

UDC

中华人民共和国国家标准

GB

P

GB 50017—2017

钢结构设计规范

Code for design of steel structure

目 次

1 总 则.....	1
2 术语和符号.....	2
2.1 术 语.....	2
2.2 符 号.....	5
3 基本设计规定.....	10
3.1 设计原则.....	10
3.2 荷载和作用.....	12
3.3 结构或构件变形的规定.....	13
3.4 构件截面类别.....	13
3.5 钢结构抗震设计.....	15
3.6 制作和安装.....	16
4 结构体系.....	17
4.1 一般规定.....	17
4.2 单层钢结构.....	17
4.3 多高层钢结构.....	18
4.4 大跨度钢结构.....	19
5 材料和材料选用.....	21
5.1 钢材牌号及标准.....	21
5.2 连接材料型号及标准.....	21
5.3 材料选用.....	22
5.4 设计指标和设计参数.....	27
6 结构分析与稳定性设计.....	33
6.1 一般规定.....	33
6.2 一阶弹性分析与设计.....	34
6.3 二阶弹性分析与设计.....	34
6.4 直接分析设计法.....	36
7 受弯、受剪和受扭构件的计算及梁的设计.....	39
7.1 受弯、受剪构件的强度.....	39

7.2	受弯构件的整体稳定.....	41
7.3	受扭构件的强度及整体稳定.....	44
7.4	局部稳定.....	46
7.5	腹板开孔梁.....	52
7.6	组合梁腹板考虑屈曲后强度的计算.....	53
7.7	对吊车梁和吊车桁架（或类似结构）的要求.....	56
7.8	梁的构造要求.....	58
8	轴心受力构件的计算和桁架杆件的设计.....	60
8.1	截面强度计算.....	60
8.2	轴压构件的稳定性计算.....	61
8.3	实腹轴压构件的局部稳定和屈曲后强度.....	70
8.4	桁架及支撑的计算长度和允许长细比.....	72
8.5	轴压构件的支撑.....	75
8.6	桁架和塔架杆件的特殊问题.....	77
8.7	预应力压杆.....	80
9	拉弯构件、压弯构件的计算和柱的设计.....	81
9.1	截面强度计算.....	81
9.2	构件的稳定性计算.....	82
9.3	柱的计算长度.....	87
9.4	压弯构件的局部稳定和屈曲后强度.....	92
9.5	柱身的构造要求.....	95
10	钢板剪力墙.....	96
10.1	一般规定.....	96
10.2	非加劲钢板剪力墙的计算.....	97
10.3	加劲钢板剪力墙的计算.....	98
10.4	构造要求.....	99
11	塑性调幅设计.....	101
11.1	一般规定.....	101
11.2	构件的计算.....	102
11.3	容许长细比和构造要求.....	103

12	连接	106
12.1	一般规定	106
12.2	焊缝连接构造要求	108
12.3	焊缝连接计算	110
12.4	紧固件连接构造要求	114
12.5	紧固件连接计算	116
13	节点	124
13.1	一般规定	124
13.2	连接板节点	124
13.3	梁柱连接节点	127
13.4	销轴连接	132
13.5	铸钢节点	135
13.6	预应力索节点	136
13.7	支座	136
13.8	柱脚	138
14	钢管连接节点	144
14.1	一般规定	144
14.2	构造要求	144
14.3	圆钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算	150
14.4	矩形钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算	168
14.5	法兰连接计算	178
14.6	无加劲钢管直接焊接节点刚度判别与钢管桁架计算模型	182
15	钢与混凝土组合梁	185
15.1	一般规定	185
15.2	组合梁设计	188
15.3	抗剪连接件的计算	190
15.4	挠度计算	192
15.5	负弯矩区裂缝宽度计算	194
15.6	纵向抗剪计算	195
15.7	构造要求	96

16	钢管混凝土组合柱及节点.....	198
16.1	一般规定.....	198
16.2	矩形钢管混凝土柱设计.....	198
16.3	圆钢管混凝土柱设计.....	203
16.4	钢管混凝土柱梁连接节点设计.....	205
17	疲劳计算及防脆断设计.....	211
17.1	一般规定.....	211
17.2	疲劳计算.....	211
17.3	构造要求.....	216
17.4	防脆断设计.....	217
18	钢结构构件和节点抗震设计.....	219
18.1	一般规定.....	219
18.2	抗震构件.....	223
18.3	节点抗震设计.....	224
18.4	屈曲约束支撑.....	227
19	钢结构防护.....	231
19.1	抗火设计.....	231
19.2	防腐蚀设计.....	231
19.3	隔热.....	233
附录 A	受弯构件的挠度容许值.....	234
附录 B	结构的延性分类.....	236
附录 C	结构的位移容许值.....	239
附录 D	大跨度钢结构适用范围和基本设计要求.....	243
附录 E	简支梁、悬臂梁的弹性屈曲临界弯矩.....	245
附录 F	蜂窝梁的计算.....	248
附录 G	轴心受压构件的稳定系数.....	252
附录 H	柱的计算长度系数.....	257
附录 J	钢板剪力墙的内力分析.....	260
J.1	非加劲钢板剪力墙结构.....	260
J.2	加劲钢板剪力墙结构.....	263

附录 K 设置加劲的钢板剪力墙的弹性屈曲临界应力.....	265
K.1 仅设置竖向加劲的钢板剪力墙.....	265
K.2 设置水平加劲的钢板剪力墙.....	267
K.3 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙.....	268
附录 L 塑性设计的弹塑性分析.....	270
附录 M 桁架节点板在斜腹杆压力作用下的稳定计算.....	272
附录 N 钢与混凝土组合梁的疲劳验算.....	274
附录 P 圆钢管混凝土柱组合抗压、抗剪强度设计值.....	276
附录 Q 疲劳计算的构件和连接分类.....	277
附录 R 梁柱节点的典型形式.....	285



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、经济合理、安全适用、确保质量，特制定本规范。

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，其中，由冷弯成型钢材制作的构件及其连接应符合现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB50018 的规定。

1.0.3 本规范依据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB50153 及《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 的原则制订。

1.0.4 钢结构设计除应符合本规范外，尚应符合现行有关国家标准的要求。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 钢结构 steel structure

以钢板、钢管、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 屈曲 buckling

杆件或板件在轴心压力、弯矩、剪力单独或共同作用下突然发生与原受力状态不符的较大变形而失去稳定。

2.1.6 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荷载的能力。

2.1.7 通用高厚比 normalized web 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腹板抗弯、抗剪或局部承压弹性屈曲应力之商的平方根。

2.1.8 整体稳定 overall stability

在外荷载作用下，对整个结构或构件能否发生屈曲或失稳的评估。

2.1.9 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。

2.1.10 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。

2.1.11 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。

2.1.12 长细比 slenderness ratio

构件计算长度与构件截面回转半径的比值。

2.1.13 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。

2.1.14 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。

2.1.15 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。

2.1.16 框架支撑结构 frame-braced structure

由框架及支撑共同组成的抗侧力体系

2.1.17 蜂窝梁 castellated beam

将 H 型钢腹板沿设定的齿槽切割，然后错开将腹板凸出部分对齐焊接，形成蜂窝状空格的空腹梁。

2.1.18 摇摆柱 leaning column

框架内两端为铰接不能抵抗侧向荷载的柱。

2.1.19 构件 structural member

直接组成结构的单元。如梁、柱、桁架、板、壳等。

2.1.20 杆件 rod

长度远大于其他两个方向尺寸的变形体。如梁、柱、屋架中的各根杆等。

2.1.21 柱腹板节点域 panel zone of column web

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 组合构件 built-up member

由一块以上的钢板（或型钢）相互连接组成的构件，如工字形截面或箱形截面组合梁或柱。

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 钢管混凝土柱 concrete filled steel tubular column

钢管内浇注混凝土的柱。

2.1.34 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。

2.1.35 中心支撑框架 concentrically braced frame

不具有消能梁段的框架支撑结构

2.1.36 偏心支撑框架 eccentrically braced frame

具有消能梁段的框架支撑结构

2.1.37 屈曲约束支撑 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体系

2.1.38 抗震构件及节点 primary seismic members

作为结构体系的一部分，用于抵抗地震作用的构件和节点。

2.1.39 非抗震构件及节点 secondary seismic members

不承担地震作用的构件。

2.1.40 钢材名义屈服强度 nominal yield strength of steel

钢材屈服强度标准值，GJ 钢为其上限值，其余钢材均为其下限值。

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^m —一个锚栓的抗拉承载力设计值；

N_t^h 、 N_v^h 、 N_c^h —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；

$N_t^{p/l}$ 、 N_c^p —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 —钢材的名义屈服强度;

f_{yk} —钢材牌号所指屈服点;

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^c 、 f_v^c 、 f_c^c —铆钉的抗拉、抗剪和承压强度设计值;

f_t^d 、 f_v^d 、 f_c^d —对接焊缝的抗拉、抗剪和抗压强度设计值;

f_t^e —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;

$[v_0]$ —仅考虑可变荷载标准值产生的挠度的容许值;

$[v_0]$ —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力;

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_w —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 —板的宽厚；

b_n —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_w —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_b —梁腹板受弯计算时的通用高厚比；

λ_s —梁腹板受剪计算时的通用高厚比；

λ_p —梁腹板受局部压力计算时的通用高厚比；

λ —长细比；

$\lambda_y, \lambda_{ye}, \lambda_z, \lambda_{ze}$ —换算长细比。

2.2.4 计算系数及其他

k_1, k_2 —构件线刚度之比；

O_r —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_k —钢材与混凝土弹性模量之比；

α_w —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_f —正面角焊缝的强度设计值增大系数；

β_m 、 β_f —压弯构件稳定的等效弯矩系数；

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 —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 、 φ_b' —梁的整体稳定系数；

ψ —集中荷载的增大系数；

ψ_a 、 ψ_a 、 ψ_d —用于计算直接焊接钢管节点承载力的参数。

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 防火设计；
- 7 制作、安装、防腐和防火等要求；
- 8 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 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、疲劳破坏、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现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068 和《工程结构可靠度性设计统一标准》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。

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 结构构件应采用下列承载能力极限状态设计表达式：

$$\text{无地震作用效应组合验算：} \quad \gamma_0 S \leq R \quad (3.1.10-1)$$

$$\text{有地震作用效应组合验算：} \quad S \leq R / \gamma_{RE} \quad (3.1.10-2)$$

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，按现行国家标准《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，安全等级为一级的重要结构，宜进行防连续倒塌设计。

3.1.11 设计钢结构时，应从工程实际出发，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。宜优先采用通用的和标准化的结构和构件，减少制作、安装工作量。

3.1.12 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。钢结构设计应考虑制作、运输和安装的经济合理与施工方便。

3.1.13 在钢结构设计文件中，应注明建筑结构设计使用年限、钢材牌号、连接材料的型号（或钢号）、设计所需的附加保证项目和所采用的规范。此外，还应注明所要求的焊缝形式、焊缝质量等级、端面刨平顶紧部位、钢结构防护要求及措施、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 荷载和作用

3.2.1 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,应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009的规定采用。

3.2.2 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:

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

式中 $P_{k,max}$ ——起重机最大轮压标准值;

α ——系数,对一般软钩起重机 $\alpha=0.1$,抓斗或磁盘起重机宜采用 $\alpha=0.15$,硬钩起重机宜采用 $\alpha=0.2$ 。

注:现行国家标准《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。

3.2.3 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。

3.2.4 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。

3.2.5 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3.3.1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 3.3.1 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		
门式刚架轻型房屋	300	150	

注：1 厂房柱为其他材料时，应按相应规范的规定设置伸缩缝，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 无桥式起重机的房屋的柱间支撑和有桥式起重机的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）至温度区段端部的距离不宜大于表 3.3.1 纵向温度区段长度的 60%。

3 当有充分依据或可靠措施时，表中数字可予以增减。

3.2.6 钢结构建筑的抗震设防类别和抗震设防标准应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223 的规定采用，地震作用应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定计算。

3.3 结构或构件变形的规定

3.3.1 为了不影响结构或构件的正常使用和观感，设计时应按结构或构件的变形（挠度或侧移）规定相应的限值。一般情况下，构件变形的容许值见本规范附录 A 的规定，结构变形的容许值应满足第 4 章的相关规定。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 A 的规定进行适当的调整。

3.3.2 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。

3.3.3 为改善外观和使用条件，可将横向受力构件预先起拱，起拱大小应视实际需要而定，一般为恒载标准值加 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度。

3.4 构件截面类别

3.4.1 构件设计截面应根据表 3.4.1 的规定分为 A、B、C、D、E 共 5 级。

表 3.4.1 截面类别表

构件	截面设计等级		A 级	B 级	C 级	D 级	E 级	
柱、压弯构件	H 形及 T 形截面	翼缘 b/t	9ϵ	11ϵ	13ϵ	15ϵ	20ϵ	
		T 形截面腹板	$18\sqrt{\frac{t}{2t_w}}$	$20\sqrt{\frac{t}{2t_w}}$	$22\sqrt{\frac{t}{2t_w}}$	$25\sqrt{\frac{t}{2t_w}}$	$30\sqrt{\frac{t}{2t_w}}$	
		H 形截面腹板 h_w/t_w	44ϵ	50ϵ	$42+18\alpha_b^{1.01}$	$45+25\beta^{0.66}$	250	
	箱形截面	壁板、腹板间 翼缘 b/t	25ϵ	32ϵ	42ϵ	45ϵ		
		腹板 h_w/t_w	44ϵ	48ϵ	根据本规范 9.4.1 的规定采用			
	圆钢管截面	外径径厚比 D/t	$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$	$100\epsilon^2$		
	圆钢管混凝土柱	外径径厚比 D/t	$70\epsilon^2$	$85\epsilon^2$	$90\epsilon^2$	$100\epsilon^2$		
	矩形钢管混凝土截面	壁板间翼缘 b/t	40ϵ	50ϵ	55ϵ	60ϵ		
	梁、受弯构件	工字形截面	翼缘 b/t	9ϵ	11ϵ	13ϵ	15ϵ	15ϵ
			腹板 h_w/t_w	65ϵ	72ϵ	93ϵ	93ϵ	250
箱形截面		壁板、腹板间 翼缘 b/t	25ϵ	32ϵ	37ϵ	42ϵ		
		腹板 h_w/t_w	65ϵ	72ϵ	80ϵ	93ϵ		
工字梁两翼缘之间填混凝土的翼缘和腹板且混凝土能够防止腹板屈曲		翼缘 b/t	10ϵ	14ϵ	18ϵ	20ϵ		
		腹板 h_w/t_w	85ϵ	85ϵ	85ϵ	93ϵ		

支 撑	H 形截面	翼缘 b/t	8ϵ	9ϵ	10ϵ	根据本规范 8.3.1 条的规定 采用	根据本 规范 8.3.2 条 的规定 采用
		腹板 h_w/t_w	20ϵ	25ϵ	30ϵ		
	箱形截面	壁板间翼缘 b/t	20ϵ	25ϵ	30ϵ		
	角钢	角钢肢宽厚 比	8ϵ	9ϵ	10ϵ		
	圆钢管截面	外径径厚比 D/t	$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$	$100\epsilon^2$	

注:

1 $\alpha_0 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ ， σ_{\max} 为腹板计算边缘的最大压应力， σ_{\min} 为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。

2 $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ ， f_y 和 f 分别是钢材牌号所指屈服点和强度设计值。

3 b, t, h_w, t_w 分别是工字形截面翼缘外伸宽度、翼缘厚度、腹板净高和腹板厚度。

4 当腹板板件宽厚比不满足要求时，可根据其受力特点设置加劲板。

3.5 钢结构抗震设计

3.5.1 有抗震设防要求的钢结构，应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 规定的抗震设计原则，按本节及第 18 章的规定进行抗震构件和节点的抗震设计。

3.5.2 钢结构抗震构件及节点进行强度和稳定验算时，其地震作用标准值的效应应乘以地震作用调整系数 Ω ， Ω 的计算应符合下列规定：

$$\Omega = \beta_{E1}\beta_{E2} \quad (3.5.2)$$

Ω —地震作用调整系数；

β_{E1} —结构延性调整系数，承受水平地震作用时，按表 3.5.2 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延性调整系数 β_{E1} 取 1， γ_{RE} 采用 1；同时承受水

平及竖向地震作用时，钢结构抗震构件和节点，水平地震作用结构延性调整系数 β_{E1} 采用表

3.5.2 规定的数值，竖向地震作用结构延性调整系数 β_{E1} 取 2，此时，计算强度时 γ_{RE} 采用 0.75。

计算稳定时 γ_{RE} 采用 0.8。

β_{E2} —构件地震作用调整系数，对于抗震关键构件和节点，其值可按本规范第 18 章的相关规定执行，其余构件和节点可取 1。

表 3.5.2 结构延性调整系数 β_{E1}

延性类别	I类	II类	III类	IV类	IV类
β_{E1}	0.7	0.85	1.0	1.3	2

注：延性类别应根据本规范附录 B 的规定采用。

3.5.3 有抗震设防要求的多高层钢结构宜采用高延性-低弹性承载力的设计思路，当延性构造不满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 要求时，可采用增大弹性承载力的设计方法。

对于主要承受竖向地震作用，或承受水平地震作用但结构延性调整系数 β_{E1} 不小于 2 的钢结构及非抗震构件及节点，材料可根据本规范第 5 章规定的要求采用，其构件和节点的设计可不符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 中涉及延性的各种计算和规定。

3.5.4 有抗震设防要求的钢结构，对于可能发生塑性变形的构件或部位所采用的钢材应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定，不应采用冷成型钢材，其屈服强度实测值不应高于名义屈服强度 f_y 的 1.25 倍。

3.5.5 特别注明者除外，对于不会发生塑性变形的构件或部位所采用的钢材，可根据本规范第 5 章的规定采用。

3.6 制作和安装

3.6.1 钢结构设计应考虑施工措施和施工过程对结构的影响，当施工方法或顺序对主体结构的内力和变形有较大影响时，应进行施工阶段分析验算。

3.6.2 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。

4 结构体系

4.1 一般规定

4.1.1 钢结构体系应按下列原则选用：

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。

4.1.2 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，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；

4 竖向和水平荷载引起的构件和结构的振动，应满足正常使用舒适度要求；

5 隔墙、外围护等宜采用轻质材料。

4.1.3 有抗震设防要求的钢结构，应符合下列要求：

1 平、立面布置宜规则，各部分的刚度、质量和承载力宜均匀、连续；

2 应具有必要的抗震承载能力、良好的变形和耗能能力，对可能出现的薄弱部位，应采取必要的加强措施；

3 可采用消能减震手段，提高结构抗震性能。

4.1.4 对于施工过程中对构件内力分布影响显著的结构，结构分析时应考虑施工过程中对结构刚度形成的影响，必要时应进行施工模拟分析。

4.1.5 各种结构体系的变形限值应满足附录 C 的要求。

4.2 单层钢结构

4.2.1 单层钢结构主要由横向抗侧力体系和纵向抗侧力体系组成，其中横向抗侧力体系可按表 4.2.1 进行分类，纵向抗侧力体系宜采用中心支撑体系，也可采用刚架结构。

表 4.2.1 单层钢结构体系分类

结构体系		具体型式
排架	普通	单跨、双跨、多跨排架、高低跨排架等
框架	普通	单跨、双跨、多跨框架、高低跨框架等
	轻型	

门式刚架	普通	单跨、双跨、多跨刚架；带挑檐、带毗屋、带夹层刚架；单坡刚架等
	轻型	

注：1 框架包括无支撑纯框架和有支撑框架；排架包括等截面柱、单阶柱和双阶柱排架；门式刚架包括单层柱和多层柱门式刚架。

2 横向抗侧力体系还可采用以上结构型式的混合型式。

4.2.2 结构布置应符合下列要求：

- 1 多跨结构宜等高、等长，各柱列的侧移刚度宜均匀。
- 2 在地震区，当结构体型复杂或有贴建的房屋和构筑物时，宜设防震缝。
- 3 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。

4.2.3 支撑布置应符合下列要求：

- 1 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。
- 2 当房屋高度相对于柱间距较大时，柱间支撑宜分层设置。
- 3 在屋盖设有横向水平支撑的开间应设置上柱柱间支撑。

4.3 多高层钢结构

4.3.1 按抗侧力结构的特点，多、高层钢结构的结构体系可按表 4.3.1 进行分类。

表 4.3.1 多、高层钢结构体系分类

结构体系		支撑、墙体和筒形式	抗侧力体系类别
框架、轻型框架			单重
框-排架		纵向柱间支撑	单重
支撑结构	中心支撑	普通钢支撑，消能支撑（防屈曲支撑等）	单重
	偏心支撑	普通钢支撑	单重
框架-支撑、 轻型框架-支撑	中心支撑	普通钢支撑，消能支撑（防屈曲支撑等）	单重或双重
	偏心支撑	普通钢支撑	单重或双重
框架-剪力墙板		钢板墙，延性墙板	单重或双重
筒体结构	筒体	普通桁架筒	单重
	框架-筒体	密柱深梁筒	单重或双重
	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		单重
	巨型框架-支撑		单重或双重
	巨型支撑		单重或双重

注：1 框-排架结构包括由框架与排架侧向连接组成的侧向框-排架结构和下部为框架上部顶层为排架的竖向框-排架结构。

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。

4.3.2 结构布置原则:

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 结构竖向体形应力求规则、均匀,避免有过大的外挑和内收;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,避免因突变导致过大的应力集中和塑性变形集中;

3 采用框架结构体系时,高层建筑不应采用单跨结构,多层的甲、乙类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。

4.3.3 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	0.20m/s^2
旅馆、办公楼	0.28m/s^2

4.4 大跨度钢结构

4.4.1 大跨度钢结构体系可按表 4.4.1 分类

表 4.4.1 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

4.4.2 设计原则

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,各类常用大跨度钢结构,其适用范围和基本设计要

求详附录 D。

2 应根据大跨度钢结构的结构和节点形式、构件类型、荷载特点,并考虑上部大跨度钢结构与下部支承结构的相互影响,建立合理的计算模型,进行协同分析。

3 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。

4 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。

5 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。

6 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。

7 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 $\phi 60 \times 3.5$ 。

8 大跨度钢结构的支座和节点形式应同计算模型吻合。

5 材料和材料选用

5.1 钢材牌号及标准

5.1.1 钢结构用钢材应为按国家现行标准所规定的性能、技术与质量要求生产的钢材。

5.1.2 承重结构的钢材宜采用 Q235 钢、Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢、Q460 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。

5.1.3 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。

5.1.4 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。

5.1.5 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。

5.1.6 当采用本规范未列出的其它牌号钢材或国外钢材时，除应符合相关标准和设计文件的规定外，生产厂应进行生产过程质量控制认证，提交质量证明文件，并进行专门的验证试验和统计分析，确定设计强度及其质量等级。

5.2 连接材料型号及标准

5.2.1 钢结构用焊接材料应符合下列要求：

1 手工焊接采用的焊条，应符合现行国家标准《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 焊丝应符合现行国家标准《熔化焊用钢丝》GB/T 14957、《气体保护电弧焊用碳钢焊丝》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现行国家标准《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 气体保护焊使用的氩气应符合现行国家标准《氩》GB/T 4842 的规定，其纯度不应低于 99.95%。气体保护焊使用的二氧化碳应符合现行国家标准《焊接用二氧化碳》HG/T 2537 的规定。

5.2.2 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 级及 4.8 级普通螺栓为 C 级螺栓，5.6 级及 8.8 级普通螺栓为 A 级或 B 级螺栓，其性能和质量应符合现行国家标准《紧固件机械性能螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1 的规定。C 级螺栓与 A 级、B 级螺栓的规格及尺寸应分别符合现行国家标准《六角头螺栓 C 级》GB/T 5780 与《六角头螺栓》GB/T 5782 的规定。

2 圆柱头焊（栓）钉应以 ML15 钢或 ML15AL 钢制作，焊（栓）钉的屈服强度不小于 360N/mm²，抗拉强度不小于 400 N/mm²。焊（栓）钉连接件的材料及焊接用瓷环应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的规定。

3 锚栓应采用 Q235、Q345、Q390 钢，其质量和性能要求应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 及《紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1 的规定。

4 钢结构用大六角高强度螺栓应符合现行国家标准《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。钢结构用扭剪型高强度螺栓应符合现行国家标准《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632、《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副 技术条件》GB/T 3633 的规定。

5 螺栓球网架用高强度螺栓应符合现行国家标准《钢网架螺栓球节点用高强度螺栓》GB/T 16939 的规定。

5.3 材料选用

5.3.1 钢结构选材应遵循技术可靠、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、钢材厚度、价格和工作环境等因素，选用合适的钢材牌号和材性。

5.3.2 承重结构采用的钢材应具有屈服强度、伸长率、抗拉强度、冲击韧性和硫、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。焊接承重结构以及重要的非焊接承重结构采用的钢材还应具有冷弯试验的合格保证。当选用 Q235 钢时，其脱氧方

法应选用镇静钢。

5.3.3 钢材的质量等级，应按下列规定选用：

- 1 对不需要验算疲劳的焊接结构，应符合下列规定：
 - 1) 不应采用 Q235A (镇静钢)。
 - 2) 当结构工作温度大于 20℃ 时，可采用 Q235B、Q345A、Q390A、Q420A、Q460 钢；
 - 3) 当结构工作温度不高于 20℃ 但高于 0℃ 时，应采用 B 级钢；
 - 4) 当结构工作温度不高于 0℃ 但高于 -20℃ 时，应采用 C 级钢；
 - 5) 当结构工作温度不高于 -20℃ 时，应采用 D 级钢。
- 2 对不需要验算疲劳的非焊接结构，应符合下列规定：
 - 1) 当结构工作温度高于 20℃ 时，可采用 A 级钢。
 - 2) 当结构工作温度不高于 20℃ 但高于 0℃ 时，宜采用 B 级钢；
 - 3) 当结构工作温度不高于 0℃ 但高于 -20℃ 时，应采用 C 级钢；
 - 4) 当结构工作温度不高于 -20℃ 时，对 Q235 钢和 Q345 钢应采用 C 级钢；对 Q390 钢、Q420 钢和 Q460 钢应采用 D 级钢。
- 3 对于需要验算疲劳的非焊接结构，应符合下列规定：
 - 1) 钢材至少应采用 B 级钢。
 - 2) 当结构工作温度不高于 0℃ 但高于 -20℃ 时，应采用 C 级钢；
 - 3) 当结构工作温度不高于 -20℃ 时，对 Q235 钢和 Q345 钢应采用 C 级钢；对 Q390 钢、Q420 钢和 Q460 钢应采用 D 级钢。
- 4 对于需要验算疲劳的焊接结构，应符合下列规定：
 - 1) 钢材至少应采用 B 级钢。
 - 2) 当结构工作温度不高于 0℃ 但高于 -20℃ 时，Q235 钢和 Q345 钢应采用 C 级钢；对 Q390 钢、Q420 钢和 Q460 钢应采用 D 级钢。
 - 3) 当结构工作温度不高于 -20℃ 时，Q235 钢和 Q345 钢应采用 D 级钢；对 Q390 钢、Q420 钢和 Q460 钢应采用 E 级钢。
- 5 承重结构在低于 -30℃ 环境下工作时，其选材还应符合下列规定：
 - 1) 不宜采用过厚的钢板；
 - 2) 严格控制钢材的硫、磷、氮含量；
 - 3) 重要承重结构的受拉板件，当板厚大于等于 40mm 时，宜选用细化晶粒的 GJ

钢板。

5.3.4 焊接材料熔敷金属的力学性能应不低于相应母材标准的下限值或满足设计要求。当设计或被焊母材有冲击韧性要求规定时，熔敷金属的冲击韧性应不低于设计规定或对母材的要求。

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

5.3.6 对 T 形、十字形、角接接头，当其翼缘板厚度等于大于 40mm 且连接焊缝熔透高度等于大于 25mm 或连接角焊缝高度大于 35mm 时，设计宜采用对厚度方向性能有要求的抗层状撕裂钢板，其 Z 向性能等级不应低于 Z15（或限制钢板的含硫量不大于 0.01%）；当其翼缘板厚度等于大于 40mm 且连接焊缝熔透高度等于大于 40mm 或连接角焊缝高度大于 60mm 时，Z 向性能等级宜为 Z25（或限制钢板的含硫量不大于 0.007%）。钢板厚度方向性能等级或含硫量限制应根据节点形式、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。

5.3.7 结构按调幅设计时，钢材性能应符合本规范 11.1.4 条的规定。

5.3.8 有抗震设防要求的钢结构，可能发生塑性变形的构件或部位所采用的钢材应符合本规范 3.5.3 条的规定，其他抗震构件的钢材性能应符合下列规定：

- 1 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%；
- 2 钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。

5.3.9 根据本规范 14 章规定的节点进行设计的钢管结构，钢材的选用应符合本规范 14.1.4 条的规定。

5.3.10 冷成型管材（如方矩管、圆管）和型材，及经冷加工成型的构件，除所用原料板材的性能与技术条件应符合相应材料标准规定外，其最终成型后构件的材料性能和技术条件尚应符合相关设计规范或设计图纸的要求（如延伸率、冲击功、材料质量等级、取样及试验方法）。冷成型圆管的外径与壁厚之比不宜小于 20；冷成型方矩管不宜选用由圆变方工艺生产的钢管。

表 5-2 焊接材料选用匹配推荐表

母材	焊接材料						
	GB/T 19879 标准钢材	GB/T 4171 和 GB/T 4172 标准钢材	GB/T 7659 标准钢材	焊条电弧焊 SMAW	实心焊丝气体保 护焊 GMAW	药芯焊丝气体保 护焊 FCAW	埋弧焊 SAW
GB/T 700 和 GB/T 1591 标准钢材				GB/T 5117; E43XX E50XX GB/T 5118; E50XX-X	GB/T 8110; ER49-X ER50-X	GB/T 17493; E43TX-X E50TX-X	GB/T 5293; F4XX-H08A GB/T 12470; F48XX-H08MnA
Q235	Q235GJ	Q235NH Q295NH Q295GNH	ZG275H—485 H				
Q345 Q390	Q345GJ Q390GJ	Q355NH Q345GNH Q345GNHL Q390GNH	—	GB/T 5117; E5015、16 GB/T 5118; E5015、16-X E5515、16-X	GB/T 8110; ER50-X ER55-X	GB/T 17493; E50TX-X	GB/T 12470; F48XX-H08MnA F48XX-H10Mn2 F48XX-H10Mn2A
Q420	Q420GJ	—	—	GB/T 5118; E5515、16-X	GB/T 8110; ER55-X	GB/T 17493; E55TX-X	GB/T 12470; F55XX-H10Mn2A

5.4 设计指标和设计参数

5.4.1 钢材的强度设计指标，应根据钢材牌号、厚度或直径按表 5.4.1 采用。

表 5.4.1 钢材的强度设计值 (N/mm²)

牌号	厚度或直径 (mm)	抗拉、抗压、 和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}	钢材名义屈 服强度 f_y	极限抗拉强 度最小值 f_u
Q235	≤16	215	125	325	235	370
	>16~40	205	120		225	370
	>40~60	200	115		215	370
	>60~100	200	115		205	370
Q345	≤16	300	175	400	345	470
	>16~40	295	170		335	470
	>40~63	290	165		325	470
	>63~80	280	160		315	470
	>80~100	270	155		305	470
Q390	≤16	345	200	415	390	490
	>16~40	330	190		370	490
	>40~63	310	180		350	490
	>63~80	295	170		330	490
	>80~100	295	170		330	490
Q420	≤16	375	215	440	420	520
	>16~40	355	205		400	520
	>40~63	320	185		380	520
	>63~80	305	175		360	520
	>80~100	305	175		360	520
Q460	≤16	410	235	470	460	550
	>16~40	390	225		440	550
	>40~63	355	205		420	550

	> 63~80	340	195		400	550
	> 80~100	340	195		400	550
Q345GJ	> 16~35	310	180	415	345	490
	> 35~50	290	170		335	490
	> 50~100	285	165		325	490

注：1 GJ 钢的名义屈服强度取上屈服强度，其他均取下屈服强度。

2 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。

5.4.2 焊缝的强度设计值按表 5.4.2 采用。

表 5.4.2 焊缝的强度设计值 (N/mm^2)

焊接方法和 焊条型号	钢材牌号规格和标准号		对接焊缝				角焊缝
	牌号	厚度或直径 (mm)	抗压 f_c^*	焊缝质量为下列等 级时, 抗拉 f_t^*		抗剪 f_v^*	抗拉、抗压 和抗剪 f_t^*
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动 焊和 E43 型焊 条手工焊	Q235 钢	≤ 16	215	215	185	125	160
		$> 16 \sim 40$	205	205	175	120	
		$> 40 \sim 60$	200	200	170	115	
		$> 60 \sim 100$	200	200	170	115	
自动焊、半自动 焊和 E50、E55 型焊条手工焊	Q345 钢	≤ 16	305	305	260	175	200
		$> 16 \sim 40$	295	295	250	170	
		$> 40 \sim 63$	290	290	245	165	
		$> 63 \sim 80$	280	280	240	160	
		$> 80 \sim 100$	270	270	230	155	
自动焊、半自动 焊和 E50、E55 型焊条手工焊	Q390 钢	≤ 16	345	345	295	200	200(E50) 220(E55)
		$> 16 \sim 40$	330	330	280	190	
		$> 40 \sim 63$	310	310	265	180	
		$> 63 \sim 80$	295	295	250	170	
		$> 80 \sim 100$	295	295	250	170	
自动焊、半自动 焊和 E55、E60 型焊条手工焊	Q420 钢	≤ 16	375	375	320	215	220(E55) 240(E60)
		$> 16 \sim 40$	355	355	300	205	
		$> 40 \sim 63$	320	320	270	185	
		$> 63 \sim 80$	305	305	260	175	
		$> 80 \sim 100$	305	305	260	175	
自动焊、半自动 焊和 E55、E60 型焊条手工焊	Q460 钢	≤ 16	410	410	350	235	220(E55) 240(E60)
		$> 16 \sim 40$	390	390	330	225	
		$> 40 \sim 63$	355	355	300	205	
		$> 63 \sim 80$	340	340	290	195	
		$> 80 \sim 100$	340	340	290	195	
自动焊、半自动 焊和 E50、E55 型焊条手工焊	Q345GJ 钢	$> 16 \sim 35$	310	310	265	180	200
		$> 35 \sim 50$	290	290	245	170	
		$> 50 \sim 100$	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现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661 的规定, 其检验方法应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》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^* ，在受拉区的抗弯强度设计值取 f_t^* 。
- 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 进行无垫板的单面施焊对接焊缝的连接计算时，上表规定的强度设计值应乘折减系数 0.85。

5.4.3 非焊接用铸钢件和焊接结构用铸钢件的强度设计值应按表 5.4.3 采用。

表 5.4.3 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		抗剪 f_s^*	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
			f			
非焊接用 铸钢件	ZG200-400	≤100	155		90	260
	ZG230-450		180		105	290
	ZG270-500		210		120	325
	ZG310-570		240		140	370
可焊 铸钢件	ZG230-450H	≤100	180		105	290
	ZG275-485H		215		125	315
	G17Mn5QT	≤50	185		105	290
	G20Mn5N	≤30	235		135	310
	G20Mn5QT	≤100	235		135	325

注：以上强度设计值仅适用于本表规定的厚度。

5.4.4 螺栓连接的强度设计值按表 5.4.4 采用。

表 5.4.4 螺栓连接的强度设计值 (N/mm²)

螺栓的性能等级、锚栓 和构件钢材的牌号		普通螺栓						锚 栓	承压型或网架用 高强度螺栓		
		C 级螺栓			A 级、B 级螺栓				抗 拉	抗 剪	承 压
		抗拉 f_t^b	抗剪 f_s^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_s^b	承压 f_c^b	抗拉 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 钢	—	—	—	—	—	—	140	—	—	—
	Q345 钢	—	—	—	—	—	—	180	—	—	—
	Q390 钢	—	—	—	—	—	—	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	Q235钢	—	—	305	—	—	405	—	—	—	470
	Q345钢	—	—	385	—	—	510	—	—	—	590
	Q390钢	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615
	Q420钢	—	—	425	—	—	560	—	—	—	655
	Q460钢	—	—	450	—	—	595	—	—	—	695
	Q345GJ钢	—	—	400	—	—	530	—	—	—	615

注：1 A级螺栓用于 $d \leq 24\text{mm}$ 和 $L \leq 10d$ 或 $L \leq 150\text{mm}$ （按较小值）的螺栓；B级螺栓用于 $d > 24\text{mm}$ 和 $L > 10d$ 或 $L > 150\text{mm}$ （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，均应符合现行国家标准《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。

5.4.5 结构用无缝钢管的强度设计值应按表 5.4.5 采用。

表 5.4.5 结构用无缝钢管的强度设计值 (N/mm^2)

钢材牌号	壁厚	抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}	钢材名义屈服 强度 f_y	极限抗拉强度 最小值 f_u
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
--	-----	-----	-----	--	-----	-----

5.4.6 钢材的物理性能指标应按表 5.4.12 采用。

表 5.4.12 钢材的物理性能指标

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 (1/°C)	质量密度 ρ (kg/m ³)
钢材和铸钢	2.06×10^5	0.79×10^5	1.20×10^{-5}	7.85×10^3

6 结构分析与稳定性设计

6.1 一般规定

6.1.1 结构的计算模型和基本假定应尽量与构件连接的实际性能相符合。

6.1.2 建筑结构的内力和变形一般按结构静力学方法进行弹性分析,采用弹性分析的结构中,构件截面允许有塑性变形发展。

6.1.3 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,并根据本规范 13.3.1 的规定进行验算。梁与柱的半刚性连接只具有有限的转动刚度,在承受弯矩的同时会产生相应的交角变化,在内力分析时,必须预先确定连接的弯矩-转角特性曲线,以便考虑连接变形的影响。

6.1.4 采用节点板连接的桁架,分析桁架杆件内力时,可将节点视为铰接。直接相贯连接的钢管结构节点的计算假定,应根据下列规定采用。

1 在满足下列情况下,分析钢管桁架(无斜腹杆的空腹桁架除外)杆件内力时可将节点视为铰接:

- 1) 符合各类节点相应的几何参数的适用范围;
- 2) 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)时。

2 对于无斜腹杆的空腹桁架,应按 14.6.1 条或 14.6.2 条的规定计算节点刚度,并按 14.6.3 条的规定进行刚度判别,并采用相应的连接假定进行结构内力分析。

6.1.5 结构分析时应采用合适的支座或柱脚计算模型以准确地反映上部结构模型的边界条件。结构中的支撑应保证其自身的稳定性,并为结构提供合理的抗侧刚度;支撑构件与梁柱的节点连接宜为铰接。

6.1.6 结构内力分析可采用一阶弹性或二阶弹性分析。可采用式(6.1.5-1、2)计算结构的二阶效应系数。当二阶效应系数小于 0.1 时,宜采用一阶弹性分析;当二阶效应系数大于等于 0.1 时,宜采用二阶弹性分析;当二阶效应系数大于 0.25 时,宜修改设计。

1 框架结构的二阶效应系数可按式计算:

$$\theta_1 = \frac{\sum N_i \cdot \Delta u_i}{\sum H_i \cdot h_i} \quad (6.1.6-1)$$

式中 $\sum N_i$ ——第 i 层所有柱子轴力之和，有摇摆柱时，也包含摇摆柱上的轴力；

$\sum H_i$ ——第 i 层的层剪力；

h_i ——层高；

Δu_i —— $\sum H_i$ 作用下产生的层间位移。

2 除 1 款外的结构，二阶效应系数应按下列式计算：

$$\theta = \frac{1}{\lambda} \quad (6.1.6-2)$$

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。

6.1.7 结构考虑材料非线性分析或同时考虑几何非线性和材料非线性效应分析时，宜采用直接分析设计法；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）直接分析设计法。

6.2 一阶弹性分析与设计

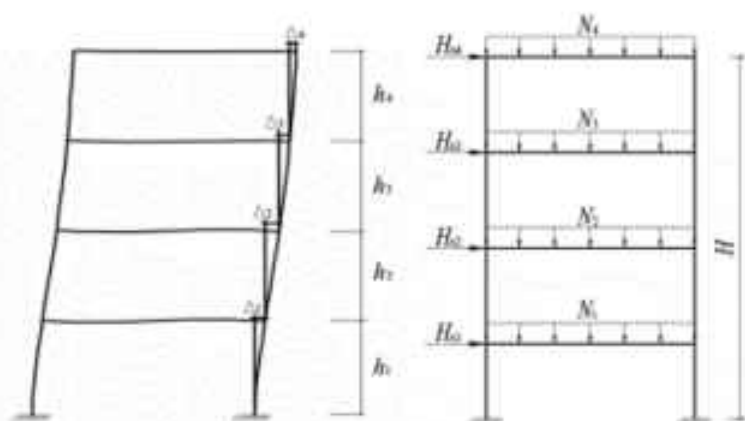
6.2.1 钢结构的内力和位移计算一般采用一阶弹性分析，按照本规范第 7、8、9 章的有关规定进行构件设计，按照本规范第 12、13 章的有关规定进行连接和节点设计。

6.2.2 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 7、8、9 章的有关规定进行构件设计。

6.3 二阶弹性分析与设计

6.3.1 结构的二阶弹性分析应以考虑了结构整体初始几何缺陷、构件局部初始缺陷（含构件残余应力）和合理的节点连接刚度的结构模型为分析对象，计算结构在各种设计荷载（作用）组合下的内力和位移。

6.3.2 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，框架结构整体初始几何缺陷代表值可由式(6.3.2-1)确定且不小于 $h_i/1000$ ，参见图 6.3.2a。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由式(6.3.2-2)计算的假想水平力 H_m 等效考虑，假想水平力的施加方向应考虑荷载的最不利组合，参见图 6.3.2b。



(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 6.3.2 框架结构整体初始几何缺陷代表值及等效水平力

$$\Delta_i = \frac{h_i}{250} \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}}} \quad (6.3.2-1)$$

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, 且 $\frac{2}{3} \leq \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} \leq 1.0$;

h_i —— 所计算楼层的高度。

$$H_i = \frac{Q_i}{250} \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}}} \quad (6.3.2-2)$$

式中 Q_i —— 第 i 楼层的总重力荷载设计值;

n_s —— 框架总层数: 当 $\sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} > 1$ 时, 取此根号值为 1.0;

6.3.3 二阶弹性分析可采用考虑二阶效应的结构理论分析方法。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:

$$M^{\text{II}} = M_q + \alpha_i^{\text{II}} M_n \quad (6.3.2-1)$$

$$\alpha_i^{\text{II}} = \frac{1}{1 - \theta_i} \quad (6.3.2-2)$$

式中 M_q —— 结构在竖向荷载作用下的一阶弹性弯矩;

M_n —— 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 6.1.5 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。其中 $\sum H_i$ 为产生层间位移 Δu_i 的所计算楼层及以上各层的水平荷载之和,不包括支座位移和温度的作用。

6.3.4 当结构分析采用二阶弹性分析方法时,应按照本规范第 7、8、9 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。

当结构二阶弹性分析对象取为平面结构(平面框架)时,构件在结构平面外的稳定承载力仍需根据结构平面外的支撑和荷载情况,按一阶弹性分析与设计方法计算。

6.3.5 大跨度钢结构体系按照二阶弹性全过程分析所得的稳定极限承载力除以系数 K 后,可作为结构的稳定容许承载力,其所承受的荷载和作用的荷载组合标准值应不大于结构的稳定容许承载力。对于单层球面网壳、柱面网壳和椭圆抛物面网壳,安全系数 K 可取 4.2。

6.4 直接分析设计法

6.4.1 直接分析设计法应同时考虑结构的几何非线性、材料非线性以及节点刚度和构件残余应力等缺陷对结构和构件内力产生的影响。应建立带缺陷的整体结构模型并采用带缺陷的构件单元,进行二阶弹塑性分析法全过程分析。

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;在结构进行防火分析时,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。

6.4.2 构件(含支撑构件)的初始缺陷代表值可由式(6.4.2-1)计算确定,如图 6.4.2a 所示;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(6.4.2-2)确定,如图 6.4.2b 所示。

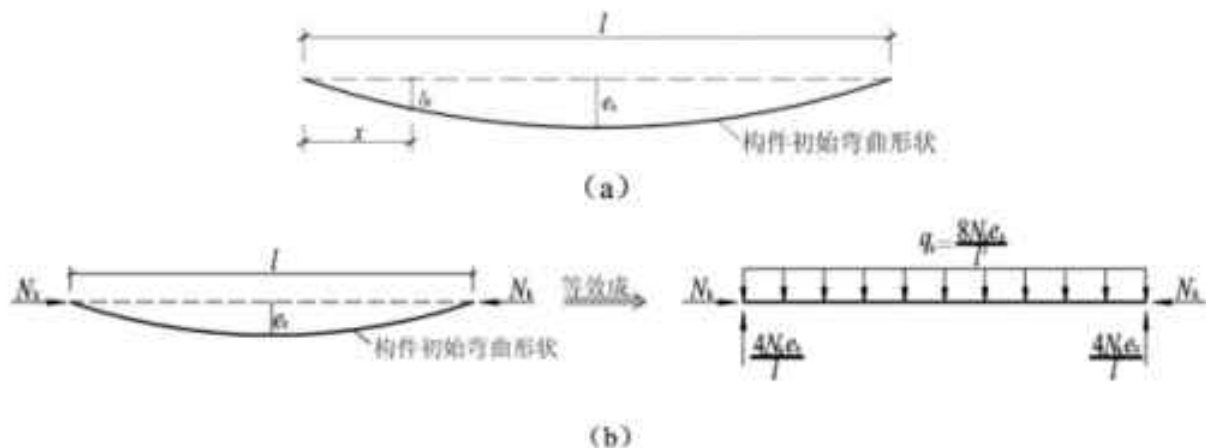


图 6.4.3 构件的初始缺陷

$$\delta_0 = e_0 \sin \frac{\pi x}{l} \quad (6.4.2-1)$$

式中: δ_0 ——离构件端部处的初始变形值;

e_0 ——构件中点处的初始变形值, 取 $e_0 = l/750$;

x ——离构件端部的距离;

l ——构件的总长度。

$$q_0 = \frac{8N_k e_0}{l^2} \quad (6.4.2-2)$$

式中: q_0 ——等效分布荷载;

N_k ——该构件承受的轴力, 取标准值计算。

6.4.3 框架结构和构件的缺陷(包括残余应力)可以用假想水平力进行等效计算, 假想水平力的施加方向应考虑荷载的最不利组合, 见图 6.4.3。

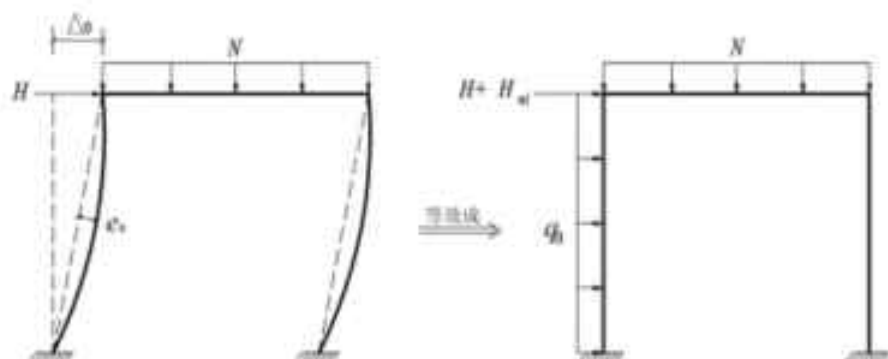


图 6.4.3 直接分析设计法的计算模型

6.4.4 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, 结构的极限受力状态(荷载水平)应限制在结构第一个塑性铰形成时(构件截面为 A、B 级)或构件截面最大应力达到设计强度(构件截面为 C 级), 采用 D 类截面构件组成的结构不宜采用直接分析设计法。

构件控制截面承载能力应满足下式(6.4.4)的要求:

$$\frac{N}{A} + \frac{M_x^{\text{II}}}{W_x} + \frac{M_y^{\text{II}}}{W_y} \leq f \quad (6.4.4)$$

式中:

M_x^0 、 M_y^0 ——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；

6.4.5 大跨度钢结构体系按照直接分析法所得的稳定极限承载力除以系数 K 后，即为结构稳定容许承载力，其所承受的荷载和作用的荷载组合标准值应不大于结构的稳定容许承载力，安全系数 K 可取 2.0。

7 受弯、受剪和受扭构件的计算及梁的设计

7.1 受弯、受剪构件的强度

7.1.1 在主平面内受弯的实腹构件（考虑腹板屈曲后强度者参见本规范第 7.7.1 条），其抗弯强度应按下列规定计算：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (7.1.1)$$

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；

对工字形和箱形截面，在截面类别达到 D、E 类要求时，应取 $\gamma_x = \gamma_y = 1.0$ ；在截面类别达到 A、B、C 类要求时，应按下列规定取值：

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

箱形截面： $\gamma_x = 1 + 0.05(h/b)^{0.7}$ ， $\gamma_y = 1.05$ ；

h ——箱形截面的高度， b ——箱形截面的宽度

对其他截面，可按表 9.1.1 采用；

f ——钢材的抗弯强度设计值。

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

7.1.2 在主平面内受弯的实腹构件（考虑腹板屈曲后强度者参见本规范第 7.7.1 条），其抗剪强度应按下列规定计算：

$$\tau = \frac{VS}{I_x} \leq f_v \quad (7.1.2)$$

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_x ——毛截面惯性矩；

t_w ——腹板厚度；

f ——钢材的抗剪强度设计值。

7.1.3 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：

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{l_z I_x} \leq f \quad (7.1.3-1)$$

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，按下式计算：

$$l_z = 3\sqrt{\frac{I_{\text{rail}} + I_{\text{flange}}}{I_x}} \quad (7.1.3-2)$$

I_{rail} ——轨道绕自身形心轴的惯性矩；

I_{flange} ——安装轨道的上翼缘绕翼缘中面的惯性矩；

l_z 也允许采用简化公式计算：

$$l_z = a + 2h_f + 2h_s \quad (7.1.3-3)$$

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_f ——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_s ——轨道的高度，对梁顶无轨道的梁 $h_s=0$ ；

f ——钢材的抗压强度设计值。

在梁的支座处，当不设置支承加劲肋时，也应按公式 (7.1.3-1) 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参照公式 (7.1.3-2) 或 (7.1.3-3) 计算。

注：腹板的计算高度 h_c ：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；对焊接组合梁，为腹板高度；对铆接（或高强度螺栓连接）组合梁，为上、下翼缘与腹板连接的铆钉（或高强度螺栓）线间最近距离（见图 7.4.2）。

7.1.4 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：

$$\sqrt{\sigma^2 + \sigma_x^2 - \sigma\sigma_x + 3\tau^2} \leq \beta_1 f \quad (7.1.4-1)$$

式中 σ 、 τ 、 σ_x ——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_x 应按公式 (7.1.2) 和公式 (7.1.3-1) 计算， σ 应按下列式计算：

$$\sigma = \frac{M}{I_x} y_1 \quad (7.1.4-2)$$

σ 和 σ_x 以拉应力为正值，压应力为负值；

I_x ——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_x 异号时，取 $\beta_1=1.2$ ；当 σ 与 σ_x

同号或 $\sigma_x=0$ 时，取 $\beta_1=1.1$ 。

7.2 受弯构件的整体稳定

7.2.1 符合下列情况之一时，可不计算梁的整体稳定性：

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，

2 H 型钢或等截面工字形简支梁受压翼缘的自由长度 l_1 与其宽度 b_1 之比不超过表 7.2.1 所规定的数值时，

表 7.2.1 H 型钢或等截面工字形简支梁不需计算整体稳定性的最大 l_1/b_1 值

钢号	跨中无侧向支承点的梁		跨中受压翼缘有侧向支承点的梁，不论荷载作用于何处
	荷载作用在上翼缘	荷载作用在下翼缘	
Q235	13.0	20.0	16.0
Q345	10.5	16.5	13.0
Q390	10.0	15.5	12.5
Q420	9.5	15.0	12.0

注：其他钢号的梁不需计算整体稳定性的最大 l_1/b_1 值，应取 Q235 钢的数值乘以 $\sqrt{235/f_y}$ ， f_y 为钢材

牌号所指屈服点。

对跨中无侧向支承点的梁， l_1 为其跨度；对跨中有侧向支承点的梁， l_1 为受压翼缘侧向支承点间的距离（梁的支座处视为有侧向支承）。

7.2.2 除 7.2.1 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：

$$M_x \leq \varphi_b \gamma_x f W_x \quad (7.2.2)$$

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，应按本规范 7.2.3 条确定。

7.2.3 梁的整体稳定性系数应按下列式计算：

$$\varphi_b = \frac{1}{(1 - \lambda_{y0}^{2n} + \lambda_{y0}^{2n})^{1/n}} \leq 1.0 \quad (7.2.3-1)$$

式中

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{\gamma_x W_x f_y}{M_{cr}}} \quad (7.2.3-2)$$

M_{cr} ——简支梁、悬臂梁或连续梁的弹性屈曲临界弯矩。简支梁、悬臂梁的弹性屈曲临界弯矩应按附录 E 的规定采用，连续梁应按本规范 7.2.9 的规定计算；

λ_{y0} ——稳定系数小于 1.0 的起始通用长细比，见表 7.1.3；

n ——指数，见表 7.2.3；

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 7.2.3 指数 n 和初始长细 λ_{y0}

	n	λ_{y0}	λ_{y0}
		简支梁	承受线性变化弯矩
热轧	$2.5\sqrt{\frac{b_1}{h}}$	0.4	$0.65 - 0.25 \frac{M_2}{M_1}$
焊接	$1.8\sqrt{\frac{b_1}{h}}$	0.3	$0.55 - 0.25 \frac{M_2}{M_1}$

轧制槽钢	1.5	0.3	
------	-----	-----	--

7.2.4 除 7.2.1 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公式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_x \gamma_x W_x f} + \frac{M_y}{\gamma_y W_y f} \leq 1 \quad (7.2.4)$$

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_x ——绕强轴弯曲所确定的梁整体稳定系数，见 7.2.3 条。

7.2.5 不符合 7.2.1 条 1 款情况的箱形截面简支梁，其截面尺寸（图 7.2.5）应满足 $h/b_0 \leq 6$ 、 $l_1/b_0 \leq 95(235/f_y)$ 。

符合上述规定的箱形截面简支梁，可不计算整体稳定性。

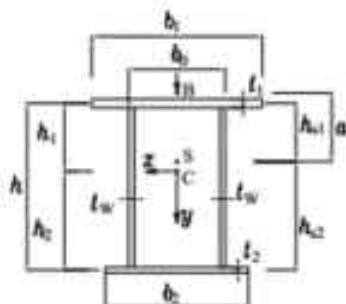


图 7.2.5 箱形截面

7.2.6 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时，钢梁稳定性计算的侧向支承点距离应取实际距离的 1.2 倍计算稳定性。

7.2.7 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 8.5.1 条计算。

7.2.8 受拉翼缘有混凝土楼板的梁的稳定性计算

- 1 当工字形截面尺寸满足下列公式时可不计算稳定性

$$\frac{h_1/l_1}{(h_w/l_w)^2} \frac{E^2}{f_y^2} \geq 100 \quad (7.2.8-1)$$

- 2 当不满足(7.2.8-1)时，应按照下列公式计算稳定性

$$\frac{M_x}{\varphi_x W_{sx}} \leq f \quad (7.2.8-2)$$

φ_x ——受压翼缘发生畸变屈曲的稳定系数，按照压杆稳定系数 b 曲线计算，其

中通用长细比

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_d}{\sigma_{ed}}} \quad (7.2.8-3)$$

$$\sigma_{ed} = \frac{1}{2} E \sqrt{\frac{b/t_f}{(h_w/t_w)^2}} \quad (7.2.8-4)$$

3 当不满足 1.2 款时, 应沿梁长, 受压翼缘区段内, 设间距不大于三倍梁高的与梁等宽的加劲肋。

7.2.9 当受拉翼缘的侧向约束, 仅能阻止侧移, 不能充分阻止扭转时, 应进行下列计算

1 按照(7.2.8-2)计算稳定性, 其中 $\sigma_{ed} = \frac{1}{2\sqrt{3}} E \sqrt{\frac{b/t_f}{(h_w/t_w)^2}}$; 或采取 7.2.8 条第 3 款的

构造:

2 按照下式计算弹性临界弯矩, 并按照 7.2.2 条计算弹塑性稳定承载力

$$L < L_{cr} : \quad M_{cr} = C_1 \left(\frac{GJ}{h} + \frac{\pi^2 EI_y h}{2L^2} + \frac{k_\phi L^2}{\pi^2 h} \right) \quad (7.2.9-1)$$

$$L \geq L_{cr} \text{ 时} \quad M_{cr} = C_1 \left(\frac{GJ}{h} + \sqrt{2k_\phi EI_y} \right) \quad (7.2.9-2)$$

$$\text{式中} \quad L_{cr} = 2.642 \sqrt{h} \left(\frac{EI_y}{k_\phi} \right)^{0.25} \leq L \quad (7.2.9-3)$$

式中 C_1 用是 $L_{min} = \min(L, L_{cr})$ 范围内弯矩计算的等效弯矩系数, 采用表 7.2.4 最后一行公式计算。

k_ϕ ——周围介质对钢梁提供的扭转约束;

L ——实际长度。

7.3 受扭构件的强度及整体稳定

7.3.1 受纯扭的实腹构件, 其抗弯强度可按下式计算:

$$\sigma_w = \frac{B\omega_n}{I_w} \leq f \quad (7.3.1)$$

式中 B ——构件截面的双力矩;

ω_n ——为主扇性坐标;

I_w ——扇性惯性矩。

7.3.2 受纯扭的实腹构件，其抗剪强度可按下式计算：

$$\tau = \frac{T_{\alpha} S_{\alpha}}{I_{\alpha} t} + \frac{T_{\beta}}{2A_0 t} \leq f_v \quad (7.3.2)$$

式中 T_{α} ——构件截面的约束扭转力矩；

T_{β} ——构件截面的自由扭转力矩；开口薄壁截面，不考虑这一项；

S_{α} ——扇性静矩；

t ——腹板厚度；

A_0 ——闭口截面中线所围的面积。

7.3.3 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：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{B_x}{\gamma_x W_{nx}} \leq f \quad (7.3.3)$$

式中 M_x ——计算弯矩；

B_x ——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_x ——与弯矩引起的应力同一验算点处的毛截面扇性模量， $W_x = \frac{I_{\omega}}{\omega}$ ；

ω_x ——为主扇性坐标；

I_{ω} ——扇性惯性矩。

γ_x ——塑性开展系数，工字形截面取 1.05。

7.3.4 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式计算：

$$\tau = \frac{V_y S_y}{I_y t} + \frac{T_{\alpha} S_{\alpha}}{I_{\alpha} t} + \frac{T_{\beta}}{2A_0 t} \leq f_v \quad (7.3.4)$$

式中 V_y ——计算截面沿 y 轴作用的剪力；

S_y ——计算剪应力处以上毛截面对 x 轴的面积矩。

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

$$\frac{M_{\max}}{\varphi_b \gamma_x W_x f} + \frac{B}{W_x f} \leq 1 \quad (7.3.5)$$

式中 M_{x_0} ——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。

7.4 局部稳定

7.4.1 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 7.4.2 条的规定配置加劲肋。当 $h_0/t_w > 80\sqrt{235/f_{yk}}$ 时，尚应按本规范第 7.4.3 至 7.4.5 条的规定计算腹板的稳定性。

7.4.2 组合梁腹板配置加劲肋应符合下列规定（图 7.4.2）：

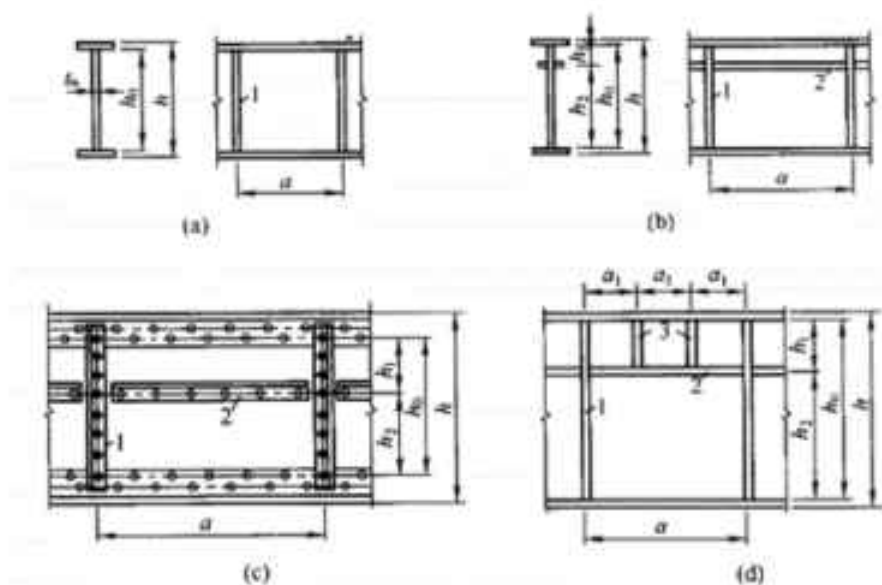


图 7.4.2 加劲肋布置

1—横向加劲肋；2—纵向加劲肋；3—短加劲肋

1 当 $h_0/t_w \leq 80\sqrt{235/f_{yk}}$ 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 $h_0/t_w > 80\sqrt{235/f_{yk}}$ 时，应配置横向加劲肋。其中，当 $h_0/t_w > 170\sqrt{235/f_{yk}}$ （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 $h_0/t_w > 150\sqrt{235/f_{yk}}$ （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_p 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。

7.4.3 仅配置横向加劲肋的腹板 (图 7.4.2 a), 其各区格的局部稳定应按下列公式计算:

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{br,c}}\right)^{\psi} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr,c}}\right)^2 \leq 1 \quad (7.4.3-1a)$$

其中 $\sigma_{br,c}$ 是考虑局部承压应力影响后的抗弯承载力,

$$\sigma_{br,c} = \sigma_{br0} \left[1 - \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr0}} \right)^{\psi} \right]^{\frac{1}{1 + \frac{2\alpha^{10}}{5(1+\alpha^{10})}}} \quad (7.4.3-1b)$$

$\tau_{cr,c}$ 是扣除局部承压应力影响后的抗剪屈曲承载力

$$\tau_{cr,c} = \tau_{cr0} \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr0}} \right)^{\frac{2(1+\alpha^2)}{1+(1+\alpha^2)}}} \quad (7.4.3-1c)$$

ψ —指数

$$\psi = \frac{1}{3} \left[4 - \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr0}} \right)^4 \right] + \frac{\alpha^{10}}{12(6 + \alpha^{10})} \left[3 + 5 \cos\left(\frac{\pi}{1.6} \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr0}} \right) \right] \quad (7.4.3-1d)$$

式中:

$\alpha = a/h_0$ 是腹板区格的长高比;

σ_b ——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; 如腹板计算区格内有承压 (轮压), 则剪力应扣除这个承压力;

σ_c ——计算稳定性的承压应力, 与计算强度的承压应力相同;

$\sigma_{c,cr0}$, τ_{cr0} , $\sigma_{c,cr0}$ ——各种应力单独作用下的欧拉临界应力, 按下述方法计算:

1 σ_{br0} 按下列公式计算:

$$\sigma_{br0} = \bar{\sigma} \varphi \quad (7.4.3-2a)$$

$$\varphi_{pb} = \frac{1}{\sqrt{0.623 + \lambda_{pb}^2}} \leq 1.0 \quad (7.4.3-2b)$$

λ_{pb} ——梁腹板弯曲屈曲计算的通用高厚比。

$$\text{当梁受压翼缘扭转受到约束时: } \lambda_{pb} = \frac{2h_c}{177t_w} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}}; \quad (7.4.3-2c)$$

$$\text{当梁受压翼缘扭转未受到约束时: } \lambda_{pb} = \frac{2h_c}{153t_w} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}}; \quad (7.4.3-2d)$$

h_c ——梁腹板弯曲受压区高度，对双轴对称截面 $2h_c = h_0$

2 $\tau_{c,0}$ 按下列公式计算：

$$\tau_{c,0} = \varphi_{pc} f_c \quad (7.4.3-3a)$$

$$\varphi_{pc} = \frac{1}{\sqrt{0.7348\lambda_{pc}^2}} \leq 1.0 \quad (7.4.3-3b)$$

$$\text{当 } a/h_0 \leq 1 \text{ 时: } \lambda_{pc} = \frac{h_0/t_w}{41[4 + 5.34(h_0/a)^2]} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}} \quad (7.4.3-3c)$$

$$\text{当 } a/h_0 > 1 \text{ 时: } \lambda_{pc} = \frac{h_0/t_w}{41[5.34 + 4(h_0/a)^2]} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}} \quad (7.4.3-3d)$$

3 $\sigma_{c,0}$ 按照下列公式计算：

$$\sigma_{c,0} = \varphi_{pc} f_c \quad (7.4.3-4a)$$

$$\varphi_{pc} = \frac{1}{\sqrt{0.47\lambda_{pc}^2}} \leq 1 \quad (7.4.3-4b)$$

当 $0.5 < a/h_0 < 1.5$ 时：

$$\lambda_{pc} = \frac{h_0/t_w}{28\sqrt{10.9 + 13.4(1.83 - a/h_0)^2}} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}} \quad (7.4.3-4c)$$

当 $1.5 < a/h_0 < 2.0$ 时：

$$\lambda_{pc} = \frac{h_0/t_w}{28\sqrt{18.9 - 5a/h_0}} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}} \quad (7.4.3-4d)$$

7.4.4 同时用横向加劲肋和纵向加劲肋加强的腹板(图 7.4.2 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:

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}}\right) + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{cr2}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}}\right)^2 \leq 1.0 \quad (7.4.4-1)$$

式中 σ_{cr1} 、 τ_{cr1} 、 σ_{cr2} 分别按下列方法计算:

1) σ_{cr1} 按公式(7.4.3-2a,2b)计算:但式中的 λ_{ρ} 改用下列 $\lambda_{\rho 1}$ 代替

当梁受压翼缘扭转受到约束时:

$$\lambda_{\rho 1} = \frac{h_1/t_w}{7.5} \sqrt{\frac{f_{yk}}{2.3}} \quad (7.4.4-2a)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时:

$$\lambda_{\rho 1} = \frac{h_1/t_w}{64} \sqrt{\frac{f_{yk}}{2.35}} \quad (7.4.4-2b)$$

2) τ_{cr1} 按公式(7.4.3-3a,3b,3c,3d)计算,但将式中的 h_0 改为 h_1 。

3) σ_{cr2} 按公式(7.4.3-2a,b)计算:但式中的 λ_{ρ} 改用 $\lambda_{\rho 1}$ 代替

当梁受压翼缘扭转受到约束时:

$$\lambda_{\rho 1} = \frac{h_1/t_w}{5.6} \sqrt{\frac{f_{yk}}{2.3}} \quad (7.4.4-3a)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时:

$$\lambda_{\rho 1} = \frac{h_1/t_w}{4.0} \sqrt{\frac{f_{yk}}{2.3}} \quad (7.4.4-3b)$$

2 受拉翼缘与纵向加劲肋之间的区格:

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{cr2}} \leq 1.0 \quad (7.4.4-4)$$

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} 、 σ_{cor2} ——分别按下列方法计算：

- 1) σ_{cr2} 按照(4.3.3-2)式计算；但是式中的 λ_0 改用 λ_{02} 代替

$$\lambda_{02} = \frac{h_2/t_w}{1.94} \sqrt{\frac{f_{yk}}{2.3}} \quad (7.4.4-5)$$

- 2) τ_{cr2} 按公式(7.4.3-3)计算，但将式中的 h_0 改为 h_2 ($h_2 = h_0 - h_1$)。

- 3) σ_{cor2} 按式(7.4.3-4)计算，但式中的 h_0 改为 h_2 ，当 $a/h_2 > 2$ 时，取 $a/h_2 = 2$ 。

7.4.5 在受压翼缘与纵向加劲肋之间设有短加劲肋的区格(图7.4.2 d)，其局部稳定性按公式(4.3.4-1)计算。该式中的 σ_{cr1} 仍按照4.3.4条1款之1)计算； τ_{cr1} 按照式(7.3.3-3)计算，但将 h_0 和 a 改为 h_1 和 a_1 (a_1 为短加劲肋间距)； σ_{cor1} 按照式(7.3.3-2)计算，但是式中 λ_0 改用下列 λ_{01} 代替。

当梁受压翼缘扭转受到约束时：

$$\lambda_{01} = \frac{a_1/t}{87} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}} \quad (7.4.5-2a)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时：

$$\lambda_{01} = \frac{a_1/t}{73} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}} \quad (7.4.5-2b)$$

对于 $a_1/h_1 > 1.2$ 的区格，公式(7.4.5-2)右侧应乘以 $\frac{1}{\sqrt{0.4 + 0.5a_1/h_1}}$ 。

7.4.6 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。

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。

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：

$$b_s \geq \frac{h_0}{30} + 40 \quad (\text{mm}) \quad (7.4.6-1)$$

厚度:

$$\text{承压加劲肋 } t_s \geq \frac{b_s}{15}, \text{ 不受力加劲肋 } t_s \geq \frac{b_s}{19} \quad (7.4.6-2)$$

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(7.4.6-1)算得的1.2倍, 厚度不应小于其外伸宽度的1/15和1/19。

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:

$$I_z \geq 3h_0 t_w^3 \quad (7.4.6-3)$$

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:

$$I_z \geq 1.5h_0 t_w^3 \quad (7.4.6-4a)$$

当 $a/h_0 > 0.85$ 时:

$$I_z \geq (2.5 - 0.45 \frac{a}{h_0}) (\frac{a}{h_0})^2 h_0 t_w^3 \quad (7.4.6-4b)$$

短加劲肋的最小间距为 $0.75h_0$ 。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。

7.4.7 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 $15t_w \sqrt{235/f_{yk}}$ 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。

7.5 腹板开孔梁

7.5.1 腹板开孔梁应满足整体稳定及局部稳定要求,并应进行下列计算:

- 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。

7.5.2 腹板开孔梁,当孔型为圆形或矩形时,应符合下列规定:

- 3 孔口直径或高度不得大于 0.7 倍梁高,矩形孔口高度不得大于梁高的 0.5 倍,矩形孔口长度不得大于 750mm;
- 4 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;
- 5 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。
- 6 开孔长度(或直径)与 T 形截面高度的比值不大于 12;
- 7 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。
- 8 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。

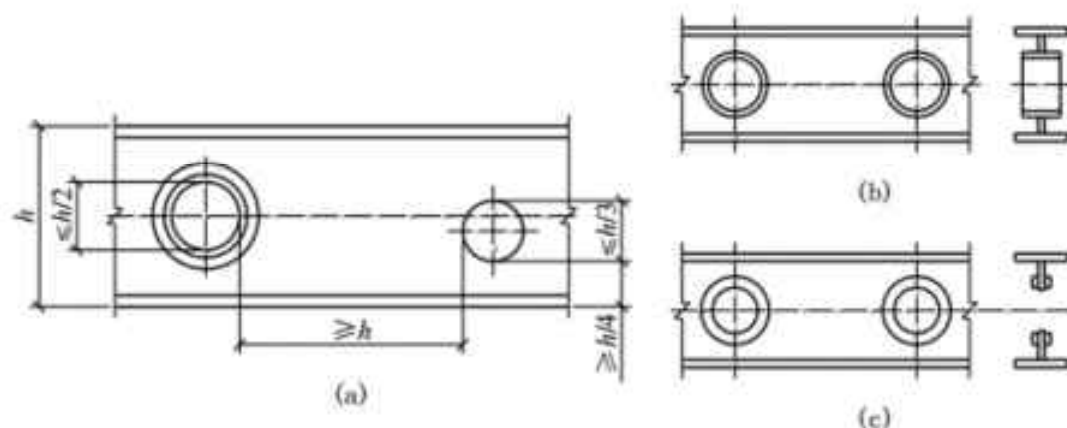


图 7.6.1-1 钢梁圆形孔口的补强

- 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。

9 梁材料的屈服强度应不大于 440N/mm^2 。

7.5.3 蜂窝梁用于不直接承受动力荷载的构件，其孔部位的上、下翼缘处不得作用集中荷载，如不可避免应将该孔用板填堵封死。

蜂窝梁宜采用孔型如图 7.5.2-1 所示，其扩大比（蜂窝梁的截面高度 h_1 与原 H 型钢截面高度 h 之比） $K_1 = h_1/h = 1.5$ 。蜂窝梁端部支承处墩腰的最小尺寸 c_0 不得小于 250mm ，其它孔处墩腰的最小尺寸 a 应不小于 100mm （图 7.5.2-2）。

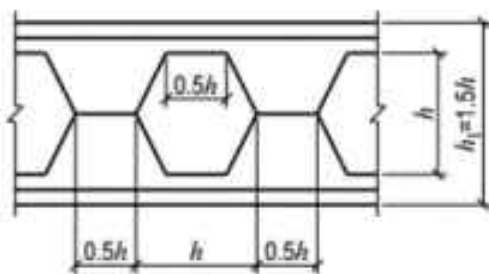
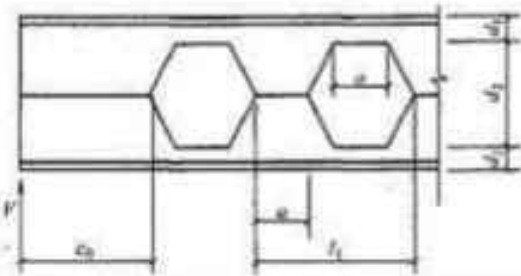


图 7.5.2-1 蜂窝梁的孔型图



7.5.2-2 蜂窝梁几何图形

对于圆孔蜂窝梁，可以取孔径 $D = 1.05h$ ，孔距 $S = 1.25D$ 。对于长孔或矩形孔蜂窝梁，孔高不大于 $0.75h$ ，孔长不大于 $2.25h$ ，孔边距离支座不小于 $3h$ 。

蜂窝梁的计算见附录 F。

7.6 组合梁腹板考虑屈曲后强度的计算

7.6.1 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截面焊接组合梁（图 7.4.2a），应按下列式验算抗弯和抗剪承载能力：

$$\left(\frac{V}{0.5V_u} - 1\right)^2 + \frac{M - M_f}{M_u - M_f} \leq 1 \quad (7.6.1-1)$$

$$M_f = (A_{f1} \frac{h_1^2}{h_2} + A_{f2} h_2) f \quad (7.6.1-2)$$

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 $V = 0.5V_u$ ；当 $M < M_f$ ，取 $M = M_f$ ；

M_f ——梁两翼缘所承担的弯矩设计值；

A_{f1}, h_1 ——较大翼缘的截面积及其形心至梁中和轴的距离；

A_{f2}, h_2 ——较小翼缘的截面积及其形心至梁中和轴的距离；

M_u, V_u ——梁抗弯和抗剪承载力设计值。

1 M_u 应按下列公式计算：

$$M_u = \gamma_s \alpha_e W_z f \quad (7.6.1-3)$$

$$\alpha_e = 1 - \frac{(1-\rho)h_c^3 t_w}{2I_x} \quad (7.6.1-4)$$

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_s ——梁截面塑性发展系数；

ρ ——腹板受压区有效高度系数；

$$\text{当 } \lambda_b \leq 0.85 \text{ 时,} \quad \rho = 1.0 \quad (7.6.1-5a)$$

$$\text{当 } 0.85 < \lambda_b \leq 1.25 \text{ 时,} \quad \rho = 1 - 0.82(\lambda_b - 0.85) \quad (7.6.1-5b)$$

$$\text{当 } \lambda_b > 1.25 \text{ 时,} \quad \rho = \frac{1}{\lambda_b} \left(1 - \frac{0.2}{\lambda_b} \right) \quad (7.6.1-5c)$$

式中 λ_b ——用于腹板受弯计算时的通用高厚比，按本规范公式 (7.4.3-2c, 2d) 计算。

2 V_u 应按下列公式计算：

$$\text{当 } \lambda_s \leq 0.8\lambda \text{ 时,} \quad V_u = h_w t_w f_v \quad (7.6.1-6a)$$

$$\text{当 } 0.8 < \lambda_s \leq 1.2 \text{ 时, } \quad V_u = h_w t_w f_v (1 - 0.5 \lambda_s - 0.8) \quad (7.6.1-6b)$$

$$\text{当 } \lambda_s > 1.2 \text{ 时, } \quad V_u = h_w t_w f_v / \lambda_s \cdot 1.2 \quad (7.6.1-6c)$$

式中 λ_s ——用于腹板受剪计算时的通用高厚比,按本规范公式(7.4.3-3c,3d)计算。

当组合梁仅配置支座加劲肋时,取本规范公式(7.4.3-3d)中的 $h_0/a = 0$ 。

7.6.2 当仅配置支座加劲肋不能满足公式(7.6.1-1)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(7.3.6-1)和公式(7.3.6-2)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,轴心压力为:

$$N_x = V_u - \tau_{cr} h_w t_w + F \quad (7.6.2-7)$$

式中 V_u ——按公式(7.6.1-7)计算;

h_w ——腹板高度;

τ_{cr} ——按公式(7.3.3-3)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利用屈曲后强度亦即 $\lambda_s > 0.8$ 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。

$$H = (V_u - \tau_{cr} h_w t_w) \sqrt{1 + (a/h_0)^2} \quad (7.6.2-2)$$

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 7.6.2 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

$$A_s = \frac{3h_0 H}{16ef} \quad (7.6.2-3)$$

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(7.4.3-1)时,可取 $H = 0$ 。

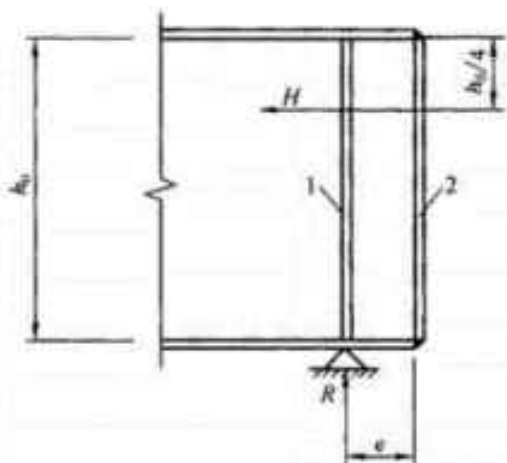


图 7.6.2 设置封头肋板的梁端构造

7.7 对吊车梁和吊车桁架（或类似结构）的要求

7.7.1 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。

7.7.2 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。

7.7.3 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 7.7.3 - 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 7.7.3 - 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 7.7.3 - 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 7.7.3 - 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。

3 当桁架杆件为 H 形截面时，节点构造可采用 7.7.3 - 2 的形式。

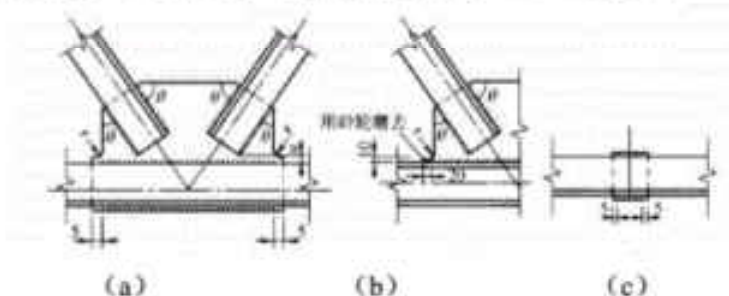


图 7.7.3-1 吊车桁架节点（一）

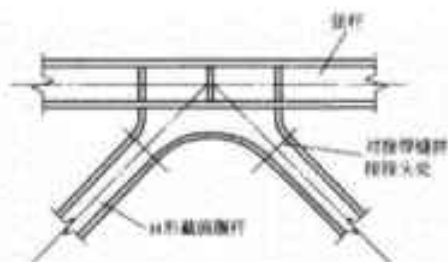


图 7.7.3-2 吊车桁架节点 (二)

7.7.4 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。

7.7.5 在焊接吊车梁或吊车桁架中，对 12.1.5 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 7.7.5 所示。

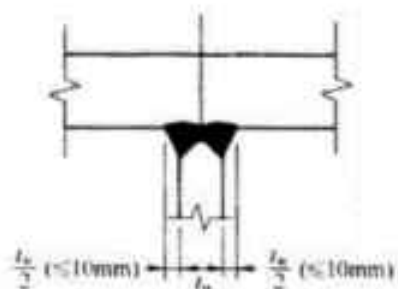


图 7.7.5 焊透的 T 形接头对接与角接组合焊缝

7.7.6 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。

7.7.7 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。

7.7.8 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。

7.7.9 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。

7.7.10 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。

7.7.11 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。

7.7.12 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。

7.7.13 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（图；重级工作制时，不得采用圆弧式突变支座。采用直角式突变支座时，宜满足图 7.7.13 所示构造要求。

7.8 梁的构造要求

7.8.1 一般梁的支承构造如图 7.8.1 所示：

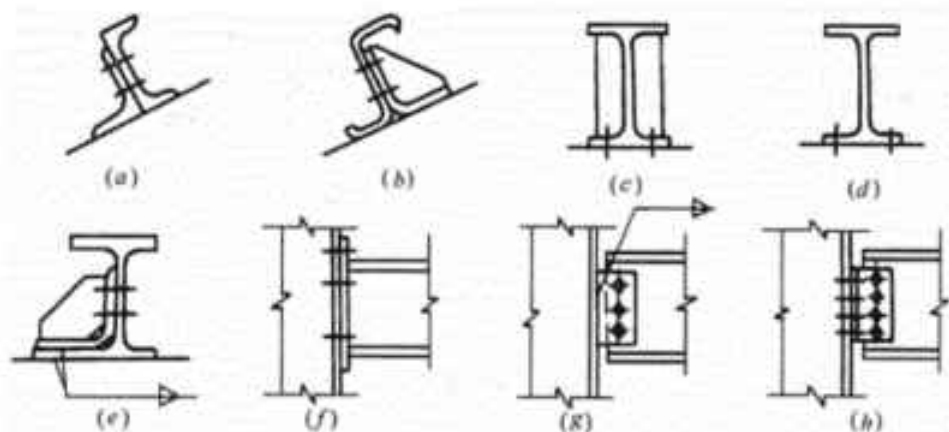


图 7.8.1 梁的一般支承构造

7.8.2 蜂窝梁墩腰处的对接焊缝，宜采用焊透的对接焊缝。当有美观要求时，其焊缝表面应加工修整。

7.8.3 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 0.5~1.0。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：

当 $h_f \geq 0.75t$ 时: $l_1 \geq b$

当 $h_f < 0.75t$ 时: $l_1 \geq 1.5b$

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。

7.8.4 铆接 (或高强度螺栓摩擦型连接) 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 7.9.2)。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铆钉 (或摩擦型连接的高强度螺栓) 数目, 应按该板 1/2 净截面积的抗拉、抗压承载力进行计算。

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

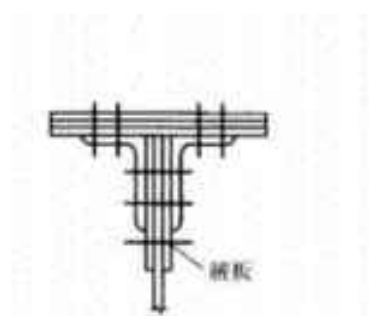


图 7.8.5 铆接 (或高强度螺栓摩擦型连接) 梁的翼缘截面

8 轴心受力构件的计算和桁架杆件的设计

8.0.1 轴心受拉构件的承载力应由截面强度决定；轴心受压构件的承载力应由截面强度和构件稳定性的较低值决定。

8.1 截面强度计算

8.1.1 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：

$$\text{毛截面屈服: } \sigma = \frac{N}{A} \leq f \quad (8.1.1-1)$$

$$\text{净截面断裂: } \sigma = \frac{N}{A_n} \leq 0.7 f_u \quad (8.1.1-2)$$

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 — 钢材极限抗拉强度最小值。

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：

$$\frac{N}{A_n} \leq f \quad (8.1.1-3)$$

2 除第 1 款的情形外，其毛截面强度计算应采用式 (8.1.1-1)，净截面强度应按下列式计算：

$$\sigma = \left(1 - 0.5 \frac{n_1}{n}\right) \frac{N}{A_n} \leq f \quad (8.1.1-4)$$

式中： n — 在节点或拼接处，构件一端连接的高强度螺栓数目；

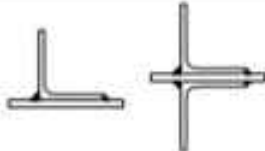
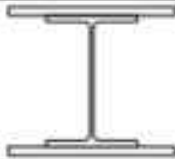

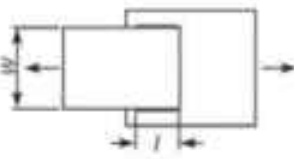
n_1 — 所计算截面（最外列螺栓处）上高强度螺栓数目。

8.1.2 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 (8.1.1-1) 计算，但含有虚孔的构件尚需在孔心所在截面按式 (8.1.1-2)

计算。

8.1.3 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，应对计算截面面积乘以折减系数 η ，不同构件截面形式和连接方式的 η 值可由表 8.1.3 查得。

表 8.1.3 轴心受力构件强度折减系数

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	
平板	搭接	$l \geq 2w \rightarrow 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \rightarrow 0.82$ $1.5w > l \geq w \rightarrow 0.75$	


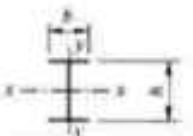
8.2 轴压构件的稳定性计算

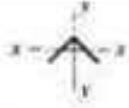
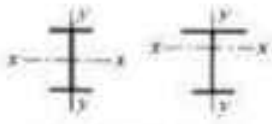

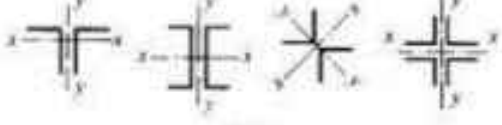
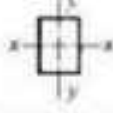
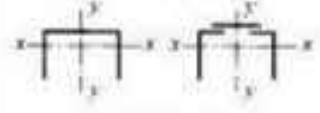


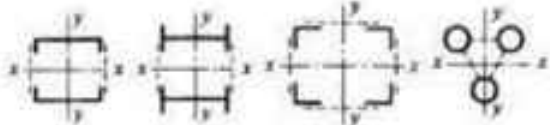



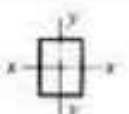
8.2.1 实腹式轴压构件的稳定性应按下式计算：

$$N \leq \varphi A f \quad (8.2.1-1)$$

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 8.2.1-1、表 8.2.1-2 的截面分类，按附录 G 采用。

表 8.2.1-1 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	b 类
	轧制	$b/h \leq 0.8$	a 类
		$b/h > 0.8$	ba 类
			cb 类

 <p>轧制等边角钢</p>	ba类	ba类
 <p>焊接,翼缘为火焰切边</p>	 <p>焊接</p>	
 <p>轧制</p>		
 <p>轧制,焊接(板件厚度比>20)</p>	 <p>轧制或焊接</p>	
 <p>焊接</p>	 <p>轧制截面和翼缘为火焰切边的焊接截面</p>	b类 b类
 <p>箱构式</p>	 <p>焊接,板件边缘火焰切</p>	
 <p>焊接,翼缘为轧制或火焰切边</p>	b类	c类
 <p>焊接,板件边缘轧制或火焰切</p>	 <p>焊接,板件厚度比<10</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 8.2.1-2 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

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, 当计算弯曲屈曲时, 长细比按下式计算:

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} \quad \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} \quad (8.2.1-2)$$

式中: l_{0x} 、 l_{0y} — 分别为构件对截面主轴 x 和 y 的计算长度, 由 8.4 条规定;

i_x 、 i_y — 分别为构件截面对主轴 x 和 y 的回转半径。

当计算扭转屈曲时, 长细比按下式计算:

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{l_0}{I_1/25.7 + I_w/i_w^2}} \quad (8.2.1-3)$$

式中: I_0 、 I_1 、 I_w — 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 $I_w = 0$;

l_0 — 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 $15\sqrt{235/f_{yk}}$ 者, 可不计算扭转屈曲, f_{yk} 为钢材牌号所指屈服点, 以 MPa 计。

- 2 截面单轴对称的构件

绕非对称主轴的弯曲屈曲，长细比应由式(8.2.1-2)确定。绕对称轴主轴的弯扭屈曲，应按下式给出的换算长细比：

$$\lambda_{xe} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\lambda_y^2 + \lambda_z^2) + \sqrt{(\lambda_y^2 + \lambda_z^2)^2 - 4 \left(1 - \frac{y_0^2}{i_0^2} \right) \lambda_y^2 \lambda_z^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (8.2.1-4)$$

式中： y_0 —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 $i_0^2 = y_0^2 + i_x^2 + i_y^2$ ；

λ_z —扭转屈曲换算长细比，由式(8.2.1-3)确定。

3 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。

4 双角钢组合T形截面构件绕对称轴的换算长细比 λ_x 可用下列简化公式确定：

1) 等边双角钢(图8.2.1-1a)

$$\text{当 } \lambda_y > \lambda_z \text{ 时} \quad \lambda_{xe} = \lambda_y \left[1 + 0.16 \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_y} \right)^2 \right] \quad (8.2.1-5a)$$

$$\text{当 } \lambda_y < \lambda_z \text{ 时} \quad \lambda_{xe} = \lambda_z \left[1 + 0.16 \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \right)^2 \right] \quad (8.2.1-5b)$$

$$\lambda_z = 3.9 \frac{b}{t} \quad (8.2.1-6)$$

2) 长肢相并的不等边双角钢(图8.2.1-1b)

$$\text{当 } \lambda_y > \lambda_z \text{ 时} \quad \lambda_{xe} = \lambda_y \left[1 + 0.25 \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_y} \right)^2 \right] \quad (8.2.1-7a)$$

$$\text{当 } \lambda_y < \lambda_z \text{ 时} \quad \lambda_{xe} = \lambda_z \left[1 + 0.25 \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \right)^2 \right] \quad (8.2.1-7b)$$

$$\lambda_z = 5.1 \frac{b_2}{t} \quad (8.2.1-8)$$

3) 短肢相并的不等边双角钢(图8.2.1-1c)

$$\text{当 } \lambda_y > \lambda_z \text{ 时} \quad \lambda_{xe} = \lambda_y \left[1 + 0.06 \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_y} \right)^2 \right] \quad (8.2.1-9a)$$

$$\text{当 } \lambda_y < \lambda_z \text{ 时} \quad \lambda_{xe} = \lambda_z \left[1 + 0.06 \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \right)^2 \right] \quad (8.2.1-9b)$$

$$\lambda_y = 3.7 \frac{h_1}{t} \quad (8.2.1-10)$$

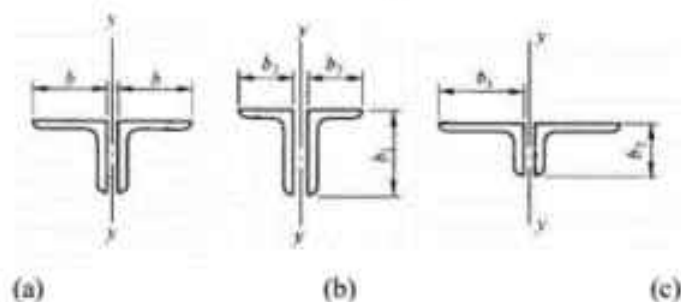


图 8.2.1-1 单角钢截面和双角钢组合 T 形截面

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

5 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：

$$\lambda_{\text{等}} = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{\text{等}}}} \quad (8.2.1-11)$$

式中： $N_{\text{等}}$ — 弹性完善杆的弯扭屈曲临界力，由下式确定：

$$(N_x - N_{\text{等}})(N_y - N_{\text{等}})(N_z - N_{\text{等}}) - N_{\text{等}}^2 (N_x - N_{\text{等}}) \left(\frac{y_c}{i_0}\right)^2 - N_{\text{等}}^2 (N_y - N_{\text{等}}) \left(\frac{x_c}{i_0}\right)^2 = 0 \quad (8.2.1-12)$$

式中： x_c, y_c — 截面剪心的坐标；

$$i_0^2 = i_x^2 + i_y^2 + x_c^2 + y_c^2$$

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；

$$N_x = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_x^2} \quad N_y = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_y^2} \quad N_z = \frac{1}{i_0^2} \left(\frac{\pi^2 EI_w}{l_0^2} + GI_t \right)$$

E, G — 分别为钢材弹性模量和剪变模量。

6 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 8.2.1-2）：

$$\text{当 } \lambda_x > \lambda_y \text{ 时} \quad \lambda_{\text{等}} = \lambda_y \left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda_x}{\lambda_y} \right)^2 \right] \quad (8.2.1-13a)$$

$$\text{当 } \lambda_x < \lambda_y \text{ 时} \quad \lambda_{\text{等}} = \lambda_x \left[1 + 0.25 \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_x} \right)^2 \right] \quad (8.2.1-13a)$$

$$\lambda_y = 4.21 \frac{h_1}{t} \quad (8.2.1-14)$$

式中：x轴为角钢的主轴， b_1 为角钢长肢宽度。

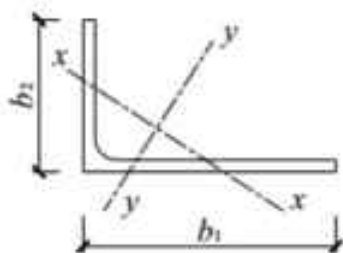


图 8.2.1-2 不等边角钢

8.2.2 格构式轴心受压构件的稳定性应按公式(8.2.1-1)计算，但对虚轴(图 8.2.2a 的 x 轴和图 8.2.2b、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 8.2.2a)

当缀件为缀板时

$$\lambda_{\text{eq}} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} \quad (8.2.2-1)$$

当缀件为缀条时

$$\lambda_{\text{eq}} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27 \frac{A}{A_x}} \quad (8.2.2-2)$$

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_x — 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 8.2.2b)

当缀件为缀板时

$$\lambda_{\text{eq}} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} \quad (8.2.2-3)$$

$$\lambda_{\text{eq}} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (8.2.2-4)$$

当缀件为缀条时

$$\lambda_{\text{eq}} = \sqrt{\lambda_x^2 + 40 \frac{A}{A_x}} \quad (8.2.2-5)$$

$$\lambda_{\text{eq}} = \sqrt{\lambda_y^2 + 40 \frac{A}{A_y}} \quad (8.2.2-6)$$

式中: λ_y — 整个构件对 y 轴的长细比;

A_y — 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 8.2.2c)

$$\lambda_{\max} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{42A}{A_1(1.5 - \cos^2 \theta)}} \quad (8.2.2-7)$$

$$\lambda_{\text{ay}} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{42A}{A_1 \cos^2 \theta}} \quad (8.2.2-8)$$

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。

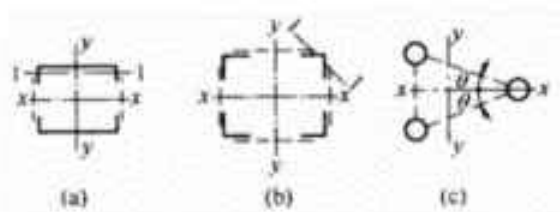


图 8.2.2 格构式组合构件截面

8.2.3 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。

8.2.4 缀板柱的分肢长细比 λ_1 , 不应大于 40, 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。

8.2.5 用填板连接而成的双角钢或双槽钢构件, 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: $40i$;

受拉构件: $80i$ 。

i 为截面回转半径, 应按下列规定采用:

1 当为图 8.2.5a、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 8.2.5 c 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。

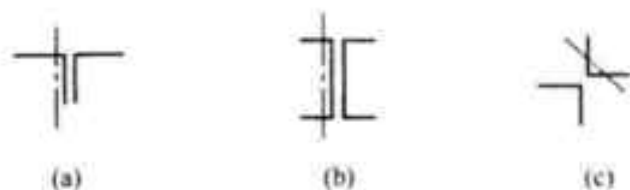


图 8.2.5 计算截面回转半径时的轴线示意图

8.2.6 轴压构件应按下列式计算剪力：

$$V = \frac{Af}{85} \quad (8.2.6)$$

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。

8.2.7 两端铰支的棱形管状截面轴压构件（图 8.2.7）的稳定性应按式（8.2.7-1）计算。计算时 A 取端截面的截面面积 A_1 ，稳定系数 φ 按下列换算长细比确定：

$$\lambda_2 = \frac{l_0/l_1}{(1+\gamma)^{0.4}} \quad (8.2.7)$$

式中： l_0 — 构件计算长度， $l_0 = \frac{l}{2} [1 + (1 + 0.853\gamma)^{0.4}]$ ；

l_1 — 端截面回转半径；

γ — 构件楔率， $\gamma = (d_2 - d_1)/d_1$ 或 $(b_2 - b_1)/b_1$ ；

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）。

8.2.8 两端铰支的多肢钢管棱形格构柱应按照公式（8.2.1-1）计算整体稳定。

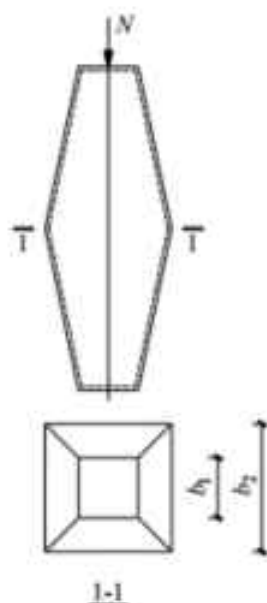
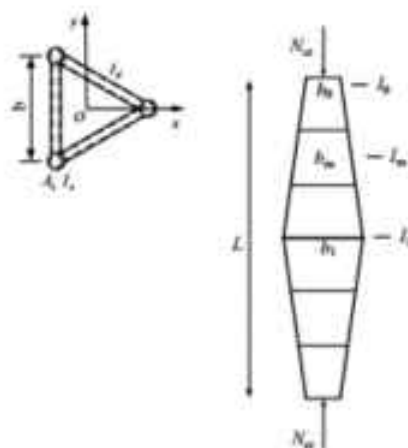


图 8.2.7 棱形管状轴压构件

稳定系数 φ 依据 b 类截面按下列换算长细比确定:

$$\lambda_{\varphi} = \pi \sqrt{\frac{nA_s E}{N_{cr}}} \quad (8.2.8-1)$$

式中: n 是棱形格构柱的钢管分肢数, A_s 是单根分肢的截面面积, N_{cr} 是钢管棱形格构柱特征值屈曲荷载, 取对称屈曲模态与反对称屈曲模态对应的特征值屈曲荷载的最小值, 即 $N_{cr} = \min(N_{cr,s}, N_{cr,a})$ 。



1 $N_{cr,s}$ 为对称屈曲模态对应的特征值屈曲荷载, 图 8.2.8 钢管棱形格构柱

按照下式计算:

$$N_{cr,s} = N_{cr,s0} / (1 + \frac{N_{cr,s0}}{K_{cr,s}}), \quad N_{cr,s0} = \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} (1 + 0.72\eta_1 + 0.28\eta_2) \quad (8.2.8-2)$$

2 $N_{cr,a}$ 为反对称屈曲模态对应的特征值屈曲荷载, 按照下式计算:

$$N_{cr,a} = N_{cr,a0} / (1 + \frac{N_{cr,a0}}{K_{cr,a}}), \quad N_{cr,a0} = \frac{4\pi^2 EI_0}{L^2} (1 + 0.48\eta_1 + 0.12\eta_2) \quad (8.2.8-3)$$

上式中, I_0, I_m 及 I_1 分别是钢管棱形格构柱柱端 (小头)、柱在 1/4 跨处以及跨中 (大头) 对应的惯性矩 (见图 8.2.8); $K_{cr,s}$ 与 $K_{cr,a}$ 分别是对称屈曲与反对称屈曲对应的截面抗弯刚度, η_1, η_2 是与截面惯性矩有关的计算系数, $\eta_1 = (4I_m - I_1 - 3I_0) / I_0$, $\eta_2 = 2(I_0 + I_1 - 2I_m) / I_0$ 。其它参数计算如下:

三肢时:

$$\begin{aligned} I_0 &= 3I_s + 0.5b_0^2 A_s, & I_m &= 3I_s + 0.5b_m^2 A_s, & I_1 &= 3I_s + 0.5b_1^2 A_s \\ K_{cr,s} &= 1 / (\frac{I_s^2 b_0}{18EI_s} + \frac{5I_m^3}{144EI_s}) \\ K_{cr,a} &= 1 / (\frac{I_s^2 b_m}{18EI_s} + \frac{5I_0^3}{144EI_s}) \end{aligned}$$

式中: b_0, b_m, b_1 分别表示棱形柱柱头、1/4 跨截面和跨中截面的边长, l_0 为棱形柱节间高度, I_s, I_c 表示横缀杆和弦杆的惯性矩, A_s 是单个分肢的截面面积, E 为材料的弹性模量。

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

8.3 实腹轴压构件的局部稳定和屈曲后强度

8.3.1 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 $\lambda\sqrt{f_{yk}/235} \leq 50$ 时

$$h_0/t_w \leq 42\sqrt{235/f_{yk}} \quad (8.3.1-1a)$$

当 $\lambda\sqrt{f_{yk}/235} > 50$ 时

$$h_0/t_w \leq \min[21\sqrt{235/f_{yk}} + 0.42\lambda, 21\sqrt{235/f_{yk}} + 50] \quad (8.3.1-1b)$$

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

2 H形截面翼缘

当 $\lambda\sqrt{f_{yk}/235} \leq 70$ 时

$$b/t_f \leq 14\sqrt{235/f_{yk}} \quad (8.3.1-2a)$$

当 $\lambda\sqrt{f_{yk}/235} > 70$ 时

$$b/t_f \leq \min[7\sqrt{235/f_{yk}} + 0.1\lambda, 7\sqrt{235/f_{yk}} + 12] \quad (8.3.1-2b)$$

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 $\lambda\sqrt{f_{yk}/235} \leq 52$ 时

$$b/t \leq 42\sqrt{235/f_{yk}} \quad (8.3.1-3a)$$

当 $\lambda\sqrt{f_{yk}/235} > 52$ 时

$$b/t \leq \min[29\sqrt{235/f_{yk}} + 0.25\lambda, 29\sqrt{235/f_{yk}} + 30] \quad (8.3.1-3b)$$

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(8.3.1-3a, b)的值，并乘以调整系数：

$$\alpha_r = 1.12 - \frac{1}{3}(\eta - 0.4)^2 \quad (8.3.1-4)$$

式中： η —箱形截面宽度和高度之比， $\eta \leq 1.0$ 。

4 T形截面翼缘宽厚比限值应按式(8.3.1-2a, b)确定。

T形截面腹板宽厚比限值为：

当 $\lambda\sqrt{f_y}/235 \leq 70$ 时：

$$h_0/t_w \leq 25\sqrt{235/f_y} \quad (8.3.1-5a)$$

当 $\lambda\sqrt{f_y}/235 > 70$ 时：

$$h_0/t_w \leq \min[11\sqrt{235/f_y} + 0.2\lambda, 11\sqrt{235/f_y} + 24] \quad (8.3.1-5b)$$

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 $\lambda\sqrt{f_y}/235 \leq 80$ 时：

$$w/t \leq 15\sqrt{235/f_y} \quad (8.3.1-6a)$$

当 $\lambda\sqrt{f_y}/235 > 80$ 时：

$$w/t \leq \min[5\sqrt{235/f_y} + 0.13\lambda, 5\sqrt{235/f_y} + 15] \quad (8.3.1-6b)$$

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。

8.3.2 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8.3.1

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

8.3.3 板件宽厚比超过8.3.1条规定的限值时，轴压杆件的稳定承载力应按下列式计算：

$$N = \varphi A \rho f \quad (8.3.3-1)$$

式中： 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 $b/t > 42\sqrt{235/f_y}$ 时

$$\rho = \frac{1}{\lambda_y} \left(1 - \frac{0.19}{\lambda_y} \right) \quad (8.3.3-2)$$

式中: $\lambda_y = \frac{b/t}{56.2} \sqrt{f_{yk}/235}$ (8.3.3-3)

b, t —分别为壁板的净宽度和厚度。

式(8.3.3-1)中的稳定系数 φ 应按 $\lambda \sqrt{\rho 235 / f_{yk}}$,由附录G表格查得。

注:当 $\lambda \sqrt{f_{yk}/235} > 52$ 时, ρ 值应不小于 $(29 \sqrt{235 / f_{yk}} + 0.25 \lambda) t / b$ 。

2 单角钢

当 $w/t > 15 \sqrt{235 / f_{yk}}$ 时

$$\rho = \frac{1}{\lambda_y} \left(1 - \frac{0.10}{\lambda_y} \right) \quad (8.3.3-4)$$

式中: $\lambda_y = \frac{w/t}{16.8} \sqrt{f_{yk}/235}$ (8.3.3-5)

式(8.3.3-1)中的稳定系数 φ 应按 $\lambda \sqrt{\rho 235 / f_{yk}}$,由附录G表格查得。

注:当 $\lambda \sqrt{f_{yk}/235} > 80$ 时, ρ 值应不小于 $(5 \sqrt{235 / f_{yk}} + 0.13 \lambda) t / w$ 。

8.4 桁架及支撑的计算长度和允许长细比

8.4.1 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8.4.1-1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8.4.1-2取值。

8.4.1-1 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)。

8.4.1-2 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 $1.0l$ 。

8.4.2 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：

$$l_0 = l \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{N_0}{N} \right)} \quad (8.4.2-1)$$

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：

$$l_0 = l \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12} \cdot \frac{N_0}{N}} \quad (8.4.2-2)$$

3) 相交另一杆受拉，两杆截面相同并在交叉点均不中断，则：

$$l_0 = l \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 - \frac{3N_0}{4N} \right)} \geq 0.5l \quad (8.4.2-3)$$

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：

$$l_0 = l \sqrt{1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{N_0}{N}} \geq 0.5l \quad (8.4.2-4)$$

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

式中： l 为桁架节点中心间距离（交叉点不作为节点考虑）； N 为所计算杆的内力； N_0

为相交另一杆的内力，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 8.6.2 条的规定确定杆件等效长细比。

8.4.3 当桁架弦杆侧向支承点之间的距离为节间长度的 2 倍（图 8.4.5）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，应按下列式确定（但不应小于 $0.5l_1$ ）：

$$l_0 = l_1 \left(0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \right) \quad (8.4.3)$$

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。

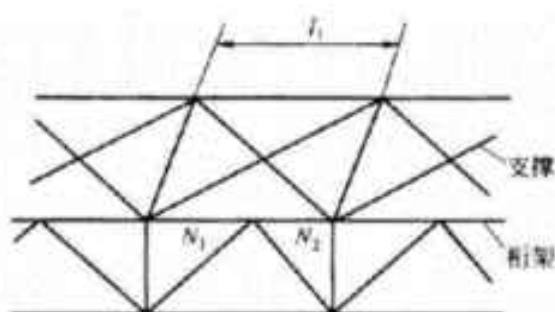


图 8.4.5 弦杆轴心压力在侧向支承点间有变化的桁架简图

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 (8.4.5) 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。

8.4.4 轴压构件的长细比不宜超过表 8.4.4 的容许值。

表 8.4.4 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 桁架（包括空间桁架）的受压腹杆，当其内力等于或小于承载能力的 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。

跨度等于或大于 60m 的桁架，其受压弦杆和端压杆的容许长细比值宜取 100，其他受压腹杆可取 150（承受静力荷载或间接承受动力荷载）或 120（直接承受动力荷载）。

由容许长细比控制截面的杆件，在计算其长细比时，可不考虑扭转效应。

8.4.5 受拉构件的长细比不宜超过表 8.4.5 的容许值。

表 8.4.5 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 8.4.4 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 吊车梁及吊车桁架下的支撑按拉杆设计时，柱子的轴力应按无支撑时考虑。

8.5 轴压构件的支撑

8.5.1 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_{st} 为：

当支撑杆位于柱高度中央时:

$$F_m = N/60 \quad (8.5.1-1a)$$

当支撑杆位于距柱端 αl 处时 ($0 < \alpha < 1$):

$$F_m = \frac{N}{240\alpha(1-\alpha)} \quad (8.5.1-1b)$$

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_m 为:

$$F_m = N/[30(m+1)] \quad (8.5.1-2)$$

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, 支撑力应按下式计算:

$$F_m = \frac{\sum N_i}{60} \left(0.6 + \frac{0.4}{n} \right) \quad (8.5.1-3)$$

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。

8.5.2 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 8.5.2):

$$F = \frac{\sum N}{36(m+1)} \left(0.6 + \frac{0.4}{n} \right) \quad (8.5.2)$$

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 (支撑架节间数减去

1.0);

n — 支撑架所撑桁架数。

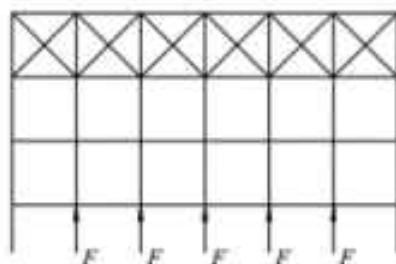


图 8.5.2 桁架受压弦杆横向支撑架的节点支撑力

8.5.3 塔架主杆与主斜杆之间的辅助杆(图 8.5.4)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:

$$F = N/80 \quad (8.5.3a)$$

当节间数大于 4 时:

$$F = N/100 \quad (8.5.3b)$$

式中: N —主杆压力设计值。

8.6 桁架和塔架杆件的特殊问题

8.6.1 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(8.1.1-1)和(8.1.1-2)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 8.1.3 条规定的构件端部截面折减并无相关关系。

