

体外CFRP筋预应力混凝土箱梁 长期受力性能试验研究

曹国辉^{1,2} 方志¹

(1 湖南大学 湖南长沙 410082 2 湖南城市学院 湖南益阳 413000)

摘要:碳纤维(CFRP)筋具有优异的物理力学性能,可用于替代传统的预应力钢筋。制作了体外配置碳纤维筋预应力混凝土箱梁模型,对持续均布荷载作用箱梁的截面应力重分布、长期挠曲变形及裂缝发展等规律进行了1001d的试验观测。基于素混凝土柱体的实测徐变系数,运用双线性法和曲率法分别对试验箱梁的长期挠曲变形进行预测。试验结果表明:受压钢筋应变较初值增长225%~268%,受拉钢筋的应变较初值增长36.2~38.6%,混凝土表面压应变较初值增长164%~224%。按现行设计规范计算长期荷载作用特征裂缝宽度较实测值偏小11.8%~55.5%。跨中长期挠曲变形实测值为初始变形的2.32~2.42倍,较现行设计规范取值偏大18.5%。

关键词:碳纤维筋 预应力混凝土箱梁 收缩徐变 双线性法

碳纤维CFRP(Carbon Fiber Reinforced Polymer)预应力筋以其强度高、重量轻、抗疲劳性能好、低松弛和不锈钢等许多优异的性能,而极有希望成为处于恶劣自然环境下配筋混凝土结构中传统预应力钢筋的替代品。国外Mutsuyoshi^[1]和Grace^[2]分别进行了体外配置FRP预应力筋的混凝土T形和多肋Π形截面梁试验研究;国内近年来亦开始了FRP预应力筋增强混凝土结构的研究,薛伟辰等对FRP配筋的预应力混凝土矩形梁进行了试验研究^[3],方志等对预应力CFRP筋混凝土T形梁进行了试验研究^[4]。目前国内外有关CFRP配筋混凝土梁长期受力性能方面的试验研究极少,Patrick X.W.Zou对配置CFRP筋预应力混凝土矩形梁长期荷载作用(519d)的受力性能进行了试验研究^[5]与理论分析^[6]。国内外迄今尚未发现有关体外配置CFRP筋预应力混凝土薄壁箱梁长期受力性能方面的研究报道。本文将在1001d长期试验观测的基础上,开展对体外配置CFRP筋预应力混凝土薄壁箱梁的长期受力性能研究。

1 模型试验概况

1.1 模型概况

本文制作了大比例宽箱梁试验模型,截面尺寸见图1,顶板宽2.4m,底板宽0.9m,高0.4m。截面配筋见图2,非预应力受力钢筋为 $\phi 16$,预

应力筋采用 $\phi 9.8$ CFRP筋。模型总长4.52m,计算跨度4.32m,两端设横隔板,跨中设中横隔板,模型平面见图3。

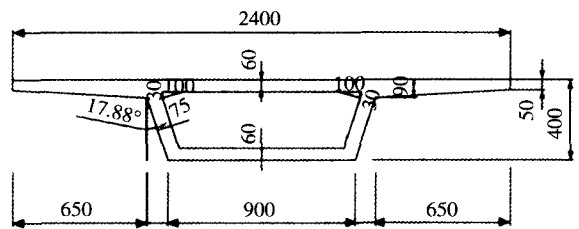


图1 箱梁模型截面尺寸(mm)

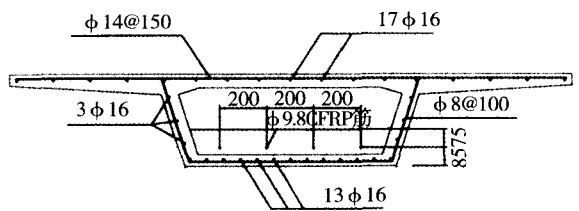


图2 箱梁模型配筋

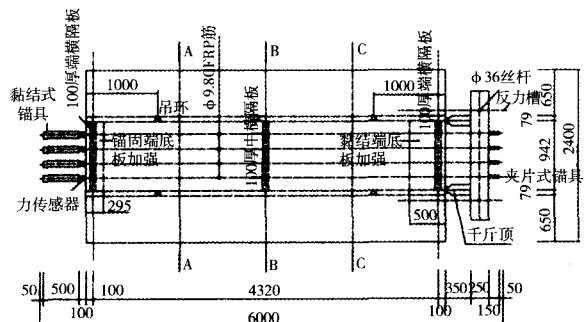


图3 箱梁模型平面(mm)

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.2)

箱梁模型主体混凝土强度等级C60，锚固端底板加强部分及张拉端预应力筋黏结部分混凝土等级C70。采用自流密实混凝土，模型混凝土浇筑顺序为：底板→腹板、中横隔板、锚固端底板加强部分→顶板→张拉端预应力筋黏结段、端横隔板。钢筋及混凝土的力学性能见表1、表2。

