2015 年 03 月 JOURNAL OF SHIJIAZHUANG TIEDAO UNIVERSITY (NATURAL SCIENCE) Mar. 2015

韩江大桥(48+80+80+88+48)m 道岔连续梁车桥耦合动力响应分析

王慧东¹, 马其森²

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院 河北 石家庄 050043; 2. 青岛鸿瑞电力工程咨询有限公司 山东 青岛 266100) 摘要:研究了高速列车与厦深铁路韩江大桥(48 + 2 × 80 + 88 + 48) m 道岔连续梁的空间耦 合振动中的桥梁响应问题。以模态坐标法形成结构的动力方程,适用 SAP2000 形成基本振型并 由此获得振型参数 利用 Matlab 软件编写求解程序,得到了道岔连续梁动力响应的一些成果。

关键词: 道岔连续梁; 车桥耦合振动; 模态坐标法

中图分类号: U446.1 文献标志码: A 文章编号: 2095-0373(2015) 01-0012-06

0 引言

厦深铁路韩江特大桥中心里程 DK200 + 292.68, 主桥为 5 跨预应力连续箱梁, 全长 345.5 m, 道岔位 置为 DK200 + 202 左右正线及左右联络线关于桥梁中线对称布置, 分跨为(48 + 2 × 80 + 88 + 48) m, 中支 点处梁高 7.50 m; 跨中直线合龙段 2 m 及边跨现浇直线段 13 m 梁高为 4.5 m, 梁底下缘按二次抛物线变 化, 边支座中心线至梁端 0.75 m。主梁箱梁采用单箱双室变宽度变高度结构。在线路出岔前箱梁顶宽 12.2 m, 箱梁底宽 6.7 m, 顶板厚度 45 cm; 底板厚度 42 cm 至 100 cm, 按直线线形变化; 腹板厚 30 cm 至 70 cm 线性变化; 在出岔位置后箱梁顶宽 27.16 m, 箱梁底宽 21.66 m, 顶板厚度 45 cm; 底板厚度 42 cm 至 100 cm, 按直线线形变化; 腹板厚 40 cm 至 120 cm 线性变化。全联在两个端支点及 4 个中支点处共设 6 个横隔板, 各横隔板设有孔洞, 梁部采用 C55 混凝土浇筑。韩江桥道岔段连续梁立面和桥上平面线路布 置见图 1。



(b)桥面线路图

图1 韩江桥道岔段连续梁立面和桥上平面线路布置(单位: cm)

1 车辆模型建立

车辆的构造理论表明 具有悬挂装置的车辆是空间振动系统 包含多个方向的自由度 具有复杂的振

收稿日期: 2013 -04 -02 责任编辑: 车轩玉 DOI: 10.13319/j. cnki. sjztddxxbzrb. 2015.01.03 作者简介: 王慧东(1964-) 男 教授 博士 主要从事桥梁及结构工程研究。E-mail: qlxwanghd@126.com 王慧东,马其森. 韩江大桥(48 + 80 + 80 + 88 + 48) m 道岔连续梁车桥耦合动力响应分析[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版 2015 28 (1): 12-16.

动现象。为简化分析过程,现对车辆模型化提出如下假设:

(1) 质量集中化和构件的弹性化处理;

(2) 忽略轨道振动;

(3) 车体、转向架和轮对在其平衡位置作小振幅振动;

(4) 依据研究目的选择合适的自由度; 按表1选取车辆系统的自由度;

(5)所有弹簧和阻尼均不考虑质量 将其质量统计入转向架 其中弹簧均按线性弹簧计算 ,阻尼均按 粘性阻尼计算^[1]。

研究对象			振动方式		
	沉浮	横摆	侧滚	点头	摇头
车体	Z_{c}	Y_c	$oldsymbol{ heta}_{c}$	$oldsymbol{arphi}_{c}$	$oldsymbol{\psi}_{c}$
前转向架	$Z_{_{t1}}$	Y_{t1}	θ_{i1}	$oldsymbol{arphi}_{t1}$	ψ_{ι_1}
后转向架	Z_{i2}	Y_{t2}	θ_{t2}	${oldsymbol{arphi}}_{t2}$	$\psi_{{}_{l^2}}$
第一轮对	Z_{w1}	Y_{w1}	$oldsymbol{ heta}_{w1}$	—	—
第二轮对	Z_{w2}	Y_{w2}	$ heta_{w2}$	—	—
第三轮对	Z_{w3}	Y_{w3}	θ_{w3}	—	—
第四轮对	Z_{w4}	Y_{w4}	$ heta_{w4}$	—	—

