

双塔斜拉刚构组合体系桥梁振动台试验研究

赵维贺

(北京市市政工程设计研究总院有限公司, 北京市 100082)

摘 要: 双塔斜拉刚构组合体系桥受力复杂, 结构地震响应十分复杂, 以永定河特大桥为背景, 设计并制作了 1:40 缩尺比例模型, 进行了全桥振动台模型试验。动力特性结果证明了模型桥的可靠性, 同时给出了在安平波作用下主梁跨中竖向位移结果、主梁跨中底板应力结果、支座反力结果以及 TMD 阻尼器减震效果。试验结果表明: 实桥在安平波作用下支座竖向承载力满足要求, 且整体结构处于弹性状态; TMD 对不同地震动输入均有减震效果, 但峰值减震率与地震动的特性有关。

关键词: 振动台试验; 斜拉刚构组合体系; 动力特性; 抗震性能

中图分类号: U446

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)10-0208-03

0 引言

振动台试验是掌握结构抗震性能的重要试验方法, 不仅能够对初始抗震设计成果进行全面深入验证, 也能对大桥抗震、减震措施等进行有力指导, 确保大桥在地震作用下的安全。国内处于高烈度区的大跨度桥梁和新型复杂结构桥梁结构大多做振动台试验, 以验证其抗震性能以及分析模型是否合理正确^[1-6]。长安街永定河桥结构复杂, 有以下特点: 跨径大, 地震力大; 传力复杂, 高度不对称; 空间效应明显, 在地震反应上其规律不同于常规的桥梁, 需要通过研究认识该类型结构的抗震特性和地震反应规律; 下部受力大基础工程量大, 需要根据地震要求进行优化设计, 需要考虑桩土共同作用。综上所述, 针对永定河特大桥抗震性能, 有必要进行振动台试验。

1 工程概况

永定河特大桥为北京市长安街西延市政工程(古城大街-三石路)中跨越永定河的一座特大型桥梁, 主桥采用双塔斜拉-刚构组合体系。永定河特大桥, 双向 8 车道, 每侧设 3.5 m 宽非机动车道和 3.0 m 宽人行道, 机非隔离带宽 2.0 m。主桥全长 639 m, 北半桥跨径组合为 50 m+133 m+280 m+120 m+56 m, 南半桥跨径组合为 50 m+158.1 m+280 m+94.9 m+56 m。桥梁最宽处为高塔的塔、梁结合处局部加宽为 54.9 m。主桥为双塔斜拉刚构组合体系, 高、矮塔塔

底南北两肢顺桥向距离均为 25.1 m; 桥塔采用全钢箱结构; 主梁采用分离式变截面钢箱, 中间用横梁连接。支承体系: 高塔采用塔梁墩固结; 矮塔处塔梁固结, 塔墩分离, 纵向活动。索塔采用拱形倾斜异面钢塔, 左幅高塔倾角 71.8°, 矮塔倾角 59°, 右幅高塔倾角 62°, 矮塔倾角 74.7°。永定河特大桥总体布置见图 1。

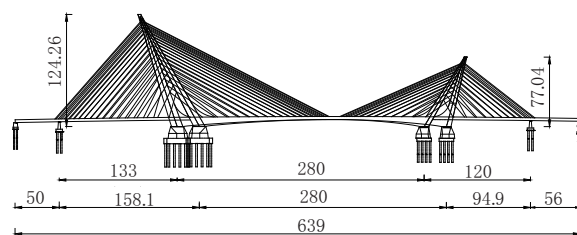


图 1 永定河特大桥总体布置图(单位:m)

2 模型设计

2.1 材料选择

根据加工工艺和试验目的, 试验模型选用 Q345 钢材作为梁、塔主体材料。这与实桥主结构材料相同, 保证实桥与试验模型弹性模量相似比为 1。按照严格几何相似比缩尺后, 模型所用钢板厚度在 1~2 mm, 现有钢板规格以及焊接工艺很难满足缩尺模型需求, 因此对于模型主体结构采用 5 mm 厚钢板, 通过设计计算保证模型与实桥刚度满足相似比。斜拉索选用预应力高强钢丝绳, 直径为 5 mm。选用材料见表 1。

2.2 量纲分析

根据试验场地条件、振动台技术参数以及试验目的, 拟定振动台试验模型几何缩尺比为 40:1, 缩尺后模型桥全长 15.975 m。试验共采用 5 个子台, 矮塔和两处辅助墩分别支撑于三个子台, 高塔两肢底座