表1 普通钢筋、CFRP筋的力学性能

类型	直径 (mm)	屈服强度 (MPa)	极限强度 (MPa)	伸长率 (%)	弹性模量 (MPa)
普通钢筋	φ16	389.4	563.4	18.5	1.9×10^5
	φ14	372.3	559.5	17.5	2.0×10^5
	φ8	296.2	445.3	26.7	2.1×10^5
CFRP筋	φ9.8	/	2850	1.44	1.56×10^5

表2 混凝土的力学性能

性能指标	7d	14d	28d	365d	730d	1001d
立方抗压强度/MPa	55.64	64.78	69.35	80.30	85.56	87.33
弹性模量/GPa	35.91	38.83	40.90	44.48	45.60	46.00

1.2 测点布置

在跨中截面安装弦式钢筋应力计测量钢筋应力变化，如图4所示。在跨中截面布置混凝土表面应变计测量混凝土表面应变，在L/4、L/2、3L/4截面安装位移计测量各控制截面挠曲变形，如图5所示，图中位移计编号与模型平面图相对应。并在支座位置安装位移计测试竖向与水平位移变化。

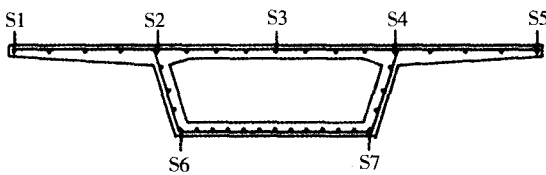


图4 跨中截面钢筋应力计布置

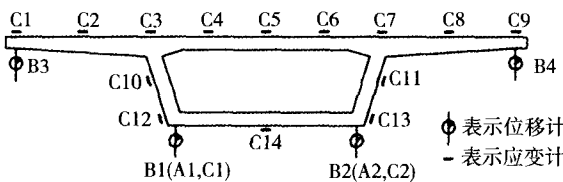


图5 应变计、位移计布置

1.3 预应力张拉与荷载施加

箱梁模型设计中锚固端采用黏结式锚具，并安装穿心式力传感器测量CFRP筋的应力变化情况。箱梁主体混凝土龄期为7d时施加预应力，张

拉端采用夹片式工具锚，采用机械式千斤顶通过反力梁施加预应力，4根CFRP筋一次张拉，分4级施加预应力，张拉控制应力 $0.551f_{tk}=1405\text{MPa}$ 。持荷一段时间，以高强混凝土将CFRP筋张拉端黏结锚固，待混凝土强度达到75%后放松预应力筋、起吊箱梁，混凝土龄期为14d时进行加载试验。

采用500kN级球冠型桥梁专用橡胶支座，其中一端为固定支座，另一端为滑动支座。最大试验荷载397.5kN，荷载施加完毕，按规定时间间隔测读箱梁模型的位移、应变应力和裂缝开展情况，整个试验观测持续1001d，长期荷载作用实物如图6所示。

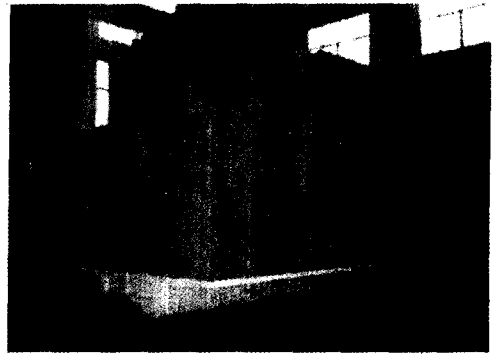


图6 箱梁模型持续均布荷载作用

2 试验结果与分析

2.1 混凝土的徐变系数

笔者自行设计研制了如图7所示弹簧式徐变加载装置，该徐变加载装置加载方便、容易对中，最大试验荷载达360kN，长期荷载持荷时间1001d仅需调整荷载3~5次。试件的长期变形由安装在试件对称方向的机械式千分表测量。收缩徐变试验均在自然温度、湿度条件下进行，图8、图9分别为试验期间的温度、湿度时程图，期间环境温度在 $-0.6^{\circ}\text{C} \sim 39.8^{\circ}\text{C}$ 间变化，环境湿度在40%~86%间变化。箱梁主体混凝土浇筑同时预留 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 300\text{mm}$ 混凝土柱体试件若干组，当龄期达14d时对混凝土柱体试件施加荷载，加载应力大小为 $0.3f_c$ (f_c 为同龄期混凝土柱体轴心抗压强度)，利用温度收缩对比试件实测应变剔除相应柱体试件的温度、收缩变形，可得长期持续荷载作用下柱体试件的徐变系数时程曲线如图10所示。

