

DOI: 10.11779/CJGE201606022

托底抗拔桩承载特性的模型试验研究

邵光辉，赵志峰，吴正余

(南京林业大学土木工程学院，江苏 南京 210037)

摘要：托底抗拔桩是一种通过无黏结钢绞线将上拔荷载传至桩底，使桩身混凝土受压工作的一类新型抗拔桩。能合理解决桩身受拉开裂问题和基础筏板受桩顶托问题，其承载特性与普通抗拔桩存在差异。通过室内模型试验，对比分析了普通抗拔桩与托底抗拔桩在极限抗拔承载力、桩身轴力传递、桩侧摩阻力分布方面的差异及其原因。探讨了泊松效应对上述两种桩承载力的影响。基于普通抗拔桩承载力确定方法，引入桩相对柔度参数确定托底抗拔系数，提出了托底抗拔桩极限承载力的计算方法与关键参数得取值建议，并通过模型试验数据对该计算方法的合理性进行了验证。

关键词：模型桩试验；托底抗拔桩；普通抗拔桩；砂土；承载力；抗拔系数

中图分类号：TU473.1 文献标识码：A 文章编号：1000-4548(2016)06-1140-07

作者简介：邵光辉(1973-)，男，湖北武汉人，博士，副教授，从事城市地下工程、地基处理方面的研究。E-mail: gh_shao@njfu.edu.cn。

Model tests on shaft capacity properties of bottom uplift pile

SHAO Guang-hui, ZHAO Zhi-feng, WU Zheng-yu

(School of Civil Engineering, Nanjing Forestry University, Nanjing 210037, China)

Abstract: The bottom uplift pile is a new type uplift pile for solving the problems of concrete cracks in pile shaft and the effect of interaction between strata and pile head. The unbonded steel strand with both ends anchored in the toe of concrete pile and slab of underground structure respectively is adopted to transmit the uplift load into pile bottom. There are some differences between tensile pile and bottom uplift pile in shaft capacity properties. The model pile tests are adopted to investigate the characteristics of the ultimate shaft capacity, shaft axial force and shaft friction of tensile pile and bottom uplift pile. The effects of Poisson's ratio are discussed for the above two types of piles. For the method calculating the shaft capacity of tensile pile, pile stiffness coefficient is used to determine the tension coefficient of bottom uplift pile. The method for shaft capacity is proposed and validated for bottom uplift pile.

Key words: model pile test; bottom uplift pile; tensile pile; sand; shaft capacity; tension coefficient

0 引言

抗拔桩是当前应用最为广泛的抗浮基础类型，抗拔桩极限承载力的确定对于工程设计有决定性作用^[1]。普通抗拔桩在拉拔力作用下桩身处于受拉状态，当拉力达到一定程度时桩身会出现开裂。托底抗拔桩是一类利用无黏结钢绞线将上拔荷载直接传递到桩底部，使桩身混凝土在受压条件下工作的新型抗拔桩。此类抗拔桩除无黏结后张法预应力灌注桩^[2](图1(a))外，还有柔性桩顶托底抗拔桩^[3](图1(b))，后者能既能解决桩身混凝土受拉开裂问题，还能够解决基础筏板受抗拔桩顶托问题，实现分散布桩，减小基础筏板弯矩的优化设计目标。尽管得到了一些工程应用，但是有关托底抗拔桩极限承载特性的理论研究还比较少，设计方法还缺少基础的理论支撑。托底抗拔桩的现场

原型桩试验表明，上拔位移量相同时，托底桩侧阻力发挥值均大于普通抗拔桩，在相同荷载水平下，托底灌注桩的桩顶位移小于普通灌注桩^[2]。赵晓光^[4]通过普通抗拔桩、对托底抗拔桩进行对比试验，发现托底抗拔桩，其从桩底由下至上的荷载传递方式，使得桩身下部侧阻力得到充分发挥，抗拔承载性能在一定程度上得到提高。粉质黏土与粉土地层中直径0.5 m，长7.0~17.0 m的托底抗拔桩比普通抗拔桩极限承载力提高24%~54%。但是，原型桩试验条件下，土层条件相对复杂，影响因素比较多，定性地得到规律性成果是可行的，但分析得到定量理论成果则比较困难。

基金项目：江苏高校优势学科建设工程项目；江苏省住房和城乡建设厅科技项目（2012-ZD35）
收稿日期：2015-03-29

因而模型试验和理论研究显得尤为重要。Meyerhof等^[5]、Chattopadhyay 等^[6]、Dash 等^[7]和 Deshmukh 等^[8]分别开展过普通抗拔桩的模型试验, 提出了相应的抗拔极限承载力的理论公式。张忠苗等^[9]从分析泊松效应的角度提出了多层土条件下抗拔系数的修正方法。Amira 等^[10]首次尝试了托底抗拔桩的模型试验, 但没有解决极限承载力如何确定的问题。黄锋等^[11]为了模拟 Osterberg 试验情况, 对表面黏砂粒的模型钢管桩进行了底部上托的渗水力模型试验。指出托桩的极限承载力大于顶部拔桩的极限承载力。这些成果为托底抗拔桩承载力的模型试验及理论研究提供了很好的理论基础和方法参考。本文主要开展托底抗拔桩和普通抗拔桩的模型试验, 比较分析托底抗拔桩与普通抗拔桩的承载特性与荷载传递规律, 研究解决托底抗拔桩极限承载力的确定问题。

