

1 000 kV 大跨越输电线路钢管塔风振响应 及振动控制研究

袁 俊, 王虎长, 胡建民, 王学明, 沈巍巍

(西北电力设计院, 陕西 西安 710075)

摘要: 采用 Davenport 风谱模拟作用在大跨越输电线路钢管塔空间节点上的随机脉动风激励, 并建立 1 000 kV 大跨越钢管塔的 Ansys 有限元模型, 分析其动力特性和风振响应特征。基于钢管塔的动力分析结果, 选取了调谐质量阻尼器减振、粘弹性阻尼器减振、粘弹性阻尼器与调谐质量阻尼器组合减振的三种控制方案, 并评价了不同方案的减振效果。结果表明, 单独采用质量阻尼器进行风振控制的效果略优于单独采用粘弹性阻尼器的方案, 但优势并不显著, 罕遇工况下易造成动力放大效应。调谐质量阻尼器与粘弹性阻尼器联合控制方案中, 由于控制扭转的调谐质量。

关键词: 铁塔; 交流输电线路; 大跨越; 风振响应; 振动控制; 阻尼器

中图分类号: TU 392.3

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2014)03-0360-07

大跨越输电塔属于高耸柔性结构, 其自振频率接近强风的卓越频率, 结构的风敏感性较强, 在强风作用下容易产生共振效应导致结构严重损伤或破坏^[1-3]。另一方面, 由于结构的刚度相对较小, 在风荷载的作用下容易产生较大幅度的振动。在输电线路使用期内, 历年大风季节中长期、频繁的风振响应可能导致铁塔结构的损伤积累或疲劳破坏, 从而降低结构安全运行的可靠性^[4-5]。

传统的结构抗风设计主要通过增加结构本身的抗风性能来抵御风荷载的作用。由于强风作用的随机性, 传统抗风设计的结构不具备自我调节的能力, 不能针对风激励动力特性和引发的危险性响应做出相应的调整。另外对高耸和大跨结构而言, 结构和关键构件的最大摆幅和动力响应难以简单通过传统设计调整结构的刚度和阻尼比等措施来满足安全和抗疲劳要求, 这样既不经济也缺乏可靠保障。

合理有效的抗风途径是对输电铁塔结构施加控制系统, 由控制系统与结构共同承受外界强风荷载的作用, 即共同储存和耗散风振能量, 以调谐和减轻输电铁塔体系的风振反应^[6-9]。

本文建立了大跨越钢管塔的 Ansys 有限元模型, 分析了大跨越钢管塔的动力特性, 并采用 Davenport 谱模拟空间点的风荷载时程, 通过施加随机脉动风激励, 研究了大跨越钢管塔的风振响应特征。然后基于跨越塔的动力特性和风振响应特点, 选取了单独采用调谐质量阻尼器减振、单独采用粘弹性阻尼器减振、粘弹性阻尼器与调谐质量阻尼器组合减振的三种控制方案, 并评价了不同方案的减振效果。

1 大跨越钢管塔结构动力特性研究

基于某 1 000 kV 交流输电线路工程大跨越钢管塔的结构设计, 建立了 Ansys 有限元分析模型, 其结构尺寸如图 1 所示, 钢管塔全高 197 m, 呼高 130 m, 塔腿跟开 36 m, 左右横担共 34.6 m, 全塔采用钢管结构, 主材规格最大为 Q345、 $\Phi 966 \times 24$ mm。由于大跨越塔钢管连接大量采用相贯焊, 连接节点处属于刚性连接, 有限元模型的塔身及横担上其它类型杆件采用 Beam189 单元模拟; 塔身及横担的其它类型杆件采用 Link8 单元模拟; 横隔面上无再分式节点的次要杆件, 采用杆单元模拟以减小横隔面的刚度, 使其符合实际的受力状态。根据已有工程资料, 钢管塔在考虑法兰连接等构造因素影响后的质量与初期的理论计算质量之比约为 1.5~1.8。因此, 本文在有限元模型中取铁塔实际质量与理论计算质量之比为 1.7, 用于反映

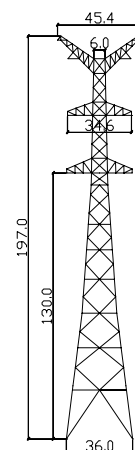


图 1 1 000 kV 大跨越钢管塔结构尺寸
Fig.1 Frame dimensions of the 1 000 kV large span crossing tower

