

DOI: 10.11779/CJGE20220703

# 基于极限分析下限法的筒型基础地基承载特性研究

刘 润, 杨 灿, 陈广思\*

(天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

**摘 要:** 筒型基础凭借其成本低、工期短且对地基扰动相对较小的优势, 已成为中国海上风电的重要基础形式之一。由于其基础结构形式复杂, 经典的地基计算方法无法准确评估其地基竖向承载力。利用有限元极限分析下限法, 建立了考虑筒-土间摩擦的筒型基础地基竖向承载力的下限求解程序, 在此基础上分析了土体强度不均匀性、筒型基础长径比及筒外壁-土间摩擦对筒型基础地基竖向承载力的影响, 提出了综合考虑以上因素的筒型基础地基竖向承载力计算公式。

**关键词:** 有限元极限分析下限法; 筒型基础; 地基竖向承载力

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2024)08-1573-09

**作者简介:** 刘 润(1973—), 女, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事海洋土体与地基耦合作用方面的研究工作。E-mail: liurun@tju.edu.cn。

## Bearing characteristics of bucket foundation based on lower bound method of limit analysis

LIU Run, YANG Can, CHEN Guangsi

(State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** With the advantages of low cost, short construction period and relatively small foundation disturbance, the bucket foundation has become one of the important foundation forms of offshore wind power in China. Because of its complex foundation structure, the classical method for foundations can not accurately evaluate the vertical bearing capacity of the bucket foundation. In this study, the lower bound method of finite element limit analysis is used to transform the bucket-soil interaction into an inequality constraint condition between the bucket-soil friction and the undrained shear strength of the soil, and a lower bound solution program for the vertical bearing capacity of the bucket foundation is established. On this basis, the effects of the non-uniformity of the soil strength, length-diameter ratio of the bucket foundation and friction between the outer wall of the bucket and the soil on the vertical bearing capacity of the bucket foundation are analyzed, and a formula for calculating the vertical bearing capacity of the bucket foundation considering the above factors is proposed.

**Key words:** lower bound finite element method; bucket foundation; vertical bearing capacity of foundation

## 0 引 言

近年来, 海上风电迅速成为重点发展的能源形式之一。筒型基础凭借其成本低、工期短且对地基扰动相对较小的优势, 已成为中国海上风电的重要基础形式之一。竖向承载力验算是海上风电基础稳定性校核的首要环节, 筒型基础通常自重较大且长期承受海洋平台结构自重及一定程度的竖向荷载作用, 因此了解其地基竖向承载特性对于实际工程设计而言十分重要。

针对筒型基础地基竖向承载力的研究较多, 已有较多国内外的学者运用试验以及数值模拟等方式进行研究。Houlsby 等<sup>[1]</sup>和 Byrne 等<sup>[2]</sup>在 21 世纪初期探讨了传统的吸力筒型基础作为海上风电基础的应用前

景。Fu 等<sup>[3]</sup>、Gourvenec 等<sup>[4-5]</sup>、Chen 等<sup>[6]</sup>、刘梅梅等<sup>[7]</sup>通过开展一系列室内模型试验及离心模型试验, 得到了筒型基础的竖向承载模式、承载力  $p-s$  曲线、基础各部分载荷分担情况及筒内外土压力分布情况。Hung 等<sup>[8]</sup>、Vulpe<sup>[9]</sup>、Mehravari 等<sup>[10]</sup>、Mana 等<sup>[11]</sup>基于大量有限元数值模拟, 讨论了多种因素对地基竖向承载力的影响, 得到了相关规律及半经验计算公式。然而由于筒型基础筒-土相互作用的特殊性, 其地基竖向承载力的理论计算一直未能完全解决。

现有的筒型基础地基竖向承载力计算方法大多是

基金项目: 国家杰出青年科学基金项目 (51825904)

收稿日期: 2022-06-02

\*通信作者 (E-mail: chenguangsi@tju.edu.cn)

利用极限分析上限法推导, 但该方法得到计算结果往往高于地基承载力的真值, 在工程应用中因偏于危险而无法推广。极限分析下限法从理论上更符合工程设计中“安全”概念, 但传统方式构建容许应力场困难且具有主观性, 导致下限法运用范围受限。直到 1988 年 Sloan<sup>[12]</sup>提出了适用于平面应变问题的有限元极限分析下限法, 为极限分析下限法的应用提供了全新的思路, 极大推动了其在岩土工程中的发展与应用。

由于筒型基础相互作用的特殊性, 对于筒型基础的有限元极限分析下限法鲜有学者涉足, 本文将筒土相互作用转化为筒土间摩擦的不等式约束条件, 建立了筒型基础地基竖向承载力的下限求解程序。利用离心模型试验结果验证了本方法的正确性, 在此基础上分析了土体强度不均匀性、筒型基础长径比及筒外壁-土间摩擦对筒型基础地基竖向承载力的影响, 提出了综合考虑以上因素的筒型基础地基竖向承载力计算公式。

## 1 轴对称有限元极限分析下限法

本节在 Sloan<sup>[12]</sup>的有限元下限法求解格式基础上, 结合轴对称问题相关理论, 提出了针对筒型基础这一轴对称结构的单元平衡条件、应力间断面约束条件、土体边界条件、筒-土界面约束条件、土体屈服条件及相应的目标函数求解格式。

### 1.1 单元平衡约束条件

采用单元-结构面离散方式将结构物离散为有限个单元体, 假设单元为刚性单元。相比于平面应变中以  $(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy})$  为未知变量, 轴对称有限元法引入环向应力  $\sigma_\theta$ , 将节点应力  $(\sigma_r, \sigma_z, \tau_{rz}, \sigma_\theta)$  作为基本未知变量, 模拟应力场的典型三角形单元如图 1 所示。允许沿相邻三角形单元之间的所有界面发生静态允许的应力间断, 每个节点都与唯一单元相关联。对于轴对称结构, 各子午面上的应力状态均相同, 假定当  $r$ - $z$  平面 (即子午面) 上的应力满足极限平衡条件时, 地基达到极限承载状态。

