

中华人民共和国行业标准

# 铁路部分预应力混凝土梁设计及验收规定

**TBJ 106—91**

主编单位：铁道部专业设计院

批准部门：铁 道 部

施行日期：**1991**年8月1日

**1992 北 京**

# 关于发布《铁路工程地质泥石流勘测规则》 等四个铁路工程建设标准规范的通知

铁建函[1991]202号

根据部铁基[1986]1316号、部原基建总局基技[1986]156号、基技[1988]107号文安排,由第二勘测设计院主编的《铁路工程地质泥石流勘测规则》(TBJ27—91)、《铁路工程地质岩溶勘测规则》(TBJ28—91)、《铁路工程地质滑坡勘测规则》(TBJ34—91),专业设计院主编的《铁路部分预应力混凝土梁设计及验收规定》(TBJ106—91)业经部审定,现予批准发布,自1991年8月1日起施行。

本规范由部建设司负责解释。本规范及其条文说明的印发由建设司标准科情所负责组织。

铁 道 部

一九九一年五月六日

# 编 制 说 明

本规定是根据铁道部基建总局基技[1988]107号文件的通知,由我院负责主编,铁道部科学研究院参加,共同编制而成的。

在编制过程中,曾进行了广泛的调查研究,吸取了近几年来国内已建成的三座铁路桥梁共 184 孔部分预应力混凝土梁的试验与设计经验,并参照了中国土木工程学会混凝土及预应力混凝土学会部分预应力混凝土委员会 1985 年编写的《部分预应力混凝土结构设计建议》的主要内容,结合铁路梁的特点编制的;同时经过反复征求意见,多次审查和协调后定稿。

本规定包括总则、设计规定和验收规定三章,另有四个附录。

鉴于部分预应力混凝土是近十几年内发展起来的一项新技术,对于承受反复荷载的铁路桥梁,其实践经验及科学试验资料还不够充分,因此本规定的有些内容尚待今后补充和完善。

在执行过程中希望各单位不断总结经验,注意积累资料,并将需要修改和补充的意见以及有关资料寄铁道部专业设计院(北京西交民巷 23 号,邮政编码 100031),并抄送铁道部建设司标准科情所(北京西交民巷 23 号专业设计院内,邮政编码 100031),供今后修订时参考。

铁道部专业设计院

一九九〇年九月

# 目 录

第一章 总 则	1
第二章 设计规定	2
第一节 设计荷载	2
第二节 材料	2
(I)混凝土	2
(II)钢筋	2
第三节 强度安全系数、允许应力、裂缝宽度及竖向挠度限值	3
第四节 计算	5
(I)计算原则	5
(II)强度计算	5
(III)预应力损失计算	6
(IV)应力计算	6
(V)裂缝计算	9
(VI)变形计算	11
(VII)疲劳计算	12
第五节 构造	13
第三章 验收规定	14
第一节 制造质量控制的一般规定	14
第二节 制造质量监督和检测	15
第三节 成品质量验收的一般规定	15
第四节 成品质量的静载试验	16
附录一 混凝土收缩、徐变引起的预应力损失计算	20
附录二 消压后开裂截面的应力计算	24
附录三 梁体静载弯曲试验加载计算	27
附录四 本规定用词说明	29

附加说明 .....	30
《铁路部分预应力混凝土梁设计与验收规定》条文说明 .....	31

## 主 要 符 号

- $A$ ——梁截面面积；  
 $A_g$ ——受拉区非预应力钢筋截面面积；  
 $A'_g$ ——受压区非预应力钢筋截面面积；  
 $A_{ke}$ ——受拉区受力钢筋影响的有效混凝土截面面积；  
 $A_j$ ——梁净截面面积；  
 $A_o$ ——梁换算截面面积；  
 $A_y$ ——受拉区预应力钢筋截面面积；  
 $A'_y$ ——受压区预应力钢筋截面面积；  
 $a_{yk}$ ——单肢预应力箍筋截面面积；  
 $B$ ——梁的刚度；  
 $b$ ——矩形截面的宽度，T形和工字形截面的肋宽；  
 $C_s$ ——纵向钢筋侧面的净保护层厚度；  
 $d$ ——钢筋直径；  
 $E_g$ ——非预应力钢筋的弹性模量；  
 $E_k$ ——混凝土的弹性模量；  
 $E_y$ ——预应力钢筋的弹性模量；  
 $e_A$ ——受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离；  
 $e'_A$ ——受压区预应力钢筋和非预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离；  
 $e_g$ ——受拉区非预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离；  
 $e'_g$ ——受压区非预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离；  
 $e_y$ ——受拉区预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离；

- $e'_y$ ——受压区预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离；  
 $h_g$ ——受拉区非预应力钢筋截面重心至梁受压边缘的距离；  
 $h_y$ ——受拉区预应力钢筋截面重心至梁受压边缘的距离；  
 $h_{yg}$ —— $N_{yg}$ 作用点至梁受压边缘的距离；  
 $I$ ——截面的惯性矩；  
 $I_0$ ——换算截面的惯性矩；  
 $K$ ——预应力钢筋及纵向非预应力钢筋达到抗拉计算强度或混凝土达到抗压极限强度的强度安全系数；  
 $K_1$ ——箍筋达到计算强度的强度安全系数；  
 $K_2$ ——混凝土达到抗拉极限强度(主拉应力)的强度安全系数；  
 $K_x$ ——静载弯曲试验时的加载系数；  
 $L$ ——计算跨度；  
 $M_d$ ——道碴、线路设备对跨中的弯矩；  
 $M_f$ ——开裂弯矩；  
 $M_{fb}$ ——防水层对跨中的弯矩；  
 $M_h$ ——活载对跨中的弯矩；  
 $M_{ka}$ ——基数级荷载对跨中的弯矩；  
 $M_0$ ——消压弯矩；  
 $M_s$ ——加载设备对跨中的弯矩；  
 $M_z$ ——梁体对跨中的弯矩；  
 $N_y$ ——预应力钢筋预加力产生的轴向力；  
 $N_{yg}$ ——预应力钢筋的预加力和非预应力钢筋由于混凝土收缩、徐变产生的附加力的合力；  
 $n$ ——考虑疲劳影响钢筋的弹性模量与混凝土的变形模量之比；  
 $n_g$ ——非预应力钢筋的弹性模量与混凝土的弹性模量之比；  
 $n_{yk}$ ——预应力箍筋的肢数；

- $Q$ ——剪力；
- $Q_y$ ——由弯起预应力钢筋预加力产生的剪力；
- $R$ ——混凝土标号；
- $R_a$ ——混凝土的抗压极限强度；
- $R'_a$ ——预加应力或存梁阶段混凝土的抗压强度；
- $R_{bf}$ ——梁破坏时的计算强度；
- $R_g$ ——非预应力钢筋的抗拉计算强度；
- $R_t$ ——混凝土的抗拉极限强度；
- $R'_t$ ——预加应力或存梁阶段混凝土的抗拉强度；
- $R_y$ ——预应力钢筋的抗拉计算强度；
- $R_y^g$ ——钢绞线的强度级别；
- $R_y^j$ ——预应力钢筋的抗拉强度；
- $r$ ——截面回转半径；
- $S$ ——截面的面积矩；
- $S_{wf}$ ——各种荷载组合作用下的设计值；
- $S_{yk}$ ——预应力箍筋间距；
- $U$ ——钢筋周长的总和；
- $W_o$ ——换算截面抵抗矩；
- $x$ ——梁破坏时的混凝土受压区高度；
- $y$ ——截面计算纤维处至截面重心的距离；
- $y_A$ ——梁支点反力；
- $y_o$ ——计算纤维处至换算截面重心轴的距离；
- $\alpha$ ——传力锚固或存梁阶段计入梁自重作用后混凝土允许压应力与该时混凝土抗压强度之比；
- $\alpha_1$ ——预应力钢筋及非预应力钢筋应力考虑疲劳影响的增大系数；
- $\alpha_2$ ——裂缝宽度的扩大系数；
- $\alpha_3$ ——裂缝宽度因疲劳作用的增大系数；



$\beta_g$ ——梁截面弹性刚度折减系数；

$\beta_1$ ——考虑疲劳影响的刚度折减系数；

$\gamma$ ——考虑混凝土受拉区塑性的系数；

$\Delta\sigma_{g2}$ ——截面开裂后非预应力钢筋的应力增量；

$\Delta\sigma_{gs}$ ——由混凝土收缩及徐变引起的非预应力钢筋中的附加压应力；

$[\Delta\sigma^p]$ ——疲劳计算时钢筋应力变化幅的允许值；

$\Delta\sigma_s$ ——未完成的预应力损失；

$\Delta\sigma_{y1}$ ——梁消压时预应力钢筋的应力增量；

$\Delta\sigma_{y2}$ ——梁按开裂截面计算的预应力钢筋的应力增量；

$\Delta\sigma_{ys}$ ——由混凝土收缩及徐变引起的预应力钢筋中的预应力损失；

$\Delta M_s$ ——未完成预应力损失的补偿弯矩；

$\delta_{fk}$ ——特征裂缝宽度；

$\xi_s(t)$ ——混凝土的收缩应变；

$\xi_s(\infty)$ ——混凝土收缩应变的终极值；

$\lambda$ ——预应力度；

$\mu$ ——受拉区钢筋的配筋率；

$\mu'$ ——受压区钢筋的配筋率；

$\sigma_s$ ——混凝土正应力；

$\sigma'_h$ ——受压区混凝土正应力；

$\sigma_g$ ——非预应力钢筋的应力；

$\sigma_{k1}$ ——混凝土的有效预压应力；

$\sigma_{ks}(t)$ ——由混凝土收缩、徐变引起的截面计算纤维处混凝土预压应力的降低值；

$\sigma_{kx}$ ——计算纤维处混凝土的法向应力；

$\sigma_{ky}$ ——由预应力箍筋产生的竖向预压应力；

$\sigma_{\max}^p$ ——疲劳计算时钢筋最大应力；

- $\sigma_{\min}^2$ ——疲劳计算时钢筋最小应力；  
 $\sigma_y$ ——预应力钢筋的应力；  
 $\sigma_{y0}$ ——扣除包括松弛损失在内的各项瞬间损失后的预应力钢筋的应力；  
 $\sigma_{y1}$ ——预应力钢筋的有效预应力；  
 $\sigma_y^0$ ——梁截面开裂后预应力钢筋的应力；  
 $\sigma_{ys}(t)$ ——由混凝土收缩、徐变引起的受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋重心处的预应力损失；  
 $\sigma'_{ys}(t)$ ——由混凝土收缩、徐变引起的受压区预应力钢筋和非预应力钢筋重心处的预应力损失；  
 $\sigma_{xt}$ ——混凝土的主拉应力；  
 $\tau$ ——计算纤维处在计算剪力作用下混凝土的剪应力；  
 $\tau_k$ ——计算纤维处的混凝土剪应力；  
 $\tau_y$ ——计算纤维处由弯起预应力钢筋预加应力引起的混凝土剪应力；  
 $\varphi(t)$ ——混凝土的徐变系数；  
 $\varphi_{\infty}$ ——混凝土徐变系数的终极值。

# 第一章 总 则

**第 1.0.1 条** 本规定适用于国家铁路网中 1435mm 标准轨距铁路部分预应力混凝土梁的设计及验收。

**第 1.0.2 条** 铁路部分预应力混凝土梁的预应力度定义为：

$$\lambda = \frac{\sigma_k}{\sigma} \quad (1.0.2)$$

式中  $\lambda$ ——预应力度；

$\sigma_k$ ——梁在预加力作用下，对运营荷载作用时在控制截面受拉边缘产生的有效预压应力(MPa)；

$\sigma$ ——梁在运营荷载(不包括预加力)作用下在控制截面受拉边缘产生的拉应力(MPa)。

铁路部分预应力混凝土梁的预应力度应小于 1，大于或等于 0.70。

**第 1.0.3 条** 铁路部分预应力混凝土梁按照运营阶段正截面混凝土的应力状态，可分为下列两类：

一、A 类：允许出现不超过  $0.7 R_t$  的拉应力，其中  $R_t$  为混凝土的抗拉极限强度。必要时，应进行裂缝宽度的检算。

二、B 类：拉应力已超过  $0.7 R_t$ ，但裂缝宽度不超过表 2.3.3 的规定限值。在特种超载荷载短期作用下，裂缝宽度限值可采用表 2.3.3 中之主力加附加力组合项下之规定值。

**第 1.0.4 条** 凡本规定未涉及的内容，应按铁道部部标准《铁路桥涵设计规范》(TBJ2—85，以下简称《桥规》)、铁道部部标准《铁路桥涵施工规范》(TBJ203—86)、铁道部部标准《铁路混凝土及砌石工程施工规范》(TBJ210—86)及铁道部部标准《预制后张法预应力混凝土铁路桥简支梁》(TB1496—84)等有关标准规范的规定执行。

## 第二章 设计规定

### 第一节 设计荷载

**第 2.1.1 条** 铁路部分预应力混凝土梁的设计荷载应按《桥规》第三章有关规定执行。

### 第二节 材 料

#### (I)混 凝 土

**第 2.2.1 条** 铁路部分预应力混凝土梁的混凝土标号不宜低于 400 号。

**第 2.2.2 条** 混凝土的极限强度及弹性模量应按《桥规》第 5.2.2 条的规定执行。

**第 2.2.3 条** 管道压浆所用的水泥浆标号不应低于 350 号。

#### (II)钢 筋

**第 2.2.4 条** 铁路部分预应力混凝土梁可采用下列种类的预应力钢筋：

一、钢丝，必须符合国家标准《预应力混凝土用钢丝》(GB5223—85)的规定。

二、钢绞线，必须符合国家标准《预应力混凝土用钢绞线》(GB5224—85)的规定。

三、粗钢筋，必须符合国家标准《钢筋混凝土用钢筋》(GB1499—84)中Ⅳ级钢筋的规定。

当采用其他种类的预应力钢筋时，应经过试验。

**第 2.2.5 条** 铁路部分预应力混凝土梁的纵向非预应力钢筋宜采用国家标准《钢筋混凝土用钢筋》(GB1499—84)中供铁路桥梁使用的铁 20 锰硅(T20MnSi)热轧Ⅱ级变形钢筋。

**第 2.2.6 条** 预应力钢筋及非预应力钢筋的弹性模量应按表 2.2.6 采用。

**预应力钢筋及非预应力钢筋的弹性模量(GPa) 表 2.2.6**

类 型	弹性模量	符 号
钢丝及其组成的钢丝束、冷拉 <b>Ⅳ</b> 级钢筋	<b>200</b>	$E_s$
钢 绞 线	<b>190</b>	$E_s$
<b>A3</b> 及 <b>T20MnSi</b> 钢筋	<b>210</b>	$E_s$

注:冷拉 **Ⅳ** 级钢筋未经时效的弹性模量应采用 **180GPa**。

**第 2.2.7 条** 预应力钢筋及非预应力钢筋的计算强度应按表 2.2.7 采用。

**预应力钢筋及非预应力钢筋的计算强度(Mpa) 表 2.2.7**

类 型	受拉计算强度	受压计算强度
钢丝、钢丝束、钢绞线及冷拉 <b>Ⅳ</b> 级钢筋	$R_s=0.9 R_t^I$	<b>380</b>
<b>A3</b> 钢筋	<b>260</b>	<b>260</b>
<b>T20MnSi</b> 钢筋	<b>360</b>	<b>360</b>

### 第三节 强度安全系数、允许应力、 裂缝宽度及竖向挠度限值

**第 2.3.1 条** 设计时采用的梁截面强度安全系数,不应小于表 2.3.1 所列数值。

**梁截面安全系数 表 2.3.1**

安全系数类别	符号	强度安全系数		
		主力	主力加附加力	安装荷载
预应力钢筋及纵向非预应力钢筋达到抗拉计算强度或混凝土达到抗压极限强度	$K$	<b>2.0</b>	<b>1.8</b>	<b>1.8</b>
非预应力箍筋达到计算强度	$K_1$	<b>1.8</b>	<b>1.6</b>	<b>1.5</b>
混凝土达到抗拉极限强度(主拉应力)	$K_2$	<b>2.0</b>	<b>1.8</b>	<b>1.8</b>

表注:① 对于制造工艺不符合工厂制造条件的梁,表 2.3.1 所列主力及主力加附加力作用下各项强度安全系数,均应增大 10%。

② 单梁式或双梁式架桥机吊梁通过时的截面强度安全系数  $K$ ,应大于或等于 1.8,如使用悬臂式架桥机吊梁通过时,则强度安全系数  $K$ 可降低到 1.6。

**第 2.3.2 条** 各计算阶段预应力钢筋和混凝土的允许应力应符合表 2.3.2 的规定。

各计算阶段预应力钢筋和混凝土允许应力 表 2.3.2

序号	计 算 阶 段	允许应力(MPa)
1	预加应力时临时超张拉产生的混凝土压应力 $\sigma_{hc}$	$0.80 R'_c$
2	预加应力时预应力钢筋在锚下的控制应力 $\sigma_K$	$0.75 R_f^j$
3	传力锚固时预应力钢筋的应力 $\sigma_f$	$0.65 R_f^j$
4	传力锚固或存梁阶段计入梁自重作用后混凝土压应力 $\sigma_{hc}$	$\alpha R'_c$
5	传力锚固或存梁阶段受拉翼缘混凝土拉应力 $\sigma_{ht}$	$0.7 R_t^j$
6	运送及安装阶段受拉翼缘混凝土拉应力	$0.8 R_t$
7	运送及安装阶段受压翼缘混凝土压应力	$0.8 R_c$
8	架桥机吊梁通过时受拉翼缘混凝土拉应力(A类梁)	$R_t$
9	运营荷载作用下混凝土压应力	$0.5 R_c$
10	运营荷载作用下混凝土剪应力 $\tau_h$	$\frac{R}{90} + 0.55 \sigma_{hv}$
11	运营荷载作用下混凝土主拉应力 $\sigma_{zt}$	$0.85 R_t$ *

\* 当单梁式或双梁式架桥机吊梁通过时为  $0.9 R_t$ ,当悬臂式架桥机吊梁通过时为  $0.95 R_t$ ,当特种超载荷载短期作用时为  $0.95 R_t$ 。

表中:  $R_c$  为混凝土的抗压极限强度(MPa);

$R_t$  为混凝土的抗拉极限强度(MPa);

$R'_c$  为预加应力或存梁阶段混凝土的抗压强度(MPa);

$R_t^j$  为预加应力或存梁阶段混凝土的抗拉强度(MPa);

$R_f^j$  为预应力钢筋的抗拉强度(MPa);

$\alpha$  为系数,500~600 号混凝土为 0.75,400 号混凝土为 0.70;

$R$  为混凝土标号,应按《桥规》第 5.2.1 条规定执行;

$\sigma_{hv}$  为由预应力箍筋产生的竖向预压应力(MPa)。

**第 2.3.3 条** 裂缝宽度的限值与环境腐蚀条件、荷载组合及

钢筋类型有关。在运营荷载作用下,梁裂缝宽度的限值可按表 2.3.3 采用。

梁裂缝宽度限值(mm)

表 2.3.3

环境腐蚀 条 件	恒载作用	钢丝、钢绞线		冷拉 IV 级钢筋	
		主力组合	主加附组合	主力组合	主加附组合
中等	不得消压	0.1	0.15	0.2	0.25
严重	不得消压	不得采用 B类梁	不得采用 B类梁	0.1	0.1

注:① 表中中等环境腐蚀条件系指环境相对湿度较高,不带高浓度侵蚀性气体的恶劣气候。严重环境腐蚀条件系指含有少量酸、碱、盐的液体或大量含氧的水、侵蚀性气体、侵蚀性工业或海洋大气的环境。

② 恒载作用包括梁部结构自重及其他恒载。

**第 2.3.4 条** 梁的竖向挠度应符合《桥规》第 5.1.2 条的规定。

## 第四节 计 算

### (I)计算原则

**第 2.4.1 条** 部分预应力混凝土梁应按破坏阶段计算其截面强度。

**第 2.4.2 条** 部分预应力混凝土梁应按弹性阶段检算在预加应力、运送、安装和运营等阶段梁截面的应力。

**第 2.4.3 条** 在变形(挠度和转角)计算中,梁刚度  $B$  可采用  $\beta_g E_k I_0$ ,并按本规定第 2.4.17 条计算。

**第 2.4.4 条** 当采用架桥机架梁时,应对已安装就位并为架桥机所通过的梁进行强度及混凝土应力的检算。此时,强度安全系数应符合本规定表 2.3.1 中安装荷载作用时的要求,混凝土应力应符合本规定表 2.3.2 中序号第 7 项及第 8 项的要求。对 B 类梁可不检算混凝土拉应力,但应检算裂缝宽度。

### (II)强度计算

**第 2.4.5 条** 梁截面强度计算的一般表达式可为:

$$KS_{wj} < R_{bj} \quad (2.4.5)$$

式中  $K$ ——强度安全系数,可按本规定表 2.3.1 采用;

$S_{wj}$ ——各种荷载组合作用下的设计值( $M$ 、 $Q$ );

$R_{bj}$ ——梁破坏时的计算强度( $M$ 、 $Q$ )。

**第 2.4.6 条** 梁截面的计算强度,应按《桥规》第 6.3.9 条至第 6.3.11 条计算。

### (Ⅲ)预应力损失计算

**第 2.4.7 条** 预应力钢筋的预应力损失,除混凝土收缩、徐变产生的预应力损失可按本规定第 2.4.8 条的规定计算外,其他均应按《桥规》第 6.3.39 条计算。

**第 2.4.8 条** 混凝土收缩、徐变引起的预应力损失,应考虑非预应力钢筋的影响,可按附录一的方法计算。

### (Ⅳ)应力计算

**第 2.4.9 条** 在部分预应力混凝土梁中,由于张拉预应力钢筋在各工作阶段扣除相应的预应力损失后,在梁正截面上产生的轴向力、剪力和弯矩均应按《桥规》第 6.3.3 条和第 6.3.4 条计算。

**第 2.4.10 条** 部分预应力混凝土梁在预加力作用下(扣除全部预应力损失后),预应力钢筋的有效预应力可按本规定附录一(附 1.8)式计算。截面计算纤维处混凝土的预压应力可按下式计算:

$$\sigma_{k1} = \sigma_{k1} - \sigma_{k2}(t) \quad (2.4.10)$$

式中  $\sigma_{k1}$ ——扣除全部预应力损失后,在梁截面计算纤维处混凝土的有效预压应力(MPa);

$\sigma_{k1}$ ——除混凝土收缩、徐变外,扣除其他各项因素引起的预应力损失后,在梁截面计算纤维处的混凝土预压应力(MPa),可按《桥规》第 6.3.6 条计算;

$\sigma_{k2}(t)$ ——由混凝土收缩、徐变引起的梁截面计算纤维处混凝土预压应力的降低值(MPa),可按本规定附录一(附 1.2)式计算。



**第 2.4.11 条** A 类梁由运营荷载(不包括预加力)在混凝土、预应力钢筋及非预应力钢筋中产生的应力,应按下列公式计算:

$$\sigma_h = \frac{M}{I} y \quad (2.4.11-1)$$

$$\sigma_y = a_1 n_y \cdot \sigma_h \quad (2.4.11-2)$$

$$\sigma_g = a_1 n_g \cdot \sigma_h \quad (2.4.11-3)$$

式中  $\sigma_h$ ——截面计算纤维处的混凝土应力(MPa);

$M$ ——运营荷载作用下的计算弯矩(MN·m);

$I$ ——截面的惯性矩(m<sup>4</sup>),应按《桥规》第 6.3.5 条的规定执行;

$y$ ——截面计算纤维处至截面重心的距离(m);

$\sigma_y$ 、 $\sigma_g$ ——分别为预应力钢筋及非预应力钢筋的应力(MPa);

$n_y$ 、 $n_g$ ——分别为预应力钢筋及非预应力钢筋的弹性模量与混凝土的弹性模量之比;

$a_1$ ——预应力钢筋及非预应力钢筋的应力考虑疲劳影响的增大系数,可近似取 1.5。

**第 2.4.12 条** B 类梁在运营荷载及预加力作用下截面开裂后,预应力钢筋及非预应力钢筋的应力可按下列公式计算:

$$\sigma_y^s = \sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1} + \sigma_{y2} \quad (2.4.12-1)$$

$$\sigma_g^s = \Delta\sigma_{gs} + \Delta\sigma_{g2} \quad (2.4.12-2)$$

式中  $\sigma_y^s$ ——截面开裂后预应力钢筋的应力(MPa);

$\sigma_g^s$ ——截面开裂后非预应力钢筋的应力(MPa);

$\sigma_{y1}$ ——预应力钢筋的有效预应力(MPa),可按本规定附录一(附 1.8)式计算;

$\Delta\sigma_{y1}$ ——消压时预应力钢筋的应力增量(MPa),可按下式计算:

$$\Delta\sigma_{y1} \approx \frac{10 \sigma_{y1} A_y}{A} \left[ 1 + \frac{e_y^2}{r^2} \right] + \frac{10 \Delta\sigma_{gs} A_g}{A} \left[ 1 + \frac{e_g e_y}{r^2} \right] \quad (2.4.12-3)$$

其中  $A_y$ 、 $A_g$ ——分别为预应力钢筋及非预应力钢筋的面积 ( $\text{m}^2$ );

$e_g$ ——非预应力钢筋重心至截面重心轴的距离 ( $\text{m}$ );

$e_y$ ——预应力钢筋重心至截面重心轴的距离 ( $\text{m}$ );

$A$ ——截面面积 ( $\text{m}^2$ );

$r$ ——截面回转半径,  $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$  ( $\text{m}$ );

$I$ ——截面惯性矩 ( $\text{m}^4$ );

$\Delta\sigma_{y2}$ ——消压后按开裂截面计算的预应力钢筋的应力增量 ( $\text{MPa}$ ), 可按本规定附录二 (附 2.2) 式计算;

$\Delta\sigma_{gs}$ ——由混凝土收缩、徐变在非预应力钢筋中产生的压应力 (受压为负) ( $\text{MPa}$ ), 可按本规定附录一 (附 1.6) 式计算;

$\Delta\sigma_{g2}$ ——消压后按开裂截面计算的非预应力钢筋的应力增量 ( $\text{MPa}$ ), 可按本规定附录二 (附 2.3) 式计算。

截面开裂后混凝土的压应力, 可按本规定附录二 (附 2.1) 式计算。

**第 2.4.13 条** 梁斜截面的混凝土主拉应力, 应按下列公式计算:

$$\sigma_{zl} = \frac{\sigma_{hx} + \sigma_{hy}}{2} - \sqrt{\left[ \frac{\sigma_{hx} - \sigma_{hy}}{2} \right]^2 + \tau_h^2} \quad (2.4.13-1)$$

$$\sigma_{hx} = \sigma_{h1} \mp \frac{My_o}{I_o} \quad (2.4.13-2)$$

$$\sigma_{hy} = \frac{n_y k \sigma_{y1} \alpha_{yk}}{b S_{yk}} \quad (2.4.13-3)$$

$$\tau_h = \tau - \tau_y \quad (2.4.13-4)$$

$$\tau_y = \frac{Q_y S}{bI} \quad (2.4.13-5)$$

式中  $\sigma_{xz}$ ——混凝土的主拉应力(MPa);  
 $\sigma_{kx}$ ——计算纤维处混凝土的法向压应力(MPa);  
 $\sigma_{kl}$ ——计算纤维处混凝土的有效预应力(MPa);  
 $M$ ——运营荷载或其他荷载组合作用下的计算弯矩(MN·m);  
 $y_o$ ——计算纤维处至换算截面重心轴的距离(m);  
 $I_o$ ——换算截面的惯性矩(m<sup>4</sup>);  
 $\sigma_{ky}$ ——由预应力箍筋引起的混凝土竖向压应力(MPa);  
 $n_{yk}$ ——预应力箍筋的肢数;  
 $\sigma_{y1}$ ——预应力箍筋的有效预应力(MPa);  
 $a_{yk}$ ——单肢预应力箍筋的截面面积(m<sup>2</sup>);  
 $b$ ——计算主应力点的截面宽度(m);  
 $S_{yk}$ ——预应力箍筋的间距(m);  
 $\tau_k$ ——计算纤维处混凝土的剪应力(MPa);  
 $\tau$ ——相应于计算弯矩  $M$  的荷载作用下,计算纤维处的混凝土剪应力(MPa);  
 $\tau_y$ ——在计算纤维处由弯起预应力钢筋预加力引起的混凝土预剪应力(MPa);  
 $Q_y$ ——由弯起预应力钢筋预加力产生的剪力(MN);  
 $S$ 、 $I$ ——截面的面积矩及惯性矩,m<sup>3</sup> 及 m<sup>4</sup>,应按《桥规》第 6.3.5 条的规定计算。

**第 2.4.14 条** 梁在运营荷载作用下,混凝土的最大剪应力应按《桥规》第 6.6.32 条计算。

**第 2.4.15 条** 梁的箍筋应按《桥规》第 6.3.33 条及第 6.3.34 条计算,其中  $K_1$ 、 $K_2$  应按本规定表 2.3.1 采用。

### (V)裂缝计算

**第 2.4.16 条** 对矩形、T 形和工字形截面梁,在运营荷载作

用下其主要受力钢筋水平处侧面的“特征裂缝宽度”(系指小于该特征值的保证率为 95% 的裂缝宽度),可按下式计算:

$$\delta_{fk} = \alpha_2 \alpha_3 \left[ 2.4 C_s + v \frac{d}{\mu_e} \right] \frac{\Delta \sigma_g}{E_g} \quad (2.4.16-1)$$

