学校代号_	10532	学 号	<u>B1701S0011</u>
分 类 号_	TU475	密 级	<u>3 公开</u>



博士学位论文

双屈服面渐进硬化本构模型及海上风机

桩基础累积变形规律

学信	立申请	青人如	生名	朱姝
培	养	单	位	土木工程学院
导师	帀姓名	ろ 及耳	只称	陈仁朋教授
学	科	专	业	岩土工程
研	究	方	向	本构模型及海上风机桩基础
论:	文 提	交F	日期	2021年04月23日

学校代号: 10532 学 号: B1701S0011 密 级: 公开

湖南大学博士学位论文

双屈服面渐进硬化本构模型及海上风机 桩基础累积变形规律

(国家自然科学基金重点项目,项目批准号:51938005)

学位申请人姓名:	朱姝
导师姓名及职称:	陈仁朋教授
培养单位:	土木工程学院
<u>专业名称:</u>	岩土工程
论文提交日期:	2021年04月23日
论文答辩日期:	2021年06月26日
答辩委员会主席:	陈昌富教授

A Two-yield Surface Progressive Hardening Elastoplastic Model and Accumulative Deformation Law for Offshore Wind Turbine Pile

Foundation

by

ZHU Shu

B.E. (Guizhou University) 2015

A dissertation submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Doctor of Engineering

in

Civil Engineering

in the

Graduate School

of

Hunan University

Supervisor

Professor CHEN Renpeng

June, 2021

湖南大学

学位论文原创性声明

本人郑重声明:所呈交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成 果。除了文中特别加以标注引用的内容外,本论文不包含任何其他个人或集体已经发 表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体,均已在文中以明确方 式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名:

日期: 年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定,同意学校保留并向 国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版,允许论文被查阅和借阅。本人授权湖 南大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索,可以采用影印、 缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

- 1. 保密口,在____年解密后适用本授权书。
- 2. 不保密团。

(请在以上相应方框内打"√")

作者签名:	日期:	年	月	日
导师签名:	日期:	年	月	日

摘 要

海上风机桩基础在风、浪、流等水平循环荷载作用下极易产生累积变形,影 响风电机组的正常服役甚至导致风机整体失稳破坏。且我国东部近海海域广泛分 布着深厚的软黏土层,桩周软黏土在长期循环荷载作用下极易产生超静孔隙水压 力的累积及强度弱化,影响桩土的相互作用。本文采用理论、试验和数值三方面 相结合的方式对软黏土地基海上风机桩基础在水平荷载下的累积变形规律进行深 入研究。在此基础上针对土体特性提出了适用于黏土和砂土的双屈服面渐进硬化 本构模型,并应用到水平循环受荷单桩基础的数值分析中。根据试验及模拟研究 结果,建立了软黏土地基海上风机桩基础累积变形与极限控制荷载、曲率(初始 刚度)及设计荷载(循环幅值)有关的预测模型。可通过简单的现场静载试验或 静力数值模拟获得的荷载位移曲线,有效预测海上风机桩基础的桩顶累积变形。 本文的主要内容及研究成果如下:

(1) 在修正剑桥模型的基础上,采用内屈服面渐进硬化机制实现当前应力点从 加载屈服面到外屈服面过程中塑性模型的光滑转变,建立统一的状态参数,采用 新的屈服面方程,提出了适用于黏土和砂土的双屈服面渐进硬化本构模型。对于 黏土,选取 *e*-ln *p*′平面上的正常压缩曲线NCL作为黏土的参考应力线,对于砂土, 选取 *e*-ln *p*′平面上的极限压缩曲线LCC作为砂土的参考应力线,从而实现了黏土 与砂土当前应力点到参考应力点之间相对距离的统一。引入与砂土密实度有关的 屈服面形状参数,使模型能够考虑砂土的初始密实度,实现砂土不排水液化特性 的模拟,当不考虑该形状参数时,屈服面退化为黏土模式。此外,针对天然黏土 的循环特性,加入非线性小应变和弹性各向异性的概念以及结构损伤硬化法则, 同时在加载屈服面的硬化法则中增加循环累积速率控制参数,实现天然黏土在循 环荷载下闭合的滞回特性、循环安定和破坏特性,充分考虑土体在剪切过程中结 构性的逐渐退化。

(2) 采用渐进硬化机制代替常规弹塑性模型的映射法则和插值定理,根据加载 屈服面的一致性条件进行简化积分计算,采用切面隐式积分算法使用类似于修正 剑桥模型的应力积分格式编写本构代码,并嵌入FLAC3D中。

(3)利用FLAC3D和本文提出的本构模型分析软黏土地基不同桩土参数下水平 受荷单桩基础的累积变形规律。根据模拟结果发现了桩周土反力的最大值总是出 现在泥面下 2D-2.5D深度处,同时,桩周土反力的弱化主要集中在泥面下 5D深度 范围内,5D深度以下,桩周土反力不再出现弱化。随后,采用幂函数的形式引入 桩顶累积变形计算公式,建立了桩顶累积变形与极限控制荷载、曲率(初始刚度)

Π

及设计荷载(循环幅值)有关的预测模型。可通过简单的现场静载试验或静力数 值模拟获得的荷载位移曲线,有效预测海上风机单桩基础的累积变形,同时简单 估算所需设计疲劳周期的循环控制幅值。

(4) 开展了软黏土地基四腿导管架基础水平受荷离心模型试验,研究了导管架基础在水平单调和循环荷载下的受力和变形响应。根据试验结果可知,加载历史 对导管架基础的力学响应影响很大,在低应力水平下,基桩在土体扰动后的桩身 弯矩和变形明显大于独立单调加载的情况,但在连续循环加载过程中,后循环的 导管架顶部的水平累积变形速率相比初次循环更为稳定,桩周土在多次循环下发 生孔隙水的消散与重固结,导致了桩周土的逐渐硬化。此外,基桩的水平位移和 弯矩随循环次数呈双对数线性增长,竖向累积位移则随循环次数的增加而线性增 加。加载顺序是影响水平变形增长率的主要因素,而竖向变形增长率和桩顶剪力 则取决于基桩的位置。导管架基础的循环*p-y*曲线呈现出典型的滞回和弱化特性。 桩周土反力的弱化主要集中在 5*D*深度范围内,浅层土循环弱化更为显著,这与单 桩的模拟结果相一致。

(5) API规范中静力*p-y*曲线法低估了桩基的初始刚度和水平极限承载力。采用 双曲正切型*p-y*曲线法更适用于黏土地基海上风机桩基础桩土相互作用的计算。对 于软黏土地基导管架基础的群桩效应,前后排桩的*p*乘子分别可取 0.93 和 0.76, 这一数值明显低于砂土地基。同时,采用折减静力*p-y*曲线的方法,建立了桩周土 反力在循环荷载下的衰减模型,并建议了循环弱化因子的取值范围。另外,导管 架基础的循环累积变形规律与单桩相似,对比导管架基础试验数据,进一步验证 了利用静力荷载位移曲线预测桩顶累积变形方法对于导管架基础的有效性。

关键词: 弹塑性模型; 离心模型试验; 海上风机桩基础; 桩土相互作用; 循环累积变形

III

Abstract

In complex marine environment, offshore wind turbine pile foundation is always subjected to strong cyclic loading from wind, wave and current loads. These lateral cyclic loads can easily lead to accumulative deformation of offshore wind turbine pile foundation, and affects its fatigue life and even leads to overall instability. In addition, deep soft clay is widely distributed in the coastal ocean of eastern China. The soil surrounding piles under lateral cyclic loading is prone to cause accumulation of excess pore water pressure and strength degradation, thus affecting the soil-pile interaction. In this study, accumulative deformation law of offshore wind turbine pile foundation in soft clay under is analyzed in detail by combining theory, experiment and numerical methods. Based on this, a two-yield surface progressive hardening elastoplastic model for clay and sand, namely UACC2, is proposed, and applied to the numerical analysis for single pile under lateral cyclic loading. Moreover, on the basis of the test and numerical results, a prediction model is established to predict the accumulative deformation of pile with soil-pile relative stiffness, cyclic amplitude, cyclic number and loading height. Then, a control method for the accumulative deformation of offshore wind turbine pile foundation is proposed. The main contents and research results of this thesis are as follows:

(1) Based on the Modified Cam-clay model, a progressive hardening mechanism of inter yield surface is employed to realize the smooth transformation of the plastic modulus from the loading yield surface to the outer yield surface. A unified state parameter and a new yield surface function are established for the proposed progressive hardening elastoplastic model. In order to realize unification of clay and sand, the normal compression curve (NCL) and the limit compression curve (LCC) in $e - \ln p'$ plane is used as the reference stress level respectively to unify relative distance between the current stress point and the reference stress point for clay and sand. A shape parameter of yield surface related to relative density of sand is introduced to consider various initial relative density and simulation undrained liquefaction characteristics of sand. If this shape parameter is not considered, the yield surface function degenerates to that for clay. For cyclic behavior of soil, the nonlinear small-strain stiffness and a special accumulative control parameter for the hardening law of loading yield surface are introduced to realize the closed hysteretic behavior, cyclic

shakedown and degradation of natural clay under cyclic loading. For natural clay, the elastic anisotropy and structure are added for influence of deposition, stress history and structure degradation during triaxial shearing.

(2) The main feature of the proposed UACC2 model is that its constitutive equations can be simply formulated based on the consistency condition for the inner yield surface, instead of the mapping rule and interpolation theorem of classical elastoplastic models. Then, it can be efficiently implemented using a stress integration scheme similar to that of the Modified Cam-clay model, and a cutting plane implicit integration algorithm is employed to write code for numerical software.

(3) Considering different conditions for pile and clay, the accumulative deformation law of single pile subjected to lateral cyclic loading in clay is analyzed in detail using FLAC3D with the proposed UACC2 model. It is found that the maximum soil resistance around piles appears at the depth of 2D-2.5D below the ground surface. And the cyclic degradation of the soil resistance around piles is mainly concentrated within the depth of 5D. Below this depth, the soil resistance around will not weaken. Then, a power function is introduced to calculate the accumulative deformation of pile head, and a prediction model, related to ultimate control load, curvature (initial stiffness), undrained shear strength, pile diameter, pile length and design load (cyclic amplitude) is established. Subsequently, the accumulative deformation of offshore wind turbine pile foundation can be effectively predicted by the load-displacement curve obtained by simple static load test or static numerical simulation.

(4) A set of centrifuge model tests was conducted to discuss the lateral response of a tetrapod jacket foundation embedded in Kaolin. The test results mainly reveal that the loading history has a great influence on the lateral response of the jacket foundation. Under the low stress level, the bending moment and deformation of the jacket foundation after the soil disturbance is significantly greater than that under independent monotonic loading. However, in continuous cyclic loading, the lateral accumulative deformation rate of jacket top during post cyclic process is more stable than that during primary cyclic process. It is mainly due to the complex coupling of pore water pressure dissipation and clay reconsolidation under multiple cycles, resulting in the progressive hardening of clay surrounding piles. In addition, the lateral displacement and bending moment of piles increase linearly with cycles in doublelogarithmic coordinate, while the vertical displacement increases linearly with cycles in Cartesian coordinate. The loading sequence is the main Factor affecting the accumulation rate of the lateral displacement, while the accumulation rate of vertical displacement and the shear force of pile top depend on the position of piles. Moreover, the cyclic p-y curve shows typical hysteresis and degradation characteristics. The cyclic degradation of soil reaction surrounding piles is mainly concentrated in 5D depth, and the cyclic degradation of shallow clay is more striking.

(5) The static p-y method suggested by API underestimates the initial stiffness and lateral ultimate bearing capacity of offshore wind turbine pile foundation. By comparison, the hyperbolic tangent p-y method is more suitable for the calculation of soil-pile interaction for offshore wind turbine pile foundation. For pile group effect of jacket foundation in soft clay, p-multiplier of the leading-row pile and the trailing-row pile can be taken as 0.93 and 0.76, respectively. The values in soft clay is obviously lower than that in sand. Moreover, an attenuation model of soil reaction surrounding piles under cyclic loading is established by reducing static p-y curve, and the range of cyclic degradation factor is suggested. In addition, it is found that the accumulative deformation law of jacket foundation is similar to that of single pile. Compared with the test results of jacket foundation, it further verifies the effectiveness of the prediction method by using static load-displacement curve for jacket foundation.

Key Words: Elastoplastic model; Centrifugal model test; Offshore wind turbine pile foundation; Soil-pile interaction; Cyclic accumulative deformation

目	录
•••	

湖南大学论文原创性声明和学位论文版权使用授权书	I
摘要	II
Abstract	IV
插图索引	X
附表索引	XIV
第1章 绪论	1
1.1 研究背景及意义	1
1.2 国内外研究现状	3
1.2.1 饱和土临界状态本构模型	3
1.2.2 黏土地基海上风机单桩基础水平受荷特性	9
1.2.3 黏土地基海上风机导管架基础水平受荷特性	20
1.3 研究中存在的不足	21
1.4 本文主要工作及技术路线	22
第2章 黏土渐进硬化本构模型	24
2.1 引言	24
2.2 模型基本理论	24
2.2.1 弹性行为	25
2.2.2 塑性行为	28
2.2.3 增量应力应变关系	33
2.3 模型参数分析	35
2.4 模型验证	37
2.4.1 饱和黏土循环三轴试验验证	37
2.4.2 结构性黏土三轴试验验证	43
2.5 本章小结	51
第3章 砂土双屈服面渐进硬化本构模型	52
3.1 引言	52
3.2 三轴条件下黏土和砂土典型应力应变关系	52
3.3 土体统一的状态参数 <i>r</i>	53
3.4 模型基本理论	55
3.4.1 弹性行为	55
3.4.2 塑性行为	55
3.4.3 增量应力应变关系	58

3.5 模型参数分析
3.6 模型验证
3.6.1 各向同性压缩试验验证60
3.6.2 单调加载三轴压缩试验验证61
3.6.3 动三轴试验验证64
3.6.4 不同密实度砂土的动三轴不排水模拟66
3.7 本章小结
第4章 FLAC3D本构模型二次开发及验证70
4.1 引言
4.2 自定义UACC2 模型70
4.3 UACC2 模型切面隐式积分算法71
4.3.1 弹性试算
4.3.2 塑性修正
4.4 FLAC3D自定义本构二次开发74
4.4.1 FLAC3D计算原理简述74
4.4.2 FLAC3D内置本构模型75
4.4.3 自定义本构模型关键技术76
4.5 自定义UACC2 模型单元体测试
4.5.1 黏土应力应变响应验证79
4.5.2 砂土应力应变响应验证81
4.6 自定义UACC2 模型多单元测试83
4.7 本章小结
第5章 软黏土地基海上风机单桩基础累积变形规律
5.1 引言
5.2 单桩水平受荷离心模型试验验证87
5.2.1 单桩水平受荷离心模型试验概况87
5.2.2 FLAC3D计算模型与计算参数
5.2.3 模拟结果验证92
5.3 水平循环荷载下单桩累积变形规律分析97
5.3.1 水平累积变形影响因素分析98
5.3.2 循环 <i>p-y</i> 曲线103
5.4 桩顶累积变形预测模型104
5.4.1 静力荷载位移曲线104
5.4.2 累积变形预测模型105
5.5 预测模型验证107

5.6 累积变形控制设计步骤	109
5.7 本章小结	110
第6章 软黏土地基导管架基础水平受荷离心模型试验	112
6.1 引言	112
6.2 离心模型试验方案	112
6.2.1 超重力离心机ZJU-400	112
6.2.2 离心模型试验相似率	113
6.2.3 离心模型试验加速度	113
6.2.4 模型桩基	114
6.2.5 地基土的制备	116
6.2.6 试验安排与测量	119
6.3 试验结果及分析	122
6.3.1 桩土相对刚度	122
6.3.2 单调加载试验结果	122
6.3.3 循环加载试验结果	126
6.4 本章小结	132
第7章 软黏土地基导管架基础水平受荷累积变形规律	133
7.1 引言	133
7.2 单调 <i>p-y</i> 曲线分析方法	133
7.3 导管架基础群桩效应	135
7.4 循环p-y曲线分析方法	136
7.5 导管架基础累积变形规律	138
7.6 预测模型验证	139
7.7 累积变形控制设计步骤	140
7.8 本章小结	141
结论与展望	142
参考文献	146
致谢	159
附录A (攻读学位期间论文、科研项目及获奖情况)	161

插图索引

图	1.1 2010-2019 年海上风电新增装机容量	1
图	1.2 2019 年底全球海上风电装机容量	1
图	1.3 海上风机基础结构形式	2
图	1.4 临界状态本构模型	4
图	1.5 卸载-再加载段的滞回曲线	5
图	1.6 气泡模型Bubble	5
图	1.7 土体在 e-ln p'平面的体积变形特性	7
图	1.8 海上风机单桩基础荷载分布示意图	9
图	1.9 单桩变形机理类型	10
图	1.10 桩周土流动机理	11
图	1.11 方形桩极限平衡分析示意图	12
图	1.12 土体滑移线网格示意图	13
图	1.13 被动土压力区楔形体极限平衡分析几何示意图	14
图	1.14 水平受荷桩p-y曲线计算简图	15
图	1.15 Matlock软黏土 <i>p</i> -y曲线	15
图	1.16 Reese硬黏土 <i>p</i> -y曲线	16
图	1.17 Zhang和Andersen p-y曲线方法	18
图	1.18 Rajashree和Sundaravadivelu分析方法预测结果	19
图	1.19 本文技术路线图	23
图	2.1 黏土的剪切刚度随剪应变变化关系	27
图	2.2 一维压缩下黏土的应力应变关系	27
图	2.3 应力反转点的定义	28
图	2.4 应力-应变曲线随参数 c和ω的变化	28
图	2.5 内屈服面大小的定义	29
图	2.6 p'-q平面下屈服面的定义	30
图	2.7 形状参数n对屈服面的影响	30
图	2.8 参数k对循环特性的影响	32
图	2.9 参数so和Ad标定方法	36
冬	2.10 参数k标定方法	37
图	2.11 Speswhite高岭土单向循环三轴排水试验与模拟结果	39
图	2.12 Fujinomori黏土双向循环三轴排水试验与模拟结果	39

图 2.13 Newfield 黏土在低应力水平下单向循环三轴不排水试验与模拟结	与果40
图 2.14 Newfield 黏土高应力水平下单向循环三轴不排水试验与模拟结果	₹41
图 2.15 刚度弱化指数随循环次数的变化关系	42
图 2.16 高岭土双向循环三轴不排水试验与模拟结果	43
图 2.17 温州黏土静三轴不排水试验与模拟结果	45
图 2.18 100kPa围压下累积轴向应变和超静孔隙水压力模拟结果	47
图 2.19 100kpa 围压下有效应力路径的试验结果与模拟结果	48
图 2.20 不同围压下弹性应变随循环次数的演化	49
图 2.21 不同围压下不可恢复应变随循环次数的演化	50
图 2.22 不可恢复应变与循环应力比CSR的关系	51
图 3.1 砂土典型的三轴试验结果	53
图 3.2 状态参数r的定义	54
图 3.3 屈服面的形状	56
图 3.4 双屈服面示意图	57
图 3.5 丰浦砂各向同性压缩试验与模拟结果对比	61
图 3.6 丰浦砂三轴排水试验与数值结果对比	62
图 3.7 丰浦砂三轴不排水试验与数值结果对比	63
图 3.8 m与初始孔隙比eo的拟合曲线	64
图 3.9 丰浦砂动三轴排水试验与模拟结果	64
图 3.10 丰浦砂应变控制动三轴不排水试验与模拟结果	65
图 3.11 丰浦砂应力控制动三轴不排水试验与模拟结果	66
图 3.12 不同密实度下动三轴不排水模拟结果	69
图 4.1 弹性试算判断	72
图 4.2 CPM算法塑性修正迭代过程	73
图 4.3 UACC2 模型的切面隐式积分算法流程图	74
图 4.4 FLAC3D主程序显式计算循环图	75
图 4.5 FLAC3D自定义本构程序流程图	77
图 4.6 自定义本构程序参数赋值板块	78
图 4.7 自定义本构程序状态变量初始化板块	78
图 4.8 自定义本构程序本构关系计算板块	78
图 4.9 FLAC3D土体单单元建模示意图	79
图 4.10 各向同性压缩试验Fortran和FLAC3D嵌入模拟结果	80
图 4.11 黏土三轴不排水试验Fortran和FLAC3D嵌入程序模拟结果	81
图 4.12 砂土三轴排水试验Fortran和FLAC3D嵌入程序模拟结果	82
图 4.13 砂土三轴不排水试验Fortran和FLAC3D嵌入程序模拟结果	

图 4.14 模型示意图	
图 4.15 路堤施工短期内地表沉降	
图 4.16 路堤施工短期内孔隙水压力	
图 4.17 路堤施工结束时地基位移云图	
图 4.18 路堤施工结束时地基孔隙水压力云图	
图 4.19 路堤施工结束后孔隙水压力的消散	
图 4.20 路堤施工结束后地表沉降长期响应	
图 4.21 排水模式结束时地基位移云图	
图 5.1 模型单桩示意图	
图 5.2 地基土示意图	
图 5.3 地基土T-bar不排水抗剪强度	
图 5.4 PILE单元剪切耦合弹簧行为	
图 5.5 PILE单元法向耦合弹簧行为	
图 5.6 水平受荷单桩数值模型剖面图	
图 5.7 桩顶水平荷载位移曲线对比	
图 5.8 桩身弯矩分布	
图 5.9 桩身位移分布	
图 5.10 p-y曲线对比	
图 5.11 单调加载完后模型的位移云图	
图 5.12 水平循环加载下桩顶水平荷载位移曲线	
图 5.13 峰值荷载比随循环次数的变化关系	
图 5.14 水平循环加载下不同深度处p-y曲线	
图 5.15 循环加载下模型的位移云图	
图 5.16 桩顶水平荷载位移曲线的模拟结果	
图 5.17 不同桩径下桩顶峰值荷载衰减规律	
图 5.18 不同桩土刚度比下桩顶峰值荷载衰减规律	
图 5.19 循环累积变形(荷载衰减)指数b随桩土相对刚度l的变化	现律102
图 5.20 不同循环幅值下桩顶峰值荷载衰减规律	
图 5.21 不同结构性参数下桩顶峰值荷载衰减规律	
图 5.22 循环p-y曲线	
图 5.23 静力荷载位移曲线拟合结果	
图 5.24 极限控制条件下循环累积变形速率与极限控制荷载的关系	106
图 5.25 归一化累积变形速率与荷载水平的关系	
图 5.26 荷载水平与曲率的关系	
图 5.27 静力荷载位移曲线拟合结果	

图	5.28	3 桩顶累积变形预测模型验证	.108
图	5.29) 累积变形控制曲线	.109
图	5.30) 累积变形控制曲线示意图	.110
图	6.1	ZJU-400 离心机系统	.112
图	6.2	模型导管架基础及桩身应变片布置图	.116
图	6.3	模型箱	.117
图	6.4	真空搅拌箱	.118
图	6.5	T-bar探头	.118
图	6.6	高岭土地基不排水抗剪强度分布图	.119
图	6.7	加载幅值及加载路径	.120
图	6.8	离心机模型试验布置及传感器布置	.121
图	6.9	传感器	.122
图	6.10) 单调加载下的导管架顶部的荷载位移曲线	.123
图	6.11	单调加载下的桩身弯矩	.124
图	6.12	2 单调加载下的桩身水平变形	.125
图	6.13	3 单调 <i>p-y</i> 曲线	.126
图	6.14	导管架基础顶部的循环累积变形	.127
图	6.15	5 卸载刚度Eu的演变	.128
图	6.16	5 基桩水平循环累积位移	.128
图	6.17	7 基桩竖向循环累积位移	.129
图	6.18	3 泥面下 4D深度处基桩弯矩	.130
图	6.19	▶ 基桩顶部剪力分布	.130
图	6.20) 循环p-y曲线	.132
图	7.1	泥面下 2D深度处 <i>p-y</i> 曲线对比	.135
图	7.2	导管架基础p乘子	.135
图	7.3	桩周土反力循环弱化规律	.137
图	7.4	循环弱化因子随深度变化关系	.138
图	7.5	循环水平累积变形规律	.139
图	7.6	双曲正切型曲线拟合结果	.139
图	7.7	导管架顶部累积变形预测结果	.140
图	7.8	导管架基础累积变形控制曲线	.141

附表索引

表	1.1	桩基变形机理判别方法	10
表	1.2	常见的桩基类型判别方法	11
表	1.3	不同界面粗糙度下的水平承载力系数Np	13
表	1.4	<i>su</i> 建议值	16
表	2.1	三种黏土模型参数	38
表	2.2	温州黏土物理性质	44
表	2.3	温州黏土模型参数	44
表	2.4	温州黏土动三轴不排水试验安排	46
表	3.1	丰浦砂物理性质指标	60
表	3.2	丰浦砂模型参数	60
表	3.3	丰浦砂的模拟初始条件	67
表	4.1	自定义本构模型UACC2 基本方程参照	71
表	4.2	内置本构模型汇总	76
表	4.3	温州黏土模型参数	79
表	4.4	丰浦砂模型参数	82
表	4.5	MCC/UACC2 模型参数	83
表	5.1	模型桩与相应原型桩参数	87
表	5.2	试验安排	89
表	5.3	FLAC3D管桩模型参数	89
表	5.4	FLAC3D地基土模型参数	90
表	5.5	FLAC3D桩土接触面参数	92
表	5.6	水平累积变形预测模型	98
表	5.7	模型参数安排	98
表	5.8	试验参数1	08
表	6.1	ZJU-400 主要技术指标1	13
表	6.2	离心模型试验相似率对照表1	14
表	6.3	模型桩与原型桩参数1	15
表	6.4	模型与原型导管架参数1	15
表	6.5	马来西亚高岭土物理力学参数1	17
表	6.6	试验安排1	19
表	7.1	2×2 群桩p乘数汇总1	36

第1章 绪 论

1.1 研究背景及意义

随着国民经济的超高速增长,我国已成为世界上最大的能源生产国和消费国, 但传统能源生产和消费模式造成了资源过快消耗、生态破坏等后遗症。开发利用 可再生能源、坚持绿色低碳发展是解决能源短缺、改善环境的有效途径。风能是 目前发展迅速、产业前景最好的可再生新能源之一。由于海上风速大,风力持久 稳定,风能产量高,且建造和使用对土地、环境噪声的影响较小,在过去的十年 里,海上风电市场迅速扩大(图 1.1)。据全球风能协会Global Wind Energy Council (GWEC)的报告显示^[1],截止到 2019 年底,我国海上风电装机总量接近 7GW, 成为继英国、德国之后的第三大海上风能产国(图 1.2)。根据我国"十三五"规 划,计划在 2020 年和 2030 年分别实现非化石能源占一次能源消费比重 15%和 20% 的目标,其中,到 2020 年底,风电累计并网装机容量达到 2.1 亿千瓦以上,其中 海上风电并网装机容量达到 500 万千瓦以上,确保风电年发电量占到全国总发电 量的 6%。这一规划的实施对推动我国能源转型和降低环境污染起到了重要作用。





图 1.1 2010-2019 年海上风电新增装机容量[1] 图 1.2 2019 年底全球海上风电装机容量[1]

与陆上风机相比,海上风电技术难度更大,造价更高,而海上风机基础的造价占风电场总造价的 25%,合理选择海上风机基础形式是降低海上风电场建设成本的重要部分^[2]。目前海上风机基础发展形式主要分为重力式、单桩式、导管架式,吸力桶式、浮式以及它们的组合式^[3,4](图 1.3)。随着海上风电场离岸距离以及场址水深的增加,单桩和四腿导管架基础成为越来越多海上风电场的优先选择。 不同于其他海上构筑物,海洋风、浪、流等荷载环境使风机基础受荷形式复杂,上部结构风压倾覆弯矩和风暴潮等循环荷载极易影响风电机组的正常服役性能甚 至导致风机基础失效破坏^[5]。其次,我国东部近海海域广泛分布着深厚的软黏土 层。一个典型的海上风力涡轮机疲劳负荷设计周期为 10⁸次,软黏土在长期循环 荷载下极易产生超静孔隙水压力的累积及刚度弱化^[6]。因此,为保证海上风电机 组在使用寿命内的正常服役和安全,研究软黏土地基海上风机桩基础的循环累积 变形规律,提出科学的分析方法是非常有价值的。



图 1.3 海上风机基础结构形式

目前海上风机桩基础的设计方法主要参照陆上桩基础及海上石油开发平台的标准,例如美国石油学会(American Petroleum Institute)的API规范^[7]和挪威船级社DNV规范^[8]。但应用到工程实际,存在诸多问题^[6]:(1)API规范中的方法主要基于小直径柔性桩的经验数据提出的,但海上风机桩基础的直径通常超过2m,甚至达到8m,其受力和变形模式与小直径桩基有明显差异;(2)推荐的循环*p-y*曲线分析方法更注重于极限承载力的计算,缺乏循环累积变形及循环刚度弱化的考虑。到目前为止,水平循环荷载下大直径刚性桩及半刚性桩的试验及数值研究有很多,且相应提出了一些经验性的循环*p-y*曲线分析方法^[5, 6, 9-21]。对于陆上小直径群桩基础,相关学者研究了砂土和黏土地基中水平循环荷载下群桩的力学响应,并提出了考虑群桩效应的折减系数法^[22-30]等。但海上导管架基础与大直径刚性桩及陆上小直径群桩基础存在差异,传统的大直径刚性桩及陆上群桩分析方法很难完全应用到海上导管架基础上。

另外, 土体的本构模型是大型数值计算软件的基础。常用的岩土数值软件(如ABAQUS、PLAXIS和FLAC3D)内置的土体本构模型都是非常经典的弹、塑性模型(如摩尔库伦模型M-C和修正剑桥模型模型MCC),这些本构模型通常不能有效地模拟土体在循环荷载下复杂的应力应变响应。针对这一问题,国内外一些学者在经典土体本构模型的基础上提出了可以考虑循环效应的模型(如MIT-E模型、Bubble模型、CASM-C模型、UH模型等^[31-35]),但因积分难度大,很少有本构模型能嵌入商业数值软件模拟复杂的实际工程问题。

综上所述,建立可以考虑土体复杂应力应变关系且便于积分计算的本构模型 是利用商业数值软件计算实际工程问题的基础。在此基础上深入研究海上风机桩 基础在水平循环荷载下的累积变形规律,提出科学的分析方法对我国海上风电场

2

的建设和运行具有重要的理论和工程意义。

1.2 国内外研究现状

1.2.1 饱和土临界状态本构模型

1.2.1.1 黏土

与其他金属材料相比,岩土材料表现出更为复杂的力学特性,例如静压屈服性、压硬性、剪胀性、摩擦性以及应力历史和路径依存性。Roscoe等^[36]首次提出了基于临界状态理论的剑桥模型OCC(Original Cam Clay),其以塑性体积应变*dɛ*^{*p*}_{*v*}为硬化参数,采用帽盖屈服面以及相关联流动法则,仅通过4个参数就能较好地模拟土体的静压屈服性、压硬性及剪缩性(如图1.4(a))。随后,针对剑桥模型不能考虑等向固结剪应变为零的情况(即塑性势面与*p*′轴不正交),Roscoe和Burland^[37]采用椭圆形屈服面代替帽盖屈服面提出了著名的修正剑桥模型MCC(Modified Cam Clay),如图1.4(b)所示。修正剑桥模型的物理意义明确,能够较好地模拟正常固结黏土和轻微超固结黏土的应力应变响应,被广泛的应用。

修正剑桥模型的椭圆形屈服面公式如下:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'^2 - pp_c = 0 \tag{1.1}$$

式中, q为偏应力; p'为平均有效应力; p_c为正常固结线上的传统屈服应力; *M*为临界状态应力比。根据相关联流动法则推导出其剪胀方程为:

$$\frac{d\varepsilon_{v}^{p}}{d\varepsilon_{s}^{p}} = \frac{\partial f / \partial p'}{\partial f / \partial q} = \frac{M^{2} - \eta^{2}}{2\eta}$$
(1.2)

式中, η 为应力比,即 $\eta = q/p'$; $d\varepsilon_s^p$ 为塑性剪切应变增量。其硬化法则为:

$$dp_c = \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} p_c d\varepsilon_{\nu}^p \tag{1.3}$$

式中, e_0 为初始孔隙比; λ 为 $v-\ln p'$ 平面下土体正常压缩线的斜率; κ 为 $v-\ln p'$ 平面下土体回弹曲线的斜率。





(c) 边界面模型

图 1.4 临界状态本构模型(程威^[38])

虽然剑桥模型OCC和修正剑桥模型MCC的提出为土体弹塑性本构模型的发展奠定了基础,但也仅限于模拟正常固结黏土和轻微超固结黏土,因其仅采用塑性体积应变*ds*^p,作为硬化参数,不能考虑砂土剪切引起的体积膨胀特性和超固结黏土的软化特性等。同时,由于假设屈服面内为弹性区域,其在模拟卸载-再加载过程中只能产生弹性应变,无法描述土体的循环特性。为克服这些缺陷,Dafalias^[31]提出了边界面模型(图 1.4(b)),其通过当前加载点与边界面参考点之间的映射法则,根据插值函数来实现当前加载点的塑性模量在边界面内随应力状态的变化,使塑性应变在边界面内也能够产生。

边界面模型的边界面相当于一个几何应力边界,加载屈服面或其他屈服面可 以在边界面内移动,根据应力历史 *p*,可以确定边界面的大小,其一般形式如下:

$$F\left(\bar{\sigma}_{ij}', p_n\right) = 0 \tag{1.4}$$

式中, σ'_{ij} 为边界面上任一点的应力张量。当前应力点 σ'_{ij} 可以由映射中心 α_{ij} 通过映射法则对应到边界面上,即:

$$\bar{\sigma}'_{if} = \beta \left(\sigma'_{if} - \alpha_{ij} \right) + \alpha_{ij} \tag{1.5}$$

式中, *β*为映射相似比。当前应力点到边界面的塑性模量可通过插值函数实现, 其一般表达式如下:

$$K_p = \overline{K}_p + k_p \frac{\delta}{\delta_0 - \delta} \tag{1.6}$$

式中, K_p 为当前应力点对应的塑性模量; \bar{K}_p 为边界面上参考应力点对应的塑性模量; k_p 为塑性模量参数; δ_0 为 $\bar{\sigma}'_{ij}$ 到映射中心 α_{ij} 的距离; δ 为当前应力点到参考应力点之间的距离。

由于上述模型在卸载过程中不产生塑性应变,在卸载-再加载段会产生开放的滞回曲线,如图 1.5(a)所示,不能真实地描述土体的循环滞回特性。Zienkiewicz和Mroz^[39]提出

了广义塑性理论,假设即使应力增量指向屈服面内侧时也能产生塑性变形,同时使当前 应力点始终位于屈服面上,从而使土体在循环荷载下产生闭合的滞回曲线,如图 1.5(b)。 该模型的弹塑性矩阵与土体的应力状态和应力历史有关,卸载采用卸载弹塑性矩阵,有 效地实现了土体在卸载时的塑性变形^[40, 41]。



图 1.5 卸载-再加载段的滞回曲线

Mroz等^[42,43]在临界状态模型的基础上引入运动硬化机制,为循环荷载下的土体本构模型的发展提供了新的思路。Al-Tabbaa和Wood^[44]基于运动硬化理论在边界面内定义了一个可以平移、扩大和缩小的运动屈服面(气泡面),建立了气泡模型Bubble(图 1.6)。此类运动硬化模型的主要特点在于平移规律和硬化函数的构建上,前者用来控制气泡面和边界面的运动和相互作用,后者用来描述两个屈服面之间塑性模量的变化。气泡模型可以很好地模拟土体在循环荷载下闭合的滞回特性,但同样,当前应力点的塑性模量不是通过运动屈服面的一致性条件获得的,需要依赖于当前应力点到边界面的相对距离通过内插函数来求得。



图 1.6 气泡模型Bubble(Al-Tabbaa和Wood^[44])

气泡模型的边界面和运动屈服面的一般形式如下:

$$F = \left(\bar{p}' - \bar{\alpha}_{p}\right)^{2} + \frac{\left(\bar{q} - \bar{\alpha}_{q}\right)^{2}}{M^{2}} - a^{2} = 0$$
(1.7)

$$f_{k} = \left(p' - \alpha_{p}\right)^{2} + \frac{\left(q - \alpha_{q}\right)^{2}}{M^{2}} - \left(Ra\right)^{2} = 0$$
(1.8)

式中, $(\bar{\alpha}_p, \bar{\alpha}_q)$ 为边界面中心的坐标; (α_p, α_q) 为运动屈服面中心的坐标; a为边 界面沿 p'轴的半径; R为运动屈服面与边界面的相似比。根据运动硬化规律, 运 动屈服面中心点的增量可表示为:

$$d\alpha_{p} = d\mu \left[\frac{p_{p} - \alpha_{p}}{R} + a - p' \right] + \frac{da}{a} \alpha_{p}$$
(1.9)

$$d\alpha_q = d\mu \left[\frac{q_p - \alpha_q}{R} + q_p \right] + \frac{da}{a} \alpha_q$$
(1.10)

其中,

$$d\mu = \frac{\left(dp' - \frac{da}{a}p'\right)\left(p_p - \alpha_p\right) + \left(dq - \frac{da}{a}q\right)\frac{\left(q - \alpha_q\right)}{M^2}}{\left(p_p - \alpha_p\right)\left[\frac{\left(p_p - \alpha_p\right)}{R} + a - p_p\right] + \frac{\left(q_p - \alpha_q\right)}{M^2}\left[\frac{\left(q_p - \alpha_q\right)}{R} - q_p\right]}\right]$$
(1.11)

当前应力点到边界面的塑性模量同样由两部分组成:

$$K_p = \overline{K}_p + H \tag{1.12}$$

其中,内插函数H的表达式为:

$$H = \frac{a^3}{\lambda - \kappa} \left(\frac{b}{b_{\text{max}}}\right)^{\psi}$$
(1.13)

式中,b为当前应力点 σ'_{ii} 到对偶点之间的距离,表达式如下:

$$b = \frac{1}{Ra} \left\{ \left(p_p - \alpha_p \right) \left[\frac{\left(p_p - \alpha_p \right)}{R} + a - p_p \right] + \frac{\left(q_p - \alpha_q \right)}{M^2} \left[\frac{\left(q_p - \alpha_q \right)}{R} - q_p \right] \right\}$$
(1.14)

 b_{\max} 为当前应力点 σ'_{ii} 到对偶点之间的最大距离,可简化为:

$$b_{\max} = 2a(1-R) \tag{1.15}$$

不同于具有径向映射的边界面塑性理论,Hashiguchi^[45]在经典弹塑性理论的 基础上提出了下负荷面的概念,假设下负荷屈服面不仅在加载状态下而且在卸载 状态下始终通过当前应力点与边界屈服面保持几何相似,使边界面随着下负荷面 的移动而扩大或收缩,通过下负荷面实现边界面内弹性到塑性的光滑过渡。

基于上述理论的框架,大量学者提出了改进的可以考虑循环荷载的临界状态本构模型。例如,Whittle^[33,46,47]在Kavvadas^[48]提出的MIT-E1 模型的基础上结合非线性小应变理论和各向异性理论提出了适用于超固结黏土的MIT-E3 模型。Yu等^[34]在CASM模型^[49]的基础上考虑不同的加卸载塑性模量建立可以考虑循环荷载的CASM-c模型。Yao等^[35,50,51]在修正剑桥模型的基础上通过建立统一的硬化参数发展了一个统一的UH模型,并扩展到循环荷载。Hu等^[52]将Masing法则推广到边界面塑性理论中,采用应力反转点作为边界面的广义映射中心,建立了一个可

以考虑饱和黏土循环安定与破坏特性的弹塑性模型。黄茂松等^[53,54]在边界面塑性 理论的基础上采用可移动的映射中心,提出了适用于软黏土的边界面本构模型, 同时利用上海黏土的循环三轴试验验证了该模型的可行性。Li和Meissner^[55]在运 动硬化理论的基础上引入一个记忆中心来考虑特定加载历史的记忆,同时根据应 力空间中加载路径的方向调节边界面和加载面的运动,建立的模型可以有效地模 拟饱和黏土在单调和循环荷载下的应力应变响应。Hong等^[56]采用渐进硬化的概念, 通过引入内屈服面硬化法则建立了双屈服面塑性模型,并结合运动硬化机制提出 了一个可以考虑循环荷载的双屈服面弹塑性模型^[57]。Yin等^[58]在临界状态理论的 基础上采用剪切滑动面和压缩面两个屈服面的形式,通过引入应力反转技术建立 黏土在循环荷载作用下的弹塑性模型。

1.2.1.2 砂土

修正剑桥模型常被用来描述正常固结或轻微超固结黏土。其主要特点如下:

(1) 正常压缩线NCL在 $e - \ln p'$ 平面上为一条直线。

(2) 临界状态线CSL在 $e - \ln p'$ 平面上与NCL平行,如图 1.7(a)所示。

与黏土相比,砂土的力学性质较为复杂,大量试验研究[59-67]表明:

(1) 砂土的各向同性压缩曲线ICC和临界状态线CSL在 e-ln p'平面上不是直线, 但在高应力水平下趋近于一条渐近线LCC,如图 1.7(b)所示。

(2) 砂土在低应力水平下几乎不可压缩,大的体积变形仅发生在应力水平较高的情况下,砂土在高应力水平下的颗粒破碎对其力学响应影响显著。

(3) 在低应力水平下,砂土的各向同性压缩曲线ICC的斜率在 *e*-ln *p*′平面上小 于临界状态线CSL相对应的斜率,但在高应力水平下,两条曲线几乎平行。

(4) 同一种砂土在不同的应力水平和密实度下应力应变响应是不同的,如图 1.7(b)所示。



(a) 黏土

(b) 砂土

图 1.7 土体在 $e - \ln p'$ 平面的体积变形特性(Sheng等^[68])

针对以上规律,常见的砂土体积变形计算方法如下[68]:

7

(1) 单对数方法。砂土的体积变化规律在 *e* - ln *p*′平面上为直线或双直线^[49,69], 此方法通常适用于黏土,例如:

$$e_{c} = e_{ref} - \lambda \ln\left(\frac{p'}{p_{at}}\right)$$
(1.16)

(2) 幂函数或双对数方法。幂函数法假设弹性体积模量与平均有效应力成正比, Li和Wang^[70]借用这一思想,将临界状态孔隙比表示为平均有效应力的幂函数,即:

$$e_c = e_{c0} - \lambda \left(\frac{p'}{p_{at}}\right)^{\xi}$$
(1.17)

由于幂函数可以用双对数空间中的直线来表示,孔隙比对数与平均有效应力 对数之间的线性关系也常被用于表示砂土的极限状态^[65]。这种采用双对数的形式 可保证孔隙比在高应力水平下不是负数,但由于形式简单,不能很好地描述低应 力水平下砂土的体积变化。

(3) 基于颗粒材料亚塑性模型中的非线性函数方法。这些函数能够很好地预测 砂土的体积变化规律,可替代经典的临界状态塑性模型^[71-73]。

鉴于砂土和黏土力学行为的不同,大量学者在临界状态理论的基础上提出了 改进的适用于砂土的弹塑性模型。Poorooshasb等^[74]采用单一的屈服面和非相关联 流动法则来描述砂土的弹塑性行为。Been和Jefferies^[69]提出了砂土状态参数的概 念,通过砂土在 e-ln p'平面上的当前状态与参考状态之间的相对距离定量表征砂 土在不同的密实度和不同的应力水平下的状态,且这一距离在试验中相对容易测 量,其具体表达式如下:

$$\psi = e - e_c \tag{1.18}$$

式中, *ψ*为砂土的状态参数; *e*为当前孔隙比; *e_c*为临界状态线上的参考孔隙比。 随后, Jefferies^[75]基于砂土状态参数的概念提出了相应的适用于砂土的弹塑性本 构模型。Li和Dafalias^[76]认为砂土的塑性流动方向不仅与应力比有关,还与砂土的 初始状态有关,因此在边界面模型的基础上,通过在剪胀方程中引入状态参数*ψ*, 提出了适用于砂土的边界面模型。Yin等^[58,77]根据Biarez和Hicher^[78]定义的砂土峰 值摩擦角与内摩擦角和状态参数(此处定义*ψ*=*e*/*e_c*)之间的关系提出了适用于砂 土的双面弹塑性模型。Daouadji等^[79]认为砂土在高应力水平下的颗粒破碎会使临 界状态线发生滑移,并由此建立了可以考虑颗粒破碎的砂土弹塑性模型。Yao等^[50] 用两个状态参数分别描述了松砂和密砂不同的力学行为,提出了砂土的临界状态 本构模型。上述模型大多通过引入状态参数作为临界状态模型的内在变量,以此 反映砂土与临界状态相关的相对密实度和应力状态,从而实现灵活的峰值剪胀和 相变应力比。

此外,基于砂土和黏土应力应变关系的相似性,一些学者尝试在临界状态理论的基础上提出土体统一的弹塑性本构模型。例如,Yu等^[34]在修正剑桥模型的基

础上,把与广义应力比相关的状态参数引入屈服面方程,提出了统一的弹塑性模型CASM,该模型能较好地预测低应力水平下不同密实度砂土和不同超固结比黏土的应力应变关系。Pestana和Whittle^[80]在MIT-E模型的基础上,将当前孔隙比作为状态变量来描述砂土的峰值摩擦角和剪胀率,同时修正了MIT-E的屈服面方程和硬化法则,建立了统一的弹塑性模型MIT-S1。Asaoka等^[81,82]假设在*e*-ln *p*′平面上砂土和黏土的临界状态线CSL都为直线,通过在修正剑桥模型MCC中引入上负荷面,建立天然土体的弹塑性模型,该模型可以模拟松砂在反复幅值较小剪切应力作用下的压密过程。Zhang等^[83]在Asaoka模型^[81,82]的基础上,引入超固结比演化方程建立了适用于砂土的弹塑性模型。

1.2.2 黏土地基海上风机单桩基础水平受荷特性

海上风电机组所处的环境条件恶劣,长期受风、浪、流等循环荷载作用。图 1.8(a)展示了典型的海上风机单桩基础在风和波浪荷载作用下沿塔架长度的荷载 分布,主要可分为^[84]:

(1) 塔架底部不受旋转涡轮叶片的干扰,塔底来自风荷载的水平单调力。

(2) 塔架顶部由于旋转涡轮叶片的周期性干扰,在风荷载和旋转叶片的共同作用下,在塔顶形成的循环荷载。

(3) 来自波浪的水平循环荷载。



图 1.8 海上风机单桩基础荷载分布示意图(Bhattacharya等^[84])

海上风机塔架所受的水平荷载H可近似为单调和循环荷载,如图 1.8(a)所示, 其到泥面的距离为d,H表示作用于塔架上的水平荷载。除了水平荷载,塔架还需 承受来自自身重力的垂直荷载,但相对于水平荷载,垂直荷载通常可以忽略不计 ^[85]。因此,海上风机桩基础所受的荷载通常可以近似等效于作用于桩顶或泥面处 的水平荷载H和弯矩M (如图 1.8(b))。

1.2.2.1 桩土相互作用

当单桩受到水平荷载时,上部结构-桩基-地基系统的平衡通过调动桩基周围 土体的被动和主动土压力来实现。土反力的分布通常取决于桩端的固定形式以及 桩土的相对刚度*l*,其中桩土相对刚度受桩径、桩长、埋入深度以及土体刚度等因 素影响。根据桩土相对刚度的定义以及水平荷载下桩基的变形机理,通常可将单 桩简单分为刚性桩和柔性桩,如图 1.9 所示。当桩径较大、桩长较短以及土质较 差时,桩基的刚度相对于土体刚度很大,在承受水平荷载时,桩基不会发生挠曲, 桩身通常绕轴线上某点转动,可视为刚性桩,如图 1.9(a)所示,桩基的水平承载力 通常由土体强度决定。当桩长较长,桩径较小以及土质较好时,桩基的刚度相对 于土体不大,当受到水平荷载时,桩身通常发生挠曲变形,此时桩端固定,可视 为柔性桩,如图 1.9(b)所示,其水平承载力通常通过桩身弯曲来抵抗。



(a) 刚性桩

(b)柔性桩

图 1.9 单桩变形机理类型(孙永鑫^[19])

根据我国《港口工程桩基规范JTJ254-98》^[86]的判别方法,桩土相对刚度可定 义为:

$$l = \sqrt[5]{\frac{E_P I_P}{mb_0}} \tag{1.19}$$

式中, *E_pI_p*为桩的抗弯刚度; *m*为地基系数; *b*₀为计算宽度。根据表 1.1 的分类方法,由桩土相对刚度和埋入深度的相对关系,可将桩基划分为刚性桩、中长桩和 弹性长桩。

表 1.1	桩基变形机理判别方法[86]
-------	----------------

网山外 拉	柔性桩			
内小土加土	中长桩	弹性长桩		
z < 2.5 <i>l</i>	$4l \ge z \ge 2.5l$	$z \ge 4l$		

注: z为埋入深度

国外通常采用下列表达式作为刚性桩和柔性桩的判别方法,即桩土相对刚度

的定义为:

$$l = \frac{E_p I_p}{E_s z^4} \tag{1.20}$$

式中, *E_pI_p*为桩的抗弯刚度; *E_s*为土体的弹性模量; *z*为入土深度。不同的学者根据*l*的取值给出了不同的划分建议,常见的判别标准如表 1.2 所示。

参考文献	刚性桩	半刚性桩	柔性桩
Broms ^[87]	<i>l</i> > 0.05	-	$l \le 0.05$
Poulos ^[88]	<i>l</i> > 0.1	$0.1 \ge l \ge 0.01$	<i>l</i> < 0.01
Poulos和Hull ^[89]	<i>l</i> > 0.208	$0.208 \ge l \ge 0.0025$	<i>l</i> < 0.0025
Briaud ^[90]	<i>l</i> < 0.071	$0.1 \ge l \ge 0.01$	<i>l</i> < 0.0031

表 1.2 常见的桩基类型判别方法

1.2.2.2 桩周土流动机理

图 1.10 分别展示了刚性桩、半刚性桩和柔性桩桩周土在水平荷载下的流动机 理^[12],根据流动模式,可以分为 3 类,即靠近泥面处的楔形流动(A-A),桩基中 部附近沿桩横截面的水平流动(B-B)以及桩端附近沿桩中轴线的旋转流动(C-C)。不论是哪种类型的桩基,在靠近泥面处,桩周土在桩前被动土压力楔形区形 成空腔流动,桩后主动土压力区形成间隙。在这种情况下,桩前被动楔形体产生 的土反力是唯一可抵抗水平外力的力,同时可阻碍桩体变形,其大小主要取决于 土体的抗剪强度和自重。如图 1.10(b)和(c)所示,半刚性桩和刚性桩的桩端由于会 发生转动,附近桩周土会形成旋转流动。而柔性桩由于桩端固定,不会形成旋转 流动,其流动机理主要由地表附近的楔形破坏和楔形区下方的全流动组成^[91, 92]。 半刚性桩介于刚性桩和柔性桩之间,一般同时存在上述三种流动模式(如图 1.10(b)),通常随着桩基长径比的增加,桩基下半部分桩周土的流动机制会发生明 显改变^[12]。





1.2.2.3 桩的水平极限承载力

桩的水平极限承载力 *p_u*(土体的水平极限土反力)通常表示为桩径*D*和土体 不排水抗剪强度 *s_u*的函数^[93]:

$$p_u = N_p s_u D \tag{1.21}$$

式中, N_p为水平承载力系数(水平极限土反力系数)。

土体的不排水抗剪强度 *s_u*与土的性质和剪切方式有关, 而 *N_p*值是桩土相互作用的综合体现, 与桩基的变形机理有关。

Broms^[87]首先详细讨论了水平受荷桩极限承载力的确定方法。根据桩的相对 长度、桩截面的塑性弯矩和土体的不排水抗剪强度,确定了不同的破坏机理。同 时建议了水平受荷桩的极限承载力系数 N_p值,对于黏性土,取水平极限承载力系 数 N_p=9,靠近泥面时,该值减小,从而考虑不同深度处桩土不同的变形模式。 但该值的确定主要是经验性的,并没有从理论上得以证明。

Reese^[94]对水平受荷方形桩进行了极限平衡分析,如图 1.11 所示,假设方形 桩周围有 8 个相同大小的方形土块,当桩受到水平荷载作用时,土块沿横截面方 向产生水平形变,由此推导出承载力系数 *N_p*值。Reese建议当桩土接触面完全粗 糙时,*N_p*=12,当桩土接触面光滑时,*N_p*=10。这种分析方法只适用于桩土界面 连续的情况,对应于上节的全流动模式,即B-B截面。



图 1.11 方形桩极限平衡分析示意图(Jeanjean等^[95])

Randolph和Houlsby^[96]对水平受荷圆形桩采用了塑性极限分析方法。假设土体 是各向同性均质且完全塑性的黏性材料,将桩土计算简化为塑性理论中的平面应 变问题,提出了水平受荷圆形桩极限承载力的上下限解法。根据这些假设,建议 了桩土界面不同粗糙度下的*N_p*值,见表 1.3。同时,Randolph和Houlsby给出了极 端情况(桩土界面光滑、完全粗糙)下土体滑移线的网格示意图,如图 1.12 所示, 显示了土体变形区的大体范围和形状,进一步说明了粗糙界面下土体的变形区域 较大使得桩的水平极限承载力较大。值得注意的是,对于完全粗糙的界面,该建 议值是精确的,因为这种情况下上下限解是相同,而其他情况下建议值对应于下 限解。



表 1.3 不同界面粗糙度下的水平承载力系数 Np^[96]



Murff和Hamilton^[92]、Martin和Randolph^[97]以及Klar和Randolph^[91]等采用上限 分析方法进一步讨论了 N_p 的取值范围。其中,Martin和Randolph^[97]的上限解和 Randolph和Houlsby^[96]的下限解非常接近,从而证明了Randolph和Houlsby^[96]的建 议值在非完全粗糙界面下也是较为精确的。

目前,大多数海上风机基础设计规范中的 N_p 值采用Matlock^[25]、Broms^[87]和 Reese^[94]的建议。其中,根据美国石油协会API规范^[7]的建议,不同深度处黏土的 N_p 值在 8-12 之间变化,在没有具体标准的情况下,API规范推荐采用 N_p =9。

针对浅层土楔形破坏机理,即对应于 1.2.2.2 节的楔形流动模式 (A-A), Reese^[94]基于被动土压力区楔形体的极限平衡分析 (如图 1.13),提出了均质土的 水平极限土反力系数 *N*,计算方法:

$$N_{p} = N_{p0} + N_{pw} \tag{1.22}$$

其中,

$$N_{pw} = \frac{\gamma z}{s_u} \tag{1.24}$$

式中, z为入土深度; y为土的重度; D为桩径; s, 为土体不排水抗剪强度。



图 1.13 被动土压力区楔形体极限平衡分析几何示意图(Jeanjean等^[95])

Matlock^[25]在Lake Austin和Sabine River的黏土地基中进行了一些列直径 D=0.324m的钢管桩水平受荷现场试验,根据试验结果,修改了Reese^[94]基于极限 平衡分析法提出的 N_p 计算方法,提出了经验性的浅层土水平极限土反力系数 N_p 的计算表达式:

$$N_p = 3 + J \frac{z}{D} + \frac{\gamma' z}{s_u} \tag{1.25}$$

式中,*J*为模型参数; γ'为土的平均有效重度; z为入土深度; s_u为土体不排水抗剪强度。对于Lake Austin和Sabine River的黏土地基的试验数据,桩土界面粗糙和光滑时,*J*分别取 0.22 和 0.5。

1.2.2.4 黏土地基单调p-y曲线分析方法

由于*p-y*曲线法(即复合地基反力法)可以灵活地反映桩周土在水平荷载下的 非线性特性以及综合考虑桩土的相互作用,同时其模型简单、计算方便,已被广 泛应用于大直径桩基特别是海上风机桩基础的水平变形分析。*P-y*曲线法通常采用 Winkler-spring模型对水平受荷桩进行分析,假设桩基为一个弹性地基梁,桩土相 互作用简化为一组独立的、一维的和非线性的弹簧,如图 1.14 所示,每根弹簧都 单独遵循*p-y*曲线分析方法,其中*p*为单位长度的土反力,*y*为相应桩截面的水平位 移。



图 1.14 水平受荷桩p-y曲线计算简图(Jeanjean等^[95])

Matlock^[25]基于软黏土地基直径 *D*=0.324m 钢管桩水平受荷现场试验提出了 软黏土单调*p*-y曲线分析方法,其计算表达式为:

$$p = 0.5 p_u \left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{1/3}$$
(1.26)

其中,

$$y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}D \tag{1.27}$$

$$p_{u} = \begin{cases} \left(3 + J\frac{z}{D} + \frac{\gamma z}{s_{u}}\right) s_{u}D \\ 9s D \end{cases}$$
(1.28)

式中, *p*_u为单位桩长的水平极限土反力(桩的水平极限承载力); *y*为相应桩截面的水平位移; *y*′为土的平均有效重度; *z*为入土深度; *y*₅₀为水平土反力达到水平极限土反力一半时对应的桩身水平位移, 如图 1.15 所示; *ɛ*₅₀为不排水三轴试验下土体达到最大剪应力一半时对应的轴向应变, 在没有具体试验资料的情况下, 可按表 1.4 取值。



图 1.15 Matlock^[25]软黏土p-y曲线

表 1.4 s_u 建议值(杨清杰 ^[98])								
名称			数值					
s _u (kPa)	<48	48-54	54-107	107-215	>215			
850	0.02	0.01	0.007	0.005	0.004			

Dunnavant和O'Neill^[99]在硬黏土地基上开展一系列水平受荷单桩现场试验, 根据试验结果,在Matlock^[25]的基础上提出了改进的*p-y*曲线分析方法。该方法考 虑了桩土相对刚度的影响,即:

$$p = 1.02 p_u \tanh\left[0.537 \left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{0.7}\right]$$
(1.29)

其中,

$$p_u = N_p s_u D \tag{1.30}$$

$$N_{p} = \min\left[2 + \frac{\sigma_{v}'}{s_{u}} + 0.4\frac{z}{D}, 9\right]$$
(1.31)

$$y_{50} = 0.0063\varepsilon_{50}Dl^{-0.875} \tag{1.32}$$

$$l = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \tag{1.33}$$

式中,1为桩土相对刚度,其余参数如上。

Reese等^[100]对直径 *D*=0.61m 的单桩进行了现场试验,提出了适用于硬黏土的 *p*-*y*曲线分析方法。如图 1.16 所示,该方法将*p*-*y*曲线划分为四个部分来定义,最 开始的一小部分为纯弹性段,*p*-*y*曲线线性增长。随后,*p*-*y*曲线呈非线性增长,直 到位移到达 *y*=6*Ay*_c 对应的峰值。根据硬黏土的应变软化特性,*p*-*y*曲线在到达峰 值后线性减小,直到位移达到 *y*=18*Ay*_c后趋于稳定。



图 1.16 Reese等^[100]硬黏土p-y曲线

Georgiadis等^[101]通过在软黏土中开展水平受荷单桩常重力模型试验,提出了 双曲线型单调*p-y*曲线分析方法:
$$p = \frac{y}{\frac{1}{k} + \frac{y}{p_u}}$$
(1.34)

式中, *k*为水平初始反力模量, 根据Vesic^[102]建议, *k*=0.65¹² $\sqrt{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1-\mu^2}$; *E*_s为土

体弹性模量; µ为泊松比; E_pI_p为桩的抗弯刚度。

Jeanjean等^[93]对直径 *D*=0.91m 单桩开展水平受荷离心模型试验,提出了双曲 正切型单调*p*-*y*曲线分析方法:

$$p = p_u \tanh\left[a\frac{G_{\max}}{s_u}\left(\frac{y}{D}\right)^{0.5}\right]$$
(1.35)

其中,

$$p_u = N_p s_u \tag{1.36}$$

$$N_p = 12 - 4e^{\left(\frac{-\xi z}{D}\right)} \tag{1.37}$$

$$\xi = \begin{cases} 0.25 + 0.05\lambda, & \lambda < 6\\ 0.55, & \lambda \ge 6 \end{cases}$$
(1.38)

$$\lambda = \frac{s_{u0}}{s_{u1}D} \tag{1.39}$$

式中, *G_{max}*为土体最大剪切刚度; *c*为经验系数,通常取 0.01。同时明确指出API 规范建议的黏土地基单调*p-y*曲线分析方法偏保守,低估了水平极限土反力的大小。 建议API规范推荐的最大水平极限土反力系数 *N_p*由 9 增加到 12。

Nichols等^[103]在Jeanjean等^[93]的基础上根据一系列导管架基础水平受荷三维 有限元模拟结果,对水平极限土反力*pu*进行了修正以更贴合试验数据,即

$$p_{\mu} = N_{p} s_{\mu} D + \gamma' z D \tag{1.40}$$

其中,

$$N_{p} = 4 + 2 \left(\frac{z}{D}\right)^{0.6}$$
(1.41)

Zhu等^[104]基于广东桂山海上风机基础的现场试验进一步改进了Jeanjean等^[93]的方法,通过引入一个参数 β 修正土体的水平极限土反力,即 $p_u = \beta N_p s_u D + \gamma' z D$,以此考虑打桩引起的桩周土体重固结对土体强度的影响,根据现场试验建议 β 的平均值取 5.17。同时,给出了 ς 的推荐值为 0.003, G_{max}/s_u 的推荐值为 1900,并建议了N的计算公式:

$$N_p = N_1 - N_2 \exp\left(-\vartheta \frac{z}{D}\right) \tag{1.42}$$

式中, N_1 为经验控制系数,根据Murff和Hamilton^[92]建议取 9.0;(N_1 - N_2)为泥面处的截止值,根据Murff和Hamilton^[92]建议可取 2.0;系数 9可表示为:

$$\mathcal{G} = \begin{cases} 0.25 + 0.05\lambda, & \lambda < 6\\ 0.55, & \lambda \ge 6 \end{cases}$$
(1.43)

其中, $\lambda = s_{u0} / (s_{u1}D)$, s_{u0} 为泥面处土体不排水抗剪强度值; s_{u1} 为土体不排水抗剪强度随深度的变化率。

Zhang和Andersen^[105]通过室内试验和有限元分析,提出了一个可以从直剪试验DSS中构造*p*-y曲线的方法。应力应变曲线到*p*-y曲线的转换如图 1.17 所示,选取应力应变曲线和*p*-y曲线上具有相同水平承载力的值,即 $p/p_u = \tau/s_u$,通过两个比例系数 ξ_1 和 ξ_2 从剪切应变缩放到水平位移。同时,采用常数系数 ξ_1 ,假设 ξ_2 取决于界面粗糙度*r*,即:

$$\xi_2 = 1.35 + 0.25r \tag{1.44}$$

该方法可以明确考虑桩土界面粗糙度因子r对p-y曲线强度和形状的影响。单位桩 长的极限土反力系数换算可得:



图 1.17 Zhang和Andersen^[105]p-y曲线方法

1.2.2.5 循环荷载下桩基累积变形分析方法

由于海上恶劣的环境条件,海上风机桩基础承受长期的水平循环荷载,导致 桩周土产生永久的累积变形,使桩顶产生累积的水平位移和转角。多数文献中建 议泥面处海上风机桩基础的最大累积转角不应超过 0.5°^[12,106]。Cuellar等^[107]和Zhu 等^[5]采用桩顶水平位移 0.1D作为桩基的极限控制位移。有效预测和控制桩基的累 积变形对海上风机机组的正常服役具有重要意义。目前,可用的设计标准(如API 规范^[7]和DNV规范^[8])仅提供简化的*p-y*曲线方法来评估循环荷载对正常服役期间 桩基水平受荷的影响。

API规范^[7]采用折减单调*p-y*曲线上桩周土反力的方法来考虑循环荷载对桩周 土的弱化作用,其建议在黏土地基的特定深度范围内将水平极限土反力降低 0.72 倍。随后,Bhattacharya等^[108]根据试验和有限元模拟结果将系数从 0.72 修正为 0.5 以考虑循环效应。此方法虽然简单方便,但并没有考虑循环次数和土体累积变形等的影响。

Dunnavant和O'Neill^[99]选取 3 种不同直径的单桩在硬黏土地基上开展了一些 列水平循环加载现场试验,在提出的单调*p*-y曲线的基础上考虑循环次数的影响对 极限土反力 *p*_u进行折减,提出的循环*p*-y曲线分析方法如下:

$$p_u = N_{cm} s_u D \tag{1.46}$$

$$\frac{N_{cm}}{N_{p}} = \begin{cases} \min\left[0.1 + 0.36\frac{z}{z_{0}}, 0.76\right], & 100\% \text{ifistry} \\ \min\left[1 - \left(0.45 - 0.18\frac{z}{z_{0}}\right)\log N, 1\right], & N\% \text{ifistry} \end{cases}$$
(1.47)

式中,_{z0}=1m,为临界桩身挠度,当低于该临界桩身挠度时,土体不会发生循环弱化。试验数据表明,直到桩头位移达到 0.01D左右,土体才开始出现明显的循环弱化,而造成土体弱化的主要原因是桩周围形成的永久性间隙。

Rajashree和Sundaravadivelu^[109]在Georgiadis等^[101]提出的单调*p*-y曲线分析方法的基础上结合试验和有限元研究结果提出了循环*p*-y曲线分析方法,引入循环弱化系数来折减水平极限土反力,即:

$$p_{un} = (1 - \lambda_n) p_u \tag{1.48}$$

$$\lambda_n = \min\left[\frac{y_1}{0.2D}\log N, 1\right] \tag{1.49}$$

式中, *λ*_n为循环弱化系数; y₁单调加载下对应的桩身水平位移或第一次循环加载 对用的水平位移。此分析方法假设水平极限土反力的弱化与循环次数的对数成正 比,进而可求得不同深度处的桩身累积变形。如图 1.18 展示了该方法求得的泥面 处水平位移与试验的对比结果。



图 1.18 Rajashree和Sundaravadivelu^[109]分析方法预测结果 Jeanjean等^[93]根据一系列单桩水平循环受荷离心模型试验,在提出的双曲正

切型单调*p-y*曲线分析方法的基础上进一步发展了循环*p-y*曲线分析方法,假设循环*p-y*曲线的割线模量与循环次数有关,即:

$$\frac{R_N}{R_1} = \frac{0.9}{0.9 + 2.5 \tanh(0.7 \log N)}$$
(1.50)

式中, *R_N*为第*N*次循环下的*p-y*曲线割线模量; *R₁*为第1次循环下的*p-y*曲线割线模量。同时根据试验结果可知割线模型在200次循环后几乎不再弱化。

Allotey和El Naggar^[110]采用非线性温克勒地基梁模型来分析浅层和深层地基 循环荷载下的桩土相互作用。该模型可以考虑桩土的非线性、松弛区发展、循环 弱化等因素,对软弱土和部分软弱土地基中桩的离心试验的预测结果与试验结果 吻合较好。

Zhang等^[111]在软土地基中对单桩开展一系列水平循环加载离心模型试验,研 究了超固结软土中刚性桩在水平循环荷载作用下的受力与变形特性,分析了不同 循环条件下*H-y*曲线割线模量的变化规律。研究结果表明割线模量在循环初期弱 化显著,随循环次数的增加逐渐趋于稳定,体现了土体重塑软化效应和再固结硬 化效应之间的平衡。同时,循环刚度在较大的循环幅值下退化更为迅速,初始刚 度也较低,而较小的循环幅值似乎不会导致水平刚度的进一步重塑和退化。

Khemakhem等^[112]通过一系列离心模型试验研究了单桩在水平循环荷载下的 力学响应,分析了单桩桩顶位移和弯矩随循环次数的累积变化规律,提出了幂函 数模型来模拟桩土的长期循环累积变形响应。

Zhu等^[104]在广东省桂山海上风电场软土地基进行了两个直径为 2.2m的打入 桩水平循环受荷的现场试验。根据试验结果导出的循环*p-y*曲线,定义并计算了循 环软化因子*t*,即 $p_N = p_1 N^{-t}$,其值随入土深度的增加而减小。

1.2.3 黏土地基海上风机导管架基础水平受荷特性

对于导管架基础,其在水平荷载下的力学响应比单桩更为复杂。考虑到现场 试验的难度和成本,黏土地基导管架基础研究多基于数值模拟,少量基于室内模 型试验。

Mostafa和EI Naggar^[113] 采用有限元软件ASAS计算了导管架基础在波浪力下的桩土响应,采用循环*p-y*曲线和*t-z*曲线法模拟桩身位移和桩周土反力,以考虑土体的非线性和阻尼的能量耗散。同时考虑了群桩效应,对单桩荷载传递曲线进行了修正。

Nichols 等^[103] 根据一系列导管架基础水平受荷三维有限元模拟修正了 Jeanjean等^[93]提出的双曲正切型单调*p-y*曲线分析方法中的水平极限土反力值,即 式(1.40)及(1.42)。

Zhao等^[114] 采用有限元法和解析上限塑性法研究了黏土地基导管架基础的

20

水平极限土反力的取值。根据不同桩间距考虑了三种不同的桩土破坏机制,研究 了加载方向及桩身表面粗糙度对水平极限承载力的影响。研究结果显示完全粗糙 桩的水平极限承载力系数随加载位移角的增大而增大,光滑桩则与之相反。提出 的水平极限土反力经验公式,可以同时考虑桩间距、桩土粘着系数和荷载方向的 影响。

吴秋云等^[115] 采用非线性地基梁群桩模型,通过迭代计算确定导管架群桩基础*p-y*数据,利用Poulos相互作用系数推导桩顶的水平位移。该方法基于群桩计算模型,考虑桩头弹性约束,可以客观地反映导管架基础基桩间的相互作用与变形特性。

李涛^[116]在上软(黏土)下硬(砂土)地基中开展桩间距为 5.8D的导管架基础 水平受荷离心模型试验,考虑不同的加载方向探究其在水平荷载下的受力和变形 特性。研究结果表明同一深度处导管架基础前排桩的*p-y*曲线与相同情况的单桩的 *p-y*曲线相接近。建议导管架基础的极限倾斜角不超过 0.17°。

祝周杰^[117]在饱和砂土及饱和黏土地基上开展了一些列导管架基础水平受荷 离心模型试验,研究了其在不同加载方向下的受力和变形特性,分析了导管架基 础的群桩效应,基于试验结果提出了能够考虑重固结效应的导管架基础在水平静 力受荷下的分析方法。

Zhu等^[5]开展了黏土地基导管架基础水平受荷离心模型试验,探究了黏土地基导管架基础在水平单调加载下的受力与变形特性。同时,利用ABAQUS软件建立 三维有限元模型,进一步研究了黏土地基导管架基础在不同加载方向、桩间距、 埋深以及加载高度下的力学响应,提出了一种改进的群桩效应分析模型,用于定量分析*p*乘数随深度和桩身挠度的变化:

$$p_{m} = \begin{cases} \left(\frac{s/D-1}{7}\right)^{\left(a-b\frac{s}{D}-\frac{z}{D}\right)\left(c\left(\frac{y}{D}\right)^{0.25}\right)}, & 3 \le \frac{s}{D} \le 8\\ 1, & \frac{s}{D} > 8 \end{cases}$$
(1.51)

式中, s为桩间距; z为入土深度。

1.3 研究中存在的不足

综上所述,尽管许多学者针对弹塑性本构模型及海上风机桩基础开展了大量的研究,但仍存在以下不足需要更深入的研究:

(1)目前基于修正剑桥模型发展的弹塑性本构模型通常采用插值函数实现加载点到边界面的弹塑性的光滑过渡,其当前应力状态的塑性模量需要借助映射法则映射到边界面,利用边界面的一致性条件进行计算,增加了数值积分的难度。

(2) 目前可以考虑复杂应力应变关系的弹塑性本构模型有很多,但很少有模型

能够实现黏土和砂土的统一。针对实际工程中的上软下硬土层,需要借助有效且简单的统一模型准确反映土体的应力应变响应。

(3)本构模型是土体应力应变关系的数学表达,仅在单元体层面的模拟并不能 解决实际大型岩土工程数值问题,虽然商业数值软件提供了本构模型二次开发的 平台,但很少有复杂的本构模型能应用到大型岩土工程的数值分析中。

(4)因缺乏有效的考虑循环荷载的土体本构模型,利用商业数值软件内置本构模型进行的海上风机桩基础水平循环受荷的模拟并不一定可靠,而借助其他手段进行的数值模拟(例如在商业数值软件中嵌入循环刚度弱化计算公式)应用范围有限,因此有必要在商业数值软件中嵌入可以考虑循环荷载的土体本构模型对海上风机桩基础的水平受荷问题进行计算,分析其累积变形规律。

(5)目前水平循环荷载下海上风机桩基础的试验研究大多基于缩尺试验,部分 的离心模型试验大多针对大直径刚性桩及砂土地基导管架基础,很少有试验研究 软黏土地基导管架基础水平循环受荷特性,对软黏土地基导管架基础的累积变形 规律有待进一步研究。

1.4 本文主要工作及技术路线

本文以海上风机桩基础在复杂海洋环境下的正常服役性能为工程背景,采用 理论、试验和数值分析三方面相结合的方式对软黏土地基海上风机桩基础的累积 变形规律进行深入研究,以期为海上风机桩基础的结构设计和正常服役提供技术 指导。本文的主要研究工作如下:

(1) 基于修正剑桥模型的框架以及Hong等^[56]和Chen等^[118]提出的双屈服面渐 进硬化弹塑性模型,采用新的屈服面形式,同时加入弹性各向异性以及结构损伤 硬化法则,使模型能够模拟天然黏土的循环特性。其本构方程可以根据加载屈服 面的一致性条件进行简化,从而可以在数值程序中使用类似于修正剑桥模型的应 力积分格式有效地实现。利用已有的黏土静、动三轴试验数据验证了提出模型的 适用性。

(2) 基于上述提出的本构模型,进一步扩展到砂土。采用统一的状态参数,同时引入一个与砂土密实度有关的屈服面形状参数进一步修正上述模型的屈服面方程,提出可以同时模拟黏土和砂土的双屈服面渐进硬化弹塑性模型UACC2。通过 己有的砂土静、动三轴试验验证了UACC2 模型的有效性。

(3) 选用Cutting Plane切面隐式算法(CPM)对UACC2 模型进行数值积分。利用FLAC3D提供的自定义本构二次开发平台,将UACC2 模型嵌入FLAC3D主体程序。利用FLAC3D对嵌入的UACC2 模型进行单元体和多单元的测试,验证了嵌入的有效性。

(4) 利用已有的海上风机单桩基础的水平受荷离心模型试验验证了UACC2 模

22

型在FLAC3D软件中的准确性,同时推广到更多的海上风机单桩基础的数值计算中。根据模拟结果,建立了软黏土地基海上风机单桩基础累积变形预测模型,可通过简单的现场静载试验或静力数值模拟获得的荷载位移曲线,结合地层参数,有效预测海上风机单桩基础的累积变形。

(5) 在已有试验研究的基础上,通过开展软黏土地基四腿导管架基础水平受荷 离心模型试验,揭示了软黏土地基四腿导管架基础在水平静力和循环荷载下的受 力和变形特性。探究了加载历史对导管架基础受力变形响应的影响,研究了桩土 相互作用的机理以及累积变形规律。

(6) 根据软黏土地基四腿导管架基础水平受荷离心模型试验,进一步探究导管架基础的群桩效应和循环弱化效应,提出*p-y*曲线分析方法。进一步验证了利用静力荷载位移曲线预测桩顶累积变形方法对于导管架基础的有效性。



基于上述研究内容,本文的技术路线图如下:

图 1.19 本文技术路线图

第2章 黏土渐进硬化本构模型

2.1 引言

我国东部近海海域广泛分布着深厚的软黏土层,一个典型的海上风机疲劳负 荷设计周期为 10⁸ 次,基础周围软黏土在长期循环荷载作用下极易产生超静孔隙 水压力的累积以及强度弱化,危害上部结构的正常服役。同时,在长期的地质沉 积过程中,土体颗粒之间会产生或多或少的胶结作用,若这种胶结作用发生在沉 积历史的早期,会形成一个大孔隙的结构。天然软黏土在剪切荷载下,胶结作用 逐渐退化,土颗粒间的宏观孔隙结构逐渐破坏,导致黏土的应力应变响应发生变 化,黏土的强度急剧降低,从而导致变形速率的增大。黏土结构性的破坏对黏土 地基的失稳或大变形破坏带来了很大的风险,需要对其进行合理的预测。另外, 土体受沉积方式和应力历史的影响,在不受任何其他扰动的情况下自然呈现出正 交各向异性和横观各向同性。考虑天然黏土的正交各向异性对准确预测土体的应 力应变响应至关重要。

本章在修正剑桥模型的基础上,采用双屈服面的形式,引入内屈服面的渐进 硬化法则使内屈服面接近外屈服面时当前应力点的塑性模量平稳变化,实现弹性 到塑性的光滑转变。同时加入非线性小应变和弹性各向异性的概念以及结构损伤 硬化法则,使模型能够模拟天然黏土的循环特性。该模型的主要特点是其本构方 程可以根据内屈服面上当前应力点的一致性条件进行简化,从而在数值程序中使 用类似于修正剑桥模型的应力积分格式有效地实现。

2.2 模型基本理论

为了简化模型,本章不考虑天然黏土的诱发各向异性。虽然这一设定会限制 所提出的模型,但可以通过增加新的塑性机制很容易地推广到各向异性弹塑性模 型中,例如Wheeler等^[119]或Yin等^[120]提出的具有倾斜屈服面和旋转硬化法则的本 构模型。本章仅限于常规三轴试验条件,即 $\sigma'_2 = \sigma'_3$ 。假设压应力和压应变为正, 则三轴应力空间 p' - q中的平均有效应力(p' = p - u)和偏应力(q)可定义为:

$$p' = \frac{1}{3}\sigma'_{ij}\delta_{ij} \tag{2.1}$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} \tag{2.2}$$

其中, u为孔隙水压力; σ'_{ii} 是有效应力张量; s_{ii} 是偏应力张量, $s_{ii} = \sigma'_{ii} - p'\delta_{ii}$; δ_{ii}

是Kronecker符号。

根据弹塑性理论,总应变增量可分解为弹性应变增量和塑性应变增量,即: $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon^{e}_{ij} + d\varepsilon^{p}_{ij}$ (2.3)

式中, 上标e和p分别代表弹性和塑性分量。

2.2.1 弹性行为

2.2.1.1 弹性各向异性

对于重塑土,通常假设土体为各向同性均质的材料,即不考虑土体的弹性各向异性。通常用两个常数(杨氏模量*E*和泊松比v或体积模量*K*和剪切模量*G*)来描述土体的弹性行为,表达式如下:

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_{x} \\ d\varepsilon_{y} \\ d\varepsilon_{z} \\ d\varepsilon_{xy} \\ d\varepsilon_{yz} \\ d\varepsilon_{yz} \\ d\varepsilon_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\upsilon/E & & & \\ -\upsilon/E & 1/E & -\upsilon/E & & \\ -\upsilon/E & -\upsilon/E & 1/E & & \\ & & & 1/G & & \\ & & & & & 1/G \\ & & & & & & 1/G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\sigma'_{x} \\ d\sigma'_{y} \\ d\sigma'_{z} \\ d\sigma'_{yz} \\ d\sigma'_{zx} \end{bmatrix}$$
(2.4)

其中,
$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$
, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, 式(2.4)还可以写成如下形式:

$$\begin{bmatrix} d\sigma'_{x} \\ d\sigma'_{y} \\ d\sigma'_{z} \\ d\sigma'_{z} \\ d\sigma'_{xy} \\ d\sigma'_{yz} \\ d\sigma'_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G \\ K - \frac{2}{3}G & K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G \\ G & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_{x} \\ d\varepsilon_{y} \\ d\varepsilon_{z} \\ d\varepsilon_{zx} \\ d\varepsilon_{yz} \\ d\varepsilon_{zx} \end{bmatrix}$$
(2.5)

然而,对于天然黏土,其性质受沉积方式和应力历史的影响,在没有受到任何其他形式扰动的情况下,黏土自然呈现出正交各向异性以及横观各向同性^[121]。 这种行为通常可以用 5 个弹性常数来表达,即*E_v*,*E_h*,*v_{vv}*,*v_{vh}*,*v_{vv}和<i>G_{vh}*^[122]:

$$\begin{bmatrix} d\varepsilon_{x} \\ d\varepsilon_{y} \\ d\varepsilon_{z} \\ d\varepsilon_{z} \\ d\varepsilon_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_{h} & -\upsilon_{yy}/E_{y} & -\upsilon_{yh}/E_{h} \\ -\upsilon_{yy}/E_{y} & 1/E_{h} & -\upsilon_{yh}/E_{h} \\ -\upsilon_{yy}/E_{y} & -\upsilon_{yh}/E_{h} & 1/E_{h} \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & & & & & & & & \\ & &$$

式中,下标v和h分别代表垂直和水平分量^[123]。Graham和Houlsby^[121]引入水平和垂 直弹性模量之比 $\alpha_e = E_h / E_v$ 来考虑弹性模量的正交各向异性,同时给出泊松比的纵 横向计算公式,即 $v_{vh} = \sqrt{\alpha_e} v_{vv}$ 。对于等应力增量(即 $d\sigma'_x = d\sigma'_y = d\sigma'_z$)控制的各向 同性压缩试验,土体的体积应变增量可由以下公式来表示:

$$d\varepsilon_{v} = d\varepsilon_{x} + d\varepsilon_{y} + d\varepsilon_{z} = \left(1 - 4\upsilon_{vv} + 2/\alpha_{e} - 2\upsilon_{vv}/\sqrt{\alpha_{e}}\right)\frac{dp'}{E_{v}}$$
(2.7)

根据体积模量的定义 $K = \delta p' / \delta \varepsilon_v$ 以及 $K = (1 + e_0) p' / \kappa$,垂直杨氏模量 E_v 和剪切模量 G_w 可进一步推导为:

$$E_{\nu} = \left(1 - 4\nu_{\nu\nu} + 2/\alpha_e - 2\nu_{\nu\nu}/\sqrt{\alpha_e}\right) \frac{(1 + e_0)p'}{\kappa}$$
(2.8)

$$G_{vh} = \frac{\sqrt{\alpha_e E_v}}{2(1+\nu_{vv})}$$
(2.9)

式中, κ 为 $v-\ln p'$ 空间下土体回弹曲线的斜率; e_0 为土体的初始孔隙比。由此, 通过引入三个参数K, v_{vv} 和 α_e , 即可考虑黏土的弹性各向异性。

2.2.1.2 非线性小应变

应力应变关系的非线性是土体的基本变形特性之一。大量工程实测资料表明, 在正常工作荷载作用下,地下结构周围相当一部分土体处于小应变状态。监测数 据的反分析和小应变刚度试验结果表明,土体的实际刚度远大于常规室内试验(如 固结试验和三轴试验)。例如,在正常工作荷载作用下,深基坑周围土体应变通常 小于 0.1%,最大不超过 0.5%^[124,125];除临近基础、基坑和隧道周围很小的塑性区 域外,其他区域的土体应变通常较小,典型的数量级为 0.01%~0.1%^[126,127]。当土 体应变小于 0.1%甚至小于 0.001%时,天然黏土仍具有高度非线性的力学响应^[128]。 图 2.1 展示了两组不同黏土的刚度随应变对数的变化关系,可以发现黏土的剪切 刚度随剪应变对数成S型曲线衰减,即使在极小应变的情况下,土体刚度也呈现了 高度的非线性。图 2.2 显示了一维压缩下黏土典型的应力应变关系,同样可以看 到,即使在加载初期,黏土也几乎不存在纯弹性区域,加卸载曲线的切线斜率越 低,土体的刚度越高。同时,在卸载-再加载阶段,黏土的滞回圈明显,存在不可 恢复的塑性变形。传统的基于广义胡克定律的线弹性假设显然无法满足黏土的高 度非线性行为。



图 2.2 一维压缩下黏土的应力应变关系(Allman和Atkinson^[129])

Whittle和Kavvadas^[33]提出了非线性小应变的计算方法,假设κ与当前应力状态和应力历史有关,即:

$$\kappa = \kappa_0 \left(1 + \delta \right) \tag{2.10}$$

$$\delta = c \left(\ln X + \omega X_s \right)^{c-1} \tag{2.11}$$

式中, κ_0 定义了 v-ln p'空间下土体回弹曲线的初始斜率; c和 w为材料常数, 控制 了土体模量的非线性程度; X和 X_s分别为体积应力和偏应力的当前应力状态, 即:

$$X = \begin{cases} \frac{p'}{p'_{rev}} & 再加载\\ \frac{p'_{rev}}{p'} & 卸载 \end{cases}$$
(2.12)

$$X_{s} = \sqrt{\left(\frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{revij}}{p'_{rev}}\right) : \left(\frac{s_{ij}}{p'} - \frac{s_{revij}}{p'_{rev}}\right)}$$
(2.13)

其中, p'_{rev}为应力反转点处的平均有效应力, 如图 2.3 所示; s_{revij}为应力反转点 处的偏应力。



图 2.3 应力反转点的定义

图 2.4 给出了应力应变非线性程度随材料常数c和ω的变化关系,可以看到, c值越小,滞回圈越大,卸载-再加载过程中的非线性程度越高。ω值越大,滞回圈 越大,卸载-再加载过程中的非线性程度越高。





2.2.2 塑性行为

2.2.2.1 渐进硬化概念

修正剑桥模型假定屈服面内纯弹性,无法描述超固结黏土在屈服面内的塑性 行为。Hong等^[56]提出了一个渐进硬化的概念,引入内屈服面的各向同性硬化法则 实现当前应力点(内屈服面上)到外屈服面的弹塑性光滑转变。如图 2.5 所示, 压缩曲线上的任何一点的当前应力状态(A)可以通过正标量r与NCL线上的参考 应力点(A')相关联,r即指沿着回弹曲线所对应的当前应力点与参考应力点的比 值:

$$r = \frac{p_c}{\overline{p}_c} = \frac{q}{\overline{q}} = \frac{p'}{\overline{p}'}$$
(2.14)

式中, p'和q代表当前应力状态; p'和q代表NCL线上的参考应力状态; p_c指实际加载屈服应力; p_c指正常固结线NCL上的传统屈服应力。由此,可以定义内屈服面的大小。参照修正剑桥模型硬化参数p_c的概念,选用r作为内屈服面的硬化参数,通过内外屈服面的硬化法则,实现内屈服面(当前应力点)到外屈服面(参考应力点)的弹塑性转变。当内屈服面与外屈服面重合时,内屈服面硬化机制失效,此时土体进入正常固结状态。



图 2.5 内屈服面大小的定义

2.2.2.2 屈服面方程

基于结构性屈服面的概念^[130],本章模型引入三个形状相似的屈服面,即结构 性边界面*fsb*,反映天然黏土的正常固结压缩行为;内屈服面或称为加载屈服面*fL*, 反映天然黏土的当前应力状态;固有边界屈服面*f1b*,反映重塑土的正常固结压缩 行为,如图 2.6 所示。固有边界屈服面可能位于加载屈服面内部或者内外屈服面 之间(即图 2.6 所示),与天然黏土的当前应力状态有关。屈服面方程定义如下:

n+1

$$f_{SB} = \frac{1}{n} \frac{\left[\frac{3}{2} \left(\overline{s}_{ij} : \overline{s}_{ij}\right)\right]^{\frac{n+1}{2}}}{\left(M\overline{p}'\right)^{n+1}} \,\overline{p}' + \overline{p}' - \overline{p}_c$$
(2.15)

$$f_{L} = \frac{1}{n} \frac{\left[\frac{3}{2}\left(s_{ij} : s_{ij}\right)\right]^{2}}{\left(Mp'\right)^{n+1}} p' + p' - p_{c}$$
(2.16)

$$f_{IB} = \frac{1}{n} \frac{\left[\frac{3}{2} \left(\overline{s}_{ij} : \overline{s}_{ij}\right)\right]^{\frac{n+1}{2}}}{\left(M\overline{p}'\right)^{n+1}} \,\overline{p}' + \overline{p}' - p_{ci}$$
(2.17)

式中, \bar{s}_{ij} 和 \bar{p}' 分别为参考偏应力张量和参考平均有效应力; *M*是屈服面顶点处的 应力比q/p',当采用相关联流动法则时,*M*等于临界状态线CSL的斜率; \bar{p}_c 定义了 外屈服面的大小; p_{ci} 定义了固有边界面的大小,根据结构性的定义, $\bar{p}_c = p_{ci}(1+\chi)$, χ 为黏土的胶结应力比,具体见 2.2.2.4 节; *n*为屈服面的形状参数,当*n*=1 时,屈 服面退化为修正剑桥模型的椭圆型屈服面,见图 2.7。



图 2.6 p'-q平面下屈服面的定义



图 2.7 形状参数n对屈服面的影响

2.2.2.3 流动法则

为简化计算,本章模型采用相关联流动法则,即:

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}'} = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}'}$$
(2.18)

式中,g为塑性势函数;dλ为塑性因子。

2.2.2.4 硬化规律

为了反映天然黏土在循环荷载下的应力应变响应,本章模型结合三种硬化机制:固有边界面的各向同性等向硬化机制、内屈服面(加载屈服面)的渐进硬化机制以及结构性损伤硬化机制。

(1) 固有边界面的等向硬化法则:

固有边界面的等向硬化法则描述了固有边界面的移动规律,反映了重塑土的 各向同性等向硬化的发展。与修正剑桥模型相同,选取 *p_a*为硬化参数,其发展只 与塑性体积应变 *dε*^{*p*}_{*a*}有关:

$$dp_{ci} = \frac{1+e_0}{\lambda_i - \kappa} p_{ci} d\varepsilon_v^p$$
(2.19)

式中, λ,是 v-ln p'平面下重塑土的正常压缩线的斜率。

(2) 内屈服面(加载屈服面)的渐进硬化法则:

内屈服面的渐进硬化法则描述了加载屈服面的演化过程,表明了在加载面上 的当前应力点到外屈服面上相应的参考应力点之间的渐进硬化行为。选取r为硬化 参数,同时考虑塑性剪切应变对渐进硬化法则的贡献,其发展规律联合塑性体积 应变与塑性剪切应变,增量形式如下:

$$dr = \frac{1+e_0}{\lambda_i - \kappa} s \cdot (1-r) \left(d\varepsilon_v^p + A_d d\varepsilon_s^p \right)$$
(2.20)

式中, *A*_d为材料参数, 控制塑性剪切应变的贡献程度; *s*控制了加载屈服面硬化增量*dr*的速率。为了灵活控制其在循环荷载下的速率, 将*s*与累积塑性剪切应变联系起来, 即:

$$s = s_0 \left(1 + \Delta \varepsilon_s^p \right)^k \tag{2.21}$$

将式(2.21)代入式(2.20)中,建立可以考虑循环累积变形速率的加载面渐进硬化机制:

$$dr = \frac{1+e_0}{\lambda_i - \kappa} s_0 \cdot \left(1 + \Delta \varepsilon_s^p\right)^k \cdot \left(1 - r\right) \left(d\varepsilon_v^p + A_d d\varepsilon_s^p\right)$$
(2.22)

式中, k为材料参数, 控制s的演化速率, 进而可以控制加载面的硬化速率; $\Delta \varepsilon_s^p$ 为 累积塑性剪切应变, 即 $\Delta \varepsilon_s^p = \sum_{i=1}^{N} d\varepsilon_{si}^p$, N为循环次数。 $\Delta \varepsilon_s^p$ 的引入使加载面的硬化 机制与循环次数联系起来, 可以灵活地控制黏土的循环安定、刺破特性。k的取值 具体可分为以下三种情况: 当*k*>0时,随着循环次数的增加,累积塑性剪切应变逐渐增大,*s*逐渐增大, 导致加载面的硬化模量增大。硬化模量越大,土体的塑性应变越小,土体越坚硬。 多次循环后,土体不再产生塑性应变,最终进入安定状态。这种情况多发生在土 体处在低应力水平时,当土体所受的荷载低于某一特定值时,土体在多次循环后 进入安定特性^[34]。*k*越大,土体越容易变硬,进而越快趋于安定,如图 2.8(a)所示。

当*k* < 0 时,随着循环次数的增加,累积塑性剪切应变逐渐增大,*s*逐渐减小,导致加载面的硬化模量逐渐减小。硬化模量越小,土体的塑性应变越大,土体越软。相应地,多次循环后,土体由于累积塑性变形过大,最终达到破坏。这种情况多发生在土体处在高应力水平时,当土体所受的荷载高于某一特定值时,土体在多次循环后发生破坏。*k*值控制了土体发生破坏的快慢,如图 2.8(b)所示。

当k=0时,式(2.22)退化为式(2.20),即不考虑土体的循环累积特性,土体在 每次循环下的应力应变响应基本一致,如图 2.8(c)所示。





图 2.8 参数 k 对循环特性的影响

另外,式(2.22)中的(1-*r*)反映了加载面上当前应力点到外屈服面上参考应力点 之间的相对距离。若0≤*r*<1,表明加载面在外屈服面内,根据加载面的渐进硬化 法则,加载面向外屈服面移动。当加载面碰到外屈服面时,r=1,(1-r)=0,进而 dr=0,此时加载面与外屈服面重合,加载面的渐进硬化机制失效,之后加载面与 外屈服面以相同的速率移动。一旦加载面超过外屈服面,即r>1,(1-r)<0,根据 式(2.22),其相对硬化增量dr<0,使得加载面重新退到外屈服面内。此渐进硬化 机制的设定确保加载面不会超过外屈服面^[56,118]。同时,增加塑性剪切应变对硬化 法则的影响,即 $d\varepsilon_s^p>0$,使得应力点即使碰到临界状态线(此时应力点达到屈服 面的最高点 $d\varepsilon_v^p=0$)也不会停止发展,此时塑性模量依然可以保持一个正值使得 应力点超过临界状态线进入剪胀区域,从而可以实现剪胀特性的模拟。

(3) 结构性损伤硬化法则:

黏土在外力作用下极易发生扰动,其结构性遭到破坏,在塑性变形发展的过程中结构性边界面将不断退化,退化的速率由结构性损伤硬化法则控制。引入胶结应力比χ作为结构屈服面的硬化参数,其定义为:

$$\chi = \frac{\overline{p}_c}{p_{ci}} - 1 \tag{2.23}$$

当χ=0时,黏土的结构性完全破坏,天然黏土退化为重塑土,结构性边界面与固 有边界面完全重合。χ的演化反映了天然黏土的结构性在塑性变形发展中的不断损 伤,本章模型采用杨杰等^[131]的计算方法:

$$d\chi = -\xi \cdot \chi \sqrt{d\varepsilon_{ij}^{p} : d\varepsilon_{ij}^{p}}$$
(2.24)

2.2.3 增量应力应变关系

2.2.3.1 塑性因子求解

弹塑性模型数值积分的关键在于塑性因子*d*λ的求解。选取加载屈服面(即式 (2.16))作为求解对象,根据经典弹塑性理论中的一致性原则,可得如下关系式:

$$df = \left(\frac{\partial f_L}{\partial \sigma'_{ij}}\right)^T d\sigma'_{ij} + \left(\frac{\partial f_L}{\partial p_c}\right)^T dp_c = 0$$
(2.25)

结合公式(2.14)和(2.23),可进一步推导为:

$$df = \left(\frac{\partial f_L}{\partial \sigma'_{ij}}\right)^T d\sigma'_{ij} + \left(\frac{\partial f_L}{\partial p_{ci}}\right)^T dp_{ci} + \left(\frac{\partial f_L}{\partial r}\right)^T dr + \left(\frac{\partial f_L}{\partial \chi}\right)^T d\chi = 0$$
(2.26)

其中,由式(2.18)可知,塑性标量因子 $d\lambda$ 隐含在 $d\sigma'_{ij}$ 和 $d\varepsilon^{p}_{ij}$ 中,可根据不同的加载条件(不同的应力、应变控制方法)计算塑性因子。

2.2.3.2 应变控制一般形式求解

为方便计算,此处求解均以三轴试验的形式展开。其平均有效应力、偏应力、 体积应变及剪切应变由下式所示:

$$\begin{cases} p' = \frac{1}{3} (\sigma_1' + 2\sigma_3') \\ q = \sigma_1' - \sigma_3' \end{cases}$$
(2.27)

$$\begin{cases} \varepsilon_{v} = \varepsilon_{1} + 2\varepsilon_{3} \\ \varepsilon_{s} = \frac{2}{3} (\varepsilon_{1} - \varepsilon_{3}) \end{cases}$$
(2.28)

在弹塑性理论中,应变增量可分解为弹性应变增量和塑性应变增量:

$$\begin{cases} d\varepsilon_{v} = d\varepsilon_{v}^{e} + d\varepsilon_{v}^{p} \\ d\varepsilon_{s} = d\varepsilon_{s}^{e} + d\varepsilon_{s}^{p} \end{cases}$$
(2.29)

弹性应变增量的一般求解形式如下:

$$d\varepsilon_{v}^{e} = \frac{dp'}{K}, \quad d\varepsilon_{s}^{e} = \frac{dq}{3G}$$
(2.30)

塑性应变增量的一般求解由式(2.18)展开可得:

$$d\varepsilon_{v}^{p} = d\lambda \frac{\partial g}{\partial p'}$$
(2.31)

$$d\varepsilon_s^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial q} \tag{2.32}$$

对于应变控制条件,应变增量 d ε 为已知数,代入公式(2.18),式(2.26)可以展 开为:

$$\left(\frac{\partial f_L}{\partial p'}\right)^T dp' + \left(\frac{\partial f_L}{\partial q}\right)^T dq + \left(\frac{\partial f_L}{\partial p_{ci}}\right)^T \frac{\partial p_{ci}}{\partial \varepsilon_v^p} d\lambda \frac{\partial g}{\partial p'} + \left(\frac{\partial f_L}{\partial r}\right)^T \left(\frac{\partial r}{\partial \varepsilon_v^p} d\lambda \frac{\partial g}{\partial p'} + A_d \frac{\partial r}{\partial \varepsilon_s^p} d\lambda \frac{\partial g}{\partial q}\right) + \left(\frac{\partial f_L}{\partial \chi}\right)^T \left(\frac{\partial \chi}{\partial \varepsilon_v^p} d\lambda \frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial \chi}{\partial \varepsilon_s^p} d\lambda \frac{\partial g}{\partial q}\right) = 0 \quad (2.33)$$

即,

$$\left(\frac{\partial f_L}{\partial p'}\right)^T \partial p' + \left(\frac{\partial f_L}{\partial q}\right)^T \partial q - hd\lambda = 0$$
(2.34)

其中,

$$h = -\left(\frac{\partial f_L}{\partial p_{ci}}\frac{\partial p_{ci}}{\partial \varepsilon_v^p}\frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial f_L}{\partial r}\frac{\partial r}{\partial \varepsilon^p}\left(\frac{\partial g}{\partial p'} + A_d\frac{\partial g}{\partial q}\right) + \frac{\partial f_L}{\partial \chi}\frac{\partial \chi}{\partial \varepsilon^p}\left(\frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial g}{\partial q}\right)\right)$$
(2.35)

式中,
$$\frac{\partial f_L}{\partial p'}$$
、 $\frac{\partial f_L}{\partial q}$ 、 $\frac{\partial f_L}{\partial r}$ 以及 $\frac{\partial f_L}{\partial \chi}$ 可由式(2.14)、(2.16)和(2.23)求得; $\frac{\partial p_{ci}}{\partial \varepsilon_v^p}$ 、 $\frac{\partial r}{\partial \varepsilon^p}$ 和

 $\frac{\partial \chi}{\partial \varepsilon^{p}} 可由式(2.19), (2.22)和(2.24)获得; 若采用相关联流动法则, \frac{\partial g}{\partial p'} = \frac{\partial f_{L}}{\partial p'}, \frac{\partial g}{\partial q} = \frac{\partial f_{L}}{\partial q},$ 代入公式(2.30), 即可求得塑性标量因子 $d\lambda$ 的大小:

$$d\lambda = \frac{\frac{\partial f_L}{\partial p'} K d\varepsilon_v + \frac{\partial f_L}{\partial q} 3G d\varepsilon_s}{\frac{\partial f_L}{\partial p'} K d\varepsilon_v + \frac{\partial f_L}{\partial q} 3G d\varepsilon_s} - \left(\frac{\partial f_L}{\partial p_{ci}} \frac{\partial p_{ci}}{\partial \varepsilon_v} \frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial f_L}{\partial r} \frac{\partial r}{\partial \varepsilon_v} \left(\frac{\partial g}{\partial p'} + A_d \frac{\partial g}{\partial q}\right) + \frac{\partial f_L}{\partial \chi} \frac{\partial \chi}{\partial \varepsilon_v} \left(\frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial g}{\partial q}\right)\right)$$

$$(2.36)$$

求解出塑性因子*d*λ,根据式(2.31)和式(2.32)即可求得塑性应变的大小。 弹塑性模型的增量应力应变关系式如下:

$$d\sigma' = D^{ep}d\varepsilon = D^{e}\left(d\varepsilon - d\varepsilon^{p}\right)$$
(2.37)

结合式(2.18)、(2.34)以及(2.37),整理可得弹塑性刚度矩阵 D^{ep}为:

$$D^{ep} = D^{e} - \frac{D^{e} \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \left(\frac{\partial f_{L}}{\partial \sigma'}\right)^{T} D^{e}}{\left(\frac{\partial f_{L}}{\partial \sigma'}\right)^{T} D^{e} \frac{\partial g}{\partial \sigma'} + h}$$
(2.38)

式中, D^e为弹性刚度矩阵。

2.3 模型参数分析

本章模型共需要 12 个材料参数,即v、κ₀、c、ω、α_e、n、M、λ_i、A_d、s₀、ζ、 k。其中,v、κ₀、c、ω、α_e与弹性行为相关,n为屈服面形状参数,M为临界状态 力学参数,λ_i为塑性压缩参数,A_d、s₀与加载屈服面的演化有关,ζ为结构损伤参 数,k是与循环特性相关的参数。土体的初始状态可由e₀、p_{ci}、r、χ确定。v、κ₀、 λ_i、M 和p_{ci}是修正剑桥模型常见的参数,可通过常规室内试验获得,已有大量文 献详细介绍了其确定方法^[56,58],这里不再赘述。其余参数的确定方法如下:

(1) 初始状态参数r定义了加载屈服面的大小,是土体在原位状态下所对应的 超固结比的倒数,可直接通过初始的平均有效应力值计算获得^[56]。初始结构参数 χ 定义了黏土的初始结构性程度,可通过一维压缩试验或土体的灵敏度测试获得。 为了方便计算,结构边界面的初始大小 \bar{p}_{c0} 可由先期固结压力 σ'_{p0} 计算获得^[130],即:

$$\overline{p}_{c0} = \frac{\left(3\left(1-K_{0}\right)\sigma_{p0}'-\alpha_{K0}\left(1+2K_{0}\right)\sigma_{p0}'\right)^{2}}{\left(1+2K_{0}\right)^{2}\left(M^{2}-\alpha_{K0}^{2}\right)\sigma_{p0}'} + \sigma_{p0}'$$
(2.39)

式中,静止土压力系数 $K_0 = (6-2M)/(6+M)^{[132]}$ 。 α_{K0} 是各向异性参数,本章模型

不考虑各向异性,此时 $\alpha_{\kappa_0}=0$ 。

(2) 参数n控制了屈服面的形状,可以通过拟合 *p*′/*p*_c - *q*/*p*_c 平面上不同的加载路径下的常规屈服曲线获得, *n*对屈服面形状的影响见图 2.7。

(3) 弹性有关的参数κ₀、c、ω、α_e,其中,c控制了滞回公式中与体积响应有关的非线性,通过一维固结试验或各向同性压缩试验,在ε_v – (p'/p'rev 或 p'rev/p')平面上拟合试验结果可获得此参数^[33]。ω控制了小应变水平下不排水剪切过程中的非线性,通过不排水三轴压缩试验,拟合小应变范围(0.001%-0.05%)下割线剪切刚度曲线可获得此参数^[33]。弹性各向异性参数α_e可由超固结土各向同性压缩试验测得的剪切应变增量与体积应变增量之比获得^[123]。

(4) *s*₀控制内屈服面到外屈服面的硬化速率,可以通过拟合各向同性压缩试验的数据获得,如图 2.9(a)所示。

(5) A_d控制了塑性剪切应变在硬化过程中的贡献程度,可通过拟合三轴排水试验数据来预估,如图 2.9(b)所示。





(6)参数k与土体类型、应力历史和当前应力水平等因素有关。可通过拟合循环三轴试验数据来预估。图 2.10 展示了长期循环荷载下k值对累积应变的影响。可以看到,随着k的减小,累积应变显著增加。

(7)结构参数*ξ*控制了天然黏土结构损伤的速率。*ξ*越大,结构损伤速率越快。 此参数可以通过拟合一维压缩试验获得。



图 2.10 参数k标定方法

除了可以通过室内试验获取参数外,近几年优化技术作为识别土体参数的手段之一得到了广泛的发展^[123,133,134]。该方法通过辅助数学程序和特定的优化算法可以最小化试验值和数值解之间的差异,为所采用的本构模型生成相对客观的参数值,解决了个别本构模型参数没有直接的物理意义或室内试验无法实现参数独立的缺点。

需要特别说明的是,模型参数的确定需要通过模拟一些特定室内试验获得。 另外,由于本章模型的研究重点在循环次数较多的累积变形上,因此没有考虑屈 服面的各向异性及旋转硬化规律,这部分可以在以后的研究中加以考虑。

2.4 模型验证

2.4.1 饱和黏土循环三轴试验验证

为了验证渐进硬化机制的适用性,本节不考虑黏土的结构性和弹性各向异性, 选取三种不同的黏土(高岭土、Fujinomori黏土和Newfield黏土)对模型在单向循 环三轴排水、不排水以及双向循环条件下的应力应变响应进行验证。表 2.1 列出 了模型模拟所需的参数。

2.4.1.1 循环三轴排水试验模拟

为了研究饱和黏土在单向循环荷载下的应力应变响应,Al-Tabbaa等^[135]对 Speswhite高岭土进行了循环三轴排水试验。此试验先将Speswhite高岭土试样各向 同性压缩至 300kPa,再在其轴向施加 100kPa幅值的单向循环荷载。这组试验常用 来验证黏土本构模型在循环三轴排水条件下的适用性,常规的修正剑桥模型的参 数取值参照Yu等^[34]的模拟取值,其他参数取值见表 2.1。图 2.11 展示了本章模型 预测Speswhite高岭土三轴排水试验的结果。可以看到,本章模型能够准确预测出 黏土在多次循环后的体积应变和剪切应变。说明了本章模型对黏土循环累积变形

37

表 2.1 三种黏土模型参数								
参数	高岭土		Newfie	ld黏土	Fujinomori黏土			
	Al-Tabbaa ^[135]	Li和Meissner ^[55]	Sangre	y等 ^[136]	NT 1 · Intro 1 · [137]			
			<i>q</i> =180 kPa	q=325 kPa	NaKa1州H1noK10 ¹¹³⁷⁵			
μ	0.30	0.20	0.17	0.17	0.20			
$\lambda_{_i}$	0.19	0.173	0.051	0.051	0.093			
κ_0	0.03	0.034	0.011	0.011	0.02			
p_{ci}	300kPa	350 kPa	393 kPa	393 kPa	196 kPa			
М	0.86	0.95/0.77(拉伸)	0.83	0.83	1.01			
n	0.9	1.2	1.5	1.5	2			
A_d	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1			
<i>s</i> ₀	5	4/6(拉伸)	4	4	6			
r_0	0.62	0.62	0.78	0.78	0.72			
С	2.0	5.0	4.5	5.0	10			
ω	0.3	0.5	1.0	0.5	0.5			
k	8	5	10	-2	0			



(a) 试验结果





图 2.11 Speswhite高岭土单向循环三轴排水试验与模拟结果

图 2.12 展示了本章模型对双向循环三轴排水试验的模拟结果。选取Nakai和 Hinokio^[137]文献中的Fujinomori黏土三轴排水试验的数据。常规的修正剑桥模型参 数取自Yin等^[58]以及Nakai和Hinokio^[137]的模拟结果,其他参数取值见表 2.1。为了 方便观察本章模型对循环滞回特性的有效性,图 2.12 只模拟了一组加载-卸载-再 加载的试验结果。可以看到,本章模型能够模拟出黏土在卸载-再加载过程中的非 线性以及闭合的滞回圈,有效地解决了修正剑桥模型在卸载-再加载段纯弹性的缺 陷。





2.4.1.2 循环三轴不排水试验模拟

Sangrey等^[136]对Newfield黏土进行了两组循环三轴不排水试验,以研究黏土 在低应力和高应力水平下不同的循环响应。两组黏土试样的初始围压均为 393kPa, 初始孔隙比为 0.62,随后施加的单向循环荷载幅值分别为 180kPa和 325kPa,即循 环应力水平 *q* / *p*'分别为 0.46 和 0.83。常规的修正剑桥参数参照Sangrey等^[136],其 余参数见表 2.1。

图 2.13 展示了本章模型模拟Newfield黏土在低应力水平下的试验结果。可以

看到,本章模型能很好地预测黏土在三轴不排水条件下光滑的非线性应力应变曲 线、闭合的滞回圈、累积的塑性变形以及累积的超静孔隙水压力。在低应力水平 下,黏土在多次循环后不再产生塑性变形和超静孔隙水压力,最终达到称为"安 定"的非破坏平衡状态^[49]。本章模型可以很好地描述这一特性。



(c) 应力应变曲线模拟结果

(d) 孔隙水压力模拟结果

图 2.13 Newfield黏土在低应力水平下单向循环三轴不排水试验与模拟结果

图 2.14 展示了Newfield黏土在高应力水平下三轴不排水试验和模拟结果。如 图所示,模拟结果与试验数据吻合较好,累积的塑性应变和超静孔隙水压力随循 环次数的增加而增加,经过多次循环后,由于塑性应变的大量累积,土体达到破 坏状态。正如Yu等^[49]所述,当施加的循环荷载高于某一安定临界值时,土体最终 会发生破坏,这种土体的力学响应是不可逆的。本章模型可以很好地描述黏土刚 度逐渐减小直至失稳的循环刺破过程。为了进一步探究Newfield黏土刚度退化的 演变,定义刚度弱化指数δ^[138]为:

$$\delta = \frac{G^{N}}{G^{1}} = \frac{\frac{q}{\varepsilon^{N}}}{\frac{q}{\varepsilon^{1}}} = \frac{\varepsilon^{1}}{\varepsilon^{N}}$$
(2.40)

式中, ε¹和 ε^N分别表示第一次循环和第N次循环下的轴向应变; G¹和 G^N分别为第 一次循环和第N次循环下的割线刚度。图 2.15 汇总了Newfield黏土刚度弱化指数 δ随循环次数N变化的试验和模拟结果。可以看到, 刚度弱化指数随循环次数的增 加而减小, 且几乎与循环次数的对数成正比。本章模型预测结果与试验数据基本 一致。









图 2.15 刚度弱化指数随循环次数的变化关系

图 2.16 展示了本章模型在模拟双向循环三轴不排水试验的可行性。试验数据选取Li和Meissner^[55]文献中高岭土试样的试验结果。高岭土试样的初始围压为 350kPa, 孔隙比为 1.062。表 2.1 中列出了模拟所用的参数取值。可以看到, 模拟 结果与试验数据基本吻合。由于拉压刚度的不同, 黏土在拉伸作用下的累积应变 大于压缩作用下的累积应变, 导致剪切应变的总体趋势往反方向发展。本章模型 能够准确预测黏土累积变形和超静孔隙水压力的发展趋势, 较好地模拟出高岭土 在双向循环荷载下闭合的滞回圈。三轴不排水条件下的有效应力路径预测结果如 图 2.16(e)所示。





图 2.16 高岭土双向循环三轴不排水试验与模拟结果

2.4.2 结构性黏土三轴试验验证

2.4.1 节侧重验证渐进硬化机制在循环荷载下的适用性,本节主要验证模型在 模拟天然黏土结构损伤和长期循环累积变形方面的有效性。选用Wang等^[139]所做 的温州黏土静、动三轴不排水试验结果。温州黏土的物理性质如表 2.2 所示,根 据土体分类标准,试验采用的温州黏土属于高塑性无机黏土。采用Yin等^[140]文献 中标定的温州黏土修正剑桥模型参数值,其余参数通过三组静三轴不排水试验和 一组长期动三轴不排水试验标定获得,见表 2.3。

特性	数值
比重, G _s (g/cm3)	2.75
天然含水率, w _n (%)	56-59
初始密度, ρ ₀ (g/cm3)	1.68-1.71
初始孔隙比, eo	1.55-1.59
液限, w _L (%)	64
塑性指数, Ip	36
黏粒含量 (%)	55
粉土含量 (%)	41

表 2.2 温州黏土物理性质

表 2.3 温州黏土模型参数

符号	名称	数值	符号	名称	数值
V	泊松比	0.25	п	屈服面形状	0.7
κ_0	回弹斜率	0.042	S 0	渐进硬化速率	2
С	非线性小应变	3.0	A_d	相对剪胀率	3.5
ω	非线性小应变	2.0	k	循环弱化速率	17
α_e	弹性交叉各向异性	0.5	ξ	结构损伤速率	5.0
М	临界状态线斜率	1.31			
λ_i	压缩斜率	0.385			

2.4.2.1 静三轴不排水试验模拟

Wang等^[139]对不同围压下(100kPa、200kPa、300kPa)的温州黏土试样进行了 静三轴不排水试验。图 2.17 显示了本章模型的模拟标定结果,并与修正剑桥模型 的模拟结果进行了比较。可以看到,采用本章模型可以更好地模拟出温州黏土在 加载初期的非线性发展以及加载后期的应变软化行为(尤其是 p'o = 300kPa)。结构 损伤法则的加入可以灵活反映土体在剪切过程中结构性的逐渐退化,使得本章模 型的模拟结果明显优于修正剑桥模型的模拟结果。可见,对于原状土的模拟,在 本构模型中增加结构损伤机制是非常有必要的。再者,在 p'o = 200kPa 和 p'o = 300kPa 条件下,修正剑桥模型对土体抗剪强度的预测值要比本章模型模拟结果高 20%~25%。从图 2.17(c)中也能看到修正剑桥模型的椭圆形屈服面在预测温州黏土 不排水有效应力路径上的偏差,这也进一步导致了强度预测的偏差。相比之下, 本章模型采用的形状参数n可以灵活控制不同土体在各种条件下的屈服面形状以 及其与临界状态线的交点,使得模型对土体强度的控制更为精准。





图 2.17 温州黏土静三轴不排水试验与模拟结果

2.4.2.2 动三轴不排水试验模拟

Wang等^[139]利用动三轴仪对温州黏土在不排水条件下的长期累积变形规律进行了研究。试验考虑三组围压,即 50kPa、100kPa和 200kPa,每组围压下各施加四组循环幅值,共12组试验具体安排如表 2.4 所示。表中,循环应力比*CSR* = *q*_{cyc} / 2*q*_f,其中 *q*_{cyc}为循环偏应力,*q*_f为单调不排水试验确定的峰值偏应力。 根据Wang等^[139]试验结果,50kPa、100kPa和 200kPa围压下的峰值偏应力分别为43kPa、69kPa、112kPa。需要特别说明的是,弹塑性模型无法考虑不同的加载速率,而施加的加载速率则会影响屈服面的大小^[140]。此处加载屈服面的初始状态参数r取为 0.5 来消除试验与模拟加载速率之间的差异带来的影响。

围压, p'_0 (kPa)	循环应力比, CSR	循环偏应力, q _{cyc} (kPa)	循环次数, N	
	0.16	14		
50	0.25	21.5		
50	0.32	28		
	0.35	30		
	0.14	20		
100	0.21	29	50.000	
100	0.31	43	50,000	
	0.40	55		
	0.19	45		
200	0.24	54		
200	0.32	72		
	0.38	86		

表 2.4 温州黏土动三轴不排水试验安排

图 2.18 展示了 p₀'=100kPa 下累积轴向应变和超静孔隙水压力的试验与模拟结 果。可以看到,本章模型的预测结果与试验数据吻合较好。随着循环应力比CSR 的增大,弹性应变和总应变都随之增大。多次循环后,总应变的累积速率逐渐降 低,达到非破坏的平衡状态。这是由于此试验施加的循环荷载低于某一临界值, 黏土在多次循环后进入安定特性^[49]。相似地,超静孔隙水压力在循环初期增加迅 速,随后累积速率逐渐降低。





图 2.18 100kPa围压下累积轴向应变和超静孔隙水压力模拟结果

图 2.19 展示了 100kPa围压下四组试验有效应力路径的模拟结果。随着循环 次数的增加,有效应力路线向临界状态线移动。随着循环应力比的增加,有效应 力路线越靠近临界状态线。同时,本章模拟能有效地模拟出由于弹性各向异性引 起的有效应力路径的右向倾斜。





图 2.19 100kpa围压下有效应力路径的试验结果与模拟结果

土体的总应变可分为弹性应变(可恢复应变)和塑性应变(不可恢复应变)。 图 2.20 展示了不同围压不同循环应力比CSR下弹性应变的模拟结果。本章模型预 测的 5 万次累积弹性应变结果与试验结果较为一致,尤其是对 1000 次循环后的 预测。不同围压下累积塑性应变与循环次数的关系见图 2.21,不可恢复应变在 1 万次循环内急剧增加,随后累积速率逐渐趋于平稳。循环应力比CSR越大,不可 恢复变形的累积速率越难稳定。从模拟结果来看,再次说明了本章模型对黏土长 期循环累积变形预测的有效性。







图 2.21 不同围压下不可恢复应变随循环次数的演化

图 2.22 整理了 12 组试验不同循环次数下的不可恢复变形与循环应力比CSR 的关系。虚线代表了Wang等^[139]通过试验数据拟合得到的预测结果,空心符号是本章模型计算得到的模拟结果。可以看到模拟结果与虚线预测结果基本一致。对于给定的循环次数(10 次、1000 次或 10000 次),不可恢复应变随循环应力比CSR 的发展趋势基本一致。当CSR小于 0.3 时,不可恢复应变随CSR增大而缓慢增大,而当CSR大于 0.3 时,不可恢复应变随CSR增大而迅速增大。进一步说明了在低应力水平下,土体的累积塑性变形更容易趋于稳定,而在高应力水平下,有效应力路径在长期循环后很可能接近或超过临界状态线,导致土体更容易发生破坏,塑性变形急剧增加。通过图 2.22 进一步说明了本章模型对黏土长期循环累积变形特性预测的有效性。



图 2.22 不可恢复应变与循环应力比CSR的关系

2.5 本章小结

本章基于双屈服面渐进硬化机制的概念,建立了一个三屈服面弹塑性本构模型,用以模拟天然黏土在长期循环荷载下的累积变形规律。利用高岭土、 Fujinomori黏土和Newfield黏土的三轴试验结果,先验证了双屈服面渐进硬化机制 在循环荷载下的适用性。再通过Wang等^[139]所做的温州黏土的三轴试验结果,验 证了本章模型在模拟结构损伤和长期循环响应下的有效性。本章的主要结论如下:

(1)采用双屈服面的渐进硬化机制模拟加载屈服面到外屈服面过程中当前应 力点塑性模量的光滑转变,相比映射法则和插值定理,结构形式简单,其本构方 程可以根据加载屈服面的一致性条件进行简化,从而可以在数值程序中使用类似 于修正剑桥模型的应力积分格式有效地实现。

(2)考虑弹性正交各向异性,充分反映了沉积方式和应力历史对天然黏土的影响。

(3) 非线性小应变概念的加入,使得应力点在卸载退回到加载屈服面内时,也 能模拟出非线性的效果,同时,可以实现极小应变条件下土体刚度的非线性,从 而实现土体在循环荷载下闭合的滞回特性。

(4) 在加载屈服面的硬化法则中引入循环累积速率控制参数k,可以灵活地控制黏土在循环荷载下的硬化速率,进而控制黏土的循环安定、破坏特性。

(5)结构损伤法则的加入可以灵活反映土体在剪切过程中结构性的逐渐退化, 对于原状黏土的模拟,在本构模型中增加结构硬化机制是非常有必要的。

第3章 砂土双屈服面渐进硬化本构模型

3.1 引言

在经典的弹塑性理论框架下,建立一个适用于黏土和砂土的本构模型是非常 有意义的。本章基于修正剑桥模型理论,结合黏土和砂土在三轴条件下典型的应 力应变关系,将第2章适用于黏土的弹塑性本构模型扩展到砂土,建立适用于黏 土和砂土的双屈服面渐进硬化本构模型UACC2。

本章引入了一个与砂土密实状态有关的屈服面形状参数,修正了第2章本构模型的屈服面方程。同时,沿用第2章双屈服面的形式,通过内屈服面的硬化法则实现内屈服面到外屈服面当前应力点塑性模量的平稳变化。利用砂土在v-ln p'空间上典型的应力应变特性,更新内外屈服面状态参数r的定义以适用于砂土,用砂土的极限压缩曲线LCC代替黏土的正常压缩曲线NCL来评价当前应力点到参考应力点之间的距离,使模型能够模拟砂土在高应力水平下颗粒破碎的塑性行为,实现砂土和黏土弹塑性本构模型的统一。最后,结合丰浦砂典型的三轴试验结果,验证了UACC2模型对砂土的适用性。

3.2 三轴条件下黏土和砂土典型应力应变关系

通过砂土典型的三轴试验结果(见图 3.1),可以总结出砂土和黏土之间力学 行为的一致性和差异性:

(1) 松砂和正常固结黏土在剪切荷载作用下表现出剪缩特性,如图 3.1(a-d)中AC线。在排水条件下孔隙比逐渐减小(图 3.1(c)),在不排水条件下平均有效应力逐渐减小(图 3.1(f))。

(2) 密砂和超固结黏土在剪切荷载作用下表现出剪胀特性,如图 3.1(a-d)中ABC线。在排水条件下孔隙比先减小后增大(图 3.1(c)),在不排水条件下平均有效应力先减小后增大(图 3.1(f))。

(3) 同一土体的应力比最终达到统一的临界状态点(或极限稳定点),如图 3.1 中的c点。临界状态线与土体的摩擦特性直接相关,决定了土体的屈服强度,与土体的初始状态无关。

(4) 不同于黏土,对于松砂,在不排水条件下极易发生液化,如图 3.1(e)和(f) 中AB₂C线所示。在不排水剪切过程中,松砂很容易达到峰值强度(B₂点),随后 迅速下降到一个较小的稳态值(C点)。对于中密砂,也可能出现这种不稳定状态, 即B₁-D,随后再发生应变硬化(D-C)。

52




3.3 土体统一的状态参数r

对于黏土,第2章给出了黏土的状态参数r的定义,如图 2.5 和式(2.14)所示, 通过正标量r定义了压缩曲线上当前应力点到正常压缩曲线NCL上相应的参考应 力点之间的距离,以此来反映黏土当前点的应力状态。

与黏土不同,砂土在 e-ln p'平面上不存在唯一的正常压缩线NCL,且各向同性压缩下砂土在低应力水平下是相对不可压缩的,大体积的变化通常发生在应力水平很高的情况下,此时砂土普遍发生颗粒破碎。大量试验表明^[68],虽然砂土在

e-ln *p*′平面上不存在唯一的正常压缩线NCL,但其在高应力水平下存在唯一的渐近线,即极限压缩曲线Limiting Compression Curve(LCC),其与砂土的初始状态无关,见图 3.2。参照Pestana和Whittle^[65,80]的定义,此极限压缩曲线LCC可写为:

$$\log e = -\rho_c \log\left(\frac{p'_r}{p'}\right) \tag{3.1}$$

式中, e为孔隙比; ρ_c 为e-ln p'平面上LCC线的斜率; p'_r 为LCC线上e=1(单位孔隙比)时对应的参考平均有效应力。



图 3.2 状态参数r的定义

参考黏土状态参数r的定义^[56, 118],可选用LCC线作为砂土的参考状态线。如 图 3.2 所示,砂土根据初始密实度的不同可有无数条各向同性压缩曲线ICC,ICC 线上的任何一点的当前应力状态(如A、B、C、D点)可通过正标量r与LCC线上 的参考应力点(A'、B'、C'、D'点)相关联,r即指沿着回弹曲线所对应的当前应 力点与参考应力点的比值:

$$r = \frac{p_c}{\overline{p}_c} \tag{3.2}$$

式中, p_c为当前围压; p_c为参考围压。

从图 3.2 可知:在给定的初始围压(A和B点)下,初始孔隙比较小的砂土比 初始孔隙比大的具有更小的r值(即BB'>AA'),使得剪切剪胀更容易发生;在给 定的初始孔隙比(C和D点)下,初始围压较低的砂土比初始围压较大的具有更小 的r值(即CC'>DD'),这表明高应力水平下的致密砂土更容易表现出类似松砂的 特性;对于典型的CSL线,当前应力点可能位于CSL上也可能位于CSL线的左侧或 右侧,这取决于砂土的初始密实度和初始围压。在相同条件下,位于CSL线左侧 的应力点的r值显著小于右侧,在三轴不排水条件下,左侧应力点的平均有效应力 增加,而右侧应力点的平均有效应力减小。通过将相似比r作为状态参数的概念, 可以很好地捕捉到不同初始密实度和围压下砂土的当前应力状态,实现砂土与黏

54

土的统一。

3.4 模型基本理论

为了简化计算,本章模型在常规三轴应力(p'-q)下建立。与经典的弹塑性理 论一致,总应变增量可由弹性应变增量和塑性应变增量组成:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}^e_{ij} + \dot{\varepsilon}^p_{ij} \tag{3.3}$$

式中, $\dot{\varepsilon}_{ii}$ 表示(i,j)的总应变率张量;上标e和p分别表示弹性和塑性分量。

3.4.1 弹性行为

在修正剑桥模型中,假设弹性体积应变增量和塑性体积应变增量是各向同性的,可由体积模量*K*和剪切模量*G*表达:

$$\dot{\varepsilon}_{v}^{e} = \frac{\dot{p}'}{K}, \ \dot{\varepsilon}_{s}^{e} = \frac{\dot{q}}{3G}$$
(3.4)

为了描述砂土的密实度和平均有效应力对弹性刚度的影响,Richart等^[141]提出了适用于砂土的非线性体积模量*K*和剪切模量*G*的计算公式:

$$K = K_0 p_{at} \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \left(\frac{p'}{p_{at}}\right)^{\alpha}$$
(3.5)

$$G = G_0 p_{at} \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \left(\frac{p'}{p_{at}}\right)^{\alpha}$$
(3.6)

式中, K_0 和 G_0 分别为体积模量和剪切模量参考值,其之间关系可用泊松比v来描述,即 $G_0 = 3K_0(1-2v)/2(1+v)$; α 为控制相对平均有效应力非线性的弹性参数; p'为平均有效应力, $p' = \sigma'_{kk}/3$; e为孔隙比; p_{at} 为一个标准大气压, $p_{at} = 101.325$ kPa。相比塑性应变,弹性应变相对较小,尤其是砂土发生大变形时。此公式在预测砂土的弹性压缩行为方面表现出了良好的性能^[142, 143]。

根据体积模量的定义 $K = (1+e_0) p' / \kappa' 代入式(3.5),$ 可推算出回弹曲线的斜率 κ' 为:

$$\kappa' = \frac{1}{K_0} \left(\frac{p'}{p_{at}}\right)^{1-n} \frac{(1+e)^2}{(2.97-e)^2}$$
(3.7)

3.4.2 塑性行为

3.4.2.1 与砂土密实度相关的屈服面方程

本章建立了一个适用于砂土的屈服面方程,能够灵活地反映砂土不排水有效 应力路径的特征,其方程式为:

$$f_B = \frac{1}{n} \left(\frac{\eta}{M - m\eta} \right)^{n+1} \cdot \overline{p}' + \overline{p}' - \overline{p}_c$$
(3.8)

式中, η 为应力比, $\eta = \sqrt{3 \bar{s}_{ij} \bar{s}_{ij}/2} / \bar{p}'; \bar{p}_c$ 为硬化参数,控制了屈服面的尺寸,其初 始值为LCC线上的参考屈服应力,见图 3.2。*M为p'-q*平面上CSL线的斜率,其值可 由临界摩擦角 ϕ_c 计算所得,即*M*=6sin $\phi_c / (3-sin \phi_c); n和m为屈服面形状参数,控$ 制了屈服面的形状。图 3.3 给出了不同n和m下屈服面的形状。由图可知,对于给定的*m*,*n*主要控制屈服面顶点的大小,同时决定了椭圆的倾斜方向(见图 3.3(a))。当*m*=0时,式(3.8)退化为第2章里的屈服面,即式(2.15)。对于给定的*n*,*m*主要控制了屈服面远离CSL线的倾斜度,并确定了屈服面和CSL线的交点(见图 3.3(b))。*m*与砂土密实度有关(具体见图 3.8),例如,在给定围压的三轴不排水条件下,*m* 值越大,砂土越疏松,其液化程度越高。特别地,当*m*=0,*n*=1时,式(3.8)退化为修正剑桥模型的屈服面方程。



(b) *n* = 1

图 3.3 屈服面的形状

沿用第2章渐进硬化的概念,采用双屈服面形式,将式(3.2)代入式(3.8),则 内屈服面(加载屈服面)的方程式为:

$$f_I = \frac{1}{n} \left(\frac{\eta}{M - m\eta} \right)^{n+1} \cdot p' + p' - r \cdot \overline{p}_c$$
(3.9)

式中, $r\bar{p}_c = p_c$,即内屈服面具有与外屈服面(边界面)相似的尺寸,尺寸相差r倍,同时 $0 \le r \le 1$,见图 3.4。



3.4.2.2 硬化法则

沿用第2章内外屈服面的硬化机制,引入内屈服面渐进硬化法则代替加载屈服面到边界面之间的插值函数,实现塑性模量沿加载路径的平稳变化。两个硬化参数 \bar{p}_c 和r分别控制外屈服面和内屈服面的大小。根据修正剑桥理论,外屈服面仍采用塑性体积应变的演化:

$$d\bar{p}_{c} = \frac{1+e}{\lambda' - \kappa'} d\varepsilon_{v}^{p}$$
(3.10)

其中, $\kappa' = (1+e)p'/K$, 结合砂土的非线性弹性模量定义(式(3.5)), 砂土的回弹 模量 κ' 可写成:

$$\kappa' = \frac{1}{K_0} \left(\frac{p'}{p_{at}}\right)^{1-n} \frac{\left(1+e\right)^2}{\left(2.97-e\right)^2}$$
(3.11)

同样,根据压缩系数的定义 $\lambda' = \partial e / \partial \ln p'$,结合公式(3.1),可推导出砂土的压缩系数 λ' :

$$\lambda' = e \cdot \rho_c \tag{3.12}$$

公式(3.11)和(3.12)的简单转换实现了黏土在 e-ln p' 对数平面上的参数到砂土 log e-log p' 双对数平面上参数的统一。

式(3.10)假设外屈服面的硬化仅由塑性体积应变引起。然而,砂土在加载过程 中具有很强的剪切特性。沿用第2章内屈服面的硬化法则,考虑塑性剪切应变对 内屈服面塑性硬化的影响,即内屈服面的硬化法则由下式表示:

$$dr = \frac{1+e}{\lambda'-\kappa'} s_0 \cdot (1-r) \left(d\varepsilon_v^p + A_d d\varepsilon_s^p \right)$$
(3.13)

式中, A_d 为材料参数,控制塑性剪切应变的贡献程度; s_0 控制了内屈服面硬化增量dr的速率。r随塑性应变的变化而变化,当内屈服面与外屈服面重合时,r = 1。同样,(1-r)测量了当前应力点到LCC线上参考应力点之间的相对距离。

3.4.2.3 塑性势函数

为简化模型, 塑性势函数的形式与屈服面相似, 但不考虑m的影响, 即表达式为:

$$g = \frac{1}{n} \left(\frac{\eta}{M}\right)^{n+1} \cdot p' + p' - r \cdot \overline{p}_c$$
(3.14)

若屈服面函数中*m*≠0,则非相关联流动法则可通过*d* ε_v^p /*d* $\varepsilon_s^p = (\partial g / \partial p')/(\partial g / \partial q)$ 计算获得。若屈服面函数中*m*=0,则相关联流动法则可写成 *d* ε_v^p /*d* $\varepsilon_s^p = (\partial f / \partial p')/(\partial f / \partial q)$ 。同样,当*n*=1时退化为修正剑桥模型。

3.4.3 增量应力应变关系

与第2章应力积分格式相同,当内屈服面激活时产生塑性应变。塑性应变增量可通过流动法则计算获得:

$$d\varepsilon^{p} = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}}$$
(3.15)

式中, d λ 为塑性标量因子。

根据内屈服面的一致性条件,可写为:

$$\left(\frac{\partial f_I}{\partial \sigma'_{ij}}\right)^T : \dot{\sigma}'_{ij} - hd\lambda = 0$$
(3.16)

式中, h为塑性模量, 代入公式(3.10)和(3.13), h可推导为:

$$h = -\left[\frac{\partial f_I}{\partial \overline{p}_c} \frac{\partial \overline{p}_c}{\partial d\varepsilon_v^p} \frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial f_I}{\partial r} \left(\frac{\partial r}{\partial d\varepsilon_v^p} \frac{\partial g}{\partial p'} + A_d \frac{\partial r}{\partial d\varepsilon_s^p} \frac{\partial g}{\partial q}\right)\right]$$
(3.17)

具体推导过程参见 2.2.3 节。若不考虑内屈服面的硬化机制,则公式(3.17)退化为 修正剑桥模型的硬化模量形式,即:

$$h = -\left(\frac{\partial f_I}{\partial \overline{p}_c} \frac{\partial \overline{p}_c}{\partial d \varepsilon_v^p} \frac{\partial g}{\partial p'}\right)$$
(3.18)

弹塑性模型的增量应力-应变关系式如下:

$$\dot{\sigma}'_{ij} = D^{ep} \dot{\varepsilon} = D^e \left(\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}_p \right) \tag{3.19}$$

结合(3.15)、(3.16)及(3.19),整理可得弹塑性刚度矩阵 D^{ep}:

$$D^{ep} = D^{e} - \frac{D^{e} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \left(\frac{\partial f_{I}}{\partial \sigma'_{ij}}\right)^{T} D^{e}}{\left(\frac{\partial f_{I}}{\partial \sigma'_{ij}}\right)^{T} D^{e} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} + h}$$
(3.20)

3.5 模型参数分析

双屈服面渐进硬化本构模型UACC2 共包含 10 个参数 K_0 , α , μ , ρ_c , p_r , M, n, m, s_0 和 A_d 。根据其物理意义可分为以下 5 组:

(1) 与弹性相关的参数 (K_0 , $\alpha \pi \mu$): K_0 和 α 可通过各向同性压缩试验确定, Jin等^[142]进行了相关的敏感性分析,建议了砂土中 α 的典型值可取 0.5-0.7。泊松比 μ 可从三轴试验中获得,通过拟合 $\varepsilon_1 - \varepsilon_v$ 平面内低应变水平(约 0.5%)下的弹性行 为可获得此参数,即 $\mu = (1 - \varepsilon_v / \varepsilon_1)/2$ 。

(2) 与LCC线相关的参数 (ρ_c和p_r): ρ_c和p_r可通过各向同性压缩试验在loge - logp '空间中的LCC线根据公式(3.1)直接确定。

(3) 与临界状态相关的参数 (*M*): *M*可由三轴排水和不排水试验获得的临界状态应力比直接确定。

(4) 与屈服面形状相关的参数(n n m):可通过三轴不排水试验,在 $p'/\bar{p}_c - q/\bar{p}_c$ 平面上拟合不同的加载路径下的常规屈服面形状来标定n n m。n主要通过密砂的试验结果获得。m与砂土的密实度有关,可写成e的函数(见图 3.8)。考虑到屈服面的有效性,m的取值范围应控制在 0.1-0.9 之间,砂土越松散,m越大。

(5) 与硬化法则相关的参数 (so 和Ad): so 控制内屈服面的硬化速率,可通过在 e-log p'空间上拟合各向同性压缩试验结果来获得。Ad控制了塑性剪切应变对硬 化速率的影响,可通过拟合三轴排水试验数据来预估,见图 2.9。

此外,本章模型还涉及3个状态变量(e_0 , \bar{p}_c 和r)。初始孔隙比 e_0 可从试验样品中测得。初始的外屈服面尺寸参数 \bar{p}_c 可结合LCC线和 κ '的计算公式推导获得:

$$\log e = \rho_c \log \left(\frac{p'_r}{\bar{p}'_c} \right) \\ \kappa' = \frac{e_0 - e}{\ln \bar{p}_c - \ln p_c} \qquad (3.21)$$

式中, p_c 可由屈服面方程(式(3.9))计算获得。当土体假设为各向同性时, p_c 等于土体的初始围压。通过公式(3.2)可求解出r的值。

同样,若本构模型中的某些参数不能简单地通过拟合试验数据独立获得,可 利用优化技术获得参数的最优解。

3.6 模型验证

选用丰浦砂典型的室内试验,包括各向同性压缩试验及不同初始密实度及初始围压下的三轴压缩试验来验证所提出模型的可行性。丰浦砂为均质细砂,相对密度为 2.65,最大和最小孔隙比分别为 0.977 和 0.597^[143],具体的物理指标见表 3.1。丰浦砂与弹性、临界状态以及LCC线相关的参数已被广泛校准^[65,142,144,145],

本节的模拟直接沿用这些参数,其余参数通过模拟常规试验来获得。表 3.2 列出 了本节试验所需的参数值。

相对智	密度 平均粒径	圣 不均匀	系数 最大	大孔隙比	最小孔隙比
G_s	D_{50} / mn	n C_u		e_{max}	e_{min}
2.6	5 0.2	1.32	2	0.977	0.597
		表 3.2 丰济	甫砂模型参	数	
•	参数	符号	数值	典型	范围
-			150	120	-160
弹性		μ	0.3	0.1	-0.4
		α	0.5	0.5	-0.7
L CC4		$ ho_c$	0.3	0.25	-0.45
	LCCE	p_r	5500	4000	-6000
	临界状态	М	1.27	1.0-	-1.6
屈服面形状		n	0.9	0.5	-2.0
		т	f(e)	0.1	-0.9
		<i>S</i> ₀	4.0	0.5	-6.0
	硬化机机	A_d	1.0	0-2	3.0

表 3.1 丰浦砂物理性质指标

3.6.1 各向同性压缩试验验证

Miura等^[146]和Ishihara等^[62]对丰浦砂进行了各向同性压缩试验,试验孔隙比eo = 0.60-1.04。图 3.5 对比了丰浦砂各向同性压缩试验的试验与模拟结果。可以看 到,不同密实度下的丰浦砂压缩特性计算值与试验值吻合一致。从图 3.5(a)可知, UACC2 模型能够模拟出丰浦砂在 1000kPa范围内相对不可压缩的特性,同时能合 理地预测高应力水平下的大体积变形。不同密实度下的预测曲线最终逼近至一条 渐近线(LCC线)。图 3.5(b)展示了一次加卸载过程下丰浦砂的试验和模拟结果。 在卸载段,由于假设内屈服面内为弹性区域,模拟结果也相应体现出了线弹性响 应。同时,假设内屈服面始终跟随当前应力点移动,则可以在再加载段捕捉到塑 性行为(如图 3.5(b))。





3.6.2 单调加载三轴压缩试验验证

Verdugo和Ishihara^[66]对各向同性固结的丰浦砂开展了 17 组单调排水和不排水三轴试验。三轴排水试验在100-500kPa围压下进行,初始孔隙比为0.810-0.996。 三轴不排水试验在 100-3000kPa围压下进行,初始孔隙比为 0.735-0.907。试验全 面包含了丰浦砂在三轴试验下的各种初始围压和密实度,被广泛用于本构模型的 验证^[76, 83, 143, 144]。

共17组试验均采用表 3.2 所示的模型参数进行模拟。图 3.6 和 3.7 展示了 17 组三轴排水和不排水试验的模拟结果。显然,UACC2 模型的模拟结果与试验结果 基本一致,既能模拟出密砂在排水条件下的剪胀特性,也能模拟出不排水条件下 中密砂和松砂在高应力水平下的液化特性。表明了本章采用的统一状态参数r和与 密实度相关的屈服面方程对预测砂土应力应变响应的有效性。图 3.6(e)中的CSL 线可从Verdugo和Ishihara^[66]的试验结果或利用屈服面方程结合各向同性压缩试验 结果反算获得,6组三轴排水试验的最终路径都几乎落在CSL线上。











图 3.7 丰浦砂三轴不排水试验与数值结果对比

图 3.8 整理了上述试验中使用的m值。在双对数坐标中,m随初始孔隙比eo的 增加而增加。为方便计算,提出如下拟合公式:

$$\ln\left(m - m_{\min}\right) = \ln\left(m_{\max} - m_{\min}\right) - a\left(\frac{1}{e}\right)^{b}$$
(3.22)

式中, $m \in [0.1, 0.9]$, 其中 m_{\min} 控制了m的下限值 0.1, m_{\max} 控制了m的上限值 0.9。 在本次试验中a取 0.05、b取 10 的拟合结果最好。后续模拟采用式(3.22)代入计算。



图 3.8 m与初始孔隙比e₀ 的拟合曲线

3.6.3 动三轴试验验证

图 3.9 展示了丰浦砂动三轴排水试验的模拟结果,并与Pradhan^[147]的试验结 果进行了对比。在恒定的初始围压下,初始孔隙比为e₀=0.863。微小的模拟差异 可能是由于拉升段使用与压缩段相同的参数导致的,也可能是由于本模拟中使用 的参数是根据上述静三轴试验校准的,两次试验土样存在差异。从总体的发展趋 势来看,模拟结果与试验结果较为一致。





(d) 体积变形曲线

图 3.9 丰浦砂动三轴排水试验与模拟结果

Uchida和Stedman^[148]对丰浦砂进行了应变控制的动三轴不排水试验,每次循 环施加±1%恒定的应变幅值,直到砂土发生液化。选取初始孔隙比为0.787和0.863, 初始围压分别为 200kPa和 400kPa的试验结果。图 3.10 比较了两个土样不排水应 力路径的模拟结果与试验结果。可以看到, UACC2 模型很好地捕捉到了丰浦砂在 循环荷载下的总体趋势。然而,试验数据和模型预测之间的平均有效应力演化的 差异相对显著,这可能是由于忽略了砂土的各向异性、内部组构效应以及假设了 内屈服面内纯弹性导致的。总的来说, UACC2 模型能够有效模拟较高围压和较松

散砂土的液化潜力。





图 3.10 丰浦砂应变控制动三轴不排水试验与模拟结果

图 3.11 比较了Dafalias和Manzari^[149]应力控制的动三轴不排水试验与模拟结果。试验施加±114.2 kPa恒定的应力幅值。土样的初始孔隙比为 0.808,初始围压为 294kPa。结果表明,应力应变曲线和应力路径的模拟结果与试验数据吻合较好。由于试验数据的限制,目前只能对有限的试验进行模拟验证。未来,需要基于更 广泛的动三轴试验结果,对所提出的模型在循环荷载下的有效性进行更为全面的评估。



(b) 模拟结果



3.6.4 不同密实度砂土的动三轴不排水模拟

选取 500kPa恒定的初始围压,对不同初始密实度的砂土进行了 6 组动三轴不 排水模拟,模拟的具体安排见表 3.3。循环荷载的幅值为±114.2kPa,剪切应力比 (q/2p'_0)为 0.114。采用表 3.1 所示的试验参数。

图 3.12 展示了动三轴不排水条件下不同密实度砂土循环响应的模拟结果。如 图 3.12(a)所示,当砂土非常松散时,沿有效应力路径发展的应变在几次循环后迅 速增加,偏应力几乎降为 0,没有出现任何的剪胀状态,可见,松砂在有限的循 环周期内很容易达到完全液化。而对于中密砂,则容易出现循环流动现象,如图 3.12(b)-(e)所示。砂土的密实度越大,出现液化的可能性越低。正如预期所想,图 3.12(f)所示的密砂仅产生很小的累积应变,很快进入循环流动状态。本节模拟进 一步说明了UACC2 模型对不同密实度砂土整体力学行为预测的有效性。

博-	上学	位	论	У.
				~ ~







(e)



(f)

图 3.12 不同密实度下动三轴不排水模拟结果

3.7 本章小结

本章在第2章黏土弹塑性模型的基础上,提出了一个适用于砂土的弹塑性本 构模型UACC2。该模型沿用第2章双屈服面的概念,引入内屈服面渐进硬化机制, 实现加载应力点到参考应力点弹塑性的光滑过渡。选取丰浦砂的静动三轴试验, 验证了UACC2模型在模拟砂土力学行为上的有效性。本章的主要结论如下:

(1) 建立统一的状态参数r。对于黏土,选取 e-ln p'平面上的正常压缩曲线NCL 作为黏土的参考应力状态,对于砂土,选取 e-ln p'平面上的极限压缩曲线LCC作 为砂土的参考应力状态。从而统一了砂土与黏土当前应力点到参考应力点之间的 相对位置。

(2)引入了一个与砂土密实度有关的屈服面形状参数,进一步修正了第2章的 屈服面方程,使得屈服面形状能够随初始孔隙比(密实度)的变化而变化。当不 考虑该形状参数时,屈服面退化为第2章方程。

(3)由于各向同性假设的局限性,本章仅在修正剑桥模型的基础上提出了一个 适用于黏土和砂土的的弹塑性本构模型的概念和框架。为了更准确地模拟砂土的 力学行为,未来还可对UACC2模型进一步的增强,如增加非同轴性和组构效应。

69

第4章 FLAC3D本构模型二次开发及验证

4.1 引言

对于经典的弹塑性理论,由于土体的力学行为与应力路径及应力历史相关, 很难建立应力应变关系的全量形式,一般在塑性理论中采用应力应变关系的增量 形式来实现弹塑性模型的求解。主要通过两大类方法实现:(1)显式积分算法, 利用当前增量步的应力计算屈服面和塑性势函数的梯度,从而更新刚度矩阵计算 下一增量步的应力,其结构形式简单易写,但无法保证精度;(2)隐式积分算法, 利用未知的应力计算屈服面和塑性势函数的梯度,通过不断的迭代求解本构方程, 虽然可以保证精度,但计算复杂不易实现。针对以上问题,Sloan和Abbo等^[150,151] 提出了自适应子步长的显式积分算法,在原有显式欧拉积分算法的基础上增加子 步长误差控制和塑性修正的过程,并分别应用于修正剑桥模型和摩尔库伦模型的 计算。Oritz等^[152]提出了Cutting Plane切面隐式算法(CPM),在塑性修正阶段,用 已知的应力点计算映射回归的方向,避免了二阶求导的同时具有二阶收敛的速度, 降低了数值计算的难度。

本章选用Cutting Plane切面隐式算法对第 3 章提出的适用于黏土和砂土的双 屈服面渐进硬化本构模型UACC2 进行数值积分。利用FLAC3D提供的自定义本构 二次开发平台,采用C++语言编写UACC2 模型代码,通过FLAC3D预留的接口将 自定义本构模型嵌入FLAC3D主体程序。然后,利用FLAC3D对嵌入的UACC2 模 型进行单元体和多单元的测试,验证本构模型嵌入的有效性。

4.2 自定义UACC2 模型

第2章和第3章系统地介绍了UACC2模型的基本理论,为了方便查阅,表 4.1列出了嵌入所需的UACC2模型。另外,针对黏土和砂土的差异,可选用屈服 面形状参数m作为判别条件,例如,当m=0时,进入黏土特定部分,当m>0时, 进入砂土特定部分。

类别		基本方程			
状态参量r		$r = \frac{p_c}{\overline{p}_c}$			
弹性部分		$\dot{\varepsilon}_{v}^{e} = \frac{\dot{p}'}{K} \qquad \dot{\varepsilon}_{s}^{e} = \frac{\dot{q}}{3G}$			
	屈服面 方程	$f_{I} = \frac{1}{n} \left(\frac{\eta}{M - m\eta} \right)^{n+1} \cdot p' + p' - r \cdot \overline{p}_{c}$			
	塑性势 函数	$g = \frac{1}{n} \left(\frac{\eta}{M}\right)^{n+1} \cdot p'$	$+ p' - r \cdot \overline{p}_c$		
流动法 塑性 则		$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{1}{2}$	$\frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}}$		
部分	外 屈 服 御 硬 化 规 律	$d\overline{p}_{c} = \frac{1+e}{\lambda'-\kappa'} d\varepsilon_{v}^{p}$			
内 屈服 面 硬 化 规律		$dr = \frac{1+e}{\lambda'-\kappa'}s_0 \cdot (1-r)\left(d\varepsilon_v^p + A_d d\varepsilon_s^p\right)$			
	1	黏土(<i>m</i> = 0)	砂土(m≠0)		
	参考状 态线	NCL: $e = \Gamma_e - \lambda' \ln p'$	LCC: $\log e = -\rho_c \log\left(\frac{p'_r}{p'}\right)$		
区别及强公	弹性部 分	$E_{\nu} = \left(1 - 4\nu_{\nu\nu} + 2/\alpha_e - 2\nu_{\nu\nu}/\sqrt{\alpha_e}\right) \frac{(1 + e_0)p'}{\kappa'}$ $G_{\nu h} = \frac{\sqrt{\alpha_e}E_{\nu}}{2(1 + \nu_{\nu\nu})}$ $\kappa' = \kappa_0 \left(1 + \delta\right)$	$\kappa' = \frac{1}{K_0} \left(\frac{p'}{p_{at}}\right)^{1-n} \frac{(1+e)^2}{(2.97-e)^2}$		
10 41	压缩系 数	_	$\lambda' = e \cdot \rho_c$		
	结构损 伤机制	$d\chi = -\xi \cdot \chi \sqrt{d\varepsilon_{ij}^p : d\varepsilon_{ij}^p}$	_		

表 4.1 自定义本构模型UACC2 基本方程参照

4.3 UACC2 模型切面隐式积分算法

切面隐式积分算法 (CPM) 与其他隐式算法一样,可分解为弹性试算和塑性

修正两个部分。

4.3.1 弹性试算

在弹性试算阶段,首先需要判断当前应变增量步 δε 是由弹性应力增量引起还 是由弹塑性应力增量引起。对于UACC2 模型,假设当前应力点永远位于加载屈服 面(内屈服面)上。则对于加载阶段,当前应变增量步 δε 由弹塑性应力增量引起, 对于卸载阶段,当前应变增量步 δε 由弹性应力增量引起,同时内屈服面跟随应力 点移动而移动。在当前应力点 σ'_i下,对于应变增量步 δε,先假设 δε 全部为弹性应 变,根据弹性刚度矩阵,可更新下一步应力点 σ'_{i+1},即:

$$\sigma_{i+1}' = \sigma_i' + \delta \sigma'^e = \sigma_i' + D^e \delta \varepsilon \tag{4.1}$$

把 σ'_{i+1} 代入内屈服面方程 f''_{i+1} ,如图 4.1 所示,若试算屈服面 $f''_{i+1} \leq 0$,则 $\delta \epsilon$ 全部为 弹性应变,根据式(4.1)求得的试算应力全部有效,此类情况在本模型中只可能发 生于卸载段。若试算屈服面 $f''_{i+1} > 0$,则 $\delta \epsilon = \delta \epsilon^{\epsilon} + \delta \epsilon^{p}$,需要计算应力更新过程中产 生的塑性应变 $\delta \epsilon^{p}$,这一部分可通过映射回归的塑性修正阶段来实现。



图 4.1 弹性试算判断

4.3.2 塑性修正

假设当前应变增量步δε全部为弹性应变。当满足以下条件时,加载屈服面(内 屈服面)塑性激活,土体进入弹塑性状态:

$$f\left(\sigma_{i}', H_{i}\right) \leq 0, f\left(\sigma_{i+1}', H_{i}\right) = f\left(\sigma_{i}' + \delta\sigma'^{e}, H_{i}\right) > 0$$

$$(4.2)$$

式中, H_i 为当前增量步下的硬化参数,以UACC2模型为例,即 \bar{p}_c 和r。

此时,弹性试算后的应力点 σ'_{i+1} 在内屈服面外,即 $f(\sigma'_{i+1}, H_i) > 0$,随后进入 塑性修正阶段。根据如图 4.2 所示的塑性修正过程,在第一次塑性修正中,以弹 性试算应力点 σ'_{i+1} "所在面(与屈服面形状相似)为初始面,使 σ'_{i+1} "所在面沿着塑 性势面法线方向往回拉,同时内屈服面硬化发展。应力点 σ'_{i+1} "减小到 σ''_{i+1} ,同时 硬化参数 $H_{i+1}^{n=0}$ 增加到 $H_{i+1}^{n=1}$,内屈服面 $f_{i+1}^{n=0}$ 扩展到 $f_{i+1}^{n=1}$,得到塑性应变增量 $(\delta \varepsilon^{p})^{n=1}$ 。 若此时应力点仍没有与内屈服面重合,即 $f(\sigma_{i+1}^{'n=1}, H_{i+1}^{n=1}) > 0$,则需要再次进行塑性 修正以获得塑性应变增量 $(\delta \varepsilon^{p})^{n=2}$,同时更新硬化参数 $H_{i+1}^{n=2}$ 以及扩大内屈服面 $f_{i+1}^{n=2}$, 如此不断迭代以校正应力点落在内屈服面上。最终,校正后的应力点 $\sigma_{i+1}^{'} = \sigma_{i+1}^{'n}$, 塑性应变增量 $\delta \varepsilon^{p} = \sum_{i=1}^{n} (\delta \varepsilon^{p})^{i}$,硬化参数 $H_{i+1}^{n} = H_{i} + \sum_{i=1}^{n} (\delta H_{i+1}^{i})^{i}$,内屈服面方程满足 $f(\sigma_{i+1}^{'n}, H_{i+1}^{n}) \le 0$ 。通常,给定一个容许误差FTOL,即应力点与内屈服面的重合时, $f(\sigma_{i+1}^{'n}, H_{i+1}^{n}) < FTOL$ 。



图 4.2 CPM算法塑性修正迭代过程

在每次塑性修正计算中,与上一次迭代结果相比,随着塑性应变增量的增加, 弹性应变增量相应减小,以确保总的应变增量保持不变。因此,在每次迭代中, 可先假设:

$$\delta \varepsilon^{p} = -\delta \varepsilon^{e} \tag{4.3}$$

则应力增量和硬化参数的修正为:

$$\delta\sigma' = -D^e \delta\varepsilon^p = -D^e \delta\lambda \frac{\partial g}{\partial\sigma'} \tag{4.4}$$

$$\delta H = \frac{\partial H}{\partial \varepsilon^{p}} \delta \varepsilon^{p} = \frac{\partial H}{\partial \varepsilon^{p}} \delta \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'}$$
(4.5)

对于第一次的迭代校正,用泰勒公式对屈服面方程f进行一阶展开,则近似可得:

$$f_{i+1}^{n=1} = f_{i+1}^{n=0} + \frac{\partial f}{\partial \sigma'} \partial \sigma' + \frac{\partial f}{\partial H} \partial H$$
(4.6)

结合公式(4.4)、(4.5)和(4.6),根据加载屈服面方程的一致性原则,可求得塑性修 正因子 *δ*λ 为:

$$\delta\lambda = \frac{-f_{i+1}^{n=0}}{-\frac{\partial f}{\partial \sigma'}D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} + \frac{\partial f}{\partial H}\frac{\partial H}{\partial \varepsilon^p}\frac{\partial g}{\partial \sigma'}}$$
(4.7)

式中, $f_{i+1}^{n=0} = f\left(\sigma_{i+1}^{\prime n=0}, H_{i+1}^{n=0}\right) = f\left(\sigma_{i}^{\prime} + \delta\sigma^{e}, H_{i}\right)$ 。由塑性修正因子, 根据弹塑性模型的 一般求解方法, 可得修正后的应力和硬化参数如下:

$$\sigma_{i+1}^{\prime n=1} = \sigma_{i+1}^{\prime n=0} - D^e \delta \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'}$$
(4.8)

$$H_{i+1}^{n=1} = H_{i+1}^{n=0} + \frac{\partial H}{\partial \varepsilon^p} \delta \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'}$$
(4.9)

图 4.3 展示了UACC2 模型的切面隐式积分算法CPM的流程图。



图 4.3 UACC2 模型的切面隐式积分算法流程图

4.4 FLAC3D自定义本构二次开发

4.4.1 FLAC3D计算原理简述

FLAC3D(Fast Lagrangian Analysis of Continua)是Itasca公司开发的连续介质力 学分析软件。不同于有限元程序,FLAC3D采用的拉格朗日连续介质有限差分法, 同时结合混合离散法和动态松弛法,使计算过程不需要生成复杂的迭代矩阵,对 求解非线性、大变形以及不稳定问题非常有利^[131]。每个时间步下单个节点的计算 过程如图 4.4 所示。首先通过牛顿第二定律求解运动方程得到节点的加速度、速度以及位移,由高斯定律求得单元的应变率,代入材料的本构关系计算新的单元 应力,再根据单元内的高斯积分获得节点内力,最后求解平衡方程实现一个时间 步平衡的同时求得下一个时间步的加速度、速度和位移。



图 4.4 FLAC3D主程序显式计算循环图(杨杰等^[131])

4.4.2 FLAC3D内置本构模型

FLAC3D中内置了 12 种岩土材料的本构模型,包括1个空模型,3个弹性模型和8个弹塑性模型。

各种分析手册里详细介绍了内置 12 种本构模型的特点和适用范围,表 4.2 针 对这些模型进行了简单的汇总。

其中,摩尔-库伦模型是岩土工程分析中最常用的塑性模型,其参数少,容易获得,概念简单而又能反应土体的摩擦性。但摩尔-库伦模型并不能直接计算出土体的塑性变形,需要采用应变软化修正的摩尔-库伦模型、双屈服模型等来获得。 摩尔-库伦模型只适用于破坏后阶段占主导的工程分析。双屈服模型和修正剑桥模型考虑了体积变化对土体变形和屈服特性的影响,采用体积模量和剪切模量来计算土体的塑性体积变形,更适用于岩土材料。同时,修正剑桥模型由于考虑了先期固结压力对土体应力应变响应的影响更适用于黏土材料。但显然,以上模型仅针对土体的一些基本特性如强度特性、摩擦特性和屈服特性等有很好的模拟效果,更复杂的土体特性如结构性、循环特性以及小应变特性等还需要通过对上述经典本构模型进行修正来实现。

类型	本构模型	典型的材料类型	工程应用范围
空模型	-	无材料特性	洞穴、开挖以及回填模拟
	各向同性弹 性模型	均质各向同性连续介质材料, 具有线性应力应变行为的材料	低于强度极限的人工材料(如钢 材)力学行为的研究、安全系数 的计算等
弹性模型	正交各向异 性弹性 模型	具有三个相互垂直的弹性对称 面的材料	低于强度极限的柱状玄武岩的力 学行为研究
	横观各向同	具有各向异性力学行为的薄板	低于强度极限的层状材料力学行
	性弹性模型	层装材料 (如板岩)	为研究
	德鲁克-普拉 格塑性模型	极限分析、低摩擦角软黏土	用于和隐式有限元软件比较的一 般模型
	摩尔-库仑塑	松散或胶结的粒状材料: 土	岩土分析常用模型(如边坡稳定
	性模型	体、岩石、混凝土	稳定、地下开挖等)
	应变强化/软 化摩尔-库仑 塑性模型	具有非线性强化和软化行为的 层状材料	材料破坏后力学行为(失稳过 程、矿柱屈服、顶板崩落等)研 究
	遍布节理塑 性模型	具有强度各向异性的薄层状材 料(如板岩)	薄层状岩层的开挖模拟
塑性模型	双线性应变 强化/软化摩 尔-库仑塑性 模型	具有非线性强化和软化行为的 层压材料	层状材料破坏后的力学行为研究
	双屈服塑性 模型	压应力引起体积永久缩减的低 胶结粒状散体材料	注浆或水力充填模拟
	修正剑桥模 型	变形和抗剪强度是体变函数的 材料	黏土中的岩土工程研究
	霍克-布朗塑 性模型	各向同性的岩质材料	岩体中的岩土工程研究

表 4.2 内置本构模型汇总

4.4.3 自定义本构模型关键技术

FLAC3D提供了FISH和C++两种语言环境供用户编写自定义本构模型。本章 基于C++语言对UACC2模型进行二次开发。首先,通过Visual Studio平台编写C++

76

代码来创建自定义本构模型动态链接库文件DLL,同时存放在FLAC3D安装目录 "...\exe64\plugins\cmodel"下,再在主程序中通过"Model Configure Plugin"命 令调用自定义本构模型。自定义本构程序的本质是对主程序输入的应变增量计算 输出新的应力,具体流程见图 4.5。



图 4.5 FLAC3D自定义本构程序流程图

图 4.5 虚线框内为自定义本构程序主体组成部分。核心分为 3 个板块:参数 赋值板块、状态变量初始化板块和本构关系计算板块。

(1)参数赋值板块:先通过getProperties()函数给出主程序调用本构模型所有模型参数名称的字符串格式,如图 4.6(a)。再利用getProperty()函数按顺序返回各模型参数的值,如图 4.6(b),所排顺序要与getProperties()函数中给出的字符串顺序一致。最后通过setProperty()函数从主程序命令"zone property name = dVal"中获得所有模型参数的数值dVal,如图 4.6(c)。

(2) 状态变量初始化板块: *initialize*()函数对模型计算中常用的变量进行初始 化,该函数在主程序执行"Cycle/Solve"命令时对每个单元只调用一次进行初始 化,且此函数中应变是没有定义的,不能对应变进行引用和修改,如图 4.7。

(3)本构关系计算板块:通过run()函数对主程序中每次循环下的每个子单元输入的应变增量参照图 4.3 计算出新的应力和状态变量,并将子单元的体积应力进行体积平均化处理赋给单元,偏应力不需要平均化处理,如图 4.8。

	<pre>Variant ModelCamClay::getProperty(UInt index) const { switch (index) { case 1: return(bulk_); case 2: return(shear);</pre>
	case 3: return(bulkB_); case 4: return(poisson_);
String ModelCamClay::getProperties(void) const { return L"bulk,shear,bulk-maximum,poisson," L"kappa,lambda,ratio-critical-state," L"pressure-preconsolidation," L"pressure-reference,specific-volume-reference," L"specific-volume," L"strain-volumetric-plastic,pressure-effective," L"stress-deviatoric";	<pre>case 5: return(Kappa_); case 6: return(Lambda_); case 7: return(MM_); case 8: return(MPC_); case 9: return(MPL_); case 10: return(MV_L_); case 11: return(MV_); case 12: return(EV_P_); case 13: return(MP_); case 14: return(MQ_); } return(0.0);</pre>
}	}

(a) getProperty()函数

(b) getProperties()函数



(c) setProperty()函数

图 4.6 自定义本构程序参数赋值板块

void ModelUACC2::initialize(UByte dim,State *s) {
 ConstitutiveModel::initialize(dim,s);

图 4.7 自定义本构程序状态变量初始化板块

void ModelUACC2::run(UByte dim,State *s) {
 ConstitutiveModel::run(dim,s);

.....

.....

}//end run

图 4.8 自定义本构程序本构关系计算板块

4.5 自定义UACC2 模型单元体测试

为了验证基于切面隐式积分算法编写的UACC2 模型嵌入FLAC3D的准确性, 本章利用温州黏土和丰浦砂静三轴试验的模拟结果,对FLAC3D的单元体模拟结 果和Fortran程序计算结果进行比较,测试嵌入的适用于黏土和砂土的双屈服面渐 进硬化本构模型UACC2 在模拟黏土和砂土力学特性上的有效性。FLAC3D中土体 单个单元如图 4.9 所示,其中土单元三面固定,另三面施加正向围压。



图 4.9 FLAC3D土体单单元建模示意图

4.5.1 黏土应力应变响应验证

选取第2章模拟过的温州黏土静三轴不排水试验作为模拟对象,试验的基本 情况见2.4.2节,UACC2模型的基本参数如表4.3所示。

符号	名称	数值	符号	名称	数值
v	泊松比	0.25	п	屈服面形状	0.8
κ_0	回弹斜率	0.042	s_0	渐进硬化速率	0.1
С	非线性小应变	1.46	A_d	相对剪胀率	3.5
ω	非线性小应变	4	ξ	结构损伤速率	0.83
αe	弹性交叉各向异性	0.2			
М	临界状态线斜率	1.15			
λ_i	压缩斜率	0.385			

表 4.3 温州黏土模型参数

首先,分别利用Fortran编写的程序和FLAC3D程序模拟黏土各向同性压缩试验,参数采用表 4.3 中的取值。图 4.10(a)对比了FLAC3D内置的修正剑桥模型和嵌入的UACC2 模型的计算结果。正如第 3 章所述,当UACC2 模型的屈服面形状参数n = 1, m = 0,且不考虑土体的弹性各向异性、非线性小应变特性以及结构性(即 $c=1, \omega=0, \alpha_e=0, s_0=0, A_d=0, \xi=0$)时,UACC2模型退化为修正剑桥模型。图 4.10(a)的对比结果说明了UACC2 模型主体修正剑桥框架嵌入FLAC3D的有效性。图

79

4.10(b)对比了在考虑所有黏土特性的情况下利用Fortran编写的和FLAC3D嵌入的 UACC2 模型模拟黏土各向同性压缩试验的结果,可以看到,FLAC3D嵌入的和 Fortran的结果吻合一致,UACC2 模型在加卸载条件下展现了良好的非线性滞回特 性。UACC2 模型有效地改善了修正剑桥模型在卸载-再加载段纯弹性的缺陷,使 再加载过程中产生塑性变形,应力路径不再回到卸载起点。



(a) 修正剑桥模型MCC

(b) UACC2 模型

图 4.10 各向同性压缩试验Fortran和FLAC3D嵌入模拟结果

其次,利用Fortran程序和FLAC3D嵌入程序分别计算温州黏土三轴不排水试验,如图 4.11 所示。从应力应变曲线和不排水应力路径的模拟结果来看,UACC2 模型退化为修正剑桥模型的模拟结果与FLAC3D内置的修正剑桥模型一致, FLAC3D嵌入的UACC2模型很好地描述了温州黏土的不排水特性,与Fortran程序的结果相差无几。进一步说明了UACC2模型黏土部分在FLAC3D中的有效性。





(c) 300kPa



4.5.2 砂土应力应变响应验证

选取第 3 章模拟过的丰浦砂静三轴试验作为模拟对象,试验的基本情况见 3.6.2 节, UACC2 模型的基本参数如表 4.4 所示。

图 4.12 对比了三轴排水条件下Fortran程度和FLAC3D嵌入程序的模拟结果。 从结果来看,FLAC3D嵌入的UACC2 模型可以很好地模拟出排水条件下密砂剪胀、 松砂剪缩的特性,同时与Fortran模拟的结果高度一致。证明了FLAC3D嵌入程序 在排水路径上的准确性。

图 4.13 展示了三轴不排水条件下Fortran程序和FLAC3D嵌入程序的模拟结果。 可以看到,UACC2 模型在FLAC3D中同样可以模拟出砂土的不排水剪胀、剪缩特 性。图 4.13(b)中的不排水有效应力路径说明了UACC2 模型改进的屈服面方程在 砂土液化特性上的灵活性。Fortran程序和FLAC3D嵌入程序重合度较高,进一步 证明了UACC2 模型嵌入FLAC3D在不排水路径上的正确性。 表 4.4 丰浦砂模型参数

	• • •		
参数	符号	数值	典型范围
	K_0	150	120-160
弹性	v	0.3	0.1-0.4
	α	0.5	0.5-0.7
I CC姓	$ ho_c$	0.3	0.25-0.45
LCC线	p_r	5500	4000-6000
临界状态	М	1.27	1.0-1.6
屈服面形状	n	0.9	0.5-2.0
西化扣出	S 0	4.0	0.5-6.0
硬化机制	A_d	1.0	0-3.0





5

10

轴向应变 $\varepsilon_a/\%$

15

0

Ó0

(b) *e*-log*p* '

 10^{3}

平均有效应力 p'/kPa

 10^{4}



20

0.7

10²





4.6 自定义UACC2 模型多单元测试

为了验证UACC2 模型在FLAC3D多单元模拟中的正确性,选用FLAC3D帮助 手册里的案例——路堤荷载下饱和地基沉降来测试嵌入的本构模型。案例的基本 情况如图 4.14 所示,单位厚度地基深 10m,宽 20m,路堤宽度 8m。由于对称性, 选取一半进行建模,施工过程中路堤的重量通过施加在地基表面相对范围的压力 来模拟。地下水自由面位于地基顶面。地基土为饱和黏土,孔隙率为 0.3,干密度 为 2×10³ kg/m³。水平有效应力与垂直有效应力之比为 0.7,采用修正剑桥模型MCC, 其基本参数如表 4.5 所示。



图 4.14 模型示意图

符号	名称	数值	符号	名称	数值
v	泊松比	0.3	п	屈服面形状	1
κ_0	回弹斜率	0.062	S 0	渐进硬化速率	0
с	非线性小应变	1	A_d	相对剪胀率	0
ω	非线性小应变	0	ξ	结构损伤速率	0
α	弹性交叉各向异性	0			
М	临界状态线斜率	0.888			
λ_i	压缩斜率	0.161			

表 4.5 MCC/UACC2 模型参数

本例中, 黏土轻度超固结, 正常固结屈服应力初始值 p_c 等于 1.6×10⁵ Pa。对于 正常固结黏土, 其底部 p_c 等于 1.579×10⁵ Pa, $p'=8.33×10^4$ Pa, $q=7.0×10^4$ Pa。在模 拟过程中, 假定土体材料的泊松比保持不变。另外, 土体的渗透系数k为 10⁻¹² (m/s)/(PA/m)。由于土体模量是平均有效应力和孔隙比的函数,这些数值在模拟过 程中不断变化, K+4/3G的平均值保持在 10⁶Pa左右,比水的体积模量(K $w=2\times10^8$ Pa) 低两个数量级。因此,扩散系数c由黏土材料控制,其量级可由公式c = k(K+4/3G)估算,约为 10⁻⁶ m²/s。根据扩散过程的时间尺度计算公式 $t_c = L^2/c$,其中L为模型 高度 10m,可估算得*t*_c约为三年。与该时间相比,路堤施工可假设为瞬时发生。 首先对路堤施工短期内的地基沉降进行不排水分析(共施加 50kPa的力,相当于 路堤高度 2.5m),然后在允许地表排水的情况下监测地基沉降的长期响应。

图 4.15 展示了FLAC3D内置修正剑桥模型和UACC2 模型模拟的路堤施工短期内的地表沉降。以路堤中心(x=0m)为基准,每间隔 2m设置一个监测点,x=4m为路堤边缘监测点,x=6m为路堤 2m外地表监测点(见图 4.14 中的红点)。按表 4.5 设置UACC2 的模型参数,此时UACC2 退化为修正剑桥模型MCC。由模拟结果可以看到,路堤中心沉降最大,越靠近边缘,沉降越小,路堤外 2m位置有明显的隆起,FLAC3D内置的修正剑桥模型与嵌入的UACC2 模拟的结果几乎一致。图 4.16 展示了路堤施工短期内的孔隙水压力演化图。共设置 2 个监测点p1 和p2,分为位于图 4.14 的蓝点位置。可以看到,两个监测点的孔隙水压力变化嵌入的UACC2 模型与FLAC3D内置的修正剑桥模型吻合较好。图 4.17 和图 4.18 分别对比了两个模型路堤施工结束时地基的位移云图和孔隙水压力云图,进一步说明了UACC2 模型嵌入FLAC3D在多单元模型不排水工况计算中的准确性。











(a) FLAC3D内置MCC

(b) UACC2 模型

图 4.18 路堤施工结束时地基孔隙水压力云图

图 4.19 和图 4.20 分别展示了路堤施工结束后在允许地表排水的情况下孔隙 水压力和地基沉降的长期响应。两个孔隙水压力监测点的演变图证实了排水模拟 结束时孔隙水压力已达到稳态流动。由于孔隙水压力的消散,地基土重新固结, 路堤下的最大沉降量从 0.14 m增加到 0.19 m。UACC2 模型的模拟结果与FLAC3D 内置的修正剑桥模型一致。图 4.21 对比了排水模拟结束时地基土的位移云图,可 以看到,路堤下地基土的变形模式整体一致,略微的差异可能是由于本构编写采 用的方式不同导致的。这种差异在单个单元计算中不会显现,但在多单元的计算 中不断累积。总的来说,UACC2 模型嵌入FLAC3D在多单元模型固结排水工况的 计算是有效的。





图 4.20 路堤施工结束后地表沉降长期响应



图 4.21 排水模式结束时地基位移云图

4.7 本章小结

一个准确的预测土体力学行为的本构模型是大型数值计算的基础。本章基于 FLAC3D本构模型二次开发平台将第 3 章提出的适用于黏土和砂土的双屈服面渐 进硬化本构模型UACC2 嵌入FLAC3D主体程序中,并测试了其有效性。本章的主 要内容如下:

(1) 整理了嵌入FLAC3D所需的UACC2 模型的基本公式。

(2) 详细介绍了切面隐式积分算法的基本理论,并推广到UACC2 模型中。

(3) 测试UACC2 模型采用切面隐式积分算法在FLAC3D软件单元体及多单元 计算中的可行性。利用FLAC3D内置的修正剑桥模型验证了嵌入UACC2 模型基本 框架的有效性,并结合第 2 章和第 3 章黏土和砂土的三轴试验模拟验证了嵌入 UACC2 模型的正确性。

第5章 软黏土地基海上风机单桩基础累积变形规律

5.1 引言

随着海上风电场离岸距离以及场址水深的增加,单桩基础作为一种成熟的基础形式广泛应用于海上风电场的建造。不同于陆上小直径单桩基础,海上风机单桩基础的直径通常超过2m,其受力和变形模式与陆上小直径单桩有显著差异。海上风机单桩基础受海洋风、浪、流等循环荷载作用,其上部结构风压倾覆弯矩和风暴潮等水平循环荷载极易影响风电机组的正常服役性能甚至导致风机基础失稳破坏。另外,我国东部近海海域广泛分布着深厚的软黏土层,软黏土在循环荷载作用下极易产生超静孔隙水压力的累积及强度弱化,进而影响桩土相互作用。

本章首先选用上软(黏土)下硬(砂土)地基海上风机单桩基础水平受荷离 心模型试验,利用FLAC3D软件验证第3章提出的适用于黏土和砂土的双屈服面 渐进硬化本构模型UACC2在海上风机单桩基础受力和变形分析中的有效性。其 次,利用建立的数值模型考虑不同的桩土参数分析海上风机单桩基础的累积变形 规律,根据模拟结果提出黏土地基海上风机单桩基础桩顶累积变形预测模型。

5.2 单桩水平受荷离心模型试验验证

5.2.1 单桩水平受荷离心模型试验概况

本节选用李涛^[116]所做的上软下硬地基海上风机单桩基础水平受荷离心模型 试验的研究结果。试验在浙江大学ZJU-400 土工离心机中完成,离心加速度为 *a*=83.3*g*。模型桩采用空心管桩形式,弹性模量为68.9GPa,桩端闭口,如图5.1 所示,其基本参数见下表5.1。桩身共布置15对弯矩应变片,其中泥面以下每隔 3.6cm布置1对弯矩应变片,靠近桩端2对应变片间隔9cm布置。

类型	直径	壁厚	埋深	抗弯刚度 E_pI_p
模型桩	30 mm	1 mm	570 mm	$660 \mathrm{N} \cdot \mathrm{m}^2$
原型桩	2.5 m	0.025 m	47.3 m	$31.26\text{GN}\cdot\text{m}^2$

表 5.1 模型桩与相应原型桩参数

模型箱长为 0.65m, 宽 0.42m, 高 0.75m。选用福建标准砂,相对密实度为 60%,先在底层铺设 2cm厚的粗砂垫层方便排水。再通过落雨法制备干砂地层,进行为期一周的真空饱和,制备完成后的粗砂垫层和砂土地基总厚度为 0.46m。上部软黏土层选用高岭土,通过调配 2 倍液限的高岭土泥浆分层均匀的浇灌在饱

87

和砂土地层上,随后在离心机 83g的条件下进行固结。固结完成后的地基如图 5.2 所示,此时还原到原型,砂土地层厚度 36.5m,黏土地层厚度 21m。T-bar贯入试 验测得的地基土不排水抗剪强度如图 5.3 所示。



图 5.1 模型单桩示意图(李涛^[116])



图 5.2 地基土示意图(李涛[116])





此试验分别进行了水平单调加载和水平循环加载两组工况。水平单调加载工况下静力加载速度为 0.002m/s,可认为桩周土基本处于不排水条件^[116]。水平循环
加载工况下,采用位移控制,循环幅值为 0-0.003m,加载频率为 0.64Hz,循环 135 次。具体试验安排见表 5.2。

试验类型	位移幅值	加载读率	循环次数	加载高度
风迎大王	四小夕阳正	加我您十	旧小八奴	加我向反
单调	0.015m	0.002m/s	-	0.5cm
循环	0.003m	0.64Hz	135	9.5011

表 5.2 试验安排

5.2.2 FLAC3D计算模型与计算参数

5.2.2.1 管桩

模拟采用离心模型试验的原型尺寸进行建模。由于桩端闭口,管桩可采用 FLAC3D中的PILE单元。PILE单元假设两个节点之间具有均匀、双对称横截面特 性的直线段,任意的桩结构可以由桩单元集合组成。本模型单桩直径为 2.5m,壁 厚 0.025。由于试验加载高度为 9.5m,本模型管桩桩长设为 56.8m,入土埋深 47.3m。 FLAC3D为每个PILE单元提供了 20 个可用属性,本模拟管桩所需的具体参数见表 5.3 所示。

FLAC3D命令	参数	取值
youngs	杨氏模量(N/m ²)	20e10
poisson	泊松比	0.33
cross-sectional-area	橫截面积(m ²)	0.2
moi-polar	极惯性矩(m4)	0.298
moi-y	y轴惯性矩(m4)	0.149
moi-x	x轴惯性矩(m4)	0.149
perimeter	周长(m)	7.85

表 5.3 FLAC3D管桩模型参数

5.2.2.2 地基土

地基采用实体单元,尺寸完全按照离心模型试验的原型尺寸进行建模,即长 宽高分别为54m×35m×57.5m。砂土层与黏土层的分界线在泥面下21m处。本构模 型采用第3章提出的适用于黏土和砂土的双屈服面渐进硬化UACC2模型(见表 4.1),高岭土的模型参数取值参照表2.1,福建砂的模型参数参照文献^[153]反算获 得,具体的本构模型参数见表5.4所示,未用到的参数为0。考虑到泥面处土体应 力水平为0时采用修正剑桥类模型不易计算通过,本章在泥面处增加50kPa的上 覆压力,减小模拟的计算难度。同时,地下水位线设置在泥面处。

89

黏	土	砂	土	
参数	取值	参数	取值	
μ	0.2	μ	0.3	
M	0.7	М	1.45	
п	1.1	п	0.9	
A_d	0.1	A_d	0.1	
<i>S0</i>	3	<i>S</i> ₀	1	
т	0	т	0.6	
С	5	$ ho_c$	0.35	
ω	0.5	p_r	6000	
λ_{i}	0.173	α	0.6	
κ_0	0.034	K_{0}	140	

表 5.4 FLAC3D地基土模型参数

5.2.2.3 桩土接触面

选用PILE单元建模的一个优势在于每个桩单元不仅具有抗弯、抗压等特性, 其与实体土单元网格间还存在法向(垂直于桩轴)摩擦作用及剪切(平行于桩轴) 作用,可直接通过接触界面耦合的弹簧特性进行定义。PILE单元通过剪切和法向 耦合弹簧与实体单元相互作用,耦合弹簧相当于一个非线性的弹簧滑块连接器, 用于在桩节点处传递PILE单元和实体单元网格间的力和速率。这一设定与*p-y*曲线 法简化的Winkler-spring模型相类似。

(1) 剪切耦合弹簧行为:

桩土界面的剪切行为本质上由粘聚力和摩擦力组成。其在数值上简化为PILE 单元节点处的弹簧滑块系统。PILE单元和实体土单元界面之间产生的相对剪切位 移*u*_s由PILE单元的剪切耦合弹簧特性控制,其主要与剪切刚度*k*_s、剪切粘聚强度 *c*_s、剪切摩擦角 φ_s及桩身接触周长*p*有关。图 5.4 展示了根据这些参数及有效围压 σ_m描述的PILE单元在剪切方向上的力学行为,同时每个PILE单元上的剪切耦合 弹簧特性在桩节点处取平均值。

(2) 法向耦合弹簧行为:

桩土界面的法向行为也可由粘聚力和摩擦力组成,其在数值上表示为沿桩轴 线节点处的弹簧滑块系统。法向耦合弹簧行为可以描述荷载间的滞回特性、桩土 间的间隙以及桩周土的挤压效应。PILE单元和实体土单元界面之间产生的相对法 向位移 *u*_n 由PILE单元的法向耦合弹簧特性控制,其主要与法向刚度 *k*_n、法向粘聚 强度 *c*_n、法向摩擦角 *φ*_n、桩身接触周长*p*及桩土间隙*g*有关。图 5.5 展示了根据这 些参数及有效围压 *σ*_m描述的PILE单元在法向上的力学行为。

90



(a) 单位长度上剪切力与相对剪切位移的关系 (b) 抗剪强度准则 图 5.4 PILE单元剪切耦合弹簧行为(FLAC3D 6.0 帮助手册)



(a) 单位长度上法向力与相对法向位移的关系 (b) 法向强度准则

图 5.5 PILE单元法向耦合弹簧行为(FLAC3D 6.0 帮助手册)

对于竖向受荷桩,桩土接触面的剪切耦合弹簧行为更为重要,而对于水平受荷桩,其接触面的法向耦合弹簧特性起主要作用。若桩土破坏发生在土层中,则 剪切耦合弹簧特性由土的摩擦角和粘聚力控制,若桩土破坏发生在桩土界面处, 则可适当减小该值以反映桩身表面的光滑度。根据Loganathan等^[154]所述的简化方 法,桩土界面的法向弹簧刚度*K_n*和剪切弹簧刚度*K_s*可由土体的剪切模量*G*进行估 算,即:

$$K_n \approx 10 \left(\frac{E_p}{G}\right)^{-0.14} G \tag{5.1}$$

$$K_s \approx 1.6G$$
 (5.2)

假设剪切和法向耦合弹簧的粘结强度约等于土体的不排水抗剪强度^[154]。则本节模拟所用的PILE单元模型参数具体由表 5.5 所示。

FLAC3D命令	参数	取值
黏土层:		
coupling-stiffness-shear	剪切耦合刚度	3.84e6
coupling-cohesion-shear	剪切耦合粘聚强度	1.0e10
coupling-friction-shear	剪切耦合摩擦角	10
coupling-stiffness-normal	法向耦合刚度	9.94e6
coupling-cohesion-normal	法向耦合粘聚强度	3.93e5
coupling-friction-normal	法向耦合摩擦角	0
coupling-gap-normal	间隙	on
砂土层:		
coupling-stiffness-shear	剪切耦合刚度	3.84e9
coupling-cohesion-shear	剪切耦合粘聚强度	1.0e12
coupling-friction-shear	剪切耦合摩擦角	30
coupling-stiffness-normal	法向耦合刚度	9.94e9
coupling-cohesion-normal	法向耦合粘聚强度	3.93e6
coupling-friction-normal	法向耦合摩擦角	0
coupling-gap-normal	间隙	on

表 5.5 FLAC3D桩土接触面参数

另外,PILE单元支持桩土间的大变形滑动,当程序以大变形模式运行时,用于传递力和速率的桩节点的插值位置将通过网格进行移动,从而计算桩的大变形或桩土破坏后的力学响应,实现桩节点和实体土单元间的实质性滑动。

5.2.2.4 数值模拟流程

数值模拟步骤与离心模型试验基本一致,先对地基土进行地应力平衡,随后 在土层中打入单桩至指定深度进一步平衡,之后根据图 5.2 的试验安排分别施加 水平静力和循环荷载。每一计算步均需计算达到力学平衡和变形稳定。图 5.6 展 示了本数值模型在三维空间上的示意图。

5.2.3 模拟结果验证

5.2.3.1 水平单调加载

图 5.7 展示了水平单调加载下桩顶水平荷载位移曲线的模拟和试验对比结果。 可以看到,FLAC3D的模拟结果与离心模型试验的结果基本一致,桩顶的水平荷载位移曲线呈现了高度的非线性。

图 5.8 对比了桩身弯矩的试验和模拟结果。可以看到,模拟结果与试验数据 基本吻合。随着水平荷载的增大,桩身最大弯矩逐渐增大,在荷载向下传递的同 时桩身的最大弯矩也逐渐向下移动。在埋深 33m处出现弯矩的反弯点,越往下弯 矩越小, 桩端弯矩几乎为 0。图 5.8 展现了一个典型的柔性桩在水平荷载下的弯矩 分布图。











图 5.8 桩身弯矩分布

图 5.9 给出了桩身位移的对比图。同样, FLAC3D数值模拟的结果和离心模型 试验的结果基本吻合。埋深 25m以下, 桩身的水平变形非常微小, 进一步说明了 此类桩为柔性桩。



图 5.9 桩身位移分布

图 5.10 给出了*p*-*y*曲线试验与模拟的对比结果。选取了埋深为 3m和 5m(1.2D 和 2D) 处的*p*-*y*曲线数据,可以看到,模拟结果与试验结果基本吻合。



图 5.10 p-y曲线对比

图 5.11 展示了单调加载完后模型的位移云图。可以看到, 桩后的土体位移较大, 发生了明显的下陷, 桩土间出现空隙, 桩前的土体由于挤压有轻微的隆起。 地基土的位移集中在泥面下 15m深度内, 且整体呈楔形破坏, 这与图 1.10(c)中柔 性桩的桩周土流动机理相同。



图 5.11 单调加载完后模型的位移云图

5.2.3.2 水平循环加载

图 5.12 展示了水平循环加载下桩顶的荷载位移曲线。模拟结果和离心模型试验基本吻合,滞回圈的大小和发展方向也基本一致。在第一个循环加载结束后, 桩顶的残余变形基本在 0.05m左右。图 5.13 整理了峰值荷载比随循环次数的变化 关系。可以看到,模拟与试验的变化趋势一致,峰值荷载在循环初期衰减较快, 随着循环次数的增加,衰减速率逐渐减慢。



图 5.12 水平循环加载下桩顶水平荷载位移曲线



图 5.13 峰值荷载比随循环次数的变化关系

图 5.14 对比了水平循环加载下不同深度处*p-y*曲线的试验和模拟结果。模拟 结果展现了*p-y*曲线良好的非线性。随着循环次数的增加,桩周土反力逐渐减小。 在 3D深度范围内,桩周土反力随深度逐渐增大,3D深度以下,桩周土反力减小, 模拟与试验结果的趋势保持一致。



(a) 离心模型试验

(b) 模拟结果



图 5.15 给出了不同循环次数下荷载峰值对应的位移云图。可以看到,地基土的位移集中在泥面下 15m深度内,随着循环次数的增加,桩周土体的扰动范围逐渐扩大,整体呈楔形流动。桩后土体有明显的大变形(间隙),随着循环次数的增加,此间隙逐渐往深处扩大。图 5.15 很好地展示了循环加载下土体流动模式的发展。



图 5.15 循环加载下模型的位移云图

5.3 水平循环荷载下单桩累积变形规律分析

海上风机桩基础长期承受来自风、浪、流等水平循环荷载作用,其破坏模式 通常不是因为达到桩基的极限承载力,而是由于桩顶的累积变形造成失稳破坏。 有效预测和控制桩基的累积变形对海上风电机组的正常服役具有重要意义。

根据试验结果^[6,104,111,112],海上大直径单桩基础的水平累积变形通常采用对数或幂函数的形式来描述,如表 5.6 所示。

由于试验条件有限,常见的水平累积变形预测模型局限于试验桩型,且与循环次数相关的累积速率指数通常是经验性的,不能很好地推广到工程应用。本节利用 5.2 节验证过的数值模型,对黏土地基水平受荷大直径单桩基础进行参数研究,探究桩基的几何物理参数、荷载条件和地基土参数对桩顶水平累积变形(荷载衰减)的影响。具体的模拟安排如表 5.7 所示,其中,1-7 组模拟均分别进行静力加载和位移控制的单向循环加载。海上大直径桩基的水平静力荷载位移曲线通常没有明显的拐点,采用拐点法确定桩基的水平极限承载力较为主观,本文采用Cuellar等^[107]和Zhu等^[5]提出的桩顶水平位移 0.1*D*作为桩基的水平极限控制位移

(y_u),则 0.1D位移下的荷载为极限控制荷载(F_u)。基于此定义,1-7 组模拟的循环幅值(F/F_u)设为 0.2、0.4、0.6、0.8 和 1.0,循环次数为 100 次。由于本节采用位移控制,每组幅值的循环位移可根据静力荷载位移曲线上相应设计荷载对应的位移获得。8-12 组模拟只进行位移控制的单向循环加载,循环幅值为 0.4,循环 100 次,以探究黏土的结构性对水平累积变形的影响。

类型 直径		直径 (m)	地层	预	预测模型		文献	
幂函数		0.08-3	砂土	$\theta_N = \theta_s T_b (z)$	$\xi_b, R_d T_c (\xi_c)$	$) \cdot N^b$	Leblanc 等 ^[6]	
幂函	ó数	0.3-5.9	砂土、黏土	У _N	$y_N = y_1 \cdot N^b$		ttle 等 ^[155] 、Long 等 ^[156] 、朱斌等 ^[104] 、 nemakhem ^[112] 、杨清 杰 ^[98]	上町
对数函数 (对数函数		0.1-1.5 2.4	砂土 砂土	$y_N = y_1 \cdot (1 + t \ln N)$ $y_N = y_1 \left[1 + t \ln \left(\frac{N}{2} + 1\right) \right]$) Ro 1)]	squoet 等 ^[157] 、Lin ⁴ ^[158] 、熊根 ^[20] Bienen 等 ^[159]	等
			表 5.	7 模型参	数安排	_		
编	副号	土体模量 Es	桩基刚度 Ep	直径(m)	壁厚(m)	埋深(m)	桩土相对刚度 l	
	1		200GPa	1.5	0.03	47.3	0.0006	
	2		200GPa	2.5	0.03	47.3	0.0030	
	3	2MPa	200GPa	3.5	0.03	47.3	0.0082	
	4		200GPa	4.5	0.03	47.3	0.0176	
	5		200GPa	5.5	0.03	47.3	0.0322	
	6		50GPa	2.5	0.03	47.3	0.0007	
	7	2MPa	4000GPa	2.5	0.03	47.3	0.0595	
考虑黏土的结构性								
	8	p_{ci} =5, ξ =0.1						
	9	<i>p</i> _{ci} =10, ξ=0.1						
	10	<i>p</i> _{ci} =10, ξ=0.5	200GPa	2.5	0.03	47.3	0.0030	
	11	$p_{ci}=10, \xi=2$						
-	12	$p_{ci}=10, \xi=4$						

表 5.6 水平累积变形预测模型

5.3.1 水平累积变形影响因素分析

参考图 5.12 的衰减规律,采用幂函数的形式引入桩顶水平累积变形(荷载衰减)公式:

$$\begin{cases} y_N = y_1 \cdot N^b & 力控制 \\ F_1 = F_N \cdot N^b & 位移控制 \end{cases}$$
(5.3)

式中,b为桩顶累积变形(荷载衰减)指数,控制了桩顶累积变形的速率;对于 力控制的加载, y_1 和 y_N 分别为第1次和第N次循环下桩顶的水平位移;对于位移 控制的加载, F_1 和 F_N 分别为第1次和第N次循环下桩顶的峰值荷载。

图 5.16 给出了 1-7 组单桩桩顶水平荷载位移曲线的模拟结果。





(7) D=2.5m, $E_P=4000$ GPa

图 5.16 桩顶水平荷载位移曲线的模拟结果

5.3.1.1 桩径

不同于陆上小直径桩基,海上风机桩基础的直径通常超过 2m,随着风电场场 址水深的增加,单桩基础的直径随之增加。本节考虑 5 种不同的桩径,即长径比 分别为 37.9、22.7、16.2、12.6 和 10.3。图 5.17 整理了不同循环幅值下桩顶峰值 荷载衰减速率b随桩径的变化关系。可以看出,相同桩长下,随着单桩直径的增加, 长径比减小,桩顶的峰值荷载衰减速率逐渐加快。长径比从 37.9 降低到 10.3,桩 顶循环衰减指数增加了 2.6 倍左右,说明在软黏土地基同等条件下,相比于细长 桩,短桩的循环弱化程度更为严重。



图 5.17 不同桩径下桩顶峰值荷载衰减规律

5.3.1.2 桩土刚度比

为探究桩土刚度比 $K = E_p / E_s$ 对桩顶累积变形速率的影响,本节采用 3 种不同的桩基刚度 E_p ,如表5.7所示,分析桩土刚度比K分别为25000、100000和2000000时桩顶峰值荷载的衰减规律,如图5.18。可以发现,桩土刚度比越大,b值越大, 桩顶峰值荷载的衰减程度越明显,基本呈线性增长。相同幅值下,桩土刚度比从25000增加到2000000,循环衰减指数b增加约4.5倍,说明在软黏土地基中,较 为刚性的桩抵抗循环弱化的能力比较为柔性的桩更差。根据图 1.9 所示的单桩变 形机理,当桩径较大、桩长较短以及土质较差时,桩基的刚度相对于土体刚度很 大,在承受水平荷载时,桩身容易绕轴线上某点发生转动,导致桩基的整体失稳。



图 5.18 不同桩土刚度比下桩顶峰值荷载衰减规律

5.3.1.3 桩土相对刚度

桩土相对刚度是影响桩土相互作用及破坏模式的关键因素。根据Poulos和 Hull^[89]的定义及分类标准,桩土相对刚度计算公式为:

$$l = \frac{E_p I_p}{E_s z^4} \tag{5.4}$$

式中,z为桩的埋入深度, E_s 为土体的弹性模量, E_pI_p 为桩的抗弯刚度。当l < 0.0025时,属于柔性桩;当l > 0.208时,属于刚性桩;当 $0.0025 \le l \le 0.208$ 时,属于半刚性桩范畴。

结合上述影响因素的研究结果,选取桩土相对刚度作为影响水平循环累积变 形规律的综合因素,探究其对循环荷载衰减(累积变形)指数b的影响。根据桩土 相对刚度分类标准^[89],表 5.7 中大部分桩基处于半刚性桩范畴,小部分属于柔性 桩。图 5.19 整理了循环累积变形(荷载衰减)指数b随桩土相对刚度的变化规律, 可以看到,b随桩土相对刚度l的增加而增加,基本呈线性关系。进一步说明了在 软黏土地基中,相比于柔性桩,较为刚性的单桩的水平累积变形速率更快,其在 软黏土中更容易发生倾斜。



图 5.19 循环累积变形(荷载衰减)指数b随桩土相对刚度l的变化规律

5.3.1.4 循环幅值

图 5.20 整理了黏土地基不同循环幅值下桩顶峰值荷载衰减规律的模拟结果。 可以看到,循环幅值越大,桩顶的峰值荷载衰减速率越快,基本呈线性关系。幅 值从 0.2 增长到 1,循环衰减指数b增大了 1.3 倍左右。施加的循环幅值决定了桩 周软黏土所处应力水平的高低,正如 2.4.1 节所述,相比于低应力水平,软黏土在 高应力水平下其循环弱化速率更快,进而导致单桩的累积变形速率增加。



图 5.20 不同循环幅值下桩顶峰值荷载衰减规律

5.3.1.5 黏土结构性

软黏土在长期地质沉积过程中会产生胶结作用,在剪切荷载下,其胶结作用 逐渐退化,土颗粒间的宏观孔隙结构逐渐破坏,导致软黏土的强度急剧降低,从 而导致变形速率的增大。本节采用本文提出的UACC2 模型,考虑初始结构性 *p_{ci}* 和结构损伤参数*ξ*,探究初始结构性和结构破坏速率对单桩循环累积速率的影响。 图 5.21 给出了不同结构性参数下桩顶峰值荷载衰减随循环次数的变化规律。可以 看到,在相同的结构损伤速率下,初始结构性参数 *p_{ci}*的改变对桩顶峰值荷载衰减 曲线的影响很小,说明软黏土初始结构性对桩顶水平累积变形速率的影响很小。 而在相同的初始结构性下,随着结构损伤速率参数的增加,桩顶的峰值荷载衰减 速率明显增快。在剪切荷载作用下,软黏土的结构性破坏速率越快,单桩抵抗循 环弱化的能力越差。



图 5.21 不同结构性参数下桩顶峰值荷载衰减规律

5.3.2 循环p-y曲线

图 5.22 展示了 6 组单桩沿桩身的循环*p-y*曲线模拟结果。可以看到,不同的 桩径、桩土刚度比、循环幅值以及黏土结构性参数下,*p-y*曲线的循环弱化规律基 本相同。桩周土反力的弱化主要集中在泥面下 5*D*深度范围内,且桩周土反力在循 环初期弱化迅速,随着循环次数的增加,桩周土反力逐渐趋于平稳。5*D*深度以下, 桩周土反力不再出现弱化,在 5D-6D深度范围内,桩周土反力随循环次数的增加 逐渐增大。同时,桩周土反力的最大值出现在泥面下 2*D*-2.5*D*深度处,2.5*D*深度 以下,桩周土反力随深度增加逐渐减小。



(a) D=1.5m, 循环幅值 0.2





5.4 桩顶累积变形预测模型

由上节可知,桩顶的水平累积变形(荷载衰减)受桩基尺寸、桩土刚度比、 土体参数、荷载水平等多种因素影响,仅采用式(5.3)或表 5.6 中的其他预测模型 很难充分考虑各种因素对水平累积变形的影响,且根据试验结果建议的累积变形 速率b值局限性较大,无法完全应用于工程实际。本节根据图 5.16 的模拟结果, 探究累积速率b值与静力荷载位移曲线的关系,把桩顶水平累积变形规律与桩基 极限控制荷载、初始刚度(曲率)和循环设计荷载(幅值)联系起来,可通过简 单的现场静载试验或静力数值模拟,结合桩土参数,预测循环荷载下桩顶的水平 累积变形。

5.4.1 静力荷载位移曲线

参照*p-y*曲线法双曲正切型表达式,对单调加载下桩顶的荷载位移曲线进行拟合,即:

104

$$F = a_1 F_u \cdot \tanh\left[\left(\frac{y}{y_u}\right)^r\right]$$
(5.5)

式中, F和y分别为桩顶水平荷载和位移; F_u 为桩基水平极限控制荷载; y_u 为水平极限控制位移,本文采用Cuellar等^[107]和Zhu等^[5]提出的桩顶水平位移 0.1D作为桩基的水平极限控制位移,则 $y_u = 0.1D$; a_1 和r为荷载位移曲线形状参数,分别控制了荷载位移曲线的极限荷载和曲率(初始刚度)。

图 5.23 给出了 1-7 组单桩静力荷载位移曲线的拟合结果。可以发现,不同的 桩基参数下, *a*₁的取值都为 1.3。r随荷载位移曲线的曲率变化而变化,初始刚度 越大,r越小,荷载位移曲线的非线性程度越高。根据拟合结果,式(5.5)可改写为:



 $F = 1.3F_u \cdot \tanh\left[\left(\frac{y}{y_u}\right)^r\right]$ (5.6)

图 5.23 静力荷载位移曲线拟合结果

5.4.2 累积变形预测模型

根据图 5.16,定义每组单桩极限控制荷载(*ς*=1)下的循环累积变形速率为 *b_u*,探究极限控制条件下循环累积变形速率*b_u*与归一化极限控制荷载*F_u*的关系, 如图 5.24 所示。可以看到,随着单桩极限控制荷载的增加,桩顶的水平累积变形 速率急剧增加,采用线性方程拟合模拟结果,可得如下关系式:

$$b_u = 0.3 \left(\frac{F_u}{s_u DL} \right) + 0.065$$
 (5.7)

式中, s_u 为黏土的不排水抗剪强度,可根据试验数据沿桩身取平均值,本节模拟 地基土为高岭土,在没有实测数据的情况下可根据 $s_u = 0.18\sigma'_v OCR^{0.7}$ [160]估算沿桩 身的不排水抗剪强度;D为桩基;L为桩长。



图 5.24 极限控制条件下循环累积变形速率与极限控制荷载的关系

由图 5.16 可知,不同的荷载水平下桩顶的累积变形速率不同。图 5.25 整理 了归一化累积变形速率(*b*/*b*_{*u*})随水平荷载的变化规律,可以看到,设计荷载*F*越 大,累积变形速率越快,为方便计算,采用线性方程拟合模拟结果,即:



$$\frac{b}{b_{\mu}} = 0.04F + 0.8 \tag{5.8}$$

图 5.25 归一化累积变形速率与荷载水平的关系

同时,由图 5.16 和 5.23 可知,不同的桩基参数对静力荷载位移曲线的影响 很大,在相同的水平位移下,不同桩基参数对应的荷载水平有所不同,相应的累 积变形速率b也不同。换句话说,即使极限控制荷载 *F*_u相同,若荷载位移曲线的曲 率r不同,其相同幅值对应的初始水平位移 *y*₁也不会相同,进而影响桩顶的水平累 积变形速率。图 5.26 整理了不同循环幅值下荷载水平F与荷载位移曲线曲率(初 始刚度) *r*的变化关系。可以看到,当循环幅值相同时,曲率*r*越小,荷载水平越 高。同时,不同的循环幅值下荷载水平*F*随曲率的变形规律基本相同,根据拟合结 果,可写为:

$$F = 6.7 \zeta \left(1 - r\right)^{0.25} \tag{5.9}$$

式中,根据本文循环幅值定义, $\varsigma = F/F_{\mu}$ 。



图 5.26 荷载水平与曲率的关系

将式(5.8)和(5.9)代入式(5.7),即可建立累积变形速率b与极限控制荷载 F_u 、设计荷载水平F、荷载位移曲线曲率(初始刚度)r的关系式:

$$b = \left[0.268 \frac{F}{F_{u}} (1-r)^{0.25} + 0.8\right] \left(0.3 \frac{F_{u}}{s_{u} DL} + 0.065\right)$$
(5.10)

则根据式(5.3), N次循环下桩顶的累积变形 y_N可写为:

$$y_N = y_1 \cdot N^{\left[0.268 \frac{F}{F_u} (1-r)^{0.25} + 0.8\right] \left(0.3 \frac{F_u}{s_u DL} + 0.065\right)}$$
(5.11)

式中, r和 F_u可从静力荷载位移曲线由式(5.6)拟合获得; s_u为黏土的不排水抗剪强度,可根据试验数据沿桩身取平均值; D为桩径; L为桩长,从加载点位置算起,加载点以上可忽略不计。在没有具体数据时, y₁可根据式(5.6)计算获得。根据设计荷载F,即可估算N次循环下桩顶的水平累积变形 y_N。

5.5 预测模型验证

采用杨清杰^[98]软黏土地基水平循环受荷大直径单桩离心模型试验(D=5.9m)、 Hong等^[12]软黏土地基水平循环受荷小直径单桩离心模型试验(D=0.8m)和Zhu等 ^[104]海上风机大直径单桩现场试验(D=2.2m)的结果验证 5.4 节提出的累积变形 预测模型的准确性。采用 0.1D作为静力极限控制位移,则静力荷载位移曲线拟合 结果如图 5.27 所示,三组试验静力荷载位移曲线的曲率r分别为 0.7(杨清杰^[98])、 0.93 (Hong等^[12])和 0.95 (Zhu等^[104]),极限控制荷载 F_u 分别为 3.94MN、0.091MN 和 0.94MN。其余试验参数见表 5.8 所示。



图 5.27 静力荷载位移曲线拟合结果

表	5.8	试验参数

<i>D</i> (m)	<i>L</i> (m)	$s_u(MPa)$	设计荷载 F	<i>y</i> ₁ (m)	极限控制荷载	r	循环次数	b
			1MN	0.033			100	0.114
5.9	66	0.044	1.7MN	0.20	3.94MN	0.7	100	0.119
			3.7MN	0.54			180	0.132
0.0	15.0	0.01	0.064MN	0.02	0.001101	0.02	100	0.260
0.8	15.2	0.01	0.096MN	0.07	0.091MN	0.93	100	0.274
2.2	70	0.046	0.3MN	0.046	0.94MN	0.95	20	0.087

根据式(5.10)可分别计算两组试验桩顶水平累积变形的速率b值,见表 5.8。根据式(5.11)的预测模型,三组试验 6 种工况的桩顶累积变形预测结果比对如图 5.28 所示,可以看到,本章提出的预测模型可以很好地预测桩顶的累积变形。



图 5.28 桩顶累积变形预测模型验证

采用Cuellar等^[107]和Zhu等^[5]提出的桩顶水平位移 0.1D作为桩基的水平极限

控制位移,则 $y_N = 0.1D$,代入式(5.11),则:

$$0.1D = y_1 \cdot N^{\left[0.268 \frac{F}{F_u} (1-r)^{0.25} + 0.8\right] \left(0.3 \frac{F_u}{s_u DL} + 0.065\right)}$$
(5.12)

根据式(5.6) 估算不同幅值下 y₁的值,代入式(5.12),则:

$$0.1D = 0.1D \left(\frac{1}{2} \ln \frac{1 + \frac{F}{1.3F_u}}{1 - \frac{F}{1.3F_u}} \right)^{\frac{1}{r}} \cdot N^{\left[0.268 \frac{F}{F_u} (1 - r)^{0.25} + 0.8 \right] \left(0.3 \frac{F_u}{s_u DL} + 0.065 \right)}$$
(5.13)

整理可得 0.1D极限控制位移下不同幅值与循环次数的关系:

$$\left(\frac{1}{2}\ln\frac{1+\frac{\varsigma}{1.3}}{1-\frac{\varsigma}{1.3}}\right)^{-\frac{1}{r}} = N^{\left[0.268\varsigma(1-r)^{0.25}+0.8\right]\left(0.3\frac{F_u}{s_u DL}+0.065\right)}$$
(5.14)

由式(5.14),本节三组试验6种工况的累积变形控制曲线如图5.29所示。若海上风机疲劳负荷设计周期为10⁸次,则三组试验的极限控制幅值分别为0.3(杨 清杰^[98])、0.04(Hong等^[12])和0.27(Zhu等^[104])。



5.6 累积变形控制设计步骤

基于上述分析,总结黏土地基海上风机单桩基础的水平累积变形控制设计步骤如下:

(1) 根据现场静载试验或静力数值模拟,采用式(5.6)拟合单桩基础桩顶静力荷载位移曲线,获得 0.1D极限控制位移下的极限控制荷载 F_u及曲率r,即:

$$F = 1.3F_u \cdot \tanh\left[\left(\frac{y}{y_u}\right)^r\right]$$
(5.6)

(2) 根据极限控制荷载 *F_u*及曲率*r*,给定设计荷载*F*,由式(5.10)计算累积变形 速率b值,即:

$$b = \left[0.268 \frac{F}{F_u} (1-r)^{0.25} + 0.8\right] \left(0.3 \frac{F_u}{s_u DL} + 0.065\right)$$
(5.10)

式中,*s_u*为黏土的不排水抗剪强度,可根据试验数据沿桩身取平均值;*D*为桩径; *L*为桩长,从加载点位置算起,加载点以上可忽略不计。

(3) 根据b值,即可估算出N次循环下桩顶的水平累积变形 y_N,即:

$$y_N = y_1 \cdot N^b \tag{5.15}$$

其中,在没有具体数据时, y₁可根据式(5.6)计算获得。

(4) 采用Cuellar等^[107]和Zhu等^[5]提出的桩顶水平位移 0.1D作为桩基的水平极限控制位移,则由上节推导可得 0.1D极限控制位移下不同幅值与循环次数的关系为:

$$\left(\frac{1}{2}\ln\frac{1+\frac{\varsigma}{1.3}}{1-\frac{\varsigma}{1.3}}\right)^{-\frac{1}{r}} = N^{\left[0.268\varsigma(1-r)^{0.25}+0.8\right]\left(0.3\frac{F_u}{s_u DL}+0.065\right)}$$
(5.14)

则由式(5.14)得到的控制曲线示意图如图 5.30 所示,不同的b值和静力荷载位移曲 线可以得到不同的控制曲线(如例 1 和例 2)。若海上风力涡轮机疲劳负荷设计周 期为 10⁸ 次,当 N = 10⁸ 时,例 1 和例 2 的循环控制幅值分别为 0.17 和 0.08。



图 5.30 累积变形控制曲线示意图

5.7 本章小结

本章基于第 3 章提出的适用于黏土和砂土的双屈服面渐进硬化本构模型 UACC2,利用FLAC3D验证了其在海上风机单桩基础受力和变形分析中的适用性。 利用建立的数值模型考虑不同的桩土参数分析其对软黏土地基海上风机单桩基础 水平累积变形规律的影响。采用幂函数的形式引入桩顶累积变形(荷载衰减)计 算公式,利用静力荷载位移曲线建立桩顶累积变形与极限控制荷载、曲率(初始 刚度)及设计荷载(循环幅值)有关的预测模型,并利用已有的试验结果验证了 预测模型的准确性。主要研究结果如下:

(1) 桩径、桩土刚度比、循环幅值等因素对桩顶水平累积变形的影响较大。其中,循环幅值越大,桩顶累积变形的速率越快。在软黏土地基同等条件下,短桩、较为刚性的桩的循环弱化程度比长桩、较为柔性的桩更为严重。当桩基的刚度相对于土体刚度很大时,桩身更容易绕轴线上某点发生转动,导致桩基的整体失稳。 桩顶的累积变形(荷载衰减)速率b随桩土相对刚度的增加而增加,基本呈线性增长关系。

(2) 软黏土初始结构性对桩顶水平累积变形速率的影响很小。但在相同的初始 结构性下,软黏土的结构性破坏速率越快,单桩抵抗循环弱化的能力越差,其累 积变形速率越快。

(3)不同的桩土参数下, *p*-*y*曲线的循环弱化规律基本相同。桩周土反力的弱化 主要集中在泥面下 5D深度范围内,且桩周土反力在循环初期弱化迅速,随着循环 次数的增加,桩周土反力逐渐趋于平稳。5D深度以下,桩周土反力不再出现弱化。 同时,桩周土反力的最大值出现在泥面下 2D-2.5D深度处,2.5D深度以下,桩周 土反力随深度增加逐渐减小。

(4)根据模拟结果,建立了桩顶累积变形与极限控制荷载、曲率(初始刚度) 及设计荷载(循环幅值)有关的预测模型。可通过简单的现场静载试验或静力数 值模拟获得的荷载位移曲线,预测水平循环荷载下桩顶的累积变形,同时简单估 算所需设计疲劳周期的循环控制幅值。

第6章 软黏土地基导管架基础水平受荷离心模型试验

6.1 引言

随着海上风电场离岸距离以及场址水深的增加,四腿导管架基础成为众多海 上风电场的优先选择。不同于海上风机单桩基础,导管架基础作为海上群桩基础 的一种其受力和变形特性更为复杂。而我国东部海域广泛分布着深厚的软粘土层, 软粘土在长期循环荷载下极易产生超静孔隙水压力的累积及强度弱化。因此,为 确保海上风机导管架基础在使用寿命内的正常服役和安全,研究软黏土地基海上 风机导管架基础的受力和变形响应相当重要。

本章在饱和软黏土地基中开展了一系列四腿导管架基础离心模型试验,包括 1 组连续水平循环加载的试验以及 1 组水平单调加载的试验。在已有研究的基础 上,揭示了软黏土地基四腿导管架基础的长期受力和变形特性,探究了加载历史 对导管架基础受力和变形响应的影响。

6.2 离心模型试验方案

6.2.1 超重力离心机ZJU-400

本章离心模型试验在浙江大学ZJU-400 超重力离心模拟与实验基地中开展。 该离心机采用双吊篮的工作方式,最大容量 400g·t,最大离心加速度 150g,吊篮 有效旋转半径 4.5m,有效容积为 1.5m×1.2m×1.5m,可以有效地实现 100 年时间 尺度、150m空间尺度的岩土体灾变过程^[161]。如图 6.1 所示,该离心机中间层为主 机室,顶层为测量仪器室,底层为动力室,采用动平衡检测装置,通过离心机运 行参数的实时监测与启动联锁控制,保证离心机长期安全工作。



图 6.1 ZJU-400 离心机系统

其主要技术指标如表 6.1 所示。

指标	参量
最大容量	400 g·ton
最大加速度	150 g
吊篮有效容积	$1.5m \times 1.2m \times 1.5m$
有效旋转半径	4.5 m
加速度控制方式	手动/自动
加速度稳定度	$\leqslant \pm 0.5\%$ F.S
动态数采	80 通道
静态数采	40 通道
光纤滑环	4 通道
连续工作时间	$\geq 24h$
驱动方式	电机驱动

表 6.1 ZJU-400 主要技术指标

6.2.2 离心模型试验相似率

离心模型试验采用离心相似率,通过离心机高速旋转在实验舱内产生n·g的超重力场,以实现模型与原型在尺寸和应力场上的高度一致。离心模型试验常见的相似率如表 6.2 所示,由于不能保证模型的所有物理力学性质都与原型按比尺一一对应,因此应按照研究重点选取重要的参数保持一致。例如研究桩基的水平受荷特性,可选取桩基的尺寸和抗弯刚度作为还原原型的主要物理量。

6.2.3 离心模型试验加速度

结合模型桩与原型桩的尺寸与材料特性确定离心加速度的大小,本章主要研究桩基的水平受荷特性,选取抗弯刚度作为参考物理量,计算公式为:

$$E_{a}\frac{\pi}{64}\left(D_{a}^{4}-d_{a}^{4}\right)=n^{4}E_{m}\frac{\pi}{64}\left(D_{m}^{4}-d_{m}^{4}\right)$$
(6.1)

式中, *n*为离心加速倍数; *E_m*、*E_a*分别为模型和原型桩基的弹性模量; *D_m*、*D_a*分别为模型和原型桩基的外径; *d_m*、*d_a*分别为模型和原型桩基的内径。根据模型和 原型桩基的尺寸以及抗弯刚度按照离心模型试验的相似率可确定出离心加速度的 大小。本章离心模型试验加速度为 100g。

类				类			
别	物理量	量纲 相似比		别	物理量	量纲	相似比
几	长度	L	1: <i>n</i>		速度	LT ⁻¹	1:1
何	面积	L^2	1: n^2	外	加速度	LT ⁻²	<i>n</i> :1
垦	体积	L ³	1: <i>n</i> ³	部	集中力	MLT ⁻²	$1:n^2$
	含水量	_	1:1	条	均布荷载	$ML^{-1}T^{-2}$	1:1
	密度	ML ⁻³	1:1	件	能量、力矩	ML^2T^{-2}	$1:n^3$
	容重	ML ⁻² T ⁻²	<i>n</i> :1		频率	T-1	<i>n</i> :1
	抗压刚度	MLT ⁻²	$1:n^2$		应力	ML ⁻¹ T ⁻²	1:1
材	内摩擦角	_	1:1		应变		1:1
料	变形系数	$ML^{-1}T^{-1}$	1:1	Lt.	位移	L	1: <i>n</i>
性	抗弯刚度	$ML^{3}T^{-2}$	$1:n^4$	性	时间:		
质	不排水强度、	N (T -1m-2	1 1	扒后	惯性(动态过		1
	ML ⁻¹ T ⁻² 凝聚力		1:1	风应	程)	т	1: <i>n</i>
	141年 万 州	I T-1		<u>,</u>	渗流、固结或	1	12
	修迈尔奴	LI'	n:1		扩散		1:n-
	质量	М	1: <i>n</i> ³		蠕变、粘滞流		1:1

表 6.2 离心模型试验相似率对照表

6.2.4 模型桩基

本章试验四腿导管架基础参照广东桂山海上风电场 3MW导管架基础按比例 缩尺制作^[116,117]。材料选用 6061 空心铝合管,其弹性模量为 68.9GPa,延伸率为 25%,泊松比为 0.33,桩端用圆锥铝块封闭。由于本章主要研究四腿导管架基础 的水平受荷特性,参照离心模型试验相似率,优先确保模型与原型桩基的抗弯刚 度为*n*⁴:1 来调整模型桩的桩径和壁厚。后期在桩身涂抹环氧树脂以保护桩身表面 的应变片,制作完成后的模型基桩桩径为 25.9mm,壁厚为 1mm,桩长为 610mm,相邻桩间距*S*为 5.8D (D为直径)。模型基桩的具体参数如表 6.3 所示。模型基桩 与上部导管架之间采用自制接头连接,导管架的参数见表 6.4。整个模型导管架基 础在 100g下的总重量为 947t,与实际原型导管架基础的 900t重量相近。采用悬臂 梁法标定模型基桩的抗弯刚度为 0.286 kN·m², 100g下为 28.65 GN·m²,与原型桩 的 24.6 GN·m²相差不大。

					1		>				
类型	빈	直径	壁厚	Ĵ ۲	Ŕ	、度	抗弯刚		抗国	玉刚度E	ΞA
模型	桩	25.9 mm	1 m	m	610) mm	$0.286 \mathrm{kN} \cdot \mathrm{m}^2$		5	5.11 MN	
原型	桩	2.59 m	0.032	2 m	6	1 m	24.5 GN	$\mathbf{N} \cdot \mathbf{m}^2$	4	5.7 GN	
		:	表 6.4	模	型与	原型导	管架参数	数			
类型		名称		M	11	M2	M3	Ν	14	M5	
		直径×		Ф4	$8 \times$	Φ20>	× Φ16>	< Φ	$8 \times$	$\Phi 8 \times$	_
		厚度(mm)		2	.5	2	1.5	0	.5	0.5	
模型	抗	压刚度EA	(MN)	24	.59	6.06	4.71	0.	81	0.81	
	娄	效量∗长度(≀	nm)	1*	70	4*90) 4*17	3 8*	136	8*160)
	直径×		Φ4	.8×	Φ2.0	× Φ1.6	× Ф0	.8×	Φ0.8×	<	
		厚度(mm)		0.	07	0.06	0.05	0.	02	0.02	
原型	抗	,压刚度EA	(GN)	24	5.9	60.6	47.1	8	.1	8.1	
	米女	数量∗长度(ι	nm)	1*	7.0	4*9.0	0 4*17.	3 8*1	13.6	8*16.0)

表 6.3 模型桩与原型桩参数

本试验沿边长方向加载水平荷载(见图 6.8(b)),考虑到导管架基础的对称性, 选取 2 个桩腿沿桩身贴置应变片以测量桩身的弯矩。如图 6.2 所示, 桩身从上到 下共布置 14 对弯矩应变片, 应变片以全桥方式布置, 通过桩身的小孔把导线从桩 身内部引向桩顶。应变片的应变系数可通过悬臂梁法标定。



(a) 模型基桩与模型导管架



(b) 应变片布置图

(c) 实物

图 6.2 模型导管架基础及桩身应变片布置图

6.2.5 地基土的制备

6.2.5.1 马来西亚高岭土

本章离心模型试验地基土选用马来西亚高岭土作为试验土。马来西亚高岭土 作为软黏土其物理力学性质相对稳定,相比实际海洋软黏土,马来西亚高岭土的 渗透系数更高,所需的固结时间相对较少,常被用作离心模型试验的地基土^{[111,117, 162]。其主要物理力学参数如表 6.5 所示。}

6.2.5.2 地基土制备

本章离心模型试验选用的模型箱尺寸为 1.2m×0.95m×1.0m,模型箱的前壁由 有机玻璃制成,以便观察样品,如图 6.3 所示。

根据已有的现场实测数据可知^[117],我国沿海海域地层多为正常固结软黏土。 参照新加坡国立大学饱和高岭土离心模型试验地基土制备方法^[162],配置120%含 水量(约2倍液限)的高岭土泥浆。为防止1g预压固结下表层土体强度不为0, 所有的固结均在离心机的超重力场下完成^[117]。具体制作步骤如下所示:

(1) 在模型箱底部铺设塑料排水管,并沿模型箱四个角引出,同时在排水管顶 部铺设一层土工布,以防上部土体颗粒进入排水管。

(2) 通过落雨法先在模型箱底部铺设一定厚度的粗砂层(约 10cm厚足以),粗砂层的渗透系数约为 4×10⁻⁴ m/s,可作为基础排水层。

(3) 在粗砂层表面铺设一层土工布和滤纸,并向模型箱中加入无气水,对砂垫 层进行饱和。

(4) 在模型箱侧壁均匀涂抹凡士林, 使模型箱侧壁与土层光滑接触。

(5) -0.1MPa真空压力抽气搅拌制备无气水(如图 6.4),将高岭土粉末按 120% 含水量配置倒入搅拌箱,真空搅拌 24h以上,若搅拌箱不够大,可分批搅拌高岭 土泥浆,后期再分批固结

(6)提前向模型箱中充满无气水,将配置好的高岭土泥浆缓慢倒入模型箱中,静置一天,使高岭土泥浆初步沉淀。

(7) 将模型箱称重并吊入离心机吊篮,在ng的超重力场下固结,以本章为例, 100g下固结 8h(相当于原型超过 9 年)足以认为固结完成^[116]。

(8) 重复(6)-(7)步骤,直到固结完成后达到设计土层厚度,本章试验设计土层 厚度为 70cm。

特性	参数	取值	参考
山毛	G	2.64	2.60 (Goh ^[163] ; Xie等 ^[164] ; Purwana ^[165])
L 里	Gs	2.64	- 2.73 (Hong等 ^[12])
<u>)-}-</u> #□			80 (Goh ^[163] ; Xie等 ^[164] ; Purwana ^[165]),
液限	LL (%)	60.7	65 (Hong等 ^[12])
2 6 70		26.5	35 (Goh ^[163] ; Xie等 ^[164] ; Purwana ^[165]),
塑限	PL (%)	36.5	38 (Hong等 ^[12])
塑性指数	PI	24.2	
田休乏粉 (1001-D-)	Cv		
回	(m ² /year)	40	
渗透系数 (100 kPa)	<i>k</i> (m/s)	2.0×10 ⁻⁸	Goh ^[163] ; Xie等 ^[164] ; Purwana ^[165]
单位重度	γ (kN/m3)	18.29	
内摩擦角	arphi	23	
颗粒级配:			
砂土	%	0	
粉土	%	35.1	Hong等 ^[12]
黏土	%	64.9	

表 6.5 马来西亚高岭土物理力学参数



图 6.3 模型箱



图 6.4 真空搅拌箱

6.2.5.3 土体强度特性

采用西澳大学海洋基础系统研究中心(COFS)研制的微型T-bar传感器在ng的 超重力场下测量地基土固结完成后的不排水抗剪强度。如图 6.5 所示,T-bar底端 圆柱体探头尺寸为 20mm×5mm^[166]。T-bar的贯入速率为 1mm/s,此速率是西澳大 学(UWA)离心机试验T-bar测试软土常用的速率,在此速率下高岭土地基可认为 处于不排水状态^[111,167]。



图 6.5 T-bar探头

Martin and Randolpha^[97]提出了T-bar贯入阻力与不排水抗剪强度的计算公式:

$$s_u = \frac{F_{T-bar}}{N_{T-bar}D_{T-bar}}$$
(6.2)

式中, *D_{T-bar}*为**T-bar**探头直径, *F_{T-bar}*为**T-bar**的贯入阻力, *N_{T-bar}*为比例系数,参照 以往经验,取*N_{T-bar}* = 10.5^[97]。试验结果如图 6.6 所示,粘土的不排水抗剪强度随 深度基本呈线性分布,两次**T-bar**测量结果相近,且与Xie等^[164]所做的高岭土离心 模型试验的地基土不排水抗剪强度分布规律相似,可以认为本章试验的地基土制 备完成。选取两次测量的结果进行线性拟合,得到不排水抗剪强度与深度的关系 为:

$$s_u = 1.6z \tag{6.3}$$



图 6.6 高岭土地基不排水抗剪强度分布图

6.2.6 试验安排与测量

6.2.6.1 试验安排

采用浙江大学自主设计的单自由度水平加载装置,对导管架基础的顶端施加水平荷载。如表 6.6 所示,本章离心模型试验包含 1 组连续循环加载的试验 (1-C, 2-C, 3-C)以及 1 组单调加载的试验 (4-M),以探究水平循环荷载下导管架基础的累积变形规律。水平单调加载紧接着循环加载,并与祝周杰^[117]所做的独立水平单调加载的试验结果相对比,探究前期循环加载历史对导管架基础承载特性的影响。

编号	循环次数	幅值 ζ _b / ζ _c		加载频率	加载高度
1-C	100	0.1 / 0			
2-C	100	0.2 / 0	紧接 1-C	0.211-	31cm
3-C	100	0.4 / 0	紧接 2-C	0.2HZ	
4-M	单调加	□载	紧接 3-C		

表 6.6 试验安排

如图 6.7(a),循环幅值的大小可定义为:

$$\begin{cases} \zeta_b = \frac{F_{\text{max}}}{F_R} \\ \zeta_c = \frac{F_{\text{min}}}{F_R} \end{cases}$$
(6.4)

式中,Fmax为水平加载的最大值;Fmin为水平加载的最小值;FR为水平极限承载力,

可由水平单调加载试验获得。本章试验的循环加载全部为单向循环加载,加载路径见图 6.7(b)。



(b) 加载路径

图 6.7 加载幅值及加载路径

根据Stewart和Randolph^[166]提出的预估土体排水模式的方法:

排水条件:

$$v < \frac{0.2c_v}{D} \tag{6.5}$$

不排水条件:

$$v > \frac{20c_v}{D} \tag{6.6}$$

式中,D为桩的直径; cv为土体的竖向固结系数。本试验采用的高岭土固结系数cv 为 40m²/年,计算可得临界的不排水速率为 0.85mm/s,取水平加载速率v=1mm/s使 试验中地基土处于不排水状态。

考虑到离心机吊篮和模型箱高度的限制、实际和超重力场下压桩速率的差异 以及导管架基础在超重力场中压桩可能发生的桩身屈服,本章试验采用浙江大学 自主研发的自动压桩装置在 1g条件下将导管架基础压至指定标高,压桩速率为 2mm/s^[117]。打桩完成后在 1g条件下放置 12h,再在*ng*条件下稳定转机 1h (100g下 相当于实际 400 天),使桩周土体重新固结以消除打桩对桩周土的影响。Doherty and Gavin^[168]指出桩周土的孔隙压力在打桩后 60-74 天内基本消散并达到稳定状态,本试验完全符合要求。桩完成后土层的厚度为 700mm(相当于原型 70m), 桩基底部距离模型箱底部距离为 150mm(5.8D),桩基距离模型侧壁最小距离为 400mm(15.4D),如图 6.8 所示。徐光明等^[169]指出,当模型桩与边界的最小距离 大于 3D时,可忽略边界效应。另外,国内外大多数离心模型试验研究结果表明, 当模型结构与模型箱之间最小距离大于 15D时,可基本消除边界效应的影响。本 章探究水平加载条件下桩基的受力变形特性,主要满足桩基到模型箱侧壁的最小 距离即可,本章试验完全满足这一要求,可忽略边界效应对本试验的影响。



(a) 立面图及传感器位置分布







6.2.6.2 传感器布置

共三组不同类别的传感器安排在本试验中,包括1个力传感器(图 6.9(a)), 3个激光位移传感器(图 6.9(b)),2个LVDT,以及28对弯矩应变片(图 6.9(c))。 其中,力传感器放置于水平加载装置内,随水平加载装置的移动测量施加的水平 荷载的大小; 3 个激光位移计分别放置于导管架顶部和前后排桩的侧面,以测量导管架顶部和基桩顶部的水平位移; 2 个LVDT分别放置于基桩的顶部以测量基桩的竖向位移(见图 6.8(a)); 28 对弯矩应变片粘贴于前后排桩身表面以测量桩身的弯矩,已在上文中介绍过。



(a)水平加载装置及力传感器

(b) LVDT

(c) 应变片

图 6.9 传感器

6.3 试验结果及分析

6.3.1 桩土相对刚度

水平荷载作用下桩基的受力变形特性是桩土相互作用的综合体现,桩土相对 刚度一定程度上决定了桩土相互作用的模式。根据Poulous和Hull^[89]提出的判别方 法,桩土的相对刚度可定义为:

$$l = \frac{E_p I_p}{E_s z^4} \tag{6.7}$$

式中,*z*为桩的埋入深度, E_s 为土体的弹性模量, E_pI_p 为桩的抗弯刚度。当l < 0.0025时,属于柔性桩;当l > 0.208时,属于刚性桩;当 $0.0025 \le l \le 0.208$ 时,属于半刚性桩范畴。本试验中导管架基础的抗弯刚度 E_pI_p 为 24.5GN·m²,埋入深度*z*=55m。软黏土的弹性模量约为 2MPa,计算可得l为 0.00133,属于柔性桩范畴。

6.3.2 单调加载试验结果

本章所有试验结果无特殊说明,都以原型形式呈现。由于4根桩腿相对于加载方向(图 6.8(b))是轴对称的,本章只选取一个前排桩和一个后排桩进行分析。

6.3.2.1 导管架顶部的荷载位移曲线

导管架顶部的荷载位移曲线是导管架基础力学响应的整体体现。在所有循环结束后,重新在导管架顶部施加水平荷载,直到桩基呈现极限破坏的趋势。图 6.10 展示了力传感器和LVDT激光位移计测得的导管架顶部的荷载位移曲线。由图可知,导管架顶部的荷载位移曲线从加载初期就呈现了高度的非线性关系,这与软黏土三轴压缩试验的结果相似^[49,55,136],软黏土在剪切荷载作用下没有绝对的纯弹性区域,在加载初期就伴随着塑性变形。随着导管架顶部水平荷载的增加,水

平位移逐渐增加,并最终呈现大的剪切破坏变形,达到极限破坏。随后的卸载段可见,几乎一半的变形是不可恢复的,再次说明了软黏土的高度塑性。

图 6.10 同时对比了祝周杰和Zhu等^[5,117]所做的同类试验导管架基础独立单调 加载的试验结果。显然,软黏土在循环扰动后会影响导管架基础的受力和变形特 性,尤其是在加载初期。图中红线和蓝线分别标出了独立和循环后的单调加载荷 载位移曲线的初始刚度,单从斜率来看,循环后的初始刚度比未受扰动土体的初 始刚度降低了近 30%。土体在循环扰动后产成了不可恢复的塑性变形,并在桩腿 顶部前端形成了间隙,使得桩基在加载初期缺失了一部分土反力的作用,从而桩 基的初始刚度大大降低,并最终反映到导管架基础的整体荷载位移曲线上,这与 Zhang等^[111]观察到的单桩试验结果相似。水平极限承载力的大小在循环扰动前后 没有发生较大的变化,但这并不意味着土体扰动对桩基水平承载力没有影响,在 循环扰动过程中超静孔隙水压力的累积以及软黏土的软化和重固结的复杂耦合作 用下,最终呈现了这一结果。



图 6.10 单调加载下的导管架顶部的荷载位移曲线

Achmus等^[106]学者建议了海上风机基础极限承载设计控制标准,建议将桩基 泥面处的最大允许转角控制在 0.5°范围内。为了计算方便,Cuéllar等^[107]学者将桩 基的水平位移 0.1D作为控制指标,即控制桩顶的水平位移不超过 0.1D范围。根据 这一标准,本试验的导管架基础的极限控制承载力约为 5.98MN,为实际极限承载 力的 69%,远远低于实际极限承载力。

6.3.2.2 桩身弯矩分布

桩身弯矩由桩身 14 对弯矩应变片实测获得。为了研究方便,将泥面处设置为 坐标轴零点,向下为正方向。图 6.11 展示了前排桩、后排桩不同加载水平下的桩 身弯矩分布规律。可以看到桩身弯矩在泥面 11D深度以下存在明显的反弯点,是 典型的柔性桩桩身弯矩分布规律,这与桩土相对刚度的判断结果一致。桩身的最 大弯矩出现在泥面下 4D深度处,随着荷载水平的增加,桩身最大弯矩向下传递, 浅层土体随荷载的增加逐渐屈服,并将荷载向下传递到更深的土层。对比前后排 桩,在给定的荷载水平下,前排桩的桩身弯矩比后排大,前排桩的最大桩身弯矩 比后排桩的多约 15%,说明了前排桩相比后排桩承受了更多的上部荷载传递。

图 6.11 对比了祝周杰等^[117]所做的独立单调加载的试验结果。从图中可以看 出,土体未扰动和循环扰动后的桩身弯矩在 5MN范围内呈现了明显的差异。同样 是 1MN的荷载水平下,土体扰动后的桩身最大弯矩约为未扰动土体的 150%。相 似地,在 5MN的荷载水平下,土体扰动后的桩身最大弯矩是未扰动土体的 120% 左右。相比加载前期,桩身弯矩在加载后期未有很大的差异。对比 7MN的荷载水 平可知,桩身最大弯矩在土体扰动前后未有明显改变,但桩身最大弯矩的位置在 土体扰动后有所降低,这进一步说明了浅层土体在循环扰动后刚度和强度都有一 定程度的弱化,桩土间在泥面处存在一定的间隙,使得荷载相比未扰动前更快的 传递到更深的土层。但在加载后期,由于土体在前期循环扰动中超孔隙水压力消 散、土体软化和再固结的复杂耦合作用,水平极限承载力变化不大。

在实际设计中,尤其是软黏土地基,加载历史对桩身最大弯矩在加载初期有 较大的影响,应根据加载历史综合设计桩身最大弯矩。



图 6.11 单调加载下的桩身弯矩

6.3.2.3 桩身水平变形分布

桩身的水平变形可由桩身弯矩公式推导获得。常见的弯矩拟合方法有分段多项式逼近法^[170]、插值法^[107]和全局多项式拟合法^[171]。采用罗军^[171]提出的全局多项式拟合法:

$$M(x) = \sum_{i=1}^{n} a_i x^{i-1}$$
(6.8)

计算可知,当n取7时(六阶全局多项式)能得到较好的弯矩拟合结果。根据桩
身挠曲方程,进一步推导可得:

$$p = \frac{d^2 M(x)}{dz^2}$$

$$y = \iint \frac{M(x)}{E_p I_p} dz dz$$
(6.9)

式中, p为单位桩长水平土反力; y为桩身水平变形。从图 6.11 可知本试验基桩 是典型的柔性桩,可认为桩端变形和转角都为 0,把桩端位移和转角作为两个边 界条件,积分可得桩身水平变形曲线。

图 6.12 给出了推导出的桩身水平变形分布,取泥面处为坐标零点,向下为正 方向。弯矩应变片埋置于泥面以下,可获得泥面下的桩身水平变形曲线,基桩顶 部(-6m处)设置的激光位移计可测得-6m处的基桩水平位移。延伸推导出的桩身 水平变形曲线至-6m处并与实测的结果相对比,可知实测值与计算曲线的延伸值 基本一致,进一步说明了弯矩拟合方法的合理性。

图 6.12 清晰地显示了基桩水平变形的柔性分布, 桩身的水平变形主要发生在 泥面下 11D深度范围内, 11D深度以下基桩的水平位移几乎为 0。在给定的荷载水 平下, 后排桩的桩身水平变形约为前排桩的 90%。对比土体扰动前后的桩身水平 变形曲线, 与桩身弯矩相似的变化规律同样体现在了桩身水平变形分布上。在 1MN的荷载水平下, 前排桩土体扰动后桩身泥面处的水平变形几乎是未扰动土体 的 3 倍, 后排桩土体扰动后桩身泥面处的水平变形也比未扰动土体的大 1 倍。试 验结果表明软黏土在前期循环加载过程中受到扰动, 产生不可恢复的塑性变形, 降低了桩土相互作用的强度。对于前排桩, 随着荷载水平的增大, 加载历史产生 的差异逐渐减小。



图 6.12 单调加载下的桩身水平变形

6.3.2.4 单调p-y曲线

*P-y*曲线法作为桩土相互作用非线性分析方法之一,已广泛应用于水平受荷桩的工程设计中。根据公式(6.9)推导所得的单调*p-y*曲线如图 6.13 所示。在 2*D*深度范围内,随着入土深度的加深,水平土反力逐渐增加。前排桩的*p-y*曲线明显大于后排桩的,且随着入土深度的增加,差异逐渐增大。



图 6.13 单调p-y曲线

6.3.3 循环加载试验结果

6.3.3.1 导管架基础顶部循环累积变形

海上风机桩基础长期遭受海上风、浪、流等循环荷载作用,其长期累积的循 环响应极易影响海上构筑物的正常使用和性能,甚至引发倾覆破坏。图 6.14 展示 了本试验三组连续水平循环加载下导管架基础顶部的水平累积变形。单向水平循 环加载的幅值分别为 0.1 (1-C)、0.2 (2-C)和 0.4 (3-C)。图中红色线标出了导 管架基础顶部水平循环响应下总的累积变形,蓝色线标出了导管架基础顶部水平 循环响应下的残余变形(不可恢复的变形),用总的累积变形减去残余变形,得到 导管架基础顶部水平循环响应下的可恢复变形(见图中空心三角形)。可见,每个 循环幅值下,导管架基础顶部总的变形和不可恢复的变形随循环次数累积增加, 先增长迅速,随后趋于平缓。而对于可恢复的变形(弹性变形),在每个加载幅值 下都保持相对稳定。这表明,软黏土地基中导管架基础的整体水平累积变形主要 取决于土体塑性变形的发展。弹性变形随加载幅值的增大而增大,且只与加载幅 值有关,表明了土体在不同的应力水平下,其弹性循环响应的不同,这一观察结 果与软土的动三轴试验结果一致^[172]。



图 6.14 导管架基础顶部的循环累积变形

定义卸载刚度Eu为:

$$E_u = \frac{\Delta F}{\gamma_r} \tag{6.10}$$

式中, ΔF 为水平荷载(本试验为单向循环加载 $\Delta F = F$); y_r 为可恢复的变形。卸载 刚度E₁的发展规律如图 6.15 所示。在 1-C阶段, 卸载刚度的数据有些离散, 可能 与加载初期循环幅值较小、应变水平较低以及试验条件不太稳定有关。随着循环 幅值的增加,应变水平的提高,卸载刚度在 2-C和 3-C阶段数据都比较稳定。在给 定的循环幅值下,卸载刚度在第一个循环周期后都有所减小,随后在一定小范围 内平缓波动,这一结果与Wang等^[172]的软土动三轴试验结果相似。这可以理解为 每个循环幅值的第一次加载后,土体都产生了较大的超静孔隙水压力,降低了土 体的有效应力,进一步降低了桩土间的相互作用,导致桩基的整体卸载刚度减小。 而在这一初始阶段,土体相应的永久变形迅速发展,如图 6.14 所示,土体表现出 强烈的初始塑性,并在循环初期产生不可逆的应变。随着循环次数的增加,土颗 粒的重新排列逐渐停止,土体超静孔隙水压力的累积逐渐趋于稳定,塑性变形逐 渐减小并最终不再累积,土体最终趋于纯弹性发展,从而导致导管架基础的卸载 刚度稳定发展。土体的这种现象通常称为安定特性,它是软黏土在低应力水平多 次循环下的一个固有特性^[34]。在 2-C阶段,多次循环后,导管架基础的卸载刚度 有所提升,这可能是软黏土在多次循环下超静孔隙水压力的消散和土体重固结的 复杂耦合作用的体现。尽管卸载刚度的数据有些离散,但整体上卸载刚度随幅值 的增加呈线性下降趋势,这一规律与Duong等^[173]所做的软土动三轴试验观察到的 结果一致。



图 6.15 卸载刚度E_u的演变

6.3.3.2 基桩的位移循环响应

三组连续水平循环加载下基桩顶部的水平累积变形如图 6.16 所示。整体上,前后排桩的桩顶水平累积变形在双对数坐标下随循环次数线性增长,其关系可表示为:

$$y_N = y_1 \cdot N^{\varphi} \tag{6.11}$$

式中, y_N和y₁分别为第N次循环和第1次循环下基桩顶部的水平位移; φ是反映水 平位移增长速率的系数。从图中可以看到,数据点在每个循环幅值的加载初期都 有一定程度的离散,但在10次循环后基本趋于稳定。前后排桩的水平累积变形差 异不大,累积增长速率只与加载历史有关,初次循环加载(1-C)下水平累积位移 增长很快,越往后(2-C、3-C)累积增长速率越慢。为简化考虑基桩长期循环下 的变形特性,忽略加载前期数据的离散性,取平稳阶段的增长速率φ值,即初次循 环加载为 0.28,后循环约为 0.12。



图 6.16 基桩水平循环累积位移

不同于水平受荷单桩基础,导管架基础的基桩顶部承受了上部导管架传来的 额外的竖向荷载和弯矩,其中竖向荷载的大小甚至可能与水平荷载相当^[5]。由于 缺少竖向荷载的试验结果,图 6.17 仅展示了LVDT所测得的基桩顶部竖向位移变 化图,规定向下为正方向。可以看到,基桩顶部的竖向位移随循环次数基本呈线 性增长。后排桩在初次循环加载(1-C)前10次循环内出现小范围的上拔,随后 呈现下压的走势,而前排桩从一开始就呈下压的趋势。随着循环幅值的增加(2-C、3-C),前排桩的竖向累积位移增长迅速,而后排桩的竖向位移变化不大。这可 能是由于导管架的前排桩受自重和向下的轴力的耦合作用,总的合力方向朝下, 而前排桩在向下合力的作用下连续下压。后排桩受自重和上拔力的耦合作用,其 受力方向较前排桩复杂,可能会导致后排桩在加载初期受到以上拔力为主的循环 荷载,从而出现小范围的上拔,而在后期的循环荷载中由于上拔力循环弱化呈现 以下压力为主的循环荷载,从而导致后排桩的连续下移。在连续的循环加载下, 软黏土的循环弱化速率不随加载幅值的增加而增加,这与Zhang等^[111]所做独立的 循环加载单桩的试验现象相反。正如Yasuhara和Andersen^[174]所述,软黏土在长期 循环荷载下可能会出现再固结,使正常固结的软黏土更能抵抗后期的不排水循环 荷载。软黏土的循环弱化与再固结的耦合作用导致基桩上拔力的稳定,进而导致 后循环阶段后排桩竖向位移的稳定。此外,循环的竖向力会降低桩周土及桩底软 黏土的强度,这可能会导致前排桩的刺入破坏或使导管架基础发生整体下陷。



图 6.17 基桩竖向循环累积位移

根据竖向位移随循环次数的线性变化规律,建立竖向位移与循环次数的一次 函数关系,如下:

$$v_N = v_1 + \eta N \tag{6.12}$$

式中, v_N和v₁分别为第N次循环和第1次循环下的竖向位移; η为竖向位移的累积 速率。可以看到,无论是初次加载段(1-C)还是后加载段(2-C, 3-C),加载幅 度的影响几乎可以忽略不计。竖向累积位移的增长速率主要取决于基桩的位置。 在长期循环加载下,前排桩的竖向累积速率比后排桩快,其η值分别为 0.024%和 0.008% .

6.3.3.3 基桩的弯矩循环响应

由 6.3.2.2 节可知, 桩身的最大弯矩在泥面下 4D深度处。取泥面下 4D深度处的桩身弯矩值绘制于图 6.18 中, 可以看出, 桩身的最大弯矩与循环次数在双对数 坐标中基本呈线性关系, 即:

$$M_{N} = M_{1} \cdot N^{\beta} \tag{6.13}$$

其中, *M_N*和*M₁*分别为第*N*次循环和第1次循环下的桩身弯矩; β为弯矩累积增长 速率。弯矩的增长速率比较稳定,与加载幅值与基桩位置并无太大关联。考虑到 长期循环加载, β的取值分布在 0.05-0.1 之间。



图 6.18 泥面下 4D深度处基桩弯矩

根据相邻两弯矩应变片测得的桩身弯矩和推导出的土反力值可计算出导管架 基础基桩的桩顶剪力。图 6.19 展示了导管架基础基桩顶部的剪力与循环次数的关 系。可以看到,基桩顶部的剪力几乎不随循环次数的增加而变化,且剪力分布与 加载幅值和循环次数均无关,仅与基桩位置有关。上部荷载传递到前排桩的桩顶 剪力约占总水平荷载的 27%,而后排桩仅占约 21%。后排桩桩顶承担的剪力约为 前排桩的 70%。



图 6.19 基桩顶部剪力分布

6.3.3.4 基桩的循环p-y曲线

由公式(6.9)可求得不同深度处基桩的循环p-y曲线,取典型的 0.5D-2D深度处的p-y曲线如图 6.20 所示。可以看出,三个加载幅值下前后排桩的p-y曲线变化趋势基本一致。水平循环荷载下p-y曲线展现了明显的非线性,且呈现出典型的滞回特性。浅层土体的滞回圈明显比深层土体的圆且倾斜,说明浅层土体表现出的非线性更为强烈。在给定的深度处,随着循环次数的增加,p-y曲线的滞回圈向右移动,移动速率逐渐降低直至稳定,并在多次循环后呈现纯弹性滞回(如图 6.20 红圈所示),即不再有塑性变形。桩周土在多次循环下发生孔隙水的消散与重固结,导致桩周土硬化。同时,桩周土反力随循环次数的增加而降低,在加载前期(10次循环内),桩周土反力弱化明显,随后逐渐趋于稳定。





图 6.20 循环p-y曲线

6.4 本章小结

本章开展了软黏土地基四腿导管架基础水平受荷离心模型试验,研究了导管 架基础在水平单调和循环荷载下的受力和变形响应。根据试验结果,本章的主要 结论如下:

(1)水平循环荷载下,导管架基础的水平变形主要取决于塑性变形的累积规律。 卸载刚度在一定应力水平下保持相对恒定,并随着加载幅值的增加而减小,表明 了不同应力水平下桩土循环响应的不同。

(2)加载历史对软黏土的影响很大,在低应力水平下,桩基在土体扰动后的桩 身弯矩和变形明显大于独立单调加载的情况。但在连续循环加载过程中,后循环 的导管架顶部的水平累积变形速率相比初次循环更为稳定,很可能是桩周土在多 次循环下发生孔隙水的消散与重固结,导致桩周土的硬化。

(3)基桩的累积水平位移和弯矩随循环次数在双对数坐标下呈线性增长,累积 竖向位移与循环次数在笛卡尔坐标下呈线性增长。加载顺序是影响水平变形增长 率的主要因素,而竖向变形增长率和桩顶剪力则取决于基桩的位置。

(4) 水平循环荷载下p-y曲线展现了明显的非线性,且呈现出典型的滞回特性和弱化特性。在给定的深度处, p-y曲线的滞回圈随循环次数的增加向右移动,移动速率逐渐降低直至稳定,并在多次循环后呈现纯弹性滞回。桩周土反力的弱化在循环前期更为明显,循环后期趋于稳定。

第7章 软黏土地基导管架基础水平受荷累积变形规律

7.1 引言

软黏土地基海上风机四腿导管架基础在长期风、浪、流等水平循环荷载下极 易产生累积变形,使导管架基础整体发生倾斜,影响其在使用寿命内的正常服役 和安全。研究导管架基础在水平循环荷载下的累积变形规律是海上风机四腿导管 架基础设计的核心问题。

本章结合第6章的研究内容,对比不同的单调*p-y*曲线模型,找到适用于导管 架基础的单调*p-y*曲线分析方法。根据试验结果,考虑基桩的群桩效应,探究软黏 土地基导管架基础的*p*乘子取值。进一步探究基桩桩周土的弱化规律,建立导管架 基础的循环*p-y*曲线分析方法。再结合第5章提出的软黏土地基海上风机单桩基础 的累积变形预测模型,验证此方法对导管架基础的适用性。

7.2 单调p-y曲线分析方法

软黏土地基常见的p-y曲线分析方法可分为如下三种:

(1) 幂函数法, 例如API规范^[7]建议的方法:

$$p = 0.5 p_u \left(\frac{y}{0.25\varepsilon_{50}D}\right)^{1/3}$$
(7.1)

式中, ε_{50} 为三轴不排水压缩试验应力达到极限强度 50%时对应的轴向应变;D为 桩的直径; p_u 为水平极限土反力, $p_u = N_p s_u D$ 。其中, N_p 为水平极限承载力系数:

$$N_{p} = \begin{cases} 3 + \gamma' z / s_{u} + J z / D, & z < z_{R} \\ 9, & z \ge z_{R} \end{cases}$$
(7.2)

式中, γ' 为土体重度;z为入土深度;J为无量纲经验系数,一般取 0.25-0.5; s_u 为土体不排水抗剪强度; z_R 为水平土反力由增加到减小的临界深度, $z_R = 6D/(\gamma'D/s_u + J)$ 。

(2) 双曲线函数法,例如Georgiadis等^[175]提出的方法:

$$p = \frac{y}{\frac{1}{k} + \frac{y}{p_u}}$$
(7.3)

式中,*k*为水平初始反力模量,根据Vesic^[102]建议,*k*=0.65¹² $\sqrt{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1-\mu^2}$,其中,*E*_s为土体弹性模量, μ 为泊松比,*E*_p*I*_p为桩的抗弯刚度。

(3) 双曲正切函数法,例如Jeanjean等^[93]提出的方法:

$$p = p_u \tanh\left[a\frac{G_{\max}}{s_u}\left(\frac{y}{D}\right)^{0.5}\right]$$
(7.4)

式中, G_{max} 为土体最大剪切刚度; a为经验系数, a=0.01; $p_u = N_p s_u D$, N_p 最大值为 12。Nichols等^[103]在此基础上根据导管架基础水平受荷三维有限元模拟,对水平极限土反力 p_u 进行了修正以更贴合试验数据, 修正后的方程为 $p_u = N_p s_u D + \gamma' z D$ 。Zhu等^[104]基于广东桂山海上风机单桩基础现场试验进一步改进了这一方法,引入一个参数 β 修正黏土的水平极限土反力,即 $p_u = \beta N_p s_u D + \gamma' z D$,以此考虑打桩引起的桩周土重固结对土体强度的影响,根据现场试验建议 β 的平均值为 5.17。同时,给出了a的建议值为 0.003, G_{max}/s_u 的建议值为 1900,并进一步修正 N_p 的计算公式:

$$N_p = N_1 - N_2 \exp\left(-\vartheta \frac{z}{D}\right) \tag{7.5}$$

式中, N_1 为经验控制系数,根据Murff和Hamilton^[92]的建议取 9.0;(N_1 - N_2)为泥面 处的截止值,根据Murff和Hamilton^[92]的建议取 2.0;系数 g可表示为:

$$\mathcal{G} = \begin{cases} 0.25 + 0.05\lambda, & \lambda < 6\\ 0.55, & \lambda \ge 6 \end{cases}$$
(7.6)

其中, $\lambda = s_{u0}/(s_{u1}D)$, s_{u0} 为泥面处土体不排水抗剪强度值, s_{u1} 为土体不排水抗剪强度随深度的变化率。对于本试验, $\lambda = 0$ 。

结合第 6 章导管架基础单调加载*p*-y曲线(图 6.13),图 7.1 对比了以上几种 典型的*p*-y曲线计算方法。可以发现,API规范推荐的单调*p*-y曲线计算方法明显偏 于保守,第 6 章试验所得的*p*-y曲线的初始刚度和极限强度都远远高于API规范的 计算结果。API规范推荐的方法基于Matlock^[25]的小直径单桩现场试验结果(直径 0.324m),而大直径桩基的水平响应与小直径桩基的显著不同,基于小直径桩基所 提出的方法并不能适用于海上大直径桩基的计算^[18,93,104,112]。Georgiadis等^[175]、 Jeanjean等^[93]和Nichols等^[103]提出的计算方法对*p*-y曲线的初始刚度和极限强度都 有一定程度的改善,但对水平极限土反力的预估总体偏小。Zhu等^[104]提出的修正 的双曲正切型*p*-y曲线方法与第 6 章试验前排桩的试验结果拟合较好,这很大程度 上取决于Zhu等^[104]现场试验所用的单桩尺寸(L = 66m, D = 2.2m)与第 6 章试验 的基桩尺寸(L = 61m, D = 2.59m)相似。



图 7.1 泥面下 2D深度处p-y曲线对比

7.3 导管架基础群桩效应

基于第6章的试验结果可知,导管架基础的前后排桩水平响应差异明显,考虑群桩效应对前后排桩差异的影响,通常采用两种方法计算p乘子,一种是Brown 等^[22]最早提出的,将不同排桩与同尺寸的单桩p-y曲线进行比较,通过折减单桩的 p-y曲线得出不同排桩的p乘子。另一种是Rollins等^[27]采用的,通过折减群桩的荷载位移曲线以获得p乘子。本章采用第一种方法估算软黏土中导管架基础的p乘子,同尺寸单桩的p-y曲线计算结果采用Zhu等^[104]提出的方法估算,具体见7.2节。图7.2 展示了泥面下 2D深度范围内前后排桩p乘子随基桩顶部位移的分布规律。可以看出,随着水平位移的增加,不同深度处的p乘子迅速降低并逐渐趋于稳定。前排桩的p乘子约是后排桩的1.2 倍。考虑到加载初期导管架基础的水平响应受土体加载历史及试验条件的影响较大,采用加载后期趋于稳定的p乘子,即对于软黏土地基桩间距为 5.8D的导管架基础,前排桩的p乘子 p_i约为 0.93,后排桩的 p_i约为 0.76。



图 7.2 导管架基础p乘子

表 7.1 汇总了文献中提及的 2×2 群桩基础在水平荷载下的p乘子。由表可知, 对于黏土地基,相同的桩间距(*S/D*=3)下,桩径大的基桩的p乘子明显大于桩径 小的基桩。在相同的土层和桩径条件下,随着桩间距从 3D增加到 5D, p乘子增加 了约 15%。对比Zhu等^[176]砂土地基导管架基础离心模型试验结果可知,虽然桩间 距相同(*S/D*=5.8),桩径相似(*D*=2.59m/2.2m),但砂土地基导管架基础的p乘子 明显大于软黏土地基。在砂土地基中,导管架基础的前后排p乘子差异比软黏土地 基大 35%。显然, 2×2 群桩基础的p乘子大小受桩间距、桩径、地层条件的影响较 大,在工程设计中,应综合考虑土层、桩间距和桩径对群桩效应的影响。

		不排水			拉问明	<i>p</i> 乘子 (<i>f_p</i>)	
参考文献	土层	抗剪强	试验类型	桩径D	位间距	~~ 내	
		度(kPa)			S/D	則非	后排
Meimon等 ^[177]	粉质	20	模型试验	0.284×0.270m	2	0.00	0.50
	粘土				3	0.90	0.50
Llyas等 ^[178]	粘土	0-20	离心机	0.84m	3	0.96	0.78
Chandrasekaran等 ^[179]	粘土	9	缩尺试验	0.0256m	3	0.74	0.48
					5	0.85	0.58
万 大大 [180]	任何土体		软件GROUP Version 7.0		3	0.85	0.61
Reese等 ^[180]					5	0.92	0.77
Zhu等 ^[176]	砂土		离心机		- 0	1 10	0.00
			(导管架)	2.2m	5.8	1.48	0.88
本试验	软土	1.60z	离心机	2.59m	5.8	0.92	0.75
			(导管架)				

表 7.1 2×2 群桩p乘数汇总

7.4 循环p-y曲线分析方法

Matlock^[25]在单调*p-y*曲线法的基础上通过折减最大桩周土反力来考虑循环效应,但此折减法与循环次数无关。然而,大量试验结果表明,桩周土反力与循环次数、加载幅值和桩的埋入深度(土体的应力水平)有关。结合第6章试验所得的*p-y*曲线,整理不同深度处桩周土反力随循环次数的变化关系,如图 7.3 所示。可以看到,桩周土反力在前 20 次循环内弱化明显,在双对数坐标下,与循环次数 N呈线性衰减。20 次循环后,桩周土反力的循环弱化速率减慢。此外,*p-y*曲线的循环弱化主要集中在 5D深度范围内,浅层土体的弱化显著,这一规律与第5章的模拟结果一致。除此之外,前排桩桩周土循环弱化程度比后排桩的大。在 1-C阶段,导管架基础的倾斜度较小,前排桩和后排桩的水平土反力弱化差异不明显,

随着之后循环阶段导管架基础倾斜度的增加,导管架的重心偏向前排桩,进一步 增加了前排桩和后排桩之间的差异。



图 7.3 桩周土反力循环弱化规律

根据图 7.3 桩周土反力的弱化规律,采用折减静力p-y曲线的方法,建立桩周 土反力在循环荷载下的计算公式:

$$p_c = N^{-t} p_s \tag{7.7}$$

式中, *p_c*为循环荷载下的桩周土反力; *p_s*为单调荷载下相应的桩周土反力,可按照 7.2 节的方法计算获得,或近似取第一次循环加载下相应的桩周土反力 *p*₁; *t*为循环弱化因子。整理不同深度处前 20 次循环下的循环弱化因子 *t* 如图 7.4 所示, 桩周土反力的弱化随深度(应力水平)线性减弱。在相同的应力水平下,初次循环的土反力弱化比后循环阶段严重,说明了初次循环对循环弱化的影响最大。20 次循环后桩周土反力弱化不明显,采用统一的折减系数如表 7.2 所示。



图 7.4 循环弱化因子随深度变化关系

深度	1-C		2-C		3-C		
	前排桩	后排桩	前排桩	后排桩	前排桩	后排桩	
1D	0.62	0.69	0.71	0.83	0.72	0.87	
2D	0.70	0.75	0.75	0.84	0.76	0.88	
3D	0.75	0.80	0.79	0.85	0.80	0.89	
4D	0.81	0.87	0.85	0.88	0.87	0.89	
5D	0.91	1.00	0.91	0.95	0.96	0.94	

表 7.2 20 次循环后桩周土反力折减系数

7.5 导管架基础累积变形规律

由于前期加载扰动会影响桩基的受力和变形响应,选取第6章循环幅值0.1 (1-C)下的试验结果,将图6.14和6.16导管架基础顶部和基桩顶部的水平累积 变形试验结果与Zhu等^[104]、Hong等^[12]、Zhang等^[111]以及Khemakhem等^[112]所做的 软黏土地基单桩基础的结果进行了对比,如图7.5所示。桩基顶部的累积变形是 桩土相互作用的综合体现,从图中可以看到,导管架基础的循环累积变形规律与 单桩相似,水平累积变形都随循环次数在双对数空间上呈线性增长。循环累积变 形曲线的斜率反映了累积变形的速率,从图中可知,基桩顶部的累积变形速率要 比导管架顶部的快,相同的试验现象在祝周杰^[117]的导管架试验中也发现。根据公 式(5.3),导管架顶部和基桩顶部的水平累积变形速率分别为 0.21 和 0.28。



图 7.5 循环水平累积变形规律

7.6 预测模型验证

第6章离心模型试验基桩直径 2.59m,采用Cuellar等^[107]和Zhu等^[5]提出的桩顶水平位移 0.1D作为桩基的水平极限控制位移,则 $y_u = 0.259m$ 。根据图 6.10 拟合导管架顶部的静力荷载位移曲线,如图 7.6 所示,可得极限控制荷载 F_u 为 5.98MN,曲率r为 0.92。





由于第6章试验采用的连续循环加载,根据第6章所述,加载历史对桩顶累 积变形的影响很大,第5章提出的预测模型不能考虑加载历史对累积变形的影响, 本节选用第一次循环加载的导管架试验结果验证第5章提出的预测模型的适用性, 则设计荷载F为 0.89MN。根据式(5.10)计算出导管架顶部水平累积变形的速率b值

为 0.204,由式(5.11)的预测模型,第 6 章导管架离心模型试验的累积变形预测结 果比对如图 7.7 所示,可以看到,第 5 章提出的预测模型同样适用于导管架基础 桩顶水平累积变形的预测,进一步说明了利用静力荷载位移曲线预测累积变形速 率的方法是可行的。



图 7.7 导管架顶部累积变形预测结果

7.7 累积变形控制设计步骤

总结黏土地基海上风机道导管架基础的水平累积变形控制设计步骤如下:

(1) 根据现场静载试验或静力数值模拟,采用式(5.6)拟合导管架基础桩顶静力 荷载位移曲线,获得 0.1D极限控制位移下的极限控制荷载 F_u及曲率r,即:

$$F = 1.3F_u \cdot \tanh\left[\left(\frac{y}{y_u}\right)^r\right]$$
(7.8)

(2) 根据极限控制荷载 *F_u*及曲率*r*,给定设计荷载*F*,由式(5.10)计算累积变形 速率*b*值,即:

$$b = \left[0.268 \frac{F}{F_u} (1-r)^{0.25} + 0.8\right] \left(0.3 \frac{F_u}{s_u DL} + 0.065\right)$$
(7.9)

式中, *s*_u为黏土的不排水抗剪强度,可根据试验数据沿桩身取平均值; *D*为基桩桩径; *L*为导管架基础桩长,考虑上部导管架的高度,从加载点位置算起,加载点以上可忽略不计。

(3) 根据b值,即可估算出N次循环下桩顶的水平累积变形 y_N,即:

$$y_N = y_1 \cdot N^b \tag{7.10}$$

其中,在没有具体数据时, y₁可根据式(5.6)计算获得。

(4) 采用Cuellar等^[107]和Zhu等^[5]提出的桩顶水平位移 0.1D作为桩基的水平极限控制位移,则由上节推导可得 0.1D极限控制位移下不同幅值与循环次数的关系

为:

$$\left(\frac{1}{2}\ln\frac{1+\frac{\varsigma}{1.3}}{1-\frac{\varsigma}{1.3}}\right)^{-\frac{1}{r}} = N^{\left[0.268\varsigma(1-r)^{0.25}+0.8\right]\left(0.3\frac{F_u}{s_u DL}+0.065\right)}$$
(7.11)

则由式(5.14)得到的本章导管架基础顶部累积变形控制曲线如图 7.8 所示,若海上风力涡轮机疲劳负荷设计周期为 10⁸次,当 N = 10⁸时,本章导管架基础的循环控制幅值为 0.05。



图 7.8 导管架基础累积变形控制曲线

7.8 本章小结

本章根据第6章软黏土地基四腿导管架基础水平受荷离心模型试验的结果, 进一步探讨了导管架基础在水平荷载下的分析方法。同时,进一步验证了第5章 提出的预测模型对导管架基础桩顶累积变形预测的有效性。主要研究结论如下:

(1) API规范中静力*p*-*y*曲线法低估了桩基的初始刚度和水平极限承载力。Zhu 等^[104]提出的双曲正切型*p*-*y*曲线法适用于黏土地基海上风机桩基础桩土相互作用 的计算。对于软黏土地基导管架基础的群桩效应,前后排桩的*p*乘子分别可取 0.93 和 0.76,这一数值明显低于砂土中群桩的*p*乘子。

(2) 水平循环荷载下, 桩周土反力的弱化主要集中在 5D深度范围内, 浅层土 循环弱化更为显著。桩周土反力的弱化在前 20 个循环周期内随循环次数呈双对 数增长, 20 次循环后趋于稳定。且前排桩浅层土反力的循环弱化速率大于后排桩。

(3) 采用折减静力*p-y*曲线的方法,建立桩周土反力在循环荷载下的衰减模型, 根据试验结果,建议了循环弱化因子的取值范围。

(4)导管架基础的循环累积变形规律与单桩相似,对比导管架基础试验数据, 第5章提出的累积变形预测模型同样适用于导管架基础。进一步说明了利用静力 荷载位移曲线预测累积变形方法的有效性。

结论与展望

一、主要结论

海上风机桩基础在长期风、浪、流等水平循环荷载下极易产生累积变形,其 上部结构风压倾覆弯矩和风暴潮等水平循环荷载极易影响风电机组的正常服役性 能甚至导致风机整体失稳破坏。且我国东部近海海域广泛分布着深厚的软黏土层, 基础周围软黏土在长期循环荷载作用下极易产生超静孔隙水压力的累积以及强度 弱化,危害上部结构的正常服役。本文采用理论、试验和数值三方面相结合的方 式对软黏土地基海上风机桩基础在水平荷载下的累积变形规律进行深入研究。在 此基础上针对土体特性提出了适用于黏土和砂土的双屈服面渐进硬化本构模型, 并应用到水平循环受荷单桩基础的数值分析中。根据试验及模拟研究结果,建立 了桩顶累积变形与极限控制荷载、曲率(初始刚度)及设计荷载(循环幅值)有 关的预测模型。可通过简单的现场静载试验或静力数值模拟获得的荷载位移曲线, 有效预测海上风机桩基础的累积变形。主要研究成果和结论如下:

(1) 提出了适用于黏土和砂土的弹塑性本构模型UACC2。基于双屈服面渐进硬 化的概念,采用双屈服面的形式,引入内屈服面渐进硬化机制实现当前应力点从 加载屈服面到外屈服面过程中塑性模量的光滑转变,建立双屈服面渐进硬化模型 的基本框架。建立统一的状态参数r,对于黏土,选取 e-ln p'平面上的正常压缩曲 线NCL作为黏土的参考应力线,对于砂土,选取 e-ln p'平面上的极限压缩曲线LCC 作为砂土的参考应力线,实现黏土与砂土当前应力点到参考应力点之间相对位置 的统一。引入一个与砂土密实度有关的屈服面形状参数,建立新的屈服面方程, 使得屈服面形状能够随砂土初始孔隙比(密实度)的变化而变化,实现砂土不排 水液化特性的模拟,当不考虑该形状参数时,屈服面退化为黏土模式。针对饱和 黏土的循环特性,引入非线性小应变的概念,使得应力点在卸载退回到加载屈服 面内时,也能模拟出非线性的效果,同时,可以实现极小应变条件下土体刚度的 非线性,从而实现土体在循环荷载下闭合的滞回特性。在加载屈服面的硬化法则 中引入循环累积速率控制参数k,可以灵活地控制黏土在循环荷载下的硬化速率, 进而控制黏土的循环安定、破坏特性。针对天然黏土,增加弹性正交各向异性和 结构性损伤硬化法则,充分考虑沉积方式和应力历史对天然黏土的影响。结构损 伤法则的加入可以灵活反映土体在剪切过程中结构性的逐渐退化。相比于常规的 弹塑性模型采用的映射法则和插值定理,本文采用的渐进硬化机制结构形式简单, 其本构方程可以根据加载屈服面的一致性条件进行简化,从而可以在数值程序中

使用类似于修正剑桥模型的应力积分格式有效地实现。

(2) 实现了数值软件本构模块的二次开发。采用Cutting Plane切面隐式算法编 写提出的适用于黏土和砂土的双屈服面渐进硬化本构模型UACC2,利用FLAC3D 本构模型二次开发平台将提出的模型嵌入FLAC3D主体程序中,测试UACC2 模型 采用切面隐式积分算法在FLAC3D软件单元体及多单元计算中的可行性。利用 FLAC3D内置的修正剑桥模型验证了嵌入UACC2 模型基本框架的有效性,并结合 黏土和砂土的三轴试验模拟验证了嵌入UACC2 模型的正确性。

(3) 建立了软黏土地基海上风机单桩基础累积变形的预测模型。采用提出的适 用于黏土和砂土的双屈服面渐进硬化本构模型UACC2 在FLAC3D中建立单桩分 析模型,考虑不同的桩土参数分析其对软黏土地基海上风机单桩基础累积变形规 律的影响。桩径、桩土刚度比、循环幅值、黏土结构损伤速率等因素对桩顶的累 积变形影响较大。其中,循环幅值越大,桩顶累积变形的速率越快。在软黏土地 基同等条件下,短桩、较为刚性的桩的循环弱化程度比长桩、较为柔性的桩更为 严重。当桩基的刚度相对于土体刚度很大时,桩身更容易绕轴线上某点发生转动, 导致桩基的整体失稳。桩顶的累积变形(荷载衰减)速率随桩土相对刚度的增加 而增加,基本呈线性增长关系。同时,软黏土初始结构性对桩顶水平累积变形速 率的影响很小,但在相同的初始结构性下,软黏土的结构损伤速率越快,单桩抵 抗循环弱化的能力越差,其累积变形速率越快。此外,不同的桩土参数下,p-y曲 线的循环弱化规律基本相同, 桩周土反力的最大值出现在泥面下 2D-2.5D深度处, 2.5D深度以下, 桩周土反力随深度增加逐渐减小。同时, 桩周土反力的弱化主要 集中在泥面下 5D深度范围内, 5D深度以下, 桩周土反力不再出现弱化。采用幂函 数的形式引入桩顶累积变形(荷载衰减)计算公式,建立了桩顶累积变形与极限 控制荷载、曲率(初始刚度)及设计荷载(循环幅值)有关的预测模型。可通过 简单的现场静载试验或静力数值模拟获得的荷载位移曲线,预测水平循环荷载下 桩顶的累积变形,同时简单估算所需设计疲劳周期的循环控制幅值。

(4) 开展了软黏土地基四腿导管架基础水平受荷离心模型试验,研究了导管架基础在水平单调和循环荷载下的受力和变形响应。根据试验结果可知,加载历史 对导管架基础的力学响应影响很大,在低应力水平下,桩基在土体扰动后的桩身 弯矩和变形明显大于独立单调加载的情况,但在连续循环加载过程中,后循环的 导管架顶部的水平累积变形速率相比初次循环更为稳定,很可能是桩周土在多次 循环下发生孔隙水的消散与重固结,导致桩周土的硬化。在水平循环荷载下,导 管架基础顶部的水平变形主要取决于不可恢复变形的累积,基桩的累积水平位移 和弯矩随循环次数在双对数坐标下呈线性增长,累积竖向位移与循环次数在笛卡 尔坐标下呈线性增长。加载顺序是影响水平变形增长率的主要因素,而竖向变形 增长率和桩顶剪力则取决于基桩的位置。循环*p-y*曲线展现了明显的非线性,且呈

现出典型的滞回特性和弱化特性。桩周土反力的弱化主要集中在 5D深度范围内, 浅层土循环弱化更为显著。桩周土反力在前 20 个循环周期内随循环次数弱化迅速, 20 次循环后趋于稳定。且前排桩的浅层土反力循环弱化的速率大于后排桩。

(5) API规范中静力*p*-*y*曲线法低估了桩基的初始刚度和水平极限承载力。采用 双曲正切型*p*-*y*曲线法更适用于黏土地基海上风机桩基础桩土相互作用的计算。对 于软黏土地基导管架基础的群桩效应,前后排桩的*p*乘子分别可取 0.93 和 0.76, 这一数值明显低于砂土中群桩的*p*乘子。同时,采用折减静力*p*-*y*曲线的方法,建 立了桩周土反力在循环荷载下的衰减模型,并建议循环弱化因子的取值范围。另 外,导管架基础的循环累积变形规律与单桩相似,对比导管架基础试验数据,进 一步验证了利用静力荷载位移曲线预测桩顶累积变形方法对于导管架基础的有效 性。

二、主要创新点

本文主要创新点如下:

(1)提出了适用于黏土和砂土的双屈服面渐进硬化模型,通过建立统一的状态 参数和屈服面方程,实现了在三轴应力水平下对黏土与砂土的统一分析方法。

(2)采用渐进硬化机制代替常规弹塑性模型的映射法则和插值定理,根据加载 屈服面的一致性条件进行简化积分计算,在数值程序中采用切面隐式积分算法使 用类似于修正剑桥模型的应力积分格式编写代码,并嵌入数值程序中。

(3)发现了API规范中静力*p-y*曲线法低估了桩基的初始刚度和水平极限承载 力。采用双曲正切型*p-y*曲线法更适用于海上风机桩基础桩土相互作用的计算。同时,软黏土地基导管架基础反映群桩效应的*p*乘子明显低于砂土地基。根据试验结果,列出了循环弱化因子的取值范围。

(4) 建立了软黏土地基海上风机桩基础累积变形预测模型,将桩顶累积变形与极限控制荷载、曲率(初始刚度)及设计荷载(循环幅值)联系起来,可通过简单的现场静载试验或静力数值模拟获得的荷载位移曲线,有效预测海上风机桩基础的累积变形,同时简单估算所需设计疲劳周期的循环控制幅值。

三、展望

本文虽然采用理论、试验和数值三方面相结合的方式对软黏土地基海上风机 桩基础的累积变形特性及控制方法进行了深入研究,但还存在以下不足需要在未 来进一步完善:

(1)本构模型方面:由于各向同性假设的局限性,本文仅在修正剑桥模型的基础上提出了一个适用于黏土和砂土的弹塑性本构模型的概念和框架,并推广到天然黏土和长期循环荷载的计算中。为了更准确地模拟砂土的力学行为,未来还可

对UACC2模型进一步的增强,如增加非同轴性和组构效应。且一旦增加更多特性, 模型参数势必更多,如何进一步精简模型参数,值得进一步思考。

(2)试验方面:本文仅进行了有限的导管架基础离心模型试验的研究。根据第
 5 章数值模拟结果可知桩土参数的不同对海上风机桩基础累积变形规律的影响很大。研究结果仅适用于同类型导管架基础的工程应用,后期应进行更多对比试验,如考虑不同的桩数、桩间距、长径比以及承台刚度。

(3)数值模拟方面:本文没有考虑流固耦合,仅在不排水层面进行模拟,并不 能反映孔隙水压力在模拟过程中的变化,进而不能考虑循环过程中孔隙水压力的 消散和黏土的再固结。后期应进一步完善数值建模。且本文仅采用简化的FLAC3D 模型对单桩基础进行模拟,未来可以建立导管架基础的数值模型,探究不同桩土 参数对导管架基础累积变形规律的影响。

(4)预测模型方面:目前的预测模型不能考虑天然黏土的结构性和强度循环弱化的影响,未来可以利用提出的本构模型结合天然黏土动三轴试验,探究结构性和强度循环弱化对桩基累积变形规律的影响,进一步完善预测模型。

参考文献

- Global Offshore Wind Report. https://gwec.net/global-offshore-wind-report-2020/, 2020
- [2] Oh K Y, Nam W, Ryu M S, et al. A review of foundations of offshore wind energy convertors: Current status and future perspectives. Renewable and Sustainable Energy Reviews, 2018, 88: 16-36
- [3] 程星磊. 软土不排水循环弹塑性本构关系及其在海洋锚固基础变形分析中 的应用: 天津大学, 2016
- [4] 周龙. 砂土中海上风电超大直径钢管桩桩土相互作用研究: 天津大学, 2014
- [5] Zhu B, Wen K, Kong D Q, et al. A numerical study on the lateral loading behaviour of offshore tetrapod piled jacket foundations in clay. Applied Ocean Research, 2018, 75: 165-177
- [6] Leblanc C, Houlsby G T, Byrne B W. Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading. Géotechnique, 2010, 60(2): 79-90
- [7] API. Geotechnical and foundation design considerations, ISO19901-4. API recommended practice 2GEO, 1st edn. Washington, DC, USA, 2011
- [8] DNV. Support structures for wind turbines. DNVGL-ST-0126, 2016
- [9] Chen R P, Sun Y X, Zhu B, et al. Lateral cyclic pile-soil interaction studies on a rigid model monopile. Geotechnical Engineering, 2015, 168(GE2): 120-130
- [10] Gupta B K, Basu D. Analysis of laterally loaded rigid monopiles and poles in multilayered linearly varying soil. Computers and Geotechnics, 2016, 72: 114-125
- [11] Gupta B K, Basu D. Soil resistances for laterally loaded rigid piles in multilayered elastic soil. Geomechanics and geoengineering, 2020, 15(1): 10-28
- [12] Hong Y, He B, Wang L Z, et al. Cyclic lateral response and failure mechanisms of semi-rigid pile in soft clay: centrifuge tests and numerical modelling.
 Canadian Geotechnical Journal, 2017, 54(6): 806-824
- [13] Li W C, Zhu B T, Yang M. Static response of monopile to lateral load in overconsolidated dense sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2017, 143(7): 1-12
- [14] Magnan J P, Shakhirev V, Ejjaaouani H. Behaviour and modelling of rigid, semirigid and flexible piles under horizontal loading. In: Geotechnical Engineering

for Transportation Infrastructure: Theory and Practice, Planning and Design, Construction and Maintenance Vol.1. Amsterdam, Netherlands, 1999, 1-10

- [15] Petrasovits G, Awad A. Ultimate lateral resistance of a rigid pile in cohesionless soil. In: Proceedings of 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Madrid, 1972, 407-412
- [16] Sun Y L, Xu C S, Du X L, et al. Nonlinear lateral response of offshore largediameter monopile in sand. Ocean Engineering, 2020, 216(15): 108013
- [17] Yang Q J, Gao Y F, Kong D Q, et al. Centrifuge modelling of lateral loading behaviour of a 'semi-rigid' Mono-pile in soft clay. Marine Geotechnology and Geotechnology, 2019: 1-12
- [18] Zhu B, Sun Y X, Chen R P, et al. Experimental and analytical models of laterally loaded rigid monopiles with hardening p-y curves. Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering, 2015, 141(6): 04015007
- [19] 孙永鑫. 近海风机超大直径单桩水平承载特性试验与数值分析:浙江大学, 2016
- [20] 熊根. 近海大直径单桩水平受荷离心模型试验和三维数值分析: 浙江大学, 2013
- [21] 朱斌, 熊根, 刘晋超等. 砂土中大直径单桩水平受荷离心模型试验. 岩土工 程学报, 2013, 35(10): 1807-1815
- [22] Brown D A, Morrison C, Reese L C. Lateral load behavior of pile group in sand.Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 114(11): 1261-1276
- [23] Chandrasekaran S S, Boominathan A, Dodagoudar G R. Dynamic response of laterally loaded pile groups in clay. Journal of Earthquake Engineering, 2013, 17(1-2): 33-53
- [24] Jamiolkowski M B, Marchetti S. Lateral load tests on full-scale pile groups. In: Performance of Earth and Earth-supported Structures. 2010, 1-9
- [25] Matlock H. Correlation for desigh of laterally loaded piles in soft clay. In: Proc.2nd Offshore Technology Conference, 1970, TX1, Houston: 577–594
- [26] Poulos H G. Lateral load-deflection prediction for pile groups. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1975, 101: 19-34
- [27] Rollins K M, Peterson K T, Weaver T J. Lateral load behavior of full-scale pile group in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(6): 468-478
- [28] 陈仁朋,郑中,孔令刚等.水平及扭转荷载作用下群桩基础受力分析方法. 岩土工程学报,2013,35(8):1463-1469

- [29] 顾明,陈仁朋,孔令刚等.水平偏心荷载下斜桩群桩受力性状的离心机模型 试验.岩土工程学报,2014,36(11):2018-2024
- [30] 王健, 王建华. 水平荷载作用下群桩效应中P因子的理论研究. 岩土工程技术, 2015, 29(3): 135-137
- [31] Dafalias Y F, Yannis F. Bounding surface plasticity. I: Mathematical foundation and hypoplasticity. Journal of Engineering Mechanics, 1986, 112(9): 966-987
- [32] Rouainia M, Wood D M. A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure. Géotechnique, 2000, 50(2): 153-164
- [33] Whittle A J, Kavvadas M J. Formulation of MIT E3 constitutive model for overconsolidated clays. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(1): 173-198
- [34] Yu H S, Khong C, Wang J. A unified plasticity model for cyclic behaviour of clay and sand. Mechanics Research Communications, 2007, 34(2): 97-114
- [35] 姚仰平,侯伟,罗汀.土的统一硬化模型.岩石力学与工程学报,2009, 28(10):2135-2151
- [36] Roscoe K H, Thurairajah A, Schofield A N. Yielding of clays in states wetter than critical. Géotechnique, 2015, 13(3): 211-240
- [37] Roscoe K H, Burland J B. On the generalised stress-strain behaviour of an ideal 'wet' clay. In: Engineering Plasticity. 1968, 535-609
- [38] 程威. 等温及非等温分数阶双屈服面本构模型的积分计算、解析方法及数值 模拟研究:浙江大学,2020
- [39] Zienkiewicz O C, Mroz Z. Generalized plasticity formulation and applications to geomechanics. Mechanics of Engineering Materials, 1984: 655-679
- [40] Pastor M, Zienkiewicz O C, Chan A H C. Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1990, 14(3): 151-190
- [41] Zienkiewicz O C, Leung K H, Pastor M. Simple model for transient soil loading in earthquake analysis, I. Basic model and its application. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1985, 9(5): 453–476
- [42] Mróz Z. On the description of anisotropic workhardening. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1967, 15(3): 163-175
- [43] Mróz Z, Norris V A, Zienkiewicz O C. Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils. Géotechnique, 1979, 29(1): 1-34
- [44] Al-Tabbaa A, Wood D M. An experimentally based 'bubble' model for clay. In:

Proceedings of 3rd international symposium on numerical models in geomechanics (NUMOG III). 1989, 90-99

- [45] Hashiguchi K. Subloading surface model in unconventional plasticity. International Journal of Solids and Structures, 1989, 25(8): 917-945
- [46] Whittle A J. Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays. Géotechnique, 1993, 43(2): 289-313
- [47] Whittle A J. A constitutive model for overconsolidated clays with application to the cyclic loading of friction piles: PhD thesis, Massachusetts Institute of Technology, 1987
- [48] Kavvadas M. Non-linear consolidation around driven piles in clays: ScD thesis, Massachusetts Institute of Technology, 1982
- [49] Yu H S. CASM: a unified state parameter model for clay and sand. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1998, 22: 621-653
- [50] Yao Y P, Sun D A, Luo T. A critical state model for sands dependent on stress and density. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2004, 28(4): 323-337
- [51] Yao Y P, Sun D A, Matsuoka H. A unified constitutive model for both clay and sand with hardening parameter independent on stress path. Computers and Geotechnics, 2008, 35(2): 210-222
- [52] Hu C, Liu H X, Huang W. Anisotropic bounding-surface plasticity model for the cyclic shakedown and degradation of saturated clay. Computers and Geotechnics, 2012, 44: 34-47
- [53] 黄茂松, 刘明, 柳艳华. 循环荷载下软黏土的各向异性边界面模型. 水利学报, 2009, 40(2): 188-193
- [54] 柳艳华,黄茂松,李帅.循环荷载下结构性软黏土的各向异性边界面模型. 岩土工程学报,2010,32(7):1065-1071
- [55] Li T, Meissner H. Two-surface plasticity model for cyclic undrained behavior of clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(7): 613-626
- [56] Hong P Y, Pereira J M, Tang A M, et al. A two-surface plasticity model for stiff clay. Acta Geotechnica, 2016, 11(4): 871-885
- [57] Hong P Y, Pereira J M, Cui Y J, et al. An elastoplastic model with combined isotropic-kinematic hardening to predict the cyclic behavior of stiff clays. Computers and Geotechnics, 2014, 62(10): 193-202

- [58] Yin Z Y, Xu Q, Hicher P Y. A simple critical-state-based double-yield-surface model for clay behavior under complex loading. Acta Geotechnica, 2013, 8(5): 509-523
- [59] Carter J P, Airey D W. The engineering behaviour of cemented marine carbonate soils. Geotechnical Engineering-Emerging Trends in Design and Practice, 1994
- [60] Coop M R, Sorensen K K, Freitas T B, et al. Particle breakage during shearing of a carbonate sand. Géotechnique, 2004, 54(3): 157-163
- [61] Hachey J, Been K, Jefferies M G. The critical state of sands. Géotechnique, 1991, 41(3): 365-381
- [62] Ishihara K. Liquefaction and flow failure during earthquakes. Géotechnique, 1993, 43: 351-415
- [63] Kato S, Ishihara K, Towhata I. Undrained shear characteristics of saturated sand under anisotropic consolidation. Soils and Foundations, 2008, 41(1): 1-11
- [64] Lee K L, Farhoomand I. Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression. Canadian Geotechnical Journal, 1967, 4(1): 68-86
- [65] Pestana J M, Whittle A J. Compression model for cohesionless soils. Géotechnique, 1995, 45(4): 611-631
- [66] Verdugo R, Ishihara K. The steady state of sandy soils. Soils and Foundations, 1996, 36: 81-91
- [67] Ye B, Ye G L, Zhang F, et al. Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand. Soils and Foundations, 2007, 47(3): 547-558
- [68] Sheng D C, Yao Y P, Carter J P. A volume-stress model for sands under isotropic and critical stress states. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(11): 1639-1645
- [69] Been K, Jefferies M G. A state parameter for sands. Géotechnique, 1985, 35(2): 99-112
- [70] Li X S, Wang Y. Linear representation of steady-state line for sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(12): 1215-1217
- [71] Wan R G, Guo P J. Stress dilatancy and fabric dependencies on sand behavior. Journal of Engineering Mechanics, 2004, 130(6): 635-645
- [72] Gudehus G. A comprehensive constitutive equation for granular materials. Soils and Foundations, 1996, 36(1): 1-12
- [73] Bauer E. Calibration of a comprehensive hypoplastic model for granular materials. Journal of the Japanese Geotechnical Society Soils and Foundation,

1996, 36(1): 13-26

- [74] Poorooshasb H B, Holubec I, Sherbourne A N. Yielding and flow of sand in triaxial compression: parts II and III. Canadian Geotechnical Journal, 1967, 4(4): 376-397
- [75] Jefferies M G. Nor-sand: a simle critical state model for sand. Géotechnique, 1993, 43(1): 91-103
- [76] Li X S, Dafalias Y F. Dilatancy for cohesionless soils. Géotechnique, 2000, 50(4): 449-460
- [77] Jin Y F, Yin Z Y, Zhang D M, et al. Unified modeling of the monotonic and cyclic behaviors of sand and clay. Acta Mechanica Solida Sinica, 2015, 28(2): 111-132
- [78] Biarez J, Hicher P Y. Elementary mechanics of soil behaviour: Saturated remoulded soils. A. A. Balkema, Rotterdam, 1994
- [79] Daouadji A, Hicher P Y, Rahma A. An elastoplastic model for granular materials taking into account grain breakage. European Journal of Mechanics, 2001, 20(1): 113-137
- [80] Pestana J M, Whittle A J. Formulation of a unified constitutive model for clays and sands. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1999, 23(12): 1215-1243
- [81] Asaoka A, Nakano M, Noda T. Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior. Soils and Foundations, 2000, 40(2): 99-110
- [82] Asaoka A, Noda T, Yamada E, et al. An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils. Soils and Foundations, 2002, 42(5): 47-57
- [83] Zhang F, Jin Y J, Ye B. A try to give a unified description of toyoura sand. Soils and Foundations, 2010, 50(5): 679-693
- [84] Bhattacharya S, Lombardi D, Wood D M. Similitude relationships for physical modelling of monopile-supported offshore wind turbines. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 2011, 11(2): 58-68
- [85] Ahayan S. A constitutive model for natural cays: From laboratory testing to modelling of offshore monopiles: Ph.D. Thesis, Centrale Nantes, France, 2019
- [86] 中华人民共和国交通部.JTJ254-98《港口工程桩基规范》局部修订(桩的水平 承载力设计). 北京:人民交通出版社,2000
- [87] Broms B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1964, 90: 27-64
- [88] Poulos H G. Single pile response to cyclic lateral load. Journal of Geotechnical Engineering, 1982, 108: 355-375

- [89] Poulos H G, Hull T S. The role of analytical geomechanics in foundation engineering. In: Proceeding of the 1989 Foundation Engineering Conference. Illinois, Evanston, 1989, 1578-1606
- [90] Briaud J L. SALLOP: Simple approach for lateral loads on piles. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123: 958-964
- [91] Klar A, Randolph M F. Upper-bound and load displacement solutions for laterally loaded piles in clays based on energy minimisation. Géotechnique, 2008, 58(10): 815-820
- [92] Murff J D, Hamilton J M. P ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 119(1): 91-107
- [93] Jeanjean P. Re-assessment of p-y curves for soft clays from centrifuge testing and finite element modeling. In: Offshore Technology Conference. 2009, 1-23
- [94] Reese L C. Discussion on soil modulus for laterally loaded piles. Trans. ASCE, 1958, 123: 1071-1074
- [95] Jeanjean P, Zhang Y H, Zakeri A, et al. A framework for monotonic p-y curves in clays. In: Offshore Site Investigation Geotechnics 8th International Conference Proceeding. 2017, 1-9
- [96] Randolph M F, Houlsby G T. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. Géotechnique, 1984, 34(4): 613-623
- [97] Martin C M, Randolph M F. Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil. Geotechnique, 2006, LVI(2): p.141-145
- [98] 杨清杰. 近海风机大直径单桩水平承载特性离心模型试验分析: 河海大学, 2019
- [99] Dunnavant T W, O'Neill M W. Experimental p-y model for submerged, stiff clay. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 115(1): 95-114
- [100] Reese L C, Cox W, Koop F. Field testing and analysis of laterally loaded piles on stiff clay. In: Proceedings of 7th Offshore Technology Conference. Houston, Texas, 1975, 473-483
- [101] Georgiadis M, Anagnostopoulous C, Saflekou S. Cyclic lateral loading of piles in soft clay. Geotechnical Engineering, 1992, 23: 47-60
- [102] Vesic A S. Bending of beams resting on isotropic elastic solid. Journal of Engineering Mechanics Division, 1961, 87(2): 35-53
- [103] Nichols N W, Rohani M J, Mukherjee K, et al. Effect of Lateral Soil Strength and Stiffness on Jacket Foundation Integrity and Design for South China Sea Sites. In: Proceedings of Offshore Technology Conference, Malaysia. 2014,

OTC24842

- [104] Zhu B, Zhu Z J, Li T, et al. Field tests of offshore driven piles subjected to lateral monotonic and cyclic loads in soft clay. Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering, 2017, 143(5): 1-15
- [105] Zhang Y H, Andersen K H. Scaling of lateral pile p-y response in clay from laboratory stress-strain curves. Marine Structures, 2017, 53: 124-135
- [106] Achmus M, Kuo Y S, Abdel-Rahman K. Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load. Computers and Geotechnics, 2009, 36(5): 725-735
- [107] Cuellar P, Baessler M, Ruecker W. Ratcheting convective cells of sand grains around offshore piles under cyclic lateral loads. Granular Matter, 2009, 11(6): 379-390
- [108] Bhattacharya S, Carrington T M, Aldridge T, R. Design of FPSO piles against storm loading. In: Proceeding of Offshore Technology Conference. 2006, 1-9
- [109] Rajashree S S, Sundaravadivelu R. Degradation model for one-way cyclic lateral load on piles in soft clay. Computers and Geotechnics, 1996, 19(4): 289-300
- [110] Allotey N, El Naggar M H. Generalized dynamic Winkler model for nonlinear soil-structure interaction analysis. Canadian Geotechnical Journal, 2008, 45(4): 560-573
- [111] Zhang C R, White D, Randolph M F. Centrifuge modeling of the cyclic lateral response of a rigid pile in soft clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(7): 717-729
- [112] Khemakhem M, Chenaf N, Garnier J, et al. Development of degradation laws for describing the cyclic lateral response of piles in clay. Offshore Site Investigation and Geotechnics: Integrated Technologies-Present and Future. Society of Underwater Technology, London, UK, 2012
- [113] Mostafa Y E, EI Naggar M H. Response of fixed offshore platforms to wave and current loading including soil-structure interaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, 24(4): 357-368
- [114] Zhao Z H, Li D Y, Zhang F, et al. Ultimate lateral bearing capacity of tetrapod jacket foundation in clay. Computers and Geotechnics, 2017, 84: 164-173
- [115] 吴秋云, 王建华, 周杨锐等. 一种确定导管架平台群桩p-y数据的方法. 岩土 力学, 2013, 34(7): 1899-1904
- [116] 李涛. 近海风机导管架基础水平受荷特性研究: 浙江大学, 2015
- [117] 祝周杰. 海上风机四桩导管架基础群桩效应与循环效应试验研究: 浙江大学, 2017

- [118] Chen R P, Zhu S, Hong P Y, et al. A two-surface plasticity model for cyclic behavior of saturated clay. Acta Geotechnica, 2019, 14(2): 279-293
- [119] Wheeler S J, Näätänen A, Karstunen M, et al. An anisotropic elastoplastic model for soft clays. Canadian Geotechnical Journal, 2003, 40(2): 403-418
- [120] Yin Z Y, Karstunen M, Chang C S, et al. Modeling time-dependent behavior of soft sensitive clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(11): 1103-1113
- [121] Graham J, Houlsby G T. Anisotropic elasticity of natural clay. Géotechnique, 1983, 33(3): 354-354
- [122] Jorge C, Nallathamby S. A constitutive model for soft clays incorporating elastic and plastic cross-anisotropy. Materials, 2017, 10(6): 584-600
- [123] Yin Z Y, Jin Y F, Shen S L, et al. An efficient optimization method for identifying parameters of soft structured clay by an enhanced genetic algorithm and elasticviscoplastic model. Acta Geotechnica, 2017, 12(4): 849-867
- [124] Simpson B, O'Riordan N J, Croft D D. A computer model for the analysis of ground movements in London Clay. Géotechnique, 1979, 29(2): 149-175
- [125] St John H. Field and theoretical studies of the behaviour of ground around deep excavations in London clay: Ph.D. thesis, University of Cambridge, 1975
- [126] Jardine R, Fourie A, Potts D, et al. Studies of the influence of non-linear stressstrain characteristics in soil-structure interaction. Géotechnique, 1986, 36(3): 377-396
- [127] Mair R J. Developments in geotechnical engineering research: Application to tunnels and deep excavations. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 1993, 27-41
- [128] Yao Y P, Shan Q, Yin Z Y, et al. SSUH model: A small-strain extension of the unified hardening model. Science China Technological Sciences, 2016, 59(2): 225-240
- [129] Allman M A, Atkinson J H, Jordan D O. Stress path tests to investigate yielding of Ko consolidated soil. In: Proceedings of 6th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, Christchurch. 1992, 298-301
- [130] 杨杰, 尹振宇, 黄宏伟等. 基于扰动状态概念硬化参量的结构性黏土边界面 模型. 岩土工程学报, 2017, 39(3): 554-561
- [131] 杨杰, 尹振宇, 金银富等. 结构性黏土模型在FLAC中的二次开发及应用. 计算力学学报, 2017, 34(6): 739-747
- [132] Yin Z Y, Chang C S, Karstunen M, et al. An anisotropic elastic-viscoplastic

model for soft clays. International Journal of Solids and Structures, 2010, 47(5): 665-677

- [133] Jin Y F, Yin Z Y, Wu Z X, et al. Identifying parameters of easily crushable sand and application to offshore pile driving. Ocean Engineering, 2018, 154: 416-429
- [134] Papon A, Yin Z Y, Riou Y, et al. Time homogenization for clays subjected to large numbers of cycles. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, 37(11): 1470-1491
- [135] Al-Tabbaa. Permeability and stress-strain response of speswhite kaolin: PhD Thesis, University of Cambridge, 1987
- [136] Sangrey D A, Henkel D J, Esrig M I. The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading. Canadian Geotechnical Journal, 1969, 6(3): 241-252
- [137] Nakai T, Hinokio M. A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters. Soils and Foundations, 2004, 44(2): 53-70
- [138] Zhou J, Gong X N. Strain degradation of saturated clay under cyclic loading. Canadian Geotechnical Journal, 2001, 38(1): 208-212
- [139] Wang J, Guo L, Cai Y Q, et al. Strain and pore pressure development on soft marine clay in triaxial tests with a large number of cycles. Ocean Engineering, 2013, 74(74): 125-132
- [140] Yin Z Y, Yin J H, Huang H W. Rate-dependent and long-term yield stress and strength of soft Wenzhou marine clay: experiments and modeling. Marine Georesources and Geotechnology, 2015, 33(1): 79-91
- [141] Richart F E, Hall J R, Woods R D. Vibrations of soils and foundations. International Series in Theoretical and Applied Mechanics. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1970
- [142] Jin Y F, Yin Z Y, Wu Z X, et al. Numerical modeling of pile penetration in silica sands considering the effect of grain breakage. Finite Elements in Analysis and Design, 2018, 144: 15-29
- [143] Yin Z Y, Wu Z X, Hicher P Y. Modeling monotonic and cyclic behavior of granular materials by exponential constitutive function. Journal of Engineering Mechanics, 2018, 144(4): 04018014
- [144] Buscarnera G, Whittle A J. Constitutive modelling approach for evaluating the triggering of flow slides. Canadian Geotechnical Journal, 2012, 49(5): 499-511
- [145] Gao Z W, Zhao J D. Constitutive modeling of anisotropic sand behavior in

monotonic and cyclic loading. Journal of Engineering Mechanics, 2015(8): 04015017

- [146] Miura N, Murata H, Yasufuku N. Stress-strain characteristics of sand in a particle-crushing region. Soils and Foundations, 1984, 24(1): 77-89
- [147] Pradhan T B S. The behavior of sand subjected to monotonic and cyclic loadings:PhD thesis, Kyoto University, Kyoto, Japan, 1990
- [148] Uchida K, Stedman J D. Liquefaction behavior of Toyoura Sand under cyclic strain controlled triaxial testing. In: Proceeding of 11th International Offshore and Polar Engineering Conference. Stavanger, 2001, 530-536
- [149] Dafalias Y F, Manzari M T. Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. Journal of Engineering Mechanics, 2004, 130(6): 622-634
- [150] Abbo A J. Finite element algorithms for elastoplasticity and consolidation: PhD Thesis, University of Newcastle, 1997
- [151] Sloan S W, Abbo A J, Sheng D C. Refined explicit integration of elastoplastic models with automatic error control. Engineering Computations, 2001, 18(1/2): 121-194
- [152] Ortiz M, Simo J C. An analysis of a new class of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1986, 23(3): 353-366
- [153] 王磊. 福建标准砂加筋硬化与循环累积变形三轴试验及本构模型: 浙江大学, 2014
- [154] Loganathan N, Poulos H G, Xu K J. Ground and pile-group responses due to tunnelling. Soils and Foundations, 2001, 41(1): 57-67
- [155] Little R L, Briaud J L. Full scale cyclic lateral load tests on six single piles in sands: PhD thesis, Texas A&M University, 1988
- [156] Long J H, Vanneste G. Effects of cyclic lateral loads on piles in sand. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(1): 225-244
- [157] Rosquoet T, F., Thorel L, Garnier J, et al. Lateral cyclic loading of sand-installed piles. Soils and Foundations, 2007, 47(5): 821-832
- [158] Lin S S, Liao J C. Permanent strains of piles in sand due to cyclic lateral Loads.
 Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(9): 798-802
- [159] Bienen B, Dührkop J, Grabe J, et al. Response of piles with wings to monotonic and cyclic lateral loading in sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 138(3): 364-375

- [160] Gourvenec S, Acosta-Martinez H E, Randolph M F. Experimental study of uplift resistance of shallow skirted foundations in clay under transient and sustained concentric loading. Géotechnique, 2009, 59(6): 525-537
- [161] 陈云敏, 韩超, 凌道盛等. ZJU400 离心机研制及其振动台性能评价. 岩土工 程学报, 2011(12): 1887-1894
- [162] Lim G T. Stabilisation of an excavation by an embedded improved soil layer: PhD thesis, National University of Singapore, 2004
- [163] Goh T L. Stabilization of an excavation by an embedded improved soil layer: PhD thesis, National University of Singapore, 2003
- [164] Xie Y, Leung C F, Chow Y K. Centrifuge modelling of spudcan-pile interaction in soft clay overlying sand. Géotechnique, 2017, 67(1): 69-77
- [165] Purwana O A. Centrifuge model study on spudcan extraction in soft clay: PhD thesis, National University of Singapore, 2007
- [166] Stewart D P, Randolph M F. A new site investigation tool for the centrifuge. In: Proceedings of International Conference on Centrifuge Modeling, Centrifuge 91. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1991, 531-538
- [167] Chung S F, Randolph M F, Schneider J A. Effect of penetration rate on penetrometer resistance in Clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(9): 1188-1196
- [168] Doherty P, Gavin K. Pile aging in cohesive soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(9): 1620-1624
- [169] 徐光明, 章为民. 离心模型中的粒径效应和边界效应研究. 岩土工程学报, 1996, 3: 80-86
- [170] Cuellar P, Georgi S, Baessler M, et al. On the quasi-static granular convective flow and sand densification around pile foundations under cyclic lateral loading. Granular Matter, 2012, 14(1): 11-25
- [171] 罗军. 船舶撞击下高桩大变形性状及柔性护墩桩式防撞系统研究: 浙江大学, 2008
- [172] Wang H L, Cui Y J, Lamas-Lopez F, et al. Permanent deformation of track-bed materials at various inclusion contents under large number of loading cycles. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2018, 144(8): 04018044
- [173] Duong T V, Tang A M, Cui Y J, et al. Effects of fines and water contents on the mechanical behavior of interlayer soil in ancient railway sub-structure. Soils and Foundations, 2013, 53(6): 868-878

- [174] Yasuhara K, Andersen K H. Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading. Soils and Foundations, 1991, 31(1): 83-94
- [175] Georgiadis M, Anagnostopoulos C, Saflekou S. Cyclic lateral loading of piles in soft clay. Geotechnical Engineering, 1992, 23: 47-60
- [176] Zhu B, Wen K, Li T, et al. An experimental study on the lateral pile-soil interaction of offshore tetrapod piled jacket foundations in sand. Canadian Geotechnical Journal, 2018: DOI: 10.1139/cgj-2018-0292
- [177] Pile group behavior under long time lateral monotonic and cyclic loading. Proceedings of 3rd International Conference on Numerical Methods on Offshore Piling, 1986, Nantes, France: 286–302
- [178] Ilyas T, Leung C F, Chow Y K, et al. Centrifuge model study of laterally loaded pile groups in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, 130(3): 274-283
- [179] Chandrasekaran S S, Boominathan A, Dodagoudar G R. Group interaction effects on laterally loaded piles in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(4): 573-582
- [180] Reese L C, Wang S T, Vasquez L. Computer program GROUP Version 7.0-Technical manual. Ensoft. Inc., Austin, Tex, 2006

致 谢

时光荏苒,白驹过隙。六年的硕博生涯,二十余载的求学之路即将结束。回 首过往,历历在目,甜中有苦,苦中作乐,寥寥数语,难以言尽。犹记六年前收 到硕士录取通知书时的欣喜向往,四年前转为博士生时的犹豫忐忑,如今,我也 将惜别校园。科研之路慢慢兮,凝聚了导师的悉心教导,饱含了亲友的关怀支持, 感激之情,铭记于心。

衷心感谢我的导师陈仁朋教授。恩师带我走进了学术的殿堂,给予了我科研 上的启蒙。六年的时光,恩师时刻给予学生鼓励和教导。从博士论文的选题到开 展到完成,无不汇聚着恩师的心血及指导。在学术上,恩师把控全局,每当我遇 到困难,走上弯路时,恩师总能给我指明方向,提供技术支持。除此之外,恩师 性格温和儒雅,平易近人,每每与恩师交流都倍感温暖,受益良多。在此,由衷 感谢恩师六年来的培养,在未来工作中学生谨记教诲,勇往直前。

衷心感谢香港理工大学的尹振宇教授。半年的访学交流,跟随教授学到了很 多知识,教授丰富的学识和对科研的热爱给了学生无限的信心。在香港的时光虽 然短暂却很充实,教授给予的指导和关爱学生时刻铭记。本文在本构理论方面的 研究成果与教授悉心而细致的指导与帮助密不可分。在此,向尹振宇教授致以诚 挚的敬意和感谢。

衷心感谢浙江大学的朱斌教授对本文离心模型试验方面的指导和帮助。感谢 河海大学的杨清杰博士和浙江大学的祝周杰硕士对我在浙江大学期间给予的帮助 和照顾。

衷心感谢佛山科学技术学院的王祥秋教授对本文的指导和帮助。

特别感谢课题组吴怀娜教授对我的关心和帮助,在我迷茫时给予了我无限的 温暖。感谢课题组康馨教授、张超教授以及杨微副教授在我博士期间给予的指导 和帮助。此外,感谢课题组刘源工程师、孟凡衍博士、林星涛博士、王瀚霖博士、 程威博士、亓帅博士、孙永鑫博士、尹鑫晟博士、陈金苗博士、程红战博士等对 我的关心和照顾。

感谢湖南大学岩土工程研究所的赵明华教授、陈昌富教授、苏永华教授、曹 文贵教授、刘晓明教授、刘齐建教授、邹新军副教授、杨明辉副教授、张玲副教 授、谭鑫副教授、赵衡老师、罗宏老师、黄明华老师、周苏华老师等对我学业上 的指导和帮助。

感谢香港理工大学的金银富博士、杨杰博士、王培博士、金壮博士、熊昊博 士、冯伟强博士等在我访学香港期间给予的指导和帮助。此外,感谢安徽建筑大

学的柳军修副教授和北京科技大学的曹帅副教授在香港期间对我的照顾和帮助。

感谢同门彭春银、刘骐炜、孙和美、吴雷烨、刘鹏、宋旭等博士,叶跃鸿、 贾瑞雨、王诚杰、鲁立、张品、吴熠文、王朋飞、刘书伦、汪健夫、朱建宇、徐 勇、夏曌、陈拴、徐俊、陈卓、曾巍、谢晟伟、刘雪莹、任孟健、甘宇翔、戴田、 雷航、马庆雷、蓝淦洲、王志腾等硕士一路的陪伴与相互支持。此外,感谢香港 理工大学的滕竞成、娄凯、潘雨、贺昶、余路加等博士,上海交通大学的邬颢博 士以及西南交通大学的崔建博士对我的关心和帮助。

感谢室友彭佩博士以及黄鑫、张欢、彭亮硕士在生活上的陪伴与照顾。

感谢父母的养育之恩以及所有亲人对我学业无条件的支持,您们的理解与支 持是我求学之路最大的动力。

最后,感谢评阅此文和出席论文答辩会的诸位专家,于百忙之中对此文的批 评指正。

朱 姝

2021年3月14日于岳麓山下
附录A(攻读学位期间论文、科研项目及获奖情况)

一、已发表期刊论文

- [1] Zhu Shu, Chen Ren-Peng, Kang Xin. Centrifuge Modelling of a Tetrapod Jacket Foundation under Lateral Cyclic and Monotonic Loading in Soft soil. Canadian Geotechnical Journal, 2020, DOI: 10.1139/cgj-2018-0526 (SCI)
- [2] Zhu Shu, Chen Ren-Peng, Yin Zhen-Yu. Elastoplastic Modeling of Cyclic Behavior of Natural Structured Clay with Large Number of Cycles. Transportation Geotechnics, 2021, 26: 100448 (SCI)
- [3] Chen Ren-Peng, Zhu Shu, Hong Peng-Yun, Cheng Wei, Cui Yu-Jun. A Twosurface Plasticity Model for Cyclic Behavior of Saturated Clay, Acta Geotechnica, 2019, 14: 279–293 (SCI)
- [4] 朱姝, 陈仁朋. 软黏土中导管架基础水平循环加载离心模型试验. 岩土工程 学报, 40(S2): 204-208
- [5] 柳军修, 尹振宇, 杨杰, 朱姝. 结构性黏土边界面模型在FLAC3D中的开发及 隧道施工数值模拟. 岩石力学与工程学报, 2020, 39(6):1277-1286 (EI)

二、参与科研项目

- [1] 国家自然科学基金重点项目(项目编号 51938005): 城市地下空间建设环境 下地下结构安全控制理论及方法, 2020.01-2024.12
- [2] 国家自然科学青年基金项目(项目编号 51808207):花岗岩残积土扰动损伤 规律及本构模型,2019.01-2021.12
- [3] 国家自然科学基金青年科学基金项目(项目编号 51608188): 应力与干湿循 环耦合作用下易崩解软岩填料工程特性弱化规律及变形分析方法, 2017.01-2019.12
- [4] 中国能源建设集团浙江省电力设计院子课题(项目编号ER01651W):近海风 机软弱土地基基础的弱化机理及稳定性评价