

DOI: 10.16285/j.rsm.2018.0569

钙质砂中单桩轴向抗拔模型试验研究

陈 杨¹, 杨 敏¹, 魏厚振², 李卫超¹, 孟庆山²

(1. 同济大学 土木工程学院 地下建筑与工程系, 上海 200092;

2. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘 要: 针对取自南沙群岛的钙质砂, 通过室内模型试验对钙质砂中单桩轴向抗拔承载特性进行研究, 讨论了地基相对密实度与桩基埋深对于其抗拔承载力的影响特征。结果表明, 在一定范围内, 增大地基相对密实度和埋深均能显著提高桩基的承载能力; 降低相对密实度或埋深不仅会降低其承载能力, 也会增加其在同级荷载下产生的变形; 模型桩的桩身轴力从桩顶随深度增加而逐渐降低至 0; 相对密实度的增加不仅能提高极限桩侧摩阻力的大小, 还会在一定程度上影响桩侧摩阻力的分布形式; 0.1 倍的桩径可以看作是模型桩出土破坏的临界位移量。

关 键 词: 钙质砂; 单桩; 轴向拉拔; 模型试验

中图分类号: TU 415

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2018)08-2851-07

Experimental study on axial tension response of model monopile in calcareous sand

CHEN Yang¹, YANG Min¹, WEI Hou-zhen², LI Wei-chao¹, MENG Qing-shan²

(1. Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China)

Abstract: Series of model tests are performed in calcareous sand retrieved from the Nansha Islands to investigate the axial tension response of monopile. The effects of the relative density of the ground soil and the embedment length of the monopile on the tension response of monopile are studied in detail. The results show that, the pull-out capacity of the model monopile is improved, as expected, by increasing the relative density of the ground soil and the embedment length of the model monopile. Reducing the relative density or embedment length not only reduces its pull-out capacity, but also increases its displacement under a same tension load as on a pile with a larger embedded depth or in a denser ground. As the depth increases, the axial force developed in the model monopile decreases gradually from the maximum value at the top of monopile to zero at the monopile tip. The increase of relative density affects both the magnitude and the distribution of the ultimate frictional resistance between the model monopile and around soil. 0.1 times the diameter of the monopile can be regarded as the critical displacement for the failure of the tension monopile.

Keywords: calcareous sand; monopile; axial tension; model test

1 引 言

钙质砂通常是指由海洋生物(珊瑚、海藻、贝壳等)形成的、富含碳酸钙或碳酸镁等特殊岩土介质。由于其具有多孔隙、形状不规则、易破碎、粒间易产生胶结等特点, 使得其工程力学性质与一般陆相、海相沉积土相比有较明显的差异^[1-2]。

随着南海诸岛开发和国防的需要, 桩基作为一

种最为常用的海洋基础形式, 其在钙质砂中的受荷特性逐渐受到更多的关注。Angemeer 等在澳大利亚东南的巴斯海峡(Bass Strait)^[3]以及澳大利亚的西北海湾^[4]分别进行了桩基的现场试验, 通过测量桩侧摩阻力和桩端阻力等, 发现实测值仅为 1970 年美国石油协会 API 规范计算值的 20%, 因此, 指出传统的桩基承载力分析方法对钙质砂中桩基设计是不适合的; Hassanlourad 等^[5]对钙质砂地基进行注浆加

收稿日期: 2018-04-08

基金项目: 国家自然科学基金项目(No. 41502273, No. 41372316, No. 41372274); 同济大学优秀青年基金项目(No. 2015KJ009); 中国科学院青年创新促进会资助(No. 2015272)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (41502273, 41372316, 41372274), the Program for Young Excellent Talents in Tongji University (2015KJ009) and the Youth Innovation Promotion Association of the Chinese Academy of Sciences (2015272)。

第一作者简介: 陈杨, 男, 硕士研究生, 主要从事桩基础方面的研究工作。E-mail: tjchenyang@tongji.edu.cn

通讯作者: 李卫超, 男, 博士, 副研究员, 硕士生导师, 主要从事桩基础与岩土工程特性方面的教学与科研工作。E-mail: WeichaoLi@tongji.edu.cn

固,通过小模型试验,发现在松砂和密砂中单桩抗压承载力分别提高了 35 和 4.5 倍;单华刚^[6]开展了钙质砂中单桩模型试验,研究了桩端土破坏模式、桩土界面拉拔摩擦特性以及软硬互层地基中模型桩受荷特征;江浩等^[7-8]进行了钙质砂中闭口、开口单桩和群桩在不同相对密度下的一系列模型桩基承压试验,同时与石英砂地基中的桩基受荷特征对比,发现钙质砂中钢管桩的承载能力偏低,仅为石英砂中对应桩基承载力的 66%~70%。

