

文章编号: 1002-0268 (2007) 12-0054-06

钢管混凝土拱桥车振性能分析

孙 潮, 吴庆雄, 陈宝春

(福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350002)

摘要: 从结构基频、车辆荷载冲击系数和舒适性等方面对钢管混凝土拱桥的车振性能进行分析。应用统计分析方法研究表明, 钢管混凝土拱桥的面内基频约为钢拱桥的 1.33 倍, 同时给出了面内基频的简化计算公式。收集了多座钢管混凝土拱桥的实测冲击系数, 与现行各国规范进行了比较分析, 并通过对实测数据的回归分析, 得出钢管混凝土拱桥冲击系数的简化计算公式, 可供钢管混凝土拱桥初步设计时冲击系数估算应用。最后对钢管混凝土拱桥的舒适性评价指标进行了探讨, 振动速度和振动加速度等动力参数可以较好地反应出钢管混凝土拱桥在汽车荷载通过时的振动情况与振感。

关键词: 桥梁工程; 钢管混凝土; 拱桥; 基频; 冲击系数; 舒适性

中图分类号: TU528.59; U448.22

文献标识码: A

Analysis on Dynamic Behavior of Concrete Filled Steel Tubular Arch Bridge under Vehicle Moving Loads

SUN Chao, WU Qing-xiong, CHEN Bao-chun

(School of Civil Engineering, Fuzhou University, Fujian Fuzhou 350002, China)

Abstract: Dynamic behaviors of concrete filled steel tubular (CFST) arch bridges under vehicle moving loads is analyzed from their fundamental frequency, impact coefficient and vibration comfort. The fundamental frequency of CFST arch bridge is about 1.33 times of steel arch bridge and the formula to calculate the fundamental frequency is obtained by statistical method. Test impact coefficients of several CFST arch bridges are investigated and compared with different codes abroad, and a simplified formula to estimate it is presented by regress analyses, which can be used in preliminary plan. Finally the evaluation index of vibration comfortability of CFST arch bridge is discussed, and vibration speed and acceleration show that the dynamic behavior of CFST arch bridge is well under vehicle moving loads.

Key words: bridge engineering; concrete filled steel tubular; arch bridge; fundamental frequency; impact coefficient; comfortability

钢管混凝土拱桥近 10 几年来在我国应用很多。大量工程实践表明, 这类桥梁的车桥共振问题较之钢筋混凝土拱桥突出。对钢管混凝土拱桥的车振的分析方法和一些具体桥梁的车振问题已开展了一些研究^[1], 然而这些研究还是初步的, 未能形成可供工程直接应用的计算方法和公式^[2]。结构基频、车辆荷载冲击系数和舒适性等是反映桥梁在移动车辆荷载作用下动力性能的几个主要指标和设计计算方面需要考虑的问题, 本文通过收集大量的资料, 以统计分析为主要手段, 给出了钢管混凝土拱桥得出面内基频和冲击系数的简化计算公式, 并对行车舒适性评价指标进行

了讨论。

1 钢管混凝土拱桥的面内基频简化计算

本文新收集了一些桥例补充到文献 [3] 的桥例中, 以总共 30 座桥例对钢管混凝土拱桥的面内自振基频进行了分析。分析可知, 30 座桥例面内基频范围为 0.43 ~ 4.05 Hz; 面内基频受跨径影响很大, 跨径越大基频越低; 其次是结构形式, 下承式刚架系杆拱的基频最低, 中承式次之, 上承式最大。

在实际工程的简化计算中, 通常只考虑跨径对基频的影响进行基频的估算。日本《道路桥抗风设计便

收稿日期: 2006-09-18

基金项目: 福建省教育厅科技项目基金资助 (JB04006)

作者简介: 孙潮 (1970 -), 男, 福建福州人, 副教授, 博士研究生, 研究方向为大跨度及组合桥梁. (sunchao@fzu.edu.cn)

览》规定的钢拱桥的面内 1 阶基频的近似计算公式为

$$f = 100/L,$$

(1)

