

文章编号:1671-1637(2014)04-0025-11

纵连底座板断裂对桥上 CRTS II 型板式 无砟轨道受力的影响

陈小平¹, 王芳芳¹, 赵才友²

(1. 成都大学 城乡建设学院, 四川 成都 610106; 2. 西南交通大学 高速铁路线路工程教育部
重点实验室, 四川 成都 610031)

摘要:考虑纵连底座板断裂建立了 CRTS II 型板式无砟轨道与桥梁纵向相互作用的力学模型, 采用有限元法求解力学模型, 确定了无砟轨道关键参数。以某大跨度连续梁桥为例, 降温幅度分别为 10、20、30、40、50 ℃ 时, 纵连底座板在连续梁上 7 个代表性位置发生断裂后, 分析了钢轨、轨道板、砂浆和桥梁墩台的纵向力与位移。分析结果表明: 降温幅度为 30 ℃ 时, 纵连底座板在连续梁上发生断裂时, 钢轨和轨道板的最大纵向附加力分别为 155.75、233.21 kN, 断板对钢轨和轨道板纵向附加力有较大影响; 降温幅度不大于 10 ℃ 时, 纵连底座板在连续梁上任意位置发生断裂, 轨道板与底座板的纵向相对位移均小于 0.5 mm, 砂浆不会开裂; 降温幅度为 50 ℃ 时, 纵连底座板在连续梁上任意位置断裂引起的固定支座纵向附加力最大为 196.12 kN, 不会直接造成桥梁固定支座破坏; 建议在维修作业时, 锯切纵连底座板与其铺设时的温度差应不大于 10 ℃, 并检算钢轨的强度是否能满足要求。

关键词:铁道工程; 桥梁; CRTS II 型板式无砟轨道; 纵连底座板; 力学模型; 纵向附加力; 断裂

中图分类号: U213.912 **文献标志码:** A

Fracture influence of longitudinal-continuous base layer on force characteristics of CRTS II slab ballastless track on bridge

CHEN Xiao-ping¹, WANG Fang-fang¹, ZHAO Cai-you²

(1. School of Urban and Rural Construction, Chengdu University, Chengdu 610106, Sichuan, China;
2. Key Laboratory of High-speed Railway Engineering of Ministry of Education,
Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, Sichuan, China)

Abstract: The mechanics model of longitudinal interaction between CRTS II slab ballastless track and bridge was established considering the fracture of longitudinal-continuous base layer(LCBL), and was solved by finite element method. Key calculation parameters of ballastless track were determined. A bridge with long-span continuous beam was taken as an example, the longitudinal forces and displacements of rail, slab, mortar and bridge support were analyzed when LCBLs with the temperature reductions of 10, 20, 30, 40, 50 ℃ were fractured at 7 typical positions on long-span continuous beam. Analysis result indicates that when the temperature reduction of LCBL is 30 ℃, and LCBL is fractured on long-span continuous beam, the maximal additional longitudinal forces of rail and slab are 155.75 kN and 233.21 kN respectively. The influence of LCBL

收稿日期:2014-02-18

基金项目:国家自然科学基金项目(51308081);铁道部科技研究开发计划项目(2010G006-B)

作者简介:陈小平(1978-),男,福建邵武人,成都大学副教授,工学博士,从事轨道结构研究。

fracture on the additional longitudinal forces of rail and slab are significant. When the temperature reduction of LCBL does not exceed $10\text{ }^{\circ}\text{C}$, no matter LCBL is fractured at any position on long-span continuous beam, the longitudinal relative displacement between slab and LCBL is less than 0.5 mm , and mortar can't crack. When the temperature reduction of LCBL is $50\text{ }^{\circ}\text{C}$, the maximal additional longitudinal force of fixed support caused by LCBL fracture at any position on long-span continuous beam is 196.12 kN , bridge fixed support can't be destroyed directly by LCBL fracture. When the maintenance operation of LCBL is carried out, it is recommended that the temperature difference between sawing and laid LCBL can't exceed $10\text{ }^{\circ}\text{C}$, and rail strength must be checked out to meet the requirements. 7 tabs, 10 figs, 16 refs.

Key words: railway engineering; bridge; CRTS II slab ballastless track; longitudinal-continuous base layer; mechanics model; additional longitudinal force; fracture

Author resume: CHEN Xiao-ping(1978-), male, associate professor, PhD, +86-28-84616652, exp193@163.com.

0 引 言

桥上 CRTS II 型板式无砟轨道是京沪高速铁路的主型轨道结构,纵连底座板(Longitudinal-Continuous Base Layer, LCBL)是该轨道系统最具特色的核心构件,是轨道与桥梁纵向相互作用的纽带^[1-3]。在混凝土收缩徐变、自身温度变化、桥梁伸缩和列车制动的综合作用下,纵连底座板可能开裂或钢筋锈蚀^[4-6]。一旦发生钢筋锈蚀,纵连底座板伸缩刚度会大幅度降低,为了保证整个系统的稳定性,维修作业需锯断纵连底座板损坏部分并重新浇筑。纵连底座板断裂(以下简称断板)将影响轨道与桥梁纵向相互作用特性,改变轨道与桥梁各部件的纵向受力,影响桥梁与轨道结构的强度或稳定性。

目前,国内外学者对轨道与桥梁相互作用进行了较多的研究:Ruge 等分析了线路阻力非线性特性对桥上无缝线路纵向力的影响^[6],但力学模型中轨道仅考虑了钢轨、轨下基础等效成纵向分布的非线性阻力;Song 等建立了三维有限元模型分析高速列车与桥梁相互作用,力学模型对列车和桥梁进行了详细的模拟^[7],但轨道部分仅仅是等效成竖向刚度弹簧;闫斌等采用带刚臂的梁单元模拟桥梁,用非线性弹簧模拟线路纵向阻力,轨道直接模拟成梁单元,建立了塔-索-轨-梁-墩-桩的斜拉桥整体空间有限元模型,研究了高速铁路斜拉桥上无缝线路纵向力和钢轨断缝值^[8-9],但研究主要针对有砟轨道,模型中轨道部分仅考虑了钢轨参与纵向作用,未考虑轨枕;徐庆元等采用实体单元模拟桥梁及其墩台,采用空间梁单元模拟钢轨与轨枕,采用弹簧单元模拟钢轨、轨枕、桥梁与墩台之间的连接,建立了三维有限

