

大型桥梁钢—混接头状态监测及安全评估方法

刘 纲^a, 黄宗明^a, 杨 溥^{a,b}, 刘 遥^a, 谢增银^a

(重庆大学 a. 土木工程学院; b. 光电技术及系统教育部重点实验室, 重庆 400030)

摘要:钢-混凝土结合段(钢混接头)是保证混合结构安全性能最为关键的结构部位, 针对大型桥梁 PBL 剪力键加局部预应力束的钢混接头形式进行了状态监测及安全评估方法研究。分析该类构件的破坏机理, 提出了区别于传统的监测参量。研究了 PBL 剪力键测点布置方案和监测参量的阈值, 并考虑了环境、荷载和混凝土收缩徐变给局部预应力损失评估带来的不利影响。通过与试验数据的比照和对实桥监测数据的分析, 结果表明新监测参量和评估方法具有可行性, 对大型桥梁同类关键部位的健康监测提供了可供借鉴的方法。

关键词:结构分析; 健康监测; 组合梁; 钢混接头; 局部预应力; PBL 剪力键; ARX 模型

中图分类号: U446 文献标志码: A 文章编号: 1674-4764(2009)03-0090-08

New Monitoring and Assessment Method for the Joints of Steel and Concrete Connection in Large-span Bridge

LIU Gang^a, HUANG Zong-ming^a, YANG Pu^{a,b}, LIU Yao^a, XIE Zeng-yin^a

(a. College of Civil Engineering; b. The Key Laboratory for Optoelectronic Technology & System in Chongqing University, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400030, P. R. China)

Abstract: The joints of steel and concrete (JSC) is the key substructure to composite bridge, the method of condition monitoring and safety assessment were carried out for JSC with perfbond shear connectors (PBL) and local prestressed tendon in large-span bridge. According to the damage mechanism of JSC, new monitoring parameters were proposed. The sensor location layout and the assessment thresholds of PBL were addressed with the consideration of the disadvantage influences of environment, load and concrete creep to local prestressed loss assessment and validated by the static load experiment. Compared the experimental results with field monitoring data, it was found that the new monitoring parameters and new assessment method were feasible and can be used as reference to the same type connectors in large-span bridges.

Keywords: structural analysis; health monitoring; composite beams; joint of steel and concrete; local prestressed tendon; perfbond shear connection; ARX model

随着大跨径桥梁的发展, 混凝土和钢结构组合形式不断涌现, 钢-混接头随之被广泛采用, 其主要承受正、负弯矩和剪力作用, 且存在材料和截面特性的突变, 是一个复杂的时变受力系统, 是保证全桥安全性能最为重要的关键部件。在重庆石板坡长江复线桥中, 钢-混接头采用 PBL 剪力键加局部预应力

束来传递剪力和承担正、负弯矩产生的拉应力^[1-5], PBL 剪力键和预应力束的工作状态将决定整个钢-混接头甚至全桥的安全状态, 为避免突发重大事故, 对该部位实施了长期健康监测。

钢-混接头的 PBL 剪力键是一种新型连接构件, 大量的研究主要集中在其受力性能方面, 文献

收稿日期: 2009-03-09

基金项目: 国家 863 计划资助项目(2006AA04Z433)

作者简介: 刘纲(1977-), 男, 博士研究生, 主要从事结构健康监测及防灾减灾工程研究, (E-mail)gliu@cqu.edu.cn.

[6-7]采用数值方法模拟了单片 PBL 剪力键的推出性能,文献[8-12]采用试验手段对 PBL 剪力键的结合性能进行了研究,文献[13]采用模型试验研究了钢混接头的整体受力效果。但目前对抗剪的监测手段研究不足,未见对 PBL 剪力键进行健康监测的相关报道。

对于依靠体内索施加的局部预应力,如采用现行通用的力传感器对索力直接进行监测,力传感器自身的损坏将引发新的不安全因素。另一方面,环境、荷载和收缩徐变等都对监测数据产生影响,引发对大桥结构真实状态的误判。

文中提出利用应变参量以监测局部预应力损失的新方法,同时提出一种新的评估方法以消除环境、荷载和收缩徐变给安全评估带来的不利影响。根据 PBL 剪力键的推出试验,确定其监测参量并提出其传力过程的简化分析模型,实现对由大量 PBL 剪力键组成的剪力键群的受力性能分析,得出其测点布置和评估阈值。最后通过试验和实桥监测数据对提出的新监测参量和评估方法进行初步检验。