式中, f 为面内 1 阶基频; L 为跨径。

为简化分析, 本文也只考虑跨径对基频的影响, 将 30 座桥例的二者关系示于图 1 中, 以 ▲表示; 公式 (1) 的曲线以虚线表示。显然, 公式 (1) 计算的面内基频偏低。

为此, 参考式 (1) 对所收集到的数据进行回归, 得出钢管混凝土拱桥的面内 1 阶基频的近似计算公式, 即

$$f = 133/L,$$

(2)

式中, 各符号意义同上。

式 (2) 的曲线在图 1 中用实线表示。显然, 钢管混凝土拱桥的面内基频比钢拱桥大, 从式 (1) 和 (2) 比较可知, 它大约为钢拱桥的 1.33 倍。

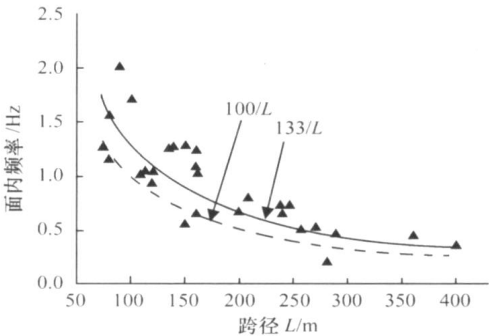


图 1 钢管混凝土拱桥的面内基频

Fig. 1 Fundamental frequency in plane of CFST arch bridge

2 冲击系数分析

汽车对桥梁的动力影响机理复杂, 理论分析比较困难, 目前主要通过有限元数值计算和实测了解车辆按不同速度匀速行驶和刹车制动时, 桥梁的动挠度(振幅)和动应变, 并与静载作用下的挠度和应变值相比, 求得冲击系数。通过有限元分析, 讨论车辆速度、加载车辆数、横向加载位置及拱桥各主要部件刚度等不同参数对桥梁的振动和冲击系数的影响。由于实际行车条件的复杂性、多样性和随机性, 所测数据也呈现出一定的随机性, 因此应用概率、统计的数学方法是冲击系数分析的主要手段。

本文收集到了 12 座钢管混凝土拱桥的实测冲击系数, 跨径范围为 51 ~ 360 m, 面内基频范围为 0.43 ~ 4.05 Hz, 见表 1。

目前没有关于钢管混凝土拱桥的设计规范, 其冲击系数的计算无据可依。将一些规范和科研所提出的桥梁冲击系数列于图 2 中, 并将钢管混凝土拱桥冲击

表 1 钢管混凝土拱桥实测频率和冲击系数
Tab. 1 Fundamental frequency and impact coefficient
of CFST arch bridge

桥名	跨径/m	形式	频率/Hz	冲击系数 μ
福鼎市新桐山桥	75(主拱)	下承式	1.72	0.270
福鼎市新桐山桥	51(边拱)	下承式	2.66	0.190
安溪县铭选大桥	90	中承式	2.62	0.421
九畹溪大桥	160	上承式	0.637	0.084
公伯峡黄河大桥	128	中承式	1.033	0.160
青龙场立交桥	132	下承式	1.03	0.140
朝阳市东大桥	180	中承式	1.08	0.173
西塘大桥	72	下承式	1.677	0.012
松原市世纪彩虹桥	65 + 85 + 65	三跨中承式	1.95	0.091
石潭溪大桥	136	中承式	0.898	0.160
新金钢桥	101	中承式	4.05	0.260
乌江二桥	140	中承式	0.742	0.089
丫髻沙大桥	360	中承式	0.43	0.100

系数的实测值用“o”标于图中。从图 2 中可见, 实测的冲击系数离散性较大, 但总的趋势是随着频率的增加而提高。为减小冲击系数, 从结构的角度而言, 除了提高拱肋的刚度外, 要提高桥道系的竖向刚度、整体性以及桥道系与拱肋的联合作用。

