

DOI: 10.11779/CJGE201504014

粉砂中筒型基础沉贯过程筒-土作用机理试验研究

陈飞^{1,2}, 练继建¹, 马煜祥¹, 张杰¹, 卜同胜¹

(1. 天津大学水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072; 2. 水利部水利水电规划设计总院, 北京 100120)

摘要: 筒型基础沉贯安装是一项关键施工过程, 目前相关研究多集中在沉贯阻力与吸力的计算方法上, 而缺乏对沉贯过程筒-土作用机理研究。针对这一问题, 开展了粉砂中筒型基础沉贯试验, 得到了静压和吸力沉贯工况下筒壁内、外侧所受土压力发展变化规律。静压试验结果表明, 筒壁内侧所受土压力远大于外侧, 内侧土体挤压程度随下沉深度增加而增大, 外侧相反。吸力试验结果表明, 施加吸力时内侧土压力减小, 外侧土压力先增大后迅速减小至稳定值, 吸力产生的渗流可以大大减小端阻力与内侧摩阻力。试验结果还表明现有临界吸力计算公式是过于保守的, 并根据试验结果对现有计算所需吸力的方法进行了修正, 得到了一种更加准确的计算方法。

关键词: 吸力; 减阻; 贯入阻力; 筒壁土压力

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)04-0683-09

作者简介: 陈飞(1986-), 男, 博士, 主要从事水工、海上风电基础工程等方面的学习和研究。E-mail: feichen@tju.edu.cn。

Model tests on bucket-soil interaction during installation of bucket foundation in silt sand

CHEN Fei^{1,2}, LIAN Ji-jian¹, MA Yu-xiang¹, ZHANG Jie¹, BU Tong-sheng¹

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. General Institute of Water Resources and Hydropower Planning and Design, Beijing 100120, China)

Abstract: The installation of bucket foundation is a vital construction procedure. The existing relative studies have mainly focused on the methods for calculating the penetration resistance and required suction. However, the understanding of the soil-skirt interaction during the installation is not clear yet due to inadequate test data. Model tests on the installation of bucket foundation are carried out in silt sand. The inner and outer soil pressures on the skirt are measured under both jacking installation and suction installation conditions. The jacking test results show that the inner soil pressures on the skirt are much larger than the outer ones. The compaction extent of the inner sand grows with the increase of the penetration depth, which is contrary to that of the outer sand. The suction test results show that the inner soil pressures decrease dramatically when the suction is applied. The outer soil pressures, however, increase firstly and then fall down to stable values rapidly. The inner friction and tip resistance are greatly reduced due to the seepage effects. The test results also indicate that the existing critical suction is too conservative. Based on the test results, the existing prediction method for the required suction is modified and evaluated, and a more accurate method is obtained.

Key words: suction; resistance reduction; penetration resistance; soil pressure on skirt

0 引言

筒型基础作为一种新型的海洋平台基础形式, 具有适用范围广、海上施工时间短、可重复利用以及造价低等优点。近年来筒型基础也开始用作海上风电基础, 因其可以大大降低建安成本等优点, 故具有非常广阔的应用前景。沉贯安装是筒型基础施工过程中的关键步骤, 国内外工程已经证明, 部分筒型基础之所以失败, 多数是因为沉贯过程出现问题。能否顺利沉贯就位, 是限制筒型基础在海洋平台和海上风电领域

大规模应用的关键问题之一。

在黏性土中, 筒型基础贯入阻力较小, 且不存在渗流减阻作用, 因此沉贯机理比较简单^[1-2]。与黏性土中相比, 筒型基础在砂土中吸力沉贯机理非常复杂: 一方面, 吸力会在筒型基础周围土体中引发渗流, 减小沉贯阻力; 另一方面, 砂土中施加吸力过大, 会使

基金项目: 国家国际科技合作专项项目(2012DFA70490); 创新研究群体科学基金项目(51321065); 高等学校创新引智计划(B14012)
收稿日期: 2014-03-06

筒内土体发生渗透破坏,甚至造成沉贯失败。针对筒型基础在砂土中沉贯安装,国内外已经开展了大量的数值模拟和试验研究。Feld^[3]、Ibsen 等^[4]、Erbrich 等^[5]、练继建等^[6]利用数值模型分析了引起渗透破坏的条件,以出口水力梯度为控制条件建立了临界吸力计算公式,被广泛应用于筒型基础沉贯施工和设计;朱斌等开展了吸力式筒型基础大比尺模型试验,研究其在粉土中沉贯及抗拔特性^[7];李大勇等通过模型试验得出了吸力锚中粗砂中沉贯时的最佳试验条件,直观展示了“土塞”和“水塞”的形成过程^[8];丁红岩等开展了不同土质中吸力锚的沉贯模型试验,认为土塞高度与吸力锚下沉深度有关,沉贯过程中应控制吸力,避免土塞或渗透破坏^[1];杨少丽等在均质粉土中进行了一系列桶基室内沉贯模型试验,发现桶内土体孔隙增加,体积膨胀^[9];Tran 通过砂土中筒型基础沉贯离心试验,得到了砂土中水力梯度发展变化规律,并认为没有必要限制吸力大小^[10]。如上所述,已有研究多集中在沉贯阻力与所需吸力及其计算方法上,而对沉贯过程中筒-土相互作用机理研究相对较少,筒-土作用恰是研究筒壁贯入和渗流减阻的基础,因此开展筒-土作用机理研究是非常有必要的。

随着中国海上风电开发进程加快,多个海上风电场已进入规划和建设阶段,筒型基础非常适合作海上风机基础^[3,11]。粉土或粉砂地基在这些风电场海域比较常见^[12],而粉砂地基中吸力筒型基础的试验研究成果较少。针对在粉砂沉贯过程中的筒-土作用,开展了模型试验研究,拟解决的主要问题如下:分析静压和吸力沉贯过程中筒-土作用,并根据静压与吸力结果对比研究吸力减阻机理,最后根据试验结果评估已有阻力和吸力的计算方法。