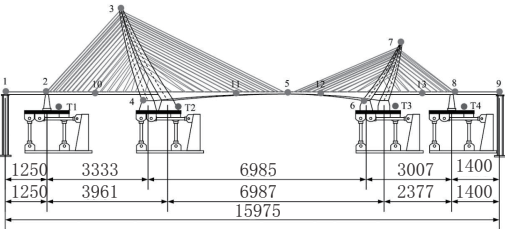
收稿日期: 2022-03-11

作者简介: 赵维贺(1981—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事桥梁设计、研究工作。

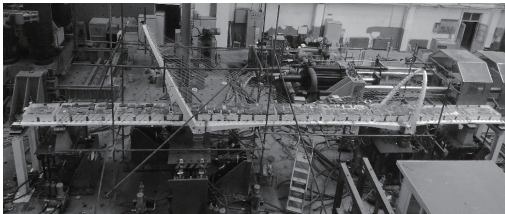
表 1 材料属性表

构件	材料	弹性模量 /GPa
桥面板	Q345 钢板	206
主塔塔身	Q345 钢板	206
斜拉索	预应力高强钢丝	206

分别支撑于两个子台。各子台均有 3 向 6 个自由度,组合后可模拟双向和三向地震动,振动台试验模型示意图见图 2。模型材料采用与实桥相同的材料,试验模型总质量取实桥总质量的 1/3。根据相似关系可以计算得到其余导出量纲,即欠配重相似关系,见表 2。



(a)模型示意图



(b)模型实景图

图 2 振动台试验模型图(单位:mm)

表 2 欠配重相似关系

物理参数	相似比	物理参数	相似比
长度	0.025	质量	2.26E-04
面积	0.000 625	刚度	0.025
线位移	0.025	时间	0.095 130 403
角位移	1	频率	10.511 886 652
应变	1	阻尼	2.38E-03
弹性模量	1	速度	0.262 797 163
应力	1	加速度	2.762 493 957
密度	14.479 669 68	力	6.25E-04
泊松比	1		

3 模型动力特性

表 3 给出了模型桥的前五阶模态的理论值和模型桥前两阶实测模态,由表可知模型桥的前两阶频率和振型与数值模型基本一致,说明模型可靠,可以进行下一步模拟地震试验。图 3 为数值模型第一阶振型计算结果。

4 模型桥振动台试验结果

根据该桥的地震安评报告,根据该桥的地震安评报告,分别选用了 50 a 10%和 50 a 2%两条不同

表 3 模型桥的理论模态和实测模态

理论频率 /Hz	实测频率 /Hz	误差	理论振型	实测振型
5.292	5.508	4.08%	主梁竖弯	主梁竖弯
6.869	6.867	-0.03%	主梁反对称竖弯	主梁反对称竖弯
9.198	—	—	主梁横弯	—
9.886	—	—	主梁侧翻	—
10.116	—	—	主梁侧翻+横弯	—

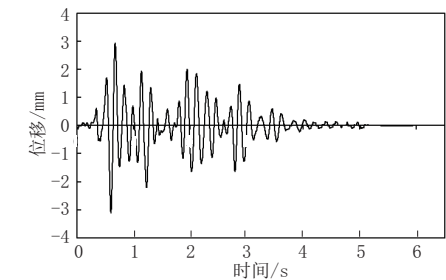


图 3 数值模型第一阶振型

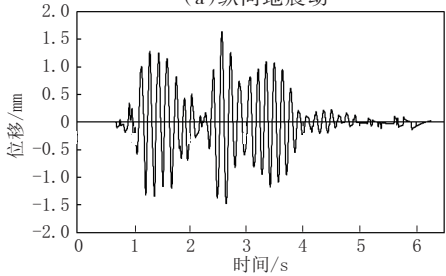
超越概率的安评地震波 E1 和 E2 进行输入,下面给出纵桥向和横桥向地震动输入跨中竖向位移结果、支座位反力结果、跨中主梁底板应变结果以及 TMD 阻尼器的减震率^[7]。

4.1 主梁跨中竖向位移时程

图 4、图 5 分别为模型桥在 E1 安评波和 E2 安评波作用下,跨中竖向位移时程结果。



(a)纵向地震动



(b)横向地震动

图 4 E1 安评波下模型桥竖向位移时程

由图 4、图 5 可知,E1 地震作用下,模型桥跨中最大位移为 3.11 mm(纵向)、1.64 mm(横向);E2 地震作用下,模型桥跨中最大位移为 7.63 mm(纵向)、3.65 mm(横向)。根据相似关系,模型桥与实桥的位移相似关系为 1/40,所以通过模型桥的位移反应乘以位移相似关系得到实桥的位移反应。实桥在 E1 地震作用下模型桥跨中最大位移为 124.4 mm(纵向)、65.6 mm(横向);E2 地震作用下模型桥跨中最大位移为 305.2 mm(纵向)、146 mm(横向)。

