

无砟轨道路基列车动载激励及动力 响应三维数值模拟^①

王 暉^{1,2}, 张家生^{1,2}, 王启云³

(1.中南大学土木工程学院,湖南长沙 410075;

2.高速铁路建造技术国家工程实验室(中南大学),湖南长沙 410075;

3.福建工程学院土木工程学院,福建福州 350118)

摘要:针对高速铁路列车荷载激励输入特性及无砟轨道路基在动载作用下的动力响应问题,建立了轨道—路基三维有限元数值模型,确立了单元结构类型、路基本构模型及结构材料参数的选取方法及依据。根据列车荷载分布特点及其激励输入特性,采用 2 车厢 8 轮对车辆离散模型,通过 Fourier 变换获得了相邻车厢两个转向架通过轨道时轨下扣件点的反力时程曲线,在此基础上利用实测数据验证了模型的合理性和适用性。以运行速度 300 km/h,轴重为 170 kN 的高速列车为例,分别计算 CRTS II 型板式无砟轨道路基及双块式无砟轨道路基的竖向动应力、竖向动位移及动加速度,揭示上述响应规律与轨道路基结构之间的相关性。

关键词:无砟轨道路基;列车动荷载;动力响应;数值模拟

中图分类号:U213.2⁺44

文献标志码:A

文章编号:1000-0844(2014)04-0857-11

DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2014.04.0857

Three-dimensional Numerical Simulation for Vehicle Dynamic Load and Dynamic Response of Ballastless Track Subgrade

WANG Xuan^{1,2}, ZHANG Jia-sheng^{1,2}, WANG Qi-yun³

(1.School of Civil Engineering, Central South University, Changsha, Hunan 410075, China;

2.National Engineering Laboratory for High-Speed Railway Construction, Central South University, Changsha, Hunan 410075, China;

3.School of Civil Engineering, Fujian University of Technology, Fuzhou, Fujian 350118, China)

Abstract: With the development of high-speed railways, ballastless tracks are widely applied, and the dynamic characteristics of the subgrade form the basis for design, construction, and maintenance of the ballastless track/subgrade system. In a sense, the distribution rule of dynamic response under the action of train loads and the influence of subgrade parameters lags far behind the construction of high-speed railways in engineering because it is highly complicated. The dynamic system, which includes rail, track, and roadbed, is so complex that it cannot be solved by available theory. In this paper, the numerical simulation method is introduced to describe the dynamic action of a roadbed bearing high-speed rail loads. A three-dimensional (3D) finite element model of the track-subgrade system is established with the aid of ANSYS for dynamic response of ballastless track subgrades bearing vehicle dynamic loads and load input behavior. Moreover, by using the choice method and basis of unit type, a constitutive model of subgrade and material parameters is established. According to the distribution mode and behaviors of vehicle dynamic load and load in-

① 收稿日期:2014-08-20

基金项目:国家自然科学基金项目(51378514);高速铁路建造技术国家工程实验室开放基金(30120512)

作者简介:王 暉(1977-),男,博士,讲师,主要从事路基动力响应理论及试验方面的研究.E-mail:dddebug@csu.edu.cn.

put characteristics, a two-car, eight-wheelset vehicle model was introduced to obtain contact pressure time-history curves of fastening when two bogies pass between neighboring cars through Fourier transform. In addition, the rationality and applicability of the model are verified according to the data obtained from in situ testing. Vertical dynamic stress, dynamic displacement, and dynamic acceleration are calculated for a CRTS II-type slab ballastless track and a double-block ballastless track when a passing train has a speed of 300 km/h and an axle load of 170 kN. Furthermore, the relationship between the response laws and the rail-subgrade construction are analyzed. Interrelated analyses reveal that vertical dynamic stress, dynamic displacement, and dynamic acceleration decay with an increase in roadbed depth. Dynamic acceleration decay deceleration was the fastest. In addition, the type of track influenced the dynamic response only at the top of the roadbed.

Key words: ballastless track subgrade; vehicle dynamic load; dynamic response; numerical simulation

0 引言

高速铁路路基工程与传统路基的区别主要表现在:①路基结构形式的变化,包括有砟轨道和无砟轨道;②路基工后沉降控制成为路基设计的关键,变形控制是以列车荷载作用下路基面变形量为控制条件;③路基刚度是列车-轨道-路基系统刚度的重要组成部分^[1],由此产生了大量的路基动力学和岩土工程问题。高速铁路路基动力响应包括路基土体的动变形、动应力、加速度等,路基动力响应的大小及其过程直接影响高速铁路路基的设计、施工、使用和养护维修,并关系到路基的强度疲劳特性、累积变形及其动力稳定性^[2]。影响路基动力响应的因素很多,如机车车辆类型、轴重、运行速度、线路结构及状态、钢轨类型、轨枕类型及间距、道碴种类及厚度、路基土性及密实度等^[3]。

列车-轨道-路基系统动力问题非常复杂,考虑动力激励及动态变形的高速铁路无砟轨道路基设计包括整体预应力钢筋混凝土道床设计,特别是路基结构的设计,应该根据高速铁路路基的实际工况,充分考虑路基的空间特性,对轨道/路基结构进行动力分析,以确定路基结构的合理设计参数,如基床的合理厚度、路基合理刚度(模量)等。这些内容已远远超出了理论解的范畴,必须要借助大型数值平台进行数值仿真^[4]。国内外许多学者采用有限元法针对无砟轨道路基系统的动力特性建立了数值计算模型,取得了大量成果,但数值计算模型仍不完善。表现为研究重点在轮轨力、车辆振动与轨道结构的动力特性方面,而路基模型往往较为简单,忽略了无砟轨道路基的分层特性及填料的多元化,且很少对路基的动加速等动力响应特性进行计算分析,对路基

内所产生的应力、加速度、位移等动态响应特性的分布规律,以及各响应指标与影响因素依附关系的认识还不够^[5]。针对上述问题,本文基于 ANSYS 有限元平台建立高速铁路无砟轨道路基系统三维数值模型,采用 APDL 语言进行二次开发,深入分析系统的动力特性在时空上的分布规律。

1 无砟轨道路基有限元模型建立

1.1 模型建立与求解

运用有限元法进行无砟轨道动力学分析,优点是能求解轨道结构任意位置的动态响应,其实质是把土路基和无砟轨道结构离散成有限单元,并满足变形连续性和力的平衡条件^[6]。本文在无砟轨道一路基动力有限元分析模型中,将钢轨简化为弹性点支承的连续梁,钢轨下扣件及胶垫视为弹簧阻尼系统,轨道板、CA 砂浆、混凝土支承层或底座、基床表层级配碎石、基床底层填料及地基层均划分为实体单元,建立的 CRTS II 型板式无砟轨道路基及双块式无砟轨道路基三维有限元模型示意图 1。

