DOI:10.14048/j.issn.1671－2579.2019.03.024

大跨长联波形钢腹板连续梁桥的隔震设计研究

刘琪，聂尚杰，徐林
（中交第二公路勘察设计研究院有限公司，湖北 武汉 430056）

摘要：大跨长联波形钢腹板连续梁桥下部结构在地震作用下，采用常规支座体系通常难以满足抗震要求。襄阳绕城高速公路汉江特大桥为(60＋6×110＋60) m波形钢腹板连续梁，针对E1和E2不同等级地震，采用速度锁定器＋摩擦摆支座复合抗震措施，基于Midas软件对支座相关参数进行优化设计。计算结果显示：桥梁结构受力改善明显，同时达到较好的景观性与经济性。

关键词：波形钢腹板；连续梁桥；速度锁定器；摩擦摆支座；时程分析；减隔震分析

1 引言

波形钢腹板桥梁是利用波形钢板取代常规混凝土箱梁腹板的一种新梁型，波形钢腹板有效提高了腹板抗剪能力，解决了传统混凝土箱梁桥腹板开裂问题，同时有效减轻了箱梁自重，提高了抗震性能。公路上跨越大范围通航或深水区域的桥梁，在满足通航要求的前提下，经常采用多跨长联布置，其抗震性能与单孔桥梁差别较大，支座体系若采用常规设计无法满足下部结构抗震需求，需进行特殊抗震设计。波形钢腹板桥梁在中国应用年限尚短，对其开展抗震设计研究具有较大的现实意义。近年来，摩擦摆减隔震支座得到越来越广泛的应用，其通过在球形滑动面的运动使上部结构发生单摆运动，延长结构自振周期，使地震作用下结构变形主要集中在支座上，避免了主结构受损，且修复方便。国内外研究人员对摩擦摆支座进行了大量的研究，其特有的圆弧滑动面设计可实现支座自动复位，对地震激励频率范围具有低敏感性、高稳定性、很好的隔震和消能机制以及较强的自限位与复位能力，利于震后快速恢复使用。王黎园等对多跨预应力混凝土连续梁桥使用摩擦摆支座进行隔震设计的全桥支座布置方案进行了研究，研究结果显示此类桥梁并不需要全部支座都使用隔震支座。

该文以湖北襄阳绕城高速公路汉江特大桥主桥波形钢腹板连续梁为工程背景，对多跨长联波形钢腹板连续梁桥进行抗震设计研究，为大跨长联波形钢腹板桥梁的抗震设计提供参考。

2 工程概况

湖北襄阳绕城高速公路汉江特大桥主桥上部结构为(60＋6×110＋60) m波形钢腹板连续梁，全预应力设计，预应力采用体内与体外相结合的设置方式。主梁采用分幅设置，单幅桥为单箱单室截面，顶板宽12.75 m，翼缘3 m，箱室宽6.75 m，支点根部梁高取7 m，高跨比为1/15.71，跨中及端部梁高3.0 m，高跨比为1/36.67，梁高及底板按2次抛物线变化。

主墩采用等截面矩形实心墩，截面尺寸为6.75 m(横)×2.7 m(顺)，基础采用整体式桩接承台基础，下设15根基桩为直径2.0 m的摩擦型钻孔灌注桩，顺桥向3排，横桥向5排。

3 计算分析模型及地震动参数

主桥抗震时程分析采用Midas/Civil 2015软件进行，主梁、桥墩和桩基均离散为空间梁单元，桩基础采用节点弹性支撑模拟桩土相互作用。

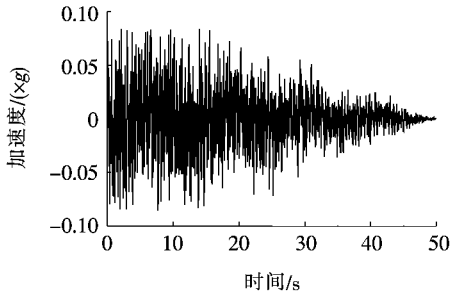
设计阶段针对汉江特大桥开展了地震安全性评价专题研究，根据研究成果，桥位处为Ⅱ类工程场地，设计地震动参数如表1所示。设计采用50年10%(E1)和50年2%(E2)两种超越概率进行抗震设防，加速度时程曲线如图1所示(各取3组时程波最大值)。