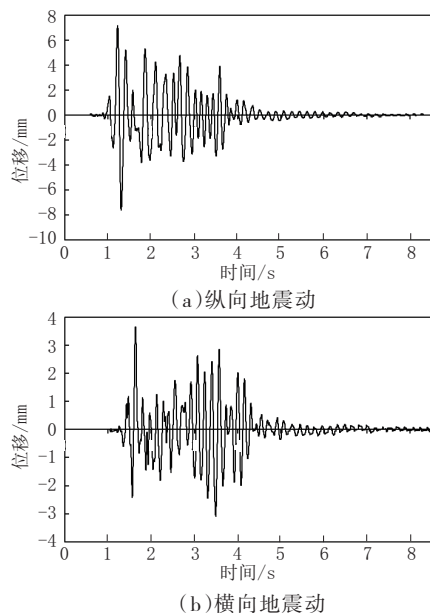


图5 E2安评波下模型桥竖向位移时程

4.2 支座反力结果

矮塔两侧支座下安装了三向力传感器,该传感器可实时测量矮塔底部反力的变化。根据相似关系,模型桥与实桥的力相似关系为 $1/1\ 600$,所以可以通过模型桥的反力乘以相似关系得到实桥的反力反应。表4给出了模型桥矮塔两侧支座竖向反力最大值和由相似关系计算的得到的实桥支座反力最大值。

表4 模型桥和实桥矮塔两侧支座反力最大值

地震动方向		支座反力	模型桥/t	实际桥/t
纵向	E1	左侧支座	1.796	2 874.2
		右侧支座	3.941	6 305.1
	E2	左侧支座	1.893	3 026.5
		右侧支座	5.022	8 035.6
横向	E1	左侧支座	1.853	2 964.0
		右侧支座	4.227	6 763.1
	E2	左侧支座	2.368	3 447.5
		右侧支座	5.732	8 213.4

由表4矮塔支座竖向最大力均小于实桥矮塔支座竖向承载力设计值 $15\ 000\ \text{t}$ 。故支座在E1和E2单方向地震动作用下承载力满足要求。

4.3 跨中应变结果

试验过程中结构跨中变形最大,也是应变最大位置。模型桥与实桥的应力相似关系为 $1/1$,表5给出了主梁底板应变最大值和最小值。表5中单一方向地震动作用下应变最大值均小于钢材的弹性应变为 0.2% ,实桥整体结构处于弹性状态。

4.4 纵、横向地震动效应组合

根据《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ 166—2011)规定,本桥采用 1.0 倍纵向 $+0.65$ 横向或者 1.0 倍横

表5 地震动作用下主梁跨中底板应变最大值和最小值

地震动方向	主梁跨中应变	模型桥 / ($\mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$)	实际桥 / ($\mu\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$)	
纵向	E1	最大值	90.50	90.50
		最小值	-82.90	-82.90
	E2	最大值	234.97	234.97
		最小值	-251.62	-251.62
横向	E1	最大值	57.99	57.99
		最小值	-65.77	-65.77
	E2	最大值	159.87	159.87
		最小值	-144.99	-144.99

向 $+0.65$ 纵向进行组合。

(1)位移:结构跨中竖向位移为结构最大影响处,跨中竖向位移组合最大值为 $400.1\ \text{mm}$ 。

(2)反力:支座最大支反力为 $13\ 436.5\ \text{t}$ 小于实桥矮塔支座竖向承载力设计值 $15\ 000\ \text{t}$ 。故支座在E1和E2纵向安平波作用下承载力满足要求。

(3)应变:主梁跨中底板的最大应变值为 $338.8\ \mu\text{m}/\text{m}=0.034\%<0.2\%$,E2地震动作用下实桥整体结构处于弹性阶段。

4.5 TMD阻尼器减震效率

由于该桥梁结构为多自由度不对称结构,结构形式复杂,第一振型为主振型,故对结构的第一阶模态进行TMD减震优化分析。在模型桥主梁的跨中布置TMD阻尼器,为了保证TMD减震方案与模型桥试验条件保持一致,即TMD的增加不改变原结构的质量和刚度分布,在TMD安装位置去掉等面积、等质量的配重。TMD阻尼器参数为:阻尼 $72\ \text{N}\cdot\text{s}/\text{m}$;刚度 $21\ 388\ \text{N}/\text{m}$;质量 $24.7\ \text{kg}$ 。减震效果以主梁跨中的竖向位移为减震指标,表6给出主梁跨中竖向位移的峰值减震率。

表6 跨中竖向位移的峰值减震率

地震动方向	跨中竖向位移峰值	模型桥/mm	附加TMD/mm	减震率
纵向	E1	3.114	2.820	-9.45%
	E2	7.626	7.025	-7.88%
横向	E1	1.637	1.343	-17.96%
	E2	3.654	2.706	-25.93%