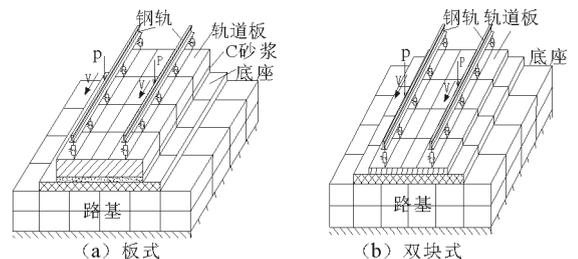


图1 板式及双块式轨道路基模型

Fig.1 Model of CRTS II-type slab ballastless track subgrade and double-block ballastless track subgrade

在建模过程中,考虑了轨道系统的空间、时变、

耦合三大特点^[7]。

高速铁路无砟轨道路基系统与车辆系统相互影响是通过外荷载形式来反应的。将无砟轨道路基系统作为研究对象,车辆荷载简化为外部激励,通过将外部系列集中荷载作用在轨道上或将轨道不平顺转化为外部激励波的形式来输入,对各种激励荷载进行耦合并求解,求解方法采用 Newmark 一法。

1.2 结构单元类型

钢轨采用 BEAM188 梁单元,其基本假定为:①梁的弯曲变形遵循平截面假定;②单元仅在两端节点处承受作用在截面形心处的轴力、剪力和弯矩。轨道板采用 SHELL63 弹性壳单元,轨下扣件和胶垫采用 COMBIN14 弹簧—阻尼单元,轨道板、CA 砂浆、混凝土支承层及路基采用 SOLID45 实体单元^[8]。扣件和轨下胶垫系统的等效刚度为 4.38×10^7 N/m,阻尼系数为 4.5×10^4 N·s/m,CA 砂浆阻尼系数为 3.5×10^4 N·s/m。

考虑到应力波反射叠加作用,为反映路基下土体的半无限空间性质,采用三维一致黏弹性边界单元^[9],在路基模型的底面以及垂直于线路方向的侧面设置人工边界。垂直于线路走向的两个界面约束沿线路走向的位移。

1.3 路基本构模型

土体动力本构模型主要有:双线性模型、等效线性模型、Iwan 模型、Maltin—Finn—seed 模型和内时模型等^[5]。路基填土在周期性荷载作用下的变形包括弹性变形和塑性变形两部分^[10]。实测资料及有关动态分析表明,基床表面的弹性变形一般在 1~4 mm 之内,路基土体动应变量级约为 10^{-4} 左右。在此应变量级下,普通合格压实填料之间的连接几乎没有遭到破坏,土骨架变形能够恢复,并且土颗粒之间相互移动所损耗能量也很少,土处于理想滞后弹性力学状态。本文中路基土体物理模型考虑路基的阻尼作用,采用由弹簧和粘壶组成的粘弹性本构模型,当不考虑长期动荷载引起的累积变形时,可忽略土体的塑性变形特征。因此本文采用恒定阻尼比,用粘弹性模型模拟土体的动力特性。

1.4 结构及材料参数

在计算中,视钢轨、钢—混轨道板、CA 砂浆及混凝土支承层为各向同性的线性弹性材料;轨下扣件系统视为弹簧—阻尼结构,级配碎石、基床填料及地基均视为黏弹性材料。路基模型计算长度与深度对计算量和精度有较大影响,模型计算长度应随激励频率升高而增加,模型需具有足够长度以保证计

算的精度。翟婉明^[11]指出车辆的第一轮对激振点与最后轮对激振点分别至前后钢轨筒支端距离不低于 30 m,应该可认为是无限长。陈果^[12]认为轨道在某种脉冲激励源作用下引起的振动,大体上可影响前后 10 跨轨枕范围,超出该范围,振动传播极弱。罗振^[8]经过试算,指出在设计荷载作用下,当选取有限元模型长度为三个道床板长度时比较合理,模型两端轨道结构各部位应力、应变及变形微小。据此本文选取模型计算长度为 26 m。关于计算深度,我国实测资料^[10]表明基面下 0.6 m 深处的动应力已衰减 40%~60%。日本研究资料认为路基面下 3 m 处动应力约为自重应力的 10%,并认为动应力对 3 m 以下路基变形影响很小。故本文取计算深度为路基顶面以下 9.7 m。

针对我国常用于高速铁路无砟轨道的轨道板型式本文分别建立了板式轨道路基和双块式轨道路基有限元模型,由于主要考察的对象为路基,因此忽略了轨道结构的细部,例如配筋、轨道接缝等。结构计算参数及结构尺寸见表 1。

表 1 模型材料计算参数及结构尺寸

Table 1 Material numerable parameters and structure size of model

结构	厚度 /mm	弹模 /GPa	泊松比	密度 / $(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	阻尼比
钢轨	176	210	0.3	7 830	
扣件		40 MN/m			
板式轨道板	200	35	0.167	2 500	
双块式轨道板	260	35	0.167	2 500	
板式轨道板 CA 砂浆	30	4.5	0.2		
板式轨道支承层	300	27	0.2	2 400	
双块式轨道板支承层	300	27	0.2	2 400	
基床表层	0.4	0.24	0.27	2 250	0.028
基床底层	2.3	0.15	0.32	2 130	0.035
路基本体	2.0	0.10	0.35	2 000	0.035
地基	4	0.06	0.35	2 000	0.045

通过上述步骤建立的无砟轨道—路基有限元模型见图 2。

2 有限元模型列车荷载施加

高速铁路路基主要承受轨道静力荷载和列车动载,如何量化列车载荷或找出其分布及传递规律是研究路基动力响应首要解决的问题。列车作用于轨道的荷载与机车速度、机车悬挂系统、轮缘直径及状态、机车重心位置、线路平顺性、轨排框架的刚度(钢轨类型、弹性扣件及轨下胶垫刚度、轨枕或整体轨道板刚度)、道床路基刚度及其均匀性有关^[13]。

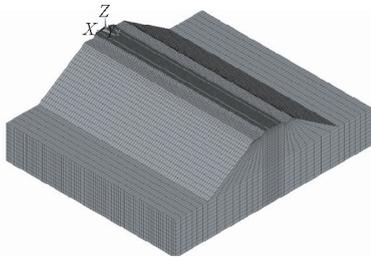


图2 无砟轨道路基有限元模型

Fig.2 Finite element model of the ballastless track-subgrade system

实际上,列车是由一系列长度大致相同的车辆组成,整体来看其轮载沿线路呈周期性分布^[14]。为此,假定列车为无限长度,将轮载视为单个集中荷载的组成形式,则每组轮载即为周期性移动荷载,其周期为车辆轮载间距 L ,见图3。

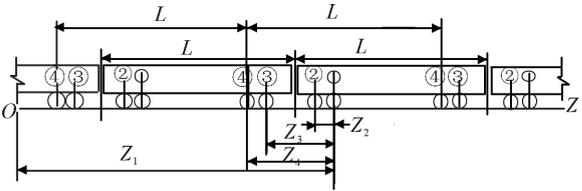


图3 车辆分离与组合

Fig.3 Separate and combination of vehicle model

考虑第①组轮载,其移动速度为 v ,在 t 时刻该轮载位于 $Z_1=vt$ 处,该轮载函数可表示为

$$P_1(t, Z) = P_0 \delta(Z - vt) + F(t) \delta(Z - vt) \quad (1)$$

式中: $vt - L/2 < Z < vt + L/2$; P_0 为静荷载; $F(t)$ 为车辆竖向振动引起的附加动载; $\delta(Z - vt)$ 为关于 (Z, t) 的 Dirac's 函数。

