

DOI: 10.11779/CJGE20231025

近海单桩式风机地震响应分区耦合分析方法

徐小凤¹, 陈少林^{*1}, 孙杰²

(1. 南京航空航天大学民航学院土木与机场工程系, 江苏南京 211106; 2. 中国能源建设集团江苏省电力设计院有限公司, 江苏南京 211106)

摘要: 海上风机是低碳可持续能源的重要战略选择之一, 其地震安全性问题是急需解决的重要课题。将近海单桩式风机三维地震响应问题看作波动散射问题, 结合人工边界条件实现海域场地的波动输入, 并基于广义饱和多孔介质统一计算框架, 发展了一套海水-饱和海床-风机耦合作用高效分区分析方法, 实现了综合考虑土-结构相互作用效应和流固耦合效应的近海单桩式风机三维地震响应分析, 并分析了海水深度、海床波速和地震波入射角度对近海单桩式风机地震响应的影响。分析结果表明, 海水深度和海床剪切波速的变化, 一方面会改变自由场, 另一方面会改变海域场地-风机体系的自振特性, 从而影响风机结构的地震反应。当海水增加到某深度时, 体系自振频率与地震波输入频率接近时, 风机的地震响应会急剧增大; 海床剪切波速对塔底弯矩的影响要比对位移的影响大; 当入射角度增大时, 塔顶水平向位移和加速度以及塔底弯矩均有不同程度的减小, 塔顶竖向位移和加速度均有不同程度的增大。本文没有考虑海床和风机的非线性, 考虑非线性时的影响规律需进一步研究。

关键词: 近海单桩式风机; 地震响应分析; 土-结构相互作用; 流固耦合

中图分类号: TU435 文献标志码: A 文章编号: 1000-4548(2025)01-0096-10

作者简介: 徐小凤(1999—), 女, 硕士研究生, 主要从事土-结构相互作用和海工结构抗震方面的研究工作。E-mail: xuxiaofeng@nuaa.edu.cn。

Zonal coupling analysis method for seismic response of offshore monopile wind turbine

XU Xiaofeng¹, CHEN Shaolin¹, SUN Jie²

(1. Department of Civil and Airport Engineering, College of Civil Aviation, Nanjing University of Aeronautics and Astronautics, Nanjing 211106, China; 2. Jiangsu Power Design Institute Co., Ltd., China Energy Engineering Group, Nanjing 211106, China)

Abstract: Offshore wind turbines are one of the important strategic choices for low-carbon sustainable energy, and their seismic safety issues need to be solved urgently. The three-dimensional seismic response problem of an offshore monopile wind turbine is regarded as a wave scattering problem, and the fluctuation input of the sea site is realized by combining with the artificial boundary conditions. A set of efficient zoning analysis methods for seawater-saturated seabed-wind turbine coupling are developed based on the unified calculation framework of generalized saturated porous media, and the three-dimensional seismic response analysis of the offshore monopile wind turbine is realized by comprehensively considering the soil-structure and fluid-structure interaction effects. The effects of seawater depth, wave velocity of seabed and incidence angle of seismic waves on the seismic response of the offshore monopile wind turbine are analyzed. The results show that the variation of seawater depth and shear wave velocity of seabed change the free field, and the self-vibration characteristics of the site-wind turbine system in the sea area, thereby affecting the seismic response of the wind turbine structure. When the seawater increases to a certain depth, the seismic response of the wind turbine increases sharply when the self-resonance frequency of the system is close to the input frequency of the seismic waves. The shear wave velocity of seabed has a greater influence on the bending moment at the bottom of the tower than on the displacement. When the incidence angle increases, the horizontal displacement and acceleration of the top of the tower and the bending moment at the bottom of the tower decrease to varying degrees, and the vertical displacement and acceleration at the top of the tower increase to different degrees. The nonlinearities of the seabed and wind turbine are not considered, and their influence laws needs to be further studied.

Key words: offshore monopile wind turbine; seismic response analysis; soil-structure interaction; fluid-structure interaction

基金项目: 国家自然科学基金项目(U2039209, 51978337); 南京航空航天大学科研与实践创新计划项目(xcxjh20220703)

收稿日期: 2023-10-18

*通信作者 (E-mail: iemcs1@nuaa.edu.cn)

0 引言

大力发展可再生能源是加快生态文明建设的重要支撑, 其中海上风机得到了快速发展^[1]。但中国海底地震频繁, 海底地震及其引发的次生灾害会对海工结构造成毁灭性的损害^[2]。因此, 如何保障海上风机的地震安全性是海上风机发展面临的重要问题。

海上风机地震响应分析是保障其地震安全性的主要环节。其中自由场响应作为海上风机地震响应分析的输入, 是研究地震波散射的基础。Thomson^[3]最先给出了层状介质中波传播问题的传递矩阵解, 但国内外学者借此研究时多考虑场地为干土情形。在构建自由场时, 大多直接在底部输入地震动, 忽略自由场的作用^[4], 或只考虑底部、侧面自由场中的一个^[5]。杜修力等^[6]分析指出, 不完整考虑自由场效应将无法得到正确结果。同时直接将海床表面的海域场地地震记录作用在基岩底部计算自由场并不合理。

其次, 人工边界的实施可以将无限域波动散射问题转化为有限域问题来解决。目前人工边界主要有透射边界^[7]、黏性边界^[8]和黏弹性边界^[9]等。

在此基础上, 考虑海水-海床-风机间的相互作用分析。其中海水-结构属于流固耦合, 多简化为Morison方程、辐射波浪理论和附加质量法; 海床-结构属于土-结相互作用, 多简化为集总参数法、子结构法和整体分析直接法, 求解十分不便。冯玉涛等^[10]基于Morison方程实现了考虑动水效应的桩-土-结构地震响应分析。魏凯等^[11]提出了动水附加质量简化有限元计算方法, 并表示Morison方程存在一定的适用范围。Zuo等^[12]利用ABAQUS软件研究了在土-结相互作用下风力机在不同运行状态下的动力响应。Hacifendioğlu^[13]建立了海水-单桩-土耦合的三维数值有限元模型, 分析了场地条件对海上风机的影响。Lee等^[14]采用非线性p-y、t-z曲线和附加质量法考虑了桩-土作用和海水对风机的影响。Kim等^[15]通过建立非线性弹簧单元模拟了桩土相互作用。Francesca等^[16]利用简化模型计算了考虑桩土相互作用的风机结构地震响应。Yang等^[17]发现土-结相互作用显著影响海上风机塔顶位移和泥面弯矩。Wang等^[18]的工作印证了这一结论, 指出分析海上风机地震响应时应考虑气动-伺服-水动-结构弹性耦合及土-结相互作用的影响。目前国内外大多只考虑海水-海床、海床-结构和海水-结构三种耦合中的一个或两个, 且是单向耦合, 并做简化处理, 或同时考虑三种耦合做全显式分析或做全隐式分析, 计算效率有待提高。

基于此, 本文拟将场地采用显式有限元分析, 并统一为广义饱和多孔介质实现耦合, 结构采用隐式有

限元分析, 显隐式通过重叠一层单元实现场地-结构每时步耦合, 结合人工边界条件, 实现海水-饱和海床-风机相互作用高效分区分析, 并探讨海水深度、海床波速、入射角度对海上风机地震响应的影响。