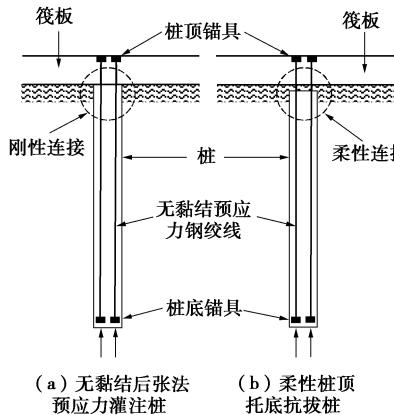


图 1 托底抗拔桩结构示意图

Fig. 1 Structure of bottom uplift pile

1 单桩抗拔模型试验

1.1 试验概况

试验装置如图 2, 模型箱为 10 mm 厚钢板加角钢加固的钢制容器, 尺寸为长 100 cm, 宽 100 cm, 高 100 cm。对于疏松砂土或软弱土而言, 当模型槽与模型桩的直径比大于 20 时, 试验的边界效应可以忽略不计^[12]。本文模型桩外径 $d=33$ mm, 桩体与模型槽宽度方向长径比远大于 20, 可以满足上述边界效应条件。因本研究模型桩主要受上拔荷载作用, 考虑桩底向下的影响范围不超过 $5d$ 的深度, 模型箱在深度方向也满足边界效应要求。

1.2 模型地基

试验中采用中砂作为地基填筑材料。砂土为干砂(含水率低于 0.2%), 图 3 为试验用砂的级配曲线。砂土不均匀系数 $C_u=3.14$, 曲率系数 $C_c=0.87$ 。



图 2 试验装置照片

Fig.2 Photograph of the model tests setup

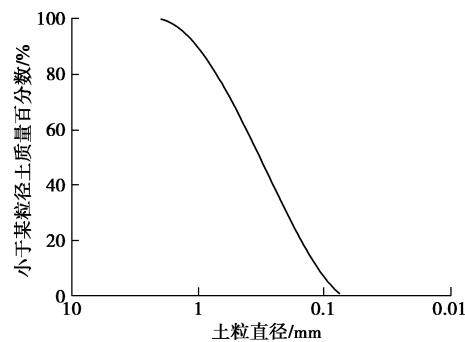


图 3 颗粒级配曲线

Fig.3 Particle-size distribution of sand

试验过程中采用采用移动式升降机砂雨填筑法^[13], 目前国内外砂土模型试验的填筑通常采用这种方法。以移动式升降机形成的土样较为混合均匀, 其水平向及垂直向的颗粒相互影响可以忽略, 每升降一层, 所上升的高度非常小, 因此对于砂层与砂层之间的影响可忽略。砂雨填筑时漏斗底管口距离砂面距离 60 cm, 对应干砂密度 $\rho = 1.497 \times 10^3$ kg/m³, 相对密实度 $D_r=0.71$, 填砂的静止侧压力系数 $K_0=1.35$ 。采用直剪试验测定该密度条件下干砂的内摩擦角 $\varphi=33.7^\circ$ 。采用 GDS 三轴试验系统测定砂土弹性模量, 在侧向周围应力 $\sigma_3=150$ kPa 作用下, 用轴向反复加载、卸荷的方法确定该密度砂土的弹性模量 $E=71.4$ MPa, 应力 - 应变曲线见图 4。砂土的泊松比取 $\nu_s=0.3$, 则在围压 $\sigma_3=150$ kPa 条件下, 可得砂土的剪切模量 $G=27.5$ MPa, 砂土的剪切模量与围压密切相关, 根据围压与干砂密度, 在模型试验荷载水平下砂的平均剪切模量可取为 $G=2.7$ MPa。

1.3 模型桩

模型桩主体采用 PVC (聚氯乙稀) 管作为主体材料。为了增强桩土摩阻力, 参考黄锋等^[11]模型桩试验方法, 采用在 PVC 套管表面用聚醋酸乙烯黏结剂洒布黏结一层 ISO 标准砂。具体方法是将桩管水平放置,

