

文章编号:1674-2974(2016)11-0026-07

钢桥面疲劳细节的车辆动力冲击响应研究^{*}

张龙威¹, 赵 华^{1†}, 邵旭东¹

(湖南大学 风工程与桥梁工程湖南省重点实验室, 湖南 长沙 410082)

摘要:选取佛陈新桥(三跨变截面连续钢箱梁桥)为研究对象,以35t标定三轴车进行跑车试验,结合有限元计算,对正交异性钢桥面疲劳细节的车桥动力性能展开研究.首先,将试验结果进行滤波处理,过滤掉噪声信号;然后,采用雨流法提取各个测点的应变幅值和循环次数;最后,按不同的疲劳细节计算出相应的冲击系数,并进行分析.研究发现:徐行与常速工况下,钢桥面均出现明显的车桥耦合现象.由于各疲劳细节处的局部刚度与构造的差异,各疲劳细节测点车桥动力冲击响应各不相同.其中,面板、U肋与隔板测点的冲击系数分别为0.219,0.245和0.394,均大于我国《正交异性钢桥面系统设计与维护指南》和美国AASHTO规定的0.15.研究结果表明目前的设计规范低估了车辆对钢桥面的动力冲击响应.

关键词:正交异性钢桥面;跑车试验;车桥耦合;冲击系数

中图分类号:TU443.32

文献标识码:A

Vehicle-bridge Interaction Analysis of Orthotropic Steel Deck Bridge in Fatigue Details

ZHANG Long-wei¹, ZHAO Hua^{1†}, SHAO Xu-dong¹

(Key Laboratory for Wind and Bridge Engineering of Hunan Province, Hunan Univ, Changsha, Hunan 410082, China)

Abstract: This paper studied the vehicle dynamic performance of orthotropic steel deck (OSD) bridge at fatigue details, based on a series of field tests on a 35 t 3-axle calibrated tractor across Focheng New Bridge (a three-span continuous steel box-girder OSD bridge) as well as finite element analysis. The results of the field tests were first filtered to remove the noise signal. The strain range and cycle times of each strain gauge were then obtained by using rain flow method. The impact factors of fatigue details were eventually calculated. The research shows that in both the crawl case and general speed case, the OSD bridge has obvious vehicle-bridge coupling vibration. Due to the differences in local stiffness and geometric construction at each fatigue detail, the impact factors at each fatigue detail exhibit different values. For instance, the impact factors of steel deck, U-rib, and cut-out in diaphragm are 0.219, 0.245, and 0.394, respectively, which are all larger than 0.15 specified by “Orthotropic Steel Bridge Design and Maintenance Guide” and AASHTO specification. Therefore, the current vehicle design specification underestimates the vehicle dynamic response of the OSD bridges.

* 收稿日期:2015-12-14

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51178178), National Natural Science Foundation of China(51178178);湖南省自然科学基金重点资助项目(BJJ2019)

作者简介:张龙威(1988-),男,安徽界首人,湖南大学博士研究生

† 通讯联系人, E-mail: zhmit@hotmail.com

Key words: orthotropic steel deck; field test; vehicle-bridge interaction; impact factor

针对正交异性钢桥面体系普遍存在的疲劳开裂问题,各国的研究者展开了大量的实桥与足尺模型试验,由此得出钢桥易出现疲劳的细节,如图 1 所示.其中:疲劳细节①和②位于钢面板与 U 肋焊缝处,焊缝的疲劳寿命主要受荷载加载位置、面板厚度以及焊缝熔透程度等因素的影响.面板一侧的应力幅通常大于 U 肋一侧,更容易出现裂缝^[1-3].细节③和④位于弧形切口处,是正交异性钢桥面受力最复杂的部位,同时受到车辆荷载引起的横向弯矩、剪力产生的面内应力以及纵向弯矩产生的面外应力.此处的应力主要由面内应力控制,主要受与之相邻的两个横隔板间距内荷载的影响,幅值与弧形缺口的尺寸、形状密切相关^[4-7].细节⑤为 U 肋对接处的裂缝,是由外荷载产生的纵向弯矩引起的,焊缝强度主要由对接焊缝的工艺决定^[8].

除此之外,国内外学者还对钢桥面疲劳细节的动力响应展开了研究.国外以 Fisher 和 Connor 为代表最早研究车辆驶过桥面时各疲劳细节的时程应变响应,并提出新的远程监控系统,将传统的时程应变数据与图像记录整合,实现现场的实时监测^[9-10].国内专家也进行了一系列研究,铁科院的赵欣欣等对西堠门大桥进行了徐行试验,得到车辆低速状态下钢桥面板的应力大小、历程和分布规律^[11].东南大学李爱群等对润扬大桥进行实时疲劳效应监测,根据响应信号对疲劳细节进行可靠度评估^[12-14].