从图10可知：素混凝土柱徐变前3个月发展较快，后期发展相对比较缓慢，徐变发展速率逐渐减小，持荷2年左右徐变系数基本趋于稳定。实测素混凝土柱3个月、6个月、1年、2年、1001天的徐变系数分别为0.905、0.996、1.159、1.425、1.526，实测素混凝土柱前3个月、6个月、1年、2年分别完成了1001d徐变的59.3%、65.3%、76.0%、93.4%。



图7 混凝土柱徐变试验装置

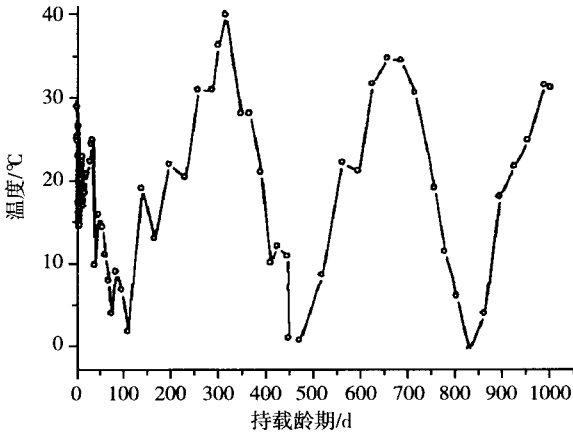


图8 环境温度时程图

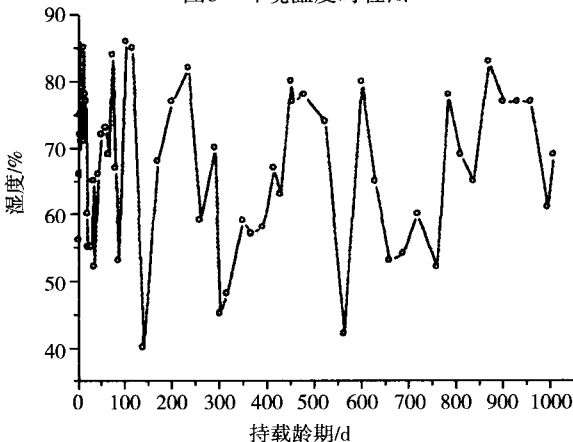


图9 环境湿度时程图

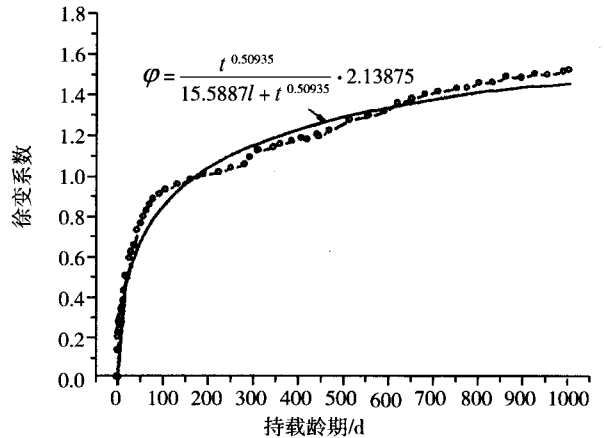


图10 混凝土徐变系数时程曲线

2.2 应变测试结果

2.2.1 钢筋应变测试结果

持荷1001d 实测钢筋应变时程曲线如图11所示，长期荷载作用下受拉钢筋（S6、S7）的应变变化相对较小，持荷1001d受拉钢筋应变较初始值增加约36.2%~38.6%；长期荷载作用下受压钢筋（S1~S5）的应变变化相对较大，持荷1001d受压钢筋S1、S2、S3位置应变较初始值分别增加268%、244%、225%。

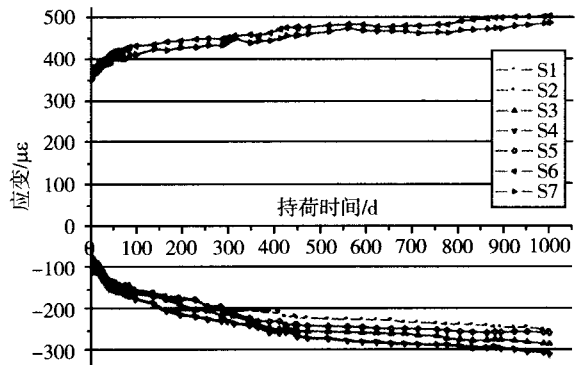


图11 钢筋应变时程曲线

图12为跨中截面顶板钢筋应变沿横向的分布规律，可见受压钢筋应变增长前期发展较快，持荷2年左右受压钢筋应变变化基本上趋于稳定；顶板压应变分布呈明显的剪力滞效应，顶板钢筋压应变剪力滞系数初始值为0.910，1001d变化至0.926，可见长期荷载作用引起顶板钢筋压应变呈均匀分布趋势。

