文章编号:1671 - 5497(2005)02 - 0191 - 04

用弯矩曲率法分析预应力钢-混凝土组合梁的钢索受力状态

刘寒冰,刘文会,张云龙,赵 宏

(吉林大学 交通学院,长春 130022)

摘 要:由于体外预应力组合梁在受力过程中预应力钢束的长度发生较大幅度的变化,所以必须考虑预应力钢束在受力过程中应力的变化。作者提出的弯矩曲率法能够较好地模拟预应力组合梁的受力过程,能以较少的计算工作量有效地计算梁在极限状态的应力及变形,准确地计算出预应力钢束的应力变化。与用有限元进行分析计算相比可知:用有限元计算时,在进入塑性阶段以后,每级荷载的计算时间大约为 1 h,并且计算有可能不收敛;而采用弯距曲率法计算大约只需 3 min 左右(极限荷载的计算大约需要 20 min),且没有不收敛的现象发生。

关键词:工程力学;桥梁工程;应力增量;弯矩曲率法;体外预应力;组合梁

中图分类号:U441;O342 **文献标识码**:A

Analysis of Prestressed Composite Steel-Concrete Beams by Moment Curvature Method

LIU Han-bing, LIU Wen-hui, ZHANG Yun-long, ZHAO Hong

(College of Transportation, Jilin University, Changchun 130022, *China)*

Abstract: The length of prestressed tightwire changes markly when external prestressed composite steel-concrete beams are subjected to the force, so the change of the stress in external prestressed tightwire must be considered. The moment curvature method was presented to simulate the loading process of the composite steel-concrete beam. By using the method, it effectively calculate the stress and deformation of the beam at the ultimate state with less calculation effort and accurately get the stress changes in the prestressed tightwire. Using finite element method, the calculating time for each grade loading is about 1h, and the results may be not convergent, but using proposed moment curvature method, it only spend 3 min and without the occurrence of non-convergent phenomenon.

Key words: engerineering mechanics; bridge engineering; stress increment; moment curvature method; prestressed tightwire; composite steel-concrete beam

0 引 言

体外预应力钢-混凝土组合梁是由钢梁、预应力钢束、混凝土顶板和剪力连接件组成的一种整体受弯构件[1],具有强度高、塑性好、刚度大、耐久性好、施工方便、便于维修养护、经济适用等优点[2]。但在受力过程中,预应力钢束的长度变化

收稿日期:2004-06-28.

基金项目:吉林省科技发展计划项目(20020631);高等学校博士学科点专项科研基金资助项目(20030183025).

作者简介:刘寒冰(1957 -),男,教授,博士生导师. 研究方向:桥梁结构计算. E-mail:lhb@jlu.edu.cn

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

较大,因此必须考虑预应力钢束在受力过程中的应力变化。若采用有限元法计算,必须不断修正结点坐标,并且需要划分较细密的单元,计算效率较低。而采用弯矩曲率法能较好地模拟预应力组合梁在各个受力阶段的受力状态和变形,使计算结果符合实际状态,又具有较高的计算效率。

1 弯矩曲率法的基本原理

1.1 基本假定

变形为平截面,其中混凝土翼缘部分考虑剪力滞影响;不考虑体外索的摩阻损失,并设体外索的应力沿其长度方向为常量;当混凝土受压应变达到0.003时,即认为结构达到极限状态;构件不发生剪切失效。

1.2 材料的应力应变关系

(1) 混凝土的应力、应变关系曲线如图1所示,采用Rusch应力、应变关系式[3]:

$$\sigma=\begin{cases}\sigma_0\left[\sigma_0\left(\dfrac{2\varepsilon}{\varepsilon_0}-\left(\dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2\right)\right] & 0<\varepsilon<\varepsilon_0\\ \sigma_0 & \varepsilon_0<\varepsilon<\varepsilon_u\end{cases}\quad(1)$$

式中:$\sigma_0=0.85R$,R为混凝土的标准立方体强度。

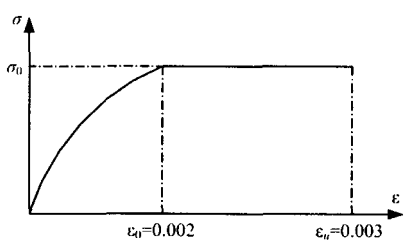


图1 Rusch应力-应变曲线

Fig. 1 Rusch curve of stress-strain

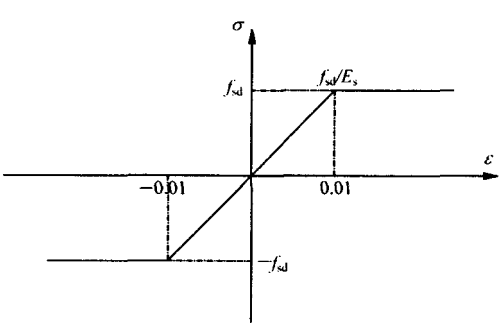


图2 普通钢材应力-应变曲线

Fig. 2 Stress-strain curve of steel

(2) 钢板的应力、应变关系曲线如图2所示。可以认为钢板在受拉(压)屈服前应力、应变关系为直线,屈服后保持屈服强度不变,应力、应变关系式为:

$$\sigma_s=\begin{cases}f_{sd} & \varepsilon>\dfrac{f_{sd}}{E_s}\\ E_s\varepsilon_s & \dfrac{f_{sd}}{E_s}\le\varepsilon_s\le-\dfrac{f_{sd}}{E_s}\\ f_{sd} & \varepsilon<-\dfrac{f_{sd}}{E_s}\end{cases}\quad(2)$$

式中:f_{sd}为钢材的屈服强度;E_s为钢材的弹性模量。

(3) 预应力钢束的应力、应变关系简化为:$\sigma_p=E_p\varepsilon_p$。因为预应力钢束基本在弹性范围内工作,所以可将预应力钢束视为理想的弹性材料。

1.3 弯矩曲率法的计算过程

(1) 将梁划分出n个单元和$n+1$个截面,如图3所示。

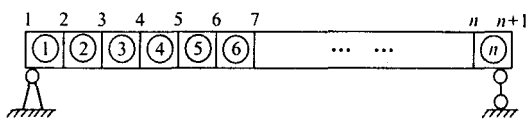


图3 单元、截面划分图

Fig. 3 Dividing element node

(2) 给定截面的曲率初值为ϕ_0,由ϕ_0计算选定截面各点的应变值ε_i,并按照应力、应变关系(图1、图2)计算出各点的应力σ_i。再由σ_i计算出该截面的轴力和弯矩[4]。根据轴力及弯矩的平衡条件,迭代计算出截面的最终变形曲率、应变及应力[2]。

(3) 利用最终曲率值计算出各截面的转角及应变,由此计算出预应力钢筋的长度变化,求出目前荷载状态下预应力钢束的应力σ_{yD}。

(4) 以σ_{yD}作为预应力钢束新的应力值重复(2)、(3)的计算过程,直至前后两次计算的σ_{yD}值满足设定的精度为止。此状态下所计算出的混凝土、钢板应变及应力、钢束的应力、梁的位移等即为最终的计算结果。

(5) 给出下一级荷载增量,以上一级荷载作用下的预应力钢束应力和截面曲率为初值,重复(2)、(3)、(4)的计算过程,得出新一级荷载作用下的预应力钢束的应力状态和各截面的曲率。

1.4 预应力钢束长度变化的计算

预应力钢束长度变化的计算简图如图4所示。首先计算荷载作用下的预应力钢束的伸长量Δl_p,由Δl_p根据预应力钢束的应力、应变关系计算出预应力钢束的应力增量$\Delta\sigma_p$。在进行计算下级荷载作用的效应时,把$\Delta\sigma_p$累加到前一级荷载下预应力钢束的应力上,该值($\sigma_p^i=\sigma_p^{i-1}+\Delta\sigma_p$)即

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

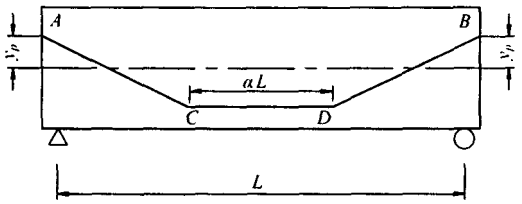


图 4　体外预应力钢束位置

Fig. 4　The position of the prestressed tightwire

为新的预应力影响值。这样就解决了梁在加载过程中预应力钢束随梁体位移而产生的应力变化问题,从而得以实现预应力组合梁受弯全过程受力的正确分析。预应力钢束的伸长量 Δl_p 的计算公式为:

$$\Delta l_p = \sqrt{(f_C + e)^2 + \left(\frac{1-\alpha}{2}L + u_C + \theta_C y_p^C - \theta_A y_p^A\right)^2} + (\alpha L + u_D - u_C - \theta_C y_p^C) + \sqrt{(f_C + e)^2 + \left(\frac{1-\alpha}{2}L + u_B + \theta_B y_p^B - \theta_D y_p^D\right)^2} - l_p \tag{3}$$

