

大跨预应力混凝土箱梁桥收缩徐变效应测试与分析

汪 剑 方 志

(湖南大学 湖南长沙 410082)

摘 要:预应力混凝土箱梁桥以其良好的结构整体受力性能在现代大跨桥梁结构中得到广泛应用,但迄今所修建的混凝土箱梁桥中,运营阶段箱梁开裂及下挠过大的现象较为普遍,实际混凝土箱梁桥中混凝土收缩徐变作用及其效应认识的不足是其可能产生的原因之一。现行有关混凝土收缩徐变的计算公式多以试验室模型试验结果为依据确定,由于实际混凝土箱梁结构的尺寸较大同时又处于复杂的自然环境中,因此对实际结构进行长期测试以获得能够验证现行规范混凝土收缩徐变计算公式的实测数据显得尤为重要。结合某高速公路上两座大跨预应力混凝土箱梁桥的修建及运营,对处于自然环境中的箱梁桥在混凝土收缩徐变作用下的真实反应进行测试,并详细地分析各测试数据,在此基础上提出同时考虑混凝土温度、环境相对湿度、箱梁局部理论厚度等因素及其变化的混凝土收缩应变和徐变系数计算方法,并将其应用于实际桥梁的收缩徐变效应分析中,得出一些具有实用价值的结论,为实际箱梁桥的收缩徐变计算提供参考。

关键词:混凝土箱梁 收缩徐变 长期测试与分析

引 言

多年来,国内外众多专家和学者对混凝土收缩徐变预测模型这一课题开展了大量的研究工作,并取得了一批重要的成果,但必须强调的是,在现阶段较为流行的预测模型基本上都是建立在试验室数据基础上的经验公式,由于试验室特定条件(恒温、恒湿、小试件)的局限或研究者侧重点的不同,不同的研究者提出的模型所考虑的影响因素也不尽相同,因此各混凝土收缩徐变模型均需要实际结构中的实测结果加以验证。

尽管国外对实际桥梁的长期观测已取得了较为丰富的成果,特别是Peter F. Takács等(2002)^[1]和Li Xianping等(2002)^[2]所取得的丰富数据,但是需要指出的是,两者研究的桥梁所处的环境具有一定的相似性:Norrdalsfjord桥、Stovset桥和Stolma桥处于挪威海岸线,其环境平均温度5~10℃,而North Halawa桥的环境温度20~25℃,相对湿度80%~90%,因此其相对湿度和温度终年变化不大。而对于国内大多数地区,相对湿度和温度在一年中的变化均较大,并且Li在文中还提到“尽管当地夏天和冬天的温度相差较小,但实测数据表明夏季混凝土的应变率在增

加而冬季的在降低”^[2],因此有必要结合国内实际工程的修建,对其在自然环境下结构内的反应进行测试,以确定适合于当地的混凝土收缩徐变模式。

本文以衡昆高速公路沿线两座大跨预应力混凝土箱梁桥为依托,基于施工过程中及成桥后较长时间内对结构反应的系统观测,研究处于自然环境中的实际结构在混凝土收缩徐变作用下的真实反应,为混凝土箱梁桥的收缩徐变计算提供参考。

1 混凝土箱梁桥收缩徐变效应现场测试

所分析测试的两座桥梁分别为衡阳东阳渡湘江大桥(主跨150m的预应力混凝土连续梁桥)和祁阳白水湘江大桥(主跨120m的预应力混凝土连续刚构桥),在施工过程中及成桥后进行了长达5年的现场观测。测试内容包括桥址环境温度场、混凝土箱梁温度、各控制截面应变变化及挠度变化。

图1为衡阳东阳渡湘江大桥各应变和温度测试截面总体布置图,温度测试截面为T1~T4截面,各温度测点布置如图3(a)所示,应变测试截面为S1~S10,其中S1、S10为边跨合龙段截

本文获第三届欧维姆优秀预应力论文奖一等奖(原载《土木工程学报》2008, No. 1)

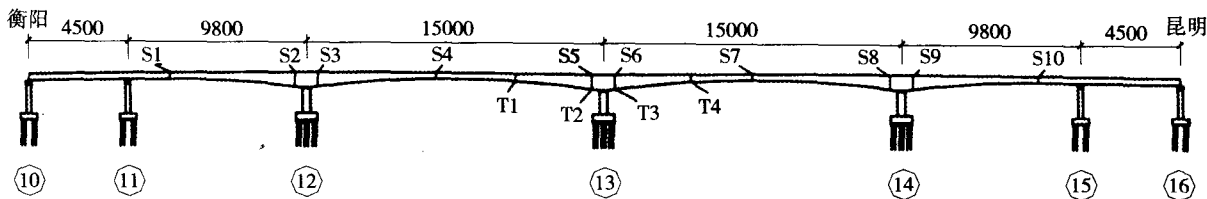


图1 衡阳东阳渡湘江大桥各应变和温度测试截面总体布置 (单位: cm)

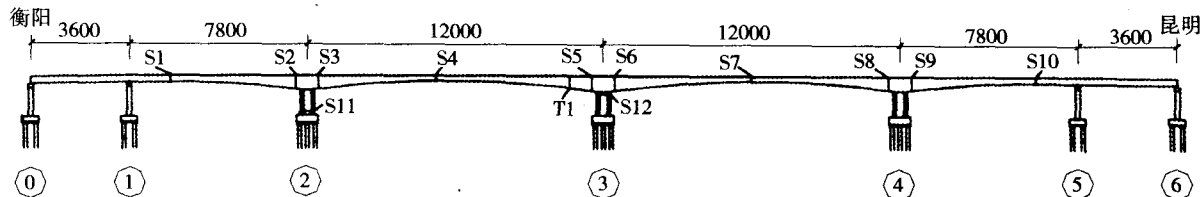


图2 祁阳白水湘江大桥各应变和温度测试截面总体布置 (单位: cm)

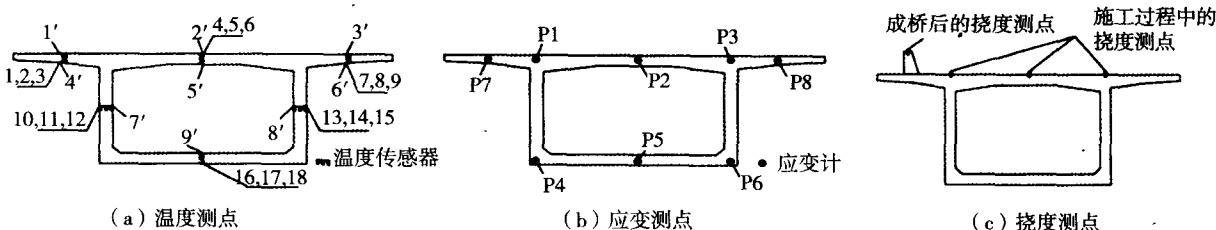


图3 各截面温度、应变和挠度测点位置

面, S4、S7为中跨合龙段截面, 其余截面为各墩根部附近截面(各墩2号块与3号块相交截面), 各截面应变测点P1~P8如图3(b)所示(根部截面梁高9.5m, 跨中截面梁高3.8m)。图2为祁阳白水湘江大桥各应变和温度测试截面总体布置图, 温度测试截面为T1截面, 应变测试截面为S1~S12, 其中S11截面为2号墩墩底截面, S12截面为3号墩墩顶截面, 温度测点布置及应变测点布置如图3(a)、(b)所示(根部截面梁高7.2m, 跨中截面梁高3.0m)。在施工过程中, 挠度测点布置在各梁段前端截面顶板上, 成桥后, 挠度测点布置在防撞栏杆上, 如图3(c)所示。