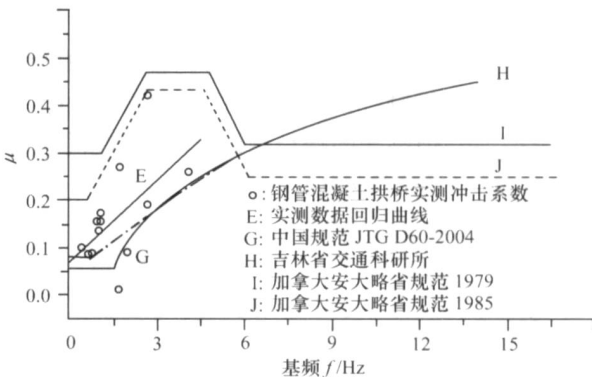


图 2 冲击系数比较图

Fig. 2 Impact coefficient comparison

从图 2 中可见, 实测的冲击系数均低于加拿大安大略省规范(1979, 1985)^[4]。同时, 钢管混凝土拱桥的冲击系数基本高于中国规范 JTG D60-2004 和吉林省交通科学研究所的研究结果, 分析认为主要原因有两个。

其一, 吉林省交通科学研究所利用动态测试系统经 12 h 连续观测, 对 7 座从跨径 6 m 的钢筋混凝土矩形板桥到跨径 45 m 的预应力混凝土箱梁桥, 在不同初始条件下的实测值中, 收集了 6 600 多个具有一定代表性的冲击系数样本。经统计参数的估计和概率分布的优度拟合检验, 表明各种桥梁汽车荷载冲击系数均不拒绝极值 I 型分布。取保证率 95 % 的数值作为公路桥梁的冲击系数, 通过回归分析, 得到冲击系数与桥梁结构基频之间的关系曲线, 即图 2 中的 G 曲线。对 G

曲线经适当修正后,得到JTGD60-2004规范的公式,即图2中的H曲线。因此,无论是G曲线还是H曲线,它们都是从6~45 m的钢筋混凝土桥实测值回归而来的,采样桥的频率较高,而钢管混凝土拱桥属于柔性桥梁,其频率相对较低,因此这两条冲击系数曲线并不适用于钢管混凝土拱桥。

其二,钢管混凝土拱桥中中下承式较多,其桥道系多为柔性吊杆悬吊的简单桥面系,纵铺的桥面板与横梁之间为简单的支承联结,桥面的动力性能差,需通过加强结构的整体性来提高稳定性和动力性能。在车辆通过桥梁的过程中,可以很明显地感觉到桥面的振动。而钢筋混凝土及预应力钢筋混凝土梁桥的桥面整体性较好。

对钢管混凝土拱桥冲击系数的实测数据采用最小二乘法回归得

$$\mu = 0.05736f + 0.0748, \quad (3)$$

式中, f 为钢管混凝土拱桥的1阶竖向频率。

图2中E曲线即为回归后的曲线,高于现行规范的值。结合公式(2)和(3)可得冲击系数与跨径的关系,见公式(4)。规范JTJ021-89规定的钢拱桥的冲击系数是以跨径表示的,与公式(4)的比较见图3。可见钢管混凝土拱桥的冲击系数与钢拱桥冲击系数随跨径变化规律一致,但高于同跨径钢拱桥的冲击系数。

