

**JTJ**

中华人民共和国交通部标准

**JTJ 025—86**

---

# 公路桥涵钢结构及木结构设计规范

Specifications for Design of Steel Structure  
and Timber Structure Highway Bridges and Culverts

1986—09—10 发布

1987—01—01 实施

---

中华人民共和国交通部发布

中华人民共和国交通部部标准

# 公路桥涵钢结构及木结构设计规范

**Specifications for Design of Steel Structure  
and Timber Structure Highway Bridges and Culverts**

**JTJ 025—86**

主编部门：交通部公路规划设计院

批准部门：中华人民共和国交通部

施行日期：1987年1月1日

# 关于发布《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》的通知

(86)交公路字690号

(不另行文)

兹批准《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》，编号为JTJ 025—86，作为交通部部颁标准，自一九八七年一月一日起实行。原交通部一九七四年发布的《公路桥涵设计规范(试行)》中第五章钢结构和第六章木结构同时废止。

该规范的解释工作，由我部公路规划设计院负责。希各有关单位在实践中注意积累资料，不断总结经验，将发现的问题和修改意见，函告我部公路规划设计院，以便修订时参考。

交通部

一九八六年九月十日

## 修 订 说 明

本规范系在1974年颁发的《公路桥涵设计规范》第五章——钢结构和第六章——木结构的基础上修订而成。

修订的主要内容有：钢结构部分，增列了3号碳素钢品种；增加了高强度螺栓的品种，修改了高强度螺栓连接的摩擦系数；补充了构件焊缝形式和连接形式；在吊桥设计中增添了一些基本要求；取消了钢拱桥、曲弦桁架桥和斜缆式悬索桥的条文。木结构部分，根据1981年国家计委、国家经委、国家建委和物资总局物木字15号文“除抢险急修的临时性便道外禁止修建木桥”的指示精神，删去了原规范中永久性和半永久性木桥的全部条文，只保留与临时性木结构相关的内容；在选材标准和容许应力方面也都作了适当放宽，以提高木材的利用率；取消了键结合，对螺栓连接、钉连接和齿连接作了修改。此外，本规范还采用了中华人民共和国法定计量单位。

本规范钢结构部分第一、二节由曾宪武执笔编写，第三、四节由郑绍珪执笔编写，第五节由苏善根执笔编写。木结构部分由王婉华（林业部牙克石林业设计院）、杨高中执笔编写。

# 目 录

第一章 钢结构 .....	( 1 )
第一节 总则 .....	( 1 )
第二节 一般规定 .....	( 2 )
(I) 材料 .....	( 2 )
(II) 材料的容许应力及其提高系数 .....	( 3 )
(III) 横向刚度与抗倾覆稳定系数 .....	( 6 )
(IV) 结构内力计算原则和构件的基本计算公式 .....	( 6 )
(V) 杆件的自由长度、长细比与宽厚比 .....	( 18 )
第三节 连接的构造与计算 .....	( 21 )
(I) 焊接 .....	( 21 )
(II) 栓接和铆接 .....	( 25 )
(III) 销接 .....	( 28 )
第四节 行车系、联结系、缓板及支座的构造与计算 .....	( 28 )
(I) 行车系 .....	( 28 )
(II) 联结系 .....	( 29 )
(III) 缓板 .....	( 33 )
(IV) 支座 .....	( 34 )
第五节 桥梁的构造与计算 .....	( 35 )
(I) 基本要求 .....	( 35 )
(II) 板梁 .....	( 36 )
(III) 联合梁 .....	( 39 )
(IV) 桁架 .....	( 42 )
(V) 悬索桥 .....	( 44 )
第二章 木结构 .....	( 47 )
第一节 一般规定 .....	( 47 )
(I) 材料 .....	( 47 )
(II) 计算的基本规定 .....	( 51 )
第二节 构件的计算 .....	( 52 )

<b>第三节 构件的连接和计算</b> .....	<b>(57)</b>
<b>(I) 螺栓连接和钉连接</b> .....	<b>(57)</b>
<b>(II) 齿连接</b> .....	<b>(62)</b>
<b>第四节 木桥的构造和计算</b> .....	<b>(63)</b>
<b>附录一 开口式主桁（或主梁）的自由长度计算</b> .....	<b>(66)</b>
<b>附录二 本规范使用的法定计量单位及其与公制单位的         换算关系</b> .....	<b>(67)</b>
<b>附录三 本规范用词说明</b> .....	<b>(69)</b>
<b>附件 公路桥涵钢结构及木结构设计规范条文说明</b> .....	<b>(71)</b>

# 符 号

## 钢结构部分

### 内 外 力

- $M$ ——构件截面的计算弯矩；  
 $M_0$ ——简支梁跨中最大弯矩；  
 $N$ ——构件截面的计算轴向力；  
 $N_a$ ——桁架弦杆内力；  
 $N_d$ ——联结系斜杆内力；  
 $N_b$ ——联结系横杆内力；  
 $N_{d1}$ 、 $N_{d2}$ ——联结系横杆左、右侧斜杆内力；  
 $N_l$ ——高强度螺栓的容许承载力；  
 $N_l'$ ——高强度螺栓的剩余承载力；  
 $P$ ——高强度螺栓的预拉力；  
 $Z$ ——高强度螺栓沿轴向由外力引起的附加拉力；  
 $V$ ——施于吊桥塔顶的竖向压力；  
 $Q$ ——构件截面的计算剪力、缀板剪力或作用于联合梁的剪力；  
 $Q_b$ ——作用于一组缀板上的剪力；  
 $T$ ——联合梁中钢梁与钢筋混凝土板之间单位长度上水平剪力；  
 $F$ ——辊轴的摩阻力。

### 应 力

- $[\sigma]$ ——钢材轴向容许应力或对接焊缝抗拉容许应力；  
 $[\sigma_w]$ ——钢材弯曲容许应力；

- $\sigma$ ——构件按净截面计算的法向应力、对接焊缝计算的法向应力或钢索的附加弯曲应力；
- $[\sigma_n]$ ——疲劳容许应力；
- $\sigma_{w1}$ 、 $\sigma_{w2}$ ——两个相互垂直平面上由弯矩产生的较小及较大应力；
- $\bar{\sigma}$ ——由活载产生的桁架下弦平均应力；
- $\sigma_{ob}$ ——横梁按竖向荷载和毛截面积计算的最大纤维应力；
- $[\tau]$ ——钢材容许剪应力或角焊缝的容许应力；
- $\tau_{max}$ ——验算截面最大剪应力；
- $\tau$ ——构件截面或对接焊缝的计算剪应力、板梁腹板的平均剪应力；
- $\tau_x$ ——斜角焊缝或不焊透的对接焊缝垂直于焊缝长度方向的剪应力；
- $\tau_y$ ——斜角焊缝或不焊透的对接焊缝沿焊缝长度方向的剪应力；
- $R_b$ ——混凝土轴心抗压标准强度；
- $E$ ——钢材的弹性模量；
- $E_1$ ——在联合梁中考虑混凝土徐变影响时的有效弹性模量；
- $E_c$ ——吊桥主索的弹性模量；
- $G$ ——钢材的剪切模量。

### 几 何 特 征

- $L$ ——桥梁的计算跨径；
- $L_1$ ——梁的悬臂长度；
- $l$ ——桥门架楣梁斜撑下端节点中心至桁架下弦杆节点中心的距离；
- $l_1$ ——桁架腹杆相交点至节点的长度或相邻缀板中心到中心的距离；

- $l_2$ ——联结系系统线与节点板连在主桁杆件的固着线交点的距离；
- $l_0$ ——主桁各杆件的几何长度、桥门架支腿的反弯点至桁架下弦杆节点的距离或杆件的自由长度；
- $A$ ——构件的计算截面积或组合构件被接合的肢的总截面积；
- $A_j$ ——构件的净截面积；
- $A_m$ ——构件的毛截面积；
- $A_a$ ——桁架弦杆的毛截面积；
- $A_d$ ——联结系斜杆的毛截面积；
- $A_b$ ——联结系横杆的毛截面积；
- $A_{ob}$ ——横梁的毛截面积；
- $I$ ——弦杆（或翼缘）对竖轴的毛截面惯性矩或联合梁惯性矩；
- $I_m$ ——毛截面惯性矩；
- $I_c$ ——板梁加劲肋对垂直于它的轴线的惯性矩；
- $I_b$ ——横梁截面对主轴的惯性矩；
- $W$ 、 $W_x$ 、 $W_y$ ——构件计算截面对主轴的抵抗矩；
- $W_m$ ——毛截面抵抗矩；
- $W_j$ ——净截面抵抗矩；
- $S_m$ ——中性轴以上的毛截面对中性轴的面积矩；
- $S$ ——联合梁中，钢筋混凝土板对联合截面重心轴的面积矩、相邻两梁轴线间的距离、缀板连接铆钉间或焊缝间的距离或不焊透对接焊缝坡口根部至焊缝表面的最短距离；
- $\lambda$ ——构件的长细比；
- $\lambda_y$ ——由两个肢组成的组合构件在缀板平面内的长细比；
- $\lambda_1$ ——单个肢对其形心轴的长细比；
- $\lambda_e$ ——换算长细比；

- $r$ ——回转半径或支座辊轴半径；  
 $r_x$ 、 $r_y$ ——构件对 $x-x$ 轴及 $y-y$ 轴的回转半径；  
 $h$ ——腹板全高或加劲肋（或竖杆）的高度；  
 $h_0$ ——板梁腹板计算高度；  
 $h_f$ ——角焊缝的焊脚尺寸；  
 $h_e$ ——焊缝的有效厚度；  
 $B$ ——两主梁（或主桁）间的中距；  
 $a$ ——板梁（或桁架）、联结系、竖向加劲肋节间长度；  
 $b$ ——组合式受压构件单板或板束的宽度、被缀板连接的两肢形心轴间的距离、联合梁中钢筋混凝土桥面板的计算宽度；  
 $c$ ——桥门架楣梁斜撑下端节点中心至桁架下弦杆节点中心的距离；  
 $d$ ——吊桥主索直径；  
 $d_0$ ——螺栓或铆钉的孔径；  
 $t$ ——焊件厚度、栓（或铆）合的钢板厚度或联合梁钢筋混凝土桥面板厚度；  
 $\delta$ ——构件翼板或腹板厚度、半框架上节点由单位水平力作用产生的最大水平位移或吊桥主索中钢丝直径；  
 $R$ ——吊桥索鞍的弯曲半径；  
 $\theta$ ——角焊缝两焊脚的夹角；  
 $\alpha$ ——不焊透对接焊缝的坡口角度或联结系斜杆与弦杆的交角；  
 $\Delta$ ——平直下弦的简支桁架由活载引起的移动距离。

#### 计算系数

- $\mu$ ——摩擦系数；  
 $k$ ——高强度螺栓连接安全系数、容许应力提高系数或计算混凝土徐变时弹性模量影响系数；

- $C$ ——构件斜弯曲时容许应力增大系数或计算吊桥钢索弯曲应力时的系数；
- $C_\tau$ ——剪应力分布不均匀时容许剪应力增大系数；
- $\varphi_1$ ——轴心受压构件纵向弯曲系数；
- $\varphi_2$ ——构件只在一个主平面受弯时的纵向弯曲系数；
- $n$ ——钢与混凝土的弹性模量比；
- $n_1$ ——受压构件容许应力安全系数或计算徐变时混凝土有效弹性模量比；
- $\beta$ ——缀板剪力的计算系数。

## 木结构部分

### 内 外 力

- $M$ ——计算弯矩；
- $N$ ——计算轴向力；
- $Q$ ——计算剪力；
- $[T]$ ——每一剪切面的承载力。

### 应 力

- $[\sigma_l]$ 、 $\sigma_l$ ——顺纹容许拉应力和计算拉应力；
- $[\sigma_s]$ ——顺纹受压或承压容许应力；
- $\sigma_s$ ——计算应力；
- $[\sigma_w]$ 、 $\sigma_w$ ——顺纹容许弯应力和计算弯应力；
- $[\sigma_{sh}]$ 、 $\sigma_{sh}$ ——横纹承压容许应力和计算承压应力；
- $[\sigma_{sa}]$ ——斜纹承压容许应力；
- $[\tau_j]$ 、 $\tau_j$ ——顺纹容许剪应力和计算剪应力；
- $E$ ——木材的弹性模量。

### 几 何 特 征

- $A_s$ ——计算承压面积；
- $A_j$ ——计算剪切面积；

- $A_{j1}$ ——构件的净截面面积；  
 $A_m$ ——构件的毛截面面积；  
 $A_0$ ——验算稳定时的计算面积；  
 $I_m$ ——构件毛截面惯性矩；  
 $S_m$ ——构件毛截面面积矩；  
 $r$ ——截面的回转半径；  
 $l$ ——构件的长度；  
 $l_0$ ——构件的计算长度；  
 $l_1$ ——单肢杆件的计算长度；  
 $l_j$ ——剪切面的计算长度；  
 $\lambda$ ——构件的长细比；  
 $\lambda_y$ ——整个构件对 $y-y$ 轴的长细比；  
 $\lambda_1$ ——单肢杆件对其重心轴的长细比；  
 $b$ ——计算截面中性轴处的截面宽度；  
 $d$ ——螺栓或钉的直径；  
 $h$ ——整个构件的截面高度；  
 $h_1$ ——构件单肢的计算高度；  
 $\alpha$ ——作用力方向与木纹方向间的夹角。

### 计算系数

- $k_c$ ——计算组合受压构件的稳定时，考虑结合影响的  
 松弛系数；  
 $k_a$ ——斜纹承压换算系数；  
 $k_s$ ——剪力不均匀分布系数；  
 $k_e$ ——螺栓或钉连接时承载力的计算系数；  
 $\varphi$ ——构件的纵向弯曲系数；  
 $\mu_f$ ——长细比换算系数；  
 $n_f$ ——构件结合缝数目；  
 $n_j$ ——每 $m$ 长度内，每条结合缝中连接物的计算剪力  
 面数。

# 第一章 钢 结 构

## 第一节 总 则

**第1.1.1条** 本章适用于一般的公路工程钢结构设计。对本规范未涉及的钢结构，可参照国家批准的专门规范或有关的先进技术资料进行设计。

**第1.1.2条** 采用本规范进行设计时，荷载按《公路桥涵设计通用规范》的规定执行。有关抗震的计算和规定，按《公路工程抗震设计规范》执行。

**第1.1.3条** 钢结构设计要与架设方案统筹考虑，应以经济合理，便于加工，方便运输安装和检查养护为准。

结构构件应尽量标准化，使同类构件能够互换。

**第1.1.4条** 钢结构一般采用工厂焊接（或铆接）构件，工地现场拼装（高强度螺栓连接）而成。

**第1.1.5条** 由汽车荷载（不计冲击力）所引起的竖向挠度，不应超过表 1.1.4 所列的容许值。用平板挂车或履带车验算时，容许竖向挠度可增加20%。

如车辆荷载在一个桥跨范围内移动，因而产生正负两个方向的挠度时，计算挠度应为其正负挠度的最大绝对值之和。

对于临时或特殊结构，其竖向挠度容许值，可与有关部门协商确定。

**第1.1.6条** 桥跨结构应设置预拱度，其值等于结构重力和1/2静活载所产生的竖向挠度和；起拱应做成平顺曲线。如桥面在竖曲线上，预拱度应与竖曲线纵坡一致。

当结构重力和静活载产生的挠度不超过跨径的 $\frac{1}{1600}$ 时，可不设预拱度。

竖向挠度容许值

表1.1.4

桥梁结构型式	容许挠度值
简支或连续桁架	$\frac{1}{800}L$
简支或连续板梁	$\frac{1}{600}L$
梁的悬臂端部	$\frac{1}{300}L_1$
悬索桥	$\frac{1}{400}L$

表中,  $L$ ——计算跨径,  
 $L_1$ ——悬臂长度。

**第1.1.7条** 设计钢梁时,应分析施工吊装和调整支座等受力状态;起顶设施及结构本身都应按起顶重力增加30%验算。

## 第二节 一般规定

### (I) 材 料

**第1.2.1条** 钢桥所用的主要钢材为:

一、主体结构 符合国标(GB)1591—79要求的16锰(16Mn)钢或其他适用于桥梁结构的普通低合金钢。

符合国标(GB)700—79要求的3号(A3)钢或其他适用于桥梁结构的普通碳素结构钢。

二、铸件 符合国标(GB)979—67要求且不小于铸钢—25II(ZG25II)的碳素钢。

三、铰、销子 符合国标(GB)699—65要求的45号优质碳素钢(45号钢)或适用于桥梁的铰和销子的其他钢种。

四、辊轴 符合一机部部标要求的35号锻钢或其他锻钢。

五、吊桥的钢索 符合国标(GB)1102—74要求的7×19钢丝绳或适用于吊桥的平行钢丝索。

**第1.2.2条** 用以制造高强度螺栓、粗制螺栓和铆钉的主要

钢材为:

一、高强度螺栓 符合冶标 (YB) 6—71要求的40硼(40B)钢和符合国标 (GB) 3077—82要求的 20 锰钛硼(20MnTiB)钢。40 硼钢热处理后,材料机械性能应符合国标 (GB) 1231—76 钢结构用高强度大六角头螺栓技术条件。20MnTiB钢应符合冷墩生产工艺要求。螺母、垫圈采用符合国标 (GB) 699—65要求的 45号优质碳素钢。

二、粗制螺栓 符合国标 (GB) 700—79要求的 3号 (A3) 钢。

三、铆钉 符合国标 (GB) 715—65 要求的铆螺 2号(ML2) 钢。

**第1.2.3条** 用以焊接的材料为:

一、自动或半自动焊 应采用符合国标 (GB) 1300—77要求的焊接用钢丝,选用的焊丝和焊剂应与主体金属强度相适应。

二、手工焊接用的焊条 应采用符合国标 (GB) 981—76 要求的低碳钢及低合金高强度钢焊条,且选择的焊条型号应与主体金属相适应。

当不同强度的钢材连接时,宜采用与低强度钢材相适应的焊接材料。

**第1.2.4条** 钢材的弹性模量规定如下:

弹性模量E  $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$

剪切模量G  $0.81 \times 10^5 \text{MPa}$

悬索桥的钢丝绳弹性模量,当缺乏试验资料时,可取  $1.6 \times 10^5 \text{MPa}$ 。

(II) 材料的容许应力及其提高系数

**第1.2.5条** 钢材的容许应力规定如表1.2.5。

**第1.2.6条** 高强度螺栓的容许承载力 $N_L$ 按下式计算:

$$N_L = \frac{P \cdot \mu \cdot n}{k} \quad (1.2.6-1)$$

钢材的容许应力(MPa)

表1.2.5

应力种类	钢 号						
	A3	16Mn	ZG25II	ZG35II	ZG45II	45号钢	35号锻钢
轴向应力( $\sigma$ )	140	200	130	150	170	210	—
弯曲应力( $\sigma_w$ )	145	210	135	155	180	220	220
剪应力( $\tau$ )	85	120	80	90	100	125	110
端部承压应力 (磨光顶紧)	210	300	—	—	—	—	—
紧密接触的承压 应力(接触圆弧中 心角为 $2 \times 45^\circ$ )	70	100	65	75	85	105	105
自由接触的承压应力	5.5	8.0	5.0	6.0	7.0	8.5	8.5
节点销子的孔 壁承压应力	210	300	195	225	255	—	180
节点销子的弯应力	240	340	—	—	—	360	—

注：①表列16Mn钢的容许应力与屈服点340MPa对应，如按国标(GB) 1591-79的规定，由于厚度影响，屈服点有变动时，各类容许应力可按屈服点的比例予以调整。

②验算紧密接触和自由接触的承压应力时，其面积取枢轴或辊轴的直径及其长度的乘积。其容许承压应力取两接触钢材中强度较低者。

③节点销子的孔壁容许承压应力系指被连接件钢材的孔壁承压应力，节点销子的容许弯应力仅适用于被连接构件之间只有极小缝隙的情况。

式中  $P$ ——高强度螺栓的预拉力，按表1.2.6-1采用；

$\mu$ ——摩擦系数，按表1.2.6-2采用；

$n$ ——传力摩擦面数目；

$k$ ——安全系数，采用1.70。

高强度螺栓的预拉力(kN)

表1.2.6-1

直 径	M20	M22	M24
预拉力	155	190	225

高强度螺栓沿轴向有由外力引起的附加拉力 $Z$ 时， $Z$ 不应大

摩擦系数  $\mu$  值

表1.2.6-2

在连接处杆件接触面的处理方法	杆件的钢号	
	A3钢	16Mn钢
喷砂	0.45	0.55
喷砂后涂无机富锌漆	0.35	0.40
轧制表面、钢丝刷清理浮锈 (或未经处理, 但轧制表面干净)	0.30	0.35

于  $0.6P$ , 此时, 螺栓的剩余承载力  $N'_L$  按下式计算:

$$N'_L = N_L \frac{P - 1.4Z}{P} \quad (1.2.6-2)$$

**第1.2.7条** 粗制螺栓、铆钉容许应力规定如表1.2.7。

粗制螺栓、铆钉容许应力(MPa)

表1.2.7

类别	应力种类		
	剪应力	承压应力	拉应力
粗制螺栓	80	170	110
工厂铆钉	110	280	90
工地铆钉	100	250	80

注: 平头铆钉的容许应力应减低20%。

**第1.2.8条** 承受拉力的焊缝容许应力与基本钢材的容许应力相同。承受剪力的焊缝容许应力与基本钢材的容许剪应力相同。

**第1.2.9条** 悬索桥钢索的容许拉力采用钢索破断拉力的30%。钢索破断拉力采用钢丝极限强度的0.85倍。

钢索锚固可用锌铝合金做灌注套筒的材料, 其合金成分和容许应力规定如表1.2.9。

**第1.2.10条** 容许应力的提高系数

验算结构在各种荷载作用下的强度和稳定性时, 基本钢材和

灌注套筒的合金成分和容许应力

表1.2.9

合金代号	成分			灌注温度 (°C)	容许应力(MPa)	
	锌	铝	铜		承压应力	粘着应力
Zn93-Al6-Cu1	93	6	1	450	24	18

各种连接件的容许应力应乘以表1.2.10的提高系数 $k$ 。

容许应力的提高系数

表1.2.10

构造物性质	荷载组合	$k$
永久性结构	组合 I	1.0
	组合 II、III、IV	1.25
	组合 V	1.30~1.40
临时性结构	组合 I	1.30
	组合 II、III、IV、V	1.40

注：节点销子的容许弯应力在任何荷载作用下，均不得提高。

### (III) 横向刚度与抗倾覆稳定系数

第1.2.11条 桥梁结构应具有必要的横向刚度，在一般情况下，跨长不宜超过主桥（主梁）中距的20倍。

第1.2.12条 桥跨结构在施工架设时期应保证横向和纵向的倾覆稳定性。稳定系数应不小于1.3。

### (IV) 结构内力计算原则和构件的基本计算公式

第1.2.13条 结构构件的内力按弹性受力阶段确定。变形按构件的毛截面计算，不考虑钉（栓）孔削弱的影响。

第1.2.14条 为简化计算，可将桥跨结构划分为若干个平面系统分别计算，但应考虑各个平面系统的共同作用和相互影响。

第1.2.15条 结构构件的强度应按表1.2.15的公式计算。

第1.2.16条 结构构件的总稳定性按表1.2.16-1的公式计算。

第1.2.17条 凡承受动应力的结构构件或连接件，应进行疲

强度计算公式

表1.2.15

计算应力的种类	构件受力	计算公式	公式编号
法向应力	轴心受拉	$\frac{N}{A} \leq [\sigma]$	(1.2.15-1)
	在一个主平面内受弯曲	$\frac{M}{W} \leq [\sigma_w]$	(1.2.15-2)
	受压(或受拉)并在一个主平面内受弯曲或与此相当的偏心受压及偏心受拉	$\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \leq [\sigma] \text{ 或 } [\sigma_w]$	(1.2.15-3)
	受斜弯曲	$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq C[\sigma_w]$	(1.2.15-4)
	受压(或受拉)并受斜弯曲或与此相当的偏心受压及偏心受拉	$\frac{N}{A} \pm \left( \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right) \frac{1}{C} \leq [\sigma] \text{ 或 } [\sigma_w]$	(1.2.15-5)
剪应力	受弯曲	$\tau_{\max} = \frac{QS_m}{I_m \delta} \leq C_v[\tau]$	(1.2.15-6)
换算应力	受弯曲 受压(或受拉)并受弯曲	$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1[\sigma] \text{ 或 } 1.1[\sigma_w]$	(1.2.15-7)

表中  $N$ 、 $M$ 、 $Q$ ——验算截面的计算轴向力、弯矩和剪力；

$A$ ——验算截面的计算面积，受拉构件为净截面积，受压构件为毛截面积；

$W$ 、 $W_x$ 、 $W_y$ ——验算截面处对主轴的计算截面抵抗矩，验算受拉翼缘为净截面抵抗矩，验算受压翼缘为毛截面抵抗矩，为简化计，均可按毛截面的重心轴计算；

$S_m$ ——中性轴以上的毛截面对中性轴的面积矩；

$\delta$ ——验算截面处腹板厚度；

$I_m$ ——毛截面惯性矩；

$\sigma$ ——验算截面处按净截面计算的法向应力；

$\tau_{\max}$ 、 $\tau$ ——验算截面的最大剪应力和实际剪应力；

$C$ ——斜弯曲作用下容许应力增大系数

$$C = 1 + 0.3 \frac{\sigma_{w1}}{\sigma_{w2}} \leq 1.15$$

$\sigma_{w1}$ 、 $\sigma_{w2}$ ——为验算截面上由于作用在两相互垂直平面的弯矩所产生的的较小和较大的应力；

$C_v$ ——剪应力分布不均匀时容许应力增大系数；

$$\text{当 } \frac{\tau_{\max}}{\tau_0} \leq 1.25, C_r = 1.0;$$

$$\text{当 } \frac{\tau_{\max}}{\tau_0} \geq 1.50, C_r = 1.25;$$

当  $1.25 < \frac{\tau_{\max}}{\tau_0} < 1.50$  时,  $C_r$  按直线比例计算,

$$\tau_0 = \frac{Q}{h\delta}$$

$h$ ——腹板全高。

注: 兼受轴向力和弯曲作用时的容许法向应力, 如  $\frac{N}{A} \geq \frac{M}{W}$ , 则采用  $[\sigma]$ ; 如

$$\frac{N}{A} < \frac{M}{W}, \text{ 则采用 } [\sigma_w].$$

总稳定性计算公式

表1.2.16-1

计算应力种类	构件受力情况	计算公式	公式编号
法 向 应 力	轴心受压	$\frac{N}{A_m} \leq \phi_1 [\sigma]$	(1.2.16-1)
	在一个主平面内受弯曲	$\frac{M}{W_w} \leq \phi_2 [\sigma]$	(1.2.16-2)
	受压并在一个主平面内受弯曲或与此相当的偏心受压	$\frac{N}{A_m} + \frac{\phi_1}{\mu \phi_2} \cdot \frac{M}{W_w} \leq \phi_1 [\sigma]$	(1.2.16-3)

表中

$N$ ——计算轴向力;

$M$ ——构件中部1/3长度范围内最大计算弯矩;

$A_m$ ——毛截面积;

$W_w$ ——毛截面抵抗矩;

$\phi_1$ ——轴心受压构件的纵向弯曲系数, 根据钢种、截面形状及弯曲方向等按表1.2.16-2采用;

$\phi_2$ ——构件只在一个主平面受弯时的纵向弯曲系数 (若是压弯杆, 可按  $N=0$  的情况来确定  $\phi_2$ ), 在不作进一步分析时, 可按式1.2.16-4计算构件的换算长细比  $\lambda_0$ , 并按  $\lambda_0$  由表1.2.16-2查得相应的  $\phi_1$  以替代  $\phi_2$ ;

$$\lambda_0 = \alpha \cdot \frac{L_0}{h} \cdot \frac{r_x}{r_y} \quad (1.2.16-4)$$

$\alpha$ ——系数, 焊接构件取1.8; 铆接构件取2.0;

$L_0$ ——构件对  $y-y$  轴的自由长度;

$r_x$ 、 $r_y$ ——构件截面对  $x-x$  轴（强轴）和  $y-y$  轴（弱轴）的回转半径（见图 1.2.16）；

$h$ ——见图 1.2.16。

对于下列情况，取  $\phi_1 = 1$ ；

(1) 箱形截面构件；

(2) 任何截面构件，当所验算的失稳平面和弯矩作用平面一致时；

$\mu$ ——考虑弯矩因构件受压而增大所引用的值；

当  $\frac{N}{A_m} \leq 0.15\phi_1[\sigma]$  时，取  $\mu = 1.0$ ；

当  $\frac{N}{A_m} > 0.15\phi_1[\sigma]$  时，取  $\mu = \left( 1 - \frac{n_1 N \lambda^2}{\pi^2 E A_m} \right) m$ ；

$\lambda$ ——构件在弯矩作用平面内的长细比；

$E$ ——弹性模量；

$n_1$ ——受压杆容许应力安全系数，在荷载组合 I 时取 1.7；在荷载组合 II~IV 时取 1.4；

$m$ ——当弯矩由荷载组合 I 产生时取 1.0，在荷载组合 II~IV 时取 1.4。

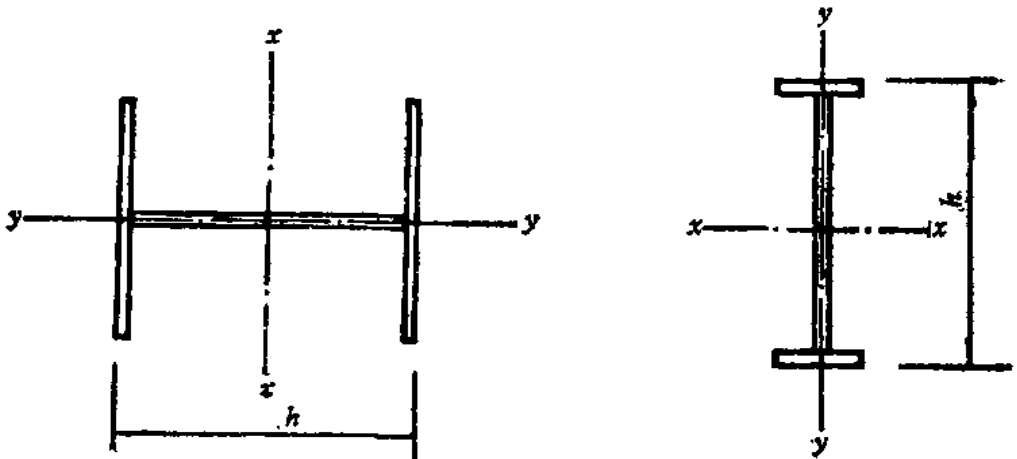


图 1.2.16 H形和I形构件简图

劳验算。构件的疲劳强度按表 1.2.17-1 中的公式进行计算。

验算疲劳强度时，可根据桥梁实际行车情况，选用实际经常发生的荷载组合中的车辆荷载进行计算。

对只承受压力的构件和临时性结构物的构件，可不验算疲劳强度。

以压为主兼受拉力的构件，在验算疲劳强度的同时，还应验

轴心受压构件的纵向弯曲系数

表1.2.16-2

焊接H形(验算翼板平面内总稳定性) 及焊接T形构件			焊接H形(验算腹板平面内总稳定性)、 焊接箱形及铆接构件		
$\lambda$	$\phi_1$		$\lambda$	$\phi_1$	
	A3	16Mn		A3	16Mn
0~30	0.900	0.897	0~30	0.900	0.900
40	0.877	0.841	40	0.900	0.877
50	0.828	0.775	50	0.867	0.826
60	0.772	0.705	60	0.824	0.766
70	0.713	0.630	70	0.773	0.695
80	0.651	0.547	80	0.715	0.616
90	0.583	0.483	90	0.651	0.529
100	0.521	0.426	100	0.581	0.450
110	0.469	0.376	110	0.510	0.391
120	0.422	0.330	120	0.446	0.333
130	0.380	0.288	130	0.396	0.291
140	0.341	0.248	140	0.347	0.258
150	0.305	0.222	150	0.308	0.227

注： $\lambda$ ——构件长细比。

疲劳强度计算公式

表1.2.17-1

计算应力种类	构件受力情况	计算公式	公式编号
法向应力	轴向受力构件	$\frac{N}{A_1} \leq [\sigma_n]$	1.2.17-1
	在一个主平面受弯曲	$\frac{M}{W_1} \leq [\sigma_n]$	1.2.17-2
	受轴向力并在一个主平面受弯曲或受与此相当的偏心受拉或受压	$\frac{N}{A_1} + \frac{M}{W_1} \leq [\sigma_n]$	1.2.17-3

表中  $N$ 、 $M$ ——计算轴向力、弯矩；  
 $A_1$ ——验算截面处的净面积；  
 $W_1$ ——验算截面对主轴的净截面抵抗矩；  
 $[\sigma_n]$ ——结构构件的疲劳容许应力，按表 1.2.17-2、表 1.2.17-3、表 1.2.17-4 采用。

算构件的总稳定性。

各种构件或连接的疲劳容许应力 $[\sigma_s]$  表1.2.17-2

容许应力类别	疲劳容许应力 MPa		连接类别 (序号见表1.2.17-4)
	最大应力(绝对值)为拉应力	最大应力(绝对值)为压应力	
A	$\frac{245}{1-0.6\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	$\frac{245}{0.6-\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	1
B	$\frac{190}{1-0.6\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	$\frac{190}{0.6-\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	3.1,5.1,5.2, 5.3,6.1,6.2,
C	$\frac{165}{1-0.6\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	$\frac{165}{0.6-\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	3.2
D	$\frac{145}{1-0.6\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	$\frac{145}{0.6\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	2,4,7.1,8.2.1, 9,10.1,11.1
E	$\frac{110}{1-0.6\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	$\frac{110}{0.5-\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	7.2,8.1.1,8.2.2 10.2,11.2
F	$\frac{70}{1-0.6\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	$\frac{70}{0.6-\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	8.1.2,12

注: 1.  $[\sigma]$ ——钢材的基本容许应力, 见表1.2.5;

$$2. \rho = \frac{|\sigma_{\min}|}{|\sigma_{\max}|} \quad (\text{同号应力为正, 反号应力为负}) .$$

铆钉受剪及承压时的疲劳容许压力 $[\sigma_s]$  表1.2.17-3




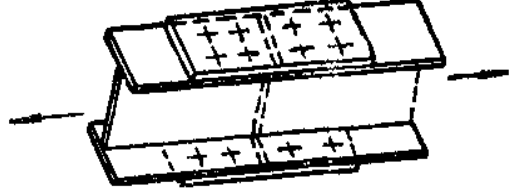
疲劳容许应力 MPa		连接类别
受剪	承压	
$\frac{110}{1-0.6\rho}$ 但 $\leq[\tau]$	$\frac{280}{1-0.6\rho}$ 但 $\leq[\sigma]$	工厂或工地铆钉

注: 表中 $[\tau]$ 及 $[\sigma]$ 为铆钉的剪切及承压容许应力, 见表1.2.7。


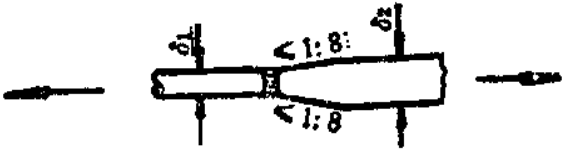
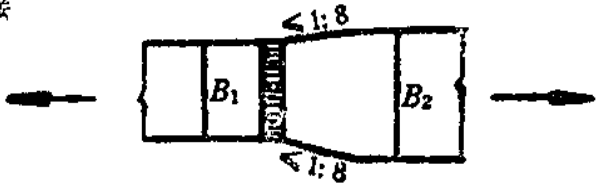
构件(或连接形式)容许压力类别表

表1.2.17-4


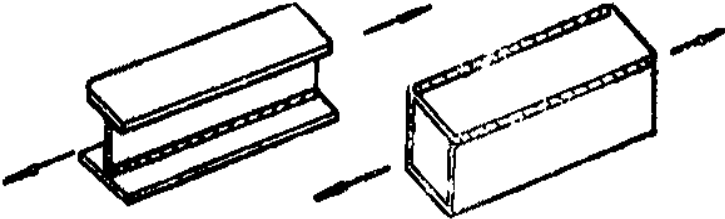
• 12 •

类别	构件或连接形式及简图	加工、质量及其它要求	容许应力类别	检算部位
1	母材 	原轧制表面, 侧边刨边, 不得在母材上引弧。	A	非连接部位的母材。
2	带孔母材 	机械钻孔。	D	弦杆泄水孔。
3	高强度螺栓连接  		B  C	①全断面拼接的构件。 ②主桁构件中, 不起拼接作用(杆件不断开)的高强度螺栓连接处。  ①非全断面拼接的构件(如H、□型杆件), 仅在翼板拼接。 ②纵梁鱼形板连接处。 ③板梁(或纵梁)下翼缘和联结系的联结处。




续表1.2.17-4

类别	构件或连接形式及简图	加工、质量及其它要求	容许应力类别	检验部位
4	铆钉连接 简图同3.2		D	同3
5	横向对接焊缝 5.1 等宽等厚钢板对接  5.2 等宽不等厚钢板对接  5.3 等厚不等宽钢板对接 	采用埋弧自动焊焊接。 焊缝加强处须受力方向磨平，焊趾处不留横向痕迹。 焊缝需经无损探伤检验，焊缝质量应符合要求。 横向对接焊缝应一次连续施焊完毕，同一位置连续补焊不得超过二次。	B	桁梁构件及板梁中板材横向对接焊缝。

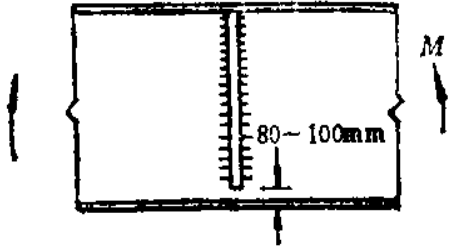
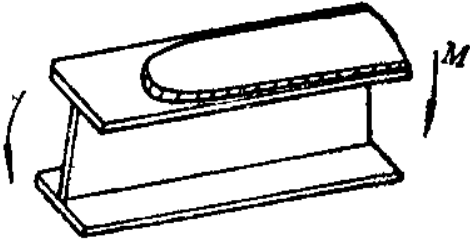
续表1.2.17-4

类别	构件或连接形式及简图	加工、质量及其它要求	容许应力类别	检算部位
6	<p data-bbox="348 301 521 333">纵向焊缝接头</p> <p data-bbox="233 400 286 432">6.1</p> <p data-bbox="348 400 521 432">纵向对接焊缝</p>  <p data-bbox="233 763 286 795">6.2</p> <p data-bbox="348 763 521 795">纵向角接焊缝</p> 	<p data-bbox="1250 292 1421 911">采用埋弧自动焊接。焊缝需经无损探伤检查，检查范围从杆端至工地孔外1m，如发现超限缺陷，需检查焊缝全长。焊缝质量应符合要求。焊缝应一次连续施焊完毕，如遇特殊情况而中途停焊时，焊前焊后需进行处理，使之过渡平顺。同一位置连续补焊不得超过三次。</p>	B	<p data-bbox="1530 292 1779 467">①H、口、T型构件，板梁翼缘及纵向加劲肋等处的纵向角焊缝。 ②板梁中腹板及盖板的纵向对接焊缝。</p>

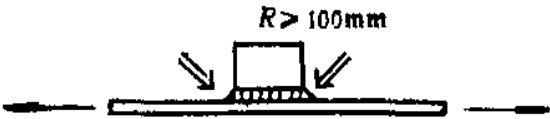

续表1.2.17-4

类别	构件或连接形式及简图	加工、质量及其它要求	容许应力类别	检算部位
7	横向角接焊接头 			①箱型杆件隔板处的横向连接角焊缝。 ②板梁腹板与竖向加劲肋的横向连接角焊缝。
7.1	a类	采用成型好的手工焊、CO <sub>2</sub> 气体保护焊或半自动焊施焊，焊趾处不允许有咬肉。如不满足以上条件，可用砂轮顺受力方向打磨。	D	
7.2	b类	焊趾处有轻微咬肉，深度应小于0.5mm	E	
8	十字形角接焊接头			纵横肋横向连接角焊缝。
8.1	不熔透角接焊			
8.1.1	a类	同7.1	E	
8.1.2	b类	同7.2	F	
8.2	熔透角接焊			
8.2.1	a类	同7.1	D	
8.2.2	b类	同7.2	E	

续表1.2.17-4

类别	构件或连接形式及简图	加工、质量及其它要求	容许应力类别	检算部位
9	<p>板梁竖加劲肋与腹板连接焊缝端部</p> 		D	板梁竖加劲肋与腹板连接焊缝端部（为检算顺桥轴方向的主拉应力）。
10	<p>板梁焊接盖板端焊缝</p> 			板梁盖板焊缝端部或端焊缝焊趾处。
10.1	a类	盖板端部焊缝（包括端焊缝焊趾）应无咬肉，并用砂轮顺受力方向打磨，焊趾不留横向痕迹。	D	
10.2	b类	端部焊缝不加工。	E	

续表1.2.17-4

类别	构件或连接形式及简图	加工、质量 其它要求	容许应力类别	检算部位
11				板梁中腹板与水平结点板连接焊缝的端部。
11.1	a类	焊缝两端顺受力方向打磨, 使之匀顺过渡。	D	
11.2	b类	焊缝端部不加工。	E	
12			F	板梁中联结系杆件与结点板的搭接焊缝端部。

(V) 杆件的自由长度、长细比与宽厚比

第1.2.18条 受压杆件的自由长度规定如表1.2.18。开口式主桁(或主梁)的受压弦杆(或翼缘)的自由长度的确定见附录一。

杆件的自由长度

表1.2.18

杆 件		弯曲平面		附 注
		平面内	平面外	
主	弦 杆	$l_0$	$l_0$	$l_1$ —— 主桁各杆件的几何长度(即杆端节点中距), 如杆件全长被横向结构分割时, 则为其较长的一段长度。 $l_2$ —— 从相交点至杆端节点中较长的一段长度。 $l_3$ —— 纵向(横向)联结系杆件轴线与节点板连在主桁杆件的固着线交点之间的距离。
	端斜杆、端立杆、连续梁中间支点处立柱或斜杆做为桥门架时	$0.9l_0$	$l_0$	
	桁架的腹杆	无相交和无交叉	$0.8l_0$	
与杆件相交或相交叉(不包括与拉杆相交叉)		$l_1$	$l_0$	
与拉杆相交叉		$l_1$	$0.7l_0$	
纵向及横向联结系	无 交 叉	$l_2$	$l_2$	
	与拉杆相交叉	$l_1$	$0.7l_2$	
	与杆件相交或相交叉(不包括与拉杆相交叉)	$l_1$	$l_2$	

第1.2.19条 杆件容许最大长细比规定如表1.2.19。

杆件容许最大长细比

表1.2.19

	杆 件	长 细 比
主桁杆件	受压弦杆 受压或受压—拉腹杆	100
	仅受拉力的弦杆	130
	仅受拉力的腹杆	180
联结系杆件	纵向联结系、支点处横向联结系和制动联结系的受压或受压—拉杆件	130
	中间横向联结系的受压或受压—拉杆件	150
	各种联结系的受拉杆件	200

**第1.2.20条** 杆件的计算长细比 $\lambda$ 规定如下：

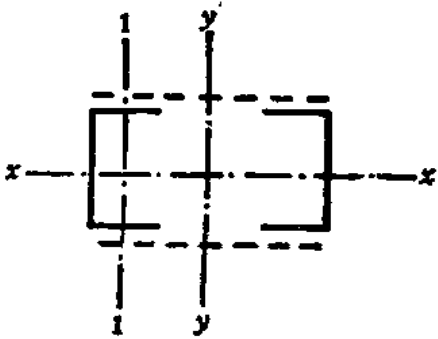
一、整体截面的杆件以及由两个肢组成的组合杆件在垂直于缀板平面内弯曲时，等于自由长度 $l_0$ 与相应的回转半径 $r$ 之比，即

$$\lambda = \frac{l_0}{r}$$

二、由两个肢组成的组合杆件在缀板平面内弯曲时，其换算长细比 $\lambda$ 按表1.2.20公式计算。

换算长细比 $\lambda$ 的计算公式

表1.2.20

杆件截面形式	换算长细比 $\lambda$
	$\sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$

表中  $\lambda_y$ ——由两个肢组成的组合杆件在缀板平面内（即对 $y$ 轴）的长细比，  
 $\lambda_1$ ——单个肢对1-1轴（形心轴）的长细比。肢的自由长度，当用铆接缀板时为最近铆钉间的距离，当用焊接缀板时为相邻缀板间的净距。

**第1.2.21条** 组合杆件的单肢长细比，在受压时不得大于40，在其他情况下不得大于50，均不宜大于整个组合杆件的换算长细比。

**第1.2.22条** 组合式受压杆件中的单板或板束的宽度 $b$ 与厚度 $\delta$ 之比规定如表1.2.22。

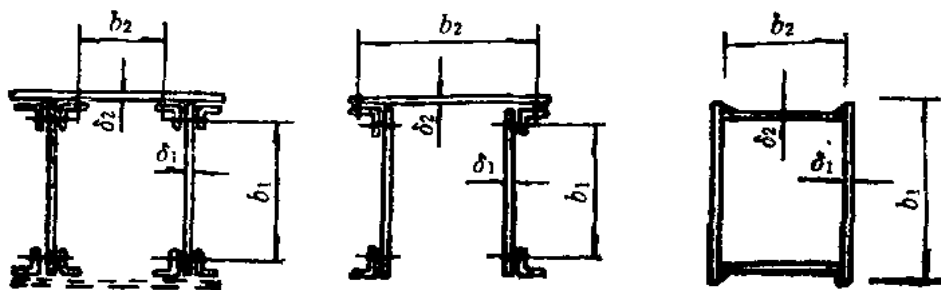
**第1.2.23条** 主桁杆件的截面面积，钢料应主要地集中在平行于主桁平面的竖向翼板上，对于 $H$ 形受压杆件其腹板厚度不宜小于：

组合压杆单板(或板束)的宽度 $b$ 与厚度 $\delta$ 之比 表1.2.22

序号	杆件类型及板束位置		杆件长细比	$b/\delta$	
				A3	16Mn
1	箱形杆	桁梁平面内	$\leq 60$ $> 60$	$\leq 35$ $0.6\lambda$ , 但不大于50	$\leq 30$ $0.5\lambda$ , 但不大于45
2	箱形杆 H形杆	垂直于桁梁平面	$\leq 50$ $> 50$	$\leq 35$ $0.6\lambda + 5$ , 但不大于50	$\leq 30$ $0.5\lambda + 5$ , 但不大于45
3	H形或T形 (伸出肢无镶边)	铆接杆		$\leq 12$	$\leq 10$
		焊接杆	$\leq 60$ $> 60$	$\leq 14$ $0.15\lambda + 5$	$\leq 12$ $0.2\lambda$
4	铆接杆角钢	受轴向力的主要杆件		$\leq 12$	
	伸出肢	支撑及次要杆件		$\leq 16$	

注: ① $b$ 、 $\delta$ 见图1.2.22。

②当压杆平均应力 $\sigma$ 小于容许应力 $\phi_c(\sigma)$ 时, 表中 $b/\delta$ 值除铆接杆无镶边的伸出肢及角钢的伸出肢外, 可按规定放宽。其规定为: 根据该杆件计算压应力与基本容许应力之比 $\phi$ 在表1.2.16-2中查出相应的 $\lambda$ 值, 再根据此 $\lambda$ 值按本表算出该杆件容许的 $b/\delta$ 值。但在序号1、2两项中的构件不大于50, 在序号3项中, 主要杆件不大于20, 次要杆件不大于22。



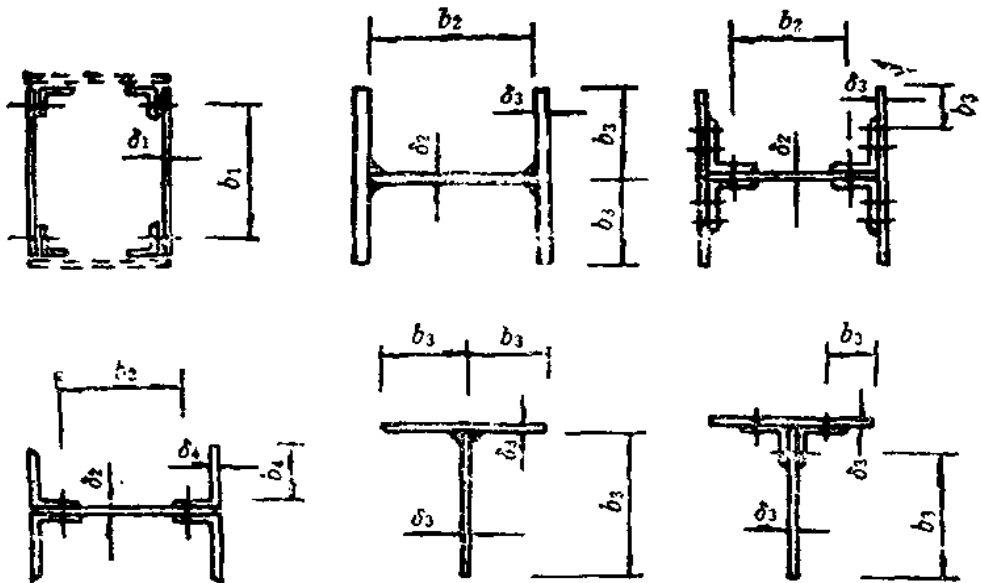


图1.2.22 单板（或板束）位置简图

注：图中 $b_1$ 、 $\delta_1$ 、 $b_2$ 、 $\delta_2$ 、 $b_3$ 、 $\delta_3$ 、 $b_4$ 、 $\delta_4$ 分别表示表1.2.22中序号1、2、3、4项中的 $b$ 及 $\delta$ 。

铆接杆—— $0.4\delta$ ；  
 焊接杆  $\begin{cases} 0.5\delta & (\text{当 } \delta \geq 24\text{mm时})； \\ 0.6\delta & (\text{当 } \delta < 24\text{mm时})； \end{cases}$   
 $\delta$ ——翼板厚。

### 第三节 连接的构造与计算

#### (I) 焊 接

第1.3.1条 在设计中不得任意加大焊缝，且应避免焊缝交叉、重叠和过分集中。焊缝的布置应尽量对称于杆件的重心线。

第1.3.2条 在承受动荷载的结构中，垂直于杆件受力方向的对接焊缝必须焊透，其厚度应不小于被焊件的最小厚度。这种焊缝宜双面施焊，且应进行机械加工。

第1.3.3条 在对接焊缝的拼接处，当焊件宽度不等或厚度

相差4mm以上时，应分别在宽度方向或厚度方向将一侧或两侧做成坡度不大于1:4的斜角，当厚（或宽）差不超过4mm时，则可采用焊缝表面斜度来过渡。

**第1.3.4条** 不焊透的对接焊缝(见图 1.3.11-2)必须在设计图中注明坡口尺寸和最小焊缝尺寸。不焊透对接焊缝的有效厚度 $h_e$ 不得小于 $1.5\sqrt{t}$ ， $t$ 为坡口所在焊件的较大厚度(单位mm)。

**第1.3.5条** 角焊缝两焊脚的夹角 $\theta$ 一般为 $90^\circ$ 。夹角 $\theta > 120^\circ$ 或 $\theta < 60^\circ$ 的斜角焊缝不宜用作受力焊缝。

**第1.3.6条** 角焊缝的焊脚尺寸 $h_f$ ( $h_f$ 见图 1.3.6)不得小于 $1.5\sqrt{t}$ ，此处 $t$ 为较厚焊件厚度(单位mm)；同时也不得大于较薄焊件厚度的1.2倍。对于焊件边缘的角焊缝，其最大焊脚尺寸，当 $t \leq 6\text{mm}$ 时， $h_f \leq t$ ；当 $t > 6\text{mm}$ 时， $h_f \leq t - (1 \sim 2)\text{mm}$ ，此处 $t$ 为焊件边缘的厚度。

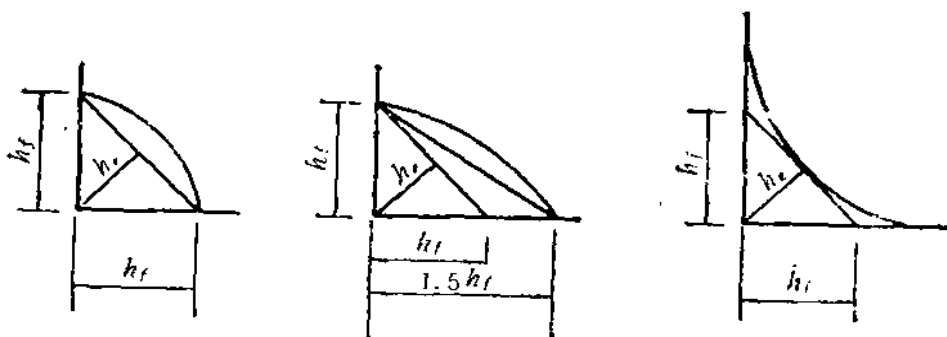


图1.3.6 直角焊缝截面图

**第1.3.7条** 角焊缝的焊脚边比例一般为1:1。当焊件厚度不等时，允许采用不等的焊脚尺寸，与较厚焊件接触的最小焊脚尺寸和与较薄焊件接触的最大焊脚尺寸，应满足第1.3.6条的要求。

在承受动荷载的结构中，角焊缝焊脚边比例，对于正面角焊缝宜为1:1.5（长边顺内力方向）；对于侧面角焊缝可为1:1。角焊缝表面应做成凹形或直线形。

**第1.3.8条** 当角焊缝的端部在被焊件转角处时，可连续地

绕转角加焊一段 $2h_f$ 的长度〔见图1.3.9a〕。

**第1.3.9条** 杆件与节点板的连接焊缝(图1.3.9)一般采用两面侧焊,也可用三面围焊。围焊的转角处必须连续施焊。

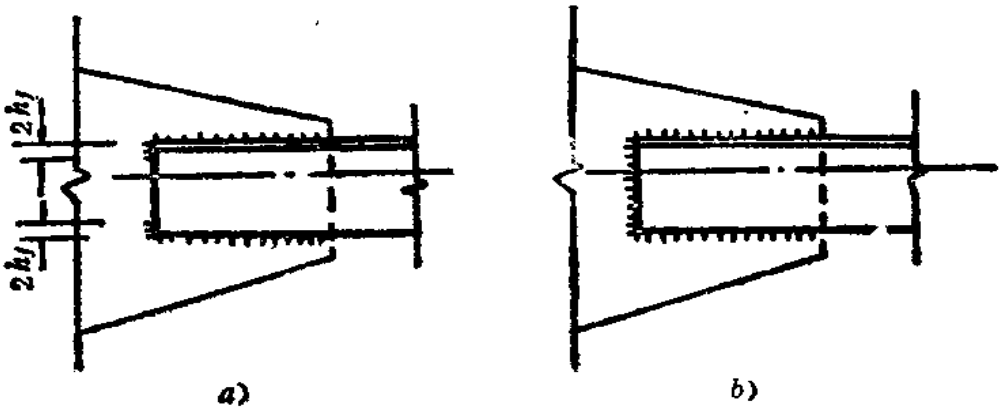


图1.3.9 杆件与节点板的焊接  
a)两面侧焊, b)三面围焊

**第1.3.10条** 在主要受力构件中,不得采用断续角焊缝。在次要构件或次要焊缝连接中,如需采用断续角焊缝时,焊缝间的净距在受压构件中不应大于 $15t$ 或 $240\text{mm}$ ;在受拉构件中不应大于 $24t$ 或 $360\text{mm}$ 。 $t$ 为较薄被焊件的厚度。