1 基本理论

1.1 问题描述

海水-饱和海床-风机相互作用分析问题本质上属于地震波散射问题, 涉及结构与周围半无限域环境的动力耦合作用。采用数值方法分析无限域波动散射问题时, 一般将无限域截取为有限计算区域, 并通过施加人工边界来考虑无限域的影响, 其具体求解过程为: 自由场分析(结构不存在时的波动分析), 为散射问题分析提供波动输入; 人工边界的实施; 环境介质-结构相互作用分析(海水-海床-风机耦合), 如图1所示。

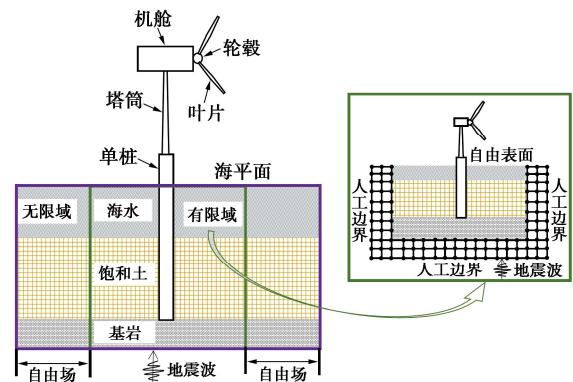


图1 风机地震响应分析示意图

Fig. 1 Schematic diagram of seismic response analysis of wind turbine

1.2 自由场分析

自由场模型一般假设为水平成层半空间模型, 该假设对风机结构地震响应影响较小。如图2(a)所示, 当场地为海水-海床-露头基岩时, 一般将控制点地震动响应折减一半作为基岩半空间的地震输入, 即

$$I^{2s}(t) = \frac{1}{2} R^{1s}(t) . \quad (1)$$

式中: R^{1s} 为#1点实测的露头基岩地震动的地震响应; I^{2s} 指#2点基岩底部的地震输入; t 为时间。

但在海域地震安全性评价及海洋工程结构抗震规范中, 一般给定海床表面的加速度谱或设计谱, 因此需要通过反演得到基岩输入处的地震动(入射波)。本文假设在如图2(b)所示水平成层半空间模型下, 根据已知水-土界面处的控制点A的地震运动, 反演得到基岩半空间控制点B输入处的地震激励, 即

$$H(\omega) = \frac{R^{Ap}(\omega)}{I^{Bp}(\omega)} . \quad (2)$$

式中: ω 为频率; I^{B_p} 为基岩底部控制点 B 处的脉冲波输入; R^{A_p} 为在基岩底部输入脉冲波后海床表面控制点 A 处得到的脉冲波响应, 该响应可根据水的声波方程、Boit 饱和多孔介质运动方程、弹性介质的波动方程, 以及各界面边界条件, 采用传递矩阵方法得到。两者比值得到由 B 点至 A 点的传递函数 H , 并基于 H , 由海床表面控制点 A 处的地震响应 R^{A_s} 反演得到基岩底部控制点 B 处的地震输入 I^{B_s} :

$$I^{B_s}(\omega) = \frac{R^{A_s}(\omega)}{H(\omega)} \quad (3)$$

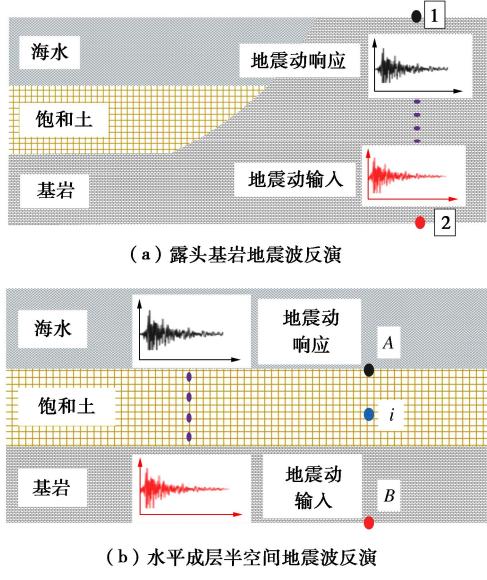


图 2 地震波反演示意图

Fig. 2 Inversion of seismic waves

同样, 若已知水平成层半空间模型任意控制点 i 处地震动, 可反演得到基岩输入处 B 地震动输入。

得到基岩输入处的入射波后, 可得到透射边界区的自由场响应 \mathbf{u}^f 和 \mathbf{U}^f , 分别输入到海水-饱和海床-风机系统的左侧、右侧、前侧、后侧和底部。

1.3 海域场地分析

场地分析包含海水、饱和海床和基岩, 桩基础含在场地内, 与基岩分析相同。该计算区分为人工边界结点区和内部结点区: 人工边界结点采用多次透射公式计算; 内部结点根据广义饱和多孔介质理论, 将基岩(基础)视为孔隙率为 0 的饱和介质, 而海水视为孔隙率为 1 的饱和介质, 海床为孔隙率介于 0~1 的饱和介质。详细推导见参考文献[19, 20]。

(1) 内部结点

内部结点分为一般内部点和界面点, 一般内部点是指具有同一孔隙率的广义饱和介质内部点, 界面点指两种不同孔隙率的广义饱和介质界面处点。

广义饱和多孔介质基本微分方程如下:

固相平衡方程:

$$\mathbf{L}_s^T \boldsymbol{\sigma}' - (1-\beta) \mathbf{L}_w^T P + b(\dot{\mathbf{U}} - \dot{\mathbf{u}}) = (1-\beta) \rho_s \ddot{\mathbf{u}} \quad (4)$$

液相平衡方程:

$$-\beta \mathbf{L}_w^T P + b(\dot{\mathbf{u}} - \dot{\mathbf{U}}) = \beta \rho_w \ddot{\mathbf{U}} \quad (5)$$

相容方程(考虑初始孔压和初始体应变为零时):

$$-\beta P = E_w [\beta e^w + (1-\beta)e^s] \quad (6)$$

式中: \mathbf{L}_s , \mathbf{L}_w 为微分算子矩阵; $\boldsymbol{\sigma}'$ 为有效应力; $b = \beta^2 / k$, k 为流体渗透系数, β 为孔隙率; P 为孔隙水压; \mathbf{u} , \mathbf{U} 分别是固相和液相位移; ρ_s , ρ_w 分别是固相和液相密度; e^s , e^w 分别为固相和液相体应变; E_w 为流体体变模量。

依据微分方程(4)、(5)和相容方程(6)以及边界条件, 利用伽辽金法建立广义饱和多孔介质的有限元空间离散方程, 得到任意内部结点 i 的固相、液相运动平衡方程:

$$\ddot{\mathbf{u}}_i \mathbf{M}_i^s + \mathbf{F}_i^s + \mathbf{T}_i^s - \mathbf{S}_i^s = 0 \quad (7)$$

$$\ddot{\mathbf{U}}_i \mathbf{M}_i^w + \mathbf{F}_i^w + \mathbf{T}_i^w - \mathbf{S}_i^w = 0 \quad (8)$$

