

自锚式悬索桥纵向地震响应控制分析

荀浩¹, 周卫滨², 李建中¹

(1. 同济大学 桥梁工程系, 上海 200092; 2. 台州市沿海高速工程建设指挥部, 浙江 台州 318000)

摘要:以某双塔自锚式悬索桥为例,通过在桥塔与主梁之间设置液体黏滞阻尼器,把地震作用下桥梁纵向的位移和内力控制在一个合理的范围内。通过改变阻尼参数 C 和 α ,对此桥纵向的地震位移和内力的变化情况进行了规律总结。比较发现,当阻尼系数 C 越大或阻尼指数 α 越小时,此桥纵向的地震位移和内力反应就越小。其中 C 取3 500左右, α 取0.3时,塔底地震弯矩降幅达40%左右,主梁地震位移降幅达50%左右。

关键词:自锚式悬索桥;黏滞阻尼器;减震

中图分类号:U448.25 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2014)02-0001-05

随着城市桥梁对景观要求的不断提高,自锚式悬索桥^[1-2]的建设也越来越多。自锚式悬索桥不仅具有传统悬索桥造型优美、外观新颖的特点,同时它省去了庞大的锚碇系统,因此更加能够适应城市土地资源紧张或场地地基水平承载能力低的要求。悬索桥结构体系轻柔,地震作用下主梁纵桥向位移很大,需要引入一种合理有效的耗能装置来控制其梁端位移^[3]。目前,国内外常用的耗能装置^[4-6]主要有铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座、摩擦摆式支座、液体黏滞阻尼器、金属弹塑性阻尼器等。对于安装黏滞阻尼器的减震结构,与安装其他类型的耗能装置(黏弹性、摩擦性等)的减振结构相比,其最大的优点是原结构的动力特性不会受到影响,而它只是通过改变原结构的整体阻尼比来使结构的动力反应降低。因此,本文选用液体黏滞阻尼器,通过改变阻尼器的控制参数(C, α)对一座双塔自锚式悬索桥纵桥向的地震反应进行控制分析。

1 液体黏滞阻尼器

针对液体黏滞阻尼器的性能及其对结构的减震效果,自上世纪80年代开始 Coustantious 等美国学者先后进行了大量的振动台试验并发表了大量相关文献^[6-8]。目前,阻尼器已被广泛应用于新桥建设和旧桥加固当中。液体黏滞阻尼器一般由缸体、活塞和阻尼材料组成,活塞在缸体内可做往复运动,活塞上有适量小孔,缸体内装有黏滞阻尼材料。地震时,与结构共同工作的黏滞阻尼器的导杆受力,推动活塞运动,活塞两边的阻尼材料产生压力差,阻尼介质通过阻尼孔,产生阻尼力,达到耗能减震的目的。其力学计算模型如下

$$F = Cv^\alpha \quad (1)$$

式中, C 为阻尼系数; v 为相对运动速度; α 为阻尼指数(通常可取0.1~2,在土木工程领域一般取0.1~1)。

图1绘制了3种不同参数(C, α)组合的阻尼器在简谐荷载作用下的力-位移滞回曲线。阻尼指数 $\alpha = 1$ 的阻尼器称为线性阻尼器,其滞回曲线形状为椭圆;阻尼指数 $\alpha \neq 1$ 的阻尼器为非线性阻尼器,图1绘制了 $\alpha = 0.3$ 时的滞回曲线,其形状跟接近于矩形,并且滞回曲线的面积比线性阻尼器大很多。阻尼系

数 C 的变化对阻尼器的滞回曲线的影响可以从图 1 中清楚地看出。

2 工程概况与分析模型

2.1 工程背景

该桥为双塔空间索面自锚式悬索桥,跨径布置为 $40+100+266+100+40$ m,主缆矢跨比 $1/5$ 。主跨跨度 266 m,边跨跨度 100 m,边主跨比 $1/2.66$,为了克服边墩负反力,边跨再延伸出一跨(锚跨),全桥总体布置见图 2。其中主跨和边跨的主梁为叠合梁,锚跨主梁采用钢筋混凝土箱梁,并在主缆锚固附近设钢筋混凝土过渡段。索塔为混凝土结构,总高度 82 m,在中间设置三道横梁将索塔分为下塔柱、中塔柱、上塔柱和塔冠四部分。其中桥面以上塔高 69 m,下塔柱高 8.6 m,中塔柱高 22.9 m,上塔柱 35.4 m,塔冠 15.1 m。纵向为半漂浮体系,在索塔处纵向分别设置两个粘滞性阻尼器;索塔、过渡墩处设置双向活动支座,锚墩处设纵向滑动、横向固定支座;索塔处设横向抗风支座,限制索塔处主梁横桥向位移。基础采用大直径钻孔灌注桩群桩基础,桩径 2 m。

