

中华人民共和国铁道部标准

铁路结合梁设计规定

TBJ 24—89

主编单位:铁道部专业设计院

批准部门:铁 道 部

施行日期:**1990年5月1**

1990 北 京

关于发布《铁路内燃机车机务设备设计规则》 等四个铁路工程建设标准规范的通知

铁建〔1989〕161 号

根据(85)铁基字 731 号文、铁基〔186〕1316 号文安排,由第三勘测设计院主编的《铁路内燃机车机务设备设计规则》(TBJ21—89)、电气化工程局主编的《铁路电力机车机务设备设计规则》(TBJ22—89)、专业设计院主编的《电气化铁路电力设计规定》(TBJ23—89)和《铁路结合梁设计规定》(TBJ24—89),业经部审定,现予批准发布,自 1990 年 5 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

一九八九年十一月二十四日

编 制 说 明

本规定是根据铁道部(85)铁基字 731 号文件的通知,由我院负责主编,在编制过程中曾与铁道部大桥工程局合作进行了部分科学试验。

本规定是在以往结合梁设计经验和实践的基础上编制的。在编制过程中进行了调查研究和科学试验,吸收了近年来国外结合梁规范中的先进部分和研究成果,并对关键性条文进行了较全面的比较和试设计。全部条文共五章,分别为总则、内力计算、载面设计、混凝土板和钢梁的联结、其他。

本规定在我国是第一次编制,有些内容还有待今后补充和完善。在执行过程中,希各单位结合工作实践,认真总结经验,注意积累资料。如发现需要修改和补充之处,请将意见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,邮政编码 100031)供今后修订时参考。

铁道部专业设计院

一九八九年三月

目 录

第一章	总则.....	1
第二章	内力计算.....	3
第三章	截面设计.....	4
第四章	混凝土板和钢梁的联结.....	8
第五章	其他	15
附 录	本规定用词说明	16
附加说明	17
《铁路结合梁设计规定》条文说明	18

主 要 符 号

- n ——计算温度变化影响时,钢与混凝土的弹性模量比;
 n_1 ——计算考虑徐变的恒载和混凝土收缩时,钢与混凝土的弹性模量比;
 n_2 ——计算活载时,钢与混凝土的弹性模量比;
 N_k ——混凝土板截面内的法向力;
 N_g ——钢梁截面内的法向力;
 ϵ_s ——混凝土的收缩率;
 E_k ——混凝土的弹性模量;
 E_g ——钢的弹性模量;
 d ——混凝土板的截面重心至钢梁截面重心间的距离;
 A_k ——相应于每片主梁的混凝土板的截面积;
 A_g ——相应于每片主梁的钢梁的截面积;
 l ——梁的计算跨度;
 M_k ——混凝土板截面中的弯矩;
 M_g ——钢梁截面中的弯矩;
 I_k ——相应于每片主梁的混凝土板绕其自身重心轴的惯性矩;
 I_g ——相应于每片主梁的钢梁绕其自身重心轴的惯性矩;
 σ_k ——混凝土板的法向应力;
 σ_g ——钢梁的法向应力;
 a ——联结器间距;
 J ——联结器模量;
 α ——计算时采用的钢或混凝土的线膨胀系数;

t ——在环境温度变化时,钢梁和混凝土板的温度差;

$[T]$ ——联结器的容许静力荷载;

R ——混凝土的标号;

$[T_n]$ ——联结器的容许疲劳荷载;

ρ ——联结器所受纵向剪力绝对最小值与绝对最大值之比;

T ——每个联结器所受的纵向剪力;

Q ——相应于每片主梁的横截面上由于第二受力阶段的荷载所产生的竖向剪力;

S ——相应于每片主梁的混凝土面积(换算成钢)对结合梁截面重心轴的面积矩;

m ——每片主梁的横截面上每排联结器的个数;

I_o ——相应于每片主梁的结合梁截面的换算惯性矩(混凝土换算成钢);

q_{\max} ——梁端部结合面上单位梁长的最大纵向剪力;

Q_s ——结合梁半个跨度上由于混凝土收缩引起的纵向剪力之总和;

l_{cs} ——混凝土收缩引起的纵向剪力的计算传递长度;

Q_t ——结合梁半个跨度上由于温度变化影响引起的纵向剪力之总和;

l_{ct} ——温度变化影响引起的纵向剪力的计算传递长度;

$[\tau_c]$ ——纯剪时混凝土的容许剪应力;

$[\sigma_{\text{主}1}]$ ——有箍筋及斜筋时混凝土的容许主拉应力;

$[\sigma_{\text{主}2}]$ ——无箍筋及斜筋时混凝土的容许主拉应力;

σ_{a-1} ——混凝土的局部承压应力;

$[\sigma_a]$ ——中心受压时混凝土的容许应力;

A ——影响混凝土板局部受压的计算底面积;

A_c ——混凝土板的局部受压面积;

T_s ——每个联结器承担的由于混凝土收缩引起的剪力;

T_t ——每个联结器承担的由于温度变化影响引起的剪力。

第一章 总 则

第 1.0.1 条 本规定适用于国家铁路网中 **1435mm** 标准轨距铁路钢板梁和钢筋混凝土板通过联结器结合在一起共同承受荷载的上承式结合梁的设计。

第 1.0.2 条 设计结合梁时除应符合本规定要求外,还应按《铁路桥涵设计规范》(TBJ2—85)(以下简称《桥规》)的有关规定执行。

第 1.0.3 条 设计结合梁所用的荷载,除本规定另有规定者外,应按《桥规》第三章的规定执行。

第 1.0.4 条 由静活载(不计冲击力)所引起的结合梁的竖向挠度不应超过跨度的 **1/800**。

结合梁应预设上拱度。但当恒载和静活载产生的总挠度不超过跨度的 **1/1600** 时,也可不设。

上拱度曲线应与恒载和半个静活载产生的挠度曲线基本相同,但方向相反。当单独用调整道碴高度的方法设置上拱度不能实现时,可将上拱度全部或部分设在钢梁上。

第 1.0.5 条 在计算荷载的最不利组合作用下,梁的横向倾覆稳定系数不应小于 **1.3**。

第 1.0.6 条 结合梁应能适应用千斤顶将其顶起,起顶设备和结构本身都应按起顶荷重超载 **30%** 检算。

第 1.0.7 条 结合梁应计及温度变化影响产生的内力,根据钢梁和钢筋混凝土板之间实际的温度变化的差值计算,在缺乏足够的技术资料时,可认为在梁和板内的温度在各自高度范围内为一定值,其差值可用 **$\pm 15^{\circ}\text{C}$** 。

第 1.0.8 条 结合梁所用基本钢材和焊接材料应符合《桥规》

第四章第二节的要求。容许应力和提高系数应符合《桥规》第四章第三节的规定,但在主力和温度变化影响组合作用下的钢梁容许应力提高系数可用 1.15。

第 1.0.9 条 结合梁的混凝土板所用混凝土和钢筋等材料应符合《桥规》第五章第二节的要求。混凝土板的容许应力和提高系数应符合《桥规》第 5.3.4 条的规定,钢筋的容许应力和提高系数应符合《桥规》第 5.3.5 条的规定。

第 1.0.10 条 结合梁的钢梁和支座部分的计算与构造除本规定另有要求者外,均应按《桥规》第四章的有关条文执行。

第 1.0.11 条 结合梁钢筋混凝土板部分的计算与构造除本规定另有要求者外,均应按《桥规》第五章的有关条文执行。

第 1.0.12 条 在钢梁翼缘和钢筋混凝土板的结合面上应根据计算和构造要求设置联结器,联结器应具有足够的强度和耐久性。

第 1.0.13 条 在一般情况下,当结合梁的结合面上设置足够多的联结器时,除计算混凝土收缩和温度变化影响外,可认为钢梁和钢筋混凝土板完全共同作用,即整个结合梁受荷载后符合平截面假定。

第 1.0.14 条 计算结合梁截面特性时,可将混凝土截面换算成钢截面。钢与混凝土的弹性模量比 n, n_1, n_2 按表 1.0.14 采用。

钢与混凝土的弹性模量比

表 1.0.14

计算工况	混凝土标号	
	≥ 400	< 400
计算温度变化影响时 n	6	7
计算考虑徐变的恒载和混凝土收缩时 n_1	15	18
计算活载时 n_2	10	15

第二章 内力计算

第 2.0.1 条 结合梁的内力计算应根据施工步骤确定,可按第一受力阶段和第二受力阶段进行,或仅按第二受力阶段进行。第一受力阶段的荷载由钢梁单独承受,第二受力阶段的荷载则由整个结合梁承受。

第 2.0.2 条 分析结合梁内力所用的截面可用其实有尺寸,不计剪力滞后和板内钢筋的影响。

第 2.0.3 条 在计算连续梁内力时,除符合本规定第 2.0.2 条的要求外,还应计入中间支点外受拉混凝土板开裂的影响。

第 2.0.4 条 在计算连续梁内力时,应计入混凝土收缩、基础不均匀沉降以及由于温度变化影响所引起的二次力。

第 2.0.5 条 计算桥面板垂直于线路方向的横向弯矩时,可根据结构的连接情况考虑钢梁对桥面板变形的约束影响。

第三章 截面设计

第 3.0.1 条 拟定结合梁截面时,宜将中性轴置于钢梁截面内。如中性轴位于混凝土板截面内时,不得计入受拉混凝土的作用,且在板的受拉侧应配置钢筋,其截面最小配筋率应按《桥规》第 5.3.2 条的规定办理。

第 3.0.2 条 计算结合梁截面应力时,混凝土板的有效宽度应采用以下各项中之最小值:

一、主梁间的板 W ;

1. 两主梁中心距之半;

2. 主梁跨度的 $1/6$;

3. 如板有梗肋时,取 $\frac{b}{2} + c + 6k$ 。

二、主梁外侧的悬臂板 W_1 ;

1. 主梁中心至板的悬臂端之间的距离;

2. 主梁跨度的 $1/12$;

3. 如有梗肋时,取 $\frac{b}{2} + c + 6k$ 。

以上符号的定义见图 3.0.2。

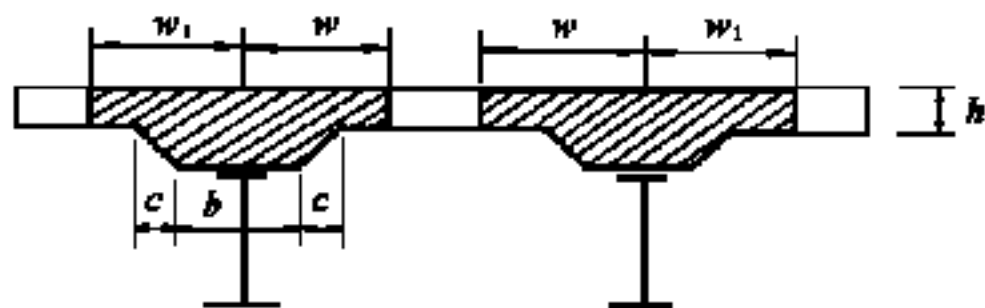


图 3.0.2 混凝土板有效宽度示意图

第 3.0.3 条 计算结合梁横截面上的剪应力时,可假定竖向

剪力由钢梁单独承受,不计混凝土板的作用。

第 3.0.4 条 由于混凝土收缩在钢梁和混凝土板中引起的内力和应力按下式计算:

$$N_k = -N_g = \frac{\epsilon_s E_g}{\frac{n_1}{A_k} + \frac{1}{A_g} + \frac{n_1 d^2}{I_k + n_1 I_g}} \left[1 - e^{-k\left(\frac{l}{2} - x\right)} - e^{-k\left(\frac{l}{2} + x\right)} \right] \quad (3.0.4-1)$$

$$M_k = \frac{I_k}{I_k + n_1 I_g} N_k \cdot d \quad (3.0.4.2)$$

$$M_g = \frac{n_1 I_g}{I_k + n_1 I_g} N_k \cdot d \quad (3.0.4-3)$$

$$\sigma_k = \frac{N_k}{A_k} - \frac{M_k}{I_k} \cdot y_k \quad (3.0.4-4)$$

$$\sigma_g = \frac{N_g}{A_g} - \frac{M_g}{I_g} \cdot y_g \quad (3.0.4-5)$$

上式中的内力和应力均以受拉力为正。

式中: ϵ_s ——混凝土的收缩率;对于整体灌注的钢筋混凝土板,相当于降低温度 15°C ;对于分段灌注的钢筋混凝土板,相当于降低温度 10°C ;对于装配式钢筋混凝土板,相当于降低温度 $5\sim 10^\circ\text{C}$;