表1 车辆振动模型的自由度

对于具有2个转向架的4轴车辆,一共有27个自由度。

对第 i 节车分析 利用 Lagrange 运动方程 求得车辆运动方程 并写作矩阵形式

$$\begin{bmatrix} M_{cci} & 0 & 0 \\ 0 & M_{i_{1}t_{1}i} & 0 \\ 0 & 0 & M_{i_{2}t_{2}i} \end{bmatrix} \! \left\{ \begin{matrix} \ddot{v}_{ci} \\ \ddot{v}_{i_{1}i} \\ \ddot{v}_{i_{2}i} \end{matrix} \right\} \! + \begin{bmatrix} C_{cci} & C_{i_{1}ci} & C_{i_{1}ci} \\ C_{ci_{1}i} & 0 & C_{i_{1}t_{1}i} \\ C_{ci_{1}i} & 0 & C_{i_{2}t_{2}i} \end{matrix} \right] \! \left\{ \begin{matrix} \dot{v}_{ci} \\ \dot{v}_{i_{1}i} \\ \dot{v}_{i_{2}i} \end{matrix} \right\} \! + \begin{bmatrix} K_{cci} & K_{i_{1}ci} & K_{i_{1}ci} \\ K_{ci_{1}i} & 0 & K_{i_{2}t_{2}i} \end{bmatrix} \! \left\{ \begin{matrix} v_{ci} \\ v_{i_{1}i} \\ v_{i_{2}i} \end{matrix} \right\} \! = \left\{ \begin{matrix} F_{ci} \\ F_{i_{1}i} \\ F_{i_{2}i} \end{matrix} \right\}$$
(1)

其中车辆运动方程中的荷载向量由作用于车体和转向架上的外力(如风荷、地震荷等)及轮对通过一系悬 挂系统传递到转向架上的力两部分组成。在研究车桥耦合作用时,忽略风荷载或地震荷载等外荷载因 素,因此车辆运动方程中的荷载向量只剩下轮对通过一系悬挂系统传递到转向架上的力。

2 桥梁模型建立

为减少计算时间,采用模态坐标法建立桥梁的分析模型。模态坐标法,又称振型叠加法。经推导建 立起广义参数下的振型运动方程

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = P_n(t) / M_n$$
⁽²⁾

通过对式(2)的求解可以得到广义坐标 q_n 通过坐标变换得到用几何坐标表示的解^[2]。

3 车桥系统耦合动力方程建立

车桥耦合振动中,激振源包括车辆的重力、车辆惯性力、轮对的蛇形运动和轨道的不平顺等。而激振 源是车桥两个分离系统耦合计算的关键所在。在耦合计算过程中,需进行如下假设:①轨道的位移视作 与桥面的位移相同;②列车不脱轨的情况下,轮对与钢轨视作始终接触的状态,即轮对与钢轨的位移相 同。这样就可以将轮对的位移与桥梁的位移视为相同^[3]。通过这样的假设,就能建立起车桥系统的耦合 动力方程。通过桥梁的振型广义坐标和内激振源位移叠加,得到轮对的位移的方程。由此可以整合推导 出车桥耦合的运动方程表达式

$$\begin{bmatrix} M_{vv} & 0\\ 0 & M_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_v\\ X_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{vv} & C_{vb}\\ C_{bv} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_v\\ X_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{vv} & K_{vb}\\ K_{bv} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_v\\ X_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_v\\ F_b \end{bmatrix}$$
(3)

式中,下标 "v"和"b"分别代表车辆和桥梁^[2]。

列车驶过桥梁时,轮对位置随时间而变化,是时间的函数。式(3)中,与桥梁相关的参数均是轮对位 置的函数,从而使车桥系统的动力方程组中包含了时变的信息。

4 模态参数获取

利用 SAP2000 中的模态分析,即振型叠加法动力分析,以获得桥梁振动基本模态的相关参数。 SAP2000 的模态分析提供了结构基本性能参数,可以对结构响应进行定性的判断^[4]。经过对工程实际的 考虑,最终选择特征向量法来取得结构的自振特性。

