

DOI:10.16198/j.cnki.1009-640X.2019.05.012

郭东, 王建华, 范怡飞. 桩靴贯入砂土层时邻近桩挤土压力分析[J]. 水利水运工程学报, 2019(5): 91-100. (GUO Dong, WANG Jianhua, FAN Yifei. Analysis of pile shaft soil pressure caused by spudcan penetration into sand[J]. Hydro-Science and Engineering, 2019(5): 91-100. (in Chinese))

桩靴贯入砂土层时邻近桩挤土压力分析

郭 东^{1,2}, 王建华^{1,2}, 范怡飞^{1,2}

(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. 天津大学 岩土工程研究所, 天津 300072)

摘要: 钻井船插桩时会使邻近平台桩桩身受到挤土荷载作用, 这种挤土荷载可能会严重影响平台桩的承载能力。采用 CEL 方法结合模型试验分析桩靴贯入砂土层时邻近桩受到的挤土压力变化。通过对缩尺试验结果的计算, 验证了 CEL 方法的可行性。进一步分析了桩靴贯入砂土层时, 邻近桩桩身挤土压力的变化。分析结果表明, 邻近桩靠近桩靴一面受到的挤土压力随桩土相对位移的增加而不断增大直到极限值, 在泥面以下 10 倍邻近桩桩径范围内, 桩身最大挤土压力随土层深度逐渐增加, 其变化范围为 1.5 ~ 5.0 倍的朗肯被动土压力, 当土层深度超过 10 倍邻近桩桩径后, 桩身最大挤土压力趋于稳定, 约 5.0 倍的朗肯被动土压力; 而远离桩靴一面受到的挤土压力随相对位移增加而不断减小, 最终保持在朗肯被动土压力的 10% ~ 20%; 桩身受到的挤土压力合力随桩土相对位移增加而不断增大直到极限值, 在泥面以下 10 倍邻近桩桩径范围内, 桩身极限挤土压力合力随土层深度逐渐增加, 其变化范围为 1.5 ~ 5.0 倍的朗肯被动土压力; 当土层深度超过 10 倍邻近桩桩径后, 桩身极限挤土压力合力趋于稳定, 约 5.0 倍的朗肯被动土压力。最后还定量分析了砂土摩擦角、弹性模量、泊松比和净间距的变化对插桩挤土力变化关系的影响。

关 键 词: 挤土力; CEL 方法; 极限土压力; p - y 曲线; 钻井船插桩

中图分类号: TU473

文献标志码: A

文章编号: 1009-640X(2019)05-0091-10

钻井船广泛用于海洋能源开发工程。当钻井船作业时, 需要将大直径桩靴插入海床为其作业提供承载力。当桩靴贯入海床时, 被排开的土体向邻近平台桩运动, 使邻近桩身受到挤土荷载作用。这种挤土荷载可能会严重影响平台桩的承载能力。因此客观评价桩靴贯入土层时对邻近平台桩的影响是保证钻井船与邻近平台安全的必要前提。

Beer^[1]按照桩身受荷条件不同将桩分为两类: 当桩头承受荷载并通过桩身向土中传递应力时, 称为主动桩; 当桩周土体运动而使桩身被动承受由于土体运动传来的土压力时, 称为被动桩。钻井船插桩时, 邻近平台桩在承受桩头荷载的同时, 还将承受钻井船插桩导致的土体运动产生的桩身挤土荷载。因此, 这是一个主动传力与被动受力的桩。为了对钻井船插桩时邻近平台桩被动受力变化规律有一个定量认识, 需要对插桩导致的桩身挤土荷载变化规律进行研究。

许多学者对砂土中桩身承受挤土荷载的作用进行过研究。Bransby^[2]分析被动桩受力时, 认为桩身受到的挤土力取决于桩土之间相对位移。Guo 等^[3-6]采用室内模型试验研究了土体水平运动时被动桩的受力情况, 结果表明, 随桩土相对位移的不断增大, 桩侧受到的土压力不断增大直到极限。周健等^[7]采用模型试验和颗粒流数值方法进行分析, 结果显示, 被动桩桩前、桩后土压力和土压力合力均随土体位移增大而增大。

收稿日期: 2018-10-16

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51579174)

作者简介: 郭 东(1993—), 男, 山西忻州人, 硕士研究生, 主要从事海洋岩土工程方面研究。

E-mail: 13102235026@163.com 通信作者: 王建华(E-mail: tdwjh@eyou.com)

雷文杰等^[8]采用模型试验、叶海林等^[9]采用振动台模型试验、朱宝龙等^[10]采用离心模型试验分别研究了滑坡过程中被动桩受力情况,试验结果均表明桩身受到的土压力随着土体位移增大而增大。黄雪峰等^[11]的现场原位试验结果也表明,在土体开挖过程中,被动桩桩身受到的挤土压力随土体位移增加而不断增大。

以往对于砂土层中桩身被动受力变化规律的研究主要针对边坡、土体开挖情况下的支护桩。研究所得的桩身挤土压力变化规律能否描述大直径钻井船桩靴贯入砂土层时,土体的极大变形导致邻近桩桩身挤土压力的变化还有待进一步研究。对于桩靴贯入土层时引起邻近桩桩身挤土压力的研究较少,Xie^[12]采用离心模型试验测量分析了桩靴贯入黏土层时,邻近桩靠近桩靴一侧和远离桩靴一侧桩身受到的挤土压力随桩靴贯入深度的变化,而对于桩靴贯入砂土层时邻近桩桩身挤土压力的研究甚少。