元空间力学模型,研究了高速铁路桥上无缝线路断轨力、纵向力计算模型等^[10],但研究仅针对有砟轨道;任娟娟等将一组客专 18 号渡线、CRTS II 型板式无砟轨道、桥梁、墩台视为一个系统,建立了岔-板-梁-墩一体化计算模型,分析了桥上纵连式无砟道岔伸缩力与位移的影响因素,得到了道岔、道床板、桥墩的受力和变形规律,分析了断轨或断板等偶然荷载作用对道岔、道床板、桥墩受力和变形的影响^[11-12]。

桥上纵连板式无砟道岔与桥上 CRTS II 型板式无砟轨道在结构上具有相似性,从上到下的结构层均为钢轨、扣件、轨道板或道床板、砂浆、底座板、滑动层、桥梁,主要区别在于道岔区的钢轨形式多样,布置复杂,且道床板比轨道板尺寸更大,形状渐变。任娟娟等建立的力学模型没有将道床板、砂浆和底座板分开考虑,而是看成一个整体,用同一单元来模拟,这一力学模型无法分析道床板、底座板或砂浆这 3 个部件的损伤对系统纵向受力的影响,也无法分析这 3 个部件的纵向受力特性。因桥上 CRTS II 型板式无砟轨道是中国高速铁路重大创新技术,故中国对此结构研究较多,目前已建立了线-板-桥-墩一体化模型研究了其纵向力学特性、纵连底座板配筋计算、制动力和伸缩附加力影响因素等,这些研究所用力学模型均是把轨道板和底座板看成一个整体,用同一单元来模拟,无法单独分析轨道板、砂浆和底座板的纵向力学特性及各自损伤对系统纵向力的影响^[13-16]。

总体上,国内外现有研究没有建立一种将轨道板和底座板分离的桥上 CRTS II 型板式无砟轨道纵向力学模型,也没有研究断板后系统纵向受力和位移变化。为明确断板对桥上 CRTS II 型板式无砟轨

道纵向受力的影响,本文建立了一种轨道板和纵连底座板分离的 CRTS II 型板式无砟轨道与桥梁纵向相互作用力学模型,分析了当大跨度连续梁桥上 CRTS II 型板式无砟轨道纵连底座板在不同位置断裂时,钢轨、轨道板、砂浆和桥梁墩台纵向受力与位移的变化,为桥上 CRTS II 型板式无砟轨道的养护维修提供建议。

1 计算理论

1.1 力学模型

基于以下考虑建立 CRTS II 型板式无砟轨道与桥梁纵向相互作用力学模型:一是能准确把握二者纵向相互作用本质,桥上 CRTS II 型板式无砟轨道

系统纵向连续层主要有钢轨、轨道板、纵连底座板和桥梁 4 层,层间主要通过扣件阻力、砂浆阻力、滑动层摩擦阻力、剪力齿槽阻力、摩擦板阻力等进行相互作用;二是能精确分析本文研究内容,纵连底座板可以在分析位置完全断开,纵连底座板与轨道板分离,二者间通过砂浆阻力相互作用,这样才能分析纵连底座板断裂后的砂浆受力情况,以明确纵连底座板断裂对于砂浆开裂的影响。图 1 为考虑纵连底座板断裂的桥上 CRTS II 型板式无砟轨道系统的钢轨-轨道板-纵连底座板-桥梁-墩台纵向相互作用力学模型,为了考虑相邻股道的影响,钢轨、轨道板、纵连底座板均按 2 股道建立,从而形成一个空间一体化的力学模型。

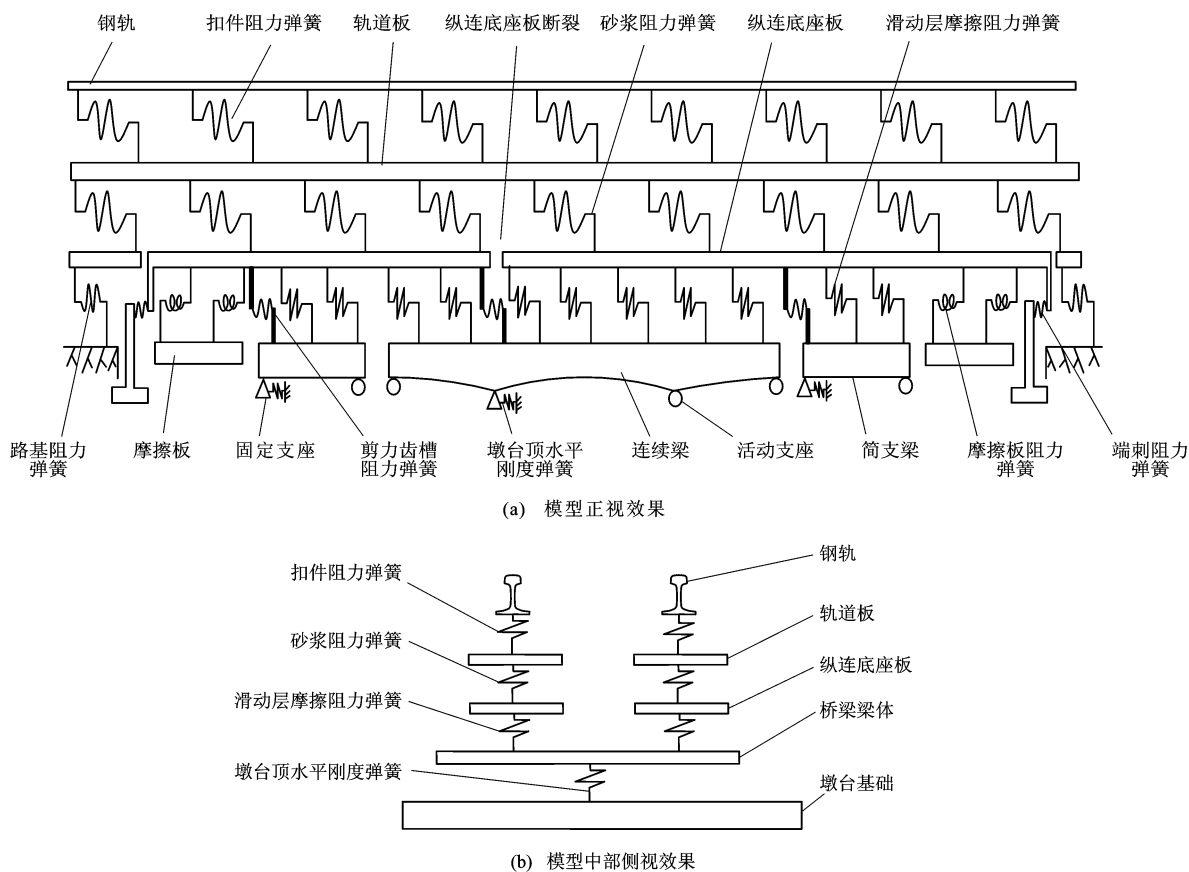


图 1 纵向力学模型

Fig. 1 Longitudinal mechanics model

本文模型与已有桥上 CRTS II 型板式无砟轨道纵向力计算模型的最大区别在于:本文模型将轨道板与纵连底座板分开,二者通过砂浆相互作用,而以往研究所建模型将轨道板、纵连底座板和砂浆简化为一条钢筋混凝土拉带,因此,本文模型更具体,更符合工程实际。