式中  $\delta_{fk}$ ——特征裂缝宽度(mm);

$C_s$ ——纵向钢筋侧面的净保护层厚度(mm);

$d$ ——钢筋直径(mm),当采用不同直径的钢筋时,

$$d = 4 \frac{A_g + A_y}{U} \quad (2.4.16-2)$$

其中  $U$ ——钢筋周长的总和(mm);

$A_y$ 、 $A_g$ ——分别为预应力钢筋和非预应力钢筋的截面面积( $\text{mm}^2$ );

$\mu_e$ ——纵向受拉钢筋的有效配筋率,可按下式计算:

$$\mu_e = \frac{A_g + A_y}{A_{he}} \quad (2.4.16-3)$$

其中  $A_{he}$ ——受钢筋影响的有效混凝土截面面积( $\text{mm}^2$ ),可按图 2.4.16 计算。

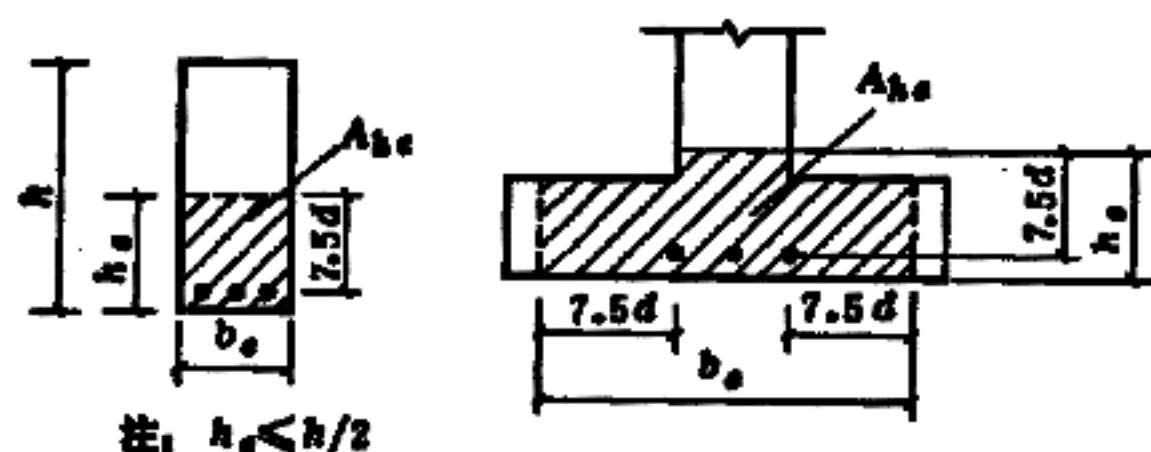


图 2.4.16 受钢筋影响的有效混凝土截面

$v$ ——钢筋粘结特性系数;

变形钢筋  $v=0.02$

钢丝或钢绞线  $v=0.04$

后张法孔道压浆的预应力钢筋,其粘结性能较差,  $v$

值应予提高,对变形钢筋可取 0.04,对钢丝、钢绞线可取 0.06。两种钢筋混合使用时,可取加权平均值。  
 $\Delta\sigma_{\text{II}}$ ——消压后按开裂截面计算的非预应力钢筋的应力增量(MPa),可按本规定附录二(附 2.3)式计算;  
 $\alpha_2$ ——特征裂缝宽度与平均裂缝宽度相比的扩大系数,  $\alpha_2 = 1.8$ ;  
 $\alpha_3$ ——考虑运营荷载作用的疲劳增大系数,  $\alpha_3 = 1.5$ ;  
 $E_s$ ——非预应力钢筋的弹性模量(MPa)。

### (VI) 变形计算

**第 2.4.17 条** 部分预应力混凝土梁在运营荷载作用下的变形(挠度和转角),可根据其刚度  $B$  用材料力学的方法计算。

梁的刚度可按下列公式计算:

$$B = \beta_g E_h I_o \quad (2.4.17-1)$$

式中  $B$ ——梁的刚度(MPa·m<sup>4</sup>);

$E_h$ ——混凝土的弹性模量(MPa);

$I_o$ ——换算截面的惯性矩(m<sup>4</sup>);

$\beta_g$ ——梁截面的弹性刚度折减系数。

对 A 类梁和  $M < M_f$  的 B 类梁:

$$\beta_g = 0.85 \beta_1 \quad (2.4.17-2)$$

对  $M > M_f$  的 B 类梁:

$$\beta_g = \beta_1 \times \frac{0.85 \beta_2 M}{\beta_2 M_f + 0.85(M - M_f)} \quad (2.4.17-3)$$

其中  $\beta_1$ ——考虑疲劳影响的刚度折减系数,

$$\beta_1 = \frac{\lambda - 0.5}{0.95 \lambda - 0.45} \quad (2.4.17-4)$$

$\lambda$  为预应力度,可按本规定(1.0.2)式计算;

$M$ ——运营荷载(不包括预加力)作用下的弯矩(MN·m);

$M_f$ ——截面开裂弯矩(MN·m),

$$M_f = (\sigma_{k1} + \gamma R_t) W_o \quad (2.4.17-5)$$

$\sigma_{k1}$ 为梁在运营荷载作用下截面受拉边缘混凝土的有效预压应力(MPa),可按本规定(2.4.10)式计算,  $R_t$ 为混凝土的抗拉极限强度(MPa),  $\gamma$ 为考虑受拉区混凝土塑性的系数,  $\gamma = \frac{2 S_o}{W_o}$ ,对工字形梁可近似取  $\gamma = 1.3$ ,其中  $S_o$ 为换算截面重心轴以下的面积对重心轴的面积矩( $m^3$ ),  $W_o$ 为对所检算截面受拉边缘的换算截面抵抗矩( $m^3$ );

$\beta_2$ ——考虑截面配筋率对刚度的影响系数,

$$\beta_2 = 0.1 + 2 n_y \mu \leq 0.50 \quad (2.4.17-6)$$

$n_y$ 为预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比;  $\mu$ 为纵向受拉钢筋的配筋率  $\mu = \frac{A_y + A_g}{b k_o}$ ,  $A_y$ 为预应力钢筋的面积( $m^2$ ),  $A_g$ 为非预应力钢筋的面积( $m^2$ ),  $b$ 为矩形截面宽度, T形和工字形截面的肋宽(m),  $k_o$ 为截面的有效高度(m)。

**第 2.4.18 条** 计算预加力产生的反拱度值时,梁的刚度  $B = \alpha_g E_k I_o$  其中  $\alpha_g$ 可取为 1。计算运营阶段的反拱时,可近似地乘以长期系数 2.0。

### (VII)疲劳计算

**第 2.4.19 条** 在运营荷载作用下混凝土的最大压应力,对于 A 类梁为本规定第 2.4.10 条的  $\sigma_{k1}$ 与第 2.4.11 条的  $\sigma_k$ 之和;对于 B 类梁为本规定第 2.4.12 条按附录二(附 2.1)式计算得出的  $\sigma_k$ 。

**第 2.4.20 条** 受拉钢筋的疲劳应按应力变化幅校核,应力变化幅的允许值[ $\Delta\sigma^p$ ]应由试验确定。当缺少该项试验数据时,应力变化幅的允许值可参照表 2.4.20 取用。

钢筋应力变化幅允许值[ $\Delta\sigma^p$ ](MPa) 表 2.4.20

钢筋种类	[ $\Delta\sigma^p$ ]	钢筋种类	[ $\Delta\sigma^p$ ]
变形钢筋	150	钢绞线	150
光面钢丝	150	冷拉 IV 级钢筋	80

**第 2.4.21 条** 在部分预应力混凝土梁正截面疲劳校核中的钢筋应力变化幅的计算,对于 A 类梁为本规定第 2.4.11 条之  $\sigma_y$  或  $\sigma_s$  减去由梁自重和恒载作用下在预应力钢筋或非预应力钢筋中产生的应力;对于 B 类梁为本规定第 2.4.12 条的  $\Delta\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y2}$  或  $\Delta\sigma_{s2}$  减去由梁自重和恒载作用下在预应力钢筋或非预应力钢筋中产生的应力。

## 第五节 构 造

**第 2.5.1 条** 部分预应力混凝土梁宜采用混合配筋。非预应力钢筋宜靠近梁受拉边及梁侧面。

**第 2.5.2 条** 非预应力钢筋宜采用较小的直径及较密的间距。非预应力钢筋的配筋率,不宜小于 0.3%混凝土受拉区面积。

**第 2.5.3 条** 部分预应力混凝土梁的最大配筋率应符合下列条件:

$$x \leqslant 0.40 h_y$$

式中  $x$ ——梁破坏时的混凝土受压区高度(m);

$h_y$ ——预应力钢筋重心至梁受压边缘的距离(m)。

**第 2.5.4 条** 部分预应力混凝土梁应按《桥规》第 6.4.12 条及第 6.4.15 条的规定设置箍筋。

## 第三章 验收规定

### 第一节 制造质量控制的一般规定

**第 3.1.1 条** 铁路部分预应力混凝土梁的产品应按经过批准的图纸及有关施工标准、规范的要求进行生产。

**第 3.1.2 条** 后张法梁在批量生产时,预应力钢筋的张拉应按有关规定进行。首次试生产时,应抽取不少于两片梁的预应力钢筋测定张拉力和伸长值的关系曲线。测定时,宜分五级张拉至控制应力,并分别记录各级油压及钢筋伸长值。钢筋张拉至控制应力后,应保持油压 5min 后再压销,并记录预应力钢筋的回缩量。张拉力和伸长值的关系与理论值之差应小于 10%。

**第 3.1.3 条** 先张法梁预应力钢筋的张拉要求如下:

一、如采用单根(单束)初调、整体张拉时,单根初调的张拉力不得大于单根钢筋控制拉力的 10%;整体张拉时应在梁体两端的预应力钢筋上作拉伸变形的标记,然后拉至控制值,记录油压与伸长值,包括锚固后的回缩量。首次试生产时,至少应对两批张拉的预应力钢筋进行分级张拉测试,分级不少于 5 级。

二、如果采用单根(单束)张拉时,其要求与本规定第 3.1.2 条要求相同。

**第 3.1.4 条** 梁体施加全部预应力时,除混凝土强度达到设计要求外,其终拉龄期或放松应力时随梁养护的棱柱体试件的弹性模量,也应符合设计规范要求。每季度或当材料来源改变时,应进行 1~2 组试验。

**第 3.1.5 条** 梁体制造过程中,应对每一工序进行控制。不合格的环节,不得任意流入下一工序。



## 第二节 制造质量监督和检测

**第 3.2.1 条** 原材料检验、制梁台座和模板、预应力束和普通钢筋的制作,以及混凝土的灌注和养护等,均应按铁道部部标准《预制后张法预应力混凝土铁路桥简支梁》(TB1496—84)及有关施工规范进行控制。

**第 3.2.2 条** 混凝土灌注完毕后,应按有关规定养护。使用蒸气养护时,宜用跟踪养护方法。梁体内外温差及梁体混凝土表面温度与环境气温之差,不宜超过  $15^{\circ}\text{C}$ 。采用浇水养护时,梁体表面与水的温差也应控制在此范围以内。

**第 3.2.3 条** 灌注梁体封端混凝土前,应测量并记录先张梁两侧最下排预应力钢筋离梁底缘的距离,其与设计要求的误差,应控制在  $\pm 5\text{mm}$  范围内。

## 第三节 成品质量验收的一般规定

**第 3.3.1 条** 工厂(场)的检测人员应对梁体逐片进行成品验收。

**第 3.3.2 条** 成品的检测器具应齐全,方法应准确。使用的检测仪器、设备等,应按计量管理规定定期校验。

**第 3.3.3 条** 成品质量验收时,应提供下列资料:

- 一、设计变更和钢材代用证件;
- 二、原材料质量合格证件及主要材料的复验报告单;
- 三、非预应力钢筋对焊接头的试验数据;
- 四、预应力钢筋及非预应力钢筋的绑扎验收记录;
- 五、立模检验记录;
- 六、混凝土灌注及养护记录;
- 七、预应力钢筋的冷拉及张拉记录;
- 八、混凝土试件的试验报告及质量评定记录;
- 九、先张法梁梁端预应力钢筋离梁底距离记录;
- 十、梁体施工过程中重大问题处理文件。

**第 3.3.4 条** 投产时,对产品质量应进行全项检验,包括外形、外观及混凝土强度的检查,以及进行静载试验等。

成批梁生产时,检验应按本规定第 3.3.1 条的规定办理。

验收时,判定成品合格的标准宜按项点合格率与评分法相结合的判定方法进行。

## 第四节 成品质量的静载试验

**第 3.4.1 条** 部分预应力混凝土梁在运营荷载作用下的预应力度和梁体刚度,应通过静载弯曲试验(简称“静载试验”)以确定其是否满足设计要求。

**第 3.4.2 条** 部分预应力混凝土梁有下列情况之一时,应进行静载试验。

一、采用新结构、新材料、新工艺进行试生产时;

二、生产条件有较大变动时;

三、出现影响承载能力的缺陷时;

四、交库资料不全或对资料发生怀疑时;

五、正常生产条件下,每批(按 30 孔计)或每季度应对不同跨度的梁各抽验一片。

**第 3.4.3 条** 试验前应作好下列准备工作:

一、试验设备:包括试验台座、加力架、千斤顶、油泵、标准油压表等加载和计量设备,其工作能力必须控制在最大试验荷载的 1.5~2.5 之间。

二、加力架的间距不宜大于 4m。千斤顶、油泵、压力表的使用数量应根据计算确定,必须保证梁体能首先达到弯曲检验荷载。试验中宜用手动油泵单顶加载。若采用电动油泵时,必须保证每台千斤顶能同步。

三、试验前,应对加载及计量设备进行校正。千斤顶和油压表应配套后在试验机上进行校正。配套校正后的最大测量误差,不得超过最大控制荷载的 0.5%;油压表应采用精度为 0.4~0.6 级的标准表,其表盘最大读数应为试验时最大油压的 2~2.5 倍。千

千斤顶的校正系数不得大于 1.05。

四、挠度量测可采用挠度计或水准仪,测量标尺的最小分划值不应大于 1mm,估读 0.5mm。

五、试验梁移入台座后,应在梁顶找出腹板中心线,并在每一加载点处置好千斤顶。试验加载前应采用不低于 5 倍的普通放大镜,对梁体下缘进行外观检查,用铅笔描出混凝土的初始裂缝和局部缺陷。

六、试验前应根据加载布置情况、梁体设计资料、预应力钢筋张拉及梁体混凝土灌注资料,推算试验时梁体的有效预应力值,以计算基数级荷载以及与加载系数  $K_x$  相应的各级荷载和相应的油压表读数。

**第 3.4.4 条** 试验方法和评定标准如下:

一、最大试验荷载作用下的跨中弯矩:

1. 当防水层已铺设时:

$$M_{\text{跨中}} = M_k + M_d + \Delta M_s - M_s$$

2. 当防水层未铺设时:

$$M_{\text{跨中}} = M_k + M_d + M_{fs} + \Delta M_s - M_s$$

式中  $M_{\text{跨中}}$ ——最大试验荷载在梁跨中截面产生的弯矩(kN·m);

$M_k$ ——中活载对跨中的弯矩(kN·m);

$\Delta M_s$ ——尚未完成的预应力损失的补偿弯矩(kN·m)

$M_{fs}$ ——防水层对跨中的弯矩(kN·m);

$M_s$ ——加载设备对跨中的弯矩(kN·m);

$M_d$ ——道碴线路对跨中的弯矩(kN·m)。

二、加载程序:

1. 梁的加载应分两阶段进行,以加载系数  $K_x$  表示加载等级的程序如下:

第一阶段 0→基数级→0.6→0.8→静活载级(持荷 20min)  
→逐渐卸荷至零;

第二阶段 0→基数级→0.6→0.8→静活载级→最大试验荷

载(持荷 20min)→逐渐卸荷至零。

注:①加载系数  $K_x$  为试验荷载(不包括基数荷载)与梁自重荷载及道碴线路荷载所产生的弯矩与设计弯矩之比。

即  $K_x = (M_k - M_{ka} + M_z + M_d M_{fs}) / (M_k + M_z + M_d + M_{fs})$

②静活载级为静活载(不计冲击力)作用下相应的加载等级。静活载级的加载系数  $K_b = [M_k / (1 + \mu) + M_z + M_d + M_{fs}] / (M_k + M_z + M_d + M_{fs})$

式中  $M_z$ ——梁体对跨中的弯矩(kN·m)

$M_{ka}$ ——基数级荷载对跨中的弯矩(kN·m),计算方法可见本规定附录三。

2. 每次分级加载,均应持荷 2~5min,但当第一阶段到达静活载级和第二阶段到达最大试验荷载时,均应持荷 20min。在规定的持荷时间内,应注意油压变化,并随时予以补足。

3. 加载和卸载的速度宜均匀。加载速度以每秒钟不超过 3kN 为度。

4. 每级加载后均应检查梁体下翼缘有无裂缝出现,并测量挠度变化。

### 三、评定标准:

#### 1. A 类部分预应力混凝土梁:

当梁体在最大试验荷载作用下,持荷 20min 后,梁体下翼缘底部边角或底面未出现裂缝,且在静活载级作用下的梁体挠度与计算跨度之比,也不超过规范规定的数值,则静载试验合格。

#### 2. B 类部分预应力混凝土梁:

在基数级荷载作用下,梁体下翼缘不得开裂。如在超过基数级荷载的某级荷载作用下,在梁体的下翼缘底部边角或底面出现裂缝,应继续加载;在静活载级作用下的梁体挠度与计算跨度之比,不得超过规范规定的数值;在最大试验荷载作用下(持荷 20min),则应进行下列工作:

(1)用 20 倍读数显微镜观察裂缝宽度,要求裂缝宽度不得超过允许值,即  $\delta_f \leq [\delta_f]$

对用钢丝、钢绞线的梁： $[\delta_f]=0.07\text{mm}$

对用冷拉Ⅳ级钢筋的梁： $[\delta_f]=0.13\text{mm}$

(2)卸载后重新加载的加载程序为： $0 \rightarrow$ 基数级 $\rightarrow 0.6 \rightarrow 0.65 \rightarrow 0.7 \rightarrow 0.75 \rightarrow 0.8 \rightarrow 0.85 \rightarrow$ 静活载级 $\rightarrow$ 最大试验荷载。在各级加载后，用 20 倍读数显微镜观测裂缝的重新出现，并记录裂缝宽度值。也可用其它更精确的仪表（如电阻应变片、杠杆应变计等）得出荷载与变形的关系，以确定重新开裂荷载。由此推算的梁体有效预应力值与设计值相差不应超过 10%（即  $\sigma_{y\text{推算}} \geq 0.9\sigma_{y\text{设计}}$ ）。

(3)重新加载后，在静活载级作用下的梁体挠跨比，仍应小于规范规定的数值。

(4)如果梁体裂缝宽度、挠跨比、及有效预应力值均满足上述要求，则应判为静载试验合格。

# 附录一 混凝土收缩、徐变引起的 预应力损失计算

计算混凝土收缩、徐变引起的预应力损失时,应考虑非预应力钢筋的影响。当受压区未配置预应力钢筋和非预应力钢筋时,其预应力损失可按下式求得

$$\sigma_{ys}(t) = \xi \left[ \frac{n_y \sigma_{hs}(t) + E_y \varepsilon_s(t)}{1 + 15 \mu \rho_A} \right] \quad (\text{附 } 1.1)$$

$$\sigma_{hs}(t) = \mu \rho \sigma_{ys}(t) \quad (\text{附 } 1.2)$$

式中  $\sigma_{ys}(t)$ ——在运营荷载作用下受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋重心处的预应力损失(MPa);

$\sigma_{hs}(t)$ ——截面计算纤维处混凝土预压应力的降低值(MPa);

$\xi$ ——钢筋松弛对混凝土收缩、徐变压力损失的影响系数,对冷拉Ⅳ级钢筋, $\xi=0.95$ ;对钢丝、钢绞线, $\xi=0.90$ ;

$n_y$ ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比;

$E_y$ ——预应力钢筋的弹性模量(MPa);

$\sigma_h$ ——在运营荷载作用下受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋截面重心处由预加应力(扣除相应阶段的应力损失)和梁自重产生的混凝土正应力(MPa);

$\mu$ ——受拉区钢筋配筋率,

$$\mu = \frac{A_y + A_g}{A} \quad (\text{附 } 1.3)$$

$A_y$  为预应力钢筋的截面面积(m<sup>2</sup>);

$A_g$  为非预应力钢筋的截面面积(m<sup>2</sup>);

$A$  为梁截面面积( $\text{m}^2$ ),对后张法梁可近似取梁净截面面积;

$$\rho_A = 1 + \frac{e_A^2}{r^2} \quad (\text{附 1.4})$$

$r$  为截面回转半径,  $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$  ( $\text{m}$ ), 其中  $I$  为梁截面惯性矩( $\text{m}^4$ ),对后张法梁可近似取梁净截面惯性矩,  $A$  含义同上;

$e_A$  为受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离( $\text{m}$ ),  $e_A = \frac{A_s e_s + A_y e_y}{A_s + A_y}$ , 其中  $e_s$  为受拉区非预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离( $\text{m}$ ),  $e_y$  为受拉区预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离( $\text{m}$ ),  $A_s$ 、 $A_y$  含义同上;

$$\rho = 1 \pm \frac{e_A \cdot y}{r^2} \quad (\text{附 1.5})$$

$y$  为截面计算纤维处至梁截面重心(或净截面重心)的距离( $\text{m}$ ),当  $y$  与  $e_A$  在重心轴同一侧时取正值,  $e_A$ 、 $r$  含义同上;

$\varphi(t)$  为混凝土的徐变系数,在一般情况下,可按本附录附表 1 采用;

$\epsilon_s(t)$  为混凝土的收缩应变,在一般情况下,可按本附录附表 1 采用。

由混凝土收缩、徐变引起的非预应力钢筋的附加压应力及预应力钢筋的预应力损失,可近似取为  $\sigma_{ys}(t)$ ,即

$$\Delta\sigma_{gs} \approx -\sigma_{ps}(t) \quad (\text{附 1.6})$$

$$\Delta\sigma_{ys} \approx +\sigma_{ps}(t) \quad (\text{附 1.7})$$

式中  $\Delta\sigma_{gs}$ ——由混凝土收缩、徐变引起的非预应力钢筋的附加压应力(受压为负)( $\text{MPa}$ );

$\Delta\sigma_{ys}$ ——由混凝土收缩、徐变引起的预应力钢筋的预应力损失( $\text{MPa}$ );

预应力钢筋的有效预应力为:

$$\sigma_{y1} = \sigma_{y0} - \Delta\sigma_{ps} \quad (\text{附 1.8})$$

式中  $\sigma_{y1}$ ——预应力钢筋的有效预应力(MPa);

$\sigma_{y0}$ ——扣除包括松弛损失在内的各项瞬间损失(如摩阻、锚具回缩和弹性压缩等)后预应力钢筋的应力(MPa);

对受压区配置预应力钢筋  $A'_y$  及非预应力钢筋  $A'_s$  的梁,  $\sigma_{ys}(t)$  仍可按本附录(附 1.1)式计算,  $\sigma'_{ys}(t)$  及  $\sigma_{hs}(t)$  则可按下式计算:

$$\sigma'_{ys}(t) = \xi \left[ \frac{n_y \sigma'_h \varphi(t) + E_y e_s(t)}{1 + 15 \mu' \rho'_A} \right] \quad (\text{附 } 1.1 a)$$

$$\sigma_{hs}(t) = \mu \rho \sigma_{ys}(t) + \mu' \rho' \sigma'_{ys}(t) \quad (\text{附 } 1.2 a)$$

式中  $\sigma'_{ys}(t)$ ——受压区预应力钢筋和非预应力钢筋截面重心处的预应力损失(MPa)

$\sigma'_h$ ——受压区预应力钢筋和非预应力钢筋截面重心处由预加应力(扣除相应阶段的应力损失)和梁自重产生的混凝土正应力(MPa)

$$\mu' = \frac{A'_y + A'_s}{A} \quad (\text{附 } 1.3 a)$$

$$\rho'_A = 1 + \frac{e_A'^2}{r^2} \quad (\text{附 } 1.4 a)$$

其中 
$$e'_A = \frac{A'_s e'_s + A'_y e'_y}{A'_s + A'_y}$$

$A'_y$ ——受压区预应力钢筋的面积(m<sup>2</sup>);

$A'_s$ ——受压区非预应力钢筋的面积(m<sup>2</sup>);

$e'_y$ ——受压区预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离(m);

$e'_s$ ——受压区非预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离(m);

$$\rho = 1 \pm \frac{e_A' y}{r^2} \quad (\text{附 } 1.5 a)$$



项 目	预加应力时混凝土 龄期(天)	体积表面积比( $V/S$ )(mm)	
		$\leq 100$	$\geq 150$
收缩应变 $\varepsilon_s(\infty)$ ( $10^{-3}$ )	7—60	0.28	0.20
	$>60$	0.17	0.12
徐变系数 $\varphi(\infty)$	7—60	2.72	1.92
	$>60$	2.18	1.54

注:①本表适用于以硅酸盐水泥配制的、中等稠度的普通混凝土。

②混凝土的压应力不得超过  $0.5 R'_a$ ,  $R'_a$  为相应于施工阶段的混凝土抗压强度。

③  $V$  为梁体的体积,  $S$  为梁体在空气中外露的表面积。

④预加应力时的混凝土龄期,对自然养护的梁体一般取 7~60 天。

⑤当环境相对湿度高于 70% 时,表中数值可降低 25%,当环境相对湿度低于 60% 时,表中数值应增加 30%。

## 附录二 消压后开裂截面的应力计算

一、消压后开裂截面的应力可按下列公式计算(附图 2)

$$\sigma_h = \frac{2N_{y_g} \cdot x}{bx^2 + (2x - k_i)(b_i - b)k_i - 2n_g A_g(k_g - x) - 2n_y A_y(k_y - x)}$$

$$\approx \frac{2N_{y_g} \cdot x}{bx^2 + (2x - k_i)(b_i - b)k_i - 20 A_g(k_g - x) - 20 A_y(k_y - x)} \quad (\text{附 2.1})$$

$$\Delta\sigma_{y2} = n_y \sigma_h \frac{k_y - x}{x} \approx 10 \sigma_h \frac{k_y - x}{x} \quad (\text{附 2.2})$$

$$\Delta\sigma_{g2} = n_g \sigma_h \frac{k_g - x}{x} \approx 10 \sigma_h \frac{k_g - x}{x} \quad (\text{附 2.3})$$

式中  $\sigma_h$ ——消压后开裂截面受压边缘的混凝土应力(MPa);

$\Delta\sigma_{y2}$ ——消压后开裂截面预应力钢筋的应力增量(MPa);

$\Delta\sigma_{g2}$ ——消压后开裂截面非预应力钢筋的应力增量(MPa);

$N_{y_g}$ ——偏心压力(MN),可按下式计算:

$$N_{y_g} = (\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1}) A_y + \Delta\sigma_{gs} \cdot A_g \quad (\text{附 2.4})$$

其中  $\sigma_{y1}$ ——预应力钢筋的有效预应力(MPa),可按本规定附录一(附 1.8)式计算;

$\Delta\sigma_{y1}$ ——消压时预应力钢筋的应力增量(MPa),可按本规定(2.4.12—13)式计算;

$A_y$ ——预应力钢筋的面积(m<sup>2</sup>);

$\Delta\sigma_{gs}$ ——由混凝土收缩、徐变在非预应力钢筋中产生的压应力(受压为负)(MPa),可按本规定附录一(附 1.6)式计算;

$A_g$ ——非预应力钢筋的面积(m<sup>2</sup>);

$x$ ——受压区高度(m);

$b$ ——矩形截面的宽度,T形和工字形截面的肋宽(m);

$k'_i$ ——T形和工字形截面受压边翼缘的厚度(m);

$b'_i$ ——T形和工字形截面受压边翼缘的宽度(m);

$n_s$ ——非预应力钢筋的弹性模量与混凝土弹性模量之比,考虑疲劳影响,可近似取 10;

$n_y$ ——预应力钢筋的弹性模量与混凝土弹性模量之比,考虑疲劳影响,可近似取 10;

$k_s$ ——受拉区非预应力钢筋至梁受压边缘的距离(m);

$k_y$ ——受拉区预应力钢筋至梁受压边缘的距离(m);

二、受压区高度  $x$  可按下列公式确定:

$$x^3 + Ax^2 + Bx + C = 0 \quad (\text{附 2.5})$$

式中  $A=3e_0$  (附 2.6)

$$\begin{aligned} B = & \frac{6}{b} \left[ (b'_i - b) k'_i \left[ e_0 + \frac{k'_i}{2} \right] \right. \\ & \left. + n_y A_y (e_0 + k_y) + n_s A_s (e_0 + k_s) \right] \\ \approx & \frac{6}{b} \left[ (b'_i - b) k'_i \left[ e_0 + \frac{k'_i}{2} \right] + 10 A_y (e_0 + k_y) \right. \\ & \left. + 10 A_s (e_0 + k_s) \right] \end{aligned} \quad (\text{附 2.7})$$

$$\begin{aligned} C = & -\frac{6}{b} \left[ (b'_i - b) k'^2_i \left[ \frac{e_0}{2} + \frac{k'_i}{3} \right] + n_y A_y k_y (e_0 + k_y) \right. \\ & \left. + n_s A_s k_s (e_0 + k_s) \right] \\ \approx & -\frac{6}{b} \left[ (b'_i - b) k'^2_i \left[ \frac{e_0}{2} + \frac{k'_i}{3} \right] + 10 A_y k_y (e_0 + k_y) \right. \\ & \left. + 10 A_s k_s (e_0 + k_s) \right] \end{aligned} \quad (\text{附 2.8})$$

