

文章编号:1006-2467(2021)09-1108-08

DOI: 10.16183/j.cnki.jsjtu.2018.330

基于泥浆平衡地压的桩孔稳定性分析及支护建议

熊国军, 王建华, 陈锦剑

(上海交通大学 船舶海洋与建筑工程学院, 上海 200240)

摘要: 基于泥浆压力平衡地压的原理, 建立一种分析桩孔稳定的力学模型, 分析无支护开挖、泥浆护壁成孔、硬支护成孔 3 种施工方式的应用条件与使用范围, 给出无支护成孔最大深度、护壁泥浆下限容重的确定办法与实用表格。研究结果表明: 土体的摩擦角、黏聚力与泥浆容重是维持桩孔稳定的基本要素; 当成孔深度小于无支护成孔最大深度时, 可采用无支护开挖, 否则须采用泥浆护壁辅助成孔, 且泥浆重度不得小于场地土要求的护壁泥浆下限容重; 当摩擦角大于 25° 时, 可任意选择泥浆重度; 当查表计算所得的护壁泥浆下限容重大于规范给定的最大泥浆容重时, 则需采用套管等硬支护措施。

关键词: 桩孔稳定; 护壁泥浆; 泥浆重度; 无支护临界深度

中图分类号: TU 441.35

文献标志码: A

Stability Analysis and Support Suggestions of Pile Hole Based on Mud Pressure Balance Earth Pressure

XIONG Guojun, WANG Jianhua, CHEN Jinjian

(School of Naval Architecture, Ocean and Civil Engineering,
Shanghai Jiao Tong University, Shanghai 200240, China)

Abstract: Based on the principle of mud pressure balance earth pressure, this paper establishes a mechanical model for analyzing the stability of pile hole, and analyzes the applicable conditions and application scopes of the three construction methods, namely, no-support excavation, the hole formation method by mud retaining wall, and the hole formation method by hard support. It also provides reasonable determination methods for maximum depth of pore-creating without support, lower limit value of mud weight of protecting wall, and useful tables. The research results show that the friction angle, the cohesion, and the mud weight of soil are basic factors for maintaining the stability of the pile hole. When the depth of pore-forming is less than the maximum depth of pore-creating without support, no-support excavation can be adopted. Otherwise, hole-forming should be assisted by slurry-support, and mud weight should not be less than the lower limit value of mud weight for the retaining wall determined by the site soil. When the friction angle is greater than 25° , mud weight can be arbitrarily selected. When the lower limit value of mud weight for the retaining wall calculated by look-up table is greater than the maximum mud weight given by specification, casing or other hard support measures should be adopted.

收稿日期: 2019-02-01

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(41330633), 国家自然科学基金项目(51678360)

作者简介: 熊国军(1985-), 男, 湖北省黄冈市人, 博士生, 主要从事岩土工程研究。

通信作者: 陈锦剑, 男, 教授, 博士生导师; E-mail: chenjj@sjtu.edu.cn.

Key words: stability of pile hole; mud of protecting wall; mud weight; critical depth without support

桩基础是最为普遍的一种深基础形式,由桩孔施工引起的孔周应力状态发生改变,直接影响着孔壁的变形与稳定.文献[1]应用弹性理论和塑性力学中的屈服准则导出钻孔灌注桩孔壁的稳定条件.文献[2]采用自重竖向应力、侧压系数表达侧压力、平面轴对称弹性解等基本假设与力学概念分析了孔周围应力,结合屈服准则研究了塌孔机理,并建立了孔壁的稳定条件.文献[3]根据楔体在自重与两侧摩阻力作用下的平衡推导了自稳的临界深度.文献[4]基于孔壁内、外侧静力关系与圆孔稳定原理建立了钻孔孔壁稳定条件,基于朗肯土压力推得黏性土中稳定自立的最大深度与孔壁稳定的安全系数,基于平面滑块的静力平衡推导砂土中桩孔的安全系数.文献[5-6]基于数值模拟与实际工程分析了孔径、孔深、海水、地层土体状况、钢护筒长度、泥浆容重、成孔时间对桩孔变形与稳定的影响.文献[7]采用经典土压力理论建立了某大直径污水井孔壁失稳分析模型,分析了各因素对稳定性的影响.文献[8-9]基于Berezantzev的轴对称主动土压力公式推导了无支护挖孔临界深度的隐式公式和一种简化公式.文献[10]将饱和软土中的桩孔稳定问题视为平面圆孔的卸荷收缩问题,基于修正剑桥模型采用应力空间变换法推导了孔壁临塑支护荷载与孔壁收缩的解析表达,给出了护壁泥浆最小重度的确定方法.

总体来说,桩孔稳定性研究可分为 4 类:① 将桩孔稳定问题视为平面轴对称极限问题^[1-3],应用弹性力学和塑性力学中的屈服准则,推导孔壁稳定条件,并利用极限分析原理对无支护极限孔深、泥浆容重等问题进行计算;② 将桩孔稳定问题视为竖面上的平面极限问题^[4-7],运用朗肯土压力、库伦土压力与泥浆压力相平衡的原理建立桩孔稳定的力学模型,推导无支护极限孔深、稳定系数与泥浆容重;③ 将桩孔稳定问题视为空间轴对称极限问题^[8-9],运用Berezantzev的轴对称主动土压力理论计算无支护极限孔深;④ 利用有限元软件^[5-6]对影响孔壁稳定的各因素进行模拟,并提出治理措施.前三者属于理论研究,第①、②类研究均将桩孔稳定视为平面极限问题,局限性明显;第③类研究虽采用空间轴对称极限理论,但Berezantzev公式^[11]是基于完全塑性假定建立的,其不合理性已在文献[10]中被深入探讨,由此推导出的无支护极限深度也存疑,且现有的第③类研究也不全面,没有给出护壁泥浆合理的容重

确定方法.

