

文章编号: 1000-4750(2016)08-0101-09

弹塑性钢阻尼器对中等跨径斜拉桥横桥向 减震效果的振动台试验研究

徐 艳¹, 王瑞龙¹, 李建中¹, 嵇冬冰²

(1. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 江苏省交通规划设计院股份有限公司, 江苏, 南京 210014)

摘 要: 为了研究弹塑性钢阻尼器对中等跨径斜拉桥横桥向的减震效果, 该文以某一典型中等跨径混凝土斜拉桥为研究对象, 设计了 1/20 全桥试验模型, 通过改变塔梁、墩梁横桥向的连接方式, 建立了固结体系和采用弹塑性钢阻尼器的减震体系两种试验模型, 采用 Chi-Chi 波和场地人工波进行了横桥向四台阵全桥振动台试验。试验结果表明: 相对于固结体系而言, 横桥向采用弹塑性钢阻尼器的减震体系利用弹塑性钢阻尼器良好的滞回耗能性能, 可以有效地减小塔顶位移和塔底应变, 具有良好的减震效果, 是合理的抗震体系之一。

关键词: 斜拉桥; 横桥向; 弹塑性钢阻尼器; 减震效果; 振动台试验

中图分类号: U448.27 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2015.01.0004

SHAKING TABLE TEST OF TRANSVERSE SEISMIC RESPONSE REDUCTION OF MEDIUM-SPAN CABLE-STAYED BRIDGES USING YIELDING STEEL DAMPERS

XU Yan¹, WANG Rui-long¹, LI Jian-zhong¹, JI Dong-bing²

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Jiangsu Province Communications Planning and Design Institute Limited Company, Nanjing, Jiangsu 210014, China)

Abstract: To investigate transverse seismic response reduction of medium-span cable-stayed bridges using yielding steel dampers, a 1/20-scale full bridge model of a typical medium-span concrete cable-stayed bridge was designed, constructed and tested on the shaking tables at Tongji University, Shanghai, China. Chi-Chi wave and site specific artificial wave were input in the transverse direction. In this test, two types of transverse seismic structural systems were considered, including fixed system and energy dissipation system with yielding steel dampers. The test results show that the seismic performance of the bridge with yielding steel dampers can significantly reduce the strains at the bottom of the tower legs and the displacement at the tower top. Therefore, the proposed energy dissipation system can be applied to the cable-stayed bridges to achieve better seismic performance.

Key words: cable-stayed bridge; transverse; yielding steel damper; seismic reduction; shaking table test

斜拉桥由于外形美观、造价合理、施工方便以及型式多样, 在国内外得到了广泛的应用。而随着近年来强震频发, 其抗震性能也相应得到了越来越多的关注和研究。在纵桥向, 大部分研究集中在塔、

梁合理约束体系^[1-5], 主要包括弹性索连接约束和粘滞阻尼器连接约束; 在横桥向, 约束体系通常为塔-梁固结、边墩-梁固结, 但这种刚性连接往往会引起结构的横向地震响应过大。叶爱君等^[6]以苏通

收稿日期: 2015-01-04; 修改日期: 2016-07-11

基金项目: 973 计划项目(2013CB036302); 国家自然科学基金项目(51478338)

通讯作者: 李建中(1963—), 男, 湖北人, 教授, 博士, 博导, 从事桥梁抗震研究(E-mail: lijianzh@tongji.edu.cn).

作者简介: 徐 艳(1976—), 女, 浙江人, 副研究员, 博士, 博导, 从事桥梁抗震研究(E-mail: yanxu@tongji.edu.cn);

王瑞龙(1988—), 男, 山西人, 博士生, 从事桥梁抗震研究(E-mail: wang632791809@126.com);

嵇冬冰(1976—), 男, 江苏人, 助理工程师, 硕士, 从事桥梁抗震研究(E-mail: wyqqh100@163.com).

长江公路大桥为研究对象,分析了三种边墩、梁横向约束体系即采用滑动支座、固结支座和粘滞阻尼器连接对超大跨度斜拉桥地震反应的影响,结果表明在边墩与梁之间横向设置粘滞阻尼器可以显著减小边墩内力以及梁端位移。杨喜文等^[7]通过对斜拉桥边墩与主梁间的横向约束分别引入位移相关型和速度相关型减震装置,发现采用减震装置后塔底的地震内力并没有明显增加,而边墩的地震内力得到了有效降低。管仲国等^[8]对南京夹江自锚式悬索桥采用弹塑性阻尼支座进行减隔震设计,结果表明横桥向采用减震装置的减震效果与墩梁、塔梁横向固定体系相比非常明显,仅为后者的15%~50%。目前,横桥向塔梁之间设置粘滞阻尼器已在国外大桥的抗震设计中有所应用,如希腊的Rion-Antirion桥^[9]在横桥向塔梁之间设置了1个保险限位装置和4个流体粘滞阻尼器,发生地震时保险限位装置容许发生破坏,斜拉桥在横桥向成为漂浮体系,流体粘滞阻尼器发挥作用。

在试验研究方面,Godden等^[10]与Garevski等^[11]分别对Ruck-A-Chucky桥和Jindo桥进行了几何相似比为1/200和1/150的小比例全桥模型振动台试验研究,并初步测试了静活载效应、体系的阻尼、自振频率、振型等参数,且与数值模拟结果较为吻合,但模型比例较小,且模型采用有机玻璃制作。Yang^[12]以香港汲水门大桥(斜拉桥)为对象进行了几何相似比为1/120的小比例全桥有机玻璃模型振动台试验,研究了非一致激励对全桥地震反应的影响。房贞政等^[13]采用有机玻璃对武汉二七长江大桥进行了几何相似比为1/100的小比例全桥模型振动台试验,研究了多塔斜拉桥在一致激励及多点激励

