

文章编号:1671-1637(2015)06-0035-10

列车荷载下的桩网结构低路基土拱效应

魏 静^{1,2}, 魏 平^{1,2,3}, 杨松林^{1,2}, 张 栋^{1,2}

(1. 北京交通大学 土木建筑工程学院, 北京 100044; 2. 北京交通大学 轨道工程北京市重点实验室, 北京 100044; 3. 北京工业职业技术学院 建筑与测绘工程学院, 北京 100042)

摘 要:运用 ABAQUS 软件建立了桩网结构低路基动力有限元模型,通过计算结果与实测结果的对比验证了模型的可靠性,并分析了列车荷载下路基中动应力分布、桩土应力比与等沉面高度变化特征。分析结果表明:采用模型计算的路基不同深度处动应力与实测结果最大差值为 0.56 kPa,动位移的最大差值为 7 μm ,计算和实测的平均动应力和动位移沿路基深度的传递趋势相同,因此,有限元模型可靠;在动荷载作用下,路基中存在土拱效应,土拱高度约为 1.6 m,与静荷载作用下土拱高度近似,路基表面的应力变化率比路基基底大;路基中动应力的分布受到土拱效应的影响,表现为传递到桩间土上方土体的动应力部分转移至桩顶上方,且在路基垫层附近动应力转移现象最明显;在动荷载作用后,路基中心处桩顶与两桩间的桩土应力比减小,而桩顶与四桩间的桩土应力比增大,桩顶与两桩间的桩土应力比始终大于桩顶与四桩间的桩土应力比;距离路基中心 1 m 处纵断面等沉面高度为 1.55 m,布置桩体的纵断面等沉面高度大于未布置桩体的纵断面等沉面高度,且沿路基中心到路肩,同类纵断面的等沉面高度逐渐降低,动荷载作用后,路基中心处等沉面高度增大。

关键词:铁路路基;桩网结构;列车荷载;数值分析;土拱效应;等沉面

中图分类号:U213.11 **文献标志码:**A

Soil arching effect of low subgrade with pile-net structure under train load

WEI Jing^{1,2}, WEI Ping^{1,2,3}, YANG Song-lin^{1,2}, ZHANG Dong^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 2. Beijing Key Laboratory of Track Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 3. School of Civil and Survey Engineering, Beijing Polytechnic College, Beijing 100042, China)

Abstract: The dynamic finite element model of low subgrade with pile-net structure was built by using ABAQUS software. The reliability of the model was verified by the comparison of calculated and measured results. The distribution of dynamic stress, the vibration characteristics of pile-soil stress ratio and the height of equal settlement plane under train load were analyzed. Analysis result indicates that the maximum differences of calculated and measured values for dynamic stress and dynamic displacement at different depths of subgrade are 0.56 kPa and 7 μm respectively, the transmission trends of average dynamic stress and dynamic displacement of calculated result are similar to the measured result along the subgrade depth, so the proposed dynamic finite element model is reliable. There exists soil arching effect in subgrade under dynamic load, and the height of soil arching effect is about 1.6 m that is approximately the same with the value under static load. The stress variation ratio under dynamic load in subgrade surface

收稿日期:2015-09-13

基金项目:北京市教育委员会科技计划项目(KM201410853004);中央高校基本科研业务费专项资金项目(2013JBM065)

作者简介:魏 静(1973-),女,河北沧州人,北京交通大学副教授,工学博士,从事路基与岩土工程研究。

is larger than the value in subgrade base, and the stress variation rate in subgrade base is extremely diminutive. The distribution of dynamic stress in subgrade under dynamic load is effected by soil arching effect, and the dynamic stress is partly transferred from soil among piles to pile top, and the phenomenon is most obvious in the cushion of subgrade. After dynamic load, in the center of subgrade, the pile-soil stress ratio of pile top to soil between two piles decreases, and the ratio among four piles increases. The pile-soil stress ratio between two piles is always larger than the value among four piles. The height of equal settlement plane of vertical section with the distance of 1 m to the center of subgrade is about 1.55 m. The height of equal settlement plane in vertical section with piles is larger than the value without piles. From subgrade center to subgrade shoulder, the height of equal settlement plane in the same vertical section decreases gradually. After dynamic loading, the height of equal settlement plane in the center of subgrade increases. 9 tabs, 12 figs, 27 refs.

Key words: railway subgrade; pile-net structure; train load; numerical analysis; soil arching effect; equal settlement plane

Author resume: WEI Jing (1973-), female, associate professor, PhD, +86-10-51683954, jingwei@bjtu.edu.cn.

0 引 言

桩网结构路基中的土拱效应直接影响到附加荷载以及路基土自身重力的传递路径,对调节路基中的应力分布作用较大。Low 等通过假设土拱形状与高度,以桩土应力比与荷载分担比为土拱效应分析指标,推导出其计算公式^[1],但未考虑土工格栅和桩土沉降差异对土拱效应的影响;刘吉福等基于平面土拱效应计算模型,考虑了桩土沉降差异与土工格栅对土拱效应的影响,计算了考虑桩-网-土耦合作用的桩土应力比与荷载分担比^[2-8];Hewlett 等提出了半球壳形土拱计算模型^[9];Sadrekarimi 等基于试验得到成拱的最小砂土密度^[10];强小俊等对 Hewlett 等的土拱效应计算理论进行了改进^[11],但仍未考虑桩土差异沉降对土拱效应的影响;朱小军等基于塑性平衡理论推导出垫层破坏时桩顶应力、桩间土应力与桩土应力比的求解公式并进行了验证^[12];曹卫平等通过桩承式加筋路堤土拱效应模型试验,研究了桩土相对位移与路堤高度对桩土应力比与路堤沉降的影响^[13-14];余闯等的模型试验和数值计算结果表明桩承式路堤中土拱内部竖向应力随深度非线性减小,土拱上部路堤中土体应力随深度近似线性增加,荷载水平和桩间土沉降差的变化引起土拱区域变化^[15];费康等基于模型试验分析了桩承式路堤中的土拱效应,得出应力折减系数和填土中的竖向应力分布特点,进而分析了不同土拱形状的适用性^[16-19]。上述对土拱效应开展的研究主要基