式中: \mathbf{u}_i , \mathbf{U}_i 分别为结点 i 的固、液相位移; \mathbf{M}_i^s , \mathbf{M}_i^w 分别为结点 i 的固、液相质量; \mathbf{F}_i^s , \mathbf{F}_i^w 分别为结点 i 的固、液相本构力; \mathbf{T}_i^s , \mathbf{T}_i^w 分别为结点 i 的固、液相黏性阻力; \mathbf{S}_i^s , \mathbf{S}_i^w 分别为结点 i 的固、液相界面力。

对方程(7), (8)采用显式中心差分法进行时间积分, 得到一般内部结点 i 的固、液相位移递推公式:

$$\mathbf{u}_i^{(p+1)} = 2\mathbf{u}_i^p - \mathbf{u}_i^{(p-1)} - \frac{(\Delta t)^2}{m_i^s} (\mathbf{F}_i^s + \mathbf{T}_i^s - \mathbf{S}_i^s) \quad (9)$$

$$\mathbf{U}_i^{(p+1)} = 2\mathbf{U}_i^p - \mathbf{U}_i^{(p-1)} - \frac{(\Delta t)^2}{m_i^w} (\mathbf{F}_i^w + \mathbf{T}_i^w - \mathbf{S}_i^w) \quad (10)$$

式中: 上标 $p-1$, p , $p+1$ 分别为结点 i 的 3 个相邻时刻; Δt 为时间步长。

当结点 i 在同一饱和介质内部时, 根据位移和应力连续条件, 方程(9), (10)中的 \mathbf{S}_i^s , \mathbf{S}_i^w 均为 0, 当在不同饱和介质交界面上时, 方程(9), (10)变为

$$\mathbf{u}_i^{(p+1)} = 2\mathbf{u}_i^p - \mathbf{u}_i^{(p-1)} - \frac{(\Delta t)^2}{m_i^s} (\mathbf{F}_i^s + \mathbf{T}_i^s - \mathbf{S}_{Ni}^s - \mathbf{S}_{Ti}^s) \quad (11)$$

$$\mathbf{U}_i^{(p+1)} = 2\mathbf{U}_i^p - \mathbf{U}_i^{(p-1)} - \frac{(\Delta t)^2}{m_i^w} (\mathbf{F}_i^w + \mathbf{T}_i^w - \mathbf{S}_{Ni}^w - \mathbf{S}_{Ti}^w) \quad (12)$$

$$\mathbf{u}_j^{(p+1)} = 2\mathbf{u}_j^p - \mathbf{u}_j^{(p-1)} - \frac{(\Delta t)^2}{m_j^s} (\mathbf{F}_j^s + \mathbf{T}_j^s - \bar{\mathbf{S}}_{Nj}^s - \bar{\mathbf{S}}_{Tj}^s) \quad (13)$$

$$\mathbf{U}_j^{(p+1)} = 2\mathbf{U}_j^p - \mathbf{U}_j^{(p-1)} - \frac{(\Delta t)^2}{m_j^w} (\mathbf{F}_j^w + \mathbf{T}_j^w - \bar{\mathbf{S}}_{Nj}^w - \bar{\mathbf{S}}_{Tj}^w) \quad (14)$$

其中: 方程(11), (12)为结点 i 的固液相位移递推公式; 方程(13), (14)为与结点 i 在不同饱和介质交界面上形成结点对的结点 j 的固液相位移递推公

式; S_{Ni}^{sp} , S_{Ti}^{sp} 分别为 p 时刻作用在结点 i 固相的界面法向力和界面切向力; S_{Ni}^{wp} , S_{Ti}^{wp} 为 p 时刻作用在结点 i 液相的界面法向力和界面切向力, 但 $S_{Ti}^{wp}=0$; \bar{S}_{Nj}^{sp} , \bar{S}_{Tj}^{sp} 分别为 p 时刻作用在结点 j 固相的界面法向力和界面切向力; \bar{S}_{Nj}^{wp} , \bar{S}_{Tj}^{wp} 为 p 时刻作用在结点 j 液相的界面法向力和界面切向力, 但 $\bar{S}_{Tj}^{wp}=0$ 。

根据界面连续条件, 推导可得 p 时刻作用在结点 i 固、液相的界面力为

$$S_{Ni}^{sp} = \frac{A_{22}B_1 - A_{12}B_2}{A_{22}A_{11} - A_{12}A_{21}}, \quad (15)$$

$$S_{Ni}^{wp} = \frac{A_{21}B_1 - A_{11}B_2}{A_{21}A_{12} - A_{11}A_{22}}。 \quad (16)$$

其中,

$$A_{11} = \left(\frac{1}{m_i^s} + \frac{1}{m_j^s} \right) (\Delta t)^2, \quad (17)$$

$$A_{12} = \left(1 - \frac{\beta_j}{\beta_i} \right) \frac{(\Delta t)^2}{m_j^s}, \quad (18)$$

$$A_{21} = (\beta_i - \beta_j) \frac{(\Delta t)^2}{m_j^s}, \quad (19)$$

$$A_{22} = \left(\frac{\beta_i}{m_i^w} + \frac{\beta_j^2}{\beta_i m_j^w} + \frac{(\beta_j - \beta_i)^2}{\beta_i m_j^s} \right) (\Delta t)^2, \quad (20)$$

$$B_1 = \mathbf{n}_i [\mathbf{n}_i \cdot (\hat{u}_j^{(p+1)} - \hat{u}_i^{(p+1)})], \quad (21)$$

$$B_2 = \mathbf{n}_i \mathbf{n}_i \cdot [\beta_j (\hat{U}_j^{(p+1)} - \hat{u}_j^{(p+1)}) - \beta_i (\hat{U}_i^{(p+1)} - \hat{u}_j^{(p+1)})]。 \quad (22)$$

式中: 下标 j 为与界面结点 i 形成结点对的另一饱和介质的界面结点, 而 $\hat{u}_i^{(p+1)}$, $\hat{u}_j^{(p+1)}$, $\hat{U}_i^{(p+1)}$ 和 $\hat{U}_j^{(p+1)}$ 分别为界面结点 i 和结点 j 不考虑界面力时的固、液相位移, 即方程(9)、(10)代入界面力为 0 后求得的 $p+1$ 时刻的位移; \mathbf{n}_i 为界面结点 i 所在界面法向向量。求得 S_{Ni}^{sp} , S_{Ni}^{wp} 后, 可进一步由界面连续条件解得 \bar{S}_{Nj}^{sp} , \bar{S}_{Nj}^{wp} 。再根据固相位移连续条件, 求得结点 i 界面切向力为

$$S_{Ti}^{sp} = \frac{(\hat{u}_j^{(p+1)} + \Delta u_{Nj}^{(p+1)} - \hat{u}_i^{(p+1)} - \Delta u_{Ni}^{(p+1)}) m_i^s m_j^s}{(m_i^s + m_j^s)(\Delta t)^2}。 \quad (23)$$

