

摩擦摆支座磨损对长联大跨连续梁桥抗震性能的影响

张精岳, 王志强, 刘福康

(中交公路长大桥梁建设国家工程研究中心有限公司, 北京市 100088)

摘要:为研究摩擦摆支座耐磨板磨损对长联大跨连续梁桥抗震性能的影响,开展摩擦摆支座快速滑动性能试验,研究改性聚四氟乙烯耐磨板在快速性能试验中的磨损程度。并以 6×110 m长联大跨连续梁桥为工程背景,建立空间三维有限元模型,对比分析摩擦摆支座不同磨损程度下桥梁结构的地震响应。研究表明:摩擦摆支座内部的改性聚四氟乙烯耐磨板在快速性能试验中发生严重磨损,且摩擦系数先增大至0.09后减小至0.016,支座滑动位移达到最大值,与限位块发生刚性碰撞。且耐磨板磨损导致桥梁关键截面内力增大,墩底进入塑性,影响桥梁结构的抗震性能。

关键词:公路桥梁;减隔震设计;试验研究;摩擦摆支座;耐磨板磨损

中图分类号: U441+.3

文献标志码: A

进入21世纪以来,世界桥梁建设进入高速发展阶段。特别是近10年来,一大批建设条件复杂、技术难度大、结构新颖的大跨度桥梁陆续建成,将中国桥梁由大国推向强国,实现了跨越式发展^[1-2]。但是,在长联大跨连续梁桥建设中,地震灾害的影响尤为突出,需针对长联大跨连续梁桥进行抗震设计^[3],常用的抗震设计方法有延性抗震设计和减隔震设计两种方法^[4],其中,前者主要通过在桥墩中设置塑性铰的方式来提高桥梁的抗震性能,在地震中发生损伤,震后修复工程量较大。而后者多通过在桥梁主梁与桥墩之间设置减隔震支座、阻尼耗能装置等措施^[5],延长结构周期,耗散和隔离地震能量,从而减弱地震响应。

大跨度连续梁桥减隔震设计多采用设置减隔震支座的措施,而常用减隔震支座主要有以下两类:第一类是橡胶类减隔震支座,例如铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座等^[6];第二类是摩擦摆支座。但是,橡胶类减隔震支座存在承载能力低、橡胶老化、铅污染等问题,限制了橡胶类减隔震支座的发展。而摩擦摆支座为钢支座,具有竖向承载能力高、自复位、性能稳定等优点,通过摩擦摆动来延长结构的自振周期^[7],减弱地震引起的动力放大效应,将动能转化为势能与热能,有效地转移和消耗地震能量^[8]。摩擦摆支座的核心部件为不锈钢镜面与耐磨板组成的摩擦副^[9],而耐磨板相对于不锈钢镜面,其承压强度、耐磨损性能、高温稳定性等较弱。目前,国内外众多学者主要针对摩擦摆支座选型参数、隔震性能进行大量的研究^[10],而对于摩擦摆支

座在地震工况中快速摩擦状态下常规耐磨板(聚四氟乙烯板、改性聚四氟乙烯板)的抗磨损性能,以及耐磨板磨损后对长联大跨连续梁桥抗震性能的影响研究开展的相对较少。

该文通过开展摩擦摆支座的快速滑动性能试验,模拟改性聚四氟乙烯耐磨板在罕遇地震工况中的磨损过程,确定耐磨板磨损程度。并以某 6×110 m长联大跨连续梁桥为工程背景,研究摩擦摆支座耐磨板磨损对大跨连续梁桥关键截面地震响应的影响。

1 摩擦摆支座快速滑动性能试验

1.1 试验样品

选取FPB-10000/1000的摩擦摆支座,其设计承载力为10 000 kN,减震起始力为1 000 kN,曲率半径为3.8 m,支座上板平面尺寸为 $1\ 110\text{ mm}\times 500\text{ mm}$,下板平面尺寸为 $1\ 380\text{ mm}\times 500\text{ mm}$,上座板、中间板、下座板选用Q345热轧钢板,耐磨板需要具有较好的热稳定性,而常用的聚四氟乙烯和改性超高分子量聚乙烯耐磨板的热稳定性、耐磨损等性能较差,无法满足摩擦摆支座对耐磨板的耐久性要求,一般选用改性聚四氟乙烯耐磨板。