2.2.2 混凝土表面应变测试结果

持荷1001d实测顶板混凝土表面应变时程曲线如图13所示，持续荷载作用顶板混凝土表面压应变（C1~C9）随时间增加而增大，且前期发展

较快, C1、C2、C3、C4、C5 位置持荷1001d压应变较初始值分别增加224%、181%、171%、173%、164%。

图14为跨中截面顶板混凝土表面压应变沿横向的分布规律, 可见受压混凝土应变增长前期发展较快, 持荷2年左右混凝土压应变变化基本上趋于稳定; 顶板应变分布呈明显的剪力滞效应, 顶板混凝土表面压应变剪力滞系数初始值为0.885, 1001d变化至0.910, 可见长期荷载作用引起顶板混凝土压应变呈均匀分布趋势。

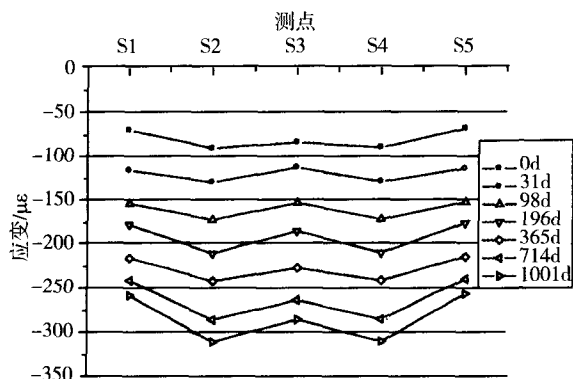


图12 顶板钢筋应变分布

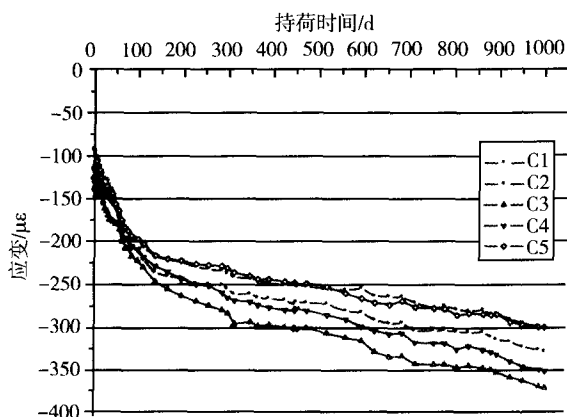


图13 顶板混凝土应变时程曲线

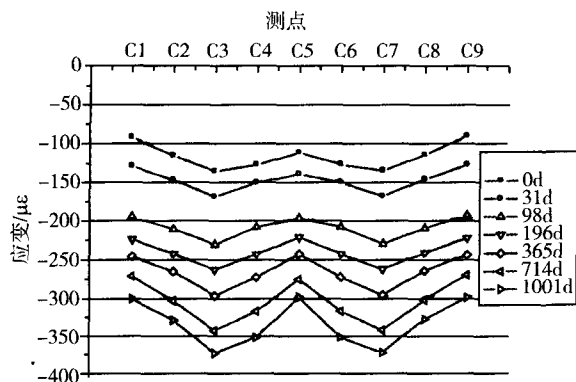


图14 顶板混凝土应变分布

2.3 挠曲变形测试结果

本试验主要测试箱梁L/4、L/2、3L/4 跨截面持续荷载作用下的挠曲变形, 持荷1001d 实测挠度时程曲线如图15所示。从图15可总结出如下规律:

(1) L/2跨持荷1001d的长期挠曲变形实测值为初始变形的2.32~2.42倍; L/2跨顶板悬臂端的长期挠曲变形实测值为初始变形的2.27~2.42倍; L/4跨长期挠曲变形实测值为初始变形的2.13~2.25倍。可见L/2跨因收缩徐变引起的挠曲变形发展较L/4跨稍快。

(2) 持续荷载作用前3个月的挠曲变形发展较快, 持荷2年挠曲变形基本趋于稳定。L/2跨截面持荷31d、98d、198d、365d、714d实测挠曲变形分别完成1001d变形的53.4%、60.3%、63.9%、79.7%、94.9%。

