文章编号:1000-1301(2026)03-0013-11 DOI:10.13197/j.eeed.2026.0302

黏土场地-海上风电单筒基础地震响应试验研究

谢 优[1],许成顺[1],凌薇宇[1],刘开源[2]
(1. 北京工业大学 城市与工程安全减灾教育部重点实验室,北京 100124; 2. 中国长江三峡集团有限公司,北京 101110)

摘 要:为系统研究海上风电单筒基础在黏土场地中的地震响应,开展了黏土场地-海上风电单筒基础体系振动台试验,研究了黏土场地-海上风电单筒基础体系受常态风、浪、流荷载和风、浪、流、地震荷载共同作用下的动力响应。通过分析地基土和结构的地震动力响应,探究单筒基础在黏土场地中的失效模式。结果表明,长期的风、浪、流等环境荷载使筒基础周围和内部的土体刚度发生改变,其对于筒内土体的影响更大,软化程度高于筒外侧土体。小震作用下,黏土场地中的海上风机-筒基础体系表现较好,地基土体未出现软化,结构的水平位移和沉降较小,风机体系可以正常工作。在强震作用下,筒中心和筒周围土体发生软化,黏土的软化导致地基失去承载能力,筒基础逐步沉降且发生不可恢复性倾斜,最终体系失效。与筒中心相比,筒周围土体的软化更为明显。在遭遇强震时,海上风机-筒基础体系的安全性无法得到保障,黏土场地中筒基础的使用值得关注。

关键词:单筒基础;地震响应;振动台试验;失效模式;黏土场地
中图分类号:TU4; P315.9 **文献标志码**:A

Seismic response test of single-bucket foundation for offshore wind turbine in clay site

XIE You[1], XU Chengshun[1], LING Weiyu[1], LIU Kaiyuan[2]
(1. Key Lab of Urban Security and Disaster Engineering of the Ministry, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China; 2. China Three Gorges Corporation, Beijing 101110, China)

Abstract: To systematically study the seismic response of single-bucket foundations for offshore wind turbines in clay sites, a shaking table test of the clay site-offshore wind turbine single-bucket foundation system was conducted. The dynamic responses of the system under the combined action of normal wind, wave, current loads and wind, wave, current and seismic loads were investigated. By analyzing the seismic dynamic responses of the soil and structure, the failure modes of the single-bucket foundation in clay sites were explored. The results show that the long-term environmental loads such as wind, waves and current cause stiffness changes of the soil around and inside the bucket foundation, which exert a greater influence on the soil inside the bucket with a higher soil softening degree than the outside soil. Under the action of small earthquakes, the offshore wind turbine-bucket foundation system in clay sites performs well, no soil softening occurs, the horizontal displacements and settlements of the structure are small, and the wind turbine system can operate normally. Under the action of strong earthquakes, the soil at the center and around the bucket softens, and the softening of the clay leads to the loss of bearing capacity of the soil, the bucket foundation gradually settles and undergoes irreversible tilting, and the system eventually fails. Compared with the center of the bucket, the softening of the soil around the bucket is more obvious. When encountering strong earthquakes, the safety of the offshore wind turbine-bucket foundation system cannot be guaranteed, and the engineering application of bucket foundations in clay sites deserves attention.

收稿日期:2025-02-08; **修回日期**:2025-03-12
基金项目:国家杰出青年科学基金项目(52225807);中国长江三峡集团项目(NBZZ202200447)
作者简介:谢 优(2000—),男,硕士研究生,主要从事地震工程研究。E-mail:m15870695395@163.com
通信作者:许成顺(1977—),女,教授,博士,主要从事地震工程研究。E-mail:xcs_2017@163.com

Key words: single-bucket foundation; seismic response; shaking table test; failure modes; clay site

0 引言

截至 2023 年年底,全球海上风电累计装机容量达到 75.2 GW,在全球风电累计装机容量中的占比约为 7.3%[1]。2023 年全球海上风电新增容量达 10.8 GW,同比增长 24%[2]。随着海上风电发展得越来越迅速,海上风电场越来越多地建立在东亚、北美、南欧等地震较为活跃的区域。这些地区的海床主要被黏土和砂土覆盖,在地震载荷作用下容易失稳[3]。在地震活跃地区,已经出现了由于海床失稳而导致风机失效事件[4-5]。例如,在 2011 年日本东北县地震期间,近海海床失稳,导致鹿岛港风力发电场的 9 台风力涡轮机发生不同程度的倾斜,其中一台倾斜特别严重,倾斜角度为 1.6°[6]。我国东南沿海地区的浅海床多为粉质黏土,且黏土厚度变化较大[7],因此,我们需要更加重视海上风电支撑基础的抗震设计。

支撑基础是海上风机的关键组成部分,其关乎海上风电项目的安全和建设成本。因此,选择一种经济可靠的基础是未来高效低成本开发海上风能的关键[8]。单筒基础利用浅层土承载,筒顶与土体的接触面较大,能够将上部荷载有效地向下部土体传递,筒壁与土体紧密接触,使得单筒基础具有较高的抗侧刚度,可抵抗较大的水平荷载[9]。单筒基础在安装时利用负压吸入海床,无需打桩设备,回收也更为方便。单筒基础以其结构简单、安装方便、成本较低等优势,正在受到工程界的青睐[10]。

国内外学者对黏土场地筒型基础的抗震性能进行了研究。ZHANG 等[11]通过数值模拟,研究了黏土中海上风力涡轮机筒型基础的地震响应。发现筒型基础在旋转时会产生一定的地震沉降。筒型基础周围土体的剪切应力-应变曲线表现出明显的非线性滞后和应变累积。在达到峰值加速度后,随着地震烈度的增加,筒型基础的旋转角度和沉降量显著增加。MA 等[12]采用 ABAQUS 软件建立三维有限元模型,研究了河北某海上风电场黏土中筒型基础的地震响应。研究发现,土层最大加速度随深度增加而增大,地震波传播到泥线时,相对较低的频率有明显的放大,筒型基础在地震作用下出现不可恢复位移,将导致风电机组失效甚至倒塌。刘润等[13]开展了一系列离心机振动台试验,监测了宽浅式筒型基础作用下黏土地基在震中和震后的动力响应,研究发现,地震作用下黏土地基中的超静孔隙水压力累积存在滞后效应,且位于筒型基础中心线上土体的超静孔隙水压力相对较小。ZHANG 等[14]通过数值模拟和离心试验,研究了黏土中吸力桶基础在长期循环荷载作用下的沉降机理,提出了考虑黏土固结特性的设计优化方法。ZHANG 等[15]研究了软黏土和台风环境下支撑海上风力机的吸力桶导管架基础的循环响应与荷载传递机制,通过针对南海某实际工程的 3D 数值模拟,结合开发的循环塑性黏土模型,研究揭示了多荷载耦合作用对结构性能的影响,为台风频发区域的吸力桶导管架设计提供了新见解。崔鹤等[16]开展单桶及多桶导管架基础风机离心振动台试验,并基于考虑土体小应变刚度的循环加载不排水黏土总应力本构模型,建立吸力桶基础风机地震响应数值模型,探究静力加载特性一致条件下,不同吸力桶基础型式(单桶与多桶导管架)对地震荷载下风机上部结构加速度与变形响应的影响,并讨论风机响应与基础型式对地震荷载主频过滤效应的关联关系。