$$\mu = 7.63/L + 0.0748. \quad (4)$$

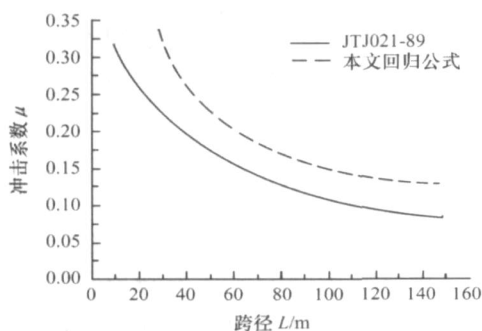


图3 与钢拱桥的冲击系数比较

Fig. 3 Impact coefficient compared with that of steel arch bridge

公式(3)、(4)可供钢管混凝土拱桥初步设计时冲击系数估算应用,设计计算时应以实际计算结果采用。这两个公式的完善有待今后样本数量的增多和参数分析结果的应用。

3 舒适度评价

3.1 舒适度评价指标

最初人们采用限制桥梁挠度来避免高速行驶时产

生振动颠簸和冲击,以保证行车舒适度和减少振动损害^[5]。随着研究的不断深入,人们发现用活载挠度限值并不能有效地控制桥梁结构的振动。从人体对振动的反应来看,它主要受到振动频率、振幅、振动速度和振动加速度的影响,尤其是振动加速度对人的舒适性感觉影响最大^[6]。在桥梁舒适度评价的指标中,采用的参数除静力挠度外,目前更多的是采用振幅、速度、加速度和频率等动力参数^[7~10]。下面集中介绍常见的6种振动舒适度评定指标,前4种振动舒适度评定指标用于铁路桥梁,后2种常用于公路桥梁。

3.1.1 斯佩林(Sperling)指标 W_z

德国的 Helberg 和 Sperling 在 1941 年为了获得铁路车辆的舒适度标准,对 25 名研究人员进行了 2~10 min 的振动台试验以评价舒适度。根据试验结果给出平稳性指标 W_z 的公式, Sperling 在其后的研究引进有关频率修正项 $F(f)$,提高了精度,同时将垂向振动和横向振动分开。这就是为铁路工作者所熟知的 Sperling 公式^[7],目前包括我国在内许多国家仍在采用。

3.1.2 狄克曼(Diekmann)指标

采用狄克曼指标 K 辨别人体对结构物振动具有良好的感觉界限, K 的计算公式及评定标准见表 2 和表 3^[7]。表 2 中 D 为振幅,单位为 mm; f 为频率,单位为 Hz。

表 2 狄克曼指标 K 计算公式

Tab. 2 Formula of Diekmann index

振动方向	K 计算公式
横向振动	当 $f < 2$ Hz 时, $K = 2Df^2$
	当 $2 \text{ Hz} \leq f \leq 25$ Hz 时, $K = 4Df$
	当 $f > 25$ Hz 时, $K = 100D$
竖向振动	当 $f < 5$ Hz 时, $K = Df^2$
	当 $5 \text{ Hz} \leq f \leq 40$ Hz 时, $K = Df$
	当 $f > 40$ Hz 时, $K = 200D$

表 3 狄克曼指标 K 评定标准

Tab. 3 Evaluation criteria of Diekmann index

K	人体对振动敏感度区域
0.1	能感觉振动的下限
1.0	能忍受任意长时间的振动
10.0	能忍受短期振动
100.0	一般人对振动过分疲劳的上限

3.1.3 Janeway 限度

美国的 R. N. Janeway 在 1948 年借助许多研究者积累资料作线性近似拟合,对车辆(特别是汽车)的垂向振动提出来舒适度标准,其优点是简单和易于理解。其表示如下^[7]:

$$J = \begin{cases} (1/6) af^3, & f = 1 \sim 6 \text{ Hz}, \\ af^2, & f = 6 \sim 20 \text{ Hz}, \\ 20 af, & f = 20 \sim 60 \text{ Hz}. \end{cases} \quad (5)$$

(1) 低频范围 (1 ~ 6 Hz): 单位时间的加速度变化为常数, 即不变。限值为 12.2 m/s^3 (1.24 g/s)。

(2) 中频范围 (6 ~ 20 Hz): 加速度不变。极限值为 0.33 m/s^3 (0.033 g/s)。

(3) 高频范围 (20 ~ 60 Hz): 速度不变。振动感觉与振动速度成比例, 限值为 2.66 mm/s 。

3.1.4 ERRI B153 的舒适度标准

ISO2631 标准 (1978) 颁布以后, 对铁路舒适度评定产生了重要影响。在铁路能否使用 ISO2631 标准 (1978) 成为各国铁路讨论研究的课题。在 1979 年 ERRI 设立了 B153 专题, 专门研究 “ISO2631 标准在铁道车辆上的应用” 问题。