1.2 参数取值

本文拟对一座 80 m+128 m+80 m 的大跨度

连续梁桥进行研究,连续梁的左右两侧各布置 7 跨 32 m 简支梁,考虑桥梁伸出支座部分,计算全桥长度为 751 m,全桥简支梁所有固定支座均布置在靠左桥台侧,连续梁固定支座布置见图 2,全桥固定支座从左往右依次编号为 1~15,对应墩台顶纵向水平刚度见表 1。为分析纵连底座板在连续梁上不同位置断裂对系统纵向受力的影响,对图 2 中 A~G 7 个断裂位置进行分析。A、G 分别为连续梁的左右

表 1 墩台顶纵向水平刚度

Tab. 1 Longitudinal horizontal stiffnesses at pier tops

固定支座编号	水平刚度/ (kN · cm ⁻¹)	固定支座编号	水平刚度/ (kN · cm ⁻¹)	固定支座编号	水平刚度/ (kN · cm ⁻¹)
1	4 538.1	6	563.1	11	514.4
2	559.3	7	534.6	12	544.6
3	533.1	8	9 310.8	13	589.3
4	434.4	9	2 140.3	14	524.4
5	574.6	10	569.3	15	1 284.8

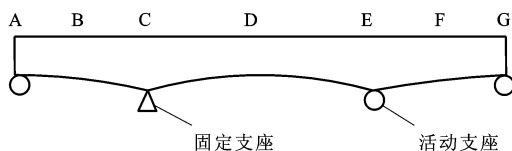


图 2 断裂位置

Fig. 2 Fracture position

两端;C、E 分别为连续梁主跨固定支座和活动支座位置;B、D、F 分别为连续梁三跨的跨中位置。

扣件阻力、滑动层摩擦阻力、摩擦板阻力、路基阻力均按双线性考虑,各阻力均对应一个极限阻力

和屈服点位移,阻力弹簧变形量小于屈服点位移时,阻力大小随变形量线性增加,超过屈服点位移后,阻力大小保持为极限阻力不变,不再随变形量增加。除扣件纵向阻力的屈服点位移为 2 mm 外,其余阻力的屈服点位移均为 0.5 mm,各阻力的极限阻力值见表 2。一块长度为 6.5 m 的轨道板承受了 412 kN 的剪力时砂浆层被剪坏,对应相对位移为 0.5 mm^[1],根据这一试验结果,本文将砂浆阻力变化特性考虑成与扣件阻力变化特性一致,对应的屈服点位移为 0.5 mm,每米极限阻力为 63.38 kN。

表 2 主要计算参数

Tab. 2 Main calculation parameters

参数	取值	参数	取值	参数	取值
每米扣件阻力/kN	24.00	每米摩擦板摩擦阻力/kN	21.13	底座板宽度/m	2.95
每米路基阻力/kN	37.91	混凝土重度/(kN · m ⁻³)	25	轨道板高度/m	0.20
端刺阻力弹簧刚度/(kN · m ⁻¹)	1.0 × 10 ⁸	底座板配筋面积/cm ²	100	轨道板宽度/m	2.55
剪力齿槽阻力弹簧刚度/(kN · m ⁻¹)	1.0 × 10 ⁹	伸缩刚度折减系数/%	8.3	摩擦板长度/m	100
每米滑动层摩擦阻力/kN	5.79	底座板高度/m	0.26	路基长度/m	200

普通路基上纵连底座板横截面高度为 0.19 m,因配筋需要,大跨度连续梁桥上纵连底座板横截面高度增大。本文纵连底座板尺寸见表 2,混凝土弹性模量为 30 500 MPa。可用伸缩刚度折减反映纵连底座板开裂后纵向传力性能的变化。实际运营中,纵连底座板在纵向力峰值部位首先出现裂缝(对应的伸缩刚度折减至初始伸缩刚度的 30% 左右),随着列车制动力、温度力和挠曲力的反复作用,裂缝不断扩展,最后形成贯通整个横截面的全断面裂缝,该部位的纵向力只能靠钢筋传递,此后全断面裂缝在线路纵向的分布间距逐渐加密,最后趋于稳定。混凝土几乎没有对钢筋纵向应变的限制作用,此处纵连底座板的伸缩刚度近似于所配钢筋的伸缩刚度,设计中有将这一状态的伸缩刚度作为下限值进行整个桥上 CRTS II 型板式无砟轨道纵向受力检算。因全断面开裂后要考虑对纵连底座板进行维

护,故本文将全断面开裂状态作为纵连底座板断裂前的临界状态,根据纵连底座板截面尺寸、混凝土弹性模量和纵向受拉钢筋面积,可知此时的伸缩刚度已折减至初始伸缩刚度的 8.3%。

中国最新《铁路无缝线路设计规范》(TB 10015—2010)规定,桥上 CRTS II 型板式无砟轨道桥梁降温幅度可按年温差为 30 ℃ 考虑,这表明桥梁降温是一个缓慢过程,而纵连底座板断裂收缩是一个快速变化过程,在这一过程中桥梁的温度几乎没有变化,因此,本文研究纵连底座板断裂对系统件纵向受力影响时,未考虑桥梁温度变化。

1.3 求解方法

采用有限元法求解模型,钢轨、轨道板、纵连底座板和桥梁采用三维梁单元离散,单元长度为 1 m,每个单元 2 个节点,每个节点 6 个自由度,单元刚度矩阵 k_i 为

$$k_1 = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ_x}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{l^2} & 0 & \frac{4EI_y}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{l^2} & 0 & \frac{12EI_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{l^3} & 0 & \frac{6EI_y}{l^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ_x}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ_x}{l} & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{l^2} & 0 & \frac{2EI_y}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{l^2} & 0 & \frac{4EI_y}{l} \\ 0 & \frac{6EI_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{l} & 0 & -\frac{6EI_z}{l^2} & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{l} \end{bmatrix} \quad (1)$$

式中: E 为弹性模量; A 为梁截面积; l 为单元长度; G 为剪切模量; J_x 为绕单元坐标系 x 轴抗扭惯性矩, x 轴沿单元长度方向; I_y 、 I_z 分别为绕单元坐标系 y 轴和 z 轴抗弯惯性矩, y 轴和 z 轴分别沿单元高度和宽度方向。