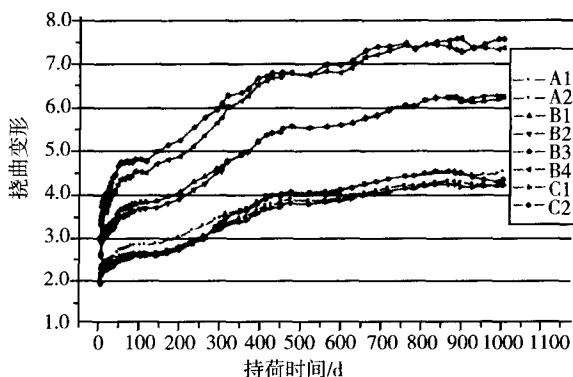


图15 长期挠曲变形时程曲线

2.4 裂缝开展情况测试结果

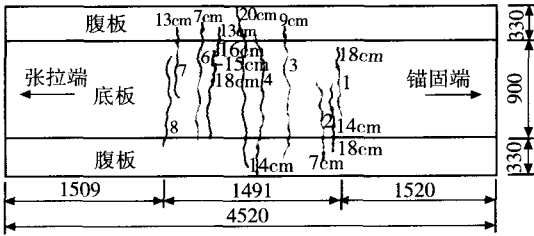
预应力箱梁长期荷载作用持荷1001d裂缝分布如图16所示, 图中裂缝主要集中在跨中梁段底板, 长期荷载作用新增裂缝很少, 初始裂缝宽度有所增加, 裂缝长度有所发展。初始裂缝宽度实测值为0.030~0.072mm, 1001d实测裂缝宽度为0.076~0.119mm。温度、湿度变化亦将引起箱梁模型裂缝宽度变化, 将相近温度、湿度条件下箱梁各主要裂缝的实测宽度进行对比如图17所示。预应力箱梁长期荷载作用裂缝宽度随时间增加而增大, 持荷2年左右裂缝宽度与长度基本上趋于稳定; 持荷1001d实测裂缝宽度为初始值的1.59~2.69倍。

对允许开裂的B类预应力混凝土构件特征裂缝宽度按现行公路桥涵设计规范^[7]计算:

$$W_{fk} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{30+d}{0.28+10\rho} \right) \quad (1)$$

由式(1)可得均布荷载作用下试验箱梁的特征裂缝宽度初始值为0.059mm, 长期荷载作用特征裂缝宽度计算值为0.089mm, 持荷1001d实测最大裂缝宽度0.119mm, 可见采用现行公路桥涵设计规范计算薄壁箱梁长期持续荷载作用下的特征裂缝宽度较实测值偏小约25.2%。按混凝土结构设计规范^[8]计算的最大裂缝宽度为0.053mm, 较1001d实测值偏小约55.5%。按铁路桥涵设计规范^[9]计算长期荷载作用特征裂缝宽度为0.105mm, 较1001d实测值偏小约11.8%。

整个试验过程中由于箱梁内的CFRP预应力筋仍未与中横隔板的预埋套管有效接触, 因此CFRP预应力筋应力在长期受力过程中几乎保持不变, 实测CFRP筋持续1001d的预应力损失仅为1.47%。



裂缝宽度 (mm): 1# 0.090 (0.050) 2# 0.117 (0.065) 3# 0.112 (0.060) 4# 0.105 (0.066) 5# 0.110 (0.052) 6# 0.119 (0.072) 7# 0.086 (0.032) 8# 0.076 (0.030)
注: 图中粗线表示初始裂缝, 细线表示1001d时裂缝; 括号内数字表示初始裂缝宽度

图16 箱梁模型裂缝分布

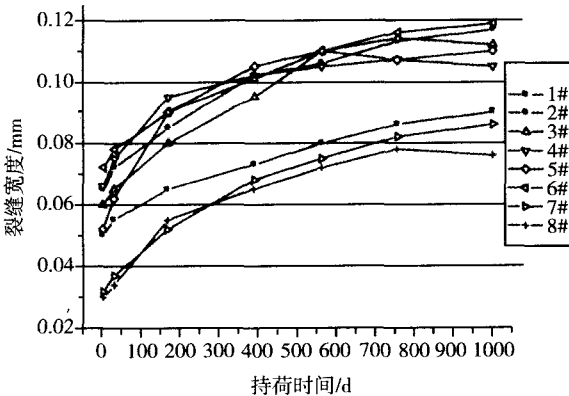


图17 裂缝宽度变化时程曲线

3 长期挠曲变形预测

图18给出了弯矩M、轴力N作用采用双线性

法^[10]预测构件最大挠曲变形的原理。 D_1 代表状态1(未开裂状态)的挠曲变形, D_2 代表状态2(开裂状态)无轴力作用时的挠曲变形, D 代表可能的最大挠曲变形。图18中直线 D 与 D_2 间水平距离代表受拉混凝土强化效应及开裂后换算截面中性轴移动引起的附加弯矩效应。

