

文章编号:1671-6833(2016)04-0072-05

高速铁路斜拉桥与 T 型刚构协作体系车桥耦合振动分析

罗 浩¹, 郭向荣², 唐俊峰², 岳 健¹, 刘 泽¹

(1. 湖南科技大学 土木工程学院, 湖南 湘潭 411201; 2. 中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075)

摘 要:建立了列车、斜拉桥与 T 型刚构协作体系空间振动的有限单元分析模型,按照轮轨密贴接触假定建立了车-桥系统耦合运动方程组,以德国低干扰谱生成轨道不平顺样本作为激励源,对一座(100+2×210+100)m 的斜拉桥与 T 型刚构协作体系的自振特性以及 4 种列车车型分别以不同车速通过该桥梁的空间振动响应进行了计算分析,结果表明:在计算桥梁的自振频率时,第一、第二自振频率均为主梁横向弯曲;斜拉桥与 T 型刚构协作体系可以提高全桥的竖向刚度;德国 ICE3 车型通过桥梁时,车桥系统振动响应最大,竖向挠跨比约为 1/5 440,桥上车辆的各项指标均在我国规范规定的允许值以内;车辆乘客乘坐横、竖向平稳性指标均达到“良好”标准以上,表明该斜拉桥与 T 型刚构协作体系能较好地满足高速行车要求。

关键词:斜拉;T 型刚构;列车;自振频率;车桥耦合振动

中图分类号:U448 **文献标志码:**A **doi:**10.13705/j.issn.1671-6833.2016.04.016

0 引言

斜拉桥与 T 型刚构协作体系是一种新颖独特的桥梁结构形式,这种体系桥梁能利用中等跨度的斜拉桥和中等跨度的 T 型刚构组合而成更大跨度的桥梁。由于这种类型桥梁是由斜拉结构与 T 型刚构组成的一种独特的结构,所以这种体系桥梁其受力既有斜拉桥的特性,同时也兼具 T 型刚构的特性。前些年国内修建的金马大桥、炳草岗大桥等都为该体系的桥梁。这种体系的铁路桥梁除了承受风荷载、地震作用等动荷载作用外,还会承受列车荷载的作用。列车荷载作用下该体系桥梁的车桥动力响应,直接关系到列车能否正常运营,因此对这种体系桥梁的车桥-耦合振动进行研究具有重要的现实意义^[1-6]。笔者提出了列车、斜拉桥与 T 型刚构协作体系的车桥耦合振动有限元分析模型,分别计算了高速列车以不同车速通过该斜拉桥与 T 型刚构协作体系的空间振动响应,并检算该体系桥梁的运营平稳性及舒适性是否满足要求,所得结果可供设计参考。

1 工程概况

某独塔斜拉桥与 T 型刚构协作体系,主跨为

(100+2×210+100)m,主梁采用单箱双室、三向预应力混凝土结构,箱梁中支点处梁高 11.0 m,端支点及中跨处的梁高为 4.5 m,其中中支点处(梁高 11.0 m)平段长 10.0 m,中跨中(梁高 4.5 m)平段长 44.0 m,中间 78.0 m 长度变高段梁底曲线为二次抛物线,箱梁两边腹板为直腹板,腹板厚度分 30 cm、45 cm 和 60 cm 3 种,并在梁墩(塔)结合块附近一定区域逐渐加厚至 75 cm。箱梁顶板厚 42 cm,底板厚度由跨中处的 35 cm 渐变至中支点附近处 120 cm,局部加厚至 140 cm。主桥设置 14 道横隔梁,分别设置于梁端、中支点、跨中部位,并在每对斜拉索锚固处设置半高横隔梁,索塔采用曲线钻石形桥塔,桥面以上塔高 70.0 m,上塔柱高 28 m,采用单箱单室截面;中塔柱高 39.5 m,为两分离的单箱单室截面;下塔柱高 28 m,采用单箱双室截面;上塔柱与中塔柱由半径 $R=368.55$ m 的圆弧连接而成。斜拉索采用空间双索面体系布置,斜拉索在桥面拉索间距按 6 m 布置,塔上间距按 1.6 m 和 1.7 m 布置。斜拉索规格分 43-7 ϕ 5 mm, 37-7 ϕ 5 mm, 31-7 ϕ 5 mm, 27-7 ϕ 5 mm 和 22-7 ϕ 5 mm 5 种,斜拉索最长约 139 m,最短约 68 m。主塔处墩梁塔固结,边主墩梁固结,两边墩设纵向活动支座。结构简图见图 1 和 2。

收稿日期:2015-12-27;修订日期:2016-02-10

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51408217);湖南省自然科学基金资助项目(2015JJ3066)

作者简介:罗浩(1983—),男,湖南益阳人,湖南科技大学讲师,博士,主要从事桥梁振动与稳定方面的研究,E-mail:44428246@qq.com.