列车动荷载的正确施加决定了数值模拟的合理性。施加合理的车辆离散模型既能保证结果的正确性,同时又可以节省计算成本。由于列车荷载存在周期性,目前对有限元模型施加列车荷载时将其离散成转向架2轮对模型^[15]、单节车厢4轮对加载模型^[2,7]或两个转向架4轮对加载模型^[16]。本文增加2车厢和4车厢车辆离散模型,见图4。

针对上述4种列车荷载离散模型,在不考虑轨道不平顺、车轮偏心、扁疤等各种复杂因素情况下,将单轴轮载简化为匀速移动的恒力,取车轮轴重为170 kN,运行速度为350 km/h时,采用建立的有限元模型分别计算了钢轨正下方基床表层表面与基床表层底面的应力与位移,结果见图5、图6。

由图5、图6中可知,在加载初期列车行进中最开始的2对轮载对路基的作用是相同的,因此在四

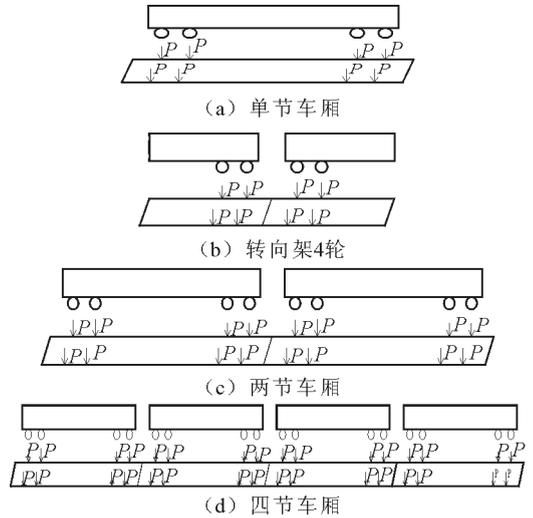


图4 车辆离散模型

Fig.4 Discvete model of vehicle

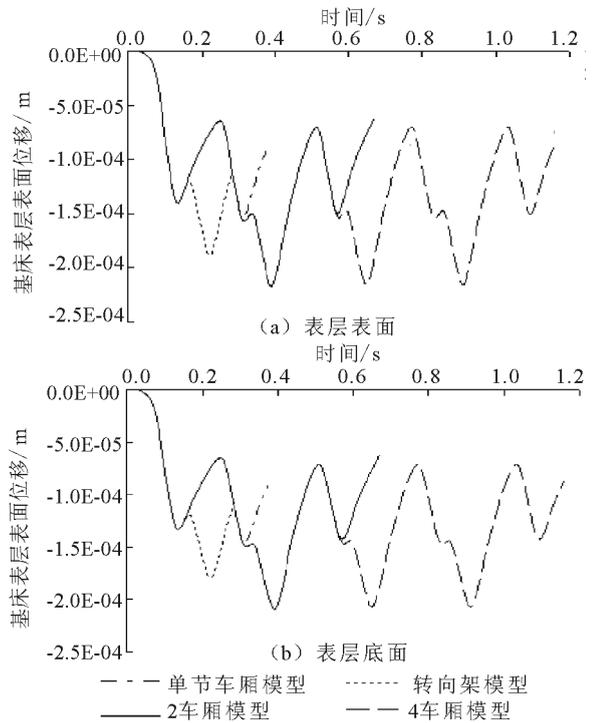


图5 基床表层表面与底面位移

Fig.5 Surface and bottom displacement of subgrade surface layer

种车辆离散模型加载下基床表层的位移与应力基本重合。在2车厢车轮离散模型和4车厢车辆离散模型下,基床表层的应力存在周期性。基床位移除第1节车厢外,后续驶入的车厢导致的位移也存在重复性,且由单节车厢车辆离散模型作用下产生的位移或应力幅值小于由转向架模型作用下的位移或应力幅值,由2车厢模型和4车厢模型作用下产生的位移或应力幅值相同。由单节车厢车辆离散模型与

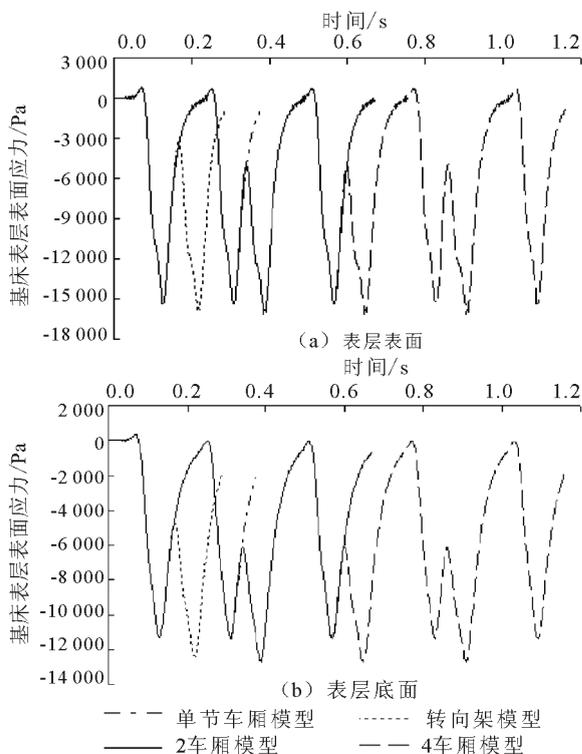


图6 基床表层表面及底面应力

Fig.6 Surface and bottom stress of subgrade surface layer

转向架车辆离散模型作用下的基床表层位移幅值小于4车厢车辆离散模型作用下的幅值,尤其在单节车厢车辆离散模型作用下的基床表层表面位移幅值仅为4车厢车辆离散模型的70.3%,转向架车辆离散模型作用下的位移幅值为4车厢车辆离散模型作用下的86%左右。这是由于车轮下方位移和应力存在叠加效应,单节车厢车辆4对轮载距离较远,叠加效应相对较弱,转向架4对轮载距离较近,叠加效应相对于单节车厢车辆模型较强^[17]。

上述分析表明,采用2车厢车辆离散模型加载能很好地模拟整个列车经过时动位移与动应力的产生过程,同时能保证计算结果的精度。2车厢车辆离散模型比单节车厢车辆离散模型或转向架车辆离散模型更精确地考虑到车辆轮载之间的叠加效应,同时比采用4车厢或全列车加载模型更加节省计算成本,因此本文采用2车厢8轮对车辆离散模型。

列车荷载通过轨道与轨道板之间的扣件实现荷载的施加,故必须得到扣件点反力测试时程曲线或计算时程曲线^[18]。目前针对无砟轨道的扣件反力时程实测资料非常少,本文通过计算求得列车经过时引起的扣件反力,将其作用于轨道板扣件点上,即可模拟列车对无砟轨道-路基结构的作用。

