

双呼高输电塔的风振响应及风振系数研究

刘俊卿¹, 鲁楠¹, 段辉顺², 刘生奎², 张玲玲³

(1. 西安建筑科技大学 理学院, 陕西 西安 710055; 2. 中国能源建设集团甘肃省电力设计院有限公司, 甘肃 兰州 730050;
3. 西安交通大学 土木工程系, 陕西 西安 710049)

摘要: 330 kV 双呼高多横担塔既满足对低电压等级线路或高速、铁路等的跨越, 又满足对高电压等级线路跨越。目前未有针对此类塔型的研究, 故本文主要建立了双呼高多横担塔的 ANSYS 有限元分析模型, 对其进行模态分析, 得出该塔型的前几阶阵型, 结果表明: 此类型塔易出现横向振动和塔身绕其高度方向出现扭转的现象; 根据随机振动理论, 选用 Davenport 风速谱为脉动风功率谱, 并运用 AR 法通过软件 MATLAB 编制程序模拟脉动风, 模拟得到的风速功率谱密度曲线与目标风速功率谱密度吻合很好; 模拟顺风向大风工况, 对塔进行非线性动力时程分析, 将多种结果进行比较提出此塔形的改善意见; 计算双呼高多横担门型塔的风振系数, 与规范结果进行比较, 为输电塔的设计提供有益的参考。

关键词: 双呼高多横担门型塔; AR 法; 脉动风; 风振响应; 风振系数

中图分类号: O39

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2020)01-0009-06

Wind vibration response analysis and wind vibration coefficient determination of double-nominal transmission tower

LIU Junqing¹, LU Nan¹, DUAN Huishun², LIU Shengkui², ZHANG Lingling³

(1. School of Science, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. China Energy Engineering Group Gansu Electric Power Design Institute Co. Ltd., Lanzhou 730050, China;

3. Department of Civil Engineering, Xi'an Jiaotong University, Xi'an 710049, China;)

Abstract: The 330 kV double-call high multi-span tower satisfies not only the crossing of low-voltage grade lines or high-speed and railway lines, but also the crossing of high-voltage grade lines. At present, there is no research on this type of tower, so this paper mainly establishes ANSYS finite element analysis model of double-hull multi-span tower, carries out a modal analysis and obtains the first several order array of this type of tower. Results show that this type of tower is prone to transverse vibration and torsion around its height direction. According to random vibration theory, Davenport wind speed spectrum is selected as fluctuating wind power Auto-spectrum, and AR method is used to simulate pulsating wind by software MATLAB. Results show that the power spectral density curve of simulated wind speed is in agreement with the target wind speed power spectral density. The non-linear dynamic time-history analysis of the tower is carried out to simulate the downwind gale conditions, and a variety of results are compared to propose the modification of the tower shape. The wind vibration coefficients of the double-hung multi-crossbar portal tower are calculated. Compared with the results of the code, it provides a useful reference for the design of the iron tower.

Key words: double-nominal height multi-crossarm transmission tower; AR method; fluctuating wind; wind-induced response; wind-induced vibration coefficient.

随着城市快速建设、电网线路规模化发展, 输电线路相互交叉的现象越来越频繁, 走廊拥挤矛盾不断凸显, 对输电线路的设计带来了极大的困难。本文提供一种双呼高多横担钻越塔, 该塔型很好的解决了上述问题并考虑风荷载对双呼高塔的影响。目前我国引入风荷载调整系数即风振

系数来考虑脉动风的影响, 风振系数取值大小影响杆塔的设计指标、使用过程中的安全性和可靠性, 所以计算塔的风振系数尤为重要。

邓洪洲等人^[1]研究了大跨越输电塔线体系动力特性和风振控制; 张爽等人^[2]以准东-华东±1 100 kV 输电线路工程为背景, 用有限元方法对典型长

收稿日期: 2019-09-17

修改稿日期: 2020-01-13

基金项目: 中国能源建设集团甘肃省电力设计院有限公司资助项目(2017KJ-XL-01)

第一作者: 刘俊卿(1957—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要研究工程力学、建筑结构等。E-mail: ljqs612@163.com