现场测试选用智能钢弦式应变计作为应变测试传感元件, 挠度采用精密水准仪进行测试。施工过程中, 对各主要工况下的应变变化进行了测试, 成桥后对各桥进行了为期3年的跟踪观测, 到目前为止, 测试时长接近1500天。

2 混凝土箱梁应变测试结果及分析

由于测试数据较多, 现仅给出具有典型的、

具有代表性的测试结果, 如图4~图16所示(图中应变单位均为 $\mu\epsilon$, 负值为压应变);

图4~图5为衡阳东阳渡湘江大桥箱梁根部附近截面上、下缘部分测点应变; 图6~图7为衡阳东阳渡湘江大桥箱梁主跨合龙段截面上、下缘部分测点应变; 图8~图11为祁阳白水湘江大桥箱梁根部附近截面上、下缘部分测点应变; 图12~图13为祁阳白水湘江大桥箱梁主跨合龙段截面上、下缘部分测点应变。各图中虚线为桥梁施工阶段和运营阶段分隔线, 如图4所示。

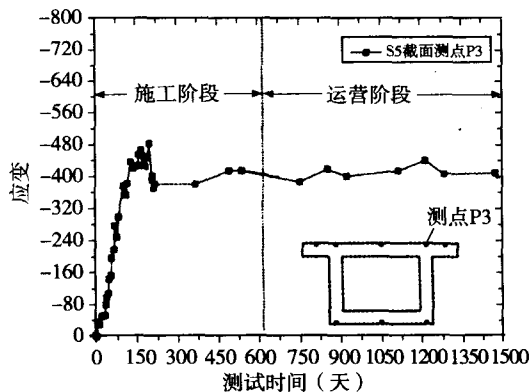


图4 东阳渡大桥根部上半幅主跨S5截面测点应变

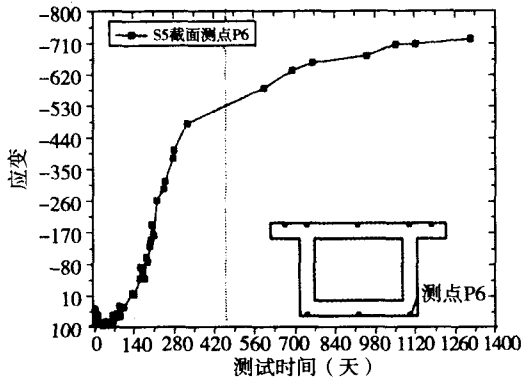


图5 东阳渡大桥根部下半幅主跨S5截面测点应变

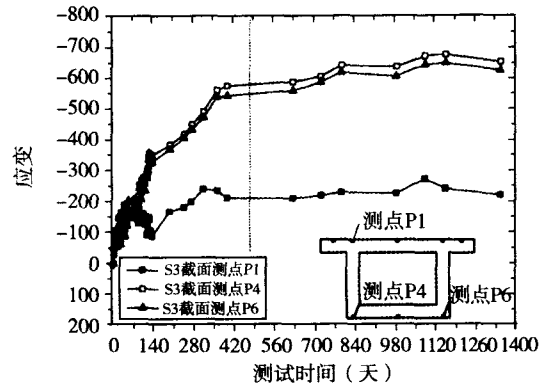


图9 白水大桥根部上半幅主跨S3截面测点应变

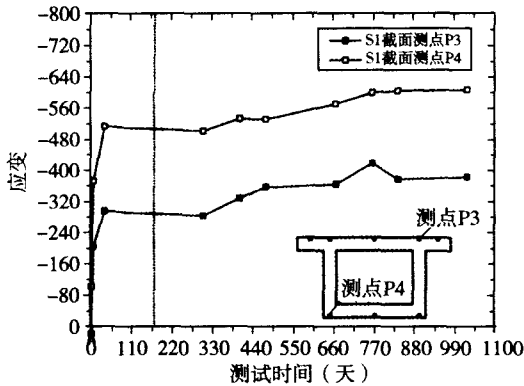


图6 东阳渡大桥合龙段下半幅次边跨S1截面测点应变

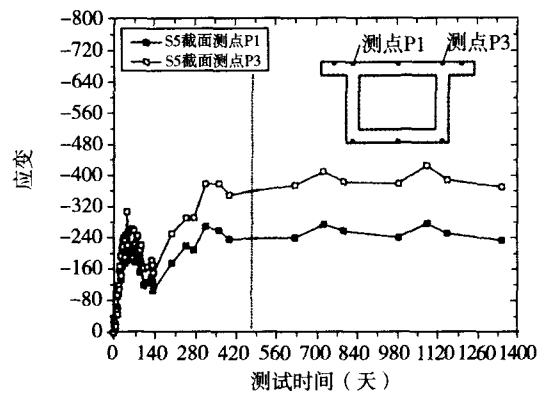


图10 白水大桥根部上半幅主跨S5截面测点应变

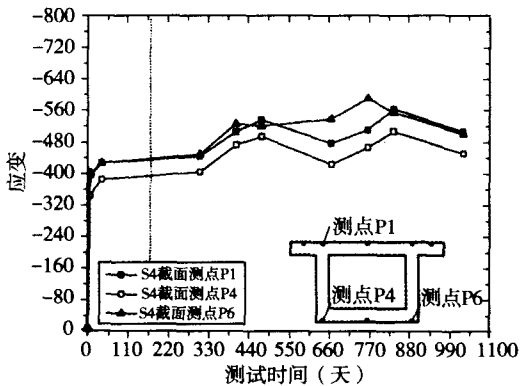


图7 东阳渡大桥合龙段下半幅主跨S4截面测点应变

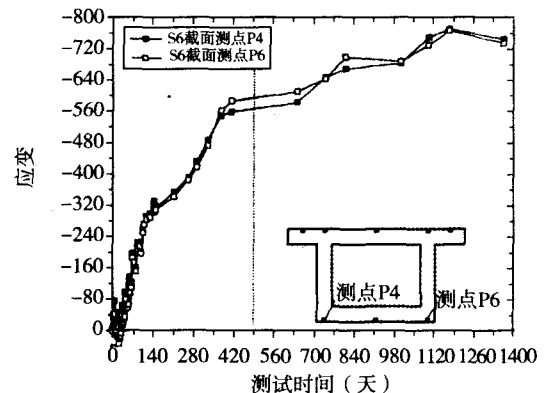


图11 白水大桥根部上半幅主跨S6截面测点应变

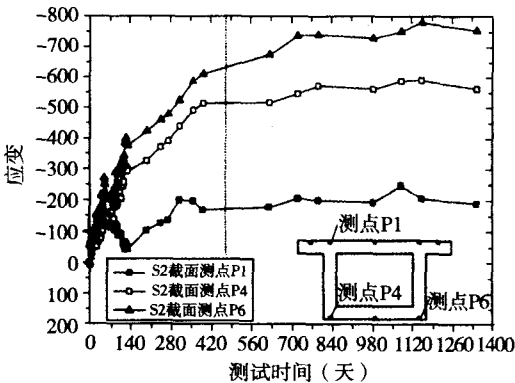


图8 白水大桥根部上半幅次边跨S2截面测点应变

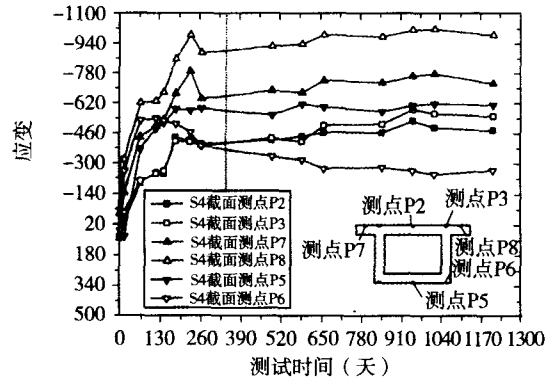


图12 白水大桥合龙段上半幅主跨S4截面测点应变

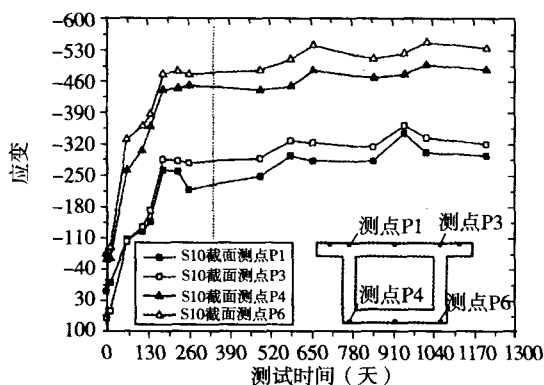
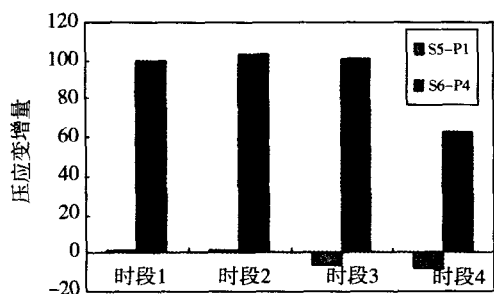


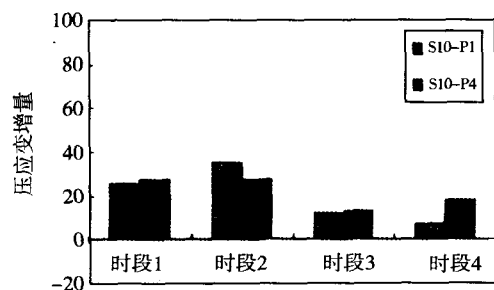
图13 白水大桥合龙段上半幅次跨S10截面测点应变