按照固定的速率转动，将标准砂均匀洒布在涂胶的桩身表面，待桩表面胶结凝固后，用毛刷清理余砂。处理后的模型桩外径为33 mm，壁厚2.5 mm。桩身长600 mm，底端闭口，入土深度550 mm，桩的材料弹性模 $E_p=3288.8 \text{ MPa}$ ，等效为实心桩的弹性模量为921 MPa。普通抗拔桩拉拔点在桩上端，桩顶设有螺纹，通过桩帽直接与加载装置连接。托底抗拔桩上拔点在桩底，桩管内穿M8螺杆（代替实际桩体内部的无粘结预应力筋），螺杆底端与桩底固定，螺杆从桩顶穿出与加载装置连接，通过螺杆将上拔荷载传递至桩底。模型桩内侧两两对称粘贴5组应变片（图5）。

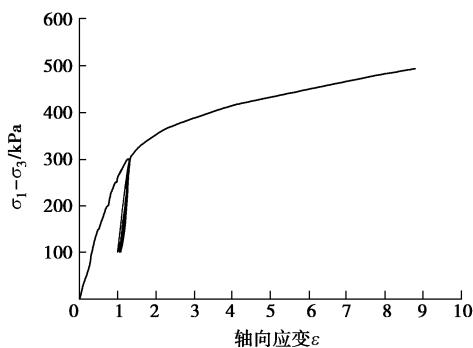


图4 确定砂土弹性模量的应力应变曲线

Fig. 4 Curve of stress-strain for calculating Young's modulus

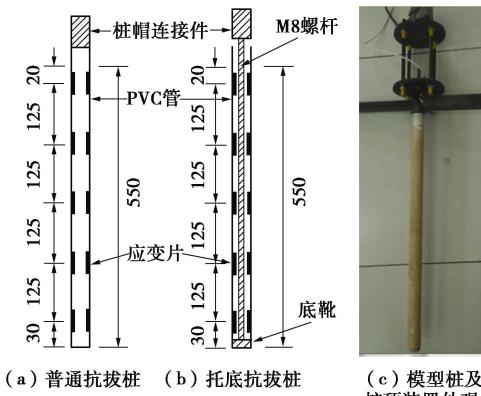


图5 模型桩结构及应变计位置图 (mm)

Fig. 5 Model design and location of strain gauge (mm)

1.4 桩-土界面

桩-土界面抗剪强度采用直剪试验测定。采用与模型桩表明黏砂相同工艺方法，在与桩身同材质与表面处理的PVC塑料板上黏结一层标准砂，将其放置于直剪仪器的下剪切盒内，黏砂面与剪切面齐平；上剪切盒按照模型试验相同的填砂密度装填干砂，按照直剪试验的方法分别施加不同的垂直压力进行剪切，测得桩-土间的摩擦角 $\delta=31.5^\circ$ 。

1.5 试验方法

模型桩采用预先埋入法成桩，即先将桩固定在模型槽中一定深度，保持桩竖直向下，再用砂雨法填筑

砂土至预定高度。上拔试验加载采用滑轮组结合砝码分级加载的方式，以预定的荷载分级加载砝码，直至桩完全拔出。为了保证数据的准确性，在试验开始前对所有应变片、传感器都进行了标定。每种桩型分别进行两组平行上拔试验，普通抗拔桩编号为C1、C2，托底抗拔桩编号为B1、B2。

2 试验结果

2.1 抗拔桩极限承载力

图6是桩的荷载-位移曲线，其中普通抗拔桩的位移是桩顶桩帽位移，托底抗拔桩位移是模型桩内钢螺杆（替代无黏结钢绞线）顶部桩帽位移。普通抗拔桩C1和C2的极限抗拔承载力 Q_t 分别为188.8, 184.7 N；托底抗拔桩B1和B2的极限抗拔承载力 Q_b 为203.5, 207.3 N。托底抗拔桩极限承载力大于普通抗拔桩，平均极限承载力比值 $Q_b/Q_t=1.10$ 。普通抗拔桩在位移4 mm左右达到承载力峰值，托底抗拔在位移3 mm左右达到承载力峰值。

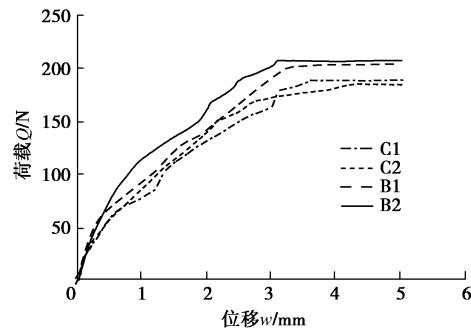


图6 普通抗拔桩与托底抗拔桩的荷载位移曲线

Fig. 6 Loading-displacement curves of tensile pile and bottom uplift pile

2.2 桩身轴力与桩侧摩阻力分布

普通抗拔桩桩身受拉应力作用，轴力随深度逐渐减小（图7），托底抗拔桩桩身受压应力作用，轴力随深度逐渐增大（图8）。普通抗拔桩和托底抗拔桩的桩侧摩阻力 f_s 沿桩长分布情况分别见图9(a)、(b)，二者摩阻力随埋深增加而增大，摩阻力随侧压力增大而增大，其增长速率也逐渐增加。托底抗拔桩 f_s 增长率大于普通抗拔桩 f_s 增长，靠近桩底部分的 f_s 显著高于桩的中上部，桩下部的桩侧摩阻力对整个桩的总承载力贡献更大。托底抗拔桩下部535 mm处的 f_s 值为16.0 kPa，大于普通抗拔桩下部的 f_s 值12.1 kPa。可见，桩身拉压状态的差异，能够引起桩侧摩阻力的变化。