通讯作者: 鲁楠(1996—), 女, 硕士研究生, 主要研究工程力学、钢结构等。E-mail: 747606795@qq.com

横担单回路输电塔结构进行风振响应分析;楼文娟等^[3]进行平均风载荷与脉动风载荷作用下的输电塔风振响应试验研究,并根据试验结果提出输电塔风振响应的计算简化方法;宋亚军等^[4]建立输电塔塔-线体系模型,采用时域法对塔线施加不同方向的风荷载,讨论了输电线与输电塔动力耦合情况;郭勇等^[5]对舟山大跨越输电塔塔线耦合体系的有限元模型进行了风振响应时程分析;Battista等^[6]通过三维有限元模型研究了塔线结构在风荷载作用下的动力特性和稳定性;Couceiro等^[7]研究了格构式输电塔结构的优化设计;Yasui等^[8]采用时域方法分析了输电塔线结构的驰振响应特性;Moon等^[9]通过对一个半缩尺比例输电塔子结构模型进行风荷载失效实验,研究表明失效发生在塔腿弱约束构件.目前未有对于双呼高多横担塔型的分析研究,所以本文重点研究双呼高多横担输电塔在顺风向大风工况时的风振响应,按随机振动理论进行脉动风模拟,并对该塔进行风振系数的计算与现有规范进行对比,给出此类型塔设计的参考意见.

1 ANSYS 有限元模态分析

双呼高多横担门型塔高 51.7 m,最大呼高为 39 m,地线横担与导线横担共有四层.在 ANSYS 中建模采用的是梁杆模型,采用 LINK8 和 BEAM189 单元,对模型塔底的八个节点进行约束.塔结构模型如图 1 所示.

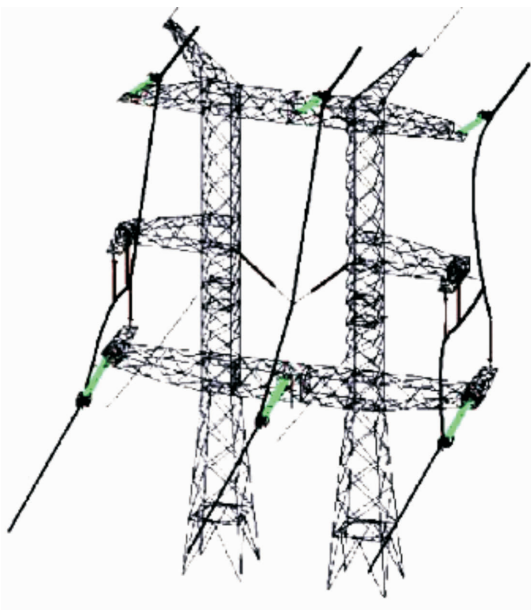


图 1 双呼高门型塔结构模型图

Fig. 1 Structural model of the double-height gate steel tower
模态分析也被称为振型叠加法动力分析,为

结构设计提供基本动力性能参数和结构设计相关信息,并能够定性判断结构响应情况.本文利用 Lanczos 计算方法对该塔进行模态分析,由于对输电塔这种高柔结构,影响较大的是前几阶振型^[10],所以本文计算了前 5 阶自振频率、周期及振型.在此给出塔前 5 阶振型和固有频率及周期,分别见图 2 及表 1.

表 1 双呼高塔各阶固有频率和自振周期

Tab. 1 The natural frequency and natural vibration period of orders of the tower

模态阶数	固有频率/Hz	自振周期/s
1	1.581	0.632
2	2.139	0.467
3	2.344	0.426
4	2.958	0.338
5	2.958	0.338

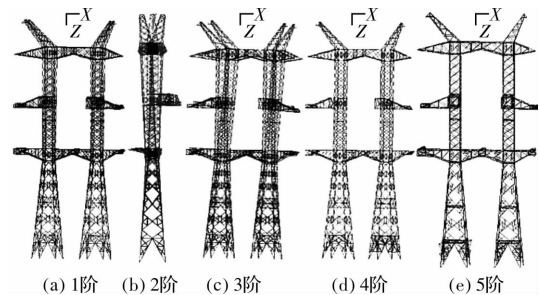


图 2 双呼高门型塔前五阶振型图

Fig. 2 Diagram of the first five vibration modes of the tower

坐标轴方向如图 2 中所示.从各阶振型看,模型的一阶振型为沿 Y 轴的平动,模型的二阶振型扭转,模型的三阶振型为沿 X 轴的平动,模型的四阶振型主要为右侧(X 轴正向)塔腿的扭转,模型的五阶振型主要为左侧(X 轴负向)塔腿的扭转,符合振型出现的一般规律.结果表明塔易出现横向振动和塔身绕其高度方向出现扭转的现象.