许多学者在研究中发现,对海上风机支撑基础进行抗震分析时,风、浪等环境荷载的作用不可忽略。ZHENG 等[17]通过振动台模型试验,对比分析了波浪、地震联合作用与地震单独作用 2 种情况下的结构响应,结果表明,抗震分析时必须考虑波浪和地震的联合作用。PROWELL 等[18]基于振动台试验和数值模拟研究,发现海上风机在地震和风荷载联合作用下的响应要大于地震荷载下的响应,说明了考虑风荷载与地震联合作用的必要性。

总而言之,当前的研究多数关注黏土地基中地震荷载作用下筒型基础及涡轮机塔架的动力响应,对于黏土地基中筒型基础的失效模式和安全性评估还有待进一步研究。且目前已有研究多数为数值模拟研究,缺乏大型试验对已得出的观点进行验证。已开展的离心机振动台试验也尚未考虑风机工作时风、浪、流荷载与地震荷载的共同作用。因此,本文对黏土场地中海上风力涡轮机-筒型基础体系进行了一系列振动台试验,研究在风、浪、流和地震荷载共同作用下,风机-筒基础体系和黏土地基的动力响应,通过 4 组不同地震烈度工况下场地和结构动力响应的对比分析,研究筒型基础在黏土场地中的失效模式和适用性。

1 振动台试验设计

本节介绍了振动台试验设计,包括振动台和剪切箱的参数、场地制备和传感器的布设。

1.1　振动台和层状剪切箱

本次试验在北京工业大学抗震试验室模拟地震振动台上进行。该地震模拟振动台采用美国 MTS 公司生产的三向电液伺服驱动地震模拟振动台,主要技术参数如下:台面尺寸为 3 m×3 m,工作频率为 0.4~50 Hz,最大负荷 10 t,最大倾覆力矩为 30 t·m,满载时水平方向可以施加的最大加速度为 1.0 g,最大速度为 600 mm/s[19]。

试验采用设有可调节弹簧和阻尼参数装置的层状剪切模型箱,见图 1,净尺寸为长 2.5 m,宽 1.4 m,高 1.38 m[20]。本剪切箱经特殊设计制造而成,内衬有 4 mm 柔性橡胶层以防止土体和水的渗漏,当地震波传至模型箱箱壁时,柔性橡胶层还可以增强对地震波的吸收效果,有效地减少模型箱的边界效应[21]。



图 1　剪切模型箱

Fig. 1　Layered shear model box

1.2　模型结构的设计

本试验模型的参考原型是我国广东某海上风电场的 6.45 GW 风机基础。由于海上风电基础各个部分质量比极为重要,故重点关注质量相似比[22]。试验设计时将上部风机结构简化为质量块,风机结构、塔筒、筒基础三部分的质量比需满足风机原型 1∶1∶3 的比例。本试验模型根据 Bukingham-π 定理[23],模型结构选取长度、质量、加速度为基本物理量;模型土选取密度、加速度为基本物理量,可确定模型体系的相似关系,见表 1。根据振动台的尺寸,考虑边界效应的影响,选择模型设计的长度相似比为 1∶70。

筒基础-上部结构的原型及模型相关参数见表 2。模型见图 2。

表 1　模型的相似关系和相似比

Table 1　Similarity relationship and similarity ratio of model system

物理量	关系表达式	结构相似比	土体相似比	物理量	关系表达式	结构相似比	土体相似比
长度 l	S_l	1∶70	—	质量 M	$S_m=S_\rho\cdot S_l^3\cdot$	$1:70^{-3}$	—
惯性矩 I	$S_I=S_l^4$	$1:70^{-4}$	—	力 F	$S_F=S_\rho\cdot S_l^3\cdot S_a$	$1:70^{-3}$	—
弹性模量 E	$S_E=S_\sigma$	1	—	加速度 a	S_a	1	1
等效密度 ρ	$S_\rho=S_\sigma\cdot(S_a\cdot S_l)^{-1}$	1	1				

表 2　筒基础-上部结构的原型和模型相关参数

Table 2　Prototype and model relevant parameters of single-bucket foundation-superstructure

物理量	原型	模型	物理量	原型	模型
风机质量 M_1/kg	460 000	3.10	过渡段长度/m	40	0.65
塔筒质量 M_2/kg	440 000	2.90	过渡段壁厚/mm	75	1.00
筒基础质量 M_3/kg	1 500 000	10.10	过渡段直径/m	10	0.14
塔筒长度/m	85	1.20	筒基础长度/m	24	0.34
塔筒壁厚/mm	60	1.00	筒基础壁厚/mm	60	1.00
塔筒直径/m	7.5	0.10	筒基础直径/m	24	0.34