E_g ——钢的弹性模量,可用 210000MPa ;

N_k, N_g ——分别为钢筋混凝土板和钢梁截面中的法向力, MN ;

M_k, M_g ——分别为钢筋混凝土板和钢梁截面中的弯矩, $\text{MN}\cdot\text{m}$

σ_k, σ_g ——分别为钢筋混凝土板和钢梁截面中的法向应力, MPa ;

n_1 ——计算混凝土收缩(考虑徐变时)钢与混凝土的弹性模量比,按第 1.0.14 条采用;

l ——梁的计算跨度, m ;

x ——自跨度中央算起的梁截面坐标, m ;

$$k^2 = \frac{1}{\mu E_g} \left[\frac{n_1}{A_k} + \frac{1}{A_g} + \frac{n_1 d^2}{I_k + n_1 I_g} \right]$$

$$\mu = \frac{a}{J}$$

a ——联结器间距, m ;

J ——联结器模量, 即使为一个联结器在结合面上沿梁的纵向产生单位位移所需的力, MN/m ;

A_k ——相应于每片主梁的混凝土板截面积, m^2 ;

A_g ——相应于每片主梁的钢梁截面积, m^2 ;

I_k ——相应于每片主梁的混凝土板截面绕其重心轴的惯性矩, m^4 ;

I_g ——相应于每片主梁的钢梁截面绕其重心轴的惯性矩, m^4 ;

d ——混凝土板的截面重心至钢梁截面重心间的距离, m ;

y_k ——自混凝土板的截面重心至所考虑的纤维间的距离, 向上为正, m ;

y_g ——自钢梁截面重心至所考虑的纤维间的距离, 向上为正, m ;

以上符号的定义参看图 3.0.4。

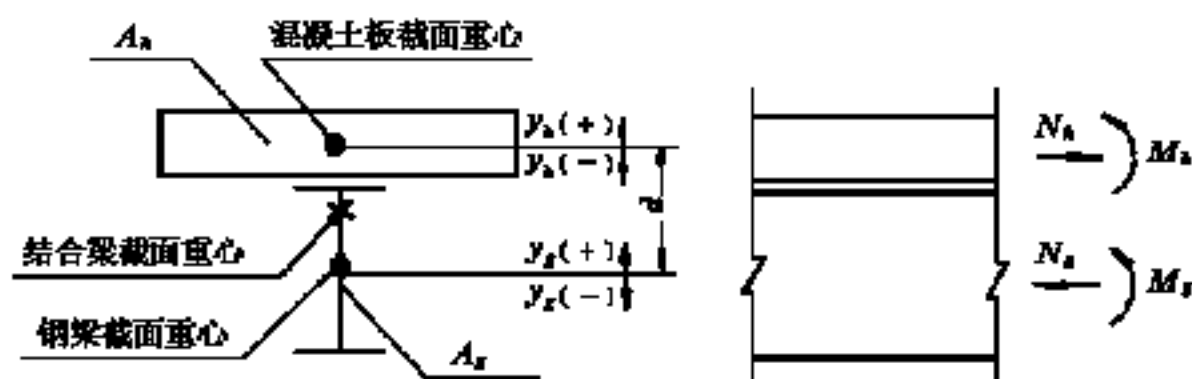


图 3.0.4 计算混凝土收缩和温度变化影响的简图

第 3.0.5 条 由于温度变化, 在钢梁和混凝土板中引起的内力和应力按下式计算:

$$\begin{aligned}
 N_k &= -N_g \\
 &= \frac{\pm \alpha t E_g}{\frac{n}{A_k} + \frac{1}{A_g} + \frac{n d^2}{I_k + n I_g}} \left[1 - e^{-k(\frac{l}{2} - x)} - e^{-k(\frac{l}{2} + x)} \right]
 \end{aligned}
 \tag{3.0.5-1}$$

$$M_k = \frac{I_k}{I_k + nI_g} N_k \cdot d \quad (3.0.5-2)$$

$$M_g = \frac{nI_g}{I_k + nI_g} N_k \cdot d \quad (3.0.5-3)$$

$$\sigma_k = \frac{N_k}{A_k} \mp \frac{M_k}{I_k} y_k \quad (3.0.5-4)$$

$$\sigma_g = \frac{N_g}{A_g} \mp \frac{M_g}{I_k} y_g \quad (3.0.5-5)$$

上式中的内力和应力均以受拉为正。

式中 $k^2 = \frac{1}{\mu E} \left[\frac{n}{A_k} + \frac{1}{A_g} + \frac{n d^2}{I_k + n I_g} \right]$

α ——计算时采用的钢或混凝土的线膨胀系数可用 $0.00001/^\circ\text{C}$;

t ——在温度变化时钢梁和混凝土板的温度差,当环境温度升高时为正,无足够资料时可按第 1.0.7 条采用;

n ——计算温度变化影响时钢与混凝土的弹性模量比,按本规定第 1.0.14 条采用。

其他符合同本规定第 3.0.4 条。

第 3.0.6 条 结合梁中的混凝土板当在外力组合作用下为受拉时,不得计入混凝土板抵抗外力的作用,否则应接受拉杆件设计,并参照《桥规》第 5.3.11 条检算其裂缝宽度。符合《桥规》表 5.3.10 的要求。

第四章 混凝土板和钢梁的联结

第 4.0.1 条 混凝土板和钢梁之间的结合面上的纵向剪力应由固定于钢梁并埋于混凝土板中的联结器承受,不计板和梁之间的粘结作用。

第 4.0.2 条 联结器的静力强度、疲劳强度和联结器模量应根据“推出”试验确定。“推出”试验的试件应按照联结器在结合梁中的实际工作状态设计,也可按图 4.0.2 所示的图式设计,其尺寸和布置视联结器的大小和钢筋混凝土板的具体情况而定。试件中钢梁和钢筋混凝土板之间的结合面上应采取措施消除两者之间的粘结力;试件应考虑联结器能抵抗上拔力的影响;试验的加载速度应保持均匀。

第 4.0.3 条 在采用如图 4.0.3 所示型式和尺寸的刚性联结器时,每个联结器的容许静力荷载,容许疲劳荷载和联结器模量可采用下列数值:

一、容许静力荷载 $[T]$:

在主力作用下, $[T]=0.00162 R(\text{MN})$

在主力和附加力组合作用下,容许静力荷载的提高系数为 1.20。

二、容许疲劳荷载 $[T_s]$:

$$[T_s]=\frac{0.302}{1-0.77\rho}(\text{MN})$$

三、联结器模量 J

$$J=1.83\times 10^3 \quad (\text{MN/m})$$

式中 R ——混凝土标号;

ρ —— $\pm \frac{|T_{\min}|}{|T_{\max}|}$, 联结器所受纵向剪力之绝对最小值与绝

对最大值之比,同方向的力取正号,反方向的力取负号。

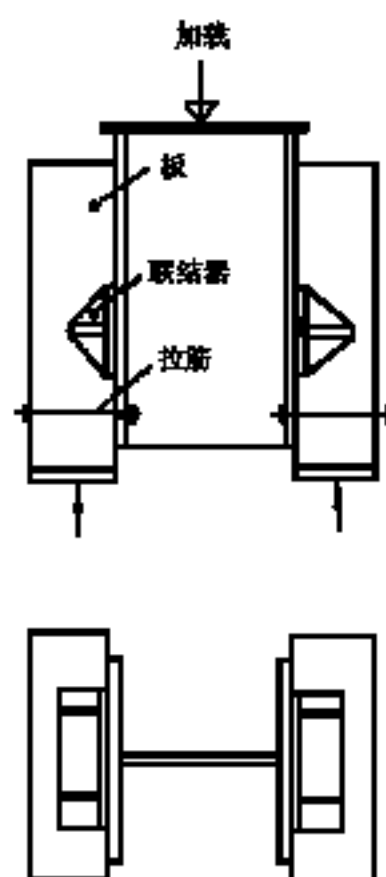


图 4.0.2 联结器试件

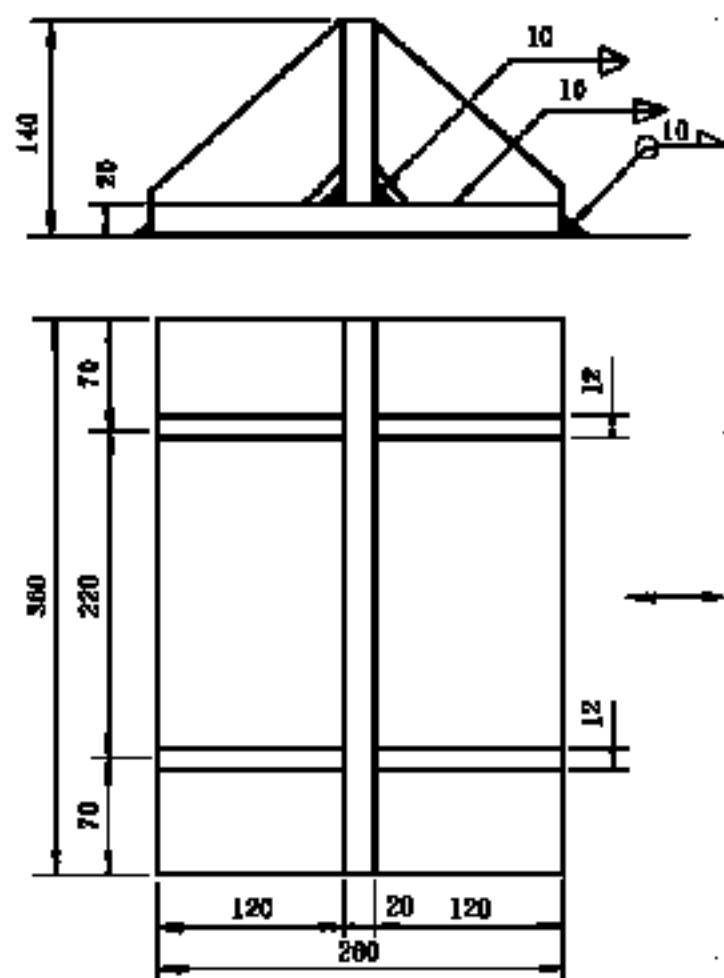


图 4.0.3 刚性联结器简图
(尺寸以毫米计)