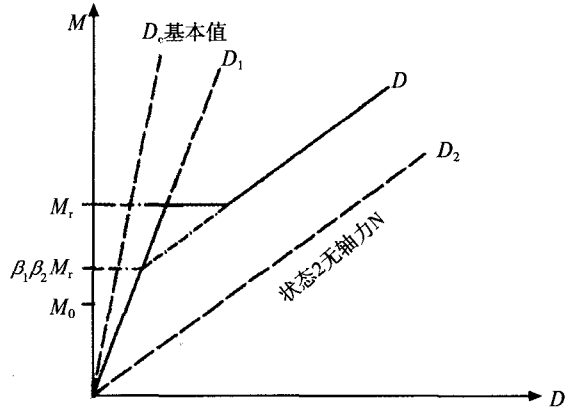


图18 双线性法预测混凝土构件最大挠曲变形

两种状态 t_0 时刻的瞬时挠曲变形:

$$\left. \begin{aligned} \text{状态1: } D_1(t_0) &= k_{s1} D_c \\ \text{状态2: } D_2(t_0) &= k_{s2} D_c \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中: D_c 为基本挠曲变形; k_{s1} 、 k_{s2} 为两种状态钢筋对瞬时曲率影响系数, $k_{s1} = I_g / I_1$, $k_{s2} = I_g / I_2$, 其中 I_g 为毛截面惯性矩, I_1 、 I_2 为两种状态换算截面关于形心轴的惯性矩。

两种状态因徐变引起的挠曲变形变化:

$$\left. \begin{aligned} \text{状态1: } (\Delta D_1)_\phi &= D_1(t_0) \cdot \phi \cdot k_{\phi 1} \\ \text{状态2: } (\Delta D_2)_\phi &= D_2(t_0) \cdot \phi \cdot k_{\phi 2} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: ϕ 表示 t_0 时刻加载至 t 时刻的徐变系数; $k_{\phi 1}$ 、 $k_{\phi 2}$ 为两种状态徐变对曲率的影响系数, $k_{\phi 1} = \frac{I_{c1} + A_{c1} y_{c1} \Delta y_1}{I_1}$, $k_{\phi 2} = \frac{I_{c2} + A_{c2} y_{c2} \Delta y_2}{I_2}$,

其中: A_{c1} 、 A_{c2} 分别为两种状态受压混凝土面积; I_{c1} 、 I_{c2} 分别为两种状态受压混凝土关于形心轴的惯性矩; \bar{I}_1 、 \bar{I}_2 分别为两种状态按龄期调整换算截面惯性矩; y_{c1} 、 y_{c2} 分别为两种状态混凝土面积 A_c 重心的 y 坐标(距按龄期调整换算截面重心的距离); Δy_1 、 Δy_2 分别为两种状态按龄期调整换算截面重心的 y 坐标(距 t_0 时刻换算截面重心)。

两种状态因均匀收缩引起的挠曲变形变化:

$$\left. \begin{aligned} \text{状态1: } (\Delta D_1)_{cs} &= -\varepsilon_{cs} k_{cs1} l^2 / (8d) \\ \text{状态2: } (\Delta D_2)_{cs} &= -\varepsilon_{cs} k_{cs2} l^2 / (8d) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中: ε_{cs} 为 $(t-t_0)$ 时段混凝土的自由收缩应变, 按文献[8]附录 F 计算; k_{cs1} 、 k_{cs2} 为两种状态收缩对曲率影响系数, $k_{cs1} = -A_{c1} y_{c1} d / \bar{I}_1$, $k_{cs2} = -A_{c2} y_{c2} d / \bar{I}_2$, 其中 d 为截面有效高度, l 为构件计算跨度。

任意时刻 t 两种状态挠曲变形上下限:

$$\left. \begin{aligned} \text{状态1: } D_1 &= D_1(t_0) + (\Delta D_1)_\phi + (\Delta D_1)_{cs} \\ \text{状态2: } D_2 &= D_2(t_0) + (\Delta D_2)_\phi + (\Delta D_2)_{cs} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

运用内插法确定可能的最大挠曲变形为:

$$D = (1 - \xi) D_1 + \xi D_2 \quad (6)$$

式中: ξ 为经验内插法系数, 可按如下公式计算:

当 $\beta_1 \beta_2 M_r \geq M_0$ 时:

$$\xi = \begin{cases} 1 - \beta_1 \beta_2 M_r / M & (M \geq M_r) \\ 0 & (M < M_r) \end{cases} \quad (7a)$$

