高速铁路路桥过渡段不均匀沉降与钢轨变形的映射关系及动力学应用

何春燕, 陈兆玮, 翟婉明*

西南交通大学牵引动力国家重点实验室, 成都 610031

* E-mail: wmzhai@home.swjtu.edu.cn

收稿日期: 2017-08-01; 接受日期: 2018-01-24; 网络版发表日期: 2018-03-28

国家自然科学基金(批准号: 11790283, 51678507)、国家重点基础研究发展计划(编号: 2013CB036206)和高等学校学科创新111引智计划(编号: B16041)资助项目

摘要 路桥过渡段不均匀沉降对高速车辆的行车安全性及舒适度影响较大. 本文研究了路桥过渡段不均匀沉降与钢轨变形的映射关系, 并将其应用于分析高速动车通过该区域时的动力学特性. 首先, 分析了路桥过渡段不均匀沉降引起钢轨变形的机理. 然后, 建立了铺设CRTS-III型板式轨道的路桥过渡段有限元模型, 通过大量计算, 分析了高速铁路路桥过渡段不均匀沉降与钢轨变形的映射关系. 在此基础上, 基于最小二乘多项式拟合原理, 得到该映射关系的函数表达. 最后, 基于车辆-轨道耦合动力学理论, 分析了高速动车以不同方向通过路桥过渡段的动力学性能. 研究表明: 路桥过渡段发生不均匀沉降后的钢轨变形可通过函数式进行描述. 轮轨垂向力随着过渡段不均匀沉降差的增加变化不明显, 车体垂向加速度随着过渡段沉降差的增加而增大. 动力学分析结果可为高速铁路路桥过渡段的施工与养护维修提供技术参考.

关键词 高速铁路, 路桥过渡段, 映射关系, 耦合动力学, CRTS-III型板式无砟轨道

1 引言

桥梁结构在高速铁路线路中所占比例较大, 因此我国高速铁路沿线存在大量路基与桥梁过渡段^[1]. 然而, 由于过渡段结构复杂且受力条件严峻, 导致这些区域出现了大量的病害, 比如钢轨严重变形、轨枕失效、扣件松脱等^[2,3]. 这些过渡段病害可能会进一步威胁到高速铁路系统的正常安全运营: 对车辆系统来讲, 高速列车通过路桥过渡段时车体振动剧烈, 运行平稳性及乘客乘坐舒适度会变差; 而对轨道系统而言, 路

桥过渡段区域存在严重的轨面几何形变和部件伤损, 在列车荷载作用下, 轨道及基础结构的使用寿命受到了极大影响.

国内外针对路桥过渡段问题进行了大量的动力学研究. 研究表明, 路桥过渡段基础结构的刚度不平顺以及轨道结构的线型不平顺^[4-6]是影响过渡段动力学性能的主要原因. Banimahd等人^[7]建立了有砟轨道的三维有限元模型, 并在轨道结构上施加了车体动载荷, 研究了有砟轨道路桥过渡段刚度及线型变化时对车-线相互作用力的影响, 结果表明实际工程中要更多地

引用格式: 何春燕, 陈兆玮, 翟婉明. 高速铁路路桥过渡段不均匀沉降与钢轨变形的映射关系及动力学应用. 中国科学: 技术科学, 2018, 48: 881–890
He C Y, Chen Z W, Zhai W M. Mapping relationship between uneven settlement of subgrade and rail deformation in subgrade-bridge transition section and its dynamic application (in Chinese). Sci Sin Tech, 2018, 48: 881–890, doi: [10.1360/N092017-00257](https://doi.org/10.1360/N092017-00257)

考虑轨道形变的影响, 过渡段刚度不平顺对系统的影响较小. 罗强和蔡英^[8]研究了桥台前后路基刚度变化对行车的影响, 结果表明巨大的轨下支承刚度差异对车辆的动力学性能影响甚微, 因此需要更多地关注过渡段线型不平顺(即钢轨轨面附加不平顺)对车辆动力学的影响. 早期的一些学者假设了过渡段的轨面存在折角型不平顺. 例如, 罗强等人^[9]建立了路桥过渡段车-轨耦合模型, 并分析了过渡段折角不平顺对车辆动态特性的影响. 蔡成标等人^[10]则认为实际钢轨不存在尖锐的折角, 并给出了简化的钢轨初始沉降曲线. 随着有限元理论的发展, Paixão等人^[11]在ANSYS中建立了有砟轨道路桥过渡段有限元模型, 分析了当过渡段路基表面沉降时的轨面实际变形对车辆动力学性能的影响.