于静态和较高填方的路堤,为静荷载作用下桩网结构的研究奠定了基础。

对于桩网结构低路基,动力会影响路基中的土拱效应继而引起土拱退化,使桩网结构路基功能弱化甚至失去其应有功能,影响路基的动稳定性和轨道的平顺性。目前,对动荷载作用下的土拱效应研究较多。詹永祥等以遂渝高速铁路为背景,通过室内大比例动态模型试验研究了桩板结构路基桩土工作特性变化规律^[20];韩高孝等通过模型试验研究了动荷载作用下动应力沿路基深度的分布规律,动应力分布与静态应力分布差别较大,动荷载作用过程中土拱效应会发生退化^[21];叶阳升等对某高速铁路低路基断面进行了现场原位 1:1 动荷载模拟试验,结果表明桩顶上方及桩间土上方路基填土的动应力传递特性相近,路基底部桩顶动应力略大于桩间土动应力^[22],但未深入研究动荷载作用下的土拱效应特性;张崇磊等通过模型试验分析了循环荷载下桩网结构路基动力响应指标与降雨对路基动应力的影响^[23]。上述研究主要基于模型试验分析了动荷载作用下桩网结构路基的桩土变化规律,虽得出了一些定性的结论,但对动荷载作用下桩网结构路基的受力特性与土拱的稳定性方面的研究尚缺乏明确与量化的结论,尤其针对动荷载作用下桩网结构低路基的研究比较少见。

本文基于数值模拟方法研究了动荷载作用下的桩网结构低路基中的土拱效应,分析了动荷载作用下路基中动应力、桩土应力比与等沉面高度

的变化特征。

1 桩网结构路基动力有限元模型

1.1 模型建立

采用 ABAQUS 有限元软件,依据遂渝线无砟轨道现场测试的某低路基断面尺寸与《高速铁路设计规范》(TB 10621—2014)等相关规定,建立了桩网结构路基动力有限元模型,对比了模型计算结果与现场测试结果,论证了模型的可靠性,进而对动荷载作用下路基中的土拱效应进行研究。

1.1.1 工点概况

测试工点的轨道结构为板式无砟轨道,测试断面为低路基断面,路基高度为 3.0 m,边坡坡度为 1:1.5,基床表层与垫层为级配碎石,厚度分别为 0.7、0.6 m,基床底层为 1.7 m 厚的 A、B 组填料。测试断面见图 1,地基面以下依次为 8.0 m 厚的红层泥岩人工填土、4.0 m 厚的粉质黏土与 2.0 m 厚的泥岩夹砂岩。地基处理方法为换填地基表面一定深度的地基土,并进行强夯以追加压实,然后设置钢筋混凝土桩网结构,补强加固。基床底层处桩的纵横间距均为 2.0 m,桩径为 0.6 m,桩帽为正方形,长宽均为 1.0 m,厚度为 0.3 m,布桩形式为正方形,桩底位于持力层。

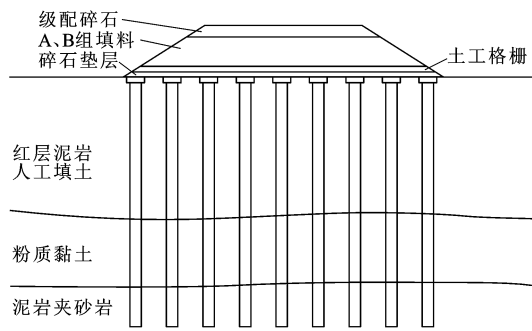


图 1 测试工点横断面
Fig. 1 Cross section of test site

1.1.2 有限元模型

桩网结构路基有限元模型中的轨道结构形式为单线板式无砟轨道,路基表面宽度为 8.6 m,轨道板厚度为 0.2 m,宽度为 2.4 m。砂浆层厚度为 0.05 m,宽度为 2.4 m。支承层厚度为 0.3 m,宽度为 3.2 m。考虑到相邻车辆前后转向架动力叠加的影响,路基模型纵向长度取 10 m。在距离研究区域一定远的位置布置无限元与有限元之间耦合连接来模拟无限区域。在地基底部及路基横断面方向的两侧采用无限元边界,路基纵向的两侧限制纵向位移,其他方向变形自由,路基有限元模型见图 2。

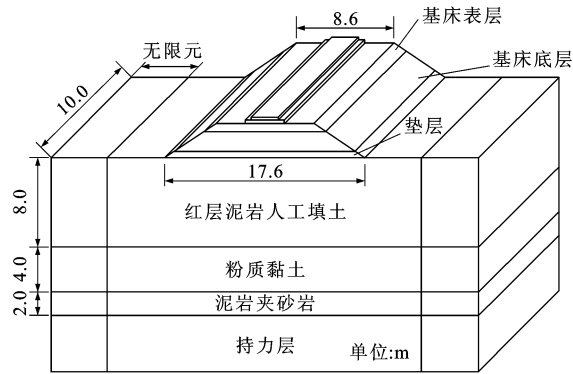


图 2 路基有限元模型
Fig. 2 Finite element model of subgrade

1.1.3 材料参数

将模型中轨道板、水泥乳化沥青砂浆、支承层、桩与桩帽视为线弹性材料,采用实体单元划分,单元类型为 C3D8R;将基床表层、基床底层、垫层、人工填土、粉质黏土与泥岩夹砂岩视为弹塑性材料,采用实体单元划分,单元类型为 C3D8R;将土工格栅视为弹性材料,其抗拉强度为 80 kN·m⁻¹,厚度为 0.001 m,延伸率为 10%,纵横搭接的长度均为 0.1 m,土工格栅采用膜单元划分,单元类型为 M3D4R。材料参数见表 1、2。路基土与地基土采用理想的 Drucker-Prager 模型,包括的参数有屈服面在平均应力-偏应力空间上的倾角、屈服面在平均应力-偏应力空间横坐标轴上的截距、三轴拉伸强度与三轴压缩强度之比。表 2 中基床表层与垫层材料同为级配碎石,但基床表层模量大于垫层模量,这取决于基床表层和垫层各自的作用。基床表层的优劣对轨道的变形影响很大,利用其刚度严格控制列车运行时产生的弹性变形范围。垫层的刚度应控制适中,刚度太大不能发挥桩间土的承载作用,刚度太小使桩间土承载较大,导致地基沉降增大。

