

空间异形拱桥振动台试验设计

韩强¹, 刘芃汐¹, 惠斌², 张广达¹, 许坤¹, 王利辉¹, 贾振雷¹

(1. 北京工业大学 桥梁工程安全与韧性全国重点实验室, 北京 100124; 2. 北京市市政工程设计研究总院有限公司, 北京 100082)

摘要: 振动台试验是研究大型结构复杂动力特性和地震响应的有效手段, 由于振动台尺寸和载重的限制, 合理设计缩尺模型结构是振动台试验成功的关键。基于量纲相似法及弹性相似律, 取1:20的几何相似比, 以某空间异形拱桥为原型, 开展了其关键参数动力缩尺模型设计。首先, 通过有限元数值分析, 分析了动力作用下原桥模型与缩尺桥模型的动力特性、关键部位内力与位移等响应, 以验证缩尺模型的合理性; 并在选取合理地震动作用下, 开展了结构时程响应分析。研究结果表明: 缩尺模型桥与原型桥前10阶模态完全吻合且频率误差小于7%, 关键截面内力、位移和加速度等响应误差未超过10%, 缩尺模型桥可较好地反映原桥动力特性和响应特点。研究成果可为空间异形拱桥振动台抗震设计提供技术支撑并为同类桥梁振动台试验提供参考。

关键词: 空间异形拱桥; 动力缩尺模型; 动力特性; 动力响应

中图分类号: TU4

文献标识码: A

Shaking table test design of special irregular arch bridge

HAN Qiang¹, LIU Pengxi¹, HUI Bin², ZHANG Guangda¹, XU Kun¹, WANG Lihui¹, JIA Zhenlei¹

(1. National Key Laboratory of Bridge Engineering Safety and Resilience, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;

2. Beijing General Municipal Engineering Design and Research Institute Co., Ltd., Beijing 100082, China)

Abstract: Shaking table test is an effective means to study the complex dynamic characteristics and seismic response of large structures, and it is the key to design the scale model structure in the shaking table test due to the limitation of shaker size and load. Based on the dimensional similarity method and elastic similarity law, the geometric similarity ratio of 1:20 was taken, and the design of the dynamic scale model of key parameters was carried out using a spatial special-shaped arch bridge as the prototype. Firstly, through finite element numerical analysis, the dynamic characteristics, internal forces and displacements of the original bridge model and the scaled bridge model under dynamic action are analyzed to verify the rationality of the scaled model. Under the selection of reasonable seismic action, the structural time history response analysis was carried out. The calculation results show that the scaled model bridge is completely consistent with the first tenth-order mode of the prototype bridge with the frequency error less than 7%, the response error of internal force, displacement and acceleration of the key section has not exceeded 10%, and the scaled model bridge can reflect the dynamic characteristics and response characteristics of the original bridge. This research work can provide technical support for the seismic design of shaking table of space irregular arch bridge, and provide reference for shaking table tests of similar bridges.

Key words: spatial irregular arch bridge; dynamic scale model; dynamic characteristics; dynamic response

0 引言

异形拱桥由于造型优美、曲线圆润等特点,在城市景观桥梁中得到较为广泛应用。异形拱桥由于结构非对称性,在地震作用下具有较强的空间效应^[1],特别是空间地震动与空间异构耦合作用下,结构和主要构件处于复杂的受力状态,各结构参数对异形拱桥作用机理尚不明确。尽管国内外已有一些涉及异形拱桥的抗震分析成果^[2-7],但对于新型异形拱桥结构体系,仍需开展针对性的地震响应分析与模型试验验证工作。

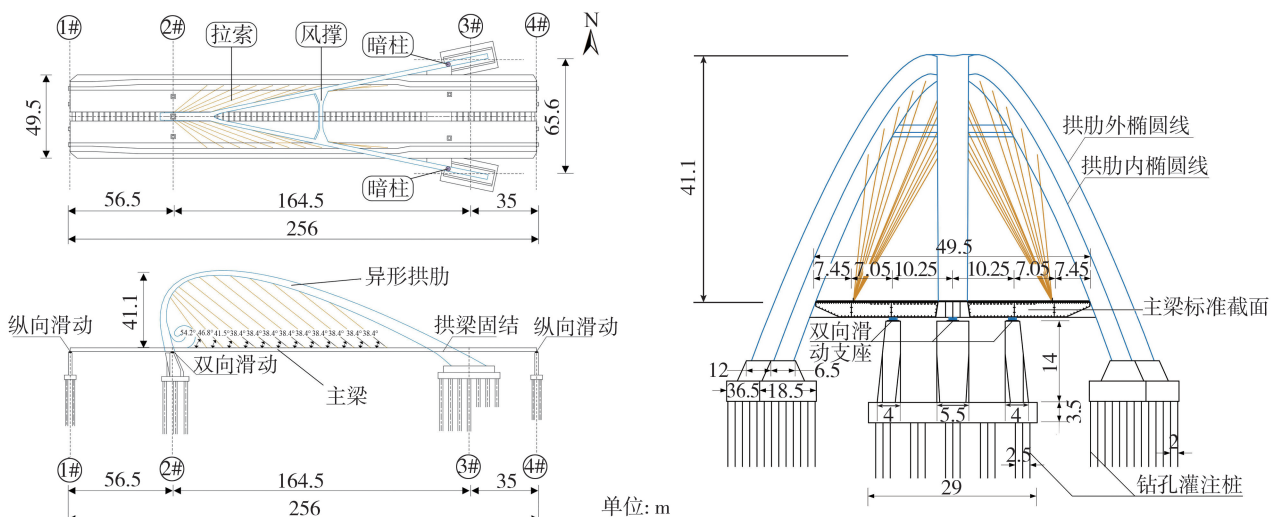
桥梁振动台试验是研究桥梁在地震作用下动力特性和响应的主要手段^[8-9],合理的模型缩尺设计是事半功倍的关键。郭葳等^[10]以某大跨度斜拉桥为研究对象,设计制作了 1:35 的全桥振动台试验模型,对比了桥梁纵向无约束体系与设置纵向黏滞阻尼器的减震体系的地震响应。谢文等^[11]对一座 1400 m 的大跨斜拉桥进行了相似比为 1:70 的振动台模型试验,在桥塔及主梁上安装配重箱以辅助配重,研究了多点激励对大跨斜拉桥地震响应的影响规律。王蕾^[12]在量纲相似理论的基础上设计了几何相似比为 1:40 的大尺寸曲线桥梁缩尺模型,采用铅板均匀布置在桥面和桥墩的附加配重方式,通过九子振动台阵系统开展了多点地震动激励作用下的动力响应分析。李勇^[13]对一座三跨飞燕式钢管混凝土拱桥 1:16 模型进行了振动台试验,通过吊挂配重方式完成了对多维地震动下的桥梁结构的动力响应分析。