收稿日期: 2013-12-11

修改稿日期: 2014-06-10

基金项目: 中国电力工程顾问集团科技项目(DG1-T02-2012); 西北电力设计院科技项目(XB1-TM05-2013)

作者简介: 袁俊 (1983-), 男, 博士, 从事结构与环境振动分析及控制研究。E-mail: j.yuan@hotmail.com

法兰、螺栓、和板件的质量影响。

通过有限元分析得出大跨越钢管塔的前4阶的自振周期及振型,如表1和图2所示。由此可知,大跨越钢管塔呈典型的高耸结构特征,前三阶的振型均是以弯曲和扭转为主,弯扭耦合振型出现在二阶弯曲和扭转振型之后。因此,对大跨越输电铁塔的振动控制应以顺风向和横风向弯曲控制为主。根据上述分析,可考虑均布在塔身四周的减振装置,同时结合扭转振动控制的优化布置准则,选取合适的减振技术。

表1 1 000 kV 大跨越钢管塔动力特性
Tab.1 Dynamic characteristics of the 1000 kV large span crossing tower

模态阶数	固有频率 /Hz	自振周期 /s	振型描述
1	0.607	1.647	绕 x 轴一阶弯曲
2	0.613	1.631	绕 y 轴一阶弯曲
3	1.377	0.726	绕 z 轴一阶扭转
4	2.118	0.472	绕 x 轴二阶弯曲

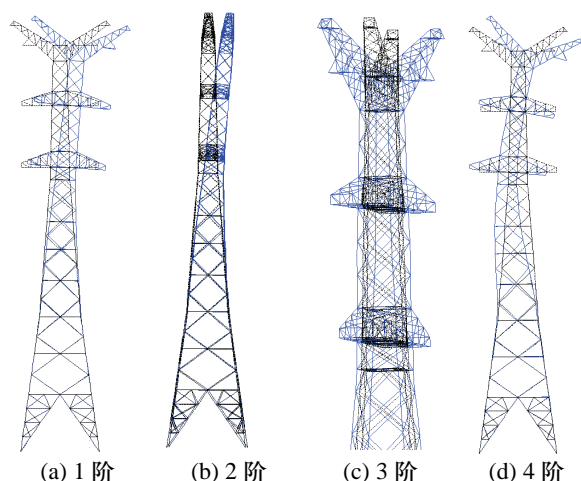


图2 1000 kV 大跨越钢管塔前4阶振型图
Fig.2 Preceding four mode shapes of the 1000kV large span crossing tower

2 大跨越钢管塔风荷载模拟及风振响应分析

顺风向脉动风速谱可分为沿高度变化和沿高度不变化的脉动风速谱。沿高度不变的脉动风速谱有 Davenport 谱、Harris 谱等,沿高度变化的脉动风速谱有 Kaman 谱、Simiu 谱、Hino 谱等。虽然采用沿高度变化的脉动风速谱更符合真实规律,但目前采用沿高度变化的风速谱还存在诸多适用性的问题^[10],根据我国的实测资料与 Davenport 谱下的结构响应计算比较结果,响应误差大多在 1%~3%,很少超过 5%^[7]。因此本文采用了 Davenport 谱,将 n 维脉动风荷载假定为 $P_i(t)(i=1,2,\dots,n)$,其谱密度函数矩阵为^[11-12]:

$$S(\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}(\omega) & S_{12}(\omega) & \dots & S_{1n}(\omega) \\ S_{21}(\omega) & S_{22}(\omega) & \dots & S_{2n}(\omega) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ S_{n1}(\omega) & S_{n2}(\omega) & \dots & S_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (1)$$

式中: $S_{jk}(\omega)(j=1,2,\dots,n;k=1,2,\dots,n)$ 为相关函数的傅立叶变换。

按照 Cholesky 分解法, $S(\omega)$ 可分解为:

$$S(\omega) = H(\omega) \cdot H^*(\omega)^T \quad (2)$$

式中: $H(\omega)$ 为下三角矩阵; $H^*(\omega)^T$ 是 $H(\omega)$ 的转置复共轭矩阵。

n 维脉动风荷载可用下式模拟:

$$P_i^d(t) = \sum_{p=1}^i \sum_{k=1}^N |H_{ip}(\omega_k)| \sqrt{2\Delta\omega} \cos[\omega_k t + \alpha_{ip}(k) + \phi_{pk}] \sin[\omega_k t + \alpha_{ip}(k) + \phi_{pk}] \quad (3)$$

$$\Delta\omega = (\omega_s - \omega_b)/N \quad (4)$$

$$\omega_k = \omega_b + (k-0.5)\Delta\omega \quad (5)$$

$$\alpha_{ip}(k) = \tan^{-1} \left\{ \frac{\text{Im } H_{ip}(\omega_k)}{\text{Re } H_{ip}(\omega_k)} \right\} \quad (6)$$