综上所述,有必要对桩靴贯入砂土层时邻近平台桩身受到的插桩挤土压力变化规律做进一步研究。为此,本文采用缩尺试验结合 CEL 有限元数值仿真分析方法研究桩靴贯入砂土层时,邻近桩桩身受到的插桩挤土压力随桩土相对位移的变化规律,且定量阐明砂土摩擦角、砂土弹性模量、砂土泊松比和桩靴边缘与邻近桩边缘之间距离(以下称为净间距)的变化对插桩挤土力变化关系的影响。

1 缩尺试验的 CEL 方法分析

如前所述,钻井船插桩对邻近平台桩影响的数值仿真分析是极大变形土体与结构相互作用的严重非线性问题。目前,分析土体非线性大变形的数值仿真分析方法主要有欧拉-拉格朗日耦合有限元分析方法(CEL 方法)、任意拉格朗日-欧拉有限元分析法(ALE 方法)和颗粒流分析方法(PFC 方法)等。本次分析采用 CEL 方法分析钻井船插桩时邻近平台桩身受到的挤土压力变化。首先对缩尺试验的数值进行仿真分析,以说明 CEL 方法在解决该问题上的可行性。

1.1 缩尺试验

缩尺试验系统包括模型试验箱、桩靴及贯入装置、邻近单桩、测量传感器、数据采集及桩靴贯入加载控制系统。缩尺试验箱为圆型,直径 1.2 m,高 1.2 m(图 1);桩靴模型参照我国海洋 941 钻井船桩靴实际尺寸,按 1:100 比例加工,桩靴直径 $D=180\text{ mm}$ 。缩尺试验砂土为饱和重塑粉质细砂,采用分层压实与水头饱和方法制备模型试验土层,试验土层厚 0.9 m,压实后利用低水头饱和法得到饱和砂土。通过三轴固结排水试验测量土层的强度参数,其内摩擦角为 31° 。邻近桩为铝合金方管,边长 0.012 m,壁厚 0.001 m,长 1.2 m,截面惯性矩 $I=895\text{ mm}^4$,材料屈服强度 170 MPa,弹性模量 70 GPa;使用应变式土压力传感器测量插桩过程中桩身所受的土压力。沿桩长在近桩靴面与远离桩靴面各布置 5 个土压力传感器,分别测量桩身受到的靠近桩靴侧的土压力和远离桩靴侧的土压力。传感器直径 12 mm,厚 5 mm,量程 50 kPa,测量位置为:泥面以下 0.05,0.25,0.45,0.65 和 0.85 m。

桩靴位于土层水平方向中心位置;邻近桩与桩靴之间的净间距为 45 mm($0.25D$);桩靴最大直径贯入深度为 0.4 m ($2.22D$),桩靴贯入速率为 0.1 mm/s;在桩头位置(距离泥面 0.29 m)增设弹簧将桩头固定,桩头受水平荷载 34 N 与竖向荷载 30 N 作用。

1.2 数值分析模型

钻井船插桩对邻近平台桩影响的数值仿真分析是极大变形土体与结构相互作用的严重非线性问题。

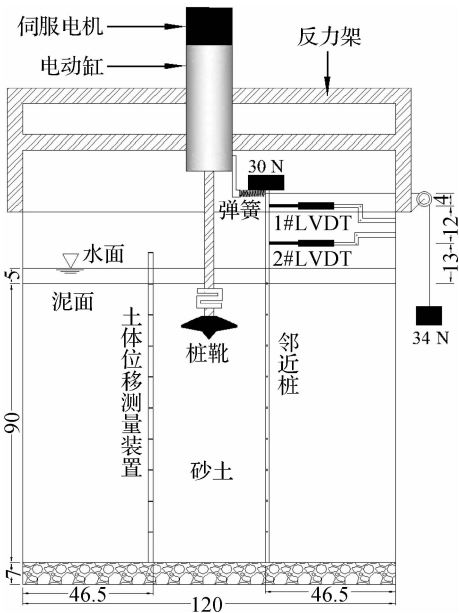


图 1 缩尺模型布置(单位: cm)

Fig. 1 Scale model layout (unit: cm)

采用 CEL 方法分析钻井船插桩时邻近平台桩身受到的挤土压力变化。为此,首先通过对缩尺试验进行数值仿真分析,说明 CEL 方法在解决这一问题上的可行性。

Tho 等^[13]的研究表明,在分析桩靴贯入土层影响邻近桩时,可以不考虑邻近桩对有限元计算模型对称性的影响。取计算范围的四分之一进行有限元建模,并把邻近桩设置在四分之一模型的 45° 方向上(见图 2)。参照缩尺试验建立 CEL 计算模型,该模型的竖直方向为 1.6 m,水平方向为 0.6 m。泥面以上 0.6 m 范围内为 CEL 空穴单元,泥面以下 1 m 范围内为土单元。泥面以上的空穴单元是为模拟桩靴贯入土层时表层土体的隆起与回淤现象。参照文献[14],从泥面到最大插桩深度以下 0.5D 范围内的土体单元为欧拉单元,以下为拉格朗日单元。采用六面体单元划分空穴与土体。为了减小计算结果的振荡,参照文献[15]的建议,沿水平方向,在距桩靴中心 15.0 m 半径范围内的土体单元,网格尺寸取 0.05D,即 9 mm;对于 15.0 ~ 27.5 m 半径范围内的土体单元,网格尺寸取 0.1D,即 18 mm;沿竖直方向,网格尺寸均取 0.1D,即 18 mm。

采用四面体拉格朗日单元划分桩靴。由于桩靴刚度远大于土体刚度,计算中将桩靴设为刚体。缩尺试验中桩为铝管桩,由于 CEL 方法采用显示算法求解,为了提高计算效率,将邻近桩设置为实体桩,采用六面体拉格朗日单元划分邻近桩。按模型试验钢管桩的抗弯刚度确定实体桩的弹性模量。

