

大跨度悬索桥车-桥耦合振动建模及构件受力分析*

刘勇¹, 晏万里², 殷新锋²

(1.湖北嘉鱼长江公路大桥有限公司, 湖北 武汉 430056; 2.长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114)

摘要: 为精确分析大跨悬索桥在重型车辆作用下的振动响应, 基于 LS-DYNA 程序, 根据实际重型车辆结构特性建立精细的三维车辆模型, 将车辆子系统和桥梁子系统进行耦合, 建立实体单元的车桥耦合振动模型; 设置多种荷载工况, 对比分析主梁各特征点位置的竖向位移、吊杆和主梁顶板的动力响应。

关键词: 桥梁; 悬索桥; 车-桥耦合振动; 受力分析

中图分类号: U446.2

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2022)01-0139-03

为保证桥梁结构后期运营的安全, 进行桥梁结构设计时需考虑桥梁结构在移动荷载作用下的动力响应。目前对车桥耦合振动的研究已取得了很多成果, 均为依据振动原理建立车辆振动方程, 并耦合桥梁振动方程进行单点荷载作用下数值分析, 通常将车辆模型简化为质量-弹簧-阻尼多自由度振动模型, 所建振动模型过于简单。该文基于 LS-DYNA 程序建立精细的车-桥耦合模型, 模拟轮胎与桥面的动态接触关系, 分析桥梁实际受力状况。

1 车-桥耦合模型的建立

1.1 车辆模型的建立

参照五轴载重货车建立车辆有限元模型, 货车的外形尺寸见图 1, 车轮轴距和轴重分布见图 2。货

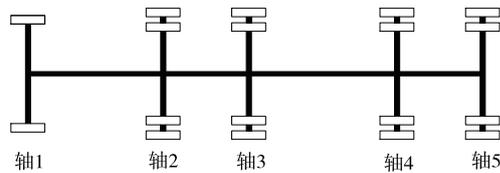


图 1 货车示意图

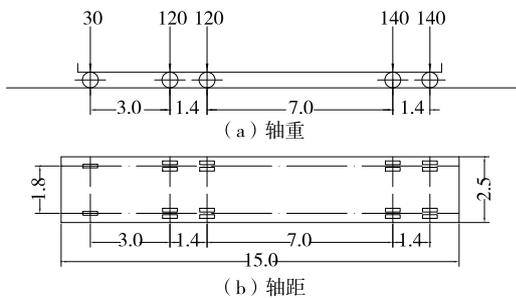


图 2 货车轴重及轴距示意图(单位: 轴重为 kN, 轴距为 m)

车轴 1 和轴 2 间距为 3 m, 轴 2 和轴 3 间距为 1.4 m, 轴 3 和轴 4 间距为 7 m, 轴 4 和轴 5 间距为 1.4 m; 车轮横向间距为 1.8 m, 全车长 15 m。全车总重为 55 t, 车辆各轴重量分别为 3、12、12、14、14 t。

使用梁、壳、实体单元及离散单元构建车辆模型, 参照表 1 所示参数建立车辆模型(见图 3)。

表 1 车辆模型相关参数

车辆部位	质量/t	刚度/ (N · m ⁻¹)	阻尼系数/ (N · s · mm ⁻¹)
轴 1	3	—	—
轴 2	12	—	—
轴 3	12	—	—
轴 4	14	—	—
轴 5	14	—	—
前悬架	—	6 × 10 ⁶	40
中悬架	—	1 × 10 ⁷	50
后悬架	—	1 × 10 ⁷	50

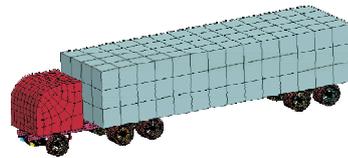


图 3 车辆的三维有限元模型

1.2 桥梁模型的建立

某悬索桥孔跨布置为 3 × 40 m 预应力砼 T 梁 + 810 m 悬索桥 + 2 × 60 m 预应力砼 T 构。主缆矢跨比为 1 : 10, 主梁结构形式为扁平钢箱梁, 主梁高 3.0 m、宽 39.6 m, 吊索标准间距 12 m。运用有限元软件 ANSYS 建立桥梁有限元模型, 主梁采用壳单元

* 基金项目: 国家自然科学基金项目(52078057); 湖南省自然科学基金资助项目(2019JJ40313)

