

基于梁轨相互作用的铁路桥梁徐变上拱限值

颜轶航, 吴定俊, 李奇

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 为研究铁路桥梁徐变上拱对于梁轨相互作用的影响, 分别建立了三跨连续梁桥及简支梁桥的梁轨相互作用有限元模型, 分析了徐变上拱对桥上无缝线路的钢轨附加应力、扣件上拔力、扣件剪切力以及列车走行性的影响。结果表明: 徐变上拱值主要影响扣件上拔力和行车舒适度, 而对钢轨附加应力的影响可以忽略; 徐变拱跨比相同的梁桥所导致的钢轨应力、扣件上拔力及扣件剪切力峰值基本一致; 对于该研究的主跨 125 m 的连续梁桥和跨径 30 m 的简支梁桥而言, 徐变拱跨比的建议限值分别为 1/2 500 和 1/2 000。

关键词: 铁路桥梁; 梁轨相互作用; 徐变上拱值; 无缝线路纵向力; 扣件上拔力; 列车走行性

中图分类号: TU311

文献标志码: A

Limit Value of Creep Camber in Railway Bridges Considering Track-bridge Interaction

YAN Yihang, WU Dingjun, LI Qi

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In this paper, track-bridge interaction finite element models of both a three-span continuous beam bridge and a simply supported beam bridge were established in order to study the influence of creep camber on the track-bridge interaction in railway bridges. The effects of creep camber on additional rail stresses (ARSs), the uplift and shearing force of fasteners, and the train running performance of continuous welded rail (CWR) on bridges were analyzed. The results show that for the limit value of creep arch based on beam-rail interaction, the uplift force of fasteners and driving comfort play a controlling role, while the effect of ARSs is relatively insignificant. For beam bridges with the same arch-span ratio, the peak values of ARSs, uplift force and shearing force of fasteners induced by creep camber are basically the same. For the continuous beam bridge with a main span of 125 m and the simply supported beam bridge with a span of 30 m in this

paper, the reasonable limit value of the arch-span ratio of creep camber should be 1/2 500 and 1/2 000 respectively.

Key words: railway bridges; track-bridge interaction; creep camber; continuous welded rail longitudinal force; uplift force of fasteners; train running performance

铁路桥梁上铺设无缝线路后, 混凝土主梁的长期徐变会引起轨梁之间的相对位移, 从而导致钢轨附加应力、轨梁连接扣件上拔力及剪切力的产生, 影响轨道结构的安全性、稳定性及列车运行的舒适性^[1-2]。因此有必要在梁轨相互作用的研究范畴内探讨徐变效应对梁轨结构的影响, 对徐变引起的混凝土主梁上拱值进行限制。

关于梁轨相互作用问题的研究, 早期学者主要通过简化计算条件来寻求微分方程的解析解, 如捷克的 Fryba^[3]、印度的 Arya 和 Agrawal^[4]、我国铁科院的卢耀荣^[5]等。随着计算机性能的提高及有限元技术的发展, 越来越多的学者才开始运用有限元法进行梁、桥纵向相互作用机理的研究。既往的研究主要集中在列车制动、温度变化、挠曲等荷载导致的钢轨附加应力, 以及梁轨连接扣件的本构关系模型^[6-7]上, 而对于徐变效应引起的梁轨相互作用问题的研究则相对较少。

我国现行铁路桥梁规范对于徐变上拱的限值进行了规定, 如《客运专线铁路无砟轨道铺设条件评估技术指南》^[8]规定, 跨度小于 50 m 的梁体跨中徐变上拱度实测值不应大于 7 mm, 跨度大于 50 m 的梁体跨中徐变上拱度实测值不应大于 $L/7\ 000$ 或 14 mm。2017 年发布施行的《铁路桥涵设计规范》^[9]要求在轨道铺设完成后, 高速铁路有砟轨道桥面预应力混凝土梁的竖向残余徐变变形不大于 20 mm; 设

收稿日期: 2018-11-12

基金项目: 国家自然科学基金(51278374)

第一作者: 颜轶航(1991—), 男, 博士生, 主要研究方向为铁路桥梁梁轨相互作用。E-mail: 1410181@tongji.edu.cn

通信作者: 李奇(1980—), 男, 副教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为铁路桥梁车桥耦合振动及噪声分析。

E-mail: liqi_bridge@tongji.edu.cn

计时速 200 km 及以上的无砟轨道桥面预应力混凝土梁,当跨度小于等于 50 m 时,竖向残余徐变变形不大于 10 mm,当跨度大于 50 m 时,竖向残余徐变变形不大于 $L/5\ 000$ 且不大于 20 mm.

上述规范^[8-9]虽然都对徐变上拱度的限值进行了规定,但如何制定条文的理论依据不够充分,徐变上拱限值的取值主要是在工程实践的基础上提出.而目前我国普通铁路桥上的部分预应力混凝土梁桥,徐变上拱问题比较突出,以常见的 32 m 简支梁桥为例,实测的跨中徐变上拱值可达到 60 mm,个别铁路桥的上拱值甚至达到 167 mm^[10],远超出相关规范规定的限值.

针对这一问题,本文以实际工程为背景,建立了三跨连续梁桥及简支梁桥的梁轨相互作用有限元模型的梁轨相互作用有限元模型,计算了在不同徐变上拱度情况下桥上无缝线路的钢轨附加应力、扣件上拔力及扣件剪切力,同时在车桥耦合振动分析软件 VBC3.0^[11]中对列车走行性进行了分析,讨论了铁路桥梁徐变变形拱跨比的合理限值.

