

DOI: 10.3876/j.issn.1000-1980.2011.03.013

基于孔压静力触探试验估算桩周土孔隙水压力

曹 权^{1,2,3}, 施建勇^{1,2}, 雷国辉^{1,2}, 艾英钵^{1,2}, 陈 鸿³

(1. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098;
2. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098;
3. 深圳市市政设计研究院有限公司, 广东 深圳 518029)

摘要: 根据桩、锥在软黏土中贯入的特点, 用小孔扩张理论模拟其贯入过程, 推导出桩、锥贯入时产生的超静孔隙水压力解析式。基于该解析解, 研究了贯入过程中桩和孔压静力触探探头在对应位置产生的孔隙水压力之间的理论关系。孔压静力触探试验成果、理论计算值与现场桩周孔隙水压力监测数据对比分析结果表明, 利用孔压静力触探试验预估沉桩瞬时产生的孔压在理论上和工程实践中都是可行的。

关键词: 小孔扩张理论; 孔压静力触探试验; 静压桩; 超静孔隙水压力; 软黏土

中图分类号: TU413.7 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-1980(2011)03-0306-05

软黏土中桩的贯入常产生很高的超静孔隙水压力, 直接影响桩的承载力发挥, 同时还威胁着邻近建筑物及地下管线的安全。如何准确了解沉桩过程中产生的瞬时超静孔隙水压力, 是岩土工作者面临的一个重要课题, 目前解决这个问题有两个途径: 一是通过理论模拟、计算^[1-10], 二是现场监测^[11-13]。两种方法虽在一定程度上能解决这个问题, 但均存在严重不足。理论计算过分依赖试验参数的选择, 而现场量测桩身的孔隙水压力又非常繁杂, 且直接影响施工进度。因此, 探索新的解决问题的方法就变得非常重要。

孔压静力触探试验是一种重要的原位试验手段, 它的突出功能之一就是能够记录探头贯入过程中锥尖或锥肩处产生的孔隙水压力, 而孔压静力触探试验的工作机制又和桩非常相似。国内外学者也对两者的联系展开过研究^[14-15], 但多从试验角度对比分析。本文针对软黏土中桩、锥的贯入特点, 采用小孔扩张理论进行模拟, 推导出桩、锥贯入过程中不同部位产生的孔压理论解, 以此为基础, 分析贯入过程中桩、锥相应部位产生的孔隙水压力大小之间的理论关系。结合实际工程分析软化系数和孔径对这种理论关系的影响, 并验证利用孔压静力触探试验预估沉桩瞬时产生的孔压的可行性。

1 软黏土中柱孔扩张时产生超静孔隙水压力的解析解

根据桩、锥在软黏土中贯入的特点, 采用柱孔扩张模拟桩身和锥身贯入过程, 同时考虑了孔周土剧烈变形和应变软化。由于饱和软黏土中小孔扩张是一个不排水过程, 采用 Tresca 屈服准则可以很好地解决这类问题。

当土体进入塑性变形阶段, 其初始屈服函数为

$$F = \sigma_r - \sigma_\theta - 2c_u = 0 \quad (1)$$

定义应变软化区内后继屈服函数为

$$f = \sigma_r - \sigma_\theta - 2\left(1 - \frac{r_p - r}{r_p - r_i}\beta\right)c_u = 0 \quad (2)$$

其中

$$\frac{r_p}{r_i} = \frac{2I_r}{\sqrt{4I_r - 1}} \quad I_r = \frac{G}{c_u} \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

式中： σ_r ——径向应力； σ_θ ——切向应力； r_p ——塑性区半径； r ——柱孔半径； ν ——泊松比； I_r ——刚度指数； r_i ——当前柱孔半径； c_u ——不排水抗剪强度； β ——软化系数， $\beta = 0$ 表示土体无扰动， $\beta = 1$ 时土体柱孔壁处结构完全破坏， $0 < \beta < 1$ 时， c_u 随不同的损伤程度在塑性范围内沿径向变化。 $r = r_p$ 点位于塑性区与弹性区交界处，强度最大，其值为 c_u ， $r = r_i$ 点位于桩壁处，强度最小，其值为 $(1 - \beta)c_u$ ，如图 1 所示（图中 r_0 为初始半径）。

