

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50017—2003

钢结构设计规范

Code for design of steel structures

2003-04-25 发布

2003-12-01 实施

中华人民共和国建设部
中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局

联合发布

中华人民共和国国家标准

钢结构设计规范

Code for design of steel structures

GB 50017—2003

主编部门：中华人民共和国建设部

批准部门：中华人民共和国建设部

施行日期：2003年12月01日

2003 北京

第 2 页

中华人民共和国建设部公告

第 147 号

建设部关于发布国家标准 《钢结构设计规范》的公告

现批准《钢结构设计规范》为国家标准，编号为 GB 50017:2003，自 2003 年 12 月 1 日起实施。其中，第 1.0.5、3.1.2、3.1.3、3.1.4、3.1.5、3.2.1、3.3.3、3.4.1、3.4.2、8.1.4、8.3.6、8.9.3、8.9.5、9.1.3 条为强制性条文，必须严格执行。原《钢结构设计规范》GBJ17-88 同时废止。

中华人民共和国建设部

二 00 三年四月二十五日

前 言

根据建设部建标 [1997] 第 108 号文的通知要求，由北京钢铁设计研究总院会同有关设计、教学和科研单位组成修订编制小组，对《钢结构设计规范》GBJ17—88 进行全面修订。在修订过程中，制订了全面修订大纲，参考了大量的国外钢结构规范。规范初稿完成后，在全国范围广泛征求意见，通过初稿、征求意见稿、送审稿，多次修改并组织了十余个参编单位完成了新、老规范对比的试设计，最后于 2001 年 12 月完成《钢结构设计规范》GB 50017—2003 报批稿。本次修订的主要内容有：

1. 原规范第一章 1.0.5 条中有关“焊缝质量级别”，的规定，由说明改为正文，列为第 7 章 7.1.1 条，并增加了确定焊缝质量级别的原则和具体规定。

2. 按建标[1996]626 号文《工程建设标准编写规定》的要求，增加“术语”内容条文，并与“符号”一同编入第 2 章；原规范第二章“材料”的内容列入第 3 章 3.3 节“材料选用”。

3. 按照钢材新的国家标准，推荐了 Q235 钢、Q345 钢、Q390 钢和增补了 Q420 钢等。对各类钢结构应具有的材质保证提出了更完整的要求，增加了 Q235 钢保证 0℃冲击韧性的适用条件，增加了采用 Z 向钢及耐候钢的原则规定等，同时对各钢种设计指标作了少量调整。

4. 在第 3 章中增加了“荷载和荷载效应计算”一节，着重提出了无支撑纯框架宜采用考虑变形对内力影响的二阶弹性分析方法。取消了原规范中吊车横向水平荷载的增大系数，给出了考虑吊车摆动产生横向水平力的计算公式。

5. “结构和构件变形的规定”的修改内容为：

1) 在规范正文中只提设计原则，将变形限值的表格列入附录；
2) 根据要求和经验可对变形限值适当调整。规定吊车梁的挠度用一台吊车轮压标准值计算。

6. 原规范梁腹板局部稳定的计算公式有较大改动，不再把腹板看成是完全弹性的完善板，而是考虑非弹性变形和几何缺陷的影响，同时给出利用屈曲后强度的计算方法，腹板的约束系数也有所调整。将原规范正文中根据弹性板确定加劲肋间距的计算公式取消。

7. 增补了组成板件厚度 $t \geq 40\text{mm}$ 的工字形截面和箱形截面在计算轴心受压构件时的截面类别规定，并增加了 d 类截面的 ϕ 值。

8.增补了单轴对称截面轴压构件考虑绕对称轴弯扭屈曲的计算方法。

9.修改了减小受压构件或受压翼缘自由长度的侧向支承的支撑力计算方法,修改了交叉腹杆在平面外计算长度的确定方法。

10.将框架明确界定为无支撑纯框架、强支撑框架和弱支撑框架三类,并给出了各类框架计算长度的计算方法。

11.新增了带有摇摆柱的无支撑纯框架柱和弱支撑框架柱的计算长度确定方法。

12.对应力变化的循环次数 n 修改为: n 等于或大于 5×10^4 次时,应进行疲劳计算(原规范为 n 等于或大于 10^5 次时才需进行疲劳计算)。同时对进行疲劳计算的构件和连接分类作了少量修改。

13.修改了在 T 形截面受压构件中,轴心受压构件和弯矩使腹板自由边受拉的压弯构件,腹板高度与其厚度之比的规定。

14.增加了“梁与柱的刚性连接”和在国内规范中首次提出的“连接节点处板件的计算”等两节,其主要内容为:

1) 梁与柱刚性连接时如不设置柱的横向加劲肋,对柱腹板厚度或翼缘厚度要求的条文。

2) 板件在拉剪作用下的强度计算以及桁架节点板的强度计算和有关稳定计算方法及规定。

15.补充了平板支座、球形支座及橡胶支座等内容的条文。

16.增加了插入式柱脚、埋入式柱脚及外包式柱脚的设计和构造规定。

17.增加了大跨度屋盖结构的设计和构造要求的规定。

18.增加了提高寒冷地区结构抗脆断能力的要求的规定。

19.在塑性设计和钢与混凝土组合梁中取消了原规范对钢材和连接的强度设计值要乘折减系数 0.9 的规定。

20.增加了空间圆管节点强度计算公式。增补了矩形管或方形管结构平面管节点强度的计算方法及有关构造规定。

21.取消了原规范第十一章“圆钢、小角钢的轻型钢结构”。

22.增补了钢与混凝土连续组合梁负弯矩部位的计算方法,混凝土翼板用压型钢板做底模的组合梁计算和构造特点,部分抗剪连接的组合梁的设计规定以及组合梁挠度计算。

本规范中,黑体字标识的条文为强制性条文,必须严格执行。

本规范由建设部负责管理和对强制性条文的解释，北京钢铁设计研究总院负责具体内容的解释。在执行规范过程中，请各单位结合工程实际总结经验。对本规范的意见或建议，请寄至北京钢铁设计研究总院《钢结构设计规范》国家标准管理组（地址：北京白广路四号；邮编：100053；传真：010—63521024）。

本规范主编单位和主要起草人：

主编单位：北京钢铁设计研究总院

参编单位：重庆大学

西安建筑科技大学

重庆钢铁设计研究院

清华大学

浙江大学

哈尔滨工业大学

同济大学

天津大学

华南理工大学

水电部东北勘测设计院

中国航空规划设计院

中元国际工程设计研究院

冶金建筑研究院

西北电力设计院

马鞍山钢铁设计研究院

中国石化工程建设公司

武汉钢铁设计研究院

上海冶金设计院

马鞍山钢铁股份有限公司

杭萧钢结构公司

莱芜钢铁集团

喜利得（中国）有限公司

浙江精工钢结构公司。

鞍山东方轧钢公司

宝力公司

上海彭浦总厂

主要起草人：张启文 夏志斌 黄友明 陈绍著 王国周
魏明钟 赵熙元 崔 佳 张耀春 沈祖炎
刘锡良 梁启智 俞国音 刘树屯 崔无山
冯廉 夏正中 戴国欣 童根树 顾 强
舒兴平 邹 浩 石永久 但泽义 聂建国
陈以一 丁 阳 徐国彬 魏潮文 陈传钾
陈国栋 穆海生 张平远 陶红斌 王 稚
田思方 李茂新 陈瑞金 曹品然 武振宇
邹亦农 侯 寇 郭耀杰 芦小松 朱 丹
刘 刚 张小平 黄明益 胡 勇 张继宏
严正庭

目 录

1 总 则	9
2 术语和符号	10
3 基本设计规定	19
4 受弯构件的计算	30
5 轴心受力构件和拉弯、压弯构件的计算.....	44
6 疲劳计算	68
7 连接计算	71
8 构造要求	86
9 塑性设计	101
10 钢管结构	105
11 钢与混凝土组合梁	116
附录 A 结构或构件的变形容许值.....	128
附录 B 梁的整体稳定系数.....	130
附录 C 轴心受压构件的稳定系数.....	136
附录 D 柱的计算长度系数.....	141
附录 E 疲劳计算的构件和连接分离类.....	153
附录 F 桁架节点板在斜腹杆压力作用下的稳定计算.....	156
本规范用词说明	158

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》GB 50018 的规定。

1.0.3 本规范的设计原则是根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 制订的。按本规范设计时，取用的荷载及其组合值应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定；在地震区的建筑物和构筑物，尚应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《中国地震动参数区划图》GB 18306 和《构筑物抗震设计规范》GB 50191 的规定。

1.0.4 设计钢结构时，应从工程实际情况出发，合理选用材料、结构方案和构造措施，满足结构构件在运输、安装和使用过程中的强度、稳定性和刚度要求，并符合防火、防腐蚀要求。宜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。

1.0.5 在钢结构设计文件中，应注明建筑结构的设计使用年限、钢材牌号、连接材料的型号（或钢号）和对钢材所要求的力学性能、化学成分及其他的附加保证项目。此外，还应注明所要求的焊缝形式、焊缝质量等级、端面刨平顶紧部位及对施工的要求。

1.0.6 对有特殊设计要求和在特殊情况下的钢结构设计，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 强度 strength

构件截面材料或连接抵抗破坏的能力,强度计算是防止结构构件或连接因材料强度被超过而破坏的计算。

2.1.2 承载能力 load-carrying capacity

结构或构件不会因强度、稳定或疲劳等因素破坏所能承受的最大内力;或塑性分析形成破坏机构时的最大内力;或达到不适应于继续承载的变形时的内力。

2.1.3 脆断 brittle fracture

一般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脆性断裂。

2.1.4 强度标准值 characteristic value of strength

国家标准规定的钢材屈服点(屈服强度)或抗拉强度。

2.1.5 强度设计值 design value of strength

钢材或连接的强度标准值除以相应抗力分项系数后的数值。

2.1.6 一阶弹性分析 first order elastic analysis

不考虑结构二阶变形对内力产生的影响,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。

2.1.7 二阶弹性分析 second order elastic analysis

考虑结构二阶变形对内力产生的影响,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。

2.1.8 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

2.1.9 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。

2.1.10 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。

2.1.11 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。

2.1.12 有效宽度 effective width

在进行截面强度和稳定性计算时，假定板件有效的那部分宽度。

2.1.13 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。

2.1.14 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。计算焊缝连接强度时采用的焊缝长度。

2.1.15 长细 slenderness ratio

构件计算长度与构件截面回转半径的比值。

2.1.16 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所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。

2.1.17 支撑力 nodal bracing force

为减小受压构件(或构件的受压翼缘)的自由长度所设置的侧向支承处，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。

2.1.18 无支撑纯框架 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。

2.1.19 强支撑框架 frame braced with strong bracing system

在支撑框架中，支撑结构(支撑桁架、剪力墙、电梯井等)抗侧移刚度较大，可将该框架视为无侧移的框架。

2.1.20 弱支撑框架 frame braced with weak bracing system

在支撑框架中，支撑结构抗侧移刚度较弱，不能将该框架视为无侧移的框架。

2.1.21 摇摆柱 leaning column

框架内两端为铰接不能抵抗侧向荷载的柱。

2.1.22 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的区域。

2.1.23 球形钢支座 spherical steel bearing

使结构在支座处可以沿任意方向转动的钢球面作为传力的铰接支座或可移动支座。

2.1.24 橡胶支座 composite rubber and steel support

满足支座位移要求的橡胶和薄钢板等复合材料制品作为传递支座反力的支座。

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杆，如桁架中的弦。

2.1.26 支管 bracing 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能整体受力的梁。

2.2 符号

2.2.1 作用和作用效应设计值

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

2.2.2 计算指标

- E——钢材的弹性模量;
- E_c ——混凝土的弹性模量;
- G——钢材的剪变模量;
- N_t^a ——一个锚栓的抗拉承载力设计值;
- N_t^b 、 N_v^b 、 N_c^b ——一个螺栓的抗拉、抗剪和承压承载力设计值;
- N_t^r 、 N_v^r 、 N_c^r ——一个铆钉的抗拉、抗剪和承压承载力设计值;
- N_v^c ——组合结构中一个抗剪连接件的抗剪承载力设计值;
- $N_{t_c}^{pj}$ 、 $N_{c_c}^{pj}$ ——受拉和受压支管在管节点处的承载力设计值;
- S_b ——支撑结构的侧移刚度(产生单位侧倾角的水平

力)；

f ——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值；

f_{ce} ——钢材的端面承压强度设计值；

f_{st} ——钢筋的抗拉强度设计值；

f_y ——钢材的屈服强度(或屈服点)；

f_t^a ——锚栓的抗拉强度设计值；

f_t^b 、 f_v^b 、 f_c^b 、——螺栓的抗拉、抗剪和承压强度设计值；

f_t^r 、 f_v^r 、 f_c^r 、——铆钉的抗拉、抗剪和承压强度设计值；

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

f_f^w ——角焊缝的抗拉、抗剪和抗压强度设计值；

f_c ——混凝土抗压强度设计值；

Δu ——楼层的层间位移；

$[u_Q]$ ——仅考虑可变荷载标准值产生的挠度的容许值；

$[u_T]$ ——同时考虑永久和可变荷载标准值产生的挠度的容许值；

σ ——正应力；

σ_e ——局部压应力；

σ_f ——垂直于角焊缝长度方向的应力,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

$\Delta\sigma_e$ ——变幅疲劳的等效力幅；

$[\Delta\sigma]$ ——疲劳容许应力幅

σ_{cr} 、 $\sigma_{e, cr}$ 、 τ_{cr} ——板件在弯曲应力、局部压应力和剪应力单独作用时的临界

应力。

τ ——剪应力；

τ_1 ——沿角焊缝长度方向，按焊缝有效截面计算的剪应力；

——质量密度。

2.2.3 几何参数

A —— 毛截面面积；

A_n —— 净截面面积；

H —— 柱的高度；

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

I —— 毛截面惯性矩；

I_t —— 毛截面抗扭惯性矩；

I_{ω} —— 毛截面扇性惯性矩；

I_n —— 净截面惯性矩；

S —— 毛截面面积矩；

W —— 毛截面模量；

W_n —— 净截面模量；

W_p —— 塑性毛截面模量；

W_{pn} —— 塑性净截面模量；

a 、 g —— 间距；间隙；

b —— 板的宽度或板的自由外伸宽度；

b_0 —— 箱形截面翼缘板在腹板之间的无支承宽度混凝土板托顶部的宽度；

b_s —— 加劲肋的外伸宽度；

b_e —— 板件的有效宽度；

d —— 直径；

d_e —— 有效直径；

d_0 —— 孔径；

e —— 偏心距；

h —— 截面全高；楼层高度；

h_{c1} —— 混凝土板的厚度；

h_{c2} —— 混凝土板托的厚度；

h_e —— 角焊缝的计算厚度；

h_f ——角焊缝的焊脚尺寸；
 h_w ——腹板的高度。
 H_0 ——腹板的计算高度；
 i ——截面回转半径；
 l ——长度或跨度；
 l_1 ——梁受压翼缘侧向支承间距离；螺栓(或铆钉)受力方向的连接长度；
 l_0 ——弯曲屈曲的计算长度；
 l_w ——扭转屈曲的计算长度；
 l_w ——焊缝的计算长度；
 l_z ——集中荷载在腹板计算高度边缘上的假定分布长度；
 S ——部分焊透对接焊缝坡口根部至焊缝表面的最短距离；
 t ——板的厚度；主管壁厚；
 t_s ——加劲肋厚度；
 t_w ——腹板的厚度；
 α ——夹角；
 β ——夹角；应力扩散角；
 b ——梁腹板受弯计算时的通用高厚比；
 s ——梁腹板受剪计算时的通用高厚比；
 c ——梁腹板受局部压力计算时的通用高厚比
 λ ——长细比；
 λ_0 、 λ_{yz} 、 λ_z 、 λ_{uz} ——换算长细比。

2.2.4 计算系数及其他

C ——用于疲劳计算的有量纲参数
 K_1 、 K_2 ——构件线刚度之比；
 k_s ——构件受剪屈曲系数；
 O_v ——管节点的支管搭接率；

n ——螺栓、铆钉或连接件数目；应力循环次数；
 n_1 ——所计算截面上的螺栓(或铆钉)数目；
 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；
 ——线膨胀系数；计算吊车摆动引起的横向力的系数；
 E ——钢材与混凝土弹性模量之比；
 e ——梁截面模量考虑腹板有效宽度的折减系数；
 l ——疲劳计算的欠载效应等效系数；
 l_0 ——柱腹板的应力分布不均匀系数；
 γ ——钢材强度影响系数；
 l_1 ——梁腹板刨平顶紧时采用的系数；
 $2i_i$ ——考虑二阶效应框架第 i 层杆件的侧移弯矩增大系数；
 ——支管与主管外径之比；用于计算疲劳强度的参数；
 b ——梁整体稳定的等效临界弯矩系数；
 β_1 ——正面角焊缝的强度设计值增大系数
 β_m, β_t ——压弯构件稳定的等效弯矩系数；
 l_1 ——折算应力的强度设计值增大系数；
 ——栓钉钢材强屈比；
 l_0 ——结构的重要性系数；
 α_x, α_y ——对主轴 x 、 y 的截面塑性发展系数；
 ——调整系数；
 b ——梁截面不对称影响系数；
 l_1, l_2 ——一用于计算阶形柱计算长度的参数；
 μ ——高强度螺栓摩擦面的抗滑移系数柱的计算长度系数；
 μ_1, μ_2, μ_3 ——阶形柱——上段、中段(或单阶柱下段)、下段的计算

长度系数；

——用于计算梁整体稳定的参数；

——腹板受压区有效宽度系数；

φ ——轴心受压构件的稳定系数；

φ_b 、 φ_b' ——梁的整体稳定系数；

n ——集中荷载的增大系数；

n_s 、 a_s 、 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

2.1.1 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。

3.1.2 承重结构应按下列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：构件和连接的强度破坏、疲劳破坏和因过度变形而不适于继续承载，结构和构件丧失稳定，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、构件和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)。

3.1.3 设计钢结构时，应根据结构破坏可能产生的后果采用不同的安全等级。

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

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

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

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

3.1.6 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荷载应按作用在跨间内荷载效应最大的一台吊车确定。

3.2 荷载和荷载效应计算

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》GB 50009 的规定采用。

结构的重要性系数 γ_0 ，应按现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定采用，其中对设计使用年限为 25 年的结构构件， γ_0 不应小于 0.95。

注：对支承轻屋面的构件或结构(檩条、屋架、框架等)，当仅有一个可变荷载且受荷水平投影面积超过 60m² 时，屋面均布活荷载标准值应取为 0.3kN/m²。

3.1.2 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。应考虑由吊车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：

$$H_k = \psi P_{k \cdot \max} \quad (3.2.2)$$

式中 $P_{k \cdot \max}$ ——吊车最大轮压标准值；

——系数，对一般软钩吊车 $\psi = 0.1$ ，抓斗或磁盘吊车宜采用 $\psi = 0.15$ ，硬钩吊车宜采用 $\psi = 0.2$ 。

注：现行国家标准《起重机设计规范》GB/T 3811 将吊车工作级别划分为 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吊车和电动葫芦的荷载时，在同一跨间每条运行线路上的台数：对梁式吊车不宜多于 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 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。

3.2.6 建筑结构的内力一般按结构静力学方法进行弹性分析，符合本规范第9章的超静定结构，可采用塑性分析。采用弹性分析的结构中，构件截面允许有塑性变形发展。

3.2.7 框架结构中，梁与柱的刚性连接应符合受力过程中梁柱间交角不变的假定，同时连接应具有充分的强度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。

3.2.8 框架结构内力分析宜符合下列规定：

1 框架结构可采用一阶弹性分析。

2 对 $\frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h} > 0.1$ 的框架结构宜采用二阶弹性分析，此时应在每层柱顶附加考虑由公式(3.2.8—1)计算的假想水平力 H_{ni} ：

$$H_{ni} = \frac{\alpha_y Q_i}{250} \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_s}} \quad (3.2.8-1)$$

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 $\sqrt{0.2 + 1/n_s} > 1$ 时，取此根号值为 1.0；

α_y ——钢材强度影响系数，其值：Q235 钢为 1.0；Q345 钢为 1.2；

Q420 钢为 1.25。

对无支撑的纯框架结构，当采用二阶弹性分析时，各杆件杆端的弯矩 M 可用下列近似公式进行计算：

$$M = M_{1b} + 2_i M_{1s} \quad (3.2.8-2)$$

$$\alpha_{2i} = \frac{1}{1 - \frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h}} \quad (3.2.8-3)$$

式中 M_{1b} ——假定框架无侧移时按一阶弹性分析求得的各杆件端弯矩；

M_{1s} ——框架各节点侧移时按一阶弹性分析求得的杆件端弯矩；

α_{2i} ——考虑二阶效应第 i 层杆件的侧移弯矩增大系数；

N ——所计算楼层各柱轴心压力设计值之和；

H ——产生层间侧移 u 的所计算楼层及以上各层的水平力之和；

u ——按一阶弹性分析求得的所计算楼层的层间侧移，当确定是否采用二阶弹性分析时， u 可近似采用层间相对位移的容许值 $[u]$ ， $[u]$

见本规范附录 A 第 A.2 节；

h ——所计算楼层的高度。

注：1 当按公式(3.2.8-3)计算的 $\alpha_{2i} > 1.33$ 时，宜增大框架结构的刚度。

2 本条规定不适用于山形门式刚架或其他类似的结构以及按本规范第 9 章进行塑性设计的框架结构。

3.3 材料选用

3.3.1 为保证承重结构的承载能力和防止在一定条件下出现脆性破坏，应根据结构的重要性、荷载特征、结构形式、应力状态、连接力法、钢材厚度和工作环境等因素综合考虑，选用合适的钢材牌号和材性。承重结构的钢材宜采用 Q235 钢、Q345 钢、Q390 钢和 Q420 钢，其质量应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 和低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的规定。当采用其他牌号的钢材时，尚应符合相应有关标准的规定和要求。

3.3.2 下列情况的承重结构和构件不应采用 Q235 沸腾钢；

1 焊接结构。

1)直接承受动力荷载或振动荷载且需要验算疲劳的结构。

2)工作温度低于 -20 时的直接承受动力荷载或振动荷载但可不验算疲劳的结构以及承受静力荷载的受弯及受拉的重要承重结构。

3)工作温度等于或低于 -30 的所有承重结构。

2 非焊接结构。工作温度等于或低于 -20 的直接承受动力荷载且需要验算疲劳的结构。

3.3.3 承重结构采用的钢材应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度和硫，磷含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳含量的合格保证。

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。

3.3.4 对于需要验算疲劳的焊接结构的钢材，应具有常温冲击韧性的合格保证。当结构工作温度不高于 0 但高于 -20 时，Q235 钢和 Q345 钢应具有 0 冲击韧性的合格保证；对 Q390 钢和 Q420 钢应具有 -20 冲击韧性的合格保证。当结构工作温度不高于 -20 时，对 Q235 钢和 Q345 钢应具有 -20 冲击韧性的合格保证；对 Q390 钢和 Q420 钢应具有 -40 冲击韧性的合格保证。

对于需要验算疲劳的非焊接结构的钢材亦应具有常温冲击韧性的合格保证。当结构工作温度不高于 -20 时，对 Q235 钢和 Q345 钢应具有 0 冲击韧性的合格保证；对 Q390 钢和 Q420 钢应具有 -20 冲击韧性的合格保证。

注：吊车起重量不小于 50t 的中级工作制吊车梁，对钢材冲击韧性的要求应与需要验算疲劳的构件相同。

3.3.5 钢铸件采用的铸钢材质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。

3.3.6 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。

3.3.7 对处于外露环境，且对耐腐蚀有特殊要求的或在腐蚀性气态和固态介质作用下的承重结构，宜采用耐候钢，其质量要求应符合现行国家标准《焊接结构用耐候钢》GB / T 4172 的规定。

3.3.8 钢结构的连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。对直接承受动力荷载或振动荷载且需要验算疲劳的结构，宜采用低氢型焊条。

2 自动焊接或半自动焊接采用的焊丝和相应的焊剂应与主体金属力学性能相适应，并应符合现行国家标准的规定。

3 普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓 C 级》GB / T 5780 和《六角头螺栓》GB / T 5782 的规定。

4 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 或《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 圆柱头焊钉(栓钉)连接件的材料应符合现行国家标准电弧螺栓焊用《圆柱头焊钉》GB / T 10433 的规定。

6 铆钉应采用现行国家标准《标准件用碳素钢热轧圆钢》GB / T 715 中规定的 BL2 或 BL3 号钢制成。

7 锚栓可采用现行国家标准《碳素结构钢》GB / T 700 中规定的 Q235 钢或《低合金高强度结构钢》GB / T 1591 中规定的 Q345 钢制成。

3.4 设计指标

3.4.1 钢材的强度设计值，应根据钢材厚度或直径按表 3.4.1—1 采用。钢铸件的强度设计值应按表 3.4.1—2 采用。连接的强度设计值应按表 3.4.1—3 至表 3.4.1—5 采用。

表 3.4.1-1 钢材强度设计值 (N/m²)

钢 材		抗拉、抗压、 抗弯 f	抗 剪	端面承压 刨平顶紧 f_{ca}
牌 号	厚度或直径 (mm)			
Q235 钢	16	215	125	325
	>16 ~ 40	205	120	
	>40 ~ 60	200	115	
	>60 ~ 100	190	110	
Q345 钢	16	310	180	400
	>16 ~ 35	295	170	
	>35 ~ 50	265	155	
	>50 ~ 100	250	145	
Q390 钢	16	350	215	415
	>16 ~ 35	335	190	
	>35 ~ 50	315	180	
	>50 ~ 100	295	170	
Q420 钢	16	380	220	440
	>16 ~ 35	360	210	
	>35 ~ 50	340	195	
	>50 ~ 100	325	185	

注：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。

表 3.4.1.2 钢铸件的强度设计值[N / m²]

钢 号	抗拉、抗压和抗弯	抗 剪	端面承压(刨平顶紧)
ZG200-400	155	90	260
ZG230-450	180	105	290
ZG270-500	210	120	325
ZG310-570	240	140	370

表 3.4.1.3 焊缝的强度设计值(N / m²)

焊接方法和 焊条型号	构件钢材		对接焊缝			角焊缝	
	牌号	厚度或 直径 (mm)	抗 压 f_c^w	焊缝质量为下列等级 时, 抗拉 f_t^w		抗剪 f_v^w	抗拉、抗压 和抗剪 f_r^w
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动焊 和 E43 型焊条的 手工焊	Q235 钢	16	215	215	185	125	160
		>16 ~ 40	205	205	175	120	
		>40 ~ 60	200	200	170	115	
		>60 ~ 100	190	190	160	110	
自动焊、半自 动焊和 E50 型 焊条的手工焊	Q345 钢	16	310	310	265	180	200
		>16 ~ 35	295	295	250	170	
		>35 ~ 50	265	265	225	155	
		>50 ~ 100	250	250	210	145	
自动焊、半自 动焊和 E55 型 焊条的手工焊	Q390 钢	16	350	350	300	205	220
		>16 ~ 35	335	335	285	190	
		>35 ~ 50	315	315	270	180	
		>50 ~ 100	295	295	250	170	
自动焊、半自 动焊和 E55 型 焊条的手工焊	Q420 钢	16	380	380	320	220	220
		>16 ~ 35	360	360	305	210	
		>35 ~ 50	340	340	290	195	
		>50 ~ 100	325	325	275	185	

注：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现行国家标准《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293 和《低合金钢埋弧焊用焊剂》GB/T 12470 中相关的规定。

2 焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。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_w^c ，在受拉区的抗弯强度设计值取 f_w^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。

螺栓的性能等级、锚栓和构件钢材的牌号		普通螺栓						锚栓	承压型连接		
		C 级螺栓			A 级, B 级螺栓				高强度螺栓		
		抗拉	抗剪	承压	抗拉	抗剪	承压	抗拉	抗拉	抗剪	承压
		f_t^b	f_v^b	f_c^b	f_t^b	f_v^b	f_c^b	f_t^b	f_t^b	f_v^b	f_c^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			
承压型连接 高强度螺栓	8.8 级								400	250	
	10.9 级								500	310	
Q235 钢	Q235 钢			305			405				470
	Q345			385			510				599
	Q390 钢			400			530				615
	Q420 钢			425			560				655

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 $d > 24\text{mm}$ 或 $l > 10d$ 或 $l > 150\text{mm}$ {按较小值}的螺栓。 d 为公称直径, l 为螺杆公称长度。

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。

表 3.4.1—5 铆钉连接的强度设计值(N/mm²)

铆钉钢号和 构件钢材牌号		拉拉(钉头拉脱) f_t^r	抗剪 f_v^b		承压 f_t^b	
			I 类孔	类孔	I 类孔	类孔
铆钉	BL2 或 BL3	120	185	155	—	—
构件	Q235 钢	—	—	—	450	365
	Q345 钢	—	—	—	565	460
	Q190 钢	—	—	—	590	480

注：I 属于下列情况者为 I 类孔：

- 1) 在装配好的构件上按设计孔径钻成的孔；
- 2) 在单个零件和构件上按设计孔径分别用钻模钻成的孔；
- 1) 在单个零件上先钻成或冲成较小的孔径，然后在装配好的构件上再扩钻至设计孔径的孔
- 2 在单个零件上一次冲成或不用钻横钻成设计孔径的孔属于 类孔。

3.4.2 计算下列情况的结构构件或连接时，第 3.4.1 条规定的强度设计值应乘以相应的折减系数。

1 单面连接的单角钢：

1) 按轴心受力计算强度和连接乘以系数 0.85；

2) 按轴心受压计算稳定性；

等边角钢乘以系数 $0.6 + 0.0015$ ，但不大于 1.0

；

短边相连的不等边角钢乘以系数

$0.5 + 0.0025$ ，但不大于 1.0；

长边相连的不等边角钢乘以系数

0.70；

为长细比，对中间无联系的单角钢压杆，应按最小回转半径计算，当 < 20 时，取 $= 20$ ；

2 无垫板的单面施焊对接焊缝乘以系数 0.85；

3 施工条件较差的高空安装焊缝和铆钉连接乘以系数 0.90；

4 沉头和半沉头铆钉连接乘以系数 0.80。

注：当几种情况同时存在时，其折减系数应连乘。

3.4.3 钢材和钢铸件的物理性能指标应按表 3.4.3 采用。

表 3.4.3 钢材和钢铸件的物理性能指标

弹性模量 E (N/m ²)	剪变模量 G (N/m ²)	线膨胀系数 以每 计	质量密度 (kg/m ³)
206 × 10 ³	79 × 10 ³	12 × 10 ⁶	7850

3.5 结构或构件变形的规定

3.5.1 为了不影响结构或构件的正常使用和观感，设计时应应对结构或构件的变形(挠度或侧移)规定相应的限值。一般情况下，结构或构件变形的容许值见本规范附录 A 的规定。当有实践经验或有特殊要求时，可据不影响正常使用和观感的原则对附录八的规定进行适当地调整。

3.5.2 计算结构或构件的变形时，可不考虑螺柱(铆钉)孔引起的截面削弱。

3.5.3 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座计算值减去起拱度。

4 受弯构件的计算

4.1 强 度

4.1.1 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 4.4.1 条),其抗弯强度应按下列规定计算:

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;

α_x 、 α_y ——截面塑性发展系数;对工字形截面, $\alpha_x=1.05$, $\alpha_y=1.20$;对箱形截面, $\alpha_x=\alpha_y=1.05$;对其他截面,可按表 5.2.1 采用;

f ——钢材的抗弯强度设计值;

当梁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 $\alpha_x=1.0$ 。 f_y 为钢材牌号所指屈服点。

对需要计算疲劳的梁,宜取 $\alpha_x=\alpha_y=1.0$ 。

4.1.2 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 4.4.1 条),其抗剪强度应按下列公式计算:

$$\tau = \frac{VS}{I t_w} \leq f_v \quad (4.1.2)$$

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 ——毛截面惯性矩;

t_w ——腹板厚度;

f_v ——钢材的抗剪强度设计值。

4.1.3 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式计算：

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{t_w l_z} \leq f \quad (4.1.3-1)$$

式中 F ——集中荷载，对动力荷载应考虑动力系数；

——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：

$$l_z = a + 5h_y + 2h_R \quad (4.1.3-2)$$

——集中荷载沿梁跨度方向的支承长度，对钢轨上的轮压可取 50mm；

h_y ——自梁顶面至腹板计算高度上边缘的距离；

h_R ——轨道的高度，对梁顶无轨道的梁 $h_R = 0$ ；

f ——钢材的抗压强度设计值。

在梁的支座处，当不设置支承加劲肋时，也应按公式(4.1.3-1)计算腹板计算高度下边缘的局部压应力，但取 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 4.1.3—2)计算。

注：腹板的计算高度 h_w ；对轧制型钢梁，为腹板与上、下翼缘相接处两内孤起点间的距离；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 4.3.2)。

4.1.4 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，其折算应力应按下式计算：

$$\sqrt{\sigma^2 + \sigma_c^2 - \sigma\sigma_c + 3\tau^2} \leq \beta_1 f \quad (4.1.4-1)$$

式中 σ 、 τ 、 σ_c ——腹板计算高度边缘同一点上同时产生的上应

力、剪应力和局部压应力， σ_c 应按公式(4.1.2)和公式(4.1.3—1)计算， σ 应按下式计算：

$$\sigma = \frac{M}{I_n} y_1 \quad (4.1.4-2)$$

和 σ_c 以拉应力为正值，压应力为负值；

I_n —— 梁净截面惯性矩；

y_1 —— 所计算点至梁中和轴的距离；

η —— 计算折算应力的强度设计值增大系数；当 σ 与

σ_c 异号时，取 $\eta = 1.2$ ；当 σ 与 σ_c 同号或 $\sigma_c = 0$ 时，取 $\eta = 1.1$ 。

4.2 整体稳定

4.2.1 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 4.2.1 所规定的数值时。

表 4.2.1 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
	荷载作用在下翼缘	荷载作用在上翼缘	
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 $\sqrt{235/f_y}$ 。

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)。

4.2.2 除 4.2.1 条所指情况外，在最大刚度主平面内受弯的构件，其整体稳定性应按下列式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leq f \quad (4.2.2)$$

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，应按附录 B 确定。

4.2.3 除 4.2.1 条所指情况外，在两个主平面受弯的 H 型钢截面或工字形截面构件，其整体稳定性应按下列式计算：

式中 W_{Sx} 、 W_{xy} —— 按受压纤维确定的对 x 轴和对 y 轴毛截面模量；

φ_b —— 绕强轴弯曲所确定的梁整体稳定系数，见 4.2.2 条。

4.2.4 不符合 4.2.1 条 1 款情况的箱形截面简支梁，其截面尺寸(图 4.2.4)应满足 $h/b_0 \geq 6$ ， $l_1/b_0 \leq 95(235/f_y)$ 。

符合上述规定的箱形截面简支梁，可不计算整体稳定性。

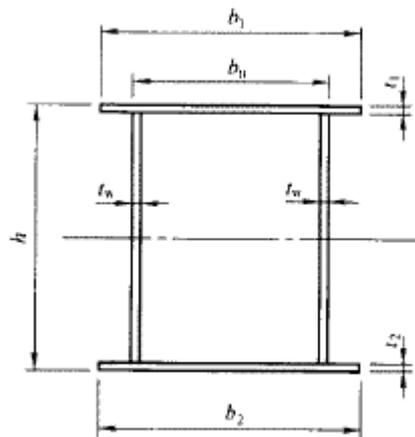


图 4.2.4 箱形截面

4.2.5 梁的支座处,应采取构造措施,以防止梁端截面的扭转。

4.2.6 用作减小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 5.1.7 条计算。

4.3 局部稳定

4.3.1 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 4.4 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 4.3.2 条的规定配置加劲肋。当 $h_0/t_w > 80 \sqrt{235/f_y}$ 时,尚应按本规范第 4.3.3 条至第 4.3.5 条的规定计算腹板的稳定性。

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

4.3.2 组合梁腹板配置加劲肋应符合下列规定(图 4.3.2):

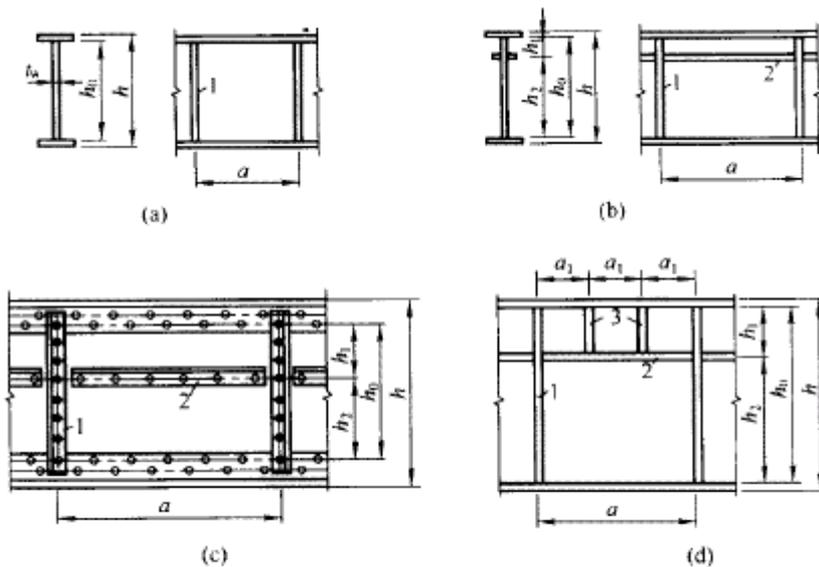


图 4.3.2 加劲肋布置

1- 横向加劲肋;2- 纵向加劲肋;3- 短加劲肋

1 当 $h_0/t_w \leq 80 \sqrt{235/f_y}$ 时, 对有局部压应力($c \neq 0$)的梁, 应按构造配置横向加劲肋; 但对无局部压应力($c=0$)的梁, 可不配置加劲肋。

2 当 $h_0/t_w > 80 \sqrt{235/f_y}$ 时, 应配置横向加劲肋。其中, 当 $h_0/t_w > 170 \sqrt{235/f_y}$ (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 $h_0/t_w > 150 \sqrt{235/f_y}$ (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。

任何情况下, h_0/t_w 均不应超过 250。

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

3 梁的支座处和上翼缘受有较大固定集中荷载处, 宜设置支承加劲肋。

4.3.3 仅配置横向加劲肋的腹板(图 4.3.2a)。其各区格的局部稳定应按下式计算

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr}} \leq 1 \quad (4.3.3-1)$$

式中 σ —— 所计算腹板区格内, 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, 应按 $\tau = V / (h_w t_w)$ 计算, t_w 为腹板厚度;

σ_c —— 腹板计算高度边缘的局部压应力, 应按公式 (4.1.3-1) 计算, 但取式中的 $\beta = 1.0$;

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

1) σ_{cr} 按下列公式计算：

当 $\lambda_b \leq 0.85$ 时：

$$\sigma_{cr} = f \quad (4.3.3-2a)$$

当 $0.85 < \lambda_b \leq 1.25$ 时：

$$\sigma_{cr} = [1 - 0.75(\lambda_b - 0.85)]f \quad (4.3.3-2b)$$

当 $\lambda_b > 1.25$ 时：

$$\sigma_{cr} = 1.1f/\lambda_b^2 \quad (4.3.3-2c)$$

式中 λ_b ——用于腹板受弯计算时的通用高厚比；

当梁受压翼缘扭转受到约束时：

$$\lambda_b = \frac{2h_c/t_w}{177} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.3-2d)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时：

$$\lambda_b = \frac{2h_c/t_w}{153} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.3-2e)$$

h_c ——梁腹板弯曲受压区高度，对双轴对称截面 $2h_c = h_0$ 。

2) τ_{cr} 按下列公式计算：

当 $\lambda_s \leq 0.8$ 时：

$$\tau_{cr} = f_v \quad (4.3.3-3a)$$

当 $0.8 < \lambda_s \leq 1.2$ 时：

$$\tau_{cr} = [1 - 0.59(\lambda_s - 0.8)]f_v \quad (4.3.3-3b)$$

当 $\lambda_s > 1.2$ 时：

$$\tau_{cr} = 1.1f_v/\lambda_s^2 \quad (4.3.3-3c)$$

式中 λ_s ——用于腹板受剪计算时的通用高厚比，当 $a/h_0 \leq 1.0$ 时：

当 $a/h_0 \leq 1.0$ 时：

$$\lambda_s = \frac{h_0/t_w}{41 \sqrt{4 + 5.34(h_0/a)^2}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.3-3d)$$

当 $a/h_0 > 1.0$ 时：

$$\lambda_s = \frac{h_0/t_w}{41 \sqrt{5.34 + 4(h_0/a)^2}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.3-3e)$$

3) $\sigma_{c,cr}$ 按下列公式计算：

当 $\lambda_c \leq 0.9$ 时：

$$\sigma_{c,cr} = f \quad (4.3.3-4a)$$

当 $0.9 < \lambda_c \leq 1.2$ 时：

$$\sigma_{c,cr} = [1 - 0.79(\lambda_c - 0.9)]f \quad (4.3.3-4b)$$

当 $\lambda_c > 1.2$ 时：

$$\sigma_{c,cr} = 1.1f/\lambda_c^2 \quad (4.3.3-4c)$$

式中 λ_c ——用于腹板受局部压力计算时的通用高厚比。

当 $0.5 \leq a/h_0 \leq 1.5$ 时：

$$\lambda_c = \frac{h_0/t_w}{28 \sqrt{10.9 + 13.4(1.83 - a/h_0)^3}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.3-4d)$$

当 $1.5 < a/h_0 \leq 2.0$ 时：

$$\lambda_c = \frac{h_0/t_w}{28 \sqrt{18.9 - 5a/h_0}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.3-4e)$$

4.3.4 同时用横向加劲肋和纵向加劲肋加强的腹板(图 4.3.2b、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：式中 σ_{cr} 、 σ_{cr1} 、 σ_{cr1} 分别按下列方法计算：

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c,cr1}}\right)^2 \leq 1.0 \quad (4.3.4-1)$$

1) σ_{cr1} 按公式(4.1.3—2)计算，但式中的 b ，改用下列 b_1 代替。

当梁受压翼缘扭转受到约束时：

$$\lambda_{b1} = \frac{h_1/t_w}{75} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.4-2a)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时：

$$\lambda_{b1} = \frac{h_1/t_w}{64} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.4-2b)$$

式中 h_1 ——纵向加劲肋至腹板计算高度受压边缘的距离。

2) σ_{cr1} 按公式(4.3.3—3)计算，将式中的 h_0 改为 h_1 。

3) c_{cr1} 按公式(4.3.3-2)计算,但式中的 b 改用下列 c_1 代替。

当梁受压翼缘扭转受到约束时;

$$\lambda_{c1} = \frac{h_1/t_w}{56} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.4-3a)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时:

$$\lambda_{c1} = \frac{h_1/t_w}{40} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.4-3b)$$

2 受拉翼缘与纵向加劲肋之间的区格:

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{c,cr2}} \leq 1.0 \quad (4.3.4-4)$$

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 $0.3 \sigma_{co}$

1) c_{cr2} 按公式(4.3.3-2)计算,但式中的 b 改用下列 b_2 代替。

$$\lambda_{b2} = \frac{h_2/t_w}{194} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.4-5)$$

4.3.5 在受压翼缘与纵向加劲肋之间设有短加劲肋的区格(图 4.3.2d),其局部稳定性按式(4.3.4-1)计算。该式中的 c_{cr1} 仍按 4.3.4 条 1 款之 1) 计算; c_{cr1} 按式(4.3.3-3)计算, 但将 h_0 和 l_0 改为 h_1 和 l_1 (l_1 为短加劲肋间距); c_{cr1} 按式(4.3.3-2)计算,但式中 b 改用下列 c_1 代替。

当梁受压翼缘扭转受到约束时:

$$\lambda_{c1} = \frac{a_1/t_w}{87} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.5a)$$

当梁受压翼缘扭转未受到约束时:

$$\lambda_{e1} = \frac{a_1/t_w}{73} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (4.3.5b)$$

对 $a_1/h_1 > 1.2$ 的区格, 公式 (4.3.5) 右侧应乘以

$$1 / \left(0.4 + 0.5 \frac{a_1}{h_1} \right)^{\frac{1}{2}}。$$

4.3.6 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 $2.5h_c$)。纵向加劲肋至腹板计算高度受压边缘的距离应在 $h_0/2.5 \sim h_c/2$ 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:

$$b_s \geq \frac{h_0}{30} + 40 \quad (\text{mm}) \quad (4.3.6-1)$$

厚度:

$$t_s \geq \frac{b_s}{15} \quad (4.3.6-2)$$

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(4.3.6—1)算得的 1.2 倍, 厚度不应小于其外伸宽度的 1/15,

在同时用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应符合上述规定外, 其截面惯性矩 I_c 尚应符合下式要求:

$$I_c \geq 3h_0 t_w^3 \quad (4.3.6-3)$$

纵向加劲肋的截面惯性矩 I_y 应符合下列公式要求:

当 $a/h_0 \leq 0.85$ 时:

$$I_y \geq 1.5h_0 t_w^3 \quad (4.3.6-4a)$$

当 $a/h_0 > 0.85$ 时:

$$I_y \geq \left(2.5 - 0.45 \frac{a}{h_0} \right) \left(\frac{a}{h_0} \right)^2 h_0 t_w^3 \quad (4.3.6-4b)$$

短加劲肋的最小间距为 $0.75h_1$ 。短加劲肋外伸宽度应取横向加劲肋外伸宽度的 $0.7 \sim 1.0$ 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，其截面惯性矩应按与加劲肋相连的腹板边缘为轴线进行计算。

4.3.7 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 $15t_w \sqrt{235/f_y}$ ；范围内的腹板面积，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(对突缘支座尚应符合本规范第 8.4.12 条的要求)；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。

4.3.8 梁受压翼缘自由外伸宽度 b 与其厚度 t 之比，应符合下式要求：

$$\frac{b}{t} \leq 13 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.3.8-1)$$

当计算梁抗弯强度取 $\gamma_x = 1.0$ 时， b/t 可放宽至 $15 \sqrt{235/f_y}$ 。

箱形截面梁受压翼缘板在两腹板之间的无支承宽度 b_0 与其厚度 t 之比，应符合下式要求：

$$\frac{b_0}{t} \leq 40 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.3.8-2)$$

当箱形截面梁受压翼缘板没有纵向加劲肋时，则公式(4.3.8—2)中的 b_0 取为腹板与纵向加劲肋之间的翼缘板无支承宽度。

注：翼缘板自由外伸宽度 b 的取值为：对焊接构件，取腹板边至翼缘板(肢)边缘的距离；对轧制构件，取内圆弧起点至翼缘板(肢)边缘的距离。

4.4 组合梁腹板考虑屈曲后强度的计算

4.4.1 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 4.3.3a)，应按下式验算抗弯和抗剪承载力；

$$\left(\frac{V}{0.5V_u} - 1\right)^2 + \frac{M - M_f}{M_{eu} - M_f} \leq 1 \quad (4.4.1-1)$$

$$M_f = \left(A_{f1} \frac{h_1^2}{h_2} + A_{f2} h_2\right) f \quad (4.4.1-2)$$

式中 M 、 V ——梁的同一截面上同时产生的弯矩和剪力设计值；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_{eu} 、 V_u ——梁抗弯和抗剪承载力设计值。

1 M_{eu} 应按下列公式计算：

$$M_{eu} = \gamma_x \alpha_c W_x f \quad (4.4.1-3)$$

$$\alpha_c = 1 - \frac{(1-\rho)h_c^3 t_w}{2I_x} \quad (4.4.1-4)$$

式中 c ——梁截面模量考虑腹板有效高度的折减系数；

I_x ——按梁截面全部有效算得的绕 x 轴的惯性矩，

h_c ——按梁截面全部有效算得的腹板受压区高度；

γ_x ——梁截面塑性发展系数；

——腹板受压区有效高度系数。

当 $\lambda_b \leq 0.85$ 时：

$$\rho = 1.0 \quad (4.4.1-5a)$$

当 $0.85 < \lambda_b \leq 1.25$ 时：

$$\rho = 1 - 0.82(\lambda_b - 0.85) \quad (4.4.1-5b)$$

当 $\lambda_b > 1.25$ 时:

$$\rho = \frac{1}{\lambda_b} \left(1 - \frac{0.2}{\lambda_b} \right) \quad (4.4.1-5c)$$

式中 λ_b ——用于腹板受弯计算时的通用高厚比,按公式(4.3.32d)、(4.3.3—2e)计算。

2 V_u 应按下列公式计算:

当 $\lambda_s \leq 0.8$ 时:

$$V_u = h_w t_w f_v \quad (4.4.1-6a)$$

当 $0.8 < \lambda_s \leq 1.2$ 时:

$$V_u = h_w t_w f_v [1 - 0.5(\lambda_s - 0.8)] \quad (4.4.1-6b)$$

当 $\lambda_s > 1.2$ 时:

$$V_u = h_w t_w f_v / \lambda_s^{1.2} \quad (4.4.1-6c)$$

式中 λ_s ——用于腹板受剪计算时的通用高厚比,按公式(4.3.3—3d)、(4.3.3—3e)计算。

当组合梁仅配置支座加劲肋时,取公式(4.3.3-3e)中的 $h_0/a=0$

4.4.2 当仅配置支承加劲肋不能满足公式(4.4.1—1)的要求时,应在两侧成对配置中间横向加劲肋。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(4.3.6—1)和公式(4.3.6—2)的要求外,尚应按轴心受压构件参照第4.3.7条计算其在腹板平面外的稳定性,轴心压力应按下式计算:

$$N_s = V_u - \tau_w h_w t_w + F \quad (4.4.2-1)$$

式中 V_u ——按公式(4.4.16)计算;

h_w ——腹板高度;

τ_w ——按公式(4.3.3—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 $s > 0.8$ 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。

$$H = (V_u - \tau_{cr} h_w t_w) \sqrt{1 + (a/h_0)^2} \quad (4.4.2-2)$$

对设中间横向加劲肋的梁，取支座端区格的加劲肋间距。对不设中间加劲肋的腹板，取梁支座至跨内剪力为零点的距离。

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

4.4.2 的构造形式时，可按下述简化方法进行计算：加劲肋 1 作为承受支座反力 R 的轴心压杆计算，封头肋板 2 的截面积不应小于按下式计算的数值：

$$A_c = \frac{3h_0 H}{16ef} \quad (4.4.2-3)$$

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 中间横向加劲肋间距较大 ($>2.5h_0$) 和不设中间横向加劲肋的腹板，当满足公式 (4.3.3-1) 时，可取 $H=0$ 。

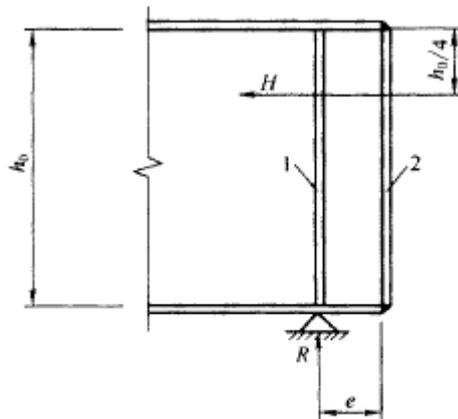


图 4.4.2 设置封头肋板的梁端构造

5 轴心受力构件和拉弯、压弯构件的计算

5.1 轴心受力构件

5.1.1 轴心受拉构件和轴心受压构件的强度，除高强度螺栓摩擦型连接处外，应按下式计算：

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq f \quad (5.1.1-1)$$

式中 N ——轴心拉力或轴心压力；

A_n ——净截面面积。

高强度螺栓摩擦型连接处的强度应按下列公式计算：

$$\sigma = \left(1 - 0.5 \frac{n_1}{n}\right) \frac{N}{A_n} \leq f \quad (5.1.1-2)$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq f \quad (5.1.1-3)$$

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；

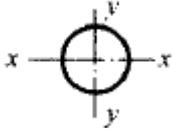
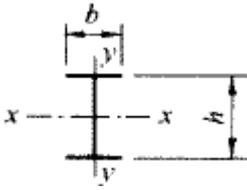
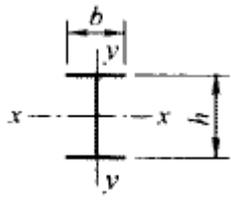
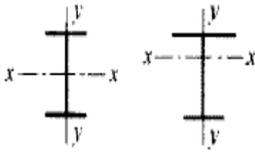
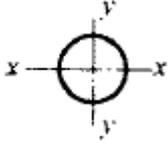
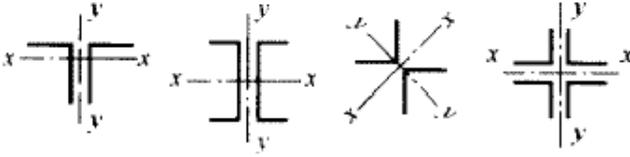
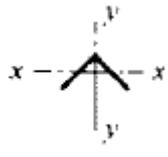
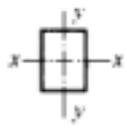
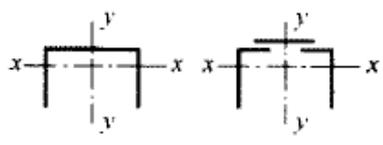
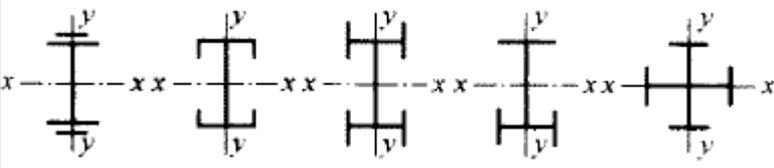
A ——构件的毛截面面积。

5.1.2 实腹式轴心受压构件的稳定性应按下式计算：

$$\frac{N}{\varphi A} \leq f \quad (5.1.2-1)$$

式中 φ ——轴心受压构件的稳定系数(取截面两主轴稳定系数中的较小者)，应根据构件的长细比、钢材屈服强度和表 5.1.2-1、表 5.1.2-2 的截面分类按附录 C 采用：

续表 5.1.2-1

截面形式		对 x 轴	对 y 轴
 <p>轧制</p>		a 类	a 类
 <p>轧制, $b/h \leq 0.8$</p>		a 类	b 类
 <p>轧制, $b/h > 0.8$</p>	 <p>焊接, 翼缘为焰切边</p>	 <p>焊接</p>	b 类
 <p>轧制</p>	 <p>轧制等边角钢</p>	b 类	
 <p>轧制, 焊接 (板件宽厚比 > 20)</p>	 <p>轧制或焊接</p>	b 类	
 <p>焊接</p>	 <p>轧制截面和翼缘为焰切边的焊接截面</p>		

续表 5.1.2-1

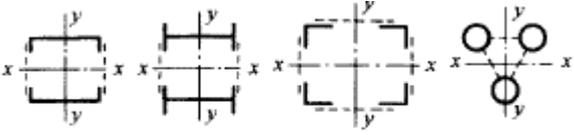
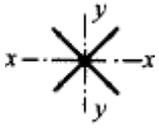
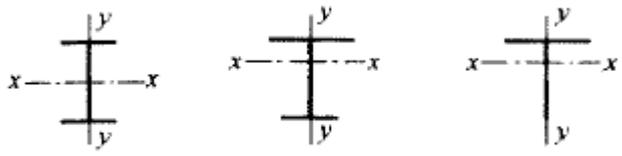
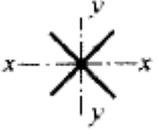
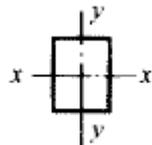
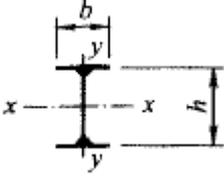
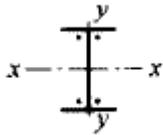
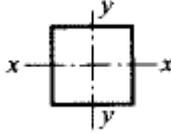
截面形式		对 x 轴	对 y 轴
 <p>格构式</p>	 <p>焊接, 板件边缘</p>	a 类	a 类
 <p>焊接, 翼缘为轧制或剪切</p>		a 类	b 类
 <p>焊接, 板件边缘轧制或剪切</p>	 <p>焊接, 板件宽厚比 ≤ 20</p>	c 类	c 类

表 5.1.2-2 轴心受压构件的截面分类 (板厚 $t \leq 40\text{mm}$)

截面形式		对 x 轴	对 y 轴
 <p>轧制工字形或 H 形截面</p>	$t \leq 80\text{mm}$	b 类	
	$t > 80\text{mm}$	c 类	d 类

续表 5.1.2-2

截面形式		对 x 轴	对 y 轴
 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

构件长细比 应按照下列规定确定：

1 截面为双轴对称或极对称的构件：

$$\lambda_x = l_{0x} / i_x \quad \lambda_y = l_{0y} / i_y \quad (5.1.2-2)$$

式中 l_{0x} 、 l_{0y} ——构件对主轴 x 和 y 的计算长度；

i_x 、 i_y ——构件截面对主轴 x 和 y 的回转半径。

对双轴对称十字形截面构件， i_x 或 i_y 取值不得小于 $5.07b/t$ ；(其中 b/t

为悬伸板件宽厚比)。

2 截面为单轴对称的构件，绕非对称轴的长细比 λ_x 仍按式(5.1.2—2) 计

算，但绕对称轴应取计及扭转效应的下列换算长细比代替 λ_y ：

$$\lambda_{yz} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\lambda_y^2 + \lambda_z^2) + \sqrt{(\lambda_y^2 + \lambda_z^2)^2 - 4(1 - e_0^2/i_0^2)\lambda_y^2\lambda_z^2} \right]^{1/2} \quad (5.1.2-3)$$

$$\lambda_z^2 = i_0^2 A / (I_t / 25.7 + I_w / i_w^2) \quad (5.1.2-4)$$

$$i_0^2 = e_0^2 + i_x^2 + i_y^2$$

式中 e_0 —— 截面形心至剪心的距离；

i_0 —— 截面对剪心的极回转半径；

λ_y —— 构件对对称轴的长细比；

λ_z ——扭转屈曲的换算长细比；

I_t ——毛截面抗扭惯性矩；

I —— 毛截面扇性惯性矩；对 T 形截面(轧制、双板焊接、双角钢组合)、十字形截面和角形截面可近似取 $I = 0$ ；

——毛截面面积；

l —— 扭转屈曲的计算长度，对两端铰接端部截面可自由翘曲或两端嵌固端部截面的翘曲完全受到约束的构件，取 $l = l_{ov}$ 。

3 单角钢截面和双角钢组合 T 形截面绕对称轴的 v_z 采用下列简化方法确定：

1)等边角钢截面(图 5 . 1 . 2a)：

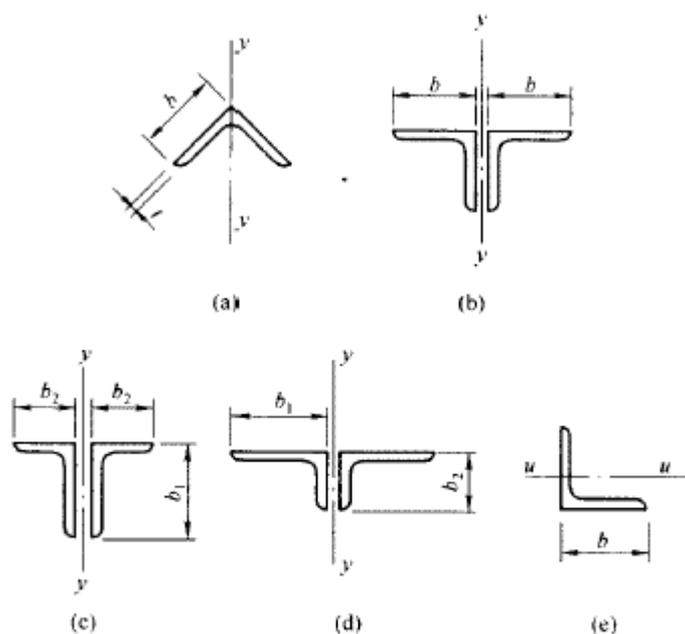


图 5.1.2 单角钢截面和双角钢组合 T 形截面

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,当 $b/t < 0.54l_0/b$ 时：

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{0.85b^4}{l_{0y}^2 t^2} \right) \quad (5.1.2-5a)$$

当 $b/t > 0.54l_{0y}/b$ 时:

$$\lambda_{yz} = 4.78 \frac{b}{t} \left(1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{13.5b^4} \right) \quad (5.1.2-5b)$$

式中 b 、 t ——分别为角钢肢的宽度和厚度。

2)等边双角钢截面(图 5.1.2b):

当 $b/t \leq 0.58l_{0y}/b$ 时:

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{0.475b^4}{l_{0y}^2 t^2} \right) \quad (5.1.2-6a)$$

当 $b/t > 0.58l_{0y}/b$ 时:

$$\lambda_{yz} = 3.9 \frac{b}{t} \left(1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{18.6b^4} \right) \quad (5.1.2-6b)$$

3)长肢相并的不等边双角钢截面(图 5.1.2c):

当 $b_2/t \leq 0.48l_{0y}/b_2$ 时:

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{1.09b_2^4}{l_{0y}^2 t^2} \right) \quad (5.1.2-7a)$$

当 $b_2/t > 0.48l_{0y}/b_2$ 时:

$$\lambda_{yz} = 5.1 \frac{b_2}{t} \left(1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{17.4b_2^4} \right) \quad (5.1.2-7b)$$

4 单轴对称的轴心压杆在绕非对称主轴以外的任一轴失稳时,应按照弯扭屈曲计算其稳定性。当计算等边单角钢构件绕平行轴(图 5.1.2e 的 u 轴)稳定时,可用下式计算其换算长细比 λ_{0z} , 并按 b 类截面确定 φ 值:

当 $b/t \leq 0.69l_{0u}/b$ 时:

$$\lambda_{0z} = \lambda_u \left(1 + \frac{0.25b^4}{l_{0u}^2 t^2} \right) \quad (5.1.2-8a)$$

当 $b/t > 0.69l_{0u}/b$ 时:

$$\lambda_{ux} = 5.4b/t \quad (5.1.2-8b)$$

式中 $\lambda_u = l_{0u}/i_u$; l_{0u} 为构件对 u 轴的计算长度, i_u 为构件截面对 u 轴的回转半径。

注 1 无任何对称轴且又非极对称的截面(单面连接的不等边单角钢除外)不宜用作轴心受压构件。

2 对单面连接的单角钢轴心受压构件,按 3.4.2 条考虑折减系数后,可不考虑弯曲效应。

3 当槽形截面用于格构式构件的分肢,计算分肢绕对称轴(y 轴)的稳定性时,不必考虑扭转效应,直接用 λ_y 查出 φ_y 值。

5.1.3 格构式轴心受压构件的稳定性仍应按公式(5.1.2—1)计算,但对虚轴(图 5.1.3a 的 x 轴和图 5.1.3b、c 的 x 轴和 y 轴)的长细比应取换算长细比。换算长细比应按下列公式计算:

1 双肢组合构件(图 5.1.3a):

当缀件为缀板时:

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} \quad (5.1.3-1)$$

当缀件为缀条时:

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27 \frac{A}{A_{1x}}} \quad (5.1.3-2)$$

式中 λ_x ——整个构件对 x 轴的长细比;

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

A_{1x} ——构件截面中垂直于 x 轴的各斜缀条毛截面面积之和。

2 四肢组合构件(图 5.1.3b):

当缀件为缀板时:

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} \quad (5.1.3-3)$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (5.1.3-4)$$

当缀件为缀条时：

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 40 \frac{A}{A_{1x}}} \quad (5.1.3-5)$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 40 \frac{A}{A_{1y}}} \quad (5.1.3-6)$$

式中 λ_y —— 整个构件对 y 轴的长细比；

A_{1y} —— 构件截面中垂直于 y 轴的各斜缀条毛截面面积之和。

3 缀件为缀条的三肢组合构件(图 5.1.3c)：

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{42A}{A_1(1.5 - \cos^2\theta)}} \quad (5.1.3-7)$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{42A}{A_1 \cos^2\theta}} \quad (5.1.3-8)$$

式中 A —— 构件截面中各斜缀条毛截面面积之和；

—— 构件截面内缀条所在平面与 x 轴的夹角。

注：1 缀板的线刚度应符合 8.4.1 条的规定。

2 斜缀条与构件轴线间的夹角应在 $40^\circ \sim 70^\circ$ 范围内。

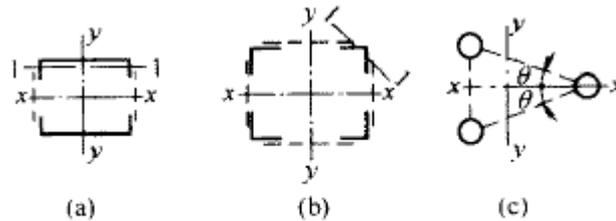


图 5.1.3 格构式组合构件截面

5.1.4 对格构式轴心受压构件：当缀件为缀条时，其分肢的长细比 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；当缀件为缀板时，

λ_1 不应大于 40，并不应大于 λ_{max} 的 0.5 倍(当 $\lambda_{max} < 50$ 时，取 $\lambda_{max} = 50$)

5.1.5 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：

$80i_0$

i 为截面回转半径，应按下列规定采用：

1 当为图 5.1.5a、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 5.1.5c 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。

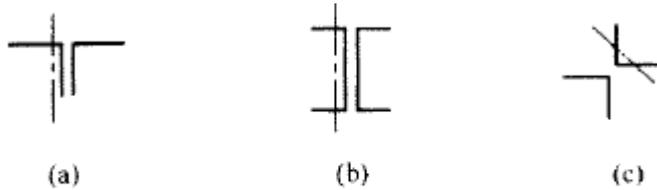


图 5.1.5 计算截面回转半径时的轴线示意图

5.1.6 轴心受压构件应按下列式计算剪力：

$$V = \frac{Af}{85} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5.1.6)$$

剪力 V 值可认为沿构件全长不变：

对格构式轴心受压构件，剪力 v 应由承受该剪力的缀材面(包括用整体板连接的面)分担。

5.1.7 用作减小轴心受压构件(柱)自由长度的支撑，当其轴线通过被撑构件截面剪心时。沿被撑构件屈曲方向的支撑力应按下列方法计算：

1 长度为 l 的单根柱设置一道支撑时支撑力 F_{b1} 为：

当支撑杆位于柱高度中央时：

$$F_{b1} = N/60 \quad (5.1.7-1a)$$

当支撑杆位于距柱端 al 处时($0 < \alpha < 1$)：

$$F_{b1} = \frac{N}{240\alpha(1-\alpha)} \quad (5.1.7-1b)$$

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(或间距不等但与平

均间距相比相差不超过 20%)支撑时，各支承点的支撑力 F_{bm} 为：

$$F_{bm} = N/[30(m+1)] \quad (5.1.7-2)$$

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

$$F_{bm} = \frac{\sum N_i}{60} \left(0.6 + \frac{0.4}{n} \right) \quad (5.1.7-3)$$

式中 n ——柱列中被撑柱的根数；

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，其相应的轴力可不与支撑力相叠加。

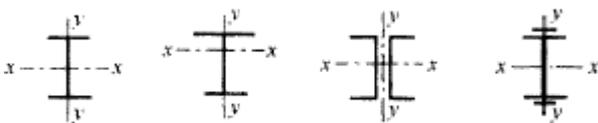
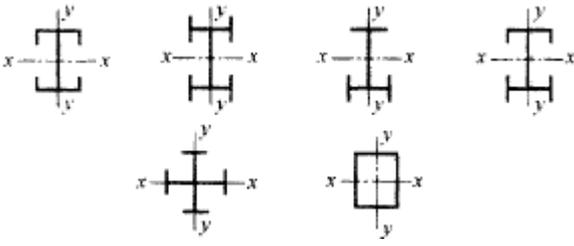
5.2 拉弯构件和压弯构件

5.2.1 弯矩作用在主平面内的拉弯构件和压弯构件，其强度应按下列规定计算：

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (5.2.1)$$

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 5.2.1 采用。

表 5.2.1 截面塑性发展系数 γ_x 、 γ_y

项次	截面形式	γ_x	γ_y
1		1.05	1.2
2			1.05

续表 5.2.1

项次	截面形式	x	y
3		$x_1 = 1.05$ $x_2 = 1.2$	1.2
4			1.05
5		1.2	
6		1.15	1.15
7		1.0	1.05
			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 $x=1.0$ 。

需要计算疲劳的拉弯、压弯构件，宜取 $x=y=1.0$ 。

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

1 弯矩作用平面内的稳定性：

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x} \left(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}}\right)} \leq f \quad (5.2.2-1)$$

式中 N —— 所计算构件段范围内的轴心压力；

N_{Ex}' —— 参数， $N_{Ex}' = 2EA/(1.1 R^2)$ ；

φ_x —— 弯矩作用平面内的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；

W_{1x} —— 在弯矩作用平面内对较大受压纤维的毛截面模量；

η_{mx} —— 等效弯矩系数，应按下列规定采用：

1) 框架柱和两端支承的构件：

无横向荷载作用 $\eta_{mx} = 0.65 + 0.35 \frac{M_2}{M_1}$ ， 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， $|M_1| \geq |M_2|$ ；

有端弯矩和横向荷载同时作用时：使构件产生同向曲率时， $\eta_{mx} = 1.0$ ；使构件产生反向曲率时， $\eta_{mx} = 0.85$ ；

无端弯矩但有横向荷载作用时： $\eta_{mx} = 1.0$ 。

2) 悬臂构件和分析内力未考虑二阶效应的无支撑纯框架和弱支撑框架柱， $\eta_{mx} = 1.0$ 。

对于表 5.2.1 的 3、4 项中的单轴对称截面压弯构件，当弯矩作用在对称轴平面内且使翼缘受压时，除应按公式(5.2.2—1)计算外，尚应按下列式计算：

$$\left| \frac{N}{A} - \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{2x} \left(1 - 1.25 \frac{N}{N'_{Ex}} \right)} \right| \leq f \quad (5.2.2-2)$$

式中 W_{2x} —— 对无翼缘端的毛截面模量。

2 弯矩作用平面外的稳定性；

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{1x} M_x}{\varphi_b W_{1x}} \leq f \quad (5.2.2-3)$$

式中 φ_y —— 弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数，按 5.1.2 条确定；

φ_b —— 均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数，按附录 B 计算，其

中工字形(含 H 型钢)和 T 形截面的非悬臂(悬伸)构件可按附录 B 第 B.5 节确定;对闭口截面 $\varphi_b = 1.0$;

M_x ——所计算构件段范围内的最大弯矩;

——截面影响系数,闭口截面 $= 0.7$,其他截面 $= 1.0$;

β_{tx} ——等效弯矩系数,应按下列规定采用:

1)在弯矩作用平面外有支承的构件。应根据两相邻支承点间构件段内的荷载和内力情况确定:

所考虑构件段无横向荷载作用时: $\beta_{tx} = 0.65 + 0.35 \frac{M_2}{M_1}$ M_1 和 M_2 是在弯矩作用平面内的端弯矩,使构件段产生同向曲率时取同号;产生反向曲率时取异号, $|M_1| \geq |M_2|$;

所考虑构件段内有端弯矩和横向荷载同时作用时:使构件段产生同向曲率时, $\beta_{tx} = 1.0$;使构件段产生反向曲率时 $\beta_{tx} = 0.85$;

所考虑构件段内无端弯矩但有横向荷载作用时: $\beta_{tx} = 1.0$ 。

2)弯矩作用平面外为悬臂的构件。 $\beta_{tx} = 1.0$ 。

5.2.3 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式计算:

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{ix} \left(1 - \varphi_x \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} \leq f \quad (5.2.3)$$

式中 $W_{ix} = I_x / y_0$, I_x 对 x 轴的毛截面惯性矩, 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; $\varphi_b N'_{Ex}$ 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。

5.2.4 弯矩绕实轴作用的格构式压弯构件,其弯矩作用平面内和平面外的稳定性计算均与实腹式构件相同。但在计算弯矩作用平

面外的整体稳定性时，长细比应取换算长细比， φ_b 应取 1.0。

5.2.5 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：

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_x \left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} + \eta \frac{\beta_{ly} M_y}{\varphi_{by} W_y} \leq f \quad (5.2.5-1)$$

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_{bx} W_x} + \frac{\beta_{my} M_y}{\gamma_y W_y \left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ey}}\right)} \leq f \quad (5.2.5-2)$$

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

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

M_x 、 M_y —— 所计算构件段范围内对强轴和弱轴的最大弯矩；

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

W_x 、 W_y —— 对强轴和弱轴的毛截面模量；

β_{mx} 、 β_{my} —— 等效弯矩系数，应按 5.2.2 条弯矩作用平面内定计算的有关规定采用；

β_{tx} 、 β_{ty} —— 等效弯矩系数，应按 5.2.2 条弯矩作用平面外稳定计算的有关规定采用。

5.2.6 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：

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{1x} \left(1 - \varphi_x \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} + \frac{\beta_{ly} M_y}{W_{ly}} \leq f \quad (5.2.6-1)$$

式中 W_{ly} —— 在 M_y 作用下，对较大受压纤维的毛截面模量。

2 按分枝计算：

在 N 和 M_x 作用下，将分枝作为桁架弦杆计算其轴心力， M_y 按公式(5.2.6—2)和公式(5.2.6—3)分配给两分枝(图 5.2.6)，然后按 5.2.2 条的规定计算分枝稳定性。

$$\text{分枝 1: } M_{y1} = \frac{I_1/y_1}{I_1/y_1 + I_2/y_2} \cdot M_y \quad (5.2.6-2)$$

$$\text{分枝 2: } M_{y2} = \frac{I_2/y_2}{I_1/y_1 + I_2/y_2} \cdot M_y \quad (5.2.6-3)$$

式中 I_1 、 I_2 ——一分枝 1、分枝 2 对 y 轴的惯性矩；

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

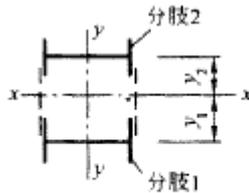


图 5.2.6 格构式构件截面

5.2.7 计算格构式压弯构件的缀件时，应取构件的实际剪力和按本规范公式(5.1.6)计算的剪力两者中的较大值进行计算。

5.2.8 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)或受压分枝(对格构式构件)视为轴心压杆按本规范第 5.1.7 条的规定计算各自的支撑力。

5.3 构件的计算长度和容许长细比

5.3.1 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 5.3.1 采用。

表 5.3.1 桁架弦杆和单系腹杆和单系腹杆的计算长度 l_0

项次	弯曲方向	弦杆	腹 杆	
			支座斜杆和支座竖杆	其他腹杆
1	在桁架平面内	l ;	l	$0.8l$
2	在桁架平面外	l_1	l	l
3	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)。

当桁架弦杆侧向支承点之间的距离为节间长度的 2 倍(图 5.3.1)且两节间的弦杆轴心压力不相同,则该弦杆在桁架平面的计算长度,应按下式确定(但不应小于 $0.5l_1$) :

$$l_0 = l_1 \left(0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \right) \quad (5.3.1)$$

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。

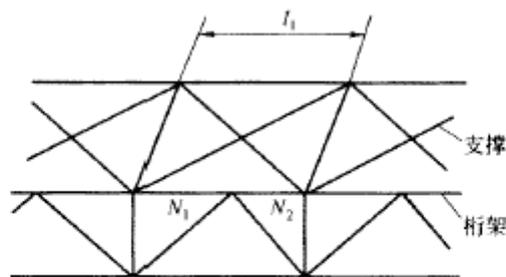


图 5.3.1 弦杆轴心压力在侧向支承点间有变化的桁架简图

桁架再分式腹杆体系的受压主斜杆及 K 形腹杆体系的竖杆等,在桁架平面外的计算尺度也应按公式(5.3.1)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。

5.3.2 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间的距离;在桁架平面外的计算长度,当两交叉杆长度相等时,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;

$$l_0 = l \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{N_v}{N} \right)}$$

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:

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

3)相交另一杆受拉,两杆截面相同并在交叉点均不中断。则:

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

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:

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

当此拉杆连续而压杆在交叉点中断但以节点板搭接。若 $N_0 < N$ 或拉杆在桁架平面外的抗弯刚度 $EI_y \geq \frac{3N_0 l^2}{4\pi^2} \left(\frac{N}{N_0} - 1 \right)$ 时,取 $l = 0.5l$ 。

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 $N_0 = N$ ，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。

5.3.3 单层或多层框架等截面柱，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 。框架分为无支撑的纯框架和有支撑框架，其中有支撑框架根据抗侧移刚度的大小，分为强支撑框架和弱支撑框架。

1 无支撑纯框。

1)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 按本规范附录 D 表 D-2 有侧移框架柱的计算长度系数确定。

2)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公式 (3.2.8.1) 的假想水平 H_{ni} 时，框架柱的计算长度系数 $\mu = 1.0$ 。

2 有支撑框架。

1)当支撑结构(支撑桁架、剪力墙、电梯井等)的侧移刚度(产生单位侧倾角的水平力) S_b ，满足公式(5.3.3-1)的要求时，为强支撑框架。框架柱的计算长度系数 μ 按本规范附录 D 表 D-1 无侧移框架柱的计算长度系数确定。

$$S_b \geq 3(1.2 \sum N_{bi} - \sum N_{ai}) \quad (5.3.3-1)$$

式中 N_{bi} ， N_{ai} ——第 i 层层间所有框架柱用无侧移框架和有侧移框架柱计算长度系数算得的轴压杆稳定承载力之和。

2)当支撑结构的侧移刚度 S_b 不满足公式(5.3.3-1)的要求时，为弱支撑框架，框架柱的轴压杆稳定系数 φ 按公式(5.3.3-2)计算。

$$\varphi = \varphi_0 + (\varphi_1 - \varphi_0) \frac{S_b}{3(1.2 \sum N_{bi} - \sum N_{ai})} \quad (5.3.3-2)$$

式中 φ_1 、 φ_0 —— 分别是框架柱用附录 D 中无侧移框架柱和有侧移框架柱计算长度系数算得的轴心压杆稳定系数。

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

1 单阶柱：

1) 下段柱的计算长度系数 μ_2 ：当柱上端与横梁铰接时，等于按本规范附录 D 表 D-3(柱上端为自由的单阶柱)的数值乘以表 5.3.4 的折减系数；当柱上端与横梁刚接时，等于按本规范附录 D 表 D-4(柱上端可移动但不转动的单阶柱)的数值乘以表 5.3.4 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	
			有纵向水平支撑	0.8
		大型混凝土屋面板的屋面	—	
多跨		非大型混凝土屋面板的屋面	无纵向水平支撑	0.7
			有纵向水平支撑	
		大型混凝土屋面板的屋面	—	

注：有横梁的露天结构(如落锤车间等)，其折减系数可采用 0.9

2)上段柱的计算长度系数 μ_1 应按下式计算：

$$\mu_1 = \frac{\mu_2}{\eta_1} \quad (5.3.4-1)$$

式中 μ_1 ——参数，按附录 D 表 D—3 或表 D-4 中公式计算。

2 双阶柱：

1)下段柱的计算长度系数 μ_0 ;当柱上端与横梁铰接时，等于按附录 D 表 D-5(柱上端为自由的双阶柱)的数值乘以表 5.3.4 的折减系数；当柱上端与横梁刚接时，等于按附录 D 表 D—6(柱上端可移动但不转动的双阶柱)的数值乘以表 5.3.4 的折减系数。

2)上段柱和中段柱的计算长度系数 μ_1 和 μ_2 ,应按下列公式计算：

$$\mu_1 = \frac{\mu_3}{\eta_1} \quad (5.3.4-2)$$

$$\mu_2 = \frac{\mu_3}{\eta_2} \quad (5.3.4-3)$$

式中 μ_1 μ_2 ——参数,按附录 D 表 D—5 或表 D-6 中的公式计算。

注：对截面均匀变化的楔形柱，其计算长度取值参见现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB50018。

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

5.3.6 在确定下列情况的框架柱计算长度系数时应考虑：

1 附有摇摆柱(两端铰接柱)的无支撑纯框架柱和弱支撑框架柱的计算长度系数应乘以增大系数 η ：

$$\eta = \sqrt{1 + \frac{\sum(N_i/H_i)}{\sum(N_j/H_j)}} \quad (5.3.6)$$

式中 (N_f / H_f) —— 各框架柱轴心压力设计值与柱子高度比值之和；

(N_i / H_i) --各摇摆柱轴心压力设计值与柱子高度比值

之和。

摇摆柱的计算长度取其几何长度。

2 当与计算柱同层的其他柱或与计算柱连续的上下层柱的稳定承载力有潜力时，可利用这些柱的支持作用，对计算柱的计算长度系数进行折减，提供支持作用的柱的计算长度系数则应相应增大。

3 当梁与柱的连接为半刚性构造时，确定柱计算长度应考虑节点连接的特性。

5.3.7 框架柱沿房屋长度方向（在框架平面外）的计算长度应取阻止框架柱平面外位移的支承点之间的距离。

5.3.8 受压构件的长细比不宜超过表 5.3.8 的容许值。

表 5.3.8 受压构件的容许长细比

项次	构件名称	容许长细比
1	柱、桁架和天窗架中的杆件	150
	柱的缀条、吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	
2	支撑（吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑除外）	200
	用以减小受压构件长细比的杆件	

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。可采用与角钢肢进平行轴的回转半径。

3 跨度等于或大于 50m 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）。

4 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。

5.3.9 受拉构件的长细比不宜超过表 5.3.9 的容许值。

表 5.3.9 受拉构件的容许长细比

项次	构件名称	承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构		直接承受动力荷载的结构
		一般建筑结构	有重级工作制吊车的厂房	
1	桁架的杆件	350	250	250
2	吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	300	200	
3	其他拉杆、支撑、系杆等(张紧的圆钢除外)	400	350	

注：1 承受静力荷载的结构中,可仅计算受拉构件在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与表 5.3.8 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吊车的厂房中,支撑(表中第 2 项除外)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)

5.4 受压构件的局部稳定

5.4.1 在受压构件中,翼缘板自由外伸宽度 b 与其厚度 t 之比,应符合下列要求：

1 轴心受压构件：

$$\frac{b}{t} \leq (10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.4.1-1)$$

式中 λ —— 构件两方向长细比的较大值；当 $\lambda < 30$ 时, λ 取 $=30$ ；当 $\lambda < 100$ 时, 取 $=100$ 。

2 压弯构件：

$$\frac{b}{t} \leq 13 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.4.1-2)$$

当强度和稳定计算中取 $\alpha_x = 1.0$ 时, b/t 可放宽至 $15 \sqrt{235/f_y}$ 。

注:翼缘板自由外伸宽度 b 的取值为:对焊接构件,取腹板边至翼缘板(肢)边缘的距离;对轧制构件,取内圆弧起点至翼缘板(肢)边缘的距离。

5.4.2 在工字形及 H 形截面的受压构件中,腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w 之比,应符合下列要求:

1 轴心受压构件:

$$\frac{h_0}{t_w} \leq (25 + 0.5\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.4.2-1)$$

式中 λ —— 构件两方向长细比的较大值;当 $\lambda < 30$ 时,取 $\lambda = 30$;当 $\lambda > 100$ 时,取 $\lambda = 100$ 。

2 压弯构件:

当 $0 \leq \alpha_0 \leq 1.6$ 时:

$$\frac{h_0}{t_w} \leq (16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.4.2-2)$$

当 $1.6 < \alpha_0 \leq 2.0$ 时:

$$\frac{h_0}{t_w} \leq (48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.4.2-3)$$

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

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;

λ —— 构件在弯矩作用平面内的长细比;当 $\lambda < 30$ 时,取 $\lambda = 30$;当 $\lambda > 100$, 取 $\lambda = 100$ 。

5.4.3 在箱形截面的受压构件中,受压翼缘的宽厚比应符合 4.3.8 条的要求。

箱形截面受压构件的腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w 之比,应符合下列要求:

1 轴心受压构件：

$$\frac{h_0}{t_w} \leq 40 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.4.3)$$

2 压弯构件的 h_0/t_w 不应超过公式(5.4.2-2)或公式 5.4.2-3)右侧乘以 0.8 后的值(当此值小于 $40 \sqrt{235/f_y}$ 时,应采用 $40 \sqrt{235/f_y}$ 。

5.4.4 在 T 形截面受压构件中。腹板高度与其厚度之比。不应超过下列数值：

1 轴心受压构件和弯矩使腹板自由边受拉的压弯构件：

热轧剖分 T 形钢： $(15+0.2\lambda) \sqrt{235/f_y}$

焊接 T 形钢： $(13+0.17\lambda) \sqrt{235/f_y}$

2 弯矩使腹板自由边受压的压弯构件：

当 $\alpha_0 \leq 1.0$ 时： $15 \sqrt{235/f_y}$

当 $\alpha_0 > 1.0$ 时： $18 \sqrt{235/f_y}$

和 α_0 分别按 5.4.1 条和 5.4.2 条的规定采用。

5.4.5 圆管截面的受压构件，其外径与壁厚之比不应超过 $100(235/f_y)$ 。

5.4.6 H 形、工字形和箱形截面受压构件的腹板，其高厚比不符合本规范第 5.4.2 条或第 5.4.3 条的要求时。可用纵向加劲肋加强，或在计算构件的强度和稳定性时将腹板的截面仅考虑计算高度边缘范围内两侧宽度各为 $20t_w \sqrt{235/f_y}$ 的部分(计算构件的稳定系数时，仍用全部截面)。用纵向加劲肋加强的腹板，其在受压较大翼缘与纵向加劲肋之间的高厚比,应符合本规范第 5.4.2 条或第 5.4.3 条的要求。

纵向加劲肋宜在腹板两侧成对配置。其一侧外伸宽度不应小于 $10 t_w$ 。厚度不应小于 $0.75t_w$ 。

6 疲劳计算

6.1 一般规定

6.1.1 直接承受动力荷载重复作用的钢结构构件及其连接，当应力变化的循环次数 n 等于或大于 5×10^4 次时，应进行疲劳计算。

6.1.2 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一高应变疲劳条件等)下的结构构件及其连接的疲劳计算。

6.1.3 疲劳计算采用容许应力幅法，应力按弹性状态计算，容许应力幅按构件和连接类别以及应力循环次数确定。在应力循环中不出现拉应力的部位可不计算疲劳。

6.2 疲劳计算

6.2.1 对常幅(所有应力循环内的应力幅保持常量)疲劳，应按下式进行计算：

$$\Delta\sigma \leq [\Delta\sigma] \quad (6.2.1-1)$$

式中 $\Delta\sigma$ ——对焊接部位为应力幅， $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ ；对非焊接部位为折算

应力幅， $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7 \sigma_{\min}$ ；

σ_{\max} ——计算部位每次应力循环中的最大拉应力(取正值)；

σ_{\min} ——计算部位每次应力循环中的最小拉应力或压应力(拉应力取正值，

压应力取负值)；

$[\Delta\sigma]$ ——常幅疲劳的容许应力幅(N/mm^2)，应按下式计算：

$$[\Delta\sigma] = \left(\frac{C}{n}\right)^{1/3} \quad (6.2.1-2)$$

n ——应力循环次数；

C ——参数，根据本规范附录 E 中的构件和连接类别按表

6.2.1 采用。

表 6.2.1 参数、

构件和连接类别	1	2	3	4	5	6	7	8
C	1940 × 10 ¹²	861 × 10 ¹²	3.26 × 10 ¹²	2.18 × 10 ¹²	1.47 × 10 ¹²	0.96 × 10 ¹²	0.65 × 10 ¹²	0.41 × 10 ¹²
	4	4	3	3	3	3	3	3

注：公式(6.2.1—1)也适用于剪应力情况。

6.2.2 对变幅(应力循环内的应力幅随机变化)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，则将其折算为等效常幅疲劳，按下式进行计算：

$$\Delta\sigma_e \leq [\Delta\sigma] \quad (6.2.2-1)$$

式中 σ_e ——变幅疲劳的等效力幅，按下式确定：

$$\Delta\sigma_e = \left[\frac{\sum n_i (\Delta\sigma_i)^\beta}{\sum n_i} \right]^{1/\beta} \quad (6.2.2-2)$$

n_i ——以应力循环次数表示的结构预期使用寿命；

n_i ——预期寿命内应力幅水平达到 σ_i 的应力循环次数。

6.2.3 重级工作制吊车梁和重级、中级工作制吊车桁架的疲劳可作为常幅疲劳，按下式计算：

$$\alpha_f \cdot \Delta\sigma \leq [\Delta\sigma]_{2 \times 10^6} \quad (6.2.3)$$

式中 α_f ——欠载效应的等效系数，按表 6.2.3—1 采用；

$[\quad]_{2 \times 10^6}$ ——循环次数 n 为 2×10^6 次的容许应力幅，按表 6.2.3—2 采用。

表 6.2.3-1 吊车梁和吊车桁架欠载效应的等效系数 r

吊车类别	r
重级工作制硬钩吊车（如均热炉车间夹钳吊车）	1.0
重级工作制软钩吊车	0.8
中级工作制吊车	0.5

表 6.2.3—2 循环次数 n 为 2×10^6 次的容许应力幅(N / m m²)

构件和连接类别	1	2	3	4	5	6	7	8
$[\Delta]_{2 \cdot 10^6}$	176	144	118	103	90	78	69	59

注：表中的容许应力幅是按公式(6.2.1-2)计算的。

7 连接计算

7.1 焊缝连接

7.1.1 焊缝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质量等级：

1 在需要进行疲劳计算的构件中，凡对接焊缝均应焊透，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 不需要计算疲劳的构件中，凡要求与母材等强的对接焊缝应予焊透，其质量等级当受拉时应不低于二级，受压时宜为二级。

3 重级工作制和起重量 $Q \geq 50t$ 的中级工作制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，焊缝形式一般为对接与角接的组合焊缝，其质量等级不应低于二级。

4 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)对直接承受动力荷载且需要验算疲劳的结构和吊车起重量等于或大于 50t 的中级工作制吊车梁，焊缝的外观质量标准应符合二级；
- 2)对其他结构，焊缝的外观质量标准可为三级。

7.1.2 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与角接组合焊缝，其强度应按下式计算：

$$\sigma = \frac{N}{h_e l_w} \leq f_t^w \text{ 或 } f_c^w \quad (7.1.2-1)$$

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。

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与角接组合焊缝，其正应力和剪应力应分别进行计算。但在同时受有较大正应力和剪应力处(例如梁腹板横向对接焊缝的端部)，应按下式计算折算应力：

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1f_t^w \quad (7.1.2-2)$$

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

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

7.1.3 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)：

$$\sigma_t = \frac{N}{h_e l_w} \leq \beta_1 f_t^w \quad (7.1.3-1)$$

侧面角焊缝(作用力平行于焊缝长度方向)：

$$\tau_t = \frac{N}{h_e l_w} \leq f_t^w \quad (7.1.3-2)$$

2 在各种力综合作用下， σ_t 和 τ_t 共同作用处：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_t}{\beta_1}\right)^2 + \tau_t^2} \leq f_t^w \quad (7.1.3-3)$$

式中 σ_t ——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_t ——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 7.1.3);

l_w ——角焊缝的计算长度,对每条焊缝取其实际长度减去 2 ;

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, $\beta_f = 1.0$ 。

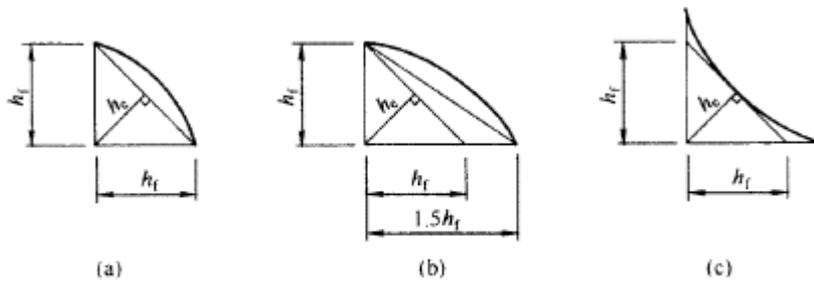


图 7.1.3 直角角焊缝截面

7.1.4 两焊脚边夹角为 60° 至 135° 的 T 形接头,其斜角角焊缝(图 7.1.4)

的强度应按公式(7.1.3—1)至公式(7.1.3—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 $\leq 5\text{mm}$)。

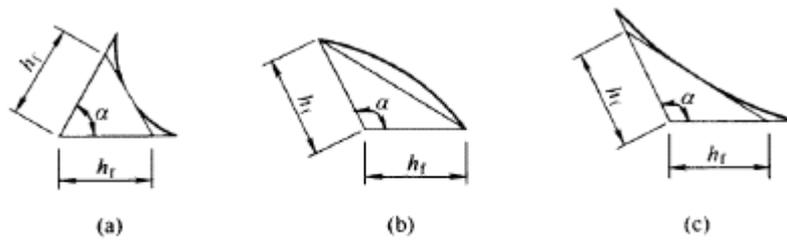


图 7.1.4-1 T 形接头的斜角角焊缝截面

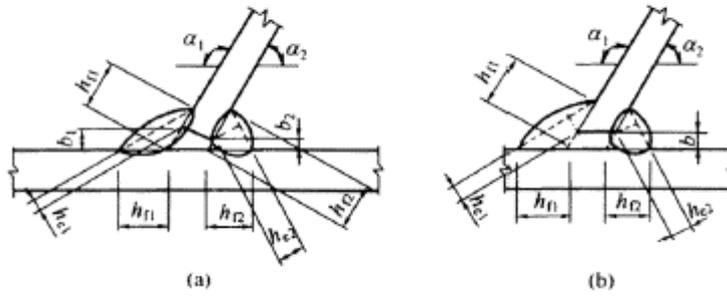


图 7.1.4-2 T形接头的根部间隙和焊缝截面

7.1.5 部分焊透的对接焊缝(图 7.1.5a、b、d、e)和 T 形对接与角接组合焊缝(图 7.1.5c)的强度，应按角焊缝的计算公式(7.1.3-1)至公式(7.1.3-3)计算。在垂直于焊缝长度方向的压力作用下，取 $\varphi=1.22$ ，其他受力情况取 $\varphi=1.0$ ，其计算厚度应采用：

V 形坡口(图 7.1.5a)：当 $\alpha > 60^\circ$ 时， $h_e=S$ ； $\alpha < 60^\circ$ 时， $h_e=0.75S$ ；

单边 V 形和 K 形坡口(图 7.1.5b、c)：当 $\alpha = 45^\circ \pm 5^\circ$ ， $h_e=S-3$

U 形、J 形坡口(图 7.1.5d、e)， $h_e=S$ 。

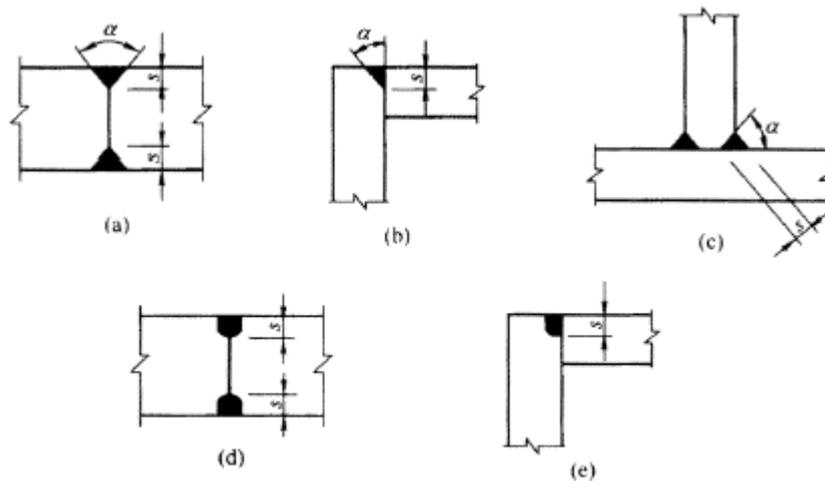


图 7.1.5 部分焊透的对接焊缝和其与角焊缝的组合焊缝截面

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

当熔合线处焊缝截面边长等于或接近于最短距离 s 时(图 7.1.5b、c、e)，抗剪强度设计值应按角焊缝的强度设计值乘以 0.9。

7.2 紧固件(螺栓、铆钉等)连接

7.2.1 普通螺栓、锚栓和铆钉连接应按下列规定计算：

1 在普通螺栓或铆钉受剪的连接中，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：

$$\text{普通螺栓} \quad N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \quad (7.2.1-1)$$

$$\text{铆钉} \quad N_v^r = n_v \frac{\pi d_0^2}{4} f_v^r \quad (7.2.1-2)$$

承压承载力设计值：

$$\text{普通螺栓} \quad N_c^b = d \sum t \cdot f_c^b \quad (7.2.1-3)$$

$$\text{铆钉} \quad N_c^r = d_0 \sum t \cdot f_c^r \quad (7.2.1-4)$$

式中 n_v ——受剪面数目；

d ——螺栓杆直径；

d_0 ——铆钉孔直径；

t ——在不同受力方向中一个受力方向承压构件总厚度的较小值；

f_v^b 、 f_c^b ——螺栓的抗剪和承压强度设计值；

f_v^r 、 f_c^r ——铆钉的抗剪和承压强度设计值。

2 在普通螺栓、锚栓或铆钉杆轴方向受拉的连接中，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：

$$\text{普通螺栓} \quad N_t^b = \frac{\pi d_v^2}{4} f_t^b \quad (7.2.1-5)$$

$$\text{锚栓} \quad N_t^a = \frac{\pi d_v^2}{4} f_t^a \quad (7.2.1-6)$$

$$\text{铆钉} \quad N_t = \frac{\pi d_n^2}{4} f_t^r \quad (7.2.1-7)$$

式中 d_e ——螺栓或锚栓在螺纹处的有效直径；

f_t^b 、 f_t^a 、 f_t^r ——普通螺栓、锚栓和铆钉的抗拉强度设计值。

3 同时承受剪力和杆轴方向拉力的普通螺栓和铆钉，应分别符合下列公式的要

求：

$$\text{普通螺栓} \quad \sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1 \quad (7.2.1-8)$$

$$N_v \leq N_v^b \quad (7.2.1-9)$$

$$\text{铆钉} \quad \sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^r}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^r}\right)^2} \leq 1 \quad (7.2.1-10)$$

$$N_v \leq N_v^r \quad (7.2.1-11)$$

式中 N_v 、 N_t ——某个普通螺栓或铆钉所承受的剪力和拉力；

N_v^b 、 N_t^b 、 N_c^b ——一个普通螺栓的受剪、受拉和承压承载力设计值；

N_v^r 、 N_t^r 、 N_c^r ——一个铆钉的受剪、受拉和承压承载力设计值。

7.2.2 高强度螺栓摩擦型连接应按下列规定计算：

1 在抗剪连接中，每个高强度螺栓的承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_v^b = 0.9 n_f \mu P \quad (7.2.2-1)$$

式中 n_f ——传力摩擦面数目；

μ ——摩擦面的抗滑移系数，应按表 7.2.2—1 采用；

P ——一个高强度螺栓的预拉力，应按表 7.2.2—2 采用。

表 7.2.2-1 摩擦面的抗滑移系数 μ

在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
喷砂(丸)	0.45	0.50	0.50
喷砂(丸)涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40
喷砂(丸)后生赤锈	0.45	0.50	0.50
钢丝刷清除浮锈或未经处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.40

表 7.2.2-2 一个高强度螺栓的预拉力 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

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 $N_t^b=0.8P$ 。

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：

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1 \quad (7.2.2-2)$$

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 ——一个高强度螺栓的受剪、受拉承载力设计值。

7.2.3 高强度螺栓承压型连接应按下列规定计算：

1 承压型连接的高强度螺栓的预拉力 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。高强度螺栓承压型连接不应用于直接承受动力荷载的结构。

2 在抗剪连接小，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面积进行计算：

3 在杆轴方向受拉的连接中。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：

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1 \quad (7.2.3-1)$$

$$N_v \leq N_c^b / 1.2 \quad (7.2.3-2)$$

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 ——一个高强度螺栓的受剪、受拉和承压承载力设计值。

7.2.4 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_1 ，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 l_1 大于 $60d_0$ 时，折减系数为 0.7。 d_0 为孔径。

7.2.5 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件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。

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

7.3 组合工字梁翼缘连接

7.3.1 组合工字梁翼缘与腹板的双面角焊缝连接，其强度应按下列计算：

$$\frac{1}{2h_e} \sqrt{\left(\frac{VS_f}{I}\right)^2 + \left(\frac{\psi F}{\beta_f l_x}\right)^2} \leq f_T \quad (7.3.1)$$

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。

公式(7.3.1)中， F 、 β_f 和 l_x ，应按4.1.3条采用； f_T 应按7.1.3条采用。

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

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

7.3.2 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，应按下列式计算：

$$\frac{1}{2h_e} \sqrt{\left(\frac{VS_f}{I}\right)^2 + \left(\frac{\psi F}{\beta_f l_x}\right)^2} \leq f_T \quad (7.3.1)$$

式中 a ——翼缘铆钉(或螺栓)间距；

β_f ——系数；当荷载 F 作用于梁上翼缘而腹板刨平顶紧上翼缘板时， $\beta_f = 0.4$ ；其他情况， $\beta_f = 1.0$ ；

n_1 ——在计算截面处铆钉(或螺栓)的数量；

N_{\min}^t ——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 $F=0$ 。

7.4 梁与柱的刚性连接

7.4.1 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连接高强度螺栓或焊缝与H形柱的翼缘相连，满足下列要求

时，柱的腹板可不设置横向加劲肋：

1 在梁的受压翼缘处，柱腹板厚度 t_w 应同时满足：

$$t_w \geq \frac{A_{fc} f_b}{b_c f_c} \quad (7.4.1-1)$$

$$t_w \geq \frac{h_c}{30} \sqrt{\frac{f_{yc}}{235}} \quad (7.4.1-2)$$

式中 A_{fc} —— 梁受压翼缘的截面积；

f_t —— 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_c —— 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，参照公式(4.1.3—2)计算；

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，应满足：

$$t_e \geq 0.4 \sqrt{A_{ft} f_b / f_t} \quad (7.4.1-3)$$

式中 A_{ft} —— 梁受拉翼缘的截面积。

7.4.2 由柱翼缘与横向加劲肋包围的柱腹板节点域应按下列规定计算：

1 抗剪强度应按下列式计算：

式中 M_{b1} 、 M_{b2} —— 分别为节点两侧梁端弯矩设计值；

v_p —— 节点域腹板的体积。柱为 形或工字形截面时

$$v_p = h_b h_c h_w, \text{柱为箱形截面时, } v_p = 1.8 h_b h_c h_w;$$

t_w —— 柱腹板厚度；

h_b —— 梁腹板高度。

当柱腹板节点域不满足公式(7.4.2—1)的要求时，对 H 形或工字形组合柱宜将腹板在节点域加厚。腹

上、下翼缘外不小于 150mm 处。对轧制 H 型钢或工字钢柱，亦可贴焊补强板加强。补强板上下边可不伸过柱腹板的横向加劲肋或伸过加劲肋之外各 50mm。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，焊缝的计算厚度不宜小于 5mm。当补强板伸过加劲肋时，加劲肋仅与补强板焊接，此焊缝应能将加劲肋传来的剪力全部传给补强板，补强板的厚度及其连接强度，应按所承受的力进行设计。补强板侧边应用角焊缝与柱翼缘相连，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 $21\sqrt{235/f_y}$ 倍。对轻型结构亦可采用斜向加劲肋加强。

2 腹板的厚度 t_w 应满足下式要求：

$$t_w \geq \frac{h_c + h_b}{90} \quad (7.4.2-2)$$

7.4.3 梁柱连接节点处柱腹板横向加劲肋应满足下列要求：

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 横向加劲肋的中心线应与梁翼缘的中心线对准，并用焊透的 T 形对接焊缝与柱翼缘连接。当梁与 H 形或工字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 箱形柱中的横向加劲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，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。

7.5 连接节点处板件的计算

7.5.1 连接节点处板件在拉、剪作用下的强度应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\sum(\eta_i A_i)} \leq f \quad (7.5.1-1)$$

$$\eta_i = \frac{1}{\sqrt{1+2\cos^2 \alpha_i}} \quad (7.5.1-2)$$

式中 N —— 作用于板件的拉力；

A_i —— 第 i 段破坏面的截面 $A_i = tl_i$ ；当为螺栓(或铆钉)连接时，

应取净截面面积；

t —— 板件厚度；

l_i —— 第 i 破坏段的长度，应取板件中最危险的破坏线的

长度(图 7.5.1)；

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。

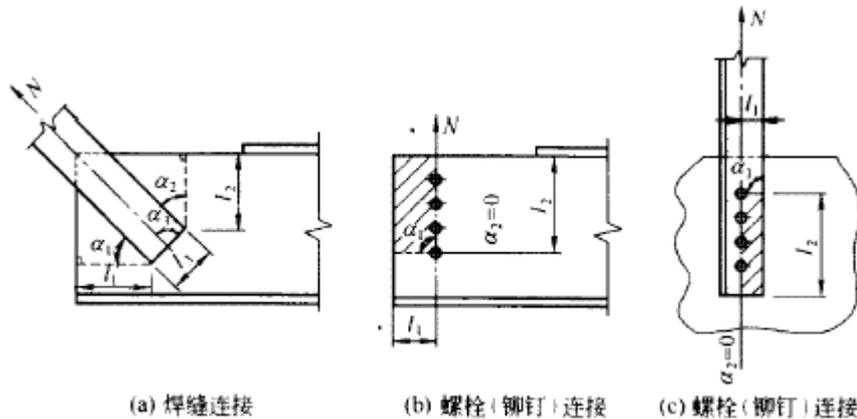


图 7.5.1 板件的拉、剪断裂

7.5.2 桁架节点板(杆件为轧制 T 形和双板焊接 T 形截面者除外)的强度除可按公式(7.5.1—1)计算外，也可用有效宽度法按下式计算：

$$\sigma = \frac{N}{b_e t} \leq f \quad (7.5.2)$$

式中 b_e —— 板件的有效宽度(图 7.5.2)；当用螺栓(或铆钉)连接时(图

7.5.2b)，应减去孔径。

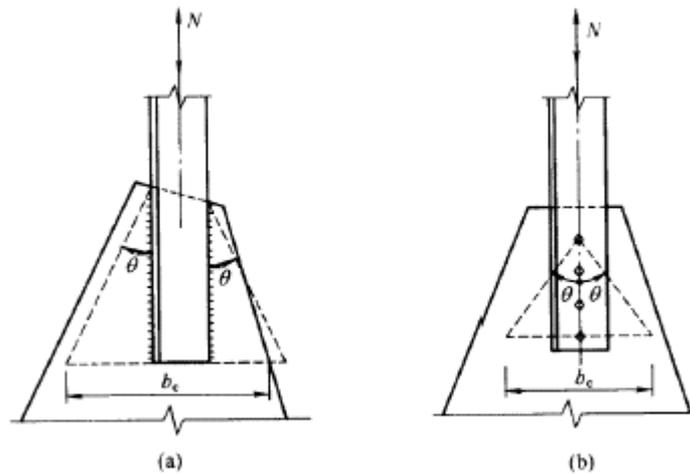


图 7.5.2 板件的有效宽度

注： θ 为应力扩散角，可取 30° 。

7.5.3 桁架节点板在斜腹杆压力作用下的稳定性可用下列方法进行计算：

1 对有竖腹杆相连的节点板，当 $c/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ 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 F 进行稳定计算。在任何情况下， c/t 不得大于 $22 \sqrt{235/f_y}$ 。

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

7.5.4 当用 7.5.1~7.5.3 条方法计算桁架节点板时，尚应满足下列要求：

- 1 节点板边缘与腹杆轴线之间的夹角不应小于 15° ；
- 2 斜腹杆与弦杆的夹角应在 $30^\circ \sim 60^\circ$ 之间；

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

7.6 支 座

7.6.1 梁或桁架支于砌体或混凝土上的平板支座(参见图 8.4.12a), 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。

7.6.2 弧形支座(图 7.6.2a)和辊轴支座(图 7.6.2b)中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:

$$R \leq 40ndlf^2/E \quad (7.6.2)$$

式中 d —— 对辊轴支座为辊轴直径, 对弧形支座为弧形表面接触点曲率半径 r 的 2 倍:

n —— 辊轴数目, 对弧形支座 $n=1$;

l —— 弧形表面或辊轴与平板的接触长度。

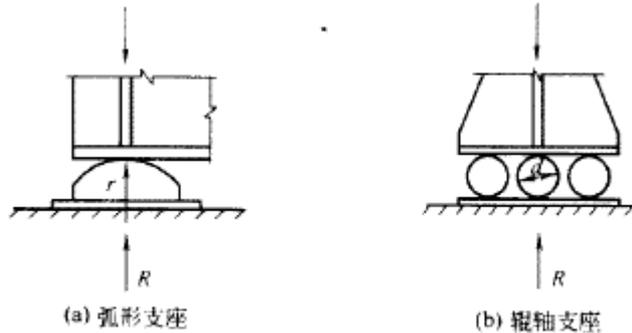


图 7.6.2 弧形支座与辊轴支座示意图

7.6.3 铰轴式支座的圆柱形枢轴(图 7.6.3), 当两相同半径的圆柱形弧面自由接触的中心角 90° 时, 其承压应力应按下列式计算:

$$\sigma = \frac{2R}{dl} \leq f \quad (7.6.3)$$

式中 d —— 枢轴直径;

l —— 枢轴纵向接触面长度。

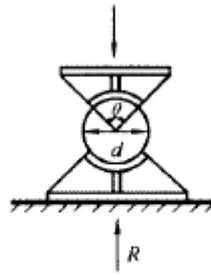


图 7.6.3 铰轴式支座示意图

7.6.4 对受力复杂或大跨度结构，为适应支座处不同转角和位移的需要，宜采用球形支座或双曲面支座。

7.6.5 为满足支座位移的要求采用橡胶支座时，应根据工程的具体情况和橡胶支座系列产品酌情选用。设计时还应考虑橡胶老化后能更换的可能性。

7.6.6 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。

8 构造要求

8.1 一般规定

8.1.1 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，减小应力集中，避免材料三向受拉。以受风载为主的空腹结构，应尽量减小受风面积。

8.1.2 在钢结构的受力构件及其连接中，不宜采用：厚度小于 4mm 的钢板；壁厚小于 3mm 的钢管；截面小于 L45 × 4 或 L56 × 36 × 4 的角钢(对焊接结构)，或截面小于 L50 × 5 的角钢(对螺栓连接或铆钉连接结构)。

8.1.3 焊接结构是否需要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、施焊时气温以及结构的性能要求等综合因素来确定，并在设计文件中加以说明。

8.1.4 结构应根据其形式、组成和荷载的不同情况，设置可靠的支撑系统。在建筑物每一个温度区段或分期建设的区段中，应分别设置独立的空间稳定的支撑系统。

8.1.5 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 8.1.5 的数值时，一般情况可不考虑温度应力和温度变形的影响。

表 8.1.5 温度区段长度值(m)

结构情况	纵向温度区段 (垂直屋架或构架 跨度方向)	横向温度区段 (沿屋架或构架跨度方向)	
		柱顶为刚接	柱顶为铰接
采暖房屋和非采暖地区的房屋	220	120	150
热车间和采暖地区的非采暖房屋	180	100	125
露天结构	120	--	--

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 无桥式吊车房屋的柱间支撑和有桥式吊车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支撑距离的中点)至温度区段端部的距离不宜大于表 8.1.5 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。

8.2 焊缝连接

8.2.1 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。

8.2.2 在设计中不得任意加大焊缝，避免焊缝立体交叉和在一处集中大量焊缝，同时焊缝的布置应尽可能对称于构件形心轴。

焊件厚度大于 20mm 的角接接头焊缝，应采用收缩时不易引起层状撕裂的构造。

注：钢板的拼接当采用对接焊缝时，纵横两方向的对接焊缝，可采用十字形交叉或 T 形交叉；

当为 T 形交叉时，交叉点的间距不得小于 200mm。

8.2.3 对接焊缝的坡口形式，宜根据板厚和施工条件按有关现行国家标准的要求选用。

8.2.4 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 8.2.4)当厚度不同时，焊缝坡口形式应根据较薄焊件厚度按第 8.2.3 条的要求取用。

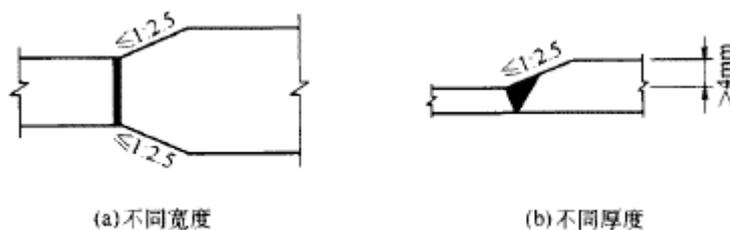


图 8.2.4 不同宽度或厚度钢板的拼接

注：直接承受动力荷载且需要进行疲劳计算的结构。本条所指斜角坡度不应大于 1:4。

8.2.5 当采用部分焊透的对接焊缝时，应在设计图中注明坡口的形式和尺寸，其计算厚度 $h_e(\text{mm})$ 不得小于 $1.5\sqrt{t}$ ， $t(\text{mm})$ 为焊件的较大厚度。

在直接承受动力荷载的结构 $1.5\sqrt{t}$ 直于受力方向的焊缝不宜采用部分焊透的对接焊缝。

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

8.2.7 角焊缝的尺寸应符合下列要求：

1 角焊缝的焊脚尺寸 $h_f(\text{mm})$ 不得小于 $1.5\sqrt{t}$ ， $t(\text{mm})$ 为较厚焊件厚度(当采用低氢型碱性焊条施焊时， t 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尚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 款要求时，可采用不等焊脚尺、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本条第 1 款的要求。

4 侧面角焊缝或正面角焊缝的计算长度不得小于 $8h_f$ 和 40mm 。

5 侧面角焊缝的计算长度不宜大于 $60h_f$ ，当大于下述数值时，其超过部分在计算中不予考虑。若内力沿侧面角焊缝全长分

布时，其计算长度不受此限。

8.2.8 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 $1:1$ 。

8.2.9 在次要构件或次要焊缝连接中，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 为较薄焊件的厚度。

8.2.10 当板件的端部仅有两侧面角焊缝连接时，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。

8.2.11 杆件与节点板的连接焊缝(图 8.2.11)宜采用两面侧焊，也可用三面围焊，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。

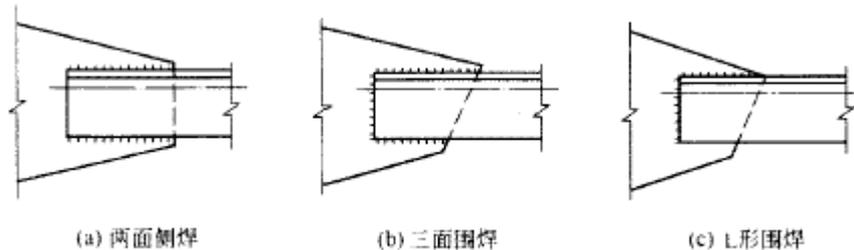


图 8.2.11 杆件与节点板的焊缝连接

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

8.2.13 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 。

8.3 螺栓连接和铆钉连接

8.3.1 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)。

8.3.2 高强度螺栓孔应采用钻成孔。摩擦型连接的高强度螺栓的孔径比螺栓公称直径 d 大 $1.5 \sim 2.0\text{mm}$ 承压型连接的高强度螺栓的孔径比螺栓公称直径 d 大 $1.0 \sim 1.5\text{mm}$ 。

8.3.3 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。

8.3.4 螺栓或铆钉的距离应符合表 8.3.4 的要求。

表 8.3.4 螺栓或铆钉的最大、最小容许距离

名称	位置和方向		最大容许距离 (取两者的较小值)	最小容许 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		$12d_0$ 或 $18t$
			构件受拉力		$16d_0$ 或 $24t$
	沿对角线方向		—		
中心至 构件边 缘距离	顺内力方向				
	垂 直 内 力 方 向、	剪切边或手工气割边		$2d_0$	
		轧制边、自动气割 或锯割边	高强度螺栓	$4d_0$ 或 $8t$	$1.5d_0$
			其它螺栓或铆钉		$1.2d_0$

注:1 d_0 为螺栓或铆钉的孔径, 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)相连的螺栓或铆钉的最大间距,可按中间排的数值采用。

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

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

8.3.6 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。

8.3.7 当型钢构件拼接采用高强度螺栓连接时，其拼接件宜采用钢板。

8.3.8 沉头和半沉头铆钉不得用于沿其杆轴方向受拉的连接。

8.3.9 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)抗拉承载力的不利影响。

8.4 结构构件

() 柱

8.4.1 在缀件面剪力较大或宽度较大的格构式柱，宜采用缀条柱

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。

8.4.2 当实腹式柱的腹板计算高度 h_c 与厚度 t_w 之比 $h_0/t_w > 80 \sqrt{235/f_y}$ ，应采用横向加劲肋加强，其间距不得大于 $3h_0$ 。

横向加劲肋的尺寸和构造应按第4.3.6条的有关规定采用。

8.4.3 格构式柱或大型实腹式柱，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。

() 桁 架

8.4.4 焊接桁架应以杆件形心线为轴线，螺栓(或铆钉)连接的桁架可采用靠近杆件形心线的螺栓(或铆钉)准线为轴线，在节点处各轴线应交于一点(钢管结构除外)。

当桁架弦杆的截面变化时，如轴线变动不超过较大弦杆截面高度的5%，可不考虑其影响。

8.4.5 分析桁架杆件内力时，可将节点视为铰接。对用节点板连接的桁架，当杆件为H形、箱形等刚度较大的截面。且在桁架平面内的杆件截面高度与其几何长度(节点中心间的距离)之比大于

1/10(对弦杆)或大于1/15(对腹杆)时,应考虑节点刚性所引起的次弯矩。

8.4.6 当焊接桁架的杆件用节点板连接时,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。

当桁架杆件不用节点板连接时,相邻腹杆连接角焊缝焊趾间净距不应小于5mm(钢管结构除外)。

8.4.7 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。

8.4.8 跨度大于36m的两端铰支承的桁架,在竖向荷载作用下,下弦弹性伸长对支承构件产生水平推力时。应考虑其影响。

() 梁

8.4.9 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:

端部有正向角焊缝:

$$\text{当 } hf \geq 0.75t \quad l_1 \leq b$$

$$\text{当 } hf < 0.75t \quad l_1 \leq 1.5b$$

端部无正面角焊缝: $l_1 \leq 2b$

b 和 t 分别为外层翼缘板的宽度和厚度; h_1 为侧面角焊缝和正面角焊缝的焊脚尺寸。

8.4.10 铆接(或高强度螺栓摩擦型连接)梁的翼缘板小宜超过三层,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8.4.10)。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净截面面积的抗拉、抗压承载力进行计算。

8.4.11 焊接梁的横向加劲肋与翼缘板相接处应切角,当切成斜

角时,其宽约 $b_s/3$ (但不大于 40mm),高约 $b_s/2$ (但不大于 60mm),见图 8.4.11, b_s 为加劲肋的宽度。

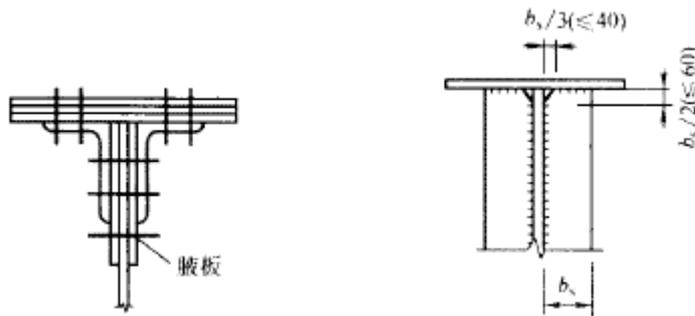


图 8.4.1 铆接(或高强度螺栓摩擦型连接) 图 8.4.11 加劲肋的切角

按)梁的翼缘截面

8.4.12 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(图 8.4.12b)的伸出长度不得大于其厚度的 2 倍。

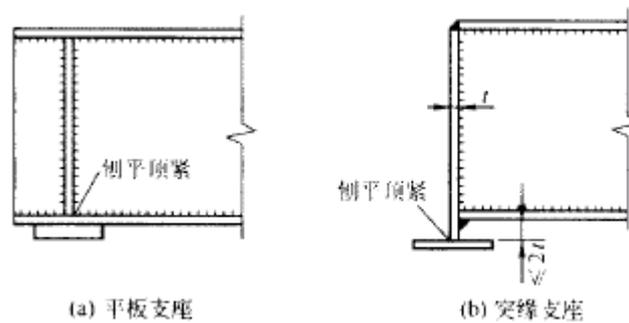


图 8.4.12 梁的支座

柱 脚

8.4.13 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

8.4.14 柱脚锚栓埋置在基础中的深度。应使锚栓的拉力通过其

和混凝土之间的粘结力传递。当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，此时锚栓与混凝土之间的粘结力可不予考虑。

8.4.15 插入式柱脚中，钢柱插入混凝土基础杯口的最小深度 d 可按表 9.4.15 取用，但不宜小于 500mm，亦不宜小于吊装时钢柱长度的 $1/20$ 。

表 8.4.15 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 d_c	$0.5h_c$ 和 $1.5b_c$ （或 d_c ）的较大值

注：1 h_s 为柱截面高度(长边尺寸); b_c 为柱截面宽度； d_c 为圆管柱的外径。

2 钢柱底端至基础杯口底的距离——一般采用 50mm,当有柱底板,可采用 200mm。

8.4.16 预埋入混凝土构件的埋入式柱脚，其混凝土保护层厚度以及外包式柱脚外包混凝土的厚度均不应小于 180mm。

钢柱的埋入部分和外包部分均宜在柱的翼缘上设置圆柱头焊钉(栓钉)，其直径不得小于 16mm，水平及竖向中心距不得大于 200mm。

埋入式柱脚在埋入部分的顶部应设置水平加劲肋或隔板。

8.5 对吊车梁和吊车桁架(或类似结构)的要求

8.5.1 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。

8.5.2 支承夹钳或刚性料耙硬钩吊车以及类似吊车的结构，不宜采用吊车桁架和制动桁架。

8.5.3 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。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 不应小于 30° (图 8.5.3—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 8.5.3—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 8.5.3-1b)。

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 8.5.3 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，节点构造可采用图 8.5.3-2 的形式。

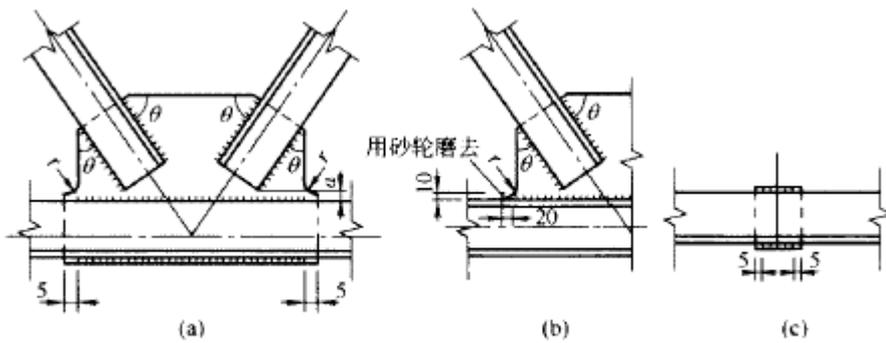


图 8.5.3-1 吊车桁架节点(一)

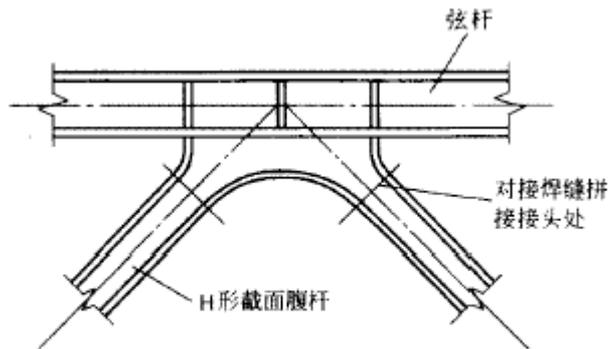


图 8.5.3-2 吊车桁架节点(二)

8.5.4 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。

8.5.5 在焊接吊车梁或吊车桁架，对 7.1.1 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 8.5.5 所示。

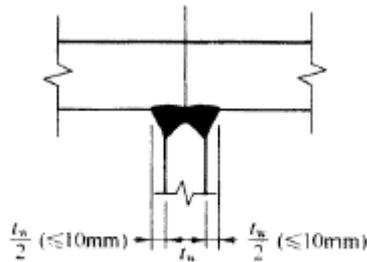


图 8.5.5 焊透的 T 形接头对接与角接组合焊缝

8.5.6 吊车梁横向加劲肋的宽度不宜小于 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。

当与吊车梁受拉翼缘(或吊车桁架下弦)与支撑相连时。不宜采用焊接。

8.5.7 直接铺设轨道的吊车桁架上弦。其构造要求应与连续吊车梁相同。

8.5.8 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。

8.5.9 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。

8.5.10 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。

8.5.11 吊车梁的受拉翼缘(或吊车桁架的受拉弦杆悬挂设备的零件，并不宜在该处打火或焊接夹具。

8.5.12 吊车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。

8.6 大跨度屋盖结构

8.6.1 大跨度屋盖结构系指跨度等寸：或大于 60m 的屋盖结构，叫采用桁架、刚架或拱等平面结构以及网架、网壳、悬索结构和索膜结构等之间结构。

8.6.2 大跨度屋盖结构应考虑构件变形、支承结构位移、边界约束条件和温度变化等对其内力产生的影响;同时可根据结构的具体情况采用能适应变形的支座以释放附加内力。

8.6.3 对有悬挂吊车的屋架，按永久和可变荷载标准值计算的挠度容许值可取跨度的 1 / 500，按可变荷载标准值计算时可取 1 / 600。对无悬挂吊车的屋架，按永久和可变荷载标准值计算的挠度容许值可取跨度的 1 / 250;当有吊天棚时，按可变荷载标准值计算的挠度容许值可取跨度的 1 / 500。

8.6.4 大跨度屋盖结构当杆件内力较大或动力荷载较大时，其节点宜采用高强度螺栓的摩擦型连接(管结构除外)。

8.6.5 对大跨度屋盖结构应进行吊装阶段的验算，吊装方案的选定和吊点位置等都应通过计算确定，以保证每个安装阶段屋盖结构的强度和整体稳定。

8.7 提高寒冷地区结构抗脆断能力的要求

8.7.1 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 的地区，焊接构件宜采用较薄的组成板件。

8.7.2 在工作温度等于或低于-20 的地区,焊接结构的构造宜符合下列要求：

1 在桁架节点板上,腹杆与弦杆相邻焊缝焊趾间净距不宜小于 $2.5t$ (t 为节点板厚度)。

2 凡平接或 T 形对接的节点板，在对接焊缝处，节点板侧宜做成半径 r 不小于 60mm 的圆弧并予打磨，使之平缓过渡(参见图 8.5.3—1b)。

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 8.7.2)。

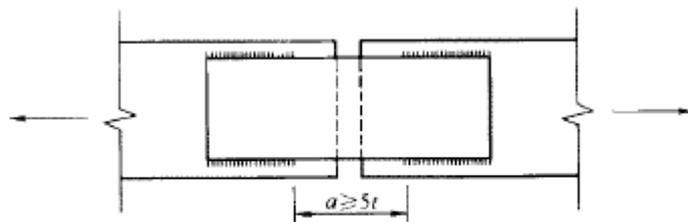


图 8.7.2 盖板拼接处的构造

8.7.3 在工作温度等于或低于-20 的地区，结构施工宜满足下列要求：

- 1 安装连接宜采用螺栓连接；
- 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 对接焊缝的质量等级不得低于二级。

8.8 制作、运输和安装

- 8.8.1 结构运送单元的划分，除应考虑结构受力条件外，尚应注意经济合理，便于运输、堆放和易于拼装。
- 8.8.2 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。
- 8.8.3 安装连接采用焊接时，应考虑定位措施，将构件临时固定。

8.9 防护和隔热

8.9.1 钢结构除必须采取防锈措施(除锈后涂以油漆或金属镀层等)外，尚应在构造上尽量避免出现难于检查、清刷和油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。

钢结构防锈和防腐蚀采用的涂料、钢材表面的除锈等级以及防腐蚀对钢结构的构造要求等，应符合现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 和《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》GB / T 8923 的规定。在设计文件中应注明所要求的钢材除锈等级和所要用的涂料(或镀层)及涂(镀)层厚度。

除有特殊需要外，设计中一般不应因考虑锈蚀而再加大钢材截面的厚度。

8.9.2 设计使用年限大于或等于 25 年的建筑物，对使用期间不能重新油漆的结构部位应采取特殊的防锈措施。

8.9.3 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，柱脚底面应高出地面不小于 100mm。

8.9.4 钢结构的防火应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GBJ 16 和《高层民用建筑设计防火规范》GB 50045 的要求，结构构件的防火保护层应根据建筑物的防火等级对各不同的构件所要求的耐火极限进行设计。防火涂料的性能、涂层厚度及质量要求应符合现行国家标准《钢结构防火涂料》GB 14907 和国家现行标准《钢结构防火涂料应用技术规范》CECS 24 的规定。

8.9.5 受高温作用的结构，应根据不同情况采取下列防护措施：

1 当结构可能受到炽热熔化的金属的侵害时，应采用砖或耐热材料做成的隔热层加以保护；

2 当结构的表面长期受辐射热达 150℃ 以上或在短时间内可能受到火焰作用时，应采取有效的防护措施(如加隔热层或水套等)。

9 塑性设计

9.1 一般规定

9.1.1 本章规定适用于不直接承受动力荷载的固端梁、连续梁以及由实腹构件组成的单层和两层框架结构。

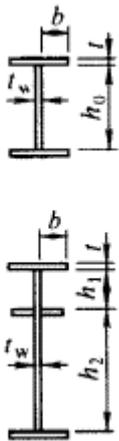
9.1.2 采用塑性设计的结构或构件，按承载能力极限状态设计时，应采用荷载的设计值，考虑构件截面内塑性的发展及由此引起的内力重分配，用简单塑性理论进行内力分析。

按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。

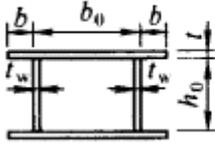
9.1.3 按塑性设计时，钢材的力学性能应满足强屈比 $f_u/f_y \geq 1.2$ ，伸长率 $\delta_s \geq 15\%$ ，相应于抗拉强度 f_u 的应变 ϵ_u 不小于 20 倍屈服点应变 ϵ_y 。

9.1.4 塑性设计截面板件的宽厚比应符合表 9.1.4 的规定。

表 9.1.4 板件宽厚比

截面形式	翼缘	腹板
	$\frac{b}{t} \leq 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	<p>当 $\frac{N}{A_f} < 0.37$ 时：</p> $\frac{h_0}{t_w} \left(\frac{h_1}{t_w} \cdot \frac{h_2}{t_w} \right) \leq (72 - 100 \frac{N}{A_f}) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ <p>当 $\frac{N}{A_f} \geq 0.37$ 时：</p> $\frac{h_0}{t_w} \left(\frac{h_1}{t_w} \cdot \frac{h_2}{t_w} \right) \leq 35 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

续表 9.1.4

截面形式	翼缘	腹板
	$\frac{b_0}{t} \leq 30 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	<p>与前项工字形截面的腹板相同</p>

9.2 构件的计算

9.2.1 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:

$$M_x \leq W_{pnx} f \quad (9.2.1)$$

式中 W_{pnx} ——对 x 轴的塑性净截面模量。

9.2.2 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:

$$V \leq h_w t_w f_v \quad (9.2.2)$$

式中 h_w 、 t_w ——腹板高度和厚度;

f_v ——钢材抗剪强度设计值。

9.2.3 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:

$$M_x \leq W_{pnx} f \quad (9.2.3-1)$$

当 $\frac{N}{A_n f} > 0.13$ 时:

$$M_x \leq 1.15 \left(1 - \frac{N}{A_n f} \right) W_{pnx} f \quad (9.2.3-2)$$

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

式(9.2.2)的要求。

9.2.4 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：

$$\frac{N}{\varphi_x A f} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{px} f \left(1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} \leq 1 \quad (9.2.4-1)$$

式中 W_{px} ——对 x 轴的塑性毛截面模量。

φ_x 、 N'_{Ex} 和 β_{mx} 应按第 5.2.2 条计算弯矩作用平面内稳定的有关规定采用。

2 弯矩作用平面外：

$$\frac{N}{\varphi_y A f} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{px} f} \leq 1 \quad (9.2.4-2)$$

φ_y 、 φ_b 和 β_{tx} 应按 5.2.2 条计算弯矩作用平面外稳定的有关规定采用。

9.3 容许长细比和构造要求

9.3.1 受压构件的长细比不宜大于 $130 \sqrt{235/f_y}$ 。

9.3.2 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 $-1 \leq \frac{M_1}{W_{px} f} \leq 0.5$ 时：

$$\lambda_y \leq \left(60 - 40 \frac{M_1}{W_{px} f}\right) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (9.3.2-1)$$

当 $0.5 < \frac{M_1}{W_{px} f} \leq 1.0$ 时：

$$\lambda_y \leq \left(45 - 10 \frac{M_1}{W_{px} f}\right) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (9.3.2-2)$$

式中 λ_y ——弯矩作用平面外的长细比， $\lambda_y = l_1 / i_y$ ， l_1 为侧向支承点间距离， i_y 为截面回转半径；

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, $M_1/W_{px}f$ 为正,当为反向曲率时, $M_1/W_{px}f$ 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 4 章和第 5 章内有关弯矩作用平面外的整体稳定计算确定

9.3.3 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 4.2.6 条或第 5.2.8 条确定

9.3.4 所有节点及其所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 $W_{px}f$ 。

9.3.5 当板件采用于工气割或剪切机切割时,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。

10 钢管结构

10.1 一般规定

10.1.1 本章规定适用于不直接承受动力荷载，在节点处直接焊接的钢管(圆管、方管或矩形管)桁架结构。

10.1.2 圆钢管的外径与壁厚之比小应超过 $100(235/f_y)$ ；方管或矩形管的最大外缘尺寸与壁厚之比不应超过 $40\sqrt{235/f_y}$ 。

10.1.3 热加工管材和冷成型管材不应采用屈服强度 f_y 超过 $45/m^2$ 以及屈强比， $f_y/f_u > 0.8$ 的钢材，且钢管壁厚不宜大于 25mm。

10.1.4 在满足下列情况下，分析桁架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。

10.1.5 若支管与主管连接节点偏心不超过式(10.1.5)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

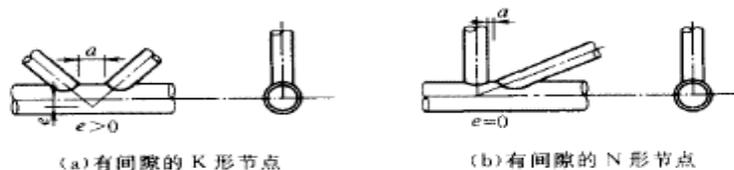
$M = N \times e$ (N 为节点两侧主管轴力之差值的影响

$$-0.55 \leq e/h \text{ (或 } e/d) \leq 0.25 \quad (10.1.5)$$

式中 e —— 偏心距，符号如图 10.1.5 所示；

d —— 圆主管外径；

h —— 连接平面内的矩形主管截面高度。



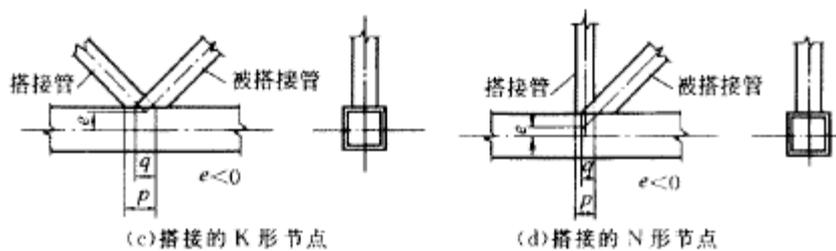


图 10.1.5 K 形和 N 形管节点的偏心 and 间隙

10.2 构造要求

10.2.1 钢管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壁厚，在支管与主管连接处不得将支管插入主管内；
- 2 主管与支管或两支管轴线之间的夹角不宜小于 30° ；
- 3 支管与主管的连接节点处，除搭接型节点外，应尽可能避免偏心；
- 4 支管与主管的连接焊缝，应沿全周连续焊接并平滑过渡；
- 5 支管端部宜使用自动切管机切割，支管壁厚小于 6mm 时可不切坡口

10.2.2 在有间隙的 K 形或 N 形节点中(图 10.1.5a、b)，支管间隙 应不小于两支管壁厚之和。

10.2.3 在搭接的 K 形或 N 形节点中(图 10.1.5c、d)，其搭接率 $O_y = q/p \times 100\%$ 应满足 $25\% \leq O_y \leq 100\%$ ，且应确保在搭接部分的支管之间的连接焊缝能可靠地传递内力。

10.2.4 在搭接节点中，当支管厚度不同时。薄壁管应搭在厚壁管上；当支管钢材强度等级不问时，低强度管应搭在高强度管上。

10.2.5 支管与主管之间的连接可沿全周用角焊缝或部分采用对接焊缝、部分采用角焊缝。支管管壁与主管管壁之间的夹角大于或等于 120° 的区域宜用对接焊缝或带坡口的角焊缝。角焊缝的焊脚尺寸 h_1 不宜大于支管民壁厚的 2 倍。

10.2.6 钢管构件在承受较大横向荷载的部位应采取适当的加强措施，防止产生过大的局部变形。构件的主要受力部位应避免开孔，如必须开孔时，应采取适当的补强措施。

10.3 杆件和节点承载力

10.3.1 直接焊接钢管结构中支管和主管的轴心内力设计值不应超过由本规范第5章确定的杆件承载力设计值。支管的轴心内力设计值亦不应超过节点承载力设计值。

10.3.2 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。

在管结构中，支管与主管的连接焊缝可视为全周角焊缝按本规范公式(7.1.3—1)进行计算，但取 $\beta = 1$ 。角焊缝的计算厚度沿支管周长是变化的，当支管轴心受力时，平均计算厚度可取 $0.7h_f$ ；焊缝的计算长度可按下列公式计算：

1 在圆管结构中，取支管与主管相交线长度：

当 $d_i/d \leq 0.65$ 时：

$$l_w = (3.25d_i - 0.025d) \left(\frac{0.534}{\sin\theta_i} + 0.466 \right) \quad (10.3.2-1)$$

当 $d_i/d > 0.65$ 时：

$$l_w = (3.81d_i - 0.389d) \left(\frac{0.534}{\sin\theta_i} + 0.466 \right) \quad (10.3.2-2)$$

式中 d 、 d_i ——分别为主管和支管外径；

θ_i ——支管轴线与主管轴线的夹角。

2 在矩形管结构中，支管与主管交线的计算长度应按下列规定计算：

对于有间隙的 K 形和 N 形节点：

当 $\theta_i \geq 60^\circ$ 时：

$$l_w = \frac{2h_f}{\sin\theta_i} + b_i \quad (10.3.2-3)$$

当 $\theta_i \leq 50^\circ$ 时：

$$l_w = \frac{2h_i}{\sin\theta_i} + 2b_i \quad (10.3.2-4)$$

当 $50^\circ < \theta_i < 60^\circ$ 时, l_w 按插值法确定。

对于 T、Y 和 X 形节点(见图 10.3.4):

$$l_w = \frac{2h_i}{\sin\theta_i} \quad (10.3.2-5)$$

式中 h_i 、 b_i ——分别为支管的截面高度和宽度。

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。

10.3.3 主管和支管均为圆管的直接焊接节点承载力应按下列规定计算,其适用范围为: $0.2 \leq d_1/t_1 \leq 1.0$; $60 \leq d/t \leq 100$, $30^\circ \leq \theta \leq 120^\circ$ (θ 为支管外径与主管外径之比; d_1 、 t_1 为支管的外径和壁厚; d 、 t 为主管的外径和壁厚; θ 为支管轴线与主管轴线之夹角; ψ_n 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)。

为保证节点处主管的强度,支管的轴心力不得大于下列规定中的承载力设计值:

1 X 形节点(图 10.3.3a):

1) 受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{cx}^{pi} 应按下列式计算:

$$N_{cx}^{pi} = \frac{5.45}{(1-0.81\beta)\sin\theta} \psi_n t^2 f \quad (10.3.3-1)$$

式中 ψ_n ——参数, $\psi_n = 1 - 0.3 \frac{\sigma}{f_y} - 0.3 \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2$ 当节点两侧或一侧主管受拉时,

则取 $\psi_n = 1$ 。

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:

——节点两侧主管轴心压应力的较小绝对值。

2) 受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{tx}^{pi} 应按下列式计算:

$$N_{ck}^{pj} = 0.78 \left(\frac{d}{t} \right)^{0.2} N_{ck}^{pj} \quad (10.3.3-2)$$

2 T形(或Y形)节点(图10.3.3b和c);

1)受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{cr}^{pj} 应按下式计算:

$$N_{cr}^{pj} = \frac{11.51}{\sin\theta} \left(\frac{d}{t} \right)^{0.2} \psi_n \psi_d t^2 f \quad (10.3.3-3)$$

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

2)受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{cr}^{pj} 应按下式计算:

当 $\beta \leq 0.6$ 时:

$$N_{cr}^{pj} = 1.4 N_{cr}^{pj} \quad (10.3.3-4)$$

当 $\beta > 0.6$ 时:

$$N_{cr}^{pj} = (2 - \beta) N_{cr}^{pj} \quad (10.3.3-5)$$

3 K形节点(图10.3.3d):

1)受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{ck}^{pj} 应按下式计算:

式中 ψ_c —— 受压支管轴线与主管轴线之夹角:

ψ_n —— 参数,按下式计算:

$$\psi_n = 1 + \frac{2.19}{1 + \frac{7.5a}{d}} \left[1 - \frac{20.1}{6.6 + \frac{d}{t}} \right] (1 - 0.77\beta) \quad (10.3.3-7)$$

—— 两支管间的间隙;当 $\beta < 0$ 时,取 $\psi_n = 0$

2 受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{ck}^{pj} 应按下式计算:

$$N_{ck}^{pj} = \frac{\sin\theta_c}{\sin\theta_t} N_{ck}^{pj} \quad (10.3.3-8)$$

式中 α ——受拉支管轴线与主管轴线之夹角。

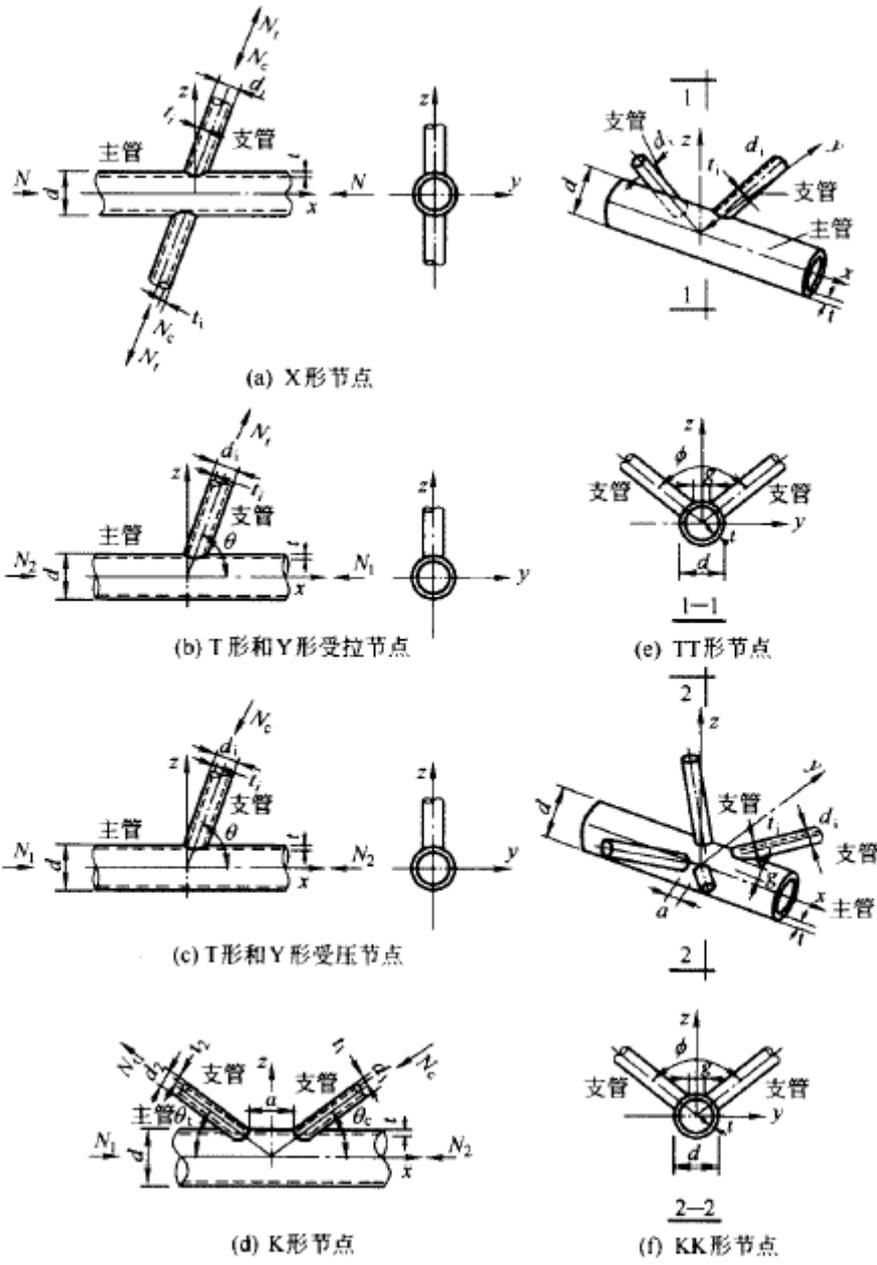


图 10.3.3 圆管结构的节点形式

4 TT形节点(图 10.3.3e) :

1)受压支管在管节点处的承载力设计值 N_{cTT}^{pj} 下式计算 ;

$$N_{cTT}^{pj} = \psi_k N_{cT}^{pj} \quad (10.3.3-9)$$

式中 $\psi_k = 1.28 - 0.64 \frac{g}{d} \leq 1.1$, g 为两支管的横向间距。

2)受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{tTT}^{pj} 应按下式计算 :

$$N_{tTT}^{pj} = N_{tT}^{pj} \quad (10.3.3-10)$$

5 KK形节点(图 10.3.3f) :

受压或受拉支管在管节点处的承载力设计值 N_{cTT}^{pj} 或 N_{tTT}^{pj} 等于 K 形节点相应支管承载力设计值 N_{cK}^{pj} 或 N_{tK}^{pj} 的 0.9 倍。

10.3.4 矩形管直接焊接节点(图 10.3.4)的承载力应按下列规定计算,其适用范围如表 10.3.4 所示。

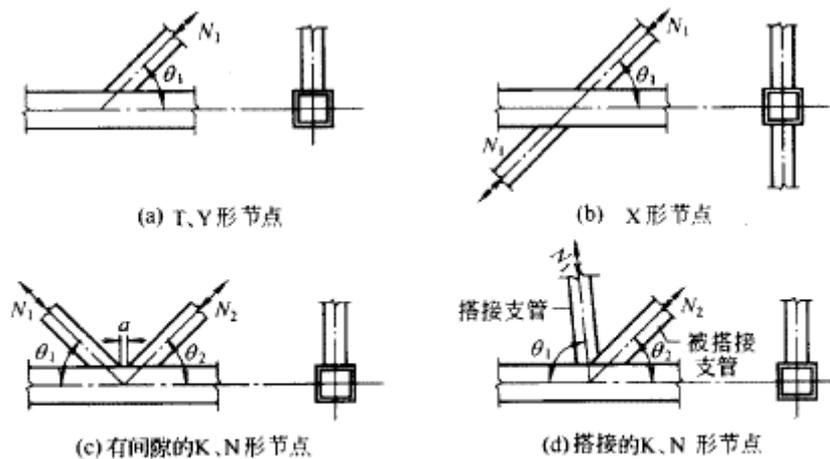


图 10.3.4 矩形管直接焊接平面管节点

表 10.3.4 矩形管节点几何参数的适用范围

管截面形式		节点形式	节点几何参数, i=1 或 2, 表示支管; j——表示被搭接的支管					
			$\frac{b_i}{b}, \frac{h_i}{b}$ (或 $\frac{d_i}{b}$)	$\frac{b_i}{t_i}, \frac{h_i}{t_i}$ (或 $\frac{d_i}{t_i}$)		$\frac{h_j}{b_j}$	$\frac{b}{t}, \frac{h}{t}$	A 或 O、b、bs、t1/ts
				受压	受拉			
主管为矩形管	支管为 T、Y、X 形	0.25	$\leq 37\sqrt{\frac{235}{f_{yi}}}$	0.35	$1.5 \leq \frac{h_j}{b_j} \leq 2$	35	$0.5(1-\beta) \leq \frac{a}{b} \leq 1.5(1-\beta)^*$ $a \geq t_1 + t_2$	
	有间隙的 K 形和 N 形	$\geq 0.1 + \frac{0.01b}{t}$ $\beta \geq 0.35$						≤ 35
	搭接 K 形和 N 形	0.25	$\leq 33\sqrt{\frac{235}{f_{yi}}}$			40	$25\% \leq \beta \leq 100\%$ $\frac{a}{b} < 1.0,$ $1.0 \geq \frac{a}{b} > 0.75$	
	支管为圆管	$0.4 \leq \frac{d_i}{b} \leq 0.8$	$\leq 44\sqrt{\frac{235}{f_{yi}}}$	50	用 ds 取代 bs 之后, 仍应满足上述相应条件			

注：1 标注*处当 $a/b > 1.5(1-\beta)$ ，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 分别为矩形主管的截面宽度、高度和壁厚，

为支管间的间隙。见图 10.3.4；

O_v 为搭接率，见第 10.2.3 条；

为参数；对 T、Y、X 形节点， $\frac{h_i}{b}$ 或 $\frac{d_i}{b}$ ；K、N 形节点， $\beta = \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b}$ 或 $\beta = \frac{d_1 + d_2}{2b}$ ；

f_{yi} 为第 i 个支管钢材的屈服强度。

为保证节点处矩形主管的强度，支管的轴心力 N_i 和主管的轴心力 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 T、Y 和 X 形节点(图 10.3.4a、b)：

1) 当 $\beta \leq 0.85$ 时，支管在节点处的承载力设计值 N_i^{pi} 应按下式计算：

$$N_i^{pi} = 1.8 \left(\frac{h_i}{bc \sin \theta_i} + 2 \right) \frac{t^2 f}{c \sin \theta_i} \psi_0 \quad (10.3.4-1)$$

$$c = (1 - \beta)^{0.5}$$

式中 ψ_n ——参数；当主管受压时， $\psi_n = 1.0 - \frac{0.25}{\beta} \cdot \frac{\sigma}{f}$ ；当主管受拉时， $\psi_n = 1.0$ ；

——节点两侧主管轴心压应力的较大绝对值。

2)当 $\beta = 1.0$ 时，支管在节点处的承载力设计值 N_i^{pj} 应按下式计算：

$$N_i^{pj} = 2.0 \left(\frac{h_i}{\sin\theta_i} + 5t \right) \frac{t f_k}{\sin\theta_i} \psi_n \quad (10.3.4-2)$$

当为 X 形节点， $\theta_i < 90^\circ$ 且 $h \geq h_i / \cos\theta_i$ 时，尚应按下式验算：

$$N_i^{pj} = \frac{2ht f_v}{\sin\theta_i} \quad (10.3.4-3)$$

式中 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， $f_k = (0.65 \sin^2 \theta_i) \varphi f$ ； φ 为按长细比 $\lambda = 1.73 \left(\frac{h}{t} - 2 \right) \left(\frac{1}{\sin\theta_i} \right)^{0.5}$ 确定的轴心受压构件的稳定系数。

f_v ——主管钢材的抗剪强度设计值。

3)当 $0.85 < \beta < 1.0$ 时，支管在节点处承载力的设计值应按公式(10.3.4—1)与(10.3.4—2)或公式(10.3.4—3)所得的值，根据 β 进行线性插值。此外，还不应超过下列二式的计算值：

$$N_i^{pj} = 2.0(h_i - 2t_i + b_c) t_i f_i \quad (10.3.4-4)$$

$$b_c = \frac{10}{b/t} \cdot \frac{f_v t}{f_y t_i} \cdot b_i \leq b_i$$

当 $0.85 \leq \beta \leq 1 - \frac{2t}{b}$ 时：

$$N_i^{pj} = 2.0 \left(\frac{h_i}{\sin\theta_i} + b_{ep} \right) \frac{t f_v}{\sin\theta_i} \quad (10.3.4-5)$$

$$b_{ep} = \frac{10}{b/t} \cdot b_i \leq b_i$$

式中 h_i 、 t_i 、 f_i —— 分别为支管的截面高度、壁厚以及抗拉(抗压和抗弯)强度设计值。

2 支管为矩形管的有间隙的 K 形和 N 形节点(图 10.3.4c) :

1) 节点处任一支管的承载力设计值应取下列各式的较小值 :

$$N_i^{pj} = 1.42 \frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{b \sin \theta_i} \left(\frac{b}{t} \right)^{0.5} t^2 f \phi_n \quad (10.3.4-6)$$

$$N_i^{pj} = \frac{A_v f_v}{\sin \theta_i} \quad (10.3.4-7)$$

$$N_i^{pj} = 2.0 \left(h_i - 2t_i + \frac{b_i + b_c}{2} \right) t_i f_i \quad (10.3.4-8)$$

当 $\beta \leq 1 - \frac{2t}{b}$ 时, 尚应小于 :

$$N_i^{pj} = 2.0 \left(\frac{h_i}{\sin \theta_i} + \frac{b_i + b_{sp}}{2} \right) \frac{t f_v}{\sin \theta_i} \quad (10.3.4-9)$$

式中 A_v — 弦杆的受剪面积, 按下列公式计算 :

$$A_v = (2h + ab)t \quad (10.3.4-10)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{3t^2}{3t^2 + 4a^2}} \quad (10.3.4-11)$$

2) 节点间隙处的弦杆轴心受力承载力设计值为 :

$$N^{pj} = (A - \alpha_v A_v) f \quad (10.3.4-12)$$

式中 α_v —— 考虑剪力对弦杆轴心承载力的影响系数, 按下式计算 :

$$\alpha_v = 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{V}{V_p} \right)^2} \quad (10.3.4-13)$$

$$V_p = A_v f_v$$

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。

3 支管为矩形管的搭接的 K 形和 N 形节点(图 10.3.4d) ; 搭接支管的承载力设计值应根据不同的搭接率从 O_v 按下列公

式计算(下标 j 表示被搭接的支管)：

1) 当 $25\% \leq O_v < 50\%$ 时：

$$N_i^{pj} = 2.0 \left[(h_i - 2t_i) \frac{O_v}{0.5} + \frac{b_v + b_{vj}}{2} \right] t_i f_i \quad (10.3.4-14)$$

$$b_{vj} = \frac{10}{b_j/t_j} \cdot \frac{t_i f_{yj}}{t_i f_{yi}} b_i \leq b_i$$

2) 当 $50\% \leq O_v < 80\%$ 时：

$$N_i^{pj} = 2.0 \left(h_i - 2t_i + \frac{b_v + b_{vj}}{2} \right) t_i f_i \quad (10.3.4-15)$$

3) 当 $80\% \leq O_v \leq 100\%$ 时：

$$N_i^{pj} = 2.0 \left(h_i - 2t_i + \frac{b_i + b_{vj}}{2} \right) t_i f_i \quad (10.3.4-16)$$

被搭接支管的承载力应满足下式要求：

$$\frac{N_i^{pj}}{A_j f_{yj}} \leq \frac{N_i^{pi}}{A_i f_{yi}} \quad (10.3.4-17)$$

4 支管为圆管的各种形式的节点：

当支管为圆管时，上述各节点承载力的计算公式仍可使用，但需用 d_i 取代 b_i 和 h_i ，并将各式右侧乘以系数 $\pi/4$ ，同时应将式(10.3.4—10)中的 O_v 值取为零。

11 钢与混凝土组合梁

11.1 一般规定

11.1.1 本章规定一般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。组合梁的翼板可用现浇混凝土板，亦可用混凝土叠合板或压型钢板混凝土组合板，其中混凝土板应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定进行设计：

11.1.2 混凝土翼板的有效宽度 b_c (图 11.1.2)应按下式计算：

$$b_c = b_0 + b_1 + b_2 \quad (11.1.2)$$

式中 b_0 ——板托顶部的宽度；当板托倾角 $< 45^\circ$ 时，应按 $= 45^\circ$ 计算板托顶部的宽度；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，各取梁跨度 l 的 $1/6$ 和翼板厚度 h_{c1} 的 6 倍中的较小值；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 $1/2$ 。当为中间梁时，公式(11.1.2)中的 b_1 等于 b_2 。

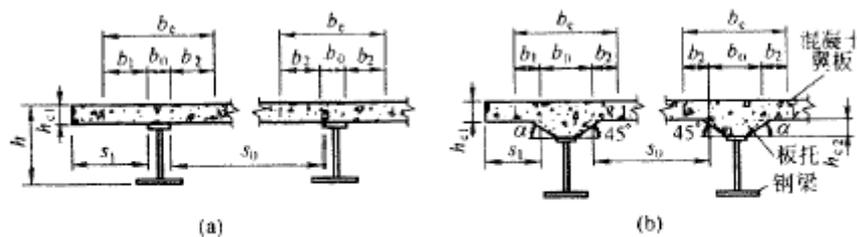


图 11.1.2 混凝土翼板的计算宽度

图 11.1.2 中， h_{c1} 为混凝土翼板的厚度，当采用压型钢板混凝土

土组合板时，翼板厚度 h_{c1} 等于组合板的总厚度减去压型钢板的肋高。但在计算混凝土翼板的有效宽度时，压型钢板混凝土组合板的翼板厚度 h_{c1} 可取有助处板的总厚度；为板托高度，当无板托时， $h_{c1} = 0$ 。

11.1.3 组合梁(含部分抗剪连接组合梁和钢梁与组合板构成的组合梁)的挠度应按弹性方法进行计算，并应按本规范第 11.4.2 条的规定考虑混凝土翼板和钢梁之间的滑移效应对组合梁的抗弯刚度进行折减。

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，但应计入翼板有效宽度。范围内配置的纵向钢筋的作用，其余区段仍取折减刚度，除按此验算其挠度外，尚应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定验算负弯矩区段混凝土最大裂缝宽度 W_{max} 。

在组合梁的强度、挠度和裂缝计算中。可不考虑板托截面。

组合梁应按有关规定进行混凝土翼板的纵向抗剪验算。

11.1.4 组合梁施工时，若钢梁下无临时支承，则混凝土硬结前的材料重量和施工荷载应由钢梁承受，钢梁应按本规范第 3 章和第 4 章规定计算其强度、稳定性和变形。施工完成后的使用阶段，组合梁承受的续加荷载产生的变形应与施工阶段钢梁的变形相叠加。

11.1.5 在强度和变形满足的条件下，组合梁交界面上抗剪连接件的纵向水平抗剪能力不能保证最大弯矩截面上抗弯承载力充分发挥时，可以按照部分抗剪连接进行设计。用压型钢板做混凝土

土底模的组合梁，亦宜按照部分抗剪连接组合梁设计。部分抗剪连接限于跨度不超过 20m 的等截面组合梁，

11.1.6 按本章规定考虑全截面塑性发展进行组合梁的弧度计算时，钢梁钢材的强度设计值 f 应按本规范第 3.4.1 和 3.4.2 条的规定采用，当组成板件的厚度不同时。可统一取用较厚板件的强度设计值。组合梁负弯矩区段所配负弯矩钢筋的强度设计值按现行

国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定采用。连续组合梁采用弹性分析计算内力时，考虑塑性发展的内力调幅系数不宜超过 15%。

组合梁中钢梁的受压区，其板件的宽厚比应满足本规范第 9 章第 9.1.4 条的要求。

11.2 组合梁设计

11.2.1 完全抗剪连接组合梁的抗弯强度应按下列规定计算：

1 正弯矩作用区段：

1) 塑性中和轴在混凝土翼板内(图 11.2.1-1)，即 $Af < b_e h_{c1} f_c$ 时；

$$M \leq b_e x f_c y \quad (11.2.1-1)$$

$$x = Af / (b_e f_c) \quad (11.2.1-2)$$

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。

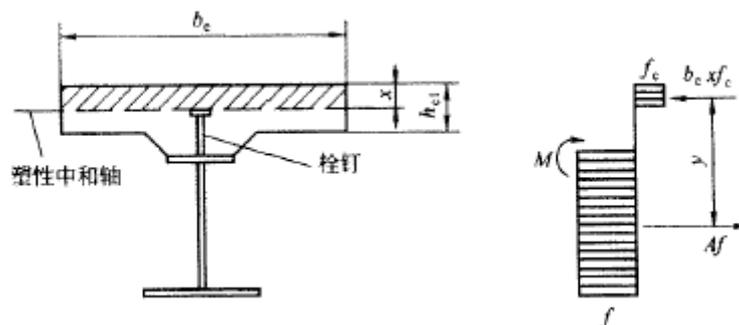


图 11.2.1—1 塑性中和轴在混凝土翼板内时的组合梁截面及应力图形 2) 塑性中和轴在钢梁截面内(图 11.2.1-2)，即 $Af >$

$b_e h_{cl} f_c$ 时:

$$M \leq b_e h_{cl} f_c y_1 + A_c f y_2 \quad (11.2.1-3)$$

$$A_c = 0.5(A - b_e h_{cl} f_c / f) \quad (11.2.1-4)$$

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。

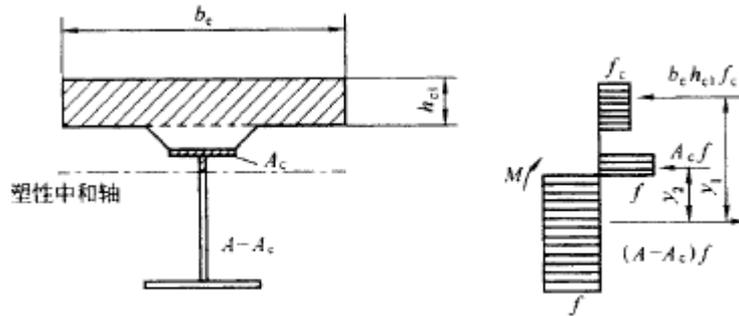


图 11.2.1-2 塑性中和轴在钢梁内时的组合梁截面及应力图形

2 负弯矩作用区段(图 11.2.13) :

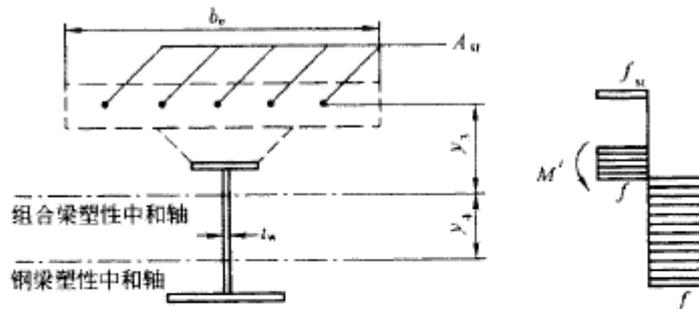


图 11.2.1-3 负弯矩作用时组合梁截面及应力图形

$$M' \leq M_s + A_{st} f_{st} (y_3 + y_4 / 2) \quad (11.2.1-5)$$

$$M_s = (S_1 + S_2) f \quad (11.2.1-6)$$

式中 M' —— 负弯矩设计值；

S_1 、 S_2 —— 钢梁塑性中和轴(平分钢梁截面积的轴线)以上和以下截面对该轴的面积矩；

A_{st} —— 负弯矩区混凝土翼板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积；

f_{st} —— 钢筋抗拉强度设计值；

y_3 —— 纵向钢筋截面形心至组合梁塑性中和轴的距离；

y_1 —— 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 $y_4 = \frac{f_{st} A_{st}}{2t_w f}$ ；

当该中和轴在钢梁翼缘内时，可取 y_1 等于钢梁塑性中和轴至腹板上边缘的距离。

当该中和轴在钢梁翼缘内时，可取 y_1 等于钢梁塑性中和轴至腹板上边缘的距离。

11.2.2 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 11.2.2)：

$$x = n_r N_v^c / (b_e f_c) \quad (11.2.2-1)$$

$$A_c = (A f - n_r N_v^c) / (2 f) \quad (11.2.2-2)$$

$$M_{a,r} = n_r N_v^c y_1 + 0.5 (A f - n_r N_v^c) y_2 \quad (11.2.2-3)$$

式中 $M_{a,r}$ —— 部分抗剪连接时组合梁截面抗弯承载力；

n_r —— 部分抗剪连接时一个剪跨区的抗剪连接件数目；

N_v^c —— 每个抗剪连接件的纵向抗剪承载力，按本规范第 11.3 节的有关公式计算。

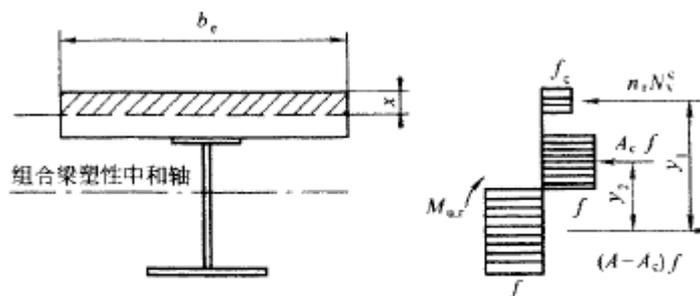


图 11.2.2 部分抗剪连接组合梁计算简图

部分抗剪连接组合梁在负弯矩作用区段的抗弯强度则按 $n_r N_v^c$ 和 $A_{st} f_{st}$ 两者中的较小值计算。

11.2.3 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(9.2.2)进行计算。

11.2.4 用塑性设计法计算组合梁强度时,在下列部位可不考虑弯矩与剪力的相互影响:

- 1 受正弯矩的组合梁截面;
- 2 $A_{st} f_{st} \geq 0.15 A f$ 的受负弯矩的组合梁截面。

11.3 抗剪连接件的计算

11.3.1 组合梁的抗剪连接件宜采用栓钉,也可采用槽钢、弯筋或有可靠依据的其他类型连接件。栓钉、槽钢及弯筋连接件的设置方式如图 11.3.1 所示:一个抗剪连接件的承载力设计值由下列公式确定:



图 11.3.1 连接件的外形及设置方向

1 圆柱头焊钉(栓钉)连接件:

$$N_s = 0.43 A_s \sqrt{E_c f_c} \leq 0.7 A_s \gamma f \quad (11.3.1-1)$$

式中 E_c —— 混凝土的弹性模量;

A_s —— 圆柱头焊钉(栓钉)钉杆截面面积;

f —— 圆柱头焊钉(栓钉)抗拉强度设计值;

—— 栓钉材料抗拉强度最小值与屈服强度之比。

当栓钉材料性能等级为 4.6 级时,取 $f = 215(\text{N/mm}^2)$, $\gamma = 1.67$ 。

2 槽钢连接件：

$$N_v^c = 0.26(t + 0.5t_w)l_c \sqrt{E_c f_c} \quad (11.3.1-2)$$

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。

3 弯筋连接件：

$$N_v^c = A_{st} f_{st} \quad (11.3.1-3)$$

式中 A_{st} ——弯筋的截面面积；

f_{st} ——弯筋的抗拉强度设计值；

11.3.2 对于用压型钢板混凝土组合板做翼板的组合梁(图 11.3.2),其栓钉连接件的抗剪承载力设计值应分别按以下两种情况予以降低：

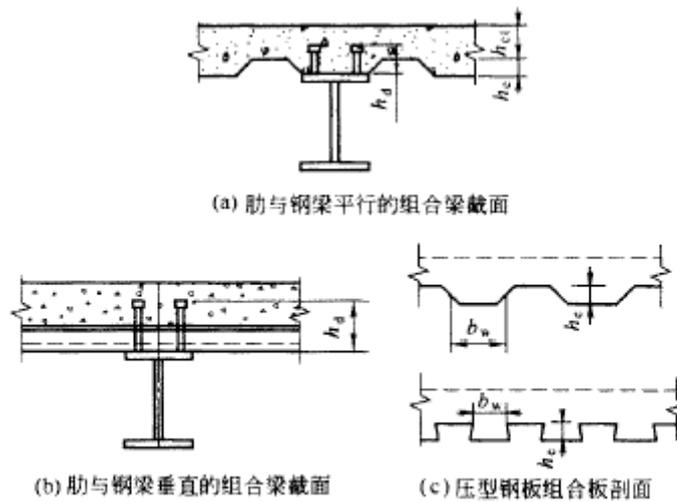


图 11.3.2 用压型钢板混凝土组合板做翼板的组合梁

1 当压型钢板肋平行于钢梁布置(图 11.3.2a), $b_w/h_c < 1.5$ 时,按公式(11.3.1—1)算得的 N_v^c 应乘以折减系数 ψ 后取用 ψN_v^c 。

值按下式计算：

$$\beta_v = 0.6 \frac{b_w}{h_c} \left(\frac{h_d - h_c}{h_c} \right) \leq 1 \quad (11.3.2-1)$$

式中 b_w —— 混凝土凸肋的平均宽度，当肋的上部宽度小于下水力发电宽度时(图 11.3.2c)，改取上部宽度；

h_c —— 混凝土凸肋高度；

h_d —— 栓钉高度。

2 当压型钢板肋垂直于钢梁布置时(图 11.3.2b)，栓钉抗剪连接件承载力设计值的折减系数按下式计算：

$$\beta_v = \frac{0.85}{\sqrt{n_0}} \cdot \frac{b_w}{h_c} \left(\frac{h_d - h_c}{h_c} \right) \leq 1 \quad (11.3.2-2)$$

式中 n_0 —— 在梁某截面处一个肋中布置的栓钉数，当多于 3 个时，按 3 个计算。

11.3.3 位于负弯矩区段的抗剪连接件，其抗剪承载力设计值 N 应乘以折减系数 0.9(中间支座两侧)和 0.8(悬臂部分)。

11.3.4 抗剪连接件的计算，应以弯矩绝对值最大点及零弯矩点为界限，划分为若干个剪跨区(图 11.3.4)，逐段进行。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 按下列方法确定：

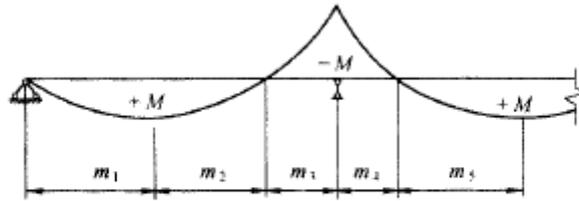


图 11.3.4 连续梁剪跨区划分图

1 位于正弯矩区段的剪跨， V_s 取 A_f 和 $b_c h_c l f_c$ 中的较小者。

2 位于负弯矩区段的剪跨：

$$V_s = A_{st} f_{st} \quad (11.3.4-1)$$

按照完全抗剪连接设计时。每个剪跨区段内需要的连接件总

数 n_f ，按下式计算：

$$n_f = V_s / N_v^c \quad (11.3.4-2)$$

部分抗剪连接组合梁，其连接件的实配个数不得少于 n_f 的 50%。

按公式(11.3.4-2)算得的连接件数量，可在对应的剪跨区段内均匀布置。当在此剪跨区段内有较大集中荷载作用时，应将连接件个数 n_f 按剪力图面积比例分配后再各自均匀布置。

注：当采用栓钉和槽钢抗剪件时，在图 11.3.4 中可将剪跨区 m_2 和 m_3 、 m_4 和 m_5 ；分

别合并为一个区配置抗剪连接件。合并为一个区段后的 $V_c = b_w h_c f_c + A_w f_w$ 建议在合并区内采用完全抗剪连接。

11.4 挠度计算

11.4.1 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。挠度计算可按结构力学公式进行，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 11.1.3 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。

11.4.2 组合梁考虑滑移效应的折减刚度可按下式确定：

$$B = \frac{EI_{eq}}{1 + \zeta} \quad (11.4.2)$$

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材与混凝土弹性模量的比值 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 $2 E$ 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；

ζ —— 刚度折减系数，按 11.4.3 条进行计算。

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

$$\zeta = \eta \left[0.4 - \frac{3}{(jL)^2} \right] \quad (11.4.3-1)$$

$$\eta = \frac{36Ed_c \rho A_0}{n_s k h l^2} \quad (11.4.3-2)$$

$$j = 0.81 \sqrt{\frac{n_s k A_1}{EI_0 \rho}} \quad (\text{mm}^{-1}) \quad (11.4.3-3)$$

$$A_0 = \frac{A_{ct} A}{\alpha_E A + A_{ct}} \quad (11.4.3-4)$$

$$A_1 = \frac{I_0 + A_0 d_c^2}{A_0} \quad (11.4.3-5)$$

$$I_0 = I + \frac{I_{ct}}{\alpha_E} \quad (11.4.3-6)$$

式中 A_{ct} ——混凝土翼板截面面积；对压型钢板混凝土组合板的翼板，取其较弱截面的面积，且不考虑压型钢板；

A —— 钢梁截面面积；

I —— 钢梁截面惯性矩；

I_{ct} —— 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)；

k —— 抗剪连接件刚度系数， $K = N_v^c$ (N/mm)；

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；

E —— 钢材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(11.4.3-4)和(11.4.3-6)中的 ρ 应乘以 2。

11.5 构造要求

11.5.1 组合梁截面高度不宜超过钢梁截面高度的 2.5 倍；混凝土板托高度 h_{c2} 不宜超过翼板厚度 h_{c1} 的 1.5 倍；板托的顶面宽度不宜小于钢梁上翼缘宽度与 1.5 h_{c2} 之和。

11.5.2 组合梁边梁混凝土翼板的构造应满足图 11.5.2 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。

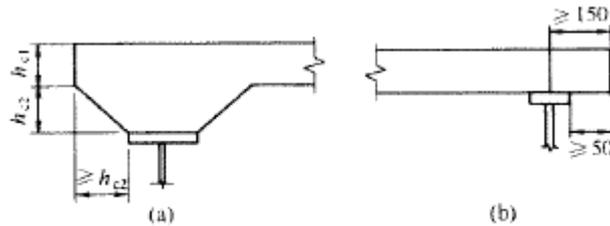


图 11.5.2 边梁构造图

11.5.3 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》GB 50010 的规定设置。

11.5.4 抗剪连接件的设置应符合以下规定：

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

2 连接件沿梁跨度方向的最大间距不应大于混凝土翼板(包括板托)厚度的 4 倍，且不大于 400mm；

3 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；

4 连接件的外侧边缘至混凝土翼板边缘间的距离不应小于 100mm；

5 连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

11.5.5 栓钉连接件除应满足本规范第 11.5.4 条要求外，尚应符合

合下列规定：

1 当栓钉位置不正对钢梁腹板时，如钢梁上翼缘承受拉力，则栓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。则栓钉杆直径不应大于钢梁上翼缘厚度的 2.5

2 栓钉长度小应小于其杆径的 4 倍：

3 栓钉沿梁轴线方向的间距不应小于杆径的 6 倍；垂直于梁轴线方向的间距不应小于杆径的 4 倍。

4 用压型钢板做底模的组合梁，栓钉杆直径不宜大于 19mm，混凝土凸肋宽度不应小于栓钉杆直径的 2.5 倍；栓钉高度 h_d 应符合 $(h_e+30) \leq h_d \leq (h_e +75)$ 的要求(图 11.3.2)。

11.5.6 弯筋连接件除应符合本章第 11.5.4 条要求外，尚应满足以下规定：弯筋连接件宜采用直径不小于 12mm 的钢筋成对布置，用两条长度不小于 4 倍(Ⅰ级钢筋)或 5 倍(Ⅱ级钢筋)钢筋直径的侧焊缝焊接于钢梁翼缘上,其弯起角度一般为 45° ，弯折方向应与混凝土翼板对钢梁的水平剪力方向相同。在梁跨中纵向水平剪力方向变化的区段，必须在两个方向均设置弯起钢筋；从弯起点算起的钢筋长度不宜小于其直径的 25 倍(Ⅰ级钢筋另加弯钩),其中水平段长度不宜小于其直径的 10 倍。弯筋连接件沿梁长度方向的间距不宜小于混凝土翼板(包括板托)厚度的 0.7 倍。

11.5.7 槽钢连接件一般采用 Q235 钢，截面不宜大于 [12.6。

11.5.8 钢梁顶面不得涂刷油漆，在浇灌(或安装)混凝土翼板以前应清除铁锈、焊渣、冰层、积雪、泥土和其他杂物。

附录 A 结构或构件的变形容许值

A . 1 受弯构件的挠度容许值

A . 1 . 1 吊车梁、楼盖梁、屋盖梁、工作平台梁以及墙架构件的挠度不宜超过表 A . 1 . 1 所列的容许值。

表 A . 1 . 1 受弯构件挠度容许值

项次	构 件 类 别	挠度容许值	
		[r]	[o]
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)		
	(1)手动吊车和单梁吊车(含悬挂吊车)	$i/500$	
	(2)轻级、工作制桥式吊车		
	(3)中级工作制桥式吊车	$i/800$	
	(4)重级工作制桥式吊车	$i/1000$	
2	手动或电动葫芦的轨道梁	$i/400$	—
3	有重轨(重量等于或大于 38kg/m)轨道的工作平台梁	$i/600$	
	有轻轨(重量等于或小于 24kg / m)轨道的工作平台梁	$i/400$	—
4	楼(屋)盖梁或桁架、工作平台梁(第 3 项除外)和平台板		
	(1)它梁或桁架(包括设有悬挂起重设备的梁和桁架)	$i/400$	
	(2)抹灰顶棚的次梁	$i/250$	
	(3)除(1)、(2)款外的其他梁(包括楼梯梁)	$i/250$	$i/500$
	(4)屋盖檩条		$i/350$
	支承无积灰的瓦楞铁和石棉瓦屋面者	$i/150$	$i/300$
	支承压型金属板、有积灰的瓦楞铁和石棉瓦等屋面者	$i/200$	
支承其他屋面材料者	$i/200$		
	(5)平台板	$i/150$	

A.2.2 在冶金工厂或类似车间中设有 A7、A8 级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)所产生的的计算变形值,不宜超过表 A.2.2 所列的容许值。

表 A.2.2 柱水平位移(计算值)的容许值

项次	位移的种类	按平面结构	按空间结构
		图形计算	图形计算
1	厂房柱的横向位移	$H_r/1250$	$H_c/1250$
2	露天栈桥柱的横向位移	$H_r/2500$	
3	厂房和露天栈桥柱的纵向位移	$H_r/4000$	

- 注： 1 H_c 为基础顶面至吊车梁或吊车桁架顶面的高度。
- 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,厂房柱的水平位移容许值宜减小 10%；
- 4 在 设有 A6 级吊车的厂房柱的纵向位移宜符合表中的要求；

附录 B 梁的整体稳定系数

B.1 等截面焊接工字形和轧制 H 型钢简支梁

等截面焊接工字形和轧制 H 型钢(图 B.1)简支梁的整体稳定系数 φ_b 应按下列公式计算：

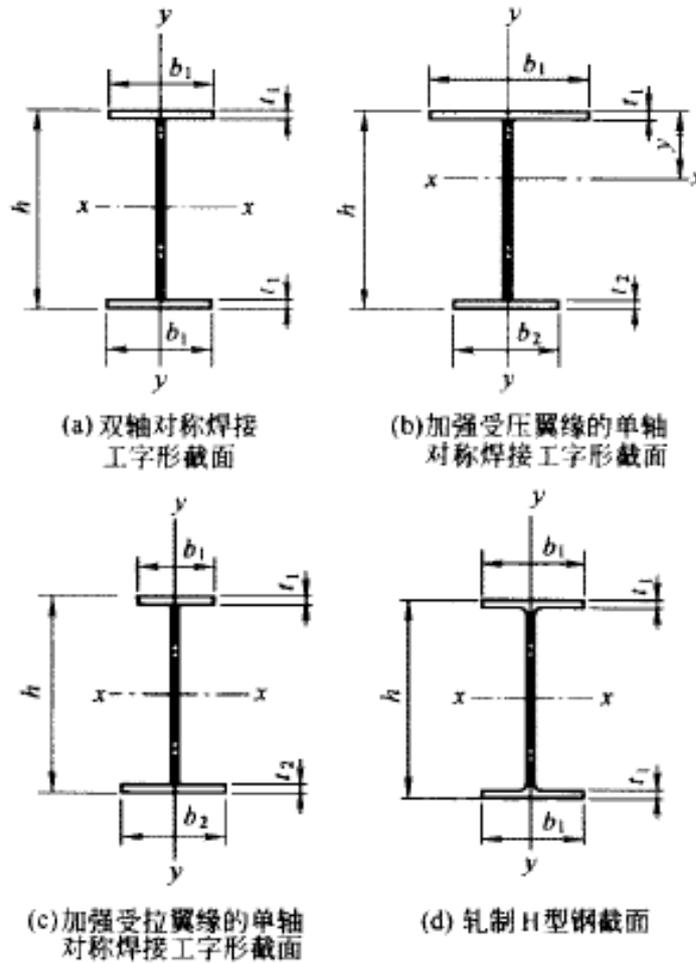


图 B.1 焊接工字形和轧制 H 型钢截面

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320}{\lambda_y^2} \cdot \frac{Ah}{W_x} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h} \right)^2} + \eta_b \right] \frac{235}{f_y} \quad (\text{B.1-1})$$

式中 φ_b ——梁整体稳定的等效临界弯矩系数。按表 B.1 采用；

λ_y ——梁在侧向支承点间对截面弱轴 $y-y$ 的长细比， $\lambda_y = l_1 / i_y$ ，

见本规范第 4.2.1 条， i_y 为梁毛截面对 y 轴的截面回转半径；

A ——梁的毛截面面积；

h 、 t_1 ——梁截面的全高和受压翼缘厚度；

α_b ——截面不对称影响系数；对双轴对称截面(图 B.1a、d)： $\alpha_b = 0$ ；

对单轴对称工字形截面(图 B.1b、c)：加强受压翼缘： $\alpha_b = 0.8(2ab-1)$ ；加强受拉翼缘：

$$\alpha_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \quad \text{式中 } I_1 \text{ 和 } I_2 \text{ 分别为受}$$

压翼缘和受拉翼缘对 y 轴的惯性矩。

当按公式(B.1-1)算得的 φ_b 值大于 0.6 时,应用下式计算的 φ_b' 代替 φ_b 值：

$$\varphi_b' = 1.07 - \frac{0.282}{\varphi_b} \leq 1.0 \quad (\text{B.1-2})$$

注：公式(B.1-1)亦适用于等截面铆接(或高强度螺栓连接)简支梁，其受压翼缘厚度 t_1 包括翼缘角钢厚度在内

表 B.1 H 型钢和等截面工字形简支梁的系数 φ_b

项次	侧向支承	荷 载		2.0	2.0	适用范围
1	跨中无侧向 支承	均布荷载作 用在	上翼缘	0.69+0.13	0.95	图 B.1 a、b 和 d 的截面
2			下翼缘	1.73-0.20	1.33	
3		集中荷载作 用在	上翼缘	0.73+0.18	1.09	
4			下翼缘	2.23-0.28	1.67	

续表 B . 1

项次	侧向支承	荷 载		2 . 0	2 . 0	适用范围
5	跨度中点有一个侧向支承点	均布荷载作用在	上翼缘	1 . 15		图 B . 1 中的所有截面
6			下翼缘	1 . 40		
7		集中荷载作用在截面高度上任意位置		1 . 75		
8	跨中有不少于两个等距离侧向支承点	任意荷载作用在	上翼缘	1 . 20		
9			下翼缘	1 . 40		
10	梁端有弯矩，但跨中无荷载作用		$1.75 - 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2$ ，但 ≤ 2.3			

注：1 ϵ 为参数， $\epsilon = \frac{l_1 l_2}{b_1 h}$ ，其中 b_1 和 l_1 见本规范第 4 . 2 . 1 条。

2 M_1 、 M_2 为梁的端弯矩，使梁产生同向曲率时， M_1 和 M_2 取同号，产生反向曲率时取异号， $|M_1| \geq |M_2|$ 。

3 表中项次 3、4 和 7 的集中荷载是指一个或少数几个集中荷载位于跨中央附近的情况，对其他情况的集中荷载，应按表中项次 1、2、5、6 内的数值采用。

4 表中项次 8、9 的 b ，当集中荷载作用在侧向支承点处时，取 $b = 1.20$ ，

5 荷载作用在上翼缘系指荷载作用点在翼缘表面，方向指向荷载向形心；荷载作用在下翼缘系指荷载作用点在翼缘表面，方向背向截面形心。

6 $b > 0.8$ 的加强受压翼缘工字形截面，下列情况的 b 值应乘以相应的系数：项次 1；当 1.0 时，乘以 0.95 ；项次 3：当 0.5 时，乘以 0.90 ；当 $0.5 \sim 1.0$ 时，乘以 0.95

B . 2 轧制普通工字钢筒支梁

轧制普通工字钢筒支梁的整体稳定系数 φ_b 应按表 B . 2 采用，当所得的 φ_b' 大于 0.6 时，应按公式(B . 1—2)算得相应的 φ_b 代替值。

表 B.2 轧制普通工字钢简支梁的 φ_b

项次	荷载情况		工字钢 刹号	自由长度 l (m)									
				2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	跨中无侧向	集中荷载作用于上翼缘	10~20	2.00	1.30	0.99	0.80	0.68	0.58	0.53	0.48	0.43	
			22~32	2.40	1.48	1.09	0.86	0.72	0.62	0.54	0.49	0.45	
			36~63	2.80	1.60	1.07	0.83	0.68	0.56	0.50	0.45	0.40	
2		集中荷载作用于下翼缘	10~20	3.10	1.95	1.34	1.01	0.82	0.69	0.63	0.57	0.52	
			22~40	5.50	2.80	1.84	0.37	1.07	0.86	0.73	0.64	0.56	
			45~63	7.30	3.60	2.30	1.62	1.20	0.96	0.80	0.69	0.60	
3	支承点的梁	均布荷载作用于上翼缘	10~20	1.70	1.12	0.84	0.68	0.57	0.50	0.4	0.41	0.37	
			22~40	2.10	1.30	0.93	0.73	0.60	0.51	0.45	0.40	0.36	
			45~63	2.60	1.45	0.97	0.73	0.59	0.50	0.44	0.38	0.35	
4		均布荷载作用于上翼缘	10~20	2.50	1.55	1.08	0.83	0.68	0.56	0.52	0.47	0.42	
			22~40	4.00	2.20	1.45	1.10	0.85	0.70	0.60	0.52	0.46	
			45~63	5.60	2.80	1.80	1.25	0.95	0.78	0.65	0.55	0.49	
	跨中有侧向支承点的梁(不论荷载作用点在截面高度上的位置)	10~20	2.20	1.39	1.01	0.79	0.66	0.57	0.52	0.47	0.42		
		22~40	3.00	1.80	1.24	0.96	0.76	0.65	0.56	0.49	0.43		
		45~63	4.00	2.20	1.38	1.01	0.80	0.66	0.56	0.49	0.43		

注:1 同表 B.1 的注 3.5。

2 表中的 φ_b 适用于 Q235 钢。对其他钢号,表中数值应乘以 $235 / f_y$

B.3 轧制槽钢简支梁

轧制槽钢简支梁的整体稳定系数,不论荷载的形式和荷载作

用点在截面高度上的位置，均可按下式计算：

$$\varphi_b = \frac{570bt}{l_1 h} \cdot \frac{235}{f_y} \quad (\text{B. 3})$$

式中 h、b、t ——分别为槽钢截面的高度、翼缘宽度和平均厚度。

按公式(B.3)算得的 φ_b 大于 0.6 时，应按公式(B.1—2)算得相应的 φ_b' 代替 φ_b 值。

B.4 双轴对称工字形等截面(含 H 型钢)悬臂梁

双轴对称工字形等截面(含 H 型钢)悬臂梁的整体稳定系数，可按公式(B.1—1)计算，但式中系数 φ_b 应按表 B.4 查得 $\eta_y = l/i_y$ (l 为悬臂梁的悬伸长度)。当求得的 φ_b 大于 0.6 时，应按公式(B.1—2)算得相应的 φ_b' 值代替 φ_b 值。

表 B.4 双轴对称工字形等截面(含 H 型钢)悬臂梁的系数 φ_b

项次	荷载形式		0.60	1.24	1.24 <	1.96	1.96	3.10
1	自由端一个集中荷载作用在	上翼缘	0.21	+0.67	0.72	+0.26	1.17	+0.03
2		下翼缘	2.94	-2.65	2.64	-0.40	2.15	-0.15
3	均布荷载作用在上翼缘		0.62	+0.82	1.25	+0.31	1.66	+0.10

注：1 本表是按支承端为固定的情况确定的。当用于由邻跨延伸出来的伸臂梁时，应在构造上采取措施加强支承处的抗扭能力。

2 表中 见表 B.1 注 1。

B.5 受弯构件整体稳定系数的近似计算

均匀弯曲的受弯构件，当 $\lambda_y \leq 120 \sqrt{235/f_y}$ 时，其整体稳定系数 φ_b ，可按下列近似公式计算：

1 工字形截面(含 H 型钢)：

双轴对称时：

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000} \cdot \frac{f_y}{235} \quad (\text{B. 5-1})$$

单轴对称时：

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{W_x}{(2\alpha_h + 0.1)Ah} \cdot \frac{\lambda_y^2}{14000} \cdot \frac{f_y}{235} \quad (\text{B. 5-2})$$

2 T形截面(弯矩作用在对称轴平面，绕x轴)：

1)弯矩使翼缘受压时：

双角钢 T形截面：

$$\varphi_b = 1 - 0.0017\lambda_y \sqrt{f_y/235} \quad (\text{B. 5-3})$$

剖分 T型钢和两板组合 T形截面：

$$\varphi_b = 1 - 0.0022\lambda_y \sqrt{f_y/235} \quad (\text{B. 5-4})$$

2)弯矩使翼缘受拉且腹板宽厚比不大于 $18\sqrt{235/f_y}$ 时：

$$\varphi_b = 1 - 0.0005\lambda_y \sqrt{f_y/235} \quad (\text{B. 5-5})$$

按公式(B. 5—1)至公式(B. 5—5)算得的 φ_b 值大于 0.6 时，不需按公式(B.1—2)换算成 φ_b' 值；当按公式(B.5-1)和公式(B.5—2)算得的 φ_b 值大于 1.0 时，取 $\varphi_b = 1.0$ 。

附录 C 轴心受压构件的稳定系数

表 C-1 a 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{I_x}{235}}$	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	0.955	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	0.919
50	0.916	0.913	0.910	0.907	0.904	0.900	0.897	0.894	0.890	0.886
60	0.883	0.879	0.875	0.871	0.867	0.863	0.858	0.854	0.849	0.844
70	0.839	0.834	0.829	0.821	0.818	0.813	0.807	0.801	0.795	0.789
80	0.783	0.776	0.770	0.763	0.757	0.750	0.743	0.736	0.728	0.721
90	0.714	0.706	0.699	0.691	0.684	0.676	0.668	0.661	0.653	0.645
100	0.638	0.630	0.622	0.615	0.607	0.600	0.592	0.585	0.577	0.570
110	0.563	0.555	0.548	0.541	0.534	0.527	0.520	0.514	0.507	0.500
120	0.494	0.488	0.481	0.475	0.469	0.463	0.457	0.451	0.445	0.440
130	0.434	0.429	0.423	0.418	0.412	0.407	0.402	0.397	0.392	0.387
140	0.383	0.378	0.373	0.369	0.364	0.360	0.356	0.351	0.347	0.343
150	0.339	0.335	0.331	0.327	0.323	0.320	0.316	0.312	0.309	0.305
160	0.302	0.298	0.295	0.292	0.289	0.285	0.282	0.279	0.276	0.273
170	0.270	0.267	0.264	0.262	0.259	0.256	0.253	0.251	0.248	0.246
180	0.243	0.241	0.238	0.236	0.233	0.231	0.229	0.226	0.224	0.222
190	0.220	0.218	0.215	0.213	0.211	0.209	0.207	0.205	0.203	0.201
200	0.199	0.198	0.196	0.194	0.192	0.190	0.189	0.187	0.185	0.183
210	0.182	0.180	0.179	0.177	0.175	0.174	0.172	0.171	0.169	0.168
220	0.166	0.165	0.164	0.162	0.161	0.159	0.158	0.157	0.155	0.154
230	0.153	0.152	0.150	0.149	0.148	0.147	0.146	0.144	0.143	0.142
240	0.141	0.140	0.139	0.138	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131
250	0.130	—	—	—	—	—	—	—	—	—

见表 C-4 注

表 C-2 b 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{I_y}{235}}$	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	0.922	0.918	0.914	0.910	0.906	0.903
40	0.899	0.895	0.891	0.887	0.882	0.878	0.874	0.870	0.865	0.861
50	0.856	0.852	0.847	0.842	0.838	0.833	0.828	0.823	0.818	0.813
60	0.807	0.802	0.797	0.791	0.786	0.780	0.774	0.769	0.763	0.757
70	0.751	0.745	0.739	0.732	0.726	0.720	0.714	0.707	0.701	0.694
80	0.688	0.681	0.675	0.668	0.661	0.655	0.648	0.641	0.635	0.628
90	0.621	0.614	0.608	0.601	0.594	0.588	0.581	0.575	0.568	0.561
100	0.555	0.549	0.542	0.536	0.529	0.523	0.517	0.511	0.505	0.499
110	0.493	0.487	0.481	0.475	0.470	0.464	0.458	0.453	0.447	0.442
120	0.437	0.432	0.426	0.421	0.416	0.411	0.406	0.402	0.397	0.392
130	0.387	0.383	0.378	0.374	0.370	0.365	0.361	0.357	0.353	0.349
140	0.345	0.341	0.337	0.333	0.329	0.326	0.322	0.318	0.315	0.311
150	0.308	0.304	0.301	0.298	0.295	0.291	0.288	0.285	0.282	0.279
160	0.276	0.273	0.270	0.267	0.265	0.262	0.259	0.256	0.254	0.251
170	0.249	0.246	0.244	0.241	0.239	0.236	0.234	0.232	0.229	0.227
180	0.225	0.223	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	0.197	0.195	0.193	0.191	0.190	0.188
200	0.186	0.184	0.183	1.181	0.180	0.178	0.176	0.175	0.173	0.172
210	0.170	0.169	0.167	0.166	0.165	0.163	0.162	0.160	0.159	0.158
220	0.156	0.155	0.154	0.153	0.151	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145
230	0.144	0.143	0.142	0.141	0.140	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 C-4 注

表 C-3 c 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{I_x}{235}}$	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	0.884	0.877	0.871	0.865	0.858	0.852	0.846
40	0.839	0.833	0.826	0.820	0.814	0.807	0.801	0.794	0.788	0.781
50	0.775	0.768	0.762	0.765	0.748	0.742	0.735	0.729	0.722	0.715
60	0.709	0.702	0.695	0.689	0.662	0.676	0.669	0.662	0.656	0.649
70	0.643	0.636	0.629	0.623	0.616	0.610	0.604	0.597	0.591	0.584
80	0.578	0.572	0.566	0.559	0.553	0.547	0.541	0.535	0.529	0.523
90	0.517	0.511	0.505	0.500	0.494	0.488	0.463	0.477	0.472	0.467
100	0.463	0.458	0.454	0.449	0.445	0.441	0.436	0.432	0.428	0.423
110	0.419	0.415	0.411	0.407	0.403	0.399	0.395	0.391	0.387	0.383
120	0.379	0.375	0.371	0.367	0.364	0.360	0.356	0.353	0.349	0.346
130	0.342	0.339	0.335	0.332	0.328	0.325	0.322	0.319	0.311	0.312
140	0.309	0.306	0.303	0.300	0.297	0.294	0.291	0.288	0.285	0.282
150	0.280	0.277	0.274	0.271	0.269	0.266	0.264	0.261	0.258	0.256
160	0.254	0.251	0.249	0.246	0.244	0.242	0.239	0.237	0.235	0.233
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	0.205	0.203	0.201	0.199	0.197	0.196	0.194
190	0.192	0.190	0.189	0.187	0.186	0.184	0.182	0.181	0.179	0.178
200	0.176	0.175	0.173	0.172	0.170	0.169	0.168	0.166	0.165	0.163
210	0.162	0.161	0.159	0.156	0.157	0.156	0.154	0.153	0.152	0.151
220	0.150	0.148	0.147	0.146	0.145	0.144	0.143	0.142	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	0.124	0.123	0.122	0.121	0.120
250	0.119	—	—	—	—	—	—	—	—	—

注：见表 C-4 注

表 C—4 d 类截面轴心受压构件的稳定系数 φ

$\lambda\sqrt{\frac{f_c}{235}}$	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	0.799	0.790	0.782	0.774
40	0.766	0.759	0.751	0.743	0.735	0.728	0.720	0.712	0.705	0.697
50	0.690	0.683	0.675	0.668	0.661	0.654	0.646	0.639	0.632	0.625
60	0.618	0.612	0.605	0.599	0.591	0.585	0.578	0.572	0.565	0.559
70	0.552	0.546	0.540	0.534	0.528	0.522	0.516	0.510	0.504	0.498
80	0.493	0.487	0.481	0.476	0.470	0.465	0.460	0.454	0.449	0.444
90	0.439	0.434	0.429	0.424	0.419	0.414	0.410	0.405	0.401	0.397
100	0.394	0.390	0.387	0.383	0.380	0.376	0.373	0.370	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	0.299	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	0.258	0.255	0.253	0.251
150	0.248	0.246	0.244	0.242	0.240	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	0.212	0.210
170	0.208	0.206	0.204	0.203	0.201	0.199	0.197	0.196	0.194	0.192
180	0.191	0.189	0.188	0.186	0.184	0.183	0.181	0.180	0.178	0.177
190	0.176	0.174	0.173	0.171	0.170	0.168	0.167	0.166	0.164	0.163
200	0.162	—	—	—	—	—	—	—	—	—

2 当构件的 $\lambda\sqrt{\frac{f_c}{235}}$ 值超出表 C-1 至表 C-1 的范围时,则 φ 值按注 1 所列的公式计算。

式中, α_1 、 α_2 、 α_3 为系数, 根据本规范表 5.1.2 的截面分类, 按表 C-5 采用。

表 C-5 系数 1、 2、 3

截面类别		1	2	3
a 类		0 . 41	0 . 986	0 . 152
b 类		0 . 65	0 . 965	0 . 300
c 类	$n \leq 1 . 05$	0 . 73	0 . 906	0 . 595
	$n > 1 . 05$		1 . 216	0 . 302
d 类	$n \leq 1 . 05$	1 . 35	0 . 868	0 . 915
	$n > 1 . 05$		1 . 375	0 . 432

附录 D 柱的计算长度系数

表 D—1 无侧移框架柱的计算长度系数 μ

$K_1 \backslash K_2$	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	10
0	1.000	0.990	0.981	0.964	0.949	0.935	0.922	0.875	0.820	0.791	0.773	0.760	0.732
0.05	0.990	0.961	0.971	0.955	0.940	0.926	0.914	0.867	0.814	0.784	0.766	0.754	0.726
0.1	0.981	0.971	0.962	0.946	0.931	0.918	0.906	0.860	0.807	0.778	0.760	0.748	0.721
0.2	0.964	0.955	0.946	0.930	0.916	0.903	0.891	0.846	0.795	0.767	0.749	0.737	0.711
0.3	0.949	0.940	0.931	0.916	0.902	0.889	0.878	0.834	0.784	0.756	0.739	0.728	0.701
0.4	0.935	0.926	0.918	0.903	0.889	0.877	0.866	0.823	0.774	0.747	0.730	0.719	0.693
0.5	0.922	0.914	0.906	0.891	0.878	0.866	0.855	0.813	0.765	0.738	0.721	0.710	0.685
1	0.875	0.867	0.860	0.846	0.834	0.823	0.813	0.774	0.729	0.704	0.688	0.677	0.654
2	0.820	0.814	0.807	0.795	0.784	0.774	0.765	0.729	0.686	0.663	0.648	0.638	0.615
3	0.791	0.784	0.778	0.767	0.756	0.747	0.738	0.704	0.663	0.640	0.625	0.616	0.593
4	0.773	0.766	0.760	0.749	0.739	0.730	0.721	0.688	0.648	0.625	0.611	0.601	0.580
5	0.760	0.754	0.748	0.737	0.728	0.719	0.710	0.677	0.638	0.616	0.601	0.592	0.570
10	0.732	0.726	0.721	0.711	0.701	0.693	0.685	0.654	0.615	0.593	0.580	0.570	0.549

注：1 表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得：

$$\left[\left(\frac{\pi}{\mu} \right)^2 + 2(K_1 + K_2) - 4K_1K_2 \right] \frac{\pi}{\mu} \cdot \sin \frac{\pi}{\mu} - 2 \left[(K_1 + K_2) \left(\frac{\pi}{\mu} \right)^2 + 4K_1K_2 \right] \cos \frac{\pi}{\mu} + 8K_1K_2 = 0$$

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 1.5 ;当横梁远端勾嵌固时,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:当柱与基础铰按时,取 $K_2 = 0$ (对平板支座可取 $K_2 = 0.1$);

当柱与基础刚按时,取 $K_2 = 10$

4 当与柱刚性连接的横梁所受轴心压力较大时,横梁线刚度应乘以折减系数

N :

横梁远端与柱刚接和横梁远端铰支时: $N = 1 - N_b / N_{Eb}$

横梁远端嵌固时: $N = 1 - N_b / (2N_{Eb})$

式中 $N = \frac{2EI_b}{l^2}$, I_b 为横梁截面惯性矩, l 为横梁长度。

表 D—2 有侧移框架柱的计算长度系数 μ

$K_1 \backslash K_2$	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	10
0		6.02	4.46	3.42	3.01	2.78	2.64	2.33	2.17	2.11	2.08	2.07	2.03
0.05	6.02	4.16	3.47	2.86	2.58	2.42	2.31	2.07	1.94	1.90	1.87	1.86	1.83
0.1	4.46	3.47	3.01	2.56	2.33	2.20	2.11	1.90	1.79	1.75	1.73	1.72	1.70
0.2	3.42	2.86	2.56	2.23	2.05	1.94	1.87	1.70	1.60	1.57	1.55	1.54	1.52
0.3	3.01	2.58	2.33	2.05	1.90	1.80	1.74	1.58	1.49	1.46	1.45	1.44	1.42
0.4	2.78	2.42	2.20	1.94	1.80	1.71	1.65	1.50	1.42	1.39	1.37	1.37	1.35
0.5	2.64	2.31	2.11	1.87	1.74	1.65	1.59	1.45	1.37	1.34	1.32	1.32	1.30
1	2.33	2.07	1.90	1.70	1.58	1.50	1.45	1.32	1.24	1.21	1.20	1.19	1.17
2	2.17	1.94	1.79	1.60	1.49	1.42	1.37	1.24	1.16	1.14	1.12	1.12	1.10
3	2.11	1.90	1.75	1.57	1.46	1.39	1.34	1.21	1.14	1.11	1.10	1.09	1.07
4	2.08	1.87	1.73	1.55	1.45	1.37	1.32	1.20	1.12	1.10	1.08	1.08	1.06
5	2.07	1.86	1.72	1.54	1.44	1.37	1.32	1.19	1.12	1.09	1.06	1.07	1.05
10	2.03	1.83	1.70	1.52	1.42	1.35	1.30	1.17	1.10	1.07	1.06	1.05	1.03

注：1 表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得：

$$\left[36K_1K_2 - \left(\frac{\pi}{\mu} \right)^2 \right] \sin \frac{\pi}{\mu} + 6(K_1 + K_2) \frac{\pi}{\mu} \cdot \cos \frac{\pi}{\mu} = 0$$

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。当横梁远端为铰接时, 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 N ;

横梁远端与柱刚接时: $N = 1 - N_b / (4N_{Eb})$

横梁远端铰支时: $N = 1 - N_b / N_{Eb}$

横梁远端嵌固时: $N = 1 - N_b / \{2N_{Eb}\}$

N_{Eb} 的计算式见表 D—1 注 4。

表 D—3 柱上端为自由的单阶柱下段的计算长度系数 μ_2

简 图	K1 η1	0.06	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
		0.2	2.00	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.03	2.04	2.05
0.3	2.01	2.02	2.02	2.02	2.03	2.03	2.03	2.03	2.04	2.04	2.05	2.05	2.05	2.06	2.08	2.10	2.12	2.13	2.15
0.4	2.02	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	2.07	2.08	2.09	2.09	2.10	2.11	2.14	2.18	2.21	2.25	2.28	2.28
0.5	2.04	2.05	2.06	2.07	2.09	2.10	2.11	2.12	2.13	2.15	2.16	2.17	2.18	2.24	2.29	2.35	2.40	2.45	2.45
0.6	2.06	2.08	2.10	2.12	2.14	2.16	2.18	2.19	2.21	2.23	2.25	2.26	2.28	2.36	2.44	2.52	2.59	2.66	2.66
0.7	2.10	2.13	2.16	2.18	2.21	2.24	2.26	2.29	2.31	2.34	2.36	2.38	2.41	2.52	2.62	2.72	2.81	2.90	2.90
0.8	2.15	2.20	2.24	2.27	2.31	2.34	2.38	2.41	2.44	2.47	2.50	2.53	2.56	2.70	2.82	2.94	3.06	3.16	3.16
0.9	2.24	2.29	2.35	2.39	2.44	2.48	2.52	2.56	2.60	2.63	2.67	2.71	2.74	2.90	3.05	3.19	3.32	3.44	3.44
1.0	2.36	2.43	2.48	2.54	2.59	2.64	2.69	2.73	2.77	2.82	2.86	2.90	2.94	3.12	3.29	3.45	3.59	3.74	3.74
1.2	2.69	2.76	2.83	2.89	2.95	3.01	3.07	3.12	3.17	3.22	3.27	3.32	3.37	3.59	3.80	3.99	4.17	4.34	4.34
1.4	3.07	3.14	3.22	3.29	3.36	3.42	3.48	3.55	3.61	3.66	3.72	3.78	3.83	4.09	4.33	4.56	4.77	4.97	4.97
1.6	3.47	3.55	3.63	3.71	3.78	3.85	3.92	3.99	4.07	4.12	4.18	4.25	4.31	4.61	4.88	5.14	5.38	5.62	5.62
1.8	3.88	3.97	4.05	4.13	4.21	4.29	4.37	4.44	4.52	4.59	4.66	4.73	4.80	5.13	5.44	5.73	6.00	6.26	6.26
2.0	4.29	4.39	4.48	4.57	4.65	4.74	4.82	4.90	4.99	5.07	5.14	5.22	5.30	5.66	6.00	6.32	6.63	6.92	6.92
2.2	4.71	4.81	4.91	5.00	5.10	5.19	5.28	5.37	5.46	5.54	5.63	5.71	5.80	6.19	6.57	6.92	7.26	7.58	7.58
2.4	5.13	5.24	5.34	5.44	5.54	5.64	5.74	5.84	5.93	6.03	6.12	6.21	6.30	6.73	7.14	7.52	7.89	8.24	8.24
2.6	5.55	5.66	5.77	5.88	5.99	6.10	6.20	6.31	6.41	6.51	6.61	6.71	6.80	7.27	7.71	8.13	8.52	8.90	8.90
2.8	5.97	6.09	6.21	6.33	6.44	6.55	6.67	6.78	6.89	6.99	7.10	7.21	7.31	7.81	8.28	8.73	9.16	9.57	9.57
3.0	6.39	6.52	6.64	6.77	6.89	7.01	7.13	7.25	7.37	7.48	7.59	7.71	7.82	8.35	8.86	9.34	9.80	10.24	10.24

注：表中的计算长度系数 μ_2 值系按下式计算得出：

$$\eta_1 K_1 \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi}{\mu_2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi \eta_1}{\mu_2} - 1 = 0$$

表 D-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

简 图	K1 η1	0.06	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
		0.2	1.96	1.94	1.93	1.91	1.90	1.89	1.88	1.86	1.65	1.84	1.83	1.82	1.81	1.76	1.72	1.68	1.65
0.3	1.96	1.94	1.93	1.92	1.91	1.89	1.88	1.87	1.86	1.85	1.84	1.83	1.82	1.77	1.73	1.70	1.66	1.63	
0.4	1.96	1.95	1.94	1.92	1.91	1.90	1.89	1.89	1.86	1.85	1.85	1.94	1.83	1.79	1.75	1.72	1.68	1.66	
0.5	1.96	1.95	1.94	1.93	1.92	1.91	1.90	1.89	1.88	1.87	1.86	1.85	1.85	1.81	1.77	1.74	1.71	1.69	
0.6	1.97	1.96	1.95	1.94	1.93	1.92	1.91	1.90	1.90	1.89	1.88	1.87	1.87	1.83	1.80	1.78	1.75	1.73	
0.7	1.97	1.97	1.96	1.95	1.94	1.94	1.93	1.92	1.92	1.91	1.90	1.90	1.89	1.86	1.84	1.82	1.80	1.78	
0.8	1.98	1.98	1.97	1.96	1.96	1.95	1.95	1.94	1.94	1.93	1.93	1.93	1.92	1.90	1.88	1.87	1.86	1.84	
0.9	1.99	1.99	1.98	1.99	1.98	1.97	1.97	1.97	1.97	1.96	1.96	1.96	1.96	1.95	1.94	1.93	1.92	1.92	
1.0	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
1.2	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	2.07	2.08	2.08	2.09	2.10	2.10	2.11	2.13	2.15	2.17	2.18	2.20	
1.4	2.07	2.09	2.11	2.12	2.14	2.16	2.17	2.18	2.20	2.21	2.22	2.23	2.24	2.29	2.33	2.37	2.40	2.42	
1.6	2.13	2.16	2.19	2.22	2.25	2.27	2.30	2.32	2.34	2.36	2.37	2.39	2.41	2.48	2.54	2.59	2.63	2.67	
1.8	2.22	2.27	2.31	2.35	2.39	2.42	2.45	2.48	2.50	2.53	2.55	2.57	2.59	2.69	2.76	2.83	2.88	2.93	
2.0	2.35	2.41	2.46	2.50	2.55	2.59	2.62	2.66	2.69	2.72	2.75	2.77	2.80	2.91	3.00	3.08	3.14	3.20	
2.2	2.51	2.57	2.63	2.68	2.73	2.77	2.81	2.85	2.89	2.92	2.95	2.98	3.01	3.14	3.25	3.33	3.41	3.47	
2.4	2.68	2.75	2.81	2.87	2.92	2.97	3.01	3.05	3.09	3.13	3.17	3.20	3.24	3.38	3.50	3.59	3.68	3.75	
2.6	2.87	2.94	3.00	3.06	3.12	3.17	3.22	3.27	3.31	3.35	3.39	3.43	3.46	3.62	3.75	3.86	3.95	4.03	
2.8	3.06	3.14	3.20	3.27	3.33	3.38	3.43	3.48	3.53	3.58	3.62	3.66	3.70	3.87	4.01	4.13	4.23	4.32	
3.0	3.26	3.34	3.41	3.47	3.54	3.60	3.65	3.70	3.75	3.80	3.85	3.89	3.93	4.12	4.27	4.40	4.51	4.61	

注：表中的计算长度系数 μ_2 值系按下式计算得

$$i\kappa \frac{\pi \eta_1}{\mu_2} + \eta_1 K_1 \cdot i\kappa \frac{\pi}{\mu_2} = 0$$