1 计算模型、参数及荷载

1.1 计算模型和计算参数

本文分析的预应力混凝土三跨连续梁桥跨径布

置为 70 m+125 m+70 m. 主梁为变高度单箱单室箱形梁,箱梁支座处梁高 9.2 m,跨中梁高 5.2 m. 连续箱梁材料采用 C55 混凝土,总体布置如图 1 所示.

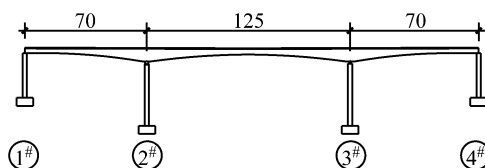


图 1 连续梁总体布置(单位:m)

Fig.1 General arrangement of bridge (unit: m)

桥上运行的铁路线路为速度 $200\text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 的客货共线铁路,采用有砟轨道双线布置.

梁轨相互作用有限元模型如图 2 所示. 采用传统的二维杆系单元模型,主梁、钢轨以及连接刚臂采用梁单元模拟,扣件的竖向、横向及扭转刚度采用线性弹簧单元模拟,线路纵向阻力采用非线性弹簧单元模拟. 计算中假定不设钢轨伸缩调节装置.

为考虑相邻结构对主桥的影响,模型包含了连续梁桥主桥两侧的简支梁段以及路基段. 研究表明,随着简支梁跨数的增加,伸缩、挠曲、制动作用下的最大钢轨力在 5 跨时已基本收敛^[12],而 UIC 规范中建议的路基段钢轨长度为 100 m^[13]. 因此,本文按主桥两侧各取 100 m 路基,再加 5 孔 32 m 简支梁进行建模.

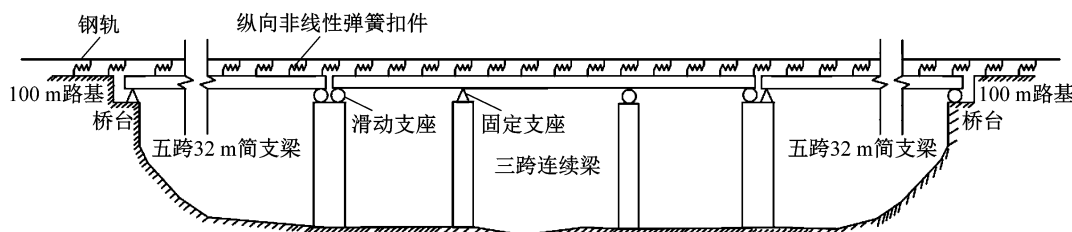


图 2 梁轨相互作用有限元模型

Fig.2 Track-bridge interaction model

假定简支梁滑动铰支座水平力为零,仅固定支座承担水平力;路基假定为刚性,路基节点固结;钢轨两端约束纵向位移,模拟钢轨锁定区的情况;下部结构刚度通过模拟墩顶纵向及竖向线刚度实现,墩底固结. 模型边界条件如图 3 所示.

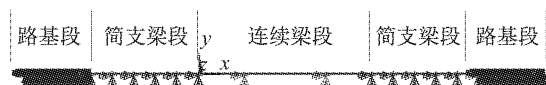


图 3 有限元模型边界条件示意图

Fig.3 Boundary condition of finite element model

无缝线路采用 CHN60 型钢轨,每米长钢轨质量为 60.64 kg,横截面积为 77.45 cm^2 ,材料为普通钢

轨常用的 U71Mn. 铺设 III 型混凝土轨枕,每公里铺设 1 667 根,选用弹条 V 型扣件. 有限元模型中用弹簧单元模拟扣件,初始扣压力为 10 kN. 线路纵向阻力关系考虑竖向有载和无载两种情况,根据我国《铁路无缝线路设计规范》^[14]相关规定进行确定,如式 (1)~(2)及图 4 所示.

$$r = \begin{cases} 7.5x, & 0 \leq x \leq 2 \\ 15, & x > 2 \end{cases} \quad \text{竖向无载} \quad (1)$$

$$r = \begin{cases} 11.6x, & 0 \leq x \leq 2 \\ 23.2, & x > 2 \end{cases} \quad \text{竖向有载} \quad (2)$$

式中: r 为单位长度纵向阻力, kN; x 为纵向位移, mm.

