

文章编号:1005-0523(2018)05-0027-08

富山赣江特大桥车桥耦合振动响应及冲击系数研究

陈水生¹, 付 仂², 桂水荣¹

(1. 华东交通大学土木建筑学院, 江西 南昌, 330013; 2. 中土集团福州勘察设计研究院有限公司, 福建 福州, 350013)

摘要:采用 ANSYS 和 ETABS 两种软件建立富山赣江特大桥有限元模型。运用 MATLAB 软件编写了车桥耦合振动求解程序, 分析车速、路面等级两个因素对大跨波形钢腹板连续箱梁桥的动力响应和动力冲击系数影响, 并将计算结果与现行规范计算值进行对比分析。研究表明: 车速对于大跨波形钢腹板连续箱梁桥冲击系数的影响较复杂, 冲击系数并不是随着速度增大而线性增大; 路面状况越差, 路面等级对桥梁冲击系数的影响较车速更明显; 对于多跨波形钢腹板连续箱梁桥, 相同车速及路面等级, 不同主跨的冲击系数大小不同。在设计该类桥型时, 建议采用主跨的最大冲击系数。

关键词:富山赣江特大桥; 大跨度; 波形钢腹板; 车桥耦合; 动力冲击系数

中图分类号: U441+3

文献标志码: A

作为一种新型的钢-混组合结构桥梁, 波形钢腹板箱梁桥能够综合发挥钢材与混凝土这两种材料的优越力学性能, 使得结构受力非常合理^[1]; 由于波形钢腹板在纵向具有褶皱效应, 纵向刚度很小, 减小了箱梁顶底板的徐变与收缩约束, 从而提高顶底板中的预应力效应, 目前该种类型组合桥梁已广泛应用于国内外桥梁工程建设。近年来, 国内外学者针对波形钢腹板箱梁桥的静力特性展开了一系列研究。其中, 国外学者的研究主要集中在波形钢腹板箱梁的抗剪、抗弯以及屈曲性能方面^[2-4], 国内学者的研究则主要集中在挠度计算^[5-6]、剪力滞效应^[7]、抗弯及扭转性能等方面^[8-9]。在移动车辆荷载作用下, 有关波形钢腹板组合箱梁桥的车桥耦合振动响应的研究相对较少, 并且主要集中于小跨径箱梁桥^[10-12], 而对于公路大跨度变截面波形钢腹板连续箱梁桥的相关研究未见报道。

在车桥耦合振动过程中, 由于车辆动力特性、桥梁结构动力特性、路面不平顺等因素的影响, 桥梁的动力效应会大于其本身的静力效应, 因此引入动力冲击系数来表征桥梁的这种动力响应。中国现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60-2015)中采用桥梁基频计算动力冲击系数^[13], 但是规范中并没有明确波形钢腹板箱梁桥的动力冲击系数的取值。对于波形钢腹板 PC 简支箱梁桥, 在路面平整度为好和中的情况下, 冲击系数计算值与规范值吻合较好, 路面平整度为差时, 则差异较大^[14-15], 而对于大跨度变截面波形钢腹板连续箱梁桥, 规范是否适用还需进一步研究。

因此, 有关公路大跨度波形钢腹板箱梁桥的车桥耦合振动响应及冲击系数的研究对于桥梁设计和建设具有积极的工程意义。本文以富山赣江特大桥为工程背景, 研究单箱双室大跨度变截面连续箱梁桥在移动车辆荷载作用下的动力响应, 分析行车速度和路面不平度对桥梁冲击系数的影响, 探讨多跨波形钢腹板组合连续箱梁桥的各个主跨之间的冲击系数变化规律。

收稿日期: 2018-04-04

基金项目: 国家自然科学基金项目(51468018, 50868007)

作者简介: 陈水生(1968—), 男, 教授, 博士, 研究方向为土木工程结构振动及控制。

通讯作者: 付仂(1991—), 男, 助理工程师, 硕士, 研究方向为公路车桥耦合振动效应。

1 车桥耦合振动分析模型

1.1 车辆模型

公路重载汽车种类繁多,目前我国桥梁荷载试验最常采用的为三轴自卸汽车,本文采用整车(三轴)车辆模型^[16]用于计算分析,车辆模型参数具体如表1所示,车辆模型简图见图1。