1 钢混接头监测参量选取

重庆石板坡长江复线桥为特大型连续-刚构桥,主跨 330 m,为世界上已建刚构桥中主跨之最。为减轻主跨结构自重,其跨中 108 m 采用了钢箱梁,其余上部结构为混凝土箱梁,故在主跨形成两处钢-混凝土接头^[1,4-5],钢-混接头布置如图 1、2 所示。在钢-混凝土接头中,轴向力和弯矩通过压力板和 PBL 剪力键共同传递;剪力和扭矩主要通过 PBL 剪力键传递;局部预应力束提供了足够的压力储备以抵御出现的拉应力。因此,PBL 剪力键和局部预应力束在钢-混接头的各种应力传递中起到至关重要的作用。PBL 剪力键在截面的分布如图 3 所示,局部预应力束在截面的分布如图 4 所示。

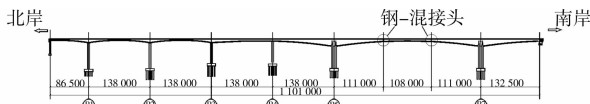


图 1 石板坡长江大桥复线桥钢混接头位置示意图

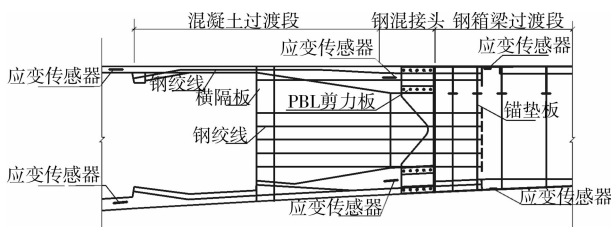


图 2 钢混接头详图及应变测点布置图

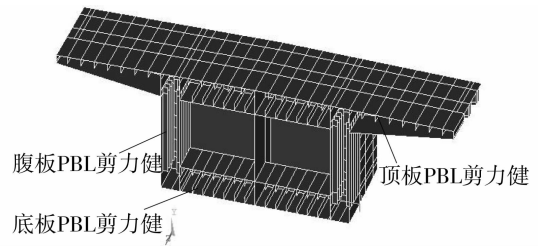


图 3 PBL 剪力键截面分布示意图

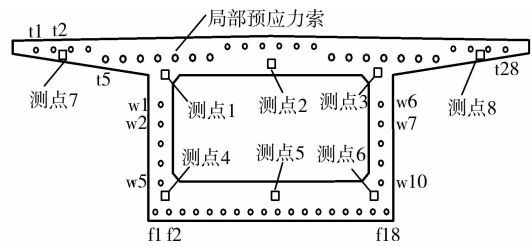


图 4 局部预应力索截面分布及测点编号

1.1 局部预应力损失监测参量选取

在长期使用过程中,预应力损失包括正常损失和非正常损失,前者主要包括混凝土收缩徐变引发的预应力松弛等,该部分预应力的丧失不可避免且可在设计时得到考虑,不会引发钢-混凝土接头受力性能的较大改变;后者主要包括预应力束断丝、锈蚀和锚头损坏等,将导致钢-混凝土接头性能大幅降低,故在监测中应主要把握非正常损失引起的破坏。在钢-混凝土接头截面某处纵桥向应变 ϵ 可以表示为:

$$\epsilon = \epsilon_c + \epsilon_{sh} + \epsilon_F + \epsilon_t + \epsilon_d \quad (1)$$

式中, ϵ_c 、 ϵ_{sh} 分别为徐变和收缩引起的应变; ϵ_F 、 ϵ_t 分别为外荷载和环境变化引起的应变; ϵ_d 为预应力非正常损失引发的应变。以上各项均是关于时间的函数。

局部预应力在截面上的分布及编号如图 4 所示,其中位于顶板的预应力索从左向右依次编号为 t1、t2、...、t28;位于底板的预应力索从左向右依次编号为 f1、f2...、f18;位于腹板的预应力索从左向右,从上向下依次编号为 w1、w2、...、w10;截面上提取的应变为图 4 中的测点 1 至测点 8。建立该桥的整体有限元模型,选取典型工况计算各测点的应变变化,工况号如表 1 所示,表中接头截面和邻近截面分别指图 2 中的钢混接头和靠近混凝土过渡段截面的应变传感器所在截面。各测点的应变变化如图 5、6 所示。其中预应力束损伤为一根预应力束发生完全损坏时的情况。

表 1 计算工况表

工况	t1 损伤	t5 损伤	f1 损伤	W3 损伤	车道荷载	升温 30 度	收缩徐变 10 年
接头截面	1	2	3	4	5	6	7
邻近截面	1-1	2-1	3-1	4-1	5-1	6-1	7-1