1.2 试验设备

为研究摩擦摆支座耐磨板的热稳定、耐磨损等性能,利用支座动态试验机对摩擦摆支座开展减隔震性能试验。该测试系统长12 m,宽7.6 m,高9.78 m,支

座加载测试空间为 $2.5\text{ m}\times 2.5\text{ m}\times 1.5\text{ m}$ 。并配备了竖向、水平、转角 3 个方向的作动器。其中,竖向作动器可提供静压 30 000 kN、静拉 6 000 kN 的载荷,竖向行程为 $\pm 600\text{ mm}$;水平作动器最大拉压动载为 3 000 kN,且可实现峰值速度为 0.7 m/s 的动态性能加载测试;转角作动器可提供静态拉压 1 500 kN 载荷,作动器行程为 $\pm 300\text{ mm}$,额定转角弧度为 0.06 rad ,可实现试件厚度为 $200\sim 600\text{ mm}$ 的转角试验。

1.3 试验方法、工况

依据 JT/T 852—2013《公路桥梁摩擦摆式减隔震支座》附录 C 成品支座减隔震性能(快速性能)试验方法,对支座竖向施加设计荷载 10 000 kN,水平位移加载采用正弦波加载,加载幅值为支座地震位移 108 mm 的 25%、50%、75%、100%,加载基频为 0.256 Hz (基频为支座隔震周期的倒数)。具体加载工况见表 1。

表 1 支座减隔震性能试验加载工况

工况	竖向荷载/kN	加载幅值/mm	频率/Hz	峰值速度/($\text{mm}\cdot\text{s}^{-1}$)	循环次数/次
1	10 000	27	0.256	43.4	3
2	10 000	54	0.256	86.9	3
3	10 000	81	0.256	130.3	3
4	10 000	108	0.256	173.7	3

1.4 试验后耐磨板状况

摩擦摆支座减隔震性能试验前后耐磨板表面磨损程度见图 1。

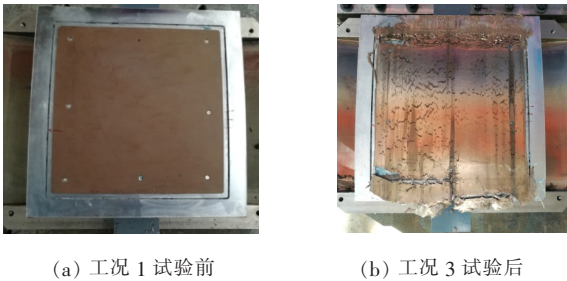


图 1 试验前与试验后耐磨板表面磨损对比

从图 1(a)可知:耐磨板在工况 1 试验之前,其表面无安装、粘贴操作过程中的划伤、磨损,表面保持完整;从图 1(b)可知:耐磨板在工况 3 试验之后,其表面已经产生较多的磨屑,且耐磨板沿着支座滑动方向的边缘部位出现断裂,已无法继续完成工况 4 的试验。耐磨板边缘出现严重撕裂现象的原因,主要是耐磨板表面与不锈钢镜面在快速对磨过程中会产生大量的热量,而耐磨板热稳定性相对于不锈钢较弱,且随着试验加载

峰值速度的逐渐增大,摩擦副间产生的热量越多,当热量达到耐磨板的耐热临界值时,其抗蠕变性能、耐磨损性能快速下降。同时,由于摩擦摆支座在滑动过程中,其上、下座板之间的铰接滑块会沿着支座滑动方向发生摆动,导致支座耐磨板边缘部位受到的压应力较其他部位大,从而造成耐磨板在支座快速滑动试验中沿着滑动方向的端部出现撕裂现象。