2.1 应变测试结果分析

对于祁阳白水湘江大桥上半幅,各截面上、下缘典型测点在测试期间一年内的变化如图14所示(为避免温度的影响,在此仅比较成桥后相同季节和相近温度下的测试数据,即比较上、下缘各测点2004.4与2005.4、2004.8与2005.8、2004.10与2005.10、2005.4与2006.4的变化,分别记为时段1、时段2、时段3、时段4):



(a) 主跨根部S5截面



(b) 次边跨合龙段S10截面

图14 各截面上、下缘测点应变增量比较

从图中可以看出,对于箱梁根部截面上、下缘测点,其应变增量相差较大,如主跨根部S5截面,上缘应变基本保持不变,而下缘压应变增量可达 $100\mu\epsilon$,表明两者有着不同的应变增长趋势,而对于箱梁合龙段截面上、下缘测点,其应变增量相差相对较小,表明两者的应变增长趋势

基本相同。

从以上两座桥的应变测试数据可以看出,不论是连续梁桥还是连续刚构桥,其箱梁混凝土应变发展规律均有一个共同点,即箱梁上、下缘应变发展规律不尽相同,特别是对于箱梁顶、底板厚度相差较大的根部截面,上缘应变在成桥后的2~3年内基本趋于稳定,下缘应变仍具有一定的增长趋势,而对于跨中截面和合龙段截面,上、下缘应变发展趋势基本相同,造成这一现象的原因主要有以下几点:

(1) 箱梁根部截面顶、底板厚度相差较大,如东阳渡湘江大桥根部截面顶板厚度仅为0.3m,而底板厚度达0.9m,造成顶板混凝土收缩应变的发展速度明显高于底板混凝土;

(2) 在施工过程中,混凝土箱梁顶板会直接受到日照的作用,使得其内的混凝土温度要明显高于底板混凝土温度,导致其混凝土干燥速率明显高于底板,造成顶板混凝土的收缩速率和干燥徐变速率要高于底板混凝土;

(3) 箱梁根部截面顶、底板配筋率有所不同,顶板内的普通钢筋和预应力钢筋较为密集,特别是成桥后,箱梁根部截面顶板内的预应力钢筋较多,抑制了其内混凝土的收缩徐变的发展,而底板内的配筋率相对较小,对混凝土收缩徐变的约束作用也相对较弱;

(4) 箱梁根部截面上、下缘的初始应力大小和施工过程中的应力变化不同,一般情况下上缘所受到的压应力要小于下缘的压应力,如至成桥时刻,就理论值而言根部截面下缘压应力为9MPa,而上缘压应力仅为3MPa。

综上所述几个因素的影响,使得箱梁根部截面上、下缘应变发展规律有所不同,而对于合龙段截面和跨中截面,其初始应力相对较小,顶、底板厚度和配筋率基本相同,且合龙段施工完后不久立即进行桥面铺装的施工,使得其顶板受到日照的机会大大降低,因此其顶、底板应变发展规律基本相同。鉴于此,在箱梁桥的收缩徐变分析中,应尽可能多的考虑以上各种因素的影响,使得箱梁桥的收缩徐变分析更能反应实际。

