ 16	410	240	470	460	550
	$> 16 \sim 30$	390	225		440	550

	>30	360	210		420	550
--	-----	-----	-----	--	-----	-----

4.4.4 设计用焊缝的强度值按表 4.4.4 采用。

表 4.4.4 设计用焊缝的强度值 (N/mm²)

焊接方法和 焊条型号	构件钢材		对接焊缝强度设计值				对接焊缝 极限抗拉 强度设计 值	角焊缝强 度设计值
	牌号	厚度或直径 (mm)	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 f_f^w
				一级、二级	三级			
F4XX-H08 焊丝 自动焊、半自动 焊和 E43 型焊 条手工焊	Q235	≤16	215	215	185	125	370	160
		> 16~40	205	205	175	120		
		> 40~60	200	200	170	115		
		> 60~100	200	200	170	115		
F5XX-H08Mn 或 F5XX-H10Mn2 自动焊、半自动 焊和 E50、E55 型焊条手工焊	Q345	≤16	305	305	260	175	470	200
		> 16~40	295	295	250	170		
		> 40~63	290	290	245	165		
		> 63~80	280	280	240	160		
	Q390	≤16	345	345	295	200	490	200 (E50) 220 (E55)
> 16~40		330	330	280	190			
> 40~63		310	310	265	180			
> 63~80		295	295	250	170			
F55XX-H10Mn2A 或 F55XX-H080MnM oA 自动焊、半 自动焊和 E55 型焊条手工焊	Q420	≤16	375	375	320	215	520	220 (E55) 240 (E60)
		> 16~40	355	355	300	205		
		> 40~63	320	320	270	185		
		> 63~80	305	305	260	175		
		> 80~100	305	305	260	175		
自动焊、半自动 焊和 E55 型焊 条手工焊	Q460	≤16	410	410	350	235		220 (E55) 240 (E60)
		> 16~40	390	390	330	225		
		> 40~63	355	355	300	205		
		> 63~80	340	340	290	195		
		> 80~100	340	340	290	195		
F5XX-H08Mn 或 F5XX-H10Mn2 自动焊、半自动 焊和 E50 型焊 条手工焊	Q345GJ	> 16~35	310	310	265	180	470	200
		> 35~50	290	290	245	170		
		> 50~100	285	285	240	165		

注: 1 手工焊用焊条、自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂, 应保证其熔敷金属的力学性能不低于

母材的性能。

2 焊缝质量等级应符合国家现行标准《钢结构焊接规范》GB50661 的规定，其检验方法应符合国家现行标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 的规定。其中厚度小于 8mm 钢材的对接焊缝，不应采用超声波探伤确定焊缝质量等级。

3 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 。

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

5 计算下列情况的连接时，上表规定的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乘以系数 0.9；
- 2) 进行无垫板的单面施焊对接焊缝的连接计算应乘折减系数 0.85。

4.4.5 设计用螺栓连接的强度值按表 4.4.5 采用。

表 4.4.5 设计用螺栓连接的强度值 (N/mm^2)

螺栓的性能等级、锚栓和构件钢材的牌号		普通螺栓						锚栓	承压型连接或网架用高强度螺栓		
		C 级螺栓			A 级、B 级螺栓				抗拉	抗拉	抗剪
		抗拉	抗剪	承压	抗拉	抗剪	承压	f_t^b			
普通螺栓	4.6 级、4.8 级	170	140	—	—	—	—	—	—	—	—
	5.6 级	—	—	—	210	190	—	—	—	—	—
	8.8 级	—	—	—	400	320	—	—	—	—	—
锚栓	Q235	—	—	—	—	—	—	140	—	—	—
	Q345	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—
	Q390	—	—	—	—	—	—	185	—	—	—
承压型连接高强度螺栓	8.8 级	—	—	—	—	—	—	—	400	250	—
	10.9 级	—	—	—	—	—	—	—	500	310	—
螺栓球网架用高强度螺栓	9.8 级	—	—	—	—	—	—	—	385	—	—
	10.9 级	—	—	—	—	—	—	—	430	—	—
构件钢材牌号	Q235	—	—	305	—	—	405	—	—	—	470
	Q345	—	—	385	—	—	510	—	—	—	590
	Q390	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615
	Q420	—	—	425	—	—	560	—	—	—	655
	Q460	—	—	450	—	—	595	—	—	—	695
	Q345GJ	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615

注：1 A 级螺栓用于 $d \leq 24mm$ 和 $L \leq 10d$ 或 $L \leq 150mm$ （按较小值）的螺栓；B 级螺栓用于 $d > 24mm$ 和 $L > 10d$ 或 $L > 150mm$ （按较小值）的螺栓；d 为公称直径，L 为螺栓公称长度。

2 A、B 级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度，C 级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度，均应符合

国家现行标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的要求。

3 用于螺栓球节点网架的高强度螺栓，M12~M36 为 10.9 级，M39~M64 为 9.8 级。

4.4.6 铆钉连接的强度设计值按表 4.4.6 采用。

表 4.4.6 铆钉连接的强度设计值 (N/mm²)

铆钉钢号和构件钢材牌号		抗拉(钉头拉脱) f_t^r	抗剪 f_v^r		承压 f_c^r	
			I 类孔	II 类孔	I 类孔	II 类孔
铆钉	BL2 或 BL3	120	185	155	—	—
构件 钢材牌号	Q235	—	—	—	450	365
	Q345	—	—	—	565	460
	Q390	—	—	—	590	480

注：1 属于下列情况者为 I 类孔：

- 1) 在装配好的构件上按设计孔径钻成的孔；
- 2) 在单个零件和构件上按设计孔径分别用钻模钻成的孔；
- 3) 在单个零件上先钻成或冲成较小的孔径，然后在装配好的构件上再扩钻至设计孔径的孔。

2 在单个零件上一次冲成或不用钻模钻成设计孔径的孔属于 II 类孔：

3 计算下列情况的连接时，上表规定的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。：

- 3) 施工条件较差的铆钉连接乘以系数 0.9；
- 4) 沉头和半沉头铆钉连接乘以系数 0.8。

4.4.7 钢材和铸钢件的物理性能指标应按表 4.4.7 采用。

表 4.4.7 钢材和铸钢件的物理性能指标

钢材种类	弹性模量 E (N/mm ²)	剪切模量 G (N/mm ²)	线膨胀系数 α (以每℃计)	质量密度 ρ (kg/m ³)
钢材和铸钢件	206×10^3	79×10^3	12×10^{-6}	7850

5 结构分析与稳定性设计

5.1 一般规定

5.1.1 建筑结构的内力和变形可按结构静力学方法进行弹性或弹塑性分析,采用弹性分析时,截面设计等级为 A、B、C 类的构件允许有塑性变形发展。

5.1.2 结构稳定性设计应在结构分析中或在构件设计中考虑二阶效应。

5.1.3 结构的计算模型和基本假定应与构件连接的实际性能相符合。

5.1.4 框架结构进行内力分析时,梁柱连接宜采用刚接或铰接假定进行内力计算。梁柱采用半刚性连接时,应计入梁柱交角变化的影响,在内力分析时,应假定连接的弯矩-转角曲线,并在节点设计时,保证节点的构造与假定的弯矩-转角曲线符合。

5.1.5 当符合下列要求,分析桁架杆件内力时节点可视为铰接:

1 除直接相贯连接的钢管结构节点外,在桁架平面内的节间长度或杆件长度与截面高度之比不小于 10 (弦杆) 和 15 (腹杆);

2 采用节点板连接的腹杆及荷载作用于节点的弦杆,其杆件截面为单角钢、双角钢或 T 形;

3 直接相贯连接的钢管结构节点 (无斜腹杆的空腹桁架除外),当符合各类节点相应的几何参数的适用范围时,在桁架平面内杆件的节间长度或杆件长度与截面高度 (或直径) 之比不小于 12 (主管) 和 24 (支管)。

5.1.6 结构内力分析可采用一阶弹性分析、二阶弹性分析或直接分析。当按式 (5.1.6-1、2) 计算的二阶效应系数大于 0.1 时,宜采用二阶弹性分析;当最大二阶效应系数大于 0.25 时,宜增大结构的刚度或采用直接分析。

1 框架结构的二阶效应系数可按式计算:

$$\theta_i = \frac{\sum N_{ik} \cdot \Delta u_i}{\sum H_{ik} \cdot h_i} \quad (5.1.6-1)$$

式中: $\sum N_{ik}$ ——所计算 i 楼层各柱轴心压力标准值之和;

$\sum H_{ik}$ ——产生层间侧移 Δu 的计算楼层及以上各层的水平力标准值之和;

h_i ——所计算 i 楼层的层高;

Δu_i —— $\sum H_{ki}$ 作用下按一阶弹性分析求得的计算楼层的层间侧移。当确定是否采

用二阶弹性分析时， Δu_i 可近似采用层间相对位移的容许值 $[\Delta u]$ ， $[\Delta u]$ 见本规范附录 B 第 B.2 节。

2 除 1 款外的结构，二阶效应系数可按下式计算：

$$\theta = \frac{1}{\Lambda} \quad (5.1.5-2)$$

式中： Λ ——对整体结构做屈曲分析，最低阶整体屈曲模态对应的临界荷载因子。

5.1.7 二阶弹性分析和直接分析应考虑初始几何缺陷和残余应力的影响。

5.1.8 当对结构进行连续倒塌分析、抗火分析或在其它极端荷载作用下的结构分析时，应采用（静力或动力）直接分析。

5.1.9 大跨度钢结构体系、张拉体系、单层球面网壳、柱面网壳和椭圆抛物面网壳应采用二阶弹性分析或直接分析。

5.1.10 与塑性开展有关的内力分析按本规范第 10 章的规定执行。

5.2 初始缺陷

5.2.1 结构的初始缺陷应包含结构整体的初始几何缺陷和构件的初始几何缺陷及残余应力。

5.2.2 结构整体初始几何缺陷模式可通过第一阶弹性屈曲模态确定。框架结构初始几何缺陷代表值可由式(5.2.2-1)确定且不小于 $h_i/1000$ （图 5.2.2-1）。框架结构整体初始几何缺陷代表值也可通过在每层柱顶施加假想水平力 H_{mi} 等效考虑，假想水平力可由式（5.2.2-2）计算，施加方向应考虑荷载的最不利组合（图 5.2.2-2）。

$$\Delta_i = \frac{h_i}{250} \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s} \frac{1}{\varepsilon_k}} \quad (5.2.2-1)$$

$$H_{mi} = \frac{Q_i}{250} \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s} \frac{1}{\varepsilon_k}} \quad (5.2.2-2)$$

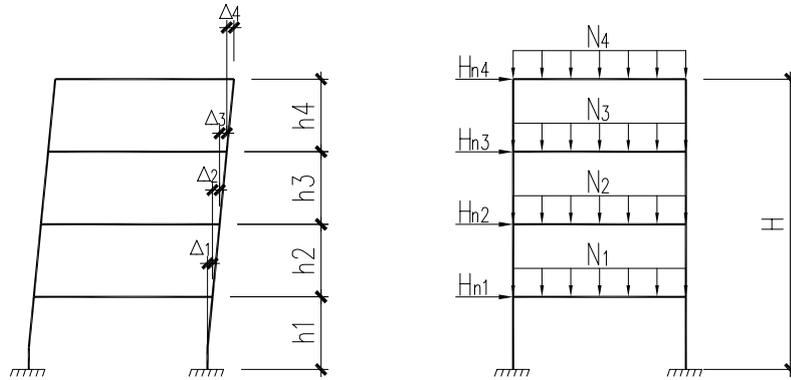
式中： Δ_i ——所计算楼层的初始几何缺陷代表值；

n_s ——框架总层数，当 $\sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} < \frac{2}{3}$ 取此根号值为 $\frac{2}{3}$ ；当 $\sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} > 1$ 时，取此根

号值为 1.0；

h_i ——所计算楼层的高度；

Q_i ——第 i 楼层的总重力荷载设计值。



(a) 框架整体初始几何缺陷代表值 (b) 框架结构等效水平力

图 5.2.2-1 框架结构整体初始几何缺陷代表值及等效水平力

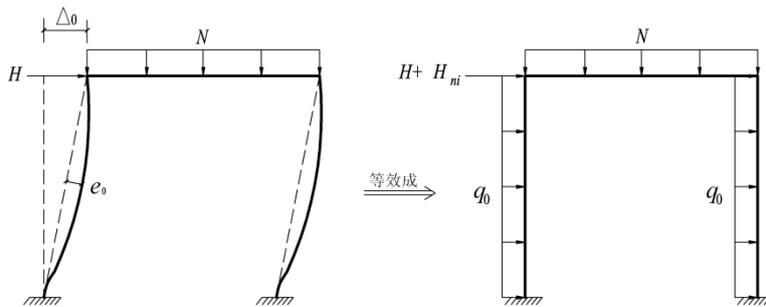


图 5.2.2-2 框架结构计算模型

5.2.3 构件（含支撑构件）的初始缺陷代表值可由式(5.2.3-1)计算确定，该缺陷值包括了残余应力的影响（图 5.2.3a）。

$$\delta_0 = e_0 \sin \frac{\pi x}{l} \quad (5.2.3-1)$$

$$q_0 = \frac{8N_k e_0}{l^2} \quad (5.2.3-2)$$

构件（含支撑构件）的初始缺陷也可采用假想均布荷载进行等效简化计算，假想均布荷载由式（5.2.3-2）确定（图 5.2.3b）。

式中： δ_0 ——离构件端部 x 处的初始变形值；

e_0 ——构件中点处的初始变形值，按表 5.2.3 取值；

x ——离构件端部的距离；

l ——构件的总长度。

q_0 ——等效分布荷载；

N_k ——构件承受的轴力，取标准值计算。

表 5.2.3 构件初始弯曲缺陷值

对应于表 8.2.1-1 和表 8.2.1-2 中的柱子曲线	二阶直接分析采用的 $\frac{e_0}{l}$ 值
a 类	1/400
b 类	1/350
c 类	1/300
d 类	1/250

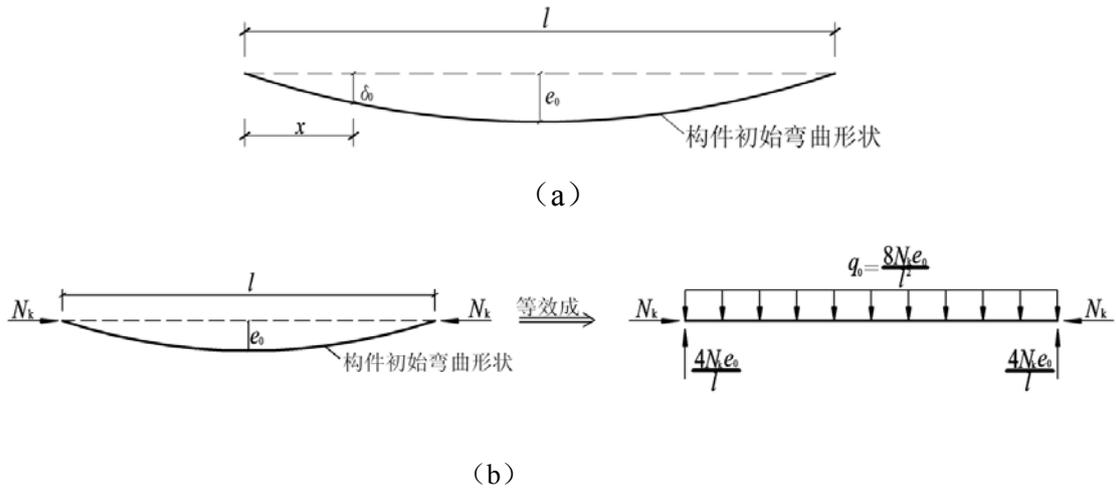


图 5.2.2 构件的初始缺陷

5.3 一阶弹性分析与设计

5.3.1 根据本规范第 5.1.6 条的要求，钢结构的内力和位移计算采用一阶弹性分析时，应按照本规范第 6、7、8 章的有关规定进行构件设计，按照本规范第 11、12 章的有关规定进行连接和节点设计。

5.3.2 对于形式和受力复杂的结构，当采用一阶弹性分析方法进行结构分析与设计时，应按结构弹性稳定理论确定构件的计算长度系数，并按照本规范第 6、7、8 章的有关规定进行构件设计。

5.4 二阶弹性分析与设计

5.4.1 二阶弹性分析应考虑二阶 **P-Δ** 效应和按 5.2.2 条考虑结构整体初始缺陷，宜按 5.2.3 条考虑构件初始缺陷、节点连接刚度和其它对结构稳定性有显著影响的因素，假设材料在弹

性范围内，计算结构在各种设计荷载（作用）下的内力和位移，对未在分析中考虑的因素应在设计阶段得到体现。

5.4.2 采用仅考虑 **P-Δ**效应的二阶弹性分析时，应按本规范第 5.2.3 条考虑结构的整体初始缺陷，计算结构在各种设计荷载（作用）下的内力和位移，并应按照本规范第 6、7、8 章的有关规定进行各结构构件的设计。计算构件稳定承载力时，构件计算长度系数 μ 取 1.0 或其它认可的值。

5.4.3 采用二阶弹性分析，同时按本规范第 5.2.2 条考虑了结构的整体初始缺陷和按 5.2.3 条考虑了构件的初始缺陷时，不需要按计算长度法进行构件稳定承载力验算，只需要按式（5.5.6-1）或（5.5.6-2）进行构件的截面承载力验算。

5.4.4 **二阶效应可接近似的二阶理论对一阶弯矩进行放大来考虑。**对无支撑的纯框架结构，多杆件杆端的弯矩 M^{II} 也可采用下列近似公式进行计算：

$$M^{\text{II}} = M_{\text{q}} + \alpha_i^{\text{II}} M_{\text{H}} \quad (5.4.4-1)$$

$$\alpha_i^{\text{II}} = \frac{1}{1 - \theta_i} \quad (5.4.4-2)$$

式中： M_{q} ——结构在竖向荷载作用下的一阶弹性弯矩；

M_{H} ——结构在水平荷载作用下的一阶弹性弯矩；

θ_i ——二阶效应系数，按本规范 5.1.5 条规定采用；

α_i^{II} ——考虑二阶效应第 i 层杆件的侧移弯矩增大系数；当 $\alpha_i^{\text{II}} > 1.33$ 时，宜增大结构的抗侧刚度。

5.5 直接分析设计法

5.5.1 直接分析设计法应考虑二阶 **P-Δ**和 **P-δ** 效应、按本规范 5.2.2 条和 5.2.3 条同时考虑结构和构件的初始缺陷、节点连接刚度和其它对结构稳定性有显著影响的因素，允许材料的弹塑性发展、内力重分布，获得各种设计荷载（作用）下的内力和位移，并应按照本规范第 6、7、8 章的有关规定进行各结构构件的设计，但不需要按计算长度法进行构件稳定承载力验算。

5.5.2 直接分析法考虑材料弹塑性发展时（以下称为二阶弹塑性分析）宜采用塑性铰法或塑性区法。

5.5.3 采用二阶弹塑性分析时，钢材的应力应变曲线可为理想弹塑性，屈服强度取规范规定的强度设计值，弹性模量取标准值。

5.5.4 采用二阶弹塑性分析时，钢构件截面应为双轴对称截面或单轴对称截面以对称截面受弯为主，塑性铰处截面设计等级应为 A、B 类，其出现的截面或区域应保证有足够的转动能力。

5.5.5 在对结构进行连续倒塌分析时，结构材料的本构关系宜考虑应变率的影响；在结构进行抗火分析时，应考虑结构材料在高温下的本构关系对结构和构件内力产生的影响。

5.5.6 结构和构件采用直接分析设计法进行分析和设计时，计算结果可直接作为结构或构件在承载能力极限状态和正常使用极限状态下的设计依据。此时，当构件有足够侧向支撑以防止侧向失稳时，截面的承载能力应满足式 (5.5.6-1) 的要求；否则，构件的截面承载力应按式 (5.5.6-2) 验算。

$$\frac{N}{Af} + \frac{M_x^{\text{II}}}{\gamma_x W_x f} + \frac{M_y^{\text{II}}}{\gamma_y W_y f} \leq 1 \quad (5.5.6-1)$$

$$\frac{N}{Af} + \frac{M_x^{\text{II}}}{\varphi_b \gamma_x W_x f} + \frac{M_y^{\text{II}}}{\gamma_y W_y f} \leq 1 \quad (5.5.6-2)$$

式中： M_x^{II} 、 M_y^{II} ——分别为绕 x 轴、y 轴的二阶弯矩设计值，可由结构分析直接得到；

A ——毛截面面积；

W_x 、 W_y ——绕 x 轴、y 轴的毛截面模量（A、B、C 级）或有效截面模量（D、E 级）；

γ_x 、 γ_y ——截面塑性发展系数，按本规范第 6.1.2 条的规定采用；

φ_b ——梁的整体稳定性系数，应按本规范第 6.2.3 条的规定采用。

6 受弯、受剪和受扭构件的计算及梁的设计

6.1 受弯、受剪构件的强度

6.1.1 在主平面内，腹板截面设计等级达到 A、B、C 类受弯构件要求的实腹构件，其抗弯强度应按下列规定计算：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (6.1.1)$$

式中： M_x 、 M_y ——同一截面处绕 x 轴和 y 轴的弯矩（对工字形截面： x 轴为强轴， y 轴为弱轴）；

W_{nx} 、 W_{ny} ——对 x 轴和 y 轴的净截面模量；

γ_x 、 γ_y ——截面塑性发展系数，按本规范第 6.1.2 条规定取值；

h 、 b ——箱形截面的高度和宽度；

f ——钢材的抗弯强度设计值。

6.1.2 截面塑性发展系数的取值应符合下列规定：

1 对工字形和箱形截面，在翼缘截面设计等级达到 A、B、C 类要求时，截面塑性发展系数应按下列规定取值，D、E 类截面应取为 1.0：

工字形截面： $\gamma_x=1.05$ ， $\gamma_y=1.2$ ；

箱形截面： $\gamma_x=\gamma_y=1.05$ ；

2 截面设计等级为 D、E 类截面时，取为 1.0；

3 其他截面可按表 8.1.1 采用；

4 对需要计算疲劳的梁，宜取 $\gamma_x=\gamma_y=1.0$ 。

6.1.3 在主平面内，腹板截面设计等级达到 A、B、C 类受弯构件要求的，其抗剪强度应按下列式计算：

$$\tau = \frac{VS}{It_w} \leq f_v \quad (6.1.3)$$

式中： V ——计算截面沿腹板平面作用的剪力；

S ——计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩；

I ——毛截面惯性矩；

t_w ——腹板厚度；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值。

6.1.4 当梁上翼缘受有沿腹板平面作用的集中荷载、且该荷载处又未设置支承加劲肋时，腹板计算高度上边缘的局部承压强度应按下列式计算：

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{t_w l_z} \leq f \quad (6.1.4-1)$$

$$l_z = 3\sqrt{\frac{I_R + I_f}{t_w}} \quad (6.1.4-2)$$

$$l_z = a + 2h_y + 2h_R \quad (6.1.4-3)$$

式中： F ——集中荷载，对动力荷载应考虑动力系数；

ψ ——集中荷载增大系数；对重级工作制吊车梁， $\psi=1.35$ ；对其他梁， $\psi=1.0$ ；

l_z ——集中荷载在腹板计算高度上边缘的假定分布长度，按式（6.1.4-2）计算，也允许采用简化公式（6.1.4-3）计算；

I_R ——轨道绕自身形心轴的惯性矩；

I_f ——安装轨道的上翼缘绕翼缘中面的惯性矩；

a ——集中荷载沿梁跨度方向的支承长度，对钢轨上的轮压可取 50mm；

h_y ——自梁顶面至腹板计算高度上边缘的距离；对焊接梁即为上翼缘厚度，对轧制工字形截面梁，是梁顶面到腹板过渡完成点的距离；

h_R ——轨道的高度，对梁顶无轨道的梁 $h_R=0$ ；

f ——钢材的抗压强度设计值。

注：在梁的支座处，当不设置支承加劲肋时，也应按公式（6.1.4-1）计算腹板计算高度下边缘的局部压应力，但 ψ 取 1.0。支座集中反力的假定分布长度，应根据支座具体尺寸按公式（6.1.4-3）计算。

6.1.5 在梁的腹板计算高度边缘处，若同时受有较大的正应力、剪应力和局部压应力，或同时受有较大的正应力和剪应力（如连续梁中部支座处或梁的翼缘截面改变处等）时，其折算应力应按下列式计算：

$$\sqrt{\sigma^2 + \sigma_c^2 - \sigma\sigma_c + 3\tau^2} \leq \beta_1 f \quad (6.1.5-1)$$

$$\sigma = \frac{M}{I_n} y_1 \quad (6.1.5-2)$$

式中： σ 、 τ 、 σ_c ——腹板计算高度边缘同一点上同时产生的正应力、剪应力和局部压应力，

τ 和 σ_c 应按式 (6.1.3) 和式 (6.1.4-1) 计算， σ 应按式 (6.1.5-2) 计算，

σ 和 σ_c 以拉应力为正值，压应力为负值；

I_n ——梁净截面惯性矩；

y_1 ——所计算点至梁中和轴的距离；

β_1 ——计算折算应力的强度设计值增大系数；当 σ 与 σ_c 异号时，取 $\beta_1=1.2$ ；

当 σ 与 σ_c 同号或 $\sigma_c=0$ 时，取 $\beta_1=1.1$ 。

6.2 受弯构件的整体稳定

6.2.1 有铺板（各种钢筋混凝土板和钢板）密铺在梁的受压翼缘上并与其牢固相连、能阻止梁受压翼缘的侧向位移时，可不计算梁的整体稳定性。

6.2.2 除 6.2.1 条所指情况外，在最大刚度主平面内受弯的构件，其整体稳定性应按下列式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b \gamma_x W_x f} \leq 1 \quad (6.2.2)$$

式中： M_x ——绕强轴作用的最大弯矩；

W_x ——按受压纤维确定的梁毛截面模量；

φ_b ——梁的整体稳定性系数，按本规范第 6.2.3 条确定。

6.2.3 梁的整体稳定性系数应按下列公式计算：

$$\varphi_b = \frac{1}{(1 - \bar{\lambda}_{b0}^{2n} + \bar{\lambda}_b^{2n})^{1/n}} \leq 1.0 \quad (6.2.3-1)$$

$$\bar{\lambda}_b = \sqrt{\frac{\gamma_x W_x f_y}{M_{cr}}} \quad (6.2.3-2)$$

式中： M_{cr} ——简支梁、悬臂梁或连续梁的弹性屈曲临界弯矩。简支梁、悬臂梁和连续梁的

弹性屈曲临界弯矩应按附录 E 的规定采用；

$\bar{\lambda}_{b0}$ ——稳定系数小于 1.0 的梁腹板受弯计算时起始正则化长细比，按表 6.2.3 采用；

n ——指数，按表 6.2.3 采用；

b_1 ——工字形截面受压翼缘的宽度；

h ——上下翼缘中面的距离。

表 6.2.3 指数 n 和起始正则化长细比 λ_{b0}

	n	λ_{b0}	λ_{b0}
		简支梁	承受线性变化弯矩
热轧	$2.5\sqrt[3]{\frac{b_1}{h}}$	0.4	$0.65 - 0.25\frac{M_2}{M_1}$
焊接	$1.8\sqrt[3]{\frac{b_1}{h}}$	0.3	$0.55 - 0.25\frac{M_2}{M_1}$
轧制槽钢	1.5	0.3	

6.2.4 除 6.2.1 条所指情况外，在两个主平面受弯的 H 型钢截面或工字形截面构件，其整体稳定性应按下列式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b \gamma_x W_x f} + \frac{M_y}{\gamma_y W_y f} \leq 1 \quad (6.2.4)$$

式中： W_x 、 W_y ——按受压纤维确定的对 x 轴和对 y 轴毛截面模量；

φ_b ——绕强轴弯曲所确定的梁整体稳定系数，按本规范第 6.2.3 条计算。

6.2.5 不符合本规范第 6.2.1 条情况的箱形截面简支梁，其截面尺寸（图 6.2.5）应满足 $h/b_0 \leq 6$ ， $l_1/b_0 \leq 95\epsilon_k^2$ 。

符合上述规定的箱形截面简支梁，可不计算整体稳定性。

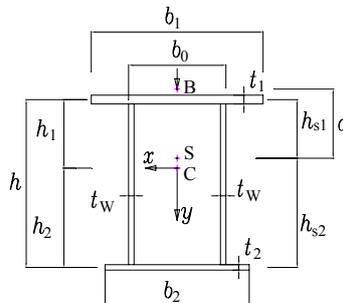


图 6.2.5 箱形截面

6.2.6 梁的支座处，应采取构造措施，以防止梁端截面的扭转。当简支梁仅腹板与相邻构件相连，钢梁稳定性计算时侧向支承点距离应取实际距离的 1.2 倍。

6.2.7 用作减少梁受压翼缘自由长度的侧向支撑，其支撑力应将梁的受压翼缘视为轴心压杆按 7.5.1 条计算。

6.2.8 当受拉翼缘上覆混凝土楼板时，框架梁的稳定性计算应符合下列规定：

- 1 当工字形截面尺寸满足下式时可不计算稳定性。

$$\bar{\lambda}_b \leq 0.45 \quad (6.2.8-1)$$

- 2 当不满足式(6.2.8-1)时，稳定性应按下列公式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_d W_{x1} f} \leq 1 \quad (6.2.8-2)$$

$$\lambda_e = \pi \bar{\lambda}_b \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.2.8-3)$$

$$\bar{\lambda}_b = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (6.2.8-4)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{3.46b_1 t_1^3 + h_w t_w^3 (7.27\gamma + 3.3)\varphi_1 E}{h_w^2 (12b_1 t_1 + 1.78h_w t_w)} \quad (6.2.8-5)$$

$$\gamma = \frac{b_1}{t_w} \sqrt{\frac{b_1 t_1}{h_w t_w}} \quad (6.2.8-6)$$

$$\varphi_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{5.436\gamma h_w^2}{l^2} + \frac{l^2}{5.436\gamma h_w^2} \right) \quad (6.2.8-7)$$

式中： b_1 ——受压翼缘的宽度；

t_1 ——受压翼缘的厚度；

W_{x1} ——受压翼缘的截面模量；

φ_d ——稳定系数，按表 D-2 采用；

λ_e ——等效长细比；

$\bar{\lambda}_b$ ——梁腹板受弯计算时的正则化长细比；

σ_{cr} ——畸变屈曲临界应力；

l ——当框架主梁支承次梁且次梁高度不小于主梁高度一般时，取次梁到框架柱的净距；除此情况外，取梁净距的一半。

3 当不满足 1,2 款时，应在侧向未受约束的受压翼缘区段内，沿梁长设间距不大于 2 倍梁高与梁等宽的加劲肋。

6.3 受扭构件的强度及整体稳定

6.3.1 荷载偏离截面弯心但与主轴平行的弯扭构件的抗弯强度应按下列公式计算：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{B_\omega}{\gamma_\omega W_\omega} \leq f \quad (6.3.1-1)$$

$$W_\omega = \frac{I_\omega}{\omega} \quad (6.3.1-2)$$

式中： M_x ——计算弯矩；

B_ω ——与所取弯矩同一截面的双力矩；

W_{nx} ——对截面主轴 x 轴的净截面模量；

W_ω ——与弯矩引起的应力同一验算点处的毛截面扇性模量；

γ_ω ——塑性发展系数，工字形截面取 1.05。

6.3.2 荷载偏离截面弯心但与主轴平行的弯扭构件的抗剪强度应按下列公式计算：

$$\tau = \frac{V_y S_x}{I_x t} + \frac{T_\omega S_\omega}{I_\omega t} + \frac{T_{st}}{2A_0 t} \leq f_v \quad (6.3.2)$$

式中： V_y ——计算截面沿 y 轴作用的剪力；

S_x ——计算剪应力处以上毛截面对 x 轴的面积矩。

6.3.3 弯扭构件，当不能在构造上保证整体稳定性时，应按下列公式计算其稳定性：

$$\frac{M_{\max}}{\varphi_b \gamma_x W_x f} + \frac{B}{W_\omega f} \leq 1 \quad (6.3.3)$$

式中： M_{\max} ——跨间对主轴 x 轴的最大弯矩；

W_x ——对截面主轴 x 轴的受压边缘的截面模量。

6.4 局部稳定

6.4.1 承受静力荷载和间接承受动力荷载的组合梁宜考虑腹板屈曲后强度，按本规范第

7.6 节的规定计算其抗弯和抗剪承载力；而直接承受动力荷载的吊车梁及类似构件或其他不考虑屈曲后强度的组合梁，则应按本规范第 6.4.2 条的规定配置加劲肋。当 $h_0/t_w > 80\varepsilon_k$ 时，尚应按本规范第 6.4.3 至 6.4.5 条的规定计算腹板的稳定性。

轻、中级工作制吊车梁计算腹板的稳定性时，吊车轮压设计值可乘以折减系数 0.9。

6.4.2 组合梁腹板配置加劲肋应符合下列规定（图 6.4.2）：

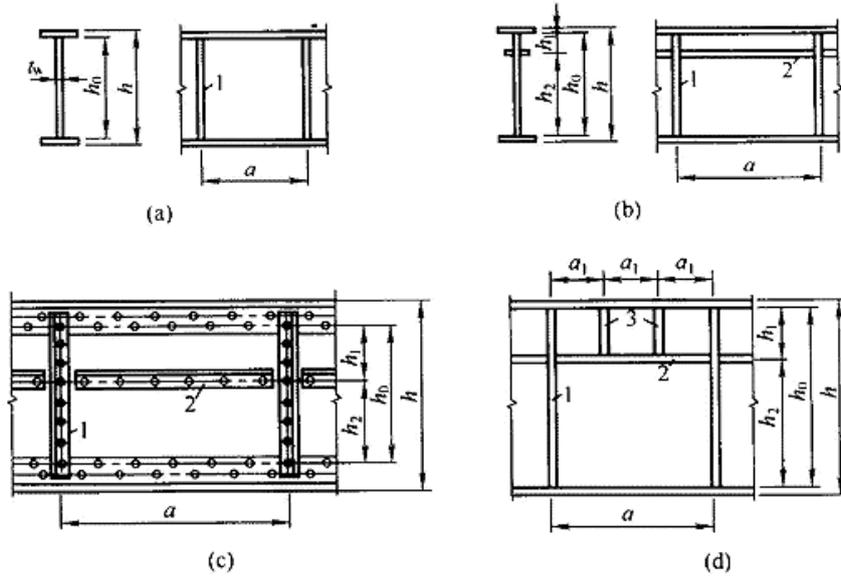


图 6.4.2 加劲肋布置

1—横向加劲肋；2—纵向加劲肋；3—短加劲肋

1 当 $h_0/t_w \leq 80\varepsilon_k$ 时，对有局部压应力 ($\sigma_c \neq 0$) 的梁，应按构造配置横向加劲肋；对无局部压应力 ($\sigma_c = 0$) 的梁，可不配置加劲肋。

2 当 $h_0/t_w > 80\varepsilon_k$ 时，应配置横向加劲肋。其中，当 $h_0/t_w > 170\varepsilon_k$ （受压翼缘扭转受到约束，如连有刚性铺板、制动板或焊有钢轨时）或 $h_0/t_w > 150\varepsilon_k$ （受压翼缘扭转未受到约束时），或按计算需要时，应在弯曲应力较大区格的受压区增加配置纵向加劲肋。局部压应力很大的梁，必要时尚宜在受压区配置短加劲肋。

在任何情况下， h_0/t_w 均不应超过 250。

此处 h_0 为腹板的计算高度（对单轴对称梁，当确定是否要配置纵向加劲肋时， h_0 应取腹板受压区高度 h_c 的 2 倍）， t_w 为腹板的厚度。

3 梁的支座处和上翼缘受有较大固定集中荷载处，宜设置支承加劲肋。

注：腹板的计算高度 h_0 ：对轧制型钢梁，为腹板与上、下翼缘相接处两内弧起点间的距离；对焊接截面梁，为腹板高度；对高强度螺栓连接（或铆接）梁，为上、下翼缘与腹板连接的高强度螺栓（或铆钉）线间最近距离（见图 6.4.2）。

6.4.3 仅配置横向加劲肋的腹板（图 6.4.2a），其各区格的局部稳定应按下式计算：

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr}} \leq 1.0 \quad (6.4.3-1a)$$

$$\tau = \frac{V}{h_w t_w} \quad (6.4.3-2a)$$

式中： σ ——计算腹板区格内，由平均弯矩产生的腹板计算高度边缘的弯曲压应力；

τ ——所计算腹板区格内，由平均剪力产生的腹板平均剪应力；

σ_c ——计算稳定性的承压应力，与计算强度的承压应力相同；

h_w ——为腹板高度；

σ_{cr} 、 τ_{cr} 、 $\sigma_{c,cr}$ ——各种应力单独作用下的欧拉临界应力，按下列方法计算：

1. σ_{cr} 按下列公式计算：

当 $\bar{\lambda}_b \leq 0.85$ 时：

$$\sigma_{cr} = f \quad (6.4.3-2a)$$

当 $0.85 < \bar{\lambda}_b \leq 1.25$ 时：

$$\sigma_{cr} = \left[1 - 0.75(\bar{\lambda}_b - 0.85)\right] f \quad (6.4.3-2b)$$

当 $\bar{\lambda}_b > 1.25$ 时：

$$\sigma_{cr} = 1.1f / \bar{\lambda}_b^2 \quad (6.4.3-2c)$$

当梁受压翼缘扭转受到约束时：

$$\bar{\lambda}_b = \frac{2h_c/t_w}{177} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (6.4.3-2d)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时：

$$\bar{\lambda}_b = \frac{2h_c/t_w}{138} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (6.4.3-2e)$$

式中： $\bar{\lambda}_b$ ——梁腹板受弯计算的正则化长细比；

h_c ——梁腹板弯曲受压区高度，对双轴对称截面 $2h_c=h_0$ 。

2. τ_{cr} 按下列公式计算：

当 $\bar{\lambda}_s \leq 0.8$ 时：

$$\tau_{cr} = f_v \quad (6.4.3-3a)$$

当 $0.8 < \bar{\lambda}_s \leq 1.2$ 时：

$$\tau_{cr} = \left[1 - 0.59(\bar{\lambda}_s - 0.8) \right] f_v \quad (6.4.3-3b)$$

当 $\bar{\lambda}_s > 1.2$ 时：

$$\tau_{cr} = 1.1 f_v / \bar{\lambda}_s^2 \quad (6.4.3-3c)$$

当 $a/h_0 \leq 1$ 时：

$$\bar{\lambda}_s = \frac{h_0/t_w}{37\eta\sqrt{4+5.34(h_0/a)^2}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (6.4.3-3d)$$

当 $a/h_0 > 1$ 时：

$$\bar{\lambda}_s = \frac{h_0/t_w}{37\eta\sqrt{5.34+4(h_0/a)^2}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (6.4.3-3e)$$

式中： $\bar{\lambda}_s$ ——梁腹板受剪计算的正则化长细比；

η ——简支梁取 1.11，框架梁取 1。

3. $\sigma_{c,cr}$ 按照下列公式计算：

当 $\bar{\lambda}_c \leq 0.9$ 时：

$$\sigma_{c,cr} = f \quad (6.4.3-4a)$$

当 $0.9 < \bar{\lambda}_c \leq 1.2$ 时：

$$\sigma_{c,cr} = \left[1 - 0.79(\bar{\lambda}_c - 0.9) \right] f \quad (6.4.3-4b)$$

当 $\bar{\lambda}_c > 1.2$ 时：

$$\sigma_{c,cr} = 1.1f / \bar{\lambda}_c^2 \quad (6.4.3-4c)$$

当 $0.5 < a/h_0 < 1.5$ 时:

$$\bar{\lambda}_c = \frac{h_0/t_w}{28\sqrt{10.9 + 13.4(1.83 - a/h_0)^3}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (6.4.3-4d)$$

当 $1.5 < a/h_0 < 2.0$ 时:

$$\bar{\lambda}_c = \frac{h_0/t_w}{28\sqrt{18.9 - 5a/h_0}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (6.4.3-4e)$$

式中: $\bar{\lambda}_c$ —— 梁腹板受局部压力计算时的正则化长细比。

6.4.4 同时用横向加劲肋和纵向加劲肋加强的腹板 (图 6.4.2 b、c), 其局部稳定性应按下列公式计算:

1 受压翼缘与纵向加劲肋之间的区格:

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}} \right) + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr1}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (6.4.4-1)$$

式中 σ_{cr1} 、 τ_{cr1} 、 $\sigma_{c,cr1}$ 分别按下列方法计算:

1) σ_{cr1} 按公式(6.4.3-2a,2b)计算: 但式中的 $\bar{\lambda}_b$ 改用下列 $\bar{\lambda}_{b1}$ 代替

当梁受压翼缘扭转受到约束时:

$$\bar{\lambda}_{b1} = \frac{h_1/t_w}{75\varepsilon_k} \quad (6.4.4-2a)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时:

$$\bar{\lambda}_{b1} = \frac{h_1/t_w}{64\varepsilon_k} \quad (6.4.4-2b)$$

2) τ_{cr1} 按公式 (6.4.3-3) 计算, 但将式中的 h_0 改为 h_1 。

3) $\sigma_{c,cr1}$ 按公式(6.4.3-2a,2b)计算: 但式中的 $\bar{\lambda}_b$ 改用 $\bar{\lambda}_{c1}$ 代替

当梁受压翼缘扭转受到约束时:

$$\bar{\lambda}_{c1} = \frac{h_1/t_w}{56\varepsilon_k} \quad (6.4.4-3a)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时:

$$\bar{\lambda}_{c1} = \frac{h_1/t_w}{40\varepsilon_k} \quad (6.4.4-3b)$$

2 受拉翼缘与纵向加劲肋之间的区格:

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{c,cr2}} \leq 1.0 \quad (6.4.4-4)$$

式中： σ_2 ——所计算区格内由平均弯矩产生的腹板在纵向加劲肋处的弯曲压应力；

σ_{c2} ——腹板在纵向加劲肋处的横向压应力，取 $0.3\sigma_c$ ；

σ_{cr2} 、 τ_{cr2} 、 $\sigma_{c,cr2}$ ——分别按下列方法计算：

- 1) σ_{cr2} 按公式(6.3.3.-2a,2b)计算：但是式中的 $\bar{\lambda}_b$ 改用 $\bar{\lambda}_{b2}$ 代替

$$\bar{\lambda}_{b2} = \frac{h_2/t_w}{194\varepsilon_k} \quad (6.4.4-5)$$

- 2) τ_{cr2} 按公式 (6.4.3-3) 计算，但将式中的 h_0 改为 h_2 ($h_2 = h_0 - h_1$)。

- 3) $\sigma_{c,cr2}$ 按公式 (6.4.3-4) 计算，但式中的 h_0 改为 h_2 ，当 $a/h_2 > 2$ 时，取 $a/h_2 = 2$ 。

6.4.5 在受压翼缘与纵向加劲肋之间设有短加劲肋的区格 (图 6.4.2 d)，其局部稳定性按公式(6.3.4-1)计算。该式中的 σ_{cr1} 仍按照 6.3.4 条 1 款之 1) 计算； τ_{cr1} 按照式(6.3.3-3)计算，但将 h_0 和 a 改为 h_1 和 a_1 (a_1 为短加劲肋间距)； $\sigma_{c,cr1}$ 按照式(6.3.3-2)计算，但是式中 $\bar{\lambda}_b$ 改用下列 $\bar{\lambda}_{c1}$ 代替。

当梁受压翼缘扭转受到约束时：

$$\bar{\lambda}_{c1} = \frac{a_1/t}{87\varepsilon_k} \quad (6.4.5-1)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时：

$$\bar{\lambda}_{c1} = \frac{a_1/t}{73\varepsilon_k} \quad (6.4.5-2)$$

对于 $a_1/h_1 > 1.2$ 的区格，公式 (6.4.5-2) 右侧应乘以 $\frac{1}{\sqrt{0.4 + 0.5a_1/h_1}}$ 。

6.4.6 加劲肋的设置应符合下列规定：

1 加劲肋宜在腹板两侧成对配置，也可单侧配置，但支承加劲肋、重级工作制吊车梁的加劲肋不应单侧配置。

2 横向加劲肋的最小间距应为 $0.5h_0$ ，最大间距应为 $2h_0$ (对无局部压应力的梁，当 $h_0/t_w \leq 100$ 时，可采用 $2.5h_0$)。纵向加劲肋至腹板计算高度受压边缘的距离应在 $h_c/2.5 \sim h_c/2$ 范围内。

3 在腹板两侧成对配置的钢板横向加劲肋，其截面尺寸应符合下列公式要求：

外伸宽度：

$$b_s \geq \frac{h_0}{30} + 40 \quad (\text{mm}) \quad (6.4.6-1)$$

厚度：

$$\text{承压加劲肋 } t_s \geq \frac{b_s}{15}, \text{ 不受力加劲肋 } t_s \geq \frac{b_s}{19} \quad (6.4.6-2)$$

4 在腹板一侧配置的钢板横向加劲肋，其外伸宽度应大于按公式（6.4.6-1）算得的1.2倍，厚度不应小于其外伸宽度的1/15和1/19。

5 在同时有横向加劲肋和纵向加劲肋加强的腹板中，横向加劲肋的截面尺寸除了符合上述规定外，其截面惯性矩 I_z 尚应符合下式要求：

$$I_z \geq 3h_0 t_w^3 \quad (6.4.6-3)$$

纵向加劲肋的截面惯性矩 I_y ，应符合下列公式要求：

当 $a/h_0 \leq 0.85$ 时：

$$I_y \geq 1.5h_0 t_w^3 \quad (6.4.6-4a)$$

当 $a/h_0 > 0.85$ 时：

$$I_y \geq \left(2.5 - 0.45 \frac{a}{h_0} \right) \left(\frac{a}{h_0} \right)^2 h_0 t_w^3 \quad (6.4.6-4b)$$

6 短加劲肋的最小间距为 $0.75h_1$ 。短加劲肋外伸宽度应取横向加劲肋外伸宽度的0.7~1.0倍，厚度不应小于短加劲肋外伸宽度的1/15。

注：1 用型钢（H型钢、工字钢、槽钢、肢尖焊于腹板的角钢）做成的加劲肋，其截面惯性矩不得小于相应钢板加劲肋的惯性矩。

2 在腹板两侧成对配置的加劲肋，其截面惯性矩应按梁腹板中心线为轴线进行计算。

3 在腹板一侧配置的加劲肋，其截面惯性矩应按加劲肋相连的腹板边缘为轴线进行计算。

6.4.7 梁的支承加劲肋，应按承受梁支座反力或固定集中荷载的轴心受压构件计算其在腹板平面外的稳定性。此受压构件的截面应包括加劲肋和加劲肋每侧 $15t_w \varepsilon_k$ 范围内的腹板面积，计算长度取 h_0 。

当梁支承加劲肋的端部为刨平顶紧时，应按其所承受的支座反力或固定集中荷载计算其

端面承压应力;突缘支座的突缘加劲板的伸出长度不得大于其厚度的 2 倍;当端部为焊接时,应按传力情况计算其焊缝应力。

支承加劲肋与腹板的连接焊缝,应按传力需要进行计算。

6.5 焊接截面梁腹板考虑屈曲后强度的计算

6.5.1 腹板仅配置支承加劲肋(或尚有中间横向加劲肋)而考虑屈曲后强度的工字形焊接截面梁(图 6.4.2a),应按下列公式验算抗弯和抗剪承载能力:

$$\left(\frac{V}{0.5V_u} - 1\right)^2 + \frac{M - M_f}{M_{eu} - M_f} \leq 1 \quad (6.5.1-1)$$

$$M_f = \left(A_{t1} \frac{h_1^2}{h_2} + A_{t2} h_2\right) f \quad (6.5.1-2)$$

式中: M 、 V ——所计算区格内梁的平均弯矩和平均剪力设计值;计算时,当 $V < 0.5V_u$ 取

$$V = 0.5V_u; \text{ 当 } M < M_f, \text{ 取 } M = M_f;$$

M_f ——梁两翼缘所承担的弯矩设计值;

A_{t1} 、 h_1 ——较大翼缘的截面积及其形心至梁中和轴的距离;

A_{t2} 、 h_2 ——较小翼缘的截面积及其形心至梁中和轴的距离;

M_{eu} 、 V_u ——梁抗弯和抗剪承载力设计值。

1 M_{eu} 应按下列公式计算:

$$M_{eu} = \gamma_x \alpha_e W_x f \quad (6.5.1-3)$$

$$\alpha_e = 1 - \frac{(1 - \rho) h_c^3 t_w}{2I_x} \quad (6.5.1-4)$$

当 $\bar{\lambda}_b \leq 0.85$ 时:

$$\rho = 1.0 \quad (6.5.1-5a)$$

当 $0.85 < \bar{\lambda}_b \leq 1.25$ 时:

$$\rho = 1 - 0.82(\bar{\lambda}_b - 0.85) \quad (6.5.1-5b)$$

当 $\bar{\lambda}_b > 1.25$ 时:

$$\rho = \frac{1}{\lambda_b} \left(1 - \frac{0.2}{\lambda_b} \right) \quad (6.5.1-5c)$$

式中： α_e ——梁截面模量考虑腹板有效高度的折减系数；

I_x ——按梁截面全部有效算得的绕 x 轴的惯性矩；

h_c ——按梁截面全部有效算得的腹板受压区高度；

γ_x ——梁截面塑性发展系数；

ρ ——腹板受压区有效高度系数；

$\bar{\lambda}_b$ ——用于腹板受弯计算时的正则化长细比，按本规范公式（6.4.3-2c,2d）计算。

2 V_u 应按下列公式计算：

当 $\bar{\lambda}_s \leq 0.8$ 时：

$$V_u = h_w t_w f_v \quad (6.5.1-6a)$$

当 $0.8 < \bar{\lambda}_s \leq 1.2$ 时：

$$V_u = h_w t_w f_v \left[1 - 0.5(\bar{\lambda}_s - 0.8) \right] \quad (6.5.1-6b)$$

当 $\bar{\lambda}_s > 1.2$ 时：

$$V_u = h_w t_w f_v / \bar{\lambda}_s^{1.2} \quad (6.5.1-6c)$$

式中： $\bar{\lambda}_s$ ——用于腹板受剪计算时的正则化长细比，按本规范公式（6.4.3-3c,3d）计算。当

焊接截面梁仅配置支座加劲肋时，取本规范公式（6.4.3-3d）中的 $h_0/a = 0$ 。

6.5.2 当仅配置支座加劲肋不能满足公式（6.5.1-1）的要求时，应在两侧成对配置中间横向加劲肋，间距一般为 $(1 \sim 2)h_0$ 。中间横向加劲肋和上端受有集中压力的中间支承加劲肋，其截面尺寸除应满足公式（6.4.6-1）和公式（6.4.6-2）的要求外，尚应按轴心受压构件计算其在腹板平面外的稳定性，轴心压力应按下式计算：

$$N_s = V_u - \tau_{cr} h_w t_w + F \quad (6.5.2-1)$$

式中： V_u ——按公式(6.5.1-6)计算；

h_w ——腹板高度；

τ_{cr} ——按公式 (6.3.3-3) 计算;

F ——作用于中间支承加劲肋上端的集中压力。

当腹板在支座旁的区格 $\bar{\lambda}_s > 0.8$ 时, 支座加劲肋除承受梁的支座反力外尚应承受拉力场的水平分力 H , 按压弯构件计算强度和在腹板平面外的稳定, 水平分力 H 应按下式计算:

$$H = (V_u - \tau_{cr} h_w t_w) \sqrt{1 + (a/h_0)^2} \quad (6.5.2-2)$$

H 的作用点在距腹板计算高度上边缘 $h_0/4$ 处。此压弯构件的截面和计算长度同一般支座加劲肋。当支座加劲肋采用图 6.5.2 的构造形式时, 可按下述简化方法进行计算: 加劲肋 1 作为承受支座反力 R 的轴心压杆计算, 封头肋板 2 的截面积不应小于按下式计算的数值:

$$A_c = \frac{3h_0 H}{16ef} \quad (6.5.2-3)$$

注: 1 腹板高厚比不应大于 250。

2 考虑腹板屈曲后强度的梁, 可按构造需要设置中间横向加劲肋。

3 中间横向加劲肋较大 ($a > 2.5h_0$) 和不设中间横向加劲肋的腹板, 当满足公式 (6.4.3-1) 时, 可取 $H = 0$ 。

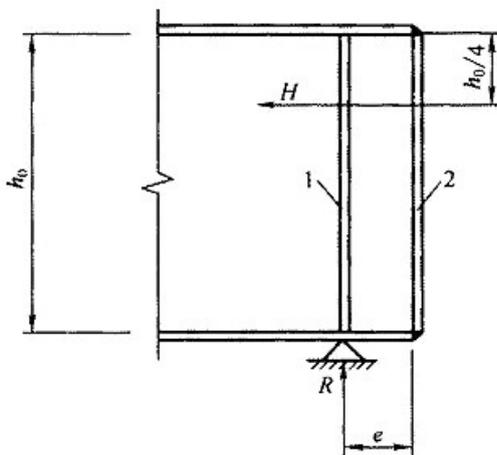


图 6.5.2 设置封头肋板的梁端构造

6.6 腹板开孔要求

6.6.1 腹板开孔梁应满足整体稳定及局部稳定要求, 并进行下列计算:

- 1 实腹及开孔截面处的受弯承载力验算;
- 2 开孔处顶部及底部 T 形截面受弯剪承载力验算。

6.6.2 腹板开孔梁, 当孔型为圆形或矩形时, 应符合下列规定:

1 圆孔孔口直径不得大于 0.7 倍梁高，矩形孔口高度不得大于梁高的 0.5 倍，矩形孔口长度不应大于 3 倍孔高与梁高的较小值（待推敲）；

2 相邻圆形孔口边缘间的距离不得小于梁高的 0.25 倍，矩形孔口与相邻孔口的距离不得小于梁高和矩形孔口长度中的较大者；

3 开孔处梁上下 T 形截面高度均不小于 0.15 倍梁高，矩形孔口上下边缘至梁翼缘外皮的距离不得小于梁高的 0.25 倍。

4 开孔长度（或直径）与 T 形截面高度的比值不大于 12；

5 不应在距梁端相当于梁高的范围内设孔，抗震设防的结构不应在隅撑范围内设孔。

6 开孔腹板补强原则如下：

1) 圆形孔直径小于或等于 $1/3$ 梁高时，可不予补强。当大于 $1/3$ 梁高时，可用环形加劲肋加强（图 7.6.1-1a），也可用套管（图 7.6.1-1b）或环形补强板（图 7.6.1-1c）加强。

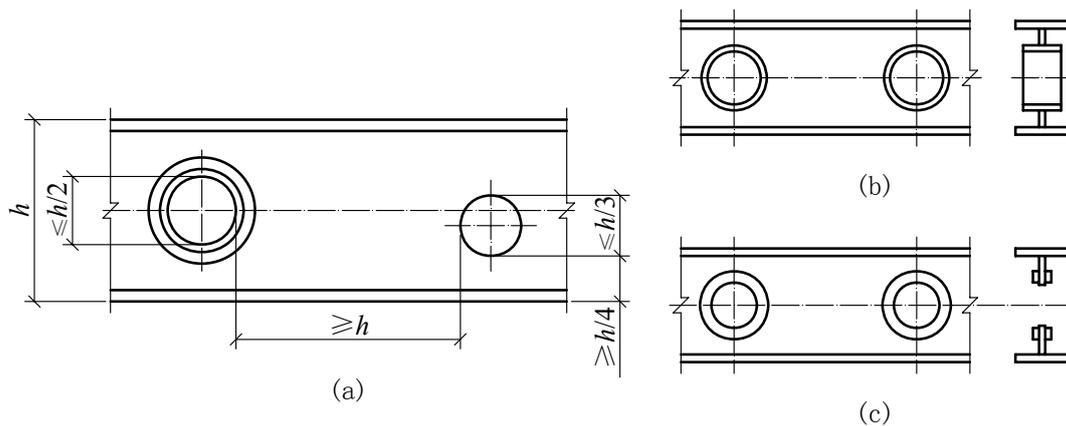


图 7.5.2-1 钢梁圆形孔口的补强

2) 圆形孔口加劲肋截面不宜小于 $100\text{mm} \times 10\text{mm}$ ，加劲肋边缘至孔口边缘的距离不宜大于 12mm 。圆形孔口用套管补强时，其厚度不宜小于梁腹板厚度。用环形板补强时，若在梁腹板两侧设置，环形板的厚度可稍小于腹板厚度，其宽度可取 $75 \sim 125\text{mm}$ 。

3) 矩形孔口的边缘应采用纵向和横向加劲肋加强。矩形孔口上下边缘的水平加劲肋端部宜伸至孔口边缘以外各 300mm ，当矩形孔口长度大于梁高时，其横向加劲肋应沿梁全高设置。

4) 矩形孔口加劲肋截面不宜小于 $125\text{mm} \times 18\text{mm}$ 。当孔口长度大于 500mm 时，应在梁腹板两面设置加劲肋。

7 梁材料的屈服强度应不大于 440N/mm^2 。

6.7 梁的构造要求

6.7.1 焊接梁的翼缘一般用一层钢板做成，当采用两层钢板时，外层钢板与内层钢板厚度之比宜为 $0.5\sim 1.0$ 。不沿梁通长设置的外层钢板，其理论截断点处的外伸长度 l_1 应符合下列要求：

端部有正面角焊缝：

$$\text{当 } h_f \geq 0.75t \text{ 时：} \quad l_1 \geq b$$

$$\text{当 } h_f < 0.75t \text{ 时：} \quad l_1 \geq 1.5b$$

端部无正面角焊缝： $l_1 \geq 2b$

b 和 t 分别为外层翼缘板的宽度和厚度； h_f 为侧面角焊缝和正面角焊缝的焊脚尺寸。

6.7.2 高强度螺栓摩擦型连接（或铆接）梁的翼缘板不宜超过三层，翼缘角钢面积不宜少于整个翼缘面积的 30% ，当采用最大型号的角钢仍不能符合此要求时，可加设腋板（图 6.7.2）。此时角钢与腋板面积之和不应少于翼缘总面积的 30% 。当翼缘板不沿梁通长设置时，理论截断点处外伸长度内的摩擦型连接的高强度螺栓（或铆钉）数目，应按该板 $1/2$ 净截面面积的抗拉、抗压承载力进行计算。

6.7.3 焊接梁的横向加劲肋与翼缘板相接处应切角，当作为焊接工艺孔时，切角宜采用半径 $R = 30\text{mm}$ 的 $1/4$ 圆弧。

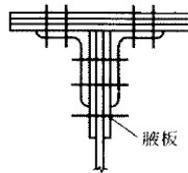


图 6.7.2 高强度螺栓摩擦型连接（或铆接）梁的翼缘截面

7 轴心受力构件的计算和桁架杆件的设计

7.1 截面强度计算

7.1.1 轴心受拉构件，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，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：

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq f \quad (7.1.1-1)$$

净截面断裂：

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq 0.7f_u \quad (7.1.1-2)$$

式中： N ——所计算截面的拉力设计值；

f ——钢材抗拉强度设计值；

A ——构件的毛截面面积；

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；

f_u ——钢材极限抗拉强度设计值。

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，其截面强度应按下列式计算：

$$\frac{N}{A_n} \leq f \quad (7.1.1-3)$$

2 除第 1 款的情形外，其毛截面强度计算应采用式（7.1.1-1），净截面强度应按下列式计算：

$$\sigma = \left(1 - 0.5 \frac{n_1}{n}\right) \frac{N}{A_n} \leq f \quad (7.1.1-4)$$

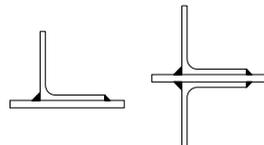
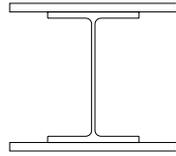
式中： n ——在节点或拼接处，构件一端连接的高强度螺栓数目；

n_1 ——所计算截面（最外列螺栓处）上高强度螺栓数目。

7.1.2 轴心受压构件，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（7.1.1-1）计算。但含有虚孔的构件尚需在孔心所在截面按式（7.1.1-2）计算。