第 4.0.4 条 在有足够技术依据和安全可靠的基础上,方可采用本规定中未列入的联结器。

第 4.0.5 条 联结器上由于第二受力阶段的竖向荷载引起的纵向剪力按下式计算:

$$T = \frac{QS}{mI_o}a \quad (4.0.5)$$

式中 T ——每个联结器所受的纵向剪力, MN;

Q ——每片主梁的横截面上由于第二受力阶段荷载所产生的竖向剪力, MN;

S ——相应于每片主梁的混凝土面积(换算成钢)对结合梁截面重心轴的面积矩, m^3 ;

m ——每片主梁的横截面上每排联结器的个数;

I_o ——相应于每片主梁的结合梁截面的换算惯性矩(混凝土换算成钢), m^4 ;

a ——联结器纵向间距, m 。

第 4.0.6 条 结合面上由于混凝土收缩引起的纵向剪力应由梁端部一段范围内的联结器承受,并按下式计算:

一、求梁端部结合面上单位梁长的最大纵向剪力 q_{\max} ,其值为:

$$q_{\max} = \frac{2 Q_s}{l_{cs}} \quad (\text{MN/m}) \quad (4.0.6)$$

式中 Q_s ——结合梁半个跨度上由于混凝土收缩引起的纵向剪力总和,其数值等于本规定(3.0.4—1)式跨中处的 N_k , MN ;

l_{cs} ——混凝土收缩引起的纵向剪力计算传递长度,

$$l_{cs} = 2 \sqrt{\frac{\mu Q_s}{\epsilon_s}} \quad (\text{m})$$

二、假定单位梁长上纵向剪力在梁端为 q_{\max} ,在距梁端 l_{cs} 处为 0,按直线变化作出结合面上计算单位梁长的纵向剪力分布图;

三、根据计算的单位梁长纵向剪力分布图计算每个联结器所受的纵向剪力 T_i 。

第 4.0.7 条 结合面上由于温度变化影响引起的纵向剪力应由梁端部一段范围内的联结器承受,并按下式计算:

一、求梁端部结合面上单位梁长的最大纵向剪力 q_{\max} ,其值为:

$$q_{\max} = \frac{2 Q_t}{l_{ct}} \quad (\text{MN/m}) \quad (4.0.7)$$

式中 Q_t ——结合梁半个跨度上由于温度变化影响引起的纵向剪力之总和,其数值等于本规定(3.0.5—1)式跨中处的 N_k , MN ;

l_{ct} ——温度变化影响引起的纵向剪力计算传递长度,

$$l_{ct} = 2 \sqrt{\frac{\mu Q_t}{\alpha t}} \quad (\text{m})$$

二、假定单位梁长上纵向剪力在梁端为 q_{\max} ，在距梁端 l_{ct} 处为零，按直线变化作出结合面上计算单位梁长的纵向剪力分布图；

三、根据计算单位梁长上纵向剪力分布图计算每个联结器所受的纵向剪力 T_i 。

第 4.0.8 条 设计联结器时应分别按下列三种情况检算：

一、在第二受力阶段的竖向恒载和活载作用下，每个联结器所受的纵向剪力 T 不得大于在主力作用下的容许静力荷载 $[T]$ 和容许疲劳荷载 $[T_s]$ ；

二、在第二受力阶段的竖向恒载、活载和混凝土收缩影响的作用下，每个联结器所受的纵向剪力不得大于在主力作用下的容许静力荷载 $[T]$ 和容许疲劳荷载 $[T_s]$ ；

三、在恒载、活载、混凝土收缩和温度变化影响作用下，每个联结器所受的纵向剪力不得大于在主力作用下的容许静力荷载乘以提高系数 1.20。

第 4.0.9 条 混凝土板应检算在其下列截面上的纵向剪应力：

一、梗肋末端的竖向纵截面，如图 4.0.9(a) 的 1—1 截面，无梗肋时为钢梁翼缘板边处的竖向纵截面，如图 4.0.9(b) 的 1'—1' 截面；

二、联结器顶的水平纵截面，如图 4.0.9(c) 的 2—2 截面；

三、联结器侧面的竖向纵截面，如图 4.0.9(d) 的 3—3 截面；

四、下述三边围成的纵向剪切面；即一边为联结器顶面，其他两边为自联结器顶的角隅处作与梗肋斜边垂直的面，如图 4.0.9(e) 的 4—4 截面；无梗肋时该两边即为联结器的两侧面，如图 4.0.9(f) 的 4'—4' 截面。

上述各剪切面上的剪应力不得大于《桥规》表 5.3.4 中的容许纯剪应力 (τ_0) 。

第 4.0.10 条 混凝土板应按本规定第 4.0.9 条检算纵向截面上的主拉应力，其值应满足下列要求：

一、在设置钢筋承受上述主拉应力时，该主拉应力 σ_{zl} 不得大于《桥规》表 5.3.4 中的容许主拉应力 $[\sigma_{zl-1}]$ ；

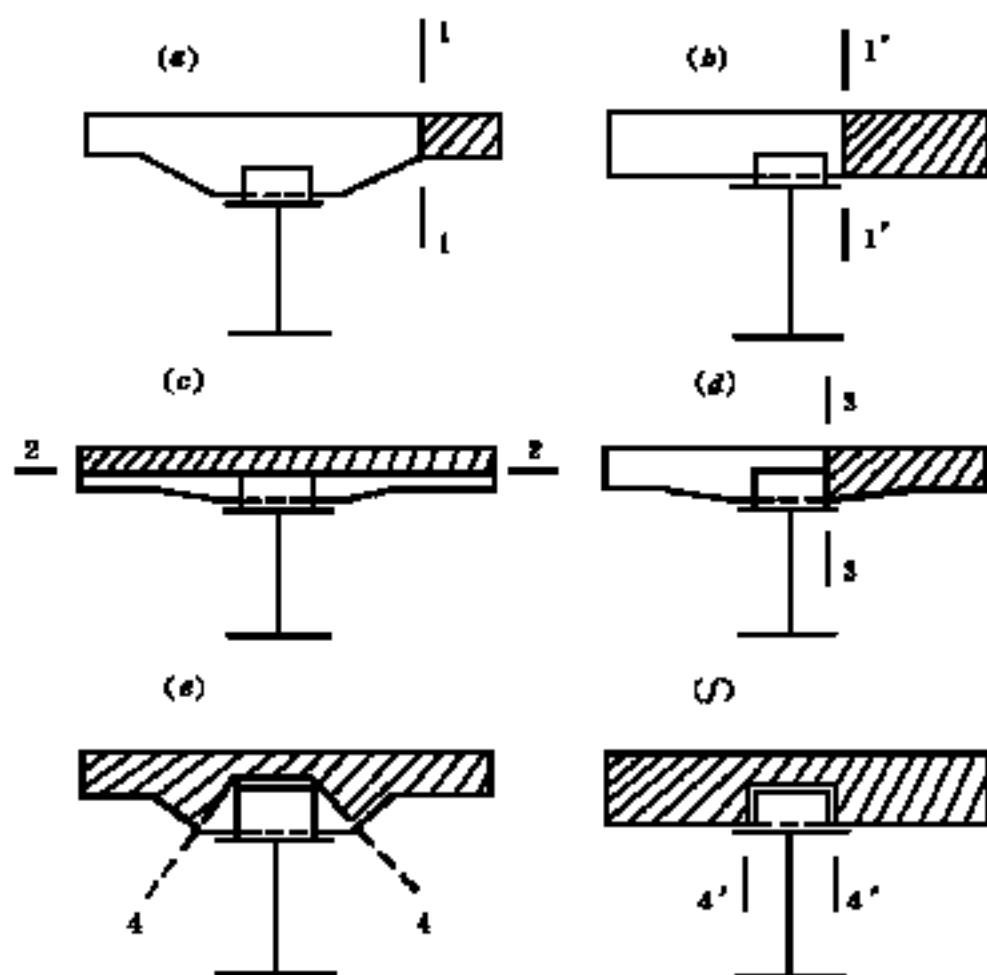


图 4.0.9 计算纵向剪应力的纵向截面示意图

二、在不设置钢筋承受上述主拉应力时,该主拉应力 σ_2 不得大于《桥规》表 5.3.4 中的容许主拉应力 $[\sigma_{st-2}]$ 。

第 4.0.11 条 采用刚性联结器时,混凝土承受的局部承压应力 σ_{a-1} 应满足下列要求:

$$\sigma_{a-1} \leq \sqrt{\frac{A}{A_e}} [\sigma_a] \quad (4.0.11)$$

式中 $\sigma_{a-1} = \frac{T + T_s + T_t}{A_e}$, MPa, 当 T_s 或 T_t 与 T 的方向相反时, 不计它们的影响;

A ——影响混凝土局部受压的计算底面积(见图 4.0.11), m^2 ; 该底面积不得超出混凝土板的范围;

A_e ——混凝土的局部承压面积, m^2 ;

T ——每个联结器上由于第二阶段竖向荷载引起的纵向剪力, 按照(4.0.5)式计算, MN;

T_s ——按第 4.0.6 条计算的每个联结器承担的由于混凝土收缩引起的剪力, MN;

T_t ——按第 4.0.7 条计算的每个联结器承担的由于温度变化影响引起的剪力, MN;

$[\sigma_a]$ ——在主力组合作用下, 为《桥规》表 5.3.4 规定的中心受压容许应力, MPa; 在主力和附加力组合作用下为《桥规》表 5.3.4 规定的中心受压容许应力乘以提高系数 1.2, MPa。

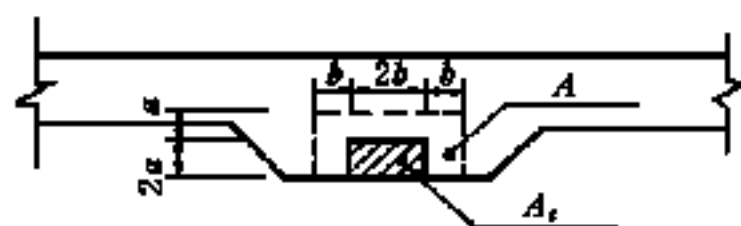


图 4.0.11 混凝土局部承压面积和底面积示意图

第 4.0.12 条 联结器的形式应使作用于混凝土的压应力分布均匀, 不对混凝土起劈裂作用。

第 4.0.13 条 混凝土板和钢梁的结合面上应设置锚钩, 以抵抗混凝土板的上拔力, 锚钩可单独固定于钢梁翼缘上, 也可与联结器合并设置。锚钩的直径不应小于 16mm。

第 4.0.14 条 联结器的间距不宜大于 600mm, 最大不得大于 700mm。

第 4.0.15 条 联结器及锚钩埋置于混凝土板中, 应符合下列规定:

一、联结器总高(包括与联结器组成一体的锚钩)不应小于 100mm。

二、联结器净高(不包括锚钩或其他抵抗板和梁分离的部件)不应小于 50mm。

三、当联结器与锚钩分别设置时, 锚钩高度不应小于 100mm

第 4.0.18 条 钢梁翼缘板边到联结器侧边间的距离不得小于 25mm(见图 4.0.16)。

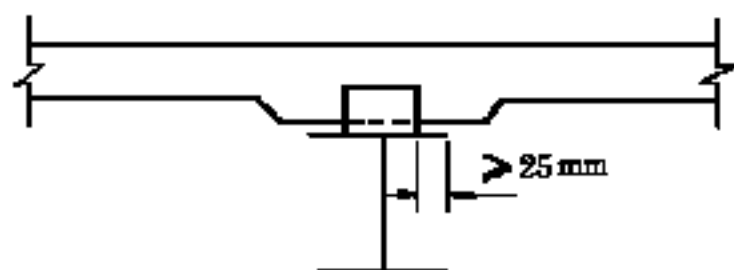


图 4.0.16 钢梁翼缘板边到联结器侧
边间的距离示意图

第 4.0.17 条 当混凝土板有梗肋时,梗肋末端应位于从联结器底的角隅所作的与竖线成 45° 角的斜线以外,梗肋底的边缘至联结器边缘的距离不得小于 50mm(图 4.0.17)。

第 4.0.18 条 刚性联结器附近应设置斜向的分布钢筋,其直径不宜小于 12mm(见图 4.0.18)。

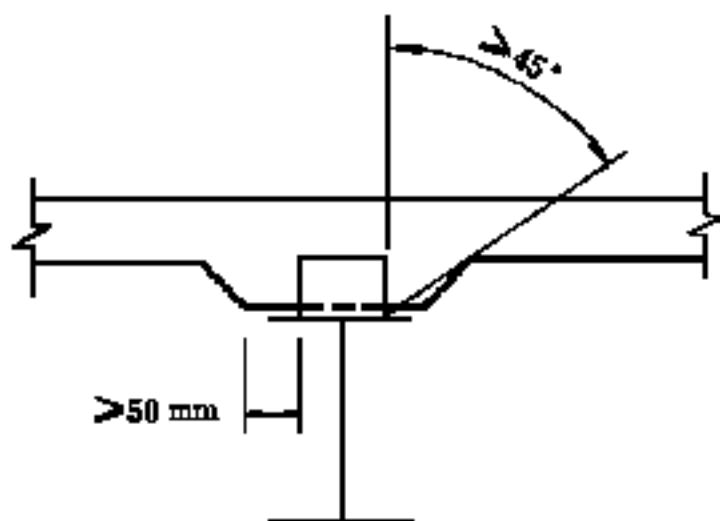


图 4.0.17 板的梗肋宽度
布置示意图

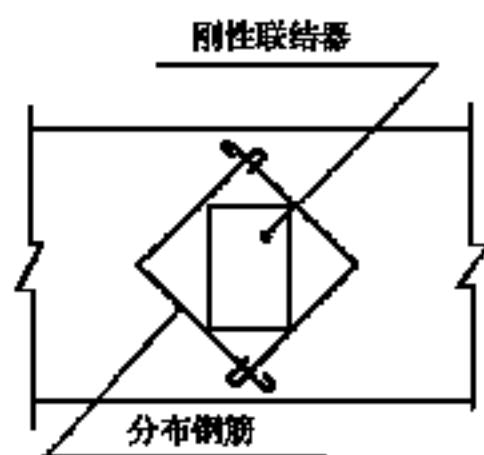


图 4.0.18 刚性联结器附近分布
钢筋示意图

第 4.0.19 条 当采用预制的混凝土板时,在板上刚性联结器的位置上所设的窗孔应做成向上敞开的形式。当板安装在钢梁上以后,窗孔内应用无收缩水泥拌制的混凝土填注。所填混凝土必须密实,其标号不得低于板的混凝土标号。

第五章 其 他

第 5.0.1 条 混凝土板上应铺设防水层和保护层。

第 5.0.2 条 结合梁安装时,如钢梁上翼缘未设上平联,应采取措施保证钢梁的稳定性。

第 5.0.3 条 钢梁在工厂制造时,结合面上的钢梁翼缘表面可不涂油漆,但在工地灌注或安装混凝土板前表面应除锈,并应清除结合面上的油污等妨碍钢和混凝土结合的物质。

第 5.0.4 条 预制混凝土板与钢梁翼缘间应用砂浆垫实。砂浆层的厚度在 50mm 以上时,应设钢丝网。砂浆标号不得低于 200 号。

第 5.0.5 条 预制的混凝土板之间的横向接缝应用干硬性混凝土或无收缩水泥拌制的混凝土填注密实,所填混凝土的标号不得低于预制混凝土板的标号。

第 5.0.6 条 当混凝土板受拉需用预应力钢筋施加预应力时,应根据结合梁的特点,参照《桥规》第六章的原则进行设计。

附录 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,非这样作不可的用词:

正面词采用“必须”;

反面词采用“严禁”。

2. 表示严格,在正常情况下均应这样作的用词:

正面词采用“应”;

反面词采用“不应”或“不得”。

3. 表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样作的用词:

正面词采用“宜”或“可”;

反面词采用“不宜”。

附加说明

本规定主编单位和主要起草人名单

主编单位：铁道部专业设计院

主要起草人：程达钧

《铁路结合梁设计规定》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,

结合梁在我国铁路上使用已三十余年,在设计、制造、安装、养护方面都积累了一定的经验。由于结合梁一般都采用道碴桥面,具有对弯道和坡道的适应能力强,列车通过时噪声低,安装重量轻以及维修量小等优点,今后在铁路上将会不断发展,有必要编制一本标准,作为设计的依据。

第 1.0.1 条 本规定是根据我国铁路结合梁的设计、使用实践和科学试验的现有经验编写的,条文内容适用于钢板梁和钢筋混凝土板通过联结器结合起来的铁路上承式结合梁,其中混凝土板可以是现场灌注的、也可以是预制后在现场拼装的。如果钢梁部分是桁架,则除参照本规定外,在内力分析和构造措施方面还需另作专门研究。

第 1.0.2 条 结合梁在总体方面的要求与其他梁式者无异;故本规定未作专门要求者外,应符合《铁路桥涵设计规范》(TBJ2—85)(以下简称《桥规》)的规定。

第 1.0.3 条 设计荷载同《桥规》有关条文,但增加了温度变化影响的数值,用以计算钢梁和钢筋混凝土板的附加内力。

第 1.0.4 条 为使列车行驶平稳,竖向挠度不宜过大,根据设计经验,将结合梁的挠度限制在与钢筋混凝土梁的限值相同的水平上并无特别困难。因此其容许挠度取值与钢筋混凝土梁者相同。

结合梁如采用两个受力阶段设计时,(参看第 2.0.1 条),由于

第一受力阶段的恒载全部由钢梁承受,第二阶段的荷载才由结合梁承受,这两个受力阶段的荷载产生的总挠度往往较大,而调整道碴厚度只能预设上拱度的一部分,另一部分还须在钢梁上预设。以标准设计跨度为 40m 的结合梁为例,需要预设的上拱度为 67mm,而所用的道碴槽构造可能调整的高度仅 27mm。本规定为简化设计和施工,提出在单独用调整道碴厚度的办法不易实现时,可将全部或部分上拱度设在钢梁上。

第 1.0.5 条 结合梁的横向倾覆稳定系数取值与《桥规》第四章同,使与钢梁有同一的数值。

第 1.0.6 条 结合梁在安装、维修或调节线路标高时,有时须将其顶起。在起顶时着力点可能不平衡,道碴厚度可能与设计值稍有差异以及其他偶然因素,应考虑超载检算结构及起顶设备,以策安全。

第 1.0.7 条 当环境温度变化时,由于钢和混凝土的导热性能不同使二者温度发生差异而产生内力。当变化后的温度保持一段时间,二者温度趋于一致,该内力便消失。所以温度变化影响产生的内力是短期的影响。当温度变化时沿梁的高度上梁内温度并非线性变化,在英国新制定的结合梁规范(BS 5400 第 5 部分)中根据他们的情况概括出梁的温度沿梁高分布的图式,我国还缺乏这方面的资料,参照一些国外结合梁设计规范可简化为沿梁的高度和沿板的高度上各自的温度为一定值,以此为基础来计算温度变化的影响。虽然此处采用了简化的假定,但也能在一定程度上反映其影响。苏联和日本的一些资料也采用这种近似的方法。在设计中如无实测资料时,可取钢梁和混凝土板因温度变化引起的温度差为 5~15℃,可偏于安全地采用 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ 。

第 1.0.8 条 钢梁用料及其基本容许应力、提高系数分别与《桥规》第四章第二节和第三节相同。主力和温度变化影响组合作用下钢梁的容许应力提高系数在《桥规》中未列。本规定根据设计经验和国外资料取用 1.15。

第 1.0.9 条 混凝土板所用混凝土和钢筋等材料方面的要

求、容许应力及提高系数与《桥规》中对于钢筋混凝土结构的规定相同。

第 1.0.10 条、第 1.0.11 条 结合梁中的钢梁部分、支座部分和混凝土板部分在计算与构造上的基本要求分别与《桥规》第四章、第五章中的要求相同。但对结合梁有特殊要求者如与联结器有关部分的设计和构造、结合梁中钢梁和混凝土板共同受力的设计等尚应符合本规定的要求。

第 1.0.12 条 为保证钢梁和混凝土板能共同作用,必须在钢梁翼缘和混凝土板之间设置联结器。联结器是结合梁的关键部件,必须保证有足够的强度,同时它隐蔽在结构内部,万一发生问题不好更换和修理,所以必须有足够的耐久性。

第 1.0.13 条 钢梁和混凝土板通过联结器互相联结成整体。联结器是弹性材料制成,当其受力以后,必然拌随着剪切变形,所以严格地讲,整个结合梁截面受弯后保持平截面的假定是近似的,即板和梁只是部分共同作用而非完全共同作用。但常用的结合梁截面如采用刚性联结器,按本规定关于联结器间距的限制(参看第 4.0.14 条),在竖向荷载作用下是可以假定为完全共同作用的。以标准设计跨度为 40m 的梁为例,若取联结器模量 $J=1.62 \times 10^3 \text{ MN/m}$,间距为 600mm,钢与混凝土的弹性模量比 n 为 10,试算结果如说明表 1.0.13。

由说明表 1.0.13 可见,两者计算结果相近,在铁路结合梁的设计中竖向荷载作用时可假定钢梁和混凝土板完全共同作用。但在计算混凝土收缩和温度变化影响时,按第 3.0.4 和 3.0.5 条办理。

第 1.0.14 条 结合梁由两种材料组成,弹性模量各异,为计算方便,往往将截面的两个组成部分通过弹性模量比换算成钢考虑。

混凝土板在短期荷载(例如温度变化影响)作用下,钢与混凝土的弹性模量比 $n = E_s / E_c$ 。(E_s 和 E_c 分别为钢和混凝土的弹性模量)见《桥规》第 4.2.3 条和第 5.2.3 条。

