体外预应力混凝土 U型截面梁设计

熊学玉　顾　炜

(同济大学 预应力研究所　上海　200092)

摘　要: 复杂截面的预应力混凝土梁需通过积分计算几何特征,不利于工程设计。通过一体外预应力U型截面梁的工程实例,介绍了应用等效换算截面进行设计的方法,以及运用约束次内力法进行体外预应力结构设计的方法。

关键词: 体外预应力　截面等效换算　约束次内力

THE DESIGN OF EXTERNALLY PRESTRESSED CONCRETE BEAMS WITH U2SHAPED CROSS2SECTION

Xiong Xueyu　Gu Wei

(Research Institute of Prestress, Tongji University　Shanghai　200092)

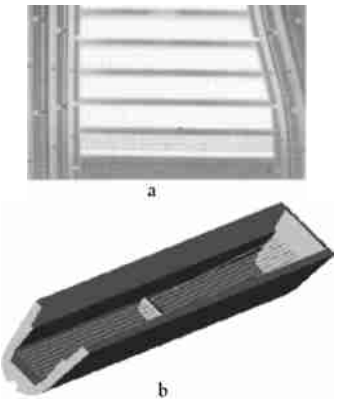
Abstract: In the design of prestressed concrete beams, Intergral calculus is needed in calculating the geometric properties of irregular cross section. By presenting a case of externally prestressed beams with U2shaped cross section, a section equivalent conversion method is introduced, and the design process of externally prestressed concrete structure using the method of secondary interior force under restraint are also presented.

Keywords: external prestressing　equivalent conversion　secondary interior force under restraint

1　概　况

同济大学研究生院是全国第一座研究生院大楼。其建筑面积12 700m^2,共8层,内部分为南北两部分,北翼为不同大小布局的教室,南翼为研究生院总部。建筑内南北两翼间设8层高中庭,可举办各种大、中型庆典活动[1]。中庭顶盖采用了新颖的建筑形式,以玻璃板作为屋面,满足了中庭自然采光的需求。

玻璃顶盖由多根跨度为15～18m的混凝土梁支承,根据建筑设计要求,梁截面的外轮廓形状及尺寸已被限定。若采用实心截面的混凝土梁,会产生两个方面的问题:首先,其自重荷载大、外观笨重,无法体现出现代建筑轻巧流畅的特性;其次,实心截面梁刚度较大,在结构设计中为满足延性要求,梁端的圈梁、柱的尺寸相应地也会较大,同样与建筑要求相悖。因此拟采用预应力梁来解决这个建筑与结构上的矛盾,最终确定使用U型截面的体外预应力梁。预应力筋布设在凹槽内,与一般在混凝土截面内布设力筋的预应力梁相比,自重、刚度又有减少;梁顶设混凝土盖板,沿梁长方向微倾以利于排水。完工后,体外预应力梁的外形轻巧、美观,与大楼的两翼融为一体,更突显中庭的气势恢宏(见图1)。



a - 体外预应力梁支承玻璃顶盖;b - U型梁半跨三维示意

图1　体外预应力U型梁的布置

以下将以其中一跨度为1818m的体外预应力梁为例,介绍设计过程中的一些问题及解决方法。

2　复杂横截面的简化处理

如图2a所示,该体外预应力混凝土梁的梁高1 100mm,横断面大致呈U型,与一般混凝土梁上宽

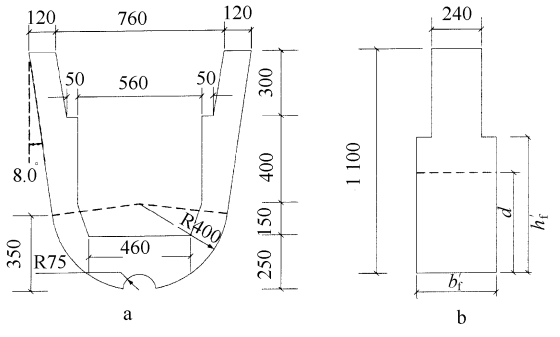
第一作者:熊学玉　男　1962年8月出生　副教授　博士　副所长

收稿日期:2004 - 04 - 22

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

下窄、边界以直线正交组合而成的形态迥然不同。

任意截面的混凝土梁都可以通过积分方法计算出形心轴位置、惯性矩等重要的几何特征;但是复杂截面情况下积分的运算量过大,不利于工程设计。因此,考虑将 U 型截面等效换算成倒 T 型截面(见图 2b),其中梁肋宽度取 U 型顶端混凝土部分宽度之和 120 + 120 = 240mm;梁体总高度不变,H = 1 100mm。换算截面的几何特征尚需两个参数确定:翼缘宽度 b_f' 和翼缘厚度 h_f'。



a - 实际截面;b - 倒 T 型换算截面

图 2 梁的实际截面与换算截面

换算过程中遵循两个等效原则:1)混凝土横截面面积相等,$A_a = A_b$;2)梁截面形心轴位置相等,$d_a = d_b$。为计算 U 型实际截面的几何特征,可将其划分成 7 部分(图 3)。