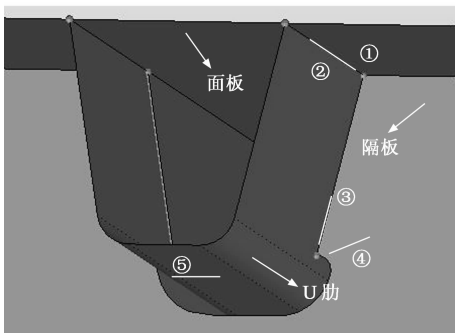


图 1 疲劳易开裂位置
Fig. 1 Fatigue crack details

然而,针对钢桥面车辆动力冲击系数的相关研究较少.传统的实时监测系统不能将动态应变信号与车辆轴重相对应,无法得到准确的评定车辆的冲击系数;虽然徐行试验得到的是标定车作用下的动

力响应,但车速太低,不能反映常速下的车辆动力冲击效应.此外,各国的钢桥设计规范对车辆荷载冲击系数的取值尚未形成统一认识.法国规范中钢桥冲击系数是以跨度为变量的函数,在 0 到 0.4 之间变化^[15];而我国的规范中尚无具体规定,仅在《正交异性钢桥面系统设计与维护指南》(后文简称《指南》)中建议冲击系数取 0.15^[16].若冲击系数取值不当,可能会造成钢桥面的疲劳应力被低估.因此,有必要进一步对钢桥面体系的冲击系数进行深入的研究.

本文以一座新建钢桥——佛陈新桥为研究对象,进行大量的跑车试验,得到各疲劳细节测点的动态应变信号,计算出相应的冲击系数,为正交异性钢桥面的设计提供依据.

1 佛陈新桥跑车试验

1.1 佛陈新桥概况

佛陈新桥位于广东佛山禅城区、顺德区交界处,主桥为三跨钢箱连续梁桥,总长 229.82 m(58.51 m+112.8 m+58.51 m),桥宽 15.75 m,单向三车道,设计荷载为公路—I 级,限速 40 km/h.主梁为正交异性钢桥面板的钢箱结构(图 2),采用双层(4 cm+4 cm)改性沥青 SMA-13 的钢桥面铺装形式,其设计参数如下:钢面板厚 16 mm;纵向 U 肋高 280 mm,上口宽 285 mm,下口宽 170 mm,厚 8 mm,横向间距 570 mm;横隔板厚 12 mm,纵向间距 2 500 mm.

1.2 试验介绍

根据试验目的和测试条件,一方面,考虑到试验现场的操作环境,试验区域选择在箱梁内室;另一方面,为尽量降低箱梁整体弯曲应力的影响,避开梁端受力相对复杂的区段.最终,试验纵断面定在主梁 1/4 节段,试验车作用在第二车道(图 2).

1.2.1 试验车

本次试验采用 35 t 三轴车加载,具体轴重信息如图 3 所示.该车两个后轴重分别为 14.2 t 和 15.61 t,与《公路桥涵设计通用规范》^[17]中的标准车后轴轴重 14 t 相近.另外,全车的整体尺寸和轴重分布与美国 AASHTO 规范中^[18]的 HS20 相近.因此,试验车被视为标准疲劳荷载,产生的车桥动力响应可以较真实地反映桥梁在运营过程中的受力情况.