经过长达 10 年的研究, 1988 年 ERRI B153 提出了 UIC 标准草案 “铁道车辆振动舒适度评定指南”, 经过审议 1994 年 UIC 正式以 UIC513 编号颁布实行。舒适度公式分为只在地板面测量的简化方法公式、在座椅和地板面同时测量的坐姿舒适完整方法公式、只在地板测量的站姿舒适度完整方法公式等 3 种。

B153 的工作结果得到国际标准化委员会 ISO 的充分重视, 并成为相应的 ISO 的 3 个标准草案的基础^[7]。

3.1.5 加拿大安略省桥梁规范的控制指标

加拿大安略省桥梁规范 (OHBD) (1992)^[8] 采用了以静力挠度和竖向 1 阶振动频率为参数对桥梁的振动进行控制, 认为这样可以避免在设计过程中进行动力响应的计算, 从而简化设计并达到满足舒适性的要求。规范根据桥上行人多少将桥梁分成桥上大量行人 (级标准)、桥上有少量行人 (级标准) 和桥上不走行人 (级标准) 3 类设置桥梁的挠度限值, 如图 4 所示。图中挠度为荷载作用下的最大静力挠度, 频率为竖向 1 阶频率的换算频率, 换算频率见公式 (6)。

$$\begin{cases} f_{\text{obc}} = f_{\text{cal}}, & f_{\text{cal}} \leq 2, \\ f_{\text{obc}} = 0.95f_{\text{cal}} + 0.072, & f_{\text{cal}} > 2, \end{cases} \quad (6)$$

式中, f_{obc} 为换算频率; f_{cal} 为计算频率, 该规范 1995 版本^[9] 采用的则是以完全动力特性为参数的评价体系, 提出了不同自振频率下桥梁的容许加速度曲线, 见图 5。桥梁设计者可以根据桥梁的用途选择不同的标准。

3.1.6 振动感觉指标 VG

日本小堀为雄和梶川康男^[10] 对公路桥梁的振动做了大量的试验, 认为振动对人体的影响, 取决于人体自身的心理反应, 提出了根据桥梁最大响应速度计算得出的振动感觉指标对公路桥梁的舒适度进行分级

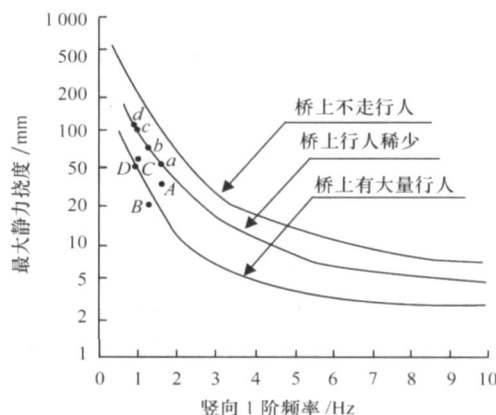


图 4 挠度限值 [OHBD (1992)]

Fig. 4 Allowable deflection [OHBD (1992)]

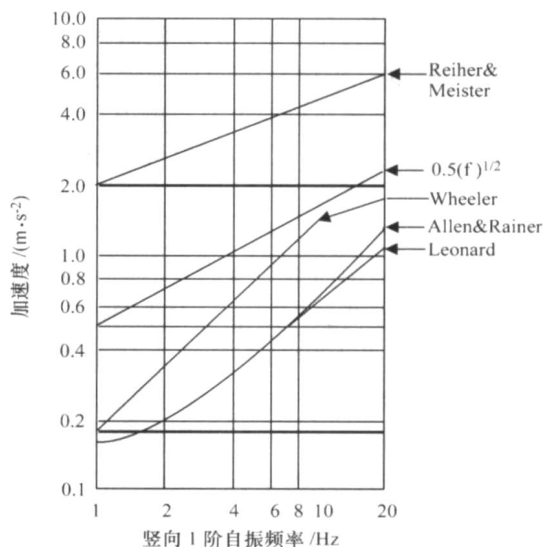


图 5 加速度容许曲线 [OHBD (1995)]