对于砂土,有效重度取 8.5 kN/m³,采用满足 Mohr-Coulomb 屈服条件的理想弹塑性模型描述砂土的应力应变关系。砂土层内摩擦角取 31°,弹性模量取 4.5 倍的 CPT 试验测量的锥尖阻力($q_c = 0.19$ MPa),泊松比取 0.3。

对于邻近桩,按广义虎克定律确定其应力应变关系,并依据钢管桩抗弯刚度,由式(1)确定实体桩的等效弹性模量,结果为 36 GPa,泊松比取 0.33。

$$E_2 = E_1 I_1 / I_2 \quad (1)$$

式中: E_1 、 E_2 分别为钢管桩和等效实体桩的弹性模量; I_1 、 I_2 分别为钢管桩和等效实体桩的惯性矩。

计算模型中的接触条件设置如下:(1) 欧拉土单元与拉格朗日土单元之间采用广义接触条件(General Contact),并采用罚函数的接触算法。按库伦摩擦设置切向接触参数,摩擦系数取 0.5。(2) 桩靴与土层之间采用广义接触条件。沿切向按库伦摩擦关系设置接触参数,摩擦系数按 SNAME 规范^[16]建议,取 0.5;沿接触面法向为允许分离。(3) 拉格朗日桩单元与欧拉土单元之间采用广义接触。按库伦摩擦设置切向接触参数,摩擦系数取 0.5;法向允许分离。(4) 拉格朗日桩单元与拉格朗日土单元之间接触采用面-面接触,将刚度大的桩单元面设为主面,土单元面设为从面。按库伦摩擦设置切向接触参数,摩擦系数取 0.5;法向允许分离。

计算模型的边界条件设置如下:(1) 对于欧拉土单元和空穴单元,将其外边界与对称边界的水平速度设置为 0,并将外边界设置为欧拉吸收边界。(2) 对于拉格朗日土单元,将其外边界与对称边界的水平方向位移设置为 0,底部边界的竖向位移设置为 0。(3) 依据室内模型试验条件,在邻近桩桩头位置设置弹簧固定桩头,根据桩头加荷条件不同,在桩头分别施加 34 N 的水平荷载、34 N 水平与 30 N 竖向荷载。

CEL 方法采用显示算法求解,显示算法是一种动态求解过程,而钻井桩在插桩时是一个准静态的过程,为了保证计算结果的准确性,需通过缓慢加载来实现。采用不同桩靴贯入速率计算桩靴贯入阻力和插桩挤土压力,结果表明,当计算中的桩靴贯入速率取 0.3 m/s 时,模拟的插桩过程可以看作一个准静态过程。因此,计算中桩靴贯入速率取 0.3 m/s。

1.3 确定桩身土压力的方法

首先介绍依据计算结果确定土压力的方法。对于泥面以下桩身某一位置处的土压力可用式(2)计算。

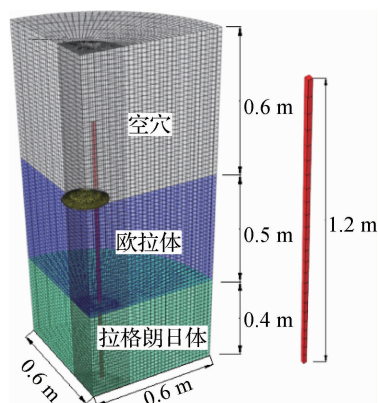


图2 CEL有限元模型

Fig.2 CEL finite elemen model

$$P = \sum F/(d \times h)$$

(2)

式中： $\sum F$ 为与该位置有关的各单元节点上指向桩靴方向与背离桩靴方向的接触力之和； d 为邻近桩桩径； h 为单元边长； $d \times h$ 为各节点接触力之和作用的面积。

1.4 计算结果与试验结果比较

图 3(a) 给出了缩尺试验与数值模拟得到的近桩靴面插桩挤土压力随桩靴贯入的变化规律。从图 3 中可以看出：土面下 $0.28D$ 埋深处挤土压力随着桩靴贯入而增加，当桩靴贯入 $0.28D$ 左右时，挤土压力达到最大，随后挤土压力逐渐减小； $1.39D$ 埋深处挤土压力与 $0.28D$ 埋深处挤土压力变化相似，但最大挤土压力出现较早，当桩靴贯入 $0.90D$ 时出现最大挤土压力； $2.50D$ 埋深处挤土压力变化规律与 $1.39D$ 埋深处挤土压力变化规律相似，当桩靴贯入 $2.00D$ 时出现最大挤土压力； $3.61D$ 埋深处挤土压力在桩靴贯入较浅时基本不变，当桩靴贯入到某一深度后随着桩靴贯入不断增大。可以看出，对邻近桩某一埋深处而言，近桩靴面受到的挤土压力在贯入深度达到该位置之前随着桩靴贯入而不断变大，当贯入深度超过该位置时，挤土压力逐渐减小。

图 3(b) 揭示了缩尺试验与数值模拟得到的远桩靴面插桩挤土压力随桩靴贯入的变化规律。 $0.28D$ 埋深处挤土压力在桩靴刚贯入土体时减小，当桩靴贯入到该位置以下，土体产生回淤，挤土压力增大至极限； $1.39D$ 埋深处邻近桩桩身在桩靴贯入 $0.30D$ 之前向背离桩靴一侧移动，而此时土体位移较小，因此挤土压力先增加，之后随着桩靴贯入， $1.39D$ 埋深处土体位移增大，挤土压力逐渐减小。当桩靴贯入到该位置以下时，土体产生回淤，挤土压力逐渐增大； $2.50D$ 埋深处挤土压力变化与 $1.39D$ 埋深处较为相似，当桩靴贯入 $1.10D$ 时达到最大，随后逐渐减小； $3.61D$ 处挤土压力随桩靴贯入而不断增大。可以看出，对邻近桩某一埋深处而言，远桩靴面受到的挤土压力先随着桩靴贯入不断增长，当桩靴贯入到达该位置以上 $1.00D$ 处时，该位置处土体开始向远离桩靴方向移动，挤土压力开始不断减小，当桩靴贯入到该位置以下时，挤土压力由于土体回淤而逐渐增大。