由表6可知,在E1作用下,TMD对跨中竖向位移峰值减震率为 -9.45% (纵向)、 -17.96% (横向);在E2作用下,TMD对跨中竖向位移峰值减震率为 -7.88% (纵向)、 -25.93% (横向)。TMD对不同地震动输入均有减震效果,但峰值减震率与地震动的特性有关,当地震动输入结构后,结构竖弯频率与TMD设计频率越接近,竖向位移越大,TMD峰值减震率越大。

(下转第214页)

虑了不同碰撞角度的影响,较其他规范规定的更为详细;《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)^[2]没有对不同碰撞角度下的碰撞力细分;《公路桥梁抗撞设计规范》(JTG/T 3360-02—2020)^[3]和美国 AASHTO 规范^[4]未考虑碰撞角度影响。

《公路桥梁抗撞设计规范》(JTG/T 3360-02—2020)^[3]和美国 AASHTO 规范^[4]计算结果与仿真分析得到的结果更为接近,其他规范计算结果均偏小,可能在某些碰撞工况下不能准确评估船桥碰撞荷载大小,进而导致在船舶撞击下出现较为严重的损伤。因此,对于考虑通航的一些重要跨江、跨海桥梁,为避免服役期间发生船舶撞击损毁的风险,应根据其所处的通航等级和船舶通行情况进行专门的船撞风险论证,通过船-桥碰撞动力时程分析,计算考虑动力效应放大后的船舶撞击力大小,同时可考虑增设必要的防撞设施,降低船舶撞击为桥梁结构带来的损伤。

6 结 语

本文采用有限元软件对船舶碰撞主墩进行了仿

真分析,得到了其碰撞力、结构变形、能量转化过程以及破坏模式,并采用我国铁路规范、公路相关设计规范、美国 AASHTO 规范、欧洲规范中规定的关于船舶碰撞力的计算方法进行了不同撞击工况下的船舶撞击力计算。通过研究发现,在船舶撞击下,被撞墩的墩顶均出现较为显著的横向位移,并且在船舶斜撞(碰撞角度为 30°)作用下,墩顶的横向位移要显著大于正撞工况。同时发现,部分规范计算的船舶撞击力在某些工况下偏不安全,不能保证桥梁结构在船舶撞击下的安全,应当引起设计者注意。

参考文献:

- [1] TB 10002—2017,铁路桥涵设计规范[S].
- [2] JTG D60—2015,公路桥涵设计通用规范[S].
- [3] JTG/T 3360-02—2020,公路桥梁抗撞设计规范[S].
- [4] Units C, Edition T. AASHTO LRFD bridge design specifications[J]. 2010.
- [5] European Committee for Standardization. BS EN1991-1-7 Eurocode 1—actions on structures—part 1-7: general actions—accidental actions [S].

(上接第 210 页)

5 结 语

该文通过对永定河特大桥 1:40 的全桥模型振动台试验研究,得到以下结论:

(1)模型桥模态测试结果和计算结果吻合较好,说明了模型的可靠性。

(2)在 E2 地震动作用下,实桥主梁跨中底板最大应变值为 0.034%,小于钢材的弹性应变为 0.2%,实桥整体结构处于弹性状态。

(3)实桥支座在 E1 和 E2 地震动作用下竖向承载力满足要求。

(4)地震动输入结构后,结构竖弯频率与 TMD 设计频率越接近,竖向位移越大,TMD 峰值减震率越大。

参考文献:

- [1] 闫聚考,彭天波,李建中.泰州长江公路大桥振动台试验——试验设计及抗震结构体系试验结果分析[J].东南大学学报(自然科学版),2014,44(2):357-362.
- [2] 张超,陈永健,黄颖,等.基于三台阵振动台的多塔自锚式悬索桥抗震性能试验研究[J].福州大学学报(自然科学版),2013,41(6):1090-1097.
- [3] 高文军,唐光武,黄福伟,等.厦漳跨海大桥北汊主桥振动台试验研究[J].桥梁建设,2013,43(4):7-13.
- [4] 王雷,徐艳.榕江大桥主桥振动台试验研究[J].世界地震工程,2015,31(3):39-44.
- [5] 房贞政,张超,陈永健,等.基于三台阵振动台的多塔斜拉桥试验研究[J].土木工程学报,2012,45(S1):25-29.
- [6] 闫聚考,李建中,彭天波,等.大跨度悬索桥主引桥碰撞效应振动台试验及数值研究[J].振动与冲击,2017,36(7):234-240.
- [7] 韩强.永定河特大桥振动台试验研究[R].北京:北京工业大学,2018.