

预应力钢-混凝土连续组合梁的变形分析

聂建国 陶慕轩

(清华大学结构工程与振动教育部重点实验室 北京 100084)

摘要:对预应力钢-混凝土连续组合梁在正常使用极限状态下的变形计算进行分析。分析考虑钢与混凝土之间的滑移效应,建立简化计算模型,并在此基础上,提出混凝土支座开裂区长度以及预应力筋内力增量的计算公式,给出两跨预应力连续组合梁跨中挠度的计算图表。分析结果表明,两跨预应力连续组合梁变形计算公式计算正常使用极限状态预应力筋的内力值精度较高,不考虑预应力筋内力增量的变形计算值较试验值偏大,考虑预应力筋内力增量的变形计算值精度有明显提高,与试验结果吻合较好,可供工程设计参考。最后在两跨预应力连续组合梁变形计算公式的基础上提出预应力连续组合梁变形计算的通用方法。

关键词:预应力钢-混凝土连续组合梁 变形 挠度 混凝土开裂区 预应力筋内力增量

引言

普通钢-混凝土连续组合梁由于中支座处混凝土过早开裂,刚度下降,当跨度或荷载较大时,变形和裂缝宽度可能无法满足正常使用极限状态的要求。试验研究表明^[1-3],使用预应力技术能较好地解决上述问题,同时还可增大梁的弹性工作范围,充分利用材料性能,从而降低结构高度、减轻自重、减小地震作用,增加强度储备,延长使用期限。在我国,组合梁的研究起步较晚,对于预应力钢-混凝土连续组合梁更是缺乏系统的研究,本文以文献[1]的试验结果为基础,参考了史纲^[3]、周安^[4]以及段建中^[5]提出的变形计算方法,以结构力学的力法^[6]为主要分析手段,在聂建国^[7-8]提出的普通连续组合梁计算模型的基础上,提出了一种较为准确实用的预应力钢-混凝土连续组合梁在正常使用极限状态下的变形计算方法,供工程实践参考。

1 计算模型

预应力钢-混凝土连续组合梁按布筋形式不同,可分为直线布筋和折线布筋,按预应力筋的位置不同,可分为体内预应力和体外预应力,其中直线布筋是折线布筋的特例(预应力筋折线处转角为零时即为直线布筋),而体内预应力和体外预应力的变形分析方法在本文中并没有本质的区别,因此本文以折线布筋的预应力两跨连续组合梁作为研究对象,如图1所示,其计算方法及结

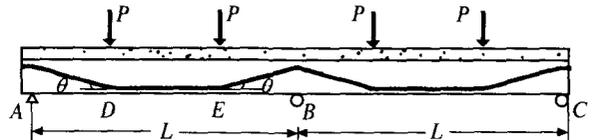


图1 两跨预应力连续组合梁受力简图

果适用于不同类型的预应力连续组合梁。

预应力钢-混凝土连续组合梁的变形计算模型如图2所示,图中 m 表示集中力(外荷载以及预应力筋等效荷载)作用点到相邻支座的距离和单跨跨度的比值, n 表示中支座混凝土开裂区的单侧长度和单跨跨度的比值。预应力钢-混凝土连续组合梁的受力过程分为两个阶段。第一阶段为张拉预应力阶段,预张拉值为 T_0 。此时,预应力筋对连续梁作用的等效荷载由两部分组成,一部分是梁端轴向压力和弯矩,其值分别为 T_0 和 $T_0 e_0$,其中 e_0 为预应力筋锚固端位置距换算截面中和轴的距离,取中和轴下方为正;另一部分是预应力筋转折处对梁的竖向集中力,由图3所示力的平衡可得跨中预应力筋对梁的竖向集中荷载 F 为 $T_0 \sin \theta$,由于 θ 值较小,可近似取 $T_0 \theta$,中支座处预应力筋对梁的向下集中荷载(大小为 $2T_0 \theta$)由于直接作用于支座上,未表示。梁在张拉预应力阶段,混凝土不会开裂,因此可按等刚度梁计算,并且此时钢梁与混凝土界面之间滑移量很小^[1],可不考虑滑移效应,直接采用换算截面法^[9]计算截面性质。同时假定预张拉力引起的沿梁长的弯矩分布(指综合弯矩^[10])始终保持不

本文获第三届欧维姆优秀预应力论文奖二等奖(原载《土木工程学报》2007, No. 12)