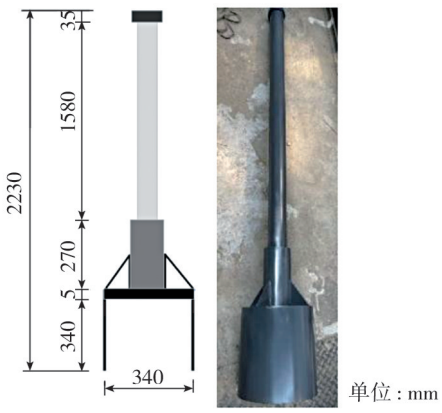


图 2　筒基础-上部结构示意图

Fig. 2　Schematic diagram of single-bucket foundation-superstructure

1.3 场地制备

为了模拟实际单筒型海上风电基础使用场景,本试验场地的设计参考我国东南沿海某海上风电场实际场地,上层为粉质黏土,下层为砂土[24]。试验场地由上部 0.5 m 黏土层和下部 0.7 m 密实度为 75%的密砂层组成,见图 3。试验砂土为某河砂,其参数见表 3,砂土颗粒级配见图 3。下层 0.7 m 密实度为 75%密砂层的装样采用砂雨法,砂雨法能更好地模拟由水流沉积而成的天然砂土层,由该方法制成的砂土也更接近于天然砂土[25]。具体操作为:使用起重机将料斗提升至模型箱上部一定高度,保证干砂缓慢而平顺地落入水中。装样过程中测量每层土的累积高度和干砂质量(厚度为 0.1 m),每完成一层填筑后使用抹子整平,用重力夯土器振实的方法保证土体相对密实度。每填筑一层后用细小水流沿土面缓慢均匀灌入箱体,静置 1 h 等待饱和,始终保持水面没过土面以上 2 cm。为了测量密砂层土体的相对密实度,装样前将 3 个土工试验铝盒置于密砂层的不同位置处,密砂层土体装样完毕后取出盛土容器并计算相对密实度,结果见表 4。测量结果表明,密砂层中不同位置处相对密实度差异较小,且均达到 75%以上,这说明饱和砂土场地相对均匀,密砂层密实度也达到要求。

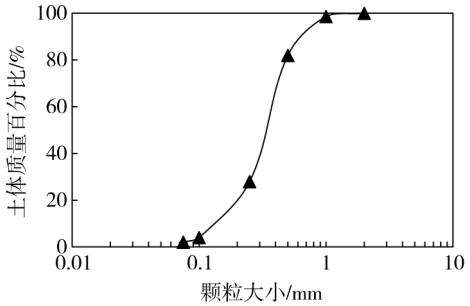


图 3 试验砂粒的级配曲线

Fig. 3 Gradation curve of sand particles in the test

试验黏土为某高岭土,所制备的黏土地基土参数与实际工程地质条件基本保持一致。黏土层高 0.5 m,制备上层黏土地基时,采用自行研制的饱和黏性土真空搅拌机搅拌以保证其均匀性,将黏土与适量水在搅拌机内充分搅拌,取样测量其各项物理参数见表 5,将满足含水量要求的饱和软黏土装入剪切箱内,在土体四周及表面铺设 1 cm 无纺土工布作为其排水路径。在黏土地基上方压放铁块和混凝土块以加快黏土固结速度,铁块和混凝土块的总压力值为 29.4 kN,通过自然固结使其均匀、密实。地基固结时间为 20 d,固结 20 d 后地基沉降为 8.5 cm,经地基沉降值计算可知黏土的固结度为 80%。固结 20 d 后对黏土进行取样,测得固结 20 d 后黏土密度为 1.89 g/cm^3。

表 3 饱和砂的物理参数

Table 3 Physical parameters of saturated sand

最大干密度/(g/cm^3)	最小干密度/(g/cm^3)	不均匀系数 C_u	最大孔隙比 e_{max}	最小孔隙比 e_{min}	相对密实度/%
1.64	1.33	2.86	0.985	0.608	60

表 4 饱和砂相对密实度的测量

Table 4 Measurement of the relative compactness of saturated sand

深度/m	相对密实度/%
0.7	75.8
1.0	76.1
1.3	76.3

表 5 黏土的物理参数

Table 5 Physical parameters of clay

密度/(g/cm^3)	含水量 W/%	液限 W_L/%	塑限 W_P/%	液性指数 I_L	塑性指数 I_p	土粒比重 G_s	天然孔隙比 e
1.65	34.80	45.10	27.00	0.43	18.10	2.72	0.954

1.4 传感器的类型和布设

本次试验中需要测量的物理量有:上部结构的位移,筒身和上部结构的应变,筒基础及上部结构加速度,地基土加速度等。使用的传感器包括:加速度传感器(防水加速度计、微型加速度计),应变片,位移标靶。本试验中上部结构的位移反应测试采用北京工业大学陈苏教授自主研发的非接触式动态位移测试软硬件平台进行,通过在结构不同位置粘贴位移标靶,使用后期可视化软件处理得到位移数据,所得到的水平位移和竖向沉降互不影响[26]。各种传感器及传感器布设见图 4。海上风力发电机筒型基础的工作场景见图 5。

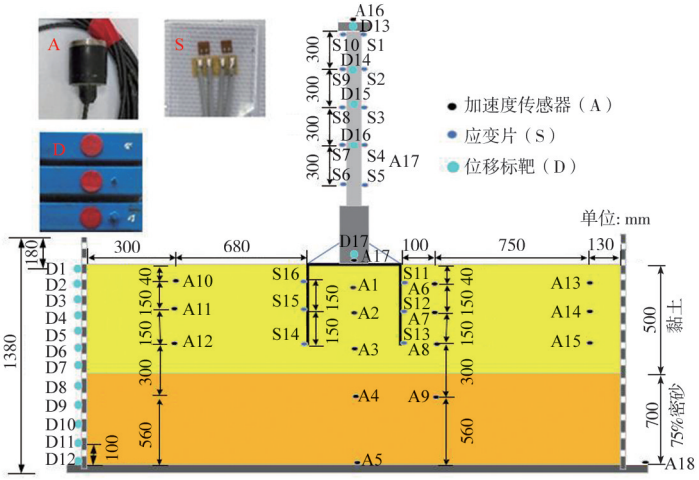


图 4　单桶基础传感器部署示意图

Fig. 4　Schematic diagram of the deployment of the single-bucket foundation sensor