1.5 试验数据分析

图 2 为摩擦摆支座在工况 1、2、3 试验条件下的水平力与位移滞回曲线。

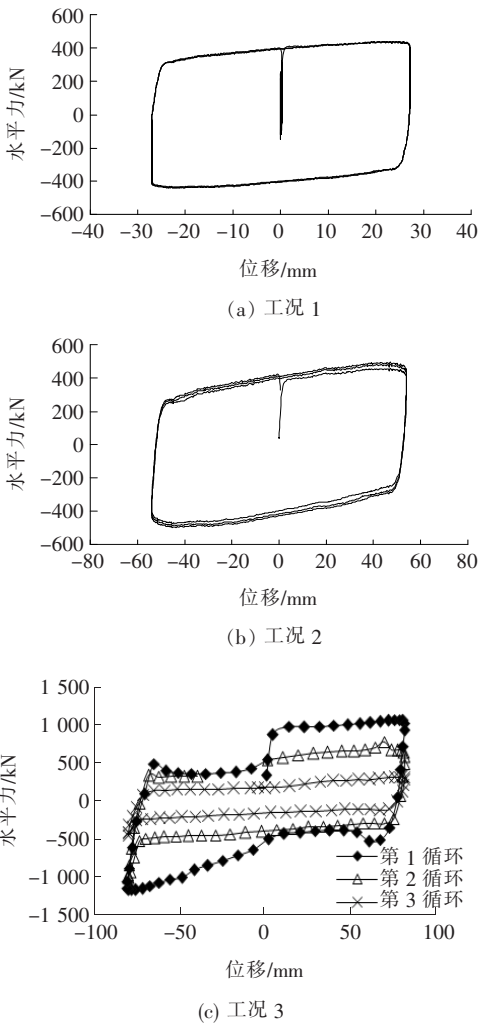


图 2 水平滞回性能曲线

从图 2 可知:① 摩擦摆支座在工况 1、工况 2 中水平力与位移滞回曲线很饱满,曲线平顺、无波动,曲线形状与摩擦摆支座理论滞回曲线保持一致,均表现为向上倾斜的平行四边形,且摩擦摆支座在工况 1、工况 2 试验中经过 3 次循环后得到的每圈水平滞回曲线基本重合;② 工况 1、工况 2 试验得到的摩擦系数依次为 0.0399 、 0.0411 ,与支座设计摩擦系数 0.04 的偏差分

别为 -0.4% 、 2.7% ;工况 1、工况 2 试验得到的屈后刚度依次为 2.44 、 2.54 kN/mm ,与支座设计屈后刚度的偏差分别为 -7.3% 、 -3.6% ;试验得到的摩擦系数、屈后刚度与理论值的偏差均在 JT/T 852—2013 规范允许的 $\pm 15\%$ 偏差范围内;③ 在工况 1、工况 2 条件下摩擦摆支座具有较好的减震耗能功能,即耐磨板在速度相对较慢时具有良好、稳定的减震耗能功能。而工况 1、工况 2 中滞回曲线在支座滑动临界换向位置时均呈现出向下倾斜圆弧,其原因是改性聚四氟乙烯耐磨板的弹性模量较低,其结构整体表现“较软”,导致内置改性聚四氟乙烯耐磨板的摩擦摆支座在滞回曲线换向位置附近呈现出向下倾斜圆弧,但其对摩擦摆支座滞回曲线包络面积大小的影响较小;④ 在工况 3 条件下,摩擦摆支座在幅值 ± 81 mm、加载频率 0.256 Hz、峰值速度 130 mm/s 的快速试验加载过程中,其滞回曲线在第 1 循环已发生明显的突变,支座水平滑动启动瞬间的水平力已达到 904 kN,而工况 1、工况 2 中仅为 400 kN,表明耐磨板表面在工况 3 的第 1 循环已经发生磨损破坏;而在滞回曲线的第 2 循环中水平力保持为 $530\sim 650$ kN,表明耐磨板表面在继续磨损,且在耐磨板表层磨损后,新露出的耐磨板材料在自润滑作用下使得支座摩擦系数逐渐降低;在滞回曲线的第 3 循环中,支座水平滑动启动力(支座处于 0 位时的水平力)降为 156 kN,表明支座外露的 3 mm 耐磨板已基本磨损殆尽,支座上座板底部的不锈钢镜面与转动球冠接触部位发生不锈钢镜面与钢件摩擦。因此,从工况 3 可知:改性聚四氟乙烯耐磨板在快速滑动摩擦时其表面发生磨损,并导致支座摩擦系数先增大,达到 0.09 ,后逐渐磨损而减小至 0.05 ,最后保持不锈钢镜面与球冠钢件之间的摩擦,约为 0.016 。