2 受压构件的稳定性仍按式(8.2.1-1)计算,但其 φ 系数按下列换算长细比查附录 1 表格确定:

$$\text{当 } 20 \leq \bar{\lambda}_x \leq 80 \text{ 时} \quad \bar{\lambda}_x = 80 + 0.65 \bar{\lambda}_x \quad (8.6.1-1a)$$

$$\text{当 } 80 < \bar{\lambda}_x \leq 160 \text{ 时} \quad \bar{\lambda}_x = 52 + \bar{\lambda}_x \quad (8.6.1-1b)$$

$$\text{当 } 160 < \bar{\lambda}_x \text{ 时} \quad \bar{\lambda}_x = 20 + 1.2 \bar{\lambda}_x \quad (8.6.1-1c)$$

式中: $\bar{\lambda}_x = \frac{l}{i_x} \sqrt{f_{yk}/235}$, i_x 为角钢绕平行轴的回转半径。

在确定 φ 系数时,直接由 $\bar{\lambda}_x$ 查附录 D 表格,无需乘强度调整系数 $\sqrt{f_{yk}/235}$ 。

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。

4 当角钢宽厚比在 8.3.3 条 2 款范围内时,按该款规定确定系数 φ ,并按式(8.3.3-1)计算主杆的承载力。

8.6.2 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:

$$\bar{\lambda}_0 = \alpha_s \mu_s \bar{\lambda}_s \geq \frac{l}{i} \bar{\lambda}_s \quad (8.6.2-1)$$

式中： α_s —系数，见表 8.6.2；

μ_s —考虑在交点连接的交叉两杆间约束作用的计算长度系数， $\mu_s = l_0/l$ ，由式 (8.4.4-1) (另杆受压，在交点处不中断) 或式 (8.4.4-3) (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_0/l 代替 $1/2$ ， l_0 见图 8.6.2；

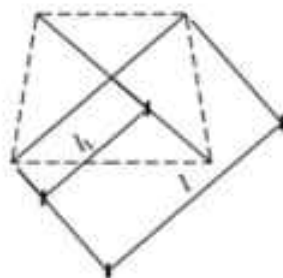


图 8.6.2 在非中点相交的斜杆

$\bar{\lambda}_s$ —由式 (8.6.1-1a、b、c) 确定的换算长比。

8.6.3 塔架单角钢人字形 (或倒人字形) 主斜杆，当连接有多于二道辅助杆时 (图 8.5.4 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：

$$\bar{\lambda}_1 = 1.1 \bar{\lambda}_0 \quad (8.6.3)$$

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。

8.6.4 单边连接的单角钢压杆，肢件宽厚比限值为：

$$\frac{w}{t} = 14 \sqrt{235/f_y} \quad (8.6.4-1)$$

当超过此限值时，由式 (8.2.1-1) 和式 (8.6.1-1) 确定的稳定承载力应乘以下列折减系数：

$$\rho_e = 1.3 - 0.3 \lambda_{pe} \quad (8.6.4-2)$$

$$\lambda_{pe} = \frac{w/t}{14} \sqrt{f_y/235} \quad (8.6.4-3)$$

式中：

8.6.5 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 8.6.5a)

$$\lambda = l/i_x \quad (8.6.5-1)$$

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 8.6.5b)

$$\lambda = 1.1l/i_x \quad (8.6.5-2)$$

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 8.6.5c）

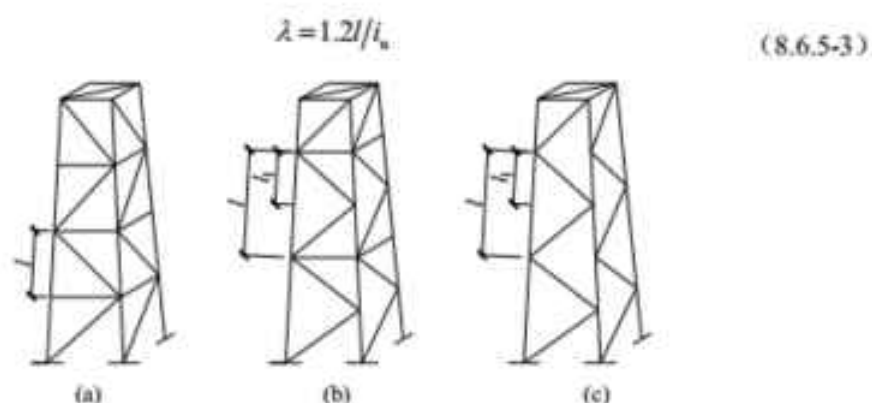


图 8.6.5 不同腹杆体系的塔架

8.6.6 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，杆件计算应考虑次弯矩效应，满足下列要求：

- 1 截面强度计算允许考虑形成塑性铰后的内力重分布，按下列公式进行：

当 $\varepsilon = \frac{MA}{NW} \leq 0.2$ 时：

$$\frac{N}{A} \leq f \quad (8.6.6-1a)$$

当 $\varepsilon > 0.2$ 时：

$$\frac{N}{A} + \alpha \frac{M}{W_p} \leq \beta f \quad (8.6.6-1b)$$

式中： W 、 W_p —分别为弹性截面模量和塑性截面模量；

M —为杆件在节点处的次弯矩；

α 、 β —系数，见表 8.6.6。

表 8.6.6 系数 α 和 β

杆件截面形式	α	β
H 形截面，腹板位于桁架平面内	0.85	1.15
H 形截面，腹板垂直于桁架平面	0.60	1.08
正方箱形截面	0.80	1.13

- 2 受压杆件稳定性应按第 9 章压弯构件的相关公式进行计算。

8.7 预应力压杆

- 8.7.1 预应力压杆可由中心杆，拉索系和连接二者的撑杆组成。
- 8.7.2 拉索体系可沿杆身全长或局部在杆件廊外或廊内布置。
- 8.7.3 撑杆可沿中心杆周围分布并与中心柱和索系相连，宜均匀布置为四边或三边。
- 8.7.4 预应力度应保证索在受力的各阶段始终承受拉力且不降低杆件的承载能力。

9 拉弯构件、压弯构件的计算和柱的设计

9.1 截面强度计算

9.1.1 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：

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (9.1.1-1)$$

式中： γ_x 、 γ_y —与截面模量相应的截面塑性发展系数，应按表 9.1.1 采用。

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：

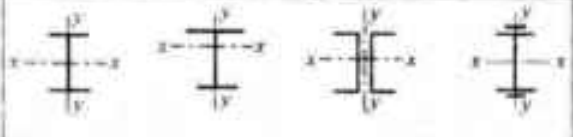
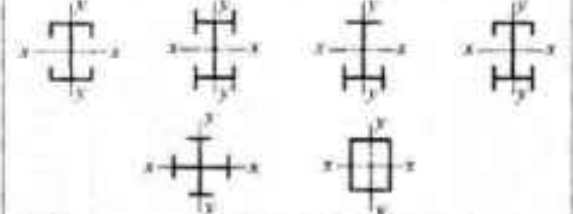
$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{\sqrt{M_x^2 + M_y^2}}{\gamma W_n} \leq f \quad (9.1.1-2)$$


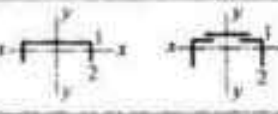


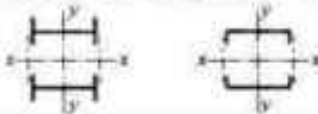
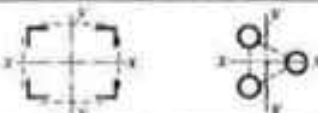
A_n ——圆管净截面面积；

W_n ——与合成弯矩矢量方向对应的圆管净截面模量；

γ ——截面塑性发展系数，取 1.15。

表 9.1.1 截面塑性发展系数 γ_x 、 γ_y

项次	截面形式	γ_x	γ_y
1			1.2
2		1.05	1.05

3		$\gamma_{x1} = 1.05$ $\gamma_{x2} = 1.2$	1.2
4			1.06
5		1.2	1.2
6		1.15	1.15
7			1.05
8		1.0	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 $13\sqrt{235/f_y}$ 而不超过 $15\sqrt{235/f_y}$ 时, 应取 $\gamma_x = 1.0$ 。

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

9.2 构件的稳定性计算

9.2.1 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:

$$\frac{N}{\varphi_x A f} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{ix} (1 - 0.8 N/N_{kx}) f} \leq 1 \quad (9.2.1-1)$$

式中: N — 所计算构件范围内轴心压力设计值;

N_{kx} — 参数, $N_{kx} = \pi^2 EA / (1.1 \lambda^2)$;

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_{ix} — 在弯矩作用平面内对模量较大受压最大纤维的毛截面模量;

β_m —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 $\beta_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_2}{M_1}$ ， 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 $\beta_m = 1 - 0.36N/N_{ex}$ (9.2.1-2a)

全跨均布荷载 $\beta_m = 1 - 0.18N/N_{ex}$ (9.2.1-2b)

式中： N_{ex} —弹性临界力， $N_{ex} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu l)^2}$ ， μ 为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 (9.2.1-1) 的 $\beta_m M_x$ 取为

$\beta_{mq} M_{qx} + \beta_{m1} M_1$ ，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， $\beta_m = 1 - 0.36N/N_{ex}$ ；

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， $\beta_m = 1 - 0.36(1-m)N/N_{ex}$ ，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（见第 6 章 6.2.2 节），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 9.1.1 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 (9.2.1-1) 计算外，尚应按下列式计算：

$$\left| \frac{N}{Af} - \frac{\beta_m M_x}{\gamma_x W_{2x} (1 - 1.25N/N_{ex}) f} \right| \leq 1 \quad (9.2.1-3)$$

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：

$$\frac{N}{\varphi_y A f} + \eta \frac{M_x}{\varphi_x W_{ix} f} \leq 1 \quad (9.2.1-5)$$

式中： φ_y — 弯矩作用平面外的轴压构件稳定系数，按 8.2.1 条确定；

φ_x — 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 7.2 条规定取值；

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 $\eta = 1.0$ 。

9.2.2 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：

$$\frac{N}{\varphi_x A f} + \frac{\beta_m M_x}{W_{ix} \left(1 - \frac{N}{N'_{ix}}\right) f} \leq 1 \quad (9.2.2)$$

式中： $W_{ix} = I_x / y_0$ ， I_x 为对 x 轴的毛截面的惯性矩， y_0 为由 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'_{ix} 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。

9.2.3 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_x 取 1.0。

9.2.4 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：

$$\frac{N}{\varphi A} + \frac{\beta M}{\gamma W \left(1 - 0.8 \frac{N}{N_c}\right)} \leq f \quad (9.2.4-1)$$

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

$$M = \max(\sqrt{M_{xA}^2 + M_{yA}^2}, \sqrt{M_{xB}^2 + M_{yB}^2}) \quad (9.2.4-2)$$

$M_{xA}, M_{yA}, M_{xB}, M_{yB}$ — 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

$$\beta = \beta_x \beta_y \quad (9.2.4-3)$$

$$\beta_x = 1 - 0.35\sqrt{N/N_E} + 0.35\sqrt{N/N_E}(M_{2x}/M_{1x}) \quad (9.2.4-4a)$$

$$\beta_y = 1 - 0.35\sqrt{N/N_E} + 0.35\sqrt{N/N_E}(M_{2y}/M_{1y}) \quad (9.2.4-4b)$$

$M_{1x}, M_{2x}, M_{1y}, M_{2y}$ —— 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

$$N_E = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \quad (9.2.4-5)$$

γ —— 截面塑性发展系数，取 1.15；

N'_E —— 系数

$$N'_E = \frac{\pi^2 EA}{1.1\lambda^2} \quad (9.2.4-6)$$

9.2.5 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：

$$\frac{N}{\varphi_x A f} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_x \left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}\right) f} + \eta \frac{\beta_{my} M_y}{\varphi_y W_y f} \leq 1 \quad (9.2.5-1)$$

$$\frac{N}{\varphi_y A f} + \eta \frac{\beta_{mx} M_x}{\varphi_m W_x f} + \frac{\beta_{my} M_y}{\gamma_y W_y \left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ey}}\right) f} \leq 1 \quad (9.2.5-2)$$

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；

$\varphi_{mx}, \varphi_{my}$ —— 均匀弯曲的受弯构件整体稳定性系数，按附录 C 计算，其中工字形（含 H 型钢）截面的非悬臂（悬伸）构件 φ_{mx} 可按附录 C 第 C.5 节确定， φ_{my} 可取 1.0；对闭口截面，取 $\varphi_{mx} = \varphi_{my} = 1.0$ ；

M_x, M_y —— 所计算构件段范围内对强轴和弱轴的最大弯矩设计值；

N'_{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_m, β_m —等效弯矩系数, 应按 9.2.1 条弯矩作用平面内稳定计算的有关规定采用;

β_x, β_y —等效弯矩系数, 应按 9.2.1 条弯矩作用平面外稳定计算的有关规定采用。

9.2.6 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:

$$\frac{N}{\varphi_x A f} + \frac{\beta_m M_x}{W_{1x} \left(1 - \frac{N}{N_{Ex}}\right) f} + \frac{\beta_y M_y}{W_{1y} f} \leq 1 \quad (9.2.6-1)$$

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_x 按公式 (9.2.5-2) 和公式 (9.2.5-3) 分配给两分肢 (图 9.2.5), 然后按 9.2.1 条的规定计算分肢稳定性。

$$\text{分肢 1:} \quad M_{x1} = \frac{I_1/y_1}{I_1/y_1 + I_2/y_2} \cdot M_x \quad (9.2.6-2)$$

$$\text{分肢 2:} \quad M_{x2} = \frac{I_2/y_2}{I_1/y_1 + I_2/y_2} \cdot M_x \quad (9.2.6-3)$$

式中: I_1, I_2 —分肢 1、分肢 2 对 y 轴的惯性矩;

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

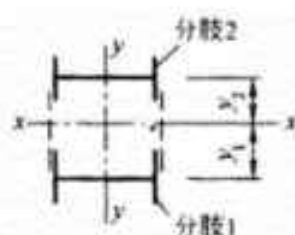


图 9.2.6 格构式构件截面

9.2.7 计算格构式缀件时, 应取构件的实际剪力和按本规范公式 (8.2.6) 计算的剪力两者中的较大值进行计算。

9.2.8 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 8.5 节的规定计算各自的支撑力。

9.3 柱的计算长度

9.3.1 上端与梁或桁架铰接且不能侧向移动的轴心受压柱,应根据柱脚构造情况采用下列计算长度:

枢轴柱脚 $l_0 = l$

平板柱脚,底板厚度不小于翼缘厚度二倍时,

当按铰接柱脚设计计算时, $l_0 = 0.8l$

当按刚接柱脚设计计算时, $l_0 = 1.2l$

9.3.2 由侧向支撑分为多段的柱,当各段长度有明显差别时,宜根据相关屈曲的原则确定柱在支撑平面内的计算长度。

当柱分为两段时,计算长度由下式确定(图 9.3.2):

$$\begin{aligned} l_0 &= \mu l \\ \mu &= 1 - 0.3(1 - \beta)^{0.7} \end{aligned} \quad (9.3.2)$$

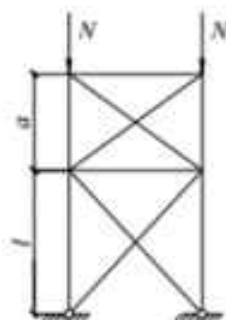


图 9.3.2 有支撑的二段柱

式中: β —短段与长段长度之比, $\beta = a/l$ 。

当采用平板柱脚,其底板厚度不小于翼缘厚度二倍时,下段长度可乘以系数 0.83。

9.3.3 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按本规范附表 H-2 的规定计算。
- 2) 设有摇摆柱时,框架柱的计算长度系数应乘以放大系数 η , η 应按下列式计算:

$$\eta = \sqrt{1 + \frac{\sum P_i}{\sum N_j}} \quad (9.3.3-1)$$

式中 $\sum P_i$ 是本层所有摇摆柱的轴力之和,

$\sum N_j$ 是本层所有框架柱的轴力之和。

摇摆柱本身的计算长度系数为 1.0。

2 有支撑框架

- 1) 当不考虑支撑架对框架稳定性的支持作用时, 框架柱计算长度系数按本规范附录 H.2 的规定计算确定, 在支撑框架中又有摇摆柱时, 框架柱的计算长度系数仍要按照(9.3.3-1)式放大, 摇摆柱本身的计算长度系数取 1.0。
- 2) 当框架的计算长度系数取 1.0 或者采用本规范附表 H-1 的规定计算时, 组成支撑架的各构件的作用效应与承载能力的比值应满足下式要求:

$$\rho \leq 1 - 3\theta \quad (9.3.3-2)$$

式中 θ 是与验算框架柱同层的二阶效应系数, 根据本规范公式 6.1.6-2 计算。

9.3.4 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。

附录 H-2 的计算长度系数是对框架稳定理论的有侧移失稳的七杆模型的解的拟合, 最大误差约 1.5%。

当结构存在只承受竖向荷载, 不参与抵抗水平力的柱子时, 其余柱子的计算长度系数都应按照式 (9.3.3-1) 放大。

框架-支撑结构体系, 存在两种相互作用, 第 1 种是线性的, 在内力分析的层面上得到自动的考虑; 第 2 种是稳定性方面, 例如一个没有承受水平力的结构, 其中框架部分发生失稳, 必然带动支撑架一起失稳, 或者当支撑架足够刚强时, 框架首先发生无侧移失稳。

稳定性问题是刚度问题, 如果支撑斜杆仅能够承担线性分析决定的水平力内力 (例如受拉屈服), 则它不再有刚度为框架提供稳定性支持, 此时框架柱的稳定性, 可按无支撑一样考虑, 如果希望支撑架对框架提供稳定性支持, 则支撑架既要承担水平力, 还要承担对框架柱提供支撑, 使框架柱的承载力从有侧移失稳增加到无侧移失稳的承载力。

研究表明, 这两种要求相互叠加, 可用下式表示:

$$\frac{S_{\text{an}}}{S_i} + \frac{Q_i}{Q_y} \leq 1 \quad (9.3.4-1)$$

式中:

Q_i ——第 i 层承受的总水平力;

Q_y ——第 i 层支撑能够承受的总水平力;

S_i ——支撑架在第 i 层的层抗侧刚度;

S_{an} ——为使框架柱从有侧移失稳转化为无侧移失稳所需要的支撑架的最小刚度。

$$S_{m} \geq \frac{2.2}{h_i} \left[\left(1 + \frac{100}{f_y} \right) \sum_{j=1}^m N_{b_j} - \sum_{j=1}^m N_{u_j} \right] \quad i=1,2,\dots,n \quad (9.3.4-2)$$

N_{b_j} ——框架柱按照无侧移失稳的计算长度系数决定的压杆承载力；

N_{u_j} ——框架柱按照有侧移失稳的计算长度系数决定的压杆承载力；

h_i ——所计算楼层的层高；

m ——本层的柱子数量，含摇摆柱。

为方便应用，对(1)式进行如下简化：

$$\text{将(2)式简化：} S_{m} = \frac{2.2}{h_i} \left[\left(1 + \frac{100}{f_y} \right) \sum_{j=1}^m N_{b_j} - \sum_{j=1}^m N_{u_j} \right] \approx \frac{3}{h_i} \sum_{j=1}^m N_{b_j}$$

(2)把上式的无侧移失稳承载力用各个柱子的轴力代替，代入(C6.1.6-1)得到

$$3 \frac{\sum N_i}{S_i h_i} + \frac{\sum H_i}{\sum H_{\sigma}} \leq 1 \quad (9.3.4-3)$$

$$\text{而 } \frac{\sum N_i}{S_i h_i} \text{ 就是二阶效应系数 } \theta_i = \frac{\sum N_i \cdot \Delta u_i}{\sum H_i \cdot h_i}$$

理论上， $\sum H_i$ 是总水平力，而不是线性分析得到的支撑承担的水平力，是因为框架在达到有侧移失稳的承载力之前是有抗侧承载力的，而现在要求框架能够达到无侧移失稳时的承载力，此时框架柱高出有侧移失稳承载力的部分是由支撑架提供的，由线性分析分配到的水平力也被转移到支撑架上。

但是以下两种情况使得 $\sum H_i$ 可以取为支撑架按刚度分配得到的剪力：

1 在框架柱的稳定计算中采用了线性分析的内力，这样设计出来的框架柱实际还是能够承担部分剪力；

2 按照目前的设计方法，实际结构在水平力作用下，不是所有构件同时达到极限状态。

这样 $\frac{\sum H_i}{\sum H_{\sigma}}$ 就是支撑构件的承载力被利用的百分比，即需求与能力的比值，可以简称需求能力比，俗称应力比。

在没有水平力的情况下，(9.3.3-2)式永远能够满足，为避免这种情况出现，对支撑架的刚度提出最低要求，即(2)式。在弯曲形支撑的情况下，应参照结构稳定理论方法确定最低要求。

对弯曲型支撑架，也有类似于式（1）的公式，因此式（6.2.2-2）适用于任何支撑架，但对弯曲型支撑架，从底部到顶部应采用统一的二阶效应系数，除非结构立面分段缩进。

如果支撑架是混凝土剪力墙或核心筒，混凝土结构设计，计算机习惯输出的是配筋，而不是应力比，此时可以采用对计算配筋用的弯矩乘以放大系数 $\frac{1}{1-3\theta}$ 来实现对框架的稳定性支撑。

应力比不满足式（9.3.3-2），但离 1.0 还有距离，则支撑架对框架仍有一定的支撑作用，此时，框架柱的计算长度系数，可参考有关稳定理论著作计算。

附录 H-1 的计算长度系数早在二十世纪四十年代即已提出，与框架稳定理论的无侧移失稳的七杆模型的精确结果比较，最大误差仅 1%。

9.3.5 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：

$$l_0 = \alpha_N \left[\sqrt{\frac{4 + 7.R}{1 + 7.R}} - \alpha \left(\frac{l_1}{h} \right)^{1 + 0.2R} \right] h \quad (9.3.5-1)$$

式中： l_1 ， h —分别为柱在牛腿表面以上的高度和柱总高度（图 9.3.5）；

R —与柱连接的横梁线刚度之和与柱线刚度之比， $R = \frac{\sum I_b/l}{I_c/h}$ ；

α_R —和比值 R 有关的系数：

$$\text{当 } R < 0.2 \text{ 时：} \quad \alpha_R = 1.5 - 2.5R \quad (9.3.5-2a)$$

$$\text{当 } 0.2 \leq R < 2.0 \text{ 时：} \quad \alpha_R = 1.0 \quad (9.3.5-2b)$$

α_N —考虑压力变化的系数：

$$\text{当 } \gamma \leq 0.2 \text{ 时：} \quad \alpha_N = 1.0 \quad (9.3.5-3a)$$

$$\text{当 } \gamma > 0.2 \text{ 时：} \quad \alpha_N = 1 + \frac{l_1}{h_2} \frac{(\gamma - 0.2)}{1.2} \quad (9.3.5-3b)$$

γ —柱上下段压力比， $\gamma = \frac{N_1}{N_2}$ 。

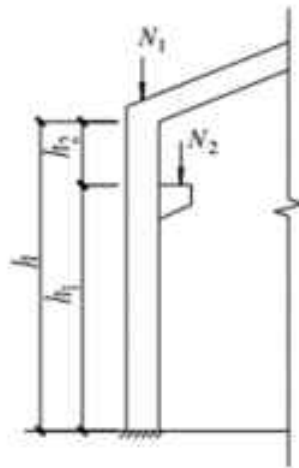


图 9.3.5 带牛腿的框架柱

9.3.6 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，等于按本规范附录 H 表 H-3 的数值乘以表 9.3.6 的折减系数；当柱上端与横梁刚接时，等于按本规范附录 H 表 H-4 的数值乘以表 9.3.6 的折减系数；当柱上端与实腹梁刚接时，等于按本规范附录 H 表 H-5 的数值乘以表 9.3.6 的折减系数。

表 9.3.6 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	
		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	
		—	—	—

2) 上段柱的计算长度系数 μ_1 ，应按下式计算：

$$\mu_1 = \frac{\mu_2}{\eta_1} \quad (9.3.6-1)$$

式中： η_1 —参数，按附录 E 表 E-3 或表 E-4 中公式计算。

2 双阶柱

1) 下段柱的计算长度系数 μ_1 ：当柱上端与横梁铰接时，等于按附录 E 表 E-6（柱上端为自由的双阶柱）的数值乘以表 9.3.6 的折减系数；当柱上端与横梁刚接时，等于按附录 E 表 E-7（柱上端可移动但不转动的双阶柱）的数值乘以表 9.3.6 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：

$$\mu_1 = \frac{\mu_1}{\eta_1} \quad (9.3.6-2)$$

$$\mu_2 = \frac{\mu_2}{\eta_2} \quad (9.3.6-3)$$

9.3.7 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。

9.3.8 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。

9.4 压弯构件的局部稳定和屈曲后强度

9.4.1 压弯构件腹板的宽厚比，应符合下列要求：

1 工形和箱形截面

当 $0 \leq \alpha_0 \leq 1.5$ 时：

$$\frac{h_0}{t_w} \leq (18\alpha_0 + 42) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (9.4.1-1a)$$

当 $1.5 < \alpha_0 \leq 2.0$ 时：

$$\frac{h_0}{t_w} \leq (48\alpha_0 - 3) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (9.4.1-1b)$$

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$$

式中： σ_{\max} — 腹板计算高度边缘的最大压应力，计算时不考虑构件的稳定系数和截面塑性发展系数；

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；

2 T形截面

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 25 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (9.4.1-2)$$

9.4.2 工字形和箱形截面压弯构件的腹板宽厚比超过表 3.6 规定的 D 级要求时，应以有效截面代替实际截面按 9.4.2 条计算杆件的承载力。

1 腹板受压区的有效宽度应取为：

$$h_e = \rho h_c \quad (9.4.1-1)$$

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， $h_e = h_c$ ；

ρ — 有效宽度系数，按下列公式计算：

当 $\lambda_p \leq 0.75$ 时：

$$\rho = 1.0 \quad (9.4.1-2a)$$

当 $\lambda_p > 0.75$ 时：

$$\rho = \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0.19}{\lambda_p} \right) \quad (9.4.1-2b)$$

式中：

$$\lambda_p = \frac{h_w/t_w}{28.1\sqrt{k_\sigma}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (9.4.1-3)$$

$$k_\sigma = \frac{16}{2 - \alpha_0 + \sqrt{(2 - \alpha_0)^2 + 0.112\alpha_0^2}} \quad (9.4.1-4)$$

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 9.4.3a）：

$$h_{e1} = 2h_z / (4 + \alpha_0) \quad (9.4.1-5a)$$

$$h_{e2} = h_z - h_1 \quad (9.4.1-5b)$$

当截面部分受拉，即 $\alpha_0 > 1$ 时（图 9.4.3b）：

$$k_{v1} = 0.4 \quad (9.4.1-6a)$$

$$k_{v2} = 0.6 \quad (9.4.1-6b)$$

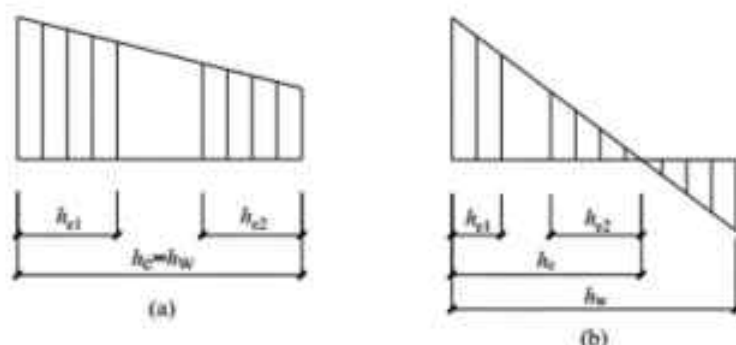


图 9.4.3 有效宽度的分布

3 箱形截面压弯构件翼缘宽厚比超限时也应按公式 (9.4.1-1) 计算其有效宽度, 计算时取 $k_v = 4.0$ 。有效宽度分布在两侧均等。

9.4.3 截面非全部有效的工形和箱形截面压弯构件, 应考虑有效截面形心有所偏移, 采用下列公式计算其承载力:

强度计算:

$$\frac{N}{A_{ne}} \pm \frac{M_x + N e}{\gamma W_{nx}} \leq f \quad (9.4.2-1)$$

平面内稳定计算:

$$\frac{N}{\varphi_x A_n f} + \frac{\beta_{mx} M_x + N e}{\gamma_x W_{nx} (1 - 0.8 N' / N)_{x, x} f} \leq 1 \quad (9.4.2-2)$$

平面外稳定计算:

$$\frac{N}{\varphi_y A_n f} + \eta \frac{\beta_{y1} M_x + N e}{\varphi_y W_{y1} f} \leq 1 \quad (9.4.2-3)$$

式中: A_n 、 A_e — 分别为有效净截面的面积和有效毛截面的面积;

W_{nx} — 有效截面的净截面模量;

W_{yx} — 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。

9.4.4 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 $0.75t$ 。

9.5 柱身的构造要求

9.5.1 框架的格构式柱宜采用缀条柱。

9.5.2 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，横隔的间距不得大于柱截面长边尺寸的9倍和8m。

10 钢板剪力墙

10.1 一般规定

10.1.1 钢板剪力墙可采用纯钢板剪力墙、抑制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。

10.1.2 非加劲钢板可采用两边或四边连接的钢板剪力墙，其高厚比宜符合

$100 < \frac{L_c}{t_w} \sqrt{f_{yk}/235} \leq 600$ 的规定，跨高比宜符合下列规定：

- 1 四边连接的钢板剪力墙， $1.0 \leq L_c/H_c \leq 2.5$
- 2 两边连接的钢板剪力墙， $0.5 \leq L_c/H_c \leq 2$

式中 f_{yk} ——钢板剪力墙的钢材牌号所指屈服点；

t_w ——钢板剪力墙的厚度；

H_c ——钢板剪力墙的净高度；

L_c ——钢板剪力墙的净跨度。

10.1.3 钢板剪力墙，轴压比不宜大于 0.15，其竖向应力导致抗剪承载力的下降不应超过 30%。

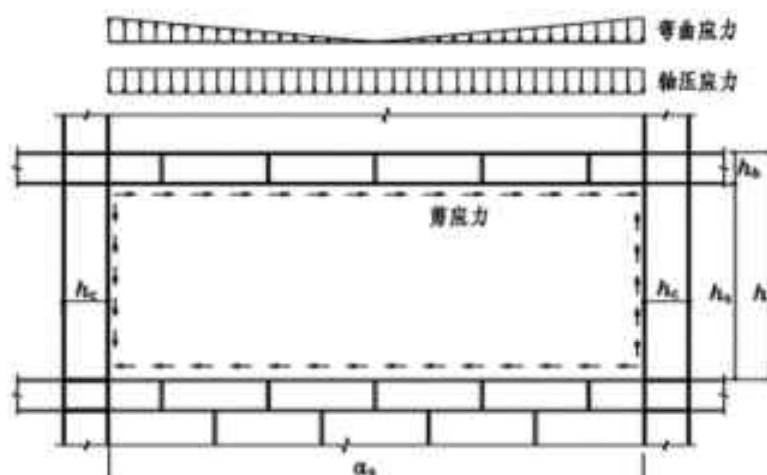


图 10.1.2 非加劲钢板剪力墙

10.1.4 钢板剪力墙的内力分析应符合附录 J 的规定。

10.2 非加劲钢板剪力墙的计算

10.2.1 四边连接钢板剪力墙的抗剪承载力应满足下式要求:

$$V \leq V_u \quad (10.2.2-1)$$

$$V_u = \frac{1}{2} f_y t_w \left[1 + 0.155 \frac{m}{n} (1 + H_e / L_e) \right] \quad (10.2.1-2)$$

当钢板的相对高厚比 $100 \leq \lambda \leq 250$ 时, 取 m 与 n 的比值为 3:10, 当钢板的相对高厚比 $250 < \lambda \leq 600$ 时, 取 m 与 n 的比值为 2:10。

$$\lambda = \frac{H_e}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (10.2.1-3)$$

式中 V ——钢板剪力墙的剪力设计值;

V_u ——钢板剪力墙的抗剪承载力;

f_y ——钢板剪力墙的抗拉强度设计值;

m ——单向拉压杆数量;

n ——单向划分的条带数;

λ ——钢板剪力墙的相对高厚比。

10.2.2 单侧连接钢板剪力墙的框架梁和框架柱, 在钢板平面内的抵抗矩应满足下列规定:

$$I \geq \frac{0.003 M_e H^4}{L} \quad (10.2.2)$$

式中 I ——框架柱或框架梁在钢板剪力墙平面内的抵抗矩 (mm^4);

H ——与钢板剪力墙相连框架梁的形心距离 (mm);

L ——与钢板剪力墙相连框架柱的形心距离 (mm)。

10.2.3 两边连接钢板剪力墙的抗剪承载力满足下式要求:

$$V \leq V_u \quad (10.2.3-1)$$

$$V_u = \tau_u \beta_u \quad (10.2.3-2)$$

$$\tau_u = [0.23 \ln(L_e / H_e) - 0.053 \ln(\lambda) + 0.73] \cdot f_y \quad (10.2.3-3)$$

$$\lambda = \frac{H_e}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (10.2.3-4)$$

τ_u ——两边连接钢板剪力墙的极限剪应力;

λ ——两边连接钢板剪力墙的相对高厚比。

10.3 加劲钢板剪力墙的计算

10.3.1 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或者采用无粘结螺栓连接。

10.3.2 设置加劲的钢板剪力墙，不宜采用利用其屈曲后强度的设计。竖向加劲肋宜在构造上采取不承受竖向应力的措施。

10.3.3 同时设置水平和竖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满足：

$$\text{开口加劲肋时 } \frac{a_x + a_y}{t} \leq 220 \sqrt{\frac{235}{f_d}} \quad (10.3.4-1)$$

$$\text{闭口加劲肋时 } \frac{a_x + a_y}{t} \leq 250 \sqrt{\frac{235}{f_d}} \quad (10.3.4-2)$$

10.3.4 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙，水平宜设置1~3道加劲肋，竖向宜设置1~5道竖向加劲肋，当加劲肋的刚度参数满足下式时，则只需验算区格的稳定性。

$$\gamma_x = \frac{EI_x}{Da_y} \geq 33, \quad \gamma_y = \frac{EI_y}{Da_x} \geq 50 \quad (10.3.5)$$

10.3.5 设置加劲的钢板剪力墙，应根据下列规定计算其稳定性：

1 通用长细比 $\lambda_x, \lambda_y, \lambda_b$ 应根据下列公式计算：

$$\lambda_x = \sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3}\tau_{cr0}}} \quad (10.3.5-1a)$$

$$\lambda_y = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr0}}} \quad (10.3.5-1b)$$

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{bcr0}}} \quad (10.3.5-1c)$$

2 弹塑性稳定系数应根据下列公式计算：

$$\varphi_x = \frac{1}{\sqrt[3]{0.738 + \lambda_x^6}} \leq 1.0 \quad (10.3.5-2a)$$

$$\varphi_y = \frac{1}{(1 + \lambda_y^{2.4})^{0.833}} \quad (10.3.5-2b)$$

$$\varphi_{hs} = \frac{1}{\sqrt{0.738 + \lambda_s^6}} \leq 1 \quad (10.3.5-2c)$$

3 稳定性计算应符合下列公式要求:

$$\tau \leq \varphi_s f_v \quad (10.3.5-3a)$$

$$\sigma_{\text{Gravity}} \leq 0.3 \varphi_s f \quad (10.3.5-3b)$$

$$\sigma_b \leq \varphi_{hs} f \quad (10.3.5-3c)$$

$$\left(\frac{\tau}{\varphi_s f_v} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{\varphi_{hs} f} \right)^2 + \frac{\sigma}{\varphi_s f} \leq 1 \quad (10.3.5-3d)$$

10.3.6 设置加劲的钢板剪力墙,其屈曲应力的计算应符合本规范附录 K 的规定。

10.3.7 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。

10.4 构造要求

10.4.1 非加劲钢板剪力墙与边缘构件的连接应符合下列规定:

- 1 四边连接钢板剪力墙与边缘构件可采用鱼尾板过渡的方式连接。
- 2 鱼尾板与边缘构件之间宜采用全熔透焊接,鱼尾板的厚度不应小于内嵌钢板的厚度。内嵌钢板与鱼尾板的连接宜采用焊接。当采用螺栓连接时,高强螺栓所能够承担的最大剪力应能使其分担的钢板条带达到屈服强度的 1.2 倍,同时高强螺栓承受所承担条带强度 10% 的拉力作用。

3 非加劲钢板剪力墙与边缘构件的连接宜在主体结构封顶之后进行。如果二者同步施工,则应考虑框架结构压缩变形对钢板墙承载力的折减。

10.4.2 非加劲钢板剪力墙在有洞口时应满足下列规定:

- 1 洞口边缘应设置边缘构件,其平面外的刚度应满足下式要求:

$$\gamma_y = \frac{EI_y}{Da_y} \geq 150 \quad (10.4.2)$$

- 2 钢板剪力墙的抗剪承载力,按照洞口高度处的水平剩余截面计算;
- 3 当钢板剪力墙考虑屈曲后强度时,竖向边缘构件宜采用工字形截面或双加劲肋,还应按照压弯构件验算边缘构件的平面内和平面外稳定。其压力等于剪力扣除屈曲承载力;弯矩等于拉力场水平分力按照均布荷载作用在两端固定的洞口边缘加劲肋上。

10.4.3 加劲钢板剪力墙与边缘构件的连接应符合下列规定：

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。

10.4.4 加劲钢板剪力墙在有洞口时应满足下列规定：

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，门洞口边的加劲肋的刚度，应不小于下式：

$$\gamma_y = \frac{EI_y}{Da_x} \geq 150 \quad (10.4.4)$$

加强了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 600 以上。

11 塑性调幅设计

11.1 一般规定

11.1.1 本章规定适用于不直接承受动力荷载的结构，包括

- 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 2 层-6 层框架结构；
- 3 采用单重抗侧力体系设计的框架支撑（剪力墙、核心筒等）结构中的框架部分，当框架承担的水平力小于等于该层总水平力的 20%（结构下部 1/3 楼层的数据）；核心筒(支撑架)能够承担所有水平力时，允许框架梁逐个采用塑性调幅设计。此时应避免在框架柱中形成塑性铰。

11.1.2 塑性调幅设计，仅适用于单向受力的构件。

11.1.3 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，考虑构件截面内塑性的发展及由此引起的内力重分配，用简单塑性理论进行内力分析。

连续梁以及双重抗侧力结构中的框架梁，当能够确保仅形成梁式塑性机构时，允许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，此时柱端弯矩不因梁端弯矩调幅而修正。水平荷载产生的弯矩不得进行调幅。

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。

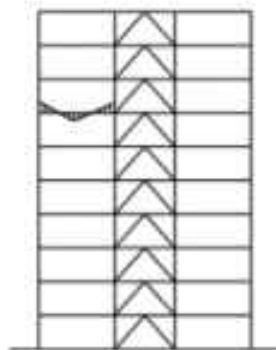


图 11.1.3 高层框架支撑结构的局部梁式塑性机构

11.1.4 按调幅法设计时，塑性铰处钢材的力学性能应满足强屈比 $f_u/f_y \geq 1.2$ ，伸长率 $\delta_5 \geq 15\%$ ，相应于抗拉强度 f_u 的应变 ϵ_u 不小于 20 倍屈服点应变 ϵ_y 。

11.1.5 采用塑性调幅设计的结构构件，板件的宽厚比，应根据本规范表 3.4.1 规定的截面类别，符合下列规定：

- 1 形成塑性铰、并发生塑性转动的截面，截面宽厚比不应超过 A 级截面的宽厚比限值；

2 最后形成塑性铰的截面，截面宽厚比不应超过 B 级截面的宽厚比限值；

3 不形成塑性铰的截面，截面宽厚比不宜超过 D 级截面的宽厚比限值。

11.1.6 抗侧力支撑架本身的梁柱构件，不得进行塑性调幅设计。

11.1.7 在设有支撑架的结构中，框架采用塑性调幅设计，当采用一阶弹性分析时，框架柱计算长度系数取为 1，组成支撑架的各构件的作用效应与承载能力的比值应不大于 $1-3.6\theta$ 。 θ 为框架柱同层的二阶效应系数，根据本规范 6.1.5 条的规定计算。

11.1.8 当采用一阶弹性分析时，连续梁和框架梁调幅的幅度、截面分类、挠度验算的规定见表 11.1.8。

表 11.1.8-1 钢梁调幅幅度、截面类别和位移验算

调幅幅度	截面类别	跨中截面类别	挠度增大系数	1~5 层 框架侧移增大系数	支撑一框架结构时 侧移限值增大系数
10	C 级	C 级	1	不变	不变
15	B 级	C 级	1	不变	不变
20	A 级	C 级	1	1.05	1.05
25	A 级	C 级	1.05	1.1	1.1
30	A 级	C 级	1.1	1.15	1.15

表 11.1.8-2 钢-混凝土组合梁调幅幅度、截面类别和侧移验算

梁分析模型	调幅幅度	负弯矩截面类别	跨中截面类别	挠度增大系数	侧移增大系数
变截面模型	5	A 级	B 级	1	1
	10	A 级	B 级	1.05	1.05
	15	A 级	B 级	1.1	1.1
等截面模型	15	B 级	C 级	1	1
	20	A 级	C 级	1	1.05
	25	A 级	B 级	1.05	1.1
	30	A 级	B 级	1.1	1.15

11.1.9 塑性设计的钢结构，当采用二阶弹塑性分析时，应符合附录 L 的规定。

11.2 构件的计算

11.2.1 弯矩 M_x (对 H 形和工字形截面 x 轴为强轴) 作用在一个主平面内的受弯构件，其弯曲强度应符合下式要求：

$$M_x \leq \gamma_x W_{nx} f \quad (11.2.1)$$

式中 W_{nx} ——塑性铰截面对 x 轴的弹性净截面模量，

γ_x —截面塑性开展系数

11.2.2 受弯构件的剪力 V 假定由腹板承受, 剪切强度应符合下式要求:

$$V \leq h_w f_v \quad (11.2.2)$$

式中 h_w, t_w —腹板高度和厚度;

f_v —钢材抗剪强度设计值。

11.2.3 受弯构件的剪力 $V \geq 0.5h_w f_v$ 时, 截面的塑性极限弯矩应该按照如下的应力分布计算:

11.2.4 上下翼缘的应力是 f , 腹板的正应力是 $f \sqrt{1 - \left(\frac{V}{h_w f_v}\right)^2}$ 。

11.2.5 弯矩作用在一个主平面内的压弯构件, 其强度应符合下列公式的要求:

当 $\frac{N}{A_n f} \leq 0.13$ 时:

$$M_x \leq \gamma_x W_{mx} f \quad (11.2.4-1)$$

当 $\frac{N}{A_n f} > 0.13$

$$M_x \leq 1.15 \left(1 - \frac{N}{A_n f}\right) \gamma_x W_{mx} f \quad (11.2.4-2)$$

式中 A_n —净截面面积。

压弯构件的压力 N 不应大于 $0.6A_n f$, 其剪切强度应符合公式(11.2.2)的要求。

11.2.6 弯矩作用在一个主平面内的压弯构件, 其稳定性应符合下列公式的要求:

1 弯矩作用平面内根据公式(9.2.1-1)计算。

有侧移失稳的计算长度系数, 应放大 10%。无侧移失稳的计算长度系数可取 1.0。

2 弯矩作用平面外根据公式(9.2.1-4)计算。

11.3 容许长细比和构造要求

11.3.1 受压构件的长细比不宜大于 $120\sqrt{235/f_{yk}}$ 。

11.3.2 当钢梁的上翼缘没有通长的刚性铺板、防止侧向弯扭屈曲的构件时, 在构件出现塑

性铰的截面处，必须设置侧向支承。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 $-1 \leq \frac{M_1}{W_{pl}f} \leq 0.5$ 时：

$$\lambda_y \leq (60 - 40 \frac{M_1}{\gamma_x W_{pl}f}) \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad (11.3.2-1)$$

当 $0.5 \leq \frac{M_1}{W_{pl}f} \leq 1$ 时：

$$\lambda_y \leq (45 - 10 \frac{M_1}{\gamma_x W_{pl}f}) \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad (11.3.2-2)$$

式中 λ_y ——弯矩作用平面外的长细比， $\lambda_y = \frac{l_1}{i_y}$ ， l_1 为侧向支承点间距离， i_y 为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， $M_1/(W_{pl}f)$ 为正；当为反向曲率时， $M_1/(W_{pl}f)$ 为负。

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7章和第9章内有关弯矩作用平面外的整体稳定计算确定。

11.3.3 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，其截面尺寸满足下式要求时，下翼缘可以不采用防止受压下翼缘侧向失稳的构造措施：

$$\sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr}}} \leq 0.25 \quad (11.3.3)$$

这里 $\sigma_{cr} = \frac{E}{2} \sqrt{\frac{b_{f2} t_{f2}^3}{I_f h_w}}$ ， b_{f2} 、 t_{f2} 分别是工字钢梁受压下翼缘的宽度和厚度， h_w 、 t_w 分别是工字钢截面腹板的高度和厚度。

当不满足(11.3.3)式的要求时，应采取如下措施之一保证受压下翼缘的侧向稳定：

1 布置间距不大于1.5倍梁高的加劲肋或工字钢腹板两侧填充与腹板有可靠拉结的混凝土，使得楼板对钢梁的侧向约束传导到受压下翼缘；填充混凝土时，混凝土应离开柱表面在一倍梁高，以避免梁端形成钢—混凝土组合截面。

2 受压下翼缘设置侧向支撑。

11.3.4 用作减少构件弯矩作用平面外计算长度的侧向支撑，其轴心力应分别按本规范第 8.5.1 条确定。

11.3.5 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能传递该处最大弯矩设计值的 1.1 倍，且不得低于 $0.25\gamma_c W_m f_c$ 。

11.3.6 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。

12 连接

12.1 一般规定

12.1.1 钢结构焊接连接构造设计宜符合下列要求:

- 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 避免焊缝密集和双向、三向相交。
- 5 焊缝位置避开高应力区。
- 6 根据不同焊接工艺方法合理选用坡口形状和尺寸。
- 7 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。

12.1.2 钢结构设计施工图中应标明下列焊接技术要求:

- 1 明确规定构件采用钢材的牌号和焊接材料的型号、性能要求及相应的国家现行标准。
- 2 明确规定结构构件相交节点的焊接部位、焊接方法、焊缝长度、焊缝坡口形式、焊脚尺寸、部分焊透焊缝的焊透深度、焊前预热或焊后热处理要求等特殊措施。
- 3 明确规定焊缝质量等级,有特殊要求时,应标明无损检测的方法和抽查比例。
- 4 明确规定工厂制作单元及构件拼装节点的允许范围,必要时提出结构设计应力图。

12.1.3 钢结构施工详图应标明下列焊接技术要求:

- 1 应对设计施工图中所有焊接技术要求进行详细标注。
- 2 应明确标注焊缝坡口详细尺寸,如有钢衬垫,应标注钢衬垫尺寸。
- 3 对于重型、大型钢结构,应明确工厂制作单元和工地拼装焊接的位置,标注工厂制作或工地安装焊缝。
- 4 应根据运输条件、安装能力、焊接可操作性和设计允许范围确定构件分段位置和拼装节点,按设计规范有关规定进行焊缝设计并满足设计施工图要求。

12.1.4 焊缝设计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,按下述原则分别选用不同的焊缝质量等级:

- 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予焊透,其质量等级为:
 - 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,受压时应为二级;
 - 2) 作用力平行于焊缝长度方向的纵向对接焊缝应为二级。
- 2 不需要疲劳计算的构件中,凡要求与母材等强的对接焊缝宜予焊透,其质量等级当受拉时应不低于二级,受压时宜为二级。
- 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 形接头焊缝均要求焊透,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。
- 4 部分焊透的对接焊缝,不要求焊透的 T 形接头采用的角焊缝或部分焊透的对接与角接组合焊缝,以及搭接连接采用的角焊缝,其质量等级为:
 - 1) 对直接承受动荷载且需要验算疲劳的构件和起重机起重量等于或大于 $50t$ 的中级工作制吊车梁以及梁柱、牛腿等重要节点,焊缝的质量等级应符合二级;
 - 2) 对其他结构,焊缝的外观质量等级可为三级。

12.1.5 T 形、十字形焊接角接接头,当其翼缘厚度 $\geq 40\text{mm}$ 时,宜采用对硫含量限制的钢板,或既对含硫量限制又对厚度方向性能有要求的钢板。

表 12.1.5 钢板含硫量及厚度方向性能

低硫钢板		厚度方向性能钢板 (GB/T5313)		
级别	含硫量 \leq (%)	级别	Z 向断面收缩率 \geq (%)	含硫量 \leq (%)
S1	0.01	Z15	15	0.01
S2	0.007	Z25	25	0.007
S3	0.005	Z35	35	0.005

12.1.6 焊接结构是否采用焊前预热或焊后热处理等特殊措施,应根据材质、焊件厚度、焊接工艺、施焊时环境温度以及结构的性能要求等因素来确定,焊接的最低预热温度与层间温度应按表 12.1.6 确定,或根据实际工程施焊时的环境温度通过工艺评定试验确定,并在设计文件中加以说明。

表 12.1.6 最低预热温度和层间温度($^{\circ}\text{C}$)

钢材牌号	接头最厚部件厚度 t (mm)				
	$t < 20$	$20 \leq t \leq 40$	$40 < t \leq 60$	$60 < t \leq 80$	$t > 80$
Q235	/	/	40	50	80
Q345	/	40	60	80	100

Q390,Q420	20	60	80	100	120
Q460	20	80	100	120	150

12.2 焊缝连接构造要求

12.2.1 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、圆形塞焊缝、圆孔或槽孔内角焊缝，对接焊缝包括熔透对接焊缝和部分熔透对接焊缝。

12.2.2 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。

在对接焊缝的拼接处，当焊件的宽度不同或厚度在一侧相差4mm以上时，应分别在宽度方向或厚度方向从一侧或两侧做成坡度不大于1:2.5的斜角(图12.2.2)；当厚度不同时，焊缝坡口形式应根据较薄焊件厚度选用坡口形式。直接承受动力荷载且需要进行疲劳计算的结构，斜角坡度不应大于1:4。

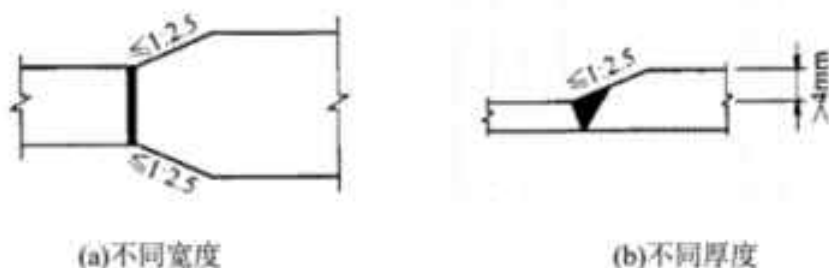


图 12.2.2 不同宽度或厚度钢板的拼接

12.2.3 全熔透对接焊缝采用双面焊时，反面应清根后焊接，其计算厚度 h_e 应为焊接部位较薄的板厚；采用加衬垫单面焊时，其计算厚度 h_e 应为坡口根部至焊缝表面（不计余高）的最短距离。

12.2.4 部分熔透对接焊缝及对接与角接焊缝，其焊缝计算厚度应根据焊接方法、坡口形状及尺寸，焊接位置分别对坡口深度予以折减，其计算方法按《钢结构焊接规范》(GB50661)执行。

在直接承受动力荷载的结构中，垂直于受力方向的焊缝不宜采用部分熔透对接焊缝。

12.2.5 角焊缝两焊脚边的夹角 α 一般为 90° （直角角焊缝），夹角 $\alpha > 135^\circ$ 或 $\alpha < 60^\circ$ 的斜角角焊缝，不宜作受力焊缝（钢管结构除外）。

在直接承受动力荷载的结构中，角焊缝表面应做成直线形或凹形。焊脚尺寸的比例：对正面角焊缝宜为 1:1.5（长边顺内力方向），对侧面角焊缝可为 1:1。

12.2.6 角焊缝的尺寸应符合下列要求：

1 角焊缝的焊脚尺寸 h_f (mm) 不得小于 $1.5\sqrt{t}$, t (mm) 为较厚焊件厚度 (当采用低氢型碱性焊条施焊时, t 可采用较薄焊件的厚度)。但对埋弧自动焊, 最小焊脚尺寸可减小 1mm; 对 T 形连接的单面角焊缝, 应增加 1mm。当焊件厚度等于或小于 4mm 时, 则最小焊脚尺寸应与焊件厚度相同。

2 角焊缝的焊脚尺寸不宜大于较薄焊件厚度的 1.2 倍 (钢管结构除外), 但板件 (厚度为 t) 边缘的角焊缝最大焊脚尺寸尚应符合下列要求:

- 1) 当 $t \leq 6\text{mm}$ 时, $h_f \leq t$;
- 2) 当 $t > 6\text{mm}$ 时, $h_f \leq t - (1 \sim 2)\text{mm}$;

圆孔或槽孔内的角焊缝焊脚尺寸不宜大于圆孔直径或槽孔短径的 1/3。

3 角焊缝的两焊脚尺寸一般为相等, 当焊件的厚度相差较大且等焊脚尺寸不能符合本条第 1、2 条款要求时, 可采用不等焊脚尺寸, 与较薄焊件接触的焊脚边应符合本条第 2 款的要求; 与较厚焊件接触的焊脚边应符合第 1 款的要求。

4 角焊缝的计算长度小于 $8h_f$ 或 40mm 时不应用作受力焊缝。

5 侧面角焊缝的计算长度不宜大于 $60h_f$ 。若内力沿侧面角焊缝全长分布时, 其计算长度不受此限。

6 圆形塞焊缝的直径不应小于 $t+8\text{mm}$, t 为开孔焊件的厚度, 且焊脚尺寸应符合下列要求:

- 1) 当 $t \leq 16\text{mm}$ 时, $h_f = t$;
- 2) 当 $t > 16\text{mm}$ 时, $h_f > t/2$ 且 $h_f > 16\text{mm}$ 。

12.2.7 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 $10h_f$ 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。

12.2.8 角焊缝连接, 应符合下列规定:

当板件的端部仅有两侧面焊缝连接时, 每条侧面角焊缝长度不宜小于两侧面角焊缝之间的距离; 同时两侧面角焊缝之间的距离不宜大于 $16t$ (当 $t > 12\text{mm}$) 或 190mm (当 $t \leq 12\text{mm}$), t 为较薄焊件的厚度。

当角焊缝的端部在构件的转角做长度为 $2h_f$ 的绕角焊时, 转角处必须连续施焊。

在搭接连接中, 搭接长度不得小于焊件较小厚度的 5 倍, 并不得小于 25mm。

12.3 焊缝连接计算

12.3.1 熔透对接焊缝或对接与角接组合焊缝的强度计算。

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缝或对接角接组合焊缝,其强度应按下列式计算:

$$\sigma = \frac{N}{l_w h_e} \leq f_t^w \text{ 或 } f_c^w \quad (12.3.1-1)$$

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)应按下列式计算折算应力:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1f_t^w \quad (12.3.1-2)$$

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;

12.3.2 直角角焊缝的强度计算。

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):

$$\sigma_f = \frac{N}{h_e l_w} \leq \beta_f f_f^w \quad (12.3.2-1)$$

侧面角焊缝(作用力平行于焊缝长度方向):

$$\tau_f = \frac{N}{h_e l_w} \leq f_f^w \quad (12.3.2-2)$$

2 在各种力综合作用下, σ_f 和 τ_f 共同作用处:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (12.3.2-3)$$

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 —角焊缝的计算厚度, 对直角角焊缝等于 $0.7h_f$, h_f 为焊脚尺寸(图 12.3.2);

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, $\beta_f=1.0$ 。

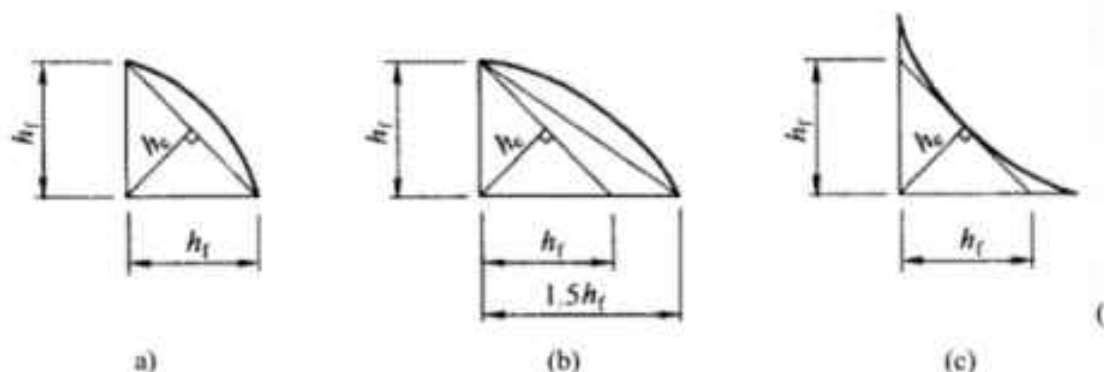


图 12.3.2 直角角焊缝截面

12.3.3 斜角焊缝计算。

两焊脚边夹角 $60^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$ 的 T 形接头, 其斜角角焊缝(图 12.3.3)的强度应按公式

(12.3.2-1) 至公式 (12.3.2-3) 计算, 但取 $\beta_f=1.0$, 其计算厚度为 $h_e = h_f \cos \frac{\alpha}{2}$ (根部间

隙 b 、 b_1 或 $b_2 \leq 1.5\text{mm}$) 或 $h_e = \left[h_f - \frac{b(\text{或 } b_1, b_2)}{\sin \alpha} \right] \cos \frac{\alpha}{2}$ (b 、 b_1 或 $b_2 > 1.5\text{mm}$ 但 $\leq 5\text{mm}$)。

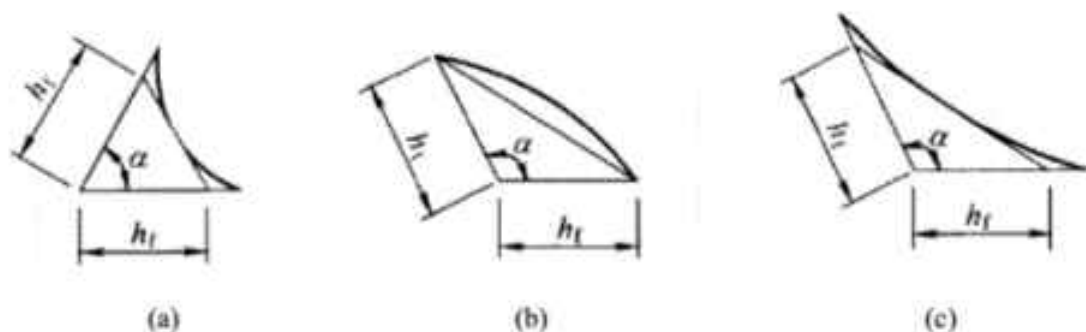


图 12.3.3-1 T 形接头的斜角角焊缝截面

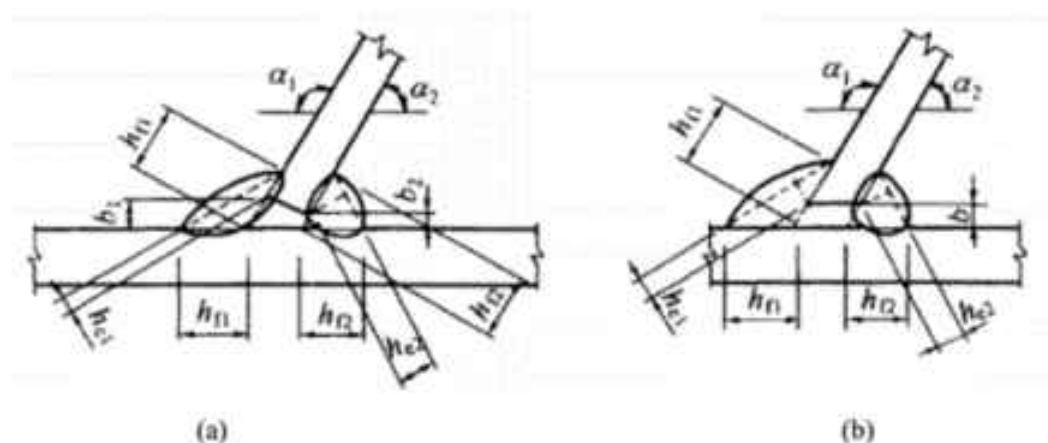


图 12.3.3-2 T 形接头的根部间隙和焊缝截面

12.3.4 圆形塞焊缝计算。

$$\tau_f = \frac{N}{A_w} \leq f_f^w \quad (12.3.4)$$

式中 A_w —塞焊缝圆形面积；

12.3.5 圆孔或槽孔内角焊缝计算。

$$\tau_f = \frac{N}{h_c l_w} \leq f_f^w \quad (12.3.5)$$

式中 l_w —圆孔内或槽孔角焊缝的计算长度；

12.3.6 部分熔透的对接焊缝(图 12.3.6a,b,d,e)和 T 形对接与角接组合焊缝(图 11.3.6c)的强度，应按角焊缝的计算公式(12.3.2-1)至公式(12.3.2-3)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 $\beta_f=1.0$ ，其计算厚度应采用：

1 V 形坡口(图 11.3.6a)：

当 $\alpha \geq 60^\circ$ 时， $h_c=s$ ；

当 $\alpha < 60^\circ$ 时, $h_e = 0.75s$ 。

2 单边 V 形和 K 形坡口(图 11.3.6b,c):

当 $\alpha = 45^\circ \pm 5^\circ$ 时, $h_e = s - 3$ 。

3 U 形和 J 形坡口(图 11.3.6d,e):

当 $\alpha = 45^\circ \pm 5^\circ$ 时, $h_e = s$ 。

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);为 V 形、单边 V 形或 K 形坡口角度。

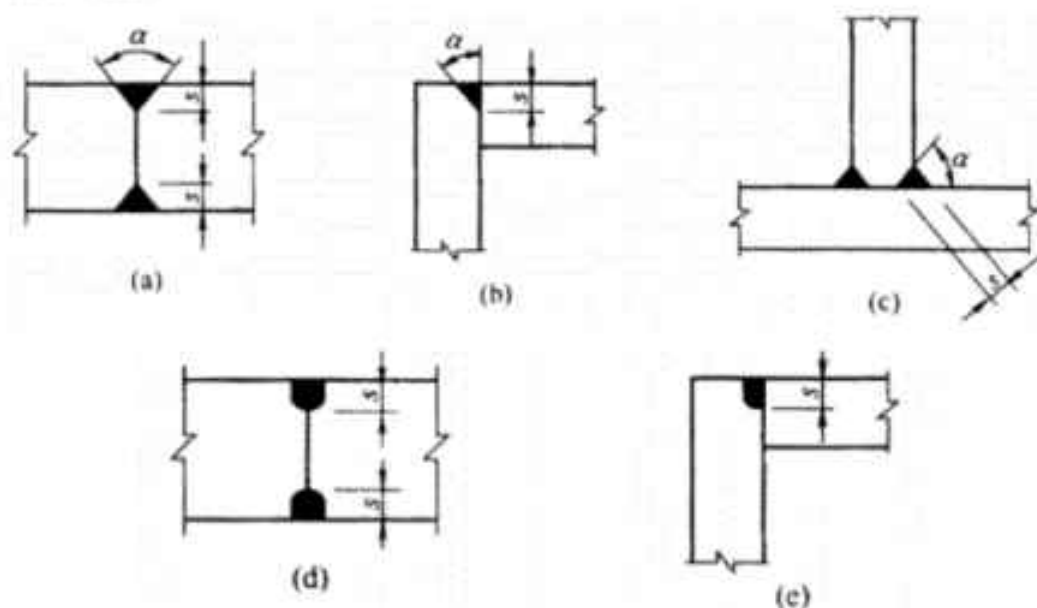


图 12.3.6 部分熔透的对接焊缝和其与角接焊缝的组合焊缝截面

当溶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。

12.3.7 侧面长角焊缝计算。

采用角接焊缝的搭接接头,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 , $\alpha_f = 1.5 - \frac{l_w}{120h_f} \geq 0.5$ 。

12.3.8 组合工字梁翼缘与腹板的双面角焊缝,其强度应按式(12.3.8)计算。

$$\frac{1}{2h_e} \sqrt{\left(\frac{VS_f}{I}\right)^2 + \left(\frac{\psi F}{\beta_f l_x}\right)^2} \leq f_f^w \quad (12.3.8)$$

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 、 β_f 和 l_x —按 7.1.3 条采用；

f —按 12.3.2 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，其强度可不计算。

12.4 紧固件连接构造要求

12.4.1 螺栓孔孔型及孔距。

1 B 级普通螺栓的孔径 d_0 比螺栓公称直径 d 大 0.2~0.5mm，C 级普通螺栓的孔径 d_0 比螺栓公称直径 d 大 1.0~1.5mm。

2 高强度螺栓承压型连接采用标准圆孔，其孔径 d_0 可按表 12.4.1-1 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 12.4.1-1 采用。同一连接面只能在盖板和芯板其中之一按相应的扩大孔，其余仍采用标准孔。

表 12.4.1-1 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	33
		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，厚度应满足：

- 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；
- 3) 冷弯薄壁型钢结构，垫圈或连续型垫板的厚度不宜小于连接板（芯板）的厚度。
- 4) 螺栓或铆钉的孔距和边距应按表 12.4.1-2 的规定采用。

表 12.4.1-2 螺栓或铆钉的孔距和边距值

名称	位置和方向		最大允许距离 (取两者的较小值)	最小允许距离
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	

			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 为螺栓或铆钉的孔距，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，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。

12.4.2 普通螺栓。

1 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的结构中的次要连接；
- 2) 承受静力荷载的可拆卸结构的连接；
- 3) 临时固定构件的安装连接。

2 对直接承受动力荷载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。

12.4.3 高强度螺栓。

1 在高强度螺栓连接范围内，构件接触面的处理方法应在施工图中说明。

2 当型钢构件采用高强度螺栓连接时，其拼接宜采用钢板。

12.4.4 铆钉连接。

沉头和半沉头铆钉不得用于其杆轴方向受拉的连接。

12.4.5 螺栓连接接头。

1 每一杆件在节点上以及拼接接头的一端，永久性的螺栓（或铆钉）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（或铆钉）。

2 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）或铆钉数目，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%(至少应增加一个铆钉),但铆合总厚度不得超过铆钉孔径的7倍。
- 3 连接薄钢板采用的自攻螺栓、钢拉铆钉(环槽铆钉)、射钉等应符合有关标准的规定。
- 4 沿杆轴方向受拉的螺栓(或铆钉)连接中的端板(法兰板),应适当增强其刚度(如加设加劲肋),以减少撬力对螺栓(或铆钉)抗拉承力的不利影响。

12.5 紧固件连接计算

12.5.1 普通螺栓、锚栓或铆钉连接应按下列规定计算:

1 在普通螺栓或铆钉受剪连接中,每个普通螺栓或铆钉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。

受剪承载力设计值:

$$\text{普通螺栓} \quad N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \quad (12.5.1-1)$$

$$\text{铆钉} \quad N_v^b = n_v \frac{\pi d_o^2}{4} f_v^r \quad (12.5.1-2)$$

承压承载力设计值:

$$\text{普通螺栓} \quad N_c^b = d \sum t f_c^b \quad (12.5.1-3)$$

$$\text{铆钉} \quad N_c^r = d_o \sum t f_c^b \quad (12.5.1-4)$$

式中 N_v —受剪面数目;

d —螺杆直径;

d_o —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_c^b, f_c^r —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:

$$\text{普通螺栓} \quad N_t^b = \frac{\pi d_c^2}{4} f_t^b \quad (12.5.1-5)$$

$$\text{锚栓} \quad N_t^a = \frac{\pi d_c^2}{4} f_t^a \quad (12.5.1-6)$$

$$\text{铆钉} \quad N_t^r = \frac{\pi d_o^2}{4} f_t^r \quad (12.5.1-7)$$

式中: d_c —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,应分别符合下列公式的要求:

$$\text{普通螺栓} \quad \sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1$$

$$N_v \leq N_c^b \quad (12.5.1-8)$$

$$\text{铆钉} \quad \sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^r}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^r}\right)^2} \leq 1$$

$$N_v \leq N_c^r \quad (12.5.1-9)$$

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;

12.5.2 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应按下列公式计算:

$$N_v^b = k_1 k_2 n_f \mu P \quad (12.5.2-1)$$

式中 N_v^b —一个高强度螺栓的抗剪承载力设计值;

k_1 —系数，对冷弯薄壁型钢结构（板厚 $\leq 6\text{mm}$ ）时取 0.8；其他情况取 0.9；

k_2 —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，按表 12.5.2-1 和表 12.5.2-2 取值；

P —一个高强度螺栓的预拉力，按表 12.5.2-3 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设计值取：

$$N_t^b = 0.8P \quad (12.5.2-2)$$

- 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，其承载力应按下式计算：

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1 \quad (12.5.2-3)$$

式中 N_v 、 N_t —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 12.5.2-1 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		构件的钢号				
		Q235 钢	Q345 钢	Q390 钢	Q420 钢	Q460 钢
普通钢结构	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	
冷弯薄壁型钢结构	抛丸（喷砂）	0.35	0.40	/	/	
	热轧钢材轧制面清除浮锈	0.30	0.35	/	/	
	冷轧钢材轧制面清除浮锈	0.25	/	/	/	

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号时， μ 按相应较低的取值。

3 采用其它方法处理时，其处理工艺及抗滑移系数值均需要试验确定。

表 12.5.2-2 涂层连接面的抗滑移系数

表面处理要求	涂装方法及涂层厚度	涂层类别	抗滑系数 μ
抛丸除锈, 达到 Sa2 $\frac{1}{2}$ 级	喷涂或手工涂刷, 50-75 μm	醇酸铁红	0.15
		聚氨酯富锌	
		环氧富锌	
	喷涂或手工涂刷, 50-75 μm	无机富锌	0.35
		水性无机富锌	
	喷涂, 30-60 μm	锌加 (ZINA)	0.45
喷涂, 80-120 μm	防滑防锈硅酸锌漆 (HES-2)		

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 12.5.2-3 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

12.5.3 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 应与摩擦型连接高强度螺栓相同, 连接处构件接触面应清除油污及浮锈。

2 在抗剪连接中, 每个承压型连接高强度螺栓的承载力设计值的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, 每个承压型连接高强度螺栓的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的高强度螺栓, 应符合下列公式的要求:

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

$$N_v \leq N_c^b / 1.2 \quad (12.5.3)$$

式中 N_v , N_t —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;

12.5.4 组合工字梁翼缘与腹板的铆钉 (或摩擦型连接高强度螺栓) 的承载力, 应按式 (11.5.4) 计算,

$$a \sqrt{\left(\frac{VS_f}{I}\right)^2 + \left(\frac{\alpha_1 \psi F}{I_x}\right)^2} \leq n_1 N_{mi}^r \text{ 或 } n_1 N_v^b \quad (12.5.4)$$

式中 a —翼缘铆钉 (或螺栓间距);

α_1 —系数, 当荷载作用于梁上翼缘而腹板刨平顶紧上翼缘板时, $\alpha_1=0.4$; 其它情况

$\alpha_1=1.0$;

n_1 —在计算截面处铆钉 (或螺栓) 的数量;

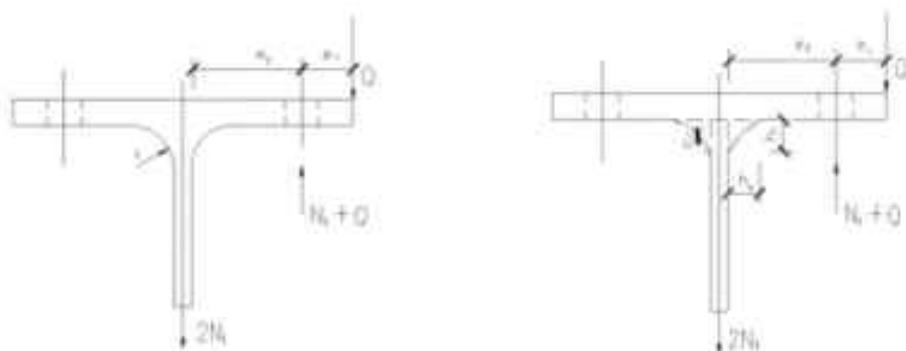
N_{mi}^r —一个铆钉的受剪和承压承载力设计值的较小值;

N_v^b —一个摩擦型连接的高强度螺栓的受剪承载力设计值。

注: 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 $F=0$ 。

12.5.5 螺栓连接撬力计算。

1 高强度螺栓受拉连接接头宜采用刚性大的 T 形连接件, 可选用热轧剖分 T 型钢 (图 12.5.5a) 或焊接 T 形连接件 (图 12.5.5b)。



(a) 热轧剖分 T 型钢

(b) 焊接 T 形连接件

图 12.5.5 T 形件连接

2 不考虑撬力作用时 T 形连接翼缘板的最小厚度 t_e 按下式计算:

$$t_c = \sqrt{\frac{4e_2 N_t^b}{bf}} \quad (12.5.5-1)$$

式中 b —T形板的宽度，按一个螺栓覆盖的宽度计算；

e_2 —考虑热轧型钢圆弧过渡和焊接T形件焊缝坡角过渡后，螺栓中心到T形件腹板边的计算距离（如图11.5.5a、b所示）。

一个受拉高强度螺栓抗拉承载力应满足

$$N_t \leq N_t^b \quad (12.5.5-2)$$

式中 N_t —一个高强度螺栓所受的轴向最大拉力；

N_t^b —一个高强度螺栓的抗拉承载力设计值， $N_t^b = 0.8P$

3 当T形连接件翼缘厚度小于 t_c 时，应考虑撬力作用。

1) 螺栓撬力最大允许值按式(12.5.5-3)计算：

$$Q_{\max} = N_t^b - N_t \quad (12.5.5-3)$$

式中： N_t —一个高强度螺栓所受的轴向最大拉力；

N_t^b —一个高强度螺栓的抗拉承载力设计值。

2) 螺栓撬力在最大允许值情况下，T形件翼缘板最小厚度 t_o 按式(12.5.5-4)计算：

$$t_o = \sqrt{\frac{4e_1}{bf} [(\rho+1)N_t - N_t^b]} \quad (12.5.5-4)$$

且满足： $(\rho-1)N_t - N_t^b \geq 0$

式中： N_t —一个高强度螺栓所受的轴向最大拉力；

N_t^b —一个高强度螺栓的抗拉承载力设计值；

$\rho = \frac{e_2}{e_1} \geq 0.8$ ； e_1 为螺栓边距，应符合 $e_1 \geq e_2$ 的要求。

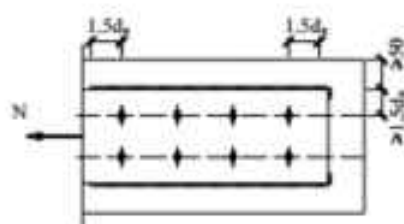
3) T形件翼缘板最小厚度 t_o 不宜小于连接螺栓的直径，且不宜小于16mm。

12.5.6 在构件的节点处或拼接接头的一端，当螺栓或铆钉沿轴向受力方向的连接长度 l

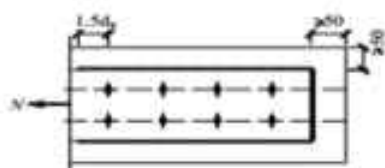
大于 $15d_0$ 时, 应将螺栓或铆钉的承载力设计值乘以折减系数 $\left(1.1 - \frac{l_1}{150d_0}\right)$, 当大于 $60d_0$ 时, 折减系数为 0.7, d_0 为孔径。

12.5.7 栓焊并用连接。

1 栓焊并用连接接头是在接头中一个连接部位, 同时以摩擦型高强度螺栓连接和贴角焊缝连接, 并共同承受同一剪力作用的连接。其连接构造如图 12.5.7 所示。栓焊并用连接的施工顺序宜为先高强度螺栓紧固, 后实施焊接。



(a) 高强度螺栓与侧焊缝并用



(b) 高强度螺栓与侧焊缝及端焊缝并用

图 12.5.7 栓焊并用连接接头

2 采用栓焊并用连接时, 高强度螺栓直径和焊缝尺寸应相互匹配, 栓和焊各自的抗剪承载力设计值均不宜小于总抗剪承载力的 $1/3$ 。

3 栓焊并用连接的抗剪承载力设计值分别按下式计算:

1) 高强度螺栓与侧焊缝并用连接

$$N_{wb} = N_b + 0.75N_{fw} \quad (12.5.7-1)$$

2) 高强度螺栓与侧焊缝及端焊缝并用连接

$$N_{wb} = 0.85N_b + N_{fe} + 0.25N_{fw} \quad (12.5.7-2)$$

式中 N_{wb} — 栓焊并用连接抗剪承载力设计值;

N_b — 侧焊缝抗剪承载力设计值;

N_{fe} — 端焊缝抗剪承载力设计值;

N_{fw} — 高强度螺栓摩擦型连接抗滑移承载力设计值。

4 当栓焊并用连接应用在负载下的改造、加固工程时, 其设计应符合以下规定:

- 1) 高强度螺栓摩擦型连接和贴角焊缝焊接连接分别承担加固焊接补强前的荷载和加固焊接补强后所增加的荷载。
 - 2) 当加固前进行卸载或加固焊接补强前的荷载小于高强度螺栓摩擦型连接承载力设计值 25%时, 可按国家行业标准《钢结构高强度螺栓连接技术规程》JGJ82-2011 第 5.5.3 条进行连接设计。
- 5 当栓焊并用连接采用先栓后焊的施工工序时, 应在焊接 24 小时后对离焊缝 100mm 范围内的高强度螺栓补拧, 补拧扭矩应为施工终拧扭矩值。
- 6 高强度螺栓摩擦型连接不宜与垂直应力方向的贴角焊缝(端焊缝)单独并用连接。

13 节点

13.1 一般规定

13.1.1 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。

13.1.2 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，当有抗震设防要求时，尚应按照本规范 3.5 节的规定进行地震作用组合验算，节点除符合本节的规定外，尚应符合第 3.5 节及 18 章的相关规定。

13.1.3 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。

13.1.4 特殊节点应通过有限元分析确定其承载力，新型节点宜通过试验验证其承载力。

13.1.5 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。

13.2 连接板节点

13.2.1 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 形连接时，其母材和焊缝都应按有效宽度进行强度计算（图 13.2.1）。

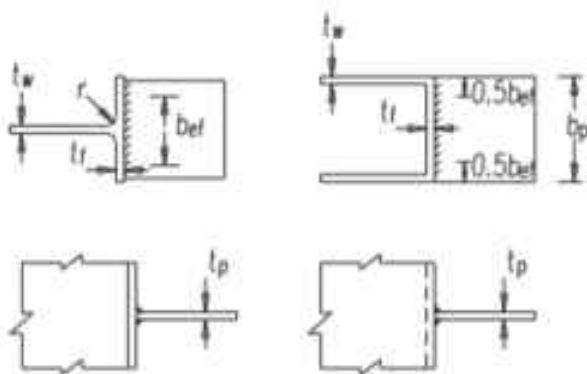


图 13.2.1 未加劲 T 形连接节点的有效宽度

1 工字形或 H 形截面杆件的有效宽度应按下列公式计算：

$$b_{ef} = t_w + 2s + 7kt_f \quad (13.2.1-1)$$

$$k = (t_w / t_f) \times (f_{y,c} / f_{y,p}) \quad (13.2.1-2)$$

当 $k > 1$ 时取 1。

式中 b_{ef} ——T形结合的有效宽度；

$f_{y,c}$ ——被连接杆件的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 ——连接柱翼缘的连接板厚度。

尺寸 s 的取值，对轧制工字形或 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 当箱形或槽形截面杆件的连接板件宽度和翼缘宽度相近时，有效宽度应按下列式计

$$\text{算：} \quad b_{ef} \leq 2t_w + 5kt_f \quad (13.2.1-3)$$

当 $k > 1$ 取 $k=1$

3 有效宽度 b_{ef} 尚应满足下列式要求：

$$b_{ef} \geq \frac{f_{y,c} b_f}{f_{u,p}} \quad (13.2.1-4)$$

式中 $f_{u,p}$ ——连接板的极限强度；

b_p ——连接板宽度。

当节点板不满足 (13.2.1-4) 式要求时，被连接杆件的翼缘应设置加劲。

4 连接板与翼缘的焊缝应按能传递连接板的抗力 $b_p t_p f_{yp}$ （假定为均布应力）进行设计。

13.2.2 连接节点处板件在拉、剪作用下的板抗拉脱承载力应按下列规定进行计算：

焊缝连接节点处板件在拉、剪作用下的抗拉脱承载力设计值应按公式 (13.2.2-1) 计算：

$$N_n^d = f \sum (\eta_i A_i) \quad (13.2.2-1)$$

$$A_i = d_i \quad (13.2.2-2)$$

$$\eta_i = \frac{1}{\sqrt{1+2\cos^2 \alpha_i}} \quad (13.2.2-3)$$

式中 N_n^y ——连接板的抗撕裂承载力设计值；

A_i ——第 i 段破坏面的截面积；

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 12.2.2-1）

η_i ——第 i 段的拉剪折算系数；

α_i ——第 i 段破坏线与拉力轴线的夹角。

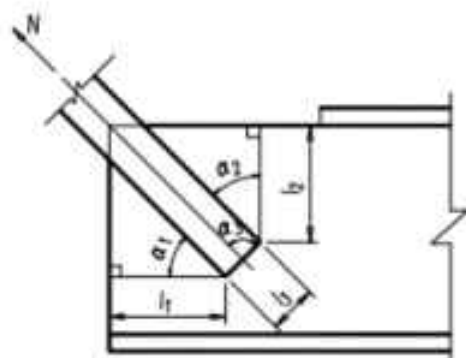


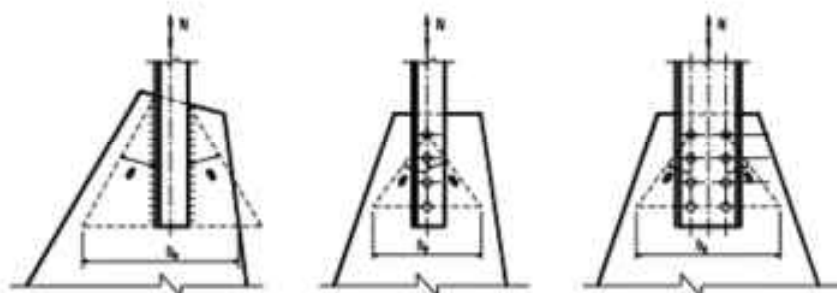
图 13.2.2-1 焊缝连接节点板件的撕裂破坏

13.2.3 桁架节点板（杆件轧制 T 形和双板焊接 T 形截面者除外）的承载力除可按第 13.2.2 条相关公式计算外，也可用有效宽度法按下式计算：

$$N_n^y = f b_e t \quad (13.2.3-1)$$

式中 N_n^y ——连接板的承载力设计值；

b_e ——板件的有效宽度（图 13.2.3）；当用螺栓（或铆钉）连接时（图 13.2.3b、c），应减去孔径，孔径应取比螺栓（或铆钉）标称尺寸大 4mm。



(a) 焊缝连接

(b) 螺栓（铆钉）连接

(c) 螺栓（铆钉）连接

图 13.2.3 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° 。

13.2.4 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 对有整腹杆相连的节点板, 当 $c/t \leq 15\sqrt{235/f_{yk}}$ 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 M 进行稳定计算, 在任何情况下, c/t 不得大于 $22\sqrt{235/f_{yk}}$ 。

2 对无整腹杆相连的节点板, 当 $c/t \leq 10\sqrt{235/f_{yk}}$ 时, 节点板的稳定承载力可取为 $0.8b_y t f$ 。当 $c/t > 10\sqrt{235/f_{yk}}$ 时, 应按本规范附录 M 进行稳定计算, 但在任何情况下, c/t 不得大于 $17.5\sqrt{235/f_{yk}}$ 。

13.2.5 当用 13.2.2 条至 13.2.3 条方法计算桁架时, 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 $30^\circ \sim 60^\circ$ 之间;

3 节点板的自由边长度 l_f 与厚度 t 之比不得大于 $60\sqrt{235/f_{yk}}$, 否则应沿自由边设加劲肋予以加强。

13.2.6 杆件与节点板的连接焊缝 (图 13.2.6) 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。

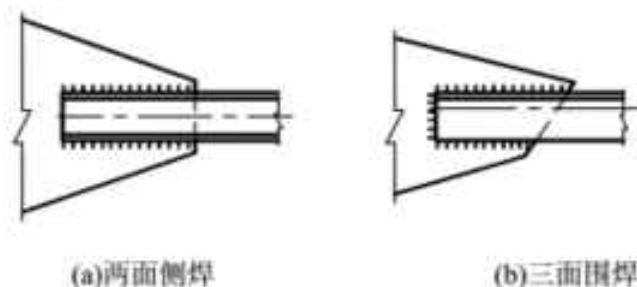


图 13.2.6 杆件与节点板的焊缝连接

13.2.7 节点板厚度一般根据所连接杆件内力的大小确定, 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。

13.3 梁柱连接节点

13.3.1 梁柱连接节点的计算假定, 应根据其强度和刚度分类符合表 13.3.1-1 的要求。

表 13.3.1-1 梁柱节点的综合分类

强度 刚度	铰接连接	欠强连接	等强连接	超强连接
铰接	铰接	铰接		
半刚性	铰接	半刚性	半刚性	
刚性		满足弹性承载力设计要求 时刚接, 否则半刚性	刚接	刚接
转动能力	有足够转动能力	有足够转动能力	有足够转动能力	不检查转动能力

1 根据梁柱连接的初始刚度 R_{ki} , 按刚度将梁柱连接分为铰接连接、刚性连接和半刚性连接三种类型, 见表 13.3.1-2。

表 13.3.1-2 节点类型分类

节点类型	判别条件
铰接节点	$R_{ki} \leq 0.5 \sum EI_b / l_b$
刚接节点	$R_{ki} \geq k_b \sum EI_b / l_b$
半刚性节点	$0.5 \sum EI_b / l_b \leq R_{ki} \leq k_b \sum EI_b / l_b$

注: 1 表中 l_b 为梁的跨度, I_b 为梁的惯性矩;

2 当结构为无侧移框架结构时, $k_b = 8$, 有侧移框架结构时, $k_b = 25$ 。

2 梁柱节点连接节点, 根据连接的强度分为以下 4 类:

- 1) 铰接连接: 连接有足够的转动能力, 且极限承载力不大于被连接梁的塑性弯矩的 25%;
- 2) 等强连接: 连接有足够的转动能力, 且极限承载力不低于被连接梁的塑性弯矩;
- 3) 欠强连接: 连接有足够的转动能力, 且极限承载力大于铰接连接小于等强连接;
- 4) 超强连接: 极限承载力不低于被连接梁的塑性弯矩的 1.2 倍, 对连接的转动能力无要求。

13.3.2 梁柱连接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, 当梁与柱采用刚性或半刚性连接时, 应进行下列验算:

- 1 梁与柱的连接在弯矩和剪力作用下的承载力;
- 2 被连接截面承载力的一半;
- 3 节点域的抗剪强度。

13.3.3 当梁柱采用刚性连接时, 由柱翼缘与横向加劲肋包围的柱腹板节点域, 抗剪强度应

按下列公式计算:

$$\frac{M_{b1} + M_{b2}}{V_p} \leq \tau_{cr} \quad (13.3.3-1)$$

节点域两侧梁截面高度不相同, 采用以下公式验算节点域的抗剪强度:

$$\left(\frac{M_{b1}}{h_{b1}} + \frac{M_{b2}}{h_{b2}} \right) / h_c t_w \leq \tau_{cr} \quad (13.3.3-2)$$

式中: M_{b1} 、 M_{b2} —分别为节点域两侧梁端弯矩设计值;

h_{b1} 、 h_{b2} —节点域左右侧梁腹板的高度;

V_p —节点域的体积, 柱为 H 形或工字形截面时: $V_p = h_b h_c t_w$, 柱为箱形截面时:

$V_p = 1.8 h_b h_c t_w$, 柱为圆管截面时: $V_p = (\pi/2) h_b h_c t_w$;

h_c 、 h_b —分别为柱腹板宽度和梁腹板高度;

t_w —柱腹板节点域的厚度;

τ_{cr} —临界剪应力:

当用于腹板受剪计算时的通用高厚比 $\lambda_s \leq 0.4$ 时, $\tau_{cr} = \frac{4}{3} f_v$;

当 $0.4 < \lambda_s \leq 0.8$ 时, $\tau_{cr} = f_v$;

当 $0.8 < \lambda_s \leq 1.2$ 时, $\tau_{cr} = [1 - 0.59(\lambda_s - 0.8)] f_v$;

当 $\lambda_s > 1.2$ 时, $\tau_{cr} = 1.1 f_v / \lambda_s^2$;

当梁柱截面类型为 A 级~D 级时, λ_s 应不小于 0.8; 当梁柱截面类型为 E 级时, λ_s 应不小于 1.4。 λ_s 可按本规范公式 (7.4.3-3c, 3d) 计算

当节点域厚度不满足公式 (13.3.3-1) 或 (13.3.3-2) 的要求时, 对 H 形组合截面柱宜将柱腹板在节点域局部加厚, 腹板加厚的范围应伸出梁的上下翼缘外不小于 150mm 处, 对 H 形轧制型钢柱, 可贴焊补强板加强, 加强板上下边可不伸过柱腹板的横向加劲肋, 补强板与加劲肋连接的角焊缝应能传递补强板所分担的剪力, 焊缝计算厚度不宜小于 5mm, 补强板侧边应用角焊缝与柱翼缘连接, 其板面尚应采用塞焊与柱腹板连成整体, 塞焊点之间的距离不应大于较薄焊件厚度的 $21\sqrt{235/f_{sk}}$ 倍, 对延性要求较低的结构可采用斜向加劲肋加强。

13.3.4 当工字形梁翼缘采用焊透的 T 形对接焊缝而腹板采用摩擦型高强度螺栓或焊缝与

H形柱的翼缘相连,满足下列要求时,柱的腹板可不设置水平加劲肋:

- 1 在梁的受压翼缘处,柱腹板厚度 t_w 应同时满足:

$$t_w \geq \frac{A_e f_b}{b_e f_c} \quad (13.3.4-1)$$

$$t_w \geq \frac{h_c}{30} \sqrt{\frac{f_{yc}}{235}} \quad (13.3.4-2)$$

式中: A_e —梁受压翼缘的截面积;

f_c —柱钢材抗拉、抗压强度设计值;

f_b —梁钢材抗拉、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_c —柱腹板的宽度;

f_{yc} —柱钢材屈服点。

- 2 在梁的受拉翼缘处,柱翼缘板的厚度 t_c 应满足:

$$t_c \geq 0.4 \sqrt{A_e f_b / f} \quad (12.3.8-3)$$

式中 A_e —梁受拉翼缘的截面积。

13.3.5 梁柱连接节点处柱腹板横向加劲肋时应满足下列要求:

- 1 横向加劲肋应能传递梁翼缘传来的集中力,其厚度应为梁翼缘厚度的 0.5~1.0 倍;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,并用焊透的 T 形对接焊缝与柱翼缘连接。当梁与 H 形截面柱的腹板垂直相连形成刚接时,横向加劲肋与柱腹板的连接也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 当采用斜向加劲肋来提高节点域的抗剪承载力时,斜向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。

13.3.6 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 12.4.1-2 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;

13.3.7 框架梁与柱的刚性连接宜采用柱贯通型,在互相垂直的两个方向都与柱刚性连接的柱,宜采用箱形截面,采用电渣焊时,壁厚不小于16mm,小于此值时应采用H形柱或冷成型柱,或改用梁贯通型连接;仅在一个方向刚接时,柱宜采用工字形截面,并将柱腹板连接移至刚接框架平面内。当采用钢管(圆管、方管)柱且壁板厚度 $\leq 20\text{mm}$ 或为冷成型柱时,梁柱连接宜采用隔板贯通式节点。

13.3.8 箱形截面(钢管)柱和梁采用刚性连接时,在柱内梁翼缘的对应位置,宜设置水平隔板;当箱形(钢管)柱截面较小时,为了方便加工,也可在梁翼缘的对应位置,沿箱形(钢管)柱外圈设置水平加劲环。

13.3.9 工字形钢梁与箱形(圆管、方管)柱刚性连接采用隔板贯通式节点时,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 $40\text{mm} \leq l \leq 60\text{mm}$;隔板应采取措施避免层状撕裂,厚度宜比梁翼缘厚度大一级,并不应小于柱最薄壁板的厚度。

13.3.10 当梁柱节点采用半刚性连接时,应符合下列规定:

1 框架梁与柱的半刚性连接宜采用柱贯通型,并宜采用端板连接和顶底角钢连接(图13.3.10)。

2 梁柱连接处混凝土板中抵抗负弯矩钢筋应具有足够的锚固长度,最小锚固长度应符合现行国家规范《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2010) 8.3节的相关规定。钢筋的锚固长度从柱边缘开始起算。

3 在钢柱腹板上的钢梁上下翼缘位置,均宜设置横向加劲肋。当抗震设防烈度不高于7度(设计基本地震加速度 $\leq 0.1g$)时,可在钢梁下翼缘位置设加劲肋。

4 半刚性梁柱连接节点的极限弯矩承载力 M_u 应满足下式要求

$$1.2M_u \leq M_{lp} \quad (13.3.10-1)$$

$$1.2 \sum M_u \leq \sum W_c (f - N / A_c) \quad (13.3.10-2)$$

式中, M_{lp} ——梁塑性弯矩承载力;

W_c ——汇交于梁柱节点上端或下端柱截面抵抗矩;

A_c ——汇交于梁柱节点上端或下端柱截面面积;

f ——钢材强度设计值;

N ——按多遇地震作用组合得出的柱轴力;

M_u ——梁柱连接节点极限弯矩承载力;

$\sum M_u$ ——梁柱交汇处的左侧梁柱连接节点与右侧梁柱连接节点极限弯矩承载力之和。

梁柱连接节点极限弯矩承载力应采用有可靠依据的计算方法确定。但计算依据不充分时,应采用试验方法确定,同一连接节点的试件数量不应少于3个。

当节点处楼板内的钢筋满足第2款规定时,可考虑楼板内钢筋对梁柱连接节点负弯矩极限承载力的贡献。

5 当半刚性梁柱连接节点的极限弯矩承载力符合第4款规定且转动能力满足设计要求时,可采用塑性分析法,进行半刚性连接框架梁在竖向荷载作用下的分析与设计。设计时可只考虑该梁仅承受竖向荷载作用(梁两端形成塑性铰),而不考虑其承受水平荷载作用(水平荷载下结构分析时,梁两端按铰接考虑)。

6 半刚性梁柱连接处楼板内受力钢筋的连接接头宜避开梁端,钢筋连接可采用机械连接、绑扎搭接或焊接。

13.4 销轴连接

13.4.1 销轴应进行承压、抗剪和抗弯承载力验算。

13.4.2 销轴可采用 Q235 或 Q345,必要时也可采用 45 号钢、35CrMo 或 40Cr 等钢材。

当销轴直径较大时,如直径 120mm 以上,宜采用锻造加工工艺。在设计文件中应注明对销轴和耳板销轴孔精度、表面质量和销轴表面处理的要求。

13.4.3 销轴连接构造要求

1 通过销轴孔中心作垂直于受力方向的切面,孔中心离切面两侧边缘距离应相等(图 12.4.4-1);

2 销轴孔径与销轴直径相差不大于 1mm;

3 耳板两侧宽厚比 b/t 宜小于 4,几何尺寸应符合下列规定:

$$a \geq \frac{4}{3} b_{eff} \quad (13.4.3-1)$$

$$b_{eff} = 2t + 16 \leq b \quad (13.4.3-2)$$

式中, b ——为连接耳板两侧边缘与销轴孔边缘净距, mm ;

t ——为耳板厚度, mm 。

a ——顺受力方向,销轴孔边距板边缘最小距离, mm 。

13.4.4 销轴与连接耳板计算 (图 13.4.4-1)

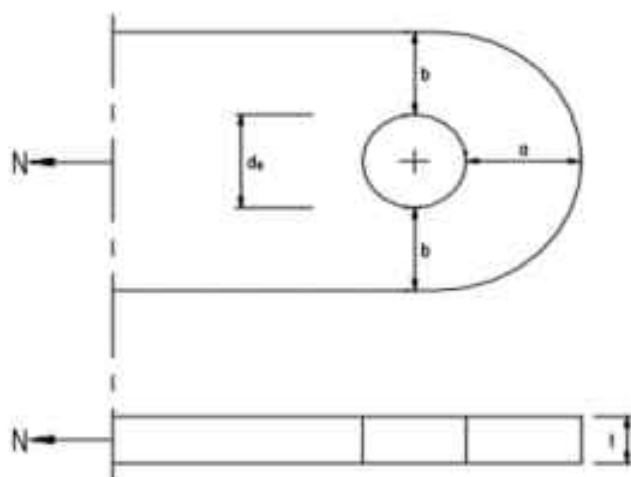


图 13.4.4-1 销轴连接耳板

- 1 销轴孔净截面的抗拉强度按下式验算

$$\sigma = \frac{N}{2tb_1} \leq f \quad (13.4.4-1)$$

$$b_1 = \min(2t + 16, b - \frac{d_0}{3}) \quad (13.4.4-2)$$

式中 N ——杆件轴向拉力设计值, N

t ——耳板厚, mm ;

b ——耳板两侧边缘与销轴孔边缘净距, mm ;

d_0 ——销轴孔径, mm 。

f ——耳板抗拉强度设计值, N/mm^2 。

- 2 耳板端部抗拉(劈开)强度按下式验算,

$$\sigma = \frac{N}{2t(a - \frac{2d_0}{3})} \leq f \quad (13.4.4-3)$$

- 3 耳板抗剪强度按下式验算,

$$\tau = \frac{N}{2tZ} \leq f_v \quad (13.4.4-4)$$

式中 a ——顺受力方向, 销轴孔边距板边缘最小距离, mm 。

Z ——耳板端部抗剪截面宽度（如图 12.4.4-2 所示）， mm ；

f_v ——耳板钢材抗拉强度和抗剪强度设计值， N/mm^2 。

Z 可近似按下式计算：

$$Z = \sqrt{(a + d_0/2)^2 - (d_0/2)^2} \quad (13.4.4-5)$$

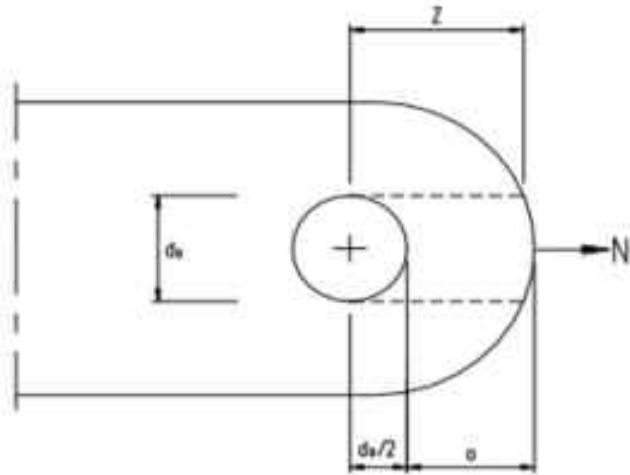


图 13.4.3-2 销轴连接耳板受剪面示意图

4 销轴承压强度按下式验算：

$$\sigma_c = \frac{N}{dt} \leq f_c^b \quad (13.4.4-6)$$

式中 d ——销轴直径， mm ；

f_c^b ——销轴连接中耳板的承压强度设计值， N/mm^2 。

5 销轴抗剪强度按下式验算

$$\tau_b = \frac{N}{n_v \pi \frac{d^2}{4}} \leq f_v^b \quad (13.4.4-7)$$

式中 n_v ——受剪面数目；

f_v^b ——销轴的抗剪强度设计值， N/mm^2 。

6 销轴的抗弯强度按下式验算

$$\sigma_b = \frac{M}{1.5 \frac{\pi d^3}{32}} \leq f^b \quad (13.4.4-7)$$

式中 M ——销轴计算截面弯矩设计值, $N \cdot mm$;

f^b ——销轴的抗弯强度设计值, N/mm^2 。

销轴可按图 12.4.4-3(b)荷载模型计算剪力和弯矩。

计算截面同时受弯受剪时组合强度按下式验算:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_b}{f^b}\right)^2 + \left(\frac{\tau_b}{f^b}\right)^2} \leq 1 \quad (13.4.4-8)$$

13.5 铸钢节点

13.5.1 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。

13.5.2 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:

$$\sigma_n \leq \beta_f f \quad (13.6.2-1)$$

$$\sigma_n = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (13.6.2-2)$$

式中 σ_n ——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, $\beta_f = 1.1$ 。

13.5.3 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。

13.5.4 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。

13.5.5 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。

13.5.6 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,铸钢件毛皮尺寸的容许偏差应符合现行国家标准或设计文件的要求。

13.6 预应力索节点

13.6.1 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。

13.6.2 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。

13.6.3 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的材料；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。

13.7 支座

13.7.1 梁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，且不宜小于 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，其中突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。

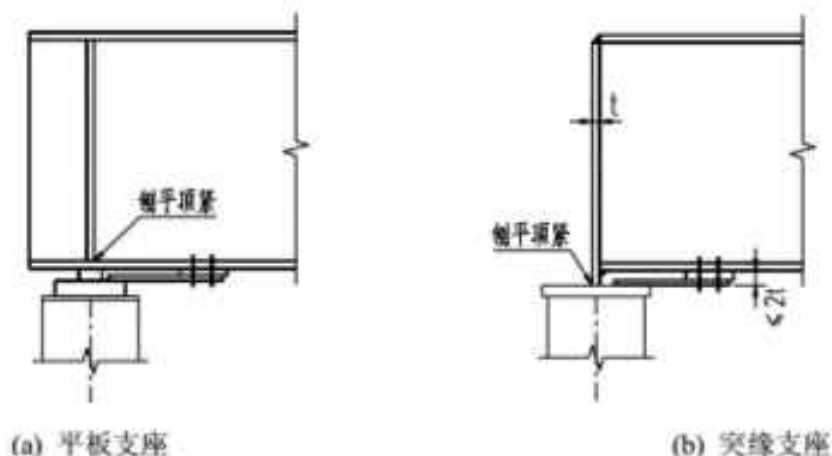


图 13.1.1

13.7.2 轴心受压柱或压弯柱的端部为铣平端时，柱身的最大压力直接由铣平端传递，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。

13.7.3 弧形支座(图 12.7.8a)和滚轴支座(图 12.7.8b)中的圆柱形弧面与平板为线接触,其支座反力 R 应满足下式要求:

$$R \leq 40ndlf^2 / E \quad (13.7.3)$$

式中 d ——对滚轴支座为滚轴直径,对弧形支座为弧形表面接触点曲率半径 r 的 2 倍;

n ——滚轴数目,对弧形支座 $n=1$;

l ——弧形表面或滚轴与平板的接触长度。



图 13.7.3 弧形支座与辊轴支座示意图

弧形支座的材料宜用铸钢,单面弧形支座板也可用或钢板加工而成。

13.7.4 铰轴式支座的圆柱形枢轴(图 12.7.9),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,其承压应力应按下式计算:

$$\sigma = \frac{2R}{dl} \leq f \quad (13.7.4)$$

式中 d ——枢轴直径;

l ——枢轴纵向接触面长度。

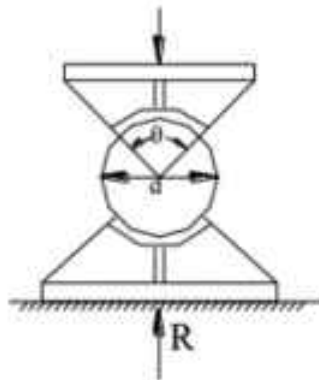


图 13.7.4 铰轴式支座示意图

13.7.5 板式橡胶支座适用于要求支座反力较大、有一定水平位移与较小转角位移的结构。板式橡胶支座设计应符合下列规定：

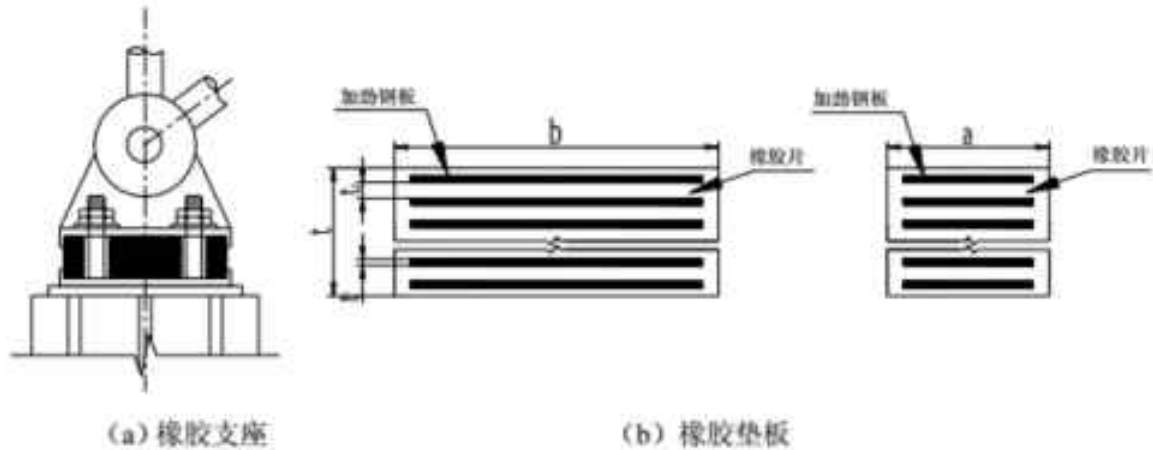


图 13.7.5 板式橡胶支座

- 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涂覆酚醛树脂等防老化措施，并应考虑长期使用后因橡胶老化进行更换的可能性。

13.7.6 对于受力复杂或大跨度结构，为适应支座处转角、位移和大的上拔力及水平力的需要，宜采用球形支座。球形支座应根据需要采用固定、单向滑动或双向滑动等形式。

球形支座上盖板、球芯、底座和箱体均应采用铸钢加工制作，滑动面应采用相应的润滑、支座整体应采用防尘及防锈措施。

13.8 柱脚

13.8.1 高层结构框架柱的柱脚应采用埋入式柱脚，可采用插入式柱脚及外包式柱脚；多层结构框架柱的柱脚宜采用埋入式柱脚，可采用插入式柱脚及外包式柱脚，也可采用外露式实腹柱脚；单层厂房柱柱脚宜采用插入式柱脚，可采用外露式实腹或分离柱脚；轻型门式刚架宜采用外露式柱脚。

外包式、埋入式及插入式柱脚，钢柱脚在与混凝土接触的范围，不得刷油漆；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；

(I) 外露式柱脚

13.8.2 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。抗剪键与柱脚底板的焊缝应等强焊接，其埋深可按下式计算。

$$h \geq 1.45 \frac{V}{f_c b} \quad (13.8.2)$$

式中： V —— 柱脚剪力；

f_c —— 混凝土轴心抗压强度设计值；

b —— 抗剪键宽度。

13.8.3 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。其厚度不宜小于柱肢翼缘厚度的 1.5 倍或 30mm。轻型钢结构柱脚底板不宜小于 20mm。

13.8.4 实腹柱脚受拉侧锚栓的总有效面积应根据柱脚底板下混凝土基础反力的分布状况计算确定，锚栓直径不宜小于 24mm。分离柱脚锚栓直径不宜小于 30mm。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，以传递锚栓的全部拉力。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。

非受力锚栓宜采用 Q235B 钢制成，锚栓在混凝土基础中的锚固长度不宜小于直径的 20 倍。当锚栓直径大于 40mm 时，锚栓端部宜焊锚板，其锚固长度不宜小于直径的 12 倍。

(II) 外包式柱脚

13.8.5 外包式柱脚应符合下列规定：

1 当仅有一层地下室时，柱脚（图 13.8.5-1）底板可位于基础顶面，柱脚混凝土外包高度，H 形截面柱宜大于柱截面高度的 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；当有多层地下室时，柱脚（图 13.8.5-2）至少应向地下室延伸一层；外包混凝土厚度，对 H 形截面柱不宜小于 180mm，对矩形管或圆管柱不宜小于 200mm，其强度等级不宜低于 C30。

2 柱脚底板尺寸和厚度应根据外包混凝土顶部箍筋处柱的轴心力、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，其厚度不宜小于 20mm。

3 柱脚锚栓按构造要求设置，直径不宜小于 20mm，锚固长度不宜小于直径的 20 倍。当柱承受拉力时，锚栓的内力应与其与混凝土之间的粘结力传递。

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 7.4 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。浇灌高度应大于外包混凝土，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现行国家标准《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。

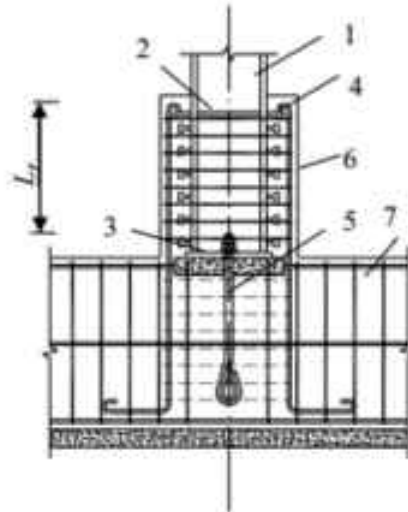


图 12.8.6-1 外包式柱脚（无地下室）

- 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

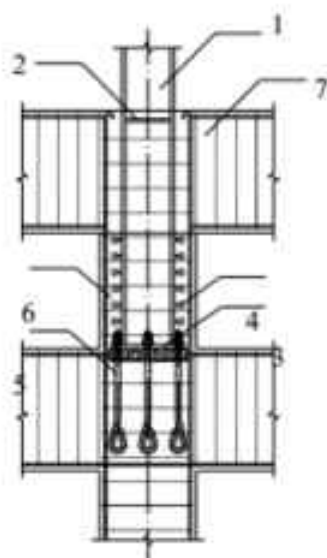


图 12.8.6-2 外包式柱脚（有地下室）

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—顶层钢筋混凝土梁

13.8.6 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。在柱计算平面内，一侧翼缘上栓钉数目可按下式计算：

$$n = \left(\frac{M}{h_c - t_f} + 0.08N \right) / N_V^c \quad (13.8.6)$$

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 ——柱截面高度；

t_f ——柱翼缘厚度；

N_V^c ——一个圆头栓钉受剪承载力设计值，按本规范 15.3 节的相关规定计算。

圆形管柱的栓钉按构造设置。

(III) 埋入式柱脚

13.8.7 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现行国家标准《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 13.8.8），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；