为进一步分析桩在不同位移阶段下各桩长位置处的桩侧摩阻力的发展变化情况，图10(a)、(b)分别给出了普通抗拔桩和托底抗拔桩在不同埋深处桩侧摩阻力与桩位移关系曲线。两种桩的该曲线均接近双曲

线形。在接近桩底部, 托底抗拔桩侧摩阻力较普通抗拔桩更早达到极限状态。在浅部, 情况则相反, 普通抗拔桩侧摩阻力较托底抗拔桩更早达到极限状态。在桩长 82.5 mm 处, 普通抗拔 f_s 值还出现了轻微的峰值, 然后有所衰减。其原因与桩侧土体的剪胀有关, 桩表面黏砂及桩侧密砂均可使界面附近土体出现剪切峰值与软化, 桩周土体位移场发展过程不同, 会出现峰值同步问题。桩-土界面达到强度峰值所需要的剪切位移随埋深的增加而增加, 普通抗拔桩拉伸工作, 桩身各横截面的上拔位移量随埋深递减, 桩-土摩阻力发挥不同步, 桩下部摩阻力充分发挥时, 桩上部桩-土界面已进入软化滑移状态。托底抗拔桩则与此相反, 桩身上托压缩工作, 桩身各横截面的上拔位移量随埋深递增, 桩-土摩阻力发挥能够同步。尽管如此, 由于两种桩的总极限承载力主要由桩下部的桩侧摩阻力贡献, 所以普通抗拔桩上部小范围出现侧摩阻力峰值不同步问题, 并不会显著增大或减小两种桩的极限承载力差异。对于桩-土界面以外的桩周土, 黄锋等^[14]指出, 对拔桩及托桩, 桩相对于土向上位移, 桩周土相当于三轴拉伸并表现为减缩, 将引起桩周土水平正应力减小。这一效应也会抵消或弱化桩-土界面的剪胀影响。

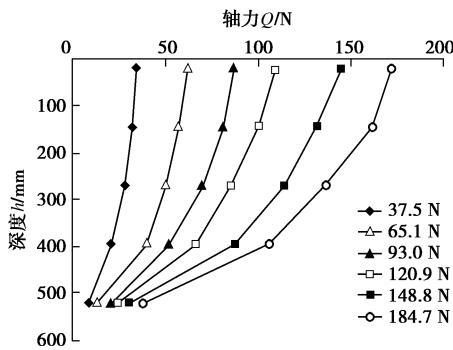


图 7 普通抗拔桩轴力与深度关系曲线(C2)

Fig. 7 Curves of axial force vs. depth of tensile pile (C2)

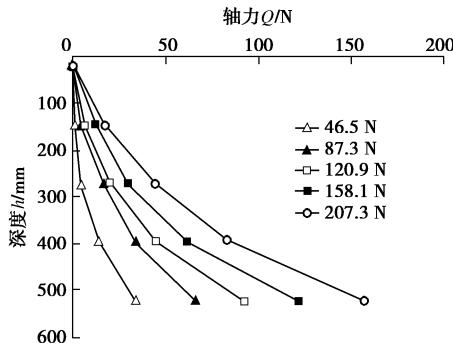


图 8 托底抗拔桩轴力与深度关系曲线(B2)

Fig. 8 Curves of axial force vs. depth of bottom uplift pile (B2)