7.1.3 轴拉和轴压构件，当其组成板件在节点或拼接处并非全部直接传力时，应对危险截面的面积乘以有效截面系数 η ，不同构件截面形式和连接方式的 η 值应符合表 7.1.3 的规定。

表 7.1.3 轴心受力构件节点或拼接处危险截面有效截面系数

构件截面形式	连接形式	η	图例
角钢	单边连接	0.85	
工形、H形	翼缘连接	0.90	
	腹板连接	0.70	

7.2 轴压构件的稳定性计算

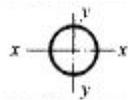
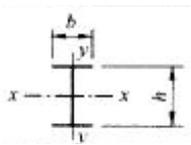
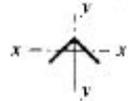
7.2.1 轴压构件的稳定性应按下列式计算：

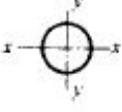
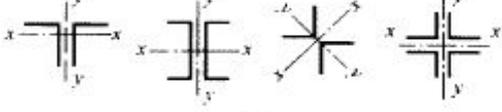
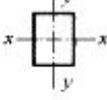
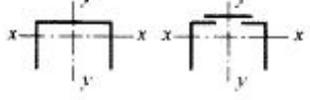
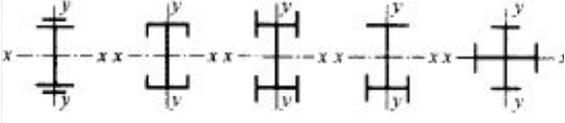
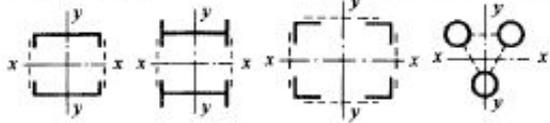
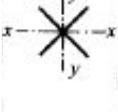
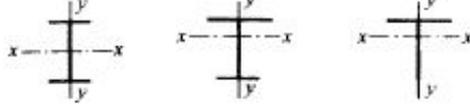
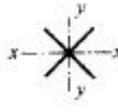
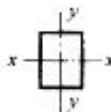
$$\frac{N}{\varphi Af} \leq 1 \quad (7.2.1-1)$$

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 7.2.1-1、表 7.2.1-2 的截面分类，按附录 D 采用。

注：板件宽厚比超过 7.3.1 条规定的实腹式构件应按式（7.3.3-1）计算。

表 7.2.1-1 轴心受压构件的截面分类（板厚 $t < 40\text{mm}$ ）

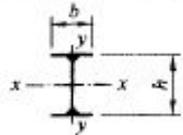
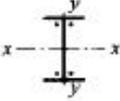
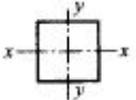
截面形式		对 x 轴	对 y 轴
	轧制	a 类	a 类
	$b/h \leq 0.8$	a 类	b 类
	$b/h > 0.8$	ba 类	cb 类
	轧制等边角钢	ba 类	ba 类

 <p>焊接,翼缘为焰切边</p>	 <p>焊接</p>	b 类	b 类	
 <p>轧制</p>				
 <p>轧制,焊接(板件宽厚比>20)</p>	 <p>轧制或焊接</p>			
 <p>焊接</p>		 <p>轧制截面和翼缘为焰切边的焊接截面</p>	b 类	b 类
 <p>格构式</p>		 <p>焊接,板件边缘焰切</p>		
 <p>焊接,翼缘为轧制或剪切边</p>		b 类	c 类	
 <p>焊接,板件边缘轧制或剪切</p>	 <p>焊接,板件宽厚比≤ 20</p>	c 类	c 类	

注: ba 类含义为 Q235 钢取 b 类, Q345、Q390、Q420 和 Q460 取 a 类; cb 类含义为 Q235 钢取 c 类, Q345、Q390、Q420 和 Q460 取 b 类。

表 7.2.1-2 轴心受压构件的截面分类(板厚 $t \geq 40\text{mm}$)

截面形式	对 x 轴	对 y 轴
------	-------	-------

 轧制工字形或 H 形截面	$t < 80\text{mm}$	b 类	c 类
	$t \geq 80\text{mm}$	c 类	d 类
 焊接工字形截面	翼缘为焰切边	b 类	b 类
	翼缘为轧制或剪切边	c 类	d 类
 焊接箱形截面	板件宽厚比 > 20	b 类	b 类
	板件宽厚比 ≤ 20	c 类	c 类

7.2.2 实腹式构件的长细比 λ 应根据其失稳模式，由下列各款确定：

1 截面形心与剪心重合的构件

1) 当计算弯曲屈曲时长细比按下式计算：

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} \quad (7.2.2-1)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} \quad (7.2.2-2)$$

式中： l_{0x} 、 l_{0y} ——分别为构件对截面主轴 x 和 y 的计算长度，根据本规范第 7.4 节的规定采用；

i_x 、 i_y ——分别为构件截面对主轴 x 和 y 的回转半径。

1) 当计算扭转屈曲时，长细比按下式计算：

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{I_0}{I_t/25.7 + I_\omega/I_\omega^2}} \quad (7.2.2-3)$$

式中： I_0 、 I_t 、 I_ω ——分别为构件毛截面对剪心的极惯性矩、截面抗扭惯性矩和扇性惯性矩，

对十字形截面可近似取 $I_\omega = 0$ ；

l_ω ——扭转屈曲的计算长度，两端铰支且端截面可自由翘曲者，取几何长度

l ；两端嵌固且端部截面的翘曲完全受到约束者，取 $0.5l$ 。

双轴对称十字形截面板件宽厚比不超过 $15\epsilon_k$ 者，可不计算扭转屈曲。

2 截面为单轴对称的构件

1) 绕非对称主轴的弯曲屈曲，长细比应由式（7.2.2-1、2）确定。绕对称轴主轴的弯扭屈曲，应取下式给出的换算长细比：

$$\lambda_{yz} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\lambda_y^2 + \lambda_z^2) + \sqrt{(\lambda_y^2 + \lambda_z^2)^2 - 4 \left(1 - \frac{y_s^2}{i_0^2} \right) \lambda_y^2 \lambda_z^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (7.2.2-4)$$

式中： y_s ——截面形心至剪心的距离；

i_0 ——截面对剪心的极回转半径，单轴对称截面 $i_0^2 = y_s^2 + i_x^2 + i_y^2$ ；

λ_z ——扭转屈曲换算长细比，由式（7.2.2-3）确定。

2) 等边单角钢轴压构件当绕两主轴弯曲的计算长度相等时，可不计算弯扭屈曲。
塔架单角钢压杆应符合本规范第 7.6 节的相关规定。

3) 双角钢组合 T 形截面构件绕对称轴的换算长细比 λ_{yz} 可用下列简化公式确定：

i. 等边双角钢（图 7.2.1-1a）

当 $\lambda_y > \lambda_z$ 时：

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left[1 + 0.16 \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_y} \right)^2 \right] \quad (7.2.2-5a)$$

当 $\lambda_y < \lambda_z$ 时：

$$\lambda_{yz} = \lambda_z \left[1 + 0.16 \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \right)^2 \right] \quad (7.2.2-5b)$$

$$\lambda_z = 3.9 \frac{b}{t} \quad (7.2.2-6)$$

ii. 长肢相并的不等边双角钢（图 7.2.1-1b）

当 $\lambda_y > \lambda_z$ 时：

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left[1 + 0.25 \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_y} \right)^2 \right] \quad (7.2.2-7a)$$

当 $\lambda_y < \lambda_z$ 时：

$$\lambda_{yz} = \lambda_z \left[1 + 0.25 \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \right)^2 \right] \quad (7.2.2-7b)$$

$$\lambda_z = 5.1 \frac{b_2}{t} \quad (7.2.2-8)$$

iii.短肢相并的不等边双角钢（图 7.2.1-1c）

当 $\lambda_y > \lambda_z$ 时：

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left[1 + 0.06 \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_y} \right)^2 \right] \quad (7.2.2-9a)$$

当 $\lambda_y < \lambda_z$ 时：

$$\lambda_{yz} = \lambda_z \left[1 + 0.06 \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \right)^2 \right] \quad (7.2.2-9b)$$

$$\lambda_z = 3.7 \frac{b_1}{t} \quad (7.2.2-10)$$

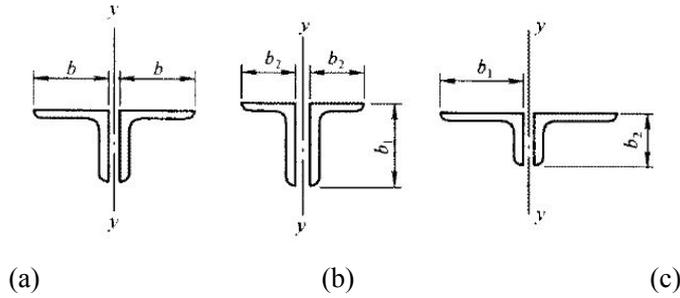


图 7.2.2-1 单角钢截面和双角钢组合 T 形截面

b — 等边角钢肢宽度； b_1 — 不等边角钢长肢宽度； b_2 — 不等边角钢短肢宽度

3 截面无对称轴且剪心和形心不重合的构件，应采用下列换算长细比：

$$\lambda_{xyz} = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{xyz}}} \quad (7.2.2-11)$$

$$(N_x - N_{xyz})(N_y - N_{xyz})(N_z - N_{xyz}) - N_{xyz}^2 (N_x - N_{xyz}) \left(\frac{y_s}{i_0} \right)^2 - N_{xyz}^2 (N_y - N_{xyz}) \left(\frac{x_s}{i_0} \right)^2 = 0 \quad (7.2.2-12)$$

$$i_0^2 = i_x^2 + i_y^2 + x_s^2 + y_s^2 \quad (7.2.2-13)$$

$$N_x = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_x^2} \quad (7.2.2-14)$$

$$N_y = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_y^2} \quad (7.2.2-15)$$

$$N_z = \frac{1}{i_0^2} \left(\frac{\pi^2 EI_\omega}{I_\omega^2} + GI_t \right) \quad (7.2.2-16)$$

式中： N_{xyz} ——弹性完善杆的弯扭屈曲临界力，由式（7.2.2-12）确定：

x_s 、 y_s ——截面剪心的坐标；

i_0 ——截面对剪心的极回转半径；

N_x 、 N_y 、 N_z ——分别为绕 x 轴和 y 轴的弯曲屈曲临界力和扭转屈曲临界力：

E 、 G ——分别为钢材弹性模量和剪变模量。

4 不等边角钢轴压构件的换算长细比可用下列简化公式确定（图 7.2.2-2）：

当 $\lambda_x > \lambda_z$ 时：

$$\lambda_{xyz} = \lambda_x \left[1 + 0.25 \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_x} \right)^2 \right] \quad (7.2.2-17a)$$

当 $\lambda_x < \lambda_z$ 时：

$$\lambda_{xyz} = \lambda_z \left[1 + 0.25 \left(\frac{\lambda_x}{\lambda_z} \right)^2 \right] \quad (7.2.2-17b)$$

$$\lambda_z = 4.21 \frac{b_1}{t} \quad (7.2.2-18)$$

式中： x 轴为角钢的主轴， b_1 为角钢长肢宽度。

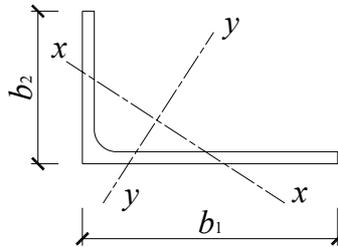


图 7.2.2-2 不等边角钢

7.2.3 格构式轴心受压构件对实轴长细比按本规范第 7.2.2 条计算，对虚轴（图 7.2.3a 的 x 轴和图 7.2.3b、c 的 x 轴和 y 轴）应取换算长细比。换算长细比应按下列公式计算：

1 双肢组合构件（图 7.2.3a）

当缀件为缀板时：

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} \quad (7.2.3-1)$$

当缀件为缀条时：

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27 \frac{A}{A_{1x}}} \quad (7.2.3-2)$$

式中： λ_x ——整个构件对 x 轴的长细比；

λ_1 ——分肢对最小刚度轴 1-1 的长细比，其计算长度取为：焊接时，为相邻两缀板的净距离；螺栓连接时，为相邻两缀板边缘螺栓的距离；

A_{1x} ——构件截面中垂直于 x 轴的各斜缀条毛截面面积之和。

2 四肢组合构件（图 7.2.3b）

当缀件为缀板时：

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} \quad (7.2.3-3)$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (7.2.3-4)$$

当缀件为缀条时：

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 40 \frac{A}{A_{1x}}} \quad (7.2.3-5)$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 40 \frac{A}{A_{1y}}} \quad (7.2.3-6)$$

式中： λ_y ——整个构件对 y 轴的长细比；

A_{1y} ——构件截面中垂直于 y 轴的各斜缀条毛截面面积之和。

3 缀件为缀条的三肢组合构件（图 7.2.3c）

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{42A}{A_1(1.5 - \cos^2 \theta)}} \quad (7.2.3-7)$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{42A}{A_1 \cos^2 \theta}} \quad (7.2.3-8)$$

式中： A_1 ——构件截面中各斜缀条毛截面面积之和；

θ ——构件截面内缀条所在平面与 x 轴的夹角。

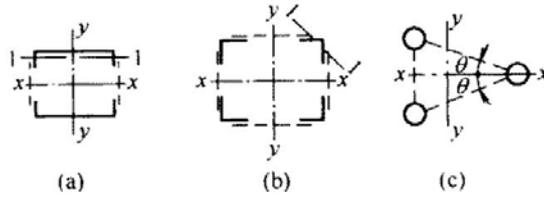


图 7.2.3 格构式组合构件截面

7.2.4 缀件面宽度较大的格构式柱宜采用缀条柱，斜缀条与构件轴线间的夹角应在 $40^\circ \sim 70^\circ$ 范围内。缀条柱的分肢长细比 λ_1 不应大于构件两方向长细比（对虚轴取换算长细比）的较大值 λ_{\max} 的 0.7 倍。

7.2.5 缀板柱的分肢长细比 λ_1 不应大于 $40\varepsilon_k$ ，并不应大于 λ_{\max} 的 0.5 倍（当 $\lambda_{\max} < 50$ 时，取 $\lambda_{\max} = 50$ ）。缀板柱中同一截面处缀板（或型钢横杆）的线刚度之和不得小于柱较大分肢线刚度的 6 倍。

7.2.6 用填板连接而成的双角钢或双槽钢构件，采用普通螺栓连接时应按格构式构件进行计算，除此之外，可按实腹式构件进行计算，但填板间的距离不应超过下列数值：

受压构件： $40i\varepsilon_k$ ；

受拉构件： $80i$ 。

i 为单肢回转半径，应按下列规定采用：

1 当为图 7.2.6a、b 所示的双角钢或双槽钢截面时，取一个角钢或一个槽钢对与填板平行的形心轴的回转半径；

2 当为图 7.2.6c 所示的十字形截面时，取一个角钢的最小回转半径。

受压构件的两个侧向支承点之间的填板数不得少于 2 个。

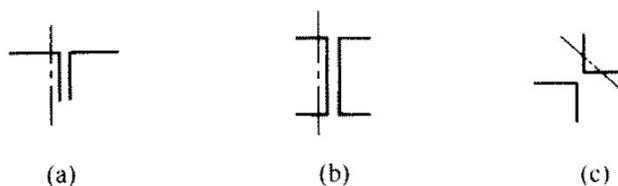


图 7.2.6 计算截面回转半径时的轴线示意图

7.2.7 轴压构件应按下式计算剪力：

$$V = \frac{Af}{85} \quad (7.2.7)$$

剪力 V 值可认为沿构件全长不变。

对格构式轴压构件，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。

7.2.8 两端铰支的棱形圆管或方管状截面轴压构件（图 7.2.8）的稳定性应按式（7.2.1-1）

计算。计算时 A 取端截面的截面面积 A ，稳定系数 φ 按下列换算长细比确定：

$$\lambda_s = \frac{l_0/i_1}{(1+\gamma)^{3/4}} \quad (7.2.8-1)$$

$$l_0 = \frac{l}{2} [1 + (1 + 0.853\gamma)^{-1}] \quad (7.2.8-2)$$

$$\gamma = (d_2 - d_1)/d_1 \text{ 或 } (b_2 - b_1)/b_1 \quad (7.2.8-3)$$

式中： l_0 ——构件计算长度，；

i_1 ——端截面回转半径；

γ ——构件楔率，；

d_2, b_2 ——中央截面外径（圆管），边长（方管）；

d_1, b_1 ——端截面外径（圆管），边长（方管）。

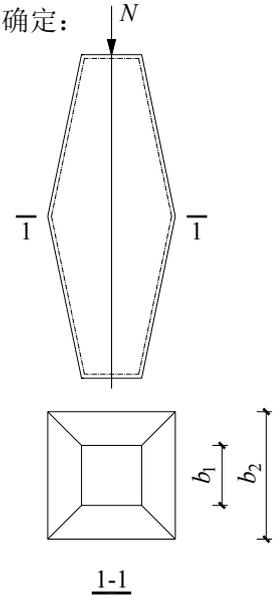


图 7.2.8 棱形管状轴压构件

7.2.9 两端铰支的多肢钢管棱形格构柱应按式（7.2.1-1）计算整体稳定。稳定系数 φ 依据 b 类截面按下列换算长细比确定：

$$\lambda_0 = \pi \sqrt{\frac{nA_s E}{N_{cr}}} \quad (7.2.9-1)$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,s}, N_{cr,a}) \quad (7.2.9-2)$$

式中： n ——钢管分肢数；

A_s ——单根分肢的截面面积；

$N_{cr}, N_{cr,s}, N_{cr,a}$ ——分别为特征值屈曲荷载、对称屈曲模态与反对称屈曲模态对应的特征值屈曲荷载， $N_{cr,s}, N_{cr,a}$ 按下列方法计算。

1 $N_{cr,s}$ 按下列公式计算：

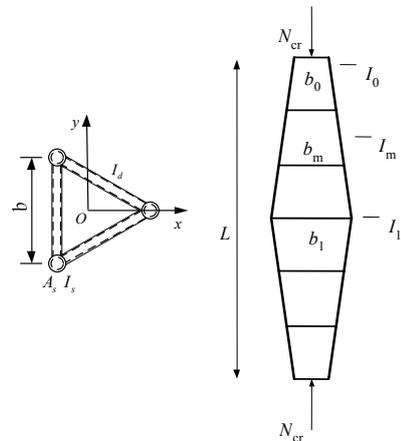


图 7.2.9 钢管棱形格构柱

$$N_{cr,s} = N_{cr0,s} / \left(1 + \frac{N_{cr0,s}}{K_{v,s}} \right) \quad (7.2.9-3)$$

$$N_{cr0,s} = \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} (1 + 0.72\eta_1 + 0.28\eta_2) \quad (7.2.9-4)$$

2 $N_{cr,a}$ 按下列公式计算:

$$N_{cr,a} = N_{cr0,a} / \left(1 + \frac{N_{cr0,a}}{K_{v,a}} \right) \quad (7.2.9-5)$$

$$N_{cr0,a} = \frac{4\pi^2 EI_0}{L^2} (1 + 0.48\eta_1 + 0.12\eta_2) \quad (7.2.9-6)$$

式中: I_0 、 I_m 、 I_1 ——分别为钢管梭形格构柱柱端(小头)、柱在 1/4 跨处以及跨中(大头)对应的惯性矩(图 7.2.9);

$K_{v,s}$ 、 $K_{v,a}$ ——分别为对称屈曲与反对称屈曲对应的截面抗剪刚度;

η_1 、 η_2 ——与截面惯性矩有关的计算系数, 三肢时按下列公式计算:

$$\eta_1 = (4I_m - I_1 - 3I_0) / I_0 \quad (7.2.9-7)$$

$$\eta_2 = 2(I_0 + I_1 - 2I_m) / I_0 \quad (7.2.9-8)$$

$$I_0 = 3I_s + 0.5b_0^2 A_s \quad (7.2.9-9)$$

$$I_m = 3I_s + 0.5b_m^2 A_s \quad (7.2.9-10)$$

$$I_1 = 3I_s + 0.5b_1^2 A_s \quad (7.2.9-11)$$

$$K_{v,s} = 1 / \left(\frac{l_{s0}^2 b_0}{18EI_d} + \frac{5I_{s0}^3}{144EI_s} \right) \quad (7.2.9-12)$$

$$K_{v,a} = 1 / \left(\frac{l_{s0}^2 b_m}{18EI_d} + \frac{5I_{s0}^3}{144EI_s} \right) \quad (7.2.9-13)$$

式中: b_0 、 b_m 、 b_1 ——分别为梭形柱柱头、1/4 跨截面和跨中截面的边长;

l_{s0} ——梭形柱节间高度;

I_d 、 I_s ——横缀杆和弦杆的惯性矩;

A_s ——单个分肢的截面面积;

E ——材料的弹性模量。

3 钢管梭形格构柱的跨中截面应设置横隔。横隔可采用水平放置的钢板且与周边缀管焊接，或采用水平放置的钢管并使跨中截面成为稳定截面。

7.3 实腹轴压构件的局部稳定和屈曲后强度

7.3.1 实腹轴压构件要求不出现局部失稳者，其板件宽厚比应符合下列规定：

1 H形截面腹板

当 $\lambda \leq 50\varepsilon_k$ 时：

$$h_0/t_w \leq 42\varepsilon_k \quad (7.3.1-1a)$$

当 $\lambda > 50\varepsilon_k$ 时：

$$h_0/t_w \leq \min[21\varepsilon_k + 0.42\lambda, 21\varepsilon_k + 50] \quad (7.3.1-1b)$$

式中： λ ——构件的较大长细比；

h_0 ， t_w ——分别为腹板计算高度和厚度，对焊接构件 h_0 取为腹板高度 h_w ，对热轧构件取

$$h_0 = h_w - 2t_f, \text{ 但不小于 } h_w - 40\text{mm}, \text{ } t_f \text{ 为翼缘厚度。}$$

2 H形截面翼缘

当 $\lambda \leq 70\varepsilon_k$ 时：

$$b/t_f \leq 14\varepsilon_k \quad (7.3.1-2a)$$

当 $\lambda > 70\varepsilon_k$ 时：

$$b/t_f \leq \min[7\varepsilon_k + 0.1\lambda, 7\varepsilon_k + 12] \quad (7.3.1-2b)$$

式中： b ， t_f ——分别为翼缘板自由外伸宽度和厚度，对焊接构件 b 取为翼缘板宽度 B 的一

半，对热轧构件取 $b = B/2 - t_f$ ，但不小于 $B/2 - 20\text{mm}$ 。

3 箱形截面壁板

当 $\lambda \leq 52\varepsilon_k$ 时：

$$b/t \leq 42\varepsilon_k \quad (7.3.1-3a)$$

当 $\lambda > 52\varepsilon_k$ 时：

$$b/t \leq \min[29\varepsilon_k + 0.25\lambda, 29\varepsilon_k + 30] \quad (7.3.1-3b)$$

式中： b ——壁板的净宽度。

长方箱形截面较宽壁板宽厚比限值应按式 (7.3.1-3a, b) 的值，并乘以按下式计算的调整系数：

$$\alpha_r = 1.12 - \frac{1}{3}(\eta - 0.4)^2 \quad (7.3.1-4)$$

式中： η ——箱形截面宽度和高度之比， $\eta \leq 1.0$ 。

4 T形截面翼缘高厚比限值应按式 (7.3.1-2a, b) 确定。

T形截面腹板高厚比限值为：

当 $\lambda \leq 70\varepsilon_k$ 时：

$$h_0/t_w \leq 25\varepsilon_k \quad (7.3.1-5a)$$

当 $\lambda > 70\varepsilon_k$ 时：

$$h_0/t_w \leq \min[11\varepsilon_k + 0.2\lambda, 11\varepsilon_k + 24] \quad (7.3.1-5b)$$

对焊接构件 h_0 取为腹板高度 h_w ，对热轧构件取 $h_0 = h_w - t_f$ ，但不小于 $h_w - 20\text{mm}$ 。

5 等边角钢轴压构件的肢件宽厚比限值为：

当 $\lambda \leq 80\varepsilon_k$ 时：

$$w/t \leq 15\varepsilon_k \quad (7.3.1-6a)$$

当 $\lambda > 80\varepsilon_k$ 时：

$$w/t \leq \min[5\varepsilon_k + 0.13\lambda, 5\varepsilon_k + 15] \quad (7.3.1-6b)$$

式中： w ， t ——分别为角钢的平板宽度和厚度， w 可取为 $b - 2t$ ， b 为角钢宽度。

λ ——按角钢绕非对称主轴回转半径计算的长细比。

6 圆管压杆的外径与壁厚之比不应超过 $100\varepsilon_k^2$ 。

7.3.2 当轴压构件稳定承载力未用足，亦即当 $N < \varphi fA$ 时，可将其板件宽厚比限值由 7.3.1

节公式算得后乘以放大系数 $\alpha = \sqrt{\varphi fA/N}$ 。

7.3.3 板件宽厚比超过 7.3.1 条规定的限值时，轴压杆件的稳定承载力应按式计算：

$$N_u = \varphi A \rho f \quad (7.3.3-1)$$

式中： φ ——稳定系数，应按 $\lambda\sqrt{\rho}\cdot\varepsilon_k$ ，由附录 D 表格查得；

ρ ——有效屈服强度系数，应根据截面形式按下列各款确定：

1 正方箱形截面

当 $b/t > 42\varepsilon_k$ 时：

$$\rho = \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0.19}{\lambda_p} \right) \quad (7.3.3-2)$$

$$\lambda_p = \frac{b}{56.2t} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (7.3.3-3)$$

式中： b 、 t ——分别为壁板的净宽度和厚度。

注：当 $\lambda > 52\varepsilon_k$ 时， ρ 值应不小于 $(29\varepsilon_k + 0.25\lambda)t/b$ 。

2 单角钢

当 $w/t > 15\varepsilon_k$ 时：

$$\rho = \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0.10}{\lambda_p} \right) \quad (7.3.3-4)$$

$$\lambda_p = \frac{w}{16.8t} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (7.3.3-5)$$

注：当 $\lambda > 80\varepsilon_k$ 时， ρ 值应不小于 $(5\varepsilon_k + 0.13\lambda)t/w$ 。

7.4 桁架构件及支撑的计算长度和容许长细比

7.4.1 确定桁架弦杆和单系腹杆（用节点板与弦杆连接）的长细比时，其计算长度 l_0 应按表 7.4.1-1 采用，采用相贯焊接连接的钢管桁架，其构件计算长度系数可按表 7.4.1-2 取值。

7.4.1-1 桁架弦杆和单系腹杆的计算长度 l_0

弯曲方向	弦杆	腹杆	
		支座斜杆和支座竖杆	其它腹杆
桁架平面内	l	l	$0.8l$
桁架平面外	l_1	l	l
斜平面	—	l	$0.9l$

注：1 l 为构件的几何长度（节点中心间距离）； l_1 为桁架弦杆侧向支承点之间的距离。

2 斜平面系指与桁架平面斜交的平面，适用于构件截面两主轴均不在桁架平面内的单

角钢腹杆和双角钢十字形截面腹杆。

3 无节点板的腹杆计算长度在任意平面内均取其等于几何长度（钢管结构除外）。

7.4.1-2 钢管桁架构件计算长度系数

桁架类别	弯曲方向	弦杆	腹杆	
			支座斜杆和支座竖杆	其它腹杆
平面桁架	平面内	$0.9l$	l	$0.8l$
	平面外	l_1	l	l
立体桁架		$0.9l$	l	$0.8l$

注：1 l_1 为平面外无支撑长度； l 是杆件的节间长度；

2 对端部缩头或压扁的圆管腹杆，其计算长度取 $1.0l$ 。

7.4.2 确定在交叉点相互连接的桁架交叉腹杆的长细比时，在桁架平面内的计算长度应取节点中心到交叉点的距离；在桁架平面外的计算长度，当两交叉杆长度相等且在中点相交时，应按下列规定采用：

1 压杆

1) 相交另一杆受压，两杆截面相同并在交叉点均不中断，则：

$$l_0 = l \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{N_0}{N} \right)} \quad (7.4.2-1)$$

2) 相交另一杆受压，此另一杆在交叉点中断但以节点板搭接，则：

$$l_0 = l \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12} \cdot \frac{N_0}{N}} \quad (7.4.2-2)$$

3) 相交另一杆受拉，两杆截面相同并在交叉点均不中断，则：

$$l_0 = l \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 - \frac{3N_0}{4N} \right)} \geq 0.5l \quad (7.4.2-3)$$

4) 相交另一杆受拉，此拉杆在交叉点中断但以节点板搭接，则：

$$l_0 = l \sqrt{1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{N_0}{N}} \geq 0.5l \quad (7.4.2-4)$$

当此拉杆连续而压杆在交叉点中断但以节点板搭接，若 $N_0 \geq N$ 或拉杆在桁架平面外的

抗弯刚度 $EI_y \geq \frac{3N_0 l^2}{4\pi^2} \left(\frac{N}{N_0} - 1 \right)$ 时, 取 $l_0 = 0.5l$ 。

式中: l ——桁架节点中心间距离 (交叉点不作为节点考虑);

N ——所计算杆的内力;

N_0 ——相交另一杆的内力, 均为绝对值。两杆均受压时, 取 $N_0 \leq N$, 两杆截面应相同。

2 拉杆, 应取 $l_0 = l$ 。

当确定交叉腹杆中单角钢杆件斜平面内的长细比时, 计算长度应取节点中心至交叉点的距离。

注: 当交叉腹杆为单边连接的单角钢时, 应按本规范第 7.6.2 条的规定确定杆件等效长细比。

7.4.3 当桁架弦杆侧向支承点之间的距离为节间长度的 2 倍 (图 7.4.3) 且两节间的弦杆轴心压力不相同, 则该弦杆在桁架平面外的计算长度, 应按下式确定 (但不应小于 $0.5l_1$):

$$l_0 = l_1 \left(0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \right) \quad (7.4.3)$$

式中: N_1 ——较大的压力, 计算时取正值;

N_2 ——较小的压力或拉力, 计算时压力取正值, 拉力取负值。

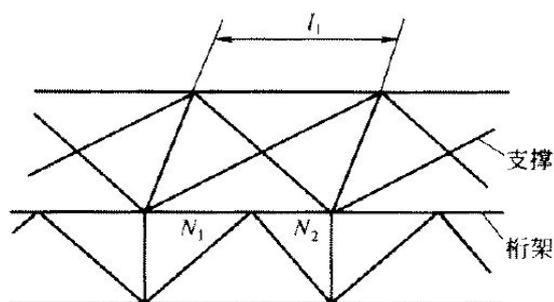


图 7.4.3 弦杆轴心压力在侧向支承点间有变化的桁架简图

桁架再分式腹杆体系的受压主斜杆及 K 型腹杆体系的竖杆等, 在桁架平面外的计算长度也应按公式 (7.4.3) 确定 (受拉主斜杆仍取 l_1); 在桁架平面内的计算长度则取节点中心间距离。

7.4.4 轴压构件的长细比不宜超过表 7.4.4 规定的容许值。

表 7.4.4 受压构件的容许长细比

构件名称	容许长细比
轴压柱、桁架和天窗架中的压杆	150
柱的缀条、吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	150
支撑（吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑除外）	200
用以减小受压构件计算长度的杆件	200

注：1 当杆件内力设计值不大于承载能力的 50%时，容许长细比值可取 200。

- 2 计算单角钢受压构件的长细比时，应采用角钢的最小回转半径，但计算在交叉点相互连接的交叉杆件平面外的长细比时，可采用与角钢肢边平行轴的回转半径。
- 3 跨度等于或大于 60m 的桁架，其受压弦杆、端压杆和直接承受动力荷载的受压腹杆的长细比不宜大于 120。
- 4 验算容许长细比时，可不考虑扭转效应。

7.4.5 受拉构件的长细比不宜超过表 7.4.5 规定的容许值。

表 7.4.5 受拉构件的容许长细比

构件名称	承受静力荷载或间接动力荷载的结构			直接承受动力荷载的结构
	一般建筑结构	对腹杆提供面外支点的弦杆	有重级工作制起重机的厂房	
桁架构件	350	250	250	250
吊车梁或吊车桁架以下柱间支撑	300	200	200	
其他拉杆、支撑、系杆等（张紧的圆钢除外）	400	—	350	—

注：1 除对腹杆提供面外支点的弦杆外，承受静力荷载的结构受拉构件，可仅计算竖向平面内的长细比。

- 2 在直接或间接承受动力荷载的结构中，单角钢受拉构件长细比的计算方法与表 7.4.4 注 2 相同。
- 3 中、重级工作制吊车桁架下弦杆的长细比不宜超过 200。
- 4 在设有夹钳或刚性料耙等硬钩起重机的厂房中，支撑的长细比不宜超过 300。
- 5 受拉构件在永久荷载与风荷载组合作用下受压时，其长细比不宜超过 250。
- 6 跨度等于或大于 60m 的桁架，其受拉弦杆和腹杆的长细比不宜超过 300（承受静力荷载或间

接承受动力荷载)或 250 (直接承受动力荷载)。

7 柱间支撑按拉杆设计时, 竖向荷载作用下柱子的轴力应按无支撑时考虑。

7.5 轴压构件的支撑

7.5.1 用作减小轴压构件(柱)自由长度的支撑, 应能承受沿被撑构件屈曲方向的支撑力, 其值按下列方法计算:

1 长度为 l 的单根柱设置一道支撑时, 支撑力 F_{b1} 为:

当支撑杆位于柱高度中央时:

$$F_{b1} = N/60 \quad (7.5.1-1a)$$

当支撑杆位于距柱端 αl 处时 ($0 < \alpha < 1$):

$$F_{b1} = \frac{N}{240\alpha(1-\alpha)} \quad (7.5.1-1b)$$

式中: N — 被撑构件的最大轴心压力。

2 长度为 l 的单根柱设置 m 道等间距 (或间距不等但平均间距相比相差不超过 20%)

支撑时, 各支承点的支撑力 F_{bm} 为:

$$F_{bm} = \frac{N}{42\sqrt{m+1}} \quad (7.5.1-2)$$

3 被撑构件为多根柱组成的柱列, 在柱高度中央附近设置一道支撑时, 支撑力应按下列式计算:

$$F_{bn} = \frac{\sum N_i}{60} \left(0.6 + \frac{0.4}{n} \right) \quad (7.5.1-3)$$

式中: n — 柱列中被撑柱的根数;

$\sum N_i$ — 被撑柱同时存在的轴心压力设计值之和。

4 当支撑同时承担结构上其他作用的效应时, 应按实际可能发生的情况与支撑力组合。

5 支撑的构造应使被撑构件在撑点处既不能平移, 又不能扭转。

7.5.2 桁架受压弦杆的横向支撑系统中系杆和支承斜杆应能承受下式给出的节点支撑力 (图 7.5.2):

$$F = \frac{\sum N}{42\sqrt{m+1}} \left(0.6 + \frac{0.4}{n} \right) \quad (7.5.2)$$

式中： $\sum N$ ——被撑各桁架受压弦杆最大压力之和；
 m ——纵向系杆道数（支撑系统节间数减去1）；
 n ——支撑系统所撑桁架数。

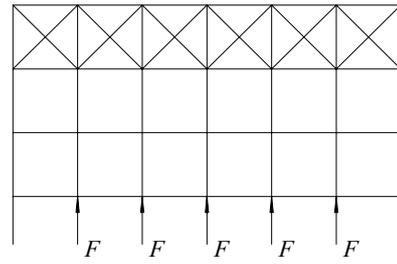


图 7.5.2 桁架受压弦杆横向支撑系统的节点支撑

7.5.3 塔架主杆与主斜杆之间的辅助杆（图 7.5.3）应能承受下列公式给出的节点支撑力：

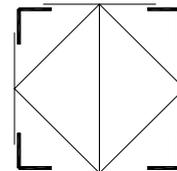
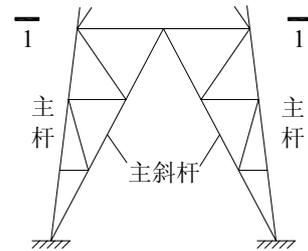
当节间数不超过 4 时：

$$F = N/80 \quad (7.5.3a)$$

当节间数大于 4 时：

$$F = N/100 \quad (7.5.3b)$$

式中： N ——主杆压力设计值。



1-1

图 7.5.3 塔架下端示意图

7.6 桁架和塔架杆件的特殊问题

7.6.1 桁架（或塔架）的单角钢腹杆，当以一个肢连接于节点板时，可以按下述方法近似地转换为轴心受力构件处理（弦杆亦为单角钢，并位于节点板同侧者除外）：

1 受拉构件的截面强度仍按式（7.1.1-1）和（7.1.1-2）计算，但计算时对拉力 N 乘以放大系数 1.15。

注：本款强度计算针对构件中部截面，和 7.1.3 条规定的构件端部截面折减并无相关关系。

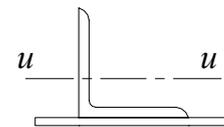


图 7.6.1 角钢的平行轴

2 受压构件的稳定性可按式（7.2.1-1）计算，但其 φ 系数按下列换算长细比查附录 D 表格确定：

当 $20 \leq \lambda_u \leq 80$ 时：

$$\lambda_e = 80 + 0.65\lambda_u \quad (7.6.1-1a)$$

当 $80 < \lambda_u \leq 160$ 时:

$$\lambda_e = 52 + \lambda_u \quad (7.6.1-1b)$$

当 $\lambda_u > 160$ 时:

$$\lambda_e = 20 + 1.2\lambda_u \quad (7.6.1-1c)$$

$$\lambda_u = \frac{1}{i_u} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (7.6.1-2)$$

式中: i_u ——角钢绕平行轴的回转半径 (图 7.6.1)。

注: 在确定 φ 系数时, 直接由 λ_e 查附录 D 表格, 无需乘钢号调整系数 ε_k 。

3 当受压斜杆用节点板和桁架弦杆 (塔架主杆) 相连接时, 节点板厚度不应小于斜杆肢宽的 1/8。

7.6.2 塔架单边连接单角钢交叉斜杆中的压杆, 当计算其平面外的稳定性时, 稳定系数 φ 直接由下列等效长细比查附录 D 表格确定:

$$\lambda_0 = \alpha_e \mu_u \lambda_e \geq \frac{l_1}{l} \lambda_u \quad (7.6.2-1)$$

式中: α_e ——系数, 按表 7.6.2 的规定取值;

μ_u ——考虑在交点连接的交叉两杆间约束作用的计

算长度系数, $\mu_u = l_0/l$, 由式 (7.4.2-1) (另

杆受压, 在交点处不中断) 或式 (7.4.2-3)

(另杆受拉, 在交点处不中断) 确定。对于

在非中点相交的杆, 在该二式中用 l_1/l 代替

$l/2$, l_1 见图 7.6.2 ;

λ_e ——由式 (7.6.1-1) 确定的换算长细比。

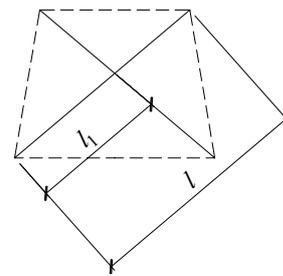


图 7.6.2 在非中点相交的斜杆

7.6.2 系数 α_e 取值

主杆截面	另杆受拉	另杆受压	另杆不受力
单角钢	0.75	0.90	0.75

双轴对称截面	0.90	0.75	0.90
--------	------	------	------

7.6.3 塔架单角钢人字形（或倒人字形）主斜杆，当连接有不多于二道辅助杆时（图 7.5.3 有二道辅助杆），其平面外稳定系数 φ 由下列等效长细比确定：

$$\lambda_1 = 1.1\lambda_e \quad (7.6.3)$$

当辅助杆多于二道时，宜将两相邻侧面的主斜杆适当连接以减小其计算长度。

7.6.4 单边连接的单角钢压杆，肢件宽厚比限值为：

$$\frac{w}{t} = 14\varepsilon_k \quad (7.6.4-1)$$

当超过此限值时，由式（7.2.1-1）和式（7.6.1-1）确定的稳定承载力应乘以下列折减系数：

$$\rho_e = 1.3 - \frac{0.3w}{14\varepsilon_k t} \quad (7.6.4-2)$$

7.6.5 塔架的单角钢主杆，应按所在两个侧面的节点分布情况，采用下列长细比来确定稳定系数 φ ：

1 当两个侧面腹杆体系的节点全部重合时（图 7.6.5a）

$$\lambda = l/i_x \quad (7.6.5-1)$$

式中： l ， i_x ——分别为节间长度和截面绕非对称主轴的回转半径。

2 当两个侧面腹杆体系的节点部分重合时（图 7.6.5b）

$$\lambda = 1.1l/i_u \quad (7.6.5-2)$$

式中： l ——较大的节间长度。

3 当两个侧面的腹杆体系的节点全部都不重合者（图 7.6.5c）

$$\lambda = 1.2l/i_u \quad (7.6.5-3)$$

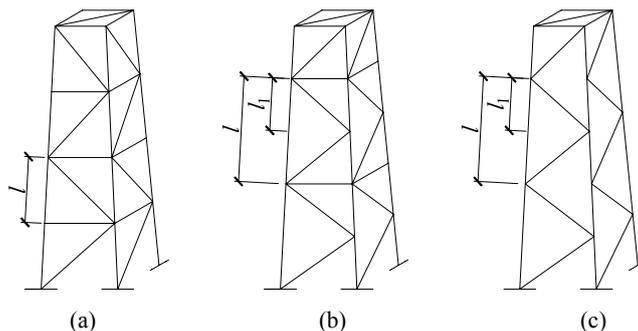


图 7.6.5 不同腹杆体系的塔架

4 当角钢宽厚比在 7.3.3 条 2 款范围内时,按该款规定确定系数 φ ,并按式(7.3.3-1)计算主杆的承载力。

7.6.6 杆件截面为 H 形或箱形的桁架,当节点具有刚性连接的特征时,应按刚接桁架计算内力,受压杆件按压弯杆计算强度和稳定性,受拉杆件可将弯矩折减为 0.7 倍,按拉弯计算强度。当受压杆件截面由强度计算决定时,其板件宽厚比应满足表 3.5 压弯构件 B 类截面的要求。

8 拉弯、压弯构件的计算和柱的设计

8.1 截面强度计算

8.1.1 弯矩作用在两个主平面内的拉弯构件和压弯构件（圆管截面除外），其截面强度应按下列规定计算：

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (8.1.1-1)$$

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，其截面强度应按下列规定计算：

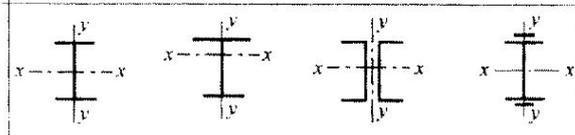
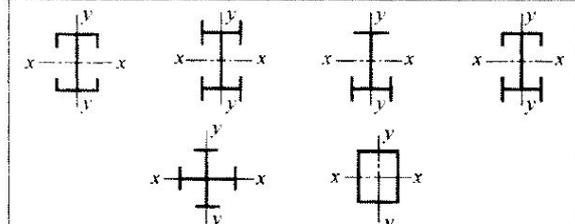
$$\frac{N}{A_n} + \frac{\sqrt{M_x^2 + M_y^2}}{\gamma_m W_n} \leq f \quad (8.1.1-2)$$

式中： γ_x 、 γ_y 、 γ_m ——与截面模量相应的截面塑性发展系数，应按表 8.1.1 采用；

A_n ——圆管净截面面积；

W_n ——圆管净截面模量。

表 8.1.1 截面塑性发展系数 γ_x 、 γ_y

项次	截 面 形 式	γ_x	γ_y
1		1.05	1.2
2			1.05

3		$\gamma_{x1} = 1.05$ $\gamma_{x2} = 1.2$	1.2
4			1.05
5		1.2	1.2
6		1.15	1.15
7		1.0	1.05
8			1.0

当压弯构件受压翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比大于 $13\epsilon_k$ 而不超过 $15\epsilon_k$ 时，应取 $\gamma_x = 1.0$ 。

需要验算疲劳强度的拉弯、压弯构件，宜取 $\gamma_x = \gamma_y = \gamma_m = 1.0$ 。

8.2 构件的稳定性计算

8.2.1 弯矩作用在对称轴平面内（绕 x 轴）的实腹式压弯构件（圆管截面除外），其稳定性应按下列规定计算：

1 弯矩作用平面内稳定性：

$$\frac{N}{\varphi_x A f} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x} (1 - 0.8 N/N'_{Ex}) f} \leq 1 \quad (8.2.1-1)$$

$$N'_{Ex} = \pi^2 EA / (1.1 \lambda^2) \quad (8.2.1-2)$$

式中： N ——所计算构件范围内轴心压力设计值；

N'_{Ex} ——参数，按式（8.2.1-2）计算；

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；

W_{lx} ——在弯矩作用平面内对受压最大纤维的毛截面模量；

β_{mx} ——等效弯矩系数，应按下列规定采用：

1) 无侧移框架柱和两端支承的构件：

① 无横向荷载作用时，取 $\beta_{mx} = 0.6 + 0.4 \frac{M_2}{M_1}$ ， M_1 和 M_2 为端弯矩，使构件产生同向曲率（无反弯点）时取同号；使构件产生反向曲率（有反弯点）时取异号， $|M_1| \geq |M_2|$ ；

② 无端弯矩但有横向荷载作用时：

跨中单个集中荷载

$$\beta_{mqx} = 1 - 0.36 N / N_{cr} \quad (8.2.1-2a)$$

全跨均布荷载

$$\beta_{mqx} = 1 - 0.18 N / N_{cr} \quad (8.2.1-2b)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu l)^2} \quad (8.2.1-3)$$

式中： N_{cr} ——弹性临界力；

μ ——构件的计算长度系数。

③ 有端弯矩和横向荷载同时作用时，将式（8.2.1-1）的 $\beta_{mx} M_x$ 取为

$\beta_{mqx} M_{qx} + \beta_{m1x} M_1$ ，即工况①和工况②等效弯矩的代数和。 M_{qx} 为横向荷载产生的弯矩最大值。

2) 有侧移框架柱和悬臂构件：

① 除本款②项规定之外的框架柱， $\beta_m = 1 - 0.36 N / N_{cr}$ ；

② 有横向荷载的柱脚铰接的单层框架柱和多层框架的底层柱， $\beta_m = 1.0$ ；

③ 自由端作用有弯矩的悬臂柱， $\beta_m = 1 - 0.36(1 - m)N / N_{cr}$ ，式中 m 为自由端弯矩与固定端弯矩之比，当弯矩图无反弯点时取正号，有反弯点时取负号。

当框架内力采用二阶分析时，柱弯矩由无侧移弯矩和放大的侧移弯矩组成，此时可对两部分弯矩分别乘以无侧移柱和有侧移柱的等效弯矩系数。

对于表 8.1.1 的 3.4 项中的单轴对称压弯构件，当弯矩作用在对称平面内且使翼缘受压

时，除应按公式（8.2.1-1）计算外，尚应按下列式计算：

$$\left| \frac{N}{Af} - \frac{\beta_{\max} M_x}{\gamma_x W_{2x} (1 - 1.25 N/N'_{\text{Ex}}) f} \right| \leq 1 \quad (8.2.1-3)$$

式中： W_{2x} ——对无翼缘端的毛截面模量。

2 弯矩作用平面外稳定性：

$$\frac{N}{\varphi_y Af} + \eta \frac{M_x}{\varphi_b \gamma_x W_{1x} f} \leq 1 \quad (8.2.1-5)$$

式中： φ_y ——弯矩作用平面外的轴压构件稳定系数，按 7.2.1 条确定；

φ_b ——考虑弯矩变化和荷载位置影响的受弯构件整体稳定系数，按本规范第 6.2 节规

定取值，对闭口截面 $\varphi_b = 1.0$ ；

M_x ——所计算构件段范围内的最大弯矩设计值；

η ——截面影响系数，闭口截面 $\eta = 0.7$ ，其它截面 $\eta = 1.0$ 。

8.2.2 弯矩绕虚轴（x 轴）作用的格构式压弯构件，其弯矩作用平面内的整体稳定性应按下列式计算：

$$\frac{N}{\varphi_x Af} + \frac{\beta_{\max} M_x}{W_{1x} \left(1 - \frac{N}{N'_{\text{Ex}}} \right) f} \leq 1 \quad (8.2.2-1)$$

$$W_{1x} = I_x / y_0 \quad (8.2.2-2)$$

式中：， I_x ——对 x 轴的毛截面的惯性矩；

y_0 ——由 x 轴到压力较大分肢的轴线距离或者到压力较大分肢腹板外边缘的距离，

二者取较大者；

φ_x 、 N'_{Ex} ——分别为弯矩作用平面内轴心受压构件稳定系数和参数，由换算长细比确定。

弯矩作用平面外的整体稳定性可不计算，但应计算分肢的稳定性，分肢的轴心力应按桁架的弦杆计算。对缀板柱的分肢尚应考虑由剪力引起的局部弯矩。

8.2.3 弯矩绕实轴作用的格构式压弯构件，其弯矩作用平面内和平面外的稳定性计算均与实腹式构件相同。但在计算弯矩作用平面外的整体稳定性时，长细比应取换算长细比， φ_b 应

取 1.0。

8.2.4 当柱段中没有很大横向力或集中弯矩时，双向压弯圆管的整体稳定按下式计算：

$$\frac{N}{\varphi A} + \frac{\beta M}{\gamma W (1 - 0.8 \frac{N}{N'_E})} \leq f \quad (8.2.4-1)$$

$$M = \max(\sqrt{M_{xA}^2 + M_{yA}^2}, \sqrt{M_{xB}^2 + M_{yB}^2}) \quad (8.2.4-2)$$

$$\beta = \beta_x \beta_y \quad (8.2.4-3)$$

$$\beta_x = 1 - 0.35 \sqrt{N/N_E} + 0.35 \sqrt{N/N_E} (M_{2x}/M_{1x}) \quad (8.2.4-4a)$$

$$\beta_y = 1 - 0.35 \sqrt{N/N_E} + 0.35 \sqrt{N/N_E} (M_{2y}/M_{1y}) \quad (8.2.4-4b)$$

$$N_E = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \quad (8.2.4-5)$$

式中：

φ ——轴心受压稳定系数，按构件最大长细比取值；

M ——计算双向压弯整体稳定时采用的弯矩值，按式（8.2.4-2）计算；

M_{xA} 、 M_{yA} 、 M_{xB} 、 M_{yB} ——分别为构件 A 端关于 x、y 轴的弯矩和构件 B 端关于 x、y 轴的弯矩；

β ——计算双向压弯整体稳定时采用的等效弯矩系数；

M_{1x} 、 M_{2x} 、 M_{1y} 、 M_{2y} ——分别为构件两端关于 x 轴的最大、最小弯矩；关于 y 轴的最大、最小弯矩，同曲率时取同号，异曲率时取负号；

N_E ——根据构件最大长细比计算的欧拉力，按式（8.2.4-2）计算；

N'_{Ex} ——参数，按式（8.2.1-2）计算。

8.2.5 弯矩作用在两个主平面内的双轴对称实腹式工字形（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：

$$\frac{N}{\varphi_x A f} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_x \left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}\right) f} + \eta \frac{M_y}{\varphi_{by} W_y f} \leq 1 \quad (8.2.5-1)$$

$$\frac{N}{\varphi_y A f} + \eta \frac{M_x}{\varphi_{bx} W_x f} + \frac{\beta_{my} M_y}{\gamma_y W_y \left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ey}}\right) f} \leq 1 \quad (8.2.5-2)$$

式中： φ_x 、 φ_y ——对强轴 x-x 和弱轴 y-y 的轴心受压构件稳定系数；

φ_{bx} 、 φ_{by} ——考虑弯矩变化和荷载位置影响的受弯构件整体稳定系数，按本规范第 6.2 节规定取值；

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'_{Ex} 、 N'_{Ey} ——参数， $N'_{Ex} = \pi^2 EA / 1.1 \lambda_x^2$ ， $N'_{Ey} = \pi^2 EA / 1.1 \lambda_y^2$ ；

W_x 、 W_y ——对强轴和弱轴的毛截面模量；

β_{mx} 、 β_{my} ——等效弯矩系数，应按本规范第 8.2.1 条弯矩作用平面内稳定计算的有关规定采用。

8.2.6 弯矩作用在两个主平面内的双肢格构式压弯构件，其稳定性应按下列规定计算：

1 按整体计算：

$$\frac{N}{\varphi_x A f} + \frac{\beta_{tm} M_x}{W_{1x} \left(1 - \frac{N}{N'_{Ex}}\right) f} + \frac{M_y}{W_{1y} f} \leq 1.0 \quad (8.2.6-1)$$

式中： W_{1y} ——在 M_y 作用下，对较大受压纤维的毛截面模量。

2 按分肢计算：

在 N 和 M_x 作用下，将分肢作为桁架弦杆计算其轴心力， M_y 按公式 (8.2.5-2) 和公式 (8.2.5-3) 分配给两分肢 (图 8.2.5)，然后按 8.2.1 条的规定计算分肢稳定性。

$$\text{分肢 1:} \quad M_{y1} = \frac{I_1 / y_1}{I_1 / y_1 + I_2 / y_2} \cdot M_y \quad (8.2.6-2)$$

$$\text{分肢 2:} \quad M_{y2} = \frac{I_2 / y_2}{I_1 / y_1 + I_2 / y_2} \cdot M_y \quad (8.2.6-3)$$

式中： I_1 、 I_2 ——分肢 1、分肢 2 对 y 轴的惯性矩；

y_1 、 y_2 —— M_y 作用的主轴平面至分肢 1、分肢 2 轴线的距离。

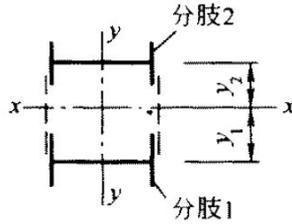


图 8.2.6 格构式构件截面

8.2.7 计算格构式缀件时，应取构件的实际剪力和按本规范公式（7.2.6）计算的剪力两者中的较大值进行计算。

8.2.8 用作减小压弯构件弯矩作用平面外计算长度的支撑，应将压弯构件的受压翼缘（对实腹式构件）或受压分肢（对格构式构件）视为轴压构件按本规范 7.5 节的规定计算各自的支撑力。

8.3 柱的计算长度

8.3.1 等截面柱，在框架平面内的计算长度应等于该层柱的高度乘以计算长度系数 μ 。框架分为纯框架和有支撑框架。当采用二阶弹性分析方法计算内力且在每层柱顶附加考虑假想水平力 H_m 时，框架柱的计算长度系数 $\mu=1.0$ 。当采用一阶弹性分析方法计算内力时，框架柱的计算长度系数 μ 按照下列规定确定：

1 纯框架

- 1) 框架柱的计算长度系数 μ 按本规范附录 E 表 E-2 有侧移框架柱的计算长度系数确定，也可按下列简化公式计算：

$$\mu = \sqrt{\frac{7.5K_1K_2 + 4(K_1 + K_2) + 1.52}{7.5K_1K_2 + K_1 + K_2}} \quad (8.3.1-1)$$

式中： K_1 、 K_2 ——分别为相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。 K_1 、 K_2 的修正见附录 E 表 E-2；。

- 2) 设有摇摆柱时，摇摆柱本身的计算长度系数取 1.0，框架柱的计算长度系数应乘以放大系数 η ， η 应按下式计算：

$$\eta = \sqrt{1 + \frac{\sum P_k / h_k}{\sum N_j / h_j}} \quad (8.3.1-2)$$

式中： $\sum P_k$ ——本层所有摇摆柱的轴力之和；

$\sum N_j$ ——本层所有框架柱的轴力之和。

h_k ——摇摆柱的高度；

h_j ——框架柱的高度。

3) 当有侧移框架同层各柱的 N/I 不相同，柱计算长度系数宜按下列公式计算：

$$\mu_i = \sqrt{\frac{N_{Ei}}{N_i} \cdot \frac{1.2}{K} \sum \frac{N_i}{h_i}} \quad (8.3.1-3)$$

$$N_{Ei} = \pi^2 EI_i / h_i^2 \quad (8.3.1-4)$$

当框架附有摇摆柱时，框架柱的计算长度系数由下式确定：

$$\mu_i = \sqrt{\frac{N_{Ei}}{N_i} \cdot \frac{1.2 \sum (N_i/h_i) + \sum (P_j/h_j)}{K}} \quad (8.3.1-5)$$

当根据式 (8.3.1-3) 或式 (8.3.1-5) 计算而得的 μ 小于 1.0 时，此柱应作为摇摆柱考虑。

式中： N_i ——第 i 根柱轴心压力设计值；

N_{Ei} ——第 i 根柱的欧拉临界力；

h_i ——第 i 根柱高度；

K ——框架层侧移刚度，即产生层间单位侧移所需的力。

P_j ——第 j 根摇摆柱轴心压力设计值；

h_j ——第 j 根摇摆柱的高度。

4) 计算单层框架和多层框架底层的计算长度系数时， K 值宜按柱脚的实际约束情况进行计算，也可按理想情况（铰接或刚接）确定 K 值，并对算得的系数 μ 进行修正。

5) 当多层单跨框架的顶层采用轻型屋面，或多跨多层框架的顶层抽柱形成较大跨度时，顶层框架柱的计算长度系数应忽略屋面梁对柱子的转动约束。

6) 柱脚刚性连接的单层大跨度框架，除按本款规定的柱计算长度计算框架有侧移失稳外，还应计算无侧移失稳。单跨对称框架，梁和柱的计算长度系数分别按式 (8.3.1-6) 和式 (8.3.1-8) 计算：

$$\mu_b = \frac{1 + 0.41G_0}{1 + 0.82G_0} \quad (8.3.1-6)$$

$$G_0 = \frac{2I_c l}{I_b h \cos \alpha} \left(1 - \frac{N_c}{2N_{Ec}} \right) \quad (8.3.1-7)$$

$$\mu_c = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{N_b I_c}{N_c I_b}} \quad (8.3.1-8)$$

式中： I_c 、 I_b ——分别为柱和梁的惯性矩；

h 、 l ——分别为柱高度和框架跨度；

α ——为框架梁的倾角(不超过)；

N_c 、 N_b ——分别为柱和梁的轴压力；

N_{Ec} ——柱的欧拉临界力。

2 有支撑框架

1) 当支撑系统满足公式 (8.3.1-10) 要求时，为强支撑框架，框架柱的计算长度系数 μ 按本规范附录 E 表 E-1 无侧移框架柱的计算长度系数确定，也可按式 (8.3.1-8) 计算。

$$\rho = \frac{H_i}{H_{i,r}} \quad (8.3.1-9)$$

对于两端刚接的框架柱：

$$S_b \geq \frac{3K_0}{1-\rho} \quad (8.3.1-10a)$$

对于一端铰接的框架柱：

$$S_b \geq \frac{5K_0}{1-\rho} \quad (8.3.1-10b)$$

$$\mu = \sqrt{\frac{(1 + 0.41K_1)(1 + 0.41K_2)}{(1 + 0.82K_1)(1 + 0.82K_2)}} \quad (8.3.1-11)$$

式中： H_i 、 $H_{i,r}$ ——分别是第 i 层支撑所分担的水平力和所能抵抗的水平力；

K_0 ——多层框架柱的层侧移刚度；

S_b ——支撑系统的层侧移刚度。

2) 当支撑系统不满足式 (8.3.1-10) 时, 该结构体系中的框架称为弱支撑框架, 弱支撑框架柱的稳定系数 φ 按下列公式计算:

对于两端刚接的框架柱,

$$\varphi = \varphi_0 + (\varphi_1 - \varphi_0) \frac{(1 - \rho) S_b}{3K} \quad (8.3.1-12a)$$

对于一端铰接的框架柱:

$$\varphi = \varphi_0 + (\varphi_1 - \varphi_0) \frac{(1 - \rho) S_b}{5K} \quad (8.3.1-12b)$$