2 柱脚设计时，对柱脚端部及底板、柱脚锚栓、水平加劲肋或横隔板的要求应符合本规范第 13.8.5 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 13.8.6 条的规定。

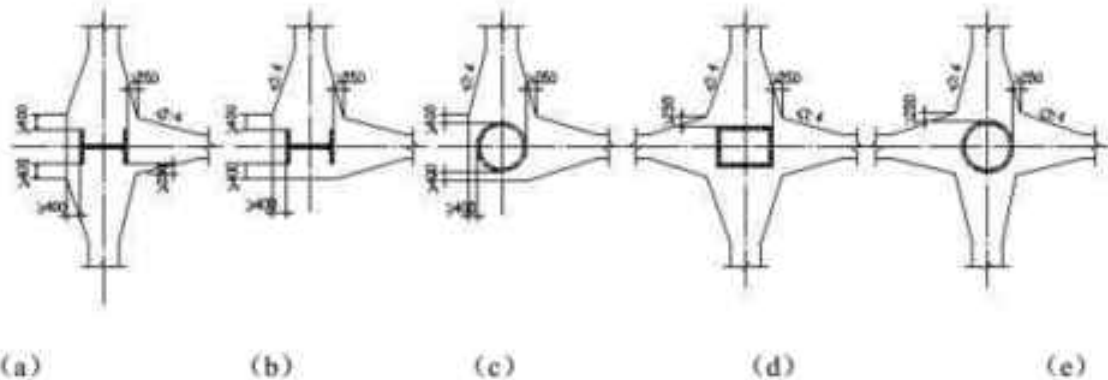


图 13.8.7 柱翼缘或管柱外边缘混凝土保护层厚度

13.8.8 埋入式柱脚埋入钢筋混凝土的深度 d 应符合本规范表 13.8.9 的规定，并应根据下式核算：

1 H 形、箱形截面柱

$$\sigma_c = \frac{V}{b_f d} + \frac{6M}{b_f d^2} \leq f_c \quad (13.8.9-1)$$

式中： M 、 V ——柱脚底部的弯矩和剪力；

d ——柱脚埋深。

2 圆管柱：

$$d \geq 2.7 \frac{V}{f_c d_c} + \sqrt{7.2 \left(\frac{V}{f_c d_c} \right)^2 + 4.6 \frac{M}{f_c d_c}} \quad (13.8.9-2)$$

式中： d_c ——钢管外直径。

(IV) 插入式柱脚

13.8.9 柱脚插入混凝土基础杯口的深度应符合本规范表 13.8.10 的规定，H 形、箱形截面柱应根据本规范公式 (13.8.9-1) 式核算；圆管柱应根据本规范公式 (13.8.9-2) 式核算。

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 $\frac{1}{20}$ ，并应根据下式核算：

$$d \geq \frac{N}{f_t \cdot S} \quad (13.8.9-1)$$

式中：N——柱肢轴力设计值；

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；对圆管柱可按式计算：

$$S = \pi(d_c + 100) \quad (13.8.9-2)$$

表 13.8.9 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_m	$1.5h_c$ 或 $1.5d_c$	$0.5h_c$ 和 $1.5b_c$ （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。

13.8.10 柱脚构造及杯口基础应符合下列规定：

- 1 H 形钢实腹柱，可不设柱底板，当内力较大时，亦可设柱底板；矩形管柱、圆形管柱和双肢格构柱应设柱底板，柱底端至基础杯口底的距离，一般采用 50mm，当有柱底板时，可采用 200mm，底板下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。

14 钢管连接节点

14.1 一般规定

14.1.1 本章规定适用于钢管桁架、拱架、塔架和网架、网壳等结构形式中的钢管连接节点，以及钢管与非钢管的连接节点。

14.1.2 钢管连接节点包括但不限于下列类型：

- 1 非加劲的钢管间直接焊接节点；
- 2 非加劲的钢管与非钢管构件直接焊接节点；
- 3 采用钢管内加劲、外周加劲或局部增厚等方式加劲的钢管间焊接节点；
- 4 采用钢管内加劲、外周加劲或局部增厚等方式加劲的钢管与非钢管构件(包含板件)

的焊接节点；

- 5 钢管间通过法兰连接的节点；
- 6 铸钢节点。

14.1.3 钢管的法兰连接包括但不限于下列类型：

- 1 按抗弯刚度连续与否分刚接法兰和半刚接法兰；
- 2 按有无加劲肋分有加劲肋法兰和无加劲肋法兰；
- 3 按法兰与钢管相对位置分外法兰和内法兰；
- 4 按受力种类分一般法兰和承压型法兰；
- 5 按法兰板层数分为一般单层法兰和刚接柱脚用双层法兰。

14.1.4 非加劲的钢管间直接焊接节点及钢管与非钢管构件直接焊接节点，不宜采用屈强比 f_y/f_u 大于 0.8 的钢管；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。

14.1.5 对于本节未涉及，但位于结构关键受力部位且以往无同类经验可供参考的特殊复杂节点，应进行有限元分析，宜进行试验验证。

14.2 构造要求

14.2.1 钢管间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(14.2.1)式的限制:

$$-0.55 \leq e/d \text{ (或 } e/h) \leq 0.25 \quad (14.2.1)$$

式中

e —— 偏心距,符号如图 14.2.1 所示;

d —— 圆管主管外径;

h —— 连接平面内的矩形管(或方管)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,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 14.2.1a, c)。

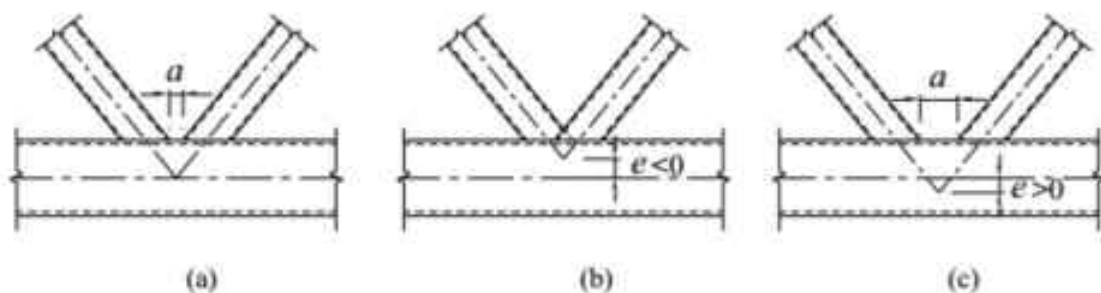


图 14.2.1 相邻支管的偏心和间隙

14.2.2 支管为搭接型的钢管间直接焊接节点的构造应符合下列要求:

1 支管搭接的平面 K 形或 N 形节点(图 14.2.2a, b),其搭接率 $O_s = q/p \times 100\%$ 应满足 $25\% \leq O_s \leq 100\%$,且应确保在搭接的支管之间的连接焊缝能可靠的传递内力;

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。

3 圆钢管直接焊接节点中,当搭接支管轴线在同一平面内时,除需要进行疲劳计算的节点、抗震设防烈度大于 7 度地区的节点、以及对结构整体性能有重要影响的节点外,被搭接支管的隐蔽部位(图 14.2.2c)可不焊接;被搭接支管隐蔽部位必须焊接时,允许在搭接管上设焊接手孔(图 14.2.2d),在隐蔽部位施焊结束后封闭,或将搭接管在节点近旁处断开,隐蔽部位施焊后再接上其余管段(图 14.2.2e);

4 空间节点中,支管轴线不在同一平面内时,如采用搭接型连接,构造措施可参照本

条有关规定。

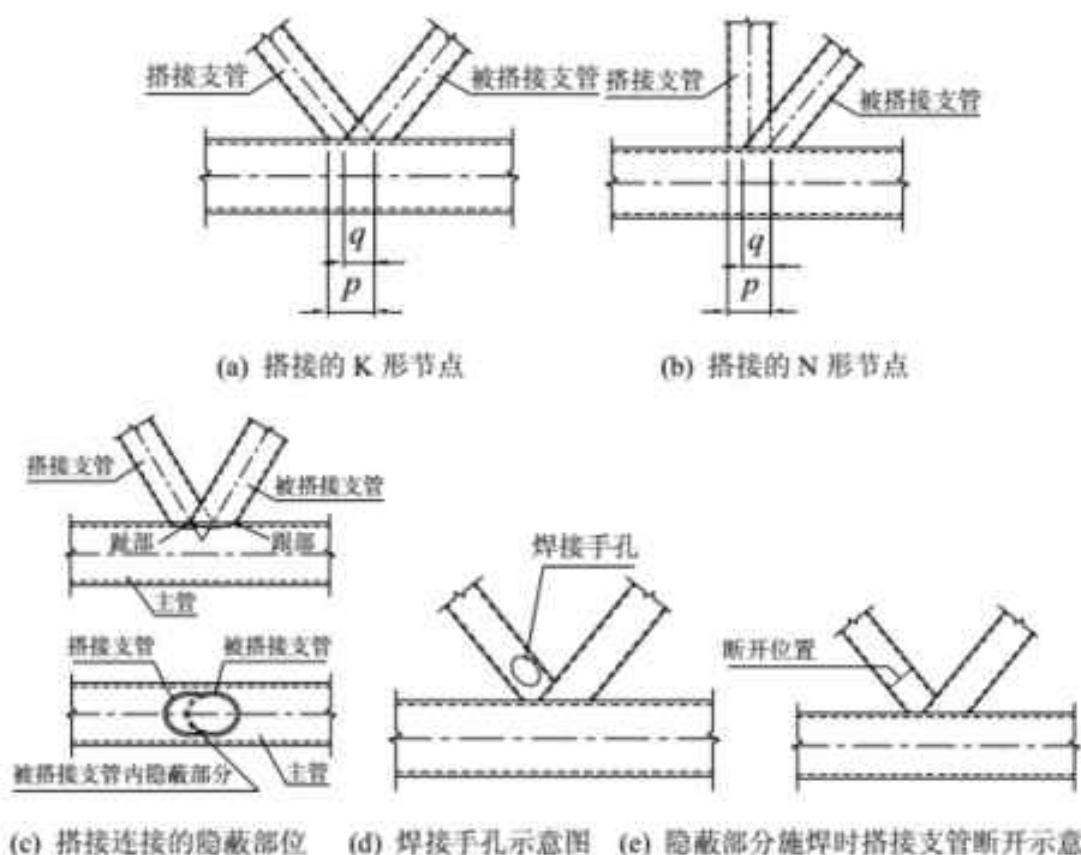


图 14.2.2 支管搭接的构造

14.2.3 主管为圆管的非加劲直接焊接方式不能满足承载要求时,可按下列规定在主管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 14.2.3a, 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 14.2.3b), d_1 为支管外径;

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 $15\sqrt{235/f_{yk}}$, f_{yk} 为加劲板的屈服点;

3 加劲板宜采用部分熔透焊缝;

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 14.2.3c)。

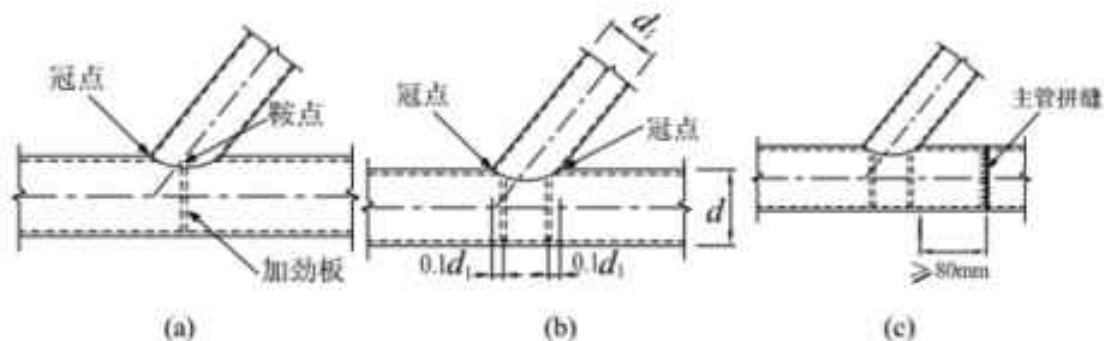


图 14.2.3 支管为圆管时横向加劲板的位置

14.2.4 主管为方管的非加劲直接焊接方式不能满足承载要求时,可按下列规定在主管管内设置加劲板:

- 1 加劲板宜设置 2 块,位于在支管翼板(垂直主管轴线的板件)的下方(图 14.2.4);
- 2 加劲板的构造要求参照 14.2.3 条;
- 3 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以不焊。

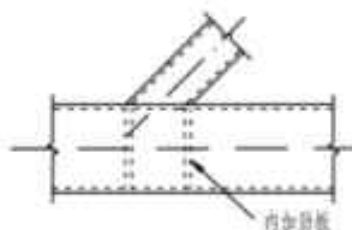


图 14.2.4 支管为方管或矩形管时内加劲板的位置

14.2.5 钢管直接焊接节点可采用主管表面贴加强板的方法加劲。

1 主管为圆管时,加强板宜包覆主管半圆(图 14.2.5a),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 主管为矩形管且在与支管相连表面设置加强板(图 14.2.5b)时,加强板长度 l_p 可按式确定:

$$\text{对 T、Y 和 X 形节点: } l_p \geq \frac{h_1}{\sin \theta_1} + \sqrt{b_p(b_p - h_1)} \quad (14.2.5-1)$$

$$\text{对 K 形间隙节点: } l_p \geq 1.5 \left(\frac{h_1}{\sin \theta_1} + a + \frac{h_2}{\sin \theta_2} \right) \quad (14.2.5-2)$$

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;

- h_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。

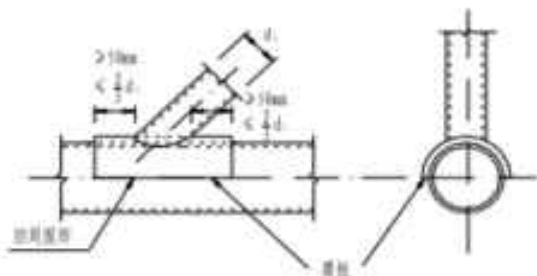
加强板宽度 b_1 宜接近主管宽度，并预留适当的焊缝位置，加强板厚度不宜小于支管最大厚度的 2 倍；

3 主管为矩形管且在与主管两侧表面设置加强板（图 14.2.5c）时，加强板长度 l_p 可按式确定：

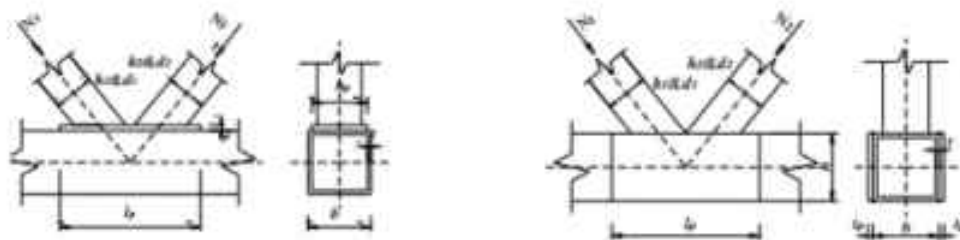
$$\text{对 T 和 Y 形节点： } l_p \geq \frac{1.5h_1}{\sin \theta_1} \quad (14.2.5-3)$$

对 K 形间隙节点：按式（14.2.5-2）确定；

4 当用加强板提高节点承载力时，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。焊接前宜在加强板上先钻一个排气小孔，焊后应用塞焊将孔封闭。



(a) 圆管表面的加强板图



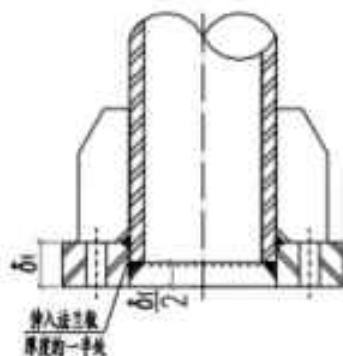
(b) 方矩形主管与支管连接表面的加强板

(c) 方矩形主管侧表面的加强板

14.2.5 主管外表面贴加强板的加劲方式

14.2.6 钢管法兰连接应符合如下构造要求：

1 法兰板应为环状，钢管插入其中孔，插入深度取法兰板厚之半（图 14.2.6-1），法兰板两侧与钢管焊接。



14.2.6-1 钢管插入法兰板深度

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，螺栓数量和直径选择在满足操作间距的前提下应尽量靠近管壁。

3 法兰板与钢管外壁之焊缝为非全熔透的角接焊缝，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。

4 加劲板厚度不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采用双面角焊缝，加劲板和法兰板、筒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14.2.6-2）。

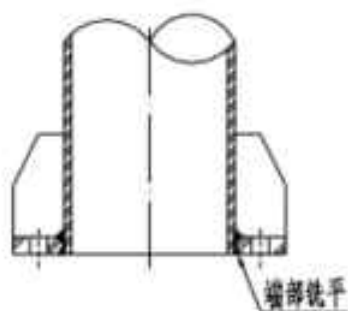


14.2.6-2 加劲板圆弧形切口

5 当管结构内壁不作防腐蚀处理时，管端部法兰应用3mm厚钢板作气密性焊接封闭，当钢管用热浸锌作内外防腐蚀处理时，管端不应封闭。

6 普通螺栓连接的法兰应用双螺母防松。

7 承压型法兰钢管贯穿全部环形法兰板厚，承压型法兰在焊接完毕后端部铣平（图14.2.6-3）。



14.2.6-3 承压型法兰端部铣平

8 在自上而下由室外进入室内时，法兰中应加隔水板（图 14.2.6-4），隔水板上表面要留引水槽。

9 若钢管在法兰处不作气密性封闭，在钢管与基础的交接处，在基础内应留排水管（图 14.2.6-5）。

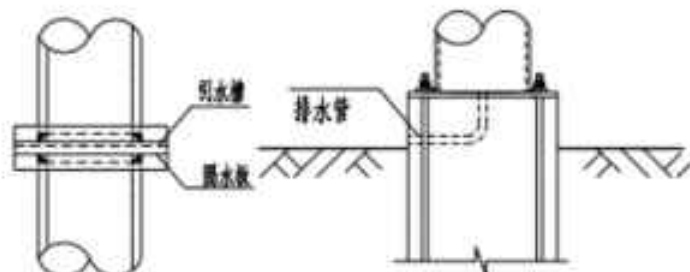


图 14.2.6-4 隔水板

图 14.2.6-5 基础内引水管

14.3 圆钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算

14.3.1 本节各计算公式适用如下参数范围： $0.2 \leq \beta \leq 1.0$ ； $\gamma \leq 50$ ； $d_i/t_i \leq 60$ ； $0.2 \leq \tau \leq 1.0$ ； $\theta \geq 30^\circ$ ； $60^\circ \leq \phi \leq 120^\circ$ 。其中 $\beta = d_i/d$ ， d 、 d_i 分别为主管和支管的外径； $\gamma = d/(2t)$ ， t 为主管壁厚； $\tau = t_i/t$ ， t_i 为支管壁厚； θ 为主支管轴线间小于直角的夹角， ϕ 为空间管节点支管的横向夹角，即支管轴线在主管横截面所在平面投影的夹角。

14.3.2 非加劲直接焊接的平面节点，当支管按仅承受轴力的构件设计时，平面节点的承载力设计值应按本条规定计算。支管的轴力设计值不应超过节点的承载力设计值。

1 平面 X 形节点（图 14.3.2-1）；

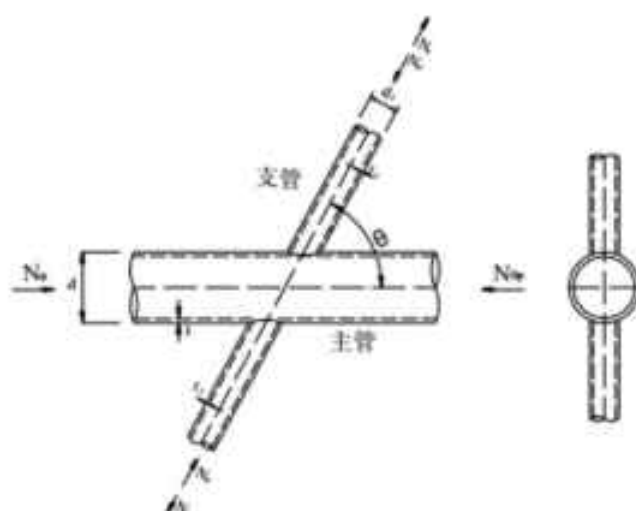


图 14.3.2-1 X形节点

1) 受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{α}^m 应按下列公式计算:

$$N_{\alpha}^m = \frac{5.45}{(1-0.81\beta)\sin\theta} \psi_n t^2 f \quad (14.3.2-1)$$

式中

ψ_n ——参数, $\psi_n = 1 - 0.3 \frac{\sigma}{f_y} - 0.3 \left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2$, 当节点两侧或者一侧主管受拉时, 取 $\psi_n = 1$;

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_{α}^m 应按下列公式计算:

$$N_{\alpha}^m = 0.78 \left(\frac{d}{t}\right)^{0.2} N_{\alpha}^m \quad (14.3.2-2)$$

2 平面T形(或Y形)节点(图14.3.2-2和图14.3.2-3):

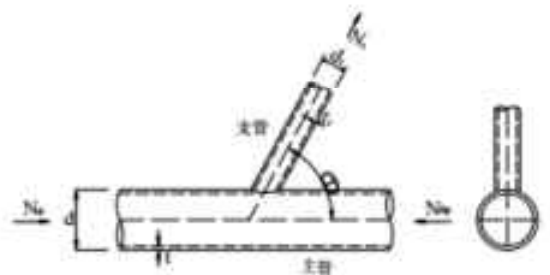


图 14.3.2-2 T形(或Y形)受拉节点

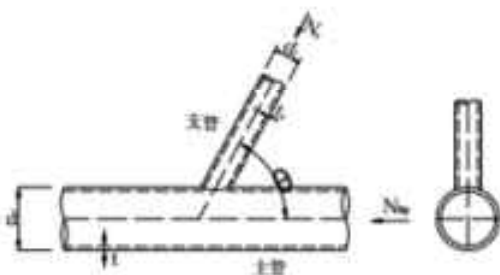


图 14.3.2-3 T形(或Y形)受压节点

1) 受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{α}^m 应按下列公式计算:

$$N_{\sigma T}^m = \frac{11.51}{\sin \theta} \left(\frac{d}{t}\right)^{0.2} \psi_a \psi_d t^2 f \quad (14.3.2-3)$$

式中

ψ_d 参数, 当 $\beta \leq 0.7$ 时, $\psi_d = 0.069 + 0.93\beta$; 当 $\beta > 0.7$, $\psi_d = 2\beta - 0.68$

2) 受拉支管在管节点处的承载力设计值 $N_{\sigma T}^m$ 应按下式计算:

当 $\beta \leq 0.6$ 时:

$$N_{\sigma T}^m = 1.4 N_{\sigma T}^m \quad (14.3.2-4)$$

当 $\beta > 0.6$ 时:

$$N_{\sigma T}^m = (2 - \beta) N_{\sigma T}^m \quad (14.3.2-5)$$

3 平面 K 形间隙节点 (图 14.3.2-4):

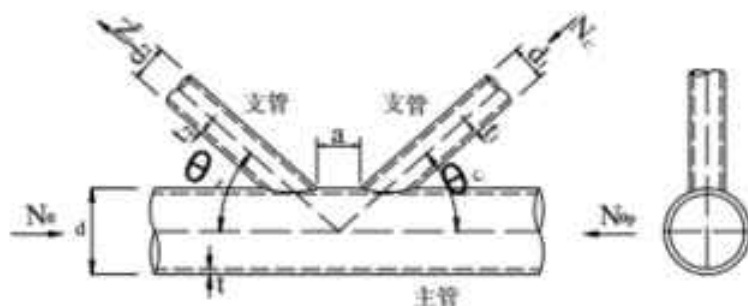


图 14.3.2-4 平面 K 形间隙节点

1) 受压支管在管节点处的承载力设计值 $N_{\sigma K}^m$ 应按下式计算:

$$N_{\sigma K}^m = \frac{11.51}{\sin \theta_c} \left(\frac{d}{t}\right)^{0.2} \psi_a \psi_d \psi_s t^2 f \quad (14.3.2-6)$$

式中

θ_c —— 受压支管轴线与主管轴线的夹角;

ψ_s —— 参数:

$$\psi_s = 1 + \left(\frac{2.19}{1 + 7.5 \frac{a}{d}} \right) \left(1 - \frac{20.1}{6.6 + \frac{d}{t}} \right) (1 - 0.77\beta) \quad (14.3.2-7)$$

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_{dk}^{pr} 应按下列式计算:

$$N_{dk}^{pr} = \frac{\sin \theta_c}{\sin \theta_t} N_{dk}^{pr} \quad (14.3.2-8)$$

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 14.3.2-5):

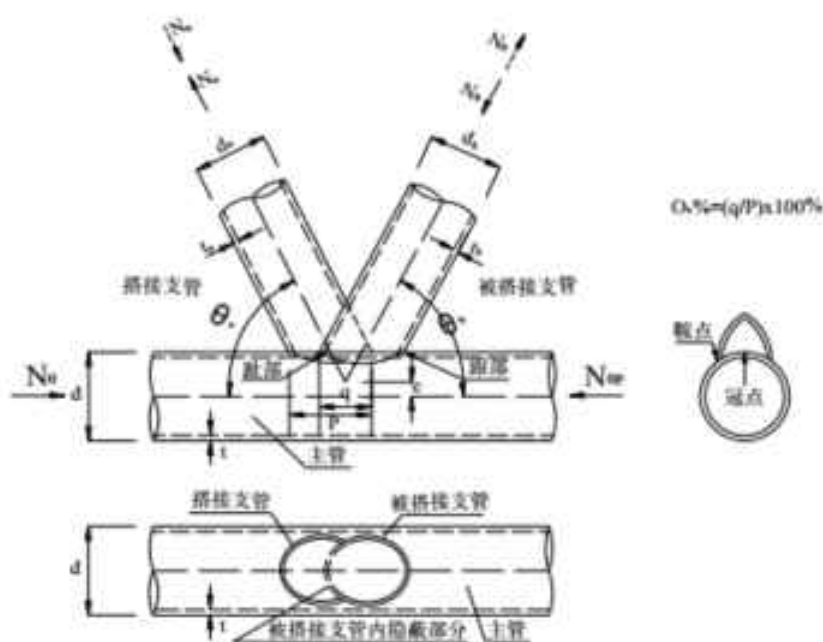


图 14.3.2-5 平面 K 形搭接节点

1) 被搭接支管在管节点处的承载力设计值 N_{dk}^{pr} 应按下列式计算:

$$N_{dk}^{pr} = \frac{11.51}{\sin \theta_b} \left(\frac{d}{t} \right)^{0.2} \psi_a \psi_d \psi_o \psi_s f^2 \quad (14.3.2-9)$$

式中

ψ_a —— 参数, 按式(14.3.2-7)计算, 取 $a=0$, 计算 β 时采用被搭接管直径;

ψ_o —— 搭接影响函数, 按下式计算但其值不大于 1.20

$$\psi_o = \begin{cases} 1.10 \beta^{0.13} \gamma^{0.09} \tau^{0.50} O_v^{0.06} & \text{, 被搭接支管受压;} \\ 0.5 \beta^{0.13} \gamma^{0.09} \tau^{0.50} O_v^{0.06} & \text{, 被搭接支管受拉且内隐蔽部分焊接;} \\ 0.68 \beta^{0.03} \gamma^{0.19} \tau^{0.61} O_v^{-0.09} & \text{, 被搭接支管受拉且内隐蔽部分不焊接;} \end{cases}$$

O_v —— 搭接率 (参见图 14.3.2-5), $O_v = q/p \times 100\%$, 且满足 $25\% \leq O_v \leq 100\%$, 计算 τ 时支管壁厚取被搭接管壁厚。

2) 搭接管在管节点处的承载力设计值 N_{ak}^m 应按下列下式计算

$$N_{ak}^m = \frac{\sin \theta_b}{\sin \theta_a} N_{ak}^m \leq A_o f \quad (14.3.2-10)$$

式中

A_o —— 搭接管的截面面积。

5 平面 DY 形节点 (图 14.3.2-6):

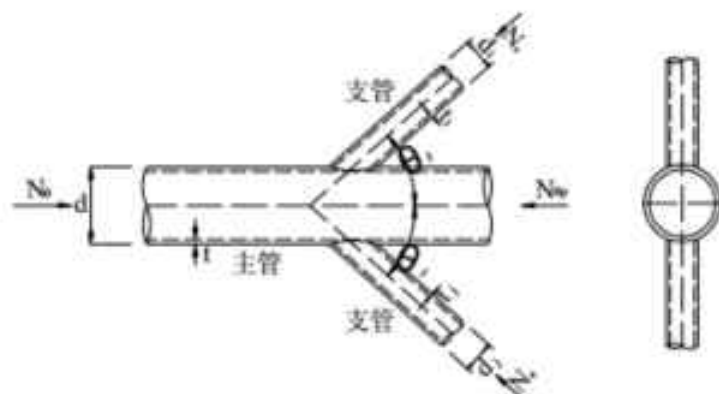


图 14.3.2-6 平面 DY 形节点

两受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{CY}^m 应按下列下式计算:

$$N_{CY}^m = N_{CX}^m \quad (14.3.2-11)$$

式中, N_{CX}^m 为 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 14.3.2-7):

四支管同时受压时, 支管在管节点处的承载力应按下列下式计算:

$$N_1 \sin \theta_1 + N_2 \sin \theta_2 \leq N_{CX0}^m \sin \theta_1 \quad (14.3.2-12)$$

四支管同时受拉时, 支管在管节点处的承载力应按下列下式计算:

$$N_1 \sin \theta_1 + N_2 \sin \theta_2 \leq N_{CX0}^m \sin \theta_1 \quad (14.3.2-13)$$

式中, $N_{CX0}^m \sin \theta_1$ 为 $N_{CX1}^m \sin \theta_1$ 和 $N_{CX2}^m \sin \theta_2$ 中的较大值, N_{CX1}^m 、 N_{CX2}^m 为 X 形节点中支管

受压时节点承载力设计值： $N_{\text{X1}}^{\text{pl}} \sin \theta_1$ 为 $N_{\text{X1}}^{\text{pl}} \sin \theta_1$ 和 $N_{\text{X2}}^{\text{pl}} \sin \theta_2$ 中的较大值， $N_{\text{X1}}^{\text{pl}}$ 、 $N_{\text{X2}}^{\text{pl}}$ 为 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 14.3.2-8):

$$N_1 \leq N_{\text{ck}}^{\text{pl}} \quad (14.3.2-14)$$

式中， $N_{\text{ck}}^{\text{pl}}$ 为平面 K 形节点中受压支管承载力设计值。

$$N_2 \leq N_{\text{ck}}^{\text{pl}} \quad (14.3.2-15)$$

式中， $N_{\text{ck}}^{\text{pl}}$ 为平面 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：

$$\left(\frac{\sum N_i \sin \theta_i}{V_{\text{pl}}} \right)^2 + \left(\frac{N_{\text{ogap}}}{N_{\text{pl}}} \right)^2 \leq 1 \quad (14.3.2-16)$$

式中

V_{pl} —— 主管剪切承载力

$$V_{\text{pl}} = \frac{2}{\pi} A f_v \quad (14.3.2-17)$$

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

$$N_{\text{pl}} = \pi(d-t) f \quad (14.3.2-18)$$

N_{ogap} —— 间隙处主管轴力

$$N_{\text{ogap}} = N_1 \cos \theta_1 - N_2 \cos \theta_2 + N_{\text{op}} \quad (14.3.2-19)$$

N_{op} —— 主管预加轴压力，当节点两侧或者一侧主管受拉时，取为 0。

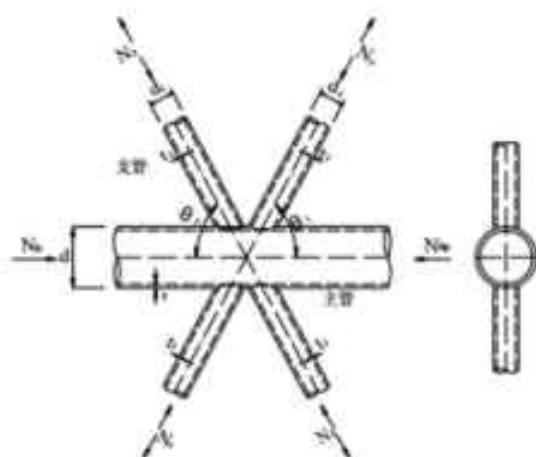


图 14.3.2-7 荷载正对称平面 DK 形节点

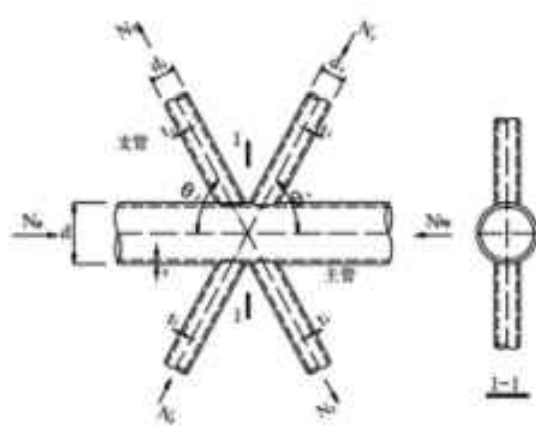
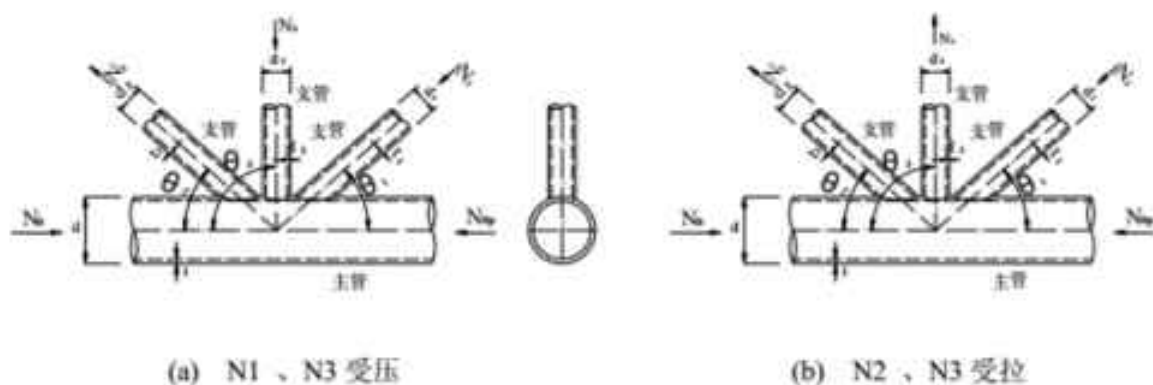


图 14.3.2-8 荷载反对称平面 DK 形节点

7 平面 KT 形 (图 14.3.2-9):



(a) N_1 、 N_3 受压

(b) N_2 、 N_3 受拉

图 14.3.2-9 平面 KT 形节点

对有间隙的 KT 形节点, 当整杆不受力, 可按没有整杆的 K 形节点计算, 其间隙值 a 取为两斜杆的趾间距; 当整杆受压力时, 按下式计算:

$$N_1 \cdot \sin \theta_1 + N_3 \cdot \sin \theta_3 \leq N_{\text{leK}}^m \cdot \sin \theta_1 \quad (14.3.2-20)$$

$$N_2 \cdot \sin \theta_2 \leq N_{\text{leK}}^m \cdot \sin \theta_1 \quad (14.3.2-21)$$

当整杆受拉力时, 尚应按下式计算:

$$N_1 \leq N_{\text{leK}}^m \quad (14.3.2-22)$$

式中

N_{leK}^m K 形节点支管承载力设计值, 由式(14.3.2-6)计算, 公式中用

N_{leK}^m —— $\frac{d_1 + d_2 + d_3}{3d}$ 代替 $\frac{d_1}{d}$; 公式中 a 取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_{ct}^m 应按照下式进行补充验算：

$$N_{ct}^m = \pi \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \sin^2 \theta_1} t d_i f_v \quad (14.3.2-23)$$

14.3.3 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本条规定计算。支管的轴力设计值不应超过节点的承载力设计值。

1 空间TT形节点（图14.3.3-1）：

1) 受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{ctT}^m 应按下列下式计算：

$$N_{ctT}^m = \psi_g N_{ct}^m \quad (14.3.3-1)$$

式中， $\psi_g = 1.28 - 0.64 \frac{g}{d} \leq 1.1$ ， g 为两支管的横向间隙。

2) 受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{ctT}^m 应按下列下式计算：

$$N_{ctT}^m = N_{ctT}^m \quad (14.3.3-2)$$

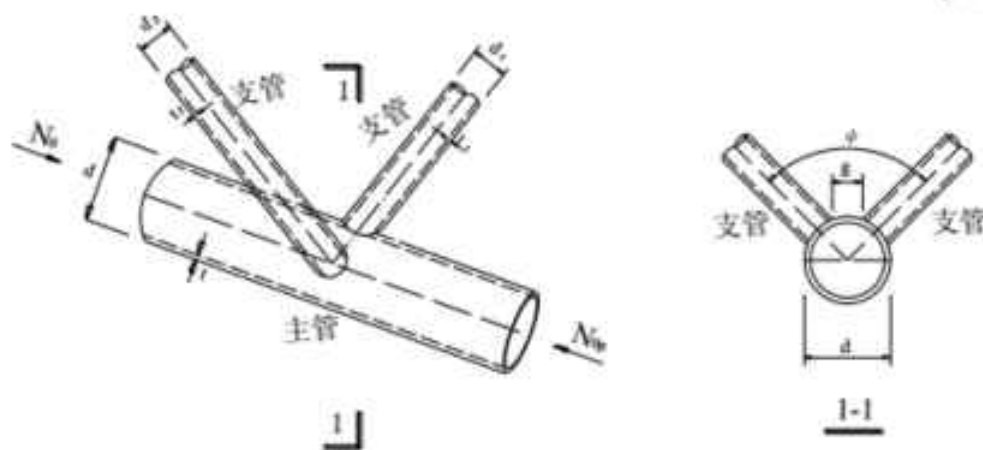


图14.3.3-1 空间TT形节点

2 空间KK形节点（图14.3.3-2）：

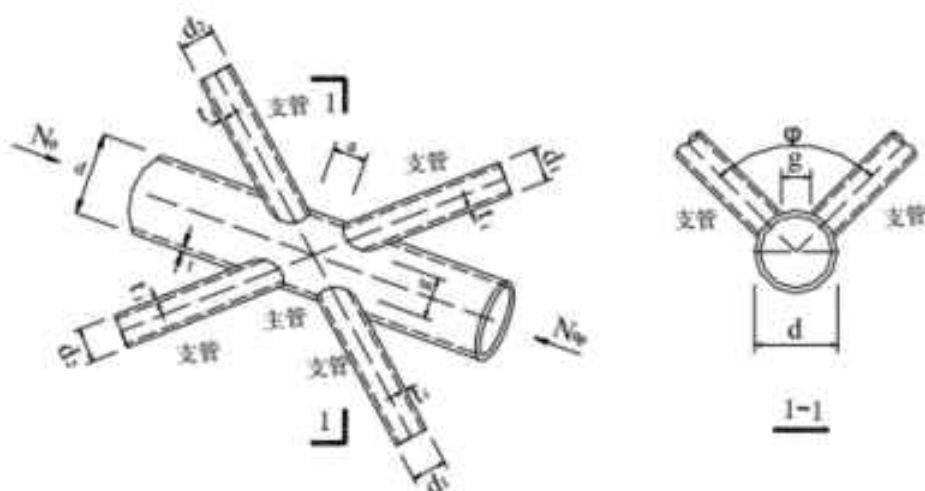


图 14.3.3-2 空间 KK 形节点

受压或受拉支管在管节点处的承载力设计值 $N_{\text{CK}}^{\text{II}}$ 或 $N_{\text{RK}}^{\text{II}}$ 应分别按平面 K 形节点相应支管承载力设计值 $N_{\text{CK}}^{\text{II}}$ 或 $N_{\text{RK}}^{\text{II}}$ 乘以空间调整系数 μ_{KK} 计算。

$$\mu_{\text{KK}} = \begin{cases} 0.9 & \text{支管非全搭接型} \\ 0.74\gamma^{0.1}\exp(0.6\zeta_1) & \text{支管全搭接型} \end{cases} \quad (14.3.3-3)$$

式中, ζ_1 ——参数, $\zeta_1 = \frac{g}{d}$; g 为平面外两支管的搭接长度。

3 空间 KT 型圆管节点(图 14.3.3-3):

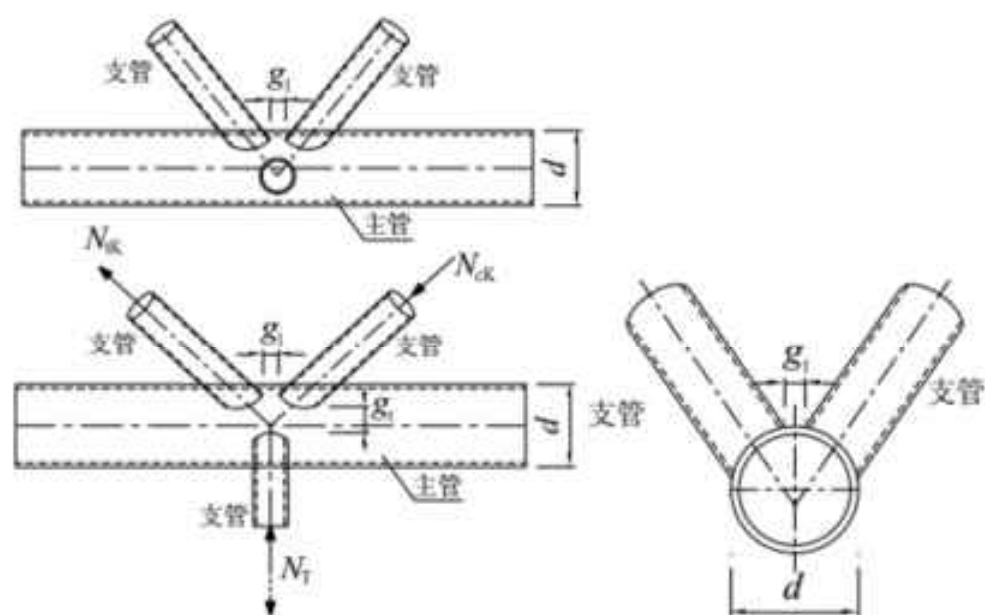


图 14.3.3-3 空间 KT 形节点

1) K形受压支管在管节点处的承载力设计值 $N_{KT\&K}^m$ 应按下列式计算:

$$N_{KT\&K}^m = Q_n \mu_{KT} N_{\&K}^m \quad (14.3.3-4a)$$

2) K形受压支管在管节点处的承载力设计值 $N_{KT\&K}^m$ 应按下列式计算:

$$N_{KT\&K}^m = Q_n \mu_{KT} N_{\&K}^m \quad (14.3.3-4b)$$

3) T形支管在管节点处的承载力设计值 $N_{KT\&T}^m$ 应按下列式计算:

$$N_{KT\&T}^m = n_{TK} N_{KT\&K}^m \quad (14.3.3-4c)$$

式中

Q_n —— 支管轴力比影响系数,

$$Q_n = \frac{1}{1 + \frac{0.7n_{TK}^2}{1 + 0.6n_{TK}}}, \quad -1 \leq n_{TK} \leq 1$$

n_{TK} —— 支管轴力比, $n_{TK} = N_T / |N_{\&K}|$, N_T 、 $N_{\&K}$ 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 14.3.3-4 的支管搭接方式分别取值

$$\mu_{KT} = \begin{cases} 1.15\beta_T^{0.07} \exp(-0.2\zeta_1) & \text{空间KT-Gap型} \\ 1.0 & \text{空间KT-IPOV型} \\ 0.74\gamma^{0.1} \exp(-0.25\zeta_1) & \text{空间KT-OV型} \end{cases}$$

β_T —— T形支管与主管的直径比;

ζ_1 —— 参数, $\zeta_1 = \frac{g_1}{d}$, g_1 为 K 形支管与 T 形支管的间隙或搭接长度。

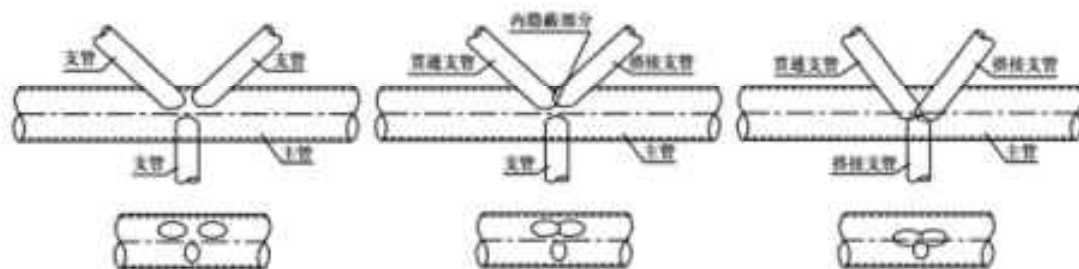


图 14.3.3-4 空间 KT 形节点分类

14.3.4 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 14.3.4-1 和

图 14.3.4-2)，节点承载力应按下列规定计算：

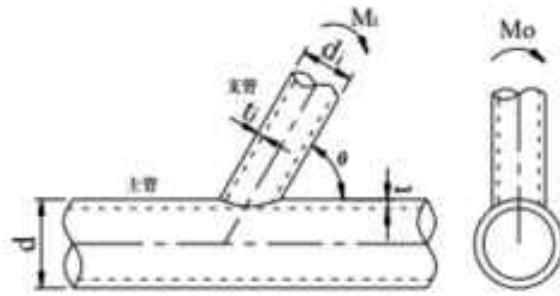


图 14.3.4-1 T形（或Y形）节点的平面内受弯与平面外受弯

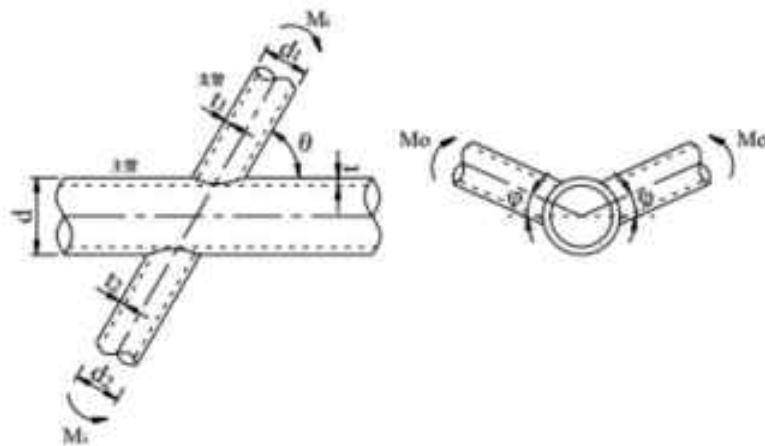


图 14.3.4-2 X形节点的平面内受弯与平面外受弯

1 支管在管节点处的平面内抗弯承载力设计值 M_1^d 应按下式计算（图 14.3.4-2）：

$$M_1^d = Q_1 Q_t \frac{d_1^2 f}{\sin \theta_1} \quad (14.3.4-1)$$

式中

Q_1 —— 参数， $Q_1 = 6.09 \beta \gamma^{0.42}$

Q_t —— 参数，当节点两侧或一侧主管受拉时， $Q_t = 1$ ；

当节点两侧主管受压时， $Q_t = 1 - 0.3n_p - 0.3n_p^2$ ，其中，

$$n_p = \frac{N_{op}}{A f_y} + \frac{M_{op}}{W f_y}$$

N_{op} —— 节点两侧主管轴向压力的较小绝对值；

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。

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:

$$M_w^m = \left(\frac{1 + 3 \sin \theta_i}{4 \sin^2 \theta_i} \right) d_i^2 f_v \quad (14.3.4-2)$$

2 支管在管节点处的平面外抗弯承载力设计值 M_w^m 应按下式计算:

$$M_w^m = Q_o Q_r \frac{d_i^2 f}{\sin \theta} \quad (14.3.4-3)$$

式中

Q_o —— 参数, $Q_o = 3.2 \gamma^{(0.3 \beta^2)}$;

W —— 与 N_{op} 对应一侧的主管截面模量。

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:

$$M_w^m = \left(\frac{3 + \sin \theta}{4 \sin^2 \theta} \right) d_i^2 f_v \quad (14.3.4-4)$$

3 节点在平面内、外弯矩和轴力组合作用下的承载力应满足下列要求:

$$\frac{N}{N_i^m} + \frac{M_i}{M_i^m} + \frac{M_o}{M_o^m} \leq 1 \quad (14.3.4-5)$$

式中

N, M_i, M_o —— 支管在管节点处的轴力、平面内弯矩、平面外弯矩设计值;

N_{ipj} —— 支管在管节点处的承载力设计值, 按公式(14.3.2-1)-(14.3.2-5)计算。

14.3.5 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 $R/d \geq 12$ 时, 可采用 14.3.2 条和 14.3.4 条所规定的计算公式进行承载力计算。

14.3.6 主管采用 14.2.5 条第 1 款外贴加强板方式的节点, 当支管受压时的节点承载力设计值, 取相应未加强时节点承载力设计值的 $(0.23 \lambda^{1.18} \beta^{-0.28} + 1)$ 倍; 当支管受拉时的节点承载力设计值, 取相应未加强时节点承载力设计值的 $1.13 \lambda^{0.39}$ 倍; λ 为加强板厚度与主管壁厚的比值。

14.3.7 主管通过节点板与支管或其他开口式截面构件连接时, 与主管连接侧的节点承载力

设计值按以下规定计算:

1 X形纵向板节点(图 14.3.7-1a):

1) 当纵向板受压时,节点轴向承载力设计值应按下列式计算:

$$N_{xp}^d = 7.3[\gamma^{-0.1} + 0.55\beta_1\gamma^{-0.3}]\gamma^2 f \quad (14.3.7-1)$$

式中

β_1 —— 纵向板宽度与主管直径的比值, $\beta_1 = b_1/d$;

γ —— 主管半径与壁厚之比, $\gamma = d/2t$;

b_2 —— 纵向板平行钢管轴线方向的宽度;

d —— 钢管直径;

t —— 钢管壁厚;

f —— 圆管钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值。

2) 当纵向板受拉时,节点轴向承载力设计值应按下列式计算:

$$N_{xp}^d = 0.77\gamma^{0.2} N_{xp}^d \quad (14.3.7-2)$$

3) 节点抗弯承载力设计值应按下列式计算:

$$M_{xp}^d = 6.8b_2(\gamma^{-0.1} + 0.55\frac{\beta_1}{2}\gamma^{-0.3})t^2 f \quad (14.3.7-3)$$

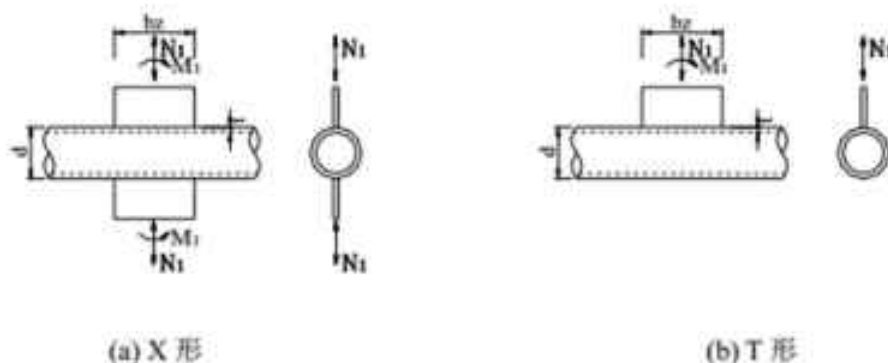


图 14.3.7-1 纵向板—圆管连接节点

2 T形纵向板节点(图 14.3.7-1b):

1) 当纵向板受压时,节点轴向承载力设计值应按下列式计算:

$$N_{xp}^d = 1.7(\gamma^{0.2} + 1.5\beta_1\gamma^{-0.1})t^2 f \quad (14.3.7-4)$$

2) 当纵向板受拉时,节点轴向承载力设计值应按下列式计算:

$$N_{xp}^d = 0.23\gamma^{0.6} N_{xp}^d \quad (14.3.7-5)$$

3) 节点抗弯承载力设计值应按下列式计算:

$$M_{np}^m = 2.49b_2(\gamma^{0.2} + 1.5\frac{\beta_2}{2}\gamma^{-0.1})t^2f \quad (14.3.7-6)$$

3 X形横向板节点(图14.3.7-2a):

1) 当横向板受压时,节点轴向承载力设计值应按下列式计算:

$$N_{cxp}^m = 4.5(\frac{\gamma^{-0.1}}{1-0.81\beta_2})t^2f \quad (14.3.7-7)$$

式中

β_2 —— 横向板垂直钢管轴线方向的宽度与主管直径的比, $\beta_2 = b_2/d$;

b_2 —— 横向板垂直钢管轴线方向的宽度。

2) 当横向板受拉时,节点轴向承载力设计值应按下列式计算:

$$N_{cxp}^m = 1.5\gamma^{0.2}N_{cxp}^m \quad (14.3.7-8)$$

3) 节点抗弯承载力设计值应按下列式计算:

$$M_{xp}^m = 0.5b_2(\frac{5}{1-0.81\beta_2})t^2f \quad (14.3.7-9)$$

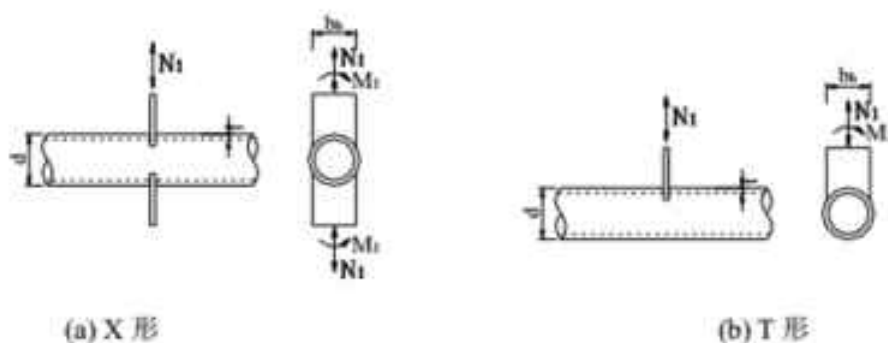


图 14.3.7-2 横向板—圆管连接节点

4 T形横向板节点(图14.3.7-2b):

1) 当横向板受压时的节点轴向承载力设计值应按下列式计算:

$$N_{cxp}^m = 1.37(1 + 4.9\beta_2^2)\gamma^{0.2}t^2f \quad (14.3.7-10)$$

2) 当横向板受拉时,节点轴向承载力设计值应按下列式计算:

$$N_{cxp}^m = 0.38\gamma^{0.6}N_{cxp}^m \quad (14.3.7-11)$$

3) 节点抗弯承载力设计值应按下列式计算:

$$M_{xp}^n = 0.5b_k \left(\frac{5}{1-0.81\beta_2} \right) t^2 f \quad (14.3.7-12)$$

4) 节点板连接节点还应按下式进行冲剪计算:

$$\left(\frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{W_1} \right) t_1 \leq 1.16tf \quad (14.3.7-13)$$

式中

N_1 —— 节点板的轴向力;

A_1 —— 节点板的横截面积;

M_1 —— 节点板在管相交处的弯矩;

W_1 —— 节点板与管相交截面的弹性截面模量;

t_1 —— 节点板的厚度。

5 连接板自身强度和稳定性可按桁架节点板计算。

14.3.8 支管为矩形管式的平面 T、X 形节点节点承载力按以下规定计算:

1 T 形节点:

1) 节点轴向承载力设计值应按下式计算:

$$N_{TNC}^n = (4 + 20\beta_{RC}^2)(1 + 0.25\eta_{RC})\eta_{RC} t^2 f \quad (14.3.8-1)$$

式中

β_{RC} —— 支管的平面外宽度与主管直径的比值, $\beta_{RC} = b_R/d$, 且需满足 $\beta_{RC} \geq 0.4$;

η_{RC} —— 支管的平面内高度与主管直径的比值, $\eta_{RC} = h_R/d$, 且需满足 $\eta_{RC} \leq 4$;

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) 节点平面内抗弯承载力设计值应按下式计算:

$$M_{TNC}^n = k_N N_{TNC}^n \quad (14.3.8-2)$$

3) 节点平面外抗弯承载力设计值应按下式计算:

$$M_{aTNC}^n = 0.5b_k N_{TNC}^n \quad (14.3.8-3)$$

2 X形节点:

1) 节点轴向承载力设计值应按下列式计算:

$$N_{XNC}^n = \frac{5(1+0.25\eta_{TNC})}{1-0.81/\beta_{TNC}} \psi_n t^2 f \quad (14.3.8-4)$$

2) 节点平面内抗弯承载力设计值应按下列式计算:

$$M_{iXNC}^n = b_k N_{XNC}^n \quad (14.3.8-5)$$

3) 节点平面外抗弯承载力设计值应按下列式计算:

$$M_{aXNC}^n = 0.5b_k N_{XNC}^n \quad (14.3.8-6)$$

3 节点还应按下式进行冲剪计算:

$$\sigma_{max} t_1 = (N_i / A_i + M_{ii} / W_{ii} + M_{ai} / W_{ai}) \leq f_v \quad (14.3.8-7)$$

式中

N_i —— 支管的轴向力;

A_i —— 支管的横截面积;

M_{ii} —— 支管轴线与主管表面相交处的平面内弯矩;

W_{ii} —— 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_{ai} —— 支管轴线与主管表面相交处的平面外弯矩;

W_{ai} —— 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。

14.3.9 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 可按下列式计算:

$$N_f = 0.7h_f l_w f_f^w \quad (14.3.9-1)$$

式中

h_t —— 焊脚尺寸;

f_t^w —— 角焊缝的强度设计值;

l_w —— 焊缝的计算长度, 可按下列公式计算:

当 $d/d_1 \leq 0.65$ 时,

$$l_w = (3.25d_1 - 0.025d) \left(\frac{0.534}{\sin \theta_1} + 0.466 \right) \quad (14.3.9-2)$$

当 $0.65 < d/d_1 \leq 1$ 时,

$$l_w = (3.81d_1 - 0.389d) \left(\frac{0.534}{\sin \theta_1} + 0.466 \right) \quad (14.3.9-3)$$

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 $0.7h_t$, 焊缝承载力设计值 M_n 可按式计算:

$$M_n = W_n f_t^w \quad (14.3.9-4)$$

式中

W_n —— 焊缝有效截面的平面内抗弯模量, 按下式计算:

$$W_n = \frac{I_n}{x_c + d / (2 \sin \theta_1)} \quad (14.3.9-5)$$

x_c —— 参数, 按下式计算:

$$x_c = (-0.34 \sin \theta_1 + 0.34) \cdot (2.188 \beta^2 + 0.059 \beta + 0.188) \cdot d_1 \quad (14.3.9-6)$$

I_n —— 焊缝有效截面的平面内抗弯惯性矩, 按下式计算:

$$I_n = \left(\frac{0.826}{\sin^2 \theta} + 0.113 \right) \cdot (1.04 + 0.124 \beta - 0.322 \beta^2) \cdot \frac{\pi}{64} \cdot \frac{(d + 1.4h_t)^4 - d^4}{\cos \phi_n} \quad (14.3.9-7)$$

$$\phi_n = \arcsin(d_1 / d) = \arcsin \beta \quad (14.3.9-8)$$

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 $0.7h_t$, 焊缝承载力设计值 M_n 可按式计算:

$$M_n = W_{fn} f_t^w \quad (14.3.9-9)$$

式中

W_{w} —— 焊缝有效截面的平面外抗弯模量,按下式计算:

$$W_{\text{w}} = \frac{I_{\text{w}}}{d/(2\cos\phi_{\text{w}})} \quad (14.3.9-10)$$

$$\phi_{\text{w}} = \arcsin(d_1/d) = \arcsin\beta \quad (14.3.9-11)$$

I_{w} —— 焊缝有效截面的平面外抗弯惯性矩,按下式计算:

$$I_{\text{w}} = (0.26\sin\theta + 0.74) \cdot (1.04 - 0.06\beta) \cdot \frac{\pi}{64} \cdot \frac{(d + 1.4h_f)^4 - d^4}{\cos^3\phi_{\text{w}}} \quad (14.3.9-12)$$

14.3.10 支管为圆管且仅受轴力作用的 K 形搭接节点处,焊缝承载力应不小于节点承载力。支管与主管之间、支管与支管之间的连接焊缝可视为角焊缝进行计算。角焊缝的计算厚度沿支管周长取 $0.7h_f$ 。各支管焊缝承载力设计值 N_f 可按下列规定计算:

隐蔽部分焊接的被搭接支管的焊缝承载力按式(14.3.9-1)计算,其余情况下各支管焊缝承载力设计值 N_f 按式(14.3.10-1)计算。

$$N_f = \eta \times (0.7h_f l_{\text{w}1} f_t^w + 0.7h_f l_{\text{w}2} f_t^w / 1.25) \quad (14.3.10-1)$$

式中

η —— 参数,对隐蔽部分焊接的节点, $\eta=1.0$; 隐蔽部分不焊接的节点, $\eta=0.85$;

h_f —— 焊脚尺寸;

f_t^w —— 角焊缝的强度设计值;

$l_{\text{w}1}$ —— 支管与主管之间非隐蔽部分的焊缝计算长度,可按式(14.3.10-2)计算;

$l_{\text{w}2}$ —— 两支管之间相交线焊缝的计算长度,可按式(14.3.10-3)计算;

搭接支管与主管之间非隐蔽部分的焊缝长度:

$$l_{\text{w}1} = (1 - 0.65O_{v1}^{0.62}) l_{\text{w}} \quad (14.3.10-2a)$$

被搭接支管与主管之间非隐蔽部分的焊缝长度:

$$l_{\text{w}1} = \sqrt{\frac{d_1}{d_2}} (1 - 0.65O_{v2}^{0.62}) l_{\text{w}} \quad (14.3.10-2b)$$

$$O_{v1} = \frac{q}{d_1/\sin\theta_1} \quad (14.3.10-2c)$$

$$O_{v2} = \frac{q}{d_1/\sin\theta_1} \quad (14.3.10-2d)$$

$$q = \left(\frac{d_1}{2 \sin \theta_1} + \frac{d_2}{2 \sin \theta_2} \right) - \left(\frac{d}{2 \tan \theta_1} + \frac{d}{2 \tan \theta_2} \right) \quad (14.3.10-2e)$$

其中,

d_1, d_2, d —— 分别为搭接支管、被搭接支管和主管的直径;

θ_1, θ_2 —— 分别为搭接支管、被搭接支管轴线与主管轴线的夹角;

l_{d1}, l_{d2} —— 分别为搭接支管和被搭接支管与主管完整相贯线长度,按式(14.3.9-2)或(14.3.9-3)计算计算;

两支管之间相交线焊缝的计算长度:

$$l_w = 2 \sqrt{\left(\frac{d}{2} - \sqrt{\left(\frac{d}{2} \right)^2 - \left(\frac{d_1}{2} \right)^2} + H \right)^2 + \left(\frac{d_1}{2} \right)^2} \quad (14.3.10-3)$$

$$H = \frac{q}{\text{ctg} \theta_1 + \text{ctg} \theta_2} \quad (14.3.10-3a)$$

14.4 矩形钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算

14.4.1 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结构。直接焊接矩形管节点(图 14.4-1)承载力计算公式,其适用范围应符合表 14.4-1 的要求。

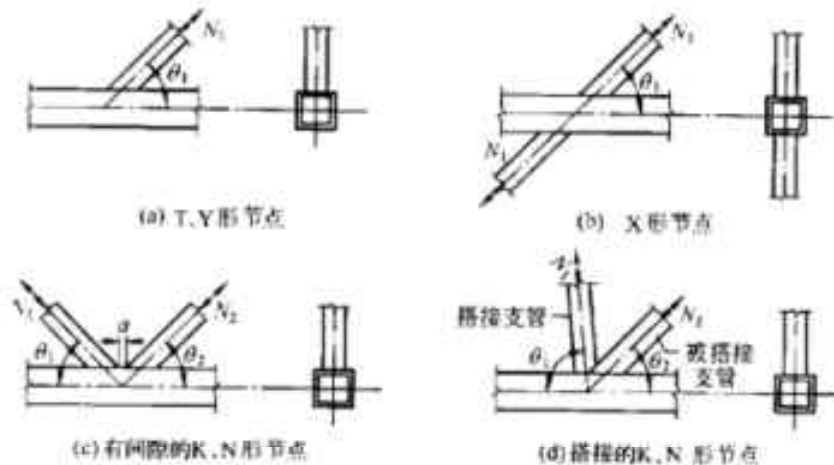


图 14.4-1 矩形管直接焊接平面节点

表 14.4-1 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

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_r
			受压	受拉			$\frac{b_j}{b_i}, \frac{t_j}{t_i}$
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	$\leq 33 \sqrt{\frac{235}{f_{yi}}}$	≤ 35	$0.5 \leq \frac{h_i}{b_i} \leq 2$	$25\% \leq O_r \leq 100\%$ $\frac{t_j}{t_i} \leq 1.0$ $0.75 \leq \frac{b_j}{b_i} \leq 1.0$	
支管为圆管		$0.4 \leq \frac{d_i}{b} \leq 0.8$	$\leq 44 \sqrt{\frac{235}{f_{yi}}}$	≤ 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_r 为搭接率, $O_r = q/p$, 且满足 $25\% \leq O_r \leq 100\%$;

f_{yi} 为第 i 个支管钢材的屈服强度;

β 为参数: 对 T、Y、X 形节点, $\beta = \frac{h_i}{b}$ 或 $\frac{d_i}{b}$; 对 K、N 形节点 $\beta = \frac{h_1 + b_2 + h_3 + h_4}{4b}$

或 $\beta = \frac{d_1 + d_2}{2b}$;

14.4.2 直接焊接矩形管节点支管的轴力 N_i 和主管的轴力 N 不得大于下列规定的节点承载力设计值:

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 N_i 应按下列式计算:

$$N_i = 1.8 \left(\frac{h_i}{bc \sin \theta_i} + 2 \right) \frac{t^2 f}{c \sin \theta_i} \psi_n \quad (14.4.2-1)$$

式中:

C —— 参数, $c = (1 - \beta)^{0.5}$;

ψ_n —— 参数, 主管受压时: $\psi_n = 1.0 - \frac{0.25}{\beta} \frac{\sigma}{f}$; 受拉时: $\psi_n = 1.0$;

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 N_i 应按下列式计算:

$$N_i = \left(\frac{2h_i}{\sin \theta_i} + 10t \right) \frac{t f_k}{\sin \theta_i} \psi_n \quad (14.4.2-2)$$

对于 X 形节点, 当 $\theta_i < 90^\circ$ 且 $h \geq h_i / \cos \theta_i$ 时, 尚应按下列式验算:

$$N_i = \frac{2ht f_r}{\sin \theta_i} \quad (14.4.2-3)$$

式中:

f_r —— 主管钢材抗剪强度设计值;

f_k —— 主管强度设计值; 当支管受拉时, $f_k = f$; 当支管受压时, 对 T、Y 形节点, $f_k = 0.8\varphi f$; 对 X 形节点, $f_k = (0.65 \sin \theta_i)\varphi f$, φ 为按长细

比 $\lambda = 1.73 \left(\frac{h}{t} - 2 \right) \sqrt{1/\sin \theta_i}$ 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 N_i 应按公式(14.4.2-1)、(14.4.2-2)或(14.4.2-3)所计算的值, 根据 β 进行线性插值。此外, 还不应超过下列二式的计算值:

$$N_i = 2.0(h_i - 2t_i + b_e)t_i f_i \quad (14.4.2-4)$$

$$b_e = \frac{10}{b/t} \cdot \frac{f_y t}{f_y t_i} \cdot b_i \leq b_i$$

当 $0.85 \leq \beta \leq 1 - \frac{2t}{b}$ 时:

$$N_i = 2.0 \left(\frac{h_i}{\sin \theta_i} + b_{\sigma} \right) \frac{t f_y}{\sin \theta_i} \quad (14.4.2-5)$$

$$b_{\sigma} = \frac{10}{b/t} \cdot b_i \leq b_i$$

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:

$$\text{弦杆表面塑性破坏: } N_i = \frac{8}{\sin \theta_i} \beta \left(\frac{b}{2t} \right)^{0.85} t^2 f \psi_e \quad (14.4.2-6)$$

$$\text{弦杆剪切破坏: } N_i = \frac{A_r f_y}{\sin \theta_i} \quad (14.4.2-7)$$

$$\text{有效宽度: } N_i = 2.0 \left(h_i - 2t_i + \frac{b_i + b_e}{2} \right) t_i f_i \quad (14.4.2-8)$$

当 $\beta \leq 1 - 2t/b$ 时（冲剪破坏），尚不应小于:

$$N_i = 2.0 \left(\frac{h_i}{\sin \theta_i} + \frac{b_i + b_{\sigma}}{2} \right) \frac{t f_y}{\sin \theta_i} \quad (14.4.2-9)$$

式中， A_r 为主管的受剪面积，按下列公式计算:

$$A_r = (2h + \alpha b) t$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{3t^2}{3t^2 + 4a^2}} \quad (\text{支管为圆管时 } \alpha = 0)$$

2) 节点间隙处的主管轴心受力承载力设计值为:

$$N = (A - \alpha_r A_r) f \quad (14.4.2-10)$$

式中,

α_v —— 剪力对主管轴心承载力的影响系数, 按下列公式计算:

$$\alpha_v = 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{V}{V_p}\right)^2}, \quad V_p = A_v f_v$$

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:

$$N_i = 2.0 \left(h_i - 2t_i + \frac{b_e + b_{e_j}}{2} \right) t_i f_i \quad (14.4.2-11)$$

$$b_{e_j} = \frac{10}{b_j / t_j} \cdot \frac{f_{vj} t_j}{f_y t_i} \cdot b_i \leq b_i$$

2) 当 $50\% \leq O_v < 80\%$ 时:

$$N_i = 2.0 \left(h_i - 2t_i + \frac{b_e + b_{e_j}}{2} \right) t_i f_i \quad (14.4.2-12)$$

3) 当 $80\% \leq O_v < 100\%$ 时:

$$N_i = 2.0 \left(h_i - 2t_i + \frac{b_e + b_{e_j}}{2} \right) t_i f_i \quad (14.4.2-13)$$

被搭接支管的承载力应满足下式要求:

$$\frac{N_j}{A_j f_{vj}} \leq \frac{N_i}{A_i f_{vi}} \quad (14.4.2-14)$$

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 $\beta = (b_1 + b_2 + b_3 + h_1 + h_2 + h_3) / (6b_0)$, 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 14.4-2a、b 所示受荷情况 (P

为节点横向荷载,可为零),应满足式(14.4.2-15)、(14.4.2-16)及(14.4.2-17)的要求:

$$N_1 \sin \theta_1 \geq N_{2f} \sin \theta_2 + N_{3f} \sin \theta_3 \quad (14.4.2-15)$$

$$N_1 \geq N_u \quad (14.4.2-16)$$

$$N_1 \sin \theta_1 = N_2 \sin \theta_2 \quad (14.4.2-17)$$

式中: N_u 、 N_{2f} 、 N_{3f} 为腹杆所受的轴向力。

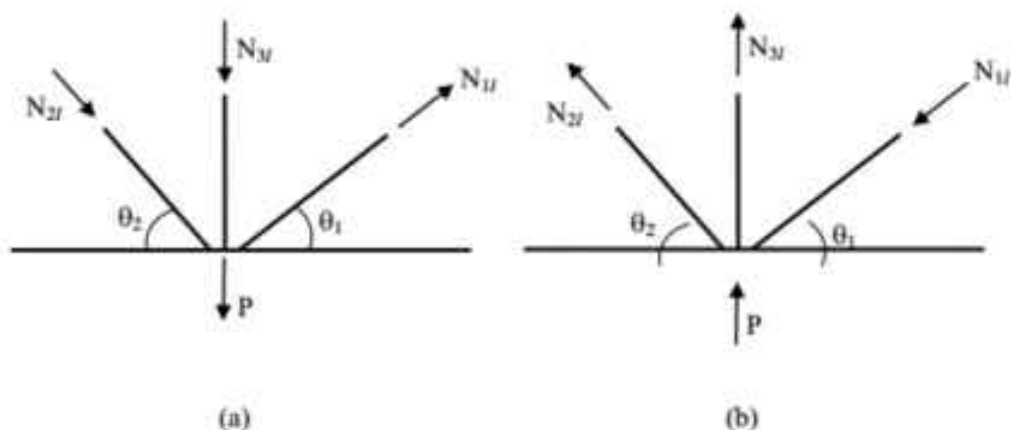


图 14.4-2 KT 形节点受荷情况

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 代替 b_i 和 h_i , 并将计算结果乘以 $\pi/4$ 。

6 支管为矩形管或圆管的空间 T、Y、X、K 及 N 形节点(两支管的横向夹角 $60^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$) 的承载力设计值, 可用上述相应的平面节点承载力公式计算, 并将计算结果乘以 0.8 的系数。此外, 对于空间有间隙 K 形节点, 尚需满足下式:

$$\left(\frac{N}{Af}\right)^2 + 2\left(\frac{V}{Af_v}\right)^2 \leq 1.0 \quad (14.4.2-18)$$

14.4.3 弯矩及弯矩轴力组合作用下 T 形方管节点承载力设计值按下列规定计算:

1 平面内弯矩作用下 T 型方管节点承载力设计值:

对于 $\beta \leq 0.85$ 的 T 型方管节点, 其抗弯承载力为:

$$M_c = t_0^2 f h_1 \left(\frac{b}{2h_1} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{h_1/b}{1-\beta} \right) (1-n^2) \quad (14.4.3-1)$$

式中: $n = \frac{\sigma}{f}$, 受拉时 $n=0$ 。

对于 $\beta > 0.85$ 的节点, 其抗弯承载力设计值取公式(14.4.3-2)和(14.4.3-2)或(14.4.3-3)计算结果的较小值:

$$M_{\bar{r}} = f_i \left(W_i - \left(1 - \frac{b_e}{b} \right) b_i t_i (h_i - t_i) \right) \quad (14.4.3-2)$$

式中: b_e 为腹杆翼缘的有效宽度, $b_e = \frac{10}{b/t} \frac{f_y t}{f_y t_1}$, b_e 不超过 b_i , W_i 为支管截面模量。

对于弦杆侧壁屈曲的破坏模式可按公式 (14.4.3-3) 或公式 (14.4.3-4) 计算其抗弯承载力:

$$\text{当 } t \leq 2.75, \quad M_{\bar{r}} = 0.595 f t (h_i + 5t)^2 (1 - 0.3n) \quad (14.4.3-3)$$

$$\text{当 } t > 2.75, \quad M_{\bar{r}} = 0.0025 f t (t^2 - 26.8t + 304.6)(h_i + 5t)^2 (1 - 0.3n) \quad (14.4.3-4)$$

式中: t , h_i 的单位为 mm, f 的单位为 MPa, M_i 的单位为 N·mm。

2 压弯组合作用下的 T 型方管节点强度承载力

对于 $\beta \leq 0.85$ 的 T 型方管节点, 当 $n \leq 0.6$ 时, 按公式 (14.4.3-5) 验算其承载力; 当 $n > 0.6$ 时, 按公式 (14.4.3-6) 验算其承载力。

对于 $\beta > 0.85$ 的 T 型方管节点, 按公式 (14.4.3-6) 验算其承载力。

$$\left(\frac{N}{N_i^*} \right)^2 + \left(\frac{M}{M_i} \right)^2 \leq 1 \quad (14.4.3-5)$$

$$\frac{N}{N_i^*} + \frac{M}{M_i} \leq 1 \quad (14.4.3-6)$$

式中, 当 $\beta > 0.85$ 时, N_i^* 按 14.4.1 条中的相关规定计算; 当 $\beta \leq 0.85$ 时, 按公式 (14.4.3-7) 计算。

$$N_i^* = t^2 f \left(\frac{\eta}{1-\beta} (2-n^2) + \frac{4}{\sqrt{1-\beta}} (1-n^2) \right) \quad (14.4.3-7)$$

14.4.4 钢板与矩形管 (方管) 连接节点。

1 纵向板与方管节点的连接:

纵向板采用双面角焊缝在管中部与管焊接连接 (图 14.4.4-1), 承受轴向荷载, 可按公式

(14.4.3-7) 计算其承载力, 此时 $\beta = \frac{t_1 + 2h_f}{b}$, h_f 为焊脚高, t_1 为纵向板厚度, h_i 为板的

纵向宽度。

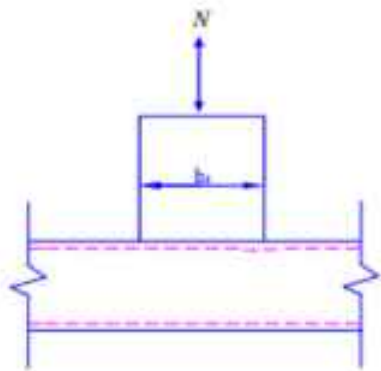


图 14.4.4-1 纵向板与方管焊接节点

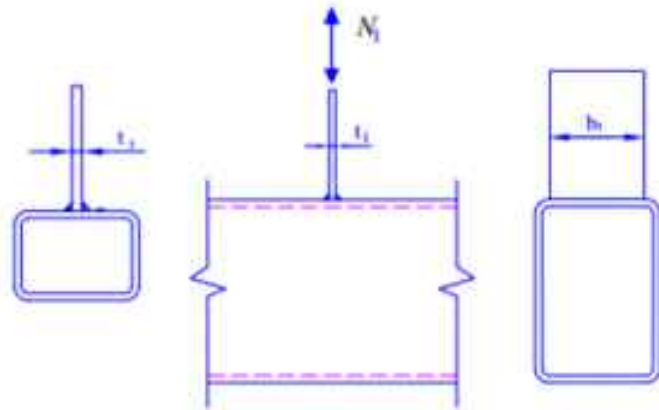


图 14.4.4-2 横向板与方管焊接节点

2 横向板与方管节点的连接 (图 14.4.4-2):

对于 $0.20 \leq \beta \leq 0.8$ 的情况, 应按式 (14.4.4-2) 计算其连接面塑性破坏承载力:

$$N_1 = (0.5 + 0.7\beta) \frac{4}{\sqrt{1 - 0.9\beta}} t^2 f \psi_{nb} \quad (14.4.4-2)$$

式中: 受压时: $\psi_{nb} = 1 - 1.48 \frac{\sigma}{f} (b/t)^{-0.33} - 0.46 (\frac{\sigma}{f})^{1.5} (b/t)^{-0.33 - 0.11\beta^2}$, 受拉时: $\psi_{nb} = 1$ 。

对于 $0.80 \leq \beta \leq 1 - 2t/b$ 的情况, 应按式 (14.4.4-3) 计算其冲剪承载力:

$$N_1 = f_v t (2t_1 + 2b_{sp}) \quad (14.4.4-3)$$

式中: $b_{sp} = \frac{10}{b/t} b_1 \leq b_1$, b_1 为横向板宽度。

对于 $\beta \approx 1.0$ 的情况, 按式 (14.4.4-4) 计算其承载力:

$$N_1 = ft(2t_1 + 10t) \quad (14.4.4-4)$$

式中: t_1 为横向板厚度。

无论 β 为何值都应按公式 (14.4.4-4) 计算其有效宽度决定的承载力:

$$N_1 = f_1 t_1 b_e \quad (14.4.4-5)$$

式中: f_1 为板的抗拉强度设计值, $b_e = \frac{10}{b/t} \frac{f_1 t}{f_{y1} t_1} b_1 \leq b_1$ 。

公式 (14.4.4-2) ~ (14.4.4-5) 适用于 $b/t \leq 30$ 的情况。

14.4.5 采用局部加强的矩形管(方管)节点的承载力计算。

1 主管与支管相连一侧采用加强板(图 14.2.5b)的节点承载力设计值:

1) 对受拉的 T、Y 和 X 形节点, 节点承载力设计值按下式计算:

$$N_i = 1.8 \left(\frac{h_i}{b_p c_p \sin \theta_i} + 2 \right) \frac{t_p^2 f_p}{c_p \sin \theta_i} \quad (14.4.5-1)$$

式中

t_p —— 加强板厚度;

f_p —— 加强板强度设计值;

c_p —— 参数, $c_p = (1 - \beta_p)^{0.5}$, $\beta_p = b_i / b_p$ 。

2) 对受压的 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。

$$l_p \geq 2b_i / \sin \theta_i; \quad t_p \geq 4t - t_s$$

对 K 型间隙节点, 可按第 14.4.1 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 14.2.5c), 可用本规程第 14.4.1 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_p 取为 $2h(t + t_p)$ 。

14.4.6 矩形管(方管)节点连接焊缝的计算。

在节点处, 支管沿周边与主管相焊, 焊缝承载力应等于或大于节点承载力。

支管与主管的连接焊缝可视为全周角焊缝按公式 (14.4.6-1) 计算。

$$\frac{N_i}{h l_w} \leq f_f^w \quad (14.4.6-1)$$

式中

N_i —— 支管轴力设计值;

h —— 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;

f_f^* —— 角焊缝的强度设计值。

角焊缝的计算长度可按下列公式计算。

对于有间隙的 K 形和 N 形节点：

$$\text{当 } \theta_i \geq 60^\circ \text{ 时: } l_w = \frac{2h_f}{\sin \theta_i} + b_i \quad (14.4.6-2)$$

$$\text{当 } \theta_i \leq 50^\circ \text{ 时: } l_w = \frac{2h_f}{\sin \theta_i} + 2b_i \quad (14.4.6-3)$$

当 $50^\circ < \theta_i < 60^\circ$ 时: l_w 按插值法确定。

$$\text{对于 T、Y 和 X 形节点: } l_w = \frac{2h_f}{\sin \theta_i} \quad (14.4.6-4)$$

当支管为圆管, 主管为矩形管时, 焊缝计算长度取为支管与主管的相交线长度减去 d_i 。

圆支管与矩形主管相接时, 相交线为椭圆, 椭圆的长半轴为 $a_0 = r_i / \sin \theta_i$, 短半轴为 $b_0 = r_i$ (r_i 为圆支管的半径), 椭圆周长 S 可按式 (14.4.6-5) 计算。

$$S = \pi(a_0 + b_0) \left[1 + 0.25 \left(\frac{a_0 - b_0}{a_0 + b_0} \right)^2 \right] \quad (14.4.6-5)$$

14.5 法兰连接计算

14.5.1 刚接法兰可受任何作用力; 半刚接法兰一般在空间桁架结构中受轴向拉力或轴向压力, 也可在振动较小的悬臂杆中受弯矩; 承压型法兰主要受压, 也可以承受较小的弯矩; 双层法兰受弯矩、拉力、压力和剪力。

14.5.2 刚接法兰按本条规定计算。

1 刚接法兰中摩擦型高强螺栓群同时受弯矩 M 和轴拉力 N 时, 其单个螺栓最大拉力按下式计算:

$$N_{\max}^b = \frac{M y_n}{\sum y_i^2} + \frac{N}{n_0} \leq N_t^b \quad (14.5.2-1)$$

式中:

y_i —— 第 i 个螺栓到法兰中性轴的距离;

y_n —— 离法兰中性轴最远的螺栓到法兰中性轴的距离;

- n_0 —— 法兰盘上螺栓总数；
- N_t^b —— 摩擦型高强螺栓抗拉设计承载力。

2 刚接法兰中法兰板厚度 t 应按下式计算：

$$t \geq \sqrt{\frac{5M_{\max}}{f}} \quad (14.5.2-2)$$

式中 M_{\max} 为按单个螺栓最大拉力均布到法兰板对应区域时计算得到的法兰板最大弯矩。若有加劲肋法兰，按三边支承弹性薄板计算，其中加劲板支承边为固结边，筒壁支承边为铰结边；若为无加劲肋法兰，按悬臂板计算。

3 刚接法兰的加劲板强度按平面内拉、弯计算，拉力大小按三边支承板的两固结边支承反力计，拉力中心与螺栓对齐。加劲板与法兰板的焊缝、加劲板与筒壁焊缝按上述同样受力分别验算。

4 刚接法兰抗剪按高强螺栓抗剪验算。

14.5.3 半刚接法兰按本条规定计算。

1 半刚性法兰采用高强度螺栓连接，但其单个螺栓抗拉承载力按普通螺栓抗拉设计承载力的规定计算。在荷载频遇值作用下，法兰不应开缝；在承载能力极限状态下，法兰可开缝，并绕特定的转动中心轴（图 14.5.3-2）转动。

2 半刚接法兰承受轴压作用时，轴压力通过钢管与法兰板之间的焊缝直接传递，应保证焊缝与钢管壁等强；承受轴拉作用时，轴拉力通过螺栓传递（图 14.5.3-1）。

1) 有加劲肋法兰单个螺栓拉力应满足下列公式要求：

$$N_{\max}^b = \frac{N}{n_0} \leq N_t^b \quad (14.5.3-1a)$$

2) 无加劲肋法兰单个螺栓拉力应满足下列公式要求：

$$N_{\max}^b = mT_b \frac{a+b}{a} \leq N_t^b \quad (14.5.3-1b)$$

式中：

- T_b —— 单个螺栓对应的筒壁拉力， $T_b = N / n_0$ ；
- m —— 工作条件系数，取 0.65。
- N_t^b —— 单个螺栓的抗拉承载力设计值，按下式计算：

$$N_i^b = (\pi d_e^2 / 4) f_i^b \quad (14.5.3-1c)$$

f_i^b —— 螺栓抗拉强度设计值；

d_e —— 螺栓的有效直径。

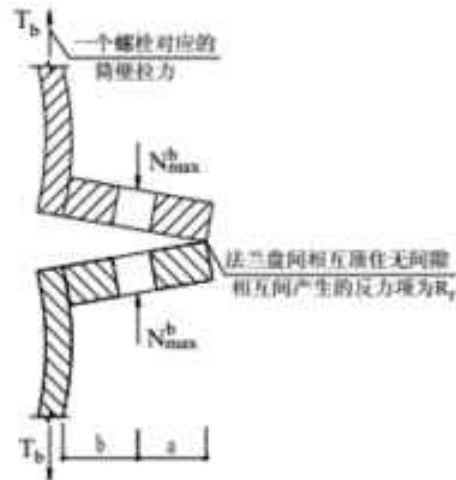


图 14.5.3-1 无加劲肋法兰受力

3 半刚接法兰主要受弯矩作用时，

1) 有加劲肋法兰螺栓最大拉力按下式计算：

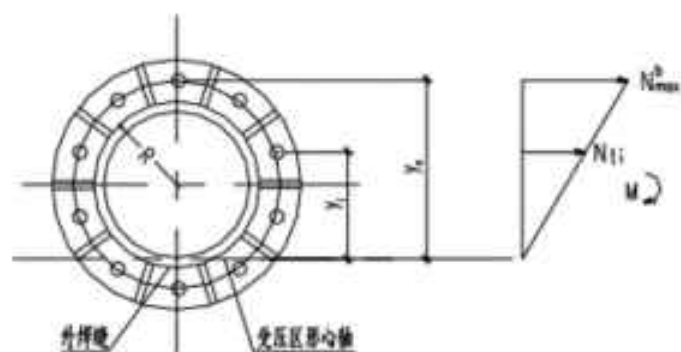
$$N_{\max}^b = \frac{M y_n}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \quad (14.5.3-2a)$$

式中：

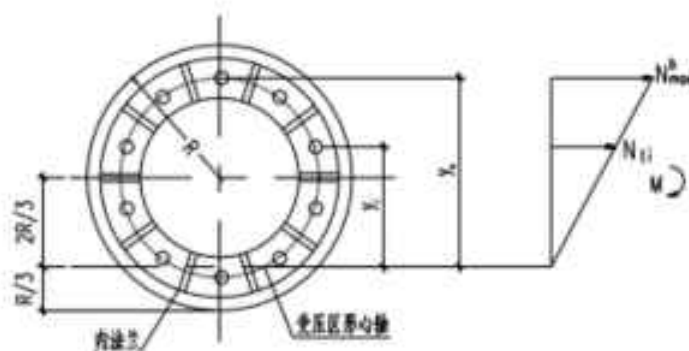
y_i —— 螺栓群转动中心轴到第*i*个螺栓的距离；

y_n —— 离螺栓群转动中心轴最远螺栓的距离。

对于有加劲肋外法兰，转动中心轴位于圆钢内壁接触点切线处，如图 14.5.3-2a 所示。对于有加劲肋内法兰，转动中心轴如图 14.5.3-2b 所示。



(a) 外法兰



(b) 内法兰

图 14.5.3-2 法兰螺栓群计算形心轴

2) 无加劲肋法兰螺栓最大拉力应满足下列公式要求:

$$N_{m+a}^b = \frac{2mM}{nR} \cdot \frac{a+b}{a} \leq N_t^b \quad (14.5.3-2b)$$

式中:

- M —— 法兰板所受的弯矩;
- R —— 钢管的外半径;
- n —— 法兰板上螺栓数目;
- m —— 工作条件系数, 取 0.65。

4 半刚接法兰板厚度计算同 14.5.2 条第 2 款;

5 半刚接法兰加劲板对应的焊缝验算同 14.5.2 条第 3 款;

6 半刚接法兰所受剪力不应大于螺栓拉力在法兰板内产生的压力及相应的摩擦力。

14.5.4 承压型法兰按铰平顶顶紧计算管端受压, 法兰仅承受次要工况下的弯矩或拉力作用, 法兰计算同刚接法兰。

14.5.5 双层法兰按以下规定计算 (如图 14.5.5-1):

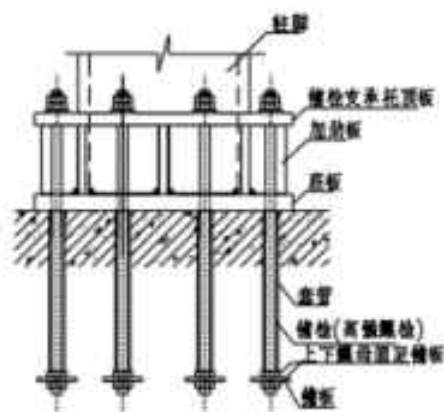


图 14.5.5-1 用于刚性柱脚的双层法兰

- 1 下法兰板的净面积按基础顶面混凝土局部承压确定，应满足以下两式要求：

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \quad (14.5.5-1a)$$

$$1.25\sigma_{\max} \leq \frac{nP}{A} \leq f_c \quad (14.5.5-1b)$$

- 2 下法兰板按 $1.25\sigma_{\max}$ 分布荷载作抗弯验算，见式 (14.5.2-2)；

- 3 螺栓最大拉力 N_{\max}^b 应满足下式：

$$N_{\max}^b \leq 0.8P \quad (14.5.5-2)$$

- 4 上法兰板按设计预拉力均布在螺栓作用区间荷载计算抗弯，同式 (14.5.2-2)；
 5 加劲板的计算同 14.5.1 条第 3 款；
 6 螺栓加预拉力应用直接张拉法。

14.6 无加劲钢管直接焊接节点刚度判别与钢管桁架计算模型

14.6.1 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 (14.2.1) 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，但受压主管必须考虑此偏心弯矩 $M = \Delta N \times e$ (ΔN 为节点两侧主管轴力之差值， e 为偏心) 的影响。

式中 e — 偏心距，符号如图 14.6.1 所示；

d — 圆主管外径；

h — 连接平面内的矩形主管截面高度。

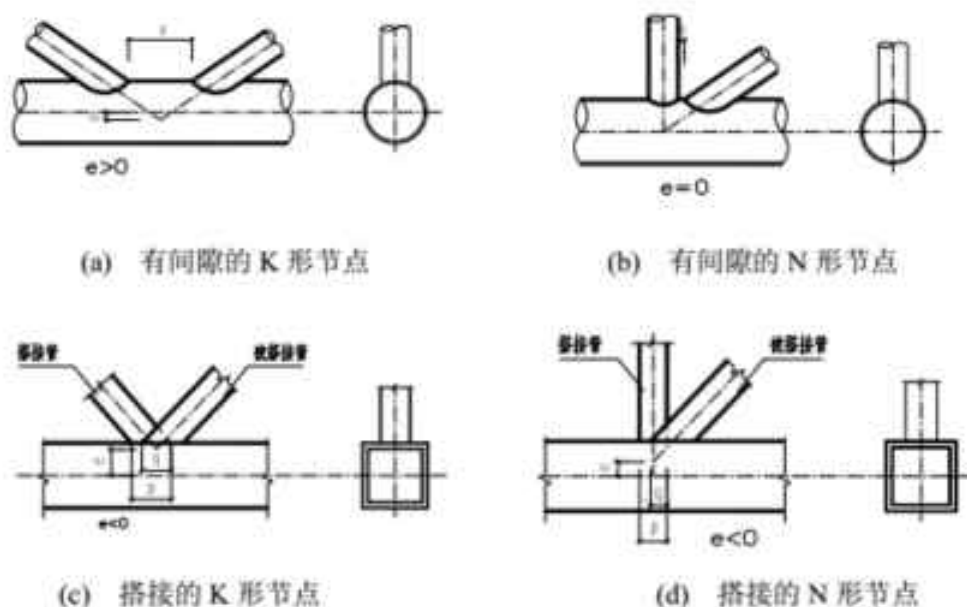


图 14.6.1 K 形和 N 形管节点的偏心和间隙

14.6.2 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本条规定计算。

1 平面 T 形（或 Y 形）节点：

1) 支管轴力作用下的节点刚度 K_{ax}^j 应按下列公式计算（图 14.3.1-2 和图 14.3.1-3）：

$$K_{\text{ax}}^j = 0.105Ed(\sin\theta)^{-2.26} \gamma^{-1.06} \tau^{-0.12} e^{2.44\beta} \quad (14.6.2-1)$$

2) 支管平面内弯矩作用下的节点刚度 K_{in}^j 应按下列公式计算（图 14.3.3-1）：

$$K_{\text{in}}^j = 0.362Ed^3(\sin\theta)^{-1.47} \gamma^{-1.75} \tau^{-0.08} \beta^{2.29} \quad (14.6.2-2)$$

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_{ax}^j 应按下列公式计算（图 14.3.1-1）：

$$K_{\text{ax}}^j = 0.952Ed \exp(1.16\beta) \gamma^{0.97\beta^{0.28} - 2.65} \sin^{-1.74} \theta \quad (14.6.2-3)$$

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_{in}^j 应按下列公式计算（图 14.3.3-2）：

$$K_{\text{in}}^j = 0.303Ed^3 \beta^{2.25} \gamma^{0.3\beta^{0.02} - 1.75} \sin^{2.89\beta - 2.52} \theta \quad (14.6.2-4)$$

3) 支管平面外弯矩作用下的节点刚度 K_{out}^j 应按下列公式计算（图 14.3.3-2）：

$$K_{\text{out}}^j = 2.083Ed^3 (\sin\theta)^{-1.23} (\cos\varphi)^{0.85} \gamma^{-2.42} \beta^{2.27} \quad (14.6.2-5)$$

其中, $30^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$, $0^\circ \leq \varphi \leq 30^\circ$, $0.2 \leq \beta \leq 0.9$, $5 \leq \gamma \leq 50$, $0.2 \leq t \leq 0.8$ 。

14.6.3 空腹桁架中无加劲方管直接焊接节点的刚度应按本条规定计算。

1 T形节点的轴向刚度可采用公式(14.6.3-1)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:

$$K = \frac{2Et^3}{b_0^2(1-\beta)^3} \left\{ (1+\beta)(1-\beta)^{\frac{3}{2}} + 2\eta + \sqrt{1-\beta} \right\} \mu_1 \quad (14.6.3-1)$$

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(14.6.3-2)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。

$$K = 5.49(\beta^3 - 1.298\beta^2 + 0.59\beta - 0.073)(\eta^2 + 0.066\eta + 0.1)(t^2 - 1.659t + 0.711) \quad (14.6.3-2)$$

14.6.4 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,否则应视为半刚接;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,否则应视为半刚接。

15 钢与混凝土组合梁

15.1 一般规定

15.1.1 本节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 N 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现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定进行设计。

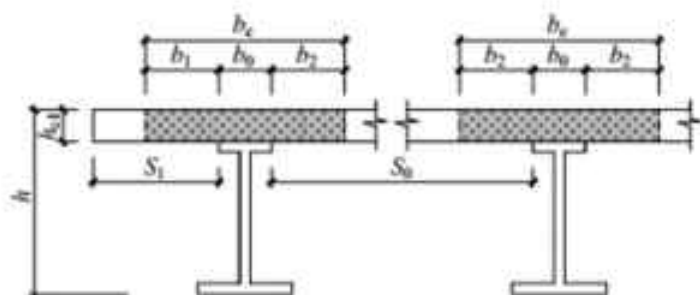
15.1.2 在进行组合梁截面承载能力验算时,跨中及中间支座处混凝土翼板的有效宽度 b_e (图 15.1.2) 应按下式计算:

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (15.1.2)$$

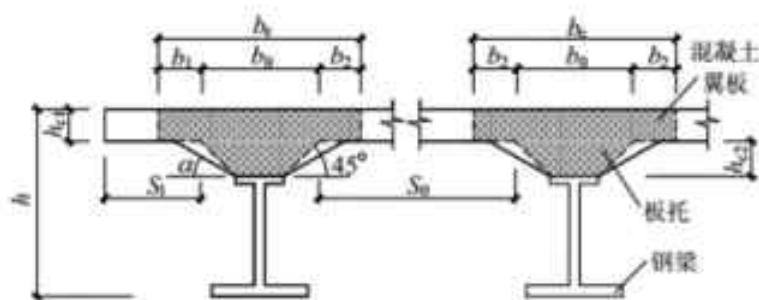
式中 b_0 ——板托顶部的宽度:当板托倾角 $\alpha < 45^\circ$ 时,应按 $\alpha = 45^\circ$ 计算;当无板托时,则取钢梁上翼缘的宽度;

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 $1/6$ 。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

15.1.3 进行结构整体内力和变形计算时,对于仅承受竖向荷载的梁柱铰接简支或连续组合梁,每跨混凝土翼板有效宽度取为定值,按 15.1.2 节规定的跨中有效翼缘宽度取值计算;对于同时承受竖向荷载并参与结构体系整体抗侧(主要指承受地震作用和风荷载)的梁柱刚接框架组合梁,其抗弯惯性矩 I_c 可按式计算:

$$I_c = \alpha I_s \quad (15.1.3-1)$$

式中 I_s ——钢梁抗弯惯性矩;

α ——刚度放大系数,按下式计算:

$$\alpha = \frac{2.2}{(I_s/I_c)^{0.5}} + 1 \quad (15.1.3-2)$$

式中 I_c ——混凝土翼板等效抗弯惯性矩,按下式计算:

$$I_c = \frac{[\min(0.1L, B_1) + \min(0.1L, B_2)] h_c^3}{12\alpha_E} \quad (15.1.3-3)$$

式中 L ——梁跨度;

B_1, B_2 ——分别为组合梁两侧实际混凝土翼板宽度,取为梁中心线到混凝土翼板边缘的距离,或梁中心线到相邻梁中心线之间距离的一半;

h_c ——混凝土翼板厚度;

E ——钢材和混凝土弹性模量比。

15.1.4 组合梁的正常使用极限状态验算包括挠度和负弯矩区裂缝宽度验算,应采用弹性分析方法,并考虑混凝土板剪力滞后、混凝土开裂、混凝土收缩徐变、温度效应等因素的影响。组合梁的挠度应按本规范第 15.4.2 条的规定,考虑混凝土翼板和钢梁之间的滑移效应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。

连续组合梁应按本规范 15.5 条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。

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。

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。可采用调整钢材与混凝土弹性模量比 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 $2E$ 。

15.1.5 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。

负弯矩区段的混凝土板可以在正弯矩区形成组合作用并拆除临时支撑后再进行浇筑。

15.1.6 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。部分抗剪连接仅用于跨度不超过 20m 且不直接承受动力荷载的组合梁。

15.1.7 按本节规定考虑全截面塑性发展进行组合梁的强度计算时,钢梁钢材的强度设计值 f 应按本规范第 5.4.1 条的规定采用,组合梁负弯矩区段所配纵向受拉钢筋的强度设计值按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定采用。除按本规范 15.8.4-2 的要求通过抗剪连接件与混凝土板有效连接的钢梁上翼缘外,组合梁钢梁的板件宽厚比应满足本规范 3.4 节规定的受弯构件 A 级的要求。

组合梁承载能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,并采用弯矩调幅法考虑负弯矩区混凝土开裂以及截面塑性发展的影响,内力调幅系数不宜超过 30%。

15.1.8 组合梁尚应按本规范 15.6 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。

15.2 组合梁设计

15.2.1 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：

塑性中和轴在混凝土翼板内（图 15.2.1-1），即 $Af \leq b_e h_{ef} f_c$ 时：

$$M \leq b_e x f_c y \quad (15.2.1-1)$$

$$x = Af / (b_e f_c) \quad (15.2.1-2)$$

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。

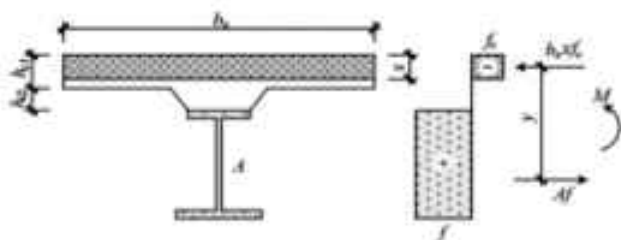


图 15.2.1-1 塑性中和轴在混凝土翼板内时的组合梁截面及应力图形

塑性中和轴在钢梁截面内（图 15.2.1-2），即 $Af > b_e h_{ef} f_c$ 时：

$$M \leq b_e h_{ef} f_c y_1 + A_c f y_2 \quad (15.2.1-3)$$

$$A_c = 0.5(A - b_e h_{ef} f_c / f) \quad (15.2.1-4)$$

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。

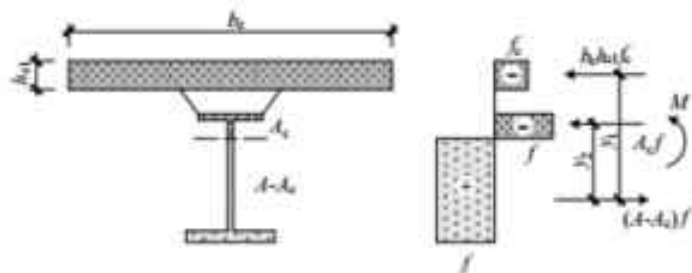


图 15.2.1-2 塑性中和轴在钢梁内时的组合梁截面及应力图形

2 负弯矩作用区段 (图 15.2.1-3):

$$M' \leq M_s + A_s f_a (y_3 + y_4/2) \quad (15.2.1-5)$$

$$M_s = (S_1 + S_2) f \quad (15.2.1-6)$$

$$f_a A_s + f(A - A_c) = f A_c \quad (15.2.1-7)$$

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_s ——负弯矩区混凝土翼板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积;

f_a ——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 (15.2.1-7) 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 $y_4 = A_s f_a / (2t_w f)$, 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。

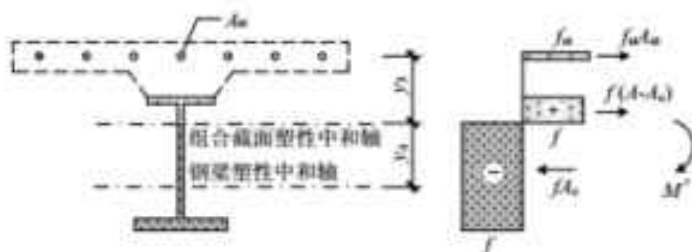


图 15.2.1-3 负弯矩作用时组合梁截面和计算简图

15.2.2 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 15.2.2):

$$x = n_r N_v^c / (b_c f_c) \quad (15.2.2-1)$$

$$A_c = (A f - n_r N_v^c) / (2 f) \quad (15.2.2-2)$$

$$M_{w,r} = n_r N_v^c y_1 + 0.5 (A f - n_r N_v^c) y_2 \quad (15.2.2-3)$$

式中 $M_{w,r}$ ——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 15.3 节的有关公式计算。

y_1, y_2 ——如图 15.2.2 所示, 可按公式 (15.2.2-2) 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 (15.2.1-5) 计算，但 $A_w f_w$ 应改为 $n_r N_v^c$ 和 $A_w f_w$ 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。

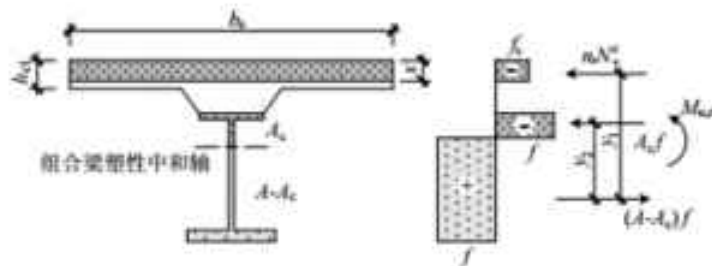


图 15.2.2 部分抗剪连接组合梁计算简图

15.2.3 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 (11.2.2) 进行计算。

15.2.4 用塑性调幅设计法计算组合梁强度时，按以下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：

$$\rho = [2V / (h_w t_w f_v) - 1]^2 \quad (15.2.4)$$

$V \leq 0.5h_w t_w f_v$ 时，可不对腹板强度设计值进行折减。

15.3 抗剪连接件的计算

15.3.1 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 15.3.1 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：



图 15.3.1 连接件的外形

1 圆柱头焊钉连接件:

$$N_v^c = 0.43 A_s \sqrt{E_c f_c} \leq 0.7 A_s f_u \quad (15.3.1-1)$$

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

$$N_v^c = 0.26(t + 0.5t_w) l_c \sqrt{E_c f_c} \quad (15.3.1-2)$$

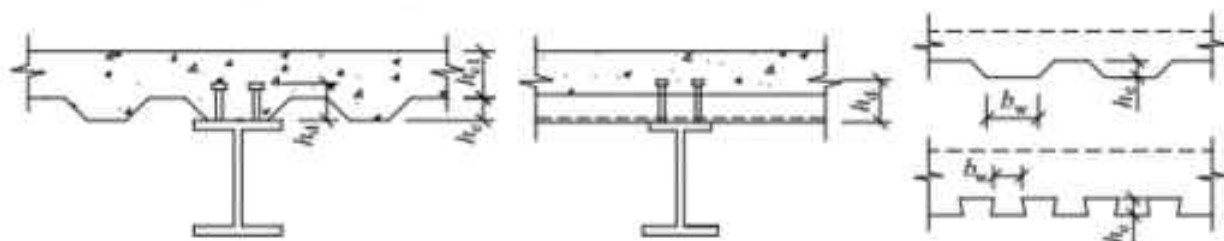
式中 t ——槽钢翼缘的平均厚度;

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载力设计值 N_v^c 进行计算。

15.3.2 对于用压型钢板混凝土组合板做翼板的组合梁(图 15.3.2), 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:



(a) 肋与钢梁平行的组合梁截面 (b) 肋与钢梁垂直的组合梁截面 (c) 压型钢板作底模的楼板剖面

图 15.3.2 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 15.3.2a), $b_w/h_c < 1.5$ 时, 按公式(15.3.1-1)算得的 N_v^c 应乘以折减系数 β , 后取用。 β 值按下式计算:

$$\beta = 0.6 \frac{b_w}{h_c} \left(\frac{h_d - h_e}{h_c} \right) \leq 1 \quad (15.3.2-1)$$

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 15.3.2c), 改取上部宽度;

h_c ——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 15.3.2b), 焊钉连接件承载力设计值的折减按下式计算:

$$\beta_v = \frac{0.85 b_w}{\sqrt{n_0} h_e} \left(\frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \leq 1 \quad (15.3.2-2)$$

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。

15.3.3 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)。

15.3.4 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 15.3.4), 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 按下列公式确定:

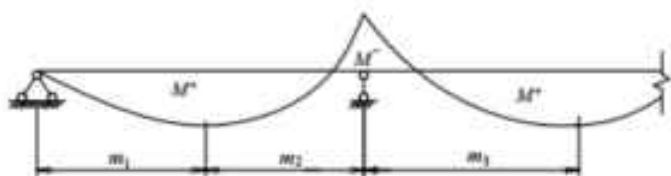


图 15.3.4 连续梁剪跨区划分图

- 1 正弯矩最大点到边支座区段, 即 m_1 区段, V_s 取 A_f 和 $b_e h_{ef} f_c$ 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:

$$V_s = \min \{ A_f, b_e h_{ef} f_c \} + A_s f_a \quad (15.3.4-1)$$

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_t 按下式计算:

$$n_t = V_s / N_v^c \quad (15.3.4-2)$$

部分抗剪连接组合梁, 其连接件的实配个数不得少于 n_t 的 50%。

按公式(15.3.4-2)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_t 按剪力图面积比例分配后再各自均匀布置。

15.4 挠度计算

15.4.1 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 15.1.4 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。

15.4.2 组合梁考虑滑移效应的折减刚度 B 可按式确定：

$$B = \frac{EI_{eq}}{1 + \xi} \quad (15.4.2-1)$$

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用。

ξ ——刚度折减系数，按 15.4.3 条进行计算。

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

$$\xi = \eta \left[0.4 - \frac{3}{(jl)^2} \right] \quad (15.4.3-1)$$

$$\eta = \frac{36Ed_c p A_0}{n_s k h l^2} \quad (15.4.3-2)$$

$$j = 0.81 \sqrt{\frac{n_s N_s^c A_1}{EI_0 p}} \quad (\text{mm}^{-1}) \quad (15.4.3-3)$$

$$A_0 = \frac{A_{cf} A}{a_v A + A_{cf}} \quad (15.4.3-4)$$

$$A_1 = \frac{I_0 + A_0 d_c^2}{A_0} \quad (15.4.3-5)$$

$$I_0 = I + \frac{I_{cf}}{\alpha_E} \quad (15.4.3-6)$$

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，且不考虑压型钢板取薄弱截面的面积；

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 15.3.1 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（15.4.3-4）和（15.4.3-6）中的 α_E 应乘以 2。

15.5 负弯矩区裂缝宽度计算

15.5.1 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} 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 第 8.1.2 条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。

15.5.2 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：

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k y_k}{I_{cr}} \quad (15.5.2-1)$$

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_k ——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，可按下式计算：

$$M_k = M_e (1 - \alpha_r) \quad (15.5.2-2)$$

式中 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%。

对于悬臂组合梁，公式（15.5.2-2）中的 M_k 应根据平衡条件计算得到。

15.6 纵向抗剪计算

15.6.1 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 15.6.1 所示的纵向受剪界面 a-a、b-b、c-c 及 d-d。

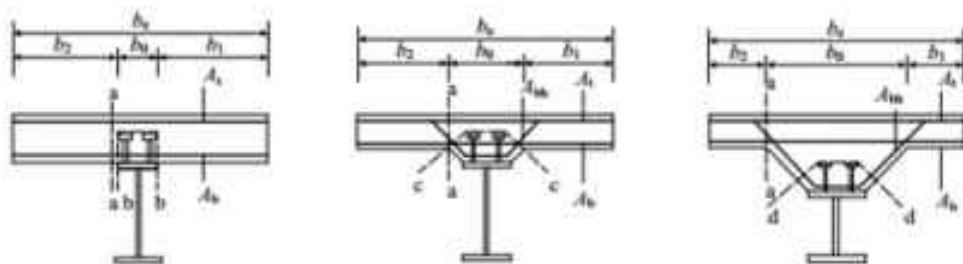


图 15.6.1 混凝土板纵向受剪界面

图中 A_1 ——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_2 、 A_{3a} ——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);

15.6.2 单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力设计值按照下列公式计算:

- 1 单位纵向长度上 b-b、c-c 及 d-d 受剪界面 (图 15.6.1) 的计算纵向剪力为:

$$v_{t,l} = \frac{V_s}{m_t} \quad (15.6.2-1)$$

- 2 单位纵向长度上 a-a 受剪界面 (图 15.6.1) 的计算纵向剪力为:

$$v_{t,l} = \max\left(\frac{V_s}{m_t} \times \frac{b_1}{b_c}, \frac{V_s}{m_t} \times \frac{b_2}{b_c}\right) \quad (15.6.2-2)$$

式中 $v_{t,l}$ ——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 15.3.4 条的规定计算;

m_t ——剪跨区段长度, 如图 15.3.4 所示;

b_1 、 b_2 ——分别为混凝土翼板左右两侧挑出的宽度 (图 15.6.1);

b_c ——混凝土翼板有效宽度, 按本章 14.1.2 条的规定取为对应跨的跨中有效宽度取值。

15.6.3 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:

$$v_{t,l} \leq v_{0,t,l} \quad (15.6.3-1)$$

式中 $v_{0,t,l}$ ——单位纵向长度内界面抗剪承载力设计值, 取以下两式的较小值:

$$v_{h.c1} = 0.7f_t b_f + 0.8A_s f_t \quad (15.6.3-2)$$

$$v_{h.c1} = 0.25b_f f_c \quad (15.6.3-3)$$

式中 $v_{h.c1}$ ——单位纵向长度内界面抗剪承载力 (N/mm);

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 14.7.1 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_s ——单位长度上横向钢筋的截面面积 (mm²/mm),按图 15.6.1 和表 15.6.3 取值;

f_t ——横向钢筋的强度设计值 (N/mm²).