模拟,主缆和拉索采用杆单元模拟,塔底和主缆锚固点均采用固结连接(见图4)。

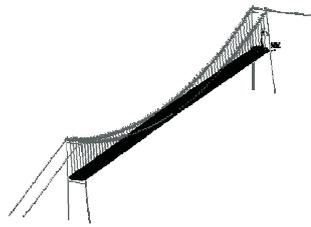


图4 桥梁有限元模型

1.3 车-桥耦合模型的建立

在LS-DYNA分析平台中将动摩擦系数设为0.4,分析轮胎与桥面间滚动接触过程中摩擦的影响。图5为车-桥耦合模型全局侧视图,图6为桥头局部侧视图。



图5 车-桥耦合模型全局图

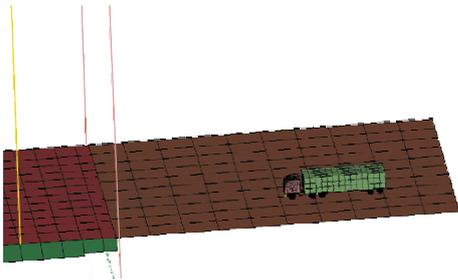


图6 车-桥耦合模型桥头局部图

2 动力响应分析

2.1 单车行驶下主梁的动力响应

该悬索桥为双向六车道,车道布置见图7。采用一辆载重为55 t的货车居中布置在主梁的车道二上,以80 km/h的速度匀速行驶,车桥耦合模型中车辆位置见图8。单车作用下车-桥耦合系统的振动响应见图9。

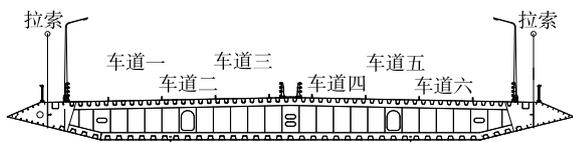
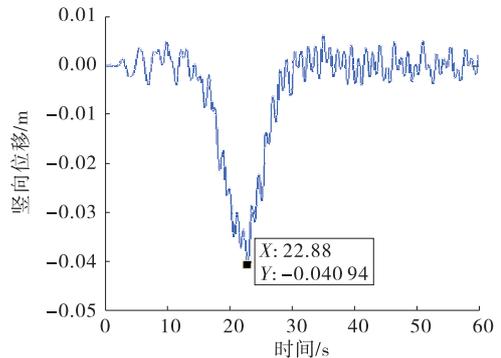


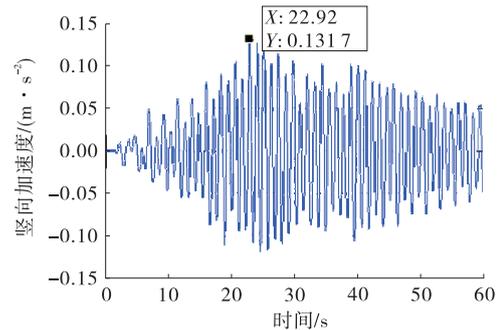
图7 桥梁车道布置



图8 车桥相对位置示意图



(a) 竖向位移



(b) 竖向加速度

图9 单车作用下车-桥耦合系统的振动响应

由图9可知:1)车辆以80 km/h的速度匀速行驶,行驶在边跨位置时跨中位移仅出现较小波动,行驶在跨中位置时位移达到最大值-4.1 cm;随着车辆离开跨中位置,竖向位移逐渐减小。2)跨中截面的竖向加速度随着车辆上桥逐渐增大,行驶到22.92 s时,竖向加速度达到最大值0.1317 m/s²;随着车辆离开跨中位置,加速度逐渐减小。