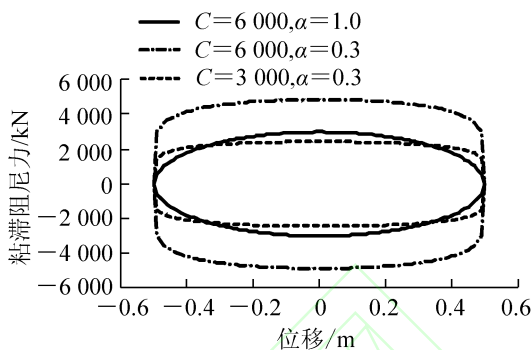


图 1 阻尼器力-位移滞回曲线

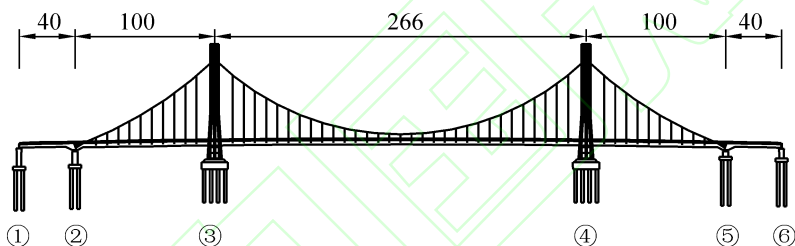


图 2 总体立面布置图(单位:m)

2.2 有限元分析模型

采用有限元分析软件 SAP2000 建立悬索桥的空间动力计算模型。其中,主梁、主塔和桥墩采用空间梁单元模拟,吊索和主缆采用空间桁架单元模拟,由于自锚式悬索桥的主塔和主梁承受很大的轴力,因此考虑了 $P-\Delta$ 效应对主塔和主梁的刚度进行了修正。承台视为刚体,用质点模拟,并与塔底或墩底和桩顶通过主从约束连接。桩基础考虑了群桩效应,通过刚度相互耦合的土弹簧模拟。二期恒载、横隔板等的质量以线质量或点质量的形式施加到结构相应位置。考虑活动球型钢支座的摩擦滑动效应,其力学模型按照库伦摩擦定律计算,即 $F_y = \mu N$,其中 N 为支座的恒载竖向反力, μ 为摩擦系数,此处取为 0.02。

阻尼器通过 Damper 单元模拟,为了了解不同的阻尼参数 (C, α) 对纵向地震响应的影响,参考其它已建桥梁^[4]并结合本桥的跨径等特点采用了阻尼系数为 2 000、2 500、3 000、3 500、4 000,阻尼指数为 0.2、0.3、0.4、0.5,总共 20 种不同阻尼参数组合对本桥进行参数分析。

根据本桥《地震安全性评价报告》提供的 3 条罕遇地震(50 a 超越概率 2%)下水平地震动时程函数对该桥进行非线性时程分析。其中,地震动输入方向为纵向+竖向,竖向地震动时程函数取水平向的 $2/3$,方向组合采用 SRSS 方法,最终结果取 3 组时程函数计算结果的最大值^[9]。

3 纵向地震反应结果分析

针对上述模型进行非线性时程分析,得到 20 组不同阻尼参数的分析结果。为了比较不同阻尼参数对关键部位纵向地震反应的影响规律,选取 3 号桥塔的塔底最不利剪力和弯矩、桩基础最不利单桩剪力和弯矩、塔顶最大位移及主梁最大位移进行了规律总结,并与未采用阻尼器的分析结果进行了比较。同时总结了阻尼器最大出力和最大冲程的变化规律,对阻尼器的选取提供了进一步的参照。