1 试验装置与试验内容

1.1 试验用砂与试验模型

在试验平台土池内配置和养护了 4 m×4 m×2 m 的均质砂土,砂土级配曲线如图 1 所示,砂土主要由细砂颗粒(粒径:0.075~0.25 mm)和粉粒(粒径:0.05~0.075 mm)构成,分别占总重量的 76%和 17%。砂土养护时,使用振捣棒将砂土进行充分振捣,充分释放其中气体,并使土质均匀密实。然后静置养护 60 d,养护过程中,砂土始终处于水面以下。砂土在自重作用下充分沉降固结,最终深度为 2.0 m,水面高于土面 0.15 m。测得其相对密实度为 0.61,孔隙比为 0.75,内摩擦角为 30.2°,含水率 25%,重度为 19.0 kN/m³。另外,在砂土中进行了 4 次静力触探试验,探头截面积为 10 cm²,锥尖贯入阻力(q_c)见图 2。

试验模型为钢质圆筒,模型直径为 50 cm,筒壁高度为 50 cm,壁厚为 1 cm,模型质量为 113.5 kg。筒壁上对称布置两列土压力传感器,受力面分别朝向筒内侧和外侧,如图 3 所示。传感器沿轴向等距(12 cm)分布,采用嵌入式安装,受力面与筒壁平滑连接。内侧传感器由上向下依次记为 I-1、I-2、I-3、I-4,外侧记为 O-1、O-2、O-3、O-4。

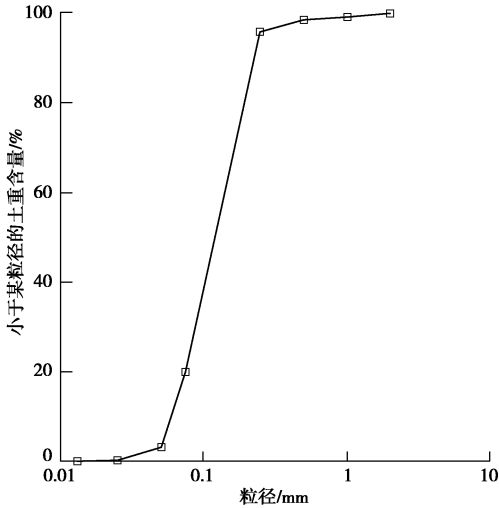


图 1 砂土级配曲线
Fig. 1 Grading curve for sand

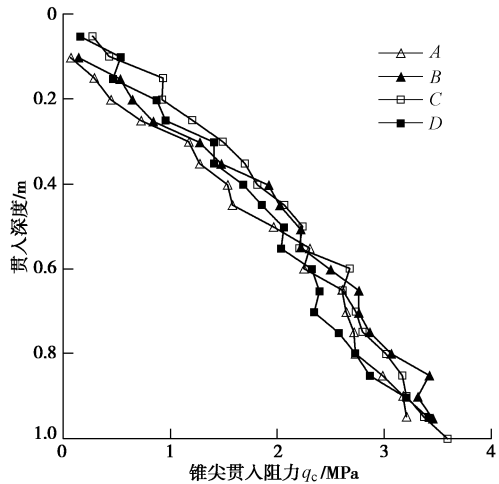


图 2 锥尖贯入阻力
Fig. 2 Cone resistance

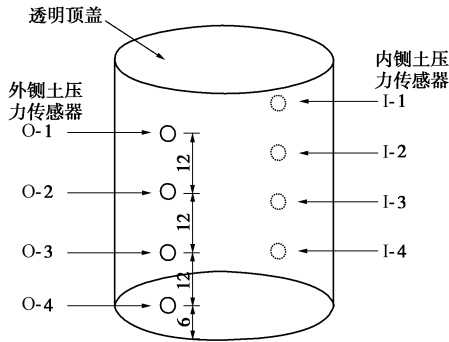


图 3 土压力传感器布置示意图
Fig. 3 Diagram of placement of soil pressure sensors

1.2 试验方法与步骤

试验包括静压沉贯和吸力沉贯两种工况，如表 1 中所示。其中，开展静压试验的目的主要是为了得到未减阻时的筒-土作用情况，研究未减阻时的贯入阻力特性，并与吸力工况进行比较，研究吸力减阻机理。在静压试验中，静压压力由反力梁和液压缸提供，如图 4（a）所示。液压缸与试验模型之间布置称重式压力传感器，测量液压系统施加的顶推力。在吸力试验中，试验模型和真空泵之间设置真空调节罐，起稳定吸力的作用，见图 4（b）；模型顶盖布置真空传感器，量测筒内吸力值。另外，在模型顶盖上布置拉杆式位移传感器，测量模型位移；布置倾角仪，记录倾斜角度，如图 4（c）所示。