表1 车辆模型参数
Tab.1 Parameters for vehicle model

参数	符号	单位	数值
车身质量	m_{hb}	kg	30 542
俯仰转动惯量	I_{hb}	$\text{kg}\cdot\text{m}^2$	55 259
侧翻转动惯量	I_r	$\text{kg}\cdot\text{m}^2$	6 893
前轴悬架质量	m_1, m_2	kg	297
中轴悬架质量	m_3, m_4	kg	466
后轴悬架质量	m_5, m_6	kg	466
前轴悬架阻尼系数	c_{s1}, c_{s2}	$\text{N}\cdot\text{s}/\text{m}$	2.73×10^3
中轴悬架阻尼系数	c_{s3}, c_{s4}	$\text{N}\cdot\text{s}/\text{m}$	3.8×10^3
后轴悬架阻尼系数	c_{s5}, c_{s6}	$\text{N}\cdot\text{s}/\text{m}$	3.8×10^3
前轮阻尼系数	c_{t1}, c_{t2}	$\text{N}\cdot\text{s}/\text{m}$	2×10^3
中轮阻尼系数	c_{t3}, c_{t4}	$\text{N}\cdot\text{s}/\text{m}$	2×10^3
后轮阻尼系数	c_{t5}, c_{t6}	$\text{N}\cdot\text{s}/\text{m}$	2×10^3
前轮刚度	k_{t1}, k_{t2}	N/m	2.8×10^6
中轮刚度	k_{t3}, k_{t4}	N/m	2.8×10^6
后轮刚度	k_{t5}, k_{t6}	N/m	2.8×10^6
前轴悬架刚度	k_{s1}, k_{s2}	N/m	6.3×10^5
中轴悬架刚度	k_{s3}, k_{s4}	N/m	7.9×10^5
后轴悬架刚度	k_{s5}, k_{s6}	N/m	7.9×10^5
前轴至车体行心距离	a	m	3.4
中轴至车体行心距离	b	m	0.2
后轴至车体行心距离	c	m	1.2
左右车轮间距	B	m	1.8

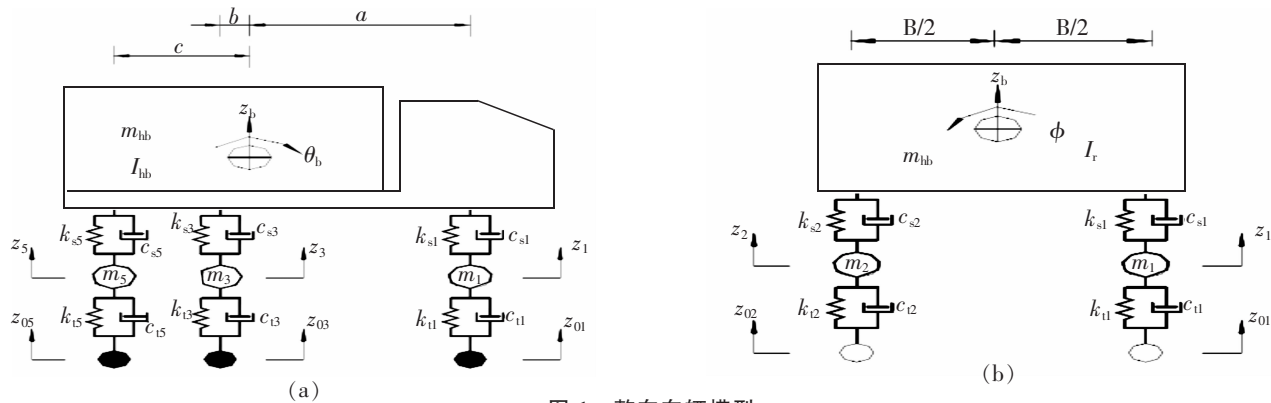


图 1 整车车辆模型
Fig.1 The whole vehicle model

1.2 路面不平顺

路面不平顺是影响车桥耦合振动响应重要因素之一，而通常耦合系统激励一般采用时域输入方式，以便求解^[9]。因此，为了将路面不平顺引入车桥耦合振动响应的计算中，通常需要对路面不平顺进行数值模拟，本文采用正弦波叠加法进行模拟，通过理论推导可以得到时域路面上的随机位移输入表达式为

$$r(x) = \sum_{i=1}^m \sqrt{2} A_i \cdot \sin(2\pi \cdot x \cdot n_{mid-i} + \theta_i) \tag{1}$$