2.2 主缆各特征点位置竖向位移

单车行驶情况下主缆各特征点位置竖向振动位移见图10。

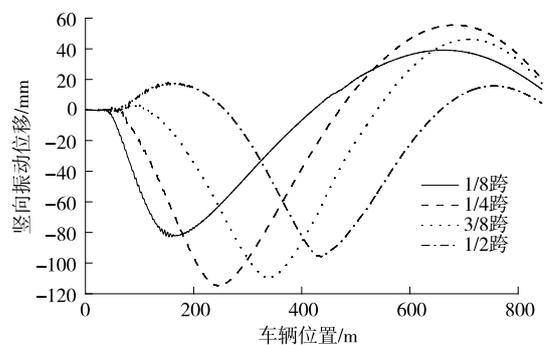


图10 主缆特征点位置竖向位移

由图10可知:主缆各位置的竖向位移呈现非均匀的对称性,符合悬索桥这种索类结构的受力特点;载重货车移动对主缆竖向位移影响最大的位置不是

主梁跨中,而是主缆 1/4 跨左右。

2.3 主梁各特征点位置吊杆动应力

单车行驶情况下主梁各特征点位置吊杆动应力见图 11。

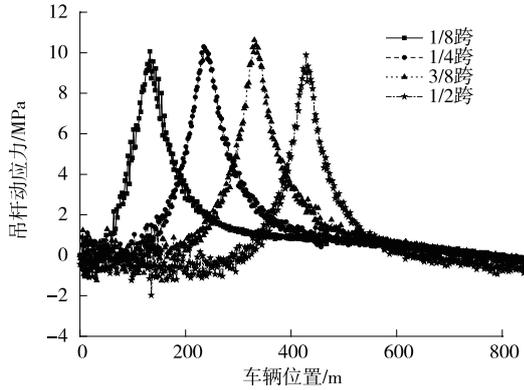


图 11 吊杆应力增幅对比曲线

由图 11 可知:主梁各位置的吊杆应力随着车辆移动而变化,车辆靠近吊杆时,吊杆的应力增长达到峰值,然后随着车辆远去逐渐减小至初始应力。但一直伴有轻微震荡。车辆行驶过程中,在主梁 3/8 跨位置处吊杆应力增长最多。

2.4 主梁各特征点位置顶板局部动应力

单车行驶情况下主梁各特征点处顶板局部位置动应力见图 12。

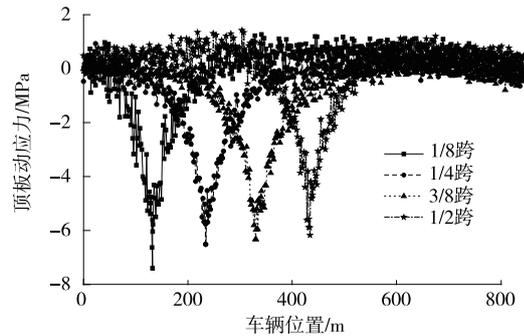


图 12 主梁顶板应力增幅对比曲线

由图 12 可知:车辆从主梁的 1/8 跨移动至 1/2 跨,车辆作用对主梁顶板的影响逐渐减小,车辆在主梁 1/8 跨位置时顶板应力增长幅度最大(见表 2)。

表 2 各特征响应的增长峰值

位置	主缆竖向位移/mm	吊杆动应力/MPa	顶板动应力/MPa
1/8 跨	-82.23	10.06	-7.53
1/4 跨	-114.57	10.30	-6.52
3/8 跨	-109.48	10.62	-6.33
1/2 跨	-95.46	9.88	-6.18

由表 2 可知:在单辆货车作用下,主梁 1/4 跨位

置产生最大向下位移,为 114.57 mm;主梁 3/8 跨位置附近的吊杆拉应力增长最多,为 10.62 MPa;主梁 1/8 跨位置的顶板产生最大压应力,为 7.53 MPa。

3 结论

基于 LS-DYNA 程序建立精细的车-桥耦合模型,分析单车不同行驶速度对桥梁振动响应的影响,得出如下结论:

(1) 与传统有限元计算方法相比,采用文中方法进行分析无需编制复杂的车-桥耦合求解程序,能更精确地模拟车-桥耦合振动。

(2) 在一辆重型货车作用下,主梁竖向位移变化最大的位置为主梁 1/4 跨处,而非跨中位置,最大向下位移为 114.57 mm。

(3) 一辆重型货车作用下,主梁 3/8 跨附近吊杆和 1/8 跨处顶板动应力增量最明显,分别达 10.62、7.53 MPa。

参考文献:

- [1] CHEN S R, CAI C S. Accident assessment of vehicles on long-span bridges in windy environments[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2004, 92(2): 991-1024.
- [2] CAI C S, SHI X M, ARAUJO M. Effect of approach span condition on vehicle-induced dynamic response [J]. ASCE Journal of Bridge Engineering, 2007, 14(4): 440-449.
- [3] YIN X F, FANG Z, CAI C S, et al. Non-stationary random vibration of bridges under vehicles with variable speed[J]. Engineering Structure, 2010, 32(8): 2166-2174.
- [4] 李小珍, 张黎明, 张洁. 公路桥梁与车辆耦合振动研究现状与发展趋势[J]. 工程力学, 2008, 25(3): 230-240.
- [5] 夏禾. 车辆与结构动力相互作用[M]. 北京: 科学出版社, 2005: 154-164.
- [6] 曹雪琴. 桥梁结构动力分析[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1987.
- [7] 韩万水, 王涛, 李永庆, 等. 基于模型修正梁桥法的车桥耦合振动分析系统[J]. 中国公路学报, 2011, 24(5): 47-55.
- [8] 李小珍, 刘德军, 晋智斌. 大跨度铁路悬索桥车-桥耦合振动分析[J]. 钢结构, 2010, 25(12): 6-12+71.
- [9] 邓露, 李树征, 淡丹辉, 等. 桥梁动态称重技术在中小跨径砼梁桥上的适用性研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2011, 38(1): 10-14.