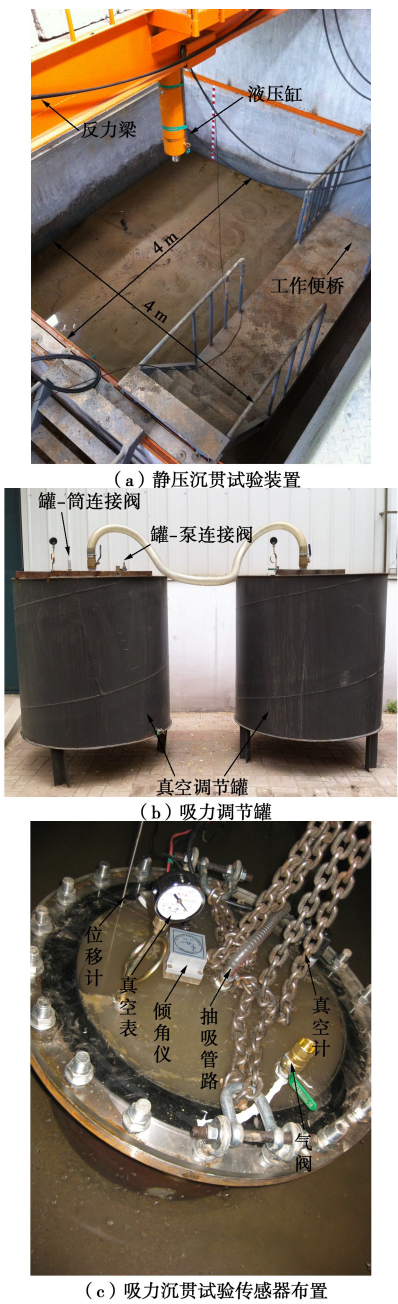


图 4 试验装置与传感器布置
Fig. 4 Equipment and layout of sensors

在静压试验中，试验模型顶盖排气孔始终处于开启状态。第一阶段模型在自重（113.5 kg）作用下沉贯稳定，第二阶段在液压推力作用下继续下沉。在吸力工况第一阶段，顶盖排气孔开启，模型在自重（113.5 kg）和配重（75 kg）作用下沉贯稳定。第二阶段，利用真空泵与真空调节罐逐级加载，即：先使用真空泵抽吸吸力调节罐内部空气，使得吸力调节罐内部达到预定的真空度，然后关闭真空泵，打开调节罐与试验模型的连接阀路。由于真空调节罐的体积远大于试验模型体积，并且调节阀采取部分开启，试验模型内部可迅速形成稳定持续的吸力值。待模型在稳定吸力的作用下沉贯稳定后，关闭管路调节阀，吸力快速消散。重复上述步骤，施加下一级稳定吸力，直至模型沉贯就位。

表 1 试验内容

| Table 1 Outline of model tests | | | | |
|--------------------------------|----|-----------|-----------------------------|------------------------|
| 模型直径 /m | 工况 | 代号 | 下沉速度 /(cm·s ⁻¹) | 试验阶段 |
| 0.5 | 1 | Ja-Pene-1 | 0.2 | 第一阶段：自重下沉 第二阶段：静压贯入 |
| | 1 | Ja-Pene-2 | 0.1 | 第一阶段：自重下沉 第二阶段：静压贯入 |
| | 2 | Su-Pene-3 | — | 第一阶段：自重下沉 第二阶段：吸力贯入 |

2 试验结果

2.1 静压沉贯试验

(1) 筒壁内、外侧土压力

在 Ja-Pene-1 中，模型在自重作用下下沉约 9 cm，在液压作用下以 0.2 cm/s 的速度均匀下沉 41 cm，总下沉深度 50 cm，模型倾斜角度缓慢增长至 0.65°；在 Ja-Pene-2 中，模型在第一阶段下沉约 9 cm，在液压作用下以 0.1 cm/s 的速度均匀下沉 41 cm，总下沉深度 50 cm，模型倾斜角度缓慢增至 0.55°。静压试验过程中，内、外侧土面均保持相同高度。

图 5（a）、5（b）所示分别为 Ja-Pene-1 中内外侧土压力实测结果。可以看出筒壁内、外侧受到的土压力均随入土深度增加而迅速增大，并且内侧土压力增长速度明显快于外侧，同一深度处的内侧土压力远大于外侧。

以 p 表示传感器量测的总压力， p' 表示相应的有效压力，考虑到砂土的渗流系数较大，透水性好，并且模型下沉速度非常缓慢，故下沉过程中砂土中产生的超孔隙水压力能快速消散，故有下式：

$$p' = p - \gamma_w \cdot z。$$
 (1)

在此定义无量纲系数 K 来表示土体与筒壁之间的

挤压程度， K 为深度 z 处的有效土压力与竖向自重有效应力的比值，即

$$K = p' / (\gamma' \cdot z), \tag{2}$$

式中， γ_w 为水的重度， K 为土体挤压程度系数， $\gamma' \cdot z$ 为深度为 z 处的竖向有效自重应力， γ' 为土体浮重度。

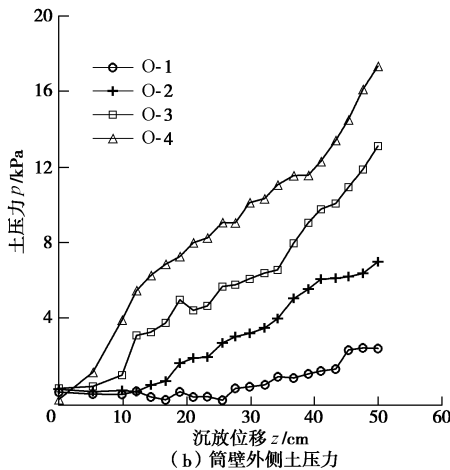
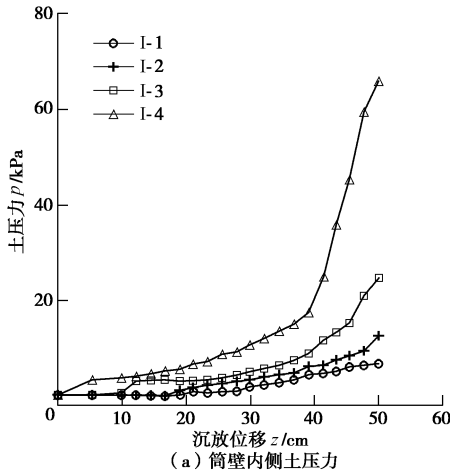


图 5 土压力变化曲线

Fig. 5 Curves of inner soil pressure in Ja-Pene-1

图 6 (a)、6 (b) 分别为筒壁内、外侧土体挤压程度系数 K 随下沉深度的变化情况。可以看出，内外侧土压力呈现截然不同的变化趋势，内侧比值 K_I 随下沉深度近似线性增长；而外侧比值 K_O 逐渐减小。说明筒壁内侧一点与土体之间的挤压程度是随下沉深度增大的，并且在某一下沉深度时，下侧挤压程度比上侧大，筒壁外侧一点与土体之间的挤压程度是随下沉深度逐渐减小的，并且在某一下沉深度时，下侧挤压程度比上侧小。造成上述内外侧差别的原因是筒壁对内侧土体侧向位移的约束作用，使得内侧土塞内应力水平不断增大。