式中： x 表示车辆沿纵桥向行驶的距离， m ； A_i 表示每个小区间的中心频率对应的不平顺幅值， m ； n_{mid-i} 表示每一小段空间频率的中心值， m ； θ_i 表示在 $[0, 2\pi]$ 区间内均匀分布的随机变量。

式(1)中每个小区间的中心频率对应的不平顺幅值，可以由路面不平顺谱函数推导而得。

$$A_i = \sqrt{G_q(f_{mid-i}) \cdot \Delta f_i}, G_q(f) = G_q(n_0) \cdot n_0^2 \cdot \frac{v}{f^2} \tag{2}$$

式中： v 为车辆行驶速度； f 为时间频率； n 为空间频率； $G_q(n_0)$ 为路面位移谱密度。

国家标准 GB7031-2005 以路面功率谱密度为依据，将路面按不平度分为 A~H 共 8 级，我国公路路面等级基本上属于 A, B, C 三个等级，本文选取 A, B, C 三种等级的路面用于计算分析，以 A 级路面为例，富山赣江特大桥主桥全长 $l=617.6$ m，假设车速 $v=20$ m/s，地面作用与轮胎的激励时间频率上下限为 $f_u=30$ Hz, $f_l=0.5$ Hz，常用车速上下限为 $v_u=50$ m/s, $v_l=10$ m/s，所以车辆振动时需要的空间频率的上下限为 $n_u=30/10=3$ m⁻¹, $n_l=0.5/50=0.01$ m⁻¹，因为通常情况下汽车振动的固有频率为 0.7~15 Hz，满足要求，给出参考空间频率为 $n_0=0.1$ m⁻¹，由于是 A 级路面，所以在参考空间频率 $n_0=0.1$ m⁻¹ 下的路面功率谱密度为 $G_q(n_0)=16$ mm²/m⁻¹，频率指数 $w=2$ ，取 $\Delta l=0.05$ m，按照式(1)模拟 A 级路面不平顺曲线如图 2 所示。

1.3 车桥耦合方程

车桥耦合振动的本质是车辆与桥梁之间的相互作用。本文以车轮与桥梁的接触位置为界，将车桥振动系统分为两个子系统，即车辆子系统和桥梁子系统，并对这两个子系统分别建立运动方程，根据车辆与桥面接触位置的位移协调条件及相互作用力的平衡关系得到车桥系统的耦合方程，并引入模态综合技术，利用 Newmark- β 时域积分法对耦合方程进行迭代求解^[6]。模态综合法通用性强，能够大大提高求解效率，适用于大跨桥梁以及多车过桥时的车桥耦合振动响应的计算分析^[7]。

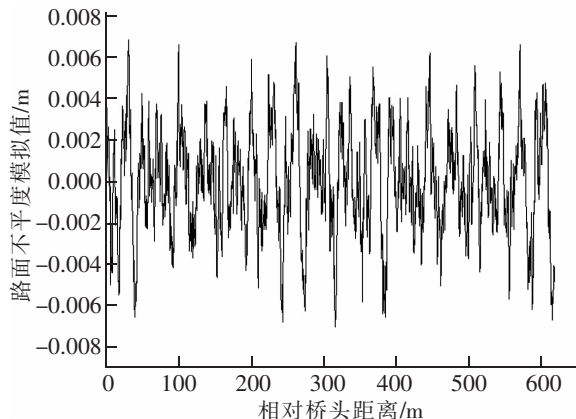


图 2 路面平整度曲线
Fig.2 Curves of road roughness

桥梁振动方程:

$$\mathbf{M}_b \ddot{\mathbf{X}}_b + \mathbf{C}_b \dot{\mathbf{X}}_b + \mathbf{K}_b \mathbf{X}_b = -\mathbf{F}_b - \mathbf{F}_g \quad (3)$$