变,即不参与支座弯矩调幅^[1],因而变形值也始终保持不变。由于所有参数都已确定,第一阶段梁的挠度 f_1 可以直接按结构力学方法求得。

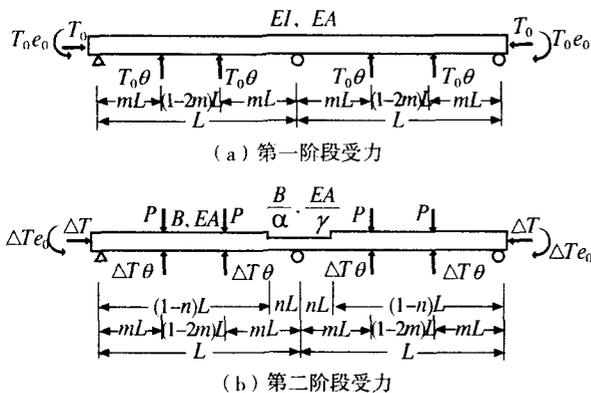


图2 预应力钢-混凝土连续组合梁的计算模型

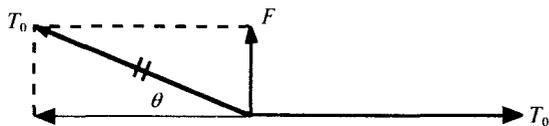


图3 跨中预应力筋对梁的等效荷载

第二阶段为承受外荷载阶段,组合梁在外荷载 P 的作用下,产生向下挠度增量 Δf_2 ,预应力筋内力增量为 ΔT ,其作为外力对梁的等效荷载形式同第一阶段。正弯矩区考虑滑移效应,采用折减刚度 $B=E_1 I_1 / (1+\xi)$,其中 ξ 为刚度折减系数^[7],轴向刚度按换算截面法计算,记为 EA 。在支座负弯矩区 nL 长度范围内,认为混凝土开裂退出工作,弯曲刚度 $E_2 I_2$ 以及轴向刚度 $E_2 A_2$ 均只考虑钢梁和顶部钢筋的贡献,并定义参数 $\alpha=B / (E_2 I_2)$, $\gamma=EA / E_2 A_2$ 。实际上,在第二阶段受力过程中,由于预应力的作用,负弯矩区混凝土未必完全退出工作,严格来说,应当考虑混凝土与钢梁的部分组合作用,本文为简化起见,通过调整 nL 的取值来考虑这种部分组合作用,不再单独对支座区组合梁的刚度进行修正,试验证明误差较小。

要求解组合梁在这一阶段的变形值,首先要确定混凝土支座开裂区的长度,即参数 n 的数值。对于普通连续组合梁,试验和理论分析^[9]表明 n 取0.15满足工程计算的精度要求。而对于预应力连续组合梁,试验^[1]表明混凝土支座开裂区

长度较普通连续组合梁小,且与预应力度有直接的关系。对于另一个待定参数 ΔT 数值的确定,也是求解变形值的关键。

由于在正常使用极限状态下,梁基本处于弹性受力阶段,因此可以采用叠加法计算总位移,其数值为 $f_1 + \Delta f_2$,其中 f_1 可直接用结构力学方法求解,且在实际工程中,最关心的是使用荷载下的挠度增量,即 Δf_2 ,因此本文仅对第二阶段的挠度增量进行分析,为方便起见,将 Δf_2 改为 f 。又由上述分析可知,求解 f 的关键是确定 n 和 ΔT 的数值,因此下文将重点讨论 n 和 ΔT 的计算方法。

2 混凝土支座开裂区长度计算

本节根据图4(a)所示的受力简图,对混凝土支座开裂区长度的计算进行理论分析。为方便起见,分析中不考虑混凝土的抗拉强度,且认为预应力不参与支座弯矩的调幅。

施加初始预应力 T_0 后,由结构力学的方法可知中支座的正弯矩为:

$$M_{T_0} = \frac{T_0 e_0}{2} + \frac{3}{2} m (1-m) T_0 \theta L \quad (1)$$

中支座顶部混凝土预压应力为:

$$\sigma_{pc} = \frac{M_{T_0}}{W} + \frac{T_0}{A} = \frac{T_0 e_0}{2W} + \frac{3m(1-m)T_0 \theta L}{2W} + \frac{T_0}{A} \quad (2)$$

式中: W 表示换算组合截面的弹性抵抗矩; A 表示换算组合截面面积。

中支座消压弯矩为:

$$M_0 = \sigma_{pc} W = \frac{1}{2} T_0 e_0 + \frac{3}{2} m (1-m) T_0 \theta L + \frac{T_0}{A} W \quad (3)$$

预应力度定义式为:

$$\lambda = \frac{M_0}{M_k} \quad (4)$$

式中: M_k 表示正常使用阶段荷载 P_k (不包含预应力作用)引起的中支座弯矩^[1]。

将式(3)代入式(4)可得:

$$M_k = \frac{T_0 e_0}{2\lambda} + \frac{3m(1-m)T_0 \theta L}{2\lambda} + \frac{T_0 W}{A\lambda} \quad (5)$$

试验^[1]表明,在正常使用阶段,中支座弯矩调幅系数 α 能达到15%左右,这里取15%,则使用荷载下的中支座弯矩值为:

$$M_k = 0.85M_{ck} = \frac{51}{40} m(1-m)P_k L \quad (6)$$

由式(5)和式(6)可得使用荷载和初始预应力值之间的关系为:

$$P_k = \frac{40T_0}{51m(1-m)\lambda L} \left(\frac{e_0}{2} + \frac{W}{A} \right) + \frac{20}{17} \frac{T_0 \theta}{\lambda} \quad (7)$$

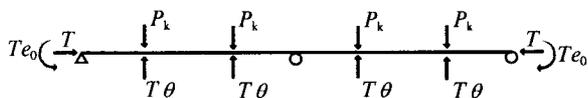
在外荷载和预应力筋的作用下,沿梁长的弯矩分布如图4(b)、(c)所示。混凝土开裂区和未开裂区交界处顶部拉应力为零。据此可得式(8):

$$\frac{M_T(x=nL) + M_P(x=nL)}{W} - \frac{T}{A} = 0 \quad (8)$$

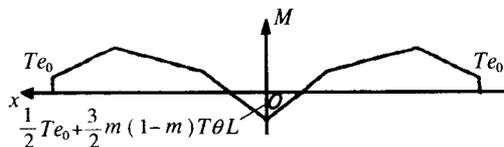
$$M_T(x) = \frac{3Te_0}{2L}x - \frac{1}{2}Te_0 + \left(-\frac{3}{2}m^2 + \frac{3}{2}m + 1 \right) T\theta x - \frac{3}{2}m(1-m)T\theta L \quad (0 \leq x \leq nL) \quad (9)$$

$$M_P(x) = \left(\frac{51}{40}m^2 - \frac{51}{40}m - 1 \right) P_k x + \frac{51}{40}m(1-m)P_k L \quad (0 \leq x \leq nL) \quad (10)$$