式中: φ_1 、 φ_0 分别是框架柱按附录 E 表 E-1 和表 E-2 得出的系数算得的稳定系数。

8.3.2 当梁与柱的连接达不到刚性连接要求时, 确定柱计算长度时应考虑连接的半刚性特性。

8.3.3 单层厂房框架下端刚性固定的带牛腿等截面柱在框架平面内的计算长度应按下列公式确定:

$$h_0 = \alpha_N \left[\sqrt{\frac{4 + 7.5R}{1 + 7.5R}} - \alpha_R \left(\frac{h_1}{h} \right)^{1+0.8R} \right] h \quad (8.3.3-1)$$

$$R = \frac{\sum I_b / l}{I_c / h} \quad (8.3.3-2)$$

当 $R < 0.2$ 时:

$$\alpha_R = 1.5 - 2.5R \quad (8.3.3-3)$$

当 $0.2 \leq R < 2.0$ 时:

$$\alpha_R = 1.0 \quad (8.3.3-4)$$

$$\gamma = \frac{N_1}{N_1 + N_2} \quad (8.3.3-5)$$

当 $\gamma \leq 0.2$ 时:

$$\alpha_N = 1 + \frac{h_1}{h_2} \frac{(\gamma - 0.2)}{1.2} \quad (8.3.3-6)$$

当 $\gamma > 0.2$ 时:

$$\alpha_N = 1.0 \quad (8.3.3-7)$$

式中： h_1, h ——分别为柱在牛腿表面以上的高度和柱总高度（图

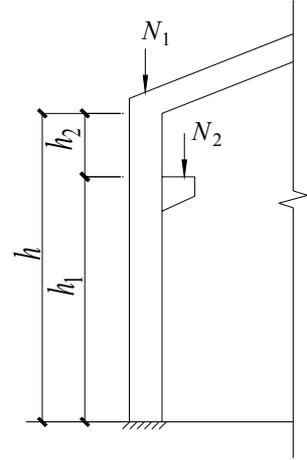
8.3.3）；

R ——与柱连接的斜梁线刚度之和和柱线刚度之比；

α_R ——和比值 R 有关的系数；

α_N ——考虑压力变化的系数；

γ ——柱上下段压力比。



8.3.4 单层厂房框架下端刚性固定的阶形柱，在框架平面内的计算长度应按下列规定确定：

1 单阶柱

- 1) 下段柱的计算长度系数 μ_2 ：当柱上端与横梁铰接时，应按本规范附录 E 表 E-3 的数值乘以表 8.3.4 的折减系数；当柱上端与横梁刚接时，应按本规范附录 E 表 E-4 的数值乘以表 8.3.4 的折减系数。
- 2) 当柱上端与实腹梁刚接时，下段柱的计算长度系数 μ_2 ，应按下列公式计算的系数 μ_2^1 乘以表 8.3.6 的折减系数。

$$K_b = \frac{I_b H_1}{l_b I_1} \quad (8.3.4-1)$$

$$K_1 = \frac{I_1 H_2}{H_1 I_2} \quad (8.3.4-2)$$

当 $K_b < 0.2$ 时：

$$\mu_2^1 = 0.2\eta_1 + \frac{\mu_{20} + \mu_{2\infty}}{2} \quad (8.3.4-3)$$

当 $K_b \geq 0.2$ 时：

$$\mu_2^1 = \frac{\mu_{20} + \mu_{2\infty}}{2} - \eta_1 K_b K_1 \quad (8.3.4-4)$$

式中： I_b, l_b ——实腹钢梁的惯性矩和跨度；

I_1, H_1 ——阶形柱上段柱的惯性矩和柱高；

I_2, H_2 ——阶形柱下段柱的惯性矩和柱高；

K_b ——横梁线刚度与上段柱线刚度的比值；

K_1 ——阶形柱上段柱线刚度与下段柱线刚度的比值；

μ_{20} ——柱上端与横梁铰接时（即 $K_b=0$ 时）单阶柱下段柱的计算长度系数，按表 E-3 查得；

$\mu_{2\infty}$ ——柱上端与横梁刚接时（即 $K_b=\infty$ 时）单阶柱下段柱的计算长度系数，按表 E-4 查得；

η_1 ——参数，按表 E-3 或表 E-4 中公式计算。

表 8.3.6 单层厂房阶形柱计算长度的折减系数

厂房类型				折减系数	
单跨或多跨	纵向温度区段内一个柱列的柱子数	屋面情况	厂房两侧是否有通长的屋盖纵向水平支撑		
单跨	等于或少于 6 个	—	—	0.9	
	多于 6 个	非大型混凝土屋面板的屋面	无纵向水平支撑		0.8
		大型混凝土屋面板的屋面	有纵向水平支撑	—	
			—		
多跨	—	非大型混凝土屋面板的屋面	无纵向水平支撑	0.7	
		大型混凝土屋面板的屋面	有纵向水平支撑		—
			—	—	

3) 上段柱的计算长度系数 μ_1 ，应按下式计算：

$$\mu_1 = \frac{\mu_2}{\eta_1} \quad (8.3.4-5)$$

2 双阶柱

1) 下段柱的计算长度系数 μ_3 ：当柱上端与横梁铰接时，等于按附录 E 表 E-5（柱上端为自由的双阶柱）的数值乘以表 8.3.4 的折减系数；当柱上端与横梁刚接时，等于按附录 E 表 E-6（柱上端可移动但不转动的双阶柱）的数值乘以表 8.3.4 的折减系数。

2) 上段柱和中段柱的计算长度系数 μ_1 和 μ_2 ，应按下列公式计算：

$$\mu_1 = \frac{\mu_3}{\eta_1} \quad (8.3.4-6)$$

$$\mu_2 = \frac{\mu_3}{\eta_2} \quad (8.3.4-7)$$

8.3.5 当计算框架的格构式柱和桁架式横梁的惯性矩时,应考虑柱或横梁截面高度变化和缀件(或腹板)变形的影响。

8.3.6 框架柱在框架平面外的计算长度可取面外支撑点之间距离,还可考虑相邻柱之间的相互约束关系确定计算长度。

8.4 压弯构件的局部稳定和屈曲后强度

8.4.1 压弯构件腹板、翼缘宽厚比应符合表 3.5 规定的压弯构件 C 级截面要求;

8.4.2 工字形和箱形截面压弯构件的腹板高厚比超过表 3.5 规定的 C 级截面要求时,其构件设计应符合下列规定:

1 应以有效截面代替实际截面按本条第 2 款计算杆件的承载力。

1) 腹板受压区的有效宽度应取为:

$$h_e = \rho h_c \quad (8.4.2-1)$$

当 $\bar{\lambda}_p \leq 0.75$ 时:

$$\rho = 1.0 \quad (8.4.2-2a)$$

当 $\bar{\lambda}_p > 0.75$ 时:

$$\rho = \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0.19}{\lambda_p} \right) \quad (8.4.2-2b)$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{h_w/t_w}{28.1\sqrt{k_\sigma}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (8.4.2-3)$$

$$k_\sigma = \frac{16}{2 - \alpha_0 + \sqrt{(2 - \alpha_0)^2 + 0.112\alpha_0^2}} \quad (8.4.2-4)$$

式中: h_c , h_e ——分别为腹板受压区宽度和有效宽度,当腹板全部受压时, $h_c = h_w$;

ρ ——有效宽度系数,按式 (8.4.2-2) 计算;

2) 腹板有效宽度 h_e 应按下列规则分布:

当截面全部受压,即 $\alpha_0 \leq 1$ 时(图 8.4.3a):

$$h_{e1} = 2h_e / (4 + \alpha_0) \quad (8.4.2-5)$$

$$h_{e2} = h_e - h_{e1} \quad (8.4.2-6)$$

当截面部分受拉，即 $\alpha_0 > 1$ 时（图 8.4.3b）：

$$h_{e1} = 0.4h_e \quad (8.4.2-7)$$

$$h_{e2} = 0.6h_e \quad (8.4.2-8)$$

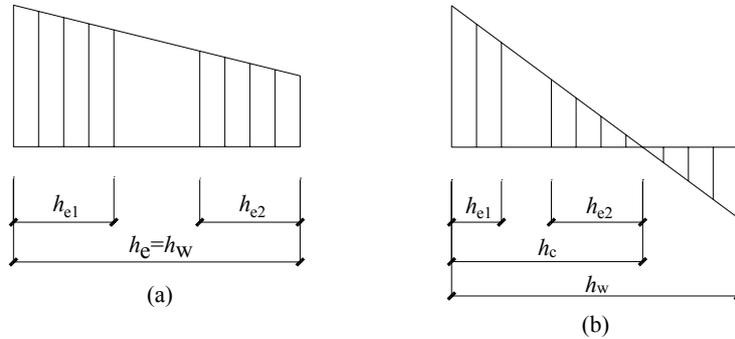


图 8.4.2 有效宽度的分布

- 3) 箱形截面压弯构件翼缘宽厚比超限时也应按公式 (8.4.1-1) 计算其有效宽度，计算时取 $k_\sigma = 4.0$ 。有效宽度分布在两侧均等。

2 应采用下列公式计算其承载力：

强度计算：

$$\frac{N}{A_{ne}} \pm \frac{M_x + Ne}{\gamma_x W_{nex}} \leq f \quad (8.4.2-9)$$

平面内稳定计算：

$$\frac{N}{\varphi_x A_e f} + \frac{\beta_{mx} M_x + Ne}{\gamma_x W_{elx} (1 - 0.8N/N_{Ex}) f} \leq 1.0 \quad (8.4.2-10)$$

平面外稳定计算：

$$\frac{N}{\varphi_y A_e f} + \eta \frac{M_x + Ne}{\varphi_b W_{elx} f} \leq 1.0 \quad (8.4.2-11)$$

式中： A_{ne} 、 A_e ——分别为有效净截面的面积和有效毛截面的面积；

W_{nex} ——有效截面的净截面模量；

W_{elx} ——有效截面对较大受压纤维的毛截面模量；

e ——有效截面形心至原截面形心的距离。

8.4.3 压弯构件的板件当用纵向加劲肋加强以满足宽厚比限值时，加劲肋宜在板件两侧成对配置，其一侧外伸宽度不应小于板件厚度 t 的 10 倍，厚度不宜小于 $0.75t$ 。

8.5 柱身的构造要求

8.5.1 框架的格构式柱宜采用缀条柱。

8.5.2 格构式柱和大型实腹式柱，在受有较大水平力处和运送单元的端部应设置横隔，横隔的间距不应大于柱截面长边尺寸的 9 倍和 8m。

9 钢板剪力墙

9.1 一般规定

9.1.1 钢板剪力墙可采用纯钢板剪力墙、防屈曲钢板剪力墙及组合剪力墙，纯钢板剪力墙可采用非加劲钢板剪力墙和加劲钢板剪力墙。

9.1.2 钢板剪力墙不宜承受恒荷载。竖直方向加劲肋宜双面设置或交替双面设置，水平方向加劲肋可单面、双面或交替双面设置。

9.2 加劲钢板剪力墙的计算

9.2.1 本节适用于不考虑屈曲后强度的钢板剪力墙。

9.2.2 竖直方向加劲肋在构造上宜采取不承受竖向力的措施。

9.2.3 同时设置水平和竖直方向加劲肋的钢板剪力墙，纵横加劲肋划分的剪力墙板区格的宽高比宜接近 1，剪力墙板区格的宽厚比应符合下列规定：

采用开口加劲肋时：

$$\frac{a_1 + h_1}{t_w} \leq 220\varepsilon_k \quad (9.2.3-1)$$

采用闭口加劲肋时：

$$\frac{a_1 + h_1}{t_w} \leq 250\varepsilon_k \quad (9.2.3-2)$$

式中： a_1 ——剪力墙板区格宽度；

h_1 ——剪力墙板区格高度；

ε_k ——钢号调整系数；

t_w ——钢板剪力墙的厚度。

9.2.4 同时设置水平和竖直方向加劲肋的钢板剪力墙，当加劲肋的刚度参数满足下列公式时，应验算区格的稳定性。

$$\eta_x = \frac{EI_{sx}}{Dh_1} \geq 33 \quad (9.2.4-1)$$

$$\eta_y = \frac{EI_{sy}}{Da_1} \geq 50 \quad (9.2.4-2)$$

$$D = \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)} \quad (9.2.4-3)$$

式中： η_x 、 η_y ——分别为水平、竖直方向加劲肋的刚度参数；

E ——钢材的弹性模量；

I_{sx} 、 I_{sy} ——分别为水平、竖直方向加劲肋的惯性矩，可考虑加劲肋与钢板剪力墙

有效宽度组合截面，单侧钢板剪力墙的有效宽度取 15 倍的钢板厚度；

D ——单位宽度的弯曲刚度；

ν ——钢材的泊松比。

9.2.5 设置加劲的钢板剪力墙，当加劲肋的刚度参数不满足本规范第 9.2.4 条的规定时，应根据下列规定计算其稳定性：

1 正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ 、 $\bar{\lambda}_\sigma$ 、 $\bar{\lambda}_b$ 应根据下列公式计算：

$$\bar{\lambda}_s = \sqrt{\frac{f_{yv}}{\tau_{cr}}} \quad (9.2.5-1a)$$

$$\bar{\lambda}_\sigma = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (9.2.5-1b)$$

$$\bar{\lambda}_b = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{ber}}} \quad (9.2.5-1c)$$

式中： f_{yv} ——钢材的屈服抗剪强度，取钢材屈服强度的 0.58 倍；

f_y ——钢材屈服强度；

τ_{cr} ——弹性剪切屈曲临界应力，按本规范附录 F 的规定计算；

σ_{cr} ——竖向受压弹性屈曲临界应力，按本规范附录 F 的规定计算；

σ_{ber} ——竖向受弯弹性屈曲临界应力，按本规范附录 F 的规定计算。

2 弹塑性稳定系数 φ_s 、 φ_σ 、 φ_{bs} 应根据下列公式计算：

$$\varphi_s = \frac{1}{\sqrt[3]{0.738 + \bar{\lambda}_s^6}} \leq 1.0 \quad (9.2.5-2a)$$

$$\varphi_{\sigma} = \frac{1}{\left(1 + \bar{\lambda}_{\sigma}^{-2.4}\right)} \leq 1.0 \quad (9.2.5-2b)$$

$$\varphi_{bs} = \frac{1}{\sqrt[3]{0.738 + \bar{\lambda}_b^6}} \leq 1.0 \quad (9.2.5-2c)$$

3 稳定性计算应符合下列公式要求：

$$\frac{\sigma_b}{\varphi_{bs} f} \leq 1.0 \quad (9.2.5-3a)$$

$$\frac{\tau}{\varphi_s f_v} \leq 1.0 \quad (9.2.5-3b)$$

$$\frac{\sigma_{Gra}}{0.3 \varphi_{\sigma} f} \leq 1.0 \quad (9.2.5-3c)$$

$$\left(\frac{\sigma_b}{\varphi_{bs} f}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\varphi_s f_v}\right)^2 + \frac{\sigma_{Gra}}{\varphi_{\sigma} f} \leq 1.0 \quad (9.2.5-3d)$$

式中： σ_b ——由弯矩产生的弯曲压应力设计值；

τ ——钢板剪力墙的剪应力设计值；

σ_{Gra} ——竖向重力荷载产生的应力设计值；

f_v ——钢板剪力墙的抗剪强度设计值；

f ——钢板剪力墙的抗压和抗弯强度设计值。

9.2.6 双向加劲钢板剪力墙，竖向重力荷载产生的应力设计值，不宜大于竖向弹塑性稳定承载力设计值的 0.3 倍。

9.3 构造要求

9.3.1 加劲钢板墙可采用横向加劲、竖向加劲、井字加劲等形式。加劲肋宜采用型钢且与钢板墙焊接。

9.3.2 加劲钢板剪力墙与边缘构件的连接应符合下列要求：

1 钢柱上应焊接鱼尾板作为钢板剪力墙的安装临时固定用，鱼尾板与钢柱采用熔透焊缝焊接，鱼尾板与钢板剪力墙的安装采用水平槽孔。

2 当设置水平加劲肋时，可采用横向加劲肋贯通，钢板剪力墙水平切断的形式。

3 钢板剪力墙跨的钢梁,腹板厚度不应小于钢板剪力墙厚度,翼缘可采用加劲肋代替,其截面应不小于所需要的钢梁截面。

9.3.3 加劲钢板剪力墙在有洞口时应符合下列规定:

- 1 计算钢板剪力墙的抗剪承载力时,不计算洞口以上或以下的部分的水平投影面积。
- 2 钢板剪力墙上开设门洞时,门洞口边的加劲肋应符合下列规定:
 - 1) 加劲肋的刚度参数不应小于 150;
 - 2) 竖向边加劲肋应延伸至整个楼层高度。门洞上边的边缘加劲肋,宜延伸 600mm 以上。

10 塑性及弯矩调幅设计

10.1 一般规定

10.1.1 本章规定适用于不直接承受动力荷载的下列结构：

- 1 超静定梁、连续梁；
- 2 水平荷载参与的荷载组合不控制设计的 1-6 层框架结构；
- 3 满足下列条件之一的框架支撑（剪力墙、核心筒等）结构中的框架部分：
 - 1) 结构下部 1/3 楼层的框架部分承担的水平力不大于该层总水平力 20%；
 - 2) 支撑（剪力墙）系统能够承担所有水平力。

10.1.2 塑性及弯矩调幅设计，仅适用于单向弯曲的构件。

10.1.3 采用塑性及弯矩调幅设计的结构或构件，进行正常使用极限状态设计时，采用荷载的标准值，并按弹性理论进行计算。

采用塑性设计的结构或构件，按承载能力极限状态设计时，应采用荷载的设计值，用简单塑性理论进行内力分析。

采用弯矩调幅设计时，框架柱不得产生塑性铰，水平荷载产生的弯矩及柱端弯矩不得进行调幅。连续梁及框架梁可采用对竖向重力荷载产生的梁端弯矩往下调幅、梁跨中弯矩相应增大的简化方法，代替塑性机构分析。

10.1.4 采用塑性设计的结构及进行弯矩调幅的构件，所采用的钢材应符合下列要求：

- 1 屈强比不应大于 0.85；
- 2 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%。

10.1.5 采用塑性及弯矩调幅设计的结构构件，其截面设计等级应符合下列规定：

- 1 形成塑性铰、并发生塑性转动的截面，其截面设计等级应采用 A 级；
- 2 最后形成塑性铰的截面，其截面设计等级不低于 B 级截面要求；
- 3 不形成塑性铰的截面，其截面设计等级不低于 C 级截面要求。

10.1.6 抗侧力支撑系统中的梁柱构件，不得进行弯矩调幅设计。

10.1.7 塑性铰区承受的轴力不应大于轴向塑性承载力（ Af_y ）的 15%，剪力不应大于截面塑性抗剪承载力的 50%。

10.1.8 采用塑性设计，或采用弯矩调幅设计且结构为有侧移失稳时，框架柱的计算长度系数应乘以 1.1 的放大系数。

10.2 弯矩调幅设计要点

10.2.1 当框架支撑结构采用弯矩调幅设计及一阶弹性分析时，框架柱计算长度系数取为1，支撑系统应满足本规范式(8.3.1-10)的要求。

10.2.2 当采用一阶弹性分析时，连续梁和框架梁的调幅幅度应按表 10.2.2 的规定采用。

表 10.2.2-1 钢梁调幅幅度、截面设计等级和位移验算

调幅幅度	截面设计等级	挠度增大系数	侧移增大系数
10%	C 级	1	不变
15%	B 级	1	不变
20%	A 级	1	1.05

表 10.2.2-2 钢—混凝土组合梁调幅幅度、截面设计等级和侧移验算

梁分析模型	调幅幅度	截面设计等级	挠度增大系数	侧移增大系数
变截面模型	5%	A 级	1	1
	10%	A 级	1.05	1.05
等截面模型	15%	B 级	1	1
	20%	A 级	1	1.05

10.3 构件的计算

10.3.1 受弯构件的强度计算、压弯构件的稳定性计算应符合本规范第 6、8 章的相关规定。

10.3.2 受弯构件的剪切强度应符合下式要求：

$$V \leq h_w t_w f_v \quad (10.3.2)$$

式中： h_w 、 t_w ——腹板高度和厚度；

V ——构件的剪力设计值；

f_v ——钢材抗剪强度设计值。

10.3.3 采用弯矩调幅设计时，压弯构件的强度计算应符合本规范第 8 章的相关规定。

10.3.4 采用塑性设计时，弯矩作用在一个主平面内的压弯构件，其强度计算应符合下列公式的规定：

$$N \leq 0.6 A_n f \quad (10.3.4-1)$$

当 $\frac{N}{A_n f} \leq 0.13$ 时：

$$M_x \leq \gamma_x W_{nx} f \quad (10.3.4-2)$$

当 $\frac{N}{A_n f} > 0.13$ 时:

$$M_x \leq 1.15 \left(1 - \frac{N}{A_n f} \right) \gamma_x W_{nx} f \quad (10.3.4-3)$$

式中: N —— 构件的压力设计值;

M_x —— 构件的弯矩设计值;

A_n —— 净截面面积;

γ_x —— 截面塑性发展系数, 按表 8.1.1 取值;

W_{nx} —— 弹性净截面模量;

f —— 钢材的抗弯强度设计值。

10.4 容许长细比和构造要求

10.4.1 受压构件的长细比不宜大于 $120\varepsilon_k$ 。

10.4.2 当钢梁的上翼缘没有通长的刚性铺板或防止侧向弯扭屈曲的构件时, 在构件出现塑性铰的截面处, 应设置侧向支承。该支承点与其相邻支承点间构件的长细比 λ_y 应符合下列要求:

当 $-1 \leq \frac{M_1}{\gamma_x W_{x1} f} \leq 0.5$ 时:

$$\lambda_y \leq \left(60 - 40 \frac{M_1}{\gamma_x W_{x1} f} \right) \varepsilon_k \quad (10.4.2-1)$$

当 $0.5 < \frac{M_1}{\gamma_x W_{x1} f} \leq 1$ 时:

$$\lambda_y \leq \left(45 - 10 \frac{M_1}{\gamma_x W_{x1} f} \right) \varepsilon_k \quad (10.4.2-2)$$

$$\lambda_y = \frac{l_1}{i_y} \quad (10.4.2-3)$$

式中: λ_y —— 弯矩作用平面外的长细比;

l_1 ——侧向支承点间距离；对不出现塑性铰的构件区段，其侧向支承点间距应由本规范第 6 章和第 8 章内有关弯矩作用平面外的整体稳定计算确定。

i_y ——截面绕弱轴的回转半径；

M_1 ——与塑性铰相距为 l_1 的侧向支承点处的弯矩；当长度 l_1 内为同向曲率时，

$M_1/(W_{x1}f)$ 为正；当为反向曲率时， $M_1/(W_{x1}f)$ 为负。

10.4.3 当工字钢梁受拉的上翼缘有楼板或刚性铺板与钢梁可靠连接时，形成塑性铰的截面，应满足下列要求之一：

- 1 根据式 (6.2.8-4) 计算的正则化长细比不大于 0.25 要求。
- 2 布置间距不大于 2 倍梁高的加劲肋。
- 3 受压下翼缘设置侧向支撑。

10.4.4 用作减少构件弯矩作用平面外计算长度的侧向支撑，其轴心力应按本规范第 7.5.1 条确定。

10.4.5 所有节点及其连接应有足够的刚度，以保证在出现塑性铰前节点处各构件间的夹角保持不变。

构件拼接和构件间的连接应避开塑性区，应能传递该处最大弯矩设计值的 1.1 倍，且不得低于 $0.5\gamma_x W_x f$ 。

10.4.6 当构件采用手工气割或剪切机割时，应将出现塑性铰部位的边缘刨平。

当螺栓孔位于构件塑性铰部位的受拉板件上时，应采用钻成孔或先冲后扩钻孔。

11 连接

11.1 一般规定

11.1.1 钢结构构件的连接应根据作用力的性质和施工环境条件选择合理的连接方法。工厂加工构件的连接宜采用焊接，可选用角焊缝及焊透或非熔透的对接焊缝连接；现场连接宜采用螺栓连接，主要承重构件的现场连接或拼接应采用高强度螺栓连接或同一接头中高强螺栓与焊接用于不同部位的栓焊共同连接。

11.1.2 同一连接接头中不得采用普通螺栓与焊接共用的连接；在改、扩建工程中作为加固补强措施，可采用高强螺栓与焊接承受同一作用力的栓焊并用连接。

11.1.3 高强螺栓的承压型连接不应用于直接承受动力荷载的构件连接，承压型连接也不应与焊接并用于同一接头。

11.1.4 C级螺栓宜用于沿其杆轴方向受拉的连接，在下列情况下可用于受剪连接：

- 1 承受静力荷载或间接承受动力荷载结构中的次要连接；
- 2 承受静力荷载的可拆卸结构的连接；
- 3 临时固定构件用的安装连接。

11.1.5 沉头和半沉头铆钉不得用于其杆轴方向受拉的连接。

11.1.6 钢结构焊接连接构造设计应符合下列要求：

- 1 尽量减少焊缝的数量和尺寸。
- 2 焊缝的布置宜对称于构件截面的形心轴。
- 3 节点区留有足够空间，便于焊接操作和焊后检测。
- 4 应避免焊缝密集和双向、三向相交。
- 5 焊缝位置应避开高应力区。
- 6 焊缝金属应与主体金属相适应。当不同强度的钢材连接时，可采用与低强度钢材相适应的焊接材料。

11.1.7 焊缝的质量等级应根据结构的重要性、荷载特性、焊缝形式、工作环境以及应力状态等情况，按下列原则选用：

1 在承受动荷载且需要进行疲劳验算的构件中，凡要求与母材等强连接的焊缝应焊透，其质量等级应符合下列规定：

- 1) 作用力垂直于焊缝长度方向的横向对接焊缝或 T 形对接与角接组合焊缝，受

拉时应为一级，受压时不应低于二级；

- 2) 作用力平行于焊缝长度方向的纵向对接焊缝不应低于二级；
- 3) 重级工作制（A6~A8）和起重量 $Q \geq 50t$ 的中级工作制（A4、A5）吊车梁的腹板与上翼缘之间以及吊车桁架上弦杆与节点板之间的 T 形接头焊缝应焊透，焊缝形式宜为对接与角接的组合焊缝，其质量等级不应低于二级。

2 在工作环境温度等于或低于 -20°C 的地区，构件对接焊缝的质量不得低于二级。

3 不需要疲劳验算的构件中，凡要求与母材等强的对接焊缝宜焊透，其质量等级受拉时不应低于二级，受压时不宜低于二级。

4 部分焊透的对接焊缝、采用角焊缝或部分焊透的对接与角接组合焊缝的 T 形接头，以及搭接连接角焊缝，其质量等级应符合下列规定：

- 1) 直接承受动荷载且需要疲劳验算的结构和吊车起重量等于或大于 $50t$ 的中级工作制吊车梁以及梁柱、牛腿等重要节点不应低于二级；
- 2) 其他结构可为三级。

11.1.8 钢结构的安装连接应采用传力可靠、制作方便、连接简单、便于调整的构造形式并应考虑临时定位措施。

11.2 焊接连接计算

11.2.1 对接焊缝或对接与角接组合焊缝应按下列规定进行强度计算。

1 在对接接头和 T 形接头中，垂直于轴心拉力或轴心压力的对接焊接或对接角接组合焊缝，其强度应按下列式计算：

$$\sigma = \frac{N}{l_w h_e} \leq f_t^w \text{ 或 } f_c^w \quad (11.2.1-1)$$

式中： N ——轴心拉力或轴心压力；

l_w ——焊缝长度；

h_e ——对接焊缝的计算厚度，在对接接头中取连接件的较小厚度；在 T 形接头中取腹板的厚度；

f_t^w 、 f_c^w ——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值。

2 在对接接头和 T 形接头中，承受弯矩和剪力共同作用的对接焊缝或对接角接组合焊缝，其正应力和剪应力应分别进行计算。但在同时受有较大正应力和剪应力处（例如梁腹

板横向对接焊缝的端部) 应按下式计算折算应力:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1f_t^w \quad (11.2.1-2)$$

式中: N ——轴心拉力或轴心压力;

l_w ——焊缝长度;

t ——在对接接头中为连接件的较小厚度; 在 T 形接头中为腹板的厚度;

f_t^w 、 f_c^w ——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值;

注: 1 当承受轴心力的板件用斜焊缝对接, 焊缝与作用力间的夹角 θ 符合 $\tan \theta \leq 1.5$ 时, 其强度可不计算。

2 当对接焊缝和 T 形对接与角接组合焊缝无法采用引弧板和引出板施焊时, 每条焊缝的长度计算时应各减去 $2t$ (t 为焊件的较小厚度)。

11.2.2 直角角焊缝应按下列规定进行强度计算。

1 在通过焊缝形心的拉力、压力或剪力作用下:

正面角焊缝 (作用力垂直于焊缝长度方向):

$$\sigma_f = \frac{N}{h_e l_w} \leq \beta_f f_f^w \quad (11.2.2-1)$$

侧面角焊缝 (作用力平行于焊缝长度方向):

$$\tau_f = \frac{N}{h_e l_w} \leq f_f^w \quad (11.2.2-2)$$

2 在各种力综合作用下, σ_f 和 τ_f 共同作用处:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (11.2.2-3)$$

式中: σ_f ——按焊缝有效截面($h_e l_w$)计算, 垂直于焊缝长度方向的应力;

τ_f ——按焊缝有效截面计算, 沿焊缝长度方向的剪应力;

h_e ——直角角焊缝的计算厚度, 当两焊件间隙 $b \geq 1.5\text{mm}$ 时, $h_e = 0.7h_f$; $1.5 < b \leq 5\text{mm}$ 时, $h_e = 0.7(h_f - b)$, h_f 为焊脚尺寸(图 11.2.2);

l_w ——角焊缝的计算长度, 对每条焊缝取其实际长度减去 $2h_f$;

f_f^w ——角焊缝的强度设计值；

β_f ——正面角焊缝的强度设计值增大系数：对承受静力荷载和间接承受动力荷载的

结构， $\beta_f=1.22$ ；对直接承受动力荷载的结构， $\beta_f=1.0$ 。

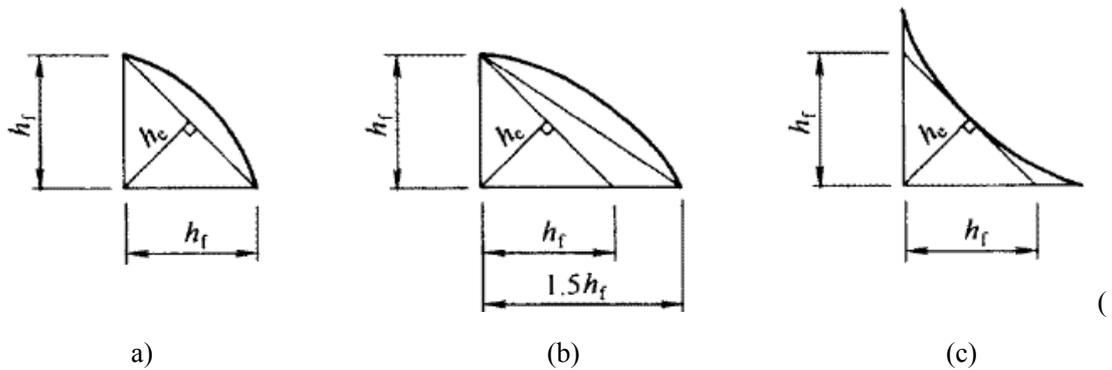


图 11.2.2 直角角焊缝截面

11.2.3 两焊脚边夹角 $60^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$ T 形接头的斜角角焊缝(图 11.2.3)，其强度应按公式

(11.2.2-1) 至公式 (11.2.2-3) 计算，但取 $\beta_f=1.0$ ，其计算厚度 (图 11.2.3-2) 为

$$h_e = h_f \cos \frac{\alpha}{2} \text{ (根部间隙 } b, b_1 \text{ 或 } b_2 \leq 1.5\text{mm) 或 } h_e = \left[h_f - \frac{b \text{ (或 } b_1, b_2)}{\sin \alpha} \right] \cos \frac{\alpha}{2} \text{ (} b, b_1$$

或 $b_2 > 1.5\text{mm}$ 但 $\leq 5\text{mm}$)。

当 $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ 或 $\alpha < 30^\circ$ 时，斜角焊缝计算厚度 h_e 按现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661 的有关规定计算取值。

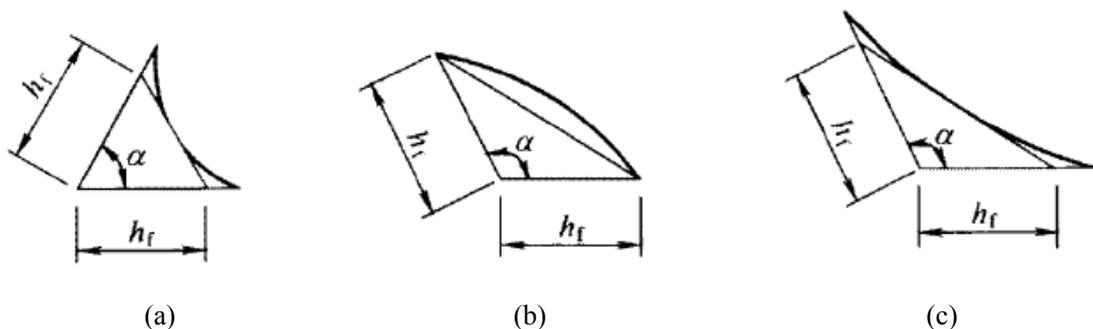


图 11.2.3-1 T 形接头的斜角角焊缝截面

11.2.4 图 11.2.3-2 T 形接头的根部间隙和焊缝截面部分熔透的对接焊缝(图 11.2.4)和 T 形对接与角接组合焊缝(图 11.2.4c)的强度，应按角焊缝的计算公式 (11.2.2-1) 至公式 (11.2.2-3)

计算，在垂直于焊缝长度方向的压力作用下，取 $\beta_f=1.22$ ，其他情况取 $\beta_f=1.0$ ，其计算

厚度 (mm) 应按以下规定取值:

- 1 V形坡口(图 11.2.6a): 当 $\alpha \geq 60^\circ$ 时, $h_e=s$; 当 $\alpha < 60^\circ$ 时, $h_e=0.75s$ 。
- 2 单边 V形和 K形坡口(图 11.2.4b,c): 当 $\alpha = 45^\circ \pm 5^\circ$ 时, $h_e=s-3$ 。
- 3 U形和 J形坡口(图 11.2.4d,e): 当 $\alpha = 45^\circ \pm 5^\circ$ 时, $h_e=s$ 。

注: s 为坡口深度, 即根部至焊缝表面(不考虑余高)的最短距离(mm); α 为 V形、单边 V形或 K形坡口角度。

- 2 当熔合线处焊缝截面边长等于或接近于最短距离 s 时, 抗剪强度设计值应按角焊缝的强度设计值乘以 0.9。

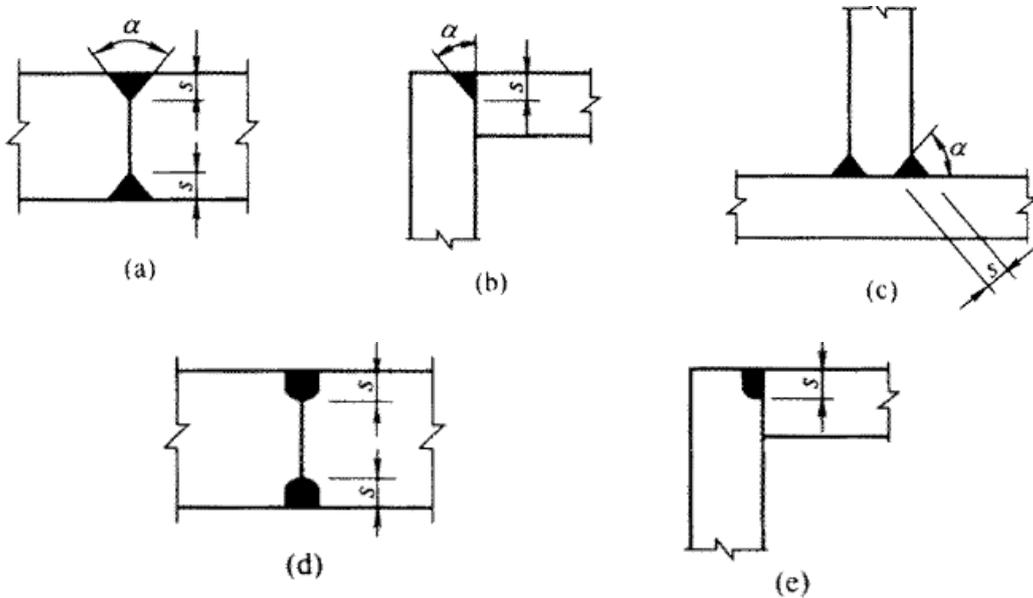


图 11.2.4 部分熔透的对接焊缝和其与角焊缝的组合焊缝截面

11.2.5 圆形塞焊焊缝和圆孔或槽孔内角焊缝的强度应分别按式 (11.2.5-1) 和式 (11.2.5-2) 计算。

$$\tau_f = \frac{N}{A_w} \leq f_f^w \quad (11.2.5-1)$$

$$\tau_f = \frac{N}{h_e l_w} \leq f_f^w \quad (11.2.5-2)$$

式中: A_w ——塞焊圆孔面积;

l_w ——圆孔内或槽孔内角焊缝的计算长度。

11.2.6 角焊缝的搭接焊接接头中, 当焊缝计算长度 l_w 超过 $60h_f$ 时, 焊缝的承载力设计值

应乘以折减系数 α_f , $\alpha_f = 1.5 - \frac{l_w}{120h_f}$ 并不小于 0.5。

11.2.7 焊接截面工字形梁翼缘与腹板的双面角焊缝连接, 其强度应按下列公式计算。

$$\frac{1}{2h_e} \sqrt{\left(\frac{VS_f}{I}\right)^2 + \left(\frac{\psi F}{\beta_f l_z}\right)^2} \leq f_f^w \quad (11.2.7)$$

式中: S_f ——所计算翼缘毛截面对梁中和轴的面积矩;

I ——梁的毛截面惯性矩;

F 、 ψ 、 l_z ——按本规范第 6.1.3 条采用。

注: 1 当梁上翼缘受有固定集中荷载时, 宜在该处设置顶紧上翼缘的支承加劲肋, 此时取 $F=0$ 。

2 当腹板与翼缘的连接焊缝采用焊透的 T 形对接与角接组合焊缝时, 其焊缝强度可不计算。

11.2.8 圆管与矩形管 T、Y、K 形相贯节点焊缝的构造与计算厚度取值应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661 的相关规定。

11.3 焊接连接构造要求

11.3.1 受力和构造焊缝可采用对接焊缝、角接焊缝、对接角接组合焊缝、塞焊焊缝、槽焊焊缝; 重要接头或有等强要求的对接焊缝应为熔透焊缝; 较厚板件或无需焊透时可采用部分熔透焊缝。

11.3.2 对接焊缝的坡口形式, 宜根据板厚和施工条件按《钢结构焊接规范》(GB50661) 要求选用。

11.3.3 不同厚度和宽度的材料对接时, 应作平缓过渡, 并应符合下列规定:

1 不同厚度的板材或管材对接接头受拉时, 其允许厚度差值 (t_1-t_2) 超过表 11.3.3 的规定时应将焊缝焊成斜坡状, 其坡度最大允许值应为 1:2.5, 或将较厚板的一面或两面及管材的内壁或外壁在焊前加工成斜坡, 其坡度最大允许值应为 1:2.5 (表 11.3.3)。

表 11.3.3 不同厚度板材对接的允许厚度差 (mm)

较薄钢板厚度 t_2	$5 \leq t_2 \leq 9$	$9 < t_2 \leq 12$	$t_2 > 12$
允许厚度差值 t_1-t_2	2	3	4

2 不同宽度的板材对接时, 应根据施工条件采用热切割、机械加工或砂轮打磨的方法

使之平缓过渡，其连接处最大允许坡度值应为 1:2.5（图 11.3.3）。

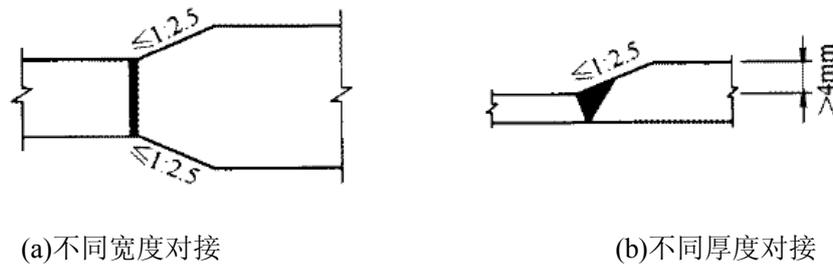


图 11.3.3 不同宽度或厚度钢板的拼接

11.3.4 承受动载时，塞焊、槽焊、角焊、对接接头应符合下列规定：

1 承受动载不需要进行疲劳验算的构件，采用塞焊、槽焊时，孔或槽的边缘到构件边缘在垂直于应力方向上的间距不应小于此构件厚度的 5 倍，且不应小于孔或槽宽度的 2 倍；构件端部搭接接头的纵向角焊缝长度不应小于两侧焊缝间的垂直间距 a ，且在无塞焊、槽焊等其他措施时，间距 a 不应大于较薄件厚度 t 的 16 倍，见图 11.3.4：

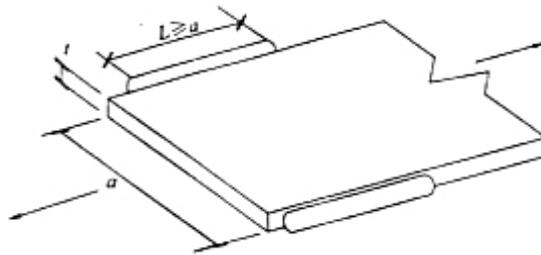


图 11.3.4 承受动载不需进行疲劳验算时构件端部纵向角焊缝长度及间距要求

a 不应大于 $16t$ （中间有塞焊焊缝或槽焊焊缝时除外）

- 2 不得采用焊脚尺寸小于 5mm 的角焊缝；
- 3 严禁采用断续坡口焊缝和断续角焊缝；
- 4 对接与角接组合焊缝和 T 形接头的全焊透坡口焊缝应采用角焊缝加强，加强焊脚尺寸应不大于接头较薄件厚度的 1/2，但最大值不得超过 10mm；
- 5 承受动载需经疲劳验算的接头，当拉应力与焊缝轴线垂直时，严禁采用部分焊透对接焊缝、背面不清根的非衬垫焊缝；
- 6 除横焊位置以外，不宜采用 L 形和 J 形坡口；
- 7 不同板厚的对接接头承受动载时，应按本规范第 11.3.3 条的规定做成平缓过渡。

11.3.5 角焊缝的尺寸应符合下列规定：

1 角焊缝的最小计算长度应为其焊脚尺寸 (h_f) 的 8 倍，且不应小于 40mm；焊缝计算长度应为扣除引弧、收弧长度后的焊缝长度；

2 角焊缝的有效面积应为焊缝计算长度与计算厚度 (h_e) 的乘积。对任何方向的荷载, 角焊缝上的应力应视为作用在这一有效面积上;

3 断续角焊缝焊段的最小长度不应小于最小计算长度;

4 角焊缝最小焊脚尺寸宜按表 11.3.5 取值;

5 被焊构件中较薄板厚度不小于 25mm 时, 宜采用开局部坡口的角焊缝;

6 采用角焊缝焊接接头, 不宜将厚板焊接到较薄板上。

表 11.3.5 角焊缝最小焊脚尺寸

母材厚度 t	角焊缝最小焊脚尺寸 h_f
$t_2 \leq 6$	3
$6 < t_2 \leq 12$	5
$12 < t_2 \leq 20$	6
$t_2 > 20$	8

注: 1 采用不预热的非低氢焊接方法进行焊接时, t 等于焊接接头中较厚件厚度, 宜采用单道焊缝;

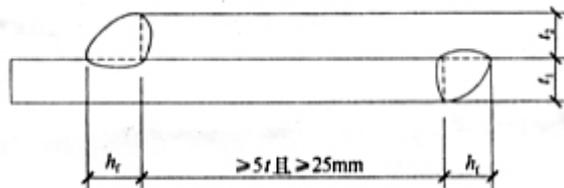
采用预热的非低氢焊接方法或低氢焊接方法进行焊接时, t 等于焊接接头中较薄件厚度;

2 焊缝尺寸不要求超过焊接接头中较薄件厚度的情况除外;

3 承受动荷载的角焊缝最小焊脚尺寸为 5mm。

11.3.6 搭接接头角焊缝的尺寸及布置应符合下列规定:

1 传递轴向力的部件, 其搭接接头最小搭接长度应为较薄件厚度的 5 倍, 且不应小于 25mm (图 11.3.6-1), 并应施焊纵向或横向双角焊缝。



11.3.6-1 搭接接头双角焊缝的要求

$t-t_1$ 和 t_2 中较小者; h_f -焊脚尺寸, 按设计要求

2 只采用纵向角焊缝连接型钢杆件端部时, 型钢杆件的宽度 W 不应大于 200mm (11.3.6-2), 当宽度 W 大于 200mm 时, 应加横向角焊或中间塞焊; 型钢杆件每一侧纵向角焊缝的长度 L 不应小于 W ;

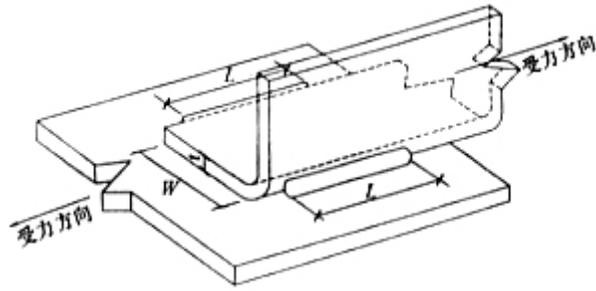


图 11.3.6-2 纵向角焊缝的最小长度

3 型钢杆件搭接接头采用围焊时，在转角处应连续施焊。杆件端部搭接角焊缝作绕焊时，绕焊长度不应小于焊脚尺寸的 2 倍，并应连续施焊；

4 搭接焊缝沿母材棱边的最大焊脚尺寸，当板厚不大于 6mm 时，应为母材厚度，当板厚大于 6mm 时，应为母材厚度减去 1mm~2mm（图 11.3.6-3）；

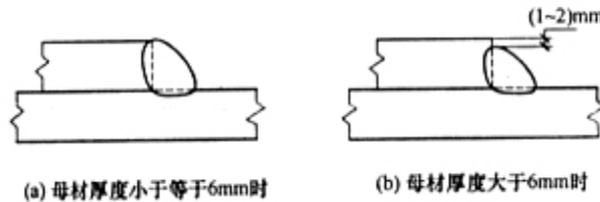


图 11.3.6-3 搭接焊缝沿母材棱边的最大焊脚尺寸

5 用搭接焊缝传递荷载的套管接头可只焊一条角焊缝，其管材搭接长度 L 不应小于 $5(t_1+t_2)$ ，且不应小于 25mm。搭接焊缝焊脚尺寸应符合设计要求（图 11.3.6-4）。

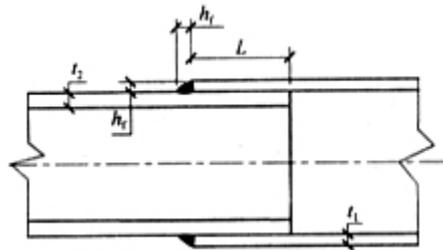


图 11.3.6-4 管材套管连接的搭接焊缝最小长度

11.3.7 塞焊和槽焊焊缝的尺寸、间距、焊缝高度应符合下列规定：

- 1 塞焊和槽焊的有效面积应为贴合面上圆孔或长槽孔的标称面积；
- 2 塞焊焊缝的最小中心间隔应为孔径的 4 倍，槽焊焊缝的纵向最小间距应为槽孔长度的 2 倍，垂直于槽孔长度方向的两排槽孔的最小间距应为槽孔宽度的 4 倍；
- 3 塞焊孔的最小直径不得小于开孔板厚度加 8mm，最大直径应为最小直径加 3mm 和开孔件厚度的 2.25 倍两值中较大者。槽孔长度不应超过开孔件厚度的 10 倍，最小及最大槽宽规定应与塞焊孔的最小及最大孔径规定相同；

4 塞焊和槽焊的焊缝高度应符合下列规定：

- 1) 当母材厚度不大于 16mm 时，应与母材厚度相同；
- 2) 当母材厚度大于 16mm 时，不应小于母材厚度的一半和 16mm 两值中较大者。

5 塞焊焊缝和槽焊焊缝的尺寸应根据贴合面上承受的剪力计算确定。

11.3.8 在次要构件或次要焊接连接中，可采用断续角焊缝。断续角焊缝焊段的长度不得小于 $10 h_f$ 或 50mm，其净距不应大于 $15t$ （对受压构件）或 $30t$ （对受拉构件）， t 为较薄焊件厚度。腐蚀环境中不宜采用断续角焊缝。

11.4 紧固件连接计算

11.4.1 普通螺栓、锚栓或铆钉的连接承载力应按下列规定计算：

1 在普通螺栓或铆钉受剪连接中，每个螺栓的承载力设计值应取受剪和承压承载力设计值中的较小者。受剪和承压承载力设计值应分别按式（11.4.1-1）和式（11.4.1-2）计算。

$$\text{普通螺栓} \quad N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \quad (11.4.1-1)$$

$$\text{铆钉} \quad N_v^r = n_v \frac{\pi d_0^2}{4} f_v^r \quad (11.4.1-2)$$

$$\text{普通螺栓} \quad N_c^b = d \sum t f_c^b \quad (11.4.1-3)$$

$$\text{铆钉} \quad N_c^r = d_0 \sum t f_c^r \quad (11.4.1-4)$$

式中： n_v ——受剪面数目；

d ——螺杆直径；

d_0 ——铆钉孔直径；

$\sum t$ ——在不同受力方向中一个受力方向承压构件总厚度的较小值；

f_v^b 、 f_c^b ——螺栓的抗剪和承压强度设计值；

f_v^r 、 f_c^r ——铆钉的抗剪和承压强度设计值。

2 在普通螺栓、锚栓或铆钉杆轴向方向受拉的连接中，每个普通螺栓、锚栓或铆钉的承载力设计值应按下列公式计算：

$$\text{普通螺栓} \quad N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^b \quad (11.4.1-5)$$

$$\text{锚栓} \quad N_t^a = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^a \quad (11.4.1-6)$$

$$\text{铆钉} \quad N_t^r = \frac{\pi d_o^2}{4} f_t^r \quad (11.4.1-7)$$

式中： d_e ——螺栓或锚栓在螺纹处的有效直径；

f_t^b 、 f_t^a 、 f_t^r ——普通螺栓、锚栓和铆钉的抗拉强度设计值。

3 同时承受剪力和杆轴方向拉力的普通螺栓和铆钉，其承载力应分别符合下列公式的要求：

普通螺栓：

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1.0 \quad (11.4.1-8)$$

$$N_v \leq N_c^b \quad (11.4.1-9)$$

铆钉：

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^r}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^r}\right)^2} \leq 1.0 \quad (11.4.1-10)$$

$$N_v \leq N_c^r \quad (11.4.1-11)$$

式中： N_v 、 N_t ——某个普通螺栓或锚栓所承受的剪力和拉力；

N_v^b 、 N_t^b 、 N_c^b ——一个普通螺栓的抗剪、抗拉和承压承载力设计值；

N_v^r 、 N_t^r 、 N_c^r ——一个铆钉抗剪、抗拉和承压承载力设计值。

11.4.2 高强度螺栓摩擦型连接应按下列规定计算：

1 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：

$$N_v^b = 0.9kn_t\mu P \quad (11.4.2-1)$$

式中： N_v^b ——一个高强度螺栓的抗剪承载力设计值；

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时取 0.6；

n_f ——传力摩擦面数目；

μ ——摩擦面的抗滑移系数，按钢材摩擦面与涂层摩擦面不同，分别由表 11.4.2-1 和表 11.4.2-2 取值；

P ——一个高强度螺栓的预拉力设计值，按表 11.4.2-3 取值。

- 2 在螺栓杆轴方向受拉的连接中，每个高强度螺栓的承载力按下式计算：

$$N_t^b = 0.8P \quad (11.4.2-2)$$

- 3 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，所计算的螺栓其承载力应符合下式要求：

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1 \quad (11.4.2-3)$$

式中： N_v 、 N_t ——所计算的某个高强度螺栓所承受的剪力和拉力；

N_v^b 、 N_t^b ——一个高强度螺栓的抗剪、抗拉承载力设计值。

表 11.4.2-1 钢材摩擦面的抗滑移系数 μ

连接处构件接触面的处理方法	构件的钢材牌号		
	Q235 钢	Q345 钢或 Q390 钢	Q420 钢或 Q460 钢
喷硬质石英砂或铸钢棱角砂	0.45	0.45	0.45
抛丸（喷砂）	0.35	0.40	0.40
抛丸（喷砂）后生赤锈	0.45	0.45	0.45
钢丝刷清除浮锈或未经处理的干净轧制面	0.30	0.35	0.40

注：1 钢丝刷除锈方向应与受力方向垂直。

2 当连接构件采用不同钢材牌号时， μ 按相应较低强度者取值。

3 采用其它方法处理时，其处理工艺及抗滑移系数值均需经试验确定。

表 11.4.2-2 涂层连接面的抗滑移系数

表面处理要求	涂层类别	涂装方法及涂层厚度（ μm ）	抗滑系数 μ
抛丸除锈，等级达到 Sa2 1/2 级	醇酸铁红	喷涂或手工涂刷，50-75	0.15
	聚氨酯富锌		
	环氧富锌		

	无机富锌	喷涂或手工涂刷, 50-75	0.35
	水性无机富锌		
	锌加	喷涂, 30-60	0.45
	防滑防锈硅酸锌漆	喷涂, 80-120	

注: 当设计要求使用其他涂层(热喷铝、镀锌等)时, 其钢材表面处理要求、涂层厚度及抗滑移系数均需由试验确定。

表 11.4.2-3 一个高强度螺栓的预拉力设计值 P(kN)

螺栓的性能等级	螺栓公称直径 (mm)					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8 级	80	125	150	175	230	280
10.9 级	100	155	190	225	290	355

11.4.3 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中, 所计算的高强度螺栓, 其承载力应符合下列公式的要求:

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1.0 \quad (11.4.3-1)$$

$$N_v \leq N_v^b / 1.2 \quad (11.4.3-2)$$

式中: N_v 、 N_t ——所计算的某个高强度螺栓所承受的剪力和拉力;

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抗剪、抗拉和承压承载力设计值;

11.4.4 在下列情况的连接中, 螺栓或铆钉的数目应予增加:

1 一个构件借助填板或其他中间板与另一构件连接的螺栓(摩擦型连接的高强度螺栓除外)或铆钉数目, 应按计算增加 10%。

2 当采用搭接或拼接板的单面连接传递轴心力, 因偏心引起连接部位发生弯曲时, 螺栓(摩擦型连接的高强度螺栓除外)数目, 应按计算增加 10%。

3 在构件的端部连接中，当利用短角钢连接型钢（角钢或槽钢）的外伸肢以缩短连接长度时，在短角钢两肢中的一肢上，所用的螺栓或铆钉数目应按计算增加 50%。

4 当铆钉连接的铆合总厚度超过铆钉孔径的 5 倍时，总厚度每超过 2mm，铆钉数目应按计算增加 1%（至少应增加 1 个铆钉），但铆合总厚度不得超过铆钉孔径的 7 倍。

11.4.5 在构件的接头的一端，当螺栓沿轴向受力方向的连接长度 l_1 大于 $15d_0$ 时（ d_0 为孔径），应将螺栓的承载力设计值乘以折减系数 $\left(1.1 - \frac{l_1}{150d_0}\right)$ ，当大于 $60d_0$ 时，折减系数取为定值 0.7。

11.5 紧固件连接构造要求

11.5.1 螺栓孔的孔径与孔型应符合下列规定：

1 B 级普通螺栓的孔径 d_0 较螺栓公称直径 d 大 0.2~0.5mm，C 级普通螺栓的孔径 d_0 较螺栓公称直径 d 大 1.0~1.5mm。

2 高强度螺栓承压型连接采用标准圆孔时，其孔径 d_0 可按表 11.5.1 采用。

3 高强度螺栓摩擦型连接可采用标准孔、大圆孔和槽孔，孔型尺寸可按表 11.5.1 采用。采用扩大孔连接时，同一连接面只能在盖板和芯板其中之一的板上采用大圆孔或槽孔，其余仍采用标准孔。

表 11.5.1 高强度螺栓连接的孔型尺寸匹配 (mm)

螺栓公称直径		M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30	
孔型	标准孔	直径	13.5	17.5	22	24	26	30	33
	大圆孔	直径	16	20	24	28	30	35	38
		槽孔	短向	13.5	17.5	22	24	26	30
	长向		22	30	37	40	45	50	55

4 高强度螺栓摩擦型连接盖板按大圆孔、槽孔制孔时，应增大垫圈厚度或采用连续型垫板，其孔径与标准垫圈相同，厚度对 M24 及以下的螺栓，不宜小于 8mm；对 M24 以上的螺栓，不宜小于 10mm。

1) M24 及以下的高强度螺栓连接，垫圈或连续型垫板的厚度不宜小于 8mm；

2) M24 以上的高强度螺栓连接，垫圈或连续型垫板的厚度不宜小于 10mm。

11.5.2 螺栓（铆钉）连接宜采用紧凑布置，其连接中心宜与连接构件截面的重心相一致。螺栓或铆钉的间距、边距和端距容许值应符合表 11.5.2 的规定。

表 11.5.2 螺栓或铆钉的孔距、边距和端距容许值

名称	位置和方向			最大容许间距(取两者的较小值)	最小容许间距
中心间距	外排(垂直内力方向或顺内力方向)			$8d_0$ 或 $12t$	$3d_0$
	中间排	垂直内力方向		$16d_0$ 或 $24t$	
		顺内力方向	构件受压力	$12d_0$ 或 $18t$	
			构件受拉力	$16d_0$ 或 $24t$	
	沿对角线方向			/	
中心至构件边缘距离	顺内力方向			$4d_0$ 或 $8t$	$2d_0$
	垂直内力方向	剪切边或手工切割边			$1.5d_0$
		轧制边、自动气割或锯割边	高强度螺栓		$1.2d_0$
			其他螺栓或铆钉		

注: 1 d_0 为螺栓或铆钉的孔径, 对槽孔为短向尺寸, t 为外层较薄板件的厚度;

- 2 钢板边缘与刚性构件(如角钢, 槽钢等)相连的高强度螺栓的最大间距, 可按中间排的数值采用;
- 3 计算螺栓孔引起的截面削弱时取 $d+4\text{mm}$ 和 d_0 的较大者。

11.5.3 对直接承受动力荷载或地震作用的普通螺栓受拉连接应采用双螺帽或其他能防止螺帽松动的有效措施。

11.5.4 高强度螺栓连接设计应符合下列规定:

- 1 本章的高强度螺栓连接均应按表 11.4.2-3 施加预拉力。
- 2 仅承受拉力的高强度螺栓连接, 不要求对接触面进行处理。
- 3 当高强度螺栓连接的环境温度为 $100^\circ\text{C}\sim 150^\circ\text{C}$ 时, 其承载力应降低 10%。

11.5.5 当型钢构件拼接采用高强度螺栓连接时, 其拼接件宜采用钢板。

11.5.6 螺栓连接设计应满足下列要求:

- 1 连接接头处应有必要的螺栓施拧空间。
- 2 螺栓连接或拼接接头中, 每一杆件一端的永久性的螺栓数不宜少于 2 个。对组合构件的缀条, 其端部连接可采用 1 个螺栓。

3 沿杆轴方向受拉的螺栓连接中的端板(法兰板), 应适当加大其刚度(如加设加劲肋), 以减少撬力对螺栓抗拉承载力的不利影响。

11.6 销轴连接

11.6.1 销轴连接适用于铰接柱脚或拱脚以及拉索、拉杆端部的连接，销轴与耳板宜采用 Q345、Q390 与 Q420，必要时也可采用 45 号钢、35CrMo 或 40Cr 等钢材。