从图 3 可以看出，按上述方法计算出的近桩靴面和远桩靴面的桩身挤土压力变化与缩尺试验结果基本一致，但 $1.39D$ 埋深处远桩靴面挤土压力试验测量结果有误差，导致计算结果与试验结果有所区别。因此，可以使用 CEL 方法定量分析插桩时邻近桩桩身受到的挤土压力的变化规律。

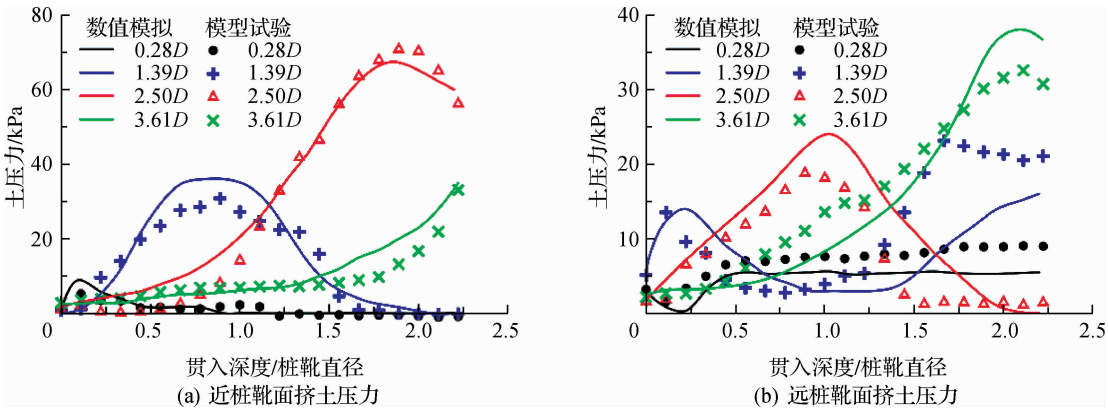


图 3 挤土压力随桩靴贯入的变化

Fig. 3 Variation of soil pressure with pile shoe penetration

2 足尺试验 CEL 分析

Kim 等^[17]在砂土中进行的小直径水平受荷桩模型试验表明，小尺寸桩径桩身受到的土压力随桩土相对位移的变化与足尺桩存在较大差异。因此，本文建立足尺试验 CEL 数值模型进而研究足尺桩桩身土压力随

桩土相对位移的变化。

足尺试验 CEL 数值模型参照文献[12]建立。CEL 数值模型竖直方向为 45 m,水平方向为 55 m。泥面以上 5 m 范围内为 CEL 空穴单元,泥面以下 40 m 范围内为砂土单元;桩靴直径 $D=12\text{ m}$,邻近桩直径 $d=1.26\text{ m}$,桩长 $L=31\text{ m}$,邻近桩与桩靴之间的净间距为 $1.2\text{ m}(0.1D)$;桩靴最大直径贯入深度为 $15\text{ m}(1.25D)$ (见图 4)。

从泥面到最大插桩深度以下 $0.5D$ 范围内的土体单元为欧拉单元,以下为拉格朗日单元。采用六面体单元划分空穴与土体。为了减小计算结果的振荡,沿水平方向,在距桩靴中心 15.0 m 半径范围内的土体单元,网格尺寸取 $0.05D$,即 0.6 m ;对于 $15.0\sim 27.5\text{ m}$ 半径范围内的土体单元,网格尺寸取 $0.1D$,即 1.2 m ;沿竖直方向,网格尺寸均取 $0.082D$,即 1.0 m 。

对于砂土,有效重度取 9 kN/m^3 ,砂土层内摩擦角取 30° ,弹性模量取 35 MPa ,泊松比取 0.35 ;对于邻近桩,弹性模量取 46 GPa ,泊松比取 0.25 。

2.1 确定插桩导致的土体位移方法

CEL 的计算结果只给出当前材料点的速度,需要开发相应的数据后处理程序,才能求解土体绝对位移。因此参考文献[18-19]建议的方法确定桩靴贯入土层时的土体位移,然后根据插桩过程中的桩身位移得出桩土相对位移。

2.2 近桩靴面、远桩靴面插桩挤土压力变化

依据计算结果,图 5(a)揭示了近桩靴面受到的插桩挤土压力随桩土相对位移的变化规律。图中结果表明,在桩靴贯入之前,桩身土压力等于静止土压力。随着桩靴贯入,桩土相对位移增加,桩身受到的插桩挤土压力也不断增加,当桩土相对位移达到 $0.2d(d$ 为邻近桩的桩径)时,挤土压力达到最大。在泥面以下 $10d$ 范围内,最大挤土压力随土层深度逐渐增加,其变化范围为 $(1.5\sim 5.0)K_p\gamma'z(K_p$ 为朗肯被动土压力系数)。当土层深度超过 $10d$ 后,最大挤土压力逐渐趋于稳定,约为 $5.0K_p\gamma'z$ 。

图 5(b)为远桩靴面受到的插桩挤土压力随桩土相对位移的变化。可见,在桩靴贯入之前,桩身土压力等于静止土压力;随着桩靴贯入,桩土相对位移增加,桩身受到的挤土压力不断减小;当桩土相对位移达到 $0.2d$ 时,挤土压力最小。此外,最小挤土压力随土层深度逐渐增加,其变化范围为 $(0.1\sim 0.2)K_p\gamma'z$ 。