下的地震响应规律,并验证了数值分析模型。

综上所述,目前针对斜拉桥横桥向抗震体系的研究主要集中在边跨横向约束的影响分析上,对于塔梁之间的横桥向减震研究较少,且基本停留在理论分析上;而在振动台试验方面,由于试验设备和试验平台的限制,目前进行大比例尺的大跨度斜拉桥全桥振动台试验研究还相对较少,已做过的斜拉桥振动台试验基本为几何相似比为1/200~1/100的小比例模型,且模型材料大多采用有机玻璃,关于斜拉桥结构横桥向抗震体系的研究相对不足。

因此,本文作者基于同济大学新建成的多功能振动台实验室,对一典型中等跨度斜拉桥进行了横桥向的大缩尺比(1/20)振动台试验,其中针对传统的横向约束形式下桥塔的破坏过程与模式见文献[14]。本文则在此模型设计的基础上,通过改变塔梁、墩梁之间的横向约束形式,对该缩尺模型进行了进一步的振动台试验,比较不同横向约束体系下典型斜拉桥的地震反应,验证塔梁之间设置弹塑性钢阻尼器的减震效果,为解决工程实践中斜拉桥横桥向抗震能力不足的问题提供新思路。

1 典型混凝土斜拉桥原型及模型设计

1.1 典型混凝土斜拉桥原型参数

本研究选取广东一典型中等跨度混凝土双塔双索面斜拉桥为试验原型,跨径布置为60 m+70 m+380 m+70 m+60 m=640 m(见图1)。其中,桥塔为箱型断面“H”型混凝土塔,塔高91 m,辅助墩、过渡墩为C40混凝土墩柱,主梁采用流线型扁平封闭钢箱梁,桥面宽35.5 m。

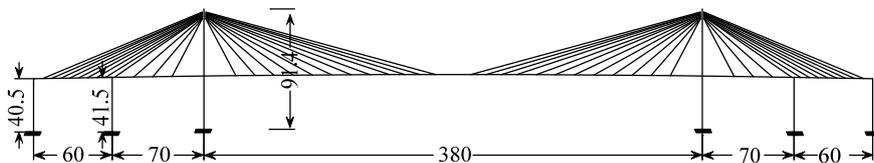


图1 典型混凝土斜拉桥立面布置图 /mm

Fig.1 Elevation of the typical concrete cable-stayed bridge

1.2 动力试验模型设计

模型设计综合考虑振动台承载能力、吊车起吊能力、试验场地尺寸等因素,最终确定试验模型缩尺比为1/20。为了准确模拟原型结构的动力特性和动力反应,模型尽可能地采用与原型性能相近或相同的材料。对于原型的混凝土部分,采用M15微粒混凝土进行模拟,微粒混凝土的弹性模量相似常数

为0.3。对于原型的钢结构部分,采用冷轧Q345qD钢板模拟,钢结构的弹性模量相似常数为1。试验中为了保证重力模拟不失真,加速度相似常数确定为1。最后,应用量纲分析法推导其余物理量的相似常数,见表1。严格按照上述相似常数设计得到试验模型总长为32 m,模型振动台布置图如图2,北塔和南塔分别安装在C台、D台。

斜拉索采用 10 mm 钢丝绳模拟, 为了便于调整斜拉索的索力及满足索间距的布置要求, 本次试验采用并索处理, 将原桥的 48 对斜拉索缩减为 12 对。主梁采用空心矩形断面, 采用 10 mm 厚钢板焊接拼装。根据抗弯能力等效和抗剪能力等效的原则^[14]对桥塔和桥墩截面进行配筋设计, 其中采用 M15 微粒混凝土模拟原型混凝土, $\Phi 6$ 光圆钢筋模拟主筋, 10# 铅丝模拟箍筋, 桥塔及桥墩关键截面图及

立面图分别见图 3 和图 4。

在振动台试验中, 由于对结构进行的是抗震能力的研究, 所以结构的惯性力常常是作用在结构上的主要荷载, 这时必须考虑模型与原型结构的结构材料质量密度的相似。因此需要在模型上附加适当的分布质量(见表 1)。桥塔及桥墩通过在其上安装配重箱, 配重箱中盛放尺寸为 15 cm \times 8 cm \times 5 cm 的铸铁块, 每块质量为 5 kg, 用木楔填满铸铁块之间的

表1 模型相似常数

Table 1 Similar constants of model

参数	长度	弹性模量	加速度	密度	质量	频率	力	弯矩	惯性矩/($\times 10^{-6}$)
混凝土构件相似常数	0.05	0.3	1	6	7.50×10^{-4}	4.47	7.50×10^{-4}	3.75×10^{-5}	6.25
钢构件相似常数	0.05	1.0	1	20	2.50×10^{-3}	4.47	2.50×10^{-3}	1.25×10^{-4}	6.25