基于以上研究表明,在已开展的桥梁振动台试验中,一般多为结构相对规则的桥梁,而对于结构形式复杂的异形拱桥振动台试验研究还不多见,从而造成在模型设计与制作上,如何保持与原桥动力特性相似等问题带来多方面的困难。鉴于此,本文针对一座主跨跨径为 164.5 m 的空间 Y 形拱桥按照 1:20 的几何相似比进行缩尺模型设计,并通过 ABAQUS 软件建立有限元模型,对比原桥模型与缩尺桥模型的动力特性和响应,验证此类异形拱桥动力缩尺模型的合理性,为空间异形拱桥的抗震设计和类似桥梁振动台设计提供参考。

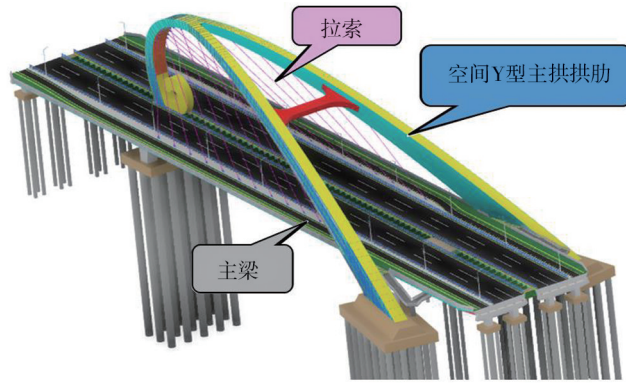
1 原桥结构与试验条件

1.1 工程概况

原桥主桥部分为“Y”字抱翅拱梁组合体系桥,全长 256 m,桥跨布置为 35 m+164.5 m+56.5 m,主桥段全宽为 49.5 m。主桥采用抱翅型拱梁组合体系,由“Y”字空间异形主拱拱圈、拱圈内与主梁连接的斜吊杆和主梁三大主体结构组合而成。上部结构为南北两幅分离式钢箱式主梁,梁高为 2.5 m,主梁半幅为整体钢箱,半幅之间用横梁连接,12 对斜向布置吊杆锚固在异形拱和主梁边缘,桥面板采用正交异性钢桥面板。拱肋立面为椭圆线,断面采用矩形钢箱截面,高度沿拱轴线形逐渐变化,拱肋的一端在中央隔离带处与主梁横梁连接,下接中墩支座;另一端呈倒“Y”形分布于主梁两侧,通过横梁与主梁连接,双拱段设置横向连接,如图 1 所示。该空间异形拱桥位于设防烈度为 8 度,因此,超出现有桥梁抗震规范^[14-15]规定的适用范围,需开展桥梁抗震专项分析,进行振动台试验研究。



(a) 实际桥三视图



(b) 桥梁示意图

图1 异形拱桥结构图

Fig. 1 Structure of the special irregular arch bridge

1.2 试验条件

该空间异形拱桥振动台试验设计依托北京工业大学桥梁工程安全与韧性全国重点实验室的九子系统振动台阵^[16]开展,其技术指标为:单台台面尺寸为1 m×1 m,振动方向为水平双向加竖向,最大速度为60 cm/s,单台最大荷载为5 t,满载最大加速度为水平1.5 g、竖向1.0 g,频率范围为0.4~50 Hz。此振动台阵系统由9个单台组成,每个单台可以布置在不同位置形成多种组合形式,为缩尺模型试验提供了较大的设计空间。

2 振动台模型设计

2.1 动力模型相似关系设计

要使缩尺模型与原结构模型满足动力学上的相似关系,即需要满足缩尺模型与原结构模型的几何相似关系、物理相似关系、运动相似关系与外部荷载相似关系^[17]以及边界条件的相似关系。然而由于原桥结构复杂,各物理参数相互制约,在实际设计中,通常先确定几个基本量纲相似比,进而通过量纲分析法推导出剩余的物理量纲的相似比^[18]。本试验目的是研究异形拱桥在地震动下的动力性能,因此设计模型时主要着手于缩尺模型与原桥模型的动力特性和响应相似,基于此目标,将长度、弹性模量和密度设定为基本量纲。在本模型设计时,定义物理量 n 的相似比 S_n 为缩尺模型物理量 n_m 与原型物理量 n_p 的比值,表达式为

$$S_n = \frac{n_m}{n_p} \quad (1)$$

1) 长度相似比 S_L 的确定

确定长度相似比 S_L 时,需要考虑以下两点:①动力缩尺模型尺寸不得超过振动台场地限制;②桥墩以及边跨支撑布置的各个振动台互不影响。结合振动台试验场地参数,缩尺模型与原结构模型的几何相似关系取1:20,即缩尺模型长度为12.8 m,高度为3.1 m。

2) 弹性模量相似比 S_E 的确定

弹性模量的相似比 S_E 根据动力缩尺模型选用的材料确定。原桥结构拱肋、主梁及横梁均采用Q420钢材,为使缩尺模型最大限度表示原桥模型的动力特性与结构响应,模型桥拱肋、主梁及横梁采用与原桥相同的Q420钢材,即弹性模量相似关系取为1。

3) 密度相似比 S_ρ 的确定

根据量纲相似法得

$$\frac{S_E}{S_L S_a S_\rho} = 1 \quad (2)$$

式中: S_E 为弹性模量相似比; S_L 为长度相似比; S_a 为加速度相似比; S_ρ 为密度相似比。

根据现已确定的弹性模量相似比和长度相似比,若模型满足重力相似定律即

$$S_a = S_g = 1 \quad (3)$$

则密度相似比 S_ρ 远大于1,那么结合式(2)换算理想的模型质量 m_m 为

$$m_m = S_\rho S_L^3 m_p = S_E S_L^2 m_p = S_L^2 m_p \quad (4)$$

而使用相同材料的模型桥,其实际密度相似比为 1,故模型桥实际质量为

$$m_{m0} = S'_\rho S_L^3 m_p = S_L^3 m_p \tag{5}$$

对比式(4)与式(5),显然在缩尺模型选择的材料与原型结构相同的情况下,需要补足人工质量来满足模型质量的统一。附加人工质量需满足式(6):