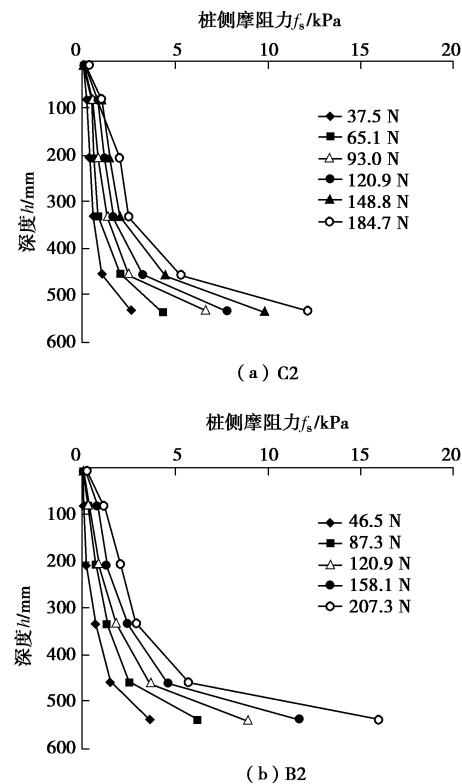


图 9 桩侧摩阻力与深度关系曲线

Fig. 9 Curves of shaft friction vs. depth of pile

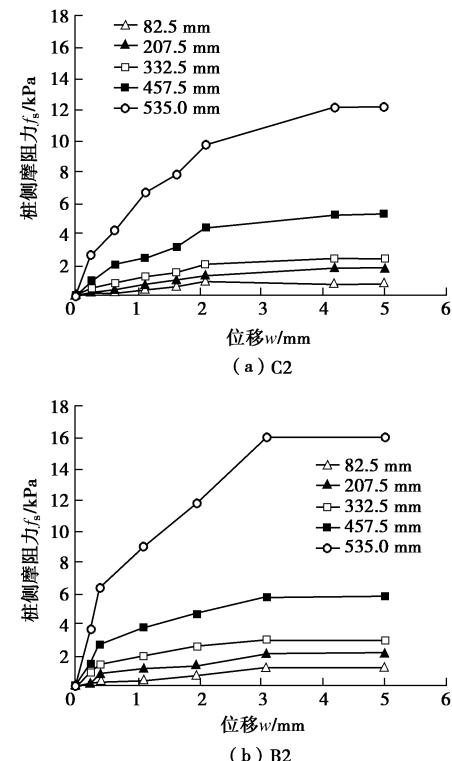


图 10 不同埋深处桩侧摩阻力与桩位移关系曲线

Fig. 10 Development curves of shaft friction vs. pile displacement at different depths

图 11 (a)、(b) 分别给出普通抗拔桩和托底抗拔桩在不同埋深处桩侧摩阻力与荷载比关系曲线。对于这两种桩的荷载比分别为 Q/Q_t 和 Q/Q_b , 表征各自荷

载水平与极限承载力的关系。随着荷载水平提高，普通抗拔桩和托底抗拔桩桩侧摩阻力发挥基本呈线性增长，不同深度处的桩侧摩阻力接近等比例发挥。

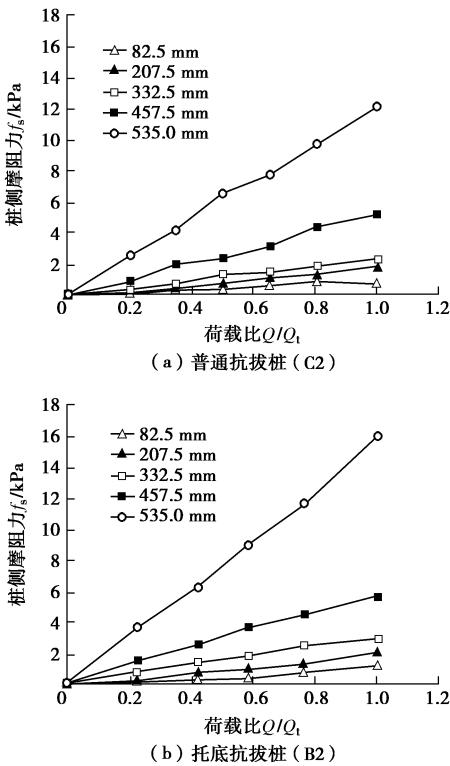


图 11 不同埋深处桩侧摩阻力与桩上拔荷载比关系曲线

Fig. 11 Development curves of shaft friction vs. pile uplift loading ratio at different depths

3 托底抗拔桩承载力的理论分析

3.1 影响托底抗拔桩桩侧极限摩阻力的因素

De Nicola 等^[15]在对比了普通抗拔桩与受压桩的承载性状后，认为影响二者桩侧极限摩阻力差异的因素主要有3个方面：①桩身受拉或受压时的泊松效应使桩周径向应力变化；②桩周土的总应力场差异，受压荷载趋向于增加总应力，而上拔荷载趋向于减小总应力；③桩侧土体主应力方向旋转引起的有效应力差异。黄锋等^[11]指出了第4个方面，即桩周土体位移场发展过程的影响，普通抗拔桩为自上而下，而托底桩则为自下而上。基于这一认识，对比托底抗拔桩与普通抗拔桩之间在以上四方面的承载性状差异，二者相对于桩周土体的位移方向是一致的，桩周土主应力旋转方向也一致，前文分析又表明桩周土体位移场发展过程的影响很小。排除以上三方面因素后，托底抗拔桩与普通抗拔桩主要的不同之处只在于桩身拉压状态不同。因此，可以认为的桩侧极限摩阻力差异主要来自桩受拉或受压时的泊松效应差异。可以以普通抗拔桩承载力计算为基础，通过计算泊松效应引起的极限摩阻力增量获得托底抗拔桩的极限承载力。