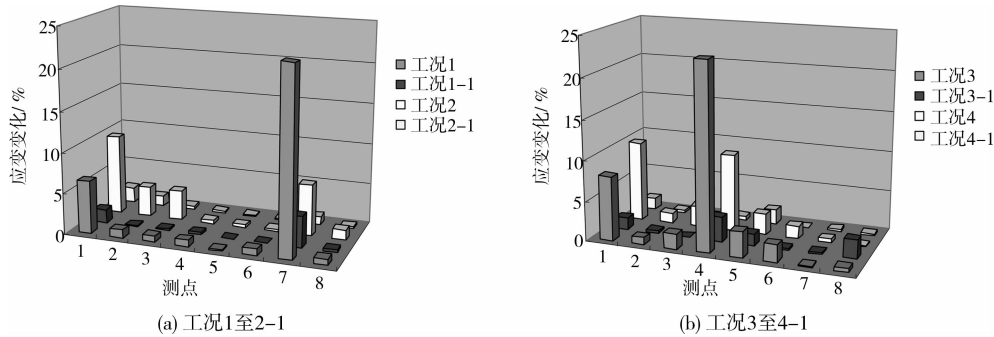


图 5 局部预应力损失下各测点应变变化规律

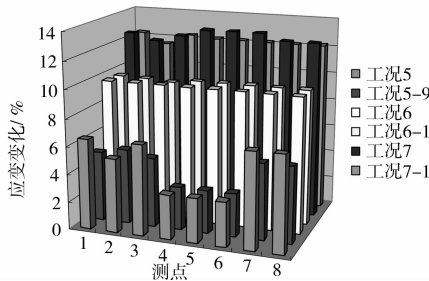


图 6 环境作用下各测点应变变化规律

从图 5 可知,局部预应力损失将主要引起钢-混接头截面应变发生变化,而邻近截面的应变变化很小,如当预应力束 t1 完全松弛时,钢混接头的测点 1 应变变化超过 20%,而邻近截面测点 1 的应变变化不到 5%。从图 6 可知,在车辆荷载、收缩徐变和温度变化作用下,钢混接头处各测点的应变变化和邻近截面对应测点处(截面上测点编号相同处)的应变变化的最大偏差不超过 5%,可以近似认为在这 3 种工况下两个截面对应测点的应变变化基本一致,即式(1)前四项的变化在两个截面单元基本相同,本文将这种关联性称为“同变效应”。

综上所述,根据两个截面相同测点部位的应变相对变化规律可判定局部预应力的损失情况,故可通过应变参量来实现局部预应力损失的监测。其优点在于:无需监测钢-混接头处的输入,如温度和车辆荷载等,即可实现局部预应力损失的评定;应变监测方式不会给桥梁安全带来新的不安全因素,且简单易行。

1.2 PBL 剪力键监测参量选取

PBL 剪力键是在 20 世纪 80 年代由德国人提出的一种新型剪力连接件,国外已进行了一些研究,主要集中在推出试验和有限元模拟上,如 Oguejiofor 根据试验和数值模拟的方式给出了 PBL 剪力键的承载能力^[6]:

$$q_u = 4.5htf'_c + 0.91A_n f_y + 3.3nd^2 \sqrt{f'_c} \quad (2)$$

式中, h, t 分别为板的宽度和厚度, f'_c 和 f_y 分别为混凝土的抗压强度和钢材的抗拉强度, A_n 为横向钢筋的面积, n, d 分别为板上孔洞个数和直径。

从式(2)可以看出,PBL 剪力键的传力机理主要由 3 部分组成:接触面的抗剪、孔中钢筋的抗剪和孔中混凝土的抗剪作用。试验表明:PBL 剪力键首先沿剪力方向在钢板下端混凝土处产生裂缝,并逐步形成纵向劈裂裂缝,并最终该处混凝土纵向劈裂为破坏标志。在其之前,孔洞中的混凝土处于三向受压状态,试件破坏时钢板孔洞中的混凝土均被压碎。在整个试验中,PBL 剪力键与混凝土要发生较大相对变形才最终破坏^[2-5]。

从以上的分析可知,PBL 剪力键从开始加载直至破坏的过程中,受力复杂且以承担剪力为主,但目前针对抗剪没有较为有效的监测手段^[14],而根据 PBL 剪力键构件推出试验破坏过程来看,在破坏之前,PBL 剪力键要产生较大变形,故文中提出利用剪力键和混凝土的相对位移来监测 PBL 剪力键的破坏情况。

2 钢混接头安全评估研究

2.1 局部预应力损失评估方法研究

假设钢-混凝土接头的应变监测时序值为 $y(1)、y(2)、\dots、y(t)$,而邻近单元应变的监测时序值为 $u(1)、u(2)、\dots、u(t)$,其中 t 为按一定时间间隔采样的顺序号。由于环境、荷载和混凝土的收缩徐变等其他效应的存在,即使局部预应力未发生松弛现象,接头处的应变监测值 y 也将随时间而发生改变,故无法直接从监测的 y 中得出预应力松弛信息。但 y 和 u 之间存在“同变效应”,仅局部预应力松弛将改变这种内在效应。于是可以采用 u 为输入, y 为输出,利用 ARX 模型来度量该关联性,ARX 模型的数学表达式为:

$$\begin{cases} A(q^{-1})y(t) = B(q^{-1})u(t) + e \\ A(q^{-1}) = 1 + a_1q^{-1} + a_2q^{-2} + \dots + a_nq^{-n_a} \\ B(q^{-1}) = 1 + b_1q^{-1} + b_2q^{-2} + \dots + b_nq^{-n_b} \end{cases}$$

