

中国工程建设标准化协会标准

T/CECS XXX-20XX

# 城市钢桥设计标准

Standard for Design of Urban Steel Bridge

(征求意见稿)

中国工程建设标准化协会 发布

## 前 言

根据中国工程建设标准化协会《关于印发<2019 第一批工程建设协会标准制、修订项目计划>的通知》(建标协字[2019]12号)的要求,中国建筑金属结构协会、深圳市市政设计研究院有限公司等单位承担《城市钢结构桥梁设计标准》(以下简称“本标准”)的制订工作。

本标准的主要内容是:总则、术语、材料、基本规定、总体分析、构件设计、板件结构、正交异性板钢桥面、节点与连接、疲劳设计、钢-混凝土组合梁、缆索系统、构造要求、附属构造与支座、耐久性设计、景观设计、人行桥等。

本标准是基于通用的工程建设理论及原则编制,适用于本标准提出的应用条件。对于某些特定专项应用条件,使用本标准相关条文时,应对适用性及有效性进行验证。

本标准由中国工程建设标准化协会建筑与市政工程产品应用分会负责归口管理,由中国建筑金属结构协会负责具体技术内容的解释,在执行过程中如有意见或建议,请函告本标准日常管理组,中国建筑金属结构协会(地址:; 邮编:100088; 电话:; 传真:; 电子邮箱:s),以便修订时参考。

**本标准主编单位: 中国建筑金属结构协会**

**深圳市市政设计研究院有限公司**

**参编单位:**

.....

**本标准主要起草人员:**

**本标准主要审查人员:**

## 目 录

1	总 则.....	1
2	术语和符号.....	2
2.1	术语.....	2
2.2	符号.....	3
3	材料及设计指标.....	8
3.1	材料.....	8
3.2	设计指标.....	11
4	基本规定.....	17
5	总体分析.....	23
5.1	结构模拟.....	23
5.2	总体分析.....	23
5.3	初始缺陷.....	24
5.4	构件的截面分类.....	30
6	构件设计.....	32
6.1	一般规定.....	32
6.2	轴心受力构件.....	32
6.3	受弯构件.....	38
6.4	拉弯、压弯构件.....	40
6.5	受扭构件.....	42
7	板件结构.....	46
7.1	一般规定.....	46
7.2	设计和模拟基础.....	46
7.3	构件设计中的剪力滞后.....	47
7.4	极限承载力状态下正应力导致的板屈曲.....	52
7.5	剪切抗力.....	62
7.6	横向力的抗力.....	67
7.7	耦合.....	70
7.8	翼缘引起的屈曲.....	71

7.9	加劲肋和细节.....	72
7.10	应力折减法.....	79
8	正交异性板钢桥面.....	82
8.1	一般规定.....	82
8.2	设计强度验算.....	85
8.3	疲劳强度验算.....	87
9	节点与连接.....	88
9.1	一般规定.....	88
9.2	焊缝连接.....	88
9.3	螺栓和铆钉连接.....	94
9.4	销铰.....	98
10	疲劳设计.....	100
10.1	一般规定.....	100
10.2	疲劳荷载.....	100
10.3	疲劳应力幅.....	101
10.4	疲劳强度.....	102
10.5	疲劳验算.....	111
10.6	焊后处理.....	111
11	钢-混凝土组合梁.....	113
11.1	基本规定.....	113
11.2	极限状态计算.....	121
11.3	抗剪连接件.....	133
11.4	构造要求.....	138
12	缆索系统.....	145
12.1	一般规定.....	145
12.2	结构设计.....	152
13	构造要求.....	174
13.1	钢板梁.....	174
13.2	钢箱梁.....	176
13.3	钢桁梁.....	178

13.4	钢管	180
13.5	钢管混凝土	185
13.6	钢塔	186
13.7	钢拱	187
14	附属构造与支座	188
14.1	一般规定	188
14.2	桥面铺装	189
14.3	栏杆	192
14.4	排水	194
14.5	伸缩缝	195
14.6	支座	197
14.7	声屏障	200
15	耐久性设计	202
15.1	一般规定	202
15.2	钢结构防腐涂装设计	202
15.3	耐候钢耐久性设计	205
15.4	缆索系统耐久性设计	212
15.5	钢混接触面耐久性设计	214
16	景观设计	215
16.1	景观设计总则	215
16.2	总体景观设计	215
16.3	结构景观设计	216
16.4	附属设施景观设计	217
16.5	景观设计评价	218
17	人行桥	220
附录 A	轴心受压构件整体稳定折减系数	222
附录 B	受压加劲板的弹性屈曲系数	228
附录 C	梁的整体稳定系数	232
附录 D	加劲板的临界应力计算	237
附录 E	节点板撕裂强度、剪应力和法向应力验算	243

---

附录 H 钢-混凝土组合梁稳定计算 .....	245
附录 G 腐蚀环境分类.....	250
附录 H 涂层体系.....	251
附录 I 涂料性能要求 .....	255
本规程用词说明.....	257
引用标准名录.....	259

## Contents

<b>1</b>	<b>General Provisions</b> .....	1
<b>2</b>	<b>Terms and Symbols</b> .....	2
2.1	Terms.....	2
2.2	Symbols.....	3
<b>3</b>	<b>Material and Design Strength</b> .....	8
3.1	Material .....	8
3.2	Design Strength.....	11
<b>4</b>	<b>General Requirement</b> .....	17
<b>5</b>	<b>Structural Analysis</b> .....	23
5.1	Structure Modeling .....	23
5.2	Structural Analysis .....	23
5.3	Initial Imperfections.....	24
5.4	Classification of Section .....	30
<b>6</b>	<b>Structure Member Design</b> .....	32
6.1	General Requirement .....	32
6.2	Axially Loaded Members.....	32
6.3	Flexural Members .....	38
6.4	Members under Combined Axial Force and Bending.....	40
6.5	Torsional Member.....	42
<b>7</b>	<b>Plates</b> .....	46
7.1	General Requirement .....	46
7.2	Design and Simulation.....	46
7.3	Shear Lag in Members Design.....	47
7.4	Buckling of Plates.....	47
7.5	Shear Resistance.....	52
7.6	Lateral Resistanc.....	62
7.7	Coupling.....	70

7.8 Buckling caused by Flanges.....	71
7.9 Stiffeners and Details.....	72
7.10 Strength Reduction Methods.....	78
<b>8 Orthotropic Steel Decks.....</b>	<b>82</b>
8.1 General Requirement .....	82
8.2 Strength Calculation.....	85
8.3 Design for Fatigue.....	87
<b>9 Joints and Connections.....</b>	<b>88</b>
9.1 General Requirement .....	88
9.2 Welded Connections .....	88
9.3 Bolt and Rivet Connections.....	94
9.4 Pins Connections.....	98
<b>10 Design for Fatigue .....</b>	<b>100</b>
10.1 General Requirement .....	100
10.2 Fatigue Loads.....	100
10.3 Fatigue Stress Amplitude .....	101
10.4 Fatigue Strength .....	102
10.5 Design for Fatigue.....	111
10.6 Postwelding Treatments .....	111
<b>11 Composite Steel and Concrets Beams .....</b>	<b>113</b>
11.1 General Requirement .....	113
11.2 Ultimate State Calculation .....	121
11.3 Shear Connections.....	133
11.4 Detailing Provisions .....	138
<b>12 Cable System .....</b>	<b>152</b>
12.1 General Requirement .....	174
12.2 Structural Design.....	174
<b>13 Detailing Provisions .....</b>	<b>176</b>
13.1 Steel Plate-girder.....	176

13.2 Steel Box Girder .....	177
13.3 Steel Truss .....	178
13.4 Steel Tubule .....	180
13.5 Concrete-filled Steel Tubular Column .....	185
13.6 Steel Tower .....	186
13.7 Steel Arch .....	187
<b>14 Auxiliary Structure and Bridge Bearings</b> .....	<b>188</b>
14.1 General Requirement .....	188
14.2 Bridge Deck Pavement .....	191
14.3 Railing.....	194
14.4 Deck drainage.....	196
14.5 Expansion Joint.....	197
14.6 Bridge Bearings .....	199
14.7 Noise Barriers .....	200
<b>15 Durability Design</b> .....	<b>202</b>
15.1 General Requirement .....	202
15.2 Steel Corrosions Preventing Design .....	202
15.3 Durability Design of Weathering Steel.....	205
15.4 Durability Design of Cable System.....	212
15.5 Durability Design of Steel-concrete Contact Surface.....	214
<b>16 Landscape Design</b> .....	<b>215</b>
16.1 General Requirement .....	216
16.2 Overall Design .....	217
16.3 Structural Landscape Design.....	218
16.4 Landscape Design of Ancillary Facilities.....	218
16.5 Landscape Design Evaluation .....	218
<b>17 Footbridges</b> .....	<b>220</b>
Apendix A Overall stability reduction coefficient of axial compression members	222
Apendix B Elastic buckling coefficient of compression stiffened plate.....	228
Apendix C Overall stability coefficient of beam.....	232

---

Appendix D	Calculation of critical stress of stiffened plate.....	237
Appendix E	Calculation of tear strength, shear stress and normal stress of gusset plate.....	243
Appendix H	Stability calculation of steel-concrete composite beam.....	245
Appendix G	Classification of corrosive environment.....	250
Appendix H	Coating system.....	251
Appendix I	Coating performance requirements.....	255
	Explanation of wording in this specification.....	257
	List of quoted standards.....	259

# 1 总 则

**1.0.1** 为规范和指导城市钢桥设计，保障工程设计质量，按照安全、适用、耐久、环保、经济和美观的原则，制定本标准。

**1.0.2** 本标准适用于城市钢桥设计。

## 条文说明

城市道路钢桥是用钢材作为主要建造材料的桥梁，具有强度高，自重轻等特点。本标准适用于城市道路上新建永久性钢桥设计，对于有特殊用途的桥梁，如管线桥、港口码头、施工便桥等不在本标准范围内，除参照本标准外，尚应符合有关规范的规定。

**1.0.3** 城市钢桥设计除应符合本标准的规定外，尚应符合国家和行业有关标准的规定。

## 2 术语和符号

### 2.1 术语

#### 2.1.1 屈曲 buckling

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

#### 2.1.2 整体稳定性 overall stability

在外荷载作用下，整个结构或构件抵抗侧向屈曲或失稳的能力。

#### 2.1.3 局部失稳 local stability failure

钢结构中，受压、受弯、受剪或在复杂应力下的板件由于宽厚比过大，板件发生屈曲的现象。

#### 2.1.4 有效宽度 effective width

在进行截面强度和稳定计算时，假定板件有效的那一部分宽度。

#### 2.1.5 长细比 slenderness ratio

构件计算长度与构件截面回转半径的比值。

#### 2.1.6 弹性临界应力 elastic critical stress

对理想的结构，采用弹性小变形理论，结构变得不再稳定时的应力。

#### 2.1.7 薄膜应力 in-plane stress

板平面内的应力。

#### 2.1.8 毛截面 gross section

构件的全横截面面积，但是不包括不连续的纵向加劲肋。

#### 2.1.9 有效截面 effective section

板屈曲效应或剪力滞后效应或两者之和的全截面，“有效”表示板的屈曲效应和剪力滞后，“有效<sup>P</sup>”表示板的屈曲效应，“有效<sup>S</sup>”表示剪力滞后效应。

#### 2.1.10 板结构 slab structure

采用平板组成的结构，可以是带加劲肋的，也可以是不带加劲肋的。

#### 2.1.11 加劲肋 stiffened plate

板或截面连接在一块板上，以抵抗板的屈曲或加强该板

#### 2.1.12 加劲板 stiffened slab

带有纵向加劲肋或横向加劲肋或采用纵向加劲肋和横向加劲肋的板。

#### 2.1.13 子板块 sub-section

被翼缘和/或加劲肋包围的没有加劲肋的板部分。

#### 2.1.14 混合梁 hybrid beam

腹板和翼缘采用不同钢种的梁，本规范假定翼缘钢种比腹板的钢种级别高。

### 2.1.15 钢-混凝土组合梁 steel and concrete composite beam

由钢梁和混凝土板连成整体并且在横截面内能够共同受力的构件。

## 2.2 符号

### 2.2.1 材料性能有关符号

$E$  ——钢材的弹性模量；

$E_c$  ——混凝土的弹性模量；

$E_s$  ——普通钢筋的弹性模量；

$E_p$  ——预应力钢筋的弹性模量；

$G$  ——钢材的剪变模量；

$G_c$  ——混凝土的剪变模量；

$E_s$ 、 $E_p$  ——普通钢筋、预应力钢筋的弹性模量；

$f_{ck}$ 、 $f_{cd}$  ——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

$f_{tk}$ 、 $f_{td}$  ——混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值；

$f_{sk}$ 、 $f_{sd}$  ——普通钢筋抗拉强度标准值、设计值；

$f_{pk}$ 、 $f_{pd}$  ——预应力钢筋抗拉强度标准值、设计值；

$f_{sd'}$  ——普通钢筋抗压强度设计值；

$f_{pd'}$  ——预应力钢筋抗压强度设计值；

$f_d$  ——钢材强度设计值；

$f_{vd}$  ——钢材抗剪强度设计值；

$f_y$  ——钢材屈服强度；

### 2.2.2 作用和作用效应的有关符号

$M_s$  ——形成组合作用之后，组合梁截面的弯矩值；

$M_{p2}$  ——预加力  $N_p$  产生的次弯矩；

$M_d$  ——组合梁最大弯矩设计值；

$M_{b,Rd}$  ——组合梁侧向抗扭曲弯矩；

$M_{Rd}$  ——组合梁截面抵抗弯矩；

$M_{Rk}$ ——采用材料强度标准值计算得到组合梁截面的抵抗弯矩；

$M_{cr}$ ——组合梁侧向扭转屈曲的弹性临界弯矩；

$M_{f.Rd}$ ——只考虑翼缘作用时截面设计塑性弯矩抗力；

$M_{pl.Rd}$ ——截面设计塑性弯矩抗力（无论哪种截面类型）；

$M_{Ed}$ ——设计弯矩；

$N_{Ed}$ ——设计轴力；

$N_p$ ——预应力钢束的预加力合力；

$F_{Ed}$ ——设计横向力；

$V_{Ed}$ ——设计剪力，包括扭矩产生的剪力；

$V_{dr}$ ——连接件正常使用状态承载力；

$V_{du}$ ——连接件承载能力极限状态承载力；

$V_l$ ——单位长度内结合面上的纵向剪力；

$V_{lRd}$ ——单位长度内纵向界面抗剪承载力设计值；

$V_d$ ——组合梁竖向剪力设计值；

$V_s$ ——混凝土桥面板中的纵桥向剪力；

$\sigma_{max}$ ——钢梁腹板最大折算应力；

$\Delta\sigma_E$ ——疲劳荷载作用下钢梁翼缘等效正应力幅；

$\Delta\sigma_c$ ——钢材疲劳抗力；

$\sigma$ 、 $\tau$ ——钢梁腹板计算高度边缘同一点上同时产生的正应力、剪应力；

$\Delta\tau_E$ ——疲劳荷载作用下剪力连接件等效剪应力幅；

$\Delta\tau_c$ ——对应于 200 万次应力循环的剪力连接件疲劳设计强度；

### 2.2.3 几何参数有关符号

$b_0$ ——外侧剪力连接件中心间的距离；

$b_{ei}$ ——腹板一侧的混凝土翼板计算宽度；

$b_f$ ——纵向受剪界面的长度；

$b_1$ 、 $b_2$ ——分别为桥面板左右两侧挑出的宽度；

$b_e$ ——桥面板的有效翼缘宽度；

- $a$ ——加劲板或未加劲板的长度
- $b$ ——加劲板或未加劲板的宽度
- $b_w$ ——焊缝之间的净宽度
- $b_{eff}$ ——弹性剪力滞后的有效  $s$  宽度
- $d$ ——开孔板圆孔直径；
- $d_s$ ——贯通钢筋直径；
- $d_{sc}$ ——钢梁截面形心到混凝土翼板截面形心的距离；
- $h$ ——组合梁截面高度；
- $t$ ——板的厚度；
- $h_w$ 、 $t_w$ ——钢梁腹板高度和厚度；
- $L_{eff}$ ——抵抗横向力时的有效长度
- $l$ ——组合梁的跨度；
- $l_{cs}$ ——由预应力束集中锚固力、混凝土收缩变形或温差引起的纵桥向剪力计算传递长度；
- $p$ ——连接件的平均间距；
- $y_s$ ——钢筋截面重心至钢筋和钢梁形成的组合截面中和轴的距离。
- $y_p$ ——预应力钢筋截面形心至钢筋和钢梁形成的组合截面中和轴的距离；
- $y_{ps}$ ——预应力钢筋与普通钢筋截面形心至钢筋和钢梁形成的组合截面中和轴的距离；
- $A$ ——钢梁截面面积；
- $A_c$ ——混凝土桥面板截面面积；
- $A_{cr}$ ——由纵向普通钢筋、预应力钢筋与钢梁形成的组合截面的面积。
- $A_e$ ——单位长度内板内横向钢筋总面积；
- $A_s$ ——圆柱头焊钉杆径截面面积、两圆孔间钢板截面积；
- $A_{sl}$ ——一个加劲板上所有纵向加劲肋的横截面面积
- $A_{st}$ ——一个横向加劲肋的横截面面积
- $A_{eff}$ ——有效横截面面积
- $A_{c,eff}$ ——板屈曲的有效  $p$  横截面面积
- $A_{c,eff,loc}$ ——考虑局部屈曲的有效  $p$  横截面面积
- $I$ ——组合梁全截面惯性矩；

$I_c$ ——混凝土桥面板的截面惯性矩；

$I_{cr}$ ——由纵向普通钢筋与钢梁形成的组合截面的惯性矩；

$I_s$ ——钢梁截面惯性矩；

$L_e$ ——边跨的等效跨度；

$S$ ——混凝土板对组合截面中和轴的面积矩；

$W_{eff}$ ——有效弹性抗弯模量；

$W_n$ ——组合截面净截面模量。

#### 2.2.4 计算系数及其它有关符号

$k$ ——连接件刚度系数；

$n_0$ ——钢材与混凝土弹性模量的比值；

$n_s$ ——连接件在一根梁上的列数；

$\alpha_{LT}$ ——缺陷系数；

$\lambda$ ——损伤等效系数；

$\zeta$ ——刚度折减系数；

$\gamma_0$ ——结构重要性系数；

$\gamma_{FF}$ ——疲劳荷载效应分项系数；

$\gamma_{Mf}$ ——材料疲劳强度分项系数；

$\chi_{LT}$ ——组合梁侧向扭曲折减系数；

$\psi_L$ ——根据荷载类型确定的徐变因子；

$\beta$ ——弹性剪力滞后效应的有效  $s$  宽度系数；

$p$ ——桥面顶板厚度；

$h$ ——纵肋高度；

$t$ ——纵肋厚度；

$\sigma_{o,l}$ ——顶板和纵肋的纵向正应力；

$\sigma_{g,l}$ ——全桥体系作用顶板和纵肋的纵向正应力；

$\sigma_{l,l}$ ——局部体系作用顶板和纵肋的纵向正应力；

$\psi$ ——全桥体系作用和局部体系作用顶板和纵肋的纵向正应力组合系数；

$\lambda_c$ ——城市道路等级修正系数；

$\Delta\sigma_{E1}, \Delta\tau_{E1}$ ——依据简化荷载模型计算的等效疲劳应力幅；

$\Delta\sigma_{C,S}$ ——考虑尺寸效应修正后的 200 万次疲劳强度；

$k_s$ ——尺寸修正系数；

$\Delta\sigma_C, \Delta\tau_C$ ——构造细节的 200 万次疲劳强度；

$\Delta\sigma E_2, \Delta\tau E_2$ ——构造细节的设计疲劳应力幅。

### 3 材料及设计指标

#### 3.1 材料

**3.1.1** 城市钢桥应根据结构形式、受力状态、连接方法及所处环境条件，合理地选用材料。

**3.1.2** 钢材可采用 Q235 钢、Q355 钢、Q370 钢、Q390 钢、Q420 钢和 Q500 钢，其质量应分别符合国家标准《碳素结构钢》GB/T 700、《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591) 和《桥梁用结构钢》GB/T 714 的规定。

##### 条文说明

当采用本标准未列出的其他牌号钢材时，宜按照国家标准《公路工程结构可靠度设计统一标准》GB/T 50283 进行统计分析，研究确定其设计指标及适用范围，其质量应符合国家标准的规定。钢桥主体结构的受力板材厚度不宜小于 8mm，不宜大于 150mm。

**3.1.3** 有关牌号钢材冲击韧性应符合下列规定：

1 对需要验算疲劳的焊接构件，当桥梁工作温度  $t$  处于  $0^{\circ}\text{C} \geq t \geq -20^{\circ}\text{C}$  范围时，Q235 和 Q355 的冲击韧性应满足质量等级 C 的要求，而 Q370q、Q390、Q420 和 Q500 的冲击韧性应满足质量等级 D 的要求；当桥梁工作温度  $t \leq -20^{\circ}\text{C}$  时，Q235 和 Q355 的冲击韧性应满足质量等级 D 的要求，而 Q370q、Q390、Q420 和 Q500 的冲击韧性应满足质量等级 E 的要求。

##### 条文说明

桥梁工作温度指桥梁所处外部环境工作下的温度，严格来说桥梁工作温度的取值与可靠度有关。为便于使用，一般可取桥梁最低日平均气温。

2 对需要验算疲劳的非焊接构件，当桥梁工作温度  $t \leq -20^{\circ}\text{C}$  时，Q235 和 Q355 的冲击韧性应满足质量等级 C 的要求，而 Q370q、Q390、Q420 和 Q500 的冲击韧性应满足质量等级 D 的要求。

**3.1.4** 根据桥梁所处环境条件，可采用耐候结构钢，其质量应符合国家标准《桥梁用结构钢》GB/T 714 的规定。

##### 条文说明

钢材锈蚀是阻碍钢结构桥梁发展的主要原因之一，同时钢材防腐涂装费用在桥梁初期建设费用中占有较大的比例。耐候钢是钢铁行业在提高钢材抵抗自然环境腐蚀方面做出了大量努力后的一个典型成果。耐候钢并不是不发生锈蚀，而是在钢材表面形成致密且连续的安定锈层，可以依靠其自身性能抵抗一般环境下的侵蚀，简涂装甚至做到免涂装，大幅降低后期养护成本。耐候钢比普通合金钢的价格高大约 5%~10%，

但是从整个桥梁使用期间来衡量，耐候钢桥的费用远远低于普通钢桥的费用。美国、日本的钢结构桥梁已经广泛推广耐候钢，我国目前已经具备了耐候钢的生产能力，并开始向国外出口。

**3.1.5** 当焊接结构受到板厚方向的拉力时，宜采用 Z 向钢，其材质应符合国家标准《桥梁用结构钢》GB/T 714 的规定。

#### 条文说明

采用 Z 向钢由于当焊接熔融面平行于材料表面时，层状撕裂较易发生，对沿厚板方向承受拉力的接头不利。其材质应符合国家标准《桥梁用结构钢》GB/T 714 的性能要求。

**3.1.6** 钢结构的连接材料应符合下列要求：

- 1 高强度螺栓、螺母、垫圈应符合国家标准 GB/T 1228~1231 的规定。
- 2 普通螺栓应符合国家标准《六角头螺栓 C 级》(GB/T 5780)和《六角头螺栓》(GB/T 5782) 的规定。
- 3 圆柱头焊钉连接件的材料应符合国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》(GB/T 10433) 的规定。
- 4 锚栓的材料可采用 Q235、Q355、Q390 或强度更高的钢材，其质量等级不宜低于 B 级，其材质应符合国家标准《碳素结构钢》(GB/T 700)、《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591) 和《桥梁用结构钢》GB/T 714 的规定。

#### 条文说明

对于工作温度不高于-20℃的受拉锚栓，所用钢材厚度或直径不宜大于 40mm，质量等级不宜低于 C 级；当钢材厚度或直径不小于 40mm，质量等级不宜低于 D 级。

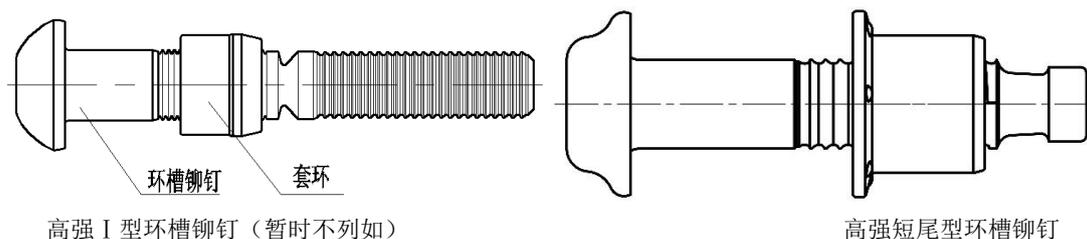
5 铆钉采用的牌号及材质应符合国家标准《标准件用碳素热轧圆钢》(GB 715) 的规定。

6 高强环槽铆钉连接副的技术条件应符合国家标准《环槽铆钉连接副技术条件》(GB/T 36993) 的规定。

#### 条文说明

高强环槽铆钉，又称哈克 (HUCK) 铆钉或哈克螺栓，是根据胡克定律原理，在环槽铆钉专用设备的作用，轴向拉力铆钉，同时径向挤压套环，将套环的金属挤压到带有多条独立环状沟槽的铆钉的凹槽内，使铆钉和套环紧密结合形成永久金属塑性变形的一种紧固方式。环槽铆钉于 20 世纪 40 年代在美国发明，具有安装方便、防松动性能优良、疲劳寿命优异、免于维护等特点，在铁路车辆、矿山机械、汽车、舰船、航空航天等领域得到了广泛的应用。目前国内生产的型号有 5.8R、8.8R、10.9R 级 I 型环槽铆钉和短尾型

环槽铆钉。



高强 I 型环槽铆钉（暂时不列如）

高强短尾型环槽铆钉

7 钢铸件采用铸钢材质应符合国家标准《一般工程用铸造碳钢件》(GB/T 11352) 的规定。

8 销、铰、轴等宜采用优质碳素结构钢锻制或轧制钢材，其质量应符合国家标准《优质碳素结构钢》(GB/T 699) 的规定。

9 焊接性能应与基材相匹配，选用的焊接材料、焊接工艺均应根据设计要求通过焊接工艺评定。

### 条文说明

在焊接结构中，自动焊、半自动焊所采用的焊丝、焊剂，手工焊的焊条及其焊接工艺，直接影响焊接接头的性能，为使其尽可能与基材相匹配，规定要求通过试验选用合适的焊接材料和焊接工艺，确保焊接质量和结构安全。对需要验算疲劳的结构构件，为减少焊缝金属中的含氮量防止冷裂纹，并使焊缝金属脱硫减小形成的热裂纹的倾向，以综合提高焊缝质量，宜采用低氢型碱性焊条。

**3.1.7** 非焊接结构用铸钢件的质量应符合国家标准《一般工程用铸造碳钢件》(GB/T 11352) 的规定；焊接结构用铸钢件的质量应符合国家标准《焊接结构用碳素钢铸件》(GB/T 7659) 的规定。

**3.1.8** 热铸锚头铸体材料应选用低熔点锌铜合金。冷铸头铸体材料可由环氧树脂、铁砂、矿料、固化剂等组成，其配比应由试验确定。

**3.1.9** 锚具、连接器、伸缩装置、阻尼器、鞍座等其他桥梁构件用结构钢应满足国家和行业产品标准的规定。

**3.1.10** 拉索、主缆和吊索等所用高强度钢丝、钢绞线及钢丝绳的技术性能应符合下列规定：

1 高强度钢丝应符合国家标准《桥梁缆索用热镀锌或锌铝合金钢丝》(GB/T 17101) 或《斜拉桥用热挤聚乙烯高强钢丝拉索》(GB/T 18365) 的规定。

2 钢绞线应符合国家标准《预应力混凝土用钢绞线》(GB/T 5224) 或《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》(YB/T 152) 的规定。

3 钢丝绳应符合国家标准《重要用途钢丝绳》(GB 8918)、《钢丝绳通用技术条件》

(GB/T 20118) 或《粗直径钢丝绳》(GB/T 20067) 的规定。

### 3.2 设计指标

3.2.1 钢材的强度设计值应根据钢材材质以及厚度按表 3.2.1-1、表 3.2.1-2 的规定采用。

表 3.2.1-1 碳素结构钢和低合金结构钢强度设计值 (MPa)

钢材		抗拉、抗压 和抗弯 $f_d$	抗剪 $f_{vd}$	端面承压 (刨平顶紧) $f_{cd}$
牌号	厚度 (mm)			
Q235	≤ 16	190	110	280
	16~40	180	105	
	40~100	170	100	
Q355	≤ 16	285	165	355
	16~40	275	160	
	40~63	270	155	
	63~80	260	150	
	80~100	250	145	
Q390	≤ 16	310	180	370
	16~40	295	170	
	40~63	280	160	
	63~100	265	150	
Q420	≤ 16	335	195	390
	16~40	320	185	
	40~63	305	175	
	63~100	290	165	

表 3.2.1-2 桥梁用结构钢强度设计值 (MPa)

钢材		抗拉、抗压 和抗弯 $f_d$	抗剪 $f_{vd}$	端面承压 (刨平顶紧) $f_{cd}$
牌号	厚度 (mm)			
Q355q	≤ 50	285	165	355
	50~100	275	160	
Q370q	≤ 50	295	170	385
	50~100	285	165	
Q420q	≤ 50	335	190	400
	50~100	325	185	
Q500q	≤ 50	400	230	475
	50~100	380	215	

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

## 条文说明

抗拉、抗压和抗弯强度设计值  $f_d$  以钢材屈服强度  $f_y$  为基础除以材料分项系数  $\gamma_R$  并取 5 的整倍数而得。材料分项系数  $\gamma_R=1.25$ 。钢材的抗剪强度设计值以  $f_d$  为基础， $f_{vd} = f_d / \sqrt{3} = 0.577f_d$ 。钢材端面承压（刨平顶紧）设计值以抗拉强度最小值  $f_u$  为基础， $f_{cd} = f_u / 1.322$ 。

**3.2.2** 铸钢和锻钢等的强度设计值应按表 3.2.2-1 的规定采用。

表 3.2.2-1 铸钢和锻钢的强度设计值 (MPa)

强度种类	钢号				
	ZG230-450	ZG270-500	ZG310-570	35 号钢	45 号钢
抗拉、抗压和抗弯 $f_d$	170	200	225	250	280
抗剪 $f_{vd}$	100	115	130	145	160
铰轴紧密接触时径向受压 $f_{rd1}$	85	100	110	125	140
辊轴或摇轴自由接触时径 向受压 $f_{rd2}$	6.5	8.0	9.0	10.0	11.0
销孔承压 $f_{sd}$	—	—	—	190	210

注：1 铰轴紧密接触系指接触面为圆弧中心角为  $2 \times 45^\circ$  的接触；辊轴或摇轴自由接触系指轴与板平面的接触。

2 计算紧密接触或自由接触受压强度时，其承压面积采用轴径截面。轴与板采用不同钢种时，径向受压设计值取用其较低者。

## 条文说明

铸钢件在城市桥梁中一般用作支承部件，有些部件如支座需要承受较大冲击力，选材时避免采用强度较低、塑性较差、冲击韧性较低的铸钢。

本条所列铸钢和锻钢的强度设计值有以下几点需作说明：

(1) 铸钢抗拉、抗压和抗弯强度设计值  $f_d$  以铸钢屈服强度  $f_y$  为基础除以材料分项系数  $\gamma_R$  并取 5 的整倍数而得。材料分项系数  $\gamma_R=1.36$ 。表 3.2.2 中 35 号钢和 45 号钢因为经过锻制或轧制，其抗拉、抗压和抗弯强度设计值  $f_d$  仍取  $\gamma_R=1.25$ 。

铸件抗剪强度设计值以  $f_d$  为基础,  $f_{vd} = f_d / \sqrt{3} = 0.577f_d$ 。

(2) 表 3.2.2-1 中铰轴紧密接触时径向抗压强度设计值, 是假设铰轴仅在圆周 1/4 范围内密合, 此时压应力假定按余弦曲线变化推导得出, 表中  $f_{rd1}$  的数值当承压面积采用轴径截面 (通过轴直径的截面) 时为  $f_{rd1} = 0.47f_d \approx 0.5f_d$ 。

(3) 辊轴或摇轴自由接触是指辊轴或摇轴与平板接触, 其压应力是以线接触的局部承压应力, 计算时也用辊径截面上的平均应力来表示。

(4) 表 3.2.2-1 中的销孔承压强度设计值采用  $f_{sd} = 0.76f_d$ 。

**3.2.3** 焊缝的强度设计值宜与基材相同, 且不应大于基材的强度设计值。

**3.2.4** 普通螺栓和锚栓连接的强度设计值应按表 3.2.4-1 的规定采用。

**表 3.2.4-1 普通螺栓连接的强度设计值 (MPa)**

螺栓的性能等级、锚栓和 构件钢材的牌号		普通螺栓						锚 栓
		C 级			A、B 级			
		抗拉	抗剪	承压	抗拉	抗剪	承压	抗拉
		$f_{td}^b$	$f_{vd}^b$	$f_{cd}^b$	$f_{td}^b$	$f_{vd}^b$	$f_{cd}^b$	$f_{td}^a$
普通螺栓	4.6 级、4.8 级	145	120	—	—	—	—	—
	5.6 级	—	—	—	185	165	—	—
	8.8 级	—	—	—	350	280	—	—
锚栓	Q235	—	—	—	—	—	—	125
	Q355	—	—	—	—	—	—	160
构件	Q235	—	—	265	—	—	350	—
	Q355	—	—	340	—	—	450	—
	Q390	—	—	355	—	—	470	—
	Q420	—	—	380	—	—	500	—

注: A、B 级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度, C 级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度, 均应符合国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的要求。

### 条文说明

本条给出了普通螺栓连接的抗拉、抗剪和承压强度设计值。螺栓连的受拉和受剪由螺栓自身承担, 其强度设计值应按螺栓的公称抗拉强度  $f_u^b$  除以相应的抗力分项系数  $\gamma_R$  确定; 螺栓承压有孔壁承受, 其强度设

计值按孔壁钢材的最小抗拉强度  $f_u$  除以相应抗拉分项系数  $\gamma_R$  确定。各抗力分项系数经参考有关规范并换算后取得。

**3.2.5** 高强度螺栓预拉力设计值  $P_d$  应根据螺纹直径规格按表 3.2.5-1 的规定取用。

表 3.2.5-1 高强度螺栓的预拉力设计值 (kN)

性能等级	螺纹规格					
	M20	M22	M24	M27	M30	M36
8.8S	125	150	175	230	280	
10.9S	155	190	225	290	355	

表 3.2.5-2 高强环槽铆钉的预拉力设计值 (kN)

性能等级	螺纹规格					
	T20	M22	M24	M27	M30	M36
8.8S	126	175	208	250	315	
10.9S	181	220	257	334	408	595

**3.2.5** 高强度螺栓预拉力设计值  $P_d$  应根据螺纹直径规格按表 3.2.5-1 的规定取用。

**3.2.6** 铆钉连接的强度设计值应按表 3.2.6-1 的规定采用。

表 3.2.6-1 铆钉连接的强度设计值 (MPa)

铆钉钢号和 构件钢材牌号		抗拉(钉头拉脱) $f_{td}^r$	抗剪 $f_{vd}^r$		承压 $f_{cd}^r$	
			I 类孔	II 类孔	I 类孔	II 类孔
铆钉	BL2 或 BL3	105	160	135	—	—
构件	Q235	—	—	—	390	320
	Q355	—	—	—	500	405
	Q390	—	—	—	520	425

- 注：1 I 类孔系指在装配好的构件上钻成的孔；在单个零件和构件上用钻模钻成的孔；在单个零件上先钻成或冲成较小的孔，然后在装配好的构件上再扩钻成的孔。  
2 II 类孔系指在单个零件上一次冲成或不用钻模钻成的孔。  
3 沉头和半沉头铆钉连接表中数值应乘以折减系数 0.8。

### 条文说明

表 3.2.6-1 中铆钉连接的抗拉（钉头拉脱）强度设计值  $f_{td}^r$  和抗剪强度设计值  $f_{vd}^r$ ，是根据《标准件用碳素热轧圆钢》(GB 715) 牌号 BL2 的最小抗拉强度  $f_u^r = 335MPa$  算得的。该标准还有 BL3，其  $f_u^r = 370MPa$ ，虽然后者比前者大，但塑性较差，BL3 铆钉的强度设计值仍取与 BL2 铆钉相同。铆钉的抗力分项系数经参考有关规范并换算后分别取：抗拉  $\gamma_R = 3.126$ ；抗剪 I 类孔  $\gamma_R = 2.045$ ；抗剪 II 类孔  $\gamma_R = 2.446$ ；经  $f_u^r / \gamma_R$  计算后均取 5 的整倍数。

铆钉连接在确定承压强度时，一般认为只与构件钢材强度有关，但为了避免钉杆先于孔壁破坏，构件钢材强度不能用得过高。表 3.2.6-1 中只列有 Q235 钢、Q355 钢和 Q390 钢，Q420 钢没有列入。铆钉连接承压抗力分项系数，I 类孔采用：构件为 Q235 钢时， $\gamma_R=0.96$ ；构件为 Q355 钢和 Q390 钢时， $\gamma_R=0.95$ ；II 类孔采用：构件为 Q235 钢时， $\gamma_R=1.17$ ；构件为 Q355 钢和 Q390 钢时， $\gamma_R=1.15$ 。

**3.2.7 钢材和铸钢件的物理性能指标应按表 3.2.7-1 的规定采用。**

**表 3.2.7-1 钢材和钢铸件的物理性能指标**

弹性模量 E (MPa)	剪切模量 G (MPa)	线膨胀系数 $\alpha$ ( $1/^\circ\text{C}$ )	泊松比 v	质量密度 $\rho$ ( $\text{kg/m}^3$ )
$2.06 \times 10^5$	$0.790 \times 10^5$	$12 \times 10^{-6}$	0.31	7850

**3.2.8 拉索用钢丝、钢绞线的抗拉强度设计值应按表 3.2.8-1 的规定采用。**

**表 3.2.8-1 钢丝、钢绞线的抗拉强度设计值 (MPa)**

材料种类	抗拉强度标准值 $f_k$	抗拉强度设计值 $f_d$
钢丝	1670	900
	1770	955
	1860	1005
	1960	1055
钢绞线	1770	955
	1820	980
	1860	1005
	1960	1055

注：1 表列钢丝抗拉强度设计值系数为 II 级松弛钢丝的数值；当采用公称直径 5mm 的 I 级松弛钢丝时，乘以折减系数 0.9。

2 表列抗拉强度设计值，用于销接式吊索时乘以折减系数 0.83。

### 条文说明

斜拉桥和悬索桥的缆索系统采用的钢丝、钢绞线无明显屈服点，其安全系数是根据线材的抗拉强度  $\sigma_b$  取用的。按照《公路斜拉桥设计规范》(JTG-T 3365-01) 的规定，无论是钢丝或钢绞线，用作拉索时其换算后的安全系数约为 2.48~2.56，比钢结构普通钢材的安全系数取得高，经换算  $\gamma_R=1.85$ 。当钢丝、钢绞线用作吊索时，由于吊索的安全系数比拉索更高，因而按拉索安全系数换算得到的强度设计值还要折减。

**3.2.9 钢丝绳应按其最小破断拉力 (kN) 除以抗拉强度分项系数  $\gamma_R$  求得最小破断拉力设计值  $F_d$ ， $\gamma_R$  应按表 3.2.9-1 确定。最小破断力应根据《粗直径钢丝绳》(GB20067) 钢芯钢丝绳**

取值。

表 3.2.9-1 钢丝绳抗拉强度分项系数  $\gamma_R$

材料种类	骑跨式吊索	销接式吊索
抗拉强度分项系数 $\gamma_R$	2.95	2.2

## 4 基本规定

4.0.1 城市钢桥应考虑设计状况并开展相应的极限状态设计。

### 条文说明

城市钢桥设计的两类极限状态：

1 承载力极限状态：对应于桥梁及其构件达到最大承载能力或出现不适于继续承载的变形或变位的状态，包括构件和连接的强度破坏、结构或构件丧失稳定及结构倾覆等。

2 正常使用极限状态：对应于桥梁及其构件达到正常使用或耐久性的某项限值的状态，包括影响结构、构件正常使用的开裂、变形及影响结构耐久性的局部损坏等。

并规定了四种设计状况以及对应开展的极限状态设计：

1 持久状况所对应的是桥梁使用阶段，要对桥梁结构所有预定功能应进行承载力极限状态和正常使用极限状态设计。

2 短暂状况所对应的是桥梁施工和维修阶段，应进行承载力极限状态设计，可根据需要进行正常使用极限状态设计。

3 偶然状况所对应的是桥梁可能遇到撞击等状况，应进行承载力极限状态设计。

4 地震状况所对应的是桥梁可能遭遇地震状况，应进行承载力极限状态设计。

4.1.2 城市钢桥按承载力极限状态设计时，对持久设计状况和短暂设计状况应采用作用的基本组合，对偶然设计状况应采用作用的偶然组合，对地震设计状况应采用作用的地震组合，并应符合下列规定：

1 基本组合：永久作用设计值与可变作用设计值相组合。

(1) 作用基本组合的效应设计值可按下式计算：

$$S_{ud} = \gamma_0 S \left( \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} G_{ik}, \gamma_{L1} \gamma_{Q1} Q_{1k}, \psi_c \sum_{j=2}^n \gamma_{Lj} \gamma_{Qj} Q_{jk} \right) \quad (4.0.2-1)$$

或

$$S_{ud} = \gamma_0 S \left( \sum_{i=1}^m G_{id}, Q_{1d}, \sum_{j=2}^n Q_{jd} \right) \quad (4.0.2-2)$$

式中： $S_{ud}$ ——承载力极限状态下作用基本组合的效应设计值；

$S( )$ ——作用组合的效应函数；

$\gamma_0$ ——结构重要性系数，按表 4.0.2-1 规定的结构设计安全等级采用，按持久状况和短暂状况承载力极限状态设计时，公路桥涵结构设计安全等级应不

低于表 4.0.2-1 的规定,对应于设计安全等级一级、二级和三级分别取 1.1、1.0 和 0.9;

$\gamma_{G_i}$ ——第  $i$  个永久作用的分项系数,应按表 4.1.2-2 的规定采用;

$G_{ik}$ 、 $G_{id}$ ——第  $i$  个永久作用的标准值和设计值;

$\gamma_{Q_1}$ ——汽车荷载(含汽车冲击力、离心力)的分项系数。采用车道荷载计算时取  $\gamma_{Q_1} = 1.4$ ,采用车辆荷载计算时,其分项系数取  $\gamma_{Q_1} = 1.8$ 。当某个可变作用在组合中其效应值超过汽车荷载效应时,则该作用取代汽车荷载,其分项系数取  $\gamma_{Q_1} = 1.4$ ;对专为承受某作用而设置的结构或装置,设计时该作用的分项系数取  $\gamma_{Q_1} = 1.4$ ;计算人行道板和人行道栏杆的局部荷载,其分项系数也取  $\gamma_{Q_1} = 1.4$ ;

$Q_{1k}$ 、 $Q_{1d}$ ——汽车荷载(含汽车冲击力、离心力)的标准值和设计值;

$\gamma_{Q_j}$ ——在作用组合中除汽车荷载(含汽车冲击力、离心力)、风荷载外的其他第  $j$  个可变作用的分项系数,取  $\gamma_{Q_j} = 1.4$ ,但风荷载的分项系数取  $\gamma_{Q_j} = 1.1$ ;

$Q_{jk}$ 、 $Q_{jd}$ ——在作用组合中除汽车荷载(含汽车冲击力、离心力)外的其他第  $j$  个可变作用的标准值和设计值;

$\psi_c$ ——在作用组合中除汽车荷载(含汽车冲击力、离心力)外的其他可变作用的组合值系数,取  $\psi_c = 0.75$ 。

$\psi_c Q_{jk}$ ——在作用组合中除汽车荷载(含汽车冲击力、离心力)外的第  $j$  个可变作用的组合值;

$\gamma_{L_j}$ ——第  $j$  个可变作用的结构设计使用年限荷载调整系数。公路桥涵结构的设计使用年限按现行《公路工程技术标准》(JTG B01)取值时,可变作用的设计使用年限荷载调整系数取  $\gamma_{L_j} = 1.0$ ;否则, $\gamma_{L_j}$ 取值应按专题研究确定。

(2) 当作用与作用效应可按线性关系考虑时,作用基本组合的效应设计值  $S_{ud}$  可通过作用效应代数相加计算。

(3) 设计弯桥时, 当离心力与制动力同时参与组合时, 制动力标准值或设计值按 70% 取用。

表 4.0.2-1 公路桥涵结构设计安全等级

设计安全等级	破坏后果	适用对象
一级	很严重	(1) 各等级公路上的特大桥、大桥、中桥; (2) 高速公路、一级公路、二级公路、国防公路及城市附近交通繁忙公路上的小桥
二级	严重	(1) 三、四级公路上的小桥; (2) 高速公路、一级公路、二级公路、国防公路及城市附近交通繁忙公路上的涵洞
三级	不严重	三、四级公路上的涵洞

表 4.0.2-2 永久作用的分项系数

序号	作用类别	永久作用分项系数		
		对结构的承载能力不利时	对结构的承载能力有利时	
1	混凝土和圬工结构重力 (包括结构附加重力)	1.2	1.0	
	钢结构重力(包括结构附加重力)	1.1 或 1.2		
2	预加力	1.2	1.0	
3	土的重力	1.2	1.0	
4	混凝土的收缩及徐变作用	1.0	1.0	
5	土侧压力	1.4	1.0	
6	水的浮力	1.0	1.0	
7	基础变位作用	混凝土和圬工结构	0.5	0.5
		钢结构	1.0	1.0

注: 本表序号 1 中, 当钢桥采用钢桥面板时, 永久作用分项系数取 1.1; 当采用混凝土桥面板时, 取 1.2。

2 偶然组合: 永久作用标准值与可变作用某种代表值、一种偶然作用设计值相组合; 与偶然作用同时出现的可变作用, 可根据观测资料和工程经验取用频遇值或准永久值。

(1) 作用偶然组合的效应设计值可按下列式计算:

$$S_{ad} = S \left( \sum_{i=1}^m G_{ik}, A_d, (\psi_{f1} \text{ 或 } \psi_{q1}) Q_{1k}, \sum_{j=2}^n \psi_{qj} Q_{jk} \right) \quad (4.0.2-3)$$

式中:  $S_{ad}$  ——承载能力极限状态下作用偶然组合的效应设计值;

$A_d$  ——偶然作用的设计值;

$\psi_{f1}$ ——汽车荷载（含汽车冲击力、离心力）的频遇值系数，取  $\psi_{f1} = 0.7$ ；当某个可变作用在组合作为其效应值超过汽车荷载效应时，则该作用取代汽车荷载，人群荷载  $\psi_f = 1.0$ ，风荷载  $\psi_f = 0.75$ ，温度梯度作用  $\psi_f = 0.8$ ，其他作用  $\psi_f = 1.0$ ；

$\psi_{f1}Q_{1k}$ ——汽车荷载频遇值；

$\psi_{f1}$ 、 $\psi_{qj}$ ——第 1 个和第  $j$  个可变作用的准永久值系数，汽车荷载（含汽车冲击力、离心力） $\psi_q = 0.4$ ，人群荷载  $\psi_q = 0.4$ ，风荷载  $\psi_q = 0.75$ ，温度梯度作用  $\psi_q = 0.8$ ，其他作用  $\psi_q = 1.0$ ；

$\psi_{q1}Q_{1k}$ 、 $\psi_{qj}Q_{jk}$ ——第 1 个和第  $j$  个可变作用的准永久值。

(2) 当作用与作用效应可按线性关系考虑时，作用偶然组合的效应设计值  $S_{ad}$  可通过作用效应代数相加计算。

3 作用地震组合的效应设计值应按现行《公路工程抗震规范》(JTG B02) 的有关规定计算。

**4.0.3** 城市钢桥结构按正常使用极限状态设计时，应根据不同的设计要求，采用作用的频遇组合或准永久组合，并应符合下列规定：

1 频遇组合：永久作用标准值与汽车荷载频遇值、其他可变作用准永久值相组合。

1) 作用频遇组合的效应设计值可按下式计算：

$$S_{fd} = S \left( \sum_{i=1}^m G_{ik}, \psi_{f1}Q_{1k}, \sum_{j=2}^n \psi_{qj}Q_{jk} \right) \quad (4.0.3-1)$$

式中： $S_{fd}$ ——作用频遇组合的效应设计值；

$\psi_{f1}$ ——汽车荷载（不计汽车冲击力）频遇值系数，取  $\psi_{f1} = 0.7$ ；当某个可变作用在组合中其效应值超过汽车荷载效应时，则该作用取代汽车荷载，人群荷载  $\psi_f = 1.0$ ，风荷载  $\psi_f = 0.75$ ，温度梯度作用  $\psi_f = 0.8$ ，其他作用  $\psi_f = 1.0$ 。

2) 当作用与作用效应可按线性关系考虑时，作用频遇组合的效应设计值  $S_{fd}$  可通过作用效应代数相加计算。

2 准永久组合：永久作用标准值与可变作用准永久值相组合。

(1) 作用准永久组合的效应设计值可按下式计算:

$$S_{qd} = S \left( \sum_{i=1}^m G_{ik}, \sum_{j=1}^n \psi_{qj} Q_{jk} \right) \quad (4.0.3-2)$$

式中:  $S_{qd}$  ——作用准永久组合的效应设计值;

$\psi_{qj}$  ——第  $j$  个可变作用的准永久值系数,汽车荷载(不计汽车冲击力)  $\psi_q = 0.4$ ,人群荷载

$\psi_q = 0.4$ ,风荷载  $\psi_q = 0.75$ ,温度梯度作用  $\psi_q = 0.8$ ,其他作用  $\psi_q = 1.0$ 。

(2) 当作用与作用效应可按线性关系考虑时,作用准永久组合的效应设计值  $S_{qd}$  可通过作用效应代数相加计算。

**4.0.4** 钢结构构件抗疲劳设计时,除特别指明外,各作用应采用标准值,作用分项系数应取为 1.0。

**4.0.5** 结构构件当需进行弹性阶段截面应力计算时,除特别指明外,各作用应采用标准值,作用分项系数应取为 1.0,各项应力限值应按各设计规范规定采用。

**4.0.6** 城市钢桥的设计基准期为 100 年。

**4.0.7** 城市钢桥应进行耐久性设计,桥梁结构的设计使用年限应符合《城市桥梁设计规范》(CJJ 11)的规定。

### 条文说明

城市钢桥设计需要满足工程结构应具有的安全性、耐久性和适用性的功能要求,《城市桥梁设计规范》(CJJ 11)给出了桥梁结构的设计使用年限,是按照桥梁类别和重要性来考虑的。考虑到钢材的材料性能比较优异,在正常设计、施工和使用并做好养护的前提下,综合考虑经济因素可以对设计使用年限进行适当提高。

**4.0.8** 城市钢桥的设计应考虑施工、运营管理和养护的要求,选择合适的结构形式,宜采用标准化、通用化的结构单元和构件,构造和连接应便于制作、安装、检查和维护。

### 条文说明

结构设计应结合现场条件、运输条件以及安装设备等因素做到经济合理,构件类型应尽可能的少,结构细节应便于制造、安装和维护,特别是重要接头部位,要便于工作人员操作和质量检测。

构件设计中应避免截面的急剧变化,应力集中容易导致疲劳开裂乃至脆断。细节设计时应注意降低焊接残余应力和附加应力。

**4.0.9** 城市钢桥应进行防腐设计,主体钢结构宜采用长效型防腐设计,并满足相关规范的要

求。

**4.0.10** 桥梁结构应设预拱，预拱度宜取结构自重和  $1/2$  静活载产生的挠度线形，线形应采用平顺曲线。（武院长：只针对梁桥，不适合斜拉，悬索桥等）

**4.0.11** 桥梁结构应进行横桥向抗倾覆计算，具体符合本标准第 5.2.2 条的要求。

**4.0.12** 城市钢桥除了满足使用功能要求外，还需要进行景观设计；桥梁景观设计应主要考虑总体布置和主体结构，结构力求简洁、轻巧，造型要与结构安全相统一。

#### 条文说明

城市桥梁作为道路设施中具有跨越能力的承重建筑，是交通要道，也是城市景观中重要的审美对象。城市桥梁受道路红线、地下管线（地铁）、纵坡等限制因素，结构布置往往具有超宽、弯、斜、变宽、异形等情况，同时人们对桥梁美观的追求越来越高，桥梁已经成为城市的主要标志性建筑。因此城市钢桥设计时，要同时满足功能、环境及美观的需要，将人、车、路、环境构成一个统一和谐的整体。

**4.0.13** 人行及自行车专用钢桥应体现安全、便捷、舒适，同时考虑建筑、绿化、灯光等设计，与周围建筑或者环境相协调。

#### 条文说明

城市人行钢桥人流密集，当钢桥竖向频率较小时，极易发生共振，导致人行不安全感，甚至引起恐慌和踩踏事故，因此以人为本为满足人行舒适度要求，人行钢桥竖向自振频率应符合《城市人行天桥与人行地道技术规范》（CJJ 69）相关规定，此外，人行钢桥设计还应同时考虑建筑、绿化、灯光等设计，与周围建筑或者环境相协调。

## 5 总体分析

### 5.1 结构模拟

#### 5.1.1 模型和基本假定

结构分析采用的模型和基本假定，应能反映结构实际受力状态，其精度应能满足结构设计要求。

#### 5.1.2 静力计算

结构受力分析可按线弹性理论进行，当结构的变形不能忽略时，应考虑几何非线性对结构受力的影响。应考虑环境对构件和结构性能的影响。

#### 5.1.3 动力计算

结构动力分析应考虑下列因素：所有相关的结构构件质量、刚度和阻尼特性；模型的边界条件应反映结构的固有特性。

### 5.2 总体分析

#### 5.2.1 承载力

桥梁承载能力极限状态应按下列式进行验算：

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (5.2.1-1)$$

式中： $\gamma_0$ ——结构重要性系数；

$S_d$ ——作用组合的效应（如轴力、弯矩或表示几个轴力、弯矩的向量）设计值；

$R_d$ ——结构或结构构件的抗力设计值。

5.2.2 上部结构采用整体式截面的梁桥在持久状况下结构体系不应发生改变，并按下列规定验算横桥向抗倾覆性能：

(1) 在作用基本组合下，单向受压支座始终保持受压状态。

(2) 在作用基本组合（分项系数均为 1.0）下，桥梁的作用效应应符合下列式的要求：

$$\frac{\sum S_{bk,i}}{\sum S_{sk,i}} \geq k_{qf} \quad (5.2.2-1)$$

$$\sum S_{bk,i} = \sum R_{Gk,i} l_i \quad (5.2.2-2)$$

$$\sum S_{sk,i} = \sum R_{Qk,i} l_i \quad (5.2.2-3)$$

式中：

$k_{gf}$ ——横向倾覆安全系数，取  $k_{gf}=2.5$ ；

$S_{bk}$ ——使上部结构稳定的效应设计值；

$S_{sk}$ ——使上部结构失稳的效应设计值；

$l_i$ ——第  $i$  个桥墩处失效支座与有效支座的支座中心间距；

$R_{Gki}$ ——在永久作用下，第  $i$  个桥墩处失效支座的支反力，按全部支座有效的支撑体系计算确定，按标准值组合取值；

$R_{Qki}$ ——在可变作用下，第  $i$  个桥墩处失效支座的支反力，按全部支座有效的支撑体系计算确定，按基本组合（分项系数均为 1.0），汽车荷载效应（考虑冲击）按各失效支座对应的最不利布置形式取值。

### 5.2.3 变形

计算竖向挠度时，应按结构力学的方法并应采用不计冲击力的汽车车道荷载频遇值，频遇值系数为 1.0。计算挠度值不应超过表中规定的限值。

表 5.2.3-1 竖向挠度限值

桥梁结构形式	简支或连续桁架	最低简支或连续板梁	梁的悬臂端部	斜拉主梁	悬索桥加劲梁
限值	$\frac{l}{500}$	$\frac{l}{500}$	$\frac{l_j}{300}$	$\frac{l}{400}$	$\frac{l}{250}$

注：1 表中  $l$  计算跨径， $l_j$  为悬臂长度。

2 当荷载作用于一个跨径内有可能引起该跨径正负挠度时，计算挠度应为正负挠度绝对值之和。

3 挠度按毛截面计算

## 5.3 初始缺陷

### 5.3.1 总则

1 结构分析中应结合适当的容差，以将缺陷效应包含在内，包括残余应力以及诸如缺乏笔直度、平面性、紧密度等几何缺陷以及未加载结构节点内出现的微小偏心。

2 应使用等效几何缺陷，见第 5.3.2 条和 5.3.3 条，其值反映所有缺陷类型的可能效应，除非构件设计的承载力公式中包含了这些效应，见第 5.3.4 条。

3 以下缺陷应考虑在内：

- (1) 框架和支撑体系的整体缺陷
- (2) 单个构件的局部缺陷

### 5.3.2 框架分析中的缺陷

1 可从所考虑的屈曲平面内结构的弹性屈曲模态中推导出整体缺陷和局部缺陷的假定形状。

2 应考虑最不理想方向和形状上的面内和面外屈曲，包括带对称和非对称屈曲形状的扭转屈曲。

3 对于在侧移模态内对屈曲敏感的框架，在框架分析中应以初始侧移缺陷和构件的单个弯曲缺陷的形式通过等效缺陷考虑缺陷效应。这种缺陷可从以下确定：

- (1) 整体初始偏移缺陷，见图 5.3.2-1：

$$\phi = \phi_0 a_h a_m \quad (5.3.2-1)$$

式中：

$\phi_0$ ——基值，取  $\phi_0=1/200$ ；

$a_h$ ——用于柱的高度  $h$  的折减系数， $a_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$ ，满足  $\frac{2}{3} \leq a_h \leq 1.0$ ；

$h$ ——结构的高度，单位：m；

$a_m$ ——每一行柱的数量的折减系数， $a_m = \sqrt{0.5 \left( 1 + \frac{1}{m} \right)}$ ；

$m$ ——每一行柱的数量，仅包括这样一些柱：在所考虑的竖直平面内，其所承载的竖直荷载  $N_{Ed}$  不小于柱平均值的 50%。

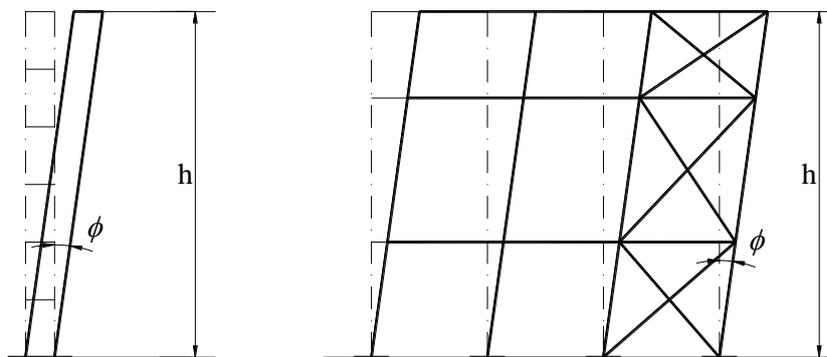


图 5.3.2-1 等效侧移缺陷

- (2) 构件弯曲屈曲的相对初始局部弯曲缺陷：

$$e_0 / L \quad (5.3.2-2)$$

式中：

$L$ ——构件长度；可在国家版附录中选择  $e_0/L$  值。表 5.3.2-1 给出了推荐值。

表 5.3.2-1 竖向挠度限值初始局部弯曲缺陷  $e_0/l$  的设计值

根据附录 A 图 A.0.1 屈曲曲线	弹性分析	塑性分析
	$e_0/L$	$e_0/L$
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

4 如果满足以下条件，可以忽略建筑框架的侧移缺陷：

$$H_{Ed} \geq 0.15V_{Ed} \quad (5.3.2-3)$$

5 为了确定对楼层横隔板的水平力，应适用如图 5.3.2-2 所示的缺陷构造，其中  $\phi$  为假定单层高度为  $h$  时从式 (5.3.2-1) 中得到的侧移缺陷。

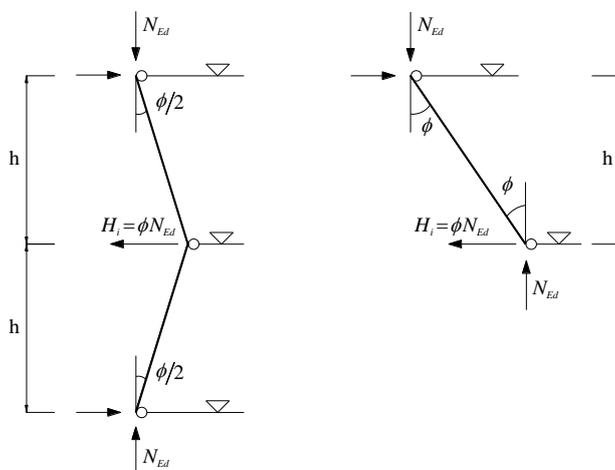


图 5.3.2-2 楼层横隔板上的水平力的侧移缺陷  $\phi$  的构造

6 进行整体分析用以确定构件检验中要使用的端部力和端力矩时，忽略局部弯曲缺陷。然而，对于对二阶效应敏感的框架，如果满足以下条件，则在每个受压构件的框架结构分析中应引入整体侧移缺陷见 5.3.2 条第 3 款和构件局部弯曲缺陷：

在一个构件端部至少有一个抗弯节点

$$\bar{\lambda} > 0.5 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}} \quad (5.3.2-4)$$

式中：

$N_{Ed}$ ——压力的设计值；

$\bar{\lambda}$ ——对于端部铰接构件所计算得出的面内无量纲长细比；

$N_{Ed}$ ——压力的设计值；

注：在构件检验中考虑了局部弯曲缺陷，见 5.3.2 条第 3 款和第 5.3.4 条。

7 初始侧移缺陷和局部弯曲缺陷的效应可由针对每根柱所引入的等效水平力体系所取代，见图 5.3.2-2 和图 5.3.2-3。

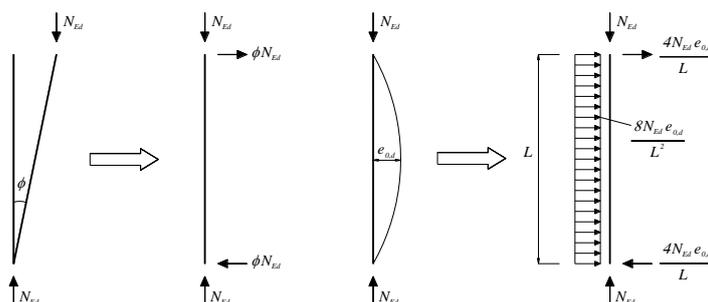


图 5.3.2-3 由等效水平力取代初试缺陷

8 应在所有相关的水平方向上应用这些初始侧移缺陷，但是一次只需在一个方向上考虑。

9 当在多层梁-柱建筑框架内使用等效力时，它们可应用于每层楼板和屋面。

10 也应考虑到由两个相对面上的反对称侧移导致的结构上可能出现的扭转效应，见图 5.3.2-4。

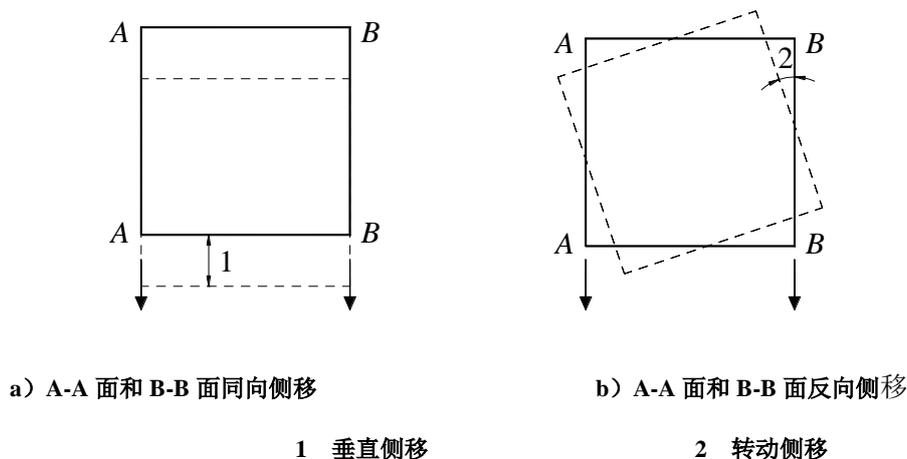


图 5.3.2-4 平移和扭转效应（平面图）

11 作为 3 和 6 的替代方法，结构的弹性临界屈曲模态  $\eta_{cr}$  的形状可看成独特的整体和

局部缺陷。该缺陷的幅度可由下式确定：

$$\eta_{ini} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI\eta_{cr,max}''} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{RK}}{EI\eta_{cr,max}''} \quad (5.3.2-5)$$

式中：

$$\lambda > 0.2 \text{ 时, } e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) \frac{M_{RK}}{N_{RK}} \frac{1 - \chi\bar{\lambda}^2}{1 - \chi\bar{\lambda}^2} \text{ 压力的设计值; 且 } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{cr}}}, \text{ 为结构相对}$$

长细比。

$\alpha$ ——相关屈曲曲线的缺陷系数，见表 6.1 和表 6.2；

$\chi$ ——取决于相关横截面的相关屈曲曲线的折减系数，见 6.3.1；

$a_{ult,k}$ ——构件内轴力构造  $N_{Ed}$  的最小力放大系数，以在不考虑屈曲的情况下达到

大部分轴向受压的横截面的特征承载力  $N_{RK}$ ；

$a_{cr}$ ——构件内轴力构造  $N_{Ed}$  的最小力放大系数，以达到弹性临界屈曲；

$M_{RK}$ ——为临界横截面的特征弯矩抗力，例如，相关的  $M_{el,Rk}$  或  $M_{pl,Rk}$ ；

$N_{RK}$ ——临界横截面法向力的特征承载力，即  $N_{pl,Rk}$ ；

$EI\eta_{cr,max}'' \eta_{cr}$ ——在临界横截面产生的弯矩；

$\eta_{cr}$ ——弹性临界屈曲模态的形状。

注：为了计算放大系数  $a_{ult,k}$  和  $a_{cr}$ ，可认为结构的构件仅承载了适用于设

计荷载的结构一阶弹性分析中所得出的轴力  $N_{Ed}$ 。

### 5.3.3 连接系分析中的缺陷

1 在需要在梁或受压构件的长度范围内提供侧向稳定性的支撑体系的分析中，应通过拟受约束构件的等效几何缺陷将缺陷效应包含在内，其形式为初始弯曲缺陷：

$$e_0 = a_m L / 500 \quad (5.3.3-1)$$

其中  $L$  是支撑体系的跨度，且  $a_m = \sqrt{0.5 \left( 1 + \frac{I}{m} \right)}$ ，式中  $m$  受约束构件的数量。

2 为简便起见，将会受到支撑体系约束的构件的初始弯曲缺陷效应，可由如图 5.3.3-1 所示的等效稳定力替换：

$$q_d = \sum N_{Ed} \delta \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \quad (5.3.3-2)$$

式中  $q_d$  为支撑体系中  $N_{Ed}$  产生的面内挠曲加上一阶分析计算得出的外部荷载。

注：如果采用了二阶理论， $\delta_q$  可取值为 0。

3 如果支撑体系需要稳定等高梁的受压翼缘，则图 5.3.3-1 中的力  $N_{Ed}$  可从下式得到：

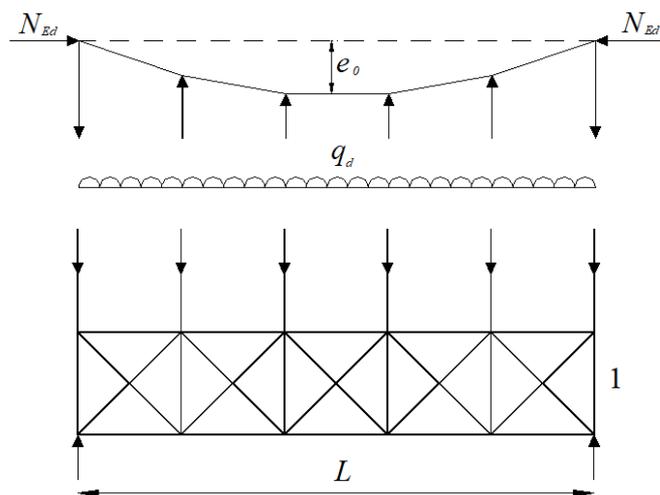
$$N_{Ed} = M_{Ed} / h \quad (5.3.3-3)$$

式中：

$N_{Ed}$  ——梁内的最大力矩；

$h$  ——梁的总高。

注：如果梁承受了外部压力，则  $N_{Ed}$  应包括一部分压力。



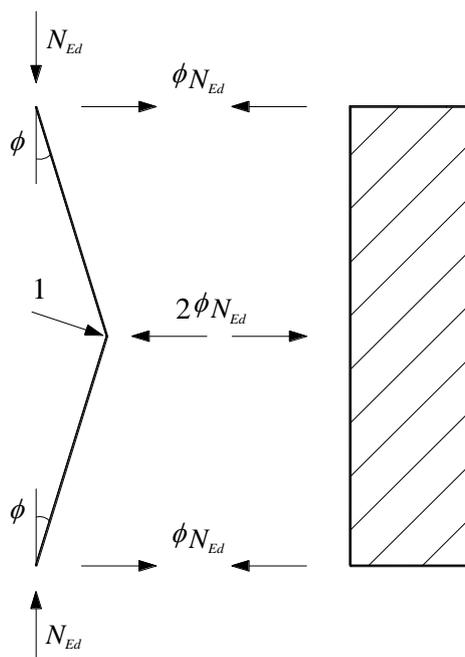
$e_0$  缺陷,  $q_d$  每单位长度等效力, 1 支撑体系

假定力  $N_{Ed}$  在支撑体系的跨径  $L$  内是均匀的，对于不均匀力，这是比较保守的。

图 5.3.3-1 等效稳定力

4 在梁或受压构件的拼接点，也要检验确认支撑体系是否能承受在该点拼接的各梁或受压构件所施加的局部力（等于  $a_m N_{Ed} / 100$ ），并将该力传递到梁或受压构件受约束的相邻点上，见图 5.3.3-2。

5 在根据 4 条的规定检验局部力时，也应包含任何作用在支撑体系上的外部荷载，但是 1 中给出的缺陷产生的力可以忽略



$$\phi = a_m \phi_0, \quad \phi_0 = 1/200, \quad 2\phi N_{Ed} = a_m N_{Ed} / 100$$

1 拼接, 2 支撑体系

图 5.3.3-2 受压构件拼接处的支撑力

### 5.3.4 构件缺陷

- 1 在给定的构件的屈曲抗力的公式内结合了构件的局部弯曲缺陷效应, 见 6.3 节。
- 2 若对于受压构件按照 5.2.2 (7) a) 的规定在二阶分析中考虑了构件的稳定性, 则应按照 5.3.2 (3) b)、5.3.2 (5) 或 5.3.2 (6) 的规定考虑到缺陷  $e_0$ 。
- 3 对于考虑了受弯构件的侧扭屈曲的二阶分析, 缺陷可用  $ke_{0,d}$  来表示, 其中  $e_{0,d}$  是所考虑剖面的弱轴的等效初始弯曲缺陷。通常, 不需要考虑额外的扭转缺陷。

注: 可从国家标准《钢结构设计标准》GB50017 附录中选出  $k$  的值。推荐  $k = 0.5$ 。

## 5.4 构件的截面分类

### 5.4.1 划分原则

对杆件截面进行类型区分的原则, 是受局部失稳影响的转动量和对转动的抗力。

### 5.4.2 划分类别

截面分为 4 个类型:

- 粗壮型, 能形成塑性铰, 适应所需的转动量, 且抗弯力不降低者;
- 次壮型, 能提供塑性铰抗力, 但其转动量受局部失稳的制约者;

——平常型，截面在应力分布呈线弹性状态情况下，其最外层受压纤维能达屈服强度，但局部失稳使其截面不能提供有塑性的弯矩抗力；

1 对于柔弱型，可以采用有效宽度法，以考虑其局部失稳效应，见 EN1993-1-5 的 5.2.2。

2 对杆件截面类型的决定，是用其受压部分的宽厚比。

3 在荷载作用下，截面完全受压的部分，及部分受压的部分，都叫受压部分。

4 同一截面的各个受压部分（例如，腹板或翼缘板），可以属于不同类型。

5 一个截面的类型，是按其最不利的受压部分来决定。但 6.2.1（10）及 6.2.2.4（1）给出其例外。

6 或者，可以将截面的类型用其两个翼缘板及腹板的类型来描述。

7 在表 5.2，列出受压部分之为粗壮，次壮及平常类型的限值。其不合于平常型限值者，就是柔弱型。

8 对于柔弱型截面，如果让表 5.2 为平常型所列的  $c/t$  算式右侧的  $\varepsilon$  值乘以  $\sqrt{(f_g / r_{M0}) / \sigma_{com,Ed}}$  之后，宽厚比  $c/t$  符合要求，仍可以按平常型对待；式中的  $r_{M0}$  是抗力项安全系数， $\sigma_{com,Ed}$  是该处在总分析中所算出的设计压应力最大值（用一阶分析或在必要时用二阶分析）。

9 但是，在照 6.3 进行杆件稳定验算时，平常型杆件的  $c/t$  值必须符合表 5.2 的规定。

## 6 构件设计

### 6.1 一般规定

**6.1.1** 构件应按承载能力极限状态验算其强度和稳定性,按使用状态极限承载能力验算刚度(轴心受力构件的长细比或受弯构件的挠度),作用组合效应设计值按《公路桥涵设计通用规范》(JTGD60)规定计算。疲劳计算应按本标准抗疲劳设计的有关规定执行。

**6.1.2** 进行承载能力极限状态设计时,结构重要性系数 $\gamma_0$ 应符合现行《公路桥涵设计通用规范》(JTGD60)的相关规定。

**6.1.3** 组成构件的板件应按照本标准第7章板件设计的相关规定,控制板件宽厚比限值或设置合理的加劲措施满足局部稳定要求。

### 6.2 轴心受力构件

#### 6.2.1 轴心受拉构件

轴心受拉构件应按下列规定计算:

1 轴心受拉构件承载力应满足下式要求(高强度螺栓摩擦型连接处除外):

$$\gamma_0 N_d \leq A_0 f_d \quad (6.2.1-1)$$

2 高强度螺栓摩擦型连接处承载力应满足下式要求:

$$\left(1 - 0.5 \frac{n_1}{n}\right) \gamma_0 N_d \leq A_0 f_d \quad (6.2.1-2)$$

式中:  $N_d$ ——计算截面处的轴心拉力设计值;

$A_0$ ——构件的有效净截面面积,当构件多个截面有孔时,取最不利的截面。

$f_d$ ——钢材的抗拉强度设计值,且 $f_d \leq 0.7 f_u$ 。

$f_u$ ——钢材的抗拉强度最小值;

$n$ ——在节点或拼接处,构件一端连接的高强度螺栓数目;

$n_1$ ——所计算截面上(最外列螺栓处)的高强度螺栓数目。

受拉构件的长细比不宜超过表 6.2.1-1 规定的容许值。

表 6.2.1-1 轴心受拉构件的最大长细比

构件类型	承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构	直接承受动力荷载的结构
主要构件	240	200
次要构件	300	240

## 条文说明

1 轴心受拉构件应同时验算毛截面屈服和净截面断裂。

当采用屈强比大的钢材时，还应限制在  $0.7f_u$  内以确保安全。

当构件的组成板件在节点或拼接处并非全部直接传力时，应将危险截面的面积乘以有效界面系数  $\eta$ 。

2 由于计算截面（最外列螺栓处）的高强度螺栓所承受力的一般已通过摩擦力传递。

3 轴心受拉构件的长细比，我国公路、铁路等规范一般规定在 130~200 之间，日本规范规定载 200~300 之间，钢结构设计标准规定在 250~350 之间。由于城市钢桥中可能涉及一些非直接承受动力荷载的造型结构或次要构件，所以进行了区分。直接承受动力荷载作用的主要构件的最大长细比也适当放宽至 200，可以使城市钢桥更轻巧、纤细。