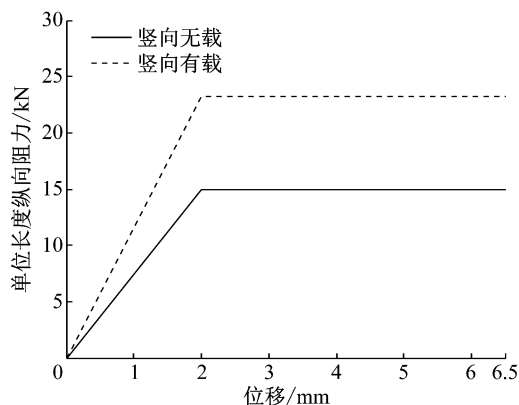


图 4 线路纵向阻力关系曲线

Fig. 4 Longitudinal resistance relation curve

计算徐变变形时,采用竖向弹簧单元来模拟扣件由于徐变作用在竖向产生的上拔力,如图 5 所示。

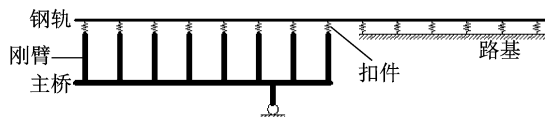


图 5 徐变计算有限元模型

Fig. 5 Creep calculation finite element model

1.2 徐变效应的考虑

混凝土在轴向产生的徐变变形对轨梁结构的变形效应影响较小,本文计算徐变效应引起的梁轨相互作用时,仅考虑徐变产生的竖向弯曲变形效应。

梁体徐变上拱主要是在预应力作用下梁体上拱的弹性变形条件下产生的,徐变上拱的线型一般可采用正弦曲线、抛物线、圆弧线等进行模拟,研究表明,徐变上拱值一般与跨度的比值较小,模拟徐变上拱曲线的线型对桥梁结构及车桥动力响应的影响可忽略不计^[15]。本文选用正弦曲线来模拟梁体的徐变上拱线型。

对于三跨连续梁,徐变的竖向变形可能产生如图 6 所示的几种变形工况。根据计算结果,连续梁中跨跨中上拱、边跨相应下挠时所导致的钢轨纵向应力和扣件上拔力最大,即徐变工况一为最不利工况。

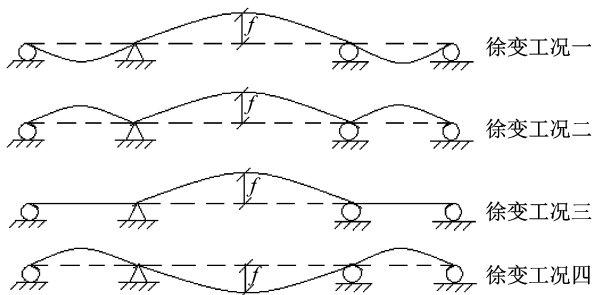


图 6 徐变计算图式

Fig. 6 Creep calculation scheme

对于工况一,分别取主跨跨中上拱 f 为 1、2、3、5、10 cm,同时按挠跨比相同的原理确定边跨挠度。主梁竖向变形按正弦曲线考虑,并将其作为强迫位移边界条件,施加到梁轨相互作用有限元模型中,计算由于徐变引起的结构响应。

梁轨相互作用将在梁、轨之间产生钢轨应力、扣件剪切力和上拔力,以及对列车走行性产生影响,后面将对其分别进行分析。

1.3 其他荷载的考虑

除徐变作用外,影响梁轨相互作用的因素还有制动、温度、挠曲等荷载的作用。

列车竖向荷载计算模型采用中-活载计算图式,取轮轨黏着系数为 0.164,沿连续梁纵向满布施加到钢轨上,以此来模拟列车制动力作用。

温度荷载根据《铁路无缝线路设计规范》^[14] 规定,考虑混凝土主梁相对钢轨升温 15 °C。挠曲荷载则考虑沿固定支座一侧的两跨梁上布置荷载计算(图 7)。本文所有分析工况列于表 1 中。



图 7 挠曲力计算图式

Fig. 7 Computing graph of flexural force

表 1 分析工况

Tab. 1 Analysis conditions

| 编号 | 工况 | 描述 |
|----|------|----------------------------------|
| 一 | 徐变 | 跨中上拱、边跨下挠,上拱值分别取 1、2、3、5 和 10 cm |
| 二 | 列车制动 | 沿连续梁纵向满布 |
| 三 | 列车竖向 | 沿固定支座一侧的两跨梁满布 |
| 四 | 温度 | 混凝土主梁相对钢轨升温 15 °C |

1.4 列车走行性分析的参数

列车为 8 节编组,机车采用 DF11,车辆采用“准高速双层客车”模型,轨道不平顺采用美国六级谱生成的样本。计算软件采用车桥耦合振动分析专用程序 VBC3.0^[11]。

混凝土梁桥徐变产生的轨道竖向的不平顺将和美国轨道六级谱产生的不平顺样本进行叠加,计算分析徐变上拱后的列车通过三跨连续梁桥的走行性。

2 考虑徐变后的连续梁桥梁轨相互作用分析

2.1 钢轨纵向应力

计算得到的仅考虑不同徐变变形情况下钢轨应

力的纵向分布如图 8 所示。

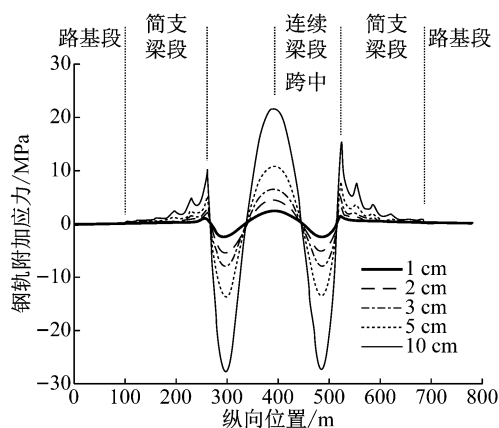


图 8 不同徐变情况下钢轨应力的分布

Fig.8 Distribution of rail additional stress under different creep conditions

从图 8 中可以看出,当中跨混凝土主梁产生徐变上拱时,在连续梁中跨的跨中附近出现较大的钢轨附加拉应力,在连续梁边跨的跨中附近则出现较大的钢轨附加压应力。随着徐变上拱值的增加,钢轨应力的峰值也不断增加,且基本呈线性增加的趋势。

需要指出的是,徐变上拱时钢轨附加压应力的峰值出现在连续梁边跨的跨中,也就是徐变下挠幅度最大的位置。而研究表明^[16-17],在列车制动和温度变化作用下钢轨的附加应力峰值则是出现在连续梁的端部。