2.2 挠度测试结果分析

由于测试期间两桥仍有车辆通过,且温度对挠度的变化影响较大,因此部分挠度测试结果较为零散,图15为祁阳白水湘江大桥上半幅成桥后在相同温度情况下几次测试较好的结果比较。图中横坐标为桥梁纵向,正值表示从衡阳向昆明方向,其中0m表示的是桥梁衡阳侧端头位置处,234m为2号墩0号块中心处,图中各挠度值均为相对挠度值(2004.8、2004.10、2005.5、2005.8、2005.10和2006.5等6个时刻各测点的标高相对于2004.5的各测点标高)。

从图中可以看出,祁阳白水湘江大桥在成桥后的第1年内(从2004.5至2005.5),其78m跨跨中截面挠度变化达1.1cm,120m跨跨中截面挠度变化达1.8cm;在成桥后的第2年内(从2005.5至2006.5),78m跨跨中截面挠度增加0.4cm,120m跨跨中截面挠度增加0.7cm,分别为第1年的36%和39%。表明随时间增长,梁挠度均有所增大,但增长趋势明显减缓。

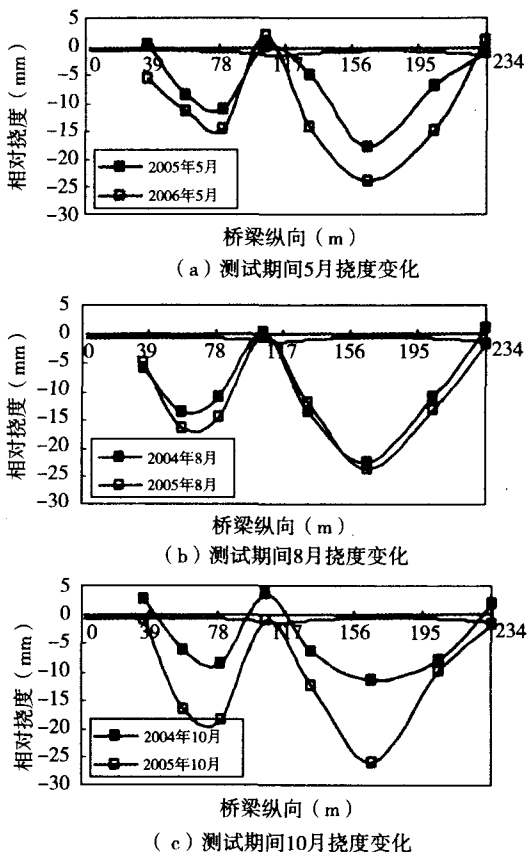


图15 祁阳白水湘江大桥成桥后的挠度变化

3 混凝土收缩徐变预测模型

目前国内学者提出了较多的混凝土收缩徐变模型,其中影响较大、应用较多的有CEB-FIP系列模型、ACI系列模型、BP系列模型、AASHTO系列模型和GL2000模型等,文献[3-4]对以上几种模型进行了详细的评估和检验,其结果表明:从计算精度来看,B3模型、GL2000模型对收缩和徐变的预测情况表现最好,其次是CEB-FIP(1990)模型,而ACI209模型表现最差;从预测结果分布的均匀性来看,表现较好的是GL2000模型,B3模型和CEB-FIP(1990)模型。此外鉴于B3模型较为复杂,在实际工程中应用较为困难。由于JTGD62—2004《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》^[5]中的收缩徐变模型(以下简称JTGD62模型)与CEB-FIP(1990)模型基本相同,因此本文将采用JTGD62模型和GL2000模型对箱梁桥进行收缩徐变效应分析,其具体计算公式及说明在此不再详述。

此外从上述实测数据中可以看出尽可能多的考虑各种因素的影响才能使得箱梁桥的收缩徐变分析更能反应实际,而上述CEB-FIP90和GL2000模型均针对的是常温20℃下的素混凝土,对于处于自然环境中的箱梁混凝土其温度不可避免的是在变化的,且其内配置有一定数量的钢筋,因此需要对以上模型进行一定的修正才能将其应用于实际工程中。而温度、配筋率、环境平均相对湿度以及构件尺寸等因素对混凝土收缩徐变的影响可参见文献[3-4,6],下面仅讨论各因素不断变化时对混凝土收缩徐变的影响。

3.1 影响因素变化的考虑

近几十年来,国内外已有众多学者对混凝土处于变温度或变湿度环境下的收缩徐变进行了研究^[7-8],但大多数研究成果均针对的是试验室的构件,且所采用的处理方法是复杂的,要将其应用于实际的大跨桥梁结构中仍有相当大的困难。而Hani M.Fahmi在1973年撰文中^[9]提出一种简单易行的处理变温的方法,即基于叠加原理,其总的应变可写为:

$$C'(t, T) = 233 + C(t, T_0) + \sum_{i=1}^n \{ C[(t-t_i), T_i] - C[(t-t_i), T_{i-1}] + 1.52 \Delta T_i \} \quad (1)$$

式中： $C'(t, T)$ 为考虑温度变化 t 时刻的比徐变。

根据原文中所考虑的因素，式(1)可写为徐变系数的表达式：

$$\phi'(t, T_0) = \phi(t, T_0) + \sum_{i=1}^n \{ \phi[(t-t_i), T_i] - \phi[(t-t_i), T_{i-1}] \} \quad (2)$$

式中： $\phi'(t, T_0)$ 为考虑温度变化 t 时刻的徐变系数； $\phi(t, T_0)$ 为混凝土在参考温度下 t 时刻的徐变系数； $\phi[(t-t_i), T_i]$ 为混凝土在温度 T_i 下加载龄期为 t_i 时刻、计算龄期为 t 时刻的徐变系数。

但式(2)仅适用于温度逐渐上升的情况，对于温度降低的情况，式中第二项会出现负值的情况($T_i < T_{i-1} \Rightarrow \phi[(t-t_i), T_i] - \phi[(t-t_i), T_{i-1}] < 0$)，这与“不管温度是正变化还是负变化，混凝土徐变都是增加”^[7-8]的结论相矛盾，因此本文以此方法的原理为基础，对上述方法做出适当的修改，以考虑混凝土收缩徐变发展过程中的温度和湿度变化等影响，现分述如下：

对于某加载龄期为 t_0 的混凝土，至计算时刻 t_n ，假定其所处环境的温度共变化 n 次，据此将时间划分为 n 个时间段，且每一时间内温度为定值 T_i ，如图16所示。