其中  $e_0 = \frac{M}{N_{ys}} - k_{ys}$  (m);

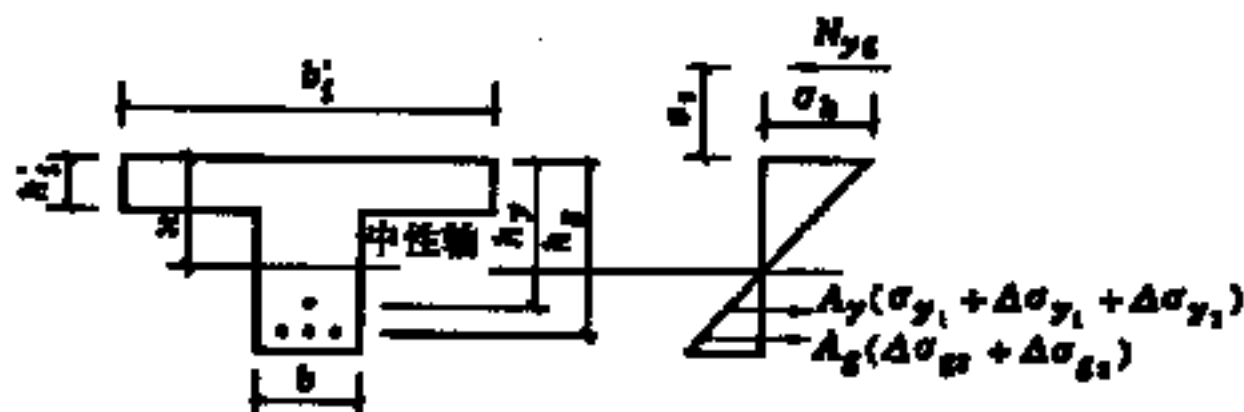
$M$ ——运营荷载作用下的弯矩(MN·m);

$k_{ys}$ ——受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋重心至梁

受压翼缘的距离(m),按下式计算:

$$k_{ys} = \frac{A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1})k_y + A_s\Delta\sigma_{s0}k_s}{A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1}) + A_s\Delta\sigma_{s0}} \quad (\text{附 2.9})$$

当  $x \leq k'_i$  时,则按宽度为  $b'_i$  的矩形截面计算。对矩形截面,公式(附 2.1)、(附 2.7)和(附 2.8)中的  $b$  应均取  $b'_i$ 。



附图 2 开裂截面应力计算图

## 附录三 梁体静载弯曲试验加载计算

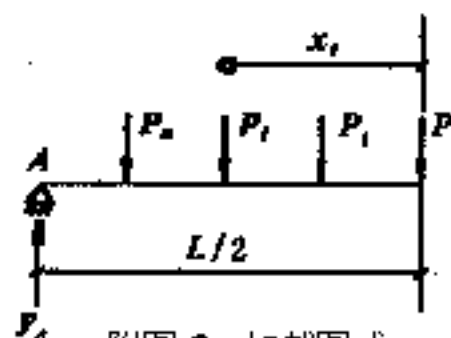
一、荷载采用对称布置,根据附图 3 计算  $\alpha$  值。

$$\text{跨中弯矩 } M = Y_A \times \frac{L}{2} - \sum_{i=1}^n P_i x_i$$

如取  $P_1 = P_2 = \dots = P$

$$\text{则 } M = P \times \alpha$$

$$\text{可得出 } \alpha = \frac{M}{P}$$



附图 3 加载图式

式中  $Y_A$ ——梁支点反力(kN);

$L$ ——计算跨度(m);

$P_i$ ——各加载点所施加的荷载(kN);

$x_i$ ——各加载点至跨中距离(m);

$\alpha$ ——相关系数(m)。

二、计算未完成的应力损失值:

$$\Delta\sigma_s = (1 - \eta_1) \sigma_{s1} + (1 - \eta_2) \sigma_{s2}$$

式中  $\sigma_{s1}$ 、 $\sigma_{s2}$ ——分别为收缩、徐变与松弛的应力损失值(MPa);

$\eta_1$ 、 $\eta_2$ ——分别为收缩、徐变与松弛的应力损失完成率。

三、计算未完成应力损失的补偿弯矩  $\Delta M_s$ (kN·m)

$$\Delta M_s = \Delta\sigma_s \cdot A_y (W_o / A_o + e_o) \times 10^3$$

式中  $A_y$ ——跨中截面预应力钢筋截面面积(m<sup>2</sup>);

$W_o$ ——跨中截面下边缘换算截面抵抗矩(对后张法梁则为扣孔换算截面抵抗矩)(m<sup>3</sup>);

$A_o$ ——跨中截面换算截面面积(对后张法梁则为扣孔换算截面面积)(m<sup>2</sup>);

$e_o$ ——跨中截面预应力合力中心至换算截面重心距离(对后张法梁则为至扣孔换算截面重心距离)(m);

四、计算基数级荷载跨中弯矩：

当防水层已铺设时： $M_{ka} = M_d + \Delta M_s - M_s$

当防水层未铺设时： $M_{ka} = M_d + \Delta M_s - M_s + M_{fs}$

式中  $M_d$ ——道碴线路设备对跨中弯矩(kN·m)；

$M_s$ ——加载设备对跨中弯矩(kN·m)；

$M_{fs}$ ——防水层对跨中弯矩(kN·m)。

五、计算基数级荷载  $P_{ka} = M_{ka} / \alpha$

六、计算各加载级时的跨中弯矩：

当防水层已铺设时

$$M_k = K_x (M_z + M_d + M_h + M_{fs}) + \Delta M_s - M_z - M_s - M_{fs}$$

当防水层未铺设时

$$M_k = K_x (M_z + M_d + M_h + M_{fs}) + \Delta M_s - M_z - M_s$$

式中  $M_h$ ——中活载对跨中弯矩(kN·m)；

$M_z$ ——梁体对跨中弯矩(kN·m)。

七、最大试验荷载时的加载系数  $K_x = 1.0$

八、计算各加载级之荷载值  $P_k = M_k / \alpha$

九、计算静活载级系数及静活载级荷载

$$K_b = [M_h / (1 + \mu) + M_z + M_d + M_{fs}] / (M_h + M_z + M_d + M_{fs})$$

$$P_{kb} = M_{kb} / \alpha$$

$M_{kb}$ 可按本附录中六之公式，以  $K_b$  代替  $K_x$  求算，或用下式求出：

$$M_{kb} = M_h / (1 + \mu) + M_{ka}$$

## 附录四 本规定用词说明

执行本规定条文时,对于要求严格程度的用词说明如下,以便在执行中区别对待:

**1、表示很严格,非这样做不可的用词:**

正面词采用“必须”;

反面词采用“严禁”。

**2、表示严格,在正常情况下均应这样做的用词:**

正面词采用“应”;

反面词采用“不应”或“不得”。

**3、表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的用词:**

正面词采用“宜”或“可”;

反面词采用“不宜”。

## 附加说明

### 本规定主编单位、参加单位和 主要起草人名单

**主 编 单 位：**铁道部专业设计院

**参 加 单 位：**铁道部科学研究院

**主要起草人：**肖正兴   邹鸿仁   孙秀兰  
                  续彦明   张澍曾   唐诗明  
                  端木菁



# 《铁路部分预应力混凝土梁设计与验收规定》

## 条 文 说 明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题,以及在执行中应注意的事项等予以说明。为了减少篇幅,只列条文号,未抄录原条文。

**第 1.0.1 条** 部分预应力混凝土是近十几年内发展起来的一种新型的预应力混凝土。由于采用了新的设计理论及预应力钢筋与非预应力钢筋混合配筋,使得部分预应力混凝土结构兼有全预应力混凝土与钢筋混凝土两种结构的优越性能,因此很有发展前途。

为了加速部分预应力混凝土在我国的推广,中国土木工程学会混凝土及预应力混凝土学会部分预应力混凝土委员会编制了《部分预应力混凝土结构设计建议》(以下简称《设计建议》)。在本说明中引用《设计建议》的资料,均征得该编制组同意。铁道部门为了研究部分预应力混凝土在铁路桥梁上的应用,从 1983 年起,即开展了部分预应力混凝土梁的研究,并于 1987 年 1 月首次在深圳市建成通车的铁路高架桥中,应用了 158 孔跨度为 10m、8m 的部分预应力混凝土简支梁及 4 联计算跨度为 10.28m+12.56m+12.56m+10.28m 部分预应力混凝土连续梁。接着在大秦铁路干线上京密引水桥及一道河桥也建成了 10 孔跨度为 16m 的部分预应力混凝土简支梁。在上述三座铁路部分预应力混凝土梁的设计过程中,进行了相应的静、动载试验和模拟梁的疲劳试验,积累了一定试验数据,为进一步在铁路桥梁上推广这种新型结构打下了良好的基础。

由于我国现行的《铁路桥涵设计规范》(TBJ2—85,以下简称

《桥规》中未包括部分预应力混凝土结构内容,为了在铁路梁上推广这种新型结构,特制定本规定,作为设计及验收国家铁路网中**1435mm**标准轨距铁路部分预应力混凝土梁的过渡性规定。本规定主要根据上述三座桥的试验资料及使用经验,并考虑了铁路梁动载疲劳的影响,对《设计建议》进行了必要的补充和修正。本规定目前仅适用于梁部结构。对于其他结构,如拱、刚构、桁架、斜拉桥等结构,虽然部分预应力理论也是适用的,但因目前缺乏实践经验,故暂未列入。然而这并不排除在经过充分研究试验的基础上,在这些结构中采用部分预应力混凝土的可能性,以便积累经验,为今后修改补充作准备。

**第 1.0.2 条** 所谓预应力度,是指施加于预应力混凝土结构上预应力大小的程度,它影响着结构在受外荷作用下受拉边缘混凝土的应力状态。

对于全预应力构件,其预应力度  $\lambda \geq 1$ ,要求在使用荷载作用下不出现拉应力,对于钢筋混凝土构件,其  $\lambda = 0$ ,从加载开始不久,即在中立轴以下出现拉应力,因假设混凝土不能承受拉应力,故在外荷作用下将在截面的中立轴以下出现裂缝。部分预应力混凝土构件的预应力度介于 0 与 1 之间,这给设计者提供了广阔的天地,以便选择符合构件使用性能要求的预应力度,合理地进行设计。

预应力的定义与计算公式目前有如下几种:第一种是采用弯矩比或应力比来表达;第二种是采用预应力钢筋和非预应力钢筋混合配筋的部分预应力比(或预应力指标)来表达;第三种是采用平衡荷载的比值来表达。

一、预应力度按弯矩比或应力比表达

1. 弯矩比

预应力度定义为消压弯矩与运营荷载作用下的弯矩之比,其公式表达为:

$$\lambda = \frac{M_0}{M} \quad (\text{说明 } 1.0.2-1)$$

式中  $\lambda$ ——预应力度；

$M_0$ ——消压弯矩(使梁控制截面受拉边缘预应力抵消到零时的弯矩),可按下式计算:

$$M_0 = \sigma_k \cdot W_o \quad (\text{说明 1.0.2—2})$$

其中  $\sigma_k$ ——梁在预加力作用下受拉边缘的有效预压应力；

$W_o$ ——换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

$M$ ——运营荷载(不包括预加力)作用下控制截面的弯矩。

## 2. 应力比

预应力度定义为有效预压应力与运营荷载产生的应力之比,其公式表达为:

$$K_{f0} = \frac{\sigma_k}{\sigma} \quad (\text{说明 1.0.2—3})$$

式中  $K_{f0}$ ——预应力度；

$\sigma_k$ ——有效预压应力；

$\sigma$ ——运营荷载在混凝土中产生的拉应力。对轴心受拉构件： $\sigma = N/A_o$ ；对受弯构件： $\sigma = M/W_o$ ；对偏心受压或偏心受拉构件： $\sigma = N/A_o \pm Ne_0/W_o$ 。

其中  $N$ ——由运营荷载产生的纵向力；

$M$ ——由运营荷载产生的弯矩；

$A_o$ ——构件换算截面面积；

$W_o$ ——构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

$e_0$ ——纵向力至换算截面重心的距离。

对受弯的梁,如将公式(说明 1.0.2—3)的分子和分母同时乘以  $W_o$ ,预应力度即为弯矩比的表达式,即

$$K_{f0} = \frac{\sigma_k \cdot W_o}{\sigma \cdot W_o} = \frac{M_o}{M} = \lambda$$

尽管第一种预应力度采用弯矩比与应力比的表现形式不同,但因其力学含义相同,所以  $K_{f0}$  与  $\lambda$  的实质是一样的。应力比还适用于轴心受力及偏心受力构件,且具有通用性,以应力表达预应力

度,也有互换等优点。

## 二、预应力度采用部分预应力比或预应力指标表达

当部分预应力混凝土构件采用高强度预应力钢筋和非预应力钢筋混合配筋时,以预应力钢筋的承载能力与预应力钢筋和非预应力钢筋承载能力总和的比值作为预应力度的定义,其表达方式亦有两种。

### 1. 部分预应力比(简称 $PPR$ )

$PPR$  是由预应力钢筋极限抵抗弯矩与全部受拉钢筋的抵抗弯矩之比,其公式为:

$$PPR = \frac{(M_u)_y}{(M_u)_{y+p}} \quad (\text{说明 } 1.0.2-4)$$

$$\text{或 } PPR = \frac{A_y f_{ys} \left[ d_y - \frac{a}{2} \right]}{A_y f_{ys} \left[ d_y - \frac{a}{2} \right] + A_s f_u \left[ d_p - \frac{a}{2} \right]} \quad (\text{说明 } 1.0.2-5)$$

式中  $PPR$ ——部分预应力比;

$(M_u)_y$ ——由预应力钢筋产生的极限抵抗弯矩;

$(M_u)_{y+p}$ ——由预应力钢筋和非预应力钢筋产生的极限抵抗弯矩;

$A_y$ ——预应力钢筋的截面面积;

$A_s$ ——非预应力钢筋的截面面积;

$f_{ys}$ ——在极限状态时预应力钢筋的应力;

$f_u$ ——非预应力钢筋的屈服强度;

$a$ ——极限状态时混凝土受压区的高度;

$d_y$ ——从混凝土受压区最外纤维到预应力钢筋重心的距离;

$d_p$ ——从混凝土受压区最外纤维到非预应力钢筋重心的距离。

当  $d_y = d_p$ , 公式(说明 1.0.2—5)可并成下式:

$$PPR = \frac{A_y f_{ys}}{A_y f_{ys} + A_g f_a} \quad (\text{说明 } 1.0.2-6)$$

## 2、预应力指标

预应力指标是用预应力钢筋的极限抗拉力与全部钢筋的极限抗拉力之比,其公式为:

$$\lambda_p = \frac{A_y f_{yy}}{A_y f_{yy} + A_g f_a} \quad (\text{说明 } 1.0.2-7)$$

式中  $\lambda_p$ ——预应力指标;

$f_{yy}$ ——预应力钢筋取 0.2% 残余应变时的屈服强度。

公式(说明 1.0.2—7)中除了以  $f_{yy}$  代替  $f_{ys}$  外,其与公式(说明 1.0.2—6)的表达是相似的。

这两种表达式未反映出张拉控制力的大小和预应力损失大小对预应力钢筋和混凝土的有效应力的影响,缺乏应力特征。

## 三、平衡荷载比

平衡荷载比是通过预应力钢筋张拉产生的向上荷载与所能平衡的一部分作用荷载之比来表达,其公式为:

$$\lambda = \frac{U}{U_0} \quad (\text{说明 } 1.0.2-8)$$

式中  $\lambda$ ——平衡荷载比;

$U$ ——结构中预应力钢筋有偏向角的转向力;

$U_0$ ——部分作用荷载,一般为总荷载的一定比值。

$\lambda$  已考虑了使用荷载情况下的预应力的影响,这在布置有抛物线预应力钢筋的梁和板中是适宜的,而在预应力钢筋是直线时,该预应力度定义不能用。

本规定定义的预应力度,系采用应力比及其表达式(说明 1.0.2—3)表示。因为这种预应力度表达式具有明确的应力概念,即当  $\lambda = \sigma_h / \sigma \geq 1$  或  $\sigma - \sigma_h \leq 0$  时,为全预应力混凝土;当  $1 > \lambda = \sigma_h / \sigma > 0$  或  $\sigma - \sigma_h > 0$  时,为部分预应力混凝土;当  $\lambda = 0$ ,即  $\sigma_h = 0$  时,为钢筋混凝土,而且计算也比较简便直接。因为在铁路部分预应力混凝土梁的设计计算中,由预加力、预应力损失、自重、恒载及

活载产生的截面法向应力,均系分别计算,尤其对于后张法部分预应力混凝土梁,其预加力及自重产生的截面法向应力是按净截面计算的,而由恒载及活载产生的截面法向应力,又是按换算截面计算的,如按应力比计算预应力度时,只须将已计算好的应力叠加后相除即可。如按弯矩比计算预应力度,还须将叠加后的应力再乘以换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩  $W_o$ ,而且由此算得的消压弯矩  $M_0 = \sigma_k W_o$  并不真实,有时竟会出现  $\lambda > 1$ ,即  $M_0$  大于  $M$  的不合理情况(当 A 类部分预应力混凝土梁的预应力度用得较高时)。此外,这种预应力度表达式不仅适用于受弯的梁,而且也适用于受拉及受压的杆件。

部分预应力混凝土构件一般采用混合配筋。预应力度不同,则所需的预应力钢筋的用量亦不同。部分预应力混凝土构件同样应满足强度安全系数的要求,如减少预应力钢筋的用量,必然要增加非预应力钢筋的用量,而且预应力钢筋的强度较非预应力钢筋的强度大得多,因此增加的非预应力钢筋用量将远较减少的预应力钢筋的用量为多。但预应力钢筋和非预应力钢筋的价格亦不同,且预应力钢筋尚应包括管道成型、锚具、预加应力和压浆的费用(对先张梁稍有不同)。据国外一些国家对预应力钢筋和有粘结力高强度变形钢筋的相对费用的比较,约为 3.5~4 倍。我国目前尚无此资料,但因我国劳动力价格较低,且钢材价格不合理,两者费用差别不大。因此,预应力的选择,除了要考虑梁的使用性能外,也应适当顾及经济效益问题。

对于铁路部分预应力混凝土梁,由于承受较大的疲劳荷载作用,为保证梁的抗疲劳性能,预应力度大于 0.7 为宜。

**第 1.0.3 条** 关于预应力混凝土的分类(级)问题,迄今为止国际上还没有得出一个系统的意见,但总的趋势是分歧日益缩小。有的是根据无裂缝截面计算受拉纤维应力进行分类;或者根据使用期间的裂缝性能,表示为一定裂缝宽度来进行分类;或者根据计算裂缝截面内非预应力钢筋和预应力钢筋的应力增量来分类。如:

**1.1970 年 CEB/FIP 规范草案**根据预应力程度大小的不同,将加筋混凝土分成四个等级:

第Ⅰ级 全预应力——在全部荷载最不利组合作用下,混凝土不出现拉应力;

第Ⅱ级 有限预应力——在全部荷载最不利组合作用下,混凝土的拉应力不超过弯拉强度,在长期持续荷载作用下,混凝土不出现拉应力;

第Ⅲ级 部分预应力——允许开裂但裂缝宽度不超过规定值;

第Ⅳ级 普通钢筋混凝土。

这一分类法虽得到国际上的普遍赞同,但对部分预应力的定义并未得到统一,仍有广义与狭义两种意见。前者认为Ⅱ级及Ⅲ级都是部分预应力,而后者只承认Ⅲ级为部分预应力。

这种分类法由于对部分预应力的优越性强调不足,容易给人造成错觉,误认为这是质量的等级,似乎Ⅰ级比Ⅱ级好,Ⅱ级比Ⅲ级好,造成盲目要求采用Ⅰ级的后果。于是又产生摒弃上述分类法的意见,改为根据对结构功能的要求合理选用预应力度度的方法。认为预应力混凝土结构质量的高低,主要取决于它的使用性能、强度和耐久性,诸如构件的反拱、挠度、裂缝、延性、抗腐蚀性能的好坏等,而不取决于预应力度度的高低。因此应制订满足结构使用性能的一些准则,作为选用预应力度和保证结构性能的设计依据。这一意见在修改 1970 年 CEB/FIP 规范草案时被采纳,在 1978 年的 CEB/FIP 模式规范 MC—78 中删去了四级分类法和部分预应力的名称。

**2.1982 年制订的“FIP 实用设计建议”(草案)**(以下简称 1982 年 FIP 建议),从实用出发,为了便于工程师的应用,对预应力度又引入按应力状态的三类分类法,即预应力度度的范围可以从 1(即全预应力)到零(即钢筋混凝土)。预应力度按在任何荷载组合作用下的应力状态定义如下:

①全预应力:沿预应力钢筋方向没有达到消压极限状态;

②有限预应力:主拉应力没有达到混凝土抗拉强度的设计值;

③部分预应力:混凝土的拉应力没有限制。

这种分类把预应力度和荷载组合紧密联系在一起,使预应力度成为一个随荷载而改变的相对概念。例如在正常使用极限状态按全部荷载最不利组合(亦即不常遇组合或短期荷载组合)下设计成部分预应力的一些结构,在准永久荷载组合(亦即长期荷载组合)下则变为全预应力或有限预应力结构。这样的分类,即有利于设计,亦有利于克服对部分预应力的一些偏见。

**3.1978—1982 年英国标准 BS5400** 对预应力混凝土结构或构件在与运营极限状态相符的设计荷载作用下,接受弯拉应力限制条件分为三类:

**I 类** 不允许出现拉应力;

**II 类** 允许出现有限的拉应力,对先张梁为  $0.45 \sqrt{f_{\text{cu}}}$ ,对后张梁为  $0.36 \sqrt{f_{\text{cu}}}$ ,但无可见裂缝。其中  $f_{\text{cu}}$  为混凝土立方体特征强度;

**III 类** 按混凝土不开裂的全截面来计算虚拟的拉应力,使其不超过允许值,且设计裂缝宽度也不能超过  $0.1 \sim 0.25\text{mm}$  允许值。

**4.1984 年苏联规范 (CH II 2.05.03—84)** 定义 II 类构件允许出现  $0.1 \sim 0.15\text{mm}$  宽的裂缝,但应保证长期荷载作用下裂缝能够闭合。

**5. 澳大利亚**对有限预应力构件规定为靠近受拉边的预应力钢筋处的拉应力限值为  $0.5 R'_{28}$ ,  $R'_{28}$  为混凝土受拉边缘应力限值,并规定受拉边非预应力钢筋的最少用量应能承受 **50%** 的总拉力,非预应力钢筋的容许应力为  $0.6 \sigma_y$ 。

**6. 我国《设计建议》**系根据我国的工程习惯,对以钢材为配筋的加筋混凝土系列,将预应力度分成全预应力、部分预应力和钢筋混凝土三种。部分预应力混凝土系指其预应力度介于全预应力混凝土和钢筋混凝土两个极端状态之间的预应力混凝土,亦即采用了广义的定义,包括 **CEB/FIP** 规范中的有限预应力混凝土与部分



预应力混凝土两个部分。

预应力度  $\lambda$  定义为弯矩比,即式(说明 1.0.2—1)表达式。

全预应力混凝土  $\lambda \geq 1$ ;

部分预应力混凝土  $1 > \lambda > 0$ ;

钢筋混凝土  $\lambda = 0$ 。

为了方便起见,按照使用荷载短期组合作用下正截面混凝土的应力状态,又将部分预应力混凝土分为以下两类:

**A 类** 受弯构件正截面中混凝土的拉应力不超过  $0.8 R_t \cdot R_t$  为混凝土的抗拉强度;

**B 类** 受弯构件正截面中混凝土的拉应力超过  $0.8 R_t$ ,但裂缝宽度不超过规定限值。

以上各规范将部分预应力混凝土构件分为二类及三类,或 **A** 类及 **B** 类,均以构件截面受拉边的拉应力大小作为构件分类的界线,但均未考虑疲劳荷载的影响。由于 **A** 类构件规定的允许拉应力较低,在运营荷载作用下构件一般不会开裂,即使出现裂缝,其宽度也很小,可不进行裂缝宽度验算。对 **B** 类构件则应进行裂缝宽度验算。

长沙铁道学院对大秦线采用的以钢绞线为预应力钢筋的 **16m** 先张法部分预应力混凝土 **A** 类梁进行了模拟梁的疲劳试验,模拟梁的跨中截面下缘混凝土的拉应力接近  $0.8 R_t$ ,在静载下不开裂,但在同量级的脉冲荷载作用大约 **50** 万次后,下缘混凝土先后出现细裂缝。随着加载次数的增加,裂缝宽度及条数也有不同程度的增加和延伸,大约在加载 **50~100** 万次后基本稳定,裂缝宽度仅为 **0.02~0.045mm**,卸载后完全闭合。此种裂缝宽度对梁的耐久性毫无影响。经过 **200** 万次循环加载未发生疲劳破坏。

模拟梁的疲劳试验是在相当于最大荷载的等应力幅作用下,在短期内连续进行的。实际架设于铁路线上的实梁,其尺寸远较模拟梁为大,其经常承受的列车运营荷载又较中—活载为小,要经历 **50~60** 年的时间方能达到 **200** 万次,因此实梁受疲劳荷载的影响远较模拟梁所反映的为小。

为此,本规定沿用《设计建议》的分类,将铁路部分预应力混凝土梁仍分为 **A** 类及 **B** 类,但考虑到铁路梁受疲劳荷载的影响,将 **A** 类梁的正截面中混凝土的拉应力限值由《设计建议》的  $0.8 R_t$  降至  $0.7 R_t$ 。虽然如此,也不能保证在任何情况下梁不开裂。在运营铁路线上,有时要通过超载特种列车,必要时应进行裂缝检算。

**第 2.2.4 条** 由于预应力混凝土用的钢丝和钢绞线已有国家标准,故本规定均采用国家标准(现行《桥规》中的规定仍为原冶金部标准)。即钢丝按 **GB5223—85** 规定,钢绞线按 **GB5224—85** 规定采用。预应力混凝土的粗钢筋采用 **GB1499—84**《钢筋混凝土用钢筋》中的 **Ⅳ** 级钢筋,其抗拉极限强度不得小于 **835MPa**,而且在使用前应进行冷拉,以提高其屈服强度。冷拉时的控制应力应大于或等于 **735MPa**,且冷拉率不得大于 **3%**。

关于钢丝及钢绞线的松弛率,一般可按国标的规定采用,即当初始应力相当于公称强度的 **70%** 时,对于 **I** 级松弛 **1000h** 的应力损失不得大于 **8%**,**Ⅱ** 级松弛不得大于 **2.5%**(钢丝及钢绞线相同),但根据铁道部有关部门的试验资料,钢丝的松弛率有达 **8.6~13%** 者,而且钢绞线的松弛率比钢丝更大。因此,使用部门宜根据实测结果确定松弛率,或采取适当措施以降低松弛率。

**第 2.2.5 条** 部分预应力混凝土吸收了钢筋混凝土梁的设计成熟经验,一般均采用混合配筋,在纵向配置适量的非预应力钢筋作为抗拉主筋,这样可以控制垂直于主筋方向裂缝的开展和裂缝的合理分布,并保证结构具有足够的延性。由于非预应力钢筋要替代部分预应力钢筋,则其强度就不宜太低,否则会不经济。对铁路部分预应力混凝土梁来说,还要考虑疲劳的要求。所以,非预应力钢筋要具有较好的抗疲劳性能。根据目前掌握的资料,**Ⅱ** 级钢筋的抗疲劳性能较 **Ⅲ**、**Ⅳ** 级钢筋可靠、充分,虽然前者的极限强度较后者为低,但本规定仍推荐采用 **Ⅱ** 级钢筋。

**第 2.3.1 条** 本规定沿用现行《桥规》第 **6.3.2** 条及第 **6.3.37** 条的规定,但取消了抗裂安全系数,因部分预应力混凝土不必检算抗裂性。又现行《桥规》表 **6.3.2** 中非预应力钢筋达到计

算强度时的安全系数  $K_1$  是指计算箍筋时之强度安全系数(见现行《桥规》第 6.3.34 条),并非对部分预应力混凝土梁中的纵向非预应力钢筋而言,纵向非预应力钢筋达到抗拉计算强度时的强度安全系数与预应力钢筋相同,故本条予以明确规定。

**第 2.3.2 条** 本规定表 2.3.2 中所列各阶段允许应力,除序号第 8 项及第 11 项外,均沿用现行《桥规》第 6.3.21~6.3.24 条及第 6.3.31 条、第 6.3.32 条、第 6.3.36 条的规定。

序号 4、5 及 6、7 项同现行《桥规》第 6.3.23 条及第 6.3.36 条。此时。混凝土的允许压应力及拉应力系指跨中下翼缘受压应力及支点或吊点处悬臂段上翼缘的受拉应力。运送及安装阶段还应按《桥规》第 6.3.35 条计入冲击系数。当在长大桥的桥头设厂制梁时,在运送及安装阶段其混凝土有可能尚未达到其设计强度,此时  $R_a$  及  $R_t$  应采用当时的抗压强度  $R'_a$  及抗拉强度  $R'_t$ 。