考虑列车在连续梁上满布制动,混凝土主梁相对钢轨升温 15 °C,以及再叠加中跨跨中徐变上拱 10 cm 时的钢轨附加应力,如图 9 所示。

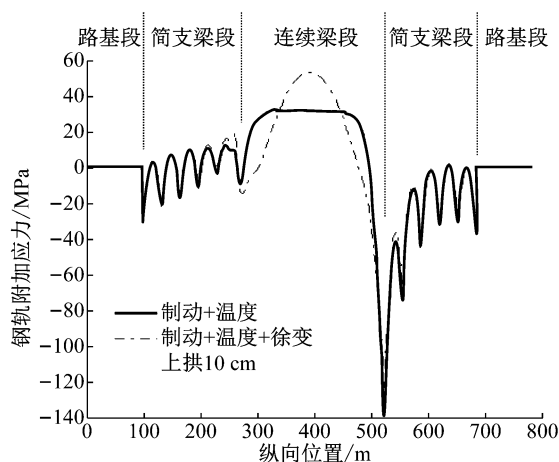


图 9 不同荷载作用钢轨应力的分布

Fig.9 Distribution of rail additional stress under different load actions

从图 9 中可以看出,由于徐变作用下钢轨附加应力峰值的出现位置和制动、温度作用不同,徐变作

用主要在连续梁跨中区域产生较大钢轨应力,对于钢轨受力最不利的连续梁端部反而是减小了钢轨附加压应力的峰值。由于钢轨附加拉应力富余量较大,总体上看徐变作用以后的钢轨应力分布反而更为有利,因此可以认为徐变作用对钢轨所受的纵向附加应力影响不大。

2.2 扣件上拔力

计算得到的跨中徐变上拱 1 cm 时扣件上拔力的纵向分布如图 10 所示。

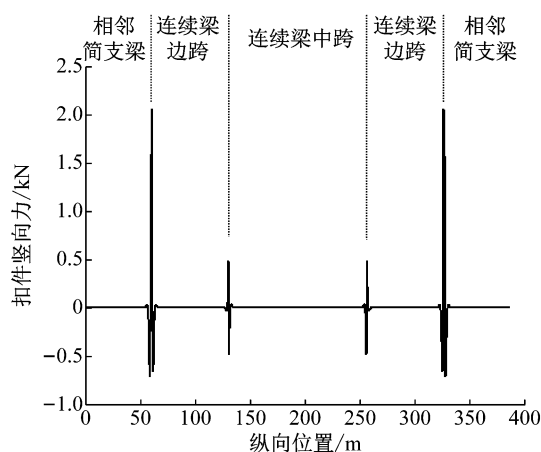


图 10 扣件竖向力沿纵向的分布

Fig.10 Longitudinal distribution of vertical force of fasteners

从图 10 中可以看出,徐变作用在支座附近会导致较大的扣件竖向力,中跨徐变上拱时扣件上拔力最大值出现在连续梁两端梁缝处,上拱值为 1 cm 时两侧扣件上拔力的大小分别为 2.06 kN 及 2.05 kN,最大扣件上拔力大小随不同徐变上拱值的变化如图 11 所示。

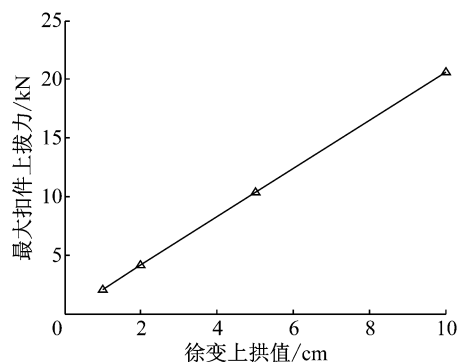


图 11 最大扣件上拔力随徐变上拱值变化趋势

Fig.11 The change trend of maximum uplift force of fasteners with creep camber

从图 11 中可以看出,随着徐变上拱值的增大,最大扣件上拔力也不断增加,且近似呈线性增加关系。

为保证扣件的正常使用,对于扣件而言不允许出现弹性垫板失压,即扣件上拔力不允许超过其初始扣压力^[18].对于有砟轨道常用的弹条 V 型扣件,其单根弹条的扣压力大于 10 kN,每个扣件的容许上拔力为 $10 \text{ kN} \times 2 = 20 \text{ kN}$.

由于扣件上拔力随徐变上拱值的变化近似呈线性关系,对其进行线性拟合,得到如下的线性关系式:

$$y = 2.06x + 0.02 \quad (3)$$

式中: y 为扣件上拔力, kN; x 为徐变上拱值, cm.

除徐变上拱外,列车制动、温度变化、竖向挠曲等荷载同样会使梁缝两侧一定范围内的扣件产生上拔力,因此计算徐变上拱度限值时应应对扣件上拔力的允许值进行一定的折减.

根据本文 1.3 节中的计算,在挠曲、温度及制动荷载叠加作用下产生的扣件上拔力最大值为 $4.5 + 2.8 + 1.3 = 8.6 \text{ kN}$ (表 2). 因此,徐变导致的单副扣件上拔力允许值为 $(20 - 8.6) \text{ kN} = 11.4 \text{ kN}$,此时在式(3)中令 $y = 11.4$,得到的徐变上拱度允许值 x 为 5.4 cm .