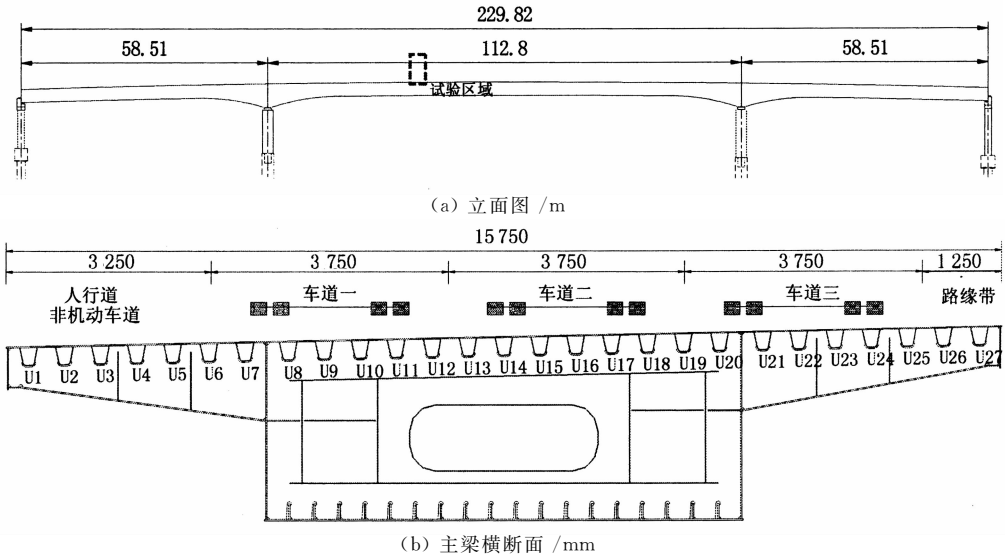


图 2 佛陈新桥

Fig. 2 Cross-section of the steel girder

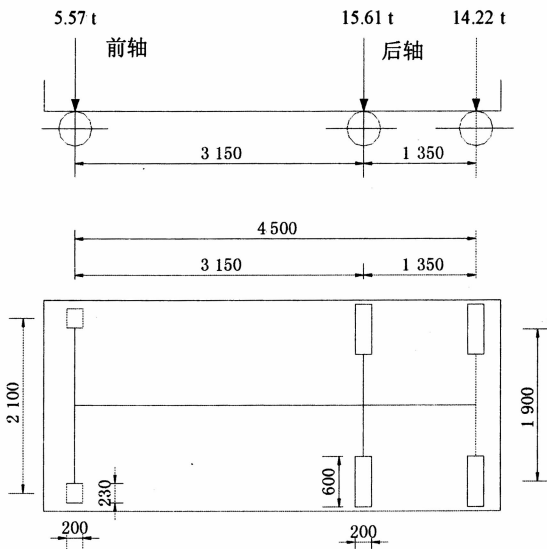


图 3 试验车 (mm)

Fig. 3 Characteristics of the calibrated truck

1.2.2 测点布置

从图 2 可知,标定车行驶在第二车道时,其左轮压在纵肋 U14 上,根据前文介绍的疲劳细节所在位置对 U14 进行布置测点,如图 4 所示.

图 4 中,A1-A7 和 B1-B7 为面板与 U 肋焊接以及 U 肋底部测点,分别位于两横隔板跨中和横隔板截面;B8-B13 为横隔板与 U 肋焊接以及弧形切口处测点.各测点的具体位置参照文献[19],能全面反映钢桥面各疲劳细节的受力状态.

1.2.3 试验工况

试验采用 35 t 的标定三轴车从佛陈新桥的第二车道驶过,获取疲劳细节各测点的动态应变响应.

按照标定车过桥的车速可以划分为如下 2 种工况:徐行工况和常速工况.其中,徐行工况表示标定车以低于 8 km/h 的车速驶过桥面,可以将车辆动力冲击效应的影响降低到最小,获取各测点的应变时间历程;常速工况表示标定车以 20~40 km/h 车速经过桥面,模拟桥梁在正常运营下的行车状态,测得各测点的车桥动力响应信号,用于研究钢桥面的车桥动力性能.

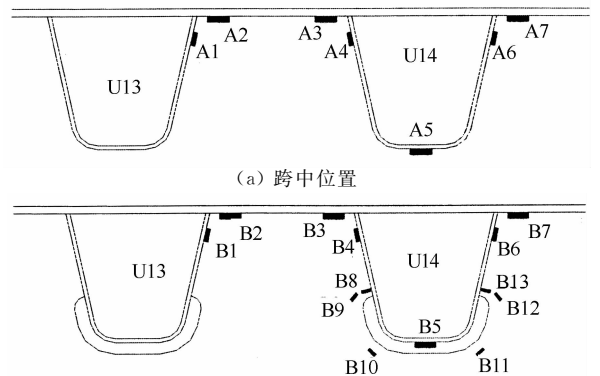


图 4 测点布置图

Fig. 4 Layout of strain gauges

在跑车试验过程中,由于标定车不能保证准确地从车道正中间驶过,每个工况下重复跑 10 次,并分别记录标定车经过测试截面的横向位置.