表 1 弹性材料参数

材料参数	密度/(kg·m ⁻³)	弹性模量/MPa	泊松比
轨道板	2 500	35 000	0.19
砂浆层	1 800	200	0.17
支承层	2 300	30 000	0.20
土工格栅	1 500	35 000	0.20
桩	2 300	30 000	0.20
桩帽	2 300	30 000	0.20
持力层	2 200	500	0.30

1.1.4 模型边界与网格划分

地基为半无限空间体,分析区域无限大。建模时需考虑边界对波的反射造成计算结果的失真,在

表 2 弹塑性材料参数

Tab. 2 Parameters of elastic-plastic materials

材料参数	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/ MPa	强度比	倾角/ ($^{\circ}$)	截距/ kPa	泊松比
基床表层	2 200	200	0.79	40	42	0.3
基床底层	2 100	110	0.82	34	32	0.3
垫层	1 900	40	0.86	25	21	0.3
人工填土	2 230	36	0.84	30	22	0.3
粉质黏土	1 830	6	0.89	20	63	0.3
泥岩夹砂岩	2 000	20	0.81	34	43	0.3

动力分析中可设置黏弹性人工边界、透射人工边界、截断边界、边界元和有限元耦合等边界控制方法。本文重点研究区网格单元划分尺寸为 0.2 m, 重点研究区外网格单元划分尺寸为 0.6 m, 地基部分采用粗网格划分, 有限元模型网格划分结果见图 3。

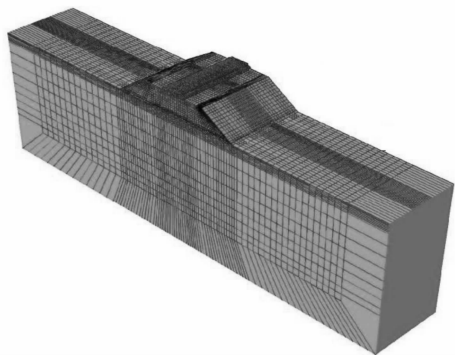


图 3 有限元模型网格划分

Fig. 3 Mesh generation of finite element model

1.1.5 动荷载施加

竖向轮轨力主要出现在 3 个频率范围内: 低频范围为 0.5~10 Hz, 几乎全部由车体对悬挂部分的相对运动产生; 中频范围为 30~60 Hz, 由簧下轮对质量对钢轨的回弹作用产生; 高频范围为 100~400 Hz, 由钢轨运动受到轮轨接触面的抵抗产生。竖向轮轨力在中频范围较为剧烈, 高频范围主要影响车体的动力响应。鉴于本文研究对象为路基, 主要考虑传递到路基中的中频轮轨力。本文对所加动荷载作以下假设: 考虑行车速度和轴重; 不考虑车辆的悬挂体系; 不考虑轨道的不平顺性对轮轨力的影响。根据上述假设, 在轨道板上与扣件相应的位置施加随时间 t 变化的力 $F(t)$, 假设如下: 以 1 辆车通过扣件的时间为 1 个周期 T ; 1 个转向架相邻的两轮轴叠加部分作为 1 次荷载; 考虑相邻车辆的前后转向架作用荷载的叠加效应。考虑到列车的行驶过程, 后 1 个扣件位置施加力 $F(t+\Delta t)$ 的时间比前 1 个扣件位置的力 $F(t)$ 晚 Δt , 根据列车的行驶速度与相邻扣

件的距离确定 Δt 为

$$\Delta t = V/D$$

式中: V 为列车行驶速度; D 为相邻扣件距离, 本文取 0.65 m。

列车选用现场测试车辆 CRH2 型动车组, 车厢车体全长为 25 m, 转向架间距为 17.5 m, 固定轴距为 2.5 m, 车体高度为 3.7 m, 车轮直径为 0.86 m, 轮载为 70 kN。列车速度对动应力影响不大^[24], 因此, 仅考虑速度为 200 $\text{km} \cdot \text{h}^{-1}$ 的工况。 $F(t)$ 表示为

$$F(t) = \left| nP \left[\frac{3}{4} \sin(\omega_1)t + \frac{2}{3} \sin(\omega_2)t \right] \right| \quad t \in (a, b)$$

$$a = \frac{L_1 - L_2}{2V} + nT$$

$$b = \frac{L_1 + L_2}{2V} + nT$$

$$\omega_1 = 2\pi V/L_2$$

$$\omega_2 = 2\pi V/L_3$$

$$T = L_1/V$$

式中: P 为列车轮载; L_1 为车辆长度; L_2 为相邻车辆前后相邻转向架总长度; L_3 为相邻车辆前后相邻转向架间距; n 为动荷载下扣件最大荷载分担系数, 根据文献[25]取 0.45。

用本文方法计算得到的扣件反力-时间曲线与文献[25]计算曲线的比较结果见图 4。由图 4 可见: 本文计算的扣件反力的最大值与文献[25]计算的扣件反力最大值相差较小, 区别在于本文将 1 个转向架相邻的两轮轴叠加作为 1 次荷载, 整体来讲本文施加列车荷载的方法是可行的。

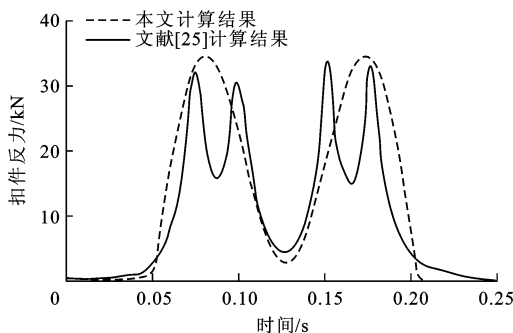


图 4 扣件反力-时间曲线

Fig. 4 Reaction force-time curves of fastener

1.2 模型验证

1.2.1 动应力对比

为分析路基不同深度处的动应力与动位移, 现场选取基床表层表面、基床底层表面及基床表层表面以下 1.8 m 处进行测试, 将实测的动应力最大值、最小值以及平均值^[24]与模型计算结果进行对比, 并得到了计算结果与实测结果的差值, 比较结果