**第1.3.11条** 各种型式的焊缝其有效计算厚度 $h_e$ ,按下列规定采用:

一、T形连接时,如竖板边缘加工有K形坡口(焊透),焊缝的有效厚度采用竖板的厚度。

二、直角焊缝的有效厚度 $h_e$ 采用焊脚尺寸 $h_f$ 的0.7倍(见图1.3.6)。

三、斜角焊缝的有效厚度取为(见图1.3.11-1):

$$h_e = h_f \cos \frac{\theta}{2} \quad (\theta \geq 60^\circ \text{时})。$$

四、不焊透的对接焊缝,其有效厚度取为(见图1.3.11-2):坡口角度 $\alpha \geq 60^\circ$ 的V形坡口、U形坡口、J形坡口, $h_e = s$ ;坡口

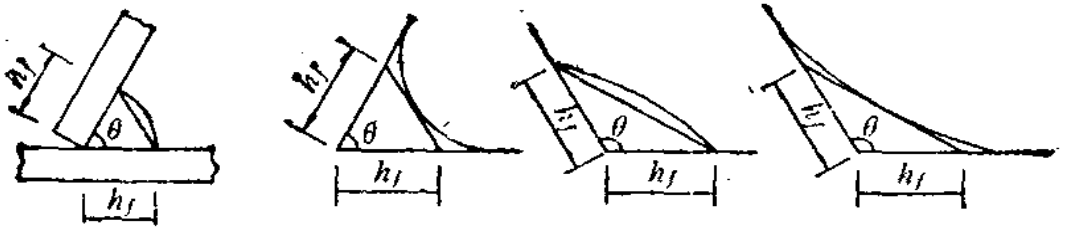


图1.3.11-1 斜角焊缝截面图

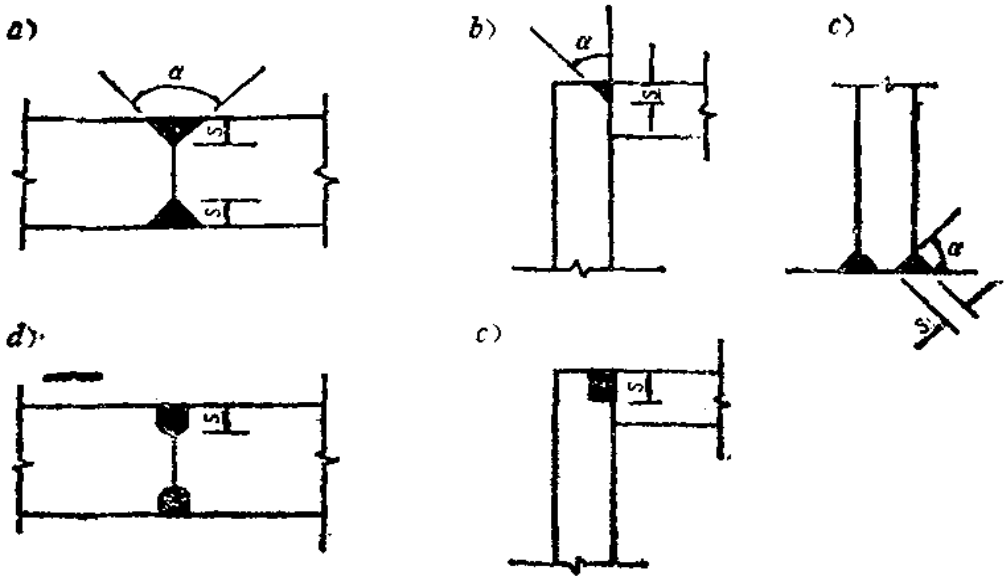


图1.3.11-2 不焊透的对接焊缝截面图

a)、b)、c) V形坡口;  
d) U形坡口; e) J形坡口。

角度 $\alpha < 60^\circ$ 的V形坡口,  $h_e = s - 3\text{mm}$ 。此处 $s$ 为坡口根部至焊缝表面(不考虑余高)的最短距离。

**第1.3.12条** 各种型式的焊缝, 其计算的有效长度 $l_w$ 按下列规定采用:

一、采用引弧板施焊的焊缝，其计算长度取焊缝的实际长度；未采用引弧板时，取实际长度减去10mm。

二、侧面角焊缝的计算长度，当受动荷载时，不宜大于 $50h_f$ ；当受静荷载时，不宜大于 $60h_f$ 。如采用大于上述的数值时，其超过部分在计算中不予考虑。焊缝在全长范围内均传递内力（例如梁翼缘与腹板连接焊缝），则其计算长度不受此限。

三、侧面角焊缝或正面角焊缝的计算长度不得小于 $8h_f$ 。

四、当钢板端部仅有两侧角焊缝连接时，每条侧面角焊缝长度不宜小于相邻两侧面角焊缝之间的距离；同时两侧角焊缝之间的距离不宜大于 $16t$  ( $t > 12\text{mm}$ ) 或  $200\text{mm}$  ( $t \leq 12\text{mm}$ )， $t$ 为较薄焊件的厚度。

**第1.3.13条** 在端焊缝的搭接连接中，搭接长度不得小于焊件较薄厚度的5倍，并不得小于25mm。

**第1.3.14条** 在对接连接和T形连接中，承受弯矩和剪力共同作用的对接焊缝（焊透），应分别计算其法向应力和剪应力。在同时受有较大法向应力和剪应力处，还应按下式计算换算应力：

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1[\sigma] \quad (1.3.14)$$

式中  $[\sigma]$ ——对接焊缝的抗拉容许应力。

**第1.3.15条** 斜角焊缝和不焊透的对接焊缝，采用直角焊缝的计算方法。在垂直于焊缝长度方向应力 $\tau_x$ 和沿焊缝长度方向应力 $\tau_y$ 共同作用处，应按下式计算应力：

$$\sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} \leq [\tau] \quad (1.3.15)$$

式中  $[\tau]$ ——角焊缝的容许应力。

注：不焊透的对接焊透的V形坡口，当 $\alpha < 60^\circ$ 时，或熔合线处（焊缝与焊件表面接触处）焊缝截面边长等于最短距离 $s$ 时，应计算熔合线处的剪应力。

## (II) 栓接和铆接

**第1.3.16条** 螺栓或铆钉连接的布置，应与构件的轴线对称，避免偏心。螺栓或铆钉的距离应符合表1.3.16的规定。

**第1.3.17条** 位于主要构件上的螺栓或铆钉直径，应不大于

螺栓和铆钉的容许距离

表1.3.16

名 称	位置和方向		杆力种类	容许距离	
				最大的	最小的
中心间距	沿对角线方向		拉 力 或 压 力	—	$3.5d_0$
	靠边行列	在板上或角钢上		$7d_0$ 或 $16t$ 中的较小者	$3d_0$
	中间行列	垂直内力方向	24 $t$		
		顺内力方向	拉 力	24 $t$	
		方 向	压 力	16 $t$	
中心至杆件	机切或割焰	顺内力方向或沿对角线方向	拉 力 或 压 力	8 $t$ 或120mm	$2d_0$
	滚压边或边刨				
边缘距离	机切或割焰	垂直内力	压 力	中的较小者	1.5 $d_0$
	滚压边或边刨	方 向			1.3 $d_0$

注：①表中符号 $d_0$ 为螺栓或铆钉的孔径， $t$ 为栓（或铆）合部分外层较薄钢板或型钢厚度。

②表中所列“靠边行列”系指沿板边一行的螺栓或铆钉线，对于角钢，距角钢背最近一行的螺栓或铆钉线也作为“靠边行列”。

③有角钢镶边的翼肢上交叉排列的螺栓或铆钉，其靠边行列最大中心间距可取 $14d_0$ 或 $32t$ 中较小者。

④由两个角钢或两个槽钢中间夹以垫板（或垫圈）并用螺栓或铆钉连接组成的构件，顺内力方向的螺栓（或铆钉）之间的最大中距，对于受压或受拉一拉构件规定为 $40r$ ，但不应大于160mm；对于受拉构件规定为 $80r$ ，但不应大于240mm。其中 $r$ 为一个角钢或槽钢绕平行于垫板或垫圈所在平面轴线的回转半径。

角钢肢宽的 $1/4$ 。不得已时或在次要构件上，对于肢宽 $75\text{mm}$ 的角钢可用直径 $22\text{mm}$ 的螺栓或铆钉；对于肢宽 $90\text{mm}$ 的角钢，可用直径 $24\text{mm}$ 的螺栓或 $25\text{mm}$ 的铆钉。

注：螺栓（或铆钉）孔的公称直径比螺栓（或铆钉）公称直径大 $1.0\sim 1.5\text{mm}$ 。

**第1.3.18条** 铆钉最大铆合的厚度不宜大于钉孔直径的 $4.5$ 倍。如用双铆钉枪、冲击式风顶或马蹄形铆钉机铆合时，则铆合的厚度可增至钉孔直径的 $5.5$ 倍。超过上述厚度时，每加厚 $2\text{mm}$ ，铆钉数量增加 $1\%$ 。

**第1.3.19条** 受力杆件在节点上连接的螺栓（或铆钉）或接头一边的螺栓（或铆钉），其最少数量规定如下：

- 一、一排螺栓时 $2$ 个；一排铆钉时 $3$ 个；
- 二、二排及二排以上螺栓（或铆钉）时，每排 $2$ 个。

角钢在连接或接头处采用交叉布置的螺栓（或铆钉）时，第一个螺栓（或铆钉）应排在靠近边角钢背处。

**第1.3.20条** 螺栓（或铆钉）连接接头的栓（或钉）数量，对于主桁架杆件或板梁翼缘宜与被连接杆件等强度的要求进行计算；对于联结系和次要受力杆件可按实际内力计算。并假定纵向力在栓（钉）群上是平均分布的。

受压杆件的螺栓或铆钉接头，可采用端部磨光顶紧的措施来传递内力，此时接头处的螺栓（或铆钉）及连接板的截面积，可按被连接杆件承载力的 $50\%$ 计算。

在同一接头中，允许螺栓或铆钉与焊缝同时采用，但不得按共同受力计算。

**第1.3.21条** 轴向受力构件的螺栓或铆钉连接接头，在下列情况下连接板上的栓（或钉）数量应按以下规定增大：

- 一、杆件的肢与节点板偏心连接，且这些肢在连接范围内无缀板相连或杆件的肢仅有一面有拼接板时，其栓（或钉）总数应增加 $10\%$ ；

- 二、对于铆接杆件截面的个别部分不用连接板直接连接，其连接铆钉数应予增加，隔一层板增加 $10\%$ ；隔两层或两层板以上

时增加20%；

三、当隔着填板连接时，连接铆钉数应增加10%；但如填板在顺受力方向伸出连接范围之外有一排铆钉时，则连接板上的铆钉可不予增加。

### (III) 销 接

**第1.3.22条** 在销接头中，带销孔的受拉杆件其销孔各部尺寸应符合下列规定：

一、垂直受力方向销孔直径处的净载面积应比杆件计算所需的面积大40%；

二、由销孔边至杆端的截面积应不小于杆件的计算截面积。

注：腹杆端部如用钢板加强时，在销孔中线每边连接钢板的铆钉数或焊缝长度，应与此项钢板的净截面积作等强度计算。

**第1.3.23条** 销接的接头作用力按被连接杆件的实际内力计算。节点销子应计算孔壁承压应力、销子剪应力和弯应力。当销的计算跨径大于直径的两倍时，承受弯曲的销子可按简支梁近似计算，并假定各集中力作用在与销相接触的各板条的轴线上。

## 第四节 行车系、联结系、缀板 及支座的构造与计算

### (I) 行 车 系

**第1.4.1条** 为减小行车系受主桁架弦杆变形的影响，简支桁架纵梁宜设断缝和纵向活动支承，断缝的间距一般不大于80m。

**第1.4.2条** 纵梁的跨中弯矩、剪力和反力，按跨径等于横梁中距的简支梁计算。用螺栓或铆钉连接的支点弯矩，当有鱼形板等能承受支点弯矩的结构或连续通过的翼缘时，可采用简支梁最大弯矩的0.6倍。

纵梁与横梁的连接，当不设承受支点弯矩的结构时，在连接于纵梁的竖角钢肢上的螺栓或铆钉，按支点反力增加10%计算；

在连接于横梁的竖角钢肢上的螺栓或铆钉按支点反力增加40%计算。当设有能承受支点弯矩的结构时，则全部支点弯矩和纵梁纵向力由该结构承受，而连接纵、横梁腹板的竖角钢肢上的螺栓或铆钉按承受1.1倍的反力计算。

**第1.4.3条** 横梁按跨径等于主梁（或主桁）中距的简支梁计算。

横梁与主梁（或主桁）的连接，当不设承受支点弯矩的结构时，连接于横梁的竖角钢肢上的螺栓或铆钉，按支点反力增加10%计算；连接于主梁（或主桁）的竖角钢肢上的螺栓或铆钉，按支点反力增加20%计算。当设有能承受支点弯矩的结构时，则全部弯矩由该结构承受，而连接横梁、主梁（或主桁）的竖角钢肢上的螺栓或铆钉按承受1.1倍的反力计算。

如横梁作为刚架（在开口式下承桥中为半框架）的一部分，则应按刚架（或半框架）计算支点弯矩。

如横梁兼作支承处横向联结系支杆，还应考虑其作为支杆所受的力。

**第1.4.4条** 在计算行车系的强度时，一般要考虑由于主桁弦杆或主梁翼缘的变形（包括结构重力在内的全部竖向荷载产生的）所引起的纵梁轴向力和横梁弯矩。同时，还应进行行车系与主桁或主梁不共同受力时的计算。

当为减小行车系的附加应力而设置纵梁断缝时，则在计算附加影响中主桁跨径取纵梁断缝的间距。如纵梁在部分结构重力已传至主桁或主梁后再安装时，仅考虑剩余结构重力和活载的作用。

计算行车系与主桁或主梁共同作用时，可不考虑各构件不在同一高度的偏心影响，并假定纵梁铰接于横梁，横梁固接于主桁或主梁。此时，横梁的最大边缘容许应力可提高至 $1.7C[\sigma]$ 。 $C$ 及 $[\sigma]$ 见第1.2.15条及第1.2.5条的规定

## (II) 联 结 系

**第1.4.5条** 梁式上部构造应在其弦杆或翼缘的上下平面内

设纵向联结系。但跨径较小的上承式梁桥，可不设下弦（或下翼缘）平面内的纵向联结系。钢梁与钢筋混凝土板组成的联合梁，如在安装时没有特殊需要，可不设行车系平面内的纵向联结系。

上承式桥梁应在两端及跨中设横向联结系。下承式桥梁应在两端设桥门架，跨间设门架式的横向联结系，其间距不宜超过两个节间。开口式桥应在每个横梁竖向面内设半框架。

**第1.4.6条** 横向联结系应尽量与梁的上、下翼缘连接。横向联结系如焊于竖向加劲肋时，则各该加劲肋应与梁的受压翼缘焊连。

**第1.4.7条** 纵向联结系与主桁或主梁共同作用时，可不考虑各该构件不在同一高度的偏心影响。

纵向联结系杆件应考虑自身重力引起的弯矩，该弯矩按跨径等于杆件长度的简支梁计算。

**第1.4.8条** 纵向联结系应按横向水平力进行计算。当在上部结构上设置上下平面的纵向联结系时，水平荷载的分配规定于表1.4.8。

**上下纵向联结系水平荷载分配** **表1.4.8**

水 平 荷 载	分 配 的 百 分 数	
	在行车系弦杆平面上	在非行车系弦杆平面上
主桁上的风力	50%	50%
行车系上的风力、离心力引起的荷载	100%	20%

在下承式桥梁中，如仅设置行车系平面内的纵向联结系，则所有水平荷载均由其承担。

**第1.4.9条** 在交叉形、菱形和三角形纵向联结系中，应计算由于竖向荷载（包括上部结构重力）引起的联结系杆件内力。*K*形桁架式的纵向联结系，可不考虑此项内力。

对于三角形或菱形纵向联结系，还应计算由于联结系横杆的作用力所引起的在联结系平面内的弯矩。上述弯矩与风力组合计

算时，容许应力可提高20%。在稳定计算中，可不考虑上述弯矩。

第1.4.10条 交叉形、菱形和三角形纵向联结系，由主桁或主梁变形而引起的杆件内力按下列公式计算。

一、纵向联结系斜杆内力：

交叉形

$$N_d = \frac{N_a}{A_a} \cdot \frac{A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_b} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{A_a} \cos^3 \alpha} \quad (1.4.10-1)$$

交叉形，当横梁兼作联结系横杆时

$$N_d = \frac{A_d \left( \frac{N_a}{A_a} \cos^2 \alpha + 0.6 \sigma_{0b} \sin^2 \alpha \right)}{1 + 4 \frac{A_d}{A_{0b}} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{A_a} \cos^3 \alpha} \quad (1.4.10-2)$$

菱形

$$N_d = \frac{N_a}{A_a} \cdot \frac{A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_b} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{48I} B^2 \cos^3 \alpha + \frac{A_d}{A_a} \cos^3 \alpha} \quad (1.4.10-3)$$

三角形

$$N_d = \frac{N_a}{A_a} \cdot \frac{A_d \cos^2 \alpha}{1 + \frac{A_d}{A_b} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{24I} B^2 \cos^3 \alpha + \frac{A_d}{2A_a} \cos^3 \alpha} \quad (1.4.10-4)$$

式中  $N_a$ 、 $A_a$ ——桁架弦杆的内力和毛截面积；

$N_d$ 、 $A_d$ ——联结系斜杆内力和毛截面积；

$A_b$ ——联结系横杆的毛截面积；

$A_{0b}$ ——横梁毛截面积；

$I$ ——弦杆（或翼缘）毛截面对竖轴的惯性矩；

$\alpha$ ——联结系斜杆与弦杆的交角；

$B$ ——主桁（或主梁）中距；  
 $\sigma_{ob}$ ——横梁按竖向荷载和毛截面积计算的最大纤维应力。

在计算板梁纵向联结系的斜杆内力时，上面公式中的 $N_s/A_s$ 用位于联结系平面处梁的应力来代替。

当 $\sigma_{ob}$ 和 $N_s$ 的符号相反时，可按不利的内力组合，假定公式(1.4.10-2)中的 $\sigma_{ob}$ 或 $N_s$ 为零。

二、纵向联结系横杆内力：  
 交叉形、菱形

$$N_b = (N_{d1} + N_{d2}) \sin \alpha \quad (1.4.10-5)$$

三角形

$$N_b = -\frac{1}{2} (N_{d1} + N_{d2}) \sin \alpha \quad (1.4.10-6)$$

式中  $N_b$ ——联结系的横杆内力；

$N_{d1}$ 、 $N_{d2}$ ——横杆左右两侧斜杆的内力。

**第1.4.11条** 位于压力弦杆平面内的联结系斜杆，除按第1.4.8条和第1.4.9条验算外，还应以两弦杆内力之和的3%作为节间剪力予以验算，其容许应力不提高。

**第1.4.12条** 当采用三角形或菱形纵向联结系时，由横杆的作用力引起的在联结系与弦杆或翼缘的节点处作用于联结系平面的弯矩，可按下列公式计算：

$$M = \pm \frac{N_b a}{4} \quad (1.4.12)$$

式中  $a$ ——联结系节间长度。

**第1.4.13条** 由单个角钢组成的联结系拉杆，其净截面积按连接肢的截面积与50%非连接肢的截面之和计。

用单个T形杆的翼板连接的或由单个槽形杆的腹板连接的联结系构件，不论其为轧制型钢或组合构件，截面积均按减少10%计。

在以上两种情况下，计算应力均不考虑连接的偏心影响。

### (III) 缀 板

第1.4.14条 组合构件缀板尺寸，应不小于表 1.4.14 的规定。

缀 板 尺 寸 表1.4.14

名 称		受压及压—拉构件		受拉构件		仅受结构重力 的辅助性构件
		主 要 的	次 要 的	主 要 的	次 要 的	
缀板长度	端 缀 板	$1.25s$	$0.75s$	$s$	$0.75s$	$0.75s$
	中 缀 板	$0.75s$		$0.75s$		
缀板厚度		$s/50$ 但应 $\geq 8\text{mm}$	$s/60$ 但应 $\geq 6\text{mm}$	8mm	6mm	6mm
缀板一侧	最少数目	3	3	3	3	3
铆 钉	最大间距 (mm)	120	120	120	120	120

注：①表中 $s$ 为连接铆钉间或焊缝间的距离；

②不受力构件其缀板每边最少铆钉数可减至2个；

③端缀板应尽量设置在接近节点中心处。

受压及压—拉构件缀板间的净距不宜大于 $2.5s$ 。

第1.4.15条 轴心受压组合构件的缀板应按下列公式求得的剪力 $Q$ 计算，其值可视为沿构件全长不变。

$$Q = \beta A \quad (\text{单位: N}) \quad (1.4.15)$$

式中  $\beta$ ——系数，3号钢构件采用210；16锰钢构件采用340；

$A$ ——组合构件中被接合的肢的总截面积，单位以 $\text{cm}^2$ 计。

承受反复应力的组合构件，如截面的选择由疲劳容许应力 $[\sigma_n]$ 决定，则在剪力 $Q$ 的计算中应乘以 $[\sigma_n]/\varphi_{\min}[\sigma]$ 。此处 $[\sigma]$ 为材料的容许应力， $\varphi_{\min}$ 为按构件最大长细比求得的轴心受压构件纵向弯曲系数。

压弯组合构件，除计算上述剪力外，还应加上由弯曲引起的

剪力。

在平行平面上有数组缀板时，剪力 $Q$ 由各组缀板平均分担；兼用整板和缀板时，则缀板承担其中一半。

**第1.4.16条** 缀板按空腹桁架分析，作用其上的剪力 $T$ 和弯矩 $M$ 按下列公式计算：

$$T = \frac{Q_b l_1}{b} \quad (1.4.16-1)$$

$$M = \frac{Q_b l_1^2}{2} \quad (1.4.16-2)$$

式中  $Q_b$ ——作用于一组缀板的剪力；  
 $l_1$ ——缀板中心到中心的距离；  
 $b$ ——被缀板连接的两肢的形心轴间的距离。

#### (IV) 支 座

**第1.4.17条** 梁式桥跨径在25m以上的，一般采用辊轴式支座、摇轴式支座或可靠的其他型式支座。

支座应具有一定的刚性，以便将荷载较均匀地分布于支承垫石上。活动支座底板厚度不宜小于：热轧钢板的平板支座为20mm；弧形支座支承中心处为40mm；辊轴及摇轴支座为40mm。铸件各部分加工后尺寸不宜小于30mm。支座顺桥方向的长度，不宜超过墩台支承面至铰中心高度的两倍；在横桥方向，应使墩台支承面处的底板宽度与铰的长度之差不超过支承面至铰中心高度的两倍。

**第1.4.18条** 活动支座底板的计算有效尺寸，在顺桥方向，弧形支座及摇轴支座不应大于底板厚度的4倍；辊轴支座不应大于两排最边辊轴中距加上板厚的4倍；横桥方向，任何支座均不应大于底板顶面压力接触线长度加板厚的2倍。

**第1.4.19条** 支座宜选用自由接触式的。辊轴直径应不小于150mm，但吊桥索鞍上的辊轴可不受此限制。割边式辊轴经两边割割后的厚度应不小于直径的1/3。如支座平面尺寸不超过规定

或不受限制时，宜少用割边式辊轴支座。

有数个辊轴时，应尽量选用最少的偶数，并用侧杆联系。在可能的情况下宜采用单辊式支座。

辊轴支座必须有防止横斜滑移和纵向滚出的设施。不易养护的支座必须四面用遮板防护。

**第1.4.20条** 钢支座的座板或下摆均应用锚栓固定于墩台上。计算受拔力锚栓的锚固时，应按其内力增加50%。

**第1.4.21条** 计算辊轴支座时，应考虑由于温度和活载（包括冲击力）所产生的移动，同时考虑上述因素引起纵向位移后的偏心影响。

**第1.4.22条** 在平直下弦的简支桁架内，由活载引起的移动 $\Delta$ 用下式计算：

$$\Delta = \frac{\bar{\sigma} L}{E} \quad (1.4.22)$$

式中  $\bar{\sigma}$  —— 由活载产生的下弦平均应力；

$L$  —— 桁架跨径；

$E$  —— 钢材的弹性模量。

## 第五节 桥梁的构造与计算

### (I) 基本要求

**第1.5.1条** 结构构件中不应有未栓(铆)合的或未焊合的接触部分，应尽量避免采用易积水的闭口截面并于凹槽、坑槽处设置有效的排水孔。

**第1.5.2条** 不得将各种辅助构件（如拉杆、人行道托梁及管道托架等）直接焊在主桁弦杆上或主梁翼缘上。不得在板梁的受拉翼缘上布置横向角焊缝。

**第1.5.3条** 设计构件时，在构件上和工艺上应尽量避免和减少应力集中、残余应力和次应力。

**第1.5.4条** 结构各部分截面最小尺寸（mm）规定如下：

主梁、行车系、联结系用钢板或型钢肢厚度	8
节点板、焊接梁腹板用钢板或纵梁与横梁及横梁与主梁连接用角钢肢厚度	10
填板厚度	4
临时结构所用截面尺寸不限。	

## (II) 板 梁

**第1.5.5条** 普通焊接板梁应尽量用三块钢板焊接而成，除非当板厚不能用其他方法解决时才采用外贴翼缘钢板的形式，外贴翼缘板原则上宜用一块钢板。

**第1.5.6条** 焊接板梁受压翼缘的伸出肢宽不宜大于40cm，也不宜大于其厚度的12倍。

当用外贴翼缘钢板时，其纵向中断点应伸出理论截断点以外，延伸部分的焊缝长度按该板截面强度的50%计算，并将板端沿板宽方向做成不大于1:2的斜角。

焊接板束的侧面角焊缝应尽量采用自动焊或半自动焊，由宽板至窄板的边缘距离，应不小于50mm。

**第1.5.7条** 铆接板梁翼缘如由盖板与角钢组成时，应尽量加大翼缘角钢面积，使其占翼缘总截面积的40%以上。

板梁上翼缘设有盖板时，应有一层盖板覆盖板梁的全长。板梁上、下翼缘的非全长盖板截断点的位置应伸出理论截断点以外有足够的长度，使其足以布置按该盖板截面强度的50%算得的铆钉数，且不少于三排铆钉。

翼缘盖板伸出翼缘角钢的宽度不宜小于5~10mm。

**第1.5.8条** 板梁翼缘的拼接焊缝与腹板的拼接焊缝之间的距离不宜小于 $10\delta$  ( $\delta$ 为腹板厚度)，且拼接的位置不应布置在最大应力的部位。

**第1.5.9条** 板梁在支承处及外力集中处应设置成对的竖向加劲肋。加劲肋应尽量延伸到翼缘板的外边缘，在支承处应磨光并与下翼缘顶紧（铆接梁）或焊连（焊接梁）。在外力集中处，

加劲肋应与上翼缘磨光顶紧（铆接梁）或焊连（焊接梁），但对焊接梁不得与受拉翼缘直接焊连。

支承加劲肋按压杆设计。对有二块板或角钢组成的加劲肋，承压截面为加劲肋及填板的截面加每侧由加劲肋中轴算起不大于15倍板厚的腹板截面；对有四块板或角钢组成的加劲肋，承压截面为四块加劲肋及填板截面所包围的腹板面积（铆接梁仅为加劲角钢和填板）另加不大于30倍板厚的腹板截面（图1.5.9）。自由长度取腹板的计算高度。同时应验算伸出肢与贴紧翼缘部分的支承压力。

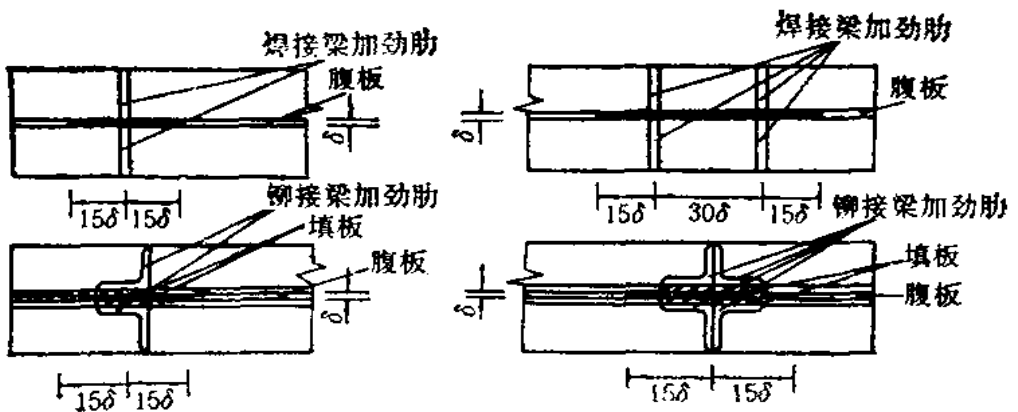


图1.5.9 加劲肋按压杆设计计算的承压截面

**第1.5.10条** 为保证板梁腹板的局部稳定，应按下列规定设置加劲肋：

一、当 $h_0/\delta \leq 70$  (A3钢) 和  $h_0/\delta \leq 60$  (16Mn钢) 时，可不设竖向加劲肋及水平加劲肋。

二、当 $70 < h_0/\delta \leq 160$  (A3钢) 和  $60 < h_0/\delta \leq 140$  (16Mn钢) 时，仅设置竖向加劲肋，间距 $a$ 应满足下式要求，且不得大于2m。

$$a \leq \frac{950\delta}{\sqrt{\tau}} \quad (1.5.10-1)$$

式中  $a$ ——竖向加劲肋的间距，以cm计；  
 $\delta$ ——腹板的厚度，以cm计；  
 $\tau$ ——验算板梁处的腹板平均剪应力，以MPa计。

三、当  $160 < \frac{h_0}{\delta} \leq 280$  (A3 钢) 和  $140 < \frac{h_0}{\delta} \leq 240$  (16Mn 钢)

时，除设置竖向加劲肋外，尚须设置水平加劲肋。水平加劲肋宜布置在距受压翼缘  $\left(\frac{1}{4} \sim \frac{1}{5}\right)h_0$  处。 $h_0$  为腹板计算高度，对焊接梁为腹板的全高，对铆接梁为上、下翼缘角钢内排铆钉线的间距。

四、当仅设置竖向加劲肋加强腹板时，其每侧加劲肋的伸出肢肢宽不宜小于  $40\text{mm} + \frac{1}{30}$  腹板计算高度，肢厚不宜小于肢宽的  $\frac{1}{15}$ 。

五、当既设置竖向加劲肋又设置水平加劲肋时，竖向加劲肋除满足第四项规定外，其截面对板梁中线的惯性矩不应小于

$$I_c = 3h_0\delta^3 \quad (1.5.10-2)$$

水平加劲肋对梁中线的惯性矩不应小于

$$I_c = \frac{a^2}{h_0} \delta^3 (2.5 - 0.45a/h_0) \quad (1.5.10-3)$$

也不宜小于  $1.5h_0\delta^3$ 。

六、当必须设置单侧加劲肋时，则以与加劲肋相贴的腹板边缘为轴线的惯性矩不应小于成对的加劲肋对腹板中心截面的惯性矩。

**第1.5.11条** 设计焊接板梁加劲肋时，在构造上尚须满足下列要求：

一、与腹板对接焊缝平行的加劲肋，应距对接焊缝不小于  $10\delta$ 。

二、与腹板对接焊缝相交的加劲肋，加劲肋及其焊缝应连续跨过腹板焊缝。

三、水平加劲肋与竖向加劲肋相交时，宜切断竖向加劲肋而使水平加劲肋连续通过。切断的竖向加劲肋可切出斜角并焊在水平加劲肋上；也可以将竖向加劲肋及其焊缝连续通过，而将水平加劲肋截断并切出斜角使其焊在竖向加劲肋上。

四、竖向加劲肋与梁的翼缘板焊接时，应将加劲肋切出不大于5倍腹板厚度的斜角。

**第1.5.12条** 连接板梁的翼缘与腹板之间的焊缝或铆钉应能抵抗由于弯曲和直接作用于翼缘的垂直荷载共同作用所产生的剪力。

**第1.5.13条** 为保证板梁的整体稳定，工字形截面简支梁受压翼缘的自由长度（即侧向固定点的间距）与宽度之比，对A3钢不超过18，对16Mn钢不超过15。在端部支承处应采取措施以阻止梁端截面扭转，但当有钢筋混凝土板或整体金属板固接在板梁的受压翼缘上，则不受本条规定的限制。

### (III) 联合梁

**第1.5.14条** 联合梁为钢梁与钢筋混凝土桥面板以连接件连接起来形成整体而共同受力的结构。

**第1.5.15条** 安装或浇制联合梁上的钢筋混凝土板时，若利用钢梁作为脚手架，则联合梁应分为二个阶段计算：第一受力阶段的荷载（钢梁、联结系、浇制的混凝土和模板等重力）由钢梁承受；第二受力阶段的荷载（桥面铺装、栏杆重力和活载等）由联合梁承受。对模板重力如无实际资料时，可假定每 $m^2$ 桥面附加1 kN计算。

**第1.5.16条** 钢筋混凝土桥面板的计算宽度 $b$ （图1.5.16）采用下列三种宽度中最小者：

一、梁计算跨径的 $\frac{1}{3}$ ；

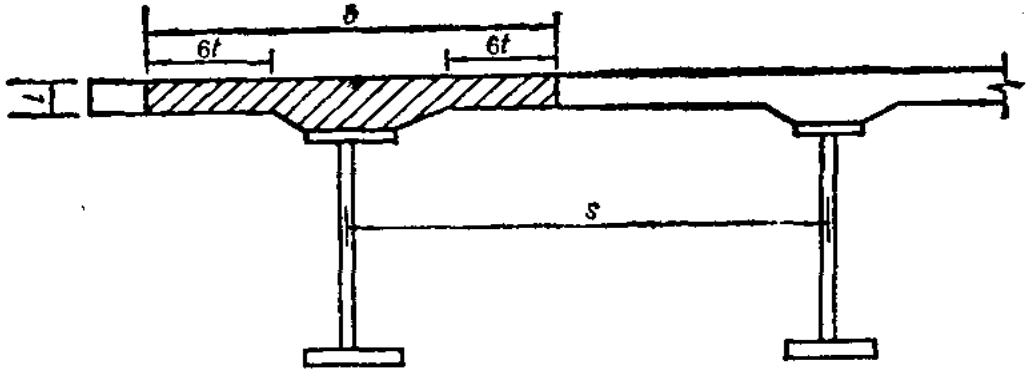


图1.5.16 桥面板翼缘计算宽度

二、相邻两梁轴线间的距离 $s$ ；

三、桥面板承托以外加12倍钢筋混凝土板厚。

当无承托时，则取钢梁上翼缘的宽度。

**第1.5.17条** 钢梁与钢筋混凝土板之间的纵向水平剪力由连接件承受，单位长度上的纵向水平剪力 $T$ 按下式计算：

$$T = \frac{QS}{I} \quad (1.5.17)$$

式中  $Q$ ——作用于联合梁的剪力；

$S$ ——钢筋混凝土板对联合截面重心轴的面积矩；

$I$ ——联合梁惯性矩。

连接件在钢梁翼缘上的数量按梁长范围内的平均剪力计算，宜按等间距布置。

**第1.5.18条** 连接件分为刚性的和柔性的二种形式，刚性连接件一般采用角钢或槽钢；柔性连接件采用斜钢筋。当有可靠根据时，也可采用其他的形式。

**第1.5.19条** 连接件除满足受力要求外，在构造上应符合以下要求：

一、为防止连接件与桥面板脱开，对于刚性连接件可将其与桥面板钢筋焊在一起。连接件之间的净距，不得超过桥面板厚度

的 8 倍，也不得小于连接件计算高度的 3.5 倍。

二、柔性连接件宜在联合梁截面上成对设置，钢筋弯折与钢梁纵向的夹角为  $30^\circ$  或  $45^\circ$ ，并在末端做成锚钩。斜钢筋应采用双面侧焊缝与钢梁翼缘相连，焊缝长度不得小于钢筋直径的 4 倍（对 I 级钢筋）或 5 倍（对 II 级钢筋）。间距不得小于 0.7 倍桥面板的厚度，也不得大于 2 倍桥面板的厚度。

三、连接件保护层厚度不应小于 2cm。

**第 1.5.20 条** 联合梁的桥面板采用预制时，应符合下列要求：

一、为刚性连接件而设置的预留孔，宜做成由下向上扩大的锥形。

二、刚性连接件与预留孔间的空隙：在承压一边不宜小于 5cm，其余边不宜小于 3cm。

三、为了防止钢梁上翼缘锈蚀，在钢梁与钢筋混凝土之间应垫以砂浆垫层。

四、预留孔的角隅处，应设置与受力方向成  $45^\circ$  角的抗剪构造钢筋。

**第 1.5.21 条** 联合梁内钢梁与混凝土桥面板间的计算温差，一般采用  $10^\circ \sim 15^\circ\text{C}$ ，在有可能发生更显著的温差的情况下则另作考虑。此项温差假定沿钢梁截面的全部高度内不变。

计算混凝土收缩时，应考虑徐变的影响。无可靠技术资料作依据时，对整体浇筑的钢筋混凝土桥面板，可按相应于温度降低  $15^\circ \sim 20^\circ\text{C}$  考虑；对分段浇筑的钢筋混凝土桥面板，可按相应于温度降低  $10^\circ \sim 15^\circ\text{C}$  考虑；预制的钢筋混凝土桥面板不考虑混凝土收缩影响。

**第 1.5.22 条** 考虑混凝土徐变时，如无可靠技术资料作依据，也可近似地在计算公式中引用“有效弹性模量”  $E_1 = kE$ 。计算结构重力对徐变影响时  $k = 0.4$ ，计算混凝土收缩对徐变影响时  $k = 0.5$ ； $E$  为混凝土的弹性模量。活载对徐变的影响不予考虑。

计算徐变时，钢与混凝土的弹性模量之比，应考虑相当的混凝土有效弹性模量比  $n_1 = \frac{n}{k}$ ，其中  $n$  为钢与混凝土的弹性模量比。

超静定结构中由混凝土徐变收缩所引起的内力，宜用较精确的方法计算。

**第1.5.23条** 联合梁的钢筋混凝土桥面板的容许压应力为  $0.63R_2$ ， $R_2$  为混凝土轴心抗压标准强度，见“公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范”。

#### (IV) 桁 架

**第1.5.24条** 在桁架中，主要构件截面的重心轴应尽量和截面的中心轴相一致，应优先考虑采用单交叉腹杆系统。在节点处，相邻杆件的轴线应尽量交会于一点，否则应计算杆件由于偏心弯矩所产生的影响。偏心弯矩可按刚度比例分配于交会在桁架节点上的各个构件。

**第1.5.25条** 桁架杆件一般按节点为铰接的假定计算轴向力。当杆件高度与节点中距之比超过  $\frac{1}{10}$  时，应计算由于节点刚性所引起的次应力。但对高强螺栓与铆钉的计算，可不考虑此项影响。

当考虑节点刚性影响时，如荷载为组合 I，杆件的容许应力可按第1.2.5条规定的数值提高20%，荷载为组合 II~IV，提高40%。

按轴向力和节点刚性弯矩共同作用进行验算时，仍须验算仅受轴向力作用下杆件的受力。

**第1.5.26条** 直接承受荷载的弦杆，当在节点外作用有竖向荷载时，除作为桁架的杆件承受轴向力外，还应同时作为杆件计算竖向荷载所产生的弯矩，此时不论弦杆截面的高度与节间的比例如何，均应考虑该弦杆的节点刚性作用。由节点间竖向荷载产

生的弯矩可近似地假定为  $0.7M_0$ ， $M_0$  为跨径等于节间长度的简支梁跨中最大弯矩。在这种情况下，容许应力不予提高。

**第1.5.27条** 主桁受拉杆件的拼接无论在节点内或节点外进行，其净截面积应较被拼接部分的净截面积大10%，主桁受压杆件应较被拼接部分按稳定计算的承载力大10%。

**第1.5.28条** 对焊成的H形截面杆件，当用高强螺栓或铆钉固接于节点板上时，一般只栓接或铆接于翼板。拼接用高强螺栓或铆钉的数量，仍然要计入腹板面积。此时杆件腹板伸入节点板中的长度，不应小于腹板宽度的1.5倍。连接杆件的高强螺栓或铆钉应和杆件的轴线相对称。

**第1.5.29条** 节点板可作为弦杆的拼接板，其计算面积仅取与弦杆同高的正截面。

节点板在任何连接截面上的强度，均应较各被连结杆件的强度至小大10%。

应验算节点板上可能被连接杆件撕裂的危险截面上的强度，其容许应力规定为：

一、垂直于被连接杆件轴线的截面，采用钢材的容许轴向应力 $[\sigma]$ 。

二、与被连接杆件轴线倾斜小于 $90^\circ$ 的截面，采用 $0.75[\sigma]$ ，此处 $[\sigma]$ 为钢材的容许轴向应力。

三、节点板除验算撕裂强度外，尚应验算水平和竖直截面上的剪应力和法向应力，其容许轴向应力分别为 $0.75[\sigma]$ 及 $[\sigma]$ 。计算方法可近似地按偏心受拉或偏心受压杆件进行。

**第1.5.30条** 节点板的尺寸与外形，应尽量做得小巧、简单，避免出现曲线边，且与杆件的接触面必须全部密贴。在支承处，节点板一般低于桁架下弦 $10\sim 15\text{mm}$ ，并将下缘磨光使与支座垫板顶紧。

**第1.5.31条** 下承式桁架桥的桥门架，若用端斜杆作为腿杆时，应计算桥门架两腿由水平荷载作用而产生的轴向力和弯矩，此时视桥门架为下端固定的框架。

当桥门架的楣梁为桁架时，其两腿的反弯点位置可近似地按下式计算：

$$l_0 = \frac{c(c+2l)}{2(2c+l)} \quad (1.5.31)$$

式中  $l_0$ ——由反弯点至下弦杆节点的距离；

$l$ ——由楣梁上弦节点中心至下弦节点中心的距离；

$c$ ——由楣梁斜撑下端节点中心至下弦杆节点中心的距离。

此外，由于风力作用使桥门架斜腿所产生的轴向力的水平分力，应计入下弦杆杆力之内。

**第1.5.32条** 多腹杆系桁架中的竖杆兼作横向联结系的组成杆件时，它在桁高中部的连接部分应满足横向联结系平面内所需的抗弯刚度的要求。

#### (V) 悬索桥

**第1.5.33条** 悬索桥的主索应选用钢心的钢丝绳，钢丝绳中的钢丝应采用镀锌的，且直径不小于2mm。

**第1.5.34条** 跨径较小的悬索桥主索垂跨比一般取  $\frac{1}{9} \sim \frac{1}{12}$ ，加劲梁高约为跨径的  $\frac{1}{40} \sim \frac{1}{80}$ ，桥宽与跨径之比不宜小于  $\frac{1}{30}$ 。为了保证抗风的稳定性，应将加劲梁做成气动性能良好的结构，以用上承式为宜。加劲梁应设置纵向联结系，以增强抗扭转刚度。

**第1.5.35条** 跨径较小而加劲梁刚度较大的吊桥，可以采用弹性理论设计，且不考虑主索受力后变形对内力的影响。

**第1.5.36条** 悬索桥应验算风力作用下的侧向挠度，其在行车系的纵向联结系平面内的容许挠度规定为跨径的  $\frac{1}{1000}$ 。

**第1.5.37条** 联系主索与吊索、主索与锚碇拉杆用的套筒，宜用铸钢制成。套筒长除满足受力要求外，应不小于主索直径的6倍；筒壁最小厚度等于主索直径的 $\frac{1}{2}$ ，但不得小于20mm；筒内壁斜度不小于 $\frac{1}{12}$ 。套筒内壁须精加工，以便灌注易溶的合金。

**第1.5.38条** 悬索桥的主索、吊索及临时抗风索，均应有调整长度的设施。悬索桥的加劲梁支座，不论是否产生负反力，均应设有防止支座掀动的设施。此外，悬索桥的塔架须设避雷针，并应在塔顶上设工作台。

**第1.5.39条** 在计算悬索桥桥塔时，如桥塔与基础固接，除保证正常安全使用外，尚应考虑在架设时由于塔顶两侧主索受力不平衡而引起的水平力对塔身所产生的弯矩。

**第1.5.40条** 如塔顶设有辊轴支承，应计算摩阻力对塔身产生的弯矩。

辊轴的摩阻力按下式计算：

$$F = \frac{1}{r} V \quad (1.5.40)$$

式中  $V$ ——施于塔顶的竖向压力，以MPa计；

$r$ ——辊轴半径，以mm计。

**第1.5.41条** 主索在索鞍上的弯曲半径应尽量加大，一般不小于 $300\delta$ （ $\delta$ 为主索中钢丝的直径），以减小主索的附加应力。钢索的弯曲应力可按下式计算：

$$\sigma = CE_c \cdot \frac{\delta}{2R} \quad (1.5.41-1)$$

式中  $\sigma$ ——弯曲应力，以MPa计；

$E_c$ ——主索的弹性模量，以MPa计；

$\delta$ ——主索的钢丝直径，以cm计；

$R$ ——索鞍的弯曲半径，以cm计；

$C$ ——系数，用下式决定：

$$C = 0.104 + 0.04 \frac{d}{R} \quad (1.5.41-2)$$

$d$ ——主索直径，以cm计。

**第1.5.42条** 悬索桥锚碇室内的锚碇板，宜采用钢筋混凝土重力式，并与四周基岩或混凝土连成整体，以保证锚碇板的稳定。室内应设置照明、排水和通风设施。

## 第二章 木 结 构

### 第一节 一 般 规 定

**第2.1.1条** 本章只适用于抢险急修的木桥和其它临时性木结构设计。

**第2.1.2条** 木结构的设计采用容许应力法。应根据就地取材和因地制宜的原则，按照国家关于节约木材的总要求，在确保工程质量的前提下，恰当采取处理木材缺陷的措施，提高木材利用率。

**第2.1.3条** 木桥涵的主要构件一般应采用质量符合要求的针叶材或原木；制做结合零件（垫块等）的木材宜采用硬质阔叶材，在无阔叶材时可采用优质松木。

**第2.1.4条** 木结构主要构件，当有对称削弱时，其净截面面积应不小于毛截面面积的50%；当有不对称削弱时，其净截面面积应不小于毛截面面积的60%。

#### (I) 材 料

**第2.1.5条** 承重结构用的木材，按构件受力性质，其材质应符合表2.1.5-1及表2.1.5-2选材标准的要求。

**第2.1.6条** 木结构所用木材的含水率，应符合下列要求：

一、接点或接头用的零件（如垫块等）的含水率应不大于15%。

二、组合构件及受拉构件的连接板，其含水率应不大于18%。

其他构件，不受此限。

为了确保工程质量，应尽量提前备料，使木材自然干燥。若由于条件限制而必须采用湿材制作时，要进行适当处理。

承重木结构方木、板材的选材标准

表2.1.5-1

项次	缺陷名称	构件类别		
		受拉构件或拉弯构件	受弯构件或压弯构件	受压构件
1	腐 朽	不 容 许	不 容 许	不 容 许
2	木 节 在构件任何一面、任何 15cm 长度上, 所有木节尺寸的总和不大于所在面宽	方木为 $\frac{1}{4}$ (连接部位为 $\frac{1}{2}$ ) 板材为 $\frac{1}{4}$ (连接部位为 $\frac{1}{2}$ )	方木为 $\frac{1}{4}$ 板材为 $\frac{1}{4}$	方木为 $\frac{1}{4}$ 板材为 $\frac{1}{4}$
3	斜 纹 每 m 平均斜度不大于	5cm	8cm	12cm
4	裂 缝 方木: (1) 在连接的受剪面上 (2) 在连接部位的受剪面附近, 其裂缝深度 (有对面裂缝时用两者之和) 不得大于材宽 板材: 在连接部位的受剪面及其附近	不 容 许  $\frac{1}{4}$ 不 容 许	不 容 许  $\frac{1}{3}$ 不 容 许	不 容 许  — 不 容 许
5	髓 心 方 木 板 材	避开受剪面 不 容 许	— 不 容 许	— —

- 注: ①对于松软节和腐朽节, 除按一般木节测量外, 尚应按缺孔验算;  
 ②容许使用有表面虫蛀的木材, 若虫眼中有活虫, 应经杀虫处理后使用;  
 ③受剪面附近是指在受剪面上下或左右3cm范围内;  
 ④木节尺寸按垂直于构件长度方向测量, 木节表现为条状时, 在条状的一面不量, 直径小于1cm的木节不量;  
 ⑤木材表面有局部的青皮和红斑, 经清除后可以使用, 但不宜用于重要的受拉构件;  
 ⑥非承重构件除不容许有腐朽外, 其他木材缺陷可根据具体情况酌情处理。

承重木结构原木选材标准

表2.1.5-2

项次	缺陷名称	构件类别		
		受拉构件或拉弯构件	受弯构件或压弯构件	受压构件
1	腐朽	不容许	不容许	不容许
2	木节 (1)在构件任何15cm长度上,沿周长所有木节尺寸的总和不大 于所测部位原木周长的 (2)每个木节的最大尺寸不大 于所测部位原木周长的	≤	≤	—
		≤	≤	≤
3	扭纹 每m平均斜度不大于	8cm	12cm	15cm
4	髓心	避开受剪面	—	—

注: ①同表2.1.5-1的①、②、⑤、⑥;  
 ②木节尺寸按垂直于构件长度方向测量,直径小于1cm的木节不量;  
 ③有裂缝的原木,应通过调整方位(使裂缝尽量垂直于构件的受剪面)予以使用。

**第2.1.7条** 当需要检验木材的强度时,应采用无疵木材制作标准小试件作顺纹受压强度试验,并按其极限强度的最低值对照表2.1.7的规定确定该批木材的应力等级。

确定木材应力等级的检验指标(MPa)

表2.1.7

木材种类	针叶材					阔叶材		
	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	B-1	B-2	B-3
顺纹受压最低极限强度	40	32	30	28	26	45	40	35

注: ①表列的极限强度系木材的含水率为15%时的数值;  
 ②检验时,应从同批木材中随意抽取两根,每根木材各取3个试件,根据6个试件中的最低值确定该批木材的应力等级;  
 ③树名不详的木材,应按检验结果降低一级使用;  
 ④表2.1.9及其注内的各种分类的木材,其试验得出的顺纹受压最低极限强度,当高于表2.1.7规定时,按本级使用;当低于表2.1.7规定时,可按实际试验所得的最低极限强度降低使用。

各种常用木材容许应力和弹性模量(MPa) 表2.1.9

木材种类	木材名称	顺纹拉应力 [ $\sigma_t$ ]	顺纹受压及承压应力 [ $\sigma_n$ ]	顺纹弯应力 [ $\sigma_w$ ]	顺纹剪应力 [ $\tau_j$ ]	弯曲剪应力 [ $\tau$ ]	横纹承压应力 [ $\sigma_{nh}$ ]			弹性模量 $E$	
							全面积	局部表面及齿面	螺栓垫板下		
针叶材	A-1	东北落叶松、陆均松	9.0	14.5	14.5	1.5	2.3	2.3	3.5	4.6	$11 \times 10^3$
	A-2	鱼鳞云杉、西南云杉、铁杉、红杉、新疆落叶松	8.5	13.0	13.0	1.4	2.0	2.0	2.9	4.1	$10 \times 10^3$
	A-3	红松、樟子松、华山松、马尾松、云南松、油松、红皮云杉	8.0	12.0	12.0	1.3	1.9	1.8	2.6	3.6	$9 \times 10^3$
	A-4	杉木、华北落叶松、秦岭落叶松	7.0	11.0	11.0	1.2	1.7	1.8	2.6	3.6	$9 \times 10^3$
	A-5	冷杉、西北云杉、西山杉、西油松	6.5	9.5	9.5	1.2	1.7	1.6	2.3	3.1	$8.5 \times 10^3$
阔叶材	B-1	栎木(柞木)、青冈、槲木	12	19.0	19.0	2.6	3.8	4.1	6.1	8.2	$12 \times 10^3$
	B-2	水曲柳	11	16.5	16.5	2.3	3.2	3.7	5.5	7.4	$11 \times 10^3$
	B-3	锥栗(栲木)、梓木	9.5	14.5	14.5	1.9	2.8	3.0	4.4	6.0	$10 \times 10^3$

注：①材性相近的树种，按下列归类：

1) 针叶材中，东北落叶松包括长白落叶松和兴安落叶松等二种，西南云杉包括麦吊云杉、油麦吊云杉、丽江云杉、细叶云杉、粗云杉及紫果云杉等六种，铁杉包括铁杉和云南铁杉等二种，红杉包括红杉、四川红杉和怒江红杉等三种，西北云杉包括粗云杉、新疆云杉、细叶云杉和天山云杉等四