混凝土在长期荷载和多次重复荷载作用下将有残余变形产生,考虑了残余变形的弹性模量实质上是变形模量,此处按习惯仍称为弹性模量。

长期荷载作用下的混凝土的弹性模量须考虑残余变形的影响,令其弹性模量为 E'_h 。

竖向活载作用下部分共同作用和完全共同作用的计算结果比较
说明表 1.0.13

	部分共同作用 ①	完全共同作用 ②	①/②
梁端钢梁与板的滑移量(mm)	0.1041	0	
跨中曲率	3.2595×10^{-5}	3.2469×10^{-5}	1.0039
跨中应变:			
板顶	-486.8330×10^{-5}	-486.8977×10^{-5}	0.9999
板底	-398.8265×10^{-5}	-399.2327×10^{-5}	0.9990
钢梁顶	-404.2208×10^{-5}	-399.2327×10^{-5}	1.0124
钢梁底	555.3960×10^{-5}	556.6400×10^{-5}	0.9978
梁端转角	4353.6246×10^{-5}	4329.1339×10^{-5}	1.0057
跨中竖向挠度(mm)	54.367	54.114	1.0047

$$E'_h = \frac{\sigma}{\epsilon + \Delta} = \frac{\sigma}{\epsilon} \cdot \frac{1}{1 + \left[\frac{\Delta}{\epsilon} \right]} = \frac{\sigma}{\epsilon} \cdot \frac{1}{1 + \phi}$$

此时钢与混凝土的弹性模量比为 n_s ;

$$n_s = \frac{E_s}{E'_h} = \frac{E_s}{E_h} (1 + \phi)$$

式中 Δ ——长期作用的应力引起的徐变应变;
 ϵ ——弹性应变;
 ϕ ——徐变系数。

徐变系数与混凝土的龄期、加载时间、材料配合比、构件尺寸、养生方法...等多种因素有关。结合梁在恒载和收缩影响的长期作用下的徐变系数我国尚无发表的资料,此次又无条件试验,外国规范所用的数值也各不相同,摘列如下:

一、恒载徐变 $(1+\phi)$ 值:

美国铁路桥梁设计规范(1978 年)	$1+\phi=3$
美国公路桥梁设计规范(1978 年)	3
英国结合梁实施法规(1967 年)	2
英国标准协会桥梁实施法规(1979 年)	2
苏联桥梁设计规范(1962 年)	2.5
日本国铁混凝土构造物设计标准(1974 年)	室内 3 室外 2
日本国铁结合梁设计规范(1983 年)	3
我国铁路结合梁标准设计	2.5

二、收缩影响的徐变 $(1+\phi)$ 值:

英国标准协会桥梁实施法规(1979 年)	$1+\phi=2$
日本小西一郎著《钢桥》根据 Fritz 研究资料	2.02—2.06 (视截面组成而定)

日本结合梁设计规范(1983 年)	3
我国铁路结合梁标准设计	2.22

由所列数据可见,恒载和收缩考虑徐变的 n_1 值相差不大,设想统一取一个 n_1 值作为考虑徐变的弹性模量比,理由如下:

一、影响徐变的因素很多,不易找出一个适合各种条件的 n_1 值,同时计算截面特性工作很繁琐,因此在不太损伤计算精度的情况下,力求简化。

二、以 $(1+\phi)$ 值分别为 2.0 和 2.5 进行试算,两者对控制的钢梁应力只差 1%,可见计算结果相差不大,此外偏于安全方面取用 2.5。

三、 n_1 的取值当混凝土标号为 600~400 时用 500 号的值代表,400 号以下时用 300 号的值代表,同样是为了简化。

在多次重复荷载作用下的弹性模量比 $n_2 = E_0/EK'$,理由见《桥规》第 5.3.3 条说明,此处 EK' 是混凝土在考虑多次重复荷载的变形时的弹性模量。

第 2.0.1 条 结合梁的施工步骤往往是将钢梁架设在桥位上

以后在钢梁上灌注或铺设混凝土板,此时钢梁和混凝土板的自重只能由钢梁单独承受,为第一受力阶段的荷载。当混凝土板和钢梁通过联结器形成整体且混凝土获得强度以后再在混凝土板上铺设道碴和线路材料、运行列车,这部分荷载由整个结合梁承受,为第二受力阶段的荷载。我国铁路结合梁大多采用这种施工步骤来考虑设计。但也不排除在某种情况下将钢梁支承在满布脚手架上,并在其上灌注或铺设混凝土板,待混凝土获得强度后拆除脚手架,此时全部荷载都属于第二受力阶段的荷载,应由结合梁承受。

第 2.0.2 条 当主梁中心距较大,混凝土板较宽时,由于板在自身平面内有剪力滞后现象,沿板宽度的法向应力分布不均匀(参看第 3.0.2 条说明)。严格地讲在不同荷载和在梁的不同位置上,这种不均匀的分布也不尽相同,对超静定结构的内力的分布稍有影响。但这种影响不大,可不予考虑,而按截面的实有尺寸来计算。

结合梁中板内纵向钢筋在大多数情况下是根据构造要求设置,此种钢筋数量不多,且在设计之初还不能确定其面积和布置,在分析内力时可不考虑。

第 2.0.3 条 连续梁中间支点处的负弯矩使支点处的混凝土板受拉,当拉力达到一定数值时,板将开裂,此时计算截面刚度时不应再计入开裂后的混凝土板的作用,而只能考虑钢梁的作用。

中间支点附近的混凝土板开裂使该处截面刚度降低。在荷载作用下沿梁长的弯矩和剪力将重新公布,若与不考虑板开裂的连续梁相比,重新分布后中间支点处的负弯矩显著减少,而跨中正弯矩增大,这一影响必须在设计中考虑。

我国铁路还无连续的结合梁的设计,根据一些国家的研究资料和规范,提出以下一些方法供参考。

一、1967 年英国结合梁实施法规,先假定中间支点处板不开裂,计算梁的弯矩,当负弯矩区段内的板内最大拉应力不超过 $U_w/7$ (U_w 为混凝土的立方体强度)或 850 磅/ in^2 时,不考虑板开裂的影响,如该处拉应力超过此值,则认为板已开裂,不考虑板对

钢梁的加强作用,而须重新分析。若不作重新分析也可用下述方法估算,即将按不开裂算得的跨中正弯矩增加 **15%** 作为计算的跨中弯矩,支点负弯矩不变。

二、欧洲钢结构协会 1981 年结合梁典型规范

1. 先假定中间支点处板不开裂计算最大弯矩;

2. 中间支点处板顶拉应力 f_{σ} 小于 $0.15 f_{ck}$ (f_{ck} 为混凝土的圆柱体强度) 时,不考虑板开裂的影响。

3. 如上述 f_{σ} 超过 $0.15 f_{ck}$, 则 $f_{\sigma} > 0.15 f_{ck}$ 的范围内认板已开裂。

4. 在 $f_{\sigma} > 0.15 f_{ck}$ 的范围内,在不论何种荷载作用下均不考虑板对钢梁的加强作用,而只考虑钢梁的刚度来计算各点弯矩;也可将中间支点附近两相邻跨度的正弯矩增大 $30 \frac{f_{\sigma}}{f_{ck}} \%$ 进行设计。

在上述计算中可用混凝土板的实有宽度也可用板的有效宽度,两者计算结果对弯矩分布差异不大。

三、英国 1979 年桥梁实施法规

1. 先假定中间支点处板不开裂计算各点弯矩;

2. 如中间支点上方板顶拉应力 f_{σ} 不超过 $0.1 f_{cu}$ (f_{cu} 是混凝土的立方体强度),可用板未开裂的各点弯矩为计算弯矩;

3. 如板顶拉应力值超过 $0.1 f_{cu}$ 时,则中间支点两侧各 $0.15 l$ (l 为梁的跨度) 范围内的计算刚度不应包括板而只考虑钢梁,但此时可计入板内钢筋。

如中间支点两侧的跨长相差不大,则可将这两跨按未开裂计算的跨中最大正弯矩分别增大 $40 \frac{f_{\sigma}}{f_{cu}} \%$ 来考虑中间支点附近板开裂的影响,但中间支点附近的负弯矩仍采用按板未开裂时算得的数值。

经用跨度为 **40m** 的铁路结合梁截面按第二受力阶段的荷载对 **2×40m** 和 **3×40m** 的连续梁进行试算,试算中除用以上三种方法外还增加了一种凡是混凝土受拉区都认为已开裂的情况。试算

结果以考虑开裂和不考虑开裂的弯矩的比值表示。表中按条文规定得来的开裂长度计算的弯矩比值称为精确值,按简化方法(即将跨中正弯矩增大一个百分数的方法)得来的比值为估算值。

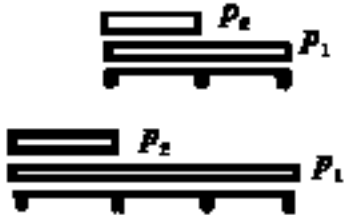
由上表可见,用板不开裂的假定再加一个增量来计算跨中弯矩的办法估算板开裂的影响在初步设计时是可行的。

第 2.0.4 条 在连续梁中,混凝土收缩、基础的不均匀沉降和温度变化影响都使结构产生赘余反力,进而在截面中产生相应的二次内力,在内力组合中应考虑这些内力。

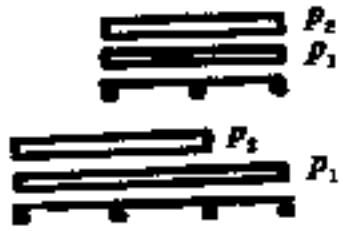

第 2.0.5 条 混凝土板通过联结器和锚钩与钢梁相连。如果板和钢梁连系薄弱,当桥面板上加载后板在与钢梁连接处将发生挠曲转角,板的受力近于简支状态;但当板与钢梁连系良好,在桥面板上加载后,板和钢梁将同时变形,即板产生挠曲转角,钢梁产生扭转角,且此二转角相等,钢梁所具备的扭转刚度对桥面板的挠曲起约束作用,此作用在横联(或隔板)处为最大,因为此处钢梁不能扭转,在设计桥面板时可考虑对桥面板完全约束;而两横联间的中点处此约束为最小,即钢梁的扭转变形可达最大值,但仍对桥面板有所约束,而使桥面板跨中的正弯矩减少,考虑这一因素可减少桥面板的钢筋用量,但须同时检算钢梁中由于扭转力距产生的剪应力。钢梁对混凝土桥面板的约束作用见说明图 2.0.5。

连续梁中考虑混凝土板开裂计算的弯矩
不考虑混凝土板开裂计算的弯矩的比值

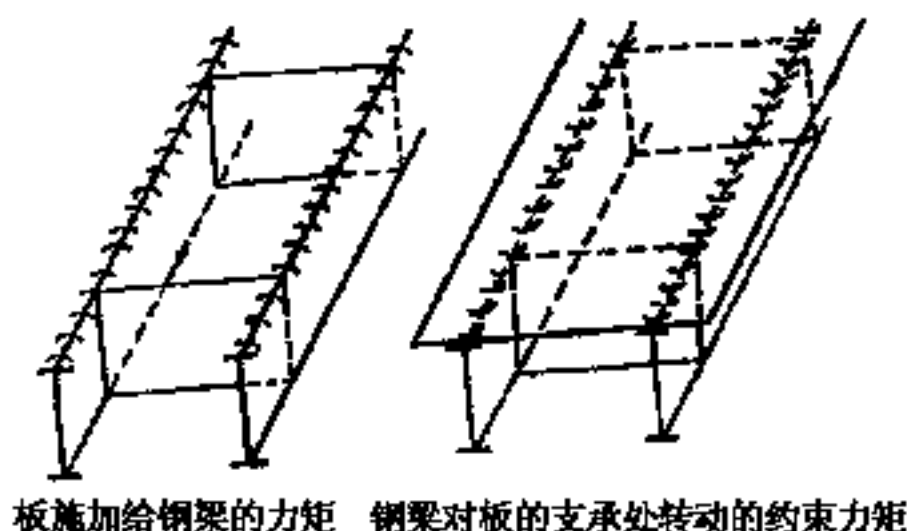
说明表 2.0.3

检算 截面		规 范 名 称	2×40m		3×40m	
			估算 值	精确 值	估算 值	精确 值
中负 间 弯 支 点 矩		英国 1967 年结合梁实施法规	1.0	0.872	1.0	0.881
		欧洲钢结构协会规范	—	0.898	—	0.873
		英国 1969 年桥梁实施法规	1.0	0.859	1.0	0.866
		受拉均认为开裂	—	0.960	—	0.864