## 6.2.2 轴心受压构件

1 轴心受压构件的稳定性承载力应满足下式要求：

$$\gamma_0 N_d \leq \psi A f_d \quad (6.2.2-1)$$

式中： $N_d$ ——计算截面轴心压力设计值；

$\psi$ ——轴心受压构件的稳定系数（取截面两主轴稳定系数中的较小值）。根据构件的长细比（或换算长细比）、钢材屈服强度和截面分类，按附录 A 采用。

$A$ ——考虑构件组成板件的局部稳定性影响后的有效截面面积。当板件宽厚比超过第 7 章板件设计的规定时， $A = \sum \rho_i A_i$ 。

$\rho_i$ ——各板件有效截面系数，按本标准 6.2.4 条取值。

2 受压构件的长细比不应超过表 6.2.2-1 规定的容许值。

表 6.2.2-1 轴心受压构件的最大长细比

构件类型	承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构	直接承受动力荷载的结构
主要构件	150	120
次要构件	180	150

## 条文说明

1 采用了钢结构设计标准里的轴压计算公式。考虑传力有效截面系数和稳定系数。

2 轴心受压构件的长细比,我国公路、铁路等规范一般规定在 100~150 之间,日本规范规定在 120~150 之间,钢结构设计标准规定在 150~200 之间。由于城市钢桥中可能涉及一些非直接承受动力荷载的造型结构或次要构件,所以进行了区分。

**6.2.3 钢板梁支承加劲肋与腹板为轴心受压构件,应满足下列要求:**

$$\gamma_0 \frac{R_V}{A_s + B_{eb}t_w} \leq f_{cd} \quad (6.2.3-1)$$

$$\gamma_0 \frac{2R_V}{A_s + B_{eb}t_w} \leq f_d \quad (6.2.3-2)$$

式中:  $R_V$ ——支座反力设计值;

$A_s$ ——支承加劲肋面积之和;

$t_w$ ——腹板厚度;

$B_{eb}$ ——腹板局部承压有效计算宽度,  $B_{eb} = B + 2(t_f + t_b)$ ;

$B$ ——上支座宽度;

$t_f$ ——下翼板厚度;

$t_b$ ——支座垫板厚度;

$B_{ev}$ ——如图 6.2.3-1 所示,按式 (6.2.3-3) 计算的腹板有效宽度。当设置一对支承加劲肋并且加劲肋距梁端距离不小于 12 倍腹板厚时,有效计算宽度按 24 倍腹板厚计算;设置多对支承加劲肋时,按每对支承加劲肋求得的有效计算宽度之和计算,但相邻支承加劲肋之间的腹板有效计算宽度不得大于加劲肋间距;

$$\begin{cases} B_{ev} = (n_s - 1)b_s + 24t_w & (b_s < 24t_w) \\ B_{ev} = 24n_s t_w & (b_s \geq 24t_w) \end{cases} \quad (6.2.3-3)$$

$n_s$ ——支承加劲肋对数;

$b_s$ ——支承加劲肋间距。

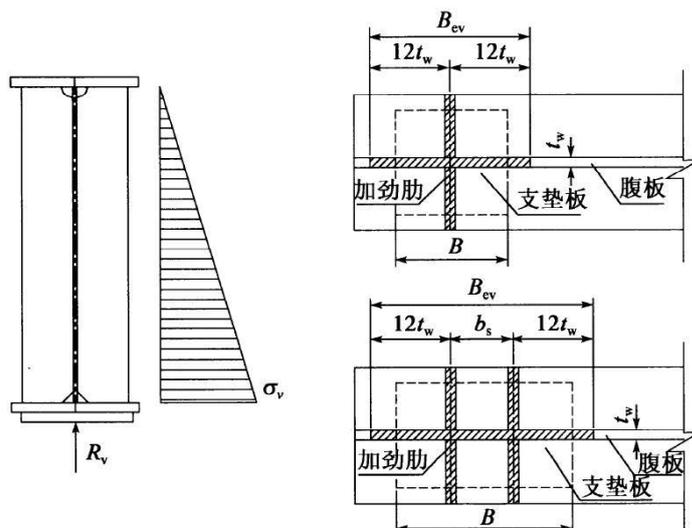


图 6.2.3-1 支承加劲肋的腹板有效计算宽度

6.2.4 轴心受压构件有效截面面积应考虑板件局部稳定影响的折减系数后取值。

轴心受力构件组成板件考虑局部稳定影响的有效截面系数  $\rho$  可按下列规定计算：

1 H 形、工字形、箱形截面：

(1) 当  $b/t \leq 35\sqrt{345/f_y}$  时：  $\rho=1.0$ ；

(2) 当  $b/t > 35\sqrt{345/f_y}$  时：  $\rho= (1-0.19 / \lambda_{np}) / \lambda_{np}$ ；

式中：  $b, t$  ——分别为壁板或腹板的宽度和厚度。

2 单角钢截面：

(1) 当  $w/t > 12\sqrt{345/f_y}$  时：  $\rho= (1-0.1 / \lambda_{np}) / \lambda_{np}$ ；

$$\lambda_{np} = \frac{w}{13.8t\sqrt{345/f_y}}$$

(2) 当  $w/t > 65\sqrt{345/f_y}$  时：  $\rho= (4+0.13 \lambda) t/w$

3 钢板元：

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_p \leq 0.4 \text{ 时: } \rho=1 \\ \bar{\lambda}_p > 0.4 \text{ 时: } \rho = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \frac{1}{\bar{\lambda}_p^2} (1 + \varepsilon_0) - \sqrt{\left[ 1 + \frac{1}{\bar{\lambda}_p^2} (1 + \varepsilon_0) \right]^2 - \frac{4}{\bar{\lambda}_p^2}} \right\} \end{cases} \quad (6.2.4-1)$$

$$\varepsilon_0 = 0.8 (\bar{\lambda}_p - 0.4)$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = 1.05 \left( \frac{b_p}{t} \right) \sqrt{\frac{f_y}{E} \left( \frac{1}{k} \right)}$$

式中： $\bar{\lambda}_p$ ——相对宽厚比；

$t$ ——加劲板的母版厚度；

$f_y$ ——屈服强度；

$E$ ——弹性模量；

$\sigma_{cr}$ ——加劲板弹性屈曲欧拉应力；

$b_p$ ——加劲板局部稳定计算宽度，对开口刚性加劲肋，按加劲肋的间距 $b_i$ 计算[图

6.2.4-1a) ]；对闭口刚性加劲肋，按加劲肋腹板间的间距计算；对柔性加

劲肋，按腹板间距或腹板至悬臂端的宽度 $b_i$ 计算[图 6.2.4-1b) ]；

$k$ ——加劲板的弹性屈曲系数，加劲肋尺寸符合第 4 款规定时，可参考附录 B 计

算。

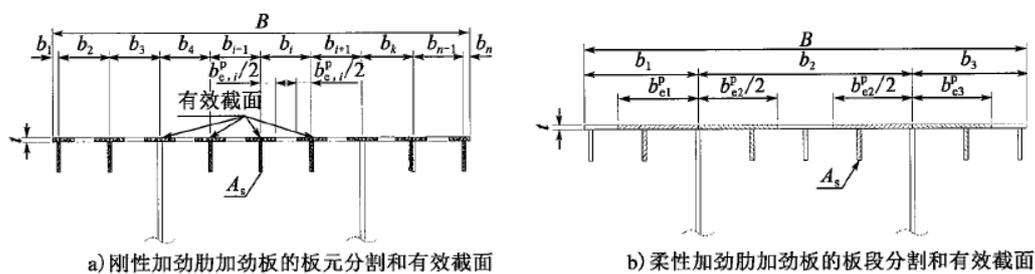


图 6.2.4-1 考虑局部稳定影响的受压加劲板有效宽度示意图

4 加劲肋几何尺寸要求如下：

(1) 板肋宽厚比应满足下式要求：

$$\frac{h_s}{t_s} \leq 12 \sqrt{355 / f_y} \quad (6.2.4-2)$$

(2) L 形、T 形加劲肋宽厚比应满足下式要求：

$$\frac{b_{s0}}{t_{s0}} \leq 12 \sqrt{355 / f_y} \quad (6.2.4-3)$$

$$\frac{h_s}{t_s} \leq 30 \sqrt{355 / f_y} \quad (6.2.4-4)$$

(3) 符合现行《热轧球扁钢》(GB/T 9945)的球扁钢加劲肋宽厚比应满足下式要求:

$$\frac{h_s}{t_s} \leq 30\sqrt{355/f_y} \quad (6.2.4-5)$$

(4) 闭口加劲肋宽厚比应满足下式要求:

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 30\sqrt{355/f_y} \quad (6.2.4-6)$$

$$\frac{h_s}{t_s} \leq 40\sqrt{355/f_y} \quad (6.2.4-7)$$

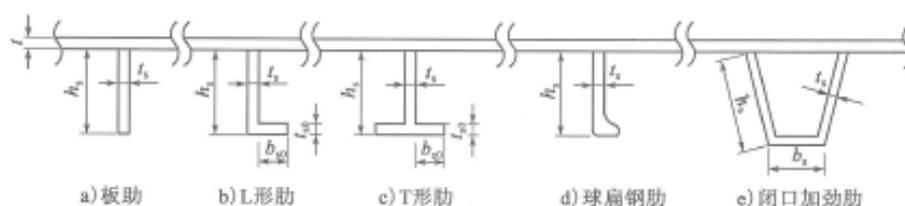


图 6.2.4-2 加劲肋尺寸符号图

**6.2.5** 轴心受力构件的计算长度、长细比按《公路钢结构桥梁设计规范》JTG D64-2015 附录 A 计算。轴心受压构件的整体稳定系数根据构件的长细比、截面分类和钢材屈服强度按《公路钢结构桥梁设计规范》JTG D64-2015 附录 A 计算。

### 条文说明

引用《公路钢结构桥梁设计规范》JTG D64-2015 附录 A。

参考《钢结构设计标准》，补充相贯焊接的钢管桁架构件计算长度表。

表 6.2.5-1 相贯焊接钢管桁架构建计算长度  $l_0$

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

注: 1  $l_1$  为平面外无支撑长度,  $l$  是杆件的节间长度;

2 对端部缩头或压扁的圆管腹杆, 其计算长度取  $l$ 。

3 对于立体桁架, 弦杆平面外的计算长度取  $0.9l$ , 同时尚应以  $0.9l_1$  按格构式压杆验算其稳定性。

## 6.3 受弯构件

### 6.3.1 实腹式受弯构件的抗弯强度应符合下列规定：

在主平面内受弯：

$$\gamma_0 M_y / W_{y,eff} \leq f_d \quad (6.3.1-1)$$

双向受弯：

$$\gamma_0 (M_y / W_{y,eff} + M_z / W_{z,eff}) \leq f_d \quad (6.3.1-2)$$

圆形截面受弯：

$$\gamma_0 \left( \sqrt{M_y^2 + M_z^2} / W_{eff} \right) \leq f_d \quad (6.3.1-3)$$

式中： $M_y$ 、 $M_z$ ——分别为同一截面处对一轴和 z 轴的弯矩设计值；

$W_{y,eff}$ 、 $W_{z,eff}$ ——构件有效净截面相对于 y 轴和 z 轴的截面模量，受拉翼缘应考虑剪力滞影响，受压翼缘应同时考虑剪力滞和局部稳定影响。

$W_{eff}$ ——圆形截面构件有效净截面的截面模量。

### 6.3.2 实腹式开口截面受弯构件的腹板剪应力应符合下列规定：

$$\gamma_0 \tau \leq f_{vd} \quad (6.3.2-1)$$

式中： $\tau$ ——截面弯曲腹板剪应力， $\tau = VS / (It_w)$

$V$ ——剪力设计值；

$S$ 、 $I$ ——有效截面面积矩和惯性矩；

$t_w$ ——腹板厚度；

闭口截面的腹板剪应力应按剪力流理论计算。

### 6.3.3 实腹式受弯构件的腹板剪应力应符合下列规定：

$$\gamma_0 \sqrt{(\sigma_x / f_d)^2 + (\tau / f_{vd})^2} \leq 1 \quad (6.3.3-1)$$

式中： $\sigma_x$ 、 $\tau$ ——腹板计算高度边缘同一点上同时产生的正应力和剪应力

$f_d$ 、 $f_{vd}$ ——钢材的抗弯强度设计值、抗剪强度设计值；

### 6.3.4 受弯构件的整体稳定应符合下列规定：

1 符合下列规定之一时，可不计算梁的整体稳定性：

(1) 桥面板（各种钢筋混凝土板或钢板）与梁的受压翼缘上牢固相连、能阻止梁受压

翼缘的侧向变形时；

(2) 工字形截面简支梁受压翼缘的自由长度  $L_1$  与其宽度  $B_1$  之比不超过表 6.3.4-1 所规定的数值时。

表 6.3.4-1 工字形截面简支梁不需要计算整体稳定性的最大  $L_1/B_1$  值

钢号	跨间无侧向支承点的梁		跨间受压翼缘有侧向支承点的梁，不论荷载作用在何处
	荷载作用在上翼缘	荷载作用在下翼缘	
Q235	13.0	20.0	16.0
Q355	10.5	16.5	13.0
Q390	10.0	15.5	12.5
Q420	9.5	15.0	12.0

注：梁的支座处设置横梁，跨间无侧向支承点的梁， $L_1$  为其跨度；梁的支座处设置横梁，跨间有侧向支承点的梁， $L_1$  为受压翼缘侧向支承点间的距离。

(3) 箱形截面简支梁，其截面尺寸满足  $h/b_0 \leq 6$ ，且  $L_1/b_0 \leq 65(345/f_y)$  时。

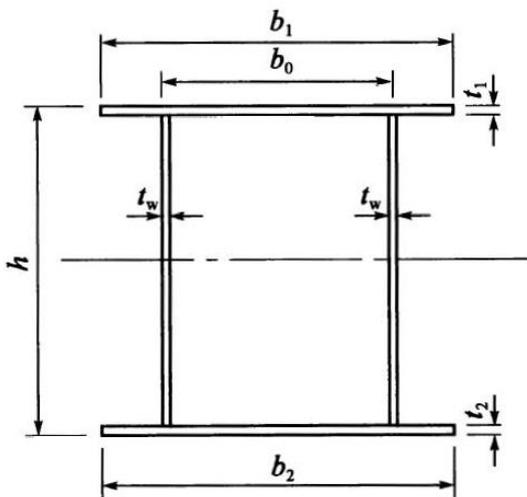


图 6.3.4-1 箱形截面简支梁截面尺寸

条文说明

$L_1$  为受压翼缘侧向支承点之间的距离。梁的支座点视为有侧向支承。

2 除第 1 款规定情况外，其整体稳定性应按下列式计算：

(1) 在最大刚度主平面内受弯的构件：

$$\gamma_0 M_y / (\psi_b W_{y,eff}) \leq \psi_b f_d \tag{6.3.4-1}$$

(2) 在两个主平面受弯的 H 型钢截面或工字形截面构件：

$$\gamma_0 \left[ M_y / (\psi_b W_{y,eff}) + M_z / W_{z,eff} \right] \leq f_d \quad (6.3.4-2)$$

式中： $W_{y,eff}$ 、 $W_{z,eff}$ ——按受压最大纤维确定的梁有效截面模量。

$\psi_b$ ——绕强轴弯曲所确定的梁整体稳定系数，应按本标准附录 C 计算。

(3) 当简支梁仅腹板与相邻构件相连，钢梁稳定计算时侧向支承点距离应取实践距离的 1.2 倍。

### 条文说明

钢梁整体失去稳定性时，梁将发生较大的侧向弯曲和扭转变形，因此为了提高梁的稳定承载能力，任何钢梁在其端部支承处都应采取构造措施，以防止其端部截面的扭转。

附录 C 引用《钢结构设计标准》附录 C：梁的整体稳定系数。

对仅腹板连接的钢梁，因为钢梁腹板容易变形，抗扭刚度小，并不能保证梁端截面不发生扭转，因此在稳定性计算时，计算长度应放大。

**6.3.5** 受弯构件在保证其整体稳定性满足上述规定外，其腹板应通过合适的宽厚比或设置加劲肋等措施满足本标准第 7 章板件设计的要求，保证其局部稳定性。

**6.3.6** 受弯构件的受拉或受压翼缘的有效截面宽度和有效截面面积应考虑剪力滞影响后取值。

## 6.4 拉弯、压弯构件

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

$$\gamma_0 (N_d / A_0) + M_y / W_{y,eff} + M_z / W_{z,eff} \leq f_d \quad (6.4.1-1)$$

圆形截面构件的拉弯和压弯构件的截面强度为：

$$\gamma_0 (N_d / A_0) + \text{sqrt}(M_y^2 + M_z^2) / W_{eff} \leq f_d \quad (6.4.1-2)$$

式中： $N_d$ ——同一截面处轴心压力设计值；

$M_y$ 、 $M_z$ ——分别为同一截面处对一轴和 Z 轴的弯矩设计值；

$A_0$ ——构件的净截面面积；

$W_{y,eff}$ 、 $W_{z,eff}$ ——构件有效截面相对于 y 轴和 z 轴的截面模量，受拉翼缘应考虑剪力滞影响，受压翼缘应同时考虑剪力滞和局部稳定影响。

$W_{eff}$ ——圆形截面构件有效截面的截面模量。

#### 6.4.2 弯矩作用在对称轴平面内的实腹式压弯构件的整体稳定性按下列规定计算：

弯矩作用平面内整体稳定性：

$$\gamma_0 \left[ N_d / (\psi_y \eta_1 A_0) + \beta_{my} M_y / \left( W_y \left( 1 - 0.8 N_d / N_{Ey}' \right) \right) \right] \leq f_d \quad (6.4.2-1)$$

弯矩作用在单轴对称构件的对称平面内且翼缘受压时还应按下式计算：

$$\gamma_0 \left[ N_d / (\eta_1 A_0) + \beta_{my} M_y / \left( W_y' \left( 1 - 1.25 N_d / N_{Ey}' \right) \right) \right] \leq f_d \quad (6.4.2-2)$$

弯矩作用平面外整体稳定性：

$$\gamma_0 \left[ N_d / (\psi_z \eta_1 A_0) + \eta \beta_y M_y / (\psi_b W_y) \right] \leq f_d \quad (6.3.1-3)$$

式中： $N_d$ ——所计算构件范围内轴心压力设计值；

$M_y$ 、 $M_z$ ——所计算构件范围内的最大弯矩设计值；

$A_0$ ——构件的净截面面积；

$W_y$ 、 $W_z$ ——构件有效截面受压最大纤维相对于 y 轴和 z 轴的截面模量；

$W_y'$ ——单轴对称构件无翼缘端（受拉最大纤维）相对于 y 轴的截面模量；

$\psi_y$ 、 $\psi_z$ ——弯矩作用平面内和弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数；

$\psi_b$ ——均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数，按本标准附录 C 计算，对闭口截面，

$\psi_b = 1.0$ 。

$N_{Ey}'$ ——参数， $N_{Ey}' = \pi^2 EA / (1.1 \lambda_y^2)$ 。

$\beta_{my}$ 、 $\beta_{tz}$ ——等效弯矩系数。

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

#### 6.4.3 弯矩作用在两个主平面内的双轴对称实腹式工字形和箱形截面的压弯构件，其整体稳定性按下列规定计算：

$$\gamma_0 \left[ N_d / (\psi_y \eta_1 A_0) + \beta_{my} M_y / \left( W_{y_1} \left( 1 - 0.8 N_d / N_{Ey}' \right) \right) + \eta \beta_{tz} M_z / (\psi_{bz} W_z) \right] \leq f_d \quad (6.4.3-1)$$

$$\gamma_0 \left[ N_d / (\psi_y \eta_1 A_0) + \eta \beta_{by} M_y / (\psi_{by} W_y) + \beta_{mz} M_z / \left( W_{z_1} \left( 1 - 0.8 N_d / N_{Ez}' \right) \right) \right] \leq f_d \quad (6.4.3-2)$$

式中：  $N_d$  ——所计算构件范围内轴心压力设计值；

$M_y$ 、 $M_z$  ——所计算构件范围内对强轴和弱轴的最大弯矩设计值；

$A_0$  ——构件的净截面面积；

$W_{y_1}$ 、 $W_{z_1}$  ——对强轴和弱轴的截面模量；

$W_y'$  ——单轴对称构件无翼缘端（受拉最大纤维）相对于 y 轴的截面模量；

$\psi_y$ 、 $\psi_z$  ——对强轴 y-y 和弱轴 z-z 的轴心受压构件的整体稳定系数；

$\psi_{bx}$ 、 $\psi_{by}$  ——均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数，按本标准附录 C 计算，对闭口截面， $\psi_{bx} = \psi_{by} = 1.0$ 。

$\beta_{my}$ 、 $\beta_{mz}$  ——等效弯矩系数。

**6.3.6** 压弯构件的受压翼缘的有效截面宽度和有效截面面积应同时考虑剪力滞和局部稳定影响后取值。

## 6.5 受扭构件

**6.5.1** 当作用于受弯杆件上的荷载不通过截面剪切中心时，截面承受弯扭组合作用，应将截面上弯曲产生的法向应力和剪应力加上扭转产生的法向应力和剪应力。

**6.5.2** 开口截面多主梁的曲线板梁桥可以先按直线梁计算弯矩，再采用以下近似公式计算主梁  $G_n$  上的扭矩：

$$T_n = M_{pn} / R_n \quad (6.5.2-1)$$

式中：  $M_{pn}$  ——主梁  $G_n$  按直线梁计算的截面初始弯矩；

$R_n$  ——主梁  $G_n$  的半径。

**6.5.3** 板件厚度相对其他尺寸较小的开口截面构件（ $t$  远远小于  $b$ ），其抗扭刚度  $K$  可按各单个薄板的抗扭刚度的和来求算。

$$K = \sum \frac{1}{3} G b t^3 \quad (6.5.3-1)$$

截面上产生的最大剪应力  $\tau_{max} = T_z t / J$

式中： $G$ ——剪切弹性模量；

$b$ ——板件长度。

### 6.5.4 构件翘曲函数和抗弯扭刚度

对于剪力中心的翘曲函数  $W_s$ ：

设从剪力中心  $O$  往下作构件板厚中心线的垂线长度  $r_s$ ，当为开口截面时，翘曲函数

$W_s$  可由下式求得：

$$W_s = - \int_0^s r_s d_s \quad (6.5.4-1)$$

抗弯扭刚度  $EC_w$ ：

如设对于截面剪力中心的翘曲函数为  $W_s$ ，则抗弯扭刚度  $EC_w$  按下式求得

$$EC_w = \int E W_s^2 t d_s \quad (6.5.4-2)$$

### 条文说明

常用开口截面翘曲扭转常数  $C_w$

表 6.5.4-1 剪切中心位置 ( $x_s, y_s$ ) 和翘曲扭转常数  $C_w$

截面形状					
$x_s$	0	0	0	0	0
$y_s$	$e = \frac{b}{4} \sqrt{2}$	$e = \frac{b_3 t_3}{2A} (b_3 + t_1)$	$\frac{I}{I_y} (e I_1 - (h - e) I_2)$	$r \left[ \frac{2(\sin a - a \cos a)}{a - \sin a \cos a} - \frac{\sin a}{a} \right]$	$e + \frac{I_1}{I_y} h$
$C_w$	$\frac{(bt)^2}{18}$	$\frac{(b_1 t_1)^3}{144} + \frac{(h t_3)^3}{36}$	$\frac{I_1 I_2}{I_y + I_2} h^2$	$tr^3 \left[ \frac{2}{3} a^3 - \frac{4(\sin a - a \cos a)^2}{a - \sin a \cos a} \right]$	$\frac{h^3}{3} \frac{I_1^2 + 2 I_1 I_3}{I_y}$

$\eta_1$ ——计算截面的传力有效截面系数。计算截面不同的构件截面形式和连接方式的  $\eta_1$  值应符合表

6.2.1-1 的规定。

$\eta_2$ ——考虑局部稳定影响的受压有效截面面积系数，为受压有效截面面积与毛截面面积的比值。

$$\eta_2 = A_{eff,c} / A_0$$

**6.5.5** 假定桥梁横截面不变形，结构空间整体受力时的扭转应力按下列公式计算：

1 纯扭转应力

$$\tau_s = Gt \frac{d\theta}{dx} \quad (6.5.5-1)$$

2 弯扭应力

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u &= EW_s \frac{d^2\theta}{dx} \\ \tau_w &= \frac{q_w}{t} = -\frac{E}{t} \frac{d^3\theta}{d^2x} \int_0^s W_s t ds \end{aligned} \right\} \quad (6.5.5-2)$$

式中： $\theta$ ——由于偏心荷载作用产生的横截面的转角；

$x$ ——沿跨长方向量取的坐标长度。

**6.5.6** 扭转力矩引起的圆管截面剪应力为：

$$\tau = \frac{M_t}{2Fl} \quad (6.5.6-1)$$

式中： $F$ ——圆管面积， $F = \pi d^2 / 4$ 。

**6.5.7** 桥梁横截面有变形，结构空间非整体受力时，可以采用空间格子理论来分析各构件的空间应力。对各种应力并存时按下列原则验算。

1 对于仅有弯矩和伴随弯矩出现的剪力作用情况

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_b}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (6.5.7-1)$$

2 考虑扭矩的情况

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (6.5.7-2)$$

3 二轴应力状态

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)\left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (6.5.7-3)$$

式中： $\sigma$ ——作用检算点上的正应力， $\sigma = \sigma_b + \sigma_w$ ；

$\sigma_b$ ——由于弯矩产生的正应力；

$\sigma_w$ ——由于翘曲扭转产生的正应力；

$\sigma_x, \sigma_y$ ——在检算点上互为正交作用的正应力；

$\sigma_a$ ——容许正应力 (=容许拉应力)；

$\tau$ ——作用检算点上的剪应力,  $\tau = \tau_b + \tau_s + \tau_w$ ；

$\tau$ ——伴随弯矩出现的剪应力；

$\tau_b$ ——伴随弯矩出现的剪应力；

$\tau_s$ ——由于纯扭转产生的剪应力；

$\tau_w$ ——由于翘曲扭转产生的剪应力；

$\tau_a$ ——容许剪应力 (=容许拉应力)；

## 7 板件结构

### 7.1 一般规定

**7.1.1** 本章给出了承受面内荷载的加劲板和非加劲板的设计要求。

**7.1.2** 本规范包括了工字梁、箱梁由于剪力滞后、面内荷载和板屈曲效应。也包括了承受面内荷载的容器和筒仓结构。承受面外荷载效应的结构不包括在本规范内。

#### 条文说明

- 1 本部分准则中对第 1、2、3、4 截面类型的补充，参见本标准的第 4 章。
- 2 对承受疲劳正应力或剪应力的板单元的设计和由于板单元面外荷载的疲劳(呼吸)参照本标准的 8 章。
- 3 当弯曲半径满足下式的单个板块可认为是平板：

$$r \geq a^2/t \quad (7.1.2-1)$$

式中： $a$  为板块的宽度， $t$  为板的厚度。

### 7.2 设计和模拟基础

**7.2.1** 承载力极限状态、使用极限状态或疲劳极限状态必须考虑剪力滞后效应和板屈曲效应。

#### 7.2.2 总体分析的有效宽度模型

- 1 在总体分析时必须考虑剪力滞后和板屈曲对构件和节点刚度的影响。
- 2 在总体分析中剪力滞后效应可采用有效<sup>s</sup>宽度的方法来考虑。为了简化，这种有效宽度假定是沿着跨长范围是均匀的。
- 3 对于构件的每一跨，翼缘的有效宽度应取翼缘的全宽和腹板每侧  $L/8$  的最小值， $L$  为跨度或从支点到悬臂端距离的 2 倍。
- 4 在弹性总体分析中，板屈曲效应对受压构件的影响可采用有效截面考虑，见 7.4.3。
- 5 在总体分析中，当受压构件的有效截面面积大于相同构件总面积的  $\rho_{\text{lim}}$  倍时，可不考虑板屈曲效应对刚度的影响。

#### 条文说明

参数  $\rho_{\text{lim}}$  可根据每个城市的情况确定，推荐采用  $\rho_{\text{lim}} = 0.5$ 。

#### 7.2.3 等截面构件中的板屈曲效应

- 1 如果满足以下条件，正应力的有效<sup>P</sup>宽度，剪切屈曲和由于横向荷载屈曲的抗力模

型，以及这些模型之间的耦合可用于确定等截面构件在承载力极限状态下的抗力。

板块是矩形的，翼缘是平行的；

任何加劲板的开孔半径或切口尺寸不大于  $0.05b$ ，其中  $b$  为板的宽度。

### 条文说明

本准则也可用于  $\alpha_{\text{max}}$  不大于 10 度的非矩形板(图 7.2.3-1)， $\alpha_{\text{max}}$  大于 10 度时可认为该板块是矩形板，但矩形板的宽度取  $b_1$  和  $b_2$  的最大值。

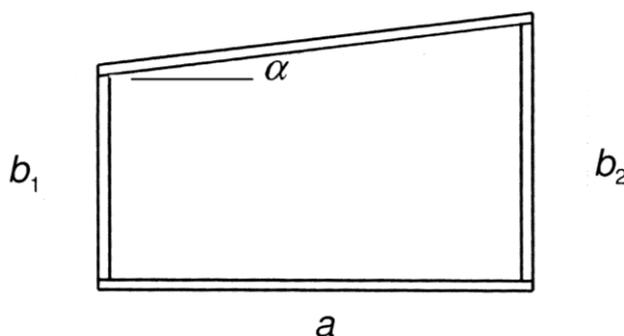


图 7.2.3-1  $\alpha$  角的定义

2 如果满足 7.3.1，则可采用有效<sup>s</sup>面积来计算正常使用状态下和疲劳极限状态下的应力。对极限承载力状态的有效面积可根据 7.3.3 采用  $\beta$  代替  $\beta_{ult}$ 。

### 7.2.4 应力折减法

作为对第 7.4~7.7 节所述正应力作用下的加劲板采用有效<sup>p</sup>宽度模型的另一种处理方法。对于第 3 类截面，如果每个板块的应力没有超过第 7.10 节的限制，也可采用应力折减法。

### 条文说明

对一个板块单元，应力折减法和有效<sup>p</sup>宽度法（参见 7.2.3）类似，但是该方法在对应力限制检算时，不考虑截面上板单元之间的应力重分布。

## 7.3 构件设计中的剪力滞后

### 7.3.1 一般规定

1 当  $b_0 < L_e/50$  时，翼缘中的剪力滞后可忽略，这里  $b_0$  为翼缘的悬臂或主梁腹板间宽度的一半。 $L_e$  为弯矩零点之间的长度。

2 当超过以上的  $b_0$  限值时，在正常使用状态、疲劳极限状态下翼缘中的剪力滞后效应的检算，应采用根据 7.3.2.1 中的有效<sup>s</sup>宽度和 7.3.2.2 中的应力分布进行。对极限承载力状

态下的检算，应采用 7.3.3 中的有效面积。

3 在翼缘高度处施加在腹板平面内的局部荷载导致的应力根据 7.3.2.3 确定。

**7.3.2 弹性剪力滞后效应的有效宽度<sup>s</sup>**

1 有效宽度

(1) 弹性状态下，剪力滞后的有效<sup>s</sup>宽度应按照下式确定

$$b_{eff} = \beta b_0 \tag{7.3.2-1}$$

有效<sup>s</sup>宽度的折减系数  $\beta$  参见表 7.3.2-1。

该有效宽度和正常使用状态，疲劳极限状态有关。

(2) 如果相邻跨度的变化不超过 50% 和悬臂跨不超过相邻跨跨度的一半，有效长度  $L_e$  可采用图 7.3.2-1 来确定。对于其它工况， $L_e$  应采用相邻弯矩零点之间的距离。

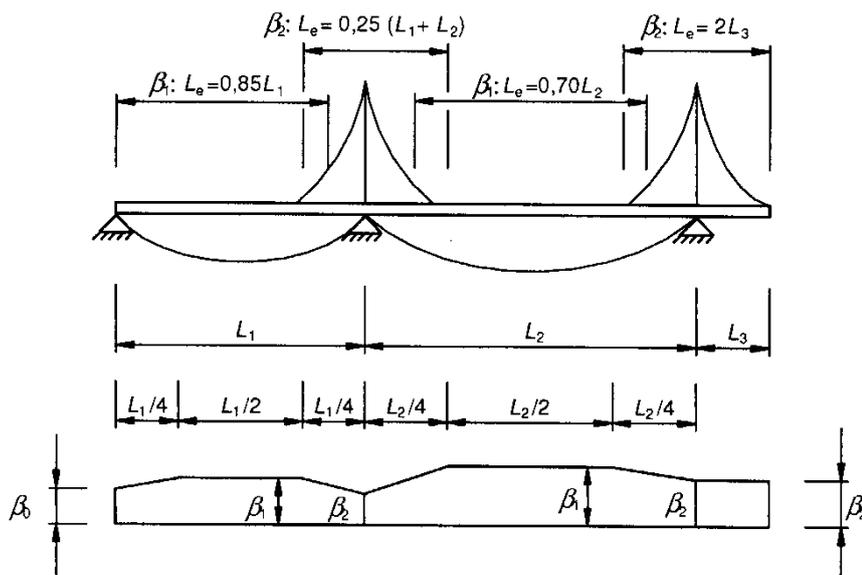


图 7.3.2-1 连续梁的有效长度  $L_e$  和有效<sup>s</sup>宽度分布

表 7.3.2-1 有效<sup>s</sup>宽度的折减系数  $\beta$

$\kappa$	检算	$\beta$ 值
$\kappa \leq 0.02$		$\beta = 1.0$
$0.02 < \kappa \leq 0.7$	正弯矩	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6.4\kappa^2}$

	负弯矩	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6.0 \left( \kappa - \frac{1}{2500\kappa} \right) + 1.6\kappa^2}$
$\kappa > 0.70$	正弯矩	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5.9\kappa}$
	负弯矩	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8.6\kappa}$
所有的 $\kappa$	端支承	$\beta_0 = (0.55 + 0.025/\kappa)\beta_1$ 但是 $\beta_0 < \beta_1$
所有的 $\kappa$	悬臂	在支承处和端部 $\beta = \beta_2$
$k = \alpha_0 b_0 / L_e \quad \text{和} \quad \alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{st}}{b_0 t}}$ <p><math>A_{st}</math> 为 <math>b_0</math> 宽度范围内所有纵向加劲肋的面积和，其余参数参见图 7.3.2-1 和 7.3.2-2。</p>		

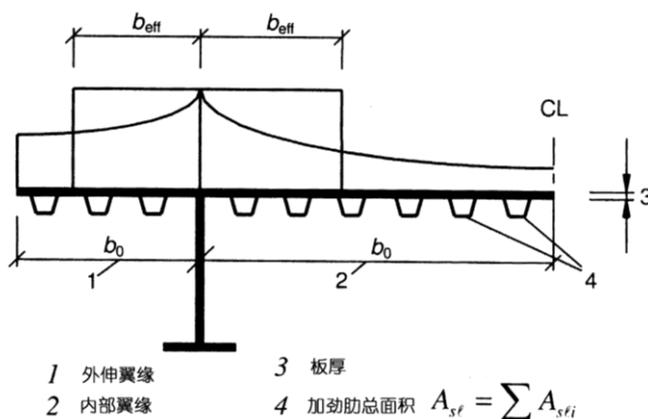
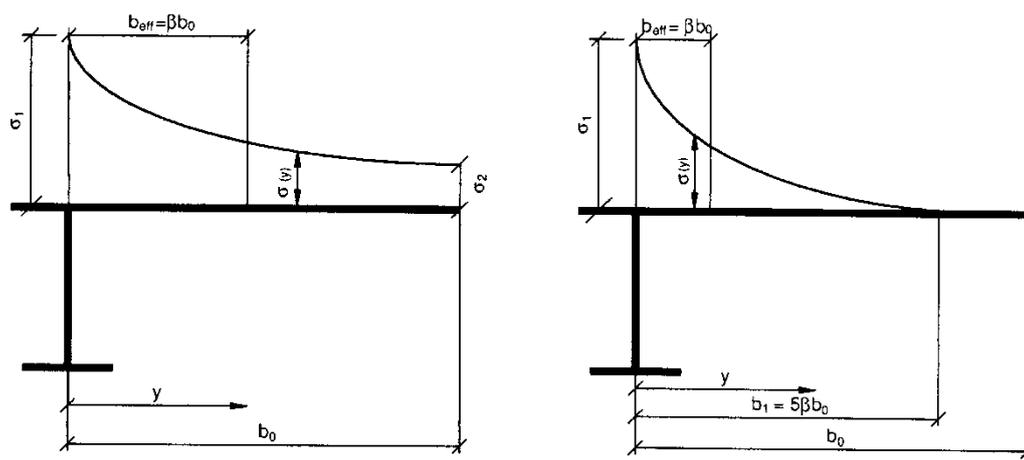


图 7.3.2-2 剪力滞后的符号

2 剪力滞后导致的应力分布

(1) 由于剪力滞后导致的纵向应力沿翼缘板的横向分布可采用图 7.3.2-3 得到。



$$\beta > 0.20$$

$$\sigma_2 = 1.25(\beta - 0.20)\sigma_1$$

$$\sigma_2(y) = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2)(1 - y/b_0)^4$$

$$\beta \leq 0.20$$

$$\sigma_2 = 0$$

$$\sigma(y) = \sigma_1(1 - y/b_1)^4$$

$\sigma_1$  采用有效翼缘宽度  $b_{eff}$  计算

图 7.3.2-3 剪力滞后导致的应力分布

### 3 面内荷载效应

(1) 对加劲板或非加劲板在面内局部荷载作用下的弹性应力分布，见图 7.3.2-4，应采用下式确定：

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{Ed}}{b_{eff}(t_w + a_{st,l})} \quad (7.3.2-2)$$

$$b_{eff} = s_e \sqrt{1 + \left(\frac{z}{s_e n}\right)^2}$$

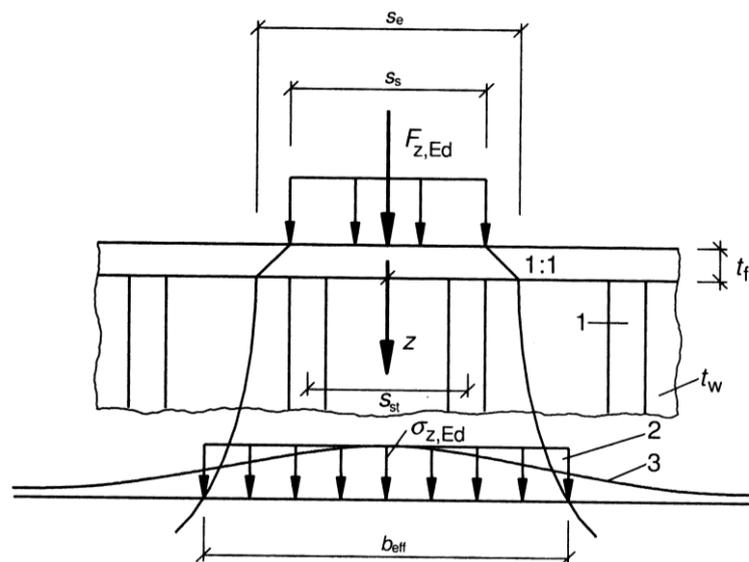
$$n = 0.636 \sqrt{1 + \frac{0.878 a_{st,l}}{t_w}}$$

$$s_e = s_s + 2t_f$$

其中： $a_{st,l}$  为分布在  $s_e$  内所有加劲肋的横截面面积之和。这样取偏于保守，因为加劲肋的面积除以间距  $s_{st}$ 。

$t_w$  为腹板的厚度；

$z$  为到翼缘的距离。



1: 加劲肋; 2: 简化的应力分布 3: 实际应力分布

图 7.3.2-4 面内应力分布

### 条文说明

- 1 只有当  $s_{st}/s_e \leq 0.5$  时, 方程 (7.3.2) 才有效, 否则加劲肋的贡献应被忽略。
- 2 上述应力分布也可用于疲劳检算。

### 7.3.3 极限承载力状态下的剪力滞后

在承载力极限状态下的剪力滞后效应可用如下方法确定:

- (1) 对正常使用状态和疲劳极限状态下的弹性剪力滞后效应的确定。
- (2) 剪力滞后和板屈曲的耦合效应。
- (3) 考虑极限塑性应变的弹塑性剪力滞后效应。

### 条文说明

- 1 推荐采用条文说明 3 中的方法。
- 2 可采用下面给出的  $A_{c,eff}$  考虑板屈曲和剪力滞后的组合效应:

$$A_{c,eff} = A_{c,eff} \beta_{ult} \quad (7.3.3-1)$$

其中:  $A_{c,eff}$  为由于板屈曲 (参见 7.4.4 和 7.4.5) 受压翼缘的有效<sup>P</sup>面积。

$\beta_{ult}$  为极限承载力状态下, 剪力滞后效应的有效<sup>s</sup>宽度系数。可采用表 7.3.2-1 中  $\beta$  来

确定, 但是其中的  $\alpha_0$  要采用:

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}} \quad (7.3.3-2)$$

$t_f$  为翼缘板厚度

3 弹塑性剪力滞后效应考虑有限的塑性应变, 可采用以下的  $A_{eff}$  来考虑:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta^\kappa \geq A_{c,eff} \beta \quad (7.3.3-3)$$

其中:  $\beta$ 、 $\kappa$  参见表 7.3.2-1。

条文说明 2、3 中的表达式也可用于翼缘受拉的情况, 此时  $A_{c,eff}$  采用受拉翼缘的总面积。

## 7.4 极限承载力状态下正应力导致的板屈曲

### 7.4.1 一般规定

当满足下列标准时, 本节给出极限承载力状态下直接承受正应力时, 考虑板屈曲效应的准则。

- 1 板块是矩形的, 翼缘是平行的或接近平行 (见 7.2.3);
- 2 加劲肋, 如果有, 假设设置在纵向或横向, 或纵向和横向都设置加劲肋;
- 3 开孔或切口很小;
- 4 构件是等截面的;
- 5 没有翼缘引起的腹板屈曲。

### 条文说明

- 1 受压翼缘在腹板平面内的屈曲参见第 7.8 节。
- 2 加劲构件承受板屈曲时的加劲肋细节参见第 7.9 节。

### 7.4.2 正应力的抗力

1 板结构构件的抗力可以采用对第 4 类截面类型的受压板单元采用有效面积的截面特性 ( $A_{eff}$ ,  $I_{eff}$ ,  $W_{eff}$ ) 进行横截面的检算, 对构件根据本规范第 6 章检算柱屈曲和扭转屈曲。

- 2 有效  $P$  面积根据受压板中面的线性应变分布和达到屈服应变来确定。

### 7.4.3 截面有效宽度

- 1 计算纵向应力时, 应采用 7.3.3 中给出的有效截面考虑剪力滞后效应和板屈曲效应的

组合。

2 构件的有效截面特性应基于受压构件的有效面积和受拉构件由于剪力滞后的有效<sup>s</sup>面积。

3 确定有效面积 $A_{eff}$ 时, 假定横截面仅承受均匀轴向压力的应力。对于非对称截面, 有效截面面积 $A_{eff}$ 和总截面之间中性轴的偏移距离 $e_N$ 参见图 7.4.3-1, 导致的截面附加弯矩应采用 7.4.6 中的方法进行检算。

4 确定有效截面的截面模量 $W_{eff}$ 时, 假定横截面只承受弯曲应力, 见图 7.4.3-2。对双向弯曲的有效截面模量应根据两个主轴确定。

### 条文说明

作为 7.4.3.3 和 7.4.3.4 的另一种替代方法, 可根据 $N_{ED}$ 和 $M_{ED}$ 同时作用来确定一个单独的有效面积, 正如 7.4.3.3 来考虑 $e_N$ 的效应, 这需要迭代的步骤。

5 翼缘中的应力采用相对于翼缘平面中心的截面模量来计算。

6 如果满足下列要求, 混合梁翼缘的屈服强度可由 $f_{yf}$ 提高到 $\phi_n f_{yw}$ 。

(1) 通过把腹板中的应力限制在 $f_{dw}$ , 来考虑由于腹板屈服而导致翼缘板中应力的增加。

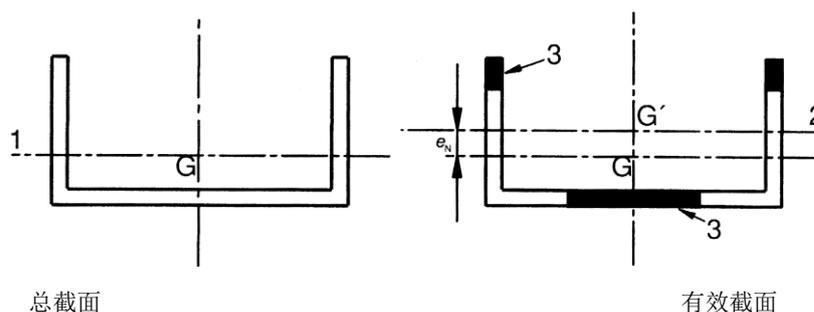
(2) 确定腹板的有效面积时采用 $f_{df}$ , 而不是 $f_{dw}$ 。

### 条文说明

各个城市推荐 $\phi_n = 2.0$ 。

7 混合梁如果遵守 7.4.3.6 和附注, 则其在使用极限状态和疲劳极限状态下变形和应力的增加可忽略。

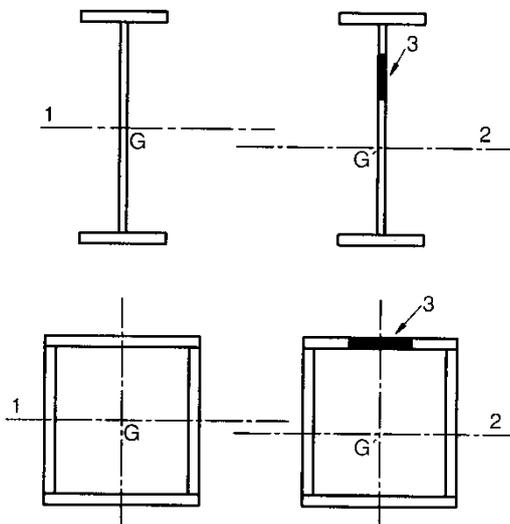
8 对遵守 7.4.3.6 的混合梁, 疲劳计算的应力幅限值可取 $1.5f_{yf}$ 。



$G$  为全截面的中心 ;  $G'$  为有效截面的中心 ;

1 为全截面的中性轴; 2 为有效截面的中性轴; 3 为无效区域

图 7.4.3-1 第四类截面-轴力



$G$  为全截面的中心 ;  $G'$  为有效截面的中心 ;

1 为全截面的中性轴; 2 为有效截面的中性轴; 3 为无效区域

图 7.4.3-2 第 4 类截面-弯矩

7.4.4 无纵向加劲肋的板单元

1 内部受压平板（四边简支的矩形板）的有效<sup>p</sup>面积可采用表 7.4.4-1 确定，外部受压平板（三边简支，一边自由的矩形板）的有效<sup>p</sup>面积可采用表 7.4.4-2 确定。受压区域的总面积为  $A_c$  的板，其有效面积  $A_{c,eff}$  可用下式得到：

$$A_{c,eff} = \rho A_c \tag{7.4.4-1}$$

$\rho$  为板屈曲的折减系数

$A_c$  为截面总面积

2 折减系数  $\rho$  可采用下式计算

内部受压单元：

当  $\bar{\lambda}_p \leq 0.67$  时，  $\rho = 1.0$

$$\text{当 } \bar{\lambda}_p > 0.673 \text{ 时, } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 \quad \text{此处 } (3 + \psi) \geq 0$$

(7.4.4-2)

悬臂的受压单元

当  $\bar{\lambda}_p \leq 0.748$ ,  $\rho = 1.0$

当  $\bar{\lambda}_p > 0.748$ ,  $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0$  (7.4.4-3)

这里  $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$ , 为正则化的宽厚比(高宽比)。

$\psi$  为应力比, 按照 7.4.4.3 和 7.4.4.4 确定。

$\bar{b}$  为相应宽度(其确定参照截面划分中的表\*\*\*\*)

$b_w$  对腹板;

$b$  对单元内部翼缘 (除型钢截面);  $b$ —— $3t$  对型钢截面的翼缘;

$c$  对有伸臂的翼缘;  $h$  对等边角钢;  $h$  对不等边角钢;

$k_\sigma$  为相应于应力比  $\psi$  和边界条件的屈曲系数。对于长板的  $k_\sigma$  参见表 7.4.4-1 和表 7.4.4-2;

$t$  为厚度;

$\sigma_{cr}$  为板的弹性屈曲应力, 参见附录 D (2) 中的方程 D.0.1 和表 7.4.4-1, 表 7.4.4-2;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}。$$

3 表 7.4.4-1 和 7.4.4-2 中工字型截面和箱型截面翼缘的应力比  $\psi$  应根据全截面的截面特性计算。如果相关, 要考虑翼缘中的剪力滞后。对腹板单元表 7.4.4-1 中的应力比  $\psi$  应采用基于受压翼缘的有效面积和腹板总面积的应力分布。

### 条文说明

对源于不同施工阶段的应力分布结果 (例如: 结合梁), 不同阶段的应力可先采用有效翼缘和全腹板组成的截面计算, 这些应力叠加在一起, 应力分布的结果确定腹板有效截面, 对应力分析, 它可用于计算所有施工阶段最终的应力分布。

4 除过 7.4.4.5 给出的, 一个单元板的宽厚比  $\bar{\lambda}_p$  可用下式代替:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}} \quad (7.4.4-4)$$

式中： $\sigma_{com,Ed}$  为在所有荷载同时作用时，用有效 P 截面面积计算出的构件中最大设计压应力。

条文说明

上述过程是保守的，而且需要迭代计算，其中应力比  $\psi$ （表 7.4.4-1 和表 7.4.4-2）根据上一阶段末定义的有效截面计算出的应力来确定。

表 7.4.4-1 内部受压板块

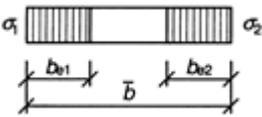
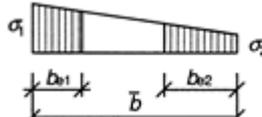
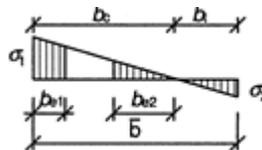
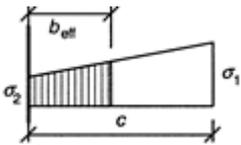
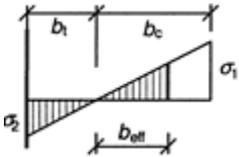
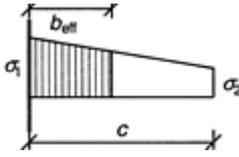
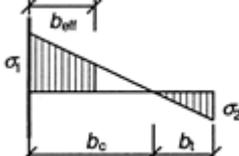
应力分布（压应力为正）				有效 P 宽度 $b_{eff}$		
				$\psi=1$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0.5b_{eff}$ $b_{e2} = 0.5b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1-\psi)$ $b_{e1} = 0.4b_{eff}$ $b_{e2} = 0.6b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
屈曲系数 $k_\sigma$	4.1	$8.2 / (1.05 + \psi)$	7.81	$7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2$	23.9	$5.98(1-\psi)^2$

表 7.4.4-2 悬臂受压板块

应力分布（压应力为正）		有效 P 宽度 $b_{eff}$	
		$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho c$	

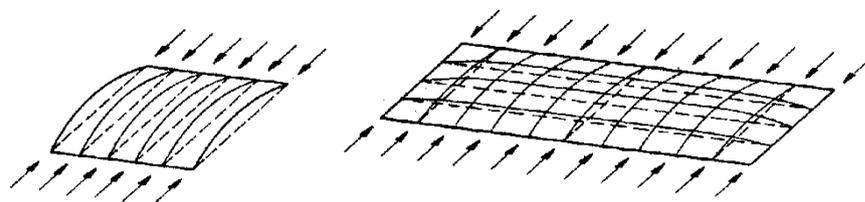
		$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$-1 > \psi \geq -3$	
屈曲系数 $k_\sigma$	0.43	0.57	0.85	$0.57 - 0.21 + 0.07 \psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
屈曲系数 $k_\sigma$	0.43	$0.578 / (\psi + 0.34)$	1.70	$1.7 - 5\psi + 17.1\psi^2$	23.8

5 检算第 4 类截面的设计屈曲抗力时，应用基于带有总体缺陷的二阶分析的  $\sigma_{com,Ed}$  对应的板宽厚比  $\bar{\lambda}_p$  或  $\bar{\lambda}_{p,red}$ 。

6 当板的长宽比  $a/b < 1$  时，也许会出现柱类型的屈曲，也需要根据 7.4.5.4 中的折减系数  $\rho_c$  来检算该板块。

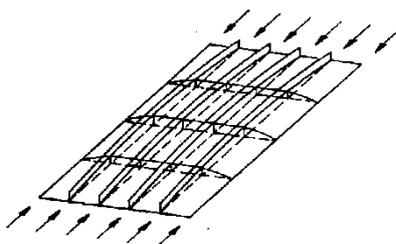
**条文说明**

用于例如：横向加劲肋之间的板也许会出现类似于柱屈曲的情况，需要一个折减系数  $\rho_c$  来接近柱屈曲的系数  $\chi_c$ ，见图 7.4.4-3a) 和 b)。对带有纵向加劲肋的板  $a/b \geq 1$  也可能出现柱类型的屈曲，见图 7.4.4-3c)。



a) 没有纵向支承的柱类型屈曲

b) 小长宽比  $\alpha$  时，非加劲板类似于柱的屈曲行为



c) 大长宽比  $\alpha$  时, 加劲板类似于柱的屈曲行为

图 7.4.4-3 类似于柱的行为

### 7.4.5 有纵向加劲肋的板单元

#### 1 一般规定

(1) 对带纵向加劲肋的板, 加劲肋之间的各种板块局部屈曲的有效<sup>P</sup>面积, 加劲板块总体屈曲的有效<sup>P</sup>面积都应考虑。

(2) 每个板块的有效<sup>P</sup>截面面积应根据 7.4.4 条中的折减系数来考虑局部屈曲。带有加劲肋有效<sup>P</sup>面积的加劲板应检算总体稳定 (通过等效的正交异性板模拟), 对板的总体屈曲应确定一个折减系数  $\rho$ 。

(3) 加劲板受压区域的有效<sup>P</sup>面积可采用下式计算:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t \quad (7.4.5-1)$$

此处  $A_{c,eff,loc}$  为除过板单元  $b_{edge,eff}$  宽度范围内, 全部或部分受压区所有加劲肋和板块的有效<sup>P</sup>截面面积, 见图 7.4.5-1 所示的例子。

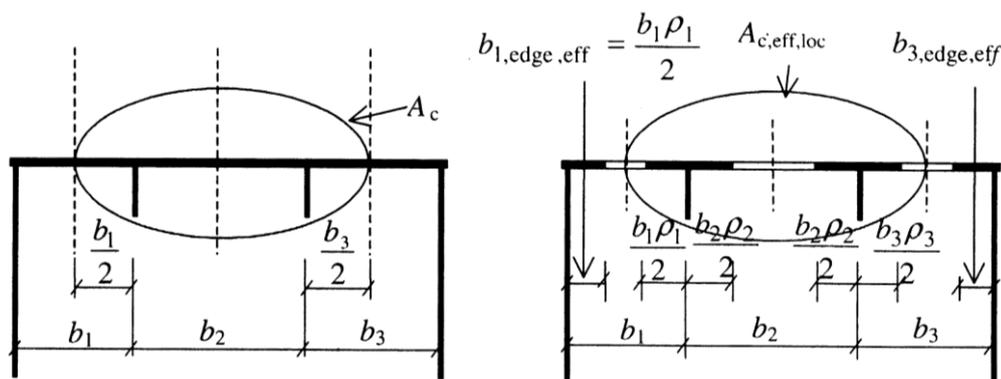


图 7.4.5-1 均布压力下的加劲板

(4) 面积  $A_{c,eff,loc}$  采用下式计算

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t \quad (7.4.5-2)$$

其中： $\sum_c$  用于除过板单元  $b_{edge,eff}$  宽度范围外的其余受压区加劲板块，见图 7.4.5-1；

$A_{sl,eff}$  为有效<sup>p</sup>截面积和，根据 7.4.4 和位于受压区总面积为  $A_{sl}$  的所有纵向加劲肋确定。

$b_{c,loc}$  为每个板块受压区的宽度；

$\rho_{loc}$  为根据 7.4.4.2 计算的每个板块的折减系数。

## 条文说明

对非均匀受压的情况参见附录图 D.0.1。

(5) 确定总体屈曲系数  $\rho_c$  时，应考虑柱类型屈曲的折减系数，柱类型屈曲的折减系数比板类型屈曲的折减系数要苛刻。

(6) 应根据 7.4.5.4 (1) 中板屈曲的折减系数  $\rho$  和柱屈曲的折减系数  $\chi_c$  的内值来确定  $\rho_c$ ，见 7.4.5.4。

(7) 通过  $\rho_c$  折减的受压截面面积  $A_{c,eff,loc}$  可认为是沿全横截面均匀折减。

(8) 如果和剪力滞后效应相关（参见 7.3.3），加劲板受压区有效截面面积  $A_{c,eff}$  可采用  $A_{c,eff}^*$ ，同时考虑板屈曲效应和剪力滞后效应。

(9) 如果和剪力滞后相关，加劲板受拉区域的有效面积可采用受拉区域总面积的折减，见 7.3.3。

(10) 有效截面模量  $W_{eff}$  可采用有效截面的抗弯惯性矩除以中性轴到翼缘的距离得到。

## 2 板类型的结构行为

(1) 等效板的相对宽厚比  $\bar{\lambda}_p$  采用下式定义：

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad (7.4.5-3)$$

其中： $\beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff,joc}}{A_c}$ ；

$A_c$  为除过相邻支承板块的受压区加劲板的总面积，见图 7.4.5-1，如果和剪力滞后效应相关，则要乘以剪力滞后效应系数；

$A_{c,eff,loc}$  为考虑加劲肋和/或板块屈曲因素后，相同板块的有效面积（如果有剪力滞后效

应)。

(2) 假如根据 7.4.7 算出  $\bar{\lambda}_\rho$  后, 等效正交异性板的折减系数  $\rho$  根据 7.4.4.2 计算。

### 条文说明

$\sigma_{cr,p}$  的计算参见附录 D。

#### 3 柱类型的结构屈曲

(1) 非加劲板或加劲板弹性临界柱屈曲应力  $\sigma_{cr,c}$  应认为是去掉沿纵向边约束而得到的屈曲应力。

(2) 非加劲板的弹性临界柱屈曲应力  $\sigma_{cr,c}$  可用下式计算:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 Et^2}{12(1-\nu^2)a^2} \quad (7.4.5-4)$$

(3) 对加劲板的  $\sigma_{cr,c}$ , 可采用最大压应力下和加劲肋相连板块边缘的弹性临界柱屈曲应力  $\sigma_{cr,sl}$  确定:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 EI_{sl,1}}{A_{sl,1}a^2} \quad (7.4.5-5)$$

$I_{sl,1}$  为和加劲肋相连的部分板块和加劲肋本身形成的总截面的抗弯惯性矩。

$A_{sl,1}$  为和加劲肋相连的部分板块和加劲肋本身的总面积。

附注:  $\sigma_{cr,c}$  也可采用  $\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \frac{b_c}{b_{sl,1}}$  得到, 其中  $\sigma_{cr,c}$  和板的受压边有关,  $b_c$ ,  $b_{sl,1}$

为从应力分布得到的几何参数, 用于差值, 见附录图 D.0.1。

(4) 相对于柱的长细比  $\bar{\lambda}_c$  定义如下:

对非加劲板 :

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad (7.4.5-6)$$

对加劲板:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad (7.4.5-7)$$

式中： $\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}}$

$A_{sl,1,eff}$  考虑板屈曲效应时，加劲肋和加劲肋周围板的有效面积，参见附录图 D.0.1。

(5) 折减系数  $\chi_c$  取自于本规范第 6 章。对非加劲板取  $\alpha = 0.21$  对应的屈曲曲线，对加劲板其值增加到：

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0.09}{i/e} \tag{7.4.5-8}$$

其中： $i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}}$

$e = \max(e_1, e_2)$  为有效柱的中性轴到加劲肋的中性轴和被加劲板中性轴的最大距离

(或者有效柱的中性轴到加劲肋两侧的最大距离)，见图 D.0.1-1。

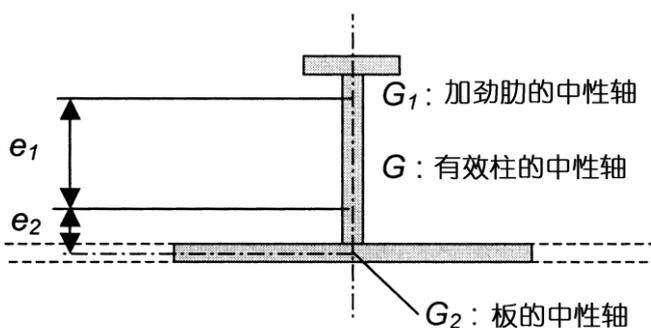


图 7.4.5-2 均布压力下的加劲板

对闭口截面加劲肋： $\alpha = 0.34$ （曲线 b）

对开口截面加劲肋： $\alpha = 0.49$ （曲线 c）

#### 4 板屈曲和柱屈曲之间的耦合

最终的折减系数  $\rho_c$  根据  $\chi_c$  和  $\rho$  之间的差值获得。

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c \tag{7.4.5-9}$$

式中： $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1$  但  $0 \leq \xi \leq 1$

$\sigma_{cr,p}$  为板弹性屈曲的临界应力，参见附录 D.0.1 (2)

$\sigma_{cr,c}$  为柱屈曲的弹性临界应力，参见附录 7.4.5.2 (2) 和 (3)。

$\chi_c$  为由于柱屈曲的折减系数； $\rho$  为由于板屈曲的折减系数，参见 7.4.4 (1)。

#### 7.4.6 检算

1 单向弯曲构件的检算公式为：

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_d A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} e_N}{f_d W_{eff}} \leq 1.0 \quad (7.4.6-1)$$

其中： $A_{eff}$  为有效横截面面积，参见 7.4.3.3；

$e_N$  为中性轴的偏移距离，参见 7.4.3.3；

$M_{Ed}$  为设计弯矩；

$N_{Ed}$  为设计轴力；

$W_{eff}$  为有效弹性截面模量，参见 7.4.3.4；

#### 条文说明

对承受轴向压力和双向弯曲的构件(7.4.14)可以写为：

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_d A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{y,N}}{f_d W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{z,N}}{f_d W_{z,eff}} \leq 1.0 \quad (7.4.6-2)$$

$M_{y,Ed}$ ， $M_{z,Ed}$  为绕 y-y 轴和 z-z 轴的设计弯矩；

$e_{y,N}$ ， $e_{z,N}$  为有效截面的中性轴偏离全截面中性轴的距离。

2 如果相关， $M_{Ed}$  和  $N_{Ed}$  应包括相关的二阶效应。

3 板块的屈曲检算，应取距离板块末端 0.4a 或 0.5b 的最小值处的板块应力分量，此处的应力比较大。在这种工况下，需要检算整个截面在末端处的抗力。

## 7.5 剪切抗力

### 7.5.1 一般规定

1 本章给出极限承载力状态下，考虑板剪切屈曲的剪切抗力，此处要满足以下标准：

- (1) 板块是矩形的，角度见 7.2.3 限制的角度内；
- (2) 如果有加劲肋，假设设置在纵向或横向，或纵向和横向都设置加劲肋；
- (3) 所有开孔或切角很小；
- (4) 构件是等截面的。

- 2 对  $h_w/t > \frac{72}{\eta} \varepsilon$  的非加劲腹板和  $h_w/t > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$  的加劲腹板应检算剪切抗力，并在

支座处设置竖向加劲肋。

### 条文说明

- 1  $h_w$  参见图 7.5.2-1,  $k_\tau$  参见 7.5.3.3。
- 2 推荐对 S460 钢以下的钢种取  $\eta = 1.20$ ，对高强钢取  $\eta = 1.00$ 。

### 7.5.2 设计抗力

- 1 对加劲和未加劲腹板的设计剪切抗力可用下式计算：

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{dw} h_w t}{\sqrt{3}} \quad (7.5.2-1)$$

其中腹板的贡献为：

$$V_{bw,Rd} = \frac{x_w f_{dw} h_w t}{\sqrt{3}} \quad (7.5.2-2)$$

翼缘的贡献  $V_{bf,Rd}$  参见 7.5.4。

- 2 加劲肋应满足 7.9.3 的要求，焊接应满足 7.9.3.5 的要求。

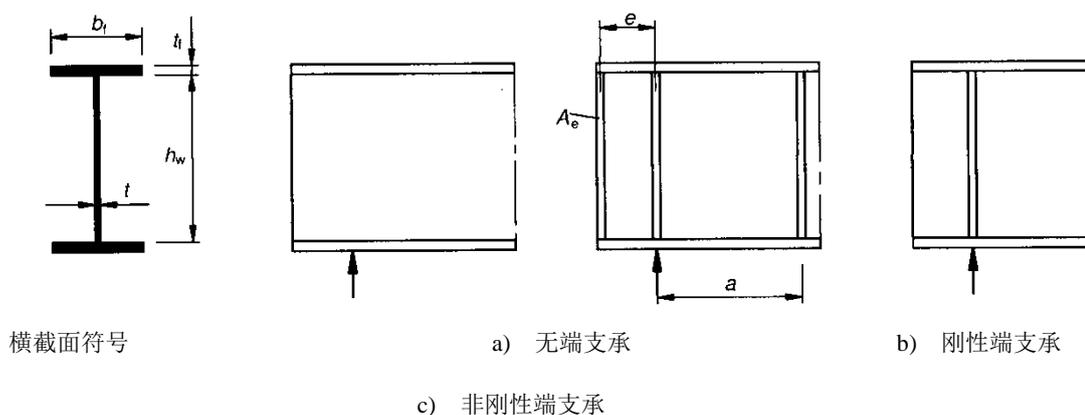


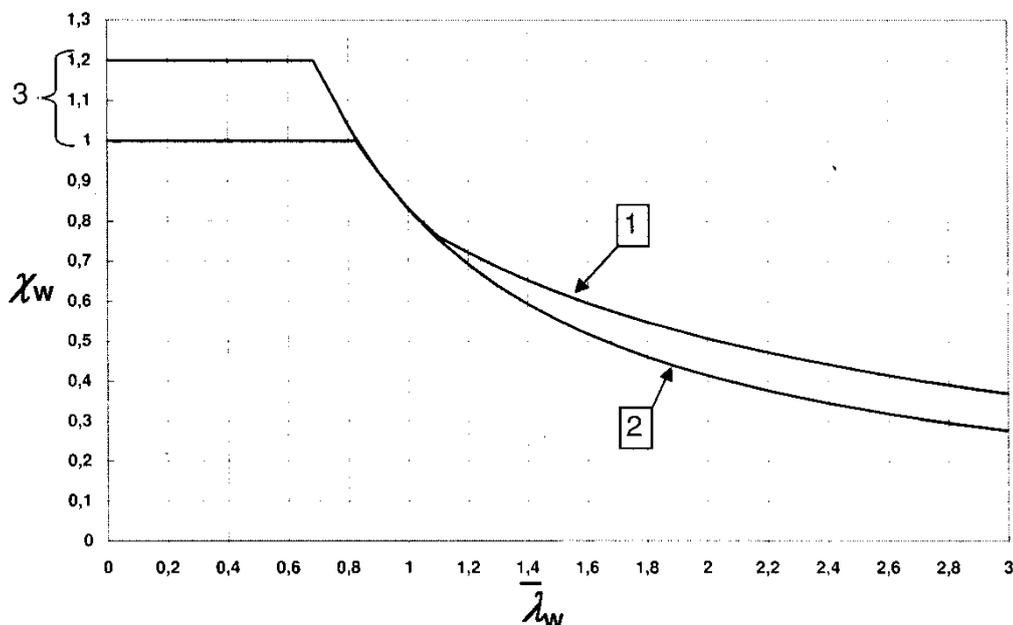
图 7.5.2-1 端部支承

### 7.5.3 腹板的贡献

- 1 对只在支座处设置竖向加劲肋和设置中间竖向加劲肋或纵向加劲肋或设置竖向和水平加劲肋的腹板，腹板对抗剪的贡献系数  $\chi_w$  应从表 7.5.3-1 或图 7.5.3-1 得到。

表 7.5.3-1 腹板  $\chi_w$  对剪切屈曲抗力的贡献

	刚性端加劲肋	非刚性端加劲肋
$\bar{\lambda}_w < 0.83/\eta$	$\eta$	$\eta$
$0.83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83/\bar{\lambda}_w$	$0.83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1.37/(0.7 + \bar{\lambda}_w)$	$0.83/\bar{\lambda}_w$



1 刚性端支承      2 非刚性端支承      3 推荐  $\eta$  的范围

图 7.5.3-1 剪切屈曲系数  $\chi_w$

2 图 7.5.2-1 给出个多种梁端的支承构造:

- (1) 无端部加劲肋, 见 7.6.1.2 (3), C 类。
- (2) 刚性端部加劲肋, 见 7.9.3.1, 该构造也适用于连续梁的中间支座处。
- (3) 端部非刚性加劲肋, 见 7.9.3.2。

3 表 7.5.3-1 和图 7.5.3-2 中的宽厚比系数  $\bar{\lambda}_w$  应采用下式计算:

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \tag{7.5.3-1}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E \tag{7.5.3-2}$$

条文说明

- 1  $\sigma_E$  和  $k_\tau$  取自于附录 D;

2 高厚比系数  $\bar{\lambda}_w$  采用下式计算:

(1) 只在支座处设置竖向加劲肋时:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86.4t\varepsilon} \quad (7.5.3-3)$$

(2) 在支座处设置竖向加劲肋和设置中间竖向加劲肋或纵向加劲肋或设置竖向和水平加劲肋

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4t\varepsilon\sqrt{k_\tau}} \quad (7.5.3-4)$$

式中:  $k_\tau$  是板块中的最小剪切屈曲系数。

3 当既有刚性竖向加劲肋也有非刚性竖向加劲肋时,  $k_\tau$  取任意两个刚性竖向加劲肋之间板块的 (例如:  $a_2 \times h_w$  和  $a_3 \times h_w$ ) 和两个刚性竖向加劲肋之间设置一个非刚性的竖向加劲肋 ( $a_4 \times h_w$ ) 的最小值。

4 刚性边界假定板块支承在翼缘板和刚性竖向加劲肋之间  $a_1 \times h_w$ 。腹板的屈曲分析要基于两个刚性竖向加劲肋之间板块的分析 (如图 7.5.3-3 中的  $a_1 \times h_w$ )。

5 对非刚性竖向加劲肋,  $k_\tau$  的最小值可通过以下分析得到:

(1) 采用两个板块和一个柔性竖向加劲肋共同分析;

(2) 采用三个板块和两个柔性竖向加劲肋共同分析。

计算  $k_\tau$  的步骤参见附录 D。

4 计算  $k_\tau$  时纵向加劲肋的抗弯惯性矩要采用其实际值的 1/3, 采用附录 D 中的公式计算  $k_\tau$  时也要考虑。

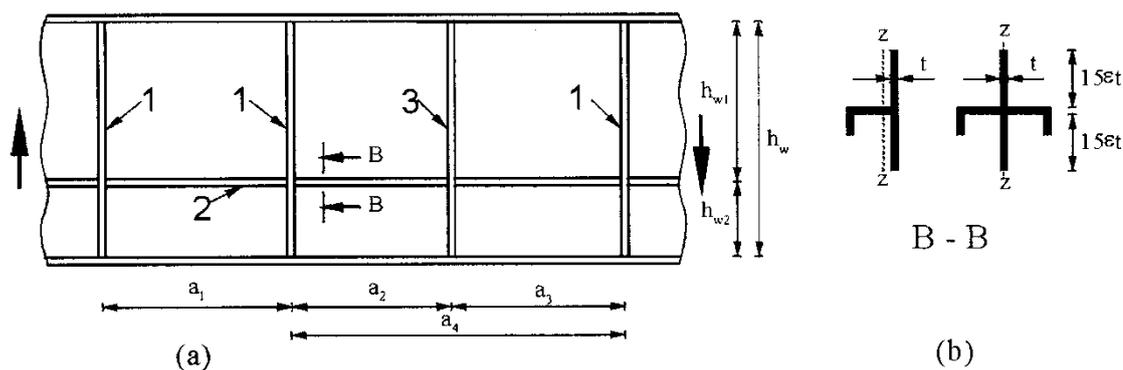
5 对有纵向加劲肋的腹板, 高厚比系数  $\bar{\lambda}_w$  不能小于:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37.4t\varepsilon\sqrt{k_{\tau i}}} \quad (7.5.3-5)$$

$h_{wi}$  和  $k_{\tau i}$  是针考虑的所有板块中高厚比系数最大的板块。

## 条文说明

为了计算  $k_{\tau i}$ , 附录 D 中给出的公式可取  $k_{\tau st} = 0$ 。



1 横向加劲肋 2 纵向加劲肋 3 非刚性横向加劲肋

图 7.5.3-2 有竖向和纵向加劲肋的腹板

### 7.5.4 翼缘的贡献

1 当翼缘板抵抗弯矩的能力没有充分利用时 ( $M_{Ed} < M_{f,Rd}$ ), 翼缘板对剪切抗力的贡献采用下式计算:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{df}}{c} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) \quad (7.5.4-1)$$

$b_f$ ,  $t_f$  认为是提供最小轴向抗力的翼缘尺寸, 如果上下翼缘的截面尺寸不同, 取面积较小的翼缘,  $b_f$  不大于腹板各侧  $15\epsilon t_f$ 。  $M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}}$  是仅考虑翼缘板有效区域的弯矩抗力。

$$c = a \left( 0.25 + \frac{1.6 b_f t_f^2 f_{df}}{t_w^2 f_{dw}} \right)$$

翼缘板对剪切抗力的贡献,  $c$  的示意可以参见下图。

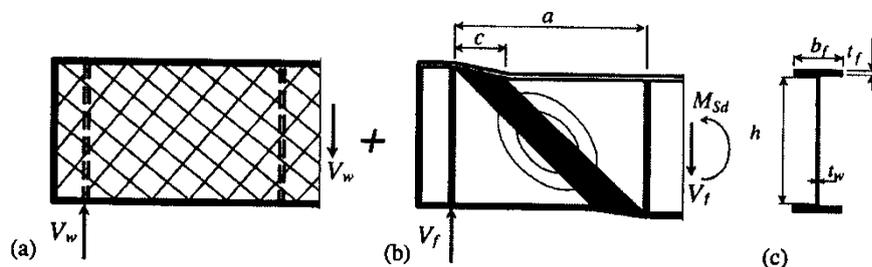


图 7.5.4-1 拉力带的宽度  $c$  示意图

2 当轴向力  $N_{Ed}$  给定, 弯矩  $M_{f,Rd}$  应乘以折减系数

$$1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1} + A_{f2})f_{df}}{\gamma_{M0}}} \quad (7.5.4-2)$$

其中  $A_{f1}$ ,  $A_{f2}$  分别为上、下翼缘的面积。

### 7.5.5 检算

$$\text{应采用下式检算剪切抗力: } \eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,rd}} \leq 1.0 \quad (7.5.4-3)$$

$V_{Ed}$  为设计剪力, 包括扭转产生的剪力。

## 7.6 横向力的抗力

### 7.6.1 一般规定

1 轧制梁或焊接梁腹板的设计抗力应根据 7.6.2 计算, 此处假定受压翼缘的侧向受到足够的约束。

2 施加的荷载如下:

- (1) 通过翼缘板, 由腹板中的剪力抵抗, 见图 7.6.1-1 (a);
- (2) 通过一个翼缘, 由腹板直接传向另一个翼缘, 见图 7.6.1-1 (b);
- (3) 通过靠近悬臂端的一个翼缘传递, 见图 7.6.1-1 (c)。

3 对于采用斜腹板的钢箱梁, 腹板和翼缘板的抗力都要进行检算。需要考虑的内力是外力在腹板和翼缘板各自平面内的分量。

4 横向力、弯矩和轴向力耦合时应采用 7.2 检算。

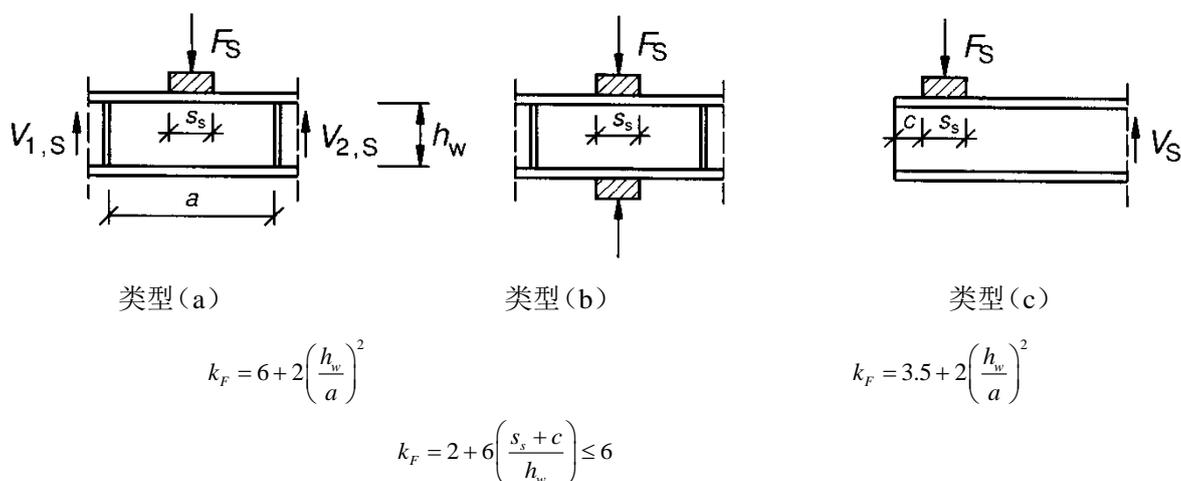


图 7.6.1-1 不同荷载类型时的屈曲系数

### 7.6.2 设计抗力

在横向荷载作用下，加劲和非加劲腹板抵抗局部屈曲的设计抗力应采用下式计算：

$$F_{Rd} = \frac{f_{dw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \quad (7.6.2-1)$$

式中： $t_w$  为腹板厚度；

$f_{dw}$  为腹板材料的屈服强度；

$L_{eff}$  为抵抗横向力的有效长度，可采用下式确定：

$$L_{eff} = \chi_F l_y \quad (7.6.2-2)$$

其中： $l_y$  为有效长度，见 7.6.5，相应加劲支承长度为  $s_s$ ，见 7.6.3；

$\chi_F$  为局部屈曲的折减系数。

### 7.6.3 加劲支承的长度

(1) 翼缘板上加劲支承的长度  $s_s$  应采用荷载按照 1:1 分布的长度，见图 7.6.3-1，但是  $s_s$  不能大于腹板的高度  $h_w$ 。

(2) 如果多个集中力的间距很近，应对每个集中力单独检算，并采用最外侧两个力中线之间的距离  $s_s$  和全部荷载进行检算。

(3) 如果施加荷载的支承面和翼缘平面之间有夹角，见图 7.6.3-1， $s_s$  应取 0。

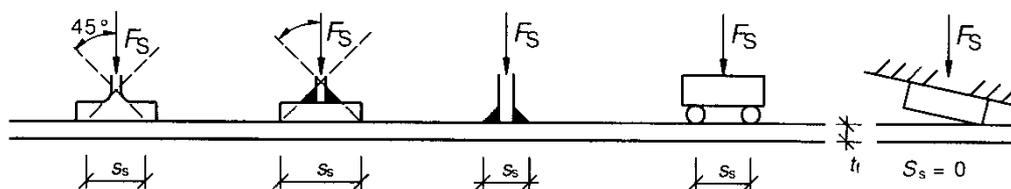


图 7.6.3-1 加劲支承的长度

### 7.6.4 抗力有效长度的折减系数 $\chi_F$

1 折减系数采用下式得到：

$$\chi_F = \frac{0.5}{\lambda_F} \leq 1.0 \quad (7.6.4-1)$$

此处

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{dw}}{F_{cr}}} \quad (7.6.4-2)$$

$$F_{cr} = 0.9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w} \quad (7.6.4-3)$$

2 没有纵向加劲肋的腹板的  $k_F$  应从图 7.6.1-1 得到。

### 条文说明

1 各个城市可给出带纵向加劲肋腹板的信息，但是推荐以下准则。

2 对有纵向加劲肋的腹板， $k_F$  采用下式计算：

$$k_F = 6 + 2 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 + \left( 5.44 \frac{b_1}{a} - 0.21 \right) \sqrt{\gamma_s} \quad (7.6.4-4)$$

其中： $b_1$  为加载板块的高度，为加载翼缘和加劲肋之间的净距离

$$\gamma_s = 10.9 \frac{I_{sl,1}}{h_w t_w^3} \leq 13 \left[ \frac{a}{h_w} \right]^3 + 210 \left[ 0.3 - \frac{b_1}{a} \right] \quad (7.6.4-5)$$

$I_{sl,1}$  为加劲肋本身和其周边有效宽度范围内翼缘的抗弯惯性矩，见图 7.9.1-1。

方程 (7.6.4-4) 在  $0.05 \leq \frac{b_1}{a} \leq 0.3$ ， $\frac{b_1}{h_w} \leq 0.3$  和图 7.6.1-1 中的荷载工况 (a) 时才有效。

3  $l_y$  应从 7.6.5 得到。

### 7.6.5 有效加载长度

1 有效加载长度  $l_y$  应采用下式计算：

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w} \quad (7.6.5-1)$$

如果  $\bar{\lambda}_F > 0.5$  时：

$$m_2 = 0.02 \left( \frac{h_w}{t_f} \right)^2 \quad (7.6.5-2)$$

如果  $\bar{\lambda}_F \leq 0.5$  时：

$$m_2 = 0 \quad (7.6.5-3)$$

对钢箱梁，方程 7.6.5-1 中的  $b_f$  应限制在腹板两侧  $15\epsilon t_f$  的范围内。

2 对图 7.6.1-1 中的 (a) 和 (b) 类型， $l_y$  应采用下式得到：

$$l_y = s_s + 2t_f \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right) \quad (7.6.5-4)$$

但  $l_y \leq$  相邻竖向加劲肋之间的间距。

3 对图 7.6.1-1 中的 c) 类型， $l_y$  应取方程 (7.6.5-5)，(7.6.5-6) 和 (7.6.5-7) 的最小值。

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_e}{t_f}\right)^2 + m_2} \quad (7.6.5-5)$$

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{m_1 + m_2} \quad (7.6.5-6)$$

$$l_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \leq s_s + c \quad (7.6.5-7)$$

### 7.6.6 检算

检算采用下式进行：

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{f_{dw} L_{eff} t_w} \leq 1.0 \quad (7.6.6-1)$$

其中： $F_{Ed}$  为设计横向力；

$L_{eff}$  为抵抗横向力的有效长度；

$t_w$  为腹板厚度。

## 7.7 耦合

### 7.7.1 剪力、弯矩和轴力之间的耦合

1 如果  $\bar{\eta}_3 \leq 0.5$ ，考虑剪力时，弯矩和轴力的抗力不需要折减。如果  $\bar{\eta}_3 > 0.5$ ，工字型截面或箱型截面腹板中弯矩和剪力的耦合需要满足：

对  $\bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$  时：

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(2\bar{\eta}_3 - 1\right)^2 \leq 1.0 \quad (7.7.1-1)$$

式中： $M_{f,Rd}$  为只考虑翼缘有效截面时，截面的设计塑性弯矩抗力；

$M_{pl,Rd}$  为考虑翼缘有效截面和全部腹板截面，而不论是那种截面时，截面的设计塑性弯矩抗力；

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}};$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}。$$

另外 7.4.6 和 7.5.5 中的要求都应满足。

如果相关时，要考虑总体二阶效应的荷载效应。

2 所有截面均应满足 (1) 的要求，而不仅是距支座处竖向加劲肋距离小于  $h_w/2$  的截面。

3 塑性弯曲抗力  $M_{f,Rd}$  也可看成是屈服强度的产物，采用最小的  $A_f f_y / \gamma_{M0}$  有效受压翼缘面积和翼缘到中性轴之间的距离。

4 如果有轴向力  $N_{Ed}$ ， $M_{pl,Rd}$  和  $M_{f,Rd}$  应分别按照本标准第 6 章和 7.5.4.2 单独折减，当轴向力特别大，整个腹板受压时，要采用 7.7.1.5 检算。

5 钢箱梁的翼缘要采用 7.7.1.1 并用  $M_{f,Rd} = 0$  检算， $\tau_{Ed}$  取翼缘腹板中剪应力的平均值而且不能小于翼缘板中最大剪力的一半， $\bar{\eta}_1$  视为  $\eta_1$  按照 7.4.6.1 取值。另外，各板块也要按照其内部平均剪应力检算，并根据 7.5.3 计算各板块剪切屈曲的  $\chi_w$ ，假设纵向加劲肋是刚性加劲肋。

### 7.7.2 横向力、弯矩和轴力之间的耦合

1 如果梁的受压翼缘在承受集中横向力的同时，还承受弯矩和轴力，其抗力应采用 7.4.4 节，7.6.6 节和下面的耦合公式验算：

$$\eta_2 + 0.8\eta_1 \leq 1.4 \quad (7.7.2-1)$$

2 如果集中荷载作用在受拉翼缘，其抗力应满足第 6 章和本规范\*\*\*章的要求。

## 7.8 翼缘引起的屈曲

7.8.1 为了防止受压翼缘引起的腹板在其平面内的屈曲，腹板应满足以下准则：

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{df}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (7.8.1-1)$$

式中：  $A_w$  为横截面中腹板的面积；

$A_{fc}$  为受压翼缘的有效截面面积；

$h_w$  为腹板高度；

$t_w$  为腹板的厚度；

$f_{yf}$  为翼缘材料的屈服强度；

$k$  取以下值：

——采用塑性转动  $k = 0.3$

——采用塑性弯矩抗力  $k = 0.4$

——采用弹性弯矩抗力  $k = 0.5$ 。

**7.8.2** 当梁在立面内弯曲时，受压翼缘位于凹面内时，应满足以下准则：

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}}{\sqrt{1 + \frac{h_w E}{3r f_{yf}}}} \quad (7.8.2-1)$$

式中：  $r$  为受压翼缘的弯曲半径。

## 7.9 加劲肋和细节

### 7.9.1 一般规定

- 1 本节给出的加劲板结构中加劲肋的设计准则是对第7.4节到第7.7节板屈曲准则的补充。
- 2 检查屈曲抗力时，加劲肋的截面可看成是其总截面加上  $15\epsilon t$  板的宽度，但是要小于实际可提供的尺寸，每侧加劲肋要避免相邻加劲肋贡献的重叠，见图 7.9.1-1。
- 3 竖向加劲肋的轴力要包括所有剪力和外力引起的轴力（见 7.9.3.3）。

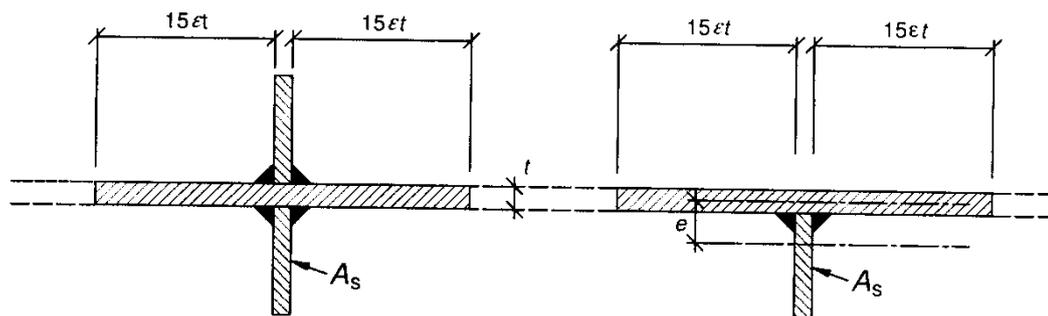


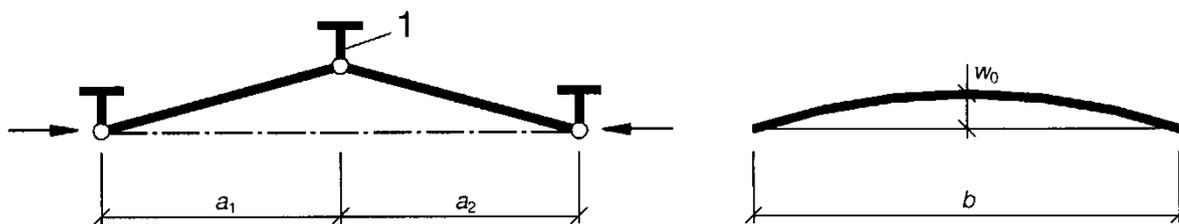
图 7.9.1-1 加劲肋的有效截面

## 7.9.2 正应力

### 1 竖向加劲肋的最低要求

(1) 为了给有纵向加劲肋和无纵向加劲肋的板块提供刚性支承，中间的竖向加劲肋应满足以下标准。

(2) 竖向加劲肋可看成是承受侧向荷载和面外  $w_0 = s/300$  的初始正弦曲线缺陷的简支构件，其中  $s = \min(a_1, a_2, b)$ ，见图 7.9.2-1。其中  $a_1$  和  $a_2$  分别是竖向加劲肋两侧板块的节间长度， $b$  为翼缘中心线之间的高度或竖向加劲肋的跨度，但应考虑偏心。



1 竖向加劲肋

图 7.9.2-1 竖向加劲肋

(3) 竖向加劲肋应承受相邻受压板块轴向力的侧向分力，假定相邻的竖向加劲肋是刚性的而且在任何外荷载和轴力作用下是直的，这是根据 7.9.3.3 (3) 的附注。受压板块和纵向加劲肋认为是简支在竖向加劲肋之间。

(4) 应采用二阶弹性分析方法检算，在极限状态下满足下列两条准则：

——加劲肋中的最大应力不超过  $f_y / \gamma_{M1}$ ；

——附件变形不超过  $b / 300$ 。

(5) 如果竖向加劲肋中无轴力，竖向加劲肋的刚度不小于下式时，可认为 (4) 中的两条准则可认为满足。

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \left( \frac{b}{\pi} \right)^4 \left( 1 + \omega_0 \frac{300}{b} u \right) \quad (7.9.2-1)$$

$$\text{式中: } \sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \frac{N_{Ed}}{b} \left( \frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right);$$

$$u = \frac{\pi^2 E e_{\max}}{f_y 300 b} \geq 1.0。$$

$$\gamma_{M1}$$

其中:  $e_{\max}$  ——从加劲肋最外侧到加劲肋中性轴的最大距离;

$N_{Ed}$  ——相邻板块的最大压力,但不能小于受压板块受压有效 $P$ 面积(含加劲肋)一半的最大压应力;

$\sigma_{cr,c}$ ,  $\sigma_{cr,p}$  在 4.5.3 和附录 D 中定义。

### 条文说明

如果加劲肋承受面外力,则要参考其他规范。

(6) 如果加劲肋承受轴力,为了计算侧向力,则轴力应增加  $\Delta N_{st} = \sigma_m b^2 / \pi^2$ ,采用(7.7.4)中的准则,但当计算加劲肋中轴力的均布应力时, $\Delta N_{st}$  不考虑。

(7) 作为对(7.7.4)的一种简化要求,在没有轴力时,采用一阶弹性分析,并考虑作用长度为 $b$ 的附加的等效侧向均布力 $q$ 来检算:

$$q = \frac{\pi}{4} \sigma_m (w_0 + w_{el}) \quad (7.9.2-2)$$

式中:  $\sigma_m$  ——定义参见(5);

$w_0$  ——定义参见 7.9.2;

$w_{el}$  ——弹性变形,可采用迭代或采用最大附加变形的 $b/300$ 。

(8) 除过采用更先进的方法计算外,为防止开口加劲肋的扭转屈曲,要满足下列准则:

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5.3 \frac{f_y}{E} \quad (7.9.2-3)$$

式中:  $I_T$  ——加劲肋本身的圣文南扭转常数;

$I_p$  ——绕板的固定边转动时,加劲肋本身面积的二阶极惯性矩。

(9) 在考虑翘曲刚度时，加劲肋矩应满足 (8) 或下面标准：

$$\sigma_{cr} \geq \theta f_y \quad (7.9.2-4)$$

式中： $\sigma_{cr}$ ——不考虑转动约束时，扭转屈曲的弹性临界应力；

$\theta$ ——保证第 3 类截面行为的参数。

### 条文说明

推荐采用  $\theta = 6$ 。

#### 2 对纵向加劲肋的最低要求

(1) 7.9.2.1 (8) 和 (9) 对扭转屈曲的要求也适用于纵向加劲肋。

(2) 没有穿过竖向加劲肋开孔，不连续的纵向加劲肋，或两边都和竖向加劲肋没有连接的加劲肋应：

- 1) 只能用于腹板（例如：不能用于翼缘板）；
- 2) 总体分析时不考虑；
- 3) 应力计算时不考虑；
- 4) 计算腹板板有效<sup>p</sup>宽度时要考虑；
- 5) 计算弹性临界屈曲应力时考虑。

(3) 加劲肋的强度评价应根据 7.4.5.3 和 7.4.6 进行。

#### 3 焊接板

(1) 板厚有变化的应在竖向加劲肋的附近焊接，见图 7.9.2-2。偏心效应的影响可不考虑，除非是从加劲肋到焊缝的距离小于  $b_0/2$ ，或 200mm，这是最小距离。此处  $b_0$  为纵向加劲肋之间的间距。

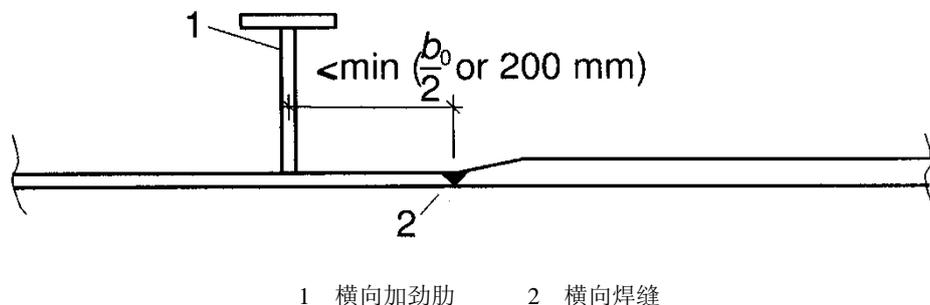


图 7.9.2-2 焊接板

#### 4 加劲肋中的切口

(1) 纵向加劲肋中的切口尺寸在图 7.9.2-3 中给出。

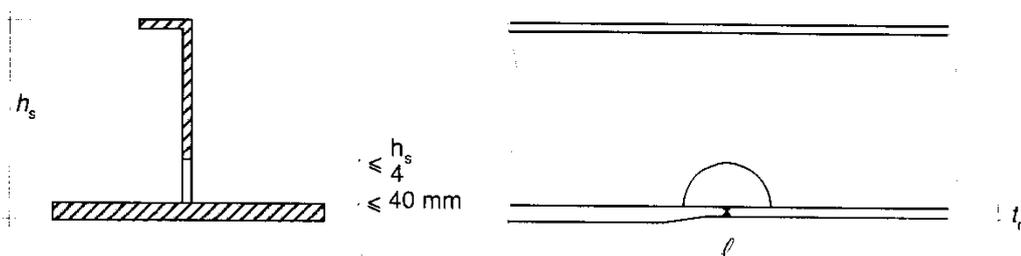


图 7.9.2-3 纵向加劲肋中的切口

(2) 长度  $l$  不应超过：

对受压时的扁平加劲肋： $l \leq 6t_{\min}$ ；

对受压时的其它加劲肋： $l \leq 8t_{\min}$ ；

对不受压的加劲肋： $l \leq 15t_{\min}$ 。

其中： $t_{\min}$  为较薄板的厚度

(3) 当  $\sigma_{x.Ed} \leq \sigma_{x.Rd}$  和  $l \leq 15t_{\min}$  时，(2) 中受压加劲肋  $l$  的限值可通过  $\sqrt{\frac{\sigma_{x.Rd}}{\sigma_{x.Ed}}}$  增加。

$\sigma_{x.Ed}$  为切口处的压应力。

(4) 横向加劲肋中切口的尺寸应如图 7.9.2-4 所示。

(5) 靠近切口处的全腹板应抵抗剪力  $V_{Ed}$ ：

$$V_{Ed} = \frac{I_{net}}{e} \frac{f_{dk}}{\gamma_{M0}} \frac{\pi}{b_G} \quad (7.9.2-5)$$

式中： $I_{net}$  为加劲肋净截面的抗弯惯性矩；

$e$  为翼缘板到净截面中性轴的距离，见图 7.9.2-4；

$b_G$  为翼缘之间横向加劲肋的长度。

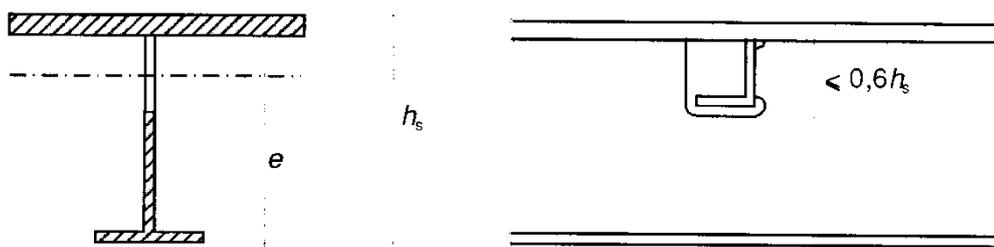


图 7.9.2-4 横向加劲肋中的切口

### 7.9.3 剪力

#### 1 刚性端部支承

(1) 刚性端部支承(图 7.5.3-1)应作为一个支承加劲肋, 抵抗支承反力(见图 7.9.2-3), 也应设计成一个抵抗腹板平面内纵向面内应力的短柱。

#### 条文说明

支座移动的偏心效应参见本规范\*\*\*\*章。

(2) 一个刚性的端支承应包括两侧长度为  $h_w$  的横向加劲肋形成短梁的翼缘, 见图 7.5.3-2 (b), 加劲肋之间的腹板形成短柱的腹板。或刚性端支承采用轧制截面, 连接在腹板的端头, 如图 7.9.3-1 所示。

(3) 每个双侧布置的加劲肋由平板组成, 平板的面积不能小于  $4h_w t^2 / e$ ,  $e$  为加劲肋中线之间的距离, 且满足  $e > 0.1h_w$ , 见图 7.5.3-2 (b)。如果采用轧制截面作为刚性端部支承, 则绕垂直于腹板的水平轴的截面模量不能小于  $4h_w t^2$ 。

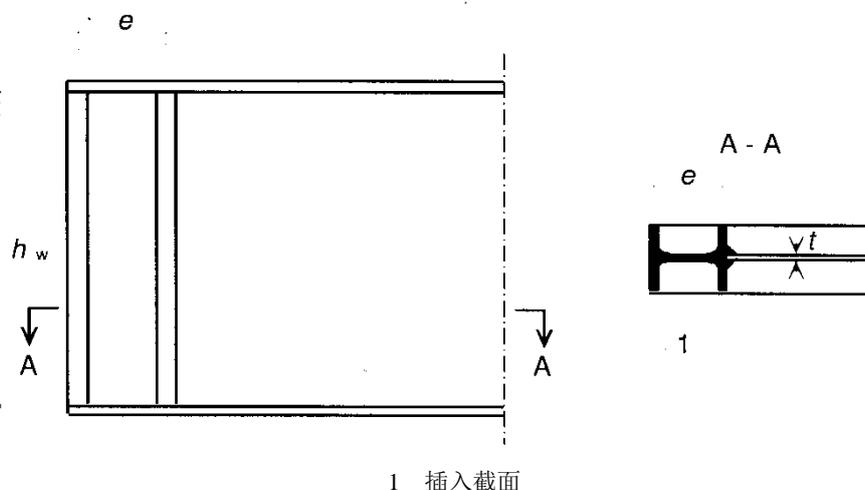


图 7.9.3-1 轧制截面形成刚性端支承

(4) 梁端约束也采用另一种方法, 当板块设计成非刚性端部约束时, 一个两侧布置的加劲肋和靠近支座的竖向加劲肋以便抵抗最大剪力。

## 2 作为非刚性端支承的加劲肋

(1) 非刚性端支承可采用一个沿腹板两侧对称布置的加劲肋来形成, 如图 7.5.3-1 (c)。也可看成是梁端的抵抗支承反力的支承加劲肋。

## 3 中间横向加劲肋

(1) 作为内部腹板板块的刚性支承, 中间横向加劲肋要满足强度和刚度的要求。

(2) 当采用柔性横向加劲肋时, 刚度要按照 7.5.3.5 计算  $k_{\tau}$ 。

(3) 中间加劲肋的有效截面作为腹板板块的刚性支承, 其面积的最小抗弯惯性矩应满足:

若  $a/h_w < \sqrt{2}$  时:

$$I_{st} \geq 1.5h_w^3t^3/a^2 \quad (7.9.3-1)$$

若  $a/h_w \geq \sqrt{2}$  时:

$$I_{st} \geq 0.75h_wt^3 \quad (7.9.3-2)$$

## 条文说明

附注: 根据 7.9.2.1 (3), 中间刚性加劲肋可设计成轴向力等于  $\left( V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} f_{yw} h_w t / (\sqrt{3} \gamma_{M1}) \right)$ , 当

剪力变化时, 应检算距离最大剪力  $0.5h_w$  位置处的剪力。

## 4 纵向加劲肋

如果应力分析中要考虑纵向加劲肋, 则应检算正应力作用下的横截面抗力。

## 5 焊缝

(1) 如果  $V_{Ed}$  不超过  $\chi_w f_{dw} h_w t / (\sqrt{3})$ , 腹板和翼缘板之间的焊缝要根据名义剪力流  $V_{Ed} / h_w$  设计。如果  $V_{Ed}$  超过  $\chi_w f_{dw} h_w t / (\sqrt{3})$ , 翼缘和腹板之间的焊缝应按剪力流  $\eta f_{dw} h_w t / (\sqrt{3})$  设计。

(2) 在其它所有工况下, 焊缝应设计成能传递纵向和横向力的组合截面, 并考虑分析方法 (弹/塑性) 和二阶效应。

### 7.9.4 横向荷载

- (1) 如果一个非加劲板的设计抗力不足，应提供横向加劲肋。
- (2) 在剪力和横向力（见 7.9.3.3 (3)）作用下的横向加劲肋的面外屈曲应根据本规范第 6 章确定，采用屈曲曲线  $c$ 。当两端采用固定约束时，侧向屈曲长度  $l$  不应小于  $0.75h_w$ ，如果端部约束弱一点，侧向屈曲长度  $l$  可取大一点。如果加载端的加劲肋有切口，应检算该端的截面抗力。
- (3) 对采用单侧加劲肋和非对称的加劲肋，导致的偏心应按照本规范\*\*\*\*章考虑。如果假定的加劲肋要为受压翼缘提供侧向约束，它们应满足侧向扭转屈曲要求的刚度和强度。

## 7.10 应力折减法

7.10.1 应力折减法可用于确定加劲板和非加劲板的应力极限。

### 条文说明

- 1 本方法是第 7.4~7.7 节中方法外的另一种方法， $\sigma_{x.Ed}$ 、 $\sigma_{z.Ed}$  和  $\tau_{Ed}$  共同作用，截面最弱板块的应力极限控制整个截面的抗力
- 2 应力极限也可用于确定等效有效面积。各个城市可给出该方法的应用限制。

7.10.2 对  $\sigma_{x.Ed}$ 、 $\sigma_{z.Ed}$  和  $\tau_{Ed}$  共同作用的加劲板和非加劲板，可假定为第 3 类截面，这里：

$$\frac{\rho\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1 \quad (7.10.1-1)$$

其中： $\alpha_{ult,k}$  是在设计荷载下，达到板最不利临界点抗力特征值的最小荷载放大系数；

$\rho$  为取决于的板宽厚比  $\bar{\lambda}_p$  的折减系数，以便考虑板屈曲，参见附注 (5)。

$\gamma_{M1}$  为用于该方法的分项系数。

7.10.3 板的宽厚比  $\bar{\lambda}_p$  应取自于：

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \quad (7.10.3-1)$$

$\alpha_{cr}$  是板在全应力场的情况下，设计荷载达到弹性屈曲临界荷载时的最小放大倍数，见 (6)。

### 条文说明

1 若要计算整个应力场的  $\alpha_{cr}$ ，加劲板可采用第 7.4 和第 7.5 节的条文模拟，不考虑 7.5.3.4 中纵向加劲肋面积的抗弯惯性矩的折减。

2 当对一个板块和其子板块作为一个整体确定  $\alpha_{cr}$  时，对子板块和整个板块要分别进行检算。

**7.10.4** 确定  $\alpha_{ult,k}$  时，屈服准则可用于抗力：

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_d} \right)^2 + \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_d} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_d} \right) \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_d} \right) + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_d} \right)^2 \quad (7.10.4-1)$$

其中： $\sigma_{x,Ed}$ 、 $\sigma_{z,Ed}$  和  $\tau_{Ed}$  为在极限状态下的应力场分量。

### 条文说明

采用 (7.10.3) 时假定，屈服发生时达到抗力，而没有板的屈曲。

**7.10.5** 折减系数  $\rho$  可采用以下任一个方法得到：

(1) 下列折减系数的最小值：

$\rho_x$  为对纵向应力的折减系数，从 7.4.5.4 中得到，考虑类似于柱行为；

$\rho_z$  为对横向应力的折减系数，从 7.4.5.4 中得到，考虑类似于柱行为；

$\chi_w$  对剪应力的折减系数，从 7.5.2.1 中得到。

每次计算宽厚比  $\bar{\lambda}_p$  都要根据 (7.10.2)。

### 条文说明

1 该方法导致的检算公式为：

$$a) \quad \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_d} \right)^2 + \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_d} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_d} \right) \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_d} \right) + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_d} \right)^2 \leq \rho^2 \quad (7.10.5-1)$$

2 对横向应力确定  $\rho_z$  时，需要采用第 7.4 节正应力  $\sigma_x$  应施加到 z 方向的  $\sigma_z$ ，为了一致性不采用第 7.6 节。

(2) 在 a) 公式中， $\rho_x$ ， $\rho_z$  和  $\chi_w$  之间采用一个通过  $\alpha_{ult,k}$  的差值函数。

附注：该方法导致的检算格式为：

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_d} \right)^2 + \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_d} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_d} \right) \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_d} \right) + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_d} \right)^2 \leq 1 \quad (7.10.5-2)$$

### 条文说明

1 因为检算公式 (7.10.3), (7.10.4) 和 (7.10.5) 包括一个剪力、弯矩、轴力和横向力之间的耦合, 第 7.7 节不能用。

2 当板块既有拉应力又有压应力时, 方程 (7.10.4) 和 (7.10.5) 只能用于受压部分。

**7.10.6** 当整个应力场的  $\alpha_{cr}$  值不可用, 只有应力场  $\sigma_{x,Ed}$ ,  $\sigma_{z,Ed}$  和  $\tau_{Ed}$  分量的  $\alpha_{cr,i}$  可用。 $\alpha_{cr}$  的值可采用下式确定:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}} \left[ \left( \frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}} \right)^2 + \frac{1-\psi_x}{2\alpha_{cr,x}^2} + \frac{1-\psi_z}{2\alpha_{cr,z}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau}^2} \right]^{1/2} \quad (7.10.6-1)$$

其中:  $\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}}$ ,  $\alpha_{cr,z} = \frac{\sigma_{cr,z}}{\sigma_{z,Ed}}$ ,  $\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr,\tau}}{\tau_{\tau,Ed}}$ ,  $\sigma_{cr,x}$ ,  $\sigma_{cr,z}$ ,  $\tau_{cr}$ ,  $\psi_x$  和  $\psi_z$  根

据第 7.4~7.6 节确定。

**7.10.7** 加劲肋和加劲板块的设计应根据第 7.9 节。

## 8 正交异性板钢桥面

### 8.1 一般规定

**8.1.1** 正交异性钢桥面在车行道的顶板厚度  $p$  最小值为 14mm，在人行道与检修道和人行桥的顶板厚度  $p$  最小值为 10mm。

**8.1.2** 正交异性钢桥面的纵肋应符合如下规定：

1 在车行道部位应采用 U 形肋、板肋、球扁钢肋和倒 T 形肋，顶宽和净间距最大值为  $22p$  或 300mm：

- (1) U 形肋高度  $h$  最小值为 260mm，厚度  $t$  最小值为 8mm；
- (2) 板肋高度  $h$  最小值为 140mm，厚度  $t$  最小值为 12mm，且  $h/t \leq 12$ ；
- (3) 球扁钢肋和倒 T 形肋高度  $h$  最小值为 140mm，腹板厚度  $t$  最小值为 11mm，且  $h/t \leq 13$ ；

2 在人行道与检修道部位和人行桥应采用 U 形肋、板肋、球扁钢肋和倒 T 形肋，顶宽和净间距最大值为  $33p$  或 400mm：

- (1) U 形肋高度  $h$  最小值为 220mm，厚度最小值为 6mm，
- (2) 板肋高度  $h$  最小值为 100mm，厚度  $t$  最小值为 8mm，且  $h/t \leq 12$ ，
- (3) 球扁钢肋和倒 T 形肋高度  $h$  最小值为 100mm，厚度  $t$  最小值为 7mm，且  $h/t \leq 14$ 。

#### 条文说明

U 形肋可采用《桥梁钢结构用 U 形冷弯型钢 (YB/T 4624)》的规格或 U 形热轧型钢；球扁钢肋可采用《热轧球扁钢 (GB/T 9945)》；本条规定适合桥面采用常规沥青混合料铺装，如桥面采用带焊钉的钢筋混凝土和超高韧性混凝土等组合面层，则可适当放宽。

**8.1.3** 正交异性钢桥面的横肋（含横隔板）应符合如下规定：

1 横肋应开孔让纵肋连续通过。常规 U 形纵肋的横肋开孔和与顶板、横肋腹板的焊接应符合图 8.1.3-1 的要求，可采用厚边 U 肋或 U 肋双面焊接；

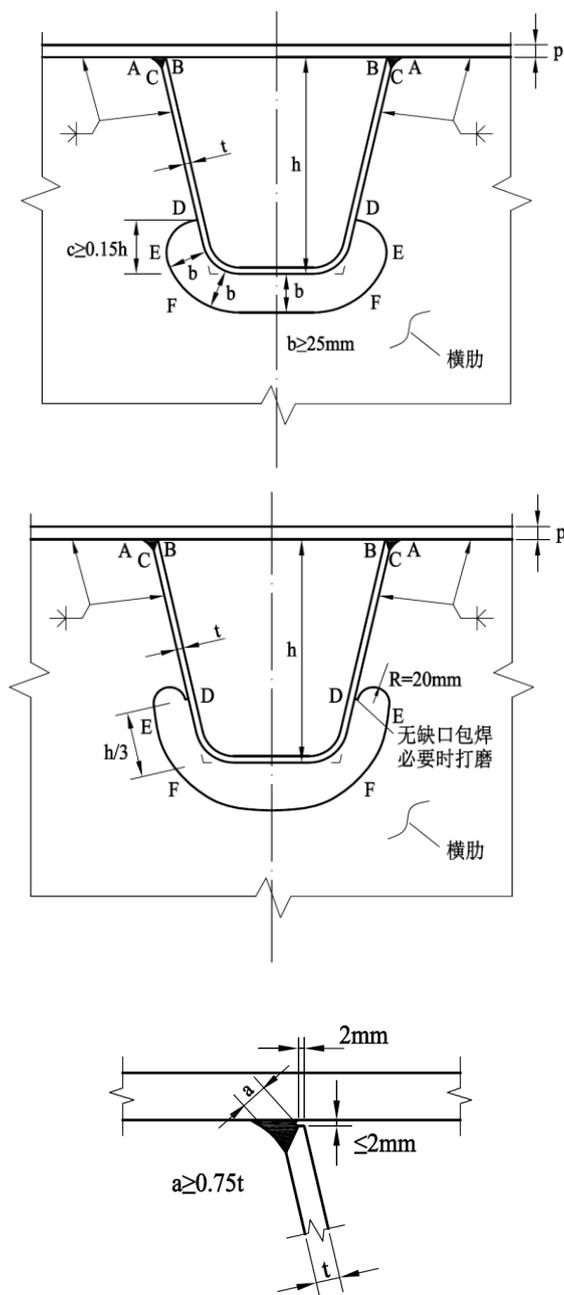


图 8.1.3-1 U 形纵肋的横肋开孔和与顶板、横肋腹板的焊接要求

2 横肋的最小高度为  $2.0h$ ，横肋腹板厚度最小值为  $8\text{mm}$ ；

3 采用 U 形纵肋的横肋间距最大值为  $4\text{m}$ ，车行道部位采用开口截面纵肋的横肋间距最大值为  $3\text{m}$ ，人行道与检修道部位和人行桥采用开口截面纵肋的横肋间距最大值为  $4\text{m}$ 。

**8.1.4** 正交异性钢桥面的工地连接接头位置应在弯矩较小的截面，顶板应采用焊接，纵肋可采用嵌补段焊接，也可采用高强度螺栓或高强环槽铆钉双面拼接；采用 U 形纵肋正交异性钢桥面的工地接头应符合图 8.1.4-1 的要求。

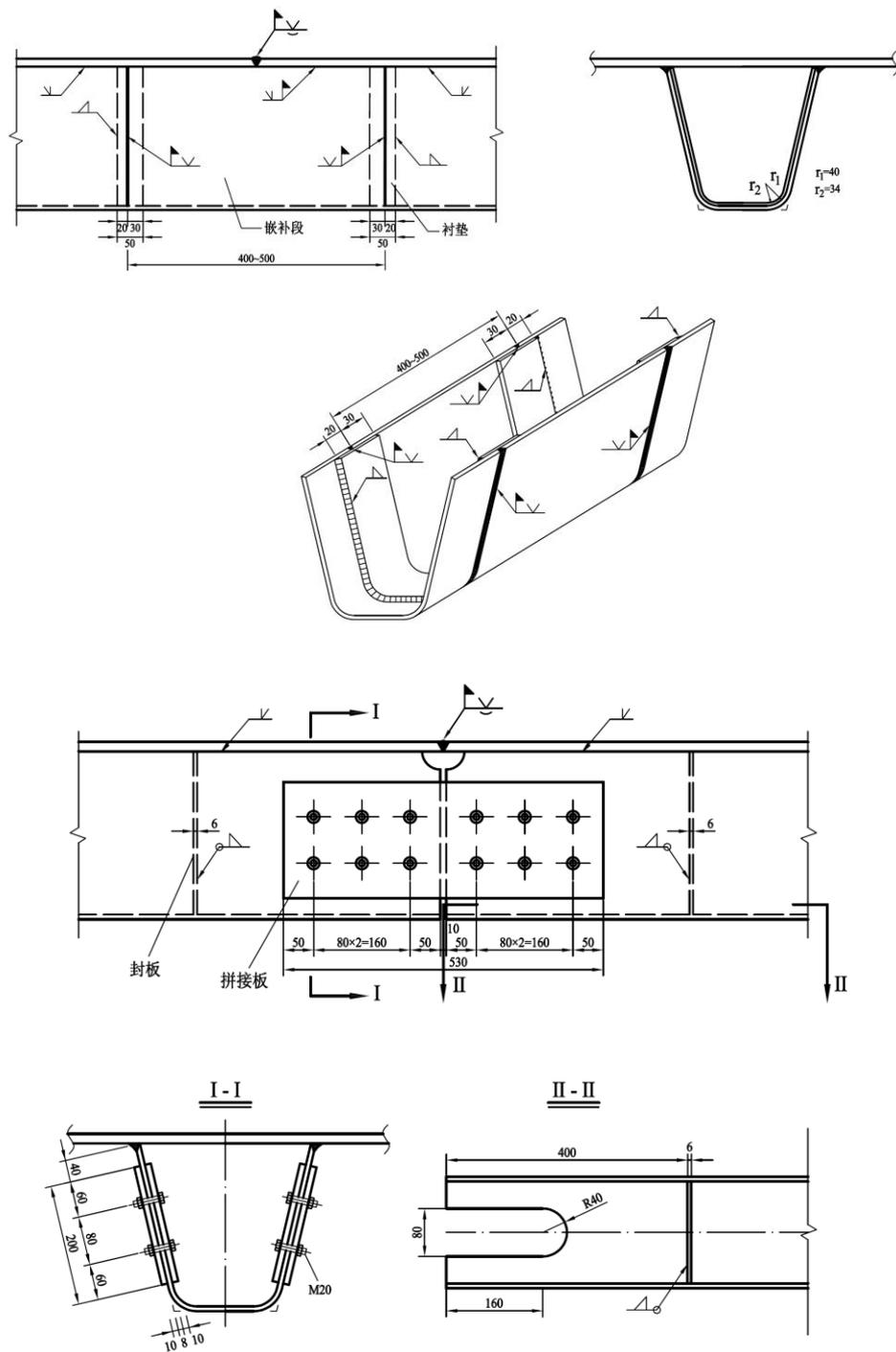


图 8.1.4-1 U形纵肋钢桥面工地焊接和栓接头要求

8.1.5 正交异性钢桥面顶板所连接的纵腹板和纵隔板、顶板纵向连接焊缝宜避开重车道的轮迹线。

条文说明

此要求综合考虑钢桥面疲劳失效和铺装失效。

## 8.2 设计强度验算

**8.2.1** 正交异性钢桥面参与全桥体系作用(如作为钢梁翼缘)时应按承载能力极限状态验算顶板及其纵肋纵向正应力 $\sigma_{o,l}$ 的设计强度,该纵向正应力可以采用全桥详细模型加载计算,也可以采用如下简化方法计算,即考虑全桥体系作用和局部体系作用的组合:

1 全桥体系作用纵向正应力 $\sigma_{g,l}$ 宜采用全桥作用不利车道荷载及其对应冲击系数的计算应力,但对跨度不大于40m的简支梁桥,宜采用城-A级车辆荷载加载;

2 局部体系作用纵向正应力 $\sigma_{l,l}$ 应采用城-A级车辆荷载的不利轮轴荷载加载,冲击系数应取1.4;

3 顶板及其纵肋组合纵向正应力 $\sigma_{o,l}$ 取如下两式计算的不利值:

$$\sigma_{o,l} = \psi \sigma_{g,l} + \sigma_{l,l} \quad (8.2.1-1)$$

$$\sigma_{o,l} = \sigma_{g,l} + \psi \sigma_{l,l} \quad (8.2.1-2)$$

$\sigma_{o,l}$ ——顶板及其纵肋组合纵向正应力;

$\sigma_{g,l}$ ——全桥体系作用纵向正应力;

$\sigma_{l,l}$ ——局部体系作用纵向正应力;

$\psi$ ——应力组合系数,如图8.2.1-1。

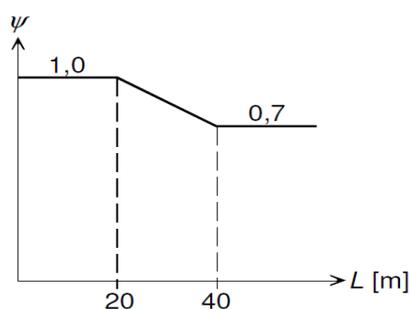


图 8.2.1-1 与跨度  $L$  相关的应力组合系数  $\psi$

### 条文说明

组合计算和系数参考 EN 1993-2。

**8.2.2** 正交异性钢桥面应按承载能力极限状态验算顶板横向正应力 $\sigma_{o,t}$ 的设计强度。

**8.2.3** 顶板及其纵肋的局部体系纵向正应力 $\sigma_{l,l}$ 和顶板横向正应力 $\sigma_{o,t}$ 可采用全桥或节段

详细模型加载计算；当采用常规 U300×280×170×8 纵肋且净间距为 300mm 时，也可采用如下简化方法计算：

$$\text{顶板最大纵向正应力 } \sigma_{l,lp\max} = 42.87K_{11}K_{12}K_{13} \quad (8.2.3-1)$$

$$\text{顶板最小纵向正应力 } \sigma_{l,lp\min} = -49.18K_{21}K_{22}K_{23} \quad (8.2.3-2)$$

$$\text{纵肋最大纵向正应力 } \sigma_{l,lr\max} = 125.81K_{31}K_{32}K_{33} \quad (8.2.3-3)$$

$$\text{纵肋最小纵向正应力 } \sigma_{l,lr\min} = -69.981K_{41}K_{42}K_{43} \quad (8.2.3-4)$$

$$\text{顶板最大横向正应力 } \sigma_{o,tp\max} = 111.58K_{51}K_{52}K_{53} \quad (8.2.3-5)$$

$$\text{顶板最小横向正应力 } \sigma_{o,tp\min} = -128.53K_{61}K_{62}K_{63} \quad (8.2.3-6)$$

其中， $K_{i1}$ 、 $K_{i2}$  和  $K_{i3}$  ( $i=1\sim 6$ ) 分别为顶板厚度系数、横肋间距系数和铺装厚度系数，如表 8.2.3-1。

### 条文说明

6 个公式的计算应力均已包含恒载作用和车辆荷载不利作用及其对应的荷载系数、冲击系数和 1.1 的重要性系数。

表 8.2.3-1 最大正应力和最小正应力系数  $K_{i1}$ 、 $K_{i2}$  和  $K_{i3}$

序号 i	参数	顶板最大纵向正应力系数 $K_{1i}$	顶板最小纵向正应力系数 $K_{2i}$	纵肋最大纵向正应力系数 $K_{3i}$	纵肋最小纵向正应力系数 $K_{4i}$	顶板最大横向正应力系数 $K_{5i}$	顶板最小横向正应力系数 $K_{6i}$
1 顶板厚度 /mm	14	1.03	1.06	1.04	1.04	1.08	1.10
	16	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	18	0.98	0.94	0.96	0.96	0.92	0.90
	20	0.96	0.89	0.93	0.93	0.85	0.82
2 横肋间距 /m	2.0	0.82	0.85	0.74	0.70	0.80	0.80
	2.5	0.92	0.93	0.88	0.84	0.91	0.91
	3.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	3.5	1.06	1.06	1.10	1.17	1.08	1.09
	4.1	1.10	1.11	1.17	1.36	1.15	1.16
3 铺装厚度	70	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	60	1.01	1.05	1.02	1.01	1.03	1.03
	50	1.03	1.10	1.04	1.03	1.07	1.06

/mm	40	1.04	1.15	1.06	1.04	1.10	1.09
	0	1.10	1.50	1.15	1.10	1.30	1.26

### 8.3 疲劳强度验算

**8.3.1** 正交异性钢桥面应采用全桥或节段详细模型按简化疲劳荷载模型加载（见 10.2.2），计算顶板及其纵肋和横肋相关部位的疲劳应力幅，验算疲劳强度；当采用常规 U300×280×170×8 纵肋且净间距为 300mm 时，也可采用如下简化方法计算疲劳应力幅：

$$\text{顶板与 U 肋焊缝疲劳应力幅 } \Delta\sigma_p = 22.55F_{11}F_{12} \quad (8.3.1-1)$$

$$\text{横肋与 U 肋腹板焊缝疲劳应力 } \Delta\sigma_r = 24.10F_{21}F_{22} \quad (8.3.1-2)$$

$$\text{横肋开孔边缘疲劳应力幅 } \Delta\sigma_t = 38.02F_{31}F_{32} \quad (8.3.1-3)$$

其中， $F_{i1}$  和  $F_{i2}$  ( $i=1\sim 3$ ) 分别为顶板厚度系数和横肋间距系数，如表 8.3.1-1。

#### 条文说明

3 个公式的计算应力幅均采用标准疲劳车加载，铺装层厚度按平均厚度 50mm 计算。

表 8.3.1-1 疲劳应力幅  $F_{i1}$  和  $F_{i2}$

序号 i	参数	顶板与 U 肋焊缝疲劳应力幅系数 $F_{1i}$	横肋与 U 肋腹板焊缝疲劳应力幅系数 $F_{2i}$	横肋开孔边缘疲劳应力幅系数 $F_{3i}$
1 顶板厚度/mm	14	1.23	1.00	1.00
	16	1.00	1.00	1.00
	18	0.83	1.00	1.00
	20	0.71	1.00	1.00
2 横肋间距/m	2.0	1.05	0.73	0.86
	2.5	1.03	0.87	0.93
	3.0	1.00	1.00	1.00
	3.5	1.00	1.14	1.03
	4.1	0.99	1.28	1.05

## 9 节点与连接

### 9.1 一般规定

**9.1.1** 连接可采用焊接、螺栓连接和铆钉连接，并应符合以下规定：

1 板件间的连接应优先选用焊接，杆件或梁段之间的连接可选用焊接、螺栓或焊接与螺栓的混合连接。

2 螺栓连接可分为普通螺栓连接和高强度螺栓连接。对主要受力结构，应采用高强度螺栓摩擦型连接；对次要构件、结构构造性连接和临时连接，可采用普通螺栓连接。

3 必要时可采用铆钉连接。

**9.1.2** 接头处各杆件轴线宜相交于一点。不能交于一点时，应考虑偏心的影响。

**9.1.3** 焊接和高强度螺栓摩擦型连接同时并存的连接应慎用，当必须使用时，其所采用的工艺应保证接触面不变形，该混合连接所传递的力，由两种连接按各自的承载力依比例分担，且使混合接头的内力设计值不大于其二者承载力总和的 90%。

### 9.2 焊缝连接

#### 9.2.1 一般规定

1 焊接材料应与母材相适应。当不同强度的钢材连接时，可采用与较低强度钢材牌号相适应的焊接材料。

2 设计中不得任意加大焊缝，宜避免焊缝立体交叉、重叠和过分集中。焊缝宜对称布置于杆件的轴线。

3 焊件厚度大于 20mm 的角接头，应采用不易引起层状撕裂的焊接接头构造。

4 焊接顺序的设计宜减小周边构件对焊件的约束。

**9.2.2** 焊缝应根据结构的重要性、荷载特性、焊缝形式、工作环境以及应力状态等情况，按以下原则分别选用不同的质量等级：

1 在需要进行疲劳计算的构件中，凡对接焊缝均应焊透，其质量等级为：

1) 作用力垂直于焊缝长度方向的横向对接焊缝或 T 形对接与角接组合焊缝，受拉时应为一级，受压时不应低于二级；

2) 作用力平行于焊缝长度方向的纵向对接焊缝不应低于二级。

2 不需要验算疲劳的构件中，凡要求与母材等强的对接焊缝应予焊透，其质量等级当受拉时不应低于二级，受压时不宜低于二级。

3 不要求焊透的 T 形接头采用的角焊缝或部分焊透的对接与角接的组合焊缝，以及搭接连接采用的角焊缝，其质量等级为：

1) 对承受动力荷载且需要验算疲劳的结构，焊缝质量等级不应低于二级；

2) 对其他结构, 焊缝质量等级可为三级。

### 9.2.3 角焊缝 $h_f$ 尺寸应符合以下规定:

1 对搭接角焊缝, 当钢板厚度小于 8mm 时, 最大尺寸应取较薄钢板的厚度; 当材料厚度大于或等于 8mm 时, 最大尺寸应取较薄钢板的厚度减去 2mm。

2 对角接和 T 形连接角焊缝, 最小尺寸按表 9.2.3-1 的规定取用, 同时焊缝最大尺寸不应超过较薄连接部件厚度的 1.2 倍。

3 对不开坡口的角焊缝的最小长度, 自动焊及半自动焊不宜小于焊缝厚度的 15 倍, 手工焊不宜小于 80mm。

表 9.2.3 不开坡口角焊缝的焊脚最小尺寸

板中之较大厚度 (mm)	不开坡口角焊缝的焊脚最小尺寸 (mm)
$\leq 20$	6
$> 20$	8

9.2.4 用于受力连接的角焊缝, 两焊角边的夹角应在  $60^\circ$  至  $120^\circ$  间, 且宜采用  $90^\circ$  直角角焊缝。而部分焊透的对接和 T 形对接与角接组合的角焊缝, 其两焊角边的夹角可小于  $60^\circ$ ; 但应详细注明坡口细节 (图 9.2.4)。

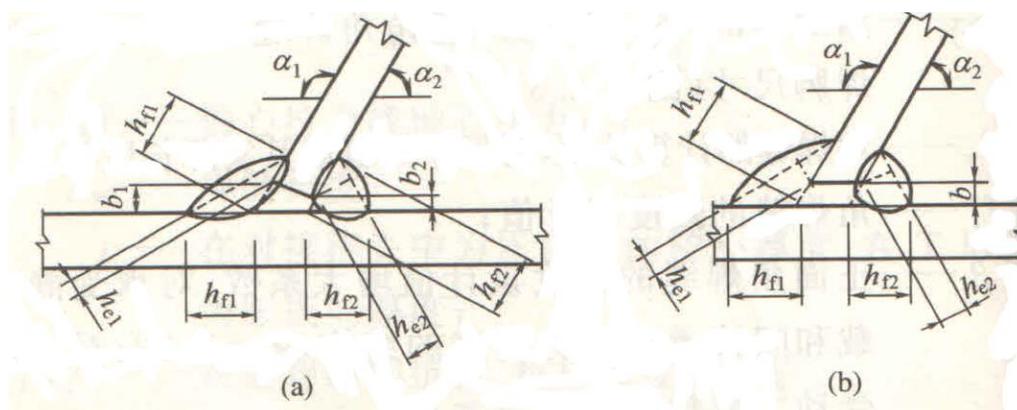


图 9.2.4 T 形接头角焊缝坡口细节

9.2.5 角焊缝的焊脚边比例宜为 1:1。当焊件厚度不等时, 可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, 应满足本规范第 9.2.3 条的要求。在承受动荷载的结构中, 角焊缝焊脚边比例, 对正面角焊缝宜为 1:1.5 (长边顺内力方向); 对侧面角焊缝可为 1:1。角焊缝表面应做成凹形或直线形。

9.2.6 主要受力构件不得采用断续角焊缝。

9.2.7 次要构件或次要焊缝连接采用断续角焊缝时应符合以下规定:

1 当部件受压时, 其相邻两焊缝在端与端之间的净距均不得大于按较薄部件厚度的 12 倍或 240mm; 当部件受拉时, 不得大于按较薄部件厚度的 16 倍或 360mm。

2 当焊缝用于连接加劲肋和一受压或受剪的板或其它部件时, 焊缝间的净距不得大于

加劲肋间距的四分之一。

3 布置在同一直线上的间断焊缝，在其所连部件的每一端均应设置焊段。

4 在拼合构件中，板件用间断焊缝连接时，在其板件端部每一边所布置的焊缝长度均不应小于该处最窄板件厚度的四分之三。

**9.2.8** 杆件与节点板的连接焊缝宜采用两面侧焊（见图 9.2.8-1），也可用三面围焊（见图 9.2.8-2）。承受静荷载的结构宜采用两面侧焊，承受动荷载的结构宜采用围焊。围焊的转角处必须连续施焊。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 9.2.8-1）。

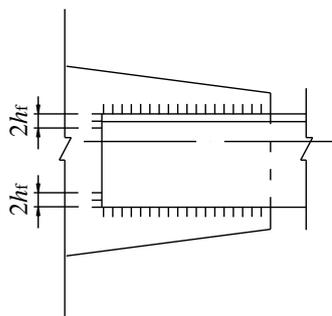


图 9.2.8-1 杆件与节点板连接的两面侧焊及焊件端部的绕焊

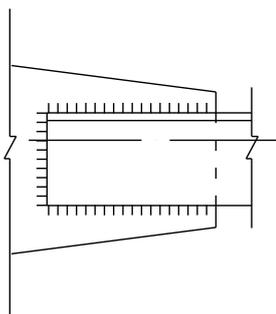


图 9.2.8-2 杆件与节点板连接的三面围焊

**9.2.9** 连接部件相互搭接长度不应小于最薄部件厚度的 5 倍，且各部件均应用两道横向焊缝相连。

**9.2.10** 采用焊接相连的两部件，当用厚度小于焊脚长度的填板隔开时，连接所用焊缝的焊脚尺寸应按填板厚度加大，填板边缘应与所连部件边缘齐平。当填板厚度不小于焊脚时，在填板和各部件之间均应采用能传递设计荷载的焊缝相连。

**9.2.11** 受力构件焊接不得采用圆孔和槽口塞焊，必要时应采用特殊的坡口并制定专门的焊接工艺。

**9.2.12** 各种形式焊缝的有效计算厚度 $h_e$ ，应按以下规定采用：

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

2 直角角焊缝的有效厚度 $h_e$ 采用焊脚尺寸 $h_f$ 的0.7倍(见图9.2.12-1)。

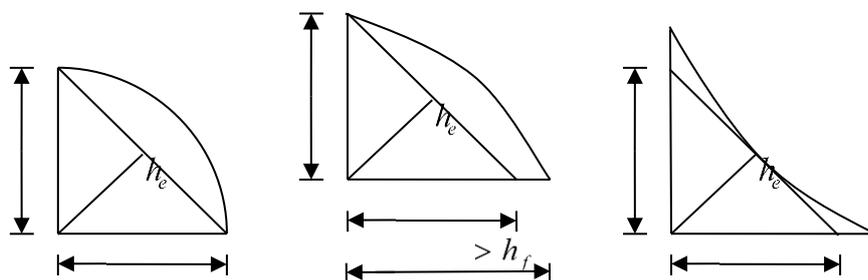


图 9.2.12-1 直角角焊缝截面图

3 斜角角焊缝的有效厚度取为(见图9.2.12-2):

$$h_e = h_f \cos \frac{\theta}{2} \quad (\theta \geq 60^\circ \text{时}) \quad (9.2.12-1)$$

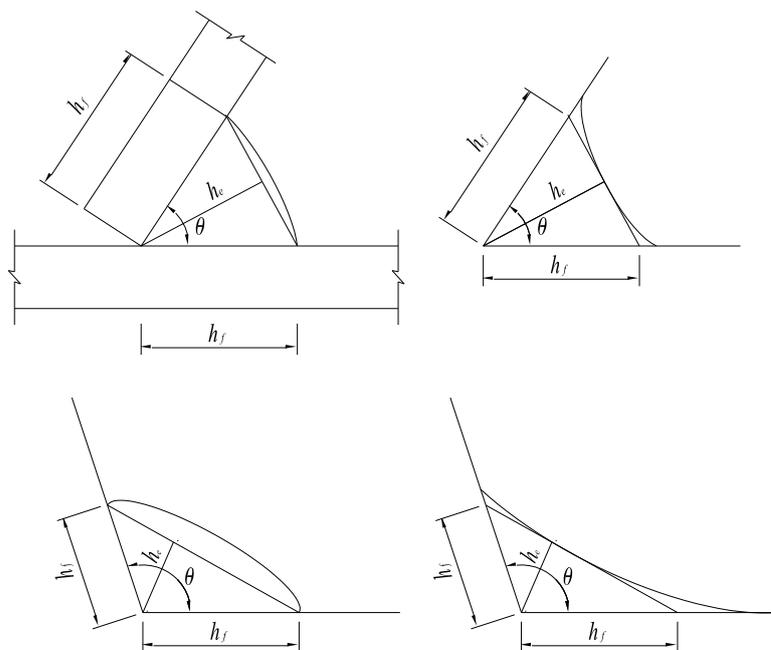
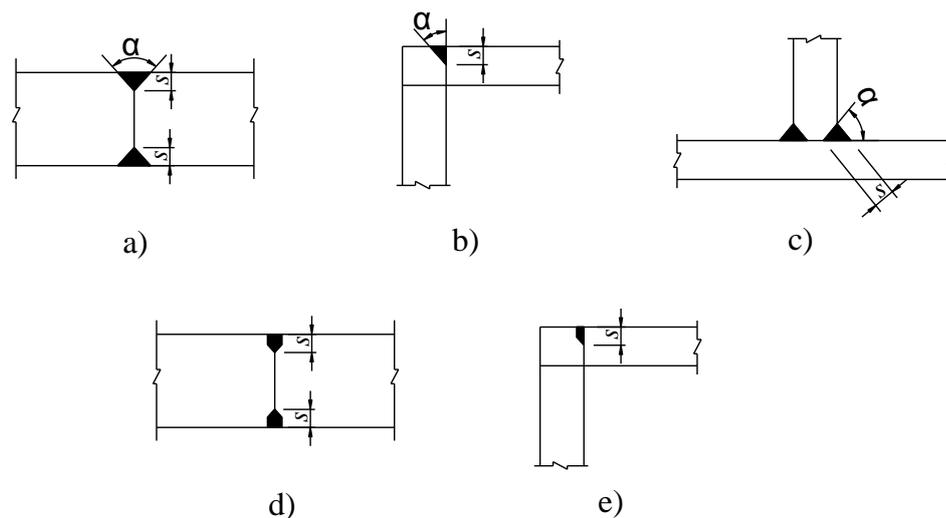


图 9.2.12-2 斜角角焊缝截面图

4 部分焊透焊缝设计应规定熔深尺寸。部分焊透的对接焊缝的有效厚度取为(见图9.2.12-3): 坡口角度 $\alpha \geq 60^\circ$   $\alpha \geq 60^\circ$ 的V形坡口、U形坡口、J形坡口,  $h_e = s$ ; 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。



a)、b)、c) V形坡口；d) U形坡口；e) J形坡口

图 9.2.12-3 部分焊透的对接焊缝截面图

**9.2.13** 各种形式焊缝计算的有效长度  $l_w$  应按以下规定采用：

1 采用引弧板施焊的焊缝，其计算长度应取焊缝的实际长度；未采用引弧板时，应取实际长度减去  $2h_f$ 。

2 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  $60h_f$ 。当计算长度大于上述的数值时，其超过部分在计算中可不予考虑。在全长范围内均传递内力的焊缝，其计算长度可不受此限。

3 侧面角焊缝或正面角焊缝的计算长度不得小于  $8h_f$ 。

4 当搭接接头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  $16t$  ( $t \geq 12\text{mm}$ ) 或  $200\text{mm}$  ( $t < 12\text{mm}$ )， $t$  为较薄焊件的厚度。

**9.2.14** 垂直于构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。焊缝宜双面施焊，坡口边缘应进行机械加工。

**9.2.15** 在对接焊缝的拼接处，当焊件宽度不等或厚度相差  $4\text{mm}$  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 1:5 的斜角；当厚（或宽）差不超过  $4\text{mm}$  时，可采用焊缝表面斜度来过渡。

**9.2.16** 不得采用间断对接焊。部分焊透对接焊不得用于传递拉力，也不得用于传递绕焊缝纵轴的弯矩。

**9.2.17** 接焊缝或对接与角接组合焊缝的强度计算应符合以下规定：

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

$$\gamma_0 \sigma = \frac{\gamma_0 N_d}{l_w t} \leq f_{td}^w \text{ 或 } f_{cd}^w \quad (9.2.17-1)$$

式中： $N_d$  ——轴心拉力或轴心压力设计值；

$l_w$  ——焊缝计算长度；

$t$  ——在对接接头中为连接件的较小厚度；在 T 形接头中为腹板的厚度；

$f_{td}^w$ 、 $f_{cd}^w$  ——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值。

2 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或对接与角接组合焊缝，应分别计算其法向应力  $\sigma$  和剪应力  $\tau$ 。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：

$$\gamma_0 \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1 f_{td}^w \quad (9.2.17-2)$$

式中： $f_{td}^w$  ——对接焊缝的抗拉强度设计值。

**9.2.18 直角角焊缝的强度计算应满足以下要求（见图 9.2.18-1）：**

1 在通过焊缝形心的拉力、压力或剪力的作用下：

正面角焊缝（作用力垂直于焊缝长度方向）：

$$\gamma_0 \sigma_f = \frac{\gamma_0 N_d}{h_e l_w} \leq f_{fd}^w \quad (9.2.18-1)$$

侧面角焊缝（作用力平行于焊缝长度方向）：

$$\gamma_0 \tau_f = \frac{\gamma_0 N_d}{h_e l_w} \leq f_{fd}^w \quad (9.2.18-2)$$

2 在各种力综合作用下：

$$\gamma_0 \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_1 + \tau_2)^2} \leq \sqrt{3} f_{fd}^w \quad (9.2.18-3)$$

式中： $\sigma$  ——垂直于焊缝有效厚度截面（ $h_e l_w$ ）的正应力（见图 9.2.18-1）；

$\tau_1$  ——垂直于焊缝长度方向并作用在焊缝有效厚度截面内的剪应力；

$\tau_2$ ——平行于焊缝长度方向并作用在焊缝有效厚度截面内的剪应力。

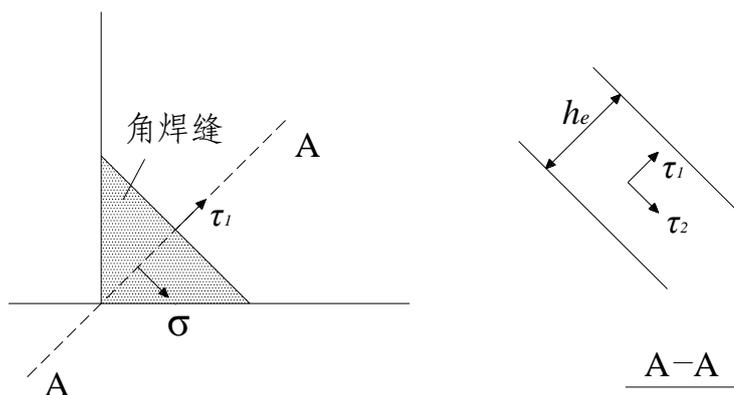


图 9.2.18-1 角焊缝应力状况

9.2.19 斜角角焊缝和部分焊透的对接焊缝，应采用直角角焊缝的计算方法。

### 9.3 螺栓和铆钉连接

9.3.1 栓、钉连接应符合以下规定：

- 1 当型钢构件拼接采用高强度螺栓连接时，其拼接件宜采用钢板。
- 2 沉头和半沉头铆钉不得用于沿其杆轴方向受拉的连接。

9.3.2 被拼接部件的两面都应有拼接板，拼接板的配置应使杆件能传递截面各部分所分担的作用。

9.3.3 螺栓或铆钉应对称于构件的轴线布置。螺栓或铆钉的间距应符合表 9.3.3-1 的规定。  
(适用范围明确下，耐候钢不一样)

表 9.3.3-1 螺栓或铆钉的容许间距

尺寸名称	方向	构件应力种类	容许间距	
			最大	最小
栓、钉中心间距	沿对角线方向	拉力或压力	——	2.5 $d_0$
	靠边行列		$7d_0$ 和 $16t$ 的较小者	
	中间行列		$24t$	
	垂直内力方向	拉力	$24t$	
		压力	$16t$	

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  $32t$  中的较小者。

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心间距，对受压或受压—拉构件规定为  $40r$ ，不应大于  $160\text{mm}$ ；对受拉构件规定为  $80r$ ，不应大于  $240\text{mm}$ 。其中  $r$  为一个角钢或槽钢平行于垫板或垫圈所在平面轴线的回转半径。

**9.3.4** 栓、钉中心顺内力方向或沿螺栓对角线方向至边缘的最大距离应不大于  $8t$  或  $120\text{mm}$  的较小者， $t$  是栓或铆各部分外侧钢板或型钢厚度（mm）；顺内力方向或沿螺栓对角线方向至边缘的最小距离应不小于  $1.5d_0$ ，垂直内力方向应不小于  $1.3d_0$ ， $d_0$  为栓或钉孔的直径。

**9.3.5** 位于主要构件上的螺栓或铆钉直径，应不大于角钢肢宽的  $1/4$ 。

**9.3.7** 铆钉最大铆合的厚度不宜大于钉孔直径的  $4.5$  倍。当用双铆钉枪、冲击式风顶或马蹄形铆钉机铆合时，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  $2\text{mm}$ ，铆钉数量应增加  $1\%$ 。

**9.3.8** 受力构件节点上连接的栓、钉数量和构造应符合以下规定：

1 受力构件在节点连接的螺栓（或铆钉）或接头一边的螺栓（或铆钉），最少数量：

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

2 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。

3 螺栓（或铆钉）连接接头的栓（或钉）数量，对主桁架杆件或板梁翼缘宜按与被连接杆件等强度的要求进行计算；对联结和次要受力构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。

4 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，可按被连接构件承载力的  $50\%$  计算。在同一接头中，允许螺栓或铆钉与焊缝同时采用，不得按共同受力计算。

5 当出现以下情况时，轴向受力构件连接板上的栓（或钉）数量应予以增大：

- 1) 构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构件的肢仅有一面有拼接板时，其栓（或钉）总数应增大  $10\%$ ；
- 2) 对铆接构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%；

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

### 9.3.9 普通螺栓、锚栓和铆钉连接应按以下规定计算：

1 在普通螺栓或铆钉受剪的连接中，每个普通螺栓或铆钉的承载力设计值应取受剪和受压承载力设计值中的较小者。

1) 普通螺栓和铆钉的受剪承载力设计值应分别按式 (9.3.9-1) 和 (9.3.9-2) 计算：

$$N_{vd}^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_{vd}^b \quad (9.3.9-1)$$

$$N_{vd}^r = n_v \frac{\pi d_0^2}{4} f_{vd}^r \quad (9.3.9-2)$$

2) 普通螺栓和铆钉的承压承载力设计值应分别按式 (9.3.9-3) 和 (9.3.9-4) 计算：

$$N_{cd}^b = d \sum t \cdot f_{cd}^b \quad (9.3.9-3)$$

$$N_{cd}^r = d_0 \sum t \cdot f_{cd}^r \quad (9.3.9-4)$$

式中： $n_v$ ——受剪面数目；

$d$ ——螺栓杆直径；

$d_0$ ——铆钉孔直径；

$\sum t$ ——在不同受力方向中各个受力方向承压构件总厚度的较小值；

$f_{vd}^b$ 、 $f_{cd}^b$ ——螺栓的抗剪和承压强度设计值；

$f_{vd}^r$ 、 $f_{cd}^r$ ——铆钉的抗剪和承压强度设计值。

2 在普通螺栓、锚栓或铆钉杆轴方向受拉的连接中，每个普通螺栓、锚栓或铆钉的承载力设计值应分别按式 (9.3.9-5)、(9.3.9-6) 和 (9.3.9-7) 计算：

$$N_{td}^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_{td}^b \quad (9.3.9-5)$$

$$N_{td}^a = \frac{\pi d_e^2}{4} f_{td}^a \quad (9.3.9-6)$$

$$N_{td}^r = \frac{\pi d_0^2}{4} f_{td}^r \quad (9.3.9-7)$$

式中： $d_e$ ——螺栓或锚栓在螺纹处的有效直径；

$f_{td}^b$ 、 $f_{td}^a$ 、 $f_{td}^r$ ——普通螺栓、锚栓和铆钉的抗拉强度设计值。

3 同时承受剪力和杆轴方向拉力时，普通螺栓应满足公式（9.3.9-8）和（9.3.9-9）的要求，铆钉应满足公式（9.3.9-10）和（9.3.9-11）的要求：

$$\text{普通螺栓} \quad \gamma_0 \sqrt{\left(\frac{N_v}{N_{vd}^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_{td}^b}\right)^2} \leq 1 \quad (9.3.9-8)$$

$$\gamma_0 N_v \leq N_{cd}^b \quad (9.3.9-9)$$

$$\text{铆钉} \quad \gamma_0 \sqrt{\left(\frac{N_v}{N_{vd}^r}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_{td}^r}\right)^2} \leq 1 \quad (9.3.9-10)$$

$$\gamma_0 N_v \leq N_{cd}^r \quad (9.3.9-11)$$

式中： $N_v$ 、 $N_t$ ——某个普通螺栓或铆钉所承受的剪力和拉力设计值；

$N_{vd}^b$ 、 $N_{td}^b$ 、 $N_{cd}^b$ ——一个普通螺栓的受剪、受拉和承压承载力设计值；

$N_{vd}^r$ 、 $N_{td}^r$ 、 $N_{cd}^r$ ——一个铆钉的受剪、受拉和承压承载力设计值。

9.3.10 高强度螺栓摩擦型连接应按以下规定计算：

1 在抗剪连接中，一个高强度螺栓的承载力设计值应按下式计算：

$$N_{vd}^b = 0.9n_f \mu P_d \quad (9.3.10-1)$$

式中： $n_f$ ——传力摩擦面数目；

$P_d$ ——一个高强度螺栓的预拉力；

$\mu$ ——摩擦面的抗滑移系数，除另有试验值外， $\mu$ 值按表 9.3.10-1 取值。

表 9.3.10-1 摩擦面的抗滑移系数设计值

在连接处构件接触面的分类	$\mu$
没有浮锈且经喷丸处理或喷铝的表面	0.45
涂抗滑型无机富锌漆的表面	0.45
没有轧钢氧化皮和浮锈的表面	0.45
喷锌的表面	0.40
涂硅酸锌漆的表面	0.35
仅涂防锈底漆的表面	0.25

- 2 在螺栓杆轴方向受拉的连接中，一个高强度螺栓的承载力设计值根据下式取值：

$$N_{td}^b = 0.8P_d \quad (9.3.10-2)$$

- 3 当高强度螺栓摩擦型连接同时承受摩擦面间的剪力和螺栓杆轴方向的外拉力时，应符合以下规定：

$$\gamma_0 \left( \frac{N_v}{N_{vd}^b} + \frac{N_t}{N_{td}^b} \right) \leq 1 \quad (9.3.10-3)$$

式中： $N_v$ 、 $N_t$ ——一个高强度螺栓所承受的剪力和拉力设计值；

$N_{vd}^b$ 、 $N_{td}^b$ ——一个高强度螺栓的受剪、受拉承载力设计值。

### 9.3.11 补充环槽铆钉计算方法和规定。

## 9.4 销铰

9.4.1 销铰的接头作用力应按被连接杆件的实际内力计算。对受压或受拉的销铰构件，均应按扣除销孔的净截面计算。节点销子应计算孔壁承压应力，当销子的长度大于直径的两倍时，对承受挠曲的销子可按简支梁进行计算（见图 9.4.1-1），并假定各集中力作用在与销子相接触的各板条的轴线上。销铰接头若承受风载和不对称荷载作用，应计及其影响。

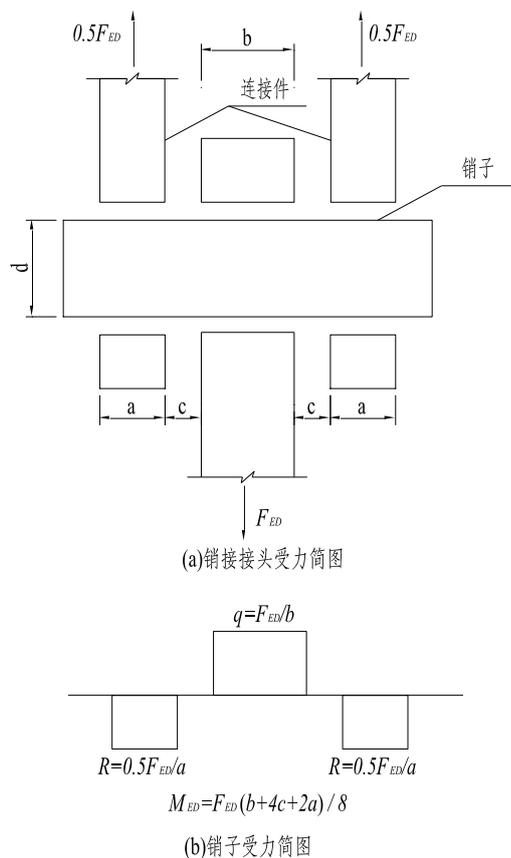


图 9.4.1-1 销接计算图示

9.4.2 销接头中，带销孔的受拉构件，其销孔各部尺寸应满足以下规定：

- 1 垂直杆轴方向并通过销孔中心的净截面积应比构件计算所需的净截面大 40%；
- 2 由杆端到销孔边的截面积不应小于构件计算的截面积。
- 3 当销钉直径小于或等于 12mm 时，销钉孔直径与销钉直径之差不得大于 0.5mm；当钉直径大于 12mm 时，销钉孔直径与销钉直径之差不得大于 0.8mm。
- 4 销子精加工部分的长度，应比被连接的杆件两外侧面间的距离长 6mm 以上。销子的两端应使用帽形螺母或带垫圈的螺母。