式中:$e = y_p^A - y_p^C$;y_p^i 为 i 点预应力钢束偏心距;l_p 为预应力钢束的初始长度;u_C 为 C 点截面形心轴向变形,$u_C = \int_{AC} \bar{\varepsilon}(x)\,dx$;$u_D$ 为 D 点截面形心轴向变形,$u_D = \int_{AD} \bar{\varepsilon}(x)\,dx$;$u_B$ 为 B 点截面形心轴向变形,$u_B = \int_{AB} \bar{\varepsilon}(x)\,dx$;$\theta_A$ 为 A 点截面转角,$\theta_A = \int_L (x/L - 1)\varphi(x)\,dx$;$\theta_C$ 为 C 点截面转角,$\theta_C = \int_{AC} \frac{x}{L}\varphi(x)\,dx + \int_{CB} (\frac{x}{L} - 1)\varphi(x)\,dx$;$f_C$ 为 C 点挠度,$f_C = \int_{AC} \frac{1+\alpha}{2} x\varphi(x)\,dx + \int_{CB} \frac{1-\alpha}{2}(L - x)\varphi(x)\,dx$;$\bar{\varepsilon}(x)$ 为计算截面形心应变;$\varphi(x)$ 为计算截面的曲率。

以上各积分式需要通过梁沿长度方向的单元分段求和计算。

2　数值计算结果比较

通过所编的计算机程序用弯矩曲率法对文献[3]中的 SB2 梁进行了计算。计算所取各项参数参见文献[3],计算结果对比曲线如图 5、图 6 所示,极限荷载和极限弯矩实测值和计算值见表 1。梁在破坏时预应力钢束的应力增量约为 666.7 MPa。计算结果表明,用弯矩曲率法计算体外预应力组合梁的结果与实测值及有限元计算结果吻合较好。该计算方法计算速度快,输入数据较少,并能准确地反映出预应力钢束受荷载作用时的应力变化情况,这对理论研究及实际设计计算都有重要指导意义。

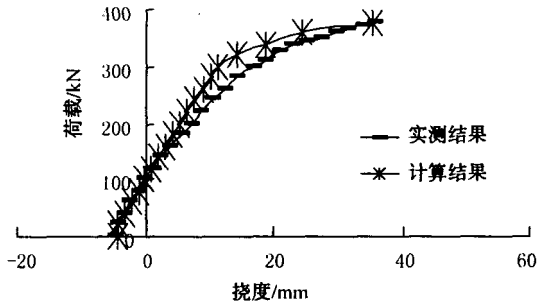


图 5　SB2 梁荷载-挠度关系

Fig. 5　Load-deflection curve of SB2 beam

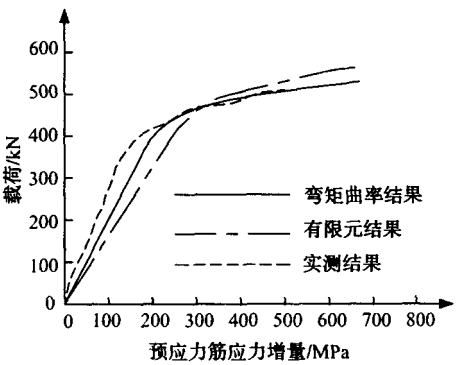


图 6　SB2 梁荷载-预应力筋应力增量关系

Fig. 6　Load-stress's change curve of SB2 beam

表 1　极限荷载和极限弯矩实测值和计算值

Table 1　Design value and test value of ultimate load and ultimate moment

	极限荷载 / kN	极限弯矩 / kN·m	预应力筋应力 / MPa
实测值	570	359.05	1529.26
有限元计算值	573.02	356.88	1695.34
塑性理论值	715.4	456.7	1687.6
弯矩曲率值	540	337.68	1679.40

3　体外索初始张拉力对梁体受荷载状态的影响

用弯矩曲率法对 SB2 梁进行了预应力钢筋在不同初始张拉力情况下的预应力钢筋极限应力(如图 8)、跨中极限挠度(如图 9)和极限荷载(如图 10)进行了计算。SB2 梁所用预应力钢绞线的标准强度为 1860 MPa,设计强度为 1488 MPa[4,5]。从图 8 中可以看出,当预应力钢绞线的初始张拉力约为 1100 MPa 时(标准强度的 60 % 左右),其最终应力状态即可达到设计值;从图 9 中可以看出,在预应力组合梁弹塑性受力过程中,

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd.　All rights reserved.