当销孔和销轴表面要求机加工时，其质量要求应符合相应的机械零件加工标准的规定。当销轴直径大于 120mm 时，宜采用锻造加工工艺制作。

11.6.2 销轴连接的构造应符合下列要求（图 11.6.2）

- 1 销轴孔中心应位于耳板的中心线上，其孔径与直径相差应不大于 1mm；
- 2 耳板两侧宽厚比 b/t 不宜大于 4，几何尺寸应符合下列规定：

$$a \geq \frac{4}{3}b_{eff} \quad (11.6.3-1)$$

$$b_{eff} = 2t + 16 \leq b \quad (11.6.3-2)$$

式中： b ——连接耳板两侧边缘与销轴孔边缘净距（mm）；

t ——耳板厚度（mm）。

a ——顺受力方向，销轴孔边距板边缘最小距离（mm）。

- 3 销轴表面与耳板孔周表面宜进行机加工。

11.6.3 连接耳板应按下列公式进行抗拉、抗剪强度的计算：

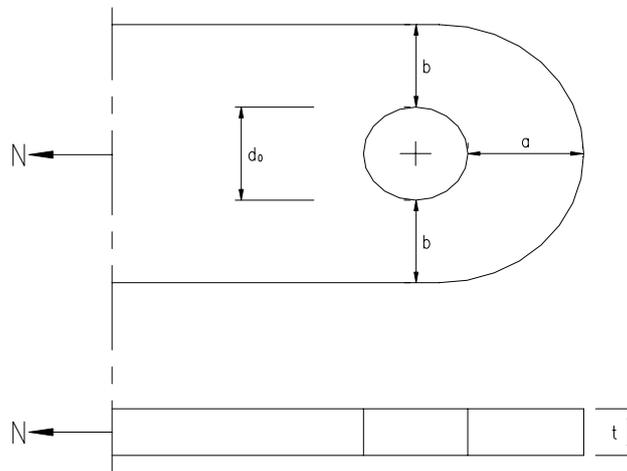


图 11.6.2 销轴连接耳板

- 1 耳板孔净截面处的抗拉强度

$$\sigma = \frac{N}{2tb_1} \leq f \quad (11.6.4-1)$$

$$b_1 = \min(2t + 16, b - \frac{d_0}{3}) \quad (11.6.4-2)$$

2 耳板端部截面抗拉（劈开）强度

$$\sigma = \frac{N}{2t(a - \frac{2d_0}{3})} \leq f \quad (11.6.4-3)$$

3 耳板抗剪强度

$$\tau = \frac{N}{2tZ} \leq f_v \quad (11.6.4-4)$$

$$Z = \sqrt{(a + d_0/2)^2 - (d_0/2)^2} \quad (11.6.4-5)$$

式中： N —— 杆件轴向拉力设计值；

b_1 —— 计算宽度（mm）；

d_0 —— 销轴孔径（mm）；

f —— 耳板抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）。

Z —— 耳板端部抗剪截面宽度（如图 11.6.3 所示）（mm）；

f_v —— 耳板钢材抗拉强度和抗剪强度设计值（ N/mm^2 ）。

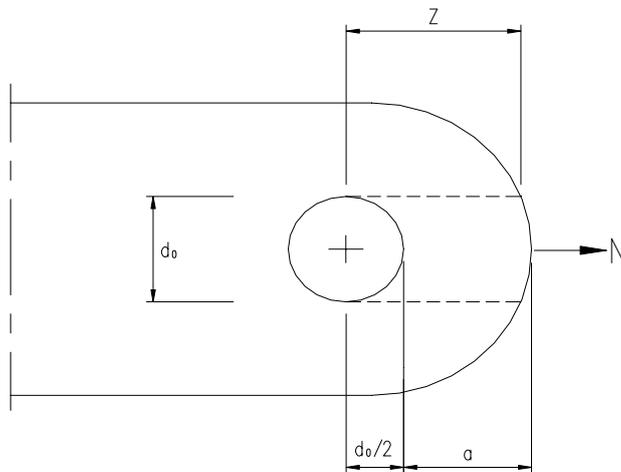


图 11.6.4 销轴连接耳板受剪面示意图

11.6.4 销轴应按下列公式进行承压、抗剪与抗弯强度的计算，计算简图如图 11.6.4 所示：

1 销轴承压强度

$$\sigma_c = \frac{N}{dt} \leq f_c^b \quad (11.6.4-6)$$

2 销轴抗剪强度

$$\tau_b = \frac{N}{n_v \pi \frac{d^2}{4}} \leq f_v^b \quad (11.6.4-7)$$

3 销轴的抗弯强度

$$\sigma_b = \frac{M}{1.5 \frac{\pi d^3}{32}} \leq f^b \quad (11.6.4-7)$$

4 计算截面同时受弯受剪时组合强度应按下式验算：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_b}{f^b}\right)^2 + \left(\frac{\tau_b}{f_v^b}\right)^2} \leq 1 \quad (11.6.4-8)$$

式中： d ——销轴直径；

f_c^b ——销轴连接中耳板的承压强度设计值；

n_v ——受剪面数目；

f_v^b ——销轴的抗剪强度设计值；

M ——销轴计算截面弯矩设计值；

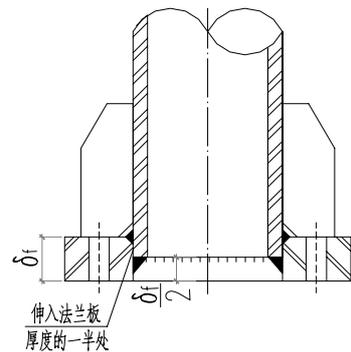
f^b ——销轴的抗弯强度设计值。

11.7 钢管法兰连接构造

11.7.1 法兰板应为环状，钢管的插入深度可取法兰板厚的 1/2（图 11.7.1），法兰板两侧应与钢管焊接。

法兰板与钢管外壁间的焊缝为非全熔透的角焊缝，其厚度不应大于管壁厚的 1.2 倍，管端焊缝为角焊缝，其焊脚高度等于管壁厚。

11.7.2 法兰板上螺孔分布应均匀对称。螺栓应选强度等级较高者。

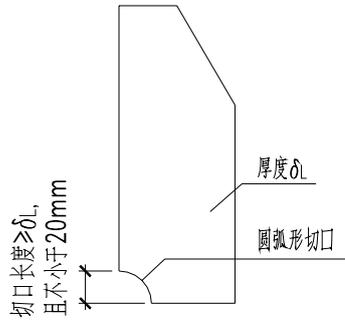


11.7.1 钢管插入法兰板深度

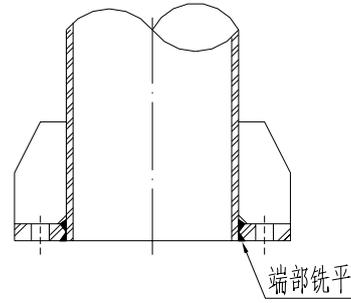
11.7.3 加劲板厚度不宜小于其长度或宽度的 1/15。加劲板与法兰板的连接及加劲板与钢管壁的连接应采用双面角焊缝。加劲板和法兰板、管壁三向交汇处加劲板应有四分之一圆弧形切口，其半径不宜小于加劲板厚的 1.5 倍，也不宜小于 20mm（图 11.7.3）。

11.7.4 当钢管内壁不作防腐蚀处理时,管端部法兰应采用 3mm 厚钢板作气密性焊接封闭。当钢管用热浸镀锌作内外防腐蚀处理时,管端不应封闭。

11.7.5 承压型法兰钢管应贯穿全部环形法兰板厚。承压型法兰在焊接完毕后端部应铣平(图 11.7.5)。



11.7.3 加劲板圆弧形切口



11.7.5 承压型法兰端部铣平

12 节 点

12.1 一般规定

12.1.1 钢结构节点设计应根据结构的重要性与受力特点、荷载情况和工作环境等因素，选用适当的节点形式、材料与加工工艺。

12.1.2 节点设计应满足承载力极限状态要求，防止节点因强度破坏、局部失稳、变形过大、连接开裂等引起节点失效。

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

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

12.1.5 节点构造应便于制作、运输、安装、维护，防止积水、积尘，并采取可靠的防腐与防火措施。

12.2 连接板节点

12.2.1 连接节点处板件在拉、剪作用下的强度应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\sum(\eta_i A_i)} \leq f \quad (12.2.1-1)$$

$$A_i = t l_i \quad (12.2.1-2)$$

$$\eta_i = \frac{1}{\sqrt{1 + 2 \cos^2 \alpha_i}} \quad (12.2.1-3)$$

式中： N ——作用于板件的拉力；

A_i ——第 i 段破坏面的截面积，当为螺栓连接时，应取净截面面积。

t ——板件厚度；

l_i ——第 i 破坏段的长度，应取板件中最危险的破坏线长度（图 12.2.1）

η_i ——第 i 段的拉剪折算系数；

α_i ——第 i 段根据破坏线与拉力轴线的夹角。

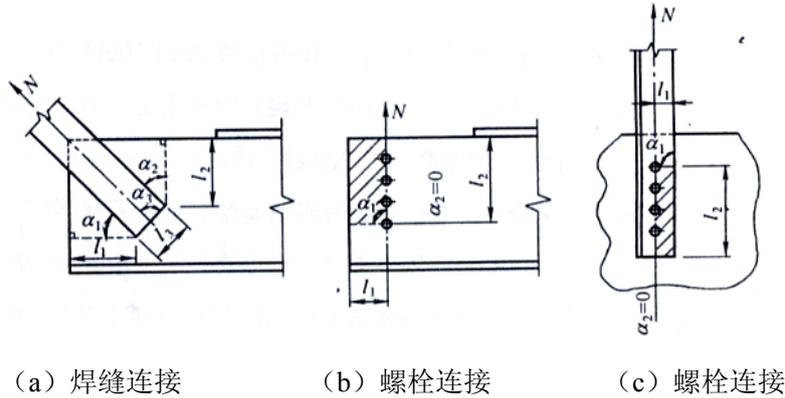


图 12.2.1 板件的拉、剪撕裂

12.2.2 桁架节点板（杆件轧制 T 形和双板焊接 T 形截面者除外）的强度除可按第 12.2.1 条相关公式计算外，也可用有效宽度法按下式计算：

$$\sigma = \frac{N}{b_e t} \leq f \quad (12.2.2)$$

式中： b_e ——板件的有效宽度（图 12.2.2）；当用螺栓（或铆钉）连接时，应减去孔径，孔径应取比螺栓（或铆钉）标称尺寸大 4mm。

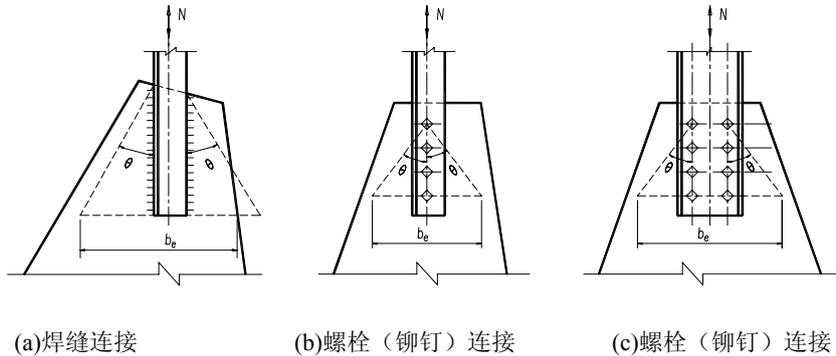


图 12.2.3 板件的有效宽度

注： θ 为应力扩散角，焊接及单排螺栓时可取 30° ，多排螺栓时可取 22° 。

12.2.3 桁架节点板在斜腹杆压力作用下的稳定性可用下列方法进行计算：

1 对有竖腹杆相连的节点板，当 $c/t \leq 15\varepsilon_k$ 时（ c 为受压腹杆连接肢端面中点沿腹杆轴线方向至弦杆的净距离），可不计算稳定，否则，应按附录 G 进行稳定计算，在任何情况下， c/t 不得大于 $22\varepsilon_k$ 。

2 对无竖腹杆相连的节点板，当 $c/t \leq 10\varepsilon_k$ 时，节点板的稳定承载力可取为 $0.8b_e t f$ 。当 $c/t > 10\varepsilon_k$ 时，应按本规范附录 G 进行稳定计算，但在任何情况下， c/t 不得大于 $17.5\varepsilon_k$ 。

12.2.4 当用 12.2.1 条至 12.2.3 条方法计算桁架节点板时，尚应满足下列要求：

- 1 节点板边缘与腹杆轴线之间的夹角不应小于 15°；
- 2 斜腹杆与弦杆的夹角应在 30°~60° 之间；
- 3 节点板的自由边长度 l_f 与厚度 t 之比不得大于 $60\varepsilon_k$ ，否则应沿自由边设加劲肋予以加强。

12.2.5 垂直于杆件轴向设置的连接板（或梁的翼缘）采用焊接方式与工字形、H 形或其它截面的未设水平加劲肋的杆件翼缘相连，形成 T 形接合时，其母材和焊缝都应按有效宽度进行强度计算。

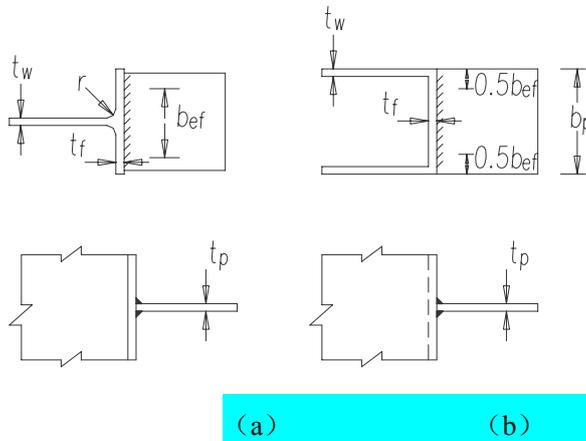


图 12.2.5 未加劲 T 形连接节点的有效宽度

1 工字形或 H 形截面杆件的有效宽度应按下列公式计算（图 12.2.5a）：

$$b_{ef} = t_w + 2s + 5kt_f \quad (12.2.5-1)$$

$$k = \frac{t_f}{t_p} \cdot \frac{f_{y,c}}{f_{y,p}}; \quad \text{当 } k > 1 \text{ 时取 } 1 \quad (12.2.5-2)$$

式中： b_{ef} —— T 形结合的有效宽度；

$f_{y,c}$ —— 被连接杆件翼缘的钢材屈服强度；

$f_{y,p}$ —— 连接板的钢材屈服强度；

t_w —— 被连接杆件的腹板厚度；

t_f —— 被连接杆件的翼缘厚度；

t_p —— 连接板厚度；

1 对于被连接杆件，轧制工字形或 H 形截面杆件取为 r （圆角半径）；焊接工字形或 H 形截面杆件取为焊脚尺寸 h_f 。

2 当被连接杆件截面为箱形或槽形，且其翼缘宽度与连接板件宽度相近时，有效宽度应按式计算（图 12.2.5b）：

$$b_{ef} = 2t_w + 5kt_f \quad (12.2.5-3)$$

3 有效宽度 b_{ef} 尚应满足下式要求：

$$b_{ef} \geq \frac{f_{y,p} b_p}{f_{u,p}} \quad (12.2.5-4)$$

式中： $f_{u,p}$ ——连接板的极限强度；

b_p ——连接板宽度。

4 当节点板不满足式（12.2.5-4）要求时，被连接杆件的翼缘应设置加劲。

5 连接板与翼缘的焊缝应按能传递连接板的抗力 $b_p t_p f_{y,p}$ （假定为均布应力）进行设计。

12.2.6 杆件与节点板的连接焊缝（图 12.2.6）宜采用两面侧焊，也可以三面围焊，对角钢杆件可采用 L 形围焊，所有围焊的转角处必须连续施焊；弦杆与腹杆、腹杆与腹杆之间的间隙不应小于 20mm，相邻角焊缝焊趾间净距不应小于 5mm。

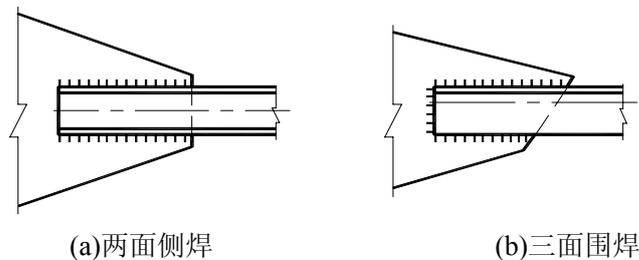


图 12.2.6 杆件与节点板的焊缝连接

12.2.7 节点板厚度一般根据所连接杆件内力的计算确定，但不得小于 6mm。节点板的平面尺寸应适当考虑制作和装配的误差。

12.3 梁柱连接节点

12.3.1 梁柱连接节点可采用栓焊混合连接、栓接连接、焊接连接、端板连接、顶底角钢连接等构造。

12.3.2 梁柱采用刚性或半刚性节点时，节点应进行在弯矩和剪力作用下的强度验算。

12.3.3 当梁柱采用刚性连接时，对应于梁翼缘的柱腹板部位宜设置横向加劲肋，节点域应

符合下列规定：

1 当横向加劲肋厚度不小于梁的翼缘板厚度时，节点域的受剪正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ 不应大于 0.8；对单层和低层轻型建筑， $\bar{\lambda}_s$ 不得大于 1.2。节点域的受剪正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ 应按下式计算：

当 $h_c/h_b \geq 1.0$ 时：

$$\bar{\lambda}_s = \frac{h_b/t_w}{37\sqrt{5.34+4(h_b/h_c)^2}} \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (12.3.3-1)$$

当 $h_c/h_b < 1.0$ 时：

$$\bar{\lambda}_s = \frac{h_b/t_w}{37\sqrt{4+5.34(h_b/h_c)^2}} \frac{1}{\varepsilon_k} \quad (12.3.3-2)$$

式中： h_c 、 h_b ——分别为节点域腹板的宽度和高度。

2 节点域的承载力应满足下式要求：

$$\frac{M_{b1}+M_{b2}}{V_p} \leq \tau_{cr} \quad (12.3.3-3)$$

H 形截面柱

$$V_p = h_{b1}h_{c1}t_w \quad (12.3.3-4)$$

箱形截面柱

$$V_p = 1.8h_{b1}h_{c1}t_w \quad (12.3.3-5)$$

圆管截面柱

$$V_p = (\pi/2)h_{b1}d_c t_c \quad (12.3.3-6)$$

式中： M_{b1} 、 M_{b2} ——分别为节点域两侧梁端弯矩设计值；

V_p ——节点域的体积；

h_{c1} ——柱翼缘中心线之间的宽度和梁腹板高度；

h_{b1} ——梁翼缘中心线之间的高度；

t_w ——柱腹板节点域的厚度；

d_c ——钢管直径线上管壁中心线之间的距离；

t_c ——节点域钢管壁厚；

τ_{cr} ——节点域的抗剪强度。

3 节点域的抗剪承载力 τ_{cr} 应根据节点域受剪正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ 按下列规定取值：

1) 当 $\bar{\lambda}_s \leq 0.6$ 时, $\tau_{cr} = \frac{4}{3} f_v$;

2) 当 $0.6 < \bar{\lambda}_s \leq 0.8$ 时, $\tau_{cr} = \frac{1}{3} (7 - 5\bar{\lambda}_s) f_v$;

3) 当 $0.8 < \bar{\lambda}_s \leq 1.2$ 时, $\tau_{cr} = [1 - 0.75(\bar{\lambda}_s - 0.8)] f_v$;

4) 当轴压比 $\frac{N}{Af} > 0.4$ 时, 应乘以修正系数, 当 $\bar{\lambda}_s \leq 0.8$ 时, 其值为 $\sqrt{1 - \left(\frac{N}{Af}\right)^2}$ 。

4 当节点域厚度不满足公式 (12.3.3-3) 的要求时, 对 H 形截面柱节点域可采用下列补强措施:

- 1) 加厚节点域的柱腹板。腹板加厚的范围应伸出梁的上下翼缘外不小于 150mm。
- 2) 节点域处焊贴补强板加强。补强板与柱加劲肋和翼缘可采用角焊缝连接, 与柱腹板采用塞焊连成整体, 塞焊点之间的距离不应大于较薄焊件厚度的 $21\varepsilon_k$ 倍。
- 3) 设置节点域斜向加劲肋加强。

12.3.4 梁柱刚性节点中当工字形梁翼缘采用焊透的 T 形对接焊缝与 H 形柱的翼缘焊接, 同时对应的柱腹板未设置水平加劲肋时, 柱翼缘和腹板厚度应符合下列规定:

1 在梁的受压翼缘处, 柱腹板厚度 t_w 应同时满足:

$$t_w \geq \frac{A_{fc} f_b}{b_e f_c} \quad (12.3.4-1)$$

$$t_w \geq \frac{h_c}{30} \cdot \frac{1}{\varepsilon_{k,c}} \quad (12.3.4-2)$$

$$b_e = b_{fb} + 5h_y \quad (12.3.4-3)$$

式中: A_{fc} ——梁受压翼缘的截面积;

f_b 、 f_c ——分别为梁和柱钢材抗拉、抗压强度设计值;

b_e ——在垂直于柱翼缘的集中压力作用下, 柱腹板计算高度边缘处压应力的假定分布长度;

h_y ——自柱顶面至腹板计算高度上边缘的距离，对轧制型钢截面取柱翼缘边缘至内弧起点间的距离，对焊接截面取柱翼缘厚度；

b_{fc} ——梁受压翼缘厚度；

h_c ——腹板的宽度；

$\varepsilon_{k,c}$ ——柱的钢号修正系数。

- 2 在梁的受拉翼缘处，柱翼缘板的厚度 t_c 应满足下式要求：

$$t_c \geq 0.4 \sqrt{A_{ft} f_b / f_c} \quad (12.3.4-4)$$

式中： A_{ft} ——梁受拉翼缘的截面积。

12.3.5 采用全焊连接或栓焊混合连接（梁翼缘与柱焊接，腹板与柱高强螺栓连接）的梁柱刚接节点，其构造应符合下列要求：

1 在互相垂直的两个方向均为抗弯框架柱时，宜采用箱形截面；仅在一个方向刚接的抗弯框架柱宜采用 H 型钢。

2 梁柱节点宜采用柱贯通构造，当柱采用冷成型管截面或壁板厚度 $t \leq 20\text{mm}$ 时，梁柱节点宜采用隔板贯通式构造。

3 H 型钢柱腹板对应于梁翼缘部位宜设置横向加劲肋；箱形（钢管）柱对应于梁翼缘的位置，宜设置水平隔板。

4 节点采用隔板贯通式构造时，柱与贯通式隔板应采用全熔透坡口焊缝连接。贯通式隔板挑出长度 l 宜满足 $40\text{mm} \leq l \leq 60\text{mm}$ ；同时隔板宜选用厚度方向钢板并采用拘束度较小的焊接构造与工艺，其厚度不应小于梁翼缘厚度和柱壁板的厚度。

- 5 梁柱节点区柱腹板加劲肋或隔板应满足下列要求：

1) 横向加劲肋的截面尺寸应经计算确定，其厚度不宜小于梁翼缘厚度；其宽度应符合传力、构造和板件宽厚比限值的要求。

2) 横向加劲肋的上翼缘宜与梁翼缘的上翼缘对齐，并以焊透的 T 形对接焊缝与柱翼缘连接。当梁与 H 形截面柱弱轴方向连接，即与腹板垂直相连形成刚接时，横向加劲肋与柱腹板的连接宜采用焊透对接焊缝。

3) 箱形柱中的横向隔板与柱翼缘的连接，宜采用焊透的 T 形对接焊缝，对无法进行电弧焊的焊缝且柱壁板厚度不小于 16mm 时，可采用熔化嘴电渣焊。

4) 当采用斜向加劲肋加强节点域时，加劲肋及其连接应能传递柱腹板所能承担剪力之外的剪力；其截面尺寸应符合传力和板件宽厚比限值的要求。

12.3.6 端板连接的梁柱刚接节点，应符合下列要求：

- 1 端板宜采用外伸式端板。端板的厚度不宜小于螺栓直径或 16mm。
- 2 节点中端板厚度与螺栓直径应由计算决定，计算时宜计入撬力的影响。
- 3 节点区柱腹板对应于梁翼缘部位应设置横向加劲肋，其与柱翼缘围隔成的节点域应

按本规范第 12.3.3 条进行抗剪强度的验算，强度不足时宜设斜加劲肋加强。

12.3.7 采用端板连接的节点，应符合下列要求：

- 1 连接应采用高强度螺栓，螺栓间距应满足本规范表 11.4.2 的规定；
- 2 螺栓应成对称布置，并应满足拧紧螺栓的施工要求。

12.4 铸钢节点

12.4.1 铸钢节点应满足结构受力、铸造工艺、连接构造与施工安装的要求，适用于几何形式复杂、杆件汇交密集、受力集中的部位。铸钢节点与相邻构件可采取焊接、螺纹或销轴等连接方式。

12.4.2 铸钢节点应满足承载力极限状态的要求，节点应力应符合下式要求：

$$\sigma_{zs} \leq \beta_f f \quad (12.4.2-1)$$

$$\sigma_{zs} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (12.4.2-2)$$

式中： σ_{zs} ——折算应力；

σ_1 、 σ_2 、 σ_3 ——计算点处在相邻构件荷载设计值作用下的第一、第二、第三主应力；

β_f ——折算应力的强度设计值增大系数。当各主应力均为压应力时， $\beta_f = 1.2$ ；当

各主应力均为拉应力时， $\beta_f = 1.0$ ，且最大主应力应满足 $\sigma_1 \leq 1.1f$ ；其他

情况时， $\beta_f = 1.1$ 。

12.4.3 铸钢节点可采用有限元法确定其受力状态，并可根据实际情况对其承载力进行试验验证。

12.4.4 焊接结构用铸钢节点的材料应具有良好的可焊性，根据构件母材选用相应的焊条、焊丝与焊剂，并进行相应的焊接工艺评定。

12.4.5 铸钢节点应根据铸件轮廓尺寸、夹角大小与铸造工艺确定最小壁厚、内圆角半径与外圆角半径。铸钢件壁厚不宜大于 150mm，应避免壁厚急剧变化，壁厚变化斜率不宜大于 1/5。内部肋板厚度不宜大于外侧壁厚。

12.4.6 铸造工艺应保证铸钢节点内部组织致密、均匀，铸钢件宜进行正火或调质热处理，

设计文件应注明铸钢件毛皮尺寸的容许偏差。

12.5 预应力索节点

12.5.1 预应力高强拉索的张拉节点应保证节点张拉区有足够的施工空间，便于施工操作，且锚固可靠。预应力索张拉节点与主体结构的连接应考虑超张拉和使用荷载阶段拉索的实际受力大小，确保连接安全。

12.5.2 预应力索锚固节点应采用传力可靠、预应力损失低且施工便利的锚具，尤其应保证锚固区的局部承压强度和刚度，应设置必要的加劲肋、加劲环或加劲构件等加强措施。应对锚固节点区域的主要受力杆件、板域进行应力分析和连接计算，并采取可靠、有效的构造措施。节点区应避免出现焊缝重叠、开孔等易导致严重残余应力和应力集中的情况。

12.5.3 预应力索转折节点宜与主体结构连接，应设置滑槽或孔道供拉索准确定位和改变角度。滑槽或孔道内可采用润滑剂或衬垫等摩擦系数低材料；转折节点沿拉索夹角平分线方向对主体结构施加集中力，应验算该处的局部承压强度和该集中力对主体结构的影响，并采取加强措施。拉索转折节点处于多向应力状态，在设计中应考虑其强度降低。

12.6 支座

12.6.1 梁或桁架支于砌体或混凝土上的平板支座，其底板应有足够面积将支座压力传给砌体或混凝土，厚度应根据支座反力对底板产生的弯矩进行计算。底板厚度不宜小于 12mm。

梁的端部支承加劲肋的下端，按端面承压强度设计值进行计算时，应刨平顶紧，其中边缘加劲板的伸出长度不得大于其厚度的 2 倍，并宜采取限位措施。

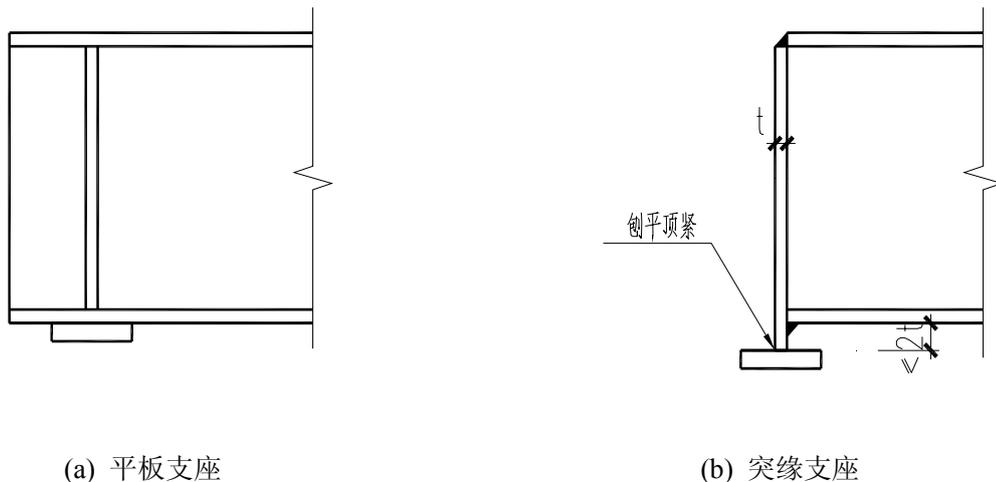


图 12.6.1

12.6.2 弧形支座节点（图 12.6.3）中的圆柱形弧面支座板与平板为线接触，其支座反力 R

应满足下式要求：

$$R \leq 40dlf^2 / E \quad (12.6.2)$$

式中： d ——弧形表面接触点曲率半径 r 的 2 倍；

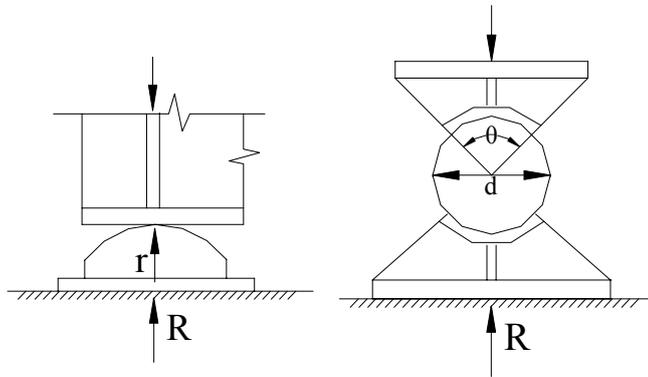
l ——弧形表面或滚轴与平板的接触长度。

12.6.3 铰轴支座节点（图 12.6.3）中，当两相同半径的圆柱形弧面自由接触面的中心角 $\theta \geq 90^\circ$ 时，其圆柱形枢轴的承压应力应按下列公式计算：

$$\sigma = \frac{2R}{dl} \leq f \quad (12.6.3)$$

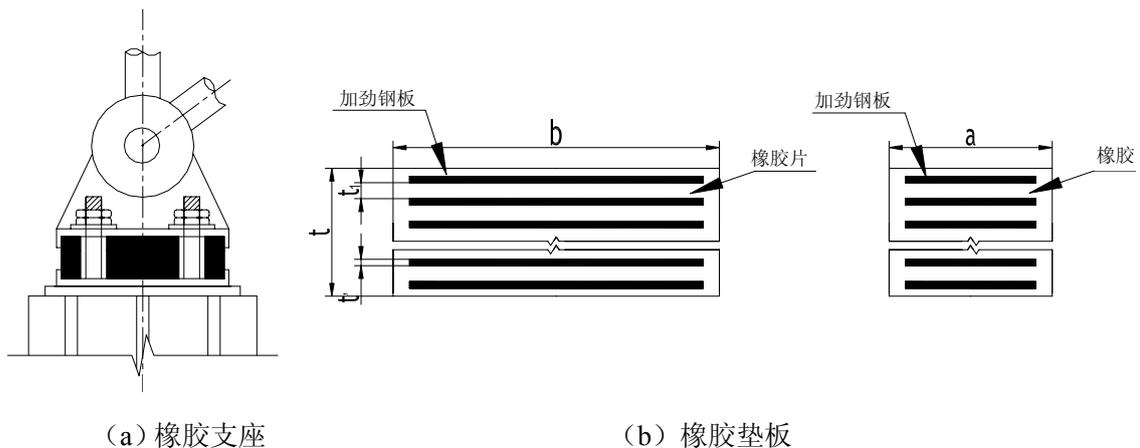
式中： d ——枢轴直径；

l ——枢轴纵向接触面长度。



12.6.2 弧形支座示意图 图 12.6.3 铰轴式支座示意图

12.6.4 橡胶支座适用于支座反力较大、同时允许有一定水平位移与较小转角的结构。板式橡胶支座（图 12.6.4）设计应符合下列规定：



(a) 橡胶支座

(b) 橡胶垫板

图 12.6.4 板式橡胶支座

- 1 板式橡胶支座的底面面积，可根据承压条件确定；
- 2 橡胶层总厚度应根据橡胶剪切变形条件确定；

- 3 在水平力作用下，板式橡胶支座应满足稳定性和抗滑移要求；
- 4 支座锚栓按构造设置时数量宜为 2~4 个，直径不小于 20mm。对于受拉锚栓，其直径应按计算确定，并应设置双螺母防止松动；
- 5 板式橡胶支座应采取防老化措施，并应考虑长期使用后因橡胶老化进行更换的可能性；
- 6 板式橡胶支座与基座钢板间宜采用强力胶结剂粘结固定，必要时可增设限位措施。

12.6.5 对于受力复杂或大跨度结构，为适应支座处转角、位移、上拔力及水平力的需要，宜采用球形支座。球形支座应根据使用条件采用固定、单向滑动或双向滑动等形式。

球形支座上盖板、球芯、底座和箱体均采用铸钢加工制作，滑动面应采用相应的润滑措施、支座整体应采用防尘及防锈措施。

12.7 柱脚

12.7.1 多高层结构框架柱的柱脚宜采用埋入式柱脚，可采用插入式柱脚及外包式柱脚；多层结构框架柱的柱脚尚可采用外露式柱脚；单层厂房柱刚接柱脚宜采用插入式柱脚，也可采用外露式柱脚，铰接柱脚宜采用外露式柱脚。

12.7.2 外包式、埋入式及插入式柱脚，钢柱与混凝土接触的范围内不得涂刷油漆；柱脚安装时，应将钢柱表面的泥土、油污、铁锈和焊渣等用砂轮清刷干净。

12.7.3 轴心受压柱或压弯柱的端部为铰平端时，柱身的最大压力应直接由铰平端传递，其连接焊缝或螺栓应按最大压力的 15%或最大剪力中的较大值进行抗剪计算；当压弯柱出现受拉区时，该区的连接尚应按最大拉力计算。

(I) 外露式柱脚

12.7.4 柱脚锚栓不宜用以承受柱脚底部的水平反力，此水平反力由底板与混凝土基础间的摩擦力（摩擦系数可取 0.4）或设置抗剪键承受。

12.7.5 柱脚底板尺寸和厚度应根据柱端弯矩、轴心力、底板的支承条件和底板下混凝土的反力以及柱脚构造确定。外露式柱脚的锚栓有效截面积，应考虑使用环境由计算确定。

12.7.6 柱脚锚栓埋置在基础中的深度，应使锚栓的拉力通过其与混凝土之间的粘结力传递。埋置深度受到限制时，则锚栓应牢固地固定在锚板或锚梁上。当锚栓在混凝土基础中的锚固较长时，宜在锚栓端部设置锚板。

(II) 外包式柱脚

12.7.7 外包式柱脚（图 12.7.7）的计算与构造应符合下列规定：

1 外包式柱脚底板应位于基础梁或楼板的混凝土保护层内；外包混凝土厚度，对 H 形截面柱不宜小于 160mm，对矩形管或圆管柱不宜小于 180mm，同时不宜小于钢柱截面高度的 0.3 倍；混凝土强度等级不宜低于 C30；柱脚混凝土外包高度，H 形截面柱不宜小于柱截面高度的 2.5 倍，矩形管柱或圆管柱宜为柱截面高度或圆管直径的 3 倍；当没有地下室时，外包宽度和高度宜增大 20%；当仅有一层地下室时，外包宽度宜增大 10%。

2 柱脚底板尺寸和厚度应按结构安装阶段荷载作用下轴心力、底板的支承条件计算确定，其厚度不宜小于 20mm。

3 柱脚锚栓应按构造要求设置，直径不宜小于 20mm，锚固长度不宜小于其直径的 20 倍。

4 柱在外包混凝土的顶部箍筋处应设置水平加劲肋或横隔板，其宽厚比应符合本规范 6.4 节的相关规定。

5 当框架柱为圆管或矩形管时，应在管内浇灌混凝土，强度等级应不小于基础混凝土。浇灌高度应高于外包混凝土，且不小于圆管直径或矩形管的长边。

6 外包钢筋混凝土的抗弯和抗剪承载力验算及受拉钢筋和箍筋的构造要求应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定，主筋伸入基础内的长度不应小于 25 倍直径，四角主筋两端应加弯钩，下弯长度不应小于 150mm，下弯段宜与钢柱焊接，顶部箍筋应加强加密。

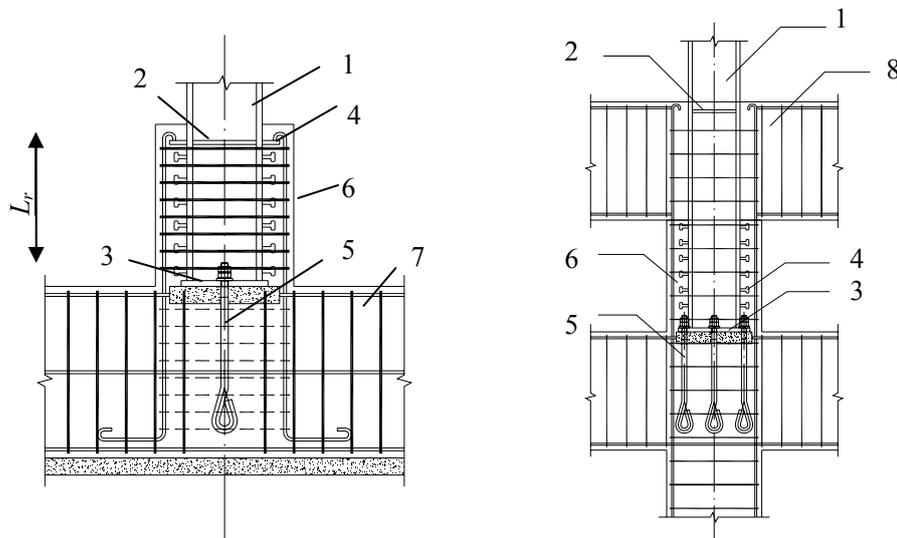


图 12.7.7 外包式柱脚

1—钢柱；2—水平加劲肋；3—柱底板；4—栓钉；5—锚栓

6—外包混凝土；7—基础梁；8—顶层钢筋混凝土梁

12.7.8 柱脚在外包混凝土部分宜设栓钉，直径不宜小于 19mm，长度不应小于杆径的 4 倍，竖向间距应大于杆径的 6 倍且小于 200mm，横向间距不应小于杆径的 4 倍。在柱弯矩作用平面内，一侧翼缘上栓钉数目可按下式计算：

$$n \geq \left(\frac{M}{h_c} + \frac{1}{14} N \right) / N_v^c \quad (12.7.8)$$

式中： N ——外包混凝土顶部箍筋处柱的轴心力设计值；

M ——外包混凝土顶部箍筋处柱的弯矩设计值；

h_c ——钢柱截面高度；

N_v^c ——一个圆头栓钉受剪承载力设计值，按本规范 14.3 节的相关规定计算。

圆形管柱的栓钉可按构造设置。

(III) 埋入式柱脚

12.7.9 埋入式柱脚应符合下列规定：

1 柱埋入部分四周设置的主筋、箍筋应根据柱脚底部弯矩和剪力按国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB50010 计算确定，并应符合相关的构造要求。柱翼缘或管柱外边缘混凝土保护层厚度（图 12.7.9），边列柱的翼缘或管柱外边缘至基础梁端部的距离应不小于 400mm，中间柱翼缘或管柱外边缘至基础梁梁边相交线的距离应不小于 250mm；基础梁梁边相交线的夹角应做成钝角，其坡度应不大于 1:4 的斜角；在基础护阀板的边部，应配置水平 U 形箍筋抵抗柱的水平冲切；

2 柱脚端部及底板、锚栓、水平加劲肋或横隔板的构造要求应符合本规范第 12.7.7 条的有关规定；

3 圆形和矩形管柱应在管内浇灌混凝土，强度等级应大于基础混凝土，在基础面以上的浇灌高度应大于圆管直径或矩形管长边的 1.5 倍；

4 对于有拔力的柱，宜在柱埋入混凝土部分设置栓钉、栓钉数量和布置应符合本规范第 12.7.8 条的规定。

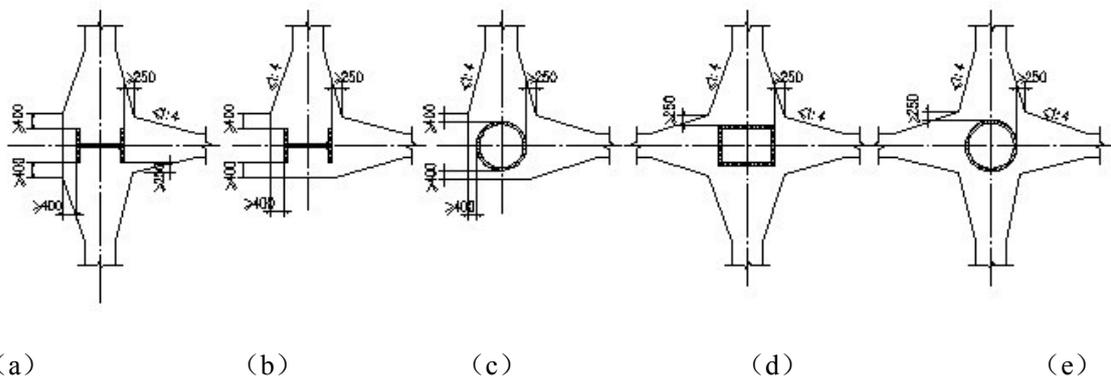


图 12.7.9 柱翼缘或管柱外边缘混凝土保护层厚度

12.7.10 埋入式柱脚埋入钢筋混凝土的深度 d 应符合下列公式的要求与表 12.7.11 的规定：

H 形、箱形截面柱

$$\frac{V}{b_f d} + \frac{6(M + 0.5Vd)}{b_f d^2} \leq f_c \quad (12.7.10-1)$$

圆管柱：

$$\frac{V}{d_c d} + \frac{6(M + 0.5Vd)}{d_c d^2} \leq 0.8f_c \quad (12.7.10-2)$$

式中： M 、 V ——柱脚底部的弯矩和剪力；

d ——柱脚埋深；

b_f ——柱翼缘宽度；

d_c ——钢管外径。

(IV) 插入式柱脚

12.7.11 插入式柱脚插入混凝土基础杯口的深度应符合表 12.7.11 的规定，实腹截面柱柱脚应根据本规范第 12.7.10 条的规定计算，双肢格构柱柱脚应根据下列公式计算：

$$d \geq \frac{N}{f_t \cdot S} \quad (12.7.11-1)$$

$$S = \pi (d_c + 100) \quad (12.7.11-2)$$

式中： N ——柱肢轴向拉力设计值；

f_t ——杯口内二次浇灌层细石混凝土抗拉强度设计值。

S ——柱肢外轮廓线的周长；对圆管柱可按式 (12.7.11-2) 计算。

表 12.7.11 钢柱插入杯口的最小深度

柱截面形式	实腹柱	双肢格构柱（单杯口或双杯口）
最小插入深度 d_{\min}	$1.5 h_c$ 或 $1.5 d_c$	$0.5 h_c$ 和 $1.5 b_c$ （或 d_c ）的较大值

注：1 h_c 为实腹工字形柱或矩形管柱的截面高度（长边尺寸）； b_c 为柱截面宽度； d_c 为圆管柱的外径；

2 格构柱的 h_c 为两肢垂直于虚轴方向最外边的距离， b_c 为沿虚轴方向的柱肢宽度；

3 双肢格构柱柱脚插入混凝土基础杯口的最小深度不宜小于 500mm，亦不宜小于吊装时柱长度的 $\frac{1}{20}$ 。

12.7.12 插入式柱脚设计应符合下列规定：

1 H 形钢实腹柱宜设柱底板；钢管柱应设柱底板。柱底至基础杯口底的距离不应小于 50mm，当有柱底板时，可采用 150mm，柱底板应设排气孔或浇注孔。应设置临时调整措施；

2 实腹柱、双肢格构柱杯口基础底板应验算柱吊装时局部受压和冲切承载力；

3 杯口基础的杯壁应根据柱底部内力设计值作用于基础顶面配置钢筋，杯壁厚度应不小于《建筑地基基础设计规范》GB50007 的有关规定。

13 钢管连接节点

13.1 一般规定

13.1.1 本章规定适用于钢管桁架、拱架、塔架等结构中的钢管间连接节点，以及钢管与非钢管的连接节点。

13.1.2 非加劲的直接焊接节点，钢管管材的屈服比不宜大于 0.8；与受拉构件焊接连接的钢管，当管壁厚度大于 25mm 且沿厚度方向受较大拉应力作用时，应采取措施防止层状撕裂。

13.1.3 采用无加劲直接焊接节点的钢管桁架，如节点偏心不超过式 (13.2.1) 限制时，在计算节点和受拉主管承载力时，可忽略因偏心引起的弯矩的影响，但受压主管应考虑此偏心弯矩 $M=\Delta N \times e$ (ΔN 为节点两侧主管轴力之差值， e 为偏心矩) 的影响。

式中 e — 偏心距，符号如图 13.1.3 所示；

d — 圆主管外径；

h — 连接平面内的矩形主管截面高度。

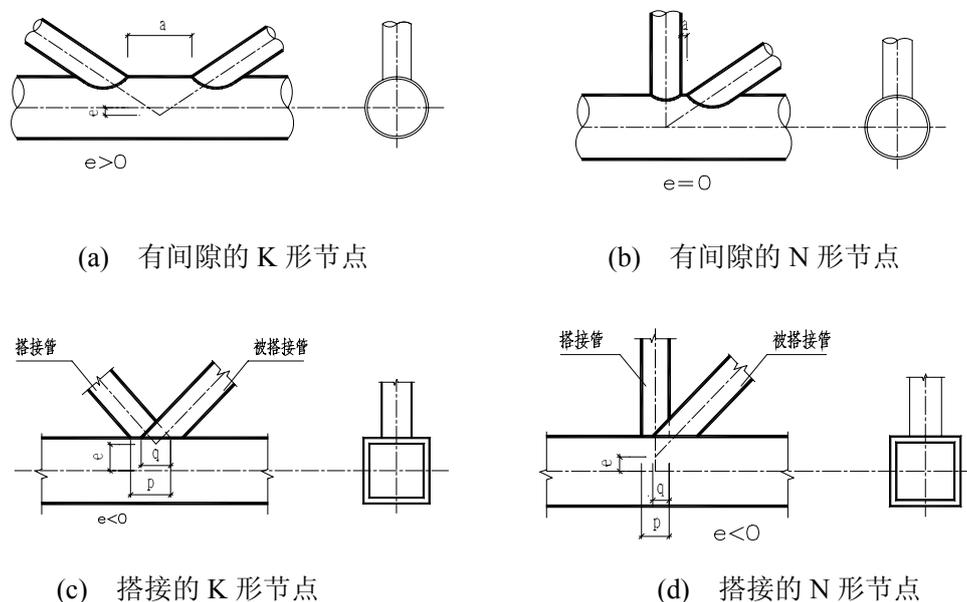


图 13.1.3 K 形和 N 形管节点的偏心和间隙

13.1.4 无加劲钢管直接焊接节点的支管宜符合本规范第 5.1.4 条的要求采用铰接假定，不符合时，其刚度判别应符合附录 H 的规定，无斜腹杆的空腹桁架的节点应符合刚接假定。

13.2 构造要求

13.2.1 钢管直接焊接节点的构造应符合下列要求:

1 主管的外部尺寸不应小于支管的外部尺寸,主管的壁厚不应小于支管的壁厚,在支管与主管的连接处不得将支管插入主管内;

2 主管与支管或支管轴线间的夹角不宜小于 30° ;

3 支管与主管的连接节点处,应尽可能避免偏心;偏心不可避免时,宜使偏心不超过式(13.2.1)的限制

$$-0.55 \leq e/d \text{ (或 } e/h) \leq 0.25 \quad (13.2.1)$$

式中: e ——偏心距,符号如图 13.2.1 所示;

d ——圆管主管外径;

h ——连接平面内的方(矩)形管主管截面高度。

4 支管端部应使用自动切管机切割,支管壁厚小于 6mm 时可不切坡口;

5 支管与主管的连接焊缝,除支管搭接符合 14.2.2 条规定外,应沿全周连续焊接并平滑过渡;焊缝型式可沿全周采用角焊缝,或部分采用对接焊缝,部分采用角焊缝,其中支管管壁与主管管壁之间的夹角大于或等于 120° 的区域宜采用对接焊缝或带坡口的角焊缝,角焊缝的焊脚尺寸不宜大于支管壁厚的 2 倍;

6 在主管表面焊接的相邻支管的间隙 a 应不小于两支管壁厚之和(图 13.2.1a, c)。

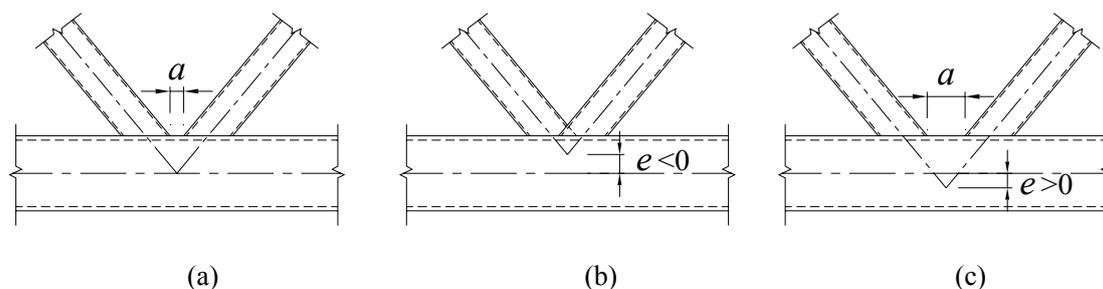


图 13.2.1 相邻支管的偏心和间隙

13.2.2 支管搭接型的直接焊接节点的构造尚应符合下列要求:

1 支管搭接的平面 K 形或 N 形节点(图 13.2.2a, b),其搭接率 $O_v = q/p \times 100\%$ 应满足 $25\% \leq O_v \leq 100\%$,且应确保在搭接的支管之间的连接焊缝能可靠地传递内力;

2 当互相搭接的支管外部尺寸不同时,外部尺寸较小者应搭接在尺寸较大者上;当支管壁厚不同时,较小壁厚者应搭接在较大壁厚者上;承受轴心压力的支管宜在下方。

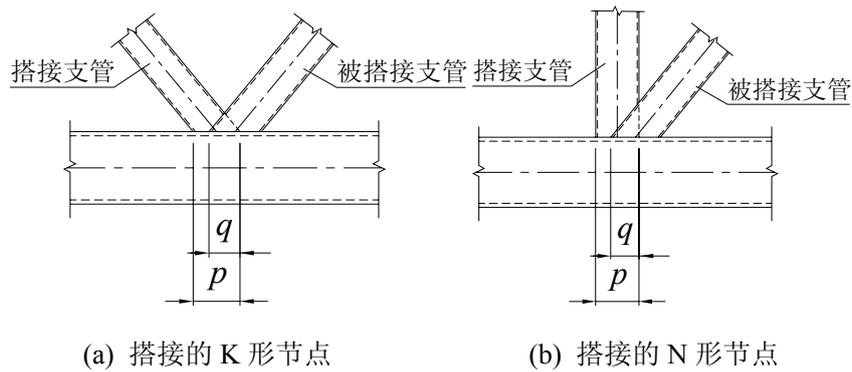


图 13.2.2 支管搭接的构造

13.2.3 非加劲直接焊接方式不能满足承载力要求时,可按下列规定在主管内设置横向加劲板:

1 支管以承受轴力为主时,可在主管内设 1 道或 2 道加劲板(图 13.2.3-1a, b);节点需满足抗弯连接要求时,应设 2 道加劲板;加劲板中面宜垂直主管轴线,设置 1 道加劲板时,加劲板位置宜在支管与主管相贯面的鞍点处,设置 2 道加劲板时,加劲板宜设置在距相贯面冠点 $0.1d_1$ 附近(图 13.2.3b), d_1 为支管外径;主管为方管时,加劲肋宜设置 2 块(图 13.2.3-2)。

2 加劲板厚度不得小于支管壁厚,也不宜小于主管壁厚的 $2/3$ 和主管内径的 $1/40$;加劲板中央开孔时,环板宽度与板厚的比值不宜大于 $15\epsilon_k$, ϵ_k 为钢号修正系数;

3 加劲板宜采用部分熔透焊缝焊接,主管为方管的加劲板靠支管一边与两侧边宜采用部分熔透焊接,与支管连接反向一边可不焊接。;

4 当主管直径较小,加劲板的焊接必须断开主管钢管时,主管的拼接焊缝宜设置在距支管相贯焊缝最外侧冠点 80mm 以外处(图 13.2.3-1c)。

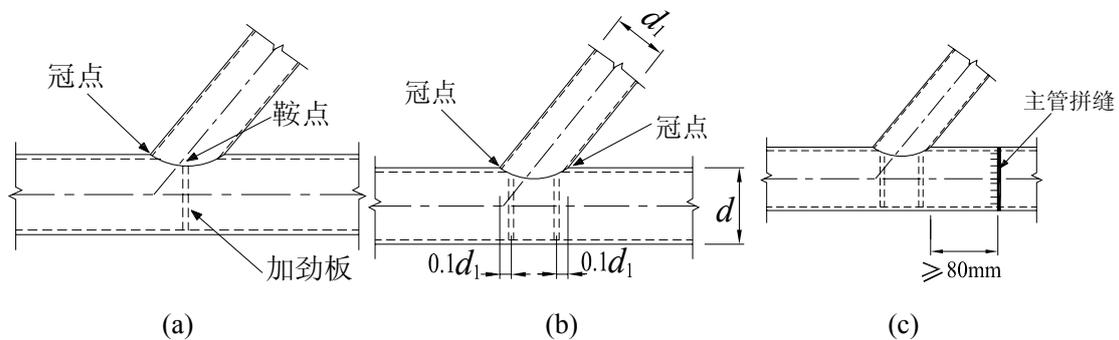


图 13.2.3-1 支管为圆管时横向加劲板的位置

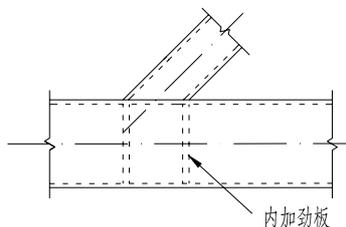


图 13.2.4-2 支管为方管或矩形管时内加劲板的位置

13.2.4 钢管直接焊接节点可采用主管表面贴加强板的方法加强。

1 主管为圆管时，加强板宜包覆主管半圆（图 13.2.4a），长度方向两侧均应超过支管最外侧焊缝 50mm 以上，但不宜超过支管直径的 2/3，加强板厚度不宜小于 4mm；

2 主管为方（矩）形管且在与支管相连表面设置加强板（图 13.2.4b）时，加强板长度 l_p 可按式确定：

对 T、Y 和 X 形节点：

$$l_p \geq \frac{h_1}{\sin \theta_1} + \sqrt{b_p(b_p - b_1)} \quad (13.2.4-1)$$

对 K 形间隙节点：

$$l_p \geq 1.5 \left(\frac{h_1}{\sin \theta_1} + a + \frac{h_2}{\sin \theta_2} \right) \quad (13.2.4-2)$$

式中： l_p 、 b_p ——加强板的长度和宽度；

h_1 、 h_2 ——支管 1、2 的截面高度；

b_1 ——支管 1 的截面宽度；

θ_1 、 θ_2 ——支管 1、2 轴线和主管轴线的夹角；

a ——两支管在主管表面的距离。

加强板宽度 b_p 宜接近主管宽度，并预留适当的焊缝位置，加强板厚度不宜小于支管最大厚度的 2 倍；

3 主管为方（矩）形管且在与主管两侧表面设置加强板（图 13.2.4c）时，加强板长度 l_p 可按式确定：

对 T 和 Y 形节点：

$$l_p \geq \frac{1.5h_1}{\sin \theta_1} \quad (13.2.4-3)$$

对 K 形间隙节点： 按式（13.2.4-2）确定；

4 加强板与主管应采用四周围焊。对 K、N 形节点焊缝有效高度应不小于腹杆壁厚。

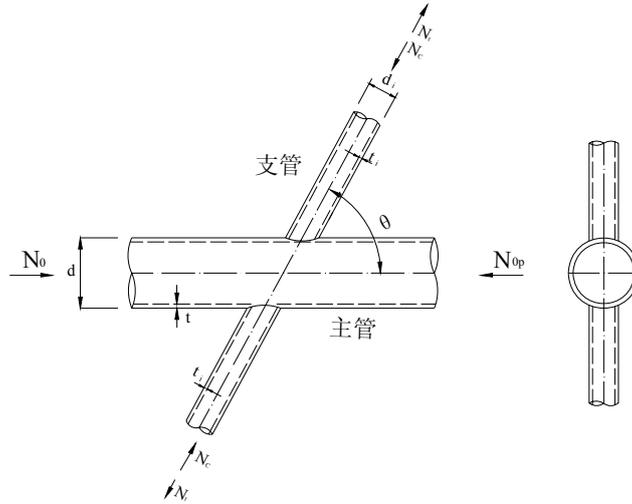


图 13.3.2-1 X形节点

1) 受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{cX}^{pj} 应按下列式计算:

$$N_{cX}^{pj} = \frac{5.45}{(1-0.81\beta)\sin\theta} \psi_n t^2 f \quad (13.3.2-1)$$

$$\psi_n = 1 - 0.3 \frac{\sigma}{f_y} - 0.3 \left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2 \quad (13.3.2-2)$$

式中: ψ_n ——参数, 当节点两侧或者一侧主管受拉时, 取 $\psi_n = 1$, 其余情况按式(13.3.2-2)计算;

f ——主管钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值;

f_y ——主管钢材的屈服强度;

σ ——节点两侧主管轴心压应力的较小绝对值。

2) 受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{tX}^{pj} 应按下列式计算:

$$N_{tX}^{pj} = 0.78 \left(\frac{d}{t}\right)^{0.2} N_{cX}^{pj} \quad (13.3.2-3)$$

2 平面 T 形 (或 Y 形) 节点 (图 13.3.2-2 和图 13.3.2-3):

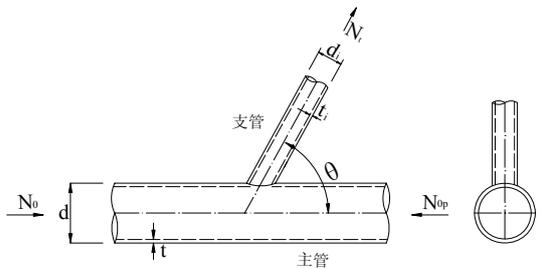


图 13.3.2-2 T形 (或 Y形) 受拉节点

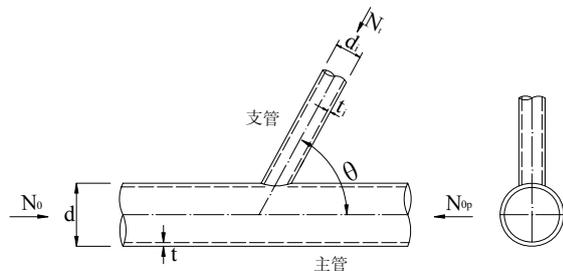


图 13.3.2-3 T形 (或 Y形) 受压节点

1) 受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{cT}^{pj} 应按下列式计算:

$$N_{cT}^{pj} = \frac{11.51}{\sin \theta} \left(\frac{d}{t}\right)^{0.2} \psi_n \psi_d t^2 f \quad (13.3.2-4a)$$