针对第③类研究的不足,本文基于严格的轴对称主动土压力理论^[12-13]与泥浆平衡地压原理,重新建立了分析桩孔在稳定时的力学模型,根据土压力与泥浆压力之间的关系分析了无支护成孔、泥浆护壁成孔与硬支护成孔的适用条件与范围,给出泥浆重度的确定方法.

1 桩孔稳定性分析模型

根据文献[4, 7, 14],桩孔失稳很大程度上是由桩孔开挖前后孔壁两侧压力改变所导致的.假设桩孔壁处存在一层假想薄膜,根据侧压平衡原理建立如图 1 所示的桩孔稳定性分析模型.其中: p_o 、 p_a 分别为静止土压力和主动极限土压力; γ_{sw} 为泥浆重度; q 为地表荷载; z 为竖向; r 为径向; A 为桩孔与地面的交点; B 为破坏面与地面的交点; E 为破外面与桩孔的交点.

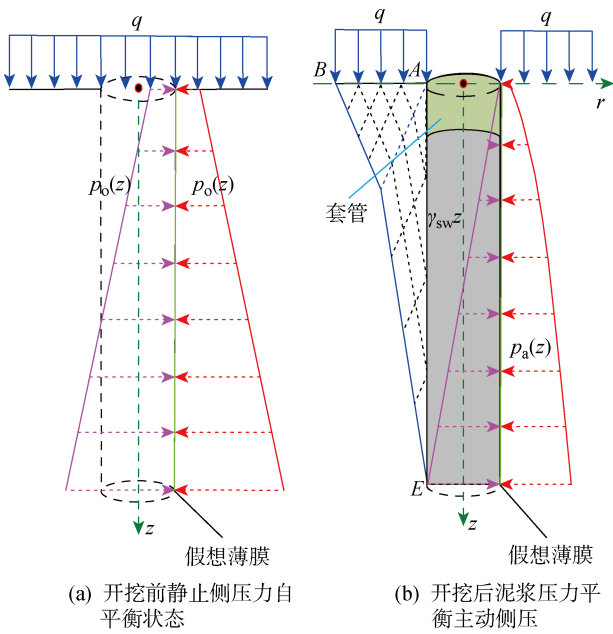


图 1 桩孔开挖前后侧压状态示意图

Fig. 1 Schematic diagram of lateral pressures before and after excavation of pile hole

开挖前的静止侧压力自平衡状态如图 1(a)所示.假想薄膜在两侧静止土压力 $p_o(z) = K_o(\gamma z + q)$ 下处于自平衡状态, K_o 为静止土压力系数, γ 为土体重度.开挖后的泥浆压力平衡主动侧压如图 1(b)所示.孔内土体被泥浆代替,孔壁向内侧移动达到主动极限状态,薄膜外侧受有主动土压力

$p_a(z)$, 内侧受有泥浆压力 $p_{sw}(z) = -\gamma_{sw}z$, 在二者共同作用下达到新的状态, 作用在薄膜上的 $p_a(z)$ 与净合力 $p_j(z)$ 分别为

$$p_a(z) = \gamma R_A f_{ay} + qk_{aq} + ck_{ac} \tag{1}$$

$$p_j(z) = p_a(z) - \gamma_{sw}z \tag{2}$$

式中: R_A 为桩孔半径; k_{aq} 、 k_{ac} 分别为表面荷载与黏聚力的土压力系数; f_{ay} 为由重力产生的主动土压力的无量纲函数; c 为土体黏聚力. 泥浆侧压力 $-\gamma_{sw}z$ 与黏聚力产生的侧压力 ck_{ac} 均为负值, 二者是维持桩孔稳定的要素; 土体自重产生的侧压力 $\gamma R_A f_{ay}$ 与表面荷载产生的侧压力 qk_{aq} 均为正值, 二者是导致桩孔失稳的因素. 当净合力 $p_j(z_1 < z < z_2) > 0$ 时, 表明在 $z_1 < z < z_2$ 范围内土体不稳定; 当净合力 $p_j(z_1 < z < z_2) < 0$ 时, 表明在 $z_1 < z < z_2$ 范围内土体稳定; 当净合力 $p_j(z = z_{cr}) = 0$ (z_{cr} 为临界值) 时, 表明在 $z = z_{cr}$ 处恰好处于极限状态.

为确定圆形开挖过程中的主动极限土压力 $p_a(z)$, 文献[15-17]已经深入阐述了现有轴对称极限平衡理论中存在的局限性, 并基于轴对称问题的静力平衡条件、相容性条件与 Drucker-Prager 屈服准则建立了理论上较为严格的轴对称特征线理论及轴对称主动土压力的计算方法^[12-13]:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = F_r \tag{3}$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\tau_{rz}}{r} = F_z \tag{4}$$

$$\frac{\partial \dot{\epsilon}_\theta}{\partial r} - \frac{\dot{\epsilon}_r - \dot{\epsilon}_\theta}{r} = 0 \tag{5}$$