收稿日期：2018－04－17

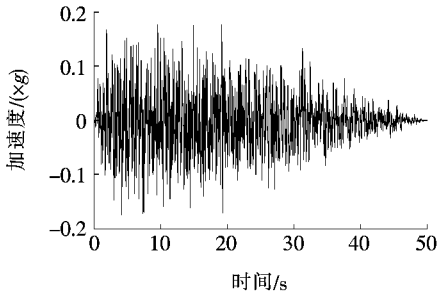
作者简介：刘琪，男，硕士，高级工程师.E－mail:63140563@qq.com

表 1 设计地震动参数

概率水平	a_{max}/(cm·s^{-2})	T_1/s	T_g/s	β_{max}	S_{max}	γ
50 年 63%	30.8	0.10	0.40	2.5	0.078 5	0.9
50 年 10%	86.8	0.10	0.45	2.5	0.221 2	0.9
50 年 5%	125.1	0.10	0.45	2.5	0.318 8	0.9
50 年 2%	174.0	0.10	0.50	2.5	0.443 4	0.9



(a) E1:50 年超越概率 10%



(b) E2:50 年超越概率 2%

图 1 地震水平向加速度时程

表 2 E1、E2 作用下地震常规支座体系桥墩受力(墩底)

地震类型	桥墩	轴向/kN	顺桥向剪力/kN	横桥向剪力/kN	顺桥向弯矩/(kN·m)	横桥向弯矩/(kN·m)	顺桥向抗弯承载力/(kN·m)	顺桥向抗弯是否满足
E1	主 2	41 153.5	4 272.1	638.4	4 513.0	75 286.4	27 342.2	满足
	主 3	43 046.0	4 598.9	735.1	5 750.7	87 831.2	32 624.9	满足
	主 4	46 838.1	3 481.6	1 546.6	19 974.7	95 007.6	83 714.1	满足
	主 5	45 725.8	4 179.8	7 001.6	154 513.9	116 409.5	91 939.2	不满足
	主 6	48 397.2	4 906.9	1 670.9	26 142.3	132 905.7	77 010.7	满足
	主 7	48 170.4	4 304.3	1 641.3	25 585.9	129 081.9	77 888.5	满足
	主 8	46 494.0	3 238.8	1 419.9	21 630.6	95 284.1	88 720.6	满足
E2	主 2	38 220.2	9 168.6	1 144.1	8 181.1	161 731.0	18 738.1	满足
	主 3	39 219.7	11 313.0	1 332.0	10 765.9	213 180.4	17 712.9	满足
	主 4	42 089.7	7 398.0	3 050.7	39 564.9	197 095.9	59 997.0	满足
	主 5	40 605.9	9 511.3	16 590.4	368 518.8	272 378.3	74 828.8	不满足
	主 6	43 188.4	12 614.9	3 446.4	57 167.1	350 403.2	42 534.3	不满足
	主 7	43 696.4	9 553.3	3 452.8	56 310.0	270 444.0	54 687.7	不满足
	主 8	43 088.4	7 459.0	2 799.3	41 893.2	221 213.1	57 353.5	满足

注:表中仅给出控制设计的顺桥向抗弯承载力,桥墩其他验算项不控制设计,未列出,下同。

由表 2 可知:由于该桥联长较长,达到 780 m,采用常规支座体系时,上部结构水平向地震响应主要由固结墩承受,墩身受力过大,无法满足结构抗震需求。设计应针对 E1、E2 地震效应的不同特点,采取相应的减、隔震措施。