以运行速度为350 km/h的CRH3/CRH380

型动车组、CRTS II型无砟轨道为例,取列车轴重170 kN,假定轮载均匀分布,则轮载 $P=85$ kN。由于研究对象主要是路基结构,故不考虑轨道不平顺、车轮偏心、扁疤等各种复杂因素引起的列车荷载的变化,将车轮荷载简化为匀速移动恒力,对有限元模型施加的激励为相邻车厢相邻转向架的八对轮载。考虑到轮载的叠加效应主要集中在两个相邻车厢的相邻转向架的各轮对之间,同一车厢两转向架之间的叠加效应较小^[17],因此计算得到当相邻车厢的两个相邻转向架经过时单个扣件的反力时程曲线,见图7。

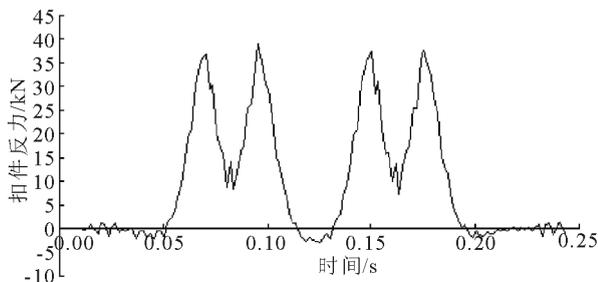


图7 单个扣件点的反力时程

Fig.7 Reaction force time-history curves of single fastening

由图7中可知,有限元计算得到的扣件点反力时程曲线存在突兀的峰值与锐角,因此对扣件点反力时程曲线中进行高阶Fourier变换,设 t 为时间, $F(t)$ 为扣件点的反力,则扣件反力时程表达式为

$$F(t) = a_0 + a_1 \cos(\omega t) + b_1 \sin(\omega t) + a_2 \cos(\omega t) + b_2 \sin(\omega t) + a_3 \cos(\omega t) + b_3 \sin(\omega t) \quad (2)$$

式中: $a_0 = 14.34$, $a_1 = -11.22$, $b_1 = 7.334$, $a_2 = -3.497$, $b_2 = 8.372$, $a_3 = -1.827$, $b_3 = -8.089$, $\omega = 78.79$ 。

扣件点反力时程曲线经Fourier变换后结果见图8中曲线A。

3 无砟轨道路基模型验证

为验证模型的有效性,以文献[19]中武广客运专线板式无砟轨道路基现场实测动力响应数据来验证。该测试断面位于DK1254+635处,动车轴重为14 t,车速290 km/h,路基计算参数见表2。

表2 模型验证路基计算参数

Table 2 Calculating parameters of actual roadbed

参数	弹模/GPa	泊松比	密度/(kg·m ⁻³)	阻尼比
基床表层	1.55	0.27	2 200	0.028
基床底层	0.71	0.33	2 000	0.040
路堤本体	0.52	0.36	1 800	0.045
地基	0.60	0.35	2 000	0.045

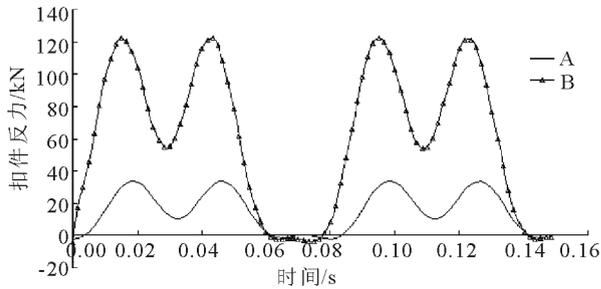


图8 Fourier变换后扣件时程曲线

Fig.8 Time-history curves of fastening through Fourier transform

计算得到板式无砟轨道路基动应力衰减曲线如图9(a),衰减率曲线见图9(b)。

比较图9可知,采用本文所建模型得到路基动应力值与实测值最大差值约为5 kPa,但动应力随深度衰减规律大体一致。由图9(b)可知,模型所计算得到的动应力随深度的衰减率小于实测值,衰减率最大差值约为15%,但其衰减规律与实测数据基本一致。

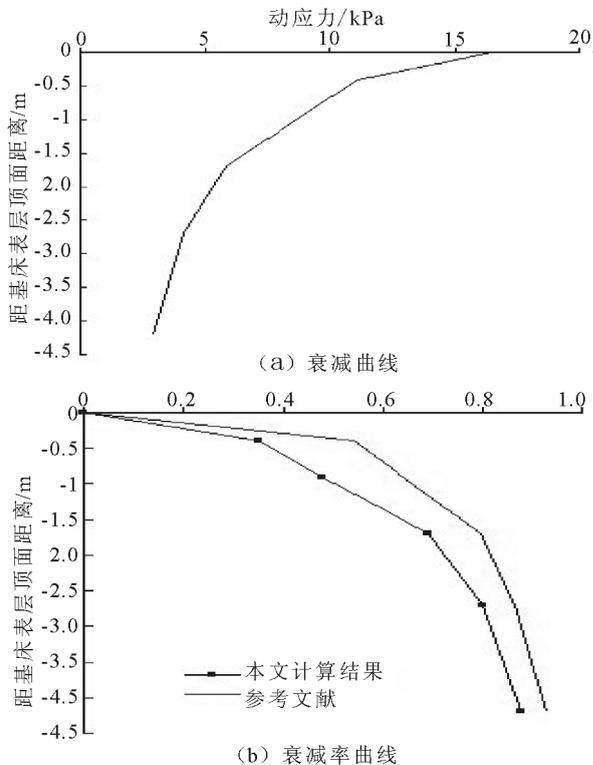
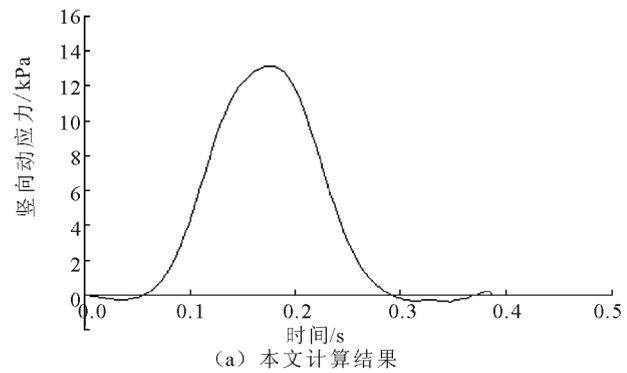


图9 计算动应力在路基中的衰减曲线和衰减率曲线

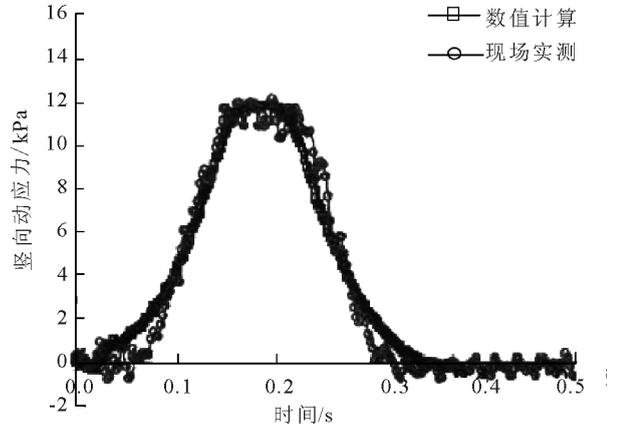
Fig.9 Decay curve and decay rate curve of dynamic stress in roadbed