$$F = \sqrt{J_2} - \alpha_\varphi I_1 - k_\varphi = 0 \tag{6}$$

式中: σ_r 、 σ_z 、 σ_θ 、 τ_{rz} 分别为柱面坐标系下的径向、竖向、环向应力分量与垂直于 r 轴面上沿 z 轴方向的剪应力分量; F_r 、 F_z 分别为径向、竖向体力分量; F 为体力; $\dot{\epsilon}_r$ 、 $\dot{\epsilon}_\theta$ 分别为径向、环向应变率分量; α_φ 、 k_φ 为 Drucker-Prager 准则的模型参数; I_1 、 J_2 分别为第一主应力不变量和第二偏应力不变量. 文献[12-13]基于上述条件建立了空间轴对称极限问题的一般性控制方程式, 并采用特征线法解得了特征线与特征关系如下:

$$\frac{dz}{dr} = \frac{\sin 2\Phi \pm \sqrt{1 - \Omega_{R\theta}^{-2}}}{\cos 2\Phi + \Omega_{R\theta}^{-1}} \tag{7}$$

$$\xi_R \frac{\partial R}{\partial S} \pm 2R \frac{\partial \Phi}{\partial S} \pm E_{rR} \frac{\partial r}{\partial S} \pm E_{zR} \frac{\partial z}{\partial S} = 0 \tag{8}$$

$$\xi_\theta \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial S} \pm 2R \frac{\partial \Phi}{\partial S} \pm E_{r\theta} \frac{\partial r}{\partial S} \pm E_{z\theta} \frac{\partial z}{\partial S} = 0 \tag{9}$$

式中: 正号、负号分别表示沿着 β 线、 α 线的特征关系; R 、 Φ 分别为子午面上的最大切应力和较大的主

应力与径向坐标方向的夹角; S 为特征线弧长; $\Omega_{R\theta}$ 、 ξ_R 、 ξ_θ 、 E_{rR} 、 E_{zR} 、 $E_{r\theta}$ 、 $E_{z\theta}$ 为系数, 其表达形式及其推导过程详见文献[12]. 根据特征线表达式(7)与应力方程表达式(8)和(9)建立差分迭代式, 结合边界条件便可逐步计算出 3 个桩孔周围特征量 R 、 σ_θ 、 Φ 的分布场, 孔壁上各点的特征量用 R_s 、 $\sigma_{\theta s}$ 、 Φ_s 表示, 则作用在假想薄膜外侧的主动土压力为

$$p_a(p_s, \sigma_{\theta s}, \alpha_\varphi, k_\varphi) = p_s - \left. \begin{aligned} &\sqrt{[\alpha_\varphi(\sigma_{\theta s} + 2p_s) + k_\varphi]^2 - \frac{1}{3}(\sigma_{\theta s} - p_s)^2} \\ &p_s = \frac{\frac{1}{3}\sigma_{\theta s} + 2\alpha_\varphi(\alpha_\varphi\sigma_{\theta s} + k_\varphi)}{\frac{1}{3} - 4\alpha_\varphi^2} - \\ &\sqrt{\frac{1}{3}\left[\frac{3\alpha_\varphi\sigma_{\theta s} + k_\varphi}{\frac{1}{3} - 4\alpha_\varphi^2}\right]^2 - \frac{R_s^2}{\frac{1}{3} - 4\alpha_\varphi^2}} \end{aligned} \right\} \tag{10}$$

文献[12]已经证明了土压力系数 k_{ac} 、 k_{aq} 之间的关系 $k_{ac} = (k_{aq} - 1)\tan \varphi$, φ 为土体的摩擦角, 并采用实验数据^[18]与数值结果^[19]验证了该理论方法, 即式(10)的合理性, 本文对此不再赘述. 为了便于分析桩孔的稳定, 采用二次曲线拟合该理论的计算结果, 拟合函数如下:

$$f_{ay} \approx K_a[l_\gamma(\varphi) + \bar{z}m_\gamma(\varphi) + \bar{z}^2n_\gamma(\varphi)] \tag{11}$$

$$k_{aq} \approx K_a[l_q(\varphi) + \bar{z}m_q(\varphi) + \bar{z}^2n_q(\varphi)] \tag{12}$$

式中: \bar{z} 为 z 的无量纲形式; K_a 为主动土压力系数; l_γ 、 m_γ 、 n_γ 为由自重产生的土压力曲线拟合系数; l_q 、 m_q 、 n_q 为由表面荷载产生的土压力曲线拟合系数. 这 6 个拟合系数的取值如表 1 所示.

表 1 6 个拟合系数的取值

Tab. 1 Values of six fitting parameters

$\varphi/(^\circ)$	l_γ	m_γ	n_γ	l_q	m_q	n_q
0	0	1	0	0.976 5	0.000 2	0
5	0.104 9	0.930 7	-0.000 4	0.941 0	0.002 3	-0.000 0
10	0.258 8	0.836 6	-0.001 1	0.899 6	0.004 3	-0.000 1
15	0.442 5	0.720 8	-0.001 9	0.851 1	0.006 0	-0.000 1
20	0.685 7	0.549 9	-0.002 9	0.794 5	0.007 3	-0.000 1
25	0.815 1	0.447 0	-0.003 1	0.729 0	0.008 0	-0.000 1
30	0.947 5	0.305 0	-0.003 0	0.653 7	0.007 9	-0.000 1
35	0.987 9	0.176 1	-0.002 4	0.568 4	0.006 8	-0.000 1

重力与表面荷载产生土压力的曲线拟合效果如图 2 所示, 其中: ψ 为土体的剪胀角. 由图 2(a)可知, 式(11)对由重度产生的土压力拟合地非常好. 由图 2(b)可知, 式(12)对由表面荷载产生的土压力在深