1.2.4 试验测试系统

试验中所用的应变计为日本 TML 公司生产的动态应变计和 DC-204 动态信号采集仪(图 5).应变采样频率为 1 000 Hz,原始数据采用 Matlab 中的滤波器进行信号处理,消除实测应变中的噪声干扰.试

验得到的时程应变按照雨流法统计应力循环次数及相应的应力幅值。

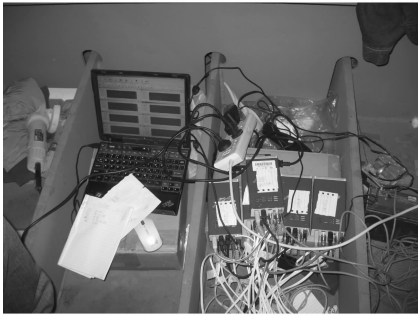
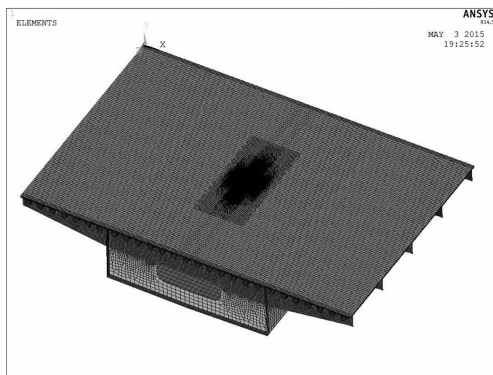


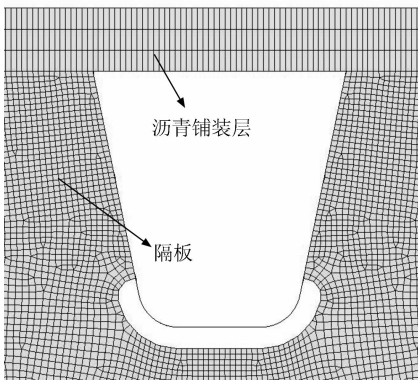
图 5 数据采集系统
Fig. 5 Data acquisition system

1.3 有限元模型

为尽可能反映佛陈新桥的实际受力特点,根据施工设计图,选用大型有限元软件 ANSYS 建立箱梁节段跑车工况的计算模型(图 6)。计算模型在顺桥向取 4 个横隔板间距,横桥向取全截面,钢板采用壳单元(shell63)模拟,不考虑焊缝,沥青铺装层采用实体单元(solid45)模拟。有限元网格在疲劳细节处进行加密,隔板和面板处的尺寸分别为 6 mm 和 8 mm(隔板和面板厚度的 0.5 倍)。模型假设铺装层为



(a) 整体模型



(b) 疲劳细节处网格

图 6 有限元模型
Fig. 6 Finite element model

完全连续的各向同性弹性体,钢桥面板与铺装层的连接处进行节点耦合以保证二者紧密接触。根据 Saint-Venant 原理,远端约束对受力关注区域的影响可忽略不计,为简化计算,对顺桥向两个端部的节点固结模拟边界条件。

模型计算时,采用均布力模拟车轮荷载,按实桥试验的横向加载位置,纵桥向以 100 mm 作为一个荷载步进行加载,驶入模型,得到各测点在不同车辆荷载纵向加载位置的应变。这里指出的是,该有限元模型经过实桥静力试验校订,因此,其计算出来的结果可作为静力值进行相应的分析。

2 试验结果分析

经过大量的跑车试验,并进行相应的有限元计算,得到各疲劳细节处在 35 t 标定车作用下的时程应变曲线。其中,有限元计算得到的时程应变的横坐标(时间: s)是依据车辆荷载的纵桥向加载位置和试验车驶过桥面的速度换算而来,因行车速度存在误差,时程应变的计算值与实测值的横坐标有细微的漂移。由于试验数据量较大,限于篇幅,笔者将只选取常速工况下的一趟跑车数据(标定车从车道正中间驶过测试截面),结合有限元计算结果,分别对各疲劳细节测点展开对比分析。

2.1 面板与 U 肋焊缝处测点

图 7 表示标定车以常速驶过钢桥面时面板与 U 肋焊缝面板一侧的测点 A7 的应变响应。由图可知: 1) 计算值与实测结果吻合良好,说明有限元模型能较真实反映实桥实际受力性能及边界条件。2) 每个车轴经过测点都会产生一个明显的峰值信号。这是由于面板应力主要受车轮局部效应影响,每个车轴经过面板都会产生一个很强的冲击,形成尖锐的峰值。3) 每个峰值信号的时程很短,说明面板的影响线短。4) 相比于后轴,质量较低的前轴的应变响应实测值明显大于计算值,说明质量较轻的前轴的动力冲击效应更明显。5) 实测值运用雨流法对应变历程计数,得到整个过程大于 $30 \mu\epsilon$ 的循环发生 3 次,应变幅分别为: $45 \mu\epsilon$, $69 \mu\epsilon$ 和 $100 \mu\epsilon$ 。

