

# 新型双工字钢板组合梁结构冲击系数

王子浩<sup>1</sup>, 杨 洋<sup>2</sup>

(1. 浙江工业大学土木工程学院, 杭州 310014; 2. 安徽省交通控股集团有限公司, 合肥 230088)

**摘要:**以寿春淮河特大桥堤外引桥中跨径为  $4 \times 35$  m 的双工字钢-混凝土组合梁桥为例,采用动力有限元模型进行数值模拟。结果显示:钢梁的冲击系数随车速增加先升高后降低,在 60 km/h 达到最大值;而桥面板的冲击系数则随车速增加而持续上升,在 120 km/h 时超过规范局部冲击系数设计值的 91.67%;钢主梁和桥面板的冲击系数都会随着车辆重量的增加而降低。明确了冲击系数随车速和车重变化的具体趋势,揭示了现有桥梁设计规范在准确描述车辆荷载实际动力响应方面的局限性,强调了在桥梁设计和评估中考虑局部动力效应的重要性。

**关键词:** 钢板组合梁桥; 有限元模拟; 动载试验; 冲击系数; 参数分析

**中图分类号:** U441<sup>+</sup>.5 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-1807(2025)05-0100-08

随着公路交通运输需求的激增,新型钢板组合梁因其低成本、优良的受力性能<sup>[1]</sup>和高效的施工过程等众多优势,在中小跨径公路桥梁建设中被广泛应用<sup>[2]</sup>。然而,在桥梁结构日趋轻型化的同时,面对车辆交通的重载和高速度化趋势,车辆移动荷载引发的桥梁振动问题已成为桥梁领域研究的一个重点。特别是,由于路面不平整等因素,行驶的车辆会对桥梁产生动力放大效应,增大桥梁的结构动力响应,引发桥梁局部构件(如混凝土桥面板、吊杆、伸缩缝等)的损伤和疲劳,成为影响交通安全的重大隐患<sup>[3-5]</sup>。

在钢板组合梁桥的研究中,关于其静力性能<sup>[6-8]</sup>已经获得了众多学者的关注。这些研究主要集中在桥梁的各个部分及其组合结构上,尤其是在结构极限承载力等方面<sup>[9-14]</sup>。然而,针对这类桥梁的动力性能,特别是在日常运行中面临的各种动态荷载响应方面的研究相对较少。钢板组合梁桥由于自身重量轻,车辆尤其是重车经过时桥梁易产生大幅振动,可能造成桥梁结构损伤,严重影响行车安全与桥梁使用寿命。因此钢板组合梁桥不仅需满足静力性能方面的要求,还需进一步满足其动力性能方面的要求。

本文以寿春淮河特大桥堤外引桥为依托工程,首先对该双工字钢-混凝土板组合梁开展现场静力荷载试验;同时对案例桥梁采用 ABAQUS 建立有限元模型进行动力特性分析,并采用现场试验数据对数值模型进行修正;最后开展冲击系数影响因素

分析,研究车速、车重等参数<sup>[15]</sup>分别对钢板组合梁桥冲击系数的影响,并与《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)(以下简称 JTG D60—2015)<sup>[16]</sup>的冲击系数设计值进行比较。

## 1 工程概况

寿春淮河特大桥堤外引桥主要为一联四跨的双工字钢-混凝土组合连续梁桥<sup>[17-18]</sup>,引桥全长 11.265 km,分堤外、堤内两部分,堤外引桥跨径为 35 m,总长 10.625 km;堤内引桥跨径为 40 m,总长 0.64 km。本文以其中主要的跨径为  $4 \times 35$  m 的钢板组合梁桥为研究对象。桥面按双幅双向 4 车道高速公路的标准设计,采用高摩阻板式橡胶支座,行车时速 120 km/h(匝道桥为 60 km/h),荷载等级为公路 I 级。现场如图 1 所示, $4 \times 35$  m 跨径形式钢板组合梁桥示意图如图 2 所示。