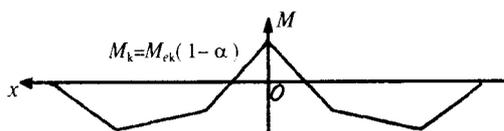
式中: $M_T(x)$ 表示预应力作用下沿梁长的弯矩分布; $M_P(x)$ 表示使用荷载作用下沿梁长的弯矩分布; T 表示正常使用阶段预应力筋内力, 试验^[1]表明, 正常使用阶段预应力增量和初始预应力相比较小, 故近似取 T_0 。



(a) 两跨预应力连续组合梁受力简图



(b) 预应力筋作用下的弯矩分布 (不参与支座弯矩调幅)



(c) 外荷载作用下的弯矩分布 (参与支座弯矩调幅)

图4 混凝土开裂区长度理论分析

将式(7)、式(9)和式(10)代入式(8), 经整理可得 n 的表达式如下:

$$n = \frac{A(\lambda - 1)}{B\lambda - CA} \quad (11)$$

$$A = \frac{1}{2} + \frac{W}{Ae_0} + \frac{3}{2}(1-m)\frac{m\theta L}{e_0}$$

$$B = \frac{3}{2} + \left(-\frac{3}{2}m + \frac{3}{2} + \frac{1}{m} \right) \frac{m\theta L}{e_0}$$

$$C = \frac{51m^2 - 51m - 40}{51m^2 - 51m}$$

式中: A 、 B 、 C 均为系数。影响混凝土开裂区长度值的主要因素有预应力度 λ 、参数 $W/(Ae_0)$ 、参数 $m\theta L/e_0$ 以及荷载作用位置 m 。

从图5~图7可以看出, 混凝土开裂区长度值随预应力度的增加而减小, 且减小幅度越来越大。当预应力度为1时, 混凝土开裂区长度值为零, 即为完全预应力组合梁; 当预应力度为0时, 混凝土开裂区长度值为 $1/C$, 且仅与荷载作用位置 m 有关, 即为无预应力普通组合梁。

图5表示的是其他参数取定后, 参数 $W/(Ae_0)$ 在最常用的取值范围内 n 的变化情况, 可以看出, $W/(Ae_0)$ 取值的变化对混凝土开裂区的长度影响很小。

一般情况下, 正弯矩区中和轴位于钢梁上翼缘附近, 预应力筋位于钢梁下翼缘附近, 根据图1所示的受力简图, $m\theta L$ 的物理意义为预应力筋锚固端位置至正弯矩区预应力筋形心位置处的距离, 近似等于预应力筋锚固端至钢梁下翼缘的距离, 据此可得如下近似关系式:

$$m\theta L + e_0 \approx h_s \Rightarrow \frac{m\theta L}{e_0} \approx \frac{h_s}{e_0} - 1 \quad (12)$$

钢梁高度 h_s 约为锚固端偏心距 e_0 的4~8倍, 则参数 $m\theta L/e_0$ 的大致变化范围为3~7, 图6表示的是在该范围内 n 的变化情况, 从中可以看出, $m\theta L/e_0$ 取值的变化对混凝土开裂区长度值的影响也非常小。图7表示的是荷载作用位置 m 对 n 取值的影响, 在 m 取常用值的情况下, n 在高预应力度区取值趋于一致, 而在低预应力度区大致分布在0.15~0.20。由于式(11)是在未考虑混凝土抗拉强度以及预应力筋内力增量的假设下推导出来的, 因此实际混凝土开裂区的长度应该略小于该理论值, 所以需要式(11)进行一定的修正。同时, 考虑到4个影响因素中除了 λ 外, 其余3个因素都对 n 的取值影响不大, 因此可以对式(11)进行一定的简化。

在式(11)的基础上进行简化和修正,必须满足以下3个条件:①不改变 n 随 λ 的变化规律,即满足式(11)的公式形式,仅调整公式中的系数;②和规范^[11]相协调,即当 $\lambda=0$ 时, $n=0.15$;③参数 $W/(Ae_0)$ 和 $m\theta L/e_0$ 取常用值的平均值。