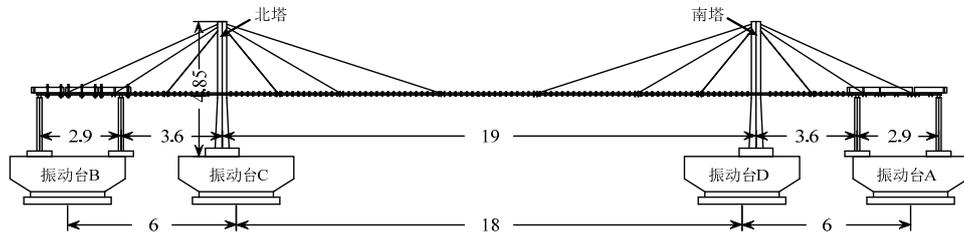


图2 试验模型振动台布置图 /m

Fig.2 Shaking table layout of test model

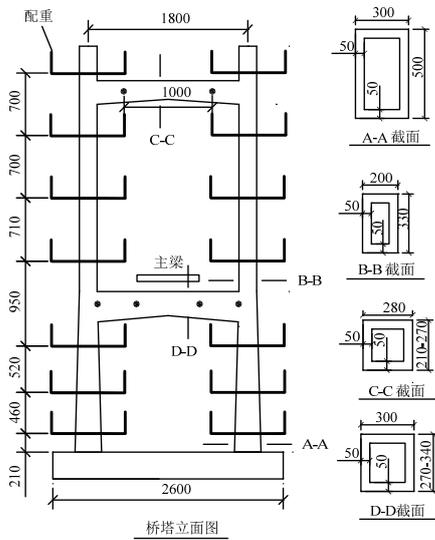


图3 桥塔模型结构布置图 /mm

Fig.3 Elevation of tower model

空隙, 以保证铸铁块在配重箱中密实。桥塔、桥墩配重位置见图 3 和图 4, 其中塔柱 7 个配重质量从塔底到塔顶依次为 0.418 t、0.418 t、0.418 t、0.330 t、0.322 t、0.330 t、0.273 t, 上横梁 2 个配重质量、下横梁 4 个配重质量、单个桥墩 2 个配重质量均为 0.313 t。主梁配重采用成对的半圆柱形钢块及 2 t 重大立方体质量块。两边边跨主梁各 3.2 m, 均布配重质量为 1.875 t/m; 中跨主梁共 25.6 m, 均布配

重质量为 0.28 t/m。其中, 附加的分布质量在试验模型中对称布置, 且对称位置处的质量块大小相同、质量相等, 不会增大桥塔的扭转效应。

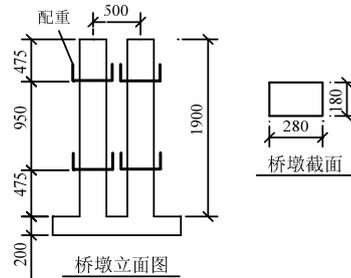


图4 过渡墩、辅助墩结构布置图 /mm

Fig.4 Elevation of pier model

振动台试验模型全貌见图 5。模型总重为 54.7 t。



图5 振动台全桥试验模型

Fig.5 Test model in the shaking tables

1.3 试验模型有限元验证

试验模型设计时,严格按照几何缩尺比设计得到的理论模型构造复杂且难以施工。因此,采用上节所述方法,对理论模型进行简化设计(主要是斜拉索的并索处理),进而得到试验模型。为了验证试验模型的准确性,本节利用 OpenSees 对理论模型和试验模型进行模态分析和非线性时程分析,非线性时程分析时输入的地震波如图 8(b),峰值加速度调整为 $0.3g$ 。表 2 列出了理论模型和试验模型横向一阶周期和关键位置地震响应的对比结果。由表可知,试验模型可较为准确地反映原型结构的地震响应,可用来模拟原型,进行振动台试验。

表 2 理论模型和试验模型分析结果对比

项目	理论模型	试验模型	误差/(%)
横向一阶周期/s	0.34	0.38	13.4
塔顶横向位移/mm	26.4	29.11	10.3
塔底横向弯矩/(kN·m)	24.17	21.79	-9.9

2 约束体系

目前斜拉桥最为常见的横桥向约束体系为横桥向桥塔、过渡墩与主梁固结,辅助墩与主梁无约束。该约束体系往往会导致斜拉桥桥塔和过渡墩在地震作用下成为易损构件。故本次试验选用弹塑性钢阻尼器作为桥塔、过渡墩与主梁之间的横向减震装置,研究其减震效果。弹塑性钢阻尼器^[15]在弹性范围内具有较高的刚度,可抵御桥梁工程正常的制动力、风作用力等。当地震来临时,钢阻尼器率先进入屈服,发挥良好的塑性滞回性能,在一定位移下运动耗散地震能量。

本次试验为了研究斜拉桥横桥向采用该减震装置后的减震效果,采用两种约束体系进行比较:

体系 A(固结体系):采用目前斜拉桥最为常见的横桥向约束体系,即横桥向桥塔、过渡墩与主梁固结,辅助墩放开;

体系 B(减震体系):横桥向过渡墩、辅助墩、桥塔与主梁均采用横桥向减震装置,每个辅助墩与过渡墩处各放置两个,每个桥塔处各放置四个。

其中,为了模拟原桥的球形活动钢支座的纵横桥向的滑动效应,本试验采用四氟滑板橡胶支座,如图 6 所示,其参数见表 3;横桥向减震装置采用经过缩尺比设计的弹塑性钢阻尼器,如图 7 所示,