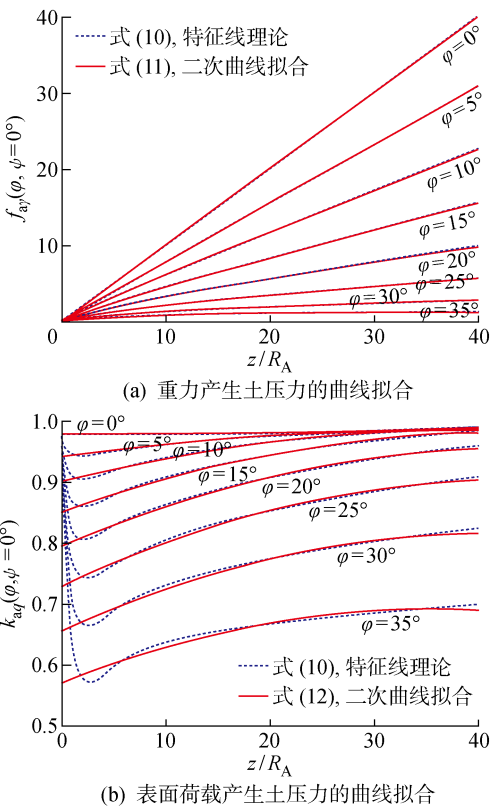


图 2 二次函数对土压力理论计算结果的拟合效果
Fig. 2 Fitting effects of quadratic functions on theoretical calculation results of earth pressure

度大于 2.5 倍孔径范围内也能近似地拟合. 由于桩孔的整体稳定不会发生在浅部, 且坑口通常也常采用钢套管以防局部破坏, 所以可以认为式(12)的拟合对此问题仍然适用.

2 桩孔稳定与支护方案讨论

根据轴对称主动土压力的计算理论, 表面荷载产生正的土压力是导致桩孔失稳的因素, 因此, 在桩孔施工中通常不会在坑口大量堆载, 本文研究也不再考虑表面荷载的影响. 桩孔的设计开挖深度用 H 表示, 将式(12)、(13)和由文献[13]已经证明的数学关系 $k_{ac} = (k_{aq} - 1)\tan \varphi$ 代入式(1) 和(2), 所获得的开挖深度范围内($0 < z < H$) 主动土压力与净压力可近似表示为

$$p_a\left(0 < \bar{z} < \frac{H}{R_A}\right) \approx K_a \gamma R_A (n_\gamma \bar{z}^2 + m_\gamma \bar{z} + l_\gamma) - [1 - K_a (n_q \bar{z}^2 + m_q \bar{z} + l_q)] c \cot \varphi \quad (13)$$

$$p_1\left(0 < \bar{z} < \frac{H}{R_A}\right) \approx K_a \gamma R_A (n_\gamma \bar{z}^2 + m_\gamma \bar{z} + l_\gamma) - [1 - K_a (n_q \bar{z}^2 + m_q \bar{z} + l_q)] c \cot \varphi - \gamma_{sw} R_A \bar{z} \quad (14)$$

由于泥浆太稠, 流动性差, 不便于施工, 《建筑桩基技术规范》^[14] 第 6.3 条规定了泥浆重度的上限值

为 12.5 kN/m^3 , 即护壁泥浆须满足上限要求

$$\gamma_{sw} \leq \gamma_{sw_max} \quad (15)$$

2.1 无支护挖孔条件

当场地土性质较好, 即黏聚力、摩擦角较大, 而自重又相对较小时, 可出现黏聚力所能提供的“极限负压力”在整个开挖深度范围内均大于土体自重产生的正压力, 即 $p_a(\bar{z} = H/R_A) < 0$. 主动土压力在开挖深度范围为负的两个实例如图 3 所示, 其中: p 为压力. 由图 3 可知, 当黏聚力足以维持桩孔的稳定, 可直接采用“无支护成孔方式”, 不仅施工简便, 还可大大节约成本. 根据上述条件, 可得关于 $c/(\gamma R_A)$ 和 H/R_A 的控制条件为

$$f_1(\bar{z}) = \left(n_\gamma + n_q \frac{c \cot \varphi}{\gamma R_A}\right) \bar{z}^2 + \left(m_\gamma + m_q \frac{c \cot \varphi}{\gamma R_A}\right) \bar{z} - \left(\frac{c \cot \varphi}{K_a \gamma R_A} - l_\gamma - l_q \frac{c \cot \varphi}{\gamma R_A}\right) < 0 \quad (16)$$

$$0 \leq \bar{z} \leq H/R_A$$

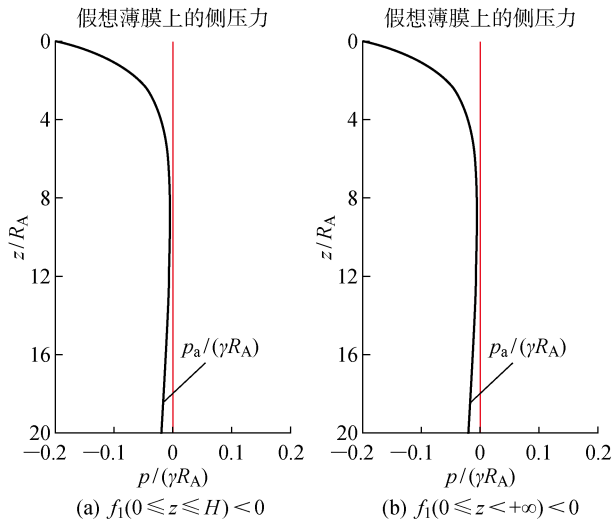


图 3 主动土压力在开挖深度范围为负的两个实例
Fig. 3 Two examples of active earth pressures being negative in the depth range of excavation

根据式(16), 可得:

$$H \leq R_A \bar{z}_{cr}(c/(\gamma R_A), \varphi) \quad (17)$$

式中: $\bar{z}_{cr}(c/(\gamma R_A), \varphi)$ 为根据 $p_a(\bar{z}_{cr} = H/R_A) = 0$ 得到的无支护成孔的无量纲临界深度, 其计算结果如表 2 所示.