综上所述, 大多数对于路桥过渡段的研究首先得出该区域钢轨的变形, 之后将钢轨变形作为轮轨界面的激励输入动力学模型进行相关的动力学特性分析. 早期的学者对于过渡段区域钢轨变形的假设与工程实际相差较大, 通过既有的过渡段钢轨变形模型所得的车辆动力学计算结果与实际可能存在较大误差. 随着有限元理论的发展, 许多学者利用该方法求解钢轨的变形. 这意味着每一次求解钢轨变形时均需建立精细复杂的有限元模型, 使得后续的动力学分析较为滞后, 影响动力学分析的效率. 如果能够得出过渡段钢轨变形的通用表达, 高速动车在路桥过渡段的动力学分析效率将大幅提升. 另外, 目前对有砟轨道路桥过渡段轨面变形研究较多, 但是鲜有文献着重于该区域无砟

轨道结构的轨面变形, 同时由于我国高速铁路大量铺设无砟轨道, 且无砟轨道在路桥过渡段的病害严重^[12], 所以亟需深入研究无砟轨道路桥过渡段处的结构变形.

本文首先分析过渡段不均匀沉降引起钢轨变形的过程, 并利用有限元方法得出CRTS-III型板式无砟轨道路桥过渡段的钢轨变形曲线. 拟采用最小二乘多项式拟合的方法, 给出不同过渡段长度条件下, 不均匀沉降差与钢轨变形映射关系的定量函数关系式. 之后基于车辆-轨道耦合动力学^[2]理论, 将映射关系应用于分析不同工况下高速列车通过路桥过渡段时的动力学特性.

2 高速铁路路桥过渡段不均匀沉降差导致钢轨变形的机理分析

我国高速铁路中采用了多种无砟轨道结构, 在总结了各轨道在运营过程中的优势及不足后, 我国研发了具有完全自主知识产权的CRTS-III型板式无砟轨道. 目前, CRTS-III型板式无砟轨道凭借其优良的结构特征及力学特性, 已经在盘营客专、沈丹客专、郑徐高铁、西宝高铁等高速铁路线路上得到了大量应用. 因此, 本文选择铺设CRTS-III型板式轨道的路桥过渡段为研究对象, 如图1所示. CRTS-III型板式轨道系统整体放置在路基之上, 且该板式轨道结构在桥台和桥梁处不连续, 每隔3块轨道板的长度设置一条底座板

图1 铺设CRTS-III型板式轨道的高速铁路路桥过渡段结构及沉降导致的钢轨变形示意图

伸缩缝。

目前我国高速铁路大量采用倒梯形级配碎石过渡段, 混凝土桥台之后的路基布置了线性渐变的级配碎石填料。随着与桥台距离的增大, 级配碎石填料的厚度越来越小, 普通路基的厚度越来越大。在列车载荷的作用下, 由于级配碎石与普通路基材料不同, 级配碎石厚度越大的区域沉降越小, 越远离桥台的区域沉降越大。文献[13]通过实验测试出路桥过渡段在列车循环载荷作用下发生了图1所示的沉降变形, 可见路基表面为一连续曲面。放置在路基表面的底座板在重力作用下跟随路基而沉降。由于底座板刚度较大, 其变形与路基表面不能完全一致, 进而导致底座板底面和路基表面之间形成许多脱空区域。例如桥台处的脱空区域A及桥台之后脱空较为明显的区域B。底座板之上的轨道板在自密实混凝土和自身重力的作用下跟随底座板变形, 将引起其上扣件系统的伸缩, 进而带动钢轨发生变形。随着列车循环载荷次数增加, 过渡段不均匀沉降越来越严重, 钢轨的变形也相应变大, 直接影响轮轨相互作用。

3 CRTS-III型板式无砟轨道路桥过渡段模型

根据《高速铁路设计规范(TB20621-2014)》的相

关规定及实际工程中路桥过渡段的结构, 本文建立了高速铁路路桥过渡段的有限元模型。由于过渡段的结构关于轨道中心面对称, 为了提高计算效率, 本文建立了路桥过渡段的半模型, 如图2所示, 其关键力学参数列于表1。

