

自钻式旁压试验中邻近腔壁土的应力路径分析

曹 权^{1,2}, 施建勇^{1,2}, 柴寿喜^{3,4}, 王 沛^{3,4}

(1. 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; 2. 河海大学 岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098;
3. 天津城市建设学院 土木工程系, 天津 300384; 4. 天津市软土特性与工程环境重点实验室, 天津 300384)

摘要: 采用剑桥自钻式旁压仪对邻近膨胀腔壁土的应力-应变进行研究。根据自钻式旁压试验的特点和腔室膨胀理论, 假设试验过程中土只发生小变形, 土为弹性-完全塑性材料。基于以上假设, 对试验过程的应力路径进行理论推导, 并与试验得到的应力路径对比分析, 结果表明: 两者在弹性阶段差异较大, 塑性阶段较为一致; 非线性和线性两种理论分析方法相比, 前者推导的应力路径理论曲线与试验确定的应力路径更为接近。此外, 根据试验确定的应力路径曲线, 可以分析土的应力变化, 判定土的应力历史, 推导土性参数。

关键词: 土力学; 应力路径; 自钻式旁压仪; 非线性分析; 线性分析

中图分类号: TU 44

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2009)01-0158-07

ANALYSIS OF STRESS PATHS IN CLAYS ADJACENT TO CAVITY WALL DURING SELF-BORING PRESSUREMETER TESTS

CAO Quan^{1,2}, SHI Jianyong^{1,2}, CHAI Shouxi^{3,4}, WANG Pei^{3,4}

(1. Key Laboratory for Geomechanics and Embankment Engineering of Ministry of Education, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China; 2. Institute of Geotechnical Research, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China; 3. Department of Civil Engineering, Tianjin Institute of Urban Construction, Tianjin 300384, China; 4. Tianjin Key Laboratory of Soft Soil Characteristics and Engineering Environment, Tianjin 300384, China)

Abstract: Cambridge self-boring pressuremeter(SBPM) is used in this test to study the stress and strain of the clay adjacent to the expanded cavity wall. Self-boring pressuremeter is a cylindrical device designed to apply uniform pressure to the wall of a borehole by means of a flexible membrane. Both pressure and deformation at the cavity expansion are under the assumptions that the probe is expanded in plain strain, undrained, axially symmetric about the pressuremeter and in elastic-perfectly plastic material. Based on the hypothesis, theoretical stress path is deduced; and comparison between the theoretical stress path and experimental one has been made. The results show that in the plastic phase, the theoretical stress path corresponds well with the experimental one, while in the elastic phase, the correspondence is less satisfactory. Comparison between the theoretical curves deduced by nonlinear and linear analysis with the experimental ones indicates that nonlinear analysis fits well with the actual behaviour of clay. Besides, according to the curve of stress path, variety of stress in the clay is analyzed; stress history of the clay is determined; and some parameters of the clay are deduced.

Key words: soil mechanics; stress path; self-boring pressuremeter(SBPM); nonlinear analysis; linear analysis

1 引言

众所周知, 应力路径对土性状有重大的影响,

土体在受力条件下, 其有效应力、孔隙水压力、强度和变形等特征均受应力路径支配。目前, 国内主要采用常规三轴试验、真三轴试验以及路径三轴试验^[1~3]等室内试验手段研究土的应力路径, 然而,

收稿日期: 2008-05-08; **修回日期:** 2008-10-09

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50878075); 天津市建设管理委员会科技计划项目(2006-26)

作者简介: 曹 权(1970-), 男, 1994年毕业于西安地质学院水文地质与工程地质专业, 现为博士研究生、高级工程师, 主要从事岩土原位测试方面的研究工作。E-mail: caoquanrang@126.com

室内试验的可靠性主要取决于试样的质量, 目前的技术还很难避免取样过程中引起的应力释放和土的结构性扰动等影响, 解决这一问题的关键是开展原位测试的研究。

受测试手段的制约, 国内采用原位测试进行土的应力路径研究鲜有报道, 国外这方面的研究也不多, 大多集中在旁压试验的应力分析上: V. Silvestric 和 R. Diab^[4]对旁压试验过程中膨胀探头周围土的应力分布规律和应力路径特征进行了分析; D. M. Wood 和 C. P. Wroth^[5]采用真三轴试验对旁压试验的应力路径进行对比研究, 证明旁压试验边界条件简化的可行性; V. Silvestri^[6]用自钻式旁压试验的应力路径解释了由自钻式旁压试验推导土的不排水抗剪强度比十字板剪切试验测得的结果偏高的原因。