表 D—5 柱上端为自由的双阶

简图			0.05							
			0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
 $K_1 = \frac{I_1}{L_1} \cdot \frac{H_2}{H_1}$ $K_2 = \frac{I_2}{L_2} \cdot \frac{H_2}{H_1}$ $N_1 = \frac{H_2}{H_1} \sqrt{\frac{N_1}{N_2} \cdot \frac{L_2}{L_1}}$ $N_2 = \frac{H_2}{H_1} \sqrt{\frac{N_2}{N_1} \cdot \frac{L_1}{L_2}}$	0.2	0.2	2.02	2.03	2.04	2.05	2.05	2.06	2.07	2.08
		0.4	2.08	2.11	2.15	2.19	2.22	2.25	2.29	2.32
		0.6	2.20	2.29	2.37	2.45	2.52	2.60	2.67	2.73
		0.8	2.42	2.57	2.71	2.83	2.95	3.06	3.17	3.27
		1.0	2.75	2.95	3.13	3.30	3.45	3.60	3.74	3.87
		1.2	3.13	3.38	3.60	3.80	4.00	4.18	4.35	4.51
	0.4	0.2	2.04	2.05	2.05	2.06	2.07	2.08	2.09	2.09
		0.4	2.10	2.14	2.17	2.20	2.24	2.27	2.31	2.34
		0.6	2.24	2.32	2.40	2.47	2.54	2.62	2.68	2.75
		0.8	2.47	2.60	2.73	2.85	2.97	3.08	3.19	3.29
		1.0	2.79	2.98	3.15	3.32	3.47	3.62	3.75	3.89
		1.2	3.18	3.41	3.62	3.82	4.01	4.19	4.36	4.52
	0.6	0.2	2.09	2.09	2.10	2.10	2.11	2.12	2.12	2.13
		0.4	2.17	2.19	2.22	2.25	2.28	2.31	2.34	2.38
		0.6	2.32	2.38	2.45	2.52	2.59	2.66	2.72	2.79
		0.8	2.56	2.67	2.79	2.90	3.01	3.11	3.22	3.32
		1.0	2.88	3.04	3.20	3.36	3.50	3.65	3.78	3.91
		1.2	3.26	3.46	3.66	3.86	4.04	4.22	4.38	4.55
	0.8	0.2	2.29	2.24	2.22	2.21	2.21	2.22	2.22	2.22
		0.4	2.37	2.34	2.34	2.36	2.38	2.40	2.43	2.45
		0.6	2.52	2.52	2.56	2.61	2.67	2.73	2.79	2.85
		0.8	2.74	2.79	2.88	2.98	3.08	3.17	3.27	3.36
		1.0	3.04	3.15	3.28	3.42	3.56	3.69	3.82	3.95
		1.2	3.39	3.55	3.73	3.91	4.08	4.25	4.42	4.58
1.0	0.2	2.69	2.57	2.48	2.48	2.46	2.45	2.45	2.44	
	0.4	2.75	2.64	2.60	2.59	2.59	2.59	2.60	2.62	
	0.6	2.86	2.78	2.77	2.79	2.83	2.87	2.91	2.96	
	0.8	3.04	3.01	3.05	3.11	3.19	3.27	3.35	3.44	
	1.0	3.29	3.32	3.41	3.52	3.64	3.76	3.89	4.01	
	1.2	3.60	3.69	3.83	3.99	4.15	4.31	4.47	4.62	
1.2	0.2	3.16	3.00	2.92	2.87	2.84	2.81	2.80	2.79	
	0.4	3.21	3.05	2.98	2.94	2.92	2.90	2.90	2.90	
	0.6	3.30	3.15	3.10	3.08	3.08	3.10	3.12	3.15	
	0.8	3.43	3.32	3.30	3.33	3.37	3.43	3.49	3.56	
	1.0	3.62	3.57	3.60	3.68	3.77	3.87	3.98	4.09	
	1.2	3.88	3.88	3.98	4.11	4.25	4.39	4.54	4.68	
1.4	0.2	3.66	3.46	3.36	3.29	3.25	3.23	3.20	3.19	
	0.4	3.70	3.50	3.40	3.35	3.31	3.29	3.27	3.26	
	0.6	3.77	3.58	3.49	3.45	3.43	3.42	3.42	3.43	
	0.8	3.87	3.70	3.64	3.63	3.64	3.67	3.70	3.75	
	1.0	4.02	3.89	3.87	3.90	3.96	4.04	4.12	4.22	
	1.2	4.23	4.15	4.19	4.27	4.39	4.51	4.64	4.77	

柱下段的计算长度系数 μ_3

			0.10										
1.0	1.1	1.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
2.09	2.10	2.10	2.03	2.03	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.08	2.09	2.10	2.11
2.35	2.39	2.12	2.09	2.12	2.16	2.19	2.23	2.26	2.29	2.39	2.36	2.39	2.42
2.80	2.87	2.93	2.21	2.30	2.31	2.46	2.53	2.60	2.67	2.7	2.81	2.87	2.93
1.37	3.17	3.56	2.41	2.58	2.71	2.84	2.96	3.07	3.17	3.28	3.37	3.47	3.56
1.00	4.13	4.25	2.76	2.96	3.14	3.30	3.46	3.60	3.71	3.88	1.01	4.13	4.25
1.67	4.82	4.97	3.15	3.39	3.6	3.81	4.00	4.18	4.35	4.52	1.68	4.83	4.98
2.10	2.11	1.12	2.07	2.07	2.08	2.08	2.09	2.10	1.11	2.12	2.12	2.13	2.14
2.37	2.43	2.43	2.14	2.17	2.20	2.23	2.26	2.30	2.33	2.26	2.39	2.42	2.46
2.02	2.83	2.94	2.28	2.36	2.43	2.50	2.57	2.64	2.71	2.77	2.04	2.90	2.96
3.38	3.48	3.57	2.53	2.65	2.77	2.88	3.00	3.10	3.21	3.31	3.10	3.50	3.59
1.02	1.11	1.26	2.85	3.02	3.19	3.34	3.49	3.64	3.77	3.91	4.03	4.16	4.28
1.68	4.83	4.98	3.24	3.45	3.65	3.85	4.03	4.21	4.38	4.54	4.70	4.85	4.09
2.1	2.15	2.15	2.22	2.19	2.10	2.17	2.18	2.10	2.19	2.19	2.20	2.20	2.2
2.4	2.44	2.47	2.31	2.30	2.31	2.33	2.35	2.38	2.41	2.44	2.47	2.49	2.52
2.85	2.91	2.97	2.48	2.49	2.54	2.60	2.66	2.72	2.78	2.84	2.90	2.96	3.0
3.4	3.50	3.60	2.72	2.78	2.87	2.97	3.07	3.17	3.27	3.36	3.46	3.55	3.6
4.0	4.16	4.26	3.04	3.15	3.28	3.42	3.56	3.70	3.83	3.95	4.08	4.20	4.3
4.76	4.85	5.00	3.40	3.56	3.74	3.91	4.09	4.26	4.42	4.58	4.73	4.88	5.0 ;
2.23	2.23	2.2	2.6	2.49	2.43	2.40	2.38	2.37	2.37	2.36	2.36	2.37	2.37
2.48	2.51	2.5	2.7	2.59	2.53	2.54	2.54	2.55	2.57	2.59	2.61	2.63	2.65
2.91	2.96	3.01	2.8	2.76	2.76	2.78	2.82	2.86	2.91	2.96	3.01	3.07	3.12
3.46	3.55	3.63	3.01	3.02	3.06	3.13	3.20	3.29	3.37	3.46	3.54	3.63	3.71
4.07	4.19	4.31	3.3	3.35	3.44	3.55	3.67	3.79	3.90	4.03	4.15	4.26	4.37
4.73	4.88	5.02	3.6	3.73	3.86	4.02	4.18	4.34	4.49	4.64	4.79	4.94	5.08
2.44	2.44	2.44	3.18	2.95	2.84	2.77	2.73	2.70	2.66	2.67	2.66	2.65	2.65
2.63	2.65	2.67	3.24	3.03	2.93	2.88	2.85	2.84	2.84	2.84	2.85	2.86	2.87
3.01	3.06	3.10	3.36	3.16	3.09	3.07	3.08	3.09	3.12	3.15	3.19	3.23	3.27
3.52	3.61	3.69	3.52	3.37	3.34	3.36	3.41	3.46	3.53	3.60	3.67	3.75	3.82
4.13	4.24	4.35	3.74	3.64	3.67	3.74	3.63	3.93	4.03	4.14	4.21	4.35	4.46
4.77	4.92	5.06	4.00	3.97	4.05	4.17	4.31	4.45	4.59	4.73	4.87	5.01	5.14
2.78	2.77	2.77	3.77	3.47	3.32	3.23	3.17	3.12	3.09	3.07	3.05	3.04	3.03
2.90	2.91	2.92	3.82	3.53	3.39	3.31	3.26	3.22	3.20	3.19	3.19	3.19	3.19
3.18	3.22	3.26	3.91	3.64	3.51	3.45	3.42	3.42	3.42	3.43	3.45	3.48	3.50
3.63	3.71	3.78	4.04	3.80	3.71	3.68	3.69	3.72	3.76	3.81	3.86	3.92	3.98
4.20	4.31	4.42	4.21	4.02	3.97	3.99	4.05	4.12	4.20	4.29	4.39	4.48	4.58
4.83	4.97	5.10	4.43	4.30	4.31	4.38	4.48	4.60	4.72	4.85	4.98	5.11	5.24
3.18	3.17	3.16	4.37	4.01	3.82	3.71	3.63	3.58	3.54	3.51	3.49	3.47	3.45
3.26	3.26	3.26	4.41	4.06	3.88	3.77	3.70	3.66	3.63	3.60	3.59	3.58	3.51
3.45	3.47	3.49	4.48	4.15	3.98	3.89	3.83	3.80	3.79	3.78	3.79	3.80	3.8
3.81	3.86	3.92	4.59	4.28	4.13	4.07	4.04	4.04	4.06	4.08	4.12	4.16	4.2
4.31	4.41	4.51	4.74	4.45	4.35	4.32	4.34	4.38	4.43	4.50	4.66	4.66	4.7
4.91	5.04	5.17	4.92	4.69	4.63	4.65	4.72	4.80	4.90	5.10	5.13	5.24	5.36

续表 1

简图	K ₁		0.05							
	2	1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
<p> $K_1 = \frac{l_1}{l_2} \cdot \frac{H_2}{H_1}$ $K_2 = \frac{l_2}{l_3} \cdot \frac{H_3}{H_2}$ $\eta_1 = \frac{H_2}{H_1} \sqrt{\frac{N_1}{N_2} \cdot \frac{l_1}{l_2}}$ $\eta_2 = \frac{H_3}{H_2} \sqrt{\frac{N_2}{N_3} \cdot \frac{l_2}{l_3}}$ </p> <p> N₁——上段柱的轴心力； N₂——中段柱的轴心力； N₃——下段柱的轴心力 </p>	0.2	0.2	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.08	2.09
		0.4	2.10	2.13	2.17	2.20	2.24	2.27	2.30	2.34
		0.6	2.23	2.31	2.39	2.47	2.54	2.61	2.68	2.75
	0.4	0.8	2.46	2.60	2.73	2.85	2.97	3.08	3.10	3.29
		1.0	2.79	2.98	3.15	3.32	3.47	3.61	3.75	3.89
		1.2	3.18	3.41	3.62	3.82	4.01	4.19	4.36	4.52
	0.6	0.2	2.15	2.13	2.13	2.14	2.14	2.15	2.15	2.16
		0.4	2.24	2.24	2.26	2.21	2.32	2.35	2.38	2.41
		0.6	2.40	2.44	2.50	2.56	2.63	2.69	2.76	2.82
	0.8	0.8	2.66	2.74	2.84	2.95	3.05	3.15	3.25	3.35
		1.0	2.98	3.12	3.25	3.40	3.54	3.68	3.81	3.94
		1.2	3.35	3.53	3.71	3.90	4.08	4.25	4.41	4.57
	1.0	0.2	2.57	2.42	2.37	2.34	2.33	2.32	2.32	2.32
		0.4	2.67	2.54	2.50	2.50	2.51	2.52	2.54	2.56
		0.6	2.83	2.74	2.73	2.76	2.80	2.85	2.90	2.96
	1.2	0.8	3.06	3.01	3.05	3.12	3.20	3.29	3.38	3.46
		1.0	3.34	3.35	3.44	3.56	3.68	3.80	3.92	4.04
		1.2	3.67	3.74	3.88	4.03	4.19	4.35	4.50	4.65
	1.4	0.2	3.25	2.96	2.82	2.7	2.69	2.66	2.64	2.62
		0.4	3.33	3.05	2.93	2.81	2.81	2.83	2.83	2.83
		0.6	3.45	3.21	3.12	3.10	3.10	3.12	3.14	3.18
	1.6	0.8	3.63	3.44	3.39	3.4	3.45	3.51	3.57	3.64
		1.0	3.86	3.73	3.73	3.81	3.88	3.98	4.08	4.18
		1.2	4.13	4.07	4.13	4.2	4.36	4.50	4.64	4.78
1.8	0.2	4.00	3.60	3.39	3.26	3.18	3.13	3.08	3.05	
	0.4	4.06	3.67	3.48	3.37	3.30	3.26	3.23	3.21	
	0.6	4.15	3.79	3.63	3.54	3.50	3.48	3.49	3.50	
2.0	0.8	4.29	3.97	3.84	3.80	3.79	3.81	3.85	3.90	
	1.0	4.48	4.21	4.13	4.13	4.17	4.23	4.31	4.39	
	1.2	4.70	4.49	4.47	4.52	4.60	4.71	4.82	4.94	
2.2	0.2	4.76	4.26	4.00	3.83	3.72	3.65	3.59	3.54	
	0.4	4.81	4.32	4.07	3.91	3.82	3.75	3.70	3.67	
	0.6	4.89	4.43	4.19	4.05	3.98	3.93	3.9	3.89	
2.4	0.8	5.00	4.57	4.36	4.26	4.21	4.20	4.2	4.23	
	1.0	5.15	4.76	4.59	4.53	4.53	4.55	4.60	4.66	
	1.2	5.34	5.00	4.88	4.87	4.91	4.98	5.07	5.17	
2.6	0.2	5.53	4.94	4.62	4.42	4.29	4.19	4.12	4.06	
	0.4	5.57	4.99	4.68	4.49	4.36	4.27	4.21	4.16	
	0.6	5.64	5.07	4.78	4.60	4.49	4.42	4.38	4.35	
2.8	0.8	5.74	5.19	4.92	4.77	4.69	4.64	4.62	4.62	
	1.0	5.86	5.35	5.12	5.00	4.95	4.94	4.96	4.99	
	1.2	6.02	5.55	5.36	5.29	5.28	5.31	5.37	5.44	

注：表中的计算长度系数 μ_3 值系按下式算得：

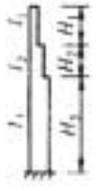
$$\frac{\eta_1 K_1}{\eta_2 K_2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi \eta_1}{\mu_3} \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi \eta_2}{\mu_3} + \eta_1 K_1 \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi \eta_1}{\mu_3} \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi}{\mu_3}$$

D-5

			0 . 30										
1 . 0	1 . 1	1 . 2	0 . 2	0 . 3	0 . 4	0 . 5	0 . 6	0 . 7	0 . 8	0 . 9	1 . 0	1 . 1	1 . 2
2 . 10	2 . 11	2 . 12	2 . 05	2 . 05	2 . 06	2 . 07	2 . 08	2 . 09	2 . 09	2 . 10	2 . 11	2 . 12	2 . 13
2 . 37	2 . 40	2 . 43	2 . 12	2 . 15	2 . 18	2 . 21	2 . 25	2 . 28	2 . 31	2 . 35	2 . 38	2 . 41	2 . 44
2 . 82	2 . 88	2 . 94	2 . 25	2 . 33	2 . 41	2 . 48	2 . 56	2 . 63	2 . 69	2 . 76	2 . 83	2 . 89	2 . 95
3 . 38	3 . 48	3 . 57	2 . 49	2 . 62	2 . 75	2 . 87	2 . 98	3 . 09	3 . 20	3 . 30	3 . 39	3 . 49	3 . 58
4 . 02	4 . 14	4 . 26	3 . 92	3 . 00	3 . 17	3 . 33	3 . 48	3 . 63	3 . 76	3 . 90	4 . 02	4 . 15	4 . 27
4 . 68	4 . 83	4 . 98	3 . 20	3 . 43	3 . 64	3 . 83	4 . 02	4 . 20	4 . 37	4 . 53	4 . 69	4 . 84	4 . 99
2 . 17	2 . 17	2 . 18	2 . 26	2 . 21	2 . 20	2 . 19	2 . 19	2 . 20	2 . 20	2 . 21	2 . 21	2 . 22	2 . 23
2 . 44	2 . 47	2 . 50	2 . 36	2 . 33	2 . 33	2 . 35	2 . 38	2 . 40	2 . 43	2 . 46	2 . 49	2 . 51	2 . 54
2 . 88	2 . 94	3 . 00	2 . 54	2 . 54	2 . 58	2 . 63	2 . 69	2 . 75	2 . 81	2 . 87	2 . 93	2 . 99	3 . 04
3 . 44	3 . 53	3 . 62	2 . 79	2 . 82	2 . 91	3 . 01	3 . 10	3 . 20	3 . 30	3 . 39	3 . 48	3 . 57	3 . 66
4 . 07	4 . 19	4 . 30	3 . 11	3 . 20	3 . 32	3 . 46	3 . 59	3 . 72	3 . 85	3 . 98	4 . 10	4 . 22	4 . 33
4 . 73	4 . 87	5 . 02	3 . 47	3 . 60	3 . 77	3 . 95	4 . 12	4 . 28	4 . 45	4 . 60	4 . 75	4 . 90	5 . 04
2 . 32	2 . 32	2 . 33	2 . 93	2 . 68	2 . 57	2 . 52	2 . 49	2 . 47	2 . 46	2 . 45	2 . 45	2 . 45	2 . 45
2 . 58	2 . 61	2 . 63	3 . 02	2 . 79	2 . 71	2 . 67	2 . 66	2 . 66	2 . 67	2 . 69	2 . 70	2 . 72	2 . 74
3 . 01	3 . 06	3 . 12	3 . 17	2 . 98	2 . 93	2 . 93	2 . 95	2 . 98	3 . 02	3 . 07	3 . 11	3 . 16	3 . 2
3 . 55	3 . 63	3 . 72	4 . 37	3 . 24	3 . 23	3 . 27	3 . 33	3 . 41	3 . 49	3 . 56	3 . 60	3 . 72	3 . 80
4 . 15	4 . 27	4 . 38	3 . 63	3 . 56	3 . 60	3 . 69	3 . 79	3 . 90	4 . 01	4 . 12	4 . 23	4 . 34	4 . 45
4 . 80	4 . 94	5 . 08	3 . 94	3 . 92	4 . 02	4 . 15	4 . 29	4 . 43	4 . 58	4 . 72	4 . 01	5 . 01	5 . 14
2 . 61	2 . 61	2 . 60	3 . 78	3 . 38	3 . 18	3 . 06	2 . 98	2 . 93	2 . 89	2 . 86	2 . 84	2 . 83	2 . 82
2 . 84	2 . 85	2 . 87	3 . 85	3 . 47	3 . 28	3 . 18	3 . 12	3 . 09	3 . 07	3 . 06	3 . 06	3 . 06	3 . 06
3 . 22	3 . 26	3 . 30	3 . 96	3 . 61	3 . 46	3 . 39	3 . 36	3 . 35	3 . 36	3 . 38	3 . 41	3 . 44	3 . 42
3 . 71	3 . 79	3 . 86	4 . 12	3 . 82	3 . 70	3 . 67	3 . 68	3 . 72	3 . 76	3 . 82	3 . 88	3 . 94	4 . 0
4 . 29	4 . 39	4 . 50	4 . 32	4 . 07	4 . 01	4 . 03	4 . 08	4 . 16	4 . 24	4 . 33	4 . 43	4 . 52	4 . 62
4 . 91	5 . 05	5 . 18	4 . 57	4 . 38	4 . 38	4 . 44	4 . 54	4 . 66	4 . 78	4 . 90	5 . 03	5 . 16	5 . 29
3 . 03	3 . 01	3 . 00	4 . 68	4 . 15	3 . 86	3 . 69	3 . 57	3 . 41	3 . 43	3 . 36	3 . 35	3 . 32	3 . 30
3 . 21	3 . 20	3 . 20	4 . 73	4 . 21	3 . 94	3 . 78	3 . 68	3 . 61	3 . 57	3 . 54	3 . 51	3 . 50	3 . 49
3 . 51	3 . 54	3 . 57	4 . 82	4 . 33	4 . 08	3 . 95	3 . 87	3 . 83	3 . 80	3 . 80	3 . 80	3 . 81	3 . 83
3 . 95	4 . 01	4 . 07	4 . 94	4 . 49	4 . 28	4 . 18	4 . 14	4 . 13	4 . 14	4 . 17	4 . 20	4 . 25	4 . 29
4 . 48	4 . 57	4 . 66	5 . 10	4 . 70	4 . 53	4 . 48	4 . 48	4 . 5	4 . 56	4 . 62	4 . 70	4 . 77	4 . 85
5 . 07	5 . 19	5 . 31	5 . 30	4 . 95	4 . 84	4 . 83	4 . 88	4 . 96	5 . 05	5 . 15	5 . 26	5 . 37	5 . 48
3 . 51	3 . 48	3 . 46	5 . 58	4 . 93	4 . 57	4 . 35	4 . 20	4 . 10	4 . 01	3 . 95	3 . 90	3 . 86	3 . 83
3 . 65	3 . 63	3 . 62	5 . 62	4 . 98	4 . 64	4 . 43	4 . 29	4 . 19	4 . 12	4 . 07	4 . 03	4 . 01	3 . 98
3 . 89	3 . 90	3 . 91	5 . 70	5 . 08	4 . 75	4 . 56	4 . 44	4 . 37	4 . 32	4 . 29	4 . 27	4 . 26	4 . 26
4 . 26	4 . 30	4 . 34	5 . 80	5 . 21	4 . 91	4 . 75	4 . 66	4 . 6	4 . 59	4 . 59	4 . 60	4 . 62	4 . 65
4 . 73	4 . 80	4 . 88	5 . 93	5 . 38	5 . 12	5 . 00	4 . 95	4 . 94	4 . 95	4 . 99	5 . 03	5 . 09	5 . 15
5 . 27	5 . 38	5 . 49	6 . 10	5 . 59	5 . 38	5 . 31	5 . 30	5 . 33	5 . 39	5 . 46	5 . 54	5 . 63	5 . 73
4 . 02	3 . 98	3 . 95	6 . 49	5 . 72	5 . 30	5 . 03	4 . 85	4 . 72	4 . 62	4 . 54	4 . 48	4 . 43	4 . 38
4 . 13	4 . 10	4 . 08	6 . 53	5 . 77	5 . 35	5 . 10	4 . 93	4 . 80	4 . 71	4 . 64	4 . 59	4 . 55	4 . 5
4 . 33	4 . 32	4 . 32	6 . 59	5 . 85	5 . 45	5 . 21	5 . 05	4 . 95	4 . 87	4 . 82	4 . 78	4 . 76	4 . 7
4 . 63	4 . 65	4 . 67	6 . 68	5 . 96	5 . 59	5 . 37	5 . 24	5 . 15	5 . 10	5 . 08	5 . 06	5 . 06	5 . 0
5 . 03	5 . 09	5 . 15	6 . 79	6 . 10	5 . 76	5 . 58	5 . 48	5 . 43	5 . 41	5 . 41	5 . 44	5 . 47	5 . 5
5 . 52	5 . 6	5 . 71	6 . 93	6 . 28	5 . 98	5 . 84	5 . 78	5 . 76	5 . 79	5 . 83	5 . 89	5 . 95	6 . 0

$$+ \eta_2 K_2 \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi \eta_2}{\mu_1} \cdot \operatorname{tg} \frac{\pi}{\mu_2} - 1 = 0$$

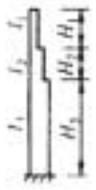
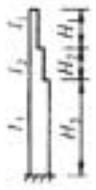
表 D—6 柱顶可移动但不转动的双

简图	K ₁		0.05							
			K ₂	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
	2	1								
 $K_1 = \frac{l_1}{l_1} \cdot \frac{H_1}{H_1}$ $K_2 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \frac{H_2}{H_1}$ $N_1 = \frac{H_1}{H_1} \sqrt{\frac{N_1}{N_1} \cdot \frac{l_1}{l_1}}$ $N_2 = \frac{H_2}{H_1} \sqrt{\frac{N_2}{N_1} \cdot \frac{l_2}{l_1}}$ <p>N₁——上段柱的轴心力； N₂——中段柱的轴心力； N₃——下段柱的轴心力</p>	0.2	0.2	1.99	1.99	2.00	2.00	2.01	2.02	2.02	2.03
		0.1	2.03	2.06	2.09	2.12	2.16	2.19	2.22	2.25
		0.6	2.12	2.20	2.28	2.36	2.43	2.50	2.57	2.64
	0.4	0.8	2.28	2.43	2.57	2.70	2.82	2.94	3.04	3.15
		1.0	2.53	2.76	2.96	3.13	3.29	3.41	3.59	3.72
		1.2	2.86	3.15	3.39	3.61	3.60	3.99	1.16	4.33
	0.6	0.2	1.99	1.99	2.00	2.01	2.01	2.02	2.03	2.04
		0.4	2.03	2.06	2.09	2.13	2.16	2.19	2.23	2.26
		0.6	2.12	2.20	2.28	2.36	2.44	2.51	2.58	2.64
	0.8	0.8	2.29	2.44	2.58	2.71	2.83	2.94	3.05	3.15
		1.0	2.54	2.77	2.96	3.14	3.30	3.45	3.59	3.73
		1.2	2.87	3.15	3.40	2.61	3.81	3.99	4.17	4.33
	1.0	0.2	1.99	1.98	2.00	2.01	2.02	2.03	2.04	2.04
		0.4	2.04	2.07	2.10	2.14	2.17	2.20	2.23	2.27
		0.6	2.13	2.21	2.29	2.37	2.45	2.52	2.59	2.65
	1.2	0.8	2.30	2.45	2.59	2.72	2.84	2.95	3.06	3.16
		1.0	2.56	2.78	2.97	3.15	3.31	3.46	3.60	3.73
		1.2	2.09	3.17	3.41	3.62	3.82	4.00	4.17	4.34
	1.4	0.2	2.00	2.01	2.02	2.02	2.03	2.01	2.05	2.05
		0.4	2.05	2.08	2.12	2.15	2.18	2.21	2.25	2.28
		0.6	2.15	2.23	2.31	2.39	2.46	2.53	2.60	2.67
	1.6	0.8	2.32	2.17	2.61	2.73	2.85	2.96	3.07	3.17
		1.0	2.59	2.80	2.99	3.16	3.32	3.47	3.61	3.74
		1.2	2.92	3.19	3.42	3.63	3.83	4.01	4.18	4.35
1.8	0.2	2.02	2.02	2.03	2.04	2.05	2.05	2.06	2.07	
	0.4	2.07	2.10	2.14	2.17	2.20	2.23	2.26	2.30	
	0.6	2.17	2.26	2.33	2.44	2.48	2.55	2.62	2.66	
2.0	0.8	2.36	2.50	2.63	2.76	2.87	2.98	3.08	3.19	
	1.0	2.62	2.83	3.01	3.18	3.34	3.48	3.62	3.75	
	1.2	2.95	3.21	3.44	3.65	3.82	4.02	4.20	4.36	
2.2	0.2	2.04	2.05	2.06	2.06	2.07	2.08	2.09	2.09	
	0.4	2.10	2.13	2.17	2.20	2.23	2.26	2.29	2.32	
	0.6	2.22	2.29	2.37	2.44	2.51	2.58	2.64	2.71	
2.4	0.8	2.41	2.54	2.67	2.78	2.90	3.00	3.11	3.20	
	1.0	2.68	2.87	3.04	3.21	3.36	3.50	3.64	3.77	
	1.2	3.00	3.25	3.47	3.67	3.86	4.04	4.21	4.37	
2.6	0.2	2.10	2.10	2.10	2.11	2.11	2.12	2.13	2.13	
	0.4	2.17	2.19	2.21	2.24	2.27	2.30	2.33	2.36	
	0.6	2.29	2.35	2.41	2.41	2.55	2.6	2.67	2.74	
2.8	0.8	2.48	2.60	2.71	2.82	2.93	3.03	3.13	3.23	
	1.0	2.74	2.92	3.08	3.24	3.39	3.53	3.66	3.79	
	1.2	3.06	3.29	3.50	3.70	3.89	4.06	4.23	4.39	

阶柱下段的计算长度系数 μ_3

			0.30										
1.0	1.1	1.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
2.04	2.05	2.06	1.96	1.96	1.97	1.97	1.98	1.98	1.99	2.00	2.00	2.01	2.02
2.29	2.32	2.35	2.00	2.02	2.05	2.08	2.11	2.14	2.17	2.20	2.23	2.26	2.29
2.71	2.77	2.83	2.07	2.14	2.22	2.29	2.36	2.43	2.50	2.56	2.63	2.69	2.75
3.25	3.34	3.43	2.20	1.35	2.48	2.61	2.73	2.84	2.94	3.05	3.14	3.24	3.33
3.85	3.98	4.10	2.41	1.64	2.83	3.01	3.17	3.32	3.46	3.59	3.72	3.85	3.97
4.49	4.64	4.79	2.70	1.09	3.23	3.45	3.65	3.84	4.01	1.11	4.34	4.49	4.64
2.04	2.05	2.06	1.96	1.97	1.97	1.98	1.90	1.99	2.00	2.00	2.01	2.02	2.03
2.29	2.32	2.35	2.00	2.03	2.06	2.09	2.12	2.15	2.18	2.21	2.24	2.27	2.30
2.71	2.77	2.84	2.08	1.15	2.23	2.30	2.37	2.44	2.51	2.57	2.64	2.76	2.76
3.25	3.35	3.44	2.21	1.36	2.49	2.62	2.73	2.85	2.95	3.15	3.15	3.24	3.34
3.98	3.10	4.10	2.43	1.65	2.94	3.02	3.33	3.33	3.17	3.60	3.85	3.97	3.97
4.49	4.65	4.79	2.71	1.00	3.24	3.46	3.66	3.85	4.02	4.19	4.34	4.49	4.64
2.05	2.06	2.07	1.97	1.98	1.98	1.99	2.00	2.00	2.01	2.02	2.02	2.03	2.04
2.30	2.33	2.36	2.01	2.04	2.07	2.10	2.13	2.16	2.19	2.22	2.26	2.29	2.32
2.72	2.78	2.84	2.09	2.17	2.24	2.32	2.39	2.46	2.52	2.59	2.65	2.71	2.77
3.26	3.35	3.44	2.23	2.38	2.51	2.64	2.75	2.86	2.97	3.07	3.16	3.26	3.35
3.86	3.99	4.11	2.45	2.68	2.86	3.03	3.19	3.34	3.48	3.61	3.71	3.86	3.98
4.50	4.65	4.80	2.74	3.02	3.26	3.48	3.67	3.86	1.03	4.20	4.35	4.50	4.65
2.06	2.07	2.08	1.99	1.99	2.00	2.01	2.01	2.02	2.03	2.04	2.04	2.02	2.06
2.31	2.34	2.37	2.03	2.06	2.09	2.12	2.15	2.19	2.22	2.25	2.28	2.31	2.34
2.73	2.79	2.84	2.12	2.19	2.27	2.34	2.41	2.48	2.55	2.61	2.67	2.73	2.79
3.27	3.36	3.44	2.27	2.41	2.54	2.66	2.78	2.89	2.99	3.09	3.18	3.28	3.37
3.87	3.99	4.11	2.49	2.70	2.89	3.06	3.21	3.36	3.50	3.63	3.76	3.88	4.00
4.51	4.66	4.80	2.78	3.05	3.29	3.50	3.69	3.88	4.05	1.21	4.37	4.52	4.66
2.08	2.09	2.09	2.01	2.02	2.03	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	2.07	2.08	2.09
2.33	2.36	2.39	2.06	2.10	2.13	2.16	2.19	2.22	2.25	2.28	2.31	2.31	2.37
2.75	2.81	2.87	2.16	2.24	2.31	2.38	2.45	2.51	2.58	2.64	2.70	2.76	2.82
3.28	3.38	3.47	2.32	2.46	2.58	2.70	2.81	2.92	3.02	3.12	3.21	3.30	3.39
3.88	4.01	4.12	2.55	2.75	2.93	3.09	3.25	3.39	3.53	3.66	3.78	3.90	4.02
4.52	4.67	4.81	2.84	3.10	3.32	3.53	3.72	3.90	4.07	4.23	4.39	4.54	4.68
2.10	2.11	2.12	2.07	2.08	2.08	2.09	2.09	2.10	2.11	2.11	2.12	2.13	2.13
2.35	2.38	2.41	2.13	2.16	2.18	2.21	2.24	2.27	2.30	2.33	2.35	2.38	2.41
2.77	2.83	2.89	2.24	2.30	2.37	2.43	2.50	2.56	2.63	2.68	2.74	2.80	2.86
3.30	3.39	3.48	2.41	2.53	2.64	2.75	2.86	2.96	3.06	3.15	3.24	3.33	3.42
3.90	4.02	4.14	2.64	2.82	2.98	3.14	3.29	3.43	3.56	3.69	3.81	3.93	4.04
4.53	4.68	4.83	2.92	3.16	3.37	3.57	3.76	3.93	4.10	4.26	4.41	4.56	4.70
2.14	2.15	2.15	2.20	2.18	2.17	2.17	2.17	2.18	2.18	2.19	2.19	2.20	2.20
2.39	2.41	2.44	2.26	2.26	2.27	2.29	2.32	2.34	2.37	2.39	2.42	2.44	2.80
2.80	2.86	2.91	2.37	2.41	2.46	2.51	2.57	2.63	2.68	2.74	2.80	2.85	2.91
3.32	3.41	3.50	2.53	2.62	2.72	2.82	2.92	3.01	3.11	3.20	3.29	3.37	3.46
3.92	4.04	4.15	2.75	2.90	3.05	3.20	3.34	3.47	3.60	3.72	3.84	3.96	4.07
4.55	4.70	4.84	3.02	3.23	3.43	3.62	3.80	3.97	4.13	4.29	4.44	4.59	4.73

续表

简图			0.20							
			0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
 $K_1 = \frac{l_1}{l_2} \cdot \frac{H_2}{H_1}$ $K_2 = \frac{l_2}{l_3} \cdot \frac{H_3}{H_2}$ $\eta_1 = \frac{H_2}{H_1} \sqrt{\frac{N_1}{N_2} \cdot \frac{l_2}{l_1}}$ $\eta_2 = \frac{H_3}{H_2} \sqrt{\frac{N_2}{N_3} \cdot \frac{l_3}{l_2}}$	0.2	0.2	0.94	0.93	0.93	1.93	1.93	1.93	1.94	1.94
		0.4	0.96	0.98	0.99	2.02	2.04	2.07	1.09	2.12
		0.6	2.02	2.07	2.13	2.19	2.26	2.32	2.38	2.44
	0.4	0.2	1.93	1.93	1.93	1.93	1.94	1.94	1.95	1.95
		0.4	1.97	1.98	2.00	2.03	2.05	2.08	2.11	2.13
		0.6	2.03	2.08	2.14	2.21	2.27	2.33	2.40	2.46
	0.6	0.2	1.95	1.95	1.95	1.95	1.96	1.96	1.97	1.97
		0.4	1.98	2.00	2.02	2.05	2.08	2.10	2.13	2.16
		0.6	2.04	2.10	2.17	2.23	2.30	2.36	2.42	2.48
	0.8	0.2	1.97	1.97	1.98	1.98	1.99	1.99	2.00	2.01
		0.4	2.00	2.03	2.06	2.08	2.11	2.14	2.17	2.20
		0.6	2.08	2.14	2.21	2.27	2.34	2.40	2.46	2.52
	1.0	0.2	2.01	2.02	2.03	2.03	2.04	2.05	2.05	2.06
		0.4	2.06	2.09	2.11	2.14	2.17	2.20	2.23	2.25
		0.6	2.14	2.21	2.27	2.30	2.40	2.46	2.52	2.58
	1.2	0.2	2.11	2.12	2.12	2.13	2.13	2.14	2.14	2.15
		0.4	2.11	2.19	2.21	2.24	2.26	2.29	2.31	2.34
		0.6	2.2	2.32	2.37	2.43	2.49	2.54	2.60	2.65
	1.4	0.2	2.35	2.31	2.29	2.28	2.27	2.27	2.27	2.27
		0.4	2.40	2.37	2.37	2.38	2.39	2.4	2.43	2.45
		0.6	2.48	2.49	2.52	2.56	2.61	2.65	2.70	2.75

注：表中的计算长度系数 μ_3 值系按下式算得：

$$\frac{\eta_1 K_1}{\eta_2 K_2} + \text{ctg} \frac{\pi \eta_1}{\mu_3} + \text{ctg} \frac{\pi \eta_2}{\mu_3} + \frac{\eta_1 K_1}{(\eta_2 K_2)^2} + \text{ctg} \frac{\pi \eta_1}{\mu_3} + \text{ctg} \frac{\pi}{\mu_3}$$

D-6

			0.30										
1.0	1.1	1.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
1.95	1.95	1.96	1.92	1.91	1.90	1.89	1.89	1.89	1.90	1.90	1.90	1.90	1.91
2.15	2.17	2.20	1.95	1.95	1.96	1.97	1.99	2.01	2.04	2.06	2.01	2.11	2.13
2.50	2.56	2.62	1.99	2.03	2.08	2.13	1.18	2.24	2.29	2.35	2.4	2.46	2.52
2.90	3.07	3.15	2.07	1.16	2.27	2.37	1.47	2.57	2.6b	2.75	2.84	2.93	3.01
3.51	3.63	3.75	2.20	1.37	2.53	2.69	1.83	2.97	3.10	3.23	3.39	3.46	3.57
4.09	4.23	4.38	2.39	2.63	2.85	3.05	3.24	3.42	3.58	3.74	3.89	4.03	4.17
1.96	1.96	1.97	1.92	1.91	1.91	1.90	1.90	1.91	1.91	1.91	1.92	1.92	1.92
2.16	2.19	2.22	1.95	1.96	1.07	1.99	2.0	2.03	2.05	2.08	2.10	2.12	2.15
2.52	2.58	2.63	2.00	2.04	2.09	2.14	2.20	2.26	2.31	2.37	2.42	2.48	2.53
2.99	3.08	3.17	2.08	2.18	2.28	2.39	2.41	2.59	2.68	2.77	2.86	2.95	3.03
3.53	3.64	3.76	2.22	2.37	2.55	2.71	2.85	2.99	3.12	3.24	3.36	3.48	3.59
4.10	4.24	4.29	2.41	2.65	2.87	3.07	3.26	3.43	3.60	3.75	3.90	4.04	4.18
1.98	1.98	1.99	1.93	1.93	1.92	1.92	1.93	1.93	1.93	1.94	1.94	1.95	1.95
2.19	2.21	2.2	1.96	1.97	1.99	2.01	2.03	2.06	2.08	2.1	2.13	2.16	2.18
2.54	2.60	2.64	2.02	1.06	2.12	2.17	2.23	2.29	2.31	2.40	2.46	2.51	2.57
3.01	3.10	3.19	2.11	1.21	2.32	2.12	2.52	2.62	2.7	2.80	2.89	2.98	3.06
3.55	3.66	3.78	2.25	2.42	2.59	2.74	2.00	3.02	3.15	3.20	3.39	3.50	3.61
4.11	4.26	4.40	2.44	2.69	2.91	3.11	3.29	3.46	3.62	3.71	3.93	4.07	4.20
2.0	2.02	1.03	1.96	1.95	1.96	1.96	1.97	1.97	1.08	1.98	1.99	1.99	2.00
2.22	2.25	2.28	1.99	2.01	2.03	2.05	2.00	2.10	2.13	2.11	2.18	2.21	2.23
2.58	2.61	1.69	2.05	2.10	2.16	2.22	2.28	2.34	2.40	2.45	2.5	2.56	2.8
3.05	3.13	3.22	2.15	2.26	2.37	2.47	2.57	2.67	2.76	2.81	2.9	3.02	3.10
3.58	3.69	3.91	1.30	2.48	2.6	2.79	2.93	3.07	3.19	3.3	3.45	3.51	3.65
4.1	4.29	4.42	2.50	2.74	2.96	3.15	3.33	3.50	3.66	3.8	3.90	4.10	4.23
2.07	2.07	2.08	2.01	2.01	2.02	2.03	2.04	2.0	2.05	2.06	2.06	2.07	2.07
2.28	2.31	2.33	2.05	2.01	2.10	2.13	2.16	2.18	2.21	2.23	2.26	2.20	2.3
2.63	2.69	2.74	2.13	2.19	2.25	2.30	2.36	2.42	2.47	2.53	2.58	2.63	2.61
3.00	3.18	3.26	2.24	2.35	2.45	2.55	2.65	2.74	2.83	2.92	3.00	3.00	3.16
3.61	3.73	3.84	2.40	2.52	2.72	2.86	3.00	3.13	3.25	3.37	3.48	3.59	3.70
4.17	4.32	4.46	2.60	2.83	3.03	3.22	3.39	3.56	3.71	3.86	4.01	4.14	4.28
2.15	2.16	2.16	2.17	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.17	2.17	2.18	2.18	2.19
2.36	2.38	2.41	2.22	2.22	2.24	2.26	2.28	2.30	2.32	2.3	2.36	2.39	2.41
2.70	2.76	2.81	2.29	2.33	2.38	2.43	2.48	2.53	2.58	2.62	2.67	2.72	2.77
3.15	3.23	3.32	2.41	2.19	2.58	2.67	2.75	2.84	2.92	3.00	3.08	3.16	3.23
3.66	3.78	3.89	2.56	2.69	2.83	2.96	3.09	3.21	3.33	3.4	3.55	3.66	3.76
4.22	4.36	4.49	2.74	2.94	3.13	3.30	3.47	3.63	3.78	3.92	4.06	4.20	4.33
2.27	2.28	2.28	2.45	2.40	2.37	2.35	2.35	2.34	2.3	2.34	2.34	2.34	2.34
2.47	2.49	2.51	2.48	2.4	2.44	2.44	2.45	2.46	2.48	2.45	2.51	2.53	2.55
2.80	2.85	2.89	2.55	2.54	2.56	2.60	2.63	2.67	2.7	2.75	2.80	2.84	2.88
3.23	3.3	3.38	2.64	2.68	2.74	2.81	2.89	2.96	3.0	3.11	3.18	3.25	3.33
3.73	3.84	3.94	2.77	2.87	2.98	3.09	3.20	3.32	3.45	3.53	3.64	3.74	3.84
4.27	4.41	4.54	2.94	3.09	3.26	3.41	3.57	3.72	3.80	4.00	4.13	4.26	4.39

$$i \frac{1}{\eta_2 K_2} \cdot \operatorname{ctg} \frac{\pi \eta_2}{\mu_2} \cdot \operatorname{ctg} \frac{\pi}{\mu_1} - 1 = 0$$

附录 E 疲劳计算的构件和连接分离类

表 E 构件和连接分类

项次	简 图	说 明	类别
1		五连接处的主体金属 (1) 轧制型钢 (2) 钢板 a. 两边为轧制边或刨边 b. 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))	1 1 2
2		横向对接焊缝附近的主体金属 (1) 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 (2) 经加工、磨平的一级焊缝	3 2
3		不同厚度(或宽度)横向对接焊缝附近的主体金属, 焊缝加工成平滑过渡并符合一级焊缝标准	2
4		纵向对接焊缝附近的主体金属, 焊缝符合二级焊缝标准	2
5		翼缘连接焊缝附近的主体金属 (1) 翼缘板与腹板的连接焊缝 a. 自动焊, 二级 T 形对接和角接组合焊缝 b. 自动焊, 角焊缝, 外观质量标准符合二级 c. 手工焊, 角焊缝, 外观质量标准符合二级 (2) 双层翼缘板之间的连接焊缝 a. 自动焊, 角焊缝, 外观质量标准符合二级 b. 手工焊, 角焊缝, 外观质量标准符合二级	2 3 4 3 4

续表 E

项次	简 图	说 明	类别
6		横向加劲肋端部附近的主体金属 (1) 肋端不断弧(采用回焊) (2) 肋端断弧	4 5
7		梯形节点板刚对接焊缝焊于梁翼缘、腹板以及桁架构件处的主体金属，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	5
8		矩形节点板焊接于构件翼缘或腹板处的主体金属， $l > 150\text{mm}$	7
9		翼缘板中断处的主体金属(板端有正面焊缝)	7
10		向正面角焊缝过渡处的主体金属	6
11		两侧面角焊缝连接端部的主体金属	8
12		三面围焊的角焊缝端部主体金属	7

续表 E

项次	简 图	说 明	类别
13		三面围焊或两侧面角焊缝连接的节点板主体金属(节点板计算宽度按应力扩散角 等于 30°考虑)	7
14		K形坡口 T形对接与角接组合焊缝处的主体金属, 两板轴线偏离小于 0.15t, 焊缝为二级, 焊趾角 45°	5
15		十字接头角焊缝处的主体金属, 两板轴线偏离小于 0.15t	7
16	角焊缝	按有效截面确定的剪应力幅计算	8
17		铆钉连接处的主体金属	3
18		连系螺栓和虚孔处的主体金属	3
19		高强度螺栓摩擦型连接处的主体金属	2

注；1 所有对接焊缝及 T 形对接和角接组合焊缝均需焊透。所有焊缝的外形尺寸均应符合现行标准《钢结构焊缝外形尺寸》JB 7919 的规定

2 角焊缝应符合本规范第 8.2.7 条和 8.2.8 条的要求

3 项次 16 中的剪应力幅 $\sigma_{max} \cdot \sigma_{min}$, 其中 σ_{min} 的正负值为:与 σ_{max} 同方向时,取正值;与 σ_{max} 反方向时,取负值

第 17、18 项中的应力应以净截面面积计算,第 19 项应以毛截面面积计算

附录 F 桁架节点板在斜腹杆压力作用下的稳定计算

F.0.1 基本假定。

1 图 F.0.1 中 B-A-C-D 为节点板失稳时的屈折线，其中 \overline{BA} 平行于弦杆， $\overline{CD} \perp \overline{BA}$ 。

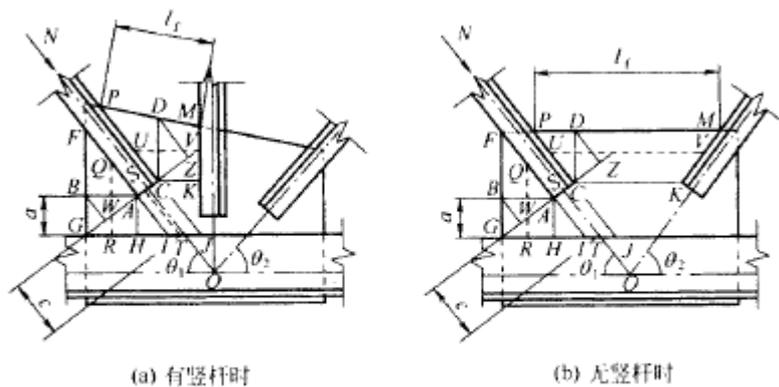


图 F.0.1 节点板稳定计算简图

2 在斜腹杆轴向压力 N 的作用下， \overline{BA} 区 (FBGHA 板件)、 \overline{AC} 区 (AIJC 板件) 和 \overline{CD} 区 (CKMP 板件) 同时受压，当其中某一个区先失稳后，其他区即相继失稳。为此要分别计算各区的稳定。

F.0.2 计算方法：

\overline{BA} 区：

$$\frac{b_1}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \sin \theta_1 \leq l_1 t \varphi_1 f \quad (\text{F.0.2-1})$$

\overline{AC} 区：

$$\frac{b_2}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \leq l_2 t \varphi_2 f \quad (\text{F. 0. 2-2})$$

\overline{CD} 区:

$$\frac{b_3}{(b_1 + b_2 + b_3)} N \cos \theta_1 \leq l_3 t \varphi_3 f \quad (\text{F. 0. 2-3})$$

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

宽度线上的投影长度。

对 $l_1/t > 60 \sqrt{235/f_y}$ ，且沿自由边加劲的无竖腹杆节点板 (l 为节点板自由边长度)，亦可用上述方法进行计算，只是仅需验算 \overline{BA} 区和 \overline{AC} ，而不必验算 \overline{CD} 区。

本规范用词说明

1 为了便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1)表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2)表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3)表示允许稍有选择。在条件许可时首先应这样做的用词

正面词采用“宜”或“可”；反面词采用“不宜”。

2 条文中指定应按其他有关标准、规范执行时。写法“应按……执行”或“应符合……要求(或规定)”。

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50017—2003

钢结构设计规范

Code for design of steel structures

2003-04-25 发布

2003-12-01 实施

中华人民共和国建设部
中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局

联合发布

中华人民共和国国家标准

钢 结 构 设 计 规 范

GB 50017—2003

条文说明

目 录

1 总 则.....	4
2 术语和符号.....	6
3 基本设计规定.....	7
4 受弯构件的计算.....	31
5 轴心受力构件和拉弯、压弯构件的计算.....	50
6 疲劳计算.....	82
7 连接计算.....	89
8 构造要求.....	112
9 塑性设计.....	135
10 钢管结构.....	140
11 钢与混凝土组合梁.....	154

总 则

1.0.1 本条是钢结构设计时应遵循的原则。

1.0.2 本条明确指出本规范仅适用于工业与民用房屋和一般构筑物的普通钢结构设计，不包括冷弯薄壁型钢结构。

1.0.3 本规范的设计原则是根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 的规定修订的。

1.0.4 本条提出设计中应具体考虑的一些注意事项。

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，这些事项都是与保证工程质量密切相关的。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，而当采用其他尚未形成技术标准的钢材或国外钢材时，必须详细列出有关钢材性能的各项要求，以便按此进行检验。而检验这些钢材时，试件的数量不应小于 30 个。试验结果中屈服点的平均值 μ_{fy} 乘以试验影响系数 μ_{ko} (对 Q235 类钢可取 0.9，对 Q345 类钢可取 0.93)与钢材标准中屈服点 f_y 规定值的比值 $\mu_{fy} \mu_{ko} / f_y$ ，不宜小于 1.09(对 Q235 类钢)和 1.11(Q345 类钢)，变异系数 $K_M = \sqrt{(\delta_{ko})^2 + (\sigma_{fy} / \mu_{fy})^2}$ (宜大于 0.066，式中 δ_{ko} 可取 0.011， σ_{fy} 为屈服点试验值的标准差。对符合上述统计参数的钢材，且其尺寸的误差标准不低于我国相应钢材的标准时，即可采用个规范规定的钢材抗力分项系 γ_R 。焊缝的质量等级应根据构件的重要性和受力情况按本规范第 7.1.1 条的规定选用。对结构的防护和隔热措施等其他要求亦应在设计文件中加以说明。

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等)尚应符合国家现行有关专门规范的规定。

2 术语和符号

本章所用的术语和符号是参照我国现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ 132 和《建筑结构设计术语和符号标准》GB / T 50083 的规定编写的，并根据需要增加了一些内容。

2.1 术 语

本规范给出了 32 个有关钢结构设计方面的专用术语，并从钢结构设计的角度赋予其特定的涵义。但不一定是其严密的定义。所给出的英文译名是参考国外某些标准拟定的，亦不一定是国际上的标准术语。

2.2 符 号

本规范给出了 151 个常用符号并分别作出了定义,这些符都是本规范各章节中所引用的。

2.2.1 本条所用符号均为作用和作用效应的设计值，当用于标准值时，应加下标，如 Q_k 表示重力荷载的标准值。

3 基本设计规定

3.1 设计原则

3.1.1 GBJ7-88 规范采用以概率理论为基础的极限状态设计法，其中设计的目标安全度是按可靠指标校准值的平均值上下浮动 0.25 进行总体控制的(有关设计理论参见全国钢委编《钢结构研究论文报告选集》第二册,李继华、夏正中：钢结构可靠度和概率极限状态设计)。

遵照《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068，本规范继续沿用以概率理论为基础的极限状态设计方法并以应力形式表达的分项系数设计表达式进行设计计算,但设计目标安全度指标不再允许下浮 0.25，即设计各种基本构件的目标安全度指标不得低于校准值的平均值。根据《建筑结构荷载规范》GB50009 的修订内容以及现有的可统计资料所做的分析,本规范所涉及的钢结构基本构件的设计目标安全度总体上符合 GB50068 要求(详见《土木工程学报》2003 第 4 期，戴国欣等：结构设计荷载组合取值变化及其影响分析)。

关于钢结构连接，试验和理论分析表明，GBJ 17 88 采用的转化换算处理方式是合理可行的(参见《建筑结构学报》1993 年第 6 期,戴国欣等：钢结构角焊缝的极限强度及抗力分项系数；《工业建筑》1997 年第 6 期，曾波等：高强度螺栓连接的可靠性评估》。本规范钢结构连接的计算规定满足概率极限状态设计法的要求。

关于钢结构的疲劳计算，由于疲劳极限状态的概念还不够确切，对各种有关因素研究不够，只能沿用过去传统的容许应力设计法。即将过去以应力比概念为基础的疲劳设计改为以应力幅为准的疲劳强度设计。

3.1.2 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期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。

3.1.3 建筑结构安全等级的划分，按《建筑结构可靠度设计标准》GB 50068 的规定应符合表 1 的要求。

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

注： 1 对特殊的建筑物,其安全等级应根据具体情况另行确定

2 对抗震建筑结构,其安全等级应符合国家现行有关规范规定对一般工业与民用建筑钢结构，按我国已建成的房屋,用概率设计方法分析的结果。安全等级多为二级,但对跨度等于或大于 60m 的大跨度结构(如大会堂、体育馆和飞机库等的屋盖主要承重结构)的安全等级宜取为一级。

3.1.4 荷载效应的组合原则是根据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定。结合钢结构的特点提出来的。对荷载效应的偶然组合，统一标准只作出原则性的规定，具体的设计表达式各种系数应符合专门规范的有关规定。对于正常使用极限状态。钢结构一般只考虑荷载效应的标准组合。当有可靠依据和实践经验时，亦可考虑荷载效应的频遇组合。对钢与混凝土组合梁，因需

考虑混凝土在长期荷载作用下的蠕变影响,故除应考虑荷载效应的标准组合外,尚应考虑准永久组合(相当于原标准 GBJ68-84 的长期效应组合)。

3.1.5 根据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068,结构或构件的变形属于正常使用极限状态,应采用荷载标准值进行计算;而强度、疲劳和稳定属于承载能力极限状态。在设计表达式中均考虑了荷载分项系数,采用荷载设计值(荷载标准值乘以荷载分项系数)进行计算,但其中疲劳的极限状态设计目前还处在研究阶段,所以仍沿用原规范 GBJ 17-88 按弹性状态计算的容许应力幅的设计方法,采用荷载标准值进行计算。钢结构的连接强度虽然统计数据有限,尚无法按可靠度进行分析,但已将其容许应力用校准的方法转化为以概率理论为基础的极限状态设计表达式(包括各种抗力分项系数),故采用荷载设计值进行计算。

3.1.6 结构或构件的位移(变形)属于静力计算的范畴。故不应乘动力系数;而疲劳计算中采用的计算数据多半是根据实测应力或通过疲劳试验所得。已包含了荷载的动力影响,故亦不再乘动力系数。因为动力影响和动力系数是两个不同的概念。

在吊车梁的疲劳计算中只考虑跨间内起重量最大的一台吊车的作用,是因为根据大量的实测资料统计。实际运行中吊车梁的最大等效应力幅常低于设计,按起重量最大的一台吊车满载和处于最不利位置时算得的最大计算应力幅。

将吊车梁及吊车桁架的挠度计算由过去习惯上考虑两台吊车改为明确规定按起重量最大的一台吊车进行计算的原则符合正常使用的概念,并和国外大多数国家相同,亦满足跨间内只有一台吊车的情况。

3.2 荷载和荷载效应计算

3.2.1 结构重要性系数 γ_0 应按结构构件的安全等级、设计工作寿命并考虑工程经验确定。对设计工作寿命为 25 年的结构构件,

大体上属于替换性构件，其可靠度可适当降低，重要性系数可按经验取为 0.95。

在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 中，将屋面均布活荷载标准值规定为 $5\text{kN}/\text{m}^2$ ，并注明“对不同结构可按有关设计规范将标准值作 $0.2\text{kN}/\text{m}^2$ 的增减”。本规范参考美国荷载规范 ASCE 7—95 的规定，对支承轻屋面的构件或结构，当受荷的水平投影面积超过 60m^2 时，屋面均布活荷载标准值取为 $0.3\text{kN}/\text{m}^2$ 。这个取值仅适用于只有一个可变荷载的情况，当有两个及以上可变荷载考虑荷载组合值系数参与组合时（如尚有灰荷载），屋面活荷载仍应取 $0.5\text{kN}/\text{m}^2$ ，否则，将比原规范降低安全度（因为原荷载规范规定无风组合时不考虑荷载组合值系数）。

3.2.2 本条对原规范中关于吊车横向水平荷载的增大系数进行了修改（详见“重级工作制吊车横向水平力计算的建议”赵熙元，《钢结构》1992 年第 2 期）。该系数源出于前苏联《冶金工厂重级工作制厂房钢结构设计技术条件》TY-104-53。但在 1972 年及以后的前苏联钢结构设计规范中已不再使用系数，而在建筑法规《荷载及其作用》СНИП -6-74 中。对重级工作制吊车的侧向力，不论计算吊车梁或连接均统一规定为 $T_H = 0.1P_H$ （ P_H 为吊车最大轮压的标准值），并认为 T_H 的作用方向是可逆的，且不与小车的制动力同时考虑。这种将吊车的横向水平力（俗称卡轨力，下同）与吊车轮压成正比的表达方式和德国的研究成果是一致的，理论上亦比较合理，日本 1998 年规范也是这样考虑的。因为卡轨力与吊车主动轮的牵引力成正比，而牵引力又与轮压成正比。原规范的表达方式似乎卡轨力仅与小车的制动力有关，这在概念上是有问题的。因为制动力是由小车制动而产生，卡轨力则在大车运行时发生，两者的起因截然不同。另外，对没有小车的特殊吊车（如桥式螺旋式卸车机），按原规范就算不出卡轨力，显然很不合理。

要精确计算卡轨力是十分困难的，世界各国所采用的计算方法都是半经验半理论性的。目前，欧、美及日本各国在计算卡轨力

时都不区分构件和连接。这次修订时,亦采用统一的卡轨力值。

本条在计算卡轨力时采用了 $H_k = P_{k\cdot\max}$ 的表达式,其中系数的取值是针对我国有代表性的 9 种重级工作制吊车,采用不同的计算方法(包括我国原规范、前苏联和美国的方法)算出的卡轨力,经过对比分析而得出来的。用本规范的公式(3.2.2)算出的卡轨力除 A8 级吊车是接近于按原规范计算构件的力以外,其余吊车均接近于按原规范计算连接时的力,而与美国的计算结果相近。亦即 A6 和 A7 级吊车按本规范算得的卡轨力约为原规范计算构件时卡轨力的 2 倍。从调查研究可知,过去设计的吊车梁在上翼缘附近的损伤仍然较多,因此加大卡轨力看来是合适的。根据试设计的结果,由此而带来的吊车梁钢材消耗量的增值一般约为 5%。

本条的“注”中,提出了在一般情况下本规范所指的重级、中级及轻级工作制吊车的含义。《起重机设计规范》GB/T 3811 规定吊车工作级别为 A1 ~ A8 级,它是按利用等级(设计寿命期内总的工作循环次数)和载荷谱系数综合划分的。为便于计算,本规范所指的工作制与现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中的载荷状态相同,即轻级工作制(轻级载荷状态)吊车相当于 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 为特重级。这样区分在一般情况下是可以的,但并没有全面反映工作制的含义。因为吊车工作制与其利用等级关系很大。故设计人员在按工艺专业提供的吊车级别来确定吊车的工作制时尚应根据吊车的具体操作情况及实践经验来考虑,不要死套本条“注”的说明,必要时可作适当调整。例如,轧钢车间主电室的吊车是检修吊车,过去一直按轻级工作制设计,按载荷状态很可能用 A4 级吊车,便属于中级工作制。若按中级工作制吊车来设计厂房结构,显然不合理,此时可仍将其定义为轻级工作制。

3.2.3 本条规定的屋盖结构悬挂吊车和电动葫芦在每一跨间每条运行线路上考虑的台数,是按设计单位的使用经验确定的。

3.2.7 梁柱连接一般采用刚性连接和铰接连接。半刚性连接的

弯矩-转角关系较为复杂，它随连接形式、构造细节的不同而异。进行结构设计时，这种连接形式的实验数据或设计资料必须足以提供较为准确的弯矩—转角关系。

3.2.8 本条对框架结构的内力分析方法作出了具体规定，即所有框架结构(不论有无支撑结构)均可采用一阶弹性分析法计算框架杆件的内力，但对于 $\frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h} > 0.1$ 架结构则推荐采用二阶弹性分析法确定杆件内力，以提高计算的精确度。当采用二阶弹性分析时，为配合计算的精度，不论是精确计算或近似计算，亦不有支撑结构，均应考虑结构和构件的各种缺陷(如柱子的初倾斜、初偏心 and 残余应力等)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(概念荷载) H_{ni} 来综合体现，见图 1。

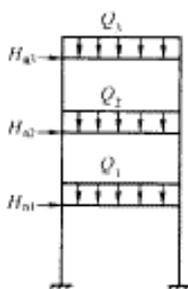


图 1 假想水平力 H_{ni}

研究表明，框架层数越多，构件缺陷的影响越小，且每层柱数的影响亦不大。通过与国外规范的比较分析，并考虑钢材强度的影响，本规范提出了 H_{ni} 值的计算公式(3.2.8-1)。

至于柱子的计算长度则应根据不同类型的框架和内力分析方法，以及支撑结构的抗侧移刚度按本规范第 5.3.3 条的规定计算确定。

本条对无支撑纯框架在考虑侧移对内力的影响采用二阶弹性分析时,提出了
 框架杆件端弯矩 M 的近似计算方法。

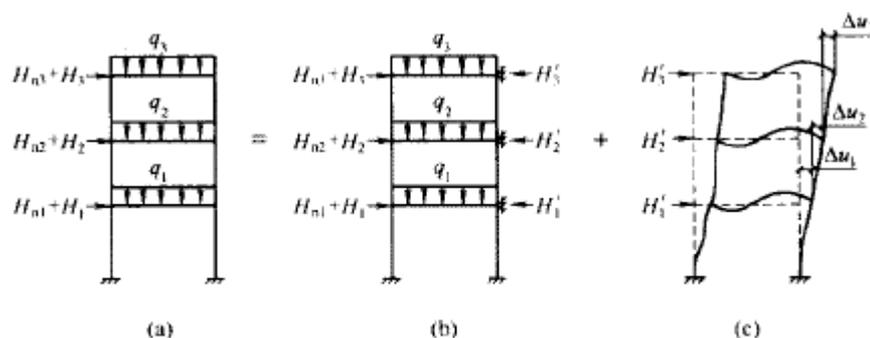


图 2 无支撑纯框架的一阶弹性分析

当采用一阶分析时(图 2), 框架杆件端弯矩 M_1 为:

$$M_1 = M_{ib} + M_{is}$$

当采用二阶近似分析时, 杆端弯矩 M 为:

$$M = M_{ib} + \alpha_{2i} M_{is}$$

式中 M_{ib} —— 假定框架无侧移时(图 2b)按一阶弹性分析求得的
 各杆件端弯矩;

M_{is} —— 框架各节侧移时(图 2c)按一阶弹性分析求得的
 杆件端弯矩;

α_{2i} —— 考虑二阶效应第 i 层杆件的侧移弯矩增大系数,

$$\alpha_{2i} = \frac{1}{1 - \frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h}}$$

其中 H 系指产生层间侧移 Δu 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。

上述二阶弹性分析的近似算法与国外的规定基本相同。经西安建筑科
 技大学陈绍蕃教授提出, 湖南大学舒兴平教授以单跨 1~3 层无支撑纯框架为例,
 用二阶弹性分析精确法进行验证。结

果表明：

1 此近似法不仅可用于二阶弯矩的计算，还可用于二阶轴力及剪力的计算。

2 在式(3.2.8—3)中，当 $\frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h} \leq 0.25$ 时该近似法精确度较高，弯矩的误差不大于 7%；而 $\frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h} > 0.25$ (即 $\eta_{2i} > 1.33$) 时，误差较大，应增加框架结构的侧向刚度，使得 $\eta_{2i} = 1.33$ 。

另外，当 $\frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h} \leq 0.1$ 时，说明框架结构的抗侧移刚度较大，可忽略侧移对内力分析的影响，故可采用一阶分析法来计算框架内力，当然也就不再考虑假想水平力 H_{mo} ，为判别时计算方便，式中 u 可用层间侧移容许值 $[u]$ 来代替。

3.3 材料选用

3.3.1 本条着重提出了防止脆性破坏的问题，这对钢结构来说是十分重要的，过去在这方面不够明确。脆性破坏与结构形式、环境温度、应力特征、钢材厚度以及钢材性能等因素有密切关系。为扩大高强度结构钢在建筑工程中的应用。本条增列了在九江长江大桥中已成功使用的 Q420 钢(15MnVN)。《高层建筑结构用钢板》YB 4104 是最近为高层建筑或其他重要建(构)筑物用钢板制定的行业标准，其性能与日本《建筑结构用钢材》JISG3136—1994 相近，而且质量上还有所改进。

3.3.2 本条关于钢材选用中的温度界限与原规范相同，考虑了钢材的抗脆断性能，是我国实践经验的总结。虽然连铸钢材没有沸腾钢，考虑到目前还有少量模铸，且现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 中仍有沸腾钢，故本规范仍保留 Q235·F 的应用范围。因沸腾钢脱氧不充分，含氧量较高，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，故冲击韧性较低，冷脆性和时效倾向亦大。因此，需对其使用范围加以限制。由于沸腾钢在低温

时和动力荷载作用下容易发生脆断，故本条根据我国多年的实践经验，规定了不能采用沸腾钢的具体界限。

本条用“需要验算疲劳”的结构以及“直接承受动力荷载或振动荷载”的结构来代替原规范中的“吊车梁及类似结构”显得更合理，涵盖面更广，不单指工业厂房。何况，在材料选用方面以是否“需要验算疲劳”来界定结构的工作状态，更符合实际情况。

在 1 款 2 项中增加了“承受静力荷载的受弯和受拉的重要承重结构”，理由如下：

- 1 脆断主要发生在受拉区，且危险性较大；

- 2 与国外规范比较协调，如前苏联 1981 年的钢结构设计规范的钢材选用表中，将受静力荷载的受拉和受弯焊接结构列入第 2 组，在环境温度 $T = -40$ 的条件下，均采用镇静钢或半镇静钢，而不用沸腾钢。

为考虑经济条件。这次修订时仅限于对重要的受拉或受弯的焊接结构要求提高钢材质量。所谓“重要结构”系指损坏后果严重的重要性较大的结构构件，如桁架结构、框架横梁、楼屋盖主梁以及其他受力较大、拉应力较高的类似结构。

关于工作温度即室外工作温度的定义，原规范定义为“冬季计算温度”（即冬季空气调节室外计算温度），从理论上说这是欠妥的，因为空气调节计算温度是为空调采暖用的计算温度，是受经济政策决定的，也就是人为的；而结构的工作温度应该是客观存在的，由自然条件决定的，两者不能混淆。国外规范对结构的工作温度亦未看到用空调计算温度，如前苏联是“最冷 5 天的平均温度”，Eurocode 3 和美国有关资料上都使用“最低工作温度”（但定义不详）。为与“空调计算温度”在数值上差别不太大，建议采用《采暖通风与空气调节设计规范》GBJ 19-87(2001 年版)中所列的“最低日平均温度”。

3.3.3 本条规定了承重结构的钢材应具有力学性能和化学成分等合格保证的项目，分述如下：

1 抗拉强度。钢材的抗拉强度是衡量钢材抵抗拉断的性能指标，它不仅是一般强度的指标，而且直接反映钢材内部组织的优劣，并与疲劳强度有着比较密切的关系。

2 伸长率。钢材的伸长率是衡量钢材塑性性能的指标。钢材的塑性是在外力作用下产生永久变形时抵抗断裂的能力。因此，承重结构用的钢材，不论在静力荷载或动力荷载作用下，以及在加工制作过程中，除了应具有较高的强度外，尚应要求具有足够的伸长率。

3 屈服强度(或屈服点)。钢材的屈服强度(或屈服点)是衡量结构承载能力和确定强度设计值的重要指标。碳素结构钢和低合金结构钢在受力到达屈服强度(或屈服点)以后，应变急剧增大，从而使结构的变形迅速增加以致不能继续使用。所以钢结构的强度设计值一般都是以钢材屈服强度(或屈服点)为依据而确定的。对于一般非承重或由构造决定的构件。只要保证钢材的抗拉强度和伸长率即能满足要求；对于承重的结构则必须具有钢材的抗拉强度、伸长率、屈服强度(或屈服点)三项合格的保证。

4 冷弯试验。钢材的冷弯试验是塑性指标之一，同时也是衡量钢材质量的一个综合性指标。通过冷弯试验，可以检验钢材颗粒组织、结晶情况和非金属夹杂物分布等缺陷，在一定程度上也是鉴定焊接性能的一个指标。结构在制作、安装过程中要进行冷加工，尤其是焊接结构焊后变形的调直等工序，都需要钢材有较好的冷弯性能。而非焊接的重要结构(如吊车梁、吊车桁架、有振动设备或有吨位吊车厂房的屋架、托架，大跨度重型桁架等)以及需要弯曲成型的构件等，亦都要求具有冷弯试验合格的保证。

5 硫、磷含量。硫、磷都是建筑钢材中的主要杂质，对钢材的力学性能和焊接接头的裂纹敏感性都有较大影响。硫能生成易于熔化的硫化铁，当热加工或焊接的温度达到 800 ~ 1200 时，可能出现裂纹，称为热脆；硫化铁又能形成夹杂物，不仅促使钢材起层，

6 碳含量。在焊接结构中，建筑钢的焊接性能主要取决于碳含量，碳的合适含量宜控制在 0.12% ~ 0.2% 之间，超出该范围的幅度愈多，焊接性能变差的程度愈大。因此，对焊接承重结构尚应具有碳含量的合格保证。

近来，一些建设单位希望在焊接结构中用 Q235-A 代替 Q235-B。这显然是不合适的。国家标准《碳素结构钢》GB / T 700 及其第 1 号修改通知单 1 白 1992 年 10 月 1 日起实行)都明确规定 A 级钢的碳含量不作为交货条件，但应在熔炼分析中注明。从法规意义上讲。不作为交货条件就是不保证，即使在熔炼分析中的碳含量符合规定要求，亦只能被认为仅供参考，可能离散性较大焊接质量就不稳定。也就是说若将 Q235—A . F 钢用于重要的焊接结构上发生事故后，钢材生产厂在法律上是不负任何责任的，因为在交货单上明确规定碳含量是不作为交货条件的。现在世界各国钢材质量普遍提高，日本最近专门制定了建筑钢材的系列(SN 钢)。为了确保工程质量，促使提高钢材质量，防止建筑市场上以次充好的不正常现象，故建议对焊接结构一定要保证碳含量，即在主要焊接结构中不能使用 Q235 - A 级钢。