根据文献[14,15]中给出的无砟轨道结构建模原则, 综合考虑计算效率及计算精度, 钢轨采用梁单元BEAM4进行模拟; 扣件系统则采用COMBIN14线性弹簧-阻尼单元; 除桥梁以外, 其余轨道结构及轨下各基础结构均采用SOLID45单元进行建模。桥梁采用梁单元BEAM4模拟。轨道结构放置于路基之上, 为了准确考虑底座板脱空的情况, 本文采用接触关系模拟底座板与路基表面的相互作用。底座板与路基表面施加面面柔性接触单元, 摩擦类型为库伦摩擦, 采用拉格朗日算法进行非线性求解。为了使得求解过程尽快收敛, 将接触面网格加密为原有网格的2倍。

根据前文中对过渡段钢轨变形机理的分析, 为了模拟该区域的不均匀沉降, 对模型下表面相应区域施加如图2(b)所示的位移约束^[16]。桥台为混凝土材料, 沉降较小, 所以下表面全约束。桥梁视为简支梁, 因此采用简支约束。桥台与路基的不均匀沉降差为 d 。另外, 在半模型的中心面施加了对称约束, 使得计算结果更加接近实际情况。钢轨的两端亦施加对称约束以消除边界条件对计算结果的影响。

图2 (网络版彩图)CRTS-III型板式轨道路桥过渡段有限元模型。(a) 路桥过渡段有限元模型; (b) 边界条件

表 1 高速铁路路桥过渡段关键参数

结构	高度 (m)	宽度 (m)	密度 (kg m^{-3})	弹性模量 (GPa)	泊松比
钢轨	—	—	7850	206	0.3
轨道板	0.21	2.5	2500	36.5	0.2
自密实混凝土	0.1	2.5	2500	34	0.2
底座板	0.3	3.1	2500	28	0.2
碎石表层	0.4	—	1300	0.4	0.25
级配碎石填料	5.6	—	1200	0.3	0.25
基床表层	0.4	—	2000	0.18	0.25
基床底层	2.3	—	1800	0.11	0.25
基床以下路堤	3.3	—	1700	0.06	0.25

4 高速铁路路桥过渡段沉降与钢轨变形的映射关系

本文采用上述有限元模型分析不同过渡段长度与不同沉降差条件下钢轨的变形曲线, 并利用数值分析方法给出过渡段不均匀沉降差与钢轨变形的数学函数表达式.

4.1 过渡段沉降与钢轨变形的映射关系

根据工程实际情况, 不均匀沉降差 d 的取值为20, 40, 60及80 mm. 《高速铁路设计规范(TB20621-2014)》中规定过渡段长度 L 的取值大于20 m, 因此本文选取长度为20, 25和30 m的路桥过渡段进行分析. 经过有限元分析得出钢轨随着不均匀沉降差 d 及过渡段长度 L 的变形. 图3给出过渡段长度为20 m时, 不均匀沉降差为40 mm时, 基础的变形曲线及其导致的钢轨变形曲线. 可见, 由于钢轨的连续性, 钢轨的变形区间向两边延伸, 该变形区间大于20 m. 更为重要的是, 在桥台区域钢轨变形上拱, 过渡段与路基衔接处钢轨变形为一段曲线. 可见, 钢轨在路桥过渡段区域的变形既不是折角型也不是余弦型.

图4(a)给出了过渡段长度为20 m时, 与4种不均匀沉降差相对应的4条钢轨变形曲线. 随着不均匀沉降差 d 的增加, 钢轨变形逐渐增大, 坡度越陡. 由于过渡段的不均匀沉降, 在桥台位置钢轨向上拱起, 沉降差越大, 钢轨在该处拱起越高. 可见, 过渡段的不均匀沉降差与钢轨变形存在映射关系. 另外, 图4(b)给出不均匀沉降差为80 mm时, 不同过渡段长度所引起的钢轨变形曲线. 过渡段长度越长, 钢轨变形越缓. 即过渡段长

图 3 不均匀沉降与钢轨变形

度与钢轨变形也存在映射关系.

