

铁路连续梁拱组合桥基于摩擦摆支座的减隔震研究

夏修身

(兰州交通大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730070)

摘要:研究了铁路连续梁拱组合体系桥梁的支座减、隔震设计。针对该桥梁的特点提出了摩擦摆支座减、隔震设计的原则与方法;建立全桥计算模型,采用非线性时程分析方法重点分析了摩擦摆支座的减、隔震效果。结果表明,采用摩擦摆支座可以显著地减小结构顺桥向的最大地震弯矩及拱顶变形,横桥向的减、隔震效果受输入地震动的影响很大。

关键词: 铁路; 连续梁拱组合体系桥梁; 摩擦摆支座; 隔震

中图分类号: TU442.5⁺5

文献标识码: A

文章编号: 1000-0844(2012)04-0350-05

DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2012.04.0350

Seismic Isolation of Combined System of Continuous Girder-arch Railway Bridge Using Friction Pendulum Bearing

XIA Xiu-shen

(School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China)

Abstract: The seismic isolation of combined system of continuous girder-arch railway bridge is studied with friction pendulum bearing (FPB). Based on the characteristics of the system, the design principles and methods for seismic isolation of combined system using FPB is proposed. The nonlinear time history analysis method is used for the analysis of isolation effect. The results show the maximum seismic moment and deformation of the vault can be significantly reduced by using FPB in longitudinal direction. The reduction of isolation is greatly influenced by input ground motion in transverse direction.

Key words: Railway; Combined system of continuous girder-arch bridge; Friction pendulum bearing; Seismic isolation

0 引言

连续梁拱具有较大的竖向刚度和良好的动力性能,与同跨度连续梁桥相比能降低跨中及支点处主梁截面高度,提高桥下净空及增大跨径,在青藏铁路、京沪高速铁路及兰新客专等跨度100~200 m的铁路桥梁中被广泛应用。但梁拱组合桥的跨径大、上部结构较重是抗震的不利体系。目前在国内外桥梁抗震规范中,抗震设计仍是主流。抗震设计一般允许结构在强震中进入非线性状态,地震中以结构发生局部损伤为代价,通过结构的塑性损伤来耗散部分地震能量。大跨度桥梁地震反应分析非

常复杂^[1-3],再加上主构件一般不允许出现塑性铰,而次要构件的塑性耗能有限,因此大跨度拱桥抗震设计面临的问题没有得到根本上的解决。

强震中利用减、隔震支座延长结构周期、增加结构阻尼,减小结构地震反应的减、隔震设计,已在全球数百座桥梁上得到了实践,经受起了地震的检验,收到了良好的效果。同时具备隔震及耗能减震两种功能的铅芯橡胶支座的竖向承载能力有限,不能用于跨度较大的梁拱组合桥梁。文献[5]研究了普通支座剪断与弹性索或阻尼器联合使用控制梁端位移

收稿日期:2011-12-20

基金项目:铁道部科技研究开发计划项目(2010G016-D)

作者简介:夏修身(1978-)男,安徽涡阳人,博士,副教授,从事桥梁抗震及减隔震研究。

梁拱组合桥的减震设计。摩擦摆减、隔震支座(FPB)自上世纪80年代中期问世以来,已在美国和欧洲大跨度桥梁的抗震设计及抗震加固中得到了广泛的应用^[6-7]。国内在摩擦摆支座减、隔震方面的研究起步较晚,在桥梁工程中的应用不多,在梁拱组合桥基于摩擦摆支座减、隔震的研究方面仍为空白。本文在提出摩擦摆支座减、隔震设计的原则和方法基础上,采用非线性时程分析方法分析其减、隔震效果,为连续梁拱组合体系桥的抗震设计提供依据。