## 10 疲劳设计

### 10.1 一般规定

#### 10.1.1 疲劳设计要求

- 1 构件必须进行疲劳设计，以保证其能够满足预定可靠度下的全寿命周期性能要求。
- 2 以下情况应采用疲劳试验：确定本规范中未涉及的构造细节的疲劳强度；确定模型结构在实际荷载或等效损伤荷载下的疲劳寿命。
- 3 本规范给出的疲劳设计方法依据荷载效应和疲劳强度的对比，其中疲劳荷载应依据本规范内包含的疲劳强度参数确定。
- 4 疲劳荷载依据疲劳设计的要求确定，与承载能力极限状态和使用性能极限状态验算的荷载不同。

#### 条文说明

桥梁使用过程中疲劳裂纹的出现并不意味着使用寿命达到。应对裂纹进行修补，且应特别注意修补可能导致的不利现象。

- 5 本规范疲劳设计主要针对城市常用的钢箱梁桥、钢板组合梁桥，其它形式桥梁可参考相关规范。

#### 10.1.2 疲劳设计方法

- 1 疲劳设计应根据安全寿命法进行，以保证使用期内构件在预定可靠度下不发生疲劳失效。
- 2 疲劳开裂通常出现在构件的易疲劳构造细节处，应针对构造细节的潜在疲劳开裂模式和开裂位置进行验算，本规范在列出易疲劳构造细节特征的同时也给出潜在疲劳开裂模式和开裂位置。

### 10.2 疲劳荷载

#### 10.2.1 一般规定

- 1 由车辆荷载组成的交通流作用于桥梁将引起应力幅谱，从而可能导致构件易疲劳构造细节的开裂。应力幅谱取决于车辆几何尺寸、轮载荷载、车辆间距、交通流中各类车型的比例以及车桥动力效应。
- 2 疲劳荷载宜依据拟建桥梁的预测交通状况分析确定。在缺乏相关分析时，可采用条文 10.2.2 中给出的简化疲劳荷载模型。

3 采用简化疲劳荷载模型时，应考虑多车道和同车道多辆车加载对应力幅的影响，且加载时同车道两模型车的中心距不宜小于 40m。

### 10.2.2 简化疲劳荷载模型

1 简化疲劳荷载模型如图 10.2.2-1 所示。

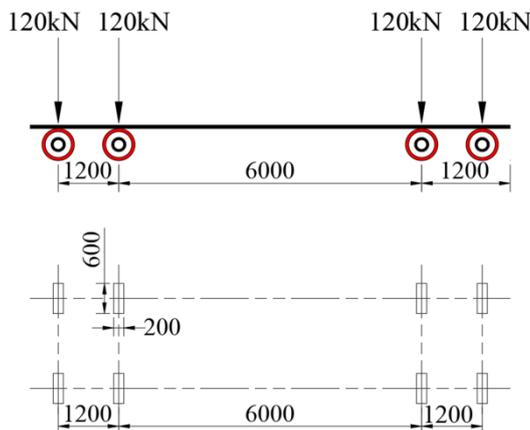


图 10.2.2-1 简化疲劳荷载模型（尺寸单位：mm）

2 对于承受局部轮载的构造细节，轮载应进行最不利布置使计算应力幅最大化且应计入车辆通过时在构造细节处引起的所有应力循环。

3 验算离伸缩缝距离  $d \leq 6m$  构件的疲劳荷载应乘以如式 (10.2.2-1) 的放大系数  $\beta$ ：

$$\beta = 1 + 0.3 \left(1 - \frac{d}{6}\right) \quad (10.2.2-1)$$

## 10.3 疲劳应力幅

### 10.3.1 一般规定

1 计算疲劳应力幅  $\Delta\sigma_p$ 、 $\Delta\tau_p$  应依据使用性能极限状态确定；

2 计算疲劳应力幅  $\Delta\sigma_p$ 、 $\Delta\tau_p$  应针对易疲劳细节的潜在开裂位置；

3 计算应力幅  $\Delta\sigma_p$ 、 $\Delta\tau_p$  和相应的作用次数  $n_p$  应依据损伤等效准则等效换算为  $2 \times 10^6$  循环对应的的设计疲劳应力幅  $\Delta\sigma_{E2}$ 、 $\Delta\tau_{E2}$ ；

4 由总体应力幅和局部应力幅组合作用引起的疲劳损伤，设计疲劳应力幅  $\Delta\sigma_{E2}$  应考虑两者的叠加，包括考虑各自的动力效应。

10.3.2 采用简化疲劳荷载模型进行验算时，设计疲劳应力幅  $\Delta\sigma_{E2}$ 、 $\Delta\tau_{E2}$  应依据下式计算：

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda_c \Delta\sigma_p \quad (10.3.2-1)$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda_c \Delta\tau_p \quad (10.3.2-2)$$

$$\lambda_c = \frac{W_{eff}}{480} \left( \frac{pN_{yr}}{0.5 \times 10^6} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (10.3.2-3)$$

$$W_{eff} = \left( \frac{\sum N_i \cdot W_i}{\sum N_i} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (10.3.2-4)$$

式中： $\lambda_c$ ——城市道路等级修正系数，缺乏数据时参考表 10.3.2-1 确定；

$p$ ——两轴以上重车在慢车道的总交通量占比；

$N_{yr}$ ——慢车道年均交通量；

$W_{eff}$ ——慢车道等效车辆总重（kN）；

$W_i$ 、 $N_i$ ——荷载统计中第  $i$  型车的车辆总重和年均交通量；

$\Delta\sigma_p$ 、 $\Delta\tau_p$ ——依据简化荷载模型得到的等效计算疲劳应力幅。

表 10.3.2-1 城市道路等级修正系数  $\lambda_c$  推荐值

道路类型	主干路和快速路	次干路	支路
单车道	1.49	1.42	1.17
双车道	1.44	1.38	1.13
三车道以上	1.42 (1.00) *	1.36	1.12

注：仅通行小客车的车道  $\lambda_c$  可取 1。

### 条文说明

城市道路等级修正系数  $\lambda_c$  考虑了荷载等级和不同道路交通量的修正。城市道路荷载城-A 级为 700kN，为公路车辆荷载 550kN 的 1.27 倍，因此在表 10.3.2-1 推导中对除支干路外的道路进行 1.2 倍的放大；参考论文《城市道路桥梁的疲劳荷载谱》中的实测交通量数据，偏安全地假设简化荷载模型车作用等效于可引起疲劳车总交通量的 20%；结合日交通量 8 万次小客车的双向六车道公路进行折算，折算系数参考《公路工程技术标准》(JTG B01) 取 2.0，等效得到慢车道年日均重车数 4000 辆作为基准交通量；对主干路和快速路、次干路、支路分别取 1、0.8、0.75 的折减系数；对单车道、双车道和三车道以上参考 AASHTO LRFD 2012 分别取 1、0.85 和 0.8 的折减系数；综合上述考虑，按照  $m=5$  进行损伤等效折减，推导  $\lambda_c$ 。

## 10.4 疲劳强度

### 10.4.1 一般规定：

1 疲劳强度采用一系列  $lg\Delta\sigma_R - lgN$  和  $lg\Delta\tau_R - lgN$  的对数曲线表示，其中每条曲线均

对应特定构造细节分类。

2 构造细节的类别依据 200 万次等效疲劳强度  $\Delta\sigma_c$ 、或  $\Delta\tau_c$  划分，如图 10.4.1-1 所示。

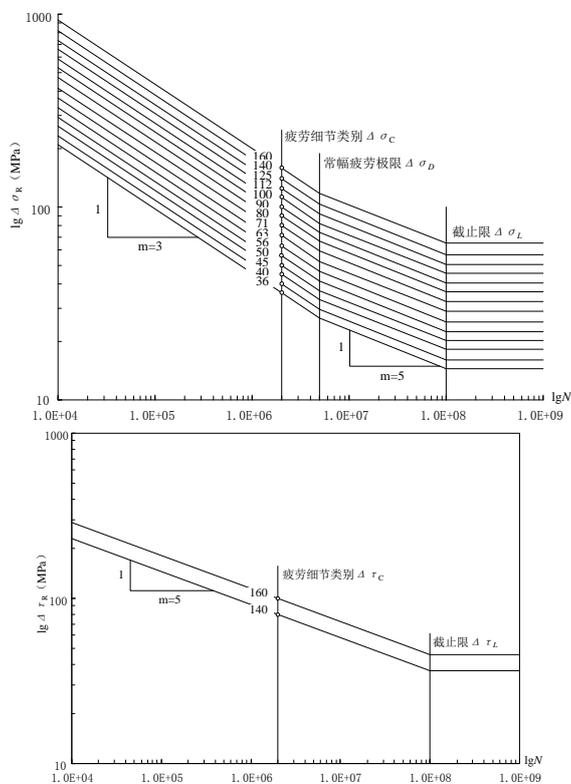
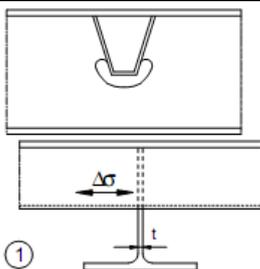
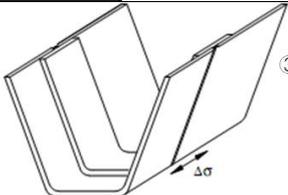
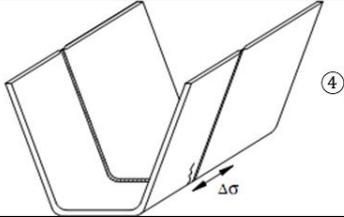
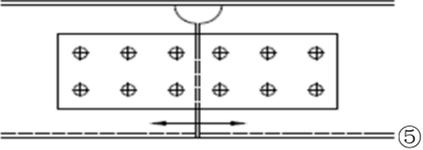
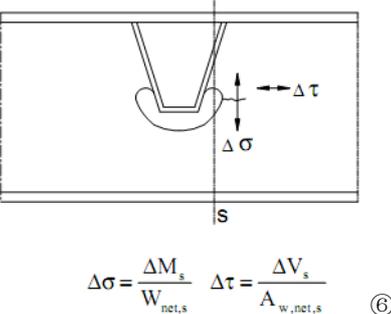
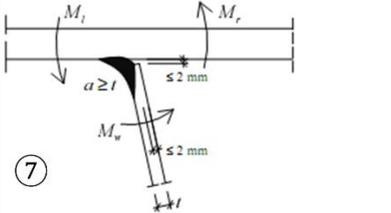
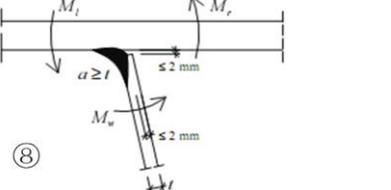
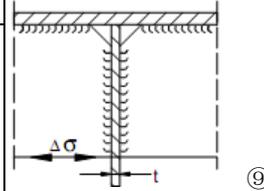
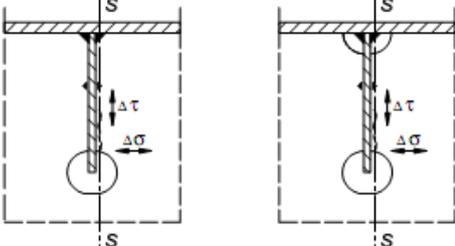


图 10.4.1-1 正应力和剪应力疲劳强度曲线

10.4.2 钢桥面各构造细节类别和疲劳强度见下表。

表 10.4.2-1 钢桥面构造细节类别

细节类别	构造细节	说明	要求
71	$t > 12\text{mm}$ 	①纵肋通过横梁，纵肋下方挖孔防裂。	① $\Delta\sigma$ 按上焊缝最下端位置计算。
71	$t > 12\text{mm}$ 	②纵肋通过横梁，纵肋下方不挖孔。	② $\Delta\sigma$ 按纵肋底端位置计算。
71		④纵肋接头，带有衬条的全熔透对接焊缝。	④ $\Delta\sigma$ 按纵肋底端位置计算。

112	打磨除去余高		④纵肋全熔透对接焊缝，双面焊缝，无衬条。	⑤Δσ 按纵肋底端位置计算；在对接焊缝内部定位焊。
90	余高小于0.1缝宽			
80	余高小于0.2缝宽			
110			⑤纵肋高强螺栓拼接焊缝，双面拼接。	⑤Δσ 按纵肋底端位置计算；潜在疲劳部位为螺栓孔。
36			⑥连续纵肋与横梁的连接（考虑弯矩与剪力影响）。	⑥根据等效应力幅 $\Delta\sigma_{eq}$ 评定， $\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2}(\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2})$
90			盖板与梯形或V形加劲肋的连接焊缝： ⑦使用厚边U肋，部分熔透焊， $a \geq 1.2t$ ；或采用双面焊。	⑦根据板内弯曲引起的正应力幅 $\Delta\sigma$ 验算。
71			盖板与梯形或V形加劲肋的连接焊缝： ⑧部分熔透焊缝， $a \geq t$ 。	⑧根据板内弯曲引起的正应力幅 $\Delta\sigma$ 验算。
80	$t \leq 12\text{mm}$		⑨连续纵肋与横梁的连接。	⑨根据纵肋中的正应力幅 $\Delta\sigma$ 评定。
71	$t > 12\text{mm}$			
56			⑩连续纵肋与横梁的连接 $\Delta\sigma = \frac{\Delta M_s}{W_{net,s}}$ $\Delta\tau = \frac{\Delta V_s}{A_{w,net,s}}$	⑩根据等效应力幅 $\Delta\sigma_{eq}$ 评定 $\Delta\sigma_{eq} = \frac{1}{2}(\Delta\sigma + \sqrt{\Delta\sigma^2 + 4\Delta\tau^2})$



10.4.3 其他各类构造细节类别和疲劳强度见下表。

表 10.4.3-1 母材和连接件

细节类别	构造细节	说明	要求
160	 	轧制与冲压件： ①钢板与扁钢； ②轧制截面。	①~②： 通过打磨除去刃边、表面与轧制缺陷，使构件表面光滑平顺。
140		切割或气割钢板： ④切割或机械气割后修整的材料。 ⑤机械气割材料仅边缘带有浅显而规则线痕或手工气割材料在气割后修整除去边缘不连续。	④除去所有可见的边缘不连续 通过机械加工或打磨切割区域，除去所有毛边； 仅允许存在平行受力方向的机械刮痕（例如打磨加工刮痕）； ④和⑤： 通过打磨改善凹角（坡度≤1/4）或计算时采用适当的应力集中系数。 无补焊修补。
125			
构造细节①~⑤如果由耐候钢制造，其细节类别应降低一个等级			
100 m=5		⑥和⑦： 轧制与冲压件，同细节①②③。	⑥和⑦： 剪应力按下式计算： $\tau = \frac{V S(t)}{I t}$
112		⑧采用预紧高强螺栓的双面对称接头。	⑧按毛截面计算
90		⑨采用 A、B 级螺栓的双面对称接头。	⑨Δσ 按净截面计算
		⑩采用高强螺栓的单面连接。	⑩Δσ 按毛截面计算
		Ⅱ承受弯曲与轴力组合作用的带孔构件。	ⅡΔσ 按净截面计算

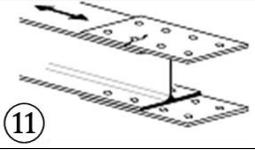
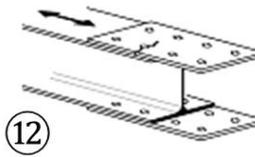
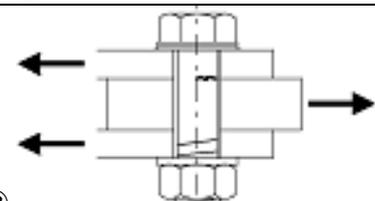
80		I2采用 A、B 级螺栓的单面连接。	I2 $\Delta\sigma$ 按净截面计算
50		I3采用 C 级螺栓的单面或双面对称连接，栓孔为普通清孔方式，受力方向保持不变。	I3 $\Delta\sigma$ 按净截面计算
100 m=5		I3单剪或双剪螺栓 螺纹不在剪切面内。 A、B 级螺栓 单向受力的 C 级螺栓 (螺栓等级 5.6, 8.8 或 10.9)。	I3 $\Delta\tau$ 按螺杆毛面积计算

表 10.4.3-2 焊接截面

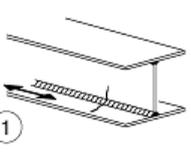
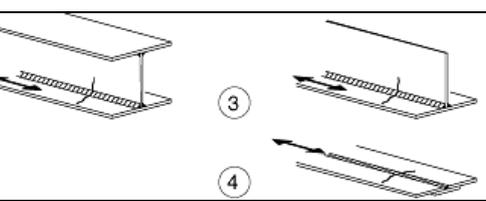
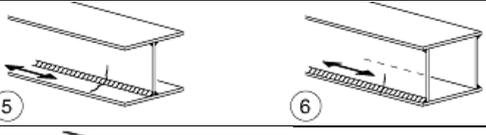
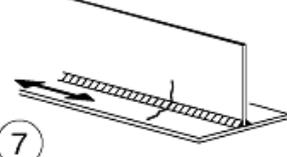
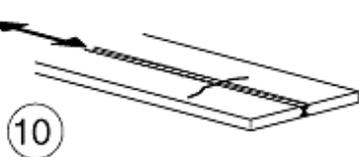
细节类别	构造细节	说明	要求
125		连续纵向焊缝： ①双面自动对接焊； ②自动角焊缝。盖板端部按表 5 细节⑥或⑦验算。	①和②： 不验算起焊与止焊位置，或对起焊与止焊位置进行焊后处理并用可靠方法验证修复效果。
112		③自动双面对接焊缝或角焊缝，包含起焊/终焊位置； ④带有衬条的单面自动对接焊缝，不含起焊/终焊位置。	④如果包含起焊/终焊位置，细节类别采用 100。
100		⑤手工焊。 ⑥单侧对接焊缝，尤其对于箱梁。	⑤~⑥腹板与翼板间必须密贴，加工腹板边缘确保根部熔透而无烧漏。
100		⑦细节①~⑥中焊缝经过修整后。	⑦当采用专业打磨除去所有明显的缺陷，并经过充分核查后可以按原来细节类别验算。
125		⑩纵向对接焊缝，两侧沿受力方向打磨平齐，I 级焊缝。	
112		⑩不打磨，且不包含起焊/终焊位置。	
90		⑩包含起焊/终焊位置。	

表 10.4.3-3 横向对接焊缝

细节类别	构造细节	说明	要求
------	------	----	----

<p>112</p>	<p>尺寸效应: <math>t &gt; 25\text{mm}</math>: <math>k_s = (25/t)^{0.2}</math></p>		<p>无衬条 ①钢板与扁钢的横向拼接; ②板梁装配前翼板间或腹板间的横向拼接; ③轧制截面横向全截面对接焊缝, 不设过焊孔; ④钢板或扁钢的横向拼接, 宽度或厚度方向坡度<math>\leq 1/4</math>。</p>	<p>所有焊缝沿箭头方向打磨平齐; 使用引弧板, 移除后板边沿受力方向打磨平齐; 两侧施焊, 实施无损检测。 ③: 只适用于轧制截面接头, 截面截断后再重新焊接</p>
<p>90</p>	<p>尺寸效应: <math>t &gt; 25\text{mm}</math>: <math>k_s = (25/t)^{0.2}</math></p>		<p>⑤钢板与扁钢的横向拼接; ⑥轧制截面横向全截面对接焊缝, 不设过焊孔; ⑦钢板或扁钢的横向拼接, 宽度或厚度方向坡度<math>\leq 1/4</math>。 焊缝过渡处不必考虑坡度。</p>	<p>焊缝余高不超过焊缝宽度的 10%, 且表面平滑过渡; 使用引弧板, 移除后板边沿受力方向打磨平齐; 两侧施焊, 用无损检测检查。 ⑤和⑦: 采用平放施焊</p>
<p>90</p>	<p>尺寸效应: <math>t &gt; 25\text{mm}</math>: <math>k_s = (25/t)^{0.2}</math></p>		<p>⑧同细节③但设有过焊孔。</p>	<p>所有焊缝沿箭头方向打磨平齐; 使用引弧板, 移除后板边沿受力方向打磨平齐; 两侧施焊, 实施无损检测。 型钢规格相同</p>

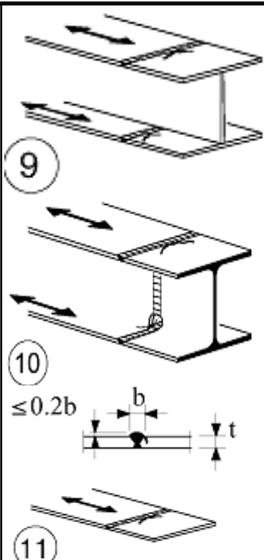
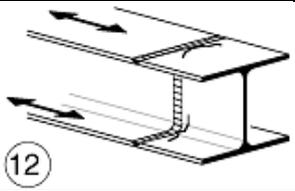
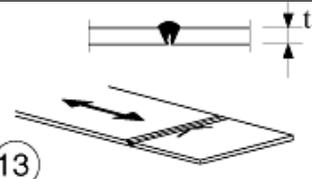
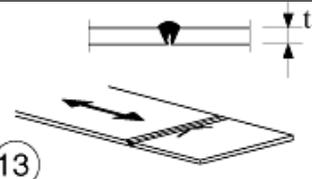
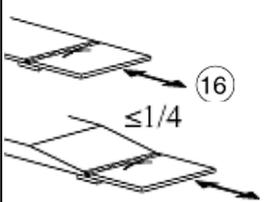
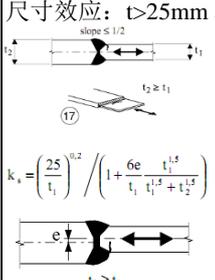
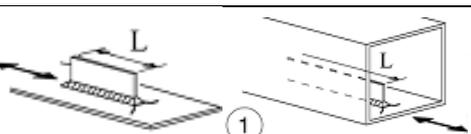
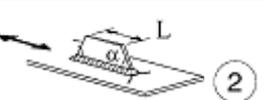
80	尺寸效应: $t > 25\text{mm}$ : $k_s = (25/t)^{0.2}$	 <p>⑨ 无过焊孔的焊接板梁横向拼接;</p> <p>⑩ 轧制截面全截面横向对接焊缝, 设过焊孔;</p> <p>⑪ 钢板、扁钢、轧制截面或板梁的横向拼接。</p>	<p>焊缝余高不超过焊缝宽度的 20%, 且表面平滑过渡;</p> <p>焊缝不必磨平;</p> <p>使用引弧板, 移除后板边沿受力方向打磨平齐;</p> <p>两侧施焊, 实施无损检测</p> <p>⑩: 焊缝余高不超过焊缝宽度的 10%, 且表面平滑过渡。</p>
63		 <p>⑫ 不设过焊孔的轧制截面全截面横向对接焊缝。</p>	<p>使用引弧板, 移除后板边沿受力方向打磨平齐;</p> <p>两侧施焊</p>
36		 <p>⑬ 单侧对接焊缝。</p>	
71	尺寸效应: $t > 25\text{mm}$ : $k_s = (25/t)^{0.2}$	 <p>⑬ 单侧全熔透对接焊缝, 采用超声波探伤。</p>	⑬ 无衬条。
50	尺寸效应: $t > 25\text{mm}$ : $k_s = (25/t)^{0.2}$	 <p>⑯ 永久衬条上的横向对接焊缝, 宽度和厚度方向坡度 <math>\leq 1/4</math>。</p> <p>同样适用于弯板。</p>	⑯ 焊缝距板边 $< 10\text{mm}$ 或无法保证焊缝与衬条间的紧密贴合。
71	尺寸效应: $t > 25\text{mm}$ 和/或普通偏心 $k_s = \left(\frac{25}{t_1}\right)^{0.2} \left/ \left(1 + \frac{6e}{t_1} \frac{t_1^4}{t_1^4 + t_2^4}\right)\right.$	 <p>⑰ 不同厚度板横向对接焊缝, 板不同厚度间无过渡, 中心线平行。</p>	

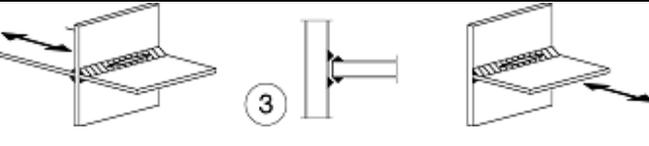
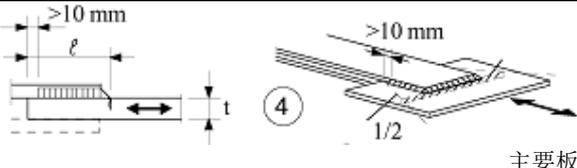
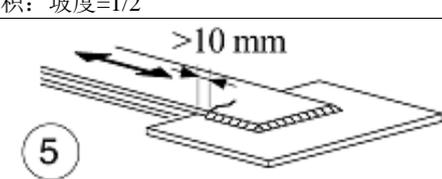
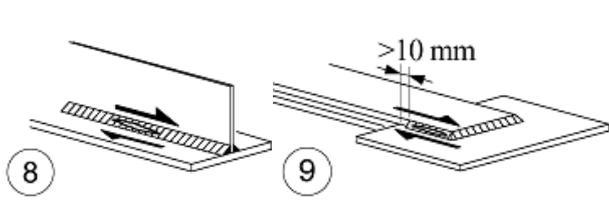
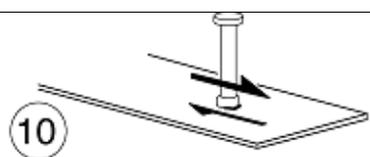
表 10.4.3-4 焊接附件与加劲肋

细节类别	构造细节	说明	要求
80	$L \leq 50\text{mm}$	 <p>① 细节类别根据附件长度进行变化。</p>	<p>附件的厚度必须小于其高度。否则参见表 5 的细节⑤或细节⑥</p>
71	$50 < L \leq 80\text{mm}$		
63	$80 < L \leq 100\text{mm}$		
56	$L > 100\text{mm}$		
71	$L > 100\text{mm}$ $\alpha < 45^\circ$	 <p>② 钢板或钢管的纵向附件</p>	

80	$r > 150\text{mm}$	<p>③</p> <p>加强段</p>	<p>③ 附件与钢板或钢管通过纵向角焊缝连接，采用圆弧过渡；角焊缝端部加强（全熔透），加强段焊缝长度<math>&gt;r</math>。</p>	<p>③和④：过渡圆弧在焊前加工，焊后采用沿箭头方向的打磨，除去焊趾。</p>
90	$\frac{r}{L} \geq \frac{1}{3}$ 或 $r > 150\text{mm}$	<p>④</p>	<p>④ 附件与板或翼板的侧边焊接连接，有圆弧过渡。</p>	
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{L} \leq \frac{1}{3}$			
50	$\frac{r}{L} < \frac{1}{6}$	<p>⑤</p>	<p>⑤ 附件与板或翼板的侧边焊接连接，无圆弧过渡。</p>	
80	$l \leq 50\text{mm}$	<p>⑥</p>	<p>横向附件： ⑥ 与板焊接； ⑦ 梁或板梁上的竖向加劲肋； ⑧ 与翼缘或腹板焊接的箱梁横隔板。可能不适用于较小空心截面。此值同样适用于环状加劲。</p>	<p>⑥和⑦：仔细打磨焊缝端部，除去所有咬边。  ⑦如加劲肋在腹板上终止，<math>\Delta\sigma</math> 采用主应力计算，如图左焊缝所示。</p>
71	$50 < l \leq 80\text{mm}$			
80		<p>⑨</p>	<p>⑨ 剪力钉在基材上的焊接。</p>	

表 10.4.3-5 承载焊接接头

细节类别	构造细节	说明	要求
80	$l < 50\text{mm}$	<p>①</p>	<p>十字形和 T 形接头： ① 全熔透对接焊缝或部分熔透对接焊的焊趾失效。</p>
71	$50 < l \leq 80\text{mm}$		
63	$80 < l \leq 100\text{mm}$		
56	$100 < l \leq 120\text{mm}$		
56	$l > 120\text{mm} \quad t \leq 20\text{mm}$		
50	$120 < l \leq 200\text{mm} \quad t > 20\text{mm}$ $l > 200\text{mm} \quad 20 < t \leq 30\text{mm}$		
45	$200 < l \leq 300\text{mm} \quad t > 30\text{mm}$		<p>② 计算时应考虑应力集中系数； ③ 部分熔透接头要求两种疲劳评定。一，焊根按 <math>\Delta\sigma_w</math> 和 <math>\Delta\tau_w</math> 对应细节</p>

	$l > 300\text{mm}$ $30 < t \leq 50\text{mm}$			等级验算。
40	$l > 300\text{mm}$ $t > 50\text{mm}$			二, 焊趾开裂通过确定承载钢板的 $\Delta\sigma$ 计算。
同细节①	柔性板 			①~③: 承载钢板偏心不应超过中间板厚的 15%。
36*				
同细节①	 主要板件受力面积: 坡度=1/2			④ $\Delta\sigma$ 的有效面积按 1/2 的斜率计算 (图中斜线); ⑤ 计算搭接板中的 $\Delta\sigma$ ; ④和⑤:
45*				焊缝终点至板边距离大于 10mm 焊缝剪切开裂应采用细节⑧验算。
80 m=5				⑧传递剪力流的连续角焊缝, 例如板梁中腹板和翼缘间的焊缝 ⑨角焊缝围焊接头
90 m=8				⑩ $\Delta\tau$ 按剪力钉的名义截面计算

10.4.4 疲劳强度修正

1 对非焊接构件和消除残余应力的构件, 当疲劳荷载为拉—压循环时, 计算疲劳应力幅时压应力成分可按照 0.6 倍折减, 如图 10.4.4-1 所示。

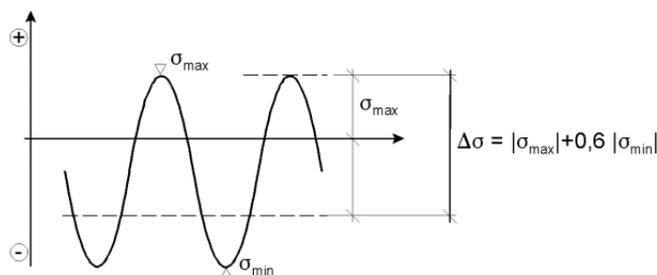


图 10.4.4-1 疲劳应力幅折减示意

2 表 10.4.3-1~表 10.4.3-5 中构造细节的疲劳强度应考虑尺寸效应修正, 如下式所示:

$$\Delta\sigma_{c,s} = K_s \times \Delta\sigma_c \quad (10.4.4-1)$$

$$\Delta\tau_{c,s} = K_s \times \Delta\tau_c \quad (10.4.4-2)$$

式中： $\Delta\sigma_{c,s}$ ——考虑尺寸效应修正后的 200 万次疲劳强度；

$K_s$ ——尺寸效应修正系数，见表 10.4.3-1~表 10.4.3-5，未说明时为 1.0；

$\Delta\sigma_c$ 、 $\Delta\tau_c$ ——构造细节的 200 万次疲劳强度。

## 10.5 疲劳验算

**10.5.1** 在正应力或剪应力单独作用的情况下，特定构造细节的疲劳寿命应依据下式验算：

$$\Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{1.35} \quad (10.5.1-1)$$

$$\Delta\tau_{E2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{1.35} \quad (10.5.1-1)$$

式中： $\Delta\sigma_{E2}$ 、 $\Delta\tau_{E2}$ ——构造细节的设计疲劳应力幅；

$\Delta\sigma_c$ 、 $\Delta\tau_c$ ——构造细节的 200 万次疲劳强度。

### 条文说明

式中 1.35 为疲劳强度分项系数，次要构件经充分论证后可采用 1.15。

**10.5.2** 在正应力和剪应力联合作用下，特定构造细节的疲劳寿命应依据下式验算：

$$\left(\frac{\Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c/1.35}\right)^3 + \left(\frac{\Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c/1.35}\right)^5 \leq 1 \quad (10.5.2-1)$$

### 条文说明

式中 1.35 为疲劳强度分项系数，次要构件经充分论证后可采用 1.15。

## 10.6 焊后处理

### 10.6.1 一般规定

1 合理的焊后处理可通过降低残余应力、改善焊缝形态来提高焊接构造细节的疲劳强度；

2 可采用的焊后处理措施主要包括四类：焊后退火、焊后锤击、打磨和焊趾重熔。其中，焊后退火和焊后锤击的目的是消除残余应力，打磨和焊趾重熔的目的是改善焊缝形态；

3 焊后处理措施提高效果不得与 10.4.4 内容 1 规定的疲劳应力幅修正同时考虑。

### 10.6.2 疲劳强度提高

1 焊后退火对疲劳强度的改善作用应通过试验确定。在缺乏试验数据的情况下，可采

用表 10.6.2-1 中的推荐值；

2 焊后锤击对疲劳强度的改善作用应通过试验确定。在缺乏试验数据的情况下，可采用表 10.6.2-1 中的推荐值；

3 焊后打磨对疲劳强度的改善作用应通过试验确定。在缺乏试验数据的情况下，可采用表 10.6.2-1 中的推荐值；

4 焊趾重熔对疲劳强度的改善作用应通过试验确定。在缺乏试验数据的情况下，可采用表 10.6.2-1 中的推荐值。

**表 10.6.2-1 疲劳强度提高推荐值**

适用条件和最高疲劳强度限值	要求
$\Delta\sigma_C \leq 90 \text{ MPa}$ 且未进行焊后处理提高系数	1.3
改善后的最高细节类别	$\Delta\sigma_c = 90 \text{ MPa}$

#### 条文说明

本规定参照国际焊协规范 IIW Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components (2nd) 中的 3.5.3 条。

## 11 钢-混凝土组合梁

### 11.1 基本规定

#### 11.1.1 一般规定

1 组合梁的钢梁可采用工形、闭口或槽形钢箱梁、钢桁架、波形钢腹板梁、钢底板波形钢腹板梁等截面形式。

#### 条文说明

本标准适用的组合梁桥，是指钢和混凝土在截面层次组合共同受力的结构，每种结构型式都有各自的特点和适用范围，应结合具体情况选择较适宜的型式。工形（钢板梁），由若干片工字型断面钢梁通过横向联结系连接形成；钢箱梁可以分为槽形钢箱梁（即开口钢箱梁）和闭口钢箱梁两种形式，无全断面大节段运输安装时，宜采用分离式布置，不宜采用单箱多室布置，以降低现场工作量和提高经济性。槽形钢箱梁结构简洁、受力明确，是组合钢箱梁桥最常用的形式，闭口钢箱梁一般在平面曲线半径较小、抗扭要求高等情况下使用；钢桁梁由主桁、纵向横向联结系组成，适宜于较大跨度组合梁；波形钢腹板-混凝土组合梁是指采用混凝土底板的箱型组合梁桥，适宜于变截面大跨度桥梁；钢底板波形钢腹板梁是指将传统波形钢腹板-混凝土组合梁的底板用钢板代替，一般应采用开口波形钢腹板钢箱的形式。近年来，越来越多的斜拉桥和悬索桥选择使用钢-混凝土组合桥面系，本标准也可为钢-混凝土组合桥面系提供参考。

2 组合梁的桥面板可采用现浇混凝土板、叠合混凝土板、预制混凝土板、压型钢板组合板或其它组合桥面板。

#### 条文说明

根据日本组合梁桥应用经验，纵横向均容许开裂的混凝土桥面板耐久性较差，日本已开发了多种形式的组合桥面板，但在我国组合桥面板应用还较少，应提倡采用。

3 组合梁结构中常采用的连接件包括焊钉、型钢、开孔板、摩擦性紧固螺栓、抗拔不抗剪连接件等。连接件应能保证钢、混凝土两种材料充分发挥组合效应。抗拔不抗剪连接件用于组合结构桥梁负弯矩区，摩擦性紧固螺栓连接件主要用在要求快速组合时采用。

#### 条文说明

栓钉连接件由于构造简单，各向受力性能一致且延性较好，布置灵活，适合在各种情况使用；开孔板连接件对混凝土板的整体性造成了一定削弱，且开孔板的加工和钢筋的穿孔给施工带来一定的不便，在设计时应综合考虑，判断其合理性；抗拔不抗剪连接件通过在传统栓钉外围环绕一层低弹模材料或采用 T 形连接件，从而降低其抗剪作用并保留传统连接件的抗拔作用，当组合梁负弯矩区采用抗拔不抗剪连接件，能够使钢-混凝土界面在不发生分离的条件下实现自由滑动，从而有效释放混凝土板拉应力、降低混凝土板开裂风险；采用摩擦性紧固螺栓连接件可快速形成组合，满足架桥机过孔、运梁、紧急抢修等需要，可提高组合梁组合效率。

4 钢—混组合梁设计应包括下列内容

(1) 结构方案设计，包括结构选型、钢构件及混凝土桥面板布置；

- (2) 材料选用、截面选择、桥面板型式、连接件类型等；
- (3) 作用及作用效应分析；
- (4) 结构的极限状态验算；
- (5) 结构、构件及连接的构造；
- (6) 制作、运输、安装、防腐等要求。

### 11.1.2 计算规定

1 钢—混凝土组合梁桥面板有效宽度除钢桁组合梁外可按下列规定计算，钢桁组合梁桥面板有效宽度应通过较精细化的空间分析确定。

(1) 组合梁各跨跨中及中间支座处的混凝土板有效宽度  $b_{\text{eff}}$  应按下列式计算，且不应大于混凝土板实际宽度：

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{\text{ef},i} \quad (11.1.2-1)$$

$$b_{\text{ef},i} = \frac{L_{\text{e},i}}{6} \leq b_i \quad (11.1.2-2)$$

式中： $b_0$ ——外侧剪力连接件中心间的距离（mm）；

$b_{\text{ef},i}$ ——外侧剪力连接件一侧的混凝土板有效宽度（mm），如图 11.1.2-1c）所示；

$b_i$ ——外侧剪力连接件中心至相邻钢梁腹板上方的外侧剪力连接件中心的距离的一半，或外侧剪力连接件中心至混凝土板自由边的距离；

$L_{\text{e},i}$ ——等效跨径（mm），简支梁应取计算跨径，连续梁应按图 11.1.2-1a）取。

(2) 简支梁支点和连续梁边支点处的混凝土板有效宽度  $b_{\text{eff}}$  可按下列式计算：

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{\text{ef},i} \quad (11.1.2-3)$$

$$\beta_i = 0.55 + 0.025 \frac{L_{\text{e},i}}{b_i} \leq 1.0 \quad (11.1.2-4)$$

式中： $L_{\text{e},i}$ ——边跨的等效跨径（mm），如图 11.1.2-1a）所示；

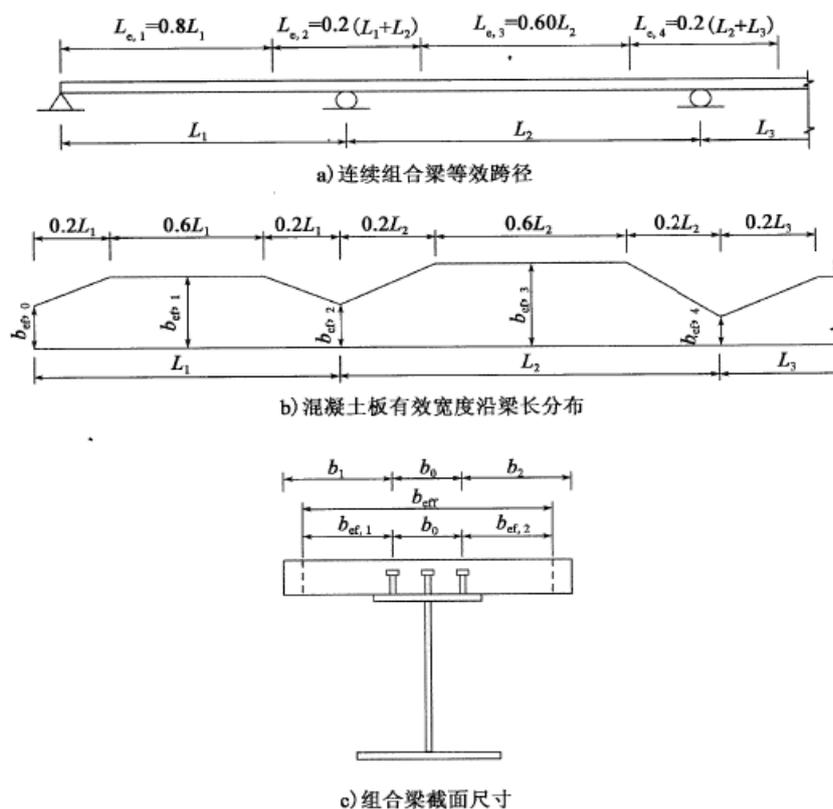


图 11.1.2-1 组合梁等效跨径及混凝土板有效宽度

- (3) 混凝土板有效宽度  $b_{\text{eff}}$  沿梁长的分布，可假设为如图 11.1.2-1 b) 所示的形式。
- (4) 预应力组合梁在计算预加力引起的混凝土应力时，预加力作为轴向力产生的应力可按实际混凝土板全宽计算；由预加力偏心引起的弯矩产生的应力可按混凝土板有效宽度计算。
- (5) 对超静定结构进行整体分析时，组合梁的混凝土板有效宽度可取实际宽度。
- (6) 混凝土板承受斜拉索、预应力束或剪力连接件等集中力作用时，可认为集中力从锚固点开始按  $67^\circ$  扩散角在混凝土板中传递。

### 条文说明

与钢板组合梁不同，钢桁梁的界面剪力在桁架节点处有明显的剪力集中效应，混凝土的剪力滞后效应较为明显，且与钢板梁差别较大。钢桁组合梁剪力滞以及有效翼缘宽度的研究还较少，还没有关于有效翼缘宽度的较为统一的结论，且不同类型的钢桁组合桥的剪力滞后效应也不尽相同。因此，对于钢桁组合桥，应针对具体结构进行空间分析以确定其剪力滞后效应。

2 计算组合梁截面特性时，采用换算截面法。按混凝土是否开裂，组合梁截面的刚度分为未开裂截面和开裂截面。计算开裂截面刚度时，不计受拉区混凝土对刚度的影响，但应

计入混凝土板有效宽度内纵向钢筋的作用。

3 钢-混凝土组合桥梁结构分析应根据结构类型、材料性能和受力特点等因素,采用线性,必要时考虑结构的二阶效应,考虑施工方法及顺序的影响,按弹性理论进行结构计算分析。

4 采用少主梁布置的钢板组合梁,应对工形钢主梁的扭转角进行限制。

#### 条文说明

工形钢主梁构造简单,运输安装方便,适应于城市中小跨钢混组合梁。城市桥梁往往较宽,采用少主梁设计时应注意限制工形钢主梁的扭转角,这方面的研究较少,还无法提出一个具体阈值,但设计者应引以注意。

5 钢桁组合桥结构可划分为若干个平面系统分别计算,但应考虑各个平面系统间的共同作用和相互影响。对构造复杂的结构和空间桁架结构应采用整体有限元法进行空间分析。

#### 条文说明

简单平面桁架结构指传力途径明确、各片钢架相互作用比较清晰的平面桁架结构,空间桁架多片桁架相互连接组成空间结构,不能简化成平面系统。平联对主桁弦杆的约束作用和横联框架效应产生的主桁腹杆杆端弯矩利用平面系统分析也不易确定,对于钢桁组合结构,一般应采用空间分析。

6 桁架节点可以假定为铰接进行计算,当杆件长细比较小时,应考虑节点刚性的影响;采取整体式节点构造并在节点区外连接时,应考虑节点刚性的影响。由该节点刚性影响引起的杆端弯矩乘以 0.8 的系数,与轴向力一并进行承载能力极限状态的强度检算。

#### 条文说明

为了保证节点区域的受力性能,以及便于施工安装,桁架节点可以采取整体式节点进行加工制造,将整体式节点与各杆件进行连接,此时应考虑节点刚性与连接方式的影响。对节点刚性影响引起的杆端弯矩乘以 0.8 的系数是参考《铁路桥梁钢结构设计规范》(TB 10091-2017)“3.2.8”条文解释,考虑节点刚性影响引起的杆端弯矩附加应力属于角点处局部应力,应适当降低其组合效应。

7 钢桁组合梁一般宜按混凝土桥面板不开裂设计,负弯矩区可解除钢混组合,采用预应力或高性能混凝土满足抗裂需求。

#### 条文说明

钢桁组合梁一般用于跨度较大时,截面刚度也较大,采用抗拔不抗剪连接件解除负弯矩区钢混组合,降低桥面板拉应力,通过布置预应力或局部采用高性能混凝土满足抗裂需求有利于提高结构的耐久性。

8 钢桁组合桥节点部位混凝土受到的集中应力较大,受力状态复杂,应进行冲切计算、

局部承载力计算验证其安全性。

### 条文说明

钢桁组合桥节点处混凝土不仅受到局部面外冲切,还受到局部面内的剪切,且部分节点伸入混凝土中,导致此处混凝土的受力状态十分复杂,设计时应予以充分的考虑。

9 波形钢腹板组合梁与钢底板波形钢腹板组合梁应采用分层单元或其它更为精细化的模型进行计算。

### 条文说明

波形钢腹板组合梁竖向荷载作用下符合平截面假定,采用不计腹板抗弯刚度按初等梁理论计算结构内力效应是可行的。但对变形,有轴向力作用或温度、混凝土收缩、徐变等作用引起的效应就无法正确反映,尤其是采用钢底板的波形钢腹板组合梁,采用仅不计腹板抗弯刚度按初等梁理论计算结构效应偏差将很大。实际工程中波形钢腹板桥变形往往与计算不一致,一般认为是腹板剪切变形的影响,但精细化分析表明,剪切变形的影响仅占一部分,更多的是腹板褶皱效应变形协调的影响。采用分层单元或其它更为精细化的模型进行计算,结构内力和变形都能与实测值较好吻合。

10 钢底板波形钢腹板组合梁应按混凝土桥面板不开裂设计,在负弯矩区施加预应力,按预应力 A 类构件进行抗裂验算。钢底板波形钢腹板组合梁箱内空间较大时,钢底板也可布置适量的体外预应力或预留体外预应力设置条件。

### 条文说明

传统的波形钢腹板组合梁多用于大跨,一般都采用预应力混凝土设计。钢底板波形钢腹板梁多用于中小跨,强调采用预应力主要是波形钢腹板提高了预应力导入度,不存在因混凝土徐变使预应力转嫁于钢梁的问题,可按不开裂设计,以提高结构的耐久性。钢底板布置预应力可降低用钢量,并通过预留预应力提升条件,为桥梁后期改造提供主动措施。

11 混凝土板与钢梁有效连接成整体后,组合梁正弯矩区段可不进行整体稳定性验算,负弯矩区段容许混凝土开裂或采用抗拔不抗剪连接件连接时,应进行整体稳定性的验算。施工阶段的组合梁,在未有效组合前,应对钢梁进行整体稳定计算,应具有足够的侧向刚度和侧向约束(支撑),以保证钢梁不发生整体失稳。

### 条文说明

施工阶段、容许开裂或采用抗拔不抗剪连接件连接的负弯矩区钢梁可能发生受弯侧扭失稳,应对其进行稳定性检算,具体见附录 A。

12 组合桥面板应进行局部效应和总体效应设计。进行局部效应分析时,钢板可视为钢

筋，按钢筋混凝土进行检算。进行总体效应分析时，要作为纵横梁的组成部分，受压时考虑有效宽度内混凝土和钢板、钢筋的设计抗力总和，受拉时采用有效宽度内钢板和钢筋的设计抗力总和。

13 钢梁与混凝土界面间的剪力连接件采用刚性连接件或群钉的方式布置栓钉时，应充分考虑剪力高度集中对混凝土局部作用，以及对混凝土整体剪力滞后的影响。

#### 条文说明

相关研究表明，使用刚性连接件以及使用群钉的方法布置栓钉时钢梁与混凝土截面间的剪力传递集中效应很大，剪力集中效应对混凝土部分受力不利，同时对结构延性有不利影响，因此设计必须考虑其影响。

14 抗拔不抗剪连接件应验算隔离层变形应满足剪力释放的变形需求，横桥向抗剪不需要释放时应采用 T 形连接件。

#### 条文说明

抗拔不抗剪连接件有很好的应用价值，这方面的研究成果主要是清华大学聂建国院士的研究团队，具体可参考相关文献。

15 布置预应力的组合梁桥应进行持久状况混凝土构件和预应力钢筋拉应力的检算。

### 11.1.3 温度效应分析

1 计算桥梁结构因均匀温度作用引起的外加变形或约束变形时，应从受到约束时的结构温度开始，考虑最高和最低有效温度的作用效应。当缺乏实际调查资料时，钢—混凝土组合梁的最高和最低有效温度标准值可按表 11.1.3-1 取用。

表 11.1.3-1 钢—混凝土组合梁的有效温度标准值（℃）

气候分区	最高	最低
严寒地区	39	-32
寒冷地区	39	-15
温热地区	39	-6 (-1)

注：表中括弧内数值适用于昆明、南宁、广州、福州地区。

2 计算桥梁结构由于竖向温度梯度引起的效应时，除钢桁组合桥结构外可采用图 11.1.3-1 所示的竖向温度梯度曲线，其桥面板表面的最高温度  $t_1$  规定见表 11.1.3-2。钢桁组合桥结构设计中，日照条件下混凝土与钢结构温差可按 10℃ 考虑。

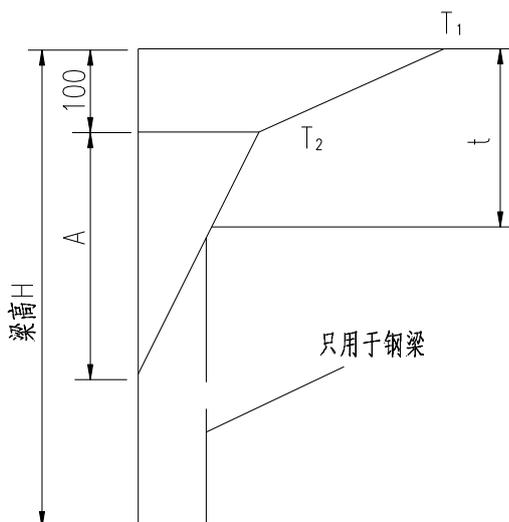


图 11.1.3-1 竖向梯度温度（尺寸单位：mm）

$A = 300mm$ ； $t$ ——混凝土桥面板的厚度（mm）；竖向日照反温差为正温差乘以-0.5。

3 对无悬臂的宽幅箱梁，宜考虑横向温度梯度引起的效应。

4 采用沥青混凝土铺装的混凝土桥面板桥梁必要时应考虑施工阶段沥青摊铺引起的温度影响。

表 11.1.3-2 竖向日照正温差计算的温度基数

结构类型	$T_1$ (°C)	$T_2$ (°C)
水泥混凝土铺装	25	6.7
50mm 沥青混凝土铺装层	20	6.7
100mm 沥青混凝土铺装层	14	5.5

条文说明

钢桁梁是空腹式结构，温度场明显有别，参考国内外相关规范采用了与其它组合梁不同的温度场。

5 温度效应组合

均匀温度作用和梯度温度作用同时作用时，按下式考虑两者的组合作用。

$$S_{T,C} = 0.35S_{T,U} + S_{T,D} \tag{11.1.3-1}$$

$$S_{T,C} = S_{T,U} + 0.75S_{T,D} \tag{11.1.3-2}$$

式中： $S_{T,C}$ ——均匀温度效应和梯度温度效应的组合作用，取（11.1.3-1）和（11.1.3-2）中的最不利者；

$S_{T,U}$ ——均匀温度作用引起的内力和变形；

$S_{T,D}$ ——梯度温度作用引起的内力和变形。

## 条文说明

钢混组合梁温度效应较明显，考虑均匀温度作用和梯度温度作用出现几率不同，采用了不同的组合系数。

### 11.1.4 收缩、徐变效应分析

1 组合梁截面验算时，应计入钢梁与混凝土桥面板结合后混凝土徐变的影响，计算可采用混凝土有效弹性模量法按下列公式计算：

混凝土的有效弹性模量：

$$E_{c\phi} = \frac{E_c}{1 + \psi_L \phi(t, t_0)} \quad (11.1.4-1)$$

钢与混凝土的有效弹性模量比：

$$n_L = n_0 [1 + \psi_L \phi(t, t_0)] \quad (11.1.4-2)$$

$$n_0 = \frac{E_s}{E_c} \quad (11.1.4-3)$$

式中： $E_c$ ——混凝土的弹性模量（MPa）；

$\psi_L$ ——根据荷载类型确定的徐变因子，永久作用取 1.1，用于调整内

力的强迫

位移作用取 1.5，混凝土收缩作用取 0.55；

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为  $t_0$ ，计算考虑龄期为  $t$  的混凝土徐变系数；

$n_0$ ——短期荷载作用下钢与混凝土的弹性模量比；

$E_s$ ——钢材的弹性模量（MPa）。

2 组合梁收缩徐变计算时，应计入钢及钢筋对混凝土徐变和收缩的约束影响。

(1) 永久作用下考虑型钢、钢筋约束影响的徐变系数

$$\phi'(t, t_0) = \phi(t, t_0) [1 - K_{re}(t, t_0)] \quad (11.1.4-4)$$

$\phi'(t, t_0)$ ——加载龄期为  $t_0$ ，计算考虑龄期为  $t$  的考虑型钢、钢筋约束影响的混凝土徐变系数

$\phi(t, t_0)$ ——加载龄期为  $t_0$ ，计算考虑龄期为  $t$  的混凝土徐变系数

$K_{re}(t, t_0)$ ——考虑型钢、钢筋约束影响的徐变应变折减系数，按下式计算：

$$K_{re}(t, t_0) = \frac{1}{1 + y_c \mu_s n_s [1 + 0.8\phi(t, t_0)]} \quad (11.1.4-5)$$

其中  $\mu_s = A_s / A_c$  为截面含钢率， $n_s = E_s / E_c$  为钢材与混凝土弹性模量之比， $y_c$  为钢截面形心至混凝土桥面板形心的距离。钢底板波形钢腹板桥含钢率仅计上翼缘板或顶板钢板和钢筋的含量， $y_c$  也做相应改变。

(2) 永久作用下考虑徐变影响的收缩应变值

$$\varepsilon_{cs}'(t, t_0) = \varepsilon_{cs}(t, t_0) [1 - K_{re}(t, t_0)] \quad (11.1.4-6)$$

$\varepsilon_{cs}'(t, t_0)$ ——加载龄期为  $t_0$ ，计算考虑龄期为  $t$  的考虑型钢、钢筋约束影响的混凝土收缩应变值。

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ ——加载龄期为  $t_0$ ，计算考虑龄期为  $t$  的混凝土收缩应变值。

## 条文说明

钢混组合梁由于含钢率较高，不能忽略钢及钢筋对混凝土徐变和收缩的约束影响。

## 11.2 极限状态计算

### 11.2.1 承载能力极限状态

#### 1 受弯构件承载力

(1) 计算组合梁抗弯承载力时，应考虑施工方法及顺序的影响并对施工过程进行抗弯验算。

(2) 计算组合梁负弯矩区抗弯承载力时，不计负弯矩区混凝土的抗拉贡献，但应计入混凝土板翼缘有效宽度范围内纵向钢筋的作用。

(3) 布置预应力的组合梁桥，应不计预应力初始弯矩，采用内力形式的表达式对组合截面极限承载能力进行计算。

## 条文说明

在进行抗弯承载力计算时，桥面板无论是否开裂都不应计入负弯矩区混凝土的抗拉贡献。采用预应力的组合梁桥，应不计初始预应力，采用内力的形式表达式对组合截面极限承载能力进行计算。

(4) 塑性设计方法计算正弯矩区钢-混凝土组合梁的抗弯承载力时，应符合下列规定：

1) 塑性中和轴在钢梁截面内(图 11.2.1-1)，即  $A_c f_{cd} + A_s f_{sd} + A_p (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) < A_s f_d + A_p \sigma_{pe,ex}$

时，抗弯承载力应符合下列公式要求：

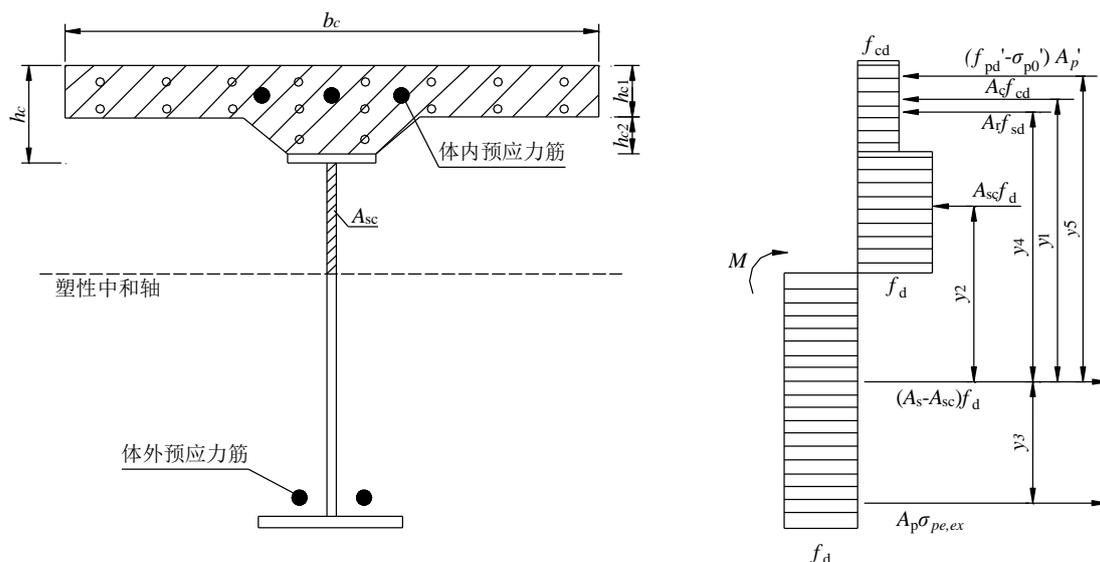


图 11.2.1-1 塑形中和轴在钢梁内时的组合梁截面及应力图形

$h_{c1}$ -混凝土桥面板的厚度； $h_{c2}$ -混凝土桥面板的承托

高度

$$\gamma_0 M \leq k [A_c f_{cd} y_1 + A_{sc} f_d y_2 + A_p \sigma_{pe,ex} y_3 + A_r f_{sd} y_4 + (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A_p y_5] \quad (11.2.1-1)$$

$$A_{sc} = \frac{A_s f_d + A_p \sigma_{pe,ex} - A_c f_{cd} - A_r f_{sd} - (f'_{pd} - \sigma'_{p0}) A_p}{2 f_d} \quad (11.2.1-2)$$

$$k = 1 - 0.048 e^{-0.43r} \quad (11.2.1-3)$$

$$r = \frac{n_r N_v^c}{\min(A_c f_{cd}, A_s f_d)} \quad (11.2.1-4)$$

式中： $\gamma_0$ ——桥梁结构的重要性系数；

$M$ ——正弯矩设计值（N·mm）；

$A_c$ ——混凝土桥面板的截面面积；

$A_{sc}$ ——钢梁受压区的截面面积；

$A_p$ ——体外预应力钢筋的截面面积；

$A_p'$ ——体内预应力钢筋的截面面积；

$A_r$ ——塑性中和轴上侧混凝土桥面板内纵向钢筋的截面面积（mm<sup>2</sup>）；

$A_s$ ——钢梁的截面面积 ( $\text{mm}^2$ );

$y_1$ ——混凝土桥面板受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离 (mm);

$y_2$ ——钢梁受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离 (mm);

$y_3$ ——体外预应力钢筋截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离 (mm);

$y_4$ ——混凝土桥面板纵向钢筋截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离 (mm);

$y_5$ ——体内预应力钢筋截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离 (mm);

$\sigma_{pe}$ ——体外预应力钢筋扣除预应力损失后的有效应力 (MPa);

$\sigma'_{p0}$ ——受压区预应力混凝土合力点处混凝土法向应力等于零时预应力钢筋的应力;

$f_{cd}$ ——混凝土抗压强度设计值 (MPa);

$f_d$ ——钢材的抗拉强度设计值 (MPa);

$f_{pd}$ 、 $f'_{pd}$ ——纵向预应力钢筋抗拉强度设计值和抗压强度设计值 (MPa);

$f_{sd}$ ——混凝土桥面板内纵向钢筋的抗拉强度设计值 (MPa);

$r$ ——剪力连接程度;

$n_r$ ——一个剪跨区的抗剪连接件数目;

$N_v^c$ ——一个抗剪连接件的抗剪承载力设计值 (MPa), 按本规范第 11.3 节的有关公式计算。

2) 塑性中和轴在混凝土桥面板内 (图 11.2.1-2), 即  $A_c f_{cd} + A_r f_{sd} \geq A_s f_d + A_p \sigma_{pu,d}$  时, 抗弯承载力应符合下列公式要求:

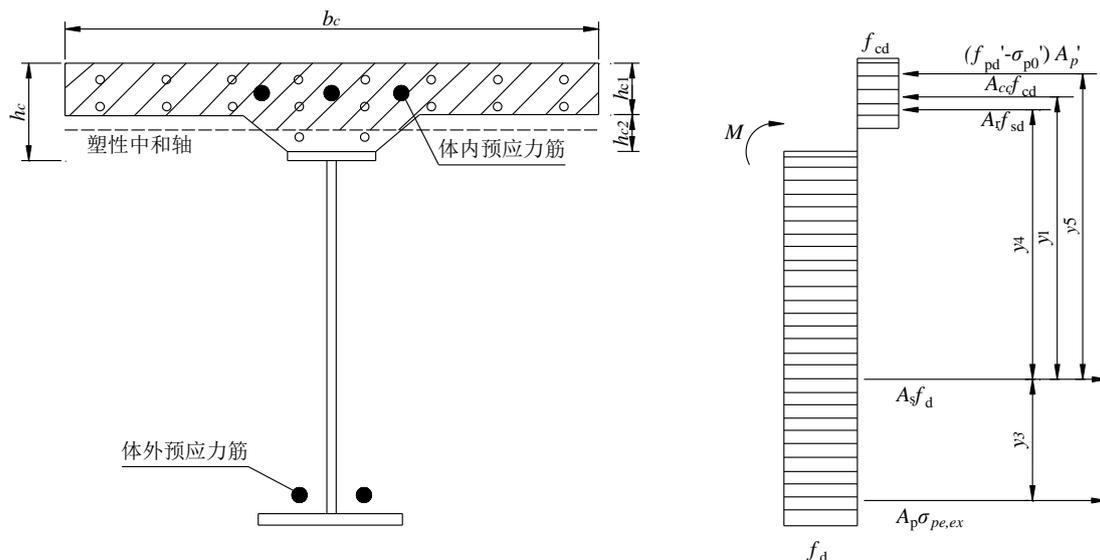


图 11.2.1-2 塑形中和轴在混凝土桥面板内时的组合梁截面及应力图形

$$\gamma_0 M \leq k [A_{cc} f_{cd} y_1 + A_p \sigma_{pe,ex} y_3 + A_r f_{sd} y_4 + (f_{pd}' - \sigma_{p0}') A_p' y_5] \quad (11.2.1-5)$$

$$A_{cc} = b_c x = \frac{A_s f_d + A_p \sigma_{pe,ex} - A_r f_{sd} - (f_{pd}' - \sigma_{p0}') A_p'}{f_{cd}} \quad (11.2.1-6)$$

$$k = 1 - 0.082e^{-0.3r} \quad (11.2.1-7)$$

式中：  $A_{cc}$  —— 塑形中和轴上侧混凝土桥面板的面积 ( $\text{mm}^2$ )；

$b_c$  —— 混凝土桥面板的有效宽度；

$x$  —— 混凝土桥面板的受压区高度；

$k$  —— 考虑滑移效应的拟合系数，可取为 0.94，也可采用式 (11.2.1-7) 进行精确计算。

3) 负弯矩区段组合梁抗弯承载力应符合下列公式要求：

$$\gamma_0 M' \leq M_s + A_r f_{sd} (y_4 + y_6 / 2) + f_{pd}' A_p' (y_5 + y_4 / 2) + A_p \sigma_{pe,ex} (y_3 + y_4 / 2) \quad (11.2.1-5)$$

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

$$f_{sd} A_r + f_{pd}' A_p' + \sigma_{pe,ex} A_p + f_d (A_s - A_{sc}) = f_d A_{sc} \quad (11.2.1-7)$$

$M'$  —— 负弯矩设计值 ( $\text{N}\cdot\text{mm}$ )；

$M_s$  —— 钢梁塑形弯矩；

$S_1$ 、 $S_2$  —— 钢梁塑形中和轴以上和以下截面对该轴的面积矩 ( $\text{mm}^3$ )；

$y_3$ ——体外预应力钢筋截面形心至组合截面塑性中性轴的距离 (mm);

$y_4$ ——混凝土桥面板纵向钢筋截面形心至组合截面塑性中性轴的距离 (mm);

$y_5$ ——体内预应力钢筋截面形心至组合截面塑性中性轴的距离 (mm);

$y_6$ ——组合梁塑性中和轴至钢梁塑性中和轴的距离, 当组合梁塑性中和轴在钢梁腹板内时, 取  $y_6 = (A_r f_{sd} + f'_{sd} A'_p + \sigma_{pe,ex} A_p) / 2t_w f_d$ , 当中和轴在钢梁翼缘内时, 可取  $y_6$  等于钢梁塑性中和轴至腹板上边缘的距离 (mm)。

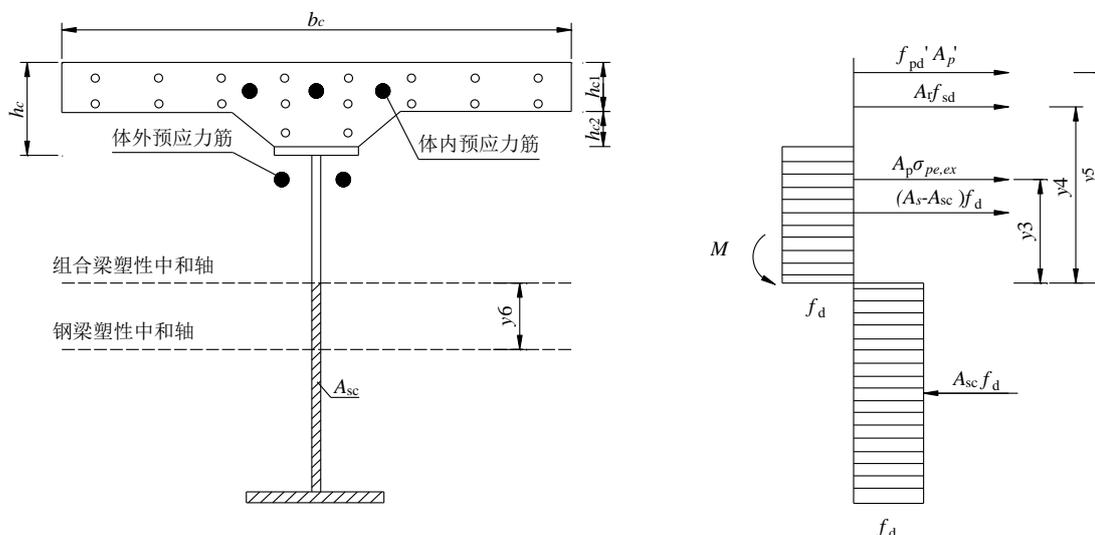


图 11.2.1-3 负弯矩作用时组合梁截面及应力图形

## 2 抗剪承载力

- (1) 组合梁截面的剪力应全部由钢梁腹板承担, 不考虑混凝土顶、底板的抗剪作用。
- (2) 直腹板组合梁承受弯矩和剪力共同作用时, 应考虑两者耦合的影响, 检算组合应力。对于波形钢腹板, 腹板不承担正应力, 不进行组合应力检算。
- (3) 内衬混凝土所承担的剪力, 先按照抗剪刚度进行剪力分配, 再分别按钢筋混凝土和钢腹板分别检算。

(4) 在面内剪切荷载作用下, 波形钢腹板的剪切屈曲破坏模式主要有整体屈曲、局部屈曲以及组合屈曲, 波形钢腹板的屈曲稳定性验算应保证截面不发生屈曲破坏。

## 条文说明

内衬混凝土段抗剪承载力检算采取了按抗剪刚度分配剪力, 再分别检算的方法, 未采用统一模式, 国内波形腹板相关规范都采用这样的方法, 不符合抗剪极限状态的假定, 由于缺乏相关试验研究, 本标准仍

采用了这一方法。

### 3 轴心受力及拉弯、压弯构件承载力计算

(1) 钢桁组合梁中存在轴心受力及拉弯、压弯构件，其承载力计算可参考现行的相关规范进行承载力计算。

(2) 钢构件容许最大长细比应满足本规范第 6 章规定，组合压杆的长细比不应大于 80。

4 组合梁应按《公路钢混组合结构桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01-2015) 进行稳定计算，并对和钢梁及连接件进行疲劳计算。

5 组合梁应进行抗倾覆稳定计算，抗倾覆稳定系数不小于 2.5。持久状况下，组合梁桥不应发生结构体系改变，并应同时满足下列规定：

(1) 在作用的基本组合下，单向受压支座始终保持受压状态。

(2) 按作用标准值进行组合时，整体式截面简支梁和连续梁的作用效应应符合式 (11.2.1-8) 的要求：

$$\frac{\sum S_{bk,i}}{\sum S_{sk,i}} \geq k_{qf} \quad (11.2.1-8)$$

式中： $k_{qf}$ ——横桥向抗倾覆稳定系数，取  $k_{qf}=2.5$ ；

$\sum S_{bk,i}$ ——使上部结构稳定的效应设计值；

$\sum S_{sk,i}$ ——使上部结构失稳的效应设计值。

## 条文说明

按刚体失稳的破坏形态不能真实反映桥梁失稳形态，《钢——混凝土组合梁桥设计规范》GB 50917-2013 提出限制支撑处横向转角，保证约束的有效性也可借鉴。从一些事故看，倾覆也往往伴随着滑移，也多出现在城市斜、弯、坡桥上。中小跨桥梁多采用橡胶支座，缺乏恢复力且极易失效，设计这类桥梁除了加强抗倾覆稳定检算外，首先要有可靠的支撑，每联桥应有至少有一个防纵向滑移的刚性支撑和两个防横向滑移的刚性支撑（两个还可防止平面转动）。

### 11.2.2 正常使用极限状态

#### 1 抗裂验算

(1) 波形钢腹板组合梁、钢底板波形钢腹板梁、钢桁组合梁等按桥面板防裂设计的钢混组合梁应对桥面板进行抗裂验算。

(2) 对于设有受力钢顶板和钢弦杆的组合梁桥，无论跨度大小，桥面板均可按 A 类预

应力构件进行设计；当跨度大于 100m 时宜按全预应力混凝土构件进行设计。

### 条文说明

对于设有受力钢顶板和钢弦杆的组合梁桥，桥面板参与结构整体受力作用相对要小些，故规定无论跨度大小桥面板均可按 A 类预应力构件进行设计。

#### 2 裂缝宽度及钢筋应力验算

(1) 容许桥面板开裂的组合结构应进行裂缝宽度的验算。计算裂缝宽度时，开裂区受拉钢筋的应力应按下式考虑受拉刚化效应。

$$\sigma_s = \sigma_{ss} + \Delta\sigma_s \quad (11.2.2-1)$$

式中： $\sigma_s$ ——考虑受拉刚化效应下的钢筋拉应力；

$\sigma_{ss}$ ——频遇组合下的钢筋纵向拉应力，按式：

$\Delta\sigma_s$ ——钢筋拉伸硬化引起的附加应力

$$\Delta\sigma_s = \frac{0.4f_{cm}}{\alpha_{st}\rho_s} \quad (11.2.2-2)$$

$$\alpha_{st} = \frac{A_{2,sa}I_{2,sa}}{A_a I_a} \quad (11.2.2-3)$$

$\rho_s$ ——配筋率；

$f_{cm}$ ——混凝土抗拉强度设计值；

$A_a$ 、 $I_a$ ——钢截面面积及惯性矩

$A_{2,sa}$ 、 $I_{2,sa}$ ——全开裂组合截面（钢截面+钢筋）的面积及惯性矩

(2) 为保证弹性性能，避免产生过度的裂缝或变形，针对开裂区受拉钢筋，钢筋在标准组合下拉应力需满足以下限值：

$$\sigma_{sb} + \Delta\sigma_s \leq f_s \quad (11.2.2-4)$$

式中： $\sigma_{sb}$ ——标准组合下产生的钢筋拉应力；

$\Delta\sigma_s$ ——钢筋拉伸硬化引起的附加应力。

### 条文说明

我国现行组合梁规范钢筋应力不考虑受拉刚化效应，承载力检算是偏安全的。但控制开裂的钢筋应力不计受拉刚化效应时明显偏低，对裂缝控制不利，参考欧洲规范给出裂缝检算时无预应力筋组合梁钢筋应

力计算公式。

(3) 各类环境中，钢筋混凝土和 B 类预应力混凝土构件的最大裂缝宽度计算值不应超过 11.2.2-1 规定的限值。

表 11.2.2-1 最大裂缝宽度限值

环境类别	环境作用等级	最大裂缝宽度限值	
		钢筋混凝土构件	B 类预应力混凝土构件
一般环境	I - A	0.20	0.10
	I - B		0.10
	I - C		0.10
冻融环境	II - C	0.20	0.10
	II - D	0.15	禁止使用
	II - E	0.10	禁止使用
近海或海洋氯化物环境	III - C	0.15	0.10
	III - D	0.15	禁止使用
	III - E、III - F	0.10	禁止使用
除冰盐等其他氯化物环境	IV - C	0.15	0.10
	IV - D	0.15	禁止使用
	IV - E	0.10	禁止使用
盐结晶环境	V - D、V - E、V - F	0.10	禁止使用
化学腐蚀环境	VI - C	0.15	0.10
	VI - D、VI - E、VI - F	0.10	禁止使用
磨蚀环境	VII - C	0.20	0.10
	VII - D、VII - E	0.15	禁止使用

(4) 钢筋混凝土构件和 B 类预应力混凝土受弯构件，其最大裂缝宽度  $W_{cr}$  (mm) 可按式 (11.2.2-5) 计算：

$$W_{cr} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_s}{E_s} \left( \frac{c+d}{0.36 + 1.7\rho_{te}} \right) \quad (11.2.2-5)$$

式中： $C_1$ ——钢筋表面的形状系数，对光面钢筋， $C_1=1.40$ ；对带肋钢筋， $C_1=1.00$ ；

对环氧树脂涂层带肋钢筋,  $C_1=1.15$ ;

$C_2$ ——长期效应影响系数,  $C_2=1+0.5\frac{M_l}{M_s}$ , 其中  $M_l$  和  $M_s$  分别为作用准永久组合和作用频遇组合计算的弯矩设计值(或轴力设计值);

$C_3$ ——与构件受力性质有关的系数, 当为钢筋混凝土板式受弯构件时,  $C_3=1.15$ , 其他受弯构件  $C_3=1.0$ , 轴心受拉构件  $C_3=1.2$ , 轴心受压构件  $C_3=1.1$ , 圆形截面偏心受压构件  $C_3=0.75$ , 其他偏心受压构件  $C_3=0.9$ ;

$\sigma_s$ ——钢筋应力, 按 11.2.2-1 式计算;

$c$ ——最外排纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度(mm), 当  $c>50$  mm 时, 取 50mm;

$d$ ——纵向受拉钢筋直径(mm); 当用不同直径的钢筋时,  $d$  改用换算直径  $d_e$ .