已有的国内外对于钙质砂中桩基承载性状的研究主要集中于承受竖向压力及水平荷载等,然而在实际工程中,作为海洋平台锚泊的桩基,经常要承受竖向上拔荷载,因此,海上桩基工程设计也需考虑桩的竖向拉拔承载特性。因此,本文通过模型试验,系统地研究地基相对密度以及埋深对于钙质砂中桩基抗拔承载力的影响。

2 试验概况

2.1 试验材料

试验所用的钙质砂取自南沙群岛永暑礁附近海域,属于未胶结的松散珊瑚碎屑沉积物。为考虑模型试验的尺寸效应问题,本次试验所用砂土粒径均小于 10 mm,其控制粒径 $d_{60} = 0.50$ mm,平均粒径 $d_{50} = 0.31$ mm,中值粒径 $d_{30} = 0.16$ mm,有效粒径 $d_{10} = 0.09$ mm,不均匀系数 $C_u = 5.64$,曲率系数 $C_c = 0.61$,属于级配不良土,颗分曲线见图 1。通过相对密度试验可得砂样其他物性指标,见表 1。

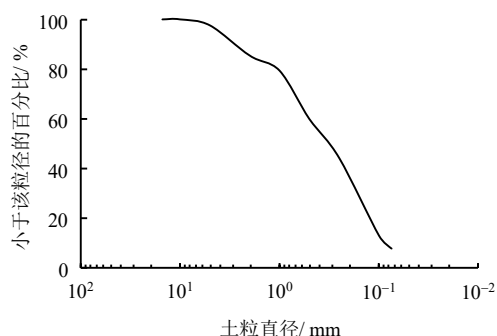


图 1 本试验用钙质砂级配曲线

Fig.1 Particle size distribution of calcareous sand used in this study

表 1 本试验用钙质砂物性指标

Table 1 Physical properties of calcareous sand used in this study

最大孔隙比 e_{\max}	最小孔隙比 e_{\min}	最大干密度 $\rho_{d(\max)}$ /(g/cm ³)	最小干密度 $\rho_{d(\min)}$ /(g/cm ³)	最大干重度 $\gamma_{d(\max)}$ /(kN/m ³)	最小干重度 $\gamma_{d(\min)}$ /(kN/m ³)	土粒相对密度 G_s
1.17	0.46	1.91	1.29	18.68	12.60	2.79

2.2 模型桩

模型桩为两端开口的铝制管桩(见图 2)。外径 $D = 60$ mm,壁厚 $t = 2.3$ mm,全长 $L = 1\,004$ mm,埋深 L_{em} 分别为 600 mm 和 360 mm,长径比 D/L_{em} 分别为 12 和 6。桩身外侧周围分布有 14 对电阻应变片,其中应变片布置如图 3 所示。应变片导线通过其上方所开的小圆孔穿入铝管内引出,应变片外侧有防水涂层,最外层缠有布条以保护应变片在抗拔过程中不被损坏。外层包裹布条在一定程度上增加了桩-土间侧摩阻力和模型桩极限承载力的绝对值,但布条与模型桩结合紧密,试验后并未发现有相对滑动的痕迹,因此,本研究认为布条的存在并不影响模型桩与周围土体相互作用的规律性。



图 2 模型桩
Fig.2 Model pile

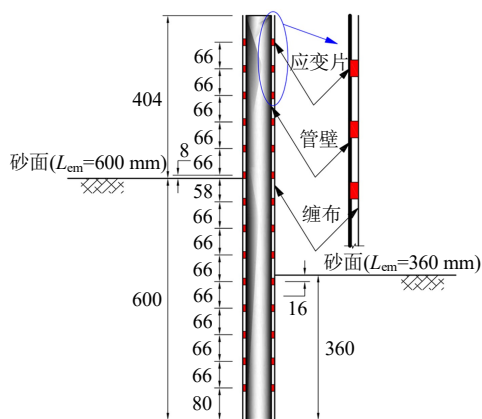


图 3 应变片分布(单位: mm)
Fig.3 The arrangement of strain gauges (unit: mm)

2.3 模型槽及地基制备

本研究涉及的模型试验均在中国科学院武汉岩土力学研究所实验室开展,其中模型槽壁为钢筋混凝土浇筑而成,内部净尺寸为 200 cm×200 cm×300 cm(长×宽×高),模型槽壁厚及底板厚均为 20 cm。模型桩布置在模型槽的中间位置,模型桩外侧距槽壁最近处为 $d = 87$ cm, $d/D = 14.5$,远大于通常桩基模型试验中因避免槽壁影响所要求的距离(2.82~3 倍的桩径^[9-10]),即本研究中的边界效应可以忽略。