4.2 映射关系的数学表达式

实际上, 路桥过渡段钢轨变形与过渡段长度 L , 不均匀沉降差 d 以及里程 x 均有关系, 即钢轨变形应被视作这3个变量的函数. 由于拟合多变量函数表达式的误差较大, 本文先将过渡段的长度作为已知条件, 给出 L 一定时, 钢轨变形与不均匀沉降差 d 和里程 x 的函数关系, 之后进一步考虑过渡段长度 L 的影响.

分别选择了指函数、对数、多项式3种拟合函数将一组钢轨变形数据进行初步的数值拟合, 结果表明利用多项式描述的曲线更加接近有限元计算的结果, 所以本文将采用最小二乘多项式拟合法给出过渡段沉降与钢轨变形映射关系的多项式函数表达式. 最小二乘多项式拟合原理如式(1)和(2).

图 4 (网络版彩图)钢轨变形随沉降差 d (a)和过渡段长度 L (b)的变化

每条钢轨变形曲线上的数据点为 $(x_i, y_i)(i=0, 1, \dots, m)$, Ω 是所有次数不超过 $n(n < m)$ 的多项式构成的函数集合. 需要求一个表达式满足公式:

$$I = \min \left[\sum_{i=0}^m [p_n(x_i) - y_i]^2 \right]. \quad (1)$$

该表达式为一个多项式, 其形式为

$$P_n = \sum_{k=0}^n [a_k x^k] \in \Omega(n < m). \quad (2)$$

式(2)表示的曲线即为原始离散数据点的拟合曲线. 拟合曲线与原来曲线存在误差. 统计学中采用决定系数评价拟合结果, 其表达式为

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^m y_i^2 - \sum_{i=0}^m [p_n(x_i) - y_i]^2}{\sum_{i=1}^m y_i^2}. \quad (3)$$

决定系数 R^2 越接近于1, 说明拟合结果越好. 拟合表达式中 m 为某一条钢轨变形曲线上数据点的个数, n 为拟合多项式的次数. 图5给出了过渡段长度 L 为20 m, 沉降差为 d 时的钢轨变形曲线. 下面以长度为20 m的路桥过渡段为例, 给出其映射关系的详细求解过程.

由图5可知, 过渡段的钢轨变形曲线可分为3个区

域: 在I区域, 钢轨由于远离沉降区域而未发生变形; 在III区域, 钢轨垂向位移与不均匀沉降差一致, 均为 d ; 在II区域, 钢轨变形则随着沉降差及里程而变化, 因此只需拟合II区域的钢轨变形. 以有限元法计算出的钢轨变形曲线上的数据点作为拟合数据, 分别进行最小二乘多项式拟合. 经过拟合发现:

(1) 四次多项式比三次多项式的 R^2 更接近于1;

(2) 四次以上的多项式不能有效反映钢轨在桥台位置的上拱特征, 并且表达式复杂, 在工程上不利于应用.

所以本文采用四次多项式拟合过渡段区域沉降与钢轨变形的映射关系, 可表示为

$$\begin{cases} f(x, d) = 0, & \text{(I)} \\ f(x, d) = g_0(d) + g_1(d)x + g_2(d)x^2 + g_3(d)x^3 + g_4(d)x^4, & \text{(II)} \\ f(x, d) = d. & \text{(III)} \end{cases} \quad (4)$$

根据上文中得到的映射关系数据, 当沉降差 d 分别为20, 40, 60, 80 mm时, 上式II区域的表达式可简化为

$$f(x, d) = \mathbf{A} \cdot [1, x, x^2, x^3, x^4]^T, \quad (d = 20, 40, 60, 80), \quad (5)$$

其中,

$$\mathbf{A} = \begin{pmatrix} g_0(20) & g_1(20) & g_2(20) & g_3(20) & g_4(20) \\ g_0(40) & g_1(40) & g_2(40) & g_3(40) & g_4(40) \\ g_0(60) & g_1(60) & g_2(60) & g_3(60) & g_4(60) \\ g_0(80) & g_1(80) & g_2(80) & g_3(80) & g_4(80) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1.27 & 1.1 & -1.98 \times 10^{-1} & 6.63 \times 10^{-3} & -6.49 \times 10^{-5} \\ -2.37 & 2.12 & -3.9 \times 10^{-1} & 1.29 \times 10^{-2} & -1.25 \times 10^{-4} \\ -3.37 & 3.1 & -5.75 \times 10^{-1} & 1.9 \times 10^{-2} & -1.82 \times 10^{-4} \\ -4.21 & 4.03 & -7.56 \times 10^{-1} & 2.49 \times 10^{-2} & -2.37 \times 10^{-4} \end{pmatrix}. \quad (6)$$