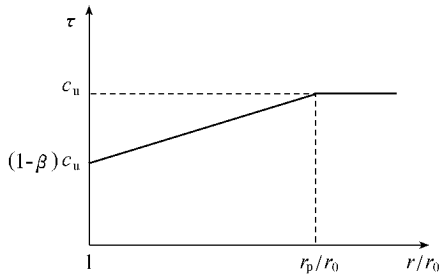


图 1 软黏土应变线性软化简化模型

Fig. 1 Simplified linear strain-softening model for soft clay

不排水条件下小孔扩张产生的超静孔隙水压力 Δu 可表示成平均正应力增量 $\Delta\sigma_{oct}$ 和八面体剪应力增量 $\Delta\tau_{oct}$ 的函数表达式^[16]：

$$\Delta u = \beta' \Delta\sigma_{oct} + \alpha \Delta\tau_{oct} \tag{3}$$

式中 α 和 β' 为 Henkel 孔隙水压力参数，对于饱和黏性土， $\beta' = 1$ ， α 在破坏状态下的参数定义为 α_f ， $0 < \alpha < \alpha_f$ ，其大小取决于当前应力水平。

在考虑上述因素前提下得到柱孔孔壁处最大孔隙水压力^[17]：

$$\frac{\Delta u_{max}}{c_u} = \frac{2}{r_p - r_i} \left\{ \left[(1 - \beta)r_p - r_i \right] \ln \frac{r_p}{r_i} + \frac{1}{2} (3\beta - 1)(r_p - r_i) \right\} + 1 + 0.817\alpha(1 - \beta) \tag{4}$$

2 软黏土中球孔扩张时产生超静孔隙水压力的解析解

2.1 弹性区

在无限土介质中，任一球孔从初始半径为零扩张至半径为 r_i 时，由弹性力学有关理论可以得到应力和位移的表达式：

$$\sigma_r = p_0 + (p - p_0) \left(\frac{r_i}{r} \right)^3 \tag{5}$$

$$\sigma_\theta = p_0 - \frac{1}{2}(p - p_0) \left(\frac{r_i}{r} \right)^3 \tag{6}$$

$$s = \frac{(p - p_0)(1 + \nu)}{E} \left(\frac{r_i}{r} \right)^3 r \tag{7}$$

式中： p ——应力； s ——位移； p_0 ——土体初始应力。令弹塑性交界半径为 r_p ，当 $r = r_p$ 时，得

$$\sigma_r|_{r=r_p} = \frac{4}{3}c_u + p_0 \tag{8}$$

2.2 塑性区

随着球孔孔壁处内压力的增加，孔周土体渐次进入塑性状态，假定球孔周围土体内任意一点由初始半径 r_0 扩张至 r 时，采用对数应变描述塑性区剧烈变形。考虑球孔在饱和软黏土中扩张时体积不变，可推导出下列关系式：

$$\frac{r_p}{r_i} = \left[\frac{E}{2(1 + \nu)c_u} \right]^{\frac{1}{3}} \tag{9}$$

结合式 (2) 得塑性区关于 σ_r 的微分方程：

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} = -4 \left(1 - \frac{r_p - r}{r_p - r_i} \beta \right) c_u \tag{10}$$

解上述微分方程得到塑性区径向应力 σ_r 表达式：

$$\sigma_r = 4c_u \left(1 - \frac{r_p - r}{r_p - r_i} \beta \right) \ln \frac{r_p}{r} + \frac{4}{3}c_u \left(1 - \frac{r_p - r}{r_p - r_i} \beta \right) + p_0 \tag{11}$$

由式 (5)、式 (6) 和式 (8) 可知球孔扩张时弹性区内任意一点的总应力增量：

$$\Delta\sigma_r = \frac{4}{3} \left(\frac{r_i}{r} \right)^3 c_u \tag{12}$$

$$\Delta\sigma_\theta = -\frac{2}{3} \left(\frac{r_i}{r} \right)^3 c_u \tag{13}$$

$$\Delta\sigma_z = -\frac{2}{3}\left(\frac{r_i}{r}\right)^3 c_u \tag{14}$$

由式(2)式(11)得塑性区内任一点 3 个方向的总应力增量:

$$\Delta\sigma_r = 4c_u\left(1 - \frac{r_p - r}{r_p - r_i}\beta\right)\ln\frac{r_p}{r} + \frac{4}{3}c_u\left(1 - \frac{r_p - r}{r_p - r_i}\beta\right) \tag{15}$$

$$\Delta\sigma_\theta = 4c_u\left(1 - \frac{r_p - r}{r_p - r_i}\beta\right)\ln\frac{r_p}{r} - \frac{4}{3}c_u\left(\frac{1}{2} + \frac{r_p - r}{r_p - r_i}\beta\right) \tag{16}$$

$$\Delta\sigma_z = 4c_u\left(1 - \frac{r_p - r}{r_p - r_i}\beta\right)\ln\frac{r_p}{r} - \frac{4}{3}c_u\left(\frac{1}{2} + \frac{r_p - r}{r_p - r_i}\beta\right) \tag{17}$$