不计。

地基制备采用分层击实的方法,通过击实的次数控制地基的相对密实度。模型桩采用预埋的方式,利用激光水准仪确保桩的垂直度。模型槽共 3 m 深,最下层 1 m 厚度的砂土在初次夯实至密实状态后不再翻动,中间层 1 m 高度为试验所制备的地基层,每次试验均需重新填土夯实,最上面 1 m 高度不填砂,用以摆放加载设备,见图 4。

针对砂土和模型桩之间的尺寸效应, Garnier 等^[11]认为对于模型桩试验当 $D/d_{50} > 100$ 时尺寸效应已不再明显 (D 为模型桩直径, d_{50} 为砂土的平均粒径), Fioravante^[12]认为,当 $D/d_{50} > 30 \sim 50$ 时是可以忽略尺寸效应的。本文采用的砂骨料的平均粒径为 0.31 mm, D/d_{50} 约为 194, 此类尺寸效应可忽略不计。

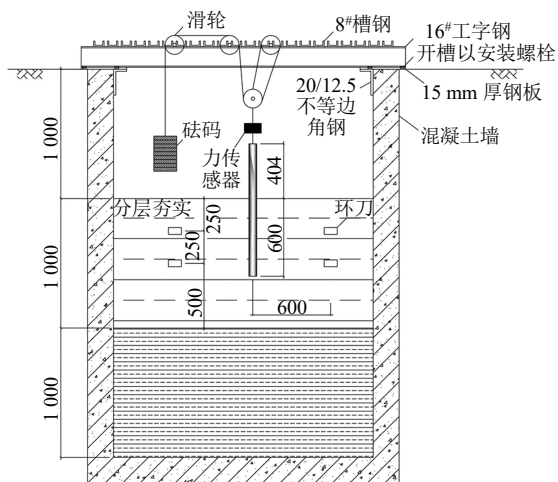


图 4 模型试验示意图 (单位: mm)

Fig.4 Sketch of model test set-up (unit: mm)

2.4 加载方案和数据采集

加载采用自行设计并加工的加载装置以及砝码,并通过动滑轮进行加载。桩头上方有量程为 1 000 kg 的力传感器,通过钢丝绳绕过滑轮连接悬挂砝码的挂钩,见图 5。每一级荷载维持 5 min,在接近破坏时,适当增加荷载维持时间并减小每级荷载的增幅。

2.5 试验方案

试验主要考虑地基相对密实度和模型桩埋深,见表 2。

3 试验结果分析

3.1 荷载与桩顶位移

3.1.1 不同相对密实度下荷载与桩顶位移关系

为了对比分析地基相对密实度对抗拔桩承载特

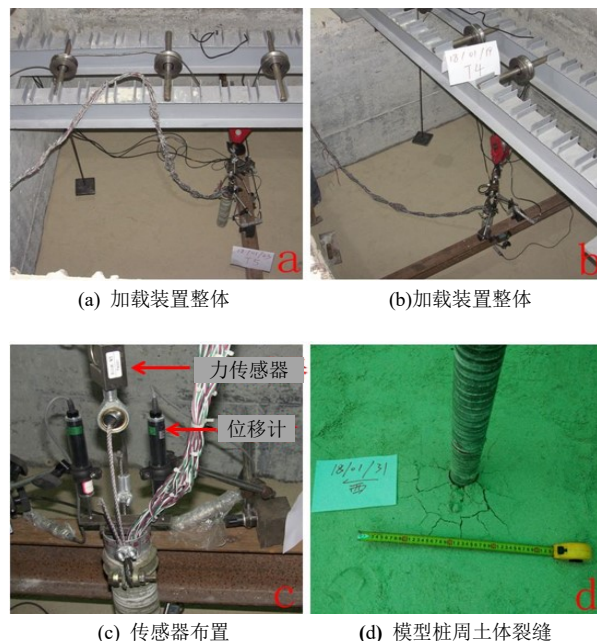


图 5 加载装置整体、传感器布置、模型桩周土体裂缝

Fig.5 Test set-up, sensor arrangement, cracks around the model pile

表 2 模型试验方案列表

Table 2 List of model tests

试验 编号	地基 含水率 ω / %	标贯 击数	干重度 γ_d / (kN/m ³)	相对密实度 D_r / %	埋深 L_{cm} / cm
T1	8~11	9~10	13.92	29	60
T2	8~11	3~4	13.13	12	60
T3	8~11	12~13	14.60	42	60
T4	8~11	13~14	14.70	44	36