2 工程概况

某长联大跨连续梁桥,其中一联长 6×110 m= 660 m,主梁采用分幅等截面船形钢箱梁,箱梁宽 20 m,梁高 4 m,梁高与跨径比值为 $1/27.5$ 。桥墩墩顶盖梁采用实心倒梯形断面,横桥向长 $32\sim 38.1$ m,顶宽 4 m、底宽 3.33 m、高 5 m。墩身采用变截面的六边形断面,墩顶横桥向宽 8 m,盖梁以下桥墩横桥向按 $1/28$ 斜率渐变打开,底宽根据墩高变化。顺桥向侧面为竖直,厚 4 m。墩基础采用 6 根直径 2.5 m 的钻孔灌注桩,承台尺寸为 16.5 m \times 10.5 m \times 5 m。桥型布置如图 3 所示。

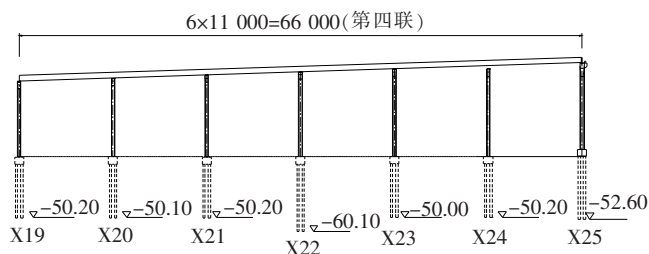


图 3 桥型布置图(除标高为 m 外,其余单位:cm)

3 有限元模型及隔震参数

3.1 有限元模型

采用 SAP 2000 Nonlinear 有限元软件建立了三维空间有限元模型进行抗震性能分析,计算模型均以两桥台连线方向为 X 轴,垂直连线方向为 Y 轴,竖向为 Z 轴。模型中主梁、桥墩、桩基均离散为空间梁单元;支座约束采用 Plastic(wen)双折线单元,桩基约束采用土弹簧约束方式。对二期恒载、横隔板采用质量单元分布在主梁节点上进行模拟。

3.2 地震动输入

根据《工程场地地震安全性评价报告》,结合工程的结构特点和重要性,确定了抗震设防基本目标,以及桥址场地的地震动特性,确定了 E2 超越概率下对应 5% 阻尼比情况的地震动参数。

由于 E2 水准下地震波分为水平向和竖向两个方向,每个方向有 3 条地震波,竖向波为水平波的 0.65 倍。由于下文中支座约束体系分析选取 3 条波中地震响应最大的第 1 条波,因此,仅列出 E2 地震波中水平方向的第一条波形图,见图 4。

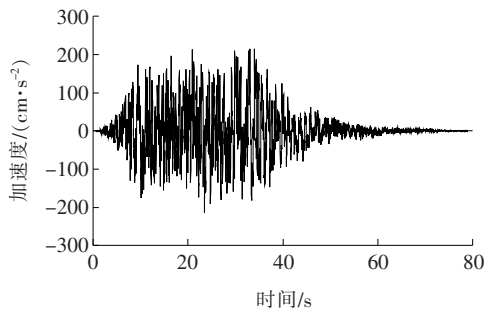


图 4 输入地震动时程曲线

3.3 支座参数

根据 FPB-10000/1000 摩擦摆支座试验结果,耐磨板为改性聚四氟乙烯的摩擦摆支座在罕遇地震工况中表现为正常滑动、磨损滑动、钢摩擦 3 个工作状态。因此,为了系统研究摩擦摆支座磨损对长联大跨连续