见表 3,平均动应力传递趋势见图 5。采用模型计算的动应力与实测结果的最大差值为 0.56 kPa,平均动应力沿路基深度的传递趋势近似相同。

1.2.2 动位移对比

将现场实测基床表层表面、基床底层表面与基

床表层表面以下 1.8 m 处的动位移最大值、最小值以及平均值与模型计算结果进行对比,结果见表 4,平均动位移传递趋势见图 6。模型计算得到的动位移与实测结果最大差值为 7 μm ,平均动位移沿路基深度的传递趋势近似相同。

表 3 动应力对比

Tab. 3 Comparison of dynamic stresses										kPa	
位置	基床表层表面			基床底层表面			基床表层表面以下 1.8 m 处				
参数值	最大值	最小值	均值	最大值	最小值	均值	最大值	最小值	均值		
实测结果	6.14	4.98	5.56	2.75	2.44	2.60	0.64	0.56	0.60		
计算结果	5.58	4.81	5.20	2.97	2.87	2.92	0.55	0.41	0.48		
差值	0.56	0.17	0.36	-0.22	-0.43	-0.32	0.09	0.15	0.12		

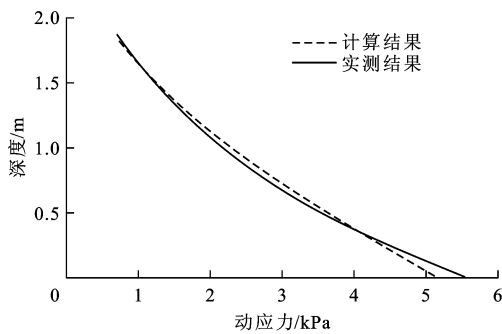


图 5 平均动应力传递趋势

Fig. 5 Transmission trends of average dynamic stresses

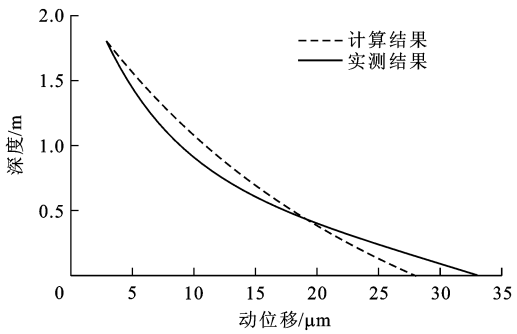


图 6 平均动位移传递趋势

Fig. 6 Transmission trends of average dynamic displacements

表 4 动位移对比

Tab. 4 Comparison of dynamic displacements										μm	
位置	基床表层表面			基床底层表面			基床表层表面以下 1.8 m 处				
参数值	最大值	最小值	平均值	最大值	最小值	平均值	最大值	最小值	平均值		
实测结果	40	27	33	12	6	9	4	2	3		
计算结果	33	23	28	15	11	13	4	2	3		
差值	7	4	5	-3	-5	-4	0	0	0		

2 桩网结构路基土拱效应分析

路基横断面结构具有对称性,本文选取模型右半部分进行分析,用于土拱效应分析的对象为线路中心路基纵向上的桩顶及其上方土体、两桩桩间土及其上方土体和四桩桩间土及其上方土体,桩顶与桩间土的位置见图 7。

2.1 路基应力分布

2.1.1 静荷载作用下路基中应力分布

未施加动荷载时,计算得到的路基应力分布曲线见图 8,可见:桩间土及其上方土体应力沿深度的分布首先线性增大,后出现拐点并逐渐减小;桩顶及其上方土体应力沿深度的分布规律为最初线性增大直至增加速率变大;两桩桩间土上方土体应力与桩

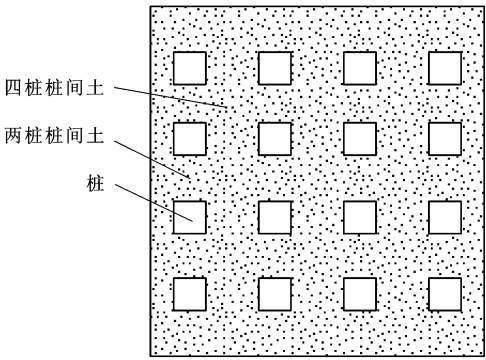


图 7 土体位置

Fig. 7 Locations of soils

顶上方土体应力在路基面重合,四桩桩间土上方土体应力大于上述二者。结论与文献[21]中提到的路基中桩顶上方土体与四桩桩间土上方土体应力在路

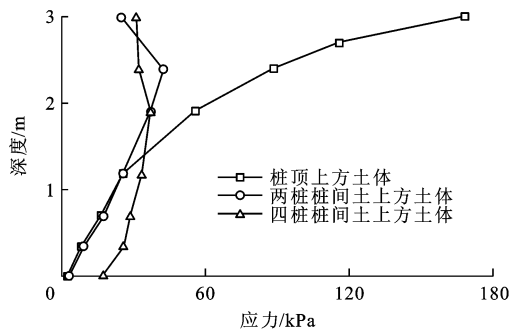


图 8 静荷载作用下的应力分布

Fig. 8 Distributions of stresses under static load

基面重合有所不同,主要是因为路基上存在轨道板、支承层、钢轨等附加应力,作用在桩顶上方与两桩桩间土上方土体附加应力均匀相等,方向单调,而模型中支承层底面边缘刚好处于四桩桩间土上方的路基面位置。李佳的研究表明支承层以上部分产生的附加应力在支承层边缘有突然增大的现象^[26],因此,出现本文中的四桩桩间土上方路基面处应力大于桩顶上方及两桩桩间土上方路基面处应力的现象。由于在支承层边缘处产生的附加应力不均匀,存在偏压,因而两桩桩间土上方土体应力传递规律与四桩桩间土上方土体在整个路基深度中的传递规律区别较大,但随着附加应力的扩散,最终二者应力差趋于减小。