其中,

$$\Delta u_{Ni}^{(p+1)} = \frac{(\Delta t)^2}{m_i^s} S_{Ni}^{sp}, \quad (24)$$

$$\Delta u_{Nj}^{(p+1)} = \frac{(\Delta t)^2}{m_j^s} S_{Nj}^{sp}。 \quad (25)$$

通过界面连续条件求得结点 j 固相切向界面力 \bar{S}_{Tk}^{sp} , 并按方程 (11) ~ (14) 求得界面点的位移响应。

(2) 人工边界点

由于透射边界不依赖于具体的波动方程, 具有普

适性和使用简便的特点, 本文人工边界条件采用多次透射公式 (multi-transmitting formula, 简称 MTF)。

边界节点的总位移场 \mathbf{u} 和 \mathbf{U} 通过波场分解分为散射场 \mathbf{u}_s , \mathbf{U}_s 和自由场 \mathbf{u}_f , \mathbf{U}_f , 即

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_s + \mathbf{u}_f, \quad (26)$$

$$\mathbf{U} = \mathbf{U}_s + \mathbf{U}_f。 \quad (27)$$

其中, 自由场位移 \mathbf{u}_f , \mathbf{U}_f 可根据 2.2 节求得。利用多次透射技术, 模拟外行波向外散射, 可得边界节点 i 的散射场位移为

$$\mathbf{u}_{is}^{(p+1)} = \sum_{k=1}^N (-1)^{k+1} C_k^N \mathbf{u}_{ks}^{(p+1-k)}, \quad (28)$$

$$\mathbf{U}_{is}^{(p+1)} = \sum_{k=1}^N (-1)^{k+1} C_k^N \mathbf{U}_{ks}^{(p+1-k)}。 \quad (29)$$

其中 C_k^N 为二项系数:

$$C_k^N = \frac{N!}{k!(N-k)!}。 \quad (30)$$

节点 k 为沿边界节点 i 处的法线方向指向计算区内部的点, 其散射位移可由式 (26), (27) 式求得, N 为透射阶数。

由式 (28), (29) 获得边界点散射场位移后 \mathbf{u}_s , \mathbf{U}_s , 便可由式 (26), (27) 求得边界点的总位移 \mathbf{u} , \mathbf{U} 。

1.4 风机结构分析

海上风机结构采用 Newmark 隐式积分法计算。从海域场地计算区获得风机计算区边界结点 $p+1$ 时刻反应, 则其计算区内 $p+1$ 时刻动力平衡方程为

$$\begin{aligned} (\mathbf{K} + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C}) \mathbf{u}^{p+1} &= \mathbf{F}^{p+1} + \mathbf{M} \cdot \\ \left(\frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \mathbf{u}^p + \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{u}}^p + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}^p \right) + \mathbf{C} \\ \left(\frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{u}^p + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{\mathbf{u}}^p + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \ddot{\mathbf{u}}^p \right)。 \end{aligned} \quad (31)$$

式中: γ , β 为 Newmark 积分格式参数。

1.5 耦合作用分析

海水-饱和海床-风机耦合作用分析通过分区并行方法实现, 即海水、海床和风机基础采用广义饱和介质理论统一框架描述, 作为显式区通过集中质量显式有限元进行分析; 风机上部结构作为隐式计算区采用隐式有限元进行分析; 风机上部结构与海域场地之间的耦合分析通过设置一层显-隐式重叠单元来实现, 如图 3 所示。

具体的交互方式如下: 若计算区 p 及以前时刻响应已知, 则根据 2.3 节方法可将显式计算区响应更新至 $p+1$ 时刻, 而隐式计算区边界点是显式计算区内部点, 可将显式计算区内部点 $p+1$ 时刻响应赋给隐式计算区边界点; 再根据式 (36) 求得隐式计算区内部点

$p+1$ 时刻响应, 显式计算区边界点是隐式计算区内部点, 将隐式计算区内部点 $p+1$ 时刻响应赋给显式计算区边界点, 得到显式计算区所有点 $p+1$ 时刻响应。循环以上步骤, 则可得到系统各时刻响应。

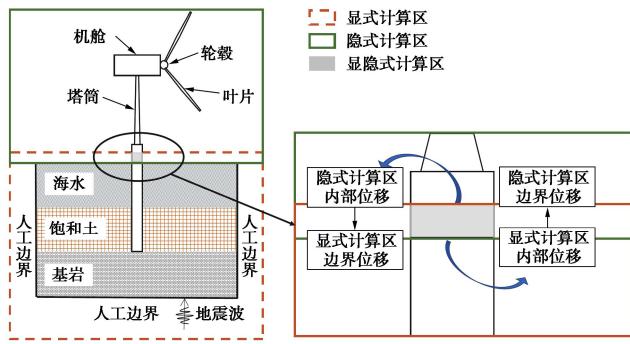


图 3 耦合作用分析示意图

Fig. 3 Schematic diagram of coupling analysis

2 近海单桩式风机地震响应分析

2.1 模型与地震动输入

(1) 场地与风机模型

本文以江苏如东北部海域为例, 水平成层场地, 计算区尺寸取 $40 \text{ m} \times 40 \text{ m} \times 70 \text{ m}$, 其中海水层厚 20 m, 饱和海床层厚 40 m, 基岩层厚 10 m; 选用额定功率为 5 MW 的风机, 风机基础采用大直径单桩基础, 场地和基础介质参数见表 1 所示。

表 1 环境介质参数表

Table 1 Parameters of environmental media

材料	剪切模量/ (10^8 Pa)	泊松 比	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	阻尼比	剪切波速/ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)
海水	0	0.05	1000	—	0
海床	2.50	0.30	2000	0.03	445
基岩	48	0.20	2643	0.05	1348
单桩	808	0.30	7850	0.05	3208

风机模型参数采用文献[21]中的数据, 具体如下: 塔架高度为 77.6 m, 桩露水面高度为 10 m, 轮毂高度为 90 m, 桩入海床深度为 60 m, 塔筒顶部, 底部直径分别为 3.87, 6 m, 塔筒顶部, 底部壁厚分别为 0.019, 0.027 m, 单桩直径, 壁厚分别为 6, 0.06 m, 机舱技师为 240 t, 转子质量+轮毂质量为 110 t, 塔筒弹性模量为 2.1 GPa, 塔筒泊松比为 0.30, 塔筒密度为 8500 kg/m^3 , 转子直径为 126 m。

采用 ANSYS 软件建模, 其中机舱和塔筒采用 BEAM189 单元, 叶片采用 SHELL63 单元, 基础采用 SOLID185 单元建模。对结构整体进行模态分析, 控制塔筒反应的前六阶固有频率分别为 1.1736, 1.2037,

2.1105, 3.1873, 3.5426, 4.2909 Hz。场地和基础通过自编程序建模, 采用六面体实体单元, 单元尺寸为 $1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$, 以 SV 波垂直入射, 时间步距 $\Delta t = 4 \times 10^{-5} \text{ s}$, 满足波动模拟的精度要求。近海单桩式风机模型如图 4 所示。