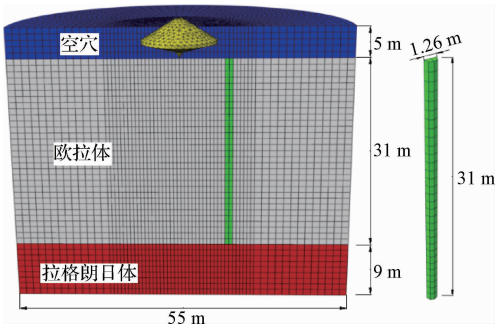


图 4 CEL 有限元模型
Fig. 4 CEL Model

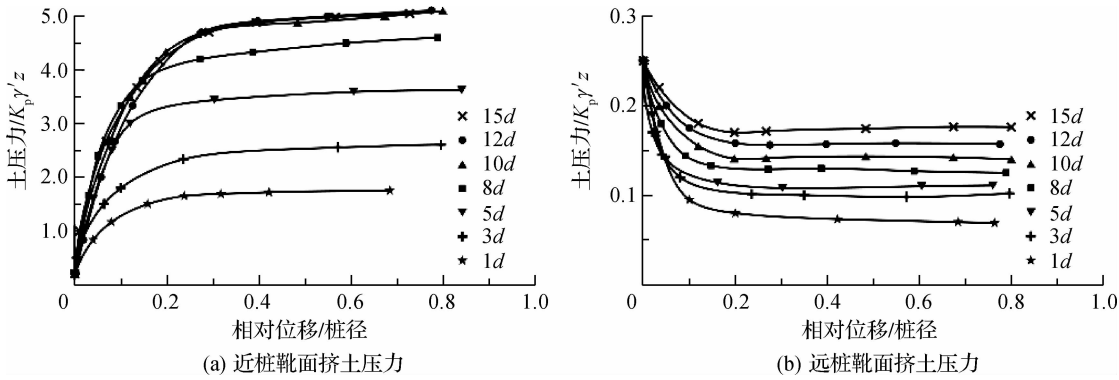


图 5 挤土压力随相对位移变化
Fig. 5 Variation of soil pressure with relative displacement

2.3 插桩挤土压力合力变化

依据图 5 的结果,图 6 给出了桩身受到的插桩挤土压力合力随桩土相对位移的变化。由图 6 可见,桩靴贯入砂土层时,邻近桩桩身受到的插桩挤土压力合力随相对位移增大而增大,当桩土相对位移达到 0.2d 时,合力达到最大。图 7 为插桩挤土压力合力极限值沿桩身分布,在泥面以下 10d 范围内,极限挤土压力合力随土层深度逐渐增加,其变化范围为(1.5~5.0) $K_p\gamma'z$ 。当土层深度超过 10d 后,极限挤土压力合力逐渐趋于稳定,约为 5.0 $K_p\gamma'z$ 。

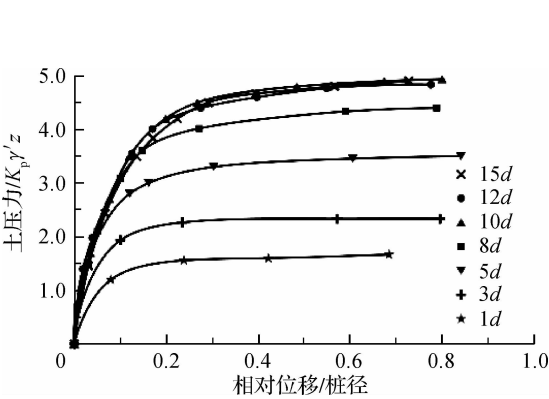


图 6 挤土压力合力随相对位移变化
Fig. 6 Variation of resultant pressure with relative displacement

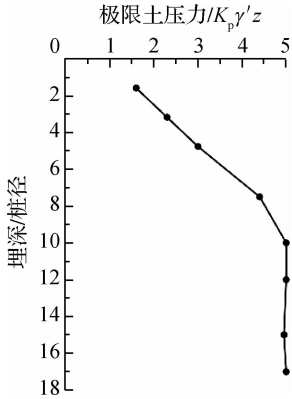


图 7 极限挤土压力合力沿桩身分布
Fig. 7 Ultimate soil pressure along pile shaft

2.4 主动桩与被动桩桩身受受力比较

按 API 规范^[20]确定主动桩桩身受到的土层抗力 p 随桩土相对位移 y 的变化(p - y 关系),进而与图 6 中 CEL 方法计算的 p - y 关系进行对比,见图 8。从图 8 可以看出,对于桩身不同埋深处,主动桩极限土压力均较桩靴贯入土层时导致的桩身极限挤土压力大。

为进一步说明上述分析的合理性,利用 CEL 方法分析桩头受水平荷载时,主动桩桩身土压力的变化,结果见图 9。图 9 表明,计算结果与按 API 规范确定的结果基本一致。

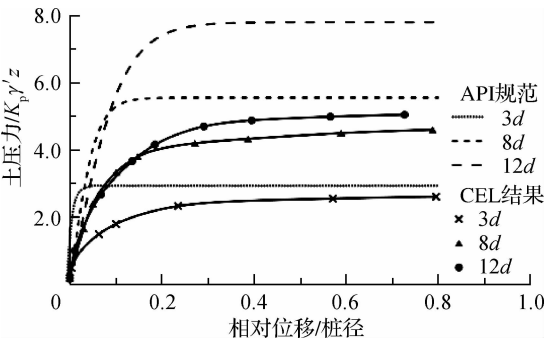


图 8 主动桩与被动桩对比
Fig. 8 Comparison between active and passive piles

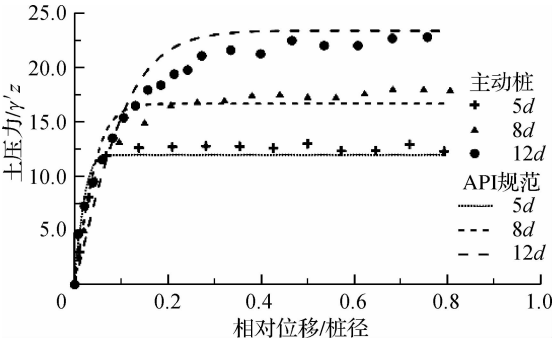


图 9 主动桩 p - y 曲线
Fig. 9 p - y curves of active pile

3 基于足尺试验参数影响分析

3.1 净间距影响

采用图 4 中的 CEL 有限元分析模型,将净间距取为 0.25D 和 0.50D 进行计算,图 10 表明了不同净间距时,桩身受到插桩挤土压力随桩土相对位移的变化。由图 10 可见,净间距增加时,近桩靴面与远桩靴面的挤