由表 2 可知, 土体强度参数是维持孔壁稳定的基本因素, 场地土的摩擦角与黏聚力越大, 无支护开挖的临界深度就越大. 考虑到桩孔相对深度超过 100 的情况较为少见, 当 $\varphi \geq 35^\circ$ 且 $c/(\gamma R_A) > 1$, $\varphi \geq 30^\circ$ 且 $c/(\gamma R_A) > 5$, $\varphi \geq 25^\circ$ 且 $c/(\gamma R_A) > 10$, $\bar{z}_{cr} >$

表 2 不同摩擦角与相对黏聚力下的 \bar{z}_{cr}

Tab. 2 \bar{z}_{cr} at different friction angles and relative cohesions

$\varphi/$ (°)	\bar{z}_{cr}														
	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$	$c/(\gamma R_A)$
	=1	=2	=3	=4	=5	=6	=7	=8	=9	=10	=11	=12	=13	=14	=15
0	2.3	4.5	6.6	8.6	10.6	12.5	14.4	16.3	18.2	20.0	21.8	23.6	25.4	27.2	29.0
5	2.7	5.2	7.9	10.1	12.5	14.8	17.1	20.5	21.7	24.0	26.1	28.3	30.5	32.7	34.9
10	3.0	6.2	9.3	12.3	15.3	18.3	21.3	24.0	27.1	30.0	32.9	35.8	38.6	41.5	44.3
15	3.6	7.6	11.7	15.9	20.0	24.2	28.3	32.7	36.5	40.5	44.7	48.7	52.8	56.8	60.9
20	4.5	10.2	16.3	22.6	29.0	35.5	41.9	48.4	54.9	61.4	68.0	74.5	81.0	87.5	94.0
25	6.1	15.5	26.1	37.3	50.1	62.2	74.5	86.8	99.2	111.5	124.1	136.7	149.3	161.9	174.6
30	10.8	31.7	60.2	78.4	120.2	150.9	180.8	214.9	226.7	281.3	316.1	350.6	377.0	415.7	456.1
35	35.8	140.6	263.5	382.7	495.7	603.7	725.1	1 036.9	1 189.2	1 341.7	∞	∞	∞	∞	∞
40	580.8	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

100 时,可以认为无支护开挖普遍适用;其他情况,须通过表 1 插值确定无支护成孔的无量纲深度 \bar{z}_{cr} ,再由式(17)判断是否可采用无支护成孔。

2.2 泥浆护壁成孔

除满足 2.1 节中无支护成孔的较好场地土条件之外,均须采用泥浆护壁辅助成孔。根据考虑泥浆压力的净压力为负的原则,即 $p_j(0 \leq \bar{z} \leq H/R_A) < 0$,建立桩孔稳定的控制条件可表示为

$$f_2(\bar{z}) = \left(n_\gamma + n_q \frac{c \cot \varphi}{\gamma R_A}\right) \bar{z}^2 - \left(\frac{\gamma_{sw}}{K_a \gamma} - m_\gamma - m_q \frac{c \cot \varphi}{\gamma R_A}\right) \bar{z} - \left(\frac{c \cot \varphi}{K_a \gamma R_A} - l_\gamma - l_q \frac{c \cot \varphi}{\gamma R_A}\right) < 0 \quad (18)$$
$$0 \leq \bar{z} \leq H/R_A$$

由 $n_\gamma < 0, n_q < 0$ 可得二次项系数 $n_\gamma + n_q \frac{c \cot \varphi}{\gamma R_A} \leq 0$ 。而根据表 1 中 l_γ, l_q 的取值,经验证式(18)的自由项 $-\left(\frac{c \cot \varphi}{K_a \gamma R_A} - l_\gamma - l_q \frac{c \cot \varphi}{\gamma R_A}\right) < 0$ 在 $\frac{c}{\gamma R_A} \geq 1$ 时恒成立,此时须分两种情况讨论:

(1) 当式(18)的一次项系数小于 0,即

$$\frac{\gamma_{sw}}{K_a \gamma} \geq m_\gamma + m_q \frac{c \cot \varphi}{\gamma R_A} \quad (19)$$

当 $0 \leq z < +\infty$ 时,式(18)恒成立,这意味着泥浆压力可以在无限深度内平衡地压。当 $0 \leq z < H$ 时, p_j 恒为负,桩孔稳定,如图 4 所示。