当 $\beta_1 \beta_2 M_r < M_0$ 时:

$$\xi = \begin{cases} 1 - M_0 / M & (M \geq M_0) \\ 0 & (M < M_0) \end{cases} \quad (7b)$$

$$\text{式中: } M_0 = -N |y_{12}| \frac{1}{1 - (k_{s1} / k_{s2})} \quad (7c)$$

其中: $|y_{12}|$ 为 t_0 时刻弯矩作用下, 状态1换算截面重心与状态2 换算截面重心间的距离绝对值。 M_r 为轴力存在时使截面产生的开裂弯矩;

$$M_r = (f_{ct} - N / A_1) W_1 \quad (7d)$$

其中: f_{ct} 为混凝土抗拉强度; A_1 、 W_1 表示未开裂状态 t_0 时刻换算截面面积和截面模量, 可用混凝土毛截面面积 A_g 和毛截面模量 W_g 分别代替 A_1 、 W_1 ; β_1 对高黏结钢筋取1.0, 对普通钢筋取0.5; β_2 对短期荷载作用取1.0, 持续荷载或重复荷载作用取0.5。

按双线性法编制了预应力混凝土箱梁开裂后跨中截面长期挠曲变形计算程序, 并与实测结果进行对比如图19所示。这里要指出的是: 双线性法通常用来预测持续荷载作用下构件的最大挠曲变形, 即当 $\beta_2 = 0.5$ 时构件达到最大变形值 D_{max} 。将 β_2 用关于时间 t 的函数关系表示, $t = 0$ 时, $\beta_2 = 1.0$, $t = 30$ 年时, $\beta_2 = 0.5$, 这样长期挠曲变形时程曲线是连续的。

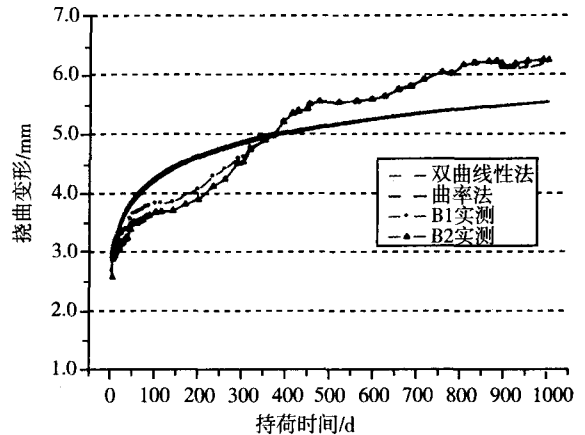


图19 跨中截面长期挠曲变形对比

运用截面曲率 - 挠曲变形关系对跨中截面长期挠曲变形进行预测如图19所示。从图19可看出: 双线性法与曲率法预测结果基本一致, 持荷1001d双线性法和曲率法预测跨中挠曲变形分别为5.53mm和5.54mm, 实测值(6.23mm)较理论值偏大12.5%。持荷30年按双线性法和曲率法预测跨中挠曲变形分别为7.05mm和6.88mm。

对允许开裂的B类预应力混凝土构件, 文献[7]、[8]规定挠度长期增长系数均为 $\theta = 2.0$, 本试验箱梁持荷1001d实测跨中截面挠度增长系数 $\theta' = 2.37$, 已较规范规定值偏大18.5%。如果长期变形按30年考虑, 采用双线性法和曲率法预测跨中截面的挠度长期增长系数分别为2.72和2.55, 较规范规定值分别偏大36%和27.5%。因此, 部分预应力混凝土箱梁均布荷载作用下的长期挠度变形实测值较现行设计规范取值偏大。

4 结论

就本试验研究结果, 可得如下主要结论:

(1) 顶板混凝土表面压应变和受压钢筋的应变变化相对较大, 且应变增长前期发展较快, 持荷2年左右压应变增长基本趋于稳定。顶板应变分布呈明显的剪力滞效应, 且随时间增长顶板应变呈均匀分布趋势。长期荷载作用受拉钢筋应变变化相对较小。

(2) L/2跨持荷1001d的长期挠曲变形实测值为初始变形的2.32~2.42倍。前3个月的挠曲变形发展较快, 持荷2年挠曲变形基本趋于稳定。

(3) 预应力混凝土箱梁持续荷载作用初始

(下转第26页)

(5) 再拧紧螺母使弹簧的长度为 L_1 , 产生0.45MPa正应力;

(6) 接通反复移动机构上电机电源, 使钢绞线外套PE与转向器的定位套管之间每次产生0.5米相对滑移量的移动;

(7) 当PE层间磨擦产生过热时要暂停, 待冷却时再开机;

(8) 减速器(反复移动机构)输出轴每分钟为2.8转, 滑移1000米时间为 $1000/2.8/60=5.95$ 小时;

(9) 在滑移量为1000m、2000m、3000m、4000m、5000m时, 分别测试两组板材的剩余厚度和磨耗厚度并记录;