自钻式旁压试验是 20 世纪 70 年代在英、法两国发展起来的一种原位测试方法, 经过 30 多年的发展, 其已成为国际岩土工程测试中最具影响的原位测试手段之一, 由于种种原因, 国内这方面的研究和应用很少。自钻式旁压仪是目前惟一一种能同时测量加荷过程中土的应力、应变以及孔隙水压力变化的原位测试方法, 由自钻式旁压试验确定的应力 - 应变曲线是唯一的, 与由室内不排水三轴试验得到的应力 - 应变曲线非常相似, 因此, 采用自钻式旁压试验进行土的应力路径分析是可行的, 也是对应力路径分析法的一种有益尝试。此外, 自钻式旁压试验采用了自钻技术, 大大降低了对试验对象的扰动, 而轴对称的加荷方式简化了试验边界条件, 加之其成果分析和应用是基于腔室膨胀理论, 故其试验成果更合理。根据自钻式旁压试验的特点和腔室膨胀理论, V. Silvestri^[7]认为自钻式旁压试验过程中土的变形很小, 国外许多学者^[8~14]也持相同观念, 并将试验过程中土体假定为弹性 - 完全塑性材料, 其研究表明, 在小应变下, 这种简化对试验结果影响很小。

本文采用剑桥自钻式旁压仪进行现场试验, 通过对试验结果的分析, 研究了试验过程中邻近膨胀腔壁土的应力分布和应力路径, 采用弹性 - 完全塑性土假设, 对旁压试验过程中应力路径进行了理论推导, 并将理论曲线和试验曲线进行了对比分析。

2 试验过程

2.1 试验仪器

试验采用英国 Cambridge Insitu 公司生产的剑桥 MKVIII d 三臂自钻式旁压仪, 该仪器对周围土体

施加的最大压力为 4 MPa, 探头能从初始的腔直径 83 mm 膨胀到直径 91 mm, 位移测量精度 1 μm , 最小加压单位 1 kPa, 最大设计钻进深度 100 m。

剑桥自钻式旁压仪由自钻探头(含测试系统)、数据采集系统和数据处理系统等组成。探头是系统的关键部位, 其内布置有 3 个触臂状电测传感器测定膜的径向位移, 2 只孔隙水压力传感器测定土中孔隙水压力变化, 一个压力传感器用来测定施加的总压力, 所有采集的测试数据通过多芯线缆传输到地面接收器上; 数据采集系统由电子箱、应变控制器、数据采集器等组成; 数据处理系统通过专门软件对采集的数据进行处理。图 1 给出了剑桥自钻式旁压仪系统示意图。

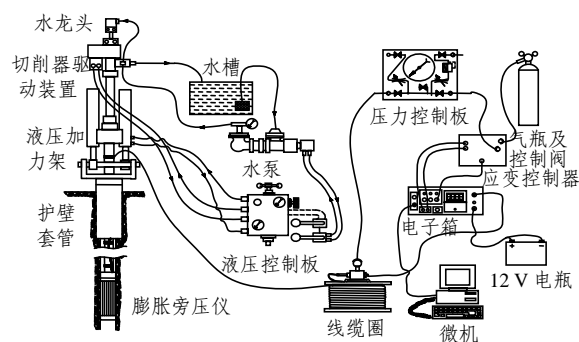


图 1 剑桥自钻式旁压仪系统示意图

Fig.1 Sketch of Cambridge self-boring pressuremeter system

自钻式旁压试验^[11]包括 4 个阶段: (1) 自钻至试验要求深度; (2) 对探头膨胀腔加压; (3) 进行加荷 - 卸荷循环, 形成回滞圈; (4) 完全卸荷。

2.2 试验地层描述

本次试验选在天津城建学院原位试验场, 试验段编号 B2T2, 埋深 5 m, 为第四系全新统陆相冲积层的粉质黏土, 灰色, 软塑状态, 具体力学参数见表 1。

表 1 试验段力学参数

Table 1 Mechanical parameters of test segment

固结快剪指标		压缩模量 E_s/MPa	标贯试验 $N/\text{击}$	承载力基本值 f_k/kPa
c/kPa	$\varphi(^{\circ})$			
14.4	28.4	5.6	6.6	120

2.3 测试过程

试验按下列步骤进行:

- (1) 探头自钻至试验要求深度后, 至少要静置

30 min, 使钻进过程中产生的超孔隙水压力恢复到稳定状态。

(2) 加荷初始阶段采用小增量的应力控制方式施加膨胀压力, 当压力超过土的屈服强度时, 改为应变控制方式加荷, 确保初始阶段和塑性变形阶段均能采集更多的试验数据。