梁桥关键截面地震响应的影响,拟定了 3 个约束体系工况,其中体系 1 为摩擦摆支座的正常工作状态,体系 2 为摩擦摆支座耐磨板发生损伤的工作状态,体系 3 为摩擦摆支座摩擦副钢摩擦的工作状态,上述几种工况中摩擦摆支座均为双向滑动型。不同约束体系的支座参数见表 2。

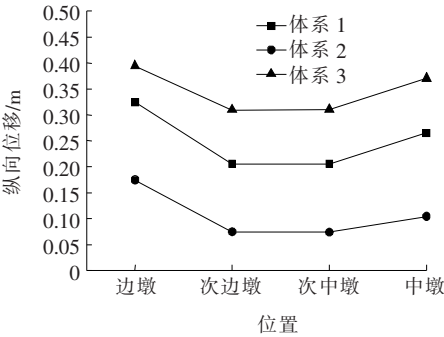
表 2 不同约束体系支座参数

体系工况	曲率半径/m	摩擦系数
体系 1	3.8	0.040
体系 2	3.8	0.090
体系 3	3.8	0.016

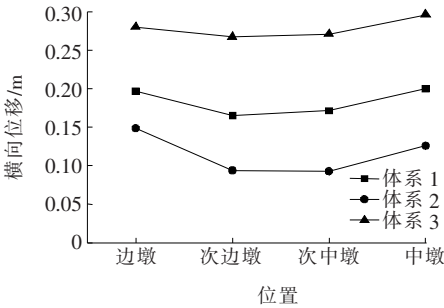
4 摩擦摆支座磨损对桥梁减隔震性能的影响

4.1 支座位移

图 5 为不同墩顶位置的支座在地震工况作用下的纵向、横向位移。



(a) 纵向位移



(b) 横向位移

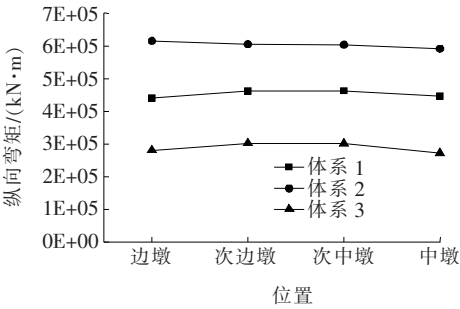
图 5 支座位移曲线

从图 5 可知:体系 1 的边墩墩顶支座纵向、横向位移比次边墩、次中墩、中墩等墩顶位置的支座位移大,其纵向位移达到 325 mm,横向位移达到 197 mm。而

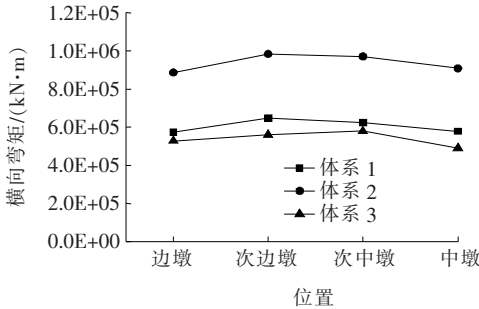
体系 2 摩擦摆支座耐磨板损坏,导致摩擦系数升高,支座约束偏向于刚性约束,从而导致支座纵向、横向位移减小,其边墩、次边墩、次中墩、中墩的墩顶支座纵向位移比体系 1 相同位置减小 46.4%、63.8%、64.0%、60.6%,且体系 2 各位置支座横向位移比体系 1 相同位置减小 24.4%、43.1%、46.0%、37.0%;而体系 3 摩擦摆支座的摩擦副表现为钢与钢摩擦,摩擦系数较小,支座约束体系偏向于“自由”约束,从而导致支座纵向、横向位移增大,边墩纵向最大位移达到 0.395 m,其他位置纵向位移 0.371 m,已超出支座的设计位移,其边墩、次边墩、次中墩、中墩的墩顶支座纵向位移比体系 1 相同位置增大 21.5%、50.6%、51.2%、39.6%,且体系 3 各位置支座横向位移比体系 1 相同位置增大 42.6%、62.4%、58.2%、48.2%。由于钢与钢间摩擦,摩擦系数较小,支座位移增大,导致支座滑动至极限位置,与支座限位块发生刚性碰撞。