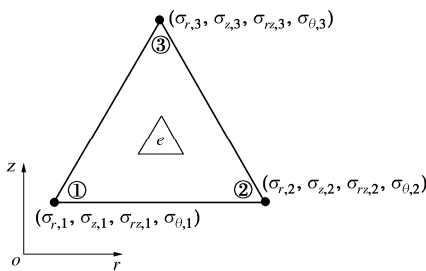


图 1 土体有限元离散

Fig. 1 Finite element discretization of soil mass

对于筒型基础地基竖向承载力分析模型, 土体仅受重力作用, 柱坐标系下单元分析示意图如图 2 所示。

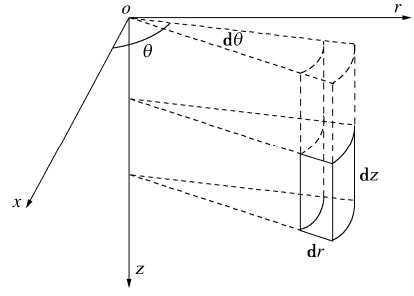


图 2 柱坐标系中单元体

Fig. 2 Unit in a bucket coordinate system

柱坐标系中单元体平衡方程可表示为

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= 0, \\ \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{rz}}{r} &= \gamma. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

假设土单元为线性单元, 单元中 3 个节点满足平衡方程即代表单元平衡。在此基础上, 将式 (1) 平衡方程转化为离散形式产生如下等式约束:

$$[A_{\text{equil}}]_{2 \times 12} \{\sigma^e\}_{12 \times 1} = \{b_{\text{equil}}^e\}_{2 \times 1}. \quad (2)$$

式中:  $[A_{\text{equil}}]_{2 \times 12}$

$$= \begin{bmatrix} \frac{z_{23}}{2A} + \frac{1}{3\bar{r}} & 0 & \frac{r_{32}}{2A} & -\frac{1}{3\bar{r}} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{r_{32}}{2A} & \frac{z_{23}}{2A} + \frac{1}{3\bar{r}} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{z_{31}}{2A} + \frac{1}{3\bar{r}} & 0 & \frac{r_{13}}{2A} & -\frac{1}{3\bar{r}} & \frac{z_{12}}{2A} + \frac{1}{3\bar{r}} & 0 & \frac{r_{21}}{2A} & -\frac{1}{3\bar{r}} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{r_{13}}{2A} & \frac{z_{31}}{2A} + \frac{1}{3\bar{r}} & 0 & 0 & 0 & \frac{r_{21}}{2A} & \frac{z_{12}}{2A} + \frac{1}{3\bar{r}} & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix},$$

$$\{\sigma^e\}^T = \{\sigma_{r,1}^e, \sigma_{z,1}^e, \tau_{rz,1}^e, \sigma_{\theta,1}^e, \sigma_{r,2}^e, \sigma_{z,2}^e, \tau_{rz,2}^e, \sigma_{\theta,2}^e, \sigma_{r,3}^e, \sigma_{z,3}^e, \tau_{rz,3}^e, \sigma_{\theta,3}^e\}_{1 \times 12}, \quad \{b_{\text{equil}}^e\}^T = \{0 \quad \gamma\}_{1 \times 2}.$$

式中:  $r_{ij} = r_i - r_j, z_{ij} = z_i - z_j; \bar{r} = (r_1 + r_2 + r_3)/3$ 。

### 1.2 应力间断面约束条件

将相邻独立单元的共同面定义为应力间断面, 如图 3 所示。在应力允许的情况下, 控制各节点的正应力和剪应力对应相等。通过一对共轭节点 (1, 2) 和 (3, 4) 定义了一个典型的应力间断线。间断线与  $r$  轴正向形成的角度  $\omega$ , 定义相对于  $r$  轴正向逆时针方向转动为正方向。

为了满足平衡条件, 作用于该路径上的正应力 ( $\sigma_n$ ) 和剪应力 ( $\tau_n$ ) 的值应始终保持不变, 即

$$\sigma_{n,1}^a = \sigma_{n,3}^b, \quad \sigma_{n,3}^a = \sigma_{n,1}^b, \quad \tau_{n,1}^a = \tau_{n,2}^b, \quad \tau_{n,3}^a = \tau_{n,4}^b. \quad (3)$$

通过  $r$ - $z$  平面某点的应力状态 ( $\sigma_r, \sigma_z$  和  $\tau_{rz}$ ), 利用应力莫尔圆得到正应力和剪应力的值,  $\sigma_n$  和  $\tau_n$  的最终表达式如下:

$$\sigma_n = \sin^2 \omega \sigma_r + \cos^2 \omega \sigma_z - \sin 2\omega \tau_{rz}, \quad (4)$$

$$\tau_n = -\frac{1}{2}\sin 2\omega\sigma_r + \frac{1}{2}\sin 2\omega\sigma_z + \cos 2\omega\tau_{rz} \quad (5)$$

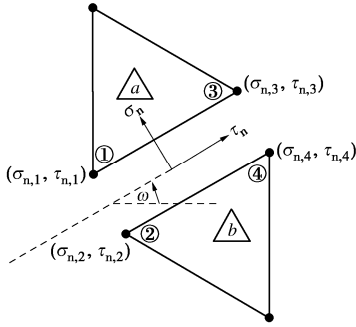


图 3 应力间断面

Fig. 3 Stress discontinuity

将式 (3) 的约束条件转化为离散形式:

$$\begin{bmatrix} A_{\text{stat}}^{\text{dc}} \end{bmatrix}_{4 \times 16} \begin{Bmatrix} \sigma^{\text{dc}} \end{Bmatrix}_{16 \times 1} = \begin{Bmatrix} b_{\text{stat}}^{\text{dc}} \end{Bmatrix}_{4 \times 1} \quad (6)$$

$$\text{式中: } \begin{bmatrix} A_{\text{stat}}^{\text{dc}} \end{bmatrix}_{4 \times 16} = \begin{bmatrix} T & -T & 0 & 0 \\ 0 & 0 & T & -T \end{bmatrix}_{4 \times 16}$$