(2) 沉贯阻力与预测

试验模型在静压下沉过程中保持匀速，因此在竖向上满足受力平衡：

$$G' + F = R = R_f + R_t, \tag{3}$$

式中， G 为模型自重，水中部分以浮重度计入， F 为液压作用力， R 为沉贯阻力，包括侧壁摩阻力 R_f 和端阻力 R_t 。

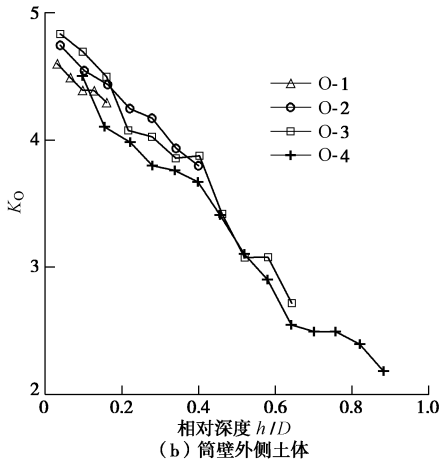
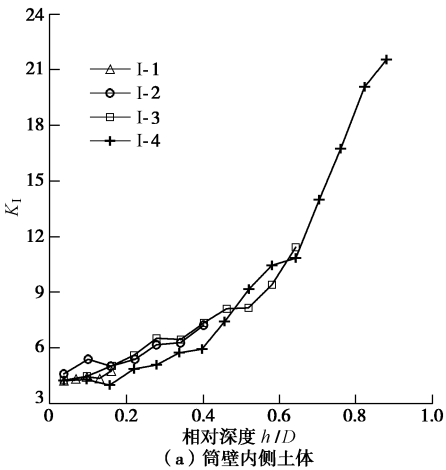


图 6 挤压程度系数 K

Fig. 6 Curves of compaction extent of sand

将模型自重与压力传感器实测数据代入式 (3)，可以得到模型的沉贯阻力变化曲线，如图 7 所示。从图 7 中可以看出，沉贯阻力随下沉深度非线性增长，当相对沉深 z/D 小于 0.7 时，沉贯阻力增长速度逐渐增大；当 z/D 超过 0.7 时，沉贯阻力增速趋于稳定，近似线性增长。从图中还可以看出，Ja-Pene-1 与 Ja-Pene-2 中下沉阻力非常接近，说明静压下沉阻力对 1~2 mm/s 范围内的沉速变化并不敏感。

根据摩擦定理，沉贯过程中筒壁所受摩阻力与土压力成正比，因此可以根据土压力值和摩擦系数按下式求得摩阻力：

$$R_{fI} = \sum_{i=1}^4 p'_{Ii} \cdot \mu \cdot A_{Ii}, \tag{4a}$$

$$R_{fO} = \sum_{i=1}^4 p'_{Oi} \cdot \mu \cdot A_{Oi}. \tag{4b}$$

式中 R_{fI} 和 R_{fO} 分别表示内侧和外侧摩阻力； μ 表示

砂土与筒壁的摩擦系数, 根据 API 规范取 $\mu=0.466^{[13]}$; A_i 和 A_o 分别表示内、外侧土压力传感器所代表的筒壁面积: $A_i=\pi D_i B$, $A_o=\pi D_o B$, D_i 与 D_o 分别表示模型内、外直径, $B=0.12$ m, A_i 与 A_o 根据入土深度细微调整。

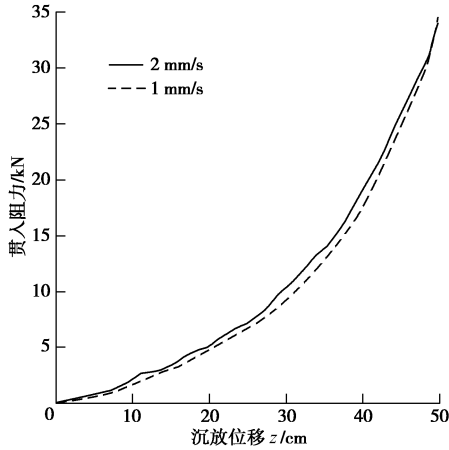


图7 模型静压贯入阻力

Fig. 7 Penetration resistance in jacking tests

图8(a)所示即为根据上述方法计算得到的内、外侧摩阻力发展变化曲线。然后将侧摩阻力代入式(3), 通过总阻力与侧摩阻力作差计算可得端阻力变化曲线, 如图8(b)所示。从图8中可以看出, 端阻力值远大于侧摩阻力值, 端阻力在总静压阻力中起主要作用, 内侧摩阻力大于外侧摩阻力。

预测沉贯阻力的方法主要有两种: 一种是基于基础承载力理论的预测方法, 该方法涉及参数较多, 难于应用到工程实际^[14]。另一种是基于静压贯入试验的预测方法, 该方法将摩阻力与端阻力与锥尖贯入阻力 q_c 建立关系^[15-16], 计算公式如下:

$$R = \pi D_i \int_0^z k_f q_c(l) dz + \pi D_o \int_0^z k_f q_c(l) dz + \pi D t k_p q_c \quad (5)$$