按照以上3个条件,本文建议按以下简化修正公式计算 n 的值:

$$n = \frac{3(\lambda-1)}{14\lambda-20} \quad (13)$$

图8所表示的是试验值^[11]、理论计算值和简化修正理论计算值的对比结果,从中可以看出简化修正理论计算值比较符合试验结果,证明了式(13)的合理性。

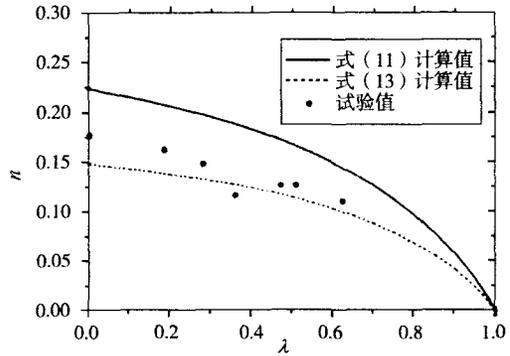


图8 试验值、理论计算值、简化修正理论计算值对比

3 预应力筋内力增量计算

连续组合梁受到外荷载以及预应力筋的作用,满足平衡条件;同时,预应力筋锚固于梁端部,预应力筋和组合梁变形协调;预应力筋和组合梁还分别满足各自的物理条件。因此,可以通过建立体系的平衡方程、变形协调方程以及物理方程来求解预应力筋内力的增量值。

平衡条件指的是组合梁在外荷载及预应力筋的作用下梁中的内力分布情况。其中,外荷载主要引起梁中的弯矩,其分布情况取决于外荷载的作用形式;预应力筋主要引起梁中的弯矩和轴力,其分布情况由结构力学方法可以求出,如图9所示。

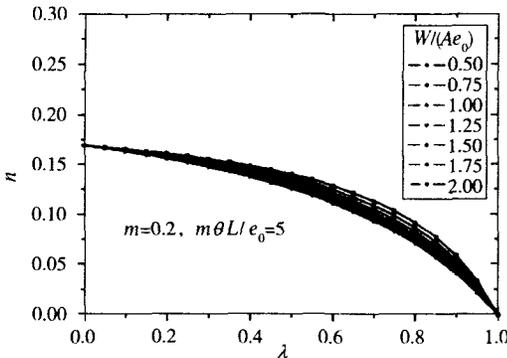


图5 参数 W/Ae_0 对 n 的影响

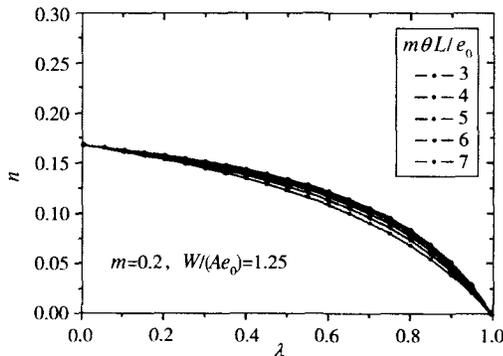


图6 参数 $m\theta L/e_0$ 对 n 的影响

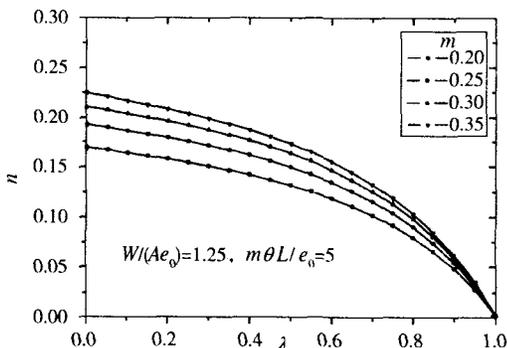
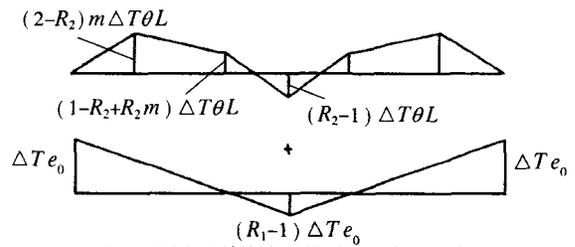
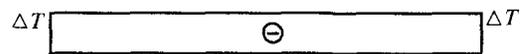


图7 参数 m 对 n 的影响



(a) 预应力筋内力增量引起的弯矩分布



(b) 预应力筋内力增量引起的轴力分布

图9 预应力筋内力增量引起的内力分布

图9中,系数 R_1 和 R_2 分别按式(14)和式(15)计算:

$$R_1 = \frac{-3(\alpha-1)n^2 + 6(\alpha-1)n + 3}{2(\alpha-1)n^3 + 6(\alpha-1)n^2 + 6(\alpha-1)n + 2} \quad (14)$$

$$R_2 = \frac{-3(\alpha-1)n^2 + 6(\alpha-1)n - 3m^2 + 3m + 2}{2(\alpha-1)n^3 - 6(\alpha-1)n^2 + 6(\alpha-1)n + 2} \quad (15)$$

由于预应力连续组合梁属于无粘结预应力梁,因此在每个截面上预应力筋和组合梁变形不协调。但预应力筋两端锚固于组合梁端部,且组

合梁上设置转向块, 保证预应力筋和组合梁的相对位置保持不变, 因此预应力筋和组合梁在整体上满足变形协调, 即预应力筋的总体变形量等于预应力筋位置处钢梁纤维变形的总和, 据此建立变形协调方程如式(16)所示:

$$\Delta_p = \int_0^u \varepsilon_b(x) dx \quad (16)$$

式中: Δ_p 表示预应力筋伸长量; $\varepsilon_b(x)$ 表示距梁端 x 预应力筋位置处钢梁应变。

预应力筋的物理方程可按式(17)计算:

$$\Delta_p = \frac{\Delta T \cdot L_p}{E_p \cdot A_p} \quad (17)$$

式中: L_p 为预应力筋长度; $E_p A_p$ 为预应力筋轴向刚度, 可近似取 $E_p \approx E$ 。

在建立钢梁物理方程前先对预应力筋偏心距沿梁长分布作如图10(c)所示的简化, 定义:

$$e = e_1, \beta = \frac{e_2}{e_1} \quad (18)$$

需要指出的是。式(18)中 e_1 、 e_2 包含正负号, 以中和轴位置向下为正, 向上为负, 则曲线配筋时 $\beta < 0$, 直线配筋时 $\beta > 0$ 。