式中: \mathbf{F}_g 为车辆重力引起各车轮作用点处的作用力; \mathbf{F}_b 为车辆振动过程中车轮作用于桥面位置的惯性荷载; \mathbf{K}_b 、 \mathbf{C}_b 、 \mathbf{M}_b 分别为桥梁子系统的总刚度矩阵、总阻尼矩阵和总质量矩阵; \mathbf{X}_b 为单元结点向量。

车辆振动方程:

$$\mathbf{M}_v \ddot{\mathbf{X}}_v + \mathbf{C}_v \dot{\mathbf{X}}_v + \mathbf{K}_v \mathbf{X}_v = \mathbf{F}_v \quad (4)$$

式中: \mathbf{F}_v 为车辆在振动过程中作用在车辆各个自由度上的惯性力; \mathbf{X}_v 为车辆子系统位移向量; \mathbf{M}_v 、 \mathbf{C}_v 、 \mathbf{K}_v 分别为车辆子系统的质量、阻尼和刚度矩阵。

引入位移协调条件和相互作用力平衡关系,车桥耦合系统振动过程中,车辆振动对桥梁产生惯性力为

$$\mathbf{F}_v = \mathbf{F}_b = \mathbf{k}_i \Delta_i + \mathbf{c}_i \dot{\Delta}_i \quad (5)$$

式中: \mathbf{c}_i 、 \mathbf{k}_i 为第 i 个车轮的阻尼和刚度矩阵; Δ_i 为第 i 个车轮相对于桥面的竖向位移,且有

$$\Delta_i = z_i - y_i - r_i(x) \quad (6)$$

式中: z_i 为车轮处车轮竖向位移; y_i 表示 t 时刻 i 车轮接触点处桥梁的竖向位移; 函数 $r_i(x)$ 表示第 i 车轮处的桥面不平整。

为了简化计算,通常假定车轮和桥面始终接触,因此车、桥在接触位置的位移协调条件相同,根据接触点位置的位移协调条件和车桥相互作用力的平衡条件,联立方程可得^[6]:

$$\mathbf{M}(t) \ddot{\delta} + \mathbf{K}(t) \dot{\delta} + \mathbf{C}(t) \delta = \mathbf{F}(x, t) \quad (7)$$

式中: $\mathbf{M}(t)$ 、 $\mathbf{K}(t)$ 、 $\mathbf{C}(t)$ 分别表示车桥耦合振动系统的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; δ 表示车桥耦合振动系统的位移; $\mathbf{F}(x, t)$ 表示车桥耦合振动系统的荷载矩阵。

2 实例分析

2.1 工程概况

富山赣江特大桥东起于南昌县东新乡清潮魏家,西至南昌市红谷滩新区的生米镇常湖村,全长 3 037 m,主桥为 69 m+4×120 m+69 m,为上下行分离式桥梁,横断面布置为 0.5 m(防撞墙)+15.4 m(行车道)+0.5 m(防撞墙)+0.7 m(中央分隔带)+0.5 m(防撞墙)+15.4 m(行车道)+0.5 m(防撞墙)。主桥上部结构采用变截面单箱双室波形钢腹板预应力混凝土连续梁。单幅箱梁顶板宽度为 16.4 m,梁底宽 10.4 m,墩顶根部梁高 7.2 m,跨中梁高 3.5 m,梁高按照 2 次抛物线变化(横截面几何尺寸如图 3 所示;波形钢腹板采用 Q345c 钢材,单个波段长度为 1.6 m)。富山赣江特大桥除在墩顶支点均设有端隔墙,两边跨各设有三道内横隔板,中间 4 个主跨分别均匀布置四道内横隔板。