$d_e = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i d_i}$ , 式中  $n_i$  为受拉区第  $i$  种钢筋的根数,  $d_i$  为受拉区第  $i$  种钢筋的直径, 按表

11.2.2-2 取值; 对于多层焊接钢筋骨架, 式(11.2.2-5)中的  $d$  或  $d_e$  应乘以系数 1.3;

$\rho_{te}$ ——纵向受拉钢筋的有效配筋率, 当  $\rho_{te}>0.1$  时, 取  $\rho_{te}=0.1$ ; 当  $\rho_{te}<0.01$  时, 取  $\rho_{te}=0.01$ 。

表 11.2.2-2 受拉区钢筋直径  $d_i$

受拉区钢筋种类	单根普通钢筋	普通钢筋的束筋	钢绞线束	钢丝束
$d_i$ 取值	公称直径 $d$	等代直径 $d_{se}$	等代直径 $d_{pe}$	

注: 1.  $d_{se} = \sqrt{nd}$ ,  $n$  为组成束筋的普通钢筋根数,  $d$  为单根普通钢筋公称直径。

2.  $d_{pe} = \sqrt{nd_p}$ ,  $n$  为钢丝束中钢丝根数或钢绞线束中钢绞线根数,  $d_p$  为单根钢丝或钢绞线公称直径。

当矩形、T形和工形截面偏心受压构件满足  $e_0/h \leq 0.55$ , 或圆形截面偏心受压构件满足  $e_0/r \leq 0.55$  时, 可不进行裂缝宽度验算。

(5) 由作用频遇组合引起的开裂截面纵向受拉钢筋的应力  $\sigma_{ss}$  可按下列公式计算:

## 1) 矩形、T形和工形截面的钢筋混凝土构件

轴心受拉构件

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s}{A_s} \quad (11.2.2-6)$$

受弯构件

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87A_s h_0} \quad (11.2.2-7)$$

偏心受拉构件

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s e'_s}{A_s (h_0 - a'_s)} \quad (11.2.2-8)$$

偏心受压构件

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s (e_s - z)}{A_s z} \quad (11.2.2-9)$$

$$z = [0.87 - 0.12(1 - \gamma'_f) \left(\frac{h_0}{e}\right)^2] h_0 \quad (11.2.2-10)$$

$$e_s = \eta_s e_0 + y_s \quad (11.2.2-11)$$

$$\gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \quad (11.2.2-12)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000 e_0 / h_0} \left(\frac{l_0}{h}\right)^2 \quad (11.2.2-13)$$

式中： $A_s$ ——受拉区纵向钢筋截面面积；轴心受拉构件取全部纵向钢筋截面面积；受弯、偏心受拉及大偏心受压构件取受拉区纵向钢筋截面面积或受拉较大一侧的钢筋截面面积；

$e'_s$ ——轴心拉力作用点至受压区或受拉较小边纵向钢筋合力点的距离；

$e_s$ ——轴心压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离；

$z$ ——纵向受拉钢筋合力点至截面受压区合力点的距离，且不大于  $0.87h_0$ ；

$\eta_s$ ——轴向压力的正常使用极限状态偏心距增大系数，当  $l_0/h \leq 14$  时，取  $\eta_s = 1.0$ ；

$y_s$ ——截面重心至纵向受拉钢筋合力点的距离；

$\gamma'_f$ ——受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值；

$b'_f$ 、 $h'_f$ ——受压区翼缘的宽度、厚度，在式(11.2.2-12)中，当  $h'_f > 0.2h_0$  时，取  $h'_f = 0.2h_0$ ；

$N_s$ 、 $M_s$ ——按作用频遇组合计算的轴向力值、弯矩值。

## 2) 圆形截面的钢筋混凝土偏心构件

$$\sigma_{ss} = \frac{0.6(\frac{\eta_s e_0}{r} - 0.1)^3}{(0.45 + 0.26 \frac{r_s}{r})(\frac{\eta_s e_0}{r} + 0.2)^2} \frac{N_s}{A_s} \quad (11.2.2-14)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000} \frac{e_0}{2r - a_s} \left(\frac{l_0}{2r}\right)^2 \quad (11.2.2-15)$$

式中：  $A_s$  ——全部纵向钢筋截面面积；

$N_s$  ——按作用频遇组合计算的轴向力值；

$r_s$  ——纵向钢筋重心所在圆周的半径；

$r$  ——圆形截面的半径；

$e_0$  ——构件初始偏心距；

$a_s$  ——单根钢筋中心到构件边缘的距离；

$\eta_s$  ——轴心压力的正常使用极限状态偏心距增大系数，当  $\frac{l_0}{2r} \leq 14.0$  时，取  $\eta_s = 1.0$ 。

## 3 B类预应力混凝土受弯构件

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s \pm M_{p2} - N_{p0}(z - e_p)}{(A_p + A_s)z} \quad (11.2.2-16)$$

$$e = e_p + \frac{M_s \pm M_{p2}}{N_{p0}} \quad (11.2.2-17)$$

式中：  $z$  ——受压区纵向普通钢筋和预应力钢筋合力点至截面受压区合力点的距离，

按式 (11.2.2-10) 计算，但式中的  $e_s$  以式 (11.2.2-17) 的  $e$  代入；

$e_p$  ——混凝土法向应力等于零时，纵向预应力钢筋和普通钢筋的合力  $N_{p0}$  的作用点至受拉区纵向预应力钢筋和普通钢筋合力点的距离；

$N_{p0}$  ——混凝土法向应力等于零时，预应力钢筋和普通钢筋的合力。

$M_{p2}$  ——由预加力  $N_p$  在后张法预应力混凝土连续梁等超静定结构中产生的次弯矩。

注：在式 (11.2.2-16)、式 (11.2.2-17) 中，当  $M_{p2}$  与  $M_s$  的作用方向相同时，取正号；相反时，取负号。

## 条文说明

为方便计算,本条给出了正常使用阶段钢筋应力的近似计算公式。裂缝较为控制时可按容许应力法基本假定较为准确的计算开裂截面的钢筋应力,对于偏压构件,采用上述公式计算的应力有时过于保守。

(6) 纵向受拉钢筋的有效配筋率  $\rho_{te}$  按下列公式计算:

1) 矩形、T形和工形截面构件

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}} \quad (11.2.2-18)$$

式中:  $A_s$  ——受拉区纵向钢筋截面面积,轴心受拉构件取全部纵向钢筋截面面积;受弯、偏心受力及大偏心受压构件取受拉区纵向钢筋截面面积或受拉较大一侧的钢筋截面面积;

$A_{te}$  ——有效受拉混凝土截面面积,轴心受拉构件取构件截面面积;受弯、偏心受压构件取  $2a_s b$ ,  $a_s$  为受拉钢筋重心至受拉区边缘的距离,对矩形截面,  $b$  为截面宽度,对翼缘位于受拉区的 T 形、工形截面,  $b$  为受拉区有效翼缘宽度。

2) 圆形截面构件

$$\rho_{te} = \frac{\beta A_s}{\pi (r^2 - r_1^2)} \quad (11.2.2-19)$$

$$r_1 = r - 2a_s \quad (11.2.2-20)$$

$$\beta = (0.4 + 2.5\rho) \left[ 1 + 0.353 \left( \frac{\eta_s e_0}{r} \right)^{-2} \right] \quad (11.2.2-21)$$

$$\rho = \frac{A_s}{\pi r^2} \quad (11.2.2-22)$$

式中:  $\beta$  ——构件纵向受拉钢筋对裂缝贡献的系数;

$A_s$  ——全部纵向钢筋截面面积;

$r_1$  ——圆形截面半径与单根钢筋中心到构件边缘 2 倍距离的差值;

$\rho$  ——纵向钢筋配筋率。

### 3 挠度验算

(1) 挠度按 5.2.3 条规定验算。

组合梁应设预拱度,预拱度大小应视实际需要而定,宜为结构自重标准值加 1/2 车道荷载频遇值产生的竖向挠度值,频遇值系数为 1.0,并考虑施工方法和顺序的影响。预拱度设置应保持桥面曲线平顺。

(2) 波形钢腹板尤其是钢底板型波形钢腹板桥挠度应采用分层单元等更精细化的计算模型进行计算。

### 条文说明

鉴于波形钢腹板桥梁相关规范都仅是基于不计波形腹板刚度贡献的初等梁分析模型进行相关计算, 实际应用已发现变形相差较大, 尤其是采用钢底板的钢底板型波形钢腹板桥采用初等梁理论计算差异更大, 不符合实际受力形态, 故要求应采用分层单元等更精细化的计算模型, 以避免变形被严重低估。

## 4 振动控制

(1) 应引入振动敏感参数等限制桥梁结构的振动, 避免共振的发生, 并降低使用者的不舒适和频繁振动造成的结构损伤。

(2) 计算组合梁基本自振频率时, 应使用未开裂的截面和混凝土的动态弹性模量。

### 条文说明

振动属于车桥(或人桥)耦合效应, 这方面研究较多, 但还没有统一认可的振动性能评价指标。人行桥和高速铁路桥对基频已有一些限制, 公路市政桥梁相关规范还没有这方面的内容。制定本条规定目的是随着大跨度钢桥的应用, 结构轻型化会使结构振动问题变得突出, 设计应给予重视, 合理控制结构刚度。桥梁振动一般属于低频振动, 在没有测试动态弹性模量时, 动态弹性模量可采用静态弹性模量的1.3倍。

## 11.3 抗剪连接件

### 11.3.1 抗剪连接件承载力检算

1 钢—混凝土组合梁的应按下列原则计算确定相应区段单位长度上的抗剪连接件应承担的纵桥向水平力。

(1) 剪力连接件的作用(荷载)包括形成组合截面之后的永久作用和可变作用。

(2) 组合梁中的钢梁与混凝土板结合面纵桥向剪力作用按未开裂分析方法计算, 不考虑负弯矩区混凝土开裂的影响。

(3) 钢梁与混凝土板之间单位长度上的纵桥向水平剪力 $V$ 按下式计算。剪力连接件的数量宜按剪力包络图形状进行分段计算, 在相应区段内均匀布置。

$$V_1 = \frac{VS}{I_{un}} \quad (11.3.1-1)$$

式中:  $V$ ——形成组合截面之后作用于组合梁的竖向剪力(N);

$S$ ——混凝土板对组合截面中性轴的面积矩( $\text{mm}^2$ );

$I_{un}$ ——组合梁未开裂截面惯性矩 ( $\text{mm}^4$ );

(4) 梁端部结合面上由于预应力束集中锚固力、混凝土收缩徐变变形及温差引起的纵桥向剪力, 由梁端部长度  $I_{cs}$  范围内的剪力连接件承受。梁端部结合面上单位梁长由集中锚固力、混凝土收缩徐变变形及温差引起的最大纵向剪力  $V_{ms}$  为:

$$V_{ms} = \frac{2V_h}{I_{cs}} \quad (11.3.1-2)$$

式中:  $V_h$ ——由预应力钢筋集中锚固力、混凝土收缩徐变变形及温差初始效应在钢梁和混凝土板结合面上产生的纵桥向水平剪力 (N);

$I_{cs}$ ——由预应力集中锚固力、混凝土收缩徐变变形及温差引起的纵桥向水平剪力计算传递长度(mm), 取主梁腹板间距和主梁等效计算跨径的 1/10 中的较小值。

2 焊钉连接件抗剪承载力设计值、开孔板连接件的单孔抗剪承载力设计值、槽钢连接件的抗剪承载力设计值应按下列规定进行计算。

(1) 焊钉连接件的抗剪承载力设计值应根据下列公式确定:

单个栓钉的连接件的抗剪承载力设计值取下列两式中的较小值。

当发生栓钉剪断破坏时:

$$N_v^c = 1.19 A_{std} f_{std} \left( \frac{E_c}{E_s} \right)^{0.2} \left( \frac{f_{cu}}{f_{std}} \right)^{0.1} \quad (11.3.1-3)$$

当发生混凝土压碎破坏时:

$$N_v^c = 0.43 \eta A_{std} \sqrt{f_{cd} E_c} \quad (11.3.1-4)$$

式中:  $N_v^c$ ——栓钉抗剪承载力 (N);

$A_{std}$ ——栓杆的截面面积 ( $\text{mm}^2$ );

$E_c$ 、 $E_s$ ——混凝土和栓钉的弹性模量 (MPa);

$f_{cu}$ ——边长为150mm的混凝土立方体抗压强度 (MPa);

$f_{std}$ ——栓钉的抗拉强度 (MPa)。当栓钉材料性能等级为4.6级时, 取400MPa;

$\eta$ ——群钉效应折减系数。当  $6 < l_d / d < 13$  时, 对于C30~C40混凝土,  $\eta = 0.021 l_d / d + 0.73$

( $l_d$  为栓钉纵向间距,  $d$  为栓钉直径, 均已mm计); 对于C45、C50混凝土,  $\eta = 0.016 l_d / d + 0.80$ ;

对于C55、C60混凝土， $\eta=0.013l_d/d+0.84$ 。

当 $l_d/d \geq 13$ 时，不考虑群钉效应，取1.0。

(2) 开孔板连接件的单孔抗剪承载力设计值应根据下列公式确定：

$$N_v^c = 2\alpha \left( \frac{\pi}{4} d_1^2 - \frac{\pi}{4} d_2^2 \right) f_{td} + 2 \cdot \frac{\pi}{4} d_2^2 \cdot f_{vd} \quad (11.3.1-5)$$

式中： $N_v^c$ ——开孔板连接件的单孔抗剪承载力设计值（N）；

$d_1$ ——开孔直径（mm）；

$d_2$ ——横向贯通直径（mm）；

$f_{td}$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值（MPa）；

$f_{vd}$ ——钢筋强度设计值（MPa），按式 $f_{vd}=0.577f_{sd}$ 计算， $f_{sd}$ 为钢筋抗拉强度设计值（MPa）；

$\alpha$ ——提高系数，取6.1。

(3) 槽钢连接件的抗剪承载力设计值应根据下列公式确定：

$$N_v^c = 0.26(t+0.5t_w) l_c \sqrt{E_c f_{cd}} \quad (11.3.1-6)$$

式中： $N_v^c$ ——槽钢连接件的单孔抗剪承载力设计值（N）；

$t$ ——槽钢翼缘的平均厚度（mm）；

$t_w$ ——槽钢腹板的厚度（mm）；

$l_c$ ——槽钢的长度（mm）。

连接槽钢与钢梁的角焊缝应按承受该连接件的抗剪承载力设计值 $N_v^c$ 进行计算。

3 钢—混凝土组合梁正常使用极限状态下，单个抗剪连接件承担的剪力设计值不应超过75%的抗剪承载力设计值。

### 条文说明

抗剪连接件纵向剪力计算方法有利用剪力互等定律和按剪跨区段连接件的承载能力应大于混凝土桥面板或钢梁的纵向受压或受拉承载力确定的两种方法。前者基于弹性设计状态，后者基于塑性设计状态。桥梁结构跨度较大，剪跨区段较长，采用同一剪跨区间栓钉均匀分布不可靠，需要有明显的滑移变形，因此本标准选择基于弹性设计状态确定抗剪连接件纵向剪力的计算方法。

#### 4 摩擦紧固螺栓连接承载力

(1) 摩擦紧固螺栓用于要求快速组合的钢构件与预制混凝土桥面板的剪力连接件的场合, 承载力计算可参考高强螺栓相关规定。

(2) 设计要考虑由于混凝土徐变和收缩引起的预压力降低和钢与混凝土界面的表面条件。

(3) 连接的设计及每个螺栓圆头的细部构造要满足钢和混凝土间的局部压应力要求。

#### 5 剪力连接件应按下列规定进行疲劳验算。

(1) 剪力连接件位于始终承受压力的钢梁翼缘时, 应按下式进行疲劳验算:

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E2} \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf,s}} \quad (11.3.1-7)$$

式中:  $\Delta \tau_{E2}$  ——疲劳荷载计算模型 II 或模型 III 作用下剪力连接件等效剪应力幅, 按现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64) 的相关规定计算, 其中计算损伤等效系数  $\gamma$  时,  $\gamma_1=1.55$ ;

$\Delta \tau_c$  ——对应于 200 万次应力循环的剪力连接件疲劳设计强度,  $\Delta \tau_c = 90 \text{MPa}$ ;

$\gamma_{Ff}$  ——疲劳荷载分项系数, 取 1.0;

$\gamma_{Mf,s}$  ——剪力连接件疲劳抗力分项系数, 取 1.0;

(2) 剪力连接件位于承受拉应力的钢梁翼缘时, 应按下列公式进行疲劳验算:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E2}}{\Delta \sigma_c} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c} \leq 1.3 \quad (11.3.1-8)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E2}}{\Delta \sigma_c} \leq 1.0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c} \leq 1.0 \quad (11.3.1-9)$$

式中:  $\Delta \sigma_{E2}$ 、 $\Delta \sigma_c$  ——疲劳荷载作用下钢梁翼缘等效正应力幅、钢材疲劳抗力, 按现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64) 的相关规定计算。

$\gamma_{Mf}$  ——疲劳抗力分项系数, 按现行《公路钢结构设计规范》(JTG D64) 的相关规定取值。

#### 11.3.2 抗拔不抗剪连接件的抗拔承载力

抗拔不抗剪连接件的抗拔承载力受 2 个因素影响：混凝土部分内埋连接件区域的抗冲切承载力  $T_c$  以及连接件腹板抗拉承载力  $T_s$ ，而连接件抗拔承载力  $T$  是两者中的较小值，即

$$T = \min\{T_c, T_s\} \quad (11.3.2-1)$$

$$T = T_s = f_{yw} A_s \quad (11.3.2-2)$$

$$T_c = f_t S_h \quad (11.3.2-3)$$

$$T_c \geq T_s \quad (11.3.2-4)$$

式中： $f_{yw}$ ——连接件腹板抗拉强度； $S_h = [2(b_f + h_0) + 2(a_f + h_0)]h_0$ ， $h_0 = h_w - a_0$ ，其中  $a_0$ ——混凝土保护层厚度。

### 11.3.3 桥面板纵向抗剪验算

1 进行组合梁承托及混凝土板纵向抗剪验算时，应分别验算图 11.3.3-1 所示的纵向抗剪界面 a-a、b-b、c-c 及 d-d。

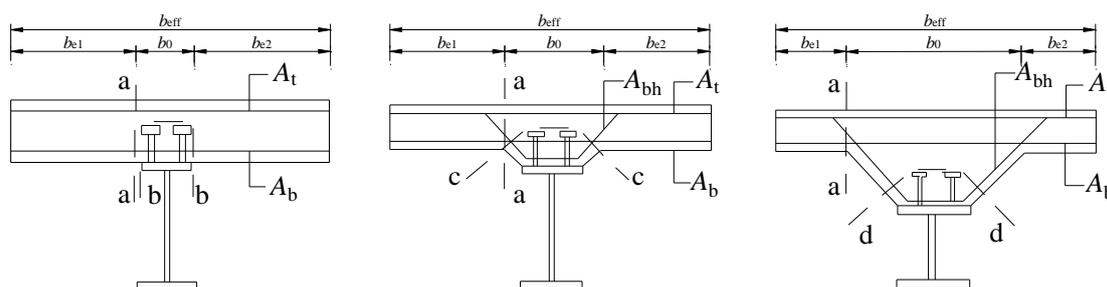


图 11.3.3-1 混凝土板纵向抗剪界面

$A_t$ ——混凝土板上缘单位长度内垂直于主梁方向的钢筋面积总和 ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )； $A_b$ 、 $A_{bh}$ ——混凝土板下缘、承托底板单位长度内垂直于主梁方向的钢筋面积总和 ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )

2 作用（或荷载）引起的单位长度内纵向抗剪界面上的纵向剪力应符合下列规定：

(1) 单位长度上 b-b、c-c 及 d-d 纵向抗剪界面（图 11.3.3-1）的纵向剪力  $V_{ld}$  应按下式计算：

$$V_{ld} = V_1 \quad (11.3.3-1)$$

(2) 单位长度上 a-a 纵向抗剪界面（图 11.3.3-1）的纵向剪力  $V_{ld}$  应按下式计算：

$$V_{ld} = \max\left\{\frac{V_1 b_{e1}}{b_{eff}}, \frac{V_1 b_{e2}}{b_{eff}}\right\} \quad (11.3.3-2)$$

3 组合梁承托及混凝土板应按下式进行纵向抗剪验算：

$$V_{ld} \leq V_{IRd} \quad (11.3.3-3)$$

式中： $V_{ld}$ ——作用（或荷载）引起的单位长度内纵向抗剪界面上的纵向剪力；

$V_{IRd}$ ——单位长度内混凝土板纵向抗剪承载力。

4 单位长度内混凝土板纵向抗剪承载力应按下式计算：

$$V_{IRd} = \min \{ 0.7 f_{td} b_f + 0.8 A_e f_{sd}, 0.25 b_f f_{cd} \} \quad (11.3.3-4)$$

式中： $f_{td}$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值（MPa）；

$f_{cd}$ ——混凝土轴心抗压强度设计值（MPa）；

$A_e$ ——单位长度内垂直于主梁方向上的钢筋截面积，按表 11.3.3-1 取值。

表 11.3.3-1 单位长度内垂直于主梁方向上的钢筋截面积  $A_e$

剪切面	a-a	b-b	c-c	d-d
$A_e$	$A_b + A_t$	$A_b$	$2(A_b + A_{bh})$	$2A_{bh}$

## 11.4 构造要求

### 11.4.1 一般规定

1 应采取措施防止钢混组合梁钢梁在制作、运输、安装架设过程中出现过大变形或丧失稳定。

2 焊接板梁翼缘、开口箱梁翼缘或箱梁顶底板、桁架弦杆等运营期需与混凝土组合的钢构件板或板束宽度与厚度之比的最大值可适当放宽，具体可用施工阶段最大应力代替屈服应力进行计算。

#### 条文说明

组合构件运营阶段一般不受局部稳定的控制，按施工阶段最大应力代替屈服应力进行板宽与板厚之比的限制有利于减少组合构件改造措施，提高经济性。

3 设计组合梁钢构件及制作工艺时，应避免较多的焊缝和焊缝交叉，避免和减少应力集中、残余应力以及次应力。构件板厚的变化尽量与构件分段结合，减少截面尺寸的调整，力图桥梁结构简洁化，以降低制造、安装环节成本。

#### 条文说明

不考虑制造、安装一味依据受力不同多次调整截面尺寸，以充分节约钢材的方法事实上达不到节约成本，必须使钢梁结构简洁化。

4 钢—混凝土组合梁应根据吊装能力和已具备的施工条件，考虑组合后整孔安装的方案。

#### 条文说明

桥梁钢混组合结构一般采用先钢梁后混凝土的方案，架设阶段往往还要承受架桥设备的重量，钢梁基本需具备承担运营期荷载的能力。由于组合结构的利用率不高，造成用钢量偏大。如果合理设计横断面，钢与混凝土组合后利用现有的混凝土架桥机进行架设，再浇筑湿接缝成桥，与目前装配式混凝土桥施工技术可实现无缝连接。先期组合既可满足架桥机过孔、运梁的需要，降低新技术的配套成本，还可实现材料的更高效利用，有效降低用钢量，取得高性能和经济性的平衡。

5 钢梁结合面边缘 30mm 范围内应进行防腐涂装。

6 当桥面板采用预制混凝土桥面板时，应采取措施使预制板与钢梁密贴，以满足防水要求。

7 应做好钢构件的细节排水设计，易积水处应设置排水孔。

#### 11.4.2 钢板、钢箱组合梁

1 钢板梁适宜于直线桥梁，宜采用少主梁布置，桥梁较宽时应增加主梁。建议单幅桥宽12m左右时采用双主梁，单幅桥宽16m左右时采用三主梁。

#### 条文说明

城市桥梁往往较宽，采用钢板梁双主梁结构已在实际应用中出现一些问题，结合日本桥梁取得的经验提出了主梁布置建议。

2 钢箱梁适宜于曲线桥及双钢箱主梁的宽桥。为运输、安装方便，一般应采用分离式布置，不宜采用单箱多室的截面形式。

3 钢板梁、钢箱梁采用变截面设计时宜采用支点附近局部变高，根据跨度的大小，结合美观需求采用直线或抛物线的形式变高，不宜采用全跨范围曲线变高的形式。

#### 条文说明

钢梁采用全跨范围曲线变高，将造成钢底板出现大量拼接焊缝，对疲劳强不利，且造成运输、安装困难。

4 钢梁与钢梁之间应布置横向联结系，以提升桥梁的整体性与稳定性。

#### 条文说明

适当的横向联结系能防止主梁的侧倾失稳，同时能让全桥荷载分配更均匀，减少畸变翘曲应力。根据受力情况的不同，横向联结系的构造有较大差别，应分别设计。支座处的横向联结系需抵抗较强的横向荷载，起到避免主梁受压下翼缘弯扭失稳的作用，因此尺寸较跨内的大。

5 腹板竖向加劲肋宜采用平板形式，纵向加劲肋不作为提高截面抗弯承载力的途径。

### 11.4.3 钢桁组合梁

1 钢桁组合桥通常需要施加预应力，预应力钢桁组合桥可分为体外预应力与体内预应力两种形式。

#### 条文说明

钢桁组合桥的混凝土部分受拉时一般需要施加体内预应力，施加预应力时需要注意采取合适的方式保证预应力的导入度。

2 钢桁组合桥中钢桁架与混凝土界面间的剪力连接件分为刚性连接件与柔性连接件两类，其中刚性连接件有方钢、T型钢、钢盒等，柔性连接件宜采用栓钉连接。钢桁架与混凝土间的连接按是否设置钢弦杆可分为两类，设计中通常需要设置钢弦杆，不设置钢弦杆时，应设置混凝土纵梁，同时使用可靠的节点连接形式。

#### 条文说明

使用刚性节点连接或不设置钢弦杆连接时，通常需要预埋钢构件，施工较为复杂，且节点牢固性问题突出。不设置弦杆时一般需要钢桁架与混凝土部分整体制作与安装。

3 主桁桁架的杆件截面可以采用H形、箱型、 $\pi$ 或圆形，受压或应力集中部分可以采用钢管混凝土。上、下弦杆纵向、横向连接构件截面可采用I形、L形或T形等。

4 钢桁组合桥节点一般采用焊接连接或螺栓连接，钢管结构连接时一般采用相贯线焊接。钢桁组合桥节点较为复杂时可以使用预先制作的整体式节点，将各个杆件分别与整体式节点连接。

#### 条文说明

整体式节点可以在工厂预先制作，如铸钢等形式，整体式节点的受力性能较好，且便于复杂节点处的连接。钢管结构相贯连接外观较简洁，但承受动力荷载时，疲劳强度性能不佳，应慎用。

5 钢桁组合桥节点部位存在应力集中效应，且受力状态复杂，宜采用螺栓连接，设计时应充分验算节点的可靠性，节点应尽量采取非偏心设计。

#### 条文说明

焊接节点具有较大的残余应力，未采取残余应力消除措施时，疲劳性能存在隐患。

6 钢桁腹杆的外部尺寸不应大于弦杆的外部尺寸，腹杆与弦杆连接的轴线夹角不宜小

于30°，钢管结构不应将腹杆插入钢弦杆内，以保证节点处弦杆的连续。

### 条文说明

腹杆与弦杆夹角太小时对抗剪不利，夹角太大时又浪费材料，实际工程中的夹角一般在30°到60°之间。

7 钢桁组合桥中的混凝土必须浇筑密实，尤其是节点部分，以避免混凝土局部缺陷对整体结构的影响。节点板与构件表面应紧密贴合，以防止液体从缝隙渗入从而影响结构的耐久性。混凝土与钢构件的连接部位，应特别注意其耐久性，采取适当的防锈措施。

### 条文说明

钢桁组合桥中节点性能对整体结构的影响很大，须关注节点的耐久性，节点区域钢板接触存在接触缝较易腐蚀，应采取充分的防锈防腐措施。钢构件埋入混凝土的部位由于雨水等原因钢材易被腐蚀，同时由于钢与混凝土间的胀缩差异，钢材与混凝土的界面容易出现小裂缝，从而进一步对耐久性产生影响，耐久性设计中对于此部位必须加以特别考虑。

8 预应力钢桁组合桥设计时，为了避免混凝土板中的应力集中，体内索必须分散布置，体外索的布置应考虑预应力钢筋在钢桁架中的张拉空间以及施工方法。

#### 11.4.4 波形钢腹板组合梁

- 1 波形钢腹板应保证在腹板剪切屈服前不发生整体屈曲和局部屈曲。
- 2 波纹钢腹板与混凝土连接部位应进行防锈处理。
- 3 支座处存在剪力突变效应，应考虑混凝土板内附加弯曲应力的影响，对混凝土顶底板进行加强。
- 4 横隔板最大间距不应超过25m。
- 5 与波形钢腹板连接部位的顶、底板混凝土，应加强配筋。
- 6 预应力筋不宜锚固在活载变形较大的部位。
- 7 体外预应力束的设计应满足可更换需求，还应采取适当的构造措施保障锚固部位和转向部位的安全性。

#### 11.4.5 钢底板波形钢腹板梁

- 1 波形钢腹板与钢底板必须采用熔透T字对接焊缝，并宜采用自动焊焊接。

### 条文说明

波形腹板平面折角与钢底板连接处疲劳问题较为突出，手工焊焊接质量较难保证。

- 2 钢底板应力幅较大部位不宜拼板。
- 3 顶、底板在焊接时易形成较明显的波浪形变形，需采取措施予以消除。

4 钢梁顶板、底板、腹板下料时不需考虑焊后纵向伸长的影响，并采取措施防止波形钢腹板焊接时的变形。

### 条文说明

波形腹板横向位置的变化造成钢梁顶、底板，尤其是开口型顶板在焊接时易产生较明显的波浪形变形。波形钢腹板褶皱效应使钢梁纵向有较好的焊后变形恢复能力，下料时不需要考虑焊后伸长的影响，波形钢腹板纵向刚度很弱，与顶底板焊接时易变形，需采取措施。

#### 11.4.6 桥面板

- 1 桥面板宜采用等厚度构造，厚度不宜超过 300mm。
- 2 预制混凝土板在安装前易放置六个月以上或采用补偿收缩的微膨胀混凝土。
- 3 桥面板横向受力且跨度较大时，宜设置横向预应力。
- 4 为避免新老混凝土交界面的开裂，湿接缝宜采用补偿收缩混凝土，以确保新老混凝土结合紧密。负弯矩区防裂钢筋需要较多时，可适当加大钢筋直径。桥面板上层钢筋可采用高性能环氧涂层钢筋。
- 5 桥面板悬臂应伸出钢梁翼缘板边不小于 500mm，并设置滴水檐。
- 6 现浇混凝土桥面板宜采用补偿收缩混凝土；预制混凝土桥面板剪力键槽口及后浇带混凝土应采用与桥面板混凝土等强的补偿收缩混凝土浇筑。
- 7 吊装和安放预制混凝土桥面板前，应在钢主梁上翼缘板的两侧边缘，沿顺桥向通长粘贴两道断面 50mm 宽的可压缩的压条，完成吊装后，在混凝土桥面板自重作用下，泡沫压条被压紧，并通过自身压缩适应桥面板横坡。
- 8 桥面板钢筋连接可采用 RC 环状连接（图 11.4.7-1）或采用 UHPC 材料进行连接。

(1) RC 环状连接接缝重叠长度需满足下式：

$$L_a = f \cdot l_a \cdot A_{se} / A_{sv} \cdot k \geq 1.5dB \geq 20cm \quad (11.4.7-1)$$

式中： $L_a$ ——必要的重叠长度；

$f$ ——钢筋的锚固形状系数，当采用带肋钢筋时取 0.5；

$l_a$ ——基本锚固长度； $l_a = (\sigma_{sa} / 4\tau_{oa}) \cdot \phi$

$\sigma_{sa}$ ——正常使用极限状态或疲劳极限状态下钢筋的抗拉强度极限值；

$\tau_{oa}$ ——混凝土的附着应力强度的极限值；

$\phi$ ——钢筋的公称直径；

$A_{se} / A_{sv}$ ——必要钢筋断面面积/配置钢筋断面面积 $\geq 1/3$ ，在此取为 1.0。

$k$ ——钢筋的公称直径考虑接缝钢筋移动量影响的系数。当重叠接缝集中与一个断面时，对于 $\phi = 14mm$ ，取 $k=2.2$ ；

$dB$ ——钢筋的弯曲直径。

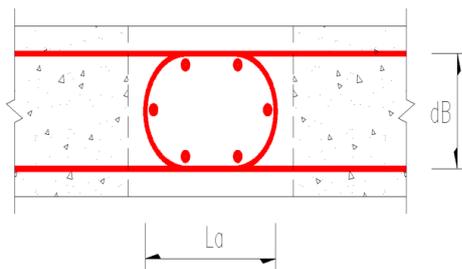


图 11.4.7-1 RC 环状接缝

(2) 采用 UHPC 材料连接时，接缝钢筋搭接长度不应小于  $10d$ ，UHPC 材料抗压强度等级不低于 UC120，抗拉强度等级不低于 UC7。

### 条文说明

环形接缝可按钢筋连续承受内力，许多研究机构通过试验证明了其结构性和耐久性。与钢筋焊接相比，更易于实施和保证质量，相关要求参考日本《钢——混凝土组合桥设计施工规则》而定。UHPC 材料连接可有效减少钢筋的搭接长度，相关要求是参考工程实际应用和有关试验研究而定。

8 桥面板钢筋连接可采用

#### 11.4.7 剪力连接件

焊有剪力连接件的钢板厚度不应小于焊钉直径的 0.5 倍，也不应小于开孔板连接件或型钢连接件的板厚。

1 焊钉连接件的构造应符合下列规定：

(1) 焊钉连接件的材料、机械性能以及焊接要求应满足现行《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》(GB/T 10433) 的规定。

(2) 焊钉连接件长度不应小于 4 倍焊钉直径，当有直接拉拔力作用时不宜小于焊钉直径的 10 倍。

(3) 焊钉连接件剪力作用方向中心间距不应小于焊钉直径的 5 倍且不应小于 100mm，剪力作用垂直方向的间距不宜小于焊钉直径的 2.5 倍，且不得小于 50mm。

(4) 焊钉连接件的外侧边缘至钢板自由边缘的距离不应小于 25mm；

(5) 焊钉连接件直径不宜大于焊接处钢板厚度的 1.5 倍

(6) 焊钉连接件的最大中心间距应符合下列规定：

圆柱头焊钉连接件剪力作用方向中心间距不应大于  $18t_f\sqrt{345/f_y}$ ， $t_f$  为焊接位置处的钢板厚度；

受压钢板边缘与相邻最近的焊钉连接件边缘距离不应大于  $7t_f\sqrt{345/f_y}$ ；

焊钉连接件的最大中心间距不宜大于 3 倍混凝土板厚度且不宜大于 300mm；

2 开孔板连接件的构造应符合下列规定：

(1) 当开孔板连接件多列布置时，相邻开孔板的间距不宜小于板高的 3 倍。

(2) 开孔板连接件的钢板厚度不宜小于 12mm。

(3) 开孔板连接件孔径不宜小于贯通钢筋直径与骨料最大粒径之和。

(4) 开孔板连接件贯通钢筋应采用螺纹钢，直径不宜小于 12mm，并宜居中设置。

(5) 开孔板连接件的相邻两孔最小边缘间距应满足下式要求：

$$e > \frac{V_{pu}}{t f_{vd}} \quad (11.4.8-1)$$

式中：e——开孔板连接件相邻两孔最小边缘间距（mm）；

$V_{pu}$ ——承载能力极限状态下开孔板连接件抗剪承载力设计值（N）；

t——开孔板连接件的板厚（mm）；

$f_{vd}$ ——钢板抗剪强度设计值（MPa）；

3 型钢连接件的最大间距不宜超过 500mm，焊接的 U 形钢筋直径不宜小于 16mm。

4 抗拔不抗剪连接件应符合以下构造要求：

(1) 连接件螺杆的直径不应小于相邻栓钉钉杆直径，螺帽帽檐长度不应小于钉杆直径的两倍，且不应小于 20mm。

(2) 连接件螺帽厚度不应小于钉杆直径。

(3) 连接件外围低弹模的材料厚度应根据所需的最大滑移量确定，且不应小于 5mm。

(4) 连接件的布置间距不应大于 300mm，从而为桥面板提供一定的抗拔力，防止混凝土板在局部轮载的作用下，与钢梁上缘表面分离甚至被掀起。

## 12 缆索系统

### 12.1 一般规定

#### 12.1.1 主缆

##### 1 一般规定

- (1) 主缆用镀锌高强度钢丝直径  $d$ ，宜在 4.5-5.5mm 内。
- (2) 主缆施工方法可选择预制平行索股法（PPWS 法）或空中纺线法（AS 法）。预制平行索股的技术指标应符合《悬索桥预制主缆丝股技术条件》（JT/T 395）的规定。
- (3) 主缆设计空隙率可按表 12.1.1-1 的规定选用。

表 12.1.1-1 主缆设计空隙率

架设方法	一般截面空隙率 $V$ (%)	索夹内截面空隙率 $V_c$ (%)
PPWS 法	18-20	16-18
AS 法	19-22	17-20

##### 2 结构形式

- (1) 悬索桥宜采用双主缆，必要时也可采用四根主缆。
- (2) 采用空中纺线法（AS 法）架设主缆时，可采用如图 12.1.1-1 所示断面。
- (3) 采用预制平行索股法（PPWS 法）架设主缆时，索股中的钢丝数量可采用 91 丝、127 丝等。主缆索股宜排列成正六边形，如图 12.1.1-2 所示。

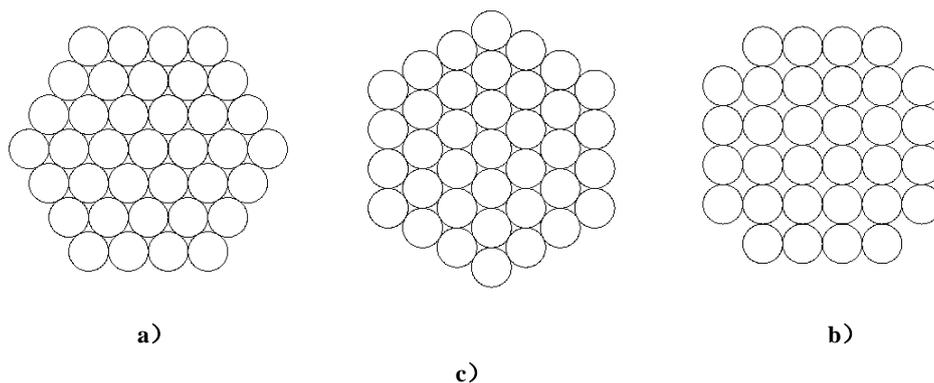
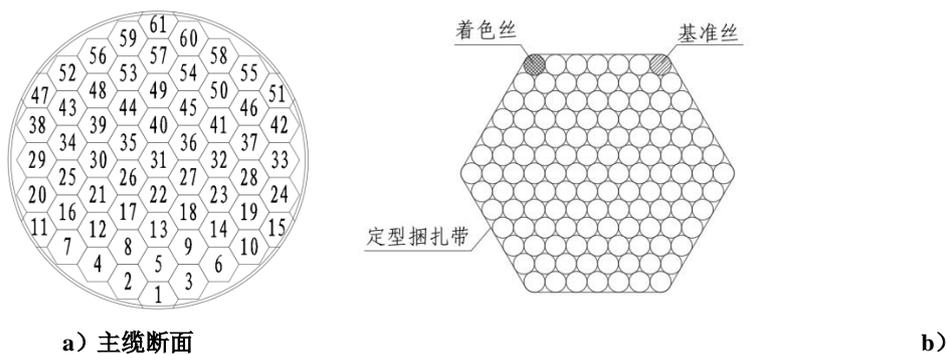


图 12.1.1-1 采用 AS 法时主缆索股排列形式



索股断面

图 12.1.1-2 采用 PPWS 法时主缆索股排列形式

### 12.1.2 吊索

#### 1 一般规定

(1) 镀锌钢丝绳吊索、镀锌高强度钢丝吊索的技术条件应符合《公路悬索桥吊索》(JT/T 449) 的规定。钢绞线整束挤压吊索的技术条件应符合相关规范要求。

(2) 短吊索长度的确定应考虑由于主缆与加劲梁之间的相对位移所产生的附加应力的影响。

(3) 在吊索下料制造前,应根据实际空缆线形、加劲梁实际重量及吊索实测弹性模量,对吊索的无应力长度进行修正。

(4) 吊索设计时应考虑换索的需要。

#### 2 结构形式

(1) 吊索与主缆的连接可采用骑跨式 [图 12.1.2-1a)] 或销接式 [图 12.1.2-1b)]。索夹和加劲梁之间的纵、横向位移较大时,宜采用骑跨式;主缆直径较小时,为避免吊索过大的弯折应力,宜采用销接式。

(2) 悬索桥吊索与加劲梁的连接可采用锚头承压式 [图 12.1.2-2a)] 或销接式 [图 12.1.2-2b)]。

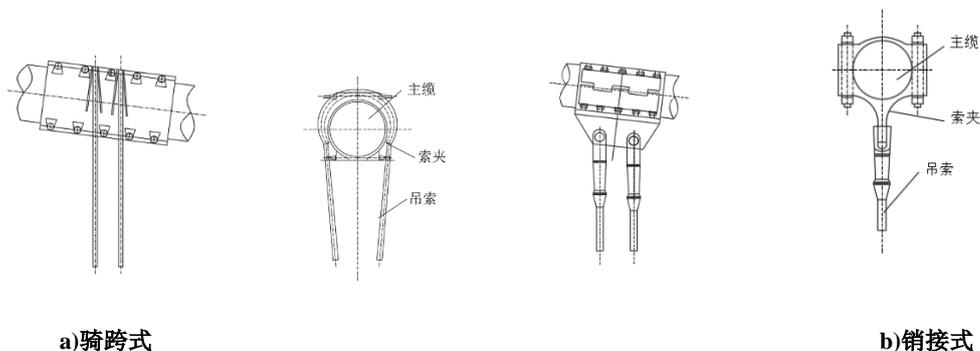
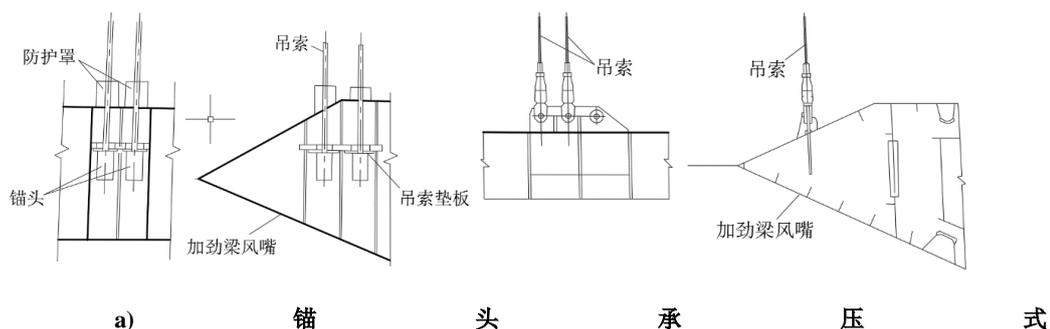


图 12.1.2-1 吊索与主缆连接



## b)销接式

图 12.1.2-2 吊索与加劲梁连接形式

(3) 拱桥用吊索可采用承压式或锚拉板式。

## 12.1.3 索夹

## 1 一般规定

(1) 主缆在吊索处应设置索夹，在边跨无吊索段应设置紧固索夹，靠近索鞍段应设置锥形封闭索夹。

(2) 有吊索处的索夹长度、螺杆数量应根据吊索索力、吊索处主缆的倾角进行分类设计。

(3) 紧固索夹宜每隔 10~20m 设置一个。

(4) 索夹可采用骑跨式或销接式。当索夹外径（半径）小于 7.5 倍吊索直径时，宜选用销接式索夹。

(6) 索夹壁厚宜取 35 -50mm。

## 2 结构形式

(1) 全桥宜采用相同类型的索夹。

(2) 骑跨式索夹宜采用左右对合型，如图 12.1.3-1 所示。

(3) 销接式索夹宜采用上下对合型，如图 12.1.3-2 所示。

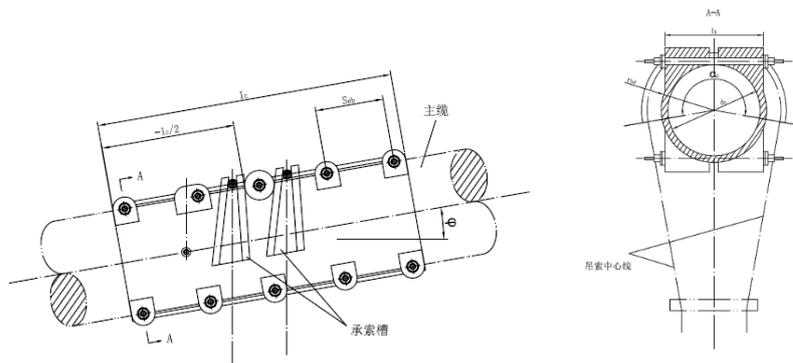


图 12.1.3-1 左右对合型索夹结构

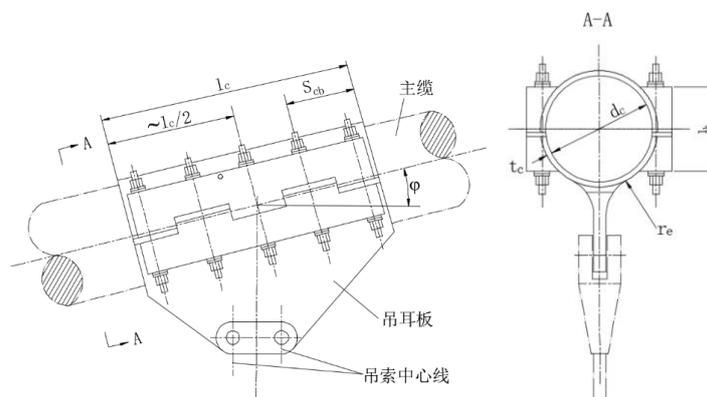


图 12.1.3-2 上下对合型索夹结构

### 12.1.4 索鞍

#### 1 一般规定

- (1) 索鞍可分为主索鞍、散索鞍、散索套及转索鞍。
- (2) 索鞍设计应根据悬索桥的总体设计选择索鞍形式，充分体现经济合理、施工可行、维护方便等要求。
- (3) 索鞍的钢结构设计除应符合本章规定外，尚应符合国家行业标准《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

#### 2 结构形式

- (1) 当索塔为混凝土结构时，主索鞍宜采用肋传力的结构形式 (图 12.1.4-1)；当索塔为钢结构时，主索鞍宜采用外壳传力的结构形式 (图 12.1.4-2)。

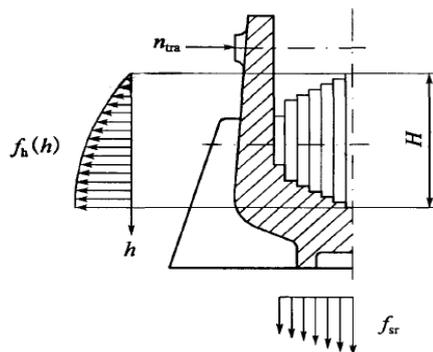


图 12.1.4-1 鞍体受力图式

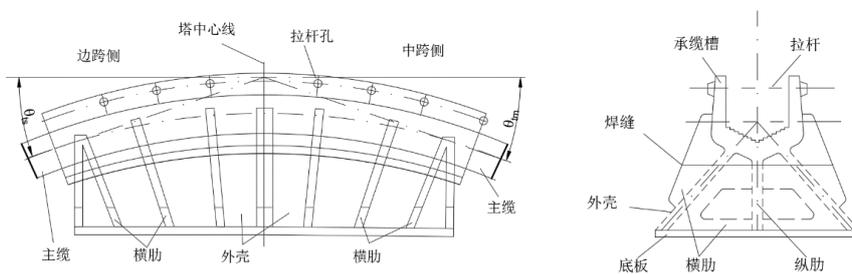


图 12.1.4-2 外壳传力结构的索鞍

(2) 根据吊装需要，主索鞍可设计为整体式或分体式，其鞍体与底座间可采用滚轴式或滑动式等移动摩擦副。

(3) 散索鞍可采用摆轴式(图 12.1.4-3)、滚轴式(图 12.1.4-4)或滑动式等移动摩擦副。

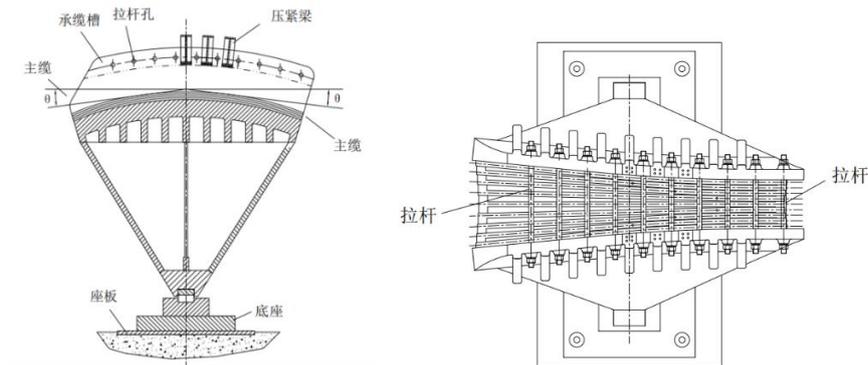


图 12.1.4-3 摆轴式散索鞍

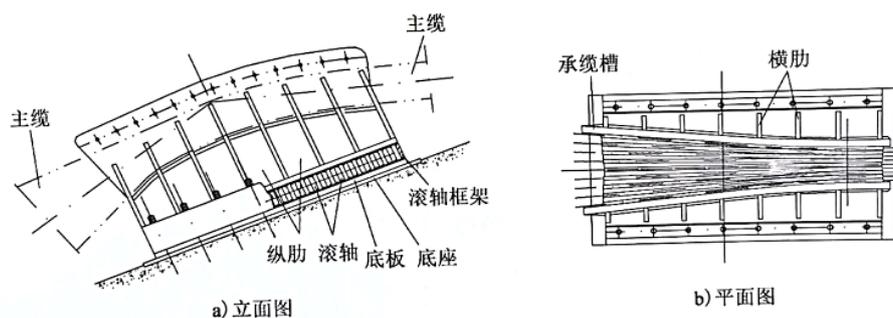


图 12.1.4-4 滚轴式散索鞍

### 12.1.5 斜拉索

#### 1 一般规定

- (1) 斜拉索应结合生产、运输和安装等条件选用平行钢丝斜拉索或钢绞线斜拉索。
- (2) 斜拉索用锚具材料性能应满足《优质碳素结构钢》(GB/T 699)或《合金结构钢》(GB/T 3077)的要求。
- (3) 斜拉索作为一个独立构件,应有完整可靠的密封防护构造,尤其是索端与锚具的接合部。斜拉索锚具不可封死,斜拉索与主梁、索塔不能固结,以便于张拉、检查和更换。
- (4) 斜拉索外护材料性能应满足《桥梁缆索用高密度聚乙烯护套料》(CJ/T 297)的要求。
- (5) 斜拉索索端应考虑施工期和运营期的排水、防潮措施。
- (6) 桥面以上的斜拉索应设置有效防护,其竖向防护高度应不小于 2.5m,以防止人为损坏。
- (7) 斜拉索索端宜根据需要设置内置式减震装置或外置式阻尼器。
- (8) 平行钢丝斜拉索
  - 1) 斜拉索用高强钢丝应采用 p5mm 或 p7mm 钢丝,其性能应满足《桥梁缆索用热镀锌或锌铝合金钢丝》(GB/T17101)的要求。钢丝抗拉强度设计值按《公路钢结构桥梁设计规范》(JTGD64)的规定采用,标准强度不宜低于 1670MPa。钢丝防护镀层或涂层的性能应满足国家或行业有关标准的规定。
  - 2) 平行钢丝斜拉索设计应符合《斜拉桥用热挤聚乙烯高强钢丝拉索》(GB/T18365)及《大跨度斜拉桥平行钢丝拉索》(JT/T775)的要求。成品拉索检验超张拉取 1.2~1.4 倍设计索力,冷铸锚板内缩值不宜大于 5mm。
  - 3) 平行钢丝斜拉索锚具宜采用冷铸锚,锚具外表面应进行防护处理。
- (9) 钢绞线斜拉索

1) 斜拉索用钢绞线应采用高强度低松弛预应力钢绞线, 其性能应满足《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》(YB/T152)的要求。斜拉索用钢绞线的抗拉强度设计值应按《公路钢结构桥梁设计规范》(JTGD64)的规定采用, 标准强度不宜低于 1770MPa。钢绞线防护镀层或涂层的性能应满足国家或行业有关标准的规定。

2) 钢绞线斜拉索的设计应满足《斜拉桥钢绞线拉索技术条件》(GB/T 30826)及《无粘结钢绞线斜拉索技术条件》(JT/T771)的要求。

3) 单根钢绞线宜进行镀锌或环氧树脂涂覆等防腐处理, 且外包挤黑色高密度聚乙烯护套, 整束钢绞线外护套可采用高密度聚乙烯管。

4) 钢绞线斜拉索锚具可采用夹片群锚或其他成熟锚具, 其结构形式及规格应符合《预应力筋用锚具、夹具和连接器》(GB/T14370)的要求。

5) 钢绞线斜拉索锚具宜考虑施工及运营期间的整体张拉要求。

## 2 结构形式

(1) 斜拉索横桥向布置可采用单索面、双索面或多索面, 索面布置可采用空间索面布置或平面索面布置, 如图 12.1.5-1 所示

(2) 斜拉索纵桥向布置宜采用扇形, 也可采用竖琴形、辐射形、星形等, 如图 12.1.5-2 所示。

(3) 斜拉桥主梁采用钢梁或组合梁时斜拉索标准间距宜为 8~16m, 采用混凝土梁时斜拉索标准间距宜为 6~12m。

(4) 斜拉索作为一个独立构件, 设计时应进行综合比较, 选用平行钢丝斜拉索或钢绞线斜拉索, 并考虑其可更换性。

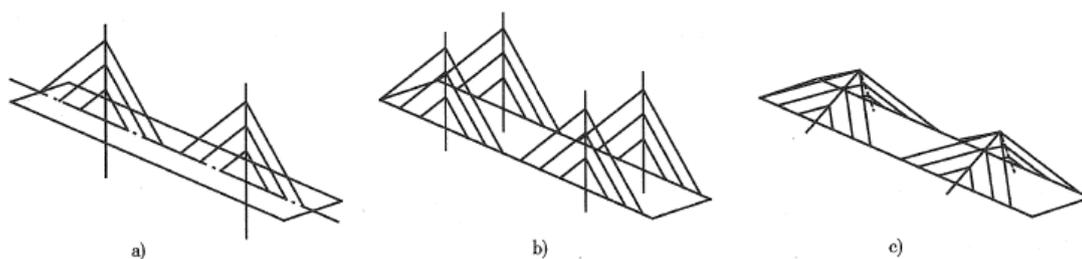


图 12.1.5-1 斜拉索索面布置

a) 单索面; b) 竖向双索面; c) 空间双索面

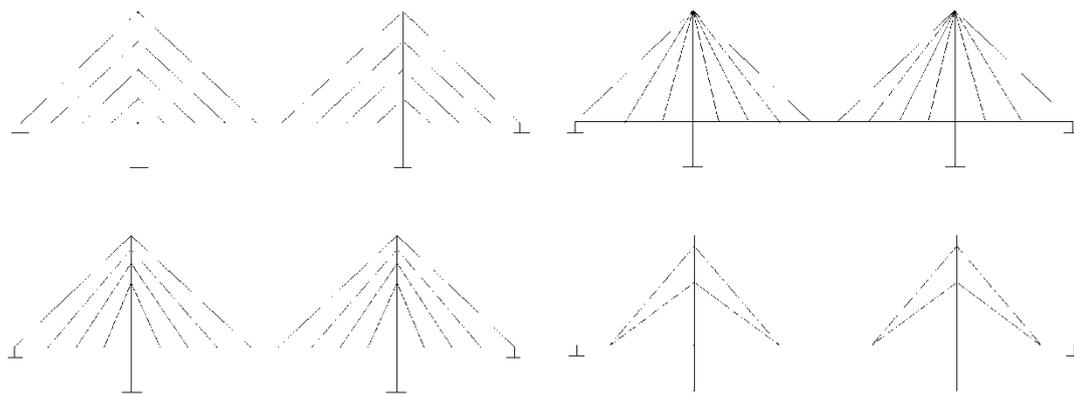


图 12.1.5-2 斜拉索纵桥向索面布置

a) 竖琴形索 (平行索); b) 辐射形索; c) 扇形索; d) 星形索

## 12.2 结构设计

### 12.2.1 主缆

1 构件强度验算除应符合本节规定外, 尚应符合国家行业标准《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64) 的有关规定。

2 在永久作用、汽车荷载、人群荷载、温度作用效应组合下, 主缆钢丝的应力设计值应符合式(12.2.1-1)的要求。

$$\gamma_0 \sigma_d \leq f_d \quad (12.2.1-1)$$

式中:  $\sigma_d$ ——主缆钢丝应力设计值 (MPa);

$f_d$ ——主缆钢丝的抗拉强度设计值 (MPa),  $f_d = \frac{f_k}{\gamma_R}$ ;

$f_k$ ——主缆钢丝的抗拉强度标准值 (MPa), 按有关规定取值。

$\gamma_R$ ——材料强度分项系数, 按有关规定取值。

3 主缆线形及长度计算应满足下列要求:

(1) 主缆线形和长度宜采用分段悬链线方程计算, 中小跨径悬索桥也可采用抛物线方程计算。

(2) 主缆预制索股制作长度应按主缆实测索股弹性模量值进行计算, 并计入索鞍处的曲线修正、锚跨段索股空间角度修正及地球曲率修正。

(3) 主缆预制索股制作长度应计入由制作误差、架设误差、计算误差及地球曲率影响等引起的长度预留量。

4 锚头验算应满足下列要求:

(1) 锚头锚杯内钢丝锚固长度应满足锚固强度的要求，铸锚可按式 (12.2.1-2) 计算。

$$l_{sae} \geq \frac{0.625 f_k}{\lambda} d_w \quad (12.2.1-2)$$

式中：  $l_{sae}$  ——主缆钢丝在锚杯内的锚固长度 (mm)，如图 12.2.1-1 所示；

$f_k$  ——钢丝抗拉强度标准值 (MPa)；

$\lambda$  ——单根钢丝与铸体材料在单位面积上的附着强度；无试验资料时，铸体材料为热铸料，可取  $\lambda = 25 \text{MPa}$ ；铸体材料为冷铸料，可取  $\lambda = 18 \text{MPa}$ ；

$d_w$  ——钢丝直径 (mm)。

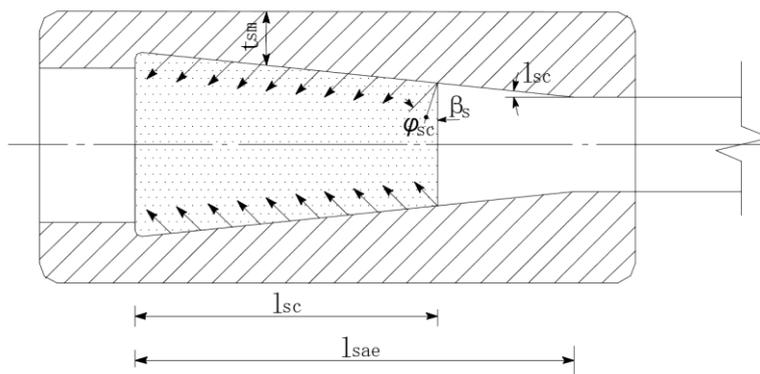


图 12.2.1-1 锚杯与铸体材料相互作用示意图

(2) 锚杯的承载能力极限状态应按式 (12.2.1-3) 计算，锚杯与铸体材料相互作用示意图如图 12.2.1 所示。

$$\gamma_0 \sigma_t \leq f_d \quad (12.2.1-3)$$

式中：  $\sigma_t$  ——锚杯的环向应力设计值 (MPa)；

$f_d$  ——锚杯材料的抗拉强度设计值 (MPa)。

(3) 锚杯的环向应力设计值可按式 (12.2.1-4) 和式 (12.2.1-5) 计算。

$$\sigma_t = \frac{F_t}{l_{sc} t_{sm}} \quad (12.2.1-4)$$

$$F_t = \frac{N_s}{2\pi \tan(\varphi_{sc} + \beta_s)} \quad (12.2.1-5)$$

式中：  $l_{sc}$  ——锚杯内铸体材料的有效长度 (mm)，  $l_{sc} = \frac{2}{3} l_{sae}$ ；

$F_t$  ——锚杯环向拉力设计值 (N)，可按式 (12.2.1-5) 计算；

$t_{sm}$  ——铸体材料有效长度内锚杯的平均壁厚 (mm)；

$N_s$  ——索股拉力组合设计值 (N)；

$\varphi_{sc}$  ——锚杯内铸体上压力线与锚杯内锥面母线的夹角；铸体材料为热铸料时，可

取  $\tan \varphi_{sc} = 0.2$ ；铸体材料为冷铸料时，可取  $\tan \varphi_{sc} = 0.45$ ；

$\beta_s$ ——锚杯内锥面母线与轴线的夹角， $\tan \beta_s = 1/8:1/12$ ；铸体材料为热铸料时，斜度宜取高值；铸体材料为冷铸料时，斜度宜取低值。

### 12.2.2 斜拉索

1 斜拉索的强度计算应符合下列规定：

(1) 斜拉索的承载力应满足下式要求：

$$\frac{\gamma_0 N_d}{A} \leq \phi_d f_d \quad (12.2.2-1)$$

式中： $\gamma_0$ ——结构重要性系数；

$N_d$ ——斜拉索的轴向拉力设计值 (N)；

$A$ ——斜拉索的截面面积 ( $\text{mm}^2$ )；

$\phi_d$ ——斜拉桥的结构体系修正系数，对于部分斜拉桥， $\phi_d = 1.5$ ；其余结构体系， $\phi_d = 1.0$ ；

$f_d$ ——斜拉索的抗拉强度设计值 (MPa)，在持久状况，按本标准 3.2.1 规定取值；在短暂状况，斜拉索的抗拉强度设计值宜提高 25%。

(2) 斜拉索的疲劳计算，应符合国家行业标准《公路钢结构桥梁设计规范》(JTGD64) 的规定。其中部分斜拉桥斜拉索的疲劳应力幅应控制在 80MPa。

(3) 斜拉索锚具的安全系数不应小于斜拉索的安全系数。

2 斜拉索初拉力及调整力应作为永久作用，并参与组合。

3 温度作用

(1) 主梁、主塔局部温差应按国家行业标准《公路桥涵设计通用规范》(JTGD60) 的规定执行；没有实测数据资料时，构件温差可按下述范围取值：

(2) 斜拉索与混凝土主梁、索塔间的温差可采用  $\pm (10 \sim 15^\circ\text{C})$ ；

(3) 斜拉索与钢主梁的温差可采用  $\pm 10^\circ\text{C}$ ；

4 结构计算原则

(1) 将空间斜拉索简化为平面结构计算时，应考虑索力变化的影响。

(2) 在斜拉桥结构计算中，必须计入斜拉索垂度对索刚度的影响，可采用斜拉索换算

弹性模量的方法计入或采用柔索单元直接模拟斜拉索垂度对结构的非线性影响。

(3) 在斜拉桥结构计算中, 至少应确保一根斜拉索脱落或断索后, 主梁最大应力增加不应超过相应设计应力的 10%。

#### 5 斜拉索初拉力和调整力

以合理成桥状态为基础, 可通过常用的方法, 求得施工阶段斜拉索的初拉力。斜拉索的初拉力不仅与合理成桥状态有关, 还与合理施工状态有关。所确定的斜拉索初拉力应保证合理成桥状态和合理施工状态的耦合。必要时, 可在施工的一定阶段施加斜拉索的调整力。

#### 6 斜拉索换算弹性模量计算

斜拉索换算弹性模量按下式计算:

$$E = \frac{E_0}{1 + \frac{(\gamma S \cos \alpha)^2}{12\sigma^3} E_0} \quad (12.2.2-2)$$

$$\gamma = \frac{\text{每米斜拉索及防护结构材料重力 (kN/m)}}{\text{斜拉索面积 (m}^2\text{)}}$$

式中:  $E$ ——考虑垂度影响的确定工况斜拉索换算弹性模量 (kPa);

$E_0$ ——斜拉索钢材弹性模量 (kPa);

$\gamma$ ——斜拉索单位体积重力 (kN/m);

$S$ ——斜拉索长度 (m);

$\alpha$ ——斜拉索与水平线的夹角 (°);

$\sigma$ ——确定工况斜拉索应力 (kPa)。

#### 7 稳定分析

在方案设计和初步设计阶段, 可用常规的稳定分析方法估算索塔和主梁的面内稳定和面外稳定; 在技术设计和施工图设计阶段, 应根据不同的桥型结构和不同的工况状态, 详细计算整体稳定和局部稳定。

(1) 斜拉桥稳定分析中, 应计入斜拉索垂度的影响。

(2) 斜拉桥结构体系第一类稳定, 即弹性屈曲的结构稳定安全系数应不小于 4; 第二类稳定, 即计入材料非线性影响的弹塑性强度稳定的安全系数, 混凝土主梁应不小于 2.50, 钢主梁应不小于 1.75。

#### 8 斜拉索风振、风雨振计算

(1) 斜拉索横截面不能保证为圆截面时, 应计算斜拉索的驰振临界风速。

(2) 斜拉索由两根以上平行索组成,且风向上下游索距在  $6D\sim 40D$  ( $D$  为上游索直径) 范围之内,下游索距尾流中心距离在  $2d\sim 4d$  时,应考虑下游索的尾流驰振。

(3) 斜拉索外防护层为圆截面时,应计算斜拉索涡激共振的临界风速。

(4) 计算斜拉索风雨振时,风雨激振相关参数可按《公路桥梁抗风设计规范》(JTGT 3360-01)取用或风洞试验确定。

### 12.2.3 吊索

1 构件强度验算除应符合本节规定外,尚应符合《公路钢结构桥梁设计规范》(JTGD64 2015)的规定。

2 骑跨式吊索及销接式吊索的抗拉强度验算应满足下列要求:

(1) 高强度钢丝吊索承载力计算应满足式(12.2.3-1)的要求,钢丝绳吊索承载力计算应满足式(12.2.3-2)的要求。

$$\frac{\gamma_0 N_d}{A} \leq f_{dd} = \frac{f_k}{\gamma_R} \quad (12.2.3-1)$$

$$\gamma_0 N_d \leq f'_{dd} = \frac{f'_k}{\gamma_R} \quad (12.2.3-2)$$

式中:  $N_d$ ——轴向拉力设计值 (N);

$A$ ——高强度钢丝吊索的截面面积 ( $\text{mm}^2$ );

$f_{dd}$ ——高强度钢丝抗拉强度设计值 (MPa);

$f_k$ ——高强度钢丝抗拉强度标准值 (MPa);

$f'_k$ ——钢丝绳最小破断力 (N);

$f'_{dd}$ ——钢丝绳最小破断拉力设计值 (N)。

$\gamma_R$ ——吊索材料强度分项系数,骑跨式吊索取 2.95,销接式吊索取 2.2。

(2) 大修状况(更换吊索)下相邻吊索的承载力计算,高强度钢丝吊索、整束钢绞线挤压吊索应满足式(12.2.3-3)的要求,钢丝绳吊索应满足(12.2.3-4)的要求。

$$\frac{\gamma_0 N_d}{A} \leq f_{xd} = \frac{f_k}{\gamma_x} \quad (12.2.3-3)$$

$$\gamma_0 N_d \leq f'_{xd} = \frac{f'_k}{\gamma_x} \quad (12.2.3-4)$$

式中:  $f_{xd}$ ——大修状况下高强度钢丝、钢绞线的抗拉强度设计值 (MPa);

$f'_{xd}$ ——大修状况下钢丝绳最小破断拉力设计值 (N);

$\gamma_x$ ——大修状况下吊索材料强度分项系数,骑跨式吊索取 1.85,销接式吊索取 1.33。

(3) 施工过程中,高强度钢丝吊索承载力计算应满足式(12.2.3-5)的要求,钢丝绳吊

索承载力计算应满足（12.2.3-6）的要求。

$$\frac{\gamma_0 N_d}{A} \leq f_{sgd} = \frac{f_k}{\gamma_{sg}} \quad (12.2.3-5)$$

$$\gamma_0 N_d \leq f'_{sgd} = \frac{f'_k}{\gamma_{sg}} \quad (12.2.3-6)$$

式中： $f_{sgd}$ ——施工过程中高强度钢丝、钢绞线的抗拉强度设计值（MPa）；

$f'_{sgd}$ ——施工过程中钢丝绳最小破断拉力设计值（N）；

$\gamma_{sg}$ ——施工过程中吊索材料强度分项系数，骑跨式吊索取 1.47，销接式吊索取

1.1。

3 吊索锚头验算应按本规范第 12.2.3.2 条的规定进行。

4 对叉形耳板，除应按《公路钢结构桥梁设计规范》（JTG D64 2015）进行平行受拉方向、垂直受拉方向的应力验算以外，尚应对孔壁承压、应力集中构件进行验算。对销轴，应进行剪切、弯拉、扭转以及局部承压验算。

5 拱桥吊索参考此条款。

#### 12.2.4 索夹

1 骑跨式索夹应满足下列构造要求：

(1) 承索槽在索夹上的包角  $\alpha_c$ （图 12.2.4-1）应大于吊索在索夹上的实际包角。

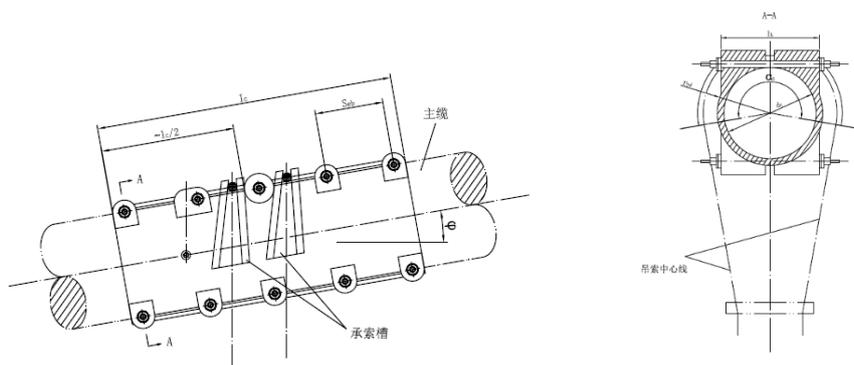


图 12.1.4-1 左右对合型索夹结构

(2) 索夹承索槽底部弯曲半径  $r_{hd}$ （图 12.2.4 -1）应满足式（12.2.4-1）的要求。

$$r_{hd} = \frac{d_c}{2} + t_c + \Delta_{tc} \geq 7.5d_h \quad (12.2.4-1)$$

式中： $t_c$ ——索夹壁厚（mm）；

$d_c$ ——索夹内孔直径 (mm);

$\Delta_{tc}$ ——承索槽下的壁厚增厚 (图 12.2.4-2) (mm), 可在  $0 \sim t_c$  范围内取值;

$d_h$ ——钢丝绳吊索公称直径 (mm)。

(3) 承索槽宜设置在索夹中部, 其张开角  $\beta_c$  (图 12.2.4.1-2) 宜为  $6^\circ \sim 7^\circ$ 。全桥吊索索夹的  $\beta_c$  宜采用同一设计值。

(4) 承索槽 (图 12.2.4-2) 应满足下列构造要求:

- 1) 槽深  $h$  不应小于吊索钢丝绳公称直径  $d_h$ 。
- 2) 槽壁根部厚度  $\delta$  宜与索夹壁厚  $t_c$  相等。
- 3) 槽内圆弧半径  $r_c$  宜为吊索钢丝绳公称半径的 1~1.05 倍。
- 4) 槽外壁应按铸造要求设置相应的拔模斜度。

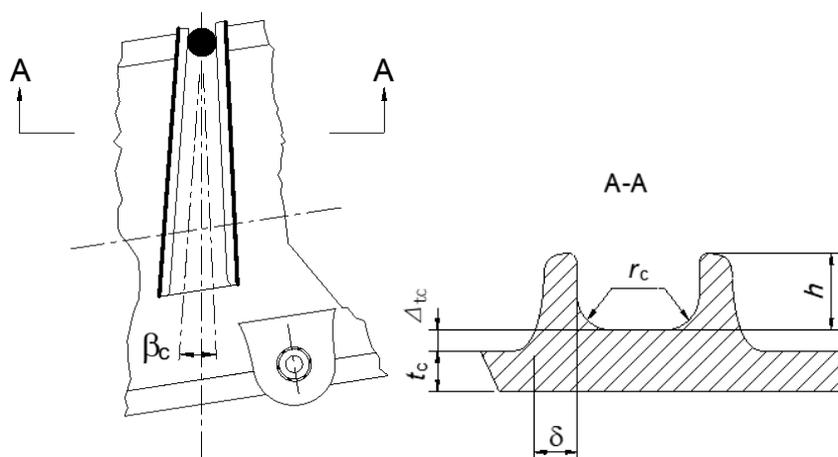


图 12.2.4-2 承索槽构造

### 条文说明

1 在施工过程中, 索夹倾角随主缆线形的变化而改变。为避免吊索受承索槽槽壁的限制而出现弯折, 承索槽的张开角应能适应索夹倾角的变化。

2 针对骑跨式吊索钢丝绳的受力性质, 其动载应力幅不超过其最大工作应力的 30%, 且在使用过程中无任何运动和摩擦。参照《起重机设计规范》(GB381 1) 和国际标准 ISO/DIS4308, 吊索钢丝绳相应的工作级别应为 M3~M4 级, 对应的  $h$  值 ( $h = D_{\min} / d_s$ ,  $D_{\min}$  为钢丝绳中心线处计算的环绕直径,  $d_s$  为钢丝绳

公称直径)为 14~16。故在此规定  $r_{hd} = \frac{d_c}{2} + t_c + \Delta_{tc} \geq 7.5d_h$ ，已足够安全。

$\Delta_{tc}$  取值过厚会造成铸件壁厚相差过多，易出现铸造缺陷，故规定  $\Delta_{tc}$  应在  $0 \sim \Delta_{tc}$  范围内取值。

## 2 销接式索夹应满足下列构造要求：

(1) 索夹耳板的中心平面应与索夹轴向垂直中心平面相重合，吊索合力中心线宜通过索夹中部。

(2) 索夹耳板的厚度不应小于索夹壁厚  $t_c$  的 2 倍，索夹耳板与索夹壁间的过渡圆弧半径  $r_e$  (图 12.2.4-3) 应大于索夹壁厚  $t_c$  的 6 倍。