3.3.4 本条规定了需要验算疲劳的结构的钢材应具有冲击韧性的合格保证。冲击韧性是衡量钢材断裂时所做功的指标，其值随金属组织和结晶状态的变化而急剧变化。钢中的非金属夹杂物、带状组织、脱氧不良等都将给钢材的冲击韧性带来不良影响。冲击韧性是钢材在冲击荷载或多向拉应力下具有可靠性能的保证，可间接反映钢材抵抗低温、应力集中、多向拉应力、加荷速率(冲击)和重复荷载等因素导致脆断的能力。钢结构的脆断破坏间

题已普遍引起注意，按断裂力学的观点应用断裂韧性 K 来表示材料抵抗裂纹失稳扩展的能力。但是,对建筑钢结构来说,要完全用断裂力学的方法来分析判断脆断问题。目前在具体操作上尚有一定困难，故国际上仍以冲击韧性作为抗脆断能力的主要指标。因此，对需要验算疲劳的结构的钢材，本条规定厂应具有在不同试验温度下冲击韧性的合格保证。关于试验温度的划分是在总结我国多年实践经验的基础上，根据结构的不同连接方式(焊接或非焊接)，结合我国现行的钢材标准并参考有关的国外规范确定的。

根据上述原则，本条对原规范中钢材冲击韧性的试验温度作了调整，增加 0℃ 冲击韧性的要求，并将 Q345 钢和 Q235 钢取用相同的试验温度，理由如下：

1 关于冲击韧性试验温度的间隔，国外一般为 10—20℃。并均有 0℃ 左右的冲击性能要求(前苏联除外)。原规范温度间隔偏大，达 40—60℃。现根据新的钢材标准进行调整，统一取 20℃。为使钢结构在不同工作温度下具有相应的抗脆断性能，增加了在 0℃ $T > -20$ 时对钢材冲击韧性的要求。

2 原规范依据的钢材标准与本规范不同。不同钢材标准对钢材冲击韧性的要求见表 2

不同钢材标准对冲击韧性的要求

钢材温度 试验 钢号 温度		原规范	本规范
		GB700—79 GB1591—79	GB/T 700—88 GB/T 1591—94
3号钢 Q235 钢	+20	7 ~ 10 kg · m/m ² , 相当于 $A_{kv}=31 \sim 44J$	A _{kv} 27J
	0	—	A _{kv} 27J
	-20	3 kg · m/m ² , 相当于 $A_{kv}=13J$	A _{kv} 27J

续表 2

钢材温度 试验 钢号 温度		原规范	本规范
		GB700—79 GB1591—79	GB/T 700—88 GB/T 1591—94
16Mn 钢 (Q235 钢) 15MnV 钢 (Q390 钢)	+20	6 kg·m/c m ² , 相当于 A _{kV} =26J	A _{kV} 34J
	0	—	A _{kV} 34J
	-20	—	A _{kV} 34J
	-40	3 kg·m/c m ² , 相当于 A _{kV} =13J	A _{kV} 27J

由表 2 可见, 对 Q235 钢常温冲击功的要求, 旧标准高于新标准 15% ~ 63%, 因此, 在 $T > 20$ 时若仍按原规范只要求常温冲击, 显然降低了对 A_{kV} 的要求, 偏于不安全。看来, 对 Q235 钢增加 0 时对冲击功的要求是合适的。在 $T = -20$ 时新标准的 A_{kV} 值约为旧标准的 1 倍, 故当 $T < -20$ 时比原规范更安全。而对 Q345 钢冲击功的要求, 新标准普遍高于旧标准, 常温时高出约 31%, $T = -40$ 时高出约 100%。对基本上属同一质量等级的钢材来说, 试验温度与 A_{kV} 规定值是有一定关系的, A_{kV} 的增大相当于试验温度的降低。根据 GB 1591—79, 16Mn 钢的试验温度相差 60 时, A_{kV} 的规定值相差约 100%, 如 Q345—D 在 20 时的 A_{kV} 规定值为 34J, 则在 -40 试验时, 其 A_{kV} 值估计为 $34J / 1.33 = 25.6J$, 仍大于旧标准的 13J。故一般可不再要求 Q340 钢在 -40 的冲击韧性。由此, 本规范规定对 Q345 钢的试验温度与 Q235 钢相同。至于 Q390 钢, 虽然其冲击功的规定值和 Q345 钢一样普遍提高, 但考虑其强度高, 接近于前苏联的 C52 / 40 号钢, 塑性稍差, 使用经验又少, 故仍按原规范不变。而对 Q420 钢, 是新钢种, 应从严考虑, 故与 Q390 钢的试验温度相同。

对其他重要的受拉和受弯焊接构件，由于有焊接残余拉应力存在，往往出现多向拉应力场，尤其是构件的板厚较大时，轧制次数少，钢材中的气孔和夹渣比薄板多，存在较多缺陷，因而有发生脆性破坏的危险。国外对此种构件的钢材，一般均有冲击韧性合格的要求。根据我国钢材标准，焊接构件应至少采用 Q235 的 B 级钢材(因 Q235—A 的含碳量不作为交货条件，这是焊接结构所不容许的)常温冲击韧性自然满足，不必专门提出。所以，我们建议当采用厚度较大的 Q345 钢材制作此种构件时，宜提出具有冲击韧性的合格保证(具体厚度尺寸可参见有关国内外资料，如《美国钢结构设计规范》AISC 1999 和《欧洲钢结构设计规范》EC 3 等)。

至于吊车起重量 $Q \leq 50t$ 的中级工作制吊车梁，则根据已往的经验，仍按原规范的原则，对钢材冲击韧性的要求与需要验算疲劳的焊接构件相同。

关于需要验算疲劳的非焊接结构亦要保证冲击韧性的要求，这是考虑到既受动力荷载，钢材就应该具有相应的冲击韧性，不管是焊接或非焊接结构都是一样的。前苏联 1972 年和 1981 年规范中对这类结构都是要求保证冲击韧性的，美国关于公路桥梁的资料中对焊接或非焊接桥梁结构亦都要求保证冲击韧性的，仅是对冲击值的指标略有差别而已。这类结构对冲击韧性要求的标准略低于焊接结构，这和上述国外规范亦是协调的，只是降低的方式和量级有所不同而已。如美国公路钢桥的资料中对焊接结构的冲击值有所提高，而前苏联的规范则基本上是调整冲击试验时的温度，如前苏联 1981 年规范规定对非焊接结构按提高一个组别(即降低一个等次)的原则来选用钢材。因为我国钢材标准中的冲击值是定值，故建议对需验算疲劳的非焊接结构所用钢材的冲击韧性可提高其试验温度。

3.3.6 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 δ_z 等问题，可参照原国家机械工业委员会重型机械局企业标准《焊接设计规范》JB / ZZ 5—86 或其他有关标准进行处理。

我国建筑抗震设计规范和建筑钢结构焊接技术规程中均规定厚度大于 40mm 时应采用厚度方向性能钢板。

3.3.7 上海宝钢集团亦已开发出一种“耐腐蚀的结构用热轧钢板及钢带”。其企业标准号为 Q / BQB 340—94，其耐候性为普通钢的 2—8 倍。

3.3.8 本条为钢结构的连接材料要求。

1 手工焊接时焊条型号中关于药皮类型的确定，应按结构的受力情况和重要性区别对待，对受动力荷载需要验算疲劳的结构。为减少焊缝金属中的含氢量防止冷裂纹，并使焊缝金属脱硫减小形成热裂纹的倾向。以综合提高焊缝的质量。应采用低氢型碱性焊条；对其他结构可采用普通焊条。

2 自动焊或半自动焊所采用的焊丝和焊剂应符合设计对焊缝金属力学性能的要求。在焊接材料的选用中，过去习惯使用焊剂的牌号(如 HJ 431)，现在我国已陆续颁布了焊丝和焊剂的国家标准《熔化焊用钢丝》GB / T 14957、《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB / T 8110、《碳钢药芯露焊丝》GB / T 10045、《低合金钢药芯焊丝》GB / T 17493、《埋弧用碳钢焊丝和焊剂》GB / T 5293、《低合金钢埋弧焊用焊剂》GB / T 12470 等。因此,应按上述国家标准来选用焊丝和焊剂的型号，国标中焊剂的型号是将所选用的焊剂和焊丝写在一起的组合表示法(国外亦有这种表示方法)。但应注意。在设计文件中书写低合金钢埋弧焊用焊剂的型号时，可省略其中的焊剂渣系代号 X4，，写成“FX₁X₂X₃(×)—H。”，而焊剂的渣系则由施[单位根据 F X₁X₂X₃，组合并通过焊接工艺评定试验来确定。

3 高强度螺栓。按现行国家标准，大六角头高强度螺栓的规

格为 M12—M30，其性能等级分为 8.8 级和 10.9 级，8.8 级高强度螺栓推荐采用的钢号为 40B 钢、45 号钢和 35 号钢，10.9 级高强度螺栓推荐采用的钢号为 20MnTiB 钢和 35VB 钢；扭剪型高强度螺栓的规格为 M16~M24，其性能等级只有 10.9 级，推荐采用的钢号为 20MnTiB 钢。

4 圆柱头焊钉的性能等级相当于碳素钢的 Q235 钢，屈服强度 $f_v=240\text{N/mm}^2$ 。

3.4 设计指标

3.4.1 本条对原规范规定的设计指标作了局部补充和修正，其原因是：

1 钢材的抗力分项系数 γ_R 有所调整。制定 GBJ 17 88 规范时。曾根据对 TJ 17 74 规范的校准 值和荷载分项系数用优化方法求得钢构件的抗力分项系数。此次对各牌号钢材的抗力分项系数 γ_R 值作出如下调整：对 Q235 钢，取 $\gamma_R \leq 1.087$ 与 GBJ 17 88 规范相同；对 Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢，统一取 $\gamma_R = 1.111$ 。这是由于当前的 Q345 钢(包括原标准中厚度较大的 16Mn 钢)、Q390 钢和 Q420 钢的力学性能指标仍然处于统计资料不够充分的状况，此次修订将原 GBJ 17-88 规范中 16Mn 钢的 γ_R 值由 1.087 改为 1.111。

钢材和连接材料的国家标准已经更新。其中影响较大的变动是：现行钢材标准中按屈服强度不同的厚度分组已经改变，镇静钢的屈服强度已不再高于沸腾钢，其取值相同而各钢号的抗拉强度最小值 f_u 与厚度无关(旧标准的 f_u 按不同厚度取值)，普通螺栓已有国家标准，其常用钢号为 4.6 级和 4.8 级(C 级)和 5.6 级与 8.8 级(A、B 级)。不再用 3 号钢制作普通螺栓等等。

本规范中表 3.4.1-1~表 3.4.1-5 的各项强度设计值是根据表 3 的换算关系并取 5 的整倍数而得。现将改变的主要内容介绍如下：

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	$f = f_y / \gamma_R = \frac{f_y}{1.087}$		
		Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢	$f = f_y / \gamma_R = \frac{f_y}{1.111}$		
	抗 剪		$f_v = f / \sqrt{3}$		
	端面承压 (刨平顶紧)	Q235	$f_{ce} = f_u / 1.15$		
		Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢	$f_{ce} = f_u / 1.175$		
焊 缝	对接焊缝	抗 压		$f_c^w = f$	
		抗 拉	焊缝质量为一级、二级	$f_t^w = f$	
			焊缝质量为三级	$f_t^w = 0.85f$	
		抗 剪		$f_v^w = f_v$	
	角焊缝	抗拉、抗压和 抗剪	Q235	$f_t^w = 0.38f_u^w$	
			Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢	$f_t^w = 0.41f_u^w$	
	铆 钉 连 接	抗剪	类孔	$f_v^r = 0.55f_u^r$	
类孔			$f_v^r = 0.46f_u^r$		
承压		类孔	$f_c^r = 1.20f_u^r$		
		类孔	$f_c^r = 0.98f_u^r$		
拉 脱		$f_t^r = 0.36f_u^r$			

续表 2

材料和连接种类	应力种类		换算关系	
螺栓连接	普通螺栓	C级螺栓	抗拉	$f_1^b = 0.42 f_u^b$
			抗剪	$f_v^b = 0.35 f_u^b$
			承压	$f_c^b = 0.82 f_u$
		A级 B级螺栓	抗拉	$f_1^b = 0.42 f_u^b$ (5.6级) $f_1^b = 0.50 f_u^b$ (8.8级)
			抗剪	$f_v^b = 0.38 f_u^b$ (5.6级) $f_v^b = 0.40 f_u^b$ (8.8级)
			承压	$f_c^b = 1.08 f_u$
	承压型 高强度螺栓	抗拉	$f_1^b = 0.48 f_u^b$	
		抗剪	$f_v^b = 0.30 f_u^b$	
		承压	$f_c^b = 1.26 f_u$	
	错栓	抗拉	$f_1^b = 0.38 f_u^b$	
钢铸件	抗拉、抗压和抗弯		$f = 0.78 f_y$	
	抗剪		$f_v = f / \sqrt{3}$	
	端面承压(刨平顶紧)		$f_{cv} = 0.65 f_u$	

注：1 f_y 为钢材或钢铸件的屈服点； f_u 为钢材或钢铸件的最小抗拉强度； f_u^t 为铆钉钢的抗拉强度； f_u^b 为螺栓的抗拉强度(对普通螺栓为公称抗拉强度，对高强度螺栓为最小抗拉强度)； f_u^w 为熔敷金属的抗拉强度。

2 见条文说明 7.2.3 条第 3 款。

1) 将钢材厚度扩大到 100mm，这是由于厚板使用日益广泛，同时亦与轴压稳定的 d 曲线相呼应，因 d 曲线用于 t 400mm 的构

件。但是厚板力学性能的统计资料尚不充分。在工程中使用时应注意厚板力学性能的复验。

2)焊缝强度设计值中，取消对接焊缝的“抗弯”强度设计值，这是因为抗弯中的受压部分属“抗压”。受拉部分按“抗拉”强度设计值取用。另外，E50型焊条熔敷金属的 $f^w=490\text{N}/\text{m}^2$ 已正好等于Q390钢的最小值。按理Q390钢可用E50焊条。但基于熔敷金属强度要略高于基本金属的原则，故规定Q390钢仍采用E55型焊条。Q420钢的 $F520\text{N}/\text{m}^2$ ，用E55划焊条正合适。

表3.4.4—3注2是因为现行国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分级GB11345-89》仅适用于厚度不小于8mm的钢材，施工单位亦认为厚度小于8mm的钢材，其对接焊缝用超声波检验的结果不大可靠。此时应采用X射线探伤。否则 $t<8\text{mm}$ 钢材的对接焊缝其强度设计值只能按三级焊缝采用。

3)普通螺栓由于钢号改变，C级螺栓的 f_u 由 $370\text{N}/\text{m}^2$ 改为 $400\text{N}/\text{m}^2$ ，其抗剪和抗拉强度设计值是参照的苏联1981年规范确定的，C级螺栓的抗剪和承压强度设计值系指两个及以上螺栓的平均强度而言；当仅有一个螺栓时，其强度设计值可提高10%。A级与B级螺栓的等级(5.6级与8.8级)及其抗剪和抗拉强度设计值(一个或多个螺栓)亦是参照前苏联1981年规范取用的。

表3.4.1—4注1是为了提醒使用人员注意，根据现行国家标准GB/T 5782—2000将A级和B级螺栓的适用范围补上的。

4)增加了承压型连接高强度螺栓的抗拉强度设计值，其取值方法与普通螺栓相同。

5)铆钉连接在现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205中已无有关条文。鉴于在旧结构的修复工程中或有特殊需要处仍有可能遇到铆钉连接。故本规范予以保留。原规范GB17-88)在确定铆钉连接的承压强度 F 时，认为只与构件钢材强度有关，取 $F=1.20F$ (I类孔)或 $0.98F$ (II类孔)为了避免

钉杆先于孔壁破坏，故承压强度只列出构件为 3 号钢和 16Mn 钢的值。考虑到现行钢材标准中 Q345 钢的 $f_u=470\text{N}/\text{m}^2$ Q390 钢的 $f_u=490\text{N}/\text{m}^2$ ，按此计算 Q390 钢 I 类孔的 $f_u=590\text{N}/\text{m}^2$ ，还小于原规范中 16Mn 钢($t\leq 16\text{mm}$)的 $f=610\text{N}/\text{m}^2$ 故这次将 Q390 钢增加列入。

另外，表 3. 4. 1—5 中的数值是根据 BL2 铆钉($f_u=335\text{N}/\text{m}^2$)算得的，BL3 铆钉($f_u=370\text{N}/\text{m}^2$)虽然强度较高，但塑性较差。在工程中亦不常用，为安全计，将其强度设计值取与 BL2 铆钉相同。

有关铆钉孔的分类，因无新的规定，仍按原规范不变。

其中碳钢铸件的强度设计值，由于资料不足，近来亦未见新的科研成果，故仍按原规范不变。所引国家标准 GB/T 11352 89 中虽还有 ZG 340 640 的牌号。但因其塑性太差($\delta=10\%$)，冲击功亦低($A_{kV}=10\text{J}$)，故未列入。

3. 4. 2 第 3. 4. 1 条所规定的强度设计值是结构处于正常工作情况下求得的，对一些工作情况处于不利的结构构件或连接，其强度设计值应乘以相应的折减系数。兹说明如下：

1 单面连接的受压单角钢稳定性。实际上，单面连接的受压单角钢是双向压弯的构件。为计算简便起见，习惯上将其作为轴心受压构件来计算，并用折减系数以考虑双向压弯的影响。

近年来，根据开口薄壁杆件几何非线性理论，应用有限单元法，并考虑残余应力、初弯曲等初始缺陷的影响，对单面连接的单角钢进行弹塑性阶段的稳定分析。这一理论分析方法得到了一系列实验结果的验证，证明具有足够的精确性。根据这一方法，可以得到本规范条文中规定的折减系数，即：

等边单角钢： $0.6+0.0015\lambda$ ，但不大于 1.0；

短边相连的不等边角钢： $0.5+0.0025\lambda$ ，但不大于 1.0；

长边相连的不等边角钢：0.70。

按上述规定的计算结果与理论值相比较见表 4。

单面连接单角钢压杆强度设计值折减系数与理论值的比较

等边角钢	$\lambda = \left(\frac{0.9l}{i_{\min}} \right)$	22	25	96	119	145	176	222
	按双向压弯理论, $\frac{N_{理论}}{Af_y}$	0.584	0.520	0.408	0.324	0.260	0.200	0.140
	按本规范公式, $\frac{N_{本规范}}{Af_y}$	0.610	0.552	0.432	0.344	0.267	0.202	0.144
	$\frac{N_{本规范}}{N_{理论}}$	1.045	1.062	1.059	1.030	1.027	1.010	1.029
短边相连的不等边角钢	$\lambda = \left(\frac{0.9l}{i_{\min}} \right)$	23.4	66	103	126	153	L87	237
	按双向压弯理论, $\frac{N_{理论}}{Af_y}$	0.437	0.432	0.408	0.396	0.372	0.260	0.173
	按本规范公式, $\frac{N_{本规范}}{Af_y}$	0.527	0.445	0.340	0.290	0.239	0.191	0.131
	$\lambda = \left(\frac{0.9l}{i_{\min}} \right)$	1.206	1.030	0.833	0.732	0.643	0.735	0.757
长边相连的不等边角钢		12	47	66	103	126	153	227
	按双向压弯理论, $\frac{N_{理论}}{Af_y}$	0.752	0.580	0.460	0.312	0.252	0.198	0.090
	按本规范公式, $\frac{N_{本规范}}{Af_y}$	0.691	0.556	0.468	0.314	0.249	0.190	0.092
	$\frac{N_{本规范}}{N_{理论}}$	0.92	0.96	1.02	1.01	0.99	0.96	1.02

(有关单面连接的受压单角钢研究参见沈祖炎写的“单角钢压杆的稳定计算”, 载于《同济大学学报》, 1982年3月)。

2 尤垫板的单面施焊对接焊缝。一般对接焊缝都要求两面施焊或单面施焊后再补焊根。若受条件限制只能单面施焊, 则应将坡口处留足间隙并加垫板(对钢管的环形对接焊缝则加垫环)才容易保证焊满焊件的全厚度。当单面施焊不加垫板时, 焊缝将不能保证焊满, 其强度设计值应乘以折减系数 0.85。

3 施工条件较差的高空安装焊缝和铆钉连接。当安装的连接部位离开地面或楼面较高, 而施工时又没有临时的平台或吊框设施等, 施工条件较差, 焊缝和铆钉连接的质量难以保证, 故其强度设计值需乘以折减系数 0.90。

4 沉头和半沉头铆钉连接。沉头和半沉头铆钉与半圆头铆

钉相比，其承载力较低。特别是其抵抗拉脱时的承载力较低。因而其强度设计值要乘以折减系数 0.80。

3.5 结构或构件变形的规定

3.5.1 钢结构的正常使用极限状态主要指影响正常使用或外观的变形和影响正常使用的振动。所谓正常使用系指设备的正常运行、装饰物与非结构构件不受损坏以及人的舒适感等。本条主要针对结构和构件变形的限值作出了相应的规定。一般结构在动力影响下发生的振动可以通过限制变形或杆件的长细比来控制；对特殊要求者(如高层建筑或支承振动设备的结构等)应控专门规程进行设计。

附录 A 中所列的变形容许值是在原规范 GBJ 17-88 规定的基础上,根据国内的研究成果和国外规范的有关规定加以局部修改和补充而成。所规定的变形限值都是多年来实践经验的总结，是行之有效的。在一般情况下宜遵照执行。但众所周知，影响变形容许值的因素很多，有些很难定量，不像承载力计算那样有较明确的界限。国内外各规范、规程对同类构件变形容许值的规定亦不尽相同。国内亦有少数车间柱子水平侧移的计算值超出原规范的规定值而未影响正常使用者。因此，本条着重提出，当有实践经验或用户有特殊要求(如新的使用情况)时，可根据不影响正常使用和外观的原则进行适当地调整，欧洲钢规对此亦有类似的规定。

对原规范所列变形容许值的主要修改内容：

1 将吊车梁及吊车桁架的挠度容许值由过去习惯上考虑两台吊车改为按结构自重和起重量最大的一台吊车进行计算(详见“工业建筑”1991年第8期“关于钢吊车梁设计中几个问题的探讨”，赵熙元、吴志超)。

通过调查研究和实践证明，若按两台吊车考虑，原规范的规定值大体上是合适的。表 A.1.1 中提出的吊车梁挠度限值是根据不同吊车和不同跨度的吊车梁按一台吊车考虑并与按两台吊车计

算时进行对比分析后换算而得的相应值。其中手动吊车时，因原规范的数值与日本及前苏联的规定(均按一台吊车考虑)相同，故未作改变。

2 在表 A.1.1 中分别列出了由全部荷载标准值产生的挠度(如有起拱应减去拱度)容许值 $[v_T]$ 和由可变荷载标准值产生的挠度容许值 $[v_Q]$ ，这是因为 $[v_T]$ 主要反映观感而 $[v_Q]$ 则主要反映使用条件。在一般情况下当 $[v_T]$ 大于 $l/250$ 后将影响观瞻，故在项次 4 的楼(屋)盖梁或桁架和平台梁中分别规定了两种挠度容许值，具体数值是参照 Eurocode 3 1993 确定的。

表 A.1.1 中项次 5 的墙架构件是指围护结构(建筑物各面的围挡物,包括墙板及门窗)的支承构件，不属于围护结构。为避免误解，故特别注明计算时可不考虑《建筑结构荷载规范》GB 50009 中规定的阵风系数，而可按习惯取该处的风载体型系数为 1.0。

3 在框架结构的水平位移容许值中，，参考 Eurocode 3 1993 和北美的经验，增加了在风荷载作用下无桥式吊车和有桥式吊车的单层框架(或排架)的柱顶水平位移限值。其中 Eurocode 没有说明荷载情况，为略偏于安全，仍按原规范的精神，统一规定为在风荷载作用下的水平位移限值。

4 控制重级工作制厂房柱在吊车梁顶面处的横向变位(即保证厂房的刚度)是为了保证桥式吊车的正常运行，提高吊车及厂房结构的耐久性，避免外围结构的损坏，使操作人员在吊车运行中不致产生不适应的感觉等因素而确定的。对原规范规定的重级工作制吊车的吊车梁或吊车桁架制动结构的水平挠度，以及设有重级工作制吊车的厂房柱，在吊车梁或吊车桁架的顶而标高处的计算变形值。国内有些单位认为规定偏严，希望能适当放宽：由于上述内容牵涉面广，试验研究的工作量很大，目前很难准确定量，只能参照前苏联 1981 年钢结构设计规范的修改通知，缩小上述变形的验算范围，即仅限于冶金工厂及类似车间中设有 A7、A8 级吊车的跨间，才需进行上述横向变形的验

算。但对于厂房柱的纵向位移，则凡设有重级工作制吊车(A6~A8级)的厂房均需进行验算。

3.5.2 由于孔洞对整个构件抗弯刚度的影响一般很小，故习惯上均按毛截面计算。

3.5.3 起拱的目的是为了改善外观和符合使用条件,因此起拱的大小应视实际需要而定，不能硬性规定单一的起拱值。例如，大跨度吊车梁的起拱度应与安装吊车轨道时的平立度要求相协调，位于飞机库大门上面的大跨度桁架的起拱度，应与大门顶部的吊挂条件相适应等等。但在一般情况下，起拱度可以用恒载标准值加1/2活载标准值所产生的挠度来表示。这是国内外习惯用的，亦是合理的。按照这个数值起拱，在全部荷载作用下构件的挠度将等于 $\frac{1}{2}V_Q$ 。由可变荷载产生的挠度将围绕水平线在 $\pm\frac{1}{2}V_Q$ 范围内变动。当然，用这个方法计算起拱度往往比较麻烦。经验的设计人员可以参考某些技术资料用简化方法处理，例如对跨度L=15m的三角形屋架和L=24m的梯形或平行弦桁架，其起拱度可取为L/500。

4 受弯构件的计算

4.1.1 计算梁的抗弯强度时，考虑截面部分发展塑性变形，因此在计算公式(4.1.1)中引进了截面部分塑性发展系数 γ_x 和 γ_y ， γ_x 和 γ_y 的取值原则是：使截面的塑性发展深度不致过大；与第5章压弯构件的计算规定表5.2.1相衔接。双轴对称工字形组合截面梁对强轴弯曲时，全截面发展塑性时的截面塑性发展系数 γ_u ，与截面的翼缘和腹板面积比 $b_1 t_1 / h_0 t_w$ 及梁高和翼缘厚度比 h / t_1 有关。当面积比为0.5和高厚比为100时， $\gamma_u = 1.136$ ，当高厚比为50时， $\gamma_u = 1.148$ ；当面积比为1、高厚比为100时， $\gamma_u = 1.082$ ，当高厚比为50时， $\gamma_u = 1.093$ 。现考虑部分发展塑性，取用 $\gamma_x = 1.05$ ，在面积比为0.5时。截面每侧的塑性发展深度约各为截面高度的11.3%；当面积比为1时，此深度约各为截面高度的22.6%。因此。当考虑截面部分发展塑性时。宜限制面积比 $b_1 t_1 / h_0 t_w < 1$ 。使截面的塑性发展深度不致过大；同时为了保证翼缘不丧失局部稳定，受压翼缘自由外伸宽度与其厚度之比应不大于 $13 \sqrt{235 / f_y}$ 。

原规范对梁抗弯强度的计算是否考虑截面塑性发展有两项附加规定：一是控制受压翼缘板的宽厚比，以免翼缘板沿纵向屈服后宽厚比太大可能在失去强度之前失去局部稳定。这项是必要的；—：是规定直接承受动力荷载只能按弹性设计这项似乎不够合理。世界上大多数国家的规范，并没有明确区分是否直接受动力荷载。国际标准化组织(ISO)的钢结构设计标准1985年版本对于采用塑性设计作了两条规定：一是塑性设计不能用于出现交变塑性，即相继出现受拉屈服和受压屈服的情况；一是对承受行动荷载的结

构，设计荷载不能超过安定荷载。所谓安定，是指结构不会由于塑性变形的逐渐积累而破坏，也不会因为交替发生受拉屈服和受压屈服使材料产生低周疲劳破坏。对通常承受动力荷载的梁来说，不会出现交变应力。而且荷载达到最大值后卸载，只要以后的荷载不超过最大荷载，梁就会弹性地工作，无塑性变形积累问题，因而总是安定的。直接承受动力荷载的梁也可以考虑塑性发展，但为了可靠，对需要计算疲劳的梁还是以不考虑截面塑性发展为宜。因此现将梁抗弯强度计算不考虑塑性发展的范围由“直接承受动力荷载”缩小为“需要计算疲劳”的梁。

考虑腹板屈曲后强度时，腹板弯曲受压区已部分退出工作，其抗弯强度另有计算方法，故本条注明“考虑腹板屈曲后强度者参见本规范第4.4.1条”。

4.1.2 考虑腹板屈曲后强度的梁，其抗剪承载力有较大的提高，不必受公式(4.1.2)的抗剪强度计算控制。故本条也提出“考虑腹板屈曲后强度者参见本规范第4.4.1条”。

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 参考国内外其他设计标准的规定，将集中荷载未通过轨道传递时改为 $l_2 = a + 5h$ ；通过轨道传递时改为 $l_2 = a_w + 5h_y + 2h_R$ 。

4.1.4 验算折算应力的公式(4.1.4—1)是根据能量强度理论保证钢材在复杂受力状态下处于弹性状态的条件。考虑到需验算折算应力的部位只是梁的局部区域，故公式中取 β_1 为大于1的系数。当 σ 和 σ_c 同号时，其塑性变形能力低于 σ 和 σ_c 。异号时的数值，因此对前者取 $\beta_1 = 1.1$ ，而对后者取 $\beta_1 = 1.2$ 。

4.2 整体稳定

4.2.1 钢梁整体失去稳定性时，梁将发生较大的侧向弯曲和扭转变形，因此为了提高梁的稳定承载能力，任何钢梁在其端部支承处都应采取构造措施，以防止其端部截面的扭转。当有铺板密铺在梁的受压翼缘上并与其牢固相连、能阻止受压翼缘的侧向位移时，

梁就不会丧失整体稳定，因此也不必计算梁的整体稳定性。

对 H 型钢或等截面工字形简支梁不需验算整体稳定时的最大 l_1/b_1 值，影响因素很多，例如荷载类型及其在截面上的作用点高度、截面各部分的尺寸比例等都将对 l_1/b_1 值有影响，为了便于应用，并力求简单，因此表 4.2.1，中所列数值带有一定的近似性。该表中数值系根据双轴对称等截面工字形简支梁当 $\varphi_b = 2.5$ (相应于 $\varphi'_b = 0.95$) 时导出，认为当 $\varphi_b = 2.5$ 时，梁的截面将由强度条件控制而不是由稳定条件控制。根据工程实际中可能遇到的截面各部分最不利尺寸比值，由附录 B 的有关公式分别导出最大的 l_1/b_1 值。对跨中无侧向支承点的梁，取满跨均布荷载计算；对跨中有侧向支承点的梁，取纯弯曲计算，并将其临界弯矩乘以增大系数 1.2。

4.2.2 对附录 B 中的整体稳定系数 φ_b 和 φ'_b 说明如下：

B.1 H 型钢或等截面工字形简支梁的稳定系数：

梁的整体稳定系数 φ_b 为临界应力与钢材屈服点的比值。影响临界应力的因素极多，主要的因素有：截面形状及其尺寸比值；荷载类型及其在截面的作用点位置；跨中无侧向支取和端部支承的约束情况；初始变形、加载偏心 and 残余应力等初始缺陷；各截面塑性变形发展情况；钢材性能等。而实际工程中所遇到的情况是多种多样的，规范中不可能全部包括，附录 B 中所列整体稳定系数导自一些典型情况。使用本规范时应按最接近的采用。

本节条文中选用的典型荷载为满跨均布荷载和跨度中点一个集中荷载，分别考虑荷载作用在梁的上翼缘或下翼缘，以及梁端承受不同端弯矩等五种情况。还考虑了跨中无侧向支承和有侧向支承两种支承情况。典型截面形状为双轴对称工字形截面、热轧 H 型钢、加强受压翼缘的单轴对称工字形截面和加强受拉翼缘的单轴对称工字形截面等几种情况。实际梁中存在的初始缺陷将降梁整体稳定的临界应力，根据数值分析，在弹性阶段时。残余应力影响很小，而初始变形和加载偏心有一定影响，但没有非弹性阶段

显著。由于考虑初始缺陷影响将使弹性阶段整体稳定系数计算更加繁冗,不便应用。

因此,在按弹性阶段计算的整体稳定系数 φ_b 中未考虑初始缺陷影响,同时也不考虑实际梁端支承必然存在的或多或少的约束作用,一律按简支端考虑来适当补偿初始缺陷的不利影响。

1 弹性阶段整体稳定系数 φ_b 。根据弹性稳定理论,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和整体稳定系数(图 3)为:

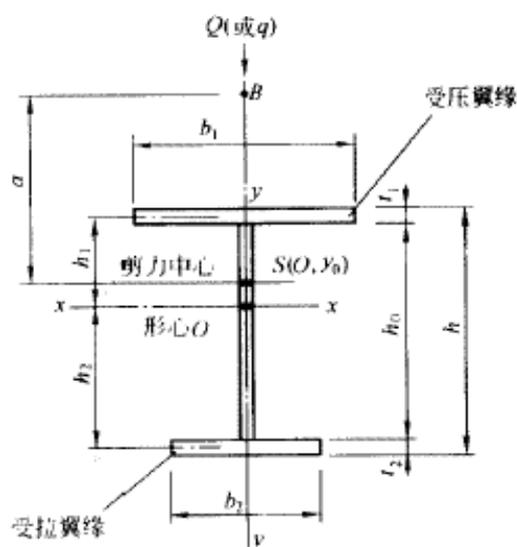


图 3 单轴对称工字形截面

$$M_{cr} = \beta_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \left[\beta_2 a + \beta_3 B_y + \sqrt{(\beta_2 a + \beta_3 B_y)^2 + \frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{l^2 GJ}{\pi^2 EI_w} \right)} \right] \quad (1)$$

$$\varphi_b = \frac{M_{cr}}{W_x f_y} \quad (2)$$

$$B_y = \frac{1}{2I_x} \int_A y(x^2 + y^2) dA - y_0 \quad (3)$$

式中的 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

β_1 、 β_2 、 β_3 ——系数，随荷载类型而异，其值见表 5；

y_0 ——剪力中心的纵坐标， $y_0 = -\frac{I_1 h_1 - I_2 h_2}{I_y}$ ；

I_1 、 I_2 ——分别为受压翼缘和受拉翼缘对 y 轴的惯性矩；

α ——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。

不同荷载类型的 β_1 、 β_2 、 β_3

荷载类型	β_1	β_2	β_3
跨度中点集中荷载	1.35	0.55	0.40
满跨均布荷载	1.13	0.46	0.53
纯弯曲	1.00	0	1.00

公式(1)计算较繁,不便于应用。本条文对此式进行如下简化；

1)选取纯弯曲时的公式(1)作为基本情况，并作了两点简化假定：

a. 在常用截面尺寸时，截面不对称影响系数公式(3)中的积分项与 y_0 相比，数值不大，因此取用：

$$B_y \approx -y_0 \approx \frac{h}{2} \cdot \frac{I_1 - I_2}{I_y} = \frac{h}{2} (2\alpha_b - 1) = 0.5\eta_b h \quad (4)$$

式中

$$\alpha_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2} = \frac{I_1}{I_y}$$

$$\eta_b = 2\alpha_b - 1 = \frac{I_1 - I_2}{I_y}$$

根据数值分析，对加强受压翼缘的单轴对称工字形截面， $B_y = 0.4\eta_b h$ ，因此在本条文中对这种截面改用了 $\eta_b = 0.8(2\alpha_b - 1)$ 。

b. 对截面的自由扭转惯性矩作如下简化：

$$J = \frac{1.25}{3} (b_1 t_1^3 + b_2 t_2^3 + h_0 t_w^3) \approx \frac{1}{3} (b_1 t_1 + b_2 t_2 + h_0 t_w) t_1^2$$

$$= \frac{1}{3} A t_1^2 \quad (5)$$

式中 A ——梁的截面面积；

t_1 ——受压翼缘的厚度。

上式的简化可看作取 $t_1 = t_2 = t_w$ 。通常的梁截面中受压翼缘厚度 t_1 常为最大，即 $t_1 > t_2 > t_w$ ，今取三者相等将使 J 值加大，于是取消系数 1.25 作为补偿以减小误差。

将公式(4)、公式(5)和 $I_w = \frac{I_1 I_2}{I_y} h^2 = a_b (1 - a_b) I_y h^2$ 及 Q235 钢的 $f_y = 235 \text{ N/m}^2$ 、 $E = 206 \times 10^3 \text{ N/m}^2$ 和 $G = 79 \times 10^3 \text{ N/m}^2$ 代入公式 (1)，即可求得纯弯曲时的整体稳定系数为：

$$\varphi_b = \frac{4320}{\lambda_y^2} \cdot \frac{Ah}{W_x} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h} \right)^2} + \eta_b \right] \quad (6)$$

式中 λ_y ——梁对 y 轴的长细比。当采用其他钢材时，可乘以 $235/f_y$ 予以修正。

2)当梁上承受横向荷载时，可乘以 β_b 予以修正。 β_b 为根据公式(1)求得的横向荷载作用时的 φ_b 值与公式(6)的 φ_b 值的比值。根据较多的常用截面尺寸电算分析和数理统计，发现满跨均布荷载和跨度中点一个集中荷载(分别作用在梁的上翼缘和下翼缘)等四种荷载情况下的加强上翼缘单轴对称工字梁和双轴对称工字梁，比值 β_b 的变化有规律性，在 $\xi = \frac{l_1 t_1}{b_1 h} \leq 2$ 时， β_b 与 ξ 间有线性关系，在 $\xi > 2$ 时， β_b 值变化不大。可近似地取为常数，如图 4 所示。对不同截面，随着 $a_b = \frac{I}{I_1 + I_2}$ 的变化，图 4 中的 β_b 方程也将不同。

规范附录 B 表 B.1 中项次 1~4 所给出的 β_b 式是通过大量计算分析后所取用的平均值。

通过对 1694 条不同截面尺寸和跨度的梁的整体稳定系数的计算，与理论公式(1)相比，误差均在 $\pm 5\%$ 以内(详细情况可参见卢献荣，夏志斌写的“验算钢梁整体稳定的简化方法”，载于全国钢

结构标准技术委员会编写的《钢结构研究论文报告选集》第二册)。

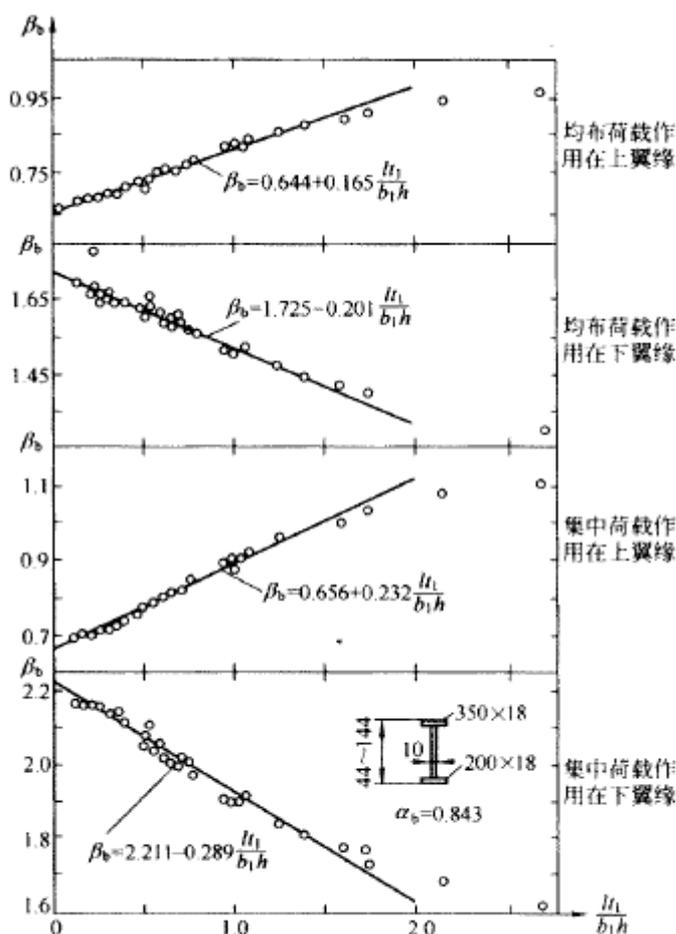


图4 $\beta_b - \frac{l_1}{b_1h}$ 拟合直线 ($\alpha_b = 0.843$)

对跨中有侧向支承的梁,其整体稳定系数 φ_b 按跨中有等间距的侧向支承点数目、荷载类型及其在截面上的作用点位置,分别用能量法求出各种情况下梁的 φ_b 和相应情况下承受纯弯曲的 φ_b 前者和后者的比值取为 β_b 。不同 α_b 时的 β_b 见表 6, 然后选用适当的比值作为表 B. 1 中第 5~9 项的 β_b 值, 适用于任何单轴对称和

双轴对称工字形截面。在推导 β_b 时，假定侧向支承点处梁截面无侧向转动和侧向位移。

有侧向支承点时 φ_d 的提高系数 β_b

跨间侧向 支点数目	荷载形式及作用位置		当 $a_b=I_1+I_2+I_3$					采用值	
			1.00	0.95	0.80	0.50	0.05		0.00
一个	集中荷载	上翼缘	1.769	1.785	1.823	1.881	1.932	1.985	1.75
		下翼缘							
	均布荷载	上翼缘	1.136	1.146	1.166	1.173	1.145	1.126	1.15
		下翼缘	1.590	1.476	1.424	1.407	1.464	1.556	1.40
两个	集中荷载	上翼缘	1.182	1.298	1.382	1.553	1.771	1.853	1.20
		下翼缘	1.500	1.542	1.568	1.731	2.016	2.271	1.40
	均布荷载	上翼缘	1.205	1.220	1.251	1.286	1.320	1.327	1.20
		下翼缘	1.414	1.404	1.399	1.405	1.477	1.543	1.40
三个	集中荷载	上翼缘	1.560	1.589	1.660	1.765	1.960	1.970	1.20
		下翼缘							1.40
	均布荷载	上翼缘	1.220	1.236	1.273	1.321	1.384	1.347	1.20
		下翼缘	1.339	1.348	1.571	1.393	1.480	1.440	1.40

当跨中无侧向支承的梁两端承受不等弯矩作用时，可直接应用 Salvadori 建议的修正系数公式(详见 M. G. Salvadori, "Lateral Buckling Of Eccentrically Loaded 1—Columns", 《Trans. ASCE》, VO1. 121, 1956), 即表 B.1 中第 10 项 β_b 亦即：

$$\beta_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \leq 2.3 \quad (7)$$

2 非弹性阶段整体稳定系数 φ_b 。所有上述公式的推导都是假定梁处于弹性工作阶段，而大量中等跨度的梁整体失稳时往往处于弹塑性工作阶段。在焊接梁中，由于焊接残余应力很大，一开始加荷，梁实际上也就进入弹塑性工作阶段，因此附录 B 中又规定当按公式(B.1—1)算得的 φ_b 大于 0.6 时，应按公式 B.1.2 计算相应的弹塑性阶段的整体稳定系数 φ_b' 来代替值 φ_b ，这是因为梁在弹塑性工作阶段的整体稳定临界应力将有明显降低之故。所列

出的弹塑性整体稳定系数 φ_b' 曲线，见图 5。

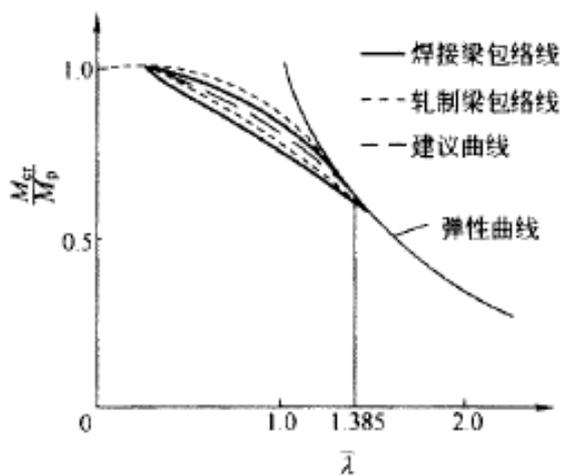


图 5 建议曲线和包络线

图 5 是根据双轴对称焊接和轧制工字形截面简支梁承受纯弯曲的理论和试验研究得出的,研究中考虑了包括初弯曲、加载初偏心 and 残余应力等初始缺陷的等效残余应力的影响,所提曲线可用于规范附录图 B.1 中所示的几种截面。根据纯弯曲所得的 φ_b' 用于跨间有横向荷载的情况,结果将偏于安全方面。 $\varphi_b > 0.6$ 时方需用 φ_b' 代替,这是因为所得的非弹性 φ_b' 曲线刚好在 $\varphi_b = 0.6$ 时与弹性的 φ_b 曲线相交,使 $\varphi_b = 0.6$ 成为弹性与非弹性整体稳定的分界点,不能简单理解为钢材的比例极限等于 $0.6f_y$ (有关钢梁的非弹性整体稳定问题的研究可参见张显杰、夏志斌编写的“钢梁屈曲试验的计算机模拟”,载于全国钢结构标准技术委员会编的《钢结构研究论文报告选集》第二册和夏志斌、潘有昌、张显杰编写的“焊接工字钢梁的非弹性侧扭屈曲”,载于《浙江大学学报》,1988 年增刊)。还需指出 $\varphi_b' > 0.6$ 刚采用的 φ_b' 原为 $\varphi_b' = 1.1 - \frac{0.4646}{\varphi_b} + \frac{0.1269}{\varphi_b^{1.5}}$, 现根据武汉水电学院的建议,与薄钢规范协调,改为 $\varphi_b' = 1.07 - 0.282/\varphi_b$, 两者计算结果误差在 3.5% 以下。

用于梁的 H 型钢多为窄翼缘型(HN 型), 其翼缘的内外边缘平行。它是成品钢材, 比焊接工字钢节省制造工作量且降低残余应力和残余变形; 比内翼缘有斜坡的轧制普通工字钢截面抗弯效能高, 且易于与其他构件连接, 是一种值得大力推广应用的钢材。由于其截面形式与双轴对称的焊接工字形截面相同。故可按公式(B.1—1)计算其稳定系数 φ_b 。

B.2 轧制普通工字钢简支梁的稳定系数:

轧制普通工字钢虽属于双轴对称截面, 但其简支梁的 φ_b , 不能按附录 B 中公式(B.1—1)计算。因轧制工字钢的内翼缘有斜坡, 翼缘与腹板交接处有圆角, 其截面特性不能按三块钢板的组合工字形截面同样计算, 否则误差较大。附录 B 中表 B.2 已直接给出按梁的自由长度、荷载情况和工字钢型号的 φ_b , 可直接查用。表中数值系按理论公式算出然后适当归并, 既使表格不致过分庞大以便于应用, 又使因此引起的误差不致过大。

B.3 轧制槽钢简支梁的稳定系数:

槽钢截面是单轴对称截面, 若横向荷载不通过槽钢简支梁的剪力中心轴, 一受荷载, 梁即发生扭转和弯曲, 因此其整体稳定系数 φ_b 较难精确计算。由于槽钢截面不是梁的主要截面形式, 因此附录 B 中对其 φ_b 的计算采用近似公式。按纯弯曲一种荷载情况来考虑实际上可能遇到的其他荷载情况, 同时再将纯弯曲临界应力公式加以简化。

纯弯曲时槽钢简支梁的临界应力理论公式为:

$$f_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{lW_x} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{l^2 GJ}} \quad (8)$$

上式第二个根号内 $\pi^2 EI_w / (l^2 GJ)$ 与 1 相比, 其值甚少, 可以略去不计, 则得:

$$f_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{lW_x}$$

再采用下列近似简化和替代:

$$I_y = \frac{1}{6}tb^3; \quad I_x = bt\frac{h^2}{2}; \quad W_x = bth; \quad J = \frac{2}{3}bt^3$$

并取 $f_v = 235\text{N} / \text{m}^2$; $E = 206 \times 10^3\text{N} / \text{m}^2$; $G = 79 \times 10^3\text{N} / \text{mm}^2$, 代入 $\varphi_b = f_{cr}/f_y$ 即得附录 B 中的公式(B.3), 当不是 Q235 钢时, 公式末尾再乘以 $235/f_v$

B.4 双轴对称工字形等截面悬臂梁的稳定系数:

其公式来源与焊接工字形等截面简支梁相同。

B.5 受弯构件整体稳定系数的近似计算:

所列近似公式仅适用于侧向长细比 $\lambda_y \leq 120 \sqrt{235/f_y}$ 时受纯弯曲的受弯构件。公式(B.5—1)和公式(B.5-2)系导自公式(B.1.1)。由于长细比小的受弯构件, 都处于非弹性工作阶段屈曲, 所算得的误差即使较大, 经换算成 φ_b' 后, 误差就大大减小, 因此有条件写出公式(B.5-1)和公式(B.5-2)。

适用于 T 形截面的近似公式, 是在选定典型截面后直接按非弹性屈曲求得各长细比下的 φ_b' 后经整理得出。焊接 T 形截面的典型截面是翼缘的宽厚比 $b_1/t = 20$, 腹板的高厚比 $h_w/t_w = 18$; 双角钢 T 形截面采用两个等边角钢。分析时考虑了残余应力的影响。

由于 T 形截面的中和轴接近翼缘板, 当弯矩的方向使翼缘受压时。受压翼缘的弯曲应力到达临界应力前。腹板下端的受拉区早已进入塑性, 因而其 φ_b' 值一般较低。当弯矩方向使翼缘受拉时则相反, φ_b' 值一般较大。在保证受压腹板局部稳定的前提下 φ_b' 值接近 1.0。

由于一般情况下, 梁的侧向长细比都大于 $120 \sqrt{235/f_y}$, 本节所列近似公式主要将用于压弯构件的平面外稳定验算, 使压弯构件的验算可以简单些。

4.2.3 在两个主平面内受弯构件, 其整体稳定性计算很复杂, 本条所列公式(4.2.3)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

I 18 和 I 24a 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小点截面扭转角都远大于单向受弯梁。

用上述少数试验结果验证本条公式(4.2.3)，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(4.1.1)式和(4.2.2)式形式上相协调。

4.2.4 对箱形截面简支梁，本条直接给出了其所应满足的最大 h/b_0 和 l_1/b_0 比值。满足了这些比值，梁的整体稳定性就得到保证，因此在本规范附录 B 中就不需要给出求箱形截面梁整体稳定系数 φ_b 的公式。由于箱形截面的抗侧向弯曲刚度和抗扭转刚度远远大于工字形截面，整体稳定性很强，本条规定的 h/b_0 和 l_1/b_0 值很易得到满足(有关箱形截面简支梁整体稳定性问题的研究可参见潘有昌写的“单轴对称箱形简支梁的整体稳定性”。载于全国钢结构标准技术委员会编的《钢结构研究论文报告选集》第二册)。

4.2.5 将对“梁的支座处，应采取构造措施，以防止梁端截面的扭转”的要求由“注”改为独立条文，以表示其重要性。

4.2.6 原规范把减小梁受压翼缘自由长度的侧向支撑力取为将翼缘视为压杆的偶然剪力，在概念上欠妥。现改为“其支撑力应将梁的受压翼缘视为轴心压杆按 5.1.7 条计算”。具体计算公式及来源见 5.1.7 条及其说明。

4.3 局部稳定

本节对梁腹板局部稳定计算有较大变动，主要是：

- 1 对原来按无限弹性计算的腹板各项临界应力作了弹塑性修正；

2 修改了设置横向加劲肋的区格在几种应力共同作用下的临界条件；

3 无局部压应力且承受静力荷载的工字形截面梁推荐按新增的 4.4 节利用腹板屈曲后强度。

4 对轻、中级工作制吊车梁，为了适当考虑腹板局部屈曲后强度的有利影响，故吊车轮压设计值可乘以折减系数 0.9。

4.3.2 需要配置纵向加劲肋的腹板高厚比，由原来硬性规定的界限值改为根据计算需要配置。但仍然给出高厚比的限值，并按梁受压翼缘扭转受到约束与否分为两档，即： $170 \sqrt{235/f_y}$ 和 $150 \sqrt{235/f_y}$ ；还增加了在任何情况下高厚比不应超过 250 的规定，以免高厚比过大时产生焊接翘曲。

4.3.3 多种应力作用下原用的临界条件公式来源于完全弹性条件。新的公式(4.3.3-1)参考了澳大利亚规范等资料，适合于弹塑性修正后的临界应力。

单项临界应力 σ_{cr} 、 τ_{cr} 、 σ_{c-cr} 。各有三个计算公式，如 σ_{cr} 为(4.3.3-2a、b、c)三个式子(图 6)。其中第一个为临界应力等于强度设计值；第三个为完全弹性的临界应力，而第二个则为弹性屈曲到屈服之间的过渡。虽然三个公式在形式上都以钢材强度设计值 f (或 f_v)为准，但第三个式子的 f (或 f_v)乘以 1.1 后相当于 f (f_{vy} 或)，亦即不计抗力分项系数。弹性和非弹性范围区别对待的原因，是当板处于弹性范围时存在较大的屈曲后强度，安全系数可以小一些，只保留荷载分项系数就够了。早在编制 TJ 17—74 规范时，一般安全系数为 1.41，而腹板稳定的安全系数为 1.25，相当于前者的 $1/1.13$ 。第三个式子采用系数 1.1，才能使本规范的弹性临界应力不低于 74 和 88 规范。

公式采用国际上通行的表达方式，即以通用高厚比(正则化宽厚比)：

$$\lambda_b = \sqrt{f_y/\sigma_{cr}}, \text{ 或 } \lambda_s = \sqrt{f_{vy}/\tau_{cr}}$$

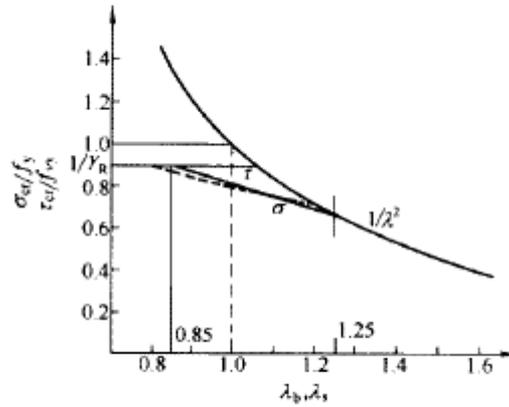


图 6 临界应力与通用高厚比关系曲线

作为参数使同一公式通用于各个牌号的钢材。它和压杆稳定计算的 $\lambda_0 = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{f_y/E}$ 具有同样性质。以弯曲正应力为例，在弹性范围临界应力即为 $\sigma_{cr} = f_y/\lambda^2$ 用强度设计值表达，可取 $\sigma_{cr} = 1.1f_y/\lambda^2$ 。把临界应力

$$\sigma_{cr} = \frac{\chi k \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2$$

代入。升取 $E=206000\text{N/mm}^2, \nu=0.3$ ，则有：

$$\lambda = \frac{h_0/t_w}{28.1 \sqrt{\chi k}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (9)$$

对于受弯腹板 $k=23.9$ 。并取嵌固系数 $\chi=1.66$ 和 1.23 (分别相当于梁翼缘扭转受约束和未受约束)，代替原来的单一系数 1.61 ，得：

$$\lambda = \frac{h_0/t_w}{28.1 \sqrt{\chi k}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (9)$$

对没有缺陷的板，当 $\lambda_b=1$ 时临界应力等于屈服点。考虑残余应力和几何缺陷影响，取 $\lambda_b=0.85$ 为弹塑性修正的上起始点，相应的高厚比为：

$$h_0/t_w = 150\sqrt{235/f_y} \text{ 和 } h_0/t_w = 130\sqrt{235/f_y}$$

此高厚比比 4.3.2 条是否需要设置纵向加劲肋的高厚比限值小。这是由于需要计算腹板局部稳定的通常是吊车梁(一般梁推荐利用屈曲后强度,可不必设置纵向加劲肋),在横向水平力和竖向荷载共同作用下,腹板上边缘的弯曲压应力仅为强度设计值 f 的 $0.8 \sim 0.85$ 倍,腹板高厚比虽达到上述高厚比,往往也不需要设置纵向加劲肋。 $\lambda_b = 0.85$ 也是 4.4.1 条考虑腹板屈曲后强度时截面是否全部有效的分界点。

弹塑性过渡段采用直线式(4.3.3—2b)比较简便。其下起始点参照梁整体稳定计算,弹性界为 $0.6 f_y$ 限,相应的 $\lambda = \sqrt{1/0.6} = 1.29$ 。考虑到腹板局部屈曲受残余应力影响不如整体屈曲大,故取 $\lambda_b = 1.25$ 。

腹板在弯矩作用下屈曲,是压应力引起的。因此,对单轴对称的工字形截面梁,在计算 λ_b 时以 $2h_c$ 代替 h_0 。

τ_{cr} $\sigma_{c,cr}$ 情况和 σ_{cr} 类似,但单轴对称截面仍以 h_0 为准。这两个临界应力的计算公式中,嵌固系数均保留原规范的数值,故不区分受压翼缘扭转是否受到约束。

4.3.4 有纵向加劲肋时,多种应力作用下的临界条件也有改变。受拉翼缘和纵向加劲肋之间的区格,相关公式和仅设横向加劲肋者形式上相同,而受压翼缘和纵向加劲肋之间的区格则在原公式的基础上对局部压应力项加上平方,这一区格的特点是高度比宽度小很多 σ_c 和 σ (或 τ) 的相关曲线上几得比较显著。单项临界应力的计算公式都和仅设横向加劲肋时一样,只是由于屈曲系数不同,通用高厚比的计算公式有些变化。

在公式(9)中,代入屈曲系数 $k = 5.13$, 并取 $\chi = 1.4$ 和 1.0 (分别相当于翼缘扭转受到约束和未受到约束), 即得 λ_{b1} 计算式[规范公式(4.3.4—2a、b)]中分母

$$28.1\sqrt{k\chi} = 75 \text{ 和 } 64$$

代入 $k = 47.6$ 和 $\chi = 1.0$ ，则得 λ_{b2} 表达式[规范公式(4.3.45)]中分母.

$$28.1\sqrt{47.6} = 194$$

对局部横向压应力作用下，原规范对板段 I 中 $\sigma_{c\ cr2}$ 的计算公式(附 2.12)与仅有横向肋时的 $\sigma_{c\ cr}$ 计算公式(附 2.3)形式一致，只是区格高度不同。因此，修改后的 $\sigma_{c\ r2}$ 也采用与 $\sigma_{c\ cr}$ 相同的计算公式，但把 h_0 改为 h_2 。但原规范对板段 I 中 $\sigma_{c\ cr1}$ 的计算公式和仅有横向肋时 $\sigma_{c\ cr}$ 的计算公式没有联系且比较复杂，算得的结果都大于屈服点，需要另觅计算公式。由于区格 I 宽高比常在 4 以上，宜作为上下两边支承的均匀受压板看待，取腹板有效宽度为 h_1 的 2 倍。当受压翼缘扭转未受到约束时，上下两端均视为铰支，计算长度为 h_2 ；扭转受到完全约束时，则计算长度取 $0.7 h_1$ 。规范公式(4.3.4—3 a、b)就是这样得出的。

4.3.5 在受压翼缘与纵向加劲肋之间设置短加劲肋使腹板上部区格宽度减小，对弯曲压应力的临界值并无影响。对剪应力的临界值虽有影响，仍可用仅设横向加劲肋的临界应力公式计算。计算时以区格高度 h_1 和宽度 a_1 代替 h_0 和 a 影响最大的是横向局部压应力的临界值，需要用式(4.3.5)代替(4.3.4—3)来计算 λ_{c1} 原因是仅设纵向加劲肋时，腹板区格为一窄条，接近两边支承板，而设置短加劲肋后成为四边支承板。压应力临界值得到提高。当 $a_1/h_1 \leq 1.2$ 时，式(9)的 k 可取常数 6.8；当 $a_1/h_1 > 1.2$ 时，则 k 直线变化。 χ 系数按受压翼缘扭转有无约束分别取 1.4 和 1.0。

4.3.6 为使梁的整体受力不致产生人为的侧向偏心，加劲肋最好两侧成对配置。但考虑到有些构件不得不在腹板一侧配置横向加劲肋的情况(见图 7)，故本条增加了一侧配置横向加劲肋的规定，其外伸宽度应大于按公式(4.3.6-1)算得值的 1.2 倍，厚度应大于其外伸宽度的 1/15。其理由如下：

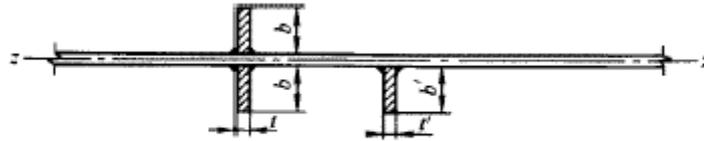


图7 横向加劲肋的配置方式

钢板横向加劲肋成对配置时，其对腹板水平轴(z-z轴)的惯性矩 I_z 为：

$$I_z \approx \frac{1}{12} (2b_s)^3 t_s = \frac{2}{3} b_s^3 t_s$$

一侧配置时，其惯性矩为：

$$I'_z \approx \frac{1}{12} (b'_s)^3 t'_s + b'_s t'_s \left(\frac{b'_s}{2} \right)^2 = \frac{1}{3} (b'_s)^3 t'_s$$

两者的线刚度相等，才能使加劲效果相同。即：

$$\frac{I_z}{h_0} = \frac{I'_z}{h_0}$$

$$(b'_s)^3 t'_s = 2b_s^3 t_s$$

取：
$$t'_s = \frac{1}{15} b'_s$$

$$t_s = \frac{1}{15} b_s$$

则：
$$(b'_s)^4 = 2b_s^4$$

$$b'_s = 1.2b_s$$

纵向加劲肋截面对腹板竖直轴线的惯性矩,本规范规定了分界线 $a/h_0=0.85$ 。当 $a/h_0 \leq 0.85$ 时，用公式(4.3.6—4a)计算；当 $a/h_0 > 0.85$ 时,用公式(4.3.6—4b)计算。

$$\frac{I_z}{h_0} = \frac{I_{zs}}{h_1}$$

$$\frac{I_z}{h_0} = \frac{I_{zs}}{h_1}$$

$$\frac{2b_s^3 t_s}{3h_0} = \frac{2b_{zs}^3 t_{zs}}{3h_1}$$

第 47 页

$$\frac{I_z}{h_0} = \frac{I_{zs}}{h_1}$$

$$\frac{2b_s^3 t_s}{3h_0} = \frac{2b_{zs}^3 t_{zs}}{3h_1}$$

，其根据是要求短加劲肋的线刚度等

$$\begin{aligned} \text{取:} \quad & t_{ss} = \frac{b_{ss}}{15}, t_s = \frac{b_s}{15}, \frac{h_1}{h_0} = \frac{1}{4} \\ \text{得:} \quad & b_{ss} = 0.7b_s \end{aligned}$$

故规定短加劲肋外伸宽度为横向加劲肋外伸宽度的 0.7 ~ 1.0 倍。

本条还规定了短加劲肋最小间距为 $0.75h_1$ ，这是根据 $a/h_2 = 1/2$ 、 $h_2 = 3h_1$ 、 $a_1 = a/2$ 等常用边长之比的情况导出的。

4.3.8 明确受压翼缘外伸宽厚比分为两档，以便和 4.1.1 条相配合。

4.4 组合梁腹板考虑屈曲后强度的计算

本节条款暂不适用于吊车梁，原因是多次反复屈曲可能导致腹板边缘出现疲劳裂纹。有关资料还不充分。

利用腹板屈曲后强度，一般不再考虑设置纵向加劲肋。对 Q235 钢来说，受压翼缘扭转受到约束的梁，当腹板高厚比达到 80 时(或受压翼缘扭转未受约束的梁，当腹板高厚比达到 175 时)，抗弯承载力与按全截面有效的梁相比，仅下降 5% 以内。

4.4.1 工字形截面梁考虑腹板屈曲后强度，包括单纯受弯、单纯受剪和弯剪共同作用三种情况。就腹板强度而言，当边缘正应力达到屈服点时，还可承受剪力 $0.6V_u$ 。弯剪联合作用下的屈曲后强度与此有些类似，剪力不超过 $0.5V_u$ 时，腹板抗弯屈曲后强度不下降。相关公式和欧洲规范 EC 3 相同。

梁腹板受弯屈曲后强度的计算是利用有效截面的概念。腹板受压区有效高度系数 ρ_c 和局部稳定计算一样以通用高厚比作为参数。 ρ_c 值电分为三个区段，分界点和局部稳定计算相同。梁截面模量的折减系数 γ_x 的计算公式是按截面塑性发展系数 $\gamma_x = 1$ 得出的偏安全的近似公式，也可用于 $\gamma_x = 1.05$ 的情况。如图 8 所示，忽略腹板受压屈曲后梁中和轴的变动，并把受压区的有效高度 $\rho_c h_c$ 等分在两边，同时在受拉区也和受压区一样扣去 $(1-\rho)h_{ctw}$ ，在计算腹板有效截面的惯性矩时不计扣除截面绕自身形心轴的惯性矩。算得梁的有效截面惯性矩为：

$$I_{se} = \alpha_r I_x$$

$$\alpha_r = 1 - \frac{(1-\rho)h_c^3 t_w}{2I_x}$$

此式虽由双轴对称工字形截面得出，也可用于单轴对称工字形截面。

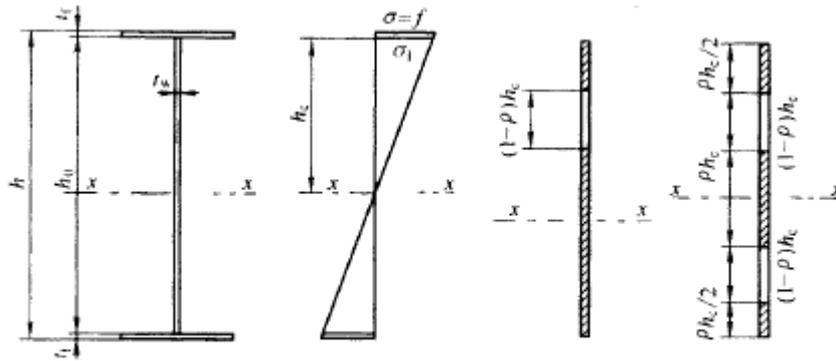


图 8 梁截面模量折减系数简化计算简图

梁腹板受剪屈曲后强度计算是利用拉力场概念。腹板的极限剪力大于屈曲剪力。精确确定拉力场剪力值需要算出拉力场宽度,比较复杂。为简化计算。条文采用相当于下限的近似公式。极限剪力计算也以相应的通用高厚比 为参数。计算 时保留了原来采用的嵌固系数 1.23。拉力场剪值参考厂欧盟规范的“简单屈曲后方法”。但是,由于拉力带还有弯曲应力,把欧盟的拉力场乘以 0.8。欧盟不计嵌固系数,极限剪应力并不比我们采用的高。

4.4.2 当利用腹板受剪屈曲后强度时。拉力场对横向加劲肋的作用可以分成竖向和水平两个分力。对中间加劲肋来说。可以认为两相邻区格的水平力由翼缘承受。因此,这类加劲肋只按轴心压力计算其在腹板平面外的稳定。

对于支座加劲肋,当和它相邻的区格利用屈曲后强度时,则必须考虑拉力场水平分力的影响,按压弯构件计算其在腹板平面外的稳定。本条除给出此力的计算公式和作用部位外,还给出多加一块封头板时的近似计算公式。

5 轴心受力构件和拉弯、压弯构件的计算

5.1 轴心受力构件

5.1.1 本条为轴心受力构件的强度计算要求：

从轴心受拉构件的承载能力极限状态来看，可分为两种情况：

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

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{f_y}{\gamma_R}$$

式中 γ_R ——抗力分项系数；对 Q235 钢， $\gamma_R = 1.087$ ；对 Q345、Q390 和 Q420 钢， $\gamma_R = 1.111$ 。

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

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{f_u}{\gamma_{uR}} = \frac{\gamma_R}{\gamma_{uR}} \cdot \frac{f_u}{f_y} = \frac{f_y}{\gamma_R} \approx 0.8 \cdot \frac{f_u}{f_y} = f$$

由于净截面的孔眼附近应力集中较大，容易首先出现裂缝。因此其抗力分项系数 γ_{uR} 应予提高。上式中参考国外资料 $\frac{\gamma_R}{\gamma_{uR}} = 0.8$ ，即 γ_{uR} 比 γ_R 增大 25%。

本规范为了简化计算，采用了净截面处应力不超过屈服强度的计算方法[即规范中公式(5.1.1-1)]；

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{f_y}{\gamma_R} = f$$

对本规范推荐的 Q235、Q345、Q390 和 Q420 钢来说，其屈强比均小于或很接近于 0.8，因此一般是偏于安全的。如果今后采用了屈强比更大的钢材，宜用公式(10)和公式(11)来计算，以确保安全。

摩擦型高强度螺栓连接处，构件的强度计算公式是从连接的

传力特点建立的。规范中的公式(5.1, 1-2)为计算由螺栓孔削弱的截面(最外列螺栓处), 在该截面上考虑了内力的一部分已由摩擦力在孔前传走。公式中的系数 0.5 即为孔前传力系数。根据试验, 孔前传力系数大多数情况可取为 0.6, 少数情况为 0.5。为了安全可靠。本规范取 0.5。在某些情况下, 构件强度可能由毛截面应力控制, 所以要求同时按公式(5.1.1-3)计算毛截面强度。

5.1.2 本条为轴心受压构件的稳定性计算要求。

1 轴心受压构件的稳定系数 φ , 是按柱的最大强度理论用数值方法算出大量 φ - λ 曲线(柱子曲线)归纳确定的。进行理论计算时, 考虑了截的不同形式和尺寸, 不同的加工条件及相应的残余应力图式, 并考虑了 1/1000 杆长的初弯曲。在制定 GBJ 17-88 规范时, 根据大量数据和曲线, 选择中常用的 96 条曲线作为确定 φ 值的依据。由于这 96 条曲线的分布较为离散。若用一条曲线来代表这些曲线, 显然不合理, 所以进行了分类, 把承载力相近的截面及其弯曲失稳对应轴合为一类, 归纳为 a、b、c 三类每类中柱子曲线的平均值(即 50%分位值)作为代表曲线。