种，冷杉包括各地产的冷杉属木材，其中包括苍山冷杉、泡杉、巴山冷杉、沙松冷杉、奥冷杉（奥松等）；

2)阔叶材中，栎木（柞木）包括大叶栎、小叶栎、辽东栎、白栎、槲栎、柞栎、栓皮栎、麻栎及槲栎等九种；青冈包括红、白青冈两类；有竹叶青冈、青冈、细叶青冈、盘克青冈、黄栎、滇青冈及福建青冈等七种；槲木包括红白槲木两类；有长柄槲、槲木、包栎树、红槲、果柄槲、桃叶石栎、脚板槲、猪栎及黔粤槲等九种；锥栗包括红白锥两类；有白锥、红锥、米槠、苦槠、罗浮栲、钩栗、南岭栲、高山栲、海南锥及甜槠等；

②弯曲剪应力 $[\tau]$ 仅适用于整体梁的弯曲受剪验算；

③对于桩（柱）式墩盖梁，柱式座架墩底梁等在局部长度上的容许横纹承压应力为全面积容许承压应力的二倍。

**第2.1.8条** 木结构中的钢材的材质及弹性模量等，应符合第一章钢结构的有关规定。

用于主要连接部位的钢材应用3号钢；用于次要连接部位的钢材，可采用0号、1号或2号钢。

### (II) 计算的基本规定

**第2.1.9条** 各种常用木材的容许应力和弹性模量按表2.1.9采用。

**第2.1.10条** 木材容许斜纹承压应力 $[\sigma_{\alpha}]$ ，根据作用力与木纹的交角 $\alpha$ 按下列公式确定：

$$[\sigma_{\alpha}] = \frac{[\sigma_a]}{1 + \left( \frac{[\sigma_a]}{[\sigma_{ah}]} - 1 \right) \sin^3 \alpha} \quad (2.1.10)$$

式中  $\alpha$ ——作用力方向与木纹方向间的夹角，以度计；

$[\sigma_a]$ ——木材容许顺纹承压应力；

$[\sigma_{ah}]$ ——木材容许横纹承压应力。

**第2.1.11条** 木结构所用的钢材，其容许应力规定如表2.1.11。

**第2.1.12条** 木材的容许应力和弹性模量，视使用条件或荷载组合可予提高或降低，其提高或降低系数规定如表2.1.12。

钢材容许应力(MPa)

表2.1.11

应力类别	钢 材	
	8 号 钢	2 号 钢
拉应力、压应力、弯应力	165	140
两根及两根以上拉杆 共同受力时的拉应力	140	120

木材容许应力和弹性模量提高或降低系数 表2.1.12

使用条件或荷载组合	提高或降低系数	
	容许应力	弹性模量
原木顺纹受压和受弯的 容许应力及弹性模量	1.15	1.15
截面短边尺寸不小于 15cm 的方木受弯容许应力	1.15	1.00
简支梁上部构造及其他 梁桥的桥面系简单构造	1.20	1.00
当采用湿材时, 木材横纹承 压容许应力和弹性模量	0.90	0.90
荷 载 组 合 I	1.00	1.00
荷 载 组 合 II、III、IV	1.20	1.00

注: ①上述各项条件同时出现时, 容许应力提高或降低系数可连乘叠加, 但叠加后的提高系数不得大于1.25,

②荷载组合的规定见《公路桥涵设计通用规范》。

## 第二节 构件的计算

第2.2.1条 轴心受拉构件的强度按下式计算:

$$\sigma_t = \frac{N}{A_{jt}} \leq [\sigma_t] \quad (2.2.1)$$

式中  $\sigma_t$ ——计算拉应力;

$N$ ——计算轴向力；

$A_{ji}$ ——受拉构件的净截面积，计算时应减去邻近 15cm 长度范围内所有削弱面积（缺孔、齿槽）在计算面上投影之和，当两个以上的削弱面积在计算截面上的投影重合时，重合部分只计一个投影；

$[\sigma_t]$ ——容许顺纹拉应力。

### 第2.2.2条 轴心受压构件按下式计算：

#### 一、强度验算

$$\sigma_a = \frac{N}{A_{ji}} \leq [\sigma_a] \quad (2.2.2-1)$$

#### 二、稳定验算

$$\sigma_a = \frac{N}{\varphi A_0} \leq [\sigma_a] \quad (2.2.2-2)$$

式中

$\sigma_a$ ——计算压应力；

$N$ ——计算纵向力；

$[\sigma_s]$ ——木材容许顺纹承压应力；

$A_{ji}$ ——受压构件计算截面的净截面面积；

$A_0$ ——验算稳定时截面的计算面积，可按下列规定采用：

1. 无缺口时，取  $A_0 = A_m$ ， $A_m$  为构件的毛截面面积；
2. 缺口不在边缘时，取  $A_0 = 0.9A_m$ ；
3. 缺口在边缘且对称时，取  $A_0 = A_{ji}$ ；
4. 缺口在边缘但不对称时，应按偏心受压构件计算；

$\varphi$ ——构件的纵向弯曲系数，按下式计算：

$$\text{当 } \lambda \leq 80 \text{ 时, } \varphi = 1.02 - 0.55 \left( \frac{\lambda + 20}{100} \right)^2 \quad (2.2.2-3)$$

$$\text{当 } \lambda = 80 \text{ 时, } \varphi = \frac{3000}{\lambda^2} \quad (2.2.2-4)$$

$\lambda$  为构件的长细比,  $\lambda = \frac{l_0}{r}$ ;

$r$  为构件计算截面回转半径,  $r = \sqrt{\frac{I_m}{A_m}}$ ;

$l_0$  为受压构件的计算长度, 可按实际长度乘以下列系数:

两端铰接	1.0
一端固接, 一端自由	2.0
一端固接, 一端铰接	0.8
两端固接	0.65

**第2.2.3条** 受弯构件的强度按下式计算:

一、弯曲强度

$$\sigma_w = \frac{M}{W_{j1}} \leq [\sigma_w] \quad (2.2.3-1)$$

二、剪切强度

$$\tau = \frac{QS_m}{bI_m} \quad (2.2.3-2)$$

式中  $\sigma_w$  —— 计算的弯曲应力;

$M$  —— 计算弯矩;

$W_{j1}$  —— 构件计算截面的净截面抵抗矩;

$[\sigma_w]$  —— 木材容许顺纹受弯应力;

$\tau$  —— 计算截面中性轴处的弯曲剪应力;

$Q$  —— 计算剪力;

$S_m$  —— 计算截面中性轴以上毛截面面积对中性轴的面积矩;

$b$  —— 计算截面中性轴处的截面宽度;

$I_m$  —— 计算截面的毛截面惯性矩;

$[\tau]$  —— 容许弯曲剪应力。

**第2.2.4条** 偏心受拉构件强度按下式计算:

$$\sigma_i = \frac{N}{A_{ji}} + \frac{M[\sigma_i]}{W_{ji}[\sigma_w]} \leq [\sigma_i] \quad (2.2.4)$$

**第2.2.5条** 偏心受压构件按下式计算：

$$\sigma_a = \frac{N}{\varphi A_0} + \frac{M[\sigma_a]}{W_{ji}[\sigma_w]} \leq [\sigma_a] \quad (2.2.5)$$

式中  $A_0$ ——计算稳定时的计算面积，按第2.2.2条采用，当  $\varphi = 1$  时，可取  $A_0 = A_{ji}$ 。

当验算垂直于弯矩作用平面的稳定时，可按公式(2.2.2-2)验算，不考虑弯矩的影响。

**第2.2.6条** 原木构件沿其长度的直径变化率可按  $0.9\text{cm/m}$ （或当地经验数字）采用。验算原木构件的稳定时，计算截面可采用构件计算长度的中央截面；验算受弯强度和挠度时，可取构件最大弯矩处的截面。

注：标注原木的直径时，应以小头为准。

**第2.2.7条** 验算组合受压构件的稳定时，构件长细比应按下列方法确定，见图2.2.7。

一、对  $x-x$  轴，（经过组合构件所有单肢杆件的截面重心）长细比的计算与整体构件同。

二、对  $y-y$  轴，长细比按下式计算：

$$\lambda = \sqrt{(\mu_y \cdot \lambda_y)^2 + \lambda_1^2} \quad (2.2.7-1)$$

式中  $\lambda_y$ ——整个构件对  $y-y$  轴的长细比，不考虑结合的松弛性，按构件计算长度  $l_0$  计算；

$\lambda_1$ ——单肢杆件对其自身重心轴  $I-I$  的长细比：

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{\sqrt{\frac{\sum I_1}{A_m}}} \quad (2.2.7-2)$$

当  $l_1 \leq 0.7h_1$  时， $\lambda_1 = 0$

$\sum I_1$ ——各单肢杆件对其自身重心轴（平行于  $y-y$  轴）的惯性矩总和；

$k_1$  (m) 值

表2.2.7

结合型式	轴心受压	偏心受压
螺 栓	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{1.5}$
钉	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{5}$

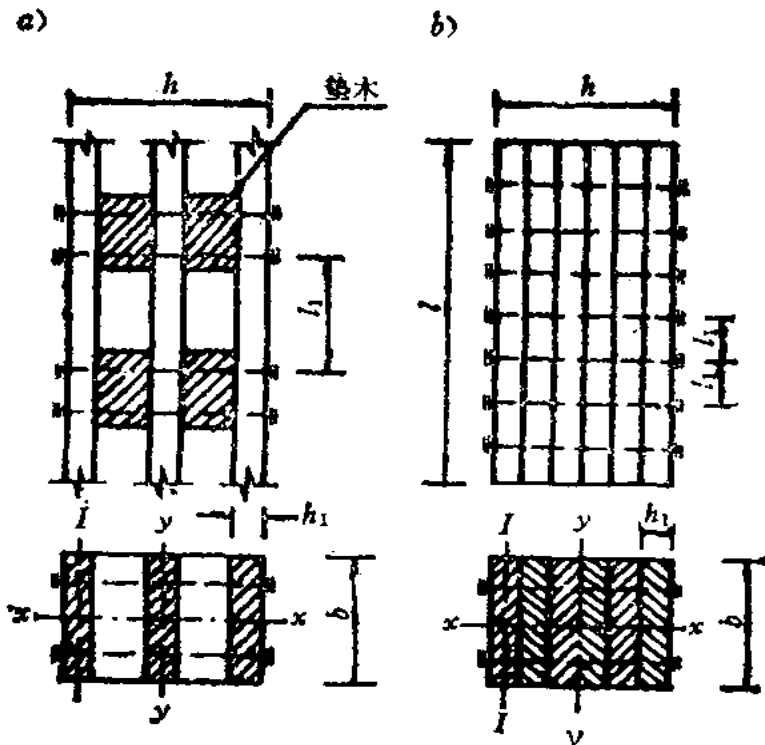


图2.2.7 组合构件

- $A_m$ ——整个构件的毛截面面积；  
 $l_1$ ——各单肢杆件的计算长度，采用连接件（螺栓、钉）间的长度；  
 $h_1$ ——单肢杆件的计算高度；  
 $\mu_y$ ——长细比的换算系数；

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{b h n_f}{l_0^2 n_j d^2}} \quad (2.2.7-3)$$

$b$ ——整个构件的截面宽度 (cm)；

$h$ ——整个构件的截面高度 (cm)；

$n_f$ ——构件结合缝的数目，如图 2.2.7a,  $n_f = 4$ ；如图 2.2.7b,  $n_f = 5$ ；

$l_0$ ——构件计算长度 (m)，见第 2.2.2 条；

$n_j$ ——每 m 长度内，每条结合缝中连接物（螺栓或钉）的计算剪力面数，如图 2.2.7b,  $n_j = \frac{2 \times 7}{l}$ ，其中  $l$  为构件长度，以 m 计；

$k_c$ ——松弛系数，见表 2.2.7，单位为 m；

$d$ ——螺栓或钉的直径 (cm)。

**第 2.2.8 条** 受压构件的长细比应不大于：  
主要构件 100；连接系构件 150。

### 第三节 构件的连接和计算

#### (1) 螺栓连接和钉连接

**第 2.3.1 条** 螺栓连接和钉连接可采用双剪结合或单剪结合，见图 2.3.1。

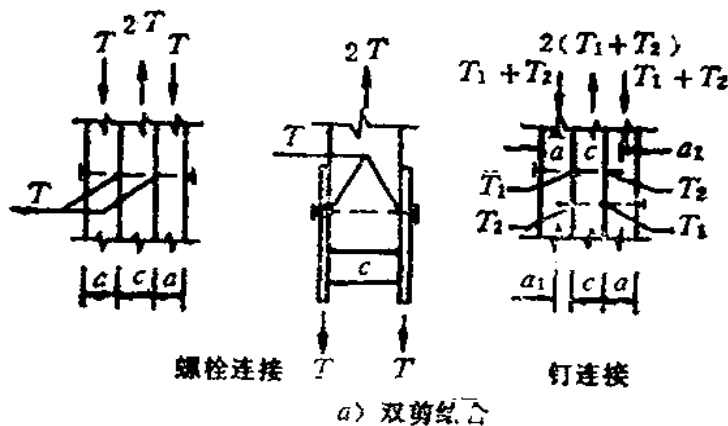


图 2.3.1 螺栓及钉连接

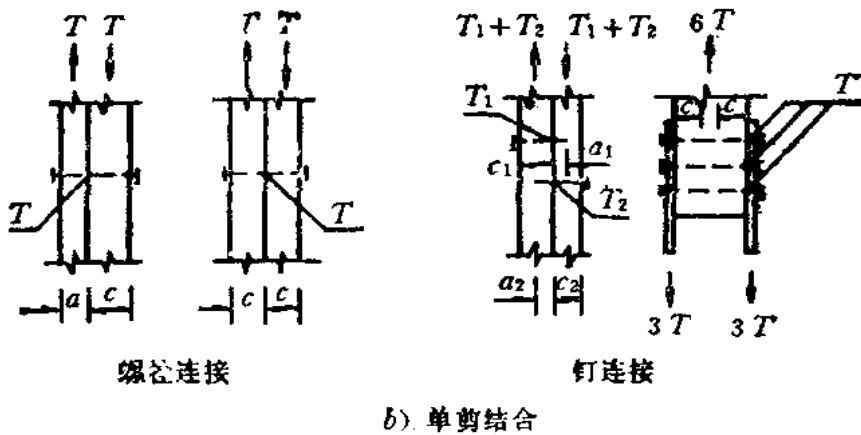


图2.3.1 螺栓及钉连接

螺栓连接和钉连接中，木构件的最小厚度应符合表 2.3.1 的要求。

螺栓连接和钉连接中木构件的最大厚度 表2.3.1

结合形式	螺 栓 连 接	钉 连 接
双剪结合	$c \geq 5d, a \geq 2.5d$	$c \geq 8d, a \geq 4d$
单剪结合	$c \geq 7d, a \geq 2.5d$	$c \geq 10d, a \geq 4d$

注：c——双剪结合为中部构件厚度；单剪结合为较厚构件的厚度或等厚构件的厚度；

a——双剪结合为边部构件的厚度；单剪结合为较薄构件的厚度或钉子在未钉穿构件中的有效长度（应扣除钉尖长度1.5d）；

d——钉或螺栓的直径。

**第2.3.2条** 当构件最小厚度符合表2.3.1的要求时，螺栓连接或钉连接每一剪面的承载能力[T](N)按下式确定：

$$[T] \leq md^2[\sigma_a] \quad (2.3.2)$$

式中  $[\sigma_a]$ ——木材容许顺纹承压应力(MPa)；

d——螺栓或钉的直径(mm)；

$m$ ——螺栓或钉连接承载力的计算系数，按表 2.3.2 采用；

$[T]$ ——每一剪面的承载力(N)。

系数  $m$  值

表 2.3.2

连接形式	螺 栓 连 接				钉 连 接				
	$a/d \leq 3$	4	5	$\geq 6$	$\leq 4$	6	8	10	$\geq 11$
$m$	1.6	1.7	1.9	2.0	2.3	2.5	2.7	3.0	3.1

采用钢夹板时， $m$ 取表中螺栓连接或钉连接中的最大值，当构件采用湿材制作时，螺栓连接的 $m$ 取值不大于1.9。

在单剪连接中，若受条件限制，构件的厚度 $c$ 不满足表2.3.1的规定时，则每一剪面的承载能力 $[T]$ 除应按公式2.3.2计算外，尚不得大于 $0.3cdk_a^2[\sigma_a]$ ， $k_a$ 值见第2.3.3条规定。

**第2.3.3条** 若螺栓的传力方向与构件木纹成 $\alpha$ 角时，则按公式2.3.2计算的每一剪面承载能力 $[T]$ 值应乘以表2.3.3中考虑木材斜纹承压的换算系数 $k_a$ 。

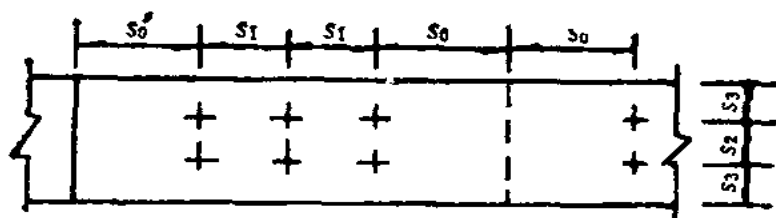
系数  $k_a$  值

表 2.3.3

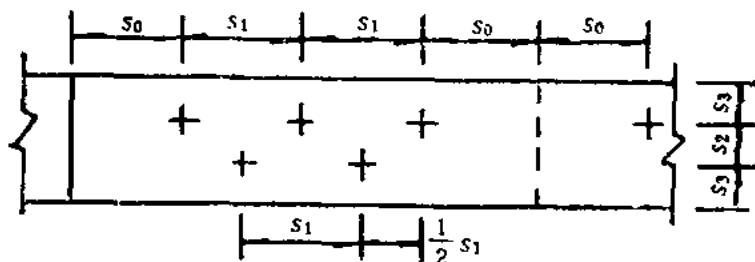
角度 $\alpha$	螺栓直径 (mm)	12	14	16	18	20	22
	$\leq 10^\circ$		1				
$10^\circ < \alpha < 80^\circ$		按内插值采用					
$> 80^\circ$		0.84	0.81	0.78	0.75	0.73	0.71

**第2.3.4条** 螺栓排列应按两行齐列(图2.3.4a)或错列(图2.3.4b)布置，其最小间距应符合表2.3.4的要求。

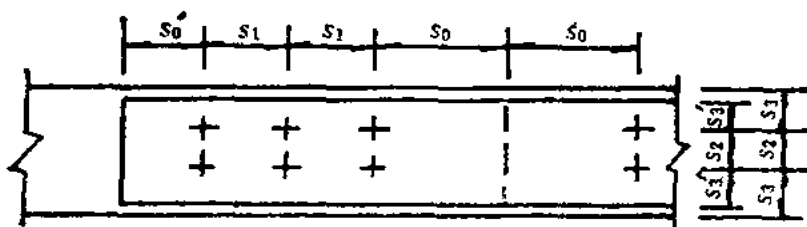
**第2.3.5条** 钉连接可采用齐列、错列或斜列(图2.3.5c)布置，其最小间距应符合表2.3.5的要求。对于软质阔叶材，其顺纹中距和端距应按表中规定增加25%。对于硬质阔叶材和落叶松，若无法预先钻孔，不应采用钉连接。



a) 木夹板螺栓两纵行齐列



b) 木夹板螺栓两纵行错列



c) 钢夹板螺栓两纵行齐列

图2.3.4 螺栓的排列

螺栓排列的最小间距

表2.3.4

构造特点		顺 纹			横 纹		
		端 距		中 距	边 距		中 距
		$s_0$	$s_0'$	$s_1$	$s_3$	$s_2'$	$s_2$
木夹板	两纵行齐列	$7d$	$7d$	$7d$	$3d$	$3d$	$3.5d$
	两纵行错列	$7d$	$7d$	$10d$	$3d$	$3d$	$2.5d$
钢夹板螺栓连接		$7d$	$2d$	$7d$	$3d$	$1.5d$	$3.5d$

注：①  $d$  为螺栓直径；

② 当采用湿材制作时，木构件顺纹端距  $s_0$  应加大  $7\text{cm}$ 。

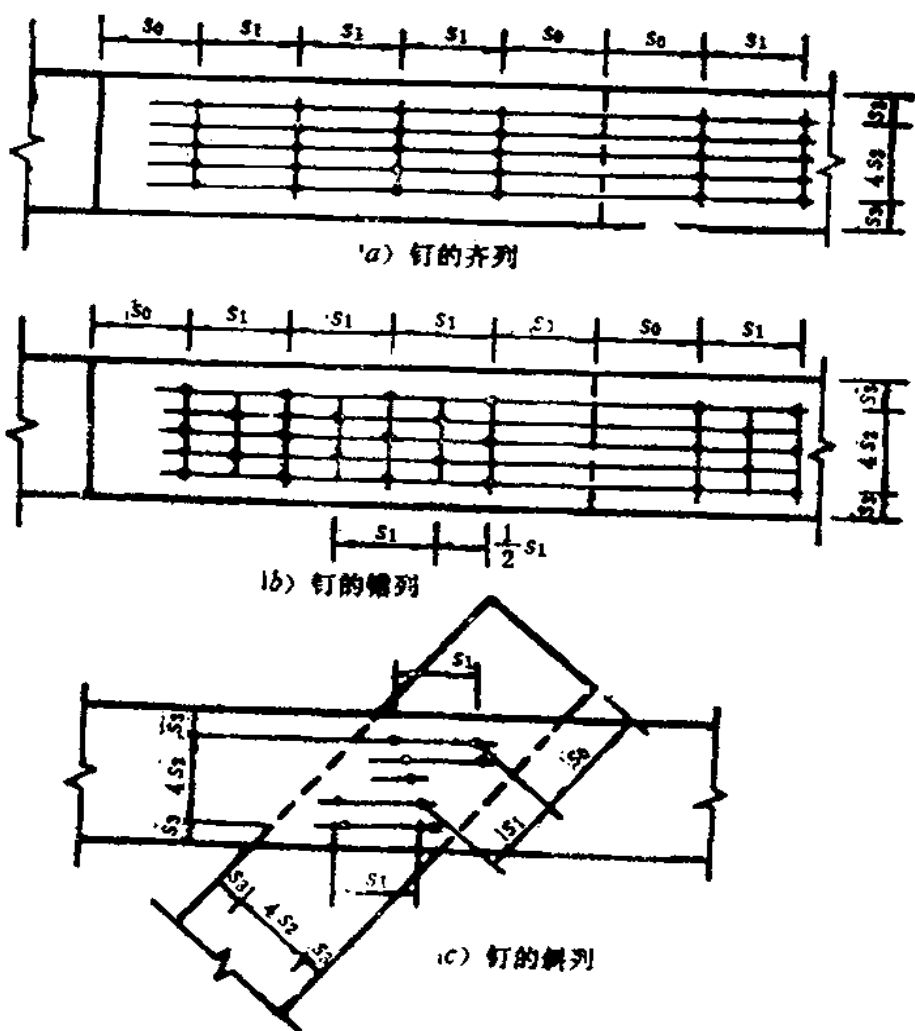


图2.3.5 钉的排列

钉排列的最小间距

表2.3.5

钉的有效长度 (a)	顺 纹		横 纹		
	中 距	端 距	中 距 $s_1$		边 距
	$s_1$	$s_0$	齐 列	错列或斜列	$s_2$
$a > 10d$	15d				
$10d > a > 4d$	按内插值	15d	4d	3d	4d
$a = 4d$	25d				

注：d——钉的直径，

a——钉的有效长度，见图2.3.1。

## (II) 齿 连 接

**第2.3.6条** 齿连接一般宜采用单齿连接(图2.3.6a)。若采用双齿连接时(图2.3.6b), 应保证两齿在支承面均能紧密结合。

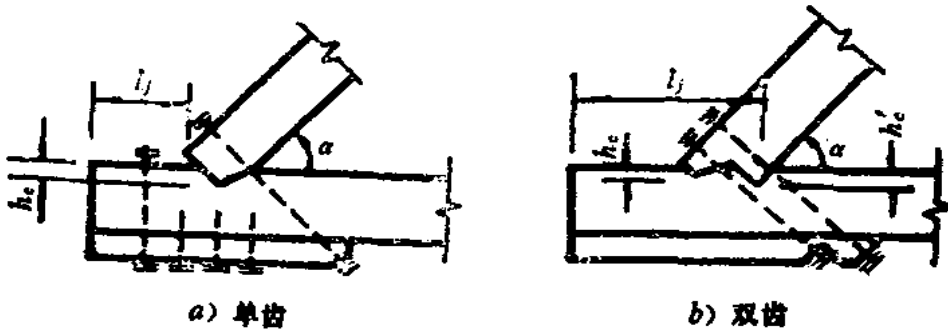


图2.3.6 齿连接

齿连接的承压面应与所连接的压杆轴线垂直。

单齿连接应使压杆轴线通过承压面中心。

齿连接的齿深 $h_c$ , 对于方木及削面原木应不小于2cm; 对于原木应不小于2.5cm。同时, 端节点的 $h_c$ 应不大于构件高度的 $\frac{1}{3}$ , 中间节点的 $h_c$ 应不大于构件高度的 $\frac{1}{4}$ 。

齿的剪面长度应不小于 $4.5h_c$ , 并不小于20cm。

双齿连接中, 第二齿的齿深 $h'_c$ 应比第一齿深 $h_c$ 至小大2cm。

**第2.3.7条** 单齿连接应按下列公式计算:

一、按木材承压

$$\sigma_{\alpha\alpha} = \frac{N}{A_a} \leq [\sigma_{\alpha\alpha}] \quad (2.3.7-1)$$

式中  $\sigma_{\alpha\alpha}$ ——计算斜纹承压应力;

$N$ ——计算纵向力;

$A_a$ ——计算承压面积;

$[\sigma_{sa}]$ ——容许斜纹承压应力。

## 二、按木材剪切

$$\sigma_j = \frac{T}{A_j} \leq k_j [\sigma_j] \quad (2.3.7-2)$$

式中  $\sigma_j$ ——计算剪应力；  
 $T$ ——计算剪力；  
 $A_j$ ——剪切面的计算面积；  
 $[\sigma_j]$ ——容许剪应力；  
 $k_j$ ——考虑剪切面上的剪应力不均匀分布系数，见表 2.3.7。

剪应力不均匀分布系数  $k_j$

表 2.3.7

$l_j/h_c$	4.5	5	6	7	8	$\geq 10$
单 齿	1.00	0.90	0.75	0.65	0.55	0.45
双 齿	—	—	1.00	0.90	0.85	0.70

注： $l_j$ ——剪切面计算长度，

$h_c$ ——槽深。

**第2.3.8条** 双齿连接的承压仍按公式(2.3.7-1)计算，但其承压面积应取两个齿的承压面积之和。

双齿连接的受剪，可按公式(2.3.7-2)计算第二齿面的剪应力，但剪面上的计算剪力  $T$  值应取作用于两个齿的全部剪力。

齿连接应设置与斜杆垂直的保险螺栓，但不考虑保险螺栓与齿共同受力。

## 第四节 木桥的构造和计算

**第2.4.1条** 桥面铺装设于桥面横木之上。桥面横木一般采用直径为12cm或14cm的圆木密排组成。

**第2.4.2条** 梁式桥及撑架桥在纵梁间宜设置横撑或剪刀

撑，梁式桥设在梁端支点处，撑架桥设在支撑顶点处。

**第2.4.3条** 八字撑架桥的斜支撑应用斜夹木与纵梁连接。当斜支撑杆件长度在4m以上时，横桥向各支撑间应设置横撑连系。

**第2.4.4条** 桥面横木、横梁、纵梁均作为简支梁计算。车轮压力按车轮着地面积通过桥面铺装向下作 $45^\circ$ 分布。

在纵梁上的桥面横木的接头应交错布置。每一纵梁上的横木接头应不多于桥面横木总数的30%；纵梁上的荷载可按弹性分布计算。

**第2.4.5条** 梁式桥的纵梁支承处设有托梁时，纵梁计算跨径可减小10%。

**第2.4.6条** 木墩台一般采用桩式或座架式。桩式墩台的木桩入土深度应根据桩的承载力确定，但不小于最低设计洪水冲刷线以下2.5m；如桩同时承受水平力时，不宜小于4m。座架式墩台的底梁基坑，应设于地面以下至少100cm。使用期内如有冻害影响，除满足上述要求外，尚应将底梁基坑设于冰冻线以下25cm。

**第2.4.7条** 河流中有流冰或漂浮物时，排架墩的迎水面前应设置护桩。

**第2.4.8条** 桥高大于4m或桥长大于30m的排架桥，宜每隔20~25m设置双排架墩或框架式制动墩。

墩台制动力按以下规定计算：不设制动墩的排架桥，制动力由两桥台平均承受；设有制动墩的排架桥，在全桥长度内的制动力由制动墩和桥台承受，并按荷载长度比例分配。

**第2.4.9条** 木排架墩应验算受压强度及稳定。

计算桩的稳定时，桩的计算长度按以下计算：

一、不接桩：梁式桥为帽木至河底（或冲刷线，下同）长度的0.8倍；无拉杆的撑架桥为斜支撑脚至河底长度的0.9倍；有拉杆的撑架桥为拉杆至河底长度的0.8倍。

二、接桩：梁式桥为帽木至接桩处的长度；无拉杆的撑架桥

为斜撑脚至接头处长度的1.2倍；有拉杆的撑架桥为拉杆至接桩处的长度。

**第2.4.10条** 接桩的桩式排架墩及座架式排架墩，应验算其横桥向抗倾覆稳定。横桥向两外侧无斜撑的排架墩，应验算其最外边的基桩接桩处立柱下端的抗倾覆稳定；横桥向两外侧设有斜撑排架墩，应验算斜撑下端的抗倾覆稳定。抗倾覆稳定系数采用1.3。

## 附录一 开口式主桁（或主梁） 的自由长度计算

开口式主桁（或主梁）的受压弦杆（或翼缘）的自由长度 $l_0$ 按下式计算：

$$l_0 = 2.23 \sqrt{EIa\delta} \quad (\text{附1.1})$$

式中  $E$ ——钢的弹性模量；

$I$ ——受压弦杆（或翼缘）毛截面对竖向轴的惯性矩（取整跨的平均值）；

$a$ ——节间长度；

$\delta$ ——横向半框架（支点处半框架除外）上节点由于单位水平力（ $p=1$ ）作用所产生的一个弦杆（或翼缘）的最大水平位移，按下式计算：

$$\delta = \frac{h^3}{3EI_c} + \frac{Bh^2}{2EI_b} \quad (\text{附1.2})$$

式中  $h$ ——竖杆（或加劲肋）的高度，等于受压弦杆（或翼缘）的截面重心至横梁顶面的距离；

$B$ ——两主桁（或主梁）间的中距；

$I_c$ ——竖杆（或加劲肋）毛截面向主桁（或主梁）平面外弯曲的惯性矩；

$I_b$ ——横梁截面的惯性矩。

## 附录二 本规范使用的法定计量单位 及其与公制单位的换算关系

**法定计量单位及其与公制单位的换算表**

量的名称	单位名称	单位符号	与公制单位近似换算关系	附 注
力	牛〔顿〕	N	$1\text{N} = 0.1\text{kgf}$	
	千牛〔顿〕	kN	$1\text{kN} = 0.1\text{tf} = 100\text{kgf}$	$k = 10^3$
应力	帕〔斯卡〕	Pa	$1\text{Pa} = 0.1\text{kgf}/\text{m}^2$	
压力	千帕〔斯卡〕	kPa	$1\text{kPa} = 0.1\text{tf}/\text{m}^2$	
强度	兆帕〔斯卡〕	MPa	$1\text{MPa} = 1\text{N}/\text{mm}^2 = 10\text{kgf}/\text{cm}^2$	$M = 10^6$
力矩	牛〔顿〕米	N·m	$1\text{N}\cdot\text{m} = 10\text{kgf}\cdot\text{cm}$	
力偶矩	千牛〔顿〕米	kN·m	$1\text{kN}\cdot\text{m} = 0.1\text{tf}\cdot\text{m}$	
弹性模量 剪切模量	兆帕〔斯卡〕	MPa	$1\text{MPa} = 10\text{kgf}/\text{cm}^2$	
速度	米 每 秒	m/s	与公制单位相同	
加速度	米每二次方秒	m/s <sup>2</sup>	与公制单位相同	
长 度	米	m	与公制单位相同	
	厘 米	cm	与公制单位相同	
	毫 米	mm	与公制单位相同	
	平 方 米	m <sup>2</sup>	与公制单位相同	
面 积	厘 方 米	cm <sup>2</sup>	与公制单位相同	
	毫 方 米	mm <sup>2</sup>	与公制单位相同	
时 间	秒	s	与公制单位相同	
	分	min	$1\text{min} = 60\text{s}$	
	时	h	$1\text{h} = 60\text{min} = 3600\text{s}$	

## 续上表

量的名称	单位名称	单位符号	与公制单位近似换算关系	附注
角度	弧度	rad	与公制单位相同	
体积	立方米	m <sup>3</sup>	与公制单位相同	
温度	摄氏度	℃	与公制单位相同	

注：①本规范法定计量单位与公制单位采用近似整数换算，如 $1\text{kgf} = 9.80665\text{N}$ ，采用 $1\text{kgf} = 10\text{N}$ 。

②法定计量单位Pa以SI单位表示为 $\text{N}/\text{m}^2$ 。

## 附录三 本规范用词说明

一、对执行条文严格程度的用词采用以下写法：

1.表示很严格，非这样作不可的用词：

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作的用词：

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作的用词：

正面词采用“宜”或“可”；反面词采用“不宜”。

二、条文中按指定的其他有关标准、规范的规定执行，其写法为“应按……执行”或“应符合……要求(或规定)”。

如非必要按指定的其他有关标准、规范的规定执行，其写法为“可参照……”。

**附件**

**公路桥涵钢结构及木结构设计规范**

**JTJ 025—86**

**条文说明**

## 前 言

《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ025—86)是在1975年《公路桥涵设计规范》钢结构和木结构的条文基础上修订而成,在规范的“修订说明”中已概略地介绍了修订的主要内容。由于钢木结构桥梁在公路上应用不多,从科研和实践中取得的资料也很少,所以这本规范沿用了过去的容许应力设计法。今后应开展钢木结构的可靠度研究,将规范改用近似概率理论为基础的极限状态设计,以提高设计水平。

为了使广大桥梁科技人员对规范条文有较深入的了解,在实践中总结经验和积累资料,以便为规范的改进提出意见,特编写了这本规范条文说明。在编写的过程中,引用了国内外一些科研资料,也许有理解不当之处,恳请读者批评和指正。本说明提供规范以外的一些数据和方法,不作为设计的依据,仅供工作时参考。

本说明由以下同志执笔编写:

钢结构第一节、第二节

曾宪武

第三节、第四节

郑绍珪

第五节

苏善根

木结构

王婉华、杨高中

交通部公路规划设计院

# 目 录

第一章 钢结构 .....	75
第一节 总则 .....	75
第二节 一般规定 .....	76
(I) 材料 .....	76
(II) 材料的容许应力及其提高系数 .....	78
(III) 横向刚度与抗倾覆稳定系数 .....	82
(IV) 结构内力计算原则和构件的基本计算公式 .....	83
(V) 杆件的自由长度、长细比与宽厚比 .....	92
第三节 连接的构造与计算 .....	97
(I) 焊接 .....	97
(II) 栓接和铆接 .....	108
(III) 销接 .....	112
第四节 行车系、联结系、缀板及支座的构造与计算 .....	113
(I) 行车系 .....	113
(II) 联结系 .....	118
(III) 缀板 .....	133
(IV) 支座 .....	137
第五节 钢桥的构造与计算 .....	139
(I) 基本要求 .....	139
(II) 板梁 .....	141
(III) 联合梁 .....	154
(IV) 桁架 .....	160
(V) 吊桥 .....	170
第二章 木结构 .....	173
第一节 一般规定 .....	178
第二节 构件的计算 .....	190
第三节 构件连接和计算 .....	193
第四节 木桥的构造和计算 .....	198
附录 开口式主桁（或主梁）的自由长度计算 .....	199

# 第一章 钢 结 构

## 第一节 总 则

**第1.1.1条** 本章条文主要是根据我国建桥生产实践经验编写的。对于跨径为50m以下的板梁和联合梁，跨径112m以下的栓焊梁，跨径200m以下的吊桥以及临时性结构等，采用本规范进行设计是适宜的。对于更大跨径或特殊型式的桥梁结构，应作专门研究。

**第1.1.3条** 钢结构设计时，应全面考虑，统筹兼顾，既要验算桥梁在运营状态下结构的强度及稳定，又要考虑构件在架设过程中的受力情况。同时，还要结合工厂制造工艺和装备，设计构件形式及结构细部，应以易于制造加工和方便运输架设为准。构件形式、节点及连接布置等尽可能标准化，使同类型构件在跨径相等或相近的其他桥上能互换通用，以减少钢材规格和构件类型。

**第1.1.4条** 桥梁结构应优先考虑采用栓焊结构，即构件一般宜采用工厂焊接、工地拼装（采用高强度螺栓连接）的方式。

**第1.1.5条** 为保证结构在外力作用下不致有过大的变形，桥梁设计要对其竖向刚度加以验算。衡量竖向刚度的标志是挠度。

挠度分为结构重力挠度与静活载弹性挠度，前者是结构重力所引起的竖向变形，后者是由静活载所引起的竖向变形，且当静活载离去，后者变形消失。

结构重力挠度一般由施工预拱度来消除。

桥梁的静活载弹性挠度必须有所限制，因为：

一、挠度大，杆件变形大，因而构件的次应力大。

二、挠度大，在桥梁上形成凹形竖曲线，尤其在多跨桥面上形成波浪起伏，高速行车会引起颠簸和冲击。

三、挠度大，上部结构在端部转角大，各跨邻接处的桥面会突然隆起，易受到行车的冲击，破坏伸缩缝及两端的桥面，不利于行车和养护。

本条所列容许弹性挠度是参考国内外资料并结合以往设计经验以及结构的性能而分别规定的。悬臂梁的悬臂端容许挠度值较简支或连续的桁架、板梁放宽了许多，这是因为在悬臂端与挂梁衔接处挠度曲线的切线方向一致，而简支梁在支点处相邻两跨挠度曲线的切线方向相反。

吊桥的最大弹性挠度在跨度 $1/4$ 处，当车辆荷载仅在左半孔时，左孔 $1/4$ 处向下挠度值最大，右孔 $1/4$ 处向上挠度值最大；当车辆仅在右半孔时则反之。计算挠度值应为其正负挠度的最大绝对值之和。

**第1.1.6条** 桥梁上部结构设置预拱度是为了补偿结构重力挠度，同时要求在无荷载时仍略有拱度，以增加舒适感和美观，所以采用结构重力挠度加 $1/2$ 静活载挠度。对于连续梁的预拱度，应在结构重力作用下足以抵消结构重力产生的挠度，使桥面保持平顺。

**第1.1.7条** 钢梁在安装或支座维修时，常需将梁顶起，故在梁端或梁中应预设可供起顶用的附属结构（如牛腿、顶梁）等。考虑到顶起时着力的不平衡及其它偶然因素，起顶结构应按顶起重量超载 $30\%$ 验算。布置千斤顶位置时，需考虑更换支座等必须的操作净空。

连续梁各支点起顶高度不同时，起顶中应考虑支点反力变化对主桁（主梁）杆件的影响。

## 第二节 一般规定

### (I) 材 料

**第1.2.1条** 制做公路钢桥主体结构使用的钢号，常见的有 $16Mn$ 普通低合金钢和 $A3$ 普通碳素结构钢。 $16Mn$ 钢具有强度高，

塑性、韧性比较适宜和可焊性能良好等优点。但16Mn钢强度较高这一特点，在受疲劳、稳定等控制的构件中，以及用于临时修复、施工架设设备和加固构件等，往往得不到发挥，此时采用A3钢具有更好的技术、经济效果。

支座通常承受较大的冲击力，采用强度较低、塑性和焊补性能好、制造工艺简单的铸钢ZG25II比较适宜。如生产单位具有浇铸、焊补的经验和手段，亦可采用铸钢ZG35II或ZG45II。

关于辊轴，为了与铸钢ZG25II配套起见，辊轴选用35号锻钢。5号锻钢因其热处理工艺及其相应的机械性能缺乏可资遵循的标准，故予删除。

**第1.2.2条** 高强度螺栓用的钢号现增列了20锰钛硼（20MnTiB），该钢号作为高强度螺栓专用钢是可靠的，较之45号钢和40硼（40B）钢优点多，不易产生延迟断裂，其强度级别与40硼相同。制造高强度螺栓用的40硼钢，因在实践中曾发现螺栓经热处理后，有的达不到规定的机械性能要求，因此，规范要求除按冶金工业部现行的《合金结构钢技术条件》验收外，热处理后的机械性能还应符合现行的国标《钢结构用高强度大六角头螺栓技术条件》的各项有关规定。

铆钉采用普通碳素结构钢，是因为它的塑性能够适应连接的要求，故铆钉所用的材质仍推荐常用的铆螺2（ML2）号钢。当使用普通低合金钢作为基材，而连接铆钉仍用强度较低的铆螺2号钢，这似不相称，连接处会因布置铆钉较多而使节点过于庞大。但考虑到今后铆接结构终将被栓焊结构所代替，目前只是过渡阶段，因此没有要求用强度更高的钢材制造铆钉。

**第1.2.3条** 自动焊或半自动焊用的焊丝、焊剂和手工焊用的焊条，可参照《铁路钢桥制造规则》的规定进行试验及鉴定。

**第1.2.4条** 由于本规范仍采用容许应力法计算，故给出了钢材的弹性模量，并沿用旧规范的数值，即 $E$ 取 $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ 。

$$\text{剪切模量 } G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

泊桑比  $\mu \approx 0.3$  时，则

$$G = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1+0.3)} = 0.81 \times 10^5 \text{MPa}$$

## (II) 材料的容许应力及其提高系数

**第1.2.5条** 各种材料的容许轴向（拉、压）应力的选定，均以屈服强度为依据，即以屈服强度除以某一安全系数  $k$ 。安全系数  $k$  系由材料的匀质系数、超载系数和工作条件系数三者综合而成。低合金钢的匀质条件系数为  $270/340 = 0.8$ ；超载系数，对结构重力为  $1.1 \sim 1.5$ ，对汽车荷载为  $1.4$ ，综合约为  $1.35$ ；工作条件系数一般取  $1$ ，则  $k = \frac{1}{0.8} \times 1.35 \times 1 \approx 1.7$ ，所以取用  $1.7$  为计算基础。以  $16\text{Mn}$  钢为例，当屈服强度  $\sigma_s = 340\text{MPa}$  时，则轴向应力  $[\sigma] = \sigma_s/k = 340/1.7 = 200\text{MPa}$ 。

对于铸件，由于未经热轧，均匀性较差，因此取较高的安全系数  $1.85$ 。例如铸钢（ZG25），屈服强度  $\sigma_s = 240\text{MPa}$ ，则轴向应力  $[\sigma] = 240/1.85 = 130\text{MPa}$ （规范未列）。

钢材的容许剪应力，系根据试验以及最大能量的强度理论决定的，直接受剪强度为轴向受拉强度的  $0.577$  倍，故近似地取用  $0.6[\sigma]$ 。

钢料端部在互相顶紧的接触面处，由于局部塑性变形，扩大了接触面积，相当于提高了钢材的承压应力，因此取轴向容许应力的  $1.5$  倍，即用  $1.5[\sigma]$ 。

紧密接触的承压应力，以往采用轴向容许应力的  $0.75$  倍，这

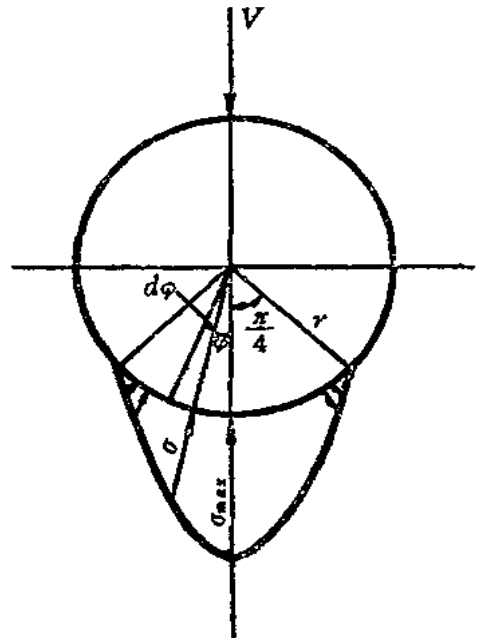


图1.2.5 紧密接触承压应力图

是基于枢轴上下接触面完全密贴的假定推导出来的。要达到完全密贴是不可能的，实际上只能在圆周 1/4 的范围内密合。如假定应力按余弦曲线变化（图1.2.5），则

$$\sigma = \sigma_{\max} \cos 2\varphi$$

当  $\varphi = 0$ ,  $\sigma = \sigma_{\max}$ ;

$$\varphi = \pm \frac{\pi}{4}, \sigma = 0$$

则  $dV = \sigma \cos \varphi \cdot L ds$

以  $r d\varphi$  代  $ds$ ,  $\sigma_{\max} \cos 2\varphi$  代  $\sigma$

则  $dV = \sigma_{\max} r L \cos 2\varphi \cos \varphi d\varphi$

$$\int dV = \sigma_{\max} r L \int_{-\frac{\pi}{4}}^{+\frac{\pi}{4}} \cos 2\varphi \cos \varphi d\varphi$$

$$V = \sigma_{\max} r L \left[ \sin \varphi + \frac{1}{3} \sin 3\varphi \right]_0^{\frac{\pi}{4}}$$

$$= 0.47 \sigma_{\max} DL$$

$$\therefore \frac{V}{DL} \leq 0.47 \sigma_{\max}$$

故采用0.5倍的轴向应力。

例如，ZG25与枢轴相接触时，容许的局部承压应力为  $130 \times 0.5 = 65 \text{MPa}$ 。

自由接触的承压应力系指两个以点或线相接触处的局部承压应力，用直径平面上的平均应力来表示，参考苏联《CH200-62》规范，它为两接触钢材中强度较低的钢材的容许轴向应力的0.04倍。

例如，ZG25与其它强度较高的钢材相接触时，容许的自由接触承压应力为  $130 \times 0.04 = 52 \text{MPa}$ ，采用  $50 \text{MPa}$ 。

节点销孔的孔壁承压应力相当于端部承压应力，故取容许轴向应力的1.5倍。

当钢材承受弯曲作用时，边缘纤维应力最大，它比其他任何

部位的纤维早达到屈服强度，并出现局部塑性变形，而中间纤维仍为弹性变形阶段。若再继续增加荷载，截面将全部达到屈服强度而进入塑性变形阶段，即所谓极限状态。由于钢材的塑性变形，使破损荷载增大，也就是受弯时的弯曲应力可以提高。一般受纯弯的梁，大多作成 I 字形截面，弹性工作状态截面抵抗矩为  $W$ ，塑性工作状态为  $1.17W$ ，若取弹性变形与塑性变形两阶段的平均值，则截面抵抗矩为  $\frac{W + 1.17W}{2} = 1.085W$ ，为偏于安全取  $1.05W$ ，即本规范所规定的弯曲应力可按容许轴向应力的 1.05 倍计。

**第1.2.6条** 高强度螺栓的容许承载力取决于：①螺栓设计预拉力  $P$ ；②钢材接触表面的摩擦系数  $\mu$ 。关于螺栓设计预拉力  $P$ ，一方面与所用的材质有关，另一方面也与螺栓直径有关，直径大预拉力也大，直径小预拉力也小。但是，预拉力的形成是通过强行旋转螺母而取得的，过大的预拉力将给螺栓和拧紧螺栓的工具带来困难，所以常用的螺栓直径为  $\phi 20 \sim \phi 24$ ，以  $\phi 22$  居多。根据国标 (GB) 1231-76 规定的钢结构用高强度大六角头螺栓技术条件，以 40B 钢作成的高强度螺栓，经热处理后的抗拉极限强度为  $\sigma_s = 1040 \sim 1240 \text{ N/mm}^2$ ，取假想屈服点为  $0.9\sigma_s$ ，材质的匀质系数为 0.9，施工超张拉 (5 ~ 10%) 的系数为 0.9，在正常施工条件下复合应力为法向应力的 1.2 倍，则螺栓的预拉力  $P$  为：

$$P = \frac{0.9 \times 0.9 \times 0.9 \sigma_s}{1.2} A$$

螺栓直径 (mm)	20	22	24
计算截面积 $A$ (cm <sup>2</sup> )	2.45	3.03	3.53
预拉力 $P$ (kN)	154.8	191.4	223
预拉力采用值 $P$ (kN)	155	190	225

关于钢材表面的摩擦系数  $\mu$ ，它是随着表面处理方法不同而有所不同。即使采用同一种表面处理方法，又随施工条件不同又有所不同，有的  $\mu$  值可能大，有的可能小，因此规范首先强调的

是依据试验而定。在无试验条件下，可参照规范所给的数值应用。

抗滑安全系数采用1.7，与基材的安全系数取法相同。其他未考虑的因素均归纳在抗滑安全系数之中。

高强度螺栓在轴线方向除承受预拉力外，还可能承受附加拉力，此附加拉力减小了钢板之间摩擦面压力。联邦德国规范规定螺栓承受附加拉力  $Z$  不宜超过预拉力的60%，此时螺栓尚有部分预拉力可产生一些摩擦力，按比例关系，螺栓剩余承载力为

$$N'_1 = N_1 \frac{P - 1.4Z}{P}$$

。在这样情况下，螺栓总的应力仍保持在流

限以下。

第1.2.7条 铆接的设计，不是以个别铆钉的实际应力为根据，而是从铆接试验所得的整个铆钉群的强度出发的。因此，铆钉的容许剪应力及其承压应力是根据试验所得的平均强度而规定的。铆钉的剪切、承压容许应力，根据 OttoGraf 的试验，当铆钉与基材都为碳素钢，并以连接的母材基本容许应力为准时，则钢材基本容许应力与铆钉容许剪应力及铆钉容许承压应力三者之比为 1 : 0.8 : 2。现有国内外规范中，铆钉各项容许应力基本上是参照 OttoGraf 的资料制订的。但各国规范大都对强度较高的低合金钢基材配以强度较高的铆钉钢。若基材为低合金钢，铆钉仍采用 2 号铆钉钢时，铆钉的剪切容许应力直接与铆钉的剪切强度有关。无论基材的强度如何，铆钉钢号确定后，容许剪应力都不应有什么变动。但铆钉承压应力是否与基材强度相联系，各国规范的看法也不一致。例如，苏联《CH200-62》规范明确规定铆钉的承压容许应力完全根据基材确定，而美国《A.R.E.A》(79年)规范则规定，当采用 A502 一级铆钉钢时，无论连接基材是低碳素钢还是低合金钢，都采用同样的铆钉承压容许应力。国内因缺少 2 号铆螺钢的铆钉与基材为低合金钢相匹配的铆钉承压应力试验资料，因此，无论基材为 16Mn 钢或 A3 钢，铆钉承压容许应力均采用同一数值。

当铆钉受拉时，作用力一般有偏心，这就使得拉力铆钉的工作变得极其复杂，不得不降低铆钉的抗拉容许应力，参考有关规定，定为90MPa。

由于工地铆接设备没有工厂完善，操作条件较差，故工地铆接铆钉所取各项容许应力均较工厂铆接铆钉的各项容许应力降低10%。

平头或半平头铆钉，因不能很好地夹紧所铆构件，且连接强度较差，故按工厂铆接铆钉的各项容许应力分别降低20%计。

**第1.2.8条** 根据国内各部门所作试验的结果，焊缝的强度都比母材略高，拉伸试件大都破坏在母材上。因此，可以认为承受拉力的焊缝容许应力与基材的容许应力相同，承受剪力的焊缝容许应力与基材容许剪应力相同。

**第1.2.9条** 钢索的容许拉力为其破断拉力的30%，其安全系数为3.3，与苏联1948年《公路桥涵设计规范》规定的安全系数3.5相近。根据国标（GB）1102-74规定，钢索破断拉力采用钢丝极限强度的0.85倍。

钢索锚固于套筒里所用的合金可采用纯锌，但是纯锌的强度低，而且要弯丝浇灌。掺铝和铜的合金，如Zn93-Al6-Cu1，已在四川某大桥使用过，该桥试验表明，这种合金的粘结强度和抗拉强度都比较高，而且质量稳定，用不着弯丝即可浇灌，只是要严格限制其杂质含量，以防合金内部腐蚀。

**第1.2.10条** 桥梁结构在偶然荷载作用下，可能产生很高的应力。但偶然荷载是瞬时出现的，或者是短暂期间存在的，故基材和各种连接件的应力允许超出容许应力而无不安全之虞。

$k$  值的大小纯系经验，并非理论推导而得。

### （III） 横向刚度与抗倾覆稳定系数

**第1.2.11条** 桥梁结构除在竖向应具有必要的刚度外，还要求在横向也应具有必要的刚度。桥上的车辆或人群的动荷载及风荷载，特别是人群产生的有节奏的、周期性动荷载，当其周期和

桥梁的自振周期相接近时，可能使桥梁发生显著的横向振动。共振时产生的振幅 $\delta$ ，对钢桥而言，可能达到与动力大小相等的静力所产生的水平挠度 $\delta_0$ 的十倍以上。因此，减小桥梁的侧向振动的措施之一，是增加桥梁的横向抗弯刚度和整体性，使 $\delta$ 值尽量减小。所以控制桥梁的宽跨比也是重要措施之一。参考我国《铁路桥梁设计规范》及国外有关规范，规定跨长以不超过主桁（或主梁）中距的20倍为宜。

**第1.2.12条** 桥跨结构的倾覆稳定验算，属于外部形状的问题，而与材料本身的力学性质无关。这种验算主要用于钢桥施工架设阶段。如架设桥跨结构采用纵向拖拉或悬臂拼装方法时，悬伸出墩台的桥跨结构的平衡重对支点产生抗倾覆弯矩，则抗倾与倾覆弯矩之比称为纵向稳定系数，要求不小于1.3，以策安全。对于横向稳定系数的验算，多用于桥跨结构架设完成阶段。由于横向风力作用，桥跨结构最危险的部位可能发生倾覆（对桁架桥来说，最危险的部位为端节点处靠外的竖板下端；对板梁来说，最危险的部位为下翼缘支点处的外侧边缘）。用以平衡倾覆弯矩的主要是桥跨结构本身的自重，因此，横向稳定系数就等于所有垂直外力对钢梁的边缘弯矩与所有外力对钢梁中心线的弯矩之比，为安全计，同样要求不小于1.3。