建立 SAP2000 模型,形成节点 122 个,在桥梁支座对应节点位置,设置相应的约束。其中左侧 128 m 处支座约束为三向位移约束,即约束 xyz 三个方向的位移,但不约束转动。其余支座处只约束 y 向和 z 向位移。

经试算,选择最大振型数为12,此时12阶振型的xyz 三向质量参与系数之和已经达到99%,足以使结构的振动分析得出满足精度要求的解。表2列出了韩江桥道岔连续梁部分自振振型的信息。

振型阶数	周期/s	频率/(Cyc•s ⁻¹)	振型阶数	周期/s	频率/(Cyc • s ⁻¹)
1	0.57	1.75	7	0.12	8.24
2	0.40	2.53	8	0.10	9.70
3	0.28	3.61	9	0.09	11.56
4	0.20	5.02	10	0.08	13.04
5	0.18	5.57	11	0.07	13.93
6	0.14	7.19	12	0.06	15.71

表2 桥梁结构自振信息

表3给出了桥梁结构的质量参与系数的输出信息,通过对这些系数的分析可以得到结构在每个振型 下的基本形态,并通过离散的位移分量得到振型形状。通过表3的质量参与系数可以分析判断振型的平 扭属性。

振型阶数	周期/s	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	振动形态
1	0.57	0.00	0.00	0.02	0.00	0.02	0.00	竖向
2	0.40	0.00	0.00	0.01	0.00	0.03	0.00	竖向
3	0.28	0.00	0.00	0.10	0.00	0.06	0.00	竖向
4	0.20	0.00	0.00	0.01	0.00	0.06	0.00	竖向
5	0.18	0.00	0.00	0.42	0.00	0.28	0.00	竖向
6	0.14	0.00	0.00	0.02	0.00	0.12	0.00	竖向
7	0.12	0.14	0.00	0.02	0.00	0.03	0.00	竖向
8	0.10	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	竖向
9	0.09	0.00	0.08	0.00	0.00	0.00	0.01	横向
10	0.08	0.01	0.00	0.03	0.00	0.02	0.00	竖向
11	0.07	0.10	0.00	0.02	0.00	0.04	0.00	竖向
12	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	系数过小 不易判断

表3 桥梁结构的质量参与系数和振动形态

车桥耦合问题主要关注于车辆在桥梁上行驶时,旅客所能感受到的横向与竖向振动,因此分析振动 形态时,仅就竖向和横向的振动形态进行分析。可以判断出振动形态,如表3。

由表 3 可以看出,该桥振动形态主要以竖向振动为主。由于桥梁结构属于变宽桥梁,从结构的尺寸 数据分析,桥梁的横向刚度远大于竖向刚度,由理论分析可知,在桥梁振动过程中,竖向振动形态被激发 的可能性远大于横向振动形态。图 2 给出了前 6 阶振型图示。

利用 SAP2000 的导出功能 将每个振型下每个节点的位移值导出到 Excel 表格中,获得每个振型下 关键节点处的位移分量。当列车通过桥梁时,各轮对位置不断变化,通过对离散的节点位移进行插值,可 以获得行车时每个轮对下的节点位移分量。这些节点的位移值包含了连续梁的约束信息,由于在约束点 处的位移值为零或者极小值,因此在求解得到模态振幅值之后,进行坐标转换,仍可以得到约束点处极小 的位移值,因此,通过对这些离散节点位移进行插值,即可获得连续梁约束条件下的振动。同时,这些节 点的位移值包含了道岔变截面连续梁各截面不同的刚度、阻尼信息。由于 SAP2000 软件在形成模态振型 时,已经将桥梁的这些动力特性考虑在内,因此,这些节点的位移不同于等截面梁的振动位移,它们反映 了车桥之间、桥梁各振型之间相互耦联的关系,藉此可以形成车桥相互作用的刚度矩阵、阻尼矩阵和荷载



图 2 前 6 阶振型示意图

向量 F_x 以及桥梁结构部分的各个子矩阵 M_{bb} 、 K_{bb} 、 C_{bb} 和 F_b 。

5 振动方程求解

利用 Matlab 软件编程解决振动方程的求解问题。

(1)各项计算参数选取。厦深线上运行的动车组为 CRH2 型 根据该型号动车组参数确定 250 km/h 速度条件下的车桥耦合振动分析中的车辆参数。分析采用现场采集的桥梁不平顺值代替轨道不平顺值, 因此只考虑轨道的竖向不平顺,其余不平顺值暂时不予考虑。