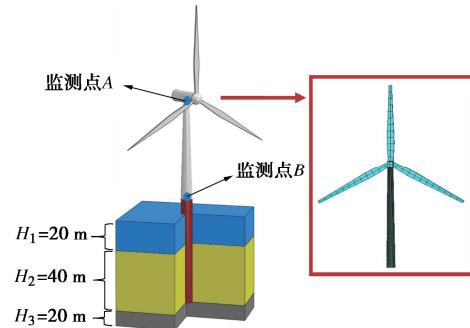


图 4 风机模型场地示意图

Fig. 4 Schematic diagram of model site of wind turbine

为考虑海水深度、海床波速、入射角度 3 个因素对海上风机地震响应的影响, 通过控制变量设计了 12 个工况, 如表 2 所示。其中工况 1~工况 4 控制变量为海水深度; 工况 5~工况 8 控制变量为海床波速; 工况 9~工况 12 控制变量为入射角度。

表 2 分析工况表

Table 2 Working conditions

工况	海水深度/m	海床波速/($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	入射角度/ ($^\circ$)
工况 1	10	445	0
工况 2	15	445	0
工况 3	20	445	0
工况 4	25	445	0
工况 5	20	445	0
工况 6	20	753	0
工况 7	20	953	0
工况 8	20	1128	0
工况 9	20	445	0
工况 10	20	445	15
工况 11	20	445	25
工况 12	20	445	35

(2) 地震动输入

根据江苏如东海域地震安评成果, 此场区为 III 类场地, 地震基本烈度为 VII 度, 设计地震分组为第三组, 场地特征周期为 0.65 s, 场地水平地震动峰值加速度为 $0.1725g$, 垂直地震动峰值加速度为 $0.115g$ 。

根据《海上固定平台规划、设计和推荐作法—荷载抗力系数设计法(增补 1): SY/T10009—2002》^[22], 地震反应谱采用加速度反应谱曲线, 临界阻尼比为 5%, 土类型为 C 类, 已有位于海床表面处的目标加速度反应谱, 拟根据 NGA-West 地震动数据库, 选取 3 条与场地特性符合的地震波进行时程分析, 并根据 2.2 节方法反演地震波至基岩底部, 如图 5 所示。

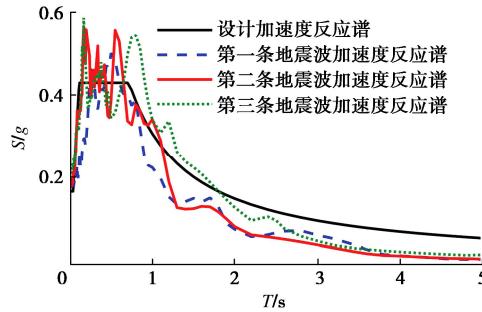


图 5 加速度反应谱

Fig. 5 Spectra of acceleration response

假设地震波以 SV 波垂直入射。第一条地震波为 1981 年 Corinth 台站记录的 Corinth_Greece 近海岸地震波, 地震波持续时间 41.29 s。第二条地震波为 1989 年 Coyote Lake Dam - Southwest Abutment 台站记录的 Loma Prieta 近海岸地震波, 地震波持续时间 39.99 s。第三条地震波为 2007 年 Joetsu Yasuzukaku Yasuzuka 台站记录的 Chuetsu-oki_Japan 海底地震波, 地震波持续时间 59.99 s。3 条地震记录水平向加速度时程图和频谱图如图 6 所示。

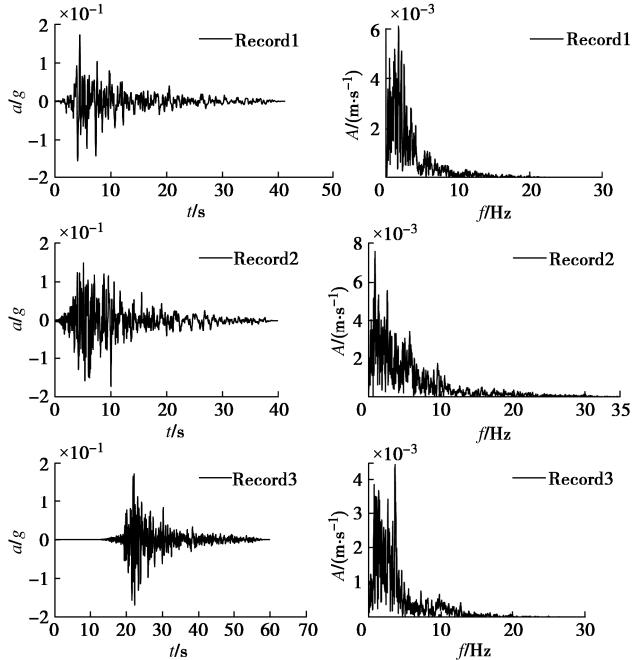


图 6 水平向加速度时程图和频谱图

Fig. 6 Time histories and spectra of horizontal acceleration

2.2 结果分析

(1) 海水深度影响

控制海水深度从 10 m 变化至 15, 20, 25 m, 分析监控点 A 和 B (图 4 所示) 的响应, 探究海水深度对海上风机地震响应的影响。表 3 给出了各水深工况下监控点处的位移、速度、加速度和弯矩的最大值。

由表 3 结果可知, 风机塔筒顶部点和底部点绝对位移地震记录 1 输入时, 随水深增加先减小再增大, 在 20 m 时到达最大, 然后减小; 在记录 2、3 输入时,

整体上随水深增加而减小。风机塔筒顶部点和底部点绝对速度及弯矩峰值在水深从 10 m 变化到 15 m 时略微增大或减小, 在 20 m 时显著增大, 20 到 25 m 时又急剧减小, 10, 15, 25 m 水深时差别不大。塔筒顶部点的绝对加速度峰值随水深的变化规律与弯矩一致, 但塔筒顶部点的加速度峰值在水深为 10, 15, 20 m 时变化不是很明显, 但在 30 m 时明显较小。海水深度对风机地震反应的影响规律受地震输入影响较小, 可能是 3 条记录的频谱特性差异不大, 频谱主要集中在 5 Hz 范围内 (如图 6); 但不同地震记录下风机反应大小还是有差异, 如地震记录 3 输入下的绝对加速度峰值和弯矩峰值要明显大于地震记录 1 和 2 输入时的反应值。海水深度的变化, 一方面改变了海域自由场 (地震输入), 另一方面, 改变了海域场地-风机整体体系的自振特性, 从而影响风机结构的反应; 风机塔筒顶部点和底部点的位移、速度、加速度和弯矩在海水深度为 20 m 时达到了峰值, 应该是在水深为 20 m 时海域场地-风机整体体系的自振频率更接近地震输入的卓越频率。

表 3 不同水深工况下地震反应结果

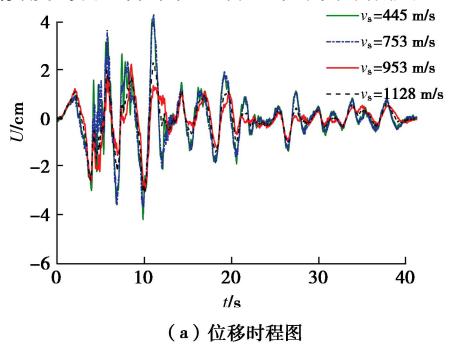
Table 3 Seismic response results under different water depths