续上表

检算 截面		规 范 名 称	2×40m		3×40m	
			估算 值	精确 值	估算 值	精确 值
边跨 中跨 正弯矩		英国 1967 年结合梁实施法规	1.150	1.030	1.150	1.034
		欧洲钢结构协会规范	1.067	1.047	1.065	1.046
		英国 1979 年桥梁实施法规	1.071	1.050	1.070	1.052
		受拉均认为开裂	—	1.003	—	1.017
中跨 正弯矩		英国 1967 年结合梁实施法规			1.150	1.000
		欧洲钢结构协会规范			1.033	1.051
		英中年桥梁实施法规			1.057	1.107
		受拉均认为开裂			—	1.135

注：表中 P_1 为第二受力阶段的恒载等于 29kN/m， P_2 为活载加冲击力等于 112.5kN/m。



板施加给钢梁的力矩 钢梁对板的支承处转动的约束力矩

说明图 2.0.5 钢梁与混凝土板在支承处的相互作用示意图

第 3.0.1 条 混凝土的抗拉强度很低，且离散性大，参考国内外钢筋混凝土结构设计规范，在截面设计中不考虑其抗拉强度。

拟定结合梁截面时，宜将中性轴置于钢梁截面内，因为：

一、如将结合梁的中性轴置于混凝土板内，则受拉部分的混凝土不能形成截面的一部分，因而损失了这部分材料的作用。

二、联结器附近混凝土内的应力状态比较复杂，据文献介绍，即虽混凝土部分在计算中为全部受压时，当联结器受力后在联结

器受压面背后的混凝土已非全处于受压状态,如果混凝土截面在荷载作用下又承受拉力,则对截面受力更为不利。

如果受条件限制,中性轴落在混凝土板内,则板的受力与偏心受压相同,应在板的受拉侧设置钢筋,配筋率与《桥规》第5.3.2条相同。

第 3.0.2 条 当主梁中心距较大混凝土板较宽时,结合梁受弯后混凝土板截面上的法向应力并非均匀分布,在主梁附近较大,为了使得用初等理论算得的板内法向应力与实际的最大应力相同,常用一个较实际宽度为小的有效宽度来计算应力。

板的有效宽度与梁的跨度、材料、荷载形式、支承状态等许多因素有关,一些规范根据解析方法和试验结果定出在主梁每一侧的有效宽度如下:

一、美国公路桥梁设计规范、铁路桥梁设计规范和房屋钢结构设计、制造与安装规范(均为 1978 年)。

1. 两主梁间的板可用以下数值中之最小者:

- (1)相邻主梁中心距之半;
- (2)主梁跨长的 $1/8$;
- (3)板厚的 6 倍。

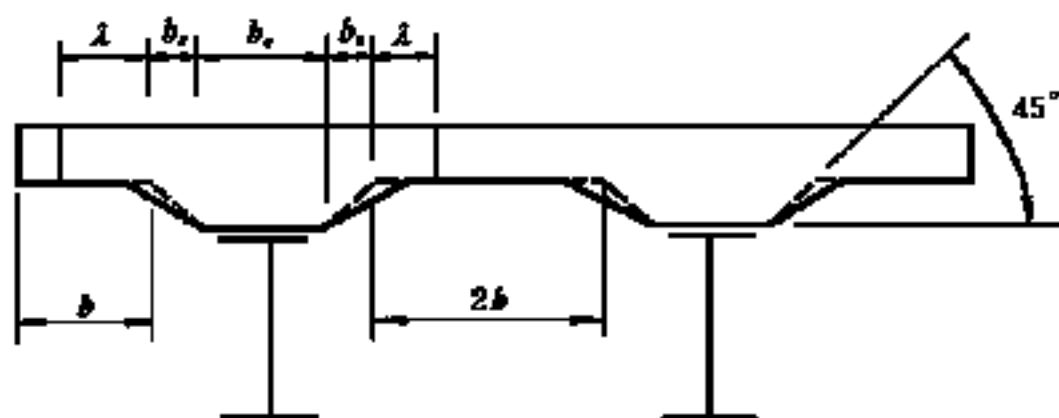
2. 主梁外侧的悬臂板可用以下数值中之最小者:

- (1)主梁中心至板边的距离;
- (2)主梁跨度的 $1/12$;
- (3)板厚的 6 倍。

二、日本道路桥示方书(1982 年)和国铁构造物设计标准解述(1983 年),参看说明图 3.0.2。

主梁每侧的有效宽度 $b_e = \frac{b_o}{2} + b_s + \lambda$

当 $\frac{b}{l} \leq 0.05$ 时	$\lambda = b$
$0.05 < \frac{b}{l} < 0.3$ 时	$\lambda = \left[1.1 - \frac{2b}{l} \right] b$
$\frac{b}{l} > 0.3$ 时	$\lambda = 0.15 l$



说明图 3.0.2板的有效宽度示意图

式中 l 为跨度, b 为如图所示的板宽。

三、英国结合梁实施法规(1967 年)

$$b_e = \frac{b}{\sqrt{1 + 12 \left(\frac{2b}{l} \right)^2}}, \text{ 但不应小于 } l/20, \text{ 此外 } l、b \text{ 分别为跨度和主梁中心距之半。}$$

四、英国标准协会桥梁实施法规(1979 年)用表列出不同宽跨比和支承条件下的有效宽度。

五、欧洲钢结构协会结合梁典型规范(1981 年)对于正弯矩区段的板的有效宽度为:

1. 主梁间的板,取以下两值中的较小者:

(1)跨度的 $1/6$;

(2)主梁中心距之半。

2. 悬臂板为悬臂实有长度。

铁路结合梁的主梁中心距不会太大,用以上各种规范的规定对结合梁标准设计的板有效宽度进行试算,结果控制的有效宽度互相差别不大。本规定采用的数值与《桥规》第 5.3.15 条对于钢筋混凝土梁者大体一致。

第 3.0.3 条 在简支梁中混凝土板为受压,竖向剪力应该分布于结合梁的横截面上,在连续梁的中间支点处,混凝土板为受拉,由于板的开裂,则不能认为其还能承受竖向剪力。此时竖向剪力只能由钢梁承受,但到跨度中部横截面主要由法向应力控制设计,故竖向剪力不会成为控制条件。为简化计,不论简支梁或连续

梁均可假定竖向剪力由钢梁承担,不少国家均以此列入规范。

第 3.0.4 条 混凝土收缩影响的计算公式适用于简支梁和连续梁的一次影响,公式由下列诸条件得出:

一、混凝土收缩使结合梁处于应力状态后,在梁的任一微段上的板、钢梁和联结器(如砂浆垫层也被认为能承受剪力时亦可为砂浆垫层)在结合面上的变形应相互协调(如说明图 3.0.4),即:

$$e_s dx = d\Delta_k + d\Delta_g + \mu dq \quad (3.0.4-1)$$

二、梁受弯后,板和钢梁的曲率相同,即:

$$\frac{1}{R_k} = \frac{1}{R_g} \quad (3.0.4-2)$$

三、横截面上的内力平衡,即:

$$N_k - N_g = 0 \quad (3.0.4-3)$$

$$M_k + M_g = Nd \quad (3.0.4-4)$$

以上诸式中 $d\Delta_k$ ——梁微段 dx 上的板因混凝土收缩而受力,使板底产生的变形;
 $d\Delta_g$ ——梁微段 dx 上的钢梁因混凝土收缩而受力,使钢梁顶产生的变形;
 R_k ——板的曲率半径;
 R_g ——钢梁的曲率半径;

其余符号见第 3.0.4 条条文并参看说明图 3.0.4。

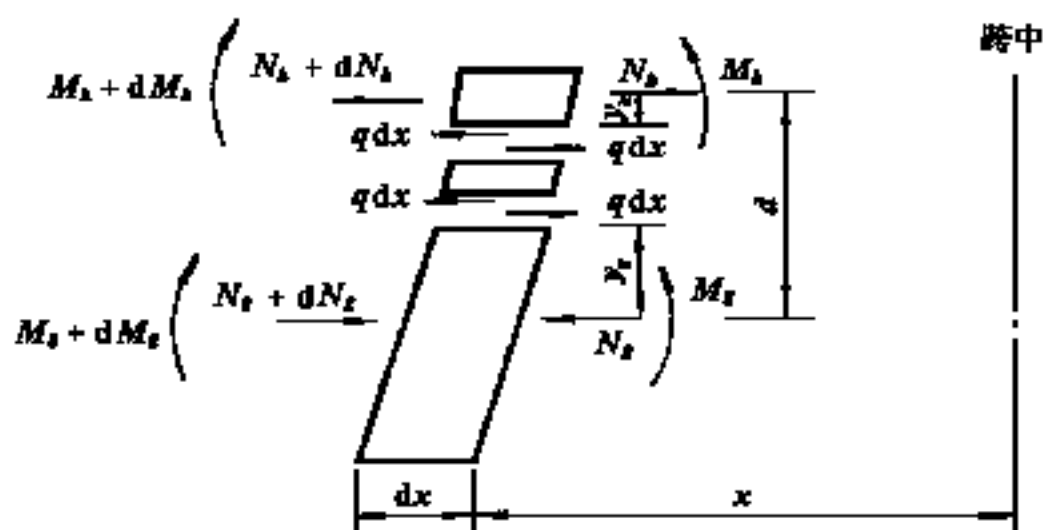
将结合梁微段中的板、联结器(或砂浆层)和钢梁分别取自由体。

首先取 dx 段板的自由体。

$$\begin{aligned} dN &= -qdx \\ q &= -\frac{dN}{dx} \end{aligned} \quad (3.0.4-5)$$

由(3.0.4-2)~(3.0.4-4)式,可得:

$$M_g = \frac{N \cdot d \cdot E_g I_g}{E_k I_k + E_g I_g} \quad (3.0.4-6)$$



说明图 3.0.4 结合梁微段受混凝土收缩影响的受力和变形示意图

$$M_s = \frac{N \cdot d \cdot E_k I_k}{E_k I_k + E_s I_s} \quad (3.0.4-7)$$

在所示的受力条件下,混凝土板底伸长为:

$$d\Delta_k = \left[N_k + \frac{dN_k}{2} \right] \frac{dx}{E_k A_k} + \left[M_k + \frac{dM_k}{2} \right] \frac{dx}{E_k I_k} y_k \quad (3.0.4-8)$$

同时,钢梁顶的缩短为:

$$d\Delta_s = \left[N_s + \frac{dN_s}{2} \right] \frac{dx}{E_s A_s} + \left[M_s + \frac{dM_s}{2} \right] \frac{dx}{E_s I_s} y_s \quad (3.0.4-9)$$