由式(12)式(13)式(14)和式(3)得弹性区超静孔隙水压力表达式:

$$\Delta u = 0.943\alpha\left(\frac{r_p}{r}\right)^3 c_u \tag{18}$$

由式(15)式(16)式(17)和式(3)得塑性区超静孔隙水压力表达式:

$$\Delta u = 4c_u\left(1 - \frac{r_p - r}{r_p - r_i}\beta\right)\ln\frac{r_p}{r} - \frac{1}{3}c_u\left(\frac{r_p - r}{r_p - r_i}\beta\right) + 0.943\alpha c_u \tag{19}$$

当 $r = r_i$ 时可得到球孔孔壁处最大孔隙水压力:

$$\frac{\Delta u_{\max}}{c_u} = 4\left[(1 - \beta)\ln\frac{r_p}{r_i} - \frac{1}{3}\beta\right] + 0.943\alpha_f \tag{20}$$

3 锥、桩贯入时产生的孔压的理论关系

有了柱孔和球孔扩张时孔壁处产生的超静孔隙水压力解析式,可从理论上分析孔压静力触探探头测得的孔压与静压桩贯入时产生的孔压之间的关系.

由式(4)来描述圆锥探头锥肩和桩身在贯入过程中产生的孔压,两者之间有如下关系:

$$\frac{\Delta u_{\max(p)_2}}{\Delta u_{\max(c)_2}} = \frac{\frac{2}{r_{pp} - r_{pi}}\left\{[(1 - \beta)r_{pp} - r_{pi}]\ln I_r + \frac{1}{2}(3\beta - 1)(r_{pp} - r_{pi})\right\} + 1 + 0.817\alpha(1 - \beta)}{\frac{2}{r_{cp} - r_{ci}}\left\{[(1 - \beta)r_{cp} - r_{ci}]\ln I_r + \frac{1}{2}(3\beta - 1)(r_{cp} - r_{ci})\right\} + 1 + 0.817\alpha(1 - \beta)} \tag{21}$$

式中 $\Delta u_{\max(p)_2}$ $\Delta u_{\max(c)_2}$ ——桩、锥贯入时桩身和锥肩处产生的超静孔隙水压力; r_{pp} r_{pi} ——桩贯入时塑性区半径和桩径; r_{cp} r_{ci} ——圆锥探头贯入时塑性区半径和锥径.由式(21)可知,锥、桩贯入过程中圆锥探头锥肩测得的孔压和桩身产生的孔压的比值受锥、桩的半径和贯入过程中引起的土的扰动程度等因素的影响.

由式(20)和式(9)可知球孔扩张产生的超静孔隙水压力只与土的物理、力学性质有关,而与球孔的大小无关.用式(20)描述圆锥探头锥尖和桩端在贯入过程中产生的孔压,两者之间有如下关系:

$$\Delta u_{\max(p)_1} = \Delta u_{\max(c)_1} \tag{22}$$

式中 $\Delta u_{\max(p)_1}$ $\Delta u_{\max(c)_1}$ 为桩、锥贯入时桩端和锥尖处产生的超静孔隙水压力,由式(22)可知,锥、桩贯入过程中圆锥探头锥尖测得的孔压和桩端产生的孔压大小相等.

由上面理论推导可知,孔压静力触探试验测得的孔隙水压力与桩的贯入在相应部位产生的孔压有一定的关系.利用孔压静力触探试验测得的锥肩孔隙水压力 u_2 预测桩身产生的孔压时,要用式(21)对 u_2 进行修正,而孔压静力触探试验测得的锥尖孔隙水压力 u_1 可直接用来预测桩端产生的孔压,下面通过实例验证这种理论关系的正确性.

4 实例验证

为了对式(21)和式(22)的合理性进行说明,下面结合加拿大 St. Alban 试验场试验数据进行验证.

加拿大 St. Alban 试验场位于 Quebec 市以西约 80 km 处.自 20 世纪 70 年代开始,Laval 大学对该试验场的土性以及基础形式展开了深入而持续的研究,并开展了一系列带测试元件钢桩的承载力特性研究和相应的土性监测.桩端装有测试端阻的压力元件,桩身不同深度处装有测孔压的元件,同时在桩周进行了两类孔压静力触探试验,所用探头如图 2 所示.