与本文设置的4个沉降差相对应的决定系数矩阵为

$$(\mathbf{R}^2)^T = (0.9983 \ 0.9983 \ 0.9984 \ 0.9985)^T. \quad (7)$$

图5 钢轨变形曲线

由式(7)可得, 决定系数均接近1, 表明拟合效果好. 目前的函数表达式只表示出钢轨变形与变量 x 的函数, 需要继续求解包含有沉降差 d 的函数.

$$g_k(d), \quad k=0, 1, 2, 3, 4. \quad (8)$$

对于拟合系数矩阵式(6), 每一列为不均匀沉降差 d 的函数, 进而将每一列数据再次进行最小二乘多项式拟合, 可得钢轨变形多项式每一项的系数与不均匀沉降差 d 的关系式:

$$g_k(d) = a_k + b_k d, \quad k=0, 1, 2, 3, 4, \quad (9)$$

其中,

$$\begin{pmatrix} a_0 & b_0 \\ a_1 & b_1 \\ a_2 & b_2 \\ a_3 & b_3 \\ a_4 & b_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -3.47 \times 10^{-1} & -4.91 \times 10^{-2} \\ 1.43 \times 10^{-1} & 4.89 \times 10^{-2} \\ -1.52 \times 10^{-2} & -9.29 \times 10^{-3} \\ 6.26 \times 10^{-4} & 3.05 \times 10^{-4} \\ -8.78 \times 10^{-6} & -2.87 \times 10^{-6} \end{pmatrix}. \quad (10)$$

决定系数矩阵

$$(R^2)^T = (0.9996 \quad 0.9998 \quad 0.9998 \quad 0.9995 \quad 0.9964)^T. \quad (11)$$

将式(10)代入式(4)可得长度为20 m时II区域的钢轨变形数学表达式:

$$\begin{aligned} f(x, d) &= g_0(d) + g_1(d)x + g_2(d)x^2 \\ &\quad + g_3(d)x^3 + g_4(d)x^4, \\ \begin{cases} g_0(d) = -3.47 \times 10^{-1} - 4.91 \times 10^{-2}d, \\ g_1(d) = 1.43 \times 10^{-1} + 4.89 \times 10^{-2}d, \\ g_2(d) = 1.52 \times 10^{-2} + 9.29 \times 10^{-3}d, \\ g_3(d) = 6.26 \times 10^{-4} + 3.05 \times 10^{-4}d, \\ g_4(d) = 8.78 \times 10^{-6} + 2.87 \times 10^{-6}d. \end{cases} \end{aligned} \quad (12)$$

该式即为过渡段长度为20 m时, 图5中II区域的钢

轨变形表达式, $f(x, d)$ 的单位为mm. I和III区域的钢轨垂向位移为已知常数. 由于拟合表达式存在计算误差, 钢轨曲线在每个区域的衔接部分不连续, 所以在不连续处需要进行平滑处理以保证钢轨的连续性.

为了探索不同过渡段长度 L 对钢轨变形的影响, 采用上述方法, 本文又计算了过渡段长度为24, 28, 32, 36 m时图5中II区域的沉降差与钢轨变形映射关系表达式, 并得出其表示的曲线. 经过分析最终提出了路桥过渡段钢轨变形的近似函数表达式:

$$\begin{cases} f(X, d, L) = 0, & \text{(I)} \\ f(X, d, L) = g_0(d) + g_1(d)\frac{20}{L}X \\ \quad + g_2(d)\left(\frac{20}{L}X\right)^2 + g_3(d)\left(\frac{20}{L}X\right)^3 & \text{(II)} \\ \quad + g_4(d)\left(\frac{20}{L}X\right)^4, & \text{(III)} \\ f(X, d, L) = d, & \end{cases} \quad (13)$$

其中,

$$X = \frac{L}{20}x. \quad (14)$$

4.3 高速铁路路桥过渡段不均匀沉降与钢轨变形映射关系的验证

为了验证映射关系表达式的准确程度, 对前文求得的函数表达式进行验证. 首先, 对比相同条件下映射关系表达式与有限元模型得出的钢轨变形曲线; 之后, 将映射关系表达式和有限元模型得到的钢轨变形作为车-轨系统的激励输入到轮轨界面, 对比车辆通过两种钢轨不平顺的动态特性, 从动力学角度验证映射关系表达式.