表 15.6.3 单位长度上横向钢筋的截面面积 A_s

剪切面	a-a	b-b	c-c	d-d
A_s	$Ab+At$	$2Ab$	$2(Ab+Abh)$	$2Abh$

15.6.4 横向钢筋应满足如下最小配筋率的要求:

$$A_s f_t / b_f > 0.75 (N/mm^2) \quad (15.6.4)$$

15.7 构造要求

15.7.1 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。

15.7.2 组合梁边梁混凝土翼板的构造应满足图 15.7.2 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。

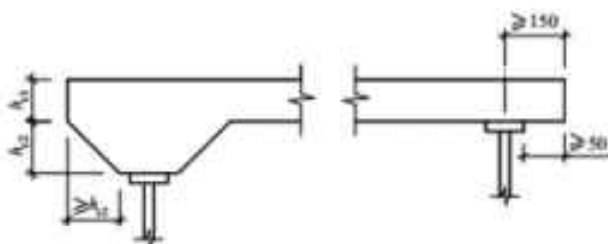


图 15.7.2 边梁构造图

15.7.3 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,应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定设置。

15.7.4 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;当组合梁受压上翼缘不符合塑性调幅设计法要求的宽厚比限值,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:

3 当混凝土板沿全长和组合梁接触(如现浇楼板): $22t_f\sqrt{235/f_{yk}}$;

4 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): $15t_f\sqrt{235/f_{yk}}$;

5 同时连接件的外侧边缘与钢梁翼缘边缘之间的距离还不应大于 $9t_f\sqrt{235/f_{yk}}$ 。

式中 t_f ——钢梁受压上翼缘厚度。

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。

15.7.5 圆柱头焊钉连接件除应满足 15.7.4 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 $h_d \leq h_p + 30$ 的要求(图 15.3.2)。

15.7.6 槽钢连接件一般采用 Q235 钢,截面不大于 C12.6。

15.7.7 横向钢筋应满足如下构造要求:

1 横向钢筋的间距应不大于 $4h_{e0}$,且应不大于 200mm。 h_{e0} 的规定详见本规范 15.7.4-1 条。

2 板托中应配 U 型横向钢筋加强,如图 15.6.1 所示。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。

15.7.8 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。

16 钢管混凝土组合柱及节点

16.1 一般规定

16.1.1 本章适用于承受静力荷载或间接承受动力荷载作用的钢管混凝土柱及节点的设计和计算。

16.1.2 钢管混凝土构件应按空钢管进行施工阶段的强度、稳定性和变形验算。施工阶段的荷载主要为湿混凝土的重力和实际可能作用的施工荷载。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%。

16.1.3 对钢管混凝土受压构件，圆形截面的钢管外径与壁厚之比 D/t 不应大于 $135 \frac{235}{f_{yk}}$ ，

矩形截面边长和壁厚之比 B/t 不应大于 $60 \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$ 。对受弯钢管混凝土构件，圆形截面的钢

管外径与壁厚之比 D/t 不应大于 $177 \frac{235}{f_{yk}}$ ，矩形截面边长和壁厚之比 B/t 不应大于

$135 \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$ 。

16.2 矩形钢管混凝土柱设计

16.2.1 矩形钢管混凝土轴心受压构件应满足下式的要求：

$$N \leq f A_s + f_c A_c \quad (16.2.1-1)$$

式中 N ——轴心压力设计值；

A_s ——钢管的截面面积；

A_c ——混凝土的截面面积；

f ——钢管的抗压强度设计值；

f_c ——混凝土的抗压强度设计值。

当钢管截面有削弱时，其净截面承载力应满足下式的要求：

$$N \leq f A_{sn} + f_c A_c \quad (16.2.1-2)$$

式中 A_{sm} ——钢管的净截面面积。

16.2.2 轴心受压构件的稳定性应满足下式的要求：

$$N \leq \varphi(fA_s + f_c A_c) \quad (16.2.2-1)$$

$$\text{当 } \lambda_0 \leq 0.215 \text{ 时, } \quad \varphi = 1 - 0.65\lambda_0^2 \quad (16.2.2-2)$$

$$\text{当 } \lambda_0 > 0.215 \text{ 时, } \quad \varphi = \frac{1}{2\lambda_0^2} \left[(0.95 + 0.300\lambda_0 + \lambda_0^2) - \sqrt{(0.965 + 0.300\lambda_0 + \lambda_0^2)^2 - 4\lambda_0^2} \right] \quad (16.2.2-3)$$

式中, φ ——轴心受压构件的稳定系数；

λ_0 ——相对长细比, 根据本规范 16.2.3 计算。

16.2.3 轴心受压构件的相对长细比应按下列式计算：

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_s}} \quad (16.2.3-1)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r_0} \quad (16.2.3-2)$$

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_s + I_c E_c / E_s}{A_s + A_c f_c / f}} \quad (16.2.3-3)$$

式中, f_{yk} ——钢材牌号所指屈服点；

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；

E_s ——钢管的弹性模量；

E_c ——钢管内混凝土的弹性模量；

I_s ——钢管的截面惯性矩；

I_c ——钢管内混凝土的截面惯性矩；

16.2.4 矩形钢管混凝土轴心受拉构件的承载力应满足下列式要求：

$$N_t \leq f A_{sm} \quad (16.2.4-1)$$

式中, N_s ——轴心拉力设计值;

f ——钢材的抗拉强度设计值。

16.2.5 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土压弯构件, 其承载力应满足下式的要求:

$$\frac{N}{fA_m + f_c A_c} + (1 - \alpha_c) \frac{M}{(0.5A_m(h - 2t - d_n) + bt(t + d_n))f} \leq 1 \quad (16.2.5-1)$$

同时应满足下式的要求:

$$M \leq [0.5A_m(h - 2t - d_n) + bt(t + d_n)]f \quad (16.2.5-2)$$

$$d_n = \frac{A_s - 2bt}{(b - 2t) \frac{f_c}{f} + 4t} \quad (16.2.5-3)$$

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;

f ——钢材抗弯强度设计值;

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。

16.2.6 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, 其弯矩作用平面内的稳定性应满足下式的要求:

$$\frac{N}{\varphi_x (fA_m + f_c A_c)} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta_{mx} M_x}{\left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}\right) (0.5A_s(h - 2t - d_n) + bt(t + d_n))f} \leq 1 \quad (16.2.6-1)$$

$$N'_{Ex} = \frac{N_{Ex}}{1.1} \quad (16.2.6-2)$$

$$N_{Ex} = (fA_s + f_c A_c) \frac{\pi^2 N_s}{\lambda_s^2 f} \quad (16.2.6-3)$$

并应满足下式的要求:

$$\frac{\beta_m M_x}{\left(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}}\right) (0.5 A_x (h - 2t - d_s) + bt(t + d_s)) f} \leq 1 \quad (16.2.6-4)$$

同时，弯矩作用平面外的稳定性应满足下式的要求：

$$\frac{N}{\varphi_y (f A_m + f_c A_c)} + \frac{M_x}{1.4 (0.5 A_x (h - 2t - d_s) + bt(t + d_s)) f} \leq 1 \quad (16.2.6-5)$$

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_m ——等效弯矩系数，按本规范 9.2.1 采用。

16.2.7 等效弯矩系数应根据稳定性的计算方向按下列规定采用：

- 1 在计算方向内有侧移的框架柱和悬臂构件， $\beta = 1.0$ ；
- 2 在计算方向内无侧移的框架柱和两端支承的构件：

无横向荷载作用时： $\beta = 0.65 + 0.35 \frac{M_2}{M_1}$ ， M_1 和 M_2 为端弯矩，使构件产生相同曲率

时取同号，使构件产生反向曲率时取异号， $|M_1| \geq |M_2|$ ；

有端弯矩和横向荷载作用时：使构件产生同向曲率时， $\beta = 1.0$ ；

使构件产生反向曲率时， $\beta = 0.85$ ；

无端弯矩但有横向荷载作用时， $\beta = 1.0$

16.2.8 弯矩作用在一个主面内的矩形钢管混凝土拉弯构件，其承载力应满足下式的要求：

$$\frac{N}{f A_m} + (1 - \alpha_c) \frac{M}{(0.5 A_m (h - 2t - d_s) + bt(t + d_s)) f} \leq 1 \quad (16.2.8-1)$$

16.2.9 弯矩作用在两个主面内的双轴压弯矩形钢管混凝土构件，其承载力应满足下式的要求：

$$\frac{N}{fA_m + f_c A_c} + (1 - \alpha_c) \frac{M_x}{(0.5A_m(h - 2t - d_m) + bt(t + d_m))f} + (1 - \alpha_c) \frac{M_y}{(0.5A_m(b - 2t - d_m) + ht(t + d_m))f} \leq 1 \quad (16.2.9-1)$$

同时应满足下式的要求:

$$\frac{M_x}{(0.5A_m(h - 2t - d_m) + bt(t + d_m))f} + \frac{M_y}{(0.5A_m(b - 2t - d_m) + ht(t + d_m))f} \leq 1 \quad (16.2.9-2)$$

式中, M_x 、 M_y 分别为绕主轴 x 、 y 轴作用的弯矩设计值。

16.2.10 双轴压弯矩形钢管混凝土构件绕主轴 x 轴的稳定性, 应满足下式的要求:

$$\frac{N}{\varphi_x(fA_m + f_c A_c)} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta_x M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}})(0.5A_m(h - 2t - d_m) + bt(t + d_m))f} + \frac{\beta_y M_y}{1.4(0.5A_m(b - 2t - d_m) + ht(t + d_m))f} \leq 1 \quad (16.2.10-1)$$

同时应满足下式的要求:

$$\frac{\beta_x M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}})(0.5A_m(h - 2t - d_m) + bt(t + d_m))f} + \frac{\beta_y M_y}{1.4(0.5A_m(b - 2t - d_m) + ht(t + d_m))f} \leq 1 \quad (16.2.10-2)$$

绕主轴 y 轴的稳定性, 应满足下式的要求:

$$\frac{N}{\varphi_y(fA_m + f_c A_c)} + \frac{\beta_x M_x}{1.4(0.5A_m(h - 2t - d_m) + bt(t + d_m))f} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta_y M_y}{(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ey}})(0.5A_m(b - 2t - d_m) + ht(t + d_m))f} \leq 1 \quad (16.2.10-3)$$

同时应满足下式的要求:

$$\frac{\beta_x M_x}{1.4(0.5A_m(h - 2t - d_m) + bt(t + d_m))f} + \frac{\beta_y M_y}{(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ey}})(0.5A_m(b - 2t - d_m) + ht(t + d_m))f} \leq 1 \quad (16.2.10-4)$$

式中, φ_x 、 φ_y 分别为绕主轴 x 轴、绕主轴 y 轴的轴心受压稳定系数; β_x 、 β_y 分别为在计算稳定的方向对 M_x 、 M_y 的弯矩等效系数。

16.2.11 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:

$$\frac{N}{fA_m} + \frac{M_x}{(0.5A_m(h-2t-d_w)+bt(t+d_w))f} + \frac{M_y}{(0.5A_m(b-2t-d_w)+ht(t+d_w))f} \leq 1 \quad (16.2.11-1)$$

16.3 圆钢管混凝土柱设计

16.3.1 圆钢管混凝土柱轴心受压强度承载力应符合下列规定:

$$N \leq k_c A_{sc} f_{sc} \quad (16.3.1-1)$$

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, 应按本规范式 (P.0.1-1) 计算。

16.3.2 圆钢管混凝土柱抗剪、抗扭和抗弯承载力应符合下列要求:

1 组合抗剪承载力:

$$V \leq \mu f_{sv} A_{sc} = 0.71 f_{sv} A_{sc} \quad (16.3.2-1)$$

2 组合抗扭承载力:

$$T \leq W_T f_w \quad (16.3.2-2)$$

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 P-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 组合受弯承载力:

$$M \leq \gamma_m W_{sc} f_{sc} \quad (16.3.2-3)$$

$$W_w = \frac{\pi(r_o^4 - r_i^4)}{4r_o} \quad (16.3.2-4)$$

式中, f_w ——实心或空心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_w ——塑性发展系数; 对圆形截面取 1.2, 对其它截面按照下式计算:

$$\gamma_w = (1 - 0.5\psi)(-0.4832\theta_w + 1.9264\sqrt{\theta_w}) \quad (16.3.2-5)$$

W_w ——受弯构件的组合截面模量;

r_o ——等效圆半径, 圆形截面为半径, 非圆形截面为按面积相等等效成圆形的半径;

r_i ——空心半径, 对于实心构件等于 0。

16.3.3 圆钢管混凝土轴心受拉承载力应符合下列要求:

$$N_t \leq C_1 A_s f \quad (16.3.5-1)$$

式中 N_t —— 钢管混凝土轴心受拉时的拉力设计值;

C_1 —— 钢管受拉强度提高系数, $C_1 = 1.1$ 。

16.3.4 圆钢管混凝土柱轴压稳定承载力应符合下列要求:

$$N \leq \varphi k_1 k_2 f_w A_w \quad (16.3.6-1)$$

式中 f_w —— 钢管混凝土构件的组合强度设计值;

A_w —— 组合截面面积;

φ —— 轴心受压构件稳定系数, 见表 16.3.4; 表中 λ 是各种构件的长细比, 是计算长度除以回转半径。

表 16.3.4 轴压构件稳定系数

$\lambda(0.001f_{yk} + 0.781)$	φ	$\lambda(0.001f_{yk} + 0.781)$	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

16.3.5 圆钢管混凝土拉弯构件承载力应符合下列要求:

$$\frac{N_t}{1.1A_s f} + \frac{M}{\gamma_m W_s f_c} \leq 1 \quad (16.3.5)$$

式中 N_t 、 M —— 作用于构件的轴心拉力和弯矩;

16.3.6 圆钢管混凝土构件在复杂应力状态下的承载力应符合下列规定:

$$1 \quad \text{当} \frac{N}{\varphi k_c f_w A_w} \geq 0.255 \left[1 - \left(\frac{T}{f_w W_T} \right)^2 - \left(\frac{V}{0.71 f_w A_w} \right)^2 \right] \text{时:}$$

$$\frac{N}{\varphi k_c f_w A_w} + \frac{\beta_m M}{1.5 \gamma_m W_w f_w (1 - 0.4 N/N_E)} + \left(\frac{T}{f_w W_T} \right)^2 + \left(\frac{V}{0.71 f_w A_w} \right)^2 \leq 1 \quad (16.3.6-1)$$

$$2 \quad \text{当} \frac{N}{\varphi k_c f_w A_w} < 0.255 \left[1 - \left(\frac{T}{f_w W_T} \right)^2 - \left(\frac{V}{0.71 f_w A_w} \right)^2 \right] \text{时:}$$

$$\frac{N}{2.17 \varphi k_c f_w A_w} + \frac{\beta_m M}{\gamma_m W_w f_w (1 - 0.4 N/N_E)} + \left(\frac{T}{f_w W_T} \right)^2 + \left(\frac{V}{0.71 f_w A_w} \right)^2 \leq 1 \quad (16.3.6-2)$$

式中 β_m —— 等效弯矩系数, 按本规范第 9 章的规定采用;

$$N_E = \frac{\pi^2 E_{cm} A_w}{(1.1\lambda)^2} \approx 10.6 k_t N_0 / \lambda^2$$

N_E —— 钢管混凝土的欧拉临界荷载

16.4 钢管混凝土柱梁连接节点设计

16.4.1 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。

16.4.2 矩形钢管混凝土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:

$$P = b_f \times t_f \times f_y \quad (16.4.2-1)$$

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 ——梁翼缘钢板的名义屈服强度。

2) 隔板承载力为:

$$P_s = (D + 2h_s - d)^2 \frac{b_f \times t_f}{d^2} f_y \quad (16.4.2-2)$$

式中 P_s ——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_f ——隔板的厚度。

3) 隔板贯通式节点翼缘的抗拉承载力

$$P_j = \min(P, P_s) \quad (16.4.2-3)$$

2 外肋环板节点:

1) 肋板承载力为:

$$P_s = 2t_s h_s f_{ys} \quad (16.4.2-4)$$

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:

$$P_c = (4X + 2t_d)M_p / D_1 + 4D_c M_p / X \quad (16.4.2-5)$$

式中 M_p ——柱单位长度的屈服弯矩;

X ——由 P_c 为最小条件确定, 即 $\partial P_c / \partial X = 0$ 得 $X = \sqrt{D_1 D_c} / 2$;

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：

$$P_v = \alpha(P_c + P_s) \quad (16.4.2-6)$$

式中 α ——共同工作系数。求屈服承载力时，对空钢管试件 α 取 0.7，对充填混凝土的试件 α 取 0.8；求极限承载力时，对空钢管试件和充填混凝土的试件取 0.7。

16.4.3 矩形钢管混凝土与钢梁连接节点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：

$$\tau = 0.6 \frac{V_{\max}}{h_f} \lg\left(\frac{2r}{b_j}\right) \leq f_v \quad (16.4.3-1)$$

$$b_j = t_w + 2h_f \quad (16.4.3-2)$$

式中 V_{\max} ——梁端腹板或一个牛腿肋板承受的最大剪力；

h_f ——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。

16.4.4 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 (16.4.4)：

$$100\text{mm} \leq h_s \leq 15t_d \sqrt{235/f_{yk}} \quad (16.4.4)$$

式中 t_d ——隔板厚度；

f_{yk} ——环板材料的屈服强度标准值。

16.4.5 圆钢管混凝土柱加强环节点可根据下列规定计算：

1 圆钢管混凝土柱加强环节点的平面类型可根据图 16.4.5 分为 4 类：

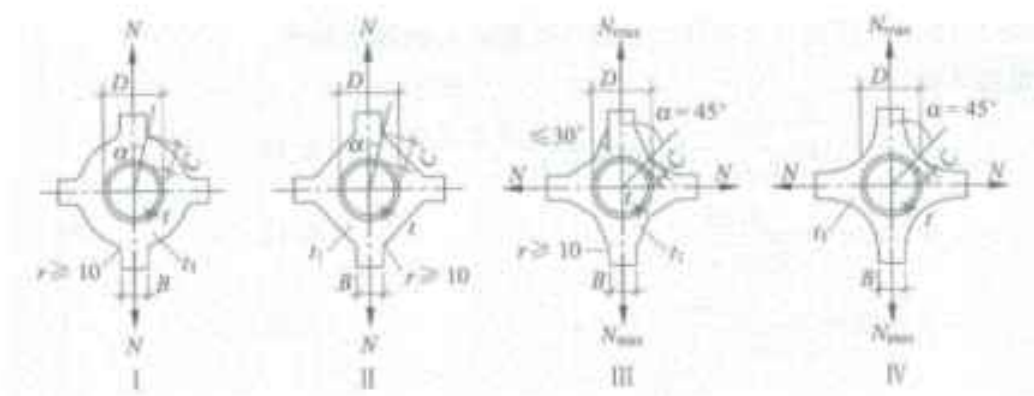


图 16.4.5 加强环板的型式

2 加强环板在梁方向承受拉力 N 作用时, N 可按下式计算:

$$N = M/h + N_b \quad (16.4.5-1)$$

$$M = M_c - Vd/3 \geq 0.7M_c \quad (16.4.5-2)$$

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, 只考虑横梁对加强环板产生的拉力作用, 如梁的内力对加强环为压力时, 则不考虑;

h ——梁截面高度;

M_c ——柱轴线处的支座弯矩设计值;

V ——对应于 M_c 柱轴线处梁端剪力;

d ——管柱直径。

3 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确定, 宜与梁翼缘等厚, 并满足下列规定:

- 1) $0.25 \leq b_s/d \leq 0.75$
- 2) $0.1 \leq b/d \leq 0.3$, $b/t_1 \leq 10$

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, 可按下式计算

$$b \geq F_1(\alpha) \frac{N}{t_1 f_1} - F_2(\alpha) b_s \frac{t_f}{t_1 f_1} \quad (16.4.5-3)$$

$$F_1(\alpha) = \frac{0.93}{\sqrt{2 \sin^2 \alpha + 1}} \quad (16.4.5-4)$$

$$F_2(\alpha) = \frac{1.74 \sin \alpha}{\sqrt{2 \sin^2 \alpha + 1}} \quad (16.4.5-5)$$

$$b_e = \left\{ 0.63 + 0.88 \frac{b_e}{d} \right\} \sqrt{dt} + t, \quad (16.4.5-6)$$

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 16.4.5-2）；

t ——管柱管壁厚度；

f ——管柱钢材强度设计值。

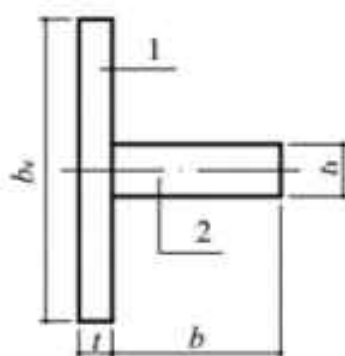


图 16.4.5-2 柱肢管壁的有效宽度（1-管壁；2-加强环板）

2) III型和IV型加强环板，可按下式计算：

$$b \geq (1.44 + \beta) \frac{0.392 N_{x,max}}{t_1 f_1} - 0.864 b_e \frac{t f}{t_1 f_1} \quad (16.4.5-7)$$

$$\beta = \frac{N_y}{N_{x,max}} \leq 1 \quad (16.4.5-8)$$

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（见图 16.4.5-3）应按下式进行验算。

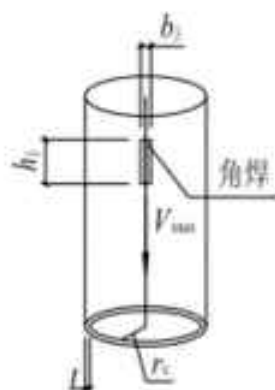


图 16.4.5-3

$$\tau = 0.6 \frac{V_{\max}}{h_j t_w} \lg \frac{2r_c}{b_j} \leq f_v \quad (16.4.5-9)$$

$$b_j = t_w + 2h_j \quad (16.4.5-10)$$

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。

16.4.6 钢管混凝土柱隔板上应设置混凝土浇筑孔，其孔径按施工要求不应小于 200mm；

隔板应设透气孔，其孔径宜为 25mm。



图 16.4.6 矩形钢管混凝土柱隔板（包括内隔板和贯通隔板）透气孔位置示意图

17 疲劳计算及防脆断设计

17.1 一般规定

17.1.1 直接承受动力荷载重复作用的钢结构构件及其连接,应符合本规范规定的相关构造要求。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。

17.1.2 本章规定不适用于特殊条件(如构件表面温度大于 150°C ,处于海水腐蚀环境,焊后经热处理消除残余应力以及低周-高应变疲劳条件等)下的结构构件及其连接的疲劳计算。

17.1.3 钢结构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(附录 Q)、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,在应力循环中不出现拉应力的部位可不计算疲劳强度。

17.2 疲劳计算

17.2.1 结构在使用寿命期间,当最不利验算部位预期最大的名义正应力幅或最大的名义剪应力幅符合下列第 1 款或第 2 款规定时,疲劳强度满足。

1 对常幅(应力循环内的所有应力幅保持常量)疲劳

$$\Delta\sigma \leq \gamma_1 \Delta\sigma_c \quad (17.2.1-1)$$

$$\Delta\tau \leq \Delta\tau_c \quad (17.2.1-2)$$

式中 $\Delta\sigma$ — 对焊接部位为名义正应力幅, $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$; 对非焊接部位为折算名义正应力幅, $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min}$;

σ_{\max} — 计算部位应力循环中的预期最大名义拉应力(取正值);

σ_{\min} — 计算部位应力循环中的预期最小名义拉应力或压应力(拉应力取正值,压应力取负值);

$\Delta\tau$ — 对焊接部位为名义剪应力幅, $\Delta\tau = \tau_{\max} - \tau_{\min}$; 对非焊接部位为折算名义剪应力幅, $\Delta\tau = \tau_{\max} - 0.7\tau_{\min}$;

τ_{\max} — 计算部位应力循环中的预期最大名义剪应力;

τ_{\min} — 计算部位应力循环中的预期最小名义剪应力(与 τ_{\max} 同向时取正值;与 τ_{\max} 反向时取负值);

$\Delta\sigma_c$ — 正应力常幅疲劳极限 (N/mm^2), 根据构件和连接类别按附录 Q、表 17.2.1-1 和图 17.2.1-1 采用;

$\Delta\tau_c$ — 剪应力常幅疲劳极限 (N/mm^2), 根据构件和连接类别按附录 Q、表 17.2.1-2 和图 17.2.1-2 采用;

γ_t — 板厚修正系数, 针对横向角焊缝连接和对接焊缝连接, 当连接板厚超过 25mm 时, 按下式进行修正, 其余情况取为 1.0:

$$\gamma_t = \left(\frac{25}{t}\right)^{0.25} \quad (17.2.1-3)$$

t — 连接板厚 (mm)。

表 17.2.1-1 正应力幅的疲劳强度数据 C_z 、 β 、 $\Delta\sigma_c$ 、 $\Delta\sigma_v$ 、 $\Delta\sigma_{2 \times 10^6}$

类别	参数 C_z	参数 β	常幅疲劳极限 $\Delta\sigma_c$ ($n=5 \times 10^6$) (N/mm^2)	变幅疲劳极限 $\Delta\sigma_v$ ($n=1 \times 10^6$) (N/mm^2)	疲劳强度 $\Delta\sigma_{2 \times 10^6}$ ($n=2 \times 10^6$) (N/mm^2)
Z1	1920×10^2	4	140	85	176
Z2	861×10^2	4	115	70	144
Z3	3.91×10^2	3	92	51	125
Z4	2.81×10^2	3	83	46	112
Z5	2.00×10^2	3	74	41	100
Z6	1.46×10^2	3	66	36	90
Z7	1.02×10^2	3	59	32	80
Z8	0.72×10^2	3	52	29	71
Z9	0.50×10^2	3	46	25	63
Z10	0.35×10^2	3	41	23	56
Z11	0.25×10^2	3	37	20	50
Z12	0.18×10^2	3	33	18	45
Z13	0.13×10^2	3	29	16	40
Z14	0.09×10^2	3	26	14	36

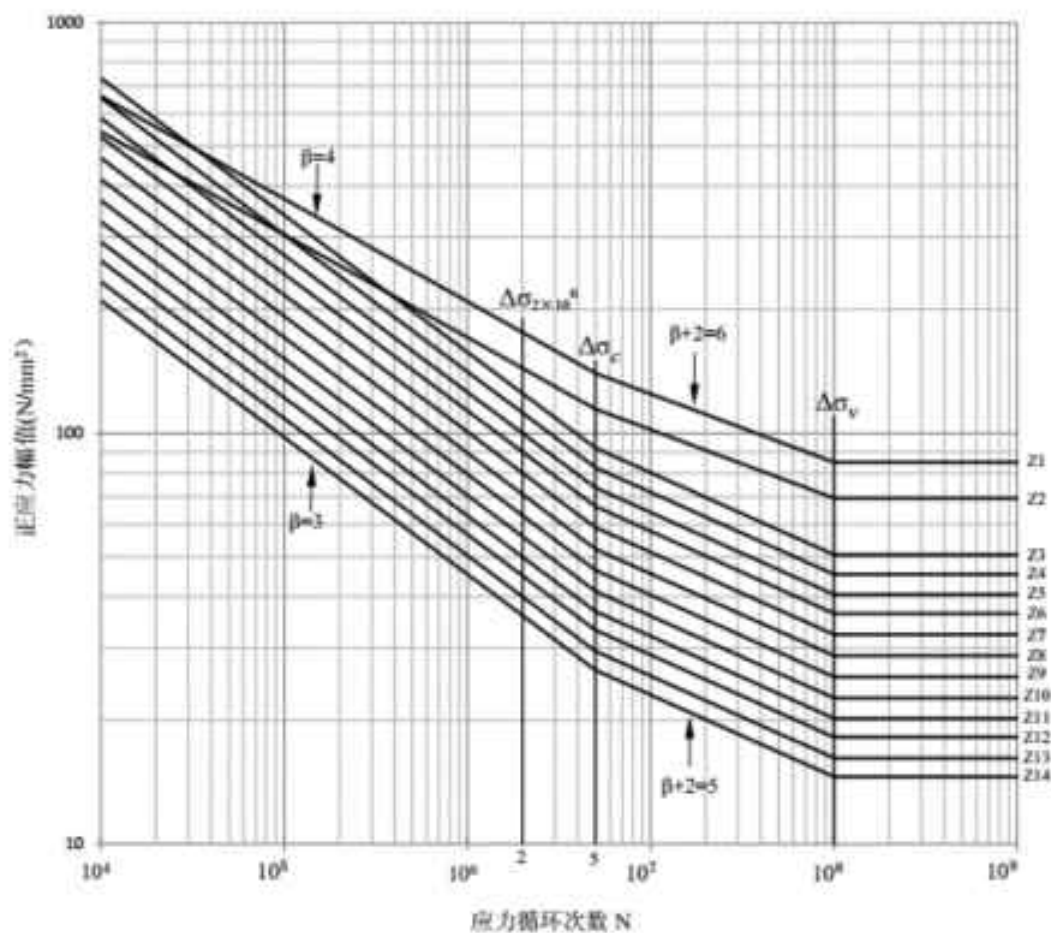


图 17.2.1-1 关于正应力幅的疲劳强度 S-N 曲线

表 17.2.1-2 剪应力幅的疲劳强度数据 C_f 、 β 、 $\Delta\tau_c$ 、 $\Delta\tau_v$ 、 $\Delta\tau_{2 \times 10^6}$

类别	参数 C_f	参数 β	常幅疲劳极限	变幅疲劳极限	疲劳强度
			$\Delta\tau_c$ ($n=5 \times 10^4$) (N/mm^2)	$\Delta\tau_c$ ($n=1 \times 10^6$) (N/mm^2)	$\Delta\tau_{2 \times 10^6}$ ($n=2 \times 10^6$) (N/mm^2)
J1	4.10×10^3	3	43	16	59
J2	2.00×10^4	5	83	46	100
J3	8.61×10^4	8	80	55	90

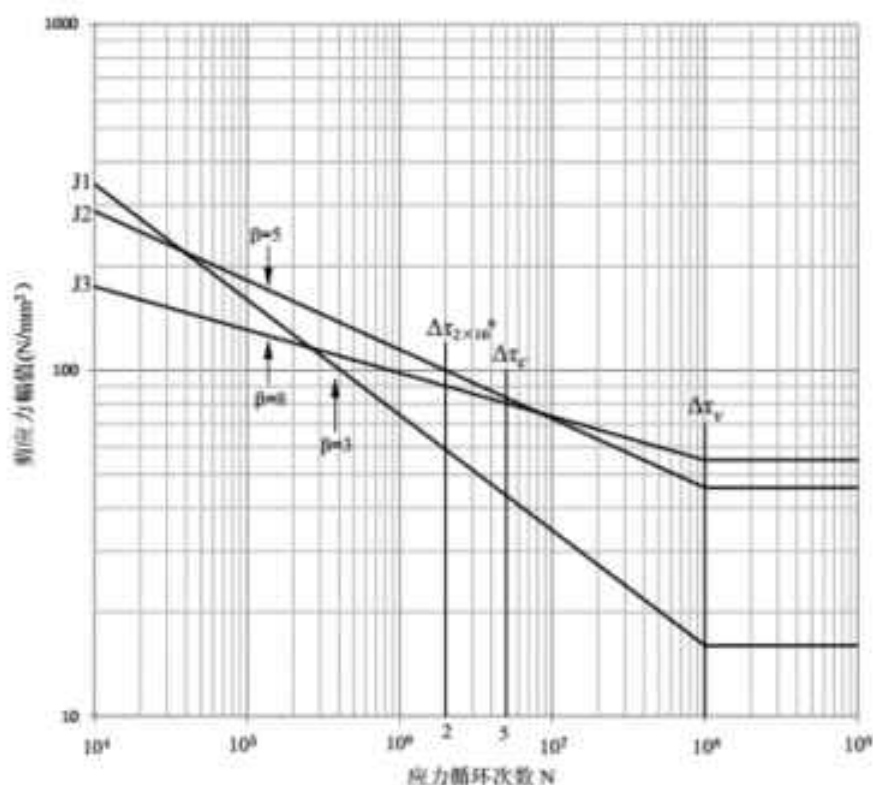


图 17.2.1-2 关于剪应力幅的疲劳强度 S-N 曲线

2 对变幅（应力循环内的应力幅随机变化）疲劳

$$\Delta\sigma \leq \gamma_1 \Delta\sigma_v \quad (17.2.1-4)$$

$$\Delta\tau \leq \Delta\tau_v \quad (17.2.1-5)$$

$\Delta\sigma_v$ — 正应力变幅疲劳极限 (N/mm^2)，根据构件和连接类别按附录 Q、表 17.2.1-1 和图 17.2.1-1 采用；

$\Delta\tau_v$ — 剪应力变幅疲劳极限 (N/mm^2)，根据构件和连接类别按附录 Q、表 17.2.1-2 和图 17.2.1-2 采用。

17.2.2 结构不符合第 17.2.1 条规定时，对常幅疲劳，应按下列规定进行计算：

1 正应力常幅疲劳

$$\Delta\sigma/\gamma_1 \leq [\Delta\sigma_R] \quad (17.2.2-1)$$

式中 $[\Delta\sigma_R]$ — 常幅疲劳的容许正应力幅(N/mm^2)，应按下式计算：

$$[\Delta\sigma_k] = \left(\frac{C_s}{n}\right)^{1/\beta} \quad (17.2.2-2)$$

n — 应力循环次数;

C_s 、 β — 参数, 根据构件和连接类别按附录 Q 和表 16.2.1-1 采用。

2 剪应力常幅疲劳

$$\Delta\tau \leq [\Delta\tau_k] \quad (17.2.2-3)$$

式中 $[\Delta\tau_k]$ — 常幅疲劳的容许剪应力幅(N/mm²), 应按下式计算:

$$[\Delta\tau_k] = \left(\frac{C_t}{n}\right)^{1/\beta} \quad (17.2.2-4)$$

C_t 、 β — 参数, 根据构件和连接类别按附录 Q 及表 17.2.1-2 采用。

17.2.3 结构不符合第 17.2.1 条规定时, 对变幅疲劳, 若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, 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

$$\Delta\sigma_{eq}/\gamma_s \leq [\Delta\sigma_k] \quad (17.2.3-1)$$

式中 $\Delta\sigma_{eq}$ — 变幅疲劳的等效名义正应力幅, 按下式确定:

$$\Delta\sigma_{eq} = \left(\frac{\sum (n_i \cdot \Delta\sigma_i^\beta) + (\Delta\sigma_c)^{-2} \cdot \sum (n_j \cdot \Delta\sigma_j^{(\beta+2)})}{\sum n_i + \sum n_j} \right)^{1/\beta} \quad (17.2.3-2)$$

$\sum n_i + \sum n_j$ — 以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 $\Delta\sigma_i$ ($\Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_c$) 对应的应力循环次数 (参见图 17.2.1-1);

n_j — 与名义正应力幅 $\Delta\sigma_j$ ($\Delta\sigma_c \geq \Delta\sigma_i \geq \Delta\sigma_j$) 对应的应力循环次数 (参见图 17.2.1-1);

2 剪应力变幅疲劳

$$\Delta\tau_{eq} \leq [\Delta\tau_k] \quad (17.2.3-5)$$

式中 $\Delta\tau_{eq}$ — 变幅疲劳的等效名义剪应力幅, 按下式确定:

$$\Delta\tau_{eq} = \left(\frac{\sum (n_i \cdot \Delta\tau_i^p)}{\sum n_i} \right)^{1/p} \quad (17.2.3-6)$$

$\sum n_i$ — 以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 $\Delta\tau_i$ ($\Delta\tau_i \geq \Delta\tau_r$) 对应的应力循环次数；

17.2.4 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

$$\alpha_f \cdot \Delta\sigma / \gamma_s \leq [\Delta\sigma]_{2 \times 10^6} \quad (17.2.4-1)$$

式中 α_f — 欠载效应的等效系数，按表 17.2.4 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 17.2.1-1 采用；

2 剪应力常幅疲劳

$$\alpha_f \cdot \Delta\tau \leq [\Delta\tau]_{2 \times 10^6} \quad (17.2.4-2)$$

$[\Delta\tau]_{2 \times 10^6}$ — 循环次数 n 为 2×10^6 次的容许剪应力幅，按表 17.2.1-2 采用；

表 17.2.4 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

17.3 构造要求

17.3.1 直接承受承受动力重复作用的焊接连接应符合以下构造要求：

- 1 禁止使用塞焊和槽焊；
- 2 不应使用断续坡口焊缝和断续角焊缝；
- 3 角焊缝的表面应做成直线形或凹形，焊脚尺寸的比例：对正面角焊缝宜为 1: 1.5（长边顺受力方向），对侧面角焊缝可为 1: 1；
- 4 承受垂直于焊缝轴线方向的动载拉应力时，不宜采用部分熔透焊缝，以及带钢衬垫的单面焊；
- 5 桁架弦杆、腹杆与节点板的搭接焊缝应采用围焊，杆件焊缝间的间距不应小于 50

mm;

- 6 不同厚度板材或管材对接时, 均应加工成斜坡过渡。接口的错边量小于较薄板件厚度时, 宜将焊缝焊成斜坡状, 或将较厚板的一面(或两面)及管材的外壁(或内壁)在焊前加工成斜坡, 其坡度最大允许值为 1: 4。
- 8 焊缝质量等级应符合本规范 11.1.5 条的要求。

17.3.2 直接承受动力荷载构件的螺栓连接应符合以下构造要求:

- 1 抗剪连接时应采用磨擦型高强度螺栓;
- 2 普通螺栓受拉连接应采用双螺帽或其它能防止螺帽松动的有效措施。

17.4 防脆断设计

17.4.1 结构形式和加工工艺的选择应尽量减少结构的应力集中。在工作温度等于或低于 -30°C 的地区, 焊接构件宜采用较薄的板件组成; 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。

17.4.2 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。

17.4.3 在工作温度等于或低于 -20°C 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 17.4.4)。

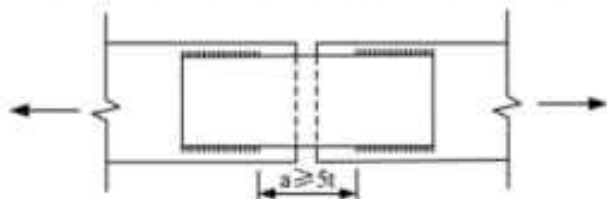


图 17.4.4 盖板拼接处的构造

17.4.4 在工作温度等于或低于 -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。

17.4.5 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。

18 钢结构构件和节点抗震设计

18.1 一般规定

18.1.1 有抗震设防要求的钢结构，应根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011规定的抗震设计原则，按第三章及本章的规定进行抗震构件和节点的抗震设计。

18.1.2 地震作用下，支撑架中包括中心支撑或钢板剪力墙的结构，构成支撑架的横梁和柱子，应按照支撑、剪力墙不承担竖向荷载进行设计。

18.1.3 有抗震设防要求的钢结构，承受水平地震作用时，延性类别为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ类的结构，应符合下列规定：

1 钢框架结构

- 1) 梁柱节点应符合 18.1.5 的规定；
- 2) 底层柱取 $\beta_{e2}=1.3$ ，柱脚节点设计满足 18.3.2 条第 2 款的规定；
- 3) 抗弯框架的塑性铰应在梁或柱截面上形成。当在节点中形成时，应确保节点是延性破坏，无法确定其是否是延性破坏时应进行试验验证；
- 4) 当潜在塑性耗能区位于梁中时，框架梁应符合下列规定：
- 5) 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_p) 的 15%，剪力不应大于截面塑性抗剪承载力的 50%；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%。
- 6) 如塑性铰在柱中形成，除底层外，该层柱上下框架梁应按照简支梁核算其跨中截面的抗弯承载力，此时可按照钢—混凝土组合梁计算。

2 中心支撑结构交叉支撑结构和成对布置的单斜支撑结构

- 1) 支撑体系受拉斜杆的屈服应在节点失效、梁和柱屈服前发生；
- 2) 中心支撑的型式和布置应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定；否则，支撑架所有构件及节点均应满足 $\Omega=\beta_{e1}\beta_{e2}=2$ 的要求。
- 3) 当支撑斜杆长细比大于 130 时，交叉支撑或成对布置的斜支撑仅考虑受拉斜杆的作用，支撑截面可采用 B 类截面，结构地震作用调整系数 β_{e1} 取为 0.7。
- 4) 传递支撑内力的梁柱，计算轴力设计值时，构件地震作用调整系数 β_{e2} 不应小

于 $1.35C_y$ ， C_y 取值见表 18.1.5。

5) 两片支撑架之间的钢梁应按照连梁设计，其截面类别应满足受弯构件 A 类截面要求，符合 B-1 类框架梁的规定。

6) 支撑架应符合强节点弱支撑要求

上下层支撑交汇处节点，应能承受竖向不平衡剪力：

$$A_{s1}f_y \sin \alpha_1 + \eta\phi A_{s2}f_y \sin \alpha_2 \quad (18.1.4-1)$$

$$\eta = 0.63 + 0.37 \tanh(2.45 - 7\bar{\lambda}_{sw}) \quad (18.1.4-2)$$

式中 A_{s1} —— 下层支撑的截面面积；

A_{s2} —— 上层支撑的截面面积；

ϕ —— 受压支撑稳定系数；

η —— 受压支撑剩余承载力系数；

$\bar{\lambda}_{sw}$ —— 支撑的通用长细比，

α_1, α_2 —— 支撑与梁的交角。

上下层支撑交汇处的横梁，除承担竖向重力荷载外，还应能够同时承担如下压力

$$A_{s1}f_y \cos \alpha_1 + \eta\phi A_{s2}f_y \cos \alpha_2 \quad (18.1.4-3)$$

7) 应符合强柱弱支撑的规定

支撑架的立柱应能满足下式的要求

$$G_{eq} + 1.1 \frac{N_{sw,y}}{N_{sw}} F_{tk} \leq R_k$$

式中 $N_{sw,y}$ —— 支撑斜杆轴向拉伸屈服承载力标准值；

N_{sw} —— 支撑斜杆在地震作用组合下的内力设计值，此时，取 $\beta_{ei} = 1$ ；

当支撑架的立柱按照几何长度计算，通用长细比小于等于 0.2 时，不进行强柱弱支撑计算。

8) 人字形或 V 字形支撑，应满足如下要求：

i. 横梁应能够承担的竖向不平衡力

$$(1 - \eta\phi)A_{sw}f_y \sin \alpha \quad (18.1.4-4)$$

式中 η — 受压支撑杆剩余承载力系数, 按照(18.1.4-2)式计算;

A_k — 支撑杆截面面积;

ii. 支撑、横梁与立柱的汇交点, 应能够承担如下剪力

$$A_k f_y \sin \alpha + V_G \quad (18.1.4-5)$$

式中 V_G 是支撑跨横梁自重作用下的梁端剪力, 计算 V_G 应不考虑支撑的作用。

iii. 人字撑跨横梁应承受的不平衡力, 在如下情况下可以进行折减:

人字撑在顶层时, 横梁应能够承担(18.1.4-4)式计算的竖向不平衡力的0.5倍。
轻型屋盖时可不考虑不平衡力;

当框架能够承担的侧向力较大时采用的不平衡力与(18.1.4-4)式的比值如下

$$x \geq 1.25 - 0.75 \frac{V_{pr}}{V_{bx}}, 0.3 \leq x \leq 1 \quad (18.1.4-6)$$

式中 V_{pr} — 框架的单独形成侧移机构时的抗剪承载力标准值;

V_{bx} — 受压支撑发生屈曲时, 由人字撑提供的抗侧承载力标准值。

3 偏心支撑结构:

- 1) 偏心支撑结构应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011-2010中8.5节的相关规定。
- 2) 与消能梁段相连的构件及节点, 计算轴力设计值时, 构件地震作用调整系数 β_{E2} 不应小于 $1.35C_y$, C_y 取值见表 18.1.5。

4 伸臂结构

- 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, $\beta_{E2} = 1.25$;
- 3) 水平伸臂与竖向桁架的巨型节点域, $\beta_{E2} = 1.25$, 节点域内开孔削弱的, 应在周围进行补强。

18.1.4 强柱弱梁的设计要求:

1 框架分类为 F-1、F-2、F-3 和 F-4 的框架, 除本条第 3 款的情形外, 应满足强柱弱梁要求:

$$1) \text{ 等截面梁: } \sum 1.15W_{fc}(f_{yc} - N/A_c) \geq C_y \sum W_{fb}f_{yb} \quad (18.1.5-1)$$

式中 N ——地震组合的柱轴力, 此时取 $\beta_{Ez} = 1$;

W_{fc} 、 W_{fb} ——交汇于节点的柱和梁的截面模量, 当截面类别为 A、B 类时, 截面模量为塑性截面模量; 当截面类别为 C 类时, 截面模量为 $\gamma_s W$, 其中 γ_s 为截面塑性发展系数, 按本规范表 9.1.1 采用, W 为弹性截面模量; 当截面类别为 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名义屈服强度;

A_c ——框架柱的截面面积;

C_y ——考虑梁屈服强度比柱子屈服强度高的系数, 按下表采用

表 18.1.5 C_y 取值

梁 \ 柱	Q235	Q345、Q390、Q420、Q460	Q345GJ
Q235	1.1	1.2	1.3
Q345	1	1.1	1.2
Q345GJ	0.9	1	1.1

2) 采用梁端加强的方法满足强柱弱梁:

$$\sum 1.1W_{fc} f_{yc} (N/A_c) \geq \sum W_{pb} f_{yb} l \quad (18.1.5-2)$$

式中

V_{pb} ——是梁内塑性铰截面的剪力;

W_{pb} ——梁塑性铰所在截面的塑性截面模量;

l ——塑性铰至柱面的距离。

2 下列情况可以免除强柱弱梁的要求:

- 1) 顶层柱;
- 2) 框架柱满足 18.2.2 条第 2 款的规定, 且该框架梁满足按照简支梁计算承受地震工况组合下的竖向荷载的要求;
- 3) 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%, 且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) 延性等级为V级的结构:

18.1.5 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,关键杆件和关键节点的地震作用效应组合设计值应乘以增大系数 β_{E2} ,其值按照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定采用。

18.1.6 钢结构房屋中的下列连接焊缝,应作为关键性焊缝,提出对填充金属夏比冲击韧性的要求:

- 1 框架结构的梁翼缘与柱的连接焊缝;
- 2 框架结构的抗剪连接板与柱的连接焊缝;
- 3 框架结构的梁腹板与柱的连接焊缝;
- 4 柱的拼接焊缝,包括与柱腹板的连接焊缝。

按一、二、三级抗震等级设计的钢构件中的关键性焊缝的填充金属应检验 V 形切口的冲击韧性,其夏比冲击韧性在 -20°C 时不低于 27J。

18.2 抗震构件

18.2.1 有抗震设防要求的钢结构承受水平地震作用时,延性类别为 I、II、III、IV 类的结构,其抗震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 耗能构件应采用轧制型钢,或其板件间的连接采用完全焊透的对接焊缝。

18.2.2 形成塑性铰的框架横梁,宜根据本规范 11.3.3 的规定采取保证负弯矩区不产生畸变屈曲的设计。

18.2.3 框架柱截面钢板的厚度不宜大于 100mm。

18.2.4 直接传递转换构件内力的抗震构件,其构件地震作用调整系数 β_{E2} 不应小于 1.5。

18.2.5 有抗震设防要求的钢结构承受地震作用时,框架柱轴压比和长细比应符合下列规定:

1 当结构延性调整系数 β_{E1} 不大于 2 时,其轴压比和长细比应满足下式:

$$1.5 \frac{N_E}{N_{Ep}} + \frac{f_{st}}{39E} \lambda^2 \leq 1 \quad (18.2.5-1)$$

式中: λ ——两个主轴方向长细比的较大值;

N_{Ez} ——当截面满足 A、B 类截面类别时， $N_{Ez} = f_y A$ ；当截面满足 C、D 类截面类别时， $N_{Ez} = f A$ 。

N_E ——地震组合工况下柱的轴力，此时，取 $\beta_{E2} = 1$

f_{yk} ——柱钢材牌号所指屈服点

2 形成塑性铰的柱子，其截面应符合 A、B 级截面类别，轴压比和长细比应满足下式：

$$2.5 \frac{N_E}{N_y} + \frac{f_{yk}}{39E} \lambda^2 \leq 1 \quad (18.2.5-2)$$

N_y ——使柱子全截面屈服的轴力。

18.2.6 利用墙板屈曲后强度的薄钢板剪力墙应在中震及大震作用下完全屈服耗能，框架梁（水平构件）和柱（竖向构件）应在承受墙板拉力场作用下保持弹性，梁端可允许出现塑性铰。

18.2.7 墙板与边缘构件的连接应能传递按倾斜角 α 计算的墙板最大受拉应力，其值为实际屈服强度的 1.1 倍。

18.2.8 水平边缘构件与竖向边缘构件的相交处应设置侧向支承，上下翼缘均应支承，支承点间的侧向长细比应符合本规范关于塑性调幅设计法的规定，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 $0.02 b_f t_f f$ 。

18.2.9 竖向边缘构件（柱）截面垂直于墙板轴的截面惯性矩 I_c 应满足下式要求：

$$I_c \geq 0.00307 t_w h^4 / L \quad (17.7.14)$$

式中， t_w ——墙板厚度； h ——水平边缘构件间距； L ——竖向边缘构件间距。

18.3 节点抗震设计

18.3.1 承受地震作用的节点设计，除满足本规范 3.5.3 条的验算外，连接的极限承载力尚应不小于相连构件的屈服承载力。

18.3.2 有抗震设防要求的钢结构承受水平地震作用时，当结构延性调整系数 β_{E1} 小于 2 且不采用节点塑性耗能设计时，其节点除满足本规范第 13 章及 18.3.1 的规定外，尚应符合下列规定：

1 与潜在塑性耗能区相连部分的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。

2 当柱脚极限承载力与柱的实际屈服承载力比值不小于 1.1 时，外包式、埋入式、插入式柱脚埋入深度可根据本规范 13.8 节的规定采用。

18.3.3 当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 通用长细比 λ_y 限值应符合表 18.3.3 的规定：

表 18.3.3 工字形和箱形截面柱的节点域通用长细比 λ_y 限值

β_{E1}	$\beta_{E1} \leq 0.7$	$0.7 > \beta_{E1} \geq 1$	$\beta_{E1} > 1$
λ_y	0.4	0.6	0.80

注：1 用于腹板受剪计算时的通用高厚比 λ_y ，按本规范公式 (7.4.3-3c,3d) 计算。

2 当 $\beta_{E1} \geq 2$ 且节点域轴压比小于 0.3 时， λ_y 限值可放宽至 1.4。

2 节点域的验算应符合下列规定：

1) 当梁柱截面类别均满足 A 或 B 级截面要求，且与梁翼缘平齐的横向加劲肋的厚度不小于梁翼缘厚度时，节点域的验算应符合下列要求：

$$0.7(M_{pb1} + M_{pb2})/V_p \leq \frac{4}{3}f_{yv} \quad (18.3.3-1)$$

M_{pb1} 、 M_{pb2} —分别为节点域两侧梁的全截面塑性受弯承载力；

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，柱为 H 形或工字形截面时： $V_p = h_b h_c t_w$ ，柱为箱形截

面时： $V_p = 1.8 h_b h_c t_w$ ，柱为圆管截面时： $V_p = (\pi/2) h_b h_c t_w$ ；

h_c 、 h_b —分别为柱腹板宽度和梁腹板高度；

t_w —柱腹板节点域的厚度；

2) 当梁柱截面类别均满足 C 或 D 级截面要求，节点域的承载力应符合下列要求：

$$\frac{M_{e1} + M_{e2}}{V_p} \leq f_s \quad (18.3.3-2)$$

M_{e1} 、 M_{e2} —分别为节点域两侧梁端弹性受弯承载力；

f_v —钢材的抗剪强度设计值。

18.3.4 当节点域的计算不满足第 18.3.3 条规定时,应根据本规范 13.3.3 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。

18.3.5 当进行高强度螺栓的受剪承载力计算时,设计承载力应采用摩擦型连接计算,极限承载力可采用承压型连接计算。

18.3.6 铸钢节点的构件抗震调整系数 β_{E2} 不应小于 1.2。

18.3.7 梁柱刚性节点除应满足本规范 13.3 节的规定外,尚应符合下列规定:

1 当结构延性调整系数 $\beta_{E1} < 2$ 时,梁柱刚性节点应满足下列规定:

1) 梁翼缘与柱翼缘焊接时,应全部采用全熔透坡口焊缝,梁腹板宜采用摩擦型高强度螺栓通过连接板与柱相连,梁腹板的焊缝通过孔宜采用扇形切角,其半径 r 宜取 35mm,扇形切角端部与梁翼缘连接处,应以 r 大于 10mm 的圆弧过渡,下翼缘与上翼缘焊接孔等高,均为 35mm,当翼缘厚度等于或大于 22mm 时应适当加宽,加宽量为 $(0.7t_f - 15)$,此处 t_f 为梁翼缘厚度,梁翼缘焊接衬板的反面与柱翼缘相接处应采用角焊缝沿衬板全长焊接,焊脚高度宜取 6mm,角焊缝长度应等于梁翼缘宽度,如图 18.3.7 所示。

2) 柱在梁翼缘上下各 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,应采用全熔透坡口焊缝,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(图 18.3.7)。

2 梁柱刚性节点宜根据下列要求采用本规范附录 R 规定的形式:

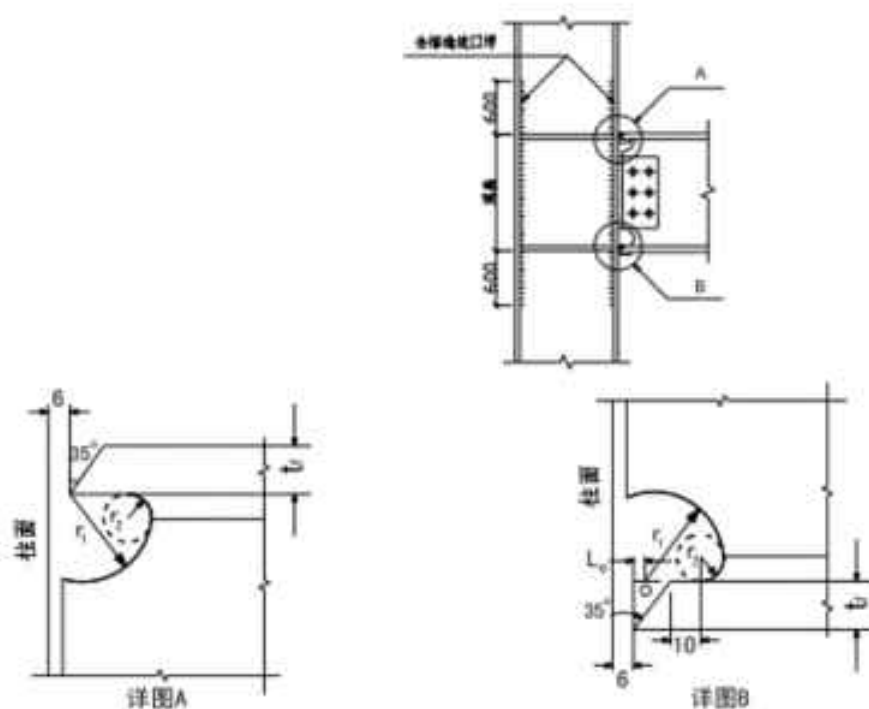
1) 当结构延性调整系数 $1 < \beta_{E1} \leq 2$ 时,梁柱刚性节点宜采用传统形式;

2) 当结构延性调整系数 $0.7 < \beta_{E1} \leq 1$ 时,梁柱刚性节点宜采用传统改进形式;

3) 当结构延性调整系数 $\beta_{E1} \leq 0.7$ 时,梁柱刚性节点宜采用改进形式;

3 当有可靠依据,梁柱交角的塑性变形能力满足 $\frac{1}{50\beta_{E1}}$ 的要求时,可采用本规范未

给出设计规定的刚性节点。



$$r_1=35\text{mm}$$

$$r_2 \text{ 大于 } 10\text{mm}$$

$$r_1=35\text{mm}$$

$$r_2 \text{ 大于 } 10\text{mm}$$

O 点位置

$$t_f < 22\text{mm}: L_o(\text{mm})=0$$

$$t_f > 22\text{mm}: L_o(\text{mm})=0.7t_f - 15$$

t_f : 下翼缘板厚

图 18.3.7 梁柱刚性连接构造

18.3.8 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 不利用屈曲后强度的, 焊缝可采用与钢板抗剪等强的角焊缝或对接焊缝。

18.4 屈曲约束支撑

18.4.1 屈曲约束支撑由核心钢支撑、外约束单元和两者之间的无粘结构造层组成。核心钢支撑由工作段、过渡段和连接段组成。外约束单元常用钢管或钢管混凝土。

18.4.2 屈曲约束支撑应设计成仅承受轴心力作用; 在多遇地震作用下支撑应保持弹性状态, 屈曲约束支撑在中震和大震作用下应能显著屈服耗能。

核心钢支撑应承受支撑的全部轴心力, 其约束屈服段的轴心拉(压)力设计值 F_d 可按下列下式计算:

$$F_d = A_n f \quad (18.4.2)$$

式中, A_n 、 f —分别为核心钢支撑约束屈服段的净截面面积、抗拉(压)设计强度设计值。

18.4.3 核心支撑的钢板宜优先采用低屈服点钢材, 伸长率不应小于 25%, 且应具有工作温度条件下的冲击韧性合格保证。核心钢支撑不允许有对接接头。

核心支撑应按承受支撑全部轴力设计, 其连接的受拉(压)承载力应为支撑受压承载力的 1.1 倍。

18.4.4 核心钢支撑的板件宽厚比限值应符合《建筑抗震设计规范》GB50011 中对中心支撑杆件的要求。

18.4.5 屈曲约束支撑钢框架的梁柱宜设计成刚性连接, 使支撑进入完全塑性状态时结构仍具有必要的刚度。支撑布置应形成竖向桁架抵抗水平荷载, 支撑可选用 V 形、人字形、单斜杆等中心支撑形式, 不应选用 K 形或 X 形。

18.4.6 人字支撑和 V 形支撑的横梁在支撑连接处应保持连续。横梁应能在不计入支撑支点作用的情况下抵抗竖向荷载效应。考虑地震作用组合时, 横梁尚应能承受支撑传来的最大压力和最大拉力, 屈曲约束支撑传来的最大压力可按 $1.1\beta\omega F_y$ 计算, 最大拉力可按 $1.1\omega F_y$ 计算。与支撑相连的梁应具有足够的刚度, 梁在恒载和支撑最大拉压力组合下的变形不超过 $L/240$, L 为梁跨度。

$$F_y = f_y A_n \quad (18.4.6)$$

式中, A_n 、 f_y —约束屈服段的净截面面积及钢材屈服强度;

ω —约束屈服段钢材应变强化调整系数(由试验确定的支撑所在楼层达到 2.0 倍设计层间侧移时支撑最大拉力与名义屈服拉力的比值);

β —支撑所在楼层达到 2.0 倍设计层间侧移时, 由试验确定的支撑最大压力与最大拉力的比值, β 值不应小于 1.0。

18.4.7 外约束单元在罕遇地震层间位移限值的 1.2 倍内应能限制核心钢支撑的局部和整体屈曲。

18.4.8 屈曲约束支撑的设计应以试验结果为依据, 至少应有两组成功的循环加载试验: 一组为子结构循环加载试验, 考察支撑及连接的转动需求; 另一组为支撑杆件的单轴循环加载试验, 检验支撑在拉压反复荷载作用下的滞回性能。试验方法和验收标准应符合相关规定。

18.4.9 屈曲约束支撑与梁柱的连接应有足够的强度储备，其拉压设计承载力不小于 $1.2\beta\omega F_y$ ， β 、 ω 、 F_y 定义见 18.10.6 条，当 F_y 是由钢材性能试验得出的屈服应力时系数 1.2 改为 1.1。支撑与梁、柱的连接处在罕遇地震下不应发生平面外屈曲。

18.4.10 屈曲约束支撑框架柱设计时应考虑支撑构件最大拉力或最大压力对柱轴力的影响，支撑构件传来的最大拉力可按 $1.1\omega F_y$ 计算，最大压力可按 $1.1\beta\omega F_y$ 计算。 β 、 ω 、 F_y 定义见 18.8.6 条。

18.4.11 核心钢支撑工作段长度与总长度的比值应满足下列要求：

$$\frac{L_c}{L_t} \geq \frac{\sin(2\theta)}{1.5} \quad (18.4.11)$$

式中， L_c —核心钢支撑的工作段长度（见图 18.8.11）； L_t —屈曲约束支撑的总长度； θ —屈曲约束支撑轴线的倾角； H —层高； L —柱距。

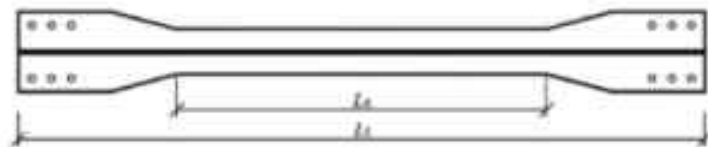


图 18.4.11 屈曲约束支撑的核心钢支撑

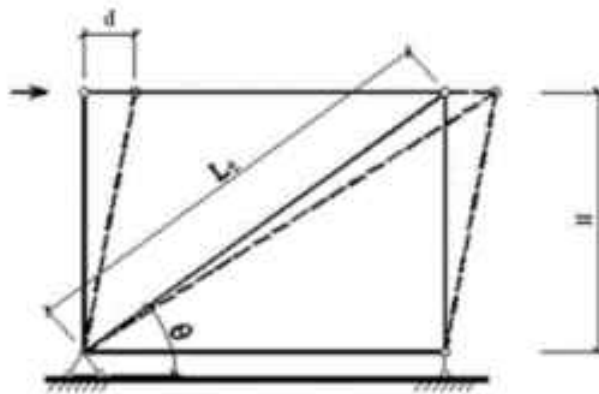


图 18.8.11（条文说明）

层间位移为 d 时，支撑的轴向变形为 δ ，几何关系为：

$$(L_t + \delta)^2 = H^2 + (L + d)^2$$

式中， H —层高； L —跨度。忽略二次项，支撑的轴向变形 δ 可表示为：

$$\delta = Ld / L_t$$

记核心钢支撑工作段的长度为 L_c ， $\gamma = \frac{L_c}{L_t}$ ，引入 $d = H\alpha$ ， $d \cos \theta = \delta$ ， $L_t \sin \theta = H$ ，

则核心钢支撑的应变 ε_b 为:

$$\varepsilon_b = \delta / L_c = \alpha \sin(2\theta) / 2\gamma$$

式中, θ —支撑与框架梁的夹角; α —层间位移角。

18.4.12 梁在其与 V 形支撑或人字形支撑相交处, 应设置侧向支承; 该支承点与梁端支承点间的侧向长细比及强度要求应符合本规范塑性调幅设计法的规定。

19 钢结构防护

19.0.1 钢结构设计应考虑环境作用,根据设计使用年限和预定的使用功能进行防护体系设计。

19.1 抗火设计

19.1.1 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。

19.1.2 建筑钢结构应按照现行国家标准《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。

19.1.3 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,建筑钢结构应符合现行国家标准《建筑钢结构防火技术规范》的规定。

19.1.4 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。

19.2 防腐蚀设计

19.2.1 钢结构应按下列原则进行防腐蚀设计:

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,尚应在构造上尽量避免加速腐蚀的不良设计。

4 除有特殊要求外,设计中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。

19.2.2 钢结构防腐蚀设计应遵循安全可靠、经济合理的原则,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。

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，当某些次要构件的设计使用年限不能与主体结构的设计使用年限相同时，应设计成便于更换的构件。

19.2.3 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。

19.2.4 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。

19.2.5 结构设计对防腐蚀的考虑应符合如下规定：

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 不同金属材料接触的部位，应采用隔离措施。

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。

19.2.6 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级的钢材不宜用作结构钢。

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S3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。

19.2.7 钢结构防腐涂料的配套方案,可根据环境腐蚀条件、防腐设计年限、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。

19.2.8 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进行定期检查和维修的要求,建议制定防腐维护计划。

19.3 隔热

19.3.1 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。

19.3.2 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。

19.3.3 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 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);

2 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);

3 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。

19.3.4 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 受弯构件的挠度容许值

A.0.1 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 A.0.1 受弯构件的挠度容许值

项次	构件类别	挠度容许值	
		$[v_T]$	$[v_G]$
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）	$l/500$	—
	手动吊车和单梁吊车（含悬挂吊车）	$l/500$	
	轻级工作制桥式吊车	$l/800$	
	中级工作制桥式吊车	$l/1000$	
	重级工作制桥式吊车	$l/1200$	
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	$l/400$	$l/500$
	主梁或桁架（包括设有悬挂起重设备的梁和桁架）	$l/180$	
	仅支承压型金属板屋面和冷弯型钢檩条	$l/240$	
	除支承压型金属板屋面和冷弯型钢檩条外，尚有吊顶	$l/250$	
	抹灰顶棚的次梁	$l/250$	
	除（1）、（2）款外的其他梁（包括楼梯梁）	$l/250$	
	屋盖檩条	$l/250$	
	支承压型金属板、无积灰的瓦楞铁和石棉瓦屋面者		
	支承有积灰的瓦楞铁和石棉瓦等屋面者		
支承其他屋面材料者	$l/150$	—	
有吊顶	$l/200$	—	

	平台板	$l/200$ $l/240$ $l/150$	—
5	墙架构件（风荷载不考虑阵风系数） 支柱 抗风桁架（作为连续支柱的支承时） 砌体墙的横梁（水平方向） 支承压型金属板的横梁（水平方向） 支承瓦楞铁和石棉瓦墙面的横梁（水平方向） 带有玻璃窗的横梁（竖直和水平方向）	— — — — — $l/200$	— $l/400$ $l/1000$ $l/300$ $l/100$ $l/200$ $l/200$

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 $[v_r]$ 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；
 $[v_e]$ 为可变荷载标准值产生的挠度的容许值。

A.0.2 冶金厂房或类似车间中设有工作级别为 A7、A8 级吊车的车间，其跨间每侧吊车梁或吊车桁架的制动结构，由一台最大吊车横向水平荷载（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。

附录 B 结构的延性分类

B.0.1 承受水平地震作用时,结构的延性类别宜根据其结构体系、框架和抗侧力支承分类按表 B.0.1 分类。

表 B.0.1 结构延性类别

抗侧力体系	结构体系	框架分类	抗侧力支承分类	延性类别	备注	
单重抗侧力体系	框架结构	F-1		I类	不满足强柱弱梁要求的柱子 截面类别应符合压弯构件 A 级截面要求	
		F-2		II类	不满足强柱弱梁要求的柱子 截面类别应符合压弯构件 B 级截面要求	
		F-3		III类		
		F-4		IV类		
		F-5		V类		
	排架结构			V类		
	中心支撑结构		1级	II类		
			2级	III类		
			3级	IV类		
	偏心支撑结构			II类	塑性耗能区截面类别应符合压弯构件 A 级截面要求	
双重抗侧力体系	框架-中心支撑结构	F-1	1级	I类	框架承担总水平力 50%以上	不满足强柱弱梁要求的柱子截面类别应符合压弯构件 A 级截面要求
		F-2	2级	II类	不满足强柱弱梁要求的柱子 截面类别应符合压弯构件 B 级截面要求	
		F-3	3级	III类	截面类别应符合压弯构件 B 级截面要求	
	框架-偏心支撑结构			I类	塑性耗能区截面类别应符合压弯构件 A 级截面要求	
	框架-钢板剪力墙	F-1	1级	I类	不满足强柱弱梁要求的柱子 截面类别应符合压弯构件 A 级截面要求	
		F-2	2级	II类	不满足强柱弱梁要求的柱子	
		F-3	3级	III类	截面类别应符合压弯构件 B 级截面要求	

注:

- 1 本表适用于延性类别为 I、II、III、IV 类的规则结构和延性类别为 V 类的其他结构
- 2 框架分类见 B.0.2 条的规定。
- 3 抗侧力支承分类见 B.0.3 条的规定。
- 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 强柱弱梁判定见 18.1.5。

B.0.2 框架应根据塑性铰区受弯构件的截面类别及框架梁的类别按表 B.0.2-1 分类。

表 B.0.2-1 框架分类

框架梁	截面分类				
	A 级	B 级	C 级	D 级	E 级
B-1	F-1	F-2	F-3	F-4	F-5
B-2	F-3	F-3	F-3	F-4	F-5
B-3	F-4	F-4	F-4	F-4	F-5
B-4	F-5	F-5	F-5	F-5	F-5

注：框架梁应根据其通用长细比按表 B.0.2-2 分类。

表 B.0.2-2 框架梁的分类

梁上翼缘的支撑情况	分类			
	B-1	B-2	B-3	B-4
工字梁上翼缘有楼板	$\lambda_d \leq 0.25$	$0.25 < \lambda_d \leq 0.4$	$0.4 < \lambda_d \leq 0.55$	$\lambda_d > 0.55$
梁上翼缘无楼板	$\lambda_d \leq 0.5$	$0.5 < \lambda_d \leq 0.75$	$0.75 < \lambda_d \leq 1.2$	$\lambda_d > 1.2$

注：

- 1 当工字梁上翼缘有楼板时，通用长细比 λ_d 的计算见本规范公式 7.2.8-3。

- 2 当工字梁上翼缘无楼板时，通用长细比 $\lambda_d = \sqrt{\frac{M_{cr}}{M}}$ ，当截面类别为 A、B 级时， M

为全截面的塑性弯矩，当截面类别为 C 级时， M 为全截面的弹性弯矩乘截面塑性发展系数

γ_x ， γ_x 取值见本规范表 9.1.1，当截面类别为 D 级时， M 为全截面的弹性弯矩； M_{cr} 为梁

弹性失稳的临界弯矩，计算见本规范 7.2.9 条第 2 款。

3 当形成塑性铰的框架横梁根据 11.3.3 的要求采取了确保负弯矩区不产生畸变屈曲的构造措施时，梁的分类均为 B-1。

B.0.3 抗侧力支承结构应根据其延性按表 B.0.3 分类。

表 B.0.3 抗侧力支承结构分类

抗侧力构件	1 级	2 级	3 级
交叉中心支撑 或对称设置的 单斜杆支撑	支撑长细比 $\lambda \leq 33\epsilon$ ，截面类别 为轴压构件 A 级。	符合下列条件之一： 1) 支撑长细比 $33\epsilon < \lambda \leq 65\epsilon$ ，截面等级 B 级； 2) 支撑长细比， $130 < \lambda \leq 180$ ，截面等级 B 级。	支撑长细比 $65\epsilon < \lambda \leq 130$ ，截面类 别为轴压构件 C 级。
人字或 V 型 中心支撑	符合下列条件之一： 1) 支撑长细比 $\lambda \leq 33\epsilon$ ，截面类别 为轴压构件 A 级；与 支撑相连的梁截面类 别为压弯构件 A 级。 2) 防屈曲支撑	符合下列条件之一： 1) 支撑长细比 $33\epsilon < \lambda \leq 65\epsilon$ ，截面类别为轴压 构件 B 级；与支撑相连的梁截面类别为压弯构件 B 级。 2) 支撑长细比， $130 < \lambda \leq 180$ ，截面类别为轴 压构件 B 级；与支撑相连的梁截面类别为压弯构 件 A 级。框架承担总水平力的 50% 以上。	支撑长细比 $65\epsilon < \lambda \leq 130$ ，截面类 别为轴压构件 C 级；与 支撑相连的梁截面类别 为压弯构件 C 级。
钢板剪力墙	$\lambda_s \leq 0.5$	$0.5 < \lambda_s \leq 1.2$	$1.2 < \lambda_s \leq 2.5$

注 1 λ 为支撑构件的长细比。

2 用于腹板受剪计算时的通用长细比 λ_s ，按本规范公式 (7.4.3-3e,3d) 计算。

$$3 \quad \epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$$

附录 C 结构的位移容许值

C.0.1 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 C.0.1-1 的数值。

表 C.0.1-1 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 C.0.1-2 所列的容许值。

表 C.0.1-2 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	$H_c/1000$	$H_c/2000$
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应符合表中的要求。
3. 在多遇地震作用下，单层钢结构的柱顶水平位移角不宜超过 1/250；在罕遇地震作

用下，排架的弹性柱顶水平位移角不宜超过 $1/30$ ，框架和门式刚架的弹性柱顶水平位移角不宜超过 $1/50$ 。

C.0.2 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 C.0.2-1 的数值。

表 C.0.2-1 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。

在多遇和罕遇地震作用下，多层钢结构的层间位移角不宜超过表 C.0.2-2 的数值。

表 C.0.2-2 层间位移角容许值

结构体系		弹性层间位移角	塑性层间位移角	
框架		$1/250$	$1/50$	
框架-支撑			$1/70$	
框-排架	侧向框-排架		$1/50$	
	竖向框-排架		排架	$1/30$
			框架	$1/50$

注：1 框架-墙板体系、框架-剪力墙体系、框架-核心筒体系可参照框架-支撑限值要求。

C.0.3 高层钢结构层间位移角限值

高层建筑钢结构在风荷载、多遇地震和罕遇地震作用下，的质心处水平层间位移，不宜超过表 A.4.3 的数值：

表 C.0.3 层间位移角容许值

结构体系	风和多遇地震下弹性层间位移角	罕遇地震塑性层间位移角

	脆性非结构构件与主体结构刚性连接时	延性非结构构件与主体结构刚性连接时	当延性非结构构件与主体结构柔性连接时	
框架	1/300	1/250	1/200	1/50
其他				1/70

在风荷载、多遇地震作用下，高层建筑钢结构首层的弹性层间位移角不宜超过 1/1000。

C.0.4 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 A.4.4-1 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 A.4.4-2 的限值。

表 C.0.4-1 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。

2 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。

3 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 C.0.4-2 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 D 大跨度钢结构适用范围和基本设计要求

D.0.1 适用范围

- 1 单层球面网壳的跨度不宜大于 80m。
- 2 两端边支承的单层圆柱面网壳(图 E.0.1),其跨度 L 不宜大于 35m;沿两纵向边支承的单层圆柱面网壳,其跨度 B 不宜大于 30m。
- 3 单层双曲抛物面网壳的跨度不宜大于 60m。
- 4 单层椭圆抛物面网壳的跨度不宜大于 50m。

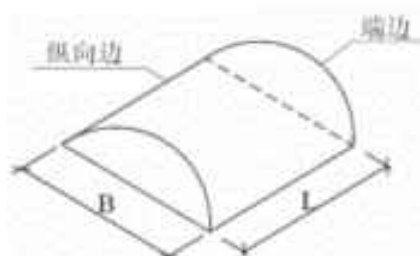


图 E.0.1 圆柱面网壳的宽度、跨度与支承边示意图

D.0.2 基本设计要求

- 1 桁架、拱架与张弦拱架设计的基本规定:
 - 1) 桁架的高度可取跨度的 $1/12 \sim 1/16$ 。
 - 2) 拱架厚度可取跨度的 $1/20 \sim 1/30$, 矢高可取跨度的 $1/3 \sim 1/6$ 。
 - 3) 张弦桁架的桁架厚度可取跨度的 $1/30 \sim 1/50$, 结构矢高可取跨度的 $1/7 \sim 1/10$, 其中桁架矢高可取跨度的 $1/14 \sim 1/18$, 张弦的垂度可取跨度的 $1/12 \sim 1/30$ 。
 - 4) 对平面结构体系应设置平面外的稳定支撑体系。
- 2 网架的网格高度与网格尺寸应根据跨度大小、荷载条件、柱网尺寸、支承情况、网格形式以及构造要求和建筑功能等因素确定,网架的高跨比可取 $1/10 \sim 1/18$ 。网架在短向跨度的网格数不宜小于 5,确定网格尺寸时宜使相邻杆件间的夹角大于 45° ,且不宜小于 30° 。
- 3 索、网的基本规定:
 - 1) 球面网壳的矢跨比不宜小于 $1/7$,双层球面网壳的厚度可取跨度(平面直径)的 $1/30 \sim 1/60$,单层球面网壳的跨度(平面直径)不宜大于 80m。
 - 2) 两端边支承的圆柱面网壳,其宽度 B 与跨度 L 之比宜小于 1.0,壳体的矢高可取宽度 B 的 $1/3 \sim 1/6$;沿两纵向边支承或四边支承的圆柱面网壳,壳体的矢高可取跨度(宽度 B)的 $1/2 \sim 1/5$ 。双层圆柱面网壳的厚度可取宽度 B 的 $1/20 \sim 1/50$ 。两端边支承的单层圆柱面网壳,其跨度 L 不宜大于 35m。沿两纵向边支承的单层

圆柱面网壳，其跨度（此时为宽度 B）不宜大于 30m。

- 3) 双曲抛物面网壳底面对角线长度之比不宜大于 2，单块双曲抛物面壳体的矢高可取跨度 $1/2 \sim 1/4$ （跨度为二个对角支承点之间的距离），四块组合双曲抛物面壳体每个方向的矢高可取相应跨度的 $1/4 \sim 1/8$ ，双层双曲抛物面网壳的厚度可取短向跨度的 $1/20 \sim 1/50$ ，单层双曲抛物面网壳的跨度不宜大于 60m。
 - 4) 椭圆抛物面网壳底边边长比不宜大于 1.5，壳体每个方向的矢高可取短向跨度的 $1/6 \sim 1/9$ ，双层椭圆抛物面网壳的厚度可取短向跨度的 $1/20 \sim 1/50$ ，单层椭圆抛物面网壳的跨度不宜大于 50m。
- 4 预应力网壳的基本规定:
- 1) 对于单层索网，当平面为矩形时，索的垂度可取跨度的 $1/10 \sim 1/20$ ；当平面为圆形时，中心受拉环与结构外环直径之比可取 $1/8 \sim 1/17$ ，索的垂度可取跨度的 $1/10 \sim 1/20$ 。
 - 2) 对于索网屋盖，承重索的垂度可取跨度的 $1/10 \sim 1/20$ ，稳定索的拱度可取跨度的 $1/15 \sim 1/30$ 。
 - 3) 对于双层索系屋盖，当平面为矩形时，承重索的垂度可取跨度的 $1/15 \sim 1/20$ ，稳定索的拱度可取跨度的 $1/15 \sim 1/25$ ；当平面为圆形时，中心受拉环与结构外环直径之比可取 $1/5 \sim 1/12$ ，承重索的垂度可取跨度的 $1/17 \sim 1/22$ ，稳定索的拱度可取跨度的 $1/16 \sim 1/26$ 。
 - 4) 对于横向加劲索系屋盖，索的垂度可取跨度的 $1/10 \sim 1/20$ ，横向加劲构件(梁或桁架)的高度可取跨度的 $1/15 \sim 1/25$ 。

附录 E 简支梁、悬臂梁的弹性屈曲临界弯矩

E.0.1 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为 (图 E.0.1):

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \left[-C_2 a + C_3 \beta_x + \sqrt{(-C_2 a + C_3 \beta_x)^2 + \frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{l^2 GJ}{\pi^2 EI_w} \right)} \right] \quad (\text{E.0.1-1})$$

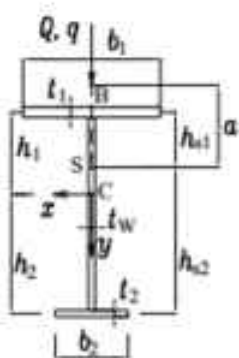


图 E.0.1 单轴对称工字形截面

(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, $\beta_x = \frac{1}{2I_x} \int_A y(x^2 + y^2) dA - y_0$

式中 EI_y 、 GJ 、 EI_w ——分别为截面的侧向抗弯刚度、自由扭转刚度和翘曲刚度;

对工字钢

$$J = \frac{1}{3} \sum_i b_i t_i^3 \quad (\text{E.0.1-2})$$

$$I_w = \frac{I_1 I_2}{I_y} h^2 \quad (\text{E.0.1-3})$$

$$\beta_x = -\frac{b_1^2 h_1 t_1 - b_2^2 h_2 t_2}{24I_x} - \frac{t_w}{8I_x} (h_1^4 - h_2^4) - \frac{b_1 t_1 h_1^3 - b_2 t_2 h_2^3}{2I_x} - y_0 \quad (\text{E.0.1-4})$$

$$y_0 \text{ —— 剪力中心的纵坐标, } y_0 = -\frac{I_1 h_{s1} - I_2 h_{s2}}{I_y} \quad (\text{E.0.1-5})$$

I_1 、 I_2 ——分别为受压翼缘和受拉翼缘对 y 轴的惯性矩;

对热轧槽形截面, $\beta_x = 0$ 。

其他截面见表 E.0.1-1

表 E.0.1-1 截面性质

截面	自由扭转常数	翘曲惯性矩
T形截面	$J = \frac{1}{3}(bt^3 + ht_w^3)$	$I_w = \frac{1}{36}ht_w^3 + \frac{1}{144}b^3t^3$
热轧普通 工字钢	$J_{tors} = \frac{1}{3}ht_w^3 + \frac{2}{3}bt^3 \left(1 + \frac{b^2}{576t^2}\right)$	$I_w = \frac{1}{5}I_y h^2$
热轧轻型 工字钢	$J_{tors} = \frac{1}{3}ht_w^3 + \frac{2}{3}bt^3 \left(1 + \frac{b^2}{2304t^2}\right)$	$I_w = \frac{1}{5}I_y h^2$
热轧槽钢	$J_{tors} = \frac{1}{3}ht_w^3 + \frac{2}{3}bt^3 \left(1 + \frac{b^2}{2000t^2}\right)$	$I_w = \frac{2}{5} \left[\frac{h^3 e^2 t_w}{6} + bh^2 t \left(e^2 - be + \frac{b^2}{3} \right) \right]$ $e = \frac{b^2 h^2 t}{4I_y}$

C_1 、 C_2 、 C_3 ——系数，随荷载类型而异，其值见表 E.0.1-2；

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 E.0.1-2 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	0.08
	满跨均布荷载	1.45	0.07	0.93
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	0.93	0.07

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
--------------	--------------	--	---	-----

E.0.2 悬臂梁的弹性临界弯矩

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,弹性临界弯矩可参照 E.0.1 条计算弹性临界弯矩;

2 弯矩作用平面内悬臂,在支承端可简化成竖向弯曲和扭转固定,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

$$M_c = C \frac{\pi^2 E I_y}{(\mu_y L)^2} \left\{ -C a + \sqrt{(-C a)^2 + \frac{I_w}{I_y} \left[1 + \frac{GJ(\mu_w L)^2}{\pi^2 E I_w} \right]} \right\} \quad (\text{E.0.2-1})$$

式中 L 是悬臂梁的长度, $\mu_y = 2, \mu_w = 2$;

1) 作用自由端集中荷载的悬臂梁:

$$C_1 = \frac{4 \cdot \phi + K}{\sqrt{4 + K^2}} \quad (\text{E.0.2-2})$$

荷载作用点位于剪心之上: $C_2 = 2.165 - 0.28(K - 2.4)^2, \quad (0 \leq \frac{a}{h} \leq 1) \quad (\text{E.0.2-3})$

荷载作用点位于剪心之下: $C_2 = \frac{0.69K + 0.6}{1 - Ka/h}, \quad \left(-2 \leq \frac{a}{h} < 0\right) \quad (\text{E.0.2-4})$

2) 作用横向均布荷载的悬臂梁:

$$C_1 = \frac{7.9 + 11.4K}{\sqrt{4 + K^2}} \quad (\text{E.0.2-5})$$

荷载作用点位于剪心之上: $C_2 = 2.32 - 0.2(K - 2.4)^2, \quad (0 \leq \frac{a}{h} \leq 1) \quad (\text{E.0.2-6})$

荷载作用点位于剪心之下: $C_2 = \frac{0.69K + 1.72}{1.5 - Ka/h}, \quad \left(-2 \leq \frac{a}{h} < 0\right) \quad (\text{E.0.2-7})$

式中 $K = \sqrt{\frac{\pi^2 E I_w}{GJ L^2}}$

3 当悬臂梁是从临跨外伸的伸臂梁时,临跨梁上翼缘或下翼缘有刚性铺板时, $\mu_y = 2$, 否则应通过分析确定临界弯矩,在构造上应加强支承处的抗扭转和抗翘曲能力。

附录 F 蜂窝梁的计算

F.0.1 本附录主要适用于六边形孔和圆孔蜂窝梁的计算。

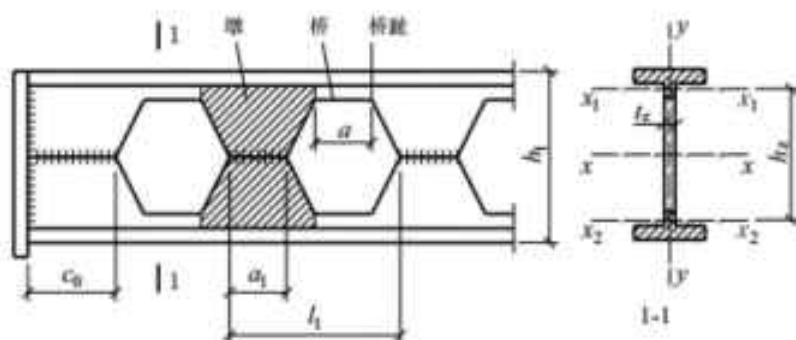


图 F.0.1 蜂窝梁计算几何图形

F.0.2 计算方法:

1 蜂窝梁的抗弯强度按下列规定计算:

1) 梁墩处实腹截面:

$$\sigma = \frac{1.1M_{\max}}{W_1} \leq f \quad (\text{F.0.2-1})$$

式中 M_{\max} ——蜂窝梁上的最大弯矩;

W_1 ——墩处的实腹截面模量;

f ——钢材的抗弯强度设计值。

2) 梁桥趾处 T 形截面:

$$\sigma = \frac{M_x}{h_x A_T} + \frac{V_x a}{4W_{T\min}} \leq f \quad (\text{F.0.2-2})$$

式中 M_x ——需验算截面处附近蜂窝孔中点 (距支座距离为 x) 的弯矩;

A_T ——桥部 T 形截面的面积, 圆孔取桥跨中处 T 形截面;

h_x ——桥部上下 T 形截面的重心距;

V_x ——需验算截面处附近蜂窝孔中点 (距支座距离为 x) 的剪力;

a ——桥的跨度, 圆孔取 $a=0.5D$ (图 F.0.1);

$W_{T\min}$ ——桥部 T 形截面的最小截面模量, 圆孔取桥趾处 T 形截面;

3) 当均布荷载作用时, 可近似用下式求解 x :

$$x = \frac{l}{2} - \frac{A_T a h_y}{4W_{Tmin}} \quad (\text{F.0.2-3})$$

式中 l ——蜂窝梁的跨度。

2 蜂窝梁的抗剪强度按下列规定计算:

1) 支座截面:

$$\tau = \frac{VS}{It_w} \leq f_v \quad (\text{F.0.2-4})$$

式中 V ——支座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。

2) 邻近支座第 1、2 孔洞间墩腰处焊缝:

$$\tau = \frac{V_1 l_1}{h_s t_w a_1} \leq f_v^w \quad (\text{F.0.2-5})$$

式中 V_1 ——靠支座第 1、2 孔洞间中点处剪力;

l_1 ——蜂窝梁的单元长度 (图 F.0.1);

a_1 ——蜂窝梁的墩腰长度 (图 F.0.1), 对于标准孔距 $a_1 = a$;

f_v^w ——对接焊缝的抗剪强度设计值。

3 蜂窝梁的整体稳定按下式计算:

$$1.1M_{max} \leq \varphi_b W_0 f \quad (\text{F.0.2-6})$$

式中 φ_b ——梁的整体稳定系数, 按与梁墩处相同截面的当量实腹梁由本规范 7.2.3 条确定;

W_0 ——蜂窝梁当量实腹梁的截面模量, 可按梁桥部截面的截面模量简化计算;

4 蜂窝梁的局部稳定按下列规定计算:

上、下翼缘自由外伸宽度 b 与其厚度 t 之比, 应符合下式要求:

$$b/t \leq 13\sqrt{235/f_{yk}} \quad (\text{F.0.2-7})$$

桥部 T 形截面的腹板高度 h_w 与其厚度 t_w 之比, 应符合下式要求:

$$h_w/t_w \leq 15\sqrt{235/f_{yk}} \quad (\text{F.0.2-8})$$

端部工字形截面的腹板高度 h_0 与其厚度 t_w 之比, 应符合下式要求:

$$h_0/t_w \leq 80\sqrt{235/f_{yk}} \quad (\text{F.0.2-9})$$

5 蜂窝梁的挠度按下列规定计算:

1) 当扩大比 $K_1 \leq 1.5$ 时:

$$v = \eta \frac{M_{kmax} l^2}{10EI_0} \leq [v] \quad (\text{F.0.2-10})$$

式中 M_{kmax} ——梁跨中最大弯矩标准值;

I_0 ——当量实腹梁的截面惯性矩;

η ——考虑空腹截面影响的增大系数, 可由表 F 查取;

E ——钢材的弹性模量, $E = 206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$;

$[v]$ ——受弯构件的挠度允许值。

2) 当扩大比 $K_1 > 1.5$ 时:

$$v = v_1 + v_2 + v_3 = \frac{v_m^0}{2} \left(1 + \frac{I_1}{I_b} \right) + \frac{v_s^0}{2} \left(1 + \frac{A_{w1}}{A_{wT}} \right) + \frac{1}{12E} \left(\frac{a^3}{2I_T} + \frac{h_1 I_1^2}{I_p} \right) \sum_{i=1}^n V_i \leq [v] \quad (\text{F.0.2-11})$$

式中 v_1 、 v_2 、 v_3 ——分别是弯曲挠度、剪切挠度和剪力次弯矩产生的桥及墩腰转动;

v_m^0 、 v_s^0 ——当量实腹梁在相同荷载条件下的弯曲挠度和剪切挠度;

I_1 ——当量实腹梁的毛截面惯性矩;

I_b ——桥部空腹截面的惯性矩;

A_{w1} ——当量实腹梁的腹板面积;

A_{wT} ——桥部 T 形截面的腹板面积;

I_T ——桥部 T 形截面的惯性矩;

I_p ——梁墩的等效惯性矩；

n ——蜂窝梁的单元数；

V_i ——蜂窝梁第 i 单元蜂窝孔中点的剪力。

表 F 挠度增大系数 η

梁的高跨比(h/l)	1/40	1/32	1/27	1/23	1/20	1/18
η	1.1	1.15	1.2	1.25	1.35	1.4

附录G 轴心受压构件的稳定系数

表 G-1 a 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$	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 G-4 注。

表 G-2 b 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$	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 G-4 注。

表 G-3 c 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{f_{ck}}{235}}$	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 G-4 注。

表 G-4 d 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{f_y}{235}}$	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 G-1 至表 G-4 中的 φ 值按下列公式算得：

$$\text{当 } \lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{f_y/E} \leq 0.215 \text{ 时:} \quad \varphi = 1 - \alpha_1 \lambda_n^2$$

当 $\lambda_n > 0.215$ 时:

$$\varphi = \frac{1}{2\lambda_n^2} [(a_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2) - \sqrt{(a_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2}]$$

2 当构件的 $\lambda\sqrt{f_y/235}$ 值超出表 G-1 至表 G-4 的范围时，则 φ 值按注 1 所列的公式计算。

表 G-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	$\lambda_n \leq 1.05$	0.73	0.906	0.595
	$\lambda_n > 1.05$		1.216	0.302
d类	$\lambda_n \leq 1.05$	1.35	0.868	0.915
	$\lambda_n > 1.05$		1.375	0.432

附录 H 柱的计算长度系数

表 H-1 无侧移框架柱的计算长度系数 μ

	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	≥ 10
0.000	1.000	0.990	0.981	0.964	0.949	0.936	0.924	0.880	0.830	0.803	0.785	0.773	0.745
0.050	0.990	0.980	0.971	0.955	0.940	0.927	0.915	0.871	0.822	0.795	0.778	0.766	0.737
0.100	0.981	0.971	0.962	0.946	0.931	0.918	0.907	0.863	0.814	0.787	0.770	0.759	0.730
0.200	0.964	0.955	0.946	0.930	0.915	0.903	0.891	0.849	0.801	0.774	0.757	0.746	0.718
0.300	0.949	0.940	0.931	0.915	0.901	0.889	0.878	0.836	0.788	0.762	0.746	0.734	0.707
0.400	0.936	0.927	0.918	0.903	0.889	0.877	0.865	0.824	0.777	0.752	0.735	0.724	0.697
0.500	0.924	0.915	0.907	0.891	0.878	0.865	0.855	0.814	0.768	0.742	0.726	0.715	0.688
1.000	0.880	0.871	0.863	0.849	0.836	0.824	0.814	0.775	0.731	0.707	0.691	0.681	0.655
2.000	0.830	0.822	0.814	0.801	0.788	0.777	0.768	0.731	0.689	0.667	0.652	0.642	0.618
3.000	0.803	0.795	0.787	0.774	0.762	0.752	0.742	0.707	0.667	0.645	0.631	0.621	0.598
4.000	0.785	0.778	0.770	0.757	0.746	0.735	0.726	0.691	0.652	0.631	0.617	0.607	0.585
5.000	0.773	0.766	0.759	0.746	0.734	0.724	0.715	0.681	0.642	0.621	0.607	0.598	0.576
≥ 10	0.745	0.737	0.730	0.718	0.707	0.697	0.688	0.655	0.618	0.598	0.585	0.576	0.554

注:

1 表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得:

$$\mu_b = \sqrt{\frac{(1+0.41K_1)(1+0.41K_2)}{(1+0.82K_1)(1+0.82K_2)}}$$

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, 当梁远端为铰接时, 应将横梁线刚度乘以 1.5; 当横梁远端为嵌固时, 则将横梁线刚度乘以 2。

2 当横梁与柱铰接时, 取横梁线刚度为零。

3 对底层框架柱: 当柱与基础铰接时, 取 $K_2=0$ (对平板支座可取 $K_2=0.1$); 当柱与基础刚接时, 取 $K_2=10$ 。

4 当与柱刚性连接的横梁所受轴心压力 N_b 较大时, 横梁线刚度应乘以折减系数 α_N :

横梁远端与柱刚接和横梁远端铰支时: $\alpha_N = 1 - N_b / N_{cb}$

横梁远端嵌固时: $\alpha_N = 1 - N_b / (2N_{cb})$

式中, $N_{cb} = \pi^2 EI_b / l^2$, I_b 为横梁截面惯性矩, l 为横梁长度。

表 H-2 有侧移框架柱的计算长度系数 μ

	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	≥ 10
0.000	∞	5.07	4.38	3.41	3.01	2.79	2.65	2.35	2.18	2.12	2.09	2.08	2.04
0.050	5.36	4.04	3.39	2.83	2.56	2.41	2.30	2.07	1.93	1.89	1.86	1.85	1.82
0.100	4.38	3.39	2.95	2.53	2.31	2.19	2.10	1.90	1.78	1.74	1.72	1.70	1.68
0.200	3.41	2.83	2.53	2.21	2.04	1.94	1.87	1.70	1.60	1.56	1.54	1.53	1.51
0.300	3.01	2.56	2.31	2.04	1.90	1.81	1.74	1.59	1.50	1.46	1.44	1.43	1.41
0.400	2.79	2.41	2.19	1.94	1.81	1.72	1.66	1.52	1.43	1.40	1.38	1.37	1.35
0.500	2.65	2.30	2.10	1.87	1.74	1.66	1.60	1.47	1.38	1.35	1.33	1.32	1.30
1.000	2.35	2.07	1.90	1.70	1.59	1.52	1.47	1.34	1.26	1.23	1.21	1.20	1.18
2.000	2.18	1.93	1.78	1.60	1.50	1.43	1.38	1.26	1.18	1.15	1.14	1.13	1.11
3.000	2.12	1.89	1.74	1.56	1.46	1.40	1.35	1.23	1.15	1.13	1.11	1.10	1.08
4.000	2.09	1.86	1.72	1.54	1.44	1.38	1.33	1.21	1.14	1.11	1.10	1.09	1.07
5.000	2.08	1.85	1.70	1.53	1.43	1.37	1.32	1.20	1.13	1.10	1.09	1.08	1.06
≥ 10	2.04	1.82	1.68	1.51	1.41	1.35	1.30	1.18	1.11	1.08	1.07	1.06	1.04

注:

1 表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得:

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

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。当梁远端为铰接时, 应将横梁线刚度乘以 0.5; 当横梁远端为嵌固时, 则应乘以 2/3。

2 当横梁与柱铰接时, 取横梁线刚度为零。

3 对底层框架柱: 当柱与基础铰接时, 取 $K_2 = 0$ (对平板支座可取 $K_2 = 0.1$); 当柱与基础刚接时, 取 $K_2 = 10$ 。

4 当与柱刚性连接的横梁所受轴心压力 N_b 较大时, 横梁线刚度应乘以折减系数 α_N :

$$\text{横梁远端与柱刚接和横梁远端铰支时: } \alpha_N = 1 - N_b / (4N_{cb})$$

横梁远端铰支时: $\alpha_N = 1 - N_b / N_{Eb}$

横梁远端嵌固时: $\alpha_N = 1 - N_b / (2N_{Eb})$

$N_{Eb} = \pi^2 EI_b / l^2$, I_b 为横梁截面惯性矩, l 为横梁长度。

表 H-3 柱上端为自由的单阶柱下段的计算长度系数 μ_2

见 2003 版表 D-3

表 H-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 2003 版表 D-4

表 H-5 柱上端可移动但有一定约束的单阶柱下段的计算长度系数 μ_2

H-6 柱上端为自由的双阶柱下段的计算长度系数 μ_3

见 2003 版表 D-5

表 H-7 柱顶可移动但不转动的双阶柱下段的计算长度系数 μ_3

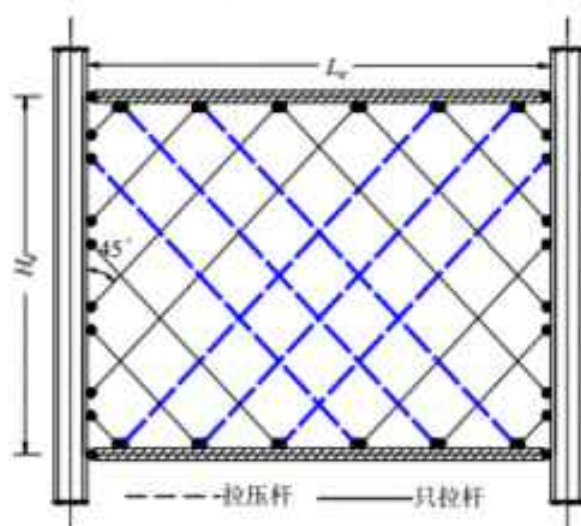
见 2003 版表 D-6

附录 J 钢板剪力墙的内力分析

J.1 非加劲钢板剪力墙结构

J.1.1 四边连接的非加劲钢板剪力墙结构的内力分析，应符合下列规定：

1 对四边连接的非加劲钢板剪力墙结构进行弹性内力与变形计算或弹塑性分析时，可采用混合杆系模型近似模拟钢板剪力墙的静力性能与滞回性能，即采用一系列倾斜、正交杆代替非加劲钢板剪力墙（图 J.1.1）。杆条与水平方向的夹角取 45° ，每个方向的杆条数量不小于 10 条，其中部分杆条属于拉压杆，剩余杆条属于只拉杆。拉压杆材料强度为钢材抗剪屈服强度设计值，只拉杆对应强度为钢材屈服强度设计值。



依据钢板厚度不同，非加劲钢板剪力墙可分为厚板、中厚板及薄板，可参考梁腹板的标准，厚板的通用高厚比通常小于 100，其抗剪承载力完全由板件的剪切屈服提供，即 $V_w = f_v L_w t_w = 0.57 f_v L_w t_w$ 。随着高厚比的增加钢板剪力墙逐渐由面内受剪转变为拉力带承载的方式，由拉力带完全承载时 $V_w = 0.5 f_y L_w t_w$ 。钢板面内受剪屈服时钢板可以用双向交叉拉压杆模拟，此时钢材服从 Mises 屈服准则，钢板对应的斜向拉压强度均为钢材的抗剪屈服强度；钢板以拉力带形式承载时，可以用只能承受拉力的拉杆来模拟，拉杆对应的极限抗拉强度为钢材屈服强度。

钢板剪力墙跨高比的不同影响简化分析模型中杆件的倾角，关于杆条与水平方向的夹角 α 的取值，可参考美国 FEMA 450 和加拿大范 CAN/CSA-S16-1 给出，按照公式 (1) 计算。

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{L_v}{2A_s}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_s} + \frac{H_v^2}{360I_c L} \right)} \quad (1)$$

值得说明的是，当边缘框架构件的抵抗矩满足本规范 9.2.4 条规定时，按照式(1)确定的拉力带倾角基本在 $38^\circ \sim 45^\circ$ 之间，统一等代模型对上述范围内的 α 值并不敏感，因此为分析建模的方便，可将拉力带部分杆元的水平倾角近似取为 45° 。

2 各杆条对应的截面面积按下式确定：

$$A_s = \frac{\sqrt{L_v^2 + H_v^2} t_w}{n} \cos(45^\circ - \arctan(H_v / L_v)) \quad (J.1.1)$$

t_w ——非加劲钢板剪力墙的厚度；

H_v ——非加劲钢板剪力墙的净高度；

L_v ——非加劲钢板剪力墙的净跨度；

n ——单向划分的条带数。

J.1.2 两边连接的非加劲钢板剪力墙结构的内力分析，应符合下列规定：

1 两边连接钢板剪力墙用于结构体系的弹性内力与变形计算时，可采用交叉杆模拟钢板剪力墙（图 J.1.2），杆件为拉压杆，拉压杆的倾角 α 按下式计算：

$$\operatorname{ctg} \alpha = L_v / H_v \quad (J.1.2-1)$$

式中， L_v ——钢板剪力墙的跨度；

H_v ——钢板剪力墙的高度；

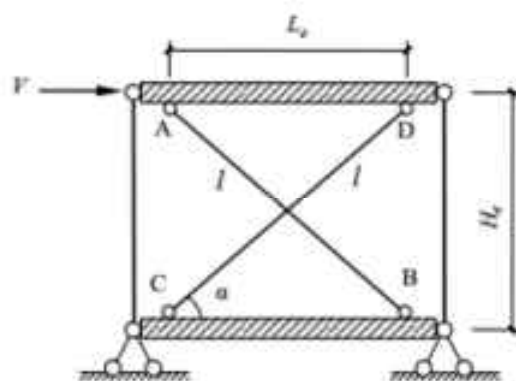


图 L.0.2 简化分析模型

在对采用两边连接钢板剪力墙的结构体系整体分析中，若采用带有壳元模型计算，将费

时费力,难于实现。哈尔滨工业大学进行了两边连接钢板剪力墙试件的滞回性能试验研究与理论分析,研究中发现钢板主要沿两条交叉对角线方向形成拉力带,充分利用钢板的屈曲后强度抵抗水平荷载和耗能。因此,建立了图 9.3.1 所示的简化计算模型。由于两边连接钢板剪力墙只与框架梁相连,墙板与梁的相互作用将对梁端产生附加竖向剪力,因此提出的偏心交叉支撑简化模型能够更合理地模拟钢板与框架梁间的相互作用力。

2 两边连接钢板剪力墙初始刚度 K_0 的计算公式为:

$$K_0 = \frac{\gamma \cdot E_s \cdot t_w}{1/(L_e/H_e)^2 + 2.4 \cdot (1+\nu_s)/(L_e/H_e)} \quad (J.1.2-2)$$

$$\gamma = 0.014 \ln(L_e/H_e) - 0.118 \ln(\lambda) + 1.240 \quad (J.1.2-3)$$

式中 E_s —— 钢材的弹性模量, N/mm^2 ;
 t_w —— 钢板剪力墙的厚度, mm;
 γ —— 钢板剪力墙的刚度折减系数;
 ν_s —— 钢材泊松比;
 L_e —— 钢板剪力墙跨度, mm;
 H_e —— 钢板剪力墙高度, mm
 λ —— 钢板剪力墙高厚比 H_e/t_w

J.1.3 两边连接钢板剪力墙的等效交叉杆模型应力应变关系如图 J.1.3 所示,两根支撑的截面及强度均相同,支撑截面面积 A_1 与拉、压屈服强度 σ_{y1} 和 σ_{y2} 的计算公式如下:

$$A_1 = \frac{K_0 \cdot L \cdot \beta}{(1+\beta) \cdot E_s \cdot \cos^2 \alpha} \quad (J.1.3-1)$$

$$\sigma_{y1} = \frac{V_u \cdot E_s \cdot \cos^2 \alpha}{K_0 \cdot L} \quad (J.1.3-2)$$

$$\sigma_{y2} = \sigma_{y1} / \beta \quad (J.1.3-3)$$

$$\beta = (0.0296\lambda - 2.2807) \cdot L_e / H_e + 0.6698 \quad (J.1.3-4)$$

$$E_s = E_s / \beta \quad (J.1.3-5)$$

式中 E_s —— 钢材的弹性模量, N/mm^2 ;
 A_1 —— 支撑的截面面积, mm^2 ;

- σ_{y1} —— 支撑受拉屈服强度, N/mm^2 ;
- σ_{y2} —— 支撑受压屈服强度, N/mm^2 ;
- L_w —— 钢板剪力墙跨度, mm ;
- H_w —— 钢板高度, mm ;
- λ —— 钢板高厚比 $\sqrt{f_y/235} H_w/t_w$;
- K_0 —— 钢板剪力墙初始刚度;
- β —— 支撑的拉、压屈服强度比;
- α —— 支撑杆的倾角;