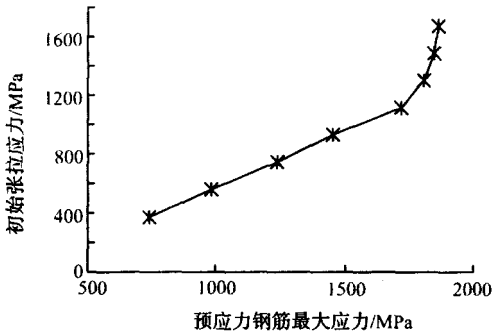


图7 初始张拉力与预应力钢筋极限应力

Fig. 7 Initial stress- tightwire's ultimate stress curve

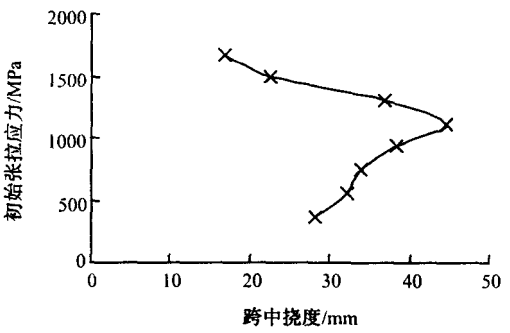


图8 初始张拉力与跨中极限挠度的关系

Fig. 8 Initial stress-mid ultimate deflection curve

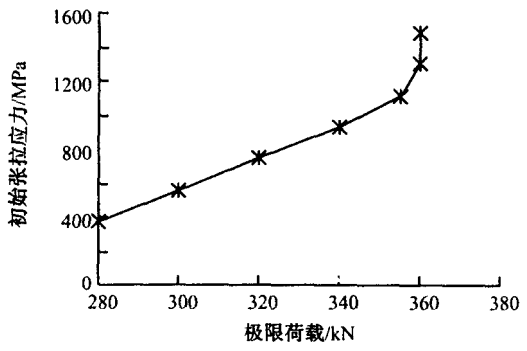


图9 初始张拉力与极限荷载的关系

Fig. 9 Initial stress-ultimate load curve

较小的初始张拉力将产生相对较小的梁体跨中挠度,较大的初始张拉力虽然也可以达到较小的梁体跨中挠度效果,但其会超出钢束自身的设计强度,所以不可采用;从图10中可以看出,当预应力钢绞线的初始张拉力约为标准强度的60 %时,对极限荷载的影响是有利的,基本上可以达到最大承载能力。

通过上述分析后发现,由于体外预应力组合梁受破坏时体外预应力钢束的应力增加较大,这与普通预应力混凝土结构中的有粘结预应力钢束应力有较大差异,设计计算过程中要给予高度重视。作者经过大量计算分析后认为,所采用的体外预应力钢束的初始张拉应力值应比普通预应力混凝土结构的应力值(一般为标准强度的75 %[6,7])低一些,当预应力钢束的初始张拉应力控制在标准强度的55 %～65 %时,梁体具有较好的塑性性质和较高的强度,此时在梁体发生破坏时预应力钢束刚好达到其设计强度。

参考文献:

[1] 林同炎. 预应力混凝土设计[M]. 北京:中国铁道出版社,1983.

[2] 王彤,王宗林,张树仁,陈淑贤. 任意配筋条件下体外预应力混凝土简支梁极限分析[J]. 中国公路学报,2002,15(2):61 - 67.
WANG Tong, WANG Zong-lin, ZHANG Shu-ren, CHEN Shu-xian. Ultimate Analysis for Externally Prestressed Simple Supported Concrete Beam with Random Reinforcement [J]. China Journal of Highway and Transport, 2002,15(2):61 - 67.

[3] 宗周红. 预应力钢-混凝土组合梁静动载行为研究[D]. 成都:西南交通大学土木工程学院, 1998.

[4] 刘寒冰,刘文会,张云龙. 用变分法分析预应力钢-混凝土组合T梁的剪力滞效应[J]. 公路交通科技,2004,21(5):65 - 66.
LIU Han-bing, LIU Wen-hui, ZHANG Yun-long. Analysis of Shearing Force's Lag Effect of Prestressed Steel-concrete Composite T Beam by Variational Method [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2004,21(5):65 - 66.

[5] 刘寒冰,王磊,王延华. 桥梁曲面实体建模几何对象模型[J]. 吉林大学学报(工学版),2005,35(1):61 - 64.
LIU Han-bing, WANG Lei, WANG Yan-hua. Topological Structure and Geometrical Objects of Bridge Solid Model[J]. Journal of Jilin University (Engineering and Technology Edition),2005,35(1): 61 - 64.

[6] 叶见曙. 结构设计原理[M]. 北京:人民交通出版社,1997.

[7] 朱聘儒. 钢-混凝土组合梁设计原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1989.

(责任编辑 李 桃)

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.