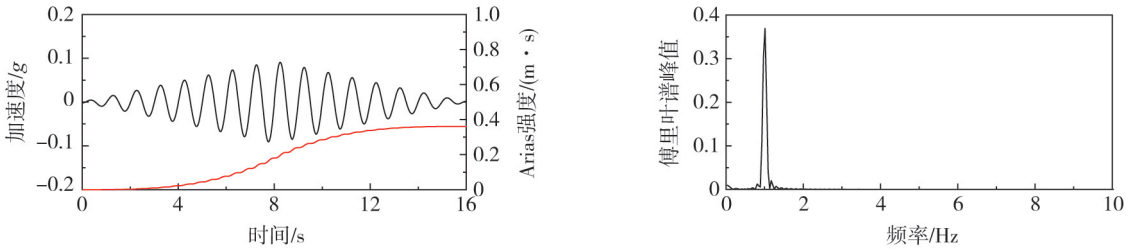


图 5　风机体系工作场景

Fig. 5　Working scene of the fan system

1.5　地震动选取与输入方案

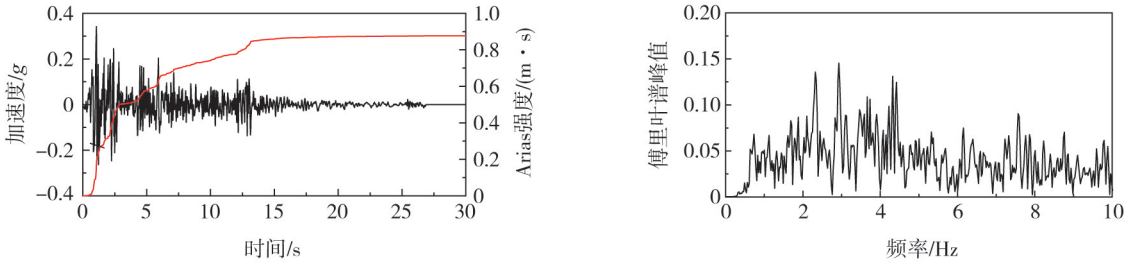
本次试验选用 LEAP 波、El Centro 波作为输入地震动。其中 El Centro 波记录从太平洋地震工程研究中心的数据库获取。地震加速度时程、Arias 强度、傅里叶谱见图 6、图 7。试验加载方案见表 6,2 次地震动加载间隔足够的时间。



（a）加速度时程　　（b）傅里叶谱

图 6　LEAP 地震加速度时程和傅里叶谱

Fig. 6　LEAP seismic acceleration time history and Fourier spectrum



（a）加速度时程　　（b）傅里叶谱

图 7　El Centro 地震加速度时程和傅里叶谱

Fig. 7　El Centro seismic acceleration time history and Fourier spectrum

表 6　试验加载方案

Table 6　Test loading conditions

序列	输入地震动	峰值加速度 PGA/g	时间/s	时间间隔/min	工况
1	白噪声	0.10	30	—	—
2	LEAP	0.10	16	60	LP1
3	白噪声	0.10	30	—	—
4	El Centro	0.20	30	60	EL1
5	白噪声	0.10	30	—	—
6	El Centro	0.35	30	60	EL2
7	白噪声	0.10	30	—	—
8	El Centro	0.50	30	60	EL3
9	白噪声	0.10	30	—	—

1.6 风、浪、流联合荷载的选取与施加

为了研究常态风、浪、流荷载长期作用对基础周围土体的影响以及风机体系在风、浪、流、地震荷载共同下的动力响应,本试验将施加风、浪、流联合环境荷载,风、浪、流荷载的施加分为 2 个阶段。第一阶段,研究长期的常态风、浪、流荷载对基础周围土体的影响。SUN 等[27]研究发现,基础长期承受环境荷载作用,会导致基础周围土体刚度发生变化,基础的泥面位移累积率随着荷载的施加而增加,在施加次数达到10 000 次后逐渐趋于稳定,故本试验施加 10 000 次联合环境荷载;第二阶段,为研究风、浪、流、地震荷载共同作用下风机体系的动力响应,共同施加地震荷载和风、浪、流联合环境荷载,荷载施加顺序为:在施加 10 000 次风、浪、流荷载后,静置 1 h,进行第二阶段试验时,先开启风、浪、流荷载施加装置,随后通过振动台施加地震荷载。

为研究原型海上风电场中常态风、浪、流荷载对结构体系动力响应的影响,所施加的风、浪、流荷载选用原型场地中的平均风、浪、流荷载,原型海上风电场中的平均风速为 10 m/s,6.45 MW 机型轮毂高度 110 m,叶轮直径 175 m,经计算可得作用在叶片上的风荷载为 2 MN,同时波浪、流作用引起的水平荷载可近似等效为 4 MN 的正弦荷载[28]。因此,6.45 MW 机型受到的荷载如下式:

1)水平荷载为

$$F=F_f+F_l=6\ \text{MN} \tag{1}$$

2)倾覆弯矩为

$$M=F_f\times L_f+F_l\times L_l=460\ \text{MN}\cdot\text{m} \tag{2}$$

即水平合力大小 6 MN,倾覆弯矩 460 MN · m,相当于将正弦荷载作用在泥面以上 80 m 左右的位置。按照 1:70 相似比缩小后,试验荷载采用大小为 20 N 的水平正弦荷载作用在距筒基础底部 1 m 位置。

本文为进行 1:70 相似比的模型试验,设计了一个适用于本模型试验的循环加载装置,其工作原理如下。

当质点做匀速圆周运动时,会对外界产生离心力 F_n,其大小如下式:

$$F_n=mr\omega^2 \tag{3}$$

式中:m 为质点的质量;r 为圆周运动半径;ω 为匀速圆周运动角速度。

齿轮上质点的受力分析示意图见图 8。2 个齿轮相互咬合等速对称旋转,其上质点所受的力可以沿 x、y 方向分解,2 个齿轮上质点质量相等时,可以得到齿轮系统所受的离心力在 2 个方向的分力如下式:

$$F_x=0 \tag{4}$$

$$F_y=2mr\omega^2\sin(\theta)=2mr\omega^2\sin(\omega t) \tag{5}$$

自主设计的风浪流荷载施加装置可实现加载频率可控,当加载频率为 8 Hz 时,y 方向输出的离心力最大值为 20 N,故所施加的风浪流荷载频率定为 8 Hz。

将输入和振动台输出的 0.1 g LEAP 波进行比较,见图 9。由图可知,可见输入波与输出波重合度较高,表明振动台的输出性能满足要求。

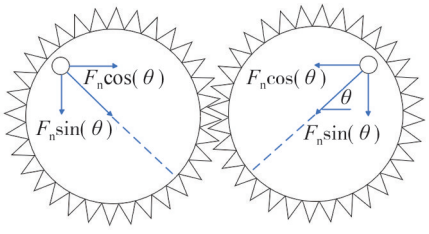


图 8 齿轮上力的分析

Fig. 8 Force analysis of particles on gear

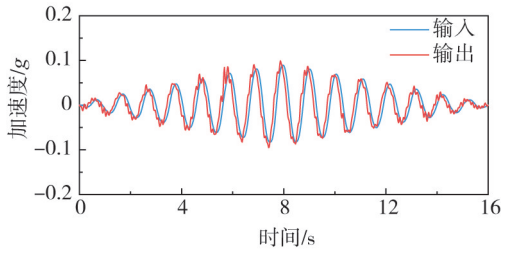


图 9 地震动的输入和输出

Fig. 9 Input and output of earthquake motion

2 试验结果分析

2.1 风、浪、流荷载作用

为了分析风、浪、流荷载对筒基础内部和周围土壤的影响,引入了土壤加速度的无量纲参数 η。η 的计算公式为

$$\eta=\frac{A_N}{A_1} \tag{6}$$

式中:A_N为第 N 个循环载荷的加速度;A_1为第 1 个循环载荷的加速度。

同一深度(0.19 m)筒中心(A2)、筒外侧(A7)和筒外2D(A11)3 个测点的 η 见图 10。由图可知,在风、浪、流荷载施加的初期,3 个测点的 η 均增大,但在施加1 000次风、浪、流荷载后,筒中心和筒外侧土体的 η 增长至1.14和1.09,随后开始减小,筒中心土体的 η 在2 500次风、浪、流荷载后减小到 0.93,在 4 000 次风、浪、流荷载后减小到0.77,最终在 7 500 次风、浪、流荷载后减小至0.64并保持稳定。筒外侧土体 η 的减小相较于筒中心来说更为平缓,在 2 000 次风、浪、流荷载后减小至 0.91,在 4 500 次风、浪、流荷载后减小至 0.80,最终在 8 000 次风、浪、流荷载后减小至 0.73 并保持稳定。而筒外 2D(D 为单筒基础的直径)的 η 一直稳定在 1.05,直至风、浪、流荷载施加到第 7 500 次,筒外 2D 的 η 减小至 1.00 并保持稳定。这说明在风、浪、流荷载加载的初期,风、浪、流荷载对于地基土体有一定的密实作用,而随着风、浪、流荷载的持续施加,筒中心和筒外侧土体逐渐软化。从图中还可以看出,不仅筒中心土体 η 最终小于筒外侧土体,而且筒中心土体 η 减小的速度比筒外侧快,这说明风、浪、流荷载对于筒中心土体的影响大于筒外侧土体,风、浪、流荷载作用下筒中心土体的软化程度也高于筒外侧土体。筒外 2D 处土体的 η 在风、浪、流荷载作用下仅增大 5%,且在经历了长期的风、浪、流荷载作用后回到 1.00,这表明风、浪、流荷载对于筒外 2D 处的土体几乎没有影响,2D 以外的土体可以视为自由场,常态风、浪、流荷载的作用不足以导致自由场土体软化。

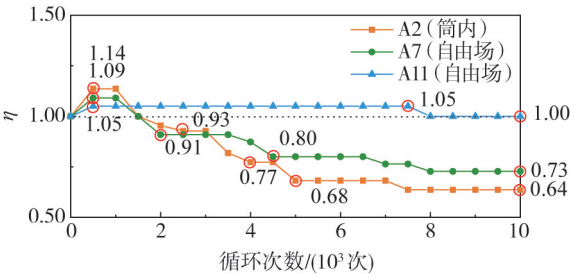


图 10　η 随循环荷载的变化

Fig. 10　Variation of the η with the cyclic loading

2.2　风、浪、流、地震荷载共同作用

2.2.1　加速度

给出了各工况中同一深度(0.34 m)处筒中心(A3)、筒外侧(A8)、自由场(A12)的土体加速度峰值见图 11。由图可知,4 种不同工况中筒中心和筒外侧土体的加速度均小于自由场土体,但在 0.10 gLP 和 0.20 gEL工况下不明显。随着地震荷载加速度峰值的增大,筒中心和筒外侧土体的加速度与自由场土体加速度的差值增大,并且筒外侧与自由场的差值大于筒中心与自由场的差值。这说明地震荷载的作用会对筒中心及筒外侧土体产生影响,且对筒外侧土体的影响更大。

各工况中筒中心(A3)、筒外侧(A8)土体加速度分别与自由场(A12)土体加速度的差值百分比见图 12。从图中可以更直观的看出各工况中筒中心、筒外侧土体在地震作用下的加速度衰减量。在 0.10 gLP 和 0.20 gEL工况中,筒中心和筒外侧土体的加速度与自由场土体加速度的差值均不超过 2.5%,可以认为在小震作用下,筒中心和筒外侧土体受地震荷载的影响较小。在 0.35 gEL 和 0.50 gEL 工况中,筒中心和筒外侧土体与自由场土体加速度的差值均显著增大,2 个工况中的加速度差值均超过 7%,在 0.50 gEL 工况中筒外侧与自由场土体加速度达到了 14.9%。筒外侧土体加速度与自由场土体加速度的差值也明显大于筒中心土体加速度与自由场土体加速度的差值。这说明在强震作用下,筒中心和筒周围土体会发生软化,并且与筒中心相比,筒周围土体的软化更为明显。