(3) 加荷过程中应保持 1%/min 的应变, 由此可保证受荷的黏性土处于不排水压缩状态。

(4) 进行加卸荷循环时, 卸荷值应与被测试土的剪切强度相当, 理论分析表明这样可使加卸荷循环处于弹性变化范围内。

(5) 当径向应变达到 10% 时, 可完全卸荷。

(6) 当腔内压力降至 0 时, 试验即可终止。

本次试验在加压过程中进行了 4 次加卸荷循环, 图 2 给出了试验后得到的带有 4 个回滞圈的自钻式旁压试验曲线。

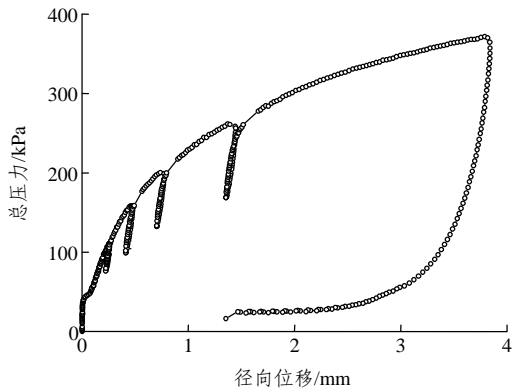


图 2 带有 4 个回滞圈的自钻式旁压试验曲线

Fig.2 Curve of self-boring pressuremeter test with four unload/reload cycles

3 邻近膨胀腔壁土的应力场分析

3.1 试验过程中土压力的确定

试验过程中旁压仪膨胀腔周围土压力和变形的关系见图 3。

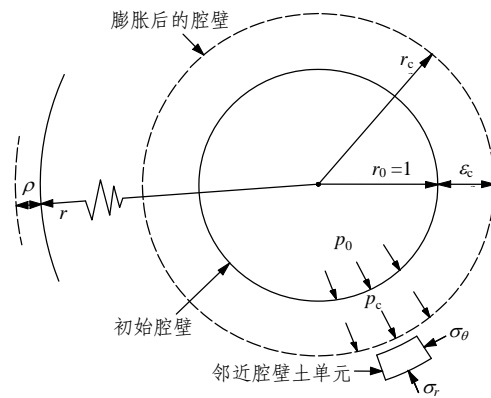
试验过程中邻近膨胀腔壁土的径向应力 σ_r 等于施加在腔壁上的压力 p_c (p_c 可由膨胀腔上的压力传感器测得), 即

$$\sigma_r = p_c \quad (1)$$

F. Baguelin^[12] 推导出旁压仪在膨胀的任意阶段邻近腔壁土的剪应力 τ 与腔应变 ε_c 的关系式:

$$\tau = \varepsilon_c (1 + \varepsilon_c) \left(1 + \frac{\varepsilon_c}{2} \right) \frac{dp_c}{d\varepsilon_c} \quad (2)$$

由图 3 中 $\varepsilon_c = (r_c - r_0)/r_0$ 可知, 当考虑为小应变时, $1 + \varepsilon_c \approx 1 + \varepsilon_c/2 = 1$, 则式(2)变为



ρ —微小径向位移; p_0 —原位水平压力; r —任意半径; ε_c —腔室壁径向位移; r_c —腔室半径; σ_θ —切向应力; r_0 —初始腔室半径; σ_r —径向应力; p_c —施加在腔壁上的压力; $\varepsilon_c = (r_c - r_0)/r_0$; $\Delta A/A = 1 - 1/(1 + \varepsilon_c)^2 = \gamma_c$ (邻近腔壁土剪应变)

图 3 与旁压仪相关的压力和变形

Fig.3 Pressures and deformations associated with pressuremeter

$$\tau = \varepsilon_c \frac{dp_c}{d\varepsilon_c} \quad (3)$$

由式(3)可知: 自钻式旁压试验过程中剪应力 τ 可由旁压试验曲线 $p_c - \varepsilon_c$ 直接推导出来。而 $\sigma_r - \sigma_\theta = 2\tau$, τ 由式(3)确定, σ_r 由式(1)确定, σ_θ 由下式确定:

$$\sigma_\theta = \sigma_r - 2\tau \quad (4)$$

将式(1)代入式(4)可得

$$\sigma_\theta = p_c - 2\tau \quad (5)$$

由于剑桥自钻式旁压仪能同时测量加荷过程中孔隙水压力值, 所以有效径向应力 σ'_r 和有效切向应力 σ'_θ 可分别由式(1)和(5)减去孔隙水压力 u 确定:

$$\sigma'_r = p_c - u \quad (6)$$

$$\sigma'_\theta = p_c - 2\tau - u \quad (7)$$

3.2 应力路径的试验确定

采用 s, t 和 s', t' 的二维坐标系来描述土的应力路径, 并作如下定义:

$$s = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} \quad (8)$$

$$t = \tau = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \quad (9)$$

$$s' = \frac{\sigma'_r + \sigma'_\theta}{2} \quad (10)$$

$$t' = \frac{\sigma'_r - \sigma'_\theta}{2} \quad (11)$$

将式(1), (5), (6)代入式(8)~(11), 可以得到试验确定的邻近膨胀腔壁土的应力路径, 即

$$s = p_c - \tau \quad (12)$$

$$t = \tau \quad (13)$$

$$s' = p_c - \tau - u \quad (14)$$

$$t' = \tau \quad (15)$$

3.3 试验过程中土应力的理论推导

自钻式旁压试验过程中, 邻近膨胀腔壁土先发生弹性变形, 随着变形的发展, 达到最大剪应力后, 土体进入塑性变形阶段, 在整个加荷过程中, 土体满足平面应力平衡方程:

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} + (\sigma_r - \sigma_\theta) = 0 \quad (16)$$

假定土为弹性 - 完全塑性材料, 下面按土的弹性变形阶段和塑性变形阶段分别对旁压试验过程中应力 - 应变关系进行理论推导:

(1) 弹性变形阶段土的应力

将 $\sigma_r - \sigma_\theta = 2\tau$ 代入式(16)可得

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} + 2\tau = 0 \quad (17)$$

试验研究表明, 旁压试验土的弹性变形为小应变, 对这个阶段土的应力 - 应变关系有两种描述方法: 一种是 R. E. Gibson 和 W. F. Anderson^[13] 提出的线弹性分析方法, 认为土的应力 - 应变关系呈简单的线性; 另一种是 M. D. Bolton 和 R. W. Whittle^[14] 提出的非线性分析方法, 认为土的变形呈非线性, 并用如下幂律函数形式描述:

$$\tau = \alpha\gamma^\beta \quad (18)$$

式中: α 为刚度常数; γ 为剪应变; β 为弹性指数, 当 $\beta=1$ 时表示为线弹性。由于 M. D. Bolton 和 R. W. Whittle^[14] 的非线性分析法中包含了线性关系这种特例, 所以下面的理论推导将采纳这种描述。将式(18)代入式(17)可得

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} + 2\alpha\gamma^\beta = 0 \quad (19)$$

由于剑桥自钻式旁压仪圆柱形膨胀腔长径比大于 6, 研究表明, 此时的加荷过程可看成平面应变过程, 而试验对象黏性土渗透系数很小, 在快速加荷过程中当作不排水过程, 故由图 3 可知:

$$\Delta A / A = \gamma \quad (20)$$

式中: ΔA 为膨胀腔截面面积变化量, A 为膨胀腔初始截面积。将式(20)代入式(19)可得

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + 2\alpha \left/ \left[r \left(\frac{\Delta A}{\pi r^2} \right)^\beta \right] \right. = 0 \quad (21)$$

而 $(1/r)(1/r^2)^\beta = r^{-(2\beta+1)}$, 整理式(21)可得

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + 2\alpha \left(\frac{\Delta A}{\pi} \right)^\beta r^{-(2\beta+1)} = 0 \quad (22)$$

在旁压试验过程中, 当 $r \rightarrow \infty$ 时, $p_c = p_0$, 设任意膨胀到 r_c 时压力为 p_c , r_c , p_c 均可测得, 对式(22)积分:

$$[\sigma_r]_{p_0}^{p_c} = -2\alpha \left(\frac{\Delta A}{\pi} \right)^\beta \int_{\infty}^{r_c} r^{-(2\beta+1)} dr \quad (23)$$

整理可得

$$p_c - p_0 = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{\Delta A}{A} \right)^\beta \quad (24)$$

将式(18)代入式(23), 移项可得

$$p_c = p_0 + \frac{\tau}{\beta} \quad (25)$$

(2) 塑性变形阶段土的应力

当土中剪应力达到最大值 τ_m 时, 土体进入塑性变形阶段, 根据 Tresca 破坏准则有

$$\sigma_r - \sigma_\theta = 2\tau_m = 2c_u \quad (26)$$

式中: c_u 为土的不排水抗剪强度。将式(26)代入式(16), 移项可得

$$d\sigma_r = -2c_u dr/r \quad (27)$$

由式(25)可知, 在弹性变形与塑性变形交界点的压力 $p_c = p_0 + c_u / \beta$ 。对式(27)在塑性区间积分:

$$\int_{p_c}^{p_0+c_u/\beta} d\sigma_r = -2c_u \int_{r_c}^{r_y} dr/r \quad (28)$$

