

基于精细化有限元模型的风电机组导管架支撑结构地震响应研究

尹禧龙¹, 王宇航², 孙秋菊¹, 王李吉¹, 王雪迪¹, 刘子昂^{2*}

(1. 上海勘测设计研究院有限公司, 上海 200335; 2. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400044)

摘要: 以某13.6 MW海上风机纯钢导管架支撑结构为原型, 基于ABAQUS开展整塔精细化建模。模态分析结果表明, 结构 x 、 y 向振型特性接近, 两个方向均以前四阶振型贡献为主。选取3条地震动记录开展弹塑性动力时程分析, 结果表明: 6度罕遇地震动作用下, 塔顶位移主要受偏心重力效应控制; 8度罕遇地震动作用下, 塔顶位移主要受地震动影响; 同一地震动作用下, 塔顶相对位移、塔底弯矩与塔底剪力的时程波形保持一致, 幅值随峰值加速度(PGA)呈线性增长; 8度罕遇地震动作用下, 导管架支撑结构未发生破坏。3条地震波作用下的塔顶位移从大到小依次为波1、波3、波2, 塔底弯矩和剪力从大到小依次为波2、波1、波3, 表明塔顶位移不宜单独作为评判塔体抗震性能的指标。结构位移响应以一阶振型为主, 位移放大系数与结构一阶自振周期对应的反应谱值呈正相关。波1、波3作用下的弯矩时程以一阶振型为主, 剪力时程受一阶、三阶振型共同控制; 波2作用下弯矩时程的前三阶振型贡献相当, 剪力时程以三阶振型为主。尽管波1、波3对应一阶振型位置的反应谱值较低, 但二者对导管架支撑结构的塔顶位移、塔底弯矩及塔底剪力影响显著, 说明风电机组导管架支撑结构抗震设计需要重视地震动长周期成分带来的响应效应。

关键词: 风电机组; 导管架支撑结构; 精细化有限元模型; 模态分析; 地震响应; 时程分析; 谱分析

中图分类号: P752, TM315, TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)09-0023-08

DOI: 10.13969/j.jzgigjz.20250109003

Seismic Response of a Wind Turbine Jacket Support Structure Based on a Refined Finite Element Model

YIN Xilong¹, WANG Yuhang², SUN Qiuju¹, WANG Liji¹, WANG Xuedi¹, LIU Ziang^{2*}

(1. Shanghai Geotechnical Engineering Investigation Design Institute Co., Ltd., Shanghai 200335, China;

2. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400044, China)

*Corresponding author: 1051981233@qq.com

Abstract: A refined full-tower model of the steel jacket support structure of a 13.6 MW offshore wind turbine was established using ABAQUS. Modal analysis showed that the vibration modes in the x - and y -directions were similar, with the first four modes dominating in each direction. Elastoplastic dynamic time-history analyses under three seismic ground motions indicated that the tower-top displacement was primarily influenced by eccentric gravity under rare earthquakes of 6 degree, and by ground motion under rare earthquakes of 8 degree. Under the same ground motion, the relative displacement time histories at the tower top, as well as the bending moment and shear force time histories at the tower base, exhibited identical waveforms, with amplitudes increasing linearly with peak ground acceleration (PGA).

收稿日期: 2025-01-09

基金项目: 上海勘测设计研究院有限公司科技项目(2021FD(8)-020)

作者简介:

尹禧龙(2000—), 男, 硕士, 助理工程师, 主要从事海上风电方面的研究。E-mail: yin_xilong@sidri.com。

通信作者:

刘子昂(1998—), 男, 博士研究生, 主要从事风电结构方面的研究。E-mail: 1051981233@qq.com。

The jacket support structure remained intact under rare earthquakes of intensity 8. The tower-top displacements from largest to smallest is wave 1, wave 3, wave 2, whereas the tower-base bending moments and shear forces from largest to smallest is wave 2, wave 3, wave 1, demonstrating that tower-top displacement alone could not characterize seismic performance. The displacement responses were dominated by the first mode, and the displacement amplification factors were positively correlated with the response spectrum values at the first natural period. For Waves 1 and 3, the bending moment time histories were dominated by the first mode, whereas the shear force time histories were dominated by the first and third modes. For Wave 2, the contributions of the first three modes to the bending moments were comparable, and shear force time histories were dominated by the third mode. Despite the low response spectrum values corresponding to the first mode of Waves 1 and 3, they significantly influenced the tower-top displacements, base bending moments, and shear forces. These findings highlight the effects of long-period ground-motion components on the seismic response of wind turbine jacket support structures should be considered.

Keywords: wind turbine; jacket support structure; refined finite element model; modal analysis; seismic response; time-history analysis; spectrum analysis

风能属于清洁高效的可再生能源,具备巨大的商业化开发潜力。随着化石能源逐步消耗与全球能源问题凸显,风能资源开发越来越受到行业重视^[1-2]。

风电塔是实现风能向电能转换的装置,由风电机组和支撑结构两部分组成,其中风电机组是能源转换的核心组件,包含机舱、轮毂、叶片;支撑结构布置于风电机组下部,包括塔筒和基础结构。支撑结构承担各类环境荷载,保障风电机组安全运行^[3]。风电机组导管架支撑结构特指采用导管架基础形式的海上风电塔支撑体系。陆上风电塔较多采用重力式基础、桩基础;海上风电塔基础形式更加丰富,以适配不同水深条件。按照适用水深由浅至深排序,常见海上风电基础包括重力式基础、单桩基础、多桩基础、吸力筒基础、导管架基础、漂浮式基础等。基础造价约占海上风电场总工程造价的20%~30%^[4]。

导管架基础一般由上部桁架(导管架结构)与下部群桩基础两部分组成。桩基础顶部伸出海床并与导管架相连;导管架上部高出水面,通过转接段与上部塔筒相接。

我国海上风电开发正由浅海走向深远海。导管架结构凭借刚度大、固有频率高、振动幅值小、自重较轻、施工安装便捷等优势,已成为20~60 m水深海域的主流基础方案。统计数据显示,截至2022年底,采用导管架基础的海上风电装机容量占全国海上风电总装机容量的17%,并且保持较快增长态势^[5]。早期风电塔设计往往忽略地震作用影响。随着风电产业发展,大量风电场选址于我国东南沿海、韩国沿岸、日本海、美国加利福尼亚海岸等高地震烈度区域,地震荷载在结构设计中的作用愈发关键。由此,风电机组支撑结构的地震响应问题逐步得到国内外研究者关注。当前针对海上风电机组导管架支撑结构的抗震性能研究较少。

刘凌飞^[6]基于ANSYS将风电机组导管架支撑结构简化为梁单元模型,开展了模态分析和地震响应计算,其中地震荷载采用振型分解反应谱法求解。陈安龙^[7]提出了一种配置新型管接头的导管架结构,并基于ANSYS

有限元模型对比了该结构与传统导管架结构的抗震性能,但研究未考虑基础以上的主体结构。JAMES等^[8]基于ABAQUS,将导管架基础风机简化为梁单元模型,研究了不同桩身、导管架几何参数下10 MW风机导管架支撑结构的变形与倒塌敏感性,讨论了高阶模态与地震竖向分量对结构响应的影响。宋雨果^[9]提出了一种改进的整体耦合数值分析方法,以此研究不同桩-土相互作用模拟方式对海上风电结构在风、波、震共同作用下动力特性与耦合响应机制的影响,但其地震输入仅选取了El-Centro单条地震波。赵生桥等^[10]基于FAST v8建立了风电机组全耦合地震分析模型,分析了导管套海上风电机组在地震和风浪共同作用下的运动响应,提出了机电安全控制-mtmd联合阻尼控制策略。ROMERO-SÁNCHEZ等^[11]借助OpenFAST模型研究了风向、地震输入方向对导管架支撑结构响应的影响。结果表明:侧向激励下结构加速度响应最大;当地震动输入方向与导管架底部对角线对齐而非与风向对齐时,结构内力响应最为显著。NGO等^[12]采用数值分析方法,基于ABAQUS与GH-Blade对比了吸力桶、单桩、导管架三种基础形式海上风电塔的抗震性能,分析风震耦合作用下的结构易损性。

综上,现有关于海上风电机组导管架支撑结构的研究大多采用简化有限元或数值模型,对风电机组本体、地震作用进行不同程度简化:例如采用梁或桁架等效实际构造、仅开展导管架基础局部分析、采用反应谱法计算地震效应、仅输入单条地震波等。上述处理难以真实复现结构局部细部响应,进而影响整体响应模拟精度;针对精细化全塔有限元模型开展导管架支撑结构地震时程分析的研究仍较为少见。

为此,本文以上海勘测设计研究院有限公司设计并规模化应用的某13.6 MW导管架基础海上风电塔为原型,基于ABAQUS构建精细化全塔有限元模型,研究多条地震动输入下结构的地震响应规律,可为后续相关试验研究提供理论参考。

1 有限元模型建立

1.1 原型结构简介

本文以上海勘测设计研究院有限公司设计建造的某13.6 MW海上纯钢导管架风电塔作为研究原型(图1),研究对象取海床以上部分。如图1a)所示,自上而下依次为机头(含机舱、轮毂、叶片)、钢塔、转接段、导管架、桩基础(海床以上部分)。

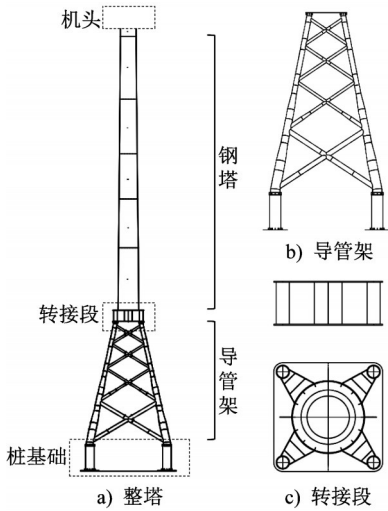


图1 原型结构

Fig. 1 Prototype structure

整塔钢材为Q355钢,轮毂高度约为195 m,其中桩基础顶部距海床11 m,导管架高53 m,转接段高7 m,钢塔高121 m,轮毂中心距钢塔顶面约3 m,底部桩基础轴心距离为30 m。整塔总质量约3 060 t,其中机头质量约670 t,转接段质量约300 t。钢塔段壁厚为25~50 mm,外径为6~8 m,导管架管件壁厚为30~80 mm,外径为0.78~2.75 m,桩基础壁厚为60 mm,外径为3.3 m,转接段钢板厚度为30~90 mm。

1.2 有限元模型

基于ABAQUS完成整塔精细化建模,如图2所示,精细还原了原型结构14类导管架主管杆件、23类导管架支管杆件、9类导管架节点构造(含3类KK型、2类YY型、4类X型)及6类钢塔大直径杆件,建模范围包含海床以上桩基础;不考虑土-结构的相互作用与水体的影响;转接段保留主要受力构件,对次要构件进行简化,如图1c)所示。机头采用了集中质量点模型,质量、转动惯量及质点位置与原型重心保持一致。

本文规定机头头部指向尾部为x轴正向,水平面由x轴正向逆时针转90°为y轴正向;机头质心沿x轴负向偏心1.6 m,y向无偏心;质点与钢塔顶部建立耦合约束。

由于整塔构件均为薄壁钢管或钢板,三维壳单元相比实体单元兼具计算精度与求解效率,因此整塔采用



图2 整塔有限元模型

Fig. 2 Finite element model of whole tower

S4R单元建模。钢材采用理线弹塑性本构模型,弹性模量取 2.05×10^5 MPa,屈服强度为355 MPa,泊松比为0.3,钢材密度为 $7.85\text{ t}\cdot\text{m}^{-3}$ 。

钢塔、转接段、导管架之间采用Tie绑定约束;导管架与桩基础通过参考点实现耦合。4根桩基础底部耦合至底面中心参考点;模态分析阶段该参考点设为完全固定约束;开展地震时程分析时,在地震输入方向施加加速度时程,其余自由度保持固定。

2 模态分析

2.1 模态分析结果

采用ABAQUS的Lanczos求解器开展风电塔模态分析,特征向量采用质量归一化方式,计算前20阶模态,提取x、y方向前五阶模态,模态频率如表1所示,模态振型如图3所示。

表1 x、y向前五阶模态

Table 1 The first five modes in x and y directions

模态	频率/(Hz)	有效质量/t	有效质量比/%
y向一阶	0.218 08	1 006.60	32.92
x向一阶	0.220 87	1 035.10	33.85
y向二阶	1.080 70	337.41	11.03
x向二阶	1.250 10	379.66	12.42
y向三阶	2.403 70	781.43	25.55
x向三阶	2.542 30	791.56	25.88
y向四阶	3.684 80	568.83	18.60
x向四阶	3.779 80	493.24	16.13
y向五阶	5.657 30	106.04	3.47
x向五阶	5.681 70	100.20	3.28
y向总计	—	2 800.60	91.58
x向总计	—	2 800.90	91.59

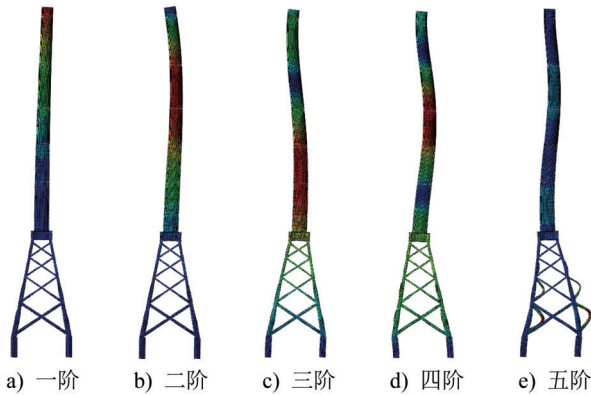


图3 风电塔x向前五阶振型图

Fig. 3 Wind turbine tower first five modes in x direction

其中有效质量比的计算公式如下:

$$\gamma_i = \{\phi_i\}^T [M] \{I\} \quad (1)$$

$$M_i^* = \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} \quad (2)$$

$$M_{\text{eff},i} = \frac{\gamma_i^2}{M_i^*} \quad (3)$$

$$M_{\text{eff},i}^* = \frac{M_{\text{eff},i}}{M} \quad (4)$$

式中: γ_i 为第 i 阶模态的振型参与系数, 表达存在争议, 以本式为准; $[M]$ 为结构质量矩阵; $\{I\}$ 为单位向量, $\{\phi_i\}$ 为第 i 阶振型; M_i^* 为第 i 阶模态的广义振型质量; $M_{\text{eff},i}^*$ 为第 i 阶模态的振型有效质量; $M_{\text{eff},i}$ 为第 i 阶模态的振型有效质量比; M 为结构总质量, 即 3 058 t。当特征向量归一化方法选用质量归一时, ABAQUS 将对特征向量 $\{\phi_i\}$ 归一化处理, 此时,

$$M_i^* = \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} = 1 \quad (5)$$

$$M_{\text{eff},i} = \gamma_i^2 \quad (6)$$

$$M_{\text{eff},i}^* = \frac{\gamma_i^2}{M} \quad (7)$$

模态分析结果表明: 风电机组导管架支撑结构的 x 向自振频率与 y 向自振频率非常接近, 仅第二阶自振频率差异相对明显。除机头外结构 x 、 y 向构造完全相同, 由此可知机头偏心主要对结构第二阶模态产生影响。 x 、 y 向前五阶累积有效质量比均超过 90%, 足以表征结构地震响应特性; 结构响应以前四阶振型贡献为主, 其中一阶、三阶振型占比突出, x 向有效质量比分别为 33.85%, 25.88%, y 向有效质量比分别为 32.92%, 25.55%, 动力分析过程中应当重点关注。

2.2 结构阻尼计算

钢结构阻尼比通常取 2%~5%, 考虑海上环境带来的土体阻尼、气动阻尼、海洋阻尼等, 本文统一取材料阻尼比 5%, 采用瑞雷阻尼理论进行计算:

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (8)$$

瑞雷阻尼系数简化计算公式如下:

$$\alpha = \frac{4\pi f_i f_j \xi}{(f_i + f_j)} \quad (9)$$

$$\beta = \frac{\xi}{\pi(f_i + f_j)} \quad (10)$$

式中: $[C]$ 、 $[M]$ 、 $[K]$ 分别为结构的阻尼、质量、刚度矩阵; α 、 β 为瑞雷阻尼系数; ξ 为考虑的结构阻尼比; f_i 、 f_j 为结构的二阶自振频率, 依据模态分析结果, 主要考虑一~四阶振型反应, f_i 、 f_j 分别取一阶、四阶 x 向自振频率。

经计算, α 取 0.068 947 3, β 取 0.036 258 1。此时结构一阶、四阶振型阻尼比为 5%, 二阶、三阶振型阻尼比约为 3%。

3 弹塑性动力时程分析

3.1 地震动的选择

以我国抗震设计规范^[13]规定的设计反应谱为目标反应谱; 风电场对应地震分组为第二组, 场地类别为 II 类场地, 特征周期 T_g 为 0.4 s, 阻尼比 ξ 为 0.05。从美国太平洋地震研究中心 PEER 的 NGA-West2 数据库选取 3 条地震动记录, 本次研究为理论研究, 不额外生成人工地震波。选取的地震动信息如表 2 所示, 后文记为波 1、波 2、波 3。根据抗震设计规范, 截取地震时程曲线上首个和最后一个幅值大于等于最大幅值 10% 之间的记录作为有效地震动, 对应时长为有效持时。所选地震动的 β 反应谱如图 4 所示。

表2 地震动信息

Table 2 Ground motion information

编号	RSN (地震编号)	地震名称	台站	发生 年份	有效 持时/s
1	8 142	Christchurch, New Zealand	TPLC	2011	23.58
2	1 282	Chi-Chi, Taiwan	HWA033	1999	38.60
3	186	Imperial Valley-06	Niland Fire Station	1979	31.55

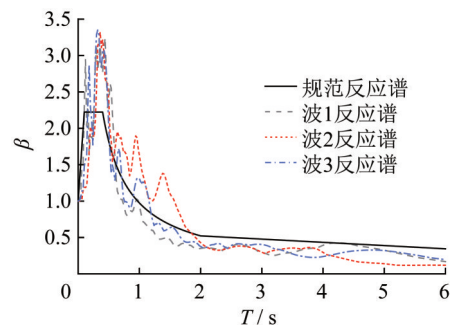


图4 地震动反应谱

Fig. 4 Seismic response spectrum

3.2 荷载输入

将3条地震动的加速度时程统一调整时间步长为0.01 s,并做幅值调幅处理,使各条波的峰值加速度分别为0.125 g,0.220 g,0.400 g,对应6度、7度、8度罕遇工况;地震动沿x正向输入,共计9个工况,如表3所示,工况按“地震编号-烈度等级”命名。

表3 地震动工况
Table 3 Seismic load case

工况	地震动	峰值加速度/g
1-6	波1	0.125
1-7	波1	0.220
1-8	波1	0.400
2-6	波2	0.125
2-7	波2	0.220
2-8	波2	0.400
3-6	波3	0.125
3-7	波3	0.220
3-8	波3	0.400

由于风电塔机头集中质量大,且质心位置高;本模型机头质量为670 t,约占整塔重量的22%,高度为195 m,属于顶部带集中质量的长悬臂结构,机头重力会产生显著的P-Δ效应,从而影响试验结果,因此计算时必须计入自重作用。

在ABAQUS中先设置静力通用分析步施加重力荷载,取 $g=10\text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$,再建立动力隐式分析步,读入9组地震动加速度时程,开展时程计算。

3.3 地震响应分析

3.3.1 位移时程分析

在重力与地震共同作用下,导管架风电塔塔顶的位移时程如图5所示。

由图可知:在同一地震动的不同工况下,塔顶位移时程波形一致,仅幅值存在差异;位移时程初始零点不在原点,而是-76.5 mm,该初始偏移由机头偏心重力造成;不同工况下,机头位移均以初始位置为中心;当地震动幅值为0.125 g(1-6、2-6、3-6工况),塔顶主要向偏心一侧摆动,塔顶位移主要受机头重力偏心控制;当地震动幅值为0.220 g时,塔顶在两侧摆动,但偏心侧位移幅值仍然更大,偏心重力的影响依旧显著;当地震动幅值为0.400 g时,塔顶双向摆动幅值基本相当,机头偏心重力带来的影响明显减弱。

将塔顶位移减去初始偏心位移和塔底位移,得到塔顶相对位移,各工况塔顶相对位移时程的幅值如图6所示。

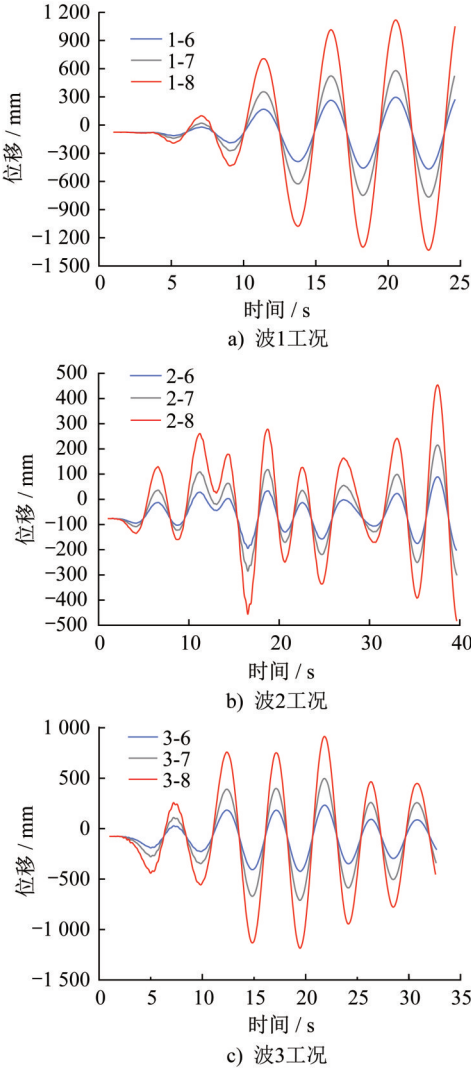


图5 塔顶位移时程

Fig. 5 Displacement time-history of tower top

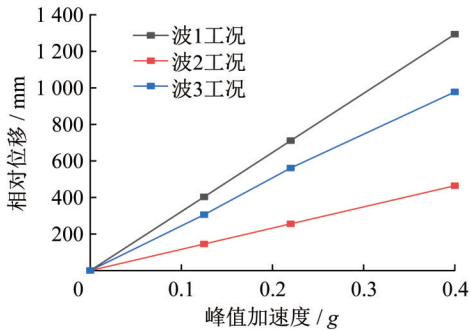


图6 塔顶相对位移幅值

Fig. 6 Relative displacement amplitude of tower top

将塔顶相对位移除以塔底位移幅值(PGD),即求得归一化塔顶相对位移,表征塔顶相对位移与PGD的相对比例大小,归一化塔顶相对位移的幅值即为位移放大系数。同时将各工况塔底位移时程归一化为1,得到归一化地震动位移时程。各工况的归一化塔顶相对位移时程及归一化地震动位移时程如图7所示。

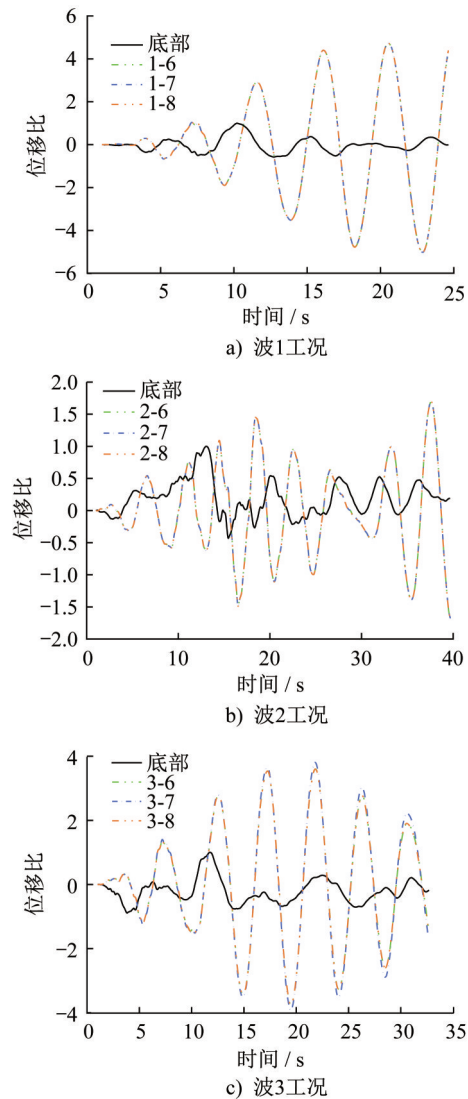


图7 归一化塔顶相对位移时程和归一化地震动位移时程
Fig. 7 Normalized relative displacement time-history of tower top and normalized seismic ground displacement time-history

由图7可知:同一地震动不同幅值工况下,归一化塔顶相对位移时程几乎完全重合。本模型钢材采用理想弹塑性本构,但在 $0.125g$ 、 $0.220g$ 、 $0.400g$ 地震动作用下,结构几乎没有塑性变形发展;图6中塔顶相对位移幅值随峰值加速度线性增大也印证这一结论。这说明在理想弹塑性材料假设前提下,该风电机组导管架支撑结构可以承受8度罕遇地震动($0.400g$)而不发生破坏。

对比底部地震动输入与塔顶位移可以发现,风电机组导管架支撑结构在3条地震动作用下的平均位移放大系数分别为4.87、1.94、4.34(表4),从大到小依次为波1、波3、波2,说明不同地震动产生的结构位移响应有较大差异,因此需要关注地震动频谱特性对结构位移响应的影响。塔顶位移相对于地基输入存在约一个相位的振动滞后,表现为位移曲线波峰、波谷大致与地基输入位

移曲线斜率极值点相交,这与前文分析的结构响应以一阶、三阶振型为主的判断相吻合。对3条地震动作用下结构的归一化塔顶位移时程进行傅里叶变换,得到傅里叶谱如图8所示。

表4 位移幅值和位移放大系数

Table 4 Displacement amplitude and displacement amplification factor

工况	塔底位移幅值/mm	塔顶相对位移幅值/mm	位移放大系数	平均位移放大系数
1-6	80.50	390.89	4.855 7	
1-7	141.68	690.43	4.873 1	4.869 4
1-8	257.51	1 256.48	4.879 4	
2-6	85.54	165.84	1.938 9	
2-7	150.55	291.82	1.938 4	1.938 3
2-8	273.81	530.56	1.937 7	
3-6	81.05	346.89	4.280 1	
3-7	142.64	634.39	4.447 4	4.335 1
3-8	259.35	1 109.40	4.277 6	

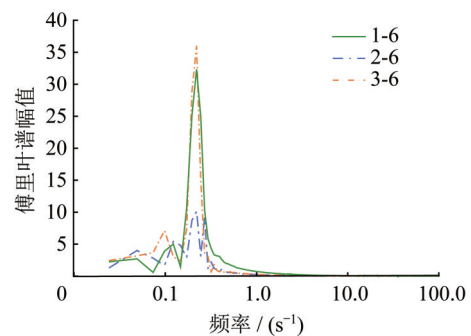


图8 塔顶相对位移傅里叶谱
Fig. 8 Fourier spectrum of relative displacement of tower top

3条地震动下位移傅里叶谱幅值均出现在风电塔一阶频率约0.22 Hz位置,其他阶频率对应的傅里叶幅值较小,证明结构位移响应以一阶振型为主。对照图4中3条地震动的反应谱可知,在结构一阶周期 T 为4.55 s处,反应谱值从大到小依次为波1、波3、波2,与位移放大系数的排序一致。

3.3.2 塔底弯矩和剪力时程分析

在重力和地震动作用下,导管架风电塔塔底的弯矩、剪力时程及其幅值如图9~14所示。

由图11~14可知:同一地震动不同幅值作用下,塔底弯矩和剪力时程的波形相同,幅值随峰值加速度线性增长。由图9、10可知:3条地震波作用下塔底弯矩、剪力响

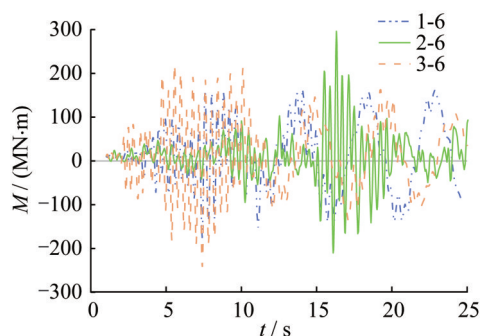


图9 塔底弯矩时程

Fig. 9 Bending moment time-history of tower bottom

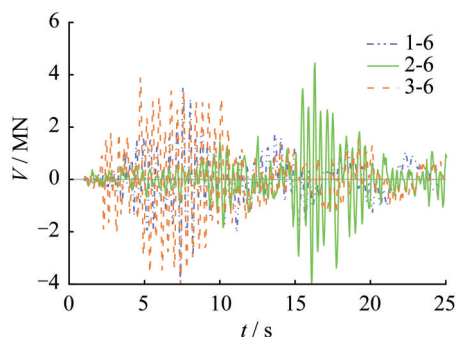


图10 塔底剪力时程

Fig. 10 Shear force time-history of tower bottom

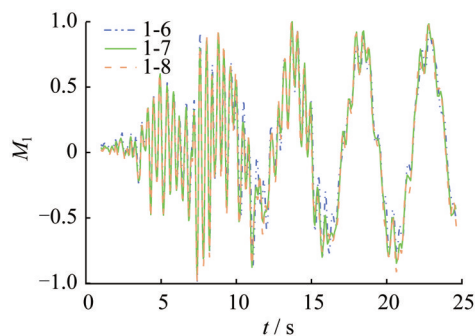


图11 归一化塔底弯矩时程

Fig. 11 Normalized bending moment time-history of tower bottom

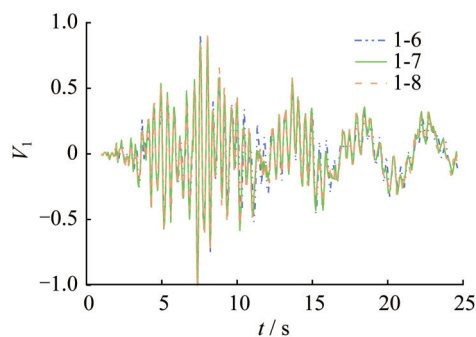


图12 归一化塔底剪力时程

Fig. 12 Normalized shear force time-history of tower bottom

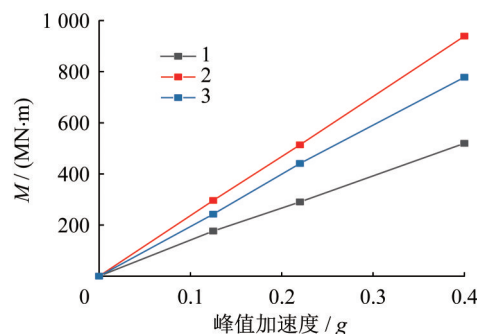


图13 塔底弯矩幅值

Fig. 13 Bending moment amplitude of tower bottom

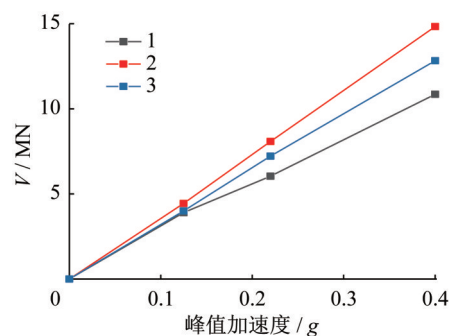


图14 塔底剪力幅值

Fig. 14 Shear force amplitude of tower bottom

应从大到小依次为波2、波1、波3,该规律与表4中塔顶位移从大到小依次为波1、波3、波2的顺序并不一致,说明塔顶位移与塔底弯矩不存在正相关关系,塔顶位移不能单独作为衡量塔体抗震性能的评价指标。

对归一化的塔底弯矩和剪力进行傅里叶变换,得到塔底弯矩和剪力的傅里叶谱如图15、16所示。

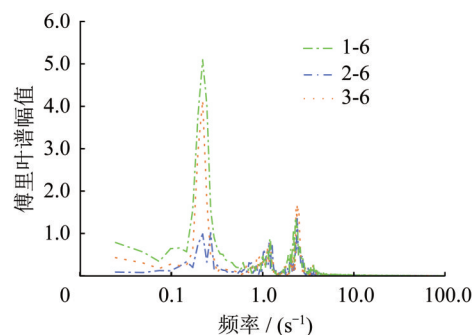


图15 塔底弯矩傅里叶谱

Fig. 15 Fourier spectrum of bending moment of tower bottom

可见与塔顶位移只突出一阶频率不同,塔底弯矩与剪力傅里叶谱峰值分布在0.22 Hz、1.20 Hz、2.40 Hz附近,对应结构前三阶自振频率。波1、波3作用下的弯矩时程以一阶振型为主,剪力时程由一阶、三阶振型共同主导;波2作用下弯矩时程的前三阶幅值相近,剪力时程以三阶振型为主。

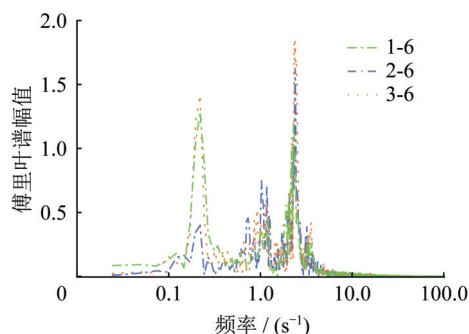


图16 塔底剪力傅里叶谱

Fig. 16 Fourier spectrum of shear force of tower bottom

结合图4的地震反应谱,波1、波3在一阶振型对应周期位置的反应谱值低于三阶振型的相应值,但一阶振型却控制了风电机组导管架支撑结构的塔顶位移时程,并对塔底弯矩、塔底剪力影响显著。波2在0.22 Hz附近的反应谱值偏低,一阶振型影响有所减弱,但仍不可忽略。由此可见,风电机组导管架支撑结构抗震分析应当重点关注地震动长周期成分对结构地震响应的影响。

4 结论

本文以上海勘测设计研究院有限公司设计并规模化建造的某13.6 MW海上风机全钢导管架支撑结构为原型,基于ABAQUS建立精细化有限元模型,输入3条不同强度等级的地震动开展地震响应计算,得到主要结论如下:

(1) 风电机组导管架支撑结构 x 向与 y 向自振频率整体接近;机头偏心主要对结构二阶模态产生影响。由模态有效质量比可知,结构动力响应以前四阶振型为主,一阶、三阶振型贡献尤为突出,工程分析中需要重点关注。

(2) 机头偏心重力会造成塔顶产生初始静位移;6度罕遇地震工况下塔顶主要向偏心侧摆动,位移受机头偏心重力主导;8度罕遇地震工况下塔顶双向摆动幅值基本相当,机头偏心重力效应影响明显降低。

(3) 同一地震动不同调幅水平下,塔顶相对位移、塔底弯矩、塔底剪力的时程波形不变,响应幅值随PGA线性增长。在理想弹塑性本构假设条件下,该导管架风电塔在8度罕遇地震(0.400 g)作用下几乎无塑性发展,结构未发生破坏。3条地震波计算结果显示塔顶位移从大到小依次为波1、波3、波2,塔底弯矩、剪力从大到小依次为波2、波1、波3,二者不存在正相关关系,塔顶位移不宜单独作为塔体抗震性能评价指标。

(4) 傅里叶谱分析表明,结构位移响应以一阶振型为主,位移放大系数与结构一阶自振周期对应的反应谱值呈正相关。波1、波3作用下弯矩以一阶振型为主,剪

力受一阶、三阶振型共同控制;波2作用下弯矩的前三阶振型贡献相当,剪力响应以三阶振型为主。

(5) 波1、波3对应一阶振型位置的反应谱值虽低于三阶振型的反应谱值,但依旧对塔顶位移、塔底弯矩以及塔底剪力产生显著控制效果。因此大型海上风电机组导管架支撑结构抗震设计,需要着重考虑地震动长周期成分带来的结构响应。

参考文献:

- [1] DAI K S, BERGOT A, LIANG C, et al. Environmental issues associated with wind energy-A review [J]. Renewable Energy, 2015, 75: 911-921. DOI: 10.1016/j.renene.2014.10.074.
- [2] 李少朋, 孟向阳, 许哲. 风电机组结构抗震性能分析[J]. 四川建材, 2020, 46(7): 215-216. DOI: 10.3969/j.issn.1672-4011.2020.07.111.
LI Shaopeng, MENG Xiangyang, XU Zhe. Seismic performance analysis of wind turbine structures [J]. Sichuan Building Materials, 2020, 46(7): 215-216. DOI: 10.3969/j.issn.1672-4011.2020.07.111. (in Chinese)
- [3] 吕冬霖, 孙海林, 祝磊. 带叶片海上风力塔架结构模型振动台试验研究及有限元模拟[J]. 工业建筑, 2025, 55(3): 100-108. DOI: 10.3724/j.gyjs.G23030301.
LYU Donglin, SUN Hailin, ZHU Lei. Shaking table tests and finite element analysis of an offshore wind turbine model with blades [J]. Industrial Construction, 2025, 55(3): 100-108. DOI: 10.3724/j.gyjs.G23030301. (in Chinese)
- [4] 项颖, 王珏. SSI效应对重力式风机动力特性及地震响应的影响分析[C]//中国力学大会-2021+1论文集(第二册). 2022: 1-13.
XIANG Ying, WANG Jue. Analysis of the SSI effect on the dynamic characteristics and seismic response of gravity-based wind turbines [C]//Proceedings of China Mechanics Conference-2021+1 (volume 2). 2022: 1-13. (in Chinese)
- [5] WILLIAMS R, ZHAO F. Global offshore wind report 2024 [R]. Brussels: Global Wind Energy Council, 2024.
- [6] 刘凌飞. 采用导管架结构的近海风力发电机支撑结构的研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2012.
LIU Lingfei. Research on offshore wind turbine support structure with jacket structure [D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2012. (in Chinese)
- [7] 陈安龙. 新型抗震导管架力学特性研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2020.
CHEN Anlong. Study on mechanical properties of new anti-seismic jacket [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2020. (in Chinese)
- [8] JAMES M, HALDAR S. Seismic vulnerability of jacket supported large offshore wind turbine considering multidirectional ground motions [J]. Structures, 2022, 43: 407-423. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.06.049.

(下转第40页)