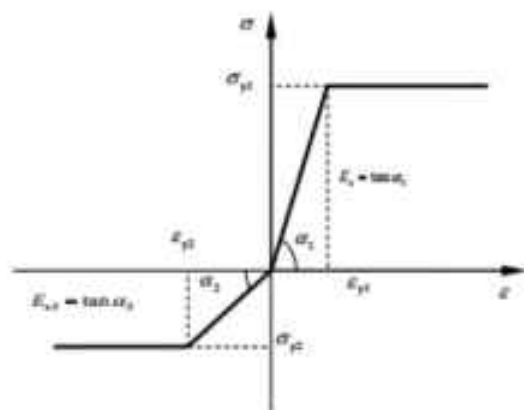


图 J.1.3 支撑的应力-应变关系曲线

J.2 加劲钢板剪力墙结构

J.2.1 内力分析时, 不承担竖向荷载的加劲钢板剪力墙, 采用剪切膜单元参与结构的整体内力分析; 参与承担竖向荷载的加劲钢板剪力墙, 采用正交异性板的平面应力单元参与结构整体的内力分析。

J.2.2 对于加劲钢板剪力墙结构的弹塑性推覆分析的模型, 应符合下列规定:

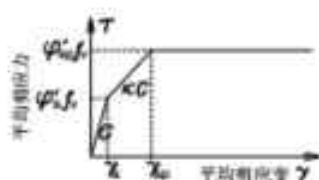
允许利用屈曲后强度的钢板剪力墙, 在参与整体结构的静力弹塑性分析时, 其平均剪应力与平均剪应变的关系, 拟采用合适的非线性关系, 也可采用附图 J.2.2-1 的关系, 图中 G 是钢材的剪切模量, κG 是屈曲后的剪切刚度, κ 根据屈曲后强度与屈曲强度的差别取值范围为 $0.5 \sim 0.7$ 。

$$\kappa = 1 - 0.2 \frac{\varphi}{\varphi_s} \leq 0 \quad (\text{J.2.2-1})$$

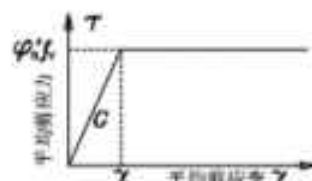
$$\gamma_s = \frac{\phi'_s f_s}{G} \quad (\text{J.2.2-1a})$$

$$\gamma_{\varphi} = \gamma_s + \frac{(\phi'_{\varphi} - \phi'_s) f_s}{\kappa G} \quad (\text{J.2.2-1b})$$

ϕ'_s 、 ϕ'_{φ} 分别是扣除竖向重力荷载影响的剩余剪切屈曲强度和屈曲后强度的稳定系数。



附图 J.2.2-1



附图 J.2.2-2

设置加劲肋的钢板剪力墙，不利用其屈曲后强度，参与静力弹塑性分析的剪应力—剪应变的关系采用附图 J.2.2-2 的形式。

弹塑性动力分析，应采用合适的滞回曲线模型。在设置加劲肋的情况下，可以采用双线性弹塑性的模型，第二阶段的剪切刚度取为初始刚度的 0.01~0.03，但是最大强度应取为 $\phi'_s f_s$ 。

附录 K 设置加劲的钢板剪力墙的弹性屈曲临界应力

K.1 仅设置竖向加劲的钢板剪力墙

K.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

$\gamma = \frac{EI_x}{Da_x} \geq \gamma_{cr}$ 时,

$$\tau_{cr} = \tau_{crp} = k_{crp} \frac{\pi^2 D}{h_x^2 t} \quad (\text{K.1.1-1a})$$

式中

$$\frac{a_x}{h_x} \leq 1: k_{crp} = \chi \left[4 + \frac{5.34}{(h_x/a_x)^2} \right] \quad (\text{K.1.1-1b})$$

$$\frac{a_x}{h_x} \geq 1: k_{crp} = \chi \left[5.34 + \frac{4}{(a_x/h_x)^2} \right] \quad (\text{K.1.1-1c})$$

χ —闭口加劲肋的情况下取 1.23,开口加劲肋时取 1.0。

当 $\gamma < \gamma_{cr}$ 时

$$\tau_{cr} = k_{cr} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{h_x} \right)^2 \quad (\text{K.1.1-2a})$$

$$k_{cr} = k_{cr0} + (k_{crp} - k_{cr0}) \left(\frac{\gamma}{\gamma_{cr}} \right)^{0.9} \quad (\text{K.1.1-2b})$$

γ_{cr} 计算公式是

$$\gamma_{cr} = 6\eta_k (7\beta^2 - 5) \geq 10 \quad (\text{K.1.1-3a})$$

$$\eta_k = 0.42 + \frac{0.58}{[1 + 5.42(J_{cp}/I_{cp})^{2.6}]^{0.77}} \quad (\text{K.1.1-3b})$$

J_{cp}, I_{cp} 分别是竖向加劲肋自由扭转常数和惯性矩。

(8.3.2-3a)式适用范围: $0.8 \leq \beta = \frac{h_x}{a_x} \leq 5$ 。

$a_x = \frac{a_x}{n_x + 1}$, 在闭口加劲肋的情况下取区格净宽

n_v 是竖向加劲肋的道数。

K.1.2 仅设置竖向加劲肋的钢板剪力墙，竖向受压弹性屈曲应力的计算公式是：

$\gamma \geq \gamma_{cr0}$ 时

$$\sigma_{\sigma} = \frac{k_{pm} \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{a_x} \right)^2 \quad (\text{K.1.2-1})$$

k_{pm} 是小区格竖向受压屈曲系数，可以取 $k_{pm} = 4\chi$ ， χ 是嵌固系数，取 1.23。

$\gamma < \gamma_{cr0}$ 时

$$\sigma_{\sigma} = \sigma_{\sigma 0} + \frac{n_v \pi^2 E I_x}{(n_v + W)^2 t a_x} \quad (\text{K.1.2-2})$$

$\sigma_{\sigma 0}$ 是未加劲钢板剪力墙的竖向屈曲应力。

γ_{cr0} 的计算公式是

$$\gamma_{cr0} = 1.5 \left(1 + \frac{1}{n_v} \right) \left[k_{pm} (n_v + 1)^2 - k_{\sigma 0} \right] \frac{h_x^2}{a_x^2} \quad (\text{K.1.2-3})$$

K.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应力是

$\gamma \geq \gamma_{cr0}$ 时

$$\sigma_{br} = \frac{k_{bpm} \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{a_x} \right)^2 \quad (\text{K.1.3-1a})$$

k_{bpm} 是小区格竖向不均匀受压屈曲系数

$$k_{bpm} = 4 + \beta_o + \beta_x^2 \quad (\text{K.1.3-1b})$$

β_o 是区格两边的应力比。

$\gamma < \gamma_{cr0}$ 时

$$\sigma_{br} = \sigma_{br 0} + \frac{n_v \pi^2 E I_x}{(n_v + W)^2 t a_x} \quad (\text{K.1.3-2})$$

$\sigma_{br 0}$ 是未加劲钢板剪力墙的竖向弯曲屈曲应力。

K.2 设置水平加劲的钢板剪力墙

K.2.1 受剪计算:

当 $\gamma_x = \frac{EI_w}{Da_y} \geq \gamma_{cr,h}$ 时, 弹性屈曲剪应力是按照小区格计算

$$\tau_{cr} = k_{cr} \frac{\pi^2 D}{a_y^2 t} \quad (\text{K.2.1-1a})$$

$$\frac{a_x}{a_y} \leq 1: k_{cr} = \chi \left[4 + \frac{5.34}{(a_x/a_y)^2} \right] \quad (\text{K.2.1-1b})$$

$$\frac{a_x}{a_y} \geq 1: k_{cr} = \chi \left[5.34 + \frac{4}{(a_x/a_y)^2} \right] \quad (\text{K.2.1-1c})$$

$$\gamma_{cr,h} = 8\eta_h (7\beta_h^2 - 4) \geq 10 \quad (\text{K.2.1-1d})$$

$$\eta_h = 0.42 + \frac{0.58}{[1 + 5.42(J_w/I_w)^{2.6}]^{0.77}} \quad (\text{K.2.1-1e})$$

J_w, I_w 分别是水平加劲肋自由扭转常数和惯性矩。

$$0 \leq \beta_h \leq \frac{a_x}{a_y}$$

$$a_y = \frac{h_s}{n_h + 1}$$

n_h 是竖向加劲肋的道数。

当 $\gamma < \gamma_{cr,h}$ 时

$$\tau_{cr} = k_{cr} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{a_x} \right)^2 \quad (\text{K.2.1-2a})$$

$$k_{cr} = k_{cr0} + (k_{crp} - k_{cr0}) \left(\frac{\gamma}{\gamma_{cr,h}} \right)^{0.6} \quad (\text{K.2.1-2b})$$

K.2.2 受压计算:

当 $\gamma_x = \frac{EI_w}{Da_y} \geq \gamma_{cr}$ 时, 在竖向荷载作用下的临界应力是

$$\sigma_{cr} = k_y \frac{\pi^2 D}{b_y^2 t} \quad (\text{K.2.2-1a})$$

$$k_{ym} = \left(\frac{a_x + a_y}{a_y + a_s} \right)^2 \quad (\text{K.2.2-1b})$$

n_y —水平加劲肋的道数。

$$\gamma_{cr0} = 0.8 \left(1 + \frac{1}{n_y} \right) \left(\frac{\pi}{a_y} \right)^2 \frac{a_x^2}{a_s^2} \quad (\text{K.2.2-1c})$$

当 $\gamma_x < \gamma_{cr0}$ 时,

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cr0} + (\sigma_{crp} - \sigma_{cr0}) \left(\frac{\gamma}{\gamma_{cr0}} \right)^{n_y} \quad (\text{K.2.2-2})$$

K.2.3 受弯计算

当 $\gamma_x \geq \gamma_{cr0}$ 时, 在弯矩作用下的临界应力是

$$\sigma_{bx} = K_{bx} \frac{\pi^2 D}{a_x^2 t} \quad (\text{K.2.2-1a})$$

$$K_{bx} = 1 + \left(\frac{a_x}{a_s} \right)^2 + 4 \left(\frac{a_x}{a_y} \right)^2 \quad (\text{K.2.2-1b})$$

当 $\gamma_x < \gamma_{cr0}$ 时,

$$\sigma_{bx} = \sigma_{bx0} + (\sigma_{bxp} - \sigma_{bx0}) \left(\frac{\gamma}{\gamma_{cr0}} \right)^{n_y} \quad (\text{K.2.2-2a})$$

K.3 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙

K.3.1 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本规范(10.3.5)式的要求时, 其剪切临界应力为

$$\tau_{cr} = \tau_{cr0} + (\tau_{crp} - \tau_{cr0}) \left(\frac{\gamma_m}{33} \right)^{0.7} \leq \tau_{crp} \quad (\text{K.3.1-1})$$

$$\gamma_m = \sqrt{0.66 \frac{EI_{xx}}{Da_m} \times \frac{EI_{yy}}{Da_y}} \quad (\text{K.3.1-1})$$

式中: τ_{crp} 是小区格的剪切屈曲临界应力;

τ_{cr0} 是未加劲板的剪切屈曲临界应力。

K.3.2 当加劲肋的刚度不满足(B5.2)式的要求时，加劲钢板剪力墙的竖向临界应力为

$$\frac{h_x}{a_x} < \left(\frac{D_y}{D_x}\right)^{0.25} : \sigma_{cr} = \frac{\pi^2}{a_x^2 t_x} \left(\frac{a_x^2}{h_x^2} D_x + 2H + D_x \alpha^2 \right) \quad (\text{K.3.2-1})$$

$$\frac{h_x}{a_x} > \left(\frac{D_y}{D_x}\right)^{0.25} : \sigma_{y,cr} = \frac{\pi^2}{a_x^2 t_x} \left(\sqrt{D_x D_y} + H \right) \quad (\text{K.3.2-2})$$

式中

$$D_x = D + \frac{EI_x}{a_y} \quad (\text{K.3.2-3})$$

$$D_y = D + \frac{EI_y}{a_x} \quad (\text{K.3.2-4})$$

$$D_{xy} = D + \frac{1}{2} \left(\frac{GJ_x}{a_x} + \frac{GJ_y}{a_y} \right) \quad (\text{K.3.2-5})$$

K.3.3 竖向抗弯弹性屈曲应力的计算公式是：

$$\frac{h_x}{a_x} < \frac{2}{3} \left(\frac{D_y}{D_x}\right)^{0.25} : \sigma_{bcr} = 24 \frac{\pi^2}{a_x^2 t_x} \left(\frac{a_x^2}{h_x^2} D_x + 2D_{xy} + D_x \alpha^2 \right) \quad (\text{K.3.3-1})$$

$$\frac{h_x}{a_x} > \frac{2}{3} \left(\frac{D_y}{D_x}\right)^{0.25} : \sigma_{bcr} = 24 \frac{\pi^2}{a_x^2 t_x} \left(\sqrt{D_x D_y} + D_{xy} \right) \quad (\text{K.3.3-1})$$

附录 L 塑性设计的弹塑性分析

L.0.1 允许采用二阶弹塑性分析进行结构的塑性设计,此时应引入假想荷载,对每一个荷载组合进行分析;

L.0.2 弹塑性分析时,应符合下列规定:

- 1 宜采用塑性区法进行分析;
- 2 框架柱和框架主梁至少要划分 4 个单元;斜支撑考虑受压承载力时,每一段应划分 4 个单元;只拉支撑可为一个只拉单元。柱端和梁端单元长度应限制在 1~2 倍的截面高度;梁跨中或集中荷载作用处应布置节点。
- 3 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;混凝土的应力应变曲线参照相关规范。
- 4 钢柱是工字形截面时,应考虑节点域变形的影响,或加厚节点域。
- 5 节点域应设置节点域单元,除考虑节点域的剪切变形外,还要考虑节点域作为柱子一部分的轴压和弯曲变形,也要考虑作为梁一部分的弯曲变形。
- 6 当要考虑梁柱连接的半刚性时,应设置转动弹簧,并采用合适的弯矩-转角方程。工形梁柱和钢-混凝土框架组合主梁应考虑腹板剪切变形的影响。
- 7 钢管混凝土柱子不必考虑钢管对混凝土的环箍作用,钢-混凝土组合主梁不必考虑界面滑移的影响,混凝土要考虑开裂的影响。
- 8 梁柱形心线的偏心要得到精确的模拟;
- 9 纯钢构件必须考虑残余应力。构件的初始弯曲建议取杆长的 1/750,受压斜支撑的初始弯曲为斜支撑总长的 1/500,跨层支撑为每层内长度的 1/500。
- 10 初始弯曲和初始倾斜的方向要与水平力的方向相同,以获得最不利的组合;
- 11 必要时应考虑活荷载的棋盘式分布;
- 12 抗侧力构件(包括钢板剪力墙、各类纯钢支撑和钢板支撑剪力墙,整缝剪力墙)的弹塑性性质参照专门的附录确定,有限元分析时每层一个单元或者是每层一个超级单元,剪力墙和混凝土核心筒的弹塑性性能应相关规范。
- 13 非线性弹塑性分析按照《建筑结构荷载规范》4.1.2 条的规定对话荷载进行折减。
- 14 二阶弹塑性分析,应采用符合实际的加载方式。恒载加载的数值不宜超过实际恒载乘以荷载规范规定的荷载系数。
- 15 在荷载加至荷载组合设计值时,应卸载一次,输出残余变形值。

16 非线性分析的输出结果:

- 1) 各种荷载组合的荷载标准值下的挠度和侧移;
- 2) 在荷载加至荷载组合设计值时, 应卸载一次, 输出残余变形值;
- 3) 竖向活荷载设计值下, 结构能够承受的水平风载设计值的倍数 α_w , 这个倍数不得小于 1.3; 并输出各个塑性铰截面的曲率, 确定特定部位的截面宽厚比要求。
- 4) 抗震设计的结构, 应输出结构能够承受的规范地震力标准值的倍数 α_E , 这个倍数不得小于 1.3, 并输出各杆端出现塑性转动的截面的最大曲率(塑性区法), 确定特定部位的截面宽厚比的要求, 并反向验证地震力的取值。
- 5) 没有水平力的组合, 应输出竖向荷载组合设计值的倍数 α_G , 这个倍数不得小于 1.1。
- 6) 没有出现塑性变形的部位, 应输出应力比。

17 在达到极限荷载时, 梁的最大挠度不得超过跨度的 1/150, 风荷载组合下层间侧移不得大于 1/150(双重抗侧力结构)~1/100(框架结构), 在规范地震力组合下, 层间侧移不得大于 $\alpha_E/300$ 。

(注: 这是变形控制的极限状态)

18 应采用两种及以上的非线性分析的增量-迭代技术进行非线性分析。

L.0.3 节点应符合规范的构造要求。除连接采用专门的单元外, 节点应按照达到极限承载力时被连接截面的内力进行设计计算。

附录 M 桁架节点板在斜腹杆压力作用下的稳定计算

M.0.1 基本假定。

图 M.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， $\overline{CD} \perp \overline{BA}$ 。

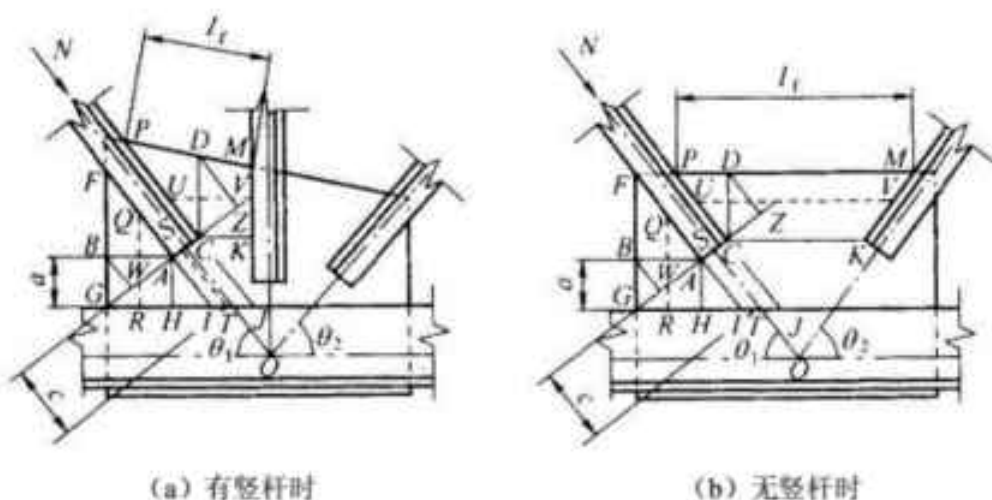


图 M.0.1 节点板稳定计算简图

在斜腹杆轴向压力 N 的作用下， \overline{BA} 区 ($HGFH$ 板件)、 \overline{AC} 区 (AUC 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。

M.0.2 计算方法：

\overline{BA} 区：

$$\frac{b_1}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \sin \theta_1 \leq l_t \varphi_1 f \quad (\text{M.0.2-1})$$

\overline{AC} 区：

$$\frac{b_2}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \leq l_t \varphi_2 f \quad (\text{M.0.2-2})$$

\overline{CD} 区：

$$\frac{b_3}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \cos \theta_1 \leq l_t \varphi_3 f \quad (\text{M.0.2-3})$$

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 $l_f/t > 60\sqrt{235/f_y}$ 且沿自由边加劲的无整腹杆节点板 (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 N 钢与混凝土组合梁的疲劳验算

N.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。

N.0.2 当抗剪连接件为圆柱头焊钉时，应按本规范 17 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。

N.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 17 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：

$$\frac{\Delta\tau}{\Delta\tau_R} + \frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_R} \leq \frac{1.3}{\gamma_c} \quad (\text{N.0.3-1})$$

式中 $\Delta\tau$ ——焊钉名义剪应力幅或等效名义剪应力幅 (N/mm^2)，按本规范 17.2 节的规定计算。

$\Delta\tau_R$ ——焊钉容许剪应力幅 (N/mm^2)，按本规范公式 (17.2.2-5) 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/mm^2)，按本规范 17.2 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/mm^2)，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 17.2 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：

$$\frac{\alpha_f \Delta\tau}{\Delta\tau_{2 \times 10^6}} + \frac{\alpha_f \Delta\sigma}{\Delta\sigma_{2 \times 10^6}} \leq \frac{1.3}{\gamma_c} \quad (\text{N.0.3-2})$$

式中 α_f ——欠载系数，按本规范表 17.2.4 的规定计算。

$\Delta\tau_{2 \times 10^6}$ ——循环次数 n 为 2×10^6 次焊钉的容许剪应力幅 (N/mm^2)，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 2×10^6 次焊有焊钉受拉钢板的允许正应力幅 (N/mm^2)，按本规

范表 17.2.1-1 的规定计算, 构件和连接类别取为 Z7。

附录 P 圆钢管混凝土柱组合抗压、抗剪强度设计值

P.0.1 圆钢管混凝土轴心受压柱的组合强度设计值按下列公式计算：

$$f_{sc} = (1.21 B \theta_{sc}^2)^{0.5} \quad (\text{P.0.1-1})$$

套箍系数设计值：
$$\theta_{sc} = \alpha f / f_c \quad (\text{P.0.1-2})$$

$$\alpha = A_s / A_c \quad (\text{P.0.1-3})$$

$$B = 0.176 f_{yk} / 235 + 0.974 \quad (\text{P.0.1-4})$$

$$C = -0.104 f_{ck} / 20.1 + 0.031 \quad (\text{P.0.1-5})$$

- 式中 θ_{sc} —— 钢管混凝土构件的套箍系数设计值；
- α —— 钢管混凝土构件的含钢率，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_{yk}, f —— 钢材牌号所指屈服点和钢材的设计值；
- f_{ck}, f_c —— 混凝土的抗压强度标准值和设计值。

表 P-2 钢管混凝土组合抗剪强度 f_{sv} (N/mm^2)

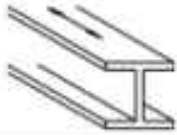


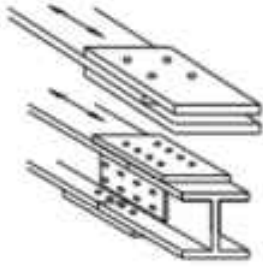
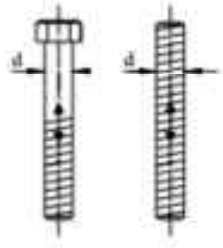
钢材	含钢率								
	0.04	0.06	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.2
Q235	11.4	16.8	21.9	26.9	31.7	36.4	40.8	45.2	49.4
Q345	16.7	24.6	32.2	39.5	46.6	53.4	60.0	66.3	72.5
Q390	18.9	27.8	36.4	44.7	52.7	60.3	67.8	75.0	81.9
Q420	20.4	30.0	39.2	48.1	56.7	65.0	73.0	80.7	88.2

注：圆钢管混凝土构件的组合抗剪强度设计值按下列公式计算：

$$f_{sv} = 1.26 f_{yk} \alpha / (1 + \alpha)$$


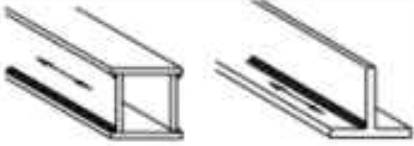
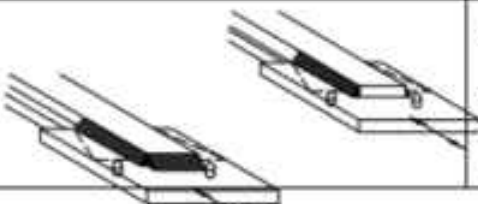
附录 Q 疲劳计算的构件和连接分类

表 Q-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现行国家标准《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，否则，受拉正应力应当考虑撬力及其他因素引起的附加应力 对于直径大于 30mm 螺栓，需要考虑尺寸效应 应对容许应力幅进行修正，修正系数 γ_s ： $\gamma_s = \left(\frac{30}{d}\right)^{0.25}$ d—螺栓直径，单位为 mm	Z11

注：箭头表示计算应力幅的位置和方向。

表 Q-2 纵向传力焊缝的构件和连接分类

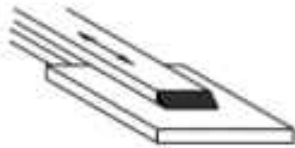
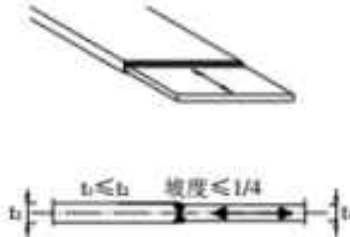
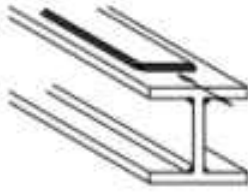
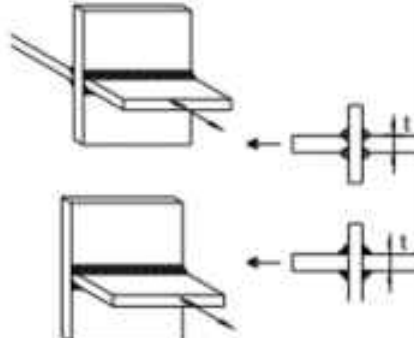
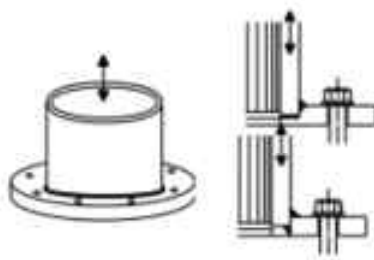
项次	构造细节	说明	类别
6		<ul style="list-style-type: none"> 无垫板的纵向对接焊缝附近的母材 焊缝符合二级焊缝标准 	Z2
7		<ul style="list-style-type: none"> 有连续垫板的纵向自动对接焊缝附近的母材 (1) 无起弧、灭弧 (2) 有起弧、灭弧 	Z4 Z5
8		<ul style="list-style-type: none"> 翼缘连接焊缝附近的母材 翼缘板与腹板的连接焊缝 自动焊，二级T形对接与角接组合焊缝 自动焊，角焊缝，外观质量标准符合二级 手工焊，角焊缝，外观质量标准符合二级 双层翼缘板之间的连接焊缝 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 	Z10 Z8 Z8

		<ul style="list-style-type: none"> 三面围焊或两侧面角焊缝的节点板母材 <p>(节点板计算宽度按应力扩散角 θ 等于 30° 考虑)</p>	
--	--	--	--

注：箭头表示计算应力幅的位置和方向。

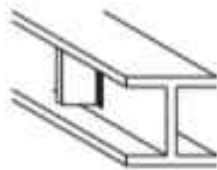
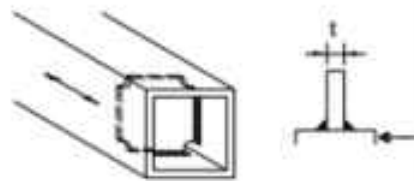

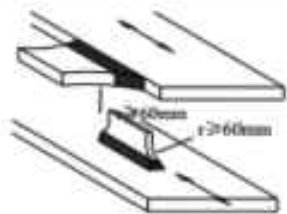
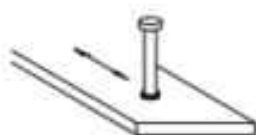
表 Q-3 横向传力焊缝的构件和连接分类

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 <p>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</p> <p>符合国标《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的一级焊缝</p>	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 <p>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</p> <p>符合国标《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的一级焊缝</p>	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 <p>垫板端部超出母板距离 d</p> <p>$d \geq 10\text{mm}$</p> <p>$d < 10\text{mm}$</p>	Z8 Z11

16		<ul style="list-style-type: none"> 节点板搭接的端面角焊缝的母材 	Z7
17		<ul style="list-style-type: none"> 不同厚度直接横向对接焊缝附近的母材, 焊缝等级为一級, 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 $\alpha \le 45^\circ$ (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, 焊缝为一級 (2) 采用角焊缝 	Z8 Z13

注: 箭头表示计算应力幅的位置和方向。


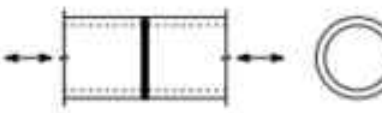
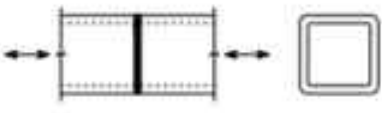
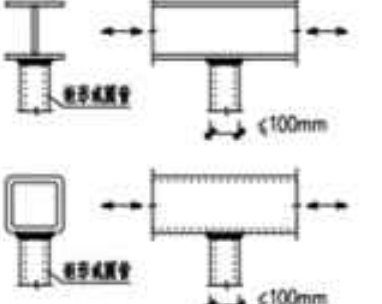
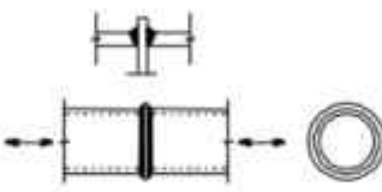
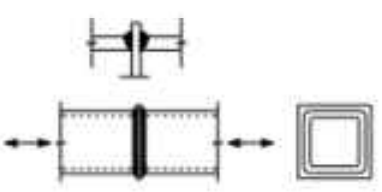
表 Q-4 非传力焊缝的构件和连接分类

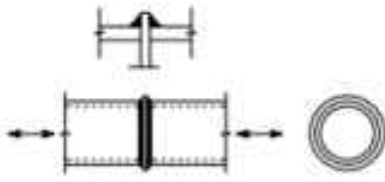
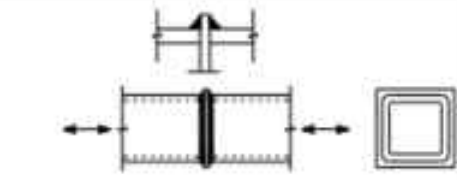

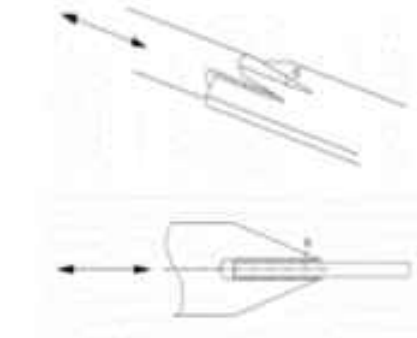
项次	构造细节	说明	类别
21		<ul style="list-style-type: none"> • 横向加劲肋端部附近的母材 肋端焊缝不断弧(采用回焊) 肋端焊缝断弧 	Z5 Z6
22		<ul style="list-style-type: none"> • 横向焊接附件附近的母材 (1) $t \leq 50\text{mm}$ (2) $50 < t \leq 80\text{mm}$ t 为焊接附件的板厚 	Z7 Z8
23		<ul style="list-style-type: none"> • 矩形节点板焊接于构件翼缘或腹板处的母材 (节点板焊缝方向的长度 $L > 150\text{mm}$) 	Z8
24		<ul style="list-style-type: none"> • 带圆角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, 圆角过渡处在焊后铲平、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 Q-5 钢管截面的构件和连接分类

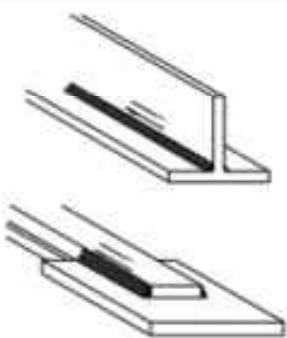
项次	构造细节	说明	类别
----	------	----	----

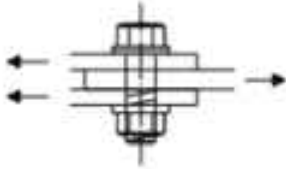
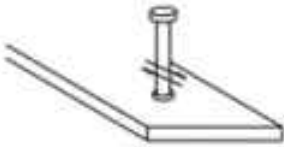
26		<p>●钢管纵向自动焊缝的母材</p> <p>(1)无焊接起弧、灭弧点</p> <p>(2)有焊接起弧、灭弧点</p>	<p>Z3</p> <p>Z6</p>
27		<p>●圆管端部对接焊缝附近的母材，焊缝平滑过渡并符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的一级焊缝标准，余高不大于焊缝宽度的 10%。</p> <p>(1) 圆管壁厚 $8\text{mm} < t \leq 12.5\text{mm}$</p> <p>(2) 圆管壁厚 $t \leq 8\text{mm}$</p>	<p>Z6</p> <p>Z8</p>
28		<p>●矩形管端部对接焊缝附近的母材，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%。</p> <p>(1) 方管壁厚 $8\text{mm} < t \leq 12.5\text{mm}$</p> <p>(2) 方管壁厚 $t \leq 8\text{mm}$</p>	<p>Z8</p> <p>Z10</p>
29		<p>●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</p>	<p>Z8</p>
30		<p>●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</p> <p>(1) 圆管壁厚 $8\text{mm} < t \leq 12.5\text{mm}$</p> <p>(2) 圆管壁厚 $t \leq 8\text{mm}$</p>	<p>Z10</p> <p>Z11</p>
31		<p>●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</p> <p>(1) 方管壁厚 $8\text{mm} < t \leq 12.5\text{mm}$</p> <p>(2) 方管壁厚 $t \leq 8\text{mm}$</p>	<p>Z11</p> <p>Z12</p>

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 Q-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 <p>采用螺杆截面的剪应力</p>	J2
38		<ul style="list-style-type: none"> ●焊接剪力栓钉 <p>采用栓钉名义截面的剪应力</p>	J3

注：箭头表示计算应力幅的位置和方向。

附录 R 梁柱节点的典型形式

R.0.1 传统形式梁柱节点可采用图 R.0.1 中的栓焊连接形式。

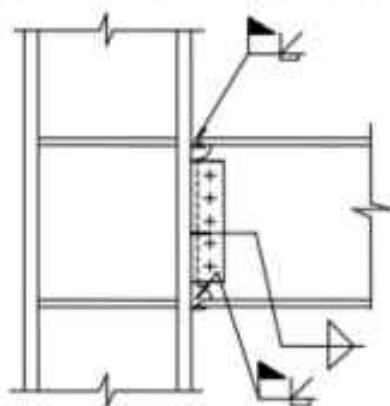


图 R.0.1 栓焊连接梁柱节点

R.0.2 传统改进形式梁柱节点可采用图 R.0.2-1 中的腹板连接板补焊形式或图 R.0.2-2 中的工厂全焊外伸段形式。

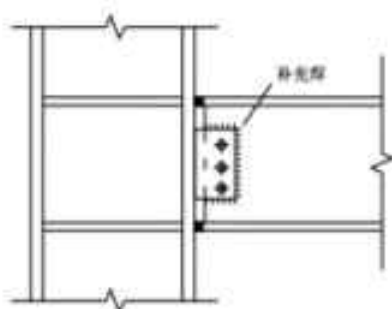


图 R.0.2-1 现场腹板补焊

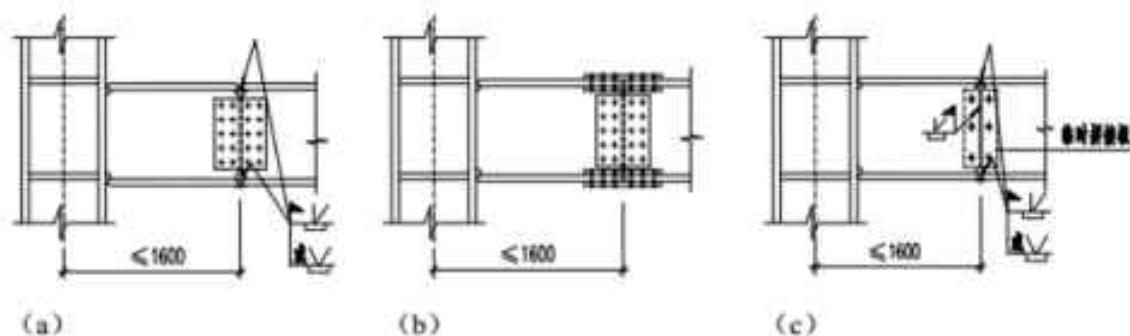


图 R.0.2-2 工厂全焊外伸段与三种形式的梁-梁连接节点

R.0.3 改进形式梁柱节点可采用图 R.0.3-1 中的梁端加强形式或图 R.0.3-2 中的梁端翼缘削弱的狗骨式。

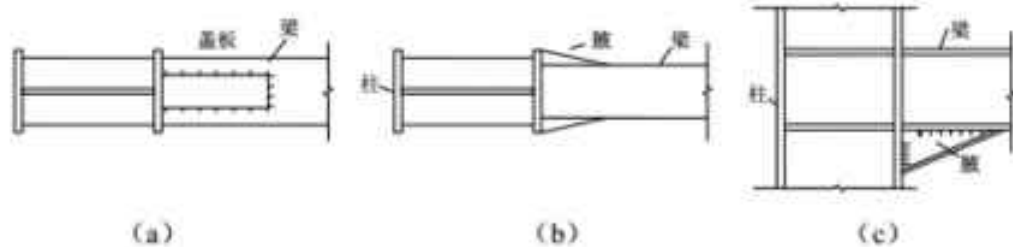


图 R.0.3-1 梁端加强式

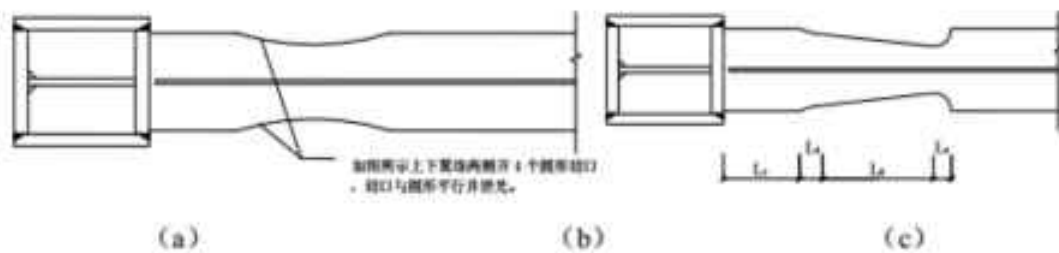


图 R.0.3-2 狗骨式

中华人民共和国国家标准

钢结构设计规范

Code for design of steel structure

条文说明

(征求意见稿)

2012年6月

目 次

1	总 则	1
2	术语和符号	2
2.1	术 语	2
2.2	符 号	2
3	基本设计规定	3
3.1	设计原则	3
3.2	荷载和作用	4
3.3	结构或构件变形的规定	4
3.4	构件截面类别	4
3.5	钢结构抗震设计	5
3.6	制作和安装	6
4	结构体系	8
4.1	一般规定	8
4.2	单层钢结构	8
4.3	多高层钢结构	10
4.4	大跨度钢结构	12
5	材料和材料选用	14
5.1	钢材牌号及标准	14
5.2	连接材料型号及标准	15
5.3	材料选用	15
5.4	设计指标和设计参数	19
6	结构分析与稳定性设计	25
6.1	一般规定	25
6.2	一阶弹性分析与设计	25
6.3	二阶弹性分析与设计	26
6.4	直接分析设计法	27
7	受弯、受剪和受扭构件的计算及梁的设计	29
7.1	受弯、受剪构件的强度	9

7.2	受弯构件的整体稳定.....	30
7.3	受扭构件的强度及整体稳定.....	33
7.4	局部稳定.....	33
7.5	腹板开孔梁.....	37
7.6	组合梁腹板考虑屈曲后强度的计算.....	38
7.7	对吊车梁和吊车桁架(或类似结构)的要求.....	38
7.8	梁的构造要求.....	39
8	轴心受力构件的计算和桁架杆件的设计.....	40
8.1	截面强度计算.....	40
8.2	轴压构件的稳定性计算.....	40
8.3	实腹轴压构件的局部稳定和屈曲后强度.....	42
8.4	桁架及支撑的计算长度和允许长细比.....	42
8.5	轴压构件的支撑.....	43
8.6	桁架和塔架杆件的特殊问题.....	43
8.7	预应力压杆.....	44
9	拉弯构件、压弯构件的计算和柱的设计.....	45
9.1	截面强度计算.....	45
9.2	构件的稳定性计算.....	45
9.3	柱的计算长度.....	46
9.4	压弯构件的局部稳定和屈曲后强度.....	46
9.5	柱身的构造要求.....	47
10	钢板剪力墙.....	48
10.1	一般规定.....	48
10.2	非加劲钢板剪力墙的计算.....	48
10.3	加劲钢板剪力墙的计算.....	49
10.4	构造要求.....	49
11	塑性调幅设计.....	51
11.1	一般规定.....	51
11.2	构件的计算.....	51
11.3	容许长细比和构造要求.....	

12	连接	54
12.1	一般规定	54
12.2	焊缝连接构造要求	54
12.3	焊缝连接计算	54
12.4	紧固件连接构造要求	55
12.5	紧固件连接计算	55
13	节点	58
13.1	一般规定	58
13.2	连接板节点	58
13.3	梁柱连接节点	59
13.4	销轴连接	61
13.5	铸钢节点	64
13.6	预应力索节点	64
13.7	支座	64
13.8	柱脚	65
14	钢管连接节点	67
14.1	一般规定	67
14.2	构造要求	69
14.3	圆钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算	73
14.4	矩形钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算	96
14.5	法兰连接计算	96
14.6	无加劲钢管直接焊接节点刚度判别与钢管桁架计算模型	98
15	钢与混凝土组合梁	104
15.1	一般规定	104
15.2	组合梁设计	110
15.3	抗剪连接件的计算	111
15.4	挠度计算	112
15.5	负弯矩区裂缝宽度计算	112
15.6	纵向抗剪计算	113
15.7	构造要求	114

16	钢管混凝土组合柱及节点	116
16.1	一般规定	116
16.2	矩形钢管混凝土柱设计	116
16.3	圆钢管混凝土柱设计	119
16.4	钢管混凝土柱梁连接节点设计	125
17	疲劳计算及防脆断设计	127
17.1	一般规定	127
17.2	疲劳计算	128
17.3	构造要求	136
17.4	防脆断设计	136
18	钢结构构件和节点抗震设计	138
18.1	一般规定	138
18.2	抗震构件	139
18.3	节点抗震设计	140
18.4	屈曲约束支撑	140
19	钢结构防护	143
19.1	抗火设计	143
19.2	防腐蚀设计	144
19.3	隔热	148
	附录 C 结构的位移容许值	151
	附录 E 简支梁、悬臂梁的弹性屈曲临界弯矩	152
	附录 J 钢板剪力墙的内力分析	153
	J.1 非加劲钢板剪力墙结构	153
	J.2 加劲钢板剪力墙结构	157
	附录 K 设置加劲的钢板剪力墙的弹性屈曲临界应力	158
	K.3 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙	158
	附录 L 塑性设计的弹塑性分析	159
	附录 N 钢与混凝土组合梁的疲劳验算	161

1 总 则

1.0.1 本条沿用 2003 版的 1.0.1。本次修订根据多年来的工程经验和研究成果，同时总结 2003 版规范的应用情况和存在的问题，对部分内容进行了补充和调整，使钢结构规范从构件规范成为真正的结构规范，切实指导设计人员的钢结构设计，并为合理的钢结构规范体系的完善奠定基础。本次规范调整较大，增加了结构体系、结构分析与稳定性设计，钢剪力墙板、钢管混凝土柱及节点、钢结构构件及节点的抗震设计、钢结构抗扭设计、框架梁整体稳定等方面内容，引入了 Q345GJ、Q460 等钢材，补充完善了材料及材料选用、各种钢结构构件及节点的承载力极限设计方法、调幅设计法、钢结构防护等方面内容。

本次修订力求实现房屋、铁路、公路、港口和水利水电工程钢结构共性技术问题、设计方法的统一。

1.0.2 本条沿用 2003 版的 1.0.2。本规范设计原则适用于工业与民用房屋和一般构筑物的钢结构设计，除特别注明外，其中构件和节点设计不适用于冷弯成型钢材制作的构件和节点。

1.0.3 本条基本沿用 2003 版的 1.0.3，对于荷载和抗震方面规范的规定抽象化后纳入本规范 1.0.4 的规定。本规范依据工程结构和建筑结构的可靠性统一标准修订，是基于现阶段钢结构设计的成熟做法和对钢结构承载能力和正常使用的最低要求。

1.0.4 本条基本沿用 2003 版的 1.0.6。对有特殊设计要求（如抗震设防要求、防火设计要求等）和在特殊情况下的钢结构（如高耸结构、板壳结构、特殊构筑物以及受有高温、高压或强烈侵蚀作用的结构）尚应符合国家现行有关专门规范的规定。另外，本规范与相关的标准、规范间有一定的分工和衔接，执行时尚应符合相关标准、规范的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

本次修订根据现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ132、《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083 并结合本规范的具体情况进行部分修改，删除了原规范中关于荷载等方面的术语，具体有：强度、承载能力、强度标准值、强度设计值、强支撑框架、弱支撑框架；增加了部分常用的钢结构术语及与抗震相关的术语，具体有：钢结构、框架支撑结构、蜂窝梁、构件、杆件、钢板剪力墙、钢管混凝土柱、消能梁段、中心支撑框架、偏心支撑框架、屈曲约束支撑、抗震构件及节点、非抗震构件及节点、关键构件、关键节点、钢材名义屈服强度。

2.2 符号

基本沿用了《钢结构设计规范》GB50017-2003 的符号，只列出常用的符号，并且对其部分符号进行了修改，以求与国际通用符号保持一致。对于其他不常用的符号，规范条文及说明中已进行解答，增加了符号 f_{yk} ， f_{yk} 与 f_y 的使用原则为：进行判定，采用 f_{yk} ；进行计算，采用 f_y 。

3 基本设计规定

3.1 设计原则

3.1.1 本条为新增内容。为满足建筑方案的要求并从根本上保证结构安全，设计内容除构件设计外还应包括整个结构体系的设计。本次修订补充有关钢结构设计的基本要求，包括结构方案、材料选择、内力分析、截面设计、连接构造、耐久性、施工要求、抗震设计等

3.1.2 本条沿用 2003 版的 3.1.1。

3.1.3 本条基本沿用 2003 版的 3.1.2。本规范继续延用 GB50017-2003 规范采用的以概率理论为基础的极限状态设计方法并以应力表达式的分项系数设计表达式进行设计计算。

承载能力极限状态可理解为结构或构件发挥允许的最大承载功能的状态。结构或构件由于塑性变形而使其几何形状发生显著改变，虽未到达最大承载能力，但已彻底不能使用，也属于达到这种极限状态。

正常使用极限状态可理解为结构或构件达到使用功能上允许的某个限值的状态。例如某些结构必须控制变形、裂缝才能满足使用要求，因为过大的变形会造成房屋内部粉刷层剥落，填充墙和隔断墙开裂，以及屋面积水等后果，过大的裂缝会影响结构的耐久性，同时过大的变形或裂缝也会使人们在心理上产生不安全感。

3.1.4 本条基本沿用 2003 版的 3.1.3，增加补充规定：可以根据实际情况调整构件的安全等级。对破坏后将产生严重后果的重要构件和关键传力部位，宜适当提高其安全等级；对一般结构中的次要构件及可更换构件，可根据具体情况适当降低其重要性系数。

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。

3.1.5 本条沿用 2003 版的 3.1.4。

3.1.6 本条沿用 2003 版的 3.1.5。

3.1.7 本条沿用 2003 版的 3.1.6。

3.1.8 本条为新增内容。

3.1.9 本条为新增内容，和现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 一致。

3.1.10 本条为新增内容。在各种偶然作用（罕遇自然灾害、人为过失及灾害）下，结构应能保证必要的鲁棒性。本次修订对倒塌可能引起严重后果的重要结构，增加了防连续倒塌的设计要求。

3.1.11 本条沿用 2003 版的 1.0.4。

3.1.12 本条为 2003 版的 8.8.1 内容的扩展。钢结构设计对钢结构工程的造价和质量产生了决定性的影响，因此应考虑制作、运输和安装的便利性和经济性，比如结构运送单元的划分，除应考虑结构设计的受力条件外，尚应注意经济合理，便于运输、堆放和易于拼装。

3.1.13 本条基本沿用 2003 版的 1.0.5。本条提出在设计文件（如图纸和材料订货单等）中应注明的一些事项，这些事项都与保证工程质量密切相关。其中钢材的牌号应与有关钢材的现行国家标准或其他技术标准相符；对钢材性能的要求，凡我国钢材标准中各牌号能基本保证的项目可不再列出，只提附加保证和协议要求的项目。

3. 2 荷载和作用

3.2.1 本条基本沿用 2003 版的 3.2.1，取消原注，即对支承轻屋面的构件或结构不再作出特殊的规定。

3.2.2 本条基本沿用 2003 版的 3.2.2。

3.2.3 本条基本沿用 2003 版的 3.2.3。

3.2.4 本条沿用 2003 版的 3.2.4。

3.2.5 本条基本沿用 2003 版的 8.1.5，增加了对于温度作用的原则性规定和门式刚架轻型房屋温度区段的规定。

3.2.6 本条为新增内容。

3. 3 结构或构件变形的规定

3.3.1 本条基本沿用 2003 版的 3.5.1，结构变形限值与结构体系密切相关，该部分内容见本规范附录 C。

3.3.2 本条沿用 2003 版的 3.5.2。

3.3.3 本条沿用 2003 版的 3.5.3。

3. 4 构件截面类别

3.4.1 本条为新增内容。

1 对于受弯及压弯构件根据局部屈曲制约截面承载力和转动能力的程度，设计截面分为 A、B、C、D、E 共 5 级。

A 级，塑性设计截面，可达全截面塑性，保证塑性铰具有塑性设计要求的转动能力，且在转动过程中承载力不降低。

B 级，塑性屈服强度截面，可达全截面塑性，但由于局部屈曲，塑性铰的转动能力有限。

C级，部分塑性开展的截面。翼缘全部屈服，腹板可发展不超过1/4截面高度的塑性。

D级，弹性屈服强度截面。即边缘纤维屈服截面，边缘纤维可达屈服强度，但由于局部屈曲而不能发展塑性。

E级，超屈曲设计截面。在边缘纤维达屈服应力前，腹板可能发生局部屈曲。

2 对于轴压构件应根据地震作用下是否屈曲选择压杆截面等级。

3 A、B级梁柱腹板宽厚比限值和现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011一致

4 当腹板板件宽厚比不满足表3.4.1规定时，可降低构件截面类别，或采用原类别，腹板采用设置加劲板的方式满足构件延性要求。

3.5 钢结构抗震设计

3.5.1 本条为新增内容。近年来，随着国家经济形势的变化，钢结构的应用急剧增加，结构形式日益丰富，不同的结构体系和截面特性的钢结构，彼此间的结构延性差异较大，现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011的各种规定针对的是结构延性与混凝土类似的钢结构(王广军《抗震规范中结构影响系数C的应用及变迁》)，为贯彻国家提出的“鼓励用钢、合理用钢”的经济政策，根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011规定的抗震设计原则，在计算抗震构件和节点的地震作用标准值的效应时，本规范按照不同的结构延性、构件及节点规定了相应的调整系数。

3.5.2 本条为新增内容。根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011的规定，计算地震作用标准值效应时，应乘相应的增大系数或调整系数。本条参考日本、EC8及《建筑工程抗震性态设计通则》等的规定，根据结构体系、截面类别等决定结构延性的因素，确定构件的增大系数或调整系数。钢结构关键构件和节点，可根据下列原则确定：

1 通过增加其承载力保证结构预定传力途径的构件和节点；

2 关键传力部位；

3 薄弱部位。

3.5.3 本条为新增内容。钢材具有高强度和高延性的优良性能。结构延性与构件、节点的延性及结构的破坏路径直接相关，因而考虑了高延性节点构造、高延性塑性区截面、预定的结构破坏路径的高延性结构具有更好的抗震性能。

钢结构抗震设计可遵循“高延性-低弹性承载力”和“低延性-高弹性承载力”两类思路进行，即钢结构抗震设计可根据其结构和节点的延性水平来决定结构静力设计的弹性抗力水平。

和 EC8 中当性能系数 $q = 1.5$ 时无需满足任何附加要求及 ANSI/AISC 360-05 (《美国建筑钢结构设计规范》) 中地震响应修正系数 R 大于 3 时才需符合抗震设计的规定类似, 明确了可不符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 中涉及延性的各种计算和规定的构件与节点的范围, 对于安全可靠地降低钢结构的造价及促进高强钢的应用都有着重要作用。

3.5.4 本条为新增内容。根据材料调研结果显示, 我国钢材平均屈服强度是名义屈服强度的 1.2 倍, 离散性很大, 为了避免塑性铰发生在非预期部位, 规定了塑性耗能区钢材实际屈服强度上限。由于超强系数取值太高, 会增加结构的用钢量; 太低, 则现有钢材合格率太低, 综合权衡, 采用了 1.25; 而 GJ 类牌号钢材本身屈服强度标准值就为其屈服强度上限, 故将其排除在外。现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 里规定的材料要求, 应该是对加工后构件的要求, 由于我国目前很多型材的材质报告, 给出的是型材加工前的钢材特性, 因此, 本规范特别注明塑性耗能区不应采用冷成型钢材。

3.5.5 本条为新增内容, 非塑性耗能区在罕遇地震作用下仍处于弹性设计阶段, 因此可降低对材料屈强比要求。

3. 6 制作和安装

3.6.1 本条为新增内容, 某些结构在施工安装过程中的受力特点与安装完成后的受力特点相差很大, 如预应力结构、大跨度空间结构等。对于这些结构, 应进行施工工况的验算, 调整结构设计, 并确定施工方法与施工措施、安装顺序。对安装条件复杂的钢结构有必要进行专项设计, 必要时应进行专家评审确定。

3.6.2 本条为 2003 版的 8.8.2、8.8.3。结构的安装连接构造, 除应考虑连接的可靠性外, 还必须考虑施工方便。

1 根据连接的受力和安装误差情况分别采用 C 级螺栓、焊接、高强螺栓或栓焊接头连接。其选用原则是:

- 1) 凡沿螺栓杆轴方向受拉的连接或受剪力较小的次要连接, 宜用 C 级螺栓;
- 2) 凡安装误差较大的, 受静力荷载或间接受动力荷载的连接, 可优先选用焊接; 或者栓焊连接;
- 3) 凡直接承受动力荷载的连接, 或高空施焊困难的重要连接, 均宜采用高强度螺栓摩擦型连接; 或者栓焊连接;

2 梁或桁架的铰接支承, 宜采用平板支座直接支于柱顶或牛腿上。

3 当梁或桁架与柱侧面连接时，应设置承力支托或安装支托。安装时，先将构件放在支托上，再上紧螺栓，比较方便。此外，这类构件的长度不能有正公差，以便于插接，承力支托的焊接，计算时应考虑施工误差造成的偏心影响。

4 除特殊情况外，一般不采用铆钉连接。

4 结构体系

4.1 一般规定

4.1.1 本条是钢结构体系选择时要遵循的基本原则。

结构体系的选择不只是单一的结构受力问题，同时受到经济条件许可度、建筑要求、结构材料和施工条件的制约，是一个综合的技术经济问题，应全面考虑确定。

钢结构材料性能的优越性给结构设计提供了更多的自由度，应该鼓励选用节材的新型结构体系。相对于成熟结构体系，新型结构体系由于缺少实践检验，因此必须进行更为深入的分析，必要时结合试验研究。

4.1.2 本条是钢结构体系布置时要遵循的基本原则，这些原则也适于钢结构以外的其他结构类型，其中第 4-5 条对于钢结构表现得更为明显。

钢结构由于材料强度高，满足承载力要求所需的结构刚度相对较小，从而使结构的振动问题显现出来，主要包括活载引起的楼面局部竖向振动和大悬挑体块的整体竖向振动、风荷载作用下超高层结构的水平向振动，一般以控制结构的加速度响应为目标。

钢结构本身的自重较小，采用轻质隔墙、轻质围护等可以使这一轻质的优势充分发挥，同时，隔墙对刚度的影响也不可忽略。

4.1.3 基于地震作用的不确定性，对于抗震设防结构，结构的规则性和具备良好的耗能能力显得特别重要，本条的 2、3、4 点要求都是围绕耗能能力提出的：多道抗震防线可以在第一道防线屈服后、结构开始大量耗能时，有第二道防线提供足够的结构刚度；良好的变形能力可以让结构吸收和耗散更多的地震能量；加强可能的薄弱部位，可以避免结构的整体耗能能力由于局部构件的先期过度破坏而得不到充分发挥；采用消能减震手段，可以通过设置（不一定是附加，也可为替换构件）耗能装置，提高结构耗能能力。

4.1.4 结构的刚度是随着结构的建造过程逐渐形成的，荷载也是分步作用在刚度不断变化的结构上，这与将全部荷载一次施加在最终成形结构上进行受力分析的结果有一定的差异，对于超高层钢结构，这一差异会比较显著；对于大跨度和复杂空间钢结构，特别是非线性效应明显的索结构和预应力钢结构，不同的结构安装方式会导致结构刚度形成路径的不同，进而影响结构最终成形时的内力和变形。结构分析中，应充分考虑这些因素，必要时进行施工模拟分析。

4.2 单层钢结构

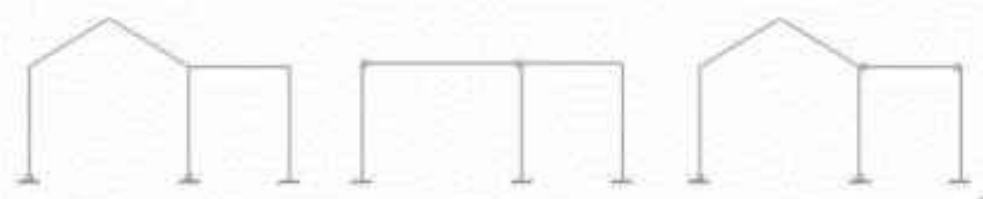
4.2.1 排架和门式刚架是常用的横向抗侧力体系，对应的纵向抗侧力体系一般采用柱间支

撑结构，当条件受限时纵向抗侧力体系也可采用刚架结构。当采用框架作为横向抗侧力体系时，纵向抗侧力体系通常采用刚架结构（包括有支撑和无支撑情况），因此为简便起见，将单层钢结构归纳为由横向抗侧力体系和纵向抗侧力体系组成的结构体系。

轻型钢结构建筑和普通钢结构建筑没有严格的定义，一般来说，轻型钢结构建筑指采用薄壁构件、轻型屋盖和轻型围护结构的钢结构建筑。薄壁构件包括：冷弯薄壁型钢、热轧轻型型钢（工字钢、槽钢、H 钢、L 钢、T 钢等）、焊接和高频焊接轻型型钢、圆管、方管、矩形管、由薄钢板焊成的构件等；轻型屋盖指压型钢板、瓦楞铁等有檩屋盖；轻型围护结构包括：彩色镀锌压型钢板、夹芯压型复合板、玻璃纤维增强水泥（GRC）外墙板等。一般，轻型钢结构的截面类别为 E 级，因此构件延性较差，但由于质量较小的原因，很多结构都能满足大震弹性的要求，所以，本规范专门把轻型钢结构的归类从普通钢结构中分离，使设计人员概念清晰，既能避免一些不必要的抗震构造，达到节约造价的目的；又能避免一些错误的应用，防止工程事故的发生。

除了轻型钢结构以外的钢结构建筑，统称为普通钢结构建筑。

混合型式是指排架、框架和门式刚架的组合型式，常见的混合型式见图 4.2.1 所示。



(a) 门式刚架和框架

(b) 排架和框架

(c) 门式刚架和排架

图 4.2.1 混合型式

4.2.2 历次地震震害表明，不等高多跨结构有高振型反应，不等长多跨结构有扭转效应，破坏较重，对抗震不利，故多跨结构宜采用等高和等长。

地震震害表明，在地震作用下防震缝处排架柱的侧移量大，当有毗邻建筑时，相互碰撞或变位受约束的情况严重，在地震中有不少倒塌、严重破坏等加重震害的实例，因此，在防震缝附近不宜布置毗邻建筑。

不同形式的结构，振动特性不同，侧移刚度不同，在地震作用下往往由于荷载、位移、强度的不均衡，造成结构破坏。

4.2.3 为保证屋盖的水平力可靠地传给由框架柱和柱间支撑组成的空间稳定体系，在屋盖设有横向水平支撑的开间应设置上柱柱间支撑。

4.2.4 唐山地震震害统计分析表明，屋盖的震害破坏程度与屋盖承重结构的形式密切相

关, 根据实际震害经验, 对不同跨度的屋盖给出了适用的承重结构型式, 并建议在高烈度 (8 度 0.30g 和 9 度) 地区跨度大于 24m 的钢结构建筑, 不采用重量大的大型屋面板。

4.3 多高层钢结构

4.3.1 本节所列结构类型仅限于纯钢结构。

本规范将十层以下、总高度小于 24m 的民用建筑和 6 层以下、总高度小于 40m 的工业建筑定义为多层钢结构; 超过上述高度的定义为高层钢结构。其中民用建筑层数和高度的界限与我国建筑防火规范相协调, 工业建筑一般层高较高, 根据实际工程经验确定。

轻型框架和轻型框架-支撑钢结构适用于多层民用建筑和楼面等效活载小于 8KN/m^2 且建筑高度小于 20m 的工业建筑。

框-排架结构型式可分为侧向框-排架和竖向框-排架, 侧向框-排架由排架和框架侧向相连组成, 分为等高和不等高的情况, 见图 4.3.1 中 (a) 和 (b) 所示, 竖向框-排架结构上部为排架结构, 下部为框架结构, 见图 4.3.1 中 (c) 所示。

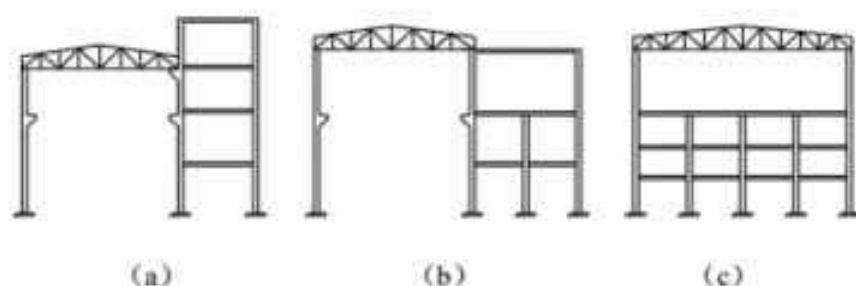


图 4.3.1 框-排架型式

组成结构体系的单元中, 除框架的形式比较明确, 支撑、剪力墙、筒体的形式都比较丰富, 结构体系分类表中专门列出了常用的形式。其中消能支撑一般用于中心支撑的框架-支撑结构中, 也可用于组成筒体结构的普通桁架筒或斜交网格筒中, 在偏心支撑的结构中由于与耗能梁端的功能重叠, 一般不同时采用; 斜交网格筒是全部由交叉斜杆编织成, 可以提供很大的刚度, 在广州电视塔和广州西塔等 400 米以上结构中已有应用; 剪力墙板筒国内已有的实例是以钢板填充框架而形成筒体, 在 300 米以上的天津津塔中应用。

筒体结构的细分以筒体与框架间或筒体间的位置关系为依据: 筒与筒间为内外位置关系的为筒中筒; 筒与筒间为相邻组合位置关系的为束筒; 筒体与框架组合的为框筒, 又可进一步分为传统意义上抗侧效率最高的外周为筒体、内部为主要承受竖向荷载的框架的外筒内框结构, 与传统钢筋混凝土框筒结构相似的核心为筒体、周边为框架的外框内筒结构, 以及多个筒体在框架中自由布置的框架多筒结构。

巨型结构是一个比较宽泛的概念,当竖向荷载或水平荷载在结构中以多个楼层作为其基本尺度而不是传统意义上的一个楼层进行传递时,即可视为巨型结构,比如,将框架或桁架的一部分当做单个组合式构件,以层或跨的尺度作为“截面”高度构成巨型梁或柱,进而形成巨大的框架体系,即为巨型框架结构,巨梁间的次结构的竖向荷载均是通过巨型梁分段传递至巨型柱;在巨型框架的“巨型梁”、“巨型柱”节点间设置支撑巨型支撑,即形成巨型框架-支撑结构;当框架为普通尺度,而支撑的布置以建筑的立面为尺度时,可以称为巨型支撑结构,如香港的中国银行。

不同的结构体系由于受力和变形特点的不同,延性上也有较大差异,具有多道抗侧力防线和以非屈曲方式破坏的结构体系延性更高;同时,结构的延性还取决于节点区是否会发生脆性破坏以及构件塑性区是否有足够的延性,所列的体系分类中,框架-偏心支撑结构、采用消能支撑的框架-中心支撑结构,采用钢板墙的框架-抗震墙结构,不采用斜交网格筒的筒中筒和束筒结构,一般为高延性等级结构类型;全部筒体均采用斜交网格筒的筒体结构一般为低延性等级结构类型。

具有较高延性的结构在塑性阶段可以承受更大的变形而不发生构件屈曲和整体倒塌,因而具有更好的耗能能力,如果以设防烈度下结构应具有等量吸收地震能量的能力作为抗震设计准则,则较高延性的结构应该可以允许比较低延性结构更早进入塑性。

屈曲约束支撑可以提高结构的延性,且相比较框架-偏心支撑结构,其延性的提高更为可控,故视其占全部支撑的比例,框架-中心支撑结构适用高度最高可提高 20%。

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%。

伸臂桁架和周边桁架都可以提高周边框架的抗侧贡献度,当二者同时设置时,效果更为明显,一般用于框筒结构,也可用于需要提高周边构件抗侧贡献度的各种结构体系中,伸臂桁架的上下弦杆必须在筒体范围内拉通,同时在弦杆间的筒体内设置充分的斜撑或抗剪墙以利于上下弦杆轴力在筒体内的自平衡,设置伸臂桁架的数量和位置既要考虑其总体抗侧效率,同时也要兼顾与其相连构件及节点的承受能力。

4.3.2 阐述了多高层建筑钢结构概念设计时在结构平面、竖向设计时应遵循的原则。

对于超高层钢结构,风荷载经常起控制作用,选择风压小的形状有重要的意义;在一定条件下,涡流脱落引起的结构横风向振动效应非常显著,结构平、立面的选择及角部处理会对横风向振动产生明显影响,应通过气弹模型风洞试验或数值模拟对风敏感结构的横风向振动效应进行研究。

多高层钢结构设置地下室时，房屋一般较高，钢框架柱宜延伸至地下一层，框架-支撑结构中沿竖向连续布置的支撑，为避免在地震反应最大的底层形成刚度突变，对抗震不利，支撑需延伸到地下室。

4.3.3 本条给出了目前国内外多层钢结构房屋常用的抗震性能较好的楼盖形式和做法。当采用装配整体式钢筋混凝土楼板时，可在预制混凝土楼板板肋端部设置预埋件，安装后与钢梁焊接牢固，从而保证楼盖的整体性。对于超高层钢结构，如条件许可，楼面混凝土宜优先考虑采用轻骨料混凝土。在保证楼板与梁可靠连接条件下，二端铰接的楼层梁一般可按组合梁进行设计。

4.3.4 顶点最大加速度的限值，是综合分析了国内外有关规范和资料，主要参考了加拿大国家规范，并结合我国国情而作出的最低限值规定。由于人体的舒适度是一个比较复杂的问题，个体间存在很大偏差，当业主要求更高的服务标准时，可以对此值提高要求。在必要情况下，可采用设置 TMD、AMD 等减振装置的方式提高结构舒适性。

4.4 大跨度钢结构

4.4.1 大跨度结构的形式和种类繁多，也存在不同的分类方法，可以按照大跨度钢结构的受力特点分类；也可以按照传力途径，将大跨度钢结构可分为平面结构和空间结构，平面结构又可细分为桁架、拱及钢索、钢拉杆形成的各种预应力结构，空间结构也可细分为薄壳结构、网架结构、网壳结构及各种预应力结构；浙江大学董石麟教授提出采用组成结构的基本构件或基本单元即板壳单元、梁单元、杆单元、索单元和膜单元对空间结构分类。

按照大跨度结构的受力特点进行分类，简单、明确，能够体现结构的受力特性，设计人员比较熟悉，因此本规范根据结构受力特点对大跨度钢结构进行分类。

4.4.2

1 设计人员应根据工程的具体情况选择合适的大跨结构体系。结构的支承形式须和结构的受力特点匹配，支承应对以整体受弯为主的结构提供竖向约束和必要的水平约束、对整体受压为主的结构提供可靠的水平约束、对整体受拉为主的结构提供可靠的锚固，对平面结构设置可靠的平面外支撑体系。

2 分析网架、双层网壳时可假定节点为铰接，杆件只承受轴向力，采用杆单元模型；分析单层网壳时节点应假定为刚接，杆件除承受轴向力外，还承受弯矩、剪力，采用梁单元模型；分析桁架时，应根据节点的构造形式和杆件的节间长度或杆件长度与截面高度（或直径）的比例，按照《钢管结构技术规程》CECS280:2010 中的相关规定确定。模型中的钢索

和钢拉杆等应模拟为柔性构件时，各种杆件的计算模型应能够反应结构的受力状态。

设计大跨钢结构时，应考虑下部支承结构的影响，特别是在温度和地震荷载作用下，应考虑下部支承结构刚度的影响。考虑结构影响时，可以采用简化方法模拟下部结构刚度，如必要时需采用上部大跨钢结构和下部支承结构组成的整体模型进行分析。

3 在大跨钢结构分析、设计时，应重视以下因素：1) 当大跨钢结构的跨度较大或者平面尺寸较大且支座水平约束作用较强时，大跨钢结构的温度作用不可忽视，对结构构件和支座设计都有较大影响。除考虑正常使用阶段的温度荷载外，建议根据工程的具体情况，必要时考虑施工过程的温度荷载，与相应的荷载进行组合；2) 当大跨钢结构的屋面恒荷载较小时，风荷载影响较大，可能成为结构的控制荷载，应重视结构抗风分析；3) 应重视支座变形对结构承载力影响的分析，支座沉降会引起受弯为主的大跨钢结构的附加弯矩、会释放受压为主的大跨钢结构的水平推力、增大结构应力，支座变形也会使预应力结构、张拉结构的预应力状态和结构形态发生改变。

预应力结构的计算应包括初始预应力状态的确定及荷载状态的计算，初始预应力状态确定和荷载状态分析应考虑几何非线性影响。

4 单层网壳或者跨度较大的双层网壳、拱桁架的受力特征以受压为主，存在整体失稳的可能性，结构的稳定性甚至有可能成为结构设计的控制因素，因此应该对这类结构进行几何非线性稳定分析，重要的结构还应当考虑几何和材料双非线性对结构进行承载力分析。

5 大跨度钢结构的地震作用效应和其他荷载效应组合时，同时计算竖向地震和水平地震作用，应包括竖向地震为主的组合。大跨钢结构的关键杆件和关键节点的地震组合内力设计值应按照《建筑抗震设计规范》GB50011-2011 的规定调整。

6 大跨钢结构用于楼盖时，除应满足承载力、刚度和稳定性要求外，还应根据使用功能的不同，满足相应舒适度的要求。可以采用提高结构刚度或采取耗能减振技术满足结构舒适度要求。

7 结构形态和结构状态随施工过程发生改变，施工过程不同阶段的结构内力同最终状态的数值不同，应通过施工过程分析，对结构的承载力、稳定性进行验算。

5 材料和材料选用

5.1 钢材牌号及标准

5.1.2 本条增列了近年来已成功使用的 Q460 钢及《建筑结构用钢板》GB/T19879 中的 GJ 系列钢材。《建筑结构用钢板》GB/T 19879 中的 Q345GJ 钢与《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 中的 Q345 钢的力学性能指标相近，前者采用上屈服强度，后者采用下屈服强度，统计并换算后，二者在各厚度组别的强度设计值十分接近。因此，一般情况下采用 Q345 钢比较经济，但中微合金元素得到控制，塑性性能较好，有冷加工成型要求（如方矩管）或抗震要求的构件宜优先采用。另外，由于 GJ 钢采用上屈服强度控制，因此，在塑性耗能区中采用 GJ 钢，将减少钢材用量。

Q420 钢、Q460 钢厚板已在大型钢结构工程中批量应用，成为关键受力部位的主选钢材。调研和试验结果表明，其整体质量水平还有待提高，在适当提高抗力分项系数值并加强监测后，可在工程设计中推广应用。

结构用钢板、型钢等产品的尺寸规格、外形、重量和允许偏差应符合相关的现行国家标准的规定，但当前钢结构材料市场的产品厚度负偏差现象普遍，调研发现在厚度小于 16mm 时尤其严重。因此，必要时设计可附加要求，限定厚度负偏差不得超过 0.3mm（如同 GB/T 19879 的规定）。

5.1.3 在钢结构制造中，由于钢材质量和焊接构造等原因，厚板容易出现层状撕裂，这对沿厚度方向受拉的接头来说是很不利的。为此，需要采用厚度方向性能钢板。关于如何防止层状撕裂以及确定厚度方向所需的断面收缩率 ψ_z 等问题，可参照行业标准《钢结构焊接规范》GB50661。

我国《建筑抗震设计规范》GB50011 和《钢结构焊接规范》GB50661 中均规定厚度等于或大于 40mm 时应采用厚度方向性能钢板。

5.1.4 耐候钢是通过添加少量合金元素 Cu、P、Cr、Ni 等，使其在金属基体表面形成保护层，以提高耐大气腐蚀性能的钢。耐候结构钢分为高耐候钢和焊接耐候钢二类，高耐候结构钢具有较好的耐大气腐蚀性能，而焊接耐候钢具有较好的焊接性能。耐候结构钢的耐大气腐蚀性能为普通钢的 2~8 倍。因此，当有技术经济依据时，用于外露大气环境或有中度侵蚀性介质环境中的重要钢结构，可取得较好的效果。

5.1.5 本条关于铸钢件的材料选用，增加了应用于焊接结构的铸钢。铸钢件的设计可按现行行业标准《铸钢节点应用技术规程》CECS235:2008。

5.1.6 为保证钢材质量与性能要求,本条对采用新钢材或国外钢材时如何进行设计控制作出了规定:(1)产品应符合相关的国家或国际钢材标准要求 and 设计文件要求,对新研制的钢材,应以经国家产品鉴定认可的企业产品标准作为依据,有质量证明文件;(2)对钢材生产厂的要求:应通过国际或国内生产过程质量控制认证;(3)对实际产品进行专门的验证试验和统计分析,判定质量等级,得出设计强度取值。检测内容包括钢材的化学成分、力学性能、外形尺寸、表面质量、工艺性能及约定的其他附加保证性能指标或参数。其中,力学性能的检测,应按照以下规定:

- 1 对于已有国家材料标准,但尚未列入钢结构设计规范的钢材:
 - 1) 对每一牌号每个厚度组别的钢材,至少应提供 30 组钢材力学性能和化学成份数据;
 - 2) 提交 30 个样本试件(取自不同型材和炉号)进行复核性试验;
 - 3) 汇总二组数据进行统计分析,初步确定抗力分项系数和设计强度,由钢结构设计规范组审核,试用;
 - 4) 经对 3 个(或 3 个以上)钢厂的同类产品,进行调研,试验和统计分析后,列入设计规范。
- 2 对国外进口且满足国际材料标准的钢材:
 - 1) 如既有国外标准,又有相同或相近中国标准,应按中国钢结构工程施工质量验收规范要求验收,可就近就低按中国规范取用设计强度,在具体工程中使用。
 - 2) 如有国外标准,但无相近中国标准可供参照,则将材质证明文件和验收试验资料提供给钢结构设计规范组,经统计分析和专家会商后确定设计强度,在具体工程中使用。

5.2 连接材料型号及标准

5.2.1 在钢结构用焊接材料中,新增加了埋弧焊用焊丝及焊剂,气体保护焊使用的氩气及二氧化碳的相关规定的标准。

5.3 材料选用

5.3.1 本条提出了合理选用钢材应综合考虑的基本要素,荷载特征即静荷载、直接动荷载或地震作用;应力状态要考虑是否疲劳应力、残余应力;连接方法要考虑焊接还是螺栓连接;钢材厚度对于其强度、韧性、抗层状撕裂性能均有较大的影响;工作环境包括温度、湿度及环境腐蚀性能。

5.3.2 Q235A 级和 B 级钢按脱氧方法可分为沸腾钢或镇静钢。因沸腾钢脱氧不充分，含氧量高，内部组织不够致密，硫、磷的偏析大，氮是以固溶氮的形式存在，故其冲击韧性低，目前按转炉和连铸方法生产的钢材均为镇静钢，在国内钢材生产总量中占绝大多数，而沸腾钢产量少，市场价格反而偏高，因此规定钢结构用钢应选用镇静钢。

5.3.3 本条规定了选材时对钢材的冲击韧性的要求，原 2003 版规范中仅对需要验算疲劳的结构钢材提出了冲击韧性的要求，本次修订将选材应考虑范围扩大针对低温条件和钢板厚度作出更详细的规定，具体可按表 5-1 选用。

表 5-1 钢材质量等级选用

		工作温度 (°C)			
		> 20	0 < T ≤ 20	-20 < T ≤ 0	-40 < T ≤ -20
不需验算疲劳	非焊接结构	A	B	C	Q235C Q390D Q420D Q345C Q460D
	焊接结构	Q235B Q345A~Q420	B	C	D
需验算疲劳	非焊接结构	B	B	C	Q235C Q390D Q420D Q345C Q460D
	焊接结构	B	B	Q235C Q390D Q420D Q345C Q460D	Q235D Q390E Q420E Q345D Q460E

由于钢板厚度增大、硫磷氮含量过高会对钢材的冲击韧性和抗脆断性能造成不利影响，因此对于对于承重结构在低于-30℃环境下工作时，钢材的硫、磷含量不宜大于 0.020%；氮含量不应大于 0.012%；焊接构件宜采用较薄的板件；重要承重结构的受拉厚板，宜选用细化晶粒的钢板。

结构工作温度是指结构在设计寿命期内，构件所在的工作环境的最低日平均温度。在室外工作的构件，其工作温度可采用当地室外的最低日平均温度，建议采用当地气象部门的统计资料或按《采暖通风与空气调节设计规范》GBJ 19-87(2001 年版)。对于室内工作的构件，如能确保始终在某一温度以上，可将其作为工作温度；否则（例如停止供暖）应采用室外环

境温度。

5.3.4 与常用结构钢材相匹配的焊接材料可按表 5-2 的规定选用。

5.3.5 疲劳和低温环境会使焊缝中的微裂纹扩展。低氢型焊条焊前进行高温烘焙，去除焊条药皮中的结晶水和吸附水，防止水分在施焊过程中经电弧热分解而使焊缝金属扩散氢含量增加，而扩散氢是焊接延迟裂纹产生的主要原因之一。在结构工作温度低于 -20°C 的地区，或焊接施工环境温度低于 -10°C 时，应采用低氢型焊条。埋弧焊熔剂经严格防潮和烘焙处理，其熔敷金属中扩散氢含量不大于 $8\text{ml}/100\text{g}$ ，在实际应用中可将埋弧焊作为低氢焊接方法。

5.3.7 根据工程调研和独立试验实测数据，国产建筑钢材 Q235—Q460 钢的曲强比标准值都小于 0.83，伸长率 δ_5 都大于 20%，故均可采用。当应用 Q420、Q460 钢时，设计可要求对所用钢材附加塑性性能的检测。 δ_5 、 σ_u 和 σ_f 的测定标距均为 $5.65\sqrt{A}$ 。

5.3.8 抗震设防的多高层钢结构在大震时，会进入弹塑性工作状态，因而对钢材的延性有更高的要求。本条针对抗震结构中使用的钢材的要求与国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 基本保持一致。钢材对屈服台阶和伸长率的要求，反映钢材塑性变形的能力，从而保证构件具有足够的变形能力。当采用国外钢材时，亦应符合我国国家标准的要求。

钢材应保证碳当量 (CE) 或裂纹敏感指数 (Pcm) 限值符合要求才能保证有良好的焊接性。冲击韧性是抗震结构的要求，A 级钢不保证冲击韧性要求，因此在抗震结构中不建议采用。

5.3.10 本条规定了钢管结构钢材的选用范围，因目前国内外在钢管节点的试验研究中，其钢材的屈服强度仅限于 $355\text{N}/\text{mm}^2$ 及其以下，屈强比均不大于 0.85。对于 Q420 和 Q460 级钢材，在钢管节点中试验研究和工程中应用尚少，参照欧洲规范 (EN 1993-1-8) 第 7 章的规定，可按本规范给出的公式计算节点静力承载力，然后乘以 0.9 的折减系数。对我国的 Q390 级钢，难以找到国外强度级别相对应的钢材，其静力承载力折减系数可按相关工程设计经验确定 (或近似取 0.95)。根据欧洲规范的规定，主管管壁厚度不应超过 25mm，除非采取措施能充分保证钢板厚度方向的性能。当主管壁厚超过 25mm 时，管节点施焊时应采取焊前预热等措施降低焊接残余应力，防止出现层状撕裂，或采用具有厚度方向性能要求的 Z 向钢。

钢管结构中对钢材性能的要求是基于最终成品 (钢管及方矩管)，而不是基于母材的性能，对冷成型的钢管 (如方矩管的弯角处)，其性能的变化设计者应予以重视，特别是用于抗震或者直接承受疲劳荷载的管节点，对钢管成品的材料性能应作出规定。

钢管结构中的钢管主要承受轴力，因此成品钢管材料的轴向性能必须得到保证。钢板的性能与轧制方向有关，一般塑性和冲击韧性沿轧制方向的性能指标较高，平行于轧制方向的冲击韧性要比横向高 5%~10%，因此在卷制或压制钢管时，应优先选取卷曲方向与轧制方向垂直，以保证成品钢管轴向的强度、塑性和冲击韧性均能满足设计要求。当卷曲方向与轧制方向相同时，宜附加要求钢板横向冲击韧性的合格保证。

在冷弯成型过程中，由于冷作硬化使管材强度提高而塑性、延性降低，在设计选材中应综合考虑这些影响因素。在条件许可时，设计可要求冷成型后再进行热处理（最终热成型钢管）。同时本条还明确规定在设计文件中应完整的提出所用钢材与连接材料的标准、牌号及技术性能技术要求，以作为设计、钢材订货及验收的依据。

钢管按照成型方法不同可分为热轧无缝钢管和冷弯焊接钢管，热轧钢管又分为热挤压和热扩两种；冷弯圆管则分为冷卷制与冷压制两种；而冷弯矩形管也有圆变方与直接成方两种。不同的成型方法会对管材产品的性能有不同的影响，热轧无缝钢管和最终热成型钢管残余应力小，在轴心受压构件的截面分类中属于 a 类，前者产品规格少，壁厚误差较大，后者热处理成本高；冷弯焊接钢管品种规格范围广，价格比无缝钢管低，但是其残余应力大，在轴心受压构件的截面分类中属于 b 类。

对冷成型钢管的径厚比及成型工艺的限制，是要避免冷成型后钢材塑性及韧性过度降低，保证冷成型后圆管、方矩管的材料质量等级（塑性和冲击韧性）。冷成型钢管选材宜采用同强度级 GJ 钢或高一质量等级的碳素结构钢、低合金结构钢作为原材。

5.4 设计指标和设计参数

5.4.1 对于钢材强度的设计取值，本次修订在大量调研和试验的基础上，新增了 Q460 和 Q345GJ 钢材；钢材最大厚度由 100mm 扩大到 150mm 钢材强度设计值按板厚或直径的分组，遵照现行钢材标准进行修改；对抗力分项系数做了较大的调整和补充。

1 调研工作的内容

为配合《钢结构设计规范》本次修编，确定各类钢材抗力分项系数和强度设计值，调研和试验工作包括以下五个方面：

- 1) 收集整理大型工程如中央电视台新址工程、国贸三期、国家游泳馆、深圳证券大楼、石家庄开元环球中心、锦州会展中心、新加坡圣淘沙名胜世界等所用钢材的质检报告和钢材的复检报告，其中包括 Q235 钢、Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢、Q460 钢和 Q345GJ 钢，钢材生产年限从 2004 年到 2009 年，厚度范围 5~100mm（少量为 100~135mm），数据既包括力学性能，还包括化学元素含量等。总计为 14608 组。
- 2) 从钢材生产厂舞钢、湘钢、首钢、武钢、太钢、鞍钢、安阳、新余、济钢、宝钢征集指定钢材牌号、规定钢板厚度的拉伸试件，板厚范围为 16~100mm，牌号为 Q345、Q390、Q420、Q460 和 Q345GJ 钢。集中后统一由独立的第三方进行试验，在人员、设备和方法一致的条件下，获得公正客观的数据，力学和化学分析数据合计为 557 组。
- 3) 对影响材性不定性的试验因素（如加载速度和试验机柔度）进行系统的测试分析，以 3 种牌号钢材，3 种板厚，3 种加载速度，2 种刚度的试验机为试验参数，共进行 245 件试验。
- 4) 通过十家钢结构制造厂：安徽鸿路、安徽富煌、江苏沪宁、上海宝冶、浙江恒达、东南网架、杭萧钢构、二十二冶、鞍钢建设、中建阳光，测定钢厂生产的钢板、型钢和钢结构厂制作构件的厚度和几何尺寸偏差，共计 25578 组，进行截面几何参数不定性统计分析。
- 5) 其他试验及统计分析，如延伸率、屈强比、裂纹敏感性指数和碳当量，硫含量及厚度方向断面收缩率等。

独立的第三方试验数据和工程调研数据相互印证，反映我国钢材生产的真实水平，在各钢材牌号、厚度组别一致时，二者的屈服强度平均值、标准差、统计标准值接近，可以以工

程调研和独立试验的组合数据作为钢结构设计规范确定抗力分项系数和强度设计指标的基础。本次取得数据的对象涵盖广泛，钢材规格品种增加了 Q460 钢及 Q345GJ 钢。

2 钢材力学性能统计分析结果

本次钢材力学性能数据和此前各次相比，其统计分布情况有新的变化，且更为复杂。各牌号钢材质量情况如下：

- 1) Q235 钢的屈服强度平均值较 1988 年统计有明显增加，但其标准差却成倍增加，屈服强度波动范围加大，统计标准值变化不大，整体质量水平较以前稍有下降。
- 2) Q345 钢在板厚 $\leq 16\text{mm}$ 时，屈服强度平均值较旧统计稍有增加，波动区间增大统计标准差略增，计算标准值反而有些下降；当板厚 $> 16\sim 35\text{mm}$ 时，屈服强度平均值、标准差、标准值与原统计十分接近，基本符合 GB/T 1592-1994 标准要求，也接近 2008 版标准要求；板厚在 $> 35\sim 50\text{mm}$ 时，屈服强度平均值、标准值已超过 1994 版标准，接近 2008 版标准要求；当板厚在 $> 50\sim 100\text{mm}$ 时，屈服强度平均值和标准值均较高，超过 1994 版标准，并达到 2008 版标准要求。由 2004 至 2009 年生产的 Q345 钢厚板统计数据表明，Q345 的实际质量水平已接近或达到 2008 版材料标准。
- 3) Q390 钢各厚度组，屈服强度平均值普遍较高，强度波动较小，变异系数也普遍较低，屈服强度统计标准值都高于钢材标准规定值，各项指标全都符合要求。
- 4) Q420 钢板厚 $> 35\sim 50\text{mm}$ 、 $> 50\sim 100\text{mm}$ 二组，钢厂质检数据和工程复检数据中存在一定数量屈服强度低于标准较多的数据，不仅屈服强度平均值低，标准差大，统计标准值普遍低于材料标准的规定值，是各牌号钢材中最差的一组，因而使抗力分项系数增大，强度设计值仅略大于 Q390 钢相应厚度组。
- 5) Q460 钢板厚 $> 35\sim 50\text{mm}$ 、 $> 50\sim 100\text{mm}$ 二组，也存在少量屈服强度略低于标准规定的的数据，屈服强度平均值稍低，个别统计标准值低于材料标准的规定，就整体而言，已接近合格标准。

国产 Q420、Q460 钢在建筑中应用仅几年时间，基本上满足了国内重大钢结构工程关键部位的需要，统计结果表明，产品还不能全面达到 GB/T 1591—2008 的要求。钢厂质检和工地复检也出现不合格的事例，总体水平还有待提高，在工程使用中应加强复检。

- 6) Q345GJ 钢屈服强度区间较原有统计（2007 年）增大，标准值略有提高，本次纳入统计范围的钢厂和样本数量较多，两次统计时间比较接近，统计结果也基本一致。

3 抗力分项系数取值

《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—1994)编制时,用户曾要求提高 16Mn 钢的强度,并减小厚度组别的强度级差,当时因炼钢、轧制技术和管理方面的差距,没有仿照国外同类标准缩小级差。GB/T 1591—2008 修改了厚度组距,并明确了屈服强度为下屈服强度。Q345 钢的屈服强度普遍提高,各厚度组的屈服强度级差降为 10N/mm^2 ,其中 $>63\sim 80\text{mm}$ 厚度组的屈服强度由 275N/mm^2 提高至 315N/mm^2 ;厚度 $>80\sim 100\text{mm}$ 组的屈服强度由 275N/mm^2 提高到 300N/mm^2 ,分别提高了 14.5%和 10.9%。Q390、Q420 和 Q460 钢与 GB/T 1591—1994 相比,除厚度组距变化外,屈服强度值并未变化,因此原统计分析结果仍可适用。由于本统计钢材都是 2009 年前生产的,独立试验取样的钢板也是 2009-2010 年按 GB/T 1591—1994 标准生产的,统计结果看,在厚度 $>40\sim 100\text{mm}$ 范围内,工程调研,独立试验的屈服强度都较高,与 GB/T 1591—1994 标准相比有一定余量,且已达到 2008 版标准要求,基于各牌号钢材和各厚度组别调研和试验数据,按照《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068-2001)的要求进行数理统计和可靠度分析,并考虑设计使用方便,最终确定钢材的抗力分项系数值(见表 5-3 和表 5-4)。

表 5-3 Q235、Q345、Q390、Q420、Q460 钢材抗力分项系数 γ_R

厚度分组 (mm)		$\geq 6\sim 40$	$> 40\sim 100$	原 2003 版规范值
钢 牌 号	Q235 钢	1.090		1.087
	Q345 钢	1.125		1.111
	Q390 钢			
	Q420 钢	1.125	1.180	—
	Q460 钢			

表 5-4 Q345GJ 钢材料抗力分项系数

厚度分组 (mm)	$\geq 6\sim 16$	$> 16\sim 40$	$> 40\sim 60$	$> 60\sim 100$
抗力分项系数 γ_R	(1.059)	1.059	1.095	1.120

4 抗力分项系数变化原因分析

《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068-2001 版标准中,本着“可靠度适当提高一点”的原则,取消了原标准(GBJ68-84)中“可对可靠度指标作不超过 ± 0.25 幅度的调整”,因此钢结构设计规范采用的最低 β 值是 3.2。可靠度指标适当提高后,会引起抗力分项系数加大,因此本次建议的抗力分项系数比 88 版和 03 版钢结构设计规范普遍有所增大。

《建筑结构荷载规范》(GB5009-2001)新增了永久荷载效应控制组合,对住宅和办公楼建筑,在永久荷载和楼面活荷载组合时,构件承载力极限状态验算应同时满足和要求,对此可具体表达为 $S_1 = 1.2S_{GX} + 1.4S_{QK}$ 和 $S_2 = 1.35S_{GX} + 1.4 \times 0.7S_{QK}$ 。通过编程运算得出的抗力分项系数,一般以后者在应力比 $\rho = S_{GX}/S_{QK} = 0.25$ 为最大,即新增的 S_2 组合常起控制作用。

近年来,钢材屈服强度分布规律发生变化,突出表现在Q235、Q345钢屈服强度平均值提高的同时,离散性明显增大,变异系数成倍加大。而Q420、Q460钢厚板强度整体偏低,迫使增大抗力分项系数,还导致低合金钢及不同厚度组之间抗力分项系数有一定的差异。但为了方便设计使用,需要将其适当归并,为了保证安全度,归并后的抗力分项系数对于某些厚度组会偏大。

钢板、型钢厚度负偏差情况较以往严重,在公称厚度较小时更为严重,存在超过《热轧钢板和钢带的尺寸、外形、重量及允许偏差》(GB/T 709)规定的现象。

以上诸因素导致本次采用的抗力分项系数比88版和03版规范普遍有所增大。

本规范表5.4.1~5.4.5的各项强度设计值是根据表5-5的换算关系并取5的修约整倍数而得。

表 5-5 强度设计值的换算关系

材料和连接种类		应力种类		换算关系
钢材	抗拉、抗压 和抗弯	Q235 钢		$f = f_y / \gamma_R = f_y / 1.090$
		Q345 钢、Q390 钢		$f = f_y / \gamma_R = f_y / 1.125$
		Q420 钢、Q460 钢、Q345GJ 钢		$f = f_y / \gamma_R$
		抗 剪		$f_v = f / \sqrt{3}$
	端面承压 (刨平顶紧)	Q235 钢		$f_{en} = f_u / 1.15$
		Q345、Q390、Q420、Q460、Q345GJ 钢		$f_{en} = f_u / 1.175$
焊 缝	对接焊缝	抗 压		$f_c^* = f$
		抗 拉	焊缝质量为一、二级	$f_t^* = f$
			焊缝质量为三级	$f_t^* = 0.85f$

		抗 剪		$f_v^* = f_v$	
角焊缝	抗拉、抗压 和抗剪	Q235 钢		$f_v^* = 0.38 f_v^*$	
		Q345、Q390、Q420、Q460、Q345GJ 钢		$f_v^* = 0.41 f_v^*$	
螺 栓 连 接	C 级螺栓	抗拉		$f_t^* = 0.42 f_v^*$	
		抗剪		$f_v^* = 0.35 f_v^*$	
		承压		$f_c^* = 0.82 f_v^*$	
	普通螺栓	A 级	抗拉		$f_t^* = 0.42 f_v^*$ (5.6 级)
			抗拉		$f_t^* = 0.50 f_v^*$ (8.8 级)
		B 级	抗剪		$f_v^* = 0.38 f_v^*$ (5.6 级)
			抗剪		$f_v^* = 0.40 f_v^*$ (8.8 级)
		承压		$f_c^* = 1.08 f_v^*$	
	承压型高强度螺栓	抗拉		$f_t^* = 0.48 f_v^*$	
		抗剪		$f_v^* = 0.30 f_v^*$	
		承压		$f_c^* = 1.25 f_v^*$	
	锚栓		抗拉		$f_t^* = 0.38 f_v^*$
铸钢件	抗拉、抗压和抗弯		$f = f_y / 1.282$		
	抗剪		$f_v = f / \sqrt{3}$		
	端面承压 (刨平顶紧)		$f_{ce} = 0.65 f_v$		

5.4.4 本条表中各项强度设计值的换算关系与原规范相同。由于铆钉在钢结构工程连接中已经淘汰，因此取消了有关铆钉连接的相关内容。增加了网架用高强度螺栓，螺栓球节点网架用的高强度螺栓的外形、连接副、受力机理、施工安装方法及强度设计值均与普钢钢结构用的高强度螺栓不同，增加了 Q390 钢作为锚栓，还增加了螺栓与 Q460 钢、Q345GJ 钢构件连接的承压强度设计值。

5.4.5 本条为新增条文，由于《结构用无缝钢管》GB/T 8162-2008 材料标准中，钢管壁厚分组、材料的屈服强度、抗拉强度均与钢板材料标准 GB/T 1591-2008 有所不同，表 5.4.5 的强度设计值是由钢管材料标准中的屈服强度除以相应的抗力分项系数得出的。

6 结构分析与稳定性设计

6.1 一般规定

6.1.1 本条沿用 2003 版的 3.2.5。

6.1.2 本条基本沿用 2003 版的 3.2.6。在进行弹性分析时，塑性变形发展采用截面塑性发展系数 γ_x 、 γ_y 给予考虑。

6.1.3 6.1.3 为 2003 版的 3.2.7 条的修改和补充，使原有规定更具可操作性。框架结构中，梁与柱的刚性连接应符合弹性受力过程中梁柱交角不变的假定，同时连接应具有充分的强度来承受交汇构件端部传递的所有最不利内力。梁与柱铰接时，应使连接具有充分的转动能力，且能有效地传递横向剪力与轴心力。梁柱节点连接的约束刚度是有限的，在承受弯矩的同时会产生相应的交角变化，须依据具体构造形式确定初始刚度值，进而参与结构分析。节点的约束刚度应以试验为依据，具体算法可参考相应的文献。

6.1.4 本条为 2003 版的 8.4.4、8.4.5、10.1.4 条的修改和补充。本次修订对空腹桁架要求在对连接性质做出正确判断的基础上进行结构分析。

6.1.6 本条为新增条文。本条对结构分析方法的选择进行了原则性的规定。对于二阶效应明显的有侧移框架结构，优先采用二阶弹性分析方法或简化二阶弹性分析方法。

钢结构根据抗侧力构件在水平力作用下的变形形态，可分为剪切型（框架结构）、弯曲型（如高跨比为 6 以上的支撑架）和弯剪型。式(6.1.6-1)只适用剪切型结构，对于弯曲型和弯剪型结构，采用 6.1.6-2 式计算二阶效应系数，强调整体屈曲模态，是要排除可能出现的一些最薄弱构件的屈曲模态。

二阶效应系数也可以采用下式计算：

$$\theta_i = 1 - \frac{\Delta u_i^{\text{II}}}{\Delta u_i^{\text{I}}}$$

式中 Δu_i^{II} ——按二阶弹性分析求得的计算楼层的层间侧移

Δu_i^{I} ——按一阶弹性分析求得的计算楼层的层间侧移

6.1.7 本条为新增条文。

6.2 一阶弹性分析与设计

6.2.2 本节所有条文均为新增条文。本节着重对一阶弹性分析设计方法的适用条件和设计过程进行了说明，基本延续了原规范对无侧移框架和有侧移框架的设计方法

6.3 二阶弹性分析与设计

6.3.1 本节所有条文均为新增条文。二阶弹性分析设计方法考虑了结构在荷载作用下产生的变形 ($P-\Delta$)、结构初始几何缺陷 ($P-\Delta_0$)、节点刚度和残余应力对结构和构件内力产生的影响。在计算分析过程中,可以直接建立带有初始几何缺陷的结构,也可以把初始几何缺陷的影响用等效水平荷载来代替,施加等效水平荷载时应考虑荷载的最不利组合。

6.3.2 本条对框架结构整体初始几何缺陷值给出了具体取值,经过国内外规范对比分析,结果显示框架结构的初始几何缺陷值不仅跟结构层间高度有关,而且也与结构层数的多少有关,式(6.3.2-1)是从式(6.3.2-2)推导而来,即:

$$\Delta_i = \frac{H_m h_i}{Q_i} = \frac{h_i}{250} \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{235}}} \quad (1)$$

按照《钢结构工程施工质量验收规范》(GB50205-2001)的有关要求,结构的最大水平安装误差不大于 $h_i/1000$ 。综合各种因素,框架结构的初始几何缺陷代表值取为 Δ_i 和 $h_i/1000$ 中的较大值。

当采用二阶弹性分析时,为配合计算的精度,应考虑结构的初始几何缺陷对内力的影响,其影响程度可通过在框架每层柱的柱顶作用有附加的假想水平力 H_m 来综合体现。研究表明,框架的层数越多,构件的缺陷影响越小,且每层柱数的影响亦不大。通过与国外规范比较分析,并考虑钢材强度的影响,本规范提出了 H_m 值的计算公式(6.3.2-2)。

6.3.3 本节基本沿用 2003 版的 3.2.8。二阶弹性分析设计方法考虑了结构在荷载作用下产生的变形 ($P-\Delta$)、结构初始几何缺陷 ($P-\Delta_0$)、节点刚度和残余应力对结构和构件内力产生的影响。本规范用等效水平荷载来代替初始几何缺陷的影响,施加等效水平荷载时应考虑荷载的最不利组合。

与 GB50017-2003 的式(3.2.8-2)相比,式(6.3.2-1)将二阶效应仅与框架受水平荷载相关连,不需要在楼层和屋顶标高设置虚拟水平支座和计算其反力,只需分别计算框架在竖向荷载和水平荷载下的一阶弹性内力,即可求得近似的二阶弹性弯矩。该式概念清楚,计算简便,且符合工程设计习惯,研究表明适用于 $0.1 < \theta_i \leq 0.25$ 范围。侯和涛博士所作参数分析表明,该近似式所得结果与精确二阶弹性弯矩相比,误差不超过 5%。

6.3.4 二阶弹性分析与设计方法只考虑了结构层面上的二阶效应的影响,并未涉及到构件

的和对内力的影响,因此这部分的影响应通过稳定系数来进行考虑,但此时的构件计算长度系数应取 1.0。

6.3.5 按本节进行大跨度钢结构全过程分析求得的第一个临界点的荷载值,可作为大跨度钢结构的稳定极限承载力,如按弹性全过程分析,安全系数 K 可取为 4.2;如按弹塑性全过程分析时,安全系数 K 可取为 2.0,参见条文 6.4.5。

6.4 直接分析设计法

6.4.1 本节所有条文均为新增条文。当采用直接分析设计法时,可以直接建立带有初始几何缺陷的结构和构件单元,也可以用等效荷载来替代。对于一些特殊荷载下的结构分析,比如连续倒塌分析、抗火分析等,因涉及到几何非线性、材料非线性、全过程弹塑性分析,采用一阶弹性分析或者二阶弹性分析并不能得到正确的内力结果,应采用直接分析设计法进行结构分析和设计。

6.4.2 构件的初始几何缺陷形状用正弦波来模拟,取构件初始几何缺陷代表值。为了便于计算,构件的初始几何缺陷可以用均布荷载代替,均布荷载数值可由结构力学求解方法得到,如图 6.4.2 所示。

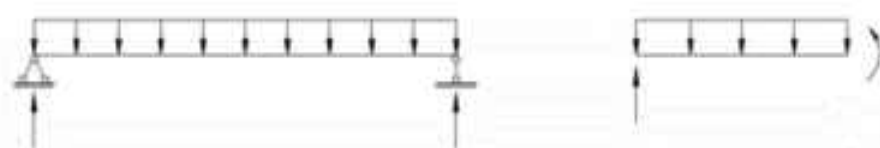


图 6.4.2 均布荷载计算简图

推导过程如下:

$$\sum M = 0: N_x e_0 + q_0 \times \frac{l}{2} \times \frac{l}{4} - \frac{q_0 l}{2} \times \frac{l}{2} = 0$$

$$q_0 = \frac{8N_x e_0}{l^2} \quad (4)$$

6.4.4 直接分析设计法是一种全过程二阶弹塑性分析设计方法,可以全面考虑结构和构件的初始缺陷、几何非线性、材料非线性等对结构和构件内力的影响,其分析设计过程可用式(5)来表达。用直接分析设计法求得的构件的内力可以直接做为校核构件的依据。

$$\frac{N}{A} + \frac{M_x + N(\Delta_x + \Delta_{x1} + \delta_{x1} + \delta_{x2})}{W_x} + \frac{M_y + N(\Delta_y + \Delta_{y1} + \delta_{y1} + \delta_{y2})}{W_y} \leq f \quad (5)$$

式中: N —— 构件的轴力设计值;

A —— 构件的毛截面面积;

M_x, M_y —— 绕着构件 x, y 轴的一阶弯矩承载力设计值；

W_x, W_y —— 绕着构件 x, y 轴的毛截面模量；

Δ_x, Δ_y —— 由于结构在荷载作用下的变形所产生的构件两端相对位移值；

Δ_{x0}, Δ_{y0} —— 由于结构的整体初始几何缺陷所产生的构件两端相对位移值；

δ_x, δ_y —— 构件 x, y 轴方向的荷载变形值。

δ_{x0}, δ_{y0} —— 构件 x, y 轴方向的初始缺陷值。

7 受弯、受剪和受扭构件的计算及梁的设计

7.1 受弯、受剪构件的强度

7.1.1 本条基本沿用 2003 版的 4.1.1，补充了箱形截面的塑性开展系数。箱形截面的塑性开展系数，应该介于 1.05~1.2 之间。

表 7.1.1 箱形截面的塑性开展系数

截面号	B	H	Tf	Tw	Fx	γ_x	Fy	γ_y
J1-1	400	400	10	10	1.153	1.05	1.153	1.05
J1-2	400	400	15	10	1.131	1.05	1.197	1.05
J1-3	400	400	20	10	1.125	1.05	1.233	1.05
J1.5-1	400	600	15	15	1.197	1.066	1.131	1.05
J1.5-2	400	600	20	15	1.175	1.066	1.156	1.05
J1.5-3	400	600	25	15	1.162	1.066	1.179	1.05
J2-1	400	800	20	20	1.233	1.081	1.125	1.05
J2-2	400	800	30	20	1.199	1.081	1.155	1.05
J2-3	400	800	40	20	1.182	1.081	1.182	1.05
J3-1	400	1200	30	30	1.288	1.108	1.129	1.05
J3-2	400	1200	35	30	1.273	1.108	1.137	1.05
J3-3	400	1200	40	30	1.260	1.108	1.145	1.05

7.1.2 本条沿用 2003 版的 4.1.2。

7.1.3 本条基本沿用 2003 版的 4.1.3。计算腹板计算高度边缘的局部承压强度时，集中荷载的分布长度 l_z ，早在二十世纪四十年代，前苏联的科学家已经利用弹性地基梁上的模型，获得了地基梁下反力分布的近似解析解，并被英国，欧洲，美国，前苏联钢结构设计规范用于轨道下的等效分布长度计算；最新的数值分析表明，基于弹性地基梁的模型，得到的承压长度(7.1.3-2 a)式中的系数改为 3.25 就是国外的公式)偏大，应该改为 2.83；随后进行的理论上更加严密的解析分析表明，弹性地基梁的变形集中在荷载作用点附近很短的一段，应该考虑剪切变形，改为弹性地基上的 Timoshenko 梁的模型，这样得到的承压长度的解析解公式的系数从 3.25 下降到 2.17，在梁模型中承压应力的计算应考虑荷载作用高度的影响，考虑到轮压作用在轨道上表面，承压应力的扩散更宽，这个系数增加到 2.83。

简化的方法，国外均按照 1:1 扩散，没有初始宽度 $a = 50 \text{ mm}$ ，(7.1.3-3)式与(7.1.3-2)式的对比见表 7.1.3，表 7.1.3 的数据未考虑上翼缘的惯性矩和厚度，表中空格表示实际不会出现的情况。从表格看， $a = 50 \text{ mm}$ 应理解为简化计算需要引进的初始量，而不是轮子和轨道的接触面长度。

表 7.1.3 (7.1.3-2)和(7.1.3-3)计算的承压长度对比(mm)

腹板 厚度 (mm)	轨道规格及其惯性矩 (cm ⁴)								
	24kg	33kg	38kg	43kg	50kg	QU70	QU80	QU100	QU120
	486	821.9	1204.4	1489	2037	1082	1547.4	2864.73	4923.79
5	280.3	334.0	379.4	407.2	452.0				
6	263.8	314.3	357.0	383.1	425.3	344.5			
8	239.7	285.6	324.3	348.1	386.4	313.0	352.6		
10	222.5	265.1	301.1	323.2	358.7	290.5	327.3	401.9	481.5
12	209.4	249.5	283.3	304.1	337.6	273.4	308.0	378.2	453.1
14		237.0	269.2	288.9	320.7	259.7	292.6	359.3	430.4
16			257.4	276.3	306.7	248.4	279.9	343.6	411.6
18				265.7	294.9	238.8	269.1	330.4	395.8
20					284.7	230.6	259.8	319.0	382.1
2 <i>h_w</i>	214	240	268	280	304	240	260	300	340
2 <i>h_w</i> +50	264	290	318	330	354	290	310	350	390

7.1.4 本条沿用 2003 版的 4.1.4。

7.2 受弯构件的整体稳定

7.2.1 本条沿用 2003 版的 4.2.1。

7.2.2 本条基本沿用 2003 版的 4.2.2。为了与强度计算衔接，稳定性验算公式引入 γ_c 。梁的整体稳定性系数的计算做了适当调整。

7.2.3 本条为新增条文。梁的稳定系数，我国长期以来，对焊接工字形梁和轧制工字形梁不作区分，国内做过的焊接工字钢梁的试验，其稳定系数也比轧制工字钢低，但是数据非常有限。本条建议的公式，虽然比 GB50017-2003 有较大的修改，原因是最早提出的弹塑性稳定系数 $\varphi_b' = 1.1 - \frac{0.4646}{\varphi_b} + \frac{0.1296}{\varphi_b^{1.5}}$ 主要参考了 18 根梁的试验，且主要是轧制工字钢。公式对焊接工字钢梁的稳定系数，接近试验数据的上限，偏于不安全。

国际上，例如英国，日本等均做焊接和轧制的区分，焊接梁的稳定系数小于轧制的梁。日本福本秀士等根据各国积累的大量轧制梁和焊接梁的试验资料统计分析，在稳定系数公式采用 $\varphi_b = \frac{1}{(1 + \lambda_b^{2n})^{1/n}}$ 的形式下，得到试验平均值曲线的指数，轧制和焊接梁分别是， $n=2.5$ 和 2.0，在取平均值减去二倍均方差的情况下，轧制梁 $n=1.5$ ，焊接梁， $n=1$ 。法国规范采用过 2.0 和 1.5，德国采用过 2.5 和 2.0。

EC3 对梁的稳定系数允许两套公式，一套直接采用柱子曲线 a,b,c,d， $\lambda_b \leq 0.2$ 时 $\varphi_b = 1$ 。

热轧工字钢， $h/b \leq 2$ 采用 a 曲线， $h/b > 2$ 采用 b 曲线；焊接工字形截面 $h/b \leq 2$ 采用 c 曲线， $h/b > 2$ 是 d 曲线。第二套公式显然是考虑了英国规范，规定了 $\lambda_b \leq 0.4$ 时 $\varphi_b = 1$ ，缺陷参数取自柱子曲线 b,c,d。热轧工字钢， $h/b \leq 2$ 采用 b 曲线， $h/b > 2$ 是 c 曲线；焊接工字钢 $h/b \leq 2$ 采用 c 曲线， $h/b > 2$ 采用 d 曲线，曲线下降得比第一套公式快。