2.2 U 肋底部测点

图 8 表示两隔板之间和隔板截面的 U 肋底部测点 A5 和 B5 的时程应变曲线。由图可知: 1) 两测点具有明显的局部受力特点,隔板起到了明显的支撑作用, A5 位于跨中,受正弯矩作用产生拉应变,相反, B5 受支点负弯矩作用产生压应变。2) 每个车轴经过测点时都会产生一个向上的峰值。A5 和 B5 前轴应变峰值的实测值远大于计算值,和面板测点规

律相同,这表明 U 肋的局部刚度小,易与质量轻的车辆产生共振效应. 3) 两个后轴经过测试断面时的应变响应实测值略低计算值,但两者的应变幅值相近. 4) A5 的实测值曲线大于 $30 \mu\epsilon$ 的循环发生 3 次,幅值分别为 $72 \mu\epsilon$, $47 \mu\epsilon$ 和 $194 \mu\epsilon$;相应的 B5 发生 4 次,幅值分别为 $36 \mu\epsilon$, $59 \mu\epsilon$, $62 \mu\epsilon$, $45 \mu\epsilon$ 和 $110 \mu\epsilon$.

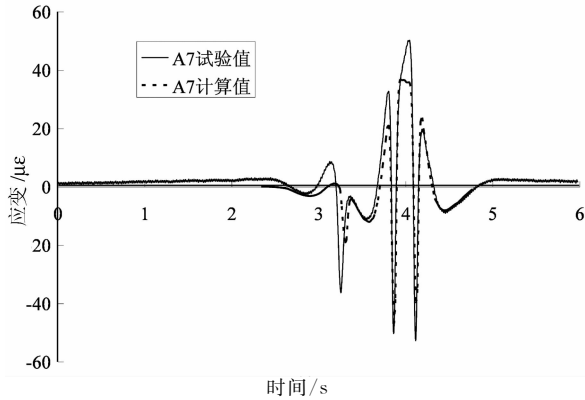
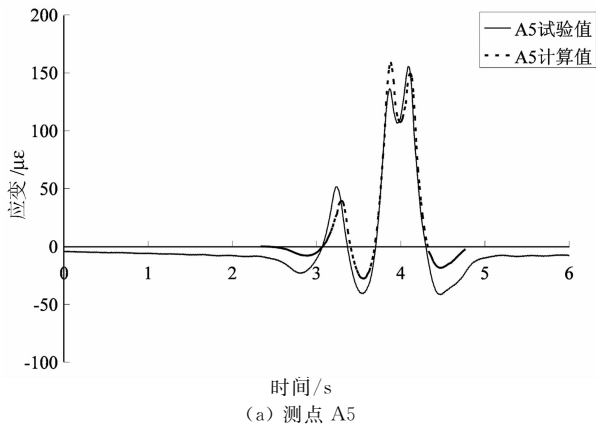
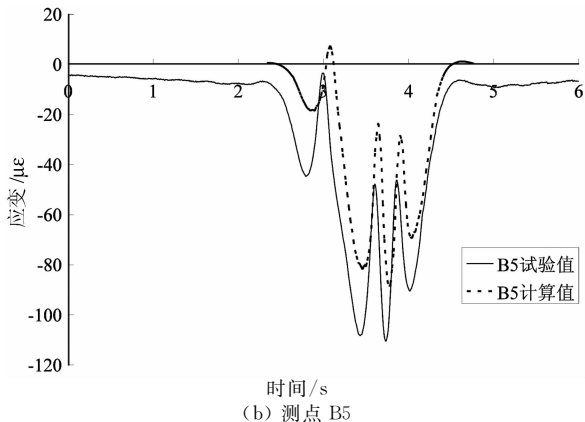


图 7 面板测点 A7 的应变历程
Fig. 7 Strains versus time response at strain sensor A7 in steel deck



