下击暴流作用下在建铁塔-抱杆耦合体系风振响应及变形失效分析

陈嘉文[1],陆春华[1*],袁思奇[1],刘骁繁[2]
(1.江苏大学 土木工程系,江苏 镇江 212013; 2.国网江苏省电力有限公司建设分公司,南京 210011)

摘 要: 江苏沿海东部地区为强对流天气高发区域,下击暴流是当地典型灾害天气,其突发性、局地性和强破坏性会对输电塔线体系造成严重威胁。文中以连云港田湾核电500 kV送出加强工程在建铁塔(J1、Z2两种塔型)为研究对象,采用ABAQUS有限元软件对下击暴流作用下铁塔-抱杆耦合体系的风振响应进行了数值分析。结果表明:下击暴流会显著加剧铁塔-抱杆耦合体系的风振响应;风向角对抱杆顶部位移与整体变形影响显著,90°风向角下体系承受的风荷载最为不利;此外,随着抱杆施工高度的增加,体系风振响应呈现明显非线性特征,其中抱杆中部位移变化幅度最大。抱杆自身抗风性能直接决定耦合体系整体安全性,经可靠性分析其失效概率,发现缩短抱杆长度可显著降低结构失效风险,可为施工阶段结构安全性设计提供参考依据。上述分析结果对强对流天气环境下在建铁塔的抗风设计、施工优化具有重要工程价值,也可为类似铁塔组立施工、结构抗风性能评估提供参考。

关键词: 下击暴流; 在建输电体系; 铁塔-抱杆耦合体系; 风向角; 风振响应; 结构可靠度; 失效概率
中图分类号: TM75,TU312.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-9379(2026)07-0092-09
DOI: 10.13969/j.jzgjgjz.20241202001

Analysis of Wind-Induced Vibration Response and Deformation Failure of Tower-Gin Pole Coupling Systems Under Downburst Actions

CHEN Jiawen[1], *LU Chunhua*[1*], *YUAN Siqi*[1], *LIU Xiaofan*[2]
(1. Department of Civil Engineering, Jiangsu University, Zhenjiang 212013, China; 2. State Grid Jiangsu Electric Power Co., Ltd. Construction Branch, Nanjing 210011, China)
*Corresponding author: lch79@ujs.edu.cn

Abstract: The eastern coastal areas of Jiangsu Province are prone to severe convective weather, with downbursts being particularly typical. Their suddenness, locality, and high destructiveness pose a serious threat to transmission tower-line systems. Taking the transmission towers under construction (J1 and Z2 tower types) in the 500 kV outgoing reinforcement project of the Tianwan Nuclear Power Plant in Lianyungang as examples, the wind-induced vibration response of the tower-gin pole coupling system under downburst actions was numerically analyzed using ABAQUS finite element software. The results show that downbursts have a significant impact on the wind-induced vibration response of the tower-gin pole coupling system. The wind direction angle has a significant effect on the top

收稿日期:2024-12-02
基金项目:国网江苏省电力有限公司科技项目(J2023090)
作者简介:
陈嘉文(1999—),男,硕士研究生,主要从事输电结构防风设计方面的研究。E-mail:919494325@qq.com。
通信作者:
陆春华(1979—),男,博士,教授,主要从事工程结构基本性能及耐久性方面的研究。E-mail:lch79@ujs.edu.cn。

displacement of the gin pole and the overall deformation, with the 90° wind direction being the most unfavorable. In addition, as the construction height of the gin pole increases, the wind-induced vibration response exhibits obvious nonlinear characteristics, with the maximum displacement variation occurring in the middle section. The wind resistance of the gin pole directly affects the safety of the system. Reliability analysis of its failure probability shows that shortening the length of the gin pole can significantly reduce the failure risk, providing a reference for safety design during construction. These analytical results are of great significance for the wind resistance design and construction optimization of transmission towers under severe convective weather and can provide guidance for the construction and wind-resistant performance evaluation of similar erecting towers.

Keywords: downburst; transmission system under construction; tower-gin pole coupling system; wind direction angle; wind-induced vibration response; structural reliability; reliability analysis

输电铁塔属于轻质、高柔、小阻尼的风敏感型结构；雷雨大风、龙卷风、下击暴流等强对流天气是造成输电铁塔受损乃至整体倒塌的主要因素[1-3]。统计我国近50年气象观测数据可知，夏季为强对流天气高发时段，并以下击暴流最为突出。下击暴流是由雷暴天气产生的强下沉气流猛烈撞击地面后，在近地面产生的短时破坏性高强风，具有突发性、局地性、周期短、出流强度大等特点[4-6]；其风速波动剧烈，短时间内风速可达40 m·s^{-1}以上，风力达13级，破坏力等同于F1级龙卷风[4]。国内外学者已广泛关注下击暴流作用下输电塔线体系的安全问题，并采用数值模拟方法，围绕下击暴流风荷载取值、体系风振响应、结构失稳倒塌等内容开展系列研究。

在下击暴流风荷载研究方面，瞿伟廉等[7]将下击暴流风速分解为时变平均风速与非平稳脉动风速，并采用谐波叠加法对输电铁塔下击暴流风荷载进行了数值模拟；杨风利等[4]依托BOV风速剖面模型[8-9]，分别计算内陆、沿海两类输电铁塔在下击暴流作用下的风荷载；ELDAMATTY等[10]提出了下击暴流作用下的3种典型工况，分别对6种塔型的输电塔杆开展荷载分布规律研究；陈麒麟等[3]借助有限元方法对输电塔杆下击暴流风荷载开展参数分析，确定风荷载最不利工况。针对下击暴流诱发塔线体系振动问题，魏文晖等[6]基于改进OBV模型推导输电塔各节点下击暴流风荷载时程曲线，并通过能量法分析塔线体系风振响应；FANG等[11]、AHMED等[12]利用数值模拟研究下击暴流作用下塔线体系风振响应，提出下击暴流移动速度对体系振动响应影响微弱。针对下击暴流引发铁塔失稳倒塌问题，吉柏锋等[1]通过数值计算完整复现下击暴流作用下铁塔主杆受压弹塑性失稳全过程，明确塔身腹杆、主杆的先后倒塌顺序；AHMED等[12]还探讨了导线荷载对输电铁塔倒塌破坏的影响；韩承永等[13]以某次下击暴流中整体倾覆的羊角型铁塔为工程案例，建立有限元模型分析不同风向角下铁塔受力薄弱部位与失效倒塌机理。上述研究为分析下击暴流强风作用下输电铁塔的受力特性、振动响应及倒塌破坏规律提供支撑，但尚未形成统一的输电铁塔抗下击暴流设计方法，同时也缺少对输电铁塔施工阶段风振响应与失效破坏的相关研究，该方向仍有待深入探索。

基于上述研究现状，本文以伊芦-徐圩500 kV线路工程（以下简称“伊徐线”）在建铁塔为研究对象，针对下击暴流强风环境，采用动力有限元分析方法，对该铁塔施工阶段内悬浮外拉线铁塔-抱杆耦合体系（以下简称“耦合体系”）不同施工工况开展风振响应分析，明确此类耦合体系在下击暴流作用下不同架设高度的最大变形；并结合分析结果评估抱杆在耦合体系中的可靠性能，区分不同损伤状态开展抱杆可靠度计算，为同类铁塔组立施工安全评估提供技术参考。

1　在建铁塔有限元模型建立

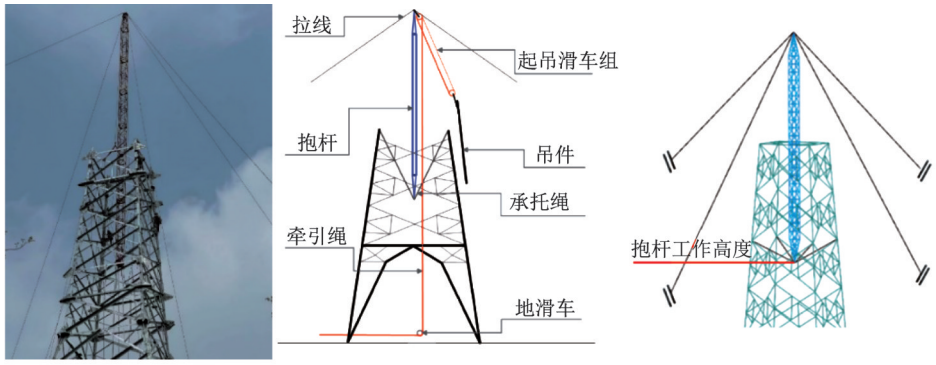
1.1　铁塔-抱杆耦合体系

“伊徐线”为江苏连云港田湾核电500 kV送出加强工程的子工程，线路全长为19.206 km，全线新建铁塔32基。考虑到线路施工区段多位于田地、山地，大型机械进场难度大，因此“伊徐线”新建铁塔统一采用内悬浮外拉线抱杆组立施工方法，如图1所示。该方法是当前输电铁塔建设领域应用最广泛、工艺最成熟的施工方法，具有结构简单、操作便捷、组塔效率高等优势[14-15]。

江苏省是我国强对流天气高发省份之一，盐城、泗阳等地均发生过下击暴流引起的倒塔事故[7]，因此需重点关注该类灾害对输电铁塔建设与运营安全的影响。同时，铁塔组立施工阶段的耦合体系属于临时非完整承力结构，抗风承载力远低于铁塔成品设计标准，遭遇下击暴流时极易发生失效破坏，亟需开展该类耦合体系的抗强风性能专项分析。

1.2　有限元模型

“伊徐线”主要采用了500-KM21D-J1（简称J1）和500-KF21S-Z2（简称Z2）两种铁塔塔型（图2），两类塔型均采用内悬浮外拉线抱杆完成组立。塔身用材以角钢为主，钢材牌号包含Q235、Q345、Q420三种；配套抱杆采用Φ550×28钢管格构式抱杆，其中主弦杆规格为Φ32×



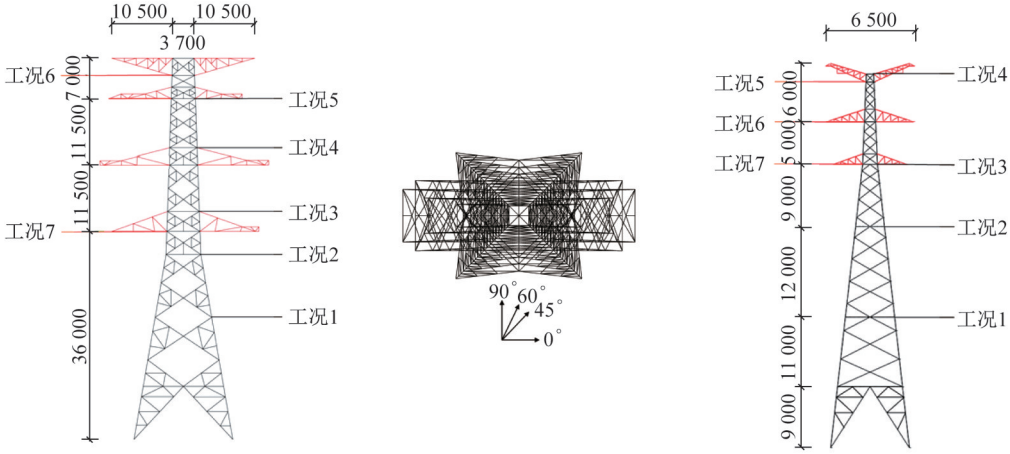
a) 实物图 b) 示意图 c) 有限元模型

图1 在建铁塔–抱杆耦合体系

Fig. 1 Tower-gin pole coupling system under construction

2.5，斜杆、水平杆规格为Φ50×3；抱杆承托绳、拉线分别采用Φ22、Φ18规格的7芯钢绞线，并配套50 kN起吊滑车组完成构件提升。

铁塔施工是一个动态过程，因此需建立对应不同施工进度的耦合体系有限元模型。结合施工中铁塔的成型状态及抱杆架设高度，将两类塔型施工全过程划分为7类典型工况，具体如图2a)、c)所示。以图2c)中Z2塔型为例，工况1～工况4为塔身自下而上施工阶段，工况3对应完整耦合体系有限元模型，如图1c)所示；工况5～工况7为塔架自上而下施工阶段，即图2c)中的红色部分。



a) J1塔型(单位：mm) b) 风向角选取 c) Z2塔型(单位：mm)

图2 典型铁塔及施工工况示意图

Fig. 2 Schematic diagram of typical tower and construction conditions

采用ABAQUS有限元软件，对施工过程中耦合体系的抗风性能进行数值计算和分析。建模时，塔身角钢与抱杆钢管均采用T3D2桁架单元模拟，材料本构模型采用理想弹塑性模型，弹性模量为2.1×10^5 MPa，泊松比为0.3；为模拟拉紧后钢绞线对抱杆的预拉力，采用“降温法”对索单元施加预应力[16]；全部工况下承托绳与抱杆夹角均为45°，并控制拉线与地面夹角维持40°～45°；塔脚采用刚接约束，拉线两端铰接，承托绳两端采用PIN耦合连接，释放铰接点转动自由度。计算采用非线性隐式动力分析方法，可精准模拟结构动力响应特性。

2 下击暴流风场模拟

根据下击暴流定义[17-18]，空间任意高度z处的下击暴流风速可由平均风速和脉动风速两部分叠加而成，并按式(1)计算。下击暴流主要风速分布示意如图3a)所示。

$$U(z,t)=\bar{U}(z,t)+u(z,t) \tag{1}$$

式中：$U(z,t)$为z高度处t时刻下击暴流的瞬时风速；$\bar{U}(z,t)$为下击暴流随时间变化的平均风速；$u(z,t)$为下击暴流随机过程的脉动风速。

2.1 下击暴流平均风速

CHEN等[18]提出兼顾脉动特性的下击暴流混合随机模型，该模型假定不同高度的下击暴流平均风速同步达到峰值，任意高度的平均风速可分解为该高度的最大平均风速剖面$V(z)$与时间函数$d(t)$的乘积，具体

见式(2)。

$$\bar{U}(z,t)=V(z)\cdot d(t) \tag{2}$$

针对$V(z)$,学者ROSA等[8]、VICROY等[9](OBV模型)、WOOD等[19](Wood模型)、HOLMES等[20](Holmes模型)均通过试验与CFD数值模拟,提出了各自对应的下击暴流平均风速剖面模型;本文拟采用Wood模型计算$V(z)$,具体见式(3)。对比各类剖面模型可知,Wood模型计算的风速取值偏大,分析结果偏安全保守[18]。

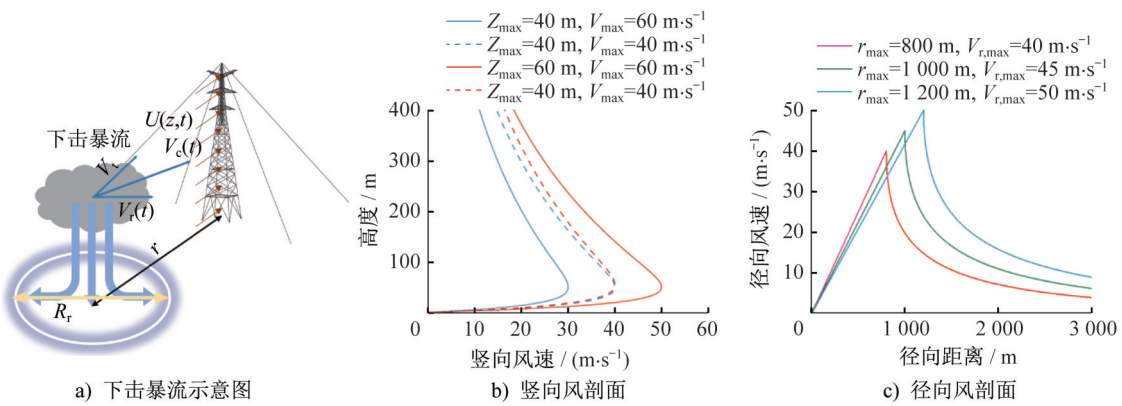
$$V(z)=1.55(z_{max}/\delta)^{1/6}\cdot[1-\mathrm{erf}(0.7z/\delta)]\cdot V_{max} \tag{3}$$

式中:δ为高度参数;erf为误差函数;V_{max}为下击暴流在竖向剖面的最大水平风速。图3b)为不同参数组合下竖向风剖面对比曲线;结合现有研究成果[4-5,7],本文在后续分析中将选取z_{max}为60 m,V_{max}为40 m·s^{-1}进行计算。

式(2)中$d(t)=|V_c(t)|/\max|V_c(t)|$;是峰值为1的时间函数,$V_c(t)$为下击暴流任意位置处的平均风速,如图3a)所示。HOLMES等[20]认为可将$V_c(t)$等效为风暴径向速度向量$V_r(t)$与风暴中心速度向量$V(t)$的矢量和,即$V_c(t)=V_r(t)+V(t)$;其中,$V_r(t)$采用考虑时间衰减的下击暴流径向风速剖面模型,见式(4);现有研究证实,下击暴流的平均风速远大于风暴的移动速度,因此平均风速对风向的影响可忽略不计[11-12,21],故不考虑$V(t)$的影响。

$$V_r(t)=\begin{cases}V_{r,max}\cdot e^{-t/T}\cdot(r/r_{max}) & 0\leqslant r<r_{max}\\ V_{r,max}\cdot e^{-t/T}\cdot e^{-[(r/r_{max})/R_r]^2} & r\geqslant r_{max}\end{cases} \tag{4}$$

式中:r为t时刻空间点与风暴中心的距离;$V_{r,max}$为最大径向射流速度;r_{max}为取得$V_{r,max}$时距风暴中心的径向距离;R_r为特征半径;T为下击暴流持续时间。图3c)为不同参数下径向风剖面对比曲线;参照已有文献取值,本文取r_{max}为1 000 m,$V_{r,max}$为45 m·s^{-1}进行计算。



a) 下击暴流示意图　b) 竖向风剖面　c) 径向风剖面

图3　下击暴流示意图及平均风速剖面

Fig. 3　Schematic diagram of downburst and average wind velocity profiles

2.2　下击暴流脉动风速

下击暴流脉动风速具有显著非平稳特征,可视为一个随机过程。假定其频域特性保持不变时,下击暴流脉动风速的非平稳特性可采用随时间变化的调值函数$a(z,t)$与服从标准正态分布且给定功率谱的平稳高斯随机过程$\kappa(z,t)$的乘积来表达[18],见式(5)。

$$u(z,t)=a(z,t)\cdot\kappa(z,t) \tag{5}$$

式中,$a(z,t)$为调值函数,可按$0.25\bar{U}(z,t)$计算[18];$\kappa(z,t)$为平稳高斯随机过程,采用快速傅里叶变换结合谐波叠加法求解,在保证计算精度的同时提升运算效率[7]。

为精准反映湍流尺度随高度的变化规律,本文采用Kaimal谱[22]计算功率谱密度$\varphi(z,\omega)$,使其服从标准正态分布且频谱恒定的高斯平稳随机过程;该过程可由式(6)计算得出。

$$\varphi(z,\omega)=\frac{1}{2}\frac{200}{2\pi}u_*^2\frac{z}{V_t}\frac{1}{\left[1+50\dfrac{\omega z}{2\pi V_t}\right]}\frac{1}{6u_*^2} \tag{6}$$

式中:u_*为风的径向剪切速度,在本文中取值为1.76 m·s^{-1}[18];V_t为8 m·s^{-1};ω的取值范围为$[-\pi,\pi]$。

2.3　下击暴流风荷载取值

通过联立下击暴流平均风速$\bar{U}(z,t)$与脉动风速$u(z,t)$计算式,按式(1)可计算得到下击暴流风速。在建铁塔-抱杆耦合体系空间形态区别于完整塔线体系,可将整体简化为单点受荷模型,假定下击暴流全域风场作用于该单点。本文参考江苏地区2019年汛期实测气象数据,场地10 m高度常态风最大风速为29.6 m·s^{-1}[23],经换算并考虑放大系数后得到V_{max}为40 m·s^{-1}。将在建铁塔-抱杆耦合体系根据不同塔型分为9~13个计算段,取各计算段的中点高度作为对应风速计算高程;基于上述下击暴流风速矢量合成方法,采用MATLAB开展体系动力时程计算,计算步长为0.02 s,计算时长T为500 s时,耦合体系在10 m(风速最平稳高度)、60 m(出现最大风速的高度)高程处的风速时程曲线计算结果如图4所示。

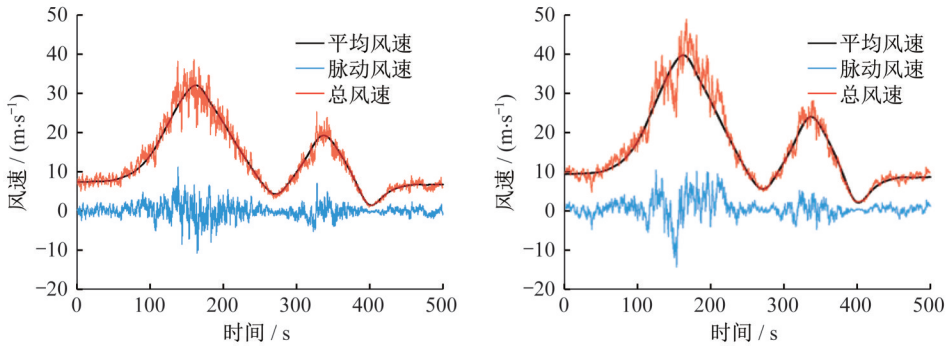


图4 下击暴流作用下不同高程处的风速时程曲线

Fig. 4 Time-history curves of downburst wind speed at different elevations

现阶段国内对下击暴流的研究尚未形成统一的风荷载计算标准[6]。但现有研究表明[13,24],对于下击暴流作用,可基于准定常理论将风速时程转化为风压,进一步换算为结构等效风荷载;下击暴流作用下铁塔-抱杆耦合体系的风荷载可按式(7)计算[13]。由于式(7)中的瞬时风速$U(z,t)$已包含非平稳脉动风速,因此可以认为该式同样适用于非平稳随机风荷载计算。

$$F_x = 0.5\rho U(z,t)^2(\cos^2\alpha)C_xS_x$$
$$F_y = 0.5\rho U(z,t)^2(\cos^2\alpha)C_yS_y \quad (7)$$

式中:ρ为空气密度,取1.29 kg·m^{-3};C_x和C_y分别为对应高度处x、y方向阻力系数,按$1.3(1+\eta)$计算,其中η为塔体背风面风载降低系数,可按规范取值[25];α为风向角;S_x和S_y分别为铁塔各段沿x、y方向的有效挡风面积。

完成下击暴流风速时程模拟后,将计算得到的分配等效拟静力风荷载分配至各高度主材节点,得到完整下击暴流(500 s)作用全过程受力。以J1塔型工况7为例,采用ABAQUS有限元软件对铁塔-抱杆耦合体系进行计算分析,该工况耦合体系共287个节点、577个单元。为简化计算,将作用在耦合体系上的均布荷载等效为集中力施加于钢节点,该工况下体系的风荷载模型如图5所示。

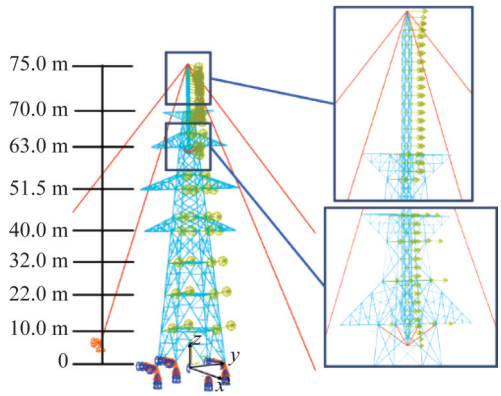


图5 J1塔型工况7条件下的风荷载模型

Fig. 5 Wind load model of J1 tower under loadcase 7

3 结果分析

3.1 施工最不利工况判定

为揭示下击暴流作用下铁塔-抱杆耦合体系的风振响应规律,确定铁塔在施工过程中的最不利工况,对两类塔型的7类施工工况逐一开展有限元计算,对比分析各工况下耦合体系的变形结果。当风向角取90°时,两类塔型典型工况最大位移结果如图6所示。由图可知,J1、Z2塔型均在工况7出现最大位移;由此可初步判定,当抱杆随施工进度提升至最大架设高度时,耦合体系在下击暴流作用下的风振响应与失效风险最高。后续详细分析以J1塔型最不利工况,即工况7为研究对象。

J1塔型工况7的有限元分析结果如图6c)所示,此时抱杆架设高度为50 m。通过ABAQUS计算分析可得到全计算周期内体系的位移、应力变化,以及抱杆拉线、承托绳的受力情况。计算结果显示,耦合体系变形、受力峰值集中出现在130 s~150 s时程区间,与下击暴流风速峰值时段完全对应(图4),下文将重点分析该时程区间体系的受力变形特征。

3.2 风向角选择

抱杆属于临时非完整承重结构,下击暴流作用下的结构响应规律尚不明晰,因此本文将抱杆作为核心分析对象。为了进一步确认耦合体系在遭遇下击暴流时的最不利风向角,选取两类塔型典型架设高度开展多风向角对比计算。图7为4类风向角下抱杆顶端位移、整体最大位移变化曲线;其中J1塔抱杆高度为40 m,Z2塔抱杆高度为25 m。从图中可以观察到,抱杆位移随风向角增大持续上升,90°风向角下位移达到峰值,为最不利加载工况。该结果说明下击暴流水平侧向风分量主导抱杆受力变形,后续风振响应、可靠度计算均采用90°风向角。

3.3 工作高度对比

由图3b)竖向风速剖面可知,近地面风速梯度变化剧烈,抱杆的施工高度均处于风速波动最显著区间;固定风

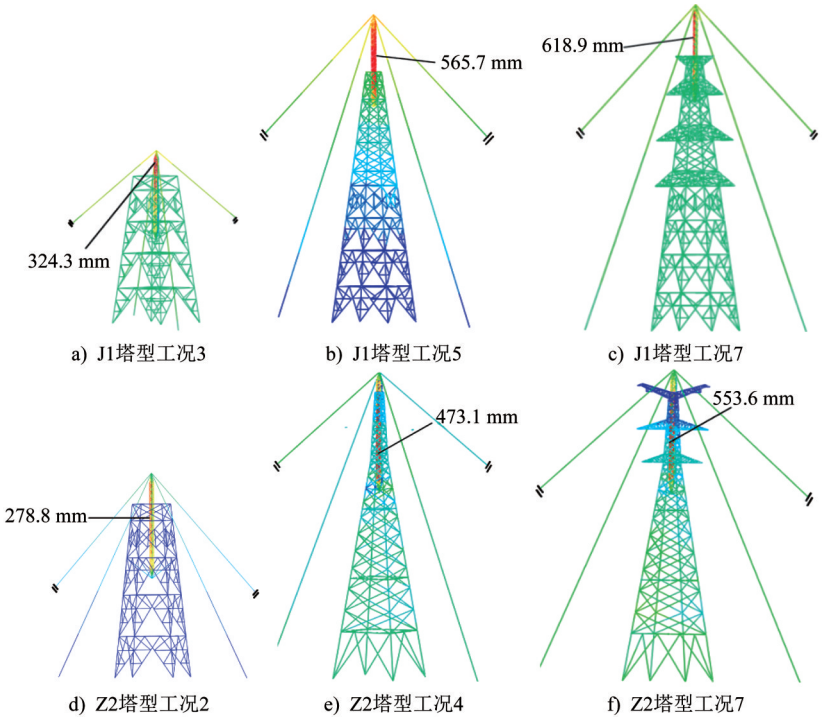


图6　不同工况下体系最大位移结果对比分析

Fig. 6　Comparative analysis of maximum displacement results under different loadcases

向角为90°,对不同抱杆架设高度下耦合体系开展风振计算,各高度下结构响应结果汇总见表1。

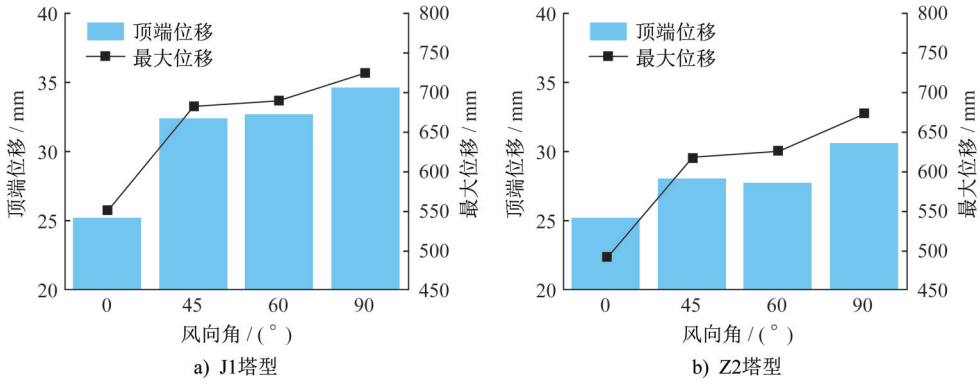


图7　抱杆在风荷载作用下的最不利风向角分析

Fig. 7　Analysis of the most unfavorable wind angle of the pole under wind load

对比表1数据可得,抱杆工作高度在20～50 m区间内,耦合体系各部分位移变化显著,与近地面风剖面剧烈变化特征匹配;随着抱杆工作高度的增加,抱杆中部的最大位移增幅突出,J1塔施工阶段最大位移可达876.6 mm。当抱杆处于工作状态时,体系所受应力水平偏低,未达到钢材屈服强度,不会发生材料塑性破坏;塔身位移远小于抱杆位移,变形可忽略不计;抱杆底部、顶端位移随工作高度的上升而增加,但受拉线与承托绳的牵引作用,两端变形幅度有限。综上可以发现,下击暴流作用下抱杆中部位移响应最突出,存在变形超限失效或破坏风险。现有规范未针对临时抱杆结构给出位移限值,本文参照《高耸结构设计标准》(GB 50135—2019)[25]中对自立式钢结构塔的控制指标,取风荷载作用下高耸结构的水平位移角限值为1/75H(H为抱杆长度)作为变形控制标准;两类塔型最高工况抱杆中部位移均超出限值,存在失效隐患。因此下击暴流天气下需重点监测抱杆中部变形,并通过可靠度计算量化变形失效风险。

4　结构可靠度分析

4.1　功能函数建立

为表征风荷载作用下耦合体系的抗风能力,参考输电塔失效机理相关研究[26-28],将体系损伤状态划分为三

表1 不同工作高度时体系风振响应有限元分析结果

Table 1 Finite element analysis results of wind vibration response at different working heights

塔型	抱杆工作高度/mm（底端）	最大应力/MPa	最大位移/mm			
			塔身	抱杆底部	抱杆中部	抱杆顶部
J1	50	41.98	15.0	28.7	876.6	38.9
	45	37.89	14.2	24.6	818.2	35.1
	40	35.13	14.0	21.3	776.8	34.6
	35	34.52	13.6	18.2	723.7	37.2
	30	32.60	13.8	15.6	692.4	32.8
	25	30.68	12.5	13.3	659.2	30.9
	20	31.11	12.4	11.9	618.9	29.7
Z2	32	34.63	14.7	24.6	683.5	35.7
	30	33.66	13.8	21.3	646.1	34.6
	25	33.28	13.3	18.2	617.4	32.3
	20	32.58	13.1	15.6	590.6	31.0

级（表2），并将体系中各点的最大位移作为损伤判定量化指标。上述研究发现，铁塔塔身的抗风能力良好，变形始终满足规范要求，因此本文将着重分析抱杆的可靠度。设基本随机变量为 $\boldsymbol{X}=(W_{t1}, W_{t2}, \cdots, W_{t13})^{\mathrm{T}}$，建立基于位移屈服的功能函数见式（8）。

$$Z_{\mathrm{PL}}=\lambda\Delta_{\max}-\Delta(W_{t1}, W_{t2}, \cdots, W_{t13}) \tag{8}$$

式中：λ 为损伤系数；$\Delta_{\max}$ 为规范允许抱杆最大位移；$\Delta(W_{t1}, W_{t2}, \cdots, W_{t13})$ 为抱杆在风荷载下的实际位移，其中 $W_{tn}(n=1, \cdots, 13)$ 为高度 $5(n-1)\sim5n$ 米范围内塔身风荷载总和。根据规范要求[25]和材料属性可以确定最大位移 $\Delta_{\max}$ 为 $1/75L$，L 为抱杆实际长度。

4.2 案例分析及结果

抱杆架设高度随施工进程持续升高，选取风险最高的J1塔工况7开展可靠度算例分析，该工况抱杆高度处于下击暴流风速峰值区间。采用拉丁超立方抽样法（LHS）对下击暴流竖向最大水平风速 $V_{\max}$ 抽样，生成300组风速样本，抽样分布拟合结果如图8所示；拟合曲线显示 $V_{\max}$ 最优分布为Frechet分布。风速样本换算成风压 W，其中 $W=v^2/1\,600$（单位：$\mathrm{kN\cdot m^{-2}}$）[26]；计算条件统一为90°风向角、抱杆施工高度为45 m、承托绳与拉线均按照标准45°架设角度，将各组风压样本导入ABAQUS分析得出结果。当 $V_{\max}$ 为40 $\mathrm{m\cdot s^{-1}}$时，500 s时程内塔身各层等效静风荷载的风压均值与标准差统计结果见表3。下击暴流作用下耦合体系不同风速下的失效概率可按 $P_{\mathrm{f}}=n/N$ 计算（n 为抽样中功能函数值小于0的次数，N 为总抽样次数）。经计算，下击暴流风荷载作用下耦合体系中28 m抱杆的失效概率随风速变化情况如图9所示。此外，为探究抱杆长度对耦合体系失效概率的影响，还分别计算了五标准节抱杆（24 m）和四标准节抱杆（20 m）的失效概率变化情况，并与原抱杆结果作对比，如图9所示。

表2 体系损伤状态定性化描述

Table 2 Qualitative description of system damage state

损伤状态LS	状态描述	性能水准（PL）
轻微损伤（LS1）	耦合体系经少量维护后可继续使用	$\Delta<0.8\Delta_{\max}$
严重损伤（LS2）	耦合体系出现非线性变形，需大量维护后继续使用	$0.8\Delta_{\max}\leqslant\Delta<1.3\Delta_{\max}$
完全损伤（LS3）	耦合体系无法使用，认定为已损坏	$\Delta\geqslant1.3\Delta_{\max}$

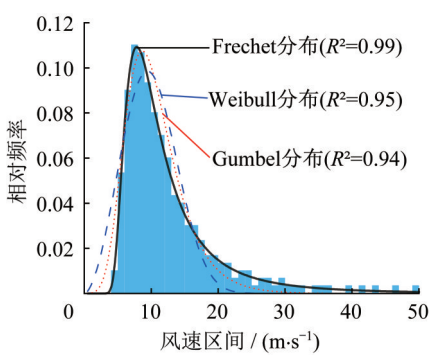


图8 基于LHS的 $V_{\max}$ 抽样结果及分布拟合曲线

Fig. 8 $V_{\max}$ sampling results and distribution fitting curves based on LHS

由图9可知，耦合体系失效概率随风速增大呈非线性快速上升趋势；风速达到40 $\mathrm{m\cdot s^{-1}}$及以上时，体系的失效概率迅速提高。若将达到LS2严重损伤定义为结构失效，28m长抱杆在峰值风速40 $\mathrm{m\cdot s^{-1}}$下失效概率高达47.4%，极端大风下施工风险极高。若仅将LS3完全损伤判定为失效，常规风速区间内失效概率极低，结构整体不会发生彻底损毁。对比三类长度抱杆计算结果可知，缩短抱杆长度能够显著降低耦合体系各级损伤失效概率；同等风速条件下，20 m短抱杆的失效概率远低于28 m长度抱杆的失效概率。工程实践中，可选用短节抱杆分段吊装，有效降低下击暴流天气下施工安全风险。

表3　V_{max}为40 m·s^{-1}时塔身各层等效静风荷载的风压均值与标准差

Table 3　The mean wind pressure and standard deviation of the equivalent static wind loads on each tower level under 40 m·s^{-1} of V_{max}

高度/m	随机变量	分布类型	风压/(kN·m^{-2})		高度/m	随机变量	分布类型	风压/(kN·m^{-2})	
			均值	标准差				均值	标准差
8.3	W_{t1}		0.15	0.20	51.7	W_{t8}		0.24	0.33
16.7	W_{t2}		0.19	0.24	55.0	W_{t9}		0.24	0.33
24.2	W_{t3}		0.21	0.27	60.0	W_{t10}		0.24	0.33
31.7	W_{t4}	Frechet分布	0.22	0.30	65.0	W_{t11}	Frechet分布	0.25	0.33
35.0	W_{t5}		0.23	0.31	70.0	W_{t12}		0.24	0.32
41.7	W_{t6}		0.24	0.33	75.0	W_{t13}		0.24	0.32
45.0	W_{t7}		0.24	0.33					

注：W_{t1}, W_{t2}, …, W_{t13}分别为塔身自下而上各层风荷载随机变量。

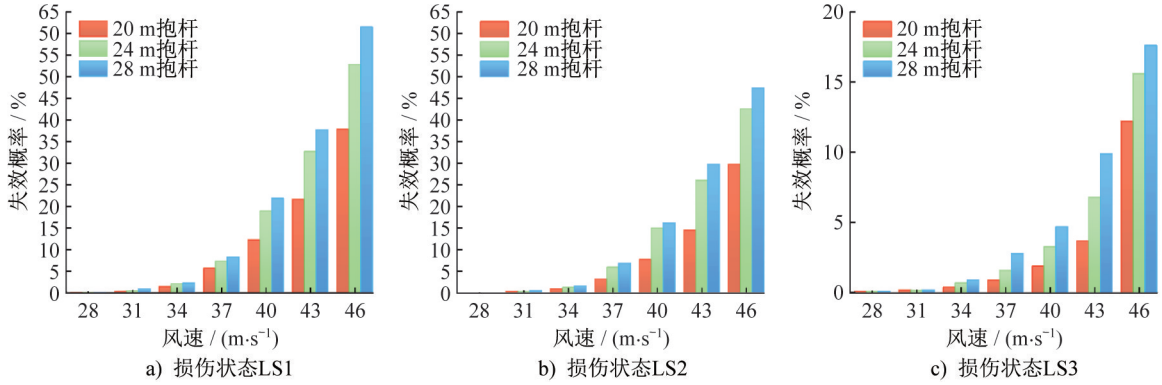


图9　耦合体系失效状态分析

Fig. 9　Failure state analysis of coupling system

5　结论

本文以江苏沿海典型下击暴流气象条件为背景，针对在建铁塔-抱杆临时耦合体系开展抗风性能研究，结合有限元数值模拟与结构可靠度计算，得到主要结论如下：

（1）下击暴流作用下，90°侧向风向为在建铁塔-抱杆耦合体系的最不利荷载工况，该风向角下抱杆位移与整体变形均达到峰值；结构响应峰值与下击暴流风速峰值在时程上完全对应，风荷载的非平稳脉动特性会显著加剧临时耦合体系的风振效应。该风场模拟与荷载分析思路可推广至同类未完工高耸临时结构的抗风研究。

（2）抱杆中部是耦合体系的变形薄弱部位，其位移响应随抱杆架设高度升高呈非线性增长，在40～50 m高度区间增幅最为显著；塔身变形与结构应力远低于抱杆相应值，未出现材料屈服风险，但抱杆中部位移超出高耸结构位移限值，存在变形超限失效隐患。缩短抱杆长度可大幅降低耦合体系各级损伤的失效概率，现场可配合优化承托绳布设角度、规避90°不利风向作业，进一步提升体系侧向稳定性。

（3）基于位移损伤分级的可靠度评估方法，可有效量化下击暴流作用下临时施工体系的失效风险；峰值风速为40 m·s^{-1}条件下，28 m抱杆的严重损伤失效概率达47.4%，极端强对流天气下施工风险突出。研究成果可为同类在建高耸结构的抗风设计、施工方案优化提供参考，建议编制强对流天气现场专项抗风预案，重点防控下击暴流极端工况。

参考文献：

[1] 吉柏锋，瞿伟廉，王亮，等. 下击暴流作用下输电塔弹塑性失稳倒塌研究[J]. 中国安全科学学报，2014，24(12)：90-95. DOI：10.16265/j.cnki.issn1003-3033.2014.12.020.
JI Baifeng, QU Weilian, WANG Liang, et al. Elastic-plastic buckling collapse analysis of transmission tower under downburst[J]. China Safety Science Journal, 2014, 24(12): 90-95. DOI: 10.16265/j.cnki.issn1003-3033.2014.12.020. (in Chinese)

[2] ABD-ELAAL E S, MILLS J E, MA X. A review of transmission line systems under downburst wind loads [J].

Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2018,179:503-513.DOI:10.1016/j.jweia.2018.07.004.

[3] 陈麒麟,汪大海,向越,等.输电线路下击暴流强风荷载最不利工况研究[J].防灾减灾工程学报,2024,44(1):90-98.DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20220607002.
CHEN Qilin, WANG Dahai, XIANG Yue, et al. Study on critical load cases for transmission lines under downburst [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2024,44(1):90-98.DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20220607002.(in Chinese)

[4] 杨风利,张宏杰,杨靖波,等.下击暴流作用下输电铁塔荷载取值及承载性能分析[J].中国电机工程学报,2014,34(24):4179-4186.DOI:10.13334/j.0258-8013.pcsee.2014.24.023.
YANG Fengli, ZHANG Hongjie, YANG Jingbo, et al. Bearing capacity analysis and load values of transmission towers under thunderstorm downburst [J]. Proceedings of the CSEE, 2014, 34(24):4179-4186.DOI:10.13334/j.0258-8013.pcsee.2014.24.023.(in Chinese)

[5] 朱晓虎,胡晨,周方圆,等.下击暴流作用下输电塔体系的风振响应与优化设计研究进展[J].工程与建设,2022,36(5):1241-1244,1294.DOI:10.3969/j.issn.1673-5781.2022.05.008.
ZHU Xiaohu, HU Chen, ZHOU Fangyuan, et al. Research progress on dynamic response and optional design of transmission tower system under downburst[J].Engineering and Construction, 2022, 36(5): 1241-1244, 1294. DOI: 10.3969/j.issn.1673-5781.2022.05.008.(in Chinese)

[6] 魏文晖,周翔,邓晨,等.基于能量法的下击暴流作用下输电塔线体系失效倒塌研究[J].建筑科学与工程学报,2020,37(6):73-80.DOI:10.19815/j.jace.2020.05074.
WEI Wenhui, ZHOU Xiang, DENG Chen, et al. Research on failure and collapse of transmission tower line system under downburst action based on energy method [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(6): 73-80. DOI: 10.19815/j.jace.2020.05074.(in Chinese)

[7] 瞿伟廉,王锦文.下击暴流风荷载的数值模拟[J].武汉理工大学学报,2008,30(2):70-74.DOI:10.3963/j.issn.1671-4431.2008.02.018.
QU Weilian, WANG Jinwen. Numerical simulation of downburst wind loads [J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2008, 30(2): 70-74. DOI: 10.3963/j. issn. 1671-4431.2008.02.018.(in Chinese)

[8] ROSA M O, ROLAMD L B. A simple, analytic 3-dimensional downburst model based on boundary layer stagnation flow: 88N28058 [R]. Hampton: NASA Technical Memorandum, 1988.

[9] VICROY D D. Assessment of microburst models for downdraft estimation [J]. Journal of Aircraft, 1992, 29(6): 1043-1048. DOI:10.2514/3.46282.

[10] EL DAMATTY A, ELAWADY A. Critical load cases for lattice transmission line structures subjected to downbursts: Economic implications for design of transmission lines [J]. Engineering Structures, 2018, 159: 213-226. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.12.043.

[11] FANG Z Y, WANG Z S, ZHU R Y, et al. Study on wind-induced response of transmission tower-line system under downburst wind[J].Buildings,2022,12(7):891.DOI:10.3390/buildings12070891.

[12] AHMED A, EL DAMATTY A. Dynamic response of conductors during transmission tower failure under downburst loads [J]. Engineering Structures, 2024, 305: 117727. DOI: 10.1016/j.engstruct.2024.117727.

[13] 韩承永,吴磊,胡晨,等.下击暴流作用下羊角型输电塔的风振动力响应与倒塌破坏分析[J].建筑钢结构进展,2024,26(8):78-86.DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.08.009.
HAN Chengyong, WU Lei, HU Chen, et al. Wind-induced dynamic response and collapse failure of sheep-horn transmission tower under downburst effect [J]. Progress in Steel Building Structures,2024,26(8):78-86.DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.08.009.(in Chinese)

[14] 徐金城,耿淑伟,肖峰,等.内悬浮外拉线抱杆风振响应研究[J].合肥工业大学学报(自然科学版),2016,39(11):1531-1535.DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2016.11.019.
XU Jincheng, GENG Shuwei, XIAO Feng, et al. Research on wind-induced response for inner suspended and outer guyed holding poles [J]. Journal of Hefei University of Technology (Natural Science), 2016, 39(11): 1531-1535. DOI: 10.3969/j.issn.1003-5060.2016.11.019.(in Chinese)

[15] 张福轩,万建成,程更生,等.架空输电线路铁塔组立施工技术标准体系优化研究与建议[J].中国电力,2017,50(11):59-64.DOI:10.11930/j.issn.1004-9649.201702057.
ZHANG Fuxuan, WAN Jiancheng, CHENG Gengsheng, et al. Optimization research on technical standard system for assembly and erection construction of the steel towers of overhead transmission line[J].Electric Power,2017,50(11):59-64.DOI:10.11930/j.issn.1004-9649.201702057.(in Chinese)

[16] 刘菊芳,刘小会,陶亚光,等.不同预应力施加方式对预绞式金具紧固性能的影响[J].三峡大学学报(自然科学版),2022,44(1):94-100.DOI:10.13393/j.cnki.issn.1672-948x.2022.01.014.
LIU Jufang, LIU Xiaohui, TAO Yaguang, et al. Effect of different prestressing methods on fastening performance of pre-twisted fittings [J]. Journal of China Three Gorges University (Natural Sciences), 2022, 44(1): 94-100. DOI: 10.13393/j.cnki.issn.1672-948x.2022.01.014.(in Chinese)

[17] GB 50009—2012 建筑结构荷载规范[S].
GB 50009—2012 Load code for the design of building structures [S].(in Chinese)

[18] CHEN L Z, LETCHFORD C W. A deterministic - stochastic hybrid model of downbursts and its impact on a cantilevered structure [J]. Engineering Structures, 2004, 26(5): 619-629. DOI:10.1016/j.engstruct.2003.12.009.

(下转第122页)