图 1 寿春淮河特大桥堤外引桥现场

**收稿日期:** 2024-08-27

**基金项目:** 重载交通下曲线梁桥性能化抗倾覆设计理论基金(52278227)

**作者简介:** 王子浩(1999—),男,山东东营人,硕士研究生,研究方向为桥梁结构分析;杨洋(1990—),男,安徽合肥人,工程师,研究方向为公路建设和养护管理。

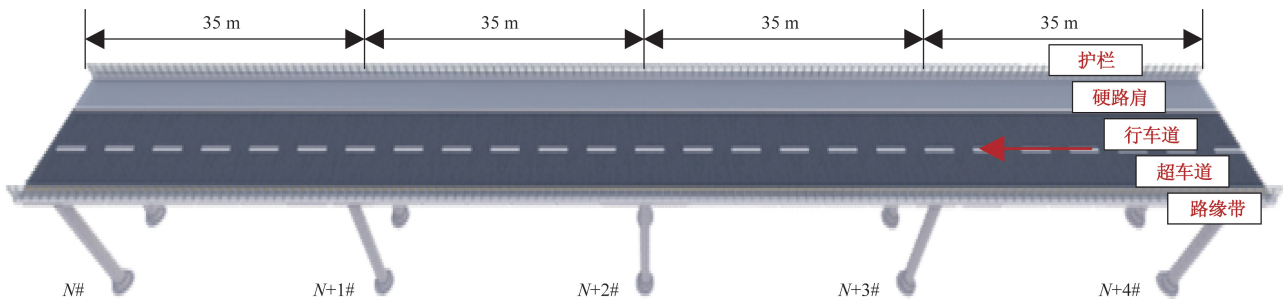


图2 4×35 m跨径形式的钢板组合梁桥示意图

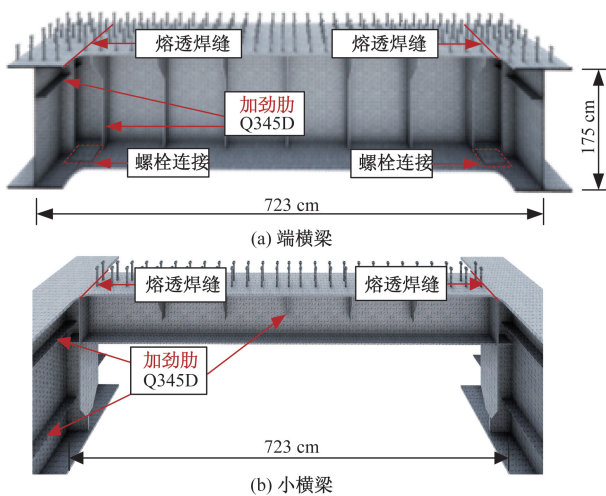


图3 钢横梁构造

钢主梁采用 Q345D 工字形直腹板钢梁,钢主梁中心线处梁高 1.75 m,上翼缘宽 0.8 m,下翼缘宽 1.0 m,上下翼缘板厚均为 25 mm,腹板厚 16 mm。双主梁间距 7.23 m,双主梁之间采用钢横梁加强横向联系<sup>[19]</sup>,中横梁标准间距为 5.0 m;主梁与横梁之间采用 M24 高强度螺栓连接。钢梁构造如图 3 所示。

混凝土桥面板和钢主梁通过栓钉连接,预制桥面板采用双向变截面板,由预制板、纵向湿接缝和横向湿接缝 3 部分构成。单个梁段横向分为 4 块预制板,分别为 2.55、3.062 5、3.062 5、2.55 m。纵向湿接缝分为 2 类,分别宽 0.70、0.40 m,横向湿接缝宽度均为 0.3 m。标准梁段桥面板标准厚度为 25 cm,钢梁支撑处板厚加厚至 35 cm。钢板组合梁桥面板由预制板和纵向湿接缝构成,正弯矩区域采用 C40 混凝土,负弯矩区域采用 PVA 纤维混凝土。桥面板示意图如图 4 所示。

## 2 现场荷载试验

钢板组合梁桥桥面板与钢梁结合紧密,钢梁上

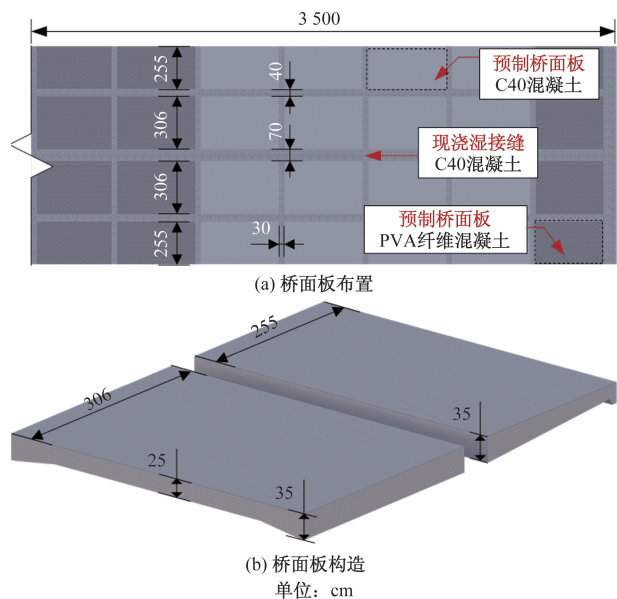


图4 桥面板示意图

的挠度可视为桥梁整体的挠度,可取钢梁上的挠度来计算桥梁整体冲击系数<sup>[20]</sup>,因此选取桥梁的钢主梁与跨中段的桥面板布置监测测点,分别测量主梁和桥面板的挠度变化。

根据养管单位对寿春淮河桥引桥预制桥面板裂缝的定期检查,挑选预制桥面板开裂严重的一联钢板组合梁桥作为试验对象进行动载试验。由于第 200 跨桥面板裂缝发展严重,裂缝条数大于 10 且存在裂缝宽度大于 0.2 mm 的裂缝,故选择其所在的第 53 联进行现场动力实测。桥面车道划分为 3.75 m 宽的超车道、3.75 m 宽的行车道与 3.5 m 宽的硬路肩,超车道旁为 0.75 m 宽的路缘带,如图 5 所示。

测试试验中的车辆与建立的有限元模型相同,为一辆标准的 31 t 四轴卡车,如图 6 所示。装载完成的卡车在测试前需进行称重,记录下车辆的实际轴重、总重、轮间距和轴间距,见表 1。