表 2 不同荷载作用下扣件上拔力峰值

| Tab.2 Uplift force of fasteners under different loads | | |
|---|------------|-------|
| 荷载作用 | 扣件上拔力峰值/kN | 出现位置 |
| 挠曲 | 4.5 | 梁端梁缝处 |
| 温度 | 2.8 | 梁端梁缝处 |
| 制动 | 1.3 | 梁端梁缝处 |

实际上,梁桥的徐变上拱是通过引起梁端的转角,从而导致扣件上拔力的产生.取扣件竖向力较大的连续梁桥左侧梁端附近的几组扣件,从左至右依次编号为 1, 2, 3, ..., 15, 16, 这些扣件在不同梁端转角时的竖向力分布如图 12 所示.从图 12 中可以看出,最大扣件上拔力随梁端转角的增大而增大,当梁端转角达到 1.36‰ rad 时,扣件上拔力刚好达到

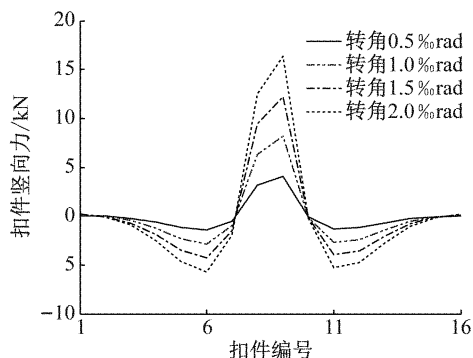


图 12 不同梁端转角时扣件竖向力分布

Fig.12 Distribution of vertical force of fasteners under different rotation angles at beam ends

徐变引起的单副扣件上拔力允许值 11.4 kN .

通过本节分析可以得到的结论是,对于主跨为 125 m 的三跨连续梁桥,保证扣件最大上拔力在允许值内的最大徐变上拱度约为 5 cm 左右,此时的梁端转角为 1.36‰ rad.

2.3 扣件剪切力

计算得到的不同荷载作用下扣件剪切力沿纵向的分布如图 13 所示.

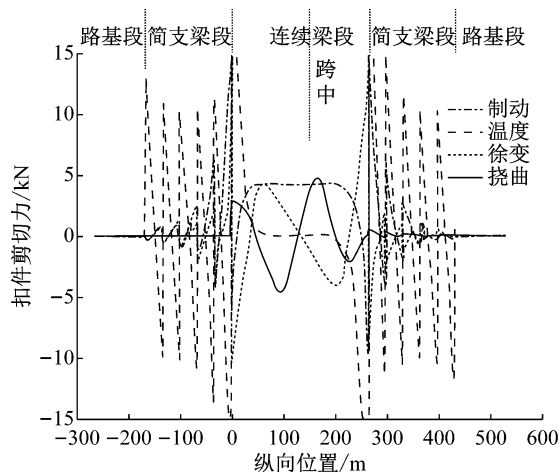


图 13 扣件剪切力分布

Fig.13 Distribution of uplift force of fasteners

在图 13 中,剪切力的正负仅表示扣件剪切力作用在钢轨上的两个不同方向.可以看出,制动、温度及徐变作用下扣件剪切力的最大值均出现在三跨连续梁的梁端位置,挠曲作用下最大扣件剪切力则出现在连续梁跨中附近.单就扣件剪切力而言,温度作用是最不利因素,制动作用次之,徐变和挠曲作用影响相对较小.

需要指出的是,在扣件剪切力的计算中扣件的位移阻力本构关系模型均假定按我国《铁路无缝线路设计规范》^[13] 中的规定进行确定.但在实际情况中,不同于制动力的作用,温度和徐变的作用是长期而缓慢的,而在长期缓慢的荷载作用下扣件的线弹性本构关系模型将不再适用.

目前的研究尚未提出更为合理的适用于缓慢荷载作用下的扣件本构关系模型,因此扣件的剪切力是否对徐变产生的梁轨相互作用起控制作用还有待更进一步的理论和试验研究.

2.4 列车走行性分析

采用轮重减载率指标评价列车行驶的安全性, Sperling 指标评价行车舒适性,车桥耦合振动分析的计算结果由表 3、表 4 给出.

表 3 徐变效应对行车安全性的影响

Tab.3 Influence of creep effect on driving safety

| 徐变情况 | 车速/ (km·h ⁻¹) | 轮重减 载率 | 车速/ (km·h ⁻¹) | 轮重减 载率 | 车速/ (km·h ⁻¹) | 轮重减 载率 | 车速/ (km·h ⁻¹) | 轮重减 载率 | 车速/ (km·h ⁻¹) | 轮重减 载率 |
|------------|------------------------------|-----------|------------------------------|-----------|------------------------------|-----------|------------------------------|-----------|------------------------------|-----------|
| 无徐变 | 80 | 0.07 | 100 | 0.12 | 120 | 0.16 | 160 | 0.25 | 200 | 0.31 |
| 徐变上拱 1 cm | 80 | 0.17 | 100 | 0.17 | 120 | 0.17 | 160 | 0.27 | 200 | 0.34 |
| 徐变上拱 5 cm | 80 | 0.17 | 100 | 0.19 | 120 | 0.26 | 160 | 0.31 | 200 | 0.44 |
| 徐变上拱 10 cm | 80 | 0.26 | 100 | 0.26 | 120 | 0.31 | 160 | 0.46 | 200 | 0.58 |