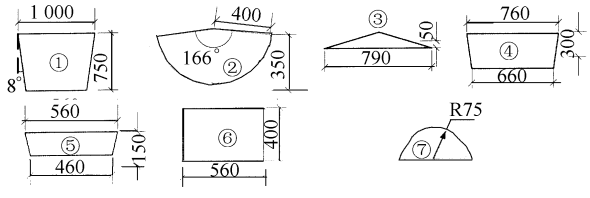


图 3 梁实际截面的划分

$$A_a = A_1 + A_2 - (A_3 + A_4 + A_5 + A_6 + A_7) = 316 \times 10^5 \text{mm}^2$$

$$A_b = b_f' h_f' + 240\ (1\ 100 - h_f')$$

$$d_a = (A_1 y_1 + A_2 y_2 - A_3 y_3 - A_4 y_4 - A_5 y_5 - A_6 y_6 - A_7 y_7) / A_a = 492\text{mm}$$

$$d_b = \frac{240(1\ 100 - h_f') \times (1\ 100 + h_f')/2 + b_f' h_f' h_f'/2}{b_f' h_f' + 240(1\ 100 - h_f')}$$

联立方程组,解得:h_f' = 665mm,b_f' = 384mm。

经验算,I_a = 31522 7 $\times 10^{10}$ mm^4,I_b = 31345 7 $\times 10^{10}$ mm^4,$\frac{I_b - I_a}{I_a} \times 100\% \approx 5\%$,换算截面与实际截面转动惯量基本相等。因此,采用换算截面进行结构的设计计算是可行的。

3 体外力筋的布置选型及面积估算

根据梁截面形式的具体情况,并考虑其使用功能及要求,选用低松弛钢绞线作为力筋材料。混凝土采用 C40 级。线型初步选定如图 4 所示的折线型。

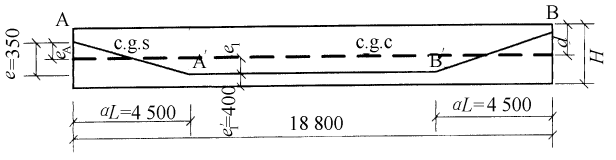


图 4 体外力筋的布置

由预应力梁和梁端的柱刚度计算得到:梁端弯矩分配系数 μ_B = 0115。

根据荷载计算并考虑约束影响,预应力梁的设计弯矩如表 1。

表 1 预应力梁的设计弯矩计算结果 kN·m

工况	恒载	活载	恒载 + 活载	112 恒载 + 114 活载
梁端	345	115	460	575
跨中	264	88	352	440

采用 1860 级 ϕ^s1512 低松弛钢绞线,张拉控制应力取 $\sigma_{con} = 016 f_{ptk}$ = 1 116MPa。梁的活荷载很小,根据荷载长期效应组合下满足混凝土拉应力的限值要求,估算力筋面积:

$$A_p \geq \left(\frac{M_1}{1}/W\right) / \left(\frac{1}{A} + e_p/W\right) \sigma_{pe}$$

考虑次弯矩影响,将弯矩设计值在支座处取 019 倍,在跨中取112倍加以调整。计算得:梁端 A_p = 1 056mm^2;跨中 A_p = 955mm^2。

选取 n = 8 根预应力钢绞线,A_p = 1 112mm^2。

取配筋强度比 λ = 0175,普通钢筋面积 $A_s = \frac{A_p f_{py}(1 - \lambda)}{f_y \lambda}$ = 1 643mm^2

选取 HRB335 级钢筋 4≤28,A_s = 2 463mm^2。

4 预应力损失的计算

由锚具变形和力筋回缩引起的预应力损失为 5119MPa。

体外预应力筋与转向装置的接触长度与力筋长度相比小得多,刮碰作用影响可以忽略不计,即附加曲率常数 κ = 0;同时取 μ = 0112。力筋在 B 端固定,从 A 端张拉,分段产生的预应力摩擦损失见表 2,取

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

平均值,σ_{l2} = 15MPa。

钢筋松弛引起的损失:

$$\sigma_{l4} = 01125\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{ptk}} - 015\right)\sigma_{con} = 13195\text{MPa}$$