4 计算结果与分析

4.1 常规支座体系抗震分析

首先对采用常规支座体系下结构地震效应进行分析,常规体系除中间墩采用固定支座外,其余桥墩均为顺桥向活动支座。E1、E2 地震下各桥墩墩底内力如表 2 所示。

4.2 不同等级地震作用下抗震措施分析

从分析结果可知:E1 地震作用下,下部结构总地震效应不大,但由于大部分地震力集中在固结墩上,导致固结墩受力较大,如要满足抗震要求,需大大增加桥墩尺寸,就该桥而言,桥墩顺桥向尺寸需由 2.7 m 增加

至 4.0 m，经济性和景观性均较差。鉴于此，设计考虑在主 4、主 6 号桥墩设置速度锁定器，温度、收缩徐变作用时不限制主梁位移，E1 地震作用时锁定器锁止形成刚性连接，实现 3 个桥墩共同承受地震力，通过优化结构内力达到抗震目标。优化后的支座体系如图 2 所示，采用速度锁定装置后结构 E1 地震作用下下部结构地震效应对比如表 3 所示。

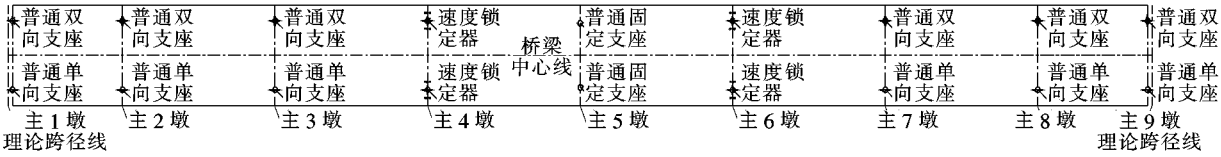


图 2　E1 地震支座体系布置

表 3　设置速度锁定器后桥墩受力（墩底）

桥墩	轴向力/kN	顺桥向剪力/kN	横桥向剪力/kN	顺桥向弯矩/(kN·m)	横桥向弯矩/(kN·m)	顺桥向抗弯承载力/(kN·m)	顺桥向抗弯是否满足
主 2	41 215.3	4 196.6	638.4	4 513.0	74 012.3	27 655.4	满足
主 3	43 021.9	4 683.4	735.1	5 750.7	89 333.3	32 156.7	满足
主 4	46 770.2	3 525.1	4 653.9	96 619.8	96 159.2	105 794.5	满足
主 5	46 028.9	4 230.2	3 559.7	79 753.6	118 340.4	101 285.7	满足
主 6	48 206.1	4 954.7	3 594.2	81 137.8	134 953.6	98 440.3	满足
主 7	48 057.8	4 272.9	1 641.3	25 585.9	128 068.2	78 163.1	满足
主 8	46 541.3	3 299.0	1 419.9	21 630.6	96 745.4	87 832.6	满足

对比表 2、3 可知：设置速度锁定器后，E1 地震作用下，地震效应均匀分配给了 4、5、6 号桥墩，结构自身抗力能够满足 E1 地震下抗震要求，避免了将固结墩设置过于粗壮的缺陷，景观性和经济性较好。

E2 地震作用下，下部结构地震总效应较大，计算分析显示：即使全部桥墩均设置锁定装置也无法满足抗震需求，需采用其他抗震体系。故选用摩擦摆减隔震支座体系。从经济上考虑，对摩擦摆支座的布置方式进行了对比研究，最终采用的支座布置形式如图 3 所示，并对该布置形式下的支座进行了参数选取研究。