土压力、挤土压力合力随桩土相对位移增加的变化关系与净间距为 $0.10D$ 时的计算结果吻合。因此,桩靴贯入土层时,邻近桩桩身受到的挤土压力随桩土相对位移的变化关系是唯一的。

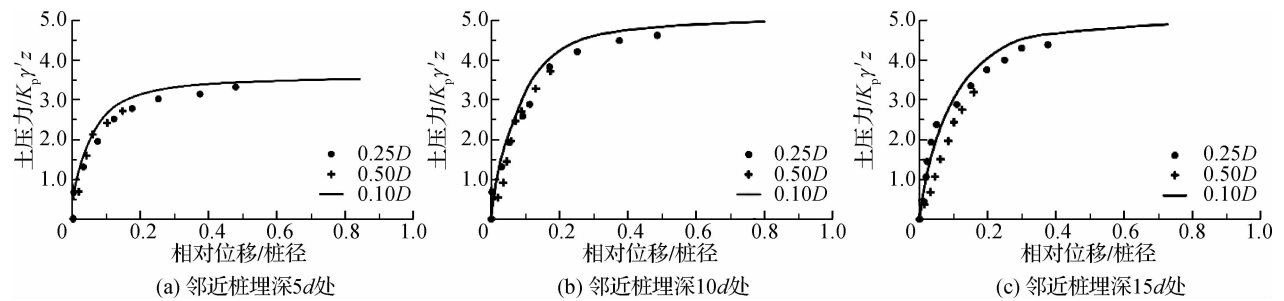


图 10 不同净间距时挤土压力变化规律
Fig. 10 Variation of soil pressure with different clearance

3.2 摩擦角影响

采用图 4 中的 CEL 有限元分析模型,将砂土内摩擦角取为 25° 和 35° 再进行计算。图 11 表明了不同内摩擦角时,桩身受到的挤土压力随桩土相对位移的变化规律。由图 11 可见,砂土内摩擦角改变时,桩身受到的挤土压力合力随桩土相对位移的变化关系并未改变。因此,插桩挤土压力随桩土相对位移的变化关系与砂土内摩擦角无关。

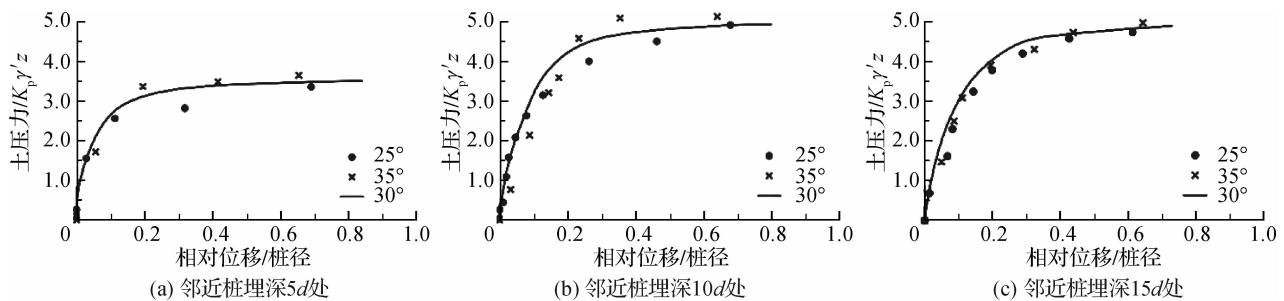


图 11 不同内摩擦角时挤土压力合力变化规律
Fig. 11 Variation of soil pressure with different friction angles

3.3 砂土泊松比影响

采用图 4 中的 CEL 有限元分析模型,将砂土泊松比取为 $0.25, 0.30$ 和 0.40 再进行计算。图 12 揭示了不同泊松比时,桩身受到的挤土压力随桩土相对位移的变化规律。由图 12 可见,砂土泊松比改变时,桩身受到的挤土压力合力随桩土相对位移的变化关系并未改变。因此,插桩挤土压力随桩土相对位移的变化关系与砂土泊松比无关。

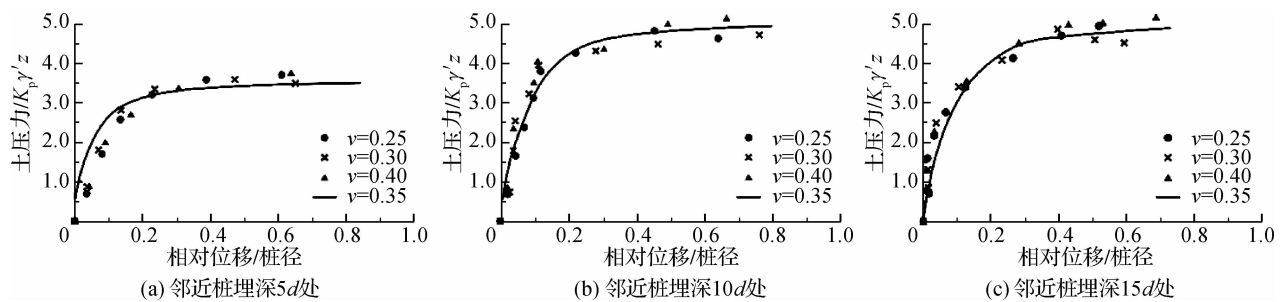


图 12 不同泊松比时挤土压力合力变化规律
Fig. 12 Variation of soil pressure with different Poisson ratios

