

铁路大跨度钢桁拱桥车-桥耦合振动研究*

陈立¹, 彭仪普¹, 于风晓¹, 谭桢耀²

(1. 中南大学土木工程学院 长沙, 410075)

(2. 湖南建工集团有限公司 长沙, 410029)

摘要 为研究铁路大跨度钢桁拱桥车-桥耦合系统的动力响应,以南宁三岸邕江特大桥为工程背景,开展桥梁动载试验,测试该桥的自振特性、动位移和加速度。采用有限元软件 ABAQUS 与多体动力学软件 SIMPACK 联合仿真建立车-桥耦合振动模型,研究桥梁和列车在不同速度和单双线行车作用下的动力响应。结果表明:随着速度的增大,列车和桥梁的动力响应均增大;双线行车下桥梁的竖向位移和加速度大于单线行车,横向位移和加速度受车辆偏载作用的影响,双线工况下的结果小于单线工况,不同工况下主跨跨中的最大竖向和横向位移分别为 17.234 mm 和 3.762 mm,最大竖向和横向加速度分别为 0.589 m/s² 和 0.213 m/s²,均满足我国的规范要求;单双线行车对列车的动力响应无明显影响,不同工况下,列车的脱轨系数、轮轴横向力、轮重减载率、车体振动加速度、Sperling 指数均满足规范限值;桥梁整体性能较好,有足够的横向和竖向刚度,桥上运行列车有良好的安全性和平稳性。

关键词 桥梁工程;联合仿真;耦合振动;现场实测;钢桁拱桥

中图分类号 U441.3;TH17

引言

钢桁拱桥因其强度高、自重轻、跨度大及造型美观的特点在高速铁路建设中得到了广泛应用^[1]。随着铁路桥梁跨度不断增大、列车速度持续提高,大跨度桥梁与高速列车耦合作用问题也越来越受到重视^[2]。

近年来,学者们对拱桥车-桥耦合问题进行了大量研究。刘永存^[3]以崔家营汉江特大桥混凝土刚构拱桥为背景,研究了在高速列车作用下该桥的竖向变形、曲率半径、竖向残余徐变变形、梁端变形及墩台沉降值。黄永明等^[4]基于 ANSYS 和 SIMPACK 的联合仿真,开展大跨钢箱提篮拱桥车-桥耦合振动特性研究。张思远等^[5]基于车桥耦合理论,以某主跨度为 128 m 系杆拱桥为工程背景,分析了 CRH2 型动车组在不同车速作用下、不同吊杆布置形式下对系杆拱桥跨中关键部位动力响应的影响。钢桁拱桥跨越能力强,具有较好的稳定性和横向刚度,能较好地适应轨道的需求^[6],但由于对铁路大跨度钢桁拱桥在车-桥耦合振动下动力性能的研究较少,车-桥耦合研究多采用理论计算或数值模拟,结合桥梁动载试验的研究较少,因此结合动载试验和数值模拟对大跨度钢桁拱桥在车-桥耦合作用下的动力

特性以及桥上运行车辆的安全性和舒适性进行研究是非常必要的。

笔者以某大跨度钢桁拱桥为背景,采用有限元软件 ABAQUS 和多体动力学软件 SIMPACK 联合仿真建立车-桥耦合振动系统,同时将该桥的现场动载试验结果与仿真结果进行对比,验证了模型的可靠性。在模型可靠的基础上,计算了不同速度、单双线行车作用对车-桥耦合系统动力特性的影响。该研究结果可为该类桥梁的安全运营提供理论和现实依据,为该类桥梁的设计提供参考。

1 桥梁概况

三岸邕江特大桥主桥是孔跨布置为 132 m + 276 m + 132 m 的三跨连续钢桁拱桥。边跨为变高度桁架,边跨一般桁高为 16 m,中支点处渐变为 20 m。中支点处设加劲腿,加劲腿高度为 18 m。中跨跨中拱肋下弦杆距系杆中心距为 58 m,矢跨比为 1/4.759,拱顶桁高为 9 m。主桁采用整体焊接节点构造。主桁上、下弦均为箱型截面,且在每个箱型截面的上下翼板、竖板上均设有水平加劲肋,腹杆采用箱型截面及 H 型截面,吊杆采用焊接六边形截面。主桁上、下弦杆及系杆采用 Q370qE 钢材,竖杆、斜