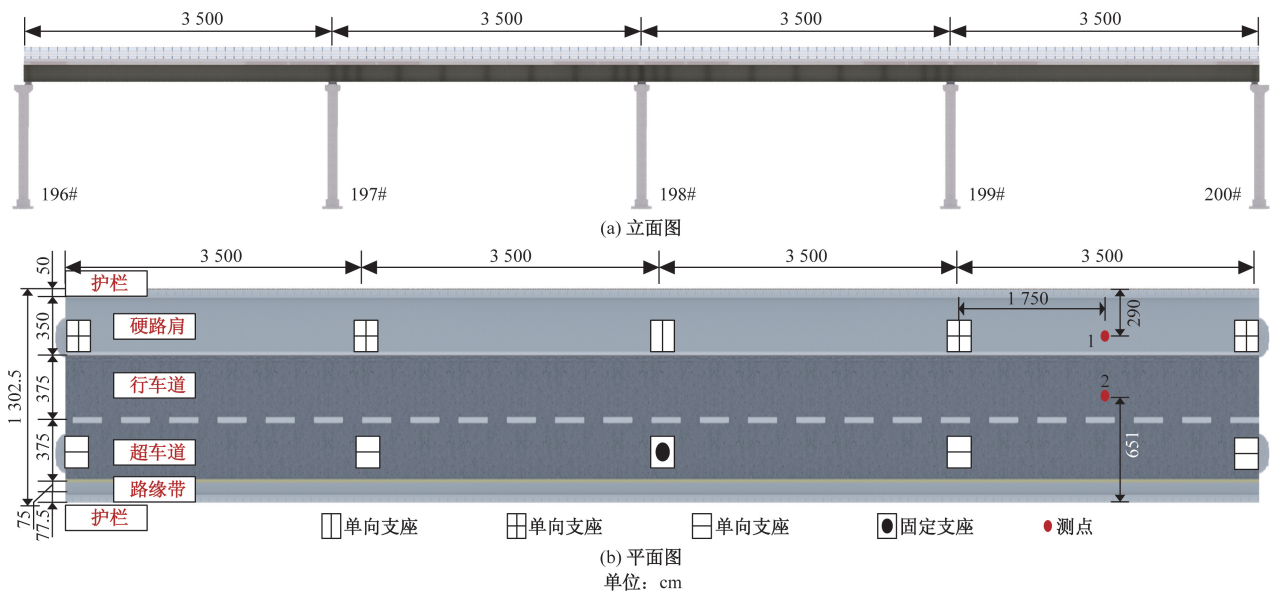


图 5 试验桥梁示意图

表 1 车辆实际加载

车辆型号	载荷/t				总重/t	$L_1/m$	$L_2/m$	$L_3/m$
	1 轴	2 轴	3 轴	4 轴				
四轴卡车	5.7	5.7	9.8	9.8	31.0	1.80	3.50	1.35

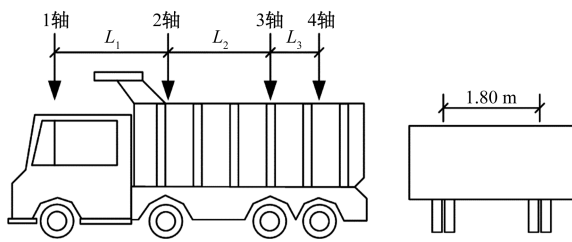


图 6 标准的 31 t 四轴卡车示意图

### 3 有限元模型

#### 3.1 桥梁模型

本文重点研究钢板组合连续梁桥运营阶段的动力性能和车辆荷载的冲击效应,采用 ABAQUS 有限元软件建立案例桥全桥的精细化实体-壳单元有限元模型,主要由钢梁、混凝土桥面板、沥青路面和支座垫石组成,如图 7 所示。

模型中钢梁各部件采用 4 节点壳单元 S4R 进行模拟,每个节点有 3 个平动自由度和 3 个转动自由度,能够考虑薄膜、弯曲和扭转作用。钢梁各部件按图纸赋予截面特性并装配完成后,通过“布尔操作”合并成一个整体来模拟实际工程中钢梁各部件间的焊接连接。C40 混凝土预制桥面板(忽略负弯矩区纤维混凝土的作用)与沥青铺装路面采用 8 节点 C3D8R 实体单元建模,每个节点有 3 个平动自由度,其中混凝土的弹性模量  $E_c$  由《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—

2018)中规定取值,沥青路面的弹性模量则取常温状态下细粒式沥青混凝土的模量。采用了弹性模量为 206 GPa、泊松比为 0.3 的 C3D8R 部件模拟支座垫石。支座与上部结构之间的法向接触采用“硬接触-罚”方式处理,并设置摩擦系数为 0.4,以模拟实际接触条件。模型相关材料特性及网格尺寸见表 2。

不考虑桥梁施工过程的影响,采用一次成桥计算。在部件相互作用方面,沥青铺装路面与混凝土预制桥面板连接紧密,故采用绑定约束。混凝土桥面板与钢梁之间实际采用剪力键连接固定,并忽略钢梁与桥面板之间的相互滑移,所以建立相互作用时桥面板与主梁采用绑定约束。案例桥共布置 10 个支座,支座采用板式橡胶支座,其中固定支座采用新型抗震板式支座,活动支座不锈钢板与梁底预埋钢板采用断续焊连接。对于上部结构和支座之间的接触采用绑定约束,并对支座垫石设置接触条件来模拟边界条件。

#### 3.2 车辆模型

本文基于一辆 31 t 四轴卡车的实际情况,采用 ABAQUS 软件建立三维四轴整车车辆模型,如图 8 所示。该模型将车辆简化为由车身、悬架、车轮 3 部分组成的三维空间体系<sup>[21]</sup>,用于模拟车辆的垂直、俯仰和侧倾运动。根据车辆统计数据 and 车辆动力分析模型拟定车辆计算模型参数,具体参数设置见表 3。