2.2 有限元模型

根据富山特大桥结构设计尺寸和波形钢腹板组合桥梁力学特性,分别利用 ANSYS14.0 和 ETABS 软件建立其三维空间有限元模型。富山桥为波形钢腹板连续箱梁桥,采用实体建模的方法,ANSYS 软件建模时,实桥混凝土顶、底板及横隔板部分采用 solid73 实体单元进行模拟,铺装层和波形钢腹板采用 shell63 壳单元模拟,顶、底板与波形钢腹板之间采用共用节点进行耦合,桥梁顶板纵向每单元节点间距为 0.4 m。实桥为六跨对称连续梁,对桥墩从整体坐标原点位置沿纵向标号为 1~7 号,每个桥墩上布置两个球形支座,1~3,5~7 号桥墩上支座布置相同,且桥墩内侧支座约束节点

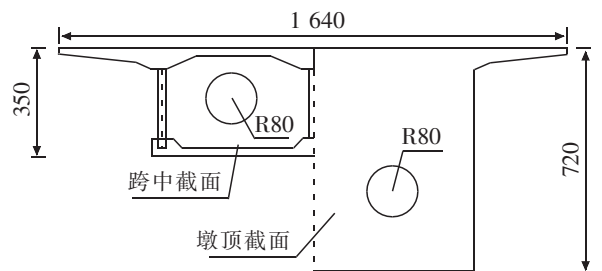


图3 横截面示意图(单位:cm)

Fig.3 Diagram of cross section (unit: cm)

的横桥向和竖向的平动自由度,桥墩外侧支座只约束竖向平动自由度;中跨 4 号桥墩内侧支座采用固定球形支座,约束节点的 3 个平动自由度,其外侧支座约束节点的纵桥向和竖向的平动自由度。由于预应力对桥梁的动力特性影响较小,因此,在桥梁建模的过程中,未考虑预应力,并且不考虑基础沉降。整桥 ANSYS 有限元模型如图 4 所示。采用 ETABS 建立有限元模型如图 5 所示。

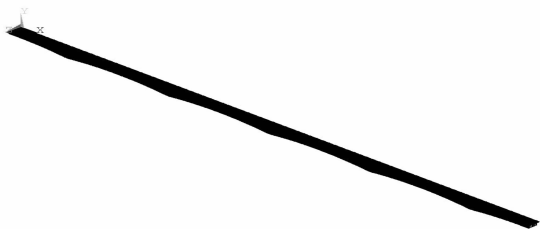


图 4 有限元模型(ANSYS)

Fig.4 Finite element model(ANSYS)



图 5 有限元模型(ETABS)

Fig.5 Finite element model(ETABS)

采用上述两种建模方法,分别求得结构基频为 $f=0.929\ 3\ \text{Hz}$ (ANSYS 建模计算基频)和 $f=0.953\ 5\ \text{Hz}$ (ETABS 建模计算基频),两种方式计算的基频相差 2.6%,本文建立的波形钢腹板组合梁桥有限元模型可靠。按照《公路桥涵设计通用规范》(JT GD60—2015)规定^[13],当桥梁结构基频 $f<1.5\ \text{Hz}$,依据规范计算得动力冲击系数为 0.05。

2.3 桥梁振动响应分析

假定单车荷载以车速 v 为 20.0 m/s 的速度行驶在光滑路面,桥梁结构阻尼比为 0.02(本文所有计算,桥梁结构阻尼均取 0.02^[18]),忽略其他外荷载作用,利用自编程序计算全桥各跨的跨中截面竖向挠度,该自编程序已在文献[16]中证明其正确性,动力响应结果如图 6 所示。由图可知,在车辆过桥的整个过程中,桥梁第 3 跨跨中挠度最大;桥梁各跨在产生最大挠度的时候都是车辆刚好行驶在该位置附近。以第 3 跨中点为例,其出现最大挠度的时间是 $t=12.5\ \text{s}$,此时车辆行驶到桥梁 250 m 位置处,正好位于第 3 跨跨中位置处,因此,对于本桥而言,以第 3 跨跨中的动挠度研究桥梁的使用安全具有重要意义。

2.3.1 车速

速度是影响车桥耦合振动响应的一个重要因素,为了更好地研究车速对波形钢腹板组合梁桥动力冲击系数的影响,以桥梁第 2 主跨为例,利用自编的程序计算车辆在 B 级路面上分别以 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40 m/s 的速度行驶时的桥梁动力响应。不考虑外力作用,根据动力响应计算结果求得各个工况下的动力冲击系数见表 2。