关于轴心压杆的计算理论和算出的各曲线值, 参见李开禧、肖允徽等写的“逆算单元长度法计算单轴失稳时钢压杆的临界力”“钢压杆的柱子曲线”两篇文章(分别载于《重庆建筑工程学院学报》, 1982 年 4 期和 1985 年 1 期)。

由于当时计算的柱子曲线都是针对组成板件厚度 $t < 40\text{mm}$ 的截面进行的, 规范表 5.1.2-1 的截面分类表就是按上述依据略加调整确定的。

2 组成板件 $t \geq 40\text{mm}$ 的构件, 残余应力不但沿板宽度方向变化, 在厚度方向的变化比较显著。板件外表面往往以残余压应力为主, 对构件稳定的影响较大。在制定原规范时对此研究不够, 只提出了“板件厚度大于 40mm 的焊接实腹截面属 c 类截面”。后经西安建筑科技大学等单位研究, 对组成板件 $t \geq 40$ 的工字形

H 形截面和箱形截面的类别作了专门规定，并增加了 d 类截面的 φ 值。在表 5.1.2-2 中提出的组成板件厚度 $t \leq 40\text{mm}$ 的轧制 H 形截面的截面类别，实际上我国目前尚未生产这种型钢，这是指进口钢材而言。

我国的《高层建筑钢结构设计与施工规程》GJG 99-98 和上海市的同类规程都已经在研究工作的基础上制订了这类稳定系数。前者计算了四种焊接 H 形厚壁截面的稳定系数曲线，并取一条中间偏低的曲线作为 d 类系数。后者计算了三种截面的稳定系数曲线，并取其平均值作为 d 类系数。两者所取截面只有一种是共同的，因而两曲线有些差别，不过在常用的长细比范围内差别不大。基于这一情况，综合两条 d 曲线取一条新的曲线，其 φ 值的比较见表 7。

表 7 d 类 φ 曲线比较

n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
本规范曲线	0.987	0.946	0.866	0.789	0.716	0.648	0.584	0.525	0.472
高层曲线	0.978	0.913	0.841	0.774	0.709	0.647	0.588	0.532	0.494
上海曲线	0.990	0.962	0.884	0.804	0.721	0.642	0.572	0.509	0.455
A_n	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.5	3.0
本规范曲线	0.424	0.354	0.298	0.251	0.213	0.181	0.156	0.126	0.092
高层曲线	0.456	0.383	0.320	0.268	0.225	0.191	0.153	0.132	0.095
上海曲线	0.406	0.327	0.273	0.231	0.196	0.168	0.145	0.118	0.087

注： n 为正则化长细比(通用长细比) $\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{f_y/E}$ ； λ 为构件长细比。

3 单轴对称截面绕对称轴的稳定性是弯扭失稳问题。原规范认为对等边角钢截面、双角钢 T 形截面和翼缘宽度不等的工字形截面绕对称轴(y 轴)的弯扭失稳承载力比弯曲失稳承载力低得不多， φ 值未超出所属类别的范围。仅轧制 T 形、两板焊接 T 形以及槽形截面绕对称轴弯扭屈曲承载力较低，降低为 c 类截面而未计及弯扭。以上处理弯扭失稳问题的办法，难免粗糙，尤其是

将“无任何对称轴的截面绕任意轴”都按 c 类截面弯曲屈曲对待更缺少依据。故本规范表 5.1.2 的截面类别只根据截面形式和残余应力的影响来划分，将弯扭屈曲用换算长细比的方法换算为弯曲屈曲。虽然换算是按弹性进行，但由于弯曲屈曲的 φ 值考虑了非弹性和初始缺陷，这就相当于弯扭屈曲也间接考虑了非弹性和初始缺陷。

根据弹性稳定理论，单轴对称截面绕对称轴(y 轴)的弯扭屈曲临界力 N_{yz} ，和弯曲屈曲临界力 N_{Ey} 及扭转屈曲临界力 N_z 之的关系由下式表

$$(N_{Ey} - N_{yz})(N_z - N_{yz}) - \frac{e_0^2}{i_0^2} N_{yz}^2 = 0 \quad (13)$$

$$N_z = \frac{1}{i_0^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_0^2} \right) \quad (14)$$

式中 e — 截面剪心在对称轴上的坐标；
 I_t 、 I_w — 构件截面抗扭惯性矩和扇性惯性矩；
 i — 对于剪心的极回转半径；
 l_0 — 扭转屈曲的计算长度。

$$\text{令 } N_{Ey} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_y^2} \quad N_z = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_z^2} \quad N_{yz} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_{yz}^2}$$

代入公式(13)可得：

$$\lambda_{yz}^2 = \frac{1}{2} (\lambda_y^2 + \lambda_z^2) + \frac{1}{2} \sqrt{(\lambda_y^2 + \lambda_z^2)^2 - 4 \left(1 - \frac{e_0^2}{i_0^2} \right) \lambda_y^2 \lambda_z^2} \quad (15)$$

上式即为规范公式(5.1.2—3)。而式中

$$\lambda_z^2 = \frac{i_0^2 A}{\frac{I_t}{25.7} + \frac{I_w}{l_0^2}} \quad i_0^2 = e_0^2 + i_x^2 + i_y^2$$

对 T 形截面(轧制、双板焊接、双角钢组合)、十字形截面和角形截面可近似取 $I_w = 0$ ，因而这些截面的

$$\lambda_z^2 = 25.7 A \frac{i_0^2}{I_t} \quad (16)$$

为了方便计算，对单角钢和双角钢组合T形截面给出简化公式。简化过程中，对截面特性如回转半径和剪心坐标都采用平均近似值。例如等边单角钢对两个主轴的回转半径分别取 $0.385b$ 和 $0.195b$ ，剪心坐标取 $b/3$ ；另外取 $I_t=At^2/3$ 。

双角钢组合T形截面连有填板，其抗扭性能有较大提高。图9所示的等边角钢组合截面，无填板部分(图9a)的抗扭惯性矩为：

$$I_{t1} = At^2/3$$

有填板部分(图9b)，设合并肢与填板的总厚度为 $2.75t$ ，抗扭惯性矩为：

$$I_{t2} = \frac{2(b-t)t^3}{3} + \frac{b(2.75t)^3}{3} \approx 1.95At^2$$

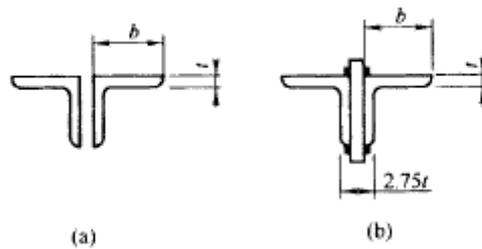


图9 双角钢组合T形截面

设有填板(和节点板)部分占杆件总长度的15%，则杆件综合抗扭惯性矩可取：

$$I_t = 0.85I_{t1} + 0.15I_{t2} = 0.58At^2$$

不等边双角钢组合T形截面也可用类似方法进行计算推导所得的换算长细比的实用公式均为简单的线性公式。例如等边双角钢截面 y_z 的实用公式有如下两个：

当 $b/t \leq 0.58l_{0y}/b$ 时：

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{0.475b^4}{l_{0y}^2 t^2} \right)$$

当 $b/t > 0.58l_{0y}/b$ 时：

其他的双角钢组合T形截面和等边单角钢截面都可按此方法得到简单实用计算式。

$$\lambda_{yz} = 3.9 \frac{b}{t} \left(1 + \frac{I_{0y}^2 t^2}{18.6 b^4} \right)$$

4 对双轴对称的十字形截面构件(图10),其扭转屈曲换算长细比为 λ_z ,按公式(16)得:

$$\begin{aligned} \lambda_z^2 &= 25.7 \frac{A i_0^2}{I_t} = 25.7 \frac{I_p}{I_t} \\ &= 25.7 \frac{2 \times \frac{1}{12} t (2b)^3}{\frac{1}{3} \times 4bt^3} = 25.7 \left(\frac{b}{t} \right)^2 \\ \lambda_z &= 5.07b/t \end{aligned}$$

因此规定“ λ_z 或 λ_y 取值不得小于 $5.07b/t$ ”,以避免发生扭转屈曲。

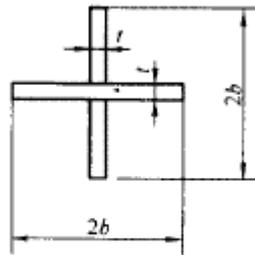


图 10 双轴对称的十字形截面

5 根据构件的类别和长细比 (或换算长细比)即可按规范附录C的各表查出稳定系数 φ ,表中 $\lambda \sqrt{f_y/235}$ 的根号为考虑不同钢种对长细比 的修正。

为了便于使用电算,采用非线性函数的最小二乘法将各类截面的理论 φ 值拟合为Perry公式形式的表达式:

当正则化长细比 $\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{f_y/E} > 0.215$ 时:

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

式中 α_1 、 α_1 ——系数，根据截面类别按附录C表C—5取用。

当 $\lambda_n \leq 0.215$ 时(相当于 $\lambda \leq 20\sqrt{235/f_y}$)，Perry公式不再适用，采用一条近似曲线使 $\lambda_n=0.215$ 与 $\lambda_n=0$ ($\varphi=1.0$) 衔接，即 $\varphi=1-\alpha_1\lambda_n^2$

对a、b、c及d类截面，系数 α_1 值分别为0.41、0.65、0.73和1.35。

经可靠度分析，采用多条柱子曲线，在常用的 λ 值范围内，可靠指标基本上保均匀分布，符合《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068的要求。

图11为采用的柱子曲线与我国的试验值的比较情况。由于试件的厚度较小，试验值一般偏高，如果试件的厚度较大，有组成板件超过40mm的试件，自然就会有接近于d曲线的试验点。

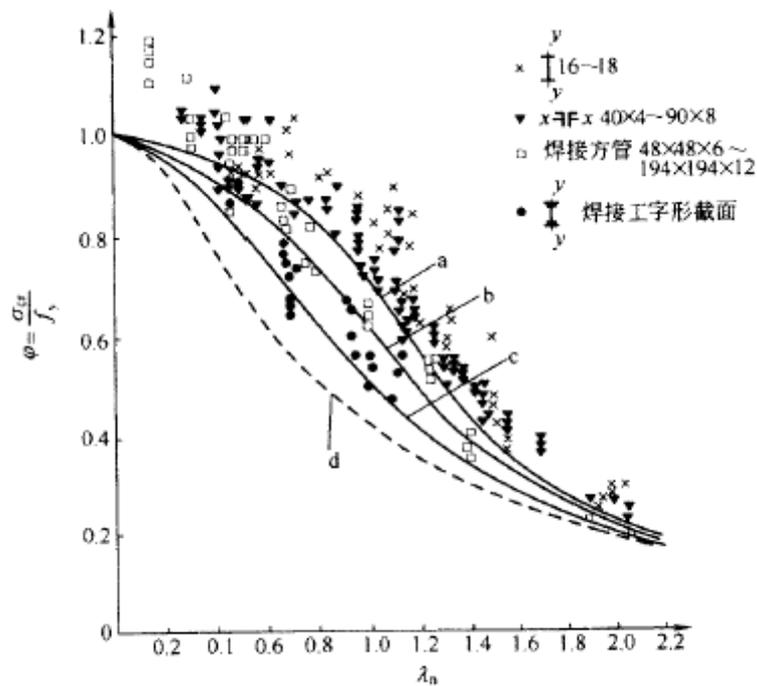


图 11 柱子曲线与试验值

5.1.3 对实腹构件，剪力对弹性屈曲的影响很小，一般不予考虑。但是格构式轴心受压构件，当绕虚轴弯曲时，剪切变形较大，对弯曲屈曲临界力有较大影响。因此计算时应采用换算长细比来考虑此不利影响。

换算长细比的计算公式是按弹性稳定的理论公式，经简化而得：

1 双肢缀板组合构件，对虚轴的临界力可按下式计算：

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \left(\frac{a^2}{24EI_1} + \frac{ca}{12EI_b} \right)} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_0^2} \quad (17)$$

即换算长细比为：

$$\begin{aligned} \lambda_0 &= \sqrt{\lambda^2 + \frac{\pi^2 0.5Aa^2}{12 I_1} \left(1 + 2 \frac{cI_1}{I_b a} \right)} \\ &= \sqrt{\lambda^2 + \frac{\pi^2}{12} \lambda_1^2 \left(1 + 2 \frac{i_1}{i_b} \right)} \end{aligned} \quad (18)$$

式中 α — 缀板间的距离；

c — 构件两分肢的轴线距离；

I_1 — 分肢截面对其弱轴的惯性矩；

I_b — 两侧缀板截面惯性矩之和；

i_1 — 分肢的线刚度；

i_b — 两侧缀板线刚度之和。

根据本规范第8.4.1条的规定， $i_b/i_1 \geq 6$ 。将 $i_b/i_1 = 6$ 代入公式(18)中，得：

$$\lambda_0 \approx \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2} \quad (19)$$

2 双肢缀条组合构件，对虚轴的临界力可按下式计算：

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \left(\frac{1}{EA_1 \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha} \right)} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_0^2} \quad (20)$$

即换算细长比为：

$$\lambda_0 = \sqrt{\lambda^2 + \frac{\pi^2}{\sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{A}{A_1}} \quad (21)$$

式中 α —— 斜缀条与构件轴线间的夹角；

A_1 —— 一个节间内两侧斜缀条截面积之和。

本规范条文注2中规定为： α 角应在 $40^\circ \sim 70^\circ$ 范围内。在此范围时，公式(21)中：

$$\frac{\pi^2}{\sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha} \approx 27 \quad (22)$$

因此双肢缀条组合构件对虚轴的换算长细比取为：

$$\lambda_0 = \sqrt{\lambda^2 + 27 \frac{A}{A_1}} \quad (23)$$

当 α 角不在 $40^\circ \sim 70^\circ$ 范围，尤其是小于 40° ，上式中的系数值将大于27的甚多，公式(23)是偏于不安全的，此种情况的换算尺细比应改用公式(21)计算：

3 四肢缀板组合构件换算长细比的推导方法与双肢构件类似。一般说来，四肢构件截面总的刚度比双肢的差，构件截面形状保持不变的假定不一定能完全做到，而且分肢的受力也较不均匀。因此换算长细比宜取值偏大一些。根据分析， λ_1 按角钢的截面最小回转半径计算，可以保证安全。

4 对四肢缀条组合构件，考虑构件截面总刚度差、四肢受力不均匀等影响，将双肢缀条组合构件中的系数27提高到40。

5 三肢缀条组合构件的换算长细比是参照国家现行标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018的规定采用的。

5.1.4 对格构式受压构件的分肢细比 λ_1 的要求，主要是为了不使分肢先于构件整体失去承载能力。

对缀条组合的轴心受压构件，由于初弯曲等缺陷的影响，构件受力时呈弯曲状态，使两分肢的内力不等。条文中规定 $\lambda_1 \leq 0.7\lambda_{\max}$ 。是在考虑构件几何和力学缺陷(总的等效初弯曲取构件长度 $1/500$)的条件下，经计算分析而得的。满足此要求时，可不计

算分肢的稳定性。

如果缀条组合的轴心受压构件的 $\lambda_1 > 0.7\lambda_{\max}$, 就需要对分肢进行计算, 但计算时应计入上述缺陷的影响。

对缀板组合的轴心受压构件, 与缀条组合的构件类似, 在一定的等效初弯曲条件下, 经计算分析认为, 当 $\lambda_1 \leq 40$ 和 $0.5\lambda_{\max}$ 时, 基本上可使分肢不先于整体构件失去承载能力。

5.1.5 双角钢或双槽钢构件的填板间距规定为: 对于受压构件是为了保证一个角钢或一个槽钢的稳定; 对于受拉构件是为了保证两个角钢和两个槽钢共同工作并受力均匀。由于此种构件两分肢的距离很小, 填板的刚度很大, 根据我国多年的使用经验。满足本条要求的构件可按实腹构件进行计算, 不必对虚轴采用换算长细比。

5.1.6 轴心受压构件的剪力 V , 分析时取构件弯曲后为正弦曲线(图12)。

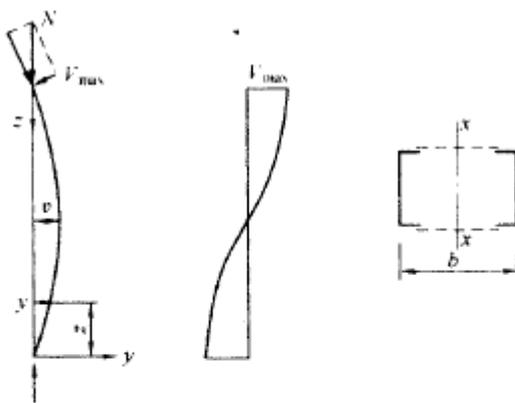


图 12 剪力 V 的计算

设:

$$y = v \sin \frac{\pi z}{l} \quad (24)$$

则:

$$M = Ny = Nv \sin \frac{\pi z}{l}$$

$$V = \frac{dM}{dz} = Nv \frac{\pi}{l} \cos \frac{\pi z}{l}$$

$$V_{\max} = \frac{\pi}{l} Nv \quad (25)$$

按边缘屈服原则

$$\frac{N}{A} + \frac{Nv}{I_x} \cdot \frac{b}{2} = f_y \quad (26)$$

令 $I_x = A i_x^2$, $\frac{N}{A} = \varphi f_y$, 代入公式(26)可得:

$$v = \frac{2(1-\varphi)i_x^2}{b\varphi} \quad (27)$$

将此 v 值代入公式(25)中, 并使 $i_x \approx 0.44b$, $l/i_x = \lambda_x$, 得:

$$V_{\max} = \frac{0.88\pi(1-\varphi)N}{\lambda_x \varphi} = \frac{N}{\alpha\varphi} \quad (28)$$

$$\alpha = \frac{\lambda_x}{0.88\pi(1-\varphi)} \quad (29)$$

对格构柱, 稳定系数 φ 应根据边缘屈服准则求出, 或近似地按换算长细比由规范b类截面的表查得。

计算证明, 在常用的长细比范围, α 值的变化不大, 可取定值,

即取:

Q235钢 $\alpha=85$

Q345钢 $\alpha=70$

Q390钢 $\alpha=65$

Q420钢 $\alpha=62$

这些数值恰好与 $\alpha = 85\sqrt{235/f_y}$ 较为吻合, 因此建议轴心受压构件剪力表达式为:

$$V = \frac{N}{85\varphi\sqrt{235}} \sqrt{f_y} \quad (30)$$

为了便于计算, 令公式(30)中的 $N/\varphi = Af$, 即得规范的公式(5.1.6):

$$V = \frac{Af}{85} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (31)$$

对格构式构件，此剪力由两侧缀材面平均分担，其中三肢柱缀材分担的剪力还应除以 $\cos\theta$ (θ 角见本规范图5.1.3)。

实腹式构件中，翼缘与腹板的连接，有必要时可按此剪力进行计算。

5.1.7 重新规定了减小受压构件自由长度的支撑力，不再借用受压构件的偶然剪力。

1 当压杆的长度中点设置一道支撑时(图13)，设压杆有初弯曲 δ_0 ，受压力后增至 $\delta_0 + \delta$ ，增加的挠度 δ 应等于支撑杆的轴向变形。根据变形协调关系即可得支撑力(参见陈绍蕃《钢结构设计原理》第二版，科学出版社)。当压杆长度中点有一道支撑时，支撑力 $F_{b1} \approx \frac{N}{60}$ ，与原规范规定的偶然剪力相比，当压杆长细比 $\lambda > 77$ (对Q235钢)或41(对Q345钢)时， F_{b1} 小于偶然剪力。

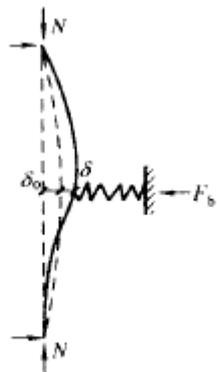


图 13 压杆的支撑力

2 当一道支撑支于距柱端 αl 时，则支 $F_{b1} = \frac{N}{240\alpha(1-\alpha)}$ 。当 $\alpha=0.4$ 时， $F_{b1} = \frac{N}{57.6}$ 与 $N/60$ 相比仅相差4%。因此对不等间距支承，若间距与平均间距相比相差不超过20%

时，可认为是等间距支承。

3 支承多根柱的支撑力取为 $F_m = \frac{\sum N_i}{60} (0.6 + \frac{0.4}{n})$ 式中n为被撑柱的根数， N_i 为被撑柱同时存在的轴心压力设计值之和。

支撑多根柱的支撑，往往承受较大的支撑力，因此不能再只按容许长细比选择截面，需要按支撑力进行计算，且一道支撑架在一个方向所撑柱数不宜超过8根。

4 本条中还明确提出F列两项：

1) 支撑力可不与其他作用产生的轴力叠加，取两者之中较大值进行计算。

2) 支撑轴线应通过被撑构件截面的剪心[对双轴对称截面，剪心与形心重合；对单轴对称的T形截面(包括双角钢组合T形)及角形截面，剪心在两组成板件轴线交点，其他单轴对称和无对称轴截面剪心位置可参阅有关力学或稳定理论资料]。

5.2 拉弯构件和压弯构件

5.2.1 在轴心力N和弯矩M的共同作用下，当截面出现塑性铰时，拉弯或压弯构件达到强度极限，这时 N/N_p 和 M/M_p 的相关曲线是凸曲线(这里的 N_p 是无弯矩作用时全截面屈服的轴力， M_p 是无轴心力作用时截面的塑性铰弯矩)，其承载力极限值大于按直线公式计算所得的结果。本规范对承受静力荷载或不需计算疲劳的承受动力荷载的拉弯和压弯构件，用塑性发展系数的方式将此有影响的部分计入设计中。对需要计算疲劳的构件则不考虑截面塑性的发展。

截面塑性发展系数 γ 的数值是与截面形式、塑性发展深度和截面高度的比值 μ 、腹板面积与一个翼缘面积的比值 α 以及应力状态有关。

塑性发展愈深，则 γ 值愈大。但考虑到：压应力较大翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比按 $13 \sqrt{235/f}$ ，腹板内有剪

应力存在：3 有些构件的腹板高厚比可能较大，以致不能全部有效；构件的挠度不宜过大。因此，截面塑性发展的深度以不超过 0.15 倍的截面高度为宜。这样 γ 值可归纳为下列取值原则：

- (1)对有平翼缘板的一侧， γ 取为1.05
- (2)对无翼缘板的一侧， γ 取为1.20；
- (3)对圆管边缘， γ 取为1.15；
- (4)对格构式构件的虚轴弯曲时， γ 取为1.0。

根据上述原则得出了规范条文中表5.2.1的 γ_x 、 γ_y 数值。表中八种截面塑性发展系数的计算公式推导可参见罗邦富写的“受压构件的纵向稳定性”（载于全国钢结构标准技术委员会编的《钢结构研究论文报告选集》第一册）。

本规范与原规范相比，本条内容没有大的改变，只是将“直接承受动力荷载时取 $\gamma_x=\gamma_y=1.0$ ，改为“需要计算疲劳的拉弯、压弯构件，宜取 $\gamma_x=\gamma_y=1.0$ ”。理由参见4.1.1条的说明。

5.2.2 压弯构件的(整体)稳定，对实腹构件来说，要进行弯矩作用平面内和弯矩作用平面外稳定计算。

1 弯矩作用平面内的稳定。

1) 理论依据。实腹式压弯构件，当弯矩作用在对称轴平面内时(绕x轴)，具弯矩作用平面内的稳定性应按最大强度理论进行分析。

压弯构件的稳定承载力极限值，不仅与构件的长细比 λ 和偏心率 e 有关，且与构件的截面形式和尺寸、构件轴线的初弯曲、截面上残余应力的分布和大小、材料的应力—应变特性以及失稳的方向等因素有关。因此，本规范采用了考虑这些因素的分析法，对11种常用截面形式，以及残余应力、初弯曲等因素，在长细比为20、10、60、80、100、120、160、200，偏心率为0.2、0.6、1.0、2.0、

4.0、10.0、20.0等情况时的承载力极限值进行了计算，并将这些理论计算结果作为确定实用计算公式的依据。

上述理论分析和计算结果可参见李开禧、肖允徽写的“逆算单元长度法计算单轴失稳时钢压杆的临界力”和“钢压杆的柱子曲线”两篇文章(分别载于《重庆建筑工程学院学报》1982年4期和1985年1期)。

2)实用计算公式的推导,两端铰支的压弯构件,假定构件的变形曲线为正弦曲线,在弹性工作阶段当截面受压最大边缘纤维应力达到屈服点时,其承载能力可按下列相关公式来表达:

$$\frac{N}{N_p} + \frac{M_x + Ne_0}{M_c(1 - N/N_{Ex})} = 1 \quad (32)$$

式中 N 、 M_x —轴心压力和沿构件全长均布的弯矩;

e_0 ——各种初始缺陷的等效偏心距;

N_p ——无弯矩作用时,全截面屈服的承载力极限值,

M_c ——无轴心力作用时,弹性阶段的最大弯矩。

$1/(1 - N/N_{Ex})$ ——压力和弯矩联合作用下弯矩的放大系数;

N_{Ex} ——欧拉临界力。

在公式(32)中,令 $M_x=0$,则式中的 N 即为有缺陷的轴心受压构件的临界力 N_0 ,得:

$$e_0 = \frac{M_c(N_p - N_0)(N_{Ex} - N_0)}{N_p N_0 N_{Ex}} \quad (33)$$

将此 e_0 代入公式(32),并令 $N_0 = \varphi_x N_p$ ”经整理后可得:

$$\frac{N}{\varphi_x N_p} + \frac{M_x}{M_c \left(1 - \varphi_x \frac{N}{N_{Ex}}\right)} = 1 \quad (34)$$

考虑抗力分项系数并引入弯矩非均匀分布时的等效弯矩系数 β_{mx} 后,上式即成为:

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{ix} \left(1 - \varphi_x \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} \leq f \quad (35)$$

式中 N_{Ex}' —参数； $N_{Ex} = N_{Ex}/1.1$ 相当于欧拉临界力 N_{Ex} 除以
抗力分项系数 γ_R 的平均值 1.1。

此式是由弹性阶段的边缘屈服准则导出的。必然与实腹式压弯构件考虑塑性发展的理论计算结果有差别。经过多种方案比较，发现实腹式压弯构件仍可借用此种形式。不过为了提高其精度，可以根据理论计算值对它进行修正。分析认为，实腹式压弯构

γ_x ——截面塑性发展系数,其值见规范表图5.2.1

η_1 ——修正系数

对于规范表5.2.1第3、4项中的单轴对称截面(即T形和槽形截面)压弯构件，当弯矩作用在对称轴平面内且使翼缘受压时，无翼缘端有可能由于拉应力较大而首先屈服。为了使其塑性不致深入过大，对此种情况，尚应对无翼缘侧进行计算。计算式可写成为：

$$\left| \frac{N}{A} - \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{2x} \left(1 - \eta_2 \frac{N}{N'_{Ex}} \right)} \right| \leq f \quad (37)$$

式中 W_{2x} ——无翼缘端的毛截面抵抗矩

η_2 ——压弯构件受拉侧的修正系数

3) 实用公式中的修正系数 η_1 和 η_2 值。由实腹式压弯构件承载力极限值的理论计算值 N ，可以得到压弯构件稳定系数的理论值 $\varphi_p = N/N_p$ ；从实用计算公式(36)和公式(37)可以推算相应的稳定系数 φ_p' 。修正系数 η_1 和 η_2 值的选择原则，是使各种截面的 φ_p/φ_p' 值都尽可能接近于 1.0。经过对 11 种常用截面形式的计算比较，结果认为，修正系数的最优值是： $\eta_1 = 0.8$ ， $\eta_2 = 1.25$ 。这样取定 η_1 和 η_2 值后，实用公式的计算值 φ_p' 接近于理论值 φ_p 。

4) 关于等效弯矩系数 β_{mx} 。对有端弯矩但无横向荷载的两端

支承的压弯构件，设端弯矩的比值为 $\alpha = M_2 / M_1$ ，其中 $|M_1| > |M_2|$ 。当弯矩使构件产生同向曲率时， M_1 与 M_2 取同号；产生反向曲率时， M_1 与 M_2 取异号。

在不同 α 值的情况下，压弯构件的承载力极限值是不同的。采用数值计算方法可以得到不同的 $N / N_p - M / M_p$ 相关曲线。根据对宽翼缘工字钢的 $N / N_p - M / M_p$ 相关曲线图的分析，若以 $\alpha = 1.0$ 的曲线图为标准，取相同 N / N_p 值时的 (M / M_p) 与 $(M / M_p)_{\alpha=1}$ 值的比值，可以画出图(14)。图中的 $\alpha = -1, -0.5, 0, 0.5, 1.0$ 时的竖直线表示 β_{mx} 值的范围。规范采用的等效弯矩系数(图14)的斜直线：

$$\beta_{mx} = 0.65 + 0.35\alpha \quad (38)$$

是偏于安全方面的。

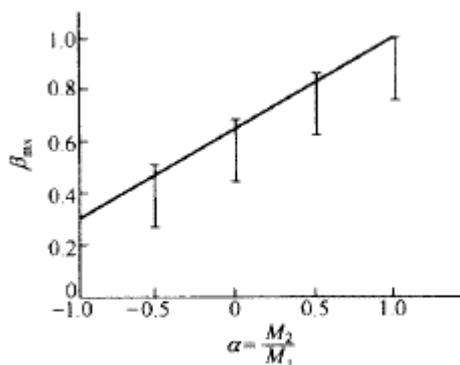


图 14 不等端弯矩时的 β_{mx}

至于其他荷载情况和支承情况的等效弯矩系数 β_{mx} 值，则采用二阶弹性分析，分别用三角函数收敛求得数值解的方法求得。

对本规范的等效弯矩系数，还需说明下列三点：

按本规范3.2.8条的规定无支撑多层框架一般用二阶分析，因此不分有侧移和无侧移均取用相同的 β_{mx} 值。但考虑到仍有用一阶分析的情况，所以又提出：“分析内力未考虑二阶效应的无支撑纯框架和弱支撑框架柱， $\beta_{mx} = 1.0$ ”。

参考国外最新规范。取消 m_x 和 t_x 原公式中不得小于 0.4 的规定。

无端弯矩但有横向荷载作用，不论荷载为一个或多个均取 $m_x = 1.0$ (取消跨中有一个集中荷载 $m_x = 1 - 0.2N/N_{Ex}$ 的规定)。

2 弯矩作用平面外的稳定性。压弯构件弯矩作用平面外的稳定性计算的相关公式是以屈曲理论为依据导出的。对双轴对称截面的压弯构件在弹性阶段工作时，弯扭屈曲临界力 N 应按下式计算此式：

$$(N_y - N)(N_{\omega} - N) - (e^2/i_p^2)N^2 = 0 \quad (39)$$

式中 N_y —构件轴心受压时对弱轴(y轴)的弯曲屈曲临界力；

N_{ω} —绕构件纵轴的扭转屈曲临界力；

e —偏心距；

i_p —截面对弯心(即形心)的极回转半径

因受均布弯矩作用的屈曲临界弯矩 $M_0 = i_p \sqrt{N_y N_{\omega}}$ 且 $M = N_e$ ，代入公式(39)，得：

$$\left(1 - \frac{N}{N_y}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{\omega}}\right) - \left(\frac{M}{M_0}\right)^2 = 0 \quad (40)$$

根据 N_0/N_y 的不同比值，可画出 N/N_y ，和 M/M_0 的相关曲线。对常用截面，均大于 1.0，相关曲线是上凸的(图15)。

在弹塑性范围内，难以写出 N_0/N_y ，和 M/M_0 的相关公式，但可通过对典型截面的数值计算求出 N/N_y ，和 M/M_0 的相关关系。分析表明，无论在弹性阶段和弹塑性阶段，均可偏安全地采用直线相关公式，即：

$$\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_0} = 1 \quad (41)$$

对单轴对称截面的压弯构件，无论弹性或弹塑性的弯扭计算均较为复杂，经分析，若近似地按公式(41)的直线式来表达其相关关系也是可行的。

考虑抗力分项系数并引入等效弯矩系数 t_x 。之后，公式(41)即

成为规范公式(5.2.2-3)

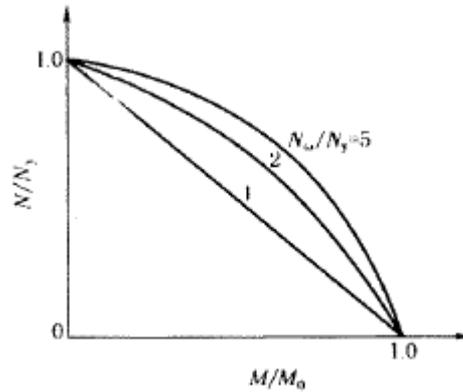


图 15 弯扭屈曲的相关曲线

关于压弯构件弯扭屈曲计算的详细内容可参见陈绍蕃写的“偏心压杆弯扭屈曲的相关公式”(载于全国钢结构标准技术委员会编的《钢结构研究论文报告选集》第一册)。

规范公式(5.2.2-3)中, φ_b 为均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数, 对工字形截面和 T 形截面, φ_b 可按本规范附录 B 第 B.5 中的近似公式确定。本来这些近似公式仅适用于 $\lambda_y \leq 120\sqrt{235/f_y}$, 的受弯构件, 但对压弯构件来说, φ_b 值对计算结果相对影响较小, 故 λ_y 略大于 $120\sqrt{235/f_y}$ 也可采用。

对箱形截面,原规范取 $\varphi_b = 1.4$, 这是由于箱形截面的抗扭承载力较大, 采用 $\varphi_b = 1.4$ 更接近理论分析结果。当轴心力 N 较小时, 箱形截面压弯构件将由强度控制设计。这次修订规范改正 M_x 项的前面加截面影响系数 η (箱形截面 $\eta = 0.7$, 其他截面 $\eta = 1.0$), 而将箱形截面的 φ_b 取等于 1.0, 这样可避免原规范箱形截面取 $\varphi_b = 1.4$, 在概念上的不合理现象。

对单轴对称截面公式(5.2.2-3)中的 φ_b 值, 按理应按考虑扭转效应的 λ_{yz} 查出。

5.2.3 弯矩绕虚轴作用的格构式压弯构件, 其弯矩作用平面内稳

定性的计算适宜采用边缘屈服准则,因此采用了(35)的计算式。此式已在第5.2.2条的说明中作了推导,这里从略。

弯矩作用平面外的整体稳定性不必计算,但要求计算分肢的稳定性。这是因为受力最大的分肢平均应力大于整个构件的平均应力,只要分肢在两个方向的稳定性得到保证,整个构件在弯矩作用平面外的稳定也可以得到保证。

5.2.5 双向弯矩的压弯构件,其稳定承载力极限值的计算,需要考虑几何非线性和物理非线性问题。即使只考虑问题的弹性解,所得到的结果也是非线性的表达式(参见吕烈武、沈士钊、沈祖炎、胡学仁的《钢结构稳定理论》,中国建筑工业出版社出版,1983年)。规范采用的线性相关公式是偏于安全的。

采用此种线性相关公式的形式,使双向弯矩压弯构件的稳定计算与轴心受压构件、单向弯曲压弯构件以及双向弯曲构件的稳定计算都能互相衔接。

5.2.6 对于双肢格构式压弯构件,当弯矩作用在两个主平面内时,应分两次计算构件的稳定性。

第一次按整体计算时,把截面视为箱形截面,只按规范公式(5.2.6—1)计算。若令式中的 $M_y = 0$ 即为弯矩绕虚轴(x轴)作用的单向压弯构件整体稳定性的计算公式,即规范公式(5.2.3)。

第二次按分肢计算时。将构件的轴心力 N 和弯矩 M_x 按桁架弦杆那样换算为分肢的轴心力 N_1 和 N_2 ,即:

$$N_1 = \frac{y_2}{h}N + \frac{M_x}{h} \quad (42)$$

$$N_2 = \frac{y_1}{h}N + \frac{M_x}{h} \quad (43)$$

式中 h ——两分肢轴线间的距离, $h=y_1+y_2$, 见本规范图5.2.6。

按上述公式计算分肢轴心力 N_1 和 N_2 时,没有考虑构件整体的附加弯矩的影响。

M_y 在分肢中的分配是按照与分肢对 y 轴的惯性矩 I_1 和 I_2

成正比，与分枝至 x 轴的距离 y_1 和 y_2 成反比的原则确定的，这样可以保持平衡和变形协调。

在实际工程中， M_y 往往不是作用于构件的主平面内，而是正好作用在一个分枝的轴线平面内，此时 M_y 应视为全部由该分枝承受。分枝的稳定性应按单向弯矩的压弯构件计算(见本规范第 5.2.2 条)。

5.2.7 格构式压弯构件缀材计算时取用的剪力值：按道理，实际剪力与构件有初弯曲时导出的剪力是有可能叠加的，但考虑到这样叠加的机率很小，规范规定取两者中的较大值还是可行的。

5.2.8 压弯构件弯矩作用平面外的支撑，应将压弯构件的受压翼缘(对实腹式构件)或受压分枝(对格构式构件)视为轴心压杆按本规范第 5.1.7 条计算各自的支撑力。第 5.1.7 条的轴心力 N 为受压翼缘或分枝所受应力的合力。应注意到，弯矩较小的压弯构件往往两侧翼缘或两侧分枝均受压；另外，框架柱和墙架柱等压弯构件，弯矩有正反两个方向，两侧翼缘或两侧分枝都有受压的可能性。这些情况的 N 应取为两侧翼缘或两侧分枝压力之和。最好设置双片支撑，每片支撑按各自翼缘或分枝的压力进行计算。

5.3 构件的计算长度和容许长细比

5.3.1 本条明确说明表 5.3.1 中规定的计算长度仅适用于桁架杆件有节点板连接的情况。无节点板时，腹杆计算长度均取等于几何长度。但根据网架设计规程，未采用节点板连接的钢管结构，其腹杆计算长度也需要折减，故注明“钢管结构除外”。

对有节点板的桁架腹杆，在桁架平面内，端部的转动受到约束，相交于节点的拉杆愈多，受到的约束就愈大。经分析，对一般腹杆计算长度 l_{0x} 。可取为 $0.8l$ (l 为腹杆几何长度)。在斜平面，节点板的刚度不如在桁架平面内，故取 $l_0 = 0.9l$ 。对支座斜杆和支座竖杆，端部节点板所连拉杆少，受到的杆端约束可忽略不计，故取 $l_{0x} = l_0$ 。

在桁架平面外,节点板的刚度很小,不可能对杆件端部有所约束,故取 $l_{0Y} = l_0$ 。

当桁架弦杆侧向支承点之间相邻两节间的压力不等时,通常按较大压力计算稳定,这比实际受力情况有利。通过理论分析并加以简化,采用了公式(5.3.1)的折减计算长度办法来考虑此有利因素的影响。

关于再分式腹杆体系的主斜杆和 K 形腹杆体系的竖杆在桁架平面内的计算长度,由于此种杆件的上段与受压弦杆相连,端部的约束作用较差,因此规定该段在桁架平面内的计算长度系数采用 1.0 而不采用 0.8。

5.3.2 桁架交叉腹杆的压杆在桁架平面外的计算长度,参考德国规范进行了修改,列出了四种情况的计算公式,适用两杆长度和截面均相同的情况。

现令 N 为所计算杆的压力, N_0 为另一杆的内力,均为绝对值。 l 为节点中心间距离(交叉点不作节点考虑)。假设: $|N_0| = |N|$ 时,各种情况的计算长度值 l_0 如下:

另杆 N_0 为压力,不中断: $l_0 = l$ (与原规范相同);

另杆 N_0 为压力,中断搭接: $l_0 = 1.35 l$ (原规范不允许);

另杆 N_0 为拉力,不中断: $l_0 = 0.5 l$ (与原规范相同);

另杆 N_0 为拉力,中断搭接: $l_0 = 0.5 l$ (原规范为 $0.7 l$)。

5.3.3 本规范附录 D 表 D-1)和 D-2 规定的框架柱计算长度系数,所根据的基本假定为:

- 1 材料是线弹性的
- 2 框架只承受作用在节点上的竖向荷载;
- 3 框架中的所有柱子是同时丧失稳定的,即各柱同时达到其临界荷载;
- 4 当柱子开始失稳时,相交于同一节点的横梁对柱子提供的约束弯矩,按柱子的线刚度之比分配给柱子;
- 5 在无侧移失稳时,横梁两端的转角大小相等方向相反;在

有侧移失稳时，横梁两端的转角不但大小相等而且方向亦相同。

根据以上基本假定，并为简化计算起见，只考虑直接与所研究的柱子相连的横梁约束作用，略去不直接与该柱子连接的横梁约束影响，将框架按其侧向支承情况用位移法进行稳定分析，得出下列公式：

对无侧移框架：

$$[\phi^2 + 2(K_1 + K_2) - 4K_1 K_2] \phi \sin \phi - 2[(K_1 + K_2) \phi^2 + 4K_1 K_2] \cos \phi + 8K_1 K_2 = 0 \quad (44)$$

式中 ϕ ——临界参数， $\phi = h \sqrt{\frac{F}{EI}}$ ；其中 h 为柱的几何高度， F 为柱顶荷载， I 为柱截面对垂直于框架平面轴线的惯性矩；

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。

对有侧移框架：

$$(36K_1 K_2 - \phi^2) \sin \phi + 6(K_1 + K_2) \phi \cos \phi = 0 \quad (45)$$

本规范附录 D 表 D-1 和 D-2 的计算长度系数 μ ($\mu = \pi / \phi$) 就是根据上列公式求得的。

有侧移框架柱和无侧移框架柱的计算长度系数表仍是沿用原规范的，仅有下列局部修改：

1 将相交于柱上端、下端的横梁远端为铰接或为刚性嵌固时，横梁线刚度的修正系数列入表注；

2 对底层框架柱：柱与基础铰接时 $K_2=0$ ，但根据实际情况，平板支座并非完全铰接，故注明“平板支座可取 $K_2 = 0.1$ ”；柱与基础刚接时，考虑到实际难于做到完全刚接，故取 $K_2=10$ (原规范取 $K_2 =$)。

3 表 D-1 和 D-2 的表注中还新增了考虑与柱刚接横梁所受轴心压力对其线刚度的影响，这些线刚度的折减系数值可用弹性分析求得。

4 将框架分为无支撑的纯框架和有支撑框架。后者又分为强支撑框架和弱支撑框架。

无支撑的纯框架即原规范所指的有侧移框架。强支撑框架的判定条件改为“支撑结构(支撑桁架、剪力墙、电梯井等)”的侧移刚度 S_b 满足下式的框架：

$$S_b \geq 3(1.2 \sum N_{bi} - \sum N_{oi})$$

式中 $\sum N_{bi}$ 、 $\sum N_{oi}$ 分别为第 i 层为层间所有框架柱，按表 D—1 的无侧移和表 D—2 的有侧移计算的轴压承载力之和。

弱支撑框架为艾撑结构的 $S_b < 3(1.2 \sum N_{bi} - \sum N_{oi})$ 的框架。

对无支撑纯框架的规定为：

1) 采用一阶弹性计算内力时，框架柱计算长度系数 μ 按有侧移框架柱的表 D-2 确定。

2) 采用二阶弹性分析计算内力时，取 $\mu = 1.0$ ，但每层柱顶应附加考虑公式 (3.2.8—1) 的假想水平荷载(概念荷载)。

5.3.4 本条对单层厂房阶形柱计算长度的取值，是根据以下考虑进行分析对比得来的：

1 考虑单跨厂房框架柱荷载不相等的影响。单层厂房阶形杆主要承受吊车荷载，一个柱达到最大竖直荷载时，相对的另一件竖直荷载较小。荷载大的柱要丧失稳定，必然受到荷载小的柱的支承作用，从而较按独立柱求得的计算长度要小。对长度较小的单跨厂房，或长度虽较大但系轻型屋盖且沿两侧又未设置通长的屋盖纵向水平支撑的单跨厂房，以及有横梁的露天结构(如落锤车间等)，均只考虑两相对柱荷载不等的影响，将柱的计算长度进行折减。

2 考虑厂房的空间工作。对沿两侧设置有通长屋盖纵向水平支撑的长度较大的轻型屋盖单跨厂房，或未设置上述支撑的长度较大的重型屋盖跨厂房，以及轻型屋盖的多跨(两跨或两跨以上)厂房，除考虑两相对柱荷载不等的影响外，还考虑了结构的空

间工作，将柱的计算长度进行折减。

3 对多跨厂房。当设置有刚性盘体的屋盖，或沿两侧有通长的屋盖纵向水平支撑。则按框架柱柱顶为不动铰支承，对柱的计算长度进行折减。

以上阶形柱计算长度的取值，无论单阶柱或双阶柱，当柱上端与横梁铰接时，均按相应的上端为自由的独立柱的计算长度进行折减；当柱上端与横梁刚接时，则按相应的上端可以滑移(只能平移不能转动)的独立柱的计算长度进行折减。数据是根据理论分析计算所得结果进行对比得出的。

5.3.5 由于缀材或腹杆变形的影响，格构式柱和桁架式横梁的变形比具有相同截面惯性矩的实腹式构件大，因此计算框架的格构式杆和桁架式横梁的线刚度时，所用截面惯性矩要根据上述变形增大影响进行折减。对于截面高度变化的横梁或柱，计算线刚度时习惯采用截面高度最大处的截面惯性矩，根据同样理由，也应对其数值进行折减。

5.3.6 本条为新增条文。

1 附有摇摆柱的框(刚)架柱(图 16)。其计算长度应乘以增大系数 η 多跨框架可以把一部分柱和梁组成框架体系来抵抗侧力，而把其余的柱做成两端铰接。这些不参与承受侧力的柱称为摇摆柱，它们的截面较小，连接构造简单，从而降低造价。不过这种上下均为铰接的摇摆柱承受荷载的倾覆作用必然由支持它的刚(框)架来抵抗,使刚(框)架柱的计算长度增大。公式(5.3.6)表达的增大系数 η 为近似值与控弹性稳定导得的值较接近且略偏安全。

2 本款是考虑同层和上下层各柱稳定承载力有富余时对所计算柱的支承作用，使其计算长度减小。这是原则性条文，具体计算方法可参见有关钢结构构件稳定理论的书籍。

3 梁与柱半刚性连接，是指梁与柱连接构造既非铰接又非刚接，而是在二者之间。由于构造比刚性连接简单，用于某些框架可

以降低造价。确定柱的计算长度时。应考虑节点特性，问题比较复杂，实用的简化计算方法可参见陈绍蕃著的《钢结构设计原理》第二版(科学出版社出版)。

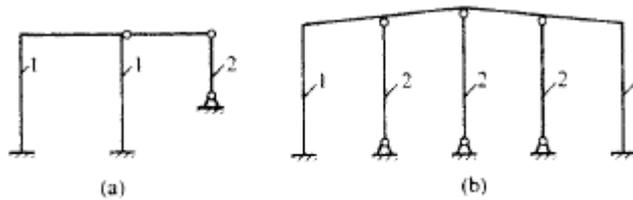


图 16 附有摇摆柱的有侧移框架

1 框架柱 2 摇摆柱

5.3.7 在确定框架柱沿房屋长度方向的计算长度时。把框架柱平面外的支承点视为框架柱在平面外屈曲时变形曲线的反弯点。

5.3.8 构件容许长细比值的规定,主要是避免构件柔度太大,在本身重力作用下产生过大的挠度和运输、安装过程中造成弯曲。以及在动力荷载作用下发生较大振动。对受压构件来说,由于刚度不足产生的不利影响远比受拉构件严重。

调查证明,主要受压构件的容许长细比值取为 150,一般的支撑压杆取为 200,能满足正常使用的要求。考虑到国外多数规范对压杆的容许长细比值均较宽,一般不分压杆受力情况均规定为 200,经研究并参考国外资料,在注中增加了桁架中内不大于承载能力 50%的受压腹杆,其长细比可放宽到 200。

5.3.9 受拉构件的容许长细比值,基本上保留了我国多年使用经验所规定(即原规范的规定)的数值。

在 5.3.8 和 5.3.9 条中,增加对跨度等于和大于 60m 桁架杆件的容许长细比的规定,这是根据近年大跨度桁架的实践经验作的补充规定。

5.4 受压构件的局部稳定

5.4.1 在轴心受压构件中,翼缘板的自由外伸宽度 b 与其厚度 t ,

之比的限值，是根据三边简支板(板的长度远远大于宽度 b)在均匀压应力作用下，其屈曲应力等于构件的临界应力确定的。板在弹性状态的屈曲应力为：

$$\sigma_{cr} = \frac{0.425\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (46)$$

板在弹塑性状态失稳时为双向异性板，其屈曲应力为：

$$\sigma_{cr} = \frac{0.425\sqrt{\eta}\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (47)$$

式中 η — 弹性模量折减系数，根据轴心受压构件局部稳定的试验资料， η 可取为：

$$\eta = 0.1013\lambda^2 (1 - 0.0248\lambda^2 f_y/E) f_y/E。$$

由 $\varphi_{cr}=f_y$ ，并取本规范附录 C 中的 λ 值即可得到 η 与 b/t 的关系曲线。为便于设计，本规范采用了公式(5.4.1—1)所示直线公式代替。

对压弯构件， b/t 的限值应该由受压最大翼缘板屈曲应力决定，这时弹性模量折减系数 η 不仅与构件的长细比有关，而且还与作用于构件的弯矩和轴心压力值有关，计算比较复杂。为了便于设计，可以采用定值法来确定 η 值。对于长细比较大的压弯构件，可取 $\eta = 0.4$ 。翼缘的平均应力可取 $0.95 f_y$ 代入公式(47)中，得：

$$\frac{b}{t} = \pi \sqrt{\frac{0.425 \sqrt{0.4} E}{12(1-\nu^2) 0.95 f_y}} = 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (48)$$

对于长细比小的压弯构件值 η 较小，所得到的 b/t 就会小于 $15 \sqrt{235/f_y}$ 。

为了与受弯构件协调，规范采用公式(5.4.1—2)的值作 $13 \sqrt{235/f_y} < b/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ 与其厚度之比的限值。但也允许 $13 \sqrt{235/f_y} < b/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ 稳定计算中。对强轴的塑性系数 γ_x 取为 1.0。

5.4.2 对工字形或 H 形截面的轴心受压构件，腹板的高厚比 h_0/t_w 。是根据两边简支另两边弹性嵌固的板在均匀压应力作用下，

其屈曲应力等于构件的临界应力得到的。板的嵌固系数取 1.3。在弹塑状态屈曲时，腹板的屈曲应力为：

$$\sigma_{cr} = \frac{1.3 \times 4 \sqrt{\eta} \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \quad (49)$$

弹性模量折减系数 η 仍按公式(48)取值。由 $\sigma_{cy} = \varphi f_y$, 并用本规范附录 C 中的 φ 值入, 可得到 h_0/t_w 与 λ 的关系曲线了便于设计, 用本规范公式(5.4.2.1)的直线式代替(参见何保康写的“轴心压杆局部稳定试验研究”一文, 载于《西安冶金建筑学院学报》, 1985 年 1 期)。

在压弯构件中, 腹板高厚比 h_0/t_w 的限值是根据四边简支板在不均匀压应力 σ 和剪应力 τ 的联合作用下屈曲时的相关公式确定的。压弯构件在弹塑性状态发生弯矩作用平面内失稳时, 根据构件尺寸和力的作用情况, 腹板可能在弹性状态下屈曲, 也可能在弹塑性状态下屈曲。

腹板在弹性状态下屈曲时(图 17), 其临界状态的相关公式为：

$$\left(\frac{\tau}{\tau_0} \right)^2 + \left[1 - \left(\frac{\alpha_0}{2} \right)^2 \right] \frac{\sigma}{\sigma_0} + \left(\frac{\alpha_0}{2} \right)^2 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^2 = 1 \quad (50)$$

式中 α_0 —— 应力梯度 $\alpha_0 = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max}}$;

τ_0 —— 剪应力 τ 单独作用时的弹性屈曲应力 $\tau_0 = \beta_v \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2$

$\alpha = 3h_0$, 则屈曲系数 $\beta_v = 5.784$;

σ_0 —— 不均匀应力 σ 单独作用下的弹性屈曲应力, $\sigma_0 = \beta_c \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2$

, 屈曲系数 β_c 取决于 α_0 和剪应力的影响。

由公式(50)可知, 剪应力将降低腹板的屈曲应力。但当 $\alpha_0 = 1$ 时, τ/σ_m (σ_m 为弯曲压应力)值的变化对腹板的屈曲应力影响很少。根据压弯构件的设计资料, 可取 $\tau/\sigma_m = 0.3$ 作为计算腹板屈曲应

力的依据。

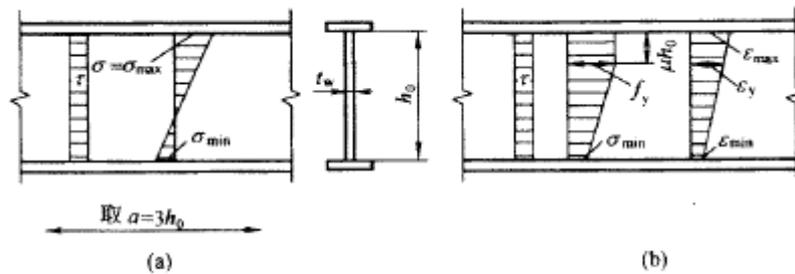


图 17 腹板的应力和应变

在正应力与剪应力联合作用下,腹板的弹性屈曲应力,可用下式表达:

$$\sigma_{cr} = \beta_c \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \quad (51)$$

式中 β_c ——正应力与剪应力联合作用时的弹性屈曲系数。

现在我们利用公式(51)来求出 h_0/t_w 的最大限值。当 $\alpha_0 = 2$ (无轴心力) 和 $\tau/\sigma_m = 0.3$ 时, 即 $\tau/\sigma = 0.15\alpha_0$ 时, 可由相关公式(50)求得弹性屈曲系数 $\beta_c = 15.012$ 。将此值代入公式(51)中, 并取 $\sigma_{cr} = \sigma_{max} = 0.95f_y$ 得 $h_0/t_w = 111.79\sqrt{235/f_y}$ 。但是当 $\alpha_0=2$ 且 σ_{max} 为最大值时, 剪应力 τ 通常较小, 可取 $\tau/\sigma_m=0.2$, 得 $\beta_c = 18.434$; 仍取 $\sigma_{cr} = 0.95 f_y$, 则。所以, 压弯构件中以 $h_0/t_w = 124\sqrt{235/f_y}$ 作为弹性腹板的最大限值是适宜的。

在很多压弯构件中。腹板是在弹塑性状态屈曲的(图 17b), 应根据板的弹塑性屈曲理论进行计算, 其屈曲应力 σ_{cr} 可用下式表达:

$$\sigma_{cr} = \beta_p \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \quad (52)$$

式中 β_p 为四边简支板在不均匀压应力与剪应力联合作用下

的弹塑性屈曲系数，其值取决于应力比 τ/σ ，应变梯度 $\alpha = \frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}}{\epsilon_{\max}}$ 板边缘的最大割线模量 E_s ，而割线模量又取决于腹板的塑性发展深度 μh_0 。当 $\mu < (2-a)/a$ 时；由图 1 7b 中的几何关系，

E_s 与 β_b 之间的关系见表 $\{E_s = (1 - \alpha\mu)E$ ；当 $\mu > (2-a)/a$ 时， $E_s = 0.5(1 - \mu)E$ 。}

表 8 四边简支板的弹塑性屈曲系数 ρ (当 $m=0.3$ 时)

α \ E_s/E	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6
0	4.000	3.003	2.683	2.369	2.047
0.2	4.435	3.393	3.035	2.665	2.300
0.4	4.970	3.874	3.465	3.050	2.630
0.6	5.640	4.477	4.006	3.527	3.042
0.8	6.467	5.222	4.681	4.126	3.561
1.0	7.507	6.152	5.536	4.892	4.233
1.2	8.815	7.317	6.629	5.886	5.117
1.4	10.393	8.671	7.944	7.117	6.238
1.6	12.150	10.080	9.391	8.526	7.576
1.8	13.800	11.322	10.812	9.985	8.997
2.0	15.012	11.988	11.651	10.951	10.079

在压弯构件中， μh_0 取决于构件的长细比 λ 和应变梯度 α_0 (或应力梯度 α_0)。显然计算 E_s/E 的过程比较复杂。对于工字形截面，可将 μ 取为定值，用 $\mu = 0.25$ ，即可得到与 α_0 对应的 E_s/E 和 β_b 由下式可以算得 h_0/t_w 的限值：

$$\sigma_{cr} = \beta_p \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 = f_y \quad (53)$$

h_0/t_w 的关系是曲线形式。为了便于计算采用两根直线代替：

当 $0 \leq \alpha_0 \leq 1.6$ 时:

$$\frac{h_0}{t_w} = (16\alpha_0 + 50) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (54)$$

当 $1.6 < \alpha_0 \leq 2.0$ 时:

$$\frac{h_0}{t_w} = (48\alpha_0 - 1) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (55)$$

但是此四边简支板是压弯构件的腹板,其受力大小应与构件的长细比 λ 有关,而且当 $\alpha_0 = 0$ 时 h_0/t_w 的限值应与轴心受压构件的腹板相同;当 $\alpha_0 = 2$ 时, h_0/t_w 应与受弯构件及剪应力影响的腹板高厚比基本一致。因此采用规范公式(5.4.2—2)和公式(5.4.2—3)来确定压弯构件腹板的高厚比(详细推导可参见李从勤写的“对称截面偏心压杆腹板的屈曲”,载于《西安冶金建筑学院学报》,1984年1期)。

5.4.3 箱形截面的轴心压杆,翼缘和腹板都可认为是均匀受压的四边支承板。计算屈曲应力时,认为板件之间没有嵌固作用。计算方法与本规范第5.4.2条中的轴心受压构件腹板相同。但为了便于设计,近似地将宽厚比限值取为定值,没有和长细比发生联系。

箱形截面的压弯构件,腹板屈曲应力的计算方法与工字形截面的腹板相同。但是考虑到腹板的嵌固条件不如工字形截面,两块腹板的受力状况也可能不完全一致。为安全计,采用本规范公式(5.4.2—2)或公式(5.4.2—3)的限值乘以0.8。

5.4.4 T形截面腹板的悬伸宽厚比通常比翼缘大得多。当为轴心受压构件时,腹板局部屈曲受到翼缘的约束。原规范对此腹板采用与工字形截面翼缘相同的限值,过分保守。经过理论分析(详见陈绍蕃“T形截面压杆的腹板局部屈曲”,《钢结构》2001年2期)和试验验证,将腹板宽厚比限值适当放宽。考虑到焊接T形截面几何缺陷和残余应力都比热轧T型钢不利,采用了相对低一些的限值。

对 T 形截面的压弯构件，当弯矩使翼缘受压时，腹板处于比轴心压杆更有利的地位，可以采用与轴压相同的高厚比限值。但当弯矩使腹板自由边受压时，腹板处于较为不利的地位。由于这方面未做新的研究工作，仍保留 GBJ 17—88 规范的规定。

5.4.5 受压圆管管壁在弹性范围局部屈曲临界应力理论值很大。但是管壁局部屈曲与板件不同，对缺陷特别敏感，实际屈曲应力比理论值低得多。参考我国薄壁型钢规范和国外有关规范的规定，不分轴心或压弯构件，统一采用 $d/t \leq 100(235/f_y)$ 。

5.4.6 对于 H 形、工字形和箱形截面的轴心受压构件和压弯构件，当腹板的高比不满足本规范第 5.4.2 条或第 5.1.3 条的要求时，可以根据腹板屈曲后强度的概念，取与翼缘连接处的一部分腹板截面作为有效截面。

6 疲劳计算

6.1 一般规定

6.1.1 本条阐明本章的适用范围为直接承受动力荷载重复作用的钢结构，当其荷载产生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，原规范规定为 $n \geq 10^5$ 次，考虑到在某些情况下可能不安全，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。

6.1.2 本条说明本章的适用范围为正常温、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、低周一高应变疲劳等特殊使用条件中疲劳破坏的机理与表达式各有特点，分别另属专门范畴；高温下使用和焊后经回火消除焊接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。

6.1.3 本章采用荷载标准值按容许应力幅进行计算，是因为现阶段对不同类型构件连接的疲劳裂缝形成、扩展以至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研究不足，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，为此现仍按容许应力法进行验算。

为适应焊接结构在钢结构中日趋优势的状况，本章采用目前已为国际上公认的应力幅计算表达式。多年来国内外的试验研究和理论分析证实：焊接及随后的冷却，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，在焊缝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，焊接连接部位因截面改变原状，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，使疲劳裂缝发生于焊缝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，直到最后断裂。产生裂缝部位的实际应力状态与名义应力有很大差别，在裂缝形成过程中，循环内应力的变化足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 $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ 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，在裂缝扩展阶段，裂缝扩展速率主要受控于该处的应力幅值。各国试验数据相继证明，多数焊接连接类别的疲劳强度当用 $\Delta\sigma$ 表示式进行统计分析时，几乎是与名义的最大应力比根本无关，因此与过去用最大名义 σ_{\max} 相比，焊接结构采用应力幅 $\Delta\sigma$ 的计算表达式更为合理。

试验证明，钢材静力强度的不同，对大多数焊接连接类别的疲劳强度并显著差别，仅在少量连接类别(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稍增加的趋势。而这此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。

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，在试验结果中已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，而国外试验资料中也有在压应力区发现疲劳开裂的现象，但鉴于裂缝形成后，残余应力即自行释放。在全压应力循环中裂缝不会继续扩展，故可不予验算。

6.2 疲劳计算

6.2.1 本条文提出常幅疲劳验算公式(6.2.1-1)和验算所需的疲劳容许应力幅计算公式(6.2.1-2)。

常幅疲劳系指重复作用的荷载值基本不随时间随机变化,可近似视为常量,因而在所有的应力循环次数内应力幅恒等;验算时只需将应力幅与所需循环次数对应的容许应力幅比较即可。

考虑到非焊接构件和连接与焊接者之间的不同,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,在常幅疲劳计算公式内,引入非焊接部位折算应力幅,以考虑 σ_{\max} 的影响。折算应力幅计算公式为:

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min} \leq [\Delta\sigma] \quad (56)$$

若按 σ_{\max} 计算的表达式为:

$$\sigma_{\max} \leq \frac{[\sigma_0^P]}{1 - k \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}} \quad (57)$$

即:

$$\sigma_{\max} - k\sigma_{\min} \leq [\sigma_0^P] \quad (58)$$

式中 k ——系数,按 TJ 17—74 规范规定:对主体金属;3号钢取 $k = 0.5$, 16Mn 钢取 $k = 0.6$;角焊缝:3号钢取 $k = 0.8$, 16Mn 钢取 $k = 0.85$; $[\sigma_0^P]$ 应力比 ($\rho = \sigma_{\max}/\sigma_{\min}$) = 0 时的疲劳容许拉应力,其值与 $P[\Delta\sigma]$ 相当。

在 TJ 17—74 规范中, $[\sigma_0^P]$ 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 $[\Delta\sigma]$ 是试验值,已包含动载效应,所以亦不考虑动力系数。因此 $[\Delta\sigma]$ 的取值相当于 $[\sigma_0^P]/1.15 \times 1.1 = 0.79[\sigma_0^P]$ 。另外,规范 GBJ 17-88 以高强度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:

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min}$$

(59)

常幅疲劳容许应力幅[本规范公式(6.2.1-2)和表 6.2.1 是基于两方面的工作,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疲劳曲线和有关系数。为进行统计分析工作,汇集厂国内现有资料,个别连接形式(如 T 形对接焊等)适当参考国外资料。

根据不同钢号、不同尺寸的另一连接形式的所有试验资料,汇总后按应力幅计算式重新进行统计分析,以 95%置信度取 $\times 10^5$ 次疲劳应力幅下限值。例如,用实腹梁中起控制作用的横向加劲肋予以说明,共收集了九批试验资料,包括 3 号钢、16Mn 钢、15MnV 钢三种钢号,板厚从 12~50mm 的试件和部分小梁,统计结果得 200 万次平均疲劳强度为 $132\text{N}/\text{mm}^2$,保证 95%置信度的下限为 $100\text{N}/\text{mm}^2$ 。疲劳曲线在双对数坐标中斜率为 -3.16 的直线:这几个基本参数是确定连接分类及其特征 $[\Delta\sigma]$ -N 曲线的依据和出发点。

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]以构件主体金属、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 $[\Delta\sigma]$ -N 曲线族的等间隔设置,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,最后如本规范附录 E 所示,构件和连接分类有八种。分类后,需要确定疲劳曲线斜率值,根据试验结果,绝大多数焊接连接的斜率在 3.0~3.5 之间,部分介于 -2.5~-3.0 之间,构件主体金属和非焊接连接则按斜率小于 -4,为简化计算取用 $\beta = 3$ 和 $\beta = 4$ 两种,而在 $n = 2 \times 10^6$ 次疲劳强度取值上略予调整。以免在低循环次数出现疲劳强度过高的现象。 $[\Delta\sigma]$ -N 曲线族确定后(本规范表 6.2.1),可据此求出任何循环次数下的容许应力幅 $[\Delta\sigma]$ 。

这次修订仅将原规范的“构件和连接分类”表中项次 5 梁翼缘

连接焊缝附近主体金属的类别作了补充和调正。

6.2.2 实际结构中重复作用的荷载，一般并不是固定值，若能预测或估算结构的设计应力谱，则按本规范第 6.2.3 条对吊车梁的处理手法，也可将变幅疲劳转换为常幅疲劳计算。在缺乏可用资料时，则只能近似地按常幅疲劳验算。

6.2.3 本条文提出适用于重级：工作制吊车梁和重级、中级工作制吊车桁架的疲劳计算公式(6.2.3)。

为掌握吊车梁的实际应力情况，我们实测了一些有代表性车间。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预期寿命。

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 ……(统计分析时应力幅水平分级一般取为 10，即 $i \rightarrow 10$)，然后按目前国际上通用的 Miner 线性累积损伤原理进行计算。其原理如下：

连接部位在某应力幅水平 $\Delta\sigma_i$ 作用有 n_i 次循环，常幅疲劳对应 $\Delta\sigma_i$ 的疲劳寿命为 N_i 则在 $\Delta\sigma_i$ 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作相同计算，则得：

从工程应用角度，粗略地可认为当 $\sum \frac{n_i}{N_i} = 1$ 产生疲劳破坏。现设想另有一常幅疲劳，应力幅为 $\Delta\sigma_e$ 应力循环 n_i 次后也产生疲劳破坏，若连接的疲劳曲线为：

$$N[\Delta\sigma]^\beta = C$$

对每一级应力幅水平均有：

$$N_i[\Delta\sigma_i]^\beta = C$$

同理有：

$$\sum n_i \cdot [\Delta\sigma_e]^\beta = C$$

代入 $\sum \frac{n_i}{N_i} = 1$ 计算式, 简化得到:

$$\Delta\sigma_e = \left[\frac{\sum n_i (\Delta\sigma_i)^d}{\sum n_i} \right]^{1/d}$$

此公式即是变幅疲劳的等效力幅计算式[即本规范公式(6.2.2-2)]。

计算累积损伤时还涉及 $[\Delta\sigma]$ - N 曲线形状及截止应力问题。众所周知, 各类连接在常幅疲劳情况下存在各自的疲劳极限, 参照国外有关标准的建议, 可把 $n = 5 \times 10^5$ 次视为各类连接疲劳极限对应的循环次数。但在变幅疲劳计算中, 常幅疲劳的疲劳极限并不适用, 需另行考虑。其原因是随着疲劳裂缝的扩展, 一些低于疲劳极限的低应力幅也将陆续成为扩展应力幅而加速疲劳损伤。与高应力幅不同, 低应力幅的扩展作用不是一开始就有的。考虑低应力幅作用的处理手法较多, 有取用分段 $[\Delta\sigma]$ - N 曲线。有另行确定低于疲劳极限的截止应力, 以及延长 $[\Delta\sigma]$ - N 曲线取截止应力为零等。经对比计算表明(选择 7 种设计寿命和 8 种应力谱型, 共计 56 种情况); 考虑低应力幅损伤作用最简便方法是取截止应力为零, 即将高低应力幅不加区别地同等对待, 这样处理的结果在精度上也是令人满意的, 与某些精确方法相比, 相对误差小于 5%, 且偏于安全。

按上述原理推算各类车间实测吊车梁的等效力幅 $\alpha_f \Delta\sigma$, 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 $n = 2 \times 10^6$ 次疲劳强度为基准, 进一步折算出相对的欠载系数 α_f 结果如表 9 所示:

表 9 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_f	以 $n=2 \times 10^6$ 次为基准的 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

续表 9

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 $n=2 \times 10^6$ 次为基准的 欠载效应等效系数 α_1
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,炼钢午间吊车为设计应力的 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。难以包括长期使用各种错综复杂的状况，忽略这一部分欠载效应是偏于安全的。

根据实测结果，提出本规范表 6.2.3—1 的 α_f 值：硬钩吊车取用 1.0，重级工作制软钩吊车为 0.8。有关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、锻工等车间)，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(甲级工作制欠载约为重级工作制的 1.3 倍)推算出相当于 $n = 2 \times 10^6$ 次的 α_f 值为 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，可不进行疲劳计算。

7 连接计算

7.1 焊缝连接

7.1.1 本条是为适应实际需要而新增的条款。条文对焊缝质量等级的选用作了较具体的规定，这是多年实践经验的总结。众所周知。焊缝的质量等级是《钢结构工程施工及验收规范》GBJ 205—83 首先规定的。该规范及其修订说明颁布施行以来，很多设计单位即参照该施工规范修订说明第 3.4.11 条中对焊缝质量等级选用的建议和魏明钟教授编著的《钢结构设计新规范应用讲评》(1991 年版)中对焊缝质量等级选用的意见进行设计的，但仍有一此设计人员由于对规范理解不深，在施工图中往往对焊缝质量提出不合理的要求，给施工造成困难。为避免设计中的某些模糊认识，特新增加本条的规定。本条内容实质上是对过去工程实践经验的系统总结，并根据规范修订过程中收集到的意见加以补充修改而成，条文所遵循的原则为：

1 焊缝质量等级主要与其受力情况有关，受拉焊缝的质量等级要高于受压或受剪的焊缝；受动力荷载的焊缝质量等级要高于受静力荷载的焊缝。

2 凡对接焊缝，除非作为角焊缝考虑的部分熔透的焊缝外。一般都要求熔透并与母材等强，故需要进行无损探伤。因此，对接焊缝的质量等级不宜低于二级。

3 在建筑钢结构中，角焊缝一般不进行无损探伤检验，但对外观缺陷的等级(见现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 附录 A)可按实际需要选用二级或三级。