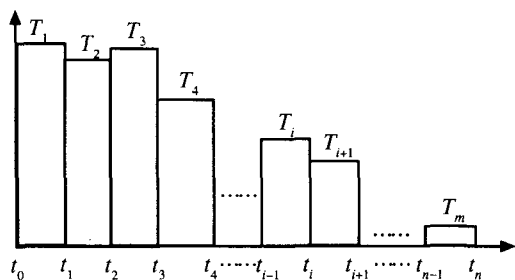


图16 混凝土温度历程

基于叠加原理， t_n 时刻的徐变系数为其前 n 个时间段内徐变系数增量的和，而第 i 个时间段内徐变系数增量本文假定其仅与该时段混凝土所处的环境温度 T_i 有关，与其他时段温度无关，

因此第 i 个时间段内徐变系数增量可用式(3)计算：

$$\Delta \phi_i = \phi[(t_i, t_0), T_i] - \phi[(t_{i-1}, t_0), T_i] \quad (3)$$

式中： $\phi[(t_i, t_0), T_i]$ 、 $\phi[(t_{i-1}, t_0), T_i]$ 分别为混凝土在温度 T_i 下加载龄期为 t_0 、计算时刻分别为 t_i 和 t_{i-1} 时的徐变系数，其值可根据相关公式^[6]进行计算。

因此 t_n 时刻的徐变系数为：

$$\phi(t_n, t_0) = \sum_{i=1}^n \Delta \phi_i = \sum_{i=1}^n \{ \phi[(t_i, t_0), T_i] - \phi[(t_{i-1}, t_0), T_i] \} \quad (4)$$

从式(4)中可以看出，由于徐变模型中的徐变系数随着时间是逐渐增大的，因此任一时间段内的徐变系数增量都是正值，避免了徐变系数出现负增长的可能。对于混凝土收缩，可以采用同样的方法进行处理，即 t_n 时刻的收缩应变为：

$$\varepsilon(t_n, t_s) = \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_i = \sum_{i=1}^n \{ \varepsilon[(t_i, t_s), T_i] - \varepsilon[(t_{i-1}, t_s), T_i] \} \quad (5)$$

式中： t_s 为混凝土开始干燥龄期； $\varepsilon[(t_i, t_0), T_i]$ 、 $\varepsilon[(t_{i-1}, t_0), T_i]$ 分别为混凝土在温度 T_i 下开始干燥龄期为 t_s 、计算时刻为 t_i 和 t_{i-1} 时的收缩应变，其值可根据相关公式^[6]进行计算。

同样采用上述方法可以考虑其他变化因素如湿度、体表比等的影响，对于任一时间段内的徐变系数或收缩应变增量，计算时取该时段对应的影响因素值，且可综合考虑上述几种因素的影响，即 t_n 时刻的徐变系数和收缩应变为：

$$\phi(t_n, t_0) = \sum_{i=1}^n \{ \phi[(t_i, t_0), T_i, RH_i, h_i] - \phi[(t_{i-1}, t_0), T_i, RH_i, h_i] \} \quad (6a)$$

$$\varepsilon(t_n, t_s) = \sum_{i=1}^n \{ \varepsilon[(t_i, t_s), T_i, RH_i, h_i] - \varepsilon[(t_{i-1}, t_s), T_i, RH_i, h_i] \} \quad (6b)$$

式中： T_i 、 RH_i 、 h_i 分别为各时段内混凝土的温度、所处环境的相对湿度及理论厚度(或体表比)。

3.2 算例分析

对一处于自然环境中的矩形混凝土箱梁(C50混凝土)的徐变系数和收缩应变进行计

算, 箱梁截面尺寸如图17所示, 同样考虑到计算的效率, 取各月混凝土平均温度和环境平均相对湿度进行计算, 且假定各月的大气平均温度与混凝土箱梁各部分(包括顶板、腹板和底板)的月平均温度基本相同, 其环境平均相对湿度历程、大气温度历程如图18所示。此外箱梁按整体考虑时, 其理论厚度为0.599m, 按局部考虑(按箱梁顶板、腹板和底板分别考虑)时, 其理论厚度分别为0.566m、0.634m和1.324m, 且考虑到桥面铺装层的施工, 顶板的理论厚度在混凝土龄期为366天时由0.566m变为1.071m。混凝土加载龄期为6天, 开始干燥龄期为3天, 计算终止时刻取为1156天, 其计算结果如图19所示。

图19为采用JTGD62模型计算出的箱梁混凝土徐变系数和收缩应变时程曲线, 其中前三条曲线为按箱梁各部位的局部理论厚度计算出的, 后两条曲线为按箱梁整体截面的理论厚度计算出的, 从图中可以得出以下规律:

(1) 考虑各影响因素后, 即温度和湿度变化, 计算出的混凝土徐变和收缩应变均有所减小, 如按箱梁整体理论厚度计算出的结果而言, 至计算最后时刻, 徐变系数减小17%, 收缩应变减小19%, 其原因在于所采用的温度历程中, 一年内有7个月的平均温度低于参考温度20℃, 且最低温度仅为4.9℃;

(2) 考虑温度和湿度变化后, 各计算曲线均有一定的波动性, 其原因在于温度高时, 混凝土徐变和收缩均发展较快, 而温度低时混凝土徐变和收缩的发展均相对较缓;

(3) 比较按箱梁整体理论厚度和按箱梁各部位局部理论厚度计算的结果, 可以发现混凝土的徐变系数计算结果基本相同, 相差在4%以内, 而混凝土的收缩应变计算结果相差较大, 特别是对于箱梁底板, 至计算最后时刻, 两者相差近一倍;

(4) 就按箱梁各部位局部理论厚度计算的结果而言, 箱梁各部分混凝土徐变系数发展规律基本一致, 而混凝土收缩应变发展规律则各不相同: 顶板初期发展较快, 后期相对变缓, 而底板

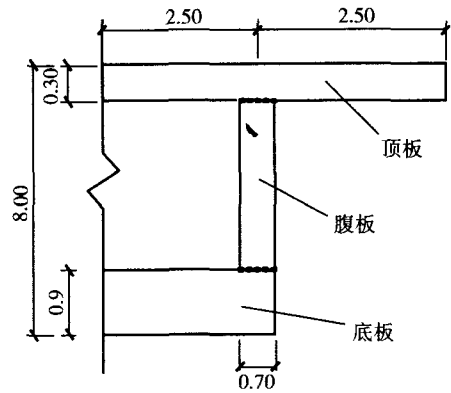


图17 箱梁截面尺寸图(单位: m)