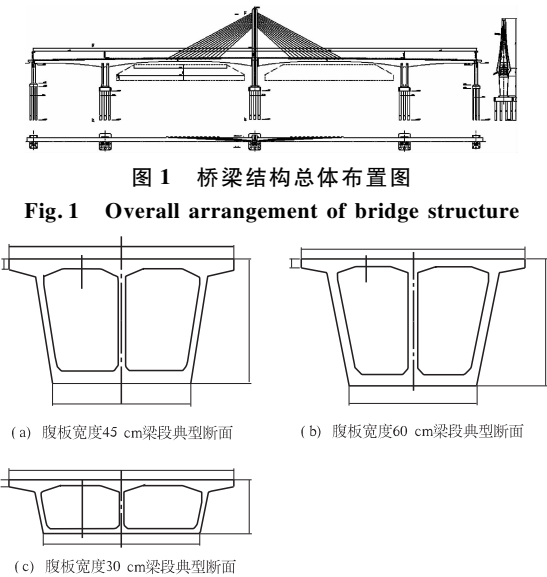


图 1 桥梁结构总体布置图
Fig.1 Overall arrangement of bridge structure

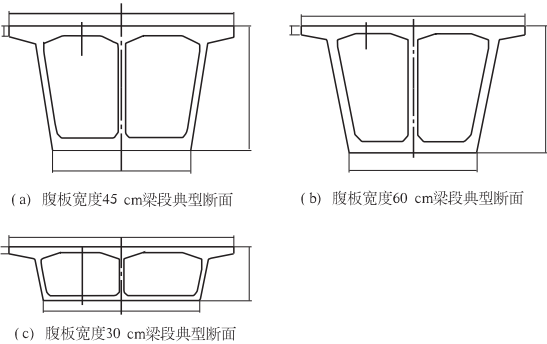


图 2 主梁横截面布置图
Fig.2 Cross section layout of main girder

2 车桥系统空间振动分析模型

2.1 桥梁模型

桥梁的动力计算采用有限单元法. 计算中对主梁采用梁段有限元法^[7]建模.

对混凝土桥墩、塔采用空间梁单元,进行桥梁计算模型,桥塔空间梁单元的自由度为:

$$\{\delta\}_p = \{U_i \ V_i \ W_i \ \theta_{xi} \ \theta_{yi} \ \theta_{zi} \ U_j \ V_j \ W_j \ \theta_{xj} \ \theta_{yj} \ \theta_{zj}\}^T.$$

每根斜拉索均采用空间桁架单元建立计算模型,由于每根斜拉索会在自重荷载作用下发生一定程度的下垂,因此斜拉索的抗拉刚度会有一定程度的降低,故借鉴了 Ernst 总结的经验公式在

计算模型中考虑这种影响:

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{(W \cdot L)^2 A \cdot E}{12 T^3}}. \tag{1}$$

式中: E_{eq} 表示斜拉索在考虑了自重产生下垂的影响后对应的等效弹性模量; E 表示斜拉索在没有考虑下垂时钢材的有效弹性模量; L 表示每根斜拉索在水平方向上的投影长度; W 表示每根斜拉索单位长度的自重; A 表示每根斜拉索的横截面积; T 表示每根斜拉索的拉力.

桥梁边界条件为:对于斜拉桥与 T 型刚构协作体系,主塔位置塔梁全部固结,中间 3 个墩和主梁为刚性连接,其余两个边墩位置主梁在横向、竖向和轴向扭转约束. 桥面二期恒载取 16 t/m.