$$m_a = m_m - m_{m0} = (S_L^2 - S_L^3) m_p \tag{6}$$

式(6)需满足的前提为原型结构与模型结构采用相同的材料,即弹性模量相似比与实际密度相似比均为 1,故在振动台试验中不同材料的选取对附加人工质量的计算完全不同。由于按式(6)计算的附加人工质量远超出本试验振动台的承载能力限制,故本试验无法采用全配重设计,即不能满足重力相似定律式(6)的要求。在既有振动台试验中往往采用弹性-重力相似律或弹性相似律,前者通过设置部分附加质量以满足加速度以及密度的相似关系,通过增大加速度来补足缺失部分质量的动力效应;后者则完全不设置附加质量,忽略模型的部分质量以及惯性力。结合本试验目的,为减小试验误差,本试验采用欠质量人工质量相似模型,即通过加速度来补足部分质量的缺失。由于忽略部分质量,那么密度的相似关系不能通过式(2)与式(3)得出,同理,加速度相似比也需重新计算。故本文提出,对于按弹性-重力相似律设计的采用相同材料的缩尺模型的密度相似比与加速度相似比为

$$S_\rho = \frac{m_a + m_{m0}}{S_L^3 m_p} = \frac{x}{S_L} \quad x \in (0,1) \tag{7}$$

$$S_a = \frac{m_p S_L^2}{m_m x} = \frac{1}{x} \quad x \in (0,1) \tag{8}$$

式中 x 为实际附加人工质量与理想完全相似附加人工质量之比。

由原结构有限元模型在自重及二期荷载的荷载组合下计算出的基底反力并结合振动台最大承载能力可以得到动力缩尺模型的最大质量为 19.95 t。为尽量真实的反映结构的动力特性与结构响应,且满足试验振动台的最大加速度限制,应尽量将动力缩尺模型质量取最大值。

通过长度、弹性模量和密度这 3 个基本量纲的相似关系,并结合量纲分析法可以求出剩余的量纲相似关系如表 1 所示。

表 1 相似关系系数

Table 1 Similarity relation parameters

物理性能	物理参数	量纲相似关系	相似比(模型/原型)
几何特性	长度 L	S_L	0.05000
	面积 A	$S_A = S_L^2$	0.00250
	线位移 δ	S_L	0.05000
	角位移 θ	$S_\theta = 1$	1.00000
材料特性	弹性模量 E	S_E	1.00000
	应力 σ	$S_\sigma = S_E$	1.00000
	密度 ρ	S_ρ	8.00000
	泊松比 μ	$S_\mu = 1$	1.00000
动力特性	质量 m	$S_m = S_\rho S_L^3$	0.00100
	刚度 k	$S_k = S_E S_L$	0.05000
	时间 t	$S_t = (S_m / S_k)^{0.5}$	0.14142
	频率 f	$S_f = 1 / S_t$	7.07107
	阻尼 c	$S_c = S_m / S_t$	0.00707
	速度 v	$S_v = S_E^{0.5} / S_\rho^{-0.5}$	0.35355
	加速度 a	$S_a = S_L^{-1} S_\rho^{-1} S_E$	2.50000
荷载与内力	力 F	$S_F = S_E S_L^2$	0.00250
	弯矩 M	$S_M = S_E S_L^3$	0.00013

2.2 动力模型尺寸设计

1) 拱肋及风撑截面尺寸设计

原桥结构拱肋截面为矩形钢箱截面。由于原桥模型在低阶模态中均有拱肋参与,故模型设计时尽量保证拱肋外形与原桥相似,即截面形状保持不变,同时考虑材料特性与焊接难度,确定模型桥拱肋钢板厚度为 8 mm。在有限元动力特性分析时,拱肋主要出现双向弯曲及扭转振型,而结构扭转模态的振动周期与截面

积无关,弯曲模态的振动周期只和截面惯性半径有关^[19],故换算截面特性时以截面 X 轴的惯性矩 I_x 、 Y 轴的惯性矩 I_y 以及截面扭转惯性矩 J 相似作为目标,且截面形状保持原有拱肋的箱型截面,从而确定模型桥拱肋截面的尺寸,拱肋截面对比如图 2 所示。拱肋和风撑关键截面缩尺前后截面特性如表 2 所示。

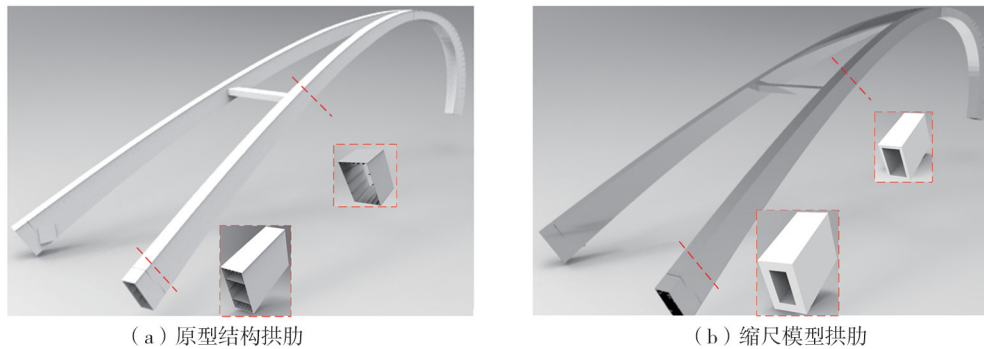


图 2 拱肋示意图

Fig.2 Schematic diagram of arch rib

表 2 拱肋及风撑截面特性

Table 2 Section characteristics of arch rib and wind brace

截面	截面特性	原桥(换算)	模型桥
单拱段 1/2 截面	J	2.592E+07	2.555E+07
	I_x	1.970E+07	1.971E+07
	I_y	1.541E+07	1.541E+07
单拱段分叉处截面	J	2.850E+07	2.828E+07
	I_x	1.256E+07	1.256E+07
	I_y	3.456E+07	3.456E+07
双拱段分叉处截面	J	8.185E+06	8.287E+06
	I_x	6.852E+06	6.852E+06
	I_y	4.645E+06	4.642E+06
双拱段 1/2 截面	J	2.553E+07	2.522E+07
	I_x	3.423E+07	3.423E+07
	I_y	1.089E+07	1.089E+07
风撑截面	J	3.120E+06	3.085E+06
	I_x	1.655E+06	1.655E+06
	I_y	2.755E+06	2.755E+06