4.2 墩底内力

图 6 为不同墩底位置的纵向弯矩、横向弯矩。



(a) 纵向弯矩



(b) 横向弯矩

图 6 墩底弯矩

从图 6 可知:体系 2 不同位置的墩底弯矩比体系 1 相同位置的弯矩大,其中各墩底的纵向弯矩比体系 1 增大 39.8%、30.8%、30.3%、32.4%,各位置墩底的横向弯矩比体系 1 增大 54.3%、52.1%、55.5%、57.1%,其主要原因是摩擦摆支座耐磨板发生损坏后,

支座发生的滑动位移减小,导致主梁在地震作用下的内力传递至桥墩的比例增大,从而增大了墩底地震响应。体系3不同位置的墩底弯矩比体系1相同位置的弯矩小,其中各位置墩底的纵向弯矩比体系1减小约36.1%、34.6%、34.8%、39.0%,而各位置墩底的横向弯矩比体系1减小8.1%、13.5%、7.3%、15.3%,其原因与体系2的表现相反。

4.3 桩基内力

图7为不同桩基顶端位置的纵向弯矩、横向弯矩。

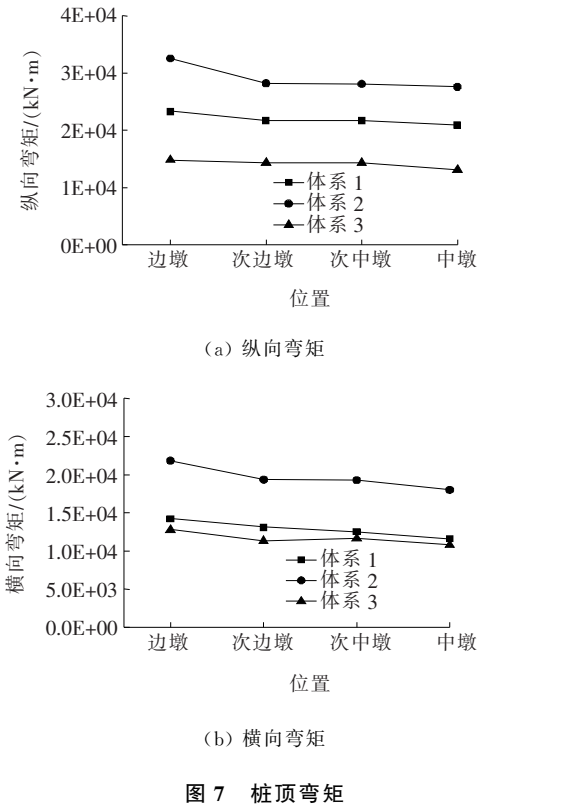


图7 桩顶弯矩

从图7可知:其不同约束体系的变化规律与墩底基本一致。体系2不同位置桩顶的纵向弯矩比体系1增大39.7%、30.1%、29.6%、32.0%,各位置桩顶的横向弯矩比体系1增大53.5%、47.4%、53.7%、54.9%。体系3不同位置桩顶的纵向弯矩比体系1减小约36.3%、33.7%、33.8%、37.3%,而各位置桩顶的横向弯矩比体系1减小10.0%、13.8%、7.2%、7.2%。