1 摩擦摆支座的工作原理

1.1 隔震原理

摩擦摆支座是根据单摆的工作原理对普通平面滑动隔震支座进行改进而来(图1)。当受到较小的地震作用时,靠上部自重产生的静摩擦力来维持稳定,滑动前支座具有较大的初始刚度。当地震作用超过某一限值时,结构按某不变的周期滑动,使梁部的地震作用不再传到下部结构中,周期 T 按式(1)计算。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (1)$$

式中, T 为摩擦摆支座的隔震周期; R 为摩擦支座滑动面的曲率半径。

摩擦摆支座构造见图2,其隔震消能原理是利用滑动面的设计延长结构的振动周期,以大幅度减少结构因地震作用而引起的放大效应,通过支座的滑动面与滑块之间的摩擦来达到消耗地震能量,减少地震输入的目的。此外,其特有的圆弧滑动面具

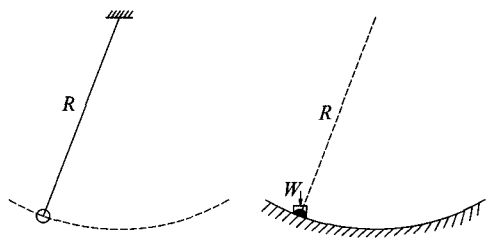
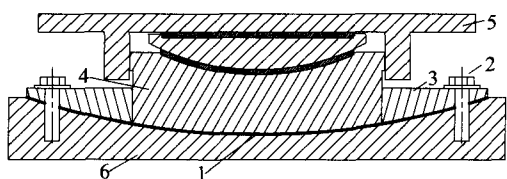


图1 单摆工作原理

Fig.1 Principle of pendulum motion.



1. 滑动曲面; 2. 抗滑螺栓; 3. 限滑块
4. 滑动块; 5. 上座板; 6. 下座板

图2 摩擦摆支座构造

Fig.2 Structure of friction pendulum bearing.

有自动复位功能,可以有效地限制隔震支座的位移,使其震后恢复原位。

1.2 摩擦摆支座的恢复力模型

在单向地震作用下,摩擦摆支座的恢复力模型可简化成双线性^[8],见图3。图中 μ 为滑动摩擦系数; W 为竖向荷载; K_{fps} 为摆动刚度。摆动刚度按式(2)计算:

$$K_{fps} = W/R \quad (2)$$

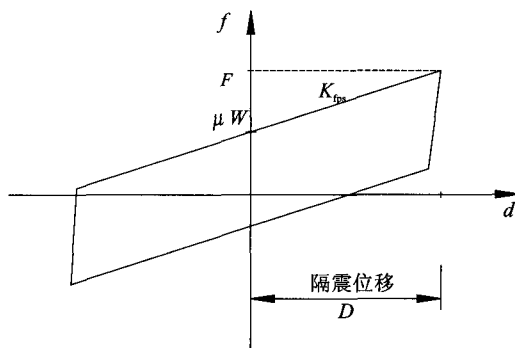


图3 摩擦摆支座的恢复力模型

Fig.3 Hysteretic loop model of friction pendulum bearing.

2 摩擦摆支座的减隔震设计原则

理想的减隔震装置应具备3个基本功能^[9]:

(1) 周期延长功能: 隔震体系的基本周期应延长到足够大,以避开地震能量集中的频率范围,减小结构的地震响应;

(2) 阻尼或能量耗散功能: 隔震引起的相对位移可以通过阻尼或能量耗散功能来在一定程度上减小;

(3) 正常使用功能: 即风荷载及制动力等正常使用条件下水平刚度可以保障桥梁正常工作。

为尽可能地减少正常使用荷载及中、小地震对铁路桥梁的影响,本文提出摩擦摆支座隔震桥梁的设计原则如下:

(1) 正常使用与多遇地震下,摩擦摆支座不发生摆动,靠支座及下部结构的强度抵抗,保证结构处于弹性状态;