序号 8 是指对已安装就位的 A 类铁路部分预应力混凝土梁,当用架桥机吊梁通过其上时,在梁受拉区产生的最大拉应力。因 A 类梁是按运营荷载产生的最大拉应力不超过  $0.7 R_t$  进行设计的,而架桥机吊梁通过时的轴重较大,虽然此时不计冲击力,其产生的最大拉应力也可能超过  $0.7 R_t$  而成为控制条件。但这种情况只在架梁安装阶段发生,次数不多,没有疲劳问题,故将其容许最大拉应力从  $0.7 R_t$  适当放宽至  $1.0 R_t$ ,此时未考虑受拉区混凝土塑性系数  $\gamma$  的增大作用,故仍有  $\gamma=1.3$ (对工字形梁)的安全储备。对 B 类构件可不检算混凝土拉应力。因其本身已允许开裂,但应检算裂缝宽度(见 1.0.3 条及第 2.4.4 条)。

序号 11 是对斜截面混凝土主拉应力而言,对于部分预应力混凝土梁,斜截面不宜出现裂缝,因一旦出现裂缝,其宽度就比较大,且不能闭合,故应对斜截面的混凝土主拉应力进行检算。现行《桥规》第 6.3.20 条规定的斜截面混凝土主拉应力的检算是对全预应力混凝土梁要求梁斜截面的抗裂安全系数  $K_f$  同梁正截面的抗裂安全系数,故用弯矩  $K_f M$  及其相应的剪力  $K_f Q$  进行计算,其容许主拉应力为  $R_t$ 。由于部分预应力混凝土并无抗裂安全系数的概

念,因此本规定直接采用运营荷载作用下的弯矩及其相应的剪力或剪力及其相应的弯矩计算主拉应力,而降低其容许主拉应力,这样不仅概念清晰,而且计算简便,不需要用两种荷载  $M$  和  $K_f M$  以及其相应的剪力(或  $Q$  和  $K_f Q$  以及其相应的弯矩)进行计算,以避免可能出现的矛盾。因为按  $M$  计算时梁正截面可能不出现拉应力,即为全预应力的;如按  $K_f M$  计算,则梁正截面可能不出现拉应力,即为部分预应力的。由此计算出的主拉应力便相差甚大,甚至成为控制条件。至于容许主拉应力,可考虑取  $R_t/1.2 = 0.83 R_t$ ,或取《桥规》钢筋混凝土构件表 5.3.4 中有箍筋及斜筋时的容许主拉应力  $0.9 R_t$ ,本规定取  $0.85 R_t$ 。对于架桥机吊梁通过已安装就位的部分预应力混凝土梁时,梁斜截面主拉应力的容许值可适当放宽,当用单梁式架桥机时,参照《桥规》强度安全系数可由 2.0 降至 1.8,抗裂安全系数可由 1.2 降至 1.1,故本规定的容许主拉应力由  $0.85 R_t$  提高至  $0.9 R_t$ ;当用双梁式架桥机时,参照《桥规》强度安全系数可由 2.0 降至 1.6,抗裂安全系数可由 1.2 降至 1.05,故本规定的容许主拉应力可由  $0.85 R_t$  提高至  $0.95 R_t$ 。

**第 2.3.3 条** 关于 B 类构件裂缝宽度的限值,本规定仍采用《设计建议》规定值。兹将李京一同志对此规定的说明摘录于下。

《设计建议》关于裂缝宽度限值的规定,主要根据国内的调查试验结果,并参照 1982 年国际预应力混凝土协会(FIP)编制的《钢筋混凝土与预应力混凝土结构实用设计建议》”和欧洲—国际混凝土委员会编制的《开裂和变形 CEB 手册》对裂缝控制准则中的有关条文制订的。

我国建设部钢筋混凝土结构设计规范耐久性专题组对国内典型地区的工程调查,长期暴露试验研究与快速试验的结果得出的结论同《开裂和变形 CEB 手册》中所规定的裂缝宽度限值基本上是一致的。国内典型地区的工程调查,长期暴露试验与快速试验的结果表明,在建筑工程中带裂缝的钢筋混凝土构件,在裂缝处钢筋的锈蚀情况根据环境条件的不同,构件可归纳为三种不同的类

型。

### (一)第一类环境条件下构件中的钢筋锈蚀情况

第一类是环境条件属于轻度级,即处于一般大气(不含侵蚀性气体)条件下的室内(室内无直接或间接水源)带裂缝的钢筋混凝土构件,其裂缝宽度甚至大至几个毫米,钢筋上面基本上仍不出现锈蚀。桥梁修建在室外,且大都处于有水的地方,湿度较大,参照《桥规》及《公路预应力混凝土桥梁设计规范(试行)》(以下简称《公预桥规》)有关钢筋混凝土结构的规定,不宜按轻度环境考虑。

### (二)第二类环境条件下构件中钢筋锈蚀情况

第二类是环境条件属于中等级,即处于一般大气条件下室外的钢筋混凝土构件(包括室外钢筋混凝土的建筑物和构筑物)、室内有水源的钢筋混凝土构件(包括有直接水源或间接水源,间接水源是指由其它地方通向室内的蒸气等)以及湿度较大,通风不良,使构件裂缝处钢筋可能产生结露的室内钢筋混凝土构件。裂缝处的钢筋上都存在不同程度的锈蚀。

对长期处于室外一般大气条件下,在贵州、济南、武汉、兰州等地存放了 1~3 年的钢筋混凝土试件的破型结果表明:

#### 1. 裂缝宽度与钢筋锈蚀之间近似成直线关系

裂缝宽度愈大,裂缝处钢筋锈蚀长度和面积也相应较大,锈坑深度也较深,近似成直线关系。在一般情况下只要裂缝深度达到钢筋,则不论裂缝宽度大小,钢筋就要锈蚀。

#### 2. 环境对钢筋锈蚀程度有比较明显的影响

兰州比较干燥(年平均相对湿度 60%左右),裂缝处的钢筋上仅发现黄锈,只能测出锈蚀长度,测不出锈蚀深度。济南湿度中等(年平均相对湿度 70%左右),裂缝处的钢筋上可测出锈蚀深度,当裂缝宽度  $\delta_f=0.2\text{mm}$  时,2 年的锈蚀深度  $\tau=0.04\text{mm}$ ,年平均锈蚀深度为  $0.02\text{mm}$ 。贵州比较潮湿(年平均相对湿度 80%左右),当裂缝宽度  $\delta_f=0.2\text{mm}$  时,两年的锈蚀深度为  $0.08\text{mm}$ ,年平均锈蚀深度  $\tau_{cp}=0.04\text{mm}$ 。

#### 3. 锈蚀程度与钢材品种有关

在相同钢筋部位的混凝土表面,相同裂缝宽度情况下(由于钢丝的保护层较薄,实际上钢丝表面的裂缝宽度大于钢筋表面的裂缝宽度)。冷拔低碳钢丝比粗钢筋的锈蚀深度要大一倍左右。

螺纹钢筋较圆钢筋锈蚀较为严重。这是因为在构件受力时,螺纹钢筋凸出的肋部产生局部应力集中,肋部混凝土由于受到局部剪力而遭致局部剥离,因而当外界水份浸入时,这些地方易储水,致使钢筋产生锈蚀。

冷拉粗钢筋的锈蚀面积与锈蚀深度均较未冷拉的为严重。

国外大多数研究者认为,裂缝宽度不超过 **0.2mm** 时,不会产生严重锈蚀。对于钢筋锈蚀的发展问题,得出了如下两点结论:**(1)**裂缝处钢筋上的锈蚀速度随时间的增大而减慢;**(2)**钢筋的年平均锈蚀深度随裂缝宽度、钢筋直径和环境条件而异,约为 **0.01~0.02mm/年**。

根据调查和试验结果,我国钢筋混凝土结构设计规范耐久性专题组认为:对于一般大气条件下室外钢筋混凝土构件、室内有水源(包括有间接水源如蒸气等)的钢筋混凝土构件的裂缝宽度限值,用粗钢筋配筋时为 **0.2mm** 用直径小于或等于 **φ5mm** 钢丝配筋时为 **0.1mm**。上述裂缝宽度限值对短期组合 I (计入汽车荷载或列车荷载)作用下的部分预应力混凝土基本上是适合的,而对短期组合 II (计入挂车或履带荷载,或附加力)作用下的桥梁,考虑到该荷载出现的机率很少,且作为验算用,此时的裂缝宽度限值可以放宽,用冷拉粗钢筋配筋时为 **0.25mm**;用钢丝、钢绞线配筋时为 **0.15mm**。但考虑到钢丝、钢绞线在高应力状态下的应力腐蚀特别敏感,而控制钢筋腐蚀是长期荷载下的裂缝宽度,故《设计建议》规定在长期荷载作用下均不得消压,以确保构件在使用荷载的长期组合下裂缝处于闭合状态,从而可以避免和减缓钢筋的锈蚀

### (三)第三类环境条件下构件中钢筋锈蚀情况

第三类是环境条件属于严重级,即处于沿海大气条件的室内或室外钢筋混凝土构件。所谓“沿海”部位,主要指位于沿海岸边陆上处于海洋大气中的钢筋混凝土建筑物或构筑物。裂缝处钢筋

上的锈蚀情况在沿海大气条件上较一般大气环境为严重。因为海水中含有氯化钠,实际上它是一种溶质主要为氯离子与钠离子的稀电解质溶液。

直接建造在海边的建筑物,由于海水冲击或盐物的影响,且受太阳暴晒及干湿循环,促使钢筋锈蚀,并使混凝土胀裂而产生顺筋(纵向)裂缝。而离海较远的建筑物,其室内带裂缝的钢筋混凝土构件上裂缝处钢筋则并未生锈。

钢筋的锈蚀情况主要取决于海洋大气中的氯离子含量及建筑物与海的距离,一般来说要比大气条件下钢筋的锈蚀情况较为严重,因而裂缝的宽度限值应较严。

根据上述情况,《设计建议》规定,在环境条件属于严重的情况下,无论房屋或桥梁采用粗钢筋配筋的部分预应力混凝土构件的裂缝宽度限值均为 **0.1mm**,采用钢丝、钢绞线配筋的部分预应力混凝土构件,在短期荷载作用下不得采用 **B** 类构件。

西南交通大学何广汉、周述华同志结合深圳市铁路高架桥 **B** 类部分预应力混凝土梁模拟梁的静载和重复荷载试验结果,对部分预应力混凝土梁在重复荷载作用下的裂缝闭合和裂缝宽度限值提出了新的见解。《设计建议》及本规定均规定 **B** 类梁在中等及严重环境腐蚀条件下,由于恒载作用在梁的受拉边缘不得消压,但这并不表明在受拉边缘见不到一点裂缝痕迹。这是由于 **B** 类梁在荷载大于开裂荷载作用下开裂以后,其宽度随着荷载作用次数的增加而增大。于是在钢筋和混凝土之间产生不可恢复的滑移变形,混凝土内部骨料之间的接触面,也会有错动,裂缝表面可能发生破碎和掉碴,并且由于非预应力钢筋的存在,当移去引起开裂的荷载后,虽然在开裂处存在着很高的预压应力,钢筋将会阻止裂缝的闭合,何广汉、周述华同志称之为残余裂缝。如规定残余裂缝宽度  $\sigma_{fr}^{200} \leq 0.03 \sim 0.05 \text{mm}$  时,即可认为裂缝闭合。此种裂缝是肉眼难以发现的,也无损于外观。何广汉、周述华同志认为,影响裂缝闭合的主要因素有:(1)受拉翼缘混凝土中的有效预压应力的太小;(2)在使用荷载作用时的开裂程度;(3)荷载重复次数  $N$ 。为



此,定义裂缝闭合参数  $\psi=(M_0-M_{\min})/(M_{\max}-M_0)$ ,以反映上述(1)及(2)因素(式中  $M_0$  为消压弯矩,  $M_{\max}$  与  $M_{\min}$  分别为最大及最小弯矩),而  $\sigma_{\text{pr}}^{200}$  则反映  $N$  的影响。裂缝闭合参数  $\psi$  值愈小,裂缝愈难闭合。为使梁经受 200 万次重复荷载作用后的裂缝仍能闭合,则应满足以下裂缝闭合条件:

$\psi \geq 0.5$ , 即  $\lambda \geq \lambda_{\min} = 0.33 + 0.67(M_{\min}/M_{\max})$  式中  $\lambda = M_0/M_{\max}$ 。上述裂缝闭合条件实质上给设计者提供了裂缝闭合的最小预应力度。

何广汉、周述华同志认为。部分预应力混凝土梁在其运营的大部分时间都处于恒载(即永久荷载)状态,部分预应力混凝土梁采用混合配筋,可以实现最优设计,控制裂缝的分布和开展。因此,将一般结构工程中由耐久性试验得出的允许永久裂缝宽度限值  $0.20 \sim 0.25\text{mm}$ ,用于部分预应力混凝土梁在使用荷载下的特征裂缝宽度限值,显然是偏于安全的。故对于部分预应力混凝土梁在最大使用荷载下出现,而在恒载时又能闭合的裂缝,是不必担忧的。

日本土木学会 1986 年《混凝土标准规范·设计篇》规定的容许裂缝宽度见说明表 2.3.3。表中  $c$  为净保护层厚度。根据我国《桥规》规定,对混合配筋的纵向非预应力钢筋如采用变形钢筋。其净保护层最小厚  $c$  为  $3.0\text{cm}$ 。在一般环境条件下,容许裂缝宽度为  $0.005 \times 3 = 0.015\text{cm} = 0.15\text{mm}$ ;而预应力钢筋的净保护层还较非预应力钢筋为大,最小为  $3.5\text{cm}$ ,则容许裂缝宽度为  $0.004 \times 3.5 = 0.014\text{cm} = 0.14\text{mm}$ 。

日本 1986 年规范容许裂缝宽度(cm)

说明表 2.3.3

钢材种类	对钢材腐蚀的环境条件		
	一般环境	腐蚀性环境	特别严重腐蚀性环境
变形钢筋、普通圆钢 预应力钢材	$0.005c$ $0.004c$	$0.004c$ —	$0.0035c$ —

对于铁路部分预应力混凝土梁,常会遇到超载特种荷载,如架



桥机吊梁通过已架设好的梁,以及装载大型机电设备车辆等情况。由于其作用次数有限(相对于 200 万次),且列车通过之后裂缝即可闭合,故其疲劳对裂缝宽度的增大影响可不计(计算方法可见第 2.4.16 条说明)。此时的裂缝宽度限值,可采用本规定表 2.3.3 中主力加附加力组合项下之规定值。

**第 2.4.7 条、第 2.4.8 条** 对铁路部分预应力混凝土梁的预应力损失计算,仍沿用现行《桥规》的规定,采用分项计算然后综合的方法,即将引起预应力损失的主要因素分为 6 项:由混凝土的收缩和徐变引起的预应力损失  $\sigma_{s1}$ ;由预应力钢筋的应力松弛引起的预应力损失  $\sigma_{s2}$ ;由锚头变形、预应力钢筋回缩和反映拼装构件的接缝压缩引起的预应力损失  $\sigma_{s3}$ ;由预应力钢筋与管道间的摩擦引起的预应力损失  $\sigma_{s4}$ ;由张拉台座与预应力钢筋之间的温差引起的预应力损失  $\sigma_{s5}$ ;由混凝土的弹性压缩引起的预应力损失  $\sigma_{s6}$ 。此外,尚应根据施工方法和制梁工艺等实际情况,对其他一些因素,如预应力钢筋与锚圈口之间的摩擦引起的预应力损失,分别在设计中或施工过程中加以考虑。

铁路部分预应力混凝土梁规定采用预应力钢筋和非预应力钢筋的混合配筋。由于非预应力钢筋的存在,对混凝土收缩及徐变变形起着阻碍作用,从而将在混凝土中产生拉应力,亦即减小了混凝土的预压应力,在非预应力钢筋中产生压应力。因此,铁路部分预应力混凝土梁在计算因混凝土的收缩和徐变引起的预应力损失时,要考虑非预应力钢筋的影响。而现行《桥规》在计算因混凝土的收缩和徐变引起的预应力损失时系按全预应力混凝土考虑,不考虑非预应力钢筋的影响(因其用量较少),故现行《桥规》第 6.3.39 条  $\sigma_{s1}$  的计算公式(6.3.39—1)不能适用,应按本规定第 2.4.8 条的规定办理。其他  $\sigma_{s2} \sim \sigma_{s6}$  各项的计算与全预应力混凝土梁无区别,仍可采用现行《桥规》第 6.3.39 条公式(6.3.39—2)~(6.3.39—7)。

**第 2.4.10 条** 混合配筋的部分预应力混凝土梁,由于混凝土收缩、徐变引起的预应力损失是按本规定附录一的方法计算的。

按该方法除可计算出预应力钢筋的预应力损失外,同时亦计算出梁截面各计算纤维处混凝土预压应力的降低值。因此,这不同于全预应力混凝土梁的计算方法。但除混凝土收缩、徐变外,由预加力扣除其他因素引起的预应力损失后在梁截面中产生的混凝土预应力仍和全预应力混凝土梁相同,可按《桥规》第 6.3.5 条,再根据本规定第 2.4.9 条由预加力扣除相应阶段的预应力损失后求得的轴向力和弯矩进行计算。故梁正截面混凝土的有效预压应力为上述二者之和。

至于由弯起预应力钢筋的预加力包括扣除混凝土收缩、徐变引起的预应力损失后所产生的混凝土预剪应力,仍可按全预应力混凝土梁一样计算。

**第 2.4.11 条** (含第 2.4.12 条、第 2.4.19 条至第 2.4.21 条)对于承受铁路重复荷载作用的部分预应力混凝土梁,疲劳问题是十分重要的。这里,首先将《设计建议》中劳远昌教授对“部分预应力混凝土构件的疲劳”一文摘录如下:

“一般来说,只要设计得合理,预应力度选得恰当,对部分预应力混凝土的疲劳是用不着过份担心的。但是,由于部分预应力混凝土往往是用在活载与恒载比值较大的情况,当活载重复作用的次数很多时,疲劳问题就不可忽视。此外,在使用荷载下,部分预应力混凝土的受拉区可能正常地开裂,而开裂以后钢筋应力将大幅度增加。使得应力变化的数值也较高。因此,疲劳始终是一个应当重视的问题。

部分预应力混凝土的疲劳问题在《混凝土及加筋混凝土》1983 年第 2 期中劳远昌教授有比较系统的介绍。

### (一)材料的疲劳强度

#### 1. 普通钢筋的疲劳强度

对于给定的钢材品种和应力重复作用次数,在脉冲试验中(即  $\sigma_{\min}=0$  的情况)普通钢筋的疲劳强度与以下因素有关:(1)表面形状,(2)温度影响,(3)制造方法,(4)钢筋直径,(5)材质,(6)加工方法,(7)钢筋是否埋在混凝土中。其中,除了第(2)点以外,都比较

明确。关于第(7)点,目前的看法还不一致。一般都暂假定钢筋的疲劳强度在混凝土中和在空气中一样。

1976年美国总结了 353 根变形钢筋的试验结果。钢筋的公称直径为 16~32mm,屈服强度为 5170~2760 kgf/cm<sup>2</sup>。凸肋根部的圆弧半径与凸肋高度之比( $r/k$ )为 0.17~0.3。研究结论主要有以下几点:

(1)影响钢筋疲劳寿命(以荷载重复作用的次数  $N$  表示)的主要因素是应力变化幅度  $\Delta\sigma$ ,其次就是  $\sigma_{\min}$ 。

(2)如仅考虑  $\Delta\sigma$ ,则  $\log N=6.9690-0.0383 \Delta\sigma$ ,  $\Delta\sigma$  以 ksi 为单位。

(3)如仅考虑( $r/k$ ),则最大应力的允许值 $[\sigma_{\max}]=7.88+52.85(r/k)$ 。

1977 年美国的 ASSHO 及 ACI 和 ASCE 统一规定,在混凝土桥的工作阶段,普通钢筋的应力变化不得超过以下允许值:

$$[\Delta\sigma]=1450-0.33\sigma_{\min}+550(r/k)$$

式中应力均以 kgf/cm<sup>2</sup> 计,且  $\sigma_{\min}$  以拉应力为正,并假定  $\sigma_{\max}$  为拉应力,在缺乏具体资料时,( $r/k$ )可取为 0.3。同时还规定,主要受力钢筋在高应力区域不得带有弯折。

国际预应力混凝土协会(FIP)1982 年的建议中将钢筋的特征疲劳强度 $[\Delta\sigma]$ 定义为在  $\sigma_{\max}$  作用下经  $2\times 10^6$  次重复作用,取试验值的 10%分位值,对锚固装置为 50%分位值。此处  $\sigma_{\max}$  的试验值为特征抗拉强度的 70%。特征抗拉强度则定义为屈服应力或相应于 0.2%残余应变的特征屈服强度的 5%分位值。当缺乏试验数据时,特征疲劳强度 $[\Delta\sigma]$ 可按以下数值取用:

光面钢筋:2500 kgf/cm<sup>2</sup>

高粘结钢筋:1500 kgf/cm<sup>2</sup>

对于有弯曲或焊接的钢筋,该建议还列出了折减系数。

## 2. 预应力钢筋的疲劳强度

国内外都作过一些试验,但总的说来资料不多。预应力钢筋有钢丝、钢绞线及粗钢筋之分。粗钢筋虽有变形的,但仍以光面圆

筋为多,因而对预应力钢筋而言,疲劳问题主要是锚固处的疲劳。然而,锚固部位的疲劳试验资料很少,尚难作出一般性结论。在预应力钢筋的疲劳试验中,尤其对于钢丝夹具的加工很困难,不易获得良好结果。

美国混凝土协会(ACI)第 215 号委员会建议,在重复荷载作用下。预应力钢筋的应力变化幅度不得超过以下数值:

钢丝  $0.10 R_y$

钢绞线  $0.12 R_y$

国际预应力混凝土协会(FIP)1982 年的建议中规定,预应力钢筋的特征疲劳强度定义为在  $\sigma_{\max}$  作用下经  $2 \times 10^6$  次重复作用,试验值的 10%分位值。对锚固装置则为 50%分位值。此处  $\sigma_{\max}$  为 0.2%残余应变的屈服强度的 85%。当缺少试验值时,特征疲劳强度[ $\Delta\sigma$ ]可取用下列数值:

光面预应力钢筋	2000 kgf/cm <sup>2</sup>
变形截面预应力钢筋	1500 kgf/cm <sup>2</sup>
钢绞线	2000 kgf/cm <sup>2</sup>
高强度钢筋	800 kgf/cm <sup>2</sup>

### 3. 混凝土的疲劳强度

混凝土的疲劳一般不起控制作用。近年的研究成果可简述如下:

(1)过去有人报道,混凝土的疲劳试验结果比静力试验的要分散一些。然而,以应力为单位的均方差并不见得分散。

(2)混凝土没有一个相应于  $N \rightarrow \infty$  的所谓“耐劳极限”。

(3)对混凝土而言, $N$  与  $\sigma_{\max}$  之间的关系更为明显,而不是以  $\Delta\sigma$ ,也不是以  $\sigma_{\min}$  表示。

(4)抗压疲劳强度折减系数大致上也可用于抗弯、抗拉和抗剪的情况。当缺乏试验资料时,该折减系数可取作 0.5。

### (二)部分预应力混凝土构件的疲劳

#### 1. 疲劳验算的荷载

考虑到在桥梁一类的结构中,经常承受的活荷载往往明显地

低于静力强度验算中的“标准活载”，在近年一些设计规范中作疲劳验算时，将标准活载的效应乘上一个小于 1 的折减系数。当然，更完善的办法是采用荷载谱。

## 2. 受弯构件正截面的疲劳

预应力混凝土构件的疲劳往往是由预应力钢筋的拉伸破坏产生的。预应力钢筋的耐疲劳能力和它与周围混凝土的粘结情况有着密切的关系。粘结良好时，在混凝土开裂以前，在活载作用下预应力钢筋的应力增量很小，因而即使它的有效应力可能很高，一般也不致发生疲劳破坏。如果混凝土受拉开裂，只要裂缝不发展成为肉眼可见的裂缝（以下简称可见裂缝），良好的粘结仍大大有助于预应力钢筋的耐劳。近年来的许多试验证实了这一点。

然而，一旦微裂缝发展成为可见裂缝，在裂缝附近粘结力便遭到破坏，耐劳能力则与钢材的有效预应力值大小（它影响应力变化幅度  $\Delta\sigma$  的大小）及钢材特征有关。例如，变形钢丝上的刻痕将降低疲劳强度。因此在部分预应力混凝土中，对裂缝宽度的限制有着很重要的新意义，换句话说，疲劳强度与预应力钢筋的预加应力程度有关。

由试验得知，部分预应力混凝土受弯截面的应力，即使在截面开裂以后，仍可按平截面假定及静力平衡的条件求出。也就是习惯上所谓的弹性理论。然而，事实上在重复荷载作用下，材料可能产生非弹性变形和残余应力。为了使疲劳验算精确化，今后必须更多地进行非弹性变形与残余应力方面的研究。

作为一个简便的实用方法，可以在按弹性理论计算的基础上，将所得材料应力乘上一个增大系数。根据中国建筑科学研究院等单位的建议，对于常用配筋率的构件，在荷载重复作用 200 万次以后混凝土压应力的增大系数为 1.01~1.26，可近似地取为 1.20。在荷载重复作用 200~400 万次以后，受拉区的预应力钢筋应力的增大系数为 1.01~1.47，可取为 1.50，以偏于安全。显然，这一系数与试验条件有关，引用时慎重。

## 3. 受弯构件斜截面的疲劳

部分预应力混凝土受弯构件的斜截面疲劳是一个非常复杂的问题,这方面的试验资料还不多。中国建筑科学研究院等单位,近年来做了一些有意义的研究工作。

试验表明,对不出现斜裂缝的梁,箍筋的应力增量很小,箍筋一般不发生疲劳破坏。对出现斜裂缝的梁,在正常配箍率的情况下。特别是 T 形或工形截面梁,总是在斜裂缝处的某一肢箍筋首先发生疲劳断裂,然后随着荷载重复次数的增加,箍筋逐根疲劳断裂。最后,由受压区疲劳剪压破坏或纵向预应力钢筋疲劳断裂而彻底破坏。由此可见,对于允许斜截面在使用荷载作用下出现裂缝的构件,第一根箍筋疲断是梁达到斜截面疲劳极限状态的标志,斜截面疲劳验算的关键是如何正确地控制箍筋应力。

### (三)结 语

综上所述,部分预应力混凝土构件的疲劳问题可归纳如下:

1. 在部分预应力混凝土中,只要预应力度选择得恰当,一般不致发生疲劳破坏,但疲劳始终应当重视。
2. 影响钢材疲劳的主要因素是应力变化幅度  $\Delta\sigma$ 。
3. 混凝土的疲劳一般可不作验算。
4. 正截面的材料应力仍可用弹性理论计算,并乘以大于 1 的经验系数。
5. 当允许斜截面在使用荷载下开裂时,疲劳验算主要是控制箍筋应力。斜截面不开裂时,箍筋一般不发生疲劳破坏。”

根据长沙铁道学院为大秦线京密引水渠桥采用的 16m 先张法部分预应力混凝土梁(以钢绞线为预应力钢筋)的模拟梁进行疲劳试验的结果,梁体经过长期动载后,A、B 两类梁的预应力钢筋的应力增量分别比动载前增加 30~40%,非预应力钢筋的应力增量分别增加 35~45%。增量大部分在动载加载初期,在  $5 \times 10^5$  次动载中发生,其后逐渐趋于稳定。

根据铁道部科学研究院铁建所对大秦线一道河桥采用的 16m 先张法部分预应力混凝土梁(以 45SiMnV  $\phi 25\text{mm}$  为预应力钢筋)的模拟梁进行疲劳试验的结果,在 1.2 倍设计荷载到恒载之间疲

劳加载时,前 50 万次重复荷载下梁体钢筋应力有较明显的变化,前 50 万次至 106 万次之间则趋于稳定。实测梁体跨中等弯矩区段的非预应力钢筋处的钢筋平均应力变化幅度,由开始的 85MPa,最终增加到 110MPa,增大约 23%。

根据西南交通大学对深圳市铁路高架桥的部分预应力混凝土梁的模拟梁进行疲劳试验的结果,梁体在重复荷载作用后,混凝土及钢筋的应变相对于第一次静载而言,在同一荷载水准下实测的应变值随着荷载重复次数的增加而增加,但在荷载重复到一定的次数之后(约 50 万次~100 万次),这种增加的趋势变缓,实测值不再有很大的变化,基本上处于一种稳定状态。试验中实测的混凝土最大应力高出静载的计算值,最高达 21.44%,非预应力钢筋的应力幅则高出 59.13%。

由此可见,一般钢筋混凝土构件在承受重复荷载后,由于混凝土受拉区参加作用的减弱,受压区出现动力徐变变形,导致混凝土弹性模量的降低,且钢筋与混凝土之间粘着力的局部破坏而导致的滑移,以及混凝土内部裂缝的延伸,均使得混凝土及钢筋的应力较静载情况逐渐增加。部分预应力混凝土构件较之全预应力混凝土,由于出现受拉区及允许出现裂缝,更应考虑这种疲劳作用的增大影响。但是,在设计中如何计算这种影响,至今还没有一致的处理方法。目前,主要有两种方法:一种是在求得静力荷载作用下的截面应力基础上,直接乘以某一增大系数,如上引述的劳远昌教授的文献中已列出此增大系数。即对于常用配筋率的构件,混凝土压应力的增大系数为 1.01~1.26,预应力钢筋的增大系数为 1.01~1.47,基本上与上述三座桥试验结果相一致。但是,对于某一具体的梁部设计,由于梁的截面形式及梁重,尤其是配筋率及预应力度的不同,A 类或 B 类梁,究竟取用何值较合适,是很难决定的。