在负弯矩区, 由于只考虑顶部钢筋和钢梁的贡献, 因此可以不考虑滑移效应, 预应力位置处钢梁纤维应变的表达式为:

$$\varepsilon_b^- = \frac{e}{B} \alpha \beta [M_p(x) + M_{\Delta T}(x)] + \frac{N_{\Delta T}(x)}{EA} \gamma \quad (19)$$

式中: $M_p(x)$ 、 $M_{\Delta T}(x)$ 和 $N_{\Delta T}(x)$ 表示外荷载和预应力筋内力增量作用下内力沿梁长的分布值, 由平衡条件给出。

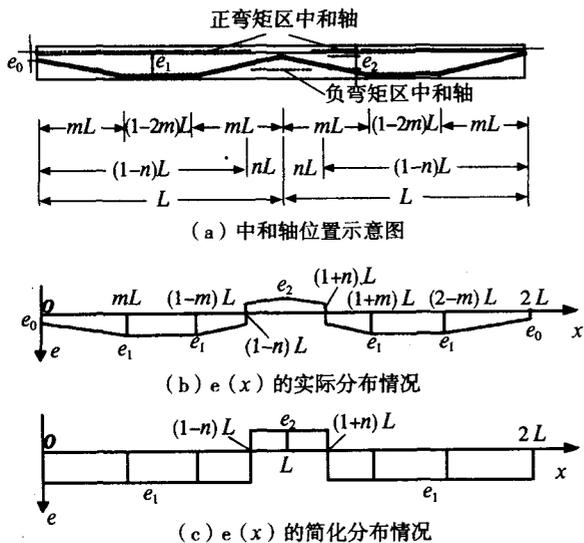


图10 偏心距 e 沿梁长的分布

在正弯矩区, 弯矩作用下组合梁截面应变分布如图11所示, 由于滑移效应的存在, 钢梁和混凝土界面存在滑移应变, 导致附加曲率的产生, 因此需要对预应力筋位置处钢梁纤维应变的弹性计算值进行修正。由图11可以看出, 预应力筋位置处钢梁纤维应变由两部分组成, 即:

$$\varepsilon_b^+ = \varepsilon_{be} - \Delta \varepsilon_e \quad (20)$$

$$\varepsilon_{be} = \frac{M_p(x) + M_{\Delta T}(x)}{B(1+\xi)} e \quad (21)$$

式中: ε_{be} 为按材料力学方法及换算截面法计算得到的应变值。

另一部分为滑移效应产生的附加应变, 假设混凝土和钢梁的曲率相同, 且滑移效应引起的沿截面的应力应变分布为线性^[12], 则附加应变的表达式为:

$$\Delta \varepsilon_b = \Delta \phi (\gamma - e) \quad (22)$$

由折减刚度法^[12]可得:

$$\Delta \phi = \frac{M}{EI} \xi = \frac{M_p(x) + M_{\Delta T}(x)}{B} \frac{\xi}{1+\xi} \quad (23)$$

由以上分析, 并考虑轴力引起的钢梁应变, 可得正弯矩区预应力筋处钢梁纤维应变表达式为:

$$\varepsilon_b^+ = \frac{e}{B} \left[1 - \frac{\xi \gamma}{(1+\xi)} \right] [M_p(x) + M_{\Delta T}(x)] + \frac{N_{\Delta T}(x)}{EA} \quad (24)$$

式中: 系数 ζ 反映了正弯矩区滑移效应对预应力筋处钢梁纤维应变的影响。

综合以上平衡条件、变形协调条件和物理条件, 联立求解式(16)~式(24), 可得预应力筋内力增量的表达式如下:

$$\Delta T = \frac{\frac{e}{B} A_{M,P}^{\alpha \beta \zeta}}{2L \left[\frac{1}{EA_0} + \frac{e}{B} (C_1 e_0 + C_2 \theta L) \right]} \quad (25)$$

$$C_1 = \frac{1}{2} (\alpha \beta - \zeta) R_1 n^2 - (\alpha \beta - \zeta) (R_1 - 1) n - \xi \left(\frac{1}{2} R_1 - 1 \right) \quad (26)$$

$$C_2 = \frac{1}{2} (\alpha \beta - \zeta) R_2 n^2 - (\alpha \beta - \zeta) (R_2 - 1) n - \xi \left(\frac{1}{2} R_2 + m^2 - m - \frac{1}{2} \right) \quad (27)$$

$$A_0 = \frac{A_p A}{(1-n+\gamma n)A_p + (L_p/2L)A} \quad (28)$$

式中： C_1 、 C_2 是与 α 、 β 、 m 、 n 、 ζ 有关的参数； A_0 表示组合梁和预应力筋的换算面积； $A_{M,P}^{\alpha\beta,\zeta}$ 表示外荷载引起的弯矩分布图在负弯矩区乘以 $\alpha\beta$ 、正弯矩区乘以 ζ 后和坐标轴围成的面积，正弯矩区面积为正，反之则为负。