* 国家自然科学基金资助项目(52078499)

收稿日期:2023-06-10;修回日期:2023-08-04

杆及吊杆采用 Q370qD 钢材,横梁及桥面板采用 Q370qE 钢材,横向联结系采用 Q345qD 钢材。大桥为双线有砟铁路,正线间距为 4.6 m,设计行车速度为 250 km/h。图 1 为三岸邕江特大桥桥跨和测点布置示意图。



图1 桥跨和测点布置示意图(单位: cm)

Fig.1 Schematic diagram of bridge span and measurement point arrangement (unit: cm)

2 现场动载试验

2.1 试验布置

桥梁动载试验包括脉动试验以及行车试验。脉动试验通过测试主梁和主拱的速度响应进行谱分析,得到桥跨结构的固有频率、振型及阻尼比。脉动试验在桥梁主拱和桥面上均匀布置速度测点,共 48 个。由于是运营线路,行车试验采取过路列车加载,测量结构的动位移和加速度,每个动位移和加速度测点测试竖向和横向 2 个方向,见图 1。

2.2 车辆荷载

过路列车是设计最高运营速度为 250 km/h 的 8 编组 CRH2 系列列车。列车运行方向包括上行和下行,每天上行列车共 33 趟,下行列车 38 趟,经现场实地观测,在桥上无列车交会情况。由于临近南宁东站,大部分列车速度为 180 km/h 左右。

2.3 试验开展

本研究桥梁的脉动试验采用 4G 信号传输、GPS 数据同步的 JM3872G 传感器(速度档)和 941 型拾振器,收集在环境随机激励下 20 min 以上的速度数据用于计算自振频率。加速度测试同样采用 JM3872G 传感器(加速度档),数据采用 20 Hz 低通滤波处理。动挠度测试采用北京光电所 BJQN-L 桥梁挠度检测仪对三岸邕江特大桥的动位移进行精确测量,测距为 200 m,采样频率为 100 Hz,精度为 ± 0.02 mm,数据采用 15 Hz 低通滤波处理。

3 车-桥耦合数值模拟

3.1 车体动力学模型

笔者采用多体动力学软件 SIMPACK 建立 8 编

组 CRH2 车辆模型(T+M+M+T+T+M+M+T),图 2 为列车动力学模型。车辆参数参照文献[7]确定。单节车辆模型包括 1 个车体、2 个转向架和 4 个轮对,共有 7 个刚体,每个刚体有 6 个自由度,分别为浮沉、横摆、伸缩、摇头、点头和侧滚,共 42 个自由度。通过查看最大残余加速度是否小于 0.01 m/s^2 来检验模型是否正确。本研究建立的车辆模型最大残余加速度为 $1.724 \times 10^{-6} \text{ m/s}^2$,满足要求。



图2 列车动力学模型

Fig.2 Train dynamics model

3.2 桥梁有限元模型

利用有限元软件 ABAQUS 建立桥梁计算模型,钢桁梁(除吊杆外)均采用梁单元模拟,吊杆采用桁架单元模拟,密度为 7850 kg/m^3 ,弹性模量为 206 GPa,泊松比为 0.3,阻尼比为 0.05,共计 49 851 个结点,43 999 个单元。支座利用边界条件来进行模拟,具体情况为:支座 1,2,4 约束 y 和 z 方向的位移;支座 5,6,8 约束 z 方向的位移;支座 3 约束 x, y 和 z 方向的位移;支座 7 约束 x, z 方向的位移(顺桥向为 x 方向,横桥向为 y 方向,竖向为 z 方向)。