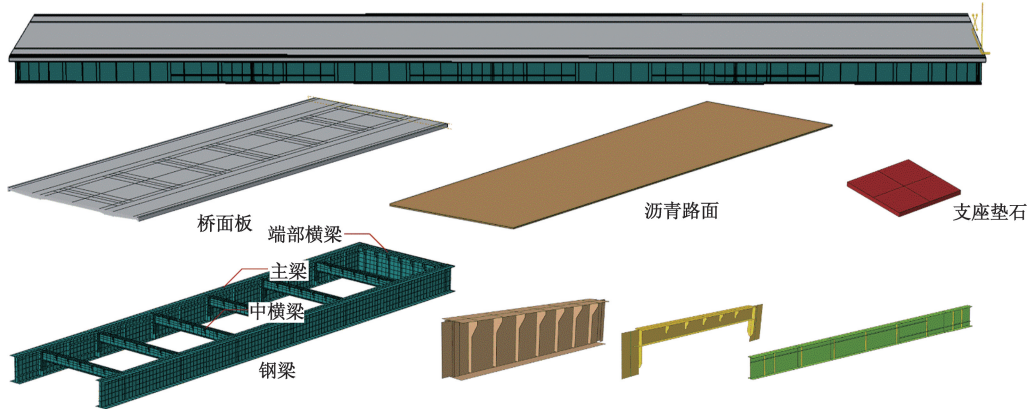


图7 案例桥上部结构有限元模型

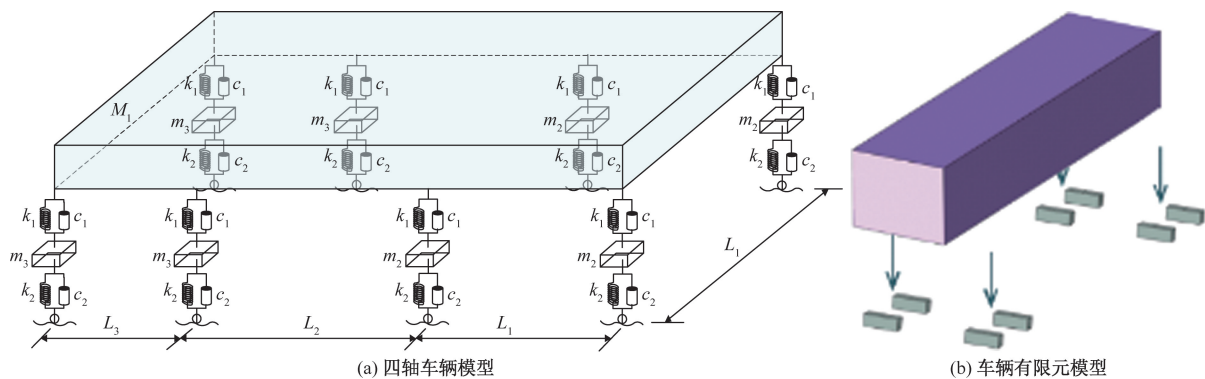


图8 车辆模型

表2 有限元模型的材料特性及网格尺寸

材料/部位	网格尺寸/ m	弹性模量/ GPa	泊松比	密度/ ( $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ )
钢梁	0.2	206	0.3	7 850
混凝土	0.5	32.5	0.2	2 549
沥青路面	0.02	1.0	0.2	2 400
支座垫石	0.5	206	0.3	2 500

表3 车辆模型参数

车辆参数	数值
车体质量 $M_1/\text{kN}$	303.56
前轮质量 $m_2/\text{kN}$	15.58
后轮质量 $m_3/\text{kN}$	45.56
横向轴距 $L/\text{m}$	1.8
刚度 $k_1/(\text{N}\cdot\text{m}^{-1})$	$2\times 10^6$
阻尼 $c_1/(\text{Ns}\cdot\text{m}^{-1})$	$0.98\times 10^6$
刚度 $k_2/(\text{N}\cdot\text{m}^{-1})$	$2.535\times 10^6$
阻尼 $c_2/(\text{Ns}\cdot\text{m}^{-1})$	$1.96\times 10^6$
车体尺寸/m	$2.0\times 2.5\times 7.5$
前轮尺寸/m	$0.2\times 0.2\times 0.4$
后轮尺寸/m	$0.2\times 0.2\times 0.4$
纵向轴距 $L_1, L_2, L_3/\text{m}$	1.8/3.5/1.35

#### 4 有限元模拟与试验结果验证

在准静态试验中,采用基于数字图像相关(DIC)的动态挠度传感器测量一辆标准 31 t 四轴试

验车辆以缓慢速度通过桥梁并停靠在桥跨对应位置时钢梁上测点 1 与桥面板上测点 2 的静态挠度响应。在 ABAQUS 模型中将车辆模型依次放置于桥梁模型对应准静态试验时试验车辆停靠的位置上并计算处于该位置时钢梁与桥面板上的静挠度。测点在准静态工况下试验和有限元模型的静挠度响应如图 9 所示。结果表明,当车辆经过相应位置时,有限元的准静态模拟结果能够匹配实测数据。车辆停靠在 30 m 处时,试验数据与模拟数据相差较大的原因可能是试验测量时超车道上恰好有车辆经过,对试验数据造成一定的干扰。从试验结果与有限元模型分析结果可知,该有限元模型能较好地反映真实结构的结构动力性能,将继续开展不同的参数分析。

动力试验时,单辆标准 31 t 车辆沿行车道中心线分别以 20、40、60 km/h 的车速通过试验跨时跨中钢梁和桥面板的挠度变化曲线如图 10、图 11 所示。钢梁与桥面板的最大动挠度大致在桥跨中部,且桥面板上的最大动挠度大于钢梁上的最大动挠度,与准静态试验数据吻合。随着车速的增加,钢梁与桥面板上的最大动挠度也有一定程度增大。