3.4 砂土弹性模量影响

Qiu 等^[21]分析桩靴贯入砂土层时,认为海洋中砂土弹性模量为 10~50 MPa。采用图 4 中的 CEL 有限元分析模型,将砂土层弹性模量设为 10 和 50 MPa 再进行计算。图 13 揭示了不同弹性模量时桩身受到的挤土压力随桩土相对位移的变化规律。从图 13 可见,不同弹性模量的砂土层,极限挤土压力值基本一致;但不同弹性模量的砂土层,达到极限挤土压力所需的桩土相对位移不同;当砂土弹性模量从 10 MPa 增加到 50 MPa 时,达到极限挤土压力所需的相对位移从 0.3d(d 为邻近桩直径)减小到 0.1d。

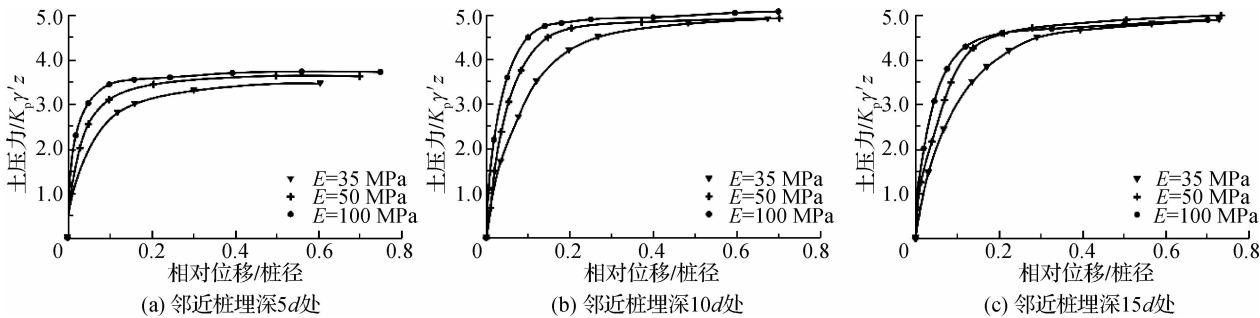


图 13 不同弹性模量砂土挤土压力合力变化规律

Fig. 13 Variation of resultant soil pressure with different elastic modulus

4 结 语

利用缩尺试验结合 CEL 数值仿真分析方法分析了钻井船桩靴贯入砂土层时,邻近桩受到的挤土压力的变化,得到以下结论:

- (1) 可用 CEL 方法定量分析桩靴贯入砂土层时,邻近桩桩身受到的挤土压力变化。
- (2) 桩靴贯入砂土层时,邻近桩近桩靴面受到的挤土压力随桩土相对位移增加而不断增大直到极限。泥面以下 $10d$ 范围内,最大挤土压力随土层埋深逐渐增加,其变化范围为 $(1.5 \sim 5.0) K_p \gamma' z$;当土层埋深大于 $10d$ 时,桩身最大挤土压力为 $5.0 K_p \gamma' z$ 。
- (3) 桩靴贯入砂土层时,远桩靴面受到的挤土压力随桩土相对位移增加而不断减小直到极限。最小挤土压力随土层深度逐渐增加,其变化范围为 $(0.1 \sim 0.2) K_p \gamma' z$ 。
- (4) 桩靴贯入砂土层时,桩身受到的挤土压力合力随桩土相对位移增加而不断增大直到极限。泥面以下 $10d$ 范围内,桩身极限挤土压力合力随土层深度逐渐增加,其变化范围为 $(1.5 \sim 5.0) K_p \gamma' z$;当土层埋深大于 $10d$ 时,极限挤土压力合力为 $5.0 K_p \gamma' z$,这比主动桩极限土压力略小。
- (5) 改变桩靴贯入砂土层时的净间距、砂土内摩擦角和泊松比时,插桩挤土力随桩土相对位移的变化关系并不会发生改变,邻近桩桩身受到的挤土压力随桩土相对位移的变化关系是唯一的;砂土弹性模量对极限挤土压力值无影响,当砂土弹性模量从 10 MPa 增加到 50 MPa 时,达到极限挤土压力所需的相对位移从 0.3d 减小到 0.1d。

参 考 文 献:

[1] DE BEER E E. The effects of horizontal loads on piles, due to surcharge or seismic effects[C]//Proceeding of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo, 1997: 345-558.

[2] BRANSBY M F. Difference between load-transfer relationships for lateral loaded pile groups: active p - γ or passive p - δ [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(12): 1015-1018.