式中: ω_b 和 ω_s 分别为频率的起点和终点; N 为频率范围等分数; $\alpha_{ip}(k)$ 为相位角; ϕ_{pk} 为介于 0 和 2π 之间均匀分布的随机数。

根据式(3)模拟图3中的大跨越钢管塔空间节点的风荷载时程图,模型有关参数如下: 10 m 高标准风速为 30 m/s,地貌类别为 B 类, $\alpha=0.16$; 频率范围等分数 $N=1\,000$; 频率域起点 $\omega_b=0.01$ rad/s; 频率域终点 $\omega_s=1\,000$ rad/s; 频率间隔 $\Delta\omega=0.01$ rad/s,模拟脉动风速时时间步长 0.2 s。B 节点和 J 节点的计算结果如图4所示。

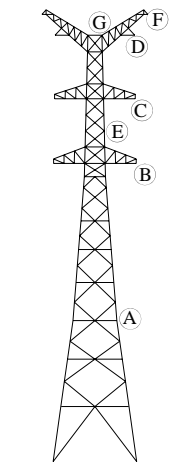


图3 节点位置图
Fig.3 Numbered Nodes of large span crossing tower

如表2所示,通过大跨越钢管塔关键点动力响应最大值和均方根的分析,可以发现塔上各点的位移和加速度随着高度的增加而增大,横担和地线支架的位移和加速度响应大于同高度的塔身响应,基本符合第一振型弯曲应变能的分布规律.塔腿的位移响应较小,消能阻尼类的控制装置应从塔腿以上开始布置.

表 2 关键点动力响应

控制点	位移		加速度	
	最大值/m	均方根/m	最大值/m/s ²	均方根/m/s ²
F	0.393	0.328	1.961	0.441
E	0.357	0.299	1.838	0.340
C	0.255	0.211	1.495	0.163
B	0.175	0.148	1.267	0.214
A	0.014	0.012	0.038	0.009

3 大跨越钢管塔风振响应控制研究

3.1 减振方案设计

本文采用了三种方式进行减振方案比选,单独采用调谐质量阻尼器(控制方案 1),单独采用粘弹性阻尼器(控制方案 2),粘弹性阻尼器与调谐质量阻尼器联合设计(控制方案 3)分别与无控制装置的结构系统进行了对比.为提高实际工程的应用可行性,避免事故风险,没有考虑断开受力主材添加减振装置的方案.控制方案 1 中,调谐质量阻尼器采用了 1.1 % 的质量比进行设计,分别悬挂在上相和中相的横担上.控制方案 2 中,采用剪切型的耗能装置的设计参数和布置方案进行减振设计,粘弹性阻尼器的等效刚度和等效阻尼参数取为 13.6 kN/mm 和 2.8 kN·s/mm.控制方案 3 中,将粘弹性阻尼器用以控制弯曲振动,由调谐质量阻尼器安装于扭转位置最大的塔头控制杆塔的扭转振动,此处的调谐质量阻尼器按照 2.0 % 的模式质量比选取^[13].

粘弹性阻尼器可通过优化布置以减少阻尼器的数量,同时结合大跨越输电铁塔形体简单匀称的特点,兼顾杆材的通长尺寸进行阻尼器布置.三种控制方案的控制装置布置如图 5 所示.

3.2 减振装置对输电铁塔自振频率的影响

对大跨越钢管塔的前三阶振型,单独采用调谐质量阻尼器可以降低结构的自振频率 3.87 % ~ 9.34 %,而采用粘弹性阻尼器后明显增加了结构的刚度,结构的自振频率增加了 0.16 % ~ 0.58 %.因此,在具体设计中,粘弹性阻尼器的刚度设计应根据当地的风荷载特性和控制振型类别加以优化.