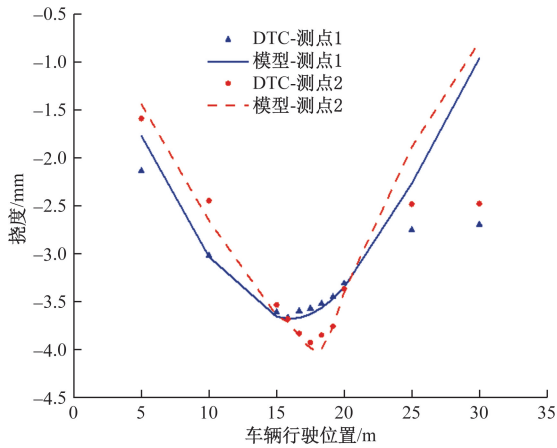


图 9 不同纵向位置加载下钢梁与桥面板的实测与模拟静态挠度响应对比

## 5 有限元参数分析

在设计桥梁时常采用冲击系数来表征移动的车辆荷载对桥梁结构产生的动力放大作用。相关桥梁设计规范将冲击系数定义为车辆经过桥梁时的桥梁动响应与静响应的增量比,表示为  $IM = 1 - R_{sta}/R_{dyn}$ , 其中,  $R_{sta}$  和  $R_{dyn}$  分别为时间历程曲线上最大静力效应处量取的静力响应值与动力响应值。动、静响应一般通过测量结构在移动荷载作用下应力、应变和挠度变化来表示。本文中在钢梁和

混凝土桥面板上分别计算冲击系数,并与 JTG D60—2015<sup>[16]</sup>的冲击系数设计值进行比较。规范中将结构整体冲击系数  $IM$  定义为与桥梁基频  $f$  相关的函数。根据本案例桥梁的实测基频 3.145 6 Hz,按规范方法计算得出的整体冲击系数为 0.174。规范进一步规定汽车荷载的局部加载及 T 梁、箱梁悬臂板上的冲击系数取 0.3。

### 5.1 车速对冲击系数的影响

车速的变化会导致车辆加载频率的变化,当车速达到某一特定数值时,车辆的加载频率与桥梁的自振频率在同一频段内,使车辆与桥梁发生共振,桥梁的振动响应达到最大,可能对桥梁结构造成破坏<sup>[22]</sup>,在桥梁设计和车辆行驶过程中需尽量避免共振问题的发生。因此考虑车速对冲击系数的影响非常必要。研究一辆标准 31 t 四轴卡车在不同车速下经过钢板组合梁桥时桥梁的冲击系数变化情况。参考中国道路交通安全法的相关条例与案例桥上的行车车速规定,将车速定为 20、40、60、80、100、120 km/h。不同车速时钢梁与混凝土桥面板的动挠度响应如图 12 所示。