(a) 测点 A5

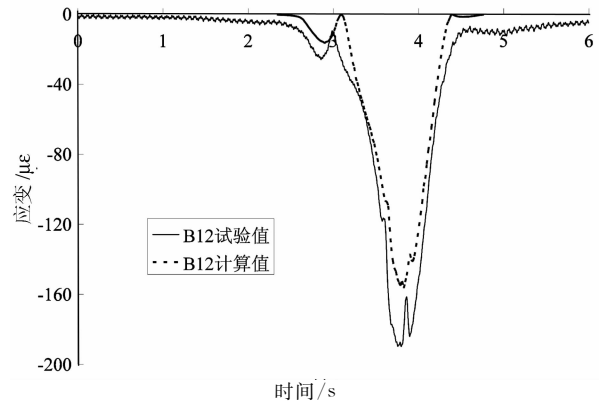


(b) 测点 B5

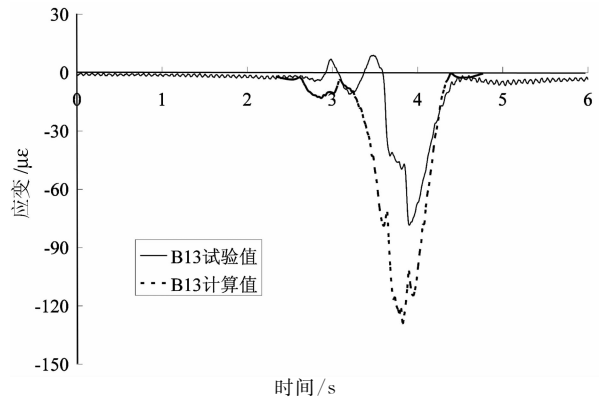
图 8 U 肋测点的应变历程
Fig. 8 Strains versus time response at strain sensor in U-rib

2.3 U 肋与隔板交叉焊接及弧形切口测点

图 9 表示 U 肋与隔板交叉焊接及弧形切口两个位置的时程应变曲线.



(a) 弧形切口测点 B12



(b) U 肋与隔板交叉焊接测点 B13

图 9 U 肋与隔板交叉焊接及弧形切口测点应变历程
Fig. 9 Strains versus time response at strain sensor in U-rib to web-cutout weld and web-cutout

由图 9 可知: 1) B12 和 B13 实测值曲线与理论计算值曲线的趋势相同. 2) 隔板的受力影响线比面板和 U 肋长,间距较小的两个后轴只产生一个应变峰值. 3) 当车辆驶离测点截面后, B12 和 B13 仍有很强的振动信号,说明隔板约束条件弱于面板和 U 肋,且局部刚度小. 4) B13 实测值小于计算值,这是因为此处的应变片没能固定在垂直于 U 肋外壁的方向,实测值非主应变所在方向,故小于主应变计算值. 5) B12 的车辆动力冲击效应明显,故实测值大于计算值. 6) 经过统计, B12 和 B13 大于 $30 \mu\epsilon$ 的应变循环都只有 1 次,分别为 $190 \mu\epsilon$ 和 $78 \mu\epsilon$.

此外,笔者将本次试验的结果与国外 Fisher 相关试验的测试结果进行对比后发现:虽然由于试验车和钢桥面参数存在差别,导致应变幅值存在差异,但各疲劳细节测点时程应变曲线的变化规律一致^[9],这从客观上说明本次试验结果真实可信.

3 冲击系数评定

由前文可知,钢桥面各疲劳细节处的动态应变响应曲线与静力计算值曲线的变化趋势相同,不同的疲劳细节在跑车作用下存在着车桥耦合现象.为了定量的描述车辆的动力冲击响应,各国规范通常采用冲击系数 I 对其进行评定^[20],计算公式如式(1)所示:

$$I = \frac{R_d - R_s}{R_s} \quad (1)$$

式中, R_d 和 R_s 分别代表车辆荷载作用下桥梁的动力、静力响应值(应变、挠度等).

本文采用应变计算冲击系数,动力、静力响应值分别选用跑车试验各疲劳细节测点的最大应变幅值和相对应的有限元计算值.考虑到面板和 U 肋底部的测点在标定车经过时,每个车轴都会产生明显一个应变峰值,若只考虑该测点的最大应变,将忽略另外两个车轴对疲劳寿命的影响,这可能会对车桥动力性能评估的准确性产生偏差.因此,笔者采用等效应变代替最大应变幅值计算面板和 U 肋底部测点的冲击系数.等效应变的计算公式如式(2)所示.所有的计算结果进行汇总,如表 1 所示.

$$S_{eq} = \sqrt{\frac{\sum S_i^m n_i}{\sum n_i}} \quad (2)$$

式中: n_i 表示第 i 个应力幅 S_i 的循环次数; m 为疲劳评估 S-N 曲线的斜率,取 3.

从表 1 中可知,1) 由于低应变幅值的影响,面板与 U 肋测点的等效应变幅均小于相应的最大应变幅值.2) 徐行工况下,各测点的应变幅值大于相应的静力计算值,有些测点(如:面板测点)冲击系数甚至大于常速下的冲击系数.这是由于试验标定车为年限较长的旧车,在低速作用下,自身的发动机振动强于常速状态下的振动,也能与钢桥面产生共振现象,与车轮直接接触的面板最为明显.徐行下的面板测点的冲击系数达到了 0.520,大于 U 肋底部和弧形切口处测点的冲击系数(0.121 和 0.382).3) 常速工况下,面板与 U 肋焊缝面板处测点的等效应变幅的冲击系数为 0.219,小于基于最大应变幅计算的 0.299;而 U 肋一测的测点则相反,基于等效应变幅计算的冲击系数为 0.300,略大于最大应变幅的 0.258.这说明相同测点在不同轮荷载作用下的车辆动力冲击响应的影响程度不同,采用等效应变幅可以较为全面地反映整个车辆对钢桥面动力性能的影响.