3 锥形封闭索夹的大、小端的直径应能适应主缆直径的变化。锥形封闭索夹的大端应设置连接主缆缆套的环向凸台。

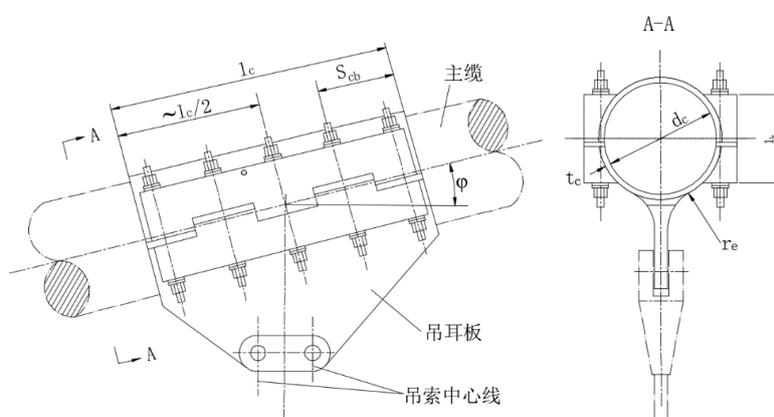


图 12.2.4-3 上下对合型索夹结构

## 条文说明

锥形封闭索夹是离索鞍（主索鞍或散索鞍）最近的索夹。由于鞍槽内索股隔板厚度一般为 4.5-5.5mm，故鞍槽总宽度大致是索夹处主缆直径的 1.17 倍。为了尽量减小主缆钢丝的二次应力，一般情况下，锥形封闭索夹内孔的斜度 ( $\varepsilon$ ) 设计为 1: (75 ~100) 而索夹处主缆直径为  $d_c$ ，则锥形封闭索夹小口至鞍槽口的轴向长度 ( $L'$ ) 为：

$$L' = \frac{(1.17-1)d_c}{2\varepsilon} = \frac{0.085d_c}{\varepsilon}$$

$$\text{或 } L' = (6.4:8.5)d_c$$

4 锥形封闭索夹与主塔中心线最小水平距离不宜小于 10 倍的索夹处主缆设计直径。

5 索夹螺杆长度应考虑主缆空隙率的正误差；垫圈应采用双层球型构造。

## 条文说明

紧缆完成后安装索夹第一次张拉螺杆时是影响索夹螺杆长度的控制工况，此时加劲梁及桥面系荷载尚未施加，主缆直径最大；若同时考虑主缆空隙率的正误差，则此工况要求的螺杆长度最长。

6 吊索上端叉形耳板与销接式索夹耳板之间的竖向空隙，应能适应吊索在施工及运营期间的转动。

7 销接式索夹吊索的销轴衬套与索夹耳板的开孔之间应采用过渡配合；销轴与衬套之间应采用间隙配合。

8 紧固件的配合及公差应满足下列要求：

(1) 索夹螺杆宜设计成缩腰形螺杆，其握距 $l_k$ （图 12.2.4-1、图 12.2.4-3）不应小于 $0.7d_c$ 。

(2) 索夹螺杆沿索夹轴向的间距 $S_{ch}$ （图 12.2.4-1、图 12.2.4-3）应满足张拉千斤顶安装空间要求。

9 结构计算

(1) 索夹内孔设计直径 $d_c$ 应按式（12.2.4-2）确定。

$$d_c = \sqrt{\frac{d_w^2 \times n_{tot}}{1 - V_c}} \quad (12.2.4-2)$$

式中： $d_w$ ——主缆的钢丝直径（mm）；

$n_{tot}$ ——单根主缆中钢丝总根数；

$V_c$ ——主缆在索夹内的设计空隙率。

(2) 吊索索夹的抗滑系数计算应满足式（12.2.4-3）的要求。

$$K_{fc} = \frac{F_{fc}}{N_c} \geq 3 \quad (12.2.4-3)$$

式中： $K_{fc}$ ——索夹抗滑系数；

$N_c$ ——主缆上索夹的下滑力（N）， $N_c = N_h \sin \varphi$ ；

$N_h$ ——吊索拉力（N），按作用标准值计算；

$\varphi$ ——索夹在主缆上的安装倾角（图 12.2.4-1、图 12.2.4-3），按同类索夹中的最大值计算；

$F_{fc}$ ——索夹抗滑摩阻力（N）， $F_{fc} = k \mu P_{tot}$ ；

$k$ ——紧固压力分布不均匀系数，取 2.8；

$\mu$ ——摩擦系数，取 0.15；

$P_{tot}$ ——索夹上螺杆总的设计夹紧力（N），按式（12.2.4-4）计算；

$$P_{\text{tot}} = n_{cb} P_b^c \quad (12.2.4-4)$$

$n_{cb}$ ——索夹上安装的螺杆总根数；

$P_b^c$ ——索夹上单根螺杆设计夹紧力 (N)。

(3) 吊索索夹在首次安装时，索夹上单根螺杆安装夹紧力应按式 (12.2.4-5) 计算确定。

$$P_b = \frac{P_b^c}{0.7} \quad (12.2.4-5)$$

(4) 螺杆的有效面积  $A_{cb}$  应按式 (12.2.4-6) 计算。

$$A_{cb} \geq \frac{2P_b^c}{\sigma_{ycd}} \quad (12.2.4-6)$$

式中： $\sigma_{ycd}$ ——螺杆材料的屈服强度 (MPa)。

(5) 应验算螺纹的抗弯、抗剪强度。

(6) 紧固索夹上的单根螺杆设计夹紧力宜采用吊索索夹上的单根螺杆设计夹紧力  $P_b^c$ 。

### 条文说明

1 小西一郎所著的《钢桥》中，描述了华盛顿桥对  $\mu$  进行实际测试的情况，认为  $\mu$  取 0.2 已足够安全，但在其他文献中，对于钢与钢之间的摩擦系数通常采用  $\mu = 0.15$ 。本规范采用了后一种取值。

10 索夹强度应按式 (12.2.4-7) 验算。

$$\sigma \leq f_d' \quad (12.2.4-7)$$

式中： $\sigma$ ——索夹材料计算应力，按式 (12.2.4-8) 计算；

$$\sigma = \frac{P_{\text{tot}}}{2t_c l_c} \quad (12.2.4-8)$$

$l_c$ ——索夹长度 (mm)；

$f_d'$ ——索夹材料强度设计值，其中铸钢强度设计值在表 12.2.4-1 设计值的基础上乘以折减系数 0.45，锻钢在表 12.2.4-1 设计值的基础上乘以折减系数 0.41。

表 12.2.4-1 铸钢和锻钢的强度设计值 (MPa)

强度种类	钢号					
	ZG230-450	ZG270-500	ZG300-500	ZG310-57	35号	45号
ZG230-450H	ZG270-480H	H	0	钢	钢	

抗拉、抗压 和抗弯 $f_d$	170	200	220	225	250	280
抗剪 $f_{vd}$	100	115	125	130	145	160
铰轴紧密 接触时径向 受压 $f_{rd1}$	85	100	110	110	125	140
辊轴或摇 轴自有接触 时径向受压 $f_{rd2}$	6.5	8.0	9.0	9.0	10.0	11.0
销孔承压 $f_{sd}$	—	—	—	—	190	210

### 12.2.5 索鞍

#### 1 构造要求

(1) 当主索鞍采用肋传力的结构形式时，纵肋、横肋的间距及数量、肋的厚度应根据本标准第 12.2.5 条第 3 款规定确定。传力纵肋可接单肋设计；当承缆槽宽度大于 700mm 时，宜按双肋设计。

(2) 承缆槽立面及平面的线形应与永久作用条件下的主缆线形相吻合。

(3) 承缆槽底部立面圆弧半径  $r_v$  不宜小于主缆设计直径  $d_c$  的 8 倍。

(4) 散索鞍承缆槽侧壁的平面圆弧半径  $r_h$  不应小于  $1.3r_v$  且各索股的平弯圆弧段应完全包容在该索股的竖弯圆弧段内。

(5) 施工状态和成桥状态的最不利受力状态下，主缆钢丝均应与鞍座的承缆槽有效相切，切点不得在承缆槽之外。

(6) 索鞍的承缆槽应按主缆索股的排列方式及数量设置隔板（图 12.2.5-1），隔板宜沿高度方向分层，可沿长度方向分块。

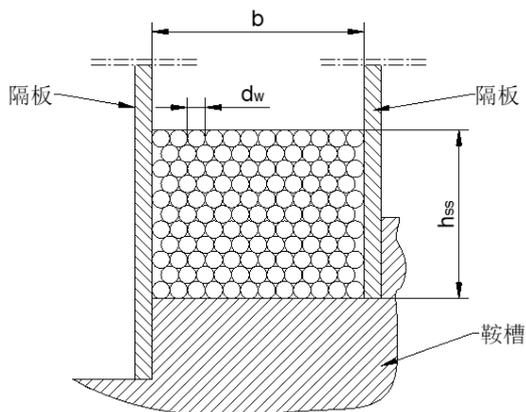


图 12.2.5-1 鞍槽槽路尺寸

(7) 承缆槽上部应设置夹紧拉杆，各槽路应采用锌填块填至顶面与中央列索股齐平。

(8) 当散索鞍鞍槽中主缆索股的竖弯转角小于 25° 时，承缆槽顶部应设置压紧梁（图 12.2.5-2）。

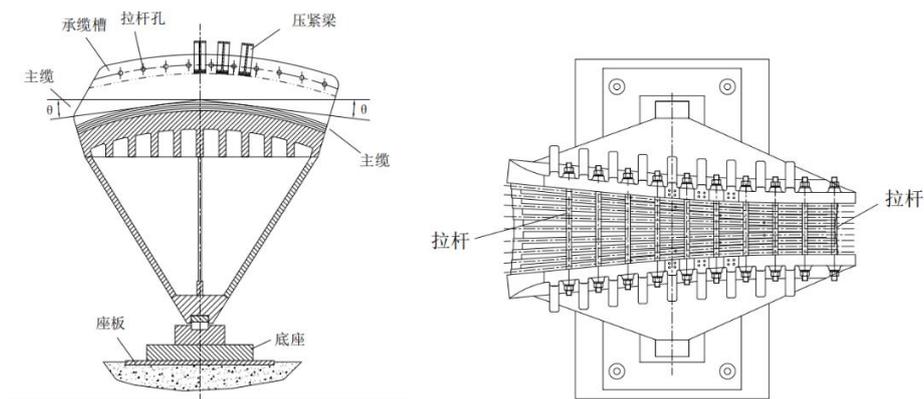


图 12.2.5-2 摆轴式散索鞍

(9) 塔顶主索鞍应设置限位装置。

## 2 结构计算

(1) 鞍槽的设计宽度  $b$  按式 (12.2.5-1) 计算。

$$b = n_{wl}(d_w + \Delta_{wt}) \tag{12.2.5-1}$$

式中： $b$ ——鞍槽的设计宽度 (mm)，按 0.5mm 取整；

$n_{wl}$ ——单排钢丝数量；

$d_w$ ——主缆钢丝直径 (mm)；

$\Delta_{wt}$ ——主缆钢丝直径的允许正偏差 (mm)。

(2) 鞍槽中索股高度  $h_{ss}$  应满足式 (12.2.5-2) 的要求：

$$h_{ss} = \frac{\pi d_w^2 n_{ws}}{4b(1-V_s)} \quad (\text{mm, 按 } 0.5\text{mm 取整}) \quad (12.2.15-2)$$

式中:  $n_{ws}$ ——每根索股的钢丝根数

$V_s$ ——鞍槽中索股的空隙率, 且  $V_s = (1.02 - 1.10)V$ ,  $V$  为主缆一般截面的设计空隙率。

(3) 鞍槽中索股的空隙率  $V$  按式 (12.2.5-3) 计算:

$$V_s = \left(1 - \frac{\pi d_w^2 n_{ws}}{4bh_{ss}}\right) \times 100\% \quad (12.2.5-3)$$

(4) 鞍槽内主缆抗滑安全系数  $K$  应满足式 (12.2.5-4) 的要求 (图 12.2.5-3)。

$$K = \frac{\mu \alpha_s}{\ln\left(\frac{F_{ct}}{F_{cl}}\right)} \geq 2 \quad (12.2.5-4)$$

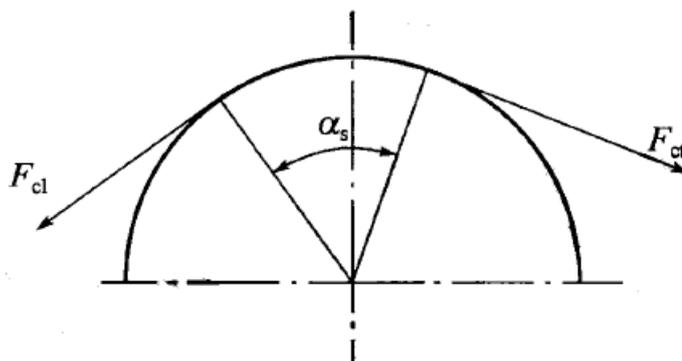


图 12.2.5-3 主缆抗滑验算图式

式中:  $\mu$ ——主缆与槽底或隔板间的摩擦系数, 宜取  $\mu=0.15$ ;

$\alpha_s$ ——主缆在鞍槽上的包角 (rad);

$F_{ct}$ ——主缆紧边拉力, 按作用标准值计算 (N);

$F_{cl}$ ——主缆松边拉力, 按作用标准值计算 (N)。

### 条文说明

本条规定的抗滑条件, 在  $\mu$  和  $K$  取值的两个方面均是偏于保守的。在有条件进行抗滑试验的工程中, 可进行抗滑试验研究, 优化  $K$  和  $\mu$  的取值, 做到设计经济、合理、安全。

3 鞍体强度验算应满足下列要求:

(1) 鞍体验算时应考虑横肋的加劲作用; 初步尺寸拟定可按本条计算方法进行, 最终应采用空间分析验算。

(2) 缆力对鞍体作用力的模型转化如图 12.2.5-4 所示, 纵向按单位长度计。

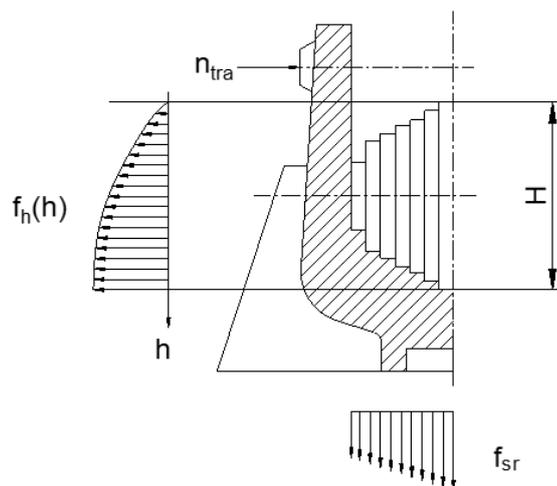


图 12.2.5-4 鞍体受力图式

1) 各列索股的向心压力可按式 (12.2.5-5) 计算:

$$f_{sr} = \frac{F_c n}{n_s r_v} \quad (12.2.5-5)$$

式中:  $F_c$ ——单根主缆的拉力设计值, 取边跨缆力和中跨缆力中的较大值 (N);

$n$ ——该列索股根数;

$n_s$ ——单根主缆中索股总股数;

$r_v$ ——承缆槽底部立面圆弧半径 (mm)。

2) 最高索股顶至计算高度  $h$  处的侧向压力  $f(h)$  可按式 (12.2.5-6) 计算

$$f_h(h) = \frac{f_v b \left(1 - e^{-\frac{2\mu h}{3b}}\right)}{2\mu} \quad (12.2.5-6)$$

式中:  $\mu$ ——摩擦系数, 宜取 0.15;

$f_v$ ——中央列索股单位体积竖向力 (N/mm<sup>3</sup>), 可按式 (12.2.5-7) 计算;

$$f_v = \frac{F_c n_{sc}}{r_v n_s b H} \quad (12.2.5-7)$$

$n_{sc}$ ——中央列索股股数;

$H$ ——中央列索股总高度 (mm)。

3) 高度  $H$  范围内的总侧向力  $f_H$  可按式(12.2.5-8)计算:

$$f_H = \frac{f_v b H}{2\mu} - \frac{3f_v b^2 \left(1 - e^{-\frac{2\mu H}{3b}}\right)}{4\mu^2} \quad (12.2.5-8)$$

4) 计算散索鞍鞍槽的总侧向力  $f$  应计入主缆索股平弯产生的附加侧向力, 可按式 (12.2.5-9)计算:

$$f_{HS} = f_H + \frac{F_c \left(1 - \frac{n_{sc}}{n_s}\right)}{2r_h} \quad (12.2.5-9)$$

5) 由侧压力  $f$  或  $f_i$  产生的总弯矩  $M_m$  可按式 12.2.5-10) 计算:

$$M_{fH} = S \frac{f_n b H}{2\mu} + \frac{9f_n b^3 \left(1 - e^{-\frac{2\mu H}{3b}}\right)}{8\mu^3} \quad (12.2.5-10)$$

$$S = \frac{H}{2} - \frac{3b}{2\mu} \text{ (mm)}$$

6) 沿单位弧长的鞍槽拉杆拉力  $n$  可按式(12.2.5-11)计算:

$$n_{tra} = \frac{N_{sb} n_{sb}}{l_{sa}} \quad (12.2.5-11)$$

式中:  $N_{sb}$ ——单根拉杆力 (N);

$n_{sb}$ ——拉杆根数;

$l_{sa}$ ——拉杆中心处鞍槽侧壁的弧长 (mm)

(3) 可按下列荷载工况进行验算:

1) 单根主缆拉力  $F_c$  为空缆缆力时, 鞍槽侧壁未施加拉杆力 ( $n_{tra} = 0$ ) 的情况

2) 单根主缆拉力  $F_c$  为最大缆力时的情况。

4 加劲梁架设期间主索鞍的顶推力应满足下列要求

(1) 主索鞍顶推力  $F_{sp}$  可按式 (12.2.5-12) 计算:

$$F_{sp} = (F_{cm} \sin \theta_{tm} + F_{cs} \sin \theta_{ts} + G_s) \mu \quad (12.2.5-12)$$

式中:  $F_{cm}$ ——按永久作用标准值计算的中跨缆力 (N);

$\theta_{tm}$ ——永久作用下的中跨缆力对应的主缆中跨切线角 (图 12.2.5-5);

$F_{cs}$ ——按永久作用标准值计算的边跨缆力 (N);

$\theta_{ts}$ ——永久作用下的边跨缆力对应的主缆边跨切线角 (图 12.2.5-5);

$G_s$ ——主索鞍重力 (N);

$\mu$ ——主索鞍位移滑动摩擦副的摩擦系数, 对于常用的不锈钢—聚四氟乙烯、不

锈钢—不锈钢等类型的滑动摩擦副材料, 可采用表 12.2.5-1 所列的摩擦系数。

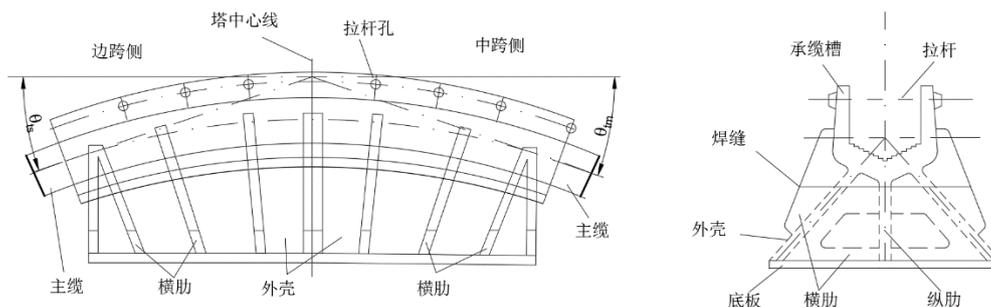


图 12.2.5-5 主缆中、边跨切线角

表 12.2.5-1 常用的滑动副材料摩擦系数

润滑条件	摩擦系数	
	不锈钢—聚四氟乙烯	不锈钢—不锈钢
无润滑	0.10	0.15
一般润滑	0.05	0.12
良好润滑	0.04	0.10

(2) 顶推力作用下强度验算应包括：滑动面的抗压强度、与滑动面相联的结构及零件的抗剪强度、鞍体上承受顶推力处的局部抗压、抗弯及抗剪强度、顶推量控制装置的强度。

条文说明

主索鞍位移滑动副近年来通常采用不锈钢—聚四氟乙烯、不锈钢—不锈钢等类型的滑动副材料。参照相关标准，以及实桥顶推力的控制复算，提出了表 12.2.5-1 所列的摩擦系数进行顶推计算。

5 散索鞍摆轴、滚轴承压验算应满足下列要求：

(1) 摆轴的接触应力 $\sigma_j$ 应满足式 (12.2.5-13) 的要求：

$$\gamma_0 \sigma_j = 0.418 \gamma_0 \sqrt{\frac{RE}{l_e r_{sb}}} \leq \sigma_{jd} \tag{12.2.5-13}$$

式中： $r_{sb}$ ——摆轴断面圆弧半径 (mm) (图 12.2.5-2)；

$l_e$ ——摆轴上、下承面的有效接触长度 (mm)；

E——材料弹性模量；

R——摆轴上的总荷载，可按式 (12.2.5-14) 计算；

$$R = 2F_c \sin\left(\frac{\theta_{sa} - \theta_{ss}}{2}\right) + G_s \cos\left(\frac{\theta_{sa} + \theta_{ss}}{2}\right) \tag{12.2.5-14}$$

$G_s$ ——散索鞍重力设计值 (N)；

$F_c$ ——单根主缆拉力设计值 (N)，取锚跨缆力和边跨缆力中的较大值；

$\theta_{sa}$ ——计算缆力对应的主缆锚跨切线角（图 12.2.5-2）；

$\theta_{ss}$ ——计算缆力对应的主缆边跨切线角（图 12.2.5-2）；

$\sigma_{jd}$ ——材料接触强度设计值（MPa），根据所选用材料硬度按表 12.2.5-2 取用。

表 12.2.5-2 材料接触强度设计值

材料硬度		$\sigma_{jd}$ (MPa)	材料硬度		$\sigma_{jd}$ (MPa)
HB	HRC		HB	HRC	
150	-	471	325	34.5	930
175	-	537	350	37.5	997
200	-	602	375	40.0	1062
225	-	668	400	42.0	1127
250	-	734	450	47.0	1255
275	-	800	500	51.0	1390
300	31.5	865	600	56.0	1654

注：1 HB、HRC 为接触表面材料的布氏、洛氏硬度，按较低者取值。

2 表中数值为接触表面加工粗糙度  $Ra=3.2\mu m$  时的值。当  $Ra>3.2\mu m$  时，应降低 10%取值；当  $Ra<3.2\mu m$  时、可提高 5%取值。

3 表中数值为一般润滑条件下的值，无润滑时应降低 5%取值。

4 当材料硬度值介于表中数值之间时，可以直线插入法取值。

(2) 滚轴的接触应力  $\sigma_j$  应满足式 (12.2.5-15) 的要求：

$$\gamma_0 \sigma_j = 0.591 \gamma_0 \sqrt{\frac{RE}{l_e d_{sr}}} \leq \sigma_{jd} \quad (12.2.5-15)$$

式中： $d_{sr}$ ——滚轴直径（mm）；

$R$ ——单根滚轴上的荷载设计值，可按式 (12.2.5-16) 计算；

$$R = \frac{3}{2n_{sr}} \left[ 2F_c \sin\left(\frac{\theta_{sa} - \theta_{ss}}{2}\right) + G_s \cos\left(\frac{\theta_{sa} + \theta_{ss}}{2}\right) \right] \quad (12.2.5-16)$$

$n_{sr}$ ——滚轴根数

### 条文说明

按弹性力学的理论，材料接触强度的高低与其抗拉、抗压强度无关，而只与其硬度、表面粗糙度及润滑条件有关。在参考了大量的试验结果及有关手册的规定后，选编出材料接触强度设计值，见表 12.2.5-2。

6 摆轴式散索鞍稳定验算时，在永久作用的条件下，主缆各个索股对散索鞍的总压力线和鞍体自身重力的合力线宜通过摆轴接触点。

### 12.2.6 锚固系统

#### 1 斜拉索与混凝土梁的锚固

(1) 斜拉索与混凝土主梁锚固宜采用的形式有：用顶板锚固、箱内锚固、斜隔板锚固、梁体两侧锚固、梁底锚固等形式，如图 12.2.6-1 所示。

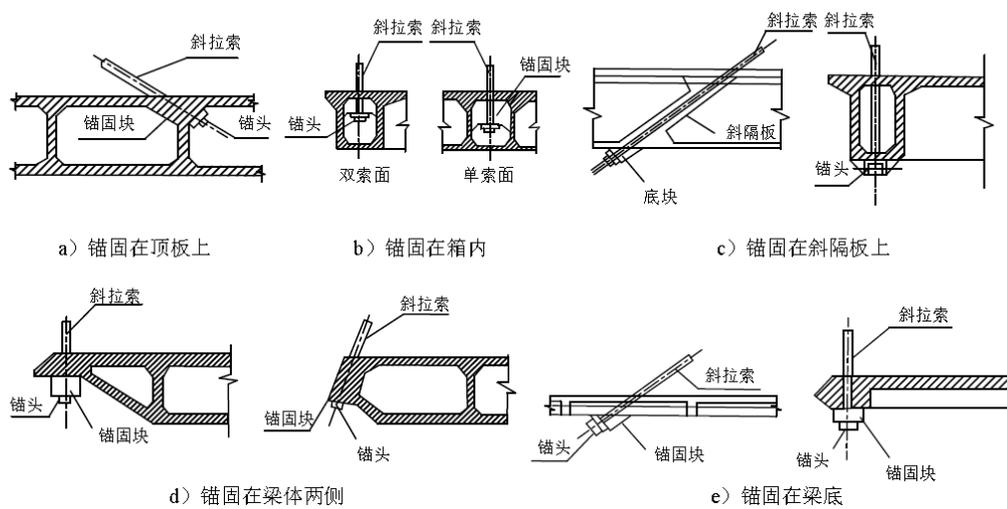


图 12.2.6-1 混凝土梁斜拉索锚固基本方式

(2) 顶板锚固宜用于箱内采用加劲斜杆的单索面桥；箱内锚固宜用于两个分离单箱的双索面桥；斜隔板锚固应用范围与箱内锚固块一致；梁体两侧锚固宜用于双索面桥；梁底锚固宜用于梁截面较小的双主梁或板式梁。

#### 2 斜拉索与混凝土索塔的锚固

(1) 索塔与斜拉索锚固宜采用的形式有：用侧壁锚固、钢锚梁锚固、交叉锚固、钢锚箱锚固、鞍座式锚固（骑跨式和回转式）等形式。典型截面形式如图 12.2.6-2 及图 12.2.6-3 所示。

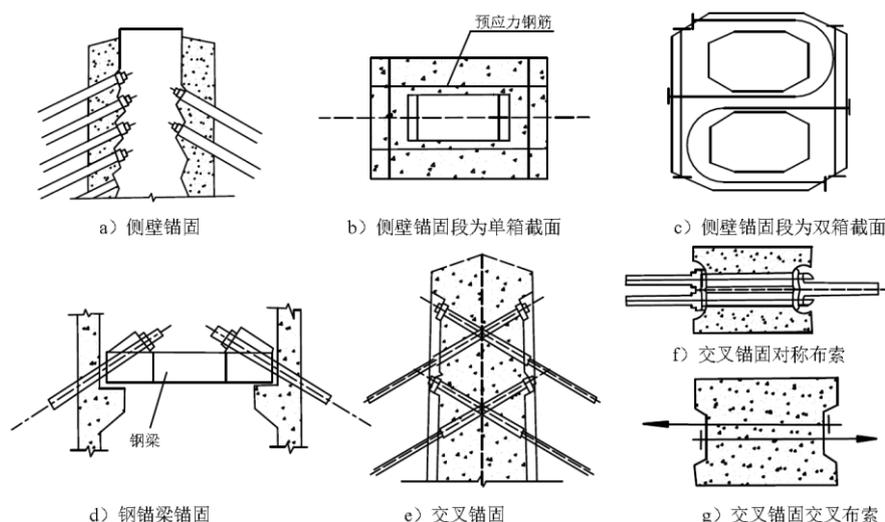


图 12.2.6-2 混凝土索塔锚固基本方式示意

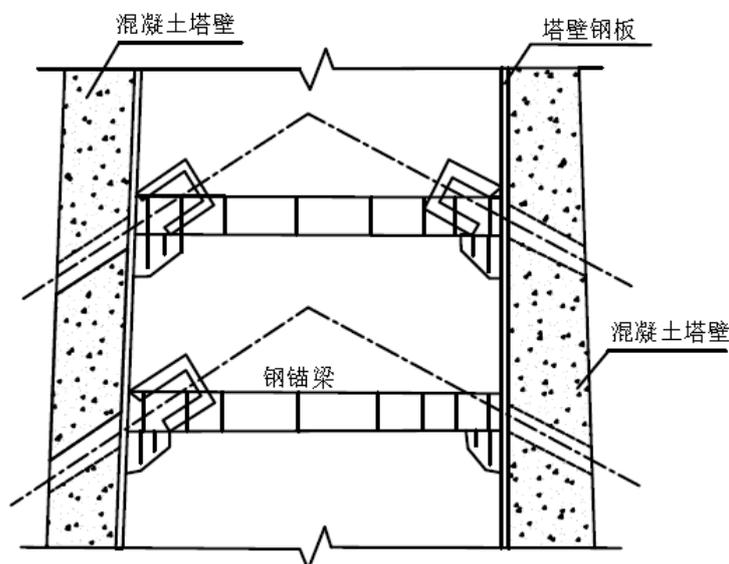


图 12.2.6-3 混凝土索塔钢锚梁锚固示意（采用钢牛腿）

(2) 锚固的基本构造要求

- 1) 实体塔上的交错锚固,应在塔柱中埋设钢管,并设置锚垫板。
- 2) 空心塔上的侧壁锚固,应在空心塔柱的壁板内配置预应力钢筋,对索塔的预应力钢筋的布置,应避免出现预应力盲区。
- 3) 钢横梁锚固,应在混凝土塔柱内侧设置牛腿。
- 4) 钢锚箱锚固,由锚垫板、承压板、锚腹板、套筒及若干加劲肋构成钢锚箱。钢锚箱间连接应采用焊接,并用栓钉使之与混凝土塔身连接。
- 5) 骑跨式鞍座锚固,斜拉索穿过索塔顶部的鞍座后,在索塔两侧对称锚固于主梁上,多用于混凝土部分斜拉桥。

### 3 斜拉索与钢主梁的锚固

(1) 斜拉索与钢主梁的锚固宜采用的形式有：锚箱式、耳板式、锚管式，如图 12.2.6-4 所示。

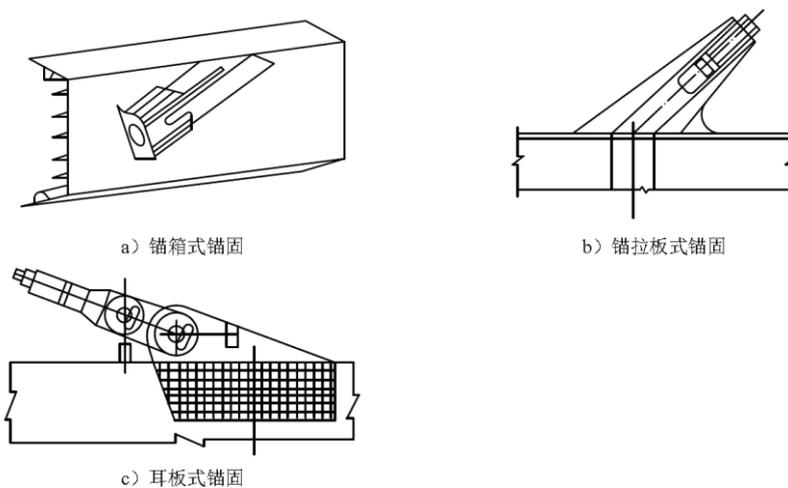
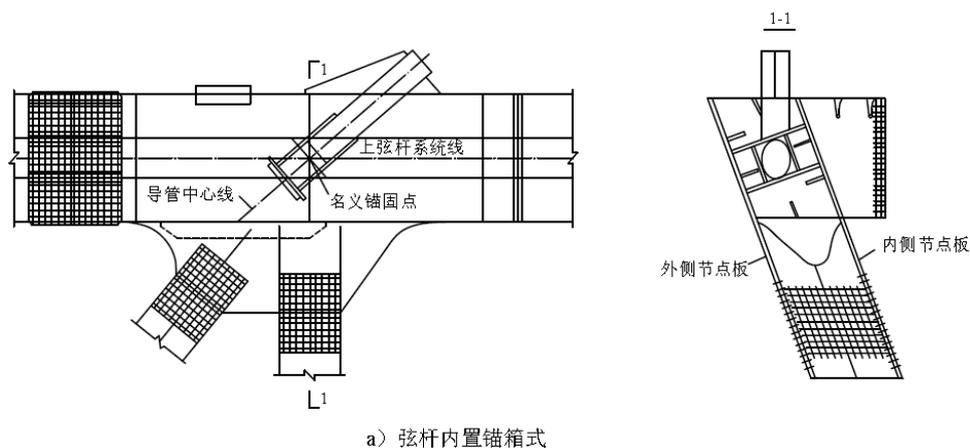


图12.2.6-4 钢主梁与斜拉索的锚箱式锚固方式示意

(2) 斜拉索与钢桁梁的锚固区宜设置在主梁节点处，锚固可分为节点内置式和节点外置式，具体可采用弦杆内置锚箱式、节点板内置锚箱式、双拉板整体锚箱式、双拉板栓焊锚箱式，如图 12.2.6-5 所示。



a) 弦杆内置锚箱式

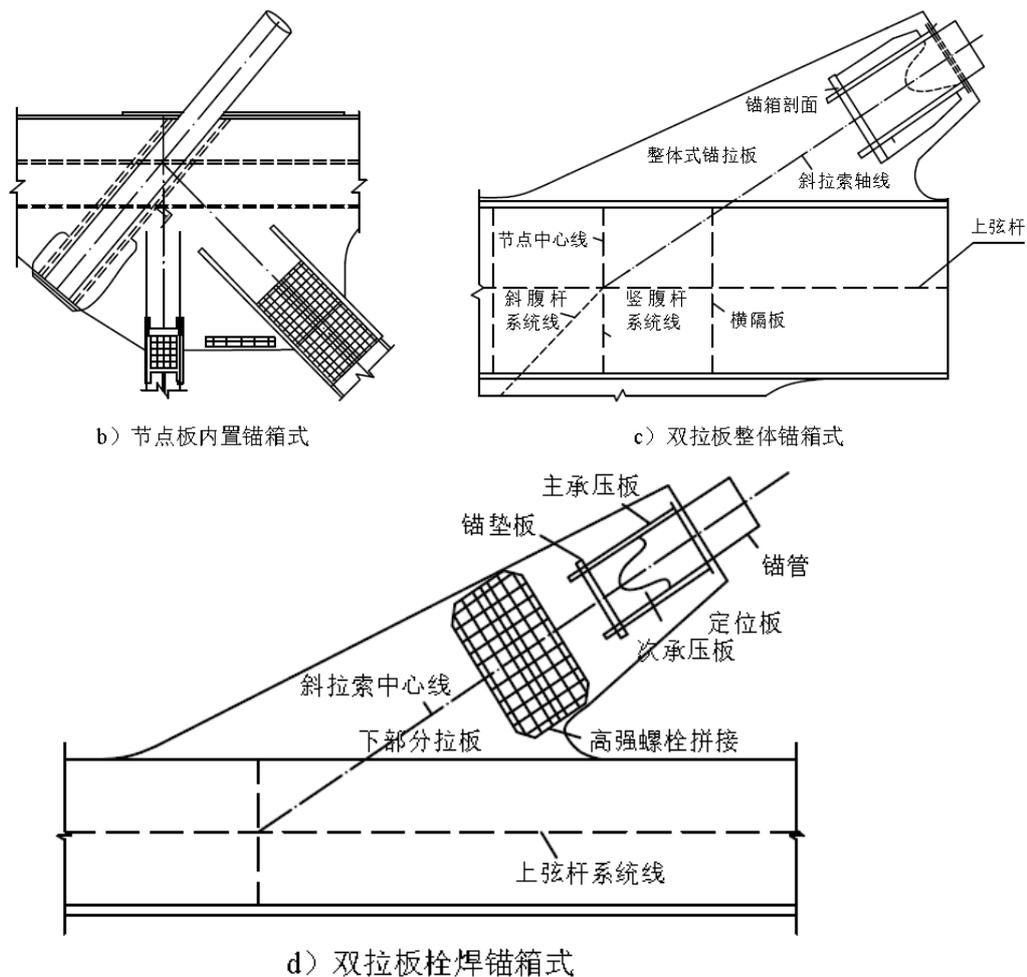


图12.2.6-5 钢桁梁与斜拉索的锚固方式示意

(3) 基本构造要求

- 1) 锚箱式锚固应设置锚固梁，斜拉索锚固在锚固梁上，锚固梁用焊接或者高强螺栓方式与主梁连接。
- 2) 耳板式锚固应在主梁的腹板向上伸出一块耳板，斜拉索通过铰连接在耳板上。
- 3) 锚管式锚固应在主梁或纵梁的腹板上安装一根钢管，斜拉索锚固于钢管。
- 4 斜拉索与钢索塔的锚固宜采用的形式有：鞍座支承式、鞍座锚固式、锚固梁式、支撑板式，如图 12.2.6-6 所示。

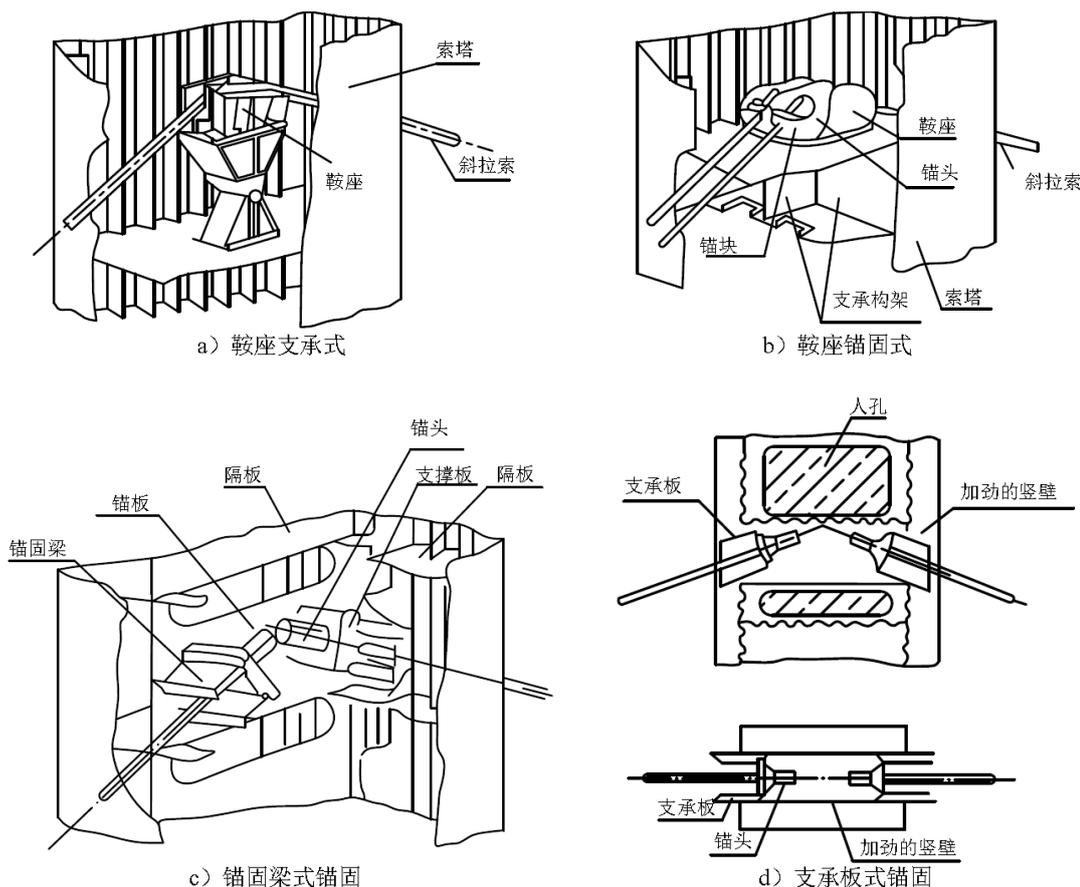


图12.2.6-6 钢桁梁与斜拉索的锚固方式示意

### 5 斜拉索锚固区构造要求

(1) 在混凝土主梁上应设置锚固实体段构造;锚固区内的构件截面尺寸应满足设置穿索管道及锚下垫板的需要;锚下局部区段内应增设加强钢筋网或螺旋钢筋。其构造及配筋设计应满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)的要求。

(2) 钢主梁上的斜拉索锚固区各构件之间应连接可靠,各构件的最小厚度应不小于10mm。

(3) 锚下钢垫板尺寸应根据张拉吨位、张拉机具大小和锚具型式等确定,厚度不宜小于20mm,斜拉索锚管的最小壁厚应不小于10mm。

(4) 斜拉索锚管和锚下钢垫板之间应采用加劲板加强。

(5) 索塔锚固区斜拉索的间距,除应满足计算高度要求外,还应保证张拉及调索的空间,满足孔洞、管道及千斤顶行程与移动需要的高度要求。

## 13 构造要求

**13.0.1** 钢结构杆件设计应充分考虑板件焊接、组装、运输的可施工性以及运营期间的可检修性，设置必要的通道孔（加盖）、施焊孔、焊接空间、检查梯等。

**13.0.2** 钢结构设计宜优先采用定型和标准化的结构和构件，减少制作、安装难度和工作量，符合使用性和抗腐蚀性能。

**13.0.3** 除轧制型钢、正交异性板的闭口加劲肋、填板外，其他受力钢构件的板厚不应小于8mm。

### 13.1 钢板梁

#### 13.1.1 一般规定

- 1 本节适用于受弯为主的工字形截面钢板梁桥设计。
- 2 应采取措施防止板梁在制作、运输、安装架设过程中出现过大大变形和丧失稳定；在运营阶段的板梁端部支承处也应阻止梁端部截面扭转。
- 3 设计构件截面和制作工艺时，宜避免和减少应力集中、残余应力以及次应力。
- 4 普通焊接板梁应采用三块钢板焊接而成。当板厚不能用其他方法解决时可采用外贴翼缘钢板的形式，外贴翼缘板宜用一块钢板。

#### 13.1.2 翼缘

- 1 组成翼缘截面的板不宜超过两块。
- 2 当纵向加劲肋连续时，应将其计入有效截面中。
- 3 焊接板束的侧面角焊缝宜采用自动焊或半自动焊，由宽板至窄板的边缘距离，不应小于50mm。相互叠合的翼缘板侧面角焊缝尺寸应相等。
- 4 翼缘板与腹板的连接可采用角焊缝，腹板两侧有效焊缝厚度之和应大于腹板的厚度；也可将翼缘板与腰板的连接采用全焊透焊缝。翼缘拼接焊缝与腹板拼接焊缝错开距离不宜小于10倍腹板厚度，且拼接不应布置在应力最大位置。
- 5 将桥面板作为主梁结构的一部分进行设计时，应分别对作为主梁的截面内力和桥面板的截面内力进行验算。

#### 13.1.3 腹板

**13.1.3** 设计焊接板梁加劲肋时，在构造上应满足下列要求：

- 1 与腹板对接焊缝平行的加劲肋，应设在距对接焊缝不小于  $10t_w$  或不小于 100mm 的位置。
- 2 与腹板对接焊缝相交的加劲肋，加劲肋及其焊缝应连续通过腹板焊缝。
- 3 纵向加劲肋与横向加劲肋相交时，横向加劲肋宜连续通过。
- 4 横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。
- 5 纵向加到劲肋与横向加劲肋的相交处，宜焊接或栓接。

### 13.1.2 支承加到劲肋设计应满足下列要求：

1 板梁在支承处及外力集中处应设置成对的竖向加劲肋。加劲肋宜延伸到翼缘板的外边缘，在支承处应磨光并与下翼缘焊连。在外力集中处，加劲肋应与上翼缘焊连，且对焊接梁不得与受拉翼缘直接焊连。

2 支承加劲肋应按压杆设计。对由两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 12 倍板厚的腹板截面；对由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腰板面积（铆接梁仅为加劲角钢和填板），另加上不大于 24 倍板厚的腹板截面（图 13.1.3-1）。验算中构件的长度  $l$  应取加劲肋长度的  $1/2$ ，同时应验算伸出肢与贴紧翼缘部分的支承压力。

### 3 端加劲肋设计应符合下列要求：

- (1) 端部加劲肋伸出的宽度应为厚度的 12.5 倍。
- (2) 在对端加劲肋受压状态的检算中，加劲肋与腹板为焊接连接构造的情况下，可如图 13.1.3-2 和图 13.1.3-3 所示，取腹板厚度的 24 倍的范用作为由腹板与端加劲肋组成的立柱的有效截面积。在验算中构件的长度  $l$  应取加劲肋长度的  $1/2$ 。

(3) 线支承的情况，可采用与端加劲肋的下翼缘相接部分外边缘间的宽度  $b$  和它的厚度的乘积作为有效承压面积。

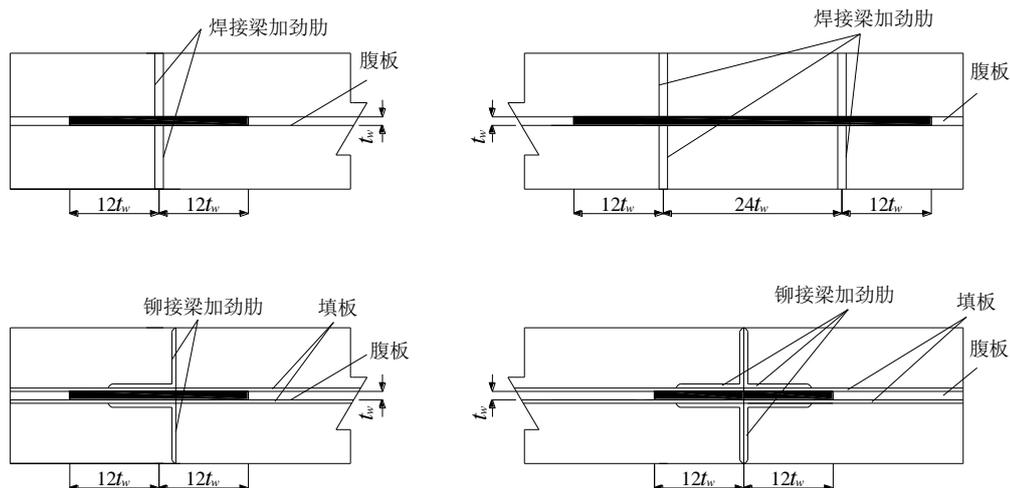


图 13.1.3-1 加劲肋按压杆设计计算的承压截面

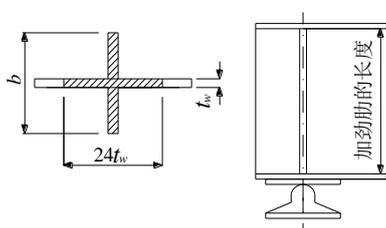


图 13.1.3-2 线支承端加劲肋示意

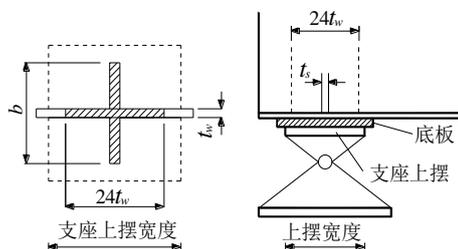


图 13.1.3-3 面支承端加劲肋示意

支承端加劲肋示意

13.1.4 纵横向联结系

- 1 翼缘的上下平面内宜设纵向联结系，承受水平荷载和偏心荷载等产生的扭矩作用。
- 2 钢板梁间应设置横向联结系，并满足下列要求：
  - (1) 宜与梁的上、下翼缘连接，间距不宜大于受压翼缘宽度的 30 倍。
  - (2) 支承处必须设置端横梁。
  - (3) 下承式钢板梁桥的横梁宜设置肱板与腹板加劲肋连接。

13.2 钢箱梁

13.2.1 一般规定

- 1 本节适用于简支或连续钢箱梁桥设计。
- 2 应采取措施防止钢箱梁在制作、运输、安装架设和运营阶段的过大变形或丧失稳定。
- 3 钢箱梁应设置进入箱内的检修通道和排水孔。
- 4 钢箱梁剪应力计算应考虑扭转的影响。

5 正交异性钢桥面板详见相关章节。

### 13.2.2 翼缘板

1 箱梁悬臂部分不设加劲肋时, 受压翼缘的伸出肢宽不宜大于其厚度的 12 倍, 受拉翼缘的伸出肢宽不宜大于其厚度的 16 倍。

2 翼缘板应按下列规定设置纵向加劲肋:

(1) 腹板间距大于翼缘板厚度的 80 倍或翼缘悬臂宽度大于翼缘板厚度的 16 倍时, 应设置纵向加劲肋。

(2) 受压翼缘加劲肋间距不宜大于翼缘板厚度的 40 倍, 应力很小和由构造控制设计的情况下可以放宽到 80 倍。受拉翼缘加劲肋间距应小于翼缘板厚度的 80 倍。

(3) 受压翼缘悬臂部分的板端外缘加劲肋应为刚性加劲肋。

3 纵、横向加劲肋宜按刚性加劲肋设计。

### 13.2.3 腹板

1 以受弯剪为主的腹板及其加劲肋设计应满足本规范第 5.3 节的要求。

2 以受压为主的腹板及其加劲肋设计应满足本规范第 5.1.5 条和第 5.1.6 条的要求。

3 纵向腹板应避开行车轮迹带, 宜设置在车道中部或车道线处。

### 13.2.4 横隔板

1 支点处横隔板应符合下列规定:

(1) 支点处必须设置横隔板, 形心宜通过支座反力的合力作用点。

(2) 横隔板支座处应成对设置竖向加劲肋。加劲肋应满足本规范第 5.1.5 条的要求, 并按第 5.3.4 条规定验算横隔板和加劲肋的强度。其中, 相关公式中的腹板用横隔板代替。

(3) 横隔底板成板的焊缝应完全熔透。

(4) 人孔宜设置在支座范围以外的部分。

2 非支点处横隔板应符合下列规定:

(1) 横隔板间距:

$$L_d \leq 6m \quad (L \leq 50m)$$

$$L_d \leq 0.14L - 1 \text{ 且 } \leq 20m \quad (L > 50m)$$

在偏心活荷载作用下, 箱梁的翘曲应力与容许应力的比值应小于 0.06。

(2) 横隔板应有足够的刚度和强度。

横隔板的最小刚度  $K \geq 20EI_{dw} / (L_d^3)$

(3) 横隔板与顶底板和腹板可采用角焊缝连接。

### 13.3 钢桁梁

#### 13.3.1 一般规定

1 主桁杆件截面可采用 H 形或箱形，上、下平面纵向联结系和横向联结系构件截面可采用 I 形、L 形或 T 形。

2 可将桁梁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间的共同作用和相互影响。

3 对构造复杂的桁架结构，宜采用空间计算模型进行分析。

#### 13.3.2 杆件

1 主的杆件的计算应符合下列规定：

(1) 构件节点可假定为铰接进行计算。

(2) 当主桁杆件截面高度与其节点中心间距之比，非整体节点的简支桁梁大于 1/10，连续梁支点附近的杆件及整体节点钢桁梁杆件大于 1/15 时，应计算其节点刚性的影响；由该节点刚性引起的次力矩应乘以 0.8，与轴向力一并进行承载能力极限状态的强度检算。

2 作为桥门架腿杆的主桁斜杆或竖杆，应计算桥门架受横向力时产生的轴向力和弯矩。计算时应视桥门架为下端固定的框架。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。

3 多腹杆系桁架中的竖杆兼作横向联结系的组成杆件时，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要求。

#### 13.3.3 节点板

1 节点板应与杆件的接触面全部密贴。在支承处，节点板宜低于桁梁下弦 10~15mm，下缘应磨光并与支承垫板顶紧。

2 节点板的撕裂强度、水平和竖直截面上的剪应力和法向应力应按附录 E 计算。

3 主桁拼接板的总净截面面积应较被拼接杆件的净截面面积大 10%。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。

4 节点板在受压斜腹杆作用下，其不设加劲肋的自由边长度  $b_g$ （图 12.3.3-1）与厚度  $t$  之比不应大于  $50\sqrt{355/f_y}$ ，式中  $f_y$  为节点板的屈服强度。

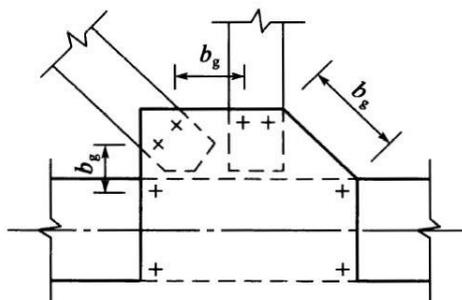


图 12.3.3-1 节点板自由边长度  $b_g$  示意图

5 拼接式节点板构造应满足下列要求：

(1) 对焊接 H 形截面杆件，当采用高强度螺栓或铆钉固接于节点板上时，应栓接或铆接于翼缘板。拼接用高强度螺栓或铆钉的数量，应考虑腹板面积。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。连接杆件的高强度螺栓或铆钉应和杆件的轴线相对称。

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

(3) 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，尚应同时作为杆件计算竖向荷载所产生的弯矩，此时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。

6 整体节点构造（图 12.3.3-2）应满足下列要求：

(1) 节点板圆弧半径宜大于 1/2 弦杆高度。

(2) 节点板与弦杆竖板对接焊缝宜在弧端以外 100mm 以上（图 12.3.3-3），该对接焊缝与相邻横隔板的间距也应在 100mm 以上。

(3) 节点内应设置横隔板当存在横梁时应与横梁腹板相对应。

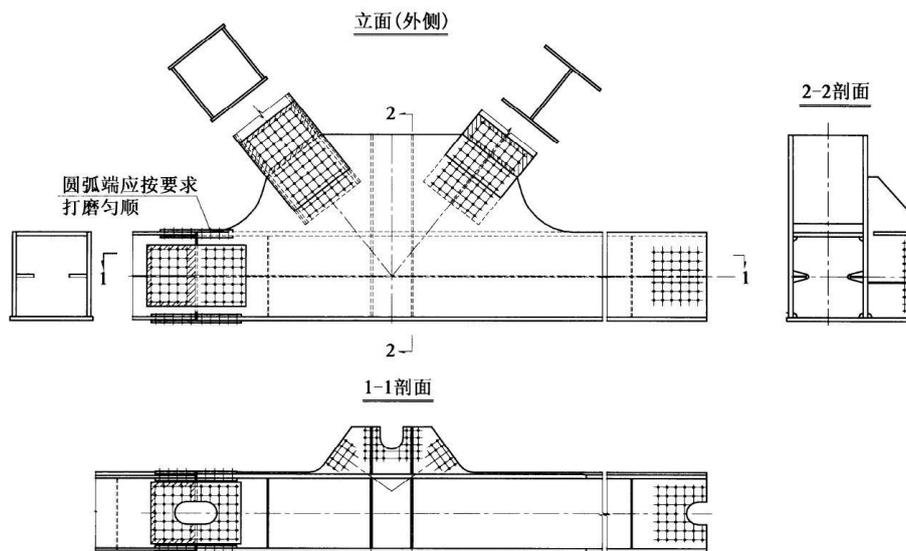


图 12.3.3-2 整体节点构造图

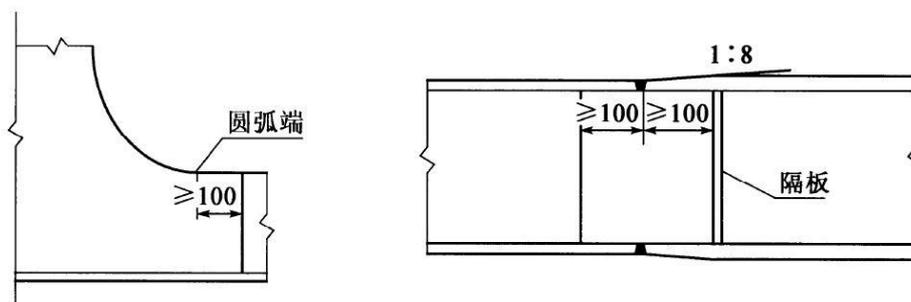


图 12.3.3-3 对接焊缝与隔板、圆弧端间距 (尺寸单位: mm)

### 13.3.4 联结系

1 钢桁梁应设置上、下平面纵向联结系。纵向联结系不宜采用三角形或菱形桁架。当桥面置于纵、横梁体系上时，平面内可不设纵向联结系。

2 上承式桁梁应在两端及跨间设横向联结系。下承式桁梁应在两端设桥门架，跨间设门架式横向联结系，其间距不宜超过两个节间。开口式桁架应在每个横梁竖向平面内设置半框架。

3 当桥面板置于纵横梁体系上时应考虑桥面板与桁架最大温差效应及纵向水平力的影响。

4 直接承受汽车荷载的横梁，其下翼缘宜在距离节点板 10cm 处切断。

## 13.4 钢管

### 13.4.1 一般规定

1 本节适用于上部结构或桥墩采用钢管结构的桥梁设计。对于双向弯曲和扭转，圆管截面比 H 形和箱形截面具有优越性。

2 圆钢管的外径与壁厚之比不应大于  $70\sqrt{355/f_y}$ ， $d/t \leq 35\sqrt{355/f_y}$  时可以保证在截面屈曲前不发生局部屈曲；矩形钢管的最大外边缘尺寸与壁厚之比不应大于  $30\sqrt{355/f_y}$ 。

3 在满足下列情况下，分析桁架杆件内力时可将节点视为铰接：

(1) 符合各类节点相应的几何参数的适用范围。

(2) 当桁架平面内杆件的节间长度或杆件长度与截面高度（或直径）之比不小于 12（弦杆）和 24（腹杆）时。

4 当弦杆与腹杆连接节点偏心满足式（13.4.1-1）的范围限制，在计算节点和受拉弦杆承载力时可不计偏心弯矩影响。对受压弦杆必须考虑偏心弯矩的影响，偏心弯矩  $M$  按式（13.4.1-2）计算。

$$-0.55 \leq \left( \frac{e}{h_0} \text{ 或 } \frac{e}{d_0} \right) \leq 0.25 \quad (13.4.1-1)$$

$$M = \Delta N \times e \quad (13.4.1-2)$$

式中： $\gamma_0$ ——结构重要性系数；

式中： $e$ ——偏心，即两腹杆中心线在弦杆上的交点偏离弦杆中心线的距离，如图 13.4.1-1 所示；

$\Delta N$ ——节点两侧弦杆轴力之差值；

$d_0$ ——圆形弦杆外径；

$h_0$ ——连接平面内的矩形弦杆截面高度。

5 钢管之间对接时，可采用高强度螺栓和焊接连接，如图 13.4.1-2a)、b) 所示；对于小直径的钢管，不便采用栓接和焊接时，可采用法兰连接，如图 13.4.1-2c) 所示。当要连接的钢管轴线方向不同时，可采用节点板连接、腹杆与弦杆相贯焊连接，如图 13.4.1-3、图 13.4.1-4 所示。

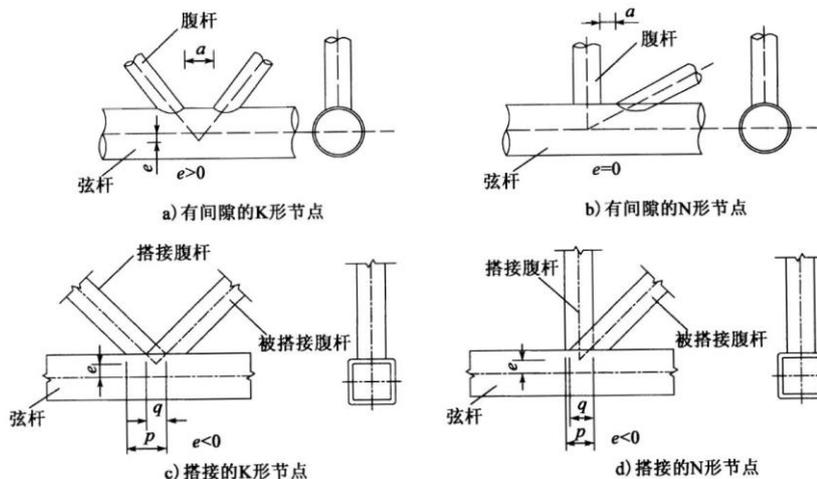


图 13.4.1-1 K形和N形管节点的和间隙

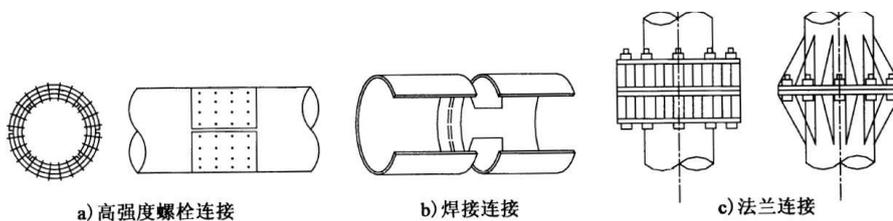


图 13.4.1-2 钢管对接连接

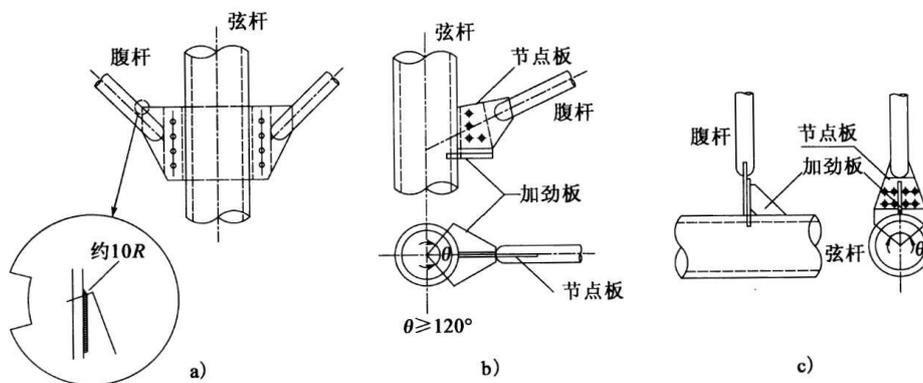


图 13.4.1-3 节点板连接

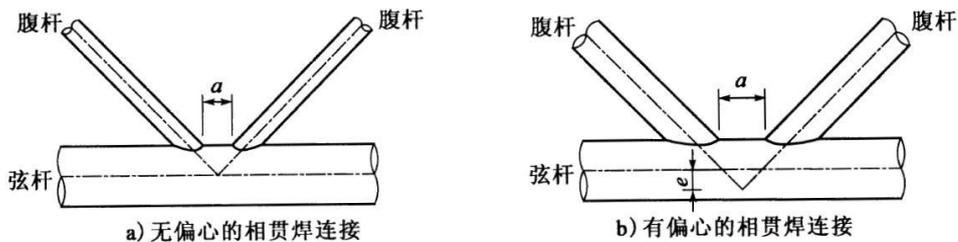


图 13.4.1-4 腹杆与弦杆相贯焊连接

### 13.4.2 构造要求

1 钢管节点的构造应符合下列要求：

- (1) 弦杆的外部尺寸不应小于腹杆的外部尺寸。
- (2) 在弦杆与腹杆连接处不应将腹杆插入弦杆内。
- (3) 弦杆与腹杆或两腹杆轴线之间的夹角不宜小于  $30^\circ$ 。
- (4) 弦杆与腹杆的连接节点处，除搭接节点外，宜避免偏心。
- (5) 腹杆端部应采用自动切割机切割，腹杆壁厚小于  $6\text{mm}$  时可不切坡口。

2 对 K 形及 N 形节点，宜采用间隙节点，不宜采用搭接节点。采用间隙节点时，腹杆间的距离不应小于两腹杆壁厚之和。

3 在搭接的 K 形或 N 形节点中，搭接率应按式 (13.4.2-1) 计算，并应满足  $25\% \leq \lambda_{ov} \leq 100\%$  的要求。

$$\lambda_{ov} = \frac{q}{p} \times 100\% \quad (13.4.2-1)$$

式中：  $p$ 、 $q$ ——如图 13.4.1-1 所示。

4 在搭接节点中，当腹杆厚度不同时，薄壁管应搭接在厚壁管上；当腹杆强度不同时，低强度管应搭接在高强度管上。

5 K 形及 N 形节点可采用直接焊接在弦杆上的节点板连接；节点板的钢材等级不应低于弦杆的钢材等级。

6 钢管结构焊缝应满足下列要求：

(1) 弦杆与腹杆的连接焊缝，应沿全周连续焊接，并应从趾部的全熔透角焊缝匀顺过渡到鞍部的部分熔透角焊缝和跟部的角焊缝，如图 13.4.2-1 所示。

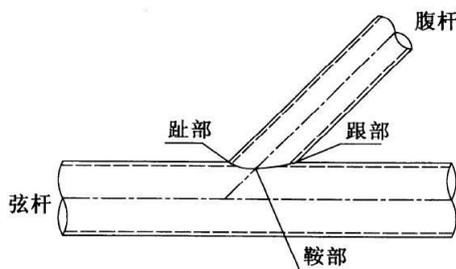


图 13.4.2-1 钢管结构相贯焊缝分区示意图

- (2) 考虑疲劳作用时不应在矩形管截面转角处起止焊缝。
- (3) 考虑疲劳作用时节点角焊缝的有效厚度不应小于腹杆壁厚。

7 钢管构件在承受较大横向荷载的部位应采取适当的加劲措施。大直径钢管拱肋、桥墩在集中荷载作用下，其节点部位应设置环形加劲钢板。

8 钢管构件，当  $d_0/t \leq 60$  时可不设加劲板；设加劲板时，环形加劲板的间距应不大于钢管外径的 3 倍。加劲钢板构造如图 13.4.2-2 所示。

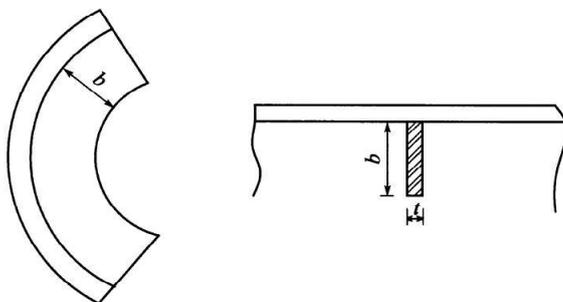


图 13.4.2-2 环形加劲钢板构造

9 环形加劲钢板的构造尺寸应符合下式规定：

$$b \geq \frac{d_0}{20} + 70 \quad (13.4.2-2)$$

$$t \geq \frac{b}{17} \quad (13.4.2-3)$$

式中： $b$ ——环形加劲钢板的宽度（mm），如图 13.4.2-2 所示；

$t$ ——环形加劲钢板的板厚，如图 13.4.2-2 所示；

$d_0$ ——钢管的外径（mm）。

10 对长细比大的钢管构件，除应按本规范第 10 章要求进行抗疲劳设计外，尚应满足下列抵抗风振疲劳的构造要求：

(1) 钢管外径应符合式（13.4.2-4）的规定：

$$d_0 \geq \frac{l}{30} \sqrt{\frac{8}{t}} \text{ 且 } d_0 \geq \frac{l}{40} \quad (13.4.2-4)$$

式中： $l$ ——构件长度或构件有效屈曲长度（m）；

$d_0$ ——钢管的外径（m）。

$t$ ——钢管的壁厚（mm）。

当对构件采取了风致振动控制措施，并通过风洞实验确认了其效果，以及不直接承受风荷载作用时，钢管外径可不受式（13.4.2-4）的限制。

(2) 对按式 (13.4.2-4) 设计的钢管构件端部应进行周边焊接, 焊缝一般采用角焊缝。当  $d_0$  小于  $1/25$  时, 应采用如图 13.4.2-3 所示的熔透焊接。

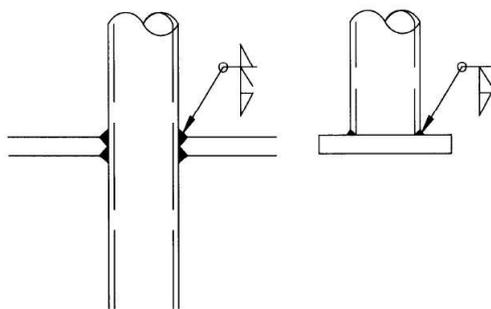


图 13.4.2-3 钢管端部的焊接

## 13.5 钢管混凝土

**13.5.1** 钢管混凝土柱除应进行使用阶段的承载力设计外, 尚应进行施工阶段的承载力验算。进行施工阶段的承载力验算时, 应采用空钢管截面, 空钢管柱在施工阶段的轴向应力, 不应大于其抗压强度设计值的 60%, 并应满足稳定性要求。

**13.5.2** 钢管内浇筑混凝土时, 应采取有效措施保证混凝土的密实性。

**13.5.3** 钢管混凝土柱宜考虑混凝土徐变对稳定承载力的不利影响。

**13.5.4** 矩形钢管可采用冷成型的直缝钢管或螺旋缝焊接管及热轧管, 也可采用冷弯型钢或热轧钢板、型钢焊接成型的矩形管。圆钢管可采用焊接圆钢管或热轧无缝钢管等。

连接可采用高频焊、自动或半自动焊和手工对接焊缝。当矩形钢管混凝土构件采用钢板或型钢组合时, 其壁板间的连接焊缝应采用全熔透焊缝。

**13.5.5** 矩形钢管混凝土柱边长尺寸不宜小于 150mm, 圆形钢管混凝土柱截面直径不宜小于 180mm, 钢管壁厚不应小于 3mm。

**13.5.6** 矩形钢管混凝土柱应考虑角部对混凝土约束作用的减弱, 当长边尺寸大于 1m 时, 应采取构造措施增强矩形钢管对混凝土的约束作用和减小混凝土收缩的影响。圆形钢管混凝土柱应采取有效措施保证钢管对混凝土的环箍作用; 当直径大于 2m 时, 应采取有效措施减小混凝土收缩的影响。

**13.5.7** 矩形钢管混凝土柱受压计算时, 混凝土的轴心受压承载力承担系数可考虑钢管与混凝土的变形协调来分配; 受拉计算时, 可不考虑混凝土的作用, 仅计算钢管的受拉承载力。圆形钢管混凝土柱受拉弹性阶段计算时, 可不考虑混凝土的作用, 仅计算钢管的受拉承载力; 钢管屈服后, 可考虑钢管和混凝土共同工作, 受拉承载力可适当提高。

**13.5.8** 矩形钢管混凝土柱与钢梁连接节点可采用隔板贯通节点、内隔板节点、外环板节点和外肋环板节点。圆形钢管混凝土柱与钢梁连接节点可采用外加强环节点、内加强环节点、钢梁穿心式节点、牛腿式节点和承重销式节点。

**13.5.9** 柱内隔板上应设置混凝土浇筑孔和透气孔，混凝土浇筑孔孔径不应小于 200mm，透气孔孔径不宜小于 25mm。

**13.5.10** 节点设置外环板或外加强环时，外环板的挑出宽度应满足可靠传递梁端弯矩和局部稳定要求。

## 13.6 钢塔

### 13.6.1 一般规定

- 1 本章适用于采用钢结构的桥塔设计。
- 2 钢塔宜采用箱形截面，多肢钢塔宜设置横系梁。
- 3 根据结构受力需要和构造要求不同，钢塔柱和混凝土塔柱的连接位置可设在承台顶、下横梁顶或上塔柱中间。钢塔与混凝土塔柱（基础）的连接应安全可靠，必要时可通过试验验证。
- 4 钢塔宜采用高强度的钢材作为结构主材，可根据不同的应力要求选用不同强度等级的材料。
- 5 在塔的设计中，除了通常的主]附加荷载外，还要考虑鞍座的偏心、制造和架设误差的影响。鞍座的偏心量和初始挠度量可取 5cm，制造及架设误差可取和  $h/500$ （ $h$  为塔高）。
- 6 钢塔设计必须进行整体稳定性和局部稳定性计算，并保证局部失稳不先于整体失稳发生。
- 7 可通过塔柱截面选型或附加气功装置改善钢塔的气动性能。

### 13.6.2 构造要求

- 1 钢塔宜采用单室结构，截面较大时可采用多室结构。为了抗风需要，也可采用带切角的截面，或根据受力需要选用其他截面形式。
- 2 钢塔截面构造设计应满足下列要求：
  - (1) 根据钢塔在施工中与成桥后的受力状况，确定截面高度方向上壁板的厚度。
  - (2) 加劲肋的尺寸和间距应满足结构局部稳定的要求。

(3) 壁板间、壁板与加劲肋间焊缝根据受力和构造要求确定,对机加工的节段,离端面 600~1000mm 范围内需要加大焊缝尺寸。

3 横隔板应对壁板提供足够的支撑刚度。在满足对壁板加劲刚度的情况下,也可采用中间大部分挖空的横肋结构。横隔板宜按 4m 间距设置。

4 钢塔的连接构造设计应满足下列要求:

(1) 钢塔节段划分应充分考虑节段运输的方便与节段安装时的设备吊装能力。

(2) 较矮的钢塔节段之间可采用焊接的方式连接。较高的钢塔宜采用高强度螺栓与端面接触共同受力的连接形式。

(3) 考虑端面接触共同受力时,应在高强度螺栓拼接板上开设金属接触率检查孔。

5 拉索或索鞍在钢塔上的布置应尽量避免使桥塔受扭。

---

## 13.7 钢拱

**13.7.1** 本节适用于采用钢结构箱形截面或钢管截面的拱肋设计。

**13.7.2** 对有推力拱,设计中应提供拱在竖直平面内的稳定,以及与此相关的有效计算长度,同时规定弯矩放大因子。

**13.7.3** 对于用分段的弦制作的实腹拱,为了防止相邻节间的节点处有过大的交角,节间长度不应超过跨度的 1/15。

**13.7.4** 对于系杆拱,拱肋计算有效长度按 2 倍的吊杆之间的长度考虑。

**13.7.5** 为了防止横向屈曲,拱肋应该设置足够刚度的横向联结系统。横向稳定验算的有效长度取拱肋上横向联结系节点之间的距离。应对拱端门架特别考虑。

**13.7.6** 开口工字形截面拱肋的横向扭转屈曲比箱形截面肋更明显,必须防止。

---

## 14 附属构造与支座

### 14.1 一般规定

**14.1.1** 城市钢结构桥梁应针对桥面铺装、栏杆、排水系统、伸缩缝、照明、限位装置等附属工程进行专门设计，应根据需要对声屏障、除湿系统、检修车、航标灯、防雷等附属工程进行设计。

**14.1.2** 悬索桥缆索系统宜设置除湿系统，应根据需要在钢箱梁内设置除湿系统，除湿系统应由专业设计公司设计安装。

#### 条文说明

悬索桥缆索系统检修、更换困难，缆索系统的防腐对空气湿度要求比较高，因此，一般情况下应设置除湿系统。为保证钢箱梁内长期处于干燥空气中，相对湿度不大于 50%，以便达到钢箱梁内侧长期防腐的目的，除了对内表面进行常规的防腐涂装外，有时需要在钢箱梁内布置安装除湿系统。

**14.1.3** 针对桥梁后期运营和维护，设计应考虑预留桥梁检修通道，根据需要设计钢箱梁检修车，检修不能达到的地方应设计成封闭结构。

**14.1.4** 桥梁跨越河流或海湾时，宜设置水尺或标识，具有通航要求时应设置航标灯。航道航标灯由相关单位设计安装，施工时应注意预埋相应的连接件。

**14.1.5** 钢结构桥梁应预留支座安装或检修时的操作空间，并应预设可供顶起用的结构，起顶结构应按实际顶起重量超载 30% 验算。

#### 条文说明

钢桥在安装或检修支座时，常需将梁顶起，故应预设可供顶起用的结构，如在千斤顶支承处设加劲肋、牛腿或在连续梁的中间支承节点处布置可供顶起用的结构等。考虑到顶起时着力的不平衡及其他偶然因素，起顶结构应按实有重量超载 30% 检算。如连续梁各支点不同时起顶，应考虑支点反力变化对主桁或主梁杆件的影响。