另一种是通过对弹性模量的折减来考虑重复荷载的影响。因混凝土经过多次重复荷载作用后,其弹性模量降低,残余变形增加。荷载作用下的应力愈大,则降低愈多,残余变形也愈大。如最大应力  $\sigma_{\max}$  低于疲劳强度,则经多次重复荷载作用后,弹性模量

趋于稳定。当混凝土承受的应力水平较高时,经重复加载 200 万次后,混凝土的弹性模量降低 20~25%,其变形模量约为初始弹性模量的 40~45%。此外,还应考虑到持续荷载对混凝土徐变的影响。现行《桥规》对钢筋混凝土结构考虑疲劳荷载的影响,就是采用混凝土弹性模量降低的办法,即规定桥跨结构及顶帽用混凝土最小应力与最大应力之比  $\rho=0.15$ ,及荷载重复系数  $N=200$  万次时混凝土的变形模量来计算钢筋弹性模量及混凝土变形模量之比  $n$ 。当混凝土标号为 400~600 时,  $n=10$ ;混凝土标号为 250~300 时,  $n=15$ ;当混凝土标号等于及小于 200 号时,  $n=20$ 。即混凝土弹性模量折减了 30~50%(600 号为 42%,500 号为 40%,400 号为 36%,300 号为 56%,200 号为 61%,平均 47%),蔡敬光同志引用了太原工学院通过对钢筋混凝土受弯构件所进行的疲劳试验提出的疲劳变形模量的概念,导出了疲劳变形模量与荷载重复次数  $N$  之间的关系式:

$$E_k^f = 0.61 \sqrt{r} E_k, \text{ 或 } E_k^f = 0.61(1.019 - 0.071 \lg N/10^4) E_k$$

$$\text{当 } N=2 \times 10^6 \text{ 时, } E_k^f = 0.522 E_k,$$

可见,荷载重复作用 200 万次后,混凝土弹性模量折减了约 50%。这与现行《桥规》的规定大致相符。

对于 B 类部分预应力混凝土梁,如果把预加力视为外力,则它与普通钢筋混凝土梁没有本质区别,在外荷载作用下,当荷载效应与预加力效应抵消之后,部分预应力混凝土梁与普通钢筋混凝土梁就基本等效了。但对于 A 类部分预应力混凝土梁,由于在运营荷载作用下梁截面一般不开裂,这与普通钢筋混凝土梁不同。普通钢筋混凝土梁在理论上是假设混凝土一受拉就开裂而不计受拉区混凝土的作用。因此疲劳作用对 A 类部分预应力混凝土梁的影响,应较 B 类梁为小。故本规定采用两种不同办法(实质上也是同一办法)来考虑疲劳荷载对部分预应力混凝土梁的影响。对 A 类部分预应力混凝土梁,疲劳作用对预应力钢筋和非预应力钢筋的应力影响,根据试验资料,采用  $\alpha_1=1.5$  的增大系数。即首先按梁全截面用弹性理论公式(2.4.11—1)分别算出预应力钢筋



和非预应力钢筋水平处的混凝土应力  $\sigma_h$ , 然后乘以  $\alpha_1 n_y$  及  $\alpha_1 n_g$ , 即得运营荷载作用下预应力钢筋和非预应力钢筋的应力。对 B 类部分预应力混凝土梁则采用现行《桥规》对普通钢筋混凝土的方法将混凝土弹性模量降低来考虑疲劳荷载的影响。本规定第 2.2.1 条规定铁路部分预应力混凝土梁的混凝土标号不宜低于 400 号, 故本规定将预应力钢筋和非预应力钢筋的弹性模量与混凝土变形模量之比均采用 10, 即  $n_y = n_g = 10$  (相当于  $\alpha_2 = 1.8$ ), 而后按开裂截面进行计算。深圳市铁路高架桥即按此进行设计, 后经西南交通大学对模拟梁进行疲劳试验的结果, 以及蔡敬光同志的研究成果, 均证明采用这一处理方法是可行的, 且简单、实用。

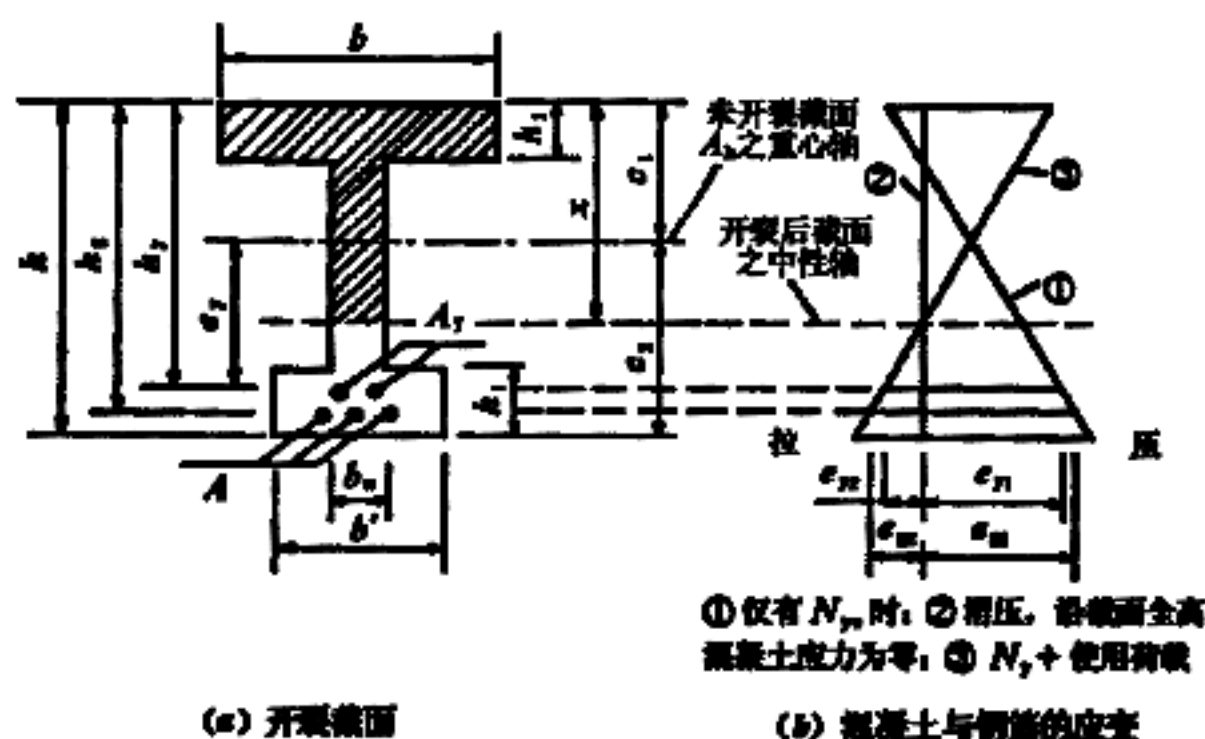
**第 2.4.12 条** 《设计建议》推荐的 B 类梁开裂后截面应力计算方法是基于尼尔圣(Nilson)的假定。现将《设计建议》中周远棣, 陈永春同志关于“开裂截面的应力计算”一文摘录于下:

“在钢筋混凝土受弯构件开裂后的应力计算中, 由于不存在预应力钢筋及预加力, 其应力计算较为简便。即用换算截面法计算截面几何特性, 取截面受压部分与受拉部分的换算静力矩平衡条件即可解出截面中性轴位置, 从而计算有关应力。

在部分预应力混凝土梁中由于预应力钢筋预加力的存在, 开裂截面的应力较为复杂一些。通常采用的方法是将梁在受弯时的应变与应力状态分解为几个阶段进行计算。

### (一) 开裂截面的应力状态分析

说明图 2.4.12—1(a) 表示一个典型的部分预应力混凝土梁截面, 其中布置有预应力钢筋和非预应力钢筋。梁在预加力及外荷载作用下, 其截面应变变化可分解为说明图 2.4.12—1(b) 的几个阶段。阶段 I 为有效预加力  $N_y$  作用下的截面应变, 用直线①表示。当外荷载作用时, 截面应变随之发生变化, 设在某一荷载作用下, 截面应变在全高正好为零, 用虚线②表示, 并称为虚拟的阶段 II。此阶段相当于混凝土截面完全消压。在外荷载弯矩达到设计值时, 得到消压时的预加压力  $N_y$  与设计荷载弯矩  $M$  产生的应变③, 称为阶段 III。将上述各阶段的应力叠加即可得到截面应力。



说明图 2.4.12—1 开裂截面的应力状态分解图

阶段 I :

此阶段仅有有效预加力  $N_{py}$  作用, 因此预应力钢筋的应力为:

$$\sigma_y = N_{py} / A_y$$

钢筋是与混凝土粘结在一起的, 因此非预应力钢筋的应变等于其截面重心处的混凝土的应变。由说明图 2.4.12—1(b) 的应变图①可知, 非预应力钢筋的压应力为:

$$\sigma_{g1} = \varepsilon_{g1} E_g$$

阶段 II :

此虚拟阶段,假定混凝土完全消压,因此混凝土压应变为零。此时混凝土在预应力钢筋截面重心处的应变由压应变  $\epsilon_{y1}$  变化到零,相应地预应力钢筋增加拉应变  $\epsilon_{y1}$ 。根据平截面假定,可求得:

$$\epsilon_{y1} = \frac{1}{A_h E_h} [N_{ye} (1 + e_y^2 / r^2)]$$

预应力钢筋的应力增量则为:

$$\sigma_{y1} = \epsilon_{y1} E_y$$

经过以上两个阶段,预应力钢筋的总拉力为:

$$N_y = N_{ye} + N_{y1} = (\sigma_y + \sigma_{y1}) A_y$$

为达到这一虚拟状态的要求,应在预应力钢筋重心处施加与  $N_y$  力大小相等,方向相反的作用力(说明图 2.4.12—1(c))。

此阶段非预应力钢筋出现的拉应力为:

$$\sigma_{g2} = \epsilon_{g2} E_g$$

于是非预应力钢筋经过这两阶段后所具有的应力为:

$$\sigma_{g1} + \sigma_{g2} = E_g (-\epsilon_{g1} + \epsilon_{g2}) = 0$$

阶段 III:

在以上阶段中,增加了一个虚拟荷载  $N_y$ ,而设计弯矩  $M$  尚未作用,如说明图 2.4.12—1(d)所示。因此,在阶段 III,应在截面上预应力钢筋截面重心处施加作用力  $-N_y$ ,并在截面上作用弯矩  $M$ 。

截面在  $-N_y$  和  $M$  作用下,其效应与钢筋混凝土大偏心受压构件类似,因此可以按大偏心受压构件的分析方法进行计算。

将三个阶段的应力值叠加即得到总应力值:

$$\sigma_h = \sigma_{h3}$$

$$\sigma_g = \sigma_{g3}$$

$$\sigma_y^s = \sigma_y + \sigma_{y1} + \sigma_{y2}$$

## (二)大偏心受压构件的应力计算

建立钢筋混凝土大偏心受压构件的应力计算方法时,采用以下假定:

1、混凝土应变沿截面高度为线性变化；

2、截面受拉区混凝土的抗拉强度略去不计。

在设计弯矩  $M$  作用下,  $N_y$  的作用点由预应力钢筋重心处移到梁外某一  $O$  点(说明图 2.4.12—2), 得:

$$e_N = \frac{M}{N_y}$$

对  $T$  形截面, 由内外力对  $O$  点的力矩为零得:

$$\frac{\sigma_{k3}}{2} x b \left( e_N - k_y + \frac{x}{3} \right) + \sigma_{k3} (b'_i - b) k'_i \cdot \left\{ \left( e_N - k_y + \frac{k'_i}{2} \right) - \frac{k'_i}{2x} \left( e_N - k_y + \frac{2}{3} k'_i \right) \right\} - A_y \sigma_{y3} e_N - A_g \sigma_{g3} (e_N - k_y + k_g) = 0$$

$$\therefore \sigma_{y3} = n_y \sigma_{k3} \frac{k_y - x}{x}$$

$$\sigma_{g3} = n_g \sigma_{k3} \frac{k_g - x}{x}$$

代入上式整理后得:

$$x^3 + 3(e_N - k_y)x^2 + \frac{6}{b} \left\{ (b'_i - b) k'_i \left( e_N - k_y + \frac{k'_i}{2} \right) + n_y A_y e_N + n_g A_g (e_N - k_y + k_g) \right\} x - \frac{6}{b} \left\{ (b'_i - b) \frac{k_i^2}{2} \left( e_N - k_y + \frac{2}{3} k'_i \right) + n_y A_y k_y e_N + n_g A_g k_g (e_N - k_y + k_g) \right\} = 0$$

或简写为:

$$x^3 + Ax^2 + Bx + C = 0 \quad (\text{说明 2.4.12})$$

式中  $A = 3(e_N - k_y);$

$$B = \frac{6}{b} \left\{ (b'_i - b) k'_i \left( e_N - k_y + \frac{k'_i}{2} \right) + n_y A_y e_N + n_g A_g (e_N - k_y + k_g) \right\};$$

$$C = -\frac{6}{b} \left\{ (b'_i - b) \frac{k_i^2}{2} \left( e_N - k_y + \frac{2}{3} k'_i \right) + n_y A_y k_y e_N + n_g A_g k_g (e_N - k_y + k_g) \right\}。$$

对矩形截面及  $x \leq k'_i$  的 T 形截面, 取  $b = b'_i$ , 则:

$$A = 3(e_N - k_y); B = \frac{6}{b'_i} \{ n_y A_y e_N + n_g A_g (e_N - k_y + k_g) \};$$

$$C = -\frac{6}{b'_i} \{ n_y A_y k_y e_N + n_g A_g k_g (e_N - k_y + k_g) \}.$$

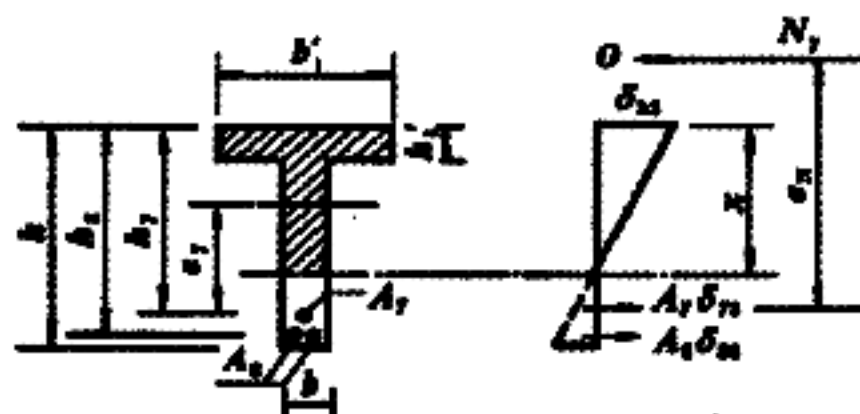
式(说明 2.4.12)就是熟知的中和轴高度的三次方程。

求得中和轴高度  $x$  后, 根据截面内力的平衡条件, 可得:

$$\sigma_{k3} = 2 N_y x / [ b x^2 + (2 x - k'_i) (b'_i - b) k_i \\ - 2 n_g A_g (k_g - x) - 2 n_y A_y (k_y - x) ]$$

$$\sigma_{y3} = n_k \sigma_{k3} \frac{k_y - x}{x}$$

$$\sigma_{g3} = n_g \sigma_{k3} \frac{k_g - x}{x}$$



说明图 2.4.12—2 开裂截面的应力状态图

在此需要特别指出的是, 尼尔圣的假定以及《设计建议》推荐的计算方法都没有考虑因混凝土的收缩、徐变所引起的在非预应力钢筋中产生的附加压应力  $\Delta\sigma_{ps}$  (见本规定附录一附 1.6 式) 及疲劳重复荷载的影响。根据本规定附录一的计算方法, 非预应力钢筋中的附加压应力  $\Delta\sigma_{ps}$  在数值上等于预应力钢筋中因混凝土收缩、徐变引起的预应力损失。根据过去设计经验, 其值在 **100MPa** (**1000kgf/cm<sup>2</sup>**) 左右, 而非预应力钢筋的用量  $A_g$  也不算小, 因此其影响不能忽视。再如上所述, 对疲劳荷载重复作用的影响也不能不计。为此, 本规定对《设计建议》的推荐公式作了修正。即在周远棣、陈永春两同志文中的虚拟阶段 II 中, 截面上的总拉力应为

预应力钢筋的有效预加力与非预应力钢筋中的压力  $\Delta\sigma_{gs} \cdot A_g$  之和 ( $\Delta\sigma_{gs}$  受压为负), 此力  $\sigma_{y1} A_y + \Delta\sigma_{gs} A_g$  作用于预应力钢筋和非预应力钢筋重心处, 这样便可求得此处的混凝土应力为:

$$\sigma_k = \frac{\sigma_{y1} A_y}{A} \left[ 1 + \frac{e_y^2}{r^2} \right] + \frac{\Delta\sigma_{gs} A_g}{A} \left[ 1 + \frac{e_g e_y}{r^2} \right]$$

考虑疲劳影响, 可近似地取  $n_y = 10$ , 即得消压时预应力钢筋的应力增量  $\Delta\sigma_{y1}$ , 如条文(2.4.12—3)式所示:

$$\Delta\sigma_{y1} \approx \frac{10 \sigma_{y1} A_y}{A} \left[ 1 + \frac{e_y^2}{r^2} \right] + \frac{10 \Delta\sigma_{gs} A_g}{A} \left[ 1 + \frac{e_g e_y}{r^2} \right]$$

截面开裂后应力的计算, 同样也应计入非预应力钢筋因混凝土收缩、徐变引起的附加压力  $\Delta\sigma_{gs} \cdot A_g$  的影响, 即在周远棣、陈永春两同志文中的阶段Ⅲ中, 应在截面上作用着  $(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1}) \cdot A_y + \Delta\sigma_{gs} \cdot A_g$  及运营荷载作用下的弯矩  $M$ , 其效应与钢筋混凝土大偏心受压构件类似, 因此可以按本规定附录二所示的大偏心受压构件的分析方法进行计算, 即可得截面消压后按开裂截面计算的预应力钢筋及非预应力钢筋的应力增量  $\Delta\sigma_{y2}$  及  $\Delta\sigma_{g2}$ 。由于本规定计入了  $A_g \cdot \Delta\sigma_{gs}$ , 因此本规定附录二关于“消压后开裂截面的应力计算”与《设计建议》的附录二稍有不同。

**第 2.4.13 条** 如果在部分预应力混凝土梁的斜截面中由于运营荷载产生裂缝, 不但裂缝宽度较大, 且在运营荷载移去之后裂缝也不能完全闭合, 因此本规定不允许斜截面出现裂缝。斜截面混凝土的主拉应力  $\sigma_{\perp}$  计算公式采用材料力学的计算公式(2.4.13—1), 运营荷载作用时即按运营荷载产生的弯矩及其相应的剪力进行计算, 不再象现行《桥规》第 6.3.20 条那样乘以抗裂安全系数  $K_f$ , 而是将主拉应力允许值从  $R_t$  降低为  $0.85 R_t$  (见本规定第 2.3.2 条表 2.3.2 中之序号 11)。当架桥机吊梁通过已安装就位的部分预应力混凝土梁, 或特种超载荷载作用时, 则将主拉应力允许值放宽至  $0.9 R_t$  或  $0.95 R_t$ 。

**第 2.4.16 条** 对 B 类梁特征裂缝宽度的计算, 本规定原则上采用《设计建议》的计算公式, 再考虑铁路梁承受疲劳荷载的特点。

根据三座铁路桥模拟梁的试验资料,以及近年来有关文献,作了必要的修正。下面首先将《设计建议》中刘永颐、周远棣两同志关于“裂缝控制与计算”一文摘录于下。

“部分预应力 **B** 类构件允许在正常使用阶段出现裂缝,因此,控制裂缝宽度是部分预应力混凝土结构中的一项重要内容。

目前,对部分预应力构件的裂缝控制国内外通常采用两种方法,一种是直接进行裂缝宽度验算,另一种是用某些构造规定或名义拉应力等方法来限制裂缝宽度(本说明对后一种限制裂缝宽度的方法从略)。

### 关于裂缝宽度计算

部分预应力构件裂缝宽度计算与普通钢筋混凝土构件裂缝宽度计算是密切相关的。由于裂缝问题的复杂性。到目前为止,普通钢筋混凝土构件的裂缝宽度计算仍然带有很大的经验成分。尽管如此,近年来,在裂缝计算理论方面还是取得了一定进展,这些理论有助于我们从复杂的现象中抓住最本质、最主要的参数。因此,有必要对裂缝计算理论和近年来实验研究工作的重要进展作一简要回顾。

钢筋混凝土构件的裂缝计算理论已有三四十年历史,经典的裂缝计算理论(或称滑移理论)是由 **D. Watstein, D. E. Parsons, B. N. Mypaweb, E. Hognestad** 等人在 40~60 年代建立和发展起来的。这一理论认为:裂缝间距是通过粘结力从钢筋传递到混凝土上的力所决定的;裂缝宽度则是构件开裂后钢筋和混凝土的相对滑移造成的。根据这一理论建立起来的平均裂缝宽度  $\delta_{fm}$  的计算公式具有下列形式:

$$\delta_{fm} = L_{fm}(e_{gm} - e_{km})$$

式中  $L_{fm}$ ——平均裂缝间距,是钢筋直径  $d$  与含钢率  $\mu$  的函数。

$$L_{fm} = K_2 \frac{d}{\mu}, K_2 \text{ 为与粘结力特性有关的系数;}$$

$e_{gm}$ 、 $e_{km}$ ——分别为钢筋与混凝土的平均应变,由于  $e_{km} \ll e_{gm}$ , 通常认为  $e_{km}$  可以忽略不计;  $e_{gm}$  是钢筋应变

$\sigma_s/E_s$  与  $\psi$  值的乘积,  $\psi$  是考虑混凝土参与受拉工作的系数,  $\psi \leq 1.0$ 。

国标 TJ10—74、《桥规》、《公预桥规》所列的裂缝计算公式都是按照上述计算理论建立起来的半理论半经验公式。

1966 年英国水泥混凝土协会 G.D. Base, J. B. Read, A. W. Beeby, H. P. J. Taylor 提出了一种新的裂缝计算理论, 简称无滑移理论。这一理论认为, 在通常允许的裂缝宽度范围内, 变形钢筋与混凝土之间的相对滑移量几乎可以忽略不计, 裂缝宽度主要是钢筋周围混凝土受力时变形不均匀造成的, 说明图 (2.4.16—1)。因此, 可以用弹性理论方法计算钢筋附近和离钢筋某部位处的应变差确定裂缝宽度。G.D. Base 等人通过理论与实验研究导得的最大裂缝宽度计算公式为:



说明图 2.4.16—1 裂缝形状示意图

$$\delta_{\max} = 3.3 C \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{k_2}{k_1}$$

式中  $C$ ——裂缝观测点离最近一根钢筋表面的距离;

$k_2/k_1$ ——考虑梁弯曲时, 梁底裂缝比主筋位置处裂缝宽度的增大倍数 ( $k_2, k_1$  分别为梁底与主筋重心位置到中性轴的距离)。

无滑移理论与经典的滑移理论不同, 它强调裂缝两侧的混凝土截面不是相互平行的二个平面, 而是两个曲面, 且裂缝宽度随远离钢筋的距离而增大。因此, 混凝土保护层厚度对外观裂缝宽度有重要的影响。

试验还表明, 具有高粘结的变形钢筋与光面钢筋对裂缝宽度的影响并不象滑移理论所提出的那样重要。事实上在相同的钢筋应力下, 两者相差平均仅为 13%。

1970 年, A. W. Beeby 又量测了单跨钢筋混凝土平板底面不同位置处的裂缝宽度与间距, 指出裂缝宽度随离钢筋的距离增大



而增大。但达某一距离后则接近常数。该部位的裂缝宽度则与初始裂缝的高度有关而不是与钢筋的距离有关,并建立了一个新公式,引入了初始裂缝高度及保护层厚度等参数。

1971年,日本 Y.Goto 在轴心拉杆的钢筋周围预埋导管并用墨水注入,试验后剖开试件发现在主裂缝附近变形钢筋的周围形成如说明图 2.4.16—2 所示的内部微裂,主裂缝附近区段粘结力遭到破坏,同时证明裂缝宽度在构件外表处最大,钢筋表面处最小。



说明图 2.4.16—2 裂缝外形与内部微裂图

近年来,国外学者还进一步肯定了钢筋有效影响区的概念。在许多大型的梁、板试验中,常常可以看到这种现象。首批出现的裂缝间距比较大。随着荷载的增加,在首批裂缝之间继续出现新裂缝,这些新裂缝的形成是由于钢筋通过粘结力传递给混凝土的拉应力超过了附近区域混凝土抗拉强度而形成的。它们通常只发生在钢筋附近的某一区域而不再向上部扩展。因此常具有说明图 2.4.16—3 所示的裂缝分布状态。在钢筋附近区域、裂缝的间距和宽度都比较小,在远离钢筋的部位,例如在梁腹处,有时反而形成较大的裂缝间距和宽度。裂缝计算中所控制的裂缝宽度都是指裂缝间距稳定后主筋附近的裂缝宽度。因此,有必要在计算中引入钢筋有效影响区的概念。



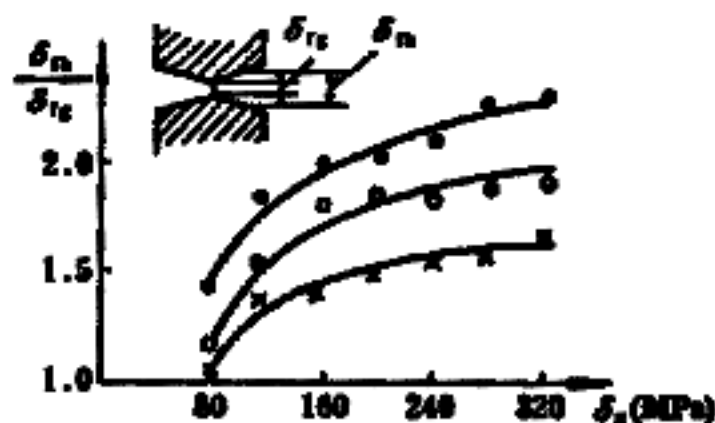
说明图 2.4.16—3 大梁裂缝分布形态图

国内在钢筋混凝土和部分预应力混凝土裂缝研究方面也做过不少理论与实验研究工作。完成了大量拉杆、梁、偏压柱等构件试验,积累了丰富的实验数据与工程调查材料。

1963年,中国建筑科学研究院曾对六根不同保护层厚度的轴心拉杆(其余参数均相同)进行了对比,试验结果表明,保护层厚度

从  $1.5\text{cm}$  增大至  $3.0\text{cm}$  时,裂缝间距增大  $54\%$ ,裂缝宽度增大  $75\%$ ,揭示了保护层厚度对裂缝间距和宽度的重大影响。在用狭长矩形截面试件进行的裂缝外形观测中,沿某裂缝截面量测了离钢筋不同距离处裂缝宽度的变化,证明裂缝截面两侧混凝土的不均匀应变造成了喇叭形裂缝外形,且这种内、外裂缝宽度的差异随钢筋应力的增大而增大(说明图 2.4.16—4)。

钢筋混凝土结构设计规范耐久性专题组曾用环氧树脂注入或用塞尺方法探查表面裂缝与钢筋位置处裂缝宽度的差异,发现当保护层厚度为  $2.5\text{cm}$  左右,裂缝宽度小于  $0.3\text{mm}$  时,实测混凝土表面裂缝宽度与钢筋表面裂缝宽度的比值等于  $1/2\sim 1/3$ 。



说明图 2.4.16—4 裂缝截面不同部位处裂缝相对宽度与钢筋应力的关系图

在理论研究方面,迄今为止国内主要沿用经典的滑移理论结合实验数据提出了钢筋混凝土轴心受拉和受弯构件的裂缝计算公式以及某些经验公式。对部分预应力构件的裂缝控制,国标 **TJ10—74** 则采用抗裂安全系数  $K_f$  作为控制指标。

随着部分预应力混凝土结构应用领域的扩大,上述控制部分预应力构件裂缝宽度的方法很难适应预应力度和配筋率变化很大的各类构件。同时在钢筋混凝土构件裂缝计算方面,国内各规范之间以及同一规范对不同构件(拉杆与梁)采用了各不相同的公式,使用上甚感不便。实际上,对于各种不同类型的构件,包括部分预应力混凝土在内,裂缝的发生和发展机理都是相近的,完全有可能统一成一个公式进行计算。

为了寻求一种计算简便、通用性较大并且有足够精度的裂缝计算公式,我们根据国内外裂缝计算理论和实验研究的新成果,对影响裂缝宽度的主要参数进行了分析研究,提出了以保护层厚度

$C_s$ , 配筋影响区的含钢率  $\mu_s$ , 钢筋的粘结特性(外形与直径)系数  $\nu$  和钢筋应力  $\sigma_s$  为主要参数的平均裂缝宽度计算公式, 并根据要求的保证率与裂缝宽度变异系数  $C_s$  确定“特征裂缝宽度”。

### 1. 关于“特征裂缝宽度”

我国现行《桥规》、《公预桥规》和国标 TJ10—74 规定验算裂缝宽度时, 系控制“最大裂缝宽度”不超过某一限值, 但规范对“最大裂缝宽度”无明确的定义或解释。众所周知, 裂缝宽度受多种因素的影响, 带有较大的随机性。