- [3] GUO W D, QIN H Y, GHEE E H. Modelling single piles subjected to evolving soil movement[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, 17(4): 04016111-1-04016111-23.
- [4] MUJAH D, HAZARIKA H, WATANABE N, et al. Soil arching effect in sand reinforced with micropiles under lateral load[J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2016, 53(3): 1-6.
- [5] SULEIMAN M T, NI L, HELM J D, et al. Soil-pile interaction for a small diameter pile embedded in granular soil subjected to passive loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(5): 04014002.
- [6] COLE R T, ROLLINS K M. Passive earth pressure mobilization during cyclic loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(9): 1154-1164.
- [7] 周健, 亓宾, 曾庆有. 被动侧向受荷桩模型试验及颗粒流数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(10): 1449-1454. (ZHOU Jian, QI Bin, ZENG Qingyou. Model tests and PFC2D numerical analysis on laterally loaded passive piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(10): 1449-1454. (in Chinese))
- [8] 雷文杰, 郑颖人, 王恭先, 等. 沉埋桩加固滑坡体模型试验的机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(7): 1347-1355. (LEI Wenjie, ZHENG Yingren, WANG Gongxian, et al. Mechanism analysis of slope reinforcement with deeply buried piles with model test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(7): 1347-1355. (in Chinese))
- [9] 叶海林, 郑颖人, 李安洪, 等. 地震作用下边坡抗滑桩振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(2): 251-257. (YE Hailin, ZHENG Yingren, LI Anhong, et al. Shaking table tests on stabilizing piles of slopes under earthquakes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(2): 251-257. (in Chinese))
- [10] 朱宝龙, 陈强, 巫锡勇. 微型桩群加固边坡受力特性离心模型试验研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2012, 44(2): 1-8. (ZHU Baolong, CHEN Qiang, WU Xiyong. Centrifugal model test research on mechanical characteristics micropile groups reinforcing slope[J]. Journal of Sichuan University(Engineering Science Edition), 2012, 44(2): 1-8. (in Chinese))
- [11] 黄雪峰, 张蓓, 覃小华, 等. 悬臂式围护桩受力性状与土压力试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(2): 340-346, 422. (HUANG Xuefeng, ZHANG Bei, QIN Xiaohua, et al. Experimental investigation on force behavior and earth pressure of cantilever fender pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(2): 340-346, 422. (in Chinese))
- [12] XIE Y. Centrifuge model study on spudcan-pile interaction[D]. Singapore: National University of Singapore, 2009.
- [13] THO K K, LEUNG C F, CHOW Y K, et al. Eulerian finite element simulation of spudcan-pile interaction[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, 50(6): 595-608.
- [14] 王建华, 兰斐. 钻井船插桩对邻近桩影响的耦合欧拉-拉格朗日有限元方法研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(4): 1127-1136. (WANG Jianhua, LAN Fei. A coupled Eulerian-Lagrange FEM method for analyzing the effects of spudcan penetration on an adjacent pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(4): 1127-1136. (in Chinese))
- [15] 戴笑如, 王建华, 范怡飞. 钻井船插桩 CEL 数值模拟中的若干问题[J]. 岩土力学, 2018, 39(6): 2278-2286. (DAI Xiaoru, WANG Jianhua, FAN Yifei. Issues of numerical simulation of the spudcan penetration based on CEL method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(6): 2278-2286. (in Chinese))
- [16] Society of Naval Architects and Marine Engineers. Recommended practice for site specific assessment of mobile jack-up units[S]. Technical and Research Bulletin 5-5A. New Jersey, 2007.
- [17] KIM B T, KIM N K, LEE W J, et al. Experimental load-transfer curves of laterally loaded piles in Nak-Dong River sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, 130(4): 416-425.
- [18] 范怡飞, 王建华, 戴笑如. 基于土体的大变形分析钻井船插桩对邻近桩的影响[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(1): 91-99. (FAN Yifei, WANG Jianhua, DAI Xiaoru. Effects of spudcan penetration on adjacent piles based on large deformation of soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(1): 91-99. (in Chinese))
- [19] FAN Y F, WANG J H. Lateral response of piles subjected to a combination of spudcan penetration and pile head loads[J]. Ocean Engineering, 2018, 156: 486-487.
- [20] API. RP2A: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms[S]. Washington: American Petroleum Institute, 2000.
- [21] QIU G, HENKE S. Controlled installation of spudcan foundations on loose sand overlying weak clay[J]. Marine Structures, 2011, 24(4): 528-550.

Analysis of pile shaft soil pressure caused by spudcan penetration into sand

GUO Dong^{1, 2}, WANG Jianhua^{1, 2}, FAN Yifei^{1, 2}

(1. State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Geotechnical Engineering Institute, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The spudcan penetration can give large soil compaction loads on the pile foundation adjacent to the platform, which may seriously affect the bearing capacity of the platform pile. Based on available model tests, the CEL method is adopted to investigate the variation of soil resistance along the pile shaft during the spudcan penetration into sand. The efficacy of the method is proved by comparison with a 1g model test. On this basis, some analyses of the relationships between the soil-pile relative displacement and the soil pressure are carried out in this paper. The analysis results show that the soil squeezing pressure facing towards the pile shoe increases with the increase of the relative displacement of pile and soil until the limit value. Within the range of 10 times of the adjacent pile diameter below the mud surface, the maximum soil squeezing pressure of the pile shaft gradually increases with the depth of the soil layer, and the range of change is $(1.5 \sim 5.0)K_p\gamma'z$; and when the soil depth is more than 10 times of the pile diameter, the maximum earth pressure of the pile shaft tends to be stable, which is about $5.0K_p\gamma'z$. The soil squeezing pressure on the side far from the pile shoe decreases with the increase of the relative displacement, and finally keeps at $(0.1 \sim 0.2)K_p\gamma'z$. The resultant force of soil squeezing pressure on the pile shaft increases with the increase of the relative displacement of pile and soil until the limit. Within the range of 10 times of the adjacent pile diameter below the mud surface, the ultimate soil pressure resultant force of the pile increases gradually with the depth of the soil layer, and the range of change is $(1.5 \sim 5.0)K_p\gamma'z$. When the soil depth is more than 10 times of the pile diameter, the ultimate earth pressure resultant force of the pile shaft tends to be stable, which is about $5.0K_p\gamma'z$. Finally, the influences of the changes in sand friction angle, elastic modulus, Poisson ratio of sand and net spacing on the change of the soil squeezing pressure are quantitatively analyzed.

Key words: soil pressure; CEL method; ultimate soil pressure; p - y curves; spudcan penetration