3.3 车-桥耦合模型

利用 ABAQUS 的子结构分析和模态分析获得带有质量、刚度、阻尼矩阵、几何形状和节点坐标等信息的 .sim 和 .inp 文件,通过 SIMPACK 的转换接口生成柔性体信息文件(.fbi 文件)。轨道采用 60 kg/m 钢轨,线路中心线距离为 4.6 m,柔性轨道采用 SIMPACK 中自带 Flextrack 模块进行导入。轮轨接触关系采用等效弹性法,切向和法向接触力分别采用简化 Kalker 接触非线性理论和 Hertz 非线性弹性接触理论计算。由于我国尚未形成表征各种线路状态的轨道谱标准体系^[8],且高速运营条件下的轨道谱最典型的为德国轨道谱^[9],因此笔者的轨道不平顺采用德国低干扰轨道谱。轨道不平顺样本序列全长为 2 000 m,测点间距为 0.25 m,高低不平顺的幅值为 8.94 mm,轨向不平顺的幅值为 6.21 mm,水平不平顺的幅值为 4.14 mm。

桥梁与柔性轨道利用SIMPACK中的力元进行连接。考虑到现实情况下桥上列车交会情况的偶然性和复杂性,模型中无法对所有列车交会情况进行模拟。根据研究的侧重点,同时降低模型计算难度,模型中双线行车采用同一种工况:1号线列车距桥梁左侧桥头140 m位置出发,2号线列车从桥梁右侧桥头出发,二者以相同的速度对向行驶。车-桥耦合振动模型如图3所示。

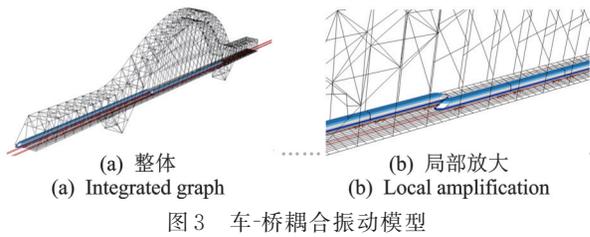


图3 车-桥耦合振动模型

Fig.3 Vehicle-bridge coupling vibration model

4 车-桥耦合动力响应结果与分析

4.1 桥梁动力响应

4.1.1 梁体自振频率

建立的桥梁有限元模型采用Lanczos法求解三岸邕江特大桥的自振特性,并与现场实测的结果进行对比。三岸邕江特大桥振型图如图4所示。表1为前4阶的主桥自振频率。由表1可知,计算频率略小于实测频率,表明该桥的整体性能和刚度良好。实测频率略大于计算频率主要是因为轨道结构模拟和现实情况有一定的偏差,现实中桥梁上的铺装和轨道结构也参与了桥梁受力,导致实测情况的频率略大于模拟情况。对比实测与模拟结果可知,二者前4阶频率平均相差3.2%,且振型符合良好,表明所采用的模型合理。

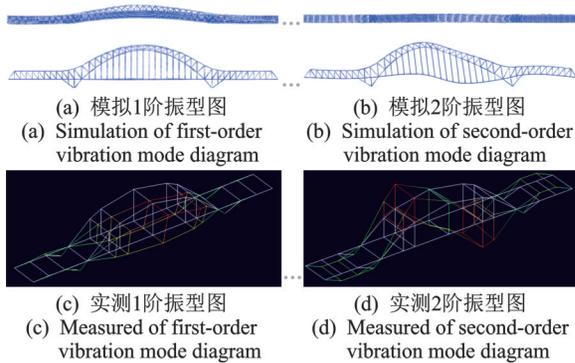


图4 三岸邕江特大桥振型图

Fig.4 Vibration mode diagram of San'an Yongjiang Grand Bridge

表1 主桥自振频率

Tab.1 Main bridge self-oscillation frequency				
自振频率阶数	振型主要特征	计算值/ Hz	实测值/ Hz	阻尼比
1	全桥横向正对称	0.368	0.384	0.019
2	全桥竖向反对称	0.577	0.601	0.015
3	主梁一阶扭转,主拱横向正对称	0.709	0.726	0.010
4	全桥横向反对称	0.818	0.834	0.009

4.1.2 动位移

图5为主跨和边跨跨中位移时程曲线。可以发现:在单线180 km/h行车,实测主跨跨中、边跨跨中最大挠度分别为9.351 mm和5.180 mm,实测主跨跨中、边跨跨中最大横向位移分别为3.883 mm和1.945 mm,主跨跨中位移实测值略大于模拟值,边跨情况相反,但实测值与计算值变化规律较为符合,这表明笔者采用的数值模拟的正确性。