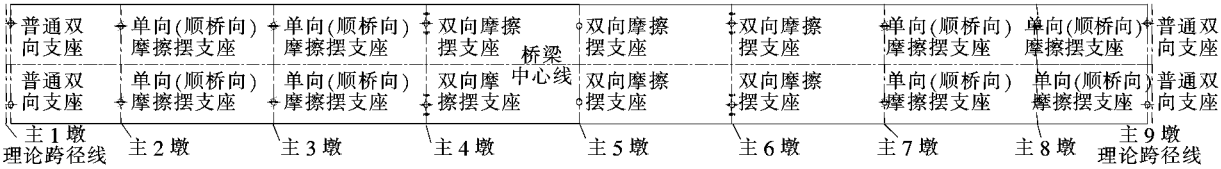


图 3　E2 地震支座体系布置

4.3　摩擦摆减隔震支座系统的参数选取研究

隔震桥梁滑动摩擦系数 μ 和摆长半径 R 等支座参数与桥梁峰值地震反应存在一定的关系。隔震系统的周期和刚度通过选取合适的滑动表面曲率半径 R 来控制，以达到延长结构自振周期的目的；阻尼由动摩擦系数 μ 来控制，通过优化滑动面摩擦系数以达到耗能的目的。力学模型如图 4 所示，其恢复力模型与理想的弹塑性恢复力模型类似，只是滑动后仍具有一定的刚度，如图 5 所示，其中，W 为支座承受的竖向荷载；d 为支座摆动位移。

不考虑转角影响，有：

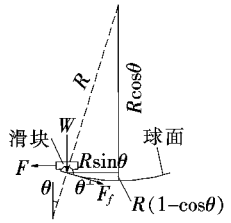


图 4　支座滑动受力示意

水平力：$F=\frac{W}{R}\times d+\mu W$；初始刚度：$K_1=\frac{\mu W}{d_y}$；屈服后刚度：$K_2=\frac{W}{R}$；等效刚度：$K_e=W(\frac{1}{R}+\frac{\mu}{d})$。

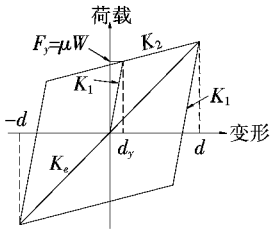


图 5 恢复力模型

针对该桥开展了不同曲面半径 R 和滑动摩擦系数 μ 下地震非线性时程分析，分析时选用图 1 所示 50 年超越概率 2%的地震波。

(1) 支座摩擦系数研究

首先假定支座曲率半径 $R=5$ m，摩擦系数取0.01～0.08 进行非线性时程分析，计算结果见图 6。

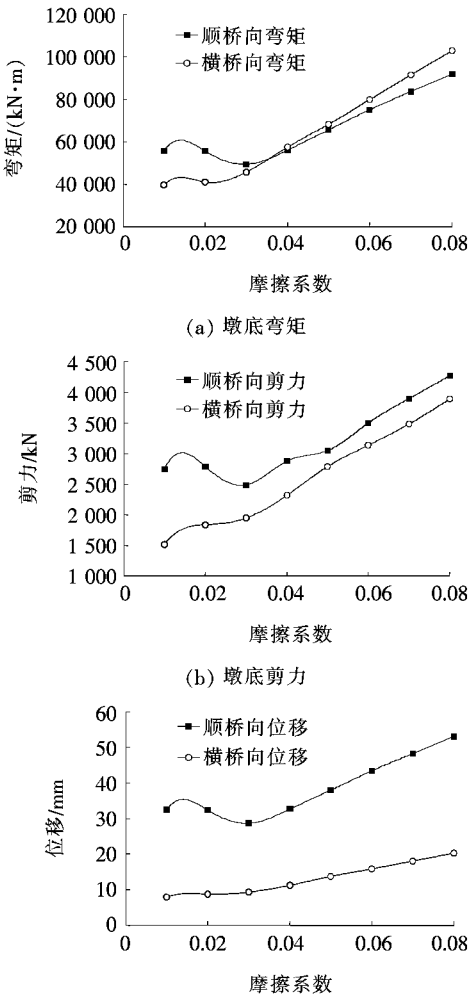


图 6 摩擦系数 μ 对桥梁地震响应的影响

从图 6 可知：纵向弯矩均呈现先递减后增加的趋势，摩擦系数较小时，弯矩随摩擦系数增加而减小，纵向弯矩在摩擦系数为 0.03 左右时达到最小值，之后随摩擦系数的增大而增加，桥墩受力不断变大；墩底剪力和墩顶位移随摩擦系数变化的趋势与墩底弯矩类似，呈现先递减后增加的趋势；桥墩横桥向受力基本随摩擦系数增加而增加，由于桥墩横桥向刚度较大，不控制设计，抗震计算主要受顺桥向弯矩控制，因此根据图 6 可知摩擦系数 μ 取 0.03 隔震效果最明显。