考虑到四桩桩间土范围对应的基床表层区域应力出现局部较大的现象,本文研究土拱效应时要规避干扰土拱效应的因素,因此,四桩桩间土对应的路基底部区域才参与土拱效应分析。

2.1.2 动荷载作用下路基应力分布

动荷载作用不同时刻桩间土上方土体与桩顶上方土体的应力分布见图 9。桩网结构路基中路基基底处桩与桩间土发生差异沉降,使桩顶上方土体与桩间土上方土体之间发生摩擦剪切作用,引起路基土体应力重分布,而新形成的形状类似于桩顶为拱脚的拱形,因此,称这种机制为土拱效应。在应力分

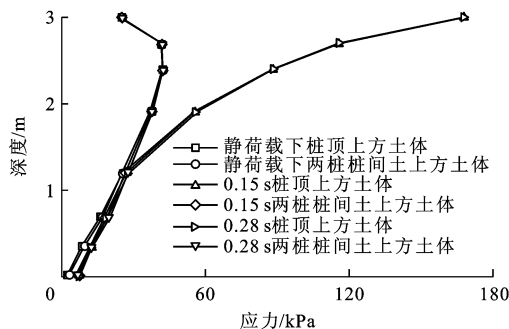


图 9 动荷载作用下的应力分布

Fig. 9 Distributions of stresses under dynamic load

布中,桩顶上方土体应力分布曲线与桩间土上方土体应力分布曲线分开位置的高度为土拱高度。选取静荷载、动荷载作用 0.15、0.28 s 三种情况进行路基应力传递分析,结果见表 5。静荷载和动荷载作用 0.15、0.28 s 时路基土拱高度均为 1.60 m,约为 1.6 倍桩帽净间距。

表 5 应力传递结果

Tab. 5 Transmission result of stress

荷载类型	静荷载	动荷载作用 0.15 s	动荷载作用 0.28 s
动应力传递位置		基床表层	垫层
土拱高度/m	1.60	1.60	1.60

在静荷载作用下,土拱高度以上的桩间土上方土体及桩顶上方土体的应力随深度增加线性递增,由于土拱效应的影响,土拱高度内桩间土上方土体的荷载向桩顶上方转移,导致桩间土上方土体应力随深度增大的增长速率变小,在深度为 2.5 m 处甚至出现应力减小情况,但是桩顶上方土体的应力随深度增大而增长速率变得更大。

当动荷载作用 0.15、0.28 s 时,路基中应力分布出现与静荷载类似的变化规律,间接说明动荷载作用时,路基中应力的传递依然受到土拱效应影响,土拱效应在动荷载作用时仍然存在。

表 6 为静荷载与动荷载作用 0.15、0.28 s 时桩间土上方土体及桩顶上方土体在路基不同位置处的路基应力及其变化率,这里变化率定义为动荷载作用下产生的应力相对于静荷载作用下的应力变化比例。

由表 6 可见:在动荷载作用下,路基面的应力变化率比路基基底大,路基基底应力变化率较小,几乎没有增加,说明路基基底受动荷载的影响较小,主要原因为路基土具有阻尼作用,使得动应力在传递中逐渐耗散。

表 6 不同荷载作用下的应力变化率

Tab. 6 Variation rates of stress under different loads

荷载类型			静荷载	动荷载作用 0.15 s	动荷载作用 0.28 s
桩间土上方土体	路基面	应力/kPa	2.85	7.66	6.09
		变化率/%		169.77	113.68
	路基基底	应力/kPa	24.70	24.74	24.77
		变化率/%		0.16	0.28
桩顶上方土体	路基面	应力/kPa	1.89	7.34	5.34
		变化率/%		288.35	183.54
	路基基底	应力/kPa	168.67	168.83	168.94
		变化率/%		0.09	0.16

2.2 土拱效应对路基动应力传递的影响

本文中动应力为路基在动荷载作用过程中产生的附加应力,即动荷载作用下的路基应力与静荷载作用下路基应力的差值。动荷载分别作用 0.15、0.28 s 时桩顶上方土体和桩间土上方土体动应力的分布见图 10。动荷载作用 0.15 s 时基床表层动应力大于动荷载作用 0.28 s 时基床表层的动应力,而动荷载作用 0.15 s 时路基垫层处的动应力小于动荷载作用 0.28 s 时垫层动应力。这是因为基床表层和路基垫层处动应力峰值出现的时刻不同,动应力从基床表层传递到路基垫层处需要一定的时间,从而导致垫层动应力峰值出现的时间晚于基床表层。

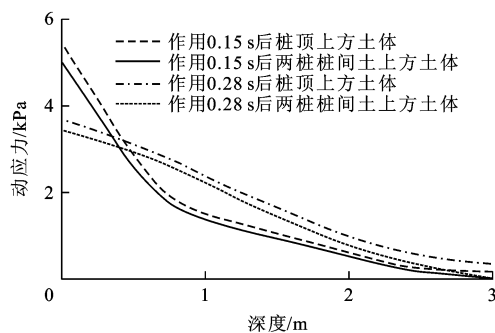


图 10 不同作用时间下的动应力分布
Fig. 10 Distributions of dynamic stresses in different acting times

本文路基填筑材料相同且均匀分布,因此,动应力从同一纵断面内路基面不同位置传递到路基基底过程中衰减量理论上应相同。动荷载作用 0.15、0.28 s 时桩顶上方土体及桩间土上方土体的动应力传递趋势表明:桩顶上方土体及桩间土上方土体动应力在深度为 2.0 m 内随着深度的增加逐渐减小且减小程度几乎相同,这符合理论情况;当深度超过 2.0 m 后,桩顶上方土体与桩间土上方土体的动应力衰减程度开始不同,此时由于动荷载作用 0.28 s 时基床底层的动应力大于 0.15 s 时基床底层动应力,因此,选择对动荷载作用 0.28 s 时基床底层的动应力分析更加方便。

选择动荷载作用 0.28 s 时,路基深度为 1.4 m 土拱高度处和路基垫层表面处的动应力变化进行分析,计算结果见表 7,变化率定义为垫层表面处的动应力相对于路基深度 1.4 m 处的动应力变化比例。分析表 7 可知:桩间土上方土体动应力减小程度大于桩顶上方土体动应力减小程度,桩顶上方与桩间土上方的路基土对动应力的耗散效果相同,即动应力的变化率是相同的,因此,动应力变化率的区别只能由土