3.1 塔底内力

塔底最不利剪力和弯矩的结果如图 3。由图 3 可知,与未采用阻尼器的情况相比:阻尼参数为 (4 000,0.2) 时,剪力由 38 605 kN 降为 29 973 kN,降幅最大,为 22.4%;阻尼参数为 (2 000,0.5) 时,剪力由 38 605 kN 降为 32 507 kN,降幅最小,为 15.8%;阻尼参数为 (4 000,0.2) 时,弯矩由 1 180 062 kN · m 降为 585 847 kN · m,降幅最大,为 50.4%;阻尼参数为 (2 000,0.5) 时,弯矩由 1 180 062 kN · m 降为 910 786 kN · m,降幅最小,为 22.8%。在采用阻尼器后,随着 α 增加,地震剪力无显著的变化, α 每变化 0.1 剪力最大改变 514 kN,而地震弯矩逐渐增加, α 每变化 0.1 弯矩最大改变 45 889 kN · m;随着 C 的增加,地震剪力有增有减, C 每变化 500 剪力最大改变 931 kN,而地震弯矩逐渐减小, C 每变化 500 弯矩最大改变 73 352 kN · m,最小改变 45 150 kN · m。

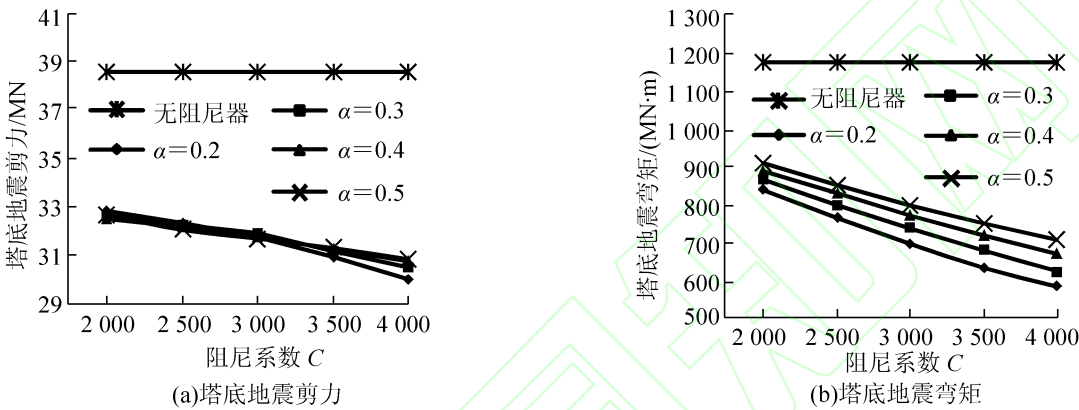


图 3 塔底地震内力

3.2 塔底单桩最不利内力

塔底最不利桩基内力的结果见图 4。由图 4 可知,与未采用阻尼器的情况相比:阻尼参数为 (4 000,0.2) 时,剪力由 4 729 kN 降为 3 576 kN,降幅最大,为 22.4%;阻尼参数为 (2 000,0.5) 时,剪力由 4 729 kN 降为 4 169 kN,降幅最小,为 11.8%;阻尼参数为 (4 000,0.2) 时,弯矩由 20 140 kN · m 降为 15 380 kN · m,降幅最大,为 23.6%;阻尼参数为 (2 000,0.5) 时,弯矩由 20 140 kN · m 降为 17 850 kN · m,降幅最小,为 11.4%。在添加阻尼器后,随着 α 增加,地震剪力逐渐增加,但 α 每改变 0.1 剪力最大改变量仅为 72 kN,地震弯矩逐渐增加,每改变 0.1 弯矩最大改变量也仅为 300 kN · m;随着 C 的增加,地震剪力逐渐减小, C 每改变 500 剪力最大改变量为 115 kN,地震弯矩逐渐减小, C 每改变 500 弯矩最大改变量为 530 kN · m。