**14.1.6** 桥梁防雷宜按照国家标准《桥梁防雷技术规范》GB/T 31067、行业标准《大型桥梁防雷设计规范》QX/T 330 进行设计。

#### 条文说明

桥梁防雷设计一般包括接闪器设计、引下线设计、接地设计、防雷等电位连接设计、电气和电子系统设计等五部分。

**14.1.7** 斜拉桥塔顶、悬索桥塔顶、拱桥拱肋顶部等高耸部位应根据需要设置防雷装置，并

有效接地，应按航空管理规定设置航空障碍标志灯。

### 条文说明

斜拉桥塔顶、悬索桥塔顶、拱桥拱肋、高耸的照明灯杆等是容易受到雷电击中的区域，一般应设置防雷装置。

**14.1.8** 交通标志、灯杆、广告牌等交通附属设施设计时，应充分考虑风荷载和雪荷载等的影响。

### 条文说明

交通标志、灯杆、广告牌等附属设施对风荷载和雪荷载比较敏感，应充分考虑设施离地高度，确定风荷载效应，确保设施在极端风、雪等荷载工况下的安全性。

**14.1.9** 过桥管线不得参与桥梁结构受力，管线宜铺设于隐蔽且易于检查的位置，并应适当考虑美观原则。

## 14.2 桥面铺装

**14.2.1** 钢桥面铺装应充分考虑环境条件、交通条件、结构支撑条件、工程实施条件，并参照国内同地区同类型桥梁桥面铺装的工程经验进行优化设计。

**14.2.2** 钢结构车行道桥面铺装可采用双层环氧沥青混凝土（EA）方案、双层浇注式沥青混凝土（GA）方案、下层浇筑式沥青混凝土（GA）+上层改性沥青（SMA）方案、树脂沥青组合体系（ERS）方案，或其他性能优异的铺装方案，也可设计成超高性能轻型组合桥面结构（STC）。

### 条文说明

钢桥面铺装是一个系统工程，既要求钢桥面板具有足够的刚度，又要求桥面铺装设计方案合理，施工质量优良。正交异性桥面板、U肋及桥面铺装设计应充分考虑车辆荷载的影响，多方案比选以适应实际荷载长期作用需求。

钢结构桥面铺装双层环氧沥青混凝土（EA）方案、双层浇注式沥青混凝土（GA）方案、下层浇筑式沥青混凝土（GA）+上层改性沥青（SMA）方案、超高性能轻型组合桥面结构方案可参考图 14.2.2-1~图 14.2.2-5。

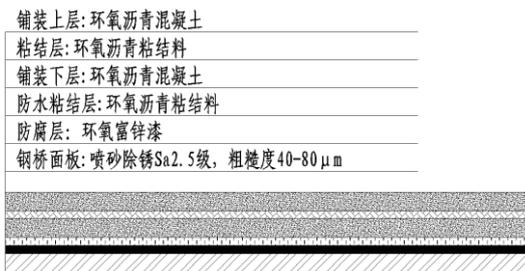


图 14.2.2-1 双层环氧沥青混凝土 (EA) 方案示意图

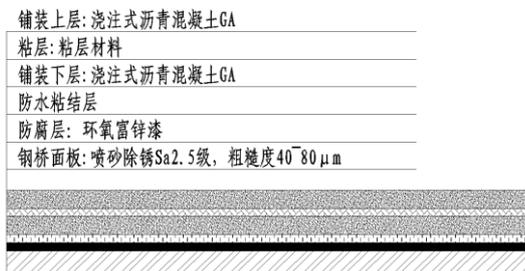


图 14.2.2-2 双层浇注式沥青混凝土 (GA) 方案示意图

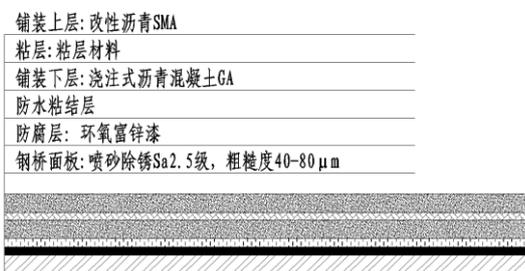


图 14.2.2-3 下层浇筑式沥青混凝土 (GA) + 上层改性沥青 (SMA) 方案示意图

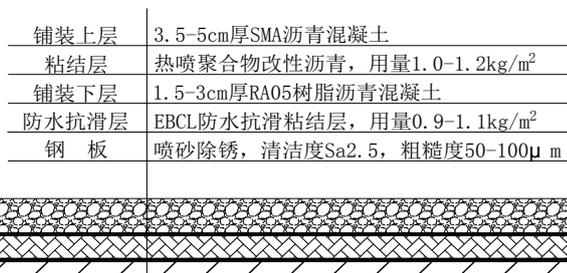
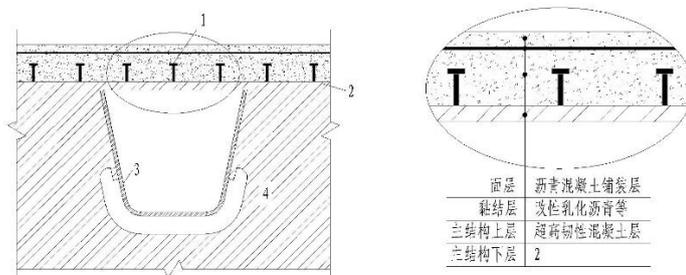


图 14.2.2-4 树脂沥青组合体系 (ERS) 方案示意图



1-剪力钉; 2-钢桥面板; 3-U肋; 4-横隔板

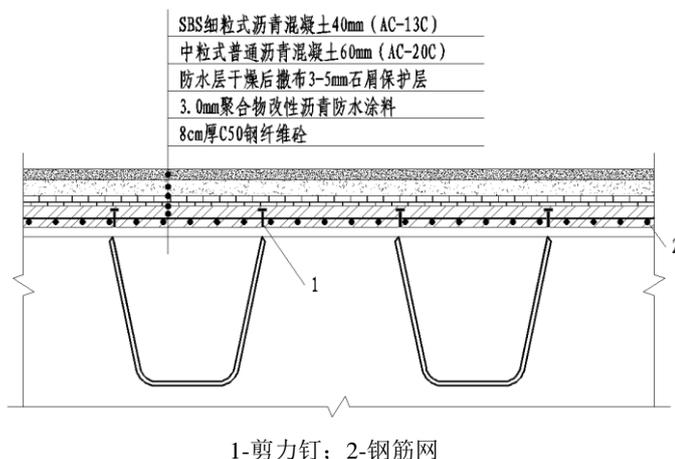
图 14.2.2-5 超高性能轻型组合桥面结构 (STC) 方案示意图

超高性能轻型组合桥面结构主要由正交异性钢桥面板、超高韧性混凝土层组合而成，超高性能轻型组合桥面结构顶面可铺设面层（沥青混凝土铺装层）。超高韧性混凝土是由水泥、矿物掺合料、细集料、钢纤维和减水剂等材料或由上述材料制成的干混料先加水拌和，再经凝结硬化后形成的一种具有高抗弯强度、高韧性、高耐久性的水泥基复合材料，简称“STC”。

**14.2.3 中小跨径钢梁桥桥面可采用带剪力键的钢纤维混凝土层+沥青层的铺装方案。**

**条文说明**

带剪力键的钢纤维混凝土层可大幅提高正交异性钢桥面板的刚度，可降低 U 肋及桥面板开裂风险，同时可节省铺装造价。可综合考虑钢桥跨径对桥面铺装重量敏感度以及铺装造价等因素，选择适宜的桥面铺装方式。中小跨径钢梁可采用复合钢桥面铺装，例如钢纤维混凝土铺装+常规沥青铺装的方案(图 14.2.3-1)，而斜拉桥、悬索桥等大跨径钢梁，可采用重量较轻的钢桥面铺装方案。

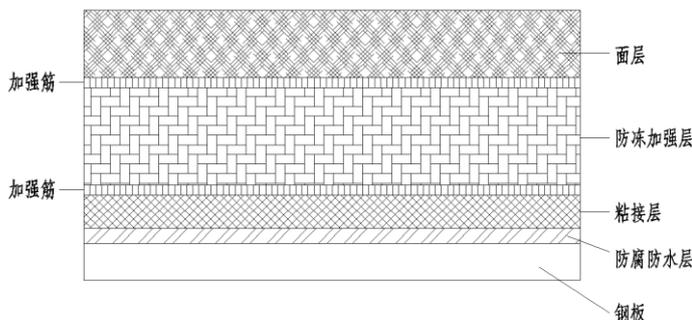


**图 14.2.3-1 带剪力键的钢纤维混凝土层+沥青层的铺装方案示意图**

**14.2.4 钢结构人行道桥面铺装可采用橡胶板铺装方案、防冻彩色沥青砂浆铺装方案、环氧薄层铺装方案、浇筑橡胶铺装方案、环氧石英砂铺装方案、石材（花岗岩）铺装方案等。**

**条文说明**

钢结构人行道桥面铺装可采用防冻彩色沥青砂浆铺装方案（图 14.2.4-1）。



**图 14.2.4-1 防冻彩色沥青砂浆铺装方案结构示意图**

**14.2.5** 钢桥面中央分隔带的桥面铺装材料可选用密水性良好的砂粒式沥青混凝土、浇筑式沥青混凝土等。钢桥面索区可不进行桥面铺装,检修区铺装可参照人行道铺装形式设计。

**14.2.6** 桥面铺装的细节设计要与防排水系统设计相结合,排水口位置应充分考虑桥面铺装形式。

### 条文说明

防排水设计在桥面铺装结构设计中具有十分重要的意义。

## 14.3 栏杆

**14.3.1** 桥梁栏杆及路缘石等设计应满足《城市桥梁设计规范》(GJJ 11)的规定。各级别防撞护栏的技术要求应按国家标准《城市道路交通设施设计规范》GB 50688、《公路交通安全设施设计规范》JTG D81执行。

### 条文说明

可根据《公路交通设施细则》(JTG/T D81)对栏杆结构进行设计,也可选用定型的桥梁栏杆产品。采用定型栏杆产品时,应注明型号、防撞等级、产品应满足的标准和技术条件。

**14.3.2** 桥梁护栏与桥面的连接方式,可根据防撞等级、护栏结构型式以及强度计算结果进行选择。

### 条文说明

(1) 金属梁柱式护栏立柱:对于混凝土梁体,宜采用在护栏立柱底端加焊钢板和加劲板,桥面混凝土在护栏立柱位置预埋钢板,预埋钢板的周边尺寸要稍大与立柱底面的钢板,以补偿施工误差并提供焊缝所需宽度。立柱和预埋板的焊缝和预埋板的锚筋,应进行强度验算。也可参照《公路交通安全设施设计细则》采用法兰盘地脚螺栓连接。对于钢结构桥面,立柱可直接和桥面焊接。

(2) 钢筋混凝土墙式护栏:钢筋混凝土墙式护栏宜采用现场支模浇筑,为此,在桥梁混凝土桥面板的相应位置必须预留插筋,插筋的数量应进行强度验算。

(3) 梁柱式钢筋混凝土护栏和组合式护栏和桥面的连接方式,和钢筋混凝土墙式护栏和桥面的连接方式相同。

**14.3.3** 桥梁护栏的起、终点应按照以下原则进行端部处理。

(1) 金属梁柱式护栏应在桥梁伸缩缝的两端设置端部立柱,其中箱设计强度应等于中间立柱的横向设计强度。

(2) 当桥梁护栏与路基护栏的结构型式不同时,应进行过渡段设计。

## 条文说明

过渡段的设计应考虑以下因素：

- (1) 过渡段应采用设置端部翼墙，或将半刚性护栏搭接在刚性护栏上的方式。
- (2) 端部翼墙可设置在桥梁端部，由桥梁护板在高而成，也可在路基段独立设置。端部翼墙应根据路基护栏的要求设置预埋件。
- (3) 采用搭接方式时，路基段护栏应进行加强处理，长度不宜小于 10m。
- (4) 当桥梁护栏与路基护栏或路基段设置的独立端部翼墙均采用刚性护栏时，刚性护栏在桥台伸缩缝处可断开，其他型式护栏之间的过渡段一般不宜在桥头处断开。对于建在软土地基上的桥梁，由于路堤沉降明显，无论哪种桥梁护栏，都必须和路基段护栏在桥头作断开处理。
- (5) 当靠近桥头的路基段没有设置安全护栏时，应按路基护栏设立路基段护栏，在进行过渡段设计。

### 14.3.4 栏杆金属构件的密封和排水应符合下列规定：

- (1) 空心断面应设置排水孔或采取措施保证所有拼缝达到完全密封。
- (2) 镀锌孔、排水孔的直径不应大于空心截面周长的 1/2。不镀锌构件排水孔的孔径不应小于 8mm，其间距应大于 70cm。镀锌孔、排水孔的位置应布设恰当，防止对构件强度产生不利影响。

### 14.3.5 护栏型式需要考虑埋设线缆、安装隔音设施等需要时，宜选用钢筋混凝土墙式护栏或组合式护栏。

### 14.3.6 护栏在桥梁接缝位置应做如下细部设计：

- (1) 在桥面设置伸缩缝处，桥梁护栏应该断开，在伸缩缝的两端，要加设护栏金属横梁所需的立柱。护栏的间隔距离最小不应小于伸缩缝两端间隔，最大不应大于伸缩缝两端间隔再加 2.5cm。
- (2) 组合式护栏的混凝土底座上应设置钢板护罩，护罩的外廓和护栏混凝土底座相同。钢板护罩一端固定在护栏的预埋钢板上，另一端保持自由状态。钢板护罩的长度应保证在设计发生的最大伸缩量时，护罩所能覆盖的接缝另一端的长度仍不小于 2.5cm。
- (3) 伸缩缝在桥梁接缝处应做好横向阻水构造，防止桥面流水从护栏缺口处下泻。
- (4) 在简支连续桥面的连接假缝处，桥梁护栏，特别是护栏的钢筋混凝土部分也应断开。

## 条文说明

在桥面设置伸缩缝处，桥梁护栏应该断开。护栏混凝土部分和金属横梁端头留出的最大间隔不得大于伸缩缝设计位移量加 2.5cm。在伸缩缝的两端，要加设金属横梁所需的立柱。由于桥梁伸缩缝处的缝宽随温度而变，所以在施工安装过程中，护栏在断开处的间隔可以取两端留出的间隔作为参照并作为基准。护

栏的间隔距离最小不应小于两端间隔，最大不应大于两端间隔再加 2.5cm。

当伸缩缝的设计位移量超过 8cm 后，组合式护栏的混凝土底座上应设置钢板护罩，护罩的外廓和护栏混凝土底座相同。钢板护罩一端固定在护栏的预埋钢板上，另一端保持自由状态。钢板护罩的长度应保证在发生设计的最大伸缩量时，护罩所能覆盖的接缝另一端的长度仍不小于 2.5cm。

伸缩缝在桥梁接缝处应做好横向阻水构造，防止桥面流水从护栏缺口处下泻，对于城市高架，更应注意。

在简支连续桥面的连接假缝处，桥梁护栏，特别是护栏的钢筋混凝土部分也应断开，否则将产生不规则裂缝。

**14.3.7** 需要设置隔音设施的区段，宜选用钢筋混凝土墙式护栏或组合式护栏，隔音板的支柱可直接连接在护栏混凝土墙体的顶端或外侧。

**14.3.8** 桥梁照明管线可以安设在钢筋混凝土护栏内，但在伸缩缝处要适当处理，以防线缆拉断或挤坏。

**14.3.9** 照明灯柱底座可以设置在护栏的钢筋混凝土部分的顶部，也可以设置在护栏外侧，具体在护栏设计时宜一并考虑。

## 14.4 排水

**14.4.1** 城市桥梁桥面上的降水宜通过桥面横坡和纵坡排入泄水管后，汇集到纵向泄水管或排水槽中，通过设在墩台处的竖向排水管流入地面排水设施或河流中。排水管的设置应满足环境和安全的要求。

**14.4.2** 采用集中排水措施的桥梁，应选用能阻挡桥面泄水横向排出的伸缩装置。

### 条文说明

在桥梁的伸缩缝处，人行道或防撞栏杆也是断开的，如果行车道桥面上的泄水不允许通过人行道或防撞栏杆处的缝隙横向径自排除流落地面，就必须选用能阻挡桥面泄水横向排出的伸缩装置。

**14.4.3** 桥面泄水应能有效地导向台背，流向路堤。桥台处的伸缩装置应将端部向上弯起，桥台雉墙也应高起。

### 条文说明

本条规定目的是将桥面泄水导向台背，流向路堤，而不是下泻到台帽。

**14.4.4** 桥面的泄水孔宜靠近设置在伸缩装置的上游面。

## 14.5 伸缩缝

14.5.1 城市桥梁伸缩缝应根据性能要求选用合适的伸缩装置。

14.5.2 伸缩缝设计时应考虑伸缩缝两端桥体的相对位移与转角、桥面纵、横坡的坡度、桥梁活动支座的移动方向及桥体偏心的影响。

14.5.3 伸缩缝的设计使用年限应大于 15 年,重要路段或有特殊要求时宜提高其设计使用年限。

14.5.4 城市桥梁伸缩装置的性能要求应包括承载力(包括静力、动力与疲劳)要求、刚度要求、伸缩要求、防水排水要求、耐久性要求、可修性与可替换性要求。

14.5.5 城市桥梁伸缩缝装置可选用模数式伸缩装置、梳齿板式伸缩装置或无缝式伸缩装置,并应符合《公路桥梁伸缩装置通用技术条件》JT/T327-2016 的要求。

14.5.6 伸缩装置的材料应满足表 14.5.6.1-6 的要求

表 14.5.6-1 钢材性能要求

钢材类别	性能要求		
异型钢材	>0℃	Q355B	符合 GB/T 1591 的规定
	>0℃	Q355C	
	≤ - 20℃	Q355D	
钢板、圆钢、方钢、角钢	>0℃	Q235A、Q235B	符合 GB/T 702、GB/T 706、GB912、GB/T 3274 的规定
	>0℃	Q235C	
	≤ - 20℃	Q235D	
锚固钢筋	HPB300、HRB400		符合 GB 1499.1、GB 1499.2 的规定
不锈钢板	符合 GB/T 3280 的规定		
注:表中温度为最低日平均温度值。			

注:当桥梁结构处于氯化物环境时,伸缩装置宜使用 Q335NHD、Q235NHE 级钢和 Q355NHD、Q355NHE 级钢,其力学性能和质量要求应符合 GB/T 4171 的规定

表 14.5.6-2 橡胶密封带物理机械性能要求

项 目	氯丁橡胶 (适用于-25℃~ 60℃地区)	天然橡胶 (适用于-40℃~ 60℃地区)	三元乙丙橡胶 (适用于-40℃~ 60℃地区)
硬 度 (IRHD)	55 ±5	55 ±5	55 ±5
拉伸强度 (MPa)	≥15	N16	≥14

拉断伸长率 (%)		≥400	M400	≥350
脆性温度 (P)		≤ -40	W -50	≤ -60
恒定压缩永久变形 (室温×24h) (%)		0~20	0~20	0~20
耐臭氧老化 (试验条件: 20%伸长,40T×96h)		臭氧浓度 50x 无龟裂	臭氧浓度 25x 无龟裂	臭氧浓度 50x 无龟裂
热空气老化试验 (与未老化前数值 相比发生最大变 化)	试验条件 (°C×h)	70°C× 96h	70°C×96h	70°C×96h
	拉伸强度变化率 (%)	- 15 ~+15	- 15 ~+15	- 10~ +10
	拉断伸长率 (%)	- 25~ +25	- 25~ +25	- 20~ +20
	硬度变化 (IRHD)	0 ~+10	-5 ~ + 10	0 ~+10
耐盐水性 (23°C x14d,浓度 4%)	体积变化 (%)	0~ +10	0~ +10	0~ +10
	硬度变化 (IRHD)	0~ + 10	0~ +10	0~+10
耐油污性 (1号标 准油, 23°C x168h)	体积变化 (%)	- 5~ +10	0~ +45	0~+45
	硬度变化 (IRHD)	-10~ +5	-25-0	-25~0

表 14.5.6-3 弹性支承元件使用的橡胶物理机械性能要求

项 目		压紧支座	承压支座
硬度 (IRHD)		70 ±5	62 ±5
拉伸强度 (MPa)	天然橡胶	≥18.5	≥18.5
	氯丁橡胶	≥17.5	≥17.5
1 拉断伸长率 (%)	天然橡胶	≥350	≥500
	氯丁橡胶	≥300	≥400

注: 弹性支承元件使用的橡胶物理机械性能尚应符合 JT/T 4 的规定。

表 14.5.6-4 弹性伸缩体物理机械性能要求

项 目	要 求
硬度 (IRHD)	65 ±5
拉伸强度 (MPa)	≥10
拉断伸长率 (%)	≥650
撕裂强度 (N/mm)	≥15
温度为-20°C -40°C时, 与表面经防锈处理钢板的黏结剥离强度 (N/mm)	≥8
温度为-20°C -40°C时, 与混凝土的黏结拉伸强度 (MPa)	≥1.5
脆性温度(°C)	≤ -50

人工气候老化（与未老化前数值相比发生最大变化）	硬度（IRHD）	±5
	拉伸强度变化率（%）	±20
	拉断伸长率（%）	±20

表 14.5.6-5 螺栓的性能要求

螺栓类别	性能要求
普通螺栓	符合 CB/T193 的规定
高强度螺栓	符合 GB/T 1228、GB/T 1231 的规定

表 14.5.6-6 导水装置使用的橡胶物理机械性能要求

项 H	氯丁橡胶（适用于 -25℃~60℃地区）	天然橡胶（适用于 -40℃~60℃地区）	三元乙丙橡胶（适用于 -40℃~60℃地区）
拉伸强度（MPa）	≥10	≥10	≥10
拉断伸长率（%）	≥300	≥300	≥300

注：导水装置使用的橡胶物理机械性能尚应符合表 14.5.6-2 的要求。

**14.5.7** 伸缩装置的承载力、刚度验算应按《公路桥梁伸缩装置通用技术条件》JT/T327-2016 附录 A 的方法进行。

**14.5.8** 伸缩装置纵向伸缩量大小由桥梁结构温度下的变形计算得出，并宜增加 35% 的富余量。伸缩装置的横向错位与竖向错位应根据伸缩缝两端桥梁在使用期间的变形状况确定，其中竖向错位容许值应不小于 15mm。

**14.5.9** 伸缩装置应具有可靠的防水、排水系统，防水性能应符合注满水 24h 无渗漏的要求。

**14.5.10** 城市桥梁伸缩装置应进行可维修性与可替换性设计。

## 14.6 支座

**14.6.1** 桥梁支座应能可靠承受上部结构传来的各种反力，并将其可靠传给下部墩台或盖梁。在荷载、温度、混凝土收缩徐变作用下，支座应能适应上部结构的转角和位移、使上部结构可自由变形不产生额外的附加内力。

**14.6.2** 在地震设防区，应进行支座抗震设计、采取支座抗震构造措施，并应符合行业标准《城市桥梁抗震设计规范》CJJ166 的规定。

**14.6.3** 支座宜进行抗拔能力设计，使其可承受上部结构最不利倾覆状态时产生的拉力，防止偶然偏载状态下或灾难地震时桥梁整体倒塌。

**14.6.4** 应明确支座及其与主体结构连接的设计使用年限，并应进行可修性与可换性设计。

**14.6.5** 支座布置宜满足下列要求：

- 1 简支桥梁可一端设固定支座，一端设单向或双向活动支座；
- 2 连续梁桥每联宜在中间支点处设一个固定支座，但当中间桥墩过高时可根据实际情况进行调整；
- 3 曲线连续梁桥的支座布置应满足曲梁切向与法向转动与平动的要求，曲线箱桥宜在每联端部设双支座、在中间桥墩设单支座，并可通过单支座法向外偏减少扭矩作用；
- 4 桥梁位于坡道时，固定支座应设在较低一端；当桥梁无坡时，固定支座宜设在主要行车方向的前端；
- 5 对大型桥梁，当徐变较大时，宜根据徐变大小与方向调整支座与上、下部结构支点的相对位置。

**14.6.6** 水平活动支座应设置防落梁挡块或限位装置，并应依据偶然偏载状态下或灾难地震时导致支座与挡块或限位装置最不利的接触状态，对挡块或限位装置的承载力进行设计。

**14.6.7** 城市钢结构梁式桥梁可采用弧形支座、辊轴式支座、铰轴式支座、球型支座、盆式支座、板式橡胶支座、高阻尼隔震橡胶支座、超高阻尼隔震橡胶支座，双曲面球型减隔震支座，或性能可靠的其他形式支座。

**14.6.8** 支座所用材料的物理性能、力学性能、化学成份、工艺性能、耐久性能等应满足国家、行业与地方相关标准的规定。

**14.6.9** 支座应具有一定的刚度。底板厚度应根据支座反力对底板产生的弯矩计算确定，并符合下列规定：

- 1 一般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。
- 2 铸件各部分加工后尺寸不宜小于 30mm。

**14.6.10** 支座底板长度，在顺桥方向，不宜超过墩台支承面至铰中心高度的 2 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 2 倍。

**14.6.11** 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；在横桥方向，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。

**14.6.12** 支座宜选用自由接触式，并符合下列规定：

- 1 辊轴直径应不小于 150mm，悬索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。

2 宜采用单辊式支座。在选用多个辊轴时，宜选用偶数。辊轴应采用侧杆联系。

3 辊轴支座必须有防止横斜滑和纵向滚出的设施。不易养护的支座应四面用防尘罩防护。

**14.6.13** 钢支座的座板或下摆均应用锚栓固定于墩台上。计算受拔锚栓的锚固力时，应按其内力增加 50%。

**14.6.14** 设计辊轴支座时，应考虑由于温度和活载（包括冲击力）所产生的位移，同时考虑上述因素引起纵向位移后的偏心影响。

**14.6.15** 弧形支座 [图 14.6.15-1a)] 和辊轴支座 [图 14.6.15-1b)] 中圆柱形弧面与平板为线接触，其支座反力  $R$  应满足下式要求：

$$R \leq \frac{40ndlf_d^2}{E} \quad (14.6.15)$$

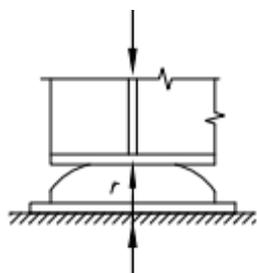
式中： $d$ ——对辊轴支座为辊轴直径（mm），对弧形支座为弧形表面接触点曲率半径  $r$  的 2 倍；

$n$ ——辊轴数目，对弧形支座  $n=1$ ；

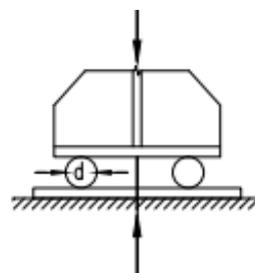
$l$ ——弧形表面或（单个）辊轴与平板的接触长度（mm）；

$f_d$ ——钢材的抗压强度设计值；

$E$ ——钢材的弹性模量。



a) 弧形支座



b) 辊轴支座

图 14.6.15-1 弧形支座与辊轴支座示意图

**14.6.16** 铰轴式支座的圆柱形枢轴（图 14.6.16-1）；当两相同半径的圆形弧面自由接触的中心角  $\alpha \geq 90^\circ$  时，其承压应力  $\sigma$  应按下列下式计算：

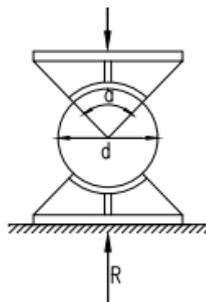


图 14.6.16-1 铰轴式支座示意图

$$\sigma = \frac{2R}{dl} \leq f_d \quad (14.6.16)$$

式中： $d$ ——枢轴直径（mm）；

$l$ ——枢轴纵向接触面长度（mm）；

$f_d$ ——钢材的抗压强度设计值。

**14.6.17** 采用产品型支座时，可依据《桥梁球型支座》GB/T17955、《公路桥梁多级水平力球型支座》JT/T 873、《公路桥梁板式橡胶支座》JT/T4、《公路桥梁盆式支座》JT/T391、《公路桥梁弹塑性钢减震支座》JT/T843、《公路桥梁摩擦摆式减隔震支座》JT/T852、《公路桥梁高阻尼隔震橡胶支座》JT/T、《桥梁超高阻尼隔震橡胶支座》JT/T928、《桥梁双曲面球型减隔震支座》JT/T927 等标准进行选用，但同时尚应符合本标准的相关规定。

## 14.7 声屏障

**14.7.1** 根据国家标准《声环境质量标准》GB 3096 进行声环境评价的结果不符合标准的路段，采取其他降噪措施仍达不到要求的，应设置声屏障。

**14.7.2** 当高架道路桥梁沿线为医院、学校、住宅等对声源敏感地段时，应设置防噪声屏障等降噪设施。

**14.7.3** 桥梁运营过程中的噪音可通过采用低噪音桥面铺装、降噪伸缩缝、修建声屏障等方式降低。

**14.7.4** 声屏障的最佳位置应根据道路与防护对象之间的相对位置、周围的地形地貌进行设置。可根据实际情况选择反射型声屏障或者复合型声屏障，也可选择其他经验证性能良好的隔音产品。

**14.7.5** 声屏障的结构设计除应符合国家标准《声屏障声学设计和测量规范》HJ/T 90 的规定外，还应满足结构自重及风荷载的要求。声屏障结构应验算风荷载作用下的强度、抗倾覆稳定以及其所依附构件的强度安全。当其依附构件为防撞护栏时，可考虑风荷载与车辆撞击

力不同时作用。

**14.7.6** 隔音设施与桥梁护栏配合设置时，应考虑隔音设施对行车安全的影响。

## 15 耐久性设计

### 15.1 一般规定

**15.1.1** 钢结构桥梁耐久性应根据结构的设计使用年限及其对应的极限状态、环境类别及其作用等级进行设计。

**15.1.2** 钢混组合梁中的混凝土结构应符合相关标准的规定。

**15.1.3** 钢结构耐久性保障措施可采用耐候钢、热浸（镀）锌、热喷涂金属复合涂层、油漆涂层、牺牲阳极阴极保护法、外加电流阴极保护法、封闭环境设置除湿系统等。

**15.1.4** 钢混组合梁除应进行混凝土和钢结构的耐久性设计外，尚应进行钢混结合部的耐久性设计。

**15.1.5** 应采用合理的构造措施使雨水在施工和运营期，尽快排出桥外。

### 15.2 钢结构防腐涂装设计

#### 15.2.1 一般规定

1 钢结构桥梁应按照腐蚀环境、工况条件、腐蚀年限进行防腐涂装设计。

#### 条文说明

先根据被涂装钢结构的寿命要求，再根据钢结构的腐蚀环境、涂层体系使用寿命，决定涂料的选型和涂层体系设计方案。

2 腐蚀环境类别可按本章节附录 G 执行。

#### 条文说明

钢结构桥梁所处腐蚀环境分为大气区、浸水区和埋地区。大气区腐蚀环境分为 C1（很低）、C2（低）、C3（中等）、C4（高）、C5-I（很高、工业环境）、C5-II（很高、海洋环境）六种，绝大部分钢结构桥梁处于大气区。浸水区腐蚀环境分为淡水和海水（盐水）两种。

3 桥梁钢结构涂装部位可分为下列类型：外表面、非封闭环境内表面、封闭环境内表面、钢桥面、干湿交替区和水下区、防滑摩擦面、附属钢构件。

#### 条文说明

附属构件包括防撞护栏、扶手护栏及底座、灯座、钢路缘石、泄水管等。

4 防腐涂层按保护年限分为普通型（10~15 年）和长效型（15~25 年）两类。

#### 条文说明

涂层保护年限是指在涂层体系保护年限内，涂层 95% 以上区域的生锈等级不大于《色漆和清漆 涂层

老化的评价缺陷的数量和大小以及外观均匀变化程度的识别 第 3 部分：生锈等级的评定》(GB/T 30789.3-2014) 规定的  $R_{i2}$  级 (生锈面积 0.5%)，无气泡、剥落和开裂现象。国际上，把防腐涂层的使用年限划分为两类：普通型，可使用 10 年~15 年；长效型，可超过 15 年。随着防腐材料的不断发展和革新，目前已经有一些高性能的涂层体系防腐寿命可以达到甚至超过 25 年。在桥梁钢结构防腐涂层体系的设计中要采用合理的设计涂层使用年限，由于桥梁的设计使用寿命很长，因而在实际涂层体系的设计时应按长效型涂层体系进行设计。

### 15.2.2 表面处理

- 1 钢结构桥梁在涂装前必须进行表面处理。

#### 条文说明

桥梁钢结构在加工、运输、存放、使用等过程中，表面往往带有氧化皮、铁锈制模残留的型砂、焊渣、尘土、油污等污物。为保证涂层能够牢固地附着在钢结构的表面上，在涂装前必须对基地表面进行处理，否则会直接影响涂层与基底的结合强度，严重时甚至产生脱落现象，使涂层的防腐蚀功能失效，导致基底的使用寿命大大降低。

- 2 防腐蚀涂装设计文件应对表面处理的质量要求、表面除锈等级和表面粗糙度作出规定。

- 3 桥梁钢结构在涂装前的除锈等级除应符合国家标准《涂覆涂料前钢材表面出露 表面清洁度的目视规定》GB/T 8923.1 的规定外，最低除锈等级尚应符合表 15.2.2-1 的规定。

表 15.2.2-1 不同涂料表面最低除锈等级

涂料类型	最低除锈等级
富锌底涂料	$Sa2 \frac{1}{2}$
乙烯磷化底涂料	
环氧或乙烯基酯玻璃鳞片底涂料	Sa2
氯化橡胶、聚氨酯、环氧、聚氯乙烯萤丹、丙烯酸环氧、丙烯酸聚氨酯等底涂料	Sa2 或者 St3
环氧沥青、聚氨酯沥青底涂料	St2
喷铝及其合金	Sa3
喷锌及其合金	$Sa2 \frac{1}{2}$

### 15.2.3 涂层体系要求

- 1 较高防腐等级的涂层体系可用于较低防腐等级的涂层体系，并可按较低防腐等级的涂层体系确定涂层厚度。C1 和 C2 腐蚀环境下的涂层体系，可按照 C3 腐蚀环境的涂层体系

确定。

2 涂装部位的涂层体系可按本章节附录 H 执行。

3 涂层配套体系表中未列入车间底漆。一般情况下，所有配套都需要喷涂一道干膜厚度为 20 $\mu\text{m}$ ~25 $\mu\text{m}$  的车间底漆。

4 当涂层进行耐久性试验后，表面应涂膜均匀，不得有流挂、针孔等现象，并不应生锈、气泡、开裂、剥落。涂层体系性能应符合表 15.2.2-2 的规定。

表 15.2.2-2 涂层体系性能

腐蚀环境	防腐寿命 (年)	耐水性 (h)	耐盐水性 (h)	耐化学品 性能 (h)	结合强度 (Mpa)	耐盐雾性能 (h)	人工加速 老化性能 (h)
C3	10~15	72	---	---	$\geq 5$ (其中, 无 极富锌涂层体 系结合强度 $\geq 3\text{Mpa}$ )	500	500
	15~25	144	---	---		1000	800
C4	10~15	144	---	---		500	600
	15~25	240	---	---		1000	1000
C5-I	10~15	240	---	168		2000	1000
	15~25	240	---	240		3000	3000
C5-M	10~15	240	144	72		2000	1000
	15~25	240	240	72		3000	3000
Im1	---	3000	---	72		---	---
Im2	---	---	3000	72		3000	---

5 热喷涂丝材的种类、规格和质量应符合国家标准《热喷涂 火焰和电弧喷涂用线材、棒材和芯材 分类和供货技术条件》GB/T12608 的规定。

6 桥梁钢结构用防腐底漆、环氧封闭漆、环氧中间漆和面漆的性能都应符合本章节附录 I 的规定。

7 热喷涂涂层性能应符合表 15.2.2-3 的规定。

表 15.2.2-3 涂层体系性能

序号	项目	技术要求	检测方法
1	外观	外观均匀、致密、无未融化大颗粒等缺陷	观测检查
2	厚度	设计要求	《热喷涂 金属和其他无机覆盖层锌、铝及其合金》GB/T9793
3	涂层附着力	$\geq 5\text{MPa}$	《热喷涂 抗拉结合强度的测定》GB/T8642
4	孔隙率	$\leq 3$ 点/ $\text{cm}^2$	《金属覆盖层 孔隙率试验 铁试剂试验》GB/T 17721

8 栓接结构的栓接部位摩擦面涂层初始抗滑移系数应大于 0.55, 并应在 6 个月内安装,

安装时的涂层滑移系数应大于 0.45。

## 15.3 耐候钢耐久性设计

### 15.3.1 一般规定

1 桥址处大气腐蚀性等级的评估应按照《金属和合金的腐蚀 大气腐蚀性 分类》(GB/T 19292.1)、《金属和合金的腐蚀 大气腐蚀性 腐蚀等级的指导值》(GB/T 19292.2)、《金属和合金的腐蚀 大气腐蚀性 污染物的测量》(GB/T 19292.3)、《金属和合金的腐蚀 大气腐蚀性 用于评估腐蚀性的标准试样的腐蚀速率的测定》(GB/T 19292.4)的有关规定评估耐候钢桥梁的适用性。

#### 条文说明

评估大气腐蚀性等级的方法分为大气污染物测量法和标准试样腐蚀速率试验法。

大气污染物测量法：《金属和合金的腐蚀 大气腐蚀性 分类》(GB/T 19292.1)结合了潮湿时间、大气二氧化硫污染物(P0~P3)和空气盐分(S0~S3)三个测量值对环境整体腐蚀性进行分类(C1~C5)。

大气腐蚀性等级与腐蚀性和典型环境之间的关系如下。

大气腐蚀性等级	腐蚀性	典型环境
C1	很低	仅限室内环境
C2	低	污染程度低的大气：主要是农村地区
C3	中等	二氧化硫污染物浓度适中的城市和工业环境以及氯化物浓度低的沿海地区
C4	高	工业区和氯化物浓度适中的沿海地区
C5	很高	湿度和腐蚀性高的工业区以及氯化物浓度高的沿海地区

空气中盐分和大气二氧化硫污染物的测量应符合《金属和合金的腐蚀 大气腐蚀性 污染物的测量》(GB/T 19292.3)的有关规定。

《金属和合金的腐蚀 大气腐蚀性 腐蚀等级的指导值》(GB/T 19292.2)提供了耐候钢在不同大气腐蚀性等级(C1~C5)中的腐蚀速率的指导值。

标准试样腐蚀速率试验法：标准试样腐蚀速率的测量应符合《金属和合金的腐蚀 大气腐蚀性 用于评估腐蚀性的标准试样的腐蚀速率的测定》(GB/T 19292.4)的有关规定。

2 免涂装耐候钢不应用于以下情况：

a) 空气中的氯化物含量超过  $300\text{mg}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$  的环境中。

b) 空气中  $\text{SO}_2$  沉积率超过  $200\text{mg}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$  的环境中。

c) 使用除冰盐可能导致大量氯化物沉积的结构或结构部件，以及桥下产生“隧道效应(Tunnel Effect)”的桥梁。

d) 处于持续潮湿环境中的结构或结构部件，例如淹没在水中、埋在土壤中、被植被覆盖或位于净空小于 2.5m 的水面上的结构或结构部件。

3 根据 15.3.1 条第 2 款的有关规定仅某些部分不适用于耐候钢，则钢结构仍可使用耐候钢，但这些部分须涂装。涂装应符合本标准 15.2 条的有关规定，涂装的颜色应与免涂装耐候钢预期的最终颜色相协调。

#### 条文说明

涂装损坏后耐候钢的腐蚀速率低于普通钢材的腐蚀速率，因此一般认为耐候钢的涂装寿命会更长、耐候钢涂装时间间隔长，即使涂装也比普通钢材更有利使用。

4 在气候温和干燥的地区可选用无表面处理的耐候高强螺栓，气候复杂地区建议选用表面处理（磷皂化、发黑）的耐候高强螺栓。

### 15.3.2 腐蚀裕量

1 免涂装耐候钢在设计时须在每个暴露表面上预留腐蚀裕量。涂装耐候钢不需要预留腐蚀裕量。

#### 条文说明

虽然耐候钢的腐蚀速率远低于普通结构钢，但由腐蚀造成的有效厚度损失不容忽视。为弥补由耐候钢锈蚀导致的钢材有效厚度的减小，需要在每个暴露表面预留腐蚀裕量。

2 腐蚀裕量取值应符合表 15.3.2-1 的规定，表中的环境类别与 15.3.1 条条文说明一致。

表 15.3.2-1 腐蚀裕量取值

环境类别	大气腐蚀性等级	腐蚀裕量 (mm)
箱梁内部	—	0.5
温和腐蚀	C1、C2、C3	1.0
严重腐蚀	C4、C5	1.5

#### 条文说明

腐蚀裕量的取值取决于结构所处环境类别。环境类别分为“箱梁内部”、“温和腐蚀”和“严重腐蚀”，其中“温和腐蚀”环境对应《金属和合金的腐蚀 大气腐蚀性 分类》(GB/T 19292.1)中的大气腐蚀性等级 C1、C2 和 C3，“严重腐蚀”环境对应大气腐蚀性等级 C4、C5。本条规定参考了英国道路与桥梁设计手册 BD 7/01 对大气腐蚀性等级所对应的腐蚀裕量取值的要求。除以上规定外，还应注意以下几点：

- 1) 撒盐融冰的桥梁处于“严重腐蚀”环境。
- 2) 密闭箱梁的内表面不需要预留腐蚀裕量。
- 3) 本条规定适用于全部类型的角焊缝和部分熔透对接焊缝。

4) 因为已在耐候钢母材中预留腐蚀裕量, 所以全熔透对接焊缝不需预留腐蚀裕量。

3 对结构进行应力分析时, 耐候钢材的计算厚度应为名义厚度减去预留腐蚀裕量。

### 条文说明

因预留的腐蚀裕量会随着钢材的腐蚀在结构生命周期内被消耗, 所以保守的认为在免涂装耐候钢混凝土组合桥梁整个生命周期中预留的腐蚀裕量不参与受力。

### 15.3.3 耐久性构造细节

#### 1 一般构件

1) 耐候钢钢板梁下翼缘宜设置适当的坡度以利于排水。

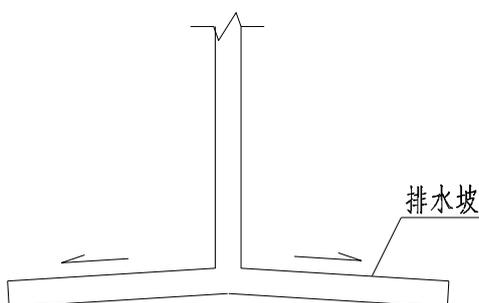


图 15.3.3-1 闭口耐候钢混凝土组合箱梁构造细节

### 条文说明

钢板梁下翼缘与腹板焊接时会产生变形, 可将下翼缘制作出常规钢板梁稍大的反向变形再焊接, 以利于形成排水坡, 防止积水积污。

2) 耐候钢箱梁顶板须伸出腹板外缘 20mm, 腹板须伸出底板下缘 20mm, 以保证水路通畅。

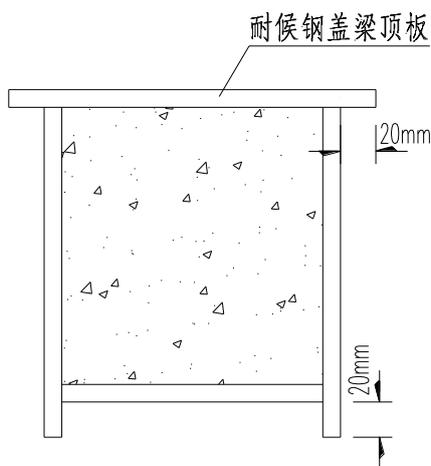


图 15.3.3-2 耐候钢箱梁构造细节

3) 应避免使用有填板的连接, 不得已时填板的材料需使用耐候性钢材。

## 条文说明

填板为双肢型钢（角钢、槽钢）与节点板连接组成钢结构构件时的中间连接板。水分可能进入填板与双肢型钢缝隙内从而发生腐蚀反应，腐蚀反应形成的腐蚀产物的体积比原始钢材大，从而可能导致填板受挤压变形，因此宜避免使用有填板的连接。

4) 腹板的竖向加劲肋与底板连接处应设置半径为 50mm 的排水孔；如果加劲肋不与底板连接，加劲肋与底板上缘之间须留有 30mm 间隙。

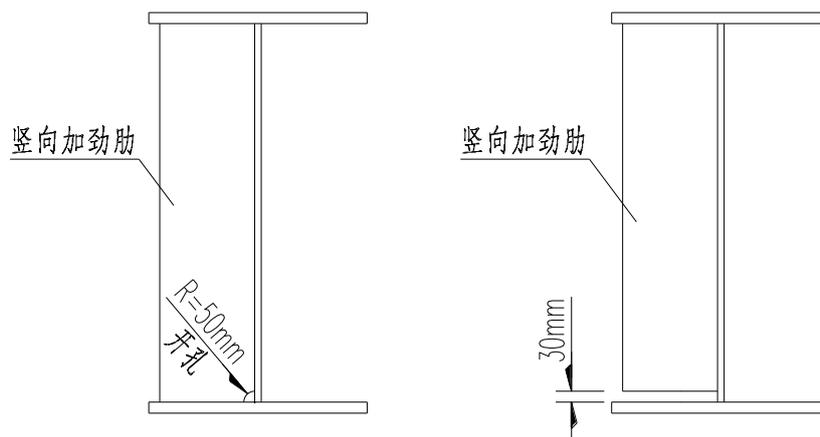


图 15.3.3-3 腹板加劲肋与顶底板连接排水孔构造细节

## 条文说明

腹板的竖向加劲肋与顶底板和腹板焊接时应在竖向加劲肋与顶底板交界处留出排水孔，如果竖向加劲肋与底板不采用焊接连接，竖向加劲肋与下翼缘板之间应留有间隙以保证水路畅通，从而防止在竖向加劲肋处积水积污。

5) 耐候钢箱梁内部应确保密封；如果不能密封，须在钢箱梁内部最低点设置排水管以便水及时排出。钢桁梁杆件节点部位应采用排水、通气较好的构造，容易积水的部位，应在最低点设置排水孔。

6) 耐候钢梁和混凝土相交的交界处应视情况使用适当的密封胶密封以防止水分进入。

## 条文说明

耐候钢梁与混凝土相交的交界处容易出现密封不严实的情况，从而为污染物在缝隙处积累提供便利，并可能导致交界处耐候钢发生腐蚀。在施工导致耐候钢梁与混凝土相交的交界处出现密封不严实的情况下，应使用适当的密封胶密封以防止水分进入。

7) 埋置在土壤中或处于水中的耐候钢须使用涂装。

## 条文说明

埋置在土壤中的采用耐候钢的下部结构和处于水中的采用耐候钢的钢管桩等结构可能长期处于潮湿的

环境从而不利于保护性锈层的形成，因此需使用涂装。

8) 对于包裹在混凝土中的耐候钢构件，如果混凝土保护层厚度符合表 15.3.3-1 的规定则不需采用涂装，否则需涂装。

表 15.3.3-1 耐候钢混凝土组合桥梁混凝土所处环境类别划分及混凝土保护层最小厚度

环境类别	条件	混凝土保护层最小厚度 mm
I 类-一般环境	混凝土仅受碳化影响的环境	25
II 类-冻融环境	混凝土受反复冻融影响的环境	35
III 类-近海洋或海洋氯化物环境	混凝土受海洋环境下氯盐影响的环境	45
IV 类-除冰盐等其它氯化物环境	混凝土受除冰盐等氯盐影响的环境	35
V 类-盐结晶环境	混凝土受混凝土孔隙中硫酸盐结晶膨胀影响的环境	40
VI 类-化学腐蚀环境	混凝土受酸碱性较强的化学物质侵蚀的环境	40
VII 类-腐蚀环境	混凝土受风、水流或水中夹杂物的摩擦、切削、冲击等作用的环境	45

### 条文说明

本条规定参考了《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG3362)中不同环境类别所对应的混凝土保护层最小厚度的规定。对于包裹在混凝土中的耐候钢构件，如果混凝土保护层厚度不能满足本条规定，一旦腐蚀修复将非常困难，因此应涂装。

## 2 连接构造

1) 在主梁杆件之间宜设置有 10~20mm 的间隙，以便雨水的排出。箱型梁下翼缘下侧的连接板可设置排水孔，亦可断开设置。

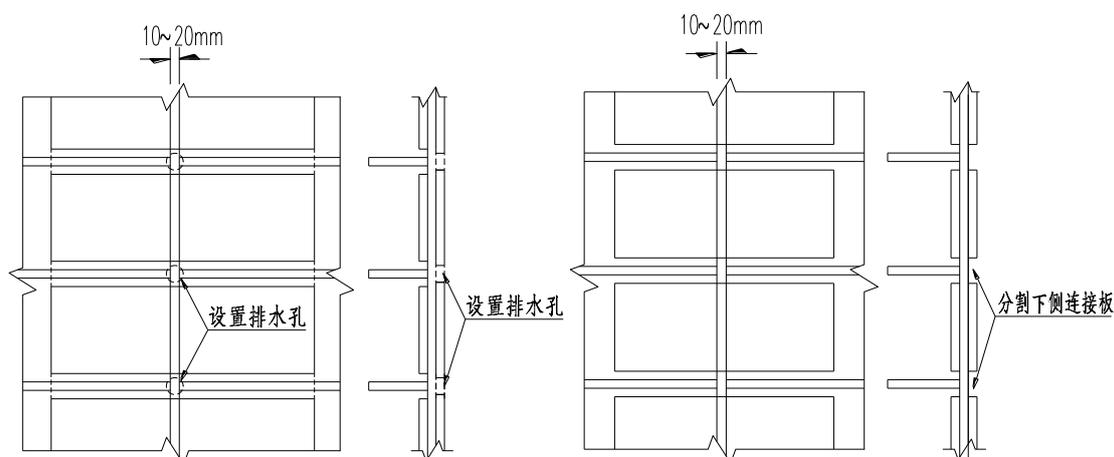


图 15.3.3-4 箱梁下翼缘下侧连接板

2) 腹板上的连接板宜只设一块，板数较多时板间间距不宜小于 10mm。

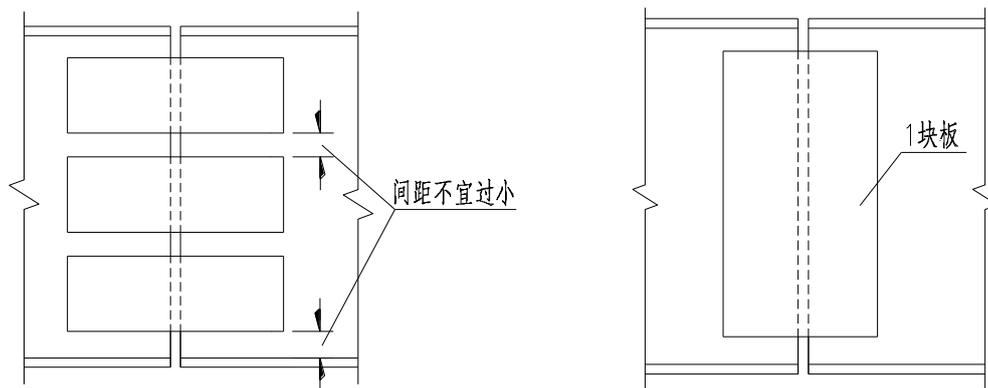


图 15.3.3-5 腹板的连接

3) 须避免耐候钢与电镀异种金属部件的连接。

### 条文说明

耐候钢与异种金属接触时会形成电势差，从而为形成原电池提供了便利条件。例如耐候钢与镀锌高强螺栓接触时镀锌高强螺栓更为活泼，此时在有水和氧气的条件下会发生原电池反应从而导致镀锌螺栓发生腐蚀。

### 3 梁体端部

(1) 宜使用连续和整体结构来减少和避免伸缩缝。如果使用伸缩缝，应确保伸缩缝通风和排水良好，以免积水积污。伸缩缝处梁端部 1.5 倍梁高范围内的耐候钢材应涂装，涂装应符合本标准 15.2 条的有关规定，涂装的颜色应与免涂装耐候钢预期的最终颜色相协调。

### 条文说明

美国及英国等的实践表明，伸缩缝处的水分泄露是耐候钢桥梁发生严重腐蚀的主要原因之一。理想情况下，应使用连续梁或连续刚构以减少或尽量避免伸缩缝。当设置伸缩缝时，应确保伸缩缝的密封性以避免泄露，并将伸缩缝处梁端 1.5 倍梁高范围内的耐候钢材进行涂装。

(2) 应在靠近梁端疲劳应力较低处设置挡水条，注意避开疲劳应力敏感区。

(3) 箱梁端部易积水部位，可采用混凝土设置反向纵坡排水、设置遮挡防水或开 U 型槽口等。

### 4 桥面板

(1) 悬臂的桥面板下应设置滴水细节，避免水流至钢构件表面。

(2) 桥面板应采用高性能防水保护层或涂料，特别是带有人行道的情况下，防水层应满铺包括人行道的整个桥面，以防止除冰盐渗透。

### 5 附属物

(1) 不得因来自排水装置的路面污水浸湿钢梁。

## 条文说明

若排水管被土砂堵住而从接缝处漏水，使排水管失去作用，同时也浸湿了钢梁，从而影响稳定锈层形成。另外，为防冻考虑撒氯化钙或者食盐的情况，对于排水处理需特别注意。

(2) 桥面排水系统的排水管口应伸至钢梁下翼缘以下，以确保排出的水在任何条件下都不会溅到相邻的钢结构上，排水管道不应漏水。宜使用非金属排水管道。

(3) 排水管开口应足够大以避免堵塞，排水管内应使用格栅以防止鸟类和啮齿动物进入内部腔室。

## 条文说明

鸟类和啮齿动物产生的粪便会使耐候钢处于长时间湿润的环境中，其中的无机盐还会为形成原电池提供便利条件，从而促进耐候钢材的腐蚀并且抑制耐候钢表面生成保护性锈层。

(4) 水管管道附挂于桥上时，由于其内外温差容易结露浸湿钢结构，对此应加以考虑。

(5) 在墩柱上方应设置导水盘以防止锈液流到墩柱上。

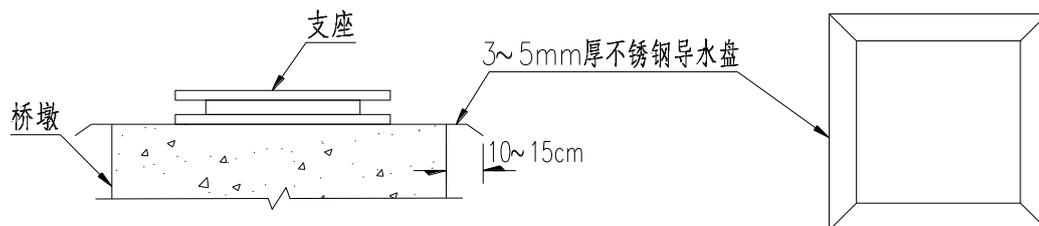


图 15.3.3-6 导水盘构造细节

(6) 如使用不锈钢支座，支座宜涂装；如支座不涂装，应使用适当的密封胶密封不锈钢支座和耐候钢支座调平钢板之间的界面。支座处应保证充足的空间以便通风。

## 条文说明

耐候钢与不锈钢接触时会形成电势差，从而为形成原电池提供了便利条件。与不锈钢相比耐候钢更为活泼，但由于耐候钢表面远远大于不锈钢，所以形成原电池后腐蚀水平可能不太显著，但保险起见仍建议将不锈钢支座涂装或用密封胶将不锈钢支座和耐候钢支座调平钢板之间的界面密封。

(7) 扶手和护栏不应使用耐候钢。

## 条文说明

因为公众与耐候钢接触会干扰保护性锈层的生成，所以需仔细设计扶手和护栏等构造细节以避免公众与耐候钢接触。扶手和护栏可采用木材、涂装普通碳钢或镀锌普通碳钢，但须与耐候钢混凝土组合桥梁中的耐候钢隔离。

## 15.4 缆索系统耐久性设计

### 15.4.1 一般规定

- 1 应根据设计年限的要求进行专门耐久性设计。
- 2 不可更换的构件的设计使用年限不应低于结构整体设计使用年限。
- 3 可更换构件的设计使用年限可视具体情况小于结构整体设计使用年限，主要可更换构件的设计使用年限见表 15.4.1-1 规定。

表 15.4.1-1 主要可更换构件的设计使用年限

构件	设计使用年限（年）	构件	设计使用年限（年）
锁夹	50	钢支座	15
吊索	20	伸缩装置	15
防撞护栏（主体）	50	阻尼装置	35
桥面铺装	15		

- 4 应进行大气环境、地上（下）水中腐蚀成分含量的测试与调查，划分结构所处的环境类别。
- 5 处于不同环境的各个构件可采用不同的耐久性措施。
- 6 索塔、锚旋和加劲梁等混凝土构件的耐久性设计应符合相关标准的规定。

### 15.4.2 缆索结构

1 主缆可以通过紧缆、缠丝、表面涂装、封闭包裹等工艺隔离空气进行防腐，也可以通过向主缆内导入干空气进行除湿防腐。

2 主缆缠丝的缠绕力应具有满足主缆直径变化所需的张力。缠丝材料宜选择镀锌低碳钢丝或中碳钢丝。根据主缆防腐设计的需要，可采用异形缠绕钢丝。

3 吊索系统应采用以下耐久性措施：

- (1) 钢丝绳吊索与骑跨式锁夹一期采用时，在运营期间应定期涂刷油漆。
- (2) 平行钢丝吊索的每根钢丝外表面应进行热熔镀锌，镀锌层应大于或等于  $300\text{g/m}^2$ ，整根吊索外应包裹 PE 层防护。
- (3) 在吊索所有接口处应设置密封橡胶圈及密封压环等密封措施。

### 15.4.3 斜拉索

1 斜拉索构件及附属设施的设计应考虑安全性、实用性和耐久性，斜拉索、吊索尚应考虑可调节、可检查、可监测、可维修和可更换。

2 斜拉索构件及其附属设施应考虑单根钢丝的防护、钢丝间的防护、构件外表的防护和构件连接处的防护。

#### 15.4.4 主缆锚固系统

1 锚固系统位于（地下）水位以下时，锚室或围岩应进行防水设计。

##### 条文说明

从目前的调研情况看，锚碇或者隧道锚突出的耐久性问题是防水问题，引起病害的主要原因是结构的防水缺陷。

2 锚室内采用除湿系统时，锚固系统钢构件应满足施工期的防腐要求。无除湿系统时，锚固系统的钢构件应采用长效型（15~25 年）的涂层防护体系，在防护年限内涂层 95% 以上区域的锈蚀等级不应大于 ISO4628 规定的 Ri2 级。

3 采用型钢支架锚固系统时，锚块内的型钢涂装防护体系宜采用长效型（15~25 年）的涂层防护体系，可按《公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件》（JT/T 722）执行。

4 采用预应力锚固系统时，锚块内宜采用可更换式的预应力系统。

5 预应力筋应从结构和防护体系等方面采取措施保证其耐久性。

#### 15.4.5 索鞍

##### 1 一般规定

(1) 应对主索鞍、转索鞍、散索鞍、散索套以及其中主缆进行耐久性设计。

(2) 索鞍构件的临时防护及存放应满足下列要求：

1) 成品、半成品构件应存放在清洁、干燥、无有害介质的环境中，并应防止日晒、雨淋，保持充分通风。

2) 构件的存储应架离地面，不允许有水或者其它污垢积存其表面。

3) 堆垛构件成品、半成品件时应在其层间放置衬垫，避免表面防护涂装受损。

4) 构件在搬动、运输和储存时，均不应使其任何部件受到永久性损伤和散失。

5) 属同一组装件的零、部件应印有识别标记和定位标记。

##### 2 索鞍除湿

索鞍采用除湿方案时，应满足下列要求：

(1) 应在索塔顶、转索鞍支墩顶设置鞍罩；在散索鞍（散索套）所处的位置应设置锚碗锚室，并应保证索鞍处于封闭环境中。

(2) 主缆、主缆检修道以及人员进入鞍罩、锚室处应设置密封构造、密封门等。

(3) 鞍罩内部和锚碗锚室内的相对湿度宜小于 50%。

(4) 鞍罩及其附属的钢结构应按本规范

### 15.5 钢混接触面耐久性设计

**15.5.1** 应从混凝土配制、构造要求及施工工艺等方面防止接触面脱空。

**15.5.2** 应除去接触面钢板的氧化皮。

**15.5.3** 组合梁钢梁的防腐范围深入钢混结合面不宜小于 20mm。

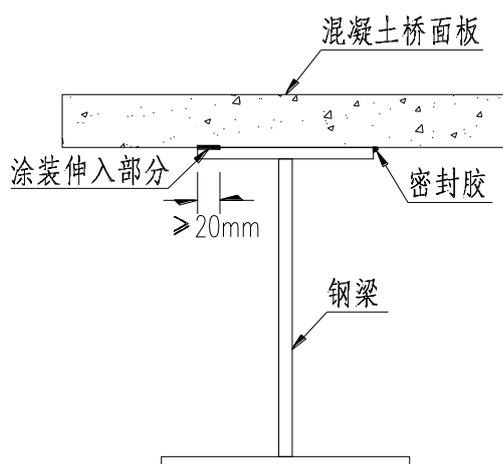


图 15.5.3-1 钢梁防腐涂装及密封示意图

**15.5.4** 钢混接触面应做好防、排水，必要时可设置密封胶等防水填塞料。

## 16 景观设计

### 16.1 景观设计总则

#### 16.1.1 桥梁景观的设计原则

——统一和谐、均衡稳定、比例协调、韵律优美

#### 16.1.2 桥梁景观的文化与历史

——挖掘地域的文化特色与历史背景

#### 16.1.3 桥梁景观与环境的协调

——一般采用下列三种设计手法

强调法——显桥于景

突出桥梁建筑，使其成为景观中心

隐蔽法——隐桥于景

保持原有自然社会景观，尽可能减小桥梁对环境的影响

融合法——融桥于景

利用原有自然社会景观，将桥梁组合于周围景观之中

### 16.2 总体景观设计

#### 16.2.1 地面道路上的桥梁

##### 1 涉水桥梁

- (1) 功能上，需要与地面连续，同时应妥善考虑过境交通和休闲人群的快慢分离
- (2) 尺度上，应与周边建筑物协调，避免破坏总体城市景观
- (3) 造型上，应与城市建筑群的风格统一，注意环境与历史的保护。

##### 2 同一条河流上的桥梁序列

(1) 注意天际线的构图的和谐与统一，特别针对海岸线的视角，入海口的桥梁设计要多视角观察，避免破坏整体布局。

(2) 该桥梁序列宜多样化，但应保证整体风格的一致

(3) 新建的新桥与桥梁序列中的老桥要相得益彰，避免破坏老桥的美感。

#### 16.2.2 城市立交、高架桥

- 1 充分利用立交和高架桥的曲线美和高墩的纤细美，塑造其独特的城市美感
- 2 城市高架错综林立，应避免行车视角和桥下人行视角的压抑、或产生不安全的错觉

- 3 充分考虑对周边建筑物的不利影响，特别注意与周边建筑群高度的协调
- 4 关注桥下的采光情况，避免明暗交替给形成带来的不安全因素。

### 16.2.3 市政人行天桥

- 1 可采用通过性的人行和休闲人行分离设计理念，设置观景平台或驻留空间
- 2 为休闲行人营造移步换景的休闲体验
- 3 为过境行人或非机动车建立快速安全的过街通道
- 4 可考虑天桥作为城市景观的一部分，采用较为大胆的方案提升区域的功能定位

### 16.2.4 园区景观桥梁

- 1 体现园区的景观桥梁的趣味性，不一定以通行为目的建造桥梁，更多考虑让人留在桥梁上的体验与融入感。
- 2 避免破坏园区风格的桥梁方案的出现

## 16.3 结构景观设计

### 16.3.1 梁结构

- 1 跨高比在满足受力的前提下，可尽量加大，使得梁结构更加轻薄纤细美观。
- 2 为使得比例协调，变截面梁的墩顶梁高不宜大于跨中梁高的两倍。
- 3 对于设置预拱度的桥梁，要充分利用在小跨径桥梁上的预拱度放大和大跨桥梁上的预拱度减小的视觉错觉，塑造美观的曲线效果。
- 4 设置悬臂或风嘴可以让梁高的厚重感大大降低
- 5 管线等附属设施应尽量隐藏，比如可以设置桥墩凹槽用于安放、采用装饰板进行遮盖、涂成相近的颜色加以掩饰等
- 6 桁架梁斜腹杆的倾斜角度尽量一致，以使其空间形状适应不同的视角

### 16.3.2 拱结构

- 1 实腹拱尽量利用天然材料，体现坚实古朴的厚重感
- 2 桁架拱宜注意桁杆的尺寸和序列规则，避免繁杂感
- 3 梁拱组合体系尽量避免梁与拱的厚度接近，导致承载不明确
- 4 下承式拱桥的桥面较宽，拱间距离较大时，不建议设置风撑，而是宜将拱肋的横向尺寸加大使桥体具有开阔的空间。
- 5 增加横向尺度的方法对单片拱肋的美学设计同样适用。

### 16.3.3 刚架结构

- 1 刚架结构的梁和桥墩构件的比例、尺度和衔接方式是美学设计的重点
- 2 采用刚架结构，可最大限度挖掘其刚劲有力的外形特征。

### 16.3.4 斜拉结构

- 1 梁、塔、跨径、高度之间的比例关系应协调均衡。
- 2 扁平箱梁比桁架梁更能展现斜拉桥的整体轻巧感
- 3 标志性的桥塔是景观设计的重点
- 4 充分考虑多索面带来的繁杂感

### 16.3.5 悬索结构

- 1 悬索桥跨越能力大和刚柔并济是其最为显著的特征。
- 2 垂跨比、加劲梁、桥塔、主缆的形状和尺度应达到总体均衡，协调优美的效果。
- 3 扁平箱梁比桁架梁更能展现悬索桥的整体轻巧感
- 4 桥塔可以作为标志性构筑物进行设计，是景观设计的主要对象。
- 5 锚碇的美学设计可以采用消去法、融合法和对比法

## 16.4 附属设施景观设计

### 16.4.1 色彩

- 1 注重色彩带给人们的心理感受
- 2 重视配色与色彩的协调。
- 3 色彩设计时关注色彩在不同光照、空气、面积和材质上的不同呈现。
- 4 充分考虑风土人情对色彩的影响

### 16.4.2 材质

- 1 灵活运用不同的材料可以呈现出桥梁的不同质感
- 2 材料通过不同的表面处理后会发生材质的变化
- 3 材质、色彩与图案相互配合后可以达到较好的景观效果

### 16.4.3 栏杆

- 1 栏杆的选择应与桥型相适应，与周边环境相协调
- 2 避免过度的装饰和雕塑让栏杆喧宾夺主
- 3 避免怪异扭曲的栏杆对行车造成的视觉冲击
- 4 可以增加体验感，设计成与行人互动的科技栏杆

#### 16.4.4 照明

- 1 普通照明应连续流畅
- 2 照明灯柱造型应与桥型和周边环境协调，也可以与栏杆结合设计
- 3 装饰照明应本着安全适用经济美观的原则，灵活运用点光法、线光法和面光法为桥梁增色出彩。扬长避短地强调桥梁的形态美。可以考虑动态的、随着时空变化的多维度照明模式。

#### 16.4.5 桥头建筑与桥头广场

- 1 在充分考量城市历史、风土人情等因素的基础上，对桥头建筑或广场进行类别定位
- 2 对桥头建筑与桥头广场进行专门的景观设计

#### 16.4.6 桥面铺装与种植

- 1 桥面铺装兼顾安全耐久实用美观等原则的基础上，应与桥梁整体风格相协调。
- 2 用桥面铺装区分不同的功能分区将会使得空间的过渡自然舒适
- 3 桥上种植充分考虑土壤、根系、灌溉对桥梁主体的不利影响
- 4 桥上种植需要与桥梁整体协调，并保证大型乔木的附着安全性。

#### 16.4.7 桥梁水景

- 1 桥梁可采用水景观与营造亲水效果。
- 2 应充分评估水景观对桥梁主体结构耐久性的影响
- 3 水花、雾森等不应对行车安全造成影响。

#### 16.4.8 景观平台与坐凳

- 1 桥梁作为公共空间建筑可以提供观景的凸点，设置景观平台、坐凳可以让通行的人流与休憩观赏的人流分开，为城市生活打造多样空间。
- 2 坐凳处的栏杆应保证足够的高度并采用避免攀爬的形式。

### 16.5 景观设计评价

#### 16.5.1 视点场的选择

- 1 搜寻所有可能发生的视点，建立观景点，将观景点分类，明确近景、中景、远景需要达到的艺术效果。
- 2 视点场需要兼顾时空的变化和四季表现、温度变化等环境因素。

#### 16.5.2 计算机模拟

- 1 充分利用 BIM 技术真实建立桥梁和周边场地形态

- 2 利用 VR 技术充分体验桥梁各个视点的不同时空维度下的感受。

### **16.5.3 方案公示与评议**

- 1 桥梁景观设计要符合安全性、合理性、功能性、美观性、经济性等多方面的要求
- 2 桥梁景观设计要经得起民众的评审和时间的检验

## 17 人行桥

**17.1** 人行桥的钢结构应进行各种荷载组合下的强度、稳定、刚度和施工应力验算，作用组合效应设计值按《城市人行桥人行桥与人行地道技术规范》(CJJ 69) 规定计算。

**17.2** 人行桥主体钢结构的型钢梁、板梁、组合梁等的设计计算、结构与细部构造按本标准第 5~11 章执行。

**17.3** 人行桥主体钢结构的钢材宜采用 Q235 钢、Q355 钢、Q390 钢和 Q420 钢，其质量应分别符合国家标准《碳素结构钢》(GB/T 700) 和《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591) 的规定。

**17.4** 除轧制型钢、正交异性板的闭口加劲肋、填板外，其他受力钢构件的板厚不应小于 8mm。

**17.5** 为避免共振，减少行人不安全感，人行桥上部结构竖向自振频率不应小于 3Hz。当不满足要求时，应进行人致振动舒适度验算。对于竖向舒适度，应分别验算频率处于 1.25~3Hz 的竖向模态；对于侧向舒适度，应分别验算频率处于 0.5~1.2Hz 的侧向模态。舒适度验算时应满足以下要求：

- 1 计算自振频率时应计入人群荷载的 1/3。
- 2 人行桥结构的阻尼比可取 0.9%。
- 3 在人致振动舒适度分析时，行人密度不宜低于 1.5 人/m<sup>2</sup>，不应低于 1.0 人/m<sup>2</sup>。
- 4 对于人行桥结构的每一阶模态，将行人谐波荷载  $p_{v/n}(t)$  加载在结构对应的有限元模型上，进行时域分析得到结构最大加速度  $a_{\max}(m/s^2)$ ，分析时长  $t$  应能保证主梁加速度响应可以达到峰值。

5 步行荷载的加载方向应根据结构振型确定，按照使结构振动最不利的方向加载，如图 17.5-1 所示。

5 步行荷载的加载方向应根据结构振型确定，按照使结构振动最不利的方向加载，如图 17.5-1 所示。

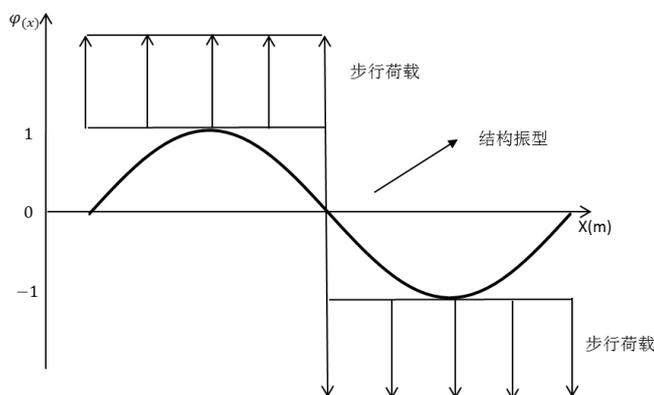


图 17.5-1 步行荷载根据振型  $\varphi(x)$  加载

17.6 行人舒适度评价等级应高于表 17.6-1 中的 CL3 等级，宜达到 CL1 等级。

表 17.6-1 行人舒适度评价标准

舒适度等级	舒适度评价	竖向峰值加速度限值 ( $\text{m/s}^2$ )	侧向峰值加速度限值 ( $\text{m/s}^2$ )
CL1	最佳	$[0, 0.25 \cdot f^{0.78})$	$[0, 0.1)$
CL2	合格	$[25 \cdot f^{0.78}, \min(0.5 \cdot f^{0.5}, 0.7))$	$[0.1, 0.15 \cdot f^{0.5})$
CL3	不合格	$[\min(0.5 \cdot f^{0.5}, 0.7), \infty)$	$[0.15 \cdot f^{0.5}, \infty)$

注： $f$  为行人桥竖向和横向振动频率。

17.7 当舒适度不能满足要求时，可通过提高结构刚度或提高结构阻尼的措施来改善行人桥的人致振动舒适度。

17.8 人行桥主梁由人群荷载计算的最大竖向挠度不应超过下列允许值：

主梁跨中： $L/600$

主梁悬臂端： $L_1/300$

注： $L$  为计算跨径， $L_1$  为悬臂长度。

17.9 人行桥主梁应设置预拱度，其值应取恒载加人群活载所产生的挠度。

## 附录 A 轴心受压构件整体稳定折减系数

**A.0.1** 轴心受压构件整体稳定性折减系数,应根据构件的长细比、钢材屈服强度和表 A.0.1-1、表 A.0.1-2 的截面分类按下式计算:

$$\begin{cases} \bar{\lambda} \leq 0.2 \text{ 时: } \chi = 1 \\ \bar{\lambda} > 0.2 \text{ 时: } \chi = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \frac{1}{\lambda^2} (1 + \varepsilon_0) - \sqrt{\left[ 1 + \frac{1}{\lambda^2} (1 + \varepsilon_0) \right]^2 - \frac{4}{\lambda^2}} \right\} \end{cases} \quad (\text{A.0.1-1})$$

其中, 相对长细比  $\bar{\lambda}$  按下式计算:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{E, cr}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (\text{A.0.1-2})$$

$$\varepsilon_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) \quad (\text{A.0.1-3})$$

$$\sigma_{E, cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (\text{A.0.1-4})$$

式中:  $\sigma_{E, cr}$  ——轴心受压构件弹性稳定欧拉应力;

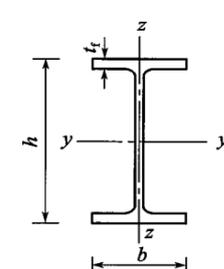
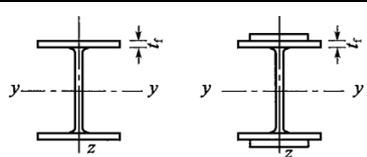
$\lambda$  ——轴心受压构件长细比, 无可靠资料时可按本规范第 A.0.2 条或有限元方法计算;

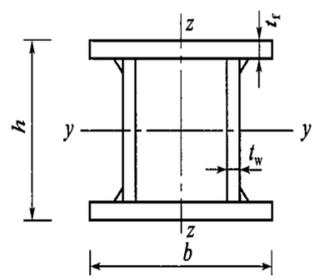
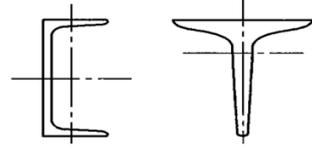
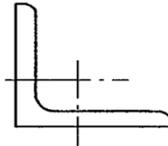
$\alpha$  ——参数, 根据表 A.0.1-1 取值;

**表 A.0.1-1 轴心受压构件整体稳定折减系数的计算参数  $\alpha$**

屈曲曲线类型	a	b	c	d
参数 $\alpha$	0.2	0.35	0.5	0.8

**表 A.0.1-2 轴心受压构件整体稳定折减系数的截面分类**

横截面形式		限制条件		屈曲方向	屈曲曲线类型 (图 A.0.1)
轧制 截面		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40\text{mm}$	y 轴	a
			$40 < t_f \leq 100\text{mm}$	y 轴	b
				z 轴	c
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100\text{mm}$	y 轴	b
			z 轴	c	
焊接 I 形 截面		$t_f \leq 40\text{mm}$		y 轴	b
				z 轴	c
		$t_f > 40\text{mm}$		y 轴	c
				z 轴	d