混凝土收缩与徐变引起的应力损失:

$$\text{支座处 } \sigma_{l5} = \frac{35 + 280\frac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho} = 115.5\text{MPa}$$

跨中处 σ_{l5} = 14812MPa

预应力损失组合见表 3。

表 2 预应力摩擦损失

线段	x/mm	θ/rad	$\kappa x + \mu\theta$	$e^{-(\kappa x+\mu\theta)}$	终点应力/MPa	σ_{l2}/σ_{con}
AA′	4 500	01078	01009 4	01991	1 106	01009
A′B′	9 800	0	0	1	1 106	0
B′B′	4 500	01078	01009 4	01991	1 096	01009

表 3 预应力损失组合 MPa

截面	第一批损失	第二批损失	总损失	均值
支座	5119 + 20 = 7119	13195 + 11515 = 129145	201135	21217
跨中	5119 + 10 = 6119	13195 + 14812 = 162115	224105	

5 预应力次弯矩计算

根据约束次弯矩法计算公式[2]:

$$M_{AB} = N_p\left[\left(-2\alpha + \alpha^2\right)e_A + \left(\beta - \beta\right)e_B + \left(1 - 2\alpha + \alpha^2 + \beta - \beta\right)e_1\right] =$$

$$-51675\text{kN}\cdot\text{m}$$

其中:$N_p = \sigma_{pe}A_p = 1\,00415 \times 10^3\text{N}$

$\alpha = \beta = 01239$, $e_1 = H - d - e_1' = 78\text{mm}$

$e_A = e_B = e - e_1 = 272\text{mm}$

梁端次弯矩:$M_2 = \mu_B M_{AB} = 01851\text{kN}\cdot\text{m}$

支座处综合弯矩:

$$M_r = N_p e_A + M_2 = 2741075\text{kN}\cdot\text{m}$$

跨中处综合弯矩:

$$M_r = N_p e_1 + M_2 = -7715\text{kN}\cdot\text{m}$$

6 正截面承载力极限状态验算

支座处设计弯矩为 $M = 112M_{恒} + 114M_{活} - M_2 = 5741149\text{kN}\cdot\text{m}$

假设属于第一类 T 型截面:

$$x = \frac{f_y A_s + f_{py}A_p}{\alpha_1 f_c b'_f} = 301\text{mm} < h'_f$$

$$M_u = \alpha_1 f_c b'_f x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = 2\,019\text{kN}\cdot\text{m} > M$$

满足要求。

跨中处按矩形截面计算,极限承载力亦满足要求。

7 正常使用极限状态验算

裂缝控制等级按二级计算,控制条件为:

荷载效应标准组合下:$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq f_{tk}$

荷载效应准永久组合下:$\sigma_{cq} - \sigma_{pc} \leq 0$

跨中处:$\sigma_{ck} = \frac{M_s}{I_n/y_n} = 5118\text{MPa}$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} + \frac{N_p e_{pn} - M_2}{I_n/y_n} = 4.40\text{MPa}$$

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} = 0.78\text{MPa} < f_{tk}$$

$$\sigma_{cq} = \frac{M_l}{I_n/y_n} = 3188\text{MPa}$$

$$\sigma_{cq} - \sigma_{pc} = -0152\text{MPa} < 0$$

符合要求。

同理可得,支座处亦满足要求。

8 结 语

通过对截面进行等效换算,复杂的 U 型截面梁可以借用常见规则截面形式预应力梁的设计方法进行设计计算。从结构设计的角度来说,U 型截面不能充分发挥混凝土材料特性,若采用普通混凝土结构,难以达到设计要求;采用有粘结或无粘结预应力的受弯构件虽然可以满足要求,但混凝土截面积较大,增加了自重荷载和刚度;借助于体外预应力技术,建筑师的构想得以圆满实现。

参考文献

1 同济大学. 同济大学建筑设计研究院作品选(1998 - 2000). 北京:中国计划出版社,2001

2 熊学玉,孙宝俊. 有效预应力作用下预应力混凝土超静定结构的次弯矩计算. 建筑结构学报,1994,15(6):55～62

3 华毅杰,熊学玉,黄鼎业. 体外预应力结构加固设计方法的探讨. 见:世纪之交的预应力新技术. 北京:专利文献出版社,1998

4 华毅杰,熊学玉,刘华波. 体外预应力技术在加固和改造工程中的应用. 结构工程师,1999(4):38～41

5 郑毅敏,熊学玉,耿耀明. 体外预应力混凝土结构设计若干问题的探讨. 工业建筑,2000,30(5):24～28

6 GB 50010 - 2002 混凝土结构设计规范

欢迎订阅《工业建筑》 邮发代号:2 - 825

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