本条建议， $n=1\sim 2.6$ 之间，除了焊接和轧制的区别外，主要影响因素是截面受压翼缘宽度和截面高度的比值，少量地受到长细比的影响，见附表 7.2.3，算得的稳定系数比 EC3 的两套计算方法的结果都高。

钢梁稳定性计算最主要应用场合是中小跨度的吊车梁，其高宽比一般在 1.5~2 之间，因此焊接梁的 n 在 1.4~1.55 左右，轧制梁的 n 在 2~2.2，而且 $\varphi_b = 1$ 的起点定在了 $\lambda_{b0} = 0.3$ 和 0.4，指数与截面的高宽比联系起来，更为合理，也为有限元分析结果所证实。

表 7.2.3 指数 n

h/b	1	1.5	2	2.5	3
热轧	2.500	2.184	1.984	1.842	1.733
焊接	1.800	1.572	1.429	1.326	1.248

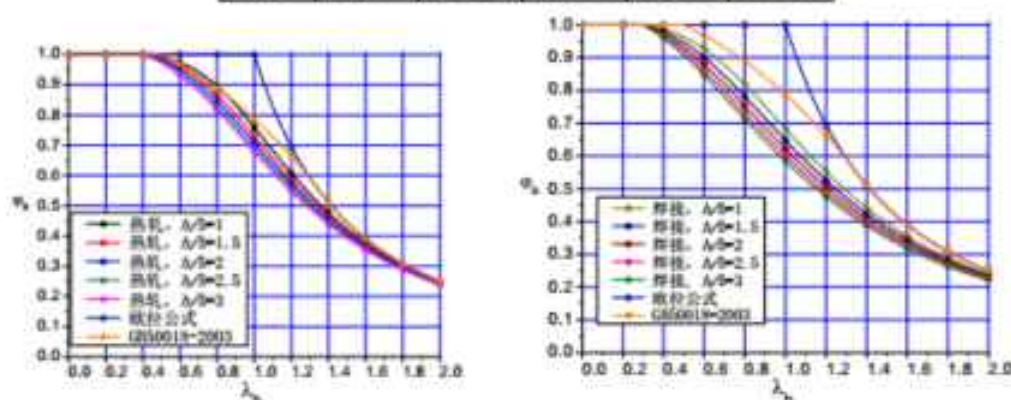


图 7.2.3 不同高宽比的焊接和轧制工字钢梁的稳定系数

线性变化的弯矩，主要用于计算压弯杆的平面外弯扭失稳计算公式中弯矩项的稳定系数。弯矩线性变化时，稳定系数比均匀受弯时有提高。在弹性阶段，弯矩线性变化相对于纯弯时临界弯矩的提高是通过等效弯矩系数在 M_{cr} 考虑，并且通过(7.2.3-2)式在长细比中得到考虑的。在弹塑性阶段，弯矩线性变化时，稳定系数取 1.0 的界限长细比会变大，纯弯时是 0.4，到 $m = M_2/M_1 = -1$ (M_2 ——较小弯矩； M_1 ——较大弯矩)时的 1.0，即 $m = -1$ 的情况下， $\lambda_b = 1$ 时除了两端出现塑性，梁内均是弹性的，因此是弹性失稳。但是因为残余应力

和初弯曲的影响,规定 $m=M_2/M_1=-1$ 、 $\lambda_y=0.9$ 时 $\varphi_y=1$ 。在焊接的情况下, $\lambda_y=0.8$ 时 $\varphi_y=1$ 。在这样的约定下,可以得到表 7.2.3。

在 $h/b=1.5$ 时(这是多层房屋中较为常见的工字形截面高宽比),轧制和焊接工字钢弯矩线性变化时的稳定系数见图 7.2.3。

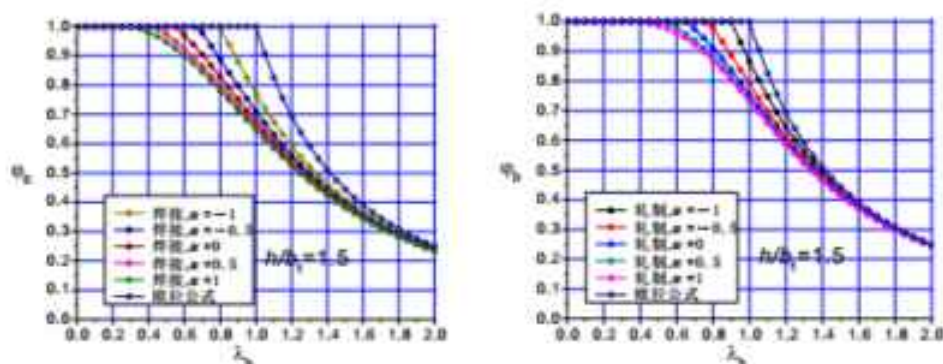


图 7.2.3 弯矩线性变化时的稳定系数

7.2.4 本条基本沿用 2003 版的 4.2.3。在两个主平面内受弯的构件,其整体稳定性计算很复杂,本条所列公式(7.2.4)是一个经验公式。1978 年国内曾进行过少数几根双向受弯梁的荷载试验,分三组共 7 根,包括热轧工字钢 I18 和 I24a 与一组单轴对称加强上翼缘的焊接工字梁。每组梁中 1 根为单向受弯,其余 1 根或 2 根为双向受弯(最大刚度平面内受纯弯和跨度中点上翼缘处受一水平集中力)以资对比。试验结果表明,双向受弯梁的破坏荷载都比单向低,三组梁破坏荷载的比值各为 0.91、0.90 和 0.88。双向受弯梁跨度中点上翼缘的水平位移和跨度中点截面扭转角也都远大于单向受弯梁。

用上述少数试验结果验证本条公式(7.2.4),证明是可行的。公式左边第二项分母中引进绕弱轴的截面塑性发展系数 γ_y ,并不意味绕弱轴弯曲出现塑性,而是适当降低第二项的影响,并使公式与本章(7.1.1)式和(7.2.2)式形式上相协调。

7.2.5 本条沿用 2003 版的 4.2.4。

7.2.6 本条基本沿用 2003 版的 4.2.5。

7.2.7 本条沿用 2003 版的 4.2.6。

7.2.8 本条为新增条文。本条针对框架主梁的负弯矩区的稳定性计算提出,负弯矩区下翼缘受压,上翼缘受拉,且上翼缘有楼板起侧向支撑和提供扭转约束,因此负弯矩区的失稳是畸变失稳。

将下翼缘作为压杆,腹板作为对下翼缘提供侧向弹性支撑的部件,上翼缘看成固定,则

可以求出纯弯简支梁下翼缘发生畸变屈曲的临界应力是 $\sigma_{cr,d} = \frac{1}{4} E \sqrt{\frac{b/t_f}{(h_w/t_w)^3}}$ ，考虑到支座条件接近嵌固，弯矩快速下降变成正弯矩等有利因素，以及实际结构腹板高厚比的限值，腹板对翼缘能够提供强大的侧向约束，因此框架梁负弯矩区的畸变屈曲并不是一个需要特别加以精确计算的问题，因此本条提出了很简单的畸变屈曲的临界应力公式(7.2.8-3)。

通用长细比小于等于 0.45 时，弹塑性畸变屈曲应力基本达到钢材的屈服强度，此时截面尺寸刚好满足(7.2.8-1)。对于抗震设计，要求应更加严格。

不满足(7.2.8-1)式，则设置加劲肋，能够为下翼缘提供更加刚强的约束，能够带动楼板对框架梁提供扭转约束。加加劲肋后，刚度很大，一般不再需要计算整体稳定和畸变屈曲。

7.2.9 本条为新增条文。

7.3 受扭构件的强度及整体稳定

7.3.5 本节所有条文均为新增条文。受扭构件设计的一般原则如下：

- 1 当钢梁以自身扭转抵抗外荷载时，应在强度和稳定性的计算中考虑自由扭转和约束扭转产生的应力；
- 2 钢梁的扭转作为一种次应力出现，扭转不会自由发展的构件，无需考虑扭转作用；
- 3 在抗剪强度计算中可不考虑开口薄壁截面的自由扭转应力；
- 4 受扭构件宜采用闭口截面形式。当采用开口截面形式时，首先应考虑双轴对称或单轴对称形式。

7.4 局部稳定

7.4.1 本条基本沿用 2003 版的 4.3.1。

7.4.2 本条沿用 2003 版的 4.3.2。

7.4.3 本条相较 2003 版的 4.3.3，对梁腹板局部稳定计算重要修改

1 相关公式的修改

对仅设置横向加劲肋的腹板作用有弯曲、剪切和局部压缩三种荷载共同作用下的弹性局部屈曲相关公式，最早公式是

$$\left(\frac{\sigma_b + \sigma_c}{\sigma_{be} + \sigma_{ce}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq 1.0 \quad (7.4.3-1)$$

在 2003 规范，局部屈曲改为弹塑性承载力计算后，在弹塑性阶段沿用上式，非常保守而变得不合理，因此改为

$$\left(\frac{\sigma_k}{\sigma_{kcr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr}} \leq 1.0 \quad (7.4.3-2)$$

这一公式只适合腹板承受成对的承压应力,即上下翼缘施加大小相同方向相反使得腹板受到挤压的应力,而单个的挤压力在腹板高度上产生较为不均匀的承压应力,其使腹板屈曲的趋向减弱,并且此时屈曲波形中挠度最大的地方不是应力最大的地方,因此承压应力项应有一个大于1的指数。国外对单向承压力下的腹板破坏进行过大量的试验研究,结果表明,钢梁纵向弯曲应力对竖向承压极限承载力(屈服或者 Crippling failure)的影响,最保守的公式是采用 $\sqrt{1 - \frac{\sigma_k^2}{f_{yw}^2}}$ 来表示(也有采用 $\sqrt{1 - \frac{\sigma_k^3}{f_{yw}^3}}$ 和 $\sqrt{1 - \frac{\sigma_k^2}{f_{yw}^2}}$, 见《Plated Structures, stability and strength》, edited by Narayanan R., 1985, Applied Science Publishers. 这表明,在长细比小时,承压和弯曲的相关关系是一个圆方程或高于圆的方程,但是在通用高厚比大时,屈曲相关关系应趋于 7.4.3-1 式。

结合本次规范修订而开展的对这一问题的研究,发现如下两两相互作用的关系
弯曲应力和剪切应力的相互关系

$$\left(\frac{\sigma_k}{\sigma_{kcr0}}\right)^{\frac{4}{3} + \frac{2a^m}{3+am}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr0}}\right)^2 = 1 \quad (7.4.3-3)$$

这个关系不完全是圆,只有在长板才是圆,短板采用圆的偏于不安全的。弯曲应力项的指数范围从短板的 1.333 变到长板的 2。传统上一一直认为,弯曲和剪应力的相关关系是圆,是早在 1936 年就已经得到建立和证实的公式,但是查阅 Bleich 和 Bulson 等著作可知,对于短板,采用圆确实偏于不安全,这说明(7.4.3-3)式是成立的。

剪切应力和局部承压应力是相关关系是

$$\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr0}}\right)^{\frac{2(1+a^m)}{1+am}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr0}}\right)^2 = 1 \quad (7.4.3-4)$$

承压应力项的指数从短板的 2 变到长板的 1.333。

在弯曲应力和局部承压应力作用下的相关关系是

$$\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr0}}\right)^{\frac{2a^m}{3(1+a^m)}} + \left(\frac{\sigma_{kcr}}{\sigma_{kcr0}}\right)^{\frac{2a^m}{3(1+a^m)}} = 1 \quad (7.4.3-5)$$

即弯曲应力和承压应力有相同的指数,这说明两者对屈曲的贡献类似,指数的范围是从短板的 1.0 变到长板的 1.4。

从以上三个两两相互作用公式构造三项式的关系并非易事,但是可以采用切片的方法,

了解并掌握三种应力同时作用时的相关关系，如下图所示，取 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,pl,R}} = 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ 切片分别计算弯曲应力和剪切应力之间的相关关系，并拟合曲线，即可以得到(7.4.3-1)式。

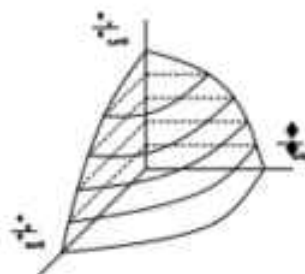


图 7.4.3

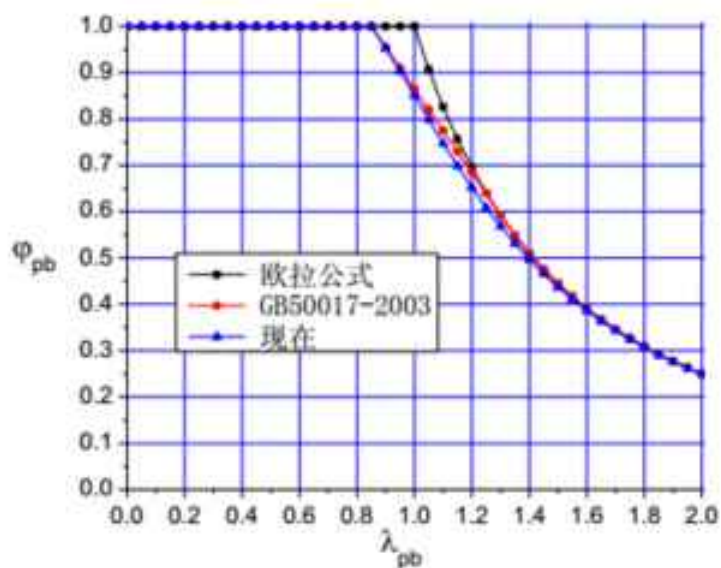
由于(7.4.3-1)式代表的是图 7.4.3 所示的外凸曲面，指数均大于等于 1.15，因此本条修改后，比 2003 规范在承压应力的验算方面，大多数情况下是更加容易满足。

2 明确提出，承压应力出现在腹板区格中间时，剪应力的计算应扣除这个承压应力产生的剪应力。这是因为，承压屈曲应力的计算中已经包含了这个剪切应力，如果再考虑承压应力产生的剪应力，相当于考虑了两次。

3 板件在各个应力独自作用下的弹塑性稳定系数的修改有两点。

- 1) 在通用高厚比较大的阶段，原规范公式都存在 1.1 的系数将稳定系数提高到欧拉公式之上，在部分板件，屈曲后强度也不一定有那么高，所以这次将 1.1 改回到 1.0；
- 2) 将原来分段的公式连续化，这样有利于压缩规范的篇幅。

取消系数 1.1， $\lambda_{pl} = 0.85 \sim 1.25$ 之间拉直线，在这次统一采用一个公式，对比如下。



附图 7.4.3-1 弯曲稳定系数对比

腹板剪切屈曲的弹塑性稳定系数，是早期 EC3（1994 年版本）分段公式的简化和修正，与本规范 2003 版在大长细比阶段去掉系数 1.1，中间过渡段采用直线的公式很接近，这次提出的公式与分段公式的对比见下图。

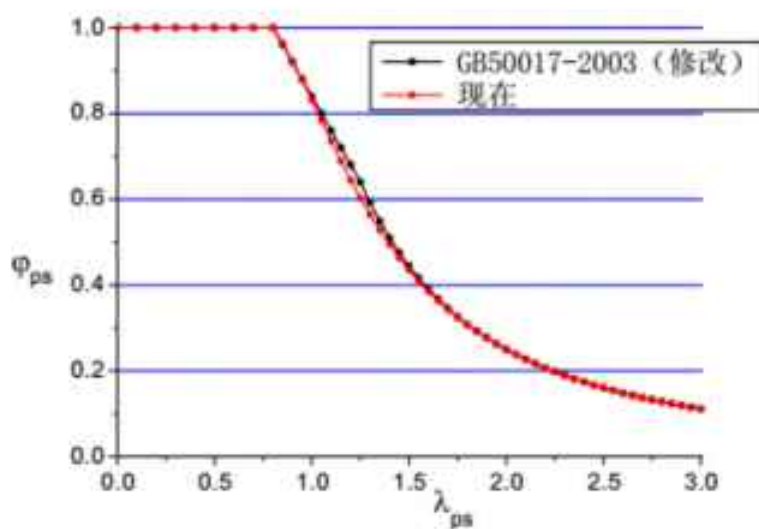


图 7.4.3-2 剪切稳定系数对比

局部承压的分段公式与这次修改的公式对比见附图 7.4.3-3

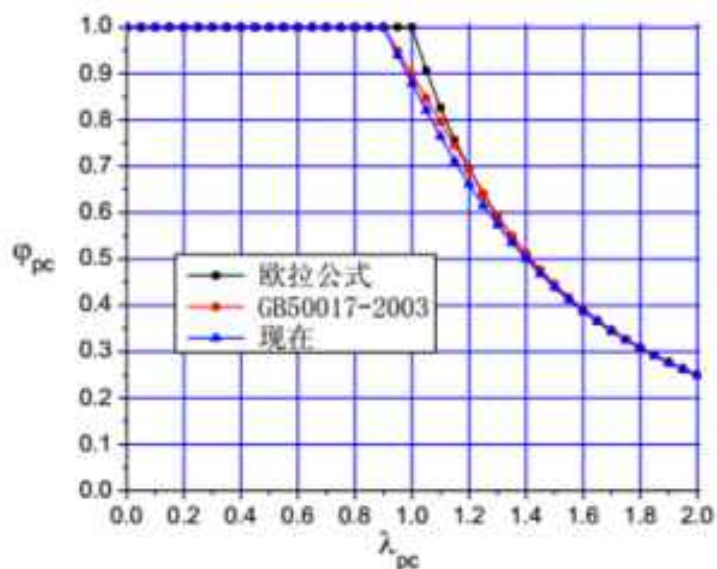


图 7.4.3-3 承压稳定系数对比

7.4.4 本条沿用 2003 版的 4.3.4。

7.4.5 本条沿用 2003 版的 4.3.5。

7.4.6 本条沿用 2003 版的 4.3.6。

7.4.7 本条沿用 2003 版的 4.3.7。

7.5 腹板开孔梁

7.5.1 本节所有条文均为新增条文。

7.5.2 本条提出的梁腹板开洞时孔口及其位置的尺寸规定，主要参考美国钢结构标准节点构造大样。

用套管补强有孔梁的承载力时，可根据以下三点考虑：(1)可分别验算受弯和受剪时的承载力；(2)弯矩仅由翼缘承受；(3)剪力由套管和梁腹板共同承担，即：

$$V = V_s + V_w$$

式中 V_s ——套管的抗剪承载力；

V_w ——梁腹板的抗剪承载力。

补强管的长度一般等于梁翼缘宽度或稍短，管壁厚度宜比梁腹板厚度大一级。角焊缝的焊脚长度可取 $0.7t$ ， t 为梁腹板厚度。

7.5.3 本条为新增条文。

7.6 组合梁腹板考虑屈曲后强度的计算

7.6.1 本条沿用 2003 版的 4.4.1。

7.6.2 本条沿用 2003 版的 4.4.2。

7.7 对吊车梁和吊车桁架（或类似结构）的要求

7.7.1 本条沿用 2003 版的 8.5.1。

7.7.2 本条基本沿用 2003 版的 8.5.2。

7.7.3 本条沿用 2003 版的 8.5.3。

7.7.4 本条沿用 2003 版的 8.5.4。

7.7.5 本条沿用 2003 版的 8.5.5。

7.7.6 本条沿用 2003 版的 8.5.6。

7.7.7 本条沿用 2003 版的 8.5.7。

7.7.8 本条沿用 2003 版的 8.5.8。

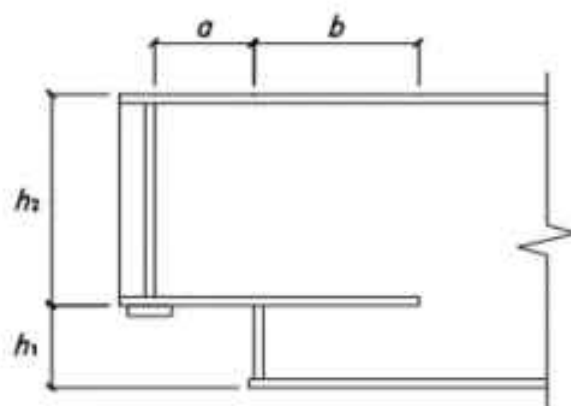
7.7.9 本条沿用 2003 版的 8.5.9。

7.7.10 本条沿用 2003 版的 8.5.10。

7.7.11 本条沿用 2003 版的 8.5.11。

7.7.12 本条沿用 2003 版的 8.5.12。

7.7.13 本条为新增条文。根据宝钢一期的工程经验总结，增加本条文。参考文献：陈炯《变截面吊车梁圆弧式和直角式突变支座的受力性能分析》及《变截面吊车梁直角突变式支座的构造》。



$$h_1 \leq 0.5h_2, \quad a \leq 0.5h_2, \quad b \geq 1.5a$$

图 7.7.13 直角式突变支座节点构造

7.8 梁的构造要求

7.8.1 本条为新增条文。

图 7.8.1a 为槽钢檩条的支座，其连接角钢的竖直肢不能比槽钢低得过多，且角钢应有一定的厚度；图 7.8.1b 为冷弯薄壁 Z 形檩条，由于其连接角钢由薄板冷弯而成，刚度不够，故用加劲肋加强；图 7.8.1c 系列用梁的支座加劲肋来防止扭转，只能用于高度较小的梁；图 7.8.1d 的构造不尽合理，它依靠腹板平面外的弯曲刚度来抵抗扭转，而腹板的弯曲刚度很弱，所以只能用于长而矮的梁。否则，宜采用图 7.8.1e 的连接构造，或在上翼缘另加支承；图 7.8.1f 为梁借助端板连于柱的侧面，梁端不会侧移和扭转，但截面绕强轴的转动和翘曲受到一定约束，不是完全简支，宜视为半刚性连接。仅将梁腹板与柱相连的构造，如图 7.8.1g 和图 7.8.1h，不完全符合夹支条件，这种情况宜将临界弯矩乘以折减系数 0.85。

7.8.2 本条为新增条文。

7.8.3 本条沿用 2003 版的 8.4.9。

7.8.4 本条沿用 2003 版的 8.4.10。

7.8.5 本条基本沿用 2003 版的 7.9.3。

8 轴心受力构件的计算和桁架杆件的设计

8.0.1 本条为新增条文。轴心受力是对截面而言的。目前“强度”一词有两种用法，广义的用法指构件的承载力，狭义的用法指截面强度，为明确起见，对03版的“强度”一词增加“截面”二字。

8.1 截面强度计算

8.1.1 本条基本沿用2003版的5.1.1。03规范版在条文说明中给出了式(8.1.1-1)和式(8.1.1-2)，并指出“如果今后采用屈强比更大的钢材，宜用这两个公式来计算，以确保安全”。当前，屈强比高于0.8的Q460钢已开始采用，为此，用这两个公式取代了净截面屈服的计算公式。对于Q235和Q345钢，用这两个公式可以节约钢材。

当沿构件长度有排列较密的螺栓孔时，由净截面屈服控制，以免变形过大。

8.1.2 本条为新增条文。轴压构件孔洞有螺栓填充者，不必验算净截面强度。

8.1.3 本条为2003版的3.4.2条的修改。此项折减系数是考虑非全部直接传力造成的剪切滞后和截面上正应力分布不均匀，03版仅在3.4.2条对单边连接的单角钢规定有折减系数，现在移至本章，并加以扩展。

8.2 轴压构件的稳定性计算

8.2.1 式(8.2.1-1)改用构件承载力的表达式，有别于截面强度的应力表达式，使概念明确。

热轧型钢的残余应力峰值和钢材强度无关，它的不利影响随钢材强度的提高而减弱，因此，对屈服强度达到和超过345MPa的 $b/h > 0.8$ 的H型钢和等边角钢的 φ 系数可提高一类采用，参看陈绍蕃《热轧高强度钢压杆的承载能力分析》(建筑钢结构进展，待发表)。

本条基本沿用2003版的5.1.2。截面单轴对称构件换算长细比的计算公式(8.2.1-4)和单、双角钢的简化公式，都来自弹性稳定理论，这些公式用于弹塑性范围时偏于保守，原因是当构件进入非弹性后其弹性模量下降为 $E_s = rE$ ，但剪切模量 G 并不和 E 同步下降，在构件截面全部屈服之前可以认为 G 保持常量。计算分析和试验都表明，等边单角钢轴压构件当两端铰支且没有中间支点时，绕强轴弯扭屈曲的承载力总是高于绕弱轴弯曲屈曲承载力，因此，条文明确指出这类构件无须计算弯扭屈曲，并删去了原公式(8.2.1-5)。双角钢截面轴压构件抗扭刚度较强，对弯扭屈曲承载力的影响较弱，仍将保留原来的弹性公式，只是表

达方式上作了改变,实质没有变动。绕平行轴屈曲的单角钢压杆,一般在端部用一个肢连接,压力有偏心,并且中间常连有其他构件,其换算长细比的规定见第 8.6 节。

本条增加了截面无对称轴构件弯扭屈曲换算长细比的计算公式(8.2.1-11)和不等边单角钢的简化公式(8.2.1-13),这些公式属于弹性构件,在非弹性范围偏于安全,若要提高计算精度,可以在式(8.2.1-14)的右端乘以

$$\sqrt{\tau} = \lambda_y \sqrt{1 - 0.21\lambda_y^2} \quad (\text{用于 } \lambda_y \leq 1.19)$$

式中: λ_y — 构件正则化长细比, $\lambda_y = \frac{\lambda}{93} \sqrt{\frac{f_y}{235}}$, λ 可取弱主轴 x 的长细比 λ_x 。

用式(8.2.1-13a,b)计算 λ_{eq} 时,所有 λ_x (包括公式适用条件)都乘以 $\sqrt{\tau}$ 。

8.2.2 本条沿用 2003 版的 5.1.3。

8.2.4 本条及 8.2.3 沿用 2003 版的 5.1.4。

8.2.5 本条沿用 2003 版的 5.1.5。

8.2.6 本条为 2003 版 5.1.6 的修改。计算表明原剪力公式的强度调整系数 $\sqrt{f_y/235}$ 并无必要,删去。

8.2.7 本条为新增内容,式(8.2.7)来源参看郭彦林等《棱形柱的稳定性能及设计方法研究》(工业建筑,37(7),2007)。

8.2.8 空间多肢钢管棱形格构柱常用于轴心受压构件,在工程上应用愈来愈多,但目前缺乏设计理论指导。清华大学与同济大学的理论和试验研究结果表明,挺直钢管棱形格构柱的屈曲模态(最低阶)依据其几何及截面尺寸可能发生单波形的对称屈曲和反对称屈曲。通过对理论推导与大量的弹性屈曲有限元计算结果进行分析,证明公式(8.2.8-2)与(8.2.8-3)能够比较准确地估算钢管棱形格构柱的对称与反对称屈曲荷载。考虑其几何初始缺陷的影响,其破坏时的变形模式表现为单波形、非对称“S”形及反对称三种,取决于挺直钢管棱形格构柱的失稳模态与初始缺陷的分布及幅值大小。考虑钢管棱形格构柱的整体几何初始缺陷的影响(幅值取 $L/750$),对其承载力进行了大挠度弹塑性分析以及试验研究。研究结果表明,按照式(8.2.8)计算获得的换算长细比并采用 b 类截面柱子曲线确定钢管棱形格构柱整体稳定系数比较合适且偏于安全。

本条为新增内容,来源参看郭彦林等《棱形柱的稳定性能及设计方法研究》(工业建筑,37(7),2007)。

8.3 实腹轴压构件的局部稳定和屈曲后强度

8.3.1 本条为 2003 版 5.4.1~5.4.4 的修改。03 规范有关轴压构件板件宽厚比的限值规定，所遵循的法则对 H 形截面和箱形截面不一致，现在把二者统一起来，一律采取屈服准则和等稳准则综合运用方法，同时，在推导宽厚比限值时考虑了相邻板件相互约束关系，参看陈绍蕃《轴心压杆板件宽厚比限值的统一分析》（建筑钢结构进展，11（5），2009）和《论高强度钢压杆稳定计算中的屈服强度因数》（建筑钢结构进展，待发表）。

由于高强度角钢应用的需要，增加了等边角钢肢的宽厚比限值，参看陈绍蕃等《单角钢压杆的宽厚比限值和超限杆的承载力》（建筑结构学报，31（9），2010）。不等边角钢没有对称轴，失稳时总是呈弯扭屈曲，稳定计算包含了肢件宽厚比影响，不再对局部稳定作出规定。本条公式还有一个特点是：中等以上长细比压杆的板件宽厚比限值，只有一部分乘以强度调整系数 $\sqrt{235/f_{yk}}$ ，有利于高强钢材更充分的发挥作用。

8.3.2 本条为新增加的内容，根据等稳准则，构件实际压力低于其承载力时，相应的局部屈曲临界力可以降低，从而使宽厚比限值放宽。

8.3.3 本条为新增条文。为计算简便起见，本条区分 ρ 是否小于 1.0 的界限由式 (8.3.1-3a) 和 (8.3.1-5a) 确定，对长细比大于 $52\sqrt{235/f_{yk}}$ 的箱形截面和长细比大于 $80\sqrt{235/f_{yk}}$ 的单角钢偏于安全。但和 03 版 5.4.6 条相比，已有较大的改进。本条公式来源见陈绍蕃《焊接薄壁箱型轴心压杆的承载力计算》（建筑钢结构进展，11（6），2009）和《单角钢压杆的肢件宽厚比限值和超限杆的承载力》（建筑结构学报，31（9），2010）。

8.4 桁架及支撑的计算长度和允许长细比

8.4.1 本条沿用 2003 版 5.3.1 条的一部分并补充了钢管桁架构件的计算长度系数。由于立体钢管桁架应用非常普遍，钢管桁架构件的计算长度系数应反映出立体钢管桁架与平面钢管桁架的区别。一般情况下，立体桁架杆件的端部约束比平面桁架强，故在本技术规程中对立体桁架与平面桁架杆件的计算长度系数的取值稍有区分，以反映其约束强弱的影响。

对于弦杆平面内计算长度系数的取值，考虑到平面桁架与立体桁架对杆件面外约束的差别不大，故均取 0.9。

对于支座斜杆和支座竖杆，由于其受力较大，受周边构件的约束较弱，其计算长度系数取 1.0。

对于立体桁架，弦杆平面外的计算长度取 0.9l，同时尚应以 0.9l 按格构式压杆验算其

稳定性。

8.4.2 本条基本沿用 2003 版 5.3.2 条。

8.4.3 本条沿用 2003 版 5.3.1 条的一部分。

8.4.4 本条基本沿用 2003 版的 5.3.8 条。

8.4.5 本条基本沿用 2003 版的 5.3.9 条。吊车梁下的十字支撑在柱压缩变形影响下将产生压力，因此，当其按拉杆设计，进行柱设计时不应考虑由于支撑的作用而导致的轴力的降低。

桁架受压腹杆在平面外的计算长度取 l （见表 8.4.3）是以下端为不动点为条件的，为此，起支承作用的下弦杆必须有足够的平面外刚度。参看陈绍蕃《桁架受压腹杆的平面外稳定和支撑体系》（工程力学，13（1），1996）。

8.5 轴压构件的支撑

8.5.1 本条基本沿用 2003 版的 5.1.7 条。原第 4 款规定有可能导致支撑可靠度不足，现加以修改。另外新增第 5 款以保证支撑能够起应有的作用，同时删去条文第一段“通过被撑构件截面剪心”短语。

8.5.2 本条为新增条文。公式（8.5.2）相当于式（8.5.1-2）和（8.5.1-3）的组合，由于桁架弦杆压力中部大而端部小，把系数 30 放大为 36。

8.5.3 本条为新增条文。公式来源见陈绍蕃《塔架辅助杆的支撑力》，西安建筑科技大学学报，自然科学版，41（4），2009。

8.6 桁架和塔架杆件的特殊问题

8.6.1 本节所有条文均为新增条文。把单边连接的单角钢近似作为轴心受力构件处理，03 版采用对强度设计值进行折减的方法。这种方法容易造成概念上的混淆，拉杆轴力放大系数 1.15 是原强度折减系数的倒数，压杆的换算长细比公式和试验资料符合较好，由于 $\bar{\lambda}_y$ 只有一部分随钢材屈服强度增大而增大，得以使高强度钢材更充分发挥作用。公式来源参看陈绍蕃《单边连接单角钢压杆的计算与构造》（建筑科学与工程学报，25（2），2008）。

8.6.2 单边连接的单角钢交叉斜杆出平面稳定性计算，既要考虑杆与杆的约束作用，又要考虑端部偏心和约束的影响。端部偏心的状况随主杆截面不同而有所区别，具体分析参看陈绍蕃《塔架交叉斜杆考虑屈曲相关性的稳定承载力》（土木工程学报，44（1），2011）。

表 8.6.2 系数 α 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

8.6.3 主斜杆对辅助杆提供平面外支点，因而计算长度需要增大，系数 1.1 的来源见陈绍蕃《塔架压杆的稳定承载力》，西安建筑科技大学学报（自然科学版），42（3），2010。

8.6.4 单边连接的单角钢受压后，不仅呈现弯曲，还同时呈现扭转。限制肢件宽厚比的目的主要是保证杆件扭转刚度达到一定水平，以免过早失稳。对于高强度钢材，这一限值有时难于达到，因此给出超限时的承载力计算公式。

8.6.5 相邻侧面节点全部重合者，主杆绕非对称主轴（即最小轴）屈曲，节点部分重合者绕平行轴屈曲并伴随着扭转，计算长度因扭转因素而增大。节点全部不重合者同时绕两个主轴弯曲并伴随着扭转，计算长度增大得更多。增大系数的具体分析参看陈绍蕃《塔架压杆的稳定承载力》（西安建筑科技大学学报（自然科学版），42（3），2010）。

8.6.6 03 版 8.4.5 条规定杆件为 H 形、箱形截面的桁架，当杆件较为短粗时，需要考虑节点刚性所引起的次弯矩。条文并未规定对次弯矩的效应应如何考虑，因而需要加以补充。拉杆和少数压杆在次弯矩和轴力共同作用下，杆端可能会出现塑性铰。在出现塑性铰后，由于塑性重分布，轴力仍然可以增大，直至达到 $N = Af_y$ 。但是，从工程实践角度，弯曲次应力不宜超过主应力的 20%，否则桁架变形过大。因此，只有杆件不很短粗的桁架，次弯矩值相对较小，才能忽略次弯矩效应。此外，忽略次弯矩效应只限于拉杆和不先行失稳的压杆。次弯矩对压杆稳定性的不利影响始终存在，即使是次应力相对较小，也不能忽视。新增条文对考虑次弯矩效应提出全面的要求。强度计算以相对偏心率 e 是否超过 0.2 分界，比 03 版以 h/l 作为判据更为合理。次弯矩随杆件的线刚度 EI/l 变化，对不同的截面形式与 h/l 相同者，所对应的 I/l 并不相同，如同一 H 形钢，当截面高宽比相等时，腹板在桁架平面内者，平面内惯性矩为腹板垂直于桁架平面者的 3.2 倍。因此，本条不再保留原 8.4.5 条的 h/l 分界值。公式（8.6.6-1b）的来源参看陈绍蕃《钢桁架的次应力和极限状态》（钢结构，20（4），2005）和陈绍蕃、苏明周《钢桁架的次弯矩和板件宽厚比》（钢结构，21（6），2006）。

8.7 预应力压杆

本节所有条文均为新增条文。

9 拉弯构件、压弯构件的计算和柱的设计

9.1 截面强度计算

9.1.1 本条沿用 2003 版 5.2.1 并补充圆形截面拉、压弯构件的计算。采用上式计算圆管构件的双向压弯的应力，计算概念清晰。

9.2 构件的稳定性计算

9.2.1 本条基本沿用 2003 版 5.2.2，对部分参数的取值做了修改和补充。03 版对等效弯矩系数的规定不够细致，大多偏于安全。此项系数不仅和弯矩图形有关，也和轴心压力与临界力之比有关，引进参数 N/N_{cr} 可以提高系数的精度，并且不增加很多计算工作量，因为它和式 (9.2.1-1) 中的 N/N'_{cr} 只差一个 1.1 的系数。

另一方面，03 版对采用二阶内力分析时 β_m 系数的规定不够恰当，作了必要的改正。关于 β_m 取值的分析参看陈绍蕃《钢压弯构件面内等效弯矩系数取值的改进》(上)、(下) 两文(建筑钢结构进展, 12 (5), 2010)。

9.2.2 本条基本沿用 2003 版的 5.2.3，9.2.2 式有修改，原公式是承载力的上限，尤其不适用 $\varphi_x \leq 0.8$ 的格构柱，新公式更为合理。参考文献董根树《钢结构的平面内稳定》9.4 节。

9.2.3 【说明】本条基本沿用 2003 版的 5.2.4。

9.2.4 本条为新增条文。对双向压弯圆管柱而言，当沿构件长度分布的弯矩主矢量不在一个方向上时，根据有限元数值分析，适合于开口截面构件和箱型截面构件的线性叠加公式在许多情况下有较大误差，并可能偏于不安全。为此，对两主轴方向不同端弯矩比值时的双向压弯圆管柱进行了大量计算，回归总结了本条相关公式。当结构按平面分析、或圆管柱仅为平面压弯时，按 $\beta = \beta_x^2$ 设定等效弯矩系数，这里的 x 方向为弯曲轴方向。计算分析表明该公式具有良好精度。详细数据见董柏平、陈以一《圆钢管双向压弯构件的整体稳定性计算》，工业建筑，Vol.40, No.1(第 438 期),2010.01。本规定适合于计算柱段中没有很大横向力或集中弯矩的情况。

9.2.5 本条基本沿用 2003 版的 5.2.5。如果 9.2.1 条第 2 款采用方案 2，本条公式中 β_x 和 β_y 应删去， φ_{bx} 、 φ_{by} 的解释文字相应修改。

9.2.6 本条沿用 2003 版的 5.2.6。

9.2.7 本条沿用 2003 版的 5.2.7。

9.2.8 本条沿用 2003 版的 5.2.8。

9.3 柱的计算长度

9.3.1 本条为新增条文。平板柱脚在柱压力作用下有一定转动刚度，刚度大小和底板厚度有关，参看陈绍蕃《平板柱脚的转动刚度和柱计算长度》（建筑钢结构进展，11（1），2009）。

9.3.2 本条为新增条文。柱屈曲时上、下两段为一整体。考虑两段的相互约束关系，可以充分利用材料的潜力。

9.3.4 本条及 9.3.3 条补充和修改了 2003 版 5.3.3、5.3.6 的规定。

9.3.5 本条为新增条文。带牛腿的常截面柱属于变轴力的压弯构件。过去设计这类构件，按照全柱都承受 $N_1 + N_2$ 计算其稳定性，偏于保守。式（9.3.5-1）考虑了压力变化的实际条件，经济而合理。式（9.3.5-1）并未考虑相邻柱的支撑作用（相邻柱的起重机压力较小），同时，柱脚实际上并非完全刚性，这一不利因素没有加以考虑。公式来源参看陈绍蕃《厂房框架带牛腿柱的计算长度》（建筑结构学报，28（5），2007）。

9.3.6 本条基本沿用 2003 版的 5.3.4。03 版的规定适用于重型厂房，框架横梁均为桁架。因桁架线刚度较大，与柱刚接时视为无限刚性。原附录 D 表 D-4 就是按柱顶不能转动算得的。现在中型框架也采用单阶钢柱，但横梁为实腹钢梁，其线刚度不及桁架。虽然实腹梁对单阶柱也提供一定的转动约束，但还不到转角可以忽略的程度，为此，需要增添上端有一定的约束的 μ_2 系数表格。

9.3.7 本条沿用 2003 版的 5.3.5。

9.3.8 本条对 2003 版的 5.3.7 的规定做了局部修改。对框架柱建议不再规定允许长细比，因为柱稳定性计算和柱顶水平位移的限制都制约了柱的长细比。有关分析参看陈绍蕃《钢构件容许长细比刍议》（建筑结构，39（2），2009）。

9.4 压弯构件的局部稳定和屈曲后强度

9.4.1 本条对 2003 版的 5.4.2 的规定做了局部修改。公式（9.4.1-1a,b）的修改，主要是不随杆件长细比变化，同时和轴压构件板件宽厚比限值式（8.3.1-1a）相衔接。修改后比 03 版略有减小。这两个公式是基于四边简支板得出的，且比 03 版有所降低。因此，箱形截面腹板采用和工形截面相同的限值，不再乘以折减系数 0.8。

此式和轴压构件式（8.3.1-4a）相同。一边支承、一边自由的板当压应力呈线性变化时，

屈曲系数总是大于压应力为常值的工况。腹板宽厚比限值取得和轴压杆件相同，不随应力梯度变化，比较简便。

9.4.2 本条及 9.4.4 对 2003 版的 5.4.6 的规定做了修改和补充。本条有效宽度系数和 8.3.3 条有效屈服强度系数完全相同。该条的对象是均匀受压正方箱形截面，四块壁板的宽厚比同样超限，整个截面的承载力乘以 ρ 系数进行折减（式 8.3.3-1），既可看作是 A 的折减系数，也可看作是 f 的折减系数。

9.4.3 本条为新增条文。当压弯构件的弯矩效应在相关公式中占重要地位，且最大弯矩出现在构件端部截面时，强度验算显然应该针对该截面计算， A_{en} 和 W_{en} 都取自该截面。但构件稳定计算也取此截面的 A_e 和 W_{ex} 则将低估构件的承载力，原因是各个截面的有效面积不相同。

此时，计算构件在框架平面外的稳定性，可取计算段中间 1/3 范围内弯矩最大截面的有效截面特性，参看陈绍蕃《厂房框架平面外稳定计算的几个问题》（工业建筑，33（5），2003）。平面内稳定计算在没有适当计算方法之前则仍取弯矩最大处的有效截面特性，不过必然偏于安全。

9.5 柱身的构造要求

9.5.1 本条基本沿用 2003 版的 8.4.1。

9.5.2 本条沿用 2003 版的 8.4.3。

10 钢板剪力墙

10.1 一般规定

本章所有条文均为新增条文。

10.2 非加劲钢板剪力墙的计算

10.3.1 清华大学、哈尔滨工业大学对于钢板剪力墙的简化分析模型做了大量的研究工作, 研究表明钢板剪力墙高厚比逐渐增加过程中, 拉压杆数量逐渐减少, 只拉杆数量逐渐增多, 是一个逐渐变化的过程。为简化分析, 同时方便设计, 当钢板剪力墙的相对高厚比不超过 250 时, 拉压杆和只拉杆数目的比值为 3: 7; 当钢板剪力墙的相对高厚比大于 250 时, 拉压杆和只拉杆的数目比值为 2: 8。

10.3.2 非加劲钢板剪力墙拉力场的发挥与边缘梁柱构件的弯曲刚度密切相关。当柱刚度不足时, 在拉力场作用下将发生“沙漏”现象, 拉力场的锚固朝梁上转移, 不能形成“充分拉力场”。为接近“充分拉力场”, 边缘构件应满足一定的锚固刚度要求。对两侧都设有墙板的框架梁而言, 由于上、下两侧拉力场竖向分量可基本抵消, 则对其锚固刚度可不作规定。而对于仅在单侧存在拉力场的边柱而言, 美国 FEMA450 及加拿大国家标准 CAN/CSA S16-01 都给出了边柱的抵抗矩要求, 为:

$$I_c \geq \frac{0.00307t_w H^4}{L} \quad (10.2.2-1)$$

研究表明, 框架柱的锚固作用对钢板剪力墙的承载力发挥着至关重要的作用, 作为锚固钢板剪力墙的框架柱不仅承担剪力墙后期形成拉力带的拉力作用, 同时承担倾覆荷载所产生的轴力作用, 此外还承担结构的竖向恒荷载和竖向活荷载, 因此框架柱的刚度过低将会导致框架柱早于钢板剪力墙或梁柱节点出现破坏, 因此对于与钢板剪力墙相连的框架柱抗弯刚度应予以加强, 从而保证钢板剪力墙承载力和耗能能力的发挥, 建议在美国 FEMA450 及加拿大国家标准 CAN/CSA S16-01 都给出了边柱的抵抗矩基础上提高一倍, 即

$$I_c \geq \frac{0.0062t_w H^4}{L} \quad (10.2.2-2)$$

对于只在单侧设有墙板的边梁, 如未直接锚固在基础上的底梁等, 也提出了相应的抵抗矩要求。

10.3.3 考虑到实际工程应用的两边连接钢板剪力墙尺寸要求, 研究分析了钢板跨高比 β 和相对高厚比 λ 变化对剪力墙滞回性能的影响, 跨高比的变化范围为 0.5 到 2.0, 相对高厚比的变化范围为 100 到 600, 通过对不同参数下的有限元结果进行拟合, 得到钢板剪力墙的

抗剪承载力计算公式。

10.3 加劲钢板剪力墙的计算

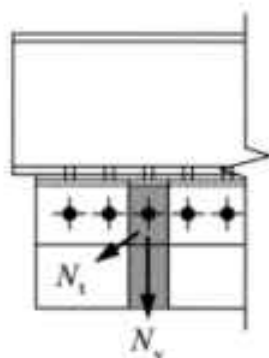
10.3.4 经过分析表明，在设置了水平加劲肋的情况下，只要 $\gamma_x = \gamma_y \geq 22$ ，就不会发生整体的屈曲，考虑一部分缺陷影响，这里放大1.5倍。

竖向加劲肋，虽然不要求它承担竖向应力，但是无论采用何种构造，它都会承担荷载，其抗弯刚度就要折减，因此对竖向加劲肋的刚度要求增加50%。

10.4 构造要求

10.4.1 为方便非加劲钢板剪力墙与边缘构件的连接，可采用鱼尾板过渡的方式。设计实践显示，如果钢板剪力墙与鱼尾板的连接采用栓接方式，则由于螺栓孔的加工偏差以及主结构的变形均可能造成钢板墙的安装困难，故对螺栓孔的加工精度提出了很高的要求；而且在拉力场作用下，螺栓需要布置得较密才能满足强度要求，且会因为螺栓滑移而产生很大的噪声，舒适度差，故还应严格控制螺栓连接在风荷载及小震作用下所发生的滑移量。一般认为焊接因具有较大的残余应力，而延性欠佳。但国内外针对非加劲钢板墙的诸多试验结果均表明，对于采用焊接连接方式的墙板，其延性系数可达8以上，已高于一般延性钢框架，因而本条规定非加劲钢板剪力墙与边缘构件的连接宜采用焊接方式，而不必利用栓接方式去获得更高的延性。

由于钢板剪力墙在受荷后期产生拉力带，拉力带内的应变往往处于大应变状态，应力超过屈服强度，为保守起见在设计过程中高强螺栓所能够承担的最大剪力应能使其分担的钢板条带（图10.4.1-1所示的阴影部分）达到极限抗拉强度，即： $N_t = f_u \cdot A_0 / n$ ，其中 A_0 为钢板条带的截面面积， n 为螺栓排数，因此在设计中考虑考虑取钢板的极限抗拉强度为钢材屈服强度的1.2倍，即取 $N_t = 1.2 \cdot f_y \cdot A_0 / n$ 。对栓接节点的研究表明，钢板对框架梁的面外作用力能够达到其屈服强度的10%，若不考虑该力的影响，螺栓处的钢板将容易发生滑移现象，因此在设计时每个螺栓所承受的拉力 N_t 为： $N_t = 0.1 f_y A_0$ 。此外，当设置单排螺栓难于满足上述要求时，可考虑设置多排螺栓，且在施工过程中应保证对螺栓施加足够的预紧力。



10.4.1-1 螺栓受力简图

钢板剪力墙不承担竖向荷载是其设计理念之一。实践这一理念的常用措施则是待主结构封顶或大部分竖向荷载施加完毕后，再完成墙板与边缘框架的连接，而在此之前仅作临时固定。如果内嵌墙板与主结构同步安装，则必须考虑后期施工对钢板墙受力性能带来的不利影响，可在结构计算中将墙板厚度 t ，折减为 ψt ，来考虑二者同步施工的影响，折减系数 ψ 可按下式计算：

$$\psi = 1 - \chi$$

式中， χ ——主结构在钢板剪力墙所在楼层的层间竖向压缩变形 Δ 与层高 H 的百分比， $\chi = 100\Delta/H$ 。

上述计算公式是依据针对具有不同厚度的非加劲钢板墙所进行的数值分析结果拟合得到的，见图 9.2.5-2。对于高层混凝土结构与钢结构，一般有 $\Delta \leq 0.2$ 。

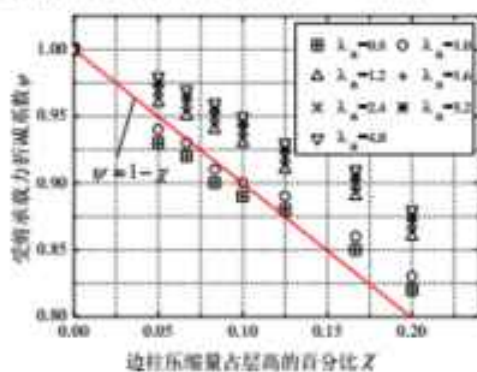


图 10.4.1-1 主结构楼层压缩量对钢板剪力墙厚度的折减系数

11 塑性调幅设计

11.1 一般规定

11.1.1 本条为 2003 版 9.1.1 的修改和补充，为扩大塑性调幅设计的应用范围提供了条件。

荷载规范规定的荷载组合，应用到多层框架，涉及风力的组合是

组合 1A: $1.2D + 1.4L + 0.6 \times 1.4W$ 活荷载为主的有风组合

组合 1B: $1.2D + 1.4 \times 0.7$ (或 0.9) $L + 1.4W$ 风荷载为主的组合

水平荷载参与的组合，应该指组合(1 B)，不控制设计。

11.1.2 本条为新增条文。

11.1.3 本条为 2003 版 9.1.2 的修改和补充，梁式塑性机构，是指仅在梁内形成塑性铰，是一种局部的塑性机构。此时，本条允许采用弯矩调幅 30%代替塑性机构分析，使得塑性设计能够结合到弹性分析的程序中去，将使得塑性设计实用化。

11.1.4 本条基本沿用 2003 版的 9.1.3。

11.1.5 本条为 2003 版 9.1.4 的修改和补充，本条的规定对构件的宽厚比采用区别对待的原则，使得采用调幅法设计的结构具有更好的经济性，例如梁跨中的截面就可以采用 B 级截面。

11.1.6 本条为新增条文。

11.1.7 本条为新增条文。

11.1.8 本条为新增条文。

11.1.9 本条为新增条文。

11.2 构件的计算

11.2.1 本条为 2003 版 9.2.1 的修改。说明：在 2003 规范，这个公式的右边采用截面的塑性弯矩，本次修订为 $\gamma_s W_m f$ ，原因如下：

1 在简支梁的情况下，塑性调幅设计法和第 7 章的设计方法，结果一致；这保证了塑性调幅设计带来的好处限于来自内力的重分布，而不是来自截面的塑性开展深度；

2 对连续梁，采用 $\gamma_s W_m f$ ，可以使得正常使用状态，弯矩最大截面的屈服区深度得到一定程度的控制，减小使用阶段的变形；

3 对单层和没有设置支撑架的多层框架，如果形成塑性机构，则框架结构的物理刚度已经达到 0 的状态，但是此时框架上还有竖向重力荷载，按照钢结构稳定理论，重力荷载对

于结构是一种负的刚度(几何刚度),因此在物理刚度已经为 0 的情况下,结构的总刚度(物理刚度与几何刚度之和)为负,按照稳定理论,此时已经超过了稳定承载力极限状态,荷载—位移曲线进入了卸载阶段。为避免这种情况的出现,在塑性弯矩的利用上应进行限制。

11.2.2 本条沿用 2003 版的 9.2.2。

11.2.3 本条为新增条文。

11.2.4 本条为 2003 版 9.2.3 的修改。

11.2.5 本条为 2003 版 9.2.4 的修改。塑性计算的公式与弹性设计的公式完全相同,因为只有轴力具有负刚度,按照稳定性计算的本意,稳定性计算只要考虑轴力即可,但是对于弹塑性压杆,弯矩会使压杆提前屈服,弯矩减小了极限状态下压杆抵抗轴力负刚度的截面正刚度,所以得到了现在的压弯杆平面内稳定的轴力和弯矩的相关关系。

根据这个考察,对于塑性调幅设计,目前平面内稳定设计公式的弯矩项也可以理解为对抵抗轴力负刚度的刚度的折减,因此继续使用目前的平面内稳定计算公式,只是 2003 规范公式中的塑性弯矩 M_p 计算取部分塑性开展的弯矩 $\gamma_s W_s f$,使得验算在真正形成机构之前,结果更加合理一点。

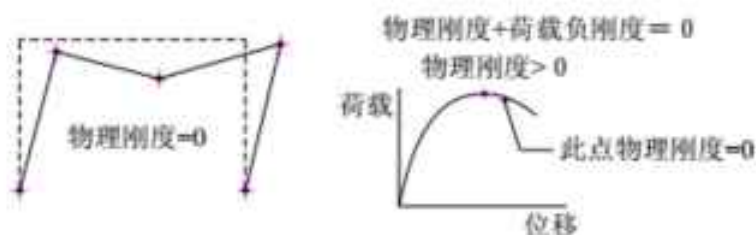


图 11.2.5 塑性机构状态的整体刚度

11.3 容许长细比和构造要求

11.3.1 本条基本沿用 2003 版 9.3.1。

11.3.2 本条为 2003 版 9.3.2 的修改。

11.3.3 本条为新增条文。这里的 σ_{cr} 是受压下翼缘发生畸变屈曲的临界应力近似计算公式,满足(11.3.3)式,畸变屈曲不再会发生,因而无需采取措施,不满足则要采取额外的措施防止下翼缘的侧向屈曲。

本条的规定为住宅钢结构和办公楼避免角部设置不受欢迎的隅撑创造了条件。

11.3.4 本条沿用 2003 版 9.3.3。

11.3.5 本条沿用 2003 版 9.3.4。

11.3.6 本条沿用 2003 版 9.3.5。

12 连接

12.1 一般规定

12.1.1 本条为 2003 版的 8.2.1, 8.2.2, 8.2.3 条, 并参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.1.1 条, 对焊缝连接构造提出基本要求。

12.1.2 本条为新增内容, 参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.1.3 条, 规定了焊缝连接在结构设计施工图中的技术说明要求。

12.1.3 本条为新增内容, 参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.1.4 条, 规定了焊缝连接在结构加工详图中的技术说明要求。

12.1.4 本条为 2003 版的 7.1.1 条, 并参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.1.5 条。

12.1.5 本条为新增内容, 厚板焊接的 T 形和十字接头在焊接收缩应力作用下钢板可能在厚度方向产生层状断裂, 通过降低钢材的含硫量或保证钢板厚度方向的性能, 可有效降低焊接层状断裂。

12.1.6 本条为新增内容, 参考了 2003 版的 8.1.3 条和《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 7.6.1, 7.6.2 条。焊接的最低预热温度与层间温度可参考表 12.1.6 确定。

12.2 焊缝连接构造要求

12.2.1 本条为新增内容, 2003 版中对圆形塞焊缝、圆孔或槽孔内角焊缝没有做出规定, 考虑工程中已有较多应用, 因此将圆形塞焊缝、圆孔或槽孔内角焊缝列入规范, 且只能用于抗剪和防止板件屈曲的约束连接。

12.2.2 本条为 2003 版的 8.2.3, 8.2.4 条。

12.2.3 本条为新增内容, 参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.3.1 条。

12.2.4 本条为 2003 版的 8.2.5 条, 并参考了《钢结构焊接规范》(GB50661) 的 5.3.2 条。

12.2.5 本条为 2003 版的 8.2.6, 8.2.8 条。

12.2.6 本条为 2003 版的 8.2.7 条, 并对圆形塞焊缝, 圆孔或槽孔内的角焊缝焊脚尺寸做出了补充规定。

12.2.7 本条为 2003 版的 8.2.9 条。

12.2.8 本条为 2003 版的 8.2.10, 8.2.12, 8.2.13 条。

12.3 焊缝连接计算

12.3.1 本条为 2003 版的 7.1.2 条。

12.3.2 本条为 2003 版的 7.1.3 条。

12.3.3 本条为 2003 版的 7.1.4 条。

12.3.4 本条为新增内容，用于计算圆形塞焊缝的抗剪承载力，参考了 Eurocode 3 part1.8 的规定。

12.3.5 本条为新增内容，用于计算圆孔或槽孔内焊缝的抗剪承载力，参考了 Eurocode 3 part1.8 的规定。

12.3.6 本条为 2003 版的 7.1.5 条。

12.3.7 本条为新增内容，考虑到大于 $60h_f$ 的长角焊缝在工程中的应用增多，在计算焊缝强度时可以不考虑超过 $60h_f$ 部分的长度，也可对全长焊缝的承载力进行折减，以考虑长焊缝内力分布不均匀的影响，本条参考了 Eurocode 3 part1.8 的规定。

12.3.8 本条为 2003 版的 7.3.1 条。

12.4 紧固件连接构造要求

12.4.1 本条为 2003 版的 8.3.2, 8.3.4 条，并参考了《钢结构高强度螺栓连接技术规程》的 4.3.3 条。对普通螺栓的孔径 d_0 做出补充规定，并提出高强度螺栓摩擦型连接可采用大圆孔和槽孔。

12.4.2 本条为 2003 版的 8.3.5, 8.3.6 条。

12.4.3 本条为 2003 版的 8.3.3, 8.3.7 条，并参考了《钢结构高强度螺栓连接技术规程》的 3.1.3 条。由于高强度螺栓承压型连接为其摩擦型连接的极限状态，因此，取消了 2003 版“高强度螺栓承压型连接不宜用于直接承受动力荷载的结构”的条文。

12.4.4 本条为 2003 版的 8.3.8 条。

12.4.5 本条为 2003 版的 7.2.5, 8.3.1, 8.3.9 条。

12.5 紧固件连接计算

12.5.1 本条为 2003 版的 7.2.1 条。

12.5.2 本条为 2003 版的 7.2.2 条，并参考了《钢结构高强度螺栓连接技术规程》的 4.1.1 条，当高强度螺栓摩擦型连接采用大圆孔或槽孔时应对抗剪承载力进行折减，乘以孔形折减系数 k_2 。国内外研究和工程实践表明，摩擦型连接的摩擦面抗滑移系数 μ 主要与钢材表面处理工艺和涂层厚度有关，本条补充规定了对应不同接触面处理方法的抗滑移系数值，另外，

根据宝钢工程实践及青岛铁塔进行的相关研究,本次修订调整了抗滑移系数,使其最大值不超过 0.45。

12.5.3 本条为 2003 版的 7.2.3 条。

12.5.4 本条为 2003 版的 7.3.2 条。

12.5.5 本条为新增条文,参考了《钢结构高强度螺栓连接技术规程》的 5.2.3, 5.2.4 条。考虑螺栓受拉连接的连接板会发生弯曲变形,在板的边缘产生撬力,计算中应考虑撬力的影响,《钢结构高强度螺栓连接技术规程》采用计算撬力 Q 来验算螺栓的方法,本条采用先确定撬力最大允许值,然后计算在此撬力情况下连接板的最小厚度 t ,实际上连接板厚度在 t_0 与 t_c 之间,当 N_t 较小时, t_0 可能很小,这时 t_0 不宜小于连接螺栓的直径,且不宜小于 16mm。

图 12.5.5 示意撬力 Q 与连接板厚度的关系,当设计外拉力 N_t 确定后,很容易找到点“ A ”,即螺栓最大允许撬力值点,进而得到相应的连接板厚 t ,计算公式推导如下:

$$\begin{aligned} Q &= N_t^b \left[\delta \alpha \rho \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \right] = N_t^b \times \left[\delta \times \frac{1}{\delta} \times \left[\frac{N_t}{N_t^b} \times \left(\frac{t_c}{t} \right)^2 - 1 \right] \times \rho \times \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \right] \\ &= N_t^b \times \left[\left[\frac{N_t}{N_t^b} \times \left(\frac{t_c}{t} \right)^2 - 1 \right] \times \rho \times \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \right] = N_t^b \times \left[\left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \times \rho \times \left[\frac{N_t}{N_t^b} \times \left(\frac{t_c}{t} \right)^2 - 1 \right] \right] \\ &= N_t^b \times \rho \times \left[\frac{N_t}{N_t^b} - \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \right] = \rho \times \left[N_t - N_t^b \times \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \right] \\ &= \frac{e_2}{e_1} \times \left[N_t - N_t^b \times \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \right] = \rho \cdot N_t - \frac{e_2}{e_1} \cdot \frac{N_t}{\psi} = \rho \cdot N_t - \frac{4bf}{4bf} \cdot \frac{e_2}{e_1} \cdot \frac{N_t}{\psi} \\ &= \rho \cdot N_t - \frac{bf}{4e_1} \cdot \frac{4e_2 N_t}{\psi bf} = \rho \cdot N_t - \frac{bf}{4e_1} \cdot t^2 \end{aligned}$$

又: $Q=N_t^b - N_t$

由此可得:

$$\begin{aligned} \rho N_t - \frac{bf}{4e_1} t_0^2 &= N_t^b - N_t \\ t_0 &= \sqrt{\frac{4e_1}{bf} [(\rho + 1) N_t - N_t^b]} \end{aligned}$$

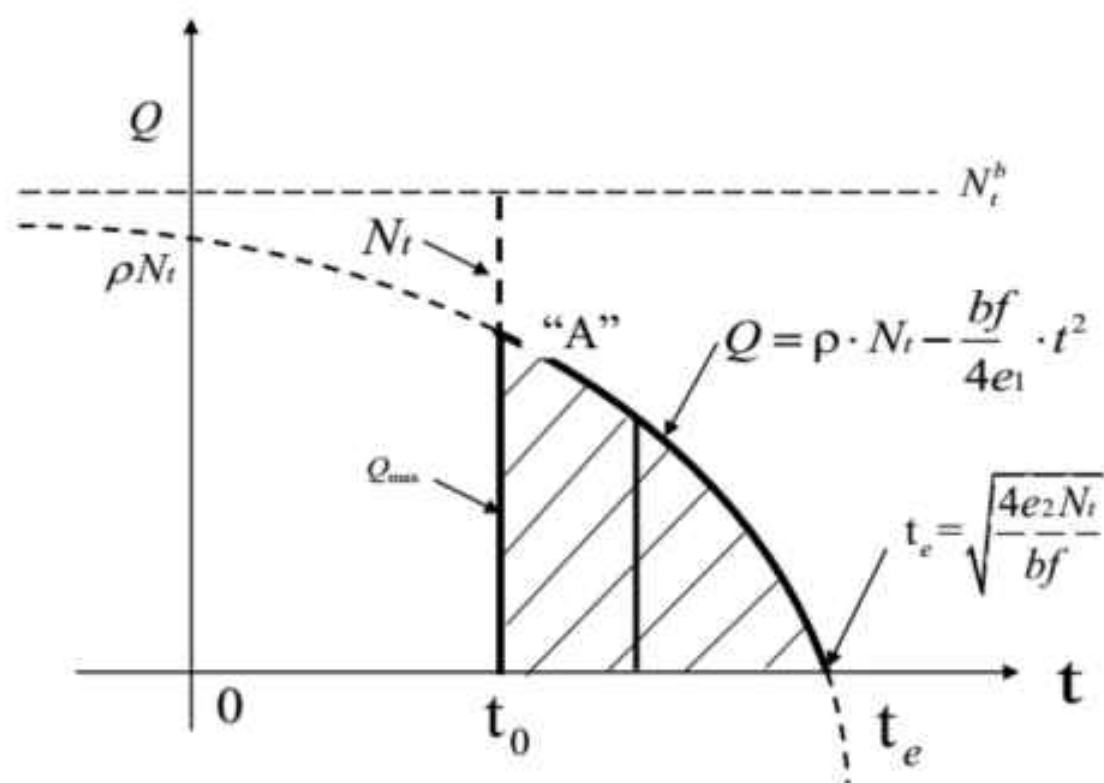


图 12.5.5 Q 与 t 关系示意图

12.5.6 本条为 2003 版的 7.2.4 条。

12.5.7 本条为新增条文，参考了《钢结构高强度螺栓连接技术规程》的 5.5 节。考虑栓焊并用连接在加固改造和事故处理中应用较多，给出实用简化的抗剪承载力计算方法和施工要求。

13 节 点

13.1 一般规定

13.1.1 本节所有条文均为新增条文。随着钢结构的迅速发展,节点的形式与复杂性也大大增加,本章给出了典型的钢结构节点的设计原则与设计方法。

13.1.2 节点的安全性主要决定于其强度与刚度,应防止焊缝与螺栓等连接部位开裂引起节点失效,或节点变形过大造成结构内力重分配。在抗震设计时,尚应根据低延性高弹性承载力、高延性低承载力的原则进行抗震节点的设计,使钢结构节点设计既能满足可靠度范围内的安全性,又能具有经济性。

13.1.3 应通过合理的节点构造设计,使结构受力符合计算简图中的刚接、铰接等假定相一致,节点传力应顺畅,尽量做到相邻构件的轴线交汇于一点。

13.1.4 本规范未明确给出设计方法的特殊节点应通过有限元分析确定其承载力,由于对节点安全性的影响因素很多,经验往往不足,故新型节点宜通过试验验证其承载力。当采用有限元法计算节点的承载力时,一般节点允许局部进入塑性,但应严格控制节点板件/侧壁的变形量。重要节点应保持弹性。

13.1.5 节点设计应考虑加工制作、交通运输、现场安装的简单便捷,便于使用维护,防止积水、积尘,采取有效的防腐、防火措施。

13.2 连接板节点

13.2.1 本条为新增条文。在节点板板件(或梁翼缘)拉力作用下,柱翼缘有如两块受线荷载作用的三边嵌固板 $ABCD$ 、 $A'B'C'D'$ (见图 13.2.1),每块板所能承受的拉力可近似取为 $3.5f_{yc}t_c^2$,两嵌固边之间 CC' 范围的受拉板(或梁翼缘)屈服,因此板件(或梁翼缘)传来拉力平衡式为

$$2 \times 3.5t_c^2 f_{yc} + f_{yb}t_b(t_w + 2s) = T \quad (1)$$

引入有效宽度 b_{eff} 概念,令

$$b_{eff}t_b f_{yb} = T \quad (2)$$

即可化为

$$f_{yb}t_b \left[7 \frac{t_c f_{yc}}{t_b f_{yb}} + (t_w + 2s) \right] = b_{eff} f_{yb} t_b \quad (3)$$

得

$$b_{eff} = 7k t_k + t_w + 2s \quad (4)$$

式中 $k = \frac{t_{fc} f_{yc}}{t_{fb} f_{yb}}$

式(4)即是欧洲规范 Eurocode-3 (BS EN1993—1-8; 2005)中采用的板件或工形、H形截面梁的翼缘与工形、H形截面的未设水平加劲肋的柱相连,形成T形接合时,板件或梁的翼缘的有效宽度计算公式。

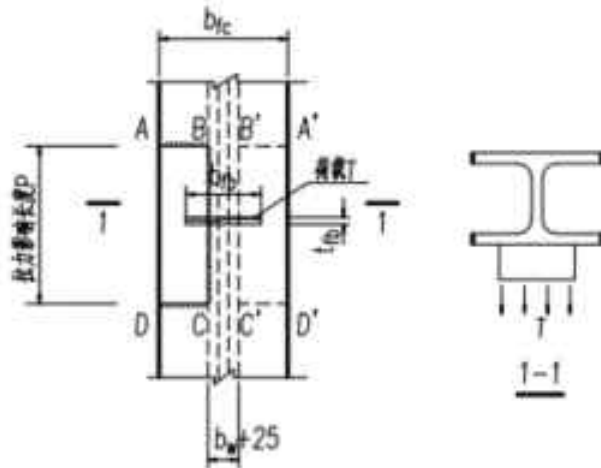


图 13.2.1

13.2.2 本条基本沿用 2003 版的 7.5.1。

13.2.3 本条基本沿用 2003 版的 7.5.2。

13.2.4 本条沿用 2003 版的 7.5.3。

13.2.5 本条基本沿用 2003 版的 7.5.4。

13.2.6 本条沿用 2003 版的 8.4.6、8.2.11, 取消了角钢的 L 形围焊。

13.2.7 本条基本沿用 2003 版的 8.4.7。

13.3 梁柱连接节点

13.3.1 本条为新增条文。参考欧洲钢结构设计规范 Eurocode3 和其他资料,对梁柱连接进行了分类。

梁柱间相对转角的定义对梁柱连接初始刚度 R_b 的确定有较大影响。有两种确定梁柱连接初始刚度的模型,第一种模型是根据梁端与柱侧间的相对转角确定梁柱连接初始刚度,第二种模型是根据梁和柱轴线间的相对转角确定梁柱连接初始刚度。应该注意的是第一种梁柱连接模型不包含梁柱节点域的变形,而第二种梁柱连接模型包含梁柱节点域的变形的影响。

当采用第一种梁柱连接模型考虑梁柱连接的变形对框架结构变形的影响时,如还需考虑框架节点域变形的影响,结构分析时节点域应设为独立的剪切变形单元,梁和柱取净长;当采用第二种梁柱连接模型考虑梁柱连接的变形对框架结构变形的影响时,由于梁柱连接模型已考虑节点域变形的影响,结构分析时节点域无需单独设单元,此时梁柱取轴线间长度。

第一种梁柱连接模型更符合梁柱间相对转动变形的定义。注意到目前很多结构分析软件没有将框架结构中的节点域设为独立剪切单元的分析模型,同济大学在系统理论和试验研究的基础上,提出了一种能够近似反映节点域剪切变形影响的等效结构分析模型(见李国强、沈祖炎著:《钢结构框架体系弹性及弹塑性分析与计算理论》,上海科学技术出版社,1998年),即节点域不单独设单元,但对于H形柱框架结构,梁柱长度取轴线长度,对于箱型柱框架结构,梁柱取带刚域的单元,梁柱长度取轴线长度,梁柱两端的刚域长度取为分别取与梁端相连和与柱端相连节点域尺寸的1/4。

梁柱连接节点的初始刚度应采用有可靠依据的计算方法确定。但计算依据不充分时,应采用试验方法确定,同一连接节点的试件数量不应少于3个。

一般,传统设计中常规的连接,基本都可符合本条的要求;采用对节点类型的定量化规定,对端板式连接等半刚性连接及各种创新型连接的设计起指导作用。

13.3.2 本条为新增条文。

13.3.3 本条为2003版7.4.2的修改。比较了美、日、欧关于节点域的相关规定,提出本文公式。参考文章陈炯《钢框架节点域的宽厚比限值和基于宽厚比的抗剪承载力验算》。

13.3.4 本条沿用2003版的7.4.1。

13.3.5 本条基本沿用2003版的7.4.3。

13.3.7 本条为新增条文。

13.3.8 本条为新增条文。

13.3.9 本条为新增条文。由于此种节点用隔板将柱子隔断,隔板上、下层柱应与隔板采用全熔透坡口焊缝。此种节点对于上下层柱壁板厚度变化的钢柱比较容易实现。隔板厚度的增加可以使隔板贯通式节点的屈服承载力和极限承载力有所提高,但提高的幅度随着隔板厚度的增加而逐步减小,建议隔板厚度比梁翼缘厚度大一级,并不小于柱最薄壁板的厚度。柱轴力和弯矩通过隔板传递,当柱出现拉应力时隔板受平面外拉力,故应避免隔板层状断裂。

13.3.10 本条为新增条文。端板连接和顶底角钢连接施工方便,做法简单,施工速度快,抗弯承载力和刚度较大,在实际工程中应用较多,本规程主要推荐采用这两种连接方式。

在负弯矩作用下,梁柱节点处的组合作用是通过混凝土楼板中钢筋的抗拉作用实现的。

为了充分利用钢筋的抗拉作用，必须保证钢筋具有足够的锚固长度。

为了防止柱腹板发生局部失稳，减小梁柱连接处柱翼缘的变形，可以在柱腹板与梁上下翼缘齐平处设置横向加劲肋。考虑到梁上翼缘处的柱截面中填充有混凝土，其作用相当于加劲肋，因此，可以仅在钢梁下翼缘位置设置横向加劲肋。但有试验研究表明，在循环往复荷载作用下，柱截面中填充的混凝土有可能被压碎失去作用，所以，推荐在钢柱腹板上的钢梁上下翼缘位置，均设置横向加劲肋，以免荷载较大时，混凝土压碎后失去作用。

本条第 4 款的目的是保证水平力作用下半刚接钢框架的塑性变形发生在梁柱连接节点内，因此要求梁和梁截面抗弯承载力大于梁柱连接节点的抗弯承载力。为了留有一定的安全储备，引入了 1.2 的系数。

由于钢筋通过连接接头传力的性能总不如整根钢筋，而且梁端处的钢筋对于组合节点的工作性能影响很大，因此，本条第 6 款规定了楼板内受力钢筋的连接接头宜避开梁端。

13.4 销轴连接

13.4.1 本条文为新增条文。

13.4.2 本节所有条文均为新增条文。结构工程中的销轴常用 Q235 或 Q345 等结构用钢，也有用 45 号钢、35CrMo 和 40Cr 等非结构常用钢材。国家标准 GB/T 882-2008 《销轴》规定了公称直径 3mm-100mm 的销轴。结构工程中荷载较大时需要用到直径大于 100mm 的销轴，目前没有标准的规格，也没有象精制螺栓这样的标准规定销轴的精度要求。因此，设计人员在设计文件中应注明对销轴和耳板销轴孔精度、表面质量和销轴表面处理的要求。对于非结构常用钢材按本规范 5.1.7 条规定的原则确定设计强度指标。

13.4.3 本条连接耳板的构造要求除宽厚比外，其余是参考美标 ANSI/AISC 360-05 Specification for Structural Steel Building 给出。宽厚比要求主要是考虑避免连接耳板端部平面外失稳而提出的。

13.4.4 销轴与连接板计算

销轴连接中耳板四种承载力极限状态（图 13.4.4）

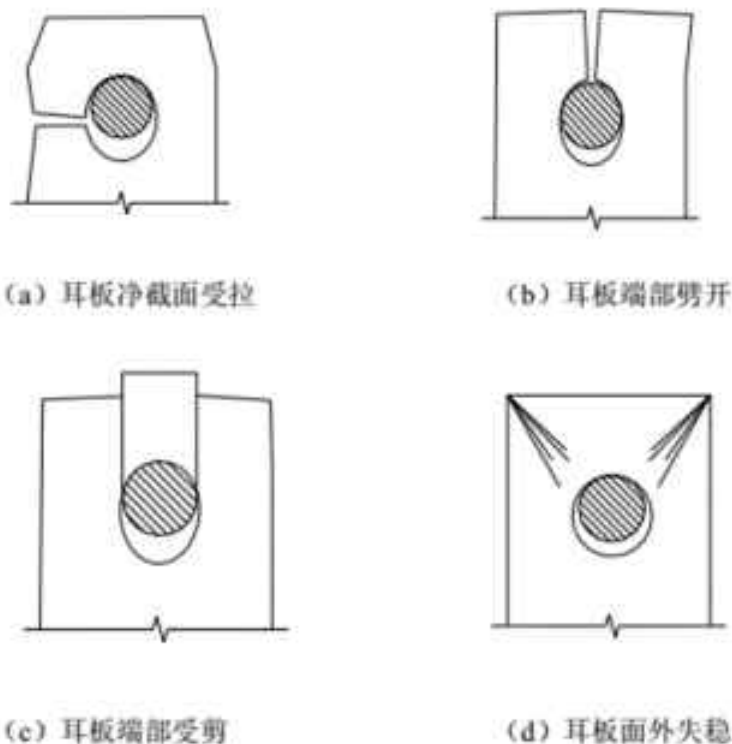


图 13.4.4 销轴连接中耳板四种承载力极限状

1 耳板净截面受拉

美标 ANSI/AISC 360-05、欧标 EN 1993-1-8: 2005 和我国行标 JTJ025-86《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》计算耳板净截面的抗拉承载力可分别表达如下:

1) ANSI/AISC 360-05

$$\sigma = \frac{N}{2tb_{\text{eff}}} \leq 0.75f_u \quad (1)$$

式中 $b_{\text{eff}} = 2t + 16 \leq b$

2) EN 1993-1-8: 2005

$$\sigma = \frac{N}{2t(b - d_0/3)} \leq f \quad (2)$$

3) JTJ025-86《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》

$$\sigma = k_1 \frac{N}{2tb} \leq f \quad (3)$$

式中 $k_1 = 1.4$

若用美标构造要求假定销轴连接的几何尺寸然后分别按美标和欧标计算耳板净截面的

抗拉承载力,发现两者相差很大,前者约为后者的1.2~4倍。根据我国钢结构构件弹性设计极限状态的含义并考虑耳板净截面处应力分布不均匀性,我们参考欧标并同时参考美标最大有效计算宽度提出本规范的计算公式。与我国行业标准JTJ025-86比较,本规范计算公式对应于 $k_1 = 1.33 \sim 1.54$ 。

2 耳板端部劈开强度计算

美标ANSI/AISC 360-05没有耳板端部劈开强度计算公式。但通过构造要求

$$a \geq \frac{4}{3}b_{eff} \quad (4)$$

1) 参考ASME 2006定义的公式可表达成

$$\sigma = \frac{N}{t(1.13a + \frac{0.92b}{1+b/d_0})} \leq f \quad (5)$$

2) 参考欧标EN 1993-1-8: 2005计算耳板端部尺寸a的公式,可表达成

$$\sigma = \frac{N}{2t(a - \frac{2d_0}{3})} \leq f \quad (6)$$

3) 参考JTJ025-86《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》可表达成

$$\sigma = k_2 \frac{N}{ta} \leq f \quad (7)$$

式中 $k_2 = 2$

我们用(5)、(6)式试算,结果若满足(6)式则一般均能满足(5)式的。本规范采纳(6)式。与我国行业标准JTJ025-86比较,对应于 $k_2 = 1.65 \sim 2.08$ 。

3 耳板端部受剪承载力计算

美标ANSI/AISC 360-05

$$\tau = \frac{N}{2t(a + d_0/2)} \leq 0.75 \times 0.6f_v$$

本规范根据两个受剪面实际尺寸

$$\tau = \frac{N}{2tZ} \leq f_v$$

4 耳板面外失稳

在净截面抗拉强度计算中规定了有效宽度 $b_{eff} = 2t + 16$ ，一般能满足 $b_{eff} \leq 4t$ ，ASME 有关文献表明当 $b_{eff} \leq 4t$ 时不会发生耳板面外失稳。

13.5 铸钢节点

13.5.1 本节所有条文均为新增条文。

铸钢节点主要适用于特殊部位，复杂的部位，重点的部位，其节点形式多种多样。

13.5.3 铸钢节点的有限元分析应采用实体单元，径厚比不小于 10 的部位可采用板壳单元，作用于节点的外荷载和约束力的平衡条件应与设计内力保持一致，并应根据节点的具体情况确定与实际相似的边界条件。

铸钢节点属于下列情况之一时，宜进行节点试验：设计或建设方认为对结构安全至关重要的节点；8 度、9 度抗震设防时，对结构安全有重要影响的节点；铸钢件与其他构件采用复杂连接方式的节点。铸钢节点试验可根据需要进行验证性试验或破坏性试验。试件应采用与实际铸钢节点相同的加工制作参数。验证性试验的荷载值不应小于荷载设计值的 1.3 倍，根据破坏性试验确定的荷载设计值不应大于试验值的 1/2。

13.5.4 非焊接结构用铸钢节点的材料应符合现行国家标准《一般工业用铸造碳钢件》（GT/T11352）的要求，焊接结构用铸钢节点的材料应具有良好的可焊性，符合现行国家标准《焊接结构用碳素铸钢件》（GT/T7659）的要求。铸钢节点与构件母材焊接时，在碳当量基本相同的情况下，可按与构件母材相同技术要求选用相应的焊条、焊丝与焊剂，并应进行焊接工艺评定。

13.6 预应力索节点

13.6.1 本节所有条文均为新增条文。

13.7 支座

13.7.1 本条基本沿用 2003 版 7.6.1、8.4.12。

13.7.2 本条沿用 2003 版的 7.6.6。

13.7.3 本条沿用 2003 版的 7.6.2。弧形支座在目前应用比较多，辊轴支座目前仍有应用。

13.7.4 本条沿用 2003 版的 7.6.3。

13.7.5 本条为 2003 版的 7.6.5 的修改和补充。板式橡胶支座应采用由多层橡胶片与薄钢板镶嵌、粘合、压制而成的橡胶垫板。板式橡胶支座具有较大的竖向承压能力，并在水平方向

具有较大的剪切变形能力和一定的转动能力。由于板式橡胶支座能够有效地减小结构的温度应力、限制屋盖对下部结构的推力，减轻水平地震作用的影响，具有较高的竖向承载力和良好的水平变形能力。目前已经在在大跨度建筑结构、桥梁等结构抗震中得到广泛应用，取得较好的社会效益与经济效益。在建筑结构中，橡胶垫支座往往处于复杂受力状态，为了防止风吸力与水平力作用下出现过大变形，可以在支座中设置限位螺栓，限位螺栓可以有效防止支座跌落，抵抗风荷载引起的风吸力。

对于建筑结构中的橡胶垫支座，在橡胶支座形状系数的计算公式中，采用加劲钢板尺寸代替橡胶垫轮廓尺寸较为合适。橡胶垫支座抗压弹性模量的计算方法可参考《橡胶支座第四部分：普通橡胶支座》（GB20688.4-2007）中的方法进行。

13.7.6 本条为 2003 版的 7.6.4 的修改和补充。

13.8 柱脚

13.8.1 本条为新增条文。刚接柱脚按柱脚位置分外露式、外包式、埋入式和插入式四种。四种柱脚的适用范围主要与《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 的有关规定相协调，同时参考了中冶京诚工程技术股份公司（原北京钢铁设计研究总院）、中冶赛迪工程技术股份有限公司（原重庆钢铁设计研究院）试验研究以及多年来的工程实践总结。

（I）外露式柱脚

13.8.2 本条基本沿用 2003 版的 8.4.13。抗剪键埋深的计算式主要参考了肖南、顾强强《钢柱脚抗剪键埋深的对偶函数积分变换解法》，浙江大学学报，工学版，2009,43（2）和工程实践经验。

13.8.3 本条为新增条文。

13.8.4 本条为 2003 版的 8.4.14 的修改和补充。13.8.3、13.8.4 主要是根据工程实践经验总结，对外露式柱脚的设计和构造做出了具体的规定。

实腹柱脚受拉侧锚栓的总有效面积应根据柱脚底板下混凝土基础反力的分布状况计算确定，锚栓直径不宜小于 24mm。分离柱脚锚栓直径不宜小于 30mm。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，以传递锚栓的全部拉力。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。

非受力锚栓宜采用 Q235B 钢制成，锚栓在混凝土基础中的锚固长度不宜小于直径的 20 倍。当锚栓直径大于 40mm 时，锚栓端部宜焊锚板，其锚固长度不宜小于直径的 12 倍。

（II）外包式柱脚

13.8.5 本条为新增条文。规定的外包式各类型截面柱的混凝土外包高度、厚度、强度等级等，主要参考了《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99的有关规定和工程实践的总结。

13.8.6 本条为新增条文。外包式柱脚宜设栓钉，其一侧翼缘上栓钉数量的计算式，主要参考了童根树、郭立湘《外包式钢柱脚设计方法研究》，工业建筑，2008,38(10)。

(III) 埋入式柱脚

13.8.7 本条为2003版8.4.16的修改和补充。主要参考了《建筑抗震设计规范》GB50011的8.3.8条和金波、童根树《埋入式钢柱脚的传力分析和设计计算》，工业建筑，2008,38(7)以及与《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99有关内容协调。根据研究表明，栓钉对于传递弯矩和剪力没有什么支配作用，但对于抗拉，由于栓钉受剪，能传递内力。因此，对于有拔力的柱，规定了宜设栓钉的要求。

13.8.8 本条为新增条文。柱脚边缘混凝土的承压应力，主要参考了金波、童根树《埋入式钢柱脚的传力分析和设计计算》，工业建筑，2008,38(7)。本条还规定了各类柱脚最小的埋深，其目的是让设计人员操作简便，当计算埋深大于最小值时可调整混凝土的强度等级。

(IV) 插入式柱脚

13.8.9 本条是对2003版的8.4.15的修改和补充。在《钢结构设计规范》GB50017-2003版8.4.15条的基础上，增加了单层、多层、高层和单层厂房双肢格构柱插入基础深度的计算。插入式柱脚是指钢柱直接插入已浇筑好的杯口内，经校准后用细石混凝土浇灌至基础顶面，使钢柱与基础刚性连接。柱脚的作用是将钢柱下端的内力（轴力、弯矩、剪力）通过二次浇灌的细石混凝土传给基础，其作用力的传递机理与埋入式柱脚基本相同。钢柱下部的弯矩和剪力，主要是通过二次浇灌层细石混凝土对钢柱翼缘的侧向压力所产生的弯矩来平衡，轴向力由次浇灌层的粘结力和柱底反力承受。钢柱侧面混凝土的支承反力形成的抵抗弯矩和承压高度范围内混凝土抗力与钢柱的弯矩和剪力平衡，便可得出保证钢柱与基础刚性连接的插入深度。双肢格构柱的插入深度上世纪80~90年代中冶京诚工程技术股份公司（原北京钢铁设计研究院）和中冶赛迪工程技术股份有限公司（原重庆钢铁设计研究院）对插入式钢柱脚进行试验研究，并已在单层工业厂房和多高层房屋工程得到使用，效果很好。这种柱脚构造简单、节约钢材、安全可靠。

13.8.10 本条为新增条文。柱脚构造及杯口基础的设计规定主要是工程设计实践经验的总结。

14 钢管连接节点

14.1 一般规定

14.1.1 本条为 2003 版的 10.1.1 的修改。本章关于“钢管连接节点”的规定，适用于被连接构件中至少有一根为圆钢管或方管、矩形管，不包含椭圆钢管与其他异型钢管，也不含用四块钢板焊接而成的箱型截面构件。

钢管不仅用于桁架、拱架、塔架和网架、网壳等结构，也广泛用于框架结构；除法兰式连接外，本规范关于框架结构中的钢管连接节点设计与构造由 13 章规定。

本章不涉及高周疲劳计算，疲劳计算相关问题由第 17 章规定。

14.1.2 连接节点形式多样，本章不涉及螺栓球节点、焊接球节点等可工业化、标准化制作的节点。

非加劲的钢管间直接焊接节点广泛用于桁架、拱架、塔架等格构式结构中，近年也在空间网格结构得到应用。这类节点又称为相贯节点，其中在节点部位连续的钢管称为主管，在节点部位连接的其余钢管焊接在主管表面，称为支管。

圆钢管、方钢管、矩形钢管等作为主管，也可与各种开口截面构件连接，或通过节点板（钢板）与其他构件连接。在节点部位的主管内部或外部不采用加劲措施的都是非加劲的钢管与非钢管直接焊接节点。

14.1.3 本条及 14.1.1、14.1.2 为 2003 版的 10.1.1 的修改和补充。法兰连接形式很多，设计者应根据实际结构要求确定所采用法兰的具体形式。

1 对空间刚架、悬臂梁、悬臂柱、空间桁架中用法兰分段连接的长杆件等，结构受力要求连接设计既保证抗弯强度，也保证抗弯刚度连续，要用刚接法兰。刚接法兰的连接螺栓按抗拉的高强度螺栓设计，施工时加预拉力，使用时法兰板永久受压，无开缝。对于空间桁架中节点处的法兰，允许有一定程度的转动，可以用半刚接法兰。半刚接法兰用高强度普通螺栓连接，不加预应力，但要用双螺母防松。对于一些没有疲劳动力作用的钢管悬臂柱，工程上也常采用半刚接法兰，对螺栓加部分预拉力，使法兰在频遇荷载下不张口，在极限荷载下不破坏。但这种连接方式的螺栓防松尤为重要。

2 有加劲肋法兰的法兰板是三边支承板，用钢量较小；无加劲肋法兰的法兰板是悬臂板，受力状态按“半刚性法兰”，用钢量较大。

3 外法兰抗弯效果比内法兰好。但对大直径钢管，其外观要求及安装维修线路要求，

都有可能用内法兰的连接方式。

4 一般法兰指受拉、压力为同一数量级的法兰，承压型法兰指设计压力远大于拉力和弯矩应力水平的法兰，承压型法兰靠钢管的磨平顶紧传递压力，靠螺栓受拉及法兰板抗弯传递其它内力。

5 刚接柱脚用双层法兰加预应力锚栓可将钢柱刚接于基础。

6 对于有疲劳动力荷载的钢管结构的连接，要考虑特殊的法兰连接形式（如反向平衡法兰加长螺杆）和特殊的螺栓防松施工方法（如高强度螺栓直接张拉法）。

7 法兰连接刚度较大，用于主管连接，但在大型复杂结构中应与其它刚度较小的螺栓连接方法（如支管和辅助性杆件的抗剪板连接）配合使用，以协调变形，减少安装应力。

14.1.4 本条为 2003 版的 10.1.3 的修改和补充。本条对非加劲的直接焊接节点部位钢管提出材料使用上的注意点。非加劲钢管的主要破坏模式之一是贯通钢管管壁局部弯曲导致的塑性破坏，若无一定的塑性性能保证，相关的计算方法是不适用的。目前国内外非加劲钢管直接焊接节点的试验研究中所采用的钢管屈服点大部分在 355N/mm^2 或以下，屈强比均不大于 0.8；虽然对于 Q420 和 Q460 级钢材的钢管，节点试验研究和工程应用尚少，但依欧洲规范（EN3-1-8 § 7.1.1（4）款）和 ISO/WD15.3《焊接空心截面节点静力设计程序建议（草稿）》（Static Design Procedure for Welded Hollow Section Joints - Recommendations § 1.2 条），钢管最大强度可以用到 460MPa（两文献均表述为“The nominal yield strength of hot finished hollow sections and the nominal yield strength of the cold-formed hollow sections should not exceed 460N/mm^2 ”）；因此本次修订不再限制钢管材料屈服点在 345MPa 以下。

在欧洲规范（EN3-1-8 § 7.1.1（4）款）中规定，如果最终钢管产品的屈服点超过 355N/mm^2 ，则可按给出公式计算节点静力承载力，然后乘以 0.9 的折减系数。当破坏模式为主管塑性变形控制时，对于 S460 钢，EN1993-1-8(2005)给出节点承载力折减系数为 0.9；对于 S690 钢，EN1993-1-12(2007)给出节点承载力折减系数为 0.8。有研究表明这些系数在一定情况下偏于保守。鉴于本规范计算公式所依据的试验数据与欧洲规范相同，即绝大多数来自屈服点不超过 355N/mm^2 ，则对 Q345 以上强度但不超过 Q460 的钢管，可参照折减系数为 0.9 的规定。

GB50017-2003 规定非加劲的直接焊接节点中钢管壁不应大于 25mm，但近年来我国已有大跨度钢管网壳、拱架结构采用了厚度达到 60mm 左右的圆钢管的工程实践经验，未有不良现象的报告，故本次修订不再以 25mm 厚度为限制条件。但当主管壁厚超过 25mm 时，钢管节点施焊时应采取焊前预热等措施降低焊接残余应力，防止出现层状撕裂，或采用具有

厚度方向性能要求的 Z 向钢。

此外，由于兼顾外观尺寸和承载强度两者的需求，遇到不得不采用径厚比为 10 左右的钢管的情况，如果采用非轧制厚壁钢管，则必须确认有可行、可靠的加工工艺，不会因之造成成型钢管的材质劣化。

14.1.5 本条为新增条文。

14.2 构造要求

14.2.1 本条基本沿用 2003 版的 10.1.5、10.2.1、10.2.2、10.2.5。本节各项构造规定是用于保证节点连接的施工质量，从而保证实现计算规定的各种性能。

1 当主管采用冷成型方矩形管时，其弯角部位的钢材受加工硬化作用产生局部变脆，不宜在此部位焊接支管；另一方面如果支管与主管同宽，弯角部位的焊缝构造处理困难，因此支管宽度宜小于主管宽度。

2 连接处主管与支管轴线间夹角以及各支管轴线间夹角不宜小于 30 度的规定是为了保证施焊条件，便于焊根熔透，也有利于减少尖端处焊缝的撕裂应力。

3 格构式构件在一定条件下可近似按铰接杆件体系进行内力分析，因此节点连接处应尽可能避免偏心。但当偏心不可避免（例如为使支管间隙满足本条第 6 款要求而调整支管位置）但未超过（14.2.1）式限制时，在计算节点和受拉主管承载力时，可不考虑偏心引起的弯矩作用，在计算受压主管承载力时应考虑偏心弯矩 $M = \Delta N \times e$ （ ΔN 为节点两侧主管轴力之差值）的影响，搭接型连接时，由于受到搭接率规定的影响（第 14.2.2 条第 1 款），可能突破（14.2.1）式的限制，此时，格构式构件（桁架、拱架、塔架等）可按有偏心刚架进行内力分析。

4 支管端部形状及焊缝形式随支管和主管相交位置、支管壁厚不同以及焊接条件变化而异，如果不采用精密的机械加工，不易保证装配焊缝质量。我国成规模的钢结构加工制造企业已经普遍装备了自动切管机，因此本次修订要求支管端部加工都采用自动切管机。

5 由于断续焊缝易产生咬边、夹渣等焊缝缺陷，以及不均匀热影响区的材质缺陷，恶化焊缝的性能，故主管和支管的连续焊缝应沿全周连续焊接，焊缝尺寸应适中，形状合理。在保证节点设计承载力大于支管设计内力的条件下，多数情况下角焊缝焊脚尺寸达到 1.5 倍支管厚度是可以满足承载要求的；但当支管设计内力接近支管设计承载力时，角焊缝尺寸只有达到 2 倍支管厚度才能满足承载要求。角焊缝尺寸应由计算确定，满足受力条件时不必过分加大，限制最大焊脚尺寸的目的在于防止过度焊接的不利影响。

14.2.2 本条基本沿用 2003 版的 10.2.3、10.2.4。K 型搭接节点中，两支管间应有足够的搭接区域以保证支管间内力平顺地传递，研究表明(Wardenier, 图 14.2.2)，搭接率小于 25%时，节点承载力将有较大程度地降低，故搭接节点中需限制搭接率。

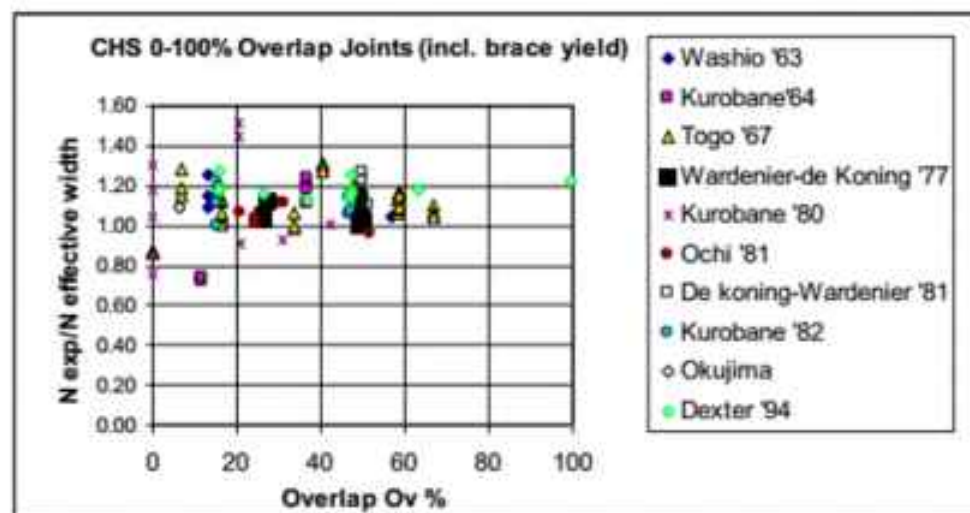


图 14.2.2 搭接率对节点承载力的影响

支管互相搭接时，从传力合理、施焊可行的原则出发，需对不同搭接支管（位于上方）与被搭接支管（位于下方）的相对关系予以规定。GB50017-2003 规定“当支管钢材强度等级不同时，低强度管应搭接在高强度管上”，考虑到实际工程中很少出现这种情况，本次修订从正文中删去这一规定，但如遇见此种情况仍可按此原则处理。实际工程中还可能遇到如外部尺寸较大支管反而壁厚较小的情况，此时因外部尺寸较大管置于下方，对被搭接支管在搭接处的管壁承载力应进行计算，不能满足强度要求时，被搭接部位应考虑加劲措施。

搭接型连接中，位于下方的被搭接支管在组装、定位后，该支管与主管接触的一部分区域被搭接支管从上方覆盖，称为隐蔽部位。隐蔽部位无法从外部直接焊接，施焊十分困难。日本建筑学会（AIJ）1990 年版《钢管结构设计指南与解说》在 6.7 条解说中指出“组装后的隐蔽部位即使不焊也没有什么影响”。2004 年同济大学与上海建筑设计研究院合作结合上海网球中心工程进行了多根支管搭接的节点隐蔽部位焊接与否的对比试验（参见童乐为、陈苗、陈以一等《不同焊接方式下圆钢管节点力学性能的比较》，2006，结构工程师，22（2）：57-62）。2004-2010 年间，同济大学与宝钢建设联合开展多批次的系列实验，包括承受单调静力荷载与低周反复荷载的节点试件；这些试验涉及的节点形式为平面 K 形和 KT 形（参见赵宪忠、陈誉、陈以一等《平面 K 型圆钢管搭接节点静力性能的试验研究》，建筑结构学报，2006，27(4):23-29，陈誉、赵宪忠、陈以一《平面 K 型圆钢管搭接节点有限元参数分析与极限承载力计算公式》建筑结构学报，2006，27(4): 30-36）。试验结果表明，在单调荷载作

用下，当搭接率 $\geq 25\%$ 范围内时，隐蔽部分焊接与否，对节点部位弹性阶段的变形以及极限承载力没有显著影响，故本条提出一定条件下搭接部位可不焊接。Eutocode 3 中指出，两支管垂直于主管的内力分量相差 20%以上时，内隐蔽部位应予焊接；但同济大学的试验表明，此时节点承载力并未降低，同时 IIW 最新规程亦无此规定，故此条件不再做强行规定。由于该结论尚缺乏疲劳实验的支持，故本条关于隐蔽部位可以不焊的规定不适用承受高周疲劳荷载的节点。节点承受低反复荷载时，试验结果表明，如果发生很大的非弹性变形，也会导致承载后期节点性能的劣化，故将支管隐蔽部位可不焊接的适用范围限定在 6、7 度抗震设防地区的建筑结构中。

K 型搭接节点的隐蔽部位焊接时，在搭接率小于 60%时，受拉支管在下时承载力略高；但如隐蔽部位不焊接，则其承载力大为降低。相反，受压支管在下时，无论隐蔽部位焊接与否，其承载力均变化不大 ($< 7\%$)，综合考虑，建议搭接节点中，承受轴心压力的支管宜在下方。

14.2.3 本条为新增条文。非加劲节点直接焊接节点不能满足承载能力要求时，在节点区域采用管壁厚于杆件部分的钢管是提高其承载力有效的方法之一，也是便于制作的首选办法。此外也可以采用其他局部加强措施，如：(1) 在主管内设实心的或开孔的横向加劲板 (14.2.3 条，14.2.4 条)；(2) 在主管外表面贴加强板 (14.2.5 条)；(3) 在主管内设置纵向加劲板；(4) 在主管外周设环肋等。加强板件和主管是共同工作的，但其共同工作的机理分析复杂，因此，在采取局部加强措施时，除非能采用验证过的计算公式确定节点承载力，或采用数值方法计算节点承载力，应以所采取的措施能够保证节点承载力高于支管承载力为原则。

有限元数值计算结果表明，设置主管内的横向加劲板对提高节点极限承载力有显著作用；但在单一支管的下方如设置第 3 道加劲板所取得的增强效应就不明显了，参见张峰、陈扬骥、陈以一等《内加劲环的设置对钢管节点性能的影响》(空间结构, Vol.10, No.1, 2004.3)，数值分析还表明，满足 14.2.3 条第 1、2、3 款的构造规定，可以实现节点承载力高于相连支管承载力的要求。

在主管内设置纵向加劲板 (图 14.2.3-1a) 时应使加劲板与主管管壁可靠焊接，当主管孔径较小难以施焊时，应在主管上下开槽后将加劲板插入焊接。目前的研究还未提出针对这种构造的节点承载力计算公式，纵向加劲板也可伸出主管外部连接支管或其他开口截面的构件 (图 14.2.3-1b)。在主管外周设环肋 (图 14.2.3-2) 有助提高节点强度，但可能影响外观；目前其受力性能的研究也很少。



图 14.2.3-1 主管内纵向加劲的节点

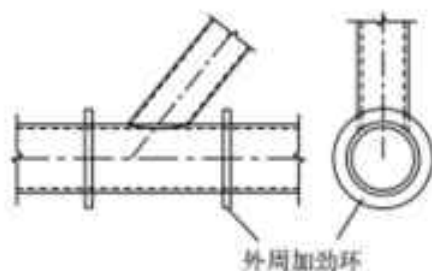


图 14.2.3-2 主管外周设置加劲环的节点

14.2.5 本条为新增条文。主管为圆管的表面贴加强板方式，适用于支管与主管的直径比 β 不超过 0.7 时，此时主管管壁塑性可能成为控制模式。主管为矩形管时，如为提高与支管相连的主管表面的抗弯承载力，可采用该连接表面贴加强板的方式，如主管侧壁承载力不足时，则可采用主管侧表面贴加强板的方式。

矩形主管与支管连接一侧采用加强板主要针对主管受弯塑性破坏模式；主管侧壁承载力不足时采用侧壁加强的方式。加强板长度公式(14.2.5-1)~(14.2.5-3)可参见 J.A.Packer 等著《空心管结构连接设计指南》3.7 节（曹俊杰译，科学出版社 1997）。加强板的宽度，考虑到连接焊缝以及主管可能存在弯角的原因，通常小于主管的名义宽度。加强板最小厚度的建议来自上述同一文献。

14.2.6 本条为新增条文。本条各款要求的原因分别为：

第 1 款，法兰板为环状，钢管插入其中焊接可减少因钢管下料长度误差及焊缝收缩而导致的杆件最终长度的误差。

第 2 款，法兰连接的用钢量较大，为提高结构效率，减少用钢量，最关键是采用高强螺栓。在满足施工要求的前提下采用细而密的高强螺栓，使螺栓贴紧管壁。

第 3 款，法兰板与钢管的焊缝要求与钢管截面等强，此两条焊缝可直接传递管中之压力（压力一般较拉力大），而法兰板可仅按拉力要求计算，可减少法兰用钢量。在满足环焊缝与管壁等强的条件下，焊缝应尽可能小，以免焊缝集中引起过大的焊接变形和残余应力。

第 4 款，加劲板要保持平面稳定，焊缝不应三向交汇。

第 5 款，前一种防腐蚀方法为涂料防腐蚀或热喷锌铝复合涂层防腐蚀，两端作气密性封

闭后内部不涂防腐层，亦可防腐。后一种方法为热浸锌防腐方法，内外同浸锌，封闭后浸锌易爆裂，故不应封闭。

第 6 款，法兰为重要连接点，用高强度普通螺栓连接时必须要有防松措施。

第 8 款，防止雨水由钢管法兰接缝进入室内且维修时无法找到来源。

第 9 款，防止基础上部钢管内积水引起腐蚀和冻胀。

14.3 圆钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算

14.3.1 本条沿用 2003 版的 10.3.3 条的一部分。主管为圆钢管的节点，本规范将其归为圆钢管节点；主管为矩形钢管时，本规范将其归为方钢管节点。

14.3.2 本条基本沿用 2003 版的 10.3.1、10.3.3。对主要计算公式和规定说明如下。

关于第 1 款至第 3 款，钢结构设计规范(GB17-88)对平面 X、Y、T 形和 K 形节点处主管强度的支管轴心承载力设计值的公式是比较、分析国外有关规范和国内外有关资料的基础上，根据近 300 个各类型管节点的承载力极限值试验数据，通过回归分析归纳得出的承载力极限值经验公式，然后采用校准法换算得到的。钢结构设计规范(GB50017-2003)修订时，根据同济大学的研究成果，对平面节点承载力计算公式进行了若干修正。修正时主要对照了新建的国际管节点数据库中的试验结果，并考虑了公式表达的合理性。经与日本建筑学会(AJ)公式、国际管结构研究和发展委员会(CIDECT)公式的比较，所修正的计算公式与试验数据对比，其均值和置信区间都较之前更加合理。本次修订时，除了对 K 形节点考虑搭接影响之外未作进一步改动(本条第 1 款至第 3 款)，详见钢结构设计规范(GB50017-2003)条文说明第 10.3.3 条。

关于第 4 款，K 型搭接节点中，两支管中垂直于主管的内力分量可相互平衡，使得主管连接面所承受的作用力相对减小；同时，搭接部位的存在也增大了约束主管管壁局部变形的刚度。近年来的搭接节点试验和有限元分析结果均表明，搭接节点的破坏模式主要为支管局部屈曲破坏、支管局部屈曲与主管管壁塑性的联合破坏、支管轴向屈服破坏等三种模式，与平面圆钢管连接节点的主管壁塑性破坏模式相比有很大差别。因此，目前国外各规程中均将搭接节点的承载力计算公式特别列出，且有两种方法：其一，是如 Eurocode3 规程，保持与 K 型间隙节点公式的连续性，通过调整搭接(间隙)关系参数，给出搭接节点的计算公式；其二，是如 ISO 规程(草案)，根据搭接节点的破坏模式，摒弃了原来环模型计算公式(f_{t2})，给出与间隙节点完全不同的计算公式。本规程采用方法一，通过在 GB50017-2003 的 K 型圆钢管间隙节点强度计算公式基础上乘以搭接影响系数 ψ_d 的方法，给出 K 型圆钢管搭接节点的

计算公式。

影响 K 型搭接节点性能的因素除了支管与主管的管径比 ($\beta = d_1/d$)、主管的径厚比 ($\gamma = d/2t$) 和搭接率 ($O_s = q/p$) 等几何参数外,还包括支管与主管的壁厚比 ($\tau = t_1/t$), 搭接支管和被搭接支管的搭接顺序、隐蔽部分焊接与否等因素。(1) 支管管壁相对主管管壁很薄 ($\tau \leq 0.4$) 时, 支管间的搭接无助于两支管内力的平衡, 节点承载力相比于间隙节点并无提高; 除此以外, 搭接节点的承载力一般均高于间隙节点的承载力。(2) K 型搭接节点中, 受拉支管作为被搭接管时, 如隐蔽部分焊接且搭接率小于 60%, 节点承载力高于受压支管作为被搭接管的节点承载力; 如隐蔽部分不焊接, 在轴向拉力的作用下内隐蔽部分从主管处拉出, 使得两支管间的直接传力路径被破坏, 导致节点极限承载力大幅下降, 最多可降低 34%。(3) 受压支管作为被搭接管时, 隐蔽部分焊接的节点承载力相比不焊接的节点, 其承载力变化不大 (相差 7% 以内)。根据上述节点受力特点, 以及同济大学 12 个搭接节点的单调加载试验、13 个反复加载试验资料, 129 个节点有限元计算结果, 以及 95 个国际管节点数据库的资料, 得出搭接节点的承载力计算公式。表 14.3.2 给出了本规范及有关 K 型圆钢管搭接节点承载力设计公式计算结果与国际管结构数据库试验数据的对比。

表 14.3.2 有关平面 K 型圆钢管搭接节点承载力设计值公式计算结果
与国际管结构数据库试验数据的比较

节点类型	试件数	统计量	GB50017-2003	Eurocode3	M.M.K.LEE	AWS	本规范公式
平面 k 型搭接节点	95	最大值	1.4220	1.2356	2.2588	1.7834	1.8551
		最小值	0.4912	0.5096	0.6992	0.2592	0.5152
		平均值	0.7584	0.7777	1.2295	0.5099	0.9302
		方差	0.0379	0.0280	0.0835	0.0782	0.0580
		离散度	0.1589	0.1391	0.2136	0.1720	0.1916

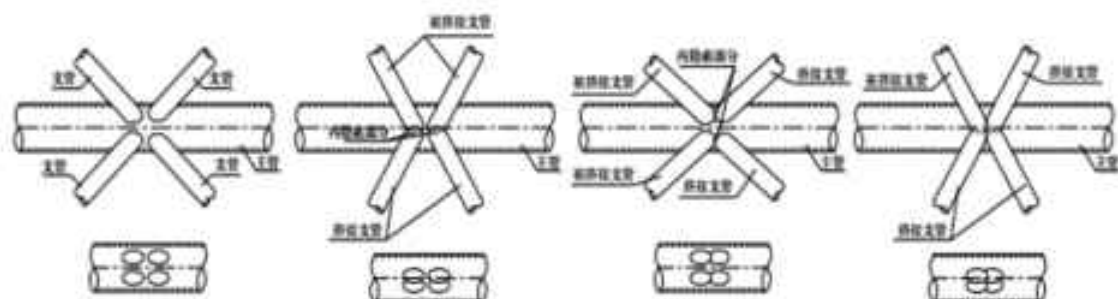
关于第 5 款和第 6 款。目前平面 DY 和 DK 型节点已经应用于网架、网壳结构中。本规范平面 DY 和 DK 型节点承载力设计值公式引自欧洲规范(Eurocode3-1-8: 2005)。

关于第 7 款。平面 KT 形节点计算公式 (14.3.2-20)、(14.3.2-21) 来源 Eurocode3-1-8: 2005。本条补充了关于间隙 a 的取值规定。Eurocode 的计算公式依据各支管垂直于主管轴线的竖向分力合力为零的假定, 但当竖杆受拉力时, 仅按 (14.3.2-10) 计算, 可能对节点受压的计算偏于不安全, 本条补充了按 (14.3.2-22) 进行计算的规定。