3.2 泊松效应影响

对于普通抗拔桩，在不计桩身自重的前提下（分析桩—土摩阻性状对桩承载力的影响，后文均按此条件分析，不再说明），De Nicola^[15]给出了桩的泊松效应对抗拔桩承载力影响的计算公式：

$$\frac{\Delta Q}{Q_0} = \frac{1}{8\eta} (\epsilon^{8\eta} - 1) - 1 \quad , \quad (1)$$

式中， η 为桩的相对柔度参数， $\eta = v_p \tan \delta (L/D)(G_{avg}/E_p)$ ， L 、 D 、 v_p 和 E_p 分别为桩长、桩径、桩的泊松比和弹性模量； G_{avg} 为桩侧土的平均剪切模量； ΔQ 为桩的泊松效应引起的抗拔桩承载力的变化量， Q_0 为不考虑桩泊松效应的单桩理论极限承载力。

$$Q_0 = \frac{1}{2} \pi D \gamma' L^2 K_0 \tan \delta \quad , \quad (2)$$

式中， γ' 为桩周土的有效重度， K_0 为桩周土的静止侧压力系数。

式(1)适用于相对柔度 $\eta = 0 \sim 0.1$ 的桩。对于刚度较大的桩，忽略高阶小项 η^2 的影响，则式(1)可变为

$$\frac{\Delta Q}{Q_0} = 4\eta \quad , \quad (3)$$

$$Q_t = Q_0 (1 - 4\eta) \quad , \quad (4)$$

式中， Q_t 为普通抗拔桩的极限承载力。

所以在泊松效应影响下的托底抗拔桩与普通抗拔桩的承载力的比值可表示为

$$\frac{Q_b}{Q_t} = \frac{1 + 4\eta}{1 - 4\eta} \quad , \quad (5)$$

式中， Q_b 为托底抗拔桩承载力。

3.3 托底抗拔桩的抗拔系数确定

对于普通抗拔桩而言，设计中桩侧摩阻力的计算是将其桩侧土按照抗压桩极限侧阻力标准值乘以抗拔系数后计算得到^[16]

$$T_{us} = \sum \lambda_i u_i q_{sik} l_i \quad . \quad (6)$$

式中 T_{us} 为极限抗拔侧阻力标准值； u_i 为桩身周长； q_{sik} 为第 i 层土的抗压极限侧阻力标准值； λ_i 为抗拔系数，对于砂土取 $0.5 \sim 0.7$ ， $L/d < 20$ 时取小值； l_i 为第 i 层土中的桩长。

影响抗拔系数的因素主要有桩体受拉时的泊松效应和土的性质。式(6)中给出的抗拔系数 λ_i 综合反映了这两者的影响，并且因其采用了抗压极限侧阻力值计算，抗拔系数 λ_i 可以看作是普通抗拔桩与抗压桩极限侧阻力的比值。

现行的桩基设计规范中并没有抗拔极限侧阻力标准值可供使用，只能通过抗压桩的极限侧阻力标准值通过抗拔系数计算得到。因此，在确定托底抗拔桩承载力时考虑到计算指标的易得性，也沿用这一计算思

表1 托底抗拔桩与普通抗拔桩承载力比值试验结果与计算结果对比

Table 1 Comparison between measured and calculated results of shaft capacity ratios of bottom uplift pile and conventional tensile pile

序号	桩材料	桩-土摩擦角 $\delta/(^{\circ})$	土平均剪切模量 G_{avg}/MPa	桩长 L/m	桩直径 D/m	桩泊松比 ν_p	桩弹性模量 E_p/MPa	相对柔度参数 η	实测 T_{ub}/T_{us}	计算 T_{ub}/T_{us}	文献
1	铝	27.5	43.0	0.40	0.024	0.31	5590	0.0207	1.13	1.18	Amira等 ^[19]
2	钢	29.4	43.0	9.00	0.500	0.20	22814	0.0038	1.08	1.03	Amira等 ^[19]
3	PVC	30.5	2.7	0.55	0.033	0.38	921	0.0109	1.10	1.09	本文

路。定义一个托底抗拔系数 λ_T , 通过其与式(5)普通抗拔桩泊松效应的比例关系, 按下式来确定其值:

$$\lambda_T = \lambda_i \left(\frac{1+4\eta}{1-4\eta} \right) \quad (7)$$

相应地, 可以得到托底抗拔桩极限侧阻力计算式:

$$T_{ub} = T_{us} \left(\frac{1+4\eta}{1-4\eta} \right) = \sum \lambda_i u_i q_{sik} l_i \left(\frac{1+4\eta}{1-4\eta} \right), \quad (8)$$