从表 2 的计算可以看出:在路面不平度为 B 级时,车辆以不同速度通过桥梁时,桥梁的动力响应各不相同。随着行车速度的增大,桥梁的最大动力响应(冲击系数)先减小后增加再减小再增加,两者之间呈非正相关的关系。车速在 15~35 m/s 的范围内波动时,车速在 25 m/s 左右时冲击系数最大且为 0.052,近似等于通过有限元建模分析计算得到的 0.05;车速在 10 m/s 左右或小于 10 m/s 时,冲击系数大于规范值;车速大于 35 m/s 呈逐渐增大的趋势。

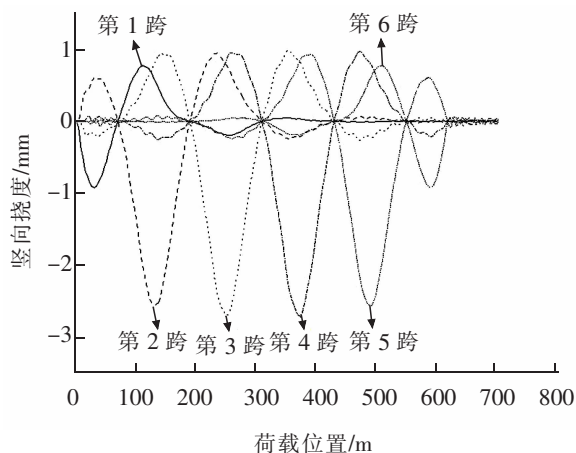


图 6 单车荷载作用下各跨跨中竖向位移(单位:mm)

Fig.6 Vertical displacement of mid-span under the action of single vehicle load (unit: mm)

2.3.2 路面不平顺

为研究路面不平顺对冲击系数的影响,计算了在 A,B,C 三种等级的路面状况下,车辆以 10,15,20,25,30,35,40 m/s 的速度通过桥面时桥梁第 2 主跨的动力响应,其跨中动、静挠度和冲击系数如表 2 和表 3 所示,其冲击系数变化曲线如图 7 所示。

表 2 不同速度条件下的最大动力响应与冲击系数
Tab.2 Maximum dynamic deflection and impact coefficient at different speeds

车速/(m/s)	跨中最大静力响应/mm	跨中最大动力力响应/mm	冲击系数
10	2.670	2.875	0.077
15	2.670	2.754	0.031
20	2.670	2.728	0.022
25	2.670	2.810	0.052
30	2.670	2.776	0.040
35	2.670	2.787	0.044
40	2.670	2.857	0.070

表 3 A,C 级路面条件下最大动挠度与冲击系数
Tab.3 Maximum dynamic deflection and impact coefficient for Grade A and C roads

车速/(m/s)	跨中最大静力响应/ mm	跨中最大动力力响应/mm		冲击系数	
		A 级路面	C 级路面	A 级路面	C 级路面
10	2.670	2.775	3.077	0.039	0.152
15	2.670	2.704	2.863	0.013	0.072
20	2.670	2.709	2.811	0.015	0.053
25	2.670	2.763	3.071	0.035	0.150
30	2.670	2.746	2.854	0.028	0.069
35	2.670	2.758	2.853	0.033	0.068
40	2.670	2.803	3.016	0.050	0.130

从表 2,3 和图 7 的计算结果可以得出,车辆行驶速度相同,路面等级越差,桥梁的动挠度值越大,车辆对桥梁的冲击系数越大。路面等级为 A 级时,当车速在 10~35 m/s 时,桥梁的动力冲击系数均小于规范值的 0.05;当路面等级为 B 级时,桥梁的动力冲击系数平均值与规范值相近;当路面等级为 C 级时,桥梁的动力冲击系数远大于规范值。从图 7 可以看出,路面等级越差,车辆对桥梁的动力冲击受车速影响越大,实际过程中应注意加强监控桥面不平顺对桥梁的影响。