性的影响,对埋深为 60 cm 的铝管桩进行了相对密实度分别为 42%~44%、29%和 12% 3 种情况的抗拔试验。竖直上拔荷载与桩顶竖向位移和桩径比值的关系曲线如图 6 所示,可以看出,模型桩与钙质砂地基之间的剪切破坏均可认为是脆性破坏,即在达到极限荷载之前,桩出土位移随荷载增长较慢;在接近极限荷载时,桩周土体明显出现隆起和开裂(见图 5(d));达到极限荷载时,桩顶位移突然增加,模型桩出土破坏。4 组试验中模型桩出土位移均约为桩径的 10%时,即 0.1 倍的桩径可以看作是模型桩出土破坏的临界位移。表 3 中列出了各试桩在桩头位移为 0.1 倍桩径时对应的承载力,可知随着地基密实度的提高,桩基抗拔承载力显著提高。

值得注意的是,当地基相对密实度较低时,如 12%,模型桩受荷后位移增长相对较快,但荷载维持一定时间后,变形趋于稳定,最终所能承受的最大荷载约为 0.96 kN (见图 7);另一方面,在维持荷载的过程中,模型桩出土位移缓慢增加,且位移量较大。所以针对相对密实度较低的钙质砂地基中

的抗拔桩设计, 需要综合考虑其承载力和变形两方面因素。

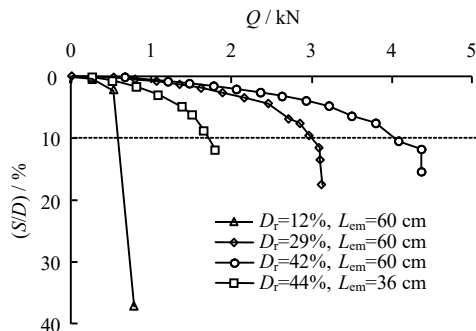


图6 模型桩的荷载变形曲线
Fig.6 Load-displacement response of model pile

表3 模型桩的极限荷载

Table 3 Ultimate load capacity of model pile		
相对密度 D_r	埋深 L_{em}	极限荷载
/ %	/ cm	/ kN
12	60	0.54
29	60	2.97
42	60	4.09
44	36	1.66

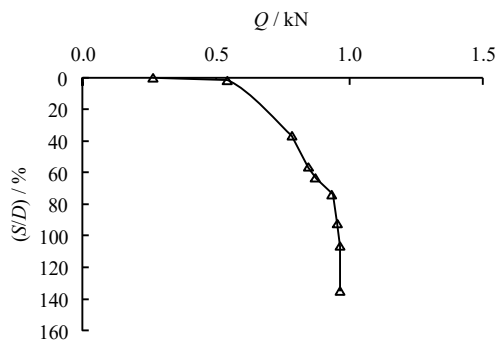


图7 $D_r=12\%$ 、 $L_{em}=60$ cm 情况下试桩的荷载变形曲线
Fig.7 Load-displacement response of model pile
at $D_r=12\%$ 、 $L_{em}=60$ cm

3.1.2 不同桩基埋深下荷载与桩顶位移关系

为研究桩基埋深对抗拔桩的受荷特征影响, 在相对密度 $L_{em}=42\%\sim 44\%$ 的情况下, 分别进行了埋深为 60 cm 和 36 cm 两种情况的抗拔试验。竖直上拔荷载与桩顶竖向位移和桩径比值的关系曲线见图 6, 可见不同埋深模型桩的破坏形式类似, 但当埋深为 36 cm, 接近极限荷载时, 桩周土体未出现明显的裂缝, 模型桩即突然出土破坏。

由表 3 可以看出, 随着埋深的增加, 抗拔桩的承载能力有着明显的提升, 这一规律与 Gaaver^[13] 在硅质砂中钢管桩的抗拔试验结果一致。因为抗拔桩为摩擦桩, 当埋深增加时, 更大的桩土接触面积能为模型桩提供更大的侧摩阻力, 从而大大提高了

模型桩的承载能力。当埋深较小时, 桩周土体始终没有明显的开裂, 模型桩的破坏更为突然。可见, 一定范围内, 保证抗拔桩足够的埋深是十分必要的。

3.2 桩身轴力传递特性

图 8 和图 9 分别是 $D_r=42\%$ 和 29% , $L_{em}=60$ cm 时, 钙质砂中铝管桩的桩身轴力分布。由图 8 可以看出, 在不同拉拔荷载下, 桩身轴力分布趋势基本一致: 接近桩顶处轴力最大, 基本与所受的荷载大小一致; 随深度的增加, 桩身轴力不断减小, 并且减小的速率越来越大, 接近桩底处轴力基本为 0。因为桩端未作嵌固处理, 可以认为模型桩的抗拔承载力主要由桩身的侧摩阻力提供。