式中: r_y 为弹塑性变形交界点膨胀腔半径。由于 $r_c > r_y$, 对式(28)积分可得

$$p_c = p_0 + c_u \left[\frac{1}{\beta} + \ln \left(\frac{r_y^2}{r_c^2} \right) \right] \quad (29)$$

根据 R. E. Gibson 和 W. F. Anderson^[13] 的研究成果: $r_y^2 / r_c^2 = \gamma_y / \gamma_c$, 将其代入式(29)可得

$$p_c = p_0 + c_u (1/\beta - \ln \gamma_y + \ln \gamma_c) \quad (30)$$

式中: γ_y 为弹塑性变形交界点剪应变。当膨胀腔无限扩大时, $\Delta A \approx A$, 将式(20)代入式(30)可得

$$p_{\text{Limit}} = p_0 + c_u \left(\frac{1}{\beta} - \ln \gamma_y \right) \quad (31)$$

式中: p_{Limit} 为土的极限水平压力。将式(31)代入式(30)可得

$$p_c = p_{\text{Limit}} + c_u \ln \gamma_c \quad (32)$$

3.4 试验过程中土的应力路径理论推导

(1) 非线性分析法的应力路径推导

① 弹性阶段

非线性分析法认为，土在弹性变形阶段应力 - 应变关系符合式(18)的幂律函数形式，其中弹性指数 $\beta < 1$ ， β 和刚度指数 α 可由旁压试验确定。由于邻近膨胀腔壁土单元受到的径向应力 σ_r 等于腔室的膨胀压力 p_c ，故由式(25)可得

$$\sigma_r = p_0 + \tau/\beta \tag{33}$$

将式(18)代入式(33)可得

$$\sigma_r = p_0 + \left(\frac{\alpha}{\beta}\right)\gamma_c^\beta \tag{34}$$

这里， p_0 ， α ， β ， γ_c 均可由旁压试验确定。由 $\sigma_r - \sigma_\theta = 2\tau = 2\alpha\gamma_c^\beta$ 可得

$$\sigma_\theta = \sigma_r - 2\alpha\gamma_c^\beta \tag{35}$$

将式(34)代入式(35)可得

$$\sigma_\theta = p_0 - \alpha\left(2 - \frac{1}{\beta}\right)\gamma_c^\beta \tag{36}$$

将式(35)，(36)代入式(8)，(9)可确定弹性阶段应力路径：

$$s = p_0 + \alpha\left(\frac{1}{\beta} - 1\right)\gamma_c^\beta \tag{37}$$

$$t = \alpha\gamma_c^\beta \tag{38}$$

② 塑性阶段

土体进入塑性阶段后，由式(30)推导 σ_r ：

$$\sigma_r = p_c = p_0 + c_u\left(\frac{1}{\beta} - \ln\gamma_y + \ln\gamma_c\right) \tag{39}$$

由式(26)可得

$$\sigma_\theta = \sigma_r - 2c_u \tag{40}$$

将式(39)代入式(40)可得

$$\sigma_\theta = p_0 + c_u\left(\frac{1}{\beta} - \ln\gamma_y + \ln\gamma_c - 2\right) \tag{41}$$

将式(39)，(41)代入式(8)，(9)可确定塑性阶段应力路径：

$$s = p_0 + c_u\left(\frac{1}{\beta} - \ln\gamma_y + \ln\gamma_c - 1\right) \tag{42}$$

$$t = c_u \tag{43}$$

(2) 线性分析法的应力路径推导

线性分析法是非线性分析法一个特例，即 $\beta = 1$ 。

① 弹性阶段

将 $\beta = 1$ 代入式(37)，(38)可得弹性阶段应力路径：

$$s = p_0 \tag{44}$$

$$t = \alpha\gamma_c^\beta = \tau \tag{45}$$

② 塑性阶段

将 $\beta = 1$ 代入式(42)，(43)可得塑性阶段应力路径：

$$s = p_0 + c_u \ln\left(\frac{\gamma_c}{\gamma_y}\right) \tag{46}$$

$$t = c_u \tag{47}$$

4 试验成果分析

4.1 试验参数的确定

自钻式旁压试验可直接测得作用在邻近膨胀腔壁的 p_c ， ε_c 和孔隙水压力 u ，土的剪应力 τ 由式(3)从旁压试验曲线推导。 α ， β 可根据 M. D. Bolton 和 R. W. Whittle^[14]的非线性分析法从旁压加荷过程中加卸荷回滞圈的数据中确定(见图 4)。