(2) 强震(设计地震与罕遇地震)下摩擦摆支座发生摆动隔震,并利通摩擦面的耗能来减少地震作用。

摩擦摆支座用于大跨度铁路梁拱组合桥时,仅靠摩擦力不能抵抗巨大的列车制动力,需要在支座中增设抗剪螺栓(剪力键)。本文提出的铁路梁拱组合桥摩擦摆支座设计方法如下:

(1) 正常使用及多遇地震: 设置抗滑螺栓及限

滑块(图 2)确保摩擦摆支座不发生摆动。地震反应分析时,按理想支座考虑。抗滑螺栓的剪断力可以取制动力与多遇地震支座水平力较大值的 1.2~1.5 倍。

(2) 设计地震与罕遇地震:强震时剪断抗滑螺栓,摩擦摆支座发生摆动。可用非线性方法分析隔震后桥梁结构的地震响应。

3 计算实例

京沪高速大跨钢箱中承式双线铁路拱桥,位于 VIII 度地震区。跨度布置为 (32+108+32) m,为

拱梁固结的梁拱组合体系,主墩顶及边拱肋上各设一个小支墩,支墩上下端固结。主拱的矢跨比 1/4.32;边拱的矢跨比 1/5.19;拱肋中心距为 12.0 m;主拱肋及边拱肋的拱轴线均为二次抛物线,矢高分别为 25 m、11.75 m。主、边拱肋均采用变截面钢箱混凝土,宽 1.6 m。主肋截面自拱顶向拱脚由 2.2 m 变化至 3.0 m,边拱由 1.9 m 变化至 3.0 m。两拱趾一个采用固定支座,另一个采用活动支座。详见图 4。

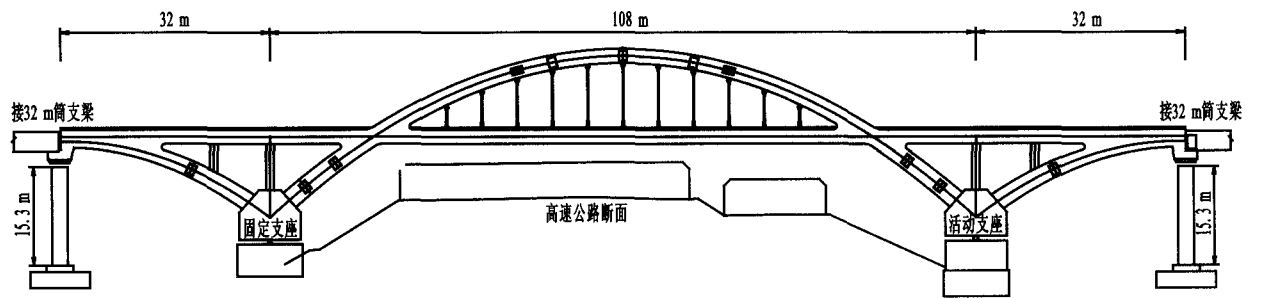


图 4 全桥立面布置图
Fig. 4 Front view of the bridge.

隔震前结构的第一周期为 1.43 s,体现为主跨纵横梁的横向对称弯曲振动^[3]。隔震设计时选取的上部结构摆动周期为 3.2 s。

减、隔震设计时仅用摩擦摆支座(FPB)将固定支座替换。按前述原则确定的 FPB 参数列于表 1。以三条桥址的安评地震波为输入地震动,三条波的加速度谱及位移谱示于图 5。分顺、横桥向分别输

入三条水平地震动,隔震前后结构的地震反应列于表 2~表 5,第 2 条安评作用下的典型时程曲线示于图 6~图 10。

隔震效果用隔震率表示,定义如下:

隔震率 = (隔震前 - 隔震后) / 隔震前 × 100%

表 1 摩擦摆支座设计参数

W/kN	隔震前 周期/s	R/m	μ	摆动周期 /s	摆动刚度 /[kN·m ⁻¹]
82 000	1.43	2.5	0.05	3.2	32 800

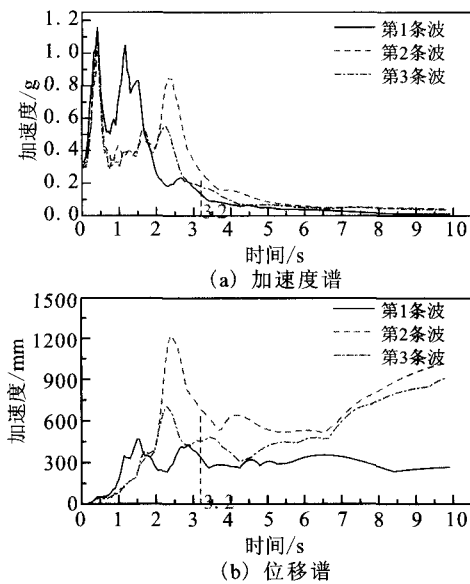


图 5 输入安评波谱
Fig. 5 Spectrums of input ground motions.

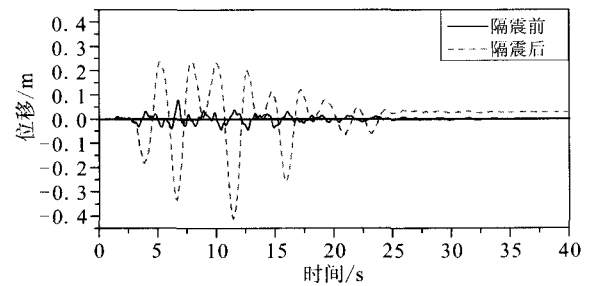


图 6 顺桥向拱顶位移时程
Fig. 6 Displacement time history at vault in longitudinal direction.

从表 2、表 4 及图 8 中可以看出,顺桥向采用摩擦摆支座隔震后,三条地震波下关键截面的最大地震弯矩都显著减小,第 1 条波的减、隔震效果最好,第 3 条波的略好于第 2 波的,三者之间有一定的离

散性,这与 3.2 s 以后对应的三条加速度反应谱值 (见图 5(a))一致。

表 2 顺桥向隔震前后的地震弯矩(kN·m)

截面位置	第 1 条波		第 2 条波		第 3 条波		最大值	
	隔震前	隔震后	隔震前	隔震后	隔震前	隔震后	隔震前	隔震后
边拱梁结合	46 586	6 106	30 021	9 458	24 920	6 115	46 586	9 458
边拱脚	41 864	4 657	28 394	9 589	19 812	6 152	41 864	9 589
主拱座承台底	735 674	124 312	538 016	160 041	369 692	122 989	735 674	160 041
主拱脚	77 267	9 120	51 335	16 440	37 214	10 125	77 267	16 440
主拱梁结合	10 272	3 705	7 176	1 733	9 007	2 423	10 272	3 705
主拱的 1/4 拱	20 994	3 453	15 362	3 771	13 383	3 379	20 994	3 771
主拱顶	5 357	1 495	3 453	959	3 544	1 173	5 357	1 495

表 3 横桥向隔震前后的地震弯矩(kN·m)

截面位置	第 1 条波		第 2 条波		第 3 条波		最大值	
	隔震前	隔震后	隔震前	隔震后	隔震前	隔震后	隔震前	隔震后
边拱梁结合	9 521	4 860	5 982	6 321	6 129	4 711	9 521	6 129
边拱脚	30 796	11 567	19 835	40 063	19 413	18 520	30 796	40 063
主拱座承台底	688 693	138 614	604 306	146 866	533 684	148 240	688 693	148 240
主拱脚	49 680	11 356	27 613	26 989	28 533	17 184	49 680	27 613
主拱梁结合	19 960	9 686	16 196	15 588	17 398	11 225	19 960	15 588
主拱的 1/4 拱	24 125	9 351	11 900	18 978	12 003	12 901	24 125	18 978
主拱顶	10 694	3 784	6 865	7 330	7 118	4 725	10 694	7 330