式中, q^{-1} 为时间延迟算子; $n_a、n_b$ 为延迟项次; $a_i、b_i$ 分别为各部分第 i 项的系数; e 为残差。文中采用 AIC 规则来确定 ARX 模型最佳的模型阶次,采用最小二乘法确定各系数的值^[16]。

当局部预应力出现松弛时,预测误差 e 不再是具有零均值和一定方差的随机变量,其将发生单方向的偏移,可通过 EWMA 控制图检验预测误差是否出现奇异值来评定局部预应力是否发生松弛破坏^[17]。EWMA 控制图的上、下限在样本较多时可定义为:

$$\begin{cases} UCL = \mu + k \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{\lambda}{2-\lambda}} \\ LCL = \mu - k \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{\lambda}{2-\lambda}} \end{cases}$$

式中, UCL 和 LCL 分别为 EWMA 控制图的上限值和下限值。 λ 和 k 为获得过程受控 ARL_0 的参数, n 为样本子集的大小; μ 和 σ 分别为样本的均值和方差。

ARL_0 的定义为:对某一个确定的质量特性水平,控制图从开始进行控制直到发出警报信号为止所抽取的平均样本数。确定式(4)中各参数的大小即可确定 EWMA 控制图的上限值和下限值。 ARL_0 的确定没有固定的方法,由于预应力松弛属于缓慢现象,故可认为最大在 1 个月内不发生误报警,该桥钢-混凝土接头处每 2 个 h 采集一次数据,则 ARL_0 可取为 370,略大于 1 个月采集的数据点数。 ARL_0 确定后,为了选择 λ 和 k ,需要先确定过程监测允许的最小偏移量 d 的大小,其为正常观测

样本标准差 σ 的倍数,往往在 0-4 之间取值,本文取为 3,则根据文献[17],查表计算得到 EWMA 控制图的上限值和下限值为:

$$\begin{cases} UCL = \mu + 2.2\sigma \\ LCL = \mu - 2.2\sigma \end{cases}$$

在健康状态下,利用实测数据建立 ARX 和 EWMA 模型,确定模型中的各个参数。同时,利用建立的刚混接头有限元模型计算不同预应力束发生不同损伤状态下损伤模式库。在未知状态,首先采用 EWMA 模型检验 ARX 模型的预测误差,如预测误差超过上、下限值,则采用统计模式识别对预测误差进行识别,以确定损伤程度和具体部位。然后利用有限元模型计算损伤部位损伤后的预压应力与设计预压应力大小的比值,本文将其称为残留预压应力比。将残留预压应力比作为判断预应力松弛的指标,当该指标为 1 时,表示刚混接头预应力完好无损;当该指标为 0 时,表示预应力完全损失。预应力松弛评估方法流程如图 7 所示。

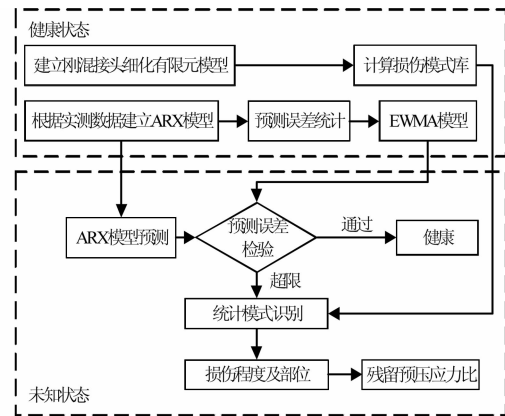


图 7 各测点局部预应力损失评估方法流程

2.2 PBL 剪力键安全评估研究

因直接依靠相对位移监测 PBL 剪力键的破坏情况,可采用阈值对比法确定其安全状态,故测点布置和阈值的选取成为 PBL 剪力键安全评估的关键问题。

为考虑箱梁截面所有 PBL 剪力键在各种工况下的相对位移分布规律,取钢混接头段的完整模型进行理论分析计算,剪力键在横桥向的布置及编号情况如图 8 所示,其中,腹板 LMA~LMD 处剪力键沿纵桥向分布 4 片,将最靠近混凝土箱梁端的剪力键编号为 1,最靠近钢箱梁处的剪力键编号为 4。采用 ANSYS 建立钢-混接头细化三维模型:混凝土部分采用 solid45 实体单元,钢箱梁、PBL 剪力键采用 shell63 单元,预应力筋采用 link8 单元^[14-15]。由于接触面的抗剪、孔中钢筋的抗剪和孔中混凝土的