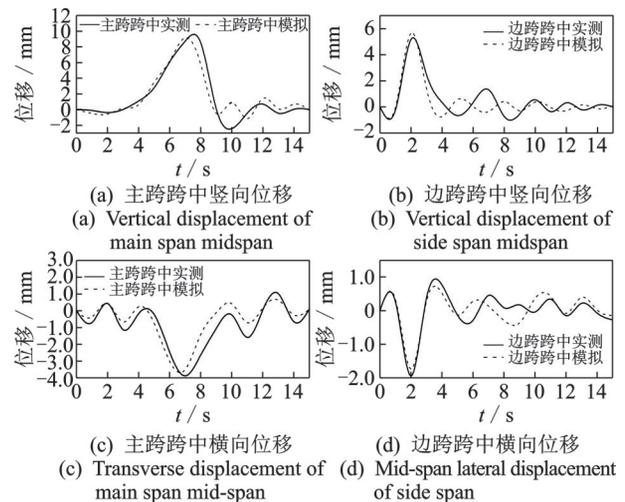


图5 主跨和边跨跨中位移时程曲线(180 km/h)

Fig.5 Main span and side span mid-span displacement time course (180 km/h)

表2为桥梁位移最大值,给出了由数值模拟计算出的不同车速、不同工况下边跨跨中和主跨跨中的最大挠度和横向位移。

从表2可以发现:随着车速的增加,挠度和横向位移均增加;双线行车作用下的桥梁挠度显著大于单线行车作用下的桥梁挠度,这主要是因为随着列车数量增加,桥梁所受到的竖向荷载增大;相比于单线行车的情况,双线行车作用下主跨跨中、边跨跨中的横向位移均有一定程度下的缩减,这主要是因为双线行车抑制了车辆的偏载作用;不同工况下主跨跨中的最大挠度为17.234 mm,挠跨比为17.154/

256 000=1/23 547,小于文献[10]所要求的限值1/1 500;不同工况下数值模拟最大横向位移为3.762 mm,水平挠跨比为3.762/256 000=1/68 049,小于文献[11]所要求的限值1/4 000,这表明本桥的横向刚度良好。

表2 桥梁位移最大值

Tab.2 Maximum value of bridge displacement

v/ (km·h ⁻¹)	工况	边跨跨中位移/ mm		主跨跨中位移/ mm	
		竖向	横向	竖向	横向
	双线	6.795	1.049	12.449	2.555
160	单线	5.476	1.684	9.021	3.249
	双线	7.342	1.117	13.856	2.604
180	单线	5.671	1.746	9.175	3.525
	单线(实测)	5.180	1.945	9.351	3.883
	双线	8.145	1.194	15.631	2.667
200	单线	6.451	1.738	9.569	3.553
	双线	8.864	1.123	15.781	2.748
220	单线	6.893	1.993	10.046	3.762
	双线	9.347	1.245	16.245	2.831
240	单线	7.424	2.172	10.872	3.717
	双线	10.263	1.406	17.154	2.976

4.1.3 加速度

主跨和边跨跨中加速度时程曲线如图6所示。可以发现,在单线180 km/h行车,实测主跨跨中、边

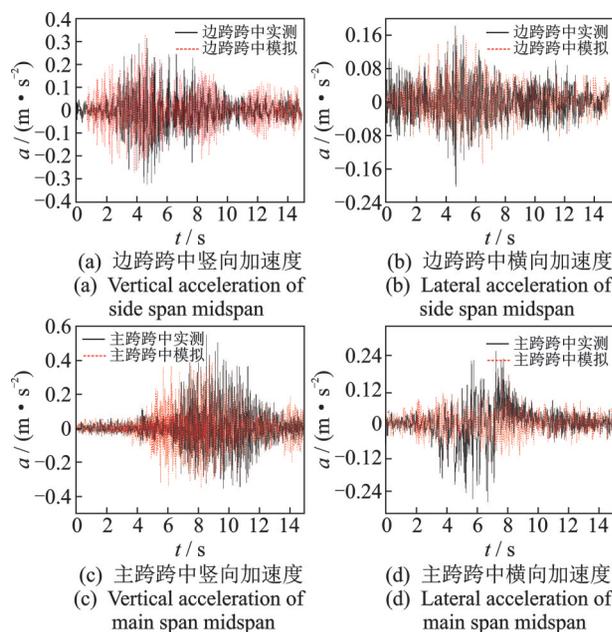


图6 主跨和边跨跨中加速度时程曲线(180 km/h)