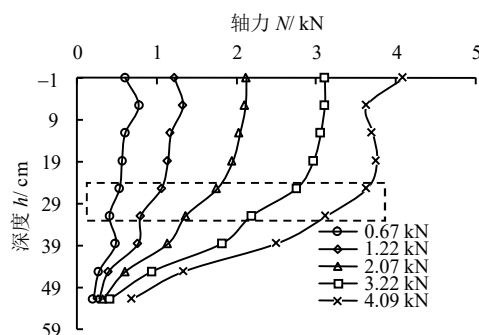


图8 $D_r=42\%$ 、 $L_{em}=60$ cm 情况下试桩桩身轴力
Fig.8 Axial force of model pile at $D_r=42\%$ 、 $L_{em}=60$ cm

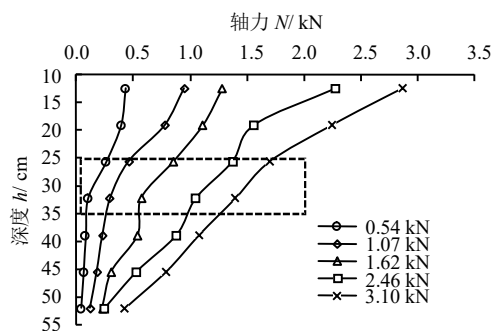


图9 $D_r=29\%$ 、 $L_{em}=60$ cm 情况下试桩桩身轴力
Fig.9 Axial force of model pile at $D_r=29\%$ 、 $L_{em}=60$ cm

如图 9 所示, 当地基的相对密度为 $D_r=29\%$ 时, 模型桩的桩身轴力变化趋势基本与 $D_r=42\%$ 时一致, 由于桩侧摩阻力的作用, 桩身轴力由上而下递减趋势, 不同的是, 随深度的增加, 其轴力减小的速率在逐渐减小。

图 10 是 $D_r=44\%$ 、 $L_{em}=36$ cm 时, 钙质砂中铝管桩的桩身轴力分布。其桩身轴力的变化趋势与 $D_r=42\%$ 、 $L_{em}=60$ cm 的情况下的结果基本一致, 随着深度增加, 轴力在逐渐减小, 减小的速率随深度而增大。这表明在埋深并不会改变桩身轴力的分布形式, 而相对密度则对其有较大的影响。

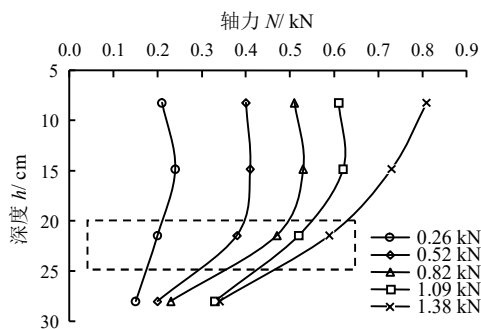


图 10 $D_r=44\%$ 、 $L_{em}=36$ cm 情况下试桩桩身轴力
Fig.10 Axial force of model pile at $D_r=44\%$,
 $L_{em}=36$ cm

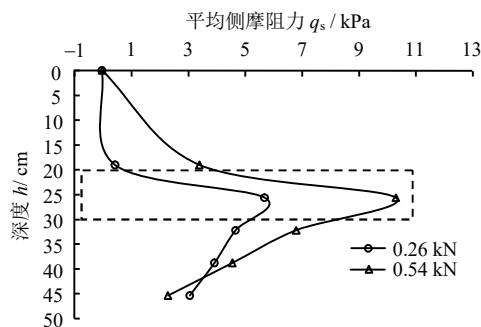


图 11 $D_r=12\%$ 、 $L_{em}=60$ cm 情况下桩身侧摩阻力分布
Fig.11 Unit skin friction of model pile
at $D_r=12\%$, $L_{em}=60$ cm

由图 8~10 可以看出, 桩身轴力在深度为 20~35 cm (0.33~0.58 倍桩径) 处的变化趋势有一定的转折。相对密实度较低时, (见图 9, $D_r=29\%$), 上部轴力下降较快, 荷载主要由桩身上部土体分担; 相对密实度较高时 (见图 8~10, $D_r=42\%\sim 44\%$), 下部轴力下降较快, 即随着荷载的增加, 增加的荷载转移到桩身下部土体。可能的原因是, 当相对密实度较大时, 桩土结合紧密, 桩身位移造成桩周土体明显的隆起和开裂 (见图 5), 破坏了上部土体的结构性, 降低其水平有效应力, 从而降低了上部土体提供摩阻力的能力, 使得上部轴力变化较小。当相对密实度较小时, 桩身对土体的影响较小, 所以上部土体即分担了大部分荷载, 导致桩身上部轴力变化较大。