由图 12 可知,车辆在行车道上行驶时,钢梁上的动挠度响应在 20~60 km/h 时随车速的增大而增大,在 60~120 km/h 时随车速的增大而减小,车

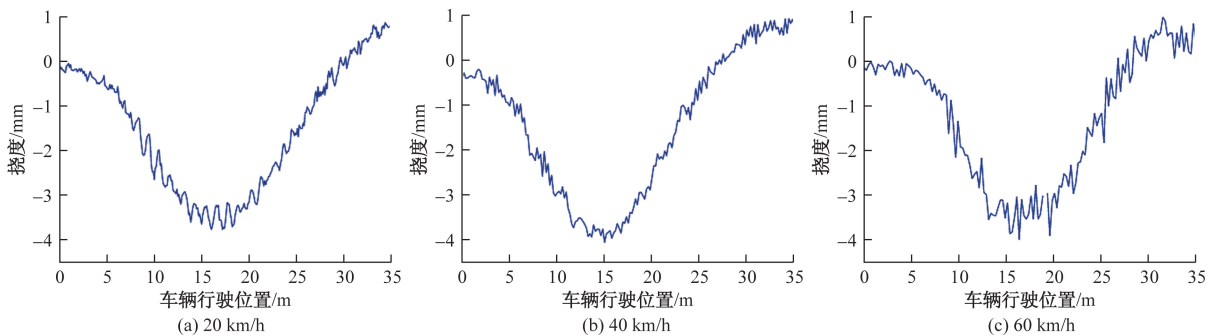


图 10 不同车速加载下钢梁的实测动态挠度响应

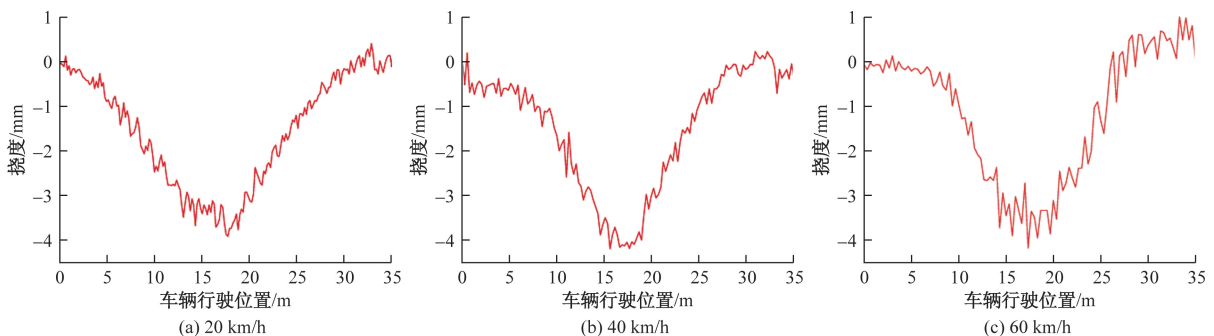


图 11 不同车速加载下混凝土桥面板的实测动态挠度响应

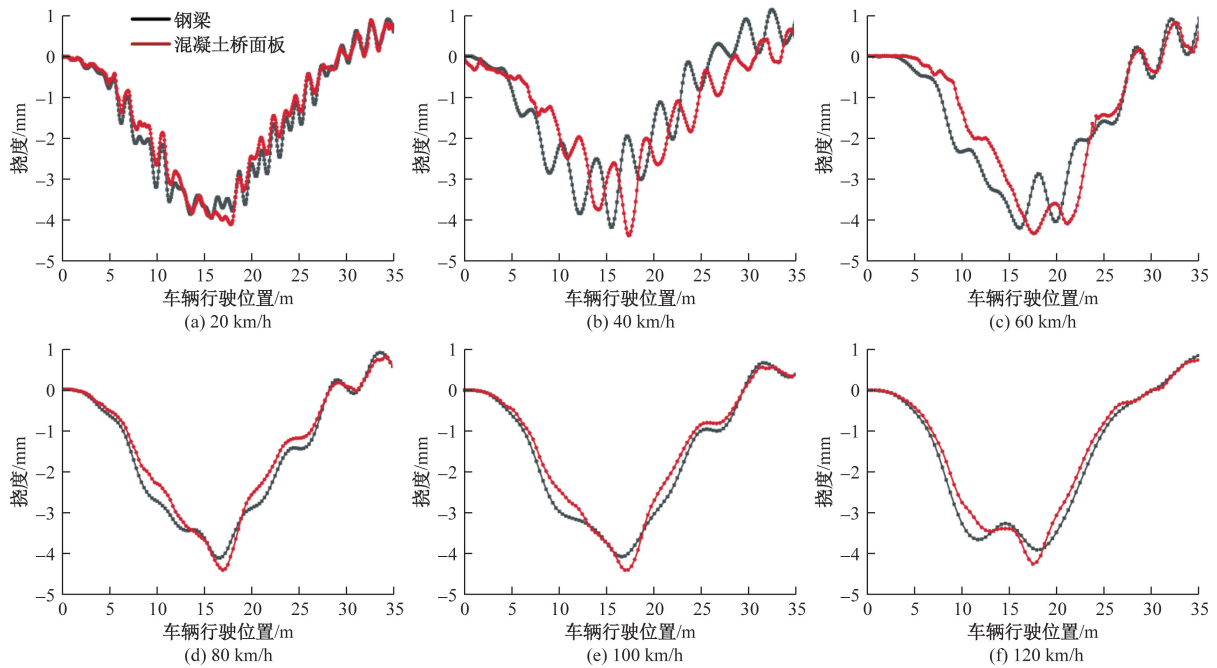


图 12 不同车速时钢梁与混凝土桥面板的动挠度响应

速为 60 km/h 时动挠度响应达到最大。混凝土桥面板上的动挠度响应则随着车速的增大而增大。

计算钢梁和桥面板在不同车速下的冲击系数并与规范值相比较,如图 13 所示。钢主梁的冲击系数随着车速提升先升高后下降,在车速为 60 km/h 时冲击系数达到最大值,且均小于 JTG D60—2015 中规定的整体冲击系数设计值。当车速为 60 km/h 时,31 t 四轴卡车的振动频率接近桥梁的固有频率,桥梁和车辆之间发生共振。桥面板的冲击系数变化与车速呈正相关,当车速提升至 60 km/h 时,其冲击系数大于规范规定的整体冲击系数设计值但小于局部冲击系数设计值;当车速达到 80 km/h 时,桥面板上的冲击系数开始大于局部冲击系数设计值。因此,在钢板组合梁桥的运营维护中,限制车辆在桥梁上的行驶速度是十分必要的。

## 5.2 车重对冲击系数的影响

车重过大会使桥梁结构产生较大的形变,直接损坏桥梁,影响桥梁使用寿命。此外,车重的变化会影响车辆的固有振动频率,从而造成桥梁动力响应的变化。研究不同重量的单辆四轴卡车经过钢板组合梁桥时冲击系数变化情况。将车辆模型的速度定为 80 km/h。将车辆模型的重量分别修改为 20、31、40、50、60、70 t 并沿行车道行驶,钢梁与混凝土桥面板上的动挠度响应如图 14 所示。

钢梁与桥面板上的动挠度响应皆随着车重的增大而增大,钢梁上的挠度曲线波动相较桥面板上

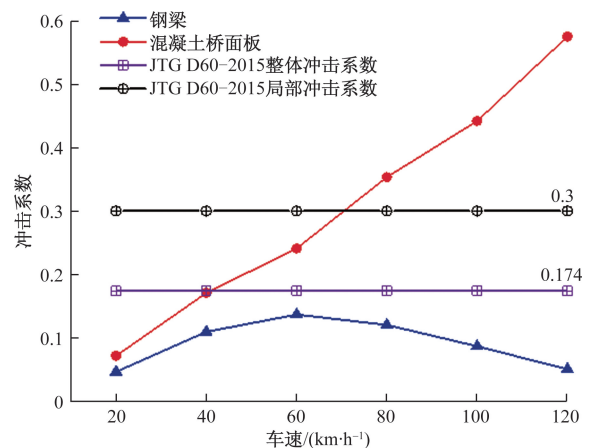


图 13 不同车速下的钢梁与混凝土桥面板冲击系数变化情况

挠度曲线要平缓。计算钢梁和混凝土桥面板在不同车速下的冲击系数并与规范值相比较,如图 15 所示。单辆四轴卡车在行车道加载时,钢梁和桥面板的冲击系数皆随着车辆重量的增加而减少,这是由于轻载车辆在行驶过程中会产生剧烈的垂直振动,导致车辆产生额外的载荷。钢梁上的冲击系数始终小于整桥冲击系数设计值。当四轴卡车的车重小于 40 t 时,桥面板上的冲击系数大于局部冲击系数设计值;当车重大于 40 t,桥面板冲击系数小于局部冲击系数设计值且大于整桥冲击系数设计值。值得注意的是,尽管轻载车辆能引起更大的冲击系数,但轻载车辆的静荷载效应仍然较小,桥梁本身