拱效应引起,土拱范围内动应力在传递过程中受到土拱效应的影响,本应传递到桩间土上的动应力转移到桩顶上,导致桩间土上方土体动应力减小量远大于桩顶上方土体动应力减小量。本文用桩间土上方土体与桩顶上方土体动应力变化率的差值来表示土拱效应对动应力的转移程度,从土拱高度处的平面至路基垫层表面动应力转移程度为 10%。动应力的转移程度与土拱效应有关,会受到土拱效应影响因素的影响,如土的内摩擦角、黏聚力与桩间距等。

表 7 路基深度 1.4 m 处与垫层表面的动应力
Tab. 7 Dynamic stresses of depth of 1.4 m and cushion surface of subgrade

位置	桩顶上方土体		桩间土上方土体	
	深度 1.4 m	垫层表面	深度 1.4 m	垫层表面
动应力/kPa	1.681	0.505	1.512	0.303
变化率/%	-69.96		-79.96	

表 8 为动荷载作用 0.28 s 时,路基垫层表面与路基垫层底面处动应力及其变化,变化率定义为垫层底面动应力相对于垫层表面的变化比例。分析表 8 可知:相对于垫层表面,桩顶上方土体动应力变化率为 34.06%,桩间土上方土体动应力变化率为 90.76%,动应力转移程度为 56.7%,在垫层中动应力转移程度比基床底层大,这主要因为垫层中存在土工格栅,土工格栅的张拉膜效应会使桩间土上的动应力更多地转移到桩顶上。

表 8 垫层表面与底面动应力
Tab. 8 Dynamic stresses of surface and bottom of cushion

位置	桩顶上方土体		桩间土上方土体	
	垫层表面	垫层底面	垫层表面	垫层底面
动应力/kPa	0.505	0.333	0.303	0.028
变化率/%	-34.06		-90.76	

动应力在路基中传递之所以会受到土拱效应的影响,是因为路基在静荷载下出现土拱效应后会形成虚拟的应力拱,而应力拱可看成是拱结构物,当动应力不超过应力拱的承受力,动应力则会沿此应力拱进行传递。

2.3 动荷载作用下桩土应力比分析

桩土应力比是分析土拱效应的重要参数,本文分析动荷载作用下的桩顶应力与两桩桩间土应力及四桩桩间土应力的比值,进而了解其在动荷载作用过程中的变化趋势。

在动荷载作用前,桩顶应力与两桩桩间土应力比为 6.828,动荷载作用 1.78 s 后,桩土应力比为 6.826,减小了 0.002,变化率为 0.029%。在动荷载

作用前,桩顶应力与四桩桩间土应力比为 5.263,动荷载作用 1.78 s 后,桩土应力比为 5.279,增加了 0.016,变化率为 0.304%。

在动荷载作用后,桩顶应力与两桩桩间土应力比减小,而桩顶应力与四桩桩间土应力比增大。由于桩土应力比可以反映土拱效应的强弱,桩土应力比大则土拱效应强,因此,间接说明动荷载作用后相邻两桩间的平面土拱效应减弱,而四桩间的空间土拱效应增强,结论与文献[21]中的结果类似。

2.4 等沉面高度分析

本文等沉面高度的研究对象为网格划分尺寸为 0.2 m 的范围内长度为 1 个桩间距的纵断面,桩体两侧的桩间土中心位置分别设为 0、2 m。

2.4.1 等沉面高度确定

在桩网结构路基中,从路基基底到路基面,随高度增加,桩顶上部填土与桩间土上部填土沉降差异逐渐变小,达到某一平面时两者沉降差异为 0,这一平面为等沉面。因为土拱效应产生的必要条件为差异沉降^[27],因此,等沉面高度与土拱高度可以等效。

Terzaghi 法中定义等沉面高度为 $2(s-a)$, Hewlett 法中定义球形拱高度为 $s/\sqrt{2}$,平面拱高度为 $s/2$,其中 s 为桩间距, a 为桩帽宽度^[9]。

考虑动荷载作用对等沉面高度的影响,动荷载作用前后的等沉面高度需要精确到数值而非一定范围,因此,需选取最大差异沉降限值,当路基某高度平面最大差异沉降小于该限值时,该面为等沉面。本文路基高度为 3 m,路基面纵向是等沉降的,计算结果表明路基面纵向的最大差异沉降为 0.01 mm,因此,本文认为当路基某高度面最大差异沉降不超过 0.01 mm 时认为是等沉面。

2.4.2 等沉面高度沿路基断面分布

距离路基中心 1 m 的纵断面不同高度的平顺度见图 11,高度为 1.55 m 的表面各处差异沉降最大值开始小于 0.01 mm,因此,认为距离路基中心 1 m 的纵断面等沉面高度为 1.55 m,同理可得距离路基中心 2、3、4 m 的纵断面等沉面高度分别为 1.37、1.51、1.34 m。

等沉面高度沿路基横向分布见图 12。将距离路基中心 1、2、3、4 m 的路基纵断面分为 I、II 两类, I 类纵断面为距离路基中心 1、3 m 的断面,该类断面上布置了桩, II 类纵断面为距离路基中心 2、4 m 的断面,该类断面上没有布置桩。图 12 说明: I 类纵断面的等沉面高度大于 II 类纵断面,意味着