3.3 桩侧摩阻力特性

根据桩身轴力可以计算出桩身各处平均侧摩阻力, 图 11~13 分别表示 $D_r=12\%$ 、 $D_r=29\%$ 以及 $D_r=42\%$ 时, 在埋深为 60 cm 的情况下模型桩桩身侧摩阻力分布情况。可以看出, 在深度为 15~30 cm (0.25~0.5 倍桩径) 处, 侧摩阻力的分布均有明显的变化: 相对密实度较低时 ($D_r=12\%$ 和 $D_r=29\%$), 侧摩阻力随深度的增加先增后减, 曲线出现明显的拐点; 相对密实度较高时 ($D_r=42\%$), 侧摩阻力随深度持续增加, 桩侧阻力随深度增长的速率变大。

图 14 为 $D_r=44\%$, 埋深为 36 cm 时桩侧摩阻力的分布情况。其分布形式基本与 $D_r=42\%$, $L_{em}=60$ cm 时的情况一致。此外, Angemmer 等^[3]进行的现场大尺寸桩基荷载试验中, 其中外径为 0.51 m, 埋深为 45.11 m 的大尺寸模型桩在抗拔过程中平均侧摩阻力峰值约为 15.79 kPa; 而本研究的试验中, 土体相对密实度为 44%, 且桩基埋深为 36 cm 时平均侧摩阻力峰值约为 14.25 kPa。可以看出, 模型试验所得侧摩阻力与现场大尺寸模型试验所得结果吻合较好。

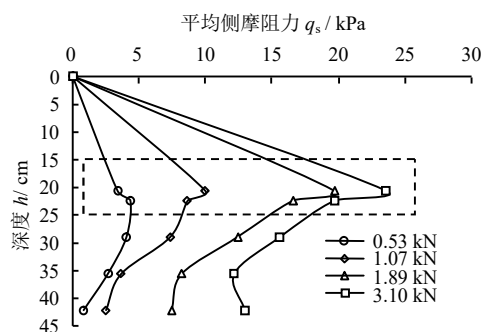


图 12 $D_r=29\%$ 、 $L_{em}=60$ cm 情况下桩身侧摩阻力分布
Fig.12 Unit skin friction of model pile
at $D_r=29\%$, $L_{em}=60$ cm

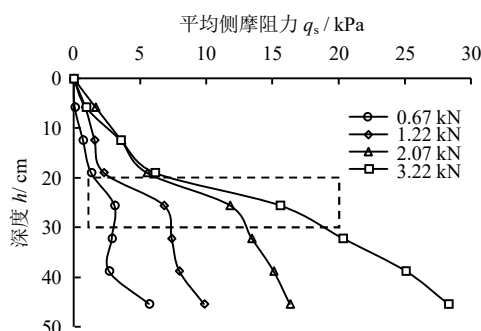


图 13 $D_r=42\%$ 、 $L_{em}=60$ cm 情况下桩身侧摩阻力分布
Fig.13 Unit skin friction of model pile
at $D_r=42\%$, $L_{em}=60$ cm

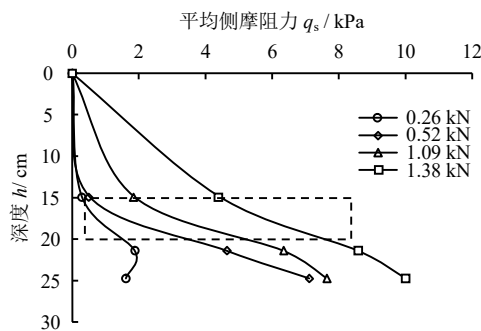


图 14 $D_r=44\%$ 、 $L_{em}=36$ cm 情况下桩身侧摩阻力分布
Fig.14 Unit skin friction of model pile
at $D_r=44\%$, $L_{em}=36$ cm

图 15 为各组试验在极限荷载的情况下桩身侧摩阻力的分布情况。可以看出, 相对密实度在一定范围内会影响侧摩阻力的分布形式, 随着相对密实度的提高, 侧摩阻力的分布由随深度先增加后减小转变为随着深度逐渐增加; 埋深对侧摩阻力的分布形式则基本没有影响。