Fig. 5 Allowable curve of acceleration [OHBD (1995)]

的评价体系。振动感觉指标计算如下:

$$S = V_{\text{max}} / \sqrt{2}, \quad (7)$$

$$VGL = 20 \log_{10} (S/S_0), \quad (8)$$

式中, S 为振动刺激; VGL 为振动水平大小; $S_0 = 1.4 \times 10^{-2}$ 。

根据不同的 VGL , 按照式 (9) 可计算求得振动感觉指标 VG :

$$\begin{cases} \log_{10} VG = 0.05 (VGL - 40) & (\text{当 } VGL \leq 40 \text{ dB}), \\ \log_{10} VG = 0.03 (VGL - 40) & (\text{当 } VGL \geq 40 \text{ dB}). \end{cases} \quad (9)$$

桥上行人的舒适度与振动大小 VG 标准值之间的关系列于表 4。

3.2 桥例分析

以 3 座不同结构的钢管混凝土拱桥为典型桥例对舒适度评价的问题进行了讨论。这 3 座桥例分别为福

表4 行人舒适度与VG标准值

Tab. 4 Vibration comfortability of pedestrian and standard value of VG

舒适度等级	分类	VG
1	轻微地感觉到振动	0.32
2	明确地感觉到振动	0.61
3	稍微难走	1.12
4	极其难走	1.48

鼎新桐山大桥^[11]、闽清石潭溪大桥^[12]和郑州黄河二桥主桥^[13]。其中新桐山大桥为三跨下承式刚架系杆拱，主孔跨径为75 m，拱肋截面为哑铃形，设计荷载为城-B；石潭溪大桥为一孔有推力中承式结构，跨径为136 m，拱肋截面为桁式，设计荷载为汽-20；郑州黄河公路二桥主桥为10孔刚性系杆刚性拱梁拱组合结构，每孔跨径为100 m，拱肋截面为哑铃形，设计荷载为汽-超20。根据实桥的现场感觉，在正常车辆行驶过程中，人站在桥面上，新桐山大桥和郑州黄河二桥能感到轻微振动，而石潭溪大桥能感觉到明显的振动。

从表5中可以看出，由于郑州黄河公路二桥主桥为拱梁组合结构，桥面系为整体肋板式，其上部结构整体刚度较大，在荷载作用下，挠曲变形为跨径的1/5 025远小于新桐山大桥和石潭溪大桥的 $L/2\ 600$ 左右。3座桥例的挠度值均远远小于JTJ022-85和JTJ023-85规定的 $L/1\ 000$ 和 $L/800$ 的变形值的要求。大量工程实践表明，国内已建的钢管混凝土拱桥设计中计算挠度值一般均小于JTJ022-85和JTJ023-85的限制值^[14~16]。从表5可见，新桐山大桥和石潭溪大桥的挠度与跨径比值相近，没有反映出现场的车辆振动感觉明显不同的实际情况，因此用相对挠度值无法对行车舒适度进行判别。

表5 桥例有限元计算结果

Tab. 5 The result of calculation by FE analysis

桥名	挠度/mm		Δ/L	竖向1阶自振 频率/Hz
	$L/4$	$3L/4$		
新桐山大桥	-20.1	8.2	1/266.9	1.68
石潭溪大桥	-32.2	20.5	1/258.0	1.048
郑州黄河二桥	-14.3	5.6	1/502.5	1.394

加拿大安略省桥梁规范(OHBD C)(1992)^[8]采用了以静力挠度和竖向1阶振动频率为参数对桥梁的振动进行控制，见图4。图中A、B、C三点分别为新桐山大桥、石潭溪大桥、郑州黄河公路二桥主桥挠度 Δ 值和自振频率在图中对应的点，a、b、c三点表示3座桥例自振频率对应于Ⅱ级标准的容许挠度。从图中可以看出，3座桥例的挠度计算值 Δ 都远远小于Ⅱ级