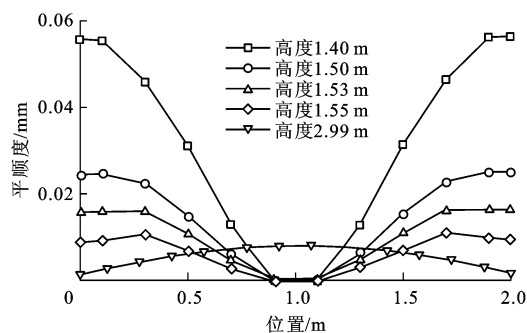


图 11 纵断面不同高度的平顺度

Fig. 11 Smooth degrees of different heights of vertical section

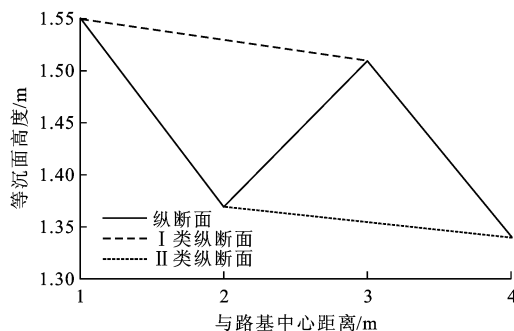


图 12 等沉面高度分布

Fig. 12 Distributions of heights of equal settlement planes

在路基填筑过程中, II 类纵断面要比 I 类纵断面早一步进入平顺状态;沿路基中心到路肩, I 类纵断面和 II 类纵断面的等沉面高度均降低。

2.4.3 动荷载作用后等沉面高度的变化

列车荷载作用结束后,计算距离路基中心 1 m 的纵断面的不同高度表面的平顺度,高度为 1.74 m 处表面的最大差异沉降小于 0.01 mm,因此,认为该断面的等沉面高度为 1.74 m。该断面在列车荷载作用前的等沉面高度为 1.55 m,动荷载作用后,等沉面高度升高了 0.19 m,表明路基等沉面高度在列车荷载作用后变高,这也间接说明列车荷载作用对路基面的平顺性有影响,所以,填筑路基时路基高度不仅要满足高于等沉面的要求,对路基材料也有严格要求,保证在列车荷载作用后等沉面高度不能超过路基高度。

3 结 语

(1)路基各层的动应力、动位移数值模拟结果与现场测试的数据吻合性较好,说明了本文模型具有较好的可靠性。

(2)在列车荷载作用 0.15、0.28 s 时,桩顶上方土体及桩间土上方土体应力变化曲线在深度约为 1.40 m 处发生分叉,说明动荷载作用时路基中土拱

效应仍然存在,且土拱高度约为 1.60 m,与静荷载下的土拱高度近似相等。在动荷载作用下,路基面的应力变化率比路基基底大,路基基底应力变化率较小,几乎没有增加,说明路基基底受动荷载的影响很小。

(3)列车荷载作用下路基中动应力的分布会受到土拱效应的影响,主要表现为传递到桩间土上方的动应力会转移到桩顶上方,且在路基基层附近动应力转移程度较大。

(4)动荷载结束后,路基中心处桩顶应力与两桩桩间土的应力比减小,而桩顶应力与四桩桩间土的应力比增大。桩顶应力与两桩桩间土的应力比始终大于桩顶应力与四桩桩间土的应力比。

(5)距离路基中心 1 m 处纵断面的等沉面高度为 1.55 m,布置桩体的纵断面等沉面高度要大于没有布置桩体的纵断面等沉面高度,且沿路基中心到路肩,同一类型纵断面的等沉面高度逐渐降低。动荷载作用后,路基中心处的等沉面高度增大,说明列车荷载作用对路基面的平顺性有影响。

(6)限于目前研究水平,本文中土体的应力应变性质假设为弹塑性,对列车荷载的施加采用了简化的方法,这与实际有区别,后续研究拟建立车辆-轨道-路基动力耦合模型,进行列车荷载作用下桩网结构路基研究。

参考文献:

References:

- [1] LOW B K, TANG S K, CHOA V. Arching in piled embankments[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(11): 1917-1938.
- [2] 刘吉福.路堤下复合地基桩、土应力比分析[J].岩石力学与工程学报,2003,22(4):674-677.
LIU Ji-fu. Analysis on pile-soil stress ratio for composite ground under embankment[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(4): 674-677. (in Chinese)
- [3] 雷金波,姜弘道,郑云扬,等.带帽桩复合地基复合桩土应力比的计算及影响因素分析[J].岩土工程学报,2005,27(11):1300-1305.
LEI Jin-bo, JIANG Hong-dao, ZHENG Yun-yang, et al. Calculation and analysis of composite pile-soil stress ratio of composite foundation with capped rigid pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(11): 1300-1305. (in Chinese)
- [4] 俞 缙,周亦涛,鲍 胜,等.柔性桩承式加筋路堤桩土应力比分析[J].岩土工程学报,2011,33(5):705-713.
YU Jin, ZHOU Yi-tao, BAO Sheng, et al. Pile-soil stress ratio of deformable pile-supported and geosynthetics-reinforced embankments[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(5): 705-713. (in Chinese)
- [5] 杨雪强,吉小明,张新涛.抗滑桩桩间土拱效应及其土拱模式分析[J].中国公路学报,2014,27(1):30-37.
YANG Xue-qiang, JI Xiao-ming, ZHANG Xin-tao. Analysis of soil arching effect between anti-slide piles and different arch body modes[J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, 27(1): 30-37. (in Chinese)
- [6] 赵明华,刘 猛,龙 军,等.双向增强复合地基土格室加筋体变形分析[J].中国公路学报,2014,27(5):97-104,124.
ZHAO Ming-hua, LIU Meng, LONG Jun, et al. Deformation analysis of geocell-reinforcement in bidirectional reinforced composite foundation[J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, 27(5): 97-104, 124. (in Chinese)
- [7] 许 峰,陈仁朋,陈云敏,等.桩承式路堤的工作性状分析[J].浙江大学学报:工学版,2005,39(9):1393-1399.
XU Feng, CHEN Ren-peng, CHEN Yun-min, et al. Analysis of pile-supported embankments[J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2005, 39(9): 1393-1399. (in Chinese)
- [8] 张 浩,石名磊,张瑞坤.桩承式灰土路堤基底荷载效应分析[J].公路交通科技,2011,28(6):25-31.
ZHANG Hao, SHI Ming-lei, ZHANG Rui-kun. Analysis on load action effect of subgrade in pile supported lime-soil embankment[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2011, 28(6): 25-31. (in Chinese)
- [9] HEWLETT W J, RANDOLPH M F. Analysis of piled embankments[J]. Ground Engineering, 1988, 21(3): 12-18.
- [10] SADREKARIMI J, ABBASNEJAD A. Arching effect in fine sand due to base yielding[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010, 47(3): 366-374.
- [11] 强小俊,赵有明,胡荣华.桩网结构支路堤土拱效应改进算法[J].中国铁道科学,2009,30(4):7-12.
QIANG Xiao-jun, ZHAO You-ming, HU Rong-hua. Improved algorithm for the soil arching effect of pile-net supported embankment[J]. China Railway Science, 2009, 30(4): 7-12. (in Chinese)
- [12] 朱小军,赵学亮,龚维明,等.刚性桩复合地基基层破坏机理研究[J].中国公路学报,2014,27(5):105-111.
ZHU Xiao-jun, ZHAO Xue-liang, GONG Wei-ming, et al. Study on failure mechanism of cushion in rigid pile composite foundation[J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, 27(5): 105-111. (in Chinese)
- [13] 曹卫平,陈仁朋,陈云敏.桩承式加筋路堤土拱效应试验研究[J].岩土工程学报,2007,29(3):436-441.
CAO Wei-ping, CHEN Ren-peng, CHEN Yun-min. Experimental investigation on soil arching in piled reinforced embankments[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(3): 436-441. (in Chinese)
- [14] 曹卫平,陈云敏,陈仁朋.考虑路堤填筑过程与地基土固结耦合的桩承式路堤土拱效应分析[J].岩石力学与工程学报,2008,27(8):1610-1617.
CAO Wei-ping, CHEN Yun-min, CHEN Ren-peng. Analysis of soil arching in piled embankments considering coupled