(2) 支座曲面半径研究

结合摩擦系数研究结果，将支座摩擦系数 μ 取为 0.03，在曲率半径 $R=3$～8 m 间开展非线性时程分析，计算结果见图 7。

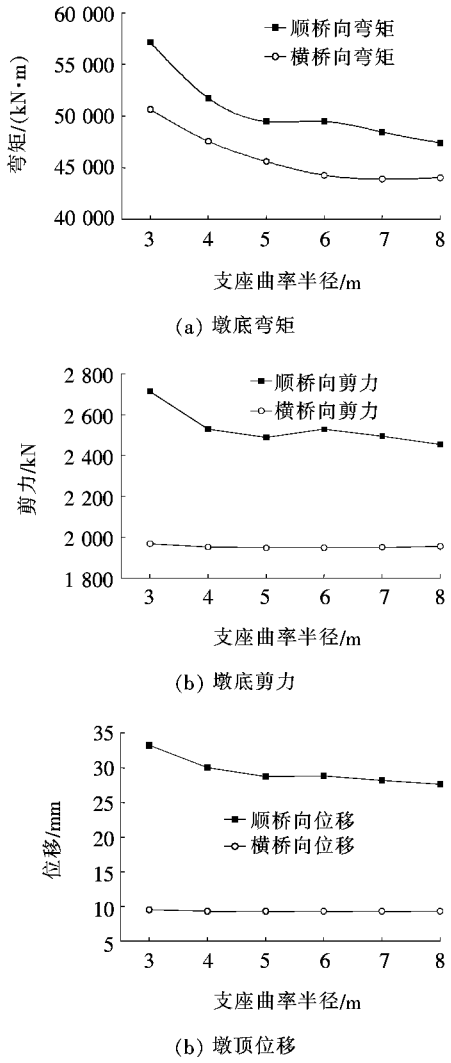


图 7 曲率半径 R 对桥梁地震响应的影响

从图 7 可知：纵向弯矩随曲率半径的增大而不断减小，横向弯矩在 $R<5$ m 时随 R 增大而逐渐减小，$R>5$ m 后弯矩变化趋势减小；从图 7(b)、(c)可知：纵向剪力和位移随曲率半径的增大而减小，但当曲率半径 $R>5$ m 之后，这种变化趋于平缓，横向剪力和位移

与半径相关性不高，变化不明显。

（3）支座耗能效率研究

设计针对不同摩擦系数与曲面半径下支座的耗能效果开展了研究分析，结果如图 8 所示。

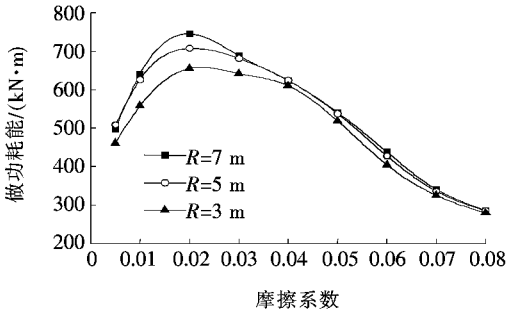


图 8　支座耗能曲线

从图 8 可知：支座耗能随摩擦系数增加呈现先增加后减小的趋势，摩擦系数较小时，耗能效率随摩擦系数的增加不断提升，在 0.02～0.03 达到峰值，之后随摩擦系数的增大耗能效率不断降低，更多的地震能量传递至桥墩；支座耗能随曲面半径的增大而提高，但 R＝5 m 和 R＝7 m 的耗能性能比较接近，反映出曲率半径增加至一定程度后对结构的抗震性能影响不大，且过大的曲率半径将导致支座复位效果变差，支座位移量也会变大。曲率半径取 5 m 能够在耗能效率与复位效果间取得较好的平衡。