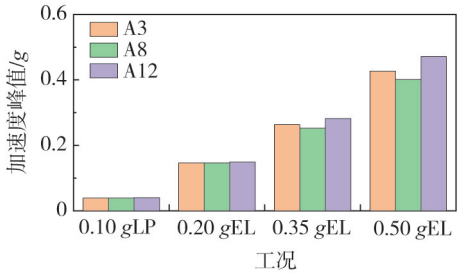


图 11　不同工况中的加速度峰值

Fig. 11　Acceleration peaks in different operating conditions

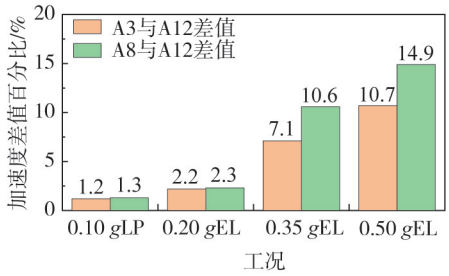


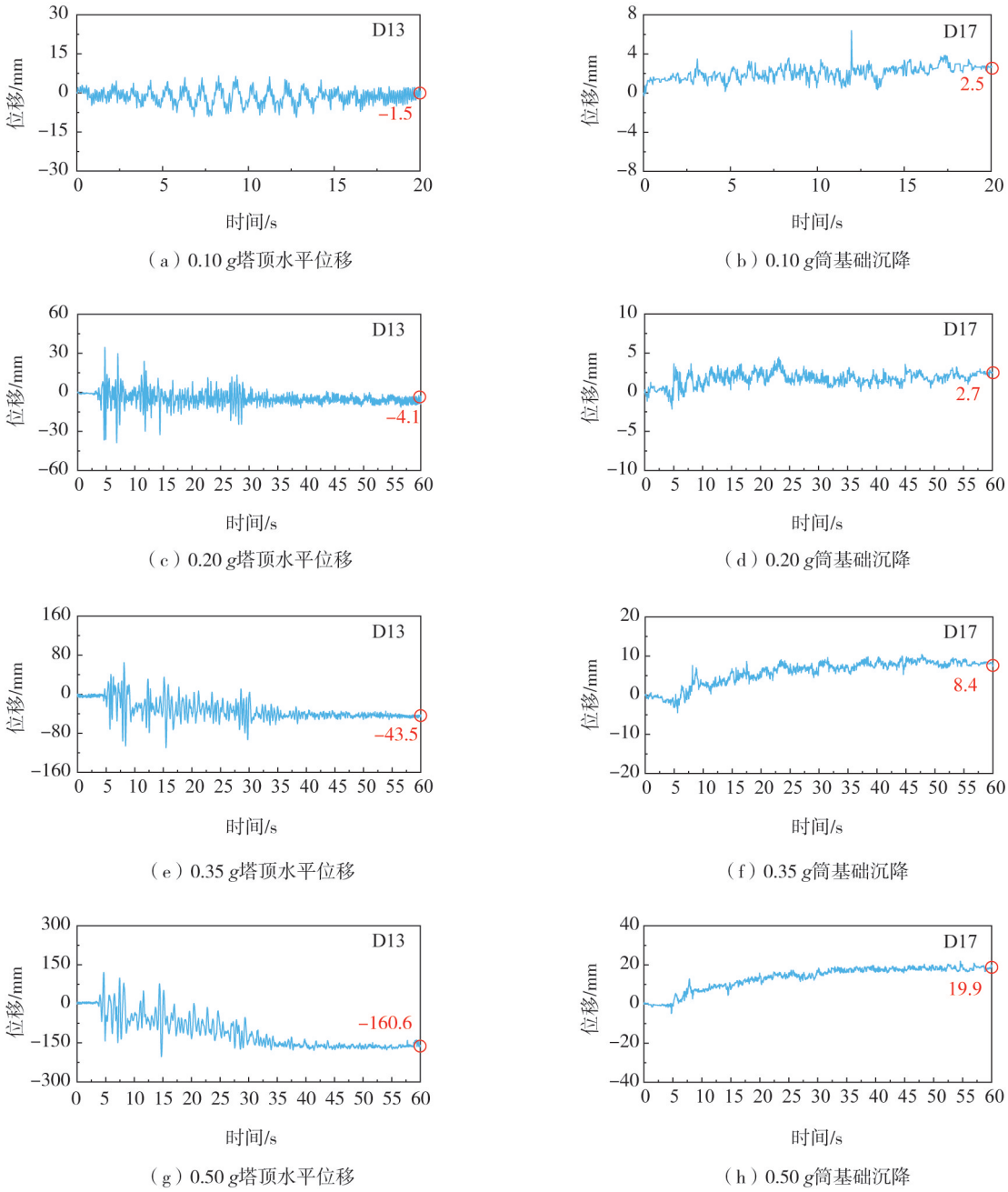
图 12　筒中心与外侧土体加速度相对自由场的差值百分比

Fig. 12　Percentage difference of soil acceleration at bucket center and outer side relative to free field

2.2.2　位移和转角

各工况中塔顶的水平位移(D13)和筒基础的沉降(D17)见图 13。塔顶的水平位移为相对于筒基础顶部的相对水平位移,由塔顶绝对水平位移与筒基础顶部绝对水平位移相减得出。由图可知,在 0.10 gLP 和

0.20 *g*EL工况中,塔顶的水平位移和筒基础的沉降都很小,0.10 *g*LP 工况地震作用下,塔顶的水平位移仅为1.5 mm,沉降仅为 2.5 mm。0.20 *g*EL 工况地震作用下,塔顶的水平位移仅为 4.1 mm,沉降仅为 2.7 mm。0.35 *g*EL工况中塔顶出现了 43.5 mm 的残余水平位移,沉降也达到 8.4 mm。0.50 *g*EL 工况中塔顶的残余水平位移为 160.6 mm,沉降为 19.9 mm。在 0.10 *g*LP 和 0.20 *g*EL 工况地震作用下,塔顶的水平位移均不超过 5 mm,筒基础的沉降也未超过 3 mm,风机可以正常工作。当施加地震荷载达到 0.35 *g* 时,地震后塔顶出现显著的残余位移,筒基础沉降值也相应增大,风机体系有失效风险,黏土场地-海上风电单筒基础体系的安全性需进一步探究。



(a) 0.10 *g*塔顶水平位移 (b) 0.10 *g*筒基础沉降

(c) 0.20 *g*塔顶水平位移 (d) 0.20 *g*筒基础沉降

(e) 0.35 *g*塔顶水平位移 (f) 0.35 *g*筒基础沉降

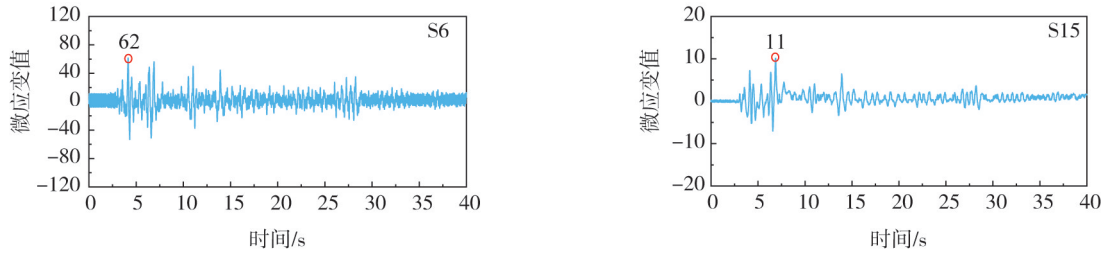
(g) 0.50 *g*塔顶水平位移 (h) 0.50 *g*筒基础沉降

图 13 塔顶的水平位移和筒基础的沉降

Fig. 13 Horizontal displacement of the tower top and the settlement of the bucket foundation

2.3 黏土场地中筒基础失效模式和安全性评估

0.35 *g* 地震作用下塔筒底部(S6)和筒基础(S15)的微应变值见图 14。塔筒底部应变大于筒基础应变,但结构整体应变很小,应变最大值为在塔筒底部处的 62 个微应变,结构整体处于弹性应变状态,并未发生破坏,风机体系的失效由场地的失效导致。