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \sigma^{\text{dc}} \end{Bmatrix}^T &= \{\sigma_{r,1}^a \ \sigma_{z,1}^a \ \tau_{rz,1}^a \ \sigma_{\theta,1}^a \ \sigma_{r,2}^b \ \sigma_{z,2}^b \ \tau_{rz,2}^b \ \sigma_{\theta,2}^b \\ &\sigma_{r,3}^a \ \sigma_{z,3}^a \ \tau_{rz,3}^a \ \sigma_{\theta,3}^a \ \sigma_{r,4}^b \ \sigma_{z,4}^b \ \tau_{rz,4}^b \ \sigma_{\theta,4}^b\}_{1 \times 16}, \\ \begin{Bmatrix} b_{\text{stat}}^{\text{dc}} \end{Bmatrix}^T &= \{0 \ 0 \ 0 \ 0\}_{1 \times 4}. \end{aligned}$$

### 1.3 土体边界条件

在任何土体边界  $l$  (如图 4 所示) 的边界条件可以用以下方式来定义:

$$\sigma_{n,1}^l = q_1, \ \sigma_{n,2}^l = q_2, \ \tau_{n,1}^l = t_1, \ \tau_{n,2}^l = t_2 \quad (7)$$

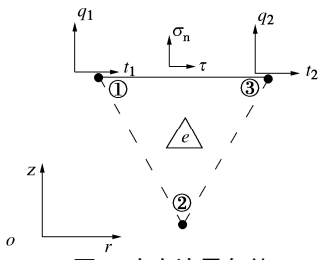


图 4 应力边界条件

Fig. 4 Stress boundary conditions

将任意土体边界  $l$  中两节点所对应公式 (7) 的 4 个等式约束转化为离散形式如下:

$$\begin{bmatrix} A_{\text{bound}}^l \end{bmatrix}_{4 \times 8} \begin{Bmatrix} \sigma^l \end{Bmatrix}_{8 \times 1} = \begin{Bmatrix} b_{\text{bound}}^l \end{Bmatrix}_{4 \times 1} \quad (8)$$

$$\text{式中: } \begin{bmatrix} A_{\text{bound}}^l \end{bmatrix}_{4 \times 8} = \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & M \end{bmatrix}_{4 \times 8},$$

$$[M]_{2 \times 4} = \begin{bmatrix} \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha & -\sin 2\alpha & 0 \\ -\frac{1}{2}\sin 2\alpha & \frac{1}{2}\sin 2\alpha & \cos 2\alpha & 0 \end{bmatrix},$$

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \sigma^l \end{Bmatrix}^T &= \{\sigma_{r,1}^l \ \sigma_{z,1}^l \ \tau_{rz,1}^l \ \sigma_{\theta,1}^l \ \sigma_{r,2}^l \ \sigma_{z,2}^l \ \tau_{rz,2}^l \ \sigma_{\theta,2}^l\}_{1 \times 8}, \\ \begin{Bmatrix} b_{\text{bound}}^l \end{Bmatrix}^T &= \{q_1 \ t_1 \ q_2 \ t_2\}_{1 \times 4}. \end{aligned}$$

式中,  $\alpha$  为边界  $l$  与  $r$  轴之间夹角, 定义相对于  $r$  轴逆时针方向转动为正方向。

### 1.4 筒-土界面约束条件

在竖向荷载作用下, 与筒壁内外侧接触的土体将产生沿筒壁向上的摩擦力, 与筒顶及筒壁端部接触的土体将产生垂直端部向上的土抗力。因此, 同时对筒顶-土接触面、筒端-土接触面及筒壁-土接触面的进行边界约束。

定义发生剪切破坏时沿筒顶-土界面、筒端-土界面和筒壁-土界面切向抗剪强度均满足以下条件:

$$|\tau_s| \leq \alpha_s s_{us}; \quad |\tau_b| \leq \alpha_b s_{ub}; \quad |\tau_{fi}| \leq \alpha_{fi} s_{ui} \quad (9)$$

式中:  $\alpha_s$ ,  $\alpha_b$  和  $\alpha_{fi}$  分别代表筒顶-土界面、筒端-土界面和筒壁-土界面接触强度的折减系数;  $s_{us}$  和  $s_{ub}$  分别为筒顶和筒端处的土体不排水抗剪强度,  $s_{ui}$  为筒壁-土界面上任一应力点所在深度处土体的不排水抗剪强度。

式 (9) 可离散转化为

$$\begin{bmatrix} A_{\text{int}} \end{bmatrix}_{2 \times 4} \begin{Bmatrix} \sigma \end{Bmatrix}_{4 \times 1} \leq \begin{Bmatrix} b_{\text{int}} \end{Bmatrix}_{2 \times 1} \quad (10)$$

$$\text{式中: } \begin{bmatrix} A_{\text{int}} \end{bmatrix}_{2 \times 4} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix},$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma \end{Bmatrix}^T = \{\sigma_{r,i} \ \sigma_{z,i} \ \tau_{rz,i} \ \sigma_{\theta,i}\}_{1 \times 4},$$

$$\begin{Bmatrix} b_{\text{int}} \end{Bmatrix}^T = \{\alpha_{su} \ \alpha_{su}\}_{1 \times 2}.$$

图 5 展示了筒顶-土界面 ( $EP$  区域)、筒端-土界面 ( $OQ$  区域)、筒壁-土界面 ( $PQ$  区域) 的剪应力约束形式, 及各筒-土界面的剪应力正方向。

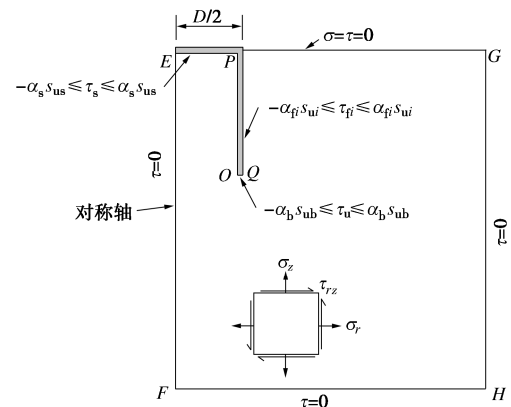


图 5 筒-土边界示意图

Fig. 5 Boundary between bucket and soil

### 1.5 土体屈服条件

根据 Harr-VonKarman 假设,  $\sigma_\theta$  为在  $r$ - $z$  平面上的  $\sigma_3$  (最小主应力), 即假定环向应力不大于大主应力来求解轴对称稳定性问题<sup>[13]</sup>。  $\sigma_\theta$  的取值范围是通过绘制两个莫尔圆确定, 破坏面土体受力莫尔圆如图 6 所示。为了确保环向应力  $\sigma_\theta$  的值始终接近于  $\sigma_3$  的值, 确定以下 3 个不等式约束:



mm×595 mm×400 mm。将高岭土粉按照 2 倍液限的含水率进行真空搅拌, 为模拟天然地基的自然固结过程, 将土体在 100g 离心条件下固结 10×12 h, 固结完成土体厚度约为 280 mm。