Fig.6 Main span and side span mid-span acceleration time course (180 km/h)

跨跨中最大竖向加速度为0.505 m/s²和0.325 m/s²,实测主跨跨中、边跨跨中最大横向加速度分别为0.279 m/s²和0.203 m/s²;测点的实测值与数值模拟的结果存在一定的差异,这主要是因为桥梁实际轨道不平顺和车桥耦合轨道不平顺存在一定的差异,但是从整体来看,二者变化规律符合良好。

表3为桥梁加速度最大值,给出了由数值模拟计算出的不同车速、不同工况下边跨跨中和主跨跨中的最大横向和竖向加速度。

从表3可见:随着列车的速度的增大,边跨跨中和主跨跨中的竖向和横向加速度均增大;桥梁的横向加速度小于竖向加速度;双线行车下竖向振动加速度大于单线行车的情况,而横向振动加速度相反,这主要是单线行车下的偏载程度大于双线行车;数值模拟结果中主跨跨中的最大竖向加速度为0.589 m/s²,最大横向加速度为0.213 m/s²,二者均远小于我国规范^[10-11]限值3.5 m/s²和1.4 m/s²。这表明列车以运营速度通过桥梁时,桥梁的振动较小,说明桥梁有良好的动力性能,桥梁刚度符合要求。

表3 桥梁加速度最大值

Tab.3 Maximum values of bridge acceleration

v/ (km·h ⁻¹)	工况	边跨跨中		主跨跨中	
		加速度/(m·s ⁻²)		加速度/(m·s ⁻²)	
		竖向	横向	竖向	横向
140	单线	0.293	0.155	0.387	0.159
	双线	0.341	0.124	0.446	0.132
160	单线	0.306	0.157	0.428	0.164
	双线	0.349	0.121	0.481	0.131
180	单线	0.317	0.164	0.433	0.179
	单线(实测)	0.325	0.203	0.505	0.279
	双线	0.357	0.136	0.502	0.139
200	单线	0.321	0.181	0.446	0.202
	双线	0.366	0.147	0.514	0.156
220	单线	0.335	0.176	0.482	0.198
	双线	0.374	0.149	0.545	0.173
240	单线	0.327	0.198	0.524	0.213
	双线	0.398	0.161	0.589	0.195

4.2 车体动力响应

不同工况下列车响应最大值如表4所示。由于动车的动力响应往往大于拖车^[12],故表4以动车的动力响应为例进行分析。由表4可知,排除个别点,车辆的各项动力学指标均随着速度的增加而增加;单线和双线行驶下车辆的各项动力学指标无明显差

别,说明在桥梁刚度较大的情况下,桥梁的振动对列车动力响应的影响并不明显;车辆的脱轨系数最大值为0.314,小于规范限值0.8^[11],轮轴横向力最大为25.155 kN,远小于规范限值80 kN^[11],轮重减载率最大为0.191,小于规范限值0.6^[11],以上安全性指标均远小于规范限值,说明列车在桥梁上运行时具有良好的安全性;车体竖向和横向加速度峰值为0.618和0.521 m/s²,小于对应的规范限值1.3和1.0 m/s²^[11],竖向和横向Sperling指标小于2.5,表明列车舒适度等级为优秀,说明列车在桥梁上运行时具有良好的平稳性。

不同桥型列车响应最大值如表5所示。可以看出:连续钢桁拱桥的脱轨系数、轮重减载率小于中承式钢箱提篮拱桥^[4]和下承式钢箱系杆拱桥^[13],说明连续钢桁拱桥上行驶的列车安全性更好;连续钢桁拱桥的车体振动加速度、Sperling指数均小于下承式钢箱系杆拱桥,除车体横向振动加速度外,中承式钢箱提篮拱桥车体竖向振动加速度与Sperling指数与连续钢桁拱桥十分接近,说明连续钢桁拱桥上行驶的列车平稳性优于下承式钢箱系杆拱桥,与中承式钢箱提篮拱桥接近。