2) 主梁及横梁截面尺寸设计

原桥结构为分离式双主梁设计,南、北两主梁之间采用横隔板连接,模型桥拱肋示意图如图 3 所示。若主梁采取与拱肋相同的设计方法,缩尺模型的主梁与横梁壁厚只有 3 mm,这造成现实选材困难且加工工艺难以实现等问题。故在设计时采用更为灵活的处理办法:只保证主梁纵向长度的几何相似,忽略主梁截面形状的几何相似,在满足弹性恢复力相似的条件下,根据钢材材料特性及加工难度,模型主梁与横梁选择厚度为 8 mm 的 Q420 钢板为主要材料,截面形式采用箱型截面。同时为保证在动力特性分析与原有模型的频率满足相似关系,需保持双主梁整体截面 X 轴的惯性矩 I_x 、 Y 轴的惯性矩 I_y 与截面扭转惯性矩 J 相似。前、后横梁作为连接主梁与拱肋的关键构件,为使整桥刚度矩阵与原型桥保持统一且构成完整的拱梁组合体系,同样以截面 X 轴的惯性矩 I_x 、 Y 轴的惯性矩 I_y 以及截面扭转惯性矩 J 相似作为截面换算的目标。主梁与横梁关键截面缩尺前后截面特性如表 3 所示。

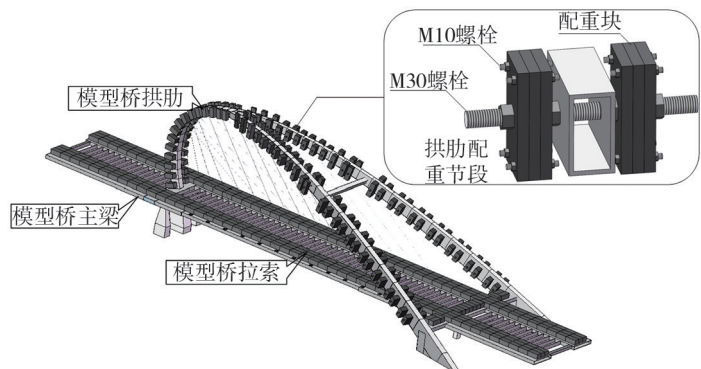


图 3 模型桥拱肋配重示意图

Fig.3 Schematic diagram of the model bridge arch rib counterweight

前、后横梁作为连接主梁与拱肋的关键构件,为使整桥刚度矩阵与原型桥保持统一且构成完整的拱梁组合体系,同样以截面 X 轴的惯性矩 I_x 、 Y 轴的惯性矩 I_y 以及截面扭转惯性矩 J 相似作为截面换算的目标。主梁与横梁关键截面缩尺前后截面特性如表 3 所示。

表 3 主梁及横梁截面特性

Table 3 Section characteristics of main beam and beams

截面	截面特性	原桥(换算)	模型桥	截面	截面特性	原桥(换算)	模型桥
中跨主梁	J	2.989E+07	3.070E+07	前横梁	J	1.619E+07	1.750E+07
	I_x	9.123E+06	9.123E+06		I_x	5.949E+06	5.949E+06
	I_y	3.271E+08	3.270E+08		I_y	5.172E+07	5.172E+07

3)其他截面设计

原桥吊杆利用冷铸与挤压复合锚固技术,采用 R_{yb} 为 1860 MPa, E 为 1.95×10^5 MPa 级的钢绞线成品索,为更好的还原吊杆在整体结构中的受力情况,模型桥吊杆采用相同材料并以抗拉刚度为目标进行相似设计,即截面面积满足几何相似关系,换算前后索力如表 4 所示。原桥的墩柱为钢筋混凝土材料,考虑模型按几何相似关系缩尺后由于混凝土截面面积过小,若采用与原桥截面材料相同的材料,其钢筋保护层厚度无法保证,施工工艺复杂,故采用换算 Q420 钢材。为简化分析,将 EI 与 EA 作为复合物理量进行缩尺设计,反映换算前后的截面刚度相似,即墩柱截面 X 轴的抗弯刚度 EI_x , Y 轴的抗弯刚度 EI_y 与抗压刚度 EA 相似,截面形式采用厚度为 8 mm 的箱型截面。

表 4 索力对比表

Table 4 Comparison of cable forces

索编号	原桥索力	模型桥索力	索编号	原桥索力	模型桥索力
1	3038.35	3.04	7	1766.60	1.77
2	2665.86	2.67	8	1898.95	1.90
3	2308.60	2.31	9	2054.95	2.05
4	2094.12	2.09	10	2210.83	2.21
5	2099.85	2.10	11	2449.01	2.45
6	1945.78	1.95	12	2550.48	2.55

2.3 动力模型配重设计

动力模型质量是计算缩尺结构动力特性和响应正确与否的关键参数,由于动力模型材料采用与原桥相同的 Q420 钢材,若满足相似关系中密度的相似关系,则需通过附加质量配重的补偿方式来实现^[20-21]。本试验缩尺模型自重及附加人工质量总计 19.95 t,其中附加人工质量由经过换算后的结构自重密度补偿质量与桥梁二期荷载组成。

对于此种大跨空间异形结构拱肋在附加人工质量块时,需要考虑三个方面:①附加的人工质量块不得影响原有拱轴线的线形;②附加人工质量块后不能大幅度影响所在截面的截面特性;③附加人工质量块在震动下应与拱肋有较好的整体性。

本设计将通过节点附加人工质量块的方式实现质量补偿。为保证拱肋每一块拼接板之间的焊接质量,将附加人工质量的节点设计在每一块钢板的中央。其装配形式为:在拱肋的每一节段的左右边板中央钻有 M30 的螺栓孔,将 M30 的螺杆穿过拱肋并在两端留出等长部分,利用 M30 螺母预紧夹持在拱肋两端固定螺杆,将附加人工质量块中间与两端各钻有 M30 与 M10 的螺栓孔,并在 M30 螺孔内设置螺纹,把一定数量的质量块对称加在螺杆两端,最终在螺杆两末端利用 M30 螺母夹持固定,四周利用 M10 螺母夹持。拱肋节点附加质量节段如图 3 所示。

为保证附加人工质量块与拱肋在震动下具有较好的一致性,螺杆直径与附加人工质量块的尺寸需通过 ABAQUS 计算验证,暂定人工质量块的尺寸为 20 mm × 100 mm × 200 mm 与 20 mm × 100 mm × 300 mm,螺杆直径为 30 mm。建模时以最大附加质量的节点所在的拱肋节段为基础,建立螺杆与附加人工质量块的实体单元模型,其中螺杆与质量块之间采用绑定约束,螺杆一端固定。将模型进行动力特性分析,选取单方向振型并计算阻尼系数。原桥结构的震动时程曲线按时间相似关系与加速度相似关系换算为模型桥换算震动时程曲线。在螺