抗剪作用目前仍无法利用有限元模型准确模拟,故利用 PBL 剪力键推出试验结果,采用弹簧单元 combin39 模拟其抗剪效果。

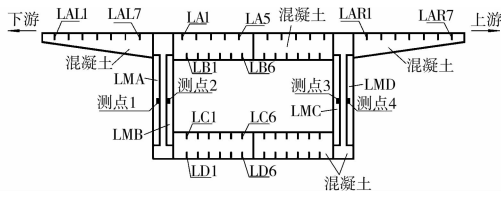


图 8 PBL 剪力键布置情况及编号

对 combin39 单元,其力-位移曲线(F-D 曲线)的选择关系到最终计算结果的准确性。根据文献[11]的研究成果,PBL 剪力键力和位移的曲线关系如图 8 所示,图中 P_2F_120_A(B)为试验构件的实测值,Prk_P_2F_120_A(B)为欧洲规范计算值(ENV1994)。从图 9 可知,从开始加载到完全丧失承载能力,PBL 剪力键经历线性阶段、屈服阶段和破坏阶段。因此,参照该试验结果,将 combin39 单元的 F-D 曲线设为三折线,如图 10 所示,图中 F_s 、 D_s 分别表示剪力键性能发生屈服时的力和位移大小; F_u 、 D_u 分别表示剪力键发生破坏时的力和位移大小。发生破坏前的两直线段的斜率参照文献[11]试验结果确定。 F_u 取公式(2)的计算值, F_s 的取值参照文献[11]的结果且考虑到安全性,取为 $F_u/2$ 。

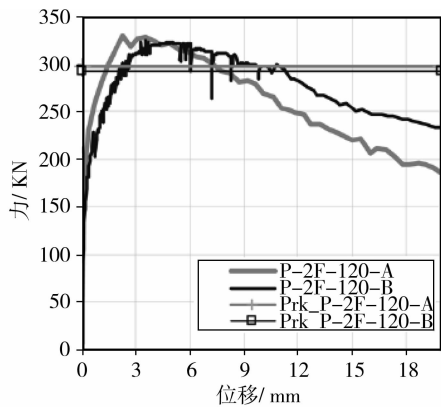


图 9 文献[9]试验得出的 F-D 曲线

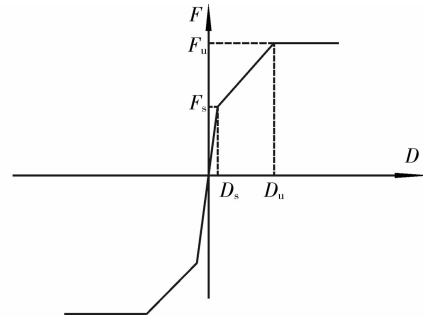


图 10 combin39 单元的 F-D 曲线

根据文献[4,14],主要考虑以下几种工况:1)工况 I:正常使用极限状态正弯矩;2)工况 II:正常使用极限状态负弯矩;3)工况 III:承载能力极限状态正弯矩;4)工况 IV:承载能力极限状态负弯矩。采用整体模型计算出各工况下钢-混接头的内力,然后将其施加于细化的钢混接头模型上。

将各荷载工况计算的力施加于细化的有限元模型,计算结果如图 11 所示。在 4 种工况中上、下游截面各点计算的相对位移规律一致,文中仅给出下游各 PBL 剪力键的相对位移值。且顶、底板中的 PBL 剪力键主要考察纵桥向的相对位移,而腹板中的剪力键主要考察竖桥向的相对位移。

从图 11 可知:1)在使用极限状态下,钢混接头处所有 PBL 剪力键的相对位移值均没超过 0.01 mm,因此仍可以认为在使用极限状态下钢混接头处于线性阶段,没有发生滑移;2)在承载能力极限状态的工况 III 下,各测点的相对位移较使用极限状态下有较大增加,但并未出现发散现象,说明此时 PBL 剪力键还处于屈服阶段,且各测点的相对位移相差不大,表明此时钢混接头未发生破坏,仍处于整体联合受力状态;3)在工况 I、III 作用下,位于翼缘的 LAL 和位于底板下的 LD 部分的相对位移值由外侧向中间递减;位于顶板的 LB 部分的相对位移值基本保持不变;LA 和 LC 部分的相对位移值由外侧向中间递增;对位于腹板的 LMA 和 LMB 部分而言,靠近钢箱梁一侧的剪力键与混凝土的相对位移值较大,且最大值基本相同。