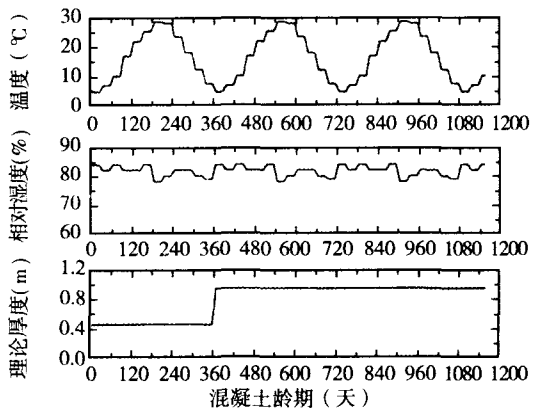
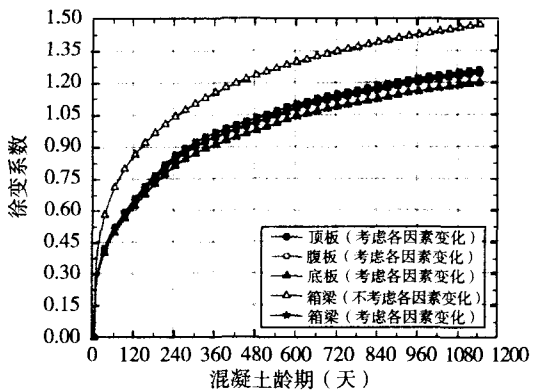
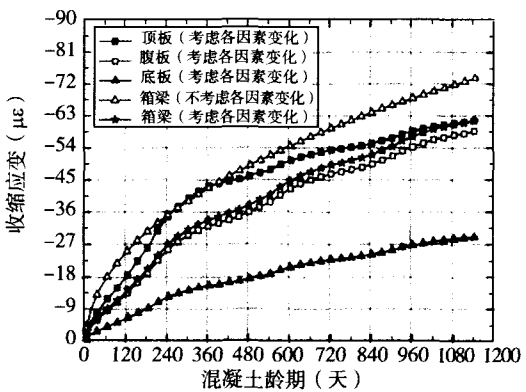


图18 混凝土环境历程



(a) 徐变系数计算值



(b) 收缩应变计算值

图19 JTGD62模型考虑各影响因素变化下的计算值

发展最为缓慢。

综上各混凝土收缩应变和徐变系数计算结果可以看出,采用本文上述考虑混凝土收缩徐变影响因素及其变化的计算方法可以反应出混凝土收缩徐变在自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^[1-2];箱梁顶板混凝土收缩徐变发展较快,而底板发展较缓^[10]等,因此本文采用上述方法对箱梁混凝土的收缩应变和徐变系数进行计算,并将其应用于箱梁桥的收缩徐变效应分析中。

4 箱梁桥收缩徐变效应分析

4.1 模型的建立

在现阶段大跨箱梁桥的设计中,对于混凝土的收缩徐变计算,一般是将箱梁截面作为一个整体来计算其理论厚度,没有考虑箱梁局部理论厚度上的差异,此外计算中也没有考虑各混凝土收缩徐变影响因素在桥梁施工阶段和运营阶段不断变化的影响以及配筋率对混凝土收缩徐变的影响。为考虑上述因素的影响,本文将箱梁划分成顶板、腹板和底板三部分,并采用本文上述方法考虑箱梁各部分不同的混凝土收缩徐变影响因素。

采用桥梁结构分析程序MIDAS,按照实际梁段将祁阳白水湘江大桥上半幅划分为435个节点,426个单元,结构计算简图如图20所示(分析中箱梁各层的节点进行相应的约束处理^[6])。



图20 祁阳白水湘江大桥结构计算简图(成桥)

4.2 混凝土各收缩徐变影响因素的输入及分析方法

在桥梁合龙后,箱梁闭合室内的空气相对湿度变化较小,导致箱梁闭合室内表面混凝土与其所接触空气间的水分交换速率有所减缓,因此其理论厚度计算公式中的表面周长应有所折减,与合龙前应有所区别。此外桥面铺装层施工完后,使得箱梁顶板外表面与空气间几乎不存在水分的交换,其理论厚度发生显著的变化,因此对于合

龙前和合龙后,本文采用的理论厚度计算式为^[1]:

合龙前:

$$h = \frac{2A}{u_{in} + u_{out}} \quad (7a)$$

合龙后:

$$h = \frac{2A}{0.5u_{in} + u_{out}} \quad (7b)$$

式中: A 为箱梁各部分截面面积; u_{in} 为箱梁各部分内表面周长; u_{out} 为箱梁各部分外表面周长。

对于桥梁所处环境如温度和湿度的变化,考虑到计算的效率,本文取各月的平均温度和平均相对湿度进行计算,即假定各月的环境参数在该月内保持不变,图21为从气象部门获得的祁阳当地的环境数据,从图中可以看出,月平均温度最高与最低相差达24℃,而月平均相对湿度全年变化较小。

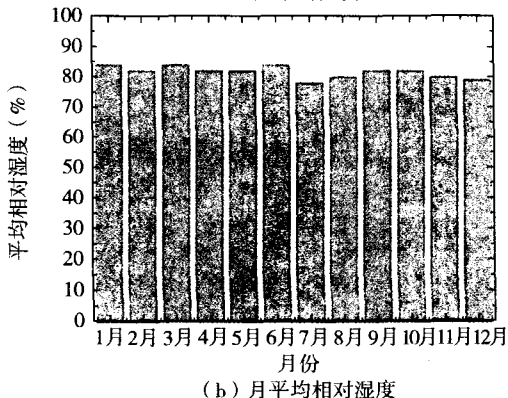
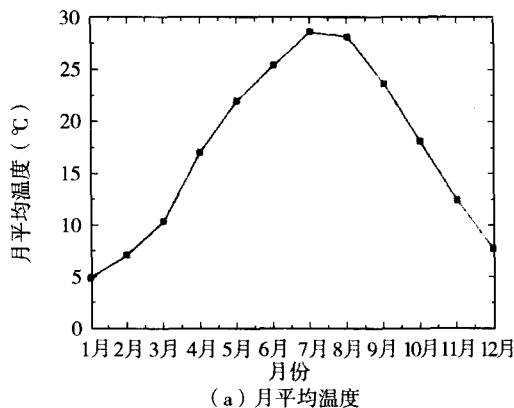


图21 混凝土环境历程

4.3 计算结果与实测值比较及分析

采用以上计算模型及收缩徐变模型对祁阳白水湘江大桥上半幅进行收缩徐变效应计算,部分

计算结果如图22~图25所示(图中应变单位均为 $\mu\epsilon$, 负值为压应变)。此外需要指出的是, 该桥上半幅合龙时温度较低, 而合龙后对其进行测试时的温度均相对较高, 本文根据实测的温度对该数据进行了温度修正(根据合龙后测试时刻与合龙时刻两个时刻间的温差计算出各控制截面相应测点的应变来修正)^[6], 各图中的实测值均为修正后的值。