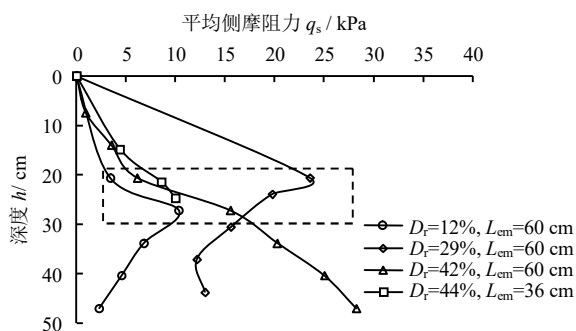


图 15 极限荷载下桩侧摩阻力
Fig.15 Unit skin friction of model pile under the ultimate load

3.4 桩侧摩阻力分布形式的讨论

桩侧摩阻力的估算可以采用下式:

$$q_s = \sigma'_n \tan \delta = K \sigma'_v \tan \delta \quad (1)$$

式中: σ'_n 为作用在桩侧面上的有效水平应力 (kPa); σ'_v 为有效垂直应力 (kPa); K 为静止土压力系数; δ 为界面摩擦角 ($^\circ$)。

Beringen 等^[14]通过钙质砂内摩擦角试验和钙质砂-钢板接触面摩擦试验表明, 钙质砂内摩擦角和桩土界面摩擦角与密实度的相关性均不大。因此, 相对密实度对侧摩阻力的影响主要是体现为对桩周水平有效应力的影响。另一方面, 整个试验过程中, 虽然桩土之间产生了明显的相对位移, 但是产生位移的过程十分缓慢, 每一时刻均可以看做是静态平衡的状态, 所以桩土之间摩擦力作为静摩擦力来分析更为合理。

图 16 为 $D_r = 42\%$ 时, 不同深度处桩侧摩阻力随桩头位移的变化趋势。在桩身位移达到约 5 mm 时, 侧摩极限阻力即能得到充分的发挥^[15], 且此时在受到的拉拔荷载不变的情况下, 可以看到模型桩被缓慢拔出,

所以本文仅给出桩头最大位移到 7 mm 的数据。由深度为 19 cm 及 25.6 cm 处侧摩阻力随位移先增后降的趋势可以看出, 在相对密实度较大时, 桩土结合紧密, 上层土体因桩身位移而受到较大影响, 试验中也可发现桩周土体明显的隆起和开裂 (见图 5)。所以上层土体水平有效应力明显下降, 从而

导致其侧摩阻力较低; 而随着深度的增加, 水平有效应力逐渐提升, 因此, 在整个埋深范围内, 其侧摩阻力表现为随深度持续增加。

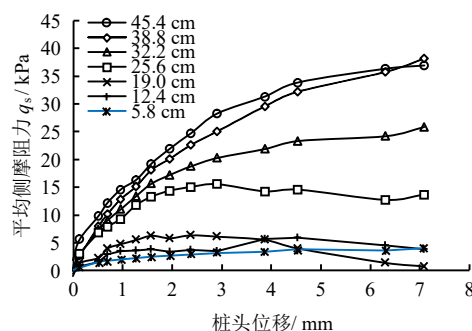


图 16 $D_r=42\%$ 、 $L_{cm}=60$ cm 情况下不同深度处侧摩阻力
Fig.16 Unit skin friction of different depths at $D_r=42\%$, $L_{cm}=60$ cm

4 结 论

(1) 在受竖向上拔荷载时, 钙质砂中模型桩的荷载-变形曲线呈明显陡降型, 破坏形式表现为脆性破坏。

(2) 0.1 倍的桩径可以看作是模型桩出土破坏的临界位移量。

(3) 地基相对密实度或埋深的增加均能够提高模型桩的抗拔承载力, 另外, 地基相对密实度较低的情况下, 相同拉拔力会导致模型桩较大的出土位移。

(4) 抗拔桩的桩身轴力随着深度的增加, 逐渐减小至接近于 0。

(5) 在一定范围内增大相对密实度会提高桩土侧摩阻力, 甚至会在一定程度上改变桩侧摩阻力分布的形式。

(6) 在相对密实度 $D_r = 42\% \sim 44\%$ 的情况下, 由于模型桩的出土位移对土体的影响比较大, 所以其桩侧摩阻力的分布形式与 $D_r = 29\%$ 和 $D_r = 12\%$ 的情况下有较大的区别。

参 考 文 献

- [1] 刘崇权, 单华刚, 汪稔. 钙质土工程特性及其桩基工程[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(3): 331—335.
LIU Chong-quan, SHAN Hua-gang, WANG Ren. The geotechnical characters of calcareous soils and the pile foundation engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, 18(3): 331—335.
- [2] 王新志, 王星, 翁贻令, 等. 钙质砂的干密度特征及其试验方法研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(增刊2): 316—322.