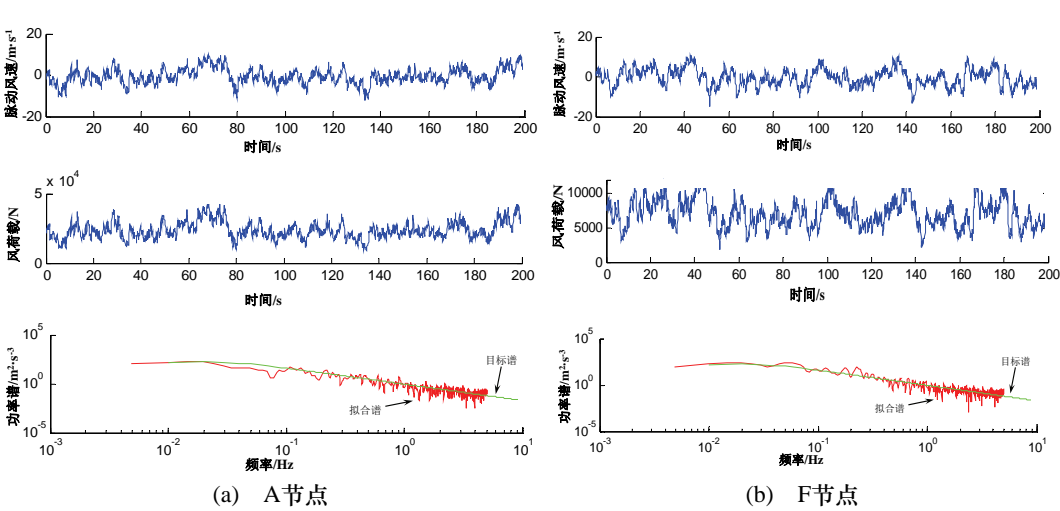


图 4 风速、荷载、风谱曲线

Fig.4 Wind speed, load and spectrum on tower nodes

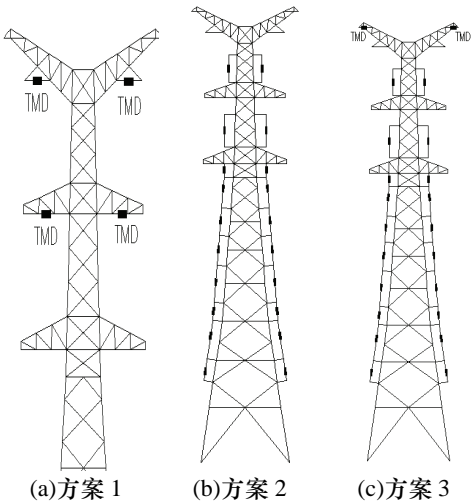


图 5 控制方案及设备布置

Fig.5 Control system and equipment layout

3.3 减振装置对输电铁塔风振响应的控制

将三种减振控制方案的动力响应值及减振率计算结果进行对比, 如表 3 和表 4 所示. 单独采用调谐质量阻尼器风振控制的效果略优于单独采用粘弹性阻尼器的方案, 但优势并不显著, 且调谐质量阻尼器的设计主要是基于第一振型, 而粘弹性阻尼器主要是通过阻尼器同结构共同变形耗能, 通过合理的布置对控制各阶振型都能起到通用的效果. 由于加入调谐质量阻尼器后的大跨越输电线路对地震作用较为敏感, 选取了 EI-Centro 波、兰州波和伽师波模拟地震激励进行结构动力分析发现, 按照目前的优化准则^[14]选取调谐质量阻尼器参数, 在罕遇工况组合下会产生动力放大的不良效果, 为确保输电铁塔的安全应优先采用工程风险较小的粘弹性阻尼器. 在调谐质量阻尼器与粘弹性阻尼器联合控制方案中, 由于控制扭转的调谐质量阻尼器质量较小, 其所起的作用有限, 因此推荐采用粘弹性阻尼器的控制方案.

表 3 关键点位移响应
Tab.3 Displacement of key node on tower

减振控制方案	控制点	位移/m			
		最大值	减振率/%	均方根	减振率/%
控制 1	F	0.323	17.96	0.278	15.19
	E	0.308	13.73	0.237	20.87
	C	0.223	12.55	0.178	15.53
	B	0.157	10.4	0.122	17.44
	A	0.013 8	3.12	0.009 2	3.79
控制 2	F	0.350 7	10.80	0.284	13.41
	E	0.315 1	11.86	0.249	16.70
	C	0.222	13.01	0.182	13.35
	B	0.158 1	9.79	0.128	13.23
	A	0.013 6	4.28	0.009 1	4.98
控制 3	F	0.328	16.60	0.282	14.00
	E	0.31	13.27	0.249	16.82
	C	0.223	12.74	0.18	14.56
	B	0.158	9.80	0.128	13.79
	A	0.0137	3.94	0.009 2	3.81