2.3.3 桥跨位置

为研究不同桥跨之间冲击系数的变化关系,计算了在 A,B,C 三种等级的路面状况下,车辆

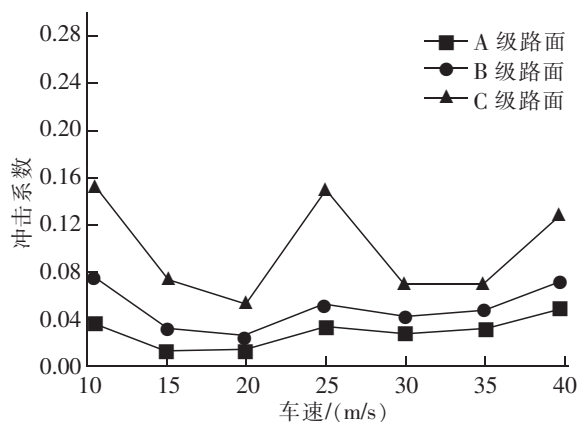


图 7 不同路面等级的桥梁冲击系数
Fig.7 Bridge impact coefficients with different deck roughness

以 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40 m/s 的速度通过桥面时桥梁的 4 个主跨的动力响应, 对各个主跨在不同路面等级下的 7 种行车速度的动力冲击系数求平均值, 其变化曲线如图 8 所示。

由图 8 可以看出, 中间 4 个主跨的平均冲击系数大小各不相同, 第 3 跨最小, 第 5 跨最大。路面的等级为 A 级时, 桥梁的动力冲击系数在规范计算值的范围之内, 路面等级为 B 级时, 与规范值相近, 路面等级为 C 级时, 桥梁的冲击系数则远大于规范值。

3 结论

以赣江富山特大桥为工程背景, 研究车速、路面不平顺等因素对波形钢腹板组合梁桥的冲击系数影响, 得出以下主要结论:

- 1) 车速对于大跨波形钢腹板箱梁桥的冲击系数的影响是比较复杂的, 并不是随着速度的增大而线性增大, 对于本桥, 当车速在一定范围内, 冲击系数先增加后减小再增加, 可以对通过桥梁的车辆进行限速以保障桥梁的使用安全。
- 2) 行车速度和路面不平度对大跨度波形钢腹板箱梁桥具有不同程度的影响, 其中, 当路面状况较差时, 路面等级对桥梁冲击系数的影响较车速更加明显。保证路面的平顺状况对桥梁的使用安全有着重大影响。
- 3) 对于多跨波形钢腹板连续箱梁桥, 相同车速、相同路面等级的情况下, 不同主跨的冲击系数大小各不相同, 建议桥梁设计时, 通过车桥耦合振动响应分析, 采用分析得到的最大冲击系数用于设计计算。

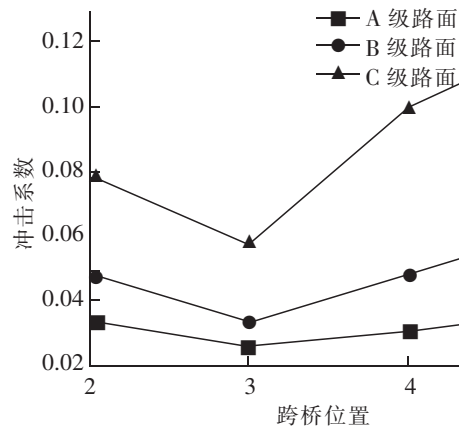


图 8 各主跨冲击系数曲线

Fig.8 Curves of impact coefficients of main spans

参考文献:

- [1] 冀伟, 邓露, 何维. 波形钢腹板 PC 箱梁桥的车桥耦合振动分析及动力冲击系数计算[J]. 振动工程学报, 2016, 29(6): 1041-1047.
- [2] NGUYEN N D, HAN S R, LEE G S, et al. Moment modification factor of I-girder with trapezoidal-web-corrugations considering concentrated load height effects[J]. Steel Construction, 2011, 67(11): 1773-1787.
- [3] NGUYEN N D, HAN S R, KIM J H, et al. Moment modification factors of I-girder with trapezoidal web corrugations under moment gradient[J]. Thin-Walled Structures, 2012, 57(6): 1-12.
- [4] HASSANEIN M F, KHAROUB O F. Shear buckling behavior of tapered bridge girders with steel corrugated webs[J]. Engineering Structures, 2014, 74: 157-169.
- [5] 聂建国, 李法雄, 樊健生. 波形钢腹板梁变形计算的有效刚度法[J]. 工程力学, 2012, 29(8): 71-79.
- [6] 李明鸿, 万水, 蒋正文, 等. 波形钢腹板混凝土组合梁挠度计算的初参数法[J]. 华南理工大学学报: 自然科学版, 2015(2): 66-74.
- [7] 吴文清, 万水, 叶见曙, 等. 波形钢腹板组合箱梁剪力滞效应的空间有限元分析[J]. 土木工程学报, 2004, 37(9): 31-36.
- [8] JIANG R J, AU F T K, XIAO Y F. Prestressed concrete girder bridges with corrugated steel webs: review[J]. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(2): 04014108.
- [9] 江克斌, 丁勇, 杨建奎, 等. 波形钢腹板 PC 组合箱梁纯扭作用下抗扭承载力试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(6): 175-182.

- [10] 陈水生,刘律,桂水荣. 波形钢腹板 PC 组合箱梁桥在我国的研究进展及应用[J]. 公路工程,2015,40(3):57-62.
- [11] 陈水生,刘律,桂水荣. 多跨波形钢腹板连续梁桥缩尺模型试验研制[J]. 公路工程,2015,40(6):1-4.
- [12] 陈水生,张超,桂水荣. 单箱多室波形钢腹板 PC 组合梁桥动力特性试验研究[J]. 振动与冲击,2017,36(12):122-127.
- [13] 中交公路规划设计院. JTG D60-2015 公路桥涵设计通用规范[S]. 北京:人民交通出版社,2015.
- [14] 冀伟,邓露,何维,等. 波形钢腹板 PC 简支箱梁桥局部与整体动力冲击系数的计算分析[J]. 振动与冲击,2017,36(8):22-28.
- [15] 冀伟,邓露,何维,等. 公路波形钢腹板 PC 简支箱梁桥冲击系数的计算分析[J]. 桥梁建设,2016,46(3):35-39.
- [16] 桂水荣. 公路桥梁在移动荷载作用下车桥耦合振动响应研究[D]. 南昌:华东交通大学,2007.
- [17] 陈水生. 公路车桥耦合振动响应计算方法对比研究[J]. 华东交通大学学报,2011,28(3):18-25.
- [18] 夏禾,张楠,郭薇薇. 车桥耦合振动工程[M]. 北京:科学出版社,2014:98.
- [19] 李伟. 基于有限-无限元法的 CRTSⅢ板式无砟轨道系统动力参数敏感度分析[J]. 华东交通大学学报,2017,34(3):27-33.

Study on Vehicle-Bridge Coupled Vibration Response and Impact Coefficient for the Ganjiang Bridge in Fushan

Chen Shuisheng¹, Fu Le², Gui Shuirong¹

(1. School of Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China;

2. CCECC Fuzhou Survey and Design Institute Co., Ltd., Fuzhou 350013, China)

Abstract: The ANSYS and the ETABS were adopted to establish finite element model for the Ganjiang bridge in Fushan in this paper. The program compiled by MATLAB was applied to solve the dynamic equation of vehicle bridge coupling. The dynamic response and dynamic impact coefficient of large span continuous box girder bridge with corrugated steel webs under the action of vehicle speed and pavement serviceability were analyzed, and the obtained results were compared with the calculated value in accordance with the current codes. The research results show that the effect of vehicle speed on the impact coefficient of large span continuous box girder bridge with corrugated steel webs is complex, and the impact coefficient does not increase linearly with the increase of velocity. Besides, the worse the pavement condition is, the more obvious the influence of pavement serviceability on impact coefficient of bridge is. For the multi-span continuous box girder bridge with corrugated steel webs, as the vehicle speed and pavement serviceability remain unchanged, the impact coefficients of different main spans are different. It is suggested that the maximum impact coefficient of main span should be used to design this type of bridge.

Key words: Ganjiang bridge in Fushan; large span; corrugated steel web; vehicle-bridge coupling; dynamic impact coefficient