采用非线性弹簧单元模拟滑动层摩擦阻力、摩擦板阻力、砂浆阻力、扣件阻力和路基阻力, 运用弹簧力与拉压变形量的非线性变化模拟各非线性阻力的变化, 设置弹簧拉压性能相同。采用线性弹簧单元模拟墩台顶纵向水平刚度弹簧、端刺阻力弹簧、剪力齿槽阻力弹簧。2 种弹簧单元的刚度矩阵 k_2 为

$$k_2 = \begin{bmatrix} s & 0 & 0 & -s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -s & 0 & 0 & s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2)$$

式中: s 为弹簧刚度, 对于线性弹簧单元, s 为常量, 对于非线性弹簧单元, s 随弹簧的拉压量变化。

本文桥梁长度为 751 m, 桥梁每侧的路基和摩擦板长度分别为 200、100 m, 则图 1 模型中每股道钢轨长度为 1 351 m, 划分为 1 352 个节点和 1 351 个梁

单元。两股道轨道板节点数和梁单元数与钢轨一一对应。纵连底座板起、止于两侧端刺, 长度为桥梁长度与两侧摩擦板长度之和, 则纵连底座板长度为 951 m。未断裂股道纵连底座板划分为 952 个节点和 951 个梁单元。断裂股道纵连底座板在断裂处设置 2 个节点, 将这 2 个节点分别与左、右相邻的纵连底座板节点连接, 则该股道纵连底座板划分为 953 个节点和 951 个梁单元。桥梁每跨 32 m 简支梁划分为 33 个节点和 32 个梁单元, 连续梁划分为 289 个节点和 288 个梁单元。在相应位置分别设置路基、端刺、摩擦板和桥梁墩台的基础节点为 400、2、200、15 个。根据钢轨、轨道板、底座板、桥梁、路基、端刺、墩台基础的位置用各类弹簧单元将整个系统的受力联系起来。整个模型共有 8 681 个节点、8 257 个三维梁单元、8 106 个非线性弹簧单元和 34 个线性弹簧单元。将所有荷载转换为等效节点力, 约束路基、端刺、摩擦板和桥梁墩台的基础节点的所有自由度, 根据式(1)、(2)所示的单元刚度矩阵和节点编号组集得到系统平衡方程, 为

$$KU = R \quad (3)$$

式中: K 为系统总刚度矩阵; U 为系统节点位移; R 为系统节点荷载。

采用稀疏矩阵直接法求解式(3), 采用牛顿-拉

普森法进行非线性平衡迭代,每一次平衡迭代均修改刚度矩阵。

2 计算结果分析

2.1 钢轨纵向附加力

一般在一年中较为适中的温度进行纵连底座板的铺设施工,随着环境温度的降低,纵连底座板产生

不同的降温幅度,由于两端受到端刺的约束,纵连底座板产生类似于无缝线路固定区钢轨温度力一样的纵向力。存在降温幅度的纵连底座板断裂后,将收缩并释放内部纵向力,从而对系统其他部件产生影响。底座板降温幅度分别为 10、20、30、40、50 ℃时,纵连底座板在连续梁 7 个位置断裂引起的两股道钢轨纵向附加力最大值见表 3、4。

表 3 钢轨纵向附加力最大值(断板股道)

Tab. 3 Maximal additional longitudinal forces of rail (track with fractured LCBL)

底座板降温 幅度/℃	不同位置断裂引起的钢轨纵向附加力最大值/kN						
	A	B	C	D	E	F	G
10	37.58	29.15	20.85	29.41	29.45	29.33	30.12
20	88.16	70.93	50.48	71.63	71.72	71.41	67.56
30	155.75	132.84	97.88	134.28	134.48	133.77	120.23
40	235.58	211.28	158.61	213.87	214.36	212.83	185.06
50	321.85	301.39	229.09	302.73	303.81	300.74	258.86

表 4 钢轨纵向附加力最大值(非断板股道)

Tab. 4 Maximal additional longitudinal forces of rail (track with non-fractured LCBL)

底座板降温 幅度/℃	不同位置断裂引起的钢轨纵向附加力最大值/kN						
	A	B	C	D	E	F	G
10	7.82	0.63	0.27	0.23	0.22	0.73	9.65
20	17.19	1.61	0.63	0.55	0.53	1.82	18.95
30	26.81	3.35	1.11	0.98	0.95	3.73	28.71
40	36.59	6.55	1.67	1.48	1.44	6.72	39.08
50	46.73	12.56	2.27	2.02	1.97	11.02	49.93

由表 3 可以看出:对断板股道而言,降温幅度为 10 ℃时,纵连底座板在连续梁固定支座处断裂引起的钢轨纵向附加力最小,为 20.85 kN,在连续梁左端断裂时最大,为 37.58 kN,其余位置断裂产生的钢轨纵向附加力最大值为 29.15~30.12 kN;降温幅度为 20 ℃~50 ℃时,断板引起的钢轨纵向附加力规律相似,均在固定支座处断裂最小,连续梁左端断裂最大,连续梁右端断裂仅比固定支座处断裂大;综合降温幅度 10 ℃~50 ℃的计算结果看,纵连底座板在大跨度连续梁左端断裂对钢轨受力影响最大,在固定支座处断裂影响最小,其中左端属于连续梁温度跨度较小一侧的端部;纵连底座板在连续梁固定支座处断裂对钢轨纵向附加力影响最小是因为该处设有剪力齿槽,断裂后纵连底座板的收缩受到剪力齿槽约束,与轨道板纵向相对位移减小,钢轨与轨道板纵向相互作用减弱;对最不利断板位置,降温幅度在 10 ℃~20 ℃、20 ℃~30 ℃、30 ℃~40 ℃和 40 ℃~50 ℃范围内发生断板时,钢轨纵向附加力随降温幅度的增长速率分别为 5.06、6.76、7.98、

8.63 kN·℃⁻¹,表明降温幅度越大,断板引起的钢轨纵向附加力增长越快。

由表 4 可以看出:纵连底座板在连续梁 7 个位置断裂引起的非断板股道上的钢轨纵向附加力最大值,以在连续梁右端断裂时最大,以该位置计算结果来看,降温幅度为 10 ℃时非断板股道钢轨纵向附加力最大值为断板股道最大值的 32.04%,随着降温幅度的增加,二者比值下降,当降温幅度为 50 ℃时,二者比值为 19.28%。

以降温幅度为 30 ℃为例,纵连底座板断裂引起的断板股道钢轨纵向附加力和位移分别见图 3、4,图中横坐标以左桥台为原点,指向右桥台为正。纵连底座板在其余降温幅度下断裂引起的钢轨纵向附加力和位移除数值不同外,分布规律与降温幅度为 30 ℃时相似。