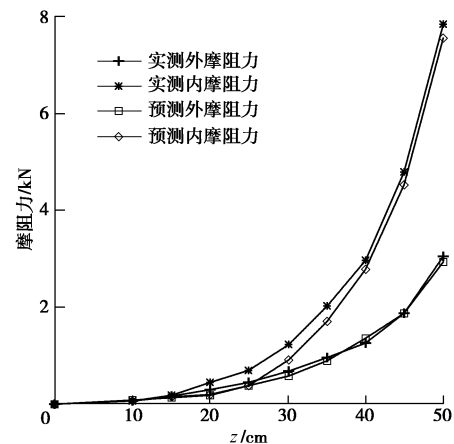
式中, t 为筒壁厚度, k_f , k_p 分别为侧摩阻力和端阻力系数。根据沉贯阻力和锥尖阻力试验结果, 按照上述基于静压贯入试验的预测方法试算反推阻力系数, 计算结果如图8中所示。图8(a)所示为当 $k_p=1.05$ 时的预测端阻力与实测端阻力比较情况, 可以看出, 当 $k_p=1.05$ 时, 预测结果与实测结果吻合良好。 $k_p=1.05$ 与 Lehané 静压沉桩试验所得结果以及 UWA-05 方法推荐值 $k_p=1.0$ 非常接近^[17-18]。 $k_p=1.05$ 大于 DNV 规范计算裙板基础阻力时推荐的 $k_p=0.6$, 这是由于试验模型下沉时筒内产生土塞造成的, 端部土体被挤密, k_p 增大。

图8(b)所示为当 $k_f=0.0035$ 时的预测外侧摩阻力与实测值比较情况, 可以看出, 当 $k_f=0.0035$ 时, 外侧摩阻力预测结果与实测结果吻合良好。试验所得 $k_f=0.0035$ 略大于与 DNV 规范推荐值 $k_f=0.003$ 。至于

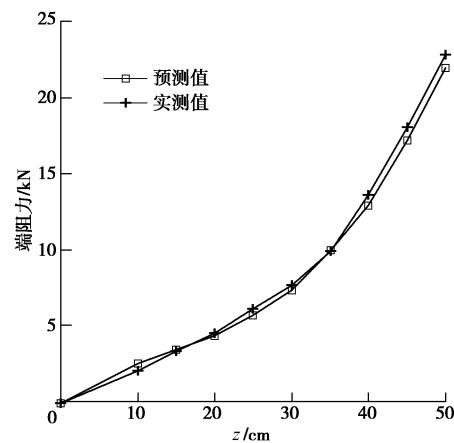
内侧摩阻力, 从图5, 6中可以看出, 内侧土压力远大于外侧土压力, 即筒内侧形成土塞, 故在此按静压桩贯入阻力预测方法来预测内侧摩阻力。在此方法中, 内侧摩阻力 R_{fi} 转化为土塞端阻力 Q_{plug} :

$$R_{fi} = Q_{plug} = \frac{1}{4} \pi D_i^2 \frac{q_{plug}}{q_c} q_c \quad (6)$$

根据试验观测, 内外侧土体始终处于同一高度, 因此土塞高度增长率 (IFR) 始终为 1.0。内侧摩阻力试算结果见图8(b), 可以看出, 当 $q_{plug}/q_c=0.09$ 时, 预测结果与实测结果吻合良好, q_{plug}/q_c 与 Liu 等静压沉桩试验所得结果 ($q_{plug}/q_c=0.1$, IFR=1.0) 非常接近^[19]。



(a) 摩阻力实测值与预测值



(b) 端阻力实测值与预测值

图8 摩阻力、端阻力与及其预测值

Fig. 8 Tip resistances, frictions and predicted results

2.2 吸力沉贯试验

(1) 土压力

图9所示为吸力试验 Su-Pene-3 中, 施加吸力与沉贯位移随时间发展变化曲线。从图中可以看出, 模型首先在自重与配重作用下下沉约 16.5 cm; 在第二阶段, 共施加五级稳定吸力, 吸力大小分别为 3.0, 4.0, 5.5, 7.0, 8.5 kPa, 模型分别下沉 2.3, 4.4, 6.7, 9.0, 8.6 cm, 总下沉深度为 47.5 cm。模型沉贯姿态良好,