桩身主要为海相沉积的软黏土层,该层计算采用的土性参数分别为:不排水抗剪强度 $c_u = 19 \text{ kPa}$, 压缩模量 $E_s = 17.1 \text{ MPa}$, 泊松比 $\nu = 0.5$, 孔压系数 $\alpha_f = 0.35$, 桩半径 $r_{pi} = 109.5 \text{ mm}$, 圆锥半径 $r_{ci} = 17.85 \text{ mm}$.

将上述试验参数代入式 (4) 和 (20) 中, 根据国外学者的研究成果, β 取 0.6, 结果如图 3 所示. 图中包含了 St. Alban 试验场地上试验钢桩贯入过程中桩端和桩身孔压测量值、邻近钢桩的两种类型的孔压静力触探试验孔压测试值以及桩端和桩身孔压计算值. 从图 3 可以看出: 孔压静力触探试验测得的锥尖孔隙水压力、理论计算的桩端孔压值和桩端孔压测量值非常吻合, 说明利用孔压静力触探试验测得的锥尖孔隙水压力可以直接预测同一深度处桩端在贯入时引起的孔压; 而孔压静力触探试验测得的锥肩孔隙水压力比桩端孔压测量值偏大, 理论计算的桩身孔压值比孔压静力触探试验测得值小, 比实测值稍大, 但整体变化趋势比较一致, 说明不能直接利用孔压静力触探试验测得的锥肩孔隙水压力来预测同一深度处桩身的孔压, 但通过式 (21) 修正后, 理论计算值与桩身现场实测值较为一致.

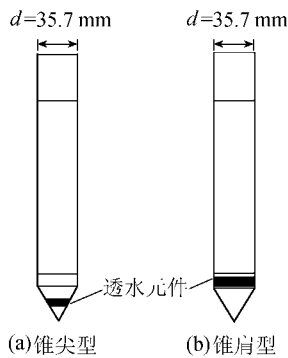


图 2 两种类型的孔压静力触探试验探头
Fig. 2 Two typical probes for piezocone penetration tests

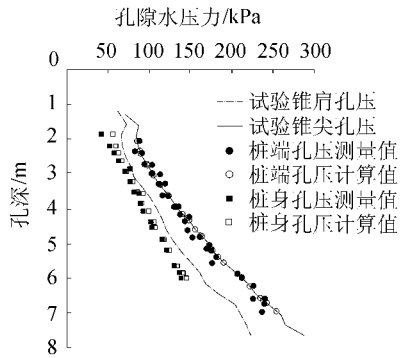


图 3 孔压静力触探试验成果与桩身孔压测量值的比较
Fig. 3 Comparison between pore water pressures of piezocone penetration tests and those measured by cells in pile shaft

由此可见, 基于本文推导的理论关系式, 利用孔压静力触探试验测得的孔压指标预估同一场地桩贯入时相应部位产生的孔压是可行的, 为实际工程中估算桩周土孔压值提供了一种便捷的方法.

5 结 论

- a. 锥、桩贯入过程中产生的孔压受锥和桩的半径、土的刚度指数、孔隙水系数和贯入过程中引起的土的扰动程度等因素的影响.
- b. 利用孔压静力触探试验测得的锥尖孔隙水压力可以直接预测同一深度处桩端在贯入时引起的孔压.
- c. 不能直接利用孔压静力触探试验测得的锥肩孔隙水压力来预测同一深度处桩身的孔压, 但通过式 (21) 修正后, 可间接预测同一深度处桩端在贯入时引起的孔压.
- d. 现场试验和监测资料表明, 基于本文的理论推导, 利用孔压静力触探试验测得的孔压指标预估同一场地桩贯入时相应部位产生的孔压是可行的.

参考文献:

[1] BUTTERFIELD R, BANERJEE P K. Application of electro-osmosis to soils[R]. Southampton, UK: Southampton University, 1968: 709-705.

[2] CAO Lai-fa, THE C L, CHANG Ming-fang. Analysis of undrained cavity expansion in elasto-plastic soils with non-linear elasticity[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2002, 26(1): 25-52.

[3] 蒋明镜, 沈珠江. 考虑材料应变软化的柱形孔扩张问题[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(4): 10-19. (JIANG Ming-jing, SHEN Zhu-jiang. Expansion of cylindrical cavity of materials with strain-softening behavior[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 17(4): 10-19. (in Chinese))

[4] RANDOLPH M F, CARTER J P, WROTH C P. Driven piles in clay: the effects of installation and subsequent consolidation[J]. Géotechnique, 1979, 29(4): 361-393.