(2) 振型函数确定。前面利用 SAP2000 的模态分析功能,得到桥梁系统 12 阶振型的离散点处信息。 这些位移信息并不是以函数形式表达的。而模型要求不仅需要得到桥梁的振型函数,还要得到振型函数 的二阶导数。这样,振型函数要求二阶连续,考虑用三次样条插值法来确定桥梁的振型函数。根据离散 点处的信息,通过调取 Matlab 内置的函数库来对这些信息进行三次样条差值,用到的函数有 csape()、 fndir()和 fnval()。通过以上三种函数,可以获得振型函数。

(3)程序设计与分析。针对车桥耦合的振动方程组,建立 Matlab 分析程序,按照时间变化不断改造车桥系统的总质量阵、总刚度阵和总阻尼阵,求解车桥系统的运动方程。

(4) 微分方程求解。利用 Matlab 中 ode45 求解器对微分方程求解。ode45 求解器基于显式 4 阶、5 阶 Runge-Kutta 方法,该方法相对于传统的 Runge-Kutta 法,具有更高的精度和数值稳定性^[5]。ode45 求解器 求解显式微分方程 y' = f(t, y)。求解时只需将车桥耦合振动方程转化为显式方程即可运用 ode45 求解 器求解。

6 动力响应分析结果

道岔梁部分正线为双线,直线线路间距4.6 m,为有砟轨道。线上运行8车编组时速250 km/h CRH2

型动车组^[6]。

考虑动车组直向和侧向过岔 最大速度为容许速度的110% 采用160 km/h、200 km/h、230 km/h、250 km/h和275 km/h ,比较不同车速、不同行进线路对桥梁振动的影响;并对列车左右不同进桥方向对桥梁振动造成的影响进行比较。计算结果汇总见表4。

工况	速度/(km • h ⁻¹)	竖向最大	竖向最大位移点	横向最大	横向最大位移点	横向最大
		位移/mm	距起始点距离/m	位移/mm	距起始点距离/m	转角/rad
左侧直向	160	1.563	87.08	-0.109	87.08	0.045
	200	1.658	87.08	0.149	87.08	0.055
	230	1.687	90.42	-0.101	87.08	0.077
	250	-1.677	90.42	0.057	87.08	0.061
	275	-1.913	87.08	0.038	87.08	0.071
右侧直向	250	-1.687	83.75	0.069	87.08	0.053
左侧侧向	250	-1.758	90.42	0.142	87.08	0.061

表4 各工况下车桥耦合振动计算结果汇总

计算结果显示 梁体结构最大竖向位移比较集中的出现在距桥端起始点 87.08 m 处。该点位于五跨 连续梁的第二跨 ,即 80 m 跨约中点处。此处的结构特点为纵向跨度大 ,截面的竖向刚度比较小 ,易在此 跨范围内产生比较大的位移。

梁体结构最大横向位移同样出现在距桥端起始点 87.08 m 处。该跨约40 m 处出现梁体变宽 横向最 大位移即出现在本跨 39.08 m 处,可以判定在梁体变宽处出现横向的最大位移。由计算结果可以得出如 下结论:在跨中出现变宽点的梁桥,易在此跨范围内产生横向最大位移,尤其是变宽点附近。因此,可以 考虑在设计中,对这种形式梁桥的变宽跨,增加其横向刚度。

横向转角描述了桥梁在竖向荷载作用下的弯曲程度。弯曲是桥梁破坏的主要形式之一,并且弯曲引起的桥梁挠度是判断桥梁能否正常使用的重要指标之一。因此,获得桥梁在荷载作用下的横向转角,并 在设计中控制这一转角的大小,可以提高桥梁的安全性能,保证桥梁的正常使用。由表4可知,在计算的 几种工况下,梁体结构的最大横向转角为0.077 rad。所有工况的横向最大转角均发生在第三跨的小里程 侧梁墩结合处。

列车不同的行车速度,对于桥梁的振动影响较大。仅就试算的这几种速度来看,观察最大位移处(距桥端 87.08 m处)的竖向振幅:当列车于 275 km/h 行驶时,桥梁竖向振动幅度最大。而当列车于 200 km/h 速度行驶时,桥梁的横向振动幅度最大。可以看出,每种速度引起的桥梁振动的主要振型并不相同。