综合比较，汉江特大桥摩擦摆支座的参数取值采用：摩擦系数 μ＝0.03，曲面半径 R＝5 m。

（4）E2 地震减隔震效果分析

结合支座参数研究结论，开展了结构 E2 地震下非线性时程分析，表 4 为桥墩在使用摩擦摆支座前后的受力情况。

表 4　桥墩有无使用摩擦摆支座分析结果比较（顺桥向）

墩号	摩擦摆支座	墩底弯矩/(kN·m)	剪力/kN	墩顶位移/mm	墩顶处主梁位移/mm
主 2	无	8 181.1	9 168.6	1.5	226.6
	有	3 640.5	1 530.5	0.7	153.1
主 3	无	10 765.9	11 313.0	2.1	225.9
	有	4 480.4	1 616.6	1.0	152.5
主 4	无	39 564.9	7 398.0	17.2	222.6
	有	48 145.9	1 862.3	21.2	152.0
主 5	无	368 518.8	9 511.3	213.2	222.7
	有	49 473.8	1 947.7	28.7	151.5
主 6	无	57 167.1	12 614.9	28.8	222.5
	有	50 631.6	2 152.4	29.0	151.7
主 7	无	56 310.0	9 553.3	28.0	225.8
	有	15 950.4	2 101.5	8.4	152.1
主 8	无	41 893.2	7 459.0	18.2	226.7
	有	14 568.1	1 905.7	6.1	152.3

从表 4 可知：E2 地震作用下摩擦摆支座显著降低了固定墩的墩底弯矩，降幅达到了 86.6%；剪力也减小了 79.5%，墩顶顺桥向位移减小了 86.5%，与其相邻的两个桥墩在使用摩擦摆支座之后墩底弯矩和剪力、墩顶位移都有不同程度的改变，这主要是因为地震作用下固定墩上的摩擦摆支座固定销被剪断，使得地震荷载往复作用时主 4、主 5、主 6 共 3 个墩上的隔震支座同时起作用，上部结构重量在地震作用下产生的效应在几个墩上进行了比较均匀的分配，改善了地震荷载作用下桥梁整体受力情况，使得所有桥墩在 E2 地震作用下均能满足承载力要求。

4.4　抗震支座体系布置

该桥抗震设计思路为 E1 地震下通过速度锁定器实现桥梁结构内力重分配，靠结构自身承受地震效应，E2 地震下通过摩擦摆支座的耗能达到减隔震目的。支座体系工作顺序如图 9 所示，最终支座体系确定如图 10 所示，支座参数如表 5 所示。

对采取上述抗震支座体系的结构进行分析可知：E1 地震作用时，主 4、6 号墩速度锁定器进入工作，地震效应被均匀分配到主 4～6 号桥墩，主 5 号墩墩底最大弯矩较常规支座体系可减小约 48%；E2 地震作用时，主 4～6 号墩墩顶水平剪力超过水平限位力上限（单个支座2 500 kN），剪力销剪断，摩擦摆支座进入工作，墩底最大弯矩、最大剪力较常规支座体系可分别降低约86.6%、79.5%，减隔震效果明显。