关于第 8 款, J.A.Packer 在《空心管结构连接设计指南》(曹俊杰译, 科学出版社, 1997) 中认为, 平面节点的失效模式由主管管壁塑性控制, 因而可以不计算主管管壁冲剪破坏。但是在管节点数据库中仍存在冲剪破坏的记录。日本建筑学会(AIJ)设计指南(1990)、Eurocode3-1-8:2005 要求 T、Y、X 型和间隙 K、N 节点进行冲剪承载力计算。考虑到这类破坏发生的可能性, 本次修订规定对这类节点进行支管在节点处的冲剪承载力补充验算。本条公式引自欧洲规范(Eurocode3-1-8: 2005)。

14.3.3 本条为新增条文。钢结构设计规范(GB50017-2003)修订时, 在分析管节点数据库相关数据和对照同济大学实施的试验基础上, 补充了空间 TT 形和 KK 形节点的计算规定。与日本建筑学会(AIJ)公式、国际管结构研究和发展委员会(CIDECT)公式相比, 按所提出的计算公式和试验数据作比较, 无论其均值还是置信区间都更加合理, 详见钢结构设计规范(GB50017-2003)条文说明第 10.3.3 条的条文说明表 12 最后 2 组数据。

但制订 GB50017-2003 时所依据的管节点数据库和同济大学试验研究的空间 KK 形节点, 都是间隙节点, 即图 14.3.3-1a 的情况, 而工程实践中, 因支管搭接与否有多种组合, 除全间隙节点外, 还可能遇到图 14.3.3-1 所示另 3 种典型情况, 其中图 14.3.3-1d 的情况为支管全搭接型, 而前 3 种情况称为支管非全搭接型。



(a) 空间 KK-Gap 形节点 (b) 空间 KK-OPOv 形节点 (c) 空间 KK-IPOv 形节点 (d) 空间 KK-Ov 形节点

图 14.3.3-1 空间 KK 形节点分类

对图 14.3.3-1 中 b、c、d 三种形式节点的极限承载力进行分析, 将支管全搭接型的 KK 形节点的空间调整系数采用不同与 GB50017-2003 的形式, 其余情况则仍采用 0.9, 则与实验数据和有限元计算数据的对比分别见表 14.3.3-1 和表 14.3.3-2。表中还列出了欧洲规范 Eurocode3 公式和日本建筑学会(AIJ)公式的相应比较结果。

表 14.3.3-1 空间 KK 形节点承载力计算公式与试验数据的比较

试件编号	节点类型	试验值 (kN) (1)	本规范公式		Eurocode3		AII	
			计算值 (kN) (2)	(2)/(1)	计算值 (kN) (3)	(3)/(1)	计算值(kN) (4)	(4)/(1)
DKS-55	KK-OPOv	279.1	242.7	0.87	225.9	0.81	266.9	0.96
DKS-63	KK-OPOv	110.0	109.1	0.99	89.0	0.81	106.6	0.97
KK-M6	KK-OPOv	923.0	696.3	0.75	648.8	0.70	811.2	0.88
SJ17	KK-OPOv	1197.0	818.1	0.68	727.1	0.61	906.8	0.76
SJ18	KK-OPOv	1023.0	818.1	0.80	727.1	0.71	906.8	0.89
SJ16	KK-IPOv	916.0	716.2	0.78	681.9	0.74	874.6	0.95
W1	KK-Ov	442.0	300.6	0.68	279.7	0.63	363.1	0.82
W2	KK-Ov	425.0	295.9	0.70	274.1	0.64	357.0	0.84
DKS-59	KK-Ov	285.0	227.4	0.80	230.1	0.81	300.8	1.06

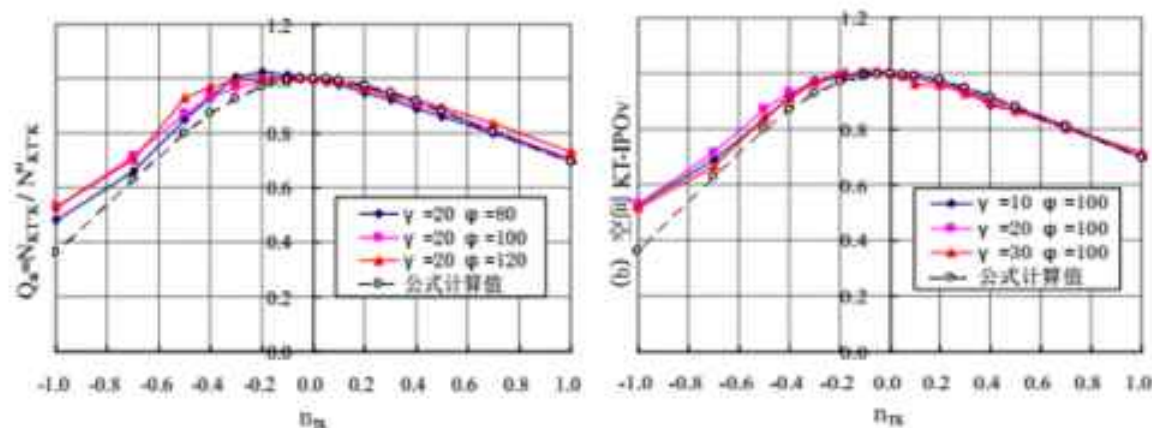
注：试件 DKS-55、DKS-63 和 DKS-59 数据来自于国际管节点数据库；试件 KK-M6 数据源于《广州国际会展中心相贯节点试验报告》（同济大学钢与轻型结构研究室，2002）；试件 SJ16、SJ17 和 SJ18 数据源于《空间 KK 型圆钢管搭接节点的试验研究与数值分析》（同济大学王冠男硕士学位论文，2007）；试件 W1、W2 数据源于《上海旗忠森林体育城网球中心钢结构节点试验研究报告》（同济大学钢与轻型结构研究室，2005）。

原钢结构设计规范（GB50017-2003）没有空间 KT 形圆管节点强度计算公式，而近年的工程实践表明这类形式的节点在空间桁架和空间网壳中并不少见。本条第 3 款的计算公式采用在平面 K 形节点强度计算公式基础上乘以支管轴力比影响系数 Q_s 和空间调整系数 μ_{KT} 的方法。其中， μ_{KT} 反映了空间几何效应， Q_s 反映了荷载效应。分三种情况规定了 μ_{KT} 的取值，即 (1)三支管间均有间隙（空间 KT-Gap 型）；(2)K 形支管搭接，但与 T 形支管间有间隙（空间 KT-IPOv 型）；(3)三支管均搭接（空间 KT-Ov 型）。

表 14.3.3-2 空间 KK 形节点承载力计算公式与有限元计算结果的比较

节点型式	算例数	统计量	本规范公式	Eurocode3	AIJ
空间 KK-OPOv 型	216	最大值	1.1526	0.9838	1.2404
		最小值	0.7386	0.5405	0.6729
		平均值	0.9118	0.7589	0.9353
		标准差	0.0787	0.1074	0.1351
		离散度	0.0863	0.1416	0.1444
空间 KK-IPOv 型	174	最大值	0.9442	1.1012	1.2765
		最小值	0.5242	0.5596	0.6646
		平均值	0.7162	0.7779	0.9177
		标准差	0.1102	0.1294	0.1486
		离散度	0.1538	0.1664	0.1620
空间 KK-Ov 型	230	最大值	1.1183	1.5755	2.0439
		最小值	0.5813	0.5026	0.6627
		平均值	0.8207	0.9083	1.1972
		标准差	0.1283	0.2836	0.3732
		离散度	0.1563	0.3122	0.3117

图 14.3.3-2 显示了空间 KT 形节点极限承载力比值 N_{KT} / N_{KT}^0 (即 Q_u) 与 T 形支管轴力比 n_{TK} 的关系曲线。其中 N_{KT} 为空间 KT 型节点中 K 形受压支管承载力; N_{KT}^0 为相同几何尺寸但轴力比 $n_{TK} = 0$ (即 T 形支管轴力为 0) 的空间 KT 型节点中 K 形受压支管承载力。轴力比 n_{TK} 是反映 T 形支管所受轴力相对大小的一个参数, n_{TK} 为正表示 T 形支管受拉, n_{TK} 为负表示支管受压, 实际工程中 T 形支管一般不是主要受力构件, 其所受轴力往往小于 K 形支管轴力, 即 n_{TK} 的范围为 $[-1, 1]$ 。



(a) Q_s - n_{TK} 曲线 I ($\beta_k=0.6, \tau_k=0.7, \gamma=20, \beta_1=0.6, \tau_1=0.7, \zeta_d=0.2$) (b) Q_s - n_{TK} 曲线 II ($\beta_k=0.6, \tau_k=0.7, \beta_1=0.6, \tau_1=0.7, \zeta_d=0.2, \Phi=100$)
图 14.3.3-2 支管轴力比影响系数 Q_s - n_{TK} 关系曲线

图 14.3.3-2 表明：(1)对于几何尺寸不同但轴力比 n_{TK} 相同的节点， Q_s 大致相同，说明轴力比 n_{TK} 对节点极限承载力的影响是独立的，不受节点几何参数变化的影响。(2) 在 $-0.2 \leq n_{TK} \leq 0.2$ 范围内， Q_s 值大体为 1，变化较小。(3) 在 $n_{TK} < -0.2$ 或 $n_{TK} > 0.2$ 范围内， Q_s 值均呈下降趋势，说明 T 形支管轴力增大导致节点极限承载力降低，从图中可看出 T 形支管受轴压时更为不利。

有限元分析表明，对空间 KT-Gap 节点的空间调整系数 μ_{KT} 无量纲参数 β_T 、 ζ_1 的影响较大，其他参数则可不予考虑；对于空间 KT-Ov 节点， γ 、 ζ_1 有较大影响；对于空间 KK-IPOv 节点，各无量纲几何参数对 μ_{KT} 均无显著影响，为简单计，取 $\mu_{KT}=1.0$ 。

拟合的空间 KT 形节点强度计算公式与试验数据和有限元数据的比较分别见表 14.3.3-3 和表 14.3.3-4。

表 14.3.3-3 空间 KT 形节点承载力计算公式与试验数据的比较

试件编号	节点类型	试验值 (kN)	建议公式计算值				
			n_{TK}	Q_s	μ_{KT}	计算值(kN)	计算值/试验值
TK4E0	KT-Gap	1622.3	0.091	0.995	1.06	1537.0	0.95
TK3E1	KT-Gap	1584.5	0.016	1.000	1.08	1209.7	0.76
J-2	KT-IPOv	1215	0	1.0	1.00	1184.6	0.97
W3	KT-Ov	518	-0.143	0.985	1.04	316.0	0.61

注：试件 TK4E0、TK3E1 源于《大直径钢管空间相贯节点试验报告（上海市建设技术发展基金会立项课题

A9805132-2》(同济大学钢结构研究室, 2000); 试件 J-2 源于《苏州国际博览中心钢管相贯焊接节点承载力试验报告》(同济大学结构工程与防灾研究所, 2004); 试件 W3 数据源于《上海旗忠森林体育城网球中心钢结构节点试验研究报告》(同济大学钢结构研究室, 2005)。

表 14.3.3-4 空间 KT 形节点承载力计算公式与有限元数据的比较

节点型式	算例数	统计量	本规范公式
空间 KT-Gap 型	233	最大值	1.1787
		最小值	0.6214
		平均值	0.8438
		标准差	0.0676
		离散度	0.0801
空间 KT-IPOv 型	237	最大值	1.2383
		最小值	0.6297
		平均值	0.8467
		标准差	0.0705
		离散度	0.0833
空间 KT-Ov 型	235	最大值	1.1507
		最小值	0.3986
		平均值	0.7905
		标准差	0.0832
		离散度	0.1053

14.3.4 本条为新增条文。无斜腹杆的桁架(空腹桁架)、单层网壳等结构,其构件承受的弯矩在设计中是不可忽略的。这类结构采用非加劲直接焊接节点时,设计中应考虑节点的抗弯计算。本次规范修订时,在分析国外有关规范和国内外有关资料的基础上,根据近 160 个管节点的抗弯承载力极限值试验数据,通过回归分析、考虑了可靠度与安全系数后得出了主管和支管均为圆管的平面 T、Y、X 型相贯节点抗弯承载力设计值公式。(参见王伟、陈以一《圆钢管相贯节点的非刚性能与计算公式》,工业建筑,2005,35(381):5-9)。

欧洲规范(Eurocode 3)、日本规范(AIJ)、美国石油协会许用应力设计规范(API-WSD)和荷载与抗力系数设计规范(API-LRFD)以及其他若干海工结构的规范,包括 HSE 规范,ISO 规范, NORSOK 规范都有对应于主管塑性破坏模式的相贯节点抗弯承载力计算公式。下面

分别列出各规范对应本规范公式(14.3.4-1)中 Q_w 和公式(14.3.4-3)中 Q_w （本条文说明用 Q_w 表达）的计算公式：

1 API-WSD&LRFD 公式：

$$Q_w = 0.8(3.4 + 19\beta)$$

$$Q_w = 0.8(3.4 + 7\beta) \cdot \frac{0.3}{\beta(1 - 0.833\beta)}$$

2 HSE 公式：

$$Q_w = 5\beta\gamma^{0.5} \sin\theta$$

$$Q_w = (1.6 + 7\beta) \cdot \frac{0.3}{\beta(1 - 0.833\beta)} \quad (\text{Y、K 节点})$$

$$Q_w = (1.6 + 7\beta) \cdot \left[\frac{0.3}{\beta(1 - 0.833\beta)} \right]^{0.5} \quad (\text{X 节点})$$

3 ISO&NORSOK 公式：

$$Q_w = 4.5\beta\gamma^{0.5}$$

$$Q_w = 3.2\gamma^{(0.5/\beta^2)}$$

4 Eurocode 3 公式：

$$Q_w = 4.85\beta\gamma^{0.5}$$

$$Q_w = \frac{2.7}{1 - 0.81\beta}$$

5 AII 公式：

$$Q_w = 5.02\beta\gamma^{0.42}$$

$$Q_w = \frac{2.2}{1 - 0.81\beta} \gamma^{-0.1}$$

此外，Van der Vegte 在其博士论文中提出了以下公式：

$$Q_w = \frac{5.1\gamma^{1.04\beta - 0.43\beta^2}}{(1 - 0.4\beta) + \sqrt{(1 - 0.4\beta^2) + \frac{2 - (0.4\beta)^2}{\gamma^2}}}$$

$$Q_m = \frac{2.5\gamma^{0.23\beta} \cdot [0.8\beta + \sin 0.8(1.8 + 0.5\beta^2)]}{(0.8\beta + 1.0)\left[1 - \frac{\arcsin 0.8\beta}{\pi}\right] \sin 0.8(1.8 + 0.5\beta^2) - \left(1 - \frac{0.8(1.8 + 0.5\beta^2)}{\pi}\right) 0.8\beta} + \frac{0.5}{\gamma^2}$$

表 14.3.4-1 对应于主管塑性破坏模式的抗弯承载力公式拟合试验数据的统计分析

试件数			Eurocode 3	AIJ	ISO	HSE	API	Van der Vegte	规范公式
36	M_{ui}^j / M_{ui}	m	0.849	0.702	0.788	0.875	0.905	0.815	0.852
		σ	0.087	0.068	0.081	0.090	0.169	0.075	0.082
		v	0.103	0.096	0.103	0.103	0.187	0.092	0.096
24	M_{ui}^j / M_{ui}	m	0.795	0.482	0.803	0.955	1.044	1.935	0.803
		σ	0.142	0.094	0.114	0.184	0.248	1.505	0.114
		v	0.179	0.196	0.142	0.192	0.237	0.778	0.142

表 14.3.4-1 给出了对各国抗弯承载力规范公式拟合试验数据的统计分析结果， m 、 σ 和 v 分别表示公式计算值与试验值之比的均值、方差和离散度。其中 M_{ui}^j 、 M_{ui}^j 分别为根据公式计算得到的节点平面内与平面外抗弯承载力，计算时已将各规范中的强度设计值替换为钢材屈服值， M_{ui} 、 M_{ui} 分别为试验测得的节点平面内与平面外抗弯承载力。从表中的对比可以看出，在平面内抗弯承载力方面，API 公式与试验结果最为接近，但离散度较大，HSE 与 Eurocode 3 公式比试验结果低，但数据离散度较小。在平面外抗弯承载力方面，HSE 公式与试验结果最为接近，API 公式次之，但数据离散度较大，Van der Vegte 公式与试验结果差别较大，且计算异常繁琐，不便于工程应用。

由于各规范公式考虑了一定的承载力安全储备，所以计算值均低于节点实际承载力。为此在上述公式的基础上提出了以下未考虑强度折减的相贯节点平面内抗弯承载力计算公式：

$$M_{ui}^{pj} = 7.55\beta\gamma^{0.42}Q_r \frac{d_t^2 f}{\sin \theta}$$

统计分析表明该公式能够较好的预测相贯节点的实际平面内抗弯承载力。在此基础上考虑可靠度后得到本次规范修订公式。规范修订公式拟合试验数据的统计分析结果列于表 A14.3.4-1 中。

对应于主管冲剪破坏模式的相贯节点抗弯承载力计算公式的主要来源为 CIDECT 设计指南。

无斜腹杆的桁架（空腹桁架）、单层网壳结构中的杆件，同时承受轴力和弯矩作用，规范 14.3.4 条第 3 款适用于这种条件下的节点计算。规范修订时，对比了各国规范对于节点在弯矩与轴力共同作用下的承载力相关方程，其中 N_c 、 N_m 分别为组合荷载下支管轴压力与节点仅受轴压力作用时的极限承载力公式计算值， N_t 、 N_m 分别为组合荷载下支管轴拉力与节点仅受轴拉力作用时的极限承载力公式计算值， M_i 、 M_m 分别为组合荷载下支管平面内弯矩与节点仅受平面内弯矩作用时的极限承载力公式计算值， M_o 、 M_m 分别为组合荷载下支管平面外弯矩与节点仅受平面外弯矩作用时的极限承载力公式计算值。

1 API-LRFD 相关方程:

$$1 - \cos\left[\frac{\pi}{2}\left(\frac{N}{N_c}\right)\right] + \left[\left(\frac{M_i}{M_m}\right)^2 + \left(\frac{M_o}{M_m}\right)^2\right]^{0.5} = 1$$

2 AISC 相关方程:

$$\frac{N}{N_c} + \frac{M_i}{M_m} + \frac{M_o}{M_m} = 1$$

3 Eurocode 3、HSE、ISO、NORSOK 相关方程:

$$\frac{N}{N_c} + \left(\frac{M_i}{M_m}\right)^2 + \frac{M_o}{M_m} = 1$$

上述公式的比较表明，欧洲规范认为平面内弯矩对节点组合荷载作用下承载力的影响较平面外弯矩小，而 API 规范和日本规范则认为两者权重相同。图 14.3.4-1~14.3.4-4 给出了不同荷载组合下试验值与相关方程曲线的比较。可以看出，AISC 相关公式在所有情况下都是偏于安全的，Eurocode 3 相关公式在大多数情况下是安全的，仅有个别数据点越界，而 API-LRFD 相关公式相对来说安全度稍低，有少数数据点越界。表 14.3.4-2 还给出了节点在轴力、平面内弯矩、平面外弯矩共同作用下试验值代入各相关公式中的计算结果，同样显示了上述现象。从安全和简化出发，规范修订时直接采用了 AISC 公式的形式。

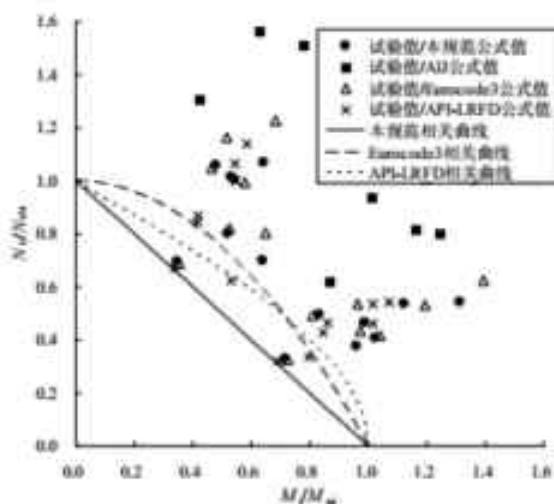


图 14.3.4-1 N_c-M_c 相关方程与试验数据的比较

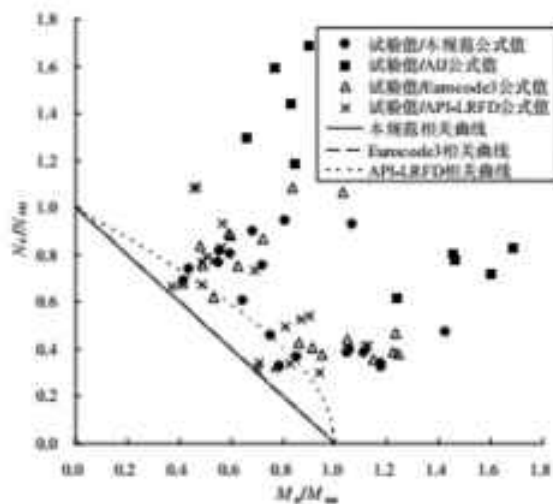


图 14.3.4-2 N_c-M_c 相关方程与试验数据的比较

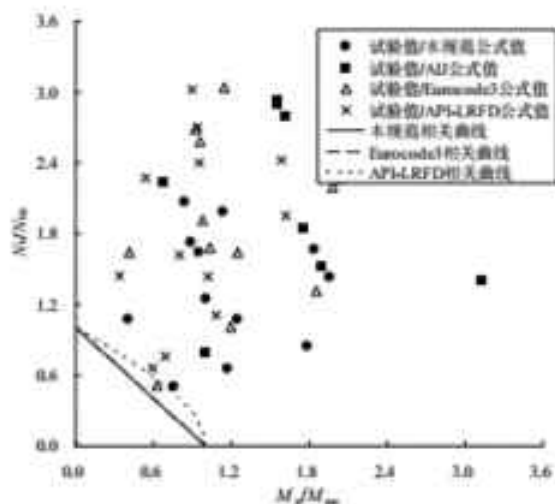


图 14.3.4-3 N_c-M_c 相关方程与试验数据的比较

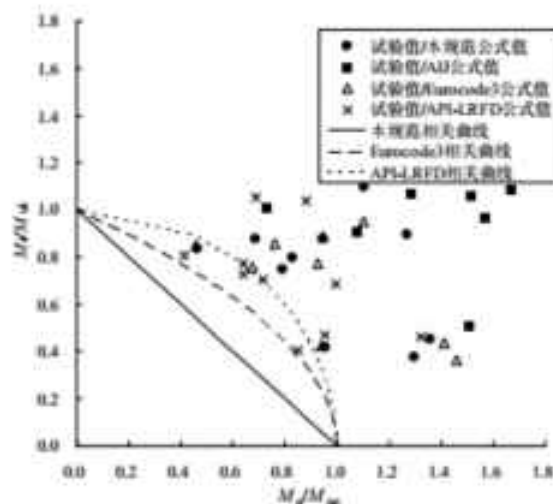


图 14.3.4-4 M_i-M_c 相关方程与试验数据的比较

表 14.3.4-2 $N_c-M_i-M_c$ 相关方程与试验数据的比较

试件号	N_c (kN)	M_i (kN-m)	M_c (kN-m)	AISC 相关公式	Eurocode 3 相关公式	API-LRFD 相关公式	本规范 相关公式
TCM-40	-34.5	2.0	1.3	2.35	1.26	0.70	1.45
TCM-41	-56.5	2.2	1.4	2.95	1.60	0.96	1.75
TCM-42	-42.0	3.2	1.3	2.88	1.74	0.97	1.83
TCM-43	-17.9	1.2	0.8	3.41	1.87	1.18	2.02
TCM-44	-140.0	7.1	5.3	4.05	2.69	1.22	2.59

TCM-45	-32.5	2.9	2.2	2.82	1.48	1.22	1.66
TCM-46	-50.0	2.3	1.5	2.77	1.41	1.35	1.60
TCM-47	-81.0	7.4	4.0	2.17	1.14	0.84	1.39
TCM-48	-113.0	5.3	2.9	2.13	1.08	0.86	1.30
TCM-49	-66.0	8.3	6.4	2.77	1.46	1.55	1.64
TCM-50	-145.0	19.8	13.5	2.27	1.23	1.10	1.54
TCM-51	-194.0	17.0	12.4	2.86	1.67	1.07	1.99

14.3.5 本条为新增条文。同济大学进行了主管为向内弯曲、向外弯曲和无弯曲（直线状）的圆管焊接节点静力加载对比试验共 15 件，节点型式有平面 K 形、空间 TT 形、KK 形、KTT 形。同时，应用有限元分析方法对节点进行了弹塑性分析，考虑的节点参数包括 β 变化范围 0.5~0.8，主管径厚比 2γ 变化范围 36~50，支管与主管的厚度比 r 变化范围 0.5~1.0，主管轴线弯曲曲率半径 R 变化范围 5~35m，以及轴线弯曲曲率半径 R 与主管直径 d 之比变化范围 12~110。研究表明，无论主管轴线向内还是向外弯曲，以上各种形式的圆管节点与直线状的主管节点相比，节点受力性能没有大的差别，节点极限承载力相差不超过 5%。

14.3.6 本条为新增条文。圆管加强板的几何尺寸，国外有若干试验数据发表，据此校验了有限元模型。采用校验过的模型对 T 形连接的极限承载力进行了数值计算。计算表明，当支管受压时，加强板和主管分担支管传递的内力，但并非如此前文献认为的那样可以用加强板的厚度加上主管壁厚代入强度公式；根据计算结果回归分析，采用图 14.2.5a 加强板的节点承载力是无加强时节点承载力的 $(0.23\lambda^{1.18}\beta^{0.88} + 1)$ 倍，其中 λ 是加强板厚度与主管壁厚的比值。计算也表明，当支管受拉时，由于主管对加强板有约束，并非只有加强板在起作用，根据回归分析，用图 14.2.5a 加强板的节点承载力是无加强时节点承载力的 $1.13\lambda^{0.30}$ 倍。

14.3.7 本条为新增条文。在工程实践中，钢管桁架、塔架和格构式柱有采用节点板连接主管与支管，或连接主管钢管与其他开口截面构件。节点板连接节点承载力计算公式的主要来源有日本建筑学会(AIJ)指南、欧洲规范(Eurocode3-1-8; 2005)、CIDECT 指南《Design Guide for Circular Hollow Section(CHS) Joints under Predominantly Static Loading》(Verlag TUV Rheinland GmbH, Köln, Federal Republic of Germany, 1991) 和 J.A.Packer 等著《空心管结构连接设计指南》(曹俊杰译, 科学出版社, 1997)。日本学者对各国节点板连接节点试验数据进行了归纳整理，建立了一个包含 128 个节点试验结果的数据库。修订时提出的承载力计算

公式是在比较、分析国外有关规范和资料的基础上，对照该试验数据库，同时参考 AIJ 公式进行统计分析得出的。表 14.3.7-1 给出了纵向板与圆管连接节点承载力设计值公式计算结果与试验数据的比较。

表 14.3.7-1 纵向板与圆管连接节点承载力计算公式计算结果与试验数据的比较

试件数	节点类型	统计量	AIJ	Eurocode 3	本规范公式
12	X 型 受压	m	0.622	0.674	0.827
		σ	0.054	0.051	0.072
		ν	0.088	0.075	0.088
21	X 型 受拉	m	0.532	0.320	0.512
		σ	0.130	0.078	0.125
		ν	0.244	0.244	0.244
6	X 型 受弯	m	0.467	0.863	0.778
		σ	0.051	0.091	0.084
		ν	0.109	0.106	0.109
8	T 型 受压	m	0.507	0.706	0.572
		σ	0.108	0.168	0.122
		ν	0.213	0.238	0.213
8	T 型 受拉	m	0.479	0.240	0.424
		σ	0.139	0.067	0.123
		ν	0.291	0.279	0.291
9	T 型 受弯	m	0.379	0.820	0.834
		σ	0.030	0.058	0.067
		ν	0.081	0.070	0.081

注：表中 m 为规程公式计算值与试验比值的平均值， σ 为标准差， ν 为离散度。

表 14.3.7-2 给出了横向板与圆管连接节点承载力设计值公式计算结果与试验数据的比较。

表 14.3.7-2 横向板与圆管连接节点承载力计算公式计算结果与试验数据的比较

试件数	节点类型	统计量	AJ	Eurocode 3	本规程公式
5	X 型 受压	m	0.729	0.868	0.597
		σ	0.145	0.163	0.119
		ν	0.199	0.187	0.199
4	X 型 受拉	m	0.429	0.453	0.805
		σ	0.044	0.048	0.083
		ν	0.103	0.106	0.103
无	X 型 受弯	m	—	—	—
		σ	—	—	—
		ν	—	—	—
14	T 型 受压	m	0.530	0.706	0.482
		σ	0.137	0.139	0.125
		ν	0.258	0.196	0.258
6	T 型 受拉	m	0.506	0.309	0.739
		σ	0.063	0.047	0.093
		ν	0.125	0.153	0.125
无	T 型 受弯	m	—	—	—
		σ	—	—	—
		ν	—	—	—

注：表中 m 为规程公式计算值与试验比值的平均值， σ 为标准差， ν 为离散度。

关于冲剪计算的式(14.3.7-13)，源于节点板合力由节点板两侧的主管管壁抗剪承载力平衡的假定，规范修订时采用了 Eurocode3 的表达形式。

14.3.8 本条为新增条文。近年来，工程实践中出现了主管为圆管、支管为方矩形管的情况，但国内对此研究不多，仅有少数几例试验。参考 Eurocode3-1-8 的规定给出相关计算公式，与试验资料（《越南国家中央体育场钢管节点试验报告》，同济大学钢与轻型结构研究室，2003）相比较如下：

表 14.3.8-1 X 形节点矩形支管-圆形主管连接节点公式计算值与试验结果的比较

试件	d	t	b_R	h_R	t_f	$M_{u,abc}$ (试验) (kN·m)	$M_{u,abc}$ (公式) (kN·m)	破坏模式
GGJD-X1	610	12.7	300	200	7	165.6	83.75	主管塑性
GGJD-X2	610	12.7	300	200	7	175.9	83.75	主管塑性、焊缝断裂

圆管与 H 形构件直接焊接节点，其受力机理与采用节点板的节点有一定联系。这类节点的承载力特性本质上与非加劲柱梁节点一致，本章不另作规定。

14.3.9 本条为新增条文。非搭接管连接焊缝在轴力作用下的强度计算公式(14.3.9-1) ~ (14.3.9-2)和(14.3.9-3)沿用 GB50017-2003 的有关规定。详见 GB50017-2003 条文说明 p.295 第二段至 p.206 第 2 段的相关内容。

本规程关于非搭接管连接焊缝在平面内与平面外弯矩作用下的强度计算公式是采用空间解析几何原理，经数值计算与回归分析后提出的，详细过程如下：

1 主管与支管相贯线方程的建立

主管与支管的相贯线实际上为一空间曲线，该空间曲线的方程可通过主管与支管表面的圆柱面方程求得。

如图 14.3.9-1 所示，分别对主管和支管建立空间坐标系 $x-y-z$ 和 $x_1-y_1-z_1$ 。设直角坐标系的原点位于两管轴线交点 O ， x 轴与主管轴线重合， x_1 轴与支管轴线重合。

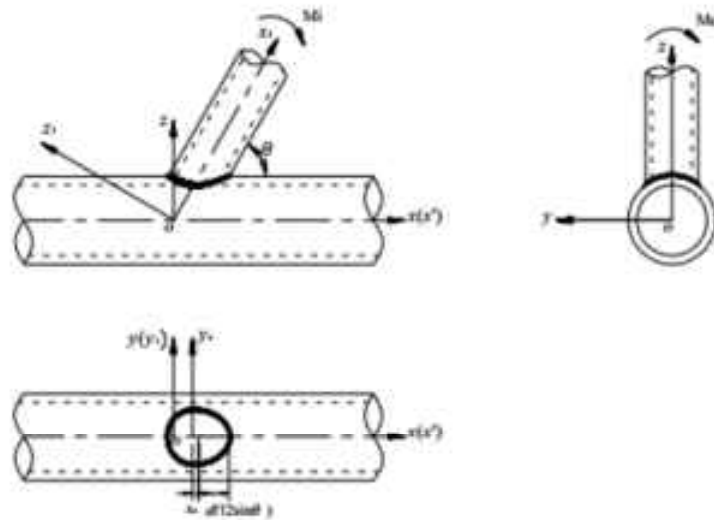


图 14.3.9-1 空间坐标系

两相交圆柱面的相贯线方程为

$$\begin{cases} y^2 + z^2 = R^2 \\ y_1^2 + z_1^2 = r^2 \end{cases} \quad (1)$$

式中, R 为主管半径, r 为支管半径。

x - y - z 坐标系与 x_1 - y_1 - z_1 坐标系之间存在以下坐标转换关系, 即

$$\begin{cases} x_1 = x \cos \theta + z \sin \theta \\ y_1 = y \\ z_1 = -x \sin \theta + z \cos \theta \end{cases} \quad (2)$$

式中, θ 为坐标系旋转角, 亦即两管夹角。

如图 A14.3.9-2 所示, y_1 - z_1 平面内支管圆柱面的极坐标方程为

$$\begin{cases} z_1 = r \cos \varphi \\ y_1 = r \sin \varphi \end{cases} \quad (3)$$

式中, r 为支管半径, φ 为极坐标系下的极角。

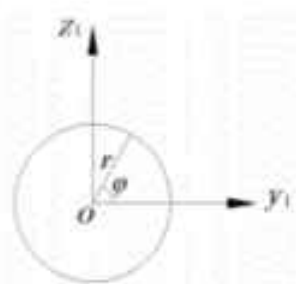


图 14.3.9-2 y_1 - z_1 平面极坐标系

由式 (1)、(2)、(3) 得出主管半径为 R 、支管半径为 r 的两圆柱面相贯线的参数方程为

$$\begin{cases} x = \frac{z \cos \theta - r \cos \varphi}{\sin \theta} \\ y = r \sin \varphi \\ z = \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2 \varphi} \end{cases} \quad (4)$$

其中, $R=D/2$, $r=d/2$, φ 为取值介于 $0 \sim 2\pi$ 之间的参数。

2 主管与支管连接焊缝抗弯计算的基本假定

图 14.3.9-1 所示的钢管节点关于 x - o - z 平面对称, 根据对称性原理, 可取对称面一侧结构施加总荷载的一半进行研究, 如图 14.3.9-3(a)所示。

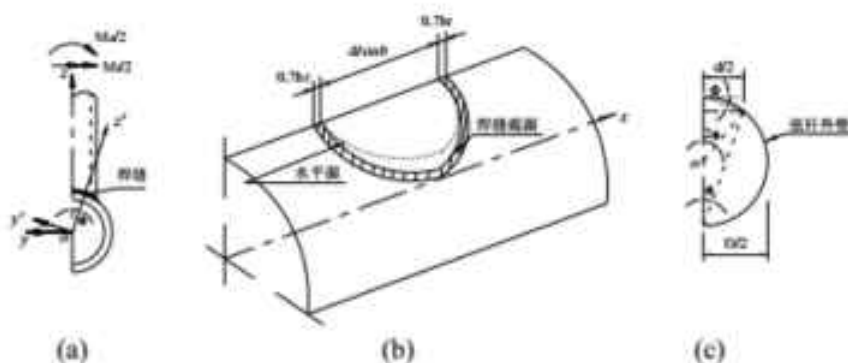


图 14.3.9-3 焊缝截面的简化

在计算弯矩作用下的T形焊缝连接时,通常先计算角焊缝有效截面的几何特性如 W_w 等,然后按如下材料力学公式求出弯曲应力 σ_f^M :

$$\sigma_f^M = \frac{M}{W_w} \leq \beta_f f_f^w \quad (5)$$

式中, W_w 为全体焊缝有效截面的弹性截面模量。

公式(5)应用的前提条件是假设焊缝截面符合平截面假定。钢管相贯节点中连接主管与支管的焊缝截面实际为一空间曲面,为应用式(5)进行焊缝计算,建立空间坐标系 $x'-y'-z'$ (图14.3.9-3(a)),将焊缝曲面投影至 $x'-y'$ 平面,并将平截面假定不加证明的推广至该焊缝投影平面。此外,还假定主管与支管的连接焊缝可视为全周角焊缝进行抗弯计算,角焊缝有效截面的计算厚度 h_e 为焊脚尺寸 h_f 的0.7倍。

3 主管与支管连接焊缝抗弯截面模量的计算

为计算钢管相贯节点焊缝截面的几何特性,将焊缝有效截面的形成方式假定如下:焊缝有效截面的内边缘线即为主管与支管外表面的相贯线,外边缘线则由主管外表面与半径为 r_1 且同支管共轴线的圆柱面相贯形成,其中 $r_1 = d/2 + 0.7h_f \sin \theta$ 。

因此,图14.3.9-3中焊缝截面内边缘线方程即为式(4),但 ϕ 的取值介于 $\pi/2 \sim 3\pi/2$ 之间。焊缝截面外边缘线方程为

$$\begin{cases} x = \frac{z \cos \theta - r_1 \cos \phi}{\sin \theta} \\ y = r_1 \sin \phi \\ z = \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2 \phi} \end{cases} \quad (6)$$

其中, $R = D/2$, $r_1 = d/2 + 0.7h_f \sin \theta$, ϕ 为参数,取值介于 $\pi/2 \sim 3\pi/2$ 之间。

$x-y-z$ 坐标系与 $x'-y'-z'$ 坐标系之间存在以下坐标转换关系,即

$$\begin{cases} x' = x \\ y' = y \cos 2\phi + z \sin 2\phi \\ z' = -y \sin 2\phi + z \cos 2\phi \end{cases} \quad (7)$$

式中, 由图 14.3.9-3c 可知, $\phi = \arcsin(d/D) = \arcsin \beta$ 。

由式 (4)、(6)、(7) 可得焊缝截面内外边缘相贯线在 $x'-y'-z'$ 坐标系的方程分别为

$$\begin{cases} x' = \frac{\cos \theta}{\sin \theta} \cdot \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2 \varphi} - \frac{r}{\sin \theta} \cdot \cos \varphi \\ y' = r \cos 2\phi \sin \varphi + \sin 2\phi \cdot \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2 \varphi} \\ z' = -r \sin 2\phi \sin \varphi + \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2 \varphi} \cdot \cos 2\phi \end{cases} \quad (8)$$

与

$$\begin{cases} x' = \frac{\cos \theta}{\sin \theta} \cdot \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2 \varphi} - \frac{r_1}{\sin \theta} \cdot \cos \varphi \\ y' = r_1 \cos 2\phi \sin \varphi + \sin 2\phi \cdot \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2 \varphi} \\ z' = -r_1 \sin 2\phi \sin \varphi + \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2 \varphi} \cdot \cos 2\phi \end{cases} \quad (9)$$

投影到 $x'-o-y'$ 平面后, 方程 (8)、(9) 变为

$$\begin{cases} x' = \frac{\cos \theta}{\sin \theta} \cdot \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2 \varphi} - \frac{r}{\sin \theta} \cdot \cos \varphi \\ y' = r \cos 2\phi \sin \varphi + \sin 2\phi \cdot \sqrt{R^2 - r^2 \sin^2 \varphi} \end{cases} \quad (10)$$

与

$$\begin{cases} x' = \frac{\cos \theta}{\sin \theta} \cdot \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2 \varphi} - \frac{r_1}{\sin \theta} \cdot \cos \varphi \\ y' = r_1 \cos 2\phi \sin \varphi + \sin 2\phi \cdot \sqrt{R^2 - r_1^2 \sin^2 \varphi} \end{cases} \quad (11)$$

当上式中 $\theta = 90^\circ$ 时即表示节点型式为 T 型的情况。

T 形节点焊缝截面边缘相贯线在 $x'-o-y'$ 平面的投影当近似为椭圆时, 其平面内与平面外抗弯的有效截面惯性矩分别按式 (12) 与 (13) 计算:

$$I_{\beta}^x = \frac{\pi}{64} \cdot \frac{(d + 1.4h_f)^4 - d^4}{\cos \phi} \quad (12)$$

$$I_{fo}^r = \frac{\pi}{64} \cdot \frac{(d+1.4h_f)^4 - d^4}{\cos^3 \phi} \quad (13)$$

本文将 Y 形节点焊缝有效截面在 $x'-o-y'$ 平面投影的惯性矩表示为 T 型节点焊缝惯性矩乘以相应的调整系数:

$$I_{fi} = \eta_i \cdot I_{fi}^r \quad (14)$$

$$I_{fo} = \eta_o \cdot I_{fo}^r \quad (15)$$

经过数值积分与回归分析, 得到如下调整系数的表达式:

$$\eta_i = \left(\frac{0.826}{\sin^2 \theta} + 0.113 \right) \cdot (1.04 + 0.124\beta - 0.322\beta^2) \quad (16)$$

$$\eta_o = (0.26 \sin \theta + 0.74) \cdot (1.04 - 0.06\beta) \quad (17)$$

Y 形节点焊缝截面投影的形心至冠点边缘的最大距离经数值积分与回归分析后表达为:

$$\Delta_i = x_c + d/(2 \sin \theta) \quad (18)$$

其中, $x_c = (-0.34 \sin \theta + 0.34) \cdot (2.188\beta^2 + 0.059\beta + 0.188) \cdot d$ 。

Y 形节点焊缝截面投影的形心至鞍点边缘的距离可表达为:

$$\Delta_o = d/(2 \cos \phi) \quad (19)$$

因此, 非搭接管节点焊缝在平面内与平面外的抗弯截面模量分别为:

$$W_{fi} = \frac{I_{fi}}{x_c + d/(2 \sin \theta)} \quad (20)$$

$$W_{fo} = \frac{I_{fo}}{d/(2 \cos \phi)} \quad (21)$$

经对所收集的近 70 个管节点的极限承载力、杆件承载力、焊缝承载力与破坏模式的计算比较 (如表 14.3.9-1 和 14.3.9-2 所示, 表中破坏模式符号含义如下: CLD-主管塑性; CPS-主管冲剪; BY-支管屈服; CY-主管屈服; WF-焊缝断裂; CC-主管表面焊趾裂纹), 可以保证静力荷载下焊缝验算公式的适用性。

表 14.3.9-1 T、Y形节点平面外抗弯实测承载力与公式计算值的比较

试件	D (mm)	T (mm)	d (mm)	t (mm)	θ (°)	破坏模式	实测承载力 M_{ex} (kN-m)	焊缝承载力计算值 M_{wex} (kN-m)	支管承载力计算值 M_{ex} (kN-m)	节点承载力计算值(主管塑性) M_{jex} (kN-m)	节点承载力计算值(冲剪) M_{jex} (kN-m)
TM-1	216	4.5	216.4	4.56	90	CLD	36.1	137.0	75.3	25.5	45.8
TM-2	216	4.5	165.6	4.53	90	CLD,CPS	14.5	50.8	38.9	9.5	26.8
TM-3	216	4.58	114.3	4.56	90	CLD,CPS	6.47	22.8	17.5	4.8	13.0
TM-4	216	4.58	60.7	3.96	90	CLD,CPS	2.73	5.8	3.7	2.4	3.7
TM-5	217	6.24	114.2	4.62	90	CLD,CPS	10.4	18.3	17.6	7.1	14.0
TM-6	218	6.83	114.4	7.09	90	CLD	16.8	58.6	22.0	16.6	29.9
TM-7	217	6.65	114.6	6.96	90	CLD	19.7	82.6	21.8	22.6	41.9
TM-8	217	8.12	216.5	8.03	90	CLD,CPS	71.0	258.0	126.8	83.3	83.0
TM-9	217	8.02	114.3	7.00	90	CLD,CPS	17.1	37.6	21.8	14.9	22.8
TM-10	217	8.01	60.2	10.2	90	CLD,CPS	6.80	20.1	6.6	7.3	6.3
TM-11	165	4.7	42.7	3.3	90	-	1.81	3.1	1.6	2.2	2.3
TM-12	165	4.5	76.3	2.9	90	-	3.97	7.9	5.6	3.7	7.1
TM-13	319	4.4	60.5	3.0	90	BY,CLD	2.21	4.8	3.1	2.8	4.1
TM-14	319	4.4	139.8	4.4	90	CLD,CY,BY	6.62	36.9	26.8	6.0	21.9
TM-15	457	4.8	89.1	3.0	90	CLD,CY	3.53	9.1	7.8	4.5	8.8
TM-16	457	4.8	165.2	4.7	90	CLD,CY,BY	6.67	49.0	55.3	7.5	30.4
TM-23	169	10.55	59.8	11.10	90	CLD,BY	8.4	15.9	8.5	8.6	5.7
TM-24	168	10.28	114.5	11.3	90	CLD,BY	28.5	44.9	32.1	18.4	18.3
TM-25	168	5.78	60.6	5.63	90	CLD	3.1	6.8	4.9	2.8	3.5
TM-26	168	5.90	114.6	5.95	90	CLD	8.0	29.0	22.3	8.6	14.9
TM-27	169	5.79	168.3	5.78	90	CLD	24.5	80.9	42.1	25.2	27.6
TM-28	169	3.45	60.8	3.81	90	CLD	1.28	4.4	3.4	1.1	2.2
TM-29	169	3.42	114.7	3.90	90	CLD	3.7	16.4	11.5	2.6	7.9
TM-30	169	3.55	168.3	3.54	90	CLD	12.0	49.0	28.4	9.9	17.7
TM-42	456	15.6	319.0	8.7	90	CLD,BY	215	351.3	-	196.5	347.8
TM-44	457	21.5	317.4	8.7	90	WF	374	320.2	-	340.1	437.8
TM-114	1067	30	400	12.5	82.9	CLD	781	1054.3	-	980.8	1533.0
TM-115	1067	30	400	12.5	82.9	CLD	818	1054.3	-	980.8	1533.0

表 14.3.9-2 T、Y 形节点平面内抗弯实测承载力与公式计算值的比较

试件	D (mm)	T (mm)	d (mm)	t (mm)	θ (°)	破坏模式	实测承载力 M_u (kN-m)	焊缝承载力计算值 $M_{w,j}$ (kN-m)	支管承载力计算值 $M_{p,j}$ (kN-m)	节点承载力计算值(主管塑性) M_j^s (kN-m)	节点承载力计算值(冲剪) M_j^c (kN-m)
TM-31	168.7	10.55	59.8	11.10	90	CLD, BY	11.6	21.5	8.5	9.0	5.7
TM-32	168.4	10.28	114.5	11.31	90	CLD, BY	36.0	47.8	32.1	28.5	18.3
TM-33	168.3	5.78	60.6	5.63	90	CLD	4.4	7.2	4.9	3.9	3.5
TM-34	168.3	5.90	114.6	5.95	90	CLD	14.8	25.0	22.3	16.8	14.9
TM-35	168.1	5.68	168.3	5.78	90	CLD	36.5	51.3	42.1	31.3	28.3
TM-36	168.5	3.45	60.8	3.81	90	CLD	2.1	4.2	3.4	1.8	2.2
TM-37	168.5	3.42	114.7	3.90	90	CLD	7.3	14.0	11.5	6.5	7.9
TM-38	168.8	3.55	168.8	3.55	90	CLD	19.6	30.4	28.9	15.0	17.8
TM-45	165.2	4.7	42.7	3.3	90	-	2.11	3.0	2.1	2.3	2.3
TM-46	165.2	4.5	76.3	2.9	90	-	6.28	7.3	5.6	6.9	7.1
TM-47	318.5	4.4	60.5	3.0	90	CLD, CY, BY	3.33	4.6	3.1	2.7	4.1
TM-48	318.5	4.4	139.8	4.4	90	CLD, CY, BY	14.9	34.4	26.8	14.4	21.9
TM-49	457.2	4.8	89.1	3.0	90	CLD, CY	6.08	8.7	7.8	5.0	8.8
TM-50	457.2	4.8	165.2	4.7	90	CLD, CY, BY	18.0	54.2	55.3	17.1	30.4
TM-81	219.1	6.3	71.6	18.5	90	CLD	8.24	56.1	14.5	5.9	5.9
TM-82	219.1	8.9	71.6	18.5	90	CLD, CC	17.8	70.6	14.5	13.7	11.1
TM-83	298.5	7.2	101.6	16.0	90	CLD	14.3	91.3	42.5	11.5	12.6
TM-84	219.1	5.5	101.6	16.0	90	CLD	11.7	91.1	42.5	9.3	10.0
TM-85	219.1	8.4	101.6	16.0	90	CLD, CC	25.8	91.1	42.5	21.8	18.4
TM-86	219.1	10.0	101.6	16.0	90	CLD, CC	34.9	91.1	42.5	28.8	21.9
TM-87	219.1	12.3	101.6	16.0	90	CLD, CC	53.9	91.1	42.5	43.9	29.6
TM-88	219.1	6.0	139.7	17.5	90	CLD	25.8	169.2	96.5	20.8	21.2
TM-89	219.1	8.8	139.7	17.5	90	CLD, CC	58.8	172.0	96.5	51.1	41.8
TM-90	219.1	12.3	139.7	17.5	90	CLD, CC	88.3	169.2	96.5	80.7	54.4
TM-91	298.5	7.3	193.7	7.1	90	CLD	53.5	82.6	81.0	42.9	46.8
TM-92	298.5	10.0	193.7	7.1	90	WF	78.5	82.6	81.0	70.1	63.7
TM-93	298.5	10.0	193.7	7.1	90	CLD	85.6	82.6	81.0	70.1	63.7
TM-94	219.1	5.9	177.8	16.0	90	CLD	40.5	215.4	153.2	32.7	33.8
TM-95	219.1	8.6	177.8	16.0	90	CLD, CC	98.1	227.6	153.2	79.8	66.2
TM-96	219.1	12.5	177.8	16.0	90	CLD, CC	161	215.4	153.2	134.0	89.5
TM-97	508.0	12.7	193.7	6.35	90	-	77.2	73.3	67.8	86.3	93.0
TM-98	508.0	12.7	193.7	6.35	90	-	79.1	73.3	67.8	86.3	93.0
TM-99	508.0	7.9	168.3	7.94	90	-	37.0	71.7	60.7	30.5	43.3
TM-100	508.0	7.9	168.3	7.94	90	-	35.9	71.7	60.7	30.5	43.3
TM-101	273.0	12.65	219.5	12.4	90	CLD	128	181.9	158.7	135.3	102.0
TM-102	272.6	8.00	218.8	8.16	90	CLD	70.8	100.7	96.1	64.0	62.8
TM-103	273.0	5.95	219.0	6.27	90	CLD	54.4	80.8	79.8	42.9	50.1
TM-104	273.0	12.48	114.3	6.00	90	CLD	32.0	27.8	24.5	28.9	21.9
TM-105	273.0	7.70	114.3	6.00	90	CLD	18.8	27.8	24.5	16.4	16.5
TM-106	273.0	5.98	114.3	6.00	90	CLD	15.5	27.8	24.5	11.8	13.7
TM-107	168.3	6.64	76.1	4.85	90	CLD	6.64	9.9	8.0	9.5	7.8

14.3.10 本条为 2003 版 10.3.2 的修改和补充。K 型搭接节点中，两支管内力在搭接区域相互平衡，区域内焊缝应力分布情况复杂。根据有限元分析方法得到搭接支管、被搭接支管沿其相交线周长的 Mises 应力（或沿支管轴线的轴向应力）结果：

1 隐蔽部分焊接时，节点焊缝传力相对较为均匀，被搭接支管与主管的连接焊缝均可视为全周角焊缝，并按规范规定的角焊缝计算公式进行计算，但取 $\beta_f = 1.0$ 。此时，可偏保守的不考虑两支管之间相交线焊缝的有利影响。

2 隐蔽部分焊接时，两支管相交线处焊缝（分段 1）应力水平比搭接支管与主管相交线处焊缝（分段 2）应力水平高 1.1~1.8 倍左右，因此对分段 1 处的焊缝承载力进行折减；考虑到分段 1 处较易施焊、焊缝强度储备等因素，折减系数暂取为 1.25。而每一分段内的焊缝传力较均匀，可按角焊缝进行计算。

3 隐蔽部分不焊接时,两支管与主管相交的三集点处焊缝应力非常大,由此点或邻域开始,应力水平迅速下降,为避免应力不均匀分布造成的焊缝“拉链式”渐进失效,将焊缝承载力整体予以折减,折减系数 $\eta=0.85$,仍有待进一步分析确定。

关于无偏心 K 型圆钢管搭接节点焊缝长度计算过程可参见陈誉、刘俊、陈以一等的论文《无偏心 K 型圆钢管搭接节点焊缝长度计算》,结构工程师,2007.4。归纳如下:

无偏心 K 型圆钢管搭接节点几何参数及各分段相贯线如**错误!未找到引用源。**所示,计算公式中所涉及各参数与该图中一致,搭接节点相贯线长度计算适用范围: $40^\circ \leq \theta_i \leq 60^\circ$,

$0.65 \leq \beta_i \leq 1$, $O_{v1} \geq 25\%$, $O_{v2} \geq 25\%$ 。

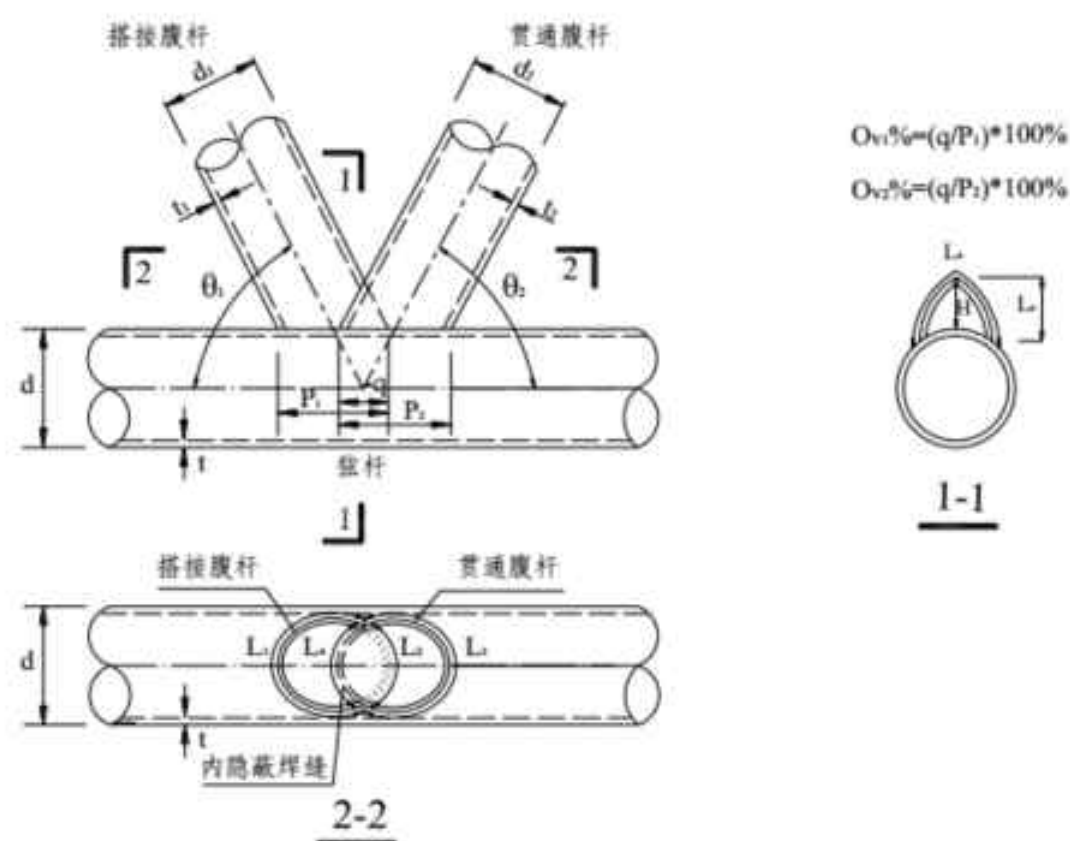


图 14.3.10-1 节点几何描述示意图

1 支管与主管之间相贯线长度计算

GB50017-2003 中给出了单根支管与主管相贯时整条完整相贯线的长度计算公式(见公式 1 和公式 2)。

当 $\frac{d_i}{d} \leq 0.65$ 时,

$$L_w = (3.25d_i - 0.025d) \left(\frac{0.534}{\sin \theta} + 0.466 \right) \quad (14.3.10-1)$$

当 $\frac{d_i}{d} > 0.65$ 时,

$$L_w = (3.81d_i - 0.389d) \left(\frac{0.534}{\sin \theta} + 0.466 \right) \quad (14.3.10-2)$$

两支管搭接后,以三焦点为分界点,支管与主管之间的每条完整相贯线被分成了两段,因此,各分段相贯线的长度可以通过在整条完整相贯线长度的基础上乘以比例系数求得。搭接支管与主管之间的分段相贯线长度比例系数 per_{lap} 以及被搭接支管与主管之间的分段相贯线长度比例系数 $per_{through}$ 分别定义如下:

$$per_{lap} = L_1 / (L_1 + L_2) = L_1 / L_{w1}$$

$$per_{through} = L_3 / (L_3 + L_4) = L_3 / L_{w2}$$

式中, L_{w1} ——搭接支管与主管之间的整条完整相贯线长度,按公式(14.3.10-1)或公式(14.3.10-2)计算;

L_{w2} ——被搭接支管与主管之间的整条完整相贯线长度,按公式(14.3.10-1)或公式(14.3.10-2)计算。

通过非线性回归分析,将上述两个长度比例系数分别表示成参数 O_{v1} 和 O_{v2} 的乘幂函数,同时考虑两支管直径不同对系数 $per_{through}$ 的影响,即:

$$per_{lap} = L_1 / L_{w1} = 1 - 0.65O_{v1}^{0.62}$$

$$per_{through} = L_3 / L_{w2} = \sqrt{\frac{d_2}{d_1}} (1 - 0.65O_{v2}^{0.62})$$

式中, O_{v1} ——搭接率,定义为 $O_{v1} = q / P_1$;

O_{v2} ——计算参数,定义为 $O_{v2} = q / P_2$

$$q = \left(\frac{d_1}{2 \sin \theta_1} + \frac{d_2}{2 \sin \theta_2} \right) - \left(\frac{d}{2 \tan \theta_1} + \frac{d}{2 \tan \theta_2} \right)$$

$$P_1 = d_1 / \sin \theta$$

$$P_2 = d_2 / \sin \theta_2$$

因此，支管与主管之间的各分段相贯线长度计算公式可以表示如下：

$$L_1 = (1 - 0.65 O_{v1}^{0.62}) L_{w1} \quad (14.3.10-3)$$

$$L_2 = \sqrt{\frac{d_2}{d_1}} (1 - 0.65 O_{v2}^{0.62}) L_{w2} \quad (14.3.10-4)$$

$$L_4 = L_{w2} - L_2 \quad (14.3.10-5)$$

2 两支管之间相贯线长度计算

同样，通过回归分析，两支管之间的分段相贯线长度计算公式可简化如下：

$$L_3 = 2 \sqrt{\left(\frac{d}{2} - \sqrt{\left(\frac{d}{2} \right)^2 - \left(\frac{d_1}{2} \right)^2} + H \right)^2 + \left(\frac{d_1}{2} \right)^2} \quad (A14.3.10-6)$$

式中， H ——计算参数，定义为 $H = q / (\cot \theta_1 + \cot \theta_2)$

14.4 矩形钢管直接焊接节点和局部加劲节点的计算

14.4.2 本条为 2003 版 10.3.4 的修改和补充。本条第 1 款第 1) 项针对主管与支管相连一面发生弯曲塑性破坏的模式，第 2) 项针对主管侧壁破坏的模式。

14.4.3 本条为新增条文。

14.5 法兰连接计算

14.5.1 本节所有条文均为新增条文。本条根据大量工程实践罗列各种法兰的重要受力情况。本节以后各条将根据本条所述的不同类型法兰和不同受力情况列出计算公式和要点。随着工程实践的发展，还可能出现新的法兰型式和受力状况。在本节中无法全部阐述，只能具体问题具体分析。

14.5.2

1 刚接法兰在弯矩作用的同时可有拉力或压力作用。对螺栓及法兰板的不利作用是弯和拉共同作用。在 (14.5.2-1) 式中，不考虑受压。刚接法兰要求法兰板永远处于受压状态，法兰连接的刚度方能保持连续。在这一前提下，变形处于弹性状态，且转动中心轴为通过法兰形心的中性轴。

2 式 (14.5.2-2) 为允许法兰板部分进入塑性条件下的验算公式。法兰板实际为厚板，螺母与法兰板上压力分布属局部环状分布。但这两种状态的精确计算只能根据有限元法，不

利于工程设计。所以一般仍采用弹性薄板理论按荷载均布计算法兰板抗弯，最后允许局部进入塑性。其结果与按有限元法计算总体接近，在工程上也经长期实践检验。所以按此法。

钢管构件所受压力一般大于拉力（因重力作用），而压力分布一般都直接由筒壁通过筒壁与法兰板的内外环焊缝直接传给法兰板，然后在法兰板靠筒壁根部区域通过接触传递。因法兰板较厚，经扩散的局部承压足够且受压区常靠近支座，所以压力虽大但法兰板弯矩不大。一般要求法兰板与筒壁的焊缝承载力不小于钢管抗压承载力。法兰板受弯则由螺栓最大拉力控制。这种设计方法比压力控制板厚更为经济。这已为有限元分析及工程实践所证明。

3 刚接法兰抗弯按最大螺栓所在板块计算，其加劲板与法兰板连接焊缝受力比法兰板与筒壁连接焊缝受力大，如下表。根据表中分配系数 α ，可得到加劲板及其焊缝受力。

表 14.5.2 均布荷载下有加劲肋法兰（一边简支，两边固结板）弯矩计算系数 m_b 和加劲板反力比 α

a/b	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85
m_b	0.0785	0.0834	0.0874	0.0895	0.0900	0.0901	0.0900	0.0897	0.0892	0.0884	0.0872
α	0.67	0.71	0.73	0.74	0.76	0.79	0.80	0.80	0.81	0.82	0.83
a/b	0.9	0.95	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.75	2	>2
m_b	0.0860	0.0848	0.0843	0.0840	0.0838	0.0836	0.0835	0.0834	0.0833	0.0833	0.0833
α	0.83	0.84	0.85	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91	0.92	1.0

4 刚接法兰抗剪按高强螺栓抗剪验算。一般不起控制作用，也无需对法兰顶紧面做表面处理，也不要测定摩擦系数。

14.5.3

1 半刚接法兰用高强度普通螺栓连接通常要加与同样高强度螺栓 1/3 设计预拉力相对应的扭矩，以基本达到法兰在荷载频遇值作用下不开缝的要求。当荷载继续增大时，法兰会开缝。法兰绕某一转动中心轴转动，这对于内法兰和外法兰是不同的。按有限元分析可得到两个转动中心轴位置及相应的算式。

2 半刚接法兰受拉。压在空间桁架杆件连接中最常见。一般压力大于拉力。所以以往按压力对法兰板作验算。但有限元计算表明，压力的传递直接通过法兰板与管壁焊缝及法兰板之间的接触，分布范围小且接近支座，对法兰计算不起控制作用。因此现按抗拉计算法兰板，已经几年工程实践验证，安全且节约材料。

3 主要受弯曲作用指类似单管塔、悬臂杆之类压应力与弯曲应力相比小一个数量级的杆件。

根据规范编制人员对多种典型法兰计算比较,外法兰将受压区转动中心轴放在离圆心处 $3R/4$ 更为合理,但考虑到老规范将受压区形心轴定在钢管外壁也未发生事故,故折中取钢管内壁切线为受压区转动中心轴。内法兰将转动中心轴放在离圆心 $2R/3$ 处更为合理。无加劲肋时法兰计算方法同《高耸结构设计规范》。

对于空间桁架杆件,理论上仅受拉、压力,无剪力亦无抗剪问题。若要考虑 $A/85$ 构造剪力,则有剪力必有弯矩,有弯矩则法兰上有压力区,此压力必产生摩擦力抗剪。对于单管塔之类主要受弯连接,弯矩产生的局部区域压力产生的摩擦力足以抗剪。

14.5.4 承压型法兰用于压力产生的应力大大超过其他内力产生的应力的情况,所以用管端局部承压传递压力。法兰、加劲板、焊缝与传递压力无关,仅用于传递其它内力。这样设计结构效率很高,已有成功的工程实例。一般这类法兰的连接用摩擦型高强度螺栓。这并不是为了利用其摩擦力,而是为了结构免除杆端的接缝变形且当巨大的压力作用时产生振动效应。所以其抗弯计算也同刚性法兰。

14.5.5 双层法兰一般用于刚接柱脚。柱脚刚接要达到两个标准:(1)抗弯强度不小于柱截面;(2)抗弯刚度保持连续,没有突变。为达到第(2)条,柱脚法兰就不能在弯矩作用下开缝。因此,柱脚要达到刚接,锚栓要加预拉力。锚栓加预拉力之后,柱脚在使用中永久处于受压状态,底板不脱离基础顶面。锚栓加预拉力,则要设下锚板、锚栓套管。对锚栓施加预拉力应采用直接张拉法。若用扭矩法,锚栓处于复杂应力状态,折断的可能性加大,而锚栓万一折断很难修复。直接张拉法施工锚栓处于简单受力状态,质量稳定且安全。

14.6 无加劲钢管直接焊接节点刚度判别与钢管桁架计算模型

14.6.1 本条沿用 2003 版的 10.1.5。主管上因节间荷载产生的弯矩应在设计主管和节点时加以考虑。此时可将主管按连续杆件单元模型进行计算(图 14.6.1-1)。

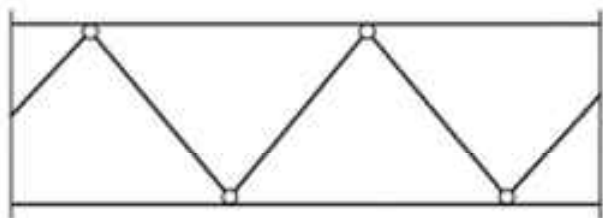


图 14.6.1-1 无偏心的腹杆端铰接桁架内力计算模型

当节点偏心超过本规程第 14.2.1 条规定时,应考虑偏心弯矩对节点强度和杆件承载力的影响,可按图 14.6.1-2 和图 14.6.1-3 所示模型进行计算。对分配有弯矩的每一个支管应按照国家节点在支管轴力和弯矩共同作用下的相关公式验算节点的强度,同时对分配有弯矩的主管和

支管按偏心受力构件进行验算。

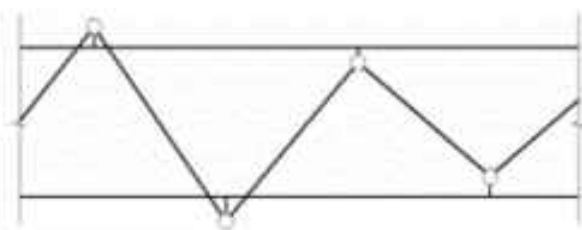


图 14.6.1-2 节点偏心的腹杆端铰接桁架内力计算模型

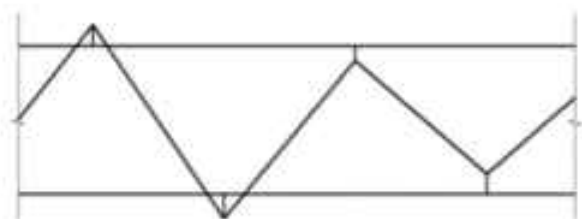


图 14.6.1-3 节点偏心的腹杆端刚接桁架内力计算模型

14.6.2 本条为新增条文。近年来的研究表明，在工程常见的几何尺寸范围内，无加劲钢管直接焊接节点受荷载作用后，其相邻杆件的连接面发生局部变形，从而引起相对位移或转动，表现出不同于铰接或完全刚接的非刚性性能。因此，相比钢结构设计规范 GB50017-2003，本次修订增加了平面 T、Y 形和平面或微曲面 X 形节点的刚度计算公式，与下节节点的刚度判别原则配套使用，可以确定结构计算时节点的合理约束模型。

本次修订列入的平面 T、Y 形和平面或微曲面 X 形节点的刚度计算公式是在比较、分析国外有关规范和国内外有关资料的基础上，根据同济大学近十年来进行的试验、有限元分析和数值计算结果，通过回归分析归纳得出的。同时，将这些刚度公式的计算结果与 23 个管节点刚度试验数据进行了对比验证（表 14.6.2-1~14.6.2-5），吻合良好。（参见陈以一，王伟，赵宪忠等，《圆钢管相贯节点抗弯刚度和承载力实验》，建筑结构学报，2001，22(6): 25-30；王伟，陈以一《圆钢管相贯节点局部刚度的参数公式》，同济大学学报，2003，31(5):515-519；陈以一，王伟《Flexural behavior and resistance of uni-planar KK and X tubular joints》，Steel & Composite Structures, 2003，3(2): 123-140；王伟，陈以一《圆钢管相贯节点的非刚性性能与计算公式》工业建筑，2005，35(381): 5-9；杜纯领，王伟，陈以一等《单层网壳 X 型圆管节点平面外抗弯刚度的参数分析与计算公式》建筑结构，2009，39(5): 45-48）。

表 14.6.2-1 T、Y 形节点轴向刚度公式计算值与试验结果的比较

试件	β	r	r	θ	K_{XZ} (试验) (kN/mm)	K_{XZ} (公式) (kN/mm)	K_{XZ}/K_{XZ}'
TC-12	0.44	35.4	0.98	90°	24.5	23.0	1.07
TC-13	0.20	46.7	0.61	90°	12.7	11.4	1.11
TC-14	0.36	46.7	0.96	90°	19.6	16.2	1.21
TC-17	0.36	46.9	0.97	90°	16.7	16.0	1.04
TC-115	1.00	23.8	1.00	90°	86.1	101.0	0.85

表 14.6.2-2 T、Y 形节点平面内弯曲刚度公式计算值与试验结果的比较

试件	β	r	r	θ	K_{MXY} (试验) (kN-m)	K_{MXY} (公式) (kN-m)	K_{MXY}/K_{MXY}'
TM-33	0.36	14.6	0.97	90°	279	284	0.98
TM-35	1.00	14.8	1.0	90°	2680	2852	0.94
TM-36	0.36	24.4	1.0	90°	115	112	1.02
TM-38	1.00	23.8	1.0	90°	1430	1234	1.16
SXN	0.76	7.0	0.67	90°	5003	5910	0.85
JB-1	0.80	14.4	0.86	90°	27000	25234	1.07

表 14.6.2-3 X 形节点轴向刚度公式计算值和试验结果的比较

试件	D (mm)	β	r	r	θ	ϕ	K_{XZ} (公式) (kN/m)	K_{XZ} (试验) (kN/m)	K_{XZ}/K_{XZ}'
XC-67	318.50	0.52	36.19	1.07	90°	0°	16.01	16.18	1.01
XC-74	140.05	0.36	7.78	1.03	90°	0°	210.95	152.00	0.72
XC-77	165.23	1.00	19.35	1.05	90°	0°	712.21	774.73	1.09
XC-78	114.41	1.00	13.40	1.05	90°	0°	913.69	637.43	0.70

表 14.6.2-4 X 形节点平面内抗弯刚度公式计算值和试验结果的比较

试件	$D(\text{mm})$	β	γ	τ	θ	ϕ	K_{ANL} (kN-m)	K_{ANL} (kN-m)	$K_{\text{ANL}}/K_{\text{ANL}}$
XM-18	408.5	0.60	20.43	1.04	90°	0°	6542	7519	1.15
SXN3	168	0.76	7.00	0.67	90°	0°	5236	5288.46	1.01

表 14.6.2-5 X 形节点平面外弯曲刚度公式计算值与试验结果的比较

试件	β	γ	θ	ϕ	K_{ANL} (kN-m)	$K_{\text{ANL}}/K_{\text{ANL}}$	
						日本 AD 公式	本规范公式
B1-1	0.9	8.53	91°	6.5°	67507	7.05	2.08
B1-2	0.9	8.53	88°	6.5°	85216	8.90	2.63
B2-1	0.9	8.53	78°	0°	76895	8.03	2.21
B2-2	0.9	8.53	78°	0°	95578	9.98	2.74
B3-1	0.7	10.97	86°	12°	18926	3.19	1.00
B3-2	0.7	10.97	94°	12°	22032	3.71	1.16

14.6.3 本条为新增条文。

14.6.4 本条为新增条文。空腹桁架节点刚度判别条件的详细推导过程参见王伟,陈以一《Modelling & classification of tubular joint rigidity and its effect on the global response of CHS lattice girders》, Structural Engineering and Mechanics, 2005, 21(6): 677-698。这里简述如下:

空腹桁架的主管与支管以 90° 夹角相互连接,因此支管与主管连接节点不能作为铰接处理,需承担弯矩,否则体系几何可变。

采用若干子结构模型来近似表达图 14.6.4-1 中的多跨空腹“桁架”的不同节点位置,这些子结构的选取原则是能够反映空腹“桁架”不同节点部位如图 14.6.4-2 所示的变形模式。所采用的子结构模型见图 14.6.4-3。

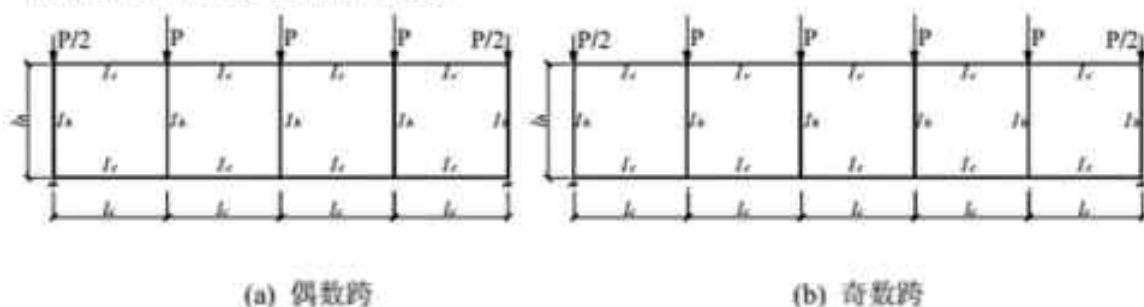


图 14.4.5-1 多跨空腹桁架

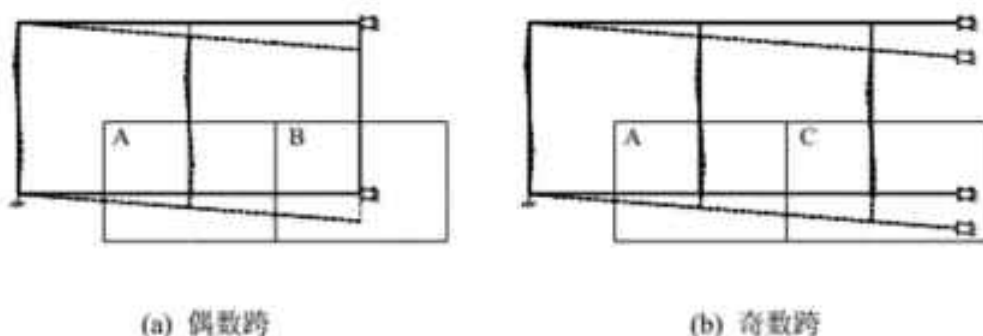


图 A14.6.4-2 空腹格构梁的变形模式

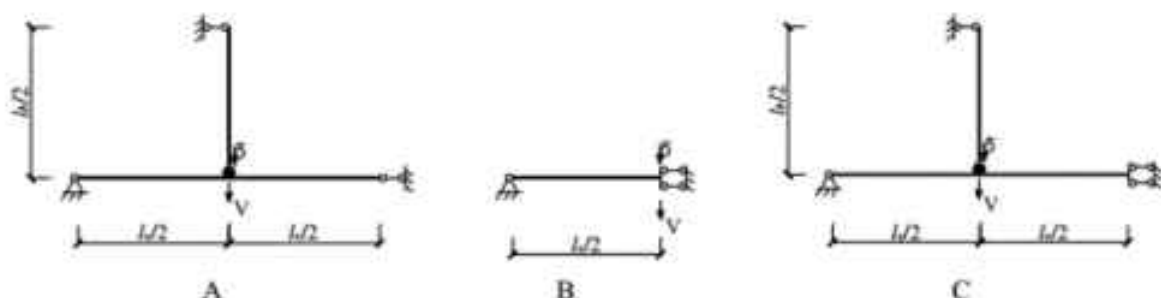


图 14.6.4-3 子结构模型

节点刚度对格构梁在正常使用极限状态的行为有较大的影响,因此,采用以下通过位移定义的标准来区分节点的刚性与半刚性:

$$\Delta = (\delta_s - \delta_r) / \delta_r$$

其中, δ_s 为具有半刚性连接的格构梁的位移; δ_r 为具有刚性连接的格构梁的位移。

用于计算位移的荷载条件如图 14.6.4-3 所示。下文基于格构梁的变形行为推导节点刚度介于刚性与半刚性之间的分界线。在位移 δ_s 和 δ_r 的计算中由于基于格构梁正常使用极限状态,所以采用小位移理论,且半刚性连接的刚度假定为线弹性。

对于具有半刚性连接的子结构 A, 竖向位移 δ_s 经理论推导得:

$$\delta_s = \frac{Vl_c^2}{12K_cK_b}(K_b + K_c) + \frac{Vl_c^2}{4K_M} = \frac{Vl_c^2}{12K_cK_bK_M}(K_MK_b + K_MK_c + 3K_cK_b)$$

其中

$$K_b = \frac{EI_b}{l_b}, \quad K_c = \frac{EI_c}{l_c}$$

同理,对于具有刚性连接的子结构 A, 竖向位移 δ_r 经理论推导得:

$$\delta_r = \frac{Vl_c^2}{12K_cK_b}(K_b + K_c)$$

$$\frac{K_M}{K_b} = \frac{3}{(1+G) \cdot \Delta}$$

$$G = \frac{K_b}{K_c}$$

其中,

对于子结构 B, 格构梁的竖向位移与节点弯曲刚度无关, 所以无需进行分界值的推导。

对于具有半刚性连接的子结构 C, 竖向位移 δ_x 经理论推导得:

$$\delta_x = \frac{VI_c^2}{24K_c(3K_b + K_c)} \cdot (3K_b + 4K_c) + \frac{9VI_c^2 \cdot K_b^2}{4K_M(3K_b + K_c)^2} = \delta_r + \frac{9VI_c^2 \cdot K_b^2}{4K_M(3K_b + K_c)^2}$$

同理, 于具有刚性连接的子结构 C, 竖向位移 δ_x 经理论推导得:

$$\delta_r = \frac{VI_c^2}{24K_c(3K_b + K_c)} \cdot (3K_b + 4K_c)$$

$$\frac{K_M}{K_b} = \frac{54K_b K_c}{\Delta \cdot (3K_b + K_c)(3K_b + 4K_c)} = \frac{54G}{\Delta \cdot (3G+1)(3G+4)}$$

若取取 $\Delta = 0.05$, 则得到规范条文中所述的节点弯曲刚度分界值。

15 钢与混凝土组合梁

15.1 一般规定

15.1.1 本条为 2003 版 11.1.1 的修改和补充。本章规定适用于将钢梁和混凝土翼缘板通过抗剪连接件连成整体的钢-混凝土简支及连续组合梁。

所谓“一般用于不直接承受动力荷载”主要考虑本章给出的组合梁设计方法为塑性调幅设计法方法，不适用于直接承受动力荷载的组合梁。借鉴已有研究成果和工程实践经验的基础上，本条给出了直接承受动力荷载组合梁的设计原则，和不直接承受动力荷载的组合梁相比在设计方法上两点不同：一是需要进行疲劳验算，在本章 15.1.7 节中给出了具体的验算方法，主要参考欧洲规范 4 的相关条文；二是不能采用塑性方法进行承载力计算，应按照弹性理论进行计算，即采用换算截面法验算荷载效应设计值在组合梁截面产生的应力（包括正应力和剪应力等）小于材料的设计强度。此外，弹性设计方法还适用于板件宽厚比不符合塑性调幅设计法要求的组合梁。

组合梁的翼缘板可用现浇混凝土板，亦可用混凝土叠合板。近年来清华大学对钢-混凝土叠合板组合梁进行了大量的试验研究，证明叠合板组合梁具有与现浇混凝土翼缘的组合梁一样的受力性能，并且钢-混凝土叠合板组合梁在实际工程中也获得了大量的成功应用，取得了显著的技术经济效益和社会效益。混凝土叠合板翼缘是由预制板和现浇层混凝土所构成，预制板既作为模板，又作为楼板的一部分参与楼板和组合梁翼缘的受力。混凝土叠合板的设计按照《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定进行，在预制板表面采取拉毛及设置抗剪钢筋等措施以保证预制板和现浇层形成整体。

15.1.2 本条基本沿用 2003 版的 11.1.2。钢-混凝土组合梁的混凝土翼缘板可以带板托，也可以不带板托，是否带板托应该由组合梁的承载力、刚度和节省材料用量及施工方便等条件而确定。相对而言，不带板托的组合梁施工较为方便，带板托的组合梁材料较省，但板托构造复杂，施工不便。

与混凝土结构类似，组合梁混凝土板同样存在剪力滞后效应。目前各国规范均采用有效宽度的方法考虑混凝土板剪力滞后效应的影响，但有效宽度计算方法不尽相同：

1 美国钢结构协会的《钢结构建筑荷载及抗力系数设计规范》(AISC-LRFD, 1999) 规定，混凝土翼缘板的有效宽度 b_e 取为钢梁轴线两侧有效宽度之和，其中一侧的混凝土有效宽度为以下三者中的较小值：a) 组合梁跨度的 1/8，其中梁跨度取为支座中线之间的距离；b) 相邻组合梁间距的 1/2；c) 钢梁至混凝土翼板边缘的距离。

2 欧洲规范 4 规定, 当采用弹性方法对组合梁进行整体分析时, 每一跨的有效宽度可以采用定值; 对于中间跨和简支边跨可采用如下规定的中间跨有效宽度 $b_{eff,1}$, 对于悬臂跨则采用如下规定的支座有效宽度 $b_{eff,2}$, 如图 15.1.2 所示。

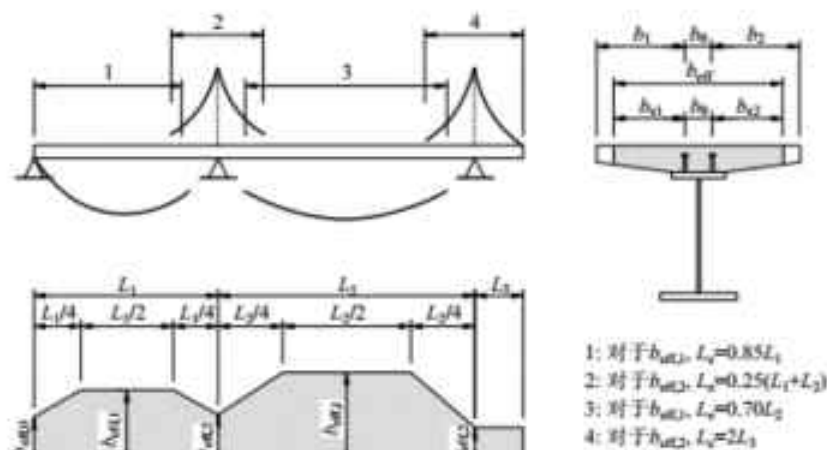


图 15.1.2 混凝土翼板的等效跨径及有效宽度 (欧洲规范 4)

1) 中间跨和中间支座的有效宽度按下式计算:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{si} \quad (1)$$

式中 b_0 ——同一截面最外侧抗剪连接件间的横向间距;

b_{si} ——钢梁腹板一侧的混凝土桥面板有效宽度, 取为 $L_e/8$, 但不超过板的实际宽度 b_s 。
 b_s 应取为最外侧的抗剪连接件至两根钢梁间中线的距离, 对于自由端则取为混凝土悬臂板的长度。 L_e 为反弯点间的近似长度。对于一根典型的连续组合梁, 应根据控制设计的弯矩包络图来确定 L_e (如图 15.1.2 所示)。

2) 边支座的有效宽度按下式计算:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{si} \quad (2)$$

$$\beta_i = (0.55 + 0.025L_e / b_{si}) \leq 1.0 \quad (3)$$

组合梁各区段的混凝土板有效宽度取值参见图 15.1.2 所示。

根据欧洲规范 4, 简支组合梁的有效跨径 L_e 取为梁的实际跨度。对于连续组合梁, 其正弯矩区有效宽度与正弯矩区的长度有关, 负弯矩区有效宽度则与负弯矩区 (中支座区) 的长度有关。图 15.1.2 中相邻的正负弯矩区存在长度重叠的部分, 这与设计时应考虑结构的弯矩包络图的要求是一致的。需要指出的是, 当忽略混凝土的抗拉作用后, 负弯矩区的有效宽度主要用于定义混凝土翼板内纵向受拉钢筋的有效截面积。

3 美国各州公路及运输工作者协会 (AASHTO) 制定的公路桥梁设计规范规定, 混

土翼板有效宽度 b_e 应等于或小于 $1/4$ 的跨度以及 12 倍的最小板厚。对于边梁，外侧部分的有效宽度应不超过其实际悬挑长度。如果边梁仅一侧有混凝土板时，则有效宽度应等于或小于跨度的 $1/12$ 以及 6 倍的最小板厚。

4 英国规范 (BS5400) 第 5 部分根据有限元分析及试验研究的成果，以表格的形式给出了对应于不同宽跨比的组合梁混凝土桥面板有效宽度。

相比较而言，欧洲规范 4 对组合梁混凝土板有效宽度的计算方法概念明确，并将简支组合梁和连续组合梁的计算方法统一起来，摒弃了混凝土板有效宽度与厚度相关的规定，适用性更强。

本规范给出的组合梁混凝土翼板的有效宽度，系参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的相关规定，同时根据已有的研究成果并借鉴欧洲规范 4 的相关条文，考虑到组合梁混凝土板的有效宽度主要和梁跨度有关，和混凝土板的厚度关系不大，故取消了混凝土板有效宽度与厚度相关的规定。此外，借鉴欧洲规范 4 的方法引入连续组合梁等效跨径的概念，将混凝土板有效宽度的规定推广至连续组合梁。

严格说来，楼盖边部无翼板时，其内侧的 b_2 值应小于中部两侧有翼板的 b_2 ，集中荷载作用时的 b_2 值应小于均布荷载作用时的 b_2 值。

以上计算组合梁混凝土翼板有效宽度的方法基本都是依据组合梁在弹性阶段的受力性能所建立起来的。而当组合梁达到极限承载力时，混凝土翼板已进入塑性状态，此时翼板中的应力分布趋向均匀，塑性阶段混凝土翼板的有效宽度大于弹性阶段。因此，将根据弹性分析得到的翼板有效宽度应用于塑性计算，计算结果偏于安全。

15.1.3 本条为新增条文。当组合梁和柱铰接或组合梁作为次梁时，仅承受竖向荷载，不参与结构整体抗侧，试验结果表明，混凝土翼板的有效宽度可统一取为跨中截面的有效宽度取值。

近年来，组合框架在多高层建筑中的应用十分广泛，试验研究表明，楼板的空间组合作用对组合框架结构体系的整体抗侧刚度有显著的提高作用。目前，国内仅《高层民用建筑钢结构技术规程》给出了如何在结构体系整体内力和变形分析中考虑楼板对组合框架梁刚度的提高作用，该规程建议对于边梁，组合框架梁的刚度放大系数可取为 1.2，对于中梁可取为 1.5。清华大学近年来通过分析国际和国内大量组合框架结构的试验结果，发现规程建议的刚度放大系数可能会低估楼板对组合框架梁刚度的提高作用，从而可能低估结构整体抗侧刚度，高估结构自振周期，低估结构地震剪力，低估结构最大层间位移角，使计算结果偏于不安全。进一步的研究表明，楼板对组合框架梁的刚度放大作用还会改变框架结构的整体变形

特性,使结构剪切型变形的特征更为明显,导致薄弱楼层有下移趋势,对组合框架梁刚度的低估还会导致为了满足框架-核心筒结构体系外框剪力承担率的要求,使外框钢梁截面高度偏大而影响组合梁经济性优势的发挥,因此,准确计算楼板空间组合效应对组合框架梁的刚度贡献对于结构体系的合理安全设计具有重要意义。

本规范采用清华大学建议的组合框架梁刚度放大系数计算公式,基于梁-壳混合模型的精细有限元结果和试验结果,大量的数值算例和试验结果表明,组合框架梁的刚度放大系数与钢梁和混凝土板的相对刚度密切相关,本公式正是基于这一结论通过大量参数分析归纳得到的,其精度经过了组合框架结构体系试验和算例结果验证。

15.1.4 本条为 2003 版 11.1.3 的修改和补充。GB50017-2003 仅具体给出了组合梁的挠度计算方法,并提出要验算连续组合梁负弯矩区段裂缝宽度的要求,本次修订明确了正常使用极限状态组合梁的验算内容以及需要考虑的因素,同时还对计算模型和各因素的考虑方法进行了具体说明,方便设计人员操作。组合梁的正常使用极限状态验算可按弹性理论进行,原因是在荷载的标准组合作用下产生的截面弯矩小于组合梁在弹性阶段的极限弯矩,即此时的组合梁在正常使用阶段仍处于弹性工作状态,温度荷载以及混凝土收缩徐变效应可能会影响组合梁正常使用阶段的内力、变形以及负弯矩区裂缝宽度,应在正常使用极限状态验算中予以充分的考虑。

在计算组合梁的挠度时,可假定钢和混凝土都是理想的弹塑性体,而将混凝土翼板的有效截面除以钢与混凝土弹性模量的比值 α_E , 换算为钢截面(为使混凝土翼板的形心位置不变,将翼板的有效宽度除以 α_E 即可),再求出整个梁截面的换算截面刚度 EI_{eq} 。此外,国内外的试验研究结果表明,由混凝土翼板和钢梁间相对滑移引起的附加挠度在 10%~15%左右,采用焊钉等柔性连接件(特别是部分抗剪连接时)该滑移效应对挠度的影响不能忽略,否则将偏于不安全,因此在计算挠度时需要对换算截面刚度进行折减。对连续组合梁,因负弯矩区混凝土翼板开裂后退出工作,所以实际上是变截面梁,故欧洲规范 4 规定:在中间支座两侧各 $0.15l$ (l 为一个跨间的跨度)的范围内确定梁的截面刚度时,不考虑混凝土翼板而只计入在翼板有效宽度 b_e 范围内负弯矩钢筋截面对截面刚度的影响,在其余区段不应取组合梁的换算截面刚度而应取其折减刚度,按变截面梁来计算其变形,计算值与试验结果吻合良好。

连续组合梁除需验算变形外,还应验算负弯矩区混凝土翼板的裂缝宽度,验算裂缝宽度首先需要进行内力分析,得到支座负弯矩截面的内力值,由于支座负弯矩区混凝土板的开裂,连续组合梁在正常使用阶段会出现明显的内力重分布现象,为方便设计,可以采用弯矩调幅

法来计算连续组合梁的支座负弯矩值，即先按未开裂弹性分析得到支座负弯矩，然后对该支座负弯矩进行折减，折减幅度即为调幅系数，调幅系数的取值建议根据已有的试验数据确定，具体可见本规范第 15.1.5 条。

钢材与混凝土材料的温度线膨胀系数几乎相等（约 $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.2 \times 10^{-5}$ ）。当二者温度同时提高或降低时，其温度变形基本协调，可以忽略由此引起的温度应力。但是，由于钢材的导热系数是混凝土的 50 倍左右，当外界环境温度剧烈变化时，钢材的温度很快就接近环境温度，而混凝土的温度则变化较慢，两种材料间的温度差将会在组合梁内产生自平衡应力，即为温度应力。对于简支组合梁，温度差会引起梁的挠曲变形和截面应力重分布；对于连续组合梁或者其它超静定结构，温度差还会引起进一步的约束弯矩，从而对组合梁的变形和负弯矩抗裂造成影响。对于一般情况下在室内使用的组合梁，温度应力可以忽略。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，则需要计算温度应力。露天使用的组合梁，截面温度场的分布非常复杂。为简化分析，计算时通常可以假定：忽略同一截面内混凝土翼板和钢梁内部各自的温度梯度，整个截面内只存在混凝土与钢梁两个温度，温度差由两个温度决定；沿梁长度方向各截面的温度分布相同。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另作考虑。

混凝土在空气中凝固和硬化的过程中会发生水份散发和体积收缩，影响混凝土收缩变形的主要因素有组成成分、养护条件、使用环境以及构件的形状和尺寸等。对于素混凝土，其长期收缩变形在几十年后可达 $(300 \sim 600) \times 10^{-6}$ ，在不利条件下甚至可达到 1×10^{-3} 。混凝土收缩也会在组合梁内引起自平衡的内力，效果类似于组合梁的温度应力。由于翼板内配置的钢筋可以阻止混凝土的收缩变形，钢筋混凝土翼板的收缩可取为 $(150 \sim 200) \times 10^{-6}$ ，相当于混凝土的温度较钢梁降低 $15 \sim 20^{\circ}\text{C}$ ，本规范的建议值为 15°C 。

混凝土徐变会影响组合梁的长期性能，可采用有效弹性模量法进行计算。当计算考虑混凝土徐变影响的组合梁长期挠度时，应采用荷载准永久值组合，混凝土弹性模型折减为原来的 50%，即钢与混凝土弹性模量的比值取为原来的 2 倍。而在荷载标准组合下计算裂缝的公式中已经考虑了荷载长期作用的影响，因此无需在组合梁负弯矩区裂缝宽度验算中另行考虑混凝土徐变的影响因素。

15.1.5 本条基本沿用 2003 版的 11.1.4，组合梁的受力状态与施工条件有关，主要体现在两个方面：第一，混凝土未达到强度前，需要对钢梁进行施工阶段验算；第二，正常使用极限状态验算需要考虑施工方法和顺序的影响，包括变形和裂缝宽度验算。对于不直接承受动力荷载以及板件宽厚比满足塑性调幅设计法要求的组合梁，由于采用塑性调幅设计法方法，

组合梁的承载力极限状态验算不必考虑施工方法和顺序的影响,而对于其他采用弹性设计方法的组合梁,其承载力极限状态验算也需考虑施工方法和顺序的影响。

具体而言,可按施工时钢梁下有无临时支撑分别考虑:

对于施工时钢梁下无临时支撑的组合梁,应分两个阶段进行计算:第一阶段在混凝土翼板强度达到 75%以前,组合梁的自重以及作用在其上的全部施工荷载由钢梁单独承受,此时按一般钢梁计算其强度、挠度和稳定性,但按弹性计算的钢梁强度和梁的挠度均应留有余地,梁的跨中挠度除满足本规范附录 A 的要求外,尚不应超过 25mm,以防止梁下凹段增加混凝土的用量和自重;第二阶段当混凝土翼板的强度达到 75%以后所增加的荷载全部由组合梁承受,在验算组合梁的挠度以及按弹性分析方法计算组合梁的强度时,应将第一阶段和第二阶段计算所得的挠度或应力相叠加,在验算组合梁的裂缝宽度时,支座负弯矩值仅考虑第二阶段形成组合截面之后产生的弯矩值,在第二阶段计算中,可不考虑钢梁的整体稳定性,而组合梁按塑性分析法计算强度时,则不必考虑应力叠加,可不分阶段按照组合梁一次承受全部荷载进行计算。

对于施工时钢梁下设临时支撑的组合梁,则应按实际支承情况验算钢梁的强度、稳定及变形,并且在计算使用阶段组合梁承受的续加荷载产生的变形和弹性应力时,应把临时支承点的反力反向作为续加荷载。如果组合梁的设计是变形控制时,可考虑将钢梁起拱等措施,对于塑性分析,有无临时支承对组合梁的极限抗弯承载力均无影响,故在计算极限抗弯承载力时,可以不分施工阶段,按组合梁一次承受全部荷载进行计算。同样的,验算连续组合梁的裂缝宽度时,支座负弯矩值仅考虑形成组合截面之后施工阶段荷载及正常使用续加荷载产生的弯矩值,因此,为了有效控制连续组合梁的负弯矩区裂缝宽度,可以先浇注正弯矩区混凝土,待混凝土强度达到 75%后,拆除临时支承,然后再浇注负弯矩区混凝土,此时临时支承点的反力产生的反向续加荷载就无需计入用于验算裂缝宽度的支座负弯矩值。

在连续组合梁中,栓钉用于组合梁正弯矩区时,能充分保证钢梁与混凝土板的组合作用,提高结构刚度和承载力,但用于负弯矩区时,组合作用会使混凝土板受拉而易于开裂,可能会影响结构的使用性能和耐久性。针对该问题,可以采用优化混凝土板浇筑顺序、合理确定支撑拆除时机等施工措施,降低负弯矩区混凝土板的拉应力,达到理想的抗裂效果。

15.1.6 本条为 2003 版的 11.1.5 的修改,部分抗剪连接组合梁是指配置的抗剪连接件数量少于完全抗剪连接所需要的抗剪连接件数量,如压型钢板混凝土组合梁等,此时应按照部分抗剪连接计算其抗弯承载力,国内外研究成果表明,在承载力和变形都能满足要求时,采用部分抗剪连接组合梁是可行的,由于梁的跨度愈大对连接件柔性性能要求愈高,所以用这种

方法设计的组合梁其跨度不宜超过 20m。

15.1.7 本条为 2003 版 11.1.6 的修改, 尽管连续组合梁负弯矩区是混凝土受拉而钢梁受压, 但组合梁具有较好的内力重分布性能, 故仍然具有较好的经济效益。负弯矩区可以利用混凝土板钢筋和钢梁共同抵抗弯矩, 通过弯矩调幅后可使连续组合梁的结构高度进一步减小。欧洲规范 4 建议, 当采用非开裂分析时, 对于第一类截面, 调幅系数可取 40%, 第二类截面 30%, 第三类截面 20%, 第四类截面 10%, 而 GB50017-2003 给出的符合塑性调幅设计法要求的截面基本满足第一类截面要求, 且全部满足第二类截面要求。因此 GB50017-2003 规定的不超过 15% 的调幅系数比欧洲规范保守得多, 根据连续组合梁的试验结果, 15% 也低估了连续组合梁良好的内力重分布性能, 影响了连续组合梁经济效益的发挥。本次修订将连续组合梁承载能力验算时的弯矩调幅系数上限定为 30%。

15.1.8 本条为新增条文。组合梁的纵向抗剪验算作为组合梁设计最为特殊的一部分, 应引起足够的重视。本次修订增加了 15.6 条, 专门就组合梁的纵向抗剪验算进行详细说明。

因为板托对组合梁的强度、变形和裂缝宽度的影响很小, 故可不考虑其作用。

15.2 组合梁设计

15.2.1 本条沿用 2003 版的 11.2.1。

15.2.2 本条沿用 2003 版 11.2.2。

15.2.3 本条沿用 2003 版的 11.2.3。

15.2.4 本条为 2003 版 11.2.4 的修改。连续组合梁的中间支座截面的弯矩和剪力都较大。钢梁由于同时受弯、剪作用, 截面的极限抗弯承载力会有所降低。GB50017-2003 只给出了不考虑弯矩和剪力相互影响的条件, 对于不满足此条件的情况如何考虑弯矩和剪力的相互影响没有给出相应设计方法。本次修订采用了欧洲规范 4 建议的相关设计方法, 对于正弯矩区组合梁截面不用考虑弯矩和剪力的相互影响, 对于负弯矩区组合梁截面, 通过对钢梁腹板强度的折减来考虑剪力和弯矩的相互作用, 其代表的组合梁负弯矩弯剪承载力相关关系为:

1 如果竖向剪力设计值 V 不大于竖向塑性抗剪承载力 V_p 的一半, 即 $V \leq 0.5V_p$ 时, 竖向剪力对抗弯承载力的不利影响可以忽略, 抗弯计算时可以利用整个组合截面。

2 如果竖向剪力设计值 V 等于竖向塑性抗剪承载力 V_p , 即 $V = V_p$, 则钢梁腹板只用于抗剪, 不能再承担外荷载引起的弯矩, 此时的设计弯矩由混凝土翼板有效宽度内的纵向钢筋和钢梁上下翼缘共同承担。

3 如果 $0.5V_p < V < V_p$, 弯剪作用的相关曲线则用一段抛物线表示。

15.3 抗剪连接件的计算

15.3.1 本条基本沿用 2003 版的 11.3.1。目前应用最广泛的抗剪连接件为圆柱头焊钉连接件，在没有条件使用焊钉连接件的地区，可以采用槽钢连接件代替。GB50017-2003 中给出的弯筋连接件施工不太方便，质量难以保证，不推荐使用，故此次修订取消了弯筋连接件的相关条文内容。

本条给出的连接件抗剪承载力设计值计算公式是通过推导与试验所确定的。

1 圆柱头焊钉连接件：试验表明，焊钉在混凝土中的抗剪工作类似于弹性地基梁，在焊钉根部混凝土受局部承压作用，因而影响抗剪承载力的主要因素有：焊钉的直径（或焊钉的截面积 $A_s=d^2/4$ ）、混凝土的弹性模量 E_c 以及混凝土的强度等级。当焊钉长度为直径的 4 倍以上时，焊钉抗剪承载力为：

$$N_s^e = 0.5 A_s \sqrt{E_c f_c^{\text{Actual}}} \quad (4)$$

该公式既可用于普通混凝土，也可用于轻骨料混凝土。

考虑可靠度的因素后，公式(4)中的 f_c^{Actual} 除应以混凝土的轴心抗压强度 f_c 代替外，尚应乘以折减系数 0.85，这样就得到条文中的焊钉抗剪承载力设计公式（15.3.1-1）。

试验研究表明，焊钉的抗剪承载力并非随着混凝土强度的提高而无限地提高，存在一个与焊钉抗拉强度有关的上限值，该上限值为 $0.7A_s f_u$ ，约相当于焊钉的极限抗剪强度。根据国标《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的相关规定，圆柱头焊钉的极限强度设计值 f_u 不得小于 400MPa。

2 槽钢连接件：其工作性能与焊钉相似，混凝土对其影响的因素亦相同，只是槽钢连接件根部的混凝土局部承压区局限于槽钢上翼缘下表面范围内。各国规范中采用的公式基本上是一致的，我国在这方面的试验也极为接近，即：

$$N_s^e = 0.3(t + 0.5t_w) l_c \sqrt{E_c f_c^{\text{Actual}}} \quad (5)$$

考虑可靠度的因素后，公式(5)中的 f_c^{Actual} 除应以混凝土的轴心抗压强度设计值 f_c 代替外，尚应再乘以折减系数 0.85，这样就得到条文中的抗剪承载力设计值公式（15.3.1-2）。

抗剪连接件起抗剪和抗拔作用，一般情况下，连接件的抗拔要求自然满足，不需要专门验算。有时在负弯矩区，为了释放混凝土板的拉应力，也可以采用只有抗拔作用而无抗剪作用的特殊连接件。

15.3.2 本条沿用 2003 版的 11.3.2。采用压型钢板混凝土组合板时，其抗剪连接件一般用

圆柱头焊钉,由于焊钉需穿过压型钢板而焊接至钢梁上,且焊钉根部周围没有混凝土的约束,当压型钢板肋垂直于钢梁时,由压型钢板的波纹形成的混凝土肋是不连续的,故对焊钉的抗剪承载力应予以折减。本条规定的折减系数是根据试验分析而得到的。

15.3.3 本条沿用 2003 版的 11.3.3。当焊钉位于负弯矩区时,混凝土翼缘处于受拉状态,焊钉周围的混凝土对其约束程度不如位于正弯矩区的焊钉受到其周围混凝土的约束程度高,故位于负弯矩区的焊钉抗剪承载力也应予以折减。

15.3.4 本条为 2003 版 11.3.4 的修改和补充。试验研究表明,焊钉等柔性抗剪连接件具有很好的剪力重分布能力,所以没有必要按照剪力图布置连接件,这给设计和施工带来了极大的方便。GB50017-2003 以最大正、负弯矩截面以及零弯矩截面作为界限,把组合梁分为若干剪跨区段,然后在每个剪跨区段进行均匀布置,但这样划分对于连续组合梁仍然不太方便,同时也没有充分发挥柔性抗剪连接件良好的剪力重分布能力,此次修订为了进一步方便设计人员设计,进一步合并剪跨区段,以最大弯矩点和支座为界限划分区段,并在每个区段内均匀布置连接件,计算时应注意在各区段内混凝土翼板隔离体的平衡。

15.4 挠度计算

15.4.1 本条沿用 2003 版的 11.4.1。

15.4.2 本条沿用 2003 版的 11.4.2。

15.4.3 本条沿用 2003 版的 11.4.3。

15.5 负弯矩区裂缝宽度计算

15.5.1 本节所有条文均为新增条文。混凝土的抗拉强度很低,因此对于没有施加预应力的连续组合梁,负弯矩区的混凝土翼板很容易开裂,且往往贯通混凝土翼板的上下表面,但下表面裂缝宽度一般均小于上表面,计算时可不予验算。引起组合梁翼板开裂的因素很多,如材料质量、施工工艺、环境条件以及荷载作用等。混凝土翼板开裂后会降低结构的刚度,并影响其外观及耐久性,如板顶面的裂缝容易渗入水分或其它腐蚀性物质,加速钢筋的锈蚀和混凝土的碳化等。因此,应对正常使用条件下的连续组合梁的裂缝宽度进行验算,其最大裂缝宽度不得超过《混凝土结构设计规范》GB 50010 的限值。

相关试验研究结果表明,组合梁负弯矩区混凝土翼板的受力状况与钢筋混凝土轴心受拉构件相似,因此可采用《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关公式计算组合梁负弯矩区的最大裂缝宽度。在验算混凝土裂缝时,可仅按荷载的标准组合进行计算,因为在荷载标准组合下计算裂缝的公式中已考虑了荷载长期作用的影响。

15.5.2 连续组合梁负弯矩开裂截面纵向受拉钢筋的应力水平 σ_{sk} 是决定裂缝宽度的重要因素之一，要计算该应力值，需要得到标准荷载作用下截面负弯矩组合值 M_k ，由于支座混凝土的开裂导致截面刚度下降，正常使用极限状态连续组合梁会出现内力重分布现象，可以采用调幅系数法考虑内力重分布对支座负弯矩的降低，试验证明，正常使用极限状态弯矩调幅系数上限取为 15% 是可行的。

需要指出的是， M_k 的计算需要考虑施工步骤的影响，仅考虑形成组合截面之后施工阶段荷载及使用阶段续加荷载产生的弯矩值。

此外，对于悬臂组合梁， M_k 应根据平衡条件计算。

15.6 纵向抗剪计算

15.6.1 本节所有条文均为新增条文。国内外众多试验表明，在剪力连接件集中剪力作用下，组合梁混凝土板可能发生纵向开裂现象，组合梁纵向抗剪能力与混凝土板尺寸及板内横向钢筋的配筋率等因素密切相关，作为组合梁设计最为特殊的一部分，组合梁纵向抗剪验算应引起足够的重视。

沿着一个既定的平面抗剪称为界面抗剪，组合梁的混凝土板（承托、翼板）在纵向水平剪力作用时属于界面抗剪。图 15.6.1 给出对应不同翼板形式的组合梁纵向抗剪最不利界面，*a-a* 抗剪界面长度为混凝土板厚度；*b-b* 抗剪截面长度取刚好包络焊钉外缘时对应的长度；*c-c*、*d-d* 抗剪界面长度取最外侧的焊钉外边缘连线长度加上距承托两侧斜边轮廓线的垂线长度。

15.6.2 组合梁单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力 v_{Lj} 可以按实际受力状态计算，也可以按极限状态下的平衡关系计算。按实际受力状态计算时，采用弹性分析方法，计算较为繁琐；而按极限状态下的平衡关系计算时，采用塑性简化分析方法，计算方便，且和承载能力塑性调幅设计法方法相统一，同时公式偏于安全，故本规范建议采用塑性简化分析方法计算组合梁单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力。

15.6.3 国内外众多研究成果表明，组合梁混凝土板纵向抗剪能力主要由混凝土和横向钢筋两部分提供，横向钢筋配筋率对组合梁纵向抗剪承载力影响最为显著。1972 年，A.H.Mattock 和 N.M.Hawkins 通过对剪力传递的研究，提出了普通钢筋混凝土板的抗剪强度公式： $V_{kLj} = 1.38b_j + 0.8A_j f_c \leq 0.3f_c b_j$ ，本细则基于上述纵向抗剪计算模型，结合国内外已有的试验研究成果，对混凝土抗剪贡献一项作适当调整，得到了公式 (15.6.3-2) 和 (15.6.3-3)，该公式考虑了混凝土强度等级对混凝土板抗剪贡献的影响。

组合梁混凝土翼板的横向钢筋中,除了板托中的横向钢筋 A_{bb} 外,其余的横向钢筋 A_t 和 A_b 可同时作为混凝土板的受力钢筋和构造钢筋使用,并应满足《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关构造要求。

15.6.4 此条规定的组合梁横向钢筋最小配筋率要求是为了保证组合梁在达到承载力极限状态之前不发生纵向剪切破坏,并考虑到荷载长期效应和混凝土收缩等不利因素的影响。

15.7 构造要求

15.7.1 本条为 2003 版的 11.5.1 的修改。组合梁的高跨比一般为 $h/l \geq 1/15 \sim 1/20$,为使钢梁的抗剪强度与组合梁的抗弯强度相协调,钢梁截面高度 h_s 宜大于组合梁截面高度 h 的 $1/2$,即 $h \leq 2h_s$ 。