为进一步验证计算模型,引用文献[15]中计算参数,见表3。以时速160 km/h、轴重为14 t的CRH2动车组为研究对象,采用一个转向架2轮对

加载,计算基床表层的动应力,结果见图10(a)。



(a) 本文计算结果



(b) 文献[15]测试结果

图10 本文计算结果及文献[15]测试结果

Fig.10 Calculating result in the paper and testing result in reference [15]

表3 模型验证计算参数

Table 3 Calculating parameters of model verification

结构	厚度/m	弹模/GPa	泊松比	密度/(kg·m ⁻³)
钢轨	0.176	200	0.3	7 800
轨道板	0.19	35	0.167	2 500
CA砂浆	0.05	0.2	0.167	2 500
底座	0.3	27	0.167	2 500
基床表层	0.4	0.18	0.25	2 000
基床底层	1.5	0.11	0.25	1 800
路堤本体	1.5	0.06	0.25	1 700

测试结果表明^[15],基床表层竖向动应力变化范围为8.4~14.5 kPa,采用本文所建模型得出的基床表层表面动应力幅值为13.3 kPa。由图10可知,本文模型求解的基床表层竖向动应力时程曲线与文献[15]实测、计算动应力时程曲线随时间的发展规律较为一致。

通过上述分析可认为,本文所建的无砟轨道一路基动力有限元分析模型能够很好反映体系的动力特性,用来分析无砟轨道路基动力响应。

4 模拟结果分析

为获取列车动荷载作用下路基结构的响应规律,取列车速度为 300 km/h,轴重为 170 kN,施加 2 车厢相邻转向架八对轮载,得到相应无砟轨道路基动力响应的计算结果。

4.1 竖向动应力的分布及衰减规律

通过数值计算得到路基的竖向动应力值,CRTS-II 型板式无砟轨道下基床内竖向动应力时程曲线见图 11(a),双块式无砟轨道下基床内竖向动应力时程曲线见图 11(b)。

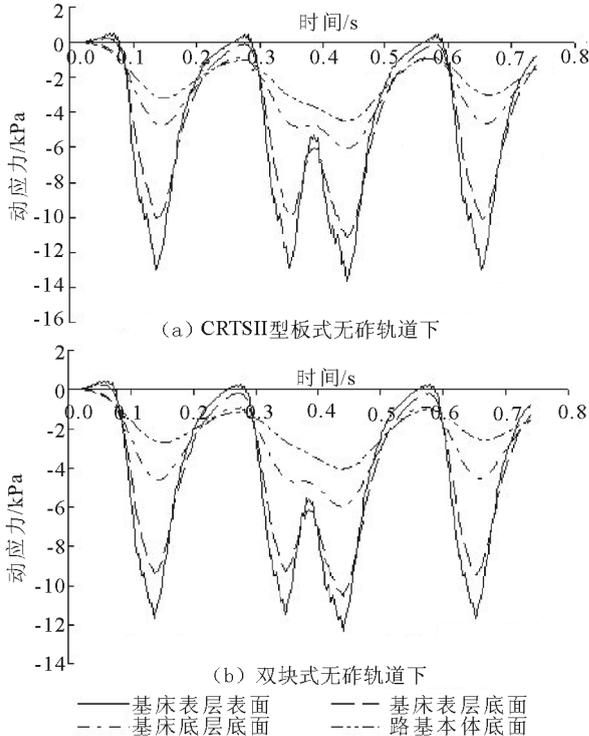


图 11 路基竖向动应力时程

Fig. 11 Time-history curves of subgrade vertical dynamic stresses

由图可知,在移动列车荷载作用下路基中动应力时程曲线呈“驼峰”型。每一个转向架经过时基床内就产生一个动应力峰值,且相邻两节车厢的相邻两个转向架之间存在明显的叠加效应,越往下叠加效应越明显。由于阻尼的存在使得动应力随深度的增加而减小,且峰值现象存在滞后效应。双块式无砟轨道下路基内动应力时程曲线与 CRTSII 型板式无砟轨道非常相似。

图 12 为路基中不同位置的竖向动应力幅值沿深度方向的分布规律,图 13 为路基内竖向动应力幅值衰减率沿深度方向的分布规律。

由图 12 和图 13 可知,由于应力集中效应导致

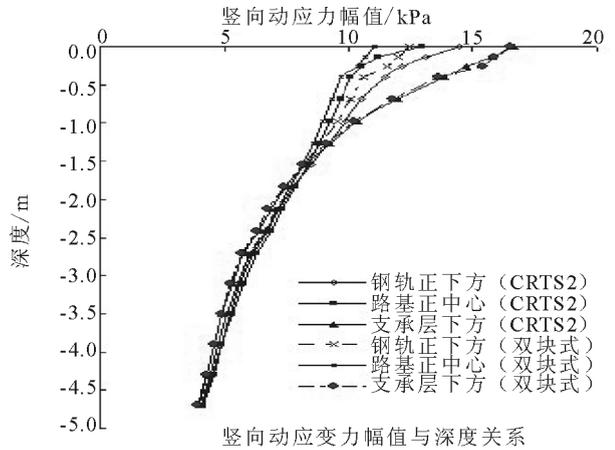


图 12 竖向动应力幅值与深度关系

Fig. 12 Relationship between vertical dynamic stresses amplitude and depth

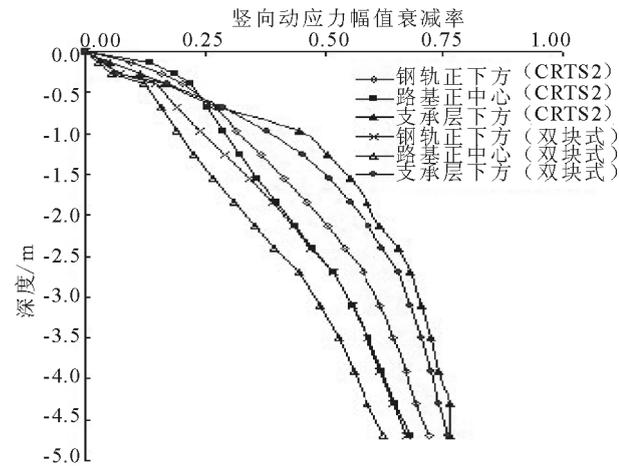


图 13 竖向动应力幅值深度衰减率曲线

Fig. 13 Decay ratio of vertical dynamic stresses amplitude with depth

支承层边缘正下方在基床表层内的动应力幅值大于路基中心和钢轨下方内路基的动应力幅值,但在路基面 1.5 m 以下动应力幅值趋于一致;路基中动应力幅值随深度的增加逐渐减小,在基床表层内动应力幅值衰减较快。支承层边缘的路基面下方 1 m 范围内竖向动应力幅值衰减为路基面的 1/2,而路基中心和钢轨下方 1 m 范围内竖向动应力幅值仅衰减至路基面动应力幅值的 1/3,支承层边缘下方的路基体内动应力衰减比钢轨正中心下方的路基动应力幅值衰减要快,而越靠近路基中心动应力幅值衰减越慢。由图还可知,在路基下方 1.5 m 范围内,CRTS II 型板式无砟轨道路基的动应力幅值大于双块式无砟轨道路基的动应力幅值,在路基 1.5 m 深