地震记录	监控点	工况 H_w/m	绝对位移峰值/ m	绝对速度峰值/ $(m \cdot s^{-1})$	绝对加速度峰值/ $(m \cdot s^{-2})$	绝对最大弯矩/ $(N \cdot m)$
地震记录 1	A	10	0.0690	0.5379	12.4667	2.7735E8
		15	0.0640	0.5564	11.5243	2.6007E8
		20	0.0820	0.8348	19.2107	4.1018E8
		25	0.0633	0.4518	12.1952	2.8194E8
	B	10	0.1000	0.9037	17.8810	1.5733E9
		15	0.0908	0.9365	17.2672	1.3769E9
		20	0.1046	1.6624	17.6343	2.8165E9
		25	0.0995	0.7379	13.8724	1.4435E9
地震记录 2	A	10	0.0948	0.5798	12.5576	2.8056E8
		15	0.0941	0.5866	12.6743	2.7385E8
		20	0.0936	0.9776	21.4524	4.5699E8
		25	0.0728	0.5185	13.3567	3.0869E8
	B	10	0.1359	0.9042	16.7664	1.6644E9
		15	0.1360	0.9331	21.2555	1.3756E9
		20	0.1345	2.1096	19.5376	3.3482E9
		25	0.1131	0.8231	14.1074	1.5988E9
地震记录 3	A	10	0.0922	0.7312	18.5752	3.4591E8
		15	0.0941	0.7848	16.6196	3.4940E8
		20	0.0834	1.0505	22.7070	4.7975E9
		25	0.0671	0.6256	13.8432	3.0876E8
	B	10	0.1244	1.1889	29.6767	1.9616E9
		15	0.1263	1.2035	26.7635	1.9556E9
		20	0.1201	1.9692	26.3036	3.4581E9
		25	0.0993	1.0606	20.7832	1.8110E9

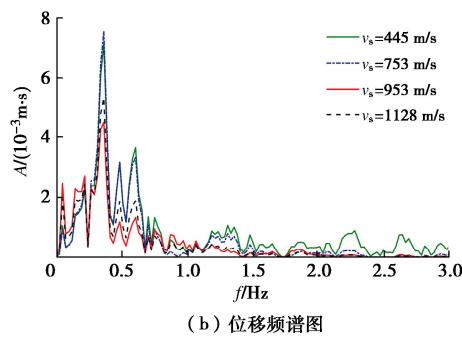
(2) 海床波速影响

在不同海床波速下的塔筒顶部结点 A 位移响应和塔筒底部结点 B 弯矩响应如图 7~9 所示。可以发现, 随着海床剪切波速增大, 位移时程图 7 (a)、8 (a)、9 (a) 的峰值先增大后减小, 地震记录 1 输入时, 在海床剪切波速为 753 m/s 时达到最大, 而记录 2 和 3

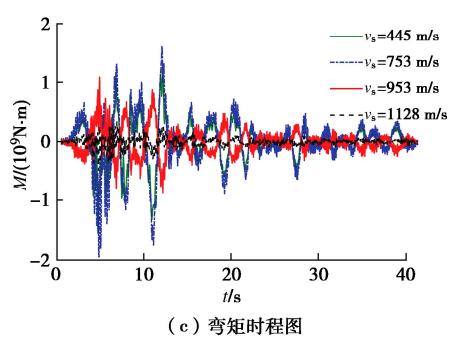
输入时, 在 953 m/s 时到达最大, 由位移频谱图 7(b), 8(b), 9(b) 可看出, 与地震记录频谱有关。随海床剪切波速增加, 最大弯矩先增大后减小, 在 753 m/s 时达到最大。对比位移时程图和弯矩时程图可以发现, 弯矩时程图高频明显, 因为弯矩与加速度有关, 与实际“加速度信号对高频敏感, 位移信号对低频敏感”相符, 并且可以发现随着波速慢慢增大, 塔底倾覆弯矩先小幅增大再逐渐减小, 并且当波速为 953 m/s, 风机塔底倾覆弯矩与其余 3 种工况方向相反。



(a) 位移时程图



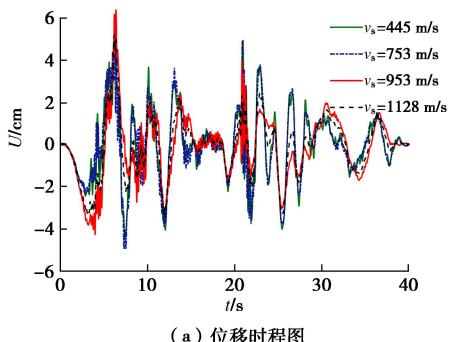
(b) 位移频谱图



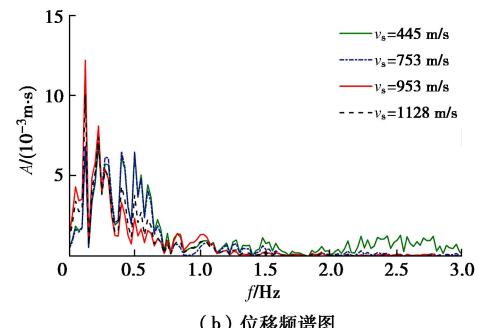
(c) 弯矩时程图

图 7 地震记录 1 下不同海床波速工况下风机塔筒的地震响应

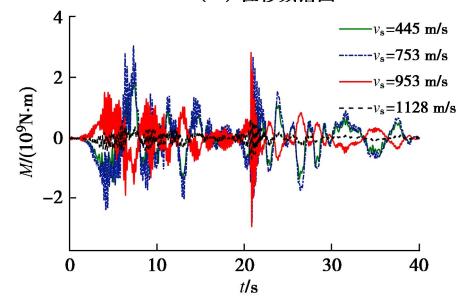
Fig. 7 Seismic responses of wind turbine towers under different seabed wave velocities of incidence 1



(a) 位移时程图



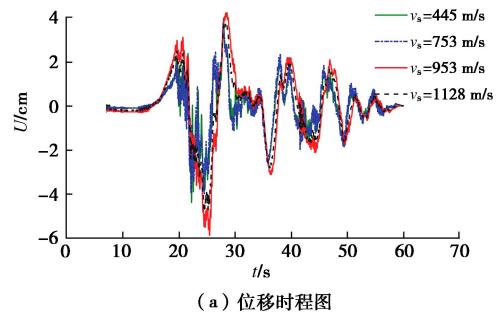
(b) 位移频谱图



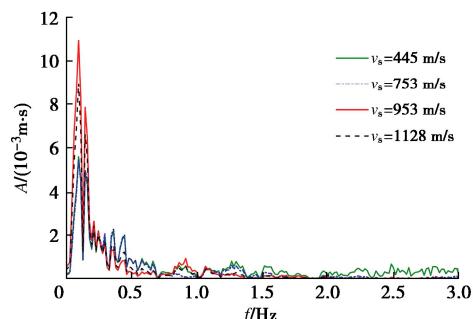
(c) 弯矩时程图

图 8 地震记录 2 下不同海床波速工况下风机塔筒的地震响应

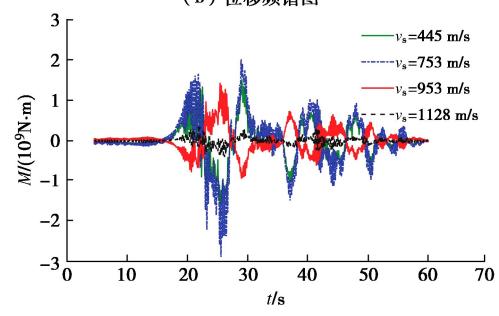
Fig. 8 Seismic responses of wind turbine towers under different seabed wave velocities of incidence 2