一般公路钢桥，桥上净空比较宽，桥面均铺有自重较大的钢筋混凝土板，抵抗横向倾覆能力很大，可不必验算。只有当桥跨结构刚架设完（此时横向联结系应该安装好），桥面尚未施工，而此时风荷载又很大，有横向失稳的危险，若不能满足横向稳定系数1.3的要求，则必须设置锚固螺栓，以承担由横向弯矩所产生的拉力。为安全计，锚固螺栓所承担的内力按其实际内力增大50%来考虑。

#### (IV) 结构内力计算原则和构件的基本计算公式

**第1.2.13条** 在通常的桥跨结构中，对钢梁整体来说，钉孔是很有限的，它对变形的计算结果影响很小。同时，在钉孔比较

集中的部位，又往往有拼接板等可以补偿，因此不考虑钉孔削弱的影响是与实际接近的。

第1.2.15条 强度验算的目的在于使构件或梁的任何截面的计算应力不超过容许应力，以保证与屈服强度相比有一定的安全系数。

对于受拉构件和梁的受拉翼缘，因截面被栓孔或钉孔所削弱，应按净截面计算。

对于轴心受压构件，以往都用净截面验算强度，本规范改用毛截面，是考虑铆接构件中空孔为铆钉所填塞，且铆钉能传递应力；栓接构件则由于高强度螺栓的预拉力使钢材侧向产生强大的压力，栓孔断面处的局部屈服强度有所提高。同时，压杆强度一般受压溃强度控制，这与拉杆在净截面处破坏的情况不同，因此铆栓结合的受压构件在强度计算中不扣栓孔截面积，构件也有足够的安全度。

换算应力的计算公式是用以验算受纯弯曲或偏心受拉（偏心受压）构件具有最大法向应力和兼有剪应力时的复合应力，复合应力不应超过基本容许应力。根据能量强度理论，受挠曲时的复合应力为 $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ ，这仅表明验算截面某一点上的应力达到屈服强度，但由于塑性变形的存在，不致影响整个截面的安全，因此容许应力可以增大10%。

承受斜弯曲时，任何形状的横截面上一点达到屈服强度后，其承载能力较单向受弯曲有更大的储备，故以增大系数  $C$  来提高容许弯应力。这种情况多见于桁架桥桥面系的横梁，因为横梁不仅承受竖向荷载作用下所引起的弯矩，还承受与其共同受力的主桁变形所引起的水平弯矩。

设轴向受力的基本容许应力为  $\sigma_0$ ，在塑性变形和弹性变形阶段其容许应力采用  $\sigma = 1.05\sigma_0$ ，则杆件承受斜挠曲时，其容许应力为  $\sigma' = C\sigma_0$ 。

当  $\frac{\sigma_{w1}}{\sigma_{w2}} = 0$  时，斜挠曲变为单向挠曲， $C = 1$ ， $\sigma' = \sigma$ ；

当  $\frac{\sigma_{w1}}{\sigma_{w2}} \geq 0.5$  时, 即  $\sigma = 1.2\sigma_0 = \frac{1.2}{1.05}\sigma$ ,  $C = 1.15$ ;

当  $0.5 \geq \frac{\sigma_{w1}}{\sigma_{w2}} > 0$  时, 按插入法得  $C = 1 + 0.3 \frac{\sigma_{w1}}{\sigma_{w2}}$

构件腹板截面剪应力如果分布不均匀, 由于最大剪应力处的邻近纤维对腹板屈服起着阻碍作用, 故容许应力应乘以增大系数  $C$ 。对于矩形截面  $\tau_{max}$  与  $\tau_0$  的比值为 1.5,  $C_\tau$  取 1.25; 对于 I

字形截面,  $\frac{\tau_{max}}{\tau_0}$  值随着翼缘面积与腹板面积之比的增大而有所减小, 一般在 1~1.5 之间变化, 为偏于安全, 取其平均值

$\frac{\tau_{max}}{\tau_0} = 1.25$  时,  $C_\tau = 1$ ;  $\frac{\tau_{max}}{\tau_0} = 1.5$  时,  $C_\tau = 1.25$ ; 当  $1.25 <$

$\frac{\tau_{max}}{\tau_0} < 1.5$ , 按直线比例计算  $C_\tau$ , 则  $C_\tau = \frac{\tau_{max}}{\tau_0} - 0.25$  (此

处  $\frac{\tau_{max}}{\tau_0} > 1.25$ )。

第 1.2.16 条 细长的受压构件, 其破坏常常不是因为强度不够, 而是由于纵向弯曲变形过大失去稳定所致。轴心受压杆件的纵向弯曲系数  $\phi_1$  的确定, 主要有三种理论, 今以两端铰接杆件为例, 介绍三种理论的差别。

1. 压溃理论 以有缺陷 (初弯曲及偏心所形成的几何缺陷及残余应力) 的实用钢压杆为分析对象, 将其荷载  $P$  与杆中挠度  $y$  之间的关系曲线求出, 此曲线顶点所表示的最大荷载称为压溃荷载 (见图 1.2.16-1 中的  $P_A$ ), 并用以表示压杆承载力。这是较接近于实际情况的一种理论。

2. 压屈理论 以没有几何缺陷的理想钢直杆为分析对象, 将其开始以微屈形状平衡所承受的轴向荷载求出, 此称为压屈荷载 (见图 1.2.16-1 中的  $P_B$ ), 并用这一荷载作为表征杆件承载力的一种指标。

3. 纤维屈服理论 以有明显屈服点的材料所制成的有几何缺

陷但没有残余应力的杆件作为分析对象，推算它在轴向荷载下的最大纤维压力，将最大纤维应力刚达到屈服点时的轴向荷载（在图1.2.16-1中以  $P_c$  表示其位置）取作表征杆件承载力的一种指标。

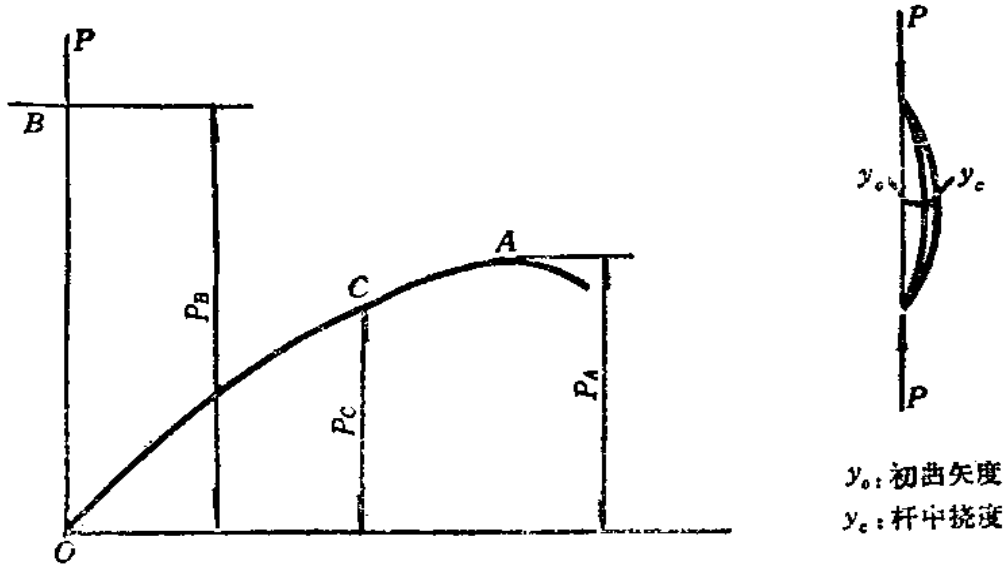


图1.2.16-1 压溃、压屈、纤维屈服荷载

1975年出版的《公路桥涵设计规范》是依压溃理论确定  $\phi_1$  值。当时所依据的主要试验成果、计算方法及采用压溃理论的理由，详见《钢压杆的承载力》（铁道出版社1980年版）一书。

在这次修订规范中，根据《铁路桥涵设计规范》编制了一个可以同时计入偏心、初弯曲、残余应力和横向荷载影响且适用于H型及箱型截面压杆的压溃荷载计算程序。在计算本条所列的数据时，采用的截面残余应力如图1.2.16-2所示（图中以  $\sigma_0$  表示屈服点，“+”表示是拉应力，“-”表示是压应力），所采用的偏心及初弯曲值为

$$\begin{aligned} \lambda \leq 45, & \quad e_c = 0.001L; \\ \lambda > 45, & \quad e_0 = 0.008b, \quad e_c = 0.001L \end{aligned}$$

式中  $e_0$ ——偏心距；  
 $e_c$ ——初曲矢度；  
 $b$ ——截面高度；

$L$ ——杆件长度。

在导出  $\phi_1-\lambda$  关系后（这里的  $\lambda$  是长细比），为使线型适顺连续，曾做了少量调整。

上述程序及说明见西南交通大学学报1981年第3期所刊载的《关于铁路钢桥压杆容许应力的修订》一文。

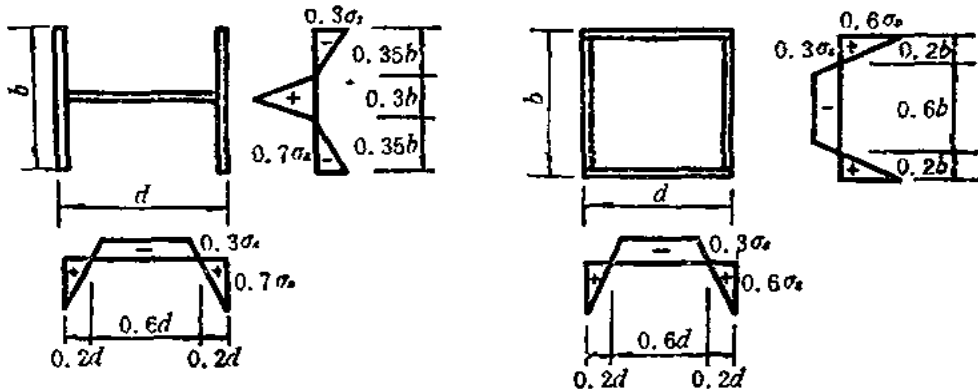


图1.2.16-2 H形及箱形截面残余应力

梁或压弯杆所用的纵向弯曲系数  $\phi_2$ ，是按照弹性稳定理论，取沿梁弯矩图呈矩形的构件所推得的  $M_{cr}$ ，再折合为压杆长细比  $\lambda_0$ ，由规范条文中表1.2.16-2查得。按一般的弹性稳定理论，其  $M_{cr}$  可写作：

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{EI_Y GJ_D} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_Y (h/2)^2}{l^2 \cdot GJ_D}}$$

$$= \frac{\pi^2 EI_Y h}{2l^2} \sqrt{\frac{4GJ_D l^2}{\pi^2 EI_Y h^2} + 1}$$

- 式中  $E$ 、 $G$ ——弹性模量及剪切弹性模量；  
 $I_Y$ ——梁截面对弱轴（在弯矩作用面内的形心轴）的惯矩；  
 $J_D$ ——截面抵抗自由扭转的常数；  
 $l$ ——构件按其受压翼缘支撑点间的距离计算的自由

长度，在正常情况，这一长度较短，而位于这一长度范围内的杆件弯矩图和矩形相近；

$h$ ——上下翼缘形心间的距离。

当用  $I_x$  表示截面对强轴的惯矩时，受压翼缘形心处的法向应力  $\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}(h/2)}{I_x}$ 。再令  $\sigma_{cr}$  和压杆的  $\sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda^2$  相等，就可将  $\lambda_0$  求出如下：

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}h}{2I_x} = \frac{\pi^2 E I_y h^2}{4L^2 I_x \beta^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_0^2}$$

$$\lambda_0 = \frac{2\beta L}{h} \sqrt{\frac{I_x}{I_y}} = \frac{2\beta l r_x}{h r_y}$$

$$\approx \alpha \cdot \frac{l}{h} \cdot \frac{r_x}{r_y}$$

式中  $\beta^2$ ——代表  $M_{cr}$  最后一式内的根式的倒数；

$\alpha$ ——规范所列系数，等于  $2\beta$ ；若为焊接杆件，其每一翼缘往往是一块厚度较大的整板，这使  $J_D$  较大，上述根式将大于 1， $\beta$  较小，今按  $\beta = 0.9$  来推算  $\alpha$ ，得  $\alpha = 1.8$ ；若为铆接杆，其每一翼缘往往由几块薄板组成，假使各薄板间发生少量滑动，其  $J_D$  就应大幅度减小，为了安全，将  $\beta$  按 1.0 计，得  $\alpha = 2.0$ 。

采用这一换算方法，是假定存在于梁中的  $\sigma_{cr}$  和  $\phi_2[\sigma]$  间的比值和存在于压杆中的  $\sigma_{cr}$  和  $\phi_1[\sigma]$  的比值两者相等。压杆是全截面受压，而梁只是部分截面受压，且梁的压应力最大值只在局部发生，这一假定在本质上就有偏于安全的一面。若梁（或压弯杆）在受压翼缘不设支撑或支撑点较稀，则  $L$  较大，在  $L$  范围内的弯矩图就不会是矩形（其最大弯矩所占长度当显著小于  $L$ ），这里所引用的  $M_{cr}$  算式就低估了梁在总体失稳时所提供的抵抗力矩。对于中间不设支撑点的受弯杆，其两端往往不是简支，这也使  $L$  不应按其支点间全长计算。对于所说的这两种情况，规

范式1.2.16-4是偏保守的，在确有理论根据的条件下，可以放宽。

关于规范式1.2.16-3，这是一个交叉影响性质的公式。在用极限状态形式表达时，它是：

$$\frac{P}{P_A} + \frac{M}{(1 - P/P_0)M_u} \leq 1.0$$

式中  $P$ 、 $M$ ——同时作用于压弯杆的轴向力和弯矩；

$P_A$ ——杆只受压（不受弯）时的压溃荷载；

$M_u$ ——杆只受弯（不受压）时所能承受的极限弯矩；

若受稳定控制，其值将是  $n_2\phi_2[\sigma]W_m$ ；若稳定不控制，将是  $n_2[\sigma]W_m$ （也可以列入  $\phi_2$ ，但写明  $\phi_2 = 1$ ）； $n_2$  代表验算受压弯失稳所用的安全系数；

$P_0$ ——杆在弯矩作用面内失稳时的欧拉荷载（并不是欧拉荷载和这里的稳定问题发生联系，而是因为欧拉荷载内  $EI/l^2$  能代表杆件的弹性特征，引用  $P_0$  将可使弯矩增大数写成式中的那种形式）。

为了将上式改写成容许应力的算式， $P$  当用  $n_1N$  代替， $M$  用  $n_3M$  代替，可将  $P_A$  写作  $n_1\phi_1[\sigma]A_m$ ， $M_u$  写作  $n_2\phi_2[\sigma]W_m$ ， $P_0$  写作  $\pi^2EA/\lambda^2$ 。这里的  $N$  和  $M$  是指由设计荷载所产生的轴向力及弯矩，而  $n_1$  和  $n_3$  分别代表对  $N$  及  $M$  所应取的安全系数。由此可得下式：

$$\frac{N}{A_m} + \left( \frac{\phi_1}{u\phi_2} \right) \frac{M}{W_m} \leq \varphi_1[\sigma]$$

式中

$$u = \left( 1 - \frac{n_1N\lambda^2}{\pi^2EA_m} \right) \frac{n_2}{n_3}$$

$$= \left( 1 - \frac{n_1N\lambda^2}{\pi^2EA_n} \right) m$$

当  $M$  是由风力所产生时，可取  $n_3 = 1$ ，也就是  $m = n_2$ ；当  $M$  不是由风力所产生时，取  $n_3 = n_2$ ，也就是  $m = 1$ 。

在本规范中，钢结构内力由荷载组合 I 产生时， $n_1 = n_2 = 1.7$ ；由荷载组合 II~IV 产生时， $n_1 = n_2 = 1.4$ 。

**第1.2.17条** 众所周知，在多次重复荷载的作用下，钢材发生疲劳现象，表现为强度的降低。钢材的疲劳破坏应力小于静载作用下的破坏应力（强度极限），特别当变向荷载作用时，甚至小于屈服强度。由钢材作成的各种连接件，其疲劳强度更低，因此，对于经常直接承受动力荷载的结构，必须进行疲劳验算。

影响疲劳强度的因素很多，其主要因素是构件连结处的几何形状所引起的应变集中，一般称作应力集中。局部应变过大，疲劳强度将急剧降低。强度极限越高的钢种，其疲劳强度降低的也越多。所以疲劳现象在很大程度上与局部应力的发展有关。为防止疲劳开裂，凡有应力集中之处，应尽量使其表面形状均匀过渡，避免应力集中而产生疲劳断裂。其次，疲劳强度与加载次数  $N$  有关。凡发生一次应力大小或方向变化，称为一次循环，加载次数为  $N$  次即发生  $N$  次循环。至于列车通过桥梁应算多少次加载，一般视桥跨长短来区分。如铁路桥梁，长跨桥列车通过一次为一次循环；对短跨桥则轮轴通过一次即发生一次应力变化，通过一列车就产生几十次应力循环。美国1977年《公路桥梁设计规范》（人民交通出版社1988年）也是按负荷长度来区分的，负荷长度小则循环次数  $N$  取得大，反之则取得小。引起疲劳破坏的应力，随着循环次数  $N$  的增加而减小。一般桥梁设计中采用的循环次数为  $2 \times 10^6$  次，因此，疲劳强度是指在  $2 \times 10^6$  次循环荷载作用下引起疲劳破坏的应力。再者，疲劳强度还和应力循环特征系数  $\rho$  有关， $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ 。完全对称循环时，即  $\rho = -1$ ，疲劳强度最小；完全反对称循环（脉冲）时，即  $\rho = 0$ ，疲劳强度稍低于屈服强度；不完全反对称循环时，即  $\rho > 0$ ，则疲劳强度高于屈服强度。因此， $\rho$  值越小，疲劳强度越低，反之则大。所有这些都是等应力循环之下，也就是在每次加载循环中产生

的  $\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$  均不变(常幅加载)的情况下得出的, 各国也是这样作疲劳试验的。但常幅加载并不能真实反映钢桥构件的实际受力情况, 实际情况是变应力循环(变幅加载), 也就是每一次加载循环中产生的  $\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$  是按一定规律变化的。变幅加载疲劳强度显然要比常幅加载的疲劳强度高, 一般均以常幅加载试验为基础, 而将变幅加载的有利因素考虑在内。

本规范同1975年《公路桥涵设计规范》相比, 具有下列特点:

一、增加了A3钢, 其疲劳强度容许应力与16Mn钢相同(当其不是由基本容许应力控制时)。

二、将疲劳容许应力分成A、B、C、D、E、F六个等级, 不同种类的构造(包括工艺及质量要求)分属于这六个等级中。这是考虑到各种接头(特别是焊接接头)按其疲劳强度分类比较合理, 且使用上也较方便灵活。

三、针对新建栓焊桥梁中常遇到的各种连接, 并适当兼顾焊接板梁桥中的各种连接, 共归纳成12种基本连接形式, 见表1.2.17-4。设计者可根据设计对象, 参照表中所列的基本连接形式, 选用相应的疲劳容许应力等级。例如, 箱型杆件隔板横向角焊缝接头, 根据焊接质量要求, 可选用表中的7.1或7.2类型的接头。又如, 设计者可根据具体构件的受力大小, 决定焊接质量的要求和是否需要加工。以横向角焊缝接头为例, 当其计算应力不超过表1.2.17-2中E级的容许应力时, 可按表1.2.17-4中7.2b类来要求接头的焊接质量和加工形状。当该处计算应力超过E级, 但小于D级容许应力时, 应按表1.2.17-4中7.2a类来要求接头的焊接质量和加工形状。这样, 设计者就可根据应力状态、焊接质量及加工要求, 而有一定的选择余地。

四、对焊接构件的焊接工艺、质量及焊后加工提出了一定要求, 列在规范表1.2.17-4中。设计者应将对接头的上述要求注明在设计图上, 并作为钢梁产品验收条件的一部分。如表1.2.17-4中, 横向角焊缝接头, 当焊趾处有轻微咬肉或轻微裂纹时, 200万次疲劳强度约降低50MPa, 由此可见, 焊接质量及加工状况

对接头疲劳性能的影响是很大的。所以，确定疲劳容许应力时，不仅要考虑接头类型，还要考虑焊接质量及加工状况。

五、取消了未探伤的纵向自动焊缝。本次修订时，考虑到该项规定不符合桥梁主要受力构件对纵向角焊缝的质量要求。相反，对受疲劳控制的纵向角焊缝，应加强探伤检查和施工管理。

对于桥梁腹板加劲肋半自动焊缝端部的疲劳容许应力，从原150MPa降至145MPa，这一方面是分类的需要，但更主要的是考虑该处（特别是纵梁）受力情况复杂，如近年来某些桥上出现的疲劳裂纹。因此，除需要考虑合理的结构形式并对加工质量提出详细要求外，还适当降低了该接头处的疲劳容许应力。

对于无缺陷的纵向自动焊缝的疲劳容许应力，从原245MPa降至190MPa。影响纵向受力焊缝疲劳强度的因素，除焊缝表面及根部（不熔透的纵向对接焊缝或角焊缝）不匀顺及焊缝本身缺陷外，还有纵向焊接残余应力的影响（影响疲劳强度的残余应力，是因初始焊接残余应力与外荷载应力迭加而引起应力重分布后的残余应力），所以适当降低纵向自动焊缝接头的疲劳容许应力是合适的。

验算疲劳强度时，如果疲劳容许应力折减的过多，因而控制了构件的截面面积，则可采取下列措施：①根据公路桥梁实际行车情况，选用经常发生的参入主要荷载组合的车辆进行计算。因为挂车是验算车辆，偶而在桥上行驶，即使计算构件应力时考虑了提高系数 $k$ 以后，仍为挂车控制，故不用它验算疲劳强度。②只考虑主车不考虑重车，或把主车行进的间距加大，其目的在于考虑非满载的因素，从而可以提高疲劳容许应力。

#### (V) 杆件的自由长度、长细比与宽厚比

##### 第1.2.18条

##### 一、弦杆在主桁平面内的自由长度：

在计算受压弦杆稳定时，若作一些偏于安全的假定：1.略去腹杆对弦杆的约束影响；2.假定相邻的受压弦杆和验算的受压弦

杆同时达到压溃临界状态。这样，在桁架平面内就可把弦杆的两端看成是支承在不沉陷的支座上，并在支座上可以自由转动的杆件。这种弦杆在桁架平面内的稳定，实际上与各弦杆在节点处互相铰接的情况相同，因此计算时可将其几何长度作为自由长度。

在连续桁梁中，反弯点附近相邻两弦杆中有一根受压而另一根受拉，当受拉弦杆应力未达屈服点时，可对相邻的受压弦杆起约束作用，这一有利因素规范未考虑。

## 二、腹杆在桁架平面内的自由长度：

由于节点板的刚性及弦杆对腹杆的约束作用，腹杆在桁架平面内的自由长度一般将小于几何长度，中间腹杆采用  $0.8L_0$ ；端斜杆及端立杆由于仅一端与受拉弦杆相连接，且当弦杆应力较高时，对端斜杆的约束作用较小，因此采用  $0.9L_0$ 。

## 三、相交或交叉腹杆在主桁平面内的自由长度：

多根腹杆交会在一起时，由于其交会的情况不同，对所计算腹杆的自由长度的影响也不相同，所以规范将腹杆的交会情况区分为交叉和相交（见图1.2.18）。

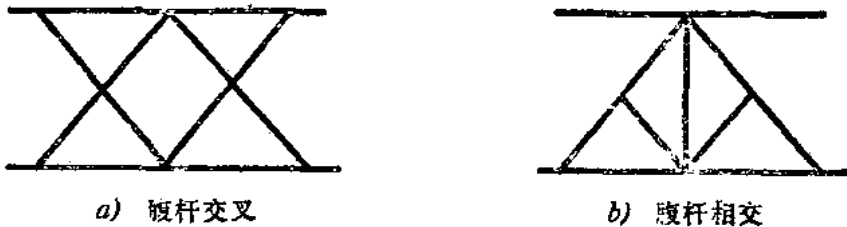


图1.2.18 交叉和相交腹杆

当腹杆一端与弦杆铰接，另一端与受拉弦杆刚接并在中部与一腹杆相交时，受拉弦杆对这腹杆所起的约束作用并不大，因此，该腹杆自由长度是按相交点至杆端较长的一段取值。

## 四、弦杆和腹杆在桁架平面外的自由长度：

当杆件两端在桁架平面外均设有刚度足够的支撑系，并略去与其相连的其它杆件（包括节点板）的约束影响时，两端可看作是铰接，其自由长度可采用几何长度。

## 五、交叉腹杆在桁架平面外的自由长度：

压杆与拉杆交叉，当拉杆应力较小，则压杆在丧失稳定时较相交腹杆应力为零的情况为好。因此在这种情况下，该受压腹杆可偏安全地视作两端铰接、中间具有一个拉力为零的交叉杆作弹性支承的杆件而考虑其稳定条件，据此可推求其自由长度的折减系数。

当交叉腹杆的惯矩及几何长度相同时，无论是具有一处或两处交叉的受压腹杆，如果相交各杆件都是贯通的（即断面不变），则它在桁架平面外的自由长度折减系数均为0.7左右。但若在交点处各杆件不贯通或不采用全断面相连，则受压腹杆的自由长度将有可能大于规范规定的自由长度。

**第1.2.19条** 杆件之所以限制其长细比，主要目的是保证杆件有足够的刚度，也就是不使其柔度过大，以防杆件在搬运、安装和使用期内发生弯曲。细长的杆件在动力荷载作用下产生很大的振动，因此极易弯曲。细长杆在自重力作用下也容易下垂。受压杆件这种弯曲和下垂等于增加了作用力的偏心距离，从而使强度折减过大，构件早期丧失稳定。因此，必须根据杆件的受力性质和部位的重要性，分别限制其长细比，具体数值依经验而定。

国内修建的公路桥梁，主桁弦杆长细比都在100以内，故将受压弦杆长细比限制在100以内。对仅受拉力的弦杆，长细比可增大至130。

**第1.2.20条** 由两个肢组成的组合构件在垂直于缀板平面内弯曲时，由于其截面绕实轴转动，与整体式截面的构件一样，长细比等于自由长度与相应的回转半径之比。当在缀板平面内弯曲时，由于其截面绕虚轴转动，临界力小于相同长细比的整体式构件的临界力。临界力之所以减低，主要是构件在压力作用下所产生的剪力对于组合构件的挠度所产生的影响要比整体式构件为大。因此，组合构件的剪力对于临界力的影响不容忽视，计算时用换算长细比来体现临界力的降低。

**第1.2.21条** 假如单肢长细比 $\lambda_1$ 大于40，承压应力将进一

步降低。为使组合构件较相同长细比的整体式构件的容许压溃应力不致减小很多，故规范规定单肢长细比不得大于40。非受压构件可以放宽要求，即缀板之间的距离可以适当放大一些。

单肢长细比  $\lambda_1 \leq \lambda$  的要求，是为防止组合构件尚未失去稳定以前而单肢先失去稳定，即保证构件局部的杆件有足够的刚度。

**第1.2.22条** 规范表1.2.22中所列数据是以1972~1973年铁道部科学研究所进行的试验为依据而制订的。表中关于  $b/\delta$  不小于30及35、10、12等值，以及不宜大于45、50、18、20等，已沿用多年，不宜更动。但对于  $\lambda$  较大的杆件，所用的  $b/\delta$  算式较为保守，可以考虑放宽。

$b/\delta$  值可按  $\sigma^B = \varphi \sigma_s$  求出，再乘以0.60~0.70的折减系数。对于主要杆件，系数宜取稍小值；对于次要杆件，系数值可稍大，现介绍如下：

$$\sigma^B = k \sigma_E = \frac{k \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/\delta)^2}$$

式中  $\sigma^B$  ——按弹性稳定理论算出的板件压屈强度；

$k$  ——屈曲系数，当长板的一侧边自由，另一侧边简支时， $k = 0.425$ ；当长板的一侧自由，另一侧固定时， $k = 1.277$ ；当长板两边简支时， $k = 4.0$ ；

$\sigma_E = \pi^2 E / 12(1 - \mu^2)(b/\delta)^2$ ，是为简化书写而引用的，它是将长度为  $b$ 、厚度为  $\delta$ 、宽度较大的板当作两端简支并均匀受压的杆而求出的欧拉强度；

$E$  ——弹性模量，等于  $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ ；

$\mu$  ——泊桑比，等于0.3；

$b$ 、 $\delta$  ——板件的宽度及厚度，按  $\phi \sigma_s = \sigma^B$ ，得

$$b/\delta = 435.7 \sqrt{\frac{k}{\phi \sigma_s}}$$

$\phi$  ——受压构件的纵向弯曲系数。

若将  $k = 4$  及  $\sigma_s = 240 \text{MPa}$  或  $340 \text{MPa}$  代入（ $240 \text{MPa}$  及  $340 \text{MPa}$  分别为 A3 及 16Mn 钢的屈服点），得  $b/\delta = 56.2 / \sqrt{\phi}$  或

$47.3 / \sqrt{\phi}$ ，取折减系数为0.623或0.634，得 $b/\delta = 35/\sqrt{\phi}$ 或 $30/\sqrt{\phi}$ 。取 $\phi = 1$ ，即表示杆件应力可用到 $[\sigma]$ ，且保持安全系数为1.7，则 $b/\delta = 35$ 及30。所以，若板件可按两侧简支计算，A3及16Mn钢板件的 $b/\delta$ 不宜大于35及30。

若将 $k = 0.425$ 及 $\sigma_s = 240\text{MPa}$ 或 $340\text{MPa}$ 代入上式，得 $b/\delta = 18.3 / \sqrt{\phi}$ 或 $15.4 / \sqrt{\phi}$ 。取折减系数为0.656或0.649，并取 $\phi = 1$ ，得 $b/\delta = 12$ 或10，这适用于铆接杆。

对于焊接H型或T型杆的板件来讲， $k$ 值照0.425取用，实属过低（ $k = 0.425$ ，只适用于等边角钢截面杆），一般可取 $k = 0.7$ 。将 $\sigma_s = 340\text{MPa}$ 代入上式得 $b/\delta = 19.8 / \sqrt{\phi}$ ；折减系数取0.61， $\phi$ 取为1，则 $b/\delta = 12$ 。

$b/\delta$ 不得大于50、45、18、20等规定，在于使长细杆件不致因板件较易屈曲而影响总体稳定。目前没有充分的论据容许将其放宽时，不拟变更。

**第1.2.23条** 主桁杆件腹板一般不与节点板直接相连，杆力靠翼板间接传递效果较差，根据国内一些实测资料，H形杆件腹板平均应力有低于翼板平均应力的现象。个别实测资料表明，腹板应力与翼板平均应力之比，在节点附近只达75~82%，在杆件中部也仅88%左右。国外试验结果证明，未被直接连接的腹板的作用大小，随着接头的长短而变化，短接头将影响腹板发挥作用。为了使杆件均匀受力，除接头布置有适当长度外，杆件截面主要应布置在与主桁节点板直接连接的翼板上。

但当H形杆件截面很大、翼板很厚时，为了保证杆件的整体作用，腹板也不宜过薄。若假定翼板的临界应力与腹板的临界应力相等，则可推算出腹板厚度 $t$ 与翼板厚度 $\delta$ 应有的比例关系。

$$\text{翼板的临界应力 } \sigma_1 = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{\delta}{b/2}\right)^2 k_1$$

$$\text{腹板的临界应力 } \sigma_2 = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{d'}\right)^2 k_2$$

式中符号的意义如图1.2.23所示。

取  $k_1 = 0.425$

(一端简支、一端自由)、 $k_2 = 4.0$  (两端简支) 代入上式化简后得  $t/\delta = 0.65d'/b$ 。

现按一般桥梁焊接杆件尺寸  $d$  及  $b$  定出  $t/\delta$  如表1.2.23。

特大跨度桥， $d'/b$  有时在0.6左右， $t/\delta$  将降为0.4。

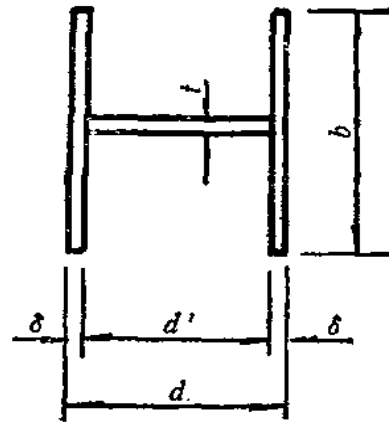


图1.2.23 H形截面尺寸示意

焊接杆件尺寸  $d$ 、 $b$  及  $t/\delta$

表1.2.23

$\delta$ (mm)	$d$ (mm)	$d'$ (mm)	$b$ (mm)	$t/\delta$		
				计算	采用	
<25	20	460	420	480	0.57	0.6
	24	460	412	500	0.54	
$\geq 25$	25	460	410	600	0.44	0.5
	32	600	536	760	0.46	

### 第三节 连接的构造与计算

#### (I) 焊 接

第1.3.1条 焊缝施焊后，由于冷却将引起收缩应力。施焊的焊缝愈大，其收缩应力也愈大，所以规范规定在设计中不得任意加大焊缝和避免焊缝交叉重叠。

焊缝布置不对称将引起焊接处受力偏心，应尽量避免。这里

所说的“对称”就是要求焊缝的重心与杆件的重心相重合。兹举例说明之。

图1.3.1表示一个不对称杆件的侧焊缝， $x-x$ 为角钢的重心轴，如果两边焊缝高度是一样的，则可以得到

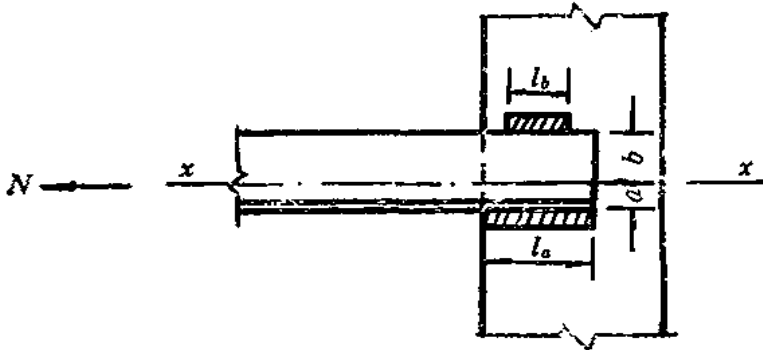


图1.3.1 侧焊缝计算图

$$\frac{l_a}{l_b} = \frac{b}{a} \quad (1.3.1-1)$$

而焊缝的总长度应该为

$$l = \frac{N}{0.7k_f[\tau]} = l_a + l_b \quad (1.3.1-2)$$

根据式(1.3.1-1)、(1.3.1-2)的关系，可以求得

$$l_a = \frac{b}{a+b} l \quad (1.3.1-3)$$

$$l_b = \frac{a}{a+b} l \quad (1.3.1-4)$$

如果  $l_a$  和  $l_b$  求得的长度相差很大，结构的处理是不方便的，可以增加较长边的焊缝高度（焊脚尺寸）来减小其长度。由于焊缝的长度与其高度成反比，如果将原来的焊缝高度  $h_f$  改变为新的设计高度  $h'_f$ ，那么改变焊缝高度后所需要的计算长度  $l'_a$  为

$$l'_a = \frac{l_a h_f}{h'_f} \quad (1.3.1-5)$$

这样设计出来的焊缝，其重心与杆件重心是重合的。

**第1.3.2条** 承受动荷载的构件，当垂直于焊缝长度方向受力时，未焊透处的应力集中会带来很不利的影响，因此规定垂直于杆件受力方向的对接焊缝必须焊透。当焊缝长度平行于受力方向时，焊缝只承受剪应力，不要求焊透，所以不焊透的对接焊缝完全可以用于受动荷载的结构。

为了保证被焊杆件全熔焊透，垂直于受力方向的对接焊缝一般要求双面施焊，其厚度也要求至少等于被焊件的最小厚度，使对接焊缝与基材具有相同的强度。不得已时，也可采用单面施焊，但必须在保证焊缝根部完全焊透的前提下，才能这样做。

焊缝的横截面形状应该是平顺的。外形骤然变化将引起局部应力集中，焊接处可能由于疲劳产生脆裂，使连接过早地破坏，因此规定对焊缝表面进行机械加工，使其匀顺过渡。

**第1.3.3条** 在对接焊缝的拼接处，当板宽或板厚有改变时，为使截面和缓过渡，应将板宽或板厚切成斜角（见图1.3.3），以减小应力集中，使应力传递也较均匀。

国内试验表明，不论板的宽度或厚度如何变化，坡度均用  $1:8 \sim 1:4$  为宜。接头的疲劳强度与板的宽厚变化关系不大。另据研究，在宽窄不等的杆件中，其内应力大约按  $15^\circ$  传递，而  $\text{tg}15^\circ \approx \frac{1}{4}$ ，因此规定，不论受静载或动载，板的宽度或厚度变化均做成不大于  $1:4$  的坡度。两焊件厚（或宽）差不超过  $4\text{mm}$ ，焊缝表面的斜度已足以满足和缓传递应力的要求，所以只有当两焊件厚（或宽）差在  $4\text{mm}$  以上时，才规定在焊件上做成坡度。改变焊件厚度需要对较厚焊件进行切削，极为费工，而且需有长线切削设备，所以在某些条件下非不得已不宜改变厚度。

图1.3.3介绍了两种厚度改变的构造形式，一种是斜坡包括焊缝在内（图1.3.3b），这种形式焊件切削加工的长度较小，甚至除焊缝的坡口外，不需另外再加工，传力情况也较好，但焊缝金

属较多，焊缝表面成型也可能困难一些。另一种是斜坡不包括焊缝（图1.3.3c），它的优缺点与前者相反。这两种形式在实践中均有应用，国外有关规范（如美国焊接规程）也都同时作了介绍。

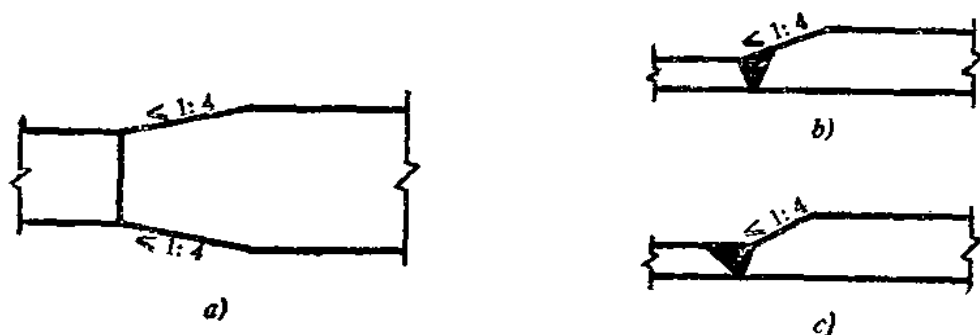


图1.3.3 不同宽度或厚度钢板拼接示意图

**第1.3.4条** 在公路钢桥和其他临时钢结构中，不焊透的对接焊缝时有采用，所以本规范增加了有关这种焊缝的规定。因为不焊透的对接焊缝在其未焊透处具有较严重的应力集中现象，所以它只能用于承受静载的结构以及焊缝平行于受力方向的承受动载构件。垂直于受力方向的承受动载的构件不能采用这种焊缝。

不焊透对接焊缝的有效厚度  $h_e$ ，规定不小于  $1.5\sqrt{t}$ ，这是按照贴角焊缝最小厚度  $h_f$  的规定值确定的。因为这两种焊缝受力性质近似，可采用相同的最小厚度规定值。

板件的两侧均有不焊透的焊缝（见规范图1.3.11-2a），如果按  $1.5\sqrt{t}$  算得的  $h_e$  值大于板件厚度的1/2时，则此焊缝应按焊透的对接焊缝考虑。

**第1.3.5条** 原《公路桥涵设计规范》仅局限于两焊脚成 $90^\circ$ 的角焊缝的有关规定，这是一般的情况，但在实际工程中也遇到不是直角的焊接，故本规范增加了夹角为非直角的斜角焊缝的规定。

两焊脚边夹角  $\theta > 120^\circ$  的斜角焊缝，其表面成型较难，受力

状况不好；而夹角 $\theta < 60^\circ$ 的斜角焊缝，施焊条件差，根部不但无熔深，而且还可能留有空隙和焊渣，因此规定在上述范围内的斜角焊缝不宜用作受力焊缝，而只能用作构造焊缝。

**第1.3.6条** 角焊缝在满足受力计算的前提下，应尽可能用较小的尺寸。但在实际计算中，有时算得的焊缝厚度过小，焊缝厚度不能保证焊缝熔深要求，因此，规范规定了角焊缝的最小厚度。原规范根据焊件最大厚度分级来规定角焊缝的最小厚度，例如焊件最大厚度为12~16mm，规定角焊缝的最小厚度为8mm；焊件最大厚度17~25mm，角焊缝的最小厚度为10mm等等。本规范按照工民建系统提供的资料，规定 $h_f \geq 1.5\sqrt{t}$ （计算时，凡小数点以后数字都进为1mm）。此式简单，便于记忆，与原规范比较，焊缝厚度限值略小。例如，上述最小厚度8mm，可放到6mm；最小厚度10mm，可放到7~8mm，这对角焊缝的设置也是有利的。

角焊缝的厚度不宜过大，过大的焊缝易使母材形成“过烧”现象，使构件产生翘曲、变形，招致较大的焊接应力。按照国内外的资料，规定角焊缝的厚度不得大于较薄焊件厚度的1.2倍。原规范规定不大于焊件的最小厚度，似要求过严。

对于板边缘的角焊缝（见图1.3.6），如焊缝厚度与板边缘等厚，施焊时容易产生“咬边”现象，因此规定板边厚大于6mm时，板边角焊缝的最大厚度比板厚小1~2mm；当板厚等于或



图1.3.6 板边角焊缝示意图

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。

**第1.3.7条** 当两焊接件厚度不等，尤其厚度相差悬殊时，如用等焊脚边，有可能发生无法满足最大、最小焊缝厚度规定的矛盾。例如，焊脚边尺寸符合较厚焊件厚度的最小尺寸的规定（即 $h_f \geq 1.5\sqrt{t}$ ），有可能不符合较薄焊件厚度的最大尺寸

的规定（即  $h_f \leq 1.2t_2$ ， $t_2$  为较薄焊件的厚度）。本条关于允许采用不等焊脚尺寸的规定，就是为了解决上述可能出现的矛盾，即与较厚焊件接触的角焊缝最小焊脚尺寸应满足  $h_f \geq 1.5\sqrt{t_1}$  的要求；而与较薄焊件接触的角焊缝最大焊脚尺寸应满足  $h_f \leq 1.2t_2$  的要求（见图1.3.7）。

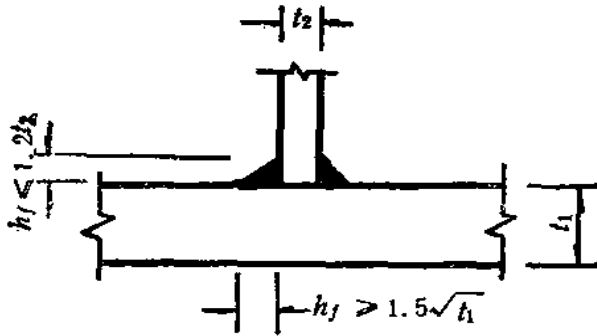


图1.3.7 不等焊脚尺寸示意图

根据国内外疲劳试验，如要满足疲劳要求，正面角焊缝（端角焊缝）直角边的比例应为 1 : 3。某些国外规定对此要求也较严格。但这样比例的焊缝，坡度小，不易施焊，即使 1 : 1.5 的坡度，也深感施焊困难，一般需二次堆焊才能形成。考虑正面焊缝刚度较大，受动荷载时应焊成平坡式，故本规范仍规定正面角焊缝的直角边比例为 1 : 1.5。

在承受动荷载的结构中，为了减小应力集中，提高构件的抗疲劳强度，焊缝型式以凹形为最好。但手工焊接焊成凹形极为费工，即使堆焊成凹形，也不易与主体金属熔合，所以采用手工焊时，焊缝做成直线形较为合适。当用自动焊接时，由于电流较大，金属熔化速度快、熔深大，焊缝金属冷却后收缩，自然形成凹形表面，所以规定承受动荷载的结构，角焊缝表面做成凹形或直线形均可。

**第1.3.8条** 国外和我国造船工业广泛应用绕角焊，这种做法能避免起落弧的缺陷发生在应力集中的转角处，可改善连接处

的受力状况。本条规定是取自国内外造船工业部门的经验。据了解，绕角焊施焊并不费事。

**第1.3.9条** 杆件与节点板的连接焊缝，过去一般采用两面侧焊缝，而不采用围焊。国外普遍采用围焊。围焊分端焊缝和侧焊缝，端焊缝的刚度大，弹性模量  $E \approx 1.5 \times 10^5 \text{MPa}$ ；侧焊缝的刚度小， $E \approx (0.7 \sim 1.0) \times 10^5 \text{MPa}$ 。在弹性工作阶段，端焊缝的实际负荷要高于侧焊缝。国内试验表明，尽管端焊缝与侧焊缝的弹性模量不同，在静荷载作用下，进入塑性阶段时，应力逐渐趋于平均。在焊缝等量的情况下，围焊的破坏强度与仅有侧焊缝时没有什么差别。国内外的试验同时还表明，围焊比仅有侧焊缝时的疲劳强度为高。因此，对于承受动荷载的结构，节点连接应尽量采用围焊。对于承受静荷载的结构，围焊与两面侧焊的强度基本相同，但侧焊缝的塑性较好，应优先采用两面侧焊。也可采用三面围焊，以减小节点板尺寸。

因为端焊缝与侧焊缝的容许应力相同，围焊的计算是简单的。为使焊缝的重心与杆件的重心相重合，作如下计算（见图1.3.9）：

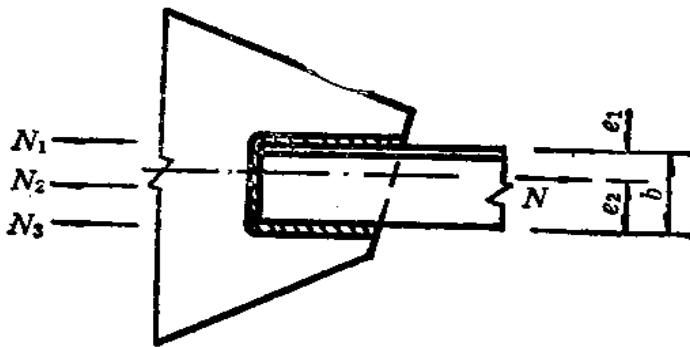


图1.3.9 围焊计算示意图

角钢肢背焊缝所承担的内力为

$$N_1 = \frac{N e_2}{b} - \frac{N_2}{2}$$

角钢肢尖焊缝所承担的内力为

$$N_3 = -\frac{Ne_1}{b} - \frac{N_2}{2}$$

式中  $e_1$ 、 $e_2$ ——杆件重心线至角钢肢背、肢尖的距离； $b$ ——杆件的宽度； $N$ ——总内力； $N_2$ ——端焊缝所能承担的内力。

围焊的转角处是连接的重要部位，如在此处熄火或起弧都容易造成焊缝缺陷，加剧应力集中，因此规定必须在转角处连续施焊。

**第1.3.10条** 断续焊缝的端部是起落弧的地方，容易出现气孔等缺陷，产生或加剧了应力集中，致使连接质量更为降低，且焊缝间空隙处易受潮气侵蚀而生锈，因此，在主要受力构件中不得采用断续焊缝。若在次要构件或次要连接中使用，断续焊缝间的距离也不宜过大。为防止受压构件产生翘曲现象，焊缝间隔净距不应大于焊件最小厚度的15倍或240mm；受拉构件不大于焊件最小厚度的24倍或360mm。

**第1.3.11条** 本条关于焊缝计算厚度的规定，分以下几点加以说明：

一、在主要受力构件和应力复杂部位的  $T$  形连接中，一般腹板采用  $K$  形坡口，并要求焊透。但是，由于过去受焊缝质量检查仪器的限制，没有对此种焊缝进行精确检查，可能存在着未焊透的现象。然而由于腹板边缘经过加工，腹板翼缘顶紧，连接焊缝的受力情况大为改善，所以仍能保证正常使用。如果腹板边缘不经加工，施工时又没采取力求焊透的措施，连接处必然存在着较大的间隙，成为产生裂缝的隐患。至于焊缝的截面尺寸，过去往往采用焊角尺寸横竖相等（见图 1.3.11a），这样有时达不到焊透腹板全厚的要求。建议采用如图 1.3.11b 的型式，仅规定腹板两侧的焊角尺寸各为腹板厚度的  $\frac{1}{2}$ ，此时焊缝计算的有效厚度采用腹板的厚度。

二、角焊缝承受剪切作用，试验表明，焊缝沿着最薄弱的截

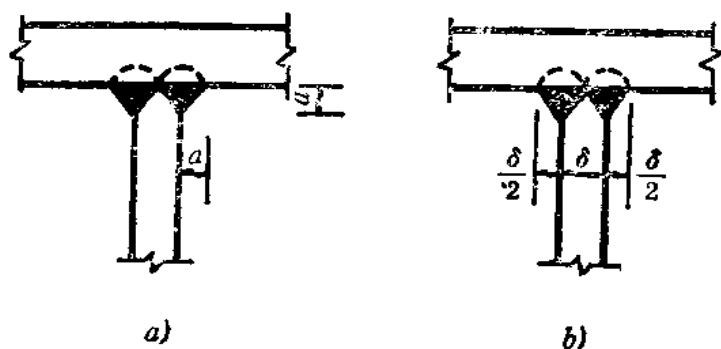


图1.3.11 T形连接K形坡口焊缝示意图

面被剪坏。这个截面发生在两焊脚边夹角的等分线上，所以，斜角焊缝计算厚度采用

$$h_0 = h_f \cos \frac{\theta}{2}$$

对于直角焊缝，不论焊脚边比例如何，均采用

$$h_0 = h_f \cos 45^\circ = 0.707 h_f \approx 0.7 h_f$$

三、不焊透的对接焊缝同样承受剪切作用，这种焊缝的计算厚度取坡口根部至焊缝表面（不考虑余高）的最短距离。对于坡口角度  $\alpha \geq 60^\circ$  的 V 形坡口、U 形坡口和 J 形坡口，即

$$h_0 = s$$

对于坡口角度  $\alpha < 60^\circ$  的 V 形坡口，考虑其根部焊缝质量无法保证，所以计算的有效厚度按减小 3mm 取用，即

$$h_0 = s - 3\text{mm}$$

**第1.3.12条** 本条是关于焊缝计算长度的规定，分以下几点加以说明：

一、采用自动焊接时，一般在焊缝两端设有引板，用以临时加长焊槽的长度，把容易出现缺陷的焊缝端部引出焊缝实际长度之外，所以焊缝计算长度采用实际长度。用手工焊接时，一般不设置引板，焊缝两端起落弧的地方容易出现气孔和焊不透等缺陷，因此计算焊缝长度按实际长度每端减去 5mm 计。

二、侧焊缝的应力沿长度方向的分布是不均匀的，长度与厚度之比愈大，应力集中现象愈严重。根据国外资料，计算长度为

28 $h_f$  时,  $\sigma_{\max} = 1.6\sigma_0$ ; 计算长度为 42 $h_f$  时,  $\sigma_{\max} = 1.97\sigma_0$ ; 计算长度为 60 $h_f$  时,  $\sigma_{\max} = 2.54\sigma_0$ 。此处  $\sigma_{\max}$  为侧焊缝端部的最高应力,  $\sigma_0$  为平均计算应力。

试验证明, 侧焊缝的应力集中现象在动荷载作用下很不利, 容易使焊件在焊缝端部首先出现裂缝, 导致整个杆件的破坏。所以承受动荷载的侧焊缝, 计算长度不宜过大, 本规范规定不大于 50 $h_f$ 。

当侧焊缝承受静荷载时, 进入塑性阶段后应力分布逐渐趋于平均。一般说来, 应力集中对静力强度的影响并不大, 所以, 对承受静荷载的结构, 焊缝最大计算长度可以放宽, 采用 60 $h_f$  是没有问题的。

在特殊情况下, 如果连接线很长, 但焊缝受力并不大, 焊缝长可以不受 50 $h_f$  或 60 $h_f$  的限制, 只是超过部分在计算中不予考虑就是了。

三、对于厚度较大的侧焊缝, 若长度过小, 而使构件局部过热变形, 且起弧落弧产生的缺陷相距太近, 焊缝将更为不可靠。另外, 若焊缝集中在一个很短距离上, 构件的应力集中将很大, 因此, 应有一个最小计算长度的规定。原规范规定最小计算长度为 35mm (实际长度 45mm), 这是一个固定数, 对小厚度焊缝来说似嫌过长, 对大厚度焊缝又嫌过短, 不合理。在实际工程中, 一般焊缝的最小计算长度约为 (8~10)  $h_f$ , 本规范规定为 8 $h_f$ 。

原规范还规定, 自动焊接时, 焊缝的最小计算长度不宜小于 15 倍焊缝厚度。因为接头焊缝或短焊缝一般不采用自动焊, 所以取消这项规定。

四、钢板端部仅有侧面角焊缝时 (见图 1.3.12a), 规定焊缝长度  $l$  不小于侧焊缝之间的距离  $b$ , 是为了避免应力传递过分曲折而使构件中应力过分不均。规定  $b$  不大于 16 $t$  ( $t > 12\text{mm}$ ) 或 200mm ( $t \leq 12\text{mm}$ ), 是为了避免因焊缝横向收缩而引起板件拱曲太大 (见 1.3.12b)。当  $b$  不满足此项规定时, 应加正面