表 4 徐变效应对行车舒适度的影响

Tab.4 Influence of creep effect on driving comfort

| 徐变情况 | 车速/ (km·h ⁻¹) | Sperling 最大值 | 车速/ (km·h ⁻¹) | Sperling 最大值 | 车速/ (km·h ⁻¹) | Sperling 最大值 | 车速/ (km·h ⁻¹) | Sperling 最大值 | 车速/ (km·h ⁻¹) | Sperling 最大值 |
|------------|------------------------------|-----------------|------------------------------|-----------------|------------------------------|-----------------|------------------------------|-----------------|------------------------------|-----------------|
| 无徐变 | 80 | 1.58 | 100 | 1.70 | 120 | 1.80 | 160 | 1.96 | 200 | 2.24 |
| 徐变上拱 1 cm | 80 | 1.84 | 100 | 1.96 | 120 | 1.94 | 160 | 2.10 | 200 | 2.47 |
| 徐变上拱 5 cm | 80 | 1.90 | 100 | 2.19 | 120 | 2.35 | 160 | 2.49 | 200 | 2.69 |
| 徐变上拱 10 cm | 80 | 2.28 | 100 | 2.52 | 120 | 2.74 | 160 | 3.00 | 200 | 3.27 |

轮重减载率定义为车轮垂向减载量与平均静轮重之比,是评价列车是否会发生脱轨、侧翻等的重要安全性指标. Sperling 指标表示为车体加速度频率和幅值的函数,是目前铁路上比较广泛用来评判行车舒适性的一种技术指标,其定义为

$$W = 0.896 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{a_i^3}{f_i} F_i(f)} \quad (4)$$

式中: f_i 为第 i 级振动频率, Hz; a_i 为频率为 f_i 的针对加速度最大值, $\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$; $F(f_i)$ 为频率加权系数,用以反映不同频率对舒适度的不同影响程度.

参考《铁路桥涵设计规范》^[9] 规定,客货共线铁路列车轮重减载率指标应不大于 0.6,对于客车而言 Sperling 指标小于 2.5 时行车舒适度评定等级为优.

从表 3 中可知,三跨连续梁桥发生徐变上拱时,所有工况下列车最大的轮重减载率均小于 0.6,因此行车安全性对于徐变上拱的限值不起控制作用.

对于行车舒适度,当跨中徐变上拱值为 5 cm 时,除行车速度达到 $200 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 时的乘坐舒适度评价结果为“良好”外,其余车速的乘坐舒适度评价结果均为“优”;徐变上拱值达到 10 cm 时,乘坐舒适度受到较大影响. 因此对于主跨为 125 m 的三跨连续梁桥,为保证行车舒适度的要求,应将徐变上拱值控制在 5 cm 以下.

3 简支梁桥由徐变产生的梁轨相互作用分析

简支梁是桥梁中最常用的结构形式,为探讨徐变对连续梁桥和简支梁桥影响的共性,本文进一步对铁路简支梁桥的徐变上拱问题进行分析. 简支梁

的跨径为 30 m,按 5 跨进行建模计算,同时考虑 5 孔 32 m 简支梁相邻结构及两侧 100 m 路基对主结构的影响.

3.1 钢轨纵向应力

计算得到的简支梁中跨(第 3 跨)不同徐变变形(上拱度分别为 0.24、1.20 和 2.40 cm)情况下钢轨应力沿纵向的分布如图 14 所示.

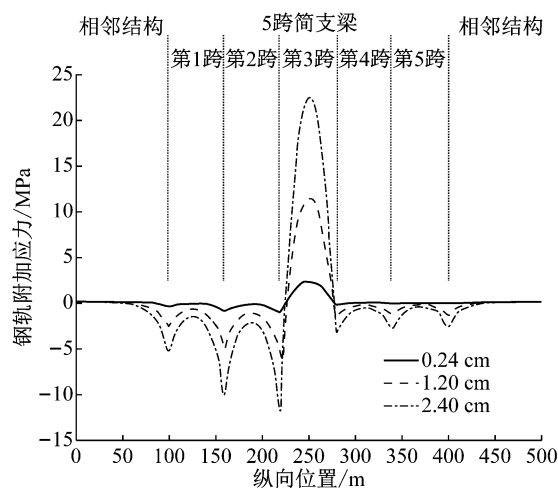


图 14 简支梁中跨徐变上拱引起的钢轨应力分布

Fig.14 Distribution of rail stress caused by creep camber of simply supported beam bridge

从图 14 中可以看出,简支梁在徐变变形下钢轨应力的分布规律与连续梁类似,在发生上拱的一跨简支梁跨中出现较大的钢轨附加拉应力,在其余简支梁段则出现钢轨附加压应力.

随着徐变上拱值的增加,钢轨应力的峰值也不断增加,如果定义拱跨比 Δ 为

$$\Delta = f/l \quad (5)$$

式中: f 为跨中徐变上拱值; l 为简支梁及连续梁主

跨的跨径。

那么,不同拱跨比对应产生的简支梁和连续梁钢轨附加应力峰值计算结果见表 5。

表 5 徐变上拱导致的钢轨应力峰值

Tab.5 Peak value of rail stress caused by creep camber

| 拱跨比 Δ | 70 m+125 m+70 m 连续梁 | | 30 m 简支梁 | |
|--------------|---------------------|-------------|----------|-------------|
| | 徐变上拱度/cm | 附加拉应力峰值/MPa | 徐变上拱度/cm | 附加拉应力峰值/MPa |
| 1/12 500 | 1 | 2.13 | 0.24 | 2.28 |
| 1/2 500 | 5 | 10.65 | 1.20 | 11.42 |
| 1/1 250 | 10 | 21.30 | 2.40 | 22.84 |