此时,根据式(19)可得护壁泥浆容重不应小于某个下限值,即场地土要求的护壁泥浆下限容重 $\bar{\gamma}_{sw_min}$:

$$\gamma_{sw} \geq \bar{\gamma}_{sw_min}(c/(\gamma R_A), \varphi) \quad (20)$$

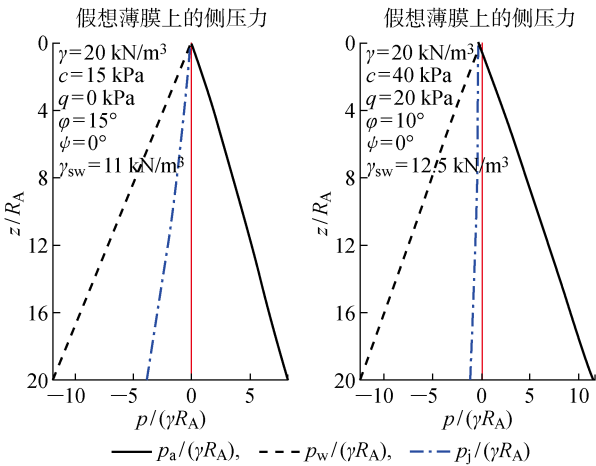


图 4 净压力无限深度范围为负的两个实例

Fig. 4 Two examples of net pressures being negative in the depth range of infinite depth

$$\bar{\gamma}_{sw_min} = K_a \left(m_\gamma + m_q \frac{c \cot \varphi}{\gamma R_A}\right) \quad (21)$$

根据式(21),经计算可近似得维持桩孔稳定的泥浆相对容重下限值 $\bar{\gamma}_{sw_min}$,如表 3 所示。

由土体重度小于土颗粒重度(27 kN/m³),而泥浆重度大于水的重度(10 kN/m³),则 $\bar{\gamma}_{sw_min} \geq 0.37$ 。这表明表 3 中, $\varphi \geq 25^\circ, \varphi \geq 20^\circ$ 且 $c/(\gamma R_A) > 10$ 时,仅采用满足构造按要求的低泥浆容重即可满足护壁要求,其他情况则需要根据表 3 插值确定泥浆重度。

(2) 当由表 3 插值确定的下限容重大于文献[13]规定的最大值,即 $\bar{\gamma}_{sw_min} > \gamma_{sw_max} = 12.5 \text{ kN/m}^3$ 时,意味着土体强度较低,采用泥浆护壁不足以在无限深度范围内平衡地压,但可保证在距离地表一定深度范围净压力为负,如图 5 所示。

根据 $p_j(\bar{z}_{cr}) = 0$ 或 $f_2(\bar{z}_{cr}) = 0$, 通过理论方法计算或者解二次不等式, 可确定泥浆护壁能维持稳

定的最大深度 \bar{z}_{\max} , 确定方法可采用下式近似确定, 或者按照如表 4 所示的插值确定.

表 3 不同摩擦角与相对黏聚力下的 $\bar{\gamma}_{sw_min}$
Tab. 3 $\bar{\gamma}_{sw_min}$ at different friction angles and relative cohesions

$\varphi/(^{\circ})$	$\bar{\gamma}_{sw_min}$														
	$c/(\gamma R_A)$ =1	$c/(\gamma R_A)$ =2	$c/(\gamma R_A)$ =3	$c/(\gamma R_A)$ =4	$c/(\gamma R_A)$ =5	$c/(\gamma R_A)$ =6	$c/(\gamma R_A)$ =7	$c/(\gamma R_A)$ =8	$c/(\gamma R_A)$ =9	$c/(\gamma R_A)$ =10	$c/(\gamma R_A)$ =11	$c/(\gamma R_A)$ =12	$c/(\gamma R_A)$ =13	$c/(\gamma R_A)$ =14	$c/(\gamma R_A)$ =15
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	0.804	0.826	0.848	0.870	0.892	0.914	0.936	0.958	0.980	1.002	1.024	1.046	1.068	1.091	1.113
10	0.606	0.623	0.641	0.658	0.675	0.692	0.709	0.726	0.744	0.761	0.778	0.795	0.812	0.829	0.847
15	0.438	0.451	0.464	0.477	0.490	0.504	0.517	0.530	0.543	0.556	0.569	0.583	0.596	0.609	0.622
20	0.279	0.289	0.299	0.309	0.319	0.329	0.338	0.348	0.358	0.368	0.378	0.388	0.397	0.407	0.417
25	0.188	0.195	0.202	0.209	0.216	0.223	0.230	0.237	0.244	0.251	0.258	0.265	0.272	0.279	0.286
30	0.106	0.111	0.115	0.12	0.124	0.129	0.134	0.138	0.143	0.147	0.152	0.156	0.161	0.166	0.170
35	0.050	0.053	0.056	0.058	0.061	0.064	0.066	0.069	0.071	0.074	0.077	0.079	0.082	0.085	0.087

表 4 不同摩擦角与相对黏聚力下的 \bar{z}_{\max}
Tab. 4 \bar{z}_{\max} at different friction angles and relative cohesions

$\varphi/(^{\circ})$	\bar{z}_{\max}							
	$c/(\gamma R_A)=1$	$c/(\gamma R_A)=2$	$c/(\gamma R_A)=3$	$c/(\gamma R_A)=4$	$c/(\gamma R_A)=5$	$c/(\gamma R_A)=6$	$c/(\gamma R_A)=7$	$c/(\gamma R_A)=8$
0	7.5	14.2	20.5	26.7	32.7	38.7	44.6	50.6
5	28.6	58.8	88.0	116.5	144.6	172.5	200.2	227.7