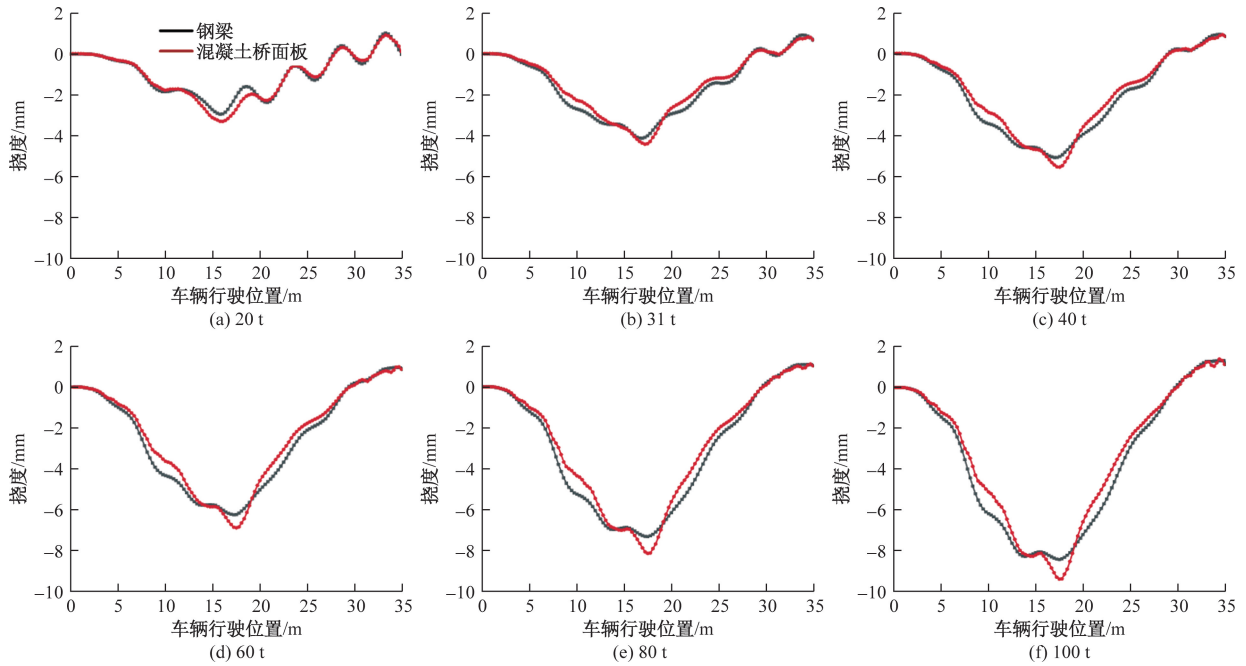


图 14 不同车重时钢梁与混凝土桥面板的动挠度响应

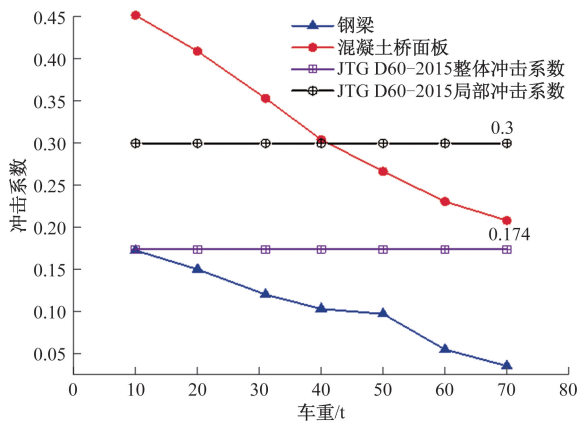


图 15 不同车重下的钢梁与混凝土桥面板冲击系数变化情况

的实际总应力水平并不高;重车虽然冲击系数不大,但总荷载效应仍然较高,对公路桥梁进行限载管理仍非常重要。

## 6 结论

(1)钢主梁的冲击系数随着车速提升先升高后下降,在车速达到 60 km/h 时达到最大值,且小于设计规范中规定的整体冲击系数设计值;而桥面板的冲击系数与车速呈正相关,当车速为 60 km/h 时,桥面板冲击系数大于规范规定的整体冲击系数设计值但小于局部冲击系数设计值;当车速达到 80 km/h 时,桥面板上的冲击系数开始大于局部冲击系数设计值。且在高速行驶下,其冲击系数可达到 0.575,超过局部冲击系数设计值 91.67%,因而需限制桥梁上车辆的行驶速度。

(2)钢主梁和桥面板的冲击系数都随着车辆重量的增加而减小,在重载车辆作用下,桥面板的冲击系数可能满足规范限值要求,但是重载车辆会产生较大的变形,对公路桥梁进行限载管理仍十分必要。