表 4 关键点加速度响应
Tab.4 Acceleration of key node on tower

减振控制方案	控制点	加速度/ $\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$			
		最大值	减振率/%	均方根	减振率/%
控制 1	F	1.374	29.92	0.286	35.11
	E	1.259	31.52	0.225	33.72
	C	1.095	26.72	0.137	15.99
	B	0.987	22.13	0.157	26.68
	A	0.037 6	0.13	0.0087	2.885
控制 2	F	1.351	31.12	0.284	35.61
	E	1.295	29.56	0.235	30.99
	C	1.384	23.85	0.154	6.10
	B	1.007	20.55	0.152	29.16
	A	0.037 5	0.27	0.008 9	1.16
控制 3	F	1.357	30.80	0.285	35.38
	E	1.269	30.98	0.228	32.96
	C	1.127	24.61	0.138	15.55
	B	1.000	21.04	0.142	33.67
	A	0.037 6	0.24	0.008 8	1.41

3.4 粘弹性阻尼器对输电铁塔风振响应的控制效果

各控制点在无控制装置和粘弹性阻尼器控制下的位移响应和加速度响应时程曲线的对比如下列图 6 至图 10 所示, 可以看出在粘弹性阻尼器的作用下, 除塔腿附近的节点无明显减振效果外, 塔身大部分关键节点的位移减振率在 9%~13%之间, 加速度减振率在 20%~30%之间, 表现出良好的减振效果. 另外, 在实际设计中由于将阻尼器用连杆连接, 应在安装后进行调试满足设计的要求.