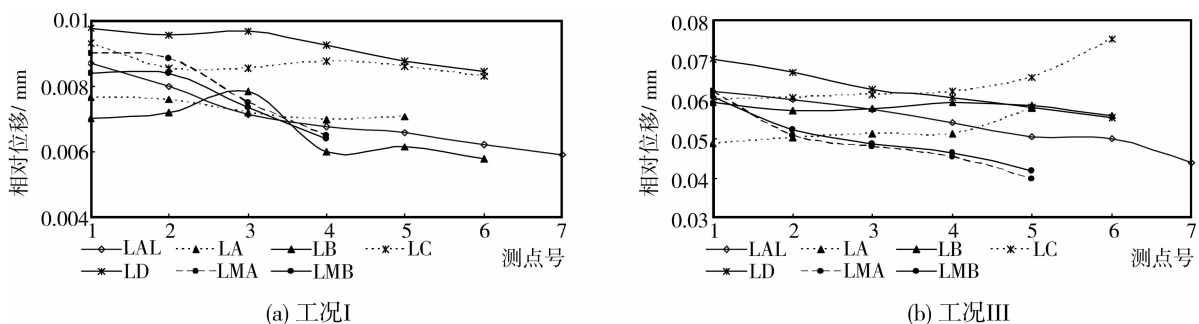


图 11 各种工况下 PBL 剪力键相对滑移值

由于在不同工况下各处 PBL 剪力键计算所得相对位移基本相同,考虑到传感器安装的简便性,故在 LMA、LMB、LMC 和 LMD 最接近混凝土端的 PBL 剪力键处各布置一个传感器,如图 8 所示。全桥两处钢混接头共布置 8 个传感器。

通过有限元分析,钢混接头在正常使用极限状态下没有发生滑移,而在承载极限状态下钢混接头的 PBL 剪力键处于屈服阶段。由于桥梁在正常运营状态下承担的荷载基本达不到承载极限状态下荷载,可取使用极限状态下理论值为一般预警值,且考虑到长期监测中可用的传感器的最小精度,取剪力键相对位移的报警阈值为 0.01 mm。

采用工字型钢-混接头模型进行实验室测试,在使用极限状态正、负弯矩作用下,各测点剪力键与混凝土的相对位移最大值为 0.01 mm,承载能力极限状态正弯矩作用下相对位移的最大值为 0.06 mm^[13],与本文的计算结果基本吻合,故本文采用力-位移曲线骨架曲线来近似代替 PBL 剪力键的复杂传力过程具有一定的可靠性。

2.3 综合评价

文中将刚混接头的安全等级分为 3 级,即安全、一般预警和严重预警。状态等级为安全表示刚混接头的受力性能未发生损伤,可以正常使用;状态等级为一般预警表示刚混接头的受力性能有一定程度的下降,大桥需限载限速通行且应及时对大桥进行修复;状态等级为严重预警表示刚混接头存在安全隐患,需封闭大桥交通并立即对大桥进行检查、修复。

大桥南北刚混接头相距 108 m,故将两处的刚混接头作为独立的子结构,分别进行综合评价。

当刚混接头处所有相对位移、应变测点均未超过阈值或上、下限值时,则可认为刚混接头处于安全状态;

当出现下列情况之一即认为刚混接头处于一般预警状态:仅有一个相对位移测点超过阈值;残留预压应力比小于 0.8 时;

当出现下列情况之一即认为刚混接头处于严重预警状态:当两个或以上相对位移测点超过阈值;残留预压应力比小于 0.5 时。

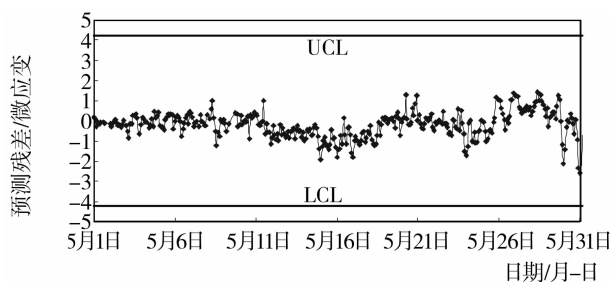
3 实测数据分析

2008 年 5 月 12 日四川汶川发生里氏 8 级特大地震,重庆地区的震感较为强烈,地震烈度约为里氏 5 级,可以视为一次突发事件,采用该月的监测数据可以对文中提出的监测参量和评估方法作一个初步的检验。

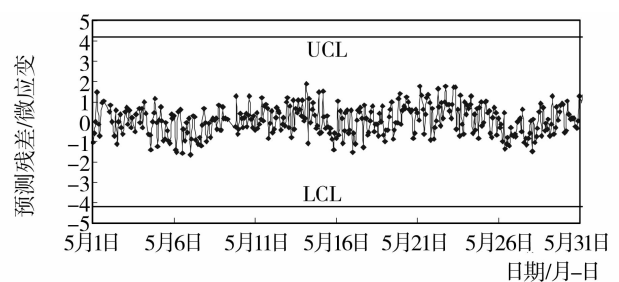
3.1 局部预应力松弛评估

采用提出的方法,对钢-混凝土接头处的应变预测残差进行计算并进行 EWMA 控制图检验,由于各测点得出的结论基本相同,限于篇幅,文中仅给出南北接头各一个测点的计算结果,如图 12 所示。