4.3.1 钢轨变形的验证

上述拟合表达式是在沉降差为20, 40, 60, 80 mm时给出的, 但所取样本较少, 为了验证拟合表达式的适用性, 又选取了沉降差为25, 35, 45, 55, 65, 75 mm等计算工况, 利用映射关系表达式和有限元模型求解钢轨变形. 将两种方法得出的钢轨变形进行对比. 图6给出了一种计算工况下(L 为30 m, d 为75 mm), 两条钢轨变形曲线的对比.

由图6可知, 映射关系函数表达式给出的钢轨变形

图 6 (网络版彩图) L 为 30 m, d 为 75 mm 时钢轨变形曲线对比

曲线与有限元法得到的钢轨曲线基本重合, 表明映射关系表达式可有效反映出钢轨变形曲线的特征. 本文更进一步计算了不同工况下拟合表达式表示的钢轨变形的最大相对误差百分比, 其中最大相对误差百分比定义为

$$c = \max \left(\frac{y_i - y_j}{y_i} \right) \times 100\%, \quad (i = 1, 2, \dots, m), \quad (15)$$

其中, y_i 表示有限元法得到的钢轨曲线上任意点的纵坐标, y_j 表示映射关系表达式描述的曲线上相应点的纵坐标. 所有计算工况下映射关系给出的钢轨变形最大相对误差均不超出 3%, 可应用于工程实际, 所以本文得到的路桥过渡段沉降与钢轨变形的映射关系具有较高的准确性.

4.3.2 两种激励下的车辆动态特性

经过上文的分析可知映射关系表达式给出的钢轨

曲线与有限元法给出的基本重合, 但是较小的钢轨变形误差可能会引起车辆动力学性能的变化, 因此仍需要分析映射关系表达式在求解车辆动力学性能方面的准确性. 基于车辆-轨道耦合动力学理论^[2], 利用 Matlab 建立车辆-轨道耦合动力学模型, 将映射关系表达式及有限元法求出的钢轨变形分别作为激励输入轮轨界面, 对比分析两种条件下的车辆动态特性.

当过渡段长度为 20 m, 沉降差为 45 mm 时, 分别将映射关系表达式求出的钢轨变形曲线作为激励 I, 有限元方法得出的钢轨变形曲线作为激励 II, 分析某型高速动车以 350 km/h 按照从桥梁驶入路基方向驶过路桥过渡段时的动力学响应. 以下将轮轨垂向力及车体垂向加速度作为对比指标, 如图 7 所示. 两种工况下得出的轮轨垂向相互作用力和车体垂向加速度在变化趋势上一致. 虽然二者的幅值存在略微差异, 但是两种动力学指标的相对误差均不足 6%, 可应用于工程实际. 本文给出的路桥过渡段沉降与钢轨变形的映射关系表达式可有效地用于过渡段钢轨变形的求解. 利用映射关系求解钢轨变形曲线略去了有限元精细复杂的建模过程, 使得求解钢轨变形的效率大为提高. 从总体上提高了分析高速动车通过路桥过渡段动力学性能的效率.

5 不同路桥过渡段沉降对高速车辆动力学性能的影响

利用车辆-轨道耦合动力学的方法及模型^[2], 将不同工况下映射关系表达式得到的钢轨变形曲线作为车轨系统的激励输入到轮轨界面, 分析高速动车通过路桥过渡段的动态特性, 详细的模型叙述见文献^[2], 限于篇幅, 本文不再赘述.