标准(桥上少量行人)的容许挠度，其中新桐山大桥和石潭溪大桥的挠度计算值约为容许挠度的一半，郑州黄河二桥约为挠度限值的1/3。用这一方法所得的结果与前述采用规范JTJ022-85和JTJ023-85的分析结果基本相同，仍然无法对行车舒适度进行判别与区分。

采用OHBD C(1995)^[9]中加速限值 $[a] = 0.5f^{1/2}$ 的标准，以计算的加速度响应峰值除以容许加速度值为纵坐标，车辆活载不同速度为横坐标，图6给出了3座桥例加速度响应峰值的计算结果。从图6可见，3座桥梁在相同车辆与速度作用下，加速度响应峰值均小于容许值，从大到小的排列顺序为石潭溪大桥、新桐山大桥和郑州黄河二桥主桥。从图6还可以看出，桥梁振动加速度峰值随着汽车行驶速度的增大呈上升的趋势。当汽车速度为70 km/h时，3座桥梁的振动加速度响应峰值达到最大，石潭溪大桥为容许加速度的42.4%，新桐山大桥为15.7%，而郑州黄河公路二桥主桥仅为9.5%。显然，郑州黄河公路二桥主桥为刚性系梁刚性拱，其上部结构整体性最好，因此其振动响应峰值最小，舒适性最好。新桐山大桥舒适性次之，而石潭溪大桥的舒适性较差。由此可见，OHBD C(1995)加速限值评价与3座钢管混凝土拱桥的实地车振感觉相吻合，用这一方法能较好地判别这3座钢管混凝土拱桥的行车舒适性。

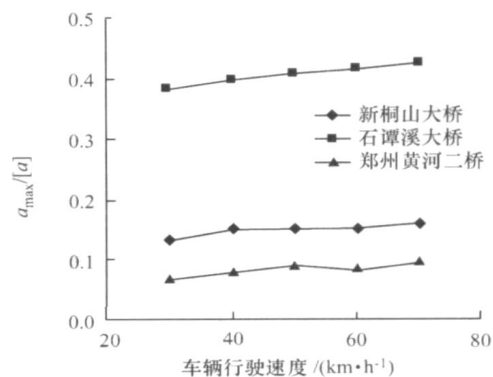


图6 加速度响应峰值

Fig. 6 Peak value of acceleration response

根据小堀为雄和梶川康男提出的振动感觉指标^[10]，采用振动速度对桥例的计算结果进行比较结果见图7。图7中振动感觉指标的计算结果与上述加速度响应峰值的计算结果规律相同。3座桥例振动感觉指标均未达到极其难走的程序，从大到小的排列顺序也是石潭溪大桥、新桐山大桥和郑州黄河二桥主桥；每座桥的振动感觉指标也是随车辆行驶速度的加快而增大。在各级荷载移动速度下，郑州黄河二桥主

桥的振动感觉指标始终小于 0.32, 处于没有振动和轻微感觉到振动之间。新桐山大桥在汽车速度小于 60 km/h 时, 其振动感觉指标处于没有振动和轻微感觉到振动之间, 而当汽车行车速度达到 70 km/h 时, 则振动感觉指标为 0.39, 跳到轻微感觉到振动和明确感觉到振动之间。而石潭溪大桥在汽车速度仅大于 30 km/h 时, 其振动感觉指标就已处于明确感觉到振动和稍微难走之间。这与采用 OHBDC 容许加速度评价的结果基本一致, 同时也与 3 座实桥的现场感觉相吻合。