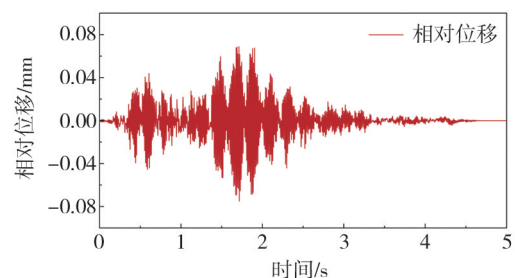


图 4 配重螺杆两端相对位移

Fig. 4 Relative displacement of both ends of the weight screw

杆固定端释放 X 方向约束并输入换算后的地震动,通过对此模型进行动力时程分析,其应力峰值未超过 420 MPa,螺杆两端相对位移最大值未超过 0.1 mm,螺杆两端相对位移如图 4 所示。故设计尺寸满足配重结构与拱肋部分具有良好的一体性的条件。

3 缩尺模型设计方法验证

对于这种受力特征不明确且空间效应显著的新型异型拱桥的建模,若采用实体单元建模存在节点过多且不易修改、计算时间过长等缺点。因此本设计采用 ABAQUS 软件对缩尺桥建立了梁单元模型并开展了对比分析,其中拉索与主梁相应节点间采用耦合约束,后横梁与拱脚实际连接位置相互耦合,暗柱与所处拱肋节段节点采用绑定约束。拱肋与主梁分别通过附加节点荷载与均布荷载实现人工质量的模拟。支座约束通过弹性连接输入换算刚度值进行模拟,桥墩与拱脚底部节点约束全部自由度,假定其与振动台面完成有效固定,有限元模型如图 5 所示。

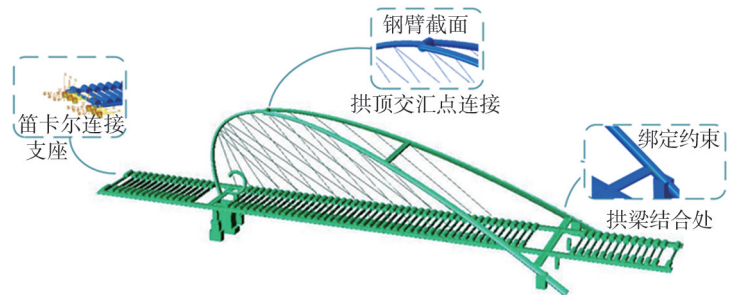


图 5 有限元模型示意图

Fig. 5 Schematic diagram of finite element model

通过原桥模型与缩尺桥模型动力特性分析,前 10 阶自振频率如表 5 所示。经对比可以发现前 10 阶自振频率最大误差不超过 7%,其中第一阶误差仅为 0.79%,第五阶扭转振型存在相对较大误差的原因应为原桥模型采用梁格法建模,与缩尺桥在扭转刚度上存在一定偏差。结果表明:建立的动力缩尺模型设计合理且能够较好的表征原桥的自振频率的预设结果。原桥模型与缩尺桥模型前 5 阶振型对比如图 6 所示。通过对前 5 阶振型可以发现:缩尺桥模型的前 5 阶振型形状均与原桥模型相同,且均无局部振型,故本动力模型能较好地反映出的原空间异形拱桥的动力特性。

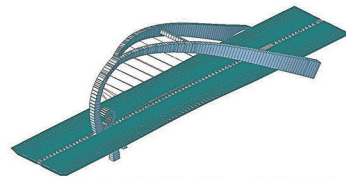
3.1 动力特性对比分析

通过原桥模型与缩尺桥模型动力特性分析,前 10 阶自振频率如表 5 所示。经对比可以发现前 10 阶自振频率最大误差不超过 7%,其中第一阶误差仅为 0.79%,第五阶扭转振型存在相对较大误差的原因应为原桥模型采用梁格法建模,与缩尺桥在扭转刚度上存在一定偏差。结果表明:建立的动力缩尺模型设计合理且能够较好的表征原桥的自振频率的预设结果。原桥模型与缩尺桥模型前 5 阶振型对比如图 6 所示。通过对前 5 阶振型可以发现:缩尺桥模型的前 5 阶振型形状均与原桥模型相同,且均无局部振型,故本动力模型能较好地反映出的原空间异形拱桥的动力特性。

表 5 原型结构与缩尺模型频率对比

Table 5 Comparison of frequencies of prototype structure and scaled model

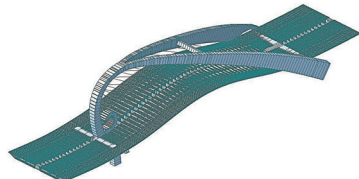
模态	原桥结构/Hz	模型桥结构/Hz	换算原桥结构/Hz	误差/%	模态	原桥结构/Hz	模型桥结构/Hz	换算原桥结构/Hz	误差/%
1	0.801	5.617	5.662	0.79	6	1.723	11.825	12.182	2.93
2	0.954	6.503	6.742	3.54	7	1.760	12.442	12.447	0.04
3	1.161	7.992	8.210	2.66	8	2.225	16.113	15.729	2.44
4	1.212	8.028	8.572	6.35	9	2.337	17.018	16.525	2.98
5	1.461	10.568	10.327	2.33	10	2.576	18.865	18.210	3.60



(a) 原桥模型第一阶模态图



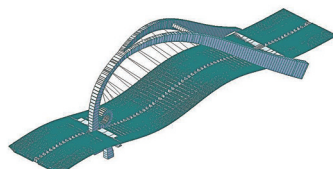
(b) 缩尺模型第一阶模态图



(c) 原桥模型第二阶模态图



(d) 缩尺模型第二阶模态图



(e) 原桥模型第三阶模态图



(f) 缩尺模型第三阶模态图

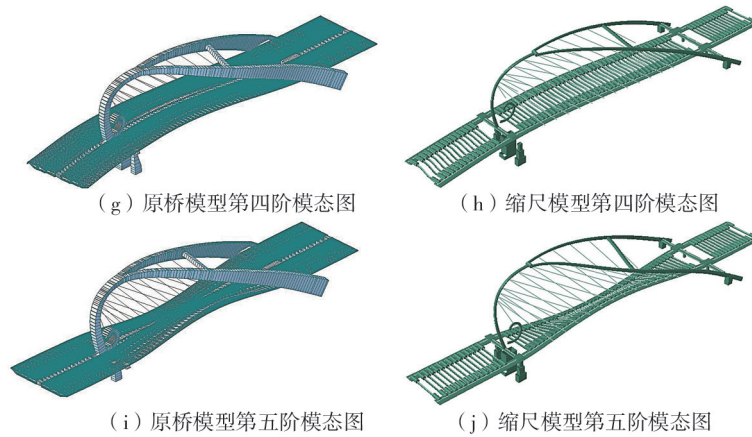


图 6 原桥模型和缩尺模型模态对比

Fig. 6 Modal contrast of prototype structure and scaled model

3.2 动力响应对比分析

本模型动力响应验算选用原桥安评地震波与按时间相似比和加速度相似比换算的缩尺安评地震波分别进行原桥模型与缩尺模型的动力时程分析,并对比关键位置的横向位移峰值以及内力峰值响应。选取原地震波与换算地震波如图 7 所示。