从表 5 中可以看出,在一定范围内,无论是连续梁桥还是简支梁桥,徐变上拱导致的钢轨附加应力峰值均呈线性增加关系。拱跨比数值相同时,徐变上拱导致的钢轨附加应力峰值十分接近,改变梁桥跨径进行分析可以得到同样的结论。由此可见,不同跨径梁桥在主梁徐变上拱作用下产生的钢轨附加应力峰值取决于徐变上拱的拱跨比大小,而非上拱度的绝对值大小。

3.2 扣件上拔、剪切力

简支梁在徐变变形下扣件上拔力和剪切力的分布规律与连续梁一致,均是在梁端梁缝处出现最大值。随着徐变上拱值的增大,最大扣件上拔力和剪切力也相应增加,且近似呈线性增加关系。

徐变上拱导致的扣件上拔力、剪切力的大小与拱跨比 Δ 的关系列于表 6、表 7。

表 6 徐变上拱导致的扣件上拔力峰值

Tab.6 Peak value of uplift force of fasteners caused by creep camber

| 拱跨比 Δ | 70 m+125 m+70 m 连续梁 | | 30 m 简支梁 | |
|--------------|---------------------|-----------|----------|-----------|
| | 徐变上拱度/cm | 扣件上拔力峰值/N | 徐变上拱度/cm | 扣件上拔力峰值/N |
| 1/12 500 | 1 | 2 059.2 | 0.24 | 2 054.7 |
| 1/2 500 | 5 | 10 295.8 | 1.20 | 10 277.6 |
| 1/1 250 | 10 | 20 588.6 | 2.40 | 20 559.5 |

表 7 徐变上拱导致的扣件剪切力峰值

Tab.7 Peak value of shear force of fasteners caused by creep camber

| 拱跨比 Δ | 70 m+125 m+70 m 连续梁 | | 30 m 简支梁 | |
|--------------|---------------------|------------|----------|------------|
| | 徐变上拱度/cm | 扣件剪切力峰值/kN | 徐变上拱度/cm | 扣件剪切力峰值/kN |
| 1/12 500 | 1 | 1.28 | 0.24 | 1.36 |
| 1/2 500 | 5 | 6.41 | 1.20 | 6.59 |
| 1/1 250 | 10 | 12.96 | 2.40 | 13.28 |

从表 6、7 中可见,对于扣件的上拔力和剪切力分析可以得出与钢轨应力一致的结论,即扣件的上拔力和剪切力峰值同样取决于梁桥发生徐变上拱的拱跨比大小。因此,在实际工程应用中,通过拱跨比

来对铁路梁桥的徐变上拱进行限制更为合理。

对于不同跨径、不同结构的铁路梁桥,除徐变上拱外,竖向挠曲、列车制动、温度变化等荷载作用在线路结构上引起的扣件上拔力是各不相同的。因此,虽然对于拱跨比一致的铁路梁桥,其徐变上拱引起的扣件上拔力峰值大致相同,但按扣件上拔力起控制作用对徐变上拱进行限制时,徐变导致的扣件上拔力允许值对于不同线路结构各不相同,从而对于不同桥梁结构,其徐变上拱拱跨比限值的取值也会有所不同。

对于本节计算的 30 m 跨径简支梁桥,在相同的制动、挠曲、温度荷载作用下扣件上拔力的最大值为 $(3.9+2.1+1.1)$ kN=7.1 kN(表 8),因此徐变导致的扣件上拔力允许值为 $(20-7.1)$ kN=12.9 kN。

表 8 不同荷载作用下扣件上拔力峰值

Tab.8 Uplift force of fasteners under different loads

| 荷载作用 | 扣件上拔力峰值/kN | 出现位置 |
|------|------------|-------|
| 挠曲 | 3.9 | 梁端梁缝处 |
| 温度 | 2.1 | 梁端梁缝处 |
| 制动 | 1.1 | 梁端梁缝处 |

同样进行线性拟合可以得到,扣件上拔力峰值为 12.9 kN 时简支梁跨中徐变的上拱值约为 1.5 cm,因此对于跨径为 30 m 的简支梁桥而言,徐变上拱的拱跨比限值应取为 $\Delta = 1.5/30 \times 0.01 = 1/2\ 000$ 。

而由上述分析知,对于主跨为 125 m 的连续梁桥要保证扣件最大上拔力在允许值内及行车舒适性的要求,应将跨中徐变上拱度限制在 5 cm 以内,此时的拱跨比 $\Delta = 5/125 \times 0.01 = 0.000\ 4 = 1/2\ 500$ 。

4 结论

本文对常见的铁路三跨连续梁桥及简支梁桥进行了徐变上拱的梁轨相互作用计算分析,得到了如下结论:

(1) 由于梁轨相互作用,铁路梁桥的徐变上拱将在梁、轨之间产生钢轨应力、扣件剪切力和上拔力,以及对列车走行性造成影响。随着徐变上拱值的增加,钢轨附加应力、扣件上拔力及扣件剪切力均相应增加,且其峰值基本符合线性增加的趋势;

(2) 徐变上拱引起的铁路桥梁梁轨相互作用对于简支梁桥和连续梁桥存在共性,即拱跨比相同的梁桥,徐变上拱导致的钢轨应力、扣件上拔力及扣件剪切力峰值基本一致。因此,在实际工程应用中,通过拱跨比来对铁路梁桥的徐变上拱进行限制更为