其参数见表 4。

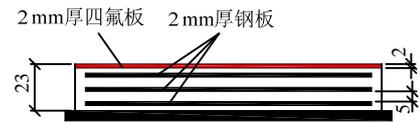


图6 四氟滑板橡胶支座立面图 /mm

Fig.6 Elevation of Teflon slide type rubber bearing

表3 四氟滑板橡胶支座设计参数

Table 3 Design Parameters of Teflon slide type rubber bearing

平面尺寸/mm	支座厚度/mm	单层钢板厚度/mm	橡胶层总厚度/mm	中间橡胶层厚度/mm	四氟板厚度/mm
100×140	23	2	15	5	2

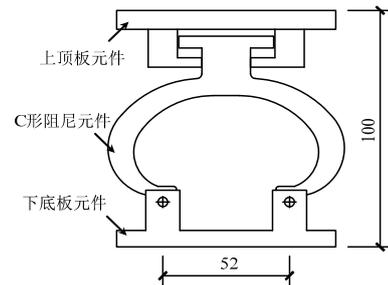


图7 弹塑性钢阻尼器立面图 /mm

Fig.7 Elevation of yielding steel damper

表4 弹塑性钢阻尼器设计参数

Table 4 Design Parameters of yielding steel damper

屈服力/kN	屈服位移/mm	屈后屈前比	极限位移/mm
1.5	2	0.24	24

3 试验工况与测点布置

3.1 地震波选取

为研究斜拉桥横桥向在塔梁、墩梁之间采用弹塑性钢阻尼器后的减震效果,本次试验选择的地震动记录尽可能较大范围地涵盖了不同地震动的频谱特性,故选定 1 条人工合成地震波(场地人工波)和 1 条实际强震记录(Chi-Chi 波)作为振动台试验输入地震波。场地人工波是实桥场址处地震安全性评价报告提供的对应于 E2 概率水平(罕遇地震)的人工拟合地震波,长周期成分丰富、特征周期较长,加速度峰值为 $0.315g$,持时较短,为 $40.9s$; Chi-Chi 波是 1999 年台湾集集地震在 CHY002 测站记录的实际地震波,加速度峰值为 $0.147g$,持时较长,为 $150s$,包含丰富的长周期成分。

将上述两条地震动的地面加速度峰值(PGA)调整为 $0.1g$,并按照时间相似常数 $St=0.2236$ 进行时间轴压缩,经峰值归一化、时间轴压缩等调整后的两条地震动加速度时程曲线如图 8 所示。

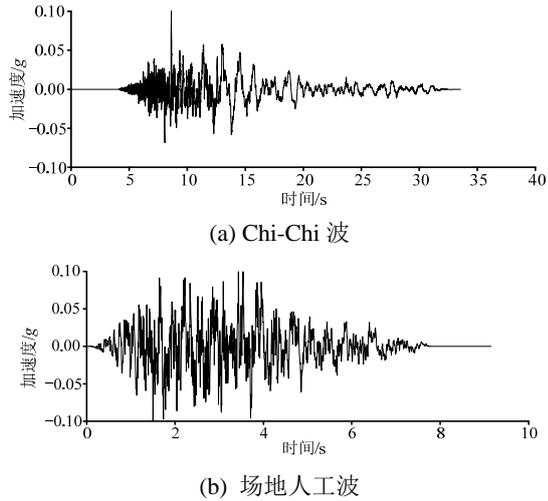


图8 试验输入地震波
Fig.8 Earthquake wave

3.2 工况设计

在2条调整后地震动加速度时程曲线乘以相应系数，沿横桥向分别在四个振动台进行一致输入。表5列出了体系A的横桥向振动台试验加载工况。体系B的试验加载工况同体系A，试验工况编号相应为B1~B8。

表5 试验加载工况
Table 5 Test cases

试验工况	输入地震波	峰值加速度/g	试验工况	输入地震波	峰值加速度/g
A1	Chi-Chi 波	0.1	A5	Chi-Chi 波	0.3
A2	场地人工波	0.1	A6	场地人工波	0.3
A3	Chi-Chi 波	0.2	A7	Chi-Chi 波	0.4
A4	场地人工波	0.2	A8	场地人工波	0.4

3.3 测点布置

本次试验共有 323 个数据采集通道，采样频率为 256 Hz。其中，位移计 48 个，加速度计 55 个，应变片 192 个，力传感器 28 个，具体分布见表 6。

表6 全桥模型测点布置
Table 6 Measuring-point arrangement

测试项目	测点布置区域	传感器数量	数量合计
加速度	主梁	15	55
	桥塔	32	
	桥墩	8	
位移	主梁	6	48
	桥塔	30	
	桥墩	8	
	塔梁之间	4	
力	斜拉索	24	28
	弹塑性钢阻尼器	4	
应变	桥塔	160	192
	桥墩	32	
合计		323	

其中，过渡墩、辅助墩墩底截面及塔底截面的应变测点布置见图 9。

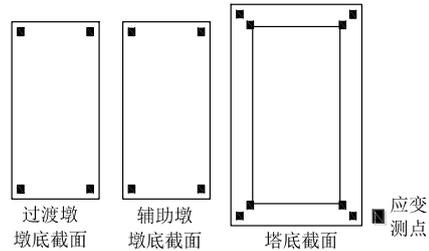


图9 关键截面应变测点布置

Fig.9 Strain measuring-point arrangement of key sections

4 试验结果分析

4.1 试验现象描述

按照上述试验加载工况表依次输入 Chi-Chi 波和场地人工波进行加载。

对体系 A 进行加载时，当台面输入 PGA 较小时，主梁及主塔横向振动幅度较小；随着台面输入 PGA 的增长，主梁及主塔横向振动幅度增大。当两条地震波加载完毕后，桥塔及桥墩均未发现可见裂缝，基本保持弹性。

对体系 B 进行加载时，当台面输入 PGA=0.1 g 时，主梁及主塔横向振动幅度较小，塔梁间及墩梁间的弹塑性钢阻尼器开始工作；随着台面输入 PGA 的增长，主梁及主塔横向振动幅度增大，弹塑性钢阻尼器的残余变形逐渐增大，当 Chi-Chi 波地震输入的 PGA 达到 0.4 g 时，其中塔梁及墩梁处弹塑性钢阻尼器产生了很大的残余变形，如图 10 所示，桥塔及桥墩均未发现可见裂缝，基本保持弹性。

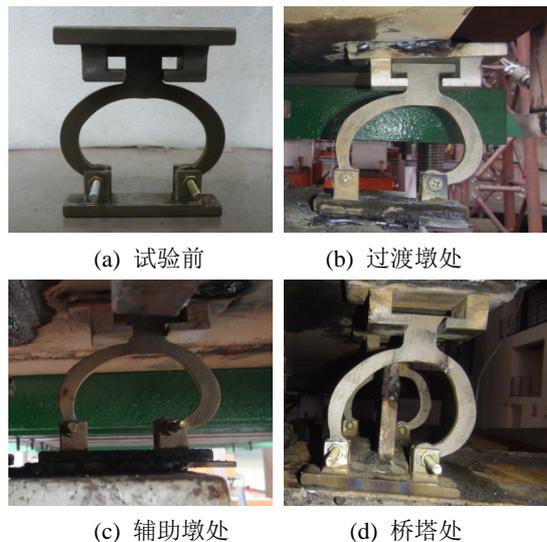
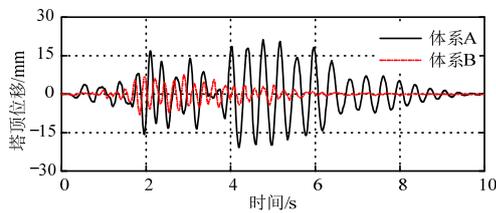