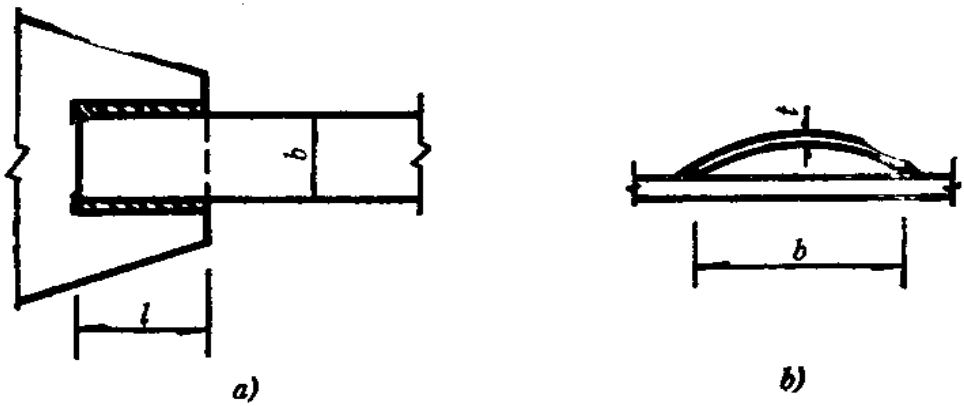


图1.3.12 钢板端部侧面角焊缝及其横向收缩变形示意图

角焊缝或加槽焊或焊钉。

**第1.3.13条** 采用端焊缝作搭接连接时，为了避免偏心的不良影响和防止因偏心使一端的焊接强度降低过多，应在上下两端均采用端焊缝连接。为了减小收缩应力，搭接长度应不小于被焊件最小厚度的5倍。

**第1.3.14条** 如图1.3.14的T形连接，在外力 $P$ 作用下焊缝承受弯矩和剪力，应分别计算其法向应力和剪应力。在同时承受较大法向应力和剪应力处，还应计算其换算应力。

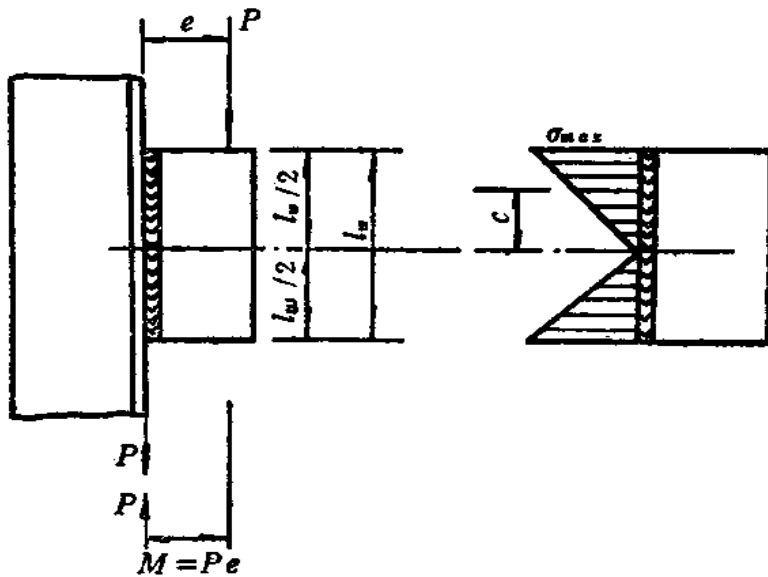


图1.3.14 焊缝换算应力计算图

焊缝由剪力  $P$  引起的剪应力为

$$\tau = \frac{P}{2tl_w}$$

焊缝由  $M = Pe$  引起的弯应力为

$$\sigma = \frac{Mc}{I}$$

式中  $I$  ——焊缝对它的重心轴（水平轴）的惯性矩。

在焊缝的顶端，即  $C = \frac{l_w}{2}$  处，受到的法向应力和剪应力是最大的，该处的换算应力按本规范表1.2.15公式(1.2.15-7)为

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1[\sigma]$$

## (II) 栓接和铆接

**第1.3.16条** 本条是关于螺栓(包括高强度螺栓和普通螺栓)或铆钉如何布置的规定，现作以下几点说明：

一、规范要求螺栓或铆钉对称于杆件轴线布置，目的是防止因偏心而在杆件连接部位产生附加弯矩，对杆件受力不利。

二、螺栓或铆钉的间距作了最大和最小值的限制，这是因为间距过大，被连接钢板在螺栓或铆钉之间会发生局部挠曲，板间空隙容易侵入潮气，使钢板生锈腐蚀；间距过小，不但施铆有困难，而且还会由于热铆的强烈冲击影响邻近已铆好的铆钉质量。对于螺栓，也有一个便于拧紧螺帽而需保持最小间距的问题。

高强度螺栓的间距，无论从受力方面或施拧方面考虑，都可比铆钉间距为小。但为了方便工厂制造，便于采用统一样板，两者基本采用一样的。国外也大致如此。也就是说，螺栓或铆钉的间距是根据铆钉的特性确定的，高强螺栓按照铆钉间距采用。

三、本规范螺栓或铆钉间距基本沿用1975年《公路桥涵设计规范》的规定，容许的最大间距，一般压杆比拉杆订得严格些，因为在受压杆件中，间距范围内最薄板容易失去局部稳定；靠边行列比中间行列要求严格，因为靠边行列的螺栓或铆钉受力比中间行列的大；顺内力方向比垂直内力方向规定严格些，原因不言而喻。

四、螺栓或铆钉的最小间距是这样确定的：即用铆钉铆接后，杆件的强度要等于或大于铆钉的强度。设铆钉的排距为  $s$ ，铆合部分较薄板厚为  $t$ ，钉孔直径为  $d_0$ ，钉孔承压应力为  $2[\sigma]$ ，则

$$(s - d_0)t[\sigma] \geq t \cdot d_0 \cdot 2[\sigma]$$

所以  $s \geq 3d_0$  (1.3.16-1)

铆钉中心至杆件边缘的最小距离，在顺内力方向，是从保证钢板的顶边不致被铆钉冲破的条件确定的。根据试验，铆钉冲破板时的承压应力与边距的关系为

$$\text{铆钉的承压应力} [\sigma'] = \frac{s}{d_0} [\sigma]$$

在一般情况下铆钉的容许承压应力为  $2[\sigma]$ ，则

$$2[\sigma] = \frac{s}{d_0} [\sigma]$$

所以  $s = 2d_0$  (1.3.16-2)

铆钉中心至杆件边缘的最小距离，在垂直内力方向，是根据杆件边缘净截面强度等于或大于铆钉的承压应力和剪应力的条件求得的。即

$$\left(s - \frac{d_0}{2}\right)t[\sigma] \geq \frac{d_0}{2} \cdot t \cdot 2[\sigma]$$

所以  $s \geq 1.5d_0$  (1.3.16-3)

或者  $\left(s - \frac{d_0}{2}\right)t[\sigma] \geq \frac{\pi}{4}d_0^2 \cdot 0.6[\sigma]$

所以  $s \geq \frac{d_0}{2} + 0.15 \frac{\pi}{t} d_0^2$  (1.3.16-4)

用式(1.3.16-4)计算的边距小于式(1.3.16-3)计算值，因此规定机切或焰割边采用  $1.5d_0$ ；滚压边或刨边不存在边缘加工损伤时，可适当放小，采用  $1.3d_0$ 。

五、有角钢镶边的钢板梁翼肢，由于有角钢这个刚性杆件的辅助，可使连接更加紧密，并增强了板的局部稳定，所以靠边行列螺栓或铆钉的最大间距比一般的连接 ( $7d_0$  或  $16t$  中的较小者)

可放大一倍 ( $14d_0$ 或 $32t$ 中的较小者)。

六、由两个角钢或两个槽钢夹以垫板或垫圈并用螺栓或铆钉连接的杆件,为了保证其两个肢结成整体和协同工作,防止因受力不均而使单肢压层;同时也为了缝隙免遭尘土和潮气的侵入,螺栓或铆钉的最大间距也应有所限制。对于受压或受压兼受拉的杆件要求严格一些,规定为 $40r$ 且不大于 $160\text{mm}$ ;对于受拉杆件可以放宽一些,规定为 $80r$ 且不大于 $240\text{mm}$ 。 $r$ 为一肢角钢或槽钢对平行于垫板所在平面轴线的回转半径。

**第1.3.17条** 设置铆钉孔的杆件,在垂直于受力方向,孔径截面上将产生局部的超额应力,其大小与孔径 $d_0$ 和杆件肢宽 $b$ 的比例有关, $d_0/b$ 越大,此项超额应力越大;反之也然。当 $d_0/b = \frac{1}{3}$ 时,此项应力达到 $3\sigma$  ( $\sigma$ 为杆件按净截面计算求得的平均应力)。规范规定螺栓或铆钉直径不应大于角钢肢宽的 $1/4$ ,就是要限制孔边这项集中应力,使其不要过大。对于次要杆件,条件可以放宽,但 $d_0/b$ 也不能超过 $1/3$ 。规范规定的肢宽 $75\text{mm}$ 可用直径 $22\text{mm}$ 的螺栓或铆钉,肢宽 $90\text{mm}$ 可用直径 $24\text{mm}$ 的螺栓或铆钉,其 $d_0/b$ 均在 $1/3 \sim 1/4$ 之间。

本条注中规定的螺栓或铆钉孔,比螺栓或铆钉直径大 $1 \sim 1.5\text{mm}$ ,这是根据经验确定。铆钉热铆时受热膨胀,其钉杆变粗,一般钉孔比钉径大 $1.0\text{mm}$ 即可。螺栓(这里指的是高强螺栓或粗制普通螺栓)孔比螺杆直径一般大 $1.0 \sim 1.5\text{mm}$ 。摩擦型高强螺栓是靠摩擦力传递杆力,孔径本可稍大,但过大的孔径将减小接触面积,影响其抗滑力,所以还是加以限制,使孔径比杆径大 $1.0 \sim 1.5\text{mm}$ ,已足够满足加工和安装的要求。

**第1.3.18条** 在铆接钢桥中,是用铆钉枪将受热的钉杆挤压并紧密地填充各板层钉孔,待钉杆冷却后,钉杆长度缩短,从而压紧所连接的板束。这只有当板束厚度在一定的限度内才有可能。铆合厚度过大,铆钉枪的冲击力不能遍布整个钉杆,要使连接铆钉完全密实地填充各板层钉孔是比较困难的,因此规范对最

大铆合厚度作了限制。根据经验，铆钉最大铆合厚度一般不大于钉孔直径的 4.5 倍。用特殊铆合机铆合，铆合厚度也不大于钉孔直径的 5.5 倍。在超过规定厚度时，为了防止某些钉孔不能填满和铆合不紧而影响结构的连接强度，规范规定以增加铆钉数量来补偿连接强度的降低。

**第1.3.19条** 为保证螺栓或铆钉群有足够的抗弯能力，以承受可能产生的局部弯矩，规范规定，当有多排螺栓或铆钉时，每排数量不少于 2 个。设置单排铆钉时，考虑施铆需采用螺栓临时固定，所以规定铆钉数不少于 3 个。高强螺栓（或普通螺栓）在安装时，因不需另设临时固定螺栓，采用单排时，至少只需 2 个。

在翼肢较宽的角钢上，往往采用交叉式布置螺栓或铆钉，并因为第一个螺栓或铆钉受力较大，宜靠角钢背部设置。

**第1.3.20条** 杆件的连接接头，易受制造、安装等可能出现的不利因素影响，受力情况比较复杂，故在桥梁主要受力部分如主桁杆件和板梁翼缘等处，连接部件应具有足够的强度——不低于杆件的强度，所以规范规定接头连接件按被连接杆件的计算截面积作等强度设计。次要受力构件如联结系等，其连接接头不如主要受力构件重要，没有必要与杆件作等强度计算，只需按杆件的实际内力计算即可。

由于高强螺栓与铆钉头的疲劳强度不同，当以等强度原则计算接头处所需高强螺栓或铆钉数量时，应分别不同情况加以考虑。在铆钉接头中，铆钉的疲劳强度与被连接杆件的疲劳强度相接近，所以铆钉的数量可按杆件强度来计算。在**高强螺栓接头**中，螺栓本身不发生疲劳断裂，而被连接杆件的疲劳强度低于或等于杆件的强度，所以**高强螺栓**的数量则按杆件的疲劳强度来计算。

铆钉群在一般工作情况下，受力分布是不均匀的，越在中间位置的铆钉，其所受到的力量越小，边排的铆钉受力最大，且排数越多，铆钉受力差也越大。但当铆钉接近破坏时，由于塑性变

形，钉群受力趋于均匀。高强螺栓挤压的摩擦面，其受力过程与铆钉相似。因此，在实际计算中，无论是铆钉或螺栓，均可认为外力是均匀分配在各个连接件上，虽然与实际工作情况有所出入，但并不降低整个连接接头的安全性。

当受压杆件采用端部磨光顶紧的措施来传递杆力时，从理论上说杆力是可以全部直接传递的，但因杆件具有柔性，受力后产生挠曲，有可能使接触面部分脱开，加之杆件制造误差，也不可能完全顶紧，为安全起见，这类连接其连接处的螺栓或铆钉数量及连接板的截面积，均可按被连接杆件承载力的50%来计算。

**第1.3.21条** 杆件的肢若与节点板偏心连接，且这些肢在连接范围内无缀板相连接或杆件的肢仅有一面有拼接板时，螺栓或铆钉除承受剪切外，还要承受附加弯矩，所以栓、铆数量要增加10%。

在铆接连接中，当杆件需要数块连接板连接时，连接板必然有未能与被连接杆件直接连接的部分，此时铆钉承受附加弯矩，故其数量应予增加。高强螺栓连接是依靠板层间的摩阻来传力的，数层连接板可视为一个整体与被连接杆件相连接，不存在高强螺栓栓杆受弯的问题，其数量可不增加。

当两个被连接杆件的厚度不等时，在较薄杆件上须先垫以填板，然后才能与连接板连接。在此情况下的铆钉受力情况与隔层板连接时相同，所以铆钉数量也应增加。只要保证填板与被连接杆件有足够的铆钉连接，即填板伸出连接范围之外有一排铆钉连接时，就可视填板与被连接杆件为同一整体，铆钉仅受剪切，不存在偏心受力而产生附加弯矩的问题，连接上的铆钉数量自可不必增加。

### (III) 销 接

**第1.3.22条** 受拉杆件如使用销子连接时，在销孔处有集中应力并产生偏心弯矩，加大了通过销孔直径的正截面的负担，所以该截面的净面积应比杆件计算截面积大40%。为保证销孔边至

杆端截面承受剪切而不致破坏，应使该截面面积不小于杆件截面积。

销杆的端部被销孔削弱，常用补强钢板来补偿，藉以增加销杆端部与销子接触的承压面积。此项补强钢板应有足够的平头铆钉或焊缝与销杆端部相连接，方能发挥补强的作用，因此规定将销子中线两侧的平头铆钉数量或焊缝长度与补强钢板作等强度计算。

**第1.3.23条** 销子的受力状态和应力分布都很复杂，实用计算上一般近似地把它视为简支梁，将各被连接构件的内力作为集中力并作用于销接触的各板条的中心线上，以计算销子的弯应力、剪应力和孔壁承压应力。

#### 第四节 行车系、联结系、缘板及支座的构造与计算

##### (I) 行 车 系

**第1.4.1条** 由于纵横梁与主桁共同作用，主桁弦杆的变形将使横梁产生很大的附加应力，此项应力随着桥梁跨径的增大而增大。为了减少弦杆对横梁的此种影响，可以把纵梁在桥中断开，根据计算和实验资料，凡跨径超过80m的简支梁桥，都宜设置断缝和使纵梁可以纵向移动的活动支承。对于跨径很大的钢桥，断缝的间距也不宜超过80m。

对于连续梁桥，由于其弦杆一段受拉，另一段受压，弦杆变形相互抵消，总的伸长量减小。如主桁中距较大（公路桥主桁中距一般均较大）时，因弦杆变形而产生的行车系次应力相应降低较多，可不设纵梁断缝和活动支承。

纵梁活动支承制做较为麻烦，如果采取措施减小横梁的附加应力，即便是简支梁桥，也可不设纵梁活动支承。主桁弦杆变形对行车系所产生的附加应力与横梁的翼缘宽度有关，可以减小翼缘宽度来减小横梁的附加应力。另外，也可以从桥梁安装的程序上部分地消除横梁的次应力，即使之在结构重力作用下的弦杆变

形与行车系不发生关系，而横梁的附加应力仅发生于桥梁承受活荷载时。

**第1.4.2条** 连接成连续梁的桥面系纵梁，即使有鱼形板等能承受支点弯矩的结构与横梁连接，其受力情况也是与固定支承连续梁不同的，因此纵梁的弯矩不能按固定支承连续梁来计算。在荷载作用下，横梁和主梁都会发生挠曲，致使纵梁跨中的正弯矩增加，支承处负弯矩减小。可以把纵梁当作弹性支承的连续梁进行较精确的计算，即假定其支点弯矩与支点的沉降有关。根据国外对桁架桥研究的结果表明，当考虑桁架吊杆的伸长时，在柔性较大的支承处，弯矩约等于按简支梁计算的跨中弯矩；当考虑主桁挠度，主桁计算跨径在44~66m时，支点弯矩可减小8~12%，约为简支梁跨中弯矩的0.9倍。跨径愈大主桁挠度影响愈小，跨径超过70m时，挠度影响可略而不计。再考虑连接处的松动，则纵梁支点弯矩与简支梁跨中弯矩之比还要降低，约为0.7，故规范规定纵梁支点弯矩采用按简支梁计算的最大弯矩的 $0.9 \times 0.7 \approx 0.6$ 倍。

如上所述，假定纵梁按简支梁计算，而其实际工作状态又接近于弹性支承连续梁，因为按简支梁计算的支点反力偏小，一般应加大10%，因此连接纵梁的竖角钢肢上的螺栓或铆钉也应增加10%。连接于横梁的竖角钢肢上的螺栓或铆钉，因要承担由支点弹性箝制而产生的负弯矩（实际为拉力），容易使连接松动或连接角钢开裂，所以规定铆钉（螺栓）增加40%，以减轻它们的负担。当支承处设置能承受支点弯矩的结构时，则全部支点弯矩由该结构承受，而连接纵横梁的竖角钢肢上的螺栓或铆钉数，只考虑因反力计算偏小而增加10%就可以了。

**第1.4.3条** 桥面系的横梁，为了简化起见，一般按简支梁计算。

横梁与主桁的连接，当不设承受支点弯矩的结构时，由于纵梁弹性支点处的连续性而引起反力增大10%，所以规定连接于横梁上的竖角钢肢上的螺栓或铆钉数也应增加10%；而连接于主桁

的竖角钢肢上的螺栓或铆钉将承受横梁端弯矩，根据计算，这个端弯矩约为按简支梁计算的跨中弯矩的5%~14%，比纵梁的端弯矩与简支梁跨中弯矩之比为小，所以螺栓或铆钉的增加数也可比纵梁相同受力性质的螺栓或铆钉为少，即以增加10%考虑，再加上纵梁连续作用的反力增大影响，故连接于主桁的竖角钢肢上的螺栓或铆钉以按简支梁计算的支点反力增加20%计算。当支承处设置承受支点弯矩的结构时，则全部支点弯矩由该结构承受，而连接横梁和主桁的竖角钢肢上的螺栓或铆钉数仅按纵梁连续而增加的数量，即10%。

当横梁作为闭合刚架的组成部分时，横梁两端的负弯矩可按下列式计算（见图1.4.3）：

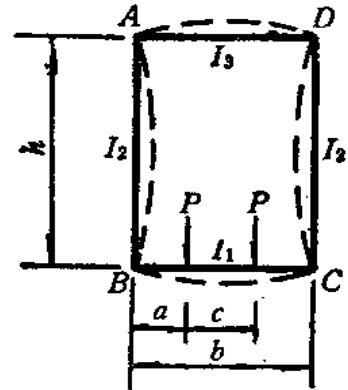


图1.4.3 闭合框架变形图

$$M_{BC} = M_{CB} = \frac{b(2I_3h + 3I_2b)I_2}{I_1I_3h^2 + 2bhI_2(I_1 + I_3) + 3b^2I_2^2} M_F \quad (1.4.3-1)$$

式中  $M_F$  为梁的固端弯矩，其值为

$$M_F = \frac{P \cdot a(b-a)^2}{b^2} \quad (1.4.3-2)$$

上式是左边单轮作用下的端弯矩。多轮作用时，将单轮算得的弯矩相加。

当  $AD$  为极强劲的支撑桁架时，可假定  $I_3$  近似无穷大，即  $1/I_3 \approx 0$ ，则式(1.4.3-1)可写成

$$M_{BC} = M_{CB} = \frac{2bI_2}{I_1h + 2bI_2} M_F \quad (1.4.3-3)$$

若  $AD$  甚细弱， $I_3$  近乎零（相当于半框架），则

$$M_{BC} = M_{CB} = \frac{3bI_2}{2hI_1 + 3bI_2} M_F \quad (1.4.3-4)$$

上列各式中  $I$  值为图中所示各杆的惯性矩。

设  $I_1/C_1$  及  $I_2/C_2$  各为横梁  $BC$  和竖杆  $AB$  的截面抵抗矩，则横梁和竖杆的次应力各为

$$\Delta\sigma_1 = \pm M_{BC} \frac{C_1}{I_1} \quad (1.4.3-5)$$

$$\Delta\sigma_2 = \pm M_{BC} \frac{C_2}{I_2} \quad (1.4.3-6)$$

横梁兼作支承处横向联结系支杆时，由于竖杆杆力有时较大，受竖杆变形影响的横向联结系斜杆的杆力也较大，而斜杆力对横梁的偏心作用会使横梁跨中弯矩超载较多，这种不利影响应在设计中加以考虑。横梁兼作纵向联结系支杆时，纵向联结系对横梁的偏心作用力对横梁跨中弯矩一般起卸载作用，但在连续梁的支点附近会使横梁跨中弯矩有所增大，这种影响在设计时也应注意。

**第1.4.4条** 竖向荷载作用会引起桁架弦杆（或板梁翼缘）的变形，由于横梁与主桁（或主梁）及纵梁与横梁间的连接均是固定的，即纵向不能移动，因此弦杆（或翼缘）的变形必将引起桥面系的变形。武汉长江大桥的测试表明，主桁与桥面系的共同作用是很明显的。当桥面系设置在主桁受拉部分，弦杆因受拉而伸长，此时纵梁受拉，横梁在水平方向受弯；如桥面系设置在主桁受压部分，由于弦杆受压而缩短，则纵梁受压，横梁仍在水平方向受弯。

按照吉卜施曼所著《公路钢桥》的论述，与主桁连接的桥面系端横梁（受最大附加弯矩）在水平面上的最大弯矩为

$$M = \frac{25}{6} \cdot \frac{IL}{B^2} \cdot \sigma \quad (1.4.4-1)$$

横梁在水平面上最大边缘应力为

$$\Delta\sigma = \frac{Mb}{2I} = \frac{25}{12} \cdot \frac{Lb}{B^2} \sigma \quad (1.4.4-2)$$

式中  $L$ ——主桁的跨径；

$I$ ——横梁截面对竖轴的惯性矩；

$b$ ——横梁翼缘的宽度；

$B$ ——主桁的中距；

$\sigma$ ——与横梁位于同一平面内的主桁弦杆的平均应力，按下式计算：

$$\bar{\sigma} = \frac{\sum \frac{N}{A} a}{L}$$

$N$ ——不考虑共同受力时，主桁弦杆中由竖向荷载产生的内力；

$A$ ——主桁弦杆的截面积；

$a$ ——主桁节间的长度。

横梁除承受竖向弯矩外，还承受水平方向的附加弯矩，因而成为受斜弯曲的构件。按照本规范第1.2.15条规定，其容许应力应乘以增大系数  $C$ 。由于桥面系与主桁共同作用的大小与结构形式关系较大，目前尚无成熟的公式可供应用，能提供的计算方法都不很准确。例如，横梁附加应力的计算公式，一般是假定纵梁长度不变的情况下推导出来的，而实际纵梁是有伸长的；产生横梁两个平面（竖向平面和水平平面）内最大挠曲应力的竖向荷载位置并不一致，但为简化起见，在计算中往往予以忽略；钉（或栓）及连接构件的变形，弦杆与横梁截面形心线不在同一高程等等，都使计算结果比实际应力偏大较多。试验表明，横梁斜弯曲的计算应力等于实测应力的1.56~6.28倍，因此应将容许应力较多地提高，故规范采用  $1.7C[\sigma]$ 。

假定横梁因竖向弯曲已使翼缘承受了  $[\sigma]$  的应力，则由水平弯曲而引起的翼缘应力只能等于或小于  $1.7C[\sigma] - [\sigma] = [\sigma] \times (1.7C - 1) = (1.7 \times 1.15 - 1)[\sigma] = 0.95[\sigma]$ ，所以

$$\Delta\sigma = \frac{25}{12} \cdot \frac{Lb}{B^2} \cdot \bar{\sigma} \leq 0.95[\sigma]$$

假定弦杆的平均应力  $\bar{\sigma} = 0.8[\sigma]$ ，且弦杆与横梁用同一种钢材，当在  $B = 6\text{m}$  时

$$Lb = \frac{0.95[\sigma]}{0.8[\sigma]} \cdot \frac{12}{15} B^2 = 20.5$$

就是说，当纵梁不与纵向联结系直接连接，且  $Lb \leq 20$  时（ $L$  和  $b$  均以  $m$  为单位），可不考虑主桁弦杆的变形对横梁受力的影响。当主桁中距  $B$  小于  $6m$  时， $Lb$  值应乘以  $B^2/36$  的系数。

纵梁的附加轴向力以桥梁中间节间为最大，可以利用半边桥孔中所有横梁累积的、总的水平作用力分布图来计算。这个分布图假定沿桥宽方向按二次抛物线变化，其最大荷载强度大约为

$$p_{\max} \approx \frac{25IL(L+2a)\bar{\sigma}}{aB^4} \quad (1.4.4-3)$$

式中  $a$  为桥面系每节长度，其他符号同上。

最接近主桁的纵梁受到的附加轴向力最大。每根纵梁中的纵向力可按累积的水平力分布图中的相应部分的面积求得。

## (II) 联 结 系

**第1.4.5条** 纵向联结系用来承受附加的水平荷载，并保证桥梁的稳定性。梁式上部结构，一般在弦杆（或翼缘）上下平面内设置纵向联结系。但在联合梁中，因在行车平面内已有整块的钢筋混凝土板，使桥梁结构在该水平面上有足够的横向刚度，所以如果没有安装上的要求，一般是不设行车系平面内的纵向联结系的。

跨径较小的上承式桥梁，常常不设下纵向联结系，因为梁底全部风力可由上纵向联结系承担。又由于跨径小，横向刚度也容易满足。

横向联结系的主要作用，在于调整主梁的不均匀荷载、传递风力及维持结构的空问稳定性。上承式桥跨结构，若沿上下平面均设置了纵向联结系，原则上可仅在梁的两端（或支承点上）设置横向联结系。但为了增加桥梁的整体性和抗扭刚度，使主梁和纵向联结系受力更加均匀，仍要求在跨中设置横向联结系。

下承式桥梁应在两端设桥门架，以把上纵向联结系的水平荷

载传到墩台。跨径较大的下承式桥，跨中也应设门架式横向联结系，横联间距不宜大于两个节间，藉以增加桥梁的整体性和抗扭刚度，使主梁受力均匀。

开口式桥梁在每个横梁竖直面内均应设半框架，用来抵抗上弦杆的侧向屈曲。

**第1.4.6条** 上承式桥的端横向联结系，除用于加强桥梁的稳定外，并需将上纵向联结系的反力传到桥下支座。中横向联结系，当桥梁只有上纵向联结系时，梁下缘的风力将借其传至上纵向联结系；当桥梁上下均设置纵向联结系时，因它们承担的风力不等，中横向联结系用于承受由此产生的扭力。因此，对于焊接板梁，其横向联结系应尽量与梁的上下翼缘连接，以避免水平力对横向联结系的偏心。如果将横向联结系焊于腹板加劲肋上，该加劲肋也应与梁的受压翼缘焊连，以改善其受力情况。对于桥面系纵梁的横向联结系，也要求这样做。

**第1.4.7条** 由于主桁弦杆（或主梁翼缘）在竖向荷载作用下被拉长（或缩短），迫使布置在它所在平面上的纵向联结系变形并产生较大的附加应力，因此，纵向联结系与主桁的连接应力求对中性弦杆的轴线，以避免由于偏心引起附加应力。各种形式的纵向联结系附加杆力的计算公式，也是假定杆件与弦杆的轴线在同平面内相交而推导出来的。但是，如果纵向联结系采用T形截面杆件，且以翼缘与主桁弦杆（或主梁翼缘）连接，则在其参与主桁弦杆（或主梁翼缘）的共同作用中，由于连接肢受偏心弯矩影响所产生的变形未加考虑，使按规范式（1.4.10-1）、（1.4.10-2）算得的T形纵向联结系的共同作用力偏大较多，所以在验算该联结系时，可不另计该杆件所受偏心连接的影响。

在选择纵向联结系杆件的截面时，除满足承担最大外力要求外，还应考虑由于杆件自身重力引起的弯曲应力。该弯曲应力可按简支梁计算，跨径取为杆件的长度。因为纵向联结系杆件在重力作用下的弯曲平面与纵向联结系作为桁架的计算平面是垂直的，且当杆件的长细比较大时，重力引起的弯矩具有举足轻重的

影响，所以要考虑杆件重力的影响。如果杆件的长细比小于70时，一般不计杆件重力的影响。

第1.4.8条 水平荷载在桥梁上下纵向联结系中的分配，仍维持原规范的规定不变。分配系数是按空间分析和参考国内外规范确定的。

长沙铁道学院按空间结构对四座桥梁进行了分析，结果列于表1.4.8-1、2。

主桁风力在上下纵向联结系中的分配系数 表1.4.8-1

桥梁型式	空间结构计算		
	各桥平均值	四桥平均值	各桥平均值的最大值
简支56m栓焊平列公铁两用下承式桁梁桥	$\frac{0.516}{0.528}$	$\frac{0.507}{0.521}$	$\frac{0.554}{0.570}$
简支64m栓焊平列公铁两用下承式桁梁桥	$\frac{0.607}{0.520}$		
简支80m栓焊平列公铁两用下承式桁梁桥	$\frac{0.554}{0.465}$		
简支64m铆接平列公铁两用下承式桁梁桥	$\frac{0.450}{0.570}$		

注：①表中分子表示上纵向联结系的分配系数，分母表示下纵向联结系的分配系数。

②表列数值系纵向联结系斜杆的计算数值。

行车系横向水平力在上下纵向联结系的分配系数 表1.4.8-2

桥梁型式	空间结构计算		
	各桥平均值	四桥平均值	各桥平均值的最大值
简支56m栓焊平列公铁两用下承式桁梁桥	$\frac{0.237}{0.793}$	$\frac{0.215}{0.800}$	$\frac{0.257}{0.848}$
简支64m栓焊平列公铁两用下承式桁梁桥	$\frac{0.208}{0.807}$		
简支80m栓焊平列公铁两用下承式桁梁桥	$\frac{0.257}{0.754}$		
简支64m铆接平列公铁两用下承式桁梁桥	$\frac{0.158}{0.848}$		

注：表中数字含义同表1.4.8-1。

主桁上风力的分配系数，规范规定的与四桥平均值接近。

行车系上的横向水平力分配系数，本规范规定为：非行车系弦杆平面的纵向联结系承担20%，接近上表四桥平均值；而行车系弦杆平面的纵向联结系承担的数额，由空间结构分析得知，约为80%，而规范采用100%，这是从安全考虑，沿用1961年《公路桥涵设计规范》（草案）的规定。

**第1.4.9条** 交叉形、菱形和三角形纵向联结系，应计算由竖向荷载引起的联结系杆件内力，其计算公式在规范第1.4.10条作了规定。K形桁架式的纵向联结系多用于桁距较大的桥梁，由于其横杆在联结系平面内的刚度较小，弦杆（或翼缘）变形联结系横杆也变形，故弦杆变形对联结系斜杆影响很小，所以可不考虑由竖向荷载引起的附加内力。

K形纵向联结系计算公式如下：

斜杆内力

$$N_d = \frac{N_s}{A_s} \cdot \frac{A_d \cdot \cos^2 \alpha}{1 + \frac{A_d}{A_b} \sin^2 \alpha + \frac{A_d}{48I_b} B^2 \sin \alpha \cos^2 \alpha} \quad (1.4.9-1)$$

横杆内力

$$N_b = N_d \sin \alpha \quad (1.4.9-2)$$

横杆弯矩

$$M_b = \frac{N_b d}{2} \quad (1.4.9-3)$$

式中  $N_s$ 、 $A_s$ ——弦杆的内力和毛截面积；

$N_d$ 、 $A_d$ ——斜杆的内力和毛截面积；

$N_b$ 、 $A_b$ ——横杆的内力和毛截面积；

$I_b$ ——联结系横杆对竖向轴的惯性矩；

$B$ ——主桁轴线间的距离；

$\alpha$ ——联结系斜杆与桁架弦杆的交角。

式(1.4.9-1)中分母的第一、二两项远小于第三项，相对地可以略去不计，式(1.4.9-1)可写成

$$\begin{aligned}
 N_d &\approx 48 \frac{N_s}{A_s} \cdot \frac{I_b}{B^2 \sin \alpha} \\
 &= 48 \left( \frac{A_b}{A_s} \right) \frac{I_b N_s}{A_b B^2 \sin \alpha} \\
 &= 48 \left( \frac{A_b}{A_s} \right) \left( \frac{r_b}{B} \right)^2 \frac{N_s}{\sin \alpha} \quad (1.4.9-4)
 \end{aligned}$$

式中  $r_b$  为横杆对竖直轴的回转半径，相对于主桁中距  $B$  来说，其值极小，式(1.4.9-4)中的  $\left(\frac{r_b}{B}\right)^2$  更小，因而  $N_d$  值也极小。

上述计算公式也表明  $K$  式纵向联结系可不考虑由竖向荷载产生的附加内力。

三角形或菱形纵向联结系，由于横杆内力  $N_b$  的作用，将使弦杆（或翼缘）产生联结系平面内的弯矩，这在规范第1.4.12条中作了规定。而交叉形纵向联结系不产生这种弯矩。所以当横梁兼作纵向联结系的横杆时，不宜采用三角形或菱形纵向联结系。因为纵向联结系参与主桁（或主梁）共同作用时，横梁承受较大的轴向力，主桁弦杆（或主梁翼缘）将产生很大的次应力。但当横梁截面较小、主桁（或主梁）中距较宽、纵向联结系斜杆与弦杆（或翼缘）间的交角较大时，则横杆内力较小，故不排除横梁兼作三角形或菱形纵向联结系的横杆。

主桁弦杆（或主梁翼缘）在考虑三角形或菱形纵向联结系横杆内力所产生的弯矩时，强度验算的容许应力可提高20%。在稳定计算中，由于丧失稳定是发生在节间中央一段，而上述弯矩产生的次应力发生在节点的附近，两者不全部叠加，因此可不考虑横杆内力的作用。

**第1.4.10条** 纵向联结系由主桁或主梁变形引起的各杆力计算公式推导如下：

**交叉形纵向联结系** 把主桁弦杆切断，断开的距离  $\delta$  等于弦杆由竖向荷载引起的变形值，断口处作用着未知力  $N_s$ 。

图1.4.10-1为一节间长度， $B$  为弦杆轴线间的距离， $d$  为斜

杆的长度,  $N_s$ 、 $N_d$ 、 $N_b$  为由弦杆变形  $\delta$  在弦杆、斜杆、横杆中引起的杆力,  $\alpha$  为斜杆与弦杆之间的交角。根据力的平衡条件得

$$N_d = N_s \frac{d}{a} = N_s \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$N_b = N_s \frac{B}{a} = N_s \operatorname{tg} \alpha$$

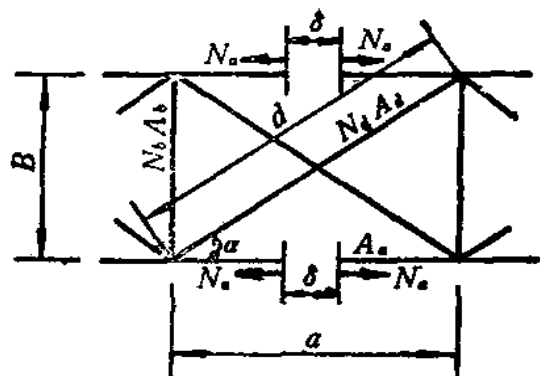


图1.4.10-1 交叉形纵向联结系内力计算图

由  $N_s$  在  $\delta$  距离上作的外功

$$T = 2N_s \frac{\delta}{2}$$

由弦杆杆力  $N_s$  所作的内功

$$U_s = 2 \frac{N_s^2 a}{2EA_s}$$

由斜杆杆力  $N_d$  作的内功

$$U_d = 2 \frac{N_d^2 d}{2EA_d} = 2 \left( \frac{N_s}{\cos \alpha} \right)^2 \frac{d}{2EA_d}$$

由横杆杆力  $N_b$  作的内功

$$U_b = 2 \frac{N_b^2 2B}{2EA_b} = 2(N_s \operatorname{tg} \alpha)^2 \frac{2B}{2EA_b}$$

据根外功等于内功的原理, 得

$$T = U_s + U_d + U_b \quad (1.4.10-1)$$

即

$$2N_s \frac{\delta}{2} = 2 \frac{N_s^2 a}{2EA_s} + 2 \left( \frac{N_s}{\cos \alpha} \right)^2 \times \frac{d}{2EA_d} + 2(N_s \operatorname{tg} \alpha)^2 \frac{2B}{2EA_b}$$

解方程式得

$$N_a = \frac{E\delta}{\frac{a}{A_s} + \frac{d}{A_d \cos^2 \alpha} + \frac{2B \operatorname{tg}^2 \alpha}{A_b}} \quad (1.4.10-2)$$

由于  $\delta = \sigma_s a / E$  ( $\sigma_s$  为由竖向荷载产生的在弦杆中的应力), 以  $\delta$  值代入式(1.4.10-2), 并经运算后得

$$N_a = \frac{\sigma_s A_d \cos^3 \alpha}{1 + 2 \sin^3 \alpha \frac{A_d}{A_b} + \cos^3 \alpha \frac{A_d}{A_s}} \quad (1.4.10-3)$$

有了  $N_a$  就可求得  $N_d$ , 即

$$\begin{aligned} N_d &= \frac{N_a}{\cos \alpha} = \frac{\sigma_s A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_b} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{A_s} \cos^3 \alpha} \\ &= \frac{N_a}{A_s} \cdot \frac{A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_b} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{A_s} \cos^3 \alpha} \end{aligned}$$

这个公式就是规范式(1.4.10-1)。式中分母第三项一般数值很小, 也可略去不计。

横杆内力可从图1.4.10-1中直接得到:

$$N_b = (N_{d1} + N_{d2}) \sin \alpha$$

当横梁兼作纵向联结系横杆时, 则纵向联结系在竖向荷载作用下所引起的内力, 除有弦杆变形的影响外, 还要考虑横梁弯曲变形的影响。

纵向联结系在图 1.4.10-2a 所示荷载作用下为一次超静定结构, 如以斜杆为赘余杆, 则有

$$N_d = \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{\sum \frac{N_i \bar{N}_i}{EA_i} L + \sum \int \frac{M_i \bar{M}_i}{EI_i} dx}{\sum \frac{\bar{N}_i^2}{EA_i} L + \sum \int \frac{\bar{M}_i^2}{EI_i} dx} \quad (1.4.10-4)$$

按图1.4.10-2b, 荷载作用于静定基本体系时, 有弦杆轴向力  $N_s$ , 横梁弯矩  $M_b$ 。

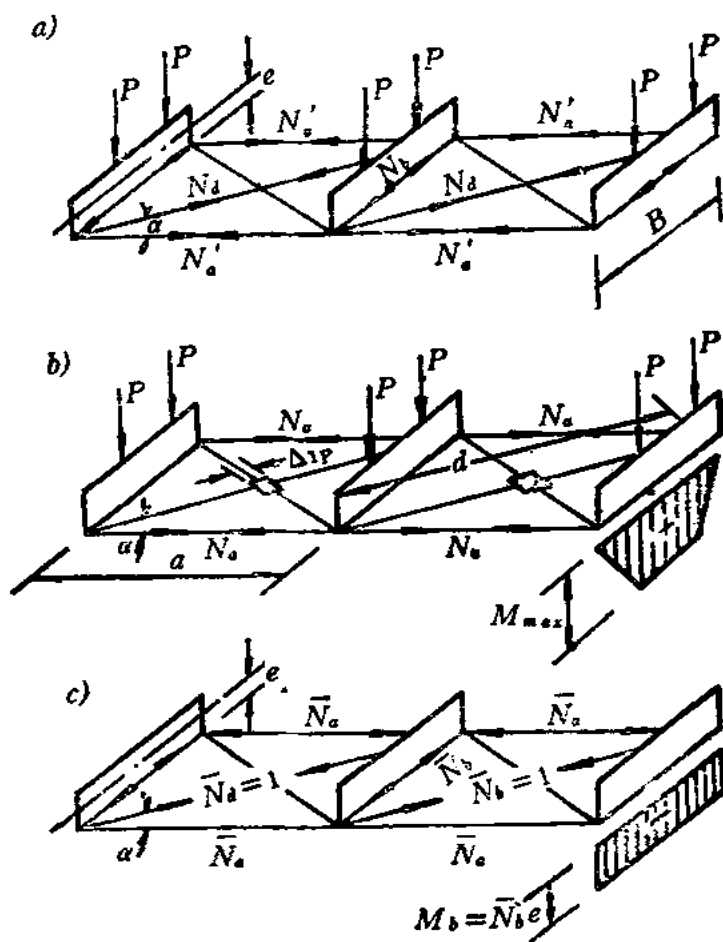


图1.4.10-2 横梁兼作横杆时交叉形纵联内力计算图

假定横梁中最大弯矩与弯矩图面积的关系为

$$M_{\max} = M_b/n$$

横梁中的平均弯矩为

$$\bar{M} = M_b/B$$

于是横梁平均弯矩与跨间最大弯矩的比值为

$$\mu = \bar{M}/M_{\max} = n/B$$

横梁在跨间最大简支弯矩  $M_{\max}$  作用下，按毛截面计算的最大纤维应力（实际为纵向联结系所在位置处的纤维应力）为

$$\sigma_{ob} = M_{\max}e/I_b$$

按照图1.4.10-2c，单位力  $\bar{N}_a = 1$  作用于静定基本体系时

弦杆轴向力  $N_a = N_d \cos \alpha = \cos \alpha$

横梁轴向力  $N_b = 2N_d \sin \alpha = 2 \sin \alpha$

横梁弯矩  $M_b = N_b e = 2e \sin \alpha$

计算  $\delta_{11}$ :

$$\begin{aligned} \Sigma \frac{N_1^2}{EA_1} l &= 2 \frac{N_d^2}{EA_d} d + 2 \frac{N_a^2}{EA_a} a + \frac{N_b^2}{EA_{ob}} B \\ &= \frac{2a}{EA_d \cos \alpha} + \frac{2a \cos^2 \alpha}{EA_a} + \frac{4a \sin^2 \alpha}{EA_{ob} \cos \alpha} \\ &= \frac{2a}{EA_d \cos \alpha} \left( 1 + \frac{A_d}{A_a} \cos^2 \alpha + 2 \frac{A_d}{A_{ob}} \sin^2 \alpha \right) \\ \Sigma \int \frac{M_1^2}{EI_1} dx &= \int_0^B \frac{M_b^2}{EI_b} dx = \frac{(2e \sin \alpha)^2}{EI_b} B \\ &= \frac{4e^2 a \sin^2 \alpha}{EA_{ob} r^2 \cos \alpha} = \frac{2a}{EA_d \cos \alpha} \left( 2 \frac{A_d}{A_{ob}} \cdot \frac{e^2}{r^2} \sin^2 \alpha \right) \\ \delta_{11} &= \frac{2a}{EA_d \cos \alpha} \left[ 1 + \frac{A_d}{A_a} \cos^2 \alpha \right. \\ &\quad \left. + 2 \frac{A_d}{A_{ob}} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) \sin^2 \alpha \right] \end{aligned}$$

计算  $\Delta_{1p}$ :

$$\begin{aligned} \Sigma \frac{N_1 N_1}{EA_1} l &= 2 \frac{N_a N_a}{EA_a} a = 2 \frac{N_a \cos \alpha}{EA_a} a \\ &= \frac{2a}{EA_d \cos \alpha} \left( A_d \frac{N_a}{A_a} \cos^2 \alpha \right) \\ \Sigma \int \frac{M_1 M_1}{EI_1} dx &= \int_0^B \frac{M_b' M_b}{EI_b} dx = \frac{2e \sin \alpha}{EI_b} n M_{\max} \\ &= \frac{2n}{E} \sigma_{ob} \sin \alpha = \frac{2BA_d}{EA_d} \cdot \frac{n}{B} \sigma_{ob} \sin \alpha \\ &= \frac{2a}{EA_d \cos \alpha} A_d \frac{n}{B} \sigma_{ob} \sin^2 \alpha \end{aligned}$$



$$T = 4N_a \frac{\delta}{2}$$

由弦杆杆力  $N_a$  作的内功

$$U_a = 4 \frac{N_a^2 a}{2EA_a}$$

由斜杆杆力  $N_d$  作的内功

$$U_d = 4 \frac{N_d^2 \frac{d}{2}}{2EA_d} = 4 \left( \frac{N_a}{\cos \alpha} \right)^2 \frac{\frac{d}{2}}{2EA_d}$$

由横杆杆力  $N_b$  作的内功

$$U_b = 2 \frac{N_b^2 \frac{B}{2}}{2EA_b} = 2(2N_a \operatorname{tg} \alpha)^2 \frac{\frac{B}{2}}{2EA_b}$$

由弦杆挠曲作的内功

$$U_{fb} = 2 \frac{N_b^2 a^3}{48EI} = 2(2N_a \operatorname{tg} \alpha)^2 \frac{a^3}{48EI}$$

$U_{fb}$  是由横杆杆力引起的弦杆水平挠曲变形，式中  $I$  为弦杆对竖向轴的惯性矩。

根据外功等于内功的原理，得

$$T = U_a + U_d + U_b + U_{fb} \quad (1.4.10-6)$$

将以上各式代入式(1.4.10-6)，得

$$\begin{aligned} 4N_a \frac{\delta}{2} &= 4 \frac{N_a^2 a}{2EA_a} + 4 \left( \frac{N_a}{\cos \alpha} \right)^2 \frac{d/2}{2EA_d} \\ &\quad + 2(2N_a \operatorname{tg} \alpha)^2 \frac{B/2}{2EA_b} \\ &\quad + 2(2N_a \operatorname{tg} \alpha)^2 \frac{a^3}{48EI} \end{aligned}$$

$\delta = \sigma_a a / E$ ，解方程式得

$$N_a = \frac{\sigma_a}{\frac{1}{A_a} + \frac{1}{A_d \cos^3 \alpha} + \frac{2 \operatorname{tg}^3 \alpha}{A_b} + \frac{a^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}{12I}}$$

(1.4.10-7)

$$\begin{aligned}
 N_d &= \frac{N_s}{\cos\alpha} \\
 &= \frac{\cos\alpha}{A_s} + \frac{1}{A_d \cos^2\alpha} + \frac{\frac{\sigma_s}{2} \operatorname{tg}^3\alpha \cos\alpha}{A_b} + \frac{a^2 \operatorname{tg}^2\alpha \cos\alpha}{12I}
 \end{aligned}
 \tag{1.4.10-8}$$

分母和分子各乘以  $A_d \cos^2\alpha$ ，并以  $a = B/2\operatorname{tg}\alpha$ 、 $\operatorname{tg}\alpha = \sin\alpha/\cos\alpha$  代入，得

$$\begin{aligned}
 N_d &= \frac{\sigma_s A_d \cos^2\alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_b} \sin^3\alpha + \frac{A_d}{A_s} \cos^3\alpha + \frac{A_d}{48I} B^2 \cos^3\alpha} \\
 &= \frac{N_s}{A_s} \\
 &\quad \times \frac{A_d \cos^2\alpha}{1 + 2 \frac{A_d}{A_b} \sin^3\alpha + \frac{A_d}{48I} B^2 \cos^3\alpha + \frac{A_d}{A_s} \cos^3\alpha}
 \end{aligned}$$

上式分母第四项一般很小，也可略去。

横杆内力  $N_b = (N_{d1} + N_{d2}) \sin\alpha$

**三角形纵向联结系** 在竖向荷载作用下，由于联结系与弦杆共同作用，使之产生如图 1.4.10-4a 的变形（实际上各弦杆内力  $N_s$  和截面  $A_s$  是不等的，但由于联结系各杆内力只与弦杆的应力  $\sigma_s = N_s/A_s$  有关，而理论上各节间弦杆的应力是相等的，为了便于计算，在图中用了相同的  $N_s$ 、 $A_s$  来代替各节间不等的  $N_s$  和  $A_s$ ，这样的假定，不影响计算结果的正确性）。

为了求得图 1.4.10-4a 中的各未知力，可将各节间的斜杆切断，取图 1.4.10-4c 所示的基本体系，此时竖向荷载所产生的力将单独由弦杆承受。

根据力法原理，可以写出如式 1.4.10-4 的形式。在  $N_d = 1$  作用下，各杆产生的内力见图 1.4.10-4d 和 e。

计算  $\Delta_{1P}$  和  $\delta_{11}$ ：

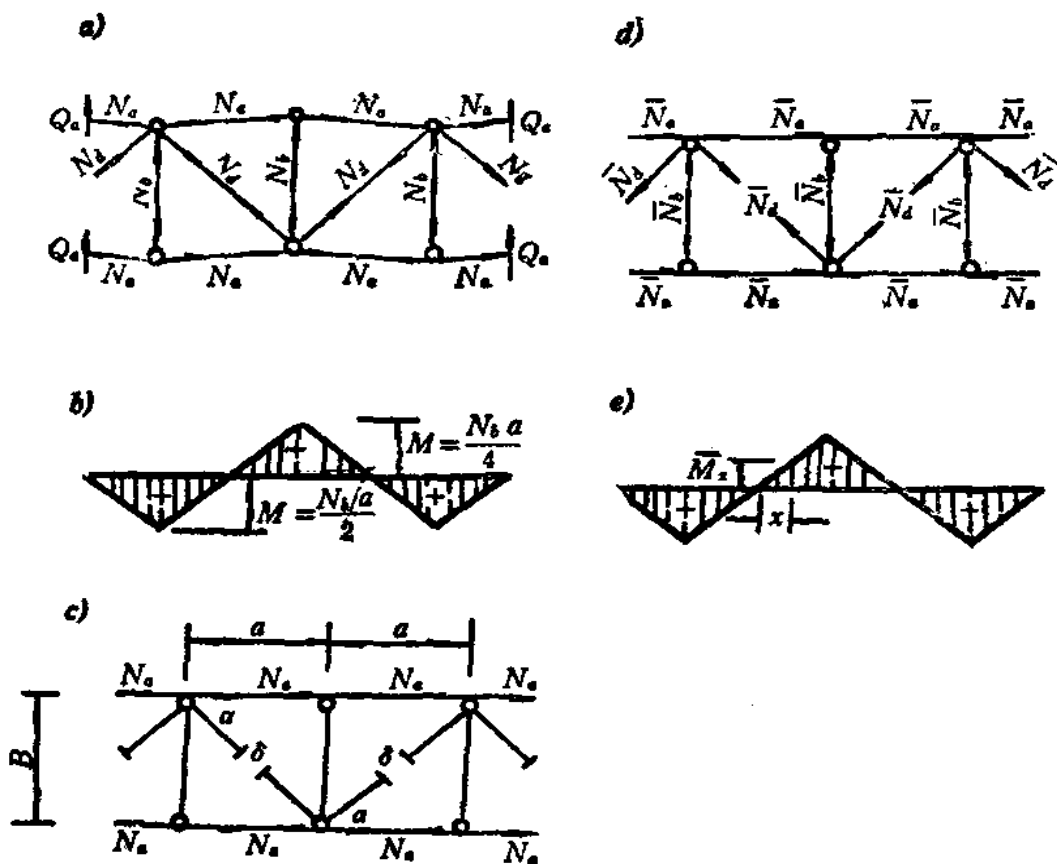


图1.4.10-4 三角形纵向联结系内力计算图

$$\begin{aligned} \Sigma \int \frac{M_1 M_1}{EI} dx &= 0 \\ \Sigma \frac{N_1 N_1}{EA_1} l &= 2 \frac{N_a N_a}{EA_a} a \\ \Sigma \int \frac{M_1^2}{EI_1} dx &= 4 \int_0^{\frac{a}{2}} \frac{M_2^2}{EI} dx \\ \Sigma \frac{N_1^2}{EA_1} l &= \frac{N_a^2 d}{EA_d} + \frac{N_b^2 B}{EA_b} + 2 \frac{N_a^2 a}{EA_a} \\ &= \frac{a}{EA_d \cos \alpha} + \frac{N_b^2 a \sin \alpha}{EA_b \cos \alpha} + 2 \frac{N_a^2 a}{EA_a} \end{aligned}$$

将以上各式代入式(1.4.10-4)得

$$N_d = \frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}}$$

$$= \frac{2 \frac{N_a N_a a}{A_a}}{\frac{a}{A_d \cos \alpha} + \frac{N_b^2 a \sin \alpha}{A_b \cos \alpha} + \frac{2 N_a^2 a}{A_a} + 4 \int_0^{\frac{a}{2}} \frac{M_x^2}{I} dx}$$

(1.4.10-9)

在图1.4.10-4a中, 根据节点平衡条件(取两个相邻节点求解)或截面平衡条件(将整个纵向联结系沿纵轴剖开)得

$$N_b = \frac{1}{2} (N_{d1} + N_{d2}) \sin \alpha$$

$$N_b = \frac{1}{2} (N_{d1} + N_{d2}) \sin \alpha \approx N_d \sin \alpha$$

根据截面平衡条件(横截面上  $\Sigma x = 0$ )得

$$N_a = \frac{1}{2} N_d \cos \alpha$$

弦杆弯矩

$$M_x = -\frac{1}{2} N_b x = -\frac{N_d}{2} x \sin \alpha$$

将以上各式代入式(1.4.10-9)得

$$N_d = \frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}}$$

$$= \frac{\frac{a N_a \cos \alpha}{A_a}}{\frac{a}{A_d \cos \alpha} + \frac{a \sin^3 \alpha}{A_b \cos \alpha} + \frac{a \cos^2 \alpha}{2 A_a} + \frac{\sin^2 \alpha}{I} \int_0^{\frac{a}{2}} x^2 dx}$$

$$= \frac{N_a}{A_a} \cdot \frac{A_d \cos^2 \alpha}{\left( 1 + \frac{A_d}{A_b} \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{2 A_a} \cos^3 \alpha + \frac{A_d}{24 I} B^2 \cos^3 \alpha \right)}$$