表 4 地震弯矩隔震效果(%)

截面位置	第 1 条波隔震率		第 2 条波隔震率		第 3 条波隔震率		最大值隔震率	
	顺桥向	横桥向	顺桥向	横桥向	顺桥向	横桥向	顺桥向	横桥向
边拱梁结合	87	49	68	—6	75	23	80	36
边拱拱脚	89	62	66	—102	69	5	77	—30
主拱座承台底	83	80	70	76	67	72	78	78
主拱拱脚	88	77	68	2	73	40	79	44
主拱拱梁结合	64	51	76	4	73	35	64	22
主拱的 1/4 拱	84	61	75	—59	75	—7	82	21
主拱顶	72	65	72	—7	67	34	72	31

表 5 隔震前后的拱顶地震位移(mm)

计算方向	位移	第 1 条波		第 2 条波		第 3 条波	
		隔震前	隔震后	隔震前	隔震后	隔震前	隔震后
顺桥向	支座滑动	0	137	0	389	0	192
	主拱顶	38	144	26	409	18	205
	主拱顶变形	79	10	54	15	44	10
横桥向	支座滑动	0	57	0	213	0	73
	主拱顶	30	376	29	1 120	26	669
	主拱顶变形	63	35	289	889	272	581

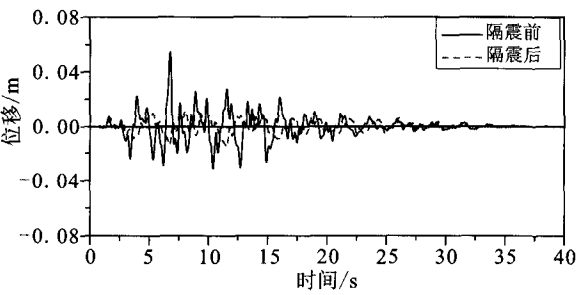


图 7 顺桥向拱顶变形的位移时程

Fig. 7 Deformation time history in at vault longitudinal direction.

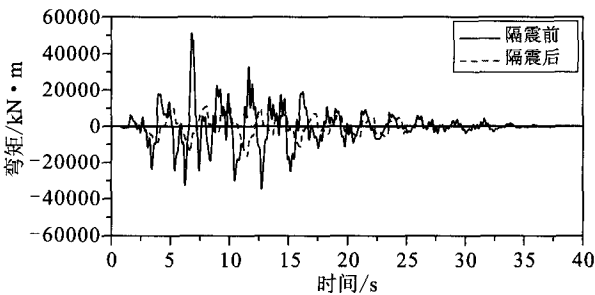


图 8 顺桥向主拱脚弯矩时程

Fig. 8 Moment time history at arch springing in longitudinal direction.

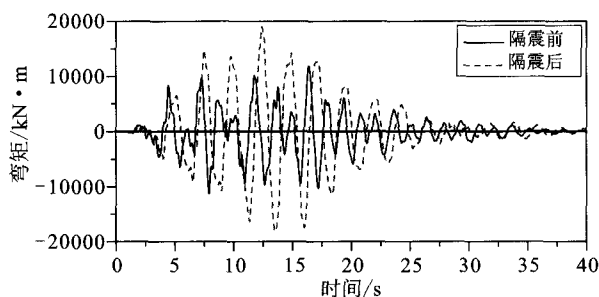


图9 横桥向1/4主拱截面弯矩时程

Fig. 9 Moment time history at 1/4 arch rib in transverse direction.

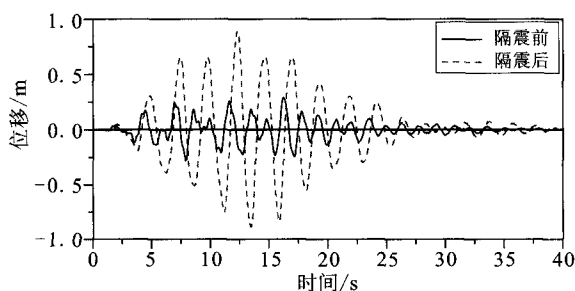


图10 横桥向拱顶变形的位移时程

Fig. 10 Displacement time history at vault in transverse direction.