- WANG Xin-zhi, WANG Xing, WENG Yi-ling, et al. Characteristics of dry density of calcareous sand and its testing methods[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2016, 37(Supp. 2): 316—322.
- [3] ANGEMEER J, CARLSON E G, KLINK J H. Techniques and results of offshore pile load testing in calcareous soils[C]//Offshore Technology Conference. [S. l.]: [s. n.], 1973.
- [4] ANGEMEER J, CARLSON E D, STROUD S, et al. Pile load tests in calcareous soils conducted in 400 feet of water from a semi-submersible exploration rig[C]. [S. l.]: [s. n.], 1975: 657—670.
- [5] HASSANLOURAD M, SALEHZADEH H, SHAHNAZARI H. Strength of chemically grouted micro pile model in Calcareous sand[C]. Alexandria, Egypt: IOS Press, 2009.
- [6] 单华刚. 珊瑚礁钙质土中桩基工程承载性状研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(5): 561.
SHAN Hua-gang. Research on bearing behaviour of pile in calcareous soil of coral reef[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2000, 19(5): 561.
- [7] 江浩, 汪稔, 吕颖慧, 等. 钙质砂中模型桩的试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(3): 780—784.
JIANG Hao, WANG Ren, LÜ Ying-hui, et al. Test study of model pile in calcareous sands[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(3): 780—784.
- [8] 江浩, 汪稔, 吕颖慧, 等. 钙质砂中群桩模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 31(增刊1): 3023—3028.
JIANG Hao, WANG Ren, LÜ Ying-hui, et al. Model tests of pile groups in calcareous sands[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2010, 31(Supp.1): 3023—3028.
- [9] OVESEN N K. The use of physical models in design: The scaling law relationship[C]//Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Brighton: [s. n.], 1979, 4: 318—323.
- [10] 徐光明, 章为民. 离心模型中的粒径效应和边界效应研究[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(3): 80—86.
XU Guang-ming, ZHANG Wei-min. Study on particle size effect and boundary effect in centrifuge[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1996, 18(3): 80—86.
- [11] GARNIER J, KÖNIG D. Scale effects in piles and nails loading tests in sand[C]. [S. l.]: [s. n.], 1998.
- [12] FIORAVANTE V. On the shaft friction modelling of non-displacement piles in sand[J]. **Soils and Foundations**, 2002, 42(2): 23—33.
- [13] GAAVER K E. Uplift capacity of single piles and pile groups embedded in cohesionless soil[J]. **Alexandria Engineering Journal**, 2013, 52(3): 365—372.
- [14] BERINGEN F L, KOLK H J, WINDLE D. Cone penetration and laboratory testing in marine calcareous sediments[C]. Fort Lauderdale, USA: ASTM, 1982.
- [15] 王传文, 梅国雄, 宋林辉, 等. 广义荷载传递函数及其应用[J]. 岩土力学, 2007, 28(6): 1217—1220.
WANG Chuan-wen, MEI Guo-xiong, SONG Lin-hui. Generalized load transfer function and its application[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2007, 28(6): 1217—1220.
- [16] 张奇. 应力波在节理处的传递过程[J]. 岩土工程学报, 1986, 8(6): 99—105.
ZHANG Qi. The transfer process of stress wave at joint[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1986, 8(6): 99—105.
- [17] 郭媛. 子波穿过岩体结构面的波形变化规律及其应用研究[D]. 南昌: 江西理工大学, 2014.
GUO Yuan. Research on waveform change law and its application as wavelet propagated in structure planes of rock mass[D]. Nanchang: Jiangxi University of Science and Technology, 2014.
- [18] 王观石, 李长洪, 胡世丽, 等. 岩体中应力波幅值随时空衰减的关系[J]. 岩土力学, 2010, 31(11): 3487—3492.
WANG Guan-shi, LI Chang-hong, HU Shi-li, et al. A study of time-and spatial-attenuation of stress wave amplitude in rock mass[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(11): 3487—3492.
- [19] 王斐笠. 工程扰动下岩体结构面强度劣化及其边坡失稳分析[D]. 沈阳: 东北大学, 2017.
WANG Fei-li. Method on strength degradation of rock structure and analysis of slope failure under engineering disturbance[D]. Shenyang: Northeastern University, 2017.
- [20] 陈子光. 岩石力学性质与构造应力场[M]. 北京: 地质出版社, 1986.
CHEN Zi-guang. Rock mechanical properties and tectonic stress field[M]. Beijing: Geological Press, 1986.
- [21] 刘传正, 张建经, 崔鹏. 岩体夹层应力波能量演化及应力响应特征分析[J]. 岩土力学, 2018, 39(6): 2267—2277.
LIU Chuan-zheng, ZHANG Jian-jing, CUI Peng. Energy and stress response during stress wave prorogation in the intercalation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2018, 39(6): 2267—2277.

上接第 2850 页