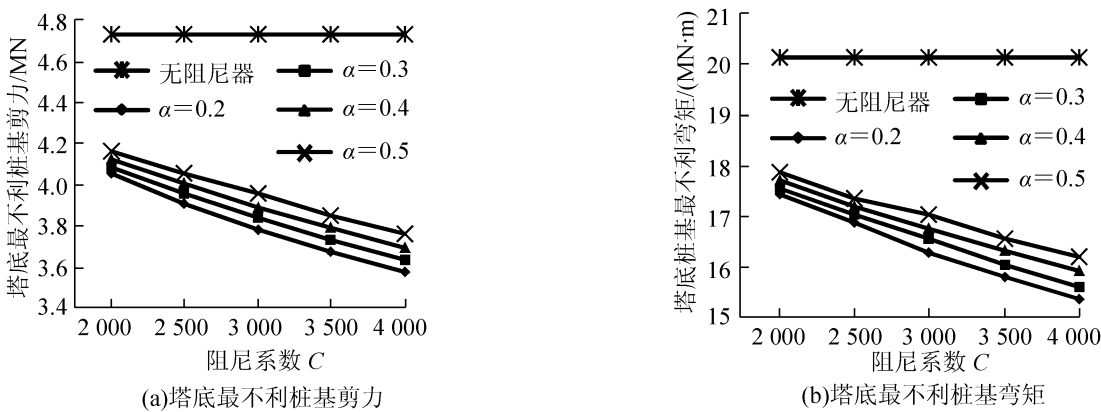


图 4 塔底单桩最不利内力

3.3 塔顶及主梁位移

塔顶及主梁最大位移结果如图 5。由图 5 可知,与没有采用阻尼器的情况相比:阻尼参数为 (4 000,0.2) 时,塔顶位移由 0.497 m 降为 0.224 m,降幅最大,为 54.9%;阻尼参数为 (2 000,0.5) 时,塔顶位移由

0.497 m 降为 0.365 m,降幅最小,为 26.5%;阻尼参数为(4 000,0.2)时,主梁位移由 0.485 m 降为 0.211 m,降幅最大,为 56.5%;阻尼参数为(2 000,0.5)时,弯矩由 0.485 m 降为 0.333 m,降幅最小,为 31.5%。采用阻尼器后,塔顶及主梁位移变化趋势与塔底单桩最不利内力相似,C 每改变 500 或 α 每改变 0.1 位移变化不大。

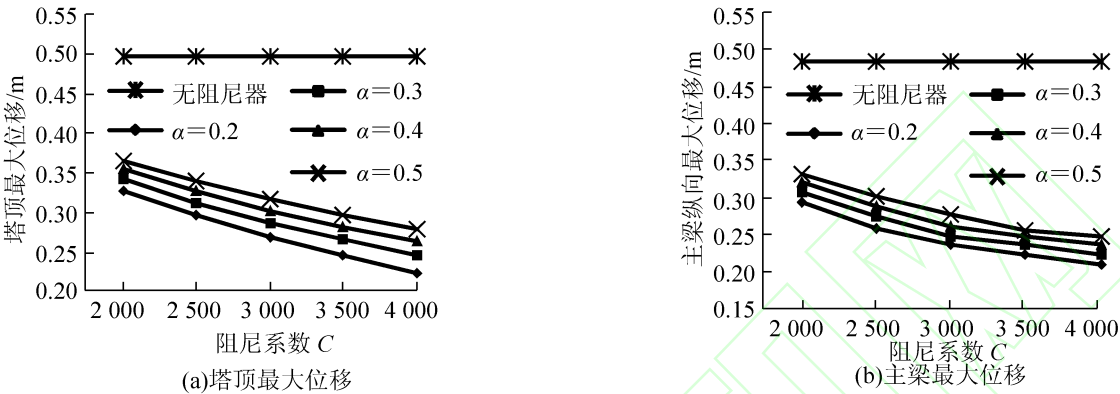


图 5 塔顶及主梁最大位移

3.4 阻尼器反应

阻尼器最大出力和最大冲程如图 6。由图 6 可知,随着 α 的增加,阻尼器最大出力逐渐减小,最大冲程逐渐增大;随着 C 的增加,阻尼器出力逐渐增加, C 每改变 500 其改变量在 324 ~ 448 kN 之间,阻尼器最大冲程逐渐减小,但 α 每改变 0.1 引起的改变量逐渐减小,在 0.011 ~ 0.036 m 之间。在阻尼参数为(4 000,0.2)时,阻尼器出力最大为 7 252 kN,阻尼参数为(2 000,0.5)时,阻尼器出力最小为 1 784 kN;阻尼参数为(2 000,0.5)时,阻尼器冲程最大为 0.348 m,阻尼参数为(4 000,0.2)时,阻尼器冲程最小为 0.214 m。