倾斜角度始终处于 $0.5^{\circ} \sim 0.8^{\circ}$ 。

图 10 所示为土压力变化曲线,可以看出内外侧土压力呈现出截然不同的变化趋势。

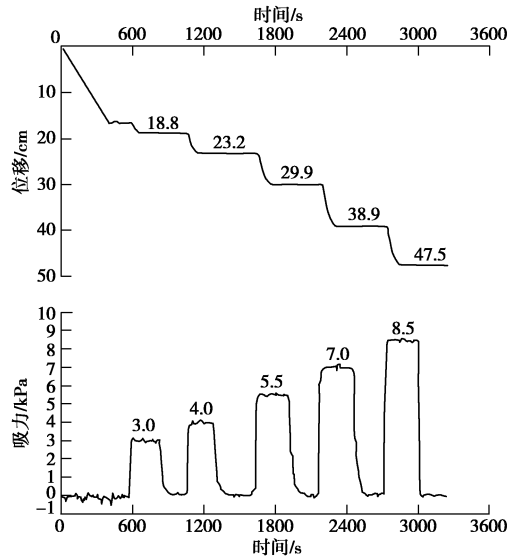


图 9 施加吸力与沉贯位移

Fig. 9 Applied suctions and penetrations in Su-Pene-3

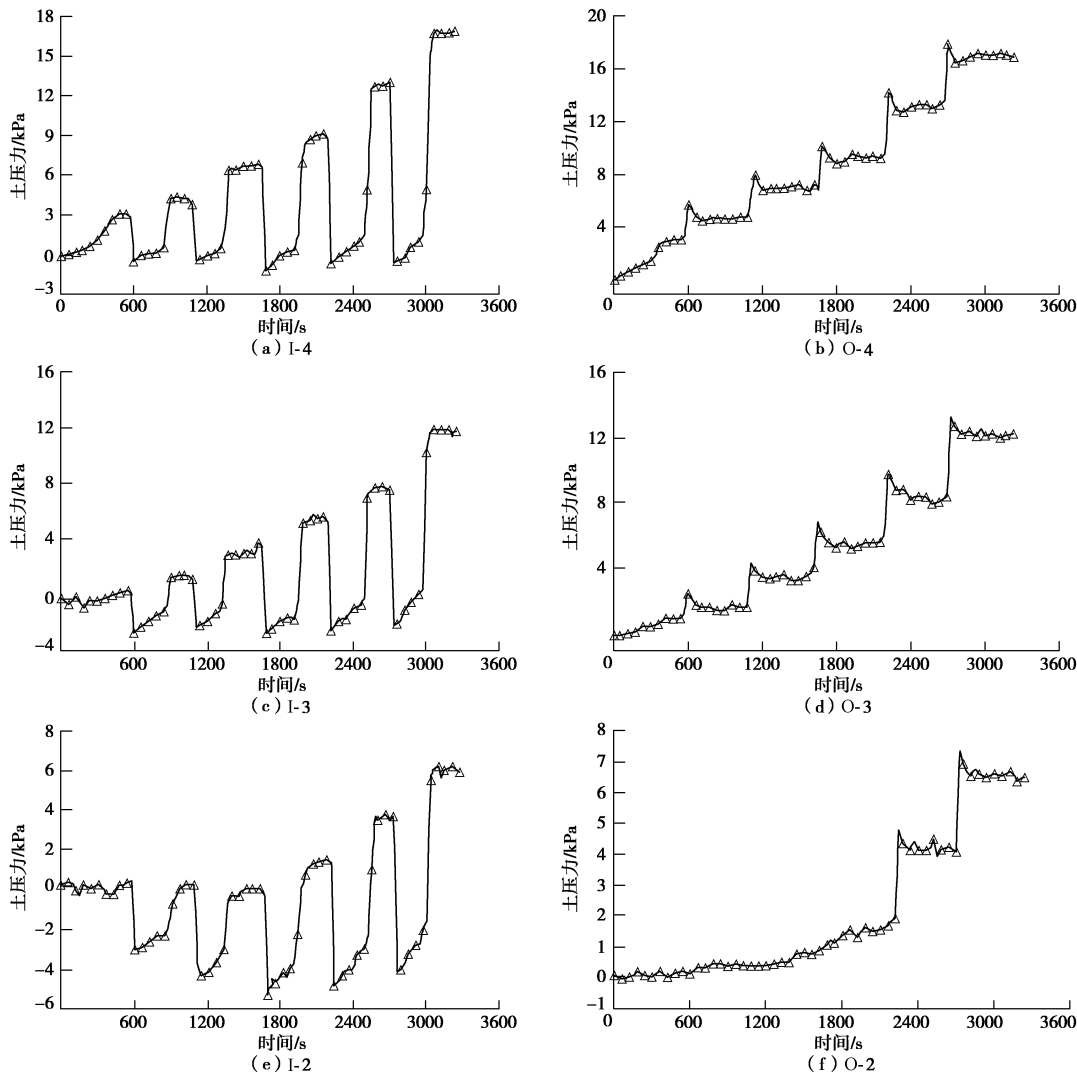
当施加吸力时,内侧土压力迅速减小,然后随下沉深度的增加缓慢增长,直至下沉稳定;停止施加吸力后,内侧土压力迅速增大;内侧土压力远小于静压试验中同深度处土压力。外侧土压力在施加吸力后,先增大后又迅速减小,然后随下沉深度的增加缓慢增长,直至下沉稳定;停止施加吸力后,外侧土压力几乎不变;外侧土压力与静压试验中同深度处土压力几乎相同。这说明,吸力引发的渗流效应能大幅减小内侧土压力,而外侧土压力几乎不变。

(2) 减阻效应

根据实测吸力值、模型自重及土压力值,可按下式计算得到稳定吸力作用时的沉贯阻力

$$R = G' + \frac{1}{4} \pi D_1^2 S \quad (7)$$

然后根据式 (4) 可进一步得到内、外侧摩阻力和端阻力,为研究减阻效应,将吸力阻力与静压阻力进行比较。比较结果如图 11 中所示,土中横坐标为相对沉深 z/D , 纵坐标为吸力沉贯阻力与相同沉深时静压阻力的比值。由图 11 中可以看出:



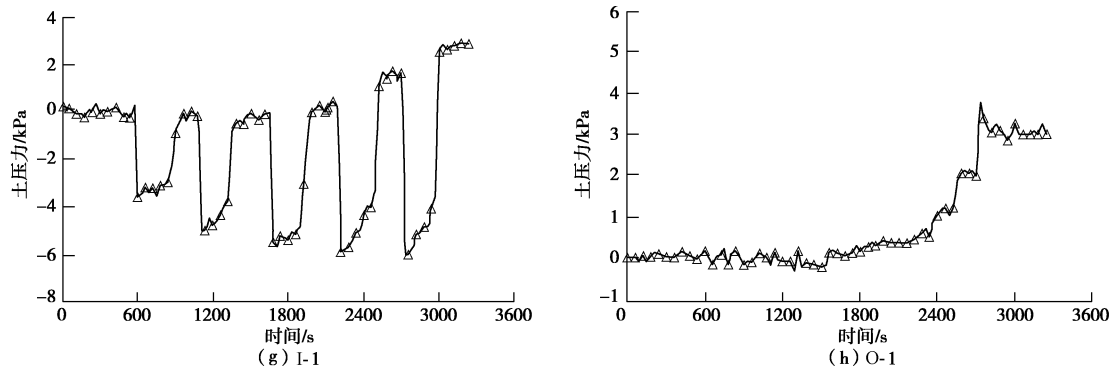


图10 土压力变化曲线

Fig. 10 Curves of soil pressures in Su-Pene-3

a) 在各级稳定吸力作用下试验模型下沉稳定时, 总阻力分别变为静压阻力的 32.1%, 24.5%, 18.9%, 13.3%和 8.6%, 试验中渗流减阻效果非常明显。