4 根据现行国家标准《焊接术语》GB/T 3375- 94，凡 T 形、十字或角接接头的对接焊缝基本上都没有焊脚，这不符合建筑钢

结构对这类接头焊缝截面形状的要求。为避免混淆，对上述对接焊缝应一律按《焊接术语》书写为“对接和角接组合焊缝”(下同)。

最后需强调的是本条规定与本规范表 3.4.1-3 的关系问题。本条是供设计人员如何根据焊缝的重要性、受力情况、工作条件和设计要求等对焊缝质量等级的选用作出原则和具体规定，而表 3.4.1-3 则是根据对接焊缝的不同质量等级对各种受力情况下的强度设计值作出规定，这是两种性质不同的规定。在表 3.4.1-3 中。虽然受压和受剪的对接焊缝不论其质量等级如何均具有相同的强度设计值，但不能据此就误认为这种焊缝可以不考虑其重要性和其他条件而一律采用三级焊缝。正如质量等级为一级、二级的受拉对接焊缝虽具有相同的强度设计值，但设计时不能据此一律选用二级焊缝的情况相同。

另外,为了在工程质量标准上与国际接轨，对要求熔透的与母材等强的对接焊缝(不论是承受动力荷载或静力荷载，亦不论是受拉或受压)，其焊缝质量等级均不宜低于二级。因为在《美国钢结构焊接规范》AWS 中对上述焊缝的质量均要求进行无损探伤，而我国规范对三级焊缝是不进行无损探伤的。

7.1.2 凡要求等强的对接焊缝施焊时均应采用引弧板和引出板,以避免焊缝两端的起、落弧缺陷。在某些特殊情况下无法采用引弧板和引出板时。计算每条焊缝长度时应减去 $2t$ (t 为焊件的较小厚度)，因为缺陷长度与焊件的厚度有关。这是参照前苏联钢结构设计规范的规。

7.1.3 角焊缝两焊脚边夹角为直角的称为直角角焊缝，两焊脚边夹角为锐角或钝角的称为斜角角焊缝。本条文规定的计算方法仅适用于直角角焊缝的计算。

角焊缝按它与外力方向的不同可分为侧面焊缝、正面焊缝、斜焊缝以及由它们组合而成的围焊缝。由于角焊缝的应力状态极为复杂，因而建立角焊缝计算公式要靠试验分析。国内外的大量试验结果证明，角焊缝的强度和外力的方向有直接关系。其中，侧面焊

缝的强度最低，正面焊缝的强度最高，斜焊缝的强度介于二者之间。

国内对直角角焊缝的大批试验结果表明：正面焊缝的破坏强度是侧面焊缝的 1.35 ~ 1.55 倍。并且通过有关的试验数据，通过加权回归分析和偏于安全方面的修正，对任何方向的直角角焊缝的强度条件可用下式表达(图 18)：

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \sqrt{3}f_t^w \quad (60)$$

式中 σ_{\perp} ——垂直于焊缝有效截面($h_e l_w$)的正应力；

σ_{\parallel} ——有效截面上垂直焊缝长度方向的剪应力；

τ_{\parallel} ——有效截面上平行于焊缝长度方向的剪应力；

f_t^w ——角焊缝的强度设计值(即侧面焊缝的强度设计值)。

公式(60)的计算结果与国外的试验和推荐的计算方法是相符的。

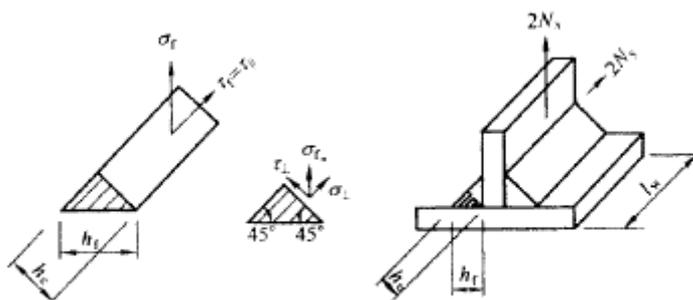


图 18 角焊缝的计算

现将公式(60)转换为便于使用的计算式，如图 18 所示，令 σ_{\perp} 为垂直于焊缝长度方向按焊缝有效截面计算的应力：

$$\sigma_{\perp} = \frac{N_x}{h_e l_w}$$

它既不是正应力也不是剪应力,但可分解为：

$$\sigma_{\parallel} = \frac{\sigma_{\perp}}{\sqrt{2}}, \quad \tau_{\perp} = \frac{\sigma_{\perp}}{\sqrt{2}}$$

又令 τ_{\parallel} 为沿焊缝长度方向按焊缝有效截面计算的剪应力，显然：

$$\tau_{\parallel} = \tau_{\parallel} = \frac{N_y}{h_e l_w}$$

式中 β_1 ——正面角焊缝强度的增大系数 $\beta_1 = 1.22$ 。

对正面角焊缝， $N_y=0$ ，只有垂直于焊缝长度方向的轴心力 N_x 作用：

$$\sigma_t = \frac{N_x}{h_e l_w} \leq \beta_1 f_t^w \quad (62)$$

对侧面角焊缝， $N_x=0$ ，只有平行于焊缝长度方向的轴心力 N_y 作用：

$$\tau_t = \frac{N_y}{h_e l_w} \leq f_t^w \quad (63)$$

以上就是规范中公式(7.1.3—1)至公式(7.1.3—3)的来源。对承受静力荷载和间接承受动力荷载的结构，采用上述公式，令 $\beta_1 = 1.22$ ，可以保证安全。但对直接承受动力荷载的结构，正面角焊缝强度虽高但刚度较大，应力集中现象也较严重，又缺乏足够的试验依据，故规定取 $\beta_1 = 1.0$ 。

当垂直于焊缝长度方向的应力有分别垂直于焊缝两个直角边的应力 σ_{fx} ，和 σ_{fy} 时(图 19)，可从公式(60)导出下式：

$$\sqrt{\frac{\sigma_{fx}^2 + \sigma_{fy}^2 - \sigma_{fx}\sigma_{fy} + \tau_t^2}{\beta_1^2}} \leq f_t^w \quad (64)$$

图 19 角焊缝 σ_{fx} 、 σ_{fy} 和 τ_t 共同作用

式中对使用焊缝有效截面受拉的 σ_{fx} 或 σ_{fy} 取为正值,反之取负值。

由于此种受力复杂的角焊缝我们还研究得不够,在工程实践中又极少遇到,所以未将此种情况列入规范。不过我们建议,这种角焊缝宜采用不考虑应力方向的计算式进行计算,即:

$$\sqrt{\sigma_{fx}^2 + \sigma_{fy}^2} + \tau_{fz} \leq f_t \quad (65)$$

另外,角焊缝的计算长度在这次修订时改为实际长度减去 $2h_f$ (原规范为 10mm),这不仅更符合实际且与《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 相一致。

7.1.4 在 T 形接头直角和斜角角焊缝的强度计算中,原规范忽略了在接头处根部间隙 $b > 1.5\text{mm}$ 后对焊缝计算厚度 h_e 带来的影响,另外,对两焊脚边夹角 α 又没有加以限制,不合理。今参照美国焊接规范(AWS)并与我国《建筑钢结构焊接技术规程》

JGJ 81 进行协调后,对条文进行了修改。规定锐角角焊缝 $\alpha \leq 60^\circ$,钝角 $\alpha \geq 135^\circ$ (见 8.2.6 条),并参照 AWS 1998 附录 的 计算公式,下形接头角焊缝的计算厚度应按图 20 中的 h_{r1} 或 h_{rc} 取用。由图 20 中几何关系可知

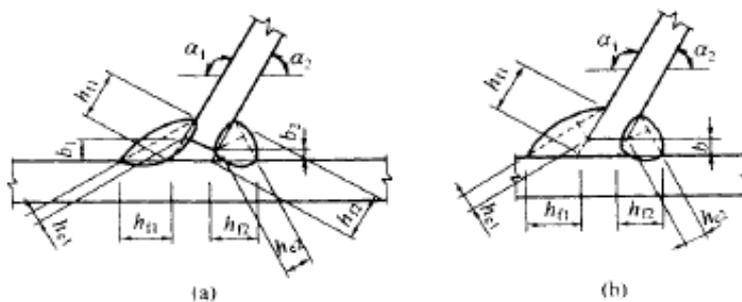


图 20 T 形接头的根部间隙和焊缝截面

b —根部间隙; h_1 —焊脚尺寸; h_e —焊缝计算厚度

由图 20 中几何关系可知

$$\text{在锐角 } \alpha_2 \text{ 一侧, } h_{e2} = \left[h_{r2} - \frac{b(\text{或 } b_2)}{\sin \alpha_2} \right] \frac{\cos \alpha_2}{2} \quad (66a)$$

$$\text{在钝角 } \alpha_1 \text{ 一侧, } h_{e1} = \left[h_{r1} - \frac{b(\text{或 } b_1)}{\sin \alpha_1} \right] \frac{\cos \alpha_1}{2} \quad (66b)$$

由此可得斜角角焊缝计算厚度 h_{ei} 的通式:

$$h_{ei} = \left[h_f - \frac{b(\text{或 } b_1, b_2)}{\sin \alpha_i} \right] \frac{\cos \alpha_i}{2} \quad (67)$$

当 $b_i \leq 1.5\text{mm}$ 时, 可取 $b_i=0$, 代入公式(67)后, 即得 $h_{ei} = h_{fi} \cos \alpha_i / 2$ 。

当 $b_i > 5\text{mm}$ 时, 焊缝质量不能保证, 应采取专门措施解决。一般是图 20(a)中的 b_1 可能大于 5mm , 则可将板边切成图 20(b)的形式, 并使 $b \leq 5\text{mm}$ 。

对于斜 T 形接头的角焊缝, 在设计图中应绘制大样, 详细标明两侧角焊缝的焊脚尺寸。

7.1.5 部分焊透的对接焊缝, 包括图 7.1.5c 的部分焊透的对接与角接组合焊缝(按《焊接术语》GB/T 3375-94), 其工作情况与角焊缝类似, 仍按本规范公式(7.1.3—1)至公式(7.1.3—3)计算焊缝强度, 但取 $\beta = 1.0$, 即不考虑应力方向。

考虑到 60° 的 V 形坡口, 焊缝根部可以焊满, 故取 $h=s$; 当 $\alpha < 60^\circ$ 时, 取 $h_e = 0.75s$, 是考虑焊缝根部不易焊满和在熔合线上强度较低的情况。

这次修订时。参照 AWS 1998, 并与《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81 相协调, 将单边 V 形和 K 形坡口(图 7.1.5b、c), 从 V 形坡口中分离出来, 单独立项, 并补充规定了这种焊缝计算厚度的计算方法。

严格说, 上述各种焊缝的计算厚度应根据焊接方法、坡口形式及尺寸和焊缝位置的不同分别确定, 详见《建筑钢结构焊接技术规程 JGJ 81》。由于差别较小, 本条采用了简化的表达方式, 其计算结果与焊接技术规程基本相同。

另外, 由于熔台线上的焊缝强度比有效截面处低约 10%, 所以规定为: 当熔合线处焊缝截面边长等于或接近于最小距离 s 时, 抗剪强度设计值应按角焊缝的强度设计值乘以 0.9。对于垂直于焊缝长度方向受力的不予焊透对接焊缝, 因取 $\beta = 1.0$, 已具有一定的潜力, 此种情况不再乘 0.9。

垂直于焊缝长度方向的压力作用下，由于可以通过焊件直接传递一部分内力，根据试验研究，可将强度设计值乘以 1.22。相当于取 $\eta = 1.22$ ，而且不论熔合线处焊缝截面边长是否等于最小距离，均可如此处理。

7.2 紧固件(螺栓、铆钉等)连接

7.2.1 公式(7.2.1—8)和公式(7.2.1—10)的相关公式是保证普通螺栓或铆钉的杆轴不致在剪力和拉力联合作用下破坏；公式(7.2.1—9)和公式(7.2.1—11)是保证连接板件不致因承压强度不足而破坏。

7.2.2 本条为高强度螺栓摩擦型连接的要求。

1 高强度螺栓摩擦型连接是靠被连接板叠间的摩擦阻力传递内力，以摩擦阻力刚被克服作为连接承载能力的极限状态。摩擦阻力值取决于板叠间的法向压力即螺栓预拉力 P 、接触表面的抗滑移系数 μ 以及传力摩擦面数目 n_f ，故一个摩擦型高强度螺栓的最大受剪承载力为 $n_f \mu P$ 中 P 除以抗力分项系数 1.111，即得：

$$N_s^b = 0.9 n_f \mu P \quad (68)$$

2 关于表 7.2.2-1 的抗滑移系数，这次修订时增加 Q420 钢的 μ 值，一般来说，钢材强度愈高 μ 值越大。另外，通过近十余年的实践证明，原规范规定的当接触面处理为喷砂(丸)或喷砂<丸)后生赤锈时对 Q345 钢、Q390 钢所取的 $\mu = 0.55$ 过高，在实际工程中常达不到，现在改为 $\mu = 0.5$ (含 Q420 钢)。

考虑到酸洗除锈在建筑结构上很难做到，即使小型构件能用酸洗，但往往有残存的酸液会继续腐蚀摩擦面，故未列入。

在实际工程中，还可能采用砂轮打磨(打磨方向应与受力方向垂直)等接触面处理方法，其抗滑移系数应根据试验确定。

另外，按规范公式(7.2.2—1)计算时，没有限定板束的总厚度和连接板叠的块数，当总厚度超出螺栓直径的 10 倍时，宜在工程中进行试验以确定施工时的技术参数(如转角法的转角)以及抗剪

承载力。

3 关于高强度螺栓预拉力 P 的取值：高强度螺栓的预拉力 P 值原规范是基于螺栓的屈服强度确定的。因 8.8 级螺栓的屈服强度 $f_v=660\text{N} / \text{m m}^2$ ，所算得的 P 值低于国外规范的相应值，以致 8.8 级螺栓摩擦型连接的承载力有时($\mu \leq 0.4$)甚至低于相同直径普通螺栓的抗剪承载力。考虑到高强度螺栓没有明显的屈服点，这次修订时参照国外经验改为预拉力 P 值以螺栓的抗拉强度为准，再考虑必要的系数，用螺栓的有效截面经计算确定。

拧紧螺栓时，除使螺栓产生拉应力外，还产生剪应力。在正常施工条件下，即螺母的螺纹和下支承面涂黄油润滑剂的条件下，或在供货状态原润滑剂未干的情况下拧紧螺栓时，试验表明可考虑对应力的影响系数为 1.2。

考虑螺栓材质的不均匀性，引进一折减系数 0.9。

施工时为了补偿螺栓预拉力的松弛，一般超张拉 5%~10%，为此采用一个超张拉系数 0.9。

由于以螺栓的抗拉强度为准，为安全起见再引入一个附加安全系数 0.9。

这样高强度螺栓预拉力值应由下式计算：

$$P = \frac{0.9 \times 0.9 \times 0.9}{1.2} f_u A_e \quad (69)$$

式中 f_u ——螺栓经热处理后的最低抗拉强度；对 8.8 级，取 $f_u=830\text{N} / \text{m m}^2$ ，对 10.9 级取 $f_u=1040\text{N} / \text{mm}^2$ ；

A_e —— 螺纹处的有效面积。

规范表 7.2.2—2 中的 P 值就是按公式(69)计算的(取 5kN 的整倍数值)，计算结果与现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 相协调，但仍小于国外规范的规定值，AISC 1999 和 Eurocode 3 1993 均取预拉力 $P=0.7A_e f_u^b$ ，日本的取值亦与此相仿(《钢构造限界状态设计指针》1998)。扭剪型螺栓虽然不存在超张拉问题，但国标中对 10.9 级螺栓

连接副紧固轴力的最小值与本规范表 7.2.2-2 的 P 值基本相等, 而此紧固轴力的最小值(即 P 值)却为其公称值的 0.9 倍。

4 关于摩擦型连接的高强度螺栓, 其杆轴方向受拉的承载力设计值 $N_t^b = 0.8P$ 问题: 试验证明, 当外拉力 N_t 过大时, 螺栓将发生松弛现象, 这样就丧失了摩擦型连接高强度螺栓的优越性。为避免螺栓松弛并保留一定的余量, 因此规范规定为: 每个高强度螺栓在其杆轴方向的外拉力的设计值 N_t 不得大于 $0.8P$ 。

5 同时承受剪力 N_v 和栓杆轴向外拉力 N_t 的高强度螺栓摩擦型连接, 其承载力可以采用直线相关公式表达如下[即本规范公式(7.2.2-2)]:

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1$$

式中 N_v^b ——一个高强度螺栓抗剪承载力设计值, $N_v^b = 0.9n_t\mu P$ [即本规范公式(7.2.2-1)];

N_t^b ——一个高强度螺栓抗拉承载力设计值, $N_t^b = 0.8P$ (见本条说明第 4 款)。

将 N_v^b 和 N_t^b 代入本规范公式(7.2.2-2), 即可得到与 GBJ 17-88 相同的结果, $N_{v,t}^b = 0.9n_t\mu(P - 1.25N_t)$ (GBJ 17-88 规范第 7.2.2 条, 1~3 款)。

7.2.3 本条为高强度螺栓承压型连接的计算要求。

1 目前制造厂生产供应的高强度螺栓无用于摩擦型连接和承压型连接之分。当摩擦面处理方法相同且用于使螺栓受剪的连接时, 从单个螺栓受剪的工作曲线(图 21)可以看出: 当以曲线上的“1”作为连接受剪承载力的极限时, 即仅靠板叠间的摩擦阻力传递剪力, 这就是摩擦型的计算准则。但实际上此连接尚有较大的承载潜力。承压型高强度螺栓是以曲线的最高点“3”作为连接承载力极限, 因此更加充分利用了螺栓的承载能力, 按理可以节约 50% 以上的螺栓。这次修订时降低了承压型连接对摩擦面的要求即除应清除油污和浮锈外, 不再要求做其他处理。其工作性质与

原先要求接触面处理与摩擦型连接相同时有所区别。

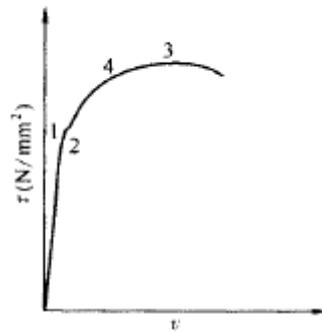


图 21 单个螺栓受剪时的工作曲线

因高强度螺栓承压型连接的剪切变形比摩擦型的大，所以只适于承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构中。另外，高强度螺栓承压型连接在荷载设计值作用下将产生滑移，也不宜用于承受反向内力的连接。

2 由于高强度螺栓承压型连接是以承载力极限值作为设计准则，其最后破坏形式与普通螺栓相同，即栓杆被剪断或连接板被挤压破坏，因此其计算方法也与普通螺栓相同。但要注意：当剪切面在螺纹处时，其受剪承载力设计值应按螺栓螺纹处的有效面积计算(普通螺栓的抗剪强度设计值是根据连接的试验数据统计而定的，试验时不分剪切面是否在螺纹处，故普通螺栓没有这个问题)。

3 当承压型连接高强度螺栓沿杆轴方向受拉时，本规范表 3.4.1—4 给出了螺栓的抗拉强度设计值 $f_t^b \approx 0.48 f_t^c$ ，抗拉承载力的计算公式与普通螺栓相同，本款亦适用于未施加预拉力的高强度螺栓沿杆轴方向受拉连接的计算。

4 同时承受剪力和杆轴方向拉力的高强度螺栓承压型连接：当满足规范公式 (7.2.3—1)、(7.2.3—2) 的要求时，可保证栓杆不致在剪力和拉力联合作用下破坏。

规范公式(7.2.3—2)是保证连接板件不致因承压强度不足而破坏。由于只承受剪力的连接中，高强度螺栓对板叠有强大的压紧作

用使承压的板件孔前区形成三向压应力场，因而其承压强度设计值比普通螺栓的要高得多。但对受有杆轴方向拉力的高强度螺栓，板叠之间的压紧作用随外拉力的增加而减小，因而承压强度设计值也随之降低。承压型高强度螺栓的承压强度设计值是随外拉力的变化而变化的。为了计算方便，规范规定只要有外拉力作用，就将承压强度设计值除以 1.2 予以降低。所以规范公式(7.2.3—2)中右侧的系数 1.2 实质上是承压强度设计值的降低系数。计算 N^b 时，仍应采用本规范表 3.4.1-4 中的承压强度设计值。

5 由于已降低了承压型连接对摩擦面处理的要求，故原规范第 7.2.3 条第五款的要求即可取消。何况，此时在螺栓连接滑移时一般已不会发生响声。

7.2.4 当构件的节点处或拼接接头的一端，螺栓(包括普通螺栓和高强度螺栓)或铆钉的连接长度 l_1 过大时，螺栓或铆钉的受力很不均匀，端部的螺栓或铆钉受力最大，往往首先破坏，并将依次向内逐个破坏。因此规定当 $l_1 > 15d_0$ 应将承载力设计值乘以折减系数。

7.2.6 本条提出了为连接薄钢板用的新式连接件(紧固件)，如自攻螺钉、拉铆钉和近年来由国外引进并已广泛应用于我国建筑业构件连接中为剪力连接件等用的射钉等。鉴于这些紧固件的设计计算及构造要求，在现行《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 中均有具体规定，故本条不再赘述。

7.3 组合工字梁翼缘连接

7.3.1 本条所列公式是工程中习用的方法，引入系数 β 区分因荷载状态的不同使焊缝连接的承载力有差异。

对直接承受动力荷载的梁(如吊车梁)，取 $\beta = 1.0$ ；对承受静力荷载或间接承受动力荷载的梁(当集中荷载处无支承加劲肋时)，取 $\beta = 1.22$ 。

7.3.2 在公式(7.3.2)的等号右侧，原规范为 N 漏掉了紧固件的数目 n_1 ，现改为“ $\leq n_1 N_{min}^r$ ”，式中 n_1 为计算截面处的紧固件数。

7.4 梁与柱的刚性连接

本节为新增内容。

7.4.1 梁与柱刚性连接时，如不设置柱腹板的横向加劲肋，对柱腹板和翼缘厚度的要求是：

1 在梁受压翼缘处，柱腹板的厚度应满足强度和局部稳定的要求。公式(7.4.1—1)是根据梁受压翼缘与柱腹板在有效宽度 b_c 范围内等强的条件来计算柱腹板所需的厚度。计算时忽略了柱腹板向轴向(竖向)内力的影响，因为在主框架节点内，框架梁的支座反力主要通过柱翼缘传递，而连于柱腹板上的纵向梁的支座反力一般较小，可忽略不计。日本和美国均不考虑柱腹板竖向应力的影响。

公式(7.4.1—2)是根据柱腹板在梁受压翼缘集中力作用下的局部稳定条件，偏安全地采用的柱腹板宽厚比的限值。

2 柱翼缘板按强度计算所需的厚度 t_c 可用规范公式(7.4.1—3)表示，此式源于 AISC,其他各国亦沿用之。现简要推演如下(图 22)：

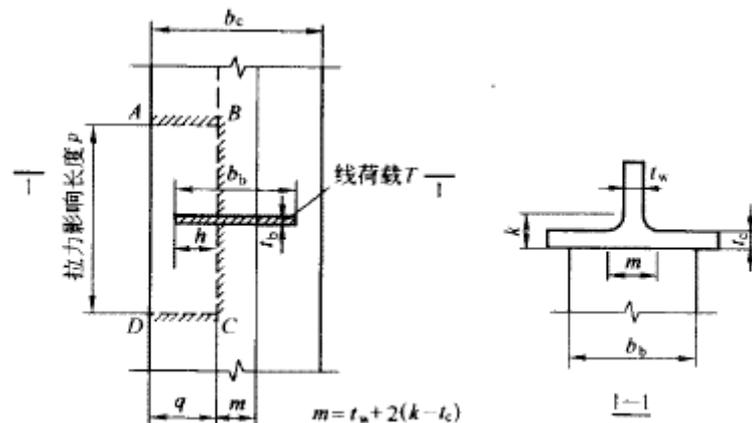


图 22 柱翼缘在拉力下的受力情况

3 在梁受拉翼缘处，柱翼缘板受到梁翼缘传来的拉力 $T = A_{ft} f_b$ (A_{ft} 为梁受拉翼缘截面积， f_b 为梁钢材抗拉强度设计值)。T 由柱翼缘板的三个组成部分承担，中间部分(分布长度为 m)直接传给柱

腹板的力为 $f_c t_b m$ ，其余各由两侧 ABCD 部分的板件承担。根据试验研究，拉力在柱翼板上的影响长度 $p \approx 12t$ ，并可将此受力部分视为三边固定一边自由的板件，在固定边将固受弯而形成塑性铰。因此可用屈服线理论导出此板的承载力设计值为 $P = C_1 f_c t_c^2$ ，式中 C_1 为系数，与几何尺寸 p 、 h 、 q 等有关。对实际工程中常用的宽翼缘梁和柱， $C_1 = 3.5 \sim 5.0$ ，可偏安全地取 $P = 3.5$ 。这样，柱翼缘板受拉时的总承载力为： $2 \times 3.5 f_c t_c^2 + f_c t_b m$ 。考虑到翼板中间和两侧部分的抗拉刚度不同，难以充分发挥共同工作，可乘以 0.8 的折减系数后再与拉力 T 相平衡：

$$0.8(7 f_c t_c^2 + f_c t_b m) \geq A_{ft} f_h$$

$$\therefore t_c \geq \sqrt{\frac{A_{ft} f_h}{7 f_c} \left(1.25 - \frac{f_c t_b m}{A_{ft} f_h}\right)}$$

在上式中 $\frac{f_c t_b m}{A_{ft} f_h} = \frac{f_c t_b m}{b_b t_b f_h} = \frac{f_c m}{f_h b_b}$ ， m/b_b 愈小， t_c 愈大。按统计分析， $f_c m / (f_h b_b)$ 的最小值约为 0.15，以此代入，即得

$$t_c \geq 0.396 \sqrt{\frac{A_{ft} f_h}{f_c}}, \text{ 即 } t_c \geq 0.4 \sqrt{\frac{A_{ft} f_h}{f_c}}。$$

7.4.2 当梁柱刚性连接处不满足本规范 7.4.1 条的要求时，应设置柱腹板的横向加劲肋。在以柱翼缘和横向加劲肋为边界的节点腹板域，所受的剪力为(图 23)：

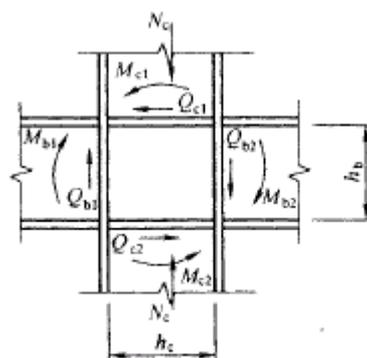


图 23 节点腹板域受力状态

$$V = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b} - \frac{Q_{c1} + Q_{c2}}{2}$$

剪应力应满足：

$$\tau = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b h_c t_w} - \frac{Q_{c1} + Q_{c2}}{2 h_c t_w} \leq f_v$$

实际上节点腹板域的周边有柱翼缘和加劲肋提供的约束，使抗剪承载力大大提高。试验证明可将节点域的抗剪强度提高到 $\frac{4}{3}f_v$ 。另外，在节点域设计中弯矩的影响最大，当略去式中剪力项的有利影响，则求得的剪应力偏于安全且使算式简化，因此上式即成为：

$$\tau = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b h_c t_w} \leq \frac{4}{3} f_v$$

式中 t_w 为柱腹板厚度，令 $h_b h_c t_w = V_p$ 为节点腹板域的体积；对箱形截面柱，考虑两腹板受力不均的影响。取 $V_p = 1.8 h_b h_c t_w$ 。

在上述节点板域的抗剪强度计算中同样没有考虑柱腹板轴力的影响，这是因为抗剪强度提高到 $\frac{4}{3}f_v$ 后仍留有较大的余地，而且略去剪力项后使算得的剪应力偏高 20% ~ 30%，而柱腹板的轴压力对抗剪强度的影响系数为 $\sqrt{1 - (N/N_y)^2}$ （ N 为柱腹板轴压力设计值， N_y 为柱腹板的屈服轴压承载力）。当影响系数为 0.83 ~ 0.77（相当于略去剪力项后使剪应力计算值增加 20% ~ 30%）时， $N/N_y = 0.55 \sim 0.64$ 。而框架节点以承受弯矩为主，只要柱截面在 N_c 、 M_c 作用下产生拉应力， N/N_y 将小于 0.5， $\sqrt{1 - (N/N_y)^2} > 0.87$ ，可以忽略。

节点腹板域除应按式(7.4.2—1)验算强度外，还应按式(7.4.2-2)验算局部稳定，式(7.4.2-2)与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对高层钢结构的规定相同，采用了美国的建议，是在强震作用下不产生弹塑性剪切失稳的条件。但我国的初步研究则认为在轴力与剪力共同作用下保证不失稳的条件应为：

$(h_b + h_c)/t_w \leq 70$ 。考虑到在抗震规范中对高层钢结构因柱截面尺寸较大已采用了公式(7.4.2—2),为与其协调,并将其作为最低限值,故本规范亦采用式(7.4.2—2)。

当柱腹板节点域不满足公式(7.4.2—1)的要求时,应采取加强措施。其中加贴补强板的措施有两种,在国外均有应用实例。至于斜向加劲肋则主要用于轻型结构,因它对抗震耗能不利。而且与纵向梁连接时构造上亦有困难。

7.5 连接节点处板件的计算

本节为新增内容：

7.5.1 连接节点处板件在拉、剪共同作用下的强度计算公式是根据我国对双角钢杆件桁架节点板的试验研究中拟合出来的,它同样适用于连接节点处的其他板件,如规范中图7.5.1。

我们试验的桁架节点板大多数是弦杆和腹杆均为双角钢的K

形节点,仅少数是竖杆为工字钢的N形节点。抗拉试验共有6种不同形式的16个试件。所有试件的破坏特征均为沿最危险的线段撕裂破坏,即图24中的 \overline{BA} — \overline{AC} — \overline{CD} 三折线撕裂,其中 \overline{AB} 、 \overline{CD} 与节点板的边界线基本垂直。

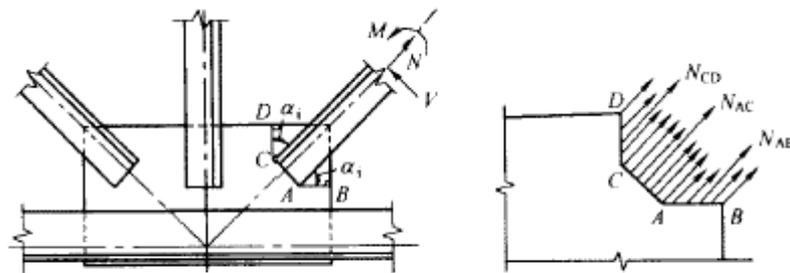


图 24 节点板受拉计算简图

规范公式(7.5.1)的推导过程如下：

在图24中,沿BACD撕裂线割取自由体,由于板内塑性区的

发展引起的应力重分布，假定在破坏时撕裂面上各线段的应力 σ'_i ，在线段内均匀分布且平行于腹杆轴力，当各撕裂段上的折算应力同时达到抗拉强度 f_u 时，试件破坏。根据平衡条件并忽略很小的 M 和 V ，则：

$$\sum N_i = \sum \sigma'_i \cdot l_i \cdot t = N$$

式中 l_i 为第 i 撕裂段的长度， t 为节点板厚度。设 α_i 为第 i 段撕裂线与腹杆轴线的夹角，则第 i 段撕裂面上的平均正应力 σ_i 和平均剪应力 τ_i 为

$$\begin{aligned}\sigma_i &= \sigma'_i \sin \alpha_i = \frac{N_i}{l_i t} \sin \alpha_i \\ \tau_i &= \sigma'_i \cos \alpha_i = \frac{N_i}{l_i t} \cos \alpha_i \\ \sigma_{\text{red}} &= \sqrt{\sigma_i^2 + 3\tau_i^2} = \frac{N_i}{l_i t} \sqrt{\sin^2 \alpha_i + 3\cos^2 \alpha_i} = \frac{N_i}{l_i t} \sqrt{1 + 2\cos^2 \alpha_i} \leq f_u \\ N_i &\leq \frac{1}{\sqrt{1 + 2\cos^2 \alpha_i}} l_i t f_u \\ \text{令 } \eta_i &= 1 / \sqrt{1 + 2\cos^2 \alpha_i}, \text{ 则:} \\ N_i &\leq \eta_i l_i t f_u \leq \eta_i A_i f_u \\ \sum N_i &= \sum \eta_i A_i f_u \geq N_u\end{aligned}\quad (70)$$

按极限状态设计法即： $\sum \eta_i A_i f \geq N$

式中 f ——节点板钢材的强度设计值；

N ——斜腹杆的轴向内力设计值；

A_i ——为第 i 段撕裂面的净截面积。

公式(70)符合破坏机理，其计算值与试验值之比平均为 87.5%，略偏于安全且离散性较小。

7.5.2 考虑到桁架节点板的外形往往不规则，用规范公式(7.5.1)计算比较麻烦，加之一些受动力荷载的桁架需要计算节点板的疲劳时，该公式更不适用，故参照国外多数国家的经验，建议对桁架节点板可采用有效宽度法进行承载力计算。

所谓有效宽度

即认为腹杆轴力 N 将通过连接件在节点板内按照某一个应力扩散角度传至连接件端部与 N 相垂直的一定宽度范围内，该一定宽度即称为有效宽度 b_e 。

在试验研究中，假定 b_e 范围内的节点板应力达到 f_u ，并令 $b_e t f_u = N_u$ (N_u 为节点板破坏时的腹杆轴力)，按此法拟合的结果：当应力扩散角 $\alpha = 27^\circ$ 时精确度最高，计算值与试验值的比值平均为 98.9%；当 $\alpha = 30^\circ$ 时此比值为 106.8%。考虑到国外多数国家对应力扩散角均取 30° ，为与国际接轨且误差较小，故亦建议取 $\alpha = 30^\circ$ 。

有效宽度法计算简单，概念清楚，适用于腹杆与节点板的多种连接情况。如侧焊、围焊和铆钉、螺栓连接等(当采用铆钉或螺栓连接时 b_e 应取为有效净宽度)。

当桁架弦杆或腹杆为 T 形钢或双板焊接 T 形截面时，节点构造方式有所不同，节点内的应力状态更加复杂，故规范公式(7.5.1)和(7.5.2)均不适用。

用有效宽度法可以制作腹杆内力 N 与节点板厚度 t 的关系表，我们先制作 $N-\frac{t}{b}$ 表，反映了影响有效宽度的斜腹杆连接肢宽度 b 和侧焊缝焊脚尺寸 h_{f1} 、 h_{f2} 的作用，因而该表比以往的 $N-t$ 表更精确。但由于表形较复杂见参数 b 和 h_1 的可变性较大，使用不便。为方便设计，便在 $N-\frac{t}{b}$ 表的基础上按不同参数组合下的最不利情况整理出 $N-t$ 包络图表(表 10)，使该表具有较充分的依据，而且在常用不同参数 b 、 h_1 下亦是安全的。

表 10 单壁式桁架节点板厚度选用表

桁架腹杆内力或三角形屋架弦杆端节间内力 N (kN)	170	171 ~ 290	291 ~ 510	511 ~ 680	681 ~ 910	911 ~ 1290	1291 ~ 1770	1771 ~ 3090
中间节点板厚度 t (mm)	6	8	10	12	14	16	18	20

注：1 本表的适用范围为：

- 1)适用于焊接桁架的节点板强度验算，节点板钢材为 Q235，焊条 E43。
- 2)节点板边缘与腹杆轴线之间的夹角应下小于 30° ；
- 3)节点板与腹杆用侧焊缝连接，当采用围焊时，节点板的厚度应通过计算确定；
- 4)对有竖腹杆的节点板，当 $c/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ 时。可不验算节点板的稳定；对无竖腹杆的节点板，当 $c/t \leq 10 \sqrt{235/f_y}$ 时，可将受压腹杆的内力乘以增大系数 1.25 后再查表求节点板厚度，此时亦可不验算节点板的稳定；式中 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。

2 支座节点板的厚度宜较中间节点板增加 2mm。

7.5.3 本条为桁架节点板的稳定计算要求。

1 共作了 8 个节点板在受压斜腹杆作用下的试验竖腹杆的各 4 个试件。试验表明：

1)当节点板自由边长度 l_f 与其厚度 t 之比 $l_f/t > 60 \sqrt{235/f_y}$ 时，节点板的稳定性很差，将很快失稳，故此时应沿自由边加劲。

2)有竖腹杆的节点板或 $l_f/t \leq 60 \sqrt{235/f_y}$ 的无竖腹杆节点板在斜腹杆压力作用下，失稳均呈 $\overline{BA}-\overline{AC}-\overline{CD}$ 三折线屈折破坏，具屈折线的位置和方向，均与受拉时的撕裂线类同。

3)节点板的抗压性能取决于 c/t 的大小(c 为受压斜腹杆连接肢端面中点沿腹杆轴线方向至弦杆的净距， t 为节点板厚度)，在一般情况下 c/t 愈大，稳定承载力愈低。

对有竖腹杆的节点板，当 $c/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ 时，节点板的抗压极限承载力 $N_{R,c}$ 与抗拉极限承载力 $N_{R,t}$ 大致相等，破坏的安全度相同，故此时可不进行稳定验算。当 $c/t > 15 \sqrt{235/f_y}$ 时 $N_{R,c} < N_{R,t}$ 应按本规范附录 F 的近似法验算稳定；当 $c/t > 22 \sqrt{235/f_y}$ 时，近似法算出的计算值将大于试验值，不安全，故规定 $c/t \leq 22 \sqrt{235/f_y}$ 。

对无竖腹杆的节点板 $N_{R,c} < N_{R,t}$ ，故一般都应该验算稳定，当 $c/t > 17.5 \sqrt{235/f_y}$ 时，节点板用近似法的计算值将大于试验值，不安全，故规定 $c/t \leq 17.5 \sqrt{235/f_y}$ 。

4 $l_1 t > 60 \sqrt{235/f_y}$ 的无竖腹杆节点板沿自由边加劲后,在受压斜腹杆作用下,节点板呈 $\overline{BA}-\overline{AC}$ 两折线屈折,这是由于 \overline{CD} 区因加劲加强后,稳定承载力有较大提高所致。但此时 $N_{R,c} < N_{R,s}$ 故仍需验算稳定,不过,仅需验算 \overline{BA} 区和 \overline{AC} 而不必验算 \overline{CD} 区而已。

本规范附录 F 所列桁架节点板在斜腹杆轴压力作用下的稳定计算公式是根据 8 个试件的试验结果拟合出来的。根据破坏特征,节点板失稳时的出折线主要是 $\overline{BA}-\overline{AC}-\overline{CD}$ 三折线形(见本规范附录 F 图 F.0.1)。为计算方便且与实际情况基本相符,假定 \overline{BA} 平行于弦杆, $\overline{CD} \perp \overline{BA}$ 。

从试验可知,在斜腹杆轴压力 N 作用下,节点板内存在三个受压区,即 \overline{BA} 区 (FBGHA 板件)、 \overline{AC} 区 (AIJC 板件)和 \overline{CD} 区 (CKMP) 板件。当其中某一个受压区先失稳后,其他各区立即相继失稳,因此有必要对三个区分别进行验算,其中 \overline{AC} 往往起控制作用。

计算时要先将腹杆轴压力 N 分解为三个平行分力各自作用于三个受压区屈折线的中点。平行分力的分配比例假定为各屈折线段在有效宽度线(在本规范附录 F 图 F.0.1 中为 \overline{BA} 的延长线)上投影长度 b_i 与 $\sum b_i$ 比值。然后再将此平行分力分解为垂直于各屈折线的力 N_i , N_i 应小于或等于各受压区板件的稳定承载力。而受压区板件则可假定为宽度等于屈折线长度的钢板,按轴压构件计算其稳定承载力。钢板长度取为板件的中线长度 c_i , 计算长度系数经拟合后取为 0.8, 长细比 $\lambda_i = \frac{l_{2i}}{i} = \frac{0.8c_i}{i/\sqrt{12}} = 2.77 \frac{c_i}{i}$ 。这样各受压板区稳定验算的表达式为:

$$\begin{aligned} \overline{BA} \text{区: } N_1 (N_{BA}) &= \frac{b_1}{b_1 + b_2 + b_3} N \sin \theta_1 \leq l_1 t \varphi_1 f \\ \overline{AC} \text{区: } N_2 (N_{AC}) &= \frac{b_2}{b_1 + b_2 + b_3} N \leq l_2 t \varphi_2 f \end{aligned}$$

$$\overline{CD} \text{区: } N_3(N_{CD}) = \frac{b_3}{b_1 + b_2 + b_3} N \cos \theta_1 \leq l_3 t \varphi_3 f$$

其中 l_1, l_2, l_3 分别为各区屈折线 $\overline{BA}, \overline{AC}, \overline{CD}$ 的长度; b_1, b_2, b_3 为各屈折线在有效宽度线上的投影长度; t 为板厚; φ_i 为各受压板区的轴压稳定系数, 按 λ_i 计算。

对 $l_i/t > 60 \sqrt{235/f_y}$ 且沿自由边加劲的无竖腹杆节点板失稳时, 一般呈两屈折线屈曲, 显然, 在 \overline{CD} 区因加劲后其稳定承载力大为提高, 已不起控制作用, 故只需用下述方法验算 \overline{BA} 区和 \overline{AC} 区的稳定。

用上述拟合的近似法计算稳定的结果表明, 试件的极限承载力计算值 $N_{R,c}$ 与试验值 $N_{R,c}^0$ 之比平均为 85%, 计算值偏于安全。

3 为了尽量缩小稳定计算的范围, 对于无竖腹杆的节点板, 我们利用国家标准图梯形钢屋架(G511)和钢托架(G513)中的 16 个节点, 用同一根斜腹杆对节点板作稳定和强度计算, 并进行对比以达到用强度计算的方法来代替稳定计算的目的。对比结果表明:

当 $c/t \leq 10 \sqrt{235/f_y}$ 时, 大多数节点的 N_c^c 大于 $0.9 N_c^s$ (N_c^s, N_c^c 为节点板的稳定和强度计算承载力), 仅少数节点的 $N_c^c = (0.83 \sim 0.9) N_c^s$, 此时的斜腹杆倾角 α 大多接近 60° , 这说明 α 的大小对稳定承载力的影响较大。

因为强度计算时的有效宽度 $b_1 = AC + (l_{f1} + l_{f2}) \tan 30^\circ$, 而稳定计算中假定斜腹杆轴压力 N 分配的有效宽度 $b_i = b_c' = \overline{AC} + (l_{f1} + l_{f2}) \sin \theta_1 \cos \theta_1$ (式中 l_{f1}, l_{f2} 为斜腹杆两侧角焊缝的长度)。当 $\alpha = 60^\circ$ 或 30° 时, $\sin \alpha \cos \alpha = 0.433$, 与 $\tan 30^\circ = 0.577$ 相差最大, 此时的稳定计算承载力亦最低。设 $\overline{AC} = k(l_{f1} + l_{f2})$, 经统计, $k = 0.356$, 因此, 当 $\alpha = 60^\circ$ 或 30° 时的 b_c', b_c 值分别为:

由本规范附录 F 公式(F. 0. 2-2), $N_c^c = l_2 t \varphi_2 f (b_1 + b_2 + b_3) / b_2$

$\because l_2 = b_2, b_1 + b_2 + b_3 = b'_c$

$\therefore N_c^c = b'_c t f \varphi_2$

当 $c/t = 10$ 时, $\lambda_2 = 27.71$, $\varphi_2 = 0.944$ (Q235 钢) 和 0.910 (Q420 钢), 这样, 稳定承载力计算值 N_c^c 与受拉计算抗力 N_t^c 之比为:

$$\frac{N_c^c}{N_t^c} = \frac{b'_c t f \varphi_2}{b_c t f} = \frac{0.789}{0.933} \times 0.944 (\text{或 } 0.910) \approx 0.798 \sim 0.770, \text{平}$$

均为 0.784。

因此, 对无竖腹杆的节点板, 当 $c/t \leq 10 \sqrt{235/f_y}$, 且 $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ 时, 可按强度计算[公式(70)的节点板抗力乘以折减系数 0.784 作为稳定承载力。考虑到稳定计算公式偏安全近 15%, 故可将折减系数取为 0.8 (0.8 / 0.784 = 1.020), 以方便计算。

当然, 必要时亦可专门进行稳定计算, 若 $c/t > 10 \sqrt{235/f_y}$ 时。则应接近似公式计算稳定。

7.6 支 座

7.6.1 本条为新增加的内容, 对工程中最常用的平板支座的设计作出了具体规定。

7.6.2 弧形支座和辊轴支座中, 圆柱形表面与平板的接触表面的承压应力, 根据原规范 GBJ 17—88 的计算公式(7.4.2)和(7.4.3)合并为一式为;

$$\sigma = \frac{25R}{ndl} \leq f \quad (71)$$

式中 R—— 支座反力设计值;

l—— 弧形表面或辊轴与平板的接触长度;

d—— 辊轴直径(对辊轴支座)或弧形表面半径的 2 倍(对弧形支座);

n—— 辊轴数日, 对弧形支座 $n = 1$ 。

本规范参考国内外有关规范的规定,认为从发展趋势来看,这两种支座接触面的承载力应与钢材的 f_y^2 成正比,故建议用下式表达:

$$R \leq 40ndl f^2 / E \quad (72)$$

上式即本规范公式(7.6.2),可以写成为:

$$\frac{R}{40ndl} \cdot \frac{E}{f} \leq f$$

对 Q235 钢, $E=206 \times 10^3 \text{N} / \text{m}^2$, $f=215 \text{N} / \text{m}^2$ 则变成为:

$$\frac{24R}{ndl} \leq f$$

这与原规范的计算式(7.4.2)和(7.4.3)合并后的式(71)基本一致,但对用高强度钢作成的支座,则本规范公式(7.6.2)的承载力有提高,这与国内外的研究成果相吻合。

7.6.3 公式(7.6.3)原为 $\sigma = \frac{1.6R}{dl} \leq [\sigma_{q1}]$, $[\sigma_{q1}]$ 柱形枢轴局部紧接承压容许应力 $[\sigma_{q1}] \approx 0.75[\sigma]$ 再将其换算为极限状态设计表达式即得公式(7.6.3)。

7.6.4、7.6.5 这两条为新增加的内容。为了适应受力复杂或大跨度结构在支座处有较大位移(包括水平位移和不同方向的角位移)的要求,提出了采用橡胶支座和万向球形支座或双曲面形支座。双曲线支座的两个互交方向的曲率不同,如果两曲率相同则为球形支座。

橡胶支座有板式和盆式两种,板式承载力小,盆式承载力大,构造简单,安装方便。盆式橡胶支座除压力外还可承受剪力,但不能承受较大拔力,不能防震。容许位移值可达 150mm。但橡胶易老化,各项指标不易确定且随时间改变。

万向球形钢支座和新型双曲型钢支座可分为固定支座和可移动支座,其计算方法按计算机程序进行。在地震区则可采用相应的抗震、减震支座。其减震效果可由计算得出,最多能降低地震力 10 倍以上。这种支座可承受压力,拔力和各向剪力,其抗拔力可

8 构造要求

8.1 一般规定

8.1.1 本条着重提出“避免材料三向受拉”，是在构造上防止脆断的措施。

8.1.3 钢材是否需要在焊前预热和焊后热处理，钢材厚度不是唯一的条件，还要根据构件的约束程度、钢材性质、焊接工艺、焊接材料性能和施焊时的气温情况等综合考虑来决定。预热的目的是避免构件在焊接时产生裂纹；而形成冷裂纹的因素是多方面的(如上述的约束程度，钢材的淬硬组织和氢积聚程度等)，故设计时可按具体情况综合考虑采取措施，以避免冷裂纹的出现，预热只是其中的一种手段。其中钢材性能亦是一个重要因素，如低合金钢有一定的淬硬性，有冷裂的倾向，板厚宜从严控制。但最近日本新开发一种超低碳素贝氏体的非调质 TS 570MPa 级厚型高强度钢板，在厚度 $t \leq 75\text{mm}$ 的情况下施焊时完全不用预热。焊后热处理的目的是为了改善热影响区的金属晶体组织，消除焊接残余应力，这往往是出于“结构性能要求”。如热风炉壳顶是为了避免晶间应力腐蚀而要求整体退火，以消除焊接残余应力。

这次修订时删去了原规范对焊件厚度的建议。这是因为从防止脆断的角度出发，焊件的厚度限值与结构形式、应力特征、工作温度以及焊接构造等多种因素有关，很难统一提出某个具体数值。

8.1.4 为了保证结构的空间工作，提高结构的整体刚度，承担和传递水平力，防止杆件产生过大的振动，避免压杆的侧向失稳以及保证结构安装时的稳定，本条对钢结构设置支撑提出了原则规根据理论计算及已有建筑物的经验，特别是 1974 年以来

8 构造要求

8.1 一般规定

8.1.1 本条着重提出“避免材料三向受拉”，是在构造上防止脆断的措施。

8.1.3 钢材是否需要在焊前预热和焊后热处理，钢材厚度不是唯一的条件，还要根据构件的约束程度、钢材性质、焊接工艺、焊接材料性能和施焊时的气温情况等综合考虑来决定。预热的目的是避免构件在焊接时产生裂纹；而形成冷裂纹的因素是多方面的(如上述的约束程度，钢材的淬硬组织和氢积聚程度等)，故设计时可按具体情况综合考虑采取措施，以避免冷裂纹的出现，预热只是其中的一种手段。其中钢材性能亦是一个重要因素，如低合金钢有一定的淬硬性，有冷裂的倾向，板厚宜从严控制。但最近日本新开发一种超低碳素贝氏体的非调质 TS 570MPa 级厚型高强度钢板，在厚度 $t \leq 75\text{mm}$ 的情况下施焊时完全不用预热。焊后热处理的目的是为了改善热影响区的金属晶体组织，消除焊接残余应力，这往往是出于“结构性能要求”。如热风炉壳顶是为了避免晶间应力腐蚀而要求整体退火，以消除焊接残余应力。

这次修订时删去了原规范对焊件厚度的建议。这是因为从防止脆断的角度出发，焊件的厚度限值与结构形式、应力特征、工作温度以及焊接构造等多种因素有关，很难统一提出某个具体数值。

8.1.4 为了保证结构的空间工作，提高结构的整体刚度，承担和传递水平力，防止杆件产生过大的振动，避免压杆的侧向失稳以及保证结构安装时的稳定，本条对钢结构设置支撑提出了原则规根据理论计算及已有建筑物的经验，特别是 1974 年以来

达 20000kN。以上各类新型支座由北京建筑结构研究所开发，衡水宝力工程橡胶有限公司、上海彭浦橡胶制品总厂生产。经鉴定后，已在北京首都四机位飞机库：上海虹桥飞机库、哈尔滨飞机库、乌鲁木齐飞机库、广州体育馆、南京长江二桥等数 10 处国家重点工程中使用。

8.2.2 焊缝在施焊后,由于冷却引起了收缩应力,施焊的焊脚尺寸愈大,则收缩应力愈大,故规定焊脚尺寸不要过分加大。为防止焊接时钢板产生层状撕裂,参照 ISO 国际标准第 8.9.2.7 条,补充规定当焊件厚度 $t > 20\text{mm}$ (ISO 为 $t \geq 16\text{mm}$, 前苏联为 25mm 。建议取 $t > 20\text{mm}$) 的角焊缝应采用收缩时不易引起层状撕裂的构造(图 25)。

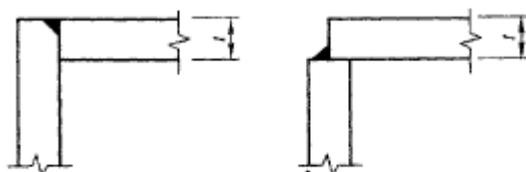


图 25 适宜的角接焊缝

在大面积板材(如实腹梁的腹板)的拼接中,往往会遇到纵横两个方向的拼接焊缝。过去这种焊缝一般采用 T 形交叉,有意避开十字形交叉。但根据国内有关单位的试验研究和使用经验以及两种焊缝形式机械性能的比较,十字形焊缝可以应用于各种结构的板材拼接中。从焊缝应力的观点看,无论十字形或 T 形。其中只有一条后焊焊缝的内应力起主导作用,先焊好的一条焊缝在焊缝交叉点附近受后焊焊缝的热影响已释放了应力。因此可采用十字形或 T 形交叉。当采用 T 形交叉时,一般将交叉点的距离控制在 200mm 以上。

8.2.3 对接焊缝的坡口形式可按照国家现行标准《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81 的规定采用。

8.2.4 根据美国 AWS 的多年经验,凡不等厚(宽)焊件对焊连接时,均在较厚(宽)焊件上做成坡度不大于 1:2.5 (ISO 第 8.9.6.1 条为不大于 1:1) 的斜角。使截面和缓过渡以减小应力集中。为减少加工工作量。对承受静态荷载的结构。将原规范规定的斜角坡度不大于 1:4 改为不大于 1:2.5, 而对承受动态荷载的结构仍为不大于 1:4, 不作改变。因为根据我国的试验研究,不论改变

宽度或厚度，坡度用 1 : 8 ~ 1 : 4 接头的疲劳强度与等宽、等厚的情况相差不大。

当一侧厚度差不大于 4mm 时，焊缝表面的斜度已足以满足和缓传递的要求，因此规定当板厚一侧相差大于 4mm 时才需做成斜角。

考虑到改变厚度时对钢板的切削很费事，故一般不宜改变厚度。

8.2.5 对受动力荷载的构件，当垂直于焊缝长度方向受力时，未焊透处的应力集中会产生不利的影响，因此规定不宜采用。但当外荷载平行于焊缝长度方向时，例如起重机臂的纵向焊缝(图 25b)。吊车梁下翼缘焊缝等，只受剪应力，则可用于受动力荷载的结构。

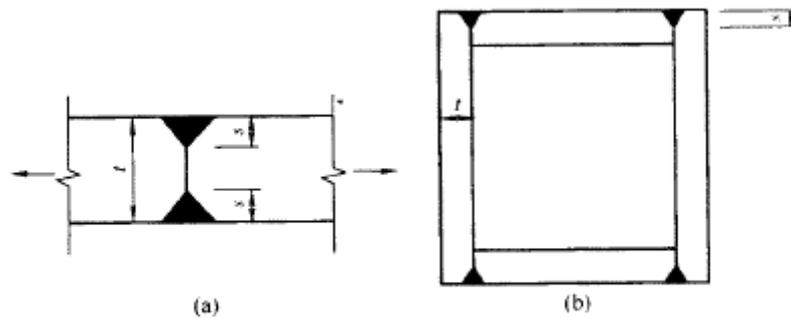


图 26 部分焊透的对接焊缝

部分焊透对接焊缝的计算厚度 $h_e = 1.5\sqrt{t}$ ，的规定与角焊缝最小厚度 h 的规定相同，这是由于两者性质是近似的。

板件有部分焊透的焊缝(图 26a)，若按 $1.5\sqrt{t}$ 算得的 h_e 值大于板件厚度 t 的 $1/2$ ，则此焊缝应按焊透的对接焊缝考虑。

8.2.6 两焊脚边夹角 $>135^\circ$ (原规范为 120°) 时，焊缝表面较难成型，受力状况不良；而 $\alpha < 60^\circ$ 的焊缝施焊条件差，根部将留有空隙和焊渣；已不能用本规范第 7.1.4 条的规定来计算这类斜角角

焊缝的承载力,故规定这种情况只能用于不受力的构造焊缝。但钢管结构有其特殊性,不在此限。

8.2.7 本条为角焊缝的尺寸要求。

1 关于角焊缝的最小厚度。焊缝最小厚度的限值与焊件厚度密切相关,为了避免在焊缝金属中由于冷却速度快而产生淬硬组织,根据调查分析及参考国内外资料,现规定 $h_f \geq 1.5\sqrt{t}$ (计算时小数点以后均进为 1mm, t 为较厚板件的厚度)。此式简单便于记忆,与国内外用表格形式的规定出入不大。表 11 为板厚的规定与前苏联规范 СНИП —23—81 相比较的情况。从表中对比可知,对于厚板本规定偏严,但根据我国的实践经验是合适的。与美国的 AWS 相比亦比较接近。

但参照 AWS,当采用低氢型焊条时,角焊缝的最小焊脚尺寸可由较薄焊件的厚度经计算确定,因低氢型焊条焊渣层厚、保温条件较好。

表 11 角焊缝的最小焊脚尺寸

角焊缝最小焊脚尺寸	较厚焊件的厚度 (mm)	
	СНИП —23—81 ($f = 431.5 \text{ N/mm}^2$)	本规范
4	4 ~ 5	5 ~ 7
5	6 ~ 10	8 ~ 11
6	11 ~ 16	12 ~ 16
7	17 ~ 22	17 ~ 21
8	23 ~ 32	22 ~ 28
9	33 ~ 40	29 ~ 36
10	41 ~ 80	37 ~ 45
11	—	46 ~ 54
12	—	55 ~ 64

条文中对自动焊和 T 形连接的规定系参考国外资料确定的

2 角焊缝的焊脚尺寸过大。易使母材形成“过烧”现象，使构件产生翘曲、变形和较大的焊接应力,按照国内外的经验，规定不宜大于较薄焊件的 1.2 倍(图 27)。

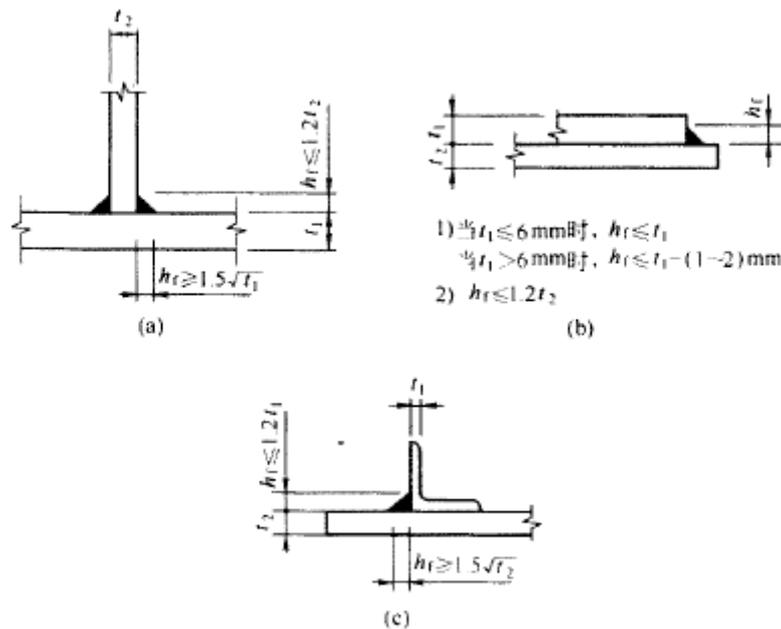


图 27 角焊缝的最大焊脚尺寸

焊件(厚度为 t)的边缘角焊缝若与焊件边缘等厚，在施焊时容易产生“咬边”现象，需要技术熟练的焊工才能焊满,因此规定厚度大于 6mm 的焊件边缘焊缝的最大厚度应比焊件厚度小 1~2mm(图 27b)；当焊件厚度等于或小于 6mm 时，由于一般采用小直径焊条施焊。技术较易掌握，可采用与焊件等厚的角焊缝。

关于圆孔或槽孔内的角焊缝焊脚尺寸系根据施工经验确定的，若焊脚尺寸过大，焊接时产生的焊渣就能把孔槽堵塞，影响焊接质量，故焊脚尺寸与孔径应有一定的比例。

3 关于不等焊脚边的应用问题。这是为了解决两焊件厚度相差悬殊叫(图 27c), 用等焊脚边无法满足最大、最小焊缝厚度规定的矛盾。

4 关于侧面角焊缝最小计算长度的规定。主要针对厚度大而长度小的焊缝, 为了避免焊件局部加热严重且起落弧的弧坑相距太近, 以及可能产生的缺陷, 使焊缝不够可靠。此外, 焊缝集中在很短距离, 焊件的应力集中也较大。在实际工程中, 一般焊缝的最小计算长度约为 $(8 \sim 10)h_f$, 故将焊缝最小计算长度规定为 $8 h_f$, 且不得小于 40mm。

国外在这方面的规定是: 欧美为 $4 h_f$ 和 40mm, 日本为 $10 h_f$ 和 40mm。

5 关于侧面角焊缝的最大计算长度。侧面角焊缝沿长度方向受力不均, 两端大而中间小, 故一般均规定其有效长度(即计算长度)。原规范对此是按承受荷载状态的不同区别对待的, 受动力荷载时取 $40 h_f$, 受静力荷载时取 $60 h_f$ 。后来经我国的试验研究证明可以不加区别。统一取某个规定值。现在国际上亦都不考虑荷载状态的影响, 但是, 各国对侧面角焊缝最大计算长度的规定值却有所不同。前苏联 1981 年规范为 $60 h_f$ AISC 1999 为 $100 h_f$, 日本 1998 年为 $50 h_f$ 美国和日本还规定当长度超过此限值时应予折减。本条根据我国的实践经验, 仍规定为不超过 $60 h_f$ 。

8.2.8 在受动力荷载的结构中, 为了减少应力集中, 提高构件的抗疲劳强度, 焊缝形式以凹形为最好, 但手工焊成凹形极为费事, 因此采用手工焊时, 焊缝做成直线形较为合适。当用自动焊时, 由于电流较大, 金属熔化速度快、熔深大, 焊缝金属冷却后的收缩自然形成凹形表面。为此规定在直接承受动力荷载的结构(如吊车梁), 角焊缝表面做成凹形或直线形均可。

对端焊缝, 因其刚度较大, 受动力荷载时应焊成平坡式, 习用规定直角边的比例为 $1:1.5$ 。根据国内外疲劳试验资料, 若满足疲劳要求, 端焊缝的比值宜为 $1:3$, 某些国外规范对此要求亦较

为严格。但施工单位反映，焊缝坡度小不易施焊，一般需二次堆焊才能形成，为此本条仍规定端焊缝的直角边比例为 1 : 1.5。

8.2.9 断续焊缝是应力集中的根源，故不宜用于重要结构或重要的焊接连接。这次修订时又补充了断续角焊缝焊段的最小长度以便于操作，亦和本规范第 8.2.7 条第 4 款呼应。

8.2.10 当钢板端部仅有侧面角焊缝时，规定其长度 $l \geq b$ ，是为了避免应力传递的过分弯折而使构件中应力不均匀。规定 $b \geq 16t$ ，($t > 12\text{mm}$)或 190mm ($t \leq 12\text{mm}$)，是为了避免焊缝横向收缩时引起板件的拱曲太大(图 28)。当宽度 b 超过此规定时，应加正面角焊缝，或加槽焊或电焊钉。

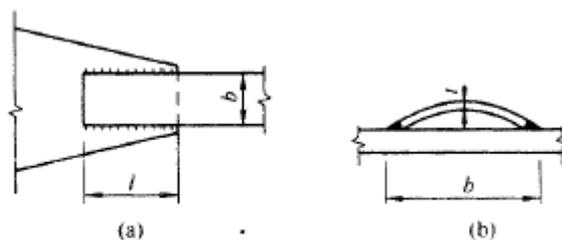


图 28 宽板的焊接变形

8.2.11 围焊中有端焊缝和侧焊缝，端焊缝的刚度较大，弹性模量 $E = 1.5 \times 10^6$ ；而侧焊缝的刚度较小 $E = (0.7 \sim 1) \times 10^6$ ，所以在弹性工作阶段，端焊缝的实际负担要高于侧焊缝；但在围焊试验中，在静力荷载作用下，届临塑性阶段时，应力渐趋于平均，其破坏强度与仅有侧焊缝时差不多，但其破坏较为突然且塑性变形较小。此外从国内几个单位所做的动力试验证明，就焊缝本身来说围焊比侧焊的疲劳强度高，国内某些单位曾在桁架的加固中使用了围焊，效果亦较好。但从“焊接桁架式钢吊车梁下弦及腹杆的疲劳性能”的研究报告中，认为当腹杆端部采用围焊时，对桁架节点板受力不利，节点板有开裂现象，故建议在直接承受动力荷载的桁架腹杆中，节点板应适当加大或加厚。鉴于上述情况，故这次的规定改为：宜采用两面侧焊，也可用三面围焊。

围焊的转角处是连接的重要部位，如在此处熄火或起落弧会加剧应力集中的影响。故规定在转角处必须连续施焊。

8.2.12 使用绕角焊时可避免起落弧的缺陷发生在应力集中较大处,但在施焊时必须要在转角处连续焊，不能断弧。

8.2.13 本条目的是为了减少收缩应力以及因偏心在钢板与连接件中产生的次应力，此外，根据实践经验，增加了薄板搭接长度不得小于 25mm 的规定。

8.3 螺栓连接和铆钉连接

8.3.1 根据实践经验，允许在组合构件的缀条中采用 1 个螺栓(或铆钉)。某些塔桅结构的腹杆已有用 1 个螺栓的。

8.3.4 本条是基于铆接结构的规定而统一用之于普通螺栓和高强度螺栓，其中高强度螺栓是经试验研究结果确定的，现将表 8.3.4 的取值说明如下：

1 紧固件的最小中心距和边距。

1)在垂直于作用力方向：

应使钢材净截面的抗拉强度大于或等于钢材的承压强度；

尽量使毛截面屈服先于净截面破坏；

受力时避免在孔壁周围产生过度的应力集中；

施工时的影响，如打铆时不振松邻近的铆钉和便于拧紧螺帽等。过去为了便于拧紧螺帽，螺栓的最小间距习用为 $3.5d$ ，在编制规范时，征求工人意见，认为用 $3d$ 亦可以，高强度螺栓用套筒扳手。间距 $3d$ 亦无问题，因此将螺栓的最小间距改为 $3d$ ，与铆钉相同。

2)顺内力方向，按母材抗挤压和抗剪切等强度的原则而定：

端距 $2d$ 是考虑钢板在端部不致被紧固件撕裂；

紧固件的中心距，其理论值约为 $2.5d$ ，考虑上述其他因素取为 $3d$ 。

2 紧固件最大中心距和边距。

1)顺内力方向：取决于钢板的紧密贴合以及紧固件间钢板的

2)垂直内力方向：取决于钢板间的紧密贴合条件。

这次修订时参考了我国《铁路桥涵钢结构设计规范》TB 10002.2 和美国 AISC 1989，对原规范表 8.3.4 进行局部修改，内容如下：

1 原规范表中“任意方向”涵义不清，现参照桥规明确为“沿对角线方向”。

2 原规范表中对中间排的中心间距没有明确“垂直内力方向”的情况。现参照桥规补充了这一项。

3 原规范表中的边距区分为切割边和轧制边两类，这和前苏联的规定相同(我国桥规亦如此)。但美国 AISC 却始终区分为剪切边(shear cut)和轧制边或气割(gas cut)与锯割(saw cut)两类；意即气割及锯割和轧制是属于同一类的。我们认为从切割方法对钢材边缘质量的影响来看,美国规范是比较合理的，现从我国国情出发，将手工气割归于剪切边一类。

8.3.5 C 级螺栓与孔壁间有较大空隙，故不宜用于重要的连接例如：

1 制动梁与吊车梁上翼缘的连接：承受着反复的水平制动力和卡轨力，应优先采用高强度螺栓，其次是低氢型焊条的焊接，不得采用 C 级螺栓。

2 制动梁或吊车梁上翼缘与柱的连接：由于传递制动梁的水平支承反力，同时受到反复的动力荷载作用，不得采用 C 级螺栓。

3 在柱间支撑处吊车梁下翼缘与柱的连接。柱间支撑与柱的连接等承受剪力较大的部位，均不得用 C 级螺栓承受剪力。

8.3.6 防止螺栓松动的措施中除用双螺帽外。尚有用弹簧垫圈，或将螺帽和螺杆焊死等方法。

8.3.7 因型钢的抗弯刚度大，用高强度螺栓不易使摩擦面贴紧。

8.3.9 因撬力很难精确计算,故沿杆轴方向受拉的螺栓(铆钉)连接中的端板(法兰板),应采取构造措施(如设置加劲肋等)适当增强其刚度,以免有时撬力过大影响紧固件的安全。

8.4 结构构件

柱

8.4.1 缀条柱在缀材平面内的抗剪与抗弯刚度比缀板柱好,故对缀材面剪力较大的格构式柱宜采用缀条柱、但缀板柱构造简单,故常用作轴心受压构件。当用型钢(工字钢、槽钢、钢管等)代替缀板时,型钢横杆的线刚度之和(双肢柱的网侧均有型钢横杆时,为两个横杆线刚度之和。若用一根型钢代替两块缀板时,则为一根横杆的线刚度)不小于柱单肢线刚度的6倍。根据分析,这样使缀板柱的换算长细比 λ_0 的计算误差在5%以下。使轴心受压构件的稳定系数 φ 的误差在2%以下。

8.4.3 在格构式柱和大型实腹柱中设置横隔是为了增加抗扭刚度,根据我国的实践经验,本条对横隔的间距作了具体规定。

() 桁 架

8.4.4 条文规定对焊接结构,以杆件形心线为轴线,但为方便制作,宜取以5mm为倍数,即四舍五入是可以的。

对于桁架弦杆截面变化引起形心线偏移问题,过去习惯是不超过截面高度5%时。可不考虑偏心影响。原苏联1981年规范改为1.5%,从实际考虑很难做到,因为若改变角钢的截面高度,偏心均超过1.5%,故只适用于厚度变化,但拼接构造比较困难。经用双角钢组成的重型桁架,分别按轴线偏差1.5%和5%计算对比,结果是:轴线偏差为1.5%时,由偏心所产生的附加应力约占主应力的5%;而偏心为5%时,约占10%。作为次应力,其数值较小,可忽略不计。因此取5%较为合适。对钢管结构,见本规范第10.1.5条的规定。

8.4.5 采用双角钢T形截面为桁架弦杆的工业与民用建筑过去

均不考虑次应力。随着宽翼缘 H 型钢等截面在桁架杆件中应用，次应力的影响已引起注意。结合理论分析及试验研究以及参照国内外一些有关规定，考虑桁架杆件因节点刚性而产生的次应力时允许将杆件抵抗强度提高等因素，认为将可以忽略不计的次应力影响限制在 20% 左右比较合适，并以此控制截面高跨比的限值。由此得出，对杆件为单角钢、双角钢或 T 形截面的桁架结构且为节点荷载时，可忽略次应力的影响，对杆件的线刚度(或 h/l 值)亦不加限制；对杆件为 H 形或其他组合截面的桁架结构，在桁架平面内的截面高度与杆件几何长度(节点中心间的距离)之比，对弦杆不宜大于 $1/10$ ，对腹杆不宜大于 $1/15$ ，当超过上述比值时。应考虑节点刚性所引起的次弯矩。对钢管结构，见本规范第 10.1.4 条的规定。