将(3.0.4—6)和(3.0.4—7)式中的 M_s 和 M_k 代入(3.0.4—8)和(3.0.4—9)式,得,

$$\begin{aligned} d\Delta_k &= \left[N_k + \frac{dN_k}{2} \right] \frac{dx}{E_k A_k} + \left[\frac{N \cdot d \cdot E_k I_k}{E_k I_k + E_s I_s} \right] \frac{y_k}{E_k I_k} dx \\ &= \left[N_k + \frac{dN_k}{2} \right] B_k dx \end{aligned} \quad (3.0.4-10)$$

$$d\Delta_s = \left[N_s + \frac{dN_s}{2} \right] B_s dx \quad (3.0.4-11)$$

式中 $B_k = \frac{1}{E_k A_k} + \frac{d \cdot y_k}{E_k I_k + E_s I_s}$

$$B_s = \frac{1}{E_s A_s} + \frac{d \cdot y_s}{E_k I_k + E_s I_s}$$

用(3.0.4—5)、(3.0.4—10)和(3.0.4—11)式代回(3.0.4—1)式,且令 $N_h = N_g = N$,得:

$$\mu \cdot \frac{d^2 N}{dx^2} dx - (B_h + B_g) \left(N + \frac{dN}{2} \right) dx + e_s dx = 0$$

略去二次微量,且令

$$k^2 = \frac{B_h + B_g}{\mu} = \frac{1}{\mu E_h} \left(\frac{n_1}{A_h} + \frac{1}{A_g} + \frac{n_1 d^2}{I_g + n_1 I_g} \right)$$

可得

$$\frac{d^2 N}{dx^2} - k^2 N = \frac{e_s}{\mu} \quad (3.0.4-12)$$

$$N = c_1 e^{kx} + c_2 e^{-kx} + \frac{e_s}{\mu k^2}$$

当 $x=0$ 时,跨中无剪力, $\frac{dN}{dx} = 0$, $c_1 = c_2$

当 $x = \frac{l}{2}$ 时,端部无法向力, $N=0$,

$$c_1 = \frac{-e_s}{\mu k^2} \left(\frac{1}{e^{kl/2} + e^{-kl/2}} \right)$$

$$\therefore N = \frac{e_s E_g}{\frac{n_1}{A_h} + \frac{1}{A_g} + \frac{n_1 d^2}{I_h + n_1 I_g}} \left[1 - e^{-k\left(\frac{l}{2}-x\right)} - e^{-k\left(\frac{l}{2}+x\right)} \right]$$

(3.0.4—13)

$$q = \frac{-dN}{dx}$$

$$= \frac{e_s}{\sqrt{\frac{\mu}{E_g} \left(\frac{n_1}{A_h} + \frac{1}{A_g} + \frac{n_1 d^2}{I_h + n_1 I_g} \right)}} \left[e^{-k\left(\frac{l}{2}-x\right)} - e^{-k\left(\frac{l}{2}+x\right)} \right]$$

(3.0.4—14)

若忽略高次微量,在跨中处板的最大拉力在 $x=0$ 处:

$$N_{\max} = \frac{e_s E_g}{\frac{n_1}{A_h} + \frac{1}{A_g} + \frac{n_1 d^2}{I_h + n_1 I_g}} \quad (3.0.4-15)$$

梁端单位长度上的最大剪力在 $x = \frac{l}{2}$ 处:

$$q_{\max} = \frac{e_s}{\sqrt{\frac{\mu}{E_s} \left[\frac{n_1}{A_k} + \frac{1}{A_s} + \frac{n_1 d^2}{I_k + n I_s} \right]}} \quad (3.0.4-16)$$

第 3.0.5 条 温度变化影响在板和钢梁内的力与第 3.0.4 条混凝土收缩影响在板和钢梁内产生的内力计算方法相似。其中用 $\pm \alpha t$ 代替第 3.0.4 条中的 e_s 。同时因温度变化影响的荷载是短期的,因而不发生徐变,所以此处用 n 值(见第 1.0.14 条)代替第 3.0.4 条中的 n_1 。由于钢梁的导热性能远高于混凝土板的导热性能,周围环境温度提高时,本规定条文中的(3.0.5—1)式用正号。否则用负号。钢和混凝土的线膨胀系数 α 值相差不大,此处采用同一数值是为了简化计算。

第 3.0.6 条 简支梁在竖向荷载作用下,如结合梁的中性轴在钢梁内,则混凝土板内无拉力,当竖向荷载和混凝土收缩影响作用以及竖向荷载、混凝土收缩和温度变化影响作用下,梁端部附近的混凝土板可能受拉,设计中不应考虑受拉板的作用。如果考虑这部分板中的钢筋在结合梁中发挥作用,则应只由钢筋承受拉力,并参照《桥规》第 5.3.10 条和第 5.3.11 条检算并控制板的裂缝宽度。此时《桥规》(5.3.11—2)式和(5.3.11—3)式中的 M_1 为活载作用下板的法向力, M_2 为恒载包括混凝土收缩引起的法向力, M_3 为温度变化影响引起的法向力。主力作用时 $M = M_1 + M_2$, 主力和附加力作用时 $M = M_1 + M_2 + M_3$ 。上述诸 M 值均以受拉为正。如板全面受拉,可近似地取 $r = 1.0$, 否则取 $r = 1.2$ 。

连续梁中在主力作用下中间支点处板受到拉力,欧洲大陆一些国家在公路桥梁中习用预加应力或调整支座标高的办法使板受压,这样的连续梁支点处板就不是受拉杆件,但当连续梁未采取任何措施,受载后支点处的板内存在拉力时,如要考虑板内受拉钢筋在结合梁中发挥作用,则应由钢筋全部承受拉力,并按上面所述办法检算裂缝宽度。

对这些联结器有足够技术依据和安全可靠的基础上也准予在设计中采用。高强度螺栓联结器已经铁道部科学研究院铁建所进行过科学试验,并提出了推荐的数值以供使用,经过实桥试用、取得实践经验后纳入规范。

第 4.0.5 条 在第二受力阶段的竖向荷载作用下,联结器所受的纵向剪力公式是假定混凝土板和钢梁完全共同作用导出的,在设计联结器时此式具有足够的精度。

第 4.0.6 条 联结器除承受竖向荷载在结合面上引起的纵向剪力外,还应能承受混凝土收缩影响引起的纵向剪力,纵向该剪力分布为:

$$q = \frac{e_s}{\mu k} \left[e^{-k \left(\frac{l}{2} - x \right)} - e^{-k \left(\frac{l}{2} + x \right)} \right]$$

此纵向剪力在半个跨度上的总和为

$$\begin{aligned} Q_s &= \int_0^{l/2} q dx = \int_0^{l/2} \frac{e_s}{\mu k} \left[e^{-k \left(\frac{l}{2} - x \right)} - e^{-k \left(\frac{l}{2} + x \right)} \right] dx \\ &= \frac{e_s}{\mu k^2} \end{aligned} \quad (4.0.6-1)$$

可见 Q_s 在数值上与跨中处板内的法向力 N_{\max} 相同〔见本条文说明(3.0.4—15)式〕。

由本条文说明(3.0.4—14)式可见, q 呈指数曲线分布,在跨中附近其值甚小,越近梁端则迅速增大,如说明图 4.0.6 在梁端的最大值为

$$q_{\max} = \frac{e_s}{\mu k} = \frac{e_s}{\sqrt{\frac{\mu}{E_g} \left[\frac{n_1}{A_h} + \frac{1}{A_g} + \frac{n_1 d^2}{I_h + n_1 I_g} \right]}} \quad (4.0.6-2)$$

此式与本条文说明(3.0.4—16)式相同。

可以假定用图中虚线下所围成的三角形代替真实的 q 的分布,令其总剪力相同,求得纵向剪力计算传递长度,即:

$$\begin{aligned} q_{\max} \cdot \frac{l_{cs}}{2} &= Q_s \\ \text{得 } q_{\max} &= \frac{2 Q_s}{l_{cs}} \end{aligned} \quad (4.0.6-3)$$

对这些联结器有足够技术依据和安全可靠的基础上也准予在设计中采用。高强度螺栓联结器已经铁道部科学研究院铁建所进行过科学试验,并提出了推荐的数值以供使用,经过实桥试用、取得实践经验后纳入规范。

第 4.0.5 条 在第二受力阶段的竖向荷载作用下,联结器所受的纵向剪力公式是假定混凝土板和钢梁完全共同作用导出的,在设计联结器时此式具有足够的精度。

第 4.0.6 条 联结器除承受竖向荷载在结合面上引起的纵向剪力外,还应能承受混凝土收缩影响引起的纵向剪力,纵向该剪力分布为:

$$q = \frac{e_s}{\mu k} \left[e^{-k \left(\frac{l}{2} - x \right)} - e^{-k \left(\frac{l}{2} + x \right)} \right]$$

此纵向剪力在半个跨度上的总和为

$$\begin{aligned} Q_s &= \int_0^{l/2} q dx = \int_0^{l/2} \frac{e_s}{\mu k} \left[e^{-k \left(\frac{l}{2} - x \right)} - e^{-k \left(\frac{l}{2} + x \right)} \right] dx \\ &= \frac{e_s}{\mu k^2} \end{aligned} \quad (4.0.6-1)$$

可见 Q_s 在数值上与跨中处板内的法向力 N_{\max} 相同〔见本条文说明(3.0.4—15)式〕。

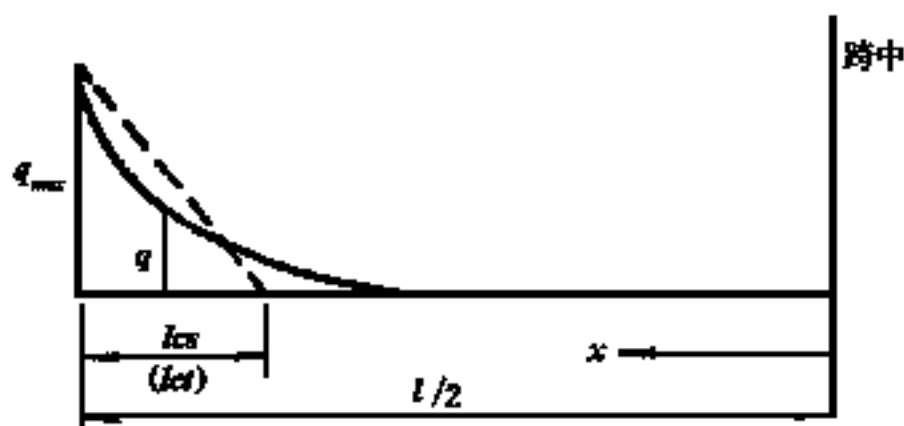
由本条文说明(3.0.4—14)式可见, q 呈指数曲线分布,在跨中附近其值甚小,越近梁端则迅速增大,如说明图 4.0.6 在梁端的最大值为

$$q_{\max} = \frac{e_s}{\mu k} = \frac{e_s}{\sqrt{\frac{\mu}{E_g} \left[\frac{n_1}{A_h} + \frac{1}{A_g} + \frac{n_1 d^2}{I_h + n_1 I_g} \right]}} \quad (4.0.6-2)$$