由于成桥后几次测试的温度不尽相同, 因此挠度实测数据中包含了温度的影响, 为剔除温度的影响, 本文仅比较相同月份的测试结果之间的变化, 表1为由JTGD62模型和GL2000模型计算出的成桥后挠度变化与实测值的比较, 从表中可以发现, 由GL2000模型计算出的挠度变化值与实测值的误差为10.0%~36.7%, 而JTGD62模型的误差为36.7%~63.3%, 表明GL2000模型相对于JTGD62模型更能符合实际。

综上各结果可以得出以下结论:

(1) 采用GL2000模型和JTGD62模型计算出的理论值在某些截面仍与实测值有着一定的误差, 其原因是多方面的, 如本文所考虑的温度、湿度变化历程不可能完全反应实际, 施工临时荷载的不确定性以及施工偏差等原因, 但大多数截面其实测值均与GL2000模型计算值吻合较好, 一般相差均在15%以内, 表明本文所采用的考虑温度、湿度等因素及其变化的混凝土收缩应变和徐变系数的计算方法可以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。此外对于混凝土收缩徐变模型的选择, 从图中可以看出, 采用JTGD62模型的理论计算值在大多数截面较之实测值均偏小, 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分析;

(2) 对于箱梁顶板和底板在理论厚度(或体表比)及配筋率上存在着较大差异的截面, 如各根部截面, 特别是S2截面, 其理论值与实测值的吻合表明了本文所采用的有关箱梁分层的处理方法是可行的, 能够较好的模拟顶、底板厚度相差较大的混凝土箱梁的收缩徐变特性;

(3) 采用以上两种收缩徐变模型计算出的

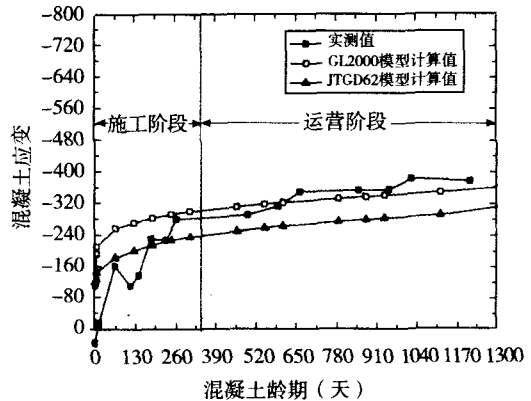


图22 合龙段截面S1上缘测点应变比较

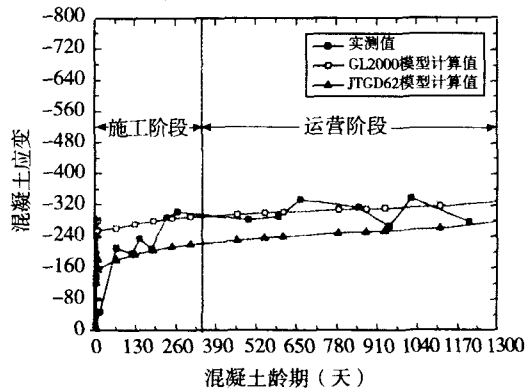


图23 合龙段S1截面下缘测点应变比较

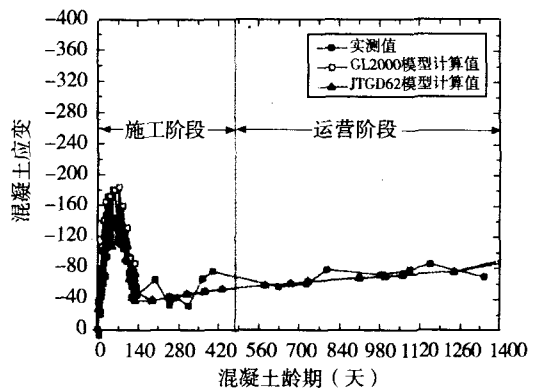


图24 根部截面S2上缘测点应变比较

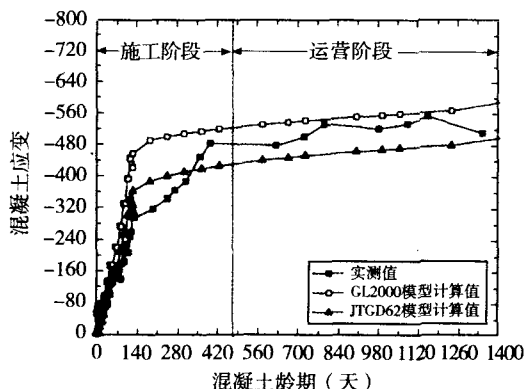


图25 根部截面S2下缘测点应变比较

表1 成桥后挠度结果比较 (单位: mm)

测试时间	JTGD62 模型计算结果						GL2000模型计算结果					
	78m跨跨中			120m跨跨中			78m跨跨中			120m跨跨中		
	理论值	实测值	误差	理论值	实测值	误差	理论值	实测值	误差	理论值	实测值	误差
2005.5	-3.3	-9	63.3%	-9.8	-18	45.6%	-5.7	-9	36.7%	-12.8	-18	28.9%
2006.5	-4.7	-12	60.8%	-15.2	-24	36.7%	-7.7	-12	35.8%	-21.6	-24	10.0%

注: 挠度为各测试时间(2005.5和2006.5)相对于2004.5的挠度变化值。

混凝土应变值以及挠度变化值,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。

4.4 是否考虑各因素对箱梁桥收缩徐变效应影响分析

从以上计算结果可以看出本文所采用的考虑了温度和湿度、箱梁局部理论厚度(或体表比)、配筋率等因素及其变化的混凝土收缩应变和徐变系数的计算方法, 可以较好的应用于处于自然环境中的混凝土箱梁桥收缩徐变效应分析中。但在常规的桥梁设计计算中, 设计者一般都较难考虑各

因素的影响, 为此本文对是否考虑上述影响因素进行分析, 由于上述结论表明GL2000模型的精度相对较高, 因此在分析中仅采用GL2000模型, 其结果比较如图26和表2、表3所示。其中理论值1为考虑上述各种因素时的计算值, 理论值2为不考虑各因素时的计算值。

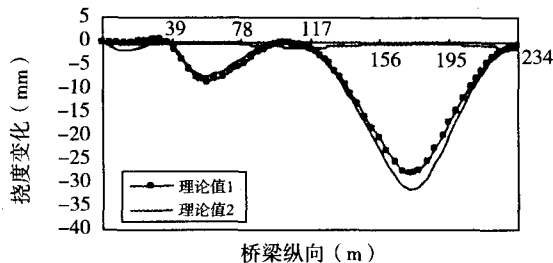


图26 挠度计算结果比较

表2 部分截面应变结果比较 (单位: $\mu\epsilon$)