b) 内侧摩阻力和端阻力的吸力值与静压值之比都接近零, 说明二者的渗流减阻效果非常明显, 阻力几乎完全消失。

c) 外侧摩阻力的吸力值与静压值之比始终约等于 1.0, 说明外侧摩阻力基本不受吸力和渗流影响。

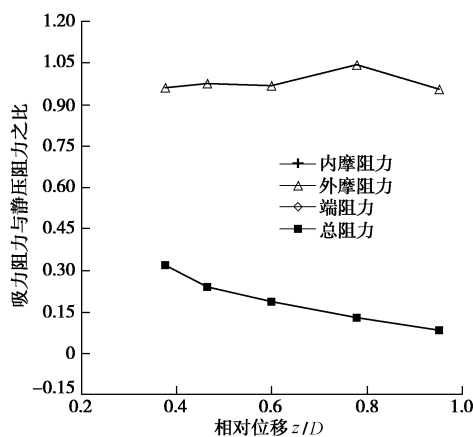


图11 静压阻力与吸力阻力比值

Fig. 11 Ratios of jacked resistance to suction resistance

(3) 比较与讨论

在施加吸力时, 应防止发生管涌等渗透破坏。根据前人研究结果, 施加吸力不得超过临界吸力 (S_{crit}), 否则会发生渗透破坏, 并利用数值方法计算得到了 S_{crit} 的计算公式, 如 Senders 等推荐临界吸力计算公式^[16]:

$$\frac{S_{crit}}{\gamma' D} = \left\{ \pi - \arctan \left[5 \left(L/D \right)^{0.85} \right] \left(2 - \frac{2}{\pi} \right) \right\} \frac{z}{D} \quad (8)$$

Senders 等还推荐了沉贯所需吸力 S_{req} 的计算公式^[16]:

$$S_{req} = \min \left(\frac{R_{fO} + R_{fI} + R_{tip} - G'}{R_{fI} + R_{tip} + 0.25\pi D_l^2 S_{crit}}, 1 \right) S_{crit} \quad (9)$$

图12所示为施加吸力与计算临界吸力比较, 可以

看出施加吸力大于临界吸力。而试验中通过透明顶盖全程观测筒内情况, 发现筒内土面平稳, 无砂沸现象, 水面平静, 无水泡和浑浊现象发生, 说明并没有发生管涌等渗透破坏, 这表明按式(8)计算得到的临界吸力是非常保守的。这是因为该计算方法将土体渗透系数视为常量, 没有考虑沉贯过程中土体渗透系数的变化。实际上: ①随着砂土深度的增加, 应力水平逐渐增大, 砂土的渗透系数随之减小; ②且吸力引发的渗流会使筒内土体变疏松, 渗透系数增大。研究证明, 土体渗透系数的上述变化会对内侧土体起到保护作用, 即使施加吸力超过计算临界吸力值, 也不会发生渗透破坏^[5, 10]。

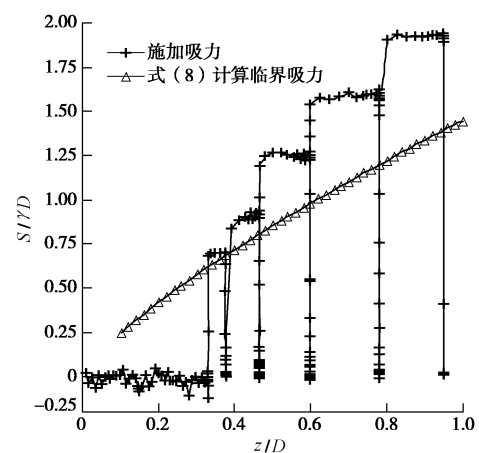


图12 施加吸力与现有临界吸力比较

Fig. 12 Comparison between applied suction and existing critical suction

根据试验中施加吸力值与计算临界吸力 S_{crit} 的倍数关系, 建议将由式(8)计算得到的临界吸力值 S_{crit} 提高至 1.4 倍, 即 $1.4 S_{crit}$, 作为控制渗透破坏标准。根据新的临界吸力值 $1.4 S_{crit}$ 和式(9), 对现有计算所需吸力的公式进行改进, 新得计算公式如下:

$$S_{req} = (\beta_{tip} R_{tip} + \beta_I R_{fI} + \beta_O R_{fO} - G') / (0.25\pi D_l^2) \quad (10)$$

$$\beta_O = 1.0, \quad (11a)$$

$$\beta_{\text{tip}}, \beta_1 = 1 - \frac{S}{S_{\text{cri}}} \quad (S \leq S_{\text{cri}}), \quad (11b)$$

$$\beta_{\text{tip}}, \beta_1 = 0 \quad (S_{\text{cri}} < S \leq 1.4S_{\text{cri}}), \quad (11c)$$

其中, β_{tip} , β_1 , β_0 分别为端阻力、内侧摩阻力和外侧摩阻力减阻系数, β_{tip} , β_1 , β_0 按式 (11) 取值, 如图 13 中所示, 纵坐标为减阻系数, 横坐标为施加吸力 S 与式 (8) 计算临界吸力 S_{cri} 的比值。图 14 所示为施加吸力与式 (9)、(10) 计算所需吸力值的比较情况, 可以看出, 本文提出的式 (10) 与实测结果更加吻合, 式 (9) 预测结果过于保守。