$A_{M,P}^{\alpha\beta,\zeta}$ 与外荷载作用形式有关，对于图1所示的常用荷载作用形式， $A_{M,P}^{\alpha\beta,\zeta} = 2C_2 P_k L^2$ ，代入式(25)后，可得在这种荷载作用下，预应力筋内力的增量为：

$$\Delta T = \frac{e C_2 P_k L}{\frac{B}{EA_0} + e(C_1 e_0 + C_2 \theta L)} \quad (29)$$

其他荷载形式作用下预应力筋内力的增量值可以用相同的方法求得。

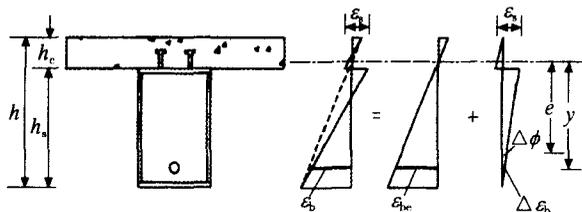


图11 正弯矩区弯矩作用下钢梁应变计算模型

4 变形求解

理论上，确定了中支座混凝土开裂区的长度以及预应力筋内力的增量，图2(b)计算模型中的所有参数就已经确定，根据该模型用结构力学的方法，即可求得变形值。为了使计算更为简便，可以借鉴文献^[7]关于普通连续组合梁变形计算图表，并作相应的修改和补充。对于图1所示的荷载工况，预应力连续组合梁的跨中挠度计算可按表1所示的计算图表进行。

跨中挠度的计算式为：

$$f = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 \quad (30)$$

式中： f_i 正按表1公式计算。

5 试验验证

文献[1]对6根预应力连续组合梁(PCCB1—PCCB6)进行了试验研究。该6根梁的预应力形式各不相同，如表2所示，都能用本文所述方法进行计算。

根据文献[1]提供的试验参数，先按式(13)计算混凝土负弯矩开裂区的长度，然后按式(29)计算预应力筋内力的增量，最后按图2(b)的计算模型，查表1代入式(30)，即可得到跨中的挠度值 f 。50%屈服荷载下理论计算结果和试验结果对比如表2所示。

由表2可以看出，用式(29)预测正常使用阶段预应力筋的内力具有较高的精度。在挠度计算中，若不考虑预应力筋内力增量的有利影响，计算值将偏大，对于工程设计是偏于保守的；若考虑预应力筋内力增量的有利影响，计算精度有明显的提高，与试验结果吻合良好。

6 预应力连续组合梁变形计算通用方法

运用两跨预应力连续组合梁变形的计算分析方法，可以较为准确地计算出任意跨数的多跨预应力连续组合梁在正常使用极限状态下的变形值。下面以三跨预应力连续组合梁为例，介绍其变形计算步骤。

图12(a)为三跨预应力连续组合梁的受力简图。首先按式(13)确定每个支座处混凝土开裂区长度 n_i 的取值，并据此建立预应力连续组合梁的计算模型，如图12(b)所示。随后，用结构力学方法画出外荷载引起的弯矩 M_p 图(图12c)和单位预应力筋增量引起的弯矩 $M_{\Delta T}$ 图(图12d)。然后按式(31)计算预应力筋内力增量值：

$$\Delta T = \frac{A_{M,P}^{\alpha\beta,\zeta}}{\frac{2LB}{eEA_0} + A_{M,\Delta T}^{\alpha\beta,\zeta}} \quad (31)$$

式中： $A_{M,P}^{\alpha\beta,\zeta}$ 表示 M_p 图在正弯矩区乘以 ζ ，负弯矩区乘以 $\alpha\beta$ 后和坐标轴围成的面积，以正弯矩区为正； $A_{M,\Delta T}^{\alpha\beta,\zeta}$ 表示 $M_{\Delta T}$ 图在正弯矩区乘以 ζ ，负弯矩区乘以 $\alpha\beta$ 后和坐标轴围成的面积，以负弯矩区为正。其余参数意义均与预应力两跨连续组合梁计算公式中的参数相同。

根据叠加原理，可得弯矩沿梁长的分布为：

$$M = M_p + \Delta T \cdot M_{\Delta T} \quad (31)$$

最后，查阅表1及文献[7]计算图表的相关公式，即可求解边跨及中跨的跨中挠度值。

表1 预应力连续组合梁跨中挠度计算图表

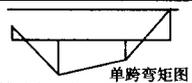
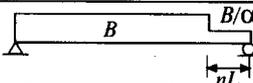
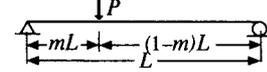
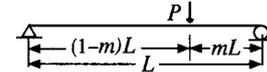
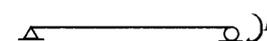
	
	$P=P_k-\Delta T\theta, f_1=\frac{PL^3}{48B}[-4m^3+3m+8mn^3(\alpha-1)]$
	$P=P_k-\Delta T\theta, f_1=\frac{PL^3}{48B}[-4m^3+3m+8(1-m)n^3(\alpha-1)]$
	$M=\Delta T e_0, f_3=\frac{ML^2}{48B}[2+(1-2n)(4n^2+2n+1)+8\alpha n^3]$
	$M=(R_2-1)(P_k-\Delta T\theta)L-(R_1-1)\Delta T e_0, f_4=\frac{ML^2}{48B}[3+4n^2(3-2n)+(\alpha-1)]$