因此在桥梁设计中评估局部构件的承载力时,不宜使用全局影响系数。这将低估车辆对局部构件的冲击效应,导致设计承载力无法满足实际活载效应。此外,路面粗糙度也是一个重要的影响参数。桥梁长期运行后,路面状况会恶化,变得越来越粗糙。这可能会增加车辆对桥梁的冲击。为确保桥梁运行安全,养护部门必须加固结构或限制车辆荷载和行驶速度,并进行结构安全监测。

初步探讨了单辆四轴卡车对钢板组合梁桥冲击系数的影响。然而研究范围有限,并计划在未来的工作中考虑更多变量,如不同跨径和宽度的梁桥,以及多辆车同时经过的情况,以丰富研究成果并开展冲击系数差异性的更多理论性研究。

## 参考文献

- [1] 李彦伟. 钢梁高度对双工字钢板组合梁的力学性能影响分析[J]. 山东交通科技, 2021(3): 15-17, 32.
- [2] 刘永健, 高诣民, 周绪红, 等. 中小跨径钢筋混凝土组合梁桥技术经济性分析[J]. 中国公路学报, 2017, 30(3): 1-13.
- [3] 聂建国. 钢-混凝土组合结构桥梁[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011.
- [4] 聂建国, 余志武. 钢-混凝土组合梁在我国的研究及应用[J]. 土木工程学报, 1999(2): 3-8.

- [5] 邵旭东, 胡建华. 钢-超高性能混凝土轻型组合桥梁结构[M]. 北京: 人民交通出版社, 2015.
- [6] 封博文, 刘永健, 周绪红, 等. 曲线双工字钢-混凝土组合梁桥弯扭性能 1:2 模型试验[J]. 中国公路学报, 2023, 36(5): 109-127.
- [7] 马海英, 李清岭, 石雪飞, 等. 双工字钢组合梁桥偏载扭转效应分析及计算[J]. 桥梁建设, 2023, 53(2): 82-89.
- [8] 范泉锋. 双工字钢组合梁组合桥面板横向弯曲效应研究[D]. 西安: 长安大学, 2022.
- [9] 王景全, 吕志涛, 刘钊. 部分剪力连接钢-混凝土组合梁变形计算的组合系数法[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2005, 25(1): 5-10.
- [10] VIEST I M. Review of research on composite steel-concrete beams[J]. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1961, 126(2): 1101-1121.
- [11] CHAPMAN J C, BALAKRISHNAN S. Experiments on composite beams[J]. Structural Engineer, 1964, 42(11): 369-383.
- [12] SLUTTER R G, DRISCOLL G C. Flexural strength of steel-concrete composite beams[J]. Journal of the Structural Division, 1965, 91(2): 71-99.
- [13] DAVIES C. Tests on half-scale steel-concrete composite beams with welded stud connectors[J]. Structural Engineer, 1969, 47(1): 29-40.
- [14] 石雪飞, 马海英, 刘琛. 双工字钢组合梁桥钢梁设计参数敏感性分析与优化[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2018, 46(4): 444-451.
- [15] 周宝宏. 桥梁参数对双工字钢-混组合梁桥结构的影响[J]. 建筑机械, 2024(5): 29-33.
- [16] 公路桥涵设计通用规范: JTG D60—2015[S]. 北京: 人民交通出版社, 2015.
- [17] 王胜斌, 吴肖波, 唐国, 等. 双工字钢-混凝土板组合梁桥车桥耦合振动研究[J]. 世界桥梁, 2019, 47(3): 38-43.
- [18] 荆国强, 吴肖波, 王波, 等. 双工字钢-混组合连续梁桥振动特性与控制研究[J]. 桥梁建设, 2019, 49(S1): 39-44.
- [19] 李喜梅, 王新, 母渤海, 等. 车辆荷载作用下双工字钢-混组合连续梁桥振动控制研究[J]. 中国公路学报, 2022, 35(7): 173-183.
- [20] 吴传山, 邓文琴, 张焕涛, 等. 多梁式波形钢板工字钢组合梁荷载横向分布系数研究[J]. 计算力学学报, 2024, 41(3): 483-490.
- [21] 王晓明, 邓华, 张浩楠, 等. 双工字钢板组合梁桥的时变体系冗余性评估[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2024, 54(2): 312-320.
- [22] 韩晓东, 沈传东, 牛哲. 曲线双工字钢板组合梁桥受弯破坏全过程分析[J]. 市政技术, 2020, 38(2): 68-70.

## Impact Factors for New Double I-Steel Plate Composite Beams

WANG Zihao<sup>1</sup>, YANG Yang<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China;

2. Anhui Transportation Holding Group, Hefei 230088, China)

**Abstract:** The finite-element model was used to simulate the double I-steel and concrete composite beam bridge with a span of  $4 \times 35$  meters in the approach bridge outside the dike of Shouchun Huaihe River Bridge. The results indicate that the impact factor of the steel beam increases with speed and then decreases, reaching a maximum at 60 km/h. In contrast, the impact factor of the bridge deck continues to rise with speed, exceeding the design value of the standard local impact factor by 91.67% at 120 km/h. Both the steel main beam and the bridge deck's impact factors decrease with the increase in vehicle weight. Specific trends in the variation of impact coefficients with vehicle speed and weight are identified, the limitations of existing bridge design codes in accurately describing the actual dynamic response to vehicle loading is revealed, the importance of considering local dynamic effects in bridge design and evaluation is emphasized.

**Keywords:** steel plate composite beam bridge; finite-element modeling; dynamic load test; impact factor; parameter analysis