构件受力后会出现多条裂缝, 即使在等弯矩区段(或等轴力区段), 各根裂缝宽度也是大小不一的。不同宽度的裂缝, 出现概率也不同。说明图 2.4.16—5



说明图 2.4.16—5 某试件裂缝宽度频率分布示意图

表示某试件裂缝宽度的频率分布。多数裂缝的宽度在平均值

附近波动, 宽度比平均值愈大的裂缝, 出现概率也愈低。显然, 我们无法确切预期某一构件中最大裂缝宽度的具体数值, 而只能借助数理统计方法估计超过某种宽度的裂缝出现概率。因此笼统地称“最大裂缝宽度”而不相应地明确其定义(指明与它相应的保证率或分位值)是不合适的。反而容易引起概念上的混淆, 似乎验算的目标是构件中可能出现的某条最大裂缝。只要验算合格, 构件中就不会出现超过“限值”的裂缝。这显然是一种误解。事实上, 裂缝验算只能看作是控制裂缝开展的一种手段, 它能使结构中超过限值的裂缝出现概率很小, 而不是确保最大裂缝宽度不超过限值。为此, 在《设计建议》中引入了“特征裂缝宽度”之概念, 并定义为裂缝宽度分布的 0.95 分位值, 即构件中裂缝宽度小于该特征值的概率为 95%。给“特征裂缝宽度”的概念下一明确的定义, 有利于澄清对“最大裂缝宽度”的误解, 有利于各种实验数据的对比分析和改进构件的检验标准, 同时可以促进对裂缝宽度的统计分析和工作。

确定了统计参数的分布类型和统计特征值(平均值 $\bar{x}$ ,标准差 $\sigma$ 或变异系数 $C_v$ )之后,就很容易按照理论分布较为确切地估计各种裂缝宽度可能出现的概率。

如果我们把计算所要控制的“特征裂缝宽度”用 $\delta_{fk}$ 表示,则它与平均裂缝宽度 $\delta_{fm}$ 有如下关系:

$$\delta_{fk} = (1 + kC_v) \delta_{fm} = \alpha \cdot \delta_{fm}$$

式中  $C_v$ ——裂缝宽度的变异系数;

$k$ ——系数,与分布类型及特征裂缝宽度的保证率有关;

$\alpha$ ——考虑裂缝宽度分散性的扩大系数,其值为 $(1 + kC_v)$

计算表明,无论按皮尔逊Ⅲ型曲线分布或按对数正态分布,当保证率为95%时求得的扩大系数 $\alpha$ 值都是非常接近的。例如当 $C_v$ 分别为0.4、0.5和0.6时,按皮尔逊Ⅲ型曲线, $\alpha$ 的值分别为1.74、1.94和2.15;按对数正态分布, $\alpha$ 值分别为1.75、1.95和2.14。

## 2. 裂缝宽度计算公式

前已论述,经典滑移理论强调裂缝宽度系由裂缝间钢筋与混凝土的相对滑移所形成,并认为 $\frac{d}{\mu}$ 和 $\frac{\sigma_s}{E_s}$ 是影响裂缝宽度的主要参数;而无滑移理论则强调裂缝截面处钢筋周围混凝土的不均匀变形对表面裂缝宽度有重要影响,认为保护层厚度 $C$ 和钢筋应变 $\frac{\sigma_s}{E_s}$ 是影响裂缝宽度的主要参数。实际上,在裂缝截面处,钢筋与混凝土的相对滑移以及钢筋周围混凝土变形的不均匀性都是存在的(说明图2.4.16—2),裂缝宽度是上述两种变形的综合影响结果。因此平均裂缝宽度可以近似地用下列形式表达:

$$\delta_{fm} = \left[ K_1 C + K_2 \frac{d}{\mu} \right] \frac{\sigma_s}{E_s}$$

根据国内百余根轴拉构件和受弯构件裂缝宽度实验资料的统计分析,建议统一按下列公式计算钢筋混凝土和部分预应力混凝土构件的平均裂缝宽度:

$$\delta_{fm} = \left[ 2.4 C_s + v \frac{d}{\mu_e} \right] \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (\text{说明 } 2.4.16-a)$$

按下列公式计算考虑长期效应后的特征裂缝宽度:

$$\delta_{fk} = \alpha_1 \cdot \alpha \left[ 2.4 C_s + v \frac{d}{\mu_e} \right] \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (\text{说明 } 2.4.16-b)$$

式中  $C_s$ ——主筋侧面净保护层厚度(mm);

$d$ ——钢筋直径(mm);

$\mu_e$ ——纵向受拉钢筋的有效配筋率。

$$\mu_e = \frac{A_s + A_f}{A_{ke}}$$

其中  $A_{ke}$ ——受钢筋影响的有效混凝土受拉区面积,按说明图 2.4.16—6 计算;

$v$ ——钢筋粘结特性系数,对规律变形钢筋,  $v=0.02$ ;对光面钢筋或钢丝,  $v=0.04$ ,对后张法孔道压浆的预应力钢材和变形钢筋  $v=0.04$ ;对钢丝  $v=0.06$ ;

两种钢筋混合使用时,可近似地取  $v$  的平均值;

$\sigma_s$ ——非预应力钢筋的应力或预应力钢筋的应力增量(kgf/cm<sup>2</sup>),可近似按下式计算:

对普通钢筋混凝土梁:

$$\sigma_s = \frac{M}{0.87 k_0 A_s}$$

对部分预应力混凝土梁:

$$\sigma_s = \frac{M - 0.75 M_f}{0.87 k_0 (A_s + A_f)} \quad (\text{说明 } 2.4.16-c)$$

$\alpha$ ——特征裂缝宽度比平均裂缝宽度的扩大倍数,受弯构件:  $\alpha=1.8$ ;

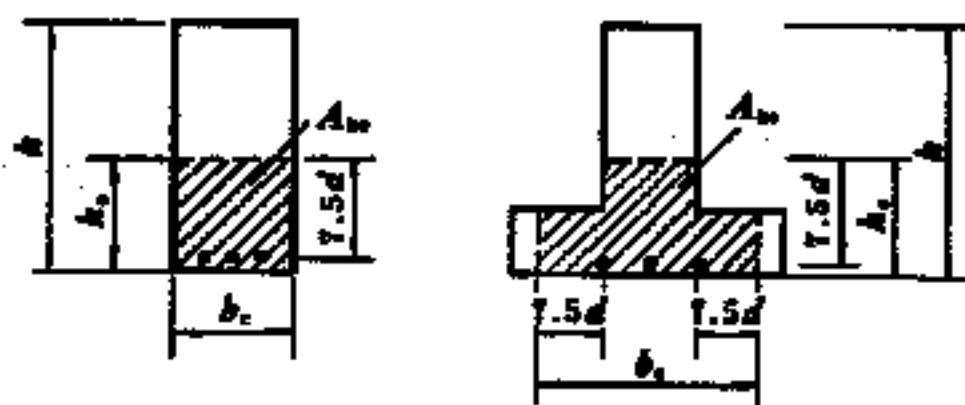
轴心受拉构件;对分散配筋,  $\alpha=2.0$ ;

对排筋和集中配筋,  $\alpha=2.5$ ;

$\alpha_1$ ——考虑长期效应的裂缝宽度增大系数,

荷载短期组合时,  $\alpha_1=1.2$ ;

荷载长期组合时,  $\alpha_1=1.4$ 。



说明图 2.4.16—6 受钢筋影响的有效混凝土截面

公式(说明 2.4.16—*a*)、(说明 2.4.16—*b*)括号中的第一项  $2.4 C_s$  主要反映保护层厚度对裂缝宽度的影响。由于实测裂缝宽度通常均以构件侧面主筋重心处为准,此处保护层厚度也指的是侧保护层厚度。第二项  $v \frac{d}{\mu_s}$  反映钢筋与混凝土相对滑移对裂缝宽度的影响。在多数情况下,第一项所占比重较大。此外,钢筋外形仅对滑移量有重要影响,因此反映钢筋外形的系数  $v$  仅与  $\frac{d}{\mu_s}$  项有关。这样,在多数情况下,按公式(说明 2.4.16—*a*)求得的变形钢筋与光面钢筋裂缝宽度的差异,比以往习惯采用的 1.4 倍为小,这也是与近年来国内、外实验结果相符的。

采用钢筋有效影响区概念还有利于把拉杆和不同截面形式的梁(矩形、倒 T 形、工形等)统一在一个公式里进行计算。这与实验结果及国际上裂缝计算的趋势都是一致的。影响区大小的具体数值采用了 CEB—FIP 模式规范 MC—78 中建议的值  $7.5 d$ 。它的取值尚可进一步研究,但它对实际计算结果的影响并不重要。

关于考虑长期效应的裂缝宽度增长系数  $\alpha_1$  分为两种情况。当按荷载的短期组合验算裂缝宽度时,所谓的长期效应主要是考虑混凝土收缩引起裂缝宽度的增加,取  $\alpha_1$  的平均值为 1.20。另外,某些情况下,需要验算荷载长期组合下的裂缝宽度,这时的长

期效应则同时考虑混凝土收缩、荷载长期作用以及短期超载对裂缝宽度的影响,取  $\alpha_1=1.40$ 。

在裂缝宽度计算中,钢筋应力计算通常都采用简化方法。这是因为裂缝计算的精度一般不高,钢筋应力也就没有必要精确计算。例如 CEB/FIP 模式规范 MC—78 建议采用  $0.7 f_{yk}$  ( $f_{yk}$  为钢材特征强度) 作为验算裂缝宽度时的钢筋应力。美国钢筋混凝土结构设计规范 (ACI318—77) 允许按  $0.6 f_y$  ( $f_y$  为规定的钢筋屈服强度) 验算裂缝宽度。《设计建议》仍按国标 (TJ10—74) 所采用的简化方法,取

$$\sigma_s = \frac{M}{0.87 k_0 A_s}$$

对于部分预应力梁,显然,  $\sigma_s$  应为预应力钢筋的应力增量。国外某些规范建议把梁底纤维(或钢筋重心位置)消压状态作为部分预应力梁裂缝验算的起始状态,随后按普通钢筋混凝土梁计算。但理论分析及实验结果均表明,梁底纤维(或钢筋重心位置)消压时,截面其余各部分仍有较大压应力。这与钢筋混凝土梁的初始状态并不一致。若令  $\Delta M_1 = M - M_0$  ( $M_0$  为消压弯矩),并按

$$\sigma_s = \frac{\Delta M_1}{0.87 k_0 (A_y + A_s)}$$

计算钢筋应力,求得的裂缝宽度比实测值偏大甚多。经试算统计,将  $\Delta M_1$  改为  $\Delta M = M - 0.75 M_f$  作为部分预应力梁验算裂缝宽度时的等效弯矩,可以取得较好的计算效果。

### 3. 实测与计算裂缝宽度的比较

公式(说明 2.4.16—*a*)及(说明 2.4.16—*b*)是普通钢筋混凝土和部分预应力混凝土构件的轴心受拉或受弯构件均可通用的裂缝计算公式。我们用公式(说明 2.4.16—*a*)核算 125 根普通钢筋混凝土轴拉构件与梁的平均裂缝宽度,以及 86 根部分预应力混凝土梁(分先张、后张两类,并有多种配筋和截面形式)的裂缝宽度,计算值与试验结果都比较接近。”

从上述刘永颐、周远棣两同志介绍的《设计建议》中裂缝计算

公式的制订过程可知,该计算公式(说明 2.4.16—b)并未考虑疲劳荷载的影响。因此本规定将该公式修改成下式:

$$\delta_{fk} = \alpha_2 \alpha_3 \left[ 2.4 C_s + v \frac{d}{\mu_s} \right] \frac{\Delta \sigma_{s2}}{E_s} \quad (2.4.16-1)$$

式中:  $\alpha_3$  为考虑运营活载的疲劳增大系数(包括式(说明 2.4.16—b)中裂缝宽度的长期增长影响  $\alpha_1$ ),  $\Delta \sigma_{s2}$  为非预应力钢筋的应力增量,  $\alpha_2$  即为式(2.4.16—b)中特征裂缝宽度比平均裂缝宽度的扩大倍数  $\alpha$ ,其他均同式(说明 2.4.16—b)。

根据长沙铁道学院对大秦线 16m 部分预应力混凝土先张梁模拟梁进行疲劳试验的结果可知,裂缝随着荷载循环次数的增加,其宽度和条数都不断发展。裂缝开展的增大趋势初始大,后来逐渐减小,约在 50~100 万次趋于稳定。预应力度  $\lambda=0.7$  的梁,裂缝宽度由 0.048mm 增至 0.058mm,增大 21%;  $\lambda=0.85$  的梁,由 0.036mm 增至 0.042mm,增大 14%。

根据铁研院对部分预应力混凝土先张梁模拟梁的疲劳试验结果可知,裂缝宽度由 0.09mm 增大至 0.12mm,增大 21.2%。

根据西南交通大学对部分预应力混凝土后张梁模拟梁的疲劳试验结果可知,各梁在重复荷载下裂缝的增长不等,主要取决于第一次静载时的初始开裂程度,初始裂缝宽度越大,增长越小,如由 0.085mm 增至 0.125mm,增加 47%;初始裂缝宽度越小,增长越大,如由 0.04mm 增至 0.095mm,增大 134%。概括来说,重复荷载后的裂缝宽度与第一次静载时的裂缝宽度之比约为 1.50~2.34。对于初始裂缝宽度很小的裂缝,虽然其增长系数大,但对梁的影响不大,可以不考虑。

长沙铁道学院建议疲劳增大系数  $\alpha_3$  采用下式:

$$\alpha_3 = (0.382 - 0.0227 \log N) \times \log N$$

式中  $N$  为荷载循环次数。

当  $N=200$  万次时,  $\alpha_3=1.5$ 。

何广汉,周述华同志建议当重复荷载作用 200 万次时,特征裂缝宽度的增大系数  $\alpha_3$  按下式计算:



$$\alpha_3 = 0.63 + \frac{85}{\Delta\sigma_{s2}}$$

式中  $\Delta\sigma_{s2}$  为消压后非预应力钢筋的应力增量(以 MPa 计), 当  $\Delta\sigma_{s2} > 170\text{MPa}$  时,  $\alpha_3 \approx 1$ 。

根据目前部分预应力混凝土梁设计经验。当预应力度选择恰当( $\lambda > 0.70$ ),  $\Delta\sigma_{s2}$  一般在 100MPa 左右, 则  $\alpha_3 = 1.4$  左右。

为此, 本规定将考虑运营活载作用的疲劳增大系数  $\alpha_3$  取为 1.5(其中包括裂缝宽度的长期增长影响)。此外, 对于非预应力钢筋的应力增量  $\Delta\sigma_{s2}$ , 本规定不采用式(说明 2.4.16—c)的简化公式计算, 而直接采用本规定第 2.4.12 条按附录二“消压后开裂截面的应力计算”中(附 2.3)式计算, 能较好地符合试验结果。

当铁路部分预应力混凝土梁上需通过有限次数  $N$  的特种超载荷载时, 建议用下式计算裂缝增大系数:

$$\alpha_3^N = 1 + \left[ \frac{85}{\Delta\sigma_{s2}} - 0.37 \right] \left[ \frac{\log N}{\log 2 \times 10^6} \right]^{2.838}$$

式中  $\Delta\sigma_{s2}$  为非预应力钢筋的应力增量, 以 MPa 计。

由于不知特种超载荷载是在部分预应力混凝土梁已通过多少次正常运营荷载之后才通过(因疲劳影响与荷载大小之加载先后次序有关, 即损伤积累不同), 也不知特种超载荷载的具体重量, 因此也无法计算  $\Delta\sigma_{s2}$ 。偏于安全一面, 可假设架梁之后即需通过特种超载荷载, 因其次数  $N$  远较  $2 \times 10^6$  为小, 可近似地  $\left[ \frac{\log N}{\log 2 \times 10^6} \right]^{2.838} \approx 1$ , 并设  $\Delta\sigma_{s2}$  等于变形钢筋应力变化幅的允许值 150MPa, 则  $\alpha_3^N = 1.20$ ; 如设  $\Delta\sigma_{s2} = 100\text{MPa}$ , 则  $\alpha_3^N = 1.5$ , 小于或等于运营荷载作用下的疲劳扩大系数  $\alpha_3 = 1.5$ 。由此可知, 特种超载荷载通过部分预应力混凝土梁所产生的裂缝宽度, 一般不会对运营荷载的疲劳作用 200 万次之后产生的大, 因此可不检算裂缝宽度, 但应进行强度安全系数的检算。

顺便提一下, 《设计建议》第 36 条规定的可不验算特征裂缝宽度的最大钢筋应力, 以及第 37 条和第 38 条规定的可用混凝土允

许名义拉应力来控制裂缝的开展,本规定均未采用。主要原因是它们均未考虑疲劳荷载的影响,其次是国内试验资料尚不多。不过,当进行方案设计时,仍可参考。

**第 2.4.17 条** 本条对于铁路部分预应力混凝土梁的变形计算,仍然采用《设计建议》的推荐公式,仅将截面弹性刚度折减系数作了修正,以考虑疲劳荷载对变形的增大影响。以下将汪一骏、胡匡璋教授关于《设计建议》的变形计算公式的说明摘录于下。

“部分预应力混凝土受弯构件在不出现裂缝的情况下,其工作性能与全预应力相同。关于 A 类构件和  $M \leq M_f$  的 B 类构件使用阶段的刚度及计算预加应力反拱时的刚度,在国标 TJ10—74 第 128~130 条、《桥规》第 6.3.1 条及《公预桥规》第 7.1、7.2 条中均有明确的规定,现简述如下。

部分预应力混凝土 B 类构件出现裂缝以后刚度降低,会产生较大的变形,可能超过正常使用的极限状态,因而变形计算成为相当重要的问题。国内外对此进行了大量的研究。

### (一)国内情况

1. 国标 TJ10—74 第 128 条规定,在使用阶段不出现裂缝的构件:

$$B = 0.85 E_k I_0$$

在使用阶段出现裂缝的构件( $0.7 \leq K_f \leq 1.0$ ):

$$B = \left[ 0.65 + \frac{2}{3} (K_f - 0.7) \right] E_k I_0$$

可以看出,  $B$  值随抗裂安全系数  $K_f$  成直线变化。当  $K_f = 0.7$  时,  $B = 0.65 E_k I_0$ ;  $K_f = 1$  时,  $B = 0.85 E_k I_0$ 。该规范未给出  $K_f < 0.7$  时的  $B$  值。

2. 《桥规》和《公预桥规》关于全预应力混凝土梁的刚度的规定为:

$$B = E_k I_0$$

3. 南京工学院根据 68 根矩形、T 形及倒 T 形截面的梁在使用荷载作用下出现裂缝的部分预应力混凝土受弯构件的短期荷载

试验,提出了变形计算的三个方案。最近又建议采用下式计算

$$f = \alpha l^2 \left\{ \frac{M_f}{B_f} + \frac{M - M_f}{B_1} \right\}$$

式中  $\alpha$ ——与荷载和支承形式有关的系数;

$$B_f = 0.85 E_k I_o;$$

$$B_1 = \frac{(E_y A_y + E_g A_g) k_0^2}{\frac{\psi}{\eta} + \frac{n\mu}{\xi_1}}$$

其中,  $\frac{n\mu}{\xi_1}$  按试验确定, 为  $n\mu$  的直线方程;

$\frac{\psi}{\eta}$  可近似取定值。

如上式用总刚度表示, 则:

$$B = \frac{B_1}{1 - K_f \left[ 1 - \frac{B_1}{B_f} \right]}$$

## (二)国外情况

近十余年来, 欧洲混凝土协会—国际预应力混凝土协会 (CEB—FIP) 及美国混凝土协会 (ACI) 对部分预应力混凝土梁的变形计算提出了以下几种计算模式:

### 1. 直接双线性法

CEB—FIP 在 1970 年的建议中提出如下的变形计算公式:

$$f = \alpha l^2 \left\{ \frac{M_f}{E_k I_k} + \frac{4}{3} \frac{M - M_f}{E_k I_o} \right\} \leq \alpha l^2 \frac{M}{E_k I_o}$$

以后又简化为:

$$f = \alpha l^2 \left\{ \frac{M_f}{E_k I_k} + \frac{M - M_f}{E_k I_o} \right\} \leq \alpha l^2 \frac{M}{E_k I_o}$$

式中  $I_k$ ——未开裂的构件截面惯性矩;

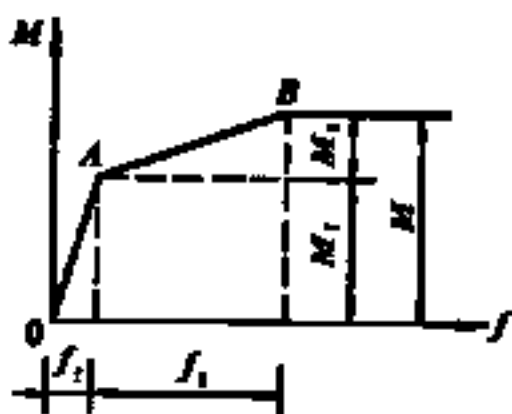
$M_f$ ——开裂弯矩;

$M$ ——弯矩;

$I_e$ ——开裂后的构件截面惯性矩。

这个模式的出发点如说明图 2.4.17—1 所示,是将部分预应力混凝土梁的挠度—弯矩曲线近似看作由两段直线  $OA$  和  $AB$  组成,相应地将弯矩  $M$  分成开裂弯矩

$M_f$  与  $M_1 = M - M_f$  两部分。对开裂弯矩  $M_f$  以前的部分按未开裂截面计算,得  $f_f$ 。对超过开裂弯矩的部分,  $M_1$  按开裂后构件截面的惯性矩  $I_e$  计算,得到  $f_1$ 。然而必须指出,由于  $I_e$  一般取开裂截面的总惯性矩,故  $f_1$  仅为近似值。



说明图 2.4.17—1 部分预应力梁  
弯矩挠度图

## 2. 有效惯性矩法

ACI381—77 根据布兰生(Branson)的建议提出如下的有效惯性矩  $I_e$ 。在一已知截面上:

$$I_e = \left[ \frac{M_f}{M} \right]^4 I_k + \left[ 1 - \left[ \frac{M_f}{M} \right]^4 \right] I_c \leq I_k$$

在简支梁的全长范围内:

$$I_e = \left[ \frac{M_f}{M} \right]^4 I_k + \left[ 1 - \left[ \frac{M_f}{M} \right]^3 \right] I_c \leq I_k$$

这是一个经验公式,适用于截面开裂前后的任意情况。 $I_e$  随  $M_f/M$  的增大而趋近于  $I_k$ ,随其减小而趋近于  $I_c$ 。对于更复杂的结构,计算变形时可先求出各段截面的  $I_e$ ,作为变截面梁来考虑。应注意的是,以上公式主要适用于钢筋混凝土结构,对预应力混凝土结构,在应用上式时,应将  $M_f$  和  $M$  均扣除预加应力引起的反拱弯矩  $N_y e$ 。

## (三)关于《设计建议》的计算公式

### 1. A 类构件和 $M \leq M_f$ 的 B 类构件

国标(TJ10—74)中规定,不开裂的预应力混凝土构件均取弹性刚度  $EI_0$  的折减系数  $\alpha=0.85$ 。现行《桥规》和《公预桥规》主要

依据材料力学公式,取  $\alpha=1.0$ 。

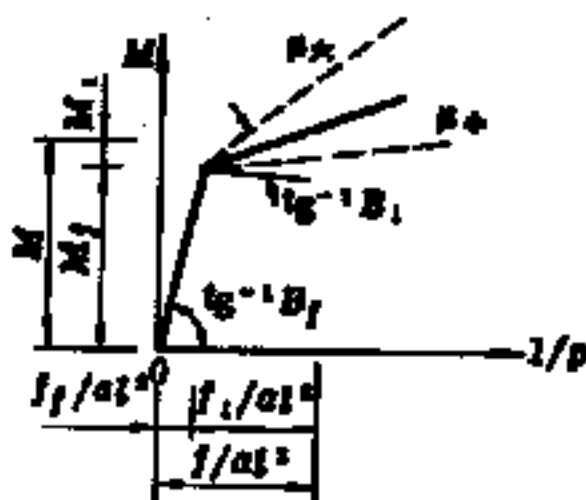
重庆交通学院 34 根梁 106 个测点的试验数据表明,取  $\alpha=0.85$  ( $\bar{x}=1.02, \sigma=0.125, C_v=0.122$ ) 较为合适。南京工学院 48 根梁的试验数据表明,当  $K_f=1.1$  时,如取实测  $E_h^s$ ,算得  $\bar{\alpha}=0.807$ ;如取规范规定的  $E_h$ ,算得  $\bar{\alpha}=0.855$ 。他们建议:  $\sigma_{st}/(\gamma R_f)=1.0$  ( $K_f=1$ ) 时,  $\alpha=0.75$ ;  $\sigma_{st}/(\gamma R_f) \leq 0.7$  时,  $\alpha=0.85$ 。铁道科学研究院 18 根梁的试验数据表明,在接近实测开裂弯矩时,  $\bar{\alpha}=0.86$ 。

综合以上试验资料及分析,在《设计建议》中,对 A 类构件和  $M \leq M_f$  的 B 类构件,均取  $\alpha=0.85$ 。

## 2. $M > M_f$ 的 B 类构件

《设计建议》的刚度计算公式实质上是以双直线法为基础的,但为了便于计算,在《设计建议》条文中,通过变换改用总刚度  $B$  表示。

构件开裂前,取弹塑性刚度  $B_f$  为  $0.85 E_h I_o$ , 构件开裂后在弯矩增量  $M_1$  下取弹塑性刚度  $B_1$  为  $C E_h I_o$ 。显而易见  $B_f$  与  $B_1$  的反正切函数为说明图 2.4.17—2 中二直线的倾角。求  $M > M_f$  的 B 类构件的刚度时,关键是确定弹性刚度系数  $\beta$ 。



说明图 2.4.17—2 部分预应力  
混凝土梁弯矩曲率图

试验表明,第二直线的斜度  $\beta E_h I_o$  与钢筋含量  $\rho$  有关。 $\rho$  小,斜度小,变形大;反之,变形小(见说明图 2.4.17—2)。根据梁的实测  $M_f$ 、 $f_s$  和弹性变形理论值  $f_f$ ,可求得弹性挠度  $f_1$  和系数  $\beta$ :

$$f_f = \alpha l^2 \frac{M_f}{0.85 E_h I_o}$$

$$f_1 = f_s - f_f = a l^2 \frac{M - M_f}{\beta E_k I_o}$$

$$\beta = a l^2 \frac{M - M_f}{(f_s - f_1) E_k I_o}$$

求出各试验梁的  $n_y \mu$  和对应的  $\beta$  值,并按  $\beta = \alpha + b n_y \mu$  进行线性回归,可确定特定系数  $a$  和  $b$ 。根据南京工学院 30 根矩形、 $T$  形截面梁的试验数据求得  $a = 0.1$ ,  $b = 2.0$ , 相关系数  $\gamma = 0.805$ 。对于倒  $T$  形截面,试验表明出现裂缝后刚度降低较多,故应考虑其受拉翼缘的加强系数  $\gamma_1$  对刚度的降低值。根据 21 根倒  $T$  形截面试验梁求得  $T$  形截面  $\beta$  值应除以  $(1 + 0.5 \gamma_1)$  降低系数,  $\gamma_1 = \frac{(b_i - b) k_i}{b k}$ 。对于工字形截面由于缺乏试验数据暂不考虑  $\beta$  值的降低。

按《设计建议》公式对南京工学院 51 根梁,重庆交通学院 33 根梁、91 个测点和铁道科学研究院 18 根梁进行了验算,其数据见说明表 2.4.17。

按《设计建议》计算挠度与实测的比较

说明表 2.4.17

试验单位 \ $f_s/f$	平均值 $\bar{x}$	均方差 $\sigma$	变异系数 $C_v$	试件测点数 $n$
南京工学院	0.992	0.13	0.131	51
重庆交通学院	0.96	0.16	0.17	91
铁道科学研究院	1.06	0.08	0.075	18

以南京工学院的试验梁为例,《设计建议》与该院 1981 年和 1982 年的计算公式相比,其平均值和变异系数是较好的(该院的  $\bar{x} = 0.93 \sim 0.96$ , 多数为 0.95,  $C_v = 0.125 \sim 0.152$ )。

为计算方便,将公式作适当变换,以总刚度  $B$  的折减系数  $\alpha$  表示:

$$f = \frac{a l^2}{E_k I_o} \left( \frac{M_f}{0.85} + \frac{M - M_f}{\beta} \right) = a l^2 \frac{M}{\alpha E_k I_o}$$

式中

$$\alpha = \frac{0.85 \beta M}{\beta M_f + 0.85(M - M_f)}$$

$$\beta = \frac{0.1 + 2 n_y \mu}{1 + 0.5 \gamma_1} \leq 0.5$$

以上试验资料的  $n_y \mu = 0.02 \sim 0.2$ 。当  $\mu = \mu_{\max}$  时,  $n_y \mu \approx 0.2$ , 对矩形截面,  $\beta = 0.1 + 2 n_y \mu = 0.5$ , 故限制  $\beta$  不大于 0.5。

根据长沙铁道学院对大秦线 16m 部分预应力混凝土先张梁模拟梁(模拟梁与实梁的比例为 1:4)进行疲劳试验的结果, 梁体在长期动载后的挠度, 比动载前的静载挠度均有所增加。A 类梁增加约 16~22%, B 类梁约增加 25~30%, 大部分增值在最初 50 万次内基本完成, 以后大致趋于稳定, 梁体的预应力度对梁的挠度增长有很大影响。预应力度高, 挠度增长率小; 预应力度低, 挠度增长率大, 基本呈直线变化, 当  $\lambda = 0.7$  时, 挠度增长约 30%, 当  $\lambda = 0.8$  时, 增长约 18%, 梁的挠度实测值均较按《设计建议》公式计算值为大, 这也证实《设计建议》的公式对重复荷载振动后刚度降低的影响未予考虑。