图 7 (网络版彩图) 两种激励的轮轨垂向力对比(a)和车体垂向加速度对比(b)

路桥过渡段长度取20, 25, 30, 35 m, 过渡段沉降差为20, 40, 60, 80 mm. 本文规定车辆从桥梁驶入路基方向为出桥方向, 从路基到桥梁方向为进桥方向. 计算中所采用的高速动车基本参数见表2. 轨道不平顺采用我国高速铁路无砟轨道不平顺谱, 波长范围选用2~200 m. 图8及图9给出了某型高速动车以350 km/h的速度驶过路桥过渡段时轮轨垂向力及车体垂向加速度的变化.

由图8可知, 轮轨垂向力随着不均匀沉降差的增加而变化不大. 在考虑随机不平顺的情况下, 无论车辆按照出桥还是进桥方向行驶, 在沉降差不超过80 mm时, 对于不同长度的过渡段, 轮轨垂向力均不超过我国《高速动车组整车设计规范》规定的170 kN的限值. 随着过渡段长度的增加, 轮轨垂向力变化不明显, 而且不同过渡段长度下的轮轨垂向力未超限, 所以实际工程中增大过渡段长度的方法对减小轮轨力的意义不大, 而且会增加施工成本.

车体垂向加速度反映车体振动的情况, 图9给出高速动车车体垂向加速度随着不均匀沉降差的变化情况.

表 2 某型高速动车车辆基本参数

车辆基本参数	量值
车体质量	47.8 t
车体点头惯量	2342.15 t m ²
构架质量	2.4 t
构架点头惯量	1.314 t m ²
轮对质量	1.85 t
车轮名义滚动圆半径	0.43 m
一系悬挂垂向刚度	1.176 MN/m
一系悬挂垂向阻尼	9800 N s/m
二系悬挂垂向刚度	0.331 MN/m
二系悬挂垂向阻尼	9800 N s/m

由图9可得出, 车体最大垂向加速度随着沉降差的增加而增大. 进桥方向的车体垂向加速度大于出桥方向的. 车辆进桥方向行驶在长度不同且沉降差不超过70 mm的过渡段时, 车体最大垂向加速度均不超出《高速铁路设计规范(TB20621-2014)》规定的0.13 g的限值. 当沉降差更大时, 车体垂向加速度超标, 需要减小行车速度, 并及时维修沉降差过大的过渡段. 随着

图 8 (网络版彩图)轮轨垂向力随不均匀沉降差的变化. (a) 出桥方向的轮轨垂向力; (b) 进桥方向的轮轨垂向力

图 9 (网络版彩图)车体垂向加速度随不均匀沉降差的变化. (a) 出桥方向的车体垂向加速度; (b) 进桥方向的车体垂向加速度

过渡段长度的增加, 车体垂向加速度变化不明显, 增加过渡段长度对减小车体垂向加速度的意义不大. 综合考虑沉降差对于进桥和出桥方向的轮轨垂向力和车体垂向加速度的影响, 仅从车辆动力学性能的角度来看, 路桥过渡段的不均匀沉降差不得超出 70 mm. 实际工程中还需考虑轨道结构应力及应变来限制路桥过渡段不均匀沉降的幅值.

6 结论

首先分析了高速铁路路桥过渡段沉降对钢轨变形的影响机理, 并利用有限元方法建立了 CRTS-III 型板式无砟轨道路桥过渡段模型, 计算了不同沉降差及过渡段长度下的钢轨变形曲线. 之后, 采用最小二乘拟

合的方法, 分别给出不同过渡段长度下不均匀沉降差与钢轨变形映射关系的函数表达式. 最后, 本文利用该映射关系分析了高速动车经过路桥过渡段的动力学性能. 得到以下结论.

(1) 过渡段不均匀沉降差与钢轨变形的映射关系可通过四次多项式进行有效表达.

(2) 本文给出的过渡段沉降与钢轨变形的映射关系表达式具有较高的准确性及时效性, 可快速检算列车通过路桥过渡段时的动力学性能.

(3) 动力学分析表明: 轮轨垂向力随沉降差的变化不明显, 车体垂向加速度随着沉降差的增加而增大. 二者随着过渡段长度的增加变化不大. 本文的动力学分析结果可为高速铁路路桥过渡段的施工与养护维护提供技术参考.