以下则趋于一致。CRTS II 型板式无砟轨道路基的动应力幅值衰减率总是大于双块式无砟轨道路基的动应力幅值衰减率。

图 14 为基床表层表面、基床表面底层以及基层底层底面的动应力幅值在路基横断面中的分布图。

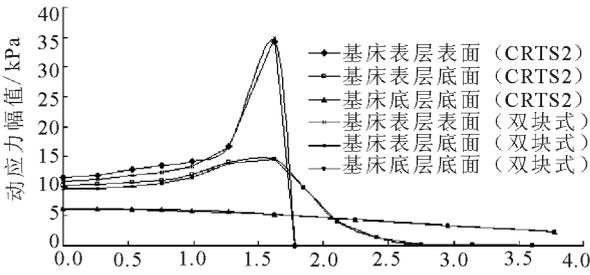


图 14 竖向动应力幅值深度衰减率曲线

Fig.14 Decay ratio curve of vertical dynamic stress amplitude with depth

由图可知，基床表层表面动应力幅值在远离路基中心点时越来越大，并在混凝土支承层边缘下方发生突变，动应力幅值达到最大，这是混凝土边缘的应力集中效应造成的；动应力在超出混凝土支承层以外的部分迅速减小，趋近于 0。基床表层底面的动应力幅值在远离路基中心点时越来越大，并在混凝土支承层边缘下方达到最大，在支承层边缘以外则是遵循线性趋势减小，随着距路基中心点的距离增大，动应力逐渐衰减至 0。说明基床表层表面的应力集中效应扩散至基床表层底面，但已没有基床表层表面明显。基床底层底面的动应力幅值在远离路基中心点时呈线性减小趋势，且在支承层覆盖较远的位置仍有应力存在，这是由于路基体自身的应力扩散作用，且扩散存在一定的范围。双块式无砟轨道路基的竖向动应力幅值在横断面的分布规律与 CRTS II 型板式无砟轨道路基基本一致。

4.2 竖向动位移的分布及衰减规律

通过计算得到路基的竖向动位移值，CRTSII 型板式无砟轨道下基床内竖向动位移时程曲线见图 15(a)，双块式无砟轨道下基床内竖向动位移时程曲线见图 15(b)。

由图可知，由于叠加效应导致相邻车厢的两个相邻转向架经过时路基内的动位移明显大于一个转向架经过时的动位移，在基床表层表面和基床表层底面出现了双峰现象，而在基床底层底面双峰现象并不明显。随着深度的增加，由于阻尼的存在使得动应力随深度的增加而减小，且峰值现象存在滞后效应。双块式无砟轨道下路基内动位移时程曲线与

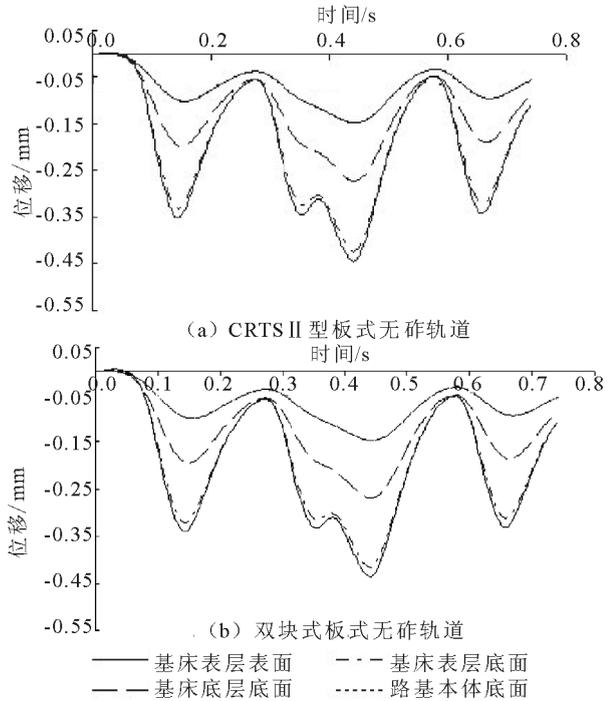


图 15 基床横断面竖向动应力幅值分布图

Fig.15 Vertical dynamic stresses amplitude of subgrade cross section

CRTSII 型板式无砟轨道非常相似。

图 16 为不同位置路基中竖向动位移幅值沿深度方向的分布规律，图 17 为路基内竖向动位移幅值衰减率沿深度方向的分布规律。

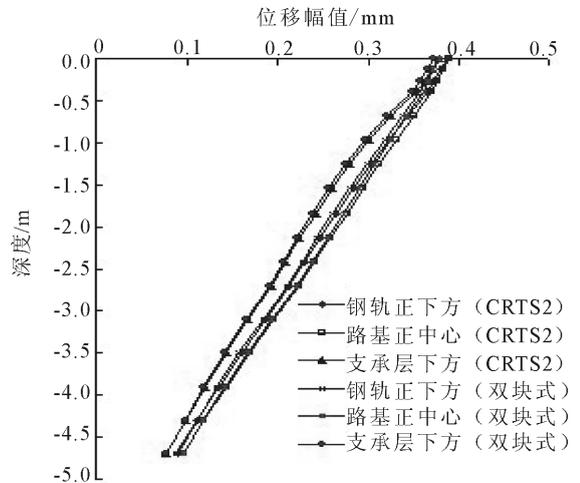


图 16 竖向动位移幅值与深度关系

Fig.16 Relationship between vertical dynamic displacement amplitude and depth

可以看出无砟轨道下方路基 3 个位置的动位移都沿着深度的增加而逐渐减小，且衰减量是随深度的增加而逐渐减小。不同位置的动位移衰减较为

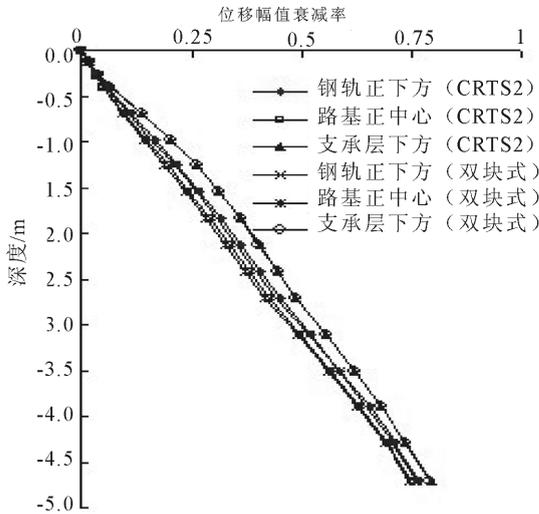


图 17 竖向动位移幅值衰减与深度关系

Fig.17 Decay ratio of curve vertical dynamic displacement amplitude with depth

一致,路基面下方 3 m 范围内竖向动位移幅值衰减为路基面的 1/2 左右。且 CRTS II 型板式无砟轨道路基的动位移幅值大于双块式无砟轨道路基的动位移幅值,在钢轨下方和路基正中心位置,CRTS II 型板式无砟轨道路基的动位移幅值衰减率大于双块式无砟轨道路基的动位移幅值衰减率,而在支承层下方两种轨道板下方的动位移幅值衰减率基本一致。