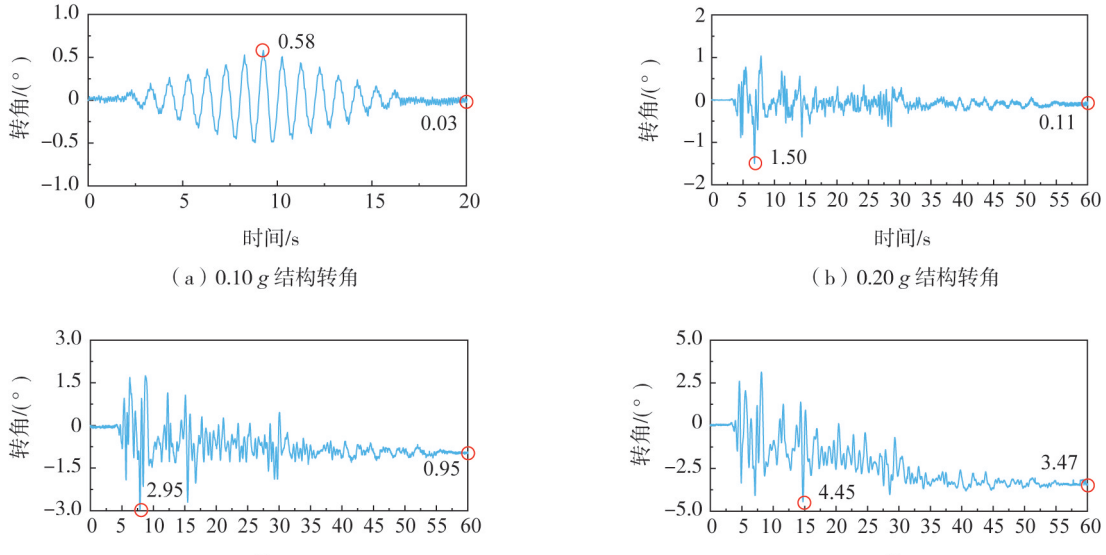


（a）塔筒底部应变　　（b）筒基础应变

图 14　结构的应变

Fig. 14　Strain of the structure

各工况中结构的旋转角度见图 15,因结构整体并未发生破坏,结构转角即为筒基础转角。由图可知,0.10 *g*LP工况地震作用下,结构转角的最大值为 0.58°,累计转角仅为 0.03°;0.20 *g*EL 工况地震作用下,结构转角的最大值为 1.50°,累计转角为 0.11°;0.35 *g*EL 工况地震作用下,结构转角的最大值为 2.95°,累计转角为 0.95°;0.50 *g*EL 工况地震作用下,结构转角的最大值为 4.45°,累计转角为 3.47°。DNV[29] 规范对于海上风机累计转角的要求为小于 0.5°(其中包括由安装施工产生的转角小于 0.25°,服役期间结构的累计转角要求为小于 0.25°)。本试验中筒基础埋入后测得结构由安装施工产生的转角为 0,由 4 种工况下结构转角数据可知,在 0.35 *g*EL 工况地震作用后,结构的累计转角已经超过 DNV 规范 0.25°的要求。



（a）0.10 *g* 结构转角　　（b）0.20 *g* 结构转角

（c）0.35 *g* 结构转角　　（d）0.50 *g* 结构转角

图 15　结构转角

Fig. 15　Rotation of the stucture

结合各工况加速度和位移数据可知,在 0.10 *g*LP 和 0.20 *g*EL 工况中,筒基础表现出了很好的地震荷载抵抗能力。0.35 *g*EL 工况地震施加后,筒基础-海上风机体系的转角超过了 DNV[29] 规范的要求,体系失效。0.35 *g*EL 工况的加速度数据表明,在筒中心土体和筒外侧土体的加速度相比于自由场土体均出现大幅减小,这说明在 0.35 *g*EL 工况地震荷载作用下,筒中心及筒周围土体发生了软化,黏土的软化导致地基土体对筒基础的约束能力减弱,筒基础逐步沉降且发生不可恢复性倾斜,见图 16,最终体系失效。

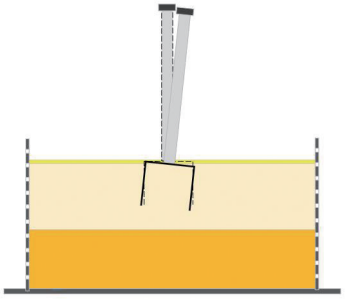


图 16　结构的倾斜

Fig. 16　Tilt of the structure

由此可知,黏土场地中的筒基础-海上风机体系在抵抗小震时表现很好,但在遭遇强震时,筒基础-海上风机体系的安全性无法得到保障,黏土场地中筒基础的使用值得关注。

3 结论

本文通过振动台试验研究了黏土场地-单筒基础体系的动力响应,通过分析加速度、位移等数据探究了黏土场地中筒型基础对于环境荷载和地震荷载的抵抗能力和筒型基础在黏土场地中的具体失效模式,得出以下结论:

1)长期的风、浪、流等环境荷载使筒基础周围和内部的土体刚度发生改变,在环境荷载施加达到一定次数后保持稳定。长期环境荷载对于筒内土体的影响更大,软化程度高于筒外侧土体。筒基础抵抗长期风、浪、流荷载的能力较强,自由场土体不受风、浪、流荷载影响。

2)小震作用下,黏土场地中的海上风机-筒基础体系表现较好,地基土体未出现软化,结构的水平位移和沉降较小,风机体系可以正常工作。

3)在强震作用下,筒中心和筒周围土体会发生软化,黏土的软化导致地基土体对于筒基础的约束能力减弱,筒基础逐步沉降且发生不可恢复性倾斜,最终体系失效。与筒中心相比,筒周围土体的软化更为明显。在遭遇强震时,海上风机-筒基础体系的安全性无法得到保障,黏土场地中筒基础的使用值得关注。

参考文献:

[1] 王立忠, 王立林, 洪义, 等. 海上风电技术发展趋势[J]. 能源工程, 2024, 44(6): 3-12.
WANG Lizhong, WANG Lilin, HONG Yi, et al. Offshore wind power technology development trends[J]. Energy Engineering, 2024, 44(6): 3-12. (in Chinese)

[2] GENG F, YANG W X, NADIMI S, et al. Study for predicting the earthquake-induced liquefaction around the monopile foundation of offshore wind turbines[J]. Ocean Engineering, 2023, 268: 113421.

[3] 邓伟, 金波, 郑涛, 等. 高桩-混凝土承台式海上风电塔强振分析[J]. 地震工程与工程振动, 2020, 40(1): 233-241.
DENG Wei, JIN Bo, ZHENG Tao, et al. Analysis of vibration characteristics of high-pile at sea-concrete offshore wind turbine tower[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2020, 40(1): 233-241. (in Chinese)

[4] KUMAR R, KASAMA K, TAKAHASHI A. Reliability assessment of the physical modeling of liquefaction-induced effects on shallow foundations considering nonuniformity in the centrifuge model[J]. Computers and Geotechnics, 2020, 122: 103558.