当 $\beta \leq 0.7$ 时:

$$\psi_d = 0.069 + 0.93\beta \quad (13.3.2-4b)$$

当 $\beta > 0.7$ 时:

$$\psi_d = 2\beta - 0.68 \quad (13.3.2-4c)$$

2) 受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{tT}^{pj} 应按下列式计算:

当 $\beta \leq 0.6$ 时:

$$N_{tT}^{pj} = 1.4N_{cT}^{pj} \quad (13.3.2-5)$$

当 $\beta > 0.6$ 时:

$$N_{tT}^{pj} = (2 - \beta)N_{cT}^{pj} \quad (13.3.2-6)$$

3 平面 K 形间隙节点 (图 13.3.2-4):

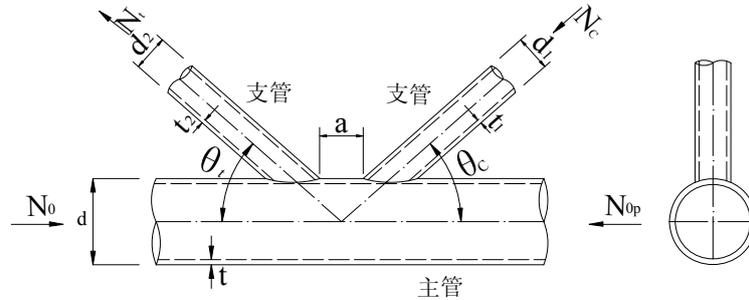


图 13.3.2-4 平面 K 形间隙节点

1) 受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{cK}^{pj} 应按下列式计算:

$$N_{cK}^{pj} = \frac{11.51}{\sin \theta_c} \left(\frac{d}{t}\right)^{0.2} \psi_n \psi_d \psi_a t^2 f \quad (13.3.2-7)$$

$$\psi_a = 1 + \left(\frac{2.19}{1 + 7.5 \frac{a}{d}} \right) \left(1 - \frac{20.1}{6.6 + \frac{d}{t}} \right) (1 - 0.77\beta) \quad (13.3.2-8)$$

式中： θ_c ——受压支管轴线与主管轴线的夹角；

ψ_a ——参数，按式(13.3.2-8)计算；

ψ_d ——参数，按式(13.3.2-4b)或(13.3.2-4c)计算；

a ——两支管之间的间隙。

2) 受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{tk}^{pj} 应按下式计算：

$$N_{tk}^{pj} = \frac{\sin \theta_c}{\sin \theta_t} N_{ck}^{pj} \quad (13.3.2-9)$$

式中： θ_t ——受拉支管轴线与主管轴线的夹角。

4 平面 K 形搭接节点 (图 13.3.2-5)：

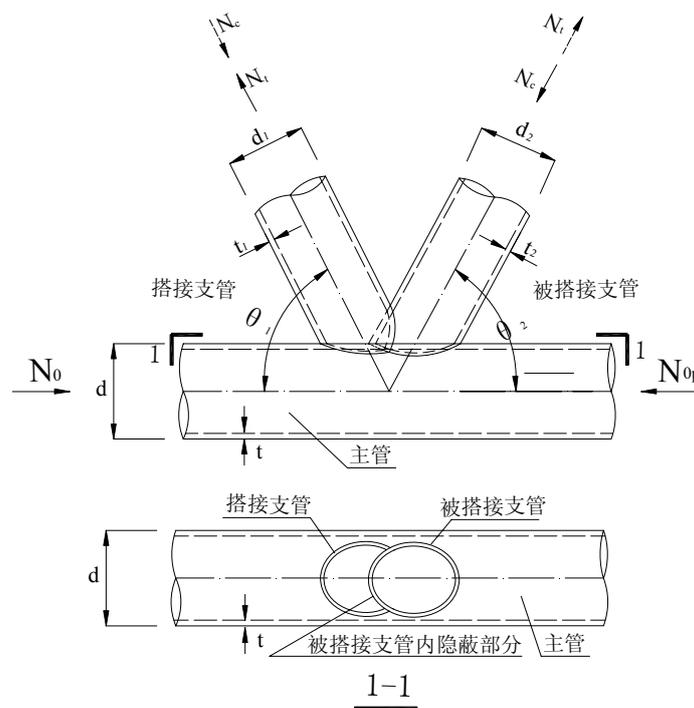


图 13.3.2-5 平面 K 形搭接节点

支管在管节点处的承载力设计值应按下列公式计算：

受压支管

$$N_{ck}^{pj} = \left(\frac{29.0}{\psi_o + 25.2} - 0.074 \right) A_i f_i \quad (13.3.2-10)$$

$$\psi_o = \beta^{0v} \gamma \tau^{0.8-0v} \quad (13.3.2-11)$$

受拉支管

$$N_{tk}^{pj} = \left(\frac{29.0}{\psi_o + 25.2} - 0.074 \right) A_i f_i \quad (13.3.2-12)$$

式中： ψ_o ——参数；

A_i ——支管的截面面积；

f_i ——支管钢材的强度设计值；

N_{ck}^{pj} ——受压支管在管节点处的承载力设计值；

N_{tk}^{pj} ——受拉支管在管节点处的承载力设计值。

5 平面 DY 形节点 (图 13.3.2-6)：

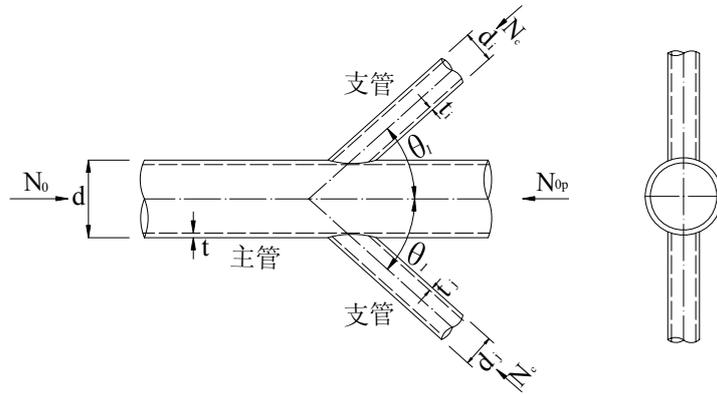


图 13.3.2-6 平面 DY 形节点

两受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{cYY}^{pj} 应按下列公式计算：

$$N_{cYY}^{pj} = N_{cX}^{pj} \quad (13.3.2-13)$$

式中： N_{cX}^{pj} ——X 形节点中受压支管极限承载力设计值。

6 平面 DK 形节点：

1) 荷载正对称节点 (图 13.3.2-7)：

四支管同时受压时，支管在管节点处的承载力应按下列公式验算：

$$N_1 \sin \theta_1 + N_2 \sin \theta_2 \leq N_{cXi}^{pj} \sin \theta_1 \quad (13.3.2-14a)$$

$$N_{cXi}^{pj} \sin \theta_1 = \text{MAX} (N_{cX1}^{pj} \sin \theta_1, N_{cX2}^{pj} \sin \theta_2) \quad (13.3.2-14b)$$

四支管同时受拉时，支管在管节点处的承载力应按下列公式验算：

$$N_1 \sin \theta_1 + N_2 \sin \theta_2 \leq N_{tXi}^{pj} \sin \theta_1 \quad (13.3.2-15a)$$

$$N_{tXi}^{pj} \sin \theta_1 = \text{MAX} (N_{tX1}^{pj} \sin \theta_1, N_{tX2}^{pj} \sin \theta_2) \quad (13.3.2-15b)$$

式中： N_{cX1}^{pj} 、 N_{cX2}^{pj} ——X 形节点中支管受压时节点承载力设计值；

N_{tX1}^{pj} 、 N_{tX2}^{pj} ——X形节点中支管受拉时节点承载力设计值。

2) 荷载反对称节点 (图 13.3.2-8):

$$N_1 \leq N_{cK}^{pj} \quad (13.3.2-16)$$

式中: N_{cK}^{pj} ——平面 K 形节点中受压支管承载力设计值。

$$N_2 \leq N_{tK}^{pj} \quad (13.3.2-17)$$

式中: N_{tK}^{pj} ——平面 K 形节点中受拉支管承载力设计值。

对于间隙节点, 还需补充验算截面 1-1 的塑性剪切承载力:

$$\left(\frac{\sum N_i \sin \theta_i}{V_{pl}}\right)^2 + \left(\frac{N_{0,gap}}{N_{pl}}\right)^2 \leq 1 \quad (13.3.2-18)$$

$$V_{pl} = \frac{2}{\pi} A f_v \quad (13.3.2-19)$$

$$N_{pl} = \pi(d-t)tf \quad (13.3.2-20)$$

$$N_{0,gap} = N_1 \cos \theta_1 - N_2 \cos \theta_2 + N_{0p} \quad (13.3.2-21)$$

式中: V_{pl} ——主管剪切承载力;

A ——主管截面面积;

f_v ——主管钢材抗剪强度设计值;

N_{pl} ——主管轴向承载力;

$N_{0,gap}$ ——间隙处主管轴力;

N_{0p} ——主管预加轴压力。当节点两侧或者一侧主管受拉时, 取为 0。

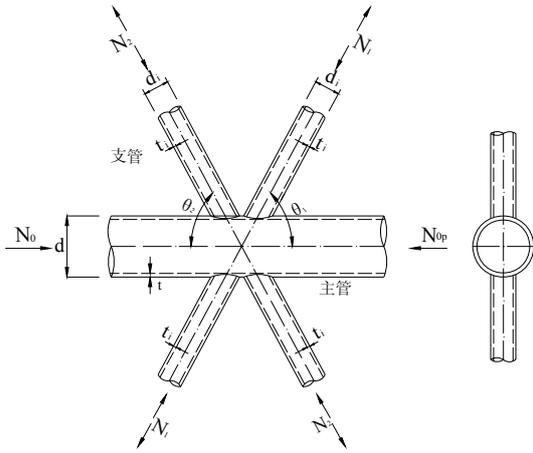


图 13.3.2-7 荷载正对称平面 DK 形节点

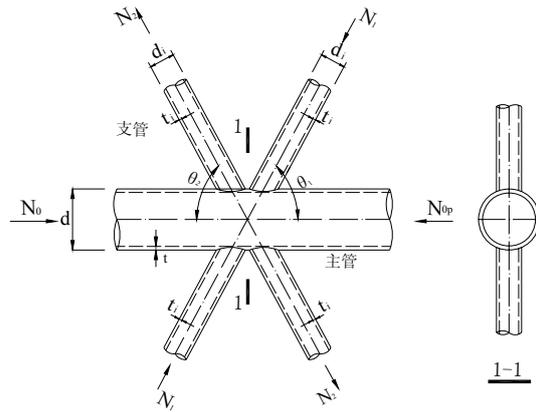
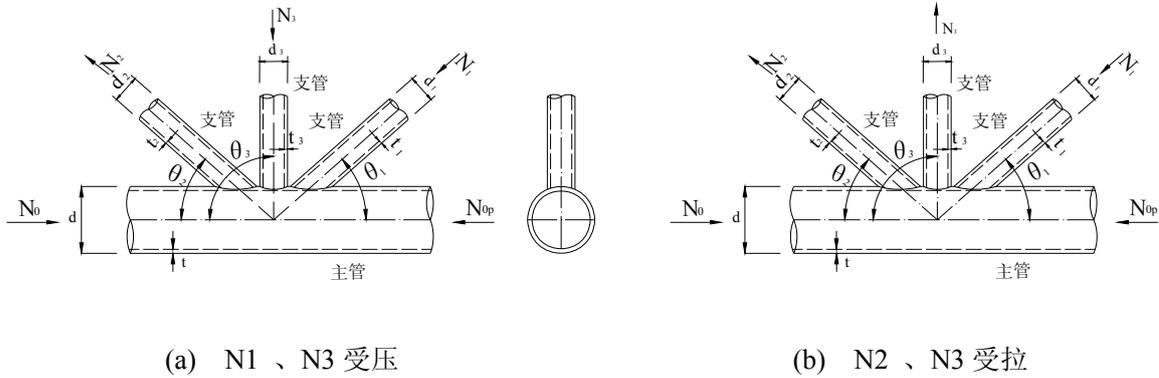


图 13.3.2-8 荷载反对称平面 DK 形节点

7 平面 KT 形 (图 13.3.2-9):



(a) N1、N3 受压

(b) N2、N3 受拉

图 13.3.2-9 平面 KT 形节点

对有间隙的 KT 形节点, 当竖杆不受力, 可按没有竖杆的 K 形节点计算, 其间隙值 a 取为两斜杆的趾间距; 当竖杆受压力时, 按下式计算:

$$N_1 \cdot \sin \theta_1 + N_3 \cdot \sin \theta_3 \leq N_{lcK}^{pj} \cdot \sin \theta_1 \quad (13.3.2-22)$$

$$N_2 \cdot \sin \theta_2 \leq N_{lcK}^{pj} \cdot \sin \theta_1 \quad (13.3.2-23)$$

当竖杆受拉力时, 尚应按下式计算:

$$N_1 \leq N_{lcK}^{pj} \quad (13.3.2-24)$$

式中: N_{lcK}^{pj} ——K 形节点支管承载力设计值, 由式(13.3.2-6)计算, 公式中用 $\frac{d_1 + d_2 + d_3}{3d}$ 代

替 $\frac{d_1}{d}$;

a ——受压管支管与受拉支管在主管表面的间隙。

8 T、Y、X 形和有间隙的 K、N 形、平面 KT 形节点的冲剪验算, 支管在节点处的

冲剪承载力设计值 N_{si}^{pj} 应按照下式进行补充验算：

$$N_{si}^{pj} = \pi \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \sin^2 \theta_1} t d_i f_v \quad (13.3.2-25)$$

13.3.3 非加劲直接焊接的空间节点，当支管按仅承受轴力的构件设计时，空间节点的承载力设计值应按下列规定计算，支管在节点处的承载力设计值不得小于其轴心力设计值。

1 空间 TT 形节点（图 13.3.3-1）：

1) 受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{cTT}^{pj} 应按下式计算：

$$N_{cTT}^{pj} = \psi_g N_{cT}^{pj} \quad (13.3.3-1)$$

$$\psi_g = 1.28 - 0.64 \frac{g}{d} \leq 1.1 \quad (13.3.3-2)$$

式中： g ——两支管的横向间隙。

2) 受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{tTT}^{pj} 应按下式计算：

$$N_{tTT}^{pj} = N_{cTT}^{pj} \quad (13.3.3-3)$$

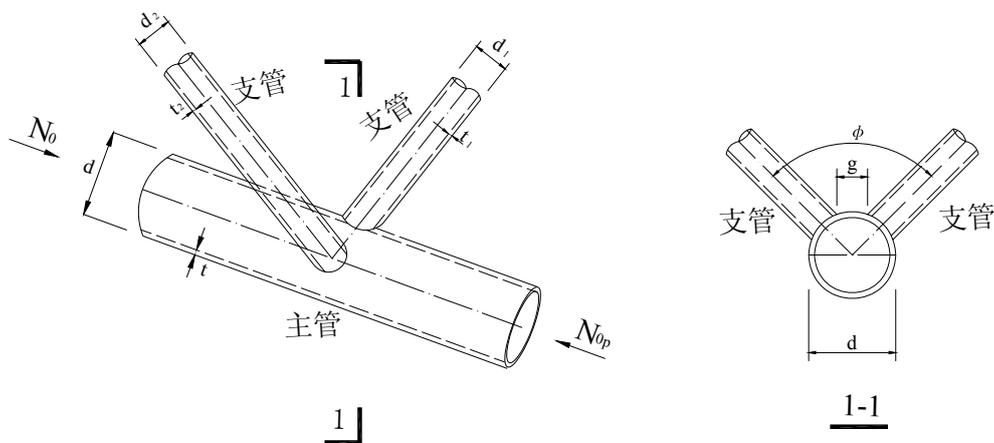


图 13.3.3-1 空间 TT 形节点

2 空间 KK 形节点（图 13.3.3-2）：

受压或受拉支管在空间管节点处的承载力设计值 N_{cKK}^{pj} 或 N_{tKK}^{pj} 应分别按平面 K 形节点

相应支管承载力设计值 N_{cK}^{pj} 或 N_{tK}^{pj} 乘以空间调整系数 μ_{KK} 计算。

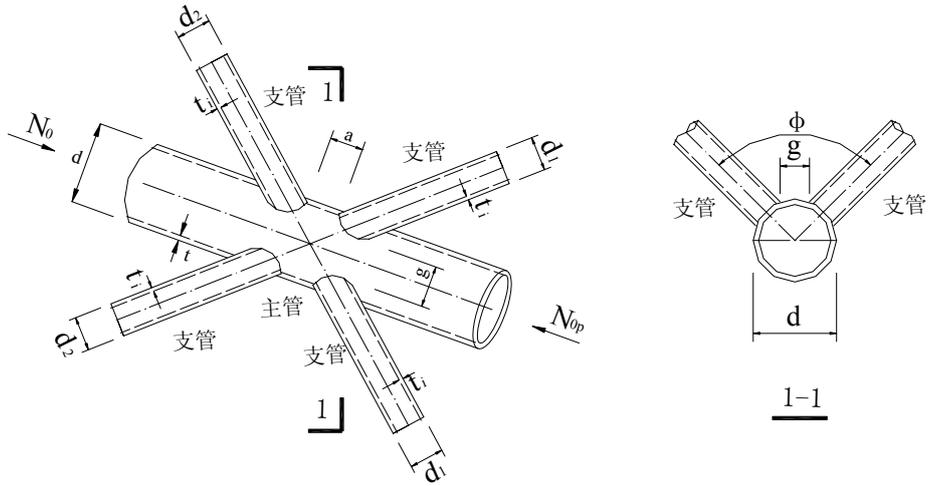


图 13.3.3-2 空间 KK 形节点

当支管为非全搭接型时:

$$\mu_{kk} = 0.9 \quad (13.3.3-4a)$$

当支管为全搭接型时:

$$\mu_{kk} = 0.74\gamma^{0.1}\exp(0.6\zeta_t) \quad (13.3.3-4b)$$

$$\zeta_t = \frac{g}{d} \quad (13.3.3-5)$$

式中: ζ_t ——参数;

g ——平面外两支管的搭接长度。

3 空间 KT 形圆管节点(图 13.3.3-3):

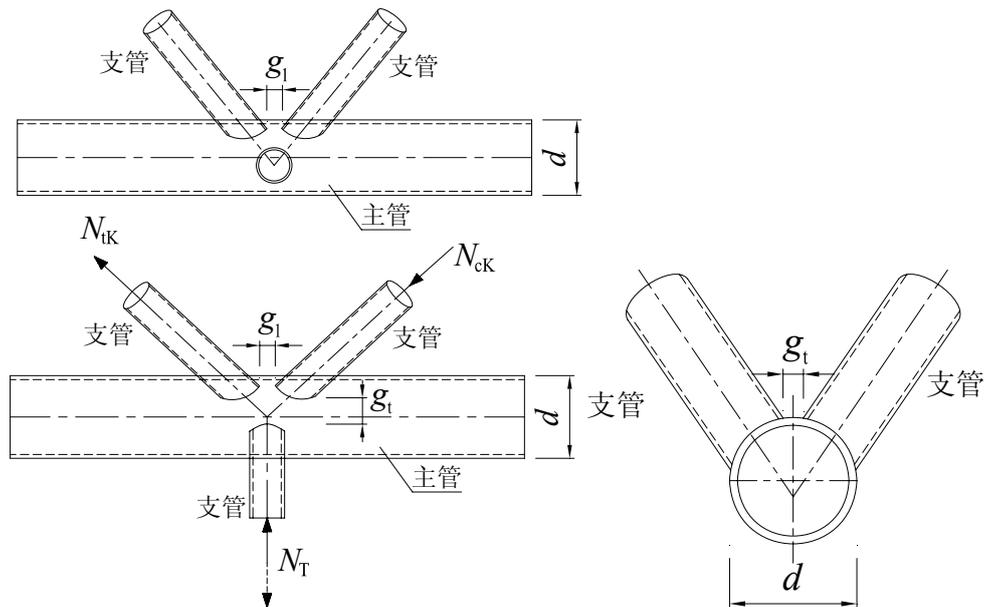


图 13.3.3-3 空间 KT 形节点

1) K形受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{KTcK}^{pj} 应按下列式计算:

$$N_{KTcK}^{pj} = Q_n \mu_{KT} N_{cK}^{pj} \quad (13.3.3-6)$$

2) K形受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{KTtK}^{pj} 应按下列式计算:

$$N_{KTtK}^{pj} = Q_n \mu_{KT} N_{tK}^{pj} \quad (13.3.3-7)$$

3) T形支管在管节点处的承载力设计值 N_{KTtT}^{pj} 应按下列式计算:

$$N_{KTtT}^{pj} = n_{TK} N_{KTcK}^{pj} \quad (13.3.3-8)$$

$$Q_n = \frac{1}{1 + \frac{0.7 n_{TK}^2}{1 + 0.6 n_{TK}}} \quad (13.3.3-9)$$

$$n_{TK} = N_T / |N_{cK}| \quad (13.3.3-10)$$

$$\mu_{KT} = \begin{cases} 1.15 \beta_T^{0.07} \exp(-0.2 \zeta_t) & \text{空间KT-Gap型} \\ 1.0 & \text{空间KT-IPOv型} \\ 0.74 \gamma^{0.1} \exp(-0.25 \zeta_t) & \text{空间KT-Ov型} \end{cases} \quad (13.3.3-11)$$

$$\zeta_t = \frac{g_t}{d} \quad (13.3.3-12)$$

式中: Q_n ——支管轴力比影响系数;

n_{TK} ——支管轴心力比, 按式(13.3.3-10)计算, $-1 \leq n_{TK} \leq 1$ 。

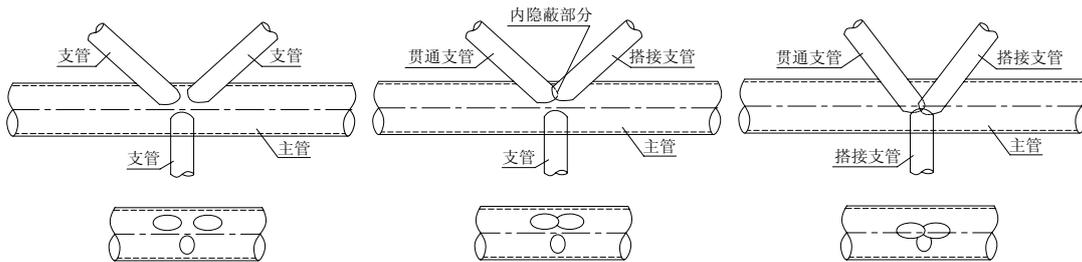
N_T 、 N_{cK} ——分别为T形支管和K形受压支管的轴力设计值, 以拉为正, 以压为负;

μ_{KT} ——空间调整系数, 根据图13.3.3-4的支管搭接方式分别取值;

β_T ——T形支管与主管的直径比;

ζ_t ——参数;

g_t ——K形支管与T形支管的间隙或搭接长度。



(a) 空间KT-Gap型

(b) 空间KT-IPOv型

(c) 空间KT-Ov型

图 13.3.3-4 空间 KT 形节点分类

13.3.4 非加劲直接焊接的平面 T、Y、X 形节点，当支管承受弯矩作用时（图 13.3.4-1 和图 13.3.4-2），节点承载力应按下列规定计算：

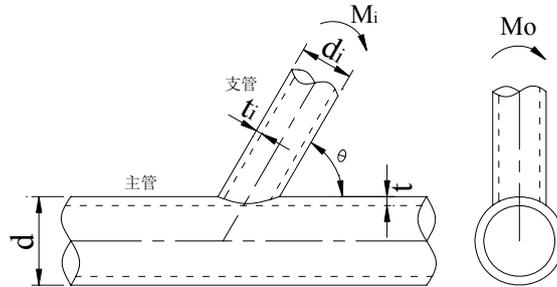


图 13.3.4-1 T 形（或 Y 形）节点的平面内受弯与平面外受弯

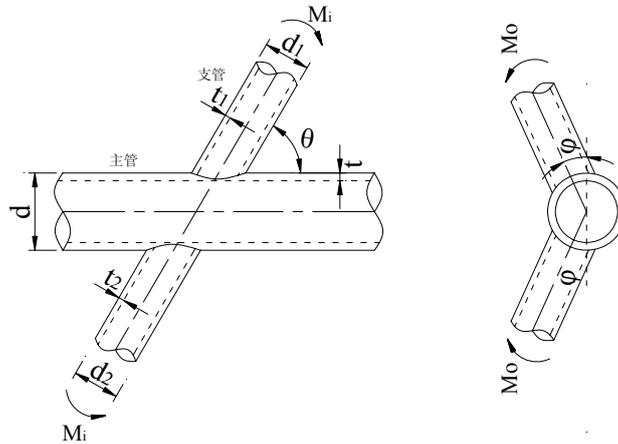


图 13.3.4-2 X 形节点的平面内受弯与平面外受弯

1 支管在管节点处的平面内抗弯承载力设计值 M_i^{pj} 应按下列公式计算（图 13.3.4-2）：

$$M_i^{pj} = Q_i Q_f \frac{d_1^2 f}{\sin \theta_i} \quad (13.3.4-1)$$

$$Q_i = 6.09 \beta \gamma^{0.42} \quad (13.3.4-2)$$

当节点两侧或一侧主管受拉时：

$$Q_f = 1 \quad (13.3.4-3a)$$

当节点两侧主管受压时：

$$Q_f = 1 - 0.3n_p - 0.3n_p^2 \quad (13.3.4-3b)$$

$$n_p = \frac{N_{op}}{A f_y} + \frac{M_{op}}{W f_y} \quad (13.3.4-4)$$

当 $d_i \leq d - 2t$ 时，平面内弯矩不应大于下式规定的抗冲剪承载力设计值：

$$M_{si}^{pj} = \left(\frac{1 + 3 \sin \theta_i}{4 \sin^2 \theta_i} \right) d_i^2 t f_v \quad (13.3.4-5)$$

式中： Q_i ——参数；

Q_t ——参数；

N_{op} ——节点两侧主管轴心压力的较小绝对值；

M_{op} ——节点与 N_{op} 对应一侧的主管平面内弯矩绝对值；

A ——与 N_{op} 对应一侧的主管截面积；

W ——与 N_{op} 对应一侧的主管截面模量。

2 支管在管节点处的平面外抗弯承载力设计值 M_o^{pj} 应按下式计算：

$$M_o^{pj} = Q_o Q_f \frac{d_i^2 t^2 f}{\sin \theta} \quad (13.3.4-6)$$

$$Q_o = 3.2 \gamma^{(0.5 \beta^2)} \quad (13.3.4-7)$$

当 $d_i \leq d - 2t$ 时，平面外弯矩不应大于下式规定的抗冲剪承载力设计值：

$$M_{so}^{pj} = \left(\frac{3 + \sin \theta}{4 \sin^2 \theta} \right) d_i^2 t f_v \quad (13.3.4-8)$$

3 支管在平面内、外弯矩和轴力组合作用下的承载力应按下列式验算：

$$\frac{N}{N_i^{pj}} + \frac{M_i}{M_i^{pj}} + \frac{M_o}{M_o^{pj}} \leq 1 \quad (13.3.4-9)$$

式中： N 、 M_i 、 M_o ——支管在管节点处的轴心力、平面内弯矩、平面外弯矩设计值；

N_i^{pj} ——支管在管节点处的承载力设计值，按公式(13.3.2-1)~(13.3.2-5)计算。

13.3.5 主管呈弯曲状的平面或空间圆管焊接节点，当主管曲率半径 $R \geq 5m$ 且主管曲率半径 R 与主管直径 d 之比不小于 12 时，可采用本规范第 13.3.2 条和第 13.3.4 条所规定的计算公式进行承载力计算。

13.3.6 主管采用 13.2.4 条第 1 款外贴加强板方式的节点：当支管受压时，节点承载力设计值，取相应未加强时节点承载力设计值的 $(0.23 \lambda^{1.18} \beta^{-0.68} + 1)$ 倍；当支管受拉时，节点承载

力设计值，取相应未加强时节点承载力设计值的 $1.13\lambda^{0.59}$ 倍； λ 为加强板厚度与主管壁厚
的比值。

13.3.7 支管为矩形管的平面 T、X 形节点，支管在节点处的承载力应按下列规定计算：

1 T 形节点：

1) 支管在节点处的轴向承载力设计值应按下列式计算：

$$N_{\text{TRC}}^{\text{pj}} = (4 + 20\beta_{\text{RC}}^2)(1 + 0.25\eta_{\text{RC}})\psi_n t^2 f \quad (13.3.7-1)$$

式中： β_{RC} ——支管的平面外宽度与主管直径的比值， $\beta_{\text{RC}} = b_{\text{R}}/d$ ，且需满足 $\beta_{\text{RC}} \geq 0.4$ ；

η_{RC} ——支管的平面内高度与主管直径的比值， $\eta_{\text{RC}} = h_{\text{R}}/d$ ，且需满足 $\eta_{\text{RC}} \leq 4$ ；

b_{R} ——支管的平面外宽度；

h_{R} ——支管的平面内高度；

d ——主管直径；

t ——主管壁厚；

f ——主管钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值。

2) 支管在节点处的平面内抗弯承载力设计值应按下列式计算：

$$M_{\text{ITRC}}^{\text{pj}} = h_{\text{R}} N_{\text{TRC}}^{\text{pj}} \quad (13.3.7-2)$$

3) 支管在节点处的平面外抗弯承载力设计值应按下列式计算：

$$M_{\text{OTRC}}^{\text{pj}} = 0.5b_{\text{R}} N_{\text{TRC}}^{\text{pj}} \quad (13.3.7-3)$$

2 X 形节点：

1) 节点轴向承载力设计值应按下列式计算：

$$N_{\text{XRC}}^{\text{pj}} = \frac{5(1 + 0.25\eta_{\text{RC}})}{1 - 0.81\beta_{\text{RC}}} \psi_n t^2 f \quad (13.3.7-4)$$

2) 节点平面内抗弯承载力设计值应按下列式计算：

$$M_{\text{IXRC}}^{\text{pj}} = h_{\text{R}} N_{\text{XRC}}^{\text{pj}} \quad (13.3.7-5)$$

3) 节点平面外抗弯承载力设计值应按下列式计算：

$$M_{\text{OXRC}}^{\text{pj}} = 0.5b_{\text{R}} N_{\text{XRC}}^{\text{pj}} \quad (13.3.7-6)$$

3 节点还应按下式进行冲剪计算：

$$\sigma_{\text{max}} t_1 = (N_1 / A_1 + M_{\text{i1}} / W_{\text{i1}} + M_{\text{o1}} / W_{\text{o1}}) t_1 \leq f_v \quad (13.3.7-7)$$

式中： N_1 ——支管的轴向力；

A_1 ——支管的横截面积；

M_{i1} ——支管轴线与主管表面相交处的平面内弯矩；

W_{i1} ——支管轴线与主管表面相交处的平面内弹性抗弯截面模量；

M_{o1} ——支管轴线与主管表面相交处的平面外弯矩；

W_{o1} ——支管轴线与主管表面相交处的平面外弹性抗弯截面模量；

t_1 ——支管壁厚；

f_v ——主管钢材的抗剪强度设计值。

13.3.8 在节点处，支管沿周边与主管相焊；支管互相搭接处，搭接支管沿搭接边与被搭接支管相焊。焊缝承载力应不小于节点承载力。

13.3.9 T (Y)、X 或 K 形间隙节点及其他非搭接节点中，支管为圆管时的焊缝承载力设计值应按下列规定计算：

1 支管仅受轴力作用时：

非搭接支管与主管的连接焊缝可视为全周角焊缝进行计算。角焊缝的计算厚度沿支管周长取 $0.7h_f$ ，焊缝承载力设计值 N_f 可按下列公式计算：

$$N_f = 0.7h_f l_w f_f^w \quad (13.3.9 -1)$$

当 $d_i/d \leq 0.65$ 时：

$$l_w = (3.25d_i - 0.025d) \left(\frac{0.534}{\sin \theta_i} + 0.466 \right) \quad (13.3.9 -2)$$

当 $0.65 < d_i/d \leq 1$ 时：

$$l_w = (3.81d_i - 0.389d) \left(\frac{0.534}{\sin \theta_i} + 0.466 \right) \quad (13.3.9-3)$$

式中： h_f ——焊脚尺寸；

f_f^w ——角焊缝的强度设计值；

l_w ——焊缝的计算长度。

2 平面内弯矩作用下：

支管与主管的连接焊缝可视为全周角焊缝进行计算。角焊缝的计算厚度沿支管周长取 $0.7h_f$ ，焊缝承载力设计值 M_f 可按下列公式计算：

$$M_{fi} = W_{fi} f_f^w \quad (13.3.9-4)$$

$$W_{fi} = \frac{I_{fi}}{x_c + d / (2 \sin \theta_i)} \quad (13.3.9-5)$$

$$x_c = (-0.34 \sin \theta_i + 0.34) \cdot (2.188 \beta^2 + 0.059 \beta + 0.188) \cdot d_i \quad (13.3.9-6)$$

$$I_{fi} = \left(\frac{0.826}{\sin^2 \theta} + 0.113 \right) \cdot (1.04 + 0.124 \beta - 0.322 \beta^2) \cdot \frac{\pi}{64} \cdot \frac{(d + 1.4 h_f)^4 - d^4}{\cos \phi_{fi}} \quad (13.3.9-7)$$

$$\phi_{fi} = \arcsin(d_i / d) = \arcsin \beta \quad (13.3.9-8)$$

式中： W_{fi} ——焊缝有效截面的平面内抗弯模量，按式(13.3.9-5)计算；

x_c ——参数，按式(13.3.9-6)计算；

I_{fi} ——焊缝有效截面的平面内抗弯惯性矩，按式(13.3.9-7)计算。

3 平面外弯矩作用下：

支管与主管的连接焊缝可视为全周角焊缝进行计算。角焊缝的计算厚度沿支管周长取 $0.7h_f$ ，焊缝承载力设计值 M_{fo} 可按下式计算：

$$M_{fo} = W_{fo} f_f^w \quad (13.3.9-9)$$

$$W_{fo} = \frac{I_{fo}}{d / (2 \cos \phi_{fo})} \quad (13.3.9-10)$$

$$\phi_{fo} = \arcsin(d_i / d) = \arcsin \beta \quad (13.3.9-11)$$

$$I_{fo} = (0.26 \sin \theta + 0.74) \cdot (1.04 - 0.06 \beta) \cdot \frac{\pi}{64} \cdot \frac{(d + 1.4 h_f)^4 - d^4}{\cos^3 \phi_{fo}} \quad (13.3.9-12)$$

式中： W_{fo} ——焊缝有效截面的平面外抗弯模量，按式(13.3.9-10)计算；

I_{fo} ——焊缝有效截面的平面外抗弯惯性矩，按式(13.3.9-12)计算。

13.4 矩形钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算

13.4.1 本节规定适用于直接焊接且主管为矩形管，支管为矩形管或圆管的钢管节点（图 13.4.1），其适用范围应符合表 13.4.1 的要求。

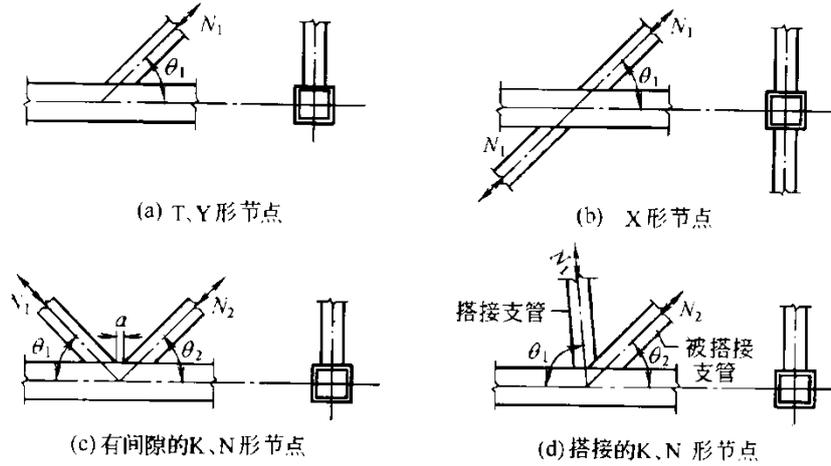


图 13.4.1 矩形管直接焊接平面节点

表 13.4.1 主管为矩形管、支管为矩形管或圆管的节点几何参数适用范围

截面及节点形式		节点几何参数, $i=1$ 或 2 , 表示支管; j -表示被搭接支管					
		$\frac{b_i}{b}, \frac{h_i}{b}$ 或 $\frac{d_i}{b}$	$\frac{b_i}{t_i}, \frac{h_i}{t_i}$ 或 $\frac{d_i}{t_i}$		$\frac{h_i}{b_i}$	$\frac{b}{t}, \frac{h}{t}$	a 或 O_V $\frac{b_i}{b_j}, \frac{t_i}{t_j}$
			受压	受拉			
支管为矩形管	T、Y 与 X	≥ 0.25					
	K 与 N 间隙节点	$\geq 0.1 + \frac{0.01b}{t}$ $\beta \geq 0.35$	≤ 35 (Q235) ≤ 30 (Q345)		≤ 35	$0.5(1-\beta) \leq \frac{a}{b}$ $\leq 1.5(1-\beta)$ $a \geq t_1 + t_2$	
	K 与 N 搭接节点	≥ 0.25	$\leq 33\varepsilon_{k,i}$	≤ 35	$0.5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2$ ≤ 40	$25\% \leq O_V \leq 100\%$ $\frac{t_i}{t_j} \leq 1.0$ $0.75 \leq \frac{b_i}{b_j} \leq 1.0$	
支管为圆管		$0.4 \leq \frac{d_i}{b} \leq 0.8$	$\leq 44\varepsilon_{k,i}$	≤ 50	取 $b_i = d_i$ 仍能满足上述相应条件		

注: 1 当 $\frac{a}{b} > 1.5(1-\beta)$, 则按 T 形或 Y 形节点计算。

2 b_i 、 h_i 、 t_i 分别为第 i 个矩形支管的截面宽度、高度和壁厚；

d_i 、 t_i 分别为第 i 个圆支管的外径和壁厚；

b 、 h 、 t 为矩形主管的截面宽度、高度和壁厚；

a 为支管间的间隙；

O_v 为搭接率， $O_v = q/p$ ，且满足 $25\% \leq O_v \leq 100\%$ ；

$\varepsilon_{k,i}$ 为第 i 个支管钢材的钢号调整系数；

β 为参数：对 T、Y、X 形节点， $\beta = \frac{b_1}{b}$ 或 $\frac{d_1}{b}$ ；对 K、N 形节点 $\beta = \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b}$ 或 $\beta = \frac{d_1 + d_2}{2b}$ ；

13.4.2 非加劲直接焊接的平面节点，当支管按仅承受轴心力的构件设计时，平面节点的承载力设计值应按下列规定计算，支管在节点处的承载力设计值不得小于其轴心力设计值。：

1 支管为矩形管的平面 T、Y 和 X 形节点：

1) 当 $\beta \leq 0.85$ 时，支管在节点处的承载力设计值 N_i 应按下列公式计算：

$$N_i = 1.8 \left(\frac{h_i}{bc \sin \theta_i} + 2 \right) \frac{t^2 f}{c \sin \theta_i} \psi_n \quad (13.4.2-1a)$$

$$C = (1 - \beta)^{0.5} \quad (13.4.2-1b)$$

主管受压时：

$$\psi_n = 1.0 - \frac{0.25}{\beta} \cdot \frac{\sigma}{f} \quad (13.4.2-1c)$$

主管受拉时：

$$\psi_n = 1.0 \quad (13.4.2-1d)$$

式中： C ——参数，按式(13.4.2-1b)计算；

ψ_n ——参数，按式(13.4.2-1c)计算；

σ ——节点两侧主管轴心压力的较大绝对值。

2) 当 $\beta = 1.0$ 时，支管在节点处的承载力设计值 N_i 应按下式计算：

$$N_i = \left(\frac{2h_i}{\sin \theta_i} + 10t \right) \frac{t f_k}{\sin \theta_i} \psi_n \quad (13.4.2-2a)$$

对于 X 形节点，当 $\theta_i < 90^\circ$ 且 $h \geq h_i / \cos \theta_i$ 时，尚应按下式计算：

$$N_i = \frac{2ht f_v}{\sin \theta_i} \quad (13.4.2-2b)$$

当支管受拉时：

$$f_k = f \quad (13.4.2-3a)$$

当支管受压时：

对 T、Y 形节点 $f_k = 0.8\varphi f \quad (13.4.2-3b)$

对 X 形节点 $f_k = (0.65 \sin \theta_i)\varphi f \quad (13.4.2-3c)$

$$\lambda = 1.73\left(\frac{h}{t} - 2\right)\sqrt{1/\sin \theta_i}. \quad (13.4.2-3d)$$

式中： f_v ——主管钢材抗剪强度设计值；

f_k ——主管强度设计值，按式(13.4.2-3)计算；

φ ——长细比按(13.4.2-3d)确定的轴心受压构件的稳定系数。

- 3) 当 $0.85 < \beta < 1.0$ 时，支管在节点处的承载力设计值 N_i 应按公式(13.4.2-1)、(13.4.2-2)或(13.4.2-3)所计算的值，根据 β 进行线性插值。此外，还不应超过式(13.4.2-4)的计算值：

$$N_i = 2.0(h_i - 2t_i + b_e)t_i f_i \quad (13.4.2-4a)$$

$$b_e = \frac{10}{b/t} \cdot \frac{f_y t}{f_{yi} t_i} \cdot b_i \leq b_i \quad (13.4.2-4b)$$

当 $\beta \leq 1 - 2t/b$ 时，尚应不超过式(13.4.2-5)的计算值：

$$N_i = 2.0\left(\frac{h_i}{\sin \theta_i} + b_{ep}\right) \frac{t f_v}{\sin \theta_i} \quad (13.4.2-5a)$$

$$b_{ep} = \frac{10}{b/t} \cdot b_i \leq b_i \quad (13.4.2-5b)$$

式中： f_i ——支管钢材抗拉（抗压和抗弯）强度设计值。

2 支管为矩形管的有间隙的平面 K 形和 N 形节点：

- 1) 节点处任一支管的承载力设计值应取下列各式的较小值：

$$N_i = \frac{8}{\sin \theta_i} \beta \left(\frac{b}{2t}\right)^{0.5} t^2 f \psi_n \quad (13.4.2-6)$$

$$N_i = \frac{A_V f_V}{\sin \theta_i} \quad (13.4.2-7)$$

$$N_i = 2.0(h_i - 2t_i + \frac{b_i + b_e}{2})t_i f_i \quad (13.4.2-8)$$

当 $\beta \leq 1 - 2t/b$ 时, 尚应不超过式(13.4.2-9)的计算值:

$$N_i = 2.0(\frac{h_i}{\sin \theta_i} + \frac{b_i + b_{ep}}{2}) \frac{t f_V}{\sin \theta_i} \quad (13.4.2-9a)$$

$$A_V = (2h + \alpha b)t \quad (13.4.2-9b)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{3t^2}{3t^2 + 4a^2}} \quad (13.4.2-9c)$$

式中: A_V ——主管的受剪面积, 按式(13.4.2-9b)计算;

α ——参数, 按式(13.4.2-9c)计算, (支管为圆管时 $\alpha = 0$)。

2) 节点间隙处的主管轴心受力承载力设计值为:

$$N = (A - \alpha_V A_V) f \quad (13.4.2-10a)$$

$$\alpha_V = 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{V}{V_P}\right)^2} \quad (13.4.2-10b)$$

$$V_P = A_V f_V \quad (13.4.2-10c)$$

式中: α_V ——剪力对主管轴心承载力的影响系数, 按式(13.4.2-10b)计算;

V ——节点间隙处弦杆所受的剪力, 可按任一支管的竖向分力计算;

A ——主管横截面面积。

3 支管为矩形管的搭接的平面 K 形和 N 形节点:

搭接支管的承载力设计值应根据不同的搭接率 O_V 按下列公式计算 (下标 j 表示被搭接支管):

1) 当 $25\% \leq O_V < 50\%$ 时:

$$N_i = 2.0[(h_i - 2t_i) \frac{O_V}{0.5} + \frac{b_e + b_{ej}}{2}] t_i f_i \quad (13.4.2-11a)$$

$$b_{ej} = \frac{10}{b_j/t_j} \cdot \frac{f_{yj}t_j}{f_{yi}t_i} \cdot b_i \leq b_i \quad (13.4.2-11b)$$

2) 当 $50\% \leq O_v < 80\%$ 时:

$$N_i = 2.0(h_i - 2t_i + \frac{b_e + b_{ej}}{2})t_i f_i \quad (13.4.2-12)$$

3) 当 $80\% \leq O_v < 100\%$ 时:

$$N_i = 2.0(h_i - 2t_i + \frac{b_i + b_{ej}}{2})t_i f_i \quad (13.4.2-13)$$

被搭接支管的承载力应满足下式要求:

$$\frac{N_j}{A_j f_{yj}} \leq \frac{N_i}{A_i f_{yi}} \quad (13.4.2-14)$$

4 支管为矩形管的平面 KT 形节点:

1) 当为间隙 KT 形节点时, 若垂直支管内力为零, 则假设垂直支管不存在, 按 K 形节点计算。若垂直支管内力不为零, 可通过对 K 形和 N 形节点的承载力公式进行修正来计算, 此时 $\beta = (b_1 + b_2 + b_3 + h_1 + h_2 + h_3)/(6b)$, 间隙值取为两根受力较大且力的符号相反(拉或压)的腹杆间的最大间隙。对于图 13.4.2a、b 所示受荷情况(P 为节点横向荷载, 可为零), 应满足式(13.4.2-15)、(13.4.2-16)及(13.4.2-17)的要求:

$$N_1 \sin \theta_1 \geq N_{2l} \sin \theta_2 + N_{3l} \sin \theta_3 \quad (13.4.2-15)$$

$$N_1 \geq N_{1l} \quad (13.4.2-16)$$

$$N_1 \sin \theta_1 = N_2 \sin \theta_2 \quad (13.4.2-17)$$

式中: N_{1l} 、 N_{2l} 、 N_{3l} ——腹杆所受的轴向力。

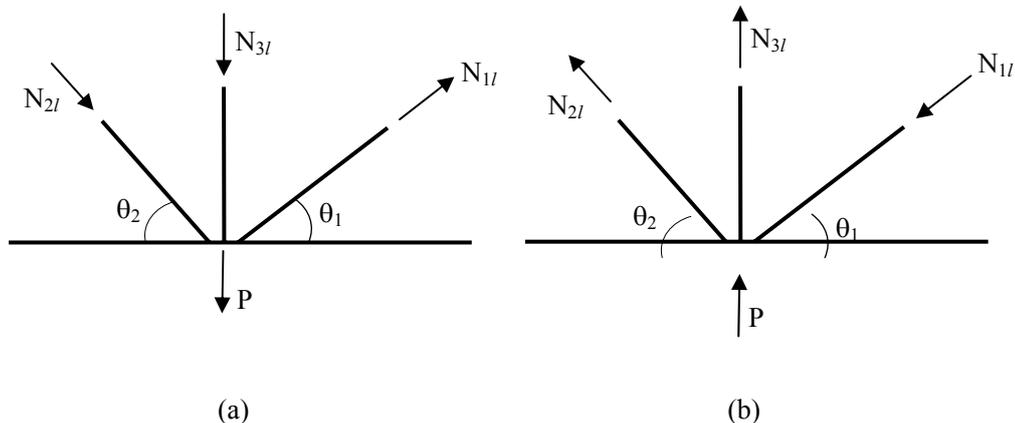


图 13.4.2 KT 形节点受荷情况

2) 当为搭接 KT 形方管节点时, 可采用搭接 K 形和 N 形节点的承载力公式检验每一根支管的承载力。计算支管有效宽度时应注意支管搭接次序。

5 支管为圆管的各种形式平面节点:

支管为圆管的 T、Y、X、K 及 N 形节点时, 支管在节点处的承载力, 可用上述相应的支管为矩形管的节点的承载力公式计算, 这时需用 d_i 替代 b_i 和 h_i , 并将计算结果乘以 $\pi/4$ 。

13.4.3 非加劲直接焊接的 T 形方管节点, 当支管承受弯矩作用时, 节点承载力应按下列规定计算:

1 当 $\beta \leq 0.85$ 且 $n \leq 0.6$ 时, 按公式 (13.4.3-1) 验算; 当 $\beta \leq 0.85$ 且 $n > 0.6$ 时, 按公式 (13.4.3-2) 验算; 当 $\beta > 0.85$ 时, 按公式 (13.4.3-2) 验算。

$$\left(\frac{N}{N_1^*}\right)^2 + \left(\frac{M}{M_1}\right)^2 \leq 1 \quad (13.4.3-1)$$

$$\frac{N}{N_1^*} + \frac{M}{M_1} \leq 1 \quad (13.4.3-2)$$

式中: N_1^* ——支管在节点处的轴心受压承载力设计值, 应按本条第 2 款的规定计算;

M_1 ——支管在节点处的抗弯承载力设计值, 应按本条第 3 款的规定计算。

2 N_1^* 的计算应符合下列规定:

1) 当 $\beta > 0.85$ 时, 按本规范第 13.4.1 条中的相关规定计算;

2) 当 $\beta \leq 0.85$ 时, 按下式计算:

$$N_1^* = t^2 f \left(\frac{\eta}{1-\beta} (2-n^2) + \frac{4}{\sqrt{1-\beta}} (1-n^2) \right) \quad (13.4.3-3)$$

3 M_1 的计算应符合下列规定:

当 $\beta \leq 0.85$ 时:

$$M_1 = t_0^2 f h_1 \left(\frac{b}{2h_i} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{h_i/b}{1-\beta} \right) (1-n^2) \quad (13.4.3-4a)$$

$$n = \frac{\sigma}{f} \quad (13.4.3-4b)$$

当 $\beta > 0.85$ 时, 其抗弯承载力设计值取公式 (13.4.3-5) 和 (13.4.3-6) 或 (13.4.3-7)

计算结果的较小值:

$$M_1 = f_1 \left(W_1 - \left(1 - \frac{b_e}{b} \right) b_1 t_1 (h_1 - t_1) \right) \quad (13.4.3-5a)$$

$$b_e = \frac{10}{b/t} \frac{f_y t}{f_{y1} t_1} \quad (13.4.3-5b)$$

当 $t \leq 2.75$ mm:

$$M_1 = 0.595 f t (h_1 + 5t)^2 (1 - 0.3n) \quad (13.4.3-6)$$

当 $t > 2.75$ mm:

$$M_1 = 0.0025 f t (t^2 - 26.8t + 304.6) (h_1 + 5t)^2 (1 - 0.3n) \quad (13.4.3-7)$$

式中: n ——参数, 按式(13.4.3-4b)计算, 受拉时取 $n=0$;

b_e ——腹杆翼缘的有效宽度, 按式(13.4.3-5b)计算, b_e 不超过 b_1 ;

W_1 ——支管截面模量。

式 (13.4.3-7) 中, t 、 h_1 的单位为 mm, f 的单位为 MPa, M_1 的单位为 N.mm。

13.4.4 采用局部加强的方(矩)形管节点时, 支管在节点加强处的承载力设计值应按下列规定计算:

1 主管与支管相连一侧采用加强板 (图 13.2.4b):

1) 对支管受拉的 T、Y 和 X 形节点, 支管在节点处的承载力设计值应按下列公式计算:

$$N_i = 1.8 \left(\frac{h_i}{b_p c_p \sin \theta_i} + 2 \right) \frac{t_p^2 f_p}{c_p \sin \theta_i} \quad (13.4.4-1a)$$

$$c_p = (1 - \beta_p)^{0.5} \quad (13.4.4-1b)$$

$$\beta_p = b_i / b_p \quad (13.4.4-1c)$$

f_p ——加强板强度设计值;

c_p ——参数, 按式(13.4.5-1b)计算。

2) 对支管受压的 T、Y 和 X 形节点, 当 $\beta_p \leq 0.8$ 时可应用下式进行加强板的设计。

$$l_p \geq 2b / \sin \theta_i \quad (13.4.4-2a)$$

$$t_p \geq 4t_1 - t \quad (13.4.4-2b)$$

3) 对 K 型间隙节点, 可按本规范第 13.4.2 条中相应的公式计算承载力, 这时用 t_p 代替 t , 用加强板设计强度 f_p 代替主管设计强度 f 。

2 对于侧板加强的 T、Y、X 和 K 型间隙方管节点(图 13.2.4c), 可用本规范第 13.4.2 条中相应的计算主管侧壁承载力的公式计算, 此时用 $t + t_p$ 代替侧壁厚 t , A_v 取为 $2h(t + t_p)$ 。

13.4.5 方(矩)形管节点连接焊缝的计算, 应符合下列规定:

1 在节点处, 支管沿周边与主管相焊, 焊缝承载力应不小于节点承载力。

2 直接焊接的方(矩)管节点中, 轴心受力支管与主管的连接焊缝可视为全周角焊缝按公式 (13.4.6-1) 计算。

$$\frac{N_i}{h_e l_w} \leq f_f^w \quad (13.4.5-1)$$

式中: N_i ——支管轴力设计值;

h_e ——角焊缝计算厚度, 当支管承受轴力时, 平均计算厚度可取 $0.7h_f$;

l_w ——焊缝的计算长度, 按本条第 3 款计算;

f_f^w ——角焊缝的强度设计值。

3 支管为方(矩)管时, 角焊缝的计算长度可按下列公式计算:

1) 对于有间隙的 K 形和 N 形节点:

$$\text{当 } \theta_i \geq 60^\circ \text{ 时: } \quad l_w = \frac{2h_i}{\sin \theta_i} + b_i \quad (13.4.5-2)$$

$$\text{当 } \theta_i \leq 50^\circ \text{ 时: } \quad l_w = \frac{2h_i}{\sin \theta_i} + 2b_i \quad (13.4.5-3)$$

当 $50^\circ < \theta_i < 60^\circ$ 时: l_w 按插值法确定。

2) 对于 T、Y 和 X 形节点:

$$l_w = \frac{2h_i}{\sin \theta_i} \quad (13.4.5-4)$$

4 当支管为圆管时，焊缝计算长度应按下列式计算：

$$l_w = \pi(a_0 + b_0) \left[1 + 0.25 \left(\frac{a_0 - b_0}{a_0 + b_0} \right)^2 \right] - d_i \quad (13.4.5-5)$$

$$a_0 = \frac{R_i}{\sin \theta_i} \quad (13.4.5-6)$$

$$b_0 = R_i \quad (13.4.5-7)$$

式中： a_0 ——椭圆相交线的长半轴；

b_0 ——椭圆相交线的短半轴；

R_i ——圆支管半径；

θ_i ——支管轴线与主管轴线的交角。

14 钢与混凝土组合梁

14.1 一般规定

14.1.1 本章规定适用于不直接承受动力荷载,由混凝土翼板与钢梁通过抗剪连接件组成的组合梁。对于直接承受动力荷载的组合梁,应按本规范附录 J 的要求进行疲劳计算,其承载能力应按弹性方法进行计算。

组合梁的翼板可采用现浇混凝土板、混凝土叠合板或压型钢板混凝土组合板等,其中混凝土板应根据国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定进行设计。

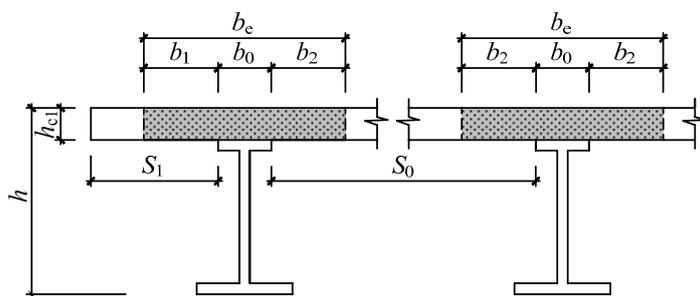
14.1.2 在进行组合梁截面承载能力验算时,跨中及中间支座处混凝土翼板的有效宽度 b_e (图 14.1.2) 应按下式计算:

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (14.1.2)$$

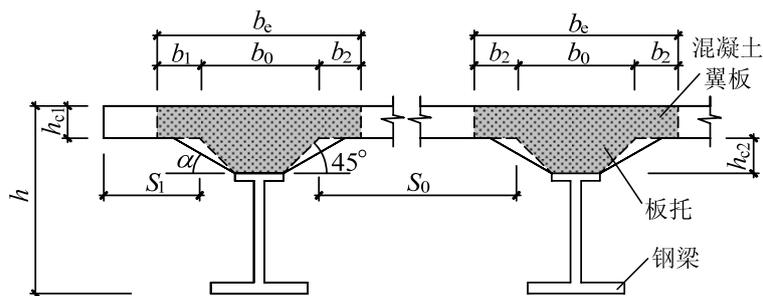
式中: b_0 ——板托顶部的宽度:当板托倾角 $\alpha < 45^\circ$ 时,应按 $\alpha = 45^\circ$ 计算;当无板托时,则取钢梁上翼缘的宽度;当混凝土板和钢梁不直接接触(如之间有压型钢板分隔)时,取栓钉的横向间距,仅有一列栓钉时取 0;

b_1 、 b_2 ——梁外侧和内侧的翼板计算宽度,各取梁等效跨径 l_e 的 1/8。此外, b_1 尚不应超过翼板实际外伸宽度 S_1 ; b_2 不应超过相邻钢梁上翼缘或板托间净距 S_0 的 1/2。

l_e ——等效跨径。对于简支组合梁,取为简支组合梁的跨度 l 。对于连续组合梁,中间跨正弯矩区取为 $0.6l$,边跨正弯矩区取为 $0.8l$,支座负弯矩区取为相邻两跨跨度之和的 0.2 倍。



(a) 不设板托的组合梁



(b) 设板托的组合梁

图 14.1.2 混凝土翼板的计算宽度

14.1.3 组合梁进行正常使用极限状态验算时应符合下列要求：

1 组合梁的挠度应按弹性方法进行计算，并应根据本规范第 14.4.2 条的规定对抗弯刚度进行折减。对于连续组合梁，在距中间支座两侧各 $0.15l$ (l 为梁的跨度) 范围内，不计受拉区混凝土对刚度的影响，但宜计入翼板有效宽度 b_e 范围内纵向钢筋的作用，其余区段仍取折减刚度。

2 连续组合梁应按本规范第 14.5 节的规定验算负弯矩区段混凝土最大裂缝宽度 w_{\max} 。其负弯矩内力按不考虑混凝土开裂的弹性分析方法计算得到，并通过弯矩调幅法来考虑负弯矩区混凝土开裂导致的内力重分布。

3 对于露天环境下使用的组合梁以及直接受热源辐射作用的组合梁，应考虑温度效应的影响，一般情况下钢梁和混凝土翼板间的计算温度差可采用 $10^{\circ}\text{C}\sim 15^{\circ}\text{C}$ ，在有可能发生更显著温差的情况下则按实际温差考虑。

4 混凝土收缩产生的内力及变形可按组合梁混凝土板与钢梁之间的温差 -15°C 计算。

5 可采用调整钢材与混凝土弹性模量比 α_E 的方法考虑混凝土徐变的影响，一般情况下可取钢与混凝土的长期弹性模量比为 $2\alpha_E$ 。

14.1.4 组合梁施工时，混凝土硬结前的材料重量和施工荷载应由钢梁承受，钢梁应根据实际临时支撑的情况按本规范第 3 章和第 7 章的规定验算其强度、稳定性和变形。

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，仅考虑形成组合截面后引入的支座负弯矩值。

14.1.5 在强度和变形满足要求的前提下，组合梁可以按照部分抗剪连接进行设计。

14.1.6 按本章进行设计的组合梁，钢梁的板件宽厚比应符合本规范第 10 章中塑性设计的相关规定。当组合梁受压上翼缘不符合塑性设计要求的板件宽厚比限值，但连接件最大间距满足如下要求时，仍能采用塑性方法进行设计：