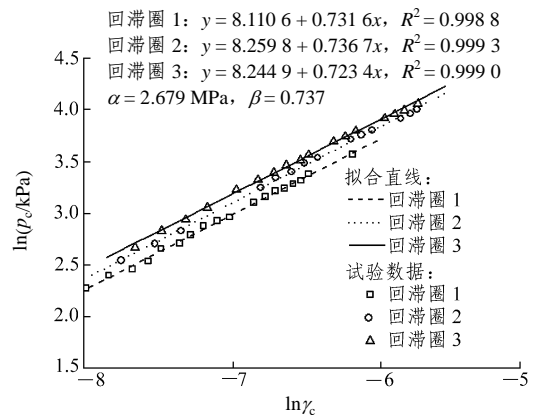


图 4 从加卸荷回滞圈推导 α ， β
Fig.4 Deriving α and β from unload/reload cycles

将图 2 中的试验数据整理到腔压力和剪应变的半对数坐标系中，得到图 5，观察发现，图中有一明显直线段，由式(32)可知，该直线的斜率和截距分别代表土的不排水抗剪强度 c_u 和极限水平压力 p_{Limit} 。这样就可以从试验曲线确定了如下参数： $\alpha = 2.679$ MPa， $\beta = 0.73$ ， $c_u = 80$ kPa， $p_{Limit} = 574$ kPa。

4.2 应力路径的试验曲线分析

结合旁压试验资料，由式(4)~(7)得到邻近膨胀腔壁土以径向应力和切向应力为轴的应力路径(见

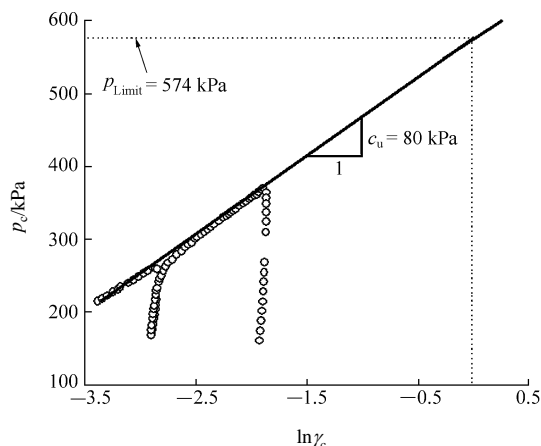


图 5 推导不排水抗剪强度和极限压力

Fig.5 Deriving the undrained shear strength and limit pressure

图 6)以及加荷过程中径向应力和切向应力与腔应变的关系曲线(见图 7)。

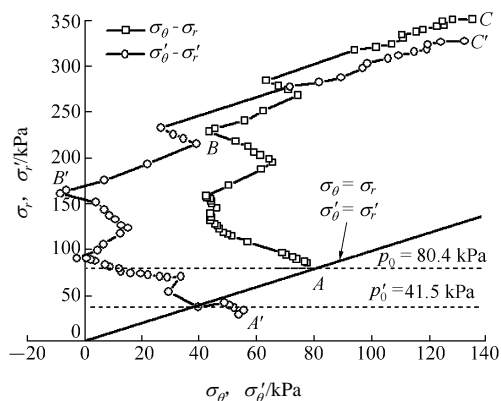


图 6 以径向应力和切向应力为轴的总(有效)应力路径

Fig.6 Total and effective stress paths taking radial and tangential stresses as coordinate axes

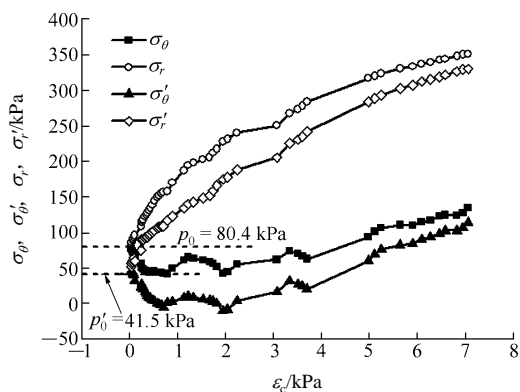


图 7 径向应力和切向应力与腔应变关系

Fig.7 Relationships between radial and tangential stresses and strain adjacent to the cavity