计算时间 (天)	S1截面上缘应变					S1截面下缘应变				
	实测值	理论值		误差		实测值	理论值		误差	
		理论值1	理论值2	理论值1	理论值2		理论值1	理论值2	理论值1	理论值2
114	-288.0	-310.2	-364.5	7.7%	17.5%	-287.9	-298.5	-376.2	3.7%	26.0%
204	-301.7	-316.9	-374.0	5.0%	18.0%	-289.0	-302.1	-383.9	4.5%	27.1%
264	-319.8	-321.7	-379.9	0.6%	18.1%	-302.5	-305.0	-388.7	0.8%	27.4%
444	-350.8	-331.7	-395.7	5.4%	19.3%	-322.9	-310.1	-402.0	4.0%	29.7%
534	-352.4	-336.2	-402.6	4.6%	19.7%	-304.1	-312.4	-407.6	2.8%	30.5%
594	-353.9	-339.6	-406.9	4.0%	19.8%	-275.1	-314.2	-411.1	14.2%	30.8%
774	-379.3	-347.8	-419.0	8.3%	20.5%	-309.1	-318.5	-421.3	3.0%	32.3%
1433		-371.6	-452.7				-330.0	-450.2		

计算时间 (天)	S2截面上缘应变					S2截面下缘应变				
	实测值	理论值		误差		实测值	理论值		误差	
		理论值1	理论值2	理论值1	理论值2		理论值1	理论值2	理论值1	理论值2
14	-60.9	-58.2	-63.4	4.5%	9.0%	-479.2	-531.4	-581.2	10.9%	9.4%
204	-58.6	-61.1	-67.0	4.3%	9.6%	-487.4	-537.5	-590.1	10.3%	9.8%
264	-62.1	-63.5	-69.2	2.3%	9.0%	-501.8	-542.0	-595.5	8.0%	9.9%
444	-75.3	-68.2	-75.8	9.5%	11.2%	-526.4	-551.6	-610.5	4.8%	10.7%
534	-73.7	-70.2	-78.6	4.7%	11.9%	-523.3	-555.9	-617.2	6.2%	11.0%
594	-77.4	-72.1	-80.5	6.8%	11.6%	-530.5	-559.1	-621.4	5.4%	11.1%
774	-78.9	-76.4	-86.0	3.2%	12.6%	-533.5	-566.9	-633.1	6.3%	11.7%
1433		-91.0	-103.1				-588.7	-666.2		

注: 计算时间为成桥后的天数; 负值表示压应变。

表3 部分截面应力结果比较 (单位: MPa)

计算时间 (天)	S1截面上缘				S1截面下缘			
	应力值		应力变化幅度		应力值		应力变化幅度	
	理论值1	理论值2	理论值1	理论值2	理论值1	理论值2	理论值1	理论值2
114	-4.40	-4.01	1.7%	0.4%	-3.26	-3.89	4.1%	1.5%
204	-4.41	-4.00	1.9%	0.0%	-3.23	-3.88	4.9%	1.5%
264	-4.46	-4.01	3.0%	0.3%	-3.15	-3.85	7.5%	2.3%
444	-4.54	-4.01	4.8%	0.4%	-3.00	-3.81	11.6%	3.4%
534	-4.53	-4.01	4.7%	0.3%	-3.00	-3.80	11.6%	3.7%
594	-4.57	-4.01	5.6%	0.4%	-2.93	-3.78	13.7%	4.1%
774	-4.63	-4.01	7.0%	0.5%	-2.83	-3.75	16.9%	5.0%
1433	-4.84	-4.03	11.9%	0.8%	-2.45	-3.64	28.0%	7.6%

计算时间 (天)	S2截面上缘				S2截面下缘			
	应力值		应力变化幅度		应力值		应力变化幅度	
	理论值1	理论值2	理论值1	理论值2	理论值1	理论值2	理论值1	理论值2
114	0.21	0.33	21.4%	6.5%	-8.63	-8.89	0.6%	0.4%
204	0.21	0.33	21.1%	4.9%	-8.62	-8.88	0.7%	0.4%
264	0.17	0.31	37.8%	11.0%	-8.57	-8.86	1.2%	0.7%
444	0.08	0.27	68.7%	22.3%	-8.48	-8.81	2.3%	1.3%
534	0.10	0.29	64.9%	18.1%	-8.49	-8.81	2.2%	1.2%
594	0.06	0.27	79.4%	24.3%	-8.45	-8.79	2.7%	1.5%
774	0.00	0.25	100.8%	30.1%	-8.39	-8.75	3.4%	1.9%
1433	-0.21	0.18	177.6%	48.8%	-8.17	-8.65	5.9%	3.1%

注: 应力变化幅度为成桥后各计算时刻的应力相对于成桥时应力的变化幅度; 负值表示压应力。

从计算结果可以得出以下几点结论:

(1) 考虑以上因素与否对于混凝土的应变的影响均较为明显, 由于月平均温度大多低于参考温度 20°C , 且考虑了钢筋对混凝土收缩徐变的抑制作用, 因此不考虑各因素的计算结果一般偏大, 与实测值相差一般为 $9.0\%\sim 32.3\%$, 而考虑各因素的计算值与实测值相差相对较小, 相差一般在 10% 以内;

(2) 考虑以上因素与否对于混凝土应力计算结果的影响同样较为明显, 特别是对于合龙段截面S1下缘应力影响较大。考虑各因素变化时, 在成桥后的第1433天, 其下缘压应力相对于成桥时减小了 28% , 而不考虑各因素的情况下其压应力仅减小 7.6% , 表明不考虑各因素的计算结果偏于不安全;

(3) 对于挠度计算结果, 两者最大相差在 12.8% 左右, 因此要准确分析箱梁桥的收缩徐变效应, 应该考虑箱梁局部理论厚度上的差异、配筋率的影响以及混凝土环境温度、湿度及其变化等因素的影响。

5 结论

本文以衡阳东阳渡湘江大桥和白水湘江大桥

为依托, 基于施工过程及成桥后较长时间内对结构反应的系统观测, 研究了处于自然环境中的实际结构在混凝土收缩徐变作用下的真实反应, 并取得了一大批详实可靠的实测数据, 此外还对现阶段较为先进的收缩徐变模型进行了对比分析, 得出以下几点主要结论:

(1) 本文对两座大跨预应力混凝土箱梁桥进行了多年的跟踪观测, 取得了大批详实可靠的现场实测数据, 分析后可发现箱梁混凝土应变发展的一些潜在的规律: 对于箱梁顶、底板厚度相差较大的根部截面, 上缘应变在成桥后的 $2\sim 3$ 年内基本趋于稳定, 下缘应变仍具有一定的增长趋势, 而对于跨中截面和合龙段截面, 上、下缘应变发展趋势基本相同。其原因主要是由于箱梁根部截面顶板和底板的厚度、干燥速率、配筋率以及应力状态等因素相差较大造成的;

(2) 本文提出了考虑混凝土温度、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的混凝土收缩应变和徐变系数计算方法, 其计算结果中能够反应混凝土收缩徐变在自

(下转第29页)

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