按照规范^[11],高耸结构的一阶自振周期为 $(0.007 \sim 0.013)H$, H 为高度.塔高 51.7 m,即自振周期为 0.361~0.672 s,有限元分析计算出一阶自振周期为 0.632 s,满足规范经验计算结果.

2 风振响应分析及程序设计

对风振响应分析中频域分析法只能对结构进行线性分析,但在大风作用下,高耸结构往往会产生几何或材料非线性,所以频域分析并不能真实反应结构响应,故主要采用时域分析法对铁搭进行非线性时程分析.

2.1 脉动风的模拟及程序设计

不同于平均风载荷, 脉动风是随机载荷, 能使结构产生动态效应, 是输电塔结构在正常运营中所承受的主要水平荷载, 其大小直接决定着输电塔的构件规格. 脉动风的功率谱密度函数和相干函数是脉动风的两大重要特性, 功率谱密度函数中最具代表性的是 Davenport 风速谱, 该谱根据实测数据获得且简洁便于运算. 故脉动风的风速时程模拟方法采用线性滤波法, 以风谱 Davenport 谱为脉动风功率自谱, 运用 AR 法通过 MATLAB 编制程序模拟出多条风荷载时程曲线脉动风, 其中 Davenport 风谱及其参数取值如下.

$$S_V = 4K\bar{V}_{10}^2 \frac{x_0^2}{f(1+x_0^2)^{\frac{4}{3}}} \quad (1)$$

式中: $x_0 = \frac{1}{\bar{V}_{10}} \frac{200f}{V_{10}}$, \bar{V}_{10} 为标准高度 10 m 处的风速; 地貌类别为 B 类, K 为地面粗糙度系数, 取 0.005; f 为脉动风频率(Hz).

考虑竖向和横向相关性, 任意两点的空间相关性函数, 按照 Davenport 建议可表示为

$$\rho(f, z_1, z_2, x_1, x_2) = \exp\left(\frac{-2f\sqrt{C_x^2(x_1-x_2)^2 + C_z^2(z_1-z_2)^2}}{\bar{v}(z_1) + \bar{v}(z_2)}\right) \quad (2)$$

式中: f 为频率; C_x 和 C_z 分别为横向和竖向的衰减系数, 根据 Emil 的建议, 可取 $C_x = 16$; $C_z = 10$; z_1, z_2, x_1, x_2 分别为空间两点的坐标; $\bar{v}(z_1)$ 和 $\bar{v}(z_2)$ 为相应空间两点的平均风速.

由于双呼高门型塔节点数目较大且有四层横担, 因此, 按照高度将门字型塔分成 17 层 42 段进行风振响应分析, 每一段的加载点如图 3 所示. 其中第 1、2、3、4 为一层, 即跨越层左右地线横担; 第 5、6、7、8、9 为一层, 即跨越层左中右导线横担; 第 10、11、12、13、14、15、16 为一层, 即引流层左中右导线跳线横担; 第 17、18、19、20、21、22、23、24、25、26、27 为一层, 即钻越层横担. 各段挡风面积取其在垂直于风向的全部投影面积, 加载模型中考虑了脉动风速沿高度和水平两个方向的空间相关性.

模拟出了不同高度层分段处脉动风风速时程曲线, 以及模拟谱与目标谱比较图. 限于篇幅仅给出两层加载点处的模拟结果, 具体见图 4(a)~(b). 结果显示: (1)脉动风速的平均变化幅度约为平均风速 1/3 至 1/5, 符合实测数据分量对比; (2)模拟的脉动风速能量分布趋于高斯平稳随机过

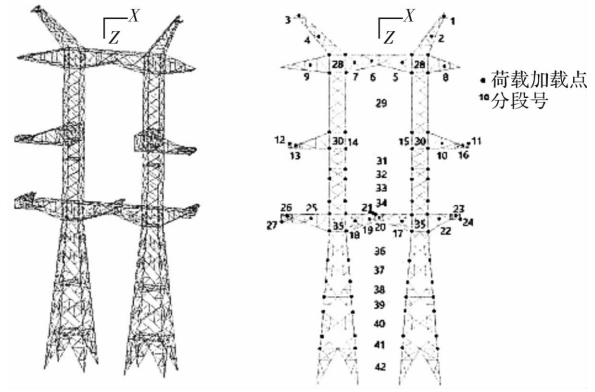


图 3 双呼高门型塔分层示意图

Fig. 3 Layered diagram of the Double-height gate steel tower 程; (3)模拟风速的功率谱密度曲线与目标风速功率谱密度吻合很好. 由此表明, 编制的模拟风速时程程序正确合理, 且具有较高的模拟精度, 可以采用模拟脉动风进行风振响应分析, 并能确保对塔风振响应分析的准确性.