1988 年度桥梁学术讨论会上杨文武同志的论文, 对上述试验资料及国外普通钢筋混凝土受弯构件在重复荷载作用下的试验资料进行了分析, 得到反映不同预应力度和不同荷载循环次数的挠度增长表达式:

$$\frac{\Delta_N}{\Delta_0} = 1 + a e^{-\frac{b}{N}}$$

式中  $\Delta_N$ ——承受  $N$  次重复荷载后, 设计荷载下梁的跨中挠度;

$\Delta_0$ ——承受重复荷载前, 设计荷载下梁的初始跨中挠度;

$N$ ——荷载循环次数;

$a$ 、 $b$ ——与预应力度  $\lambda$  有关的试验参数; 对普通钢筋混凝土构件  $\lambda = 0$ ,  $a = 0.633$ ,  $b = 20 \times 10^4$ ; 对部分预应力混凝土构件  $\lambda \geq 0.6$ ,

$$a = 0.1278 + \frac{1}{32.56(\lambda - 0.5)}, b = 3 \times 10^4$$

当  $N=200 \times 10^4$  次,

$$\frac{\Delta_N}{\Delta_0} = \begin{cases} 1.57 & (\lambda = 0) \\ \frac{1.126\lambda - 0.5327}{\lambda - 0.5} & (\lambda \geq 0.6) \end{cases}$$

同样可以用构件刚度折减系数来考虑重复荷载作用下引起的挠度增加。对于  $N=200 \times 10^4$  次,重复荷载引起刚度折减系数  $\beta_1$  为:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.64 & (\lambda = 0) \\ \frac{\lambda - 0.5}{1.126\lambda - 0.5327} & (\lambda \geq 0.6) \end{cases}$$

(说明 2.4.17— $\alpha$ )

当 $\lambda=1$	$\beta_1=0.843$
$\lambda=0.9$	$\beta_1=0.832$
$\lambda=0.8$	$\beta_1=0.815$
$\lambda=0.7$	$\beta_1=0.783$

由上试计算结果当  $\lambda=1$ ,即全预应力混凝土梁的刚度在疲劳荷载作用下仍需折减 16%左右,而根据现行《桥规》第 6.3.1 条关于全预应力混凝土梁的变形计算,规定梁的刚度采用  $E_s I_0$ ,即梁的刚度不折减,  $\beta_1=1$ ,这是根据国内外对实梁的实测资料而定的。全预应力混凝土结构在重复荷载作用下弹性性能良好,刚度变化不大。因此,在全预应力混凝土结构的变形计算中,构件刚度可采用  $E_s I_0$ ,其计算结果比较接近实测值。由此可见,对实梁的实测结果与对模拟梁的试验结果是不同的,前者一般较后者为小。这可能是由于模拟梁的尺寸较小,施加荷载是按计算荷载最大值换算的,试验是在短期内连续进行的,而实梁的尺寸较大,日常运行的列车荷载又较计算为小,运行又是有间隔的,实梁上的线路构造及人行道等又起着一定的减载作用,因此实梁挠度的实测值一般均较计算值为小。

根据西南交通大学对深圳铁路高架桥部分预应力混凝土后张梁模拟梁(模拟梁与实梁的比例为 1:2.5)的疲劳试验结果,梁的



挠度随疲劳荷载循环次数的增加而增加,重复荷载作用 200~300 万次后,梁的挠度较静载挠度约增加 10~17%。试验结果同样表明,重复荷载对挠度的增大影响主要反映在重复荷载作用的初始阶段,随后便趋于稳定。一般情况下,重复荷载作用 50~100 万次后挠度的变化很小,可认为基本趋于稳定。西南交通大学根据试验结果,提出了一个三折线的挠度计算模式,具有良好的精度,但计算过程稍嫌繁杂。根据该计算公式计算深圳铁路高架桥实梁不考虑重复荷载影响的静活载作用下的挠度为 1.07cm,考虑重复荷载作用的影响后,则在静活载作用下的挠度为 1.12cm,增大 4.7%。模拟梁的预应力度  $\lambda=0.75$ 。西南交通大学试验得到的重复荷载作用后挠度的增大系数,较长沙铁道学院的试验值为小,可能是由于模拟梁的比例较大之故。

根据铁道科学研究院对大秦线一道河桥 16m 部分预应力混凝土先张梁模拟梁(模拟梁与实梁的比例为 1:2.5)的疲劳试验结果,模拟梁经过重复荷载作用后,预应力度  $\lambda=0.52$ ,梁的挠度幅值总增长率不超过 12%; $\lambda=0.865$  梁的挠度幅值基本不变。

本规定仍采用《设计建议》的计算模式,梁截面在静载作用下的刚度折减系数不变。为考虑重复荷载作用的影响,仅在《设计建议》的数值及公式中再乘以一个考虑疲劳影响的刚度折减系数  $\beta_1$ ,即对 A 类梁和  $M < M_f$  的 B 类梁:

$$\beta_g = 0.85 \beta_1 \quad (2.4.17-2)$$

对  $M > M_f$  的 B 类梁:

$$\beta_g = \beta_1 \times \frac{0.85 \beta M}{\beta_2 M_f + 0.85(M - M_f)} \quad (2.4.17-3)$$

$$\text{而 } \beta_1 = \frac{\lambda - 0.5}{0.95\lambda - 0.45} \quad (2.4.17-4)$$

式中, $\lambda$ 为梁的预应力度。式(2.4.17—4)是根据上述杨文武同志论文的式(说明 2.4.17—*a*)予以修改,即当  $\lambda=1$  时,使按式(说明 2.4.17—*a*)计算得的  $\beta_1=0.843$ ,修改成  $\beta_1=1$ ,将式(说明 2.4.17—*a*)之分母乘以 0.843,即得式(2.4.17—4)。按式

(2.4.17—4)的计算结果,比较接近西南交通大学及铁道科学研究所的试验值,也比较接近实梁的实测值。

式(2.4.17—3)中之  $\beta_2$  即为《设计建议》中  $\beta$  的分子,而不考虑分母,即

$$\beta_2 = 0.1 + 2\mu, \mu \leq 0.50 \quad (2.4.17-6)$$

因铁路梁中很少采用倒 T 形截面,故可不计  $1+0.5\gamma_1$  的折减(见汪一骏、胡匡璋二教授的说明)。

关于本条式(2.4.17—5)定义的梁的开裂弯矩  $M_f$ ,和《设计建议》的规定相同,也与现行《桥规》第 6.3.18 条的精神是一致的,即为使梁的受拉边第一次开始出现裂缝时的弯矩。此时应考虑梁受拉区混凝土的塑性对混凝土抗拉极限强度的增大影响,可用  $\gamma$  表示,第二次开裂时,则  $\gamma R_t$  不再起作用,相应于此时的弯矩为消压弯矩  $M_0$ 。

对于混凝土塑性系数  $\gamma$  的计算公式,本条仍按现行《桥规》的公式  $\gamma = 2S_o/W_o$  计算,此式系沿用苏联老规范的公式。根据铁路 T 形截面的计算结果。 $\gamma$  值一般大于或等于 1.3,为简化计,可取  $\gamma = 1.3$ ;而对于下承式槽形梁,则可能出现  $\gamma < 1$  的不合理情况,而工业与民用建筑结构中的工形截面,  $\gamma = 1.5 C_H$ ,其中  $C_H$  为梁高对塑性的降低系数,即  $C_H = 0.7 + \frac{12}{k}$ 。当  $k \approx 120\text{cm}$  时,  $C_H \approx 0.8$ ,  $\gamma = 1.5 \times 0.8 \approx 1.2$ ;当  $k \approx 25 \sim 30\text{cm}$ 。则  $\gamma$  可达 1.75;又公路梁中的 T 形梁,  $\gamma = 1.56$ (见《设计建议》例题及说明)。

在梁的挠度计算中,由于各截面的  $M$  和  $M_f$  值均不同,所以各截面  $\sigma_s$  值亦不同。为此需分别计算出各截面的刚度后,再用共轭梁或其他方法计算出挠度。

这里,再介绍一种目前比较通用的挠度计算方法,即汪一骏、胡匡璋教授说明中的勃兰松(Branson)法,亦称有效惯性矩法,用此方法计算挠度,其计算值与实测值亦吻合较好。

应该指出,本条中刚度计算公式(2.4.17—2)用了刚度折减系数 0.85,它和全预应力混凝土结构( $\lambda \geq 1$ )的刚度计算公式是不衔

接的。这是一个缺陷,需通过日后的试验研究逐步解决。目前考虑到 A 类梁和  $M < M_f$  的 B 类梁,当预应力度较高时,刚度折减系数亦用 0.85,似嫌偏低,作为过渡建议用下列办法修正刚度折减系数。即对 A 类梁和  $M < M_f$  的 B 类梁:  $\beta_g = \alpha\beta_1$ ,当  $\lambda = 1.0$  时,  $\alpha = 1.0$ ;  $\lambda = 0.7$  时,  $\alpha = 0.85$ ;  $1.0 > \lambda > 0.7$  时,  $\alpha$  按直线比例插入。

**第 2.4.20 条** 关于受拉钢筋应力变化幅的允许值,本规定对《设计建议》的规定作了如下的修正:

本条取消了光面圆钢筋的允许应力变化幅,因本规定第 2.2.5 条建议纵向非预应力钢筋宜采用变形钢筋,以改善裂缝的分布和开展,故不存在光面钢筋的情况。

本条将钢绞线的允许值从 200MPa 降为 150MPa。这是根据长沙铁道学院对国产钢绞线的试验结果而定。试验用的钢绞线静力极限强度的平均值  $R_y^j = 1720\text{MPa}$ ,弹性模量平均值  $E_y = 1.905 \times 10^5\text{MPa}$ ,钢绞线的中间试验段长度不小于 60cm。试验全长(包括主要锚具和辅助锚具长)为 210cm。试验是在 3NDT—50 液压疲劳机上进行,振动频率为 200 次/分。该试验共进行 5 组 15 根不同应力幅度的疲劳试验,其应力幅度  $\Delta\sigma_y$  分别为 50、100、150、200、250MPa,每根试件加载的应力上限为  $\sigma_{\max} = 0.57R_y^j = 973\text{MPa}$ ,则  $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$  分别为 0.95、0.9、0.85、0.8、0.74。试验中当试件中间 70cm 范围内任一根钢丝断裂(即母材疲劳断裂),即认为达到正常疲劳断裂,而对钢丝断于锚具中的试件,则认为非正常疲劳断裂。试验结果表明,当应力变幅超过 150MPa 时,均发生母材断裂的疲劳破坏。虽然本次试验未进行不同应力上限和相应的应力变幅容许值之间关系的疲劳试验,且试件数量还不够,为安全计,本规定仍将此试验值列入。但需指出,当梁的预应力度大于 0.7 时,钢绞线的应力幅是不会超过 150MPa 的。

对于变形钢筋,长沙铁道学院也曾对国产 16mmT20MnSi 钢筋进行了疲劳试验。试验用的钢筋极限强度的平均值为 723MPa,屈服强度的平均值为 370MPa,弹性模量的平均值为

$2.17 \times 10^5 \text{MPa}$ 。试件的中间试验段长度为  $10 \sim 14 \text{cm}$ ，两端加工车光  $7 \sim 9 \text{cm}$ ，车光部分与中间段之间用缓坡过渡，试件全长  $28 \text{cm}$ 。试验是在 **AMSLER—10<sup>y</sup>** 高频脉冲疲劳机上进行，振动频率为  $7000 \sim 9000$  次/分钟。该疲劳试验机具有上下限双控性能，该试验共做了两组 **34** 根试件。其中一组应力比  $\rho = -1$ ，共 **18** 根，其应力幅值分别为 **400、370、360、340、320、300** 及 **250MPa** 六种；另一组应力比  $\rho = 0$ ，共 **16** 根，其应力幅分别为 **300、290、270、260、250、240** 及 **230MPa** 七种。根据试验结果，采用方差分析，并取可靠概率  $P_s = 97.7\%$ ，频率影响折减系数 **1.3**，得  $N = 2 \times 10^6$  时的容许疲劳应力幅  $[\Delta\sigma_s]$  分别为：

$$\rho = -1 \text{ 时, } [\Delta\sigma_s] = 220 \text{MPa}$$

$$\rho = 0 \text{ 时, } [\Delta\sigma_s] = 170 \text{MPa}$$

为考虑下限应力  $\sigma_{\min}$  对容许应力幅的影响，绘制哥特曼疲劳检验图，得：

$$\rho = -1 \text{ 时, } [\Delta\sigma_s] = 220 - 0.4827 \sigma_{\min},$$

$$\rho = 0 \text{ 时, } [\Delta\sigma_s] = 170 - 0.454 \sigma_{\min}.$$

式中， $\sigma_{\min}$  为压应力时应以负号代入。从以上试验结果可知，**16mmT20MnSi** 钢筋的允许应力幅较《设计建议》的 **150MPa** 为高。但考虑到影响钢筋疲劳强度的因素很多，除上述试验中已考虑的应力幅及下限应力的大小外，尚有钢筋外形几何尺寸、钢筋强度及其他因素等。为安全计，本规定仍维持《设计建议》的推荐值 **150MPa**。应指出，当梁的预应力度  $\lambda \geq 0.7$  时，此并非控制因素。此外，当考虑非预应力钢筋由于混凝土收缩、徐变产生的 **100MPa** 左右的压应力，再加上由预加力产生的压应力，一般是大于由运营活载产生的拉应力的，因此，非预应力钢筋是处在压大至压小的交变应力循环下工作的，故其疲劳强度不必担心。

**第 2.5.1 条至第 2.5.3 条** 关于部分预应力混凝土梁在构造上的要求，本规定基本上沿用《设计建议》规定。但第 **2.5.2** 条中关于非预应力钢筋的配筋率不宜小于 **0.3%** 受拉区面积的规定，是参考了 **1987** 年加拿大文献制订的。第 **2.5.3** 条的规定同现行

《桥规》第 6.3.9 条。此外,由于铁路部分预应力混凝土梁的配筋率较高,一般均能满足《设计建议》关于  $M_p/M_f \geq 1.20$  的要求 ( $M_p$  为破坏弯矩,  $M_f$  为开裂弯矩),故本规定取消了最小配筋率的规定。以下将《设计建议》中邹鸿仁、高永孚同志关于构造的说明摘录于下:

“全预应力混凝土构件不允许出现拉应力或裂缝,而部分预应力混凝土构件按正常使用极限状态设计时,在荷载短期组合作用下,其截面受拉边缘则允许出现拉应力或裂缝。因此部分预应力混凝土构件在构造上须作一些特殊的处理。《设计建议》对采用混合配筋以及非预应力钢筋的配置原则,均作了若干规定。此外,对最小配筋率和最大配筋率,参照全预应力混凝土构件的规定作了若干修改。

#### (一)部分预应力混凝土构件一般宜采用混合配筋

部分预应力混凝土 B 类构件在使用荷载作用下允许出现一定宽度的裂缝,A 类构件出现的拉应力虽然不超过规定的拉应力限制,但由于许多原因实际上仍有可能出现裂缝,因此要从配筋上采取一定措施来限制裂缝的开展,满足耐久性的要求。

瑞士 H. Bachman 教授认为,设计者应更多地注意非预应力钢筋的具体配置和构造细节,用构造钢筋来控制裂缝,而把计算放在次要地位。国内很多研究报告也指出,在部分预应力混凝土构件中,非预应力钢筋配置合理能延缓和限制裂缝的发展。部分预应力混凝土构件的预应力钢筋一般采用高强钢筋(钢丝),它们对腐蚀很敏感。各国规范对此一般都有相应的规定。如日本(Ⅲ类 PC)设计施工指南规定,非预应力钢筋水平处允许裂缝宽度为 0.2mm,预应力钢筋水平处允许裂缝宽度仅为 0.1mm。

此外,构件中配置非预应力钢筋,还可以提高承载能力,在施工阶段可以限制由于收缩应力和温度应力等引起的变形和裂缝,在地震区,部分预应力混凝土结构由于配置了非预应力钢筋,其延性和能量吸收能力可以提高。采用混合配筋的部分预应力混凝土结构,可以降低构件的纵向预压应力,从而避免沿钢丝束方向出现

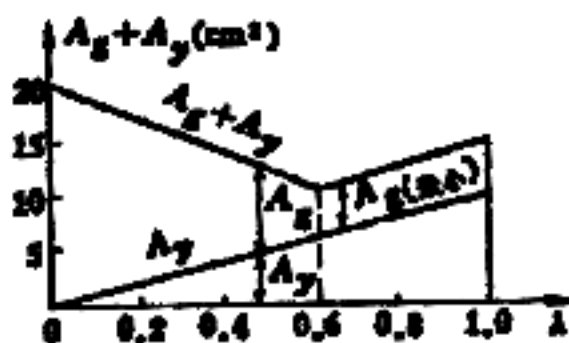
的纵向裂缝,并可减少反拱度,改善结构使用性能。

美国的 **Naaman** 提出,部分预应力混凝土构件的必要和充分条件是用预应力钢筋和非预应力钢筋混合配筋来承受荷载。一些研究报告还指出,无粘结部分预应力混凝土梁必须配置一定数量的非预应力钢筋。因此,《设计建议》规定部分预应力混凝土构件宜采用混合配筋,非预应力钢筋宜布置在构件受拉边外侧,以增大预应力钢筋的保护层厚度。一旦出现裂缝,可以由强度较低的非预应力钢筋控制裂缝宽度的扩展,以防止预应力钢筋遭受腐蚀。

## (二)非预应力钢筋的配置原则

非预应力钢筋的配置一般应根据计算确定,也可以根据构造要求选定。非预应力钢筋所需面积  $A_s$  与预应力度( $\lambda$ )有关。瑞士 **Bachman** 教授对  $100 \times 30\text{cm}$  预应力混凝土板承受弯矩为  $12.4\text{tf}\cdot\text{m}$  的研究表明,非预应力钢筋与预应力钢筋的总用量( $A_s + A_p$ )在预应力度  $\lambda=0.6$  时为最少(见说明图 2.5.2)。

非预应力钢筋的配置应按预应力度  $\lambda$  的变化来确定。当预应力度较高时,所需的非预应力钢筋面积较少,非预应力钢筋的应力也较低。因此非预应力钢筋可选用直径较小的钢筋,其间距可



说明图 2.5.2  $\lambda$  与  $(A_s + A_p)$  关系图

适当放宽,并布置在受拉区下边缘,以起到限制裂缝开展的作用。当预应力度较低时,非预应力钢筋所需面积较多,一般宜选用直径较大的钢筋。当预应力度小于 0.3 时,非预应力钢筋数量超过了预应力钢筋数量,此时构件受力特性与普通钢筋混凝土构件较为接近,因此选择非预应力钢筋的直径与间距时,可按钢筋混凝土构造的规定采用。

## (三)最大配筋率

最大配筋率的规定主要是根据变形协调条件,当构件达到破坏时,能使高强度预应力钢筋充分发挥其极限强度。对受弯构件,一般假定构件受压翼缘混凝土极限应变为 0.0035,预应力钢筋受

拉应变大于 0.01 时,钢筋与混凝土的强度才能够充分发挥。

国标 TJ10—74 规定:一般受弯构件的受压区高度与有效高度之比  $x/k_0 \leq 0.55$ ;当纵向钢筋采用冷拔低碳钢丝时,  $x/k_0 \leq 0.45$ ;按塑性内力重分布计算构件强度时,  $x/k_0 \leq 0.35$ 。《铁规》规定:对一般钢筋混凝土构件,  $x/k_0 \leq 0.55$ ;对预应力混凝土构件,  $x/k_0 \leq 0.4$ 。一般说来,  $x/k_0$  定得过高,极限状态下变形能力就比较小,容易发生脆性破坏。

编制《设计建议》时,考虑到部分预应力混凝土的特点,以及与国标 TJ10—74 的协调,对最大配筋指数作以下规定:

对一般构件,  $x/k_y \leq 0.4$ ;

对延性要求较高的构件,  $x/k_y \leq 0.3$ 。

其中  $k_y$  为预应力钢筋重心至构件受压翼缘的距离。

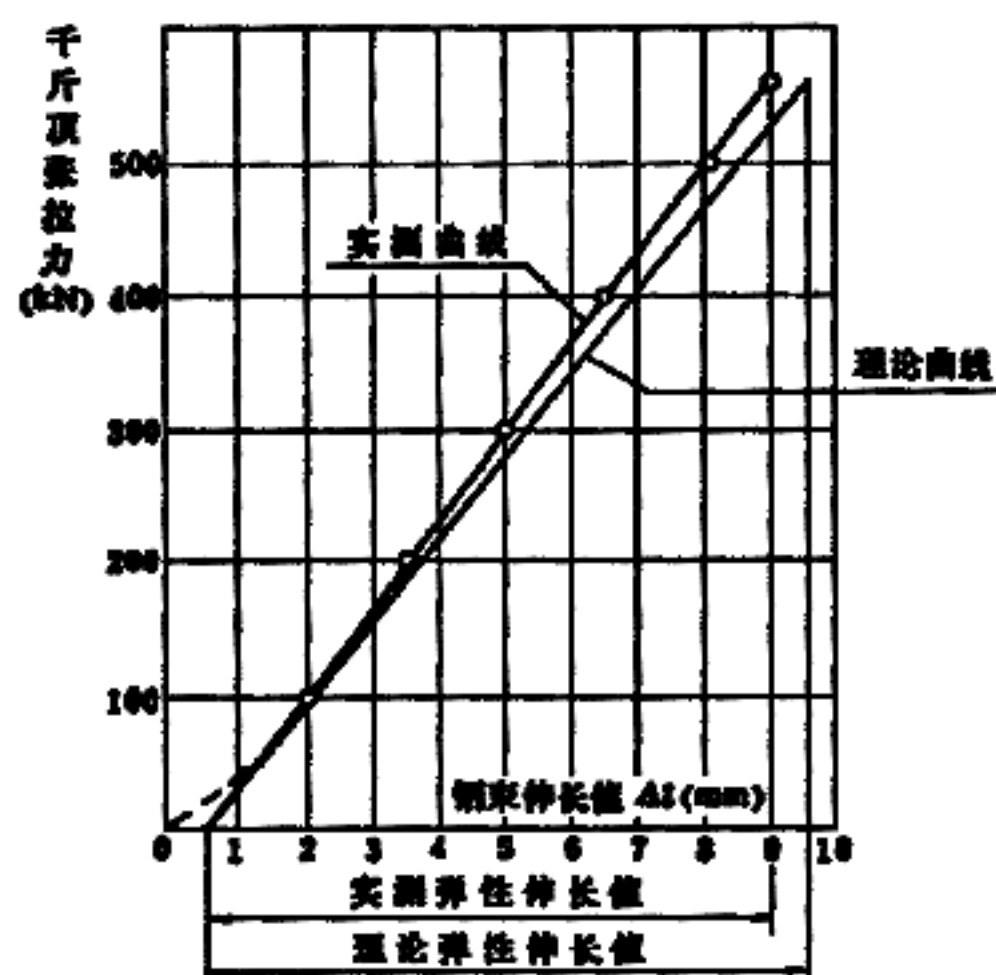
由于采用混合配筋的部分预应力混凝土构件,其预应力钢筋一般布置在上排,非预应力钢筋布置在下排,在一般情况下  $k_y < k_0$  ( $k_0$  为全部受力钢筋重心至构件受压翼缘的距离)。虽然规定  $x/k_y \leq 0.4$ ,构件破坏时混凝土受压区高度  $x$  仍比国标 TJ10—74 所规定的小。地震区构件,构件延性要求较高。因此规定  $x/k_y \leq 0.3$ 。”

**第 3.1.2 条** 对于部分预应力混凝土梁,必须要有精确的预应力度,因为它将影响裂缝宽度和钢筋的疲劳强度。因此后张法梁试生产时,应对一定数量的钢束进行较详细的测试。根据分级实测的张拉力和伸长值的关系图(参见说明图 3.1.2),可求出实际钢束的弹性伸长值。此值与理论伸长值之差别,可能是由于钢束的弹性模量差别或千斤顶、锚口、管道等摩阻力的差异等原因所造成。查明原因后,如确属由于摩阻过大所致,必要时可调整张拉力(油压值),以保证获得可靠的预应力值。

**第 3.1.3 条** 先张法梁如采用单束初调、整体张拉方法时,要求对两批整体张拉过程进行较详细的测试,以确定建立的张拉力是否符合要求,防止意外因素造成的损失(参见说明图 3.1.3)。

**第 3.1.4 条** 梁体施加预应力时,其变形性能亦应满足设计

要求。尤其是早期张拉时,如果混凝土弹性模量偏低,会增加预应力损失值。因此,对于先张法梁放松预应力时,应采取双控措施,即梁体混凝土强度和弹性模量都应满足设计要求,才能放松应力。对于后张法梁,早期张拉的预应力钢筋的损失值,应在后期予以补足。



说明图 3.1.2 后张法梁张拉力和伸长值关系图

**第 3.2.2 条** 先张法梁在放张前,后张法梁在张拉前,如果梁体内外温差过大,梁体易产生表面裂缝,这将影响梁体抗裂性,故应加以控制。

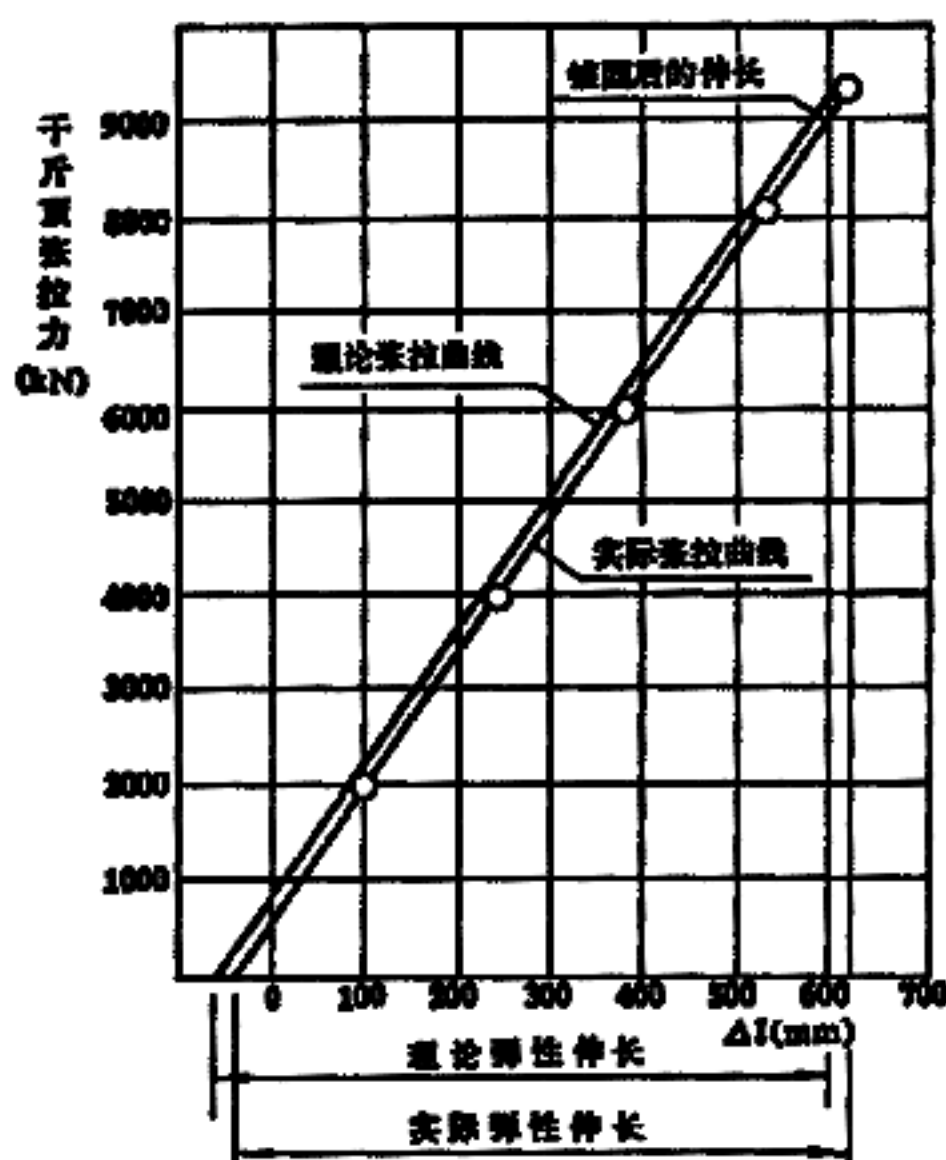
**第 3.2.3 条** 对梁体抗裂性而言,截面尺寸对其影响是较为直接的,其中预应力钢筋重心位置影响最大。尤其是受抗裂性控制设计的低高度梁,钢筋重心位置的误差,将会显著地影响梁体抗裂性能,因此需要严格控制钢筋重心位置的施工偏差。

#### 第 3.4.4 条

一、最大试验荷载:部分预应力混凝土梁用最大试验荷载作用



下的跨中弯矩来代替全预应力梁的跨中抗裂力矩,检验梁体结构性能。采用最大试验荷载下的跨中力矩是为了在正常情况下,能保持梁体不开裂而使预应力得到一定程度的检验。对于 A 类梁,如果由于预应力张拉不足,或应力损失过大,或施工工艺不当等其它原因造成梁体受拉区开裂,则在此检验荷载下,可发现不合格品。对 A 类梁,在最大检验荷载下是不应开裂的,但由于上述原因,如在检验荷载下发现了裂缝,则还须进一步试验来确定实际的预应力度。