2.2 机车车辆模型

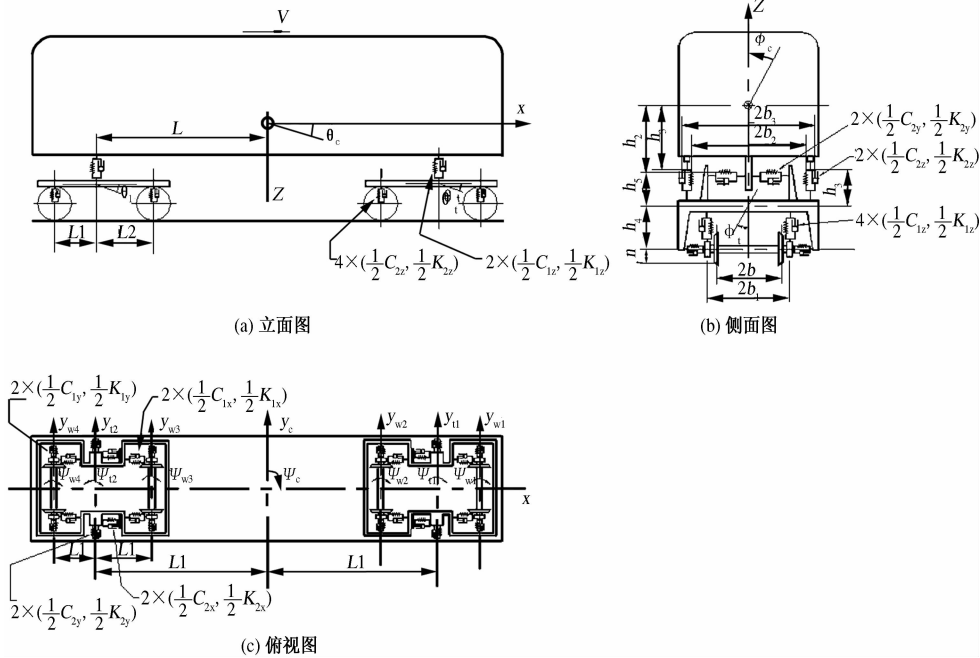
4 轴机车模型示意图如图 3 所示

2.2.1 基本假定

①车体、转向架和轮对均假设为刚体;②不考虑机车、车辆纵向振动及其对桥梁振动与行车速度的影响;③轮对、转向架和车体均作微振动;④所有弹簧均为线性,所有阻尼按黏性阻尼计算,蠕滑力按线性计算;⑤假定沿铅垂方向,轮对与钢轨密贴,即轮对与钢轨的竖向位移相同;⑥忽略构架点头运动^[7]及轮对侧滚和摇头运动.

2.2.2 空间振动位移

客车及机车均按二系弹簧计算,每个轮对有 2 个自由度;每个构架有 4 个自由度;车体有侧摆、侧滚、摇头、点头、浮沉等 5 个自由度. 每辆车(包括机车)共有 21 个自由度.



2.3 空间振动方程的建立及求解

将桥上列车与桥跨视为整体系统. 计算任一时刻 t 桥上列车及桥跨空间振动的弹性总势能. 由势能驻值原理及形成矩阵的“对号入座”法则^[8-9], 建立 t 时刻此系统的空间振动矩阵方程:

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = \{P\}. \quad (2)$$

式中: $\{\ddot{\delta}\}$ 、 $\{\dot{\delta}\}$ 、 $\{\delta\}$ 分别为车桥系统在 t 时刻的速度、位移和列阵. 详细演引过程, 参见文献[10].

3 列车安全正常运行的评定标准

根据《高速铁路设计规范》等铁路桥梁规范, 在本次列车-斜拉桥与 T 型钢构协作体系的车桥耦合振动研究中, 各项主要指标如表 1 所示.

表 1 列车运行安全性、平稳性与舒适性评定指标
Tab.1 Train safety, running stability and comfort index

评价指标	指标类型	评定标准
安全性指标	脱轨系数	≤ 0.8
	轮重减载率	≤ 0.6
机车平稳性指标	斯佩林指标	优秀: < 2.75
		良好: $2.75 \sim 3.10$
		合格: $3.10 \sim 3.45$
车辆舒适性指标	斯佩林指标	优秀: < 2.50
		良好: $2.50 \sim 2.75$
		合格: $2.75 \sim 3.00$
桥梁动力响应限值	横向加速度	$\leq 1.5 \text{ m/s}^2$ (半幅)
		$\leq 3.5 \text{ m/s}^2$
	竖向加速度	(半幅、有碴轨道)
		$\leq 5.0 \text{ m/s}^2$ (半幅、无碴轨道)

4 计算结果及初步分析

4.1 桥梁自振特性计算

正确计算斜拉桥与 T 型钢构协作体系中的自振特性是进行车桥耦合振动分析的重要基础, 计算自振特性主要是对该体系的自振频率和阵型进行分析, 计算中考虑桥面系的二期恒载. 限于篇幅, 表 2 只列出了前 5 阶自振频率与相应振型. 图 4 为前 5 阶自振频率及相应振型图.