由图 3 可以看出:纵连底座板在连续梁固定支座处和右端断裂引起的钢轨纵向附加力大致呈余弦分布,在其余位置断裂引起的钢轨纵向附加力则呈脉冲分布;7个断裂位置引起的最大钢轨纵向附加

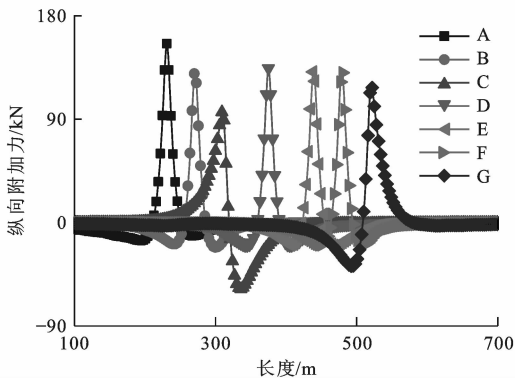


图 3 钢轨纵向附加力

Fig. 3 Additional longitudinal forces of rail

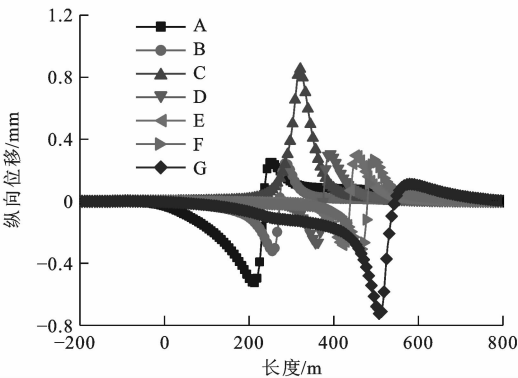


图 4 钢轨纵向位移

Fig. 4 Longitudinal displacements of rail

力均在断裂处;在固定支座处断裂时,钢轨纵向附加力影响范围最大,断裂位置两侧各 70 m 长度范围内的钢轨纵向附加力有明显变化;在 2 个边跨中部断裂时,钢轨纵向力影响范围最小,仅断裂位置两侧约 40 m 长度范围内的钢轨纵向附加力有明显变化。

由图 4 可以看出:纵连底座板在连续梁固定支座处断裂时,钢轨纵向位移呈脉冲分布,且最大纵向位移达到 0.85 mm,是 7 个断裂位置中最大的,在其余位置断裂时,钢轨纵向位移则呈反余弦分布;在连续梁两端断裂引起的钢轨纵向位移分布范围最广,表明有较大范围的扣件阻力作用在钢轨上,这从位移角度说明了在连续梁两端断裂,钢轨纵向附加力将会较其他位置断裂时大。

2.2 轨道板纵向附加力

桥上 CRTS II 型板式无砟轨道的显著优点是采用与路基相同的轨道板,轨道板贯通全桥铺设,并与两端路基连接成一条长大的钢筋混凝土板带结构,从而不需要在桥上设计特殊的轨道板,可以减少设计、施工技术难度,加快工程进度。这一结构特性导致了断板会在轨道板内部产生纵向附加力。底座板降温幅度分别为 10、20、30、40、50 ℃ 时,纵连底座板在连续梁 7 位置断裂引起的两股道轨道板纵向附加力最大值见表 5、6。

表 5 轨道板纵向附加力最大值(断板股道)

Tab. 5 Maximal additional longitudinal forces of slab(track with fractured LCBL)

底座板降温 幅度/℃	不同位置断裂引起的轨道板纵向附加力最大值/kN						
	A	B	C	D	E	F	G
10	94.53	89.22	60.44	89.36	89.36	89.26	69.38
20	173.08	167.22	129.49	167.45	167.41	167.33	141.07
30	233.21	227.23	183.65	227.67	227.73	227.48	194.98
40	279.26	274.28	227.15	274.84	274.92	274.63	239.23
50	316.54	312.57	263.85	313.04	313.21	312.61	275.06

表 6 轨道板纵向附加力最大值(非断板股道)

Tab. 6 Maximal additional longitudinal forces of slab(track with non-fractured LCBL)

底座板降温 幅度/℃	不同位置断裂引起的轨道板纵向附加力最大值/kN						
	A	B	C	D	E	F	G
10	1.83	0.15	0.15	0.15	0.15	0.27	3.72
20	4.04	0.34	0.35	0.34	0.33	0.58	7.34
30	6.28	0.72	0.45	0.45	0.45	1.22	11.18
40	8.54	1.44	0.61	0.62	0.68	2.23	14.91
50	10.88	2.82	0.75	0.75	0.75	3.75	18.35

由表 5 可以看出:纵连底座板在连续梁 7 个位置发生断裂时,以固定支座处断裂引起断板股道的轨道板纵向附加力最小,连续梁左端断裂最大,二者

比值在 63%~83% 内变化,降温幅度越大,二者比值越大,断板对轨道板纵向附加力的影响与对钢轨纵向附加力影响相似。

由表 6 可以看出:在连续梁右端断板时,非断板股道的轨道板纵向附加力最大,在该位置断板时,降温幅度为 $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,非断板股道与断板股道轨道板纵向附加力最大值的比值为 5.36% ,降温幅度为 $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时增加为 6.67% ,表明纵连底座板在连续梁上某一股道发生断裂,对相邻股道的轨道板纵向附加力影响较小。

降温幅度为 $30\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,纵连底座板断裂引起的断板股道轨道板纵向附加力和位移分别见图 5、6。

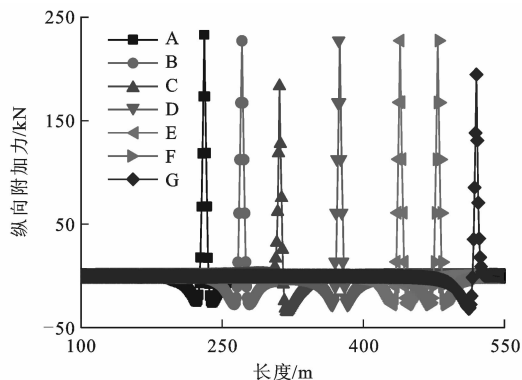


图 5 轨道板纵向附加力

Fig. 5 Additional longitudinal forces of slab

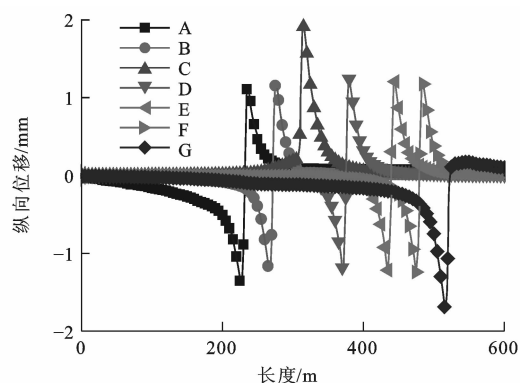


图 6 轨道板纵向位移

Fig. 6 Longitudinal displacements of slab

由图 5 可以看出:纵连底座板在连续梁上 7 个位置发生断裂时,轨道板纵向附加力最大值均出现在断裂位置,然后向两侧迅速减小,至两侧 25 m 处纵向附加力趋于 0;轨道板纵向附加力分布范围比同种工况下钢轨纵向附加力分布范围小,其原因是每米砂浆阻力为 63.38 kN ,比每米扣件阻力 24 kN 大,能够在更窄的范围内平衡轨道板纵向附加力变化。