式中分母括弧内第三项一般很小, 也可略去不计。

$$\text{横杆内力 } N_b = \frac{1}{2}(N_{d1} + N_{d2})\sin\alpha$$

第1.4.11条 桁架左右两受压弦杆与纵向联结系组成的组合受压结构，其长度为弦杆受压区长度，如果纵向联结系平面内具有初弯曲，则弦杆轴向力在组合受压结构的杆件平面内产生剪力。因此，规定以两弦杆内力之和的3%作为节间剪力来计算纵向联结系斜杆的内力。

第1.4.12条 三角形或菱形纵向联结系，由于横杆内力  $N_b$  的作用，将使联结系节点处产生位于联结系平面内的弯矩，该弯矩由弦杆（或翼缘）承受。若将  $AB$  段视作  $A$ 、 $B$  两端固定的梁（见图1.4.12），则弯矩等于

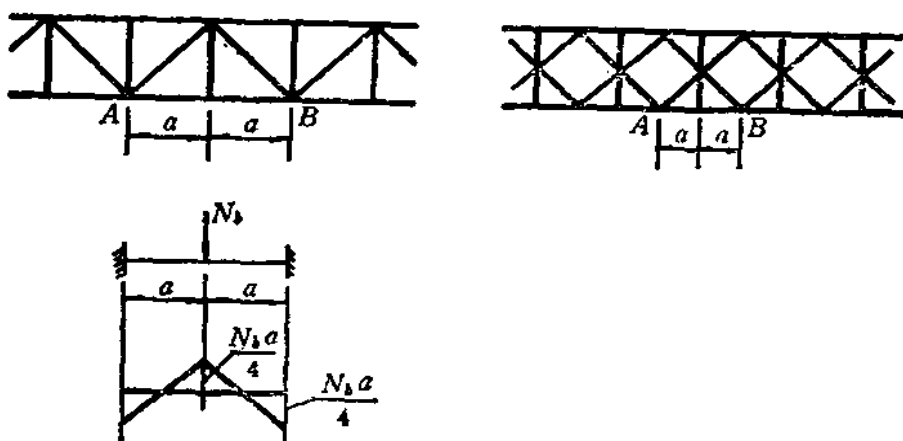


图1.4.12 三角形及菱形纵向联结系在横杆内力作用下的计算图

$$M = \pm \frac{2N_b a}{8} = \pm \frac{N_b a}{4}$$

第1.4.13条 用单根角钢作拉杆的连接时，非连接肢的作用力将通过连接肢传递至连接板，使连接肢承受偏心弯矩而引起附加应力。按照结构理论，此项弯矩由角钢和连接板分担，刚度较大者负担较多，刚度较小的则负担也小。如果连接板刚度不大，

角钢将要抵抗较大的弯矩。另外，由于连接板轴线与角钢中心轴不相重合，也会产生偏心弯矩。试验证明，角钢承受了这些偏心弯矩之后，它所能承受的轴向力仅为全部材料强度的70~80%。强度的折减与角钢的非连接肢与连接肢的宽度比有关，比值愈大，偏心就愈大，折减也愈多。所以在计算偏心连接的单角钢拉杆净截面积时，不能把非连接肢的截面积全部计算在内，规范规定仅计及50%，就是考虑了偏心连接的不利影响。

如果在角钢的非连接肢上另外铆上一根短角钢（见图1.4.13 a）或用两根并联角钢作拉杆（见图1.4.13b）时，则角钢非连接肢上的作用力经由短角钢直接传至节点板，而不需要经过连接肢去传递，从而避免了轴向力在连接肢上引起的附加力。据试验，此时材料强度可由上述的70~80%增加到85~95%。所以T形或槽形截面的拉杆，如其翼缘或腹板与节点板连接，其截面积均按减少10%计算。

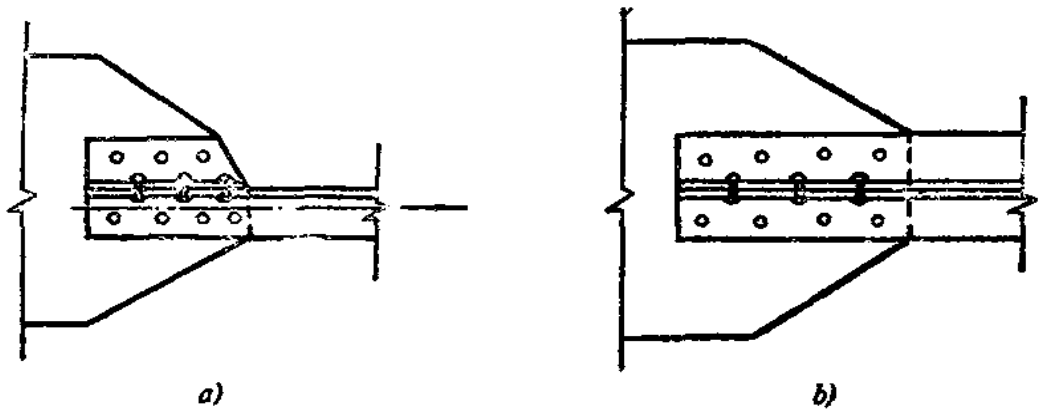


图1.4.13 角钢连接示意图

### (III) 缀板

第1.4.14条 压杆两端剪力最大，如果被连接的部分杆件受力稍有不均或偏心，就会在缀板上引起附加应力，因此，对于主要受压及压-拉构件的端缀板，其长度要长些，规范规定至小为 $1.25s$ ， $s$ 为部分杆件连接铆钉线间或焊缝间的距离。压杆中部剪力较小，缀板长度可减小，规范规定至小为 $0.75s$ 。苏联规范

(CH200-62) 规定受压和压-拉构件端缀板长度为中缀板长度 ( $0.75s$ ) 的1.7倍, 与本规范很接近。

受压或压-拉构件缀板的最小厚度, 主要构件规定为  $s/50$ , 相当于最大长细比  $l/r = 50\sqrt{12} = 173$ ; 次要构件规定为  $s/60$ , 相当最大长细比  $l/r = 60\sqrt{12} = 207$ , 均能保证缀板弯曲稳定。至于缀板厚度又规定大于或等于8mm (主要受压或受拉构件) 或6mm (次要受压或受拉构件), 是从构造上考虑的, 具体数值参考苏联规范确定。

两根杆件用缀板连接的构件, 如果端缀板设在远离节点的地方 (见图1.4.14a), 则由于节点板的刚度不大, 在部分杆件上 (截面1-1) 产生偏心弯矩  $Ne$ , 对构件不利。如果将缀板移到接近节点中心处 (见图1.4.14b), 就可避免产生偏心弯矩, 其受力情况如图1.4.14c, 故规范规定端缀板应尽量设置在节点中心处。

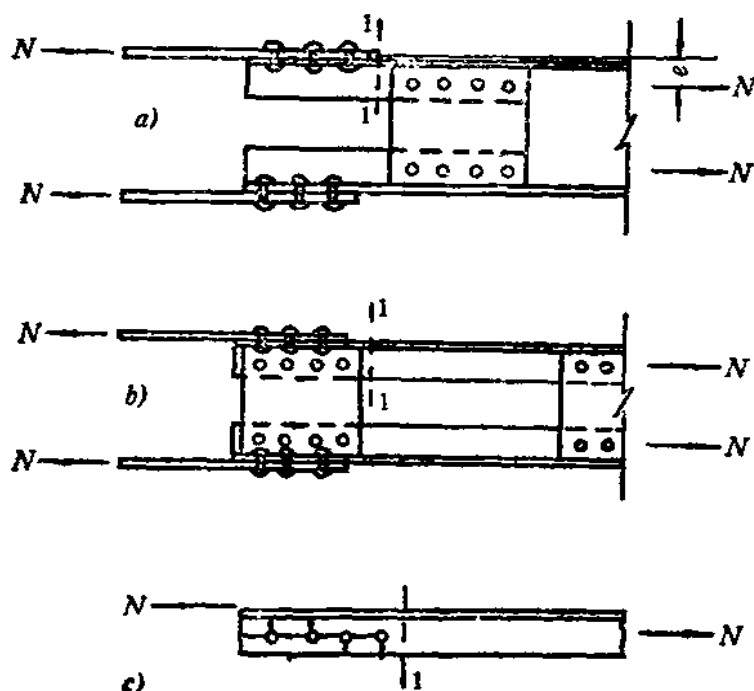


图1.4.14 角钢用缀板连接示意图

第1.4.15条 验算组合构件缀板的剪力，通常采用下列公式计算：

$$Q = 2A[\sigma] \frac{\varphi_{\min}}{\varphi}$$

或者  $Q = \beta A, \quad \beta = \alpha[\sigma] \frac{\varphi_{\min}}{\varphi}$

式中  $\alpha$ ——系数，3号钢构件采用0.015；16锰钢构件采用0.017；

$[\sigma]$ ——钢材轴向容许应力，3号钢等于140MPa；16锰钢等于200MPa；

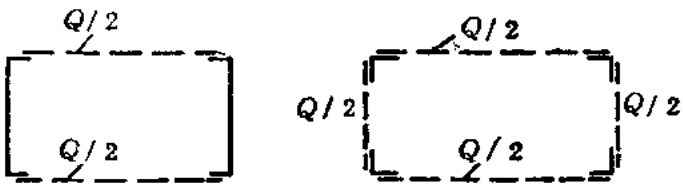
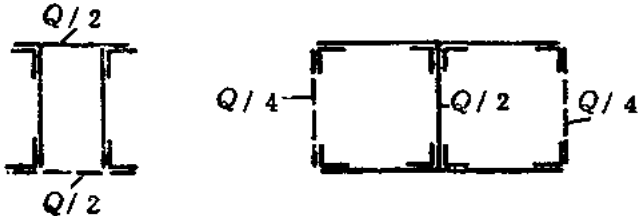
$\varphi_{\min}$ ——构件最小纵向弯曲系数；

$\varphi$ ——轴心受压构件验算在缀板平面内的稳定性时的纵向弯曲系数。

$\varphi_{\min}/\varphi$  值一般接近于1，于是 $\beta$ 值如下：

假想剪力在数组平行缀板中的分配

表1.4.15

分配情况	图 例
<p>在平行平面上有数组缀板时，剪力由它们均分</p>	
<p>组合构件的肢一面由整板连接，其余由缀板连接时，整板承受一半，其余由缀板均分</p>	

3号钢构件  $\beta = 0.015 \times 140 = 2.1 \text{ N/mm}^2 = 210 \text{ N/cm}^2$

16锰钢构件  $\beta = 0.017 \times 200 = 3.4 \text{ N/mm}^2 = 340 \text{ N/cm}^2$

上述计算公式考虑了纯压杆的因素，如组合构件的截面是由疲劳容许应力 $[\sigma_n]$ 确定的，则在剪力 $Q$ 的计算中还要乘以 $[\sigma_n]/\varphi_{\min}[\sigma]$ ，使之减小。如构件以受拉控制，则 $Q$ 值还应再乘以压力与拉力绝对值的比值。

剪力 $Q$ 在数组平行缀板中的分配，列于表1.4.15。

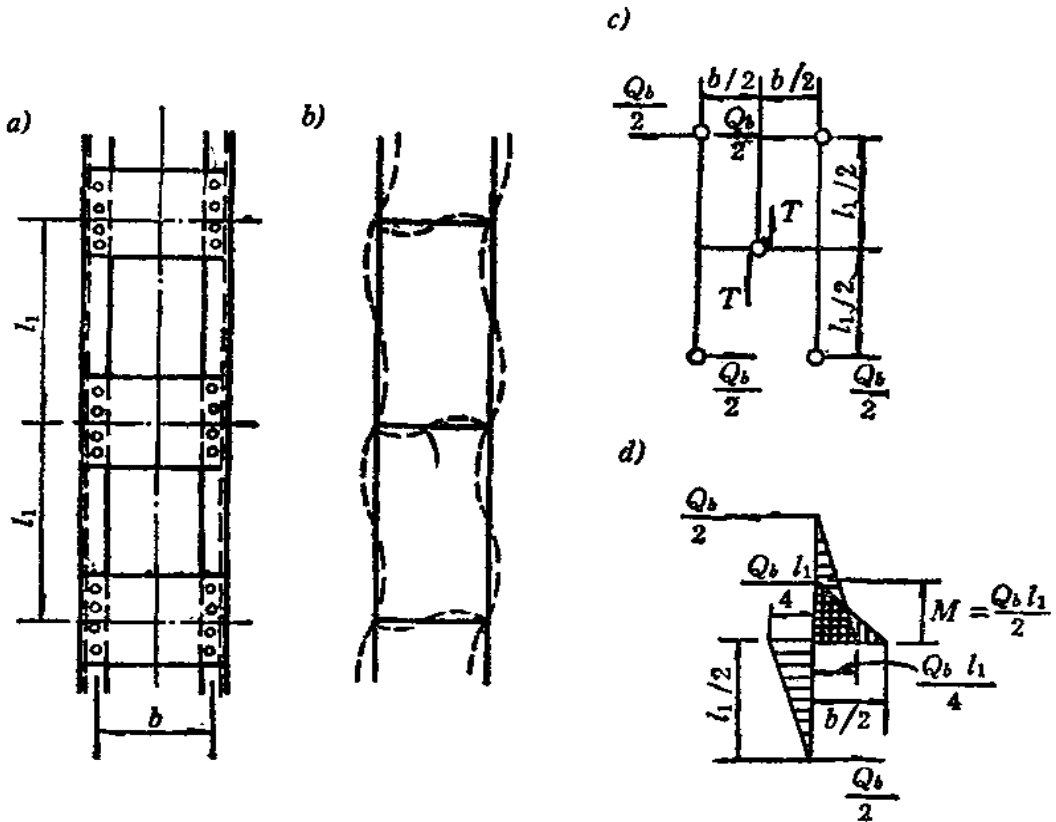


图1.4.16 缀板计算图

**第1.4.16条** 缀板的作用，假定与无斜腹杆的桁架体系相同，压杆受力后，缀板将如图1.4.16b所示弯曲。如把构件的节点当作刚性连接，则压杆在每个节间的部分都像梁一样弯曲，在每个节间的中点都有一个反弯点，在缀板中心弯矩为零，该处只有剪力 $T$ 的作用（见图1.4.16c）。

假定有两个缀板平面，则每个缀板平面承受剪力 $Q_b = Q/2$ 。

由图1.4.16c 看出，压杆部的上部和下部作用着  $Q_b/2$ ，造成一个力偶  $Q_b/2l_1$ ，这个力偶由加于缀板中心的剪力  $T$  来平衡，于是得

$$\frac{Q_b}{2} l_1 = T \frac{b}{2}$$

所以 
$$T = \frac{Q_b l_1}{b}$$

由剪力  $T$  在缀板连接处引起的最大弯矩（见图1.4.16d）为

$$M = T \frac{b}{2} = \frac{Q_b l_1}{2}$$

#### (IV) 支 座

**第1.4.17条** 梁式桥跨径在25m 以上时，由于载重较大，温度变化影响也大，使梁产生较大的转角和纵向移动。为了克服较大的摩阻力，保证梁有足够的角变位和线变位，所以一般采用辊轴式支座或摇轴式支座。橡胶支座可否用作钢桥支座，应通过试验确定。

支座用以传递荷载，其底板必须具有一定的刚性，才能使通过它的荷载均匀分布于垫石上。规范规定的底板最小厚度是从实践经验中得出的。铸钢在铸造时可能出现气孔及其他缺陷，影响铸件的强度，所以也要有最小尺寸的规定。

支座顺桥方向的长度，不宜超过墩台支承面至铰中心高度的两倍，即图1.4.17a 中的  $C$  值不宜大于  $2h$  值；垂直桥方向的宽度，应使墩台支承面与铰的平面之差不超过支承面至铰中心高度的两倍，即图1.4.17b 中的  $(B-b)$  不宜大于  $2h$ 。这些规定都是依支座上压力分布角度不超过  $45^\circ$  得出的（见图1.4.17）。

**第1.4.18条** 支座上的压力通过底板传至墩台，尽管它的最小厚度在规范中作了规定，以保证其具有一定的刚性，但不是所有长度都能参与传递工作，因此必须规定有效范围。也即底板的

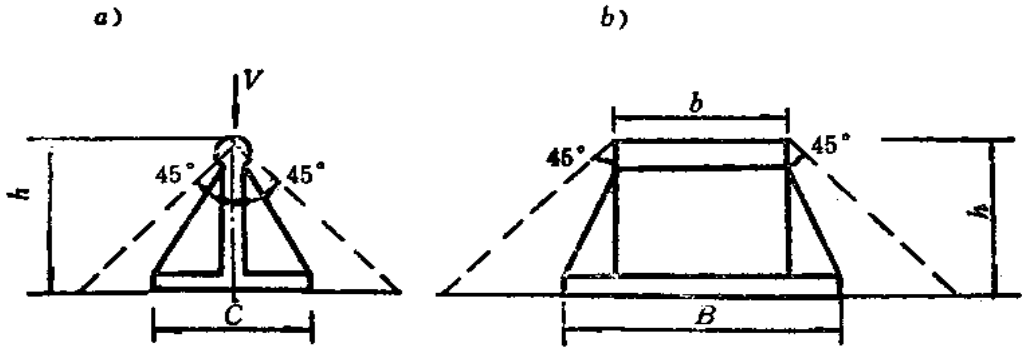


图1.4.17 支座压力分布图

实际长度可根据需要确定，但计算时采用的有效长度必须按规定取用。底板的强度往往以板中的弯曲应力控制，计算的有效长度过长，也增加了板中的弯曲应力，从而不必要地增大板厚。

**第1.4.19条** 支座的形式很多，但就支座铰的形式而言，只有紧密接触和自由接触两种。紧密接触（两弧形表面接触）因容易生锈而增加转动摩阻力；自由接触（弧形与平面接触）摩阻力较小，所以一般情况下宜选用后者。

为了减小摩阻力，提高活动支座的效能，辊轴直径不宜太小，规范规定不小于150mm。钢桥愈长需要滚移的距离愈大，相应地加大辊轴直径，可以使转角较小、容易滚动。割边式辊轴加工麻烦，且有翻倒的可能，如不受支座平面尺寸限制，应尽量少用。

辊轴数量多，各轴受力不均匀，所以辊轴数量宜选用最少数，在可能的情况下用单辊式支座。采用奇数辊轴，中间辊轴的受荷要比外边的两个辊轴大很多，因此在选用多个辊轴时，应尽量选用偶数。

**第1.4.20条** 当设置拔力锚栓时，其锚固力应为上拔力的1.5倍，使之有相当的安全储备。试验表明，锚栓随着埋置深度的增加，应力递减很快，所以埋得过深意义不大。为了增加握裹力，一般在锚栓下端设置弯钩或将端部扩大成螺头形式的锚固板。

**第1.4.21条** 辊轴支座应能自由地纵向移动，其移动距离应

不小于由活载和温度所产生的移动量。辊轴纵向位移后，对基座和底板均产生偏心，在计算中应考虑偏心弯矩的影响。

**第1.4.22条** 由竖向荷载引起的主梁（如平直下弦的简支桁架）支承点的位移，与被支承的主梁的弦或翼缘的位置、应力及挠度有关，计算公式如下：

$$\Delta = \frac{\bar{\sigma}L}{E} + \frac{8}{3} \frac{(2f - \delta)\delta}{L}$$

式中  $L$ ——桁架的跨径；

$\bar{\sigma}$ ——由活载产生的下弦杆平均应力；

$f$ ——梁中的预拱度；

$\delta$ ——活载引起的跨中挠度。

式中右边第二项与第一项相比甚小，可以省略，规范仅采用

$$\Delta = \frac{\bar{\sigma}L}{E}$$

## 第五节 钢桥的构造与计算

### (I) 基本要求

**第1.5.1条** 结构中不应有未栓（或铆）合或未焊合的接触部分，如有则会产生缝隙，缝隙内积水容易发生锈蚀。闭口截面和凹槽也是基于以上原因，故应尽量避免。

构件中出现槽形截面如H形也容易积水，因此应设置排水孔，孔的直径不宜太大，太大了会过分削弱截面面积，太小了如遇冰冻或积垢容易被堵塞，以往H形截面的排水孔直径一般为50mm，间距不超过1.5m，可供设计人员参考。

**第1.5.2条** 主桁弦杆上或主梁翼缘上不容许直接焊连各种辅助构件，板梁的受拉翼缘不得采用横向角焊缝，因为这种垂直于应力作用方向的焊缝会引起相当大的局部应力，甚至于要出现裂缝。

**第1.5.3条** 为了充分发挥构件的强度和稳定作用，不致由

于基材的某些缺陷或连接构造的细节不当造成构件局部地区应力过大（应力集中）或在未承受荷载以前构件内部先承受内应力，对易造成应力集中的缺口、空洞、坑槽及构件截面发生突然变化的部位，以及由于焊接工艺低劣所产生的夹渣、气孔、裂纹和未焊透等缺陷，应该竭力避免或进行很好的机械加工。

残余应力是由于焊接所引起的，构件焊接受热后会 发生膨胀，如果它的变形受到阻碍的话，就产生塑性变形。而当构件冷却后，因为焊缝较基材有着更大的收缩趋势，因此引起残余应力，这种残余应力是影响焊接构件脆性破坏的重要原因，同时也降低了构件的疲劳强度和压杆稳定的临界应力。为了避免残余应力的影响，除了对钢材质量本身有较高的要求以外，要特别注意焊接方法、焊接顺序和对焊缝质量的检查，以减小残余应力的不良影响。

次应力又称二次应力，它是由于构造上的原因所引起的，这些构造上的因素大致有如下几种：

- a. 构件在连接处由于节点板影响使构件呈刚性连接；
- b. 相邻构件由于重心不一致，使轴向力对构件产生偏心作用；
- c. 构件自重引起的挠曲；
- d. 梁的活动支座的摩擦；
- e. 支座沉降；
- f. 其它。

各国规范都强调应尽量减小二次应力，由于它是构造上引起的，因此可以从构造上采取措施来控制它，比如可以减小构件高度，尽可能把节点板做得紧凑些，避免采用再分式节间以降低节点的刚性；又如应尽量使构件截面的形心与截面中心一致并使相邻构件的中线一致以消除偏心等。除此之外，在施工和架设阶段，也可以采取措施降低二次应力，比如对满载作用下构件的伸缩量事先估算好，而在制造时将构件的长度预先增加或减小，这样组装起来的上部结构在无荷载作用时比正常的形状有些上拱；还可以在

进行拼装时使构件的交角成为设计中的预定交角（在构件中施以端弯矩），这样也就等于在构件中建立了与二次应力相反的预加力，满载作用时的二次应力就被抵消了；也可以预先在横梁的两端设置反向端弯矩，使受荷载作用时不让连于横梁上的桁架腹杆产生弯矩和弦杆产生扭转，以尽力消除满载时二次应力的影响，因此在设计时完全有可能采取上述手段使次应力减到最小程度。

**第1.5.4条** 由于钢板厚度可能有轧制负公差，且在长期运营过程中会产生锈蚀现象，因此对构件应规定最小的厚度。

节点板位于几根杆件交汇的部位，弦杆与腹杆的内力是通过节点板来平衡的，因此节点板应力状态比较复杂，既有压应力，也有拉应力，还有剪应力，应力分布也极不均匀。焊接板梁为保证腹板稳定和减小残余应力，板厚均不宜过小，故规定以不小于10mm为好。对于主梁、行车系或联结系，因考虑可能采用有悬伸翼缘的I形或T形截面构件，从满足最小宽厚比的要求出发，规定以不小于8mm为宜。填板为非受力构件，规定不小于4mm。轧制型钢的肢厚或腹板厚，除了本条规定所指明的部位需从受剪角度考虑之外，其它部位的肢厚或腹板厚均可小于8mm。

这里顺便提一下，关于具有正交各向异性的桥面板，虽然板厚远小于8mm，并且直接承受荷载，但是它是作为主梁的一部分参入共同受力的，是和密布的纵肋及垂直于纵肋的分布较疏的横肋共同组成桥面系，属于高次超静定结构，设计时按格子结构和正交异性板的理论进行分析。桥面板对局部荷载的承载力是很大的，故板厚不受8mm的限制，只要满足受力要求即可。

## (II) 板 梁

**第1.5.5条** 当设计焊接板梁截面时，截面是根据弯矩的分布来决定的，应具有抵抗弯矩的能力。在一般情况下，尽可能用三块钢板组成I形截面，即翼缘只用一块钢板。如所需要的翼缘截面积较大时，就应采用屈服点较高的钢材和较厚的钢板，目前最厚的钢板可用到32mm。当这些条件都不能满足时，才采用外

贴翼缘钢板的形式。外贴翼缘钢板通常只用一块，实践中极少用多于一块的，且在弯矩较大的地段用外贴钢板而在弯矩较小的地段仍用一块翼缘钢板，原因是由于外贴钢板的翼缘在制作时比单板翼缘要困难得多。此外，因焊缝受力不均，紧靠腹板与翼缘板处的焊缝应力较外贴翼缘处的焊缝应力最大处要大出20%，这是因为外贴翼缘板是依靠侧面角焊缝来传力的，而角焊缝至腹板的位置还有着一定的距离。

**第1.5.6条** 焊接板梁受压翼缘的伸出肢，其宽度与厚度比限制在12倍，主要是为了保证翼缘的局部稳定。可以把翼缘看成为一个三面支承的矩形板，与腹板连接的一边由于考虑到腹板常在翼缘失去稳定以前先失去稳定，故可以看成是简支的，翼板的另一端因为没有支承，因此可认为是自由的。在顺梁长的方向由于设置了腹板加劲肋，对翼缘的支承可视为简支，并把翼缘两端看成为受均匀压力的三边支承一边自由状态的结构，在均匀压应力作用下，其弹性屈曲应力为

$$\sigma_0 = k \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu)^2} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (1.5.6-1)$$

式中  $t$ ——板厚（此处为翼缘厚度）；  
 $b$ ——板宽（此处为翼缘悬臂宽度）；  
 $E$ ——钢的弹性模量，为 $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ ；  
 $\mu$ ——泊桑比，取用0.3；  
 $k$ ——屈曲系数，为0.425。

将上列数值代入式(1.5.6-1)，得

$$\delta_0 = 0.425 \cdot \frac{(3.14)^2 \times 210}{12(1-0.09)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 81 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (1.5.6-2)$$

若使临界应力等于屈服强度，即使翼板丧失稳定与承载能力的丧失等值，则

$$\sigma_y = 81 \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

或 
$$\frac{b}{t} = \frac{9}{\sqrt{\sigma_y}} \quad (1.5.6-3)$$

16Mn 钢的屈服强度  $\sigma_y$  为 3500MPa, 将其代入式(1.5.5-3), 得  $b/t \approx 15$ 。

通常为偏于安全考虑, 对 A3 钢和 16Mn 钢统一采用  $b \leq 12t$ 。除了受以上条件限制以外, 还规定受压翼缘伸出肢宽不宜大于 40cm, 这实际上是限制钢板不宜用大于 32mm 厚度的。

外贴翼缘钢板如在跨径内需要中断, 实际中断点应伸出理论截断点以外若干距离, 其目的是使被切断的翼缘板经过延伸段一定范围的过渡而到全部退出工作为止, 故延伸部分的焊缝长度根据该板截面强度的 50% 进行计算。此外, 为减小应力集中, 同时避免在切断处出现横焊缝, 将伸出理论截断点以外的板端做成尖劈形, 尖劈的两边与板的轴线方向的斜度为 1:2。

焊接板束的侧面角焊缝大多数为较长的焊缝, 为保证焊接质量, 应尽量采用自动焊或半自动焊为好。宽板至窄板的边缘应留有不小于 50mm 的空隙, 目的是为了在施焊中采用熔剂承托器, 如距离过小或者齐平, 则熔剂容易脱落。

**第 1.5.7 条** 由盖板与角钢共同组成的铆接板梁翼缘, 为了使角钢受力均匀, 并有足够强度把应力由盖板传递到腹板, 同时避免因用较大的盖板面积而使用过长的铆钉, 此外从受力观点出发, 尽量加大直接传递的面积而相应减少间接传递的部分, 所以希望加大翼缘角钢面积, 使其占翼缘总截面积的较大部分。角钢面积所占比例, 各国规范规定不一, 有的国家用 40%, 也有的国家用 30%, 本规范不作具体的规定, 由设计者自行决定。

具有多层盖板的铆接梁, 上翼缘中最贴近翼缘角钢的一层盖板应复盖梁的全长, 这是为了防止雨水和灰砂停滞在翼缘角钢与腹板组成的空隙之内, 避免梁本身遭受腐蚀(下翼缘则不受此限制, 因不存在上述问题)。其它外层翼缘盖板在梁长方向可以截断, 和第 1.5.6 条的焊接板梁一样, 实际中断点应伸出理论截断点以外若干长度, 以保证理论截断点有一个逐渐退出工作的过渡段。

翼缘盖板伸出翼缘角钢的宽度不宜小于5~10mm,是为避免当盖板两侧切边稍有不齐平时角钢边缘露出板外,外貌不甚美观。

**第1.5.8条** 焊接板梁翼缘的拼接焊缝与腹板拼接焊缝之间的距离相隔不宜小于10倍腹板厚度,目的在于避免焊接接头聚集在一处,因为二个以上的焊接接头过于接近时,容易由于冷却收缩而产生相当大的残余应力,并由此引起龟裂。除此之外,翼缘拼接或腹板拼接都不宜布置在应力最大的部位,因为对接焊缝中的应力可能超过对接接头的计算抗拉强度。即使用自动焊或高质量的手工焊,并经严格地焊缝质量检查,也不希望把拼接的焊缝布置在最大应力的断面处,而应布置在应力较小的断面处。

**第1.5.9条** 板梁支承处和外力集中处,局部压力较大,如无加劲肋,腹板容易出现压皱现象,因此需要设置加劲肋(对铆接梁尚应有填板)和腹板共同来传递反力。竖向加劲肋应有足够的刚度,伸出肢必须磨光与翼缘顶紧,也可以与受压翼缘焊连,但要注意不要使受压翼缘出现局部变形及外形不平整,以免降低其承载力。对于受拉翼缘,由于侧焊缝方向正好和拉应力正交,在使用过程中由于应力集中可能出现裂缝。

支承加劲肋应作为压杆验算稳定。由于腹板也密贴着下翼缘,因此把腹板的一部分作为压杆与加劲肋共同参予受力。腹板的有效宽度因钢材品种不同而有所变化,设计时为了简化计算,统一规定为30倍板厚,一般腹板截面积占支承加劲压杆总截面积的70%以下。

支承加劲肋除按压杆进行稳定验算外,还要验算它与翼缘接触处的支承压力。计算的支承面积为加劲肋与下翼缘顶紧的部分(焊接梁)或加劲角钢与下翼缘紧贴部分(铆接梁)。

**第1.5.10条** 为保证腹板的局部稳定,使它不致在板梁丧失稳定以前早期失去稳定,一种作法是使腹板的高厚比不超过临界值,另一种作法就是设计具有足够刚度的加劲肋。

当板梁腹板不设加劲肋时,以纯剪控制设计,其临界剪应力

$\tau_{cr}$  可用下式计算:

$$\tau_{cr} = k_r \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left( \frac{\delta}{h_0} \right)^2 \quad (1.5.10-1)$$

式中  $k_r = 5.34 + 4/\alpha^2$ ;  
 $\alpha = a/b$

$a$ 、 $b$ ——矩形板件的长度和宽度, 如图1.5.10-1所示。

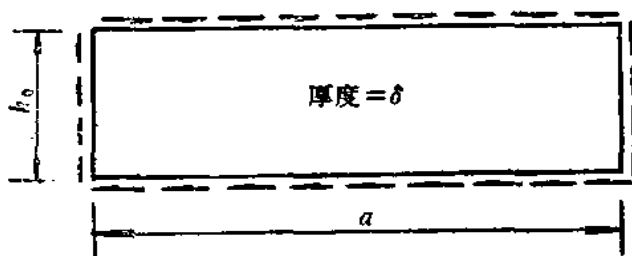


图1.5.10-1 受纯剪的腹板剪切层应力

若不设竖向加劲肋,  $\alpha$  值很大, 故取  $k_r = 5.34$ , 代入式(1.5.10-1)得

$$\tau_{cr} = 1010(\delta/h_0)^2$$

由于腹板在压曲后仍有相当大的承载能力, 因此临界剪应力可以提高, 纯剪时提高系数为1.25, 则

$$\tau_{cr} = 1.25 \times 1010(\delta/h_0)^2 = 1263(\delta/h_0)^2$$

腹板屈曲剪应力为  $\sigma_y/\sqrt{3} = 0.577\sigma_y$ , 命  $\tau_{cr} = 0.577\sigma_y$ , 即

$$1263(\delta/h_0)^2 = 0.577\sigma_y \quad (1.5.10-2)$$

将 A3 与 16Mn 钢的  $\sigma_y$  值分别代入式(1.5.10-2)后, 得

$$h_0/\delta = 95.5 \quad (\text{A3钢})$$

$$h_0/\delta = 80.3 \quad (\text{16Mn钢})$$

由于存在着初始缺陷, 屈曲承载能力有所降低, 故除以1.4的安全系数, 则

$$h_0/\delta = 95.5/1.4 = 68 \quad (\text{A3钢})$$

$$h_0/\delta = 80.3/1.4 = 57 \quad (\text{16Mn钢})$$

故规范规定当  $h_0/\delta \leq 70$  (A3钢) 和  $h_0/\delta \leq 60$  (16Mn 钢) 时, 可以不设竖向加劲肋和水平向加劲肋。

当  $h_0/\delta$  超出上述数值后, 应设置竖向加劲肋, 由于设置了竖向加劲肋, 腹板呈长方形, 它承受弯曲应力  $\sigma$ , 如图1.5.10-2所示。其临界压应力为:

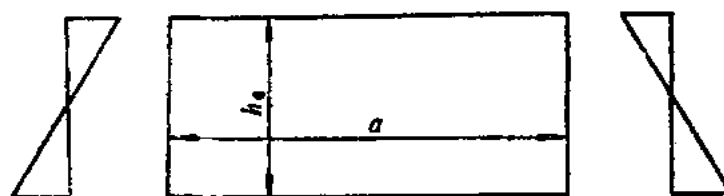


图1.5.10-2 受纯弯的腹板弯曲应力

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} (\delta/h_0)^2 \quad (1.5.10-3)$$

式中  $k_{\sigma}$ ——约束系数, 根据板的长宽比即  $a/h_0$  ( $a$  为竖向加劲肋的间距) 和非荷载边支承条件而定的。

假定非荷载的腹板上、下缘的二边为简支, 板件为无限长时,  $k_{\sigma}$  值最小,  $k_{\sigma_{min}} = 23.9$ , 则

$$\sigma_{cr} = 23.9 \frac{(3.14)^2 \times 210}{12(1-0.09)} (\delta/h_0)^2 = 4530(\delta/h_0)^2$$

鉴于翼缘抗弯刚度大, 对腹板有钳制作用,  $k$  值可以提高 1.4 倍, 则临界应力为

$$\sigma_{cr} = 4530 \times 1.4 (\delta/h_0)^2 = 6300(\delta/h_0)^2$$

临界应力取钢的屈服应力  $\sigma_y$ , 命  $\sigma_{cr} = \sigma_y$ , 有

$$6300(\delta/h_0)^2 = \sigma_y \quad (1.5.10-4)$$

将 A3 与 16Mn 的  $\sigma_y$  分别代入式(1.5.10-4)得

$$h_0/\delta = 162 \quad (\text{A3 钢})$$

$$h_0/\delta = 136 \quad (\text{16Mn 钢})$$

故规范规定，当仅设竖向加劲肋时，A3 钢的  $h_0/\delta$  限制不大于160，16Mn 钢的  $h_0/\delta$  限制不大于140。

以满足临界剪应力要求来决定竖向加劲肋的间距  $a$  值。按实用情况分析，竖向加劲肋的间距小于腹板高度时，至小也不会小于腹板高度的1/2，即  $a/h_0 \geq 1/2$ ，此时长边为腹板高度，短边为竖向加劲肋的间距。腹板高度既定，竖向加劲肋间距  $a$  越小，

$k_\tau$  值将越小。设  $a = 1/2h_0$ ，则  $\alpha = \frac{h_0}{h_0/2} = 2$ ， $k_\tau = 5.34 + 4/2^2$

$= 6.34$ 。设临界剪应力为  $1.25\tau$ ， $\tau$  为腹板内平均剪应力（以MPa计），代入式(1.5.10-1)，便得

$$\tau_{cr} = 6.34 \cdot \frac{(3.14)^2 \times 210,000}{12(1 - 0.09)} (\delta/a)^2 = 1.25\tau$$

$$\frac{a}{\delta} = 100 \sqrt{\frac{98}{\tau}} = \frac{980}{\sqrt{\tau}}$$

所以 
$$a \leq \frac{980\delta}{\sqrt{\tau}}$$

故规范采用 
$$a \leq 950\delta/\sqrt{\tau}$$

由试验得知，加密设置竖向加劲肋， $a/h_0$  值虽有所减小，但  $k_\tau$  值增加有限，也就是弯曲临界应力提高的很少，反使材料耗费很大，故此时除布置竖向加劲肋外，以布置水平加劲肋为好。

在提高受弯腹板的屈曲应力方面，于受压区设水平加劲肋效果最好，由 Massonnet 计算结果表明，若在距受压翼缘  $0.25h_0$  的位置设置一根水平加劲肋，系数  $k_\sigma$  可以增加到101，若按 Dubas 的计算，在同样位置设置水平加劲肋时， $k_\sigma = 129$ ，可见水平加劲肋最佳位置为距受压翼缘  $(0.20 \sim 0.25)h_0$  处。若取  $k_\sigma = 101$  代入式(1.5.10-3)，则

$$\delta_{cr} = \frac{101 \times (3.14)^2 \times 210}{12(1 - \mu^2)} (\delta/h_0)^2 = 19150(\delta/h_0)^2$$

令  $\sigma_{cr} = \sigma_y$ , 即

$$19150 \cdot (\delta/h_0)^2 \geq \sigma_y \quad (1.5.10-5)$$

将 A3 与 16Mn 钢的  $\sigma_y$  分别代入式(1.5.10-5), 得

$$h_0/\delta = 282 \quad (\text{A3钢})$$

$$h_0/\delta = 237 \quad (\text{16Mn钢})$$

故规范规定当设置一根水平加劲肋时, A3 钢的  $h_0/\delta$  可以达到 280, 16Mn 钢的  $h_0/\delta$  可以达到 240。

竖向加劲肋伸出肢宽度  $b_p > h_0/30 + 40\text{mm}$  的规定是一经验公式, 这样的宽度能够有效地加固腹板, 应用也简单, 故一直被采用。竖向加劲肋的厚度, 规定不小于肢宽的 1/15, 在于保证它具有一定的刚性, 不致在腹板发生屈曲以前先期丧失稳定, 也即保证竖向加劲肋的局部稳定。仿效第 1.5.6 条的方法, 将竖向加劲肋在梁的上、下二翼缘间视为简支, 与腹板连接的一边为固定、另一边为悬臂, 采用式(1.5.6-3):

$$b/t = 9/\sqrt{\sigma_y}$$

即

$$t/b = \sqrt{\sigma_y} / 9$$

此处  $t$  为竖向加劲肋的厚度,  $b$  为竖向加劲肋的肢宽即  $b_p$ , 将 16Mn 钢的  $\sigma_y$  值代入, 便得

$$t/b_p = 1/15$$

A3 钢为偏于安全考虑, 统一采用 1/15。

加劲肋必须具有足够的刚度方能阻止腹板的屈曲, 因此要求加劲肋的抗弯刚度与腹板的抗弯刚度具有一定的刚度比, 此比值与腹板的高度  $h_0$  成正比, 并与板的边长比  $a:b$  (即  $h_0$ ) 有关, 即

$$\frac{EI_p}{EI_k} = \frac{EI_p}{E \cdot \frac{1}{12} \frac{\delta^3}{(1-\mu^2)}} = \frac{I_p \cdot 12(1-\mu^2)}{\delta^3} = kh_0$$

(1.5.10-6)

式中  $k$ ——屈曲系数, 当  $a:b = 1$ ,  $k = 3.3$ ; 当  $a:b = 2$ ,  $k = 30.4$ 。

由式(1.5.10-6)可知加劲肋所需要的惯性矩为

$$I_p = \frac{k}{12(1-\mu^2)} h_0 \delta^3 = k_1 \cdot h_0 \delta^3 \quad (1.5.10-7)$$

设  $a : b = 2$  为最大, 则  $k = 30.4$ ,  $k_1 = 3.0$ , 故规范规定值

$$I_p = I = 3h_0 \delta^3$$

由水平加劲肋保证受弯腹板的局部稳定性时, 根据研究, 水平加劲肋的弯曲刚度  $EI_p$  与腹板的抗弯刚度  $EI_k$  之比, 与竖向加劲肋间距的平方成正比, 与腹板的计算高度  $h_0$  成反比, 即

$$\frac{EI_p}{EI_k} = \frac{EI_p}{E \cdot \frac{\delta^3}{12(1-\mu^2)}} = k' \frac{a^2}{h_0}$$

即 
$$I_p = \frac{k'}{12(1-\mu^2)} \cdot \frac{a^2 \delta^3}{h_0} = k'_1 \frac{a^2}{h_0} \delta^3$$

式中  $k'$  —— 与  $a/h_0$  有关的系数;

$$k'_1 = \frac{k'}{12(1-\mu^2)} = 2.5 - 0.45a/h_0$$

因此要求

$$I_p \geq (2.5 - 0.45a/h_0) \frac{a^2}{h_0} \delta^3 \quad (1.5.10-8)$$

若将  $a/h_0 = 0.85$  代入式(1.5.10-8), 得

$$I_p \geq (2.5 - 0.45 \times 0.85) \times 0.85 \times 0.85 h_0 \delta^3$$

即 
$$I_p \geq 1.5 h_0 \delta^3$$

规范要求水平加劲肋对板梁中线的惯性矩不小于  $1.5h_0\delta^3$ , 即不小于竖向加劲肋的惯性矩的  $1/2$ , 这说明当布置水平加劲肋时, 同时要求竖向加劲肋的间距  $a$  应小于  $0.85h_0$ 。若放大竖向加劲肋的间距  $a$ , 则不能保证水平加劲肋应有的抗弯惯性矩。

加劲肋应尽量在两侧设置, 如有困难时也可以单侧设置, 但其对腹板相贴边缘线的惯性矩要等于或大于成对的加劲肋对腹板中心线的惯性矩, 以保证有足够的刚度。

**第1.5.11条** 与腹板对接焊缝平行的加劲肋, 应距对接焊缝

有一定的距离，这是为了避免各条焊缝过于接近造成焊接热影响区和应力集中区的重叠，防止结构的脆性破坏。

与腹板对接焊缝相交的加劲肋，为了保证加劲肋与焊缝的连续性，且便于制造，允许加劲肋及其焊缝不截断而让其与对接焊缝相交，因相交只是局部的，可以采用这种做法。

水平加劲肋若与竖向加劲肋相交时，可以切断水平加劲肋使竖向加劲肋连续通过，也可以切断竖向加劲肋使水平加劲肋连续通过，这二种办法都可以，不论采用那一种方法，都要用焊缝将中断的加劲肋连接到未断的加劲肋上。在阻止周边为水平加劲肋和竖向加劲肋所包围的那一部分的腹板板件屈曲方面，水平加劲肋与竖向加劲肋都起一定的作用。水平加劲肋还必须承担弯曲法向应力，若不将水平加劲肋和它相遇处的竖向加劲肋加以焊连，它们将因为失去支承而难以发挥作用。

竖向或水平加劲肋与梁的翼缘板焊接时，为防止焊缝垂直相交，宜将加劲肋切出斜角。

**第1.5.12条** 板梁受荷载后发生弯曲，翼缘与腹板之间有相互错动的趋势，因而连接这两部分的连接件受到水平剪力，为了保证板梁的整体工作，连接件应能承受水平剪力，以防发生错动而将水平剪力传到腹板上。

单位长度上的水平剪力  $T_1$  计算如下：

$$\tau = \frac{QS_m}{I_m \delta}$$

式中  $Q$ ——计算截面处的最大剪力；  
 $S_m$ ——梁翼缘截面对板梁中心轴的面积矩；  
 $I_m$ ——梁毛截面惯性矩；  
 $\delta$ ——腹板厚度。

沿梁跨径单位长度内剪应力的总和

$$T_1 = \tau \cdot \delta \cdot 1 = \frac{QS_m}{I_m}$$

此式即为单位长度连接件需要传递的水平剪力。如果连接件

为焊缝，并假定  $n_f$  为焊缝的条数， $h_f$  为侧面角焊缝的计算厚度，则

$$T_1 \leq n_f h_f [\tau]$$

即 
$$\frac{QS_m}{n_f h_f \cdot I_m} \leq [\tau]$$

式中  $[\tau]$ ——侧面角焊缝的容许剪应力，与基材的容许剪应力相同。

如果连接件为铆钉，二个铆钉之间距离为  $s$  时，则由铆钉所承受的剪力为

$$T_1 \cdot s = N$$

上式是假定在二个铆钉之间（距离  $s$ ）的剪力不变的情况下求得的，实际上剪力是变化的，一般均采用板梁区段中最大的剪力来计算，免得钉距变化较多，于是有

$$s \cdot \frac{QS_m}{I_m} \leq N$$

式中  $N$ ——一个铆钉抗剪或承压的承载力，见第1.2.7条。

上承式板梁桥的受压翼缘，由于直接承受垂直荷载，翼缘与腹板之间的连接件还要承受竖向剪力，因此在这种情况下尚应考虑该两种力的合力。翼缘上集中荷载  $P$  在接缝处单位长度上的力为

$$v_1 = p/\lambda$$

则连接件承受的总剪力  $Q_1$  为水平剪力与竖向剪力的合力，即

$$Q_1 = \sqrt{T_1^2 + v_1^2}$$

在焊接梁中

$$\sqrt{\left(\frac{QS_m}{I_m}\right)^2 + \left(\frac{P}{\lambda}\right)^2} < n_f h_f [\tau]$$

即 
$$\frac{1}{n_f h_f} \sqrt{\left(\frac{QS_m}{I_m}\right)^2 + \left(\frac{P}{\lambda}\right)^2} < [\tau]$$

在铆接梁中

$$\sqrt{\left(\frac{sQS_m}{I_m}\right)^2 + \left[s\left(\frac{P}{\lambda}\right)\right]^2} < N$$

即

$$s \cdot \sqrt{\left(\frac{QS_m}{I_m}\right)^2 + \left(\frac{P}{\lambda}\right)^2} < N$$

式中  $\lambda$ ——垂直荷载（指轮压）的分布长度，一般采用轮压长度加荷载由行车道板顶至翼缘顶（对焊接梁）或翼缘铆钉中心线（对铆接梁）按45°角的分布长度；如翼缘上直接搁置有型钢梁时，则分布长度为型钢梁的翼缘宽度（对焊接梁）加型钢梁底至翼缘铆钉中心线按45°角的分布长度（对铆接梁）。

**第1.5.13条** I形截面梁受弯曲时，截面只有一部分受压，这一部分有可能成为不稳定的因素，当弯曲达到某一定值时，梁将发生从弯曲面内向外扭转的侧面屈曲。抗扭弱的I形截面，弯曲平面内具有的弯曲刚度远大于侧向弯曲刚度，所以侧向容易压屈。这种压屈称之为丧失整体稳定。

假定梁的两端为简支，在无支撑长度内认为弯矩相等，且截面具有二个对称轴时，梁的弹性侧向屈曲强度也即引起横向扭转压曲的临界弯矩按下式计算：

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y GK \left( 1 + \frac{EI_w}{GK} (\pi/l)^2 \right)} \quad (1.5.13-1)$$

式中  $EI_y$ ——绕弱轴（ $y$ 轴）的抗弯刚度；  
 $GK$ ——抗扭刚度；

$EI_w$ ——翘曲刚度（对具有二对称轴的截面为  $EI_y \cdot \frac{h^2}{4}$ ）；

$l$ ——无支撑长度。

将式(1.5.13-1)除以截面模量  $W_x$  后，即得

$$\begin{aligned}\sigma_{cr} &= \frac{M_{cr}}{W_x} \\ &= \sqrt{\frac{\pi^2 E I_y G K}{W_x^2 l^2} + \frac{\pi^4 E^2 I_y I_w}{W_x^2 l^4}}\end{aligned}$$

根式中第一项适用于类似轧制型粗宽的长梁，而根式第二项适用于薄壁狭长梁。对于后一种型式的桥，第一项较第二项的数值要小的很多，为实用起见，常可以略去，只用第二项代替，如此

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^4 E^2 I_y I_w}{W_x^2 l^4}} \quad (1.5.13-2)$$

以  $I_w = \frac{I_y h^2}{4}$ ， $W_x = \frac{I_x}{h/2}$  代入式(1.5.13-2)，则

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{4 \frac{I_x}{I_y} \left(\frac{l}{h}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{4 \left(\frac{r_x}{r_y} \frac{l}{h}\right)^2} \quad (1.5.13-3)$$

若令  $\frac{r_x}{r_y} \cdot \frac{b}{h} = \alpha$ ，则  $\frac{r_x}{r_y} \cdot \frac{l}{h} = \alpha \cdot \frac{l}{b}$ ，以此代入

式(1.5.13-3)，便得

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{4 \left(\alpha \cdot \frac{l}{b}\right)^2} \quad (1.5.13-4)$$

现解求  $\alpha$  (见图1.5.13)

$$\begin{aligned}A &= 2bt + (h - 2t)\delta \\ &\approx 2bt + h\delta = 2A_F + A_w\end{aligned}$$

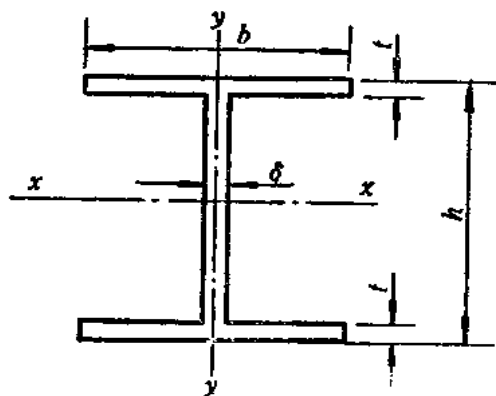


图1.5.13 工字形梁断面

$$I_y \approx 2 \times \frac{1}{12} b^3 t = \frac{1}{6} bt \cdot b^2 = \frac{A_F}{b} b^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} \delta (h - 2t)^3 + bt \left(\frac{h}{2}\right)^2 \times 2$$

$$\approx \frac{A_w}{12} h^2 + \frac{A_F}{2} h^2$$

所以

$$\alpha = \frac{r_x}{r_y} \cdot \frac{b}{h} = \sqrt{\frac{I_x}{I_y} \cdot \frac{b^2}{h^2}}$$

$$= \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_F}}$$

将  $\alpha$  值代入式(1.5.13-4), 得

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{4 \left[ \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_F} \cdot \frac{l}{b}} \right]^2} \quad (1.5.13-5)$$

由式(1.5.13-3)可以得知: 当  $\frac{r_x}{r_y} \cdot \frac{l}{b} \leq 48$  (A3 钢) 或  $\leq 40$  (16Mn 钢),  $\sigma_{cr}$  分别为 225MPa 或 325MPa, 即接近屈服应力, 因此当  $r_x/r_y$ 、 $l/h$  之值小于上列数值时, 可不验算总体稳定。反之, 则应进行验算。同样从式(1.5.13-5)来分析, 对狭长的梁, 一般  $\frac{A_w}{2A_F} > 4$ , 现假定  $\frac{A_w}{2A_F} = 4$ , 当  $\frac{l}{b} \leq 18$  (A3 钢) 或 15 (16Mn 钢), 并代入式(1.5.13-5), 算出  $\sigma_{cr}$  分别为 225MPa 或 325MPa, 接近屈服应力。故规范规定: 侧向固定点的间距与其宽度之比, 对 A3 钢不超过 18, 对 16Mn 钢不超过 15, 方可保证板梁的总体稳定。当有钢筋混凝土板或整体金属板固接在板梁的上翼缘时, 相当有强大的侧向支承, 阻止板梁侧向屈曲, 故不受此限制。

### (III) 联合梁

**第1.5.14条** 本条是对联合梁所下的定义, 以往有的称“组合梁”, 有的称“组合梁”, 不甚统一。有时把不同强度的同一种材料结合起来的结构也称之为联合梁, 如不同标号的钢筋混凝土

土板和梁相结合，不同钢种的钢桥面板和钢梁相结合，为区别起见，本条规定：凡用钢筋混凝土作为桥面板而用钢材作为主梁，二者之间用剪力连接件传递剪力的结构，谓之联合梁。

**第1.5.15条** 由于联合梁在修建时所采用的施工方法不同，受力的方式就有所不同，最常用的方法是先将钢梁安放在支座上，作为以后浇筑或安装钢筋混凝土行车道板及人行道结构的承重物，很明显，联合就位的钢梁此时只承受它本身的重力、联结系重力以及其上浇筑或安装的钢筋混凝土桥面板和模板等重力。待混凝土硬化以后，由于钢筋混凝土桥面板与钢梁固结而起到联合作用，所加上的第二阶段荷载，如桥面铺装、栏杆重力以及行驶在桥上的活载，就由钢筋混凝土板与钢梁的联合结构共同承受。