表 1 各疲劳细节测点的应变幅值及冲击系数
Tab. 1 Strain range and impact factor at each fatigue detail

疲劳细节	计算值 / $\mu\epsilon$	实测值/ $\mu\epsilon$		冲击系数	
		徐行	常速	徐行	常速
面板与 U 肋焊缝面板处	77(64)	119(89)	100(78)	0.520(0.391)	0.299(0.219)
面板与 U 肋焊缝 U 肋处	62(50)	87(71)	78(65)	0.403(0.420)	0.258(0.300)
U 肋对接焊缝	173(110)	194(136)	193(137)	0.121(0.236)	0.116(0.245)
U 肋与隔板焊缝*	150	99	96	-0.340	-0.360
隔板弧形切口	165	228	230	0.382	0.394

注:1. * 表示此处的应变计固定的方向有偏差,导致试验结果偏小,故不作深入分析.

2. () 中的值表示由等效应变幅计算得到的结果.

进一步对比计算结果发现:常速工况下,不同疲劳细节处的冲击系数各不相同,面板、U 肋中测点的冲击系数分别是 0.219 和 0.245;隔板弧形切口处的车辆动力冲击响应最大,冲击系数达到了 0.394.这表明面板与隔板的局部刚度小,其车辆动力冲击响应较 U 肋明显.此外,U 肋对接缝与隔板弧形切口测点动态应变幅值最大,分别为 $137\mu\epsilon$ 和 $230\mu\epsilon$,相对应的冲击系数均大于《指南》和美国 AASHTO 规定的 0.15,说明设计规范可能低估了车辆动力冲击响应.

4 结论

全文以佛陈新桥为研究对象,采用 35 t 标定三轴车进行大量的重复跑车试验,结合有限元计算结果,对钢桥面疲劳细节的车桥动力性能进行研究,得到如下结论:

1) 限于试验标定车自身的原因,徐行下的车桥耦合现象明显,与常速下钢桥面各测点的冲击系数相当,有些测点(如面板测点)的冲击系数甚至大于常速下相应的数据.

2) 从疲劳细节测点的时程应变曲线可以看出, 面板与U肋的受力影响线较短, 每个车轴经过测试断面时都会产生一个应变峰值; 相比之下, 在隔板处, 整个车辆只形成一个明显的应变峰值, 其应力幅值也是各测点中最大的。

3) 由于各疲劳细节处的局部刚度与构造的差异, 标定车常速驶过钢桥面时, 各疲劳细节测点出现不同程度的车桥耦合现象。其中, 隔板测点的冲击系数最大, 达到了0.394; U肋与面板焊缝面板上的测点冲击系数最小, 为0.219。

4) 通过试验计算得到, 面板、U肋与隔板测点的冲击系数均大于我国《指南》和美国AASHTO规定的0.15, 说明目前的设计规范有可能低估了车辆对钢桥面的动力冲击响应。