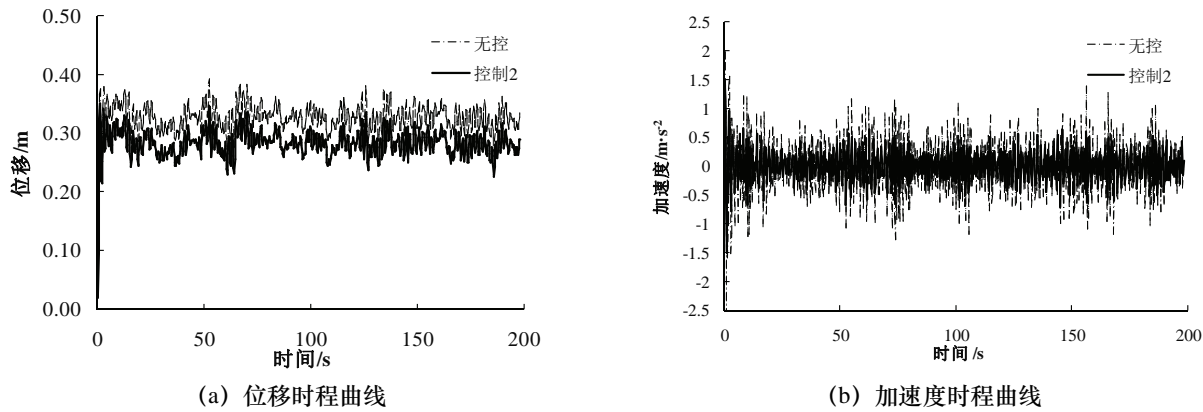


图 6 F 节点减振前后响应对比
Fig.6 Control effect of dynamic response on Node F

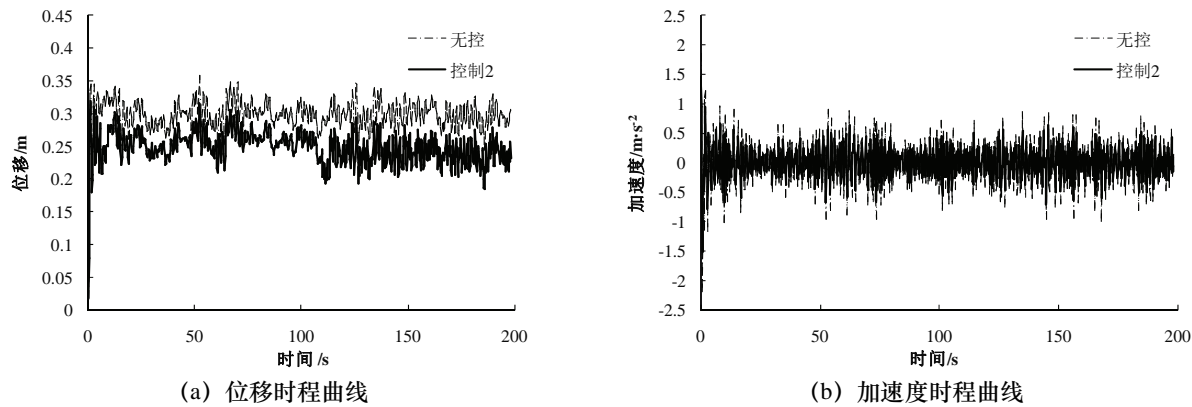


图 7 E 节点减振前后响应对比
Fig.7 Control effect of dynamic response on Node E

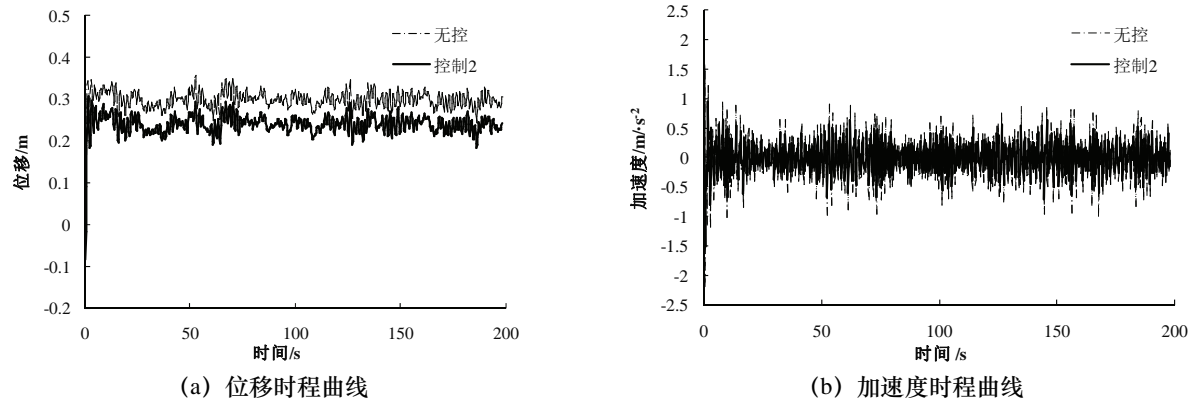


图 8 D 节点减振前后响应对比
Fig.8 Control effect of dynamic response on Node D

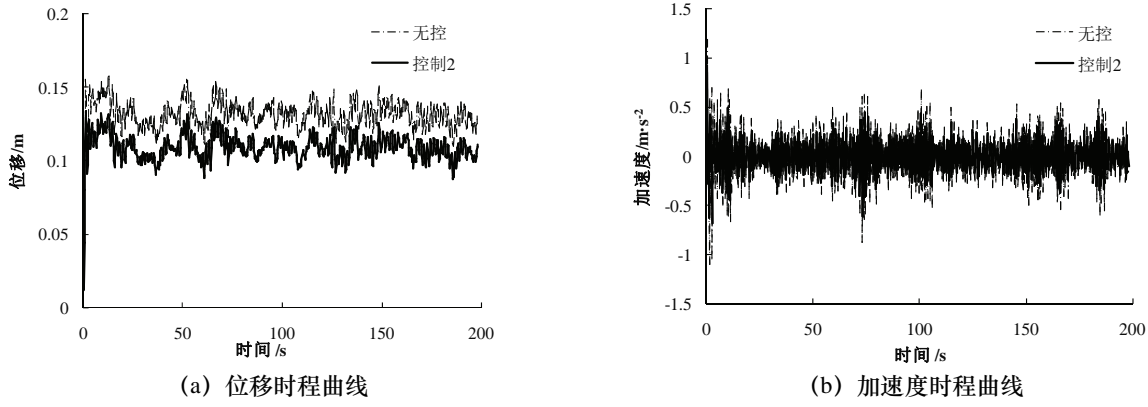


图 9 B 节点减振前后响应对比
Fig.9 Control effect of dynamic response on Node B

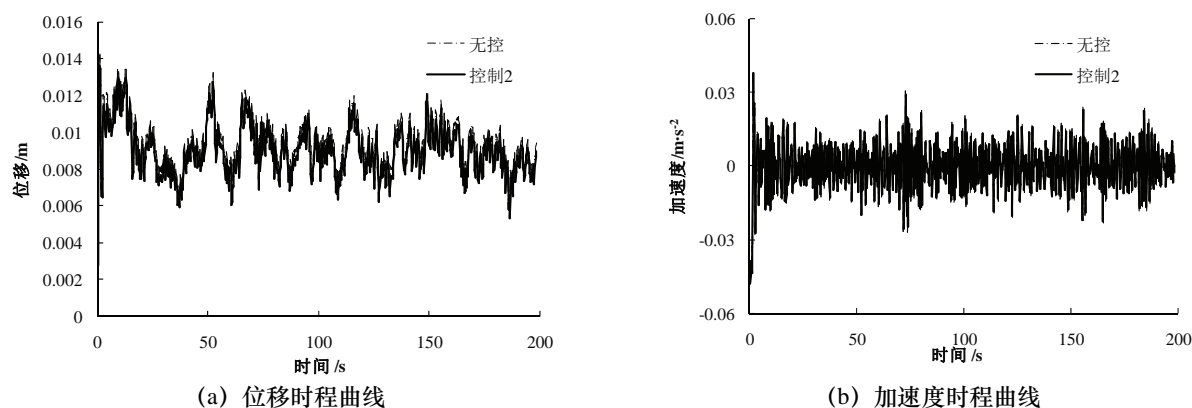


图 10 A 节点减振前后响应对比
Fig.10 Control effect of dynamic response on Node A

4 结论

通过 1 000 kV 大跨越钢管塔动力特性和风振响应分析,以及多种控制方案的减振性能和减振效率对比研究,可得出以下几点结论:

(1) 大跨越钢管塔前三阶固有频率在 0.607 Hz ~ 1.377 Hz 之间,前三阶的振型均是以弯曲和扭转为主,弯扭耦合振型出现在二阶弯曲和扭转振型之后.因此对大跨越输电铁塔的振动控制应以顺风向和横风向弯曲控制为主,优先考虑均布在塔身四周的减振单元,同时结合扭转振动控制的优化布置准则,选取合适的减振技术.

(2) 大跨越钢管塔的动力分析表明,各控制点的位移和加速度响应随着高度的增加而增大,横担和地线支架的位移及加速度响应大于同高度的塔身响应.同时,考虑到前两阶振型均属弯曲振动,塔腿底部主材的模态应变能大于上部主材,在进行风振控制设计时,应以塔腿以上部分的响应控制为主.

(3) 采用单独进行调谐质量阻尼器风振控制的效果略优于单独采用粘弹性阻尼器的方案,但优势并不十分显著,且调谐质量阻尼器的设计主要是基于第一振型,而粘弹性阻尼器主要是通过阻尼器同结构共同变形耗能,通过合理的布置对控制各阶振型都能起到通用的效果.即便按照不同的优化准则选取调谐质量阻尼器的参数,也存在罕遇工况下产生动力放大的不良效果的可能.在调谐质量阻尼器与粘弹性阻尼器联合控制方案中,由于控制扭转的调谐质量阻尼器质量较小,其所起的作用有限,因此推荐采用粘弹性阻尼器的控制方案.

(4) 采用粘弹性阻尼器控制后,除塔腿附近的节点无明显减振效果外,塔身关键节点的位移减振率在 9%~13%之间,加速度减振率在 20%~30%之间,表现出良好的减振效果.

参考文献 References

- [1] RONALDO C B, ROSANGELA S Rodrigues, MICHELE S P. Dynamic behavior and stability of transmission line towers under wind forces[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2003, 91: 1051-1067.