8.4.6 在桁架节点处各相交杆件连接焊缝之间留有一定的净距，以利施焊且改善焊缝附近钢材的抗脆断性能。本条根据我国的实践经验对节点处相邻焊缝之间的最小净距作出了具体规定。管结构相贯连接节点处的焊缝连接另有较详细的规定(见本规范第 10.2 节)。故不受此限制。

8.4.8 跨度大于 36m 的桁架要考虑由于下弦的弹性伸长、使桁架在水平方向产生较大的位移,对柱或托架产生附加应力。如 42m 桁架的水平位移达 26mm，国外的有关资料中亦提到类似的情况：

考虑到端斜杆为上承式的简支屋架，其下弦杆与柱子的连接是可伸缩的；下弦杆的弹性伸长也就不会对柱子产生推力，而上弦杆的弹性压缩和拱脚的向外推移大致可以抵消，亦可不必考虑。

() 梁

8.4.9 多层板焊接组成的焊接梁。由于其翼缘板间是通过焊缝连接，在施焊过程中将会产生较大的焊接应力和焊接变形，且受力不均匀,尤其在翼缘变截面处内力线突变，出现应力集中。使梁处于不利的工作状态，因此推荐采用一层翼缘板。当荷载较大，单层翼

缘板无法满足强度或可焊性的要求时,可采用双层翼缘板。

当外层翼缘板不通长设置时,理论截断点处的外伸长度 l_1 的取值是根据国内外的试验研究结果确定的。在焊接双层翼缘板梁中,翼缘板内的实测应力与理论计算值在距翼缘板端部一定长度 l_1 范围内是有差别的,在端部差别最大,往里逐渐缩小,直至距端部 l_1 处及以后,两者基本一致。 l_1 的大小与有无端焊缝、焊缝厚度与翼缘板厚度的比值等因素有关。

8.4.11 为了避免三向焊缝交叉,加劲肋与翼缘板相接处应切成斜角,但直接受动力荷载的梁(如吊车梁)的中间加劲肋下端不宜与受拉翼缘焊接,一般在距受拉翼缘小少于 50mm 处断开,故对此类梁的中间加劲肋,切角尺寸的规定仅适用于与受压翼缘相连接处。

8.4.12 从钢材小试件的受压试验中看到,当高厚比不大于 2 时,一般不会产生明显的弯扭现象,应力超过屈服点时,试件虽明显缩短,但压力尚能继续增加。所以突缘支座的伸出长度不大于 2 倍端加劲肋厚度时,可用端面承压的强度设计值 f_{ce} 进行计算。否则,应将伸出部分作为轴心受压构件来验算其强度和稳定性。

() 柱 脚

8.4.13 按我国习惯,柱脚锚栓不考虑承受剪力,特别是有靴梁的锚栓更不能承受剪力。但对于没有靴梁的锚栓。国外有两种意见,一种认为可以承受剪力,另一种则不考虑<见 G.BALLI(),F.M.MAZZOLANI 著《钢结构理论与设计》,冶金部建筑研究总院译,1985 年 12 月)。另外,在我国亦有资料建议,在抗震设计中可用半经验半理论的方法适当考虑外露式钢柱脚(不管有无靴梁)受压侧锚栓的抗剪作用,因此,将原规范的“不应”改为“不宜”。至于摩擦系数的取值,现在国内外已普遍采用 0.4,故列入。

8.4.15 当钢柱直接插入混凝土杯口基础内用二次浇灌层固定时,即为插入式柱脚(见图 29)。近年来。北京钢铁设计研究总院和重庆钢铁设计研究院等单位均对插入式钢柱脚进行过试验研

究，并曾在多项单层工业厂房工程中使用，效果较好，并不影响安装调整，这种柱脚构造简单、节约钢材、安全可靠。本条规定是参照北京钢铁设计研究总院土建三室于 1991 年 6 月编写的“钢柱杯口式柱脚设计规定”(土三结规 2—91)提出来的，同时还参考了有关钢管混凝土结构设计规程，其中钢柱插入杯口的最小深度与我国电力行业标准《钢—混凝土组合结构设计规程》DL / T 5085—1999 的插入深度比较接近，而国家建材局《钢管混凝土结构与施工规程》JCJ 01—89 中对插入深度的取值过大，故未予采用。另外，本条规定的数值大于预制混凝土柱插入杯口的深度，这是合适的。

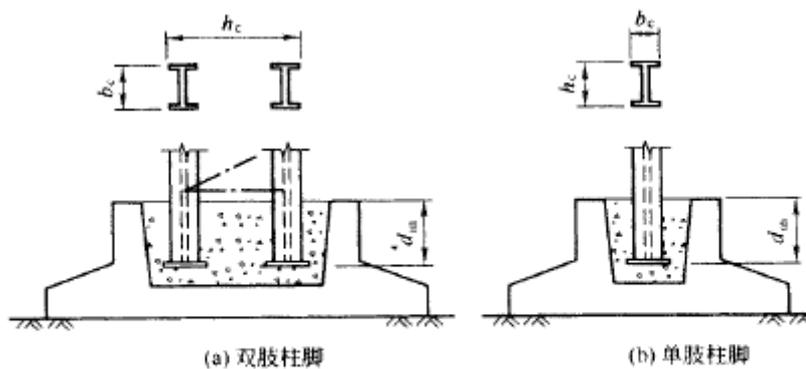


图 29 插入式柱脚

对双肢柱的插入深度，北京钢铁设计研究总院原取为 $(1/3 \sim 1/2) h_c$ 。而混凝土双肢柱为 $(1/3—2/3)h_c$ ，并说明当柱安装采用缆绳固定时才用 $1/3 h_c$ 。为安全计。本条将最小插入深度改为 $0.5 h_c$ 。

8.4.16 将钢柱直接埋入混凝土构件(如地下室墙、基础梁等)中的柱脚称为埋入式柱脚；而将钢柱置于混凝土构件上又伸出钢筋，在钢柱四周外包一段钢筋混凝土者为外包式柱脚，亦称为非埋入式柱脚。这两种柱脚(见图 30)常用于多、高层钢结构建筑物。本条规定与国家现行标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—98

以及《钢筋混凝土结构设计规程》YB 9082—97 中相类似的构造要求相协调。

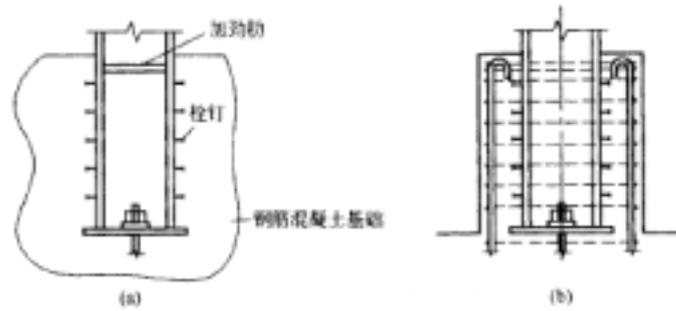


图 30 埋入式柱脚和外包式柱脚

关于对埋入深度或外包高度的要求,高钢规程中规定为柱截面高度的 2~3 倍(大于插入式柱脚的插入深度),是引用日本的经验,对抗震有利。而在钢筋混凝土规程中对此没有提出要求。因此,本条没有对埋深或外包高度提出具体要求。

8.5 对吊车梁和吊车桁架(或类似结构)的要求

8.5.1 双层翼缘板的焊接吊车梁在国内尚缺乏使用经验,虽于 1980 年进行了静力和疲劳性能试验,鉴于试验条件与实际受力情况有一定差别,由此规定外层翼缘板要通长设置及两层翼缘板紧密接触的措施。在中、重级工作制焊接吊车梁中使用,应慎重考虑。

8.5.2 根据调研,在重级工作制吊车桁架或制动桁架中,凡节点连接是铆钉或高强度螺栓,经长期生产考验,一般使用尚正常,但在类似的夹钳吊车或刚性料耙等硬钩吊车的吊车桁架或制动桁架中,则有较多的破坏现象,故作此规定。分析其原因为桁架式结构荷载的动力作用常集聚下各节点,尤其是上弦节点破坏较多。若用全焊桁架,节点由于有焊接应力、次应力等形成复杂的应力场

和应力集中。因而疲劳强度低，亦将导致节点处过早破坏。

8.5.3 本条所列各项构造要求，系根据国内试验成果确定的。

1 节点板的腹杆端部区域是杆件汇合的地方，焊缝多且较集中，应力分布复杂，焊接残余应力的影响也较大。根据试验及有关资料的建议。吊车桁架节点板处、腹杆与弦杆之间的间隙以保持在 50~60mm 为宜，此时对节点板焊接影响较少。

节点板两侧与弦杆连接处采用圆弧过渡，可以减小应力集中，圆弧半径 r 愈大效果愈好，经试验及查阅有关资料， r 值不小于 60mm 为宜。

节点板与腹杆轴线的夹角 不小于 30° 。其目的在于使节点板有足够的传力宽度，受力较均匀，以保证节点板的正常工作能力。

2 焊缝的起落弧点往往有明显咬肉等缺陷，引起较大的应力集中而降低杆件疲劳强度，为此规定起落弧点距节点板(或填板)边缘应至少为 5mm。根据试验，用小锤敲击焊缝两端可以消除残余应力的影响。

3 图 8.5.3—2 是新增加的桁架杆件采用轧制(或焊接)H 型钢制成的全焊接吊车桁架的节点示意图，北京钢铁设计研究总院采用这种在重级工作制吊车作用下的吊车桁架已有 15~20 年的使用经验。

8.5.4 焊接吊车梁和焊接吊车桁架的工地拼接应采用焊接。当有必要时亦可采用高强度螺栓摩擦型连接(桥梁钢结构的工地拼接亦正在扩大焊接拼接的范围)，其中吊车梁的上翼缘更宜采用对接焊缝拼接。但在采用焊接拼接时，必须加强对焊缝质量的检验工作。

8.5.5 吊车梁腹板与上翼缘的连接焊缝，除承受剪应力外。尚承受轮压产生的局部压应力，且轨道偏心也给连接焊缝带来很不利的影响，尤其是重级工作制吊车梁，操作频繁，上翼缘焊缝容易疲劳破坏。对起重量大于或等于 50t 的中级工作制吊车，因轮压很大，且实际上同样有疲劳问题，故亦要求焊透，至于吊车桁架中节

点板与上弦的连接焊缝，因其受力情况复杂，同样亦规定应予焊透。

此外，腹板边缘宜机械加工开坡口，其坡口角度应按腹板厚度以焊透要求为前提，由施工单位做焊透试验来确定，但宜满足图 8.5.5 中规定的焊脚尺寸的要求。

8.5.6 关于焊接吊车梁中间横向加劲肋端部是否与受压翼缘焊接的问题，国外有两种不同意见，一种认为焊接后几年就出现开裂，故不主张焊接；另一种认为没有什么问题，可以相焊。根据我国的实践经验。若仅顶紧不焊，则当横向加劲肋与腹板焊接后，由于温度收缩而使加劲肋脱离翼缘，顶不紧了，只好再补充焊接。使用中亦没有发现什么问题，故本条规定中间横向加劲肋可与受压翼缘相焊。

试验研究证明，吊车梁中间横向加劲肋与腹板的连接焊缝，若在受拉区端部留有起落弧，则容易在腹板上引起疲劳裂缝。条文规定不宜在加劲肋端部起落弧，采用绕角焊、围焊或其他方法应与施工单位具体研究确定。总之，在加劲肋端部的焊缝截面不能有突变，亦有因围焊质量不好而出问题的(后改用风铲加工)，所以宜由高级焊工施焊。

吊车梁的疲劳破坏一般是从受拉区开裂开始。因此，中、重级工作制吊车梁的受拉翼缘与支撑的连接采用焊接是不合适的，采用 C 级螺栓比采用焊缝方便，故建议采用螺栓连接。

同样理由，规定中间横向加劲肋端部不应与受拉翼缘相焊，也不应另加零件与受拉翼缘焊接，加劲肋宜在距受拉翼缘不少于 50~100mm 处断开。

本条适用于简支和连续吊车梁。

8.5.7 直接铺设轨道的吊车桁架上弦，其工作性质与连续吊车梁相近，而原规范要求“与吊车梁相同”，不够确切，新规范作了改正。

8.5.8 吊车梁(或吊车桁架)上翼缘与制动结构及柱相互间的连接，一般采用搭接。其中主要是吊车梁上翼缘与制动结构的连接

和吊车梁上翼缘与柱的连接。

1 在重级工作制吊车作用下，吊车梁(或吊车桁架)上翼缘与制动桁架的连接，因动力作用常集中于节点,加以桁架节点处有次应力，受力情况十分复杂，很容易发生损坏，故宜采用高强度螺栓连接。而吊车梁上翼缘与制动梁的连接，重庆钢铁设计研究院和重庆大学从 1988 年到 1992 年曾对此进行了专门的研究，通过静力、疲劳试验和理论分析，科学地论证了只要能保证焊接质量和控制焊接变形仅用单面角焊缝连接的可行性，并在攀钢、成都无缝钢管厂和宝钢等工程中应用，效果良好,没有发现什么问题。设计中。制动板与吊车梁上翼缘之间还增加厂按构造布置的 C 级普通螺栓连接,以改善安装条件和焊缝受力情况。用焊缝连接不仅可节约大量投资，而且可以提高工效 1~2 倍。故本条规定亦可采用焊缝连接。当然，对特重级工作制吊车来说,仍宜采用高强度螺栓摩擦型连接。

2 关于吊车梁上翼缘与柱的连接,既要传递水平力 ,又要防止因构造欠妥使吊车梁在垂直平面内弯曲时形成端部的局部嵌固作用而产生较大的负弯矩，导致连接件开裂。故宜采用高强度螺栓连接。国内有些设计单位采用板铰连接的方式,效果较好。因此本条建议设计时应尽量采取措施减少这种附加应力。

8.5.9 吊车梁辅助桁架和水平、垂直支撑系统的设置范围,系根据以往设计经验确定的。但有不同意见，故规定为：宜设置辅助桁架和水平、垂直支撑系统。

为了使吊车梁(或吊车桁架)和辅助桁架(或两吊车梁)之间产生的相对挠度不会导致垂直支撑产生过大的内力，垂直支撑应避免设置在吊车梁的跨度中央，应设在梁跨度的约 1/4 处，并对称设置。

对吊车桁架。为了防止其上弦因轨道偏心而扭转，一般在其高度范围内每隔约 6m 设置空腹或实腹的横隔。

8.5.10 重级工作制吊车梁的受拉翼缘，当用手工气割时，边缘不

能平直并有缺陷，在用切割机切割时，边缘有冷加工硬化区，这些缺陷在动力荷载作用下，对疲劳不利，故要求沿全长刨边。

8.5.11 在疲劳试验中，发现试验梁在制作时，在受拉翼缘处打过火，疲劳破坏就从打火处开始，至于焊接夹具就更不恰当了，故本条规定不宜打火。

8.5.12 钢轨的接头有平接、斜接、人字形接头和焊接等；平接简便，采用最多，但有缝隙，冲击很大。斜接、人字形接头，车轮通过较平稳，但加工极费事，采用不多。目前已有不少厂采用焊接长轨，效果良好。焊接长轨要保证轨道在温度作用下能沿纵向伸缩，同时不损伤固定件，日本在钢轨固定件与轨道间留有约 1mm 空隙，西德经验约为 2mm，我国使用的约为 1mm。为此建议压板与钢轨间接触应留有一定的空隙(约 1mm)。

此外，在调研中发现焊接长轨用钩头螺栓固定时，在制动板一侧的钩头螺栓不能沿吊车梁纵向移动而将钩头螺栓拉弯或拉断，故在焊接长轨中不应采用钩头螺栓固定。

8.6 大跨度屋盖结构

本节是新增加的内容，是我国大跨度屋盖结构建设经验的总结，并明确规定跨度 $L \geq 60\text{m}$ 的屋盖为大跨度屋盖结构。

本节重点介绍了大跨度桁架结构的构造要求，其他结构形式(如空间结构、拱形结构等)见专门的设计规程或有关资料。

8.6.3 关于大跨度屋架的挠度容许值，是根据我国的实践经验，并参照国外资料规定的。

8.7 提高寒冷地区结构抗脆断能力的要求

本节是新增加的内容，是为了使设计人员重视钢结构可能发生脆断(特别是寒冷地区)而提出来的。内容主要来自前苏联的资料(见“钢结构脆性破坏的研究”，清华大学王元清副教授的研究报告)，同时亦参考了其他国内外的有关资料。这些资料在定量的规

定上差别较大，很难直接引用，但在定性方面即概念设计中都有一些共同规律，可供今后设计中参照：

1 钢结构的抗脆断性能与环境温度、结构形式、钢材厚度、应力特征、钢构性能、加荷速率以及重要性(破坏后果)等多种因素有关。工作温度愈低、钢材愈厚、名义拉应力愈大、应力集中及焊接残余应力愈高(特别是有多向拉应力存在时)、钢材韧性愈差、加荷速率愈快的结构愈容易发生脆断。重要性愈大的结构对抗脆断性能的要求亦愈高。

2 钢材在相应试验温度下的冲击韧性指标，目前仍被视作钢材抗脆断性能的主要指标。

3 对低合金高强度结构钢的要求比碳素结构钢严，如最大使用厚度更小，冲击试验温度更低等，而且钢材强度愈高，要求愈严。

至于钢材厚度与结构抗脆断性能在定量上的关系，国内外均有研究，有的已在规范中根据结构的不同工作条件，对不同牌号的钢材规定了最大使用厚度(Eurocode 3 1993 表 3.2)。但由于我们对国产建筑钢材在不同工作条件下的脆断问题还缺乏深入研究，故这次修订时尚无法对我国钢材的最大使用厚度作出具体规定，只能参照国外资料，在构造上作出一些规定，以提高结构的抗脆断能力。

8.7.1 根据前苏联对脆断事故调查的结果，格构式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，故规定在工作温度 $T \leq -30$ 的地区的焊接结构，建议采用较薄的组成板件。

8.7.2、8.7.3 所列内容除引自王元清的研究报告外，还参考了其他有关资料。其中对受拉构件钢材边缘加工要求的厚度限值(10mm)，是根据前苏联 1981 年规范表 84 中在空气温度 $T \leq -30$ 地区，令考虑脆断的应力折减系数 $\gamma = 1.0$ 而得出的。

虽然在我国的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。随着今后大型建(构)筑物的兴建，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 $T < -20$ 的地区采用之。在 $T < -20$ 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。

8.8 制作、运输和安装

8.8.1~8.8.3 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，多数施工单位的意见是：

1 根据连接的受力和安装误差情况分别采用C级螺栓、焊接或高强度螺栓，其选用原则为：

1) 凡沿螺栓杆轴方向受拉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；
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。

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，一般不要采用铆钉连接。

因钢构件安装时有多种定位方法，故第 8.8.3 条仅作原则规定“应考虑定位措施将构件临时固定”，而没有规定具体的定位方法，如设置定位螺栓等等。

8.9 防护和隔热

8.9.1 钢结构防腐的主要关键是制作时将铁锈清除干净，其次应根据不同的情况选用高质量的油漆或涂层以及妥善的维修制度。钢材的除锈等级与所采用的涂料品种有关，详见《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 及其他有关资料。

除上述问题外，在构造中应避免难于检查、清刷和油漆之处以及积留湿气、大量灰尘的死角和凹槽，例如尽可能将角钢的肢尖向下以免积留大量灰尘，大型构件应考虑设置维护时通行人孔和走道，露天结构应着重避免构件间未贴紧的缝隙，与砖石砌体或土壤接触部分应采取特殊保护措施。另外，应将管形构件两端封闭不使空气进入等。

在调研中曾发现凡是漏雨、飘雨之处，锈蚀均较严重，应引起重视，在建筑构造处理上应加注意，并应规定坚持定期维修制度，确保安全使用。

考虑到钢结构的建筑物和构筑物所处的环境，在抗腐蚀要求上差别很大，因此规定除特殊需要外，不应因考虑锈蚀而再加大钢材截面的厚度。

8.9.2 不能重新刷油的部位取决于节点构造形式和所处的位置。所谓采取特殊的防锈措施是指：在作防锈考虑时，应改进结构构造形式，减少零部件的数量，选用抗锈能力强的截面，即截面面积与周长之比值较大的形式，如用封闭截面等，避免采用双角钢组成的 T 形截面，此外，亦可选择抗锈能力强的钢材或针对侵蚀性介质的性质选用相应的质量高的油漆或其他有效涂料，必要时亦可适当加厚截面的厚度。

8.9.3 在调研中发现，凡埋入土中的钢柱，其埋入部分的混凝土保护层未伸出地面者或柱脚底面与地面的标高相同时，皆因柱身(或柱脚)与地面(或土壤)接触部位的四周易积聚水分和尘土等杂物，致使该部位锈蚀严重，故本条规定钢柱埋入土中部分的混凝土保护层或柱脚底板均应高出地面一定距离，具体数据是根据国内外的实践经验确定的。

在调研中，有的化工厂埋入土中的钢柱，虽有包裹混凝土，但因电离子极化作用，锈蚀仍很严重，故在土壤中，有侵蚀性介质作用的条件下。柱脚不宜埋入地下。

8.9.5 对一般钢材来说，温度在 200 以内强度基本不变。温度在 250 左右产生蓝脆现象，超过 300 以后屈服点及抗拉强度开始显著下降，达到 600 时强度基本消失。另外，钢材长期处于 150~200 时将出现低温回火现象，加剧其时效硬化，若和塑性变形同时作用，将更加快时效硬化速度。所以规定为：结构表面长期受辐射热达 150 以上时应采取防护措施。从国内有些研究院对各种热车间的实测资料来看，高炉出铁场和转炉车间的屋架下弦、吊车梁底部和柱子表面及均热炉车间钢锭车道旁的柱子等，温度都有可能达到 150 以上，有必要用悬吊金属板或隔热层加以保护，甚至在个别温度很高的情况时，需要采用更为有效的防护措施(如用水冷板)。

熔化金属的喷溅在结构表面的聚结和烧灼，将影响结构的正常使用寿命，所以应予保护。另外在出铁口、出钢口或注锭口等附近的结构，当生产发生事故时，很可能受到熔化金属的烧灼，如不加保护就很容易被烧断而造成重大事故，所以要用隔热层加以保护。一般的隔热层使用红砖砌体。四角镶以角钢，以保护其不受机械损伤，使用效果良好。

9 塑性设计

9.1 一般规定

9.1.1 本条明确指出本章的适用范围是超静定梁、单层框架和两层框架。对两层以上的框架，目前我国的研究和实践经验较少，故未包括在内。两层以上的无支撑框架，必须按二阶理论进行分析或考虑 P— 效应。两层以上的钉支撑框架，则在支撑构件的设计中。必须考虑：阶(轴力)效应。如果设计者掌握了二阶理论的分析与设计方法，并有足够的依据时。也不排除在两层以上框架设计中采用塑性设计。

9.1.2 简单塑性理论是指假定材料为理想弹塑性体，荷载按比例增加。计算内力时，考虑发生塑性铰而使结构转化成破坏机构体系。

9.1.3 本条系将原规范条文说明中有关钢材力学性能的要求经修正后列为正文，即： δ_s

1 强屈比 $f_u/f_y \geq 1.2$ ；

2 伸长率 $\delta_s \geq 15\%$ ；

3 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_0 。

这些都是为了截面充分发展塑性的必要要求。上述第 3 项要求与原规范不同，原规范为屈服台阶末端的应变 $\epsilon_{su} \geq 6\epsilon_p$ (ϵ_p 指弹性应变)，也就是要求钢材有较长的屈服台阶。但有些低合金高强度钢，如 15MnV 就达不到此项要求，而根据国外规范的有关规定，15MnV 可用于塑性设计。现根据欧洲规范 EC3— ENV 1993，将此要求改为 $\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$ ”(见陈绍蕃编写的《钢结构设计原理》第二版)

9.1.4 塑性设计要求某些截面形成塑性铰并能产生所需的转动

使结构形成机构，故对构件中的板件宽厚比应严加控制，以避免由于板件局部失稳而降低构件的承载能力。

工字形翼缘板沿纵向均匀受压，可按正交异性板的屈曲问题求解，或用受约束的矩形板的扭转屈曲问题求解。当不考虑腹板对翼缘的约束时(考虑约束提高临界力 3%左右)，上述两种求解方法有相同的结果：

$$\sigma_{cr} = \left(\frac{t}{b}\right)^2 G_{st}$$

式中 b 、 t —— 翼缘板的自由外伸宽度和厚度；

G_{st} —— 钢材剪切应变硬化模量。其值按非连续屈服理论求得：

$$G_{st} = \frac{2G}{1 + \frac{E}{4(1+\nu)E_s}}$$

E_s —— 钢材的应变硬化模量

以 Q235 钢为例，取 $E = 206 \times 10^3 \text{ N / m}^2$ ； $E_s = 5.6 \times 10^4 \text{ N / m}^2$ ； $G = E / 2.6$ ；

令 $\sigma_{cr} = f_y = 235 \text{ N / m}^2$ ，即可求得 $b/t = 9.13$ ，因此建议 $b/t \leq 9 \sqrt{235/f_y}$ 。

箱形截面的翼缘板以及压弯构件腹板的宽厚比均可按理论方法求得。本条表 9.1.4 所建议的宽厚比参考了有关规范或资料的规定。

9.2 构件的计算

9.2.1 构件只承受弯矩 M 时，截面的极限状态应为： $M \leq W_{pn} f_y$ ，考虑抗力分项系数后，即为公式(9.2.1)。 W_{pn} 为净截面塑性模量，是按截面全部进入塑性求得的，与本规范第 4、5 章采用的 W 不同， W 的取值仅是考虑部分截面进入塑性。

原规范规定，进行塑性设计时钢材和连接的强度设计值应乘以折减系数 0.9。依据是二阶(P—)效应没有考虑，并且假定荷载

按比例增加，都使算得的结构承载能力偏高。后来的分析表明，单层和二层框架的二阶效应很小，完全可以由钢材屈服后的强化特性来弥补，加载顺序只影响荷载—位移曲线的中间过程，并不影响框架的极限荷载。因此，这次修订取消了 0.9 系数。

9.2.2 在受弯构件和压弯构件中，剪力的存在会加速塑性铰的形成。在塑性设计中，一般将最大剪力的界限规定为等于腹板截面的剪切屈服承载力，即 $V \leq A_w f_v$ (A_w 为腹板截面积)。

在满足公式(9.2.2)要求的前提下，剪力的存在实际上并不降低截面的弯矩极限值，即仍可按本规范公式(9.2.1)计算。因为钢材实际上并非理想弹—塑性体，它的塑性变形发展是不均匀的，一旦有应变硬化阶段，当弯矩和剪力值都很大时，截面的应变硬化很快出现，从而使弯矩极限值并无降低。详细的论述和国内外有关试验分析见梁启智写的“关于钢梁设计中考虑塑性的问题”(载《华南工学院报》第 6 卷第 4 期，1978 年)。

9.2.3 同时承受压力和弯矩的构件，弯矩极限值是随压力的增加而减少。图 31 为弯矩绕强轴的工字形截面的相关曲线。这些曲线与翼缘面积和腹板面积之比 A_f/A_w 有关，常用截面一般为 $A_f/A_w = 1.5$ 因此我们取 $A_f/A_w = 1.5$ 。而将此曲线简化为两段直线，即当 $N/(A_n f_v) \leq 0.13$ 时， $M = W_{pn} f_y$ ；当 $N/(A_n f_v) > 0.13$ 时， $M = 1.15[1 - N/(A_n f_v)]W_{pn} f_y$ 。

本条的公式(9.2.3—1)和公式(9.2.3—2)即由此得来。箱形截向可看作是由两个工字形截面组成的，因此可按上述近似公式进行计算。

当 $N \leq 0.6 A_n f_v$ 时，将相关曲线简化为直线带来的误差一般不超过 5%，少数区域误差较大，但偏于安全。

在压弯构件中， N 愈大，产生二阶效应的影响也就愈大，因此限制 $N \leq 0.6 A_n f_v$ ：当 N 超过 $0.6 A_n f_v$ 时，按二阶理论考虑刚架的整体稳定所得到的实际承载能力将比按简单塑性理论算得承载能力降低得较多。

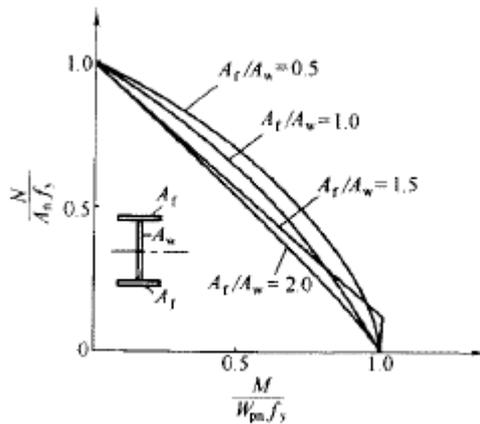


图 31 压弯构件 $\frac{N}{A_n f_y} - \frac{M}{W_m f_y}$ 关系曲线

9.2.4 压弯构件的稳定计算采用本规范第 5 章第 5.2.2 条类似的方法，不同之处，仅在于用 W_{px} 代替了 W_{lx} 。

9.3 容许长细比和构造要求

9.3.1 采用塑性设计的框架柱，如果长细比过大也会使二阶效应带来的影响加大。因此本条规定了比本规范第 5 章稍严的容许长细比值。

9.3.2 已形成塑性铰的截面，在结构尚未达到破坏机构前必须继续变形，为了使塑性铰处在转动过程中能保持承受弯矩极限值的能力，不但要避免板件的局部屈曲，而且必须避免构件的侧向扭转屈曲，要使构件不发生侧向扭转屈曲，应在塑性铰处及其附近适当距离处设置侧向支承。本条文规定的侧向支承点间的构件长细比限制，是根据理论和试验研究的结果，再加以简化得出的。

试验结果表明：侧向支承点间的构件长细比 λ_y ，主要与 M_1 / M_0 的数值有关，且对任一确定的 M_1 / M_p 值[加上抗力分项系数后，该比值就变为本规范公式(9.2.3—1)中的 $M_1 / W_{px} f$]，均可找到相应的 λ_y ，根据国内的部分分析结果并参考国外的规定，加以简化

后得到关系式(9.3.2—1)和(9.3.2—2)。

9.3.3 本条文与本规范第4章第4.2.6条的方法相同,详见该条文说明。

9.3.4 本条文规定节点及其连接的设计,应按所传递弯矩的1.1倍和 $0.25W_{px}f$ 二者中较大者进行计算,是为了使节点强度稍有余量,以减少在连接处产生永久变形的可能性。

所有连接应具有足够的刚度,以保证在达到塑性弯矩之前,所有被连接构件间的夹角不变。为了达到这个目的,采用螺栓的安装接头应避开梁和柱的交接线,或者采用扩大式接头和加腋等。

9.3.5 为了保证在出现塑性铰处有足够的塑性转动能力。该处的构件加工应避免采用剪切。当采用剪切加工时,应刨去边缘硬化区域。另外在此位置制作孔洞时,应采用钻孔或先冲后扩钻孔,避免采用单纯冲孔。这是因为剪切边和冲孔周围带来的金属硬化,将降低钢材的塑性,从而降低塑性铰的转动能力。

10 钢管结构

10.1 一般规定

10.1.1 钢管结构一般包括圆管和方管(或矩形管)两种截面形式,通常采用平面或空间桁架结构体系。管结构节点类型很多。本规范只限于在节点处直接焊接的钢管结构。由于轧制无缝钢管价格较贵,宜采用冷弯成型的高频焊接钢管。方管和矩形管多为冷弯成型的高频焊接钢管。由于此类管材通常存在残余应力和冷作硬化现象,用于低温地区的外露结构时,应进行专门的研究:

本章适用于不直接承受动力荷载的钢管结构。对于承受交变荷载的钢管焊接连接节点的疲劳问题,远较其他型钢杆件节点受力情况复杂,设计时要慎重处理,并需参考专门规范的规定。

10.1.2 限制钢管的径厚比或宽厚比是为了防止钢管发生局部屈曲。其中圆钢管的径厚比与本规范第 5.4.5 条相同,矩形管翼缘与腹板的宽厚比略偏安全地取与轴压构件的箱形截面相同。本条规定的限值与国外第 3 类截面(边缘纤维达到屈服,但局部屈曲阻碍全塑性发展)比较接近。

10.1.3 本条规定了本章内容的适用范围,因为目前国内外对钢管节点的试验研究工作中,其钢材的屈服强度均小于 $355\text{N}/\text{m}^2$,屈强比均不大于 0.8。而且钢管壁厚大于 25mm 时,将很难采用冷弯成型方法制造。

10.1.4、10.1.5 根据国外的经验(参见欧洲规范 Eurocode 31993),当满足这两条的规定时,可忽略节点刚性和偏心的影响,按铰接体系分析桁架杆件的内力。

10.2 构造要求

10.2.1~10.2.3 这三条是有关钢管节点构造的规定，主要是参考国外规范并结合我国施工情况而制定的，用以保证节点连接的质量和强度。在节点处主管应连续，支管端部应精密加工，直接焊于主管外壁上，而不得将支管穿入主管壁。主管和支管、或两支管轴线之间的夹角不得小于 30° 的规定是为了保证施焊条件，使焊根熔透。

管节点的连接部位，应尽量避免偏心。有关研究表明，当因构造原因在节点处产生的偏心满足本规范公式(10.1.5)的要求时，可不考虑其对节点承载力的影响。

由于断续焊接易产生咬边、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，故主管和支管的连接焊缝应沿全周连续焊接。焊缝尺寸应大小适中，形状合理，并和母材平滑过渡。以充分发挥节点强度，并防止产生脆性破坏。

支管端部形状及焊缝坡口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。根据现有条件，管端切割及坡口加工应尽量使用自动切管机，以充分保证装配和焊接质量。

10.2.4 因为搭接支管要通过被搭接支管传递内力，所以被搭接支管的强度应不低于搭接支管的。

10.2.5 一般支管的壁厚不大，宜采用全周角焊缝与主管连接。当支管壁厚较大时，宜沿焊缝长度方向部分采用角焊缝、部分采用对接焊缝。由于全部对接焊缝在某些部位施焊困难，故不予推荐。

角焊缝的焊脚尺寸，若按本规范第 8.2.7 条的规定不得大于 $1.2t$ 对钢管结构，当支管受拉时势必产生因焊缝强度不足而加大壁厚的不合理现象，故根据实践经验及参考国外规范，规定 $h \leq 2t_1$ 。一般支管壁厚 t_1 较小，不会产生过大的焊接应力和“过烧”现象。

10.2.6 钢管构件承受较大横向集中荷载的部位，工作情况较为不利，因此应采用适当的加强措施。如果横向荷载是通过支管施加于主管的，则只要满足本规范第10.3.3和10.3.4条的规定，就不必对主管进行加强。

10.3 杆件和节点承载力

10.3.2 根据本规范第10.2.5条的规定，支管与主管连接焊缝可沿全周采用角焊缝，也可部分采用对接焊缝。由于坡口角度、焊根间隙都是变化的，对接焊缝的焊根又不能清渣及补焊。考虑到这些原因及方便计算，故参考国外规范的规定，连接焊缝计算时可视为全周角焊缝按本规范公式(7.1.3—1)计算，取 $r=1$ 。

焊缝的长度实际上是支管与主管相交线长度，考虑到焊缝传力时的不均匀性，焊缝的计算长度 l_w 均不大于相交线长度。因主、支管均为圆管的节点焊缝传力较为均匀，焊缝的计算长度取为相交线长度，该相交线是一条空间曲线。若将曲线分为 $2n$ 段，微小段 l_i ，可取空间折线代替空间曲线。则焊缝的计算长度为：

$$l_w = 2 \sum_{i=1}^n \Delta l_i = K_s d_i \quad (73)$$

式中 K_s ——相交线率，它是 d_i/d 和 θ 的函数，即：

$$K_s = 2 \int_0^{\pi} f(d_i/d, \theta) d\theta。$$

经采用回归分析方法，提出了规范中的公式(10.3.2—1)和公式(10.3.2—2)。两式精度较高，计算也较方便。

圆管节点焊缝有效厚度 h_c 沿相交线是变化的。第 l_i 区段的焊缝有效厚度为：

$$h_i = h_t \cos \frac{\alpha_{i+1/2}}{2} \quad (74)$$

式中 $\alpha_{i+1/2}$ ——第 l_i 段中点支管外壁切平面与主管外壁切平面的夹角。

沿焊缝长度有效厚度平均值：

$$h_e = Ch_f$$
$$C = \frac{2 \sum_{i=1}^n \Delta l_i \cos \frac{\alpha_{i+1,2}}{2}}{l_w}$$

C 值与 d_i/d 和 α 有关，经电算分析，一般 $C > 0.7$ ，最低为 0.6079。C 值小于 0.7 都发生在 $\alpha > 60^\circ$ 的情况。考虑到这时支管与主管的连接焊缝基本上属于端焊缝，它的强度将比侧焊缝强度规定值高 30%，故取 $C = 0.7$ 是安全的。目前国际上对角焊缝的计算考虑外荷载方向，这样经电算分析其有效厚度平均系数 C 均大于 0.7，最高可达 0.8321。故取 $h_e = 0.7h_f$ 还是合适的。

矩形管节点支管与主管的相交线是直线，计算方便，但考虑到主管顶面板件沿相交线周围在支管轴力作用下刚度的差异和传力的不均匀性，相交焊缝的计算长度 l_w 将不等于周长，需由试验研究而得。本条公式(10.3.2—3~10.3.2—5)引自《Design Guide For Rectangular Hollow Section(RHS) Joints Under Predominantly Static Loading》，Verlag Tuv Rheinland，1992，p19~20 和《空心管结构连接设计指南》J. A. Packer，科学出版社，1997 年版，第 246~249)页。该公式是在试验研究基础上归纳出来的，既简单又可靠。

10.3.3 本条为圆管节点的承载力适用范围和要求。

原规范对保证钢管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承载力极限值经验公式，然后采用校准法换算得到的。

X 形和 T、Y 形节点的承载力极限值与试验值比较见图 32、图 33。图中纵坐标用无量纲系数表达。图 32、图 33 中也给出了美国石油学会 API RP-2A 规范和日本《钢管结构设计施工指南》中所采用的计算曲线，以便比较。对于 X 形节点，从图 32 可看出， d/t 对节点强度影响不大，故采用单一曲线公式已有足够的精度。对 T、Y

形节点，本规范采用折线形公式，并以 $(d/t)0.2$ 计及径厚比对节点强度的影响。由图 33 可见，其计算值与试验结果吻合较好。

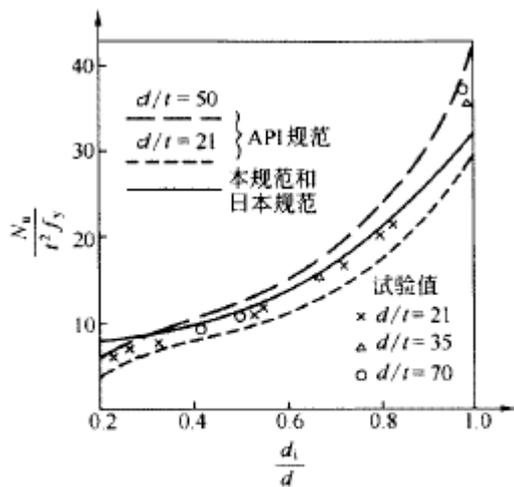


图 32 X形节点的强度($\sigma=0, \theta=90^\circ$)

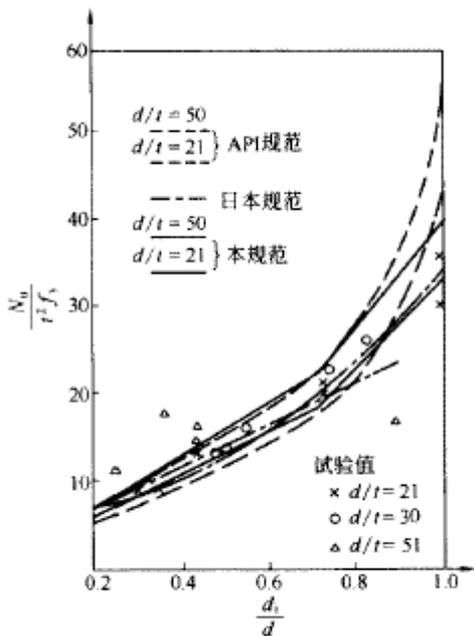


图 33 T、Y形节点的强度($\sigma=0, \theta=90^\circ$)

K 形节点强度的几何影响因素较多，情况也较复杂。一般说来由于两支管受力(拉压)性质不同，限制了节点局部变形，提高了节点强度。API 规范和欧洲《钢结构规范》对 K 形节点公式的计算误差较大，一般偏于保守。本规范对 K 形节点公式是采用将 T、Y 形节点强度乘上提高系数 ψ_s 得到的。节点强度的提高值体现在 ψ_s 中三个代数式的乘积，它分别反映了间隙比 a/d 、径厚比 d/t 和直径比 d_1/d 的影响。这三个代数式是通过对有关试验资料的回归分析确定的。图 34 给出了 K 形节点的计算值和试验值的比较，图中也给出了日本规范的曲线。

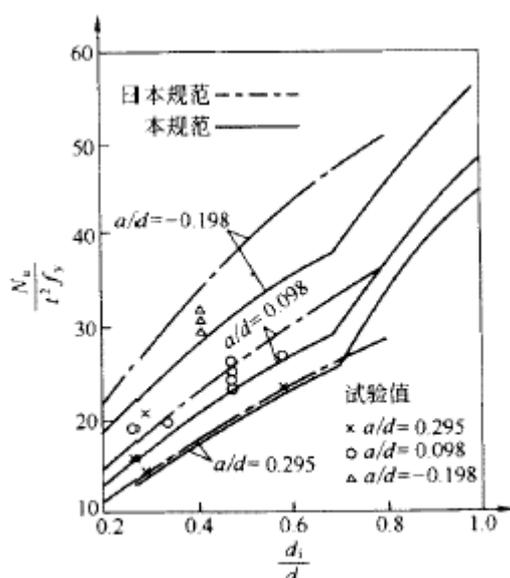


图 34 K 形节点的强度 ($\sigma=0, \theta=60^\circ, d/t=31$)

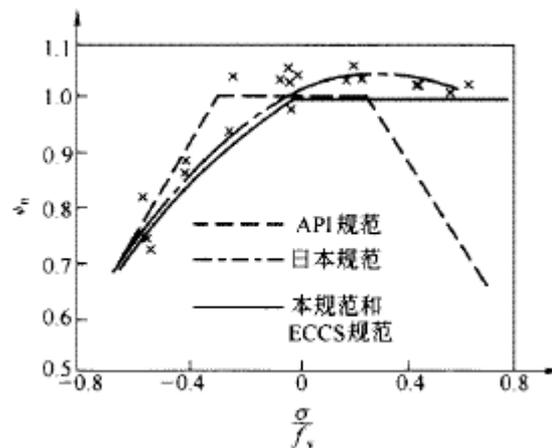
由于 K 形节点的强度对各种随机因素的敏感性较强，试验值本身的离散性较大，在一般情况下本条公式的取值也略低一些。对于搭接节点，规定仍按 $a=0$ 计算，稍偏保守。这是考虑到搭接节点相交线几何形状更为复杂，而目前加工、焊接、装配经验不足，另外也是为了进一步简化计算。从与试验值对比的统计计算结果看，这样计算的结果比采用精确而烦琐的公式计算，离散度的增加

并不明显，仅 2% 左右。

除了几何因素影响外，管节点强度与节点受力状态关系很大，如支管与主管的夹角、支管受压还是受拉，以及主管轴向应力情况等。

试验表明，支管轴心力垂直于主管方向的分力是造成节点破坏的主要因素。支管倾角越小，支管轴心力的垂直分力也越小，节点承载力就越高。由于支管倾斜使相交线加长和支管轴心力的水平分力分别会对节点强度产生有利和不利的影 响。但由于其影响相对较小，并相互抵消，为计算方便起见，公式中未予考虑。公式中用 $1/\sin$ 来表达支管倾角对节点强度的影响，也就是说仅考虑支管轴力垂直分力作用。

圆管节点的破坏多由于节点处过大的局部变形而引起的。当主管受轴向压应力时，将促使节点的局部变形，节点强度随主管压应力增大而降低，而当主管受轴向拉应力时，可减小节点局部变形，此时节点承载力比主管 $\sigma = 0$ 时约提高 3% ~ 4%，如图 35 所示。本公式中在 $\sigma < 0$ 时， ψ_n 采用二次抛物线；而当 $\sigma > 0$ 时，为简化计算近似取 $\sigma = 0$ 时的值，即 $\psi_n = 1$ 。这样基本与试验结果



符合。

当支管承受压力时，节点的破坏主要是由于主管壁的局部屈曲引起的，而当支管承受拉力时主要是强度破坏。大量试验得出结论：支管受拉时承载力的数据离散性大，大约比受压时大 1.4~1.7 倍。对 X 形节点，经分析，用规范公式(10.3.3—2)进行计算。对 T、Y 形节点，由图 36 中的试验点可看出：当 d_1/d 大于 0.6 时， N_t/N_c 值由 1.4 逐步下降，公式中采用直线下降，当 d_1/d 趋近于 1.0 时，节点的破坏已趋近于强度破坏的性质。无论支管受压还是受拉，其强度差别不大。

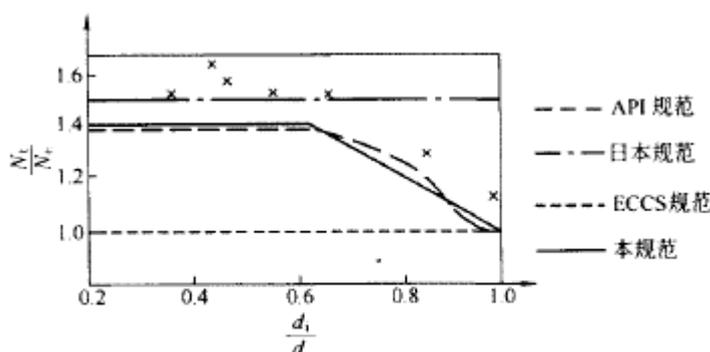


图 36 T、Y 形节点的 N_t/N_c 值

原规范在确定圆钢管节点承载力极限值公式时，以经过筛选的日本和欧美大量的试验数据为依据，对日本、欧洲、美国规范中的公式和本规范采用的公式进行了统计分析比较。由统计离散度看，除 K 形搭接节点外，均较日本、欧洲、美国公式计算精度有所提高或相当，K 形搭接节点也接近于日本公式的结果。

这次对圆钢管节点承载力设计值计算公式的修订工作，是根据同济大学的研究成果进行的。除对平面管节点承载力的计算公式作局部修正外，还增加了空间管节点承载力的计算方法：

随着钢管结构的发展，应用到结构中的钢管节点的尺寸越来越大；由于试件的尺寸效应对节点试验承载力有影响，因此先前节

点尺寸过小的试验数据被删除，新的试验数据得到了补充，一个包含 1546 个圆钢管节点试验结果和 790 个圆钢管节点有限元分析结果的数据库建立了起来。根据不断补充的试验数据，一些国家和组织如日本和国际管结构研究和发展委员会(CIDECT)从 20 世纪 80 年代起，对节点强度计算公式作了不同程度的修改。

对于圆钢管节点强度计算公式的修正是对照新建立的管节点数据库中的试验结果(由于不少试验的破坏模式为支管破坏，分析时只采用属于节点破坏的试验结果)，比较了原规范中平面管节点强度公式的计算结果得出的。同时又将 GBJ 17 — 88 公式、日本建筑学会(AIJ)公式、国际管结构研究和发展委员会(CIDECT)公式和本规范修订后的公式与试验数据进行了比较后得出来的。其对比结果如表 12 所示。

表 12 有关圆管节点承载力设计值公式计算结果
与试验数据的比较

节点类型	试件数	统计量	GBJ 17-88	AIJ	CIDECT	本规范公式
X 形 支管受压	156	max	1 . 0844	1 . 0835	1 . 0347	1 . 0844
		Min	0 . 3442	0 . 3585	0 . 3284	0 . 3442
		M	0 . 7762	0 . 8188	0 . 7378	0 . 7763
			0 . 1362	0 . 1442	0 . 1291	0 . 1363
			0 . 1755	0 . 1701	0 . 1749	0 . 1755
		cl	89 . 89%	84 . 83%	93 . 31%	89 . 88%
X 形 支管受压	76	max	1 . 3595	1 . 4057	0 . 7686	1 . 2818
		Min	0 . 3204	0 . 3898	0 . 2038	0 . 3555
		M	0 . 6563	0 . 7711	0 . 4162	0 . 7032
			0 . 1962	0 . 2086	0 . 1206	0 . 1903
			0 . 2990	0 . 2706	0 . 2897	0 . 2706
		cl	87 . 48%	80 . 12%	97 . 81%	86 . 37%

续上表

节点类型	试件数	统计量	GBJ 17-88	AIJ	CIDECT	本规范公式
T形和Y形 支管受压	142	max	1.6887	1.0219	1.4182	1.6037
		Min	0.5652	0.3380	0.4669	0.4064
		M	0.8971	0.5647	0.7844	0.8401
			0.1674	0.1067	0.1493	0.1560
			0.1866	0.1889	0.1903	0.1858
		cl	70.93%	98.94%	87.14%	80.53%
T形和Y形 支管受压	47	max	1.7307	1.7276	1.1942	1.6436
		Min	0.3473	0.3424	0.2185	0.3298
		M	0.6762	0.7915	0.4642	0.6422
			0.3026	0.3452	0.2278	0.2874
			0.4475	0.4362	0.4906	0.4475
		cl	76.53%	68.37%	86.26%	78.80%
K形	325	max	1.5108	1.3788	1.2097	1.4335
		Min	0.3622	0.5236	0.3422	0.3411
		M	0.8351	0.8367	0.7249	0.7916
			0.1754	0.1433	0.1349	0.1666
			0.2100	0.1713	0.1861	0.2104
		cl	78.38%	82.98%	93.03%	83.90%
TT形	20	max	—	0.9051	0.8630	0.9464
		Min	—	0.3403	0.1455	0.1969
		M	—	0.6296	0.6823	0.7547
			—	0.1499	0.1147	0.1092
			—	0.2381	0.1681	0.1447
		cl	—	94.01%	97.06%	95.50%
KK形	58	max	—	1.3200	1.1700	1.2381
		Min	—	0.3900	0.1800	0.5910
		M	—	0.8382	0.7398	0.8437
			—	0.1794	0.1689	0.1366
			—	0.2140	0.2284	0.1620
		cl	—	77.52%	87.27%	83.28%

注：表中 m 为规范公式计算值与试验值比值的平均值， σ 为方差， v 为离散度， cl 为置信度。

对修改各点说明如下：

1 将 d/t 的取值范围从 $d/t \leq 50$ 改为 $d/t \leq 100$ 。由于钢管节点试验的尺寸越来越大， d/t 值也已超过 50，K、T、X 形试验节点的 d/t 都达到 100，因此公式适用范围可由原来的 $d/t \leq 50$ 扩大到 $d/t \leq 100$ ，日本规范也已扩大到 100。这一扩大也与本规范第 5.4.5 条一致。

2 对于 X 形节点，支管受压情形下 GBJ 17—68 的计算结果置信度和均值皆较适中，且介于 AIJ 和 CIDECT 之间，故未作调整；支管受拉情形下 GBJ 17—88 的计算结果均值偏低，改为式(10.3.3—2)后，均值提高为 0.7032，置信度仅微有降低，比修正前更合理。

3 由于 T、Y 形节点支管受压情形下 GBJ 17—88 的计算结果置信度偏低，故将承载力设计值降低 5%，即将原规范式中的 12.12 改为本规范公式(10.3.3-3)中的 11.51，修正后的计算结果置信度提高至 80.53%，比修正前更合理；相应地，T、Y 形节点支管受拉情形下修正后的计算结果置信度提高至 78.80%。

4 由于 T、Y 形节点是 K 形节点在间隙 δ 为无穷大时的特例，K 形节点受压情形下 GBJ 17—88 的计算公式中 12.12 也相应地改为 11.51[见本规范公式(10.3.3-6)]，修正后的计算结果置信度和均值皆较适中，且介于 AIJ 和 CIDECT 之间，因而是可行的。

5 GBJ 17-88 没有空间管节点强度计算公式，而目前国内的空间管结构中已大量出现 KK 形节点和 TT 形节点，增加相应的计算公式是必要的。本规范公式(10.3.3—9)、(10.3.3-10)及第 5 款的规定是对试验结果进行数据分析得出的，这些公式比 AIJ 和 CIDECT 的计算公式更为合理。

6 试验数据中 TT 形和 KK 形管节点支管的横向夹角 ϕ 分布在 $60^\circ \sim 120^\circ$ 之间，故将 ϕ 限定在该范围内，同时 ϕ 确定后支管的横向间距 g 即已相应地确定。

7 由于 XX 形管节点的数据较少。AIJ 和 CIDECT 计算公式的计算结果与试验结果吻合情况也不甚理想，而这种节点类型目前在实际应用中较少用到，故在本规范内未予列入。

8 在规范公式(10.3.3—1)中，将主管轴力影响系数 ψ_n 表达式中对主管轴向应力 σ 的定义由原来的“最大轴向应力(拉应力为正，压应力为负)”改为“节点两侧主管轴心压应力的较小绝对值”是为了使用方便，不易混淆，且与国外资料相符。由于采用了绝对值，故将 ψ_n 的公式改为：
$$\psi_n = 1 - 0.3 \frac{\sigma}{f_y} - 0.3 \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2$$

当节点一侧的主管受压另一侧受拉时，可将 σ 取为零，此时少 $\psi_n = 1.0$ 。

10.3.4 矩形管(含方管)平面管节点承载力设计值计算公式，是根据哈尔滨工业大学的研究成果并结合国外资料补充的。

试验研究表明，矩形管节点有 7 种破坏模式：主管平壁因形成塑性铰线而失效；主管平壁因冲切而破坏或主管侧壁因剪切而破坏；主管侧壁因受拉屈服或受压局部失稳而失效；受拉支管被拉坏；受压支管因局部失稳而失效；主管平壁因局部失稳而失效；有间隙的 K、N 形节点中，主管在间隙处被剪坏或丧失轴向承载力而破坏等。有时几种失效模式同时发生。国外已针对不同破坏模式给出了节点承载力的计算公式，这些公式只有少数是理论推出的，大部分是经验公式。CIDECT 和欧洲规范(Eurocode 3)均采用了这些公式作为节点的承载力设计值公式，没有给出正常使用极限状态的验算公式。

国外的新近研究成果指出，对于以主管平壁形成塑性铰线的破坏模式，应考虑两种极限状态的验算。建议取令主管表面的局部凹(凸)变形达主管宽度 b 的 3% 时的支管内力为节点的极限承载力(承载力极限状态)；取局部变形为 $0.01b$ 的支管内力为节点正常使用极限状态的控制力。至于由哪个极限状态起控制作用，应视承载力极限状态的承载力与正常使用极限状态的控制力的比

值 K 而定。若 K 值小于折算的总安全系数，则承载力极限状态起控制作用，反之由正常使用极限状态起控制作用。欧洲规范的总安全系数是 1.5，因此当 $K > 1.5$ 时，应验算正常使用状态：分析表明，当 $\alpha < 0.6$ 、 $b/t > 15$ 时，一般由正常使用极限状态局部变形 ($\alpha = 0.01b$) 控制。目前尚没有简单的变形计算公式可供应用。

根据哈尔滨工业大学的管节点试验和考虑几何和材料非线性的有限元分析结果，以及国内外收集到的其他试验结果，对 CIDECT 和欧洲规范的公式进行了局部修订，得到了本规范的承载力设计值公式。具体修改如下：

1 考虑到在以主管平壁形成塑性铰线为破坏模式的某些情况下，节点将由正常使用极限状态控制，为避免复杂的变形验算，将相应公式乘以 0.9 的系数予以降低，作为节点的极限承载力设计值[即得本规范公式(10.3.4—1)和(10.3.4—6)]。经大量有限元分析表明，采取上述处理方法，可不必再验算节点的正常使用极限状态。

2 将主骨因受轴心压力使节点承载力降低的参数表达式改为 $\psi_n = 1.0 - \frac{0.25}{\beta} \cdot \frac{\sigma}{f}$ ，与国外的相关公式比较，该式没有突变，符合有限元分析和试验结果，并可用于 $\beta = 1.0$ 的节点。

3 对 $\beta = 1.0$ 以主管侧壁失稳为破坏模式的国外公式进行了修订。将假想柱的计算长由与主管侧壁的净高有关改为与净高的 1/2 有关，也就是将主管侧壁的长细比由 $3.46 \left(\frac{h}{t} - 2 \right) \left(\frac{1}{\sin \theta_1} \right)^{0.5}$ 改为 $1.73 \left(\frac{h}{t} - 2 \right) \left(\frac{1}{\sin \theta_1} \right)^{0.5}$ ，这一修改符合试验结果的破坏模式，经与收集到的国外 27 个试验结果和哈尔滨工业大学 5 个主管截面高宽比 $h/b \geq 2$ 的等宽 T 形节点的有限元分析结果相比，精度远高于国外公式。以屈服应力 f_y 代入修订后的公式所得结果与试验结果的比值作为统计值，27 个试验的平均值为 0.830，其方差为 0.111。而按国外的公式计算，这两个值分

别为 0.531 和 0.195。在本规范修订过程中，还考虑了 1.25 倍的附加安全系数和主管受压时节点承载力降低的参数，使本规范公式(10.3.4—2)的计算值不致较国外公式提高的太多，

4 对 $\beta = 1.0$ 的 X 形节点侧壁抗剪验算的规范公式(10.3.4—3)补充了限制条件：当 $\alpha < 90^\circ$ 且 $h \leq h_i / \cos \alpha_i$ 时，尚应验算主管侧壁的抗剪承载力。该条件排除了支管壁可能帮助抗剪的情况。

5 矩形管节点其他破坏模式的计算公式均与 CIDECT 和欧洲规范相同，仅将国外公式中的 f_y 用 f 代替。国外节点承载力设计值的表达式可简写为：

$$\gamma'_s Q_k \leq N^* \quad (75)$$

式中 γ'_s ——平均荷载系数，其值约为我国平均荷载 γ_s 系数的 1.1 倍：

Q_k ——荷载效应标准值；

N^* ——以 f_y 表达的节点极限承载力设计值。

若将 N^* 公式中的 f_y 用 f 以抗力分项系数 R 代替，则

$$N^* = R N_p$$

考虑 $\gamma'_s = 1.1 \gamma_s = \gamma_R \gamma_s$

将上述二式代入公式(75)后，即得本规范的表达通式：

$$\gamma_s Q_k \leq N^B$$

由此可见，除以塑性铰线失效模式控制的承载力公式(10.3.4—1)和(10.3.4-6)以外，国内外管节点的承载力设计值的安全系数大体相当。

11 钢与混凝土组合梁

11.1 一般规定

11.1.1 考虑目前国内对组合梁在动力荷载作用下的试验资料有限，本章的条文是针对不直接承受动力荷载的一般简支组合梁及连续组合梁而确定的。其承载能力可采用塑性分析方法进行计算。对于直接承受动力荷载或钢梁中受压板件的宽厚比不符合塑性设计要求的组合梁。则应采用弹性分析法计算。对于处于高温或露天条件的组合梁,除应满足本章的规定外，尚应符合有关专门规范的要求：

组合梁混凝土翼板可用现浇混凝土板或混凝土叠合板，或压型钢板混凝土组合板。混凝土叠合板翼板由预制板和现浇混凝土层组成，按《混凝土结构设计规范》GB50010 进行设计。在混凝土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混凝土层形成整体。

11.1.2 组合梁混凝土翼板可以带板托。也可以不带板托。而言。不带板托的组合梁施工方便，带板托的组合梁材料较省板托构造复杂。

组合梁混凝土翼板的有效宽度，系按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定采用的。但规范公式(11.1.2)中的 b_2 值，世界各国(地区)的规范取值不一致。如美国 AISC $b_2 = 0.1l$ (一侧有翼板)；英国水泥及混凝土协会 $b_2 = 0.1lc - 0.5b_0$ (集中荷载作用)；日本 AIJ $b_2 = 0.2l$ (简支组合梁)即 b_2 取值与梁跨度间的关系相差较大。同时与板厚有关与否也不尽统一。

在计算混凝土翼板有效宽度时关于板厚的取值问题，原规范的规定是针对现浇混凝土而言的。对预制混凝土叠合板，当按《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定采取相应的构造措施

后，可取为预制板加现浇层的厚度；对压型钢板混凝土组合板，若用薄弱截面的厚度将过于保守，参照试验结果和美国资料，可采用有肋处板的总厚度。

严格说来，楼盖边部无翼板时，其内侧的 b_2 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，连续梁的 b_2 值应小于简支梁的该值。

11. 1.3 组合梁的变形计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。其具体计算方法是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 E_c/E_s ，（当考虑混凝土在荷载长期作用下的徐变影响时，此比值应为 $2 E_c/E_s$ ）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 E_c/E_s 或 $2 E_c/E_s$ 即可），再求出整个梁截面的换算截面刚度 EI_{eq} 来计算组合梁的挠度。分析还表明，由混凝土翼板与钢梁间相对滑移引起的附加挠度在 10% ~ 15% 以下，国内的一些试验结果约为 9%，原规范认为可以忽略不计。但近来国内外的试验研究表明，采用栓钉等柔性连接件（特别是部分抗剪连接件时）该滑移效应对挠度的影响不能忽视，否则将偏于不安全。因此，这次修订时就规定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 ECCS 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。因为负弯矩区混凝土翼板的工作性能很接近钢筋混凝土轴心受拉构件，因此可根据《混凝土结构设计规范》

GB 50010 按轴心受拉构件来验算混凝土翼板最大裂缝宽度 w_{max} ，其值不得大于《混凝土结构设计规范》GB 50010 所规定的限值。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。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。

11.1.4 组合梁的受力状态与施工条件有关。对于施工时钢梁下无临时支承的组合梁，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。

如果施工阶段梁下设有临时支承，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。不论是弹性分析或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。

11.1.5 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。

11.1.6 组合梁按截面进入全塑性计算抗弯强度时，GBJ 17—88 根据原第九章“塑性设计”的规定，将钢梁材料的强度设计值 f 乘以折减系数 0.9。本规范已取消此规定，故本章规定“钢梁钢材的强度设计值 f 应按本规范第 3.4.1 条和 3.4.2 条的规定采用”，即不乘折减系数 0.9。

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；负弯矩区可以利用负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。试验证明，弯矩调幅系数取 15% 是可行的。

11.1 组合梁设计

11.2.1 完全抗剪连接组合梁是指混凝土翼板与钢梁之间具有可靠的连接，抗剪连接件按计算需要配置，以充分发挥组合梁截面的抗弯能力。组合梁设计可按简单塑性理论形成塑性铰的假定来计算组合梁的抗弯承载能力。即：

1 位于塑性中和轴一侧的受拉混凝土因为开裂而不参加工作，板托部分亦不予考虑，混凝土受压区假定为均匀受压，并达到轴心抗压强度设计值；

2 根据塑性中和轴的位置，钢梁可能全部受拉或部分受压部分受拉，但都假定为均匀受力，并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值。其次，假定梁的剪力全部由钢梁承受并按钢梁的塑性抗剪承载能力进行验算，且亦不考虑剪力对组合梁抗弯承载力的影响。当塑性中和轴在钢梁腹板内时，钢梁受压区板件宽厚比应符合本规范第 9 章“塑性设计”的要求。此外，忽略钢筋混凝土翼板受压区中钢筋的作用。用塑性设计法计算组合梁最终承载力时，可不考

考虑施工过程中有无支承及混凝土的徐变、收缩与温度作用的影响。

11.2.2 当抗剪连接件的设置受构造等原因影响不能全部配置，因而不足以承受组合梁上最大弯矩点和邻近零弯矩点之间的剪跨区段内总的纵向水平剪力时，可采用部分抗剪连接设计法。对于单跨简支梁，是采用简化塑性理论按下列假定确定的：

1 在所计算截面左右两个剪跨内，取连接件抗剪设计承载力设计值之和 $n_r N_v^c$ 中的较小值，作为混凝土翼板中的剪力：

2 抗剪连接件必须具有一定的柔性，即理想的塑性状态(如栓钉直径 $d \geq 22\text{mm}$ ，杆长 $l \geq 4d$)，此外，混凝土强度等级不能高于 C40，栓钉工作时全截面进入塑性状态；

3 钢梁与混凝土翼板间产生相对滑移，以致在截面的应变图中混凝土翼板与钢梁有各自的中和轴。

部分抗剪连接组合梁的抗弯承载力计算公式，实际上是考虑最大弯矩截面到零弯矩截面之间混凝土翼板的平衡条件。混凝土翼板等效矩形应力块合力的大小，取决于最大弯矩截面到零弯矩截面之间抗剪连接件能够提供的总剪力。

为了保证部分抗剪连接的组合梁能有较好的工作性能，在任一剪跨区内，部分抗剪连接时连接件的数量不得少于按完全抗剪连接设计时该剪跨距区内所需抗剪连接件总数 n_f 的 50%，否则，将按单根钢梁计算，不考虑组合作用。

11.2.3 试验研究表明，按照本规范公式(9.2.2)计算组合梁的抗剪承载力是偏于安全的，因为混凝土翼板的抗剪作用亦较大。

11.3 抗剪连接件的计算

11.3.1 连接件的抗剪承载力设计值是通过推导与试验所决定的。

1 圆柱头焊钉(栓钉)连接件：试验表明，栓钉在混凝土中的抗剪工作类似于弹性地基梁，在栓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：

1)栓钉的直径 d (或栓钉的截面积 $A_s = d^2 / 4$)；

2)混凝土的弹性模量 E

3)混凝土的强度等级。

当栓钉长度为直径 4 倍以上时，栓钉抗剪承载力为：

$$N_v^c = 0.5 A_s \sqrt{E_c f_c^{\text{实际}}} \quad (76)$$

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(76)中的 $f_c^{\text{实际}}$ 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栓钉抗剪承载力设计公式(11.3.1—1)。

试验研究表明，栓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，存在一个与栓钉抗拉强度有关的上限值。根据欧洲钢结构协会 1981 年组合结构规范等资料，其承载力的限制条件为 $0.7 A_s f_u$ ，约相当于栓钉的极限抗剪强度。但在编制 GBJ 17—88 规范时，认为经验不足，将 f_u (抗拉强度) 改为 f_y (屈服强度)，再引入抗力分项系数成为 f_c 。GBJ 17—88 规范发行以来，设计者发现 N_v^c 均由 $0.7 A_s f$ 控制，导致使用栓钉数量过多。现本规范改为 “ $0.7 A_s f$ ”。

为栓钉材料抗拉强度与屈服强度(均用最小规定值)之比。按国标《圆柱头焊钉》GB / T 10433，当栓钉材料性能等级为 4.6 级时 $\gamma = \frac{f_u}{f_y} = \frac{400}{240} = 1.67$

2 槽钢连接件：其工作性能与栓钉相似，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：

$$N_v^c = 0.3(t + 0.5t_w) l_c \sqrt{E_c f_c^{\text{实际}}} \quad (77)$$

考虑可靠度的因素后，公式(77)中的 $f_c^{\text{实际}}$ 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(11.3.1—2)。

3 弯筋连接件：弯起钢筋的抗剪作用主要是通过与混凝土锚

固而获得的，当弯起钢筋的锚固长度在构造上满足要求后，影响抗剪承载力的主要因素便是弯起钢筋的截面面积和弯起钢筋的强度等级。试验与分析表明，当弯起钢筋的弯起角度为 $35^\circ \sim 55^\circ$ 时，弯起角度的因素可以忽略不计，其抗剪承载力设计值为：

$$N_v^c = A_{st} f_y \quad (78)$$

试验表明，实测结果与按公式(78)计算结果之比在 1.2 以上，故其抗剪承载力设计值的计算公式除将弯起钢筋的屈服强度 f_y 改用抗拉强度设计值 f_{st} 外。不再乘折减系数，这样就得到条文中的抗剪承载力设计值计算公式(11.3.1—3)。

11.3.2 用压型钢板混凝土组合板时。其抗剪连接件一般用栓钉。由于栓钉需穿过压型钢板而焊接至钢梁上，且栓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，故对栓钉的抗剪承载力应予折减。本条规定的折减系数是根据试验分析而得出的。

11.3.3 当栓钉位于负弯矩区时，混凝土翼板处于受拉状态，栓钉周围的混凝土对其约束程度不如正弯矩区的栓钉受到周围混凝土约束程度高，故位于负弯矩区的栓钉抗剪承载力亦应予折减。

11.3.4 试验研究表明，栓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。对于简支组合梁，可以按照 11.3.4 条所计算的连接件个数均匀布置在最大正弯矩截面至零弯矩截面之间。对于连续组合梁，可以将按照 11.3.4 条所计算的连接件个数分别在 m_1 、 $(m_2 + m_3)$ 、 $(m_4 + m_5)$ 区段内均匀布置，但应注意在各区段内混凝土翼板隔离体的平衡。

11.4 挠度计算

11.4.1 组合梁的挠度计算与钢筋混凝土梁类似，需要分别计算在荷载标准组合及荷载准永久组合下的截面折减刚度并以此来计算组合梁的挠度，其最大值应符合本规范第 3.5 节的要求。

11.4.2、11.4.3 国内外试验研究表明。采用栓钉、槽钢等柔性抗剪连接件的钢—混凝土组合梁，连接件在传递钢梁与混凝土翼板交界面的剪力时，本身会发生变形，其周围的混凝土亦会发生压缩变形，导致钢梁与混凝土翼板的交界面产生滑移应变，引起附加曲率，从而引起附加挠度。可以通过对组合梁的换算截面抗弯刚度 EI_{eq} 进行折减的方法来考虑滑移效应。规范公式(11.4.2)是考虑滑移效应的组合梁折减刚度的计算力法，它既适用于完全抗剪连接组合梁，也适用于部分抗剪连接组合梁和钢梁与压型钢板混凝土组合板构成的组合梁。对于后者，抗剪连接件刚度系数 k 应按本规范 11.3.2 条予以折减。

本条所列的挠度计算方法，详见聂建国“考虑滑移效应的钢—混凝土组合梁变形计算的折减刚度法”，《土木工程学报》，1995 年第 5 期。

11.5 构造要求

11.5.1 组合梁的高跨比一般为 $h/l = 1/15 \sim 1/16$ ，为使钢梁的抗剪强度与组合梁的抗弯强度相协调，故钢梁截面高度 h_s 宜大于组合梁截面高度 h 的 $1/2.5$ ，即 $h_s > 2.5h_s$ 。

11.5.4 本条为抗剪连接件的构造要求。

1 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：保证连接件在混凝土翼板与钢梁之间发挥抗掀起作用；

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。

2 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。

11.5.5 本条中关于栓钉最小间距的规定的抗剪承载力能充分发挥作用。