- 1 当混凝土板沿全长和组合梁接触（如现浇楼板）： $22t_f\varepsilon_k$ ， ε_k 为钢号修正系数， t_f 为钢梁受压上翼缘厚度；
- 2 当混凝土板和组合梁部分接触（如压型钢板横肋垂直于钢梁）： $15t_f\varepsilon_k$ ；
- 3 连接件的外侧边缘与钢梁翼缘边缘之间的距离不大于 $9t_f\varepsilon_k$ 。

14.1.7 组合梁承载力按塑性分析方法进行计算时，连续组合梁和框架组合梁在竖向荷载作用下的内力采用不考虑混凝土开裂的模型进行弹性分析，按本规范第 10 章的规定采用弯矩调幅法考虑负弯矩区混凝土开裂以及截面塑性发展的影响。

14.1.8 组合梁尚应按本规范第 14.6 节的规定进行混凝土翼板的纵向抗剪验算；在组合梁的强度、挠度和裂缝计算中，可不考虑板托截面。

14.2 组合梁设计

14.2.1 完全抗剪连接组合梁的抗弯强度应按下列规定计算：

1 正弯矩作用区段：

1) 塑性中和轴在混凝土翼板内（图 14.2.1-1），即 $Af \leq b_e h_{c1} f_c$ 时：

$$M \leq b_e x f_c y \quad (14.2.1-1)$$

$$x = Af / (b_e f_c) \quad (14.2.1-2)$$

式中： M ——正弯矩设计值；

A ——钢梁的截面面积；

x ——混凝土翼板受压区高度；

y ——钢梁截面应力的合力至混凝土受压区截面应力的合力间的距离；

f_c ——混凝土抗压强度设计值。

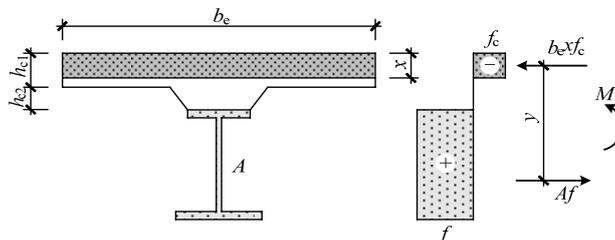


图 14.2.1-1 塑性中和轴在混凝土翼板内时的组合梁截面及应力图形

2) 塑性中和轴在钢梁截面内 (图 14.2.1-2), 即 $Af > b_e h_{cl} f_c$ 时:

$$M \leq b_e h_{cl} f_c y_1 + A_c f y_2 \quad (14.2.1-3)$$

$$A_c = 0.5(A - b_e h_{cl} f_c / f) \quad (14.2.1-4)$$

式中: A_c ——钢梁受压区截面面积;

y_1 ——钢梁受拉区截面形心至混凝土翼板受压区截面形心的距离;

y_2 ——钢梁受拉区截面形心至钢梁受压区截面形心的距离。

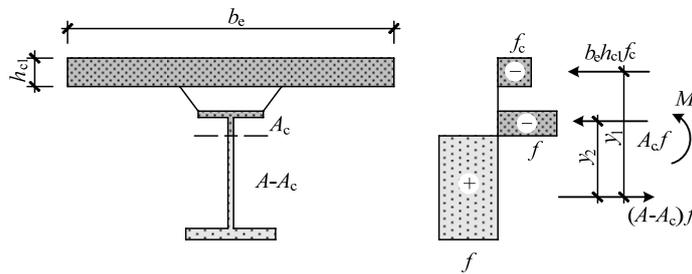


图 14.2.1-2 塑性中和轴在钢梁内时的组合梁截面及应力图形

2 负弯矩作用区段 (图 14.2.1-3):

$$M' \leq M_s + A_{st} f_{st} (y_3 + y_4 / 2) \quad (14.2.1-5)$$

$$M_s = (S_1 + S_2) f \quad (14.2.1-6)$$

$$f_{st} A_{st} + f(A - A_c) = f A_c \quad (14.2.1-7)$$

式中: M ——负弯矩设计值;

S_1, S_2 ——钢梁塑性中和轴 (平分钢梁截面积的轴线) 以上和以下截面对该轴的面积矩;

A_{st} ——负弯矩区混凝土翼板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积;

f_{st} ——钢筋抗拉强度设计值;

y_3 ——纵向钢筋截面形心至组合梁塑性中和轴的距离, 根据截面轴力平衡式

(14.2.1-7) 求出钢梁受压区面积 A_c , 取钢梁拉压区交界处位置为组合梁塑性中和轴位置;

y_4 ——组合梁塑性中和轴至钢梁塑性中和轴的距离。当组合梁塑性中和轴在钢梁腹板内时, 取 $y_4 = A_{st} f_{st} / (2t_w f)$, 当该中和轴在钢梁翼缘内时, 可取 y_4 等于钢梁塑性中和轴至腹板上边缘的距离。

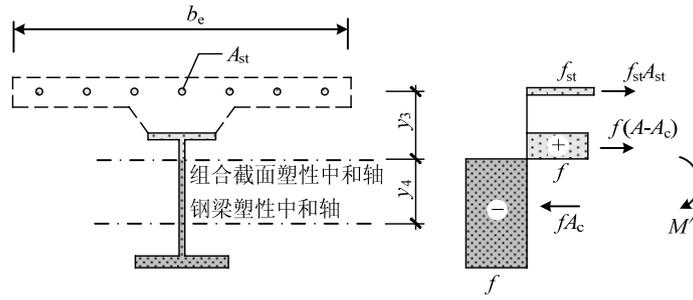


图 14.2.1-3 负弯矩作用时组合梁截面及应力图形

14.2.2 部分抗剪连接组合梁在正弯矩区段的抗弯强度按下列公式计算（图 14.2.2）：

$$x = n_r N_v^c / (b_c f_c) \quad (14.2.2-1)$$

$$A_c = (A f - n_r N_v^c) / (2 f) \quad (14.2.2-2)$$

$$M_{u,r} = n_r N_v^c y_1 + 0.5 (A f - n_r N_v^c) y_2 \quad (14.2.2-3)$$

式中：\$M_{u,r}\$——部分抗剪连接时组合梁截面正弯矩抗弯承载力；

\$n_r\$——部分抗剪连接时最大正弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目；

\$N_v^c\$——每个抗剪连接件的纵向抗剪承载力，按本规范第 14.3 节的有关公式计算。

\$y_1\$、\$y_2\$——如图 14.2.2 所示，可按公式（14.2.2-2）所示的轴力平衡关系式确定受压钢梁的面积 \$A_c\$，进而确定组合梁塑性中和轴的位置。

计算部分抗剪连接组合梁在负弯矩作用区段的抗弯强度时，仍按本规范公式（14.2.1-5）计算，但 \$A_{st} f_{st}\$ 应改为 \$n_r N_v^c\$ 和 \$A_{st} f_{st}\$ 两者中的较小值，\$n_r\$ 取为最大负弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目。

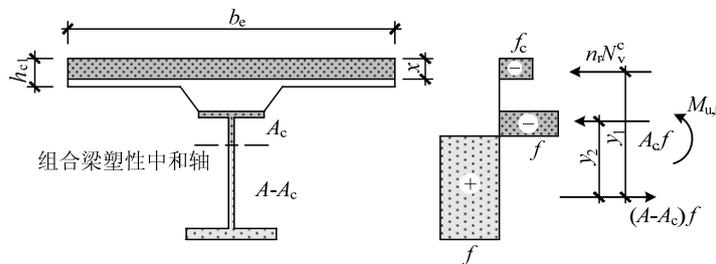


图 14.2.2 部分抗剪连接组合梁计算简图

14.2.3 组合梁截面上的全部剪力，假定仅由钢梁腹板承受，应按本规范公式（10.2.2）进行计算。

14.2.4 用弯矩调幅设计法计算组合梁强度时，按下列规定考虑弯矩与剪力的相互影响：

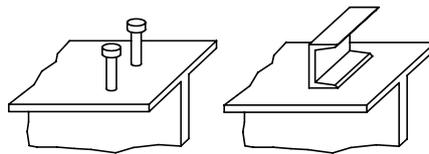
1 受正弯矩的组合梁截面不考虑弯矩和剪力的相互影响；

2 受负弯矩的组合梁截面，当 $V \leq 0.5h_w t_w f_v$ 时，可不对验算负弯矩抗弯承载力所用的腹板钢材强度设计值进行折减；当剪力设计值 $V > 0.5h_w t_w f_v$ 时，验算负弯矩抗弯承载力所用的腹板钢材强度设计值 f 折减为 $(1-\rho)f$ ，折减系数 ρ 按下式计算：

$$\rho = [2V / (h_w t_w f_v) - 1]^2 \quad (14.2.4)$$

14.3 抗剪连接件的计算

14.3.1 组合梁的抗剪连接件宜采用圆柱头焊钉，也可采用槽钢或有可靠依据的其它类型连接件。焊钉和槽钢连接件的设置方式如图 14.3.1 所示；单个抗剪连接件的抗剪承载力设计值由下列公式确定：



(a) 圆柱头焊钉连接件 (b) 槽钢连接件

图 14.3.1 连接件的外形

1 圆柱头焊钉连接件：

$$N_v^c = 0.43 A_s \sqrt{E_c f_c} \leq 0.7 A_s f_u \quad (14.3.1-1)$$

式中： E_c ——混凝土的弹性模量；

A_s ——圆柱头焊钉钉杆截面面积；

f_u ——圆柱头焊钉极限抗拉强度设计值，需满足《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的要求。

2 槽钢连接件

$$N_v^c = 0.26(t + 0.5t_w)l_c \sqrt{E_c f_c} \quad (14.3.1-2)$$

式中： t ——槽钢翼缘的平均厚度；

t_w ——槽钢腹板的厚度；

l_c ——槽钢的长度。

槽钢连接件通过肢尖肢背两条通长角焊缝与钢梁连接，角焊缝按承受该连接件的抗剪承

承载力设计值 N_v^c 进行计算。

14.3.2 对于用压型钢板混凝土组合板做翼板的组合梁（图 14.3.2），其焊钉连接件的抗剪承载力设计值应分别按以下两种情况予以降低：

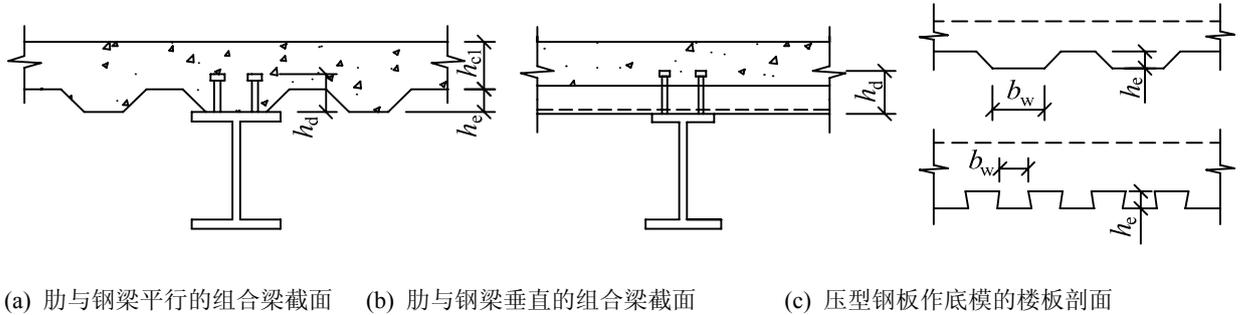


图 14.3.2 用压型钢板作混凝土翼板底模的组合梁

1 当压型钢板肋平行于钢梁布置（图 14.3.2a）， $b_w/h_e < 1.5$ 时，按公式（14.3.1-1）算得的 N_v^c 应乘以折减系数 β_v 后取用。 β_v 值按下式计算：

$$\beta_v = 0.6 \frac{b_w}{h_e} \left(\frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \leq 1 \quad (14.3.2-1)$$

式中： b_w ——混凝土凸肋的平均宽度，当肋的上部宽度小于下部宽度时（图 14.3.2c），改取上部宽度；

h_e ——混凝土凸肋高度；

h_d ——焊钉高度。

2 当压型钢板肋垂直于钢梁布置时（图 14.3.2b），焊钉连接件承载力设计值的折减系数按下式计算：

$$\beta_v = \frac{0.85 b_w}{\sqrt{n_0} h_e} \left(\frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \leq 1 \quad (14.3.2-2)$$

式中： n_0 ——在梁某截面处一个肋中布置的焊钉数，当多于 3 个时，按 3 个计算。

14.3.3 位于负弯矩区段的抗剪连接件，其抗剪承载力设计值 N_v^c 应乘以折减系数 0.9（中间支座两侧）和 0.8（悬臂部分）。

14.3.4 当采用柔性抗剪连接件时，抗剪连接件的计算应以弯矩绝对值最大点及支座为界限，划分为若干个区段（图 14.3.4），逐段进行布置。每个剪跨区段内钢梁与混凝土翼板交界面的纵向剪力 V_s 按下式确定：

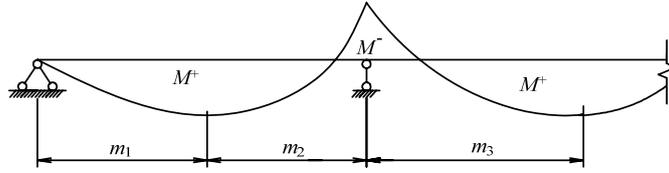


图 14.3.4 连续梁剪跨区划分图

- 1 正弯矩最大点到边支座区段，即 m_1 区段， V_s 取 A_f 和 $b_e h_{c1} f_c$ 中的较小者。
- 2 正弯矩最大点到中支座（负弯矩最大点）区段，即 m_2 和 m_3 区段：

$$V_s = \min \{ A_f, b_e h_{c1} f_c \} + A_{st} f_{st} \quad (14.3.4-1)$$

按照完全抗剪连接设计时，每个剪跨区段内需要的连接件总数 n_f ，按下式计算：

$$n_f = V_s / N_v^c \quad (14.3.4-2)$$

部分抗剪连接组合梁，其连接件的实配个数不得少于 n_f 的 50%。

按公式（14.3.4-2）算得的连接件数量，可在对应的剪跨区段内均匀布置。当在此剪跨区段内有较大集中荷载作用时，应将连接件个数 n_f 按剪力图面积比例分配后再各自均匀布置。

14.4 挠度计算

14.4.1 组合梁的挠度应分别按荷载的标准组合和准永久组合进行计算，以其中的较大值作为依据。挠度可按结构力学方法进行计算，仅受正弯矩作用的组合梁，其抗弯刚度应取考虑滑移效应的折减刚度，连续组合梁应按变截面刚度梁（见第 14.1.4 条）进行计算。在上述两种荷载组合中，组合梁应各取其相应的折减刚度。

14.4.2 组合梁考虑滑移效应的折减刚度 B 可按下式确定：

$$B = \frac{EI_{eq}}{1 + \xi} \quad (14.4.2-1)$$

式中： E ——钢梁的弹性模量；

I_{eq} ——组合梁的换算截面惯性矩；对荷载的标准组合，可将截面中的混凝土翼板有效宽度除以钢与混凝土弹性模量的比值 α_E 换算为钢截面宽度后，计算整个截面的惯性矩；对荷载的准永久组合，则除以 $2\alpha_E$ 进行换算；对于钢梁与压型钢板混凝土组合板构成的组合梁，取其较弱截面的换算截面进行计算，且不计压型钢板的作

ξ ——刚度折减系数，按 14.4.3 条进行计算。

14.4.3 刚度折减系数 ξ 按下式计算（当 $\xi \leq 0$ 时，取 $\xi = 0$ ）：

$$\xi = \eta \left[0.4 - \frac{3}{(jl)^2} \right] \quad (14.4.3-1)$$

$$\eta = \frac{36Ed_c p A_0}{n_s k h l^2} \quad (14.4.3-2)$$

$$j = 0.81 \sqrt{\frac{n_s N_v^c A_1}{EI_0 p}} \quad (\text{mm}^{-1}) \quad (14.4.3-3)$$

$$A_0 = \frac{A_{cf} A}{a_E A + A_{cf}} \quad (14.4.3-4)$$

$$A_1 = \frac{I_0 + A_0 d_c^2}{A_0} \quad (14.4.3-5)$$

$$I_0 = I + \frac{I_{cf}}{\alpha_E} \quad (14.4.3-6)$$

式中： A_{cf} ——混凝土翼板截面面积；对压型钢板混凝土组合板的翼板，取其较弱截面的面积，且不考虑压型钢板；

A ——钢梁截面面积；

I ——钢梁截面惯性矩；

I_{cf} ——混凝土翼板的截面惯性矩；对压型钢板混凝土组合板的翼板，取其较弱截面的惯性矩，且不考虑压型钢板；

d_c ——钢梁截面形心到混凝土翼板截面（对压型钢板混凝土组合板为其较弱截面）形心的距离；

h ——组合梁截面高度；

l ——组合梁的跨度（mm）；

N_v^c ——抗剪连接件的承载力设计值，按 14.3.1 条的规定计算（单位取 N）；

p ——抗剪连接件的纵向平均间距（mm）；

n_s ——抗剪连接件在一根梁上的列数；

α_E ——钢梁与混凝土弹性模量的比值。

注：当按荷载效应的准永久组合进行计算时，公式（14.4.3-4）和（14.4.3-6）中的 α_E 应乘以2。

14.5 负弯矩区裂缝宽度计算

14.5.1 组合梁负弯矩区段混凝土在正常使用极限状态下考虑长期作用影响的最大裂缝宽度 w_{\max} 应按国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定按轴心受拉构件进行计算，其值不得大于《混凝土结构设计规范》GB50010 所规定的限值。

14.5.2 按荷载效应的标准组合计算的开裂截面纵向受拉钢筋的应力 σ_{sk} 按下式计算：

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k y_s}{I_{cr}} \quad (14.5.2-1)$$

$$M_k = M_e (1 - \alpha_r) \quad (14.5.2-2)$$

式中： I_{cr} ——由纵向普通钢筋与钢梁形成的组合截面的惯性矩；

y_s ——钢筋截面重心至钢筋和钢梁形成的组合截面中和轴的距离。

M_k ——钢与混凝土形成组合截面之后，考虑了弯矩调幅的标准荷载作用下支座截面负弯矩组合值，对于悬臂组合梁，公式（14.5.2-2）中的 M_k 应根据平衡条件计算得到；

M_e ——钢与混凝土形成组合截面之后，标准荷载作用下按照未开裂模型进行弹性计算得到的连续组合梁中支座负弯矩值；

α_r ——正常使用极限状态连续组合梁中支座负弯矩调幅系数，其取值不宜超过15%。

14.6 纵向抗剪计算

14.6.1 组合梁板托及翼缘板纵向抗剪承载力验算时，应分别验算图 14.6.1 所示的纵向受剪界面 a-a、b-b、c-c 及 d-d。

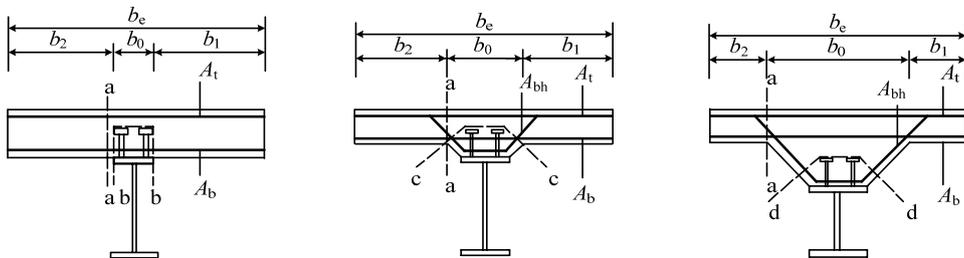


图 14.6.1 混凝土板纵向受剪界面

图中 A_t ——混凝土板顶部附近单位长度内钢筋面积的总和（ mm^2/mm ），包括混凝土板内抗

弯和构造钢筋；

A_b 、 A_{bh} ——分别为混凝土板底部、承托底部单位长度内钢筋面积的总和 (mm^2/mm)；

14.6.2 单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力设计值按下列公式计算：

1 单位纵向长度上 b-b、c-c 及 d-d 受剪界面（图 14.6.1）的计算纵向剪力为：

$$v_{l,1} = \frac{V_s}{m_i} \quad (14.6.2-1)$$

2 单位纵向长度上 a-a 受剪界面（图 14.6.1）的计算纵向剪力为：

$$v_{l,1} = \max\left(\frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_1}{b_e}, \frac{V_s}{m_i} \times \frac{b_2}{b_e}\right) \quad (14.6.2-2)$$

式中： $v_{l,1}$ ——单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力设计值；

V_s ——每个剪跨区段内钢梁与混凝土翼板交界面的纵向剪力，按本规范 14.3.4 条的规定计算；

m_i ——剪跨区段长度，如图 14.3.4 所示；

b_1 、 b_2 ——分别为混凝土翼板左右两侧挑出的宽度（图 14.6.1）；

b_e ——混凝土翼板有效宽度，按第 14.1.2 条的规定取为对应跨的跨中有效宽度取值。

14.6.3 组合梁承托及翼缘板界面纵向受剪承载力计算应符合下列规定：

$$v_{l,1} \leq v_{lu,1} \quad (14.6.3-1)$$

$$v_{lu,1} = 0.7f_t b_f + 0.8A_e f_r \quad (14.6.3-2)$$

$$v_{lu,1} = 0.25b_e f_c \quad (14.6.3-3)$$

式中： $v_{lu,1}$ ——单位纵向长度内界面抗剪承载力（N/mm），取式（14.6.3-2）和式（14.6.3-3）的较小值；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值（N/mm²）；

b_f ——受剪界面的横向长度，按图 14.6.1 所示的 a-a、b-b、c-c 及 d-d 连线在抗剪连接件以外的最短长度取值（mm）；

A_e ——单位长度上横向钢筋的截面面积（mm²/mm），按图 14.6.1 和表 14.6.3 取值；

f_r ——横向钢筋的强度设计值（N/mm²）。

表 14.6.3 单位长度上横向钢筋的截面面积 A_e

剪切面	a-a	b-b	c-c	d-d
-----	-----	-----	-----	-----

A_e	$A_b + A_t$	$2A_b$	$2(A_b + A_{bh})$	$2A_{bh}$
-------	-------------	--------	-------------------	-----------

14.6.4 横向钢筋应满足如下最小配筋率的要求:

$$A_e f_r / b_f > 0.75 (\text{N/mm}^2) \quad (14.6.4)$$

14.7 构造要求

14.7.1 组合梁截面高度不宜超过钢梁截面高度的 2 倍; 混凝土板托高度 h_{c2} 不宜超过翼板厚度 h_{c1} 的 1.5 倍。

14.7.2 组合梁边梁混凝土翼板的构造应满足图 14.7.2 的要求。有板托时, 伸出长度不宜小于 h_{c2} ; 无板托时, 应同时满足伸出钢梁中心线不小于 150mm、伸出钢梁翼缘边不小于 50mm 的要求。

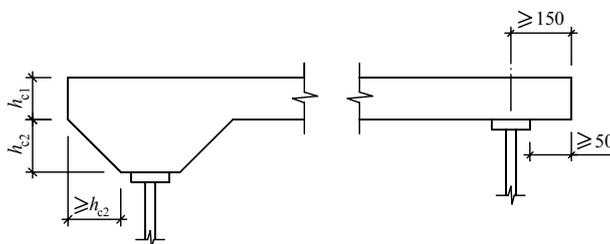


图 14.7.2 边梁构造图

14.7.3 连续组合梁在中间支座负弯矩区的上部纵向钢筋及分布钢筋, 应按国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定设置。

14.7.4 抗剪连接件的设置应符合以下规定:

1 圆柱头焊钉连接件钉头下表面或槽钢连接件上翼缘下表面高出翼板底部钢筋顶面 h_{e0} 不宜小于 30mm;

2 连接件沿梁跨度方向的最大间距不应大于混凝土翼板(包括板托)厚度的 3 倍, 且不大于 300mm; 连接件的外侧边缘与钢梁翼缘边缘之间的距离不应小于 20mm; 连接件的外侧边缘至混凝土翼板边缘间的距离不应小于 100mm; 连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

14.7.5 圆柱头焊钉连接件除应满足 14.7.4 条要求外, 尚应符合下列规定:

1 当焊钉位置不正对钢梁腹板时, 如钢梁上翼缘承受拉力, 则焊钉钉杆直径不应大于钢梁上翼缘厚度的 1.5 倍; 如钢梁上翼缘不承受拉力, 则焊钉钉杆直径不应大于钢梁上翼缘厚度的 2.5 倍;

2 焊钉长度不应小于其杆径的 4 倍;

3 焊钉沿梁轴线方向的间距不应小于杆径的 6 倍；垂直于梁轴线方向的间距不应小于杆径的 4 倍；

4 用压型钢板作底模的组合梁，焊钉钉杆直径不宜大于 19mm，混凝土凸肋宽度不应小于焊钉钉杆直径的 2.5 倍；焊钉高度 h_d 应符合 $h_d \geq h_e + 30$ 的要求（图 14.3.2）。

14.7.6 槽钢连接件一般采用 Q235 钢，截面不宜大于 [12.6。

14.7.7 横向钢筋应满足如下构造要求：

1 横向钢筋的间距不应大于 $4h_{e0}$ ，且不应大于 200mm。 h_{e0} 的定义见本规范第 14.7.4 条第 1 款。

2 板托中应配 U 型横向钢筋加强（图 14.6.1）。板托中横向钢筋的下部水平段应该设置在距钢梁上翼缘 50mm 的范围以内。

14.7.8 对于承受负弯矩的箱形截面组合梁，可在钢箱梁底板上方或腹板内侧设置抗剪连接件并浇筑混凝土。

15 钢管混凝土组合柱及节点

15.1 一般规定

15.1.1 本章适用于不直接承受动力荷载的实心钢管混凝土组合柱及节点的设计和计算。

15.1.2 钢管混凝土组合柱，除应按本章的规定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，荷载为湿混凝土的重力以及实际可能作用的施工荷载。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%。

15.1.3 钢管混凝土组合柱，圆钢管径厚比 D/t 不应大于 $100\varepsilon_k^2$ ，矩形钢管边长与其壁厚之比 B/t 不应大于 $60\varepsilon_k$ 。

15.1.4 当矩形钢管混凝土构件采用钢板组合时，其壁板间的连接焊缝应采用全熔透坡口焊缝。

15.2 矩形钢管混凝土构件

15.2.1 轴心受压构件应满足下式的要求：

$$N \leq A_a f + A_c f_c \quad (15.2.1)$$

式中： N ——轴心压力设计值；

A_a ——钢管的截面面积（当钢管截面有削弱时，采用钢管的净截面面积 A_{an} ）；

A_c ——混凝土的截面面积；

f ——钢材的抗压强度设计值；

f_c ——混凝土的抗压强度设计值。

15.2.2 轴心受压构件的稳定性应按下列规定进行计算：

$$N \leq \varphi(A_a f + A_c f_c) \quad (15.2.2-1)$$

当 $\bar{\lambda}_0 \leq 0.215$ 时：

$$\varphi = 1 - 0.65\bar{\lambda}_0^2 \quad (15.2.2-2)$$

当 $\bar{\lambda}_0 > 0.215$ 时：

$$\varphi = \frac{1}{2\bar{\lambda}_0^2} \left[\left(0.95 + 0.300\bar{\lambda}_0 + \bar{\lambda}_0^2 \right) - \sqrt{\left(0.965 + 0.300\bar{\lambda}_0 + \bar{\lambda}_0^2 \right) - 4\bar{\lambda}_0^2} \right] \quad (15.2.2-3)$$

式中： φ ——轴心受压构件的稳定系数；

$\bar{\lambda}_0$ ——正则化长细比，根据本规范公式（15.2.3-1）计算。

15.2.3 轴心受压构件的正则化长细比应按下列公式计算：

$$\bar{\lambda}_0 = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (15.2.3-1)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_0} \quad (15.2.3-2)$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_a + I_c E_c / E}{A_a + A_c f_c / f}} \quad (15.2.3-3)$$

式中： λ ——矩形钢管混凝土轴心受压构件的长细比；

l_0 ——轴心受压构件的计算长度；

r_0 ——矩形钢管混凝土轴心受压构件截面的当量回转半径；

f_y ——钢材的屈服强度；

E ——钢材的弹性模量；

E_c ——钢管内混凝土的弹性模量；

I_a ——钢管的截面惯性矩；

I_c ——钢管内混凝土的截面惯性矩。

15.2.4 矩形钢管混凝土轴心受拉构件的承载力应满足下列公式要求：

$$N_t \leq A_{an} f \quad (15.2.4-1)$$

式中： N_t ——轴心拉力设计值；

f ——钢材的抗拉强度设计值。

15.2.5 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土压弯构件，其承载力应满足下列公式的要求：

$$\frac{N}{A_{an}f + A_c f_c} + (1 - \alpha_c) \frac{M}{M_{un}} \leq 1.0 \quad (15.2.5-1)$$

$$M \leq M_{un} \quad (15.2.5-2)$$

$$M_{un} = [0.5A_{an}(h - 2t - d_n) + bt(t + d_n)]f \quad (15.2.5-3)$$

$$d_n = \frac{A_a - 2bt}{(b - 2t) \frac{f_c}{f} + 4t} \quad (15.2.5-4)$$

式中： N ——轴心压力设计值；

M ——弯矩设计值；

α_c ——混凝土工作承担系数，按本规范第 15.2.6 条的规定采用；

f ——钢材强度设计值；

b 、 h ——分别为矩形钢管截面平行、垂直于弯曲轴的边长；

t ——钢管壁厚；

d_n ——管内混凝土受压区高度；

M_{un} ——弯矩作用方向只有弯矩作用时的净截面受弯承载力设计值。

15.2.6 矩形钢管混凝土受压构件中，混凝土工作承担系数 α_c 应控制在 0.1~0.7 之间，其值可按下列式计算：

$$\alpha_c = \frac{A_c f_c}{A_a f + A_c f_c} \quad (15.2.6)$$

15.2.7 弯矩作用在一个主平面内（绕 x 轴）的矩形钢管混凝土压弯构件，其稳定性应满足下列规定：

1. 弯矩作用平面内：

$$\frac{N}{\varphi_x (A_a f + A_c f_c)} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta_{mx} M_x}{\left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}\right) M_{ux}} \leq 1.0 \quad (15.2.7-1)$$

$$\frac{\beta_{mx} M_x}{\left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}\right) M_{ux}} \leq 1.0 \quad (15.2.7-2)$$

$$M_{ux} = [0.5A_a(h-2t-d_n) + bt(t+d_n)]f \quad (15.2.7-3)$$

$$N'_{Ex} = \frac{N_{Ex}}{1.1} \quad (15.2.7-4)$$

$$N_{Ex} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2 f} (A_a f + A_c f_c) \quad (15.2.7-5)$$

2. 弯矩作用平面外:

$$\frac{N}{\varphi_y(A_a f + A_c f_c)} + \frac{\beta_{mx} M_x}{1.4 M_{ux}} \leq 1.0 \quad (15.2.7-6)$$

式中: φ_x 、 φ_y ——分别为弯矩作用平面内、弯矩作用平面外的轴心受压稳定系数;

N_{Ex} ——欧拉临界力;

λ_x ——弯矩作用平面内的长细比;

β_{mx} ——等效弯矩系数,按本规范第 8.2.1 条的规定采用;

M_{ux} ——绕主轴的受弯承载力设计值。

15.2.8 弯矩作用在一个主面内的拉弯构件,其承载力应满足下式的要求:

$$\frac{N}{A_{an} f_c} + (1 - \alpha_c) \frac{M}{M_{un}} \leq 1.0 \quad (15.2.8)$$

15.2.9 弯矩作用在两个主平面内的双轴压弯矩形钢管混凝土构件,其承载力应满足下列公式的要求:

$$\frac{N}{A_{an} f + A_c f_c} + (1 - \alpha_c) \frac{M_x}{M_{unx}} + (1 - \alpha_c) \frac{M_y}{M_{uny}} \leq 1.0 \quad (15.2.9-1)$$

$$\frac{M_x}{M_{unx}} + \frac{M_y}{M_{uny}} \leq 1.0 \quad (15.2.9-2)$$

$$M_{unx} = [0.5A_{an}(h-2t-d_{nx}) + bt(t+d_{nx})]f \quad (15.2.9-3)$$

$$M_{uny} = [0.5A_{an}(b-2t-d_{ny}) + ht(t+d_{ny})]f \quad (15.2.9-4)$$

式中: M_x 、 M_y ——分别为绕主轴 x、y 轴作用的弯矩设计值;

M_{unx} 、 M_{uny} ——分别为绕主轴 x、y 轴的净截面受弯承载力设计值;

d_{nx} 、 d_{ny} ——分别为绕主轴 x 、 y 轴方向的管内混凝土受压区高度。

15.2.10 双轴压弯构件的稳定性应按下列公式进行验算：

1 绕主轴 (x 轴) 的稳定性：

$$\frac{N}{\varphi_x (A_a f + A_c f_c)} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta_{mx} M_x}{\left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}\right) M_{ux}} + \frac{\beta_{my} M_y}{1.4 M_{uy}} \leq 1.0 \quad (15.2.10-1)$$

$$\frac{\beta_{mx} M_x}{\left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}\right) M_{ux}} + \frac{\beta_{my} M_y}{1.4 M_{uy}} \leq 1.0 \quad (15.2.10-2)$$

2 绕主轴 y 轴的稳定性：

$$\frac{N}{\varphi_y (A_a f + A_c f_c)} + \frac{\beta_{mx} M_x}{1.4 M_{ux}} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta_{my} M_y}{\left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ey}}\right) M_{uy}} \leq 1.0 \quad (15.2.10-3)$$

$$\frac{\beta_{mx} M_x}{1.4 M_{ux}} + \frac{\beta_{my} M_y}{\left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ey}}\right) M_{uy}} \leq 1.0 \quad (15.2.10-4)$$

式中： φ_x 、 φ_y ——分别为绕主轴 x 、 y 轴的轴心受压稳定系数；

β_{mx} 、 β_{my} ——分别为在计算稳定的方向对 M_x 、 M_y 的弯矩等效系数；

N'_{Ey} ——按式 (15.2.7.4)、(15.2.7.5) 计算，其中符号 λ_x 、 N_{Ex} 、 N'_{Ex} 改为

λ_y 、 N_{Ey} 、 N'_{Ey} ；

M_{ux} 、 M_{uy} ——分别为绕主轴 x 、 y 轴的受弯承载力设计值。

15.2.11 弯矩作用在两个主平面内的双轴拉弯矩形钢管混凝土构件，其承载力应满足下式的要求：

$$\frac{N}{A_{an} f_c} + \frac{M_x}{M_{unx}} + \frac{M_y}{M_{uny}} \leq 1.0 \quad (15.2.11)$$

15.3 圆钢管混凝土构件

15.3.1 轴心受压构件的承载力应符合下列规定：

$$N \leq k_c A_{sc} f_{sc} \quad (15.3.1-1)$$

式中： N ——轴心压力设计值；

A_{sc} ——钢管混凝土构件的组合截面面积，为圆钢管和管内混凝土面积之和；

k_c ——混凝土徐变折减系数，对轴压构件和偏心率不大于 0.3 的偏心钢管混凝土实心受压构件，当由永久荷载引起的轴向压力占全部轴向压力的 50%及以上时，取 0.9；其它情况不考虑；

f_{sc} ——圆钢管混凝土组合抗压强度设计值，应按本规范附录 K 式（K.0.1-1）计算。

15.3.2 构件的抗剪、抗扭和抗弯承载力应符合下列要求：

1 抗剪承载力：

$$V \leq \mu f_{sv} A_{sc} = 0.71 f_{sv} A_{sc} \quad (15.3.2-1)$$

2 抗扭承载力：

$$T \leq W_T f_{sv} \quad (15.3.2-2)$$

式中： V ——钢管混凝土的剪力设计值；

T ——钢管混凝土的扭矩设计值；

f_{sv} ——圆钢管混凝土的组合受剪强度设计值，应按本规范表 k.0.2 的规定采用；

μ ——钢管混凝土受剪强度折减系数， $\mu=0.71$ ；

A_{sc} ——钢管混凝土构件组合截面面积，即钢管面积和管内混凝土面积之和；

W_T ——钢管混凝土构件的组合截面抗扭模量；

3 抗弯承载力：

$$M \leq \gamma_m W_{sc} f_{sc} \quad (15.3.2-3)$$

$$W_{sc} = \frac{\pi R^3}{4} \quad (15.3.2-4)$$

式中： f_{sc} ——圆钢管混凝土组合抗压强度设计值，应按本规范附录 P 的规定采用；

γ_m ——塑性发展系数；取 1.2；

W_{sc} ——受弯构件的组合截面模量；

R ——半径。

15.3.3 轴心受拉构件的承载力应符合下列要求：

$$N_t \leq C_1 A_a f \quad (15.3.3)$$

式中： N_t ——轴心拉力设计值；

C_1 ——钢管受拉强度提高系数， $C_1 = 1.1$ 。

15.3.4 轴心受压构件的稳定承载力应符合下式的要求：

$$N \leq \varphi k_c f_{sc} A_{sc} \quad (15.3.4)$$

式中： f_{sc} ——钢管混凝土构件的组合强度设计值；

A_{sc} ——组合截面面积；

φ ——轴心受压构件的稳定系数，按表 15.3.4 的规定采用。

表 15.3.4 轴心受压构件的稳定系数

$\lambda(0.001f_y + 0.781)$	φ	$\lambda(0.001f_y + 0.781)$	φ
0	1.000	130	0.440
10	0.975	140	0.394
20	0.951	150	0.353
30	0.924	160	0.318
40	0.896	170	0.287
50	0.863	180	0.260
60	0.824	190	0.236
70	0.779	200	0.216
80	0.728	210	0.198
90	0.670	220	0.181
100	0.610	230	0.167
110	0.5494	240	0.155
120	0.4924	250	0.143

注： λ 为构件长细比，其值等于计算长度除以回转半径。

15.3.5 拉弯构件的承载力应符合下式的要求：

$$\frac{N_t}{1.1A_a f} + \frac{M}{\gamma_m W_{sc} f_{sc}} \leq 1 \quad (15.3.5)$$

式中： N_t 、 M ——作用于构件的拉力和弯矩设计值。

15.3.6 构件在复杂应力状态下的承载力应符合下列规定：

$$1 \quad \text{当} \frac{N}{\phi k_c f_{sc} A_{sc}} \geq 0.255 \left[1 - \left(\frac{T}{f_{sv} W_T} \right)^2 - \left(\frac{V}{0.71 f_{sv} A_{sc}} \right)^2 \right] \text{时:}$$

$$\frac{N}{\phi k_c f_{sc} A_{sc}} + \frac{\beta_m M}{1.5 \gamma_m W_{sc} f_{sc} (1-0.4 N/N'_E)} + \left(\frac{T}{f_{sv} W_T} \right)^2 + \left(\frac{V}{0.71 f_{sv} A_{sc}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (15.3.6-1a)$$

$$2 \quad \text{当} \frac{N}{\phi k_c f_{sc} A_{sc}} < 0.255 \left[1 - \left(\frac{T}{f_{sv} W_T} \right)^2 - \left(\frac{V}{0.71 f_{sv} A_{sc}} \right)^2 \right] \text{时:}$$

$$\frac{N}{2.17 \phi k_c f_{sc} A_{sc}} + \frac{\beta_m M}{\gamma_m W_{sc} f_{sc} (1-0.4 N/N'_E)} + \left(\frac{T}{f_{sv} W_T} \right)^2 + \left(\frac{V}{0.71 f_{sv} A_{sc}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (15.3.6-1b)$$

$$N'_E = 10.6 k_E f_{sc} A_{sc} / \lambda^2 \quad (15.3.6-2)$$

式中： β_m ——等效弯矩系数，按本规范第 8 章的规定采用；

k_E ——轴压弹性模量换算系数，按下表取值：

表 16.3.6 轴压弹性模量换算系数

钢 材	Q235	Q345	Q390	Q420
k_E	918.9	719.6	657.5	626.9

15.4 梁柱连接节点

15.4.1 钢管混凝土与钢梁的连接应符合本规范相关章节的有关规定。

15.4.2 矩形钢管混凝土柱与钢梁连接的翼缘抗拉承载力应按下列规定进行计算：

1 隔板贯通式节点

1) 梁翼缘的承载力为：

$$P = b_f t_f f_y \quad (\text{为什么是 } f_y \text{ 而不是 } f \text{ 包括式 (15.4.2-2)}) \quad (15.4.2-4)$$

(15.4.2-1)

式中 P ——梁翼缘的承载力；

b_f ——梁翼缘宽度；

t_f ——梁翼缘厚度；

f_y ——梁翼缘钢板的屈服强度。

2) 隔板承载力为:

$$P_a = (D + 2h_s - d)^2 \frac{b_f \times t_s}{d^2} f_y \quad (15.4.2-2)$$

式中 P_a ——隔板的承载力;

b_f ——梁翼缘宽度;

d ——隔板的圆孔直径;

D ——矩形钢管的边长;

f_y ——隔板的屈服拉应力;

t_s ——隔板的厚度。

3) 隔板贯通式节点翼缘的抗拉承载力

$$P_j = \min(P, P_a) \quad (15.4.2-3)$$

2 外肋环板节点:

1) 肋板承载力为:

$$P_s = 2t_s h_s f_{ys} \quad (15.4.2-4)$$

式中 P_s ——竖向肋板抗拉承载力;

t_s ——竖向肋板的厚度;

h_s ——竖向肋板的宽度;

f_{ys} ——竖向肋板的屈服应力。

2) 柱翼缘承载力为:

$$P_c = (4X + 2t_d)M_p / D_1 + 4D_c M_p / X \quad (15.4.2-5)$$

$$X = \sqrt{D_1 D_c / 2} \quad (15.4.2-6)$$

式中 M_p ——柱单位长度的屈服弯矩;

t_c ——方钢管的厚度;

t_d ——水平环板的厚度;

f_{yc} ——方钢管的屈服强度。

3) 外肋环板节点的承载力为:

$$P_v = \alpha(P_c + P_s) \quad (15.4.2-6)$$

式中 α ——共同工作系数。一般可取 0.7。

15.4.3 矩形钢管混凝土柱与钢梁连接的钢梁腹板或钢牛腿肋板处的管壁剪应力, 应按下式进行验算:

$$\tau = 0.6 \frac{V_{\max}}{h_j t} \lg\left(\frac{2r_c}{b_j}\right) \leq f_v \quad (15.4.3-1)$$

$$b_j = t_w + 2h_f \quad (15.4.3-2)$$

式中 V_{\max} ——梁端腹板或一个牛腿肋板承受的最大剪力;

h_j ——腹板或肋板高度;

b_j ——角焊缝包入的宽度;

t_w ——腹(肋)板厚度;

h_f ——角焊缝的焊脚尺寸;

r_c ——钢管壁厚度。

15.4.4 矩形钢管混凝土柱的隔板厚度应满足板件的宽厚比限值, 且不小于钢梁翼缘的厚度。钢管外环板的挑出宽度 h_s 应满足式 (15.4.4):

$$100\text{mm} \leq h_s \leq 15t_d \varepsilon_k \quad (15.4.4)$$

式中: t_d ——隔板厚度;

ε_k ——环板材料的钢号修正系数。

15.4.5 圆钢管混凝土柱加强环节点应符合下列规定:

1 圆钢管混凝土柱加强环节点可据图 15.4.5 的 4 种平面型式进行验算:

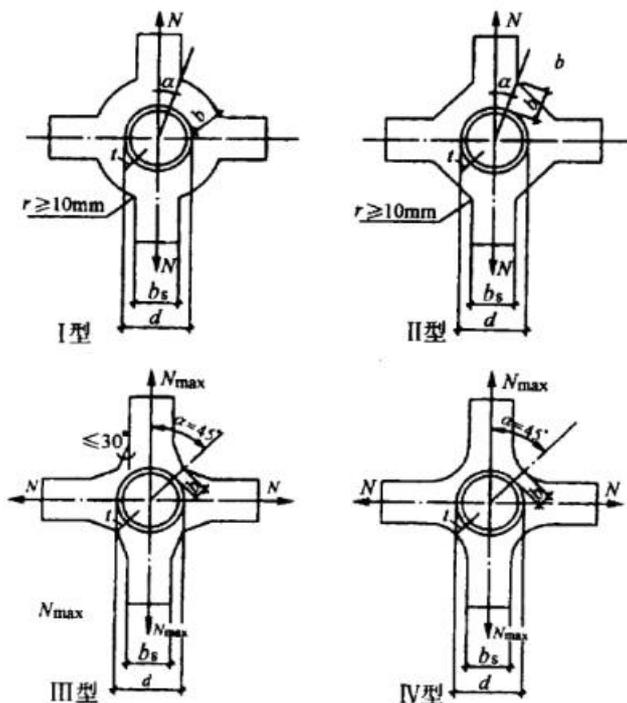


图 15.4.5 加强环板的型式

2 加强环板沿梁方向承受的拉力 N 设计值，可按下式计算：

$$N = M/h + N_b \quad (15.4.5-1)$$

$$M = M_c - Vd/3 \geq 0.7M_c \quad (15.4.5-2)$$

式中： M ——梁端弯矩设计值；

N_b ——梁轴向力对一个环板产生的拉力（当梁的内力对加强环为压力时，取 0）；

h ——梁截面高度；

M_c ——柱轴线处的弯矩设计值；

V ——对应于 M_c 柱轴线处梁端剪力；

d ——管柱直径。

3 加强环板宽度 b_s 宜与梁翼缘等宽，连接钢梁的环板厚度 t_1 ，应按梁翼缘板的轴心拉力计算确定，宜与梁翼缘等厚。并应满足下列规定：

- 1) $0.25 \leq b_s/d \leq 0.75$ ；
- 2) $0.1 \leq b/d \leq 0.35$ ， $b/t_1 \leq 10$ 。

4 加强环板控制截面宽度 b ，可根据下列规定计算：

- 1) I 型和 II 型加强环板，可按下列公式计算：

$$b \geq F_1(\alpha) \frac{N}{t_1 f_1} - F_2(\alpha) b_e \frac{t f}{t_1 f_1} \quad (15.4.5-3)$$

$$F_1(\alpha) = \frac{0.93}{\sqrt{2 \sin^2 \alpha + 1}} \quad (15.4.5-4)$$

$$F_2(\alpha) = \frac{1.74 \sin \alpha}{\sqrt{2 \sin^2 \alpha + 1}} \quad (15.4.5-5)$$

$$b_e = \left\{ 0.63 + 0.88 \frac{b_s}{d} \right\} \sqrt{d t} + t_1 \quad (15.4.5-6)$$

式中： α ——拉力 N 作用方向与计算截面的夹角；

b_e ——管柱管壁参加加强环工作的有效宽度（图 15.4.5-2）；

t ——管柱管壁厚度；

f ——管柱钢材强度设计值。

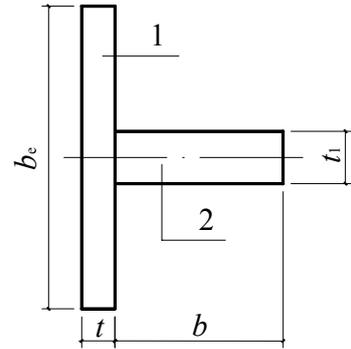


图 15.4.5-2 柱肢管壁的有效宽度（1-管壁；2-加强环板）

2) III型和IV型加强环板，可按下列公式计算：

$$b \geq (1.44 + \beta) \frac{0.392 N_{x, \max}}{t_1 f_1} - 0.864 b_e \frac{t f}{t_1 f_1} \quad (15.4.5-7)$$

$$\beta = \frac{N_y}{N_{x, \max}} \leq 1 \quad (15.4.5-8)$$

式中： β ——加强环同时受垂直双向拉力的比值，当加强环为单向受拉时， $\beta=0$ ；

$N_{x, \max}$ —— x 方向由最不利效应组合产生的最大拉力；

N_y —— y 方向与 $N_{x, \max}$ 同时作用的拉力。

5 在梁柱节点中，钢梁腹板或钢牛腿肋板处的管壁剪应力（图 15.4.5-3）应按下式进行验算：

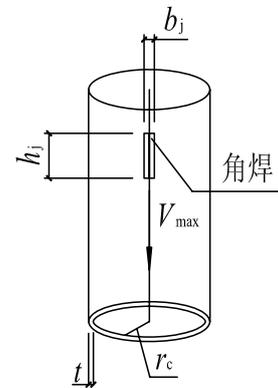


图 15.4.5-3

$$\tau = 0.6 \frac{V_{\max}}{h_j t} \lg \frac{2r_c}{b_j} \leq f_v \quad (15.4.5-9)$$

$$b_j = t_w + 2h_j \quad (15.4.5-10)$$

式中： V_{\max} ——梁端腹板或一个牛腿肋板承受的最大剪力；

h_j ——角焊缝长度；

r_c ——钢管内半径;

b_j ——角焊缝包入的宽度;

t_w ——腹(肋)板厚度。

15.4.6 柱隔板上应设置混凝土浇筑孔和透气孔,混凝土浇筑孔孔径不应小于 200mm,透气孔孔径不宜小于 25mm。

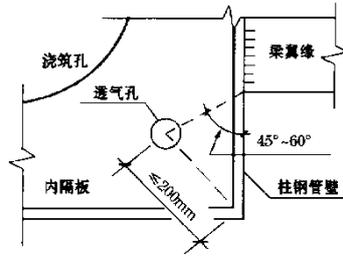


图 15.4.6 矩形钢管混凝土柱隔板(包括内隔板和贯通隔板)

16 疲劳计算及防脆断设计

16.1 一般规定

16.1.1 直接承受动力荷载重复作用的钢结构构件及其连接,当应力变化的循环次数 n 等于或大于 5×10^4 次时,应进行疲劳计算。

16.1.2 本章规定不适用于下列条件下结构构件结构构件及其连接的疲劳计算

- 1 构件表面温度大于 150°C ;
- 2 处于海水腐蚀环境;
- 3 焊后经热处理消除残余应力;
- 4 构件处于低周-高应变疲劳状态。

16.1.3 疲劳计算采用容许应力幅法,应力按弹性状态计算,容许应力幅按构件和连接类别、应力循环次数以及计算部位的板件厚度确定。对非焊接的构件和连接,其应力循环中不出现拉应力的部位可不计算疲劳强度。

16.1.4 需计算疲劳构件所用钢材应具有常温冲击韧性的合格保证,材质的选用应符合本规范第 4.3.3 条的规定。

16.2 疲劳计算

16.2.1 常幅(应力循环内的所有应力幅保持常量)疲劳与变幅(应力循环内应力幅随机变化)疲劳条件下的构件及其连接的疲劳计算应符合以下规定:

- 1 常幅疲劳条件下构件及其连接的名义正剪力幅与剪应力幅应符合下列公式的要求:

$$\Delta\sigma \leq \gamma_1 \Delta\sigma_c \quad (16.2.1-1)$$

$$\Delta\tau \leq \Delta\tau_c \quad (16.2.1-2)$$

对焊接构件:

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \quad (16.2.1-3a)$$

$$\Delta\tau = \tau_{\max} - \tau_{\min} \quad (16.2.1-3b)$$

对非焊接部位:

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min} \quad (16.2.1-3c)$$

$$\Delta\tau = \tau_{\max} - 0.7\tau_{\min} \quad (16.2.1-3d)$$

对于横向角焊缝连接和对接焊缝连接，当连接板厚超过 25mm 时，应按下式进行修正，其余情况取为 1.0:

$$\gamma_t = \left(\frac{25}{t}\right)^{0.25} \quad (16.2.1-4)$$

式中： $\Delta\sigma$ ——构件验算部位的名义正应力幅；

σ_{\max} ——计算部位每次应力循环中的最大名义拉应力(取正值)；

σ_{\min} ——计算部位每次应力循环中的最小名义拉应力或压应力(拉应力取正值，压力取负值)；

$\Delta\tau$ ——构件验算部位的名义剪应力幅；

τ_{\max} ——计算部位每次应力循环中的最大名义剪应力；

τ_{\min} ——计算部位每次应力循环中的最小名义剪应力；

$\Delta\sigma_c$ ——正应力常幅疲劳极限 (N/mm²)，根据构件和连接类别 (见附录 L) 按表 16.2.1-1 采用；

$\Delta\tau_c$ ——剪应力常幅疲劳极限 (N/mm²)，根据构件和连接类别 (见附录 L) 按表 16.2.1-2 采用；

γ_t ——板厚修正系数，

t ——连接板板厚度 (mm)。

表 16.2.1-1 正应力幅的疲劳强度及其参数

构件与连接类别	构件与连接相关系数		常幅疲劳极限 $\Delta\sigma_c (n=5\times 10^6)$ (N/mm ²)	变幅疲劳极限 $\Delta\sigma_v (n=1\times 10^8)$ (N/mm ²)	容许应力幅 ($n=2\times 10^6$) $[\Delta\sigma]_{2\times 10^6}$ (N/mm ²)
	C_Z	β			
Z1	1920×10^{12}	4	140	85	176
Z2	861×10^{12}	4	115	70	144
Z3	3.91×10^{12}	3	92	51	125

Z4	2.81×10^{12}	3	83	46	112
Z5	2.00×10^{12}	3	74	41	100
Z6	1.46×10^{12}	3	66	36	90
Z7	1.02×10^{12}	3	59	32	80
Z8	0.72×10^{12}	3	52	29	71
Z9	0.50×10^{12}	3	46	25	63
Z10	0.35×10^{12}	3	41	23	56
Z11	0.25×10^{12}	3	37	20	50
Z12	0.18×10^{12}	3	33	18	45
Z13	0.13×10^{12}	3	29	16	40
Z14	0.09×10^{12}	3	26	14	36

注：构件与连接分类见附录 L。

表 16.2.1-2 剪应力幅的疲劳强度及其参数

构件与连接类别	构件与连接相关系数		常幅疲劳极限 $\Delta\tau_c (n=5 \times 10^6)$ (N/mm ²)	变幅疲劳极限 $\Delta\tau_v (n=1 \times 10^8)$ (N/mm ²)	容许应力幅 ($n=2 \times 10^6$) $[\Delta\tau]_{2 \times 10^6}$ (N/mm ²)
	C_J	β			
J1	4.10×10^{11}	3	43	16	59
J2	2.00×10^{16}	5	83	46	100
J3	8.61×10^{21}	8	80	55	90

注：构件与连接的类别见附录 L。

2 变幅疲劳条件下构件的正应力幅与剪应力幅应符合下式的要求：

$$\Delta\sigma \leq \gamma_1 \Delta\sigma_v \quad (16.2.1-4)$$

$$\Delta\tau \leq \Delta\tau_v \quad (16.2.1-5)$$

式中： $\Delta\sigma_v$ ——正应力变幅疲劳极限 (N/mm²)，根据构件和连接类别按表 16.2.1-1 采用；

$\Delta\tau_v$ ——剪应力变幅疲劳极限 (N/mm²)，根据构件和连接类别按表 16.2.1-2 采用。

16.2.2 当构件或连接的常幅疲劳计算不满足式 (16.2.1-1) 与式 (16.2.1-2) 要求时, 应按下列规定进行疲劳计算:

1 正应力常幅疲劳应符合下列要求:

$$\Delta\sigma/\gamma_t \leq [\Delta\sigma_R] \quad (16.2.2-1)$$

$$[\Delta\sigma_R] = \left(\frac{C_z}{n} \right)^{1/\beta} \quad (16.2.2-2)$$

式中: $[\Delta\sigma_R]$ ——常幅疲劳的容许正应力幅(N/mm²):

n ——应力循环次数;

C_z 、 β ——构件和连接相关系数, 按表 16.2.1-1 采用。

2 剪应力常幅疲劳应符合下式要求:

$$\Delta\tau \leq [\Delta\tau_R] \quad (16.2.2-3)$$

$$[\Delta\tau_R] = \left(\frac{C_J}{n} \right)^{1/\beta} \quad (16.2.2-4)$$

式中: $[\Delta\tau_R]$ ——常幅疲劳的容许剪应力幅 (N/mm²),

C_J 、 β ——构件和连接相关系数, 按表 16.2.1-2 采用。

16.2.3 当构件或连接的变幅疲劳计算不能满足式 (16.2.1-4)、式 (16.2.1-5) 要求, 并能预测结构在使用寿命期间各种荷载的频率分布、应力幅水平以及频次分布总和所构成的设计应力谱时, 则可将其折算为等效常幅疲劳, 按下列规定计算:

1 正应力变幅疲劳应符合下式要求:

$$\Delta\sigma_{eq}/\gamma_t \leq [\Delta\sigma_R] \quad (16.2.3-1)$$

$$\Delta\sigma_{eq} = \left(\frac{\sum(n_i \cdot \Delta\sigma_i^\beta) + (\Delta\sigma_c)^{-2} \cdot \sum(n_j \cdot \Delta\sigma_j^{(\beta+2)})}{\sum n_i + \sum n_j} \right)^{1/\beta} \quad (16.2.3-2)$$

式中: $\Delta\sigma_{eq}$ ——变幅疲劳的等效名义正应力幅:

$\sum n_i + \sum n_j$ ——以总应力循环次数表示的结构预测使用寿命;

n_i ——与名义正应力幅 $\Delta\sigma_i$ ($\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_c$) 对应的应力循环次数;

n_j ——与名义正应力幅 $\Delta\sigma_j$ ($\Delta\sigma_c \geq \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_v$) 对应的应力循环次数;

2 剪应力变幅疲劳应符合下式要求：

$$\Delta\tau_{eq} \leq [\Delta\tau_R] \quad (16.2.3-3)$$

$$\Delta\tau_{eq} = \left(\frac{\sum (n_i \cdot \Delta\tau_i^\beta)}{\sum n_i} \right)^{1/\beta} \quad (16.2.3-4)$$

式中： $\Delta\tau_{eq}$ ——变幅疲劳的等效名义剪应力幅；

$\sum n_i$ ——以总应力循环次数表示的结构预测使用寿命；

n_i ——与名义剪应力幅 $\Delta\tau_i$ ($\Delta\tau_i \geq \Delta\tau_v$) 对应的应力循环次数；

16.2.4 重级工作制吊车梁和重级、中级工作制吊车桁架的疲劳可简化为常幅疲劳，按下式计算：

1 正应力常幅疲劳

$$\alpha_f \cdot \Delta\sigma / \gamma_t \leq [\Delta\sigma]_{2 \times 10^6} \quad (16.2.4-1)$$

式中： α_f ——欠载效应的等效系数，按表 16.2.4 采用；

$[\Delta\sigma]_{2 \times 10^6}$ ——循环次数 n 为 2×10^6 次的容许正应力幅，按表 16.2.1-1 采用；

2 剪应力常幅疲劳

$$\alpha_f \cdot \Delta\tau \leq [\Delta\tau]_{2 \times 10^6} \quad (16.2.4-2)$$

式中： $[\Delta\tau]_{2 \times 10^6}$ ——循环次数 n 为 2×10^6 次的容许剪应力幅，按表 16.2.1-2 采用；

表 16.2.4 吊车梁和吊车桁架欠载效应的等效系数 α_f

吊车类别	α_f
A6、A7 工作级别（重级）的硬钩吊车（如均热炉车间夹钳吊车）	1.0
A6、A7 工作级别（重级）的软钩吊车	0.8
A4、A5 工作级别（中级）的吊车	0.5

16.2.5 直接承受动力荷载重复作用的高强度螺栓连接，当应力变化的循环次数等于或大于 5×10^4 次时，应进行疲劳验算，疲劳验算应符合下列原则：

1 抗剪摩擦型连接可不进行疲劳验算，但其连接处开孔主体金属应进行疲劳验算；

2 沿螺栓轴向抗拉为主的高强度螺栓连接在动力荷载重复作用下，当荷载和杠杆力引起螺栓轴向拉力超过螺栓受拉承载力 30% 时，应对螺栓拉应力进行疲劳验算；

3 对于进行疲劳验算的受拉连接,应考虑杠杆力作用的影响;宜采取加大连接板厚度等加强连接刚度的措施,使计算所得的撬力不超过荷载外拉力值的 30%;