经验算，汉江特大桥采用速度锁定器＋摩擦摆复合支座体系后，E1、E2 地震作用下结构各部分均能较好地满足抗震性能要求，说明该桥的减、隔震措施是合适的。

5　结论

（1）大跨长联波形钢腹板连续梁桥在 E1 地震作用下可采用速度锁定器体系，将原本由固定墩承受的地震力平均分摊到设置锁定器的桥墩上，优化了下部

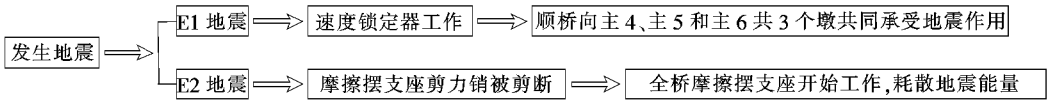


图 9 支座体系工作顺序图

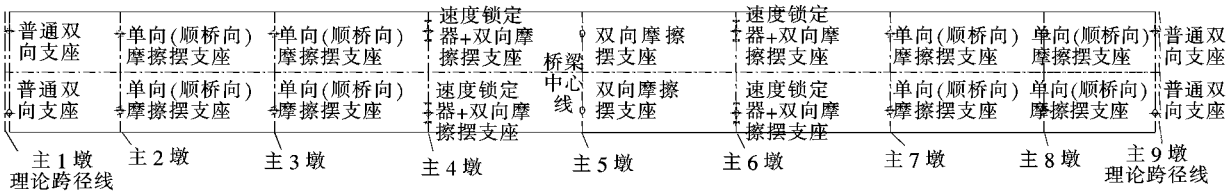


图 10 全桥支座体系

表 5 支座参数

墩号	竖向承载力/kN	水平限位力/kN	摩擦系数	隔震半径/m	速度锁定器
主 1、8 号墩	3 000	—	0.03	—	无
主 5 号墩	25 000	2×2 500	0.03	5	无
主 4、6 号墩	25 000	2×2 500	0.03	5	有
主 2、3、7 号墩	25 000	—	0.03	5	无

结构受力,在实现结构自身抗震的同时,避免了固结墩尺寸过大的不足,景观性和经济性较好。

(2) 大跨长联波形钢腹板连续梁桥在 E2 地震作用下可采用摩擦摆支座体系,通过选取合适的支座参数,达到最大的支座耗能效率,实现减隔震目的。摩擦摆支座耗能随摩擦系数增加呈现先增加后减小的趋势,在 0.02～0.03 时达到峰值,之后随摩擦系数的不断增大,上部结构向桥墩传递的惯性力增加,支座耗能效率不断降低,隔震效果变差。支座耗能随曲面半径的增大而提高,但当曲率半径增加至一定程度后对结构的抗震性能影响不大。设计中需要选择合适的支座曲率半径,以在耗能效率与复位效果间取得较好的平衡。就该桥而言,摩擦系数 μ 取 0.03,曲率半径 R 取 5 m,综合耗能效果最优。

(3) 大跨长联波形钢腹板连续梁桥建议采用速度锁定器＋摩擦摆隔震支座的复合减隔震措施达到抗震目标。E1 地震通过速度锁定器实现桥梁结构内力重分配,靠自身承受地震效应,E2 地震通过摩擦摆支座耗能达到减隔震目标。与采取单一抗震措施相比,其在不同等级地震作用下均有对应的抗震装置投入工作,适应性更强,符合两阶段设防的抗震设计理念。

参考文献:

[1] 龚健,周云.摩擦摆隔震技术研究和应用的回顾与前瞻(Ⅰ)——摩擦摆隔震支座的类型与性能[J].工程抗震与加固改造,2010(3).

[2] 夏修身,崔靓波,陈兴冲,等.长联大跨连续梁桥隔震技术应用研究[J].桥梁建设,2015(4).

[3] 庄军生,杜文明,夏玉龙.摩擦摆式隔震支座用滑板性能研究[J].公路,2017(3).

[4] 张常勇,钟铁毅,杨海洋.摩擦摆支座隔震连续梁桥地震能量反应研究[J].振动与冲击,2017(16).

[5] 阮怀圣,何友娣.两种减隔震支座动力参数的设计方法及减隔震效果差异研究[J].世界地震工程,2017(1).

[6] 秦昌,徐略勤,刘津成,等.高墩大跨连续刚构桥长周期地震响应对比研究[J].中外公路,2017(1).

[7] 顾建成,张建东,刘朵.预制节段拼装混凝土桥墩减震耗能构造研究进展[J].中外公路,2017(5).

[8] 李磊,张永亮,陈敦.基于摩擦摆支座的深水高桩承台连续梁桥减隔震研究[J].工程抗震与加固改造,2016(2).

[9] 王黎园,房贞政,张春潮.多跨预应力连续梁桥摩擦摆隔震支座研究[J].福州大学学报,2013(4).