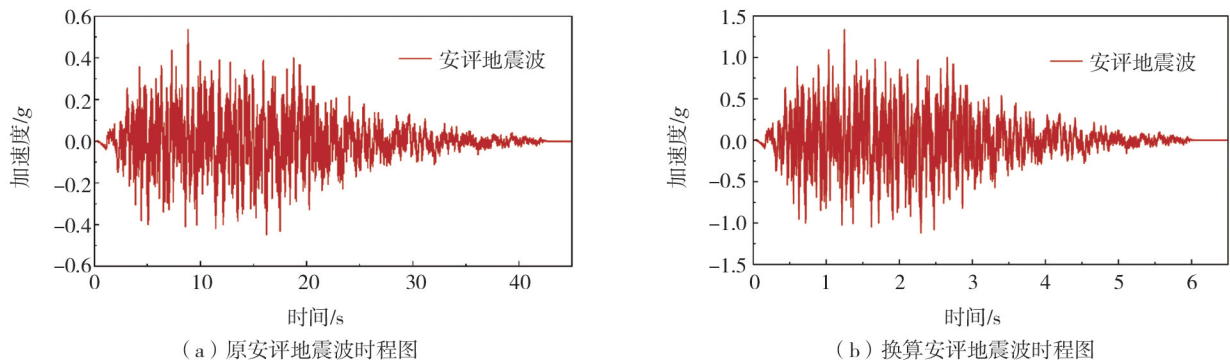


图 7 安评地震波

Fig. 7 Seismic ground wave of safety assessment

3.2.1 关键位置内力响应

由于缩尺模型相对于原桥结构来说,其质量小于重力相似率下的换算相似质量,属于欠配重体系,因而在对比时程分析结果时,本节排除静力影响,只对比动力时程的结果。拱脚单元与风撑单元的原桥换算内力时程曲线和缩尺模型桥内力时程曲线的对比如图 8 和图 9 所示,12 对吊杆在地震作用下剔除成桥索力的内力峰值对比,如表 6 所示。可以发现在安评地震波的横向地震动作用下模型桥可以较好地再现桥梁在地震下的内力状态。

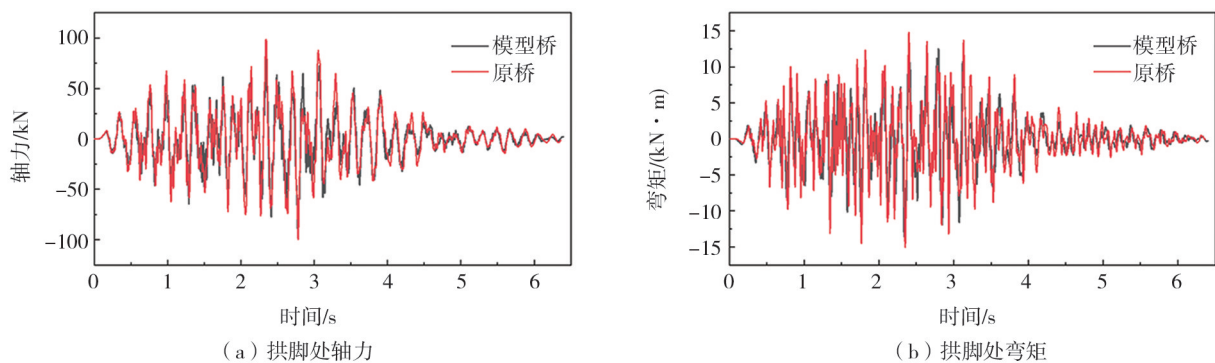


图 8 拱脚内力时程对比

Fig. 8 Comparison of the time history of the arch foot internal force

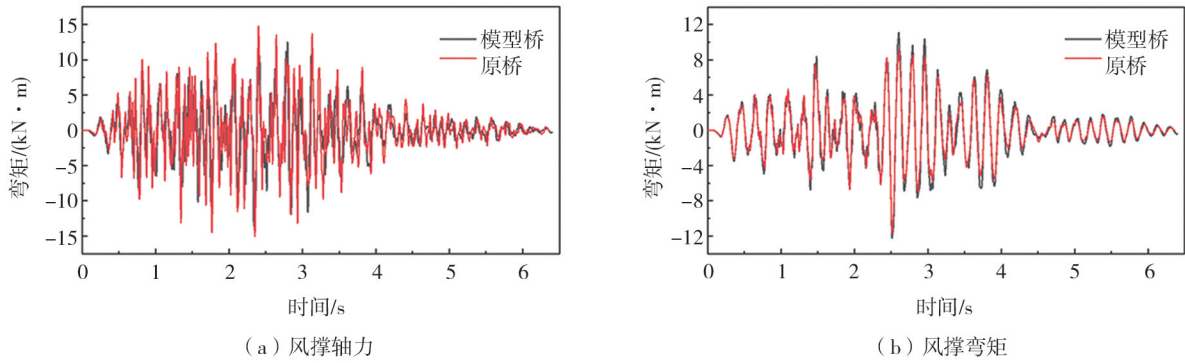


图9 风撑内力时程对比

Fig.9 Comparison of the time history of the wind brace internal force

表6 吊杆内力峰值对比

Table 6 Comparison of peak values of boom internal force

吊杆序号	原桥结构/kN	缩尺模型/kN	原桥换算/kN	误差/%	吊杆序号	原桥结构/kN	缩尺模型/kN	原桥换算/kN	误差/%
1	518.873	1.320	1.297	1.773	7	850.017	1.989	2.125	6.379
2	477.045	1.278	1.193	7.138	8	562.668	1.309	1.407	6.961
3	492.294	1.213	1.231	1.458	9	487.883	1.099	1.220	9.934
4	517.783	1.223	1.294	5.521	10	484.131	1.099	1.210	9.161
5	612.085	1.502	1.530	1.862	11	529.008	1.207	1.323	8.721
6	652.518	1.606	1.631	1.523	12	702.706	1.911	1.757	8.802