由图 6 可以看出:纵连底座板在固定支座处断裂时,轨道板纵向最大位移为 2.1 mm ,分布范围长度约为 40 m ;在连续梁右端断裂时,轨道板纵向最

大位移为 1.8 mm ,分布范围长度约为 90 m ;轨道板纵向位移越大,对底座板的纵向跟随能力越强,二者间阻力越小,相互作用越弱;轨道板位移分布范围越大,与底座板间的阻力分布也越广,二者相互作用越强;纵连底座板 7 个断裂位置中,在固定支座处发生断裂时,轨道板纵向位移最大,但分布范围最小,所以其最大纵向附加力在 7 个断裂位置中最小。

2.3 砂浆开裂

桥上 CRTS II 型板式无砟轨道砂浆是一种高弹模砂浆,具有重要功能:首先保证轨道板与纵连底座板的粘结,以防止轨道板在温度梯度作用下翘曲;其次将轨道板上的水平力向下部结构传递。纵连底座板断裂后自身收缩,临近断缝的砂浆阻力如果不能约束这种收缩,砂浆将开裂。连续梁上 7 个位置发生断板时,砂浆开裂长度随降温幅度的变化情况见图 7,轨道板与纵连底座板相对位移随降温幅度的变化见图 8。因砂浆阻力在轨道板与纵连底座板相对位移达到 0.5 mm 时屈服,故可认为相对位移超过 0.5 mm 部分的砂浆已开裂。

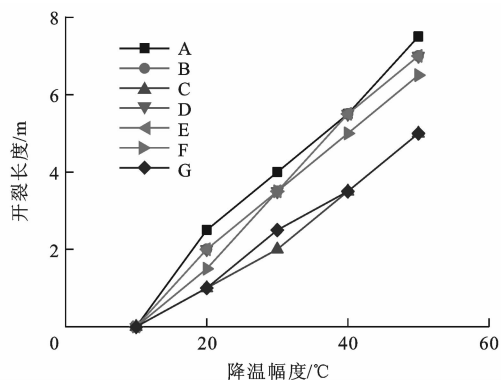


图 7 砂浆开裂长度

Fig. 7 Crack lengths of mortar

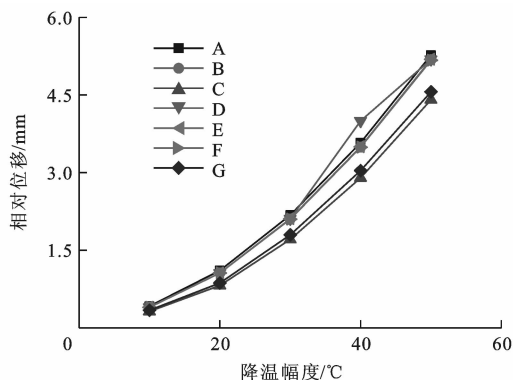


图 8 轨道板与纵连底座板相对位移

Fig. 8 Relative displacements between slab and LCBL

由图 7 可以看出:降温幅度为 $10\text{ }^{\circ}\text{C} \sim 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,在固定支座处断板,砂浆开裂长度随降温幅度的增

长速度为 $0.25\text{ m}\cdot^{\circ}\text{C}^{-1}$,降温幅度为 $20\text{ }^{\circ}\text{C}\sim 50\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,砂浆开裂长度增长速度为 $0.17\text{ m}\cdot^{\circ}\text{C}^{-1}$,降温幅度为 $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 是砂浆开裂长度增长速度的分界点,降温幅度为 $10\text{ }^{\circ}\text{C}\sim 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时砂浆开裂长度增长较快,降温幅度超过 $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 后,砂浆开裂长度增长减缓;降温幅度为 $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,当纵连底座板在连续梁左端、固定支座处和右端发生断裂,砂浆开裂长度分别为 7.5 、 5.1 、 5.1 m ,表明在连续梁左端断板时,砂浆开裂长度最大,在连续梁固定支座处和右端断板时,砂浆开裂长度最小,其原因为在连续梁固定支座处和右端附近的简支梁上均设有剪力齿槽,断板后对纵连底座板的收缩限制作用增强,而在连续梁的左端未设剪力齿槽。

由图 8 可以看出:当降温幅度不超过 $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,7 个位置断板引起的轨道板与纵连底座板相对位移均小于 0.5 mm ,砂浆不开裂;若纵连底座板在连续梁主跨的活动支座处断裂,底座板降温幅度从 $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ 增加到 $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,轨道板与纵连底座板的相对位移从

0.42 mm 增加到 5.17 mm ,降温幅度增加 400% ,对应的相对位移增加 $1\ 130.95\%$,表明相对位移随着降温幅度非线性增大,降温幅度越大,相对位移增长越快;7 个断板位置的轨道板与纵连底座板相对位移变化规律相似,当纵连底座板降温幅度为 $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,连续梁主跨中部和固定支座处断板对应的轨道板与纵连底座板相对位移分别为 5.17 、 4.41 mm ,主跨中部断板的最大相对位移比固定支座处断板增加了 17.23% ,说明连续梁主跨中部断板对轨道板与底座板纵向相对位移影响最为不利。

2.4 墩台纵向附加力

纵连底座板断裂后收缩,与桥梁产生纵向相对位移,二者间的滑动层摩擦阻力增大,作用在梁上的滑动层摩擦阻力通过固定支座向下部结构传递,从而在固定支座处产生纵向附加力,过大的纵向附加力可能造成桥梁固定支座的损坏。降温幅度 $30\text{ }^{\circ}\text{C}$ 时,连续梁上 7 个位置发生断板引起的桥梁固定支座纵向附加力见表 7。

表 7 桥梁固定支座纵向附加力
Tab. 7 Additional longitudinal forces of fixed supports of bridge kN