图10 不同位置弹塑性钢阻尼器的破坏形式

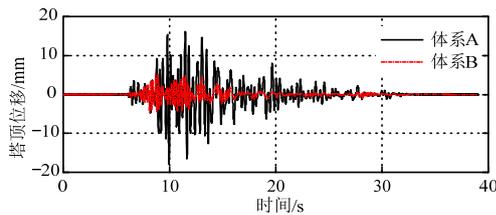
Fig.10 Failure modes of yielding steel damper in different positions

4.2 位移响应结果

图 11、图 12 所示为两条地震动输入下(PGA=0.2 g)两种约束体系塔顶位移、主梁跨中位移时程曲线比较结果。图 13、图 14 所示为两种约束体系塔顶、主梁跨中最大位移随台面输入 PGA 变化的曲线图。从图中可以看出,对于塔顶位移而言,采用弹塑性钢阻尼器的体系 B 的塔顶位移相对于体系 A 减小了约 70%。对于主梁跨中位移而言,在场地人工波输入下,体系 B 的主梁跨中最大位移相对于体系 A 减小了约 20%,而在 Chi-Chi 波输入下,体系 B 的主梁跨中最大位移相对于体系 A 略有增大,且衰减较慢,这主要是由于场地人工波和 Chi-Chi 波两者的频谱特性和持续时间不同的原因造成的。

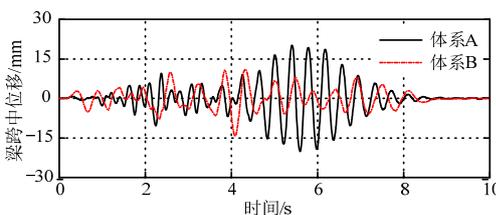


(a) 场地人工波(PGA=0.2 g)

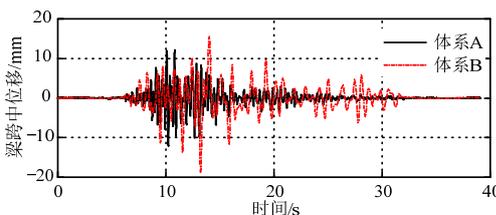


(b) Chi-Chi 波(PGA=0.2 g)

图 11 不同地震输入下塔顶位移时程曲线比较
Fig.11 Comparisons of displacement histories at the tower top under different earthquake inputs

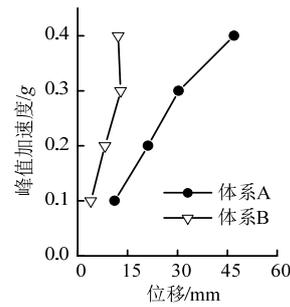


(a) 场地人工波(PGA=0.2 g)

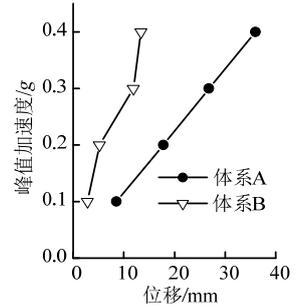


(b) Chi-Chi 波(PGA=0.2 g)

图 12 不同地震输入下主梁跨中位移时程曲线比较
Fig.12 Comparisons of displacement histories at the midpoint of deck under different earthquake inputs



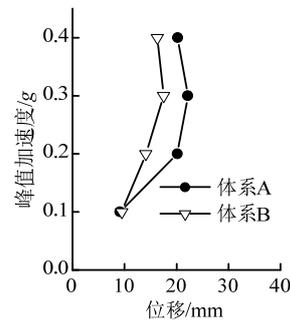
(a) 场地人工波



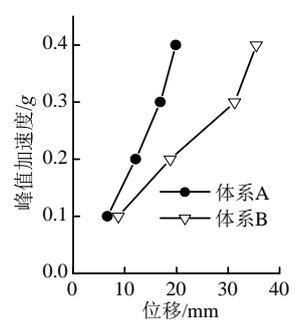
(b) Chi-Chi 波

图 13 不同地震输入下塔顶最大位移比较

Fig.13 Comparisons of maximum displacement at the tower top under different earthquake inputs



(a) 场地人工波



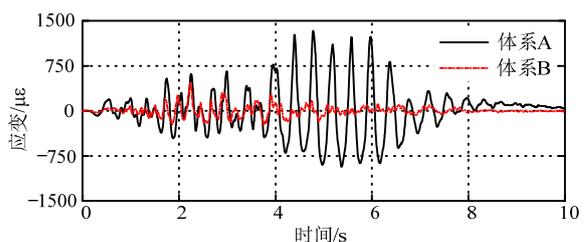
(b) Chi-Chi 波

图 14 不同地震输入下梁跨中最大位移比较

Fig.14 Comparisons of maximum displacement at the midpoint of deck under different earthquake inputs