图 18 为基床横断面竖向动位移幅值分布。

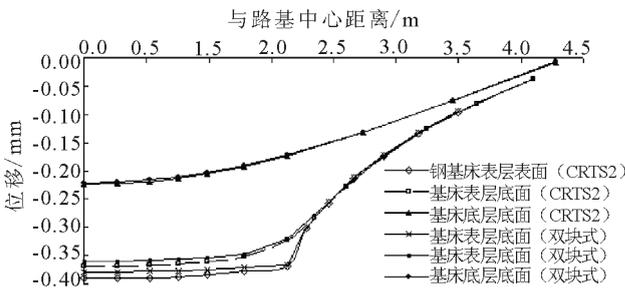


图 18 基床横断面竖向动位移幅值分布图

Fig.18 Vertical dynamic displacement amplitude of subgrade cross section

可以看出,距轨道中心越近,路基动位移越大。CRTS II 型板式无砟轨道基床表层表面与底面处在支承层范围内的动位移离路基中心越远越小,而双块式无砟轨道下基床表层表面与底面处在支承层范围内的动位移则变化很小,说明双块式轨道结构相对于板式无砟轨道表现出更大的刚度。在支承层范围以外离支承层边缘越远,位移越小,两种轨道板下方路基动位移较为接近;在基床底层底面路基中心位移约为 0.22 mm,在基床底层底面离路基中心 3.8

m 时位移接近 0,说明列车经过时对路基动位移影响范围在垂直轨道方向较为有限,而对轨道下方的路基影响较为明显。

4.3 动加速度的分布及衰减规律

通过计算得到路基的动加速度,典型 CRTS II 型板式无砟轨道钢轨正下方基床表层表面的加速度时程曲线见图 19。

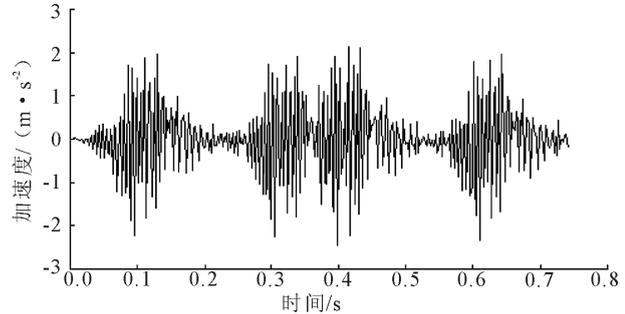


图 19 基床表层表面的加速度时程曲线

Fig.19 Dynamic acceleration time-history curves of subgrade surface layer

从图 19 可知,在列车经过时基床内动加速度的时程曲线具有明显的周期性。在列车轮对经过测试断面时,动加速时程曲线的峰值具有明显的突变性。

图 20 为不同位置路基中竖向加速度幅值沿深度方向的分布规律,图 21 为基床竖向加速度幅值横断面分布。

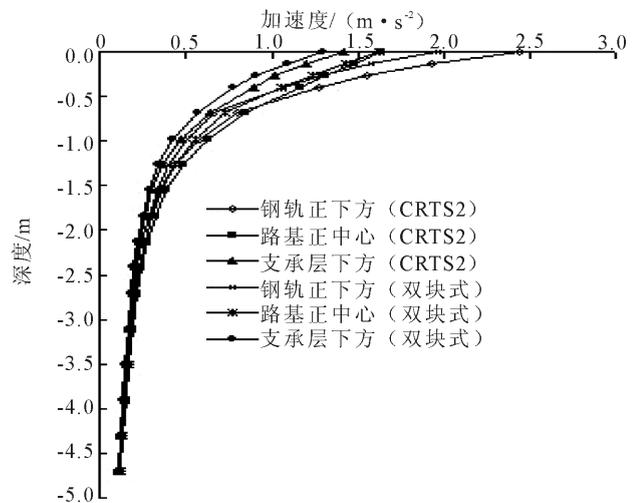


图 20 动加速度幅值与深度关系

Fig.20 Relationship between vertical dynamic acceleration amplitude and depth

可以看出,在路基面下 1 m 范围内,钢轨下方路基内加速度大于路基正中心和支承层边缘下方路基的加速度,CRTS II 型板式无砟轨道路基的动加速

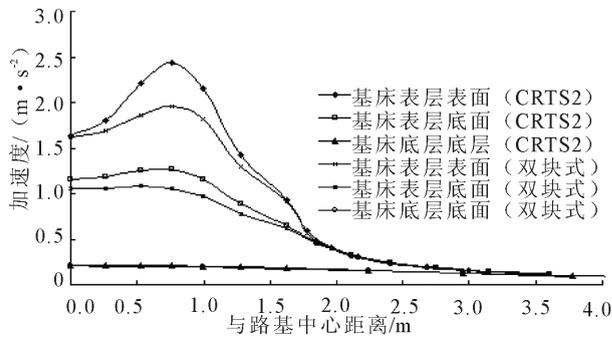


图 21 基床动加速度幅值横断面分布图

Fig.21 Vertical dynamic acceleration amplitude of subgrade across section

度大于双块式无砟轨道路基的动加速度,但在路基面 1 m 以下不同轨道结构、不同位置的加速度趋于一致,加速度的衰减主要集中在路基面以下约 1.5 m 范围内,衰减率达到 90%。加速度在基床横向分布规律与竖向动应力较为相似,不同的是加速度在横向断面的峰值位置处于钢轨正下方,而动应力的峰值位置处于支承层边缘。在混凝土支承层下方竖向加速度较大,在此之外的区域竖向加速度沿横向迅速衰减,说明在此之外的区域振动明显较弱。CRTS II 板式无砟轨道下方基床表层表面的加速度峰值现象比双块式无砟轨道下方路基要更为明显,这是由于 CRTS II 板式无砟轨道中 CA 砂浆参与了振动,同时由于其弹性模量较低,导致路基表面位移振动更为集中。

5 结论与建议

本文基于 ANSYS 平台采用 APDL 语言分别建立了 CRTS II 板式无砟轨道路基和双块式无砟轨道路基三维动力有限元模型,探讨了在高速列车荷载作用下路基动力特性分布及衰减规律,主要结论如下:

(1) 借助 ANSYS 平台,采用 APDL 语言建立了高速铁路无砟轨道路基动力学数值模型。利用与文献计算结果进行对比分析,对建立的动力学模型与求解方法进行了验证,表明本文所建立的无砟轨道路基三维有限元模型合理可行。