列车自变截面侧上桥时,对桥梁结构的振动影响与自等截面侧上桥的情况的计算结果相近。位移最 大点出现的位置相近,大小略高于自等截面侧上桥的情况;横向转角则略小于等截面侧上桥的情况。

列车侧向过岔时,由于线路偏心的影响,桥梁位移最大值比直向过岔的要大,横向最大位移值的对比 尤其明显,但发生最大位移的点没有变化。

7 结论

对于韩江大桥道岔梁这样的变宽连续梁来说,跨高比(跨度与箱梁截面高度之比)较大的跨内易发生 较大的竖向变形;而横向变形最大则更容易出现在桥梁的变宽点处。该桥道岔梁上设有道岔,列车在侧 向过岔时对振动幅度有一定的放大作用,但放大的作用并不显著。而列车从宽度不同的两侧入桥,对振 动响应的影响不同,竖向的最大变形相差无几,而自宽梁处入桥的横向最大变形要明显小于自窄梁处入 桥的工况。

(下转第27页)

[3]中华人民共和国铁道部.铁运涵[1999]2820.1-8 铁路桥隧建筑物劣化评定标准[S].北京:中国铁道出版社,1999. [4]中华人民共和国铁道部.铁运涵[2010]38 号 铁路桥隧建筑物修理规则[S].北京:中国铁道出版社 2010. [5]中华人民共和国铁道部.铁运涵[2004]120 号 铁路桥梁检定规范[S].北京:中国铁道出版社 2004.

Standardization Technical Research of the Bridge Deterioration of Heavy-Duty Railway

Liu Shoushan

(The Development Co. Ltd. of the Shuo-Huang Railway, Suning 062350, China)

Abstract: The rapid development of the transportation of Heavy-duty Railways improve the transport capacity of the railway and economic benefits, but the train axle load and marshalling increase railway bridge disease aggravation. The existing railway bridge deterioration evaluation standard check the contents, norms in the deterioration of inspection method and evaluation standard, there are some limitations, in accordance with the existing norms of deterioration rating does not accurately reflect the actual technical condition of heavy-duty of bridge structure. Therefore, we need to study the bridge of heavy-duty railway standardization deterioration evaluation technology, This article in view of the present situation of Shuo-Huang railway bridge deterioration, combined with the deterioration of the existing norms of railway bridges assessment study and based on the findings of Shuo-Huang railway bridges were assessed deterioration, thus forming a set of heavy haul railway bridge deterioration standardized assessment of technical regulations.

Key words: heavy-duty railway; deterioration assessment; bridge

(上接第16页)

参考文献

[1]李小珍. 高速铁路列车-桥梁系统耦合振动理论及应用研究 [D]. 成都: 西南交通大学土木工程学院, 2005.

[2]夏禾 涨楠. 车辆与结构动力相互作用 [M]. 2版. 北京: 科学出版社, 2005.

[3] 曹雪琴 陈晓. 轮轨蛇行引起桥梁横向振动随机分析 [J]. 铁道学报, 1986 8(1): 89-97.

[4]北京金土木软件技术有限公司,中国建筑标准设计研究院. SAP2000 中文版使用指南[M].北京:人民交通出版社, 2006.

[5]苏金明, 阮沈勇. MATLAB 实用教程 [M]. 北京: 电子工业出版社, 2005.

[6]陈嵘. 高速铁路车辆-道岔-桥梁耦合振动理论及应用研究[D]. 成都:西南交通大学土木工程学院, 2009.

Train-bridge Coupling Dynamic Response Analysis of (48+80+80+88+48) m Turnout Continuous Beam of Han-river Bridge

Wang Huidong¹, Ma Qisen²

(1. School of Civil Engineering Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. Qingdao Hongrui Power Engineering Consulting Co. LTD. , Qingdao 266100 , China)

Abstract: This article studies the bridge responses to the space coupling vibration of high speed train and turnout continuous beam of Han-river Bridge with spans of $48 + 2 \times 80 + 88 + 48$ meters on Xiamen-Shenzhen Railway. In the research , the dynamic equation is formed with modal coordinates method , the parameters of vibration modes are gained by SAP2000 , and the solver is written in Matlab. Some helpful conclusions of Han-river Bridge are obtained.

Key words: turnout continuous beam; vehicle-structure coupling vibration; modal coordinates method