从图 12 可以看出,钢-混接头的局部预应力未出现松弛现象,这与从其他传感器得出全桥未出现损伤的结论相吻合,表明文中提出的局部预应力损失评估方法具有一定的可行性。



(a) 北岸侧2测点



(b) 南岸侧3测点

图 12 应变预测值 EWMA 控制图检验

3.2 PBL 的安全状态评估

“5.12”汶川地震当天采集的 PBL 剪力键处相对位移如图 13 所示。为从更长时段观察此次地震

对钢混接头性能的影响,截取 2008 年 5 月全月的数据进行分析,得出的统计数据如表 2 所示。

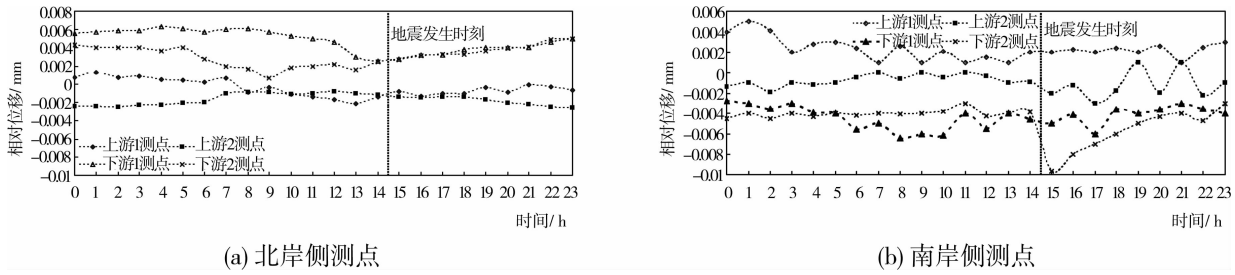


图 13 地震当天钢混接头处相对位移监测值

从图 13 可知,位于南岸下游 2 测点的监测值在地震发生前后出现了一定量的改变。相对位移为每间隔 1 h 采集一次,故地震发生时刻并未采集数据,但地震前该传感器测量值为 -0.005 mm,地震后即 15 时的值为 -0.0097 mm,且从地震后 15 时至 20

时该测点相对位移的变化趋势来看,在地震发生时刻该传感器处的绝对相对位移应超过 0.01 mm,即使用极限状态的最大值。但其监测值在地震后逐步回归到了地震前的水平,因此,该 PBL 剪力键仍处于线性受力阶段。

表 2 2008 年 5 月钢混接头相对位移统计数据

统计数据	测点位置							
	北岸侧上游		北岸侧下游		南岸侧上游		南岸侧下游	
	1 测点	2 测点	1 测点	2 测点	1 测点	2 测点	1 测点	2 测点
最大相对位移/mm	0.004	0.001	0.008	0.009	0.007	0.002	0.001	-0.002
最小相对位移/mm	-0.003	-0.006	-0.002	0.000	-0.002	-0.007	-0.010	-0.009
平均位移/mm	0.001	-0.003	0.003	0.004	0.003	-0.002	-0.005	-0.006
标准差	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002

由表 2 可知,各测点该月监测数据的标准差很小且相同,表明测试数据稳定。而该月最大相对位移和最小相对位移均未超过阈值,因此可以认为钢混接头在发生地震后仍处于正常运营状态。

相对位移监测参量在突发事件中能有效监测到异常现象,且评估结论和从其他传感器上得出的结论基本一致,表明文中提出的 PBL 剪力键的监测手段具有可行性。

4 结 语

通过以上分析和研究,可以得到以下结论:

1) 钢混接头及其邻近单元的应变在温度、荷载和混凝土收缩徐变作用下具有相同的变化规律,但钢-混接头局部预应力松弛仅引起接头截面应变的较大改变,故可通过应变参量代替传统的索力监测参量进行局部预应力松弛监测。

2) 根据 PBL 剪力键推出试验的骨架曲线,提出 PBL 剪力键复杂传力过程的三折线简化模型,并利用该模型分析了重庆石板坡长江复线桥钢-混接头处

混凝土与剪力键之间的相对位移变化规律,实现了测点的优化布置并确定了 PBL 剪力键的报警阈值。

3) 根据对汶川大地震实测数据的分析表明本文提出的基于 ARX 预测模型和 EWMA 控制图实现局部预应力松弛的评估方法是可行的。

参考文献:

- [1] 刘安双,刘雪山,代彤,等.重庆石板坡长江大桥复线桥钢-混凝土接头设计[J].桥梁建设,2007,(2):35-38.
LIU AN-SHUANG, LIU XUE-SHAN, DAI TONG, et al. Design of steel and concrete joints of double-line bridge of shibanpo changjiang river bridge in Chongqing [J]. Bridge Construction, 2007, (2): 35-38.
- [2] PIL-GOO LEE, CHANG-SU SHIM, SUNG-PIL CHANG. Static and fatigue behavior of large stud shear connectors for steel - concrete composite bridges[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61: 1270 - 1285.
- [3] EUROCODE 4. ENV 1994. Design of composite steel and concrete structures[S]. European Committee for Standardisation (CEN), 1997; 1994.