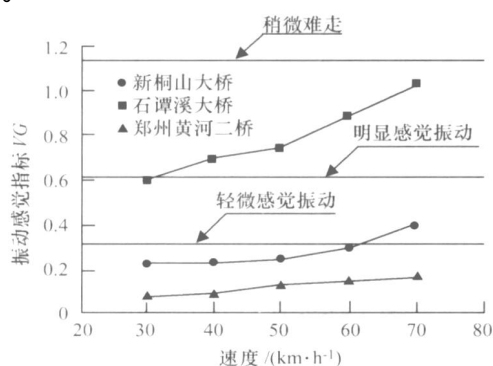


图 7 振动感觉指标

Fig. 7 Feeling index for vibration

4 结论

(1) 统计分析表明, 钢管混凝土拱桥的面内基频约为钢拱桥的 1.33 倍。本文由收集到的数据回归出钢管混凝土拱桥面内 1 阶基频的近似计算公式可供工程参考。

(2) 实测钢管混凝土拱桥的冲击系数在 1.012 ~ 1.421 之间, 基本高于现行规范规定值。本文根据实测数据的回归公式可供钢管混凝土拱桥初步设计时冲击系数估算应用。

(3) 国内在设计钢管混凝土拱桥时多进行了挠度限值验算。本文进行的 3 个桥例分析, 表明挠度值并不能有效地反映桥梁结构在活载作用下的实际振动和振感, 因此挠度限值丧失了控制振动的意义。另一方面, 钢管混凝土拱桥计算挠度值一般均远小于旧规范 JTJ 022-85 和 JTJ 023-85 的限制值, 因此, 挠度限值也

不控制设计。振动速度和振动加速度等动力参数可以较好地反应出钢管混凝土拱桥在汽车荷载通过时的振动情况与振感。因此, 本文建议在规范制订中, 引入振动加速度响应峰值或振动感觉指标等来评价和控制钢管混凝土拱桥的振动。

参考文献:

- [1] 张宏斌, 宋广君, 张哲, 等. 模态分离法在拱桥动载试验中的应用 [J]. 公路交通科技, 2005, 22 (1): 66 - 68.
- [2] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥计算理论研究进展 [J]. 土木工程学报, 2003, 36 (12): 47 - 57.
- [3] 陈水盛, 陈宝春. 钢管混凝土拱桥动力特性分析 [J]. 公路, 2001 (2): 10 - 14.
- [4] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动 [M]. 北京: 中国铁道出版社, 1992.
- [5] ASCE Structures Division. Deflection limit-ations of bridges, progress report of the committee on Deflection Limitations of Bridges of the Structural Division [R]. J. Struct. Div. ASCE, 1958.
- [6] SHAHABADI A. Bridge Vibration Studies. Joint Highway Research Project [R]. Purdue University & Indiana State Highway Commission, 1977.
- [7] 曾庆元, 郭向荣. 列车桥梁时变系统的振动分析理论与应用 [M]. 北京: 中国铁道出版社, 1999.
- [8] Ministry of Transportation (1992), Ontario highway bridge design code [S].
- [9] Ministry of Transportation. (1995), Ontario highway bridge design code commentary and march 1995 update [S].
- [10] KOBORI T, KAJIKAWA Y. Ergonomic evaluation methods for bridge vibrations [J]. Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, JSCE, 1974, 230: 23 - 31.
- [11] 杨亚林, 陈宝春. 新桐山大桥静载试验分析 [J]. 福建建筑, 2006 (1): 129 - 135.
- [12] 欧智菁, 陈宝春. 钢管砼桁拱静力性能分析 [J]. 福州大学学报, 2000 (1): 62 - 67.
- [13] 孙潮, 陈宝春, 张伟中, 等. 钢管混凝土系杆拱桥空间效应分析 [J]. 福建工程学院学报, 2004 (1): 17 - 22.
- [14] 张德生, 李远瑛, 刘洋. 钢管混凝土拱桥静载试验与有限元分析 [J]. 混凝土, 2005 (8): 64 - 66.
- [15] 彭桂瀚, 陈宝春. 东莞大汾北水道钢管混凝土拱桥受力分析 [J]. 福建建筑, 2003 (4): 36 - 38.
- [16] 李万恒, 张劲泉, 何玉珊. 丫髻沙大桥主桥荷载试验与评价 [J]. 铁道标准设计, 2001 (6): 40 - 42.