(a) 位移时程图



(b) 位移频谱图



(c) 弯矩时程图

图 9 地震记录 3 下不同海床波速工况下风机塔筒的地震响应

Fig. 9 Seismic responses of wind turbine towers under different seabed wave velocities of incidence 3

(3) 入射角度影响

随着入射角度的改变, 水平向位移和竖向位移均会发生变化。从图 10~12 可见, 在不同地震输入下, 随着入射角度的增加, 风机地震响应变化大体一致, 其中竖向位移和加速度反应越来越大, 水平向位移和加速度反应总体上越来越小, 最大弯矩越来越小。水平向位移变化略有不同, 其中, 在地震记录 1 下, 随着入射角度增大, 水平向位移逐渐减小, 而在地震记录 2 和 3 下, 随着入射角度增大, 水平向位移先大幅减小再小幅增大。可见, 当改变入射角度时, 风机地震响应结果变化受地震输入的影响较小。随着入射角度的增加, 出现上述变化规律是因为随着入射角度在 xz 平面下的增大, x 方向分量逐渐减小, z 方向分量逐渐增大。故 x 方向位移和加速度以及受 x 方向力影响的弯矩均有所减小, 而 z 方向的加速度有所增大。

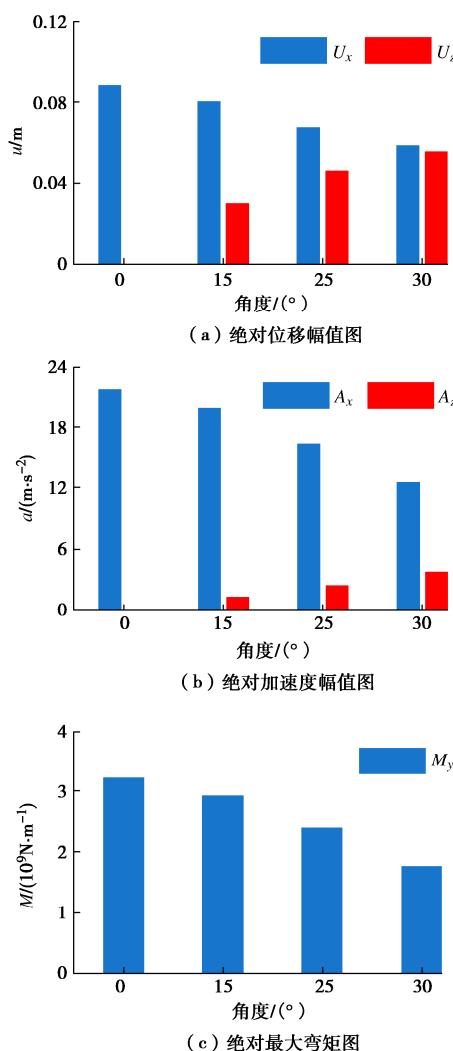


图 10 地震记录 1 下风机塔筒的地震响应

Fig. 10 Seismic responses of wind turbine towers of incidence 1

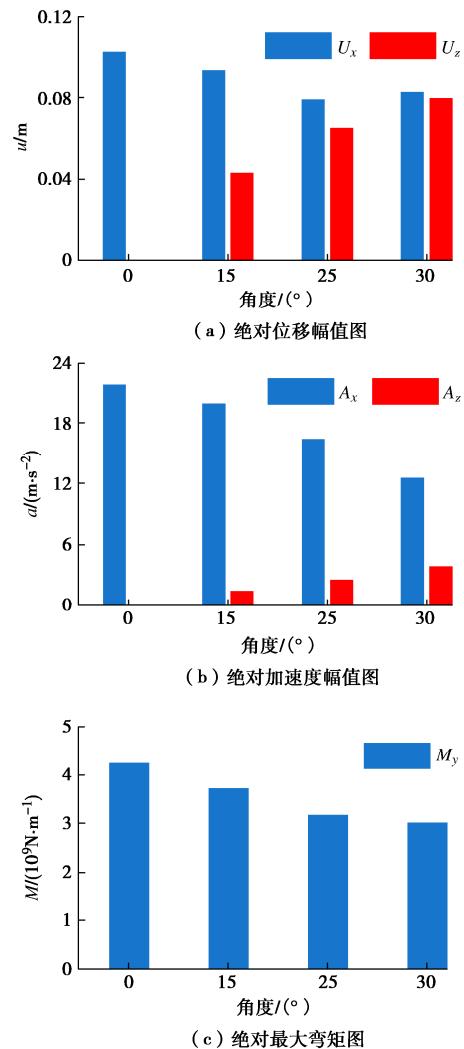


图 11 地震记录 2 下风机塔筒的地震响应

Fig. 11 Seismic responses of wind turbine towers of incidence 2

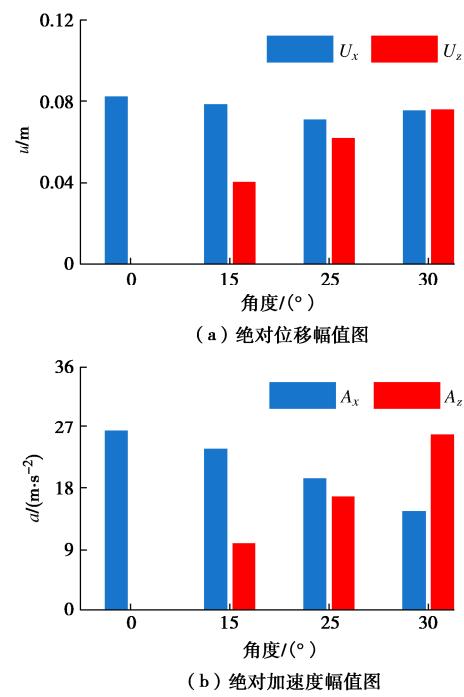


Fig. 12 Seismic responses of wind turbine towers of incidence 3

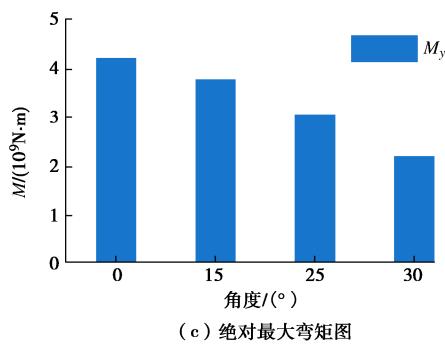


图 12 地震记录 3 下风机塔筒的地震响应

Fig. 12 Seismic responses of wind turbine towers of incidence 3

3 结 论

本文基于广义饱和多孔介质统一计算框架, 提出了一套海水-海床-近海单桩式风机耦合作用分区分析方法, 并分析了海水深度、海床波速和入射角度对海上风机塔筒地震响应的影响, 得到如下 3 点结论。