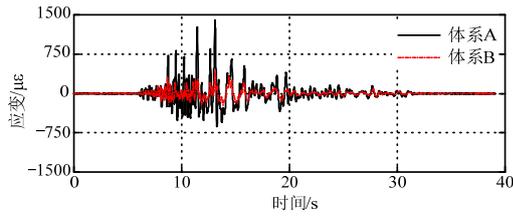
4.3 应变响应结果

图 15~图 17 所示为两条地震动输入下(PGA=0.2 g)两种约束体系塔底、过渡墩墩底、辅助墩墩底应变时程曲线比较结果。图 18~图 20 所示为两种约束体系塔底、过渡墩墩底、辅助墩墩底最大钢筋应变随台面输入 PGA 变化的曲线比较图。从图中可以看出,两条地震动输入下,体系 B 的桥塔塔底、过渡墩墩底的最大钢筋应变相对于体系 A 减小了约 80%,而由于体系 A 辅助墩处横桥向墩梁自由,故体系 B 的辅助墩墩底最大钢筋应变比体系 A 略有增加。同时,随着台面输入 PGA 的增大,应变的减震效果越加明显。



(a) 场地人工波(PGA=0.2 g)

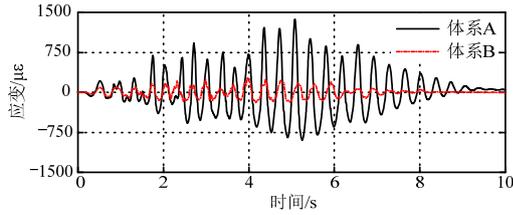
(a) 场地人工波(PGA=0.2 g)



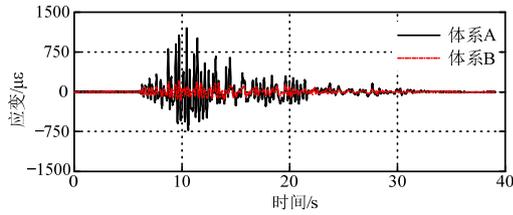
(b) Chi-Chi 波(PGA=0.2 g)

图15 不同地震输入下塔底应变时程曲线比较

Fig.15 Comparisons of strain histories at the bottom of the tower leg under different earthquake inputs



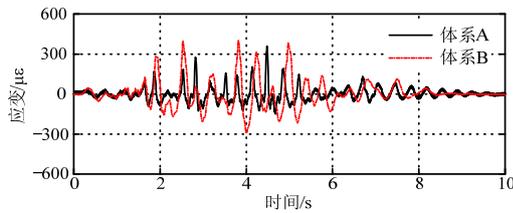
(a) 场地人工波(PGA=0.2 g)



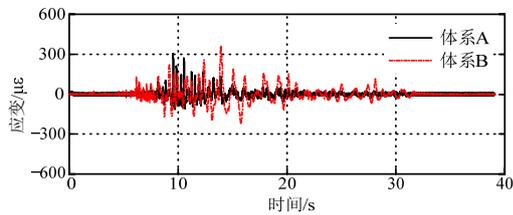
(b) Chi-Chi 波(PGA=0.2 g)

图16 不同地震输入下过渡墩墩底应变时程曲线比较

Fig.16 Comparisons of strain histories at the bottom of the side bent under different earthquake inputs



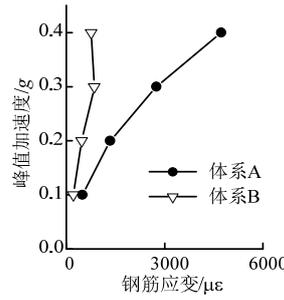
(a) 场地人工波(PGA=0.2 g)



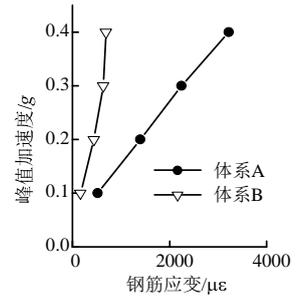
(b) Chi-Chi 波(PGA=0.2 g)

图17 不同地震输入下辅助墩墩底应变时程曲线比较

Fig.17 Comparisons of strain histories at the bottom of the auxiliary bent under different earthquake inputs



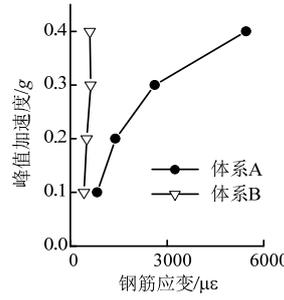
(a) 场地人工波



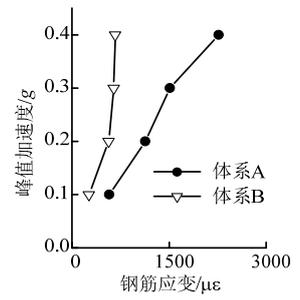
(b) Chi-Chi 波

图18 不同地震输入下塔底最大钢筋应变比较

Fig.18 Comparisons of maximum steel strains at the bottom of the tower leg under different earthquake inputs



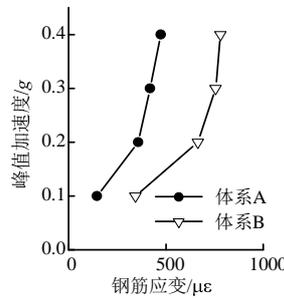
(a) 场地人工波



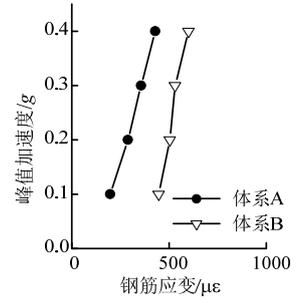
(b) Chi-Chi 波

图19 不同地震输入下过渡墩墩底最大钢筋应变比较

Fig.19 Comparisons of maximum steel strains at the bottom of the transitional pier under different earthquake inputs



(a) 场地人工波



(b) Chi-Chi 波

图20 不同地震输入下辅助墩墩底最大钢筋应变比较

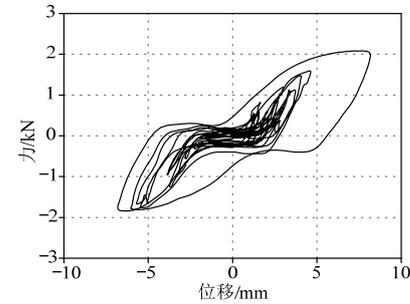
Fig.20 Comparisons of maximum steel strains at the bottom of the auxiliary pier under different earthquake inputs