表 2 计算结果表明, 斜拉桥与 T 型钢构协作体系第一阶和第二阶的振型都呈现为主梁在横向产生弯曲变形, 自振振型结果表明该斜拉桥与 T 型钢构协作体系在横向主梁刚度较弱, 这是由于斜拉桥与 T 型钢构协作体系使得全桥结构的竖

向刚度比横向刚度要强一些, 反应在自振特性上是以主梁横向弯曲和塔的变形为主作为第一振型出现, 而结构的竖向弯曲相应后移. 由表 2 可知, 斜拉桥与 T 型钢构协作体系可以提高全桥的竖向刚度, 计算结果表明模型正确可靠.

表 2 前 5 阶自振频率及相应振型
Tab.2 First five natural frequencies and mode shapes

阶数	频率/Hz	振型
1	0.516	主梁对称横向弯曲、塔侧弯
2	0.579	主梁反对称横向弯曲
3	0.601	主梁反对称竖向弯曲
4	0.790	主梁对称横向弯曲、塔侧弯
5	0.810	主梁反对称竖向弯曲

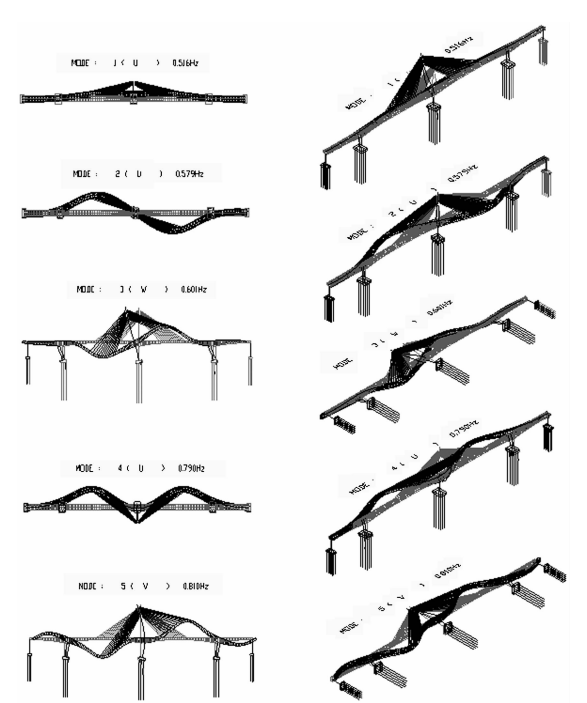


图 4 前 5 阶自振频率及相应振型图
Fig.4 First five natural frequencies and mode shapes

4.2 车桥耦合振动计算结果

根据上述计算模型, 分别计算了先锋号动力分散式电动车组、法国 TGV 动力分散铰接高速列车、德国 ICE3 动力分散独立式高速列车、国产动力分散独立式高速列车通过桥梁时的车桥系统空间动力响应, 列车编组及计算工况见表 3, 以上各类工况均分为单、双线行车, 均采用德国低干扰轨道谱进行计算. 桥上列车轮对脱轨系数、轮重减载率、司机旅客斯佩林舒适度指标等, 将主要计算结果摘要如表 4~6 所示.

表 3 列车编组及计算工况一览表

Tab.3 Train formation and calculation conditions		
列车类型	编组	计算车速/(km·h ⁻¹)
先锋号	16 辆编组	160,180,200,220,240,270
	2×(动+拖+动+动+拖+动+动+拖)	
法国 TGV	20 辆编组 (20 拖)	225,250,275,300,325,350
德国 ICE3	16 辆编组 2×(动+动+拖+动+动+拖+动+动)	225,250,275,300,325,350
国产高速	16 辆编组 2×(动+动+拖+动+动+拖+动+动)	225,250,275,300,325,350