3.2.2 节点位移响应

为对比动力作用下的位移响应,分别选择主梁与拱肋部分关键节点对比其地震动下位移峰值,拱顶节点与主梁跨中节点的原桥换算位移时程曲线和缩尺模型桥位移时程曲线的对比如图10和图11所示。关键节点横向位移响应峰值对比如表7所示。支座横向相对位移峰值对比如图12所示。可以发现在安评地震波作用下模型桥可以较好地再现桥梁在地震下的位移状态。综合以上两方面动力响应的对比,验证了在动力作用下缩尺模型设计的有效性。

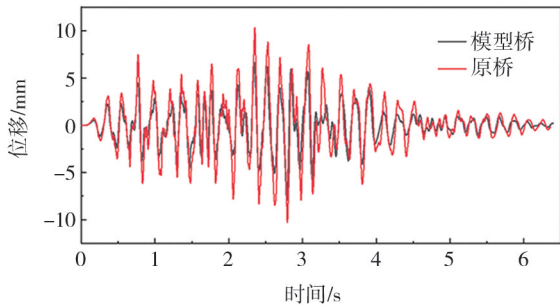


图10 拱顶横向位移

Fig.10 Lateral displacement of the vault

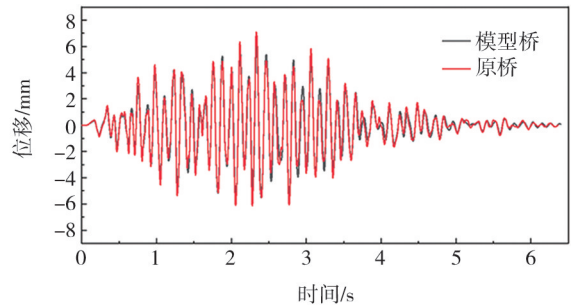


图11 主梁跨中横向位移

Fig.11 Lateral displacement of the girder of middle span

表7 关键节点横向位移峰值对比

Table 7 Comparison of peak values lateral displacement of key nodes

关键位置	原桥结构/mm	缩尺模型/mm	原桥换算/mm	误差/%	关键位置	原桥结构/mm	缩尺模型/mm	原桥换算/mm	误差/%
主梁 前横梁处	154.201	7.056	7.710	8.482	拱肋 拱顶	168.124	8.650	8.406	2.903
主梁 1/4跨处	186.050	8.407	9.302	9.621	双拱 1/4跨处	312.438	15.044	15.622	3.700
单拱 1/2跨处	142.361	6.422	7.118	9.778	拱肋风撑交点	305.671	15.414	15.283	0.857

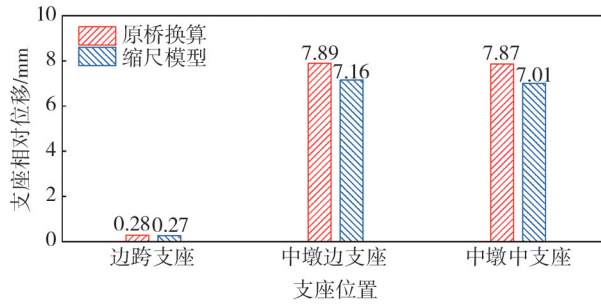


图 12 支座横向相对位移峰值对比

Fig. 12 Comparison of peak values of lateral relative displacement of supports

3.2.3 节点加速度响应

对于振动台阵试验,各节点加速度应作为主要验证对比,在安评地震波横向加载下,缩尺模型与原桥模型的拱肋与主梁各关键节点横向加速度最大响应值的对比如图 13 所示。其中主梁部分最大误差为 3.5%,出现在中跨主梁跨中位置,拱肋部分最大误差为 4%,出现在拱顶位置。通过对比可以看出,结构节点在接近振动台支撑位置时,其加速度误差明显小于远离支撑的节点误差,主要原因是缩尺模型在动力作用下存在尺寸效应,在整体刚度矩阵较小位置尺寸效应显著,但误差均在 5% 以内,可以表明缩尺模型在加速度响应上可以较好地反映出预设加速度的相似关系。

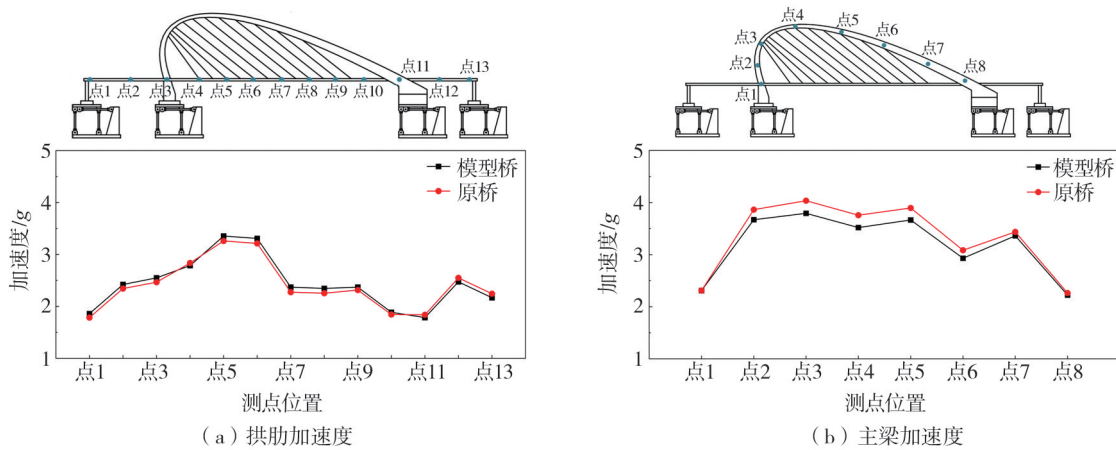


图 13 横向加速度峰值对比

Fig. 13 Comparison of lateral acceleration peak values

4 结论

本文开展空间异形拱桥结构振动台试验设计,通过数值模拟分析验证缩尺模型设计的合理性,主要结论如下:

- 1) 动力缩尺模型设计需要综合考虑振动台尺寸、承载能力以及吊装条件等因素,首先确定基本量纲相似比,结合试验目的选择合适的相似换算原则,减少不必要的试验要求,使相似设计更加合理。
- 2) 针对空间异形拱桥缩尺模型结构,采用拱肋打孔两端预紧配重的方式附加人工质量,可以最大限度地保证不影响拱轴线的线型与拱肋的截面特性,并满足人工质量块与缩尺模型在地震作用下的一致性。
- 3) 利用有限元软件验证原型结构与缩尺模型之间的相似关系。通过动力特性分析与时程计算,原桥模型与缩尺桥模型动力模态吻合较好,频率误差小于 7%,位移、内力和加速度峰值响应误差均未超过 10%,故该动力缩尺模型能够有效地反应出原型结构的动力特性与动力响应。

参考文献:

[1] 肖林, 卫星, 温宗意, 等. 钢-混组合结构桥梁 2019 年度研究进展[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2020, 42(5): 168-182.
 XIAO Lin, WEI Xing, WEN Zongyi, et al. State-of-the-art review of steel-concrete composite bridges in 2019 [J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2020, 42(5): 168-182. (in Chinese)

- [2] 成凯, 叶锡钧, 梁伟. 大跨度异形拱桥动力特性分析[J]. 中外公路, 2019, 39(4): 64-67.
CHENG Kai, YE Xijun, LIANG Wei. Analysis on dynamic characteristics of long-span special-shaped arch bridge[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2019, 39(4): 64-67. (in Chinese)
- [3] 苏庆田, 杨国涛. 拱肋外倾角对异形空间拱桥受力的影响[J]. 桥梁建设, 2011, 41(1): 14-17.
SU Qingtian, YANG Guotao. Influence of camber angles of arch ribs on mechanical behavior of irregularly-shaped spatial arch bridge[J]. Bridge Construction, 2011, 41(1): 14-17. (in Chinese)
- [4] CHENG X X, DONG J, CAO S S, et al. Static and dynamic structural performances of a special-shaped concrete-filled steel tubular arch bridge in extreme events using a validated computational model[J]. Arabian Journal for Science and Engineering, 2018, 43(4): 1839-1863.
- [5] KOU C H, KAO C S, YANG M C, et al. An investigation into the dynamic mechanical behaviors of special-shaped arch bridges[J]. Applied Mechanics and Materials, 2012, 178-181: 2260-2263.
- [6] GU D P, CHEN Y J, YAN W M, et al. Experimental research on special-shaped CFST arch bridge model[J]. Advanced Materials Research, 2011, 243-249: 1835-1841.
- [7] 刘毅. 非对称空间异形蝶式钢拱桥静动力特性研究及地震反应分析[D]. 天津: 天津大学, 2016.
LIU Yi. Research of static and dynamic and earthquake response of the asymmetric spatial odd-form arch bridge[D]. Tianjin: Tianjin University, 2016. (in Chinese)
- [8] ZONG Z H, ZHOU R, HUANG X Y, et al. Seismic response study on a multi-span cable-stayed bridge scale model under multi-support excitations. Part I: Shaking table tests[J]. Journal of Zhejiang University-Science A (Applied Physics & Engineering), 2014, 15(5): 351-363.
- [9] GUAN Z G, LI J Z, GUO W, et al. Design and validation of a shaking-table test model on a long-span cable-stayed bridge with inverted-Y-shaped towers[J]. Engineering Structures, 2019, 201: 109823.
- [10] 郭葳, 李建中, 管仲国. 黏滞性阻尼器对千米级斜拉桥纵向减震效果的振动台试验研究[J]. 中国公路学报, 2019, 32(11): 156-164.
GUO Wei, LI Jianzhong, GUAN Zhongguo. Shake table studies of the longitudinal seismic mitigation effect of viscous dampers on a kilometer-scale cable-stayed bridge[J]. China Journal of Highway and Transport, 2019, 32(11): 156-164. (in Chinese)
- [11] 谢文, 孙利民, 楼梦麟. 多点激励下桩-土-斜拉桥全模型振动台试验研究[J]. 土木工程学报, 2019, 52(5): 79-89.
XIE Wen, SUN Limin, LOU Menglin. Shaking table test on a pile-soil-cable-stayed bridge full model under multi-support excitations[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(5): 79-89. (in Chinese)
- [12] 王蕾. 大跨度刚构桥地震响应分析及振动台试验研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2010.
WANG Lei. Seismic response analysis of long-span rigid-frame bridge and the shaking table model test[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2010. (in Chinese)
- [13] 李勇. 非一致地震激励下高架连续梁桥动力响应与控制研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2012.
LI Yong. Study on seismic response and control of continuous viaducts under non-uniform seismic excitations[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2012. (in Chinese)
- [14] JTG/T 2231-01—2020 公路桥梁抗震设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2020.
JTG/T 2231-01—2020 Specifications for seismic design of highway bridges[S]. Beijing: China Communications Press, 2020. (in Chinese)
- [15] CJJ 166—2011 城市桥梁抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
CJJ 166—2011 Code for seismic design of urban bridges[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)
- [16] 高春华, 纪金豹, 闫维明, 等. 地震模拟振动台技术在中国的发展[J]. 土木工程学报, 2014, 47(8): 9-19.
GAO Chunhua, JI Jinbao, YAN Weiming, et al. Developments of shaking table technology in China[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(8): 9-19. (in Chinese)
- [17] LEI X Y, WANG Z G, LUO K. Design, verification, and test of the bridge structure vibration similarity model[J]. Journal of Aerospace Engineering, 2021, 34(1): 04020101.
- [18] 张敏政. 地震模拟实验中相似律应用的若干问题[J]. 地震工程与工程振动, 1997, 17(2): 52-58.
ZHANG Minzheng. Study on similitude laws for shaking table tests[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 1997, 17(2): 52-58. (in Chinese)
- [19] 林皋, 朱彤, 林蓓. 结构动力模型试验的相似技巧[J]. 大连理工大学学报, 2000, 40(1): 1-8.
LIN Gao, ZHU Tong, LIN Bei. Similarity technique for dynamic structural model test[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2000, 40(1): 1-8. (in Chinese)
- [20] 李雄彦, 刘人杰, 景辉, 等. 面向工程的大跨度空间结构动力缩尺模型设计制作方法[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(12): 267-275.
LI Xiongyan, LIU Renjie, JING Hui, et al. Engineering-oriented design method of dynamic scale model of large-span spatial structure[J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(12): 267-275. (in Chinese)
- [21] 周志光, 周龙定, 赵锦一. AP1000 核电厂模型基底隔震振动台试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2020, 40(2): 64-72.
ZHOU Zhiguang, ZHOU Longding, ZHAO Jinyi. Shaking table test study of AP1000 base-isolated nuclear power plant[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2020, 40(2): 64-72. (in Chinese)