由图 6, 7 可知: 在加荷初期 AB, A'B'段 σ_θ , σ'_θ 在下降, σ'_θ 部分进入张拉区, 过了峰值点 B,

B'之后, σ_θ , σ'_θ 和 σ_r , σ'_r 同时快速增加, 说明土体进入塑性区, 发生更大的变形。在自钻式旁压试验开始加荷的瞬间, 作用在膨胀腔上的土压力就等于土的原位水平压力 p_0 , 此时邻近膨胀腔壁土单元没有移动, 剪应力 $\tau = 0$, 由 $\sigma_r - \sigma_\theta = 2\tau$ 可知, 此时 $\sigma_r = \sigma_\theta$, 同理有 $\sigma'_r = \sigma'_\theta$, 由此可反求 p_0 , 从图 7 中得到的 $p_0 = 80.4$ kPa, $p'_0 = 41.5$ kPa, 与图 2 中用观察法得到的 $p_0 = 80$ kPa 相当; 试验开始瞬间测得土的稳定孔隙水压力 35.4 kPa, 由 $p_0 = p'_0 + u = 76.9$ kPa, 比 $p_0 = 80.4$ kPa 小了 3.5 kPa。

将旁压试验测得的 p_c , u 和推导所得的 τ 代入式(12)~(15)可以得到以 s , s' 和 t , t' 为坐标轴的总(有效)应力路径试验测得曲线(见图 8)。

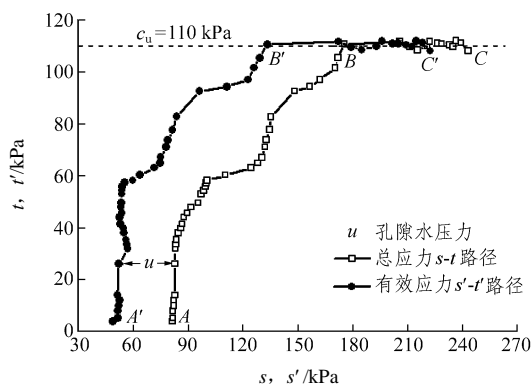


图 8 总(有效)应力路径试验曲线

Fig.8 Total and effective stress paths based on test

由图 8 可知: 在加荷初期 AB, A'B'段, 平均应力和剪应力都在增加, 孔隙水压力变化幅度较大; 达到峰值点 B, B'之后, 随着平均应力的增长, 剪应力变化很小, 基本维持在 $t = 110$ kPa 左右, 可推测 $c_u = 110$ kPa, 孔隙水压力变化很小, 说明 BC, B'C'段土体发生一定程度的剪切破坏, 孔隙水发生了消散。有效应力路径位于总应力路径左侧, 说明试验过程中产生了正的孔隙水压力, 试验对象为正常固结土。

4.3 应力路径的试验曲线和理论推导曲线比较

将旁压试验确定的 p_0 , α , β 代入式(37), (38), (42), (43)和式(44)~(47)可以得到应力路径的非线性分析和线性分析的理论推导曲线。将应力路径的试验曲线和理论推导曲线反映到同一 s , t 坐标系中, 得到图 9。从图 9 可以看出: 线性分析的理论推导曲线弹性阶段是 $s = p_0$ 的垂直线, 达到剪切峰值 c_u 后进入塑性变形阶段, 此时突变成 $t = c_u$ 的水平线; 非线性分析的理论推导曲线弹性阶段是一个曲线, s , t 同时增加, 达到剪切峰值 c_u 后的变化与线性分

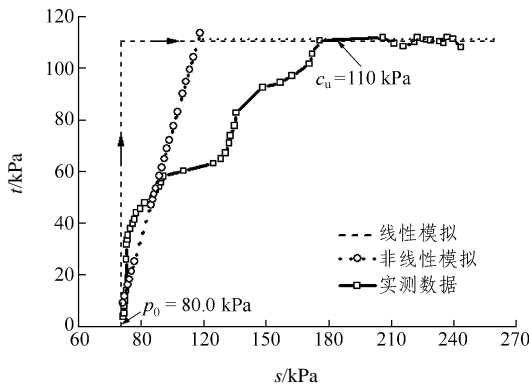


图9 应力路径的试验曲线和理论曲线比较

Fig.9 Comparison of stress paths between testing and theoretic curves

析相同,可见2条理论曲线的差异集中在弹性阶段。理论曲线和与试验曲线相比,两者在弹性阶段差异较大,在塑性阶段渐趋一致。比较而言,非线性分析的理论推导曲线更符合试验曲线,说明土并非假定的理想的弹性-完全塑性材料,它在弹性阶段发生了非线性变化,用非线性分析法分析土在加荷过程中的变化更符合土的实际状况。这些分析结果与A. C. Palmer等^[15, 16]的研究成果是一致的。