表 4 机车振动响应最大值计算结果

Tab.4 Maximum value of vibration responses of the locomotive						
列车类型	Q/P	ΔP/P	A _v /(m·s ⁻²)	A _L /(m·s ⁻²)	W _{z_v}	W _{z_L}
先锋号	0.46	0.52	0.89	0.94	2.72	2.74
法国 TGV	—	—	—	—	—	—
德国 ICE3	0.37	0.39	0.76	0.82	2.60	2.70
国产高速	0.43	0.40	0.95	0.91	2.70	2.72

注:法国 TGV 编组为 20 辆拖车,故无机车相关数据;
脱轨系数 Q/P ,轮重减载率 $\Delta P/P$,心盘竖向、横向振动加速度 A_v 、 A_L ,斯佩林舒适度竖向、横向指标 W_{z_v} 、 W_{z_L} .

表 5 车辆振动响应最大值计算结果

Tab.5 Maximum value of vibration responses of the trailer						
列车类型	Q/P	ΔP/P	A _v /(m·s ⁻²)	A _L /(m·s ⁻²)	W _{z_v}	W _{z_L}
先锋号	0.55	0.46	0.76	0.88	2.73	2.71
法国 TGV	0.37	0.31	0.84	0.74	2.71	2.65
德国 ICE3	0.37	0.29	0.77	0.81	2.71	2.75
国产高速	0.37	0.37	0.95	0.94	2.66	2.66

从计算结果可以看出:

(1) 当先锋号动力分散式电动车组 ($v = 160 \sim 270$ km/h)、法国 TGV 动力分散铰接高速列车 ($v = 225 \sim 350$ km/h)、德国 ICE3 动力分散独立式高速列车 ($v = 225 \sim 350$ km/h)、国产动力分散独立式高速列车 ($v = 225 \sim 350$ km/h) 分别通过桥梁时,脱轨系数均小于 0.8,轮重减载率均小于 0.6,故列车行车安全性有保障.

表 6 桥梁振动响应最大值计算结果

Tab.6 Maximum value of vibration responses of the bridge					
列车类型	D_u /mm	A_u /(m·s ⁻²)	D_v /mm	A_v /(m·s ⁻²)	P_u /mm
先锋号	1.31	0.09	31.90	0.13	0.42
法国 TGV	0.78	0.08	27.40	0.18	0.30
德国 ICE3	1.32	0.09	38.60	0.17	0.58
国产高速	1.03	0.06	33.40	0.18	0.46

注:桥梁跨中横向位移 D_u ;跨中横向加速度 A_u ;跨中竖向位移 D_v ;竖向加速度 A_v ;墩顶横向位移 P_u .

(2) 当先锋号动力分散式电动车组 ($v = 160 \sim 270$ km/h)、法国 TGV 动力分散铰接高速列车 ($v = 225 \sim 350$ km/h)、德国 ICE3 动力分散独立式高速列车 ($v = 225 \sim 350$ km/h)、国产动力分散独立式高速列车 ($v = 225 \sim 350$ km/h) 分别通过桥梁时,该桥桥面最大横向动位移和加速度分别为 1.32 mm,0.09 m/s²,对应的挠跨比约为 1/159 091;最大竖向动位移和加速度分别为 38.6 mm,0.18 m/s²,对应的挠跨比约为 1/5 440,均在我国规范规定的允许值或合理范围值以内.

(3) 当先锋号动力分散式电动车组 ($v = 160 \sim 270$ km/h)、法国 TGV 动力分散铰接高速列车 ($v = 225 \sim 350$ km/h)、德国 ICE3 动力分散独立式高速列车 ($v = 225 \sim 350$ km/h)、国产动力分散独立式高速列车 ($v = 225 \sim 350$ km/h) 分别通过桥梁时,机车司机台处横、竖向舒适度指标均达到“良好”标准以上;车辆乘客乘坐横、竖向平稳性指标也均达到“良好”标准以上,表明该斜拉桥与 T 型刚构协作体系能较好地满足高速行车要求.

5 结论

(1) 斜拉桥与 T 型刚构协作体系第一、第二自振频率均为横向弯曲,表明该桥的横向刚度相对较小,斜拉桥与 T 型刚构协作体系可以提高全桥的竖向刚度,计算结果表明模型正确可靠.