模型筒外径 100 mm, 裙板长度 95 mm, 壁厚 10 mm, 顶盖厚 5 mm, 筒顶处预留连接螺杆, 与量程为 8 kN 的荷载传感器相连, 模型示意图如图 7 所示。

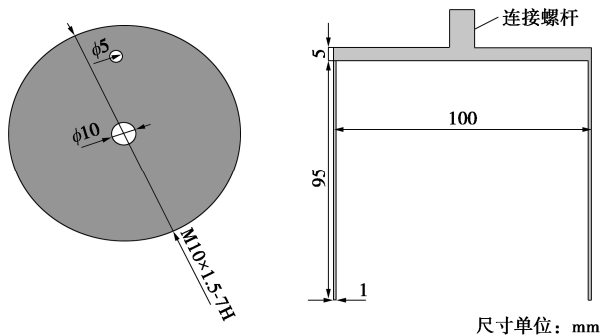


图 7 筒型基础模型示意图

Fig. 7 Model for bucket foundation

2.2 试验方案

试验前取样测得软黏土的有效重度  $\gamma' = 4.83 \text{ kN/m}^3$ , 采用十字板对模型槽内土体的不排水抗剪强度进行了测量, 结果如图 8 所示, 模型土泥面处土体强度  $s_{um} = 6 \text{ kPa}$  且土体不排水抗剪强度以  $k = 0.426 \text{ kPa/m}$  随深度线性增加。

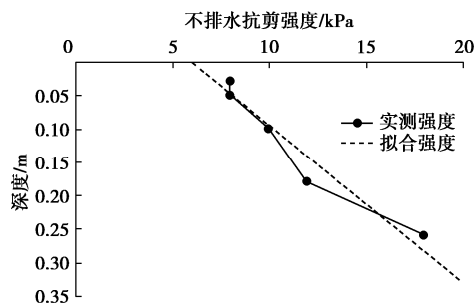


图 8 试验土体的不排水强度

Fig. 8 Undrained shear strengths of soil

试验布置方式如图 9 所示, 试验采用分级加载, 具体加载方式见图 10。

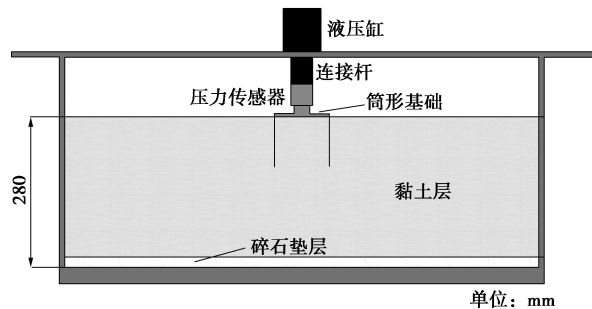


图 9 筒型基础及传感器整体布置

Fig. 9 Overall layout of bucket foundation and sensor

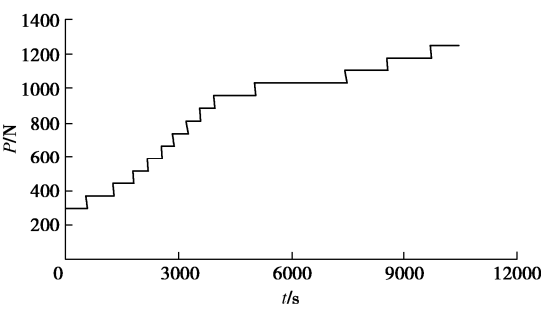


图 10 荷载时间曲线

Fig. 10 Load-time curves

2.3 试验结果对比

离心机模型试验得到的  $p-s$  曲线如图 11 所示, 在整个沉降过程中未出现明显的拐点。利用初始直线段与末尾直线段的切线交点对应的  $q_u$  值作为地基极限承载力, 如图中黑色虚线所示, 此时对应的竖向承载力  $q_u$  约为 93 kPa。

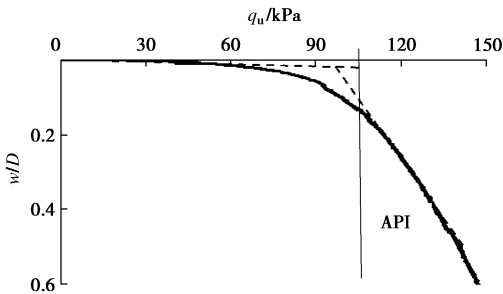


图 11 离心试验  $p-s$  曲线

Fig. 11 Load-displacement curves

根据试验参数建立有限元极限分析下限解分析模型, 将下限解结果和试验结果进行对比见表 1。下限解结果与模型试验的结果吻合良好, 下限解结果小于 API 规范结果, 且计算结果误差均在可接受范围, 验证了极限分析下限解的正确性。

表 1 结果对比

Table1 Comparison of results

试验结果/kPa	API/kPa	下限解/kPa
93	104.84	92.02

3 筒型基础承载特性分析

3.1 下限分析模型的建立

以海上风电筒型基础作为主要研究对象, 基础外径  $D = 10 \text{ m}$ , 侧壁壁厚  $t_s = 0.01 \text{ m}$ 。研究不同筒裙长度  $d$  筒型基础的承载特性, 主要针对长径比  $d/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.5$  和 2 的基础进行分析。为降低边界效应, 对土体模型的尺寸进行灵敏度分析, 确定土体直径取  $D_{soil} = 2.5D$ , 土体高度  $d_{soil} = 3D + d$ , 网格加密形式及模型示意图见图 12。