4.4 支座位移超限对桥梁的影响

由上文分析可知:摩擦摆支座的耐磨板发生严重磨损以后,摩擦系数较小,导致支座滑动位移增大至极限位置,与支座限位块发生刚性碰撞。为了研究摩擦摆支座滑至极限位移时与支座限位块发生刚性碰撞对桥梁结构受力状态的影响,采用在支座纵向和横向分

别设置拉索约束单元模拟支座滑动至极限位移时限位块的约束,具体约束见表3。

表3 不同约束体系支座参数

体系 工况	曲率半 径/m	摩擦 系数	边墩支座 限位/mm		其他支座 限位/mm	
			纵向	横向	纵向	横向
体系1	3.8	0.040	—	—	—	—
体系4	3.8	0.016	360	220	260	220

(1) 支座位移。图8为体系1、体系4两种约束体系中不同位置支座的纵向位移和横向位移。

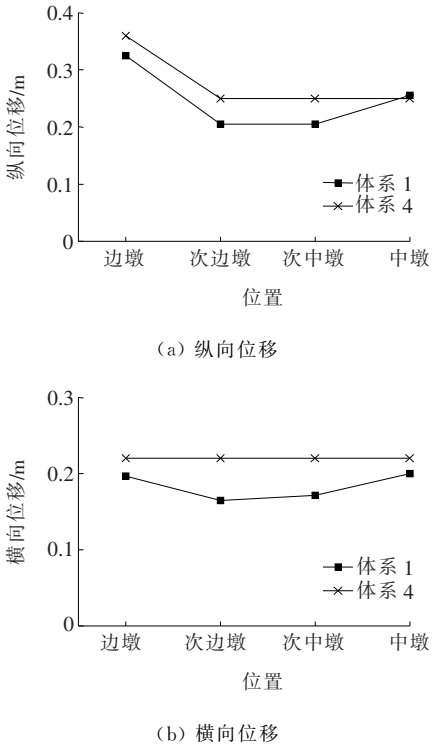
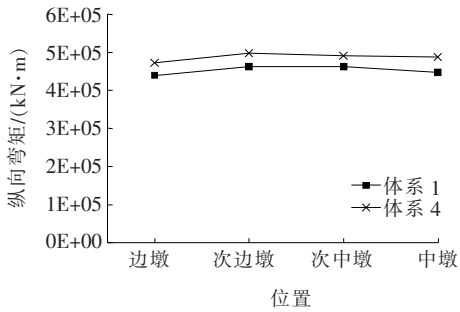


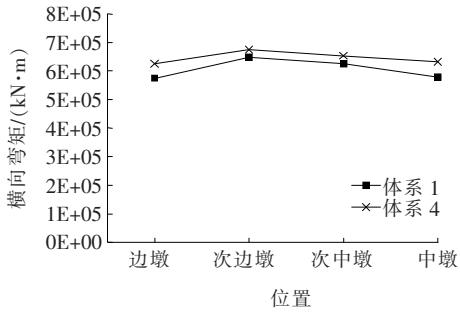
图8 支座位移

从图8可知:支座限位块限制支座自由滑动时,其纵横向的滑动位移得到了控制,且支座横向位移控制在0.220 m。即表明支座在实桥应用过程中,当耐磨板外露3 mm磨损殆尽时,支座位移增大,且支座滑动球冠与支座的滑动座板限位块发生明显的碰撞,从而限制了支座滑动位移的继续增大。

(2) 墩底弯矩。图9、10为体系1、体系4两种约束体系中不同桥墩墩底、桩基的纵向弯矩和横向弯矩,从图9、10可知:与体系1相比,体系4在支座滑移至最大位移时,滑动球冠与限位块发生刚性碰撞,导致墩底的纵向弯矩增大7.5%~9.1%,横向弯矩增大4.2%~9.2%;同时,次中墩位置的桩基顶部截面纵向