固定支座 编号	不同断裂位置的桥梁固定支座纵向力						
	A	B	C	D	E	F	G
1	11.41	1.85	0.35	0.03	0.05	0.23	1.56
2	3.61	0.59	0.11	0.02	0.03	0.08	0.51
3	5.81	0.96	0.15	0.04	0.05	0.13	0.81
4	7.15	1.19	0.19	0.05	0.06	0.17	1.01
5	13.42	2.23	0.35	0.11	0.12	0.32	1.89
6	18.67	3.07	0.48	0.13	0.17	0.45	2.61
7	26.43	4.04	0.63	0.18	0.23	0.60	3.47
8	82.41	13.74	6.92	4.65	7.63	20.51	112.84
9	8.68	1.51	2.44	2.97	4.56	12.17	89.71
10	1.73	0.29	0.48	0.58	0.96	2.56	9.96
11	1.11	0.19	0.31	0.38	0.63	1.68	5.89
12	0.83	0.14	0.23	0.28	0.47	1.26	4.36
13	0.62	0.11	0.17	0.21	0.35	0.94	3.26
14	0.36	0.05	0.09	0.12	0.21	0.56	1.95
15	0.56	0.07	0.13	0.17	0.29	0.82	2.88

由表 7 可以看出:连续梁右端发生断板时固定支座纵向附加力最大为 112.84 kN ,是 7 个断板位置中最大的,表明该位置是固定支座纵向附加力的最不利断板位置;固定支座纵向附加力最小的断板位置为主跨中部,也就是连续梁的中部,此时固定支座纵向附加力为 4.65 kN ,仅为最不利断板位置的 4.12% ;整体趋势是断板位置从连续梁中部向两端

变化时固定支座纵向附加力不断增大;连续梁左端断板对相邻 4 跨简支梁固定支座纵向附加力有较大影响,其中第 4 个固定支座处纵向附加力为 7.15 kN ,约为连续梁固定支座最大纵向附加力的 8.68% ;连续梁右端断板对相邻 2 跨简支梁固定支座纵向附加力有较大影响;综合左、右端断板情况看,连续梁上发生断板对相邻 130 m 范围内的简支梁固定支座

纵向附加力影响较大。

图 9 为 7 个位置断板引起的连续梁固定支座纵向附加力随底座板降温幅度的变化。由图 9 可以看出:降温幅度越大,断板引起的连续梁固定支座纵向附加力越大,随降温幅度的增大,固定支座纵向附加力增大速率最快的断板位置为连续梁右端,为 $3.95 \text{ kN} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$,增大速率最慢的断板位置为主跨中部,仅为 $0.24 \text{ kN} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$;综合 7 个断板位置看,所有降温幅度中连续梁右端(即连续梁温度跨度较大侧的端部)发生断板时,固定支座处的纵向附加力最大,另一侧端部断板纵向附加力次之,越靠近连续梁中部断板固定支座纵向附加力越小,这是因为在端部断板时,断口一侧连续梁上的滑动层摩擦阻力全部由固定支座平衡,而在距端部一定距离断板时,见图 10,断缝两侧连续梁上的滑动层摩擦阻力基本能够自平衡,需要固定支座平衡的部分很小。

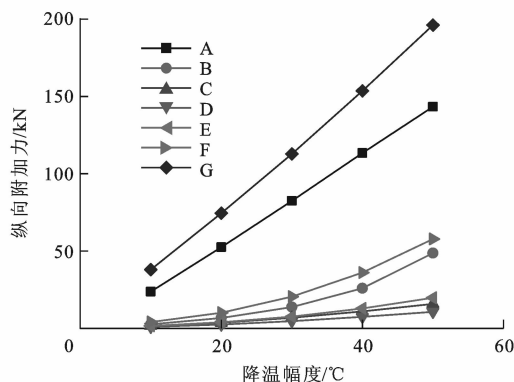


图 9 连续梁固定支座纵向附加力

Fig. 9 Additional longitudinal forces of fixed support of continuous beam

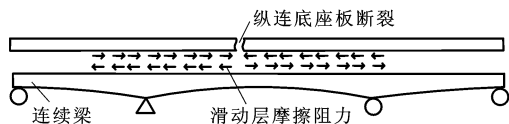


图 10 滑动层摩擦阻力自平衡

Fig. 10 Self-balancing of frictional resistance of slide layer

比较图 9 和表 3 可看出:同种工况下的钢轨纵向附加力普遍大于固定支座纵向附加力,如降温幅度为 30°C 时,左端断板时最大钢轨纵向附加力为 155.75 kN ,固定支座纵向附加力为 82.41 kN ,其原因是底座板断裂后收缩,在上、下两面分别受到砂浆阻力和滑动层摩擦阻力的约束,砂浆阻力大于滑动层摩擦阻力,使得向上传递的纵向附加力更大;降温幅度为 50°C 时,纵连底座板即使在最不利位置(连续梁右端)发生断裂,全桥固定支座的最大纵向附加

力也仅为 196.12 kN ,远小于同等跨度连续梁上列车制动和桥梁伸缩引起的固定支座纵向附加力 $2\,289.15$ 、 597.53 kN ^[16],表明断板对桥梁固定支座强度影响较小。

3 结 语

(1)本文 CRTS II 型板式无砟轨道与桥梁纵向相互作用力学模型可考虑纵连底座板在任意位置断裂,模型垂向考虑了钢轨-轨道板-纵连底座板-桥梁-墩台纵向相互作用,模型横向考虑了两股道相互影响,可分析纵连底座板断裂对整个系统纵向受力的影响。

(2)纵连底座板在大跨度连续梁较小温度跨度侧的梁端断裂对钢轨受力最不利,降温幅度 30°C 的纵连底座板在该处断裂,最大钢轨纵向附加力可达 155.75 kN ,断板对钢轨纵向受力影响较大。

(3)纵连底座板在大跨度连续梁上发生断裂对轨道板纵向受力影响较大,轨道板纵向受力最不利断板位置为连续梁左端,降温幅度为 30°C 时,连续梁左端发生断板,轨道板最大纵向附加力达 233.21 kN 。虽然轨道板在设计上允许沿预设裂缝开裂,可以不考虑断板对轨道板强度的影响,但是断板引起的过大纵向附加力势必会导致轨道板裂缝扩张,进而影响轨道板纵向连接钢筋的耐久性。

(4)降温幅度越大,轨道板与纵连底座板的相对位移越大,砂浆开裂长度越长。当降温幅度不超过 10°C 时,大跨度连续梁上 7 个位置发生断板,砂浆均不会开裂,建议运营维护中如需对纵连底座板进行锯切作业,锯切与铺设时的温度差应控制在 10°C 以内。