5 结论

(1) 目前国内应力路径的研究限于室内三轴试验,开展原位测试下应力路径研究是认识现场土体变化规律的一种有益尝试。

(2) 利用自钻式旁压试验的成果研究邻近膨胀腔壁土的应力路径,可以清晰了解加荷过程中径向应力、切向应力和孔隙水压力等的变化,初步判定土的应力历史。

(3) 由原位测试下应力路径可推测出土的原位水平压力、不排水抗剪强度等参数,与其他分析方法得到的结果较为一致,为解译自钻式旁压试验提供了一种新途径。

(4) 自钻式旁压试验应力路径的理论推导曲线与试验曲线在弹性阶段有所差异,塑性阶段趋于一致。比较而言,2种理论推导曲线中非线性分析结果更接近试验值,说明土的弹性变形是非线性的。

参考文献(References):

[1] 刘恩龙,沈珠江. 不同应力路径下结构性土的力学性质[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(10): 2 058 - 2 064.(LIU Enlong, SHEN Zhujiang. Mechanical behavior of structured soils under different

stress paths[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(10): 2 058 - 2 064.(in Chinese))

[2] 杨雪强,朱志政,韩高升,等. 不同应力路径下土体的变形特性与破坏特征[J]. 岩土力学, 2006, 27(12): 2 181 - 2 185.(YANG Xueqing, ZHU Zhizheng, HAN Gaosheng, et al. Deformation and failure characteristics of soil mass under different stress paths[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(12): 2 181 - 2 185.(in Chinese))

[3] 施建勇,雷国辉,艾英钵,等. 土压力变化规律的应力路径三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(11): 1 700 - 1 704.(SHI Jianyong, LEI Guohui, AI Yingbo, et al. Stress path controlled triaxial experimental study of lateral earth pressure behaviour[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(11): 1 700 - 1 704.(in Chinese))

[4] SILVERSTRIC V, DIAB R. Stress distributions and paths in clays during pressuremeter tests[J]. Canadian Geotechnique Journal, 2001, 38(3): 542 - 552.

[5] WOOD D M, WROTH C P. Some laboratory experiments related to the results of pressuremeter tests[J]. Geotechnique, 1977, 27(2): 181 - 201.

[6] SILVESTRI V. Assessment of self-boring pressuremeter tests in sensitive clay[J]. Canadian Geotechnique Journal, 2003, 40(2): 362 - 387.

[7] SILVESTRI V. Strain-rate effects in self-boring pressuremeter tests in clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2006, 43(9): 915 - 927.

[8] ARULRAJAH A, NIKRAZ H, BO M W. In-situ testing of Singapore marine clay at Changi[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2005, 23: 111 - 130.

[9] SCHNAID F, ORTIGAO J A R, MANTARAS F M, et al. Analysis of self-boring pressuremeter(SBPM) and Marchetti dilatometer(DMT) tests in granite saprolites[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, 37(4): 796 - 810.

[10] YU H S. Cavity expansion methods in geomechanics[M]. London: Kluwer Academic Publishers, 2000.

[11] JEFFERIES M G. Determination of horizontal geostatic stress in clay with self-bored pressuremeter[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1988, 25(3): 559 - 573.

[12] BAGUELIN F. 旁压仪和基础工程学[M]. 卢世深译. 北京: 人民交通出版社, 1984.(BAGUELIN F. The pressuremeter and foundation engineering[M]. Translated by LU Shishen. Beijing: China Communications Press, 1984.(in Chinese))

[13] GIBSON R E, ANDERSON W F. In-situ measurement of soil properties with the pressuremeter[J]. Civil Engineering and Public Works Review, 1961, 56: 615 - 618.

[14] BOLTON M D, WHITTLE R W. A nonlinear elastic/perfectly plastic analysis for plane strain undrained expansion tests[J]. Geotechnique, 1999, 49(1): 131 - 141.

[15] PALMER A C. Undrained plane strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simply interpretation of the pressuremeter test[J]. Geotechnique, 1972, 22(3): 451 - 457.

[16] JARDINE R J. Nonlinear stiffness parameters from undrained pressuremeter tests[J]. Canadian Geotechnique Journal, 1992, 29(2): 436 - 447.