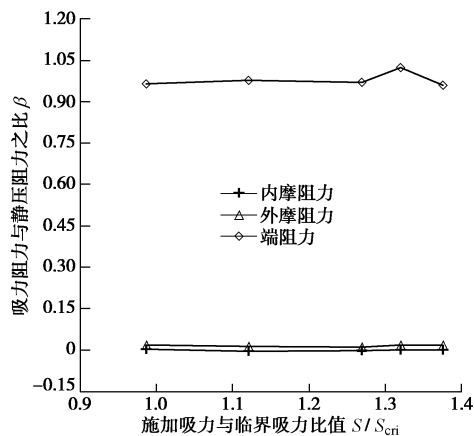


图 13 减阻效果与相对施加吸力值关系

Fig. 13 Resistance reduction against relative applied suction

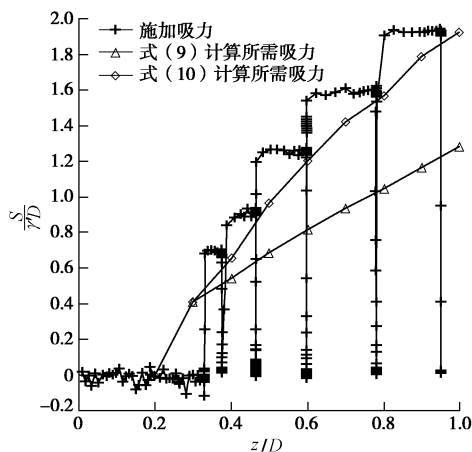


图 14 所需吸力预测结果比较

Fig. 14 Comparison between predicted required suction and applied suction

3 结 论

(1) 筒型基础试验模型在均质粉砂中静压下沉过程中, 筒壁所受土压力随贯入深度的增加而迅速增大。相同深度下, 内侧土压力大于外侧土压力。内侧土挤压程度系数 K 随下沉深度增加而增大, 外侧土挤压程度随下沉深度增加而减小。这是因为筒壁对内侧土体侧向位移的约束作用, 使得内侧土塞内部应力水平不

断增加造成的。

(2) 模型静压贯入阻力随下沉深度非线性增加, 静压贯入阻力对 $0.1 \sim 0.2 \text{ cm/s}$ 范围的贯入速度并不敏感。端阻力起主要作用, 内侧摩阻力远大于外侧摩阻力。使用 CPT 试验和静压桩理论可以比较准确地预测试验模型的静压贯入阻力。

(3) 使用吸力方法下沉时, 与静压试验结果相比, 内侧土压力大幅减小, 外侧土压力几乎不变, 吸力和渗流可大幅减小内侧摩阻力和端阻力。

(4) 吸力试验结果表明, 现有的临界吸力是过于保守的, 建议将现有临界吸力值提高 40%。在此基础上对吸力预测方法进行了改进, 改进方法的预测结果与试验结果更加接近。

参考文献:

- [1] 丁红岩, 刘振勇, 陈 星. 吸力锚土塞在粉质黏土中形成的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 441 - 444. (DING Hong-yan, LIU Zhen-yong, CHEN Xing. Model tests on soil plug formation in suction anchor for silty clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(4): 441 - 444. (in Chinese))
- [2] HOULSBY G T, KELLY R B, BYRNE B W. Field trials of suction caissons in clay for offshore wind turbine foundations[J]. Géotechnique, 2005, 55(4): 287 - 296.
- [3] FELD T. Suction buckets, a new innovative foundation concept, applied to offshore wind turbines[D]. Aalborg: Aalborg University, 2001.
- [4] IBSEN L B, THILSTED C L. Numerical study of piping limits for suction installation of offshore skirted foundations and anchors in layered sand[C]// Proceedings of International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics. Perth, 2011: 421 - 426.
- [5] ERBRICH C T, TJELTA T I. Installation of bucket foundations and suction caissons in sand - geotechnical performance[C]// Proceedings of Offshore Technology Conference. Houston, 1999.
- [6] 练继建, 陈 飞, 杨 旭, 等. 海上风机复合筒型基础负压沉放调平研究[J]. 天津大学学报, (待刊). (LIAN Ji-jian, CHEN Fei, YANG Xu, et al. Research on suction installation and leveling of composite bucket foundation for offshore wind turbines[J]. Transactions of Tianjin University, (in press). (in Chinese))
- [7] 朱 斌, 孔德琼, 童建国, 等. 粉土中吸力式桶形基础沉贯及抗拔特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(7):

- 1045 - 1053. (ZHU Bin, KONG De-qiong, TONG Jian-gang, et al. Model tests on penetration and pullout of suction caissons in silt[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(7): 1045 - 1053. (in Chinese))
- [8] 李大勇, 张雨坤, 高玉峰, 等. 中粗砂中吸力锚的负压沉贯模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(12): 2277 - 2283. (LI Da-Yong, ZHANG Yu-kun, GAO Yu-feng, et al. Model tests on penetration of suction anchors in medium-coarse sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(12): 2277 - 2283. (in Chinese))
- [9] 杨少丽, 李安龙, 齐剑锋. 桶基负压沉贯过程模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2003, **25**(2): 236 - 238. (YANG Shao-li, LI An-long, QI Jian-feng. Experimental study on bucket foundation during penetration by suction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(2): 236 - 238. (in Chinese))
- [10] TRAN M N, RANDOLPH M F. Variation of suction pressure during caisson installation in sand[J]. Géotechnique, 2008, **58**(1): 1 - 11.
- [11] LIAN J J, SUN L Q, ZHANG J F, et al. Bearing capacity and technical advantages of composite bucket foundation of offshore wind turbines[J]. Transactions of Tianjin University, 2011, **17**(2): 132 - 137.
- [12] ZHU B, KONG D Q, CHEN R P, et al. Installation and lateral loading tests of suction caissons in silt[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, **48**: 1070 - 1084.
- [13] American Petroleum Institute (API)[S]. Washington D C: American Petroleum Institute.
- [14] HOULSBY G T, BYRNE B W. Design procedures for installation of suction caissons in sand[J]. Geotechnical Engineering, 2005, **158**: 135 - 144.
- [15] Det Norske Veritas. Foundations, classification notes[R]. Hovik: Det Norske Veritas, 1992.
- [16] SENDERS M, RANDOLPH M F. CPT-based method for the installation of suction caissons in sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(1): 14 - 25.
- [17] LEHANE B M, GAVIN K G. Base resistance of jacked pipe piles in sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(6): 473 - 479.
- [18] LEHANE B M, SCHNEIDER J A, XU X. The UWA-05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand[C]// Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics. Perth, 2005: 19 - 21.
- [19] LIU J, ZHANG Z, YU F, et al. Case history of installation instrumented jacked open-ended piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(7): 810 - 820.