说明图 3.1.3 先张法梁张拉力和伸长值关系图

二、加载程度:加载等级中列有“静活载级”一项,是为了检查静活载挠度值是否满足设计要求。

三、评定标准:

1. 静活载级作用下的梁体挠度,是指静活载加载阶段所产生

的挠度,与基数级荷载所产生挠度的差值,不计残余挠度。

2. 裂纹观测位置应固定。固定的观测位置可用铅笔作上记号,以防止产生观测误差。

3. 根据荷载与裂缝宽度的关系图来确定重新开裂荷载,以推算梁体有效预应力值,进而判断预应力度是否满足要求。

有效预应力值允许有 10% 误差,是考虑到测试误差和允许的工艺误差。

**附录一** 部分预应力混凝土构件采用了预应力钢筋和非预应力钢筋混合配筋。在计算因混凝土收缩、徐变引起的预应力损失时,应考虑非预应力钢筋的影响。本附录一的计算公式是将原《设计建议》的计算公式加以修正而成。原《设计建议》的计算公式为:

$$\sigma_{ys}(t) = \frac{n_y \sigma_k \varphi(t) + E_y \varepsilon_s(t)}{1 + 10 \mu \rho_A} \quad (\text{说明附 1. a})$$

而本附录一采用的计算公式是根据近年来的研究成果对原试验数据又进行了深入的分析和整理,对原式提出了如下修正:

$$\sigma_{ys}(t) = \xi \left[ \frac{n_y \sigma_k \varphi(t) + E_y \varepsilon_s(t)}{1 + 15 \mu \rho_A} \right] \quad (\text{附 1.1})$$

此外,对于混凝土的最终收缩应变  $\varepsilon_{\infty}$  和最终徐变系数  $\varphi_{\infty}$ ,以及  $\varepsilon_s(t)$  和  $\varphi(t)$  与其最终值的比值,也作了部分修订。现将《设计建议》中陈永春同志对本附录一的制订依据的说明及有关研究成果摘录于下:

“部分预应力混凝土构件一般采用预应力钢筋和非预应力钢筋的混合配筋。非预应力钢筋的存在,对混凝土的收缩、徐变变形起阻碍作用,从而在混凝土中产生拉应力,亦即减小了混凝土的预压应力。

非预应力钢筋对混凝土收缩、徐变引起的预应力损失的影响,在较长时间内存在着不同看法,随着试验研究工作的进展,不同的看法逐渐趋于统一,即普遍认为对部分预应力混凝土构件,计算由混凝土收缩、徐变引起的预应力损失时,应考虑非预应力钢筋的影响。

考虑非预应力钢筋影响的预应力损失的计算方法,除苏联混凝土及钢筋混凝土结构设计规范(CHП II—21—75)外,尚未见到其他国家设计规范给出这项方法。国内在工程设计中往往采用现行规范规定的不考虑非预应力钢筋影响的预应力损失计算公式,显然,这是偏于不安全的。《设计建议》附录一公式(附 1—*a*)是根据陈永春等在《建筑技术通讯·建筑结构》1983 年第 6 期中提出的公式为基础经过进一步的简化求得的。

为了简便,设受拉区预应力钢筋  $A_y$  和非预应力钢筋  $A_g$  集中在预应力钢筋和非预应力钢筋截面重心  $A$  上, $A$  点与混凝土截面重心的距离  $e_A$  为

$$e_A = \frac{A_g e_g + A_y e_y}{A_g + A_y}$$

式中  $e_y, e_g$ ——受拉区预应力钢筋及非预应力钢筋截面重心至构件截面重心的距离。

对预应力混凝土受弯构件,由平衡条件可得:

$$\sigma_{kb}(t) = [\mu_g \sigma_{gs}(t) + \mu_y \sigma_{ys}(t)] \rho_A \quad (\text{说明附 1. } b)$$

式中  $\sigma_{gs}(t)$ —— $A$  点水平位置处非预应力钢筋的应力损失值;

$\sigma_{ys}(t)$ —— $A$  点水平位置处预应力钢筋的应力损失值;

$\sigma_{kb}(t)$ ——截面计算纤维处混凝土预压应力的降低值;

$$\mu_g \approx \frac{A_g}{A_k} \approx \frac{A_g}{A};$$

$$\mu_y \approx \frac{A_y}{A_k} \approx \frac{A_y}{A};$$

$$\rho_A \approx 1 + \frac{e_A^2}{r^2}.$$

其中  $A$ ——构件截面面积;

$A_k$ ——构件混凝土截面面积,为便于计算,近似取  $A_k = A$ ;

$r$ ——截面回转半径,  $r^2 = \frac{I_k}{A} = \frac{I}{A}$ ;

$I_k$ ——构件混凝土截面惯性矩；

$I$ ——构件截面惯性矩。

根据变形协调条件，在  $A$  点水平位置处，预应力钢筋、非预应力钢筋和混凝土变形的变化必须相等。

$$e_y(t) - e_y(\tau_1) = e_k(t) - e_k(\tau_1) \quad (\text{说明附 1. c})$$

$$e_y(t) - e_y(\tau_1) = e_g(t) - e_g(\tau_1) \quad (\text{说明附 1. d})$$

混凝土的应力应变关系为：

$$\begin{aligned} e_k(t) = & \frac{\sigma_k(\tau_1)}{E_k(\tau_1)} + \sigma_k(\tau_1) C(t, \tau_1) \\ & + \int_{\tau_1}^t \frac{d\sigma_k(\tau)}{d\tau} \left[ \frac{1}{E_k(\tau)} + C(t, \tau) \right] d\tau - e_s(t) \end{aligned}$$

(说明附 1. e)

式中  $C(t, \tau)$ ——单位应力下的徐变变形，称为徐变度；

$\tau$ ——加任一荷时混凝土龄期；

$\tau_1$ ——初始加荷时混凝土龄期；

$e_s(t)$ ——混凝土收缩应变，对后张法构件自施加预应力时混凝土的龄期  $\tau_1$  算起，对先张法构件自构件浇水养护结束时混凝土的龄期算起。

根据积分中值定理，可将式(说明附 1. e)化成下列代数方程：

$$\begin{aligned} e_k(t) = & \frac{\sigma_k(\tau_1)}{E_k(\tau_1)} + \sigma_k(\tau_1) C(t, \tau_1) + [K_2(t, \tau_1) \frac{1}{E_k(\tau_1)} \\ & + K_1(t, \tau_1) C(t, \tau_1)] \times [\sigma_k(t) - \sigma_k(\tau_1)] + e_s(t) \end{aligned}$$

(说明附 1. f)

当不考虑松弛影响时，预应力钢筋的应力—应变关系为：

$$e_y(t) = \frac{\sigma_y(t)}{E_y} \quad (\text{说明附 1. g})$$

非预应力钢筋的应力应变关系为：

$$e_g(t) = \frac{\sigma_g(t)}{E_g} \quad (\text{说明附 1. h})$$

令  $\varphi(t) = E_h(\tau_1) C(t, \tau_1)$ ,  $\sigma_y = \sigma_y(\tau_1)$ ,  $\sigma_h = \sigma_h(\tau_1)$ , 联立求解(说明附 1—b, c, d, f, g, h), 整理后得考虑非预应力钢筋影响的预应力钢筋的应力损失  $\sigma_{ys}(t)$  的计算公式为

$$\sigma_{ys}(t) = \frac{n_y \sigma_h \varphi(t) + E_y \varepsilon_{sh}(t)}{1 + (n_y \mu_y + n_g \mu_g) \rho_A [K_2(t, \tau_1) + K_1(t, \tau_1) \varphi(t)]} \quad (\text{说明附 1. i})$$

式中  $K_1(t, \tau_1)$ 、 $K_2(t, \tau_1)$  为中值系数。

中值系数  $K(t, \tau_1)$  可以通过积分中值定理求得, 而且只要求知道积分中各函数随时间的变化规律, 不需知道其绝对值。然后通过统计的方法, 求出  $K(t, \tau_1)$  的变化范围, 从而在满足工程设计要求的计算精度内, 确定  $K(t, \tau_1)$  的具体数值, 使计算得到简化。

由式(说明附 1. i)可知, 中值系数  $K(t, \tau_1)$  在一定范围内变动, 对  $\sigma_{ys}(t)$  的影响并不大。为了简化计算, 已利用电子计算机对  $K(t, \tau_1)$  的可能变化范围进行了详细的计算分析。若  $K_1(t, \tau_1)$  取 0.75,  $K_2(t, \tau_1)$  取 0.95,  $\sigma_{ys}(t)$  的计算误差一般小于  $\pm 5\%$ 。因此, 在满足工程设计计算精度的要求下, 考虑钢筋松弛和混凝土收缩、徐变相互影响的预应力损失值  $\sigma_{ys}(t)$ , 可按下式进行计算:

$$\sigma_{ys}(t) = \xi \left[ \frac{n_y \sigma_h \varphi(t) + E_y \varepsilon_s(t)}{1 + 15 \mu \rho_A} \right] \quad (\text{附 1.1})$$

$$\sigma_{hs}(t) = \mu \rho \sigma_{ys}(t) \quad (\text{附 1.2})$$

式中  $\sigma_{ys}(t)$ ——在运营荷载作用下受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋重心处的预应力损失(MPa);

$\sigma_{hs}(t)$ ——截面计算纤维处混凝土预压应力的降低值(MPa);

$\xi$ ——钢筋松弛对混凝土收缩、徐变应力损失的影响系数, 对冷拉 IV 级钢筋,  $\xi \approx 0.95$ , 对碳质钢丝, 钢绞线  $\xi = 0.90$ ;

$n_y$ ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比;

$\sigma_k$ ——在运营荷载作用下受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋截面重心处由预加应力(扣除相应阶段的应力损失)和梁自重产生的混凝土正应力(MPa);

$E_y$ ——预应力钢筋的弹性模量(MPa);

$\varphi(t)$ ——混凝土的徐变系数;

$\varepsilon_s(t)$ ——混凝土的收缩应变;

$\mu$ ——梁的总配筋率,可按下式计算:

$$\mu = \frac{A_y + A_g}{A} \quad (\text{附 1.3})$$

其中  $A_y$ ——预应力钢筋的截面面积(m<sup>2</sup>);

$A_g$ ——非预应力钢筋的截面面积(m<sup>2</sup>);

$A$ ——梁截面面积(m<sup>2</sup>),对后张法梁,可近似地取  $A$  等于  $A_j$ ,  $A_j$  为梁净截面面积;

$$\rho_A = 1 + \frac{e_A^2}{r^2} \quad (\text{附 1.4})$$

其中  $e_A$ ——预应力钢筋和非预应力钢筋截面重心至梁截面重心的距离(m);

$r$ ——截面回转半径,  $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$  (m);

其中  $I$ ——梁截面惯性矩(m<sup>4</sup>),对后张法梁可近似地取  $I = I_j$ ,  $I_j$  为梁净截面惯性矩;

$$\rho = 1 + \frac{e_A \cdot y}{r^2} \quad (\text{附 1.5})$$

其中  $y$ ——截面计算纤维处至梁截面重心(或净截面重心)的距离(m),当  $y$  与  $e_A$  在重心轴同一侧时取正值。

由式(附 1.3)可以看出,由于非预应力钢筋的存在,  $\mu$  值加大(相对于  $A_g=0$ ,即不配置非预应力钢筋时),式(附 1.1)的预应力钢筋中的预应力损失是减少了,但式(附 1.2)的混凝土中预压应

力则相对地降低更多,且随非预应力钢筋的增加而更加严重。

公式(附 1.1)、(附 1.2)是在受压区不配置预应力钢筋和非预应力钢筋的条件下求得的。当受压区配置预应力钢筋时,由于受压区在施加预应力时一般为预拉区,且混凝土的拉应力较小( $\sigma_k$ 一般小于  $R_f$ )。此时混凝土的徐变变形与收缩变形方向相反,因此,受压区的预应力钢筋的应力损失很小,在计算中可略去不计,即可取  $A'_y = A'_g = 0$ 。因而受拉区的预应力钢筋的应力损失仍可按公式(附 1.1)计算。但必须注意,在  $A$  点水平位置处混凝土的正应力  $\sigma_k$  是在受拉区和受压区全部预加应力作用下产生的,计算  $\sigma_k$  时,应计入  $\sigma'_y A'_y$ 。

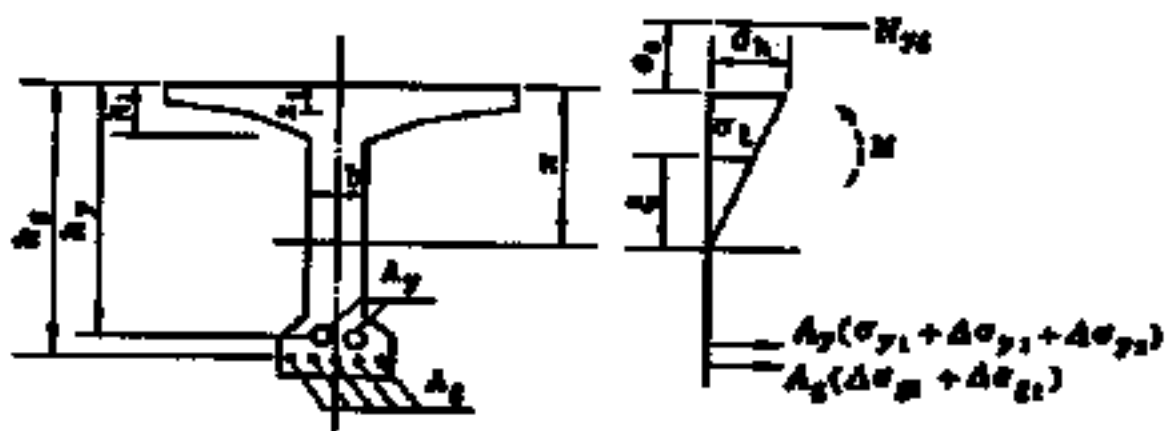
在某些情况下,当需计算受压区预应力钢筋的应力损失时,可按公式(说明附 1. a)计算。公式(说明附 1. a)是一个简化计算公式,其计算结果与解联立方程的精确法相比,误差不大,可以满足工程设计的精度要求。”

**附录二** 本附录关于消压后开裂截面的应力计算方法,基本上同《设计建议》(见本规定第 2.4.12 条说明),仅在非预应力钢筋的应力中考虑了因混凝土收缩、徐变产生的附加压应力,这可见本规定附录一(附 1.6)式,因此,计算公式稍有不同。在第 2.4.12 条的说明中已指出,部分预应力混凝土构件开裂后的截面应力计算方法,是基于尼尔圣(Nilson)的假定。当构件在外荷载弯矩作用下,截面经过虚拟的零应力阶段后开裂,即相当于钢筋混凝土的大偏心受压杆件,故可按钢筋混凝土大偏心受压构件的应力计算方法进行计算,开裂截面的应力状态如说明附图 2 所示。

说明附图 2 为铁路梁常用的截面形式,设  $k_1$  以上的上翼缘面积为  $A_{k1}$ ,其重心距上边缘的距离为  $Z_t$ ,中性轴一般位于腹板内。 $\sigma_{y1}$  为预应力钢筋的有效预应力,  $\Delta\sigma_{y1}$  为消压时预应力钢筋的应力增量,  $\Delta\sigma_{g0}$  为非预应力钢筋由混凝土收缩、徐变引起的附加压应力(取代数值,受压为负),  $\Delta\sigma_{y2}$  及  $\Delta\sigma_{g2}$  分别为消压后开裂截面预应力钢筋及非预应力钢筋的应力增量,  $M$  为运营荷载产生的弯矩,

由力系平衡方程  $\sum H = 0$ , 得

$$\int_0^x \sigma_{\xi} dF = A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y2}) + A_g(\Delta\sigma_{g1} + \Delta\sigma_{g2}) \quad (\text{说明附 2.1})$$



说明附图 2 开裂截面应力计算图

对上缘顶取矩,  $\sum M_i = 0$ , 得

$$M = A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y2}) h_y + A_g(\Delta\sigma_{g1} + \Delta\sigma_{g2}) \cdot h_g - \int_0^x \sigma_{\xi}(x - \xi) dF \quad (\text{说明附 2.2})$$

按照平面假定:

$$\Delta\sigma_{y2} = n_y \cdot \frac{h_y - x}{x} \cdot \sigma_h \approx n \cdot \frac{h_y - x}{x} \cdot \sigma_h$$

$$\Delta\sigma_{g2} = n_g \cdot \frac{h_g - x}{x} \cdot \sigma_h \approx n \cdot \frac{h_g - x}{x} \cdot \sigma_h$$

$$\sigma_{\xi} = \frac{\xi}{x} \cdot \sigma_h$$

式中,  $n$  为考虑疲劳影响的预应力钢筋和非预应力钢筋的弹性模量与混凝土的变形模量之比, 近似地取 10, 同时注意到

$$\int_0^x \xi^2 dF = S_x \text{ —— 受压区混凝土截面积对中性轴的静距;}$$

$$\int_0^x \xi^2 dF = I_x \text{ —— 受压区混凝土截面积对中性轴的惯性距。}$$

将上式关系代入(说明附 2.1)及(说明附 2.2)式, 得



$$\int_0^x \frac{\sigma_h}{x} S_x = A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1}) + nA_y \frac{h_y - x}{x} \sigma_h + A_g \Delta\sigma_{gs} + nA_g \frac{h_g - x}{x} \sigma_h$$

$$\text{令 } N_{yg} = A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1}) + A_g \Delta\sigma_{gs}$$

则上式化为

$$\sigma_h \left\{ \frac{S_x}{x} - nA_y \frac{h_y - x}{x} - nA_g \frac{h_g - x}{x} \right\} = N_{yg}$$

(说明附 2.3)

$$\begin{aligned} M = & A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1}) h_y + nA_y \frac{h_y - x}{x} h_y \sigma_h + A_g \Delta\sigma_{gs} h_g \\ & + nA_g \frac{h_g - x}{x} h_g \sigma_h - \left[ S_x - \frac{I_x}{x} \right] \sigma_h \end{aligned}$$

$$\text{令 } M_0 = M - A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1}) h_y - A_g \Delta\sigma_{gs} h_g$$

则上式化为：

$$\sigma_h \left[ nA_y \frac{h_y - x}{x} h_y + nA_g \frac{h_g - x}{x} h_g - \left[ S_x - \frac{I_x}{x} \right] \right] = M_0$$

(说明附 2.4)

$$\begin{aligned} \text{令 } e_0 = \frac{M_0}{N_{yg}} &= \frac{M - A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1}) h_y - A_g \Delta\sigma_{gs} h_g}{A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1}) + A_g \Delta\sigma_{gs}} \\ &= \frac{M}{N_{yg}} - h_{yg} \end{aligned}$$

$$\text{式中 } h_{yg} = \frac{A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1}) h_y + A_g \Delta\sigma_{gs} h_g}{A_y(\sigma_{y1} + \Delta\sigma_{y1}) + A_g \Delta\sigma_{gs}}$$

$h_{yg}$  为  $N_{yg}$  作用点距上缘的距离。

式(说明附 2.4)除以式(说明附 2.3)消去  $\frac{\sigma_h}{x}$ , 得

$$\begin{aligned} & e_0 [S_x - nA_y(h_y - x) - nA_g(h_g - x)] \\ &= nA_y(h_y - x) h_y + nA_g(h_g - x) h_g - x \cdot S_x + I_x \end{aligned}$$

合同类项, 得

$$\begin{aligned} & (e_0 + x) S_x - I_x + n[A_y(e_0 + h_y) + A_g(e_0 + h_g)] x \\ & - n[A_y h_y(e_0 + h_x) + A_g h_g(e_0 + h_g)] = 0 \end{aligned} \quad (\text{说明附 2.5})$$

设上翼缘截面的自身惯性矩为  $I_{kl}$ , 腹板厚为  $b$ , 则

$$\begin{aligned} S_x &= A_{kl}(x - Z_t) + \frac{1}{2} b(x - k_1)^2 \\ &= \frac{1}{2} bx^2 + (A_{kl} - bk_1)x + \frac{1}{2} bk_1^2 - A_{kl} \cdot Z_t \\ I_x &= I_{kl} + A_{kl}(x - Z_t)^2 + \frac{1}{3} b(x - k_1)^3 \\ &= \frac{1}{3} bx^3 + (A_{kl} - bk_1)x^2 - (2A_{kl}Z_t - b \cdot k_1^2)x \\ &\quad + I_{kl} + A_{kl}Z_t^2 - \frac{1}{3} bk_1^3; \end{aligned}$$

又  $(e_0 + x)S_x - I_x$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{6} bx^3 + \frac{1}{2} e_0 bx^2 + \left[ (bk_1 - A_{kl})e_0 + \left[ \frac{1}{2} bk_1^2 - A_{kl}Z_t \right] \right] x \\ &\quad + \left[ \left[ \frac{1}{2} bk_1^2 - A_{kl}Z_t \right] e_0 + \left[ \frac{1}{3} bk_1^3 - I_{kl} - A_{kl}Z_t^2 \right] \right] \end{aligned}$$

将上式代入式(说明附 2.5), 得

$$\begin{aligned} &\frac{1}{6} bx^3 + \frac{1}{2} e_0 bx^2 + [nA_y(e_0 + k_y) \\ &\quad + nA_g(e_0 + k_g) - (bk_1 - A_{kl})e_0 - \left[ \frac{1}{2} bk_1^2 - A_{kl}Z_t \right] x \\ &\quad - [nA_yk_y(e_0 + k_y) + nA_gk_g(e_0 + k_g) \\ &\quad - \left[ \frac{1}{2} bk_1^2 - A_{kl}Z_t \right] e_0 - \left[ \frac{1}{3} bk_1^3 - I_{kl} - A_{kl}Z_t^2 \right]] = 0 \end{aligned}$$

(说明附 2.6)

令  $A = 3e_0$

$$\begin{aligned} B &= \frac{6}{b} \left[ nA_y(e_0 + k_y) + nA_g(e_0 + k_g) - (bk_1 - A_{kl})e_0 \right. \\ &\quad \left. - \left[ \frac{1}{2} bk_1^2 - A_{kl}Z_t \right] \right], \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= -\frac{6}{b} \left[ nA_yk_y(e_0 + k_y) + nA_gk_g(e_0 + k_g) \right. \\ &\quad \left. - \left[ \frac{1}{2} bk_1^2 - A_{kl}Z_t \right] e_0 - \left[ \frac{1}{3} bk_1^3 - I_{kl} - A_{kl}Z_t^2 \right] \right], \end{aligned}$$

则式(说明附 2.6)简化为  $x^3 + Ax^2 + Bx + C = 0$

如上翼缘为  $b_i \times k_1$  的矩形,则

$$A_k = b_i \cdot k_1$$

$$Z_i = \frac{1}{2} k_1$$

$$I_k = \frac{1}{12} b_i \cdot k_1^3$$

由此得

$$A = 3e_0$$

$$B = \frac{6}{b} \left[ nA_y(e_0 + k_y) + nA_g(e_0 + k_g) + (b_i - b)k_1 \left( e_0 + \frac{k_1}{2} \right) \right]$$

$$C = -\frac{6}{b} \left[ nA_y k_y (e_0 + k_y) + nA_g k_g (e_0 + k_g) + (b_i - b)k_1^2 \left( \frac{e_0}{2} + \frac{k_1}{3} \right) \right]$$

应指出,有时对靠近梁支点附近的截面,由于此处  $M$  减少较快,而  $N_{yy}$  减少不多,则中性轴有可能位于下翼缘马蹄形内,此时应重新推导  $B$  及  $C$  系数,再解方程式(说明附 2.7),确定中性轴在马蹄形内的位置。在计算此截面中性轴处的主拉应力时,应使用中性轴在马蹄形内的宽度  $b'$ ,否则会产生不合理的情况。

**附录三** 由于本规定较原则,因此编写了一个算例作为参考。

算例:16m 低高度部分预应力混凝土先张梁

计算跨径  $L=16\text{m}$ ,梁体混凝土标号:500 号

预应力钢筋放张一个月后进行静载试验。

跨中截面设计资料;

换算截面面积  $A_0=0.9390\text{m}^2$ ;

下边缘换算截面抵抗矩  $W_o=0.260952\text{m}^3$ ;

预应力钢筋截面面积  $A_y=0.0108\text{m}^2$

预应力合力中心至换算截面重心距离  $e_0=0.1468\text{m}$ ;

活载对跨中弯矩  $M_k=2408.6\text{kN}\cdot\text{m}$ ;

道碴线路设备对跨中弯矩  $M_d=592\text{kN}\cdot\text{m}$ ;

梁体对跨中弯矩  $M_z=780.8\text{kN}\cdot\text{m}$ ;

防水层对跨中弯矩  $M_{\text{fs}}=51.2\text{kN}\cdot\text{m}$ ;

加载设备对跨中弯矩  $M_s=30.02\text{kN}\cdot\text{m}$ ;

冲击系数  $1+\mu=1.261$ ;

消压弯矩  $M_0=3315.4\text{kN}\cdot\text{m}$ ;

收缩、徐变预应力损失值  $\sigma_{s1}=135.4\text{MPa}$ ;

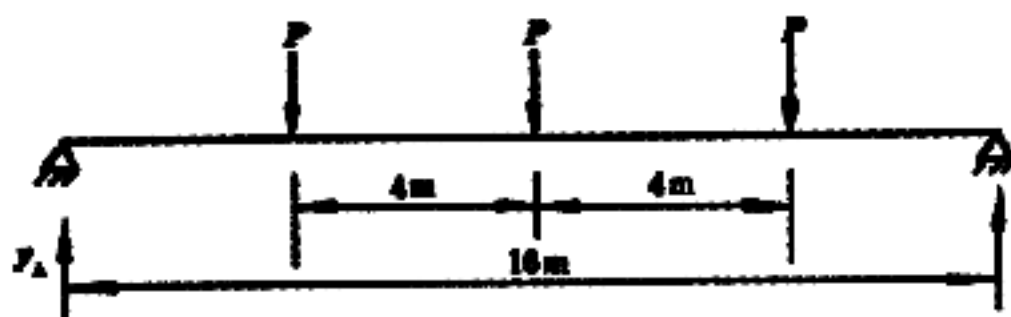
松弛预应力损失值  $\sigma_{s2}=32.6\text{MPa}$ ;

放张一个月后收缩、徐变应力损失完成率  $\eta_1=40\%$ ;

放张一个月后松弛应力损失完成率;张拉预应力钢筋后 3 天放张,故松弛应力损失完成时间按 33 天计,  $\eta_2=90.8\%$ ;

一、荷载布置

试验采用三点加载,加载点之间距离为 4m



说明附图 3 试验加载图

跨中弯矩

$$M = y_A \times 8 - P \times 4 = 8P$$

$$a = \frac{M}{P} = 8$$

二、计算未完成的应力损失值

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_s &= (1 - \eta_1)\sigma_{s1} + (1 - \eta_2)\sigma_{s2} \\ &= (1 - 0.4) \times 135.4 + (1 - 0.908) \times 32.6 \\ &= 84.2392\text{MPa}\end{aligned}$$

三、计算未完成应力损失的补偿弯矩

$$\begin{aligned}\Delta M_s &= \Delta\sigma_s \cdot A_y (W_o / A_o + e_o) \times 10^3 \\ &= 84.2392 \times 0.0108 \times (0.260952 / 0.9390 + 0.1468) \times 10^3\end{aligned}$$

$$=386.39\text{kN}\cdot\text{m}$$

四、计算基数级荷载跨中弯矩

防水层已铺设：

$$\begin{aligned} M_{ka} &= M_d + \Delta M_s - M_s \\ &= 592 + 386.39 - 30.02 = 948.37\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

五、计算基数级荷载

$$P_{ka} = M_{ka} / \alpha = 948.37 / 8 = 118.55\text{kN}$$

六、计算各加载级时的跨中弯矩

防水层已铺设

$$\begin{aligned} M_k &= K_x (M_z + M_d + M_h + M_{fs}) + \Delta M_s - M_z - M_s - M_{fs} \\ &= K_x (780.8 + 592 + 2408.6 + 51.2) + 386.39 \\ &\quad - 780.8 - 30.02 - 51.2 \\ &= 3832.6 K_x - 475.63 \end{aligned}$$

七、计算各加载级之荷载值

$$P_k = M_k / 8 = 479.075 K_x - 59.454$$

八、最大试验荷载时的加载系数

$$K_x = 1.00$$

九、计算静活载系数

$$\begin{aligned} K_b &= \frac{M_h / (1 + \mu) + M_z + M_d + M_{fs}}{M_z + M_d + M_h + M_{fs}} \\ &= \frac{2408.6 / 1.261 + 780.8 + 592 + 51.2}{780.8 + 592 + 2408.6 + 51.2} \\ &= 3334.07 / 3832.6 = 0.8699 = 0.87 \end{aligned}$$

十、计算静活载级之跨中弯矩

$$\begin{aligned} M_{kb} &= 3832.6 K_b - 475.63 \\ &= 3832.6 \times 0.87 - 475.63 \\ &= 2858.732\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

十一、计算静活载级荷载

$$P_{kb} = M_{kb} / \alpha = 2858.732 / 8 = 357.34\text{kN}$$

**加 载 计 算 表**

加载系数 $K_s$	基 数 级	0.60	0.65	0.70	0.75
荷载值 $P_s(\text{kN})$	118.55	227.99	251.94	275.90	299.85
加载系数 $K_s$	0.80	0.85	0.87	0.95	1.00
荷载值 $P_s(\text{kN})$	323.81	347.76	357.34	395.67	419.62