(2) 由于动力加载模式是分析轨道路基动力学特性的关键,因此对单节车厢 4 轮对车辆离散模型、转向架 4 轮对车辆离散模型、两节车厢车辆离散模型、四节车厢车辆离散模型 4 种车辆模型作用下路基的动应力和动位移进行了计算和对比分析,表明 2 车厢车辆离散模型能很好模拟整个列车经过时动

位移与动应力的产生过程。

(3) 利用建立的无砟轨道路基数值模型分析了 CRTS II 板式无砟轨道和双块式无砟轨道下路基内动应力、动位移以及加速度的分布及衰减规律,分析表明竖向动应力、动位移以及加速度随深度衰减,其中加速度衰减最快。混凝土支承层范围以内的路基动力响应变化不大,其中动应力和动位移在支承层边缘处存在响应集中现象,在超出混凝土支承层以外的部分迅速减小,趋近于 0。在路基下方 0—1.5 m 范围内 CRTS II 板式无砟轨道路基的动力响应都大于双块式无砟轨道路基,在路基面 1.5 m 以下范围内沿深度方向两种轨道结构型式下的路基动力响应逐渐趋于一致,表明轨道型式对路基的动力响应的影响主要集中于路基上部。

参考文献(References)

- [1] 梁波,罗红,孙常新.高速铁路振动荷载的模拟研究[J].铁道学报,2006,28(4):89-94.
LIANG Bo, LUO Hong, SUN Chang-xin. Simulated Study on Vibration Load of High Speed Railway[J]. Journal of the China Railway Society, 2006, 28(4): 89-94. (in Chinese)
- [2] 聂志红.高速铁路轨道路基竖向动力响应研究[D].长沙:中南大学,2005.
NIE Zhi-hong. Study on Vertical Dynamic Response of the Track/Subgrade in High-speed Railway[D]. Changsha: Central South University, 2005. (in Chinese)
- [3] 孙常新,胡金虎,梁波.准高速铁路路基动力响应数值模拟[J].计算力学学报,2010,27(2):173-176.
SUN Chang-xin, HU Jin-hu, LIANG Bo. Numerical Simulation of Dynamic Response for Quasi-high Speed Railway Subgrade [J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2010, 27(2): 173-176. (in Chinese)
- [4] 朱伯芳.有限单元法原理与应用[M].北京:中国水利水电出版社,1998.
ZHU Bo-fang. Principle and Application of Finite Element Methods[M]. Beijing: China Water Power Press, 1998. (in Chinese)
- [5] 童发明.高速铁路相邻涵洞间过渡段路基动力响应相互影响分析[D].长沙:中南大学,2010.
TONG Fa-ming. Dynamic Response and Long-term Dynamic Stability of Closely Spaced Transition Sections Subgrade for High-speed Railway[D]. Changsha: Central South University, 2010. (in Chinese)
- [6] 罗震,翟婉明,蔡成标.土路基上无砟轨道结构受力分析[C]//铁路客运专线建设技术交流会议论文集.武汉:长江出版社,2005:96-99.
LUO Zhen, ZHAI Wan-ming, CAI Cheng-biao. Mechanical Analysis of Ballastless Track-Roadbed System [C]// Railway Passenger Dedicated Line Construction Technology Exchange

- Meeting Proceedings, Wuhan: Changjiang Press, 2005: 96-99.
- [7] 卿启湘. 高速铁路无砟轨道——软岩路基系统动力特性研究[D]. 长沙: 中南大学, 2005.
QING Qi-xiang. Study on Dynamic Characteristics of Ballastless Track-roadbed System with Soft Rock as Embankment Filling in High Speed Railway[D]. Changsha: Central South University, 2005. (in Chinese)
- [8] 罗震. 高速铁路无砟轨道结构受力及轮轨动力作用分析[D]. 成都: 西南交通大学, 2008.
LUO Zhen. Analysis of Structure Mechanics and Wheel/Rail Dynamic Interaction of Ballastless Track in High-speed Railway[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2008. (in Chinese)
- [9] 刘晶波, 谷音, 杜义欣. 一致粘弹性人工边界及粘弹性边界单元[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(9): 1070-1075.
LIU Jing-bo, GU Yin, DU Yi-xin. Consistent Viscous-Spring Artificial Boundaries and Viscous-Spring Boundary Elements[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(9): 1070-1075. (in Chinese)
- [10] 王其昌. 高速铁路土木工程[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1999.
WANG Qi-chang. Civil Engineering in High-speed Railway [M]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press, 1999. (in Chinese)
- [11] 翟婉明. 车辆—轨道耦合动力学[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
ZHAO Wan-ming. Vehicle-Track Coupling Dynamics[M]. Beijing: Science Press, 2007. (in Chinese)
- [12] 陈果. 车辆—轨道耦合系统随机震动分析[D]. 成都: 西南交通大学, 2001.
CHEN Guo. Analysis of the Random Vibration Responses Characteristics of the Vehicle-track Coupling System [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2001. (in Chinese)
- [13] 铁建设[2005]160号, 客运专线铁路路基工程施工质量验收暂行标准[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005.
Railway Construction[2005]160, Provisional Standard for Acceptance of Construction Quality of Subgrade Engineering for Passenger-Special Line[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2005. (in Chinese)
- [14] 李军世, 李克钊. 高速铁路路基动力反应的有限元分析[J]. 铁道学报, 1995, 17(1): 66-75.
LI Jun-shi, LI Ke-xun. Finite Element Analysis for Dynamic Response of Roadbed of High-speed Railway [J]. Journal of the China Railway Society, 1995, 17(1): 66-75. (in Chinese)
- [15] 董亮, 赵成刚, 蔡德均, 等. 高速铁路无砟轨道路基动力特性数值模拟和试验研究[J]. 土木工程学报, 2008, 41(10): 81-86.
DONG Liang, ZHAO Cheng-gang, CAI De-gou, et al. Experimental Validation of a Numerical Model for Prediction of the Dynamic Response of Ballastless Subgrade of High-Speed Railways[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(10): 81-86. (in Chinese)
- [16] 徐进. 高速铁路路基模型试验系统研究与动力分析[D]. 长沙: 中南大学, 2011.
XU Jin. Research Model Test System of High Speed Railway Subgrade and Dynamics Analysis [D]. Changsha: Central South University, 2011. (in Chinese)
- [17] XU Jin, ZHANG Jiasheng, HUANG Yin. The Analysis of Servo Loading Effect in High-speed Railway [C]//ICRE 2010 International Conference on Railway Engineering, 2010, 8: 350-355.
- [18] 王启云. 高速铁路无砟轨道一路基动力特性及参数研究[D]. 长沙: 中南大学, 2013.
WANG Qi-yun. Study on Dynamic Characteristics and Parameters of Ballastless Track-Roadbed System of High Speed Railway [D]. Changsha: Central South University, 2013. (in Chinese)
- [19] 周镇勇. 武广客运专线路基动力响应特性试验及数值模拟分析[D]. 长沙: 中南大学, 2010.
ZHOU Zhen-yong. Roadbed Integrating Field Investigation and Numerical Simulation of Wu-Guang Passenger Railways [D]. Changsha: Central South University, 2010. (in Chinese)