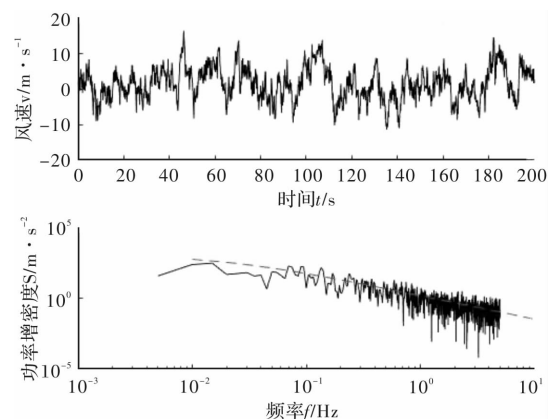
表 2 塔身挡风面积及体型系数表

Tab. 2 Windshield area and shape factor table of tower body

塔段	28	29	30	31	32	33
挡风面积/m ²	4.400	14.60	4.000	5.000	2.500	5.500
体型系数	2.793	2.242	2.026	2.126	2.289	2.198
塔段	34	36	37	38	39	40
挡风面积/m ²	3.000	7.977	7.191	6.003	6.091	11.41
体型系数	2.133	2.166	2.325	2.320	2.316	2.414

2.2 风荷载的计算

将模拟脉动风和平均风叠加即可得到风速时程曲线, 按照风荷载计算公式计算出各层风荷载时程曲线. 根据设计技术规定^[12], 垂直于高耸结



(a) 第1层脉动风速时程曲线与谱效验

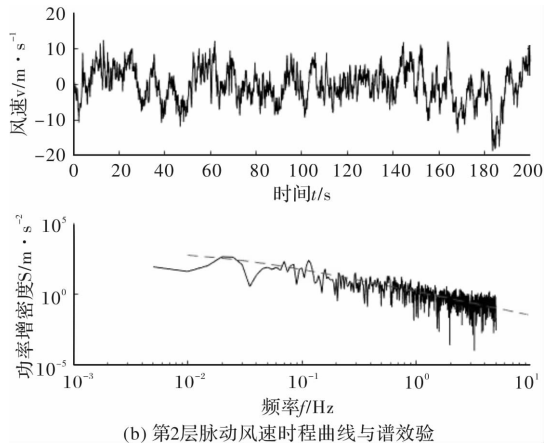


图4 脉动风模拟图

Fig. 4 Pulsating wind simulation diagram

构表面单位面积上的平均风荷载标准值应按下式计算.

$$w_k = \beta_z \mu_z \mu_s w_0 \quad (3)$$

$$w_0 = v_0^2 / 1600 \quad (4)$$

式中: w_k , w_0 分别为风荷载及基准风压标准值, 单位均为 kN/m^2 ; μ_z , μ_s 分别为高度变化系数及风荷载体型系数; β_z 为风振系数; v_0 为基准高度处的风速. 由于模拟风速已经考虑了脉动风以及风速随高度的变化, 因此根据模拟风速按公式(4)计算出基本风压后, 仅需乘以体型系数 μ_s 即可得到风荷载标准值. 再由各塔段的挡风面积即可求出作用于各个塔段的风荷载值, 塔身与横担的挡风面积和体型系数计算见表2、表3, 横担只给出有代表性的分段.

表3 部分横担挡风面积及体型系数表

Tab. 3 Windshield area and shape factor table of each tower section of cross arm

塔段	1	4	7	8	10
挡风面积/ m^2	0.646	6.750	4.400	3.520	3.000
体型系数	2.455	2.383	2.254	2.357	2.477
塔段	12	16	19	21	27
挡风面积/ m^2	0.833	1.000	2.988	1.500	2.200
体型系数	2.055	2.069	2.210	2.165	2.443

2.3 风振响应

主要对双呼高门型塔进行顺风向风速为 31 m/s 的工况下进行风振响应分析, 将塔共分为17层42段, 其中塔身共14段. 每层荷载加载在4个节点上, 分段节点上采用施加瞬时力的形式, 节点力的计算按照公式(5), 其中是塔的挡风面积. 每层节点上荷载的参考面积取上下塔段各一

半挡风面积之和.

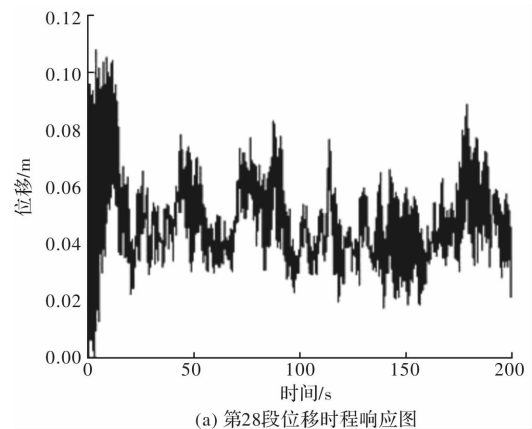
$$\omega = \omega_0 \cdot A_f \quad (5)$$

采用非线性时程分析计算输电塔的风振响应. 时程分析本质上是对动力微分方程的求解, ANSYS中提供了完全瞬态分析法、缩减法、模态叠加法可供选择, 其中完全瞬态分析法无其他假定, 直接求解方程. 故本文在计算中采用完全法, 为获得精确结果, 时间步长取 0.01 .

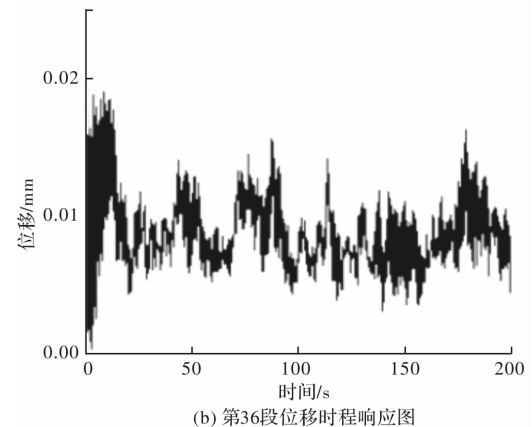
本文对于单塔取两特定阵型, 阻尼比均为 0.01 . 计算的质量阻尼系数和刚度阻尼系数如式(6).

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \end{pmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \begin{pmatrix} \omega_m \omega_n \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.1145 \\ 0.0009 \end{pmatrix} \quad (6)$$

通过有限元分析得到加载点处各分段的位移响应曲线, 限于篇幅仅给出第28、36段位移时程响应图, 具体见图5(a)~图5(b).



(a) 第28段位移时程响应图



(b) 第36段位移时程响应图

图5 部分塔段位移时程响应图

Fig. 5 Displacement tim response diagram of each tower section

从各塔段位移响应时程曲线图来看, 在 200 s 时间范围内, 各塔段位移在平均风位移的基础上波动. 表4、表5列出了部分塔身和每一层横担塔段的位移均值、均方差. 结果表明, 塔身位移响应沿高度方向呈现“弯曲型”变化. 塔身高度对位

移响应影响较大, 故本文只给出塔身位移均值及位移均方随高度变化, 具体如图 6 图 7 所示. 塔身最高处即第 28 段的位移响应最大, 其均值和均方分别为 0.047 m 和 0.014 m; 同一层横担的风振响应变化不大, 长度越长的位移响应较大. 横担的跨越层左侧地线横担处位移最大, 其均值和均方分别为 0.0579 m 和 0.0176 m. 由于跨越层横担高度比塔竖向主体桁架的高度高, 所以该部分横担的位移响应比塔身最高段的位移响应大.

表 4 塔身部分塔段位移响应

Tab. 4 Displacement response of each tower section of tower body

塔段	28	29	30	31	33
高度/m ²	39.4	34.65	30	28.38	24.63
均值/m	0.047 4	0.040 1	0.028 3	0.022 9	0.016 8
均方差/m	0.014 2	0.011 6	0.008 5	0.006 6	0.004 8

塔段	35	37	39	42	35
高度/m ²	19.9	15.3	11.74	4.5	19.9
均值/m	0.010 5	0.005 1	0.002 2	0.000 4	0.010 5
均方差/m	0.003 0	0.001 4	0.000 6	0.000 1	0.003 0

表 5 横担部分塔段位移响应

Tab. 5 Displacement response of tower section of cross arm

塔段	27	12	3	14	20
位置/m	-12	-10.2	-7.9	-5	0
均值/m	0.012 1	0.026 1	0.040 8	0.027 7	0.009 8
均方差/m	0.003 7	0.008 0	0.013 2	0.008 2	0.002 8

塔段	5	15	1	11
位置/m	2	5	7.9	10.2
均值/m	0.040 5	0.023 1	0.054 6	0.022 2
均方差/m	0.011 8	0.006 9	0.015 8	0.006 5

3 风振系数计算

由于脉动风作用是随机的, 引起了结构的随机振动, 因而风振分析应按结构随机振动理论进行^[13]. 对于响应以第一振型为主的高耸结构等, 常以先求风振系数再求各类风振响应较为方便.

风振系数计算公式为.

$$\beta_i = \frac{P_{si} + P_{fi}}{P_{si}} = 1 + \frac{M_i \omega_1^2 y_{1i}}{\mu_{si} \mu_{zi} \omega_o A_i} = 1 + \frac{g M_i \omega_1^2 \sigma_{1i}}{\mu_{si} \mu_{zi} \omega_o A_i}$$

(7)

其中: β_i 为 i 处的风振系数; p_i 和 p_{fi} 分别为 i 处的静力风荷载、脉动风所引起的等效风荷载; y_i 为第

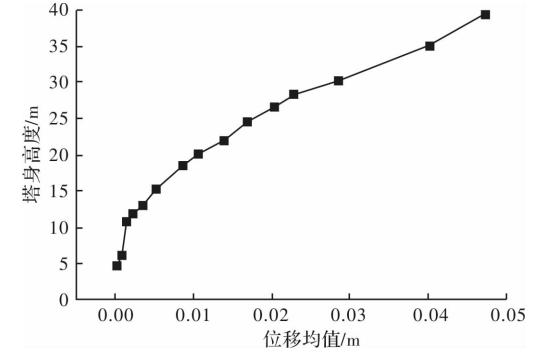


图 6 塔身位移均值随高度变化图
Fig. 6 Diagram of mean displacement of tower body varying with height

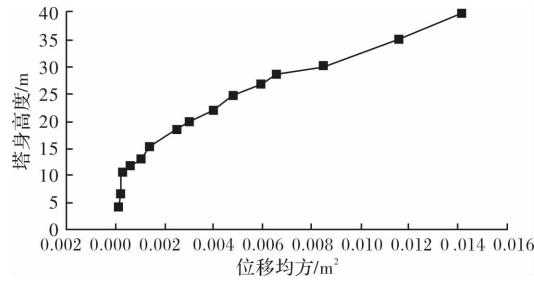


图 7 塔身位移均方随高度变化图
Fig. 7 Diagram of the Mean Square of Tower Displacement with Height

i 点动力位移响应值, $\mu_{si}\mu_{zi}$ 分别为 i 处的体型系数、风压高度变化系数; ω_0 为基本风压; A_i 为 i 段的挡风面积; σ_{1i} 为第 i 点的动力位移响应的根方差.

公式(7)中可由式(8)求得.

$$y_i \approx y_{1i} = \frac{\varphi_{1i}}{M_1^*}$$

$$\sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} \sum_i \sum_{i'} w_{fi} A_i w_{fi'} A_{i'} \rho_{ii'}(\omega) \varphi_{1i} \varphi_{1i'} \sqrt{S_f(z_i, \omega) S_f(z_{i'}, \omega)} |H_i(\omega)|^2 d\omega}$$

(8)

其中: φ_{ji} 是第 j 振型第 i 点的振型系数; 为第 i 振型的广义质量; 为结构上 i 点的脉动面力; 为 i 段的挡风面积; 为风压相关性系数; 为自功率谱密度, 为第 i 振型频率影响函数.

计算可得塔身的风振系数随输电塔高度增加而增大, 最高处塔段风振系数为 1.402 8, 风振系数的平均值为 1.137 6, 具体风振系数值见表 6. 将时程分析计算得到的风振系数与规范《110~750 kv 架空输电线路设计规范-GB50545-2010》中给出的风振系数对比如图 8 所示, 可得到结论: 双呼高多横担门型塔不同高度时按本文时程分析方法计算得到的塔身的风振系数均比规范中的风振系数小, 但整体走向及变化规律一致. 说明规范规范给出的系数偏保守, 由时程分析计算得到的风振系数更适用.

表 6 塔身部分塔段位移响应及风振系数

Tab. 6 Displacement response and wind vibration coefficient of each tower section of tower body

段号	高度/m	分段质量/kg	静载/N	位移均方差/m	风振系数	风振系数平均值
28	39.40	581.22	3 856.97	0.014 2	1.402 8	
29	34.65	1285.17	11 118.70	0.011 6	1.252 6	
30	30	540.01	3 420.32	0.008 5	1.252 4	
32	26.5	322.69	1 838.45	0.006 0	1.190 9	1.137 6
35	19.9	806.40	2 901.94	0.003 0	1.156 9	
37	15.3	562.60	3 010.29	0.001 4	1.049 2	
40	10.78	703.232	3 036.36	0.000 3	1.013 1	
41	6	566.411	1 605.84	0.000 2	1.013 3	

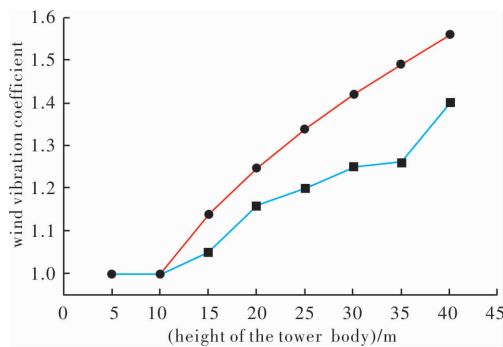


图 8 时程分析与高耸规范的风振系数对比

Fig. 8 Comparison of wind vibration coefficients between time-history analysis and tall structure specification

4 结论

本文采用 AR 法编制了模拟脉动风生成程序,将数值模拟的风荷载施加在双呼高多横担门型塔上进行风振响应时程分析并进行风振系数计算,得到如下结论:

(1) ANSYS 有限元分析计算出的双呼高门型塔的前五阶自振周期满足规范,符合振型出现的一般规律。结果表明塔易出现横向振动和塔身绕其高度方向出现扭转的现象。

(2) 双呼高门型塔在风振时程分析中,给出针对阻尼的考虑并计算出阻尼系数;分析得到各塔段位移在平均风位移的基础上波动,塔身位移响应沿高度方向呈现“弯曲型”变化,塔身最高处的位移响应最大为 0.047 4 m,横担风振响应随长度变化不大。

(3) 对双呼高门型塔进行风振系数计算得到塔身的风振系数随输电塔高度增加而增大,风振系数的平均值为 1.137 6。不同高度时按时程分析方法计算得到的风振系数均比规范中的风振系数小,

但整体趋势及变化规律一致。

参考文献 References

- [1] 邓洪洲,朱松晖,陈晓明,等. 大跨越输电塔线体系气弹模型风洞试验[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2003(2):132-137.
DENG Hongzhou, ZHU Songye, CHEN Xiaoming, et al. Study on wind-induced vibration control of long span transmission line system[J]. Journal of Tongji University(Natural Science), 2003(2):132-137.
- [2] 张爽,孙清,吴彤,等. ± 110 kV 输电塔风振响应及风振系数研究[J]. 特种结构, 2018, 35(4):52-59.
ZHANG Shuang, SUN Qing, WU Tong, et al. Research on wind-induced response analysis and vibration coefficient of ± 110 kV transmission tower[J]. Special Structures, 2018, 35(4):52-59.
- [3] 楼文娟,孙炳楠,叶尹. 高耸塔架横风向动力风效应[J]. 土木工程学报, 1999, 32(2):67-71.
LOU Wenjuan, SUN Bingnan, YE Yin. Across-wind dynamic response of tall latticed towers. [J]. China Civil Engineering Journal, 1999, 32(2):67-71.
- [4] 宋亚军,戴鸿哲,王伟,等. 输电塔塔-线体系风振反应分析[J]. 自然灾害学报, 2007, 16(4):91-96.
SONG Yajun, DAI Hongzhe, WANG Wei, et al. Analysis of wind-induced dynamic response of transmission tower-line system. [J]. Journal of Natural Disasters, 2007, 16(4): 91-96.
- [5] 郭勇,孙炳楠,叶伊,等. 大跨越输电塔塔线体系风振响应的时域分析[J]. 土木工程学报, 2006, 39(12):12-17.
GUO Yong, SUN Bingnan, YE Yin, et al. Time-domain analysis on wind-induced dynamic response of long span power transmission line systems. [J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(12):12-17.

(下转第 29 页)

- ZHOU Jianlong. Structural design and practice of super high-rise buildings [M]. Shanghai: Tongji University Press, 2017.
- [10] NAISH D. Testing and modeling of reinforced concrete coupling beams [D]. Los Angeles, CA: University of California, 2010:130-135.
- [11] CHANG G A, MANDER J B. Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: part 1-evaluation of seismic capacity[M]. Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research, 1994.
- [12] 韩小雷,陈学伟,林生逸,等. 基于纤维模型的超高层钢筋混凝土结构弹塑性时程分析[J]. 建筑结构, 2010, 40(2):13-16.
- HAN Xiaolei, CHEN Xuwei, LIN Shengyi, et al. Elasto-plastic time-history analysis of super highrise RC structure based on fiber model, 2010, 40(2):13-16.
- [13] JIANG Huanjun, FU Bo, LIU Laoer, et al. Study on seismic performance of a super-tall steel-concrete hybrid structure[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2014, 23(5):334-349.
- [14] 吕大刚,周洲,王丛,等. 考虑巨震的四级地震设防水平一致风险导向定义与决策分析[J]. 土木工程学报, 2018, 51(11):41-52.
- LU Dagang, ZHOU Zhou, WANG Cong, et al. Definition and decision analysis of risk orientation with consistent level of quake-level seismic fortification considering giant earthquakes [J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 51(11):41-52.
- [15] 苏宁粉,周颖,吕西林,等. 增量动力分析中地震动强度参数的有效性研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2016, 48(6):846-852.
- SU Ningfen, ZHOU Ying, LU Xilin, et al. Study on the efficiency of intensity measures for incremental dynamic analysis[J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2016, 48(6):846-852.
- [16] 翁大根,李超,胡岫岩,等. 减震结构基于模态阻尼耗能的附加有效阻尼比计算[J]. 土木工程学报, 2016, 49(S1):19-24, 31.
- WENG Dagen, LI Chao, HU Xiuyan et al. Calculation of additional effective damping ratio of structures based on modal damping energy dissipation[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(S1):19-24, 31.

(编辑 沈 波)

(上接第14页)

- [6] BATTISTA R C, RODRIGUES R S, PFEIL M S. Dynamic behavior and stability of transmission line towers under wind forces[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2003, 91(8): 1051-1067.
- [7] COUCEIRO I, Paris J, Martínez S, et al. Structural optimization of lattice steel transmission towers [J]. Engineering Structures, 2016, 117: 274-286.
- [8] YASUI H, MARUKAWA H, MOMOMURA Y, et al. Analytical study on wind-induced vibration of power transmission tower[J]. Wind Eng. Ind. Aerodyn., 1999, 83(2): 431-441.
- [9] MOON B W, PARK J H, LEE S K, et al. Performance evaluation of a transmission tower by substructure test[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(1): 1-11.
- [10] 侯镭. 架空输电线路非线性力学特性研究[D]. 北京:清华大学, 2008.
- HOU Lei. Nonlinear mechanical characteristics of overhead transmission lines[D]. Beijing: Tsinghua University, 2008.
- [11] 上海市建设和交通委员会. 高耸结构设计规范: GB50135-2006[S]. 北京:中国计划出版社, 2006.
- Shanghai Municipal Commission of construction and transportation. Code for design of tall-slender structures: GB50135-2006 [S]. Beijing: China Planning Press, 2006.
- [12] 架空输电线路杆塔结构设计技术规范: DL/T 5154-2012[S]. 北京:中国计划出版社, 2012.
- Technical regulations for tower structure design of overhead transmission lines: DL/T 5154-2012[S]. Beijing: China Planning Press, 2012.
- [13] 李旭. 考虑风场相关性的冷却塔随机风振响应分析[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2011.
- LI Xu. Stochastic dynamic wind-Induced response analysis of cooling-tower with spatial correlativity [D]. Xi'an: Xi'an Univ of Arch & Tech, 2011.

(编辑 沈 波)