表4 列车响应最大值

Tab.4 Train Response Maximum

v/ (km·h ⁻¹)	工况	脱轨系数	轮轴横向力/kN	轮重减载率	车体振动加速度/(m·s ⁻²)		Sperling 指标	
					竖向	横向	竖向	横向
140	单线	0.230	17.463	0.109	0.464	0.445	1.408	1.677
	双线	0.232	17.644	0.114	0.468	0.457	1.479	1.642
160	单线	0.257	20.148	0.132	0.508	0.471	1.723	1.934
	双线	0.262	20.828	0.136	0.501	0.467	1.759	1.892
180	单线	0.285	23.020	0.160	0.567	0.492	2.119	2.266
	双线	0.288	22.464	0.165	0.559	0.478	2.162	2.198
200	单线	0.293	23.216	0.175	0.557	0.489	2.06	2.262
	双线	0.295	23.925	0.185	0.553	0.495	2.154	2.221
220	单线	0.294	24.561	0.188	0.595	0.503	2.134	2.326
	双线	0.301	25.155	0.191	0.581	0.521	2.215	2.337
240	单线	0.309	23.869	0.191	0.618	0.512	2.328	2.461
	双线	0.314	24.483	0.190	0.617	0.496	2.283	2.455

表5 不同桥型列车响应最大值

Tab.5 Train Response Maximum for Different Bridge Types

桥型	脱轨系数	轮轴横向力/kN	轮重减载率	车体振动加速度/(m·s ⁻²)		Sperling 指标	
				竖向	横向	竖向	横向
连续钢桁拱桥	0.314	25.155	0.191	0.618	0.521	2.328	2.461
中承式钢箱提篮拱桥	0.340	—	0.580	0.580	1.260	2.380	2.470
下承式钢箱系杆拱桥	0.360	26.700	0.320	0.770	0.590	2.760	2.910

5 结论

1) 单线180 km/h行车作用下,主跨跨中和边跨跨中的加速度和位移实测结果与模拟结果较为吻合,验证了模型的正确性。随着列车速度的增加,桥梁的位移和加速度也增大。双线列车运行下桥梁的竖向位移和加速度大于单线行车,而横向位移和加速度相反,这主要是因为双线列车有更大的竖向荷载,同时减小了车辆的偏载作用。

2) 在研究的车速范围内,车辆的各项动力学指标均随着速度的增加而增加,单线和双线行驶下车辆的各项动力学指标无明显差别。所有工况下,车辆的脱轨系数最大值为0.314,轮轴横向力最大为25.155 kN,轮重减载率最大为0.191,车体竖向和横向加速度峰值分别为0.618和0.521 m/s²,竖向和横向Sperling指标峰值为2.328和2.461,均满足我国规范要求,说明桥上运行列车有足够的安全性和平稳性。

3) 中承式钢箱提篮拱桥和下承式钢箱系杆拱桥的脱轨系数、轮重减载率大于连续钢桁拱桥,说明连续钢桁拱桥上行驶的列车安全性更好。连续钢桁拱桥的车体振动加速度、Sperling 指数均小于下承式钢箱系杆拱桥,除车体横向振动加速度外,中承式钢箱提篮拱桥车体竖向振动加速度与 Sperling 指数与连续钢桁拱桥十分接近,说明连续钢桁拱桥上行驶的列车平稳性优于下承式钢箱系杆拱桥,与中承式钢箱提篮拱桥接近。