横截面形式		限制条件	屈曲方向	屈曲曲线类型 (图 A.0.1)
空心 截面		热轧	任意	a
		冷弯	任意	c
焊接 箱型 截面		一般截面 (空心截面除外)	任意	b
		宽焊缝 $h_f > 0.5t_f$ $\frac{b}{t_f} < 30$ $\frac{h}{t_w} < 30$	任意	c
槽型、 T 型 截面		任意	任意	c
L 形 截面		任意	任意	b

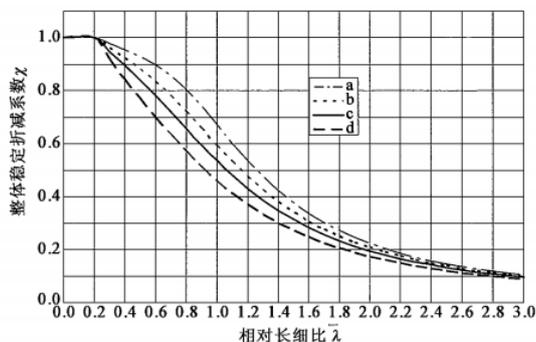


图 A.0.1 轴心受压构件整体稳定折减系数

**A.0.2** 等截面杆件的长细比应根据下列规定确定：

- 1 实腹式双轴对称截面杆件的长细比应根据下列规定确定：

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y}; \quad \lambda_z = \frac{l_{0z}}{i_z} \tag{A.0.2-1}$$

式中： $\lambda_y$ 、 $\lambda_z$ ——杆件对主轴  $y$  和  $z$  的长细比；

$l_{0y}$ 、 $l_{0z}$ ——杆件对主轴  $y$  和  $z$  的计算长度 (mm)；

$i_y$ 、 $i_z$ ——杆件截面对主轴  $y$  和  $z$  的回转半径 (mm)。

2 实腹式截面为单轴对称的杆件, 绕非对称轴弯曲失稳的长细比  $\lambda_y$  按式 (A.0.2-1) 计算, 绕对称轴弯扭失稳的换算长细比  $\lambda_{cx}$  应考虑扭转效应按下式计算:

$$\lambda_{cx} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[ (\lambda_z^2 + \lambda_x^2) + \sqrt{(\lambda_z^2 + \lambda_x^2)^2 - 4 \left( 1 - \frac{e_0^2}{i_0^2} \right) \lambda_z^2 \lambda_x^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{A.0.2-2})$$

$$\lambda_x^2 = \frac{i_0^2 A}{\frac{I_t}{25.7} + \frac{I_\omega}{l_\omega^2}} \quad (\text{A.0.2-3})$$

$$i_0^2 = e_0^2 + i_z^2 + i_y^2 \quad (\text{A.0.2-4})$$

式中:  $e_0$  ——截面形心至剪力中心的距离 (mm);

$i_0$  ——截面对剪力中心的极回转半径 (mm);

$i_y$ 、 $i_z$  ——截面对 y 轴、z 轴回转半径 (mm);

$\lambda_z$  ——构件绕对称轴的长细比;

$\lambda_x$  ——扭转屈曲的换算长细比;

$I_t$  ——毛截面抗扭惯性矩 (mm<sup>4</sup>);

$I_\omega$  ——毛截面扇形惯性矩 (mm<sup>4</sup>), 对 T 形截面 (轧制、双板焊接、双角钢组合)、

十字形截面和角形截面可近似取  $I_\omega = 0$ ;

$A$  ——毛截面面积 (mm<sup>2</sup>);

$l_\omega$  ——扭转屈曲的计算长度 (mm), 对两端铰接且端部截面可自由翘曲或两端嵌固

端部截面的翘曲完全受到约束的杆件, 取  $l_\omega = l_{0z}$ 。

### 3 格构式构件

格构式轴心压构件绕实轴弯曲失稳的长细比仍应按式 (A.0.2-1) 计算, 但绕虚轴[图 A.0.2a) ]的 y 轴和图 A.0.2b)、c) 的 y 轴和 z 轴]弯曲失稳的长细比应取换算长细比。换算长细比  $\lambda_{0y}$ 、 $\lambda_{0z}$  应按下列公式计算:

1) 双肢组合构件[图 A.0.2a) ]:

当缀件为缀板时:

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (\text{A.0.2-5})$$

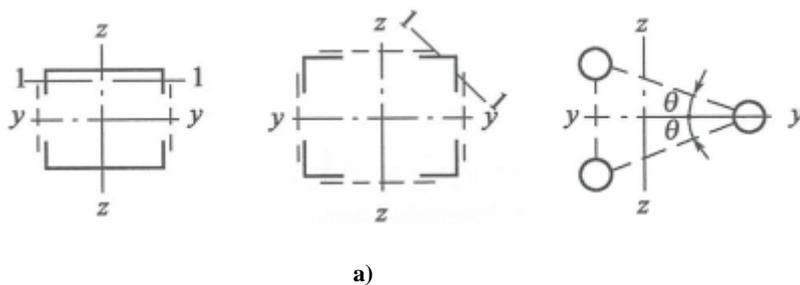
当缀件为缀条时:

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 27 \frac{A}{A_{1y}}} \quad (\text{A.0.2-6})$$

式中:  $\lambda_y$  ——整个构件对  $y$  轴的长细比;

$\lambda_1$  ——分肢对最小刚度轴 1-1 的长细比, 其计算长度取为: 焊接时, 为相邻两缀板的净距离; 螺栓连接时, 为相邻两缀板边缘螺栓的距离;

$A_{1y}$  ——构件截面中垂直于  $y$  轴的各斜缀条毛截面面积之和 ( $\text{mm}^2$ )。



c)

图 A.0.2 格构式组合构件截面

2) 四肢组合构件[图 A.0.2b) ]

当缀件为缀板时:

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (\text{A.0.2-7})$$

$$\lambda_{0z} = \sqrt{\lambda_z^2 + \lambda_1^2} \quad (\text{A.0.2-8})$$

当缀件为缀条时:

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 40 \frac{A}{A_{1y}}} \quad (\text{A.0.2-9})$$

$$\lambda_{0z} = \sqrt{\lambda_z^2 + 40 \frac{A}{A_{1z}}} \quad (\text{A.0.2-10})$$

式中:  $\lambda_z$  ——整个构件对  $z$  轴的长细比;

$A_{1z}$  ——构件截面中垂直于  $z$  轴的各斜缀条毛截面面积之和 ( $\text{mm}^2$ )。

3) 缀件为缀条的三肢组合构件[图 A.0.2c) ]

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{42A}{A_1(1.5 - \cos^2 \theta)}} \quad (\text{A.0.2-11})$$

$$\lambda_{0z} = \sqrt{\lambda_z^2 + \frac{42A}{A_1 \cos^2 \theta}} \quad (\text{A.0.2-12})$$

式中： $A_1$ ——构件截面各斜缀条毛截面面积之和 ( $\text{mm}^2$ )；

$\theta$ ——构件截面内缀条所在平面与  $y$  轴的夹角。

注：1.同一截面处缀板的线刚度之和不得大于柱较大分肢线刚度的 6 倍。

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

4) 对格构式轴心受压构件，当缀件为缀条时，其分肢的长细比  $\lambda_1$  不应大于构件两方向长细比（对虚轴取换算长细比）较大值  $\lambda_{\max}$  的 0.7 倍；当缀件为缀板时， $\lambda_1$  不应大于 40，并不应大于  $\lambda_{\max}$  的 0.5 倍（ $\lambda_{\max} < 50$  时，取  $\lambda_{\max} = 50$ ）。

**A.0.3** 等截面受压杆件的计算长度规定见表 A.0.3-1，对于边界条件复杂或变截面杆件可用有限元方法计算。无可靠资料时，桁架和纵向及横向联结系杆件的计算长度可参考表 A.0.3-2 计算。

表 A.0.3-1 杆件的算长度

边界条件	杆件计算长度 $l$	附注
两端简支	$l = L$	$L$ ——杆件有效约束间的长度
两端固定	$l = 0.5L$	
一端自由，另一端固定	$l = 2.0L$	
一端简支，另一端固定	$l = 0.7L$	

表 A.0.3-2 桁架和纵向及横向联结系杆件的计算长度

杆件		弯曲平面		附注	
		平面内	平面外		
主桁	弦杆	$l_0$	$l_0$	$l_0$ ——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； $l_1$ ——从相交点至杆端节点中较长的一段长度； $l_2$ ——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作为桥门架时	$0.9l_0$	$l_0$		
	桁架的腹杆	无相交和无交叉	$0.8l_0$		$l_0$
		与杆件相交或交叉（不包括与拉杆相交叉）	$l_1$		$l_0$
纵向及横向	与拉杆相交叉	$l_1$	$0.7l_0$		
	无交叉	$l_2$	$l_2$		
	与拉杆相交叉	$l_0$	$0.7l_2$		

---

联结系	与拉杆相交或相交叉 (不包括与拉杆相交叉)	$l_1$	$l_2$	
-----	--------------------------	-------	-------	--

## 附录 B 受压加劲板的弹性屈曲系数

**B.0.1** 均匀受压加劲板的弹性屈曲系数可采用弹性稳定理论计算。加劲板尺寸符合本标准第 6.1.5 条规定时，弹性屈曲系数可按下列简化公式计算：

1 无纵横加劲肋或由刚性加劲肋分割成的三边简支一边自由板元的弹性屈曲系数  $k$  可按下列下式计算：

$$k = 0.425 \quad (\text{B.0.1-1})$$

2 无纵横加劲肋或由刚性加劲肋分割成四边简支板元的弹性屈曲系数  $k$  可按下列下式计算：

$$\begin{cases} k = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 & (\alpha = \frac{a}{b} < 1) \\ k = 4 & (\alpha = \frac{a}{b} \geq 1) \end{cases} \quad (\text{B.0.1-2})$$

式中： $\alpha$ ——板元的长宽比， $\alpha = \frac{a}{b}$ ；

$a$ ——板元的长度（横隔板或刚性横向加劲肋的间距）（mm）；

$b$ ——板元的宽度（腹板或刚性纵向加劲肋的间距）（mm）。

3 对纵向加劲肋等间距布置且无横向加劲肋或设置刚性横向加劲肋的加劲板，其弹性屈曲系数  $k$  可按下列下式计算：

当  $\gamma_l \geq \gamma_l^*$  时，

$$k = 4 \quad (\text{B.0.1-3})$$

当  $\gamma_l < \gamma_l^*$  时，

$$\begin{cases} k = \frac{(1 + \alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1 + n\delta_l)} & (\alpha = \frac{a}{b} \leq \alpha_0) \\ k = \frac{2(1 + \sqrt{1 + n\gamma_l})}{1 + n\delta_l} & (\alpha = \frac{a}{b} > \alpha_0) \end{cases} \quad (\text{B.0.1-4})$$

式中： $n$ ——受压板被纵向加劲肋分割的板元数， $n = n_l + 1$ ；

$n_l$ ——等间距布置纵向加劲肋根数；

$\alpha$ ——板元的长宽比， $\alpha = \frac{a}{b}$ ；

$a$ ——板元的长度（横隔板或刚性横向加劲肋的间距）（mm）；

$b$ ——板元的宽度（腹板或刚性纵向加劲肋的间距）（mm）。

$\delta_l$ ——单根加劲肋的截面面积与被加劲板的面积之比,  $\delta_l = \frac{A_l}{bt}$ ;

$t$ ——加劲板的厚度 (mm);

$A_l$ ——单根加劲肋的截面面积 (mm<sup>2</sup>);

$\gamma_l$ ——纵向加劲肋的相对刚度,  $\gamma_l = \frac{EI_l}{bD}$ ;

$I_l$ ——单根纵向加劲肋对被加劲板的抗弯惯性矩 (mm<sup>4</sup>);

$D$ ——单宽板刚度,  $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ 。

$$\begin{cases} \gamma_l^* = \frac{1}{n} [4n^2(1+n\delta_l)\alpha^2 - (\alpha^2+1)^2] & (\alpha \leq \alpha_0) \\ \gamma_l^* = \frac{1}{n} \{ [2n^2(1+n\delta_l) - 1]^2 - 1 \} & (\alpha > \alpha_0) \end{cases} \quad (\text{B.0.1-5})$$

$$\alpha_0 = \sqrt[4]{1+\gamma_l} \quad (\text{B.0.1-6})$$

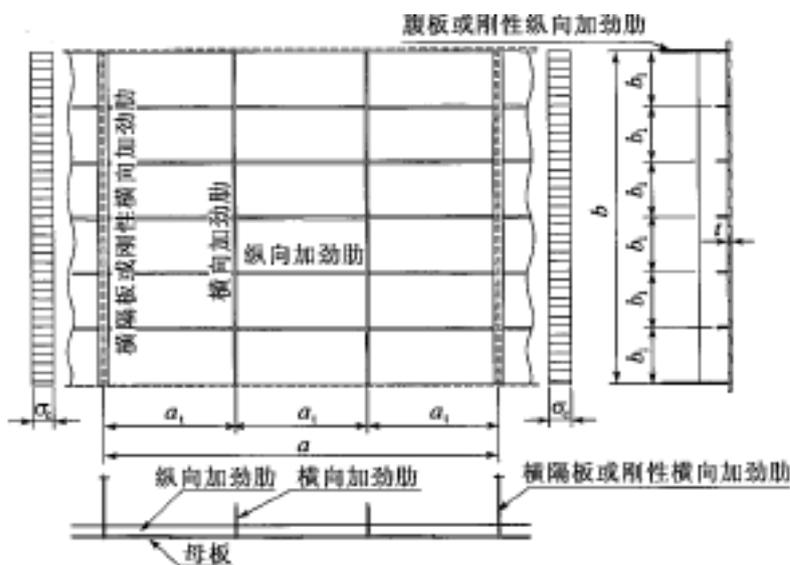


图 B.0.1 加劲板示意图

4 对纵横加劲肋等间距布置的加劲板, 其弹性屈曲系数  $k$  可按下式计算:

(1) 横加劲肋的相对刚度满足下式要求时, 其中加劲板的长度按横向加劲板的间距  $a_1$  计算。

$$\gamma_l \geq \frac{1+\gamma_l^*}{4\left(\frac{a_1}{b}\right)^3} \quad (\text{B.0.1-7})$$

(2) 横加劲肋的相对刚度不满足 (式 3-8) 的要求时, 弹性屈曲系数  $k$  可由下式计算:

当  $\gamma_t < \gamma_t^*$  时,

$$\begin{cases} k = \frac{(1 + \alpha^2)^2 + n\gamma_t + \alpha^4(n_t + 1)\gamma_t}{\alpha^2(1 + n\delta_t)} & (\alpha = \frac{a}{b} \leq \alpha_0) \\ k = \frac{2\{1 + (1 + \sqrt{(1 + n\gamma_t)[1 + (n_t + 1)\gamma_t])\}}{1 + n\delta_t} & (\alpha = \frac{a}{b} > \alpha_0) \end{cases} \quad (\text{B.0.1-8})$$

$$\alpha_0 = \sqrt[4]{\frac{1 + n\gamma_t}{1 + (n_t + 1)\gamma_t}} \quad (\text{B.0.1-9})$$

$$\gamma_t = \frac{EI_t}{aD} \quad (\text{B.0.1-10})$$

式中:  $I_t$ ——单根横向加劲肋对被加劲板的抗弯惯性矩 ( $\text{mm}^4$ );

$n_t$ ——等间距布置横向加劲肋根数。

**B.0.2** 在如图 B.0.2 所示的不均匀压应力作用下, 四边简支板的弹性屈曲系数  $k$  可由下式计算:

$$\begin{cases} k = \frac{8.2}{1.05 + \psi} & (1 \geq \psi \geq 0) \\ k = 7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2 & (0 \geq \psi \geq -1) \\ k = 5.98 - (1 - \psi)^2 & (-1 \geq \psi \geq -2) \end{cases} \quad (\text{B.0.2-1})$$

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (\text{B.0.2-2})$$

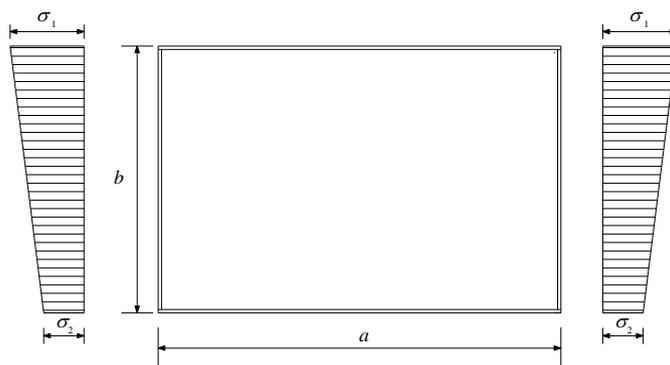


图 B.0.2 不均匀压应力四边简支板示意图

**B.0.3** 四边简支双向均匀受压板的弹性屈曲系数  $k$  可由下列公式计算:

$$\begin{cases} k = \frac{1}{1 + \xi \alpha^2} \left( \alpha + \frac{1}{\alpha} \right)^2 & (0.5 \geq \xi \geq 0 \text{ 且 } \alpha < \frac{1}{\sqrt{1 - 2\xi}} \text{ 或 } 1.0 \geq \xi \geq 0.5) \\ k = 4(1 - \xi) & (0.5 \geq \xi \geq 0 \text{ 且 } \alpha \geq \frac{1}{\sqrt{1 - 2\xi}}) \end{cases} \quad (\text{B.0.3-1})$$

$$\xi = \frac{\sigma_y}{\sigma_x} \quad (\text{B.0.3-2})$$

式中： $\alpha$ ——板元的长宽比， $\alpha = \frac{a}{b}$ ；

$a$ ——板元的长度（横隔板或刚性横向加劲肋的间距）（mm）；

$b$ ——板元的宽度（腹板或刚性纵向加劲肋的间距）（mm）；

$\sigma_x$ ——横向压应力；

$\sigma_y$ ——纵向压应力；

### 附录 C 梁的整体稳定系数

**C.0.1** 等截面焊接工字形和轧制 H 型钢（图 C.0.1）简支梁的整体稳定系数  $\varphi_b$  应按下列公式计算：

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320}{\lambda_y^2} \frac{Ah}{W_x} \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{\lambda_y t_1}{4.4h} \right)^2} + \eta_b \right] \frac{235}{f_y} \quad (\text{C.0.1-1})$$

$$\lambda_y = \frac{l_1}{i_y} \quad (\text{C.0.1-2})$$

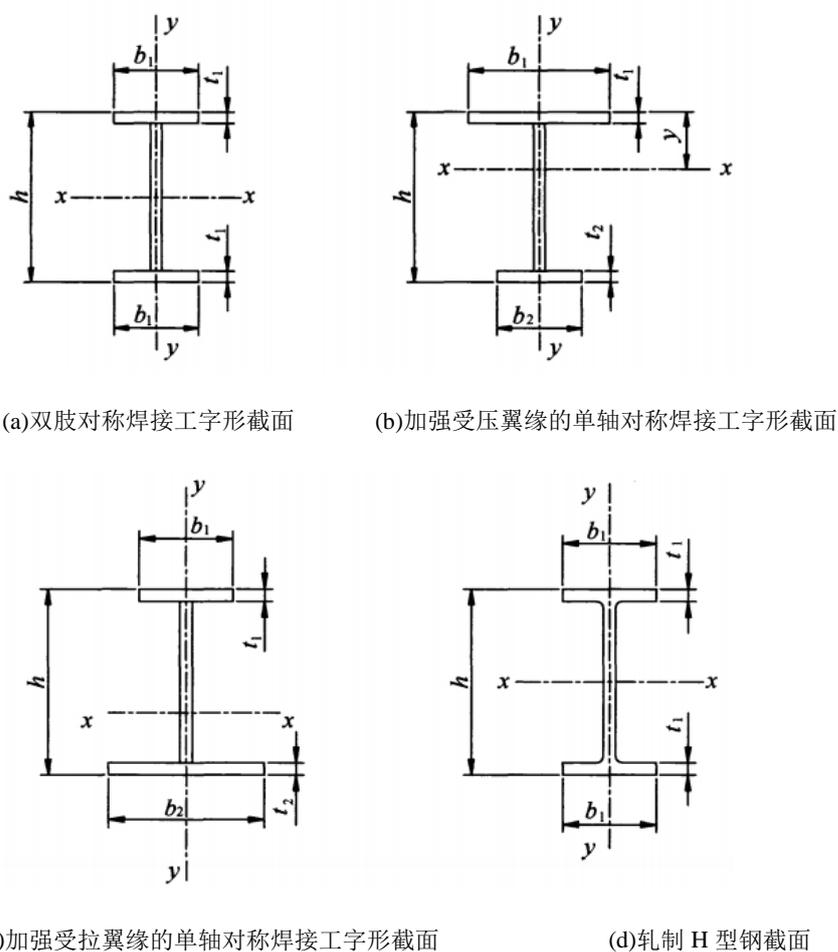


图 C.0.1 焊接工字形和轧制 H 型钢

截面不对称影响系数  $\eta_b$  应按下列公式计算：

对双轴对称截面[图 C.0.1 (a)、图 C.0.1 (d)]：

$$\eta_b = 0 \quad (\text{C.0.1-3})$$

对单轴对称工字形截面[图 C.0.1 (b)、图 C.0.1 (c)]：

加强受压翼缘  $\eta_b = 0.8(2\alpha_b - 1)$  (C.0.1-4)

加强受拉翼缘  $\eta_b = 2\alpha_b - 1$  (C.0.1-5)

$$\alpha_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \quad (C.0.1-6)$$

当按公式 (C.0.1-1) 算得的  $\phi_b$  值大于 0.6 倍时, 应用下式计算的  $\phi'_b$  代替  $\phi_b$  值:

$$\phi'_b = 1.07 - \frac{0.282}{\phi_b} \leq 1.0 \quad (C.0.1-7)$$

式中:  $\beta_b$  ——梁整体稳定的等效弯矩系数, 应按表 C.0.1 采用;

$\lambda_y$  ——梁在侧向支承点间对截面弱轴  $y-y$  的长细比;

$A$  ——梁的毛截面面积 ( $\text{mm}^2$ );

$h, t_1$  ——梁截面的全高和受压翼缘厚度, 等截面铆接 (或高强度螺栓连接) 简支梁, 其受压翼缘厚度  $t_1$  包括翼缘角钢厚度在内 ( $\text{mm}$ );

$l_1$  ——梁受压翼缘侧向支承点之间距离 ( $\text{mm}$ );

$i_y$  ——梁毛截面对  $y$  轴的回转半径 ( $\text{mm}$ );

$I_1, I_2$  ——分别为受压翼缘和受拉翼缘对  $y$  轴的惯性矩 ( $\text{mm}^3$ )。

表 C.0.1 H 型钢和等截面工字形简支梁的系数  $\beta_b$

项次	侧向支承	荷载		$\xi \leq 2.0$	$\xi > 2.0$	适用范围
1	跨中无侧向支承	均布荷载作用在	上翼缘	$0.69 + 0.13\xi$	0.95	图 C.0.1 (a)、(b) 和 (d) 的截面
2			下翼缘	$1.73 - 0.20\xi$	1.33	
3		集中荷载作用在	上翼缘	$0.73 + 0.18\xi$	1.09	
4			下翼缘	$2.23 - 0.28\xi$	1.67	
5	跨度中点有一个侧向支承点	均布荷载作用在	上翼缘	1.15		图 C.0.1 中的所有截面
6			下翼缘	1.40		
7		集中荷载作用在截面高度的任意位置		1.75		
8	跨中点有不少于两个等距离侧向支承点	任意荷载作用在	上翼缘	1.20		
9			下翼缘	1.40		

项次	侧向支承	荷载	$\xi \leq 2.0$	$\xi > 2.0$	适用范围
10		梁端有弯矩，但跨中无荷载作用	$1.75 - 1.05 \left( \frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left( \frac{M_2}{M_1} \right)^2$ 但 $\leq 2.3$		

注：1  $\xi$  为参数， $\xi = \frac{l_1 t_1}{b_1 h}$ ，其中  $b_1$  为受压翼缘的宽度；

2  $M_1$  和  $M_2$  为梁的端弯矩，使梁产生同曲率时  $M_1$  和  $M_2$  取同号，产生反向曲率时取异号，

$|M_1| \geq |M_2|$ ；

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

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

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

6 对  $\alpha_b > 0.8$  的加强受压翼缘工字形截面，下列情况的  $\beta_b$  值应乘以相应的系数：

项次 1：当  $\xi \leq 1.0$  时，乘以 0.95；

项次 3：当  $\xi \leq 0.5$  时，乘以 0.90；当  $0.5 < \xi \leq 1.0$  时，乘以 0.95；

**C.0.2** 轧制普通工字形简支梁的整体稳定系数  $\varphi_b$  应按表 C.0.2 采用，当所得的  $\varphi_b$  值大于 0.6 时，应取本标准式 (C.0.1-7) 算得的代替值。

表 C.0.2 轧制普通工字钢简支梁  $\varphi_b$

项次	荷载情况		工字钢 型号	自由长度 $l_1$ (mm)									
				2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	跨中无侧向支承点的梁	集中荷载作用于上翼缘	10~20	2.00	1.30	0.99	0.80	0.68	0.58	0.53	0.48	0.43	
			22~32	2.40	1.48	1.09	0.86	0.72	0.62	0.54	0.49	0.45	
			36~63	2.80	1.60	1.07	0.83	0.68	0.56	0.50	0.45	0.40	
2		集中荷载作用于下翼缘	10~20	3.10	1.95	1.34	1.01	0.82	0.69	0.63	0.57	0.52	
			22~40	5.50	2.80	1.84	1.37	1.07	0.86	0.73	0.64	0.56	
			45~63	7.30	3.60	2.30	1.62	1.20	0.96	0.80	0.69	0.60	
3	均布荷载	上翼缘	10~20	1.70	1.12	0.84	0.68	0.57	0.50	0.45	0.41	0.37	
			22~40	2.10	1.30	0.93	0.73	0.60	0.51	0.45	0.40	0.36	
			45~63	2.60	1.45	0.97	0.73	0.59	0.50	0.44	0.38	0.35	
4		下翼缘	10~20	2.50	1.55	1.08	0.83	0.68	0.56	0.52	0.47	0.42	

		作用于翼缘	22~40	4.10	2.20	1.45	1.10	0.85	0.70	0.60	0.52	0.46
			45~63	5.60	2.80	1.80	1.25	0.95	0.78	0.65	0.55	0.49
5	跨中有侧向支承点的梁（不论荷载作用点在截面高度上的位置）		10~20	2.20	1.39	1.01	0.79	-0.66	0.57	0.52	0.47	0.42
			22~40	3.00	1.80	1.24	0.96	0.76	0.65	0.56	0.49	0.43
			45~63	4.10	2.20	1.38	1.01	0.80	0.66	0.56	0.49	0.43

注：1 同表 C.0.1 的注 3、注 5；

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

**C.0.3** 轧制槽钢简支梁的整体稳定系数，不论荷载的形式和荷载作用点在截面高度上的位置，均可按下式计算：

$$\varphi_b = \frac{570bt}{l_1 h} \cdot \frac{235}{f_y} \quad (\text{C.0.3})$$

式中： $h$ 、 $b$ 、 $t$ ——槽钢截面的高度、翼缘宽度和平均厚度。

当按公式(C.0.3)算的的  $\varphi_b$  值大于 0.6 时，应按本标准式(C.0.1-7)算得相应的  $\varphi'_b$  代替  $\varphi_b$  值。

**C.0.4** 双轴对称工字形等截面悬臂梁的整体稳定系数，可按本标准式(C.0.1-1)计算，但式中系数  $\beta_b$  应按表 C.0.4 查得，当按本标准式(C.0.1-2)计算长细比  $\lambda_y$  时， $l_1$  为悬臂梁的悬伸长度。当求得的  $\varphi_b$  值大于 0.6 时，应按本标准式(C.0.1-7)算得相应的  $\varphi'_b$  代替  $\varphi_b$  值。

表 C.0.4 双轴对称工字形等截面悬臂梁的系数  $\beta_b$

项次	荷载形式		$0.60 < \xi \leq 1.24$	$1.24 < \xi \leq 1.96$	$1.96 < \xi \leq 3.10$
1	自由端一个集中荷载作用在	上翼缘	$0.21 + 0.67\xi$	$0.72 + 0.26\xi$	$1.17 + 0.03\xi$
2		下翼缘	$2.94 - 0.65\xi$	$2.64 - 0.40\xi$	$2.15 - 0.15\xi$
3	均布荷载作用在上翼缘		$0.62 + 0.82\xi$	$1.25 + 0.31\xi$	$1.66 + 0.10\xi$

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

2 表中的  $\xi$  见表 C.0.1 的注 1。

**C.0.5** 均匀弯曲的受弯构件，当  $\lambda_y \leq 120\sqrt{235/f_y}$  时，其整体稳定系数  $\varphi_b$  可按下列近似公式计算：

1 工字形截面：

双轴对称

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{\lambda_y^2}{44000 \times 235 / f_y} \quad (\text{C.0.5-1})$$

单轴对称

$$\varphi_b = 1.07 - \frac{W_x}{(2\alpha_b + 0.1)Ah} \cdot \frac{\lambda_y^2}{14000 \times 235 / f_y} \quad (\text{C.0.5-2})$$

1 弯矩作用在对称轴平面，绕  $x$  轴的 T 形截面：

1) 弯矩使翼缘受压时：

双角钢 T 形截面

$$\varphi_b = 1 - \frac{0.0017\lambda_y}{\sqrt{235/f_y}} \quad (\text{C.0.5-3})$$

部分 T 型钢和两板组合 T 形截面

$$\varphi_b = 1 - \frac{0.0022\lambda_y}{\sqrt{235/f_y}} \quad (\text{C.0.5-4})$$

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

$$\varphi_b = 1 - \frac{0.0005\lambda_y}{\sqrt{235/f_y}} \quad (\text{C.0.5-5})$$

当按公式 (C.0.5-1) 和公式 (C.0.5-2) 算得的  $\varphi_b$  值大于 1.0 值，取  $\varphi_b = 1.0$ 。

## 附录 D 加劲板的临界应力计算

### D.0.1 等效正交异性板

- 1 至少带有三个纵向加劲肋的板才能看作是等效正交异性板。
- 2 等效正交异性板的弹性屈曲应力可采用下式计算：

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \sigma_E \quad (\text{D.0.1-1})$$

$$\text{式中：} \sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2) b^2} = 190000 \left( \frac{t}{b} \right)^2 \text{ 单位为 MPa；}$$

$k_{\sigma,p}$  为根据正交异性板理论的加劲板弹性屈曲系数； $b$  在图 D.0.1-1 中定义； $t$  为板的厚度。

屈曲系数  $k_{\sigma,p}$  是根据平铺加劲肋对应的相关的表格或计算机模拟得到。另外对于分散布置的加劲肋的表格也可以采用，如果子板块的局部屈曲可以忽略并单独处理。

$\sigma_{cr,p}$  为板边界处（此处的压应力最大）的弹性临界板屈曲应力，见图 D.0.1-1。

当用于腹板时，(D.0.1) 和 (D.0.2) 中的  $b$  采用腹板的高度  $h_w$  代替。

对于至少有三条等间距布置的纵向肋的加劲板，加劲板的屈曲系数  $k_{\sigma,p}$ （用于加劲板的总体屈曲）采用下式近似计算：

如果  $\alpha \leq \sqrt[4]{\gamma}$ ：

$$k_{\sigma,p} = \frac{2\left((1+\alpha^2)^2 + \gamma - 1\right)}{\alpha^2(\psi+1)(1+\delta)} \quad (\text{D.0.1-2})$$

如果  $\alpha > \sqrt[4]{\gamma}$ ：

$$k_{\sigma,p} = \frac{4(1+\sqrt{\gamma})}{(\psi+1)(1+\delta)} \quad (\text{D.0.1-3})$$

其中  $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0.5$ ， $\gamma = \frac{I_{st}}{I_p}$ ， $\delta = \frac{\sum A_{st}}{A_p}$ ， $\alpha = \frac{a}{b} \geq 0.5$ 。

式中： $I_{st}$ ——整个加劲板的抗弯惯性矩

$$I_p = \frac{bt^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{bt^3}{10.92} \text{——板的抗弯惯性矩;}$$

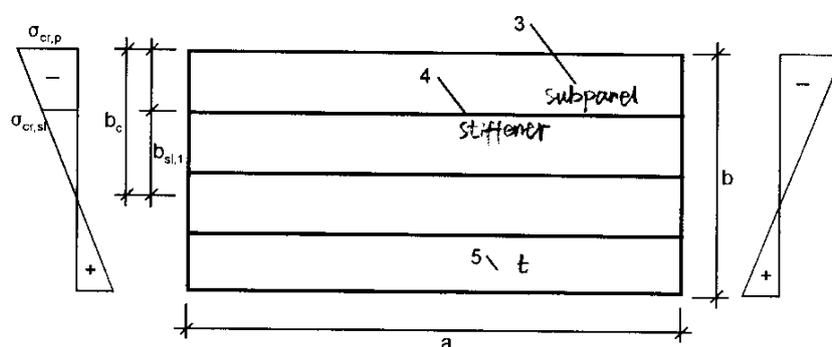
$\sum A_{sl}$  ——纵向加劲肋的总面积;

$A_p$  ——板的总面积= $bt$ ;

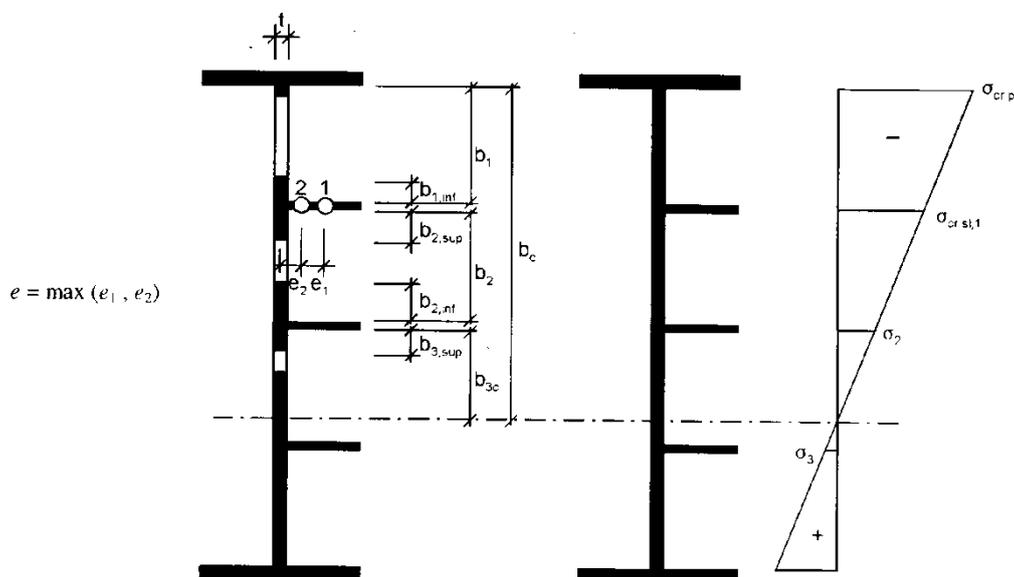
$\sigma_2$  ——较小边缘的正应力;

$\sigma_1$  ——较大边缘的正应力;

a, b 和 t 的定义参照图 D.0.1-1。



1 加劲肋重心      2 柱的重心=加劲肋+周边的板  
3 板块      4 加劲肋      5 厚度 t



$$e = \max(e_1, e_2)$$

图 D.0.1-1 纵向加劲板的符号

表 D.0.1-1 纵向加劲板参数表

	对总面积 的宽度	根据表 7.4.1 的对有效面积 的有效宽度	$\psi_i$ 的条件
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1}b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1}b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2}b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2}b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2}b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2}b_{2,eff}$	$\psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0.4b_{3c}$	$0.4b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

**D.0.2 受压区有一个或两个加劲肋时板的临界屈曲应力**

## 1 一般步骤

(1) 如果加劲板的受压区只有一个纵向加劲肋，则 D.0.1 可简化为一个虚拟的支承在弹性基础上的压杆，在垂直于该压杆的方向反映板的效应。该弹性压杆的弹性屈曲应力可从 D.0.2.2 得到。

(2) 计算  $A_{sl,1}$  和  $I_{sl,1}$  时，柱的全截面应包括加劲肋和周边部分板。如果该板块完全受压，则板边界处的宽度取  $(3-\psi)(5-\psi)b_1$ ， $2/(5-\psi)$  的该区域达到最大应力。如该板块内既有拉应力也有压应力，则该受压板块受压区宽度  $b_c$  的 0.4 倍作为柱的部分，见图 D.0.2-1 和表 7.4.1， $\psi$  为目标板块中的应力比。

(3) 柱的有效<sup>P</sup>横截面积  $A_{sl,eff}$  应采用加劲肋的有效<sup>P</sup>横截面积和周边板有效<sup>P</sup>横截面积的和，见图 D.0.1-1，根据 7.4.4(4) 确定柱中板的长宽比，并用板的总面积计算  $\sigma_{com,Ed}$ 。

(4) 根据 7.4.5.4 (1) 确定  $\rho_c$ ，如果  $\rho_c f_y / \gamma_{M1}$  大于柱中平均应力  $\sigma_{com,Ed}$ ，柱的有效

<sup>P</sup>面积就不需要折减。否则(7.4.6)中的有效面积应修改为： $A_{c,eff,loc} = \frac{\rho_c f_d A_{sl,1}}{\sigma_{com,Ed} \gamma_{M1}}$ 。

(5) D.0.2.1(7.7.4)中的折减方法只能用于柱的面积，对受压部分的板不折减，除非是要检算板的屈曲。

(6) 作为另一种方法根据 D.0.2.1(7.7.4)中的有效<sup>P</sup>面积，柱的抗力根据 D.0.2.1 (5) 到

(7) 得到，并检算以保证其平均应力超过平均应力  $\sigma_{com,Ed}$ 。

条文说明

(6)中概述的方法也可用于多个加劲肋,忽略板的约束作用,也就是该虚拟柱不会产生腹板面外屈曲。

(7) 如果受压区有两个加劲肋,一个加劲肋已经采用 D.0.2.1 中的方法计算,如图 D.0.2-2。首先假定一个加劲肋屈曲,另一个充当刚性支承。如果两个加劲肋同时失稳,考虑采用一个大加劲肋代替两个单独的加劲肋:

- 1) 该截面的面积和惯性矩取两个加劲肋面积和惯性矩的代数和。
- 2) 其位置位于两个加劲肋的合力处。

对每个这种情况在图 D.0.2-2 中给出,采用  $b_1 = b_1^*$ ,  $b_2 = b_2^*$  和  $B^* = b_1^* + b_2^*$  计算出相关的  $\sigma_{cr,p}$ , 见 D.0.2.2(1)。

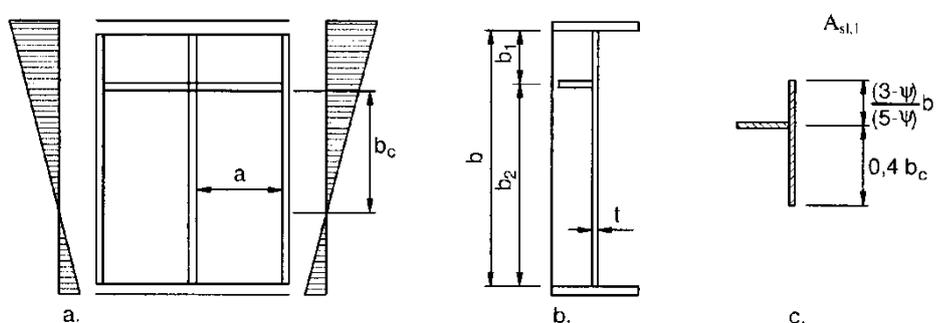


图 D.0.2-1 受压区有一条加劲肋腹板的符号

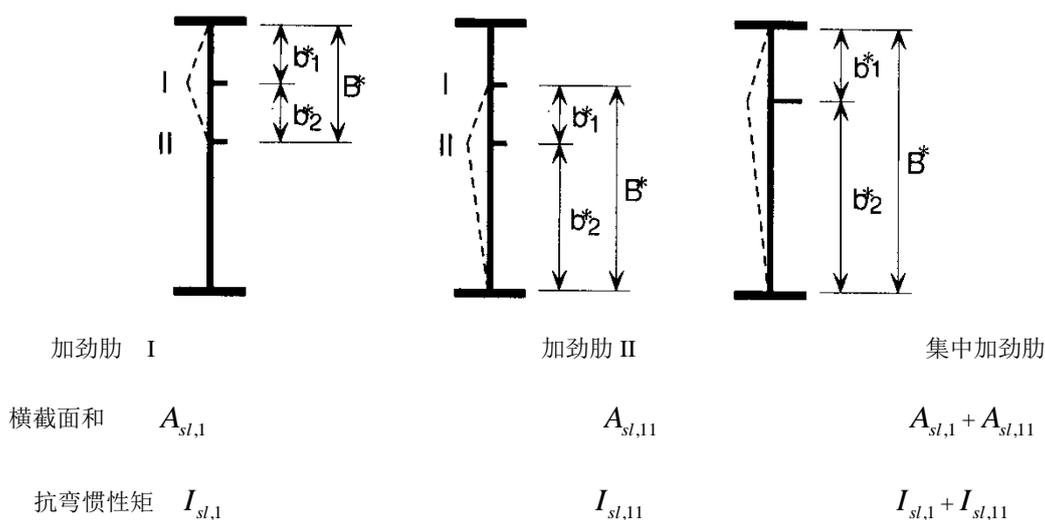


图 D.0.2-2 受压区有两条加劲肋板的符号

2 被板约束的柱的简化模型

(1) 当加劲板只有一个加劲肋而且位于受压区时,加劲肋的弹性屈曲临界应力可采用下面的方法计算,而不考虑受拉区的加劲肋。

当  $a \geq a_c$  时:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1.05E}{A_{sl,1}} \frac{\sqrt{I_{sl,1} t^3 b}}{b_1 b_2} \quad (\text{D.0.2-1})$$

当  $a \leq a_c$  时:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 EI_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} + \frac{Et^3 b a^2}{4\pi^2 (1-\nu^2) A_{sl,1} b_1^2 b_2^2} \quad (\text{D.0.2-2})$$

式中:  $a_c = 4.334 \sqrt{\frac{I_{sl,1} b_1^2 b_2^2}{t^3 b}}$ ;

$A_{sl,1}$ ——根据 D.0.2.1 (2) 得到的柱的总面积;

$I_{sl,1}$ ——根据 D.0.2.1 (2) 中定义的柱的总面积绕平行于板平面轴的惯性矩;

$b_1, b_2$  为腹板边缘到纵向加劲肋的距离  $b_1 + b_2 = b$ 。

(2) 如果受压区有两个加劲肋, 板的弹性临界屈曲应力应采用  $b_1 = b_1^*, b_2 = b_2^*$  和  $b = B^*$ ,

按照(1)中三种情况分别计算, 取最小值。计算中不考虑受拉区的加劲肋。

### D.0.3 剪切屈曲系数

1 对于有刚性横向加劲肋和没有纵向加劲肋或多于两个纵向加劲肋的板块, 剪切屈曲系数取  $k_\tau$  下面的值:

$$\begin{cases} k_\tau = 5.34 + 4.00(h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} & (a / h_w \geq 1) \\ k_\tau = 4.00 + 5.34(h_w / a)^2 + k_{\tau,sl} & (a / h_w < 1) \end{cases} \quad (\text{D.0.3-1})$$

式中:  $k_{\tau,sl} = 9 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left( \frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right)^3}$ , 但不小于  $\frac{2.1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}}$ ,

$a$ ——加劲肋之间的距离

$I_{sl}$ ——纵向加劲肋绕 Z-Z 轴的抗弯惯性矩, 见图 7.5.3-3 (b)。对有两个或多于两个纵向加劲肋的腹板, 无需等间距布置,  $I_{sl}$  为加劲肋的刚度。

### 条文说明

方程 (D.0.3-1) 不能用于非刚性的中间横向加劲肋。

2 如果长宽比  $a = \frac{a}{h_w}$  满足  $a \geq 3$ , 方程 (D.0.3-1) 也可用于有一个或两个纵向加劲肋

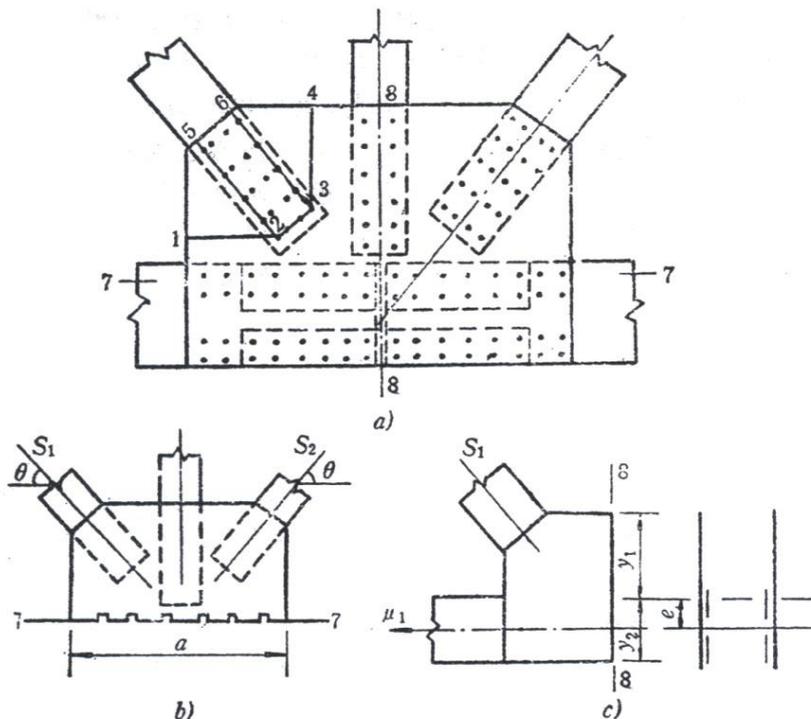
的加劲板。对只有一个或两个纵向加劲肋和  $\alpha < 3$  的板，剪切屈曲系数取下式：

$$k_{\tau} = 4.1 + \frac{6.3 + 0.18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2.2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \quad (\text{D.0.3-2})$$

## 附录 E 节点板撕裂强度、剪应力和法向应力验算

**E.0.1** 对节点板强度的验算，可分为以下三个部分（见图 E.0.1）：

- 1 在斜杆与节点板连接处，验算节点板的撕裂应力；
- 2 验算腹杆与弦杆之间的节点板水平截面的剪应力；
- 3 验算节点中心处节点板竖向截面上的法向应力。



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

图 E.0.1 节点板验算图示

**E.0.2** 如图 E.0.1a)，当斜杆受力沿 1-2-3-4 截面或 5-2-3-6 截面撕裂且撕裂截面与斜杆内力垂直时，采用钢材强度设计值  $f_d$ ；当破裂线与斜杆内力的交角小于  $90^\circ$  或平行时，采用  $0.75f_d$ 。

**E.0.3** 作用于节点板上的水平剪力，截面 7-7 的剪应力按以下公式计算：

$$\gamma_0 \tau = \gamma_0 \frac{3}{2} \frac{Z}{a \delta} \leq 0.75 f_d \quad (\text{E.0.3-1})$$

$$Z = (S_1 + S_2) \cos \theta \quad (\text{E.0.3-2})$$

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）(mm)；

$\delta$ ——节点板的厚度 (mm)；

$Z$ ——相邻二腹杆的水平力的代数和；

$S_1$ 、 $S_2$ 、 $\theta$  见图 E.0.1b)。

**E.0.4** 节点板上、下缘的法向应力按以下公式计算：

$$\gamma_0 \sigma_1 = \gamma_0 \left( \frac{N}{A_j} - \frac{N \cdot e \cdot y_1}{I_j} \right) < f_d \quad (\text{E.0.4-1})$$

$$\gamma_0 \sigma_2 = \gamma_0 \left( \frac{N}{A_j} + \frac{N \cdot e \cdot y_2}{I_j} \right) < f_d \quad (\text{E.0.4-2})$$

$$N = S_1 \cos \theta + \mu_1 \quad (\text{E.0.4-3})$$

式中： $A_j$ ——节点板和拼接板的净截面积( $\text{mm}^2$ )；

$I_j$ ——节点板和拼接板的净截面惯性矩( $\text{mm}^4$ )；

$N$ ——作用在竖向截面 8-8 的力的设计值(N)；

$y_1$ 、 $y_2$ ——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(mm)。

## 附录 H 钢-混凝土组合梁稳定计算

**H.0.1** 组合梁的稳定计算应符合下列规定:

1 施工期间组合梁应具有足够的侧向刚度和侧向约束(支撑),以保证钢梁不发生整体失稳。组合梁桥由多根钢梁构成时,支承处应设置横向联结系,并要求具有足够的刚度,其他位置宜根据实际需要布置横向联结系。钢梁稳定性验算应符合《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)的有关规定。

2 混凝土板与钢梁有效连接成整体后,组合梁正弯矩区段可不进行整体稳定性验算。

3 组合梁腹板加劲肋的设置宜考虑形成组合截面后钢梁腹板受压区高度变化的影响,进行合理设计。

4 连续组合梁负弯矩区钢梁为箱形截面或者下翼缘有可靠的横向约束,且腹板有加劲措施时,可不进行负弯矩区侧扭稳定性验算,否则应按本规范第 H.0.2 条规定对钢梁侧扭稳定性进行验算。

**H.0.2** 连续组合梁负弯矩区侧扭稳定性应按下列公式进行验算:

$$\frac{M_d}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{H.0.2-1})$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (\text{H.0.2-2})$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ 且 } \chi_{LT} \leq 1.0 \quad (\text{H.0.2-3})$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (\text{H.0.2-4})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (\text{H.0.2-5})$$

$$M_{Rk} = f_y W_n \quad (\text{H.0.2-6})$$

式中:  $M_d$ ——组合梁的最大弯矩设计值;

$M_{b,Rd}$ ——组合梁侧向抗扭屈曲弯矩;

$M_{Rd}$ ——组合梁截面抗弯承载力;

$\chi_{LT}$ ——组合梁侧向扭曲折减系数;

$\bar{\lambda}_{LT}$ ——换算长细比， $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$  时，可不进行组合梁负弯矩区侧扭稳定性验算；

$\alpha_{LT}$ ——缺陷系数，按表 7.3.2-1 和表 7.3.2-2 取值；

$M_{Rk}$ ——采用材料强度标准值计算得到的组合梁截面抵抗弯矩；

$M_{cr}$ ——组合梁侧向扭转屈曲的弹性临界弯矩，由“倒 U 形框架”模型侧向扭转推

导得出，计算方法应按附录 A 的规定执行；

$f_y$ ——钢材强度标准值；

$W_n$ ——组合截面净截面模量。

表 H.0.2-1 缺陷系数  $\alpha_{LT}$

屈曲曲线分类	a	b	c	d
缺陷系数 $\alpha_{LT}$	0.21	0.34	0.49	0.76

表 H.0.2-2 侧向失稳曲线分类

横截面形式	屈曲方向	屈曲曲线类型
轧制工形截面	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
焊接工形截面	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
其他截面	——	d

### 条文说明

组合梁负弯矩区侧扭稳定性验算方法主要参考欧洲规范 4 中的规定，考虑钢梁初始缺陷的影响，分为四类侧扭失稳曲线。组合梁侧向扭转屈曲的弹性临界弯矩  $M_{cr}$  采用倒 U 形框架分析模型推导得出，计算方法详见 H.0.3 条。

**H.0.3** 组合梁负弯矩侧向扭转屈曲的弹性临界弯矩由“倒 U 形框架”（图 H.0.3-1）模型推导得出：

$$M_{cr} = \frac{k_c C_4}{L} \sqrt{\left( GI_{at} + k_s \frac{L^2}{\pi^2} \right) EI_{afz}} \quad (\text{H.0.3-1})$$

$$k_c = \frac{\frac{I_{cr}}{I_{ay}}}{\frac{Z_f^2 - Z_s^2 + i_x^2}{eh_s} + \frac{Z_f - Z_j}{0.5h_s}} \quad (\text{H.0.3-2})$$

$$i_x^2 = \frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a} \quad (\text{H.0.3-3})$$

$$e = \frac{A_{cr} I_{ay}}{A_a Z_c (A_{cr} - A)} \quad (\text{H.0.3-4})$$

$$Z_f = \frac{h_s I_{afz}}{I_{az}} \quad (\text{H.0.3-5})$$

$$I_{afz} = \frac{b_f^3 t_f}{12} \quad (\text{H.0.3-6})$$

$$Z_j = Z_s - \int \frac{Z(y^2 + Z^2)}{2I_{ay}} dA \quad (\text{H.0.3-7})$$

如果  $\frac{I_{afz}}{I_{az}} > 0.5$ ，则：

$$Z_j = 0.4h_s \left( 2 \frac{I_{afz}}{I_{az}} - 1 \right) \quad (\text{H.0.3-8})$$

式中： $L$ ——组合梁跨度；

$C_4$ ——弯矩分布影响系数，按表 A.0.3-1~表 A.0.3-3 取值；

$k_s$ ——转动弹簧常数；

$G$ ——钢材剪切模量；

$I_{at}$ ——钢梁截面的圣维南扭转常数（抗扭惯性矩）；

$I_{afz}$ ——钢梁下翼缘关于钢梁  $z$  轴的惯性矩；

$A_{cr}$ ——钢梁与纵向钢筋形成的组合截面的面积；

$I_{cr}$ ——钢梁与纵向钢筋形成的组合截面绕中心轴的惯性矩；

$I_{ay}$ ——钢梁截面绕  $y$  轴的惯性矩；

$A$ ——钢梁的截面面积

$I_{az}$ ——钢梁截面绕  $z$  轴的惯性矩；

$i_x$ ——对钢梁剪心的极回转半径；

$Z_c$ ——钢梁形心与翼板形心间的距离；

$Z_s$ ——钢梁截面形心至其剪力中心的距离，当剪力中心与钢梁受压翼

缘在中性轴同侧时为正号；

$h_s$ ——钢梁上翼缘重心轴到下翼缘重心轴之间的距离。

转动弹簧常数  $k_s$  分别考虑了开裂混凝土板的弯曲刚度（相应的弹簧常数  $k_1$ ）和钢梁腹板的弯曲刚度（相应的弹簧常数  $k_2$ ）：

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \tag{H.0.3-9}$$

式中： $k_1$ ——垂直于梁方向的混凝土板或组合板开裂截面的弯曲刚度，对跨过钢梁的连续板， $k_1 = \frac{4EI_{cr}}{a}$ ；对简支或连续板， $k_1 = \frac{2EI_{cr}}{a}$ ；

$$k_2 \text{——钢梁腹板的弯曲刚度，对腹板无外包混凝土的组合梁按下式计算：}$$

$$k_2 = \frac{Et_w^3}{4(1-\nu^2)h_s} \tag{H.0.3-10}$$

$\nu$ ——钢材的泊松比；

$h_s$ 、 $t_w$ ——由图 H.0.3-1 得到。

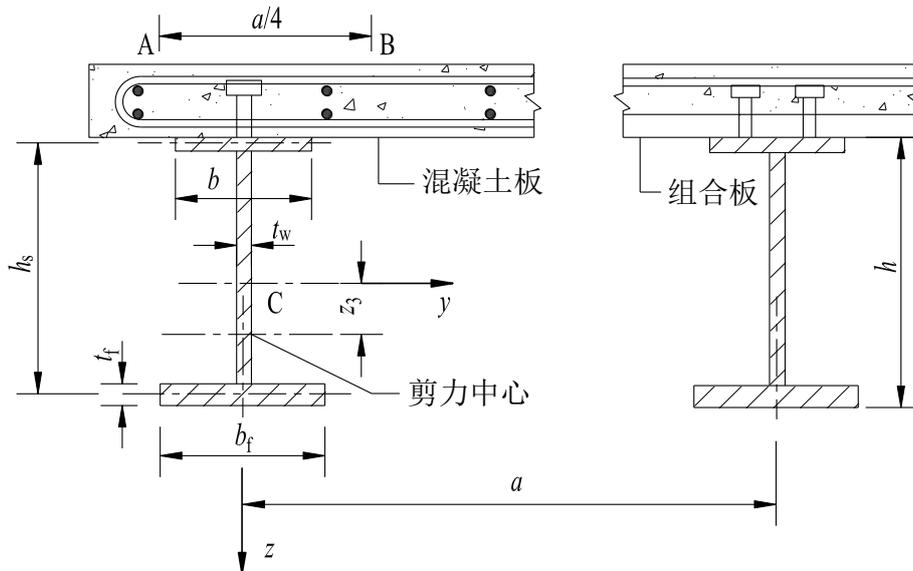


图 H.0.3-1 倒 U 形框架模型

表 H.0.3-1 跨中受横向荷载弯矩分布影响系数  $C_4$

荷载及支撑条件	弯矩图	$C_4$								
		$\Psi=0.5$	$\Psi=0.7$	$\Psi=1.0$	$\Psi=1.2$	$\Psi=1.5$	$\Psi=1.7$	$\Psi=2.0$	$\Psi=2.2$	$\Psi=2.5$
		0	5	0	5	0	5	0	5	0
	$\Psi M_0$	41.5	30.2	24.5	21.1	19.0	17.5	16.5	15.7	15.2

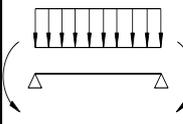
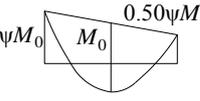
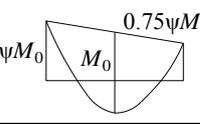
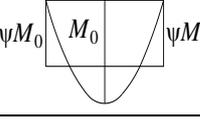
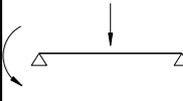
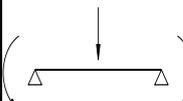
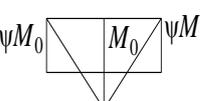
		33.9	22.7	17.3	14.1	13.0	12.0	11.4	10.9	10.6
		28.2	18.0	13.7	11.7	10.6	10.0	9.5	9.1	8.9
		21.9	13.9	11.0	9.6	8.8	8.3	8.0	7.8	7.6
		28.4	21.8	18.6	16.7	15.6	14.8	14.2	13.8	13.5
		12.7	9.8	8.6	8.0	7.7	7.4	7.2	7.1	7.0

表 H.0.3-2 跨中无横向荷载弯矩分布影响系数  $C_4$

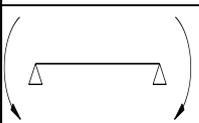
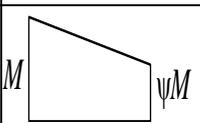
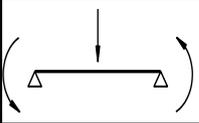
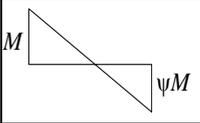
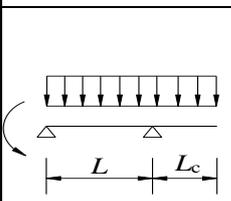
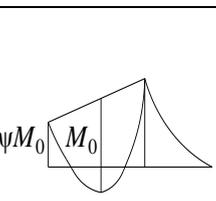
荷载及支撑条件	弯矩图	$C_4$				
		$\psi=0.00$	$\psi=0.25$	$\psi=0.50$	$\psi=0.75$	$\psi=1.00$
		11.1	9.5	8.2	7.1	6.2
		11.1	12.8	14.6	15.3	18.1

表 H.0.3-3 悬臂端支撑弯矩分布影响系数  $C_4$

荷载及支撑条件	弯矩图	$L_c / L$	$C_4$			
			$\psi=0.00$	$\psi=0.50$	$\psi=0.75$	$\psi=1.00$
		0.25	47.6	33.8	26.6	22.1
		0.50	11.5	11.0	10.2	9.3
		0.75	9.2	8.8	8.6	8.4
		1.00	7.9	7.8	7.7	7.6

## 附录 G 腐蚀环境分类

G.0.1 大气区腐蚀环境分类见表 G.0.1。

表 G.0.1 大气区腐蚀环境分类

分类	单位面积质量损失/厚度损失（一年暴露）				温带气候下典型环境实例	
	低碳钢		锌		外部	内部
	质量损失 (g/m <sup>2</sup> )	厚度损失 (μm)	质量损失 (g/m <sup>2</sup> )	厚度损失 (μm)		
C1 很低	≤10	≤1.3	≤0.7	≤0.1	---	加热的建筑物内部，空气洁净
C2 低	10~200	1.3~25	0.7~5	0.1~0.7	污染水平较低，大部分是乡村地区	未加热的地方，冷凝有可能发生在建筑内部
C3 中等	200~400	25~50	5~15	0.7~2.1	城市和工业大气，中等二氧化硫污染，低盐度沿海区	具有高温度和一些空气污染的生产车间
C4 高	400~550	50~80	15~30	2.1~4.2	中等盐度的工业区和沿海区	化工厂、游泳池、沿海船舶和造船厂等区域
C5-I 很高 (工业)	650~1500	80~200	30~60	4.2~8.4	高强度恶劣气候的工业区	总是有冷凝和高污染的建筑物地区
C5-M 很高 (海洋)	650~1500	80~200	30~60	4.2~8.4	高盐度沿海和近海岸地区	总是有冷凝和高污染的建筑物地区

注：在沿海区的炎热，潮湿地带，质量和厚度的损失可能超过 C5-M 的界限。

### G.0.2 浸水区

G.0.2.1 按水的类型将浸水区腐蚀环境分为两种类型：淡水(Im1)、海水或盐水(Im2)。

G.0.2.2 按照浸水部位的位置和状态，将浸水区分为三个区域：

——水下区：长期浸泡在水下的区域；

——干湿交替区：由于自然或人为因素水面处于不断变化的区域；

——浪溅区：由于波浪和飞溅致湿的区域。

### G.0.2.3 埋地区

埋地环境定义为一种腐蚀类型 Im3。

## 附录 H 涂层体系

**H.0.1** 桥梁钢结构外表面涂层体系（普通型）宜符合表 H.0.1 的规定。

**表 H.0.1 桥梁钢结构外表面涂层体系（普通型）**

编号	腐蚀环境	涂层	涂料品种	道数/最小干膜厚度 ( $\mu\text{m}$ )
S01	C3	底涂层	环氧磷酸锌底漆	1/60
		中间涂层	环氧（厚浆）漆	1/80
		面涂层	丙烯酸脂肪族聚氨酯面漆	2/70
		总干膜厚度		
S02	C4	底涂层	环氧磷酸锌底漆	1/60
		中间涂层	环氧（厚浆）漆	(1~2) /120
		面涂层	丙烯酸脂肪族聚氨酯面漆	2/80
		总干膜厚度		
S03	C5-I	底涂层	环氧磷酸锌底漆	1/80
		中间涂层	环氧（厚浆）漆	(1~2) /100
	C5-M	面涂层	丙烯酸脂肪族聚氨酯面漆	2/80
		总干膜厚度		

注：附属钢构件可选用表中的涂层体系。

**H.0.2** 桥梁钢结构外表面涂层体系（长效型）宜符合表 H.0.2 的规定。

**表 H.0.2 桥梁钢结构外表面涂层体系（长效型）**

编号	腐蚀环境	涂层	涂料品种	道数/最小干膜厚度 ( $\mu\text{m}$ )
S04	C3	底涂层	环氧磷酸锌底漆	1/80
		中间涂层	环氧（厚浆）漆	(1~2) /80
		面涂层	丙烯酸脂肪族聚氨酯面漆	2/80
		总干膜厚度		
S05	C4	底涂层	环氧磷酸锌底漆	1/80
		中间涂层	环氧（厚浆）漆	(1~2) /120
		面涂层	丙烯酸脂肪族聚氨酯面漆	2/80
		总干膜厚度		
S06	C5-I	底涂层	环氧磷酸锌底漆	1/80
		中间涂层	环氧（厚浆）漆	(1~2) /120
		面涂层	丙烯酸脂肪族聚氨酯面漆	(1~2) /100
		总干膜厚度		
S07	C5-I	底涂层	环氧磷酸锌底漆	1/80
		中间涂层	环氧（厚浆）漆	(1~2) /150

		面涂层 (第一道)	丙烯酸脂肪族聚氨酯面漆/ 氟碳树脂漆	1/40
		面涂层 (第二道)	氟碳面漆	1/30
		总干膜厚度		300
S08	C5-M	底涂层	无机富锌底漆	1/75
		封闭涂层	环氧封闭漆	1/25
		中间涂层	环氧(云铁)漆	(1~2)/120
		面涂层	聚硅氧烷面漆	(1~2)/100
		总干膜厚度		320
S09	C5-M	底涂层	无机富锌底漆	1/75
		封闭涂层	环氧封闭漆	1/25
		中间涂层	环氧(云铁)漆	(1~2)/150
		面涂层 (第一道)	丙烯酸脂肪族聚氨酯面漆/ 氟碳树脂漆	1/40
		面涂层 (第二道)	氟碳面漆	1/40
		总干膜厚度		330
S10	C5-M	底涂层	热喷铝或锌	1/150
		封闭涂层	环氧封闭漆	(1~2)/50
		中间涂层	环氧(云铁)漆	(1~2)/120
		面涂层	聚硅氧烷面漆	(1~2)/100
		总干膜厚度		270
S11	C5-M	底涂层	热喷铝或锌	1/150
		封闭涂层	环氧封闭漆	(1~2)/50
		中间涂层	环氧(云铁)漆	(1~2)/150
		面涂层 (第一道)	丙烯酸脂肪族聚氨酯面漆/ 氟碳树脂漆	1/40
		面涂层 (第二道)	氟碳面漆	1/40
		总干膜厚度		280
S12	C5-M	底涂层	热喷铝或锌	1/200
		封闭涂层	纳米改性环氧封闭漆	2/渗透和封闭, 不要求厚度
		中间涂层	环氧(云铁)漆	1/50
		面涂层 (第一道)	丙烯酸脂肪族聚氨酯面漆/ 氟碳树脂漆	1/40
		面涂层 (第二道)	氟碳面漆	1/40
		总干膜厚度		130

**H.0.3** 封闭环境内表面涂层体系宜符合表 H.0.3 的规定。

**表 H.0.3 封闭环境内表面涂层体系**

编号	工况条件	涂层	涂料品种	道数/最小干膜厚度 (μm)
S13	配置抽湿机	底-面合一	环氧(厚浆)漆(浅色)	(1~2)/150
		总干膜厚度		150
S14	未配置抽湿机	底涂层	环氧富锌底漆	1/80
		面涂层	环氧(厚浆)漆(浅色)	200~300
		总干膜厚度		280~380

**H.0.4** 非封闭环境内表面涂层体系宜符合表 H.0.4 的规定。

**表 H.0.4 非封闭环境内表面涂层体系**

编号	工况条件	涂层	涂料品种	道数/最小干膜厚度 (μm)
S15	C3	底涂层	环氧磷酸锌底漆	1/80
		面涂层	环氧(厚浆)漆(浅色)	(1~2)/100
		总干膜厚度		180
S16	C4, C5-I, C5-M	底涂层	环氧富锌底漆	1/80
		中间涂层	环氧(云铁)漆	(1~2)/120
		面涂层	环氧(厚浆)漆(浅色)	1/80
		总干膜厚度		280

注：非封闭环境内表面也可采用与外表面相同涂层体系。

**H.0.5** 钢桥面涂层体系宜符合表 H.0.5 的规定。

**表 H.0.5 钢桥面涂层体系**

编号	工况条件	涂层	涂料品种	道数/最小干膜厚度 (μm)
S17	沥青铺装温度≤250℃	底涂层	环氧富锌底漆	1/80
		封闭涂层	环氧封闭漆	1/80
		总干膜厚度		160
S18	沥青铺装温度>250℃	底涂层	无机富锌底漆	1/80
		封闭涂层	环氧封闭漆	1/100
		总干膜厚度		180
S19	---	底涂层	热喷铝或锌	1/100
		总干膜厚度		100

**H.0.6** 干湿交替区和水下区涂层体系宜符合表 H.0.6 的规定。

**表 H.0.6 干湿交替区和水下区涂层体系**

编号	工况条件	涂层	涂料品种	道数/最小干膜厚度 (μm)
S20	干湿交替/水下区	底-面合一	超强/耐磨环氧漆	(2~3) /500
		总干膜厚度		500
S21	干湿交替/水下区	底-面合一	环氧玻璃鳞片漆	(2~3) /500
		总干膜厚度		500
S22	干湿交替/水下区	底-面合一	环氧漆	3/450
		总干膜厚度		450

注：干湿交替区也可采用与外表面相同的涂层体系，但应适当增加涂层厚度。

**H.0.7** 防滑摩擦面涂层体系宜符合表 H.0.7 的规定。

**表 H.0.7 防滑摩擦面涂层体系**

编号	工况条件	涂层	涂料品种	道数/最小干膜厚度 (μm)
S23	摩擦面	防滑层	无机富锌涂料	1/80
		总干膜厚度		80
S24	摩擦面	防滑层	热喷铝	1/100
		总干膜厚度		100

注：S24 不适用相对湿度大、雨水多的环境。

## 附录 I 涂料性能要求

I.0.1 防锈底漆技术要求应符合表 I.0.1 的规定。

表 I.0.1 防锈底漆技术要求

序号	项目		技术指标			试验方法
			无极富锌底漆	环氧富锌底漆	环氧磷酸锌底漆	
1	在容器中的状态		搅拌均匀后无硬块，呈均匀状态；粉料呈微小均匀粉末状态			目测
2	不挥发物中金属锌含量 (%)		≥80	≥70	--	《富锌底漆》HG/T 3668
3	耐热性 (°C)		400°C, 1h 漆膜完整， 允许变色	250°C, 1h 漆膜完整， 允许变色	--	《色漆和清漆耐热性的测定》GB/T 1735
4	不挥发物含量 (%)		≥75		≥60	《色漆、清漆和塑料不挥发物含量的测定》GB/T 1725
5	干燥时间	表干 (h)	≤0.5	≤2		《漆膜、腻子膜干燥时间测定法》GB/T 1728
		实干 (h)	≤8	≤24		
6	附着力，拉开法 (MPa)		≥3	≥5		《色漆和清漆拉开法附着力试验》GB/T 5210
7	耐冲击性 (cm)		--	50		《漆膜耐冲击测定法》GB/T 1732
8	抗滑移系数	安装时	≥0.55	--	--	《铁路钢桥栓接板面抗滑移系数试验方法》TB/T 2137
		安装时 (6个月内)	≥0.45			

注：1 无机富锌底漆包括醇溶型无机富锌底漆和水性无机富锌底漆；

2 如果富锌底漆采用鳞片状锌粉作填料，可降低锌粉用量，但漆膜表面电阻率不应大于  $10^9 \Omega \cdot m$ ；

3 无机富锌底漆用于防滑摩擦时，不挥发物中的金属锌含量大于或等于 70%；

4 耐热性能为用于钢桥面的富锌类防锈底漆的检测项目；

5 抗滑移系数为用于防滑摩擦的无机富锌涂料检测项目。

I.0.2 环氧封闭漆技术要求应符合表 I.0.2 的规定。

表 I.0.2 环氧封闭漆技术要求

序号	项目		技术指标		试验方法
			普通环氧封闭漆	纳米改性环氧封闭漆	
1	在容器中状态		搅拌后无硬块，呈均匀状态		目测
2	不挥发物含量（%）		50~70	≥60	《色漆、清漆和塑料 不挥发物含量的测定》GB/T 1725
3	黏度，ISO-4 杯（s）		≤60	20~35	《色漆和清漆用流出杯测定流出时间》GB/T 6753.4
4	细度（μm）		≤60	≤45	《色漆、清漆和印刷油墨 研磨细度的测定》GB/T 6753.1
5	干燥时间	表干（h）	≤2	≤4	《漆膜、腻子膜干燥时间测定法》GB/T 1728
		实干（h）	≤12	≤24	
6	附着力（MPa）		≥5	≥6	《色漆和清漆拉开法附着力试验》GB/T 5210

I.0.3 环氧中间漆技术要求应符合表 I.0.3 的规定。

表 I.0.3 环氧中间漆技术要求

序号	项目		技术指标			试验方法
			环氧（厚浆）漆	环氧（云铁）漆	环氧玻璃鳞片漆	
1	在容器中状态		搅拌后无硬块，呈均匀状态			目测
2	不挥发物含量（%）		≥75	≥75	≥80	《色漆、清漆和塑料 不挥发物含量的测定》GB/T 1725
3	干燥时间	表干（h）	≤4	≤4	≤4	《漆膜、腻子膜干燥时间测定法》GB/T 1728
		实干（h）	≤24	≤24	≤24	
4	弯曲性（mm）		≤2	≤2	--	《色漆和清漆 弯曲试验（圆柱轴）》GB/T 6742
5	耐冲击性（mm）		50		--	《漆膜耐冲击测定法》GB/T 1732
6	附着力（MPa）		≥5			《色漆和清漆拉开法附着力试验》GB/T 5210

I.0.4 面漆技术要求应符合表 I.0.4 的规定。

表 I.0.4 面漆技术要求

序号	项目	技术指标			试验方法
		环氧(厚浆)漆	环氧(云铁)漆	环氧玻璃鳞片漆	
1	不挥发物含量 (%)	≥60	≥55	≥70	《色漆、清漆和塑料 不挥发物含量的测定》GB/T 1725
2	细度 (μm)	≤35			《色漆、清漆和印刷油墨 研磨细度的测定》GB/T 6753.1
3	溶剂可溶物氟含量 (%)	--	≥24 (优等品) ≥22 (一等品)	--	《交联型氟树脂涂料》HG/T 3792
4	干燥时间	表干(h)	≤2		《漆膜、腻子膜干燥时间测定法》GB/T 1728
		实干(h)	≤24		
5	弯曲性 (mm)	≤2			《色漆和清漆 弯曲试验 (圆柱轴)》GB/T 6742
6	耐冲击性 (mm)	50			《漆膜耐冲击测定法》GB/T 1732
7	耐磨性 500r/500g (g)	≤0.06	≤0.05	≤0.04	《色漆和清漆 耐磨性的测定 旋转橡胶砂轮法》GB/T 1768
8	硬度	≥0.6			《色漆和清漆 摆杆阻尼试验》GB/T 1730, B 法
9	附着力 (MPa)	≥5			《色漆和清漆 拉开法附着力试验》GB/T 5210
10	试用期 (h)	≥5			《交联型氟树脂涂料》HG/T 3792
11	重涂性	重涂无障碍			《交联型氟树脂涂料》HG/T 3792

## 本规程用词说明

- 1 为便于在执行本标准条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：
  - 1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”；
  - 2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”；
  - 3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；
  - 4) 表示选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。
- 2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

## 引用标准名录

- 《碳素结构钢》 GB/T 700
- 《低合金高强度结构钢》 GB/T 1591
- 《桥梁用结构钢》 GB/T 714
- 《钢结构设计标准》 GB50017
- 《钢结构焊接规范》 GB50661
- 《重要用途钢丝绳》 GB 8918
- 《钢管混凝土结构技术规范》 GB50936
- 《钢结构用高强度大六角头螺栓》 GB/T 1228
- 《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》 GB/T 1231
- 《环槽铆钉连接副技术条件》 GB/T 36993
- 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》 GB/T10433
- 《钢丝绳通用技术条件》 (GB/T 20118)
- 《粗直径钢丝绳》 GB/T 20067
- 《桥梁缆索用热镀锌或锌铝合金钢丝》 GB/T 17101
- 《斜拉桥用热挤聚乙烯高强钢丝拉索》 GB/T 18365
- 《预应力混凝土用钢绞线》 GB/T 5224
- 《钢结构高强度螺栓连接技术规程》 JGJ 82
- 《公路桥涵设计通用规范》 JTG D60
- 《公路钢结构桥梁设计规范》 JTG D64
- 《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》 JTG/T D64-01