合理;

(3) 为保证起控制作用的扣件最大上拔力和行车舒适度符合要求,对于本文研究的主跨为 125 m 的三跨连续梁桥,建议拱跨比限值取为 $1/2\ 500$,对于跨径为 30 m 的简支梁桥,建议拱跨比限值取为 $1/2\ 000$ 。

参考文献:

- [1] 胡狄,陈政清. 预应力混凝土桥梁收缩与徐变变形试验研究[J]. 土木工程学报, 2003, 36(8):79.
HU Di, CHEN Zhengqing. Experimental research on the deformations for shrinkage and creep of beams in prestressed concrete bridges[J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36(8):79.
- [2] TAILHAN J L, ESPION B, STAQUET S. Creep and shrinkage of HPC in prebended composite structures. part II: in situ case study[J]. Magazine of Concrete Research, 2009, 61(3):201.
- [3] FRYBA L. Quasi-static distribution of braking and starting forces in rails and bridge[J]. Rail International, 1974, 5(11): 698.
- [4] ARYA A R, AGRAWAL S R. Dispersion of tractive and braking forces in railway bridges-theoretical analyses [J]. Rail International, 1982, 13(4):12.
- [5] 卢耀荣,冯淑卿. 桥上无缝线路挠曲力的计算[J]. 铁道学报, 1987(2): 56.
LU Yaorong, FENG Shuqing. Calculation method for the bending force of CWR on railway bridge[J]. Journal of the China Railway Society, 1987(2): 56.
- [6] ZHANG J, WU D J, LI Q. Loading-history-based track-bridge interaction analysis with experimental fastener resistance[J]. Engineering Structures, 2015, 83:62.
- [7] 吴定俊,石龙,李奇. 梁轨纵向位移阻力系数双弹簧模型研究[J]. 工程力学, 2015, 32(10):75.
WU Dingjun, SHI Long, LI Qi. A double-spring model for longitudinal displacement-resistance relationship of fasteners in rail-bridge interaction analysis[J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(10):75.
- [8] 中华人民共和国铁道部. 客运专线铁路无砟轨道铺设条件评估技术指南[S]. 北京:中国铁道出版社, 2006.
Ministry of Railways of PRC. Technical guide for evaluating the condition of ballastless track of passenger dedicated lines [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2006.
- [9] 国家铁路局. 铁路桥涵设计规范[S]. 北京:中国铁道出版社, 2017.
National Railway Administration of PRC. Code for design on railway bridge and culvert [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2017.
- [10] 乔健,陈良江. 铁路预应力混凝土桥梁收缩徐变控制技术探索[J]. 铁道标准设计, 2007(6):1.
QIAO Jian, CHEN Liangjiang. Investigation of control technique for shrinkage and creep of prestressed concrete railway bridges[J]. Railway Standard Design, 2007(6):1.
- [11] 李奇. 车辆-桥梁/轨道系统耦合振动精细化分析理论及应用[D]. 上海: 同济大学, 2008.
LI Qi. Theory and application of refined analysis of vehicle-bridge/track system coupling vibration[D]. Shanghai: Tongji University, 2008.
- [12] 阴存欣. 铁路桥梁纵向附加力的静动力非线性分析与仿真研究[D]. 北京: 铁道部科学研究院, 2001.
YIN Cunxin. Study on nonlinear static and dynamic analysis of additional longitudinal forces in railway bridges[D]. Beijing: China Academy of Railway Sciences, 2001.
- [13] Track/bridge interaction recommendations for calculations; UIC Code 774-3[S]. Paris: International Union of Railways, 2001.
- [14] 中华人民共和国铁道部. 铁路无缝线路设计规范: TB10015—2012[S]. 北京:中国铁道出版社, 2013.
Ministry of Railways of the PRC. Code for design of railway continuous welded rail: TB10015—2012 [S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2013.
- [15] 黎国清,刘秀波,杨飞,等. 高速铁路简支梁徐变上拱引起的高低不平顺变化规律及其对行车动力性能的影响[J]. 中国科学: 技术科学, 2014, 44(7): 786.
LI Guoqing, LIU Xiubo, YANG Fei, *et al.* Variation law and impact on dynamic performance of profile irregularity caused by creep of simply-supported beam on High-speed railway[J]. SCIENTIA SINICA Technologica, 2014, 44(7): 786.
- [16] 阴存欣. 铁路桥梁在列车纵向制动作用下的动力反应分析[J]. 中国铁道科学, 2000, 21(2): 8.
YIN Cunxin. Dynamic analysis of railway bridge response to longitudinal braking force[J]. China Railway Science, 2000, 21(2): 8.
- [17] 戴公连,葛浩,刘文硕,等. 实测温度下大跨度桥上纵连无砟轨道受力研究[J]. 铁道工程学报, 2017, 34(5):26.
DAI Gonglian, GE Hao, LIU Wenshuo, *et al.* Analysis of longitudinally connected ballastless track on the high-speed railway long-span bridge based on the actual measured temperature[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2017, 34(5):26.
- [18] 王平,谢铠泽,蔡敦锦,等. 基于扣件受力的无砟轨道 32 m 简支梁坡度限值[J]. 铁道工程学报, 2015, 32(1):66.
WANG Ping, XIE Kaize, CAI Dunjin, *et al.* The maximum gradient of 32 m simply-supported beam bridge of ballastless track based on the fastener force[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2015, 32(1): 66.