$\varphi/(^{\circ})$	\bar{z}_{\max}							
	$c/(\gamma R_A)=9$	$c/(\gamma R_A)=10$	$c/(\gamma R_A)=11$	$c/(\gamma R_A)=12$	$c/(\gamma R_A)=13$	$c/(\gamma R_A)=14$	$c/(\gamma R_A)=15$	$c/(\gamma R_A)=16$
0	56.4	62.3	68.2	74.0	79.9	85.8	91.6	—
5	255.1	282.4	309.6	336.9	363.8	390.7	417.2	—

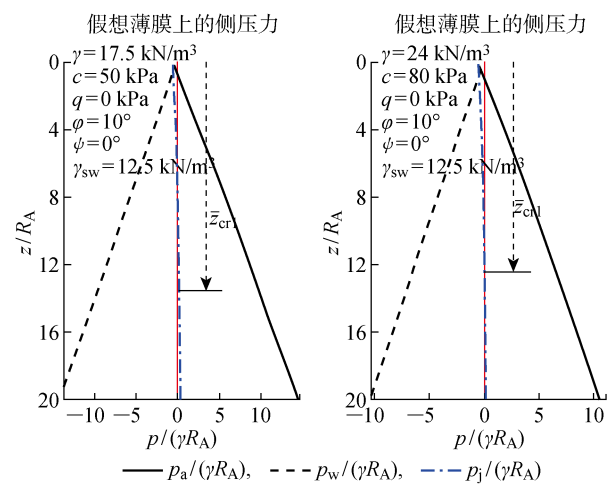


图 5 孔口净压力为负而逐渐过渡为正的两个实例
Fig. 5 Two examples of net pressures changing from negative to positive

$$H \leqslant R_A \bar{z}_{\max}(c/(\gamma R_A), \varphi, \gamma_{sw_max}) \tag{22}$$

$$\begin{aligned} \bar{z}_{\max} \approx & (\gamma_{sw}/K_a - m_7\gamma - m_qc \cot \varphi) + \\ & [(\gamma_{sw}/K_a - m_7\gamma - m_qc \cot \varphi)^2 + \\ & 4(n_7\gamma R_A + n_qc \cot \varphi) \times \\ & (c \cot \varphi/K_a - l_7\gamma R_A - l_qc \cot \varphi)]^{1/2} / \\ & (2n_7\gamma R_A + n_qc \cot \varphi) \end{aligned} \tag{23}$$

经计算发现, 采用最大泥浆重度 12.5 kN/m³, 而土体的摩擦角大于 10°时, 净压力在无限深度范围内均为负值. 这表明当 $\varphi > 10^{\circ}$ 时, 总可以采用泥浆护壁方式来维持桩孔的稳定, 10°可以作为分界点, 因此表 4 只包含摩擦角为 0°和 5°时的最大支护深度值 \bar{z}_{\max} .

由表 4 可知, 当 $\varphi = 5^{\circ}$ 且 $c/(\gamma R_A) \geqslant 4$ 时, 泥浆护壁开挖的最大无量纲深度均大于 100. 这表明除了淤泥、淤泥质土外, 泥浆护壁挖孔方式几乎是普遍适用的.

2.3 全程硬支护成孔与灌注

除了 2.1 节与 2.2 节的情况之外, 当 H 的无量

纲值既不满足表2的无支护开挖深度,也不满足表5的泥浆护壁开挖的最大开挖深度时,表明土体性质太差,需要考虑采用“成孔与灌注同时进行”的施工方式,或者是全程采用“硬支护成孔”的施工作业方式。

4 结论

本文通过力学建模对桩孔开挖过程中孔壁的稳定进行了研究,并根据场地土体性质与桩的几何尺寸研究了无支护开挖、泥浆护壁成孔、硬支护成孔3种施工方式的适用范围与使用条件,具体获得如下结论。

(1) 基于泥浆压力平衡地压原理和轴对称主动土压力的计算理论,建立了桩孔开挖过程中孔壁稳定性分析模型。开挖后,孔壁在内部泥浆压力、自重产生的土压力下达到新的状态,二者的净合力为负,表明泥浆压力与土体黏聚力所能提供的抗失稳侧压大于自重产生的失稳侧压,孔段稳定;二者的净压力为正则意味着抗失稳侧压小于失稳侧压,孔段不稳定;二者的净合力为0,则孔壁恰好处于临界状态。

(2) 土体的黏聚力、摩擦角和泥浆重度是维持桩孔稳定的基本要素。当开挖深度不大于该场地的临界深度,应采用无支护开挖以节省成本;当场地土的摩擦角大于 35° 且相对黏聚力大于1,摩擦角等于 30° 且相对黏聚力大于5时,摩擦角等于 25° 且相对黏聚力大于10时,无支护开挖的临界深度均大于100倍的桩径。在实际工程中可以认为无支护开挖是普遍适用的。

(3) 当桩孔设计深度大于无支护开挖的临界深度时,采用泥浆护壁方法辅助成孔,且泥浆重度不得低于下限临界重度;当摩擦角不小于 25° 、摩擦角等于 20° 且相对黏聚力大于10时,可任意选择泥浆重度;其他情况均需要根据摩擦角与相对黏聚力选择泥浆重度。

(4) 当计算得到的护壁泥浆下限容重大于规范规定的最大重度 12.5 kN/m^3 ,且桩孔设计深度不大于泥浆护壁成孔的最大支护深度时,护壁泥浆应采用规范规定的最大重度 12.5 kN/m^3 ;当桩孔设计深度大于泥浆护壁成孔的最大支护深度时,则需要采用套管等硬支护措施。

参考文献:

- [1] 陈国灿. 钻孔灌注桩孔壁稳定的条件[J]. 长春工程学院学报(自然科学版), 2002, 3(3): 36-39.
CHEN Guocan. The conditions of keeping the hole-

wall of pre-bored holes from yielding[J]. *Journal of Changchun Institute of Technology (Nature Science Edition)*, 2002, 3(3): 36-39.