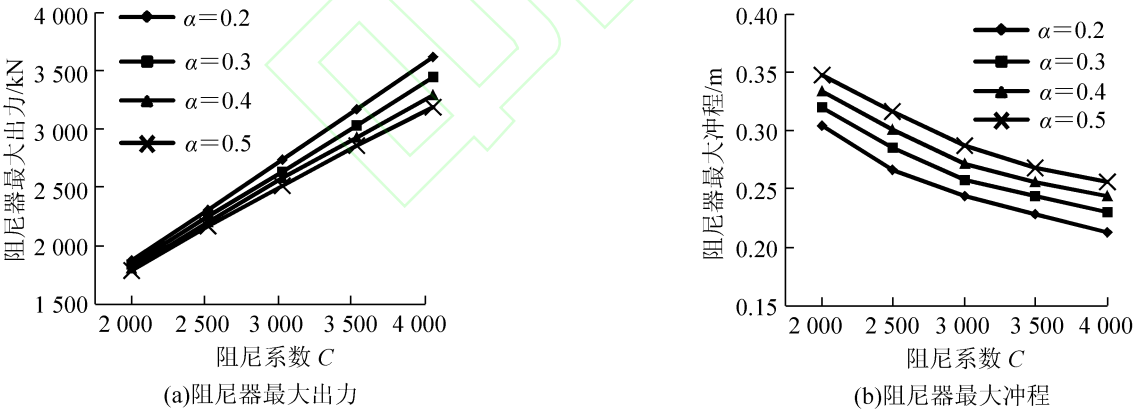


图 6 阻尼器最大反应

4 结论

通过以上分析比较可以得出以下结论:

(1) 阻尼器对减小塔底内力、塔底桩基内力、塔顶及主梁位移有非常显著的效果。与未采用阻尼器的情况相比,塔底剪力减幅在 15.8% ~ 22.4% 之间,塔底弯矩减幅在 22.8% ~ 50.4% 之间,塔底桩基剪力减幅为 11.8% ~ 22.4%,塔底桩基弯矩减幅为 11.4% ~ 23.6%,塔顶位移减幅达 26.5% ~ 54.9%,主梁位移减幅达 31.5% ~ 56.5%。

(2) 对于不同的阻尼参数 C 和 α ,除了塔底地震剪力未呈现明显变化规律外,塔底弯矩、塔底桩基内力、塔顶及主梁位移,均表现为 α 越小反应越小, C 越大反应越小。但 C 每改变 500 引起这些反应的改变量要大于 α 改变 0.1 引起的改变量,即改变 C 值效果更显著。

(3) 随着 C 的增大或 α 的减小,结构反应逐渐减小,但此时阻尼器的输出力将变大。输出力变大增加了对阻尼器连接构造的要求,同时阻尼器的价格也相应的提高;另一方面国内生产的阻尼器的 α 值最小仅能达到 0.3,采用国外的阻尼器增加了经济成本。综合考虑以上因素,当 C 取 3 500 左右, α 取 0.3 时,塔底弯矩减为原来的 60% 左右,同时主梁位移减为原来的 50% 左右,对于此桥既能达到满意的减震效果又能节约成本。

参 考 文 献

- [1] 孟帆超. 悬索桥[M]. 北京:人民交通出版社,2011.
- [2] John A Ochsendorf, David P Billington. Self- Anchored Suspension Bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 1991, 4(3): 151-156.
- [3] 王静. 某自锚式悬索桥减震性能研究[J]. 石家庄铁道大学学报:自然科学版,2013,26(2):31-35.
- [4] 陈永祁. 桥梁工程液体黏滞阻尼器设计与施工[M]. 北京:中国铁道出版社,2012.
- [5] 庄军生. 桥梁减震、隔震支座和装置[M]. 北京:中国铁道出版社,2012.
- [6] Priestley M J N, Seible F, Calvi G M. Seismic design and retrofit of bridges[M]. New York: John Wiley and Sons, 1996.
- [7] Constantinou M C, Symans M D. Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers, NCEER-92-0032[M]. Buffalo, New York: National Center for Earthquake Engineering Research, 1992.
- [8] Constantinou M C, Soong T T, Dargush G F. Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit monograph series [M]. Buffalo, New York: The Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 1998.
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 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,2012.

Analysis of Longitudinal Seismic Reaction Control for Self-anchored Suspension Bridge

Xun Hao¹, Zhou Weibin², Li Jianzhong¹

(1. Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Construction Command of Taizhou coastal highway project, Taizhou 318000, China)

Abstract: This paper takes a self-anchored suspension bridge with two pylons for example. Fluid viscous dampers which are installed between pylon and beam are introduced to balance the displacements and forces under earthquake in a reasonable range. The variation trend of the seismic displacements and forces are summarized by changing dampers' parameters C and α . By contrast, it is found that with bigger damper coefficient or smaller damper exponent, smaller bridge seismic displacements and forces are observed. When takes around 3 500 and takes 0.3, the seismic moments of pylon's bottom decrease about 40% and the seismic displacements of beam decrease about 50%.

Key words: self-anchored suspension bridge; viscous damper; dissipation

(责任编辑 车轩玉)