4.4 弹塑性钢阻尼器响应结果

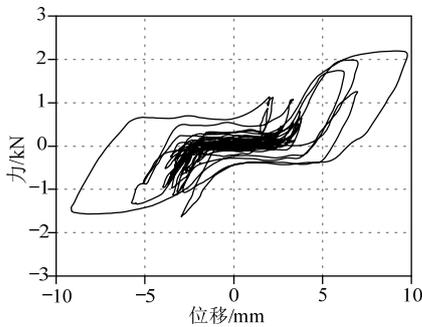
图 21 所示为体系 B 在不同地震输入下桥塔处弹塑性钢阻尼器力与位移关系滞回曲线 (PGA=0.2 g)。从图中可以看出, 在 PGA=0.2 g 时, 所采用的弹塑性钢阻尼器发生明显屈服, 力与位移滞回曲线饱满, 位移未超过极限位移 24 mm, 性能稳定。

5 试验结果与数值计算结果对比

为了从数值理论方面与振动台试验结果进行对比,本节利用 OpenSees 有限元程序建立全桥试验模型结构空间动力计算模型,对2种体系下部分试验工况的试验实测结果与有限元数值模拟结果进行比较。本节以场地人工波 0.2 g 输入下为例,列出了体系 A 和体系 B 塔顶位移和主梁跨中位移试验值和计算值的时程比较曲线,如图 22~图 25 所示。表 7、表 8 分别列出了体系 A 和体系 B 塔顶位移和主梁跨中位移在场地人工波和 Chi-Chi 波 0.2 g 时试验值和计算值的对比结果。从图表中可看出,计算值和试验值之间吻合较好,误差最大不超过 20%,计算模型可较为准确地模拟试验模型的地震响应。



(a) 场地人工波(PGA=0.2 g)



(b) Chi-Chi 波(PGA=0.2 g)

图 21 不同地震输入下桥塔处弹塑性钢阻尼器力与位移滞回曲线

Fig.21 Force-displacement hysteretic curves for yielding steel damper at tower-deck connection under different earthquake inputs

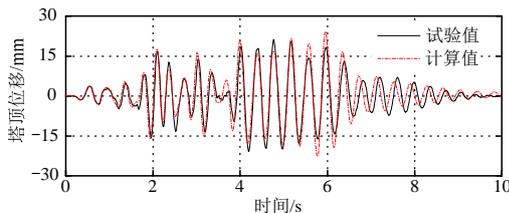


图 22 场地人工波 0.2 g 输入下体系 A 塔顶位移时程曲线对比
Fig.22 Comparisons of displacement histories at the tower top of system A under site artificial wave of PGA=0.2 g

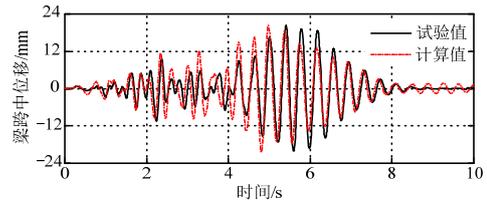


图 23 场地人工波 0.2 g 输入下体系 A 梁跨中位移时程曲线对比

Fig.23 Comparisons of displacement histories at the midpoint of deck of system A under site artificial wave of PGA=0.2 g

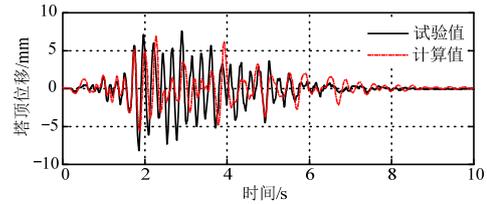


图 24 场地人工波 0.2 g 输入下体系 B 塔顶位移时程曲线对比
Fig.24 Comparisons of displacement histories at the tower top of system B under site artificial wave of PGA=0.2 g

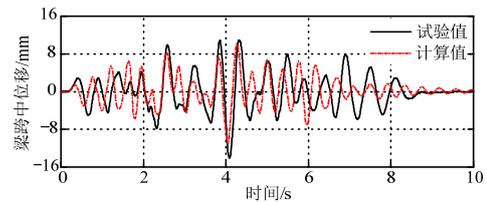


图 25 场地人工波 0.2 g 输入下体系 B 梁跨中位移时程曲线对比

Fig.25 Comparisons of displacement histories at the midpoint of deck of system B under site artificial wave of PGA=0.2 g

表 7 体系 A 关键点位移试验值和计算值的对比结果

Table 7 Comparisons of peak displacement at key locations of system A between measured and numerical results

位置	地震波	试验值/mm	计算值/mm	误差/(%)
塔顶位移	场地人工波	21.2	24.2	14.35
	Chi-Chi 波	17.8	14.6	-18.03
主梁跨中位移	场地人工波	20.2	20.4	0.90
	Chi-Chi 波	12.2	13.1	7.46

表 8 体系 B 关键点位移试验值和计算值的对比结果

Table 8 Comparisons of peak displacement at key locations of system B between measured and numerical results

位置	地震波	试验值/mm	计算值/mm	误差/(%)
塔顶位移	场地人工波	8.2	7.0	-14.80
	Chi-Chi 波	5.2	5.2	0.34
主梁跨中位移	场地人工波	14.1	11.3	-19.96
	Chi-Chi 波	18.8	15.4	-18.18

6 结论

本文利用同济大学多功能振动台实验室的多点振动台系统,以一典型中等跨度混凝土斜拉桥为

研究对象, 根据相似理论设计了几何相似比为 1:20 的大比例全桥振动台模型, 进行了横桥向四台阵全桥振动台试验, 研究斜拉桥合理抗震体系和减震措施, 即横桥向在墩梁、塔梁间采用弹塑性钢阻尼器的减震效果, 得出以下结论:

(1) 经过有限元模型对比分析, 振动台试验的简化模型设计方法可较为准确地反映原型结构的地震响应;

(2) 横桥向采用弹塑性钢阻尼器的减震体系的塔顶位移相对固结体系减小了约 70%, 而主梁跨中位移相对于固结体系的变化取决于输入地震波的频谱特性和持续时间;

(3) 横桥向采用弹塑性钢阻尼器的减震体系的塔底、过渡墩墩底最大钢筋应变相对固结体系减小了约 80%, 而辅助墩墩底最大钢筋应变相对于固结体系则略有增加。

综上所述, 斜拉桥横桥向采用弹塑性钢阻尼器的减震体系相对于固结体系能有效地减小塔顶位移和塔底应变, 且可通过弹塑性钢阻尼器良好滞回耗能能力耗散大量的地震能量, 能够有效降低斜拉桥横桥向的地震响应, 具有良好的减震效果, 是合理的抗震体系之一。

参考文献:

- [1] 彭伟, 彭天波, 李建中. 多塔斜拉桥纵向约束体系研究[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2009, 37(8): 1003—1009.
Peng Wei, Peng Tianbo, Li Jianzhong. Research on longitudinal constraint systems for multispan cable-stayed bridges [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2009, 37(8): 1003—1009. (in Chinese)
- [2] 叶爱君, 胡世德, 范立础. 斜拉桥抗震结构体系研究[J]. 桥梁建设, 2002(4): 1—4.
Ye Aijun, Hu Shide, Fan Lichu. Research on aseismatic structural system of cable-stayed bridge [J]. Bridge Construction, 2002(4): 1—4. (in Chinese)
- [3] 叶爱君, 范立础. 附加阻尼器对超大跨度斜拉桥的减震效果[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2006, 34(7): 859—863.
Ye Aijun, Fan Lichu. Seismic response reduction of a super-long-span cable-stayed bridge by adding dampers [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2006, 34(7): 859—863. (in Chinese)
- [4] 叶爱君, 胡世德, 范立础. 超大跨度斜拉桥的地震位移控制[J]. 土木工程学报, 2005, 37(12): 38—43.
Ye Aijun, Hu Shide, Fan Lichu. Seismic displacement control for super-long-span cable-stayed bridges [J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 37(12): 38—43. (in Chinese)
- [5] 焦驰宇, 李建中, 彭天波. 塔梁连接方式对大跨斜拉桥地震反应的影响[J]. 振动与冲击, 2009, 28(10): 179—184.
Jiao Chiyu, Li Jianzhong, Peng Tianbo. Effects of different connecting styles between towers and deck on seismic responses of a long-span cable-stayed bridge [J]. Journal of Vibration and Shock, 2009, 28(10): 179—184. (in Chinese)
- [6] 叶爱君, 范立础. 超大跨度斜拉桥的横向约束体系[J]. 中国公路学报, 2007, 20(2): 63—67.
Ye Aijun, Fan Lichu. Lateral constraint systems for super-long-span cable-stayed bridge [J]. China Journal of Highway and Transport, 2007, 20(2): 63—67. (in Chinese)
- [7] 杨喜文, 张文华, 李建中. 大跨度斜拉桥横桥向减震研究[J]. 地震工程与工程振动, 2012, 32(1): 86—92.
Yang Xiwen, Zhang Wenhua, Li Jianzhong. Seismic design for long-span cable-stayed bridges in transverse direction [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 32(1): 86—92. (in Chinese)
- [8] 管仲国, 李建中, 朱宇. 弹塑性阻尼支座用于自锚式悬索桥减震设计[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2009, 37(1): 6—12.
Guan Zhongguo, Li Jianzhong, Zhu Yu. Elastic-plastic energy dissipating bearing for seismic design of self-anchored suspension bridge with single tower [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2009, 37(1): 6—12. (in Chinese)
- [9] Combault J, Teyssandier J P. The Rion-Antirion Bridge: concept, design and construction [C]. New York: Proceedings of the 2005 Structures Congress and the 2005 Forensic Engineering Symposium, ASCE, 2005: 149—158.
- [10] Godden W G, Aslam M. Dynamic model studies of Ruck-A-Chucky bridge [J]. Journal of the Structural Division, 1978, 104(12): 1827—1844.
- [11] Garevski M A, Brownjohn J M W, Blackborough A, et al. Resonance-search tests on a small-scale model of a cable-stayed bridge [J]. Engineering Structures, 1991, 13(1): 59—66.
- [12] Yang C. Seismic analysis of long span bridges including the effects of spatial variation of seismic waves on bridges [D]. Hong Kong: The Hong Kong University of Science and Technology, 2007.
- [13] 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(增刊 1): 25—29.
Fang Zhenzheng, Zhang Chao, Chen Yongjian, et al. Research on the shaking table test of three towers cable-stayed bridge based on three shaking table system [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(Suppl 1): 25—29. (in Chinese)
- [14] 王瑞龙, 徐艳, 李建中. 一致激励下的混凝土斜拉桥振动台试验[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2015, 43(3): 357—363.
Wang Ruilong, Xu Yan, Li Jianzhong. Shake table test of a concrete cable-stayed bridge subjected to uniform seismic excitation [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2015, 43(3): 357—363. (in Chinese)
- [15] 潘晋, 吴成亮, 仝强, 等. E 型钢阻尼器数值仿真及试验研究[J]. 振动与冲击, 2009, 28(7): 192—195.
Pan Jin, Wu Chengliang, Tong Qiang, et al. Simulation and experimental study of E shape steel damper [J]. Journal of Vibration and Shock, 2009, 28(7): 192—195. (in Chinese)