(5)纵连底座板在连续梁温度跨度较大侧端部发生断裂,固定支座纵向附加力最大,在连续梁两边跨跨中断裂,固定支座纵向附加力较小。断板引起的固定支座纵向附加力大幅小于制动引起的固定支座纵向附加力,纵连底座板断裂不会引起连续梁固定支座强度破坏。

(6)本文主要针对大跨度连续梁桥研究纵连底座板断裂对桥上 CRTS II 型板式无砟轨道纵向力的影响,进一步将针对简支梁桥进行相关研究。

参考文献:

References:

- [1] 方 利,王志强,李成辉. 简支梁桥上 CRTS II 型板式无砟轨道制动力影响因素分析[J]. 铁道学报, 2012, 34(1): 72-76.
FANG Li, WANG Zhi-qiang, LI Cheng-hui. Analysis on

- influencing factors of braking force of CRTSⅡ ballastless track slab on simply-supported beam bridges[J]. Journal of the China Railway Society, 2012, 34(1): 72-76. (in Chinese)
- [2] 蔡小培,高亮,孙汉武,等.桥上纵连板式无砟轨道无缝线路力学性能分析[J].中国铁道科学,2011,32(6):28-33.
CAI Xiao-pei, GAO Liang, SUN Han-wu, et al. Analysis on the mechanical properties of longitudinally connected ballastless track continuously welded rail on bridge[J]. China Railway Science, 2011, 32(6): 28-33. (in Chinese)
- [3] 郑先奇. CRTSⅡ型板式无砟轨道桥上滑动层、挤塑板施工技术[J].铁道标准设计,2012(8):12-15.
ZHENG Xian-qi. Construction technology of sliding layer and extruded sheet upon bridge of CRTSⅡ slab ballastless track[J]. Railway Standard Design, 2012(8): 12-15. (in Chinese)
- [4] 王平,徐浩,陈嵘,等.路基上CRTSⅡ型板式轨道裂纹影响分析[J].西南交通大学学报,2012,47(6):929-934.
WANG Ping, XU Hao, CHEN Rong, et al. Effects analysis of cracking of CRTSⅡ slab track on subgrade[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2012, 47(6): 929-934. (in Chinese)
- [5] 徐浩,谢铠泽,陈嵘,等. CRTSⅡ型板式轨道宽接缝开裂及修补材料对轨道板的影响分析[J].铁道标准设计,2012(7):30-32,37.
XU Hao, XIE Kai-ze, CHEN Rong, et al. Influence on track slab caused by crack and repairing material at wide juncture of CRTSⅡ slab-type track[J]. Railway Standard Design, 2012(7): 30-32, 37. (in Chinese)
- [6] RUGE P, BIRK C. Longitudinal forces in continuously welded rails on bridge decks due to nonlinear track-bridge interaction[J]. Computers and Structures, 2007, 85(7/8): 458-475.
- [7] SONG M K, NOH H C, CHOI C K. A new three-dimensional finite element analysis model of high-speed train-bridge interactions[J]. Engineering Structures, 2003, 25(13): 1611-1626.
- [8] 闫斌,戴公连,董林育.客运专线斜拉桥梁轨相互作用设计参数[J].交通运输工程学报,2012,12(1):31-37.
YAN Bin, DAI Gong-lian, DONG Lin-yu. Design parameters of track-bridge interaction on passenger dedicated line cable-stayed bridge[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2012, 12(1): 31-37. (in Chinese)
- [9] 郑鹏飞,闫斌,戴公连.高速铁路斜拉桥上无缝线路断缝值研究[J].华中科技大学学报:自然科学版,2012,40(9):85-88.
ZHENG Peng-fei, YAN Bin, DAI Gong-lian. Rail broken gap study on continuous welded rail on cable-stayed bridge of high-speed railway[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology: Natural Science Edition, 2012, 40(9): 85-88. (in Chinese)
- [10] 徐庆元,王平,屈晓晖.高速铁路桥上无缝线路断轨力计算模型[J].交通运输工程学报,2006,6(3):23-26.
XU Qing-yuan, WANG Ping, QU Xiao-hui. Computation model of rupture force between continuously welded rail and high-speed railway bridge[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2006, 6(3): 23-26. (in Chinese)
- [11] 任娟娟,王平,刘学毅.客运专线桥上纵连式无砟道岔伸缩力与位移影响因素分析[J].铁道学报,2011,33(2):79-85.
REN Juan-juan, WANG Ping, LIU Xue-yi. Influencing factors of temperature force and displacement of longitudinally coupled ballastless welded turnout on bridges of dedicated passenger lines[J]. Journal of the China Railway Society, 2011, 33(2): 79-85. (in Chinese)
- [12] 任娟娟,王平,李培刚,等.偶然荷载对桥上岔区纵连无砟轨道受力和位移的影响[J].中国铁道科学,2011,32(1):41-47.
REN Juan-juan, WANG Ping, LI Pei-gang, et al. Influence of the accidental loading on the force and displacement of longitudinal coupled slab track with seamless turnout on bridges[J]. China Railway Science, 2011, 32(1): 41-47. (in Chinese)
- [13] 徐庆元,张旭久.高速铁路博格纵连板桥上无砟轨道纵向力学特性[J].中南大学学报:自然科学版,2009,40(2):526-532.
XU Qing-yuan, ZHANG Xu-jiu. Longitudinal forces characteristic of Bogl longitudinal connected ballastless track on high-speed railway bridge[J]. Journal of Central South University: Science and Technology, 2009, 40(2): 526-532. (in Chinese)
- [14] 陈小平.考虑桥梁伸缩的纵连底座板配筋计算方法[J].西南交通大学学报,2012,47(5):754-760.
CHEN Xiao-ping. Calculation of longitudinal connected slab reinforcement considering expansion and contraction of bridge[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2012, 47(5): 754-760. (in Chinese)
- [15] 陈小平.大跨度连续梁桥上CRTSⅡ型板式无砟轨道伸缩附加力的影响因素分析[J].福州大学学报:自然科学版,2012,40(3):383-387.
CHEN Xiao-ping. Analysis on influencing factors of additional expansion and contraction forces between CRTSⅡ slab ballastless track and long-span continuous beam bridge[J]. Journal of Fuzhou University: Natural Science Edition, 2012, 40(3): 383-387. (in Chinese)
- [16] LIU Xiao-gang, FAN Jian-sheng, NIE Jian-guo, et al. Behavior of composite rigid frame bridge under bi-directional seismic excitations[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering: English Edition, 2014, 1(1): 62-71.