- [2] ALBERMANI F, KITIPORNCHAI S, CHAN R W K. Failure analysis of transmission towers[J]. Engineering Failure Analysis, 2009, 16: 1922-1928.
- [3] OKAMURA T, OHKUMA T, HONGO E, et al. Wind response analysis of a transmission tower in a mountainous area[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2003, 91: 53-63.
- [4] 林友新, 周翠, 李宏男, 等. 单元模态应变能法在输电铁塔损伤识别中的应用[J]. 防灾减灾工程学报, 2013, 33(1): 102-107.
LIN Youxin, ZHOU Cui, LI Hongnan, et al. Application of element modal strain energy method in damage identification of transmission tower[J]. Journal of disaster prevention and mitigation engineering, 2013, 33(1): 102-107.
- [5] PRASAD R N, SAMUEL K G M, LAKSHMANAN N, et al. Investigation of transmission line tower failures[J]. Engineering Failure Analysis, 2010, 17: 1127-1141.
- [6] PARK J H, MOON B W, MIN K W, et al. Cyclic loading test of friction-type reinforcing members upgrading wind-resistant performance of transmission towers[J]. Engineering Structures, 2007, 29: 3185-3196.
- [7] 黄本才, 汪丛军. 结构抗风分析原理及应用[M]. 2 版. 上海: 同济大学出版社, 2008.
HUANG Bencai, WANG Congjun. Analysis principle and application of wind-resistant structure[M]. 2nd ed. Shanghai: Tongji University Press, 2008.
- [8] 周云. 结构风振控制的设计方法与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2009.
ZHOU Yun. Wind-induced structure vibration control design method and its application[M]. Beijing: Science Press, 2009.