- effect of embankment filling and soil consolidation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(8): 1610-1617. (in Chinese)
- [15] 余 闯,刘松玉,杜广印,等. 桩承式路堤土拱效应的三维数值模拟[J]. 东南大学学报:自然科学版,2009,39(1):58-62.
YU Chuang, LIU Song-yu, DU Guang-yin, et al. Three dimensional simulations on soil arching of piled embankments[J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 2009, 39(1): 58-62. (in Chinese)
- [16] 费 康,王军军,陈 毅. 桩承式路堤土拱效应的试验和数值研究[J]. 岩土力学,2011,32(7):1975-1983.
FEI Kang, WANG Jun-jun, CHEN Yi. Experimental and numerical studies of soil arching in piled embankment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(7): 1975-1983. (in Chinese)
- [17] 费 康,陈 毅,王军军. 桩承式路堤土拱效应发挥过程研究[J]. 岩土力学,2013,34(5):1367-1374.
FEI Kang, CHEN Yi, WANG Jun-jun. Study of development of soil arching effect in piled embankment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(5): 1367-1374. (in Chinese)
- [18] 费 康,陈 毅,王军军,等. 桩承式路堤中填土破坏模式研究[J]. 重庆交通大学学报:自然科学版,2011,30(2):258-262.
FEI Kang, CHEN Yi, WANG Jun-jun, et al. Failure modes in fill of pile-supported embankments[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University: Natural Science, 2011, 30(2): 258-262. (in Chinese)
- [19] 刘俊飞,赵国堂,马建林. 桩网复合地基桩顶土拱形态分析[J]. 铁道学报,2011,33(6):81-87.
LIU Jun-fei, ZHAO Guo-tang, MA Jian-lin. Analysis on conformation of soil arch on the pile head of composite pile-net foundations[J]. Journal of the China Railway Society, 2011, 33(6): 81-87. (in Chinese)
- [20] 詹永祥,蒋关鲁. 桩板结构路基桩-土工作特性[J]. 交通运输工程学报,2009,9(4):38-42.
ZHAN Yong-xiang, JIANG Guan-lu. Pile-soil interaction properties of pile-plank embankment[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2009, 9(4): 38-42. (in Chinese)
- [21] 韩高孝,宫全美,周顺华. 列车动荷载下桩网结构路基土拱效应试验研究[J]. 岩土力学,2014,35(6):1600-1606.
HAN Gao-xiao, GONG Quan-mei, ZHOU Shun-hua. Experimental study of soil arching effect in geogrid reinforced pile supported embankment under train dynamic load[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(6): 1600-1606. (in Chinese)
- [22] 叶阳升,张千里,蔡德钩,等. 高速铁路桩网复合地基低矮路基动静荷载传递特性研究[J]. 高速铁路技术,2010,1(1):10-15.
YE Yang-sheng, ZHANG Qian-li, CAI De-gou, et al. On static and dynamic load transfer peculiarity of low embankment for high speed railway pile-net composite foundation[J]. High Speed Railway Technology, 2010, 1(1): 10-15. (in Chinese)
- [23] 张崇磊,蒋关鲁,袁胜洋,等. 循环荷载下桩网结构路基和垫层动力响应研究[J]. 岩土力学,2014,35(6):1664-1670.
ZHANG Chong-lei, JIANG Guan-lu, YUAN Sheng-yang, et al. Dynamic response analysis of column-net structure subgrade and reinforced cushion under cyclic loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(6): 1664-1670. (in Chinese)
- [24] 肖 宏,蒋关鲁,魏永幸. 遂渝线无砟轨道桩网结构路基现场动车试验测试分析[J]. 铁道学报,2010,32(1):79-84.
XIAO Hong, JIANG Guan-lu, WEI Yong-xing. Dynamic test analysis on ballastless-track column-net structure subgrade of the Suining-Chongqing Railway Line[J]. Journal of the China Railway Society, 2010, 32(1): 79-84. (in Chinese)
- [25] 黄 瑛. 高速铁路路基动态响应分析及模型实验装置研制[D]. 长沙:中南大学,2009.
HUANG Ying. Dynamic response analysis of subgrade in high speed railway and design of model test equipment[D]. Changsha: Central South University, 2009. (in Chinese)
- [26] 李 佳. 遂渝铁路无砟轨道路隧过渡段实车测试及路基结构FEM计算[D]. 成都:西南交通大学,2008.
LI Jia. Field test of subgrade-tunnel transition section of ballastless track on Suining-Chongqing Railway and subgrade structure FEM calculation[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2008. (in Chinese)
- [27] 贾海莉,王成华,李江洪. 关于土拱效应的几个问题[J]. 西南交通大学学报,2003,38(4):398-402.
JIA Hai-li, WANG Cheng-hua, LI Jiang-hong. Discussion on some issues in theory of soil arch[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2003, 38(4): 398-402. (in Chinese)