15.7.2 本条沿用为 2003 版的 11.5.2。

15.7.3 本条沿用为 2003 版的 11.5.3。

15.7.4 本条为 2003 版 11.5.4 的修改与补充。本条为抗剪连接件的构造要求。

圆柱头焊钉钉头下表面或槽钢连接件上翼缘下表面应高出混凝土底部钢筋 30mm 的要求,主要是为了:(1) 保证连接件在混凝土翼板与钢梁之间发挥抗掀起作用;(2) 底部钢筋能作为连接件根部附近混凝土的横向配筋,防止混凝土由于连接件的局部受压作用而开裂。连接件沿梁跨度方向的最大间距规定,主要是为了防止在混凝土翼板与钢梁接触面间产生过大的裂缝,影响组合梁的整体工作性能和耐久性。此外,焊钉能为钢板提供有效的面外约束,因此具有提高板件受压局部稳定性的作用,若焊钉的间距足够小,那么即使板件不符合塑性调幅设计法要求的宽厚比限值,同样能够在达到塑性极限承载力之前不发生局部屈曲,此时也可采用塑性方法进行设计而不受板件宽厚比限制,本次修订参考了欧洲规范 4 的相关条文,给出了不满足板件宽厚比限值仍可采用塑性调幅设计法方法的焊钉最大间距要求。

15.7.5 本条基本沿用 2003 版的 11.5.5。本条中关于焊钉最小间距的规定,主要是为了保证焊钉的抗剪承载力能充分发挥作用,焊钉高度一般不大于 $h_s + 75$,主要是从经济方面考虑。

15.7.6 本条基本沿用 2003 版的 11.5.7。

15.7.7 本条中关于板托中 U 型横向加强钢筋的规定,主要是因为板托中邻近钢梁上翼缘的部分混凝土受到抗剪连接件的局部压力作用,容易产生劈裂,需要配筋加强。

15.7.8 组合梁承受负弯矩时,钢箱梁底板受压,在其上方浇筑的混凝土与钢箱梁底板形成组合作用,可共同承受压力,并有效提高受压钢板的稳定性。此外,在梁端负弯矩区剪力较

大的区域，为提高其抗剪承载力和刚度，可在钢箱梁腹板内侧设置抗剪连接件并浇筑混凝土以充分发挥钢梁腹板和内填混凝土的组合抗剪作用。

16 钢管混凝土组合柱及节点

16.1 一般规定

16.1.1 本章所有条文均为新增条文。本节规定的钢管混凝土构件的设计和计算不适用与直接承受动力荷载的情况，本规程编制的理论分析、实验研究和工程应用总结都是建立在静力荷载或间接动力荷载作用的基础上的。

16.1.2 混凝土的湿重在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 中未作规定，可以参考《建筑结构荷载规范》给出的素混凝土自重 $22\sim 24\text{kN/m}^3$ 取用。在高层建筑和单层厂房中，一般可先安装空钢管，然后一次性向管内浇灌混凝土或连续施工浇灌混凝土。这时，钢管中存在初应力，将影响柱的稳定承载力。为了控制此影响在 5% 以内，经分析，应控制初应力不超过钢材受压强度设计值的 60%。

16.1.3 本条规定是保证管壁局部稳定的要求。圆钢管的规定是基于空钢管轴心受压时分析的结果；对于管内存在混凝土的情况是偏于安全的。矩形钢管的规定是参考澳大利亚标准 AS 4100 的规定制定的，是针对四边形的钢管混凝土轴压构件的研究结果。

16.2 矩形钢管混凝土柱设计

16.2.1 根据钢管和混凝土共同工作的机制，可得到轴心受压构件的承载力设计值计算公式为：

$$N = \alpha(f_y A_s + f_c A_c) \quad (16.2.1)$$

式中， α 是与钢管对混凝土的约束效应和混凝土徐变对承载力影响等因素有关的系数，前者对混凝土的强度有所提高，后者则相反。考虑到 α 的影响因素比较复杂，且对矩形钢管混凝土轴心受压构件承载力的提高有限，对于管壁较薄的构件更是如此，为了使用方便，本规程取 $\alpha = 1$ （这一方法也为美国 AISC、日本、英国等国家规范所采用），即得到本规程的公式（16.2.1-2）。

各种矩形钢管混凝土构件公式计算值和试验值的比较汇总于表 16.2.1。表中前三项，计算值与试验值之比小于 1 表示按公式计算偏于安全，大于 1 表示偏于不安全；表中后两项，计算值与试验值之比大于 1 表示按公式计算偏于安全，小于 1 表示偏于不安全。统计结果表明本规程的计算方法是可取的。

表 16.2.1 公式计算值与试验值的比较

序号	计算公式	试件数量 n	最小值	最大值	平均值 (\bar{X}^*)	方差 (σ^2)
1	轴压强度公式	91	0.6455	1.1700	0.8966	0.0095
2	轴压稳定公式	98	0.7926	1.4478	0.9568	0.0104
3	纯弯强度公式	28	0.7406	0.9813	0.9024	0.0050
4	压弯强度公式	81	0.8130	1.8979	1.1262	0.0411
5	压弯稳定公式	46	0.7018	1.2340	1.0085	0.0171

16.2.2 根据试验资料, 矩形钢管混凝土轴心受压构件的受力较接近于钢构件, 因此采用与钢结构类似的计算公式 (16.2.2-1), 公式中的轴心受压稳定系数也近似地采用现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中的 b 曲线, 构件的长细比则按考虑钢管和管内混凝土共同工作后的公式计算。

16.2.3 当量回转半径 r_0 计算公式 (16.2.3-3) 的推导过程如下: 矩形钢管混凝土柱的欧拉

力 $N_k = \frac{\pi^2 (E_s I_s + E_c I_c)}{l_0^2} = (f A_s + f_c A_c) \cdot \frac{\pi^2 E_s}{\lambda^2 f} = N_s \frac{\pi^2 E_s}{\lambda^2 f}$, 即公式 (16.2.6-3)。式中,

$$\lambda = \frac{l_0}{r_0}, \quad r_0 = \sqrt{\frac{I_s + I_c E_c / E_s}{A_s + A_c f_c / f}}, \quad \text{即公式 (16.2.3-2) 和公式 (16.2.3-3)}。$$

16.2.4 由于混凝土的抗拉强度相对于钢材很小, 在计算矩形钢管混凝土轴心受拉构件时, 可不计入混凝土的作用, 只考虑由矩形钢管抵抗所有的拉力, 由此可得到本规程矩形钢管混凝土的抗拉承载力计算公式 (16.2.4)。

16.2.5 按叠加理论, 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土压弯构件, 其承载力应满足下式的要求:

$$N \leq N^c + N^s \quad (16.2.5-5)$$

$$\frac{N^s}{A_s} + \frac{M}{W} \leq f \quad (16.2.5-6)$$

式中 N^c 为混凝土轴心受压承载力强度设计值, $N^s = A_s \cdot f_s$; N^s 为矩形钢管部分承担的轴向力设计值, 大小为总轴力减去混凝土部分承担的轴向力设计值; W 为矩形钢管的净截面抵抗矩。

16.2.6 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土压弯构件的稳定性分析,是在矩形钢管混凝土压弯构件的强度分析的基础上,结合轴心受压构件的稳定性分析,比照我国现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017的设计方法得出的。公式中的 β 是等效弯矩系数,取值与现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017相同;公式分母中的 $(1-0.8\frac{N}{N_{Ex}})$ 是考虑在弹塑性阶段轴力 N 引起弯矩增大的影响。与试验结果对比后,表明这种方法简明,物理意义清楚,对于实际工程设计是适用的。

由于压弯构件在两个主轴方向的长细比不一定相同,因此有必要进行弯矩作用平面外的稳定性计算。由于目前弯矩作用在平面外的失稳缺乏试验资料,无法与公式计算进行比较,有待今后在这方面继续做些工作。

按叠加理论,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,其弯矩作用平面内的稳定性应满足下式的要求:

$$N \leq \varphi_x (N^c + N^*) \quad (16.2.6-7)$$

$$\frac{N^*}{\varphi_x A_x} + \frac{M_x}{W_x (1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}})} \leq f \quad (16.2.6-8)$$

式中 N_{Ex} 为欧拉临界力, $N_{Ex} = \pi^2 \cdot EA / \lambda_x^2$ (16.2.6-9)

A 为矩形钢管混凝土等代全钢面积,

$$A = A_s + A_c \cdot \frac{f_c}{f} \quad (16.2.6-10)$$

同时,弯矩作用平面外的稳定性应满足下式的要求:

$$N \leq \varphi_y (N^c + N^*) \quad (16.2.6-11)$$

$$\frac{N^*}{\varphi_y A_x} + \frac{0.7 M_x}{W_x} \leq f \quad (16.2.6-12)$$

16.2.8 弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土拉弯构件的计算公式中不考虑混凝土的抗拉强度,认为拉应力只由钢管承当,混凝土只受压。运用极限状态理论可得,在极限状态下钢管混凝土拉弯构件的 N - M 相关曲线,即本规程式(16.2.8-1)。

由于目前关于钢管混凝土拉弯构件承载力的试验很少,不能对公式计算结果进行比较,有待今后在这方面再做工作。

16.2.9 弯矩作用在两个主平面内的双轴压弯构件的强度计算公式(16.2.9-1)和(16.2.9-2)是在单轴压弯构件强度计算的基础上加以推广而得的。

按叠加理论,弯矩作用在两个主面内的双轴压弯矩形钢管混凝土构件,其承载力应满足下式的要求:

$$N \leq N^x + N^y \text{ 即公式} \quad (16.2.5-5)$$

$$\frac{N^x}{A_x} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq f \quad (16.2.9-4)$$

式中 M_x 、 M_y ——为绕 x 、 y 轴的弯矩设计值;

W_x 、 W_y ——方矩形钢管对 x 、 y 轴的净截面抵抗矩。

16.2.10 双轴压弯矩形钢管混凝土构件的稳定计算公式(16.2.10-1)和(16.2.10-2)是根据单轴压弯构件结合双轴压弯构件的受力特点得出的。

由于目前关于钢管混凝土双轴压弯构件承载力的试验很少,不能对公式计算结果进行分析比较,有待今后在这方面做工作。

按叠加理论,弯矩作用在两个主平面内的双轴压弯构件,其稳定性按下列规定计算:

$$N \leq \varphi_x(N^x + N^y) \text{ 即} \quad (16.2.6-10)$$

$$N \leq \varphi_y(N^x + N^y) \text{ 即} \quad (16.2.6-11)$$

$$\frac{N^x}{\varphi_x A_x} + \frac{M_x}{W_x(1-0.8\frac{N}{N_{Ex}})} + \frac{0.7M_y}{W_y} \leq f \quad (16.2.10-5)$$

$$\frac{N^y}{\varphi_y A_y} + \frac{M_y}{W_y(1-0.8\frac{N}{N_{Ey}})} + \frac{0.7M_x}{W_x} \leq f \quad (16.2.10-6)$$

式中 N_{Ex} 为欧拉临界力 $N_{Ex} = \pi^2 \cdot EA / \lambda_x^2$ (16.2.10-7)

λ_y 为弯矩作用平面外的长细比。

16.2.11 双轴拉弯矩形钢管混凝土构件的强度计算公式(16.2.11-1)是由弯矩作用在一个主平面内的矩形钢管混凝土拉弯构件计算公式推广而得的。

16.3 圆钢管混凝土柱设计

16.3.1 圆钢管混凝土柱轴心受压承载力计算

1 关于受压强度设计值

1993年原哈尔滨建筑工程学院（现哈尔滨工业大学土木工程学院）首次采用有限元法求得实心钢管混凝土轴压构件轴向压力与纵向应变的全过程曲线。确定曲线由弹塑性阶段終了进入强化阶段时为构件的抗压强度标准值，无强化阶段而极值破坏时，则以极值点的平均应力为构件的抗压强度标准值（ f_{sc-hy} ）。经分析，对各种钢材和混凝土，以及不同含钢率，如有弹塑性阶段和强化阶段时，该点均在纵向压应变约为 $3000 \mu\epsilon$ 处。如无强化阶段而为极值破坏时，则在 $3000 \mu\epsilon$ 前破坏。见图 16.3.1。

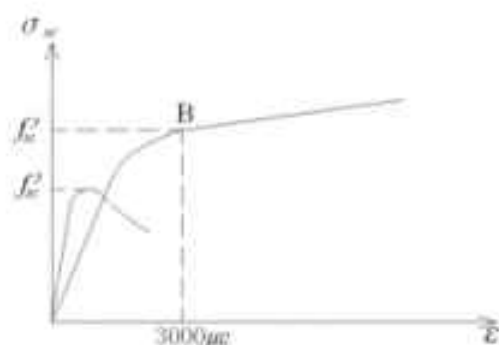


图 16.3.1 轴心受压时的平均应力与纵向应变的关系全曲线及抗压强度标准值

2 关于管内混凝土的徐变

利用有限元法计算出钢管混凝土构件中核心混凝土的自由徐变量、构徐变量和核心混凝土的卸载徐变量。该有限元程序中相关的徐变参数设置是由已有混凝土试验数据得到，并经钢管混凝土构件受压试验验证是合理的。得到徐变量后，从徐变发生前后钢与混凝土切线模量的变化，引起的折算模量变化来分析计算构件的稳定承载能力的折减，得到徐变对钢管混凝土受压构件稳定承载力的影响，及与钢材型号、混凝土强度级别、恒载占设计荷载百分比和长细比等因素的关系，计算出徐变后构件稳定承载力的影响系数 k_s 。

- 1) 考虑了混凝土强度和模量随龄期的增长而提高，及混凝土在蒸汽养护条件下强度和模量提高等有利因素。
- 2) 此结果是水灰比为 0.3 时的情况，其它情况也可借鉴。
- 3) 管内混凝土的徐变主要发生在 1~3 个月内，超过 6 个月变化很小，并在 1 年左右几乎完全停止。在外荷载作用下，由于管内混凝土发生徐变变形，产生内力重分布现象，导致钢管和管中混凝土应力的改变，二者的模量发生变化，因而使构件的稳定承载力发生变化，稳定承载力下降。对于偏压构件，只在小偏心率 ($e/r_0 \leq 0.3$) 时，徐变对构件稳定承载力才有影响。此条规定可用于炉架柱和高层建筑的钢管混凝土柱的设计。此处 e 和 r_0 分别是荷载的偏心 and 管柱的半径。

经分析 Q235 等四种钢材的徐变影响系数，相差不大，因而取平均值，得规范中的 k_c 。高层建施工时，都采用分层浇灌管内混凝土，因而混凝土的徐变要小得多。经分析，应乘以小于 1 的系数 k_p 。

1 轴压比的控制是防止构件的脆性破坏，抗震调正系数 γ_{RE} 取自《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99。

16.3.2 1986 年采用有限元法求得圆钢管混凝土构件受纯扭作用时的全过程曲线（图 16.3.2），并经实验验证，得到了组合抗剪强度，是取对应于最大剪应变为 $3500 \mu \epsilon$ 处的平均剪应力，它直接和构件的轴压强度有关。

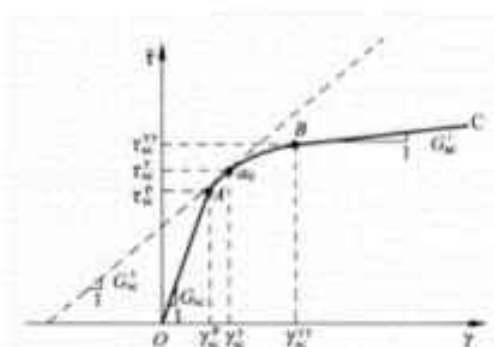


图 16.3.2-1 钢管混凝土构件受纯扭时最大剪应力与剪应变全过程曲线

在钢管混凝土构件的受扭过程中，其截面应力是最外圈应力最大，然后向中心逐步发展塑性，所以钢管对钢管混凝土的抗扭作用是主要的。对于混凝土来讲，对钢管混凝土的受扭起作用的是混凝土的抗拉强度，而混凝土的抗拉强度是很小的，即对钢管混凝土的抗扭贡献很小。但是在钢管混凝土中，由于混凝土对钢管起到了很好的支撑作用，使得外钢管能够很好的发展塑性，现假设外钢管能够完全达到屈服强度，而不考虑混凝土的抗扭作用，则可以得到如下形式：

$$T_s = A_s f_s \rho \approx A_s f_s r \quad (1)$$

式中 ρ ——钢管受扭时的有效力臂，应该为钢管中心环线到圆心的距离，即 $\rho = \frac{r_o + r}{2}$ ，

但考虑到钢管通常较薄，可近似取为 r ，其带来的误差很小。

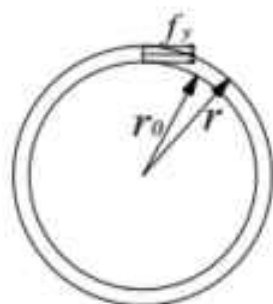


图 16.3.2-2 纯扭时计算模型

公式(1)是假设外钢管全部达到屈服,但在实际抗扭极限承载力分析中,我们只考虑了部分发展塑性,所以该式所得值将偏大,偏于不安全,需考虑折减,通过与文献[钟老师论文]中的试验数据对比,可以取折减系数为 0.71,则原公式变为:

$$T_u = 0.71 A_s f_y r \quad (2)$$

根据“统一理论”,把钢管混凝土当作统一材料,则其极限扭矩与扭转应力有如下关系:

$$T_u = W_T f_m \quad (3)$$

式中: f_m ——钢管混凝土的极限剪切强度设计值;

$$W_T \text{——截面抗扭抵抗矩, } W_T = \frac{\pi r^3}{2}.$$

将式(2)与式(3)相等,则得到钢管混凝土的等效极限剪切强度为:

$$f_m = 0.71 A_s f_y r / W_T = 2 \times 0.71 (r^2 - r_0^2) f_y / r^2 = 1.4 f_y a / (1 + a) \quad (4)$$

从式(4)中看出,极限剪切强度 f_m 只与钢材强度以及含钢率有关,而与混凝土等级无关,得规范表 16.3.2-1.

极限抗剪强度,乘以相应的截面面积便可得到截面的抗剪承载力公式,即:

$$V_0 = \mu f_m A_m = 0.71 f_m A_m \quad (5)$$

式中 μ ——钢管混凝土抗剪强度折减系数;由于等效抗剪极限强度是通过纯扭的极限平衡理论得到的,而钢管混凝土在受纯剪荷载时,其截面剪应力分布和纯扭作用下的应力分布不同,因为钢管混凝土受纯剪作用时,最大剪应力在截面中轴上,往两边逐渐减小,故要考虑折减,通过与参考文献中公式计算结果对比,可以取 $\mu = 0.71$.

计算公式中的抗弯承载力 M_u (规范公式 16.3.2-4) 是采用有限元法求得实心钢管混凝土受弯时的弯矩与纵向纤维应变的全过程曲线,定义最大拉应变为 $10000\mu\epsilon$ 时的弯矩为抗弯极限 (图 16.3.2-3),同时考虑了截面的塑性发展.

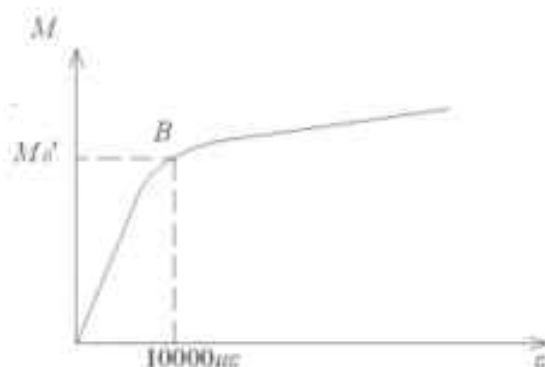


图 16.3.2-3 受弯构件的弯矩和最大纵向拉应变的全过程关系曲线

16.3.3 钢管混凝土构件受拉力作用时,管内混凝土将开裂,不承受拉力作用,只有钢管承担全部拉力。不过,钢管受拉力作用而伸长时,径向将收缩;但却受到管内混凝土的阻碍,而成为纵向受拉而环向也受拉的双向拉应力状态,其抗拉强度将提高。提高值和所受来自混凝土的阻力大小有关,对于实心截面,钢管的抗拉强度提高 10%。

16.3.4 统一理论把钢管混凝土视为单一材料,因而可在钢结构设计规范稳定系数计算公式的基础上,将稳定系数的公式扩展到钢管混凝土受压构件上,得钢管混凝土的稳定系数的统一计算公式。

$$\varphi = \frac{1}{2\bar{\lambda}_c^2} \left[\bar{\lambda}_c^2 + (1 + \varepsilon_w) - \sqrt{(\bar{\lambda}_c^2 + (1 + \varepsilon_w))^2 - 4\bar{\lambda}_c^2} \right] \quad (16.3.6-1)$$

其中正则长细比定义为: $\bar{\lambda}_c = \frac{\lambda_w}{\pi} \sqrt{\frac{f_w}{E_w}}$ 。Esc 是钢管混凝土组合弹性模量, λ_w 是构件

的长细比, $\lambda_w = \frac{L_0}{i_w}$, L_0 为构件的计算长度,回转半径 $i_w = \sqrt{\frac{I_w}{A}}$ 。为了避免用分段函数来计算

稳定系数,假设钢管混凝土的等效初始偏心率为: $\varepsilon_w = K\bar{\lambda}_c$ 。其中, K 为等效初始偏心率系数,用来综合考虑不同含钢率和形状对稳定系数的影响。

经过分析计算,最后给出钢管混凝土构件的等效初始偏心率系数为: $K = 0.25\alpha^N$ 其中:
 α ——含钢率,等于钢材面积与混凝土的面积比 A_s/A_c 。 N ——截面形状系数, $N = \frac{n^2 - 14}{n^2 - 9}$,
 n 为截面的边数,对于圆形截面,则 $N = 1$ 。

最后给出钢管混凝土构件的稳定系数计算公式为:

$$\varphi = \frac{1}{2\bar{\lambda}_c^2} \left[\bar{\lambda}_c^2 + (1 + K\bar{\lambda}_c) - \sqrt{(\bar{\lambda}_c^2 + (1 + K\bar{\lambda}_c))^2 - 4\bar{\lambda}_c^2} \right] \quad (16.3.6-2)$$

通过大量的试验对比,证明公式正确可行。这样通过查长细比 $\bar{\lambda}_c = \frac{\lambda_w}{\pi} \sqrt{\frac{f_w}{E_w}}$ (含钢管混

混凝土的强度 f_c 和钢管混凝土弹性模量 E_{sc}), 可以得到稳定系数, 但虽然查 λ_{sc} 方便, 由于对计算钢管混凝土的强度 f_c 和钢管混凝土弹性模量 E_{sc} 并不方便, 故采用钢结构的处理方法, 转换为按照钢材的强度和弹性模量来查稳定系数, 因为钢材的这些值都是确定的, 这样的话, 需要进行等效处理, 具体如下:

由条文说明 16.3.3 知道:

$$E_{sc} = \frac{f_c'}{f_c} = \frac{0.192f_y + 0.488}{0.67f_y} f_c' E_s = k_p' f_c' \quad (16.3.6-3)$$

由长细比定义:

$$\bar{\lambda}_{sc} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{f_c'}{E_{sc}}} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{1}{k_p'}} = \frac{\lambda_{sc}}{\pi} k_p' \sqrt{\frac{235}{206000}} = \frac{(0.001f_y + 0.781)\lambda_{sc}}{\pi} \sqrt{\frac{235}{206000}} = 0.011(0.001f_y + 0.781)\lambda_{sc}$$

式中 k_p' —— 计算系数, 具体形式如下:

$$k_p' = \sqrt{\frac{0.67f_y}{0.192f_y + 114.68}} \quad (16.3.6-4)$$

计算 f_y 和 k_p' 的关系并近似用线性关系拟合回归, 得:

$$k_p' = (0.001f_y + 0.781) \quad (16.3.6-5)$$

由此, 规程中表(16.3.6)轴压构件的稳定系数由 $\lambda (0.001f_y + 0.781)$ 查得。

与 80 个实验结果相比, 试验值与计算值之比, 平均值为 1.124, 均方差为 0.02, 符合良好。

16.3.5 圆钢管混凝土拉弯构件的承载力只考虑钢管受拉, 因此给出规程公式 (16.3.7)。

16.3.6 钢管混凝土构件在压、弯、扭、剪共同作用下, 恒决定于稳定, 因而只给出了验算稳定的公式。这是一个包含 N , M , T 和 V 的三维方程。当 $T=0$ 时, 为 N , M 和 V 的三维方程。

当 $T=V=0$ 时, 得偏心受压的相关曲线, 如图 16.3.1.6-1 所示。稳定承载力按两项式进行验算, 见规范公式 (16.3.8-4) 和 (16.3.8-5), 式中 M_0 按式 (16.3.2-4) 计算。

为了设计方便, 规程公式 (16.3.3-2) 中的抗弯弹性模量 E_{scm} , 如前所述, 可取 $E_{scm} = 1.3k_p f_c$ 来进行计算, 对结果影响很小, 由此, 推导如下:

$$N_E = \pi^2 E_{scm} A_{sc} / (1.1 \lambda)^2 = \pi^2 (1.3k_p f_c) A_{sc} / (1.1 \lambda)^2 \approx 10.6 k_p N_d / \lambda^2$$

只有在计算结构变形时, 应采用 E_{scm} 。

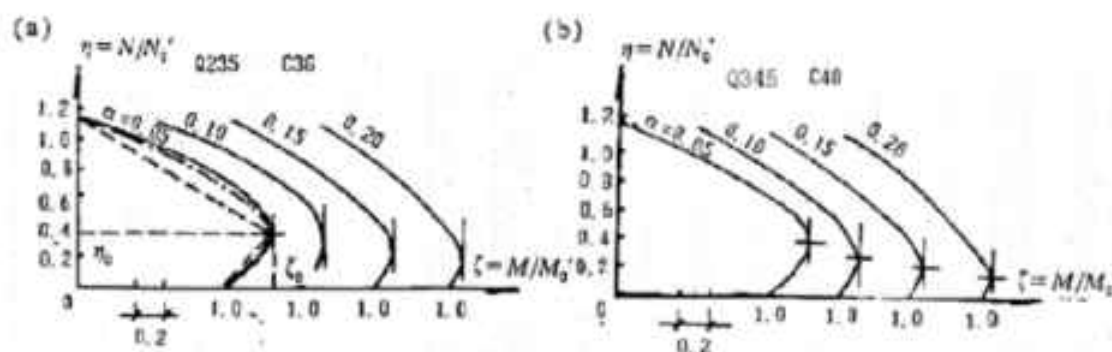


图 16.3.6-1 压弯（偏心受压）构件的相关曲线

计算公式中的抗弯承载力 M_0 (规范公式 16.3.2-4) 是采用有限元法求得钢管混凝土受弯时的弯矩与纵向纤维应变的全过程曲线, 定义最大拉应变为 $10000 \mu \epsilon$ 时的弯矩为抗弯极限 (图 16.3.6-2)。



图 16.3.6-2 受弯构件的弯矩和最大纵向拉应变的全过程关系曲线

16.4 钢管混凝土柱梁连接节点设计

16.4.5 刚性节点加强环板的类型可分为 4 种型式, I、II 型具有外形简单, 便于制作的优点; III、IV 型外形曲线光滑, 受力好, 这 4 种型式都是工程中常用的型式, 因而也作为本条文的推荐形式。

目前国内外对加强环板的受力分析研究, 均限于环板承受单向拉力, 没有考虑柱轴压的影响, 更没有进行柱承压的同时环板双向承拉的性能研究。为了建立符合我国国情、采用我国材料指标, 既能满足环板单向承拉又能满足柱段受轴压、环板双向承拉的设计承载力设计公式, 在国内外已有的研究成果基础上, 进行了新的实验研究, 并提出了补充和修正。

加强环板的设计计算, 应满足以下两个条件: ①梁端等强过渡并符合构造要求; ②环板的设计承载力安全、可靠。环板的承载力受最大应力断面控制, 但是不同型式的环板, 控制断面位置不同。实验表明, 对 I、II 型环板, 不论是单向还是双向受拉, 最大应力点均出现在角隅的外边缘处; 对 III、IV 型环板, 当单向受拉时, 最大应力是与力成 30° 角环板外缘的环向应力; 当双向受拉时, 由于应力的叠加, 在与力方向成 45° 断面最小处的外缘环向

拉应力最大，首先屈服。

根据以上分析研究，本规范在对日本规范公式进行补充，并经简单变换后，提出了以控制断面宽度 b 来满足环板设计承载力要求的式 (16.4.5-3) 和式 (16.4.5-6)。对 III、IV 型环板的计算式 (16.4.5-7) 中引入了双向拉力比值 β 。经与实验结果和国内已有计算公式相比，该公式用于设计是可行的和偏于安全的。

梁柱刚接节点试验表明，当梁端竖向剪力增大至临界值时，梁端 $1d$ (d 为钢管外径) 范围内的管壁可能产生局部鼓曲，致使节点刚度减小。为此，除采用梁端加腋等措施分散剪力，降低剪应力集度外，还应控制此范围内的剪应力值，以保证管壁不发生局部屈曲。根据剪力传递机理的试验研究成果，提出本公式。此公式已用于工程实践。

由于钢管混凝土柱具有较高的强度和良好的延性性质，用作抗震结构的柱是相当理想的。所以，节点的设计成为钢管混凝土框架结构抗震设计的关键问题之一。在框架结构中，不论是钢梁节点还是钢筋混凝土梁节点，只要满足计算和梁端构造上的要求，与钢筋混凝土框架节点相比，在低周反复荷载作用下，滞回特性、延性系数和强度储备均高得多，而且节点核心区不会破坏，梁端塑性铰位置易于控制。因此，采用钢管混凝土柱和钢梁或钢筋混凝土梁加强环节点组成的框架，更便于实现“强柱弱梁，节点更强”的抗震设计要求。

试验研究表明，对混凝土梁节点，在保证梁内主筋与环板可靠焊接锚固的前提下，梁端配筋设计满足《混凝土结构设计规范》的有关规定，也可达到“强剪弱弯”的目的，表现出良好的抗震能力。

III、IV 型加强环板，由于其外形曲线光滑，无明显应力集中点，因而更适于承受反复荷载作用。此外，重视节点环板的加工和焊接质量，也是减少残余应力和缺陷的影响，避免应力集中所必须的。

本节所述梁柱节点的加强环与前节所述环形牛腿的加强环的区别在于，梁柱节点加强环所传递的弯矩为框架梁在柱边的支座弯矩，而环形牛腿的加强环所承受的仅是梁端剪力的偏心作用所引起的弯矩，它只是框架梁支座弯矩中的一小部分。

16.4.6 隔板的浇筑孔直径应足够大，以方便施工。设透气孔以保证节点处混凝土的浇筑质量。矩形钢管混凝土柱隔板透气孔的位置取决于两方面：一方面距离角点不宜太远，以起到足够的透气效果；另一方面使隔板在屈服状态下能满足简单传力机制。

17 疲劳计算及防脆断设计

17.1 一般规定

17.1.1 本条基本沿用 2003 版的 6.1.1。本条阐述本章的适用范围为直接承受动力荷载重复作用的钢结构（例如工业厂房吊车梁、有悬挂吊车的屋盖结构、桥梁、海洋钻井平台、风力发电机结构、大型旋转游乐设施等），当其荷载产生的应力变化的循环次数 $n \geq 5 \times 10^4$ 时的高周疲劳计算。需要进行疲劳计算的循环次数，88 版规范为 $n \geq 10^5$ 次，考虑到在某些情况下的可能不安全，03 版规范修订时参考国外规定并结合建筑钢结构的实际情况，改为 $n \geq 5 \times 10^4$ 次。本次修订仍旧保留了 03 版的对循环次数的规定，并且进一步指出当钢结构承受的应力循环次数小于本条要求时，可不进行疲劳计算，且可按照不需要验算疲劳的要求选用钢材。直接承受动力荷载重复作用的钢结构，均应符合本规范规定的相关构造要求（16.3 节、吊车梁及吊车桁架的构造要求）。

17.1.2 本条沿用 2003 版的 6.1.1。本条说明本章的适用范围为在常温、无强烈腐蚀作用环境中的结构构件和连接。对于海水腐蚀环境、低周-高应变疲劳等特殊使用条件中疲劳的破坏机理与表达式各有特点，分别另属专门范畴；高温下使用和焊接经回火消除残余应力的结构构件及其连接则有不同于本章的疲劳强度值，均应另行考虑。

17.1.3 本条基本沿用 2003 版的 6.1.3。本次规范修订有关疲劳强度计算仍采用荷载标准值按容许应力幅法进行计算，是因为目前我国对基于可靠度理论的疲劳极限状态设计方法研究还缺乏基础性研究，对不同类型构件连接的裂纹形成、扩展以致断裂这一全过程的极限状态，包括其严格的定义和影响发展过程的有关因素都还未明确，掌握的疲劳强度数据只是结构抗力表达式中的材料强度部分。

为适应焊接结构在钢结构中普遍应用的状况，本章采用目前已为国际上公认的应力幅计算表达式。多年来国内外大量的试验研究和理论分析证实：对于焊接钢结构疲劳强度起控制作用的是应力幅 $\Delta\sigma$ ，而几乎与最大应力、最小应力及应力比这些参量无关。这是因为：焊接及其随后的冷却，构成不均匀热循环过程，使焊接结构内部产生自相平衡的内应力，在焊接附近出现局部的残余拉应力高峰，横截面其余部分则形成残余压应力与之平衡。焊接残余拉应力最高峰值往往可达到钢材的屈服强度。此外，焊接连接部位因为截面的改变原状，总会产生不同程度的应力集中现象。残余应力和应力集中两个因素的同时存在，使疲劳裂纹发生于焊接熔合线的表面缺陷处或焊缝内部缺陷处，然后沿垂直于外力作用方向扩展，直到最后的断裂。产生裂纹部位的实际应力状态与名义应力有很大差别，在裂纹形成过程中，循环

内应力的变化是以高达钢材屈服强度的最大内应力为起点, 往下波动应力幅 $\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ 与该处应力集中系数的乘积。此处 σ_{\max} 和 σ_{\min} 分别为名义最大应力和最小应力, 在裂纹扩展阶段, 裂纹扩展速率主要受控于该处的应力幅值。

试验证明, 钢材静力强度不同, 对大多数焊接连接类别的疲劳强度并无显著区别, 仅在少数连接类别(如轧制钢材的主体金属、经切割加工的钢材和对接焊缝经严密检验和细致的表面加工时)的疲劳强度有随钢材强度提高稍微增加的趋势, 而这些连接类别一般不在构件疲劳计算中起控制作用。因此, 为简化表达式, 可认为所有类别的容许应力幅都与钢材的静力强度无关, 即疲劳强度所控制的构件, 采用强度较高的钢材是不经济的。

钢结构的疲劳计算, 采用传统的基于名义应力幅的构造分类法, 分类法的基本思路是, 以名义应力幅作为衡量疲劳性能的指标, 通过大量试验得到各种构件和连接构造的疲劳性能的统计数据, 将疲劳性能相近的构件和连接构造归为一类, 同一类构件和连接构造具有相同的 S-N 曲线。设计时, 根据构件和连接构造形式找到相应的类别, 即可确定其疲劳强度。连接类别是影响疲劳强度的主要因素之一, 主要是因为它将引起不同的应力集中(包括连接的外形变化和内在缺陷的影响)。设计中应注意尽可能不采用应力集中严重的连接构造。

容许应力幅数值的确定, 是根据疲劳试验数据统计分析而得, 在试验结果中包括了局部应力集中可能产生屈服区的影响, 因而整个构件可按弹性工作进行计算。连接形式本身的应力集中不予考虑, 其他因断面突变等构造产生应力集中则应另行计算。

按应力幅概念计算, 承受压应力循环与承受拉应力循环是完全相同的, 国内外焊接结构的试验资料中也有压应力区发现疲劳开裂的现象。焊接结构的疲劳强度之所以与应力幅密切相关, 本质上是由于焊接部位存在较大的残余拉应力, 造成名义上受压应力的部位仍旧会疲劳开裂, 只是裂纹扩展的速度比较缓慢, 裂纹扩展的长度有限, 当裂纹扩展到残余拉应力释放后便会停止。考虑到疲劳破坏通常发生在焊接部位, 而钢结构连接节点的重要性和受力的复杂性, 一般不容许开裂, 因此, 本次修订规定了仅在非焊接构件和连接条件下, 在应力循环中不出现拉应力的部位可不计算疲劳。

17.2 疲劳计算

17.2.1 本条为新增条文。本条在 GB50017-2003 版 6.2.1 条的基础上, 增补了许多说明。本条文采用简便的方法来快速地验算疲劳强度。国际上的试验研究表明, 低于疲劳极限(对常幅疲劳问题)或截止限(对变幅疲劳问题)的应力幅一般不会导致疲劳破坏。为此, 提出公

式 17.2.1-1、17.2.1-2 针对常幅疲劳强度的验算，提出公式 17.2.1-4、17.2.1-5 针对变幅疲劳强度的验算。

本次修订参考欧洲规范 EC3，增加了针对构造细节受剪应力幅的疲劳强度计算，还引入壁厚修正系数 γ ，公式 16.2.1-3 未考虑壁厚效应对横向受力焊缝疲劳强度的影响。国内外大量的疲劳试验采用的试件钢板厚度一般都小于 25mm。对于板厚大于 25mm 的构件和连接，主要是横向角焊缝和对接焊缝等横向传力焊缝，试验和理论分析表明，由于板厚引起的焊趾位置的应力集中或应力梯度变化，疲劳强度随着板厚的增加有一定程度的降低，因此需要对容许应力幅针对具体的板厚进行修正。板厚修正系数 γ 的计算公式参考了国际上钢结构疲劳设计规范，如日本规范 JSSC，欧洲规范 EC3。

考虑到非焊接与焊接构件以及连接的不同，即前者一般不存在很高的残余应力，其疲劳寿命不仅与应力幅有关，也与名义最大应力有关，因此，为了疲劳强度计算统一采用应力幅的形式，对非焊接构件以及连接引入折算应力幅，以考虑 σ_{\max} 的影响。折算应力幅的表达方式为：

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min} \leq \Delta\sigma_R$$

若按 σ_{\max} 计算的表达式为：

$$\sigma_{\max} \leq \frac{\Delta\sigma'_R}{1 - k \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}}$$

即：

$$\sigma_{\max} - k\sigma_{\min} \leq \Delta\sigma'_R$$

式中 k —系数，按 TJ17-74 规范规定：对主体金属：3 号钢取 $k = 0.5$ ，16Mn 钢取 $k = 0.6$ ；对角焊缝：3 号钢取 $k = 0.8$ ，16Mn 钢取 $k = 0.85$ ； $\Delta\sigma'_R$ —应力比 $\rho(\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}) = 0$ 时疲劳容许拉应力，其值与 $\Delta\sigma_R$ 相当。

在 TJ17-74 规范中， $\Delta\sigma'_R$ 考虑了欠载效应系数 1.15 和动力系数 1.1，故其值较高，但本条仅考虑常幅疲劳，应取消欠载系数，且 $\Delta\sigma_R$ 是试验值，已包含动载效应，所以亦不考虑动力系数，因此 $\Delta\sigma_R$ 的取值相当于 $\Delta\sigma'_R / (1.15 \times 1.1) = 0.79\Delta\sigma'_R$ 。另外 GBJ17-88 规范以

高强螺栓摩擦型连接和带孔试件为代表，将试验数据统计分析，取 $k = 0.7$ 。因此得：

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min}$$

GB50017-2003 规范之前的修订工作，针对常幅疲劳容许应力幅做了两方面的工作，一是收集和汇总各种构件和连接形式的疲劳试验资料；二是以几种主要的形式为出发点，把众多的构件和连接形式归纳分类，每种具体连接以其所属类别给出 $S-N$ 疲劳曲线和相关参数，为进行统计分析工作，汇集了国内现有资料，个别连接形式（如 T 形对接焊接等）适当参考了国外资料，根据不同钢号、不同尺寸的同一种连接形式的所有试验资料，汇总后按应力幅计算式进行统计分析，以 95% 置信度取 2×10^6 次疲劳应力幅下限值，也就是疲劳试验数据线性回归值（平均值）减去 2 倍标准差，按各种连接形式疲劳强度的统计参数（非焊接连接形式考虑了最大应力（应力比）实际存在的影响），以构件母材、高强度螺栓连接、带孔、翼缘焊缝、横向加劲肋、横向角焊缝连接和节点板连接等几种主要形式为出发点，适当照顾 $S-N$ 曲线族的等间距设置，把连接方式和受力特点相似、疲劳强度相近的形式归成同一类，最后确定构件和连接分类有 8 种。分类后，需要确定 $S-N$ 曲线斜率值，根据试验结果，绝大多数焊接连接的斜率 β 在 -3.0~ -3.5 之间，部分介于 -2.5~ -3.0 之间，构件母材和非焊接连接则按斜率小于 -4，为简化计算取用 $\beta = 3$ 和 4 两种斜率，而在 $N = 2 \times 10^6$ 次疲劳强度取值略予调整，以免在低循环次数出现疲劳强度过高的现象。 $S-N$ 曲线确定后，可据此求出任何循环次数下的容许应力幅（即疲劳强度）。

近 20 多年来，世界一些先进国家在钢结构疲劳性能和设计方面开展了大量基础性的试验研究工作，取得了许多成果，发展了钢结构疲劳设计水平，提出了许多构造细节的疲劳强度数据，而我国这方面所做的基础性工作十分有限。鉴于此现状，本次规范修订时，对国际上各国的研究状况和成果进行了广泛的调研和对比分析，在保持 GB50017-2003 规范疲劳设计已有特点的基础上，借鉴和吸收了欧洲规范 EC3 钢结构疲劳设计的概念和做法，增加了许多新的内容，使我国可进行钢结构疲劳计算的构造细节更加丰富，具体如下：

1 将原来 8 个类别的 $S-N$ 曲线增加到：针对正应力幅疲劳计算的，有 14 个类别，为 Z1~Z14（见正文表 17.2.1-1）；针对剪应力幅疲劳计算的，有 3 个类别，为 J1~J3（详见正文表 17.2.1-2）。

2 原来的类别 1 和 2 保持不变，即为现在的类别 Z1 和 Z2。原来的类别 3、4、5、6、7、8 分别放入到最接近现在的类别 Z4、Z5、Z6、Z7、Z8、Z10 中，在 $N = 2 \times 10^6$ 时的新老容许应力幅的差别均在 5% 以内，在工程上可以接受。原来针对角焊缝疲劳计算的类别 8，

放入到现在的类别 J1。

3 国际上研究表明,对变幅疲劳问题,低应力幅在高周循环阶段的疲劳损伤程度有所较低,且存在一个不会疲劳损伤的截止限。为此,针对正应力幅疲劳强度计算的 $S-N$ 曲线,在 $N=5 \times 10^6$ 次之前的斜率为 β ,在 $N=5 \times 10^6 \sim 1 \times 10^8$ 次之间的斜率为 $\beta+2$ (见正文图 17.2.1-1)。但是,针对剪应力幅疲劳强度计算的 $S-N$ 曲线,斜率保持仍不变,为 β (见正文图 17.2.1-2)。无论是正应力幅还是剪应力幅,均取 $N=5 \times 10^6$ 次时的应力幅为常幅疲劳极限,取 $N=1 \times 10^8$ 次时的应力幅为变幅疲劳截止限。

4 在保持 GB50017-2003 规范 19 个项次的构造细节的基础上,新增加了 23 个项次,并按照非焊接、纵向传力焊缝、横向传力焊缝、非传力焊缝、钢管截面、剪应力作用等情况将构造细节进行归类重新编排,同时构造细节的图列表示得更清楚,见附录表 A-1~A-6。有关全部采用钢管焊接组成的桁架节点疲劳计算,可以参照相关的标准《钢管结构技术规程》CECS 280:2010。

表 17.2.1 以 200 万次的疲劳强度为例,给出了原有构造细节在修订前后的比较,并指明了新增加的构造细节。欧规 EC3 构造细节的疲劳强度确定的方法与我国是一致的,即依据疲劳试验数据的线性回归值(平均值)减去 2 倍标准差。

表 17.2.1 各构造细节 200 万次的类别及其疲劳强度(针对附录 Q-1~Q-6)

本次规范修订				GB50017-2003 规范			欧规 EC3
项次	修订情况	类别	疲劳强度 (MPa)	项次	类别	疲劳强度 (MPa)	类别(即疲劳强度) (MPa)
1	原有	Z1	176	1	1	176	
2	原有	Z1, Z2	176, 144		1, 2	176, 144	
3	原有	Z4	112	18	3	118	
4	原有	Z2	144	19	2	144	
		Z4	112	17	3	118	
5	新增	Z11	50		无	无	50
6	原有	Z2	144	4	2	144	
7	新增	Z4, Z5	112, 100		无	无	112, 100
8	原有	Z2, Z4, Z5	144, 112, 100	5	2, 3, 4	144, 118, 103	
		Z4, Z5	112, 100		3, 4	118, 103	

9	新增	Z5	100		无	无	100
10	新增	Z8	71		无	无	71
11	原有	Z10	56	11	8	59	
		Z8	71	12	7	69	
		Z8	71	13	7	69	
12	原有	Z2, Z4	144, 112	2	2, 3	144, 118	
13	原有	Z2	144	3	2	144	
	新增	Z4	112		无	无	112
14	新增	Z6	90		无	无	90
15	新增	Z8, Z11	71, 50		无	无	71, 50
16	原有	Z7	80	10	6	78	
17	新增	Z8	71		无	无	71
18	原有	Z8	71	9	7	69	
19	原有	Z6	90	14	5	90	
		Z8	71	15	7	69	
20	新增	Z8, Z13	71, 40		无	无	71, 40
21	原有	Z5, Z6	100, 90	6	4, 5	103, 90	
22	新增	Z7, Z8	80, 71		无	无	80, 71
23	原有	Z8	71	8	7	69	
24	原有	Z6	90	7	5	90	
25	新增	Z7	80		无	无	80
26	新增	Z3, Z6	125, 90		无	无	125, 90
27	新增	Z6, Z8	90, 71		无	无	90, 71
28	新增	Z8, Z10	71, 56		无	无	71, 56
29	新增	Z8	71		无	无	71
30	新增	Z10, Z11	56, 50		无	无	56, 50
31	新增	Z11, Z12	50, 45		无	无	50, 45
32	新增	Z13	40		无	无	40
33	新增	Z8	71		无	无	71

34	新增	Z8, Z9	71, 63		无	无	71, 63
35	新增	Z14	36		无	无	36
36	原有	J1	59	17	8	59	
37	新增	J2	100		无	无	100
38	新增	J3	90		无	无	90

17.2.2 本条为 2003 版的 6.2.1 的补充说明,对不满足 17.2.1 条的常幅疲劳问题,提供了按照预期使用寿命的疲劳强度计算方法。

17.2.3 本条为 2003 版 6.2.2 条和 6.2.3 条的综合补充说明,对不满足 17.2.1 条的变幅疲劳问题,提供了按照预期使用寿命的等效常幅疲劳强度的计算方法,实际结构中重复作用的荷载,一般并不是固定值,若能根据结构实际的应力状况(应力的测定资料),并按雨流法或泄水法等计数方法进行应力幅频次统计,预测或估算得到结构的设计应力谱,则可按本条将变幅疲劳转换为常幅疲劳计算。

假设计应力谱包括应力幅水平 $\Delta\sigma_1$ 、 $\Delta\sigma_2$ …… $\Delta\sigma_i$ ……及对应的循环次数 n_1 、 n_2 …… n_i ……,然后按目前国际上通用的 Miner 线性累计损伤定律进行计算,其原理如下:计算部位在某应力幅水平 $\Delta\sigma_i$ 作用有 n_i 次循环,查 S-N 曲线得 $\Delta\sigma_i$ 对应的疲劳寿命为 N_i ,则 $\Delta\sigma_i$ 应力幅所占损伤率为 n_i/N_i ,对设计应力谱内所有应力幅均做类似的损伤计算,则得:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} + \dots$$

从工程应用的角度,粗略地可认为当 $\sum \frac{n_i}{N_i} = 1$ 时产生疲劳破坏。

计算累计损伤时还应涉及 S-N 曲线斜率的变化和截止应力问题。国际上的研究表明:对变幅疲劳问题,常幅疲劳的疲劳极限并不适用;随着疲劳裂纹的扩展,一些低于疲劳极限的低应力幅将成为裂纹扩展的应力幅而加速疲劳累积损伤;低应力幅比高应力幅的疲劳损伤作用要减弱,并且也不是任何小的低应力幅都有疲劳损伤作用,小到一定程度就没有损伤作用了。

GB50017—2003 规范采用最简单的损伤处理方式,即保持 S-N 曲线的斜率不变,认为高应力幅与低应力幅具有相同的损伤效应,且无论多少小的应力幅始终存在损伤作用,这是

过于保守的做法，不切实际的。为此，本次规范修订时，采用欧规 EC3 国际公认的做法，即采用 17.2.1 条文说明中 (3) 的方法来处理低应力幅的损伤作用。

按照正文图 17.2.1-1 与 17.2.1-2 及以上 Miner 损伤定律，可将变幅疲劳问题换算成等效的常幅疲劳进行计算。以变幅疲劳的等效正应力幅为例（图 17.2.3），推导过程如下：

设想有一常幅疲劳的应力幅为 $\Delta\sigma_{eq}$ ，应力循环 $\sum n_i + \sum n_j$ 次后产生疲劳破坏，则

$$(\sum n_i + \sum n_j)(\Delta\sigma_{eq})^\beta = C_2$$

对每一级应力幅水平有：

$$N_i(\Delta\sigma_i)^\beta = C_2$$

$$N_j(\Delta\sigma_j)^{\beta+2} = C'_2$$

C'_2 — 斜率 $\beta+2$ 范围的 S-N 曲线的参数。由于斜率 β 与斜率 $\beta+2$ 的两条 S-N 曲线在

$N=5 \times 10^6$ 处交汇，则需满足： $\frac{(\Delta\sigma_c)^\beta}{C_2} = \frac{(\Delta\sigma_c)^{\beta+2}}{C'_2}$ ，即： $C'_2 = C_2 \cdot (\Delta\sigma_c)^2$ ，代入

$\sum \frac{n_i}{N_i} + \sum \frac{n_j}{N_j} = 1$ ，即可得到公式 17.2.3-2 等效应力幅的表达式：

$$\Delta\sigma_{eq} = \left(\frac{\sum (n_i \cdot \Delta\sigma_i^\beta) + (\Delta\sigma_c)^{-2} \cdot \sum (n_j \cdot \Delta\sigma_j^{(\beta+2)})}{\sum n_i + \sum n_j} \right)^{1/\beta}$$

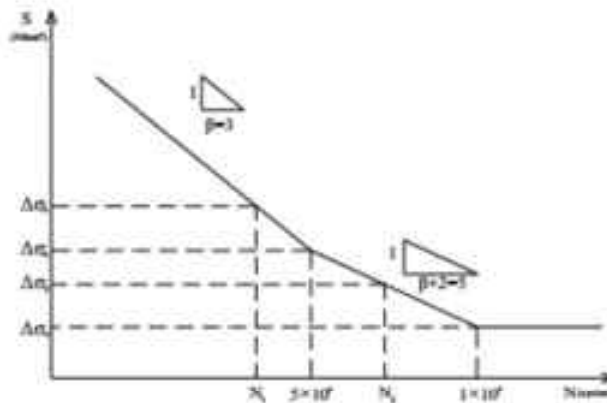


图 17.2.3 疲劳累积损伤计算图

17.2.4 本条为 2003 版的 6.2.3 的补充说明。本条提出适用于重级工作制吊车梁和重级、中级工作制吊车桁架的简化的疲劳计算公式 17.2.4-1 和 17.2.4-2。GBJ17-88 在修订时，为掌握吊车梁的实际应力情况，实测了上世纪 70 年代一些有代表性的车间吊车梁。根据吊车梁应力测定资料，按雨流法进行应力幅频次统计，得到几种主要车间吊车梁的设计应力谱以及用

应力循环次数表示的结构设计寿命，并推导了各类车间实测吊车梁的等效应力幅 $\alpha_f \Delta \sigma$ ，此处 $\Delta \sigma$ 为设计应力谱中最大的应力幅， α_f 为变幅荷载的欠载效应系数。因不同车间实测的应力循环次数不同，为便于比较，统一以 $n = 2 \times 10^6$ 次的疲劳强度为基准，进一步折算出相对的欠载效应等效系数 α_f ，结果如表 17.2.4 所示：

表 17.2.4 不同车间的欠载效应等效系数

车间名称	推算的 50 年内 应力循环次数	欠载效应系数 α_1	以 $n=2 \times 10^6$ 为基准的 欠载效应等效系数 α_f
某钢厂 850 车间（第一次测）	9.68×10^6	0.56	0.94
某钢厂 850 车间（第二次测）	12.4×10^6	0.48	0.88
某钢厂炼钢车间	6.81×10^6	0.42	0.64
某钢厂炼钢厂	4.83×10^6	0.60	0.81
某重机厂水压机车间	9.90×10^6	0.40	0.68

分析测定数据时，都将最大实测值视为吊车满负荷设计应力 $\Delta \sigma$ ，然后划分应力幅水平级别。事实上，实测应力与设计应力相比，随车间生产工艺的不同（吊车吊重物后，实际运行位置与设计采用的最不利位置不完全相符）而有悬殊差异。例如均热炉车间正常的最大实测应力为设计应力的 80%以上，炼钢车间为设计应力的 50%左右，而水压机车间仅为设计应力的 30%。

考虑到实测条件中的应力状态，难以包括长期使用时各种错综复杂的状况，忽略这一部分欠载效益是偏于安全的。

根据实测结果，提出表 17.2.4 供吊车梁疲劳计算的 α_f 值：A6、A7 工作级别的重级工作制硬钩吊车取用 1.0，A6、A7 工作级别的重级工作制软钩吊车为 0.8。有关 A4、A5 工作级别的中级工作制吊车桁架需要进行疲劳验算的规定，是由于实际工程中确有使用尚属频繁而满负荷率较低的一些吊车（如机械工厂的金工、锻工车间），特别是当采用吊车桁架时，有补充疲劳验算的必要，故根据以往分析资料（中级工作制欠载约为重级工作制的 1.3 倍）推算出相应于 $n=2 \times 10^6$ 的 α_f 值约为 0.5。至于轻级工作制吊车梁和吊车桁架以及大多数中级工作制吊车梁，根据多年来使用的情况和设计经验，可以不进行疲劳计算。

需要说明的是：以上表 17.2.4 的计算结果都是基于当时有关“低应力幅与高应力幅相同

损伤作用（即斜率保持不变）、且无论如何小的低应力幅始终有损伤作用”这一保守方法的处理结果，得到的欠载效应等效系数 α_f 会偏高，实际上应该有所减小。然而，近30年来工业厂房吊车梁的应用状况发生很大的变化，吊车使用的频繁程度大幅度提高，文献（杨建平“冶金工厂重级工作制吊车梁欠载效应系数的取值”，《建筑结构》，2009年第1期）依据近10年来的测试数据，采用与GBJ17-88相同的分析方法，得出欠载效应等效系数 α_f 相比过去已有所提高。由于此消彼长的因素，故自GBJ17-88修订以来提出的欠载效应等效系数 α_f 在数值上目前还是适用于吊车梁的疲劳强度计算。

17.3 构造要求

17.3.1 本条基本沿用2003版的8.2.4、8.2.5、8.2.8、8.5.3。本节的构造要求主要针对直接承受动力荷载结构的焊接连接和螺栓连接，大部分是03版规范中散落在各章的规定，在此归集，以便使用。

17.3.2 本条基本沿用2003版的7.2.3、8.3.6。

17.4 防脆断设计

17.4.1 本条为2003版的8.7.1的补充，本条从结构及构件的形式方面做出了规定。根据前苏联对脆断事故调查的结果，格构式板式节点桁架结构占事故总数的48%，而梁结构仅占18%，板结构占34%，可见桁架结构板式节点容易发生脆断。但从我国的调研结果看，脆断情况并不严重，故仅规定对工作温度 $T \leq -30^\circ\text{C}$ 地区的焊接结构，建议采用较薄的组成板件，避免采用现场手工焊接的格构式构件，尽量采用实腹式构件。

17.4.2 本条为新增内容，从焊材的选用、焊缝的布置和焊接施工方面提出了定性的要求。

17.4.3 本条沿用2003版的8.7.2条，从焊接结构的构造方面做出规定。

17.4.4 本条沿用2003版的8.7.3条，从施工方面做出规定。其中对受拉构件钢材边缘加工要求的厚度限值($\leq 10\text{mm}$)，是根据前苏联1981年规范表84中在空气温度 $T \geq -30^\circ\text{C}$ 的地区，考虑脆断的应力折减系数为1.0而得出的。

虽然在我国寒冷地区过去很少发生脆断问题，但当时的建筑物都不大，钢材亦不太厚。根据“我国低温地区钢结构使用情况调查”（《钢结构设计规范》材料二组低温冷脆分组，1973年1月），所调查构件的钢材厚度为：吊车梁不大于25mm，柱子不大于20mm，屋架下弦不大于10mm。随着大型钢结构建筑的兴建，钢材厚度的增加以及对结构安全重视程度的提高，钢结构的防脆断问题理应在设计中加以考虑。我们认为若能在构造上采取本节所提

出的措施,对提高结构抗脆断的能力肯定是有利的,从我国目前的国情来看,亦是做得到的,不会增加多少投资。同时,为了缩小应用范围以节约投资,建议在 $T \leq -20^{\circ}\text{C}$ 的地区采用之。在 $T > -20^{\circ}\text{C}$ 的地区,对重要结构亦宜在受拉区采用一些减少应力集中和焊接残余应力的构造措施。

17.4.5 本条为此次修订新增的内容,对于特别重要或特殊的结构构件和连接节点,如板厚大于 50mm 的厚板或超厚板构件和节点、承受较大冲击荷载的构件和节点、低温和疲劳共同作用的构件和节点、强腐蚀或强辐射环境中的构件和节点等,可采用断裂力学的方法对结构构件和连接节点进行抗脆断验算。采用断裂力学方法进行构件和连接的抗脆断验算,包括含初始缺陷构件、连接节点的断裂力学参数的计算和材料断裂韧性的选取等两方面。断裂力学参数的计算,首先是需要确定初始缺陷模型,可参考构件和连接的疲劳类别、施工条件、工程质量验收规范、当前的施工水平、探伤水平等因素,假定初始缺陷的位置、形状和尺寸;断裂力学参数的计算,当受力状态和几何条件较为简单时可采用简化裂纹模型,当受力状态和几何条件复杂时可采用数值模型。材料断裂韧性的确定,可利用已有的相应材料的断裂韧性值,当缺乏数据时需要通过试验对材料的断裂韧性进行测定,可按现行国家标准《金属材料 准静态断裂韧度的统一试验方法》GB/T 21143 进行。具体步骤如下:

1 根据构件和连接的疲劳类别,以及结构构件的受力特征和应力状态,确定存在脆性断裂危险的构件和连接节点;根据疲劳类别的细节、质量验收要求等,假定构件和连接中可能存在的初始缺陷的位置、形状和尺寸。

2 选取断裂力学参数和断裂判据,如线弹性条件下的应力强度因子 K 判据,弹塑性条件下的围道积分 J 判据、裂纹尖端张开位移 $CTOD$ 判据等;对含初始缺陷的结构构件或连接节点进行断裂力学计算,得到设计应力水平下的裂纹尖端断裂参量 K_I 、 J_I 或 $CTOD$ 。

3 确定相应设计条件(温度、板厚、焊接等)下,构件和连接节点材料的断裂韧性,如平面应变断裂韧度 K_{IC} 、延性断裂韧度 J_{IC} 和裂纹尖端张开位移 $CTOD$ 特征值等。

4 选取合理的断裂判据,对断裂力学计算得到的设计应力水平下的断裂参量和相应设计条件下的材料断裂韧性进行比较,从而完成抗断验算。

18 钢结构构件和节点抗震设计

18.1 一般规定

18.1.1 本章所有条文均为新增条文。我国是一个多地震国家，必须重视钢结构的抗震设计。本章的抗震设计原则遵照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011，适用于抗震设防烈度为6度-9度地区的钢结构抗震设计。

抗震设计包括钢结构各种体系的框架梁、框架柱、中心支撑、偏心支撑、屈曲约束支撑、梁柱节点、各种连接以及大跨度屋盖等构件的承载力验算和相应的构造要求。

18.1.2 这些构件实际会承担竖向荷载，但是地震作用下这些抗侧力构件将首先达到极限状态，随着地震的往复作用，这些构件承载力会出现退化，原先承受的竖向力会重新转移到相邻柱子，因此横梁及其抗侧力构件两侧的柱子，应按照承受全部的竖向荷载设计。

18.1.3 本条为保证结构延性的重要规定，确保结构按照设计预定的破坏路径进行。本条规定适用于基本体系及包括此类基本体系的双重抗侧力体系。当不符合本条规定时，结构延性类别采用V类。

18.1.4 免除条款的第1)条是因为，顶层柱顶不会随着侧移的增加而出现二阶弯矩，外弯矩不会增大，而按照塑性屈服面的规则，弯矩不增大，轴力就无需减小，因此在顶层的柱顶形成塑性铰，没有不利影响；第2)条是为了保证柱子有足够的抗弯能力用以抵抗弹塑性地震响应过程中随侧移增加而出现的二阶弯矩；进一步，如果柱子抗弯能力不足，则因为柱子的轴力不可能卸载，柱子承担的竖向荷载产生的弯矩是可以卸载的。因此框架梁应按照简支梁计算承担竖向荷载的能力，可按照组合梁计算截面的承载力；满足第3)条表示本层不是薄弱层，因此层间侧移发展有限，无需满足强柱弱梁要求；第4)条是因为，非耗能梁端一柱子和斜撑形成了一个几何不变的三角形，梁柱节点不会发生相对的塑性转动，因此无需满足强柱弱梁的要求；第5)条弹性承载力已经提高至基本满足中震弹性要求，因此无需满足强柱弱梁的要求。

18.1.5 对于大跨屋盖结构自身，由于其自重轻、刚度好，所受震害一般要小于其它类型的结构。但震害情况也表明，支座及其邻近构件发生破坏的情况较多，是薄弱部位。研究和工程经验表明，通过放大地震作用效应来提高该区域杆件和节点的承载力，是有效的抗震措施。

对于空间传力体系，关键杆件指临支座杆件，即：临支座2个区(网)格内的弦、腹杆；临支座1/10跨度范围内的弦、腹杆，两者取较小的范围。对于单向传力体系，关键构件指

与支座直接相邻节间的弦杆和腹杆。关键节点为与关键构件连接的节点。

18.1.6 按照钢结构房屋连接焊缝的重要性，并参照 AISC341-05 规范，首次提出了关键性焊缝的概念，本次修订列出了 4 条关键性焊缝。

主要是保证焊缝和构件具有足够的塑性变形能力，真正做到“强连接弱构件”和实现设计确定的屈服机制。

18.2 抗震构件

18.2.4 本规定为保证转换构件的设计安全度并使其具有良好的抗震性能。

18.2.5 长期以来，抗震设计对柱子的要求没有得到明确的表达。本次规范的增补，提出了依据剩余抗弯承载力的不同来满足对柱子的不同延性要求。当满足 (18.2.5-2) 式，则柱的抗弯承载能力，在扣除轴力的影响后，还能够达到全截面塑性弯矩的 50%~70%，满足在较大侧移时承受柱子内产生的弯矩的客观要求，柱子竖向承载力的退化小，从而保证延性。

(18.2.5-1) 及 (18.2.5-2) 式来源于压弯杆平面内稳定的计算公式：

$$\frac{N}{\varphi_s A f} + \frac{\beta_m M_x}{\gamma_s W_{ix} (1 - 0.8N/N'_{ix}) f} \leq 1$$

当要求 $\frac{M_x}{\gamma_s W_{ix} f} = 0.6$ ，压杆的稳定系数可采用二次抛物线来近似：

$$\varphi = 1 - \frac{\lambda^2}{4\pi^2} \cdot \frac{f_{yk}}{E} = 1 - \frac{\lambda^2}{39E} f_{yk}$$

近似的取 $\frac{\beta_m}{1 - 0.8N/N'_{ix}} = 1$

$$\text{则 } \frac{N}{\varphi A f} + 0.6 \approx 1$$

可得公式 18.2.5-2

同理，满足 (18.2.5-1) 式，则柱的抗弯承载能力，在扣除轴力的影响后，还能够达到全截面承载能力的 25%~50%。

18.2.6 薄板的受压屈曲应力较低，在设计荷载作用下也可能会发生对角线方向受压屈曲（受剪屈曲）。假定墙板不承受竖向荷载，只在水平力作用下发生纯剪切变形、屈曲。采用薄板剪力墙的目的是利用薄板屈曲后强度形成对角拉力场，期望墙板在中震和大震作用下完全屈服、形成均匀拉力场抵抗水平荷载，并期望与墙板相连的周边梁、柱在有地震作用的荷

载组合效应下能抵抗墙板拉力场所产生的最大拉力，除梁端塑性铰外应保持弹性。

18.2.7 参考 FEMA450 及 AISC341-05，墙板与边缘构件的连接应能传递按倾斜角 α 计算的墙板受拉屈服应力 $R_y f_y$ ， R_y 为超强系数，当采用 GJ 钢时，实际屈服强度为本规范 5.4 节规定的名义屈服强度，采用其他钢材，实际屈服强度为钢材屈服强度实测值。

18.2.9 此规定来源于美国 FEMA450 及 AISC341-05。

18.3 节点抗震设计

18.3.2 符合本条要求的结构，可满足抗震规范规定的强节点、弱杆件的抗震原则。

18.3.3 比较美国、日本及欧洲规范关于 H 形和箱形截面柱的节点域计算和宽厚比限值的规定，并总结试验数据提出本条要求，细化《建筑抗震设计规范》GB50011 第 8.2.5 条第 2、3 款的规定。本条为低弹性承载力高延性构造，高弹性承载力低延性构造的具体体现。参考文章：陈炯《钢框架节点域的宽厚比限值和基于宽厚比的抗剪承载力验算》。本条节点域验算基于节点满足强柱弱梁，当不满足强柱弱梁时，梁端的受弯承载力替换为柱端的受弯承载力即可。节点两端梁高度不等时，可根据本条的设计原则参照本规范式 (13.3.3-2) 计算。

18.3.4 当节点域的体积不满足第 18.3.2 条有关规定时，参考日本规定和美国 AISC 钢结构抗震规程 1997 年版的规定，提出了加厚节点域和贴焊补强板的加强措施。

18.3.7 梁柱连接节点的转动能力应采用有可靠依据的计算方法确定，计算依据不充分时，应采用试验方法确定，同一连接节点的试件数量不应少于 3 个。梁柱交角的塑性变形能力可依据节点低周反复荷载试验结果检验，试件中的材料性能、焊接工艺和节点构造形式应与实际设计相同。

18.4 屈曲约束支撑

18.4.2 屈曲约束支撑偏心受力时，可能会引起核心支撑杆在预留空隙处发生弯曲，导致支撑耗能失效或产生破坏。结构中的屈曲约束支撑应为轴心受力构件，并应保证施工过程中不产生过大的误差导致支撑成为偏心受力构件。

屈曲约束支撑的轴向承载力由核心钢支撑的约束屈服段控制，因此根据该段的净截面面积计算轴心受拉和受压承载力，承载力设计值是弹性承载力，用于小震组合下的验算。

18.4.3 钢材低屈服点及伸长率是对屈曲约束支撑耗能及延性的要求；并参考了美国 AISC341-05,16.2a 条，对核心钢支撑板厚 $\geq 50\text{mm}$ 的钢板应满足最低冲击韧性要求，核心钢支撑不允许有拼接。

18.4.5 在大震作用下，K形支撑会使柱承受较大的水平力；X形屈曲约束支撑难以实现。

18.4.6 屈曲约束支撑在相同的非弹性变形下，支撑的最大受压承载力大于最大受拉承载力，参考美国 AISC341-05,16.4 条规定要考虑支撑拉、压不平衡力对横梁的影响，只是将其中的钢材屈服强度超强系数 R_y 取为 1.1，为了保证屈曲约束支撑在预期的楼层侧移下，拉压支撑均达到屈服，梁应有足够的刚度。梁在恒载和支撑最大拉压力组合下的变形要求参考了美国 FEMA450(2003)8.6.3.4.1.2 款的规定。

18.4.7 参考美国 AISC341-05 的规定：屈曲约束支撑框架的设计位移应按最大层间设计位移的 2.0 倍确定，要求约束单元应能在 2.0 倍预期层间位移内约束核心钢支撑不屈曲。

18.4.8 参考了美国 AISC341-05 的规定。

18.4.9 美国 AISC341-05 规定支撑与梁柱连接的拉压设计承载力按 1.1 倍的支撑最大受压承载力 $R_y \beta \omega F_y$ 计算，取 $R_y = 1.1$ ，则为 $1.2 \beta \omega F_y$ 。

18.4.10 参考了美国 AISC341-05 的规定。

18.4.11 屈曲约束支撑与框架的几何关系见图 18.4.11（条文说明）。

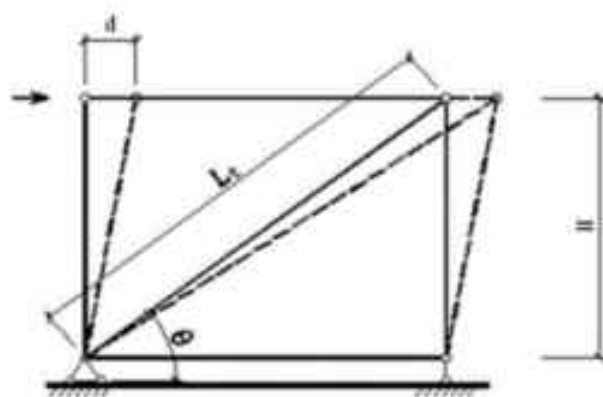


图 18.4.11（条文说明）

层间位移为 d 时，支撑的轴向变形为 δ ，几何关系为：

$$(L_s + \delta)^2 = H^2 + (L + d)^2$$

式中， H —层高； L —跨度。忽略二次项，支撑的轴向变形 δ 可表示为：

$$\delta = Ld / L_s$$

记核心钢支撑工作段的长度为 L_c ， $\gamma = \frac{L_c}{L_s}$ ，引入 $d = H\alpha$ ， $d \cos \theta = \delta$ ， $L_s \sin \theta = H$ ，

则核心钢支撑的应变 ε_b 为:

$$\varepsilon_b = \delta / L_c = \alpha \sin(2\theta) / 2\gamma$$

式中, θ —支撑与框架梁的夹角; α —层间位移角。

国外的研究结果表明钢支撑工作段的应变小于 3% 时, 屈曲约束支撑能够保持稳定的力学行为, 如限制 $\varepsilon_b \leq 3\%$, 根据美国 AISC341-05 的规定: 屈曲约束支撑框架的设计位移应按最大层间设计位移的 2.0 倍确定。按《建筑抗震设计规范》GB50011, 罕遇地震下框架结构弹塑性层间侧移角为 1/50, 可得出

$$\sin(2\theta) / 50\gamma \leq 0.03 \quad \text{或} \quad \frac{L_c}{L_y} \geq \frac{\sin(2\theta)}{1.5}$$

18.4.12 参见本规范塑性调幅设计法部分有关条文。

19 钢结构防护

19.1 抗火设计

钢结构的抗火性能较差，其原因主要有两个方面：一是钢材热传导系数很大，火灾下钢结构升温快；二是钢材强度随温度升高而迅速降低，致使钢结构不能承受外部荷载、作用而失效破坏。无防火保护的钢结构的耐火时间通常为 15~20min，故极易在火灾下破坏。因此，为了防止和减小建筑钢结构的火灾危害，必须对钢结构进行科学的抗火设计，采取安全可靠、经济合理的防火保护措施。

19.1.1 本条规定了钢结构的设计耐火极限要求。为方便使用，表 19.1.1 给出了《建筑设计防火规范》GB 50016-20xx 对各类钢构件耐火极限的规定，并增加了柱间支撑、楼面支撑、屋面支撑等的规定。

表 19.1.1 构件的耐火极限要求 (h)

耐火等级 耐火极限 构件名称	《建筑设计防火规范》GB 50016 所适用的建筑				《高层民用建筑设计防火规范》GB50045 所适用的建筑	
	一级	二级	三级	四级	一级	二级
柱、柱间支撑	3.00	2.50	2.00	0.50	3.00	2.50
楼面梁、桁架	2.00	1.50	1.00	0.50	2.00	1.50
楼板、楼面支撑	1.50	1.00	厂房、仓库	民用建筑	厂房、仓库	民用建筑
			0.75	0.50	0.50	不要求
屋顶承重构件、 屋面支撑、系杆	1.50	1.00	厂房、仓库	民用建筑	不要求	
			0.50	不要求		
上人平屋面板	1.50	1.00	不要求		1.50	1.00
疏散楼梯	1.50	1.00	厂房、仓库	民用建筑		
			0.75	0.50		

注：1 建筑物中的墙等其他建筑构件的耐火极限应符合《建筑设计防火规范》GB 50016、《高层民用建筑

设计防火规范》GB 50045 等的规定：

2 一、二级耐火等级的单层厂房（仓库）的柱，其耐火极限可按表 C3.1.1 规定降低 0.50h；

3 一级耐火等级的单层、多层厂房（仓库）设置自动喷水灭火系统时，其屋顶承重构件的耐火极限可按表 C3.1.1 规定降低 0.50h；

4 吊车梁的耐火极限应不低于表 C19.1.1 中梁的耐火极限。

19.1.2 本条规定了钢结构抗火设计方法以及钢构件的抗火能力不符合规定的要求时的处理方法。无防火保护的钢结构的耐火时间通常仅为 15~20min，达不到规定的设计耐火极限要求，因此需要进行防火保护。防火保护的具体措施，如防火涂料类型、涂层厚度等，应根据国家标准《建筑钢结构防火技术规范》进行抗火设计确定，保证构件的耐火时间达到规定的设计耐火极限要求，并做到经济合理。

19.1.3 本条为新增条文。钢结构工程中常用的防火保护措施有：外包混凝土或砌筑砌体、涂覆防火涂料、包覆防火板、包覆柔性毡状隔热材料等。这些保护措施各有其特点及适用条件。钢结构抗火设计时应立足于保护有效的条件下，针对现场的具体条件，考虑构件的具体承载形式、空间位置及环境因素等，选择施工简便、易于保证施工质量的方法。

19.1.4 本条为新增条文。本条规定了钢结构抗火设计技术文件编制的要求。其中，防火保护材料的性能要求具体包括：防火保护材料的等效热传导系数或防火保护层的等效热阻、防火保护层的厚度、防火保护的构造、防火保护材料的使用年限等。

当工程实际使用的防火保护方法有更改时，应由设计单位出具设计修改文件。当工程实际使用的防火保护材料的等效热传导系数与设计文件不一致时，应按“防火保护层的等效热阻相等”原则调整防火保护层的厚度，并由设计单位确认。

19.2 防腐蚀设计

19.2.1 本条及 19.2.5、19.2.6 条为 2003 版的 8.9.1、8.9.2 的修改和补充。本条规定了钢结构防腐蚀设计应遵循的原则。

1 钢结构腐蚀是一个电化学过程，腐蚀速度与环境腐蚀条件、钢铁质量、钢结构构造等有关，其所处的环境中水气含量和电解质含量越高，腐蚀速度越快。

防腐蚀方案的实施与施工条件有关，因此选择防腐蚀方案的时候应考虑施工条件，避免选择可能会造成施工困难的防腐蚀方案。

由于钢结构防腐蚀设计年限通常低于建筑物设计年限，建筑物寿命期内通常需要对钢结构防腐蚀措施进行维修，因此选择防腐蚀方案的时候，应考虑维修条件，维修困难的钢结构

应加强防腐蚀方案。

2 防腐蚀设计与环保节能相关的内容主要有：防腐蚀材料的挥发性有机物含量；重金属、有毒溶剂等危害健康的物质含量；防腐蚀材料生产和运输的能耗；防腐蚀施工过程的能耗等。防腐蚀设计方案本身的设计寿命越长，建筑物生命周期内大修的次数越少，消耗的材料和能源越少，这本身也是环保节能的有效措施。

3 本款将本标准 2003 版的第 8.9.1 条中的“防锈措施(除锈后涂以油漆或金属镀层等)”改为“防腐蚀措施”，随着对钢结构腐蚀的进一步深入研究，钢结构腐蚀已经不能仅用“防锈”概括。

删除了本标准 2003 版的第 8.9.1 条中关于防腐蚀方案和除锈等级等内容的简单规定，作另行规定。

加速腐蚀的不良设计是指容易导致水积聚，或者不能使水正常干燥的凹槽、死角、焊缝缝隙等。水的存在会加速钢铁腐蚀。这些不良设计的表现形式包括但不限于本标准 2003 版本条的这些描述，因此将那些简要的描述删除。

4 沿用自本标准 2003 版的第 8.9.1 条。一般情况下，锈蚀采用适当的防腐蚀方案保护即可。

5 如前所述，由于钢结构防腐蚀设计年限通常低于建筑物设计年限，为延长钢结构防腐蚀方案的实际使用年限，应对钢结构防腐蚀方案进行定期检查，并根据检查结果进行合适的维修。钢结构防腐蚀方案在正确定期维护下，可有效的延长大修间隔期，建筑物生命周期内大修的次数越少，消耗的人力和物力就越少。因此，设计中应考虑全寿命期内的检查、维护和大修，宜建议工程业主、防腐蚀施工单位、防腐蚀材料供应商等制定维护计划。

19.2.2 本条为新增条文。本条列出了常用的防腐蚀方案，其中防腐蚀涂料是最常用的防腐蚀方案，各种工艺形成的锌、铝等金属保护层包括热喷锌、热喷铝、热喷锌铝合金、热浸锌、电镀锌、冷喷铝、冷喷锌等。

对于其它内容的解释，请参考本标准第 18.2.1 条第 1 款的条文说明。

19.2.3 本条为新增条文。腐蚀性等级的划分参考国家标准 GB 15957 大气环境腐蚀性分类、GB 50046 工业建筑设计防腐蚀规范、ISO 12944 Paints and varnishes - Corrosion protection of steel structures by protective paint systems 第 2 部分 Classification of Environments，并进行了适当调整。实际工程中通常不需要进行实地的钢结构单位面积质量损失试验，与典型环境进行比照即可。

表 19.2.3 钢结构腐蚀性等级分类

腐蚀性等级	单位面积上质量的损失 (第一年)				典型环境 (仅作参考)	
	低碳钢		锌		外部	内部
	质量损失 (g/m^2)	厚度损失 (μm)	质量损失 (g/m^2)	厚度损失 (μm)		
C1 很低	≤ 10	≤ 1.3	≤ 0.7	≤ 0.1		加热的建筑物内部, 空气洁净, 如办公室、商店、学校和宾馆等
C2 低	10~200	1.3~25	0.7~5	0.1~0.7	大气污染较低, 如低污染的乡村地区	未加热的建筑物内部, 冷凝有可能发生, 如库房、体育馆等
C3 中	200~400	25~50	5~15	0.7~2.1	城市和工业大气, 中等的二氧化硫污染, 低盐度沿海区域	高湿度和有些污染生产场所, 如食品加工厂、洗衣场、酒厂、牛奶厂等
C4 高	400~650	50~80	15~30	2.1~4.2	高盐度的工业区和沿海区域	化工厂、游泳池、海船内部和船厂等
C5 很高	650~1500	80~200	30~60	4.2~8.4	高盐度和恶劣大气的工业区域, 高盐度的沿海和离岸地带	总是有冷凝水、高湿度、高污染的建筑物或其它地方

19.2.4 钢结构防腐设计年限的划分参考 GB 50046 工业建筑设计防腐蚀规范、ISO 12944 Paints and varnishes - Corrosion protection of steel structures by protective paint systems 第 1 部分 General introduction, 并作适当调整, 其中 ISO 12944 划分的设计年限为低 (2~5 年)、中 (5~15 年)、高 (15 年以上) 三个等级, 此处考虑到中 (5~15 年) 的跨度较大, 划分成 5~10 年、10~15 年两个等级。

19.2.5 防腐蚀涂料施工方法有喷涂、辊涂、刷涂等, 通常刷涂对空隙宽度的要求最小, 防护层质量检查和维护检查采用的反光镜一般配有伸缩杆, 能够刷涂到的部位都能检查到, 对于维修情况, 这里要求的型钢间的空隙宽度是指安装之后宽度。

不同金属材料之间存在电位差，直接接触时会发生电偶腐蚀，电位低的金属会被腐蚀，如铁与铜直接接触时，由于铁的电位低于铜，铁发生电偶腐蚀。

弹簧垫圈由于存在缝隙，水气和电解质易积留，易产生缝隙腐蚀。

本款将本标准 2003 版的第 8.9.2 条中的“不能重新油漆”更改成“不能维修防腐蚀方案”，“防锈措施”更改成“防腐蚀措施”。

另将本标准 2003 版第 8.9.1 条关于构造的要求和第 8.9.3 条编写在此，本条第 7 款仅适用于可能接触水或腐蚀性介质的柱脚，对无水的办公楼、宾馆不适用。

19.2.6 本条为新增条文。本条规定了钢材表面原始锈蚀等级、钢材除锈等级标准。

1 表面原始锈蚀等级为 D 级的钢材由于存在一些深入钢板内部的点蚀，这些点蚀还会进一步锈蚀，影响钢结构强度，因此不宜用作结构钢。

2 表面处理的清洁度和表面粗糙度是两个不相同的指标，清洁度反映钢结构表面残留的氧化皮、锈迹等的多少，表面粗糙度反映钢结构表面微观的外观，要求具有峰尖、峰谷的特性，加大防腐蚀产品与钢材的接触面积。清洁度和表面粗糙度对防腐蚀方案的性能影响都较大，低的清洁度会降低防腐蚀方案的实际使用寿命，达不到设计寿命；表面粗糙度影响防腐蚀产品在钢结构表面的附着力，不同的防腐蚀方案对粗糙度的要求不同，如无机富锌底漆对粗糙度的要求较高，在光滑的表面易开裂、脱落等。

3 并不是所有的防腐蚀产品都能够在手工或动力工具处理的 St3 级表面获得良好的防腐蚀性能，因此这些部位应选用合适的防腐蚀产品，并不强求与工厂涂装的底漆类型一致。某些动力工具在处理过程中会对钢结构表面抛光，缺乏合适的粗糙度，影响防腐蚀产品的附着力，因此要求手工或动力工具处理后应具有合适的表面粗糙度。

4 喷砂和抛丸是钢结构表面处理的常用方法，所采用的磨料特性对表面处理的效果影响很大，某些磨料难以达到某些防腐蚀产品要求的粗糙度和清洁度，有些磨料会嵌在钢材内部，这些情况都不能符合防腐蚀产品的特性。若表面处理材料的含水量、含盐量较高，会导致钢材表面处理后又快速返锈。河沙、海沙除了含水量、含盐量通常超标之外，还含有游离硅，喷砂过程产生的大量粉尘中也会含有游离硅，人体吸入一定量的游离硅之后，会导致严重的肺部疾病，因此磨料产品还应符合环保要求。

19.2.7 涂料作为防腐蚀方案，通常由几种涂料产品组成配套方案。底漆通常具有化学防腐蚀或者电化学防腐蚀的功能、中间漆通常具有隔离水气的功能、面漆通常具有保光保色等耐候性能，因此需要结合工程实际，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进行配套设计。

19.2.8 维护计划通常由工程业主和防腐蚀施工单位、防腐蚀材料供应商在工程建造时制定。投入使用后按照该维护计划进行定期检查,并根据检查结果进行维护,这些工作通常由工程业主邀请防腐蚀施工单位、防腐蚀材料供应商等专业人员进行。何时需要进行大修的标准通常依据 ISO 4628 Paints and varnishes — Evaluation of degradation of coatings — Designation of quantity and size of defects, and of intensity of uniform changes in appearance 的等级划分,由业主方的专业防腐蚀工程师或其它专业工程师协商确定。一种通行的做法是当检查中发现锈蚀比例高于 1% (ISO 4628—3 Assessment of degree of rusting) 时,有必要进行大修。

19.3 隔热

19.3.1 本条为新增条文。高温工作环境对钢结构的影响主要是温度效应,包括结构的热膨胀效应和高温对钢结构材料的力学性能的影响。在进行结构设计时,应通过传热分析确定处于高温环境下的钢结构温度分布及温度值,在结构分析中应考虑热膨胀效应的影响及高温对钢材的力学性能参数的影响。

19.3.2 高温工作环境下的温度作用是一种持续作用,与火灾这类短期高温作用有所不同。在这种持续高温下的结构钢的力学性能与火灾高温下结构钢的力学性能也不完全相同,主要体现在蠕变和松弛上。对于长时间高温环境下的钢结构,分析高温对其影响时,钢材的强度和弹性模量可按下列方法确定:当钢结构的温度不大于 100°C 时,钢材的设计强度和弹性模量与常温下相同;当钢结构的温度超过 100°C 时,高温下钢材的强度设计值与常温下强度设计值的比值 η_T 、高温下的弹性模量与常温下弹性模量的比值 χ_T 可按表 19.3.2 确定。钢材的热膨胀系数可采用 $\alpha_s = 1.2 \times 10^{-5} \text{ m/(m} \cdot \text{°C)}$ 。

当高温环境下的钢结构温度超过 100°C 时,对于依靠预应力工作的构件或连接,应专门评估蠕变或松弛对其承载力能力或正常使用性能的影响。

表 19.3.2 高温环境下钢材的强度设计值、弹性模量

$T_s(^{\circ}\text{C})$	η_T	χ_T	$T_s(^{\circ}\text{C})$	η_T	χ_T
100	1.000	1.000	410	0.632	0.812
120	0.942	0.986	420	0.616	0.797
140	0.928	0.980	440	0.584	0.763
160	0.913	0.974	460	0.551	0.722
180	0.897	0.968	480	0.516	0.673
200	0.880	0.961	500	0.480	0.617
210	0.871	0.957	510	0.461	0.585
220	0.862	0.953	520	0.441	0.551
240	0.842	0.945	540	0.401	0.475
260	0.822	0.937	560	0.359	0.388
280	0.801	0.927	580	0.315	0.288
300	0.778	0.916	600	0.269	0.173
310	0.766	0.910			
320	0.754	0.904			
340	0.729	0.889			
360	0.703	0.872			
380	0.676	0.851			
400	0.647	0.826			

注：表中 T_s 为温度， η_T 为高温环境下钢材的强度设计值与常温下强度设计值的比值； χ_T 为高温环境下钢材的弹性模量与常温下弹性模量的比值。

19.3.3 本条为 2003 版的 8.9.5 的修改和补充。对于处于高温环境下的钢结构，当承载力或变形不能满足要求时，可通过采取措施降低构件内的应力水平、提高构件材料在高温下的

强度、提高构件的截面刚度或降低构件在高温环境下的温度来使其满足要求。对于出于长时间高温环境工作的钢结构，不应采用膨胀型防火涂料作为隔热保护措施。

19.3.4 本条为新增条文。

附录 C 结构的位移容许值

C.0.3 多遇地震和风荷载下结构层间位移的限制,主要是防止非结构构件和装饰材料的损坏,与非结构构件本身的延性性能及其与主体结构连接方式的延性相关,本次修订参照欧洲规范 EC8 的做法采用不同的限值要求。玻璃幕墙、砌块隔墙等视为脆性非结构构件,金属幕墙、各类轻质隔墙等视为延性非结构构件,砂浆砌筑、无平动或转动余地的连接视为刚性连接,通过柔性材料过渡的或有平动、转动余地的连接可视为柔性连接。



附录 E 简支梁、悬臂梁的弹性屈曲临界弯矩

E.0.1 热轧槽钢和工字钢，翼缘内面是倾斜的，翘曲惯性矩按照平行翼缘计算，乘以折减系数 0.8 得到。自由扭转常数则适当放大。

E.0.2 抗扭转是阻止支承处出现扭转角。抗翘曲是指，通过在截面上产生正应力（翘曲应力）来阻止支承处的梁截面从原先的平面变为的双曲面。在支承截面腹板两侧采用槽钢加劲肋构成封闭的加劲肋，可以有效阻止截面的翘曲，为截面提供接近嵌固的约束。在工字钢两侧贴焊长度是钢梁截面高度两倍的钢板，使支承处变为翻到的闭口工字形截面，也可以为钢梁提供接近嵌固的翘曲约束，此时 μ_w 可取 2.5。采用普通的钢板加劲肋提供的翘曲约束很小， μ_w 应取不小于 4。

附录 J 钢板剪力墙的内力分析

J.1 非加劲钢板剪力墙结构

J.1.1

1 非加劲钢板剪力墙具有较高的屈曲后强度,钢板屈曲后以斜向拉力带的形式继续承载,因此钢板剪力墙屈曲后仍具有良好的延性、较高的承载力和优越的耗能能力,此类剪力墙在加拿大和美国应用较多,并列入相应的设计规范中。

依据钢板厚度不同,非加劲钢板剪力墙可分为厚板、中厚板及薄板,可参考梁腹板的标准,厚板的通用高厚比通常小于 100,其抗剪承载力完全由板件的剪切屈服提供,即 $V_s = f_v L_s t_w = 0.57 f_v L_s t_w$ 。随着高厚比的增加钢板剪力墙逐渐由面内受剪转变为拉力带承载的方式,由拉力带完全承载时 $V_s = 0.5 f_y L_s t_w$ 。钢板面内受剪屈曲时钢板可以用双向交叉拉压杆模拟,此时钢材服从 Mises 屈服准则,钢板对应的斜向拉压强度均为钢材的抗剪屈服强度;钢板以拉力带形式承载时,可以用只能承受拉力的拉杆来模拟,拉杆对应的极限抗拉强度为钢材屈服强度。

钢板剪力墙跨高比的不同影响简化分析模型中杆件的倾角,关于杆条与水平方向的夹角 α 的取值,可参考美国 FEMA 450 和加拿大规范 CAN/CSA-S16-1 给出,按照公式 (J1.1) 计算。

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{L_s}{2A_s}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{H^3}{360I_y L} \right)} \quad (\text{J1.1})$$

值得说明的是,当边缘框架构件的抵抗矩满足本规范 10.2.4 条规定时,按照式(1)确定的拉力带倾角基本在 $38^\circ \sim 45^\circ$ 之间,统一等代模型对上述范围内的 α 值并不敏感,因此为分析建模的方便,可将拉力带部分杆元的水平倾角近似取为 45° 。

J.1.2

1 两边连接钢板剪力墙是一种仅与框架梁相连的抗侧力构件,可以在跨内分段布置,有利于门窗、洞口的开设和布置;通过调整钢板尺寸或墙板数量,使剪力墙在水平力作用下的刚度、承载力发生改变,方便工程师在结构设计时进行不同部分结构刚度匹配的调整;此外,在多、高层建筑中,当结构对抗侧力要求不是很高时,钢板无需满跨布置,此时可以采用两边连接钢板剪力墙。

在对采用两边连接钢板剪力墙的结构体系整体分析中,若采用带有壳元模型计算,将费

时费力,难于实现。哈尔滨工业大学进行了两边连接钢板剪力墙试件的滞回性能试验研究与理论分析,研究中发现钢板主要沿两条交叉对角线方向形成拉力带,充分利用钢板的屈曲后强度抵抗水平荷载和耗能。因此,建立了图 10.3.1 所示的简化计算模型。由于两边连接钢板剪力墙只与框架梁相连,墙板与梁的相互作用将对梁端产生附加竖向剪力,因此提出的偏心交叉支撑简化模型能够更合理地模拟钢板与框架梁间的相互作用力。

2 两边连接钢板剪力墙在受荷初期表现为面内受剪,因此可将两边连接钢板剪力墙在面内受力时视为两端固定构件,其在水平荷载 V 作用下的总水平位移 Δx 由弯矩引起的位移 Δx_m 和剪力引起的位移 Δx_s 共同构成,即:

$$\Delta x = \Delta x_m + \Delta x_s = \frac{VH_e^3}{12E_s I} + \frac{kVH_e}{G_s A} \quad (\text{E.1.1.2-1})$$

式中 I —— 钢板截面的惯性矩, mm^4 ;

G_s —— 钢材的剪切模量, N/mm^2 ; $G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)}$, E_s 为钢材弹性模量, ν_s 为钢材泊松比;

A —— 钢板截面的面积, mm^2 ;

k —— 考虑剪应力在截面上分布不均的修正系数,与截面形状有关的无量纲参数,对于矩形截面取 1.2。

由结构力学知识推导出两边连接钢板剪力墙理想状态下初始刚度 K 的计算公式为:

$$K = \frac{E_s I_w}{1/(L_e/H_e)^3 + 2(1+\nu_s) \cdot k/(L_e/H_e)} \quad (\text{J.1.2-2})$$

由于公式(J.1.2-2)是按照理想弹性状态推导所得,未考虑钢板初始缺陷及弹性屈曲的影响,因此按照该公式计算的初始刚度偏大,而钢板在屈服前通常已经发生了屈曲,根据有限元计算的初始刚度与公式(J.1.2-2)计算的初始刚度比较如图 J.1.2 所示。从图中可以看出,钢板实际初始刚度为理想弹性刚度的 50-75%,两者的比值随钢板跨高比 β 的变化并无明显改变,但随高厚比 λ 的增加而减小,这主要是由于厚板受初始缺陷影响较小,在钢板屈服前不易发生面外屈曲,反之薄板则较易发生,因此实际初始刚度比理想值偏低。故在理想弹性刚度公式基础上引入考虑初始缺陷及弹性屈曲影响的刚度折减系数 γ ,即钢板初始刚度 K_0 的计算公式为 J.1.2-2 所示,并根据图 J.1.2 所示的不同参数下的有限元结果进行拟合,得到刚度折减系数 γ 的计算公式 (J.1.2-3)。

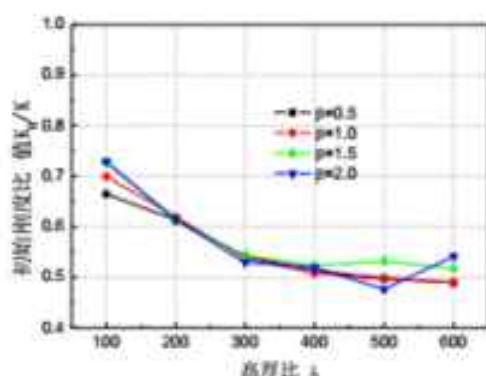


图 J.1.2 实际初始刚度与理想初始刚度的比值 K_0/K 随 λ 和 β 变化

J.1.3 两边连接钢板剪力墙的简化拉杆模型满足如下假定：(1) 两根斜向支撑具有相同的截面面积（均为 A_i ），且在受力过程中不发生失稳；(2) 两根斜向支撑具有相同的本构关系（如图 J.1.3 所示），支撑在拉、压两种状态下的本构关系均为理想双线性曲线，且规定支撑受拉状态下的弹性模量 E_{s1} 等于钢材弹性模量 E_s ，即 $E_{s1}=E_s$ ；(3) 达到极限承载力时，拉、压支撑同时达到屈服强度 σ_{s1} 和 σ_{s2} ，且两者满足 $\sigma_{s1}=\beta\cdot\sigma_{s2}$ ，其中 β 为支撑的拉、压屈服强度比。

根据承载力和刚度等效的原则，确定支撑杆的截面面积和屈服低强度。在弹性阶段，当简化模型在水平荷载 V 作用下产生的水平位移为 Δx 时，拉、压支撑将产生相同的轴向位移 δ （拉伸或压缩），且根据如图 J.1.3-1 所示的几何关系有：

$$\delta = \Delta x \cos \alpha \quad (J.1.3-1)$$

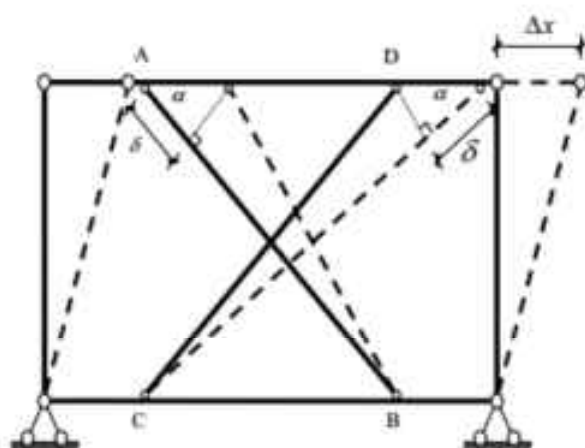


图 J.1.3-1 支撑几何变形图

由于拉、压支撑具有相同的长度 l ，因此将产生绝对值大小相同的应变 ϵ ，此时拉、压支撑的轴力 N_1 、 N_2 分别为：

$$N_1 = A_1 \cdot E_{a1} \cdot \varepsilon = A_1 \cdot E_{a1} \cdot \delta / l \quad (J.1.3-2)$$

$$N_2 = A_1 \cdot E_{a2} \cdot \varepsilon = A_1 \cdot E_{a2} \cdot \delta / l \quad (J.1.3-3)$$

将 $\Delta x = V / K_0$ 代入式(J.1.3-1), 则有:

$$\delta = V \cdot \cos \alpha / K_0 \quad (J.1.3-4)$$

由平衡条件有:

$$V = (N_1 + N_2) \cdot \cos \alpha \quad (J.1.3-5)$$

当水平荷载达到极限荷载 V_u 时, 根据假设(3)拉、压支撑将同时达到屈服强度 σ_{y1} 和 σ_{y2} , 且变形量均为 δ_y , 则此时拉、压支撑的轴力分别为:

$$N_{a1} = A_1 \cdot E_{a1} \cdot \delta_y / l = A_1 \cdot \sigma_{y1} \quad (J.1.3-6)$$

$$N_{a2} = A_1 \cdot E_{a2} \cdot \delta_y / l = A_1 \cdot \sigma_{y2} \quad (J.1.3-7)$$

将式(J.1.3-6)与式(J.1.3-7)相除, 同时根据假设(4)可得:

$$\frac{E_{a1}}{E_{a2}} = \frac{\sigma_{y1}}{\sigma_{y2}} = \beta \quad \text{即有: } E_{a1} = \beta \cdot E_{a2} \quad (J.1.3-8)$$

由上式可知, 支撑拉压两种状态下的弹性模量比等于屈服强度比 β ,

由式(J.1.3-4)和(J.1.3-5)有:

$$\delta_y = V_u \cdot \cos \alpha / K_0 \quad (J.1.3-9)$$

$$V_u = (N_{a1} + N_{a2}) \cdot \cos \alpha = A_1 \cdot (E_{a1} + E_{a2}) \cdot \cos \alpha \cdot \delta_y / l \quad (J.1.3-10)$$

将式(J.1.3-8)、(J.1.3-9)以及 $E_{a1} = E_a$ 、 $l = L / \cos \alpha$ 代入式(J.1.3-10)中得:

$$A_1 = \frac{K_0 \cdot L}{(1 + \beta) \cdot E_a \cdot \cos^3 \alpha} \quad (J.1.3-11)$$

将式(J.1.3-9)代入(J.1.3-6)可得:

$$\sigma_{y1} = \frac{V_u \cdot E_a \cdot \cos^2 \alpha}{K_0 \cdot L} \quad (J.1.3-12)$$

根据有限元分析结果, 钢板剪力墙达到极限承载力 V_u 时, 钢板顶边受拉区与受压区合力的比值随钢板高厚比 λ 及跨高比 L/H 的变化如图 J.1.3-2 所示。由于偏心交叉支撑简化模型中拉、压支撑具有相同的截面面积, 因此支撑杆的拉、压屈服强度并不相等, 其比值为 β , 并通过计算拟合得出计算公式。

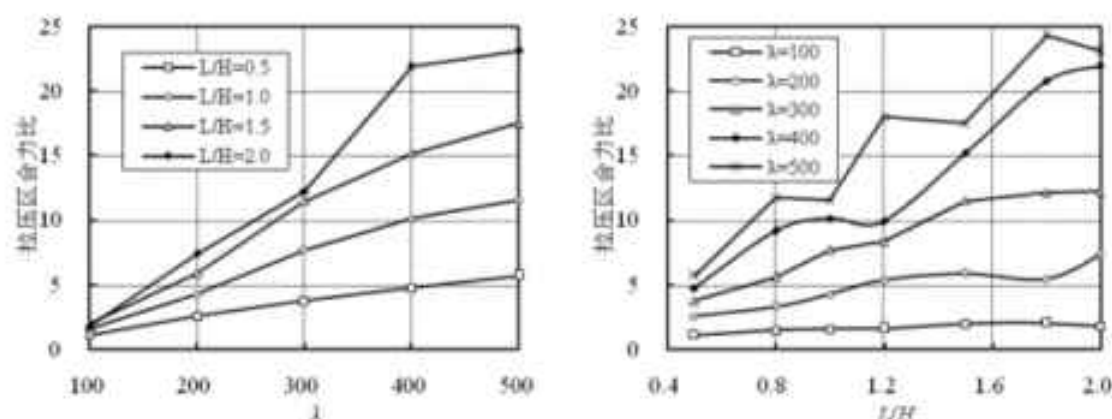


图 J.1.3-2 钢板剪力墙达到 τ_w 时的拉压区合力比

J.2 加劲钢板剪力墙结构

J.2.1 剪切膜单元刚度矩阵，参考《钢结构设计方法》（童根树，中国建筑工业出版社，2007年11月）或有关有限元分析方面的专门书籍。

加劲肋，因为采取不承担竖向应力的构造，使得地震作用下，加劲肋可以起到类似防屈曲支撑的外套管那样的作用，提高钢板剪力墙的抗震性能(延性和耗能能力)。

J.2.2

1 钢板剪力墙屈曲后的剪切刚度，从屈曲瞬时的约 $0.7G_t$ 逐渐下降，可以减小到 $(0.6-0.4)G$ ，这里取一个中间值。

3 由于设置加劲肋的钢板剪力墙屈曲后的退化就不是很严重，因此，作为近似，可采用理想弹塑性模型。但是考虑到实际工程的千变万化，设计人员仍要注意设置加劲肋以后的滞回曲线的形状与理想的双线性曲线之间的差别。

附录 K 设置加劲的钢板剪力墙的弹性屈曲临界应力

K.3 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙

L.0.1 剪切应力作用下，竖向向和水平加劲肋是不受力的，加劲肋的刚度完全被用来对钢板提供支撑，使其剪切屈曲应力得到提高，此时按照支撑的概念来对设置加劲肋以后的临界剪应力提出计算公式。ANSYS 分析表明，如果按照 GKG99-98 规程的公式，

$$\tau_{cr} = 3.5 \frac{\pi^2}{h_x^2 t_s} D_x^{1/4} D_y^{3/4}$$

即使这个公式本身，按照正交异性板剪切失稳的理论分析来判断，已经非常的保守，与 ANSYS 的剪切临界应力计算结果相比也是偏大的，不安全的。因此在剪切临界应力的计算上，我们放弃正交异性板的理论。

在竖向应力作用下，加劲钢板剪力墙的屈曲则完全不同，此时竖向加劲肋参与承受竖向荷载，并且还可能是钢板对加劲肋提供支援。

附录 L 塑性设计的弹塑性分析

L.0.2

1 集中塑性铰法只适用于受弯构件,对有压力和弯矩的构件,集中塑性铰法无合适的流动法则。

13 因为弹塑性分析不能采用迭加原理,活荷载折减的实现必须采用施加向上的荷载抵消重力荷载的方法来实现:(1)对于梁,按照规定的折减量,在受荷面积大的、可以折减荷载的钢梁上施加均布的向上活荷载或者在次梁传来荷载的情况下在次梁传力处施加集中的向上的活荷载;(2)对于柱子,在梁柱节点部位施加向上的集中活荷载;(3)要注意折减量的叠加:即梁上施加的向上活荷载将传递到柱子上,上部梁柱节点已经施加的折减量,在下层梁柱节点部位要扣除,保证每层柱子活荷载允许的折减量不要超出规范允许的值。

18 非线性分析的收敛取决于破坏模式,例如对梁式破坏适用的非线性分析迭代技术,对支撑受拉先屈服破坏的模式可能会得出不正确的结果。因此希望有多种迭代技术供选用,结合设计经验和对结果性能的认识,取最小值作为设计依据。

L.0.3 弹塑性非线性分析作为设计工具,在学术界和工程界尚存在争议,但是在争议的同时,有些国家和地区的规范正在将和已经将不同近似程度的非线性分析方法纳入规范,以为设计人员有更多的选择。

这里对如何进行弹塑性非线性分析,作了比较具体的建议。其目的指导软件编制人员编制出符合标准的软件供设计选用,也能够指导研究人员进行有共同基础的研究,便于不同研究者的结果有一个比较的共同基础,便于研究人员统一方法,各国规范之间进行合理的交流。

虽然弹塑性非线性分析方法在理论上讲可以作为设计工具使用,但是目前资料上见到的例子均是比较单一的,例如是纯钢框架,而实际结构变化多样,特别是钢-混凝土的各种组合结构和混合结构,对这些结构进行非线性分析,材料层次和截面层次弯矩-曲率关系等等规范上都应有规定,否则不同设计人员对同一结构的模型选择可能不一样,本节对弹塑性非线性分析的实施作尝试性的具体规定,并对这时的验算指标提出了建议。

应注意,弹塑性非线性分析所揭示的极限状态,往往是最薄弱构件或最薄弱子结构的破坏,在注意加强最薄弱部位的同时,不要使得其他构件和部位安全度太大(即应力比太小),否则弹塑性非线性分析并不能带来经济的设计。

弹塑性非线性分析结果的可靠性有时依赖于结构的破坏模式,某根梁自己先出现塑性铰机构的破坏模式、结构在侧向水平力作用下整体达到侧向承载力的极限状态,某个受压力较大的柱子发生无侧移屈曲的局部破坏,等等,不同破坏模式适用的非线性分析增量迭代策略

可能不一样，要逐步地积累经验。

弹塑性非线性分析方法，文献上介绍的方法非常多，精度水平不一样，我们认为，就象压杆稳定的切线模量法已经过时一样，非线性分析的各种简化方法，例如集中塑性铰法，精细的集中塑性铰法等等，因为其本身的简化假定，均是过渡性的方法，流动法则也不正确，例如矩形截面压力和弯矩作用下的相关关系，采用 DRUCKER 公设和这个屈服曲面而建立的流动法则，可以验证是错误的，因此随着计算机运算速度迅速提高和内存容量的迅速扩大失去其应用价值，因此建议尽量采用塑性区法进行分析。

附录 N 钢与混凝土组合梁的疲劳验算

N.0.1 对于直接承受动力荷载的组合梁，除按照第 16 章的相关要求同纯钢结构一样进行疲劳验算外，还需特别注意以下两个问题：

1 需专门对承受剪力的焊钉连接件进行疲劳验算；

2 若焊钉连接件焊于承受拉应力的钢梁翼缘时，应对焊有焊钉的受拉钢板进行疲劳验算，同时应考虑焊钉受剪和钢板受拉两者共同作用对组合梁疲劳寿命的不利影响。本节的相关规定主要针对上述两个问题。

N.0.2 焊钉连接件的疲劳寿命问题是组合梁疲劳设计的关键问题，各国规范给出的焊钉连接件疲劳寿命和剪应力幅的关系不尽相同：

日本《钢-混凝土组合梁设计规范草案》规定焊钉的容许剪应力幅由下式计算：

$$\log N + 8.55 \log \Delta \tau = 23.42 \quad (\text{N.0.2-1})$$

式中 N ——失效的循环次数，即疲劳寿命；

$\Delta \tau$ ——焊钉连接件焊接处平均剪应力幅。

英国规范 BS5400 对 67 个焊钉的疲劳试验数据进行回归分析，得到了单个焊钉设计疲劳寿命的计算公式：

$$Nr^3 = 19.54 \quad (\text{N.0.2-2})$$

式中 r ——单个焊钉的剪力幅（单位 kN）和名义静力极限抗剪承载力（单位 kN）的比值；

N ——失效的循环次数，即疲劳寿命。

美国公路桥梁设计规范 AASHTO 中所采用的焊钉疲劳寿命计算公式为 1966 年 Slutter 和 Fisher 等人拟合的公式：

$$N\sigma_r^{5.4} = 1.764 \times 10^{16} \quad (\text{N.0.2-3})$$

式中 σ_r ——焊钉焊接处的平均剪应力幅。

在上式的基础上，AASHTO 规范发展了单个焊钉的疲劳抗剪承载力计算公式。规范规定，单个焊钉的疲劳抗剪承载力按下式计算：

$$Z_r = \alpha d^2 \geq \frac{38.0d^2}{2} \quad (\text{N.0.2-4})$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \log N \quad (\text{N.0.2-5})$$

式中 Z_r ——单个焊钉能够承受的最大剪力幅（单位 N）；

d ——焊钉钉杆直径（单位 mm）；

N ——失效的循环次数，即疲劳寿命。

欧洲规范 4 规定，对于埋于普通混凝土的圆柱头焊钉，其疲劳寿命计算公式如下：

$$(\Delta\tau)^m N = (\Delta\tau_c)^m N_c \quad (\text{N.0.2-6})$$

式中 $\Delta\tau$ ——焊钉焊接处的平均剪应力幅；

N ——疲劳循环次数；

m ——常数，取 $m=8$ ；

$\Delta\tau_c$ ——循环次数为 2×10^6 对应的允许剪应力幅 $\Delta\tau_c=90\text{MPa}$ 。

本次修订增加“承受剪力的焊钉连接件”作为一种新的构件和连接类别，定为 J3 类别，其疲劳计算的参数取值采用欧洲规范 4 给出的相关建议。

N.0.3 对于焊有焊钉的受拉钢板，其疲劳裂纹会发生在焊趾和钢板的交界处，和焊钉本身的剪切疲劳破坏不同，要进行单独的疲劳验算。参考欧洲规范，定为 Z7 类构造。

参考欧洲规范 4 的建议，除按 Z7 类构件和连接进行疲劳验算外，焊有焊钉的受拉钢板还应同时满足公式 (N.0.3-1) 或公式 (N.0.3-2) 的要求，以充分考虑焊钉受剪和钢板受拉两者共同作用对组合梁疲劳寿命的不利影响。