- [9] 李爱群. 工程结构减振控制[M]. 北京: 机械工业出版社, 2007.
LI Aiqun. Vibration control of engineering structures[M]. Beijing: China Machine Press, 2007.
- [10] DYRBYE C, HANSEN S O. Wind loads on structures[M]. New York: John Wiley & Sons Ltd., 1996.
- [11] DAVERNPORT A G. Wind loads on structures[R]. National Research Council, 1960.
- [12] Holmes J. Wind loading structures[M]. 2nd ed New York: Taylor & Francis, 2007.
- [13] 杨靖波, 韩军科, 华旭刚, 等. 1000 kV 淮南—上海输变电工程同塔双回钢管塔风振控制[J]. 中国电机工程学报, 2010, 30(7): 104-110.
YANG Jingbo, HAN Junke, HUA Xungang, et al. Wind-induced vibration suppression of tubular towers for 1000 kV double-circuit transmission lines on the same tower from Huainan to Shanghai[J]. Proceedings of the CSEE, 2010, 30(7): 104-110.
- [14] SOONG T T, DARGUSH G F. Passive energy dissipation systems in structural engineering[M]. Chichester: John Wiley & Sons Ltd., 1997.

Wind-induced dynamic response and vibration control of steel tubular tower in the 1000 kV large span crossing transmission line

YUAN Jun, WANG Huchang, HU Jianmin, WANG Xueming, SHEN Weiwei

(Northwest Electric Power Design Institute, Xi'an 710075, China)

Abstract: A finite element model with ANSYS was created for an analysis of wind-induced response and vibration control of steel tubular tower in the 1000 kV large span crossing transmission line. Randomly fluctuating wind on spatial joints of the model was simulated using Davenport spectrum. Based on analysis of tubular tower dynamic characteristics and wind-induced response, three vibration control systems were used: tuned mass dampers (TMD), viscoelastic dampers (VED), TMD-VED were discussed to assess the vibration isolation effectiveness of vibration countermeasures in large-span crossing transmission tower. The result demonstrates that the damping performance of TMD is better than the VED, with limited significance, having adverse effects of dynamic magnification in accident causes. TMD with small mass in TMD-VED system offers limited effect for control torsional vibration. It is further shown that, VED is most viable method for reduction of wind-induced response, providing an approximately 9%~13% reduction of displacement responses and 20%~30% reduction of acceleration responses on tower body.

Key words: tower; AC transmission line; large span crossing; wind-induced dynamic response; vibration control; damper

(本文编辑 桂智刚)

(上接第 359 页)

ZHAO Shixing, LI Zhengliang. Study of Ultimate Strength of Eccentric Compression Members with Combined Angle Iron Cross-Section [J]. steel structure, 2012, 27(1): 5-10, 16.

Study on the bearing capacity of axially loaded compression member of large size high strength equal angle steel

GONG Jiangang¹, JIANG Wendong¹, WANG Cancan¹, XIA Zhigang¹,
ZHANG Tong¹, WANG Xiaotang¹, LI Zhengliang²

(1. Zhejiang Lishui Electric Power Bureau, Lishui 323000, China;

2. Department of Civil Engineering, Chong Qing University, Chongqing 400044, China)

Abstract: The Q420 angle of L220X20 axial compression test is carried out, and make a theoretical analysis is made on this basis. Combined with the finite element, analysis is made on the angle of the large size parameters, which is compared with the columns curve of the current steel design code. The results showed that: the columns curve of the large-size high-strength edge angle is higher than the current "design code of steel structures" class section column curve, in general between a class between the curve and b-type cross-section columns. The b-class columns curve of current "design code of steel structures" can apply to the high-strength side angle.

Key words: large size high strength angle steel; inverse calculate element method; column curves; cross combination double angle steel; bearing capacity

(本文编辑 吴海西)