参考文献

- [1] XIAO Z G, YAMADA K, YA S, *et al.* Stress analyses and fatigue evaluation of rib-to-deck joints in steel orthotropic decks [J]. *International Journal of Fatigue*, 2008, 30(8): 1387-1397.
- [2] 宋永生, 丁幼亮, 王高新, 等. 正交异性钢桥面板疲劳性能的局部构造效应 [J]. *东南大学学报: 自然科学版*, 2013, 43(2): 403-408.
SONG Yong-sheng, DING You-liang, WANG Gao-xin, *et al.* Local structural effects for fatigue performance of steel orthotropic deck [J]. *Journal of Southeast University: Natural Science*. 2013, 43(2): 403-408. (In Chinese)
- [3] SIM H B, UANG C M. Stress analyses and parametric study on full-scale fatigue tests of rib-to-deck welded joints in steel orthotropic decks [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2012, 17(5): 765-773.
- [4] 王春生, 付炳宁, 张芹, 等. 正交异性钢桥面板足尺疲劳试验 [J]. *中国公路学报*, 2013, 26(2): 69-76.
WANG Chun-sheng, FU Bing-ning, ZHANG Qin, *et al.* Fatigue test on full-scale orthotropic steel bridge deck [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2013, 26(2): 69-76. (In Chinese)
- [5] 唐亮, 黄李骥, 刘高, 等. 正交异性钢桥面板足尺模型疲劳试验 [J]. *土木工程学报*, 2014, 47(3): 112-122.
TANG Liang, HUANG Li-ji, LIU Gao, *et al.* Fatigue experimental study of a full-scale steel orthotropic deck model [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2014, 47(3): 112-122. (In Chinese)
- [6] 李立峰, 张东波, 袁卓亚, 等. 正交异性钢桥面板中弧形缺口的受力分析 [J]. *公路交通科技*, 2012, 29(4): 55-61.
LI Li-feng, ZHANG Dong-bo, YUN Zhuo-ya, *et al.* Stress analysis of arc-shaped cutouts in steel orthotropic deck plates [J]. *Journal of Highway and Transportation Research and Development*, 2012, 29(4): 55-61. (In Chinese)
- [7] 祝志文, 钱六五. 基于有效缺口应力法的正交异性钢桥面板疲劳评价 [J]. *湖南大学学报: 自然科学版*, 2015, 42(9): 59-67.
ZHU Zhi-wen, QIAN Liu-wu. Fatigue assessment of orthotropic steel bridge deck based on the effective notch stress method [J]. *Journal of Hunan University: Natural Sciences*, 2015, 42(9): 59-67. (In Chinese)
- [8] SONG Y S, DING Y L. Influence of local geometric parameters on fatigue performance of orthotropic steel deck [J]. *Journal of Central South University*, 2014, 21: 2091-2099.
- [9] CONNOR R J, FISHER J W. Results of field measurements made on the prototype orthotropic deck on the bronx-whitestone bridge-New York city [R]. New York: Center for Advanced Technology for Large Structural Systems, Lehigh University, Bethlehem, Pa, USA, 2004.
- [10] CONNOR R J, FISHER J W. Field testing of orthotropic bridge decks [J]. *International Journal of Steel Structures*, 2005, 5(3): 225-231.
- [11] 赵欣欣, 刘晓光, 张玉玲. 西堠门大桥正交异性钢桥面板静载和徐行试验研究 [J]. *中国铁道科学*, 2010, 31(4): 40-45.
ZHAO Xin-xin, LIU Xiao-guang, ZHANG Yu-ling. Static load and crawl test study on the orthotropic steel deck of xihoumeng bridge [J]. *China Railway Science*, 2010, 31(4): 40-45. (In Chinese)
- [12] 邓扬, 丁幼亮, 李爱群, 等. 钢箱梁桥焊接细节的疲劳断裂可靠性分析 [J]. *工程力学*, 2012, 29(10): 122-128.
DENG Yang, DING You-liang, LI Ai-qun, *et al.* Fracture fatigue reliability of welded details in bridge steel box girders [J]. *Engineering Mechanics*, 2012, 29(10): 122-128. (In Chinese)
- [13] 郭彤, 李爱群. 基于长期监测数据的桥面板焊接细节疲劳寿命评估 [J]. *土木工程学报*, 2009, 42(6): 66-72.
GUO Tong, LI Ai-qun. Fatigue life assessment of welds in bridge deck using long term monitored data [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2009, 42(6): 66-72. (In Chinese)
- [14] WANG Y, LI Z, LI A. Combined use of SHMS and finite element strain data for assessing the fatigue reliability index of girder components in long-span cable-stayed bridge [J]. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 2010, 54(2): 127-136.
- [15] OCONNOR C, SHAW P. Bridge loads: an international perspective [M]. London and New York: CRC Press, 2002.
- [16] 中华人民共和国行业标准. 正交异性钢桥面系统的设计和养护指南(报批稿) [M]. 2010.
Industry standard of the People's Republic of China. Orthotropic Steel Bridge Design and Maintenance Guide [M]. 2010 (In Chinese)
- [17] JTG D60-2004 公路桥涵设计通用规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2004: 23-36.
JTG D60-2004 General code for design of highway bridge and culverts [S]. Beijing: China Communications Press, 2004: 23-36. (In Chinese)
- [18] AASHTO LRFD 2012 Bridge design specifications [S]. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012.
- [19] CONNOR R J, FISHER J W. Consistent approach to calculating stresses for fatigue design of welded rib-to-web connections in steel orthotropic bridge decks [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2006, 11(5): 517-525.
- [20] 殷新锋, 邓露. 随机车流作用下桥梁冲击系数分析 [J]. *湖南大学学报: 自然科学版*, 2015, 42(9): 68-75.
YIN Xin-feng, DENG Lu. Impact factor analysis of bridges under random traffic loads [J]. *Journal of Hunan University: Natural Sciences*, 2015, 42(9): 68-75. (In Chinese)