4 栓焊并用连接应力应按全部剪力由焊缝承担的原则,对焊缝进行疲劳验算。

16.3 构造要求

16.3.1 直接承受动力重复作用并需进行疲劳验算的焊接连接除应符合本规范第 11.3.3 的规定外,尚应符合以下规定:

1 严禁使用塞焊、槽焊、电渣焊和气电立焊接头;

2 焊接接头中,当拉应力与焊缝轴线垂直时,严禁采用部分焊透对接焊缝、背面不清根的无衬垫焊缝。

16.3.2 直接承受动力荷载并需进行疲劳验算的螺栓连接应采用高强度螺栓摩擦型连接。

16.3.3 吊车梁、吊车桁架及类似结构应满足下列要求:

1 焊接吊车梁的翼缘板宜用一层钢板,当采用两层钢板时,外层钢板宜沿梁通长设置,并应在设计和施工中采取措施使上翼缘两层钢板紧密接触。

2 支承夹钳或刚性料耙硬钩起重机以及类似起重机的结构,不宜采用吊车桁架和制动桁架。

3 焊接吊车桁架应符合下列要求:

1) 在桁架节点处,腹杆与弦杆之间的间隙 a 不宜小于 50mm,节点板的两侧边宜做成半径 r 不小于 60mm 的圆弧;节点板边缘与腹杆轴线的夹角 θ 不应小于 30° (图 16.3.3 - 1);节点板与角钢弦杆的连接焊缝,起落弧点应至少缩进 5mm (图 16.3.3 - 1a);节点板与 H 形截面弦杆的 T 形对接与角接组合焊缝应予焊透,圆弧处不得有起落弧缺陷,其中重级工作制吊车桁架的圆弧处应予打磨,使之与弦杆平缓过渡 (图 16.3.3 - 1b)。

2) 杆件的填板当用焊缝连接时,焊缝起落弧点应缩进至少 5mm (图 16.3.3 - 1c),重级工作制吊车桁架杆件的填板应采用高强度螺栓连接。

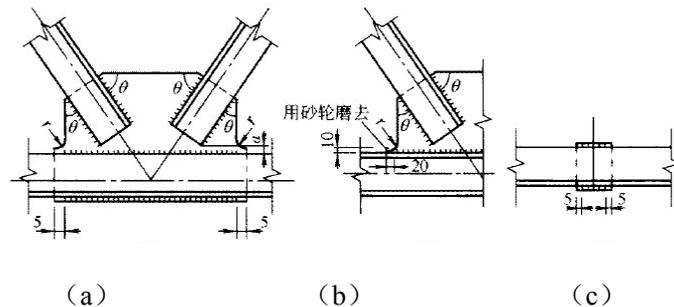


图 16.3.3-1 吊车桁架节点

4 吊车梁翼缘板或腹板的焊接拼接应采用加引弧板和引出板的焊透对接焊缝，引弧板和引出板割去处应予打磨平整。焊接吊车梁和焊接吊车桁架的工地整段拼接应采用焊接或高强度螺栓的摩擦型连接。

5 在焊接吊车梁或吊车桁架中，对 11.1.5 条中要求焊透的 T 形接头对接与角接组合焊缝形式宜如图 16.3.3-2 所示。

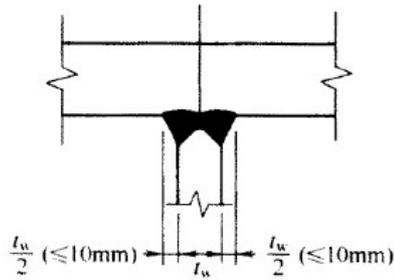


图 16.3.3-2 焊透的 T 形接头对接与角接组合焊缝

6 吊车梁横向加劲肋宽度不宜小于 90mm。在支座处的横向加劲肋应在腹板两侧成对设置，并与梁上下翼缘刨平顶紧。中间横向加劲肋的上端应与梁上翼缘刨平顶紧，在重级工作制吊车梁中，中间横向加劲肋亦应在腹板两侧成对布置，而中、轻级工作制吊车梁则可单侧设置或两侧错开设置。

在焊接吊车梁中，横向加劲肋（含短加劲肋）不得与受拉翼缘相焊，但可与受压翼缘焊接。端加劲肋可与梁上下翼缘相焊，中间横向加劲肋的下端宜在距受拉下翼缘 50~100mm 处断开，其与腹板的连接焊缝不宜在肋下端起落弧。

当吊车梁受拉翼缘（或吊车桁架下弦）与支撑连接时，不宜采用焊接。

7 直接铺设轨道的吊车桁架上弦，其构造要求应与连续吊车梁相同。

8 重级工作制吊车梁中，上翼缘与柱或制动桁架传递水平力的连接宜采用高强度螺栓的摩擦型连接，而上翼缘与制动梁的连接，可采用高强度螺栓摩擦型连接或焊缝连接。

吊车梁端部与柱的连接构造应设法减少由于吊车梁弯曲变形而在连接处产生的附加应力。

9 当吊车桁架和重级工作制吊车梁跨度等于或大于 12m，或轻、中级工作制吊车梁跨度等于或大于 18m 时，宜设置辅助桁架和下翼缘（下弦）水平支撑系统。当设置垂直支撑时，其位置不宜在吊车梁或吊车桁架竖向挠度较大处。

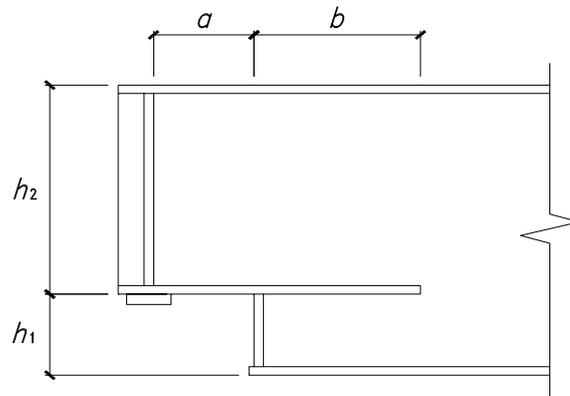
对吊车桁架，应采取构造措施，以防止其上弦因轨道偏心而扭转。

10 重级工作制吊车梁的受拉翼缘板（或吊车桁架的受拉弦杆）边缘，宜为轧制边或自动气割边，当用手工气割或剪切机切割时，应沿全长刨边。

11 吊车梁的受拉翼缘（或吊车桁架的受拉弦杆）上不得焊接悬挂设备的零件，并不宜在该处打火或焊接夹具。

12 起重机钢轨的接头构造应保证车轮平稳通过。当采用焊接长轨且用压板与吊车梁连接时，压板与钢轨间应留有一定空隙（约 1mm），以使钢轨受温度作用后有纵向伸缩的可能。

13 简支变截面吊车梁，不宜采用圆弧式突变支座，宜采用直角式突变支座。重级工作制（A6~A8 级）简支变截面吊车梁，应采用直角式突变支座。直角式突变支座的构造宜满足图图 16.3.3-3 的要求。



$$h_1 \leq 0.5h_2, \quad a \leq 0.5h_2, \quad b \geq 1.5a$$

图图 16.3.3-3 直角式突变支座构造

16.4 防脆断设计

16.4.1 钢结构连接构造形式和加工工艺的选择应减少结构的应力集中和焊接约束应力。在工作环境温度等于或低于-30℃的地区，焊接构件宜采用实腹式构件，避免采用格构式构件，不应采用现场手工焊接的格构式构件。宜采用较薄的板件组成；

16.4.2 焊接结构应尽量避免焊缝过分集中和多条焊缝交会，同时减少焊缝的数量和降低焊缝尺寸。采用合理的焊接顺序，尽量降低焊接残余应力和残余变形。

16.4.3 在工作环境温度等于或低于-20℃的地区，焊接结构的构造宜符合下列要求：

- 1** 在桁架节点板上，腹杆与弦杆相邻焊缝焊趾间净距不宜小于 2.5t，t 为节点板厚度。
- 2** 凡是平接或 T 形对接的节点板，在对接焊缝处，节点板两侧宜做成半径 r 不小于 60mm 的圆弧并予以打磨，使之平缓过渡。
- 3** 在构件拼接部位，应使拼接件自由段的长度不小于 5t，t 为拼接件厚度(图 16.4.4)。

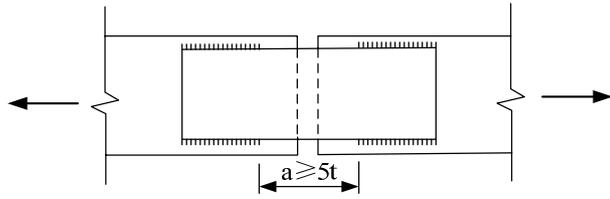


图 16.4.4 盖板拼接处的构造

16.4.4 在工作环境温度等于或低于 -20°C 的地区，结构施工宜满足下列要求：

- 1 承重构件和节点的连接宜采用螺栓连接，施工临时安装连接应避免采用焊缝连接。
- 2 受拉构件的钢材边缘宜为轧制边或自动气割边。对厚度大于 10mm 的钢材采用手工气割或剪切边时，应沿全长刨边。
- 3 应采用钻成孔或先冲后扩钻孔。
- 4 受拉构件或受弯构件的拉应力区，尽量避免使用角焊缝。
- 5 对接焊缝的质量等级不得低于二级。

16.4.5 对于特别重要或特殊的结构构件和连接节点，可采用断裂力学和损伤力学的方法对结构构件和连接节点进行抗脆断验算。

17 钢结构构件和节点抗震设计

17.1 一般规定

17.1.1 有抗震设防要求的钢结构采用性能化设计时，应符合表 3.6.4 规定的性能化要求，并应满足本章的规定；在设防地震作用下，钢结构构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合应按下列式计算：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} \Omega S_{Ehk} + \gamma_{Ev} \Omega S_{Evk} \quad (17.1.1)$$

式中：S——结构构件内力组合的设计值；

γ_G ——重力荷载分项系数，一般情况下应采用 1.2，当重力荷载效应对构件承载能力有利时，不应大于 1.0；

γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——分别为水平、竖向地震作用的分项系数，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定采用；

S_{GE} ——考虑地震作用时的重力荷载代表值的效应，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定采用；

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应；

Ω ——地震内力调整系数，按本规范第 17.1.8 条的规定采用。

17.1.2 有抗震设防要求的钢结构除应满足基本性能目标下的承载力要求外，尚应采用能力设计法进行塑性机构控制；无法达成预想的破坏机构时，应采取补偿措施。

17.1.3 钢结构的延性等级应按附录 M 的规定采用，满足相应延性等级的承载力要求时，其结构性能目标满足表 17.1.3 的规定：

表 17.1.3 结构的性能目标

延性等级	V 级	I、II、III级、IV级
性能目标	性能 3	性能 4

17.1.4 按本章进行设计时，承载力抗震调整系数 $\gamma_{RE} = 0.83$ ，阻尼比采用 0.05。

17.1.5 框架结构应满足强柱弱梁要求。

17.1.6 支撑结构及框架支撑结构的支撑系统应符合强节点弱支撑、强柱弱支撑的要求，支撑的型式和布置应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定。

17.1.7 进行支撑（钢板剪力墙）系统的梁柱设计时，不宜考虑支撑（钢板剪力墙）承担竖向荷载。

17.1.8 地震内力调整系数应按下列公式计算：

$$\Omega = \beta_{E1}\beta_{E2} \quad (17.1.8-1)$$

$$\beta_{E1} = \alpha_0\alpha_E \quad (17.1.8-2)$$

式中： Ω ——地震内力调整系数；

β_{E1} ——结构体系调整系数；

β_{E2} ——构件调整系数，有抗震设防要求的钢结构关键构件和节点应按本章的相关规定

取值且不小于 $1.1\eta_y$ ，塑性耗能区取 1.0，其余构件和节点取 $1.1\eta_y$ ， η_y

按表（17.1.8-2）取值；

α_0 ——地震作用二阶效应系数，按式（17.1.13）计算；

α_E ——结构延性调整系数，承受水平地震作用时，按表 17.1.8-2 的规定取值；承受

竖向地震作用时，钢结构抗震构件及节点的结构性能调整系数 α_E 取 0.7。

表 17.1.8-1 超强系数 η_y

弹性区 \ 塑性耗能区	Q235	Q345、Q345GJ
	1.15	1.05
Q235	1.2	1.1
Q345、Q345GJ、Q390、 Q420、Q460		

注：1 当塑性耗能区的钢材为管材时， η_y 取表中的数值乘以 1.1。

表 17.1.8-2 结构延性调整系数 α_E

延性等级	I 级	II 级	III 级	IV 级	V 级
α_E	0.25	0.3	0.35	0.45	0.7

注：延性等级应根据本规范附录 M 的规定采用。当结构不满足国家现行标准《建筑抗震设计规范》

GB50011 规定的规则性要求时，本表的数值应根据其规定乘以相应的调整系数。

17.1.9 延性等级为 I、II、III、IV 级的钢结构关键性焊缝的填充金属应检验 V 形切口的冲击韧性，其工作环境温度时夏比冲击韧性不应低于 27J。

17.1.10 抗震设防烈度为 7 度及以上地区的有抗震设防要求的钢结构采用钢板剪力墙体系时，宜采用带加劲肋的钢板剪力墙。

17.1.11 大跨度屋盖结构应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 第 10.2 节的有关规定。进行屋盖构件抗震验算时，关键杆件的构件调整系数 β_{E2} 可取 1.15，关键节点的构件调整系数 β_{E2} 可取 1.2。

17.1.12 罕遇地震作用下有抗震设防要求的钢结构的侧移不得大于 $\frac{1}{150C}$ 。罕遇地震作用下的侧移可按下列公式计算：

$T \geq 3.5T_g$ 时：

$$\Delta u_p = \frac{a_{\max, \text{罕遇}}}{a_{\max}} \Delta u_e \quad (17.1.12-1)$$

$T < 3.5T_g$ 时：

$$\Delta u_p = \left[0.35\beta_{E1} + (1 - 0.35\beta_{E1}) \frac{5T_g}{T} \right] \frac{a_{\max, \text{罕遇}}}{a_{\max}} \Delta u_e \quad (17.1.12-2)$$

式中： T ——结构自振周期；

T_g ——特征周期；

a_{\max} ——多遇地震作用下水平地震影响系数最大值；

$a_{\max, \text{罕遇}}$ ——罕遇地震作用下水平地震影响系数最大值；

Δu_e ——多遇地震作用下楼层内最大的弹性层间位移；

Δu_p ——罕遇地震作用下楼层内最大的弹塑性层间位移；

注：计算支撑结构的 Δu_e 时，应考虑支撑屈曲后的刚度折减。

17.1.13 地震作用下二阶效应系数应按下列公式计算：

$$\alpha_e = \frac{\theta}{1 - \left(\frac{2.8}{\beta_{E1}}\right)^{0.4} \theta} \quad (17.1.13)$$

式中： θ ——二阶效应系数，按本规范第 5.1.5 条的规定采用。

17.2 计算要点

17.2.1 强柱弱梁的设计要求应符合下列规定：

1 结构分类为 I、II、III、IV 级的框架结构，应满足下列要求：

1) 等截面梁：

$$\sum W_{Ec} (f_{yc} - N_{Ek}^{\beta_{E1}} / A_c) \geq \eta_y \sum W_{Eb} f_{yb} \quad (17.2.1-1)$$

式中： $N_{Ek}^{\beta_{E1}}$ ——考虑结构性能调整系数的地震作用标准组合下的柱轴力；

W_{Ec} 、 W_{Eb} ——交汇于节点的柱和梁的截面模量，当截面设计等级为 A、B 类时，截面模量为塑性截面模量；当截面设计等级为 C 类时，截面模量为 $\gamma_x W$ ，其中 γ_x 为截面塑性发展系数，按本规范表 8.1.1 采用， W 为弹性截面模量；当截面设计等级为 D 类，截面模量为弹性截面模量；

f_{yc} 、 f_{yb} ——分别是柱和梁的钢材屈服强度；

A_c ——框架柱的截面面积；

η_y ——超强系数，可按表 17.1.8-1 采用。

2 采用梁端加强方法时：

$$\sum W_{Ec} (f_{yc} - N_{Ek}^{\beta_{E1}} / A_c) \geq \eta_y (\sum W_{Eb} f_{yb} + V_{pb} s) \quad (17.2.1-2)$$

式中： V_{pb} ——产生塑性铰时塑性铰截面的剪力；

s ——塑性铰截面至柱面的距离。

3 符合下列情况之一可不考虑强柱弱梁要求：

- 1) 单层框架和框架顶层柱；
- 2) 柱所在楼层的受剪承载力比相邻上一层的受剪承载力高出 25%；
- 3) 不满足强柱弱梁要求的柱子提供的抗剪承载力之和，不超过总抗剪承载力的 20%；
- 4) 偏心支撑跨的非耗能梁段的梁柱节点；
- 5) 抗侧力结构的所有构件和节点均满足地震内力调整系数 $\Omega \geq 2$ 时的抗震承载力要求。
- 6) 框架柱轴压比 ($N_{Ek}^{\beta_{E1}} / N_{yk}$) 不超过 0.4。

17.2.2 框架结构的延性等级为 I、II、III、IV 级时，应符合下列规定：

1 多高层钢结构底层柱的构件调整系数 β_{E2} 不宜小于 1.3；

2 梁端塑性耗能区应满足下列要求：

- 1) 当采用 A、B 类截面时，承受的轴力不应大于轴向塑性承载力 (Af_y) 的 15%，

剪力不应大于截面塑性抗剪承载力的 50%。

- 2) 当框架梁采用 C、D 类截面时, 承受的轴力不应大于轴向弹性承载力 (Af) 的 15%, 剪力不应大于截面弹性抗剪承载力的 50%。

17.2.3 中心支撑框架结构应符合下列要求:

- 1 支撑斜杆应在支撑与梁柱连接节点失效、梁柱屈服或屈曲前发生屈服;
- 2 钢支撑受拉时按照拉杆计算强度, 受压时的承载力按照下式计算:

$$\frac{N_{br}^{\Omega}}{\varphi_{br} A_{br}} \leq f / \gamma_{RE} \quad (17.2.3-1)$$

式中: N_{br}^{Ω} ——考虑地震设计调整系数 Ω 的地震组合下的支撑内力设计值;

A_{br} ——支撑压杆的截面面积;

φ_{br} ——支撑压杆的稳定系数。

- 3 交叉支撑结构、成对布置的单斜支撑结构的支撑系统应符合下列要求:
 - 1) 当支撑斜杆的长细比大于 130 时, 可按只受拉斜杆计算, 当支撑斜杆截面采用 A 类截面且内力计算时不计入压杆的作用, 结构性能调整系数 β_{E1} 可取为 0.7。
 - 2) 支撑系统的梁柱计算轴力时, 其构件调整系数 β_{E2} 不应小于 1.35。
 - 3) 在支撑系统之间, 直接与支撑系统构件相连的刚接钢梁, 应按连梁设计, 其截面设计等级应满足 A 类截面要求, 同时满足本规范第 17.3.1 条第 3 款的规定, 其中工字形梁受弯正则化长细比 $\bar{\lambda}_b$ 限值按延性等级为 I 级取值。
 - 4) 上、下层支撑斜杆交汇处节点, 应可靠承受按下式确定的竖向不平衡剪力:

$$V = A_{br1} f_y \sin \alpha_1 + \eta \varphi A_{br2} f_y \sin \alpha_2 + V_G \quad (17.2.3-2)$$

$$\eta = 0.63 + 0.37 \tanh(2.45 - 7\bar{\lambda}_{br}) \quad (17.2.3-3)$$

式中: V ——支撑斜杆交汇处的竖向不平衡剪力;

A_{br1} 、 A_{br2} ——支撑的截面面积, 其中 $A_{br1} \sin \alpha_1 \geq A_{br2} \sin \alpha_2$;

φ ——受压支撑稳定系数;

V_G ——横梁在重力荷载代表值作用下的梁端剪力;

η ——受压支撑剩余承载力系数;

$\bar{\lambda}_{br}$ ——支撑的正则化长细比，可按式（15.2.3-1）计算；

α_1 、 α_2 ——支撑斜杆与横梁的交角。

5) 除承担竖向重力荷载外，横梁尚同时承担按下式计算的轴向压力：

$$N = A_{b1} f_y \cos \alpha_1 + \eta \varphi A_{b2} f_y \cos \alpha_2 \quad (17.2.3-4)$$

6) 柱的正则化长细比（按几何长度计算）大于 0.2 时，其承载力标准值应符合下式的要求：

$$S_{GE} + 1.1 C_y \frac{N_{br,y}}{N_{br}^{\beta_{E1}}} S_{Ek}^{\beta_{E1}} \leq R_k \quad (17.2.3-5)$$

式中： S_{GE} ——柱的重力荷载代表值效应；

$S_{Ek}^{\beta_{E1}}$ ——考虑结构性能调整系数的柱的地震作用标准值效应；

$N_{br,y}$ ——支撑斜杆轴向拉伸屈服承载力；

$N_{br}^{\beta_{E1}}$ ——考虑结构性能调整系数的支撑斜杆在地震作用组合下的内力值；

R_k ——柱的承载力标准值。

4 人字形或 V 字形支撑，除应满足本条第 1 款的要求外，尚应符合下列要求：

1) 横梁计入轴力计算的全截面塑性抗弯承载力，不应小于按下式计算的竖向不平衡力：

$$V = \chi(1 - \eta \varphi) A_{br} f_y \sin \alpha \quad (17.2.3-6)$$

$$\chi = 1.25 - 0.75 \frac{V_{p,F}}{V_{br,k}} \quad (17.2.3-7)$$

式中： A_{br} ——支撑杆截面面积；

α ——支撑斜杆与横梁的交角；

χ ——竖向不平衡力折减系数；当按式（17.2.3-6）计算的结果小于 0.3 时，取为 0.3；大于 1 时，取 1；

$V_{p,F}$ ——框架独立形成侧移机构时的抗侧承载力标准值；

$V_{br,k}$ ——受压支撑发生屈曲时，由人字撑提供的抗侧承载力标准值。

2) 支撑斜杆、横梁与立柱的汇交点，应可靠传递按下式计算的剪力：

$$V = A_{br} f_y \sin \alpha + V_G \quad (17.2.3-8)$$

式中： V_G ——横梁在重力作用下的梁端剪力（不应计入支撑的作用）。

- 3) 顶层的横梁，应能承担式(17.2.3-5)计算的竖向不平衡力的 0.5 倍。
- 4) 梁在其与 V 形支撑和人字支撑相交处，应设置侧向支承；该支承点与梁端支承点间的侧向长细比以及支承力，应符合本规范第 10.3 节的有关规定。
- 5) 抗侧力结构的所有构件和节点均满足地震内力调整系数 $\Omega \geq 2$ 时的抗震承载力要求时，可免除上述各项次要求。

5 当同层同一竖向平面内有两个支撑斜杆汇交于一个柱子时，该柱应能承受左右支撑屈服和屈曲产生的不平衡力，并应验算该柱在梁底水平截面的抗剪强度。

6 当人字形或 V 字形支撑采用防屈曲支撑时，应符合下列规定：

- 1) 防屈曲支撑的设计应符合附录 N 的规定；
- 2) 人字支撑和 V 形支撑的横梁在支撑连接处应保持连续，横梁在不计入支撑支点的作用的情况下应能抵抗竖向荷载效应，在恒载和支撑最大拉压力组合下的变形不应超过跨度的 1/240；计算地震作用组合（考虑 β_{E1} ）时，横梁应尚能承受支撑传来的最大压力和最大拉力。

17.2.4 偏心支撑结构应符合下列要求：

1 偏心支撑结构应满足国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 的相关规定。

2 与消能梁段相连的构件及节点，计算轴力设计值时，构件调整系数 β_{E2} 不应小于 1.35。

17.2.5 伸臂结构的构件调整系数，可按下列规定取值：

1) 伸臂结构竖向桁架的立柱和伸臂远端的立柱， $\beta_{E2} = 1.35$ ；

2) 伸臂上下弦，水平伸臂与竖向桁架的汇交区杆件， $\beta_{E2} = 1.25$ ；

17.2.6 直接传递转换构件内力的抗震构件，其构件调整系数 β_{E2} 不应小于 1.5。

17.2.7 当框架结构的梁柱采用刚性连接时，H 形和箱形截面柱的节点域应符合下列规定：

1 受剪正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ 限值应符合表 17.4.2 的规定。

表 17.4.2 H 形和箱形截面柱节点受剪正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ 的限值

框架延性等级	I、II 类	III 类	IV 类	V 类
$\bar{\lambda}_s$	0.4	0.6	0.8	1.2

注：节点受剪正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ ，按式 (12.3.2-1、2) 计算。

2 当与梁翼缘平齐的横向加劲肋的厚度不小于梁翼缘厚度时，H 形和箱形截面柱的节点域承载力验算应符合下列规定：

- 1) 当节点域的受剪正则化长细比 $\bar{\lambda}_s \leq 0.6$ 时，节点域的承载力验算应符合下列要求：

$$\alpha_p \frac{\min(M_{pb1} + M_{pb2}, M_{pc1} + M_{pc2})}{V_p} \leq \frac{4}{3} f_{yv} \quad (17.2.7-1)$$

式中： M_{pb1} 、 M_{pb2} ——分别为与刚架柱节点域连接的左、右梁端截面的全塑性抗弯承载力；

M_{pc1} 、 M_{pc2} ——节点域连接的下柱柱顶、上柱柱底截面的全塑性抗弯承载力；

f_{yv} ——钢材的屈服抗剪强度，取钢材屈服强度的 0.58 倍；

V_p ——节点域的体积，按本规范第 12.3.2 条规定计算；

α_p ——系数，对柱仅一侧有梁时取 1.0，两侧有梁时取 0.85。

- 2) 当节点域的受剪正则化长细比 $0.6 < \bar{\lambda}_s \leq 1.2$ 时，节点域的承载力应符合下列要求：

$$\frac{M_{b1}^{\beta_{E1}} + M_{b2}^{\beta_{E1}}}{V_p} \leq \frac{\tau_{cr}}{\gamma_{RE}} \quad (17.2.7-2)$$

式中： $M_{b1}^{\beta_{E1}}$ 、 $M_{b2}^{\beta_{E1}}$ ——分别为考虑结构性能调整系数后节点域两侧梁端的最大弯矩；

τ_{cr} ——节点域的抗剪承载力，按本规范第 12.3.2 条的规定计算。

3 当节点域的计算不满足第 2 款规定时，应根据本规范第 12.3.2 的规定采取加厚柱腹板或贴焊补强板的构造措施。补强板的厚度及其焊接应按传递补强板所分担剪力的要求设计。

17.2.8 有抗震设防要求的钢结构柱脚的设计应符合下列规定：

1 柱脚的极限抗弯承载力，除下列情况之一外，应满足抗震规范 7.2.8 条第 5 款的要求。

- 1) 纯框架的底层柱，柱脚设计时可取 $\beta_{E2} = 1.5$ ，地震内力调整系数 Ω 不大于 2.5；
- 2) 双重抗侧力体系中的柱脚的极限承载力，应不小于 25% 基底剪力调整后的地震作用、并经 $\beta_{E2} = 1.5$ 放大后的组合内力；

2 支撑系统的立柱柱脚的极限承载力，应不小于与其相连斜撑的 1.2 倍屈服拉力产生的剪力和组合拉力；

3 当结构设有地下室且嵌固层为地面层时，柱脚构件调整系数 β_{E2} 可按下列规定取值：

- 1) 设有一层地下室时，抗剪强度计算时取 $\beta_{E2} = 1.5$ ，抗弯计算时取 $\beta_{E2} = 1.0$ ；
- 2) 设有二层地下室时， $\beta_{E2} = 1.0$ 。

4 当延性等级为 I、II、III、IV 级时，实腹式钢柱采用埋入式、插入式柱脚的埋入深度应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》的规定；当延性等级为 V 级时，埋入式、插入式柱脚的埋入深度不小于柱截面高度的 2 倍；

5 外露式柱脚的锚栓宜符合下列规定：

- 1) 实腹柱刚接柱脚，按锚栓毛截面屈服计算的抗弯承载力，不宜小于钢柱全截面塑性受弯承载力的 0.5 倍。
- 2) 格构柱分离式柱脚，受拉肢的锚栓毛截面抗拉屈服承载力，不宜小于钢柱分肢受拉屈服承载力的 0.5 倍。
- 3) 实腹柱铰接柱脚，锚栓毛截面抗拉屈服承载力，不宜小于钢柱最薄弱截面受拉屈服承载力的 0.5 倍。

17.2.9 铸钢节点的构件调整系数 β_{E2} 不应小于 1.2。

17.3 节点设计与构造要求

17.3.1 延性等级为 I、II、III、IV 级的有抗震设防要求的钢结构，其构件应符合下列规定：

1 受拉构件或构件的受拉区域塑性抗力设计值应小于连接孔净截面处的极限拉力设计值。

- 2 塑性耗能区板件间的连接应采用完全焊透的对接焊缝。
- 3 框架梁塑性耗能区应满足下列要求之一：
 - 1) 满足本规范第 10.3.3 条的规定。

2) 工字形梁受弯正则化长细比 $\bar{\lambda}_b$ 限值应符合表 17.3.1 的规定。

表 17.3.1 工字形梁正则化长细比 $\bar{\lambda}_b$ 限值

延性等级	I 级、II 级	III 级	IV 级	V 级
上翼缘无楼板	$0.8\bar{\lambda}_{b0}$	$\bar{\lambda}_{b0}$	1.0	1.2
上翼缘有楼板	0.25	0.4	0.55	0.8

注：1 当工字形梁上翼缘无楼板时，受弯正则化长细比 $\bar{\lambda}_b$ 按式 (6.2.3-2) 计算；

2 当工字形梁上翼缘有楼板时，受弯正则化长细比 $\bar{\lambda}_b$ 按式 (6.2.8-4) 计算；

3 初始正则化长细比 $\bar{\lambda}_{b0}$ 取值应符合表 6.2.3 的规定。

3) 上下翼缘均设置侧向支承。

17.3.2 框架柱长细比应符合下列规定：

- 1 延性等级为 I、II、III 级的结构，框架柱的长细比不应大于 $120\varepsilon_k$ ；
- 2 延性等级为 IV 级的结构，框架柱的长细比不应大于 150；
- 3 延性等级为 I、II、III、IV 级的框架结构或框架承担总水平力 50% 以上的双重抗侧力结构中的框架部分，当轴压比 $N_{Ek}^{\beta} / N_y > 0.2$ 时，不应大于 $125(1 - N_{Ek}^{\beta} / N_y)\varepsilon_k$ 。
- 4 延性等级为 V 类的结构，框架柱长细比不宜大于 180。

17.3.3 延性等级为 I、II、III、IV 级的有抗震设防要求的钢结构，其节点设计应符合下列规定：

1 应采取措施保证节点部位的破坏具有延性，无法判定时，应进行试验验证；

2 与塑性耗能区连接的节点连接的极限承载力应大于与其连接构件的屈服承载力，连接计算应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 中 8.2.8 条第 3、4 款的规定，当梁腹板的焊缝通过孔采用改进型过焊孔（图 17.3.4-1a）或梁柱连接节点采用自由翼缘节点时，梁柱刚性连接的连接系数可乘以不小于 0.9 的折减系数。

3 梁柱刚性连接采用高强度螺栓连接时，弹性设计阶段应采用摩擦型连接设计，极限承载力验算可采用承压型连接计算。

17.3.4 梁柱刚性节点应符合下列规定：

1 延性等级为 I、II、III、IV 级的有抗震设防要求的钢结构，梁柱刚性节点应符合下列规定：

- 1) 梁翼缘与柱翼缘焊接时，应采用全熔透焊缝；
- 2) 在梁翼缘上下各 600mm 的节点范围内，柱翼缘与柱腹板间或箱形柱壁板间的连接焊缝，应采用全熔透焊缝。在梁上下翼缘标高处设置的柱水平加劲肋或隔板的厚度应不小于梁翼缘厚度；

2 梁腹板的焊缝通过孔应使其端部与梁翼缘和柱翼缘间的全熔透坡口焊缝完全隔开，**延性等级为 I 级时**应采用**改进型过焊孔**（图 17.3.4-1a）或采用自由翼缘节点，当 $\beta_{E1} \geq 1$ 时，可采用**常规型过焊孔**（图 17.3.4-1b），当**延性等级为 V 类**时，可采用圆弧形过焊孔。耗能梁段与柱子的连接宜采用**改进型过焊孔**。

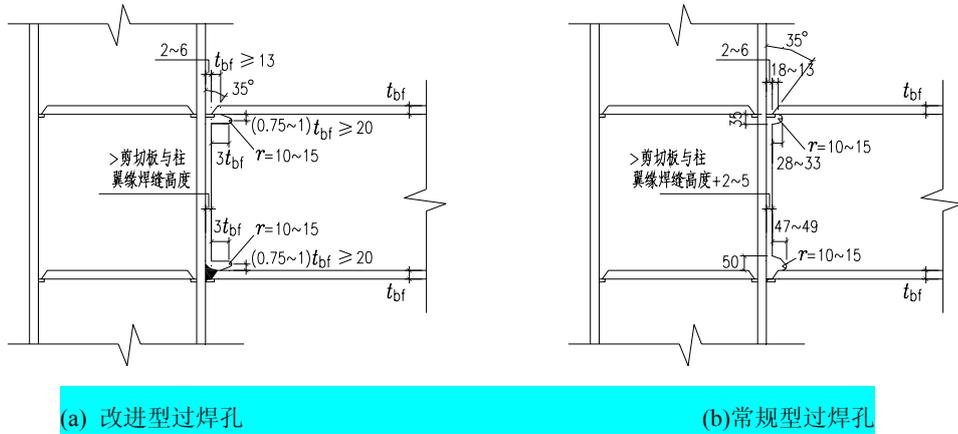


图 17.3.4-1 焊接工艺孔孔型

3 梁翼缘和柱翼缘焊接工艺孔下焊接衬板长度不应小于翼缘宽度+50 和翼缘宽度+两倍翼缘厚度；与柱翼缘的焊接构造（图 17.3.4-2）应满足下列要求：

- 1) 上翼缘的焊接衬板可采用角焊缝，引弧部分应采用绕角焊；
- 2) 下翼缘衬板应采用从上部往下熔透的焊缝与柱翼缘焊接。

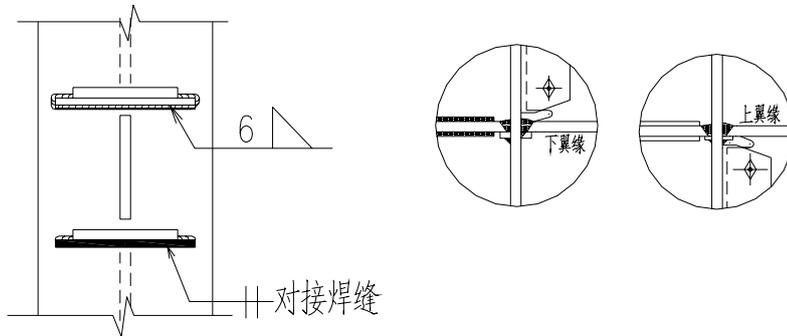


图 17.3.4-2 衬板与柱翼缘的焊接构造

17.3.5 当梁柱刚性节点采用骨形节点（图 17.3.5）时，应符合下列规定：

1 内力分析模型按照未削弱截面计算时，纯框架结构侧移限值应乘以 0.95；钢梁的挠度限值应乘以 0.9；

2 削弱截面的抗弯强度应按柱面弯矩的 0.8 倍进行验算；

3 梁的线刚度可按等截面计算的数值乘以 0.9 倍计算；

4 强柱弱梁按式（17.2.1-2）计算；

5 骨形削弱段应采用自动切割，可按图 17.4.6 设计，尺寸 a、b、c 按下列公式计算：

$$a=(0.5\sim 0.75)b_f \quad (17.3.5-1)$$

$$b=(0.65\sim 0.85)h_b \quad (17.3.5-2)$$

$$c=(0.15\sim 0.25)b_f \quad (17.3.5-3)$$

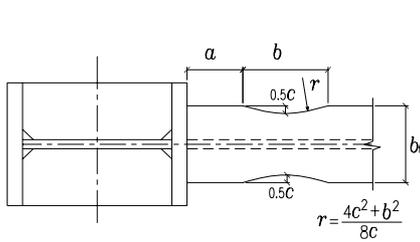


图 17.3.5 骨形节点

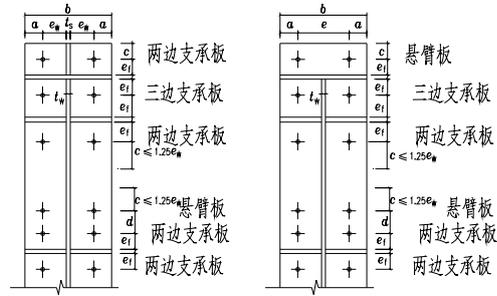


图 17.3.6 端板连接节点

17.3.6 当采用端板连接节点（图 17.3.6）时，应符合下列规定：

1 端板的厚度应按下列公式计算：

悬臂板：

$$t_p \geq \sqrt{\frac{5e_f N_t}{bf}} \quad (17.3.6-1)$$

两边支承板：

$$t_p \geq \sqrt{\frac{5e_f e_w N_t}{[e_w b + 2e_f (e_f + e_w)]f}} \quad (17.3.6-2)$$

三边支承板：

$$t_p \geq \sqrt{\frac{5e_f e_w N_t}{[4e_f^2 - 0.25e_w^2 + 1.5be_w]f_y}} \quad (17.3.6-3)$$

所有区格板块的厚度均应满足：

$$t_p = \sqrt{\frac{5N_t}{2\pi f_y}} \quad (17.3.6-4)$$

2 外伸端板加劲肋的长度宜取其宽度的 2 倍；长度不足 1 倍时，不应考虑加劲肋的作用，不足二倍时，加劲肋厚度应加厚到第 3 款要求的 $0.6 + 0.8 \frac{h_s}{l_s}$ 倍； l_s 是加劲肋的长度， h_s 是加劲肋的宽度；

3 外伸端板加劲肋的厚度应满足下列规定：

$$t_s \geq \frac{1.2 \sum N_t}{h_s f} \quad (17.3.6-5)$$

$$t_s \geq 13h_s \varepsilon_k$$

式中： h_s ——加劲肋的宽度；

$\sum N_t$ ——翼缘外侧的螺栓数量；

f ——加劲肋的设计强度。

4 摩擦面的摩擦系数不应小于 0.3。

17.3.7 梁柱节点采用梁端加强的方法来保证强节点弱构件的要求时，应符合下列要求：

1 加强段的塑性弯矩的变化宜与梁端形成塑性铰时的弯矩图相接近；

2 采用加盖板加强节点时，盖板的长度应满足离开柱子表面 50mm 处，盖板就能充分发挥作用，以此为起点，决定盖板的切断点。

3 采用翼缘加宽的方法时，翼缘边的斜角应不大于 1:2.5；加宽的起点和柱翼缘间的距离宜为 $(0.3 \sim 0.4)h_b$ ， h_b 为梁截面高度。翼缘加宽后的宽厚比不应超过 $13\varepsilon_k$ 。

4 采用上下翼缘换厚板加强节点时，厚板和薄板的对接焊接，应采用 1:4 的斜坡过渡。

5 当柱子为箱形截面时，应考虑钢梁腹板前方柱内空心引起的弯曲应力重分布，加强上下翼缘。

17.3.8 钢板剪力墙体系梁柱相交处上下翼缘均应设置侧向支承，支承点间的侧向长细比应符合本规范第 10.4.2 条的规定，支承构件的轴力设计值不得小于梁翼缘轴向承载力设计值的 2%，即 $0.02b_f t_f f$ 。

17.3.9 钢板剪力墙与框架梁柱的连接应符合下列规定：

1 利用屈曲后拉力场设计的钢板剪力墙，与框架梁柱的焊缝应采用全熔透二级焊缝；

2 不利用屈曲后强度设计的钢板剪力墙,焊缝可采用与钢板抗剪等强的角焊缝或对接焊缝。

18 钢结构防护

18.1 抗火设计

18.1.1 钢结构防火保护措施及其构造应根据工程实际，考虑结构类型、耐火极限要求、工作环境等，按照安全可靠、经济合理的原则确定。

18.1.2 建筑钢构件的设计耐火极限应不低于《建筑设计防火规范》GB 50016 中的有关规定。

18.1.3 建筑钢结构应按照国家现行标准《建筑钢结构防火技术规范》的规定进行抗火性能验算。当钢构件的耐火时间不能达到规定的设计耐火极限要求时，应进行防火保护设计，采取防火保护措施。

18.1.4 钢结构防火保护措施及其构造应根据工程实际，考虑结构类型、耐火极限要求、工作环境等，按照安全可靠、经济合理的原则确定，建筑钢结构应符合国家现行标准《建筑钢结构防火技术规范》的规定。

18.1.5 在钢结构设计文件中，应注明结构的设计耐火等级，构件的设计耐火极限、所需要的防火保护措施及其防火保护材料的性能要求。高强度螺栓连接长期受辐射热（环境温度）达 150℃ 以上，或短时间受火焰作用时，应采取隔热降温措施予以保护。构件采用防火涂料进行防火保护时，其高强度螺栓连接处的涂层厚度不应小于相邻构件的涂料厚度。

18.2 防腐蚀设计

18.2.1 钢结构应遵循安全可靠、经济合理的原则，按下列要求进行防腐蚀设计：

1 钢结构防腐蚀设计应根据环境腐蚀条件、防腐蚀设计年限、施工和维修条件等要求合理确定。

2 防腐蚀设计应考虑环保节能的要求。

3 钢结构除必须采取防腐蚀措施外，尚应尽量避免加速腐蚀的不良设计。

4 除有特殊要求外，一般不应因考虑锈蚀而再加大钢材截面的厚度。

5 防腐蚀设计中应考虑钢结构全寿命期内的检查、维护和大修。

18.2.2 钢结构防腐蚀设计应综合考虑环境中介质的腐蚀性、环境条件、施工和维修条件等因素，因地制宜，从下列方案中综合选择防腐蚀方案或其组合：

1 防腐蚀涂料；

2 各种工艺形成的锌、铝等金属保护层；

3 阴极保护措施；

4 使用耐候钢。

18.2.3 对危及人身安全和维修困难的部位，以及重要的承重结构和构件应加强防护。对处于严重腐蚀的使用环境且仅靠涂装难以有效保护的主要承重钢结构构件，宜采用具有自身抗腐蚀能力的钢材或外包混凝土。

当某些次要构件的设计使用年限与主体结构的设计使用年限不不同时，次要构件应便于更换。

18.2.4 环境中介质对钢结构长期作用下的腐蚀性等级可划分为：很低（C1）、低（C2）、中等（C3）、高（C4）、很高（C5）5个等级。（参考相关国家标准）

18.2.5 钢结构防腐蚀设计寿命划分为 2~5 年、5~10 年、10~15 年和大于 15 年 4 种情况。

18.2.6 结构防腐蚀设计应符合如下规定：

1 当采用型钢组合的杆件时，型钢间的空隙宽度宜满足防护层施工、检查和维修的要求。

2 不同金属材料接触会加速腐蚀时，应在接触部位采用隔离措施。

3 焊条、螺栓、垫圈、节点板等连接构件的耐腐蚀性能，不应低于主材材料。螺栓直径不应小于 12mm。垫圈不应采用弹簧垫圈。螺栓、螺母和垫圈应采用镀锌等方法防护，安装后再采用与主体结构相同的防腐蚀方案。

4 当腐蚀性等级为高及很高时，不易维修的重要构件宜选用耐候钢制作。

5 设计使用年限大于或等于 25 年的建筑物，对不易维修的结构应加强防护。

6 避免出现难于检查、清理和涂漆之处，以及能积留湿气和大量灰尘的死角或凹槽。闭口截面构件应沿全长和端部焊接封闭。

7 柱脚在地面以下的部分应采用强度等级较低的混凝土包裹（保护层厚度不应小于 50mm），并宜使包裹的混凝土高出地面不小于 150mm。当柱脚底面在地面以上时，柱脚底面宜高出地面不小于 100mm。

18.2.7 钢材表面原始锈蚀等级和钢材除锈等级标准应符合《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》GB/T 8923 的规定。

1 表面原始锈蚀等级为 D 级的钢材不应用作结构钢。

2 表面处理的清洁度要求不宜低于《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》GB/T 8923 规定的 Sa 2½ 级，表面粗糙度要求应符合防腐蚀方案的特性。

3 局部难以喷砂处理的部位可采用手工或动力工具，达到《涂装前钢材表面锈蚀等级

和除锈等级》GB/T 8923 规定的 St3 级，并应具有合适的表面粗糙度，选用合适的防腐蚀产品。

4 喷砂或抛丸用的磨料等表面处理材料也应符合防腐蚀产品对表面清洁度和粗糙度的要求，并符合环保要求。

18.2.8 钢结构防腐蚀涂料的配套方案，可根据环境腐蚀条件、防腐蚀设计年限、施工和维修条件等要求设计。修补和焊缝部位的底漆应能适应表面处理的条件。

18.2.9 在钢结构设计文件中应注明使用单位在使用过程中对钢结构防腐蚀进行定期检查和维修的要求，建议制定防腐蚀维护计划。

18.3 隔热

18.3.1 处于高温工作环境中的钢结构，应考虑高温作用对结构的影响。高温工作环境的设计状况为持久状况，高温作用为可变荷载，设计时应按承载力极限状态和正常使用极限状态设计。

18.3.2 钢结构的温度超过 100℃ 时，进行钢结构的承载力和变形验算时，应该考虑长期高温作用对钢材和钢结构连接性能的影响。

18.3.3 高温环境下的钢结构温度超过 100℃ 时，应根据不同情况采取防护措施：

1 涂耐热涂料，采用耐火钢和采取有效的隔热降温措施。

2 当高温环境下钢结构的承载力不满足要求时，应采取增大构件截面、采用耐火钢和采取有效的隔热降温措施（如加隔热层、热辐射屏蔽或水套等）；

3 当钢结构短时间内可能受到火焰直接作用时，应采用有效的隔热降温措施（如加隔热层、热辐射屏蔽或水套等）；

4 当钢结构可能受到之炽热熔化金属的侵害时，应采用砌块或耐热固体材料做成的隔热层加以保护。

18.3.4 钢结构的隔热保护措施在相应的工作环境下应具有耐久性，并与钢结构的防腐、防火保护措施相容。

附录 A 常用建筑结构体系

A.1 单层钢结构

A.1.1 单层钢结构可采用框架、支撑结构。厂房主要由横向、纵向抗侧力体系组成，其中横向抗侧力体系可采用框（排）架结构，纵向抗侧力体系宜采用中心支撑体系，也可采用框架结构。

A.1.2 同一结构单元中，宜采用同一种结构型式。当不同结构型式混合采用时，应充分考虑荷载、位移和强度的不均衡对结构的影响。

A.1.3 在每个结构单元中，应设置能独立构成空间稳定结构的支撑体系。

A.1.4 柱间支撑的间距应根据建筑的纵向柱距、受力情况和安装条件确定。当房屋高度相对于柱间距较大时，柱间支撑宜分层设置。

A.1.5 采用混凝土有檩屋盖、混凝土无檩屋盖或轻型屋盖时，屋面板、檩条和屋盖承重结构之间应有可靠连接，并应设置完整的屋面支撑系统。

A.2 多高层钢结构

A.2.1 按抗侧力结构的特点，多、高层钢结构常用的结构体系见表 A.2.1。

表 A.2.1 多、高层钢结构常用体系

结构体系		支撑、墙体和筒形式	抗侧力体系类别
框架			单一
支撑结构	中心支撑	普通钢支撑，防屈曲支撑	单一
框架-支撑、	中心支撑	普通钢支撑，防屈曲支撑	单一或双重
	偏心支撑	普通钢支撑	单一或双重
框架-剪力墙板		钢板墙，延性墙板	单一或双重
筒体结构	筒体	普通桁架筒	单一
	框架-筒体	密柱深梁筒	单一或双重
	筒中筒	斜交网格筒	双重
	束筒	剪力墙板筒	双重
巨型结构	巨型框架		单一
	巨型框架-支撑		单一或双重
	巨型支撑		单一或双重

注：1. 单一抗侧力体系指的是结构体系仅有一道抗侧力防线，或有二道抗侧力防线但其中第二道防线的水平承载力低于总水平剪力的 25%；双重抗侧力体系指的是结构体系有二道抗侧力防线，其中第二道防线的水平承载力不低于总水平剪力的 25%。

2. 因刚度需要,高层建筑钢结构可设置外伸臂桁架和周边桁架,外伸臂桁架设置处宜同时有周边桁架,外伸臂桁架应贯穿整个楼层,伸臂桁架的尺度要与相连构件尺度相协调。

A.2.2 结构布置应符合下列原则:

1 建筑平面宜简单、规则,结构平面布置宜对称,水平荷载的合力作用线宜接近抗侧力结构的刚度中心;高层钢结构两个主轴方向动力特性宜相近;

2 结构竖向体形宜规则、均匀,结构竖向布置宜使侧向刚度和受剪承载力沿竖向宜均匀变化;

3 采用框架结构体系时,高层建筑不应采用单跨结构,多层建筑不宜采用单跨结构;

4 高层钢结构宜选用风压较小的平面形状和横风向振动效应较小的建筑体型,并应考虑相邻高层建筑对风荷载的影响;

5 支撑布置平面上宜均匀、分散,沿竖向宜连续布置,不连续时应适当增加错开支撑及错开支撑之间的上下楼层水平刚度;设置地下室时,支撑应延伸至基础。

A.2.3 高层钢结构的舒适度,按十年重现期风荷载下的顺风向和横风向建筑物顶点的最大加速度计算值限值为:

公寓、住宅 0.20m/s²

旅馆、办公楼 0.28m/s²

A.3 大跨度钢结构

A.3.1 大跨度钢结构系指跨度等于或大于 60m 的屋盖结构,大跨度钢结构体系可按表

A.3.1 分类:

表 A.3.1 大跨度钢结构体系分类

体系分类	常见形式
以整体受弯为主的结构	平面桁架、立体桁架、空腹桁架、网架、组合网架以及与钢索组合形成的各种预应力钢结构
以整体受压为主的结构	实腹钢拱、平面或立体桁架形式的拱形结构、网壳、组合网壳以及与钢索组合形成的各种预应力钢结构
以整体受拉为主的结构	悬索结构、索桁架结构、索穹顶等

A.3.2 大跨度钢结构的设计原则应符合下列要求:

1 大跨度钢结构的设计应结合工程的平面形状、体型、跨度、支承情况、荷载大小、建筑功能综合分析确定,结构布置和支承形式应保证结构具有合理的传力途径和整体稳定

性。平面结构应设置平面外的支撑体系。

2 大跨度空间钢结构在各种荷载工况下应满足承载力和刚度要求。预应力大跨度钢结构应进行结构张拉形态分析,确定索或拉杆的预应力分布,并保证在各种工况下索力大于零。

3 对以受压为主的拱形结构、单层网壳以及跨度较大的双层网壳应进行非线性稳定分析。

4 地震区的大跨度钢结构,应按抗震规范考虑水平及竖向地震作用效应。对于大跨度钢结构楼盖,应按使用功能满足相应的舒适度要求。

5 应对施工过程复杂的大跨度钢结构或复杂的预应力大跨钢结构进行施工过程分析。

6 杆件截面的最小尺寸应根据结构的重要性、跨度、网格大小按计算确定,普通型钢不宜小于 L50×3,钢管不宜小于 $\phi 48 \times 3$ 。对大、中跨度的结构,钢管不宜小于 $\phi 60 \times 3.5$ 。

附录 B 结构或构件的变形允许值

B. 1 受弯构件的挠度容许值

B.1.1 吊车梁、楼盖梁、屋盖梁、工作平台梁以及墙架构件的挠度不宜超过表 A.1.1 所列的容许值。

表 B.1.1 受弯构件的挠度容许值

项次	构件类别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_Q]$
1	吊车梁和吊车桁架（按自重和起重量最大的一台吊车计算挠度）		—
	手动起重机和单梁起重机（含悬挂起重机）	$l/500$	
	轻级工作制桥式起重机	$l/750$	
	中级工作制桥式起重机	$l/900$	
	重级工作制桥式起重机	$l/1000$	
2	手动或电动葫芦的轨道梁	$l/400$	—
3	有重轨（重量等于或大于 38kg/m）轨道的工作平台梁	$l/600$	—
	有轻轨（重量等于或小于 24kg/m）轨道的工作平台梁	$l/400$	
4	楼（屋）盖梁或桁架、工作平台梁（第 3 项除外）和平台板		
	主梁或桁架（包括设有悬挂起重设备的梁和桁架）	$l/400$	$l/500$
	仅支承压型金属板屋面和冷弯型钢檩条	$l/180$	
	除支承压型金属板屋面和冷弯型钢檩条外，尚有吊顶	$l/240$	
	抹灰顶棚的次梁	$l/250$	$l/350$
	除（1）、（2）款外的其他梁（包括楼梯梁）	$l/250$	$l/300$
	屋盖檩条		
	支承压型金属板、无积灰的瓦楞铁和石棉瓦屋面者	$l/150$	—
	支承有积灰的瓦楞铁和石棉瓦等屋面者	$l/200$	—
	支承其他屋面材料者	$l/200$	—
有吊顶	$l/240$	—	
平台板	$l/150$		
5	墙架构件（风荷载不考虑阵风系数）		

支柱	—	$l/400$
抗风桁架（作为连续支柱的支承时）	—	$l/1000$
砌体墙的横梁（水平方向）	—	$l/300$
支承压型金属板的横梁（水平方向）	—	$l/100$
支承瓦楞铁和石棉瓦墙面的横梁（水平方向）	—	$l/200$
带有玻璃窗的横梁（竖直和水平方向）	$l/200$	$l/200$

注：1 l 为受弯构件的跨度（对悬臂梁和伸臂梁为悬臂长度的 2 倍）。

2 $[v_T]$ 为永久和可变荷载标准值产生的挠度（如有起拱应减去拱度）的容许值； $[v_Q]$ 为可变荷载标准值产生的挠度的容许值。

3 当吊车梁或吊车桁架跨度大于 12m 时，其挠度容许值 $[v_T]$ 应乘以 0.9 的系数。

B.1.2 冶金厂房或类似车间中设有工作级别为 A7、A8 级起重机的车间，其跨间每侧吊车梁或吊车桁架的制动结构，由一台最大起重机横向水平荷载（按荷载规范取值）所产生的挠度不宜超过制动结构跨度的 1/2200。

B. 2 结构的位移容许值

B.2.1 单层钢结构柱顶水平位移限值

1. 在风荷载标准值作用下，单层钢结构柱顶水平位移不宜超过表 B.2.1-1 的数值。

表 B.2.1-1 风荷载作用下柱顶水平位移容许值

结构体系	吊车情况		柱顶水平位移
排架、框架	无桥式吊车		H/150
	有桥式吊车		H/400
门式刚架	无吊车	当采用轻型钢墙板时	H/60
		当采用砌体墙时	H/100
	有桥式吊车	当吊车有驾驶室时	H/400
		当吊车由地面操作时	H/180

注：1 H 为柱高度。

2 轻型框架结构的柱顶水平位移可适当放宽。

2. 在冶金厂房或类似车间中设有 A7、A8 级吊车的厂房柱和设有中级和重级工作制吊车的露天栈桥柱，在吊车梁或吊车桁架的顶面标高处，由一台最大吊车水平荷载（按荷载规范取值）所产生的计算变形值，不宜超过表 B.2.1-2 所列的容许值。

表 B.2.1-2 吊车水平荷载作用下柱顶水平位移（计算值）容许值

项次	位移的种类	按平面结构图形计算	按空间结构图形计算
1	厂房柱的横向位移	$H_c/1250$	$H_c/2000$
2	露天栈桥柱的横向位移	$H_c/2500$	
3	厂房和露天栈桥柱的纵向位移	$H_c/4000$	

注：1 H_c 为基础顶面至吊车梁或吊车桁架的顶面的高度。

- 2 计算厂房或露天栈桥柱的纵向位移时，可假定吊车的纵向水平制动力分配在温度区段内所有的柱间支撑或纵向框架上。
- 3 在设有 A8 级吊车的厂房中，厂房柱的水平位移（计算值）容许值宜减小 10%。
- 4 在设有 A6 级吊车的厂房柱的纵向位移宜符合表中的要求。

B.2.2 多层钢结构层间位移角限值

在风荷载标准值作用下，多层钢结构的层间位移角不宜超过表 B.2.2 的数值。

表 B.2.2 层间位移角容许值

结构体系		层间位移角	
框架、框架-支撑		1/250	
框-排架	侧向框-排架	1/250	
	竖向框-排架	排架	1/150
		框架	1/250

注：1 有桥式吊车时，层间位移角不宜超过 1/400。

- 2 对室内装修要求较高的建筑，层间位移角宜适当减小；无墙壁的建筑，层间位移角可适当放宽。
- 3 轻型钢结构的层间位移角可适当放宽。

B.2.3 高层钢结构层间位移角限值

高层建筑钢结构在风荷载和多遇地震作用下，首层的质心处弹性层间位移角不宜超过 1/1000，其它层的弹性层间位移角不宜超过表 B.2.3 的数值：

表 B.2.3 层间位移角容许值

脆性非结构构件与主体	延性非结构构件与主	当延性非结构构件与
------------	-----------	-----------

结构刚性连接时	体结构刚性连接时	主体结构柔性连接时
1/300	1/250	1/200

B.2.4 大跨度钢结构位移限值

在永久荷载与可变荷载的标准组合下，结构的最大挠度值不宜超过表 B.2.4-1 中的容许挠度值。

在重力荷载代表值与多遇竖向地震作用标准值下的组合最大挠度值不宜超过表 B.2.4-2 的限值。

表 B.2.4-1 非抗震组合时大跨度钢结构容许挠度值

结构类型		跨中区域	悬挑结构
受弯为主的结构	桁架、网架、斜拉结构、张弦结构等	L/250 (屋盖)	L/125 (屋盖)
		L/300 (楼盖)	L/150 (楼盖)
受压为主的结构	双层网壳	L/250	L/125
	拱架、单层网壳	L/400	—
受拉为主的结构	单层单索屋盖	L/200	
	单层索网、双层索系以及横向加劲索系的屋盖、索穹顶屋盖	L/250	

注：1 表中 L 为短向跨度或者悬挑跨度。

- 网架与桁架可预先起拱，起拱值可取不大于短向跨度的 1/300。当仅为改善外观条件时，结构挠度可取永久荷载与可变荷载标准值作用下的挠度计算值减去起拱值，但结构在可变荷载下的挠度不宜大于结构跨度的 1/400。
- 对于设有悬挂起重设备的屋盖结构，其最大挠度值不宜大于结构跨度的 1/400，在可变荷载下的挠度不宜大于结构跨度的 1/500。（在现行规范中，设有悬挂起重设备的常规屋盖结构挠度控制值同此，对大跨度屋盖结构，其最大挠度值不宜大于结构跨度的 1/500，在可变荷载下的挠度不宜大于结构跨度的 1/600。）

索网结构的挠度为预应力之后的挠度。

表 B.2.4-2 地震作用组合时大跨度钢结构容许挠度值

结构类型		跨中区域	悬挑结构
受弯为主的结构	桁架、网架、斜拉结构、张弦结构等	L/250 (屋盖)	L/125 (屋盖)
		L/300 (楼盖)	L/150 (楼盖)
受压为主的结构	双层网壳、弦支穹顶	L/300	L/150

	拱架、单层网壳	L/400	—
--	---------	-------	---

注：表中 L 为短向跨度或者悬挑跨度。

附录 C 简支梁、悬臂梁的弹性屈曲临界弯矩

C. 1 简支梁的弹性屈曲临界弯矩

C.1.1 在最大刚度主平面内受弯的单轴对称截面简支梁的临界弯矩可按下式（图 C.1.1）计算：

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} [-C_2 a + C_3 \beta_x + \sqrt{(-C_2 a + C_3 \beta_x)^2 + \frac{I_\omega}{I_y} (1 + \frac{l^2 GJ}{\pi^2 EI_\omega})}] \quad (\text{C.1.1})$$