[5] BHATTACHARYA S, GODA K. Use of offshore wind farms to increase seismic resilience of nuclear power plants[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 80: 65-68.

[6] MATSUI T, ODA K. Foundation damage of structures[J]. Soils and Foundations, 1996, 36: 189-200.

[7] 高彦斌, 晁浩. 沿海软土地区浅部土层地震运动特征研究[J]. 地震工程与工程振动, 2024, 44(4): 193-200.
GAO Yanbin, CHAO Hao. Research on seismic motion in shallow depth in coastal soft soil area[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2024, 44(4): 193-200. (in Chinese)

[8] 徐龙军, 何晓云, 谢礼立. 海上风电工程基础结构抗震性能研究[J]. 地震工程与工程振动, 2012, 32(3): 1-7.
XU Longjun, HE Xiaoyun, XIE Lili. On seismic performance of offshore wind turbine foundation and structures[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2012, 32(3): 1-7. (in Chinese)

[9] GAO B, LI C, ZHOU F L, et al. Shaking table tests of offshore wind turbine systems with a suction bucket foundation in sandy seabed subject to earthquake and wind loads[J]. Marine Structures, 2025, 99: 103706.

[10] SEONG J, HAIGH S K, MADABHUSHI S P G, et al. On seismic protection of wind turbine foundations founded on liquefiable soils[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2022, 159: 107327.

[11] ZHANG J X, CHENG W L, CHENG X L, et al. Seismic responses analysis of suction bucket foundation for offshore wind turbine in clays[J]. Ocean Engineering, 2021, 232: 109159.

[12] MA S L, XIE L Q, JI Y F, et al. Nonlinear 3D finite element analysis of suction caisson-tower-soil system subjected to horizontal earthquake excitation[J]. International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering, 2022, 14: 100478.

[13] 刘润, 马鹏程, 练继建. 黏土中宽浅式筒型基础与地基的地震响应[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2020, 53(4): 366-377.
LIU Run, MA Pengcheng, LIAN Jijian. Seismic response of shallow bucket foundation of soft clay[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2020, 53(4): 366-377. (in Chinese)

[14] ZHANG Y H, ZHAO S F, ZHOU H J, et al. Long-term settlement of suction bucket foundations supporting offshore wind turbines in clay[J]. Applied Ocean Research, 2024, 145: 103922.

[15] ZHANG B F, LIU R, WANG L Z, et al. Cyclic response and load transfer mechanism of suction bucket jackets supporting offshore wind turbines in soft clay[J]. Ocean Engineering, 2024, 313: 119135.

[16] 崔鹤, 黄茂松, 时振昊. 饱和黏土中吸力桶基础离心振动台试验及地震响应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2025, 44(3): 769-780.
CUI He, HUANG Maosong, SHI Zhenhao. Centrifugal shaking table tests and seismic response analysis of suction caisson foundation in saturated clay[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2025, 44(3): 769-780. (in Chinese)

[17] ZHENG X Y, LI H B, RONG W D, et al. Joint earthquake and wave action on the monopile wind turbine foundation: An experimental study[J]. Marine Structures, 2015, 44: 125-141.

[18] PROWELL I, VELETZOS M, ELGAMAL A, et al. Experimental and numerical seismic response of a 65 kW wind turbine[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2009, 13(8): 1172-1190.

[19] TAO L J, DING P, SHI C, et al. Shaking table test on seismic response characteristics of prefabricated subway station structure[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, 91: 102994.

[20] 刘春晓, 陶连金, 边金, 等. 振动台试验新型叠层剪切模型箱的改进与性能测试[J]. 振动与冲击, 2021, 40(21): 82-89.
LIU Chunxiao, TAO Lianjin, BIAN Jin, et al. Improvement of new laminated shear model box and verification tests[J]. Journal of Vibration and Shock, 2021, 40(21): 82-89. (in Chinese)

[21] 张梓鸿, 许成顺, 闫冠宇, 等. 液化夹层场地地铁车站结构离心机振动台试验方案设计[J]. 岩土工程学报, 2022, 44 (5): 879-888.
ZHANG Zihong, XU Chengshun, YAN Guanyu, et al. Experimental design for dynamic centrifuge tests on a subway station structure in liquefied interlayer site[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, 44(5): 879-888. (in Chinese)

[22] ARANY L, BHATTACHARYA S. Simplified load estimation and sizing of suction anchors for spar buoy type floating offshore wind turbines[J]. Ocean Engineering, 2018, 159: 348-357.

[23] BHATTACHARYA S, LOMBARDI D, MUIR WOOD D. Similitude relationships for physical modelling of monopile-supported offshore wind turbines[J]. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 2011, 11(2): 58-68.

[24] 秦天庆, 袁长丰, 袁铭徽, 等. 基于 2010—2020 年东海风、浪、流统计数据的海上风电吸力桶基础动荷载承载特性[J]. 海洋工程, 2023, 41(1): 169-178.
QIN Tianqing, YUAN Changfeng, YUAN Minghui, et al. Dynamic load bearing characteristics of wind power suction bucket foundation based on wind wave statistics in the East China Sea from 2010 to 2020 [J]. The Ocean Engineering, 2023, 41(1): 169-178. (in Chinese)

[25] 贾科敏, 许成顺, 杜修力, 等. 液化侧向扩展场地-群桩基础-结构体系地震破坏反应大型振动台试验方案设计[J]. 工程力学, 2023, 40(7): 121-136.
JIA Kemin, XU Chengshun, DU Xiuli, et al. Experimental design of shaking table tests for seismic failure response of pile-group-superstructure subjected to liquefaction-induced lateral spreading[J]. Engineering Mechanics, 2023, 40(7): 121-136. (in Chinese)

[26] 陈苏, 陈国兴, 韩晓健, 等. 基于计算机视觉的位移测试方法研究与实现[J]. 振动与冲击, 2015, 34(18): 73-78, 99.
CHEN Su, CHEN Guoxing, HAN Xiaojian, et al. Development of vision-based displacement test method[J]. Journal of Vibration and Shock, 2015, 34(18): 73-78, 99. (in Chinese)

[27] SUN Y L, XU C S, EL NAGGAR M H, et al. Cumulative cyclic response of offshore monopile in sands[J]. Applied Ocean Research, 2023, 133: 103481.

[28] 王欢. 砂土海床大直径单桩基础和桶形基础水平受荷特性研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2020.
WANG Huan. Lateral behaviour of offshore monopile and bucket foundations in sand[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2020. (in Chinese)

[29] DNV-OS-J101 Design of offshore wind turbine structures[S]. Oslo: DNV GL AS, 2014.