表2 理论计算和文献[1]试验结果对比

梁号	布筋形式	$\frac{P_k}{P_u}$	n	T^0 (kN)	T (kN)	$\frac{T^0}{T}$	f_N (mm)	f_s (mm)	f (mm)	$f^{(1)}$ (mm)	$f^{(1)}/f$ (mm)	$f^{(2)}$ (mm)	$f^{(2)}/f$ (mm)
PCCB-1	直线体内单筋	0.5	0.14	134.2	137.5	0.977	11.53	11.21	11.37	10.33	0.908	10.25	0.901
PCCB-2	直线体内双筋	0.5	0.13	268.4	267.1	1.005	10.06	9.77	9.92	10.62	1.071	10.47	1.056
PCCB-3	折线体内单筋	0.5	0.13	138.2	144.3	0.958	9.60	9.65	9.63	10.31	1.071	10.15	1.054
PCCB-4	折线体内双筋	0.5	0.11	277.0	261.6	1.059	10.02	9.82	9.92	11.30	1.134	10.96	1.100
PCCB-5	直线体外双筋	0.5	0.12	275.9	273.7	1.008	10.04	10.45	10.25	10.78	1.052	10.42	1.017
PCCB-6	折线体外双筋	0.5	0.10	293.5	290.9	1.009	11.41	11.71	11.56	13.04	1.128	12.14	1.051
平均值						1.002					1.061		1.030
标准差						0.031					0.075		0.062

注： T^0 为预应力筋内力理论计算值， T 为预应力筋内力实测值， f_N 为北梁段跨中挠度实测值， f_s 为南梁段跨中挠度实测值， f 为跨中挠度实测平均值， $f^{(1)}$ 为不考虑预应力筋内力增量的跨中挠度理论计算值， $f^{(2)}$ 为考虑预应力筋内力增量的跨中挠度理论计算值。

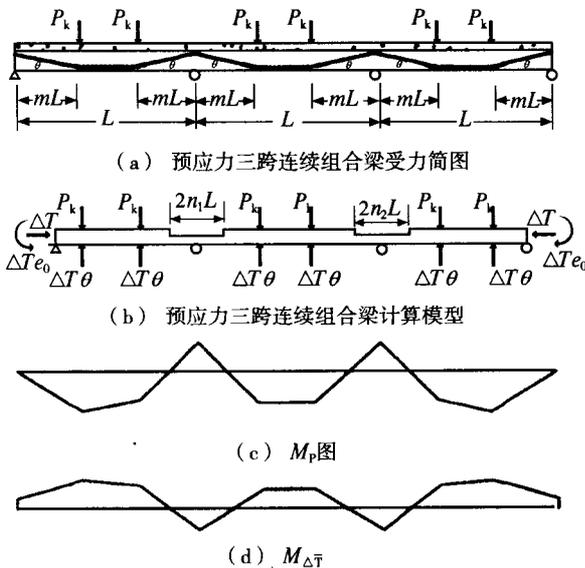


图12 三跨预应力连续组合梁的变形计算

7 结语

本文分析了预应力连续组合梁在正常使用极限状态下的变形计算。通过建立简化计算模型，

建立了混凝土支座开裂区长度及预应力筋内力增量的计算式(13)和式(29)，并按表1所示的计算图表可以方便地求得两跨对称荷载作用下各种形式的预应力连续组合梁的跨中挠度值，计算值与实测值吻合较好。通过对理论计算结果和试验结果的分析比较，可得如下结论：

- (1) 用本文分析方法计算正常使用阶段预应力筋的内力值具有较高的精度。
- (2) 不考虑预应力筋内力增量的有利影响，跨中挠度计算值较试验值偏大，对于工程设计偏于保守；考虑预应力筋内力增量的有利影响后，计算精度有明显改善，与试验值吻合较好，可供工程设计参考。