- [2] 胡晓敏, 李之达. 厚冲积覆盖层地区桥梁钻孔灌注桩成孔的力学分析[J]. 武汉理工大学学报(交通科学与工程版), 2007, 31(4): 734-737.
HU Xiaomin, LI Zhida. Hole forming mechanics analysis of the bored filling pile on the bridges in alluviation overburden area[J]. *Journal of Wuhan University of Technology (Transportation Science & Engineering)*, 2007, 31(4): 734-737.
- [3] 王利群, 韩洪德, 许子峰. 人工挖孔桩桩孔稳定性分析[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版), 2002, 21(2): 177-179.
WANG Liqun, HAN Hongde, XU Zifeng. The piles holes stabilization analysis of hand-excavation holes piles[J]. *Journal of Liaoning Technical University (Natural Science Edition)*, 2002, 21(2): 177-179.
- [4] 李小青, 郝行舟, 朱宏平, 等. 大口径钻孔灌注桩的孔壁稳定研究分析[J]. 华中科技大学学报(城市科学版), 2007, 24(2): 25-28.
LI Xiaoqing, HAO Xingzhou, ZHU Hongping, *et al.* Analysis on the stability of hole wall of large diameter bored pile[J]. *Journal of Huazhong University of Science and Technology (Urban Science Edition)*, 2007, 24(2): 25-28.
- [5] 王云岗, 章光, 胡琦. 钻孔灌注桩孔壁稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(Sup. 1): 3281-3287.
WANG Yungang, ZHANG Guang, HU Qi. Analysis of stability of bored pile hole-wall[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2011, 30(Sup. 1): 3281-3287.
- [6] 姚志伟. 厚砂层钻孔灌注桩泥浆护壁稳定性研究[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2012.
YAO Zhiwei. The stability of the slurry hole-wall of bored piles in thick sand[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2012.
- [7] 王作成. 大直径污水井孔壁失稳与泥浆护壁机理[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2012, 43(12): 4859-4864.
WANG Zuocheng. Hole wall instability and mechanism of slurry protection about large diameter bilge well[J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2012, 43(12): 4859-4864.
- [8] 黄博杰. 考虑圆拱效应与应力集中效应的桩孔自立稳定深度研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2017.
HUANG Bojie. Study on the independent stability depth of pile hole considering circular arch effect and

stress concentration effect [D]. Chongqing: Chongqing University, 2017.

[9] 黄博杰, 曹永红, 华建民, 等. 考虑圆拱效应的桩孔最大自立深度[J]. *土木建筑与环境工程*, 2018, 40(2): 6-11.

HUANG Bojie, CAO Yonghong, HUA Jianmin, *et al.* Maximum self supporting depth of pile hole considering the effect of circular arch[J]. *Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering*, 2018, 40(2): 6-11.

[10] 李林, 李镜培, 岳著文, 等. 饱和黏土中钻孔灌注桩孔壁稳定性力学机制研究[J]. *岩土力学*, 2016, 37(9): 2496-2504.

LI Lin, LI Jingpei, YUE Zhuwen, *et al.* Mechanical mechanism of hole-wall stability of bored pile in saturated clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, 37(9): 2496-2504.

[11] 别列赞采夫 V G. 松散体(土壤)极限平衡的轴对称问题[M]. 谢宗樑, 黄贻吉. 北京: 建筑工程出版社, 1956.

BEREZANTZEV V G. Axisymmetric problem of limit equilibrium for loose bodies (soil) [M]. XIE Zongliang, HUANG Yiji. Beijing: Architectural Engineering Press, 1956.

[12] XIONG G J, WANG J H. A rigorous characteristic line theory for axisymmetric problems and its application in circular excavations [J]. *Acta Geotechnica*, 2020, 15(2): 439-453.

[13] XIONG G J, WANG J H, CHEN J J. Theory and practical calculation method for axisymmetric active earth pressure based on the characteristics method considering the compatibility condition[J]. *Applied Mathematical Modelling*, 2019, 68: 563-582.

[14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑桩基技术规范: JGJ94-2008 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008: 86-87.

Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical code for building pile foundation: JGJ94-2008 [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2008: 86-87.

[15] LIU F Q, WANG J H, ZHANG L L. Axi-symmetric active earth pressure obtained by the slip line method with a general tangential stress coefficient [J]. *Computers and Geotechnics*, 2009, 36(1/2): 352-358.

[16] CHENG Y M, HU Y Y, WEI W B. General axisymmetric active earth pressure by method of characteristics—Theory and numerical formulation[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2007, 7(1): 1-15.

[17] YU M H, LI J C, ZHANG Y Q. Unified characteristics line theory of spacial axisymmetric plastic problem[J]. *Science in China Series E: Technolical Science*, 2001, 44(2): 207-215.

[18] TOBAR T, MEGUID M A. Experimental study of the earth pressure distribution on cylindrical shafts [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2011, 137(11): 1121-1125.

[19] TRAN V D H, YACOU B T E, MEGUID M A. On the analysis of vertical shafts in soft ground: Evaluating soil-structure interaction using two different numerical modeling techniques [EB/OL]. [2018-06-01]. <https://www.researchgate.net/publication/257578341>.

(本文编辑:石易文)