2.2.6 试验结果

损耗情况见表1所示的试验记录。

表1 试验记录

项目	数据					
滑移量(m)	0	1000	2000	3000	4000	5000
钢绞线外套PE剩余厚(mm)	18.00	17.92	17.86	17.78	17.72	17.64
钢绞线外套PE磨耗厚(mm)	0	0.08	0.06	0.08	0.06	0.08
转向器PE剩余厚(mm)	3	2.92	2.86	2.80	2.74	2.68
转向器PE磨耗厚(mm)	0	0.08	0.06	0.06	0.06	0.06

由表1可见, 钢绞线外套PE与转向器PE在0.45MPa正应力接触, 经5000米的相对滑移量的移

(上接第22页)

裂缝宽度随时间增加而增大, 持荷2年左右裂缝宽度与长度变化基本趋于稳定。采用现行设计规范计算长期荷载作用特征裂缝宽度较实测值偏小11.8%~55.5%。

(4) 运用双线性法与曲率法预测部分预应力混凝土箱梁开裂后的长期挠曲变形, 两种方法预测结果基本一致。本试验箱梁持荷1001d实测跨中截面的长期挠度增长系数较规范值偏大18.5%。

参考文献

- [1] Mutsuyoshi H, Machida A. Behavior of prestressed concrete beams using FRP as external cable [J]. SP-138, American Concrete Institute, 1993: 401-417
- [2] Grace N F. Response of continuous CFRP prestressed concrete bridges under static and repeated loadings[J]. PCI Journal, 2000, 45 (6): 84-102
- [3] 薛伟辰. 有粘结预应力纤维塑料筋混凝土梁的试验研究[J]. 工业建筑, 1999, 29 (12): 11-13 (Xue Weichen. Experimental study on bonded prestressed concrete beams reinforced with Fiber Reinforced Plastics bars[J]. Industrial Construction, 1999, 29 (12): 11-13 (in Chinese))
- [4] 方志, 杨剑. 预应力CFRP筋混凝土T梁受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26 (5): 66-73 (Fang Zhi, Yang Jian. Experimental study on behavior of concrete T beam

动, 产生的磨耗量分别为0.36毫米和0.32毫米, 磨耗量很小。

3 小结

通过预应力拉索与转向器疲劳磨损性能试验和滑移距离较大的摩擦损耗试验, 对HDPE的磨损耐久性进行了探讨。前者针对微振动磨损进行, 在弯曲应力和偏转应力下进行200万次脉冲振动滑移试验以检测HDPE磨损程度; 后者针对滑移距离较大的振动磨损进行, 模拟实际受力状况测试转向器与钢绞线外套HDPE之间的磨耗率。两组试验结果均表明HDPE的磨耗率很低, 说明其有足够的磨损耐久性, 可满足桥梁拉索一般使用要求。根据聚乙烯管材环向抗拉强度的长期静水压设计基础值(HDB)确定, 普通聚乙烯管道使用寿命可达50年以上, 已被国际标准确认。本文试验的结果与上述标准是吻合的。本文对桥梁拉索的外层防护材料HDPE之间的磨耗情况进行的探讨, 为以后桥梁拉索设计使用年限提供一定参考。

参考文献

- [1] 王凡. 《桥梁预应力混凝土施工技术及标准规范实施手册》[M]. 长春: 吉林电子出版社.
- [2] 陆光炯. 《聚乙烯(PE)燃气管道的应用与发展》.
- [3] 柳州欧维姆机械股份有限公司. 《建筑缆索用圆管护套》.
- [4] prestressed with CFRP tendons[J]. Journal of Building Structures, 2005, 26 (5): 66-73 (in Chinese))
- [5] Patrick X W Z. Long-term deflection and cracking behavior of concrete beams prestressed with carbon fiber-reinforced polymer tendons[J]. Journal of composites for construction, ASCE, 2003, 7 (3): 187-193
- [6] Patrick X W Z. Theoretical study on short-time and long-time deflection of fiber-reinforced polymer prestressed concrete beams [J]. Journal of composites for construction, ASCE, 2003, 7 (4): 285-291
- [7] 中华人民共和国行业标准. JTGD62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004 (Professional Standard of the People's Republic of China. JTGD62—2004 Code for design of highway reinforced concrete and prestressed concrete bridges and culverts[S]. Beijing: People's communications Press, 2004 (in Chinese))
- [8] 中华人民共和国国家标准. GB50010—2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002 (National Standard of the People's Republic of China GB50010—2002 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002 (in Chinese))
- [9] 中华人民共和国行业标准. TB10002.3—2005 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005 (Professional Standard of the People's Republic of China. TB10002.3—2005 Code for design on reinforced concrete and prestressed structure of railway bridges and culvert [S]. Beijing: China Railway Press, 2005 (in Chinese))
- [10] Ghali A, Favre R. Concrete structures: Stress and Deformations [M]. Chapman and Hall Ltd., 1986