利用基础横截面积  $S$  和筒端处土体不排水土强度  $s_{u0}$  对地基竖向承载力  $V_{ult}$  进行了无量纲化处理得到

$N_{cV}$ , 即

$$N_{cV} = V_{ult} / S \cdot s_{u0} \quad (23)$$

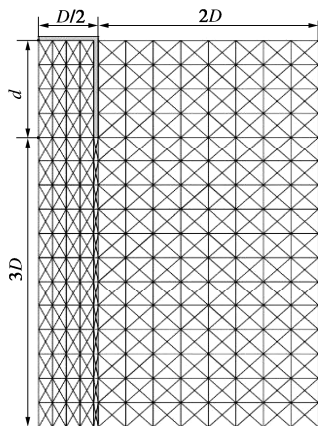


图 12 筒型基础下限分析网格示意图

Fig. 12 Meshes for lower bound analysis of bucket foundation

### 3.2 土体强度变化对竖向承载力的影响

大量现场原位测试结果表明, 对于大部分的正常固结土及超固结土而言, 其不排水抗剪强度随埋深的增加而呈近似的线性增长趋势, 假设黏土的不排水剪切强度随深度呈线性变化:  $s_{uz} = s_{um} + kz$ 。其中  $k$  为土体强度随深度的增长系数,  $s_{um}$  为泥面处土体的不排水抗剪强度,  $s_{uz}$  为地基深度为  $z$  处土体的不排水抗剪强度。

为得出均质土不排水抗剪强度  $s_u$  对筒型基础地基竖向极限承载力的影响, 针对  $s_u = 10 \sim 40$  kPa 的均质黏土地基进行计算, 分析模型中筒-土界面设置为完全粗糙接触, 计算结果如图 13 所示。

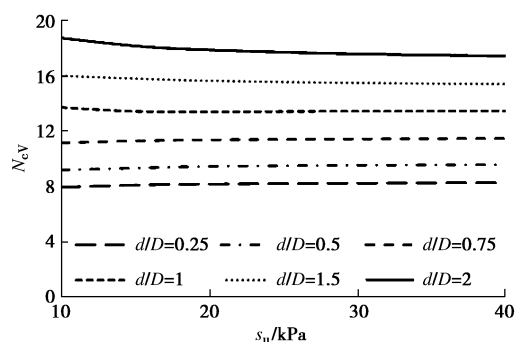


图 13 土体不排水强度对筒型基础竖向承载力的影响

Fig. 13 Effects of  $s_u$  on vertical bearing capacity of bucket foundation

由图 13 可知, 当  $d/D < 1$  时,  $N_{cV}$  增长曲线随土体强度增长近似水平, 故认为在此范围内筒型基础承载力与  $s_u$  无关; 而当  $d/D > 1$  时,  $N_{cV}$  随强度增长有较为轻微下降趋势。总体来看, 对于长径比较大的筒型基础  $N_{cV}$  虽随  $s_u$  增长而略有降低, 但结合现有筒型基

础工程实际情况, 此部分降低可忽略。

为得出非均质土体沿深度方向强度不均匀性对筒型基础竖向承载力的影响, 针对  $s_{um} = 4$  kPa 及  $s_{um} = 40$  kPa 且  $k$  均为  $0 \sim 2$  的地基进行了下限解求解, 计算结果如图 14 所示。引入不同土体强度线性增长梯度下筒型基础地基竖向极限承载力与均质土体 ( $k=0$ ) 条件下承载力的比值  $\eta_k$  来评估土体  $k$  增长对筒型基础地基极限承载力的增益。 $\eta_k$  定义如下:

$$\eta_k = \frac{V_{ult}(k)}{V_{ult}(k=0)} \quad (24)$$

由图 14 可知, 当  $s_{um} = 4$  时, 随着土体强度增长梯度  $k$  由 0 增长至 2,  $\eta_k$  增长约 120%~410%; 当  $s_{um} = 40$  时, 随着土体强度增长梯度  $k$  由 0 增长至 2,  $\eta_k$  增长约 2%~35%, 不同长径比筒型基础  $V_{ult}$  皆随  $k$  增长而不同程度的线性增加。单独考虑土体参量  $s_{um}$  或  $k$  时, 无法通过  $N_{cV}$  来表征竖向承载力特性。为使承载力系数具有普适性, 通过无量纲参数  $\kappa$  来定量表征土体强度沿深度方向不均匀性, 定义  $\kappa = kD/s_{um}$ , 计算时  $k$  和  $D$  固定不变, 通过改变  $s_{um}$  来改变  $\kappa$ 。针对  $\kappa = 0.5, 2, 3, 5, 10, 20$  的非均质饱和黏土地基进行讨论, 计算结果如图 15 所示。

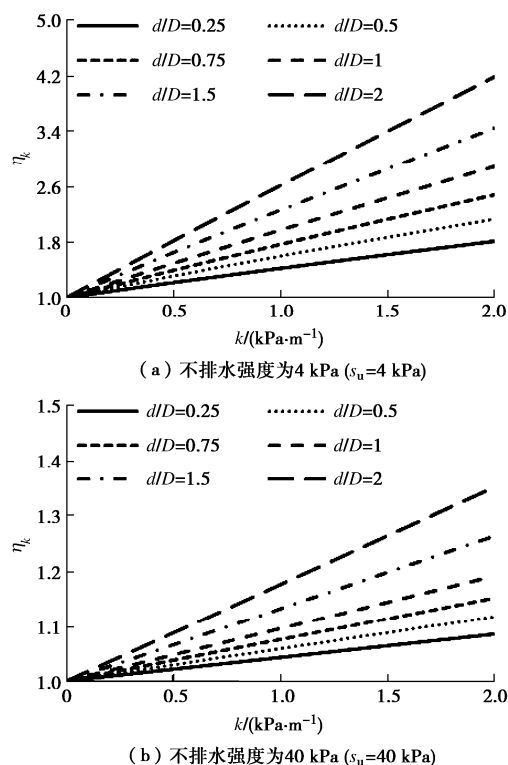


图 14  $k$  对筒型基础竖向承载力影响

Fig. 14 Effects of  $k$  on vertical bearing capacity of bucket foundation

如图 15 所示,  $N_{cV}$  随  $\kappa$  的增加而减小。因为  $\kappa$  越高意味沿裙板上平均强度越低, 筒壁侧摩阻发挥较低,