式中, T_{ub} 为托底抗拔桩极限抗拔侧阻力标准值。

计算中需要确定桩的相对柔度参数 η , 但是因其涉及的参数较多, 如何能方便合理地确定其取值是决定上述承载力计算公式是否具有实用性的关键因素。以下是对确定桩的相对柔度参数 η 的各相关参数取值的建议。对于实际混凝土灌注桩而言, 桩身泊松比 ν_p 可取 0.2, 弹性模量 E_p 可取 30 GPa。对于桩-土界面摩擦角 δ 的取值, Potyondy 等^[17] 对不同材料和表面粗糙程度的桩与砂土界面摩擦角研究后提出, 混凝土灌注桩-砂土界面摩擦角 δ 与砂土内摩擦角 φ 比值 $\delta/\varphi=1.0$ 。Kulhawy 等^[18] 的研究成果也得到了与之相同的结论, 因此桩-土界面摩擦角 δ 可取土内摩擦角 φ 。桩侧土的平均剪切模量 G_{avg} 可参考 De Nicolas^[15] 的方法, 砂土剪切模量的数值随深度线性增长, 松砂和密砂分别按 $G=1z$ 和 $G=5z$ 取值, 即对于桩长为 $L(m)$ 的桩, 平均剪切模量的数值大小可取 $G_{avg}=(1.5\sim2.5)L(MPa)$, 松砂取小值, 密砂取大值。

例如某工程托底抗拔桩桩长 L 为 40 m, 桩径 1.2 m, 桩身混凝土泊松比 ν_p 为 0.2, 弹性模量 E_p 为 30 GPa。桩-土界面摩擦角 δ 为 30°, 桩侧土的平均剪切模量 G_{avg} 为 100 MPa。则可求得桩的相对柔度参数 η 为 0.01283。根据式(7)可得托底抗拔系数 $\lambda_T=1.11\lambda_i$, λ_i 为普通抗拔桩拔系数。即采用托底抗拔桩比普通抗拔桩抗拔极限承载力提高 11%。

4 计算方法验证

将上述确定托底抗拔桩极限侧阻标准值的方法应用于本文的模型试验桩的承载力计算, 以验证该计算方法的有效性。因模型试验中的桩周土为均质土, 且桩-土界面摩阻力参数 δ 不是来自抗压桩试验, 而是来

自接触面直剪试验, 不包含泊松效应的影响。故结合式(2)、(4), 得式(6)中

$$\lambda_i q_{sik} = \frac{1}{2} \gamma' L K_0 (1-4\eta) \tan \delta \quad (9)$$

按照式(6)、(9), 计算得普通抗拔桩极限承载力为 185.5 N; 按照式(8)、(9), 计算得托底抗拔桩极限承载力 202.4 N。与模型试验实测值对比(二者均值分别为 186.8 N 和 205.4 N), 结果一致性很好。托底抗拔桩与普通抗拔桩的承载力的比值理论计算值与试验实测值分别为 1.09, 1.10, 结果很接近(表 1), 表明本文计算方法是有效的。Amira 等^[19] 曾采用了两组不同材质刚度和尺寸的托底抗拔桩于普通抗拔桩进行模型试验。结果显示托底抗拔桩的极限承载力显著高于普通抗拔桩。本文引用了 Amira 等^[19] 的试验数据与结果, 对本文方法进一步验证。按照本文方法计算的结果也列于表 1。可见, 用本文计算方法得到的托底抗拔桩与普通抗拔桩的承载力的比值与实测值也具有很好的一致性。

5 结论

托底抗拔桩是将上拔荷载直接作用于桩底部, 使桩身混凝土受压工作的新型抗拔桩。其既能够避免普通抗拔桩桩身混凝土受拉工作时的裂缝控制问题, 并且极限承载力高于普通抗拔桩, 在工作机理上更加合理。基于工程应用的需要, 本文对其承载特性与承载力计算方法进行研究得到以下 3 点结论。

(1) 由于上拔力作用点位置不同, 托底抗拔桩与普通抗拔桩相比较, 桩身内力分布差异明显。普通抗拔桩上拔荷载作用点在桩顶, 桩身轴力均为拉力, 其轴力分布表现为桩顶最大, 沿桩长向下逐渐递减。而托底桩将上拔荷载作用点位置由桩顶移至桩底, 在整个加载过程中, 桩身处于受压状态, 桩底轴力最大, 沿桩身由下而上逐渐减小。

(2) 泊松效应是导致托底抗拔桩与普通抗拔桩极限承载力差异的最主要原因。托底抗拔桩因桩身轴向受压工作, 泊松效应导致桩横截面膨胀, 桩侧摩阻力增加。普通抗拔桩桩身轴向受拉工作, 泊松效应导致桩横截面收缩, 桩侧摩阻力减少。泊松效应引起的极

限承载力变化值可由桩的相对柔度参数计算得到。

(3)根据托底抗拔桩与普通抗拔桩由泊松效应确定的极限承载力比例关系确定托底抗拔系数 λ_t , 基于普通抗拔桩承载力设计理论, 提出了托底抗拔桩极限侧阻力计算方法。并给出了关键的相对柔度参数的取值建议。经本文模型试验结果及他人文献数据验证, 是合理有效的, 能够为托底抗拔桩设计提供理论依据。