如不用钢梁作脚手架而在钢梁之下另设满堂脚手架进行施工时，节约钢材很少，反而带来施工上的麻烦，因此不大采用这种方法。

**第1.5.16条** 联合梁承受荷载时，沿翼缘板的正应力分布是不均匀的，如图1.5.16所示。

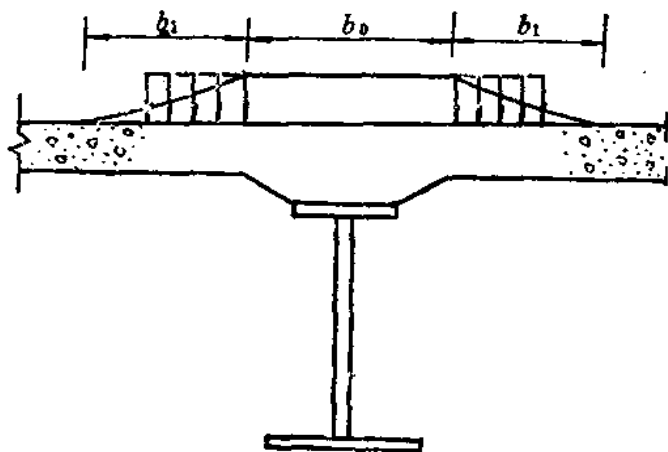


图1.5.16 翼缘板沿宽度的正应力分布

由图可以看出，翼缘和腹板的连接处较大，而在板跨中部则明显的减小，应力分布的形式与荷载、构造及支承条件等多种因

素有关，一般均假定应力按抛物线变化。设计中采用有效宽度  $b$  进行计算，在有效宽度  $b$  的范围内认为应力是均匀的，有效宽度  $b$  的数值来源请参见“公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范”第3.2.2条的条文说明。

**第1.5.17条** 此公式为梁受弯曲后的受剪公式，值得注意的是此处的  $Q$  为活载引起的剪力  $Q_0$  和第二阶段恒载引起的剪力  $Q_{II}$  之和。第一阶段恒载引起的剪力  $Q_I$  在钢筋混凝土桥面板和钢梁之间为零， $I$  与  $S$  应以同一种材料为换算基础。

在简支结构中，支点处剪力最大，跨中处最小。因此钢梁翼缘上的抗剪连接件的布置可根据剪力图面积进行分配，即支点处抗剪连接件密，靠近跨中抗剪连接件疏。为了减少构造上施工的麻烦，可以沿梁长分成几个段落，在几个段落内取各自的最大剪力，然后按等间距布置抗剪连接件，这样梁长上就有几种不同间距的排列。但在跨径不大的联合梁桥上，也可以取整个梁长的最大剪力进行计算，然后沿梁长等距离布置抗剪连接件。

**第1.5.18条** 抗剪连接件的形式可以分成刚性的和柔性的两种，刚性的抗剪连接件以往多采用角钢或槽钢，将其焊在钢梁的上翼缘之上，伸入在钢筋混凝土板中，以阻止板沿钢梁滑动。除角钢或槽钢以外，如有可靠的承载能力实验数据，也可采用其它形式，如在美国和日本近来采用一种特制的剪力钉，如图1.5.18

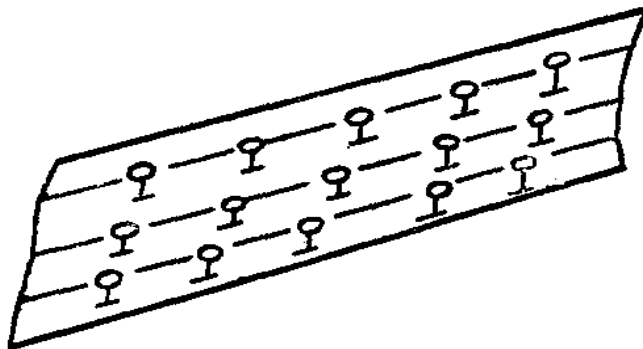


图1.5.18 钢梁上翼缘的剪力钉

所示。此种剪力钉类似无螺纹的圆头螺栓，用自动焊接法将钉焊在受压翼缘上。焊连时，在自动焊枪内塞进剪力钉，并保持剪力

钉抵紧在钢梁翼缘上，将焊枪的触发器与电流连通，电热熔化剪力钉端部的焊接材料，使剪力钉固定在钢梁翼缘上。我国过去设计联合梁时尚未使用过这种刚性连接件，若要使用，须通过实验决定其承载力，这里提出仅供参考。柔性连接件就是指钢筋，此钢筋焊固于钢梁翼缘之上，并伸入至钢筋混凝土桥面板之中，按板的主拉应力方向设置。在受冲击荷载情况下，以采用柔性连接件为好，且现浇于钢筋混凝土桥面板上。若钢筋混凝土桥面板采用预制的，则以使用刚性连接件比较便利。

**第1.5.19条** 本条主要是抗剪连接件的构造要求。用于现浇钢筋混凝土桥面板时，刚性连接件的间距不宜过大，以保证板和钢梁形成整体而共同工作，阻止钢梁与钢筋混凝土板之间滑移；但也不宜过小，否则使浇筑混凝土发生困难。对于柔性连接件，为保证受力均匀，最好成对设置，并对称于梁中心线。为了增加钢筋与混凝土的锚固力，要像普通钢筋混凝土中的钢筋一样，端部要做成弯钩，钢筋应该是斜向的，与弯起钢筋一样沿主拉应力方向设置，即与钢梁纵向的夹角为  $45^\circ$  或  $30^\circ$ 。弯起钢筋与钢梁上翼缘的焊缝必须双面施焊，避免单面施焊因受力不均而产生应力集中。根据“公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范”第6.2.14条规定，侧焊缝长度除满足受力要求外，还不得小于本条规定的长度，它们之间的间距系按混凝土的浇筑条件和均匀传力的要求规定其最大与最小距离。无论是刚性抗剪连接件或柔性抗剪连接件，其保护层的厚度均不应小于 2cm，为的是保证混凝土的质量和保护连接件。

**第1.5.20条** 本条是预制钢筋混凝土桥面板的构造要求，目的是使板和刚性连接件能够很好地结合，以发挥它的抗剪能力。

一、桥面板的预留孔做成由下向上扩大的锥形，是为了便于插进刚性连接件，同时在安装后便于浇注混凝土。

二、刚性连接件与钢筋混凝土桥面板之间规定留有最小的空隙，在于保证有一定的骨料灌入到空隙之内。因为希望承压一边能进入较多的骨料，以保证有足够的承压强度，所以规定承压一

边较之非承压边留有较大的空隙。

三、钢筋混凝土桥面板与钢梁之间垫以砂浆垫层，一方面是保证桥面的平整，另一方面也起到防止钢梁上翼缘存有缝隙而引起连接件锈蚀。梁板之间，一般都用砂浆密缝。

四、钢筋混凝土桥面板在预留孔的四个角隅处，设置与受力方向成 $45^\circ$ 角的斜放短钢筋，以防止角隅处力流不能平顺传递而引起开裂。

**第1.5.21条** 当气温突然变化时，由于钢梁传热快，而钢筋混凝土桥面板传热慢，因两者的温度不同而引起附加应力。梁、板温差分布沿联合梁的截面高度是变化的，但在实际计算中都假定板与梁的温度在高度上无变化，只是两者之间存在一些差值。钢筋混凝土桥面板与钢梁的温度差视该地区气候条件及板的厚度而定，大约可以假定板的温度接近于气温的昼夜平均温度，而昼夜平均温度差约为 $5^\circ\text{C}$ 左右。各地区气温骤变是非常不一致的，假设在我国平均气候条件下骤变温度的数值采用 $15^\circ\text{C} \sim 20^\circ\text{C}$ ，据此推算钢梁与混凝土的温差为 $10^\circ\text{C} \sim 15^\circ\text{C}$ 。遇有骤变温度显著且远大于 $15^\circ\text{C} \sim 20^\circ\text{C}$ 的地区修建联合梁桥，则当以特殊情况予以考虑，而不应采用 $10^\circ\text{C} \sim 15^\circ\text{C}$ 。

混凝土在空气中凝固时，体积收缩，对联合梁的影响类似于板的温度降低。由于混凝土收缩在龄期很短时就已开始，早期收缩占的比例大，故整体浇筑的钢筋混凝土桥面板因收缩发生的变形比较大，按相应于温度降低 $15^\circ\text{C} \sim 20^\circ\text{C}$ 考虑。分段浇筑的收缩相对于整体浇筑为小，故按 $10^\circ\text{C} \sim 15^\circ\text{C}$ 考虑。预制的钢筋混凝土桥面板，在早期收缩完成以后才与钢梁起共同作用，由于早期收缩占的比例很大，可以认为它已完成收缩，故不计入收缩影响。

混凝土收缩在钢梁及钢筋混凝土桥面板中产生附加应力，这种附加应力也是一种持续荷载，它会使混凝土产生塑性变形——徐变。这种塑性变形降低了混凝土中的应力，而把一部分荷载转给了钢梁来承受，从而加大了钢梁的应力，因此在计算联合梁时，由板的收缩所引起的附加应力应同时考虑徐变的影响。

第1.5.22条 用近似方法计算由恒载重力及混凝土收缩应力所引起的混凝土徐变时，可采用混凝土的“有效弹性模量” $E_1 = kE$ ，此时除考虑混凝土的弹性变形以外，尚有塑性变形，即

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon + \Delta_t = \varepsilon(1 + \Delta_t/\varepsilon) = \frac{\sigma_b}{E} (1 + \varphi_t)$$

式中  $\varepsilon$ ——在单位应力作用下，混凝土发生的弹性变形；  
 $\Delta_t$ ——在单位应力作用下，经过  $t$  时间所积累的混凝土塑性变形；  
 $E$ ——混凝土的受压弹性模量；  
 $\varphi_t$ ——经过  $t$  时间后的塑性变形  $\Delta_t$  与弹性变形之比。

由上式可得

$$\frac{\sigma_b}{\varepsilon_{total}} = E_1 = \frac{E}{1 + \varphi_t} = kE \quad (1.5.22)$$

可以看出，在应力  $\sigma_b$  不变的情况下，由于徐变的增加，结果和混凝土弹性模量的减小效果是一样的。

当  $t = \infty$  时，塑性变形  $\Delta_\infty$  达到最终值，此时  $\varphi_t$  值（恒载）一般在 1 ~ 4 之间，苏联（CH200-62）规范第 531 条建议在无可靠资料时，采用  $\varphi_t = 1.5$ ，则

$$E_1 = \frac{1}{1 + \varphi_t} E = \frac{1}{1 + 1.5} E = 0.4E$$

和“钢筋混凝土联合钢结构设计”（E.E.吉卜施曼著，高伟刚、张成德译）采用的相同。

由收缩应力所发生的混凝土徐变与恒载作用下所发生的徐变稍有不同。联合梁在恒载作用下，作用力在整个混凝土徐变的塑性变形积累期间数值是不变的，然而当受收缩应力影响时，联合梁上所发生的内力随混凝土徐变积累程度而减小，因此，计算联合梁由收缩应力在混凝土中发生的徐变影响时，所采用的徐变计算数值较恒载徐变影响值为小，所采用的有效弹性模量应稍大，设  $\varphi_t = 1$ ，则  $k = 0.5$ 。

活载为非持续荷载，瞬时即消失，不致产生塑性变形，故不考虑徐变影响。

计算徐变时，由于混凝土的弹性模量用的是“有效弹性模量”，故钢与混凝土的有效弹性模量之比为  $n_1 = E_s/E_c = E_s/kE_c = n/k$ ，式中  $E_s$  为钢的弹性模量， $n$  即为钢与混凝土的弹性模量之比。

对超静定结构，联合梁截面的内力是变化的，所以由混凝土徐变及收缩所引起的附加内力，也是变化的，宜用更精确的方法求算。

**第1.5.23条** 采用联合梁的目的是使钢筋混凝土桥面板参入钢梁抵抗纵向弯矩以达到节约钢材。因混凝土有较高的抗压能力，所以应充分利用它的受力有利条件，希望联合梁截面的重心轴在钢筋混凝土板厚以下，以使其承受弯曲压应力。规范规定的容许弯曲受压应力值，是按照常用的混凝土标号，参照1975年“公路桥涵设计规范”表4-3，由混凝土轴心抗压标准强度  $R_c^b$ （ $R_c^b$  见“公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范”）换算得来的。至于顶面有负弯矩的悬臂梁或连续梁，为了避免混凝土受拉，也可施以预应力或者放置较多的钢筋来承受拉应力，不一定采用联合梁这种结构。但这都与本条无关，兹不赘述。

#### (IV) 桁 架

**第1.5.24条** 在桁架中，主桁构件必须采用对称截面，以使应力均匀分布。

桁架的腹杆体系要优先采用单交叉即三角式系统。单交叉系统杆件数量少，构造简单，当今各国都普遍采用，如图1.5.24a所示。为了减小弦杆之间的间距，也即减小桥面系纵梁的跨度，在三角式腹杆体系加设竖杆也是一种较好的形式。我国公路钢桁架大多采用这种体系，如图1.5.24b所示。其它腹杆体系如K式（图1.5.24c）、双腹杆式（图1.5.24d）、再分式（图1.5.24e），其共同特点是腹杆数量多、节点构造复杂，无论是用钢量、制造、安装架设都显得不合理，故目前钢桁架极少采用这些腹杆体系。跨径特大的桥梁，桁架高度高，采用多腹杆式体系方显得合

理，如铁路钢桥常采用的米字形腹杆体系（图1.5.24f）。从力学观点来看，米字形腹杆受力比较复杂，但是腹杆受力很小，它的截面也很小，因而节点板所需要的尺寸不大。加之它是内部高次超静定体系，腹杆遭受局部破坏不致使全桥破坏，且因节间较小，便于布置桥面纵梁，因此特大跨径桥梁采用米式腹杆也是合理的体系之一。

在第1.5.3条中我们已经强调过，应该尽量减小二次应力，因此相邻杆件的轴线应尽量交会于一点，否则会因和轴向力存在偏心距而引起附加的二次弯矩。实在不可避免时，应计入二次弯矩对相邻杆件所引起的弯曲应力。二次弯矩可按刚度比例分配给交会于节点处的各个杆件，可用下式表达：

$$M = \frac{\frac{N_1 + N_2}{2} \cdot e \cdot \frac{I_1}{l_1}}{\sum \frac{I}{l}}$$

式中  $N_1$ 、 $N_2$ ——相邻两杆件的内力；

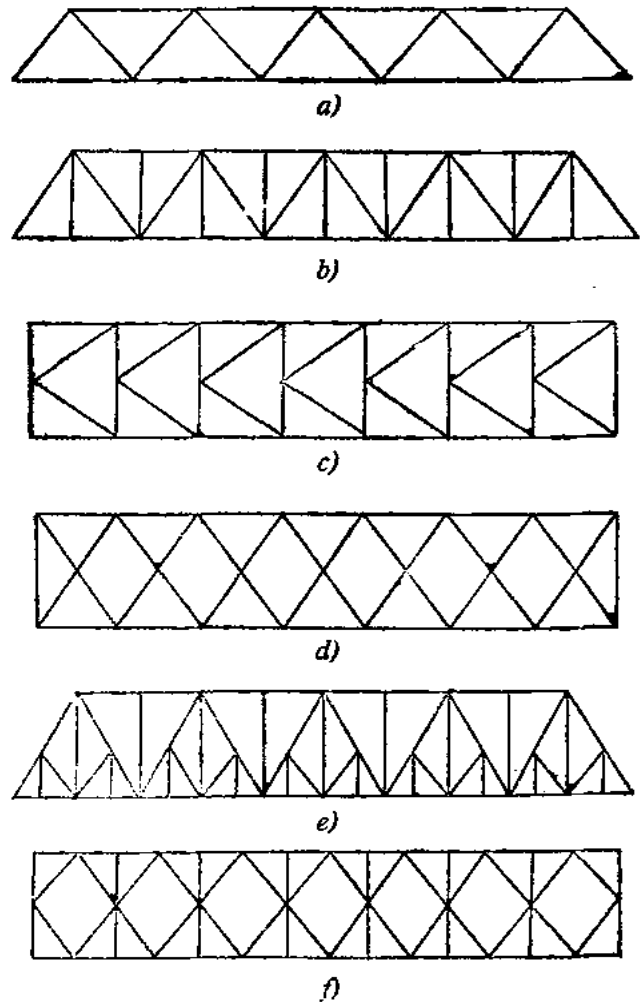


图1.5.24 主桁各种腹杆体系  
a)三角式；b)带竖杆三角式；c)K式；d)双腹杆式；e)再分式；f)米字式

- $l$ ——相邻两杆件重心轴的偏离值；  
 $I_1$ 、 $l_1$ ——被验算杆件的惯性矩和长度；  
 $\Sigma I/l$ ——通过该节点所有杆件相对刚度之和。

铁路桥梁的实测表明，不应忽视此项偏心影响，如偏心值为弦杆高度的1.5%时，附加应力可以达到主应力的12%，影响颇大。

**第1.5.25条** 通常都把节点处的杆件连接视为理想的铰接，则杆件内力主要是轴向力，可按照结构力学的方法计算。如果节点是用没有摩擦的销子构成，杆件完全可以自由转动，上述假定是真实的，但实际桥梁杆件之间是通过节点板用铆钉或高强螺栓连接，事实上也就变成了刚性连接，因此除轴向力外，不可避免地会产生端弯矩，因而引起了二次应力。杆件刚度  $EI/l$  越大或者说长细比越小，其抵抗转动的能力越强，从而发生的二次应力也越大；反之杆件刚度  $EI/l$  越小或者说长细比越大，则二次应力越小，因此在桁架中的杆件不宜采用短而粗的杆件，所以规范对杆件的高长比作了限制，超出限制以外的就要计算此项影响。美国 AASHTO 规范、美国铁路钢桥规范和日本公路桥梁规范均规定杆件的高度与其长度之比小于1/10，英国 BS5400 规范规定小于1/12，可不计节点刚性影响。参考以上国家的规范，故规定杆件的高长比不超过1/10。

次应力的大小除与节点刚性有关外，还与桁架的形式有关，Patton 氏计算了6种桁式（简支）杆件的二次应力并与一次应力相比，得知多腹杆体系的桁架二次应力较大（指上、下弦杆）， $K$  式桁架最小。三角式腹杆体系的桁架上、下弦杆的二次应力也比较小，除斜杆外，均在主应力（一次应力）的20%以下。新近设计的大连市“北大友谊桥”——吊桥，它的加劲桁架的弦杆截面高度为40cm，节间长度为3m，超过了1/10之比。设计者利用矩阵位移法编制了平面刚架的结构内力计算程序，求得在荷载作用下各个杆件的内力，再与按铰接桁架得到的内力相比较，表明二次应力都小于一次应力（轴向应力）的10%，说明节点刚性影

响是很小的。

当考虑节点刚性影响时，由于联结系和桥道系都参入主桁共同工作，对主桁杆件的杆力起减载作用，加之架设时使桁架预先上拱犹如事先建立预应力，这些有利因素均未计入计算之中，所以可作为杆件的容许应力提高来考虑。英国 BS5400 规范规定容许应力可以提高 20%，美国 AASHTO 规范规定碳素结构钢的容许应力可提高 20%，低合金钢可提高 15%~20%，故本规范参考它们的规定，定为可提高 20%；若为荷载组合 II~IV，还可提高到 40%。由于容许应力提高常可抵消节点刚性所引起的二次应力，因此绝大多数情况下，可不考虑节点刚性的影响，只有特大跨径的桥梁才应考虑。

由于考虑了节点刚性影响，容许应力的提高较多，反而比不考虑节点刚性影响容许应力不提高有利，控制设计的仍然是不考虑节点刚性影响的情况，故仍应验算仅受轴向力作用时杆件受力能否满足要求。

第 1.5.26 条 当弦杆上直接承受桥面板的荷载时（上承式桁架），弦杆除受轴向力外，尚有作用在节点以外的竖向荷载所引起的弯矩，受力情况与一般桁架的弦杆有着根本的区别，近似一弹性支承连续梁。支承点就是节点，但在计算时按刚性连接处理，采用近似的方法进行计算，既不考虑将这一节点的弯矩传至邻近节点，也不考虑由邻近的节点传来的弯矩，如图 1.5.26 所示。弦杆中作用有桥面板传来的垂直荷载，欲求  $a$  点处的弯矩，可将弦杆视为一根两端固接的梁（ $ab$ ），求出固端弯矩  $M_{F_1}$ ，然

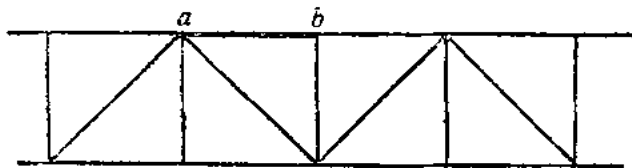


图 1.5.26 直接承受外荷载的弦杆

后按照节点  $a$  处所连接的各个杆件相对刚度  $I/l$  之比值进行分配，如此，则  $a$  点弯矩为

$$M_{ab} = \frac{F_{Fa}}{\sum_a I/l} \cdot \frac{I_{ab}}{l_{ab}}$$

式中  $M_{Fa}$ ——由于荷载所产生的在  $a$  端的固端弯矩，可以近似地取  $0.7M_0$ ， $M_0$  为跨径等于节间长度  $ab$  的简支梁的跨中弯矩；

$I_{ab}$ —— $ab$  杆件的惯性矩；

$l_{ab}$ ——节间  $ab$  的长度；

$\sum_a I/l$ ——节点  $a$  各杆件的相对刚度之和。

这种固端弯矩所产生的杆件应力是客观存在的，因此容许应力不能提高。

**第1.5.27条** 受拉杆件的破坏发生在净截面处，为了保证拼接处不比原净截面弱，故规定受拉杆件的拼接板无论在节点内或节点外拼接，其净截面积均应较被拼接部件的净截面积大10%。

对于受压杆件，考虑到由于拼接板可能产生局部偏心，受力比较复杂，故要求拼接板的面积也应大于被拼压杆有效面积的10%，也就是比丧失稳定时计算的承载力大10%。此外，从满足强度要求出发，它的净截面积同时应较被拼接的压杆的净截面积大10%。

当被拼接的两弦杆的截面不等时，拼接板应按截面较大的弦杆来计算。

综合以上所述，可以用以下公式表示：

对受拉杆件  $A'_j \geq 1.1A_j$

对受压杆件  $A'_m \geq 1.1\varphi_1 A_m$

式中  $A'_j$ 、 $A'_m$ ——拼接板的净面积、毛面积；

$A_j$ 、 $A_m$ ——被拼接部件的净面积、毛面积；

$\varphi_1$ ——中心压杆的轴向容许应力折减系数。

**第1.5.28条** 对于H形截面杆件，腹板和两侧翼板若均设拼接板，则传力情况较好，腹板与翼板的应力均能通过拼接板直

接传递,截面的内力分布也比较均匀。但这样对截面的形状及栓(钉)孔位置的准确程度要求提高,因而增添了工厂制造的困难,同时也增加了工地拼装工作量。为此,腹板可不设拼接板,而只在翼板两侧加设拼接板,腹板中的应力间接地通过翼板两侧的拼接板来传递。为了保证腹板的应力能逐步地通过翼板传至节点板,故要求杆件的腹板应伸入节点板一定的长度(不小于腹板宽度的一倍半)。为了使栓(钉)传力均匀,同样要求连接于杆件上的栓(钉)与杆件轴线相对称排列。

**第 1.5.29 条** 相邻两弦杆的内力是通过节点板来传递的,因此节点板可作拼接作用。由于节点板受力复杂,在计算时一般只考虑弦杆截面高度范围内的节点板作为传递弦杆内力之用,伸出弦杆高度范围以外的不考虑。由于节点板作为拼接板使用,因此与第 1.5.27 条所要求的一样,应较被连接杆件的强度至少大 10%。

对节点板强度的验算,可分为三个部分:a)在斜杆与节点板连接处,验算节点板的撕裂应力;b)验算腹杆与弦杆之间的节点板水平截面的剪应力;c)验算节点中心处节点板竖向截面上的法向应力。兹以图 1.5.29 说明之。

一、当斜杆受力时,节点板可能沿 1-2-3-4 截面撕裂,也有可能沿 5-2-3-6 截面撕裂,当撕裂截面与斜杆内力垂直时,采用钢材的基本容许应力 $[\sigma]$ ;凡破裂线与斜杆内力所成的交角小于 $90^\circ$ 或平行时,一律采用 $0.75[\sigma]$ 。若以图 a)中 1-2-3-4 撕裂截面为例,节点板中的应力为:

$$\sigma = \frac{1.1N}{0.75(A_{j1-2} + A_{j3-4}) + A_{j2-3}} \leq [\sigma]$$

式中  $A_{j1-2}$ 、 $A_{j3-4}$ 、 $A_{j2-3}$ ——节点板沿撕裂处的净截面积;

$N$ ——斜杆内力。

斜杆内力与撕裂截面小于 $90^\circ$ 交角时,容许应力只取 $0.75[\sigma]$ ,是因为该截面内节点板承受剪切,钢材的抗剪容许应力为 $0.6[\sigma]$ 。但平行于斜杆内力方向的栓(钉)孔相当于弯曲受剪,剪应力分布不均匀,按第 1.2.15 条规定,容许应力应予提高,当

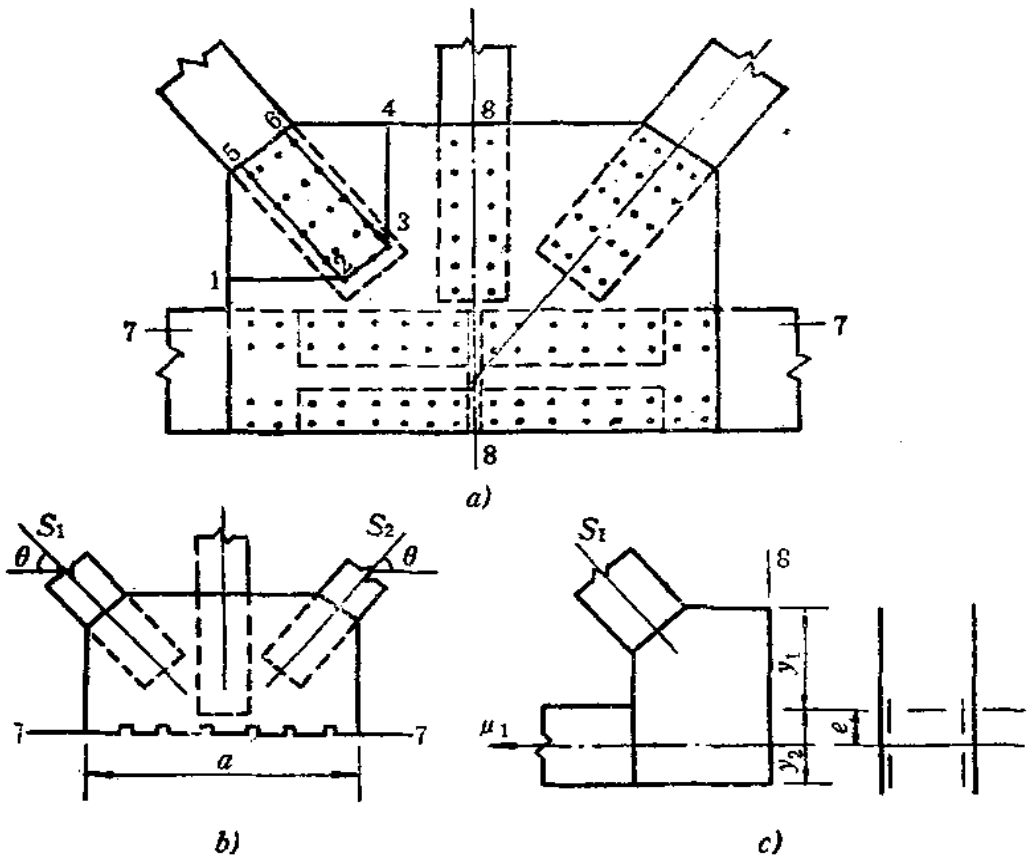


图1.5.29 节点板强度验算图式

a) 撕裂应力验算图; b) 水平截面剪应力验算图; c) 节点中心截面法向应力验算图

节点板为矩形截面时,  $\tau_{max}/\tau_0 = 1.5$ , 增大系数  $C_\tau = 1.25$ , 故采用  $1.25 \times 0.6[\sigma] = 0.75[\sigma]$ 。

二、相邻二腹杆的水平力是通过节点板传递到弦杆的, 其水平力的代数和  $Z = (S_1 + S_2)\cos\theta$  (见图 b), 即为作用于节点板上的水平剪力, 截面7-7的剪应力为

$$\tau = \frac{ZS}{I\delta} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Z}{a\delta} \leq 0.75[\sigma]$$

式中  $a$ ——计算水平截面7-7上节点板长度 (应减去栓、钉孔的长度);

$\delta$ ——节点板的厚度;

$S_1$ 、 $S_2$ 、 $\theta$  见图 b。

三、作用在竖向截面8-8的力为斜杆的水平分力和其一边弦杆内力之代数和，即  $N = S_1 \cos\theta + \mu_1$ 。由于节点中心处的有效截面由节点板和拼接板所组成（不应包括弦杆截面），它的重心与弦杆轴线不吻合，因此出现偏心，故发生弯矩  $M = N \cdot e = (S_1 \cos\theta + \mu_1)e$ 。节点板即为偏心受拉或偏心受压杆件，上、下缘的法向应力应为

$$\sigma_1 = \frac{N}{A_1} - \frac{N \cdot e \cdot y_1}{I_1} < [\sigma]$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A_1} + \frac{N \cdot e \cdot y_2}{I_1} < [\sigma]$$

式中  $A_1$ ——节点板和拼接板的净截面积；

$I_1$ ——节点板和拼接板的净截面惯性矩；

$y_1$ 、 $y_2$ ——截面上、下缘距节点板和拼接板所组成的截面重心轴的距离。

**第1.5.30条** 为了使节点板构造刚劲，同时也使节点板的用料较少，避免因使用过大的节点板容易出现较长的自由边，而自由边易发生局部屈曲，为此还要设置补强板等连锁反应，希望节点板尽可能做的小一些。此外为了方便工厂制作（使用机器样板钻制栓（钉）孔，外形也应尽量简单一些。此外还希望节点板尽量不要出现曲线边。未经机械加工的曲线边容易产生应力集中，对疲劳影响很大。节点板与杆件接触面应密贴，不致因产生缝隙使水渗入或进入污垢腐蚀栓（钉），影响其承载力。

桁架的节点板在支承端伸入下弦底面10~15mm，且要求磨光并与支座承托顶紧，其目的在于使支承反力均匀地传给节点板，通过节点板再传给桁架。此外，在顶梁时，使千斤顶只顶在节点板上而不直接顶弦杆。

**第1.5.31条** 对于桥门架斜置的下承式桁架桥，由于端斜杆作了桥门架的斜腿，因此上平纵联所受的横向风力经由桥的两端桥门架传至下弦端节点，使端斜杆和下弦杆产生附加内力。计算

时,把桥门架视为框架,求出反弯点以后,即可用静定结构求出斜杆及端下弦杆之内力。

设楣梁为桁架式的桥门架,如图 1.5.31a 所示。

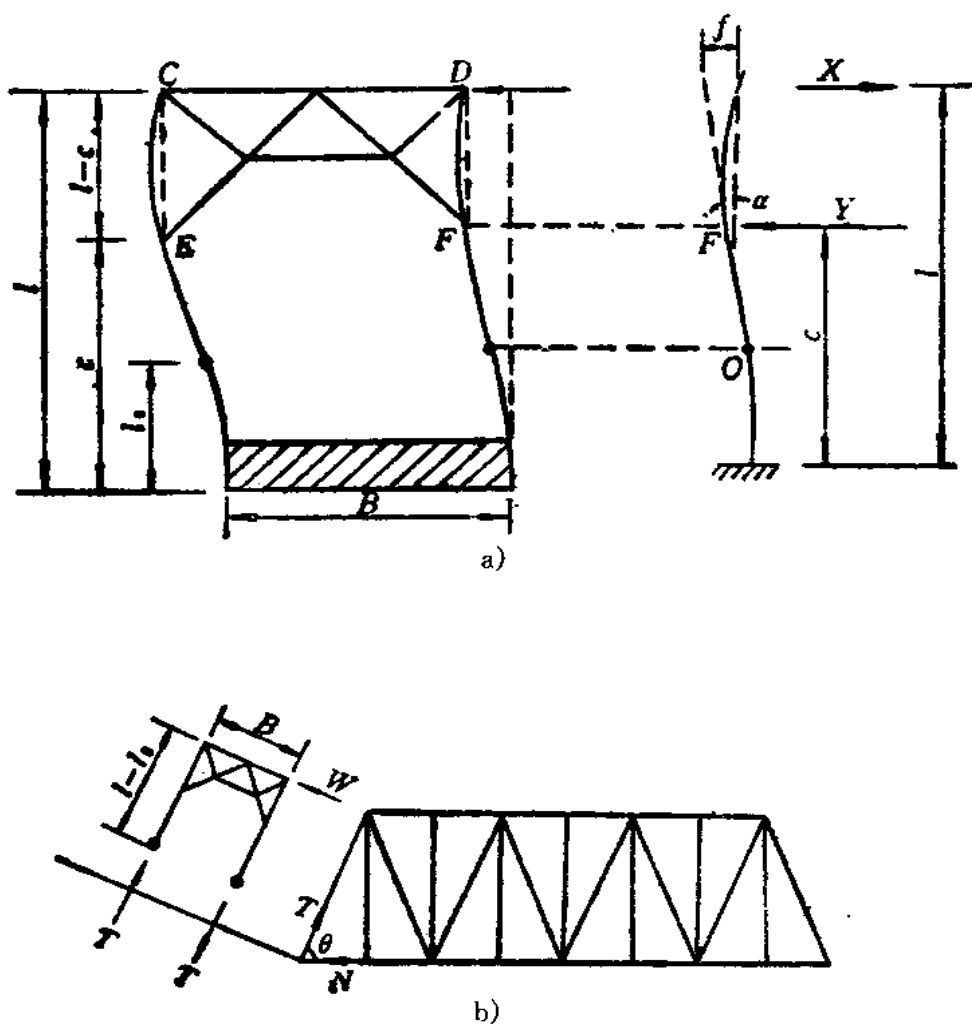


图 1.5.31

a) 桥门架计算图式; b) 桥门架对端斜杆及端下弦杆的内力效应

在水平力作用下,假定楣梁  $ECDF$  各杆件在受力后不发生变形,则横杆  $CD$  经水平移动后仍保持水平,而  $C、E$  及  $D、F$  点保持在直线上。取右半肢为自由体,并认为腿的下端是箝制的,而  $D、F$  两点受水平力  $X$  和  $Y$ 。作为一端固定的悬臂梁,根据弹性荷

截法求得  $F$  点转角为

$$\begin{aligned} EI \operatorname{tg} \alpha &= -\frac{1}{2} [X(l-c) + Xl]c + \frac{1}{2} Y \cdot c \cdot c \\ &= -X \left( lc - \frac{1}{2} c^2 \right) + Y \cdot \frac{c^2}{2} \end{aligned}$$

因为  $D$  及  $F$  仍在一垂直线上, 所以

$$f = (l-c) \operatorname{tg} \alpha$$

就  $(l-c)$  一段而言, 在水平力  $X$  作用下,  $D$  点变位为

$$EI f = \frac{X(l-c)^3}{3}$$

由此可知

$$\frac{X(l-c)^3}{3} = - \left[ X \left( lc - \frac{1}{2} c^2 \right) - Y \cdot \frac{c^2}{2} \right] (l-c)$$

即

$$\frac{X}{Y} = \frac{3c^2}{2l^2 + 2lc - c^2} \quad (1.5.31-1)$$

在反弯点处弯矩为零, 即

$$X(l-l_0) - Y(c-l_0) = 0, \text{ 则}$$

$$\frac{X}{Y} = \frac{c-l_0}{l-l_0} \quad (1.5.31-2)$$

式(1.5.31-1)和(1.5.31-2)相等, 从而得

$$\begin{aligned} l_0 &= \frac{c}{2} \cdot \frac{2l^2 - lc - c^2}{l^2 + lc - 2c^2} \approx \frac{c}{2} \cdot \frac{(l+c)(l-c) + l(l-c)}{(l+c)(l-c) + c(l-c)} \\ &= \frac{c}{2} \frac{(2l+c)}{(l+2c)} \end{aligned}$$

$l_0$ 、 $l$ 、 $c$  见图 1.5.31a。

在决定了反弯点位置以后, 可取桥门架在反弯点以上部分为隔离体, 在水平力  $W$  作用下, 两腿杆的反弯点处将产生大小相等、方向相反的竖直反力  $T$ , 在迎风面主桁端斜杆为拉力, 背风面主桁端斜杆为压力, 见图 1.5.31b。

拉力的竖向分力减轻了迎风一侧支座的反力, 而水平分力则

使迎风一侧的下弦杆产生压力 $N$ 。端斜杆为压力的则相反，其竖向分力加大了背风一侧支座的反力，而水平分力则使背风一侧的下弦杆的拉力有所增大。用公式表达如下：

$$N = T \cos \theta = \frac{W(l - l_0)}{B} \cos \theta$$

式中  $W$ ——斜桥门架上端的风力；

$B$ ——主桁中距；

$\theta$ ——端斜杆与水平线的交角；

$l - l_0$ ——上弦节点中心至斜桥门架反弯点的距离。

**第1.5.32条** 当采用多腹杆系桁架时，它的竖杆兼作横向联结系的杆件，在实践中曾出现过横向刚度不足的问题。因为这种多腹杆系的竖杆从纵向来说，截面只是满足构造上的要求，所以选用的截面较小，又由于它在桁高中部位置处与多腹杆相交，若竖杆截面较大必然使集中此处的节点板过于庞大而引起连接困难。但当它作为横联系统的受力杆件时，它承受弯曲，因此在这个平面内必须具有一定的抗弯刚度，所以在节点处必须加强或者增大竖杆截面本身的横向抗弯刚度。

## (V) 吊 桥

**第1.5.33条** 吊桥的主索规定要采用镀锌的钢心钢丝绳，这种钢丝绳的截面加大了有效单位面积的拉力强度，增大了截面密度，从而就可以减小主索的直径并减轻恒载。同时也使主索的附件减轻，因此不得使用麻芯钢丝绳。除此之外，麻芯钢丝绳在截断时，芯绳常有内缩现象。镀锌处理是为了防止表面腐蚀，同时还可以提高钢丝延伸率和韧性，直径不小于2 mm的规定也是从防止腐蚀的目的出发的。在GB1102—74中就明确规定，用于桥梁上（吊桥）的钢丝绳中的钢丝，其直径不得小于2 mm。主索也可采用平行钢丝绳，这样可选取更大的钢丝直径，目前国内跨径最大（500m）的西藏达孜吊桥，首次使用 $\phi 5$ 平行钢丝绳。

**第1.5.34条** 主索的垂跨比是决定吊桥经济性的关键问题，

一般认为，采用较小的垂跨比不仅可以减低塔架高度，节省塔架的费用，而且也能减小四分点的挠度，从而增加吊桥的刚度。从欧美各国已建成的吊桥来看，常用的垂跨比为  $1/9 \sim 1/12$ 。我国解放后在西南等地区修建的和新建的吊桥，也多在  $1/8 \sim 1/10$  之间（详见表1.5.34），故规范规定一般取  $1/9 \sim 1/12$ 。吊桥的加劲梁高度主要取决于刚度的大小，它依据跨度大小而变化，跨径小的，高跨比可以取得大一些，跨径大的或者加劲桁为钢箱截面的（刚度较大），高跨比也可以取得小一些。从表1.5.34可以

几座吊桥主要构件尺寸与技术指标 表1.5.34

桥名	主跨 (m)	主 索				加 劲 桁	
		垂 度 (m)	垂跨比	主索间距 (m)	索距与 跨度比	主桁高 (m)	高跨比
四川渡口3001	170		1/9		1/19	4.0	1/43
四川渡口3004	185	18.5	1/10	6.0	1/31	2.5	1/74
重庆朝阳大桥	186		1/8		1/19	1.7*	1/109
越南莱州桥	140	14.0	1/10	8.1	1/17.3	3.5	1/40
尼泊尔特力索里桥	125	12.5	1/10	8.4	1/14.9	3.0	1/42
大连北大友谊桥	132	13.2	1/10	12.5	1/10.6	3.0	1/44

\* 主桁为开口钢箱截面。

看出，跨径较小的吊桥，高跨比大部分均在  $1/40 \sim 1/80$  之间，故本规范规定对跨径较小的吊桥取用  $1/40 \sim 1/80$ 。特大桥梁不在此列，如欧美各国跨径大于600m的吊桥，高跨比都小于  $1/100$ 。主索的间距除了配合桥道的宽度要求外，对保证具有足够的水平刚度也起到很大的作用，从表1.5.34看出，所列的吊桥索距均在  $1/30$  之内，故本规范规定主索的间距不宜小于跨径的  $1/30$ 。

吊桥最大的缺点是刚度较差，在风力作用下会激发桥跨结构的振动并导致破坏，即存在着空气动力不稳定的问题，因此对抗风必须有足够的重视。为此，加劲梁结构通常采用桁架式或箱形梁的截面。桁架式迎风面积小，因此对风的稳定性能好；而箱形梁的抗扭刚度大，整体性强，当迎风面为流线型时，可减弱空气

涡流作用所造成的桥梁涡激振动。箱形断面一般做成扁平的倒梯形，两端设有折翼板（风阻），为比较理想的抗风性能截面。上承式加劲桁架抗扭刚度大，所以都采用上承式。加劲桁架设置水平纵向联结系，其目的是为了保证吊桥的水平刚度和承受风力及增强横向抗扭刚度。

**第1.5.35条** 加劲梁式吊桥的应力分析，通常采用二种理论，一种是线性弹性理论，一种是非线性弹性理论（挠度理论）。线性弹性理论是假定主索的初始形状为抛物线，受荷载后主索的形状（指垂度）是不变的；而非线性弹性理论则假定受荷载后主索曲线形状发生变化。一般对于跨径较小的吊桥，由于加劲梁具有较大的刚度（较主索刚度大的多），因此由吊杆传到主索的荷载大致均匀，即使加劲梁上具有不对称的活荷载，主索也不会发生显著的变形，加劲梁的几何尺寸也不会产生变化。然而，随着吊桥跨径的加大，主索受力后发生较大的变形，此时应考虑变形对加劲梁的内力影响。主索变形减小了加劲梁的弯矩和主索的水平拉力，这就可能节省材料，减轻桥梁自重，获得了经济效果。所以国外许多大跨径的吊桥，其加劲桁的高度较小，高跨比甚至小于  $1/150$ ，就是这个原因。对于跨径较小的吊桥采用线性弹性理论计算是足够精确的了，无需采用非线性弹性理论计算，表 1.5.34 所列出的吊桥都是采用线弹性理论计算的。其中大连市北大友谊桥，设计者还采用了我国钱令希教授提出的一种非线性弹性理论的简易算法进行分析，得出的加劲桁支点处的剪力和跨径  $1/4$  和  $1/2$  处的弯矩只比按线性弹性理论计算出的相应内力相差 5% 以下，这就说明跨径较小的吊桥采用线性弹性理论是可行的。另外根据美国学者 D.B.Steinman 的研究，认为这两种理论的差距与吊桥的刚度系数  $S = \frac{1}{l} \sqrt{\frac{EI}{H_g}}$  有关，差距的关系曲线见图 1.5.35。上式中  $l$  为加劲梁的跨径； $I$  为加劲梁截面的惯性矩； $H_g$  为主索在恒载下的水平拉力。

从该图也可以看出，刚度系数  $S$  越大，两种理论的差值极微，

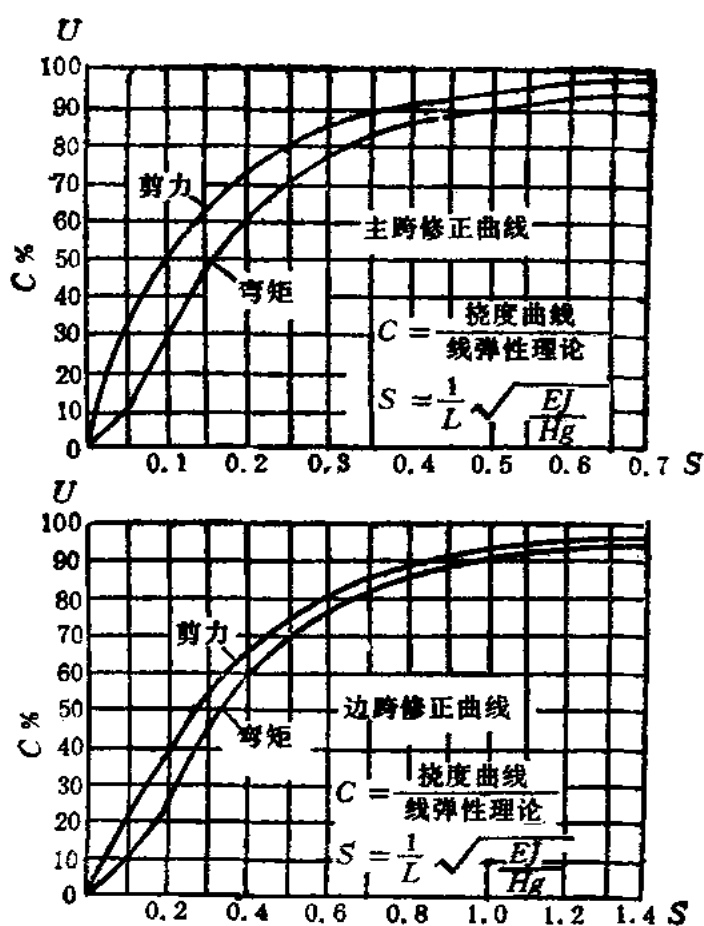


图1.5.35 刚度系数与两种计算理论的内力差关系曲线

反之，刚度系数  $S$  越小，两种理论的差值越大，无论是主跨或是边跨都是如此。因此，我们可以说，跨径小的，加劲梁刚度相对来说是大的，因而刚度系数  $S$  大，采用线性弹性理论计算是切合实际的，也是安全可靠的。反之，跨径大的，刚度系数小，若再用线性弹性理论计算，将导致较大的误差，内力算的过大，造成钢材的浪费，此时就应该采用非线性弹性理论进行分析。尽管这种理论应用时比较复杂，但由于电子计算机的发展，将可得到精确的计算结果。同时，我们还应注意到，即便跨径较小的吊桥，如果恒载较大，使主索的水平拉力  $H_g$  很大，也会使刚度系数  $S$

变小，用线性弹性理论进行分析同样会使内力误差较大（增大了内力），相应地浪费了钢材，所以对跨径较小的吊桥，不宜用过大的桥面系（恒载增大）。

**第1.5.36条** 吊桥的刚度较差，容易在风力作用下发生事故，这已在第1.5.34条强调过了，因此对水平刚度也需要有一定的要求。由于主索和加劲梁是通过吊杆联系在一起，所以两者作为一体来抵抗风力，因此任何一处的变形都会使它处受到影响。但由于纵向联结系在水平面是刚性的，而主索是柔性的，因此就存在着水平风力在它们之间如何分配的问题，分配的假定较多，这里不加叙述。总的来说，纵向水平联结系承受的风力要比主索承受的大，因此必须增强抗风联结系的刚度，即增加桥面的宽度，第1.5.34条规定要保证桥宽与跨径之比不宜小于 $1/30$ ，就是这个目的。至于规定纵向水平联结系的容许侧向挠度为跨径的 $1/1,000$ ，是吊桥沿用已久的数值。

**第1.5.37条** 当吊杆采用钢索时，必须设置套筒以便将吊杆两端固定住，又因为吊桥均有调整长度的设施，因此套筒便成为钢索与调节设施的连接件。套筒的尺寸主要取决于筒内灌注的合金强度，规范规定的尺寸要求系参考日本平井敦教授所著的“钢桥”中表9.3（各种不同钢索直径对套筒各分部尺寸的要求），再取一定的安全值。此外，C.A.普查林所著“吊桥”一书中第78节也提出套筒应具有如此的尺寸要求。当吊桥采用平行钢丝绳时，则不需要套筒，而以冷铸锚等形式取代之。

**第1.5.38条** 为了使吊桥在安装完毕后达到原设计的标高，使吊杆受力均匀、加劲梁建筑拱度符合设计要求，在施工安装中必须对主索、吊杆等进行长度的调整，为此，应有调节的设施。吊桥中的调节设施大都采用调节拉杆，转动调节拉杆上的螺帽，即可达到调整长度的目的。吊杆的调节在吊桥中是至为重要的，不仅可使自身受力均匀，还可以控制主索的线形和调整桥面标高。但是调节起来是比较困难的，因为要使各根长度不同的吊杆通过调整拉杆达到相同的竖直位移是不容易的，因此除安装时需

有一定的方法外，对所调节的长度应计算得准确。

由于吊桥的加劲梁梁身较轻，竖向刚度弱，在动荷载与风力作用下，梁有跳动的可能，因此不论是否产生负反力，都要对支座设置防止向上掀动的设施。大连市北大友谊桥除设固定支座和活动支座外，还设有抗风支座，其目的在于减小加劲梁的侧向变形对支座的附加作用，且具有抗震措施的效用。

桥塔设避雷针系为安全考虑，塔顶设工作台为了施工和日后检查时便于操作。

**第1.5.39条** 吊桥桥塔的塔底通常是固接的，塔顶依靠主索系牢，主索不仅承受直接作用其上的风荷载，还承受主索、加劲梁等重力以及作用在吊桥体系上的活载及其它荷载。这些荷载是通过主索作为垂直力作用在桥塔塔顶的。由于主索的作用，还产生顺桥方向的水平力。在这许多力的作用下，必须保证顺桥方向和垂桥方向的桥塔和基础的安全。在吊桥架设安装过程中，由于桥塔的两侧不平衡加载，使主索产生不均衡的水平力，如果索鞍被固定在桥塔上时，主索由于拼装加劲梁等所产生的不均衡水平力就不能直接传给锚索，而是通过索鞍的固定装置传给桥塔，使桥塔产生较大的弯矩。当主索的水平力超过主索与索鞍的摩擦力时，还可能使主索在索鞍内滑动，因此索鞍若固定在桥塔上时，必须对塔身所产生的弯矩进行验算。要避免这种状况，就应随着加劲梁等的拼装，采取逐渐收紧锚索的措施，即减小不均衡的水平力差值的办法来解决。但这样做是很麻烦的，且不易准确控制。即使全桥安装完毕以后，在拆除索鞍固定装置时，索鞍总还会有些走动，因此安装索鞍时，一般不将它固定在塔顶居中位置，而采取预先将索鞍向一岸偏移的方法，这样索鞍可以在它下面所放置的辊轴上滑动，不致因架设加劲梁等使塔顶两侧主索受力不均衡而引起的水平力过大（塔身产生不利的弯矩）。

**第1.5.40条** 索鞍下设有辊轴支承时，如主索的水平力超出索鞍与辊轴之间的摩阻力，辊轴即可移动，因此传给塔身最大的水平力就是摩阻力，可根据作用于辊轴处的摩阻力计算塔身各截

面的弯矩。

根据理论力学，辊轴的摩阻力按下式计算

$$F = \frac{f}{r} \cdot V$$

式中  $V$ ——施加在塔顶的竖直压力；

$f$ ——滚动摩阻系数；

$r$ ——辊轴半径(cm)。

若 $f$ 采用0.05（钢辊轴），并取安全系数为2，则

$$F = \frac{2 \times 0.05}{r} V = \frac{0.1}{r} V$$

若将 $r$ 改用mm计，则

$$F = \frac{0.1 \times 10}{r} V = \frac{1}{r} \cdot V$$

在规范中规定辊轴的半径是以mm计的。

第1.5.41条 索鞍弯曲半径应尽量加大，以减小主索中的附加弯曲应力，这个附加应力系按试验公式计算，日本今俊三教授根据Car Star Phew及Stewwnt的试验数据进行研究，认为此项附加应力可用下式表达：

$$\sigma = CE_c \cdot \frac{\delta}{2R}$$

式中  $C$ ——与主索直径 $d$ 、支承主索的索鞍半径 $R$ 有关的系数，由试验或下式计算

$$C = 0.104128 + 0.079539 \left( \frac{d}{2R} \right)$$

规范近似地采用  $C = 0.104 + 0.04 \cdot \frac{d}{R}$

第1.5.42条 吊桥锚碇室（锚洞）的锚碇板（承托板）是主要的承重结构，吊桥上的荷载均通过锚杆传递于锚碇板上，而板

上荷载直接由岩层承担。最常用的锚碇板是重力式钢筋混凝土板。它是一种板式结构，因板较厚，其受力状况及应力分布均较复杂，但一般均简化成单向板或双向板计算。它的最大优点是施工方便，放样定位准确；缺点是配筋较密，钢筋安装及浇筑混凝土均有一定的困难。锚碇板的四周嵌入岩石与基岩连成整体，能够保证锚碇板的稳定。

为了调整主索的线形，常需进入工作室拧旋锚杆的螺栓，因此室内应设有照明设备，以便于操作。此外，室内还应设排水沟，以便将岩层和衬砌的渗水排除，保证室内干燥。还应有良好的通风设施，便于锚碇室的维护。

## 第二章 木 结 构

### 第一节 一 般 规 定

**第2.1.1条** 我国木材资源随着社会主义建设事业的飞跃发展已日益不能满足需要，供需矛盾十分突出，国家计委、国家经委、国家建委、国家物资总局1981年物木字15号文《关于节约使用、合理利用木材和推广木材代用品的若干规定（草案）》的通知，规定永久性桥梁工程禁止使用木材打桩；铁路和公路桥梁，除抢险急修的临时性便道外，禁止修建木结构桥梁；建筑用材应大力推广金属材料做脚手架和脚手板；推广钢模板、菱镁混凝土模板以及用钙塑材料等代替木材做定型模板、滑升模板；推广升板法、大型砌块和拼装式施工。根据上述文件精神，本规范删去了原有木结构中有关永久性木桥和半永久性木桥有关规定，只保留了与临时性木结构相关的部分。

**第2.1.2条** 考虑采用极限状态设计的条件尚不成熟，所以本规范仍采用容许应力设计方法。

关于提高木材利用率，主要在以下两个方面：

#### 一、处理木材缺陷

由于木材的材质情况很复杂，在规范中的选择标准只是将其主要问题予以规定，在具体应用时，难免遇到各种情况，这就需要发挥人的主观能动性，从木材供应的实际情况出发，根据当地木材的特点及使用要求，采取措施加以利用。

1. 当受弯构件跨中的边缘部位有大木节影响使用时，则应将大木节置于构件的受压区，减小木节的影响，以充分利用木材。取消了1975年《公路桥涵设计规范》中将较大木节不设置在控制截面的要求。