参 考 文 献

- [1] GAO H, ZHANG K, WU X, et al. Application of BRB to seismic mitigation of steel truss arch bridge subjected to near-fault ground motions [J]. Buildings, 2022, 12(12): 2147.
- [2] 张骞,高芒芒,马莉,等.沪通长江大桥引桥车桥耦合振动研究[J].振动与冲击,2018,37(7):132-138.
ZHANG Qian, GAO Mangmang, MA Li, et al. Train-bridge coupled vibration of Hutong Yangtze River Bridge's approach bridge [J]. Journal of Vibration and Shock, 2018, 37(7): 132-138. (in Chinese)
- [3] 刘永存.大跨度刚构拱桥铺设无砟轨道适应性研究[J].铁道工程学报,2019,36(6):51-55.
LIU Yongcun. Research on the adaptability of laying ballastless track on long-span rigid frame arch bridge [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2019, 36(6): 51-55. (in Chinese)
- [4] 黄永明,何旭辉,邹云峰,等.基于 ANSYS 和 SIMPACK 联合仿真的大跨钢箱提篮拱桥车-桥耦合振动分析[J].长安大学学报(自然科学版),2019,39(5):68-77.
HUANG Yongming, HE Xuhui, ZOU Yunfeng, et al. Analysis of coupled vibration between a long span steel-box basket-handle arch bridge and vehicle by co-simulation based on ANSYS and SIMPACK [J]. Journal of Chang'an University (Natural Science Edition), 2019, 39(5): 68-77. (in Chinese)
- [5] 张思远,喻博.基于车桥耦合振动的高速铁路系杆拱桥吊杆优化布置[J].中国安全生产科学技术,2021,17(4):147-152.
ZHANG Siyuan, YU Bo. Optimized arrangement of suspenders in tied arch bridge of high speed railway based on train-bridge coupling vibration [J]. Journal of Safety Science and Technology, 2021, 17(4): 147-152. (in Chinese)
- [6] 王福敏,徐伟,李军,等.特大跨径钢桁架拱桥设计技术[M].重庆:重庆大学出版社,2010:6-8.
- [7] 朱伟.基于 SIMPACK 的钢桁梁斜拉桥车-桥耦合振动仿真分析[D].长沙:中南大学,2013.
- [8] 左言言,常庆斌,耿烽,等.轨道高低不平顺激励下的车体振动仿真[J].江苏大学学报(自然科学版),2011,32(6):647-651.
ZUO Yanyan, CHANG Qingbin, GENG Feng, et al. Simulation of vehicle vibration with excitation of rail height irregularity [J]. Journal of Jiangsu University (Natural Science Edition), 2011, 32(6): 647-651. (in Chinese)
- [9] 张坤,段晓峰,韩峰,等.轨道随机不平顺对高速铁路列车运行性能影响分析[J].铁道标准设计,2019,63(4):28-33.
ZHANG Kun, DUAN Xiaofeng, HAN Feng, et al. Analysis of the influence of random irregularity on high-speed railway train's operation performance [J]. Railway Standard Design, 2019, 63(4): 28-33. (in Chinese)
- [10] 中华人民共和国铁道部.[2004]120号铁路桥梁检定规范:铁运函[S].北京:中国铁道出版社,2004.
- [11] 国家铁路局.TB 10621—2014 高速铁路设计规范[S].北京:中国铁道出版社,2015.
- [12] 崔圣爱,祝兵,黄志堂.基于多体系统动力学和有限元法的联合仿真在车桥耦合振动研究中的应用[J].计算机应用研究,2009,26(12):4581-4584.
CUI Sheng'ai, ZHU Bing, HUANG Zhitang. Application of co-simulation based on multi-body system dynamics and finite element method in coupled vibration research between vehicle and bridge [J]. Application Research of Computers, 2009, 26(12): 4581-4584. (in Chinese)
- [13] 尹邦武,杨峰,郭向荣,等.温度变形对大跨度钢箱系杆拱桥车桥动力响应的影响[J].铁道科学与工程学报,2013,10(6):21-27.
YIN Bangwu, YANG Feng, GUO Xiangrong, et al. Influence of temperature deformation on vehicle-bridge dynamic response of long-span steel box-girder tied-arch bridge [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2013, 10(6): 21-27. (in Chinese)



第一作者简介:陈立,男,1999年9月生,硕士生。主要研究方向为铁路大跨度桥梁车-桥耦合振动。曾发表《铁路高填方 CFG 桩复合地基沉降分析》(《沈阳建筑大学学报(自然科学版)》2023年第39卷第3期)等论文。
E-mail: 625426558@qq.com

通信作者简介:彭仪普,男,1970年11月生,博士、副教授。主要研究方向为结构稳定性与桥梁监测。
E-mail: pengyp2003@163.com