参考文献

- 1 陈兆玮, 孙宇, 翟婉明. 高速铁路桥墩沉降与钢轨变形的映射关系(I): 单元板式无砟轨道系统. 中国科学: 技术科学, 2014, 44: 770-777
- 2 翟婉明. 车辆-轨道耦合动力学. 第4版. 北京: 科学出版社, 2015
- 3 Varandas J N, Hölscher P, Silva M A. Settlement of ballasted track under traffic loading: Application to transition zones. *P I Mech Eng F-J Rai*, 2014, 228: 242-259
- 4 Lei X Y, Mao L J. Dynamic response analyses of vehicle and track coupled system on track transition of conventional high speed railway. *J Sound Vib*, 2004, 271: 1133-1146
- 5 马学宁, 梁波. 高速铁路无砟轨道路桥过渡段路基动力特性研究. 兰州交通大学学报, 2012, 31: 6-10
- 6 Shan Y, Shu Y, Zhou S H. Finite-infinite element coupled analysis on the influence of material parameters on the dynamic properties of transition zones. *Constr Build Mater*, 2017, 148: 548-558
- 7 Banimahd M, Woodward P K, Kennedy J, et al. Behaviour of train-track interaction in stiffness transitions. *P I Civil Eng-Transp*, 2012, 165: 205-214
- 8 罗强, 蔡英. 高速铁路路桥过渡段变形限值与合理长度研究. 铁道标准设计, 2000, 20: 2-4
- 9 罗强, 蔡英, 翟婉明. 高速铁路路桥过渡段的动力学性能分析. 工程力学, 1999, 16: 66-70
- 10 蔡成标, 翟婉明, 赵铁军, 等. 列车通过路桥过渡段时的动力作用研究. 交通运输工程学报, 2001, 1: 18-19
- 11 Paixão A, Fortunato E, Calçada R. A numerical study on the influence of backfill settlements in the train/track interaction at transition zones to railway bridges. *P I Mech Eng F-J Rai*, 2016, 230: 866-878
- 12 翟婉明, 赵春发. 现代轨道交通工程科技前沿与挑战. 西南交通大学学报, 2016, 51: 211-212
- 13 Momoya Y, Takahashi T, Nakamura T. A study on the deformation characteristics of ballasted track at structural transition zone by multi-actuator moving loading test apparatus. *Transp Geotech*, 2016, 6: 123-134
- 14 Chen Z W, Zhai W M, Yin Q. Analysis of structural stresses of tracks and vehicle dynamic responses in train-track-bridge system with pier settlement. *P I Mech Eng F-J Rai*, 2018, 232: 421-434
- 15 Chen Z W, Zhai W M, Tian G Y. Study on the safe value of multi-pier settlement for simply supported girder bridges in high-speed railways. *Struct Inf Eng*, 2018, 14: 400-410
- 16 赵国堂. 高速铁路无砟轨道—路基变形计算模型的研究. 中国铁道科学, 2016, 37: 3-4

Mapping relationship between uneven settlement of subgrade and rail deformation in subgrade-bridge transition section and its dynamic application

HE ChunYan, CHEN ZhaoWei & ZHAI WanMing

State Key Laboratory of Traction Power, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China

The uneven settlement of subgrade-bridge transition section has a great influence on the driving safety and comfort of high-speed vehicles. This paper studies the mapping relationship between uneven settlement of subgrade and rail deformation in this section and it has been used to analyze the dynamic characteristics of the high-speed train when it is passing through the transition section. After the mechanism analysis of rail deformation, the subgrade-bridge transition section with CRTS-III slab ballastless track is built by finite element method (FEM). Mapping relationship between uneven settlement of subgrade and rail deformation can be obtained by large amounts of calculation. Based on the rail deformation curves from FEM model, the functional expression of the mapping relationship is given using least squares polynomial method. Finally, based on train-track coupled dynamics, the dynamic behaviors of the high speed train are analyzed on different conditions. The results show that there is a mapping relationship between settlement of subgrade and rail deformation, which can be given by a function. The function can describe the rail deformation accurately and reliably in transition section. The uneven settlement amplitude will not influence the wheel and rail force. However, the acceleration of carbody will increase with greater amplitude of settlement. The results of this paper can be the reference to the construction and maintenance of subgrade-bridge transition section.

high-speed railway, subgrade-bridge transition section, mapping relationship, coupled dynamics, CRTS-III slab ballastless track

doi: [10.1360/N092017-00257](https://doi.org/10.1360/N092017-00257)