- [4] 翟影. 重庆石板坡长江大桥复线桥健康监测监测系统方案研究[D]. 重庆:重庆大学, 2006.
- [5] KO CH, CHUNG KF. A review of recent developments on design of perforated beams [C]// Proceedings of the third international conference on advances in steel structures. 2002:121 - 128.
- [6] OGUEJIOFOR EC, HOSAIN MU. Numerical analysis of push-out specimens with perfobond rib connectors [J]. Computers & Structures, 1997, 62:617-24.
- [7] 张清华,李乔,唐亮. 剪力连接件的三维非线性仿真分析方法[J]. 西南交通大学学报, 2005,40(5):595-599. ZHANG QING-HUA, LI QIAO, TANG LIANG. Research on 3D FEM nonlinear simulation method for shear connectors [J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2005, 40(5):595-599.
- [8] FABBROCINO G, MANFREDI G, COSENZA E. Analysis of continuous composite beams including partial interaction and bond [J]. Journal Structural Engineering, ASCE, 2000, 126(11):1288-1294.
- [9] KIM H-Y, JEONG Y-J. Experimental investigation on behaviour of steel - concrete composite bridge decks with perfobond ribs [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62:463-71.
- [10] AMADIO C, FEDRIGO C, FRAGIACOMO M, et al. Experimental evaluation of effective width in steel-concrete composite beams [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60(2):199-220.
- [11] VIANNA JDAC. Experimental assessment of Perfobond and T-Perfobond shear connectors structural response [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65: 408-421.
- [12] ISABEL VALENTE, PAULO J S CRUZ. Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004,60:465-479.
- [13] 田军伟,郑罡,唐光武,等. 重庆石板坡长江大桥复线桥钢-混凝土接头模型静载与疲劳试验研究[J]. 公路交通技术, 2007(4): 113-117. TIAN JUN-WEI, ZHEN GANG, TANG GUANG-WU, et al. Research on static load and fatigue test for steel-concrete connector model on new Chongqing Shibampo Yangtze River Bridge [J]. Technology of Highway and Transport, 2007(4):113-117.
- [14] ORESTE S BURSIA, FEI-FEI SUN, STEFANO POSTAL. Non-linear analysis of steel-concrete composite frames with full and partial shear connection subjected to seismic loads [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61:67-92.
- [15] A J WANG, K F CHUNG. Advanced finite element modelling of perforated composite beams with flexible shear connectors [J]. Engineering Structures, 2008,30: 2724-2738.
- [16] VIDAL, RENÉ. Recursive identification of switched ARX systems [J]. Automatica, 2008(9): 2274-2287.
- [17] MONTGOMERY DC. Introduction to statistical quality control [M]. 4rd ed New York: John Wiley, 2001.

(编辑 陈 蓉)

(上接第 65 页)

- [14] 郑颖人,赵尚毅. 边(滑)坡工程设计中安全系数的讨论 [J]. 岩石力学与工程学报. 2006,25(9):1937-1940. ZHENG YING-REN, ZHAO SHANG-YI. Discussion on safety factors of slope and landslide engineering design [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006,25(9):1937-1940. (in Chinese)
- [15] 唐芬,郑颖人. 边坡渐进破坏双折减系数法的机理分析 [J]. 地下空间与工程学报, 2008,4(3):436-441. TANG FEN, ZHENG YING-REN. Mechanism analysis on dual reduction factors about the progressive failure of slope [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2008, 4 (3): 436-441. (in Chinese)
- [16] 唐芬,郑颖人,赵尚毅. 土坡渐进破坏的双安全系数讨论 [J]. 岩石力学与工程学报, 2007,26(7):1402-1407. TANG FEN, ZHENG YING-REN, ZHAO SHANG-YI. Discussion on two safety factors for progressive failure of soil slope [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007,26(7):1402-1407. (in Chinese)
- [17] 郑颖人,沈珠江,龚晓南. 广义塑性力学— 岩土塑性力学原理 [M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2002. ZHENG YING-REN, SHEN ZHU-JIANG, GONG XIAO-NAN. Generalized plasticity soil and rock plasticity principle [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002, (in Chinese)

(编辑 陈 蓉)