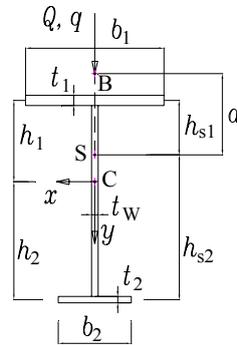


图 C.1.1 单轴对称工字形截面

（图中形心是 C，剪切中心是 S，B 是荷载作用点）

式中： β_x ——截面不对称参数，根据本规范第 C.1.2 条计算；

EI_y 、 GJ 、 EI_ω ——分别为截面的侧向抗弯刚度、自由扭转刚度和翘曲刚度；

C_1 、 C_2 、 C_3 ——系数，随荷载类型而异，其值见表 C.1.1；

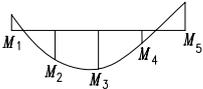
a ——集中荷载 Q 或均布荷载 q 在截面上的作用点 B 的纵坐标和剪力中心

S 纵坐标的差值；

l ——侧向支撑点之间的距离。

表 C.1.1 不同荷载类型的 C_1 、 C_2 、 C_3

	荷载类型	C_1	C_2	C_3
跨中无侧向支撑 点	跨中集中荷载	1.35	0.55	0.40
	满跨均布荷载	1.13	0.47	0.53
	纯弯曲	1.00	0	1.00

跨中有一个 侧向支撑点	跨中集中荷载	1.75	0	1.00
	满跨均布荷载	1.39	0.14	0.86
跨中有 2 个 侧向支撑点	跨中集中荷载	1.84	0.89	0
	满跨均布荷载	1.45	0	1
跨中有 3 个 侧向支撑点	跨中集中荷载	1.90	0	1.00
	满跨均布荷载	1.47	1	0
侧向支撑点间弯 矩线性变化	不考虑段与段之间相 互约束	$1.75 - 1.05\left(\frac{M_2}{M_1}\right) + 0.3\left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2 \leq 2.3$	0	1.0
侧向支撑点间弯 矩非线性变化		$\frac{5M_{\max}}{M_{\max} + 1.2(M_2 + M_4) + 1.6M_3}$		

C.1.2 截面不对称参数应按下列公式计算：

$$\beta_x = \frac{1}{2I_x} \int_A y(x^2 + y^2) dA - y_0 \quad (\text{C.1.2-1})$$

对工字钢

$$\beta_x = -\frac{b_1^3 h_1 t_1 - b_2^3 h_2 t_2}{24I_x} - \frac{t_w}{8I_x} (h_1^4 - h_2^4) - \frac{b_1 t_1 h_1^3 - b_2 t_2 h_2^3}{2I_x} - y_0 \quad (\text{C.1.2-2})$$

$$y_0 = -\frac{I_1 h_{s1} - I_2 h_{s2}}{I_y} \quad (\text{C.1.2-3})$$

对热轧槽形截面

$$\beta_x = 0 \quad (\text{C.1.2-4})$$

式中： y_0 ——剪力中心的纵坐标；

I_1 、 I_2 ——分别为受压翼缘和受拉翼缘对 y 轴的惯性矩；

C.1.3 工字钢自由扭转常数 J 和翘曲惯性矩应按下列公式计算，其他截面应符合表 C.1.3 的规定：

$$J = \frac{1}{3} \sum_i b_i t_i^3 \quad (\text{C.1.3-1})$$

$$I_\omega = \frac{I_1 I_2}{I_y} h^2 \quad (\text{C.1.3-2})$$

表 C.1.3 自由扭转常数 J 和翘曲惯性矩 I_ω

截面	自由扭转常数	翘曲惯性矩
----	--------	-------

T形截面	$J = \frac{1}{3}(bt^3 + ht_w^3)$	$I_\omega = \frac{1}{36}h_w^3t_w^3 + \frac{1}{144}b^3t^3$
热轧普通 工字钢	$J_{\text{普通}} = \frac{1}{3}ht_w^3 + \frac{2}{3}bt^3 \left(1 + \frac{b^2}{576t^2}\right)$	$I_\omega = \frac{1}{5}I_y h^2$
热轧槽钢	$J_{\text{槽钢}} = \frac{1}{3}ht_w^3 + \frac{2}{3}bt^3 \left(1 + \frac{b^2}{2000t^2}\right)$	$I_\omega = \frac{2}{5} \left[\frac{h^3 e^2 t_w}{6} + bh^2 t (e^2 - be + \frac{b^2}{3}) \right]$ $e = \frac{b^2 h^2 t}{4I_x}$

C. 2 悬臂梁的弹性屈曲临界弯矩

C.2.1 在弯矩作用平面内悬臂，弯矩作用平面外有可靠侧向支撑阻止悬臂端的侧移和扭转时，弹性临界弯矩可按本规范第 C.1 节的规定计算弹性临界弯矩。

C.2.2 弯矩作用平面内悬臂，在悬臂端的平面外无支撑阻止其侧移位移和扭转时，应按下式计算弹性临界弯矩：

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{(\mu_y L)^2} \left\{ -C_2 a + \sqrt{(-C_2 a)^2 + \frac{I_\omega}{I_y} \left[1 + \frac{GJ(\mu_\omega L)^2}{\pi^2 EI_\omega} \right]} \right\} \quad (C.2.2)$$

式中： L ——悬臂梁的长度；

C_1 、 C_2 ——系数，按表 C.2.2 的规定计算。

表 C.2.2 系数 C_1 、 C_2

悬臂端 条件	荷	荷载作用 点高度	C_1	C_2
侧移和扭转 均自由 $\mu_y = 2$ $\mu_\omega = 2$	横向均 布荷载	剪心之上	$C_1 = \frac{7.9 + 11.4K}{\sqrt{4 + K^2}}$	$C_2 = 2.32 - 0.2(K - 2.4)^2$
		剪心之下		$C_2 = \frac{0.69K + 1.72}{1.5 - Ka/h}$
	自由端 集中荷载	剪心之上	$C_1 = \frac{4.9(1 + K)}{\sqrt{4 + K^2}}$	$C_2 = 2.165 - 0.28(K - 2.4)^2$
		剪心之下		$C_2 = \frac{0.69K + 0.6}{1 - Ka/h}$
扭转受 到约束 侧移自由	横向均 布荷载	剪心之上	$C_1 = \frac{3 + 23.5K^2}{0.18 + K^2}$	$C_2 = \frac{-0.06 + 0.23K}{-0.18 + K}$
		剪心之下		$C_2 = 0.19$

$\mu_y = 2$ $\mu_\omega = 1$	自由端 集中荷载		$C_1 = \frac{1.64 + 13.2K^2}{0.15 + K^2}$	0
扭转和 侧移都 受到约束	横向均 布荷载		$C_1 = \frac{0.6 + 5.06K^2}{0.15 + K^2}$	$C_2 = 0.36 + 0.06\frac{a}{h}$
$\mu_y = 1$ $\mu_\omega = 1$	自由端 集中荷载		2.5	0

附录 D 轴心受压构件的稳定系数

表 D-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	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	—	—	—	—	—	—	—	—	—

注：见表 D-4 注。

表 D-2 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	—	—	—	—	—	—	—	—	—

注：见表 D-4 注。

表 D-3 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	—	—	—	—	—	—	—	—	—

注：见表 D-4 注。

表 D-4 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	—	—	—	—	—	—	—	—	—

注：1 表 D-1 至表 D-4 中的 φ 值按下列公式算得：

当 $\bar{\lambda}_0 = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{f_y/E} \leq 0.215$ 时：

$$\varphi = 1 - \alpha_1 \bar{\lambda}_0^2$$

当 $\bar{\lambda}_0 > 0.215$ 时：

$$\varphi = \frac{1}{2\bar{\lambda}_0^2} \left[(\alpha_2 + \alpha_3 \bar{\lambda}_0 + \bar{\lambda}_0^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \bar{\lambda}_0 + \bar{\lambda}_0^2)^2 - 4\bar{\lambda}_0^2} \right]$$

2 当构件的 λ/ε_k 值超出表 D-1 至表 D-4 的范围时，则 φ 值按注 1 所列的公式计算。

表 D-5 系数 α_1 、 α_2 、 α_3

截面类别		α_1	α_2	α_3
a 类		0.41	0.986	0.152
b 类		0.65	0.965	0.3
c 类	$\bar{\lambda}_0 \leq 1.05$	0.73	0.906	0.595
	$\bar{\lambda}_0 > 1.05$		1.216	0.302
d 类	$\bar{\lambda}_0 \leq 1.05$	1.35	0.868	0.915
	$\bar{\lambda}_0 > 1.05$		1.375	0.432

附录 E 柱的计算长度系数

表 E-1 无侧移框架柱的计算长度系数 μ

见 GB50017-2003 附表 D-1

表 E-3 有侧移框架柱的计算长度系数 μ

见 GB50017-2003 附表 D-2

表 E-3 柱上端为自由的单阶柱下段的计算长度系数 μ_2

见 GB50017-2003 附表 D-3

表 E-4 柱上端可移动但不转动的单阶柱下段的计算长度系数 μ_2

见 GB50017-2003 附表 D-4

E-5 柱上端为自由的双阶柱下段的计算长度系数 μ_3

见 GB50017-2003 附表 D-5

表 E-6 柱顶可移动但不转动的双阶柱下段的计算长度系数 μ_3

见 GB50017-2003 附表 D-6

附录 F 设置加劲的钢板剪力墙的弹性屈曲临界应力

F.1 仅设置竖向加劲的钢板剪力墙

F.1.1 仅设置竖向加劲的钢板剪力墙，其弹性剪切屈曲临界应力 τ_{cr} 计算应符合下列规定：

1. 参数 η_y 、 $\eta_{\tau th}$ 应按下列公式计算：

$$\eta_y = \frac{EI_{sy}}{Da_1} \quad (\text{F.1.1-1})$$

$$\eta_{\tau th} = 6\eta_k(7\beta^2 - 5) \geq 10 \quad (\text{F.1.1-2})$$



$$\beta = \frac{H_e}{a_1} \quad (\text{F.1.1-3})$$

$$0.8 \leq \beta = \frac{H_e}{a_1} \leq 5 \quad (\text{F.1.1-4})$$

式中： E ——加劲肋的弹性模量；

I_{sy} ——竖直方向加劲肋的惯性矩，可考虑加劲肋与钢板剪力墙有效宽度组合截面，

单侧钢板剪力墙的有效宽度取 15 倍的钢板厚度；

D ——单位宽度的弯曲刚度，根据式 (9.2.4-2) 计算；

a_1 ——剪力墙板区格宽度；

H_e ——钢板剪力墙的净高度；

J_{sy} ——竖向加劲肋自由扭转常数。

2. 当 $\eta_y \geq \eta_{\tau th}$ 时，弹性剪切屈曲临界应力 τ_{cr} 应按下列公式计算：

$$\tau_{cr} = \tau_{crp} = k_{\tau p} \frac{\pi^2 D}{a_1^2 t_w} \quad (\text{F.1.1-5})$$

当 $\frac{H_e}{a_1} \geq 1$ 时：

$$k_{\tau p} = \chi \left[5.34 + \frac{4}{(H_e/a_1)^2} \right] \quad (\text{F.1.1-6})$$

当 $\frac{H_e}{a_1} < 1$ 时:

$$k_{\text{cp}} = \chi \left[4 + \frac{5.34}{(a_1/H_e)^2} \right] \quad (\text{F.1.1-7})$$

式中: t_w ——剪力墙板的厚度;

χ ——采用闭口加劲肋时取 1.23, 开口加劲肋时取 1.0。

3. 当 $\eta_y < \eta_{\text{th}}$ 时, 弹性剪切屈曲临界应力 τ_{cr} 应按下列公式计算:

$$\tau_{\text{cr}} = k_{\text{ss}} \frac{\pi^2 D}{a_1^2 t_w} \quad (\text{F.1.1-8})$$

$$k_{\text{ss}} = k_{\text{ss0}} \left(\frac{a_1}{L_e} \right)^2 + \left[k_{\text{zp}} - k_{\text{ss0}} \left(\frac{a_1}{L_e} \right)^2 \right] \left(\frac{\eta_y}{\eta_{\text{th}}} \right)^{0.6} \quad (\text{F.1.1-9})$$

当 $\frac{H_e}{L_e} \geq 1$ 时:

$$k_{\text{ss0}} = 6.5 + \frac{5}{(H_e/L_e)^2} \quad (\text{F.1.1-10})$$

当 $\frac{H_e}{L_e} < 1$ 时:

$$k_{\text{ss0}} = 5 + \frac{6.5}{(L_e/H_e)^2} \quad (\text{F.1.1-11})$$

式中: L_e ——钢板剪力墙的净宽度。

F.1.2 仅设置竖向加劲肋的钢板剪力墙, 其竖向受压弹性屈曲临界应力 σ_{cr} 的计算应符合下列规定:

1. 参数 $\eta_{\sigma_{\text{th}}}$ 应按下列公式计算:

$$\eta_{\sigma_{\text{th}}} = 1.5 \left(1 + \frac{1}{n_v} \right) \left[k_{\text{pan}} (n_v + 1)^2 - k_{\text{cr0}} \right] \left(\frac{H_e}{L_e} \right)^2 \quad (\text{F.1.2-1})$$

$$k_{\sigma_0} = \chi \left(\frac{L_e}{H_e} + \frac{H_e}{L_e} \right)^2 \quad (\text{F.1.2-2})$$

式中: k_{pan} ——小区格竖向受压屈曲系数, 可以取 $k_{\text{pan}} = 4\chi$, χ 是嵌固系数, 取 1.23;

n_v ——竖向加劲肋的道数。

2. 竖向受压弹性屈曲临界应力 σ_{cr} 应按下列公式计算：

当 $\eta_y \geq \eta_{\sigma th}$ 时：

$$\sigma_{cr} = \sigma_{crp} = k_{pan} \frac{\pi^2 D}{a_1^2 t_w} \quad (F.1.2-3)$$

当 $\eta_y < \eta_{\sigma th}$ 时：

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cr0} + (\sigma_{crp} - \sigma_{cr0}) \frac{\eta_y}{\eta_{\sigma th}} \quad (F.1.2-4)$$

$$\sigma_{cr0} = \frac{k_{\sigma 0} \pi^2 D}{L_e^2 t_w} \quad (F.1.2-5)$$

式中： $k_{\sigma 0}$ ——参数，按式（F.1.2-2）计算。

F.1.3 仅设置竖向加劲肋的钢板剪力墙，其竖向抗弯弹性屈曲临界应力 σ_{bcr} 应按下列公式计算：

当 $\eta_y \geq \eta_{\sigma th}$ 时：

$$\sigma_{bcr} = \sigma_{bcrp} = k_{bpan} \frac{\pi^2 D}{a_1^2 t_w} \quad (F.1.3-1)$$

$$k_{bpan} = 4 + 2\beta_{\sigma} + 2\beta_{\sigma}^3 \quad (F.1.3-2)$$

当 $\eta_y < \eta_{\sigma th}$ 时：

$$\sigma_{bcr} = \sigma_{bcr0} + (\sigma_{bcrp} - \sigma_{bcr0}) \frac{\eta_y}{\eta_{\sigma th}} \quad (F.1.3-3)$$

$$\sigma_{bcr0} = \frac{k_{b0} \pi^2 D}{L_e^2 t_w} \quad (F.1.3-4)$$

$$k_{b0} = 11 \left(\frac{H_e}{L_e} \right)^2 + 14 + 2.2 \left(\frac{L_e}{H_e} \right)^2 \quad (F.1.3-5)$$

式中： k_{bpan} ——小区格竖向不均匀受压屈曲系数；

β_{σ} ——区格两边的应力差除以较大的压应力。

F.2 设置水平加劲的钢板剪力墙

F.2.1 仅设置竖向加劲的钢板剪力墙，其弹性剪切屈曲临界应力 τ_{cr} 计算应符合下列规定：

1. 参数 η_x 、 $\eta_{\tau_{th,h}}$ 应按下列公式计算：

$$\eta_x = \frac{EI_{sx}}{Dh_1} \quad (F.2.1-1)$$

$$\eta_{\tau_{th,h}} = 6\eta_h (7\beta_h^2 - 4) \geq 5 \quad (F.2.1-2)$$

$$\eta_h = 0.42 + \frac{0.58}{\left[1 + 5.42(J_{sx}/I_{sx})^{2.6}\right]^{0.77}} \quad (F.2.1-3)$$

$$0.8 \leq \beta_h = \frac{L_e}{h_1} \leq 5 \quad (F.2.1-4)$$

式中： I_{sx} ——水平方向加劲肋的惯性矩，可考虑加劲肋与钢板剪力墙有效宽度组合截面，

单侧钢板剪力墙的有效宽度取 15 倍的钢板厚度；

h_1 ——剪力墙板区格高度；

J_{sx} ——水平加劲肋自由扭转常数。

2. 当 $\eta_x \geq \eta_{\tau_{th,h}}$ 时，弹性剪切屈曲临界应力 τ_{cr} 应按下列公式计算：

$$\tau_{cr} = \tau_{crp} = k_{\tau p} \frac{\pi^2 D}{L_e^2 t_w} \quad (F.2.1-5)$$

当 $\frac{h_1}{L_e} \geq 1$ 时：

$$k_{\tau p} = \chi \left[5.34 + \frac{4}{(h_1/L_e)^2} \right] \quad (F.2.1-6)$$

当 $\frac{h_1}{L_e} < 1$ 时：

$$k_{\tau p} = \chi \left[4 + \frac{5.34}{(L_e/h_1)^2} \right] \quad (F.2.1-7)$$

3. 当 $\eta_x < \eta_{\tau_{th,h}}$ 时，弹性剪切屈曲临界应力 τ_{cr} 应按下列公式计算：

$$\tau_{cr} = k_{ss} \frac{\pi^2 D}{L_e^2 t_w} \quad (\text{F.2.1-8})$$

$$k_{ss} = k_{ss0} + [k_{zp} - k_{ss0}] \left(\frac{\eta_x}{\eta_{\text{th,h}}} \right)^{0.6} \quad (\text{F.2.1-9})$$

式中： k_{ss0} ——参数，根据式（F.1.1-10）、（F.1.1-11）计算。

F.2.2 仅设置水平加劲肋的钢板剪力墙，其竖向受压弹性屈曲临界应力 σ_{cr} 的计算应符合下列规定：

1. 参数 η_{x0} 应按下列式计算：

$$\eta_{x0} = 0.3 \left(1 + \cos \frac{\pi}{n_h + 1} \right) \left[1 + \left(\frac{L_e}{h_1} \right)^2 \right]^2 \quad (\text{F.2.2-1})$$

式中： n_h ——水平加劲肋的道数。

2. 竖向受压弹性屈曲临界应力 σ_{cr} 应按下列公式计算：

当 $\eta_x \geq \eta_{x0}$ 时

$$\sigma_{cr} = \sigma_{crp} = k_{pan} \frac{\pi^2 D}{L_e^2 t_w} \quad (\text{F.2.2-2})$$

$$k_{pan} = \left(\frac{L_e}{h_1} + \frac{h_1}{L_e} \right)^2 \quad (\text{F.2.2-3})$$

当 $\eta_x < \eta_{x0}$ 时：

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cr0} + (\sigma_{crp} - \sigma_{cr0}) \left(\frac{\eta_y}{\eta_{\text{sth}}} \right)^{0.6} \quad (\text{F.2.2-4})$$

式中： σ_{cr0} ——未加劲钢板剪力墙的竖向弯曲屈曲应力，按式（F.1.2-5）计算。

F.2.3 仅设置水平加劲肋的钢板剪力墙，其竖向抗弯弹性屈曲临界应力 σ_{bcr} 应按下列公式计算：

当 $\eta_x \geq \eta_{x0}$ 时：

$$\sigma_{bcr} = \sigma_{bcrp} = k_{bpan} \frac{\pi^2 D}{L_e^2 t_w} \quad (\text{F.2.3-1})$$

$$k_{\text{bpan}} = 11 \left(\frac{h_1}{L_e} \right)^2 + 14 + 2.2 \left(\frac{L_e}{h_1} \right)^2 \quad (\text{F.2.3-2})$$

当 $\eta_x < \eta_{x0}$ 时:

$$\sigma_{\text{bcr}} = \sigma_{\text{bcr0}} + (\sigma_{\text{bcrcp}} - \sigma_{\text{bcr0}}) \left(\frac{\eta_y}{\eta_{\text{sth}}} \right)^{0.6} \quad (\text{F.2.3-3})$$

式中: σ_{cr0} ——未加劲钢板剪力墙的竖向弯曲屈曲应力, 按式 (F.1.3-4) 计算。

F.3 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙

F.3.1 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙 (图 F.3.1), 当加劲肋的刚度不满足式 (9.2.4) 的要求时, 其弹性剪切屈曲临界应力 τ_{cr} 应按下列公式计算:

$$\tau_{\text{cr}} = \tau_{\text{cr0}} + (\tau_{\text{crp}} - \tau_{\text{cr0}}) \left(\frac{\eta_{\text{av}}}{33} \right)^{0.7} \leq \tau_{\text{crp}} \quad (\text{F.3.1-1})$$

$$\eta_{\text{av}} = \sqrt{0.66 \frac{EI_{\text{sx}}}{Da_1} \cdot \frac{EI_{\text{sy}}}{Dh_1}} \quad (\text{F.3.1-2})$$

式中: τ_{crp} ——小区格的剪切屈曲临界应力;

τ_{cr0} ——未加劲板的剪切屈曲临界应力。

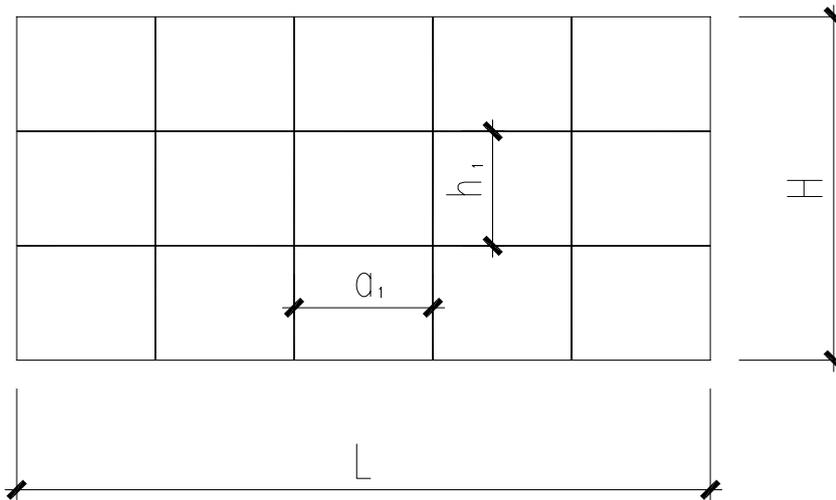


图 F.3.1 带加劲肋的钢板剪力墙

F.3.2 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙, 当加劲肋的刚度不满足式(9.2.4)的要求时, 其竖向受压弹性屈曲临界应力 σ_{cr} 的计算应符合下列规定:

1. 参数 D_x 、 D_y 、 D_{xy} 应按下列公式计算:

$$D_x = D + \frac{EI_{sx}}{h_1} \quad (\text{F.3.2-1})$$

$$D_y = D + \frac{EI_{sy}}{a_1} \quad (\text{F.3.2-2})$$

$$D_{xy} = D + \frac{1}{2} \left[\frac{GJ_{sx}}{a_1} + \frac{GJ_{sy}}{h_1} \right] \quad (\text{F.3.2-3})$$

式中: G ——加劲肋的剪切模量。

2. 竖向临界应力应按下列公式计算:

当 $\frac{H_e}{L_e} \leq \left(\frac{D_y}{D_x} \right)^{0.25}$ 时:

$$\sigma_{\text{yer}} = \frac{\pi^2}{L_e^2 t_w} \left[\left(\frac{L_e}{H_e} \right)^2 D_y + 2D_{xy} + D_x \left(\frac{H_e}{L_e} \right)^2 \right] \quad (\text{F.3.2-4})$$

当 $\frac{H_e}{L_e} > \left(\frac{D_y}{D_x} \right)^{0.25}$ 时:

$$\sigma_{\text{yer}} = \frac{2\pi^2}{L_e^2 t_w} \left(\sqrt{D_x D_y} + D_{xy} \right) \quad (\text{F.3.2-5})$$

F.3.3 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙, 其竖向抗弯弹性屈曲临界应力 σ_{bcr} 应按

下列公式计算:

当 $\frac{H_e}{L_e} \leq \frac{2}{3} \left(\frac{D_y}{D_x} \right)^{0.25}$ 时:

$$\sigma_{\text{bcr}} = \frac{6\pi^2}{L_e^2 t_w} \left[\left(\frac{L_e}{H_e} \right)^2 D_y + 2D_{xy} + D_x \left(\frac{H_e}{L_e} \right)^2 \right] \quad (\text{F.3.3-1})$$

当 $\frac{H_e}{L_e} > \frac{2}{3} \left(\frac{D_y}{D_x} \right)^{0.25}$ 时:

$$\sigma_{\text{bcr}} = \frac{12\pi^2}{L_e^2 t_w} \left(\sqrt{D_x D_y} + D_{xy} \right) \quad (\text{F.3.3-2})$$

附录 G 桁架节点板在斜腹杆压力作用下的稳定计算

G.0.1 基本假定。

图 G.0.1 中 $\overline{B-A-C-D}$ 为节点板失稳时的屈折线，其中 \overline{BA} 平行于弦杆， $\overline{CD} \perp \overline{BA}$ 。

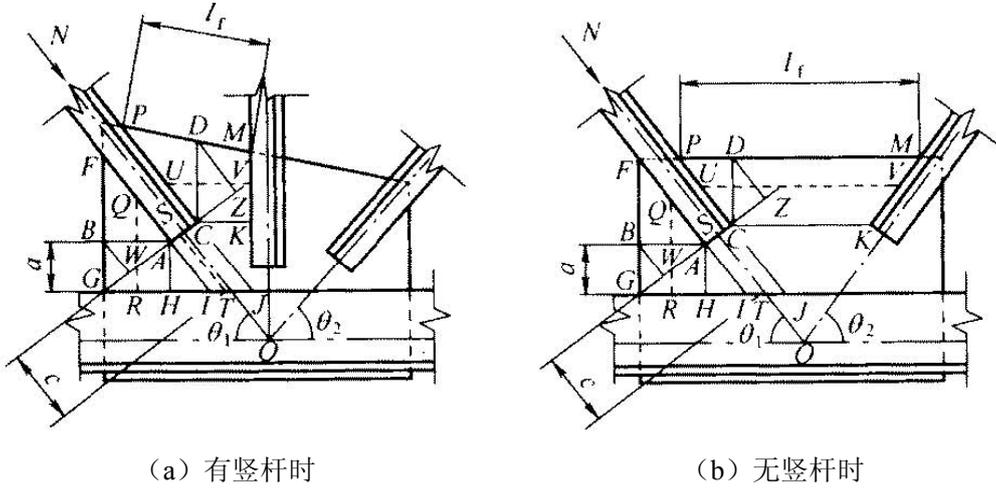


图 G.0.1 节点板稳定计算简图

在斜腹杆轴向压力 N 的作用下， \overline{BA} 区 ($FBGHA$ 板件)、 \overline{AC} 区 ($AUJC$ 板件) 和 \overline{CD} 区 ($CKMP$ 板件) 同时受压，当其中某一区先失稳后，其他区即相继失稳，为此要分别计算各区的稳定。

G.0.2 计算方法：

\overline{BA} 区：

$$\frac{b_1}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \sin \theta_1 \leq l_1 t \varphi_1 f \quad (\text{G.0.2-1})$$

\overline{AC} 区：

$$\frac{b_2}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \leq l_2 t \varphi_2 f \quad (\text{G.0.2-2})$$

\overline{CD} 区：

$$\frac{b_3}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \cos \theta_1 \leq l_3 t \varphi_3 f \quad (\text{G.0.2-3})$$

式中 t ——节点板厚度；

N ——受压斜腹杆的轴向力；

l_1 、 l_2 、 l_3 ——分别为屈折线 \overline{BA} 、 \overline{AC} 、 \overline{CD} 的长度；

φ_1 、 φ_2 、 φ_3 ——各受压区板件的轴心受压稳定系数，可按 b 类截面查取；其相应的长细比

分别为： $\lambda_1=2.77\frac{\overline{QR}}{t}$ ， $\lambda_2=2.77\frac{\overline{ST}}{t}$ ， $\lambda_3=2.77\frac{\overline{UV}}{t}$ ；式中 \overline{QR} 、 \overline{ST} 、 \overline{UV} 为 \overline{BA} 、 \overline{AC} 、

\overline{CD} 三区受压板件的中线长度；其中 $\overline{ST}=c$ ； b_1 (\overline{WA})、 b_2 (\overline{AC})、 b_3 (\overline{CZ}) 为各屈折线段在有效长度线上的投影长度。

对 $\frac{l_f}{t} > 60\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 且沿自由边加劲的无竖腹杆节点板 (l_f 为节点板自由边的长度)，

亦可用上述方法进行计算，只是仅需验算 \overline{BA} 区和 \overline{AC} 区，而不必验算 \overline{CD} 区。

附录 H 无加劲钢管直接焊接节点刚度判别

H.0.1 空腹桁架、单层网格结构中无加劲圆钢管直接焊接节点的刚度应按下列规定计算。

1 平面 T 形（或 Y 形）节点：

1) 支管轴力作用下的节点刚度 K_{NT}^j 应按下列式计算（图 13.3.1-2 和图 13.3.1-3）：

$$K_{NT}^j = 0.105Ed(\sin\theta)^{-2.36} \gamma^{-1.90} \tau^{-0.12} e^{2.44\beta} \quad (\text{H.0.1-1})$$

2) 支管平面内弯矩作用下的节点刚度 K_{MT}^j 应按下列式计算（图 13.3.3-1）：

$$K_{MT}^j = 0.362Ed^3(\sin\theta)^{-1.47} \gamma^{-1.79} \tau^{-0.08} \beta^{2.29} \quad (\text{H.0.1-2})$$

其中， $30^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ ， $0.2 \leq \beta \leq 1.0$ ， $10 \leq \gamma \leq 50$ ， $0.2 \leq \tau \leq 1.0$ 。

2 平面/微曲面 X 形节点：

1) 支管轴力作用下的节点刚度 K_{NX}^j 应按下列式计算（图 13.3.1-1）：

$$K_{NX}^j = 0.952Ed \exp(1.16\beta) \gamma^{(0.97\beta^{2.58} - 2.65)} \sin^{-1.74} \theta \quad (\text{H.0.1-3})$$

其中， $60^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ ， $0^\circ \leq \varphi \leq 10^\circ$ ， $0.5 \leq \beta \leq 0.9$ ， $5 \leq \gamma \leq 25$ ， $0.5 \leq \tau \leq 1.0$ 。

2) 支管平面内弯矩作用下的节点刚度 K_{MX}^j 应按下列式计算（图 13.3.3-2）：

$$K_{MX}^j = 0.303Ed^3 \beta^{2.35} \gamma^{0.3\beta^{3.62} - 1.75} \sin^{2.89\beta - 2.52} \theta \quad (\text{H.0.1-4})$$

3) 支管平面外弯矩作用下的节点刚度 K_{MoX}^j 应按下列式计算（图 13.3.3-2）：

$$K_{MoX}^j = 2.083Ed^3 (\sin\theta)^{-1.23} (\cos\varphi)^{6.85} \gamma^{-2.44} \beta^{2.27} \quad (\text{H.0.1-5})$$

其中， $30^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ ， $0^\circ \leq \varphi \leq 30^\circ$ ， $0.2 \leq \beta \leq 0.9$ ， $5 \leq \gamma \leq 50$ ， $0.2 \leq \tau \leq 0.8$ 。

H.0.2 空腹桁架中无加劲方管直接焊接节点的刚度应按下列规定计算。

1 T 形节点的轴向刚度可采用公式（H.0.2-1）计算 $\beta \leq 0.85$ 条件下的 T 型方管节点的轴向初始切线刚度：

$$K = \frac{2Et^3}{b_0^2(1-\beta)^3} \left\{ (1+\beta)(1-\beta)^{\frac{3}{2}} + 2\eta + \sqrt{1-\beta} \right\} \mu_1 \quad (\text{H.0.2-1})$$

式中： $\mu_1 = (2.06 - 1.75\beta)(1.09\eta^2 - 1.37\eta + 1.43)$

2 T 型方管节点的抗弯刚度可采用公式（H.0.2-2）计算 $\beta \leq 0.85$ 条件下的 T 型方管节点的抗弯初始切线刚度。

$$K = 5.49(\beta^3 - 1.298\beta^2 + 0.59\beta - 0.073)(\eta^2 + 0.066\eta + 0.1)(t^2 - 1.659t + 0.711) \quad (\text{H.0.2-2})$$

H.0.3 空腹桁架采用无加劲钢管直接焊接节点时的刚度判别条件如下：

1 符合 T 形节点相应的几何参数的适用范围。

2 当空腹桁架跨数为偶数时，在节点平面内抗弯刚度与支管线刚度之比不小于 $\frac{60}{1+G}$ 时，可将节点视为刚接，否则应视为半刚接；其中 G 为该节点相邻的支管线刚度与主管线刚度的比值。

3 当空腹桁架跨数为奇数时，在与跨中相邻节点的平面内抗弯刚度与支管线刚度之比不小于 $\frac{1080G}{(3G+1)(3G+4)}$ 时，可将该节点视为刚接；在除与跨中相邻节点以外的其他节点的平面内抗弯刚度与支管线刚度之比不小于 $\frac{60}{1+G}$ 时，可将该节点视为刚接。

附录 J 钢与混凝土组合梁的疲劳验算

J.0.1 本节规定仅针对直接承受动力荷载的组合梁。组合梁的疲劳验算应符合本规范第 17 章的规定。

J.0.2 当抗剪连接件为圆柱头焊钉时，应按本规范 16 章的规定对承受剪力的圆柱头焊钉进行剪应力幅疲劳验算，构件和连接类别取为 J3。

J.0.3 当抗剪连接件焊于承受拉应力的钢梁翼缘时，应按本规范 16 章的规定对焊有焊钉的受拉钢板进行正应力幅疲劳验算，构件和连接类别取为 Z7。同时还应满足下列要求：

对常幅疲劳或变幅疲劳：

$$\frac{\Delta\tau}{\Delta\tau_R} + \frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_R} \leq \frac{1.3}{\gamma_c} \quad (\text{J.0.3-1})$$

式中： $\Delta\tau$ ——焊钉名义剪应力幅或等效名义剪应力幅（N/mm²），按本规范 16.2 节的规定计算；

$\Delta\tau_R$ ——焊钉容许剪应力幅（N/mm²），按本规范公式（16.2.2-5）计算，构件和连接类别取为 J3；

$\Delta\sigma$ ——焊有焊钉的受拉钢板名义正应力幅或等效名义正应力幅（N/mm²），按本规范 16.2 节的规定计算；

$\Delta\sigma_R$ ——焊有焊钉的受拉钢板容许正应力幅（N/mm²），按本规范公式（16.2.2-3）计算，构件和连接类别取为 Z7；

γ_c ——承载力系数，按本规范 16.2 节规定计算。

对于重级工作制吊车梁和重级、中级工作制吊车桁架：

$$\frac{\alpha_f \Delta\tau}{\Delta\tau_{2 \times 10^6}} + \frac{\alpha_f \Delta\sigma}{\Delta\sigma_{2 \times 10^6}} \leq \frac{1.3}{\gamma_c} \quad (\text{J.0.3-2})$$

式中： α_f ——欠载系数，按本规范表 16.2.4 的规定计算；

$\Delta\tau_{2 \times 10^6}$ ——循环次数 n 为 2×10⁶ 次焊钉的容许剪应力幅（N/mm²），按本规范表 16.2.1-2 的规定计算，构件和连接类别取为 J3；

$\Delta\sigma_{2 \times 10^6}$ ——循环次数 n 为 2×10⁶ 次焊有焊钉受拉钢板的允许正应力幅（N/mm²），按

本规范表 16.2.1-1 的规定计算，构件和连接类别取为 Z7。

附录 K 圆钢管混凝土组合抗压、抗剪强度设计值

K.0.1 圆钢管混凝土组合抗压强度设计值应按下列公式计算：

$$f_{sc} = (1.212 + B\theta_{sc} + C\theta_{sc}^2) f_c \quad (\text{K.0.1-1})$$

$$\theta_{sc} = \alpha f / f_c \quad (\text{K.0.1-2})$$

$$\alpha = A_a / A_c \quad (\text{K.0.1-3})$$

$$B = 0.176 / \varepsilon_k^2 + 0.974 \quad (\text{K.0.1-4})$$

$$C = -0.104 f_{ck} / 20.1 + 0.031 \quad (\text{K.0.1-5})$$

式中： θ_{sc} ——套箍系数设计值；

α ——含钢率，等于钢管面积和管内混凝土面积之比；

f_{sc} ——钢管混凝土抗压强度设计值；

f ——钢材的抗压强度设计值；

A_a ——钢管的截面面积；

A_c ——混凝土的截面面积；

f_{ck}, f_c ——混凝土的抗压强度标准值和设计值。

K.0.2 圆钢管混凝土组合抗剪强度设计值应按表 K.0.2 采用：

表 K.0.2 钢管混凝土组合抗剪强度 f_{sv} (N/mm²)

钢材牌号	含钢率 α								
	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20
Q235	11.4	16.8	21.9	26.9	31.7	36.4	40.8	45.2	49.3
Q345	16.7	24.6	32.2	39.5	46.6	53.4	59.9	66.3	72.4
Q390	18.9	27.8	36.4	44.7	52.6	60.3	67.8	74.9	81.9
Q420	20.3	29.9	39.2	48.1	56.7	65.0	73.0	80.7	88.2

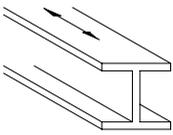
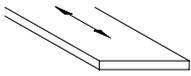
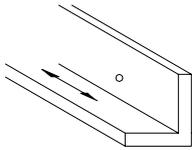
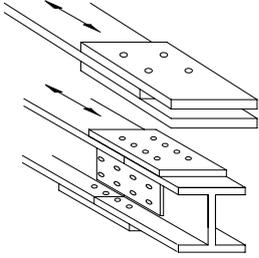
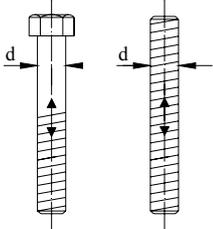
注：表中的组合抗剪强度 f_{sv} 系按下式算得：

$$f_{sv} = \frac{296\alpha}{(1+\alpha)\varepsilon_k^2}$$

式中： ε_k ——钢号修正系数。

附录 L 疲劳计算的构件和连接分类

表 L-1 非焊接的构件和连接分类

项次	构造细节	说明	类别
1		<ul style="list-style-type: none"> ●无连接处的母材 轧制型钢	Z1
2		<ul style="list-style-type: none"> ●无连接处的母材 钢板 (1) 两边为轧制边或刨边 (2) 两侧为自动、半自动切割边(切割质量标准应符合国家现行标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205)	Z1 Z2
3		<ul style="list-style-type: none"> ●连系螺栓和虚孔处的母材 应力以净截面面积计算	Z4
4		<ul style="list-style-type: none"> ●螺栓连接处的母材 高强度螺栓摩擦型连接应力以毛截面面积计算；其他螺栓连接应力以净截面面积计算 <ul style="list-style-type: none"> ●铆钉连接处的母材 连接应力以净截面面积计算	Z2 Z4
5		<ul style="list-style-type: none"> ●受拉螺栓的螺纹处母材 连接板件应有足够的刚度，保证不产生撬力。否则受拉正应力应考虑撬力及其他因素产生的全部附加应力 对于直径大于 30mm 螺栓，需要考虑尺寸效应对容许应力幅进行修正，修正系数 γ_t ： $\gamma_t = \left(\frac{30}{d}\right)^{0.25}$	Z11

		d—螺栓直径，单位为 mm	
--	--	---------------	--

注：箭头表示计算应力幅的位置和方向。

表 L-2 纵向传力焊缝的构件和连接分类

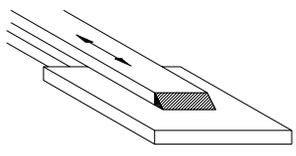
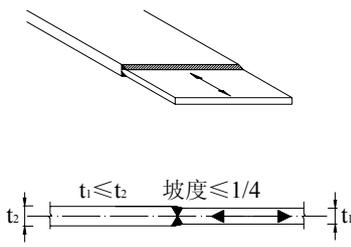
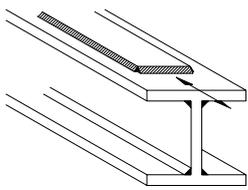
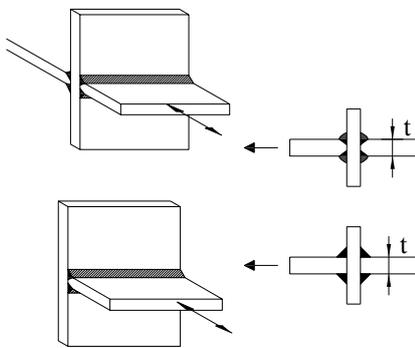
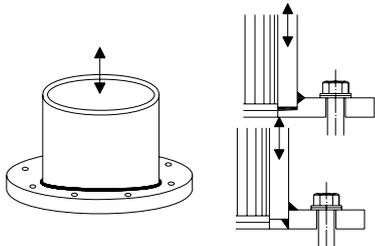
项次	构造细节	说明	类别
6		<ul style="list-style-type: none"> 无垫板的纵向对接焊缝附近的母材 焊缝符合二级焊缝标准	Z2
7		<ul style="list-style-type: none"> 有连续垫板的纵向自动对接焊缝附近的母材 (1) 无起弧、灭弧 (2) 有起弧、灭弧	Z4 Z5
8		<ul style="list-style-type: none"> 翼缘连接焊缝附近的母材 翼缘板与腹板的连接焊缝 自动焊，二级 T 形对接与角接组合焊缝 自动焊，角焊缝，外观质量标准符合二级 手工焊，角焊缝，外观质量标准符合二级 双层翼缘板之间的连接焊缝 自动焊，角焊缝，外观质量标准符合二级 手工焊，角焊缝，外观质量标准符合二级	Z2 Z4 Z5 Z4 Z5
9		<ul style="list-style-type: none"> 仅单侧施焊的手工或自动对接焊缝附近的母材，焊缝符合二级焊缝标准，翼缘与腹板很好贴合 	Z5
10		<ul style="list-style-type: none"> 开工艺孔处对接焊缝、角焊缝、间断焊缝等附近的母材，焊缝符合二级焊缝标准 	Z8

11		<ul style="list-style-type: none"> ●节点板搭接的两侧面角焊缝端部的母材 ●节点板搭接的三面围焊时两侧角焊缝端部的母材 ●三面围焊或两侧面角焊缝的节点板母材 (节点板计算宽度按应力扩散角 θ 等于 30° 考虑) 	Z10 Z8 Z8
----	--	--	-----------------

注：箭头表示计算应力幅的位置和方向。

表 L-3 横向传力焊缝的构件和连接分类

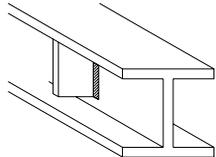
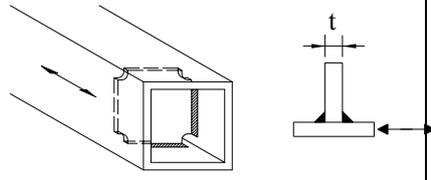
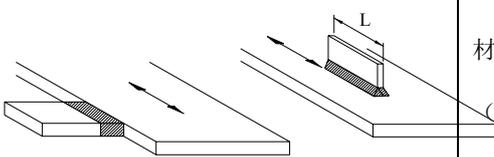
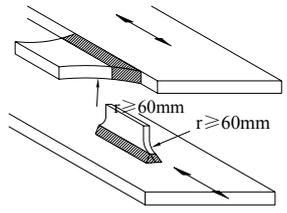
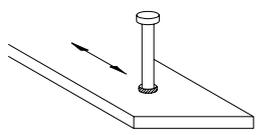
项次	构造细节	说明	类别
12		<ul style="list-style-type: none"> ●横向对接焊缝附近的母材，轧制梁对接焊缝附近的母材 符合国标《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的一级焊缝，且经加工、磨平 符合国标《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的一级焊缝	Z2 Z4
13		<ul style="list-style-type: none"> ●不同厚度(或宽度)横向对接焊缝附近的母材 符合国标《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的一级焊缝，且经加工、磨平 符合国标《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的一级焊缝	Z2 Z4
14		<ul style="list-style-type: none"> ●有工艺孔的轧制梁对接焊缝附近的母材，焊缝加工成平滑过渡并符合一级焊缝标准 	Z6
15		<ul style="list-style-type: none"> ●带垫板的横向对接焊缝附近的母材 垫板端部超出母板距离 d	Z8 Z11

		$d \geq 10\text{mm}$ $d < 10\text{mm}$	
16		<ul style="list-style-type: none"> 节点板搭接的端面角焊缝的母材 	Z7
17	 <p>$t_1 \leq t_2$ 坡度 $\leq 1/4$</p>	<ul style="list-style-type: none"> 不同厚度直接横向对接焊缝附近的母材，焊缝等级为一级，无偏心 	Z8
18		<ul style="list-style-type: none"> 翼缘盖板中断处的母材(板端有横向端焊缝) 	Z8
19		<ul style="list-style-type: none"> 十字型连接、T型连接 (1) K形坡口、T形对接与角接组合焊缝处的母材，十字型连接两侧轴线偏离距离小于 $0.15t$，焊缝为二级，焊趾角 $\alpha \leq 45^\circ$ (2) 角焊缝处的母材，十字型连接两侧轴线偏离距离小于 $0.15t$ 	Z6 Z8
20		<ul style="list-style-type: none"> 法兰焊缝连接附近的母材 (1) 采用对接焊缝，焊缝为一级 (2) 采用角焊缝 	Z8 Z13

--	--	--	--

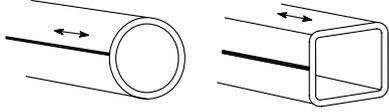
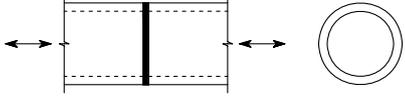
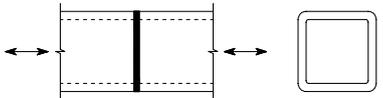
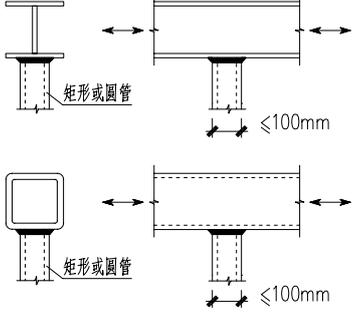
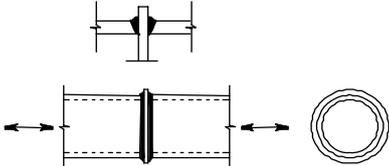
注：箭头表示计算应力幅的位置和方向。

表 L-4 非传力焊缝的构件和连接分类

项次	构造细节	说明	类别
21		<ul style="list-style-type: none"> ●横向加劲肋端部附近的母材 肋端焊缝不断弧(采用回焊) 肋端焊缝断弧 	Z5 Z6
22		<ul style="list-style-type: none"> ●横向焊接附件附近的母材 (1) $t \leq 50mm$ (2) $50 < t \leq 80mm$ t 为焊接附件的板厚 	Z7 Z8
23		<ul style="list-style-type: none"> ●矩形节点板焊接于构件翼缘或腹板处的母材 (节点板焊缝方向的长度 $L > 150mm$) 	Z8
24		<ul style="list-style-type: none"> ●带圆弧的梯形节点板用对接焊缝焊于梁翼缘、腹板以及桁架构件处的母材，圆弧过渡处在焊后铲平、磨光、圆滑过渡，不得有焊接起弧、灭弧缺陷 	Z6
25		<ul style="list-style-type: none"> ●焊接剪力栓钉附近的钢板母材 	Z7

注：箭头表示计算应力幅的位置和方向。

表 L-5 钢管截面的构件和连接分类

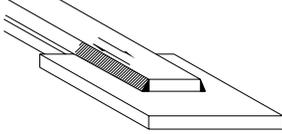
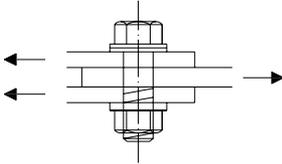
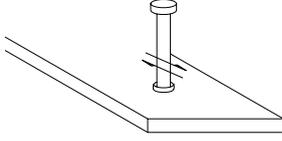
项次	构造细节	说明	类别
26		<ul style="list-style-type: none"> ●钢管纵向自动焊缝的母材 (1)无焊接起弧、灭弧点 (2)有焊接起弧、灭弧点 	Z3 Z6
27		<ul style="list-style-type: none"> ●圆管端部对接焊缝附近的母材，焊缝平滑过渡并符合国家现行标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的一级焊缝标准，余高不大于焊缝宽度的 10%。 (1) 圆管壁厚 $8\text{mm} < t \leq 12.5\text{mm}$ (2) 圆管壁厚 $t \leq 8\text{mm}$ 	Z6 Z8
28		<ul style="list-style-type: none"> ●矩形管端部对接焊缝附近的母材，焊缝平滑过渡并符合一级焊缝标准，余高不大于焊缝宽度的 10%。 (1) 方管壁厚 $8\text{mm} < t \leq 12.5\text{mm}$ (2) 方管壁厚 $t \leq 8\text{mm}$ 	Z8 Z10
29		<ul style="list-style-type: none"> ●焊有其它构件的矩形管或圆管的角焊缝附近的母材，非承载焊缝的外观质量标准符合二级，矩形管宽度或圆管直径不大于 100mm 	Z8
30		<ul style="list-style-type: none"> ●通过端板采用对接焊缝拼接的圆管母材，焊缝符合一级质量标准 (1) 圆管壁厚 $8\text{mm} < t \leq 12.5\text{mm}$ (2) 圆管壁厚 $t \leq 8\text{mm}$ 	Z10 Z11

31		<ul style="list-style-type: none"> 通过端板采用对接焊缝拼接的矩形管母材，焊缝符合一级质量标准 (1) 方管壁厚 $8\text{mm} < t \leq 12.5\text{mm}$ (2) 方管壁厚 $t \leq 8\text{mm}$ 	Z11 Z12
32		<ul style="list-style-type: none"> 通过端板采用角焊缝拼接的圆管母材，焊缝外观质量标准符合二级，管壁厚度 $t \leq 8\text{mm}$ 	Z13
33		<ul style="list-style-type: none"> 通过端板采用角焊缝拼接的矩形管母材，焊缝外观质量标准符合二级，管壁厚度 $t \leq 8\text{mm}$ 	Z14
34		<ul style="list-style-type: none"> 钢管端部压偏与钢板对接焊缝连接(仅适用于直径小于 200mm 的钢管), 计算时采用钢管的应力幅 	Z8
35		<ul style="list-style-type: none"> 钢管端部开设槽口与钢板角焊缝连接, 槽口端部为圆弧, 计算时采用钢管的应力幅 (1) 倾斜角 $\alpha \leq 45^\circ$ (2) 倾斜角 $\alpha > 45^\circ$ 	Z8 Z9

注：箭头表示计算应力幅的位置和方向。

表 L-6 剪应力作用下的构件和连接分类

项次	构造细节	说明	类别
36		<ul style="list-style-type: none"> 各类受剪角焊缝 剪应力按有效截面计算 	J1

			
37		<ul style="list-style-type: none"> ●受剪力的普通螺栓 采用螺杆截面的剪应力	J2
38		<ul style="list-style-type: none"> ●焊接剪力栓钉 采用栓钉名义截面的剪应力	J3

注：箭头表示计算应力幅的位置和方向。

附录 M 结构分类

承受水平地震作用时，结构应根据其结构体系、塑性耗能区截面设计等级和抗侧力支撑等级按表 M-1 分类；抗侧力支撑结构应根据其支撑截面设计等级和长细比按表 M-2 分类；支撑截面设计等级应根据其截面宽厚比按表 M-3 确定。

表 M-1 延性等级

抗侧力体系	结构体系	塑性耗能区截面设计等级（受弯构件）	抗侧力支撑等级	延性等级	备注
单一抗侧力体系	框架结构	A 级		I 级	
		B 级		II 级	
		C 级		III 级	
		D 级		IV 级	
		E 级		V 级	
	中心支撑结构		1 级	II 级	
			2 级	III 级	
			3 级	IV 级	
双重抗侧力体系	框架-中心支撑结构	A 级	1 级	I 级	框架承担总水平力 50% 以上
		B 级	2 级	II 级	
		C 级	3 级	III 级	
	框架-偏心支撑结构			I 级	符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 第 8.5 节的规定
	框架-钢板剪力墙	A 级（压弯）	1 级	I 级	
		B 级（压弯）	2 级	II 级	
		C 级（压弯）	3 级	III 级	

注：1 当框架柱脚采用铰接时，延性等级降低一级。

2 当不小于 50% 的质量位于结构体系上部三分之一范围或主要耗能区位于柱底部时，延性等级采用 V 级。

3 抗侧力支撑等级见表 M-2 的规定。

4 在双重抗侧力结构中，框架分担的水平力达到 75% 时，按框架结构要求。

- 5 在双重抗侧力结构中，中心支撑分担的水平力达到 75% 时，按单一的中心支撑结构要求。
- 6 框架结构满足本规范第 17.2.1 条规定的强柱弱梁要求。
- 7 框架结构中，与塑性耗能区相连构件的截面设计等级不宜低于塑性耗能区截面设计等级低一级的要求。

表 M-2 抗侧力支承等级

抗侧力构件	抗侧力支承等级	设计要求
交叉中心支撑或对称设置的单斜杆支撑	1 级	支撑长细比 $\lambda \leq 33\varepsilon_k$ ，截面设计等级为 A 级。
	2 级	符合下列条件之一： 1) 支撑长细比 $33\varepsilon_k < \lambda \leq 65\varepsilon_k$ ，截面设计等级 B 级； 2) 支撑长细比， $130 < \lambda \leq 180$ ，截面设计等级 B 级。
	3 级	支撑长细比 $65\varepsilon_k < \lambda \leq 130$ ，截面设计等级为 C 级。
人字或 V 型中心支撑	1 级	符合下列条件之一： 1) 支撑长细比 $\lambda \leq 33\varepsilon_k$ ，截面设计等级为轴压构件 A 级；与支撑相连的梁截面设计等级为压弯构件 A 级。 2) 防屈曲支撑
	2 级	符合下列条件之一： 1) 支撑长细比 $33\varepsilon_k < \lambda \leq 65\varepsilon_k$ ，截面设计等级为轴压构件 B 级；与支撑相连的梁截面设计等级为压弯构件 B 级。 2) 支撑长细比， $130 < \lambda \leq 180$ ，截面设计等级为轴压构件 B 级；与支撑相连的梁截面设计等级为压弯构件 A 级。框架承担总水平力的 50% 以上。
	3 级	支撑长细比 $65\varepsilon_k < \lambda \leq 130$ ，截面设计等级为轴压构件 C 级；与支撑相连的梁截面设计等级不低于压弯构件 C 级。
钢板剪力墙	1 级	$\bar{\lambda}_s \leq 0.5$
	2 级	$0.5 < \bar{\lambda}_s \leq 1.2$
	3 级	$1.2 < \bar{\lambda}_s \leq 2.5$

注：1 λ 为支撑构件的长细比。

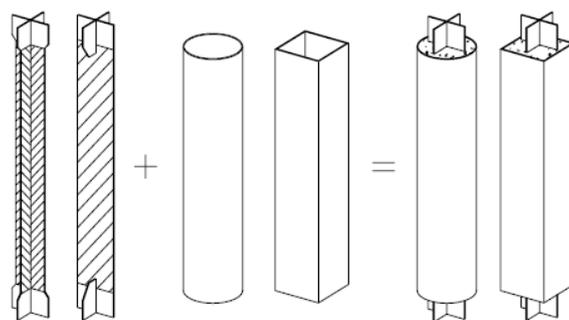
2 用于腹板受剪计算时的正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ ，按式（6.4.3-3c,3d）计算。

表 M-3 支撑截面分类

构件	截面设计等级		A 级	B 级	C 级
支撑	H 形截面	翼缘 b/t	$8 \varepsilon_k$	$9 \varepsilon_k$	$10 \varepsilon_k$
		腹板 h_w/t_w	$30 \varepsilon_k$	$35 \varepsilon_k$	$42 \varepsilon_k$
	箱形截面	壁板间翼缘 b_0/t_w	$25 \varepsilon_k$	$28 \varepsilon_k$	$32 \varepsilon_k$
	角钢	角钢肢宽厚 比	$8 \varepsilon_k$	$9 \varepsilon_k$	$10 \varepsilon_k$
	圆钢管截面	径厚比 D/t	$40 \varepsilon_k^2$	$56 \varepsilon_k^2$	$72 \varepsilon_k^2$

附录 N 防屈曲支撑

N.0.1 防屈曲支撑构件的设计应包括包括核心钢支撑、外约束单元和无粘结构造层组成的整体（图 N.0.1）。



(a) 基本原理图



(b) 核心钢支撑

图 N.0.1 防屈曲支撑

N.0.2 防屈曲支撑框架结构的支撑体系应符合下列要求：

1 防屈曲支撑可采用 V 形、人字形、单斜杆等中心支撑形式布置，不应采用 K 形或 X 形布置。

2 防屈曲支撑在风荷载和多遇地震作用下应保持弹性状态，在偶遇地震和罕遇地震作用下应能显著屈服耗能。

N.0.3 防屈曲支撑构件应符合下列要求：

1 核心钢支撑的钢材可采用普通碳素钢、高强度合金钢和低屈服点钢，钢材的屈服强度实测值和抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85，伸长率不应低于 25%，并应根据工作环境温度确定其相应的冲击韧性要求。

2 核心钢支撑应采用整根材料，不得采用对接接头。

3 外约束单元可采用钢管或钢管填充砂浆。

- 4 核心钢支撑工作段与外约束单元之间的间隙，一般可取 1~2mm。
- 5 核心钢支撑过渡段与外约束单元之间在应留有间隙，确保其大变形时可轴向自由伸缩。

N.0.4 防屈曲支撑应按仅承受轴力作用进行设计。

N.0.5 外约束单元应可靠约束核心钢支撑的整体屈曲，其抗弯刚度应满足下式要求：

$$\frac{\pi^2 EI_B}{L_t^2} \geq \alpha_e N_{cu} \quad (\text{N.0.5-1})$$

$$N_{cu} = \alpha_s A_n f_y \quad (\text{N.0.5-2})$$

式中： E 、 I_B ——分别为外约束单元的弹性模量和惯性矩；

L_t ——防屈曲支撑的长度；

α_e ——考虑核心钢支撑与外约束单元间的间隙和初始缺陷等的系数，一般可取 1.5；

N_{cu} ——防屈曲支撑的极限承载力；

f_y ——核心钢支撑的钢材屈服强度；

α_s ——考虑钢材屈服强度的离散性和钢材在反复荷载下的强度变化系数，宜按材料特性试验取值。

A_n ——核心钢支撑工作段的净截面面积。

N.0.6 当进行结构弹性分析时，防屈曲支撑弹性阶段的等效刚度 K_{eq} 可按下式计算：

$$K_{eq} = \frac{EA_n}{L_t} \frac{1}{\beta_c + 2(1 - \beta_c) \frac{A_n}{A_e}} \quad (\text{N.0.6})$$

式中： L_t ——防屈曲支撑的长度；

β_c ——核心钢支撑工作段长度 L_c 与支撑长度 L_t 的比值；

A_e ——核心钢支撑弹性段的截面积。

当进行弹塑性分析时，可采用双折线滞回模型，塑性强化段的刚度可取为弹性阶段等效刚度的 1%。

N.0.7 防屈曲支撑与梁柱的连接应能可靠传递支撑弹性阶段的内力，连接承载力不应低于支撑极限承载力的 1.2 倍。

N.0.8 防屈曲支撑采用 V 形或 Λ 形时，应在支撑与梁连接处设置侧向支承，侧向支承力不得小于梁翼缘轴向承载力设计值的 2%，即 $0.02b_f t_f f$ 。