(3) 在两跨预应力连续组合梁变形计算公式的基础上得到的多跨预应力连续组合梁的变形计算通用方法扩大了本文分析方法的工程应用范围。

参考文献

- [1] 李绍敏. 预应力及预应力加固钢-混凝土组合梁连续组合梁的试验研究[D]. 北京: 清华大学, 2002(Li Shaojing. Experimental study on prestressed and prestress reinforced continuous steel-concrete composite beams[D]. Beijing: Tsinghua University, 2002(in Chinese))
- [2] 陈世鸣, 孙森泉, 张志彬. 体外预应力钢-混凝土组合梁负弯矩区的承载力研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(11): 14-20(Chen Shiming, Sun Senquan, Zhang Zhibin. Load carrying capacity of steel-concrete composite beams with external tendons under negative bending[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(11): 105-110(in Chinese))
- [3] 史纲, 肖亚明. 预应力组合连续梁变形实验研究[J]. 安徽建筑工业学院学报: 自然科学版, 2004, 12(1): 21-24 (Shi Gang, Xiao Yaming. Experimental study of continuous prestressed composite beams' deformation[J]. Journal of Anhui Institute of Architecture & Industry: Natural Science. 2004, 12(1): 21-24(in Chinese))
- [4] 周安, 刘其伟, 戴航. 预应力钢-混凝土连续组合梁的挠度研究[J]. 公路交通科技, 2006, 23(4): 63-66(Zhou An, Liu Qiwei, Daihang. Study on deformation of continuous prestressed steel concrete composite beams[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2006, 23(4): 63-66(in Chinese))
- [5] 段建中, 陈莘艳. 预应力组合连续梁的变形计算[J]. 合肥工业大学学报, 2000, 23(3): 362-365(Duan Jianzhong. Chen Pingyan. The deformation calculation of continuous prestressed composite beams[J]. Journal of Hefei University of Technology, 2000, 23(3): 362-365(in Chinese))
- [6] 龙驭球, 包世华. 结构力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 1999(Long Yuqiu, Bao Shihua. Structural mechanics [M]. Beijing: Higher Education Press, 1999(in Chinese))
- [7] 聂建国, 沈聚敏, 余志武. 考虑滑移效应的钢-混凝土组合梁变形计算的折减刚度法[J]. 土木工程学报, 1995, 28(6): 11-17(Nie Jianguo, Shen Jumin, Yu Zhiwu. A reduced rigidity method for calculating deformation of composite steel-concrete beams[J]. China Civil Engineering Journal, 1995, 28(6): 11-17(in Chinese))
- [8] Nie J G, Cai S C. Steel-concrete composite beams considering shear slip effects[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2003, 129(4): 495-506
- [9] 聂建国, 刘明, 叶列平. 钢-混凝土组合结构[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005(Nie Jianguo, Liu Ming, Ye Lieping. Steel concrete composite structures[M]. Beijing: China Architecture and Building Press. 2005(in Chinese))
- [10] 叶列平. 混凝土结构[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005 (Ye Lieping. Concrete structures[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2005(in Chinese))
- [11] GB 50017-2003钢结构设计规范[S]. (GB50017-2003 Code for design of steel structures[S]. (in Chinese))
- [12] 聂建国. 钢-混凝土组合梁结构: 试验、理论与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2005(Nie Jianguo. Structure of steel concrete composite beams: experiment, theory and application[M]. Beijing: Science Press, 2005(in Chinese))

(上接第21页)

然环境中的一些特性, 如混凝土收缩徐变在夏季发展较快, 而在冬季发展较缓; 箱梁顶板混凝土收缩徐变发展较快, 而底板发展较缓等, 表明本文上述混凝土收缩应变和徐变系数计算方法能够较好的应用于处于自然环境中的大跨箱梁桥的收缩徐变效应分析中;

(3) 采用本文提出的混凝土收缩应变和徐变系数计算方法, 并将其应用于箱梁桥的收缩徐变效应分析中, 其计算结果表明采用GL2000模型、JTGD62模型等收缩徐变模型计算出的混凝土应变值以及相对挠度, 基本上能够反应箱梁混凝土在自然环境中的变化历程, 相对来讲, GL2000模型的精度最高, JTGD62模型次之, 因此在缺乏实际资料的情况下, 推荐采用GL2000模型进行箱梁桥的收缩徐变效应计算;

(4) 是否考虑混凝土温度、环境相对湿度、混凝土配筋率、箱梁局部理论厚度等因素及其变化对混凝土应力计算结果的影响较为明显, 特别是对于合龙段截面下缘应力, 考虑各因素变化时其压应力相对成桥时减小更多, 表明不考虑各因素的计算结果偏于不安全, 因此要准确分析箱梁桥的收缩徐变效应, 应考虑上述因素对结构的影响。

- [1] Tak á cs P F. Deformations in Concrete Cantilever Bribhfges: Observations and Theoretical Modelling [D]. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology, 2002:1-105
- [2] Li Xianping, Robertson I N. Long-term Performance Predictions of the North Halawa Valley Viaduct [R]. Honolulu:University of Hawaii, 2003:1-203
- [3] Lam Jianping. Evaluation of Concrete Shrinkage and Creep Prediction Models[D]. San Jos é : San Jos é State University, 2002:1-200
- [4] 丁文胜, 吕志涛, 孟少平, 等. 混凝土收缩徐变预测模型的分析比较[J]. 桥梁建设, 2004(6):13-16(Ding Wensheng, Lu Zhitao, Meng Shaoping, et al. Analysis and Comparison of Prediction Models for Concrete Shrinkage and Creep[J]. Bridge Construction, 2004(6):13-16(in Chinese))
- [5] JTG D62-2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S](JTG D62-2004 Code for Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridges and Culverts[S](in Chinese))
- [6] 汪剑. 大跨预应力混凝土箱梁桥非荷载效应及预应力损失研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2007:1-186(Wang Jian. Prediction of Thermal Effects, Shrinkage and Creep Effects, And Prestress Losses in Long-Span PC Box Girder Bridge[D]. Changsha:Hunan University, 2007:1-186(in Chinese))
- [7] Neville A M, Dilger W H, Brooks J J. Creep of Plain and Structural Concrete [M]. London&New York: Construction Press ,1983:1-50
- [8] 惠荣炎, 黄国兴, 易若冰. 混凝土的徐变[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1988:1-60(Hui Rongyan, Huang Guoxing, Yi Ruobing. Creep of Concrete [M]. Beijing:China Railway Press, 1988:1-60(in Chinese))
- [9] Fahmi H M, Bresler B, Polivka M. Prediction of Creep of Concrete at Variable Temperatures [J]. ACI Journal Proceedings, 1973, 70(10): 709-716
- [10] Vladim í r K í stek, Zden ě k P. Baz%ant, Milos& Zich. Box Girder Bridge Deflections[J]. ACI Concrete International, 2006, 28(1): 55-63