构建,使用时只需改变环境因子即可进行计算。

文献[6]通过修正传统GM(1,1)中的发展灰度与内生成控制灰度参数,提出无偏GM(1,1)模型;通过消除原始数据中异常值的影响,提出滑动GM(1,1)模型;通过遗传算法(GA)优化后的BP神经网络对传统、无偏与滑动GM(1,1)模型进行组合,得到了兼顾灰色理论、遗传算法和BP神经网络优点的GA-灰色神经网络组合预测模型。应用实例表明,该组合模型的预测精度较高,误差较小。但目前的研究基本集中于模型优化、算法组合及数据参数更正,对使用性能和影响因素的发展变化关系的预测模型较鲜见。可利用该GA-灰色神经网络组合预测模型建立荷载、温度、水分等单因素预测模型,然后通过不同因素场的耦合构建总的预测模型,在某地区进行沥青路面性能预测时,只要改变环境因子,修改到预测时间段即可得到预测值。

通过影响因素分析更易了解沥青路面的变化,对沥青路面出现的破坏状况与使用性能变化建立有效联系,对养护方案制订、养护技术应用、病害处理的指导性更强。

3 结语

沥青路面使用性能的影响因素较多,在路面服

务期限产生的各种病害均会对路面使用性能造成影响,因而使用性能评价指标繁多。而且实际中多种病害都是联系在一起的,性能评价中不能完全地脱离开进行单一评价,各评价方法也不能完全反映路面的使用性能情况。

参考文献:

[1] 易辉.高速公路沥青路面使用性能评价及预测研究[D].西安:长安大学,2014.

[2] 谢峰.基于BP神经网络的高速公路路面性能预测[J].公路交通科技,2015,11(9):73-75.

[3] 潘怀兵.基于主成分分析法的沥青路面使用性能评价[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2010,29(6):888-890.

[4] 胡霞光,王秉纲.两种基于遗传算法的路面性能综合评价方法[J].长安大学学报(自然科学版),2002,22(2):6-9.

[5] 汤晴,吴大鸿.沥青路面使用性能及其预测研究[J].公路工程,2015,40(5):217-219+249.

[6] 陈仕周,李山,熊峰,等.基于GA-灰色神经网络的沥青路面使用性能预测[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2019,38(2):44-50.

收稿日期:2021-05-16

(上接第141页)

学版),2020,47(3):89-96.

[10] 朱志辉,王力东,龚威,等.多种垂向轮轨关系的对比及改进的车-线-桥系统迭代模型的建立[J].中南大学学报(自然科学版),2017,48(6):1585-1593.

[11] 李岩,吴志文,蔡明,等.一种随机车流与桥梁耦合振动的分析方法[J].哈尔滨工业大学学报,2018,50(3):46-52.

收稿日期:2021-04-21

(上接第146页)

力学行为的理论分析[J].中国公路学报,2020,33(4):89-98.

[5] 武松,汤华,罗红星,等.浅埋软岩公路隧道超前管棚支护机制与工程应用研究[J].岩石力学与工程学报,2019,38(增刊1):3080-3091.

[6] 何雄刚,毕冉.全风化花岗岩隧道连续超前中管棚支护力学性能数值分析[J].公路工程,2019,44(3):216-221+252.

[7] 朱涵,赵春安,赵博.基于变基床系数的管棚变形机制研究[J].西安建筑科技大学学报(自然科学版),2018,50(5):617-624.

[8] 董敏,董明星,阳军生.下穿既有高速公路下隧道施工双层管棚对土层加固作用有限元数值分析[J].公路工

程,2014,39(3):284-289.

[9] 李力.粉细砂地层大跨浅埋隧道注浆管棚数值分析[J].隧道建设,2008,28(6):656-659.

[10] 阳军生,张戈.浅埋暗挖隧道管棚变形监测及受力机制分析[J].岩石力学与工程学报,2007,26(6):1258-1264.

[11] 伍振志,傅志锋,王静,等.浅埋松软地层开挖中管棚注浆法的加固机理及效果分析[J].岩石力学与工程学报,2005,24(6):1026-1029.

[12] 招商局重庆交通科研设计院有限公司.公路隧道设计规范 第二册 交通工程与附属设置:JTG D70/2-2014[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2014.

收稿日期:2020-11-24