[5] 綦春明, 莫斌, 聂春龙, 等. 饱和土体柱形扩孔时大变形不排水统一解析解[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(4): 827-833. (QI Chun-ming, MO Bin, NIE Chun-long, et al. Unified analytical solutions for cylindrical cavity expansion in saturated soil under large

- deformation and undrained condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering 2009 28(4):827-833.(in Chinese))
- [6] 肖昭然,张昭,杜明芳.饱和土体小孔扩张问题的弹塑性解析解[J].岩土力学,2004,25(9):1373-1378.(XIAO Zhao-ran, ZHANG Zhao, DU Ming-fang. An elastoplastic closed-form approach of cavity expansion in saturated soil based on modified Cam clay mode[J]. Rock and Soil Mechanics 2004 25(9):1373-1378.(in Chinese))
- [7] MAJID K E. Prediction and interpretation of piezocone data during undrained and partially drained penetration[D]. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 1989.
- [8] RANDOLPH M F. Science and empiricism in pile foundation design[J]. Géotechnique 2003 53(10):847-875.
- [9] VESIC A C. Expansion of cavity in infinite soil mass[J]. Jour Soil Mech Found Div, ASCE, 1972 98(3):265-289.
- [10] 高子坤,何俊,封闭环境中群桩桩间土超孔压消散数值模拟[J].河海大学学报:自然科学版,2010,38(3):290-294.(GAO Zi-kun, HE Jun. Numerical simulation of dissipation of excess pore water pressure of squeezed soil among pile groups in enclosed fields of clump of piles[J]. Journal of Hohai University: Natural Sciences 2010 38(3):290-294.(in Chinese))
- [11] 唐世栋,何连生,傅纵.软土地基中单桩施工引起的超孔隙水压力[J].岩土力学,2002,23(6):725-729.(TANG Shi-dong, HE Lian-sheng, FU Zong. Excess pore water pressure caused by an installing pile in soft foundation[J]. Rock and Soil Mechanics 2002 23(6):725-729.(in Chinese))
- [12] KONRAD J M, ROY M. Bearing capacity of friction piles in marine clay[J]. Géotechnique, 1987 37(2):163-175.
- [13] ROY M, BLANCHET R, TAVENAS F, et al. Behavior of sensitive clay during pile driving[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1981, 18(2):67-85.
- [14] 叶观宝,汤竞,徐超,等.利用孔压静力触探试验估算沉桩过程中产生的超孔隙水压力[J].工程力学,2005,22(增刊1):194-198.(YE Guan-bao, TANG Jing, XU Chao, et al. Estimation of excess pore water pressure during pile installation by piezocone test[J]. Engineering Mechanics 2005 22(Sup 1):194-198.(in Chinese))
- [15] ROY M, TREMBLAY M, TAVENAS F, et al. Development of pore pressures in quasi-static penetration tests in sensitive clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1982, 19(1):124-138.
- [16] HENKEL D J. The relationships between the strength, pore-water pressure and volume change characteristics of saturated clays[J]. Géotechnique, 1959 9(3):119-135.
- [17] 曹权.基于孔压静力触探试验(SCPTu)研究软土中静压桩的承载力性状[D].南京:河海大学,2010.

Prediction of excess pore water pressure caused by installing piles in soft clay based on piezocone penetration tests

CAO Quan^{1 2 3}, SHI Jian-yong^{1 2}, LEI Guo-hui^{1 2}, AI Ying-bo^{1 2}, CHEN Hong³

(1. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

3. Shenzhen Municipal Design and Research Institute Co., Ltd., Shenzhen 518029, China)

Abstract: According to the penetration characteristics of piezocone probes and piles in soft clay, their penetration processes were simulated by means of the cavity expansion theory. An analytical expression for the excess pore water pressure induced by the penetration of the probes and piles was derived. Based on the solutions to the expression, a theoretical relation of the pore water pressure due to penetration between the probes and the piles was studied. A comparison among the results of piezocone penetration tests, the calculated results and the field measurements of pore water pressure around the piles indicates that the piezocone penetration tests are theoretically and practically feasible to predict the magnitude of the pore water pressure due to installing piles in soft clay.

Key words: cavity expansion theory; piezocone penetration test; jacked-in pile; excess pore water pressure; soft clay