参考文献:

- [1] 黄茂松, 任青, 王卫东, 等. 深层开挖条件下抗拔桩极限承载力分析[J]. 岩土工程学报, 2008, **29**(11): 1689–1695. (HUANG Mao-song, REN Qing, WANG Wei-dong, et al. Analysis for ultimate uplift capacity of tension pile under deep excavation[J]. Chinese Journal of geotechnical Engineering, 2008, **29**(11): 1689–1695. (in Chinese))
- [2] 迟铃泉, 赵志民, 刘金砾. 抗拔灌注桩后张预应力技术试验研究与工程应用[C]// 桩基工程技术进展 2009. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (CHI Ling-quan, ZHAO Zhi-min, LIU Jin-li. Experimental research and engineering applications of cast-in-situ tensile pile with post tensioned prestressing technology[C]// Pile Foundation Engineering Technology Progress 2009. Beijing: China Architecture and Building Industry Press, 2009. (in Chinese))
- [3] 王武. 新型柔性桩顶抗拔桩与土体相互作用研究[D]. 南京: 南京林业大学, 2013. (WANG Wu. Study on the interaction between new type of soft top bottom uplift pile and soil[D]. Nanjing: Nanjing Forestry University, 2013. (in Chinese))
- [4] 赵晓光. 无黏结后张预应力抗拔灌注桩的试验研究[D]. 北京: 中国建筑科学研究院, 2012. (ZHAO Xiao-guang. Experiment study on the unbonded post-tensioned prestressed cast-in-situ uplift pile[D]. Beijing: China Academy of Building Research, 2012. (in Chinese))
- [5] MEYERHOF G G, ADAMS J I. The ultimate uplift capacity of foundations[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1968, **5**(4): 225–244.
- [6] CHATTOPADHYAY B C, PISE P J. Uplift capacity of piles in sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, **112**(9): 888–904.
- [7] DASH B K, PISE P J. Effect of compressive load on uplift capacity of model piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, **129**(11): 987–992.
- [8] DESHMUKH V B, DEWAIKAR D M, CHOUDHURY D. Uplift capacity of pile anchors in cohesionless soil[C]// Deep Foundations and Geotechnical In Situ Testing. Shanghai, 2010(205): 267–276.
- [9] 张忠苗, 刘念武, 房凯. 考虑端承力时泊松效应对抗拔系数的影响[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(增刊 2): 494–497. (ZHANG Zhong-miao, LIU Nian-wu, FANG Kai. Influence of Poisson's effect on uplift coefficient considering tip resistance[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(S2): 494–497. (in Chinese))
- [10] AMIRA M, YOKOYAMA Y, IMAIZUMI S. Friction capacity of axially loaded model pile in sand[J]. Soils and Foundations, 1995, **35**(1): 75–82.
- [11] 黄锋, 黄文峰, 李广信, 等. 不同受载方式下桩侧阻的渗水力模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 1998, **20**(2): 10–14. (HUANG Feng, Huang Wen-feng, Li Guang-xin, et al. Study on the shaft fraction of single pile under compressive and tensile loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, **20**(2): 10–14. (in Chinese))
- [12] CRAIG W H, SABAGH S K. Stress-level effects in model tests on piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**(1): 28–41.
- [13] FRETTI C, LO PRESTI D C F, PEDRONI S. A pluvial deposition method to reconstitute well-graded sand specimens[J]. ASTM Geotechnical Testing Journal, 1995, **18**(2): 292–298.
- [14] 黄锋, 李广信, 郑继勤. 单桩在压与拔荷载下桩侧摩阻力的有限元计算研究[J]. 工程力学, 1999, **16**(6): 69,97–101. (HUANG Feng, Li Guang-xin, ZHEN Ji-qin. Study on the shaft fraction of single pile under compressive and tensile loading[J]. Engineering Mechanics, 1999, **16**(6): 69,97–101. (in Chinese))
- [15] DE NICOLA A, RANDOLPH M F. Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **119**(12): 1952–1973.
- [16] JGJ94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ94—2008 Technical code for building pile foundations[S]. 2008. (in Chinese))
- [17] POTYONDY J G. Skin friction between various soils and construction materials[J]. Géotechnique, 1961, **11**(4): 339–353.
- [18] KULHAWY F H, O'Rourke T D, STEWART J P, et al. Transmission line structure foundations for uplift-compression loading, load test summaries: appendix to epri final report el-2870[R]. Palo Alto: Electric Power Research Institute, 1983.
- [19] AMIRA M, YOKOYAMA Y, IMAIZUMI S. effect of pile compressibility on shaft friction capacity[C]// Proceedings-Japan Society of Civil Engineers. Tottori, 1996: 1–10.