2. 受拉构件仅因个别部位有大木节而影响使用时，可将该部

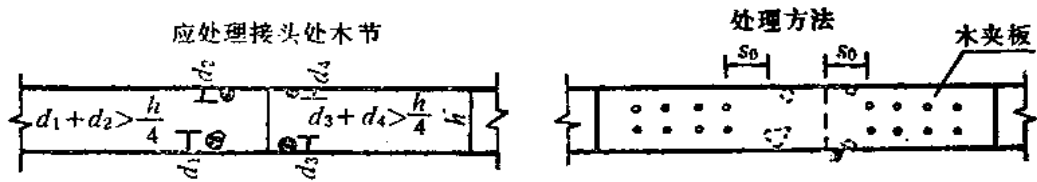


图2.1.2-1 受拉接头处有大木节的处理方法

位看作接头，加设夹板后使用。

3.受拉构件的接头部位，若有大木节超过标准限值，可加长夹板，避开木节和涡纹布置螺栓或其他联结物，见图2.1.2-1。

4.对于等边方木的裂缝，可通过调整其所在方位，使超过规定深度的裂缝垂直于受剪面。

## 二、处理高含水率木材

由于施工条件限制，采用高含水率的木材时，可作如下处理：

1.在选材上要符合木材对斜纹要求的限值，以防发生危险的斜裂缝。要求剪力面避开髓心，以免裂缝与受剪面重合。

2.承重结构用的方木，应尽量采用“破心下料”的制材方法，见图2.1.2-2。

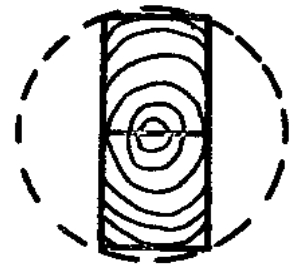


图2.1.2-2 破心下料

3.由于原木的径级较小，不能全部采用破心下料措施时，宜直接用原木作构件。

4.作好通风防潮。

**第2.1.3条** 在本条中放宽了对垫块等结合零件的选材要求，将原来的精选硬质阔叶材改为硬质阔叶材，同时允许在无硬质阔叶材时亦可采用优质松木，目的在于充分利用木材。

**第2.1.4条** 为了合理利用木材，在本条中对削弱面积作了限制，如削弱面积过大，削弱截面的强度和稳定将比未削弱截面

减小甚多，从而使未削弱截面的强度不能充分发挥作用。

验算有缺口的轴心受压杆件的稳定时，当缺口不在边缘时，不论缺口大小都是假定按  $A_0 = 0.9A_m$  进行计算的。这就是说，对缺口不在边缘的杆件按稳定计算时，其应力始终是无缺口杆件应力的 0.9 倍。要使计算与实际情况相符，也必须对缺口面积作一定限制，当削弱面积小于等于 50% 的毛截面面积时，按  $A_0 = 0.9A_m$  计算将与实际情况相符，现证明如下：

对缺口不在边缘的杆件，失稳时的临界荷载是根据金尼克提出的简化公式计算的，当二端铰接时，临界荷载  $P$  的计算公式为：

$$P = \frac{\pi^2 EI_a}{l^2} \left[ 1 - \frac{2}{l} \int_0^l \frac{\Delta I}{I_a} \sin^2 \frac{\pi x}{l} dx \right] = P_0(1 - \alpha)$$

式中  $P_0$ ——没有缺口杆件的临界荷载，  $P_0 = \frac{\pi^2 EI_a}{l^2}$ ；

$\Delta I$ ——削弱了的截面惯性矩，  $\Delta I = I_a - I_b$ ；

$I_a$ ——未削弱截面的惯性矩；

$I_b$ ——有缺口截面的惯性矩；

$l$ ——杆件长度。

前式中的  $\alpha$  又可进一步简化为：

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{2\Delta I}{lI_a} \int_0^l \sin^2 \frac{\pi x}{l} dx = \frac{2\Delta I}{lI_a} \int_a^{a+b} \sin^2 \frac{\pi x}{l} dx \\ &= \frac{\Delta I}{I_a} \left[ \frac{b}{l} + \frac{1}{\pi} \sin \frac{\pi b}{l} \right] \end{aligned}$$

式中  $a$ ——为杆件全长  $l$  减去有缺口段长度  $b$  后的一半，见图 2.1.4；

$b$ ——有缺口段的长度，见图 2.1.4。

对图 2.1.4 的矩形截面，设缺口高度为  $h/2$ ， $b$  取可能出现的最大值  $0.5l$ ，则

$$\frac{\Delta I}{I_a} = \left( \frac{1}{2} \right)^3 = \frac{1}{8}$$

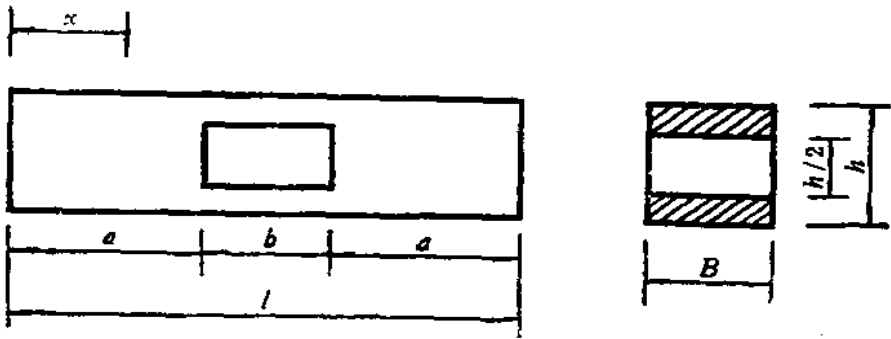


图2.1.4 有缺口杆件尺寸

将  $\frac{\Delta I}{I_A} = \frac{1}{8}$ 、 $b = 0.5 l$  代入上式，得

$$\alpha = \frac{1}{8} \left[ 0.5 + \frac{1}{\pi} \sin(0.5\pi) \right] = 0.102 \approx 0.10$$

从而证明了当削弱面小于毛截面的50%时，有缺口的  $P$  将大于等于  $0.9P_0$ 。

**第2.1.5条** 因为一般用锯材做成的构件与用原木做成的构件对木材缺陷的限制有所不同，很多缺陷在原木中的影响较小而在锯材中却影响较大，因此本规范将锯材与原木的材质标准分列，以便使用。

1975年《公路桥涵设计规范》对原木的材质标准中有关木节一项规定过严，本规范参照《木结构设计规范》改为“在构件任何15cm长度上沿周长所有木节尺寸的总和不得大于所测部位原木周长的……”。

规范表2.1.5-1及表2.1.5-2采用1973年《木结构设计规范》中规定的木材材质标准。

### 一、木节

木节对板材和方木的削弱是不同的，由图2.1.5-1可见，同一大小的木节在板材中为贯通节，在方木中则为锥状节，显然对方木的削弱要比板材小。若方木与板材采用同一标准挑选，不必



图2.1.5-1 板、方材中的木节

要地提高了对方木的要求，使大量可用之材被列为不合格材，故将板、方材的材质标准分开。根据渡口地区试行结果证明，放宽方木木节标准，既不影响结构安全，又能使选材的合格率增加，收到明显的经济技术效果。

关于木节尺寸的量法见图2.1.2-1，即只量与木节长度方向垂直截面的木节直径，因而当木节表现为条状时，在条状的一面均不测量也不计入木节尺寸的总和之内。

## 二、斜纹

对斜纹的规定较为严格，因为根据调查，一般构件制作时的含水率均较高，在干燥过程中，若木材的纹理较斜，就会产生翘翘变形和斜裂缝，使结构处于危险状态。

再者，木材内外纹理的斜度不一致，不少树种其内部斜纹比表层大，故有必要适当加严其表面斜纹的限值。但不论那种树种，有严重斜纹的木材在成批材中占的比例比较小，所以并不显著影响选材的合格率。

斜率较大的木材斜纹被截断以后，木材纤维将会减短，这对抗拉和抗剪均不利，因而应严加限制。

## 三、髓心

在选材标准中，规定髓心应避开受剪面，因为原木的干裂，一般沿径向朝着髓心发展，见图2.1.5-2。对于原木构件只要不采用单排螺栓联结，一般不易在受剪面上遇到危险性裂缝。有髓心的方木的最大裂缝一般发生在方木的较宽面上，并位于离髓心



图2.1.5-2 木材干缩裂缝位置与髓心的关系

最近的位置，逐渐向着髓心发展，见图2.1.5-2。因此，从髓心所在位置，即可判断最大裂缝将发生在那个面的那个部位。若避开髓心，即意味着在剪面上避开了危险的最大裂缝。

板材若有髓心，很可能产生贯通裂缝，对构件的联结和受力均不利，所以规定不容许有髓心存在。这条规定对板材也是可以办到的。

#### 四、裂缝

裂缝对于受剪面最为不利，所以对于受剪面及其附近作了相应的规定。对于原木，要求裂缝尽量垂直于受剪面。在1975年的“公路桥涵设计规范”中，对受剪面附近未作明确规定，实际应用时不便掌握，此次将附近的含义限定为与受剪面平行的3cm距离的上下或左右平面之间。因为齿槽深度 $h_c$ 一般不大于6cm（见图2.1.5-3），若以 $h_c = 6\text{cm}$ ，则距受剪面为3cm的平面其受力已减小一半，剪坏的危险性已显著减小，因此将附近规定为距受剪面上下或左右3cm范围是适宜的。

当使用湿材时，裂缝往往会在施工以后出现或发展，所以对于剪应力较大的构件不应使用湿材。同时，受剪面应避开髓心。



图2.1.5-3 齿槽位置与裂缝

齿联结时，应将近裂缝的一面朝下，齿槽刻在远离裂缝的一侧，从而避免了裂缝对齿联结的危害，见图2.1.5-3。

第2.1.6条 木结构若采用较干的木材制作，减小了因木材

干缩所造成的松弛变形和裂缝危害，保证了结构的尺寸和位置，对保证工程质量起很大作用。为此，应尽量提前备料，将木材合理堆放，防止曝晒，使之逐渐风干。根据调查，这一工序即是时间很短，也能收到一定的效果。

由于干裂和翘、扭变形对板材的危害比原木和方木更为严重，尤其是受拉构件的连接板，如发生开裂，就会影响结构的安全。但板材容易干燥，不论是自然干燥或人工干燥，一般施工单位均能办到。板材经干燥后再使用，就不会给结构造成后患，因此，有必要也有条件加严对板材含水率的限制。

对于受拉构件的连接板，应预先干燥，因其变形和裂缝对受力影响较大。至于结点或接头零件，一般采用阔叶材，其收缩变形较大，若不经过干燥，则不能保证结合的紧密，而且也容易引起腐朽。

**第2.1.7条** 各种木材强度的检验标准，只列顺纹受压这一项，因为这项力学指标的变异性较小，也具有代表性。

规范表 2.1.7 的检验标准，大致为平均极限强度减去 2 倍均方差，相当于具有 97.72% 的保证率，但作了适当调整。

**第2.1.9条** 各类木材的容许应力和弹性模量，采用 1973 年《木结构设计规范》的各项数据，将容许应力乘以临时性木结构的提高系数 1.2。现将有关问题说明如下：

一、本规范采用容许应力计算方法，各项容许应力按多系数分析的原则，对影响结构安全的各种因素进行了半经验、半统计的分析，将基本影响系数一律考虑在材料的容许应力数值内。对临时性木结构，目前还没有调查数据，本规范仍沿用以前的经验数据 1.2，由此得容许应力的计算式为：

$$[\sigma] = 1.2 \frac{k_9}{k_1 k_2} k_4 k_5 k_6 k_7 k_8 R = 1.2 k R \quad (2.1.9-1)$$

式中  $[\sigma]$ ——木材容许应力；

1.2——考虑临时性木结构的调整系数；

$R$ ——木材标准小试件的极限强度平均值，根据全国各

有关单位所作的178种木材的试验结果，由林科院审核提出；

$k_1 \sim k_8$ ——考虑影响结构安全的系数（见表2.1.9）。

确定木材容许应力引用的系数

表2.1.9

受力种类	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_6$	$k_7$	$k_8$	计算采用系数 $k$
顺纹受拉	1.3	1.1	0.50	0.80	0.38	0.85	0.90	0.90	0.075
顺纹受压	1.3	1.1	0.72	0.80	0.67	1.00	1.00	0.90	0.25
受弯	1.3	1.1	0.70	0.80	0.52	0.80	1.00	0.90	0.15
顺纹受剪	1.3	1.1	0.66	0.80	0.80	0.75	1.00	0.90	0.20

现将式(2.1.9-1)中各系数说明如下：

$k_1$ ——荷载变异系数，参照1975年《公路桥涵设计规范》，恒载变异系数为1.1，活载变异系数为1.4。在公路木桥中，活载产生的内力占全部内力的70%；恒载产生的内力占全部内力的30%，取两者的加权平均值为

$$k_1 = 1.1 \times 0.3 + 1.4 \times 0.7 = 1.3$$

$k_2$ ——考虑设计和施工可能出现的偏差系数。鉴于计算理论与实际情况的差别以及施工允许的误差，都可能使内力增加，设计时应予考虑，按经验取1.1。

$k_3$ ——木材强度变异系数，当统计保证率为99%时，可按下式确定：

$$k_3 = 1 - \frac{2.33v}{100} \quad (2.1.9-2)$$

式中  $v$ ——变异系数。

根据178种国产木材标准小试件试验结果统计，其变异系数的平均值，对顺纹受拉 $v = 21.7$ ；顺纹受压 $v = 12$ ；受弯 $v = 13$ ；顺纹受剪 $v = 14.8$ 。

将 $v$ 代入式(2.1.9-2)即得到表2.1.9中的 $k_3$ 值。

- $k_4$ ——恒载长期作用下强度的影响系数，按1975年《公路桥涵设计规范》数值0.8采用。
- $k_5$ ——木材天然缺陷（木节、涡纹）的影响系数，根据北京、四川、福建等地对落叶松、云南松、杉木、冷杉等200余根构件的试验结果，得出表2.1.9的数值。
- $k_6$ ——木材干燥缺陷的影响系数。木材的干缩变形和干裂对构件承载力的影响因受力不同而异，对受压实际无影响，取等于1；对受剪考虑剪面有1/4裂深，取等于0.75；对受弯和受拉，由于斜裂缝等干燥缺陷的影响，使木构件从湿到干的强度增长抵消一部分，因而对受弯取0.8，对顺纹受拉取0.85。
- $k_7$ ——考虑构件缺口处应力集中的影响系数。由于在 $k_6$ 中已经部分地考虑了这个因素，根据有关资料，对受拉构件取0.9；对其他构件取1。
- $k_8$ ——木桥涵暴露于大气之中，对露天结构的强度折减系数取0.9。

按上列系数和式(2.1.9-1)计算，并经过适当调整后，便得到规范中表2.1.9中各种常用木材的容许应力值。对于缺陷较多的树种，如落叶松、云南松、杨木以及一些杂木，按各地使用经验作适当的降低调整；而对材性较好的若干树种，如鱼鳞云杉和红松，虽其受压强度极限并不很高，但由于材性好，过去使用的计算指标比较高，因此，按现在方法算得的容许应力虽较低，但仍取不低于过去习用的数值。应强调说明的是，由于本规范的容许应力已考虑了干燥缺陷的影响，因而拉、压、弯、剪的容许应力不仅适用于含水率符合要求的木材，同时也适用于在施工阶段为湿材，随后逐渐干燥的情况，不必另乘其他系数。

## 二、木材弹性模量和横纹承压容许应力

上述对基本应力的考虑并不适用于木材的弹性模量和横纹承压容许应力的取值。木材的这两项指标是在试验平均值的基础上按实践经验确定的。关于横纹承压容许应力，是根据试验值，在

不超过比例极限的范围内，凭经验进行确定。

三、弯曲剪应力采用顺木纹剪应力的1.44倍。这个数值是上述两种应力的工作条件系数的比值，即弯曲应力工作条件系数为1.15，顺木纹剪应力工作条件系数为0.8，两者比值为 $1.15 \div 0.8 = 1.44$ 。以上的各个参数是根据过去习惯和参考苏联《桥梁按极限状态计算》一书中的表8采用的。弯曲剪应力的工作条件系数较高的原因是：

直接剪应力在沿剪力面长度上分布是不均匀的，着力点附近最高(见图2.1.9-1)，其值与剪力面长度 $L$ 及偏心距 $e$ 的比值有关。另外，在剪断破坏时，剪力引起的偏心尚导致横木纹的裂开。但在受弯时，没有上述复杂的应力情况。在计算弯曲剪应力时，是以沿跨径长度方向和横截面高度方向上的最大弯曲剪应力为准的。在其他部位，剪应力均小于计算的最大弯曲剪应力。

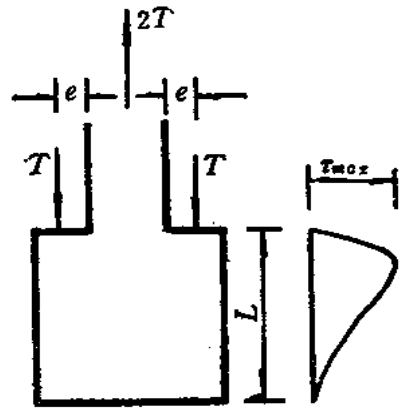


图2.1.9-1 直接剪应力的分布

四、在局部长度的横纹承压，例如桩(柱)式墩的盖梁、柱式墩架墩的底梁等，当不受力长度大于承压面积的顺木纹长度，同时又大于构件厚度时，局部承压条件比较有利，在苏联62年桥规表6-1及《桥梁按照极限状态计算》一书中是乘以工作条件系数

$m_2 = 1 + \frac{8}{L + 1.2}$ ，其中 $L$ 为承压面的顺木纹长度(以cm计)。如

果承压面为圆形，则取同样面积的矩形长度。此外，对桩(柱)相连的盖梁和底梁，还乘以 $m_{cm} = 1.6$ 的附加工作条件系数。由此，当 $L = 25\text{cm}$ 时， $m_2 = 1.305$ ，则 $m = m_2 \times m_{cm} = 1.305 \times 1.6 = 2.08$ ，所以在表2.1.9的注③内，规定用于桩(柱)式墩盖梁和底梁等横纹承压情况下，容许横纹承压应力为全部承压时容许承压应力的两倍。上述情况也适用于大梁支承面，但条件是大梁

木纹的支承长度（取

9 中各种应力的性质，  
种应力如弯曲剪应力、  
图2.1.9-2。

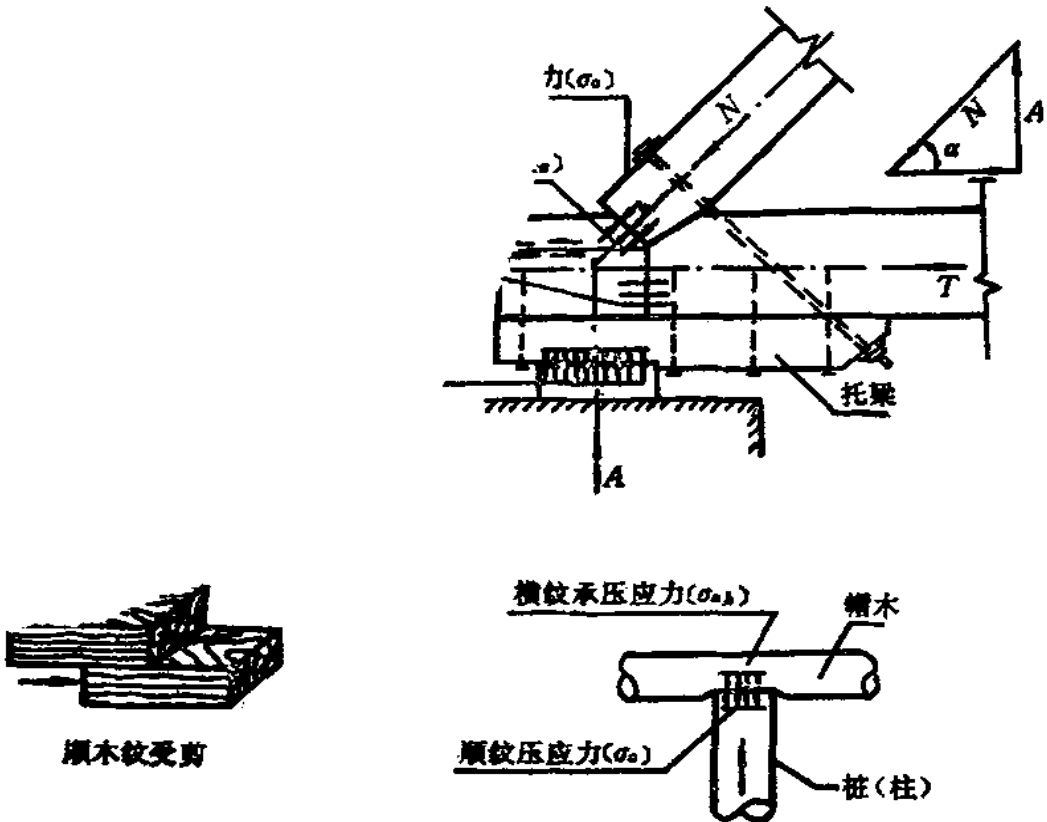


图2.1.9-2 各种应力示意图

第2.1.10条 容许斜纹承压应力计算是根据试验资料统计分析得出的经验公式，即

$$[\sigma_{n\alpha}] = \frac{[\sigma_n]}{1 + \left( \frac{[\sigma_n]}{[\sigma_{nb}]} - 1 \right) \sin^2 \alpha} \quad (2.1.10-1)$$

令式(2.1.10-1)中 $\alpha = 0$ ,得 $[\sigma_{s\alpha}] = [\sigma_s]$ ; 令 $\alpha = 90^\circ$ 得 $[\sigma_{s\alpha}] = [\sigma_{sh}]$ , 满足 $\alpha = 0$ 及 $\alpha = 90^\circ$ 时的边界条件。当 $\alpha$ 在 $0 \sim 90^\circ$ 之间时,  $[\sigma_{s\alpha}]$ 应在 $[\sigma_s] \sim [\sigma_{sh}]$ 之间, 因而可将 $[\sigma_{s\alpha}]$ 与 $[\sigma_s]$ 、 $[\sigma_{sh}]$ 表达为式(2.1.10-1)。

将式(2.1.10-1)与试验资料对比得知,  $n = 3$ 时最为接近。

**第2.1.11条** 钢材的容许应力, 系根据中华人民共和国国家标准——普通碳素结构钢技术条件(GB700—79), 取3号钢的屈服强度为240MPa, 除以安全系数1.8, 又考虑临时性木结构再乘以1.25的调整系数得165MPa; 2号钢的屈服强度取其平均值200MPa, 除以安全系数1.8后再乘以1.25的调整系数得140MPa。

当采用两根及两根以上圆钢共同受拉时, 考虑受力不均匀, 钢材的容许应力乘以0.85的调整系数。

对带螺纹的圆拉杆应验算螺纹部位的净截面, 其计算指标按现行钢结构设计规范毛螺栓的数值采用。

**第2.1.12条** 因为木材的需要量逐年增加, 往往是边采伐、边运输、边分配, 因此, 经常会遇到湿材的情况。如果施工时木材的含水率较高, 则弹性模量较小, 变形则较大, 特别当木材干燥后而增加的一部分变形, 将永远不能消除。木材的横纹承压能力也与制作时的含水率有密切关系; 湿材的横纹承压变形较大。关于湿材的影响, 原西南建筑研究所曾以云南松和冷杉做过6组试验, 其结果表明: 湿材的横纹承压变形不仅较大, 而且并不能随着木材的干燥和强度的提高而得到恢复。针对这种情况, 规范中给出使用湿材时的容许应力和弹性模量的降低系数0.9, 这一数值是根据四川、内蒙、云南等地的经验考虑的。

当直接使用原木时, 由于木材纤维未被破坏, 按使用经验, 顺纹受压和受弯的容许应力可提高15%。

根据《木结构设计规范》的规定, 原木不仅顺纹压应力和承压应力可提高15%, 而且弹性模量也可提高15%, 因此本规范对原木的弹性模量也提高15%。

对于经常干湿交替的构件, 如木桩、临时木涵, 其容许应力

和弹性模量分别乘以0.9和0.85的降低系数。

## 第二节 构件的计算

**第2.2.1条** 计算受拉构件的净截面面积 $A_{j1}$ 时，当有缺孔的木材受拉时，由于木材纤维构造的关系，在缺孔前后一段距离内不能受力，故相距很近的缺孔间可能形成迂回破坏的特征，见图2.2.1-1。规范规定应将分布在15cm长度上的缺孔在受力截面上的投影面积从受力截面中扣除，此处15cm的规定，主要考虑与有关木节缺陷的规定相一致。

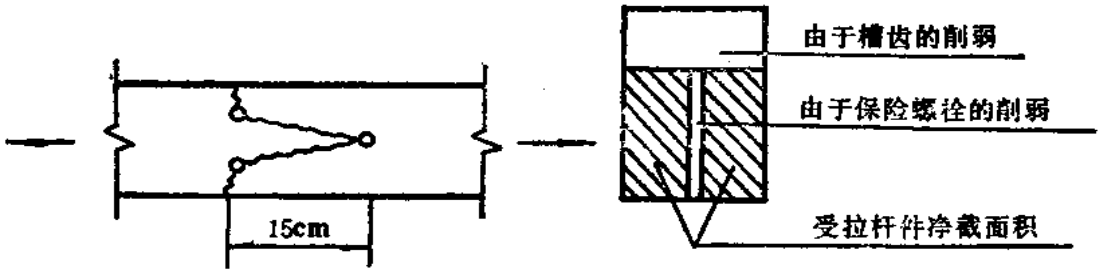


图2.2.1-1 受拉构件的“迂回”破坏      图2.2.1-2 端节点的净面积

计算受拉下弦端节点处的净截面面积 $A_{j1}$ 时，亦应将槽齿和保险螺栓的削弱一并扣除，见图2.2.1-2。

**第2.2.2条** 一、轴心受拉构件的稳定验算中，根据建筑结 构力学的分析，局部缺孔对构件的临界荷载的影响甚小。当构件有对称削弱时，若净截面面积不小于毛截面面积的50%，在不影响结构安全又计算简便的前提下，当缺孔不在边缘时，一律采用 $A_0 = 0.9A_m$ 。

二、关于纵向弯曲系数 $\varphi$ 值，根据建委《木结构设计规范》修订组对云南松、冷杉和杉木等84根有木节构件做中心受压的试验结果，结合我国实际情况，并尽可能的使试验数据和使用经验相符合，偏心受压公式中的 $\varphi$ 值采用下列公式：

当 $\lambda \leq 80$ 时

$$\varphi = 1.02 - 0.55 \left( \frac{\lambda + 20}{100} \right)^2$$

当  $\lambda > 80$  时

$$\lambda = \frac{3000}{\lambda^2}$$

按上式计算，其安全系数  $k = \frac{\sigma_s}{\varphi[\sigma_s]}$  ( $\sigma_s$  为构件破坏时的

临界应力， $[\sigma_s]$  为容许应力)，云南松（含水率一般为18~20%，相当于半干材）无木节试件每组的平均值为2.98~4.49，有木节的试件为2.02~2.33；冷杉（含水率一般为23~30%，相当于湿材）有木节试件，当  $\lambda = 78 \sim 125$  时，每组平均值为2.03~2.57。若采用气干材作试验，则安全系数会有所提高。

按上述公式计算的  $\varphi$  值，一般不会因  $\varphi$  值的降低（指要比61年桥规的  $\varphi$  值偏低）而增加材料，因为在大多数情况下，受压构件的截面尺寸是根据构造确定的。个别大型受压构件，可能因  $\varphi$  值降低而使截面稍有增加，但这也完全有必要，因为在新的材质标准中，对于受压杆件的木节限值有所放宽。

**第2.2.3条** 受弯构件的剪切强度验算中，所采用的木材受剪容许应力见条文第2.1.9条表2.1.9中的弯曲剪应力 $[\tau]$ 。

**第2.2.5条** 偏心受压构件的计算公式为经验公式，该公式亦为其他国家的规范所采用，它有以下几个优点：

一、计算简单。

二、该公式的计算值基本上与试验值相符合。1967年至1968年，西南建研所和重庆建工学院进行了云南松的偏心受压构件试验，由12组试件的试验结果来看，试验值与计算值的比值为：无木节试件每组的平均值最小为0.85，最大为1.11，多数试件接近于1.0；有木节的试件，最小为0.565，最大为0.84，一般接近于有木节木材的缺陷影响系数0.67。

三、当  $N = 0$  或  $M = 0$  时，该公式能分别化为弯曲公式或轴心受压稳定公式，避免了按边缘应力理论建立的偏心受压公式所

造成的矛盾（当  $M = 0$  时竟变成轴心受压强度公式）。

**第2.2.8条** 受压构件的最大长细比应该受到限制，也就是说，对构件的刚度应予一定的保证，以减轻振动和避免由于自重而产生过分的下垂。

### 第2.3.7条

一、计算公式：齿连结剪切计算公式是按原西南建研所、《木结构设计规范》修订组从1968年至1973年以常用的有压紧力的齿连结进行了三批共10多个试件的试验结果得出的。

哈尔滨建筑工程学院对齿连结的承载能力进行了三组试验，再次证明由该公式计算的极限抗剪承载能力值与实验所得之极限抗剪承载力极为相符。

二、剪应力不均匀分布系数  $k_j$  值：

哈尔滨建筑工程学院利用有限单元法对木屋架齿连结的剪切应力状态进行了分析，并经过模型试验验证，认为齿连结剪面上的剪切应力实际分布长度是有限的，对单齿  $l_j \approx 7h_c$ ；对双齿  $l_j \approx 9h_c$ 。又根据对原规范中的系数  $k_j$  进行分析的结果，认为现行规范中所用公式

$$k_j = 0.69 + 1.2e^{-0.3 \frac{l_j}{h_c}}$$

确定的  $k_j$  值偏高。

将电算资料分析整理后，得单齿连结时

$$k_j = 4.5 \frac{h_c}{l_j}$$

双齿连结的工作特点是第二齿（下齿）剪面上剪切应力的分布较单齿远为均匀，且剪切应力的分布长度（ $l_j$ ）越短，剪应力的分布越均匀。将电算资料分析整理后，得双齿连结时

$$k_j = 4.5 \left( \frac{T''}{T} \right) \frac{h_c}{l_j}$$

式中  $T''$  —— 第二齿的作用力。

为了对计算成果进行检验，进行了一系列承载能力试验。1.

单齿  $l_j/h_o = 2, 4, 6, 8, 10, 12$ ; 2. 双齿  $l_j/h_o = 6, 8, 10, 12$ ;  
 3. 单齿  $l_j = 8h_o$  和  $h_o/h = \frac{1}{3}, \frac{1}{4}, \frac{1}{6}$  实验所得的  $k_j$  值与电  
 算资料分析推算的  $k_j$  值极为相近, 见下表。

		$l_j/h_o$	4	6	8	10	12
单齿连结	$k_j$	实 验 值	1.00	0.76	0.62	0.47	0.40
		电算资料分析值	1.00	0.75	0.56	0.45	0.38
	安全系数	建议安全系数值	4.24	4.54	4.87	4.81	4.34
		原规范安全系数	4.24	3.80	3.43	2.86	2.18
双齿连结	$k_j$	实 验 值		0.89	0.827	0.666	0.494
		电算资料分析值		1.00	0.865	0.690	0.575
	安全系数	建议安全系数值		3.54	4.04	4.30	4.67
		原规范安全系数		3.55	3.50	3.50	2.85

由此可见, 原规范的可靠度呈降低趋势, 而且变动范围太大 (单齿连结为 3.80~2.18; 双齿连结为 3.55~2.85), 剪面越长可靠度越差。按建议的  $k_j$  值求得的安全系数比较稳定, 可以保证足够的安全。

通过以上分析, 现行规范的  $k_j$  值与电算分析值相差较大, 而电算分析之  $k_j$  值又与实验值极相近, 因此将  $k_j$  值作相应修改, 以保证齿连结必要的可靠度。

### 第三节 构件连接和计算

第2.3.1条 一个螺栓 (或钉) 究竟能传递多大剪力, 取决于剪面两侧木构件的承压和螺栓的承弯条件。为了充分利用螺栓 (或钉) 的承弯强度, 取其受压条件的承载能力大于或等于其受弯条件的承载能力, 为了简化计算工作, 近似地按鱼鳞云杉构件中的螺栓或钉的受压条件确定构件的最小厚度 (本规范表 2.3.1)。

一、由第2.3.2条螺栓承受弯曲条件, 每一剪面的承载力为

$$T = m d^2 [\sigma_a] \quad (2.3.1-1)$$

取  $m = 2$ 、鱼鳞云杉  $[\sigma_a] = 13 \text{MPa}$ ，代入上式得

$$T = 2 \times d^2 \times 13 = 26 d^2 \quad (2.3.1-2)$$

螺栓接受压条件，每一剪面的承载力为：

双剪结合的边部构件

$$T' = 0.8 a d [\sigma_a] = 10.4 a d \quad (2.3.1-3)$$

双剪结合的中部构件

$$T'' = 0.5 c d [\sigma_a] = 6.5 c d \quad (2.3.1-4)$$

令  $T' \geq T$ ，得  $a \geq 2.5 d$ ，用  $a \geq 2.5 d$ ；

令  $T'' \geq T$ ，得  $c \geq 4 d$ ，用  $c \geq 5 d$ 。

二、由第2.3.2条钉接受弯条件，每一剪面的承载力为

$$T = m d^2 [\sigma_a] \quad (2.3.1-5)$$

取  $m = 3$ 、鱼鳞云杉  $[\sigma_a] = 13 \text{MPa}$ ，代入上式得

$$T = 39 d^2 \quad (2.3.1-6)$$

钉接受压条件，每一剪面承载力为：

双剪结合的边部构件

$$T' = 0.8 a d [\sigma_a] = 10.4 a d \quad (2.3.1-7)$$

双剪结合的中部构件

$$T'' = 0.5 c d [\sigma_a] = 6.5 c d \quad (2.3.1-8)$$

令  $T' \geq T$ ，得  $a \geq 3.3 d$ ，取  $a \geq 4 d$ ；

令  $T'' \geq T$ ，得  $c \geq 6 d$ ，取  $c \geq 8 d$ 。

三、上述均为双剪结合，对于单剪结合，其较薄构件的受压条件与双剪结合的边部构件相同；单剪结合较厚或等厚构件的受压条件为

$$T'' = 0.3 c a [\sigma_a] = 3.9 c a \quad (2.3.1-9)$$

根据螺栓受弯条件，有

$$T = 26 d^2 \quad (2.3.1-10)$$

根据钉受弯条件，有

$$T = 39 d^2 \quad (2.3.1-11)$$

对螺栓结合， $T'' \geq T$ ，得  $c \geq 6.7 d$ ，用  $c \geq 7 d$ ；

对钉结合,  $T'' \geq T$ , 得  $c \geq 11d$ , 用  $c \geq 10d$ 。

**第2.3.2条** 螺栓和钉连结, 根据受力条件规定木构件的最小厚度。现根据螺栓和钉的受弯条件, 验算每一剪切面的承载力。

### 一、螺栓连接

1. 孔壁容许顺纹压应力, 可按式确定:

$$[\sigma_{ak}] = \frac{k_3 k_4 k_5 k_6}{k_1 k_2} R_c \quad (2.3.2-1)$$

式中  $k_1, k_2, k_3$ ——符号及数值同第2.1.9条说明;

$k_4$ ——恒载作用的折减系数, 螺栓结合在恒载作用下变形较大, 考虑有活载同时作用时, 取  $k_4 = 0.65$ ;

$k_5$ ——螺栓孔壁应力不均匀分布系数, 取0.8;

$k_6$ ——构件暴露在野外时的强度折减系数, 取0.9;

$R_c$ ——标准小试件顺纹受压极限强度平均值, 对鱼鳞云杉, 取  $R_c = 42.4 \text{MPa}$ 。

将上述各系数代入式(2.3.2-1), 得

$$[\sigma_{ak}] = \frac{0.72 \times 0.65 \times 0.8 \times 0.9}{1.3 \times 1.1} \times 42.4 = 10 \text{MPa}$$

2. 考虑塑性变形后, 螺栓容许弯曲应力采用  $[\sigma_w] = 240 \text{MPa}$ 。

### 3. 计算公式

当双剪连结中出现一对塑性铰或单剪连结出现一个塑性铰时, 根据螺栓受弯条件, 每一剪面承载力为

$$T = 0.3d^2 \sqrt{[\sigma_w][\sigma_{ak}]} + 0.09a^2[\sigma_{ak}] \sqrt{\frac{[\sigma_{ak}]}{[\sigma_w]}} \quad (2.3.2-2)$$

当双剪连结出现两对塑性铰或单剪连结出现两个塑性铰时, 螺栓每一剪面的承载力达最大值为

$$T = 0.443d^2 \sqrt{[\sigma_w][\sigma_{ak}]} \quad (2.3.2-3)$$

由第2.1.9条说明中表2.1.9有

$$[\sigma_s] = 0.25R_c \quad (2.3.2-4)$$

故

$$[\sigma_{sk}] = \frac{0.24}{0.25} [\sigma_s] = 0.96[\sigma_s] \quad (2.3.2-5)$$

将以上各式代入式(2.3.2-2)及(2.3.2-3), 得

$$\begin{aligned} T &= 0.3 \sqrt{\frac{[\sigma_w]}{[\sigma_{sk}]}} [\sigma_{sk}] d^2 + 0.09 \sqrt{\frac{[\sigma_{sk}]}{[\sigma_w]}} [\sigma_{sk}] a^2 \\ &= 1.47 d^2 [\sigma_{sk}] + 0.184 a^2 [\sigma_{sk}] \\ &= \left( 1.47 + 0.0184 \frac{a^2}{d^2} \right) d^2 [\sigma_{sk}] \\ &= \left( 1.47 + 0.0184 \frac{a^2}{d^2} \right) \times 0.96 d^2 [\sigma_s] \\ &= \left( 1.41 + 0.0177 \frac{a^2}{d^2} \right) d^2 [\sigma_s] \end{aligned} \quad (2.3.2-6)$$

$$\begin{aligned} T_{max} &= 0.443 d^2 \sqrt{\frac{[\sigma_w]}{[\sigma_{sk}]}} \cdot [\sigma_{sk}] \\ &= 2.17 [\sigma_{sk}] d^2 \\ &= 2.17 \times 0.96 [\sigma_s] d^2 \\ &= 2.08 d^2 [\sigma_s] \end{aligned} \quad (2.3.2-7)$$

由式(2.3.2-6)、(2.3.2-7)可得  $m$  的计算值和最大值为

$$m = 1.41 + 0.0177 \frac{a^2}{d^2} \quad (2.3.2-8)$$

$$m_{max} = 2.08 \doteq 2 \quad (2.3.2-9)$$

令  $\frac{a}{d}$  为不同的值, 就可得到条文表2.3.2中的各项  $m$  值, 其最大

值  $m = 2$ 。

当采用钢夹板时, 由于能充分利用螺栓的承弯强度, 故  $m$  可取表中的最大值。

## 二、钉连结

### 1. 孔槽容许顺纹压应力

$$[\sigma_{sk}] = \frac{k_3 k_4 k_5 k_6}{k_1 k_2} R_0 \quad (2.3.2-10)$$

式中 $k_1 \sim k_6$ 的符号意义同前，但 $k_4$ 取为0.55，故

$$[\sigma_{sk}] = \frac{0.72 \times 0.55 \times 0.8 \times 0.9}{1.3 \times 1.1} \times 42.4 = 8.5 \text{MPa}$$

## 2. 钉的容许弯曲应力

钉系冷拔钢丝制成，考虑塑性变形后，其容许弯曲应力采用 $[\sigma_w] = 700 \text{MPa}$ 。

## 3. 计算公式同螺栓连结相同。

由于 $[\sigma_s] = 0.25 R_0$ 。

$$\text{故 } [\sigma_{sk}] = \frac{0.2}{0.25} [\sigma_s] = 0.8 [\sigma_s]$$

则

$$\begin{aligned} T &= 0.3 \sqrt{\frac{[\sigma_w]}{[\sigma_{sk}]}} [\sigma_{sk}] d^2 + 0.09 \sqrt{\frac{[\sigma_{sk}]}{[\sigma_w]}} [\sigma_{sk}] a^2 \\ &= \left( 2.72 + 0.099 \frac{a^2}{d^2} \right) [\sigma_{sk}] d^2 \\ &= 0.8 \left[ 2.72 + 0.099 \frac{a^2}{d^2} \right] d^2 [\sigma_s] \\ &= \left( 2.18 + 0.079 \frac{a^2}{d^2} \right) d^2 [\sigma_s] \end{aligned} \quad (2.3.2-11)$$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= 0.443 d^2 \sqrt{\frac{[\sigma_w]}{[\sigma_{sk}]}} [\sigma_{sk}] \\ &= 4.01 d^2 [\sigma_{sk}] \\ &= 4.01 \times 0.8 d^2 [\sigma_s] \\ &= 3.2 d^2 [\sigma_s] \end{aligned} \quad (2.3.2-12)$$

故 $m$ 的计算式及最大值为

$$m = 2.18 + 0.079 \frac{a^2}{d^2} \quad (2.3.2-13)$$

$$m_{\max} = 3.2, \text{ 取 } 3.1 \quad (2.3.2-14)$$

将不同的 $\frac{a}{d}$ 比值代入式(2.3.2-14), 可得条文2.3.2表

2.3.2中的 $m$ 值, 其最大值为3.1。

当采用钢夹板时,  $m$ 应取最大值3.1计算。

### 三、关于注的说明

1975年《公路桥涵设计规范》没有此注, 该注是根据《木结构设计规范》第32条增加的。

因为常用的双剪连结一般均能满足构件最小厚度的要求, 故只要按本规范公式2.3.2计算每一剪面的承载力即可。但是单剪连结的较厚构件则不一定能满足最小厚度的要求, 此时其承载力由该构件的承压条件控制, 故本规范第2.3.2条注指出, 此时 $[T]$ 尚不得大于 $0.3cd[\sigma_a]$ 。

**第2.3.4条** 规范表2.3.4中注②对湿木材端距 $s_0$ 加7cm, 主要是为了防止端部裂缝的影响。

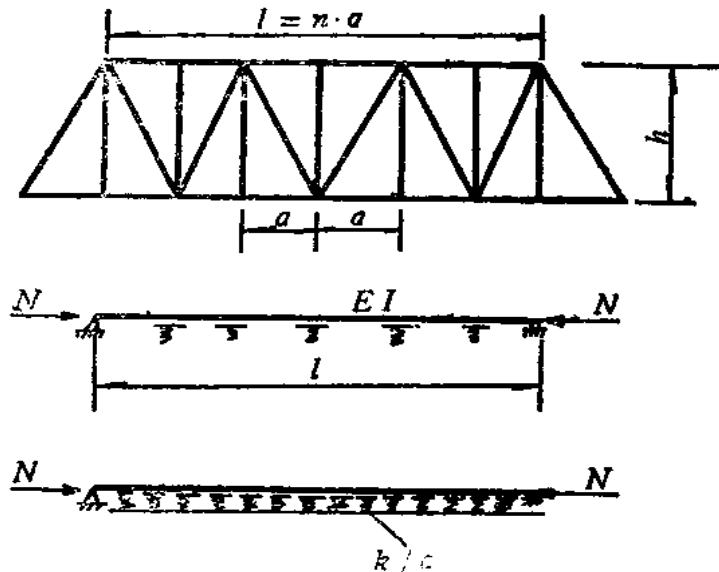
## 第四节 木桥的构造和计算

在本节中取消了1975年《公路桥涵设计规范》中有关永久性和半永久性木桥的规定, 只保留了有关临时性木桥的有关规定。

## 附录 开口式主桁（或主梁）的 自由长度计算

开口式桥的受压弦杆，由于缺乏上平纵联，它在垂直于桁架平面方向的稳定是依靠行车系的横梁与主桁竖杆所组成的刚性半框架来支撑。这种刚性半框架是阻止受压弦杆从桁架平面向外凸出的弹性支承，因此受压弦杆是具有中间弹性支承的多跨连续压杆；如半框架的数量足够时，弹性支承可以用连续分布的弹性支承来代替。

试假定受压弦杆对竖向轴的惯性矩为 $I$ ，杆力 $N$ 相等并取全跨的平均值，受压弦杆全长 $l$ 的两端为刚性铰支，如附图1。



附图1 开口式桁架上弦杆的弹性支承假设

弹性支承反力 $R$ 与该点的挠度 $y$ 成直线比例，即

$$R = k \cdot y$$

$$dR = \frac{R}{a} dx = \frac{k}{a} y dx$$

式中  $k$ ——一个半框架的弹性常数，相当于产生单位挠度  $y = 1$  所需要的力，或为单位力产生的挠度  $\delta$  的倒数

$$k = \frac{1}{\delta}$$

由单位力作用于半框架节点上所产生的一个弦杆的挠度

$$\delta = \frac{h^3}{3EI_c} + \frac{Bh^2}{2EI_b}$$

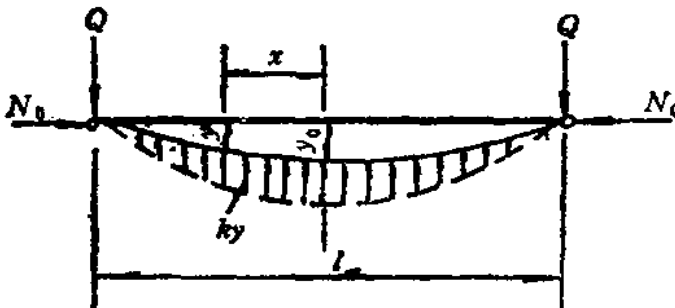
式中  $h$ ——竖杆的高度；

$B$ ——两主桁的中距；

$I_c$ ——竖杆毛截面积向主桁平面外弯曲的惯性矩；

$I_b$ ——横梁截面的惯性矩。

设受压弦杆压屈成若干个半波，试取一个半波来分析其受力情况，如附图 2。



附图 2 上弦杆屈曲后一个半波内的受力情况

若坐标原点取在半波的中央，则挠度曲线可近似地假定为余弦曲线，即

$$y = y_0 \cos \frac{\pi x}{l} \quad (\text{附 1})$$

中点的弯矩为

$$M_0 = N_0 y_0 - Q \frac{l}{2} + \int_0^{\frac{l}{2}} dR \cdot x \quad (\text{附 2})$$

波节点的剪力为

$$Q = \int_0^{\frac{l}{2}} dR$$

当  $x=0$  时,  $EI \frac{d^2y}{dx^2} = -M_0$  (附 3)

将式 (附 1) 微分二次后, 得

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -y_0 \frac{\pi^2}{l^2} \cos \frac{\pi x}{l}$$

在半波节点处, 由于  $x=0$ , 则  $\cos \frac{\pi x}{l} = 1$

即  $\frac{d^2y}{dx^2} = -y_0 \frac{\pi^2}{l^2}$  (附 4)

将式 (附 2) 和 (附 4) 代入式 (附 3) 后, 便得

$$\begin{aligned} EI y_0 \frac{\pi^2}{l^2} &= N_0 y_0 - Q \cdot \frac{l}{2} + \int_0^{\frac{l}{2}} dR x \\ &= N_0 y_0 - \int_0^{\frac{l}{2}} dR \cdot \frac{l}{2} + \int_0^{\frac{l}{2}} dR x \end{aligned}$$

由于  $dR = \frac{k}{a} y dx$ , 代入上式后, 得

$$\begin{aligned} EI y_0 \frac{\pi^2}{l^2} &= N_0 y_0 - \frac{k}{a} y_0 \cdot \frac{l}{2} \int_0^{\frac{l}{2}} \cos \frac{\pi x}{l} dx \\ &\quad + \frac{k}{a} y_0 \int_0^{\frac{l}{2}} \cos \frac{\pi x}{l} x dx \end{aligned} \quad (\text{附 5})$$

将式 (附 5) 分项求解:

$$- \frac{k}{a} y_0 \frac{l}{2} \int_0^{\frac{l}{2}} \cos \frac{\pi x}{l} dx$$

令  $u = \frac{\pi x}{l}, \quad dx = \frac{l}{\pi} du$

$$- \frac{k}{a} \cdot y_0 \cdot \frac{l}{2} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{l}{\pi} \cos u du$$

$$\begin{aligned}
&= -\frac{k}{a} \cdot \frac{l}{2} \cdot y_0 \frac{l}{\pi} \left[ \sin \frac{\pi x}{l} \right]_0^{\frac{l}{2}} \\
&= -\frac{l}{2} \cdot \frac{k}{a} \cdot y_0 \frac{l}{\pi} \\
&\quad - \frac{k}{a} y_0 \int_0^{\frac{l}{2}} x \cos \frac{\pi x}{l} dx \\
&= \frac{k}{a} y_0 \left[ \frac{1}{(\pi/l)^2} \cos \frac{\pi}{l} x + \frac{x}{\pi/l} \sin \frac{\pi}{l} x \right]_0^{\frac{l}{2}} \\
&= \frac{k}{a} y_0 l^2 \left( \frac{1}{2\pi} - \frac{1}{\pi^2} \right)
\end{aligned}$$

即

$$\begin{aligned}
EI y_0 \frac{\pi^2}{l^2} = N_0 y_0 - \frac{l}{2} \frac{k}{a} y_0 \frac{l}{\pi} \\
+ \frac{k}{a} y_0 l^2 \left( \frac{1}{2\pi} - \frac{1}{\pi^2} \right)
\end{aligned}$$

再经过化简便得

$$N_0 = \frac{\pi^2 EI}{l^2} + \frac{kl^2}{\pi^2 a}$$

令  $\frac{dN_0}{dl} = 0$ , 即求得  $N_0$  之最小值时的  $l$ 。

$$-2\pi^2 EI l^{-3} + 2 \frac{k}{\pi^2 a} l = 0$$

所以

$$l = \pi \sqrt[4]{\frac{EI a}{k}}$$

也即

$$N_0 = \frac{\pi^2 EI}{\pi^2 \sqrt{\frac{EI a}{k}}} + \frac{k \pi^2 \sqrt{\frac{EI a}{k}}}{\pi^2 a} = 2 \cdot \frac{k}{a} \sqrt{\frac{EI a}{k}}$$

$$= 2\sqrt{\frac{EI k}{a}} \quad (\text{附 6})$$

现将式 (附 6) 写成下列形式, 从而临界力为

$$N_0 = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = 2 \sqrt{\frac{EI k}{a}}$$

所以 
$$l_0^2 = \frac{\pi^2}{2} \sqrt{\frac{EI a}{k}} = \sqrt{\frac{\pi^4}{4} \cdot \frac{aEI}{k}}$$

又因 
$$\delta = \frac{1}{k}, \quad \frac{\pi^4}{4} \approx 25$$

所以 
$$l_0 = \sqrt[4]{25EI a \delta} = 2.23 \sqrt{EI a \delta} \quad (\text{附 7})$$

式 (附 7) 即为附录开口式受压弦杆的自由长度计算公式。

## 现行公路工程标准、规范

序号	名 称	序号	名 称
1	(JTJ 001-97) 公路工程技术标准	27	(JTJ 051-93) 公路土工试验规程
2	(JTJ 002-87) 公路工程名词术语	28	(JTJ 052-93) 公路工程沥青及沥青混合料试验规程
3	(JTJ 003-86) 公路自然区划标准	29	(JTJ 053-94) 公路工程水泥混凝土试验规程
4	(JTJ 004-89) 公路工程抗震设计规范	30	(JTJ 054-94) 公路工程石料试验规程
5	(JTJ 005-96) 公路建设项目环境影响评价技术规范(试行)	31	(JTJ 055-83) 公路工程金属试验规程
6	(JTJ 011-94) 公路路线设计规范	32	(JTJ 056-84) 公路工程水质分析操作规程
7	(JTJ 012-94) 公路水泥混凝土路面设计规范	33	(JTJ 057-94) 公路工程无机结合料稳定材料试验规程
8	(JTJ 013-95) 公路路基设计规范	34	(JTJ 058-94) 公路工程集料试验规程
9	(JTJ 014-97) 公路沥青路面设计规范	35	(JTJ 059-95) 公路路基路面现场测试规程
10	(JTJ 015-91) 公路加筋土工程设计规范	36	(JTJ 061-85) 公路路线勘测规程
11	(JTJ 016-93) 公路粉煤灰路堤设计与施工技术规范	37	(JTJ 062-91) 公路桥位勘测规程
12	(JTJ 017-96) 公路软土地基路堤设计与施工技术规范	38	(JTJ 063-85) 公路隧道勘测规程
13	(JTJ 018-96) 公路排水设计技术规范	39	(JTJ 064-86) 公路工程地质勘测规程
14	(JTJ 021-89) 公路桥涵设计通用规范	40	(JTJ 065-97) 公路摄影测量规范
15	(JTJ 022-85) 公路砖石混凝土桥涵设计规范	41	(JTJ 071-94) 公路工程质量检验评定标准
16	(JTJ 023-85) 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范	42	(JTJ 073-96) 公路养护技术规范
17	(JTJ 024-85) 公路桥涵地基与基础设计规范	43	(JTJ 074-94) 高速公路交通安全设施设计及施工技术规范
18	(JTJ 025-86) 公路桥涵钢结构及木结构设计规范	44	(JTJ 075-94) 公路养护质量检验评定标准
19	(JTJ 026-89) 公路隧道设计规范	45	(JTJ 076-95) 公路工程施工安全技术规程
20	(JTJ 027-96) 公路斜拉桥设计规范(试行)	46	(JTJ 077-94) 公路工程施工监理规范
21	(JTJ 032-94) 公路沥青路面施工技术规范	47	GBJ 22-87 厂矿道路设计规范
22	(JTJ 033-95) 公路路基施工技术规范	48	GBJ 92-96 沥青路面施工及验收规范
23	(JTJ 034-93) 公路路面基层施工技术规范	49	GBJ 97-87 水泥混凝土路面施工及验收规范
24	(JTJ 035-91) 公路加筋土工程施工技术规范	50	GBJ 124-88 道路工程术语标准
25	(JTJ 041-89) 公路桥涵施工技术规范(附局部修订条文)	51	GBJ 5768-86 道路交通标志和标线
26	(JTJ 042-94) 公路隧道施工技术规范	52	GBJ 50162-92 道路工程制图标准