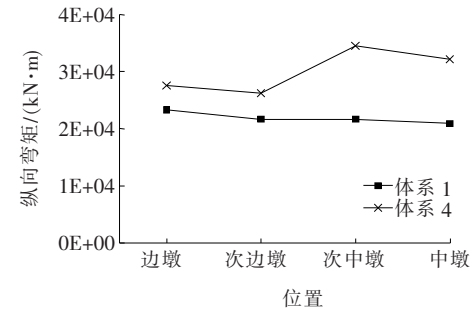


(a) 纵向弯矩

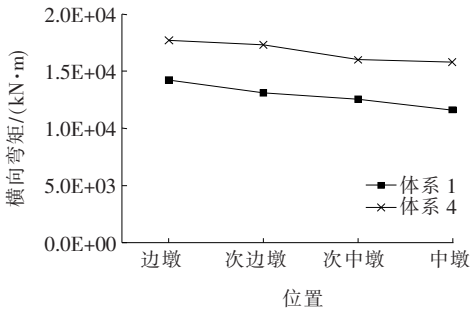


(b) 横向弯矩

图 9 墩底弯矩



(a) 纵向弯矩



(b) 横向弯矩

图 10 桩基顶部弯矩

弯矩增大 59.4%，中墩位置的桩基顶部截面横向弯矩增大 36%。其主要原因是支座滑动位移达到支座设计位移，与支座限位块发生刚性碰撞，此时主梁与桥墩可认为“刚性连接”，使得主梁的振动能量向下传递，

从而桥墩墩底弯矩、桩基弯矩增大。

5 结论

(1) 摩擦摆支座中的改性聚四氟乙烯耐磨板在模拟罕遇地震工况的快速滑动性能试验中发生严重磨损，支座摩擦系数先增大至 0.09，再减小至 0.016，改变了桥梁结构的边界约束条件。

(2) 摩擦摆支座摩擦系数降低以后，支座滑动位移增大而达到设计位移，滑动球冠(块)与支座座板限位块发生刚性碰撞，导致桥梁结构的桥墩墩底、桩基顶部的地震响应增大。其中，桥墩墩底弯矩增大 9.2%，桩基顶部弯矩增大 59.4%。

(3) 为保障设置摩擦摆支座的长联大跨连续梁桥在罕遇地震灾害中的结构安全，建议对摩擦摆支座在工程应用前进行峰值速度大于 200 mm/s 的动态快速滑动性能试验检测，以确保耐磨板具有抵抗快速磨损的能力，保障摩擦摆支座在罕遇地震灾害发生时具有设计预期的减隔震效果。

参考文献:

- [1] 项海帆,潘洪萱,张圣城,等.中国桥梁史纲[M].上海:同济大学出版社,2009.
- [2] 张喜刚,刘高,马军海,等.中国桥梁技术的现状与展望[J].科学通报,2016,61(4-5):415-425.
- [3] 夏修身,崔靛波,陈兴冲.超长联大跨连续梁桥摩擦摆支座隔震研究[J].工程力学,2015,32(S1):167-171.
- [4] 李建中,管仲国.基于性能桥梁抗震设计理论发展[J].工程力学,2011,28(S2):24-30.
- [5] 王力,杨延超,刘世忠,等.长联大跨摩擦摆支座隔震连续梁桥多维地震反应分析[J].世界地震工程,2020,36(2):129-137.
- [6] 唐志,刘军,徐向东,等.ε型钢阻尼减震支座在连续箱梁桥中的减隔震应用效果分析[J].中外公路,2019,39(2):125-129.
- [7] 占玉林,张磊,张强,等.摩擦摆支座参数对隔震桥梁地震响应的影响[J].桥梁建设,2018,48(3):45-49.
- [8] 王宝夫,韩强,杜修力.滑动摩擦支座隔震桥梁地震反应分析[J].土木工程学报,2016,49(S2):85-90.
- [9] 陈鹏,周颖.摩擦摆支座隔震结构实用设计方法[J].地震工程与工程振动,2017,37(1):56-63.
- [10] 赵桂峰,马玉宏,简涛,等.摩擦摆支座性能劣化对港珠澳隔震桥梁全寿命期抗震性能的影响[J].中国公路学报,2016,29(12):10-16.