(2) 当先锋号动力分散式电动车组、法国 TGV 动力分散铰接高速列车、德国 ICE3 动力分散独立式高速列车、国产动力分散独立式高速列车分别通过桥梁时,脱轨系数均小于 0.8,轮重减载率均小于 0.6,故列车行车安全性有保障.

(3) 当 4 种列车车型分别通过桥梁时, 该桥桥面最大横向动位移和加速度分别为 1.32 mm, 0.09 m/s^2 , 对应的挠跨比约为 1/159 091; 最大竖向动位移和加速度分别为 38.6 mm, 0.18 m/s^2 , 对应的挠跨比约为 1/5 440, 均在我国规范规定的允许值或合理范围值以内, 结果表明桥梁在高速列车作用下的动力响应能够满足规范规定要求。

(4) 当 4 种列车车型分别通过桥梁时, 机车司机台处横、竖向平稳性指标均达到“良好”标准以上; 车辆乘客乘坐横、竖向舒适性指标也均达到“良好”标准以上, 表明该斜拉桥与 T 型刚构协作体系的舒适度能较好地满足高速行车要求。

参考文献:

- [1] 王永刚. 铁路斜拉桥车桥动力响应的 TLD 控制研究[J]. 中国铁道科学, 1999, 20(3): 70-81.
- [2] 郭薇薇, 夏禾, GUIDO D R. 意大利高速铁路 Sesia 大桥的动力特性及车桥耦合振动分析[J]. 振动与冲击, 2013, 32(15): 82-88.
- [3] 李永乐, 李鑫, 向活跃, 等. 大跨度钢桁梁斜拉桥风-车-桥系统耦合振动[J]. 交通运输工程学报, 2012, 12(5): 22-27.
- [4] 李小珍, 喻璐, 强士中. 不同主梁竖曲线下大跨度斜拉桥的车桥耦合振动分析[J]. 振动与冲击, 2003, 22(2): 43-46.
- [5] 高芒芒. 高速铁路列车-线路-桥梁耦合振动及列车走行性研究[J]. 中国铁道科学, 2002, 23(2): 135-138.
- [6] CALCADA R, CUNHA A, DELGADO R. Analysis of traffic-induced vibrations in a cable-stayed bridge. Part I: Experimental assessment[J]. Journal of bridge engineering, 2005, 10: 370-385.
- [7] 曾庆元, 郭向荣. 列车桥梁时变系统振动分析理论与应用[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1999.
- [8] 郭文华, 郭向荣, 曾庆元. 京沪高速铁路南京长江大桥斜拉桥方案车桥系统振动分析[J]. 土木工程学报, 1999, 32(3): 23-27.
- [9] 曾庆元, 杨平. 形成矩阵的“对号入座”法则与桁段有限元法[J]. 铁道学报, 1986, 2(18): 48-59.
- [10] 曾庆元, 杨毅, 骆宁安, 等. 列车-桥梁时变系统的横向振动分析[J]. 铁道学报, 1991, 13(2): 38-46.

Coupling Vehicle-Bridge Vibration Analysis of Collaborated System with Cable-Stayed Bridge and T-shape Rigid Structure on High Speed Railway

LUO Hao¹, GUO Xiangrong², TANG Junfeng², YUE Jian¹, LIU Ze¹

(1. School of Civil Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China; 2. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: A finite element analysis model for space vibration of the train and the collaborated system with cable-stayed bridge and T-shape rigid structure was established. The coupled equations of motion were presented for the vehicle-bridge system on the basis of a corresponding assumption on the wheel-track interaction both in lateral and vertical directions. Taking the track irregularity samples based on German low disturb track spectra as excitation, the space vibration responses were analyzed when the train ran through the collaborated system with cable-stayed bridge and T-shape rigid structure at different speeds. Numerical results show that the models of the first two orders of the collaborated system with cable-stayed bridge and T-shape rigid structure are bending in lateral. It follows that the lateral rigidity is smaller than the vertical rigidity. The collaborated system with cable-stayed bridge and T-shape rigid structure has bigger vertical stiffness while calculating the natural frequency. The ratio of dynamic deflection to bridge span is 1/5440; as the German ICE3 train runs through the bridge, the space vibration responses are the highest. All the dynamic indices of the vehicle on the bridge are with in the range of the allowable values. The ride comfort indices all achieve the good standard, thus can well satisfy the high speed train passage.

Key words: cable-stayed; T-shape rigid; train; natural frequency; coupling vehicle-bridge vibration