由表3、表4及图9可以看出,横桥向采用摩擦摆支座隔震后,总体来看摩擦摆支座减、隔震能在一定程度上减小梁拱组合桥的最大地震弯矩,但最大地震弯矩变化规律较复杂,且减、隔震效果受输入地震动的影响很大。三条地震波下承台底的最大弯矩均显著减小,且变化规律相同,这说明横桥向隔震可以有效地保护梁拱组合桥的基础。需要注意的是,第2条波作用下边拱脚及主拱1/4截面的地震弯矩较隔震前有大幅增加。

由表5及图7、图10可以看出,顺、横桥向隔震后均产生了较大的拱顶位移,这与3.2 s以后对应的三条波位移反应谱值(见图5(b))一致。顺桥向拱顶位移主要由支座滑动引起的平动位移,隔震后拱顶变形显著减小,第1条波下,横桥向拱顶位移也有此变化规律。但第2、3条波下,横桥向的减、隔震除了增大拱顶的平动位移外,也显著增大了拱顶变形引起的位移。

4 结论

本文针对铁路连续梁拱组合体系桥的特点,提出了减、隔震设计原则,重点研究铁路梁拱组合桥基于摩擦摆支座的减隔震效果。主要研究结论如下:

(1) 隔震梁拱组合桥的地震反应与输入的地震

动密切相关,特别是横桥向;隔震梁拱组合桥地震反应分析时应选取合适的地震动。

(2) 顺桥向摩擦摆支座减、隔震设计可以显著地减小梁拱组合结构关键截面的最大地震弯矩。

(3) 横桥向摩擦摆支座减、隔震设计可以减小大多数截面的最大地震弯矩,但边拱脚与1/4主拱截面的最大地震弯矩也可能会大幅增加,需要重点考查。

(4) 摩擦摆支座减隔震设计可以显著地减小承台底的最大地震弯矩,有效地保护基础。

(5) 顺桥向摩擦摆支座减、隔震设计时,能通过支座摆动增大拱顶平动位移,从而减小拱顶变形。

(6) 横桥向摩擦摆支座减、隔震设计时,拱顶平动位移与拱顶变形受输入地震动的影响极大,两者可能同时成倍增大,应引起注意。

[参考文献]

- [1] 范立础,胡世德,叶爱君.大跨度桥梁抗震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [2] 夏修身,陈兴冲,张永亮.大跨度钢筋混凝土拱桥的地震反应分析[J].兰州交通大学学报,2007,26(4):49-52.
- [3] 夏修身,陈兴冲,张永亮.非线性对大跨度拱桥地震反应的影响[J].城市道桥与防洪,2009,(4):35-38.
- [4] 夏修身,陈兴冲,王常峰.高墩大跨连续刚构桥抗震性能研究[J].西北地震学报,2010,32(1):88-91.
- [5] 曹新建,袁万城,高永,等.大跨度连续梁拱组合体系桥梁减震设计[J].工程抗震与加固改造,2010,32(3):30-35.
- [6] By Roy A, Imbsen P E. Use of Isolation for Seismic Retrofitting Bridges[J]. Journal of Bridge Engineering of ASCE, 2001,6(6):425-438.
- [7] Panayiotis C Roussis, S M Asce, Michael C Constantinou, et al. Assessment of Performance of Seismic Isolation System of Bolu Viaduct[J]. Journal of Bridge Engineering of ASCE, 2003, 8(4): 182-190.
- [8] Eurocode 8. BS EN 1998-2. Design of structures for earthquake resistance; Bridges[S]. [S. l.]:英国标准协会,2005.
- [9] AASHTO. Guide Specifications for Seismic Isolation Design [S]. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 1999.