此式与本条文说明(3.0.4—16)式相同。

可以假定用图中虚线下所围成的三角形代替真实的 q 的分布,令其总剪力相同,求得纵向剪力计算传递长度,即:

$$\begin{aligned} q_{\max} \cdot \frac{lc_s}{2} &= Q_s \\ \text{得 } q_{\max} &= \frac{2 Q_s}{lc_s} \end{aligned} \quad (4.0.6-3)$$



说明图 4.0.6 由于混凝土收缩和温度变化影响引起的纵向剪力分布图

用 (4.0.6—2) 式中的 q_{\max} 和 (4.0.6—1) 中的 Q_s 代进 (4.0.6—3) 式, 得

$$\frac{e_s}{\mu k} = \frac{2 e_s}{\mu k^2} \cdot \frac{1}{lcs}$$

$$\therefore lcs = \frac{2}{k}$$

由 (4.0.6—1) 式, $k^2 = \frac{e_s}{\mu Q_s}$

$$\therefore lcs = 2 \sqrt{\frac{\mu Q_s}{e_s}} \quad (4.0.6-4)$$

混凝土收缩影响产生的纵向剪力由 lcs 范围内相应位置上的联结器承担。

第 4.0.7 条 环境温度变化时, 联结器所承受的纵向剪力计算方法和混凝土收缩影响者相似, 只须将混凝土收缩率改成温度变化率 αt , n_1 改成 n 即可。

$$Q_t = \frac{\pm \alpha t}{\mu k^2} \frac{\pm \alpha t E_g}{\frac{n}{A_h} + \frac{1}{A_g} + \frac{n d^2}{I_h + n I_g}} \quad (4.0.7-1)$$

$$q_{\max} = \frac{\pm \alpha t}{\mu k} = \frac{\pm \alpha t}{\sqrt{\frac{\mu}{E_g} \left(\frac{n}{A_h} + \frac{1}{A_g} + \frac{n d^2}{I_h + n I_g} \right)}} \quad (4.0.7-2)$$

$$lct = 2 \sqrt{\frac{\mu Q_t}{\alpha t}} \quad (4.0.7-3)$$

式中符号的意义与条文相同。

第 4.0.8 条 联结器应分别按静力荷载和疲劳荷载作用来设计。每个联结器在竖向恒载和活载作用下所承受的纵向力不应大于容许的静力荷载和疲劳荷载。但容许静力荷载比容许疲劳荷载大,所以疲劳荷载是其控制条件。

混凝土收缩是长期作用的影响,应视为恒载,所以在竖向恒载、活载和混凝土收缩影响下,联结器所受的纵向力亦不应大于容许疲劳荷载。在简支梁中,混凝土收缩影响与竖向恒、活载产生的纵向力方向相反,不得控制情况。但在连续梁中,视施工方法不同,混凝土收缩产生的纵向力可能与恒、活载者方向相同,而能成为控制情况。

温度变化影响属于附加力,所以在主力和温度变化影响作用下,每个联结器所受的纵向力不得大于容许静力荷载乘以提高系数。

第 4.0.9 条 混凝土板可能沿条文中图 4.0.9 所示的剪切面破坏,所以板所受的纵向剪应力不应大于《桥规》表 5.3.4 规定的容许纯剪应力 $[\tau_0]$ 。剪应力 $\tau(\text{MPa})$ 按下式计算:

$$\tau = \frac{QS}{bI_0} \quad (4.0.9)$$

式中 Q ——作用于结合梁横截面上的剪力, MN;

S ——剪切面以外部分,即本规定的条文中图 4.0.9(a)~(f)的阴影部分的面积对结合梁重心轴的面积矩(换算成钢), m^3 ;

b ——本规定的条文中图 4.0.9 所取截面的剪切面宽度, m;

I_0 ——结合梁截面的惯性矩(换算成钢), m^4 。

第 4.0.10 条 本规定的条文中图 4.0.9 所示板的各截面上由纵向剪应力和法向应力合成的主拉应力也可能是截面设计的控制条件。即使板全截面受压,主拉应力值小于纵向剪应力值,但主拉应力的容许值也小于剪应力的容许值。若配置承受此项主拉应

力的钢筋时,计算主拉应力不得大于《桥规》表 5.3.4 中的 $[\sigma_{\text{主}-1}]$,否则不得大于 $[\sigma_{\text{主}-2}]$,根据中等跨度的铁路简支结合梁设计经验,条文中图 4.0.9(e)的 4—4 截面和图 4.0.9(f)的 4'—4'截面往往控制截面设计。

第 4.0.11 条 在板与刚性联结器的接触面上,被局部挤压的板的混凝土有向侧向膨胀的趋势,周围的混凝土将约束这种膨胀而使局部受压的混凝土处于双向或三向受压状态,从而提高了强度。条文中图 4.0.11 所示的底面积是根据《土木工程学报》(1963 年 6 月)的论文《混凝土和配筋混凝土的局部承压强度》确定的。如条文中图 4.0.11 所示的刚性联结器的底面积 $A=(4 \times b)(3 \times a)=12ab$,但底面积不得超出板截面的范围。

当采用预制的混凝土板时,在板与钢梁之间往往要垫以砂浆层(参看本规定第 5.0.4 条)砂浆的强度及其弹性模量较混凝土者为小,因此在计算上述局部承压面积 A_c 时不考虑砂浆垫层的面积。

第 4.0.12 条 联结器和混凝土的接触面上作用力比较集中,应尽量使混凝土承压面受压均匀,不致向侧向劈开,所以不宜用竖立的角钢或圆管做联结器。如果有必要做成这类形状,应采取措施使在受压面上的压力分布开来,例如设置附加的分布钢筋。

第 4.0.13 条 当结合梁受弯后,以及板在横向弯曲时板支承于钢梁处均有互相分离的倾向,为了使板和钢梁在竖向联结起来,需要设置锚钩。锚钩可用钢筋制成,常常将锚钩焊在刚性联结器的竖面上。联结器附近的板内应力分布很复杂,不易计算有些国外资料建议用 $0.1T$ 做为锚钩的设计拉力, T 为每个联结器所受的纵向剪力。锚钩也可以单独设置,但以与联结器合并设置较为简单。规定锚钩直径的目的是为了使其具有一定的刚度。

第 4.0.14 条 限制联结器最大间距的目的主要是防止结合面上的剪力分布过分不均匀。本条是根据设计经验并参照国外资料提出的。当采用强度较低的柔性联结器时,设计中需要的间距远远低于此值。

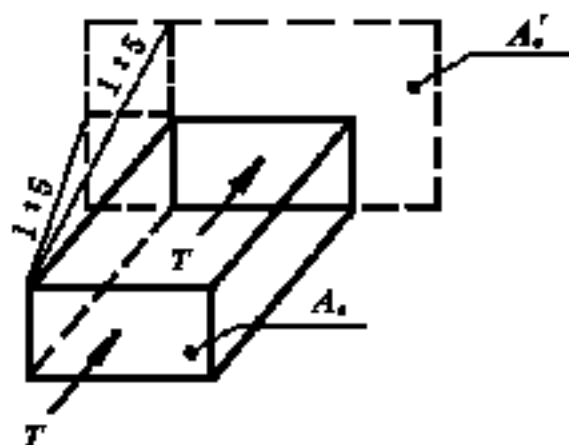
条文中联结器的最小间距没有规定,设计中考虑其布置、承载

能力、混凝土受力和灌注条件等因素而定。有些国外规范用第一个联结器的力对第二个联结器的影响来限制联结器的间距,其办法如下:

将第一个联结器所受的纵向力在每边按 1:5 的坡度传到第二个联结器,此时第二个联结器所受的力除本身应受的纵向力外,还受到第一个联结器传来的力,设联结器的受压面积为 A_c ,扩大后的受压面积为 A'_c (如说明图 4.0.14),则第二个联结器前方混凝土的承压应力 σ_{c-1} 为:

$$\sigma_{c-1} = \frac{T}{A_c} + \frac{T}{A'_c}$$

此时容许承压应力可提 33%。根据设计经验在采用第 4.0.3 条的刚性联结器时,并不控制设计。



说明图 4.0.14 联结器之间
纵向力传递示意图

第 4.0.15 条 联结器应可靠地埋入混凝土中并防止板和钢梁分离,本条规定是根据实践经验并参考国外规范的规定拟定的。

第 4.0.16 条 规定钢梁翼缘到联结器侧边间最小距离的目的是使联结器外有足够的保护,以防水分侵入使联结器免遭锈蚀。

第 4.0.17 条 刚性联结器传给混凝土的力比较集中,设计中按局部受压考虑(参看本规定第 4.0.11 条),本条规定是使局部受压面积的周围有足够的混凝土能起到侧向约束作用。

第 4.0.18 条 每个刚性联结器附近的混凝土局部应力很大,应设置分布钢筋、防止产生裂缝。

第 4.0.19 条 预制的混凝土板上所留的窗孔做成向上敞开的形式,使窗孔内的混凝土易于填注密实。填注的混凝土四周由于收缩可能形成收缩裂缝,对传递压力以及联结器的耐久性不利,所以此处应用无收缩水泥拌制的混凝土,其标号不低于板的混凝土标号。

第 5.0.1 条 结合梁中的钢筋混凝土板是钢筋混凝土结构,设计在横向弯矩作用下的板截面时容许出现纵向裂缝,在混凝土收缩、温度变化影响下以及在连续梁的部分区段,板均可能受拉,同时预制板的横向接缝和联结器处的窗孔,如施工不良也有可能存在裂缝。结合梁中的混凝土板兼起道碴槽的作用,一旦积水很容易渗入裂缝侵蚀钢筋,个别已建成的结合梁的板下面曾发现有锈水痕迹,这种情况有可能影响桥梁的长期使用。因此,本条强调板上必须和钢筋混凝土梁一样铺设防水层和保护层。

第 5.0.2 条 常用的上承式结合梁在使用阶段常由桥面板兼起上平联的作用,钢梁上不另设上平联。但在安装阶段已架好的钢梁尚未铺设混凝土板或混凝土桥面板还未起作用时,各主梁翼缘间没有联结,此时应检算并采取措施保证钢梁结构的稳定性。

第 5.0.3 条 结合梁中的钢梁在工厂制造时须按现行的《铁路钢桥制造规则》的规定除锈和涂漆,但为了使钢梁翼缘与混凝土充分结合,在两者的结合面上不涂油漆。在运输和存放过程中应采取措施避免未涂漆的表面生锈,到工地灌注或安装混凝土板前必须清除黄锈以及油污等异物,使钢梁这部分表面保持清洁,增强钢与混凝土的结合作用。

第 5.0.4 条 预制板和钢梁均有制造误差,不可能十分平整,同时钢梁上还预设了上拱度,板和钢梁之间必然会存在缝隙,如果板直接支承于钢梁翼缘上,则在受载后支承面上可能有应力集中,且水分易于侵入,国外资料介绍,要避免或减轻上述应力集中,板底和钢梁翼缘间不密贴的缝隙规定如说明表 5.0.4。

板底和钢梁翼缘容许不密贴的缝隙

说明表 5.0.4

联结器型式	竖向缝隙(mm)	测量表面的长度(m)
栓 钉 型	4	1.0
	2	0.3
高强度螺栓	2	1.0
	1	0.3

这样的制造精度对板和钢梁均太严格,不易实现,因此要求板