所以其承载力增长率比基础端部土体强度的增长率  
低, 从而使  $N_{cv}$  降低。

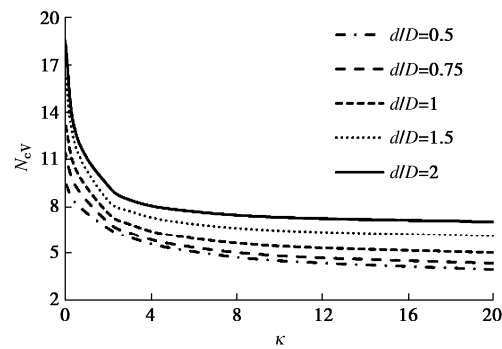


图 15  $\kappa$  对筒型基础竖向承载力的影响

Fig. 15 Effects of  $\kappa$  on vertical bearing capacity of bucket foundation

3.3 长径比对筒型基础竖向极限承载力的影响

对均质土中长径比为 0.5~2 的筒型基础地基承载力进行计算, 得到其地基承载力随长径比增长的变化, 结果如图 16 所示。

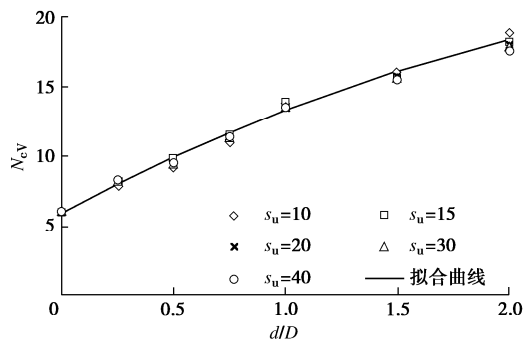


图 16 不同长径比的筒型基础在均质土中的承载特性

Fig. 16 Vertical bearing capacities of bucket foundation with different length diameter ratios in homogeneous soils

由图 16 可知, 均质土中筒型基础承载力系数  $N_{cv}$  增长率随  $d/D$  增大呈现非线性增长趋势, 且规律随土体强度变化并未发生改变。将均质土中筒型基础地基竖向承载力系数  $N_{cv}$  随土体不排水抗剪强度  $s_u$  及长径比  $d/D$  的变化规律拟合为

$$N_{cv}(\kappa=0)=5.91+8.41\left(\frac{d}{D}\right)-1.12\left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (25)$$

对于强度沿深度线性增加黏土地基, 选取  $\kappa=0.5, 2, 3, 5, 10, 20$  对不同长径比筒型基础地基竖向承载力进行分析, 得到  $N_{cv}$  随长径比增长的变化规律, 结果如图 17 所示。

由图 17 可知, 对于强度沿深度线性增加的土体,  $N_{cv}$  随  $d/D$  的增长而增大。将筒型基础地基竖向承载力系数  $N_{cv}$  随土体强度沿深度不均匀性  $\kappa$  及长径比  $d/D$  的变化关系可采用公式 (26) 进行拟合, 由图 17 可知, 拟合结果良好。

$$N_{cv}(\kappa)=3.22+2.02\left(\frac{d}{D}\right)+6.05e^{-0.45\kappa} \quad (26)$$

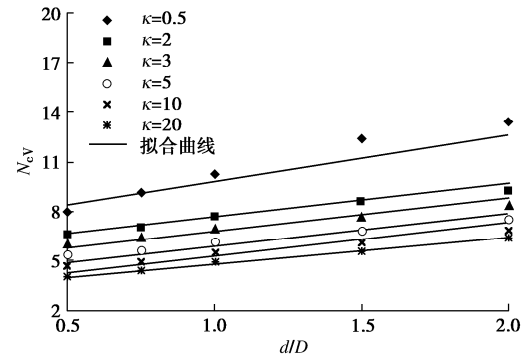
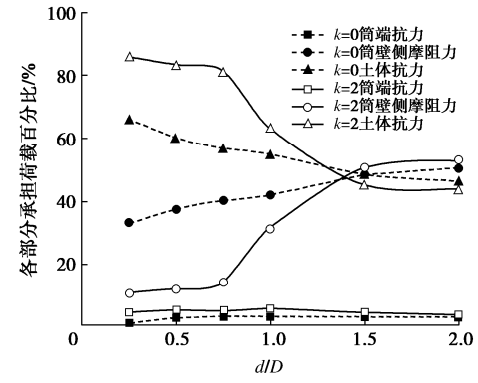


图 17 不同长径比筒型基础在非均质土中的承载特性

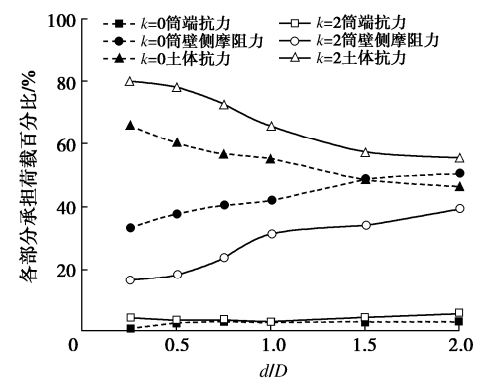
Fig. 17 Vertical bearing capacities of bucket foundation with

different length diameter ratios in nonhomogenous soil

为探究筒型基础不同部分对地基承载力的贡献率随长径比的变化, 分别计算不同土体强度 ( $s_{um}=10$  kPa,  $s_{um}=40$  kPa) 及不同土体强度线性增长梯度  $k$  ( $k=0, 2$ ) 条件下不同长径比的筒型基础地基竖向承载力, 提取极限状态下筒壁内、外侧摩阻力, 筒顶抗力及筒端处抗力。考虑到荷载情况仅为竖向荷载, 筒内壁与土体接触良好, 认为土体抗力为筒顶抗力和筒内壁摩阻之和, 分析各部分在地基竖向承载力中占比, 结果绘制于图 18。



(a)  $s_{um}=10$  kPa



(b)  $s_{um}=40$  kPa

图 18 筒基各部分承担荷载比例随长径比的变化

Fig. 18 Variation of loading ratio in different parts of bucket foundations with  $d/D$

由图 18 可知,在不同土体强度条件下,随着基础长径比的增加,筒端抗力贡献率稳定在 10%以下,土体抗力的贡献率逐渐降低,筒壁外侧摩阻逐渐增大。分析原因认为,随  $d/D$  的增加,筒土接触面积逐步增大,外侧摩阻增长显著,筒端处虽应力较高,但由于筒壁较薄,故对承载力贡献率不高。在相同长径比条件下,随  $\kappa$  增大,土体抗力的贡献率逐步增加。由于  $\kappa$  越高意味着筒端下方参与承载的土体强度越高,筒端以上和筒壁接触的土体强度相对较弱,无法有效地为筒壁-土接触面提供剪切力,故而筒壁外侧摩阻的增长相对较低。

### 3.4 $\alpha_{fi}$ 沿筒壁分布规律

为探究土体达到极限承载状态时筒外壁-土界面接触强度折减程度沿深度方向的实际分布规律,以均质土 ( $s_{um}=10$  kPa,  $k=0$ , 即  $\kappa=0$ ) 和强度随深度线性增长黏土 ( $s_{um}=10$  kPa,  $k=2$ , 即  $\kappa=2$ ) 地基为例,计算筒外壁-土间完全粗糙接触条件下的地基竖向承载力。提取极限竖向荷载状态下筒外壁-土界面切向抗剪强度  $\tau_{fi}$  及应力点处不排水抗剪强度  $s_{ui}$ , 参考式 (9) 进行归一化处理, 即  $\alpha_{fi} = \tau_{fi} / s_{ui}$ , 计算结果如图 19 所示。

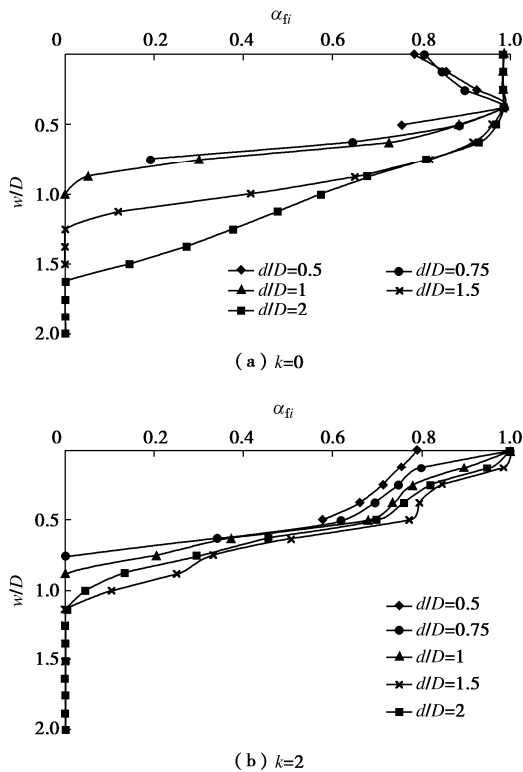


图 19  $\alpha_{fi}$  沿深度分布规律

Fig. 19 Distribution laws of  $\alpha_{fi}$  along depth

图 19 中纵坐标  $w/D$  为应力点距筒顶的距离  $w$  与筒径  $D$  之比。分析可知, 极限状态时, 尽管筒外壁-土间接触关系设定为完全粗糙,  $\alpha_{fi}$  沿深度分布也并非定值。

均质土中, 筒壁上部  $w/D=0\sim 0.5$  范围内,  $d/D < 1$  的筒型基础  $\alpha_{fi}$  随深度增加而增大,  $d/D > 1$  的筒型基

础筒壁侧摩阻力不变且  $\alpha_{fi}$  近似等于 1。而当  $w/D > 0.5$ , 随着应力点靠近筒端  $\alpha_{fi}$  逐渐减小。

对于强度沿深度线性增长的黏土地基,  $\alpha_{fi}$  随深度增长而降低,  $w/D=0\sim 0.5$  范围内降低速率较小, 而距筒顶  $0.5D$  后  $\alpha_{fi}$  开始加速降低。对于同一深度的筒壁上各应力点, 强度线性增长黏土中  $\alpha_{fi}$  均小于均质土, 因此, 对于黏土地基, 筒壁-土界面处土体不排水抗剪强度越高,  $\alpha_{fi}$  越小。

### 3.5 $\alpha_{fi}$ 对筒型基础地基竖向承载力的影响

以均质土 ( $\kappa=0$ ) 和强度沿深度线性增长的黏土地基 ( $\kappa=20$ ) 为例, 计算不同  $\alpha_{fi}$  的筒型基础地基竖向承载力, 结果绘制于图 20。

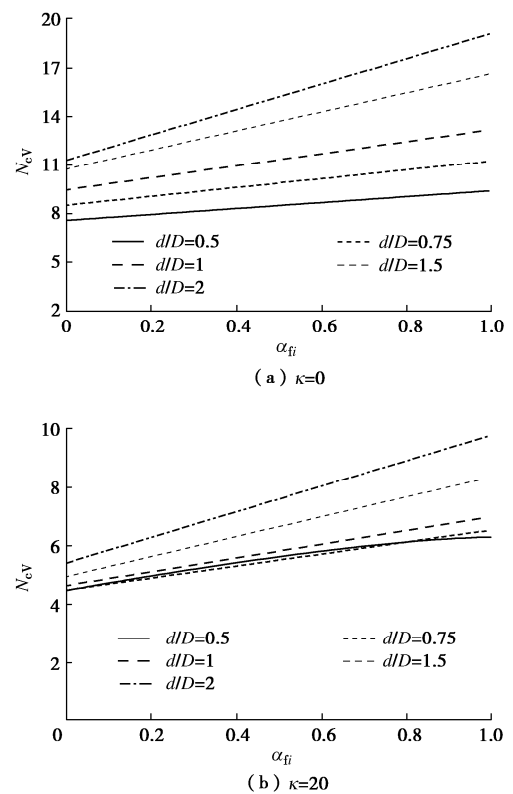


图 20  $\alpha_{fi}$  对筒型基础竖向承载力的影响

Fig. 20 Effects of  $\alpha_{fi}$  on vertical bearing capacity of bucket foundation

由图 20 可知, 对于均质黏土和强度随深度线性增长的黏土地基,  $N_{cv}$  均随  $\alpha_{fi}$  的增大而增大, 并且长径比大的筒型基础  $N_{cv}$  增率更为显著。其原因在于长径比大的筒型基础筒外壁-土接触面积更大, 筒外壁侧摩阻对承载力的贡献也更大。

综合考虑土体不均匀性  $\kappa$ 、筒型基础长径比  $d/D$  和筒外壁-土界面接触强度折减系数  $\alpha_{fi}$  的影响, 均质黏土及强度沿深度线性增长的黏土地基中筒型基础地基竖向承载力下限解可拟合为

$$N_{cv(\kappa=0)} = \left( 0.72 + 0.35\alpha_{fi} - 0.07 \frac{d}{D} \right).$$



$$\left[ 5.91 + 8.41 \frac{d}{D} - 1.12 \frac{d^2}{D} \right], \quad (27)$$

$$N_{cV}(\kappa) = \left( 0.79 + 0.29\alpha_f - 0.07 \frac{d}{D} \right) \cdot \left[ 3.22 + 2.02 \frac{d}{D} + 6.05e^{-0.45\kappa} \right], \quad (28)$$

$$V_{ult(\kappa=0)} = N_{cV(\kappa=0)} \cdot A_{su}, \quad (29)$$

$$V_{ult(\kappa)} = N_{cV(\kappa)} \cdot A_{su0}. \quad (30)$$

## 4 结 论

本文针对黏性土地基上筒型基础地基竖向承载力问题,采用轴对称有限元极限分析下限法进行分析,主要得到以下4点结论。

(1) 将筒型基础简化为轴对称模型并考虑筒-土间摩擦,求得了筒型基础地基竖向承载力下限解,并对计算结果进行了离心模型试验验证。

(2) 在饱和黏土地基中,筒型基础地基竖向承载力系数随土体强度不均匀系数的增大而减小,随筒型基础长径比增长而增长,并给出了拟合公式。

(3) 土体抗力和侧摩阻力是筒型基础主要承力部位,随长径比的增加或土体强度不均匀性的降低,土体抗力对承载力贡献率逐渐下降,侧壁摩阻贡献逐渐增长。

(4) 对于长径比小于1的筒型基础,筒外壁-土间侧摩阻力随深度呈现先增大后减小趋势;对于长径比大于1的筒型基础筒顶下0.5D范围内外壁侧摩阻发挥较高,而后随深度增加而逐渐降低至近筒端处趋于0。

## 参考文献:

- [1] HOULSBY G T, BYRON W. Byrne. Suction caisson foundations for offshore wind turbines and anemometer masts[J]. Wind Engineering, 2000, **24**(4): 249-255.
- [2] BYRNE B W, HOULSBY G T, MARTIN Cs, et al. Suction caisson foundations for offshore wind turbines[J]. Wind Engineering, 2002, **26**(3): 145-155.
- [3] FU D, GAUDIN C, TIAN Y, et al. Post-preload undrained uniaxial capacities of skirted circular foundations in clay[J]. Ocean Engineering, 2018, **147**: 355-369.
- [4] GOURVENEC S, BARNETT S. Undrained failure envelope for skirted foundations under general loading[J]. Géotechnique, 2011, **61**(3): 263-270.
- [5] GOURVENEC S, RANDOLPH M F. Consolidation beneath circular skirted foundations[J]. International Journal of Geomechanics, 2010, **10**(1): 22-29.
- [6] CHEN W, RANDOLPH M F. External radial stress changes and axial capacity for suction caissons in soft clay[J]. Géotechnique, 2007, **57**(6): 499-511.
- [7] 刘梅梅, 练继建, 杨敏, 等. 宽浅式筒型基础竖向承载力研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(2): 379-384. (LIU Meimei, LIAN Jijian, YANG Min, et al. Study on vertical bearing capacity of wide shallow tubular foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(2): 379-384. (in Chinese)).
- [8] HUNG L C, KIM S-R. Evaluation of undrained bearing capacities of bucket foundations under combined loads[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2014, **32**(1): 76-92.
- [9] VULPE C. Design method for the undrained capacity of skirted circular foundations under combined loading: Effect of deformable soil plug[J]. Géotechnique, 2015, **65**(8): 669-683.
- [10] MEHRAVAR M, HARIRECHE O, FARAMARZI A. Evaluation of undrained failure envelopes of caisson foundations under combined loading[J]. Applied Ocean Research, 2016, **59**: 129-137.
- [11] MANA D S K, GOURVENEC S, RANDOLPH M F. A numerical study of the vertical bearing capacity of skirted foundations[C]// Proc 2nd Int Symp Front Off Geotech (ISFOG). Perth, 2010.
- [12] SLOAN S W. Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1988, **12**: 61-77.
- [13] 闫澍旺, 李 嘉, 闫 玥, 等. 轴对称主动土压力问题的滑移线解[J]. 岩土力学, 2018, **39**(11): 4133-4141. (YAN Shuwang, LI Jia, YAN Yue, et al. A solution for axisymmetric active earth pressure by slip line method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(11): 4133-4141. (in Chinese)).
- [14] 陈广思. 海上风电宽浅式筒型基础地基承载力极限分析及试验研究[D]. 天津: 天津大学, 2014. (CHEN Guangsi. Ultimate Analysis and Experimental Study on Bearing Capacity of Offshore Wind Paver Wide and Shallow Bucket Foundation[D]. Tianjin: Tianjin University, 2014. (in Chinese)).
- [15] KHATRI V N, KUMAR J. Bearing capacity factor  $N_c$  under  $\phi=0$  condition for piles in clays[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2009, **33**(9): 1203-1225.