(1) 海水深度的变化, 一方面改变了海域自由场(地震输入), 另一方面, 改变了海域场地-风机整体体系的自振特性, 从而影响风机结构的反应。因此, 海水深度对风机地震响应影响较大; 当海水增加到一定深度时(如本文算例中 20 m 时), 海域场地-风机整体体系的自振频率与输入地震波频率接近时, 风机反应最大。

(2) 海床剪切波速对风机地震响应的影响机理本质上与海水深度相同。相对来说, 海床剪切波速对风机倾覆弯矩的影响要比塔顶位移大。

(3) 随着地震波入射角度的增大, 水平向位移和加速度以及倾覆弯矩均有不同程度的减小, 坚向位移和加速度均有不同程度的增大。

本文算例仅为线性情形, 未考虑海床的非线性以及风机结构的非线性; 非线性情形时海水深度、剪切波速、入射角度等因素对风机反应的影响规律应会不同, 如斜入射会增加塔顶的坚向加速度, 若考虑 P-Δ 效应, 则会加大结构水平向反应, 需进一步研究。

参 考 文 献:

- [1] 王 剑, 李 响, 韩 雪, 等. 中国近海风能资源时空分布特征分析[J]. 海洋预报, 2022, 39(6): 55-61. (WANG Jian, LI Xiang, HAN Xue, et al. Analysis of spatiotemporal distribution characteristics of offshore wind energy resources in China[J]. Marine Forecasts, 2022, 39(6): 55-61. (in Chinese))
- [2] 李小军, 李 娜, 陈 苏. 中国海域地震区划及关键问题研究[J]. 震灾防御技术, 2021, 16(1): 1-10. (LI Xiaojun, LI Na, CHEN Su. Study on seismic zoning in china sea area and its key issues[J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2021, 16(1): 1-10. (in Chinese))
- [3] THOMSON W T. Transmission of elastic waves through a stratified solid medium[J]. Journal of Applied Physics, 1950, 21(2): 89-93.
- [4] 王彦臻, 范宏飞, 赵 凯, 等. 深厚复杂海峡场地二维非线性地震反应特性[J]. 岩土工程学报, 2024, 46(2): 345-356. (WANG Yanzheng, FAN Hongfei, ZHAO Kai, et al. 2D nonlinear seismic response characteristics of a strait site with deep inhomogeneous soil deposits[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2024, 46(2): 345-356. (in Chinese))
- [5] SONG Z, WANG F, LI Y, et al. Nonlinear seismic responses of the powerhouse of a hydropower station under near-fault plane P-wave oblique incidence[J]. Engineering Structures, 1999, 109613.
- [6] 杜修力, 李 洋, 赵 密, 等. 下卧刚性基岩条件下场地土-结构体系地震反应分析方法研究[J]. 工程力学, 2017, 34(5): 52-59. (DU Xiuli, LI Yang, ZHAO Mi, et al. Seismic response analysis method for soil-structure interaction system of underlying rigid rock base soil condition[J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(5): 52-59. (in Chinese))
- [7] 廖振鹏, 黄孔亮, 杨柏坡, 等. 暂态波透射边界[J]. 中国科学 A 辑, 1984, 14(6): 556-564. (LIAO Zhenpeng, HUANG Konglang, YANG Baipo, et al. Transient wave transmission boundary[J]. Chinese Science (Series A), 1984, 14(6): 556-564. (in Chinese))
- [8] LYSMER J, KUHLEMAYER L. Finite dynamic model for infinite media[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1969, 95(4): 859-877.
- [9] 王 展, 景立平, 陆新宇, 等. 黏弹性人工边界单元及地震动输入方法比较研究[J]. 世界地震工程, 2023, 39(2): 167-177. (WANG Zhan, JING Liping, LU Xinyu, et al. Comparative study of viscous-spring boundary element and methods of seismic motion input[J]. World Earthquake Engineering, 2023, 39(2): 167-177. (in Chinese))
- [10] 冯玉涛, 戎进章, 曹 芳, 等. 动水及桩-土-结构相互作用对跨江大桥稳定性的地震影响分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2006(增刊 1): 2713-2718. (FENG Yutao, RONG Jinzhang, CAO Fang, et al. Seismic response analysis of hydrodynamic and pile-soil-structure interaction for river-spanning bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006(S1): 2713-2718. (in Chinese))

- [11] 魏 凯, 袁万城. 深水高桩承台基础地震动水效应对数值解析混合算法[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2013(3): 336-341. (WEI Kai, YUAN Wancheng. A numerical-analytical mixed method of hydrodynamic effect for deep-water elevated pile cap foundation under earthquake[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2013(3): 336-341. (in Chinese))
- [12] ZUO H R, BI K M, HAO H. Dynamic analyses of operating offshore wind turbines including soil-structure interaction[J]. Engineering Structures, 2018, **157**: 42-62.
- [13] HACIEFENDIOGLU K. Stochastic seismic response analysis of offshore wind turbine including fluid structure-soil interaction[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2012, **21**(12): 867-878.
- [14] LEE S G, KIM D H, YOON G L. Seismic fragility for 5 MW offshore wind turbine using pushover analysis[J]. Journal of Ocean Engineering and Technology, 2013, **27**(4): 98-106.
- [15] KIM D H, LEE S G, LEE I K. Seismic fragility analysis of 5 MW offshore wind turbine[J]. Renewable Energy, 2014, **65**: 250-256.
- [16] FRANCESCA T, MARCO S, LISANNE M. A practical soil-structure interaction model for a wind turbine subjected to seismic loads and emergency shutdown[J]. Procedia Engineering, 2017(199): 2433-2438.
- [17] YANG Y, YE K, LI C, et al. Dynamic behavior of wind turbines influenced by aerodynamic damping and earthquake intensity[J]. Wind Energy, 2018, **21**(5): 303-319.
- [18] WANG P, ZHAO M, DU X, et al. Wind, wave and earthquake responses of offshore wind turbine on monopile foundation in clay[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, **113**: 47-57.
- [19] 陈少林, 柯小飞, 张洪翔. 海洋地震工程流固耦合问题统一计算框架[J]. 力学学报, 2019, **51**(2): 594-606. (CHEN Shaolin, KE Xiaofei, ZHANG Hongxiang. A unified computational framework for fluid-solid coupling in marine earthquake engineering[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2019, **51**(2): 594-606. (in Chinese))
- [20] 陈少林, 程书林, 柯小飞. 海洋地震工程流固耦合问题的统一计算框架—不规则界面情形[J]. 力学学报, 2019, **51**(5): 1517- 1529. (CHEN Shaolin, CHENG Shulin, KE Xiaofei. A unified computational framework for fluid-solid coupling in marine earthquake engineering: irregular interface case[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2019, **51**(5): 1517-1529. (in Chinese))
- [21] ZHAO M, GAO Z, WANG P, et al. Response spectrum method for seismic analysis of monopile offshore wind turbine[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020, **136**.
- [22] 海上固定平台规划、设计和推荐作法—荷载抗力系数设计法(增补 1)[S]: SY/T10009—2002. 2002. (Planning, Design and Recommended Practices for Offshore Fixed Platforms—Load